



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI STRUKTUR DAN PENJADWALAN
GEDUNG RSGM NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION MODELING (BIM)**

MAHENDRA PERDANA SOPAHELWAKAN
NRP. 3114100087

Dosen Pembimbing I
Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II
Cahyono Bintang Nurcahyo, S.T., M.T.

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



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI STRUKTUR DAN PENJADWALAN
GEDUNG RSGM NALA HUSADA DENGAN *BUILDING
INFORMATION MODELING (BIM)***

MAHENDRA PERDANA SOPAHELUWAKAN
NRP. 3114100087

Dosen Pembimbing I
Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II
Cahyono Bintang Nurcahyo, S.T., M.T.

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

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**STRUCTURE MODIFICATION AND SCHEDULING OF
RSGM NALA HUSADA USING *BUILDING
INFORMATION MODELING (BIM)***

MAHENDRA PERDANA SOPAHELWAKAN
NRP. 3114100087

Academic Supervisor I
Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.

Academic Supervisor II
Cahyono Bintang Nurcahyo, S.T., M.T.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering, Environmental and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2018

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

**MODIFIKASI STRUKTUR DAN PENJADWALAN GEDUNG
RSGM NALA HUSADA DENGAN *BUILDING INFORMATION
MODELING (BIM)***

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, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

MAHENDRA PERDANA SOPAHELWAKAN

NRP. 3114100087

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
2. Cahyono Bintang Nurcahyo, S.T., M.T.



.....
.....

**SURABAYA
JULI, 2018**

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

MODIFIKASI STRUKTUR DAN PENJADWALAN GEDUNG RSGM NALA HUSADA DENGAN BUILDING INFORMATION MODELLING (BIM)

Nama Mahasiswa : Mahendra Perdana Sopaheluwakan
NRP : 3114100087
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing :

1. Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
2. Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.

Abstrak

Rumah sakit adalah institusi pelayanan kesehatan yang diharuskan memiliki struktur dengan mutu serta kualitas yang tinggi. Sistem beton pracetak memiliki berbagai kelebihan dalam pelaksanaan dan kualitas dibandingkan dengan beton cor di tempat yaitu, pembuatan beton pracetak lebih mudah dikontrol sehingga kualitas material yang lebih baik, dan kekuatan yang lebih tinggi. Pemanfaatan metode pracetak dimaksudkan untuk menjamin mutu, kecepatan serta kekuatannya. Pemanfaatan BIM atau Building Information Modelling telah berhasil digunakan untuk membantu pelaksanaan proyek dengan menghasilkan gambar struktural dan penjadwalan.

Penelitian ini melakukan modifikasi ulang terhadap struktur Gedung RSGM Nala Husada Surabaya dengan menggunakan metode beton pracetak pada elemen balok, pelat, kolom, tangga dan balok lift serta menambah jumlah lantai menjadi 10 lantai dan 1 basement. Sistem struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen khusus. Dalam perencanaan elemen pracetak meliputi metode pekerjaan, penjadwalan serta penggambaran struktural yang dihasilkan melalui program bantu berbasis BIM.

Hasil dari modifikasi struktur gedung RSGM Nala Husada ini meliputi ukuran balok induk 25/55 dan 35/55, ukuran balok anak 25/35 dan 30/40, dan 2 macam ukuran kolom yaitu lantai 1-8 60x60 cm, lantai 9-atap 40x40 cm, ukuran tebal pelat pracetak 12 cm, ukuran tebal tangga 12 cm, dan ukuran balok lift 30/40. Jenis sambungan yang digunakan adalah sambungan basah, meliputi sambungan penyaluran tulangan untuk sambungan balok-kolom yang menggunakan konsol pendek, sambungan mekanikal splice sleeve pada kolom-kolom, sambungan mekanikal position coupler pada balok induk-balok anak, serta sambungan penyaluran tulangan untuk sambungan pelat dengan balok dan tangga dengan balok. Perencanaan bangunan bawah menggunakan dinding penahan dengan tipe cantilever wall dan pondasi menggunakan tiang pancang beton diameter 50 cm dengan kedalaman 14,75 meter dan dimensi Sloof 40/40 cm. Hasil penjadwalan didapatkan durasi selama 170 hari kerja.

Kata Kunci: Beton Pracetak, Sambungan Basah, Sambungan Mekanikal, BIM

STRUCTURE MODIFICATION AND SCHEDULING OF RSGM NALA HUSADA USING *BUILDING INFORMATION MODELING (BIM)*

Student Name : Mahendra Perdana Sopaheluwakan
NRP : 3114100087
Department : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Supervisor :

1. Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
2. Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.

Abstract

Hospital is a health service institution hence must have high quality structure. Precast concrete elements have many advantages in execution and quality compared to cast in place concrete. Precast concrete manufacture is easier to control material quality, also produce higher strength concrete. Utilization of precast method is in order to guarantee the quality, construction time and concrete strength. Application of BIM or Building Information Modeling has been successfully used to assist project execution by generating structural images and scheduling.

The RSGM Nala Husada Surabaya building structure is modified by using precast concrete method on beam, plate, column, ladder, elevator beam and increasing the number of floors to 10 floors and 1 basement. The structural system used is special moment-resisting frame. In precast element planning includes construction methods, scheduling and structural drawing generated through BIM-based auxiliary programs.

The results of this modification on structural building of RSGM Nala Husada includes primary beam 25/55 and 35/55, secondary beam 25/35 and 25/40, and 2 kinds of column sizes 1-8 floor, 60x60 cm, 9th-roof floor 40x40 cm, precast plates thickness 12 cm, 12 cm thick staircase, and 30/40 elevator beam size. The connection types used are wet connections, including development

of reinforcement connections for beam-column connections using short consoles, splice sleeve mechanical joints on columns, mechanical position coupler joints on primary beam-secondary beams, and development of reinforcement connections for plate connections with beams and ladders with beams. Basement and foundations building planning is using retaining wall with cantilever wall type and thw foundation is using a 50 cm diameter concrete piles with a depth of 14.75 meters and dimensions of sloof 40/40 cm. Result of schedulins development by BIM is 170 working days.

Keyword : Precast Concrete, Wet Connection, Mechanical Connection, BIM

KATA PENGANTAR

Puji syukur bagi Tuhan Yesus Kristus atas petunjuk dan penyertaan-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir “Modifikasi Struktur dan Penjadwalan Gedung RSGM Nala Husada dengan *Building Information Modelling (BIM)*”.

Dalam menyelesaikan tugas akhir ini, penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada:

1. Orang tua dan keluarga saya yang selalu memberikan dukungan moril maupun materil sekaligus menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Bapak Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu sabar dalam memberikan masukan dan wawasan.
3. Bapak Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT. selaku dosen wali sekaligus dosen pembimbing yang telah membantu penulis dari awal perkuliahan hingga penyusunan tugas akhir.
4. Salwa Nisrina Triwahyuni S.AB yang telah memberikan support dan membantu menyelesaikan tugas akhir ini.
5. Rekan – rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu penyusunan tugas akhir ini.

Diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat baik bagi penulis sendiri maupun umum.

Surabaya, Juli 2018

(Penulis)

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	I
TITLE PAGE	III
LEMBAR PENGESAHAN.....	V
ABSTRAK	VII
ABSTRACT	IX
KATA PENGANTAR.....	XI
DAFTAR ISI.....	XIII
DAFTAR GAMBAR	XXIII
DAFTAR TABEL	XXVII
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	3
1.2.1 Masalah Utama.....	3
1.2.2 Detail Masalah	3
1.3 Tujuan Perancangan	4
1.3.1 Tujuan Utama.....	4
1.3.2 Tujuan Detail.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	5
1.5 Manfaat.....	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Beton Pracetak.....	7
2.3 Sistem Struktur Gedung	8
2.4 Elemen-Elemen Pracetak.....	8
2.4.1 Pelat.....	8

2.4.2 Balok Pracetak	10
2.4.3 Kolom Pracetak	12
2.5 Dinding Geser (<i>Shearwall</i>)	13
2.6 Jenis-Jenis Sambungan Beton Pracetak	15
2.7 Pengangkatan dan Pemasangan Beton Pracetak	19
2.8 Pengangkatan Pelat Pracetak	19
2.8.1 Pengangkatan Balok Pracetak	22
2.8.2 Pengangkatan Kolom Pracetak	23
2.9 Struktur Plane Truss	24
2.10 BIM (Building Information Modelling)	25
2.11 Penjadwalan (<i>Scheduling</i>)	26
2.11.1 Volume Pekerjaan	27
2.11.2 Time Schedule	27
BAB III METODOLOGI	31
3.1 Umum	31
3.2 Bagan Alur Perancangan	31
3.3 Pencarian dan Pengumpulan Data serta Literatur	33
3.4 Pemilihan Kriteria Desain	35
3.5 Preliminary Design Elemen Pracetak Bangunan Atas	35
3.5.1 Pengaturan Denah	35
3.5.2 Penentuan Dimensi Elemen Struktur	36
3.5.2.1 Dimensi Pelat	36
3.5.2.2 Dimensi Balok Induk	37
3.5.2.3 Dimensi Kolom	38
3.6 Perancangan Struktur Sekunder	39
3.6.1 Perancangan Balok Anak	39
3.6.2 Perancangan Tangga	39
3.6.3 Perancangan Lift	40
3.6.4 Perancangan Struktur Atap	40
3.7 Pembebanan dan Pemodelan Struktur	42
3.7.1 Kombinasi Pembebanan	47
3.7.2 Pemodelan Struktur	47

3.8 Kontrol Pemodelan Struktur.....	48
3.8.1 Kontrol Partisipasi Massa	48
3.8.2 Kontrol Periode Fundamental Struktur	48
3.8.3 Kontrol Skala Gaya Dinamis.....	49
3.8.4 Kontrol Drift (Defleksi Bangunan)	50
3.9 Metode Pelaksanaan	51
3.9.1 Sistem Struktur.....	52
3.9.1.1 Struktur Rangka dengan Sambungan Antar Kolom di Setiap Lantai	52
3.9.2 Metode Erection	53
3.9.2.1 Metode Horizontal	53
3.9.3 Pengangkatan dan Peralatan Erection	54
3.9.3.1 Pengangkatan Elemen Pracetak	54
3.9.3.2 Peralatan Erection.....	54
3.9.4 Transportasi Elemen Beton Pracetak	54
3.9.5 Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak	55
3.9.5.1 Pemasangan Sambungan Elemen Kolom Pracetak	55
3.9.5.2 Pemasangan Sambungan Kolom - Balok.....	55
3.9.5.3 Pemasangan Sambungan Balok Induk-Balok Anak	57
3.9.5.4 Pemasangan Sambungan Balok Induk - Pelat	57
3.10 Penulangan Elemen Pracetak.....	58
3.10.1 Perancangan Tulangan Balok.....	58
3.10.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok.....	59
3.10.1.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok	60
3.10.1.3 Kontrol Torsi.....	61
3.10.1.4 Titik Angkat Pada Balok Pracetak	62
3.10.2 Perancangan Tulangan Kolom	62
3.10.2.1 Persyaratan “Strong Column Weak Beams”	62
3.10.2.2 Titik Pengangkatan Pada Kolom Pracetak.	63

3.10.3 Perancangan Tulangan Pelat	64
3.10.3.1 Perhitungan Tulangan Lentur	64
3.10.3.2 Perhitungan Tulangan Susut	65
3.10.3.3 Perhitungan Tulangan Geser.....	65
3.10.3.4 Perhitungan Kontrol Retak Tulangan	65
3.10.3.5 Titik Angkat Pelat Pracetak	66
3.11 Penulangan Elemen Non Pracetak.....	70
3.11.1 Perancangan Tulangan Dinding Geser.....	70
3.11.1.1 Kuat Aksial Rencana	70
3.11.1.2 Pemeriksaan Tebal Dinding.....	70
3.11.1.3 Kuat Geser Beton.....	70
3.11.1.4 Keperluan Penulangan Geser	71
3.11.1.5 Penulangan Geser Horizontal	71
3.11.1.6 Penulangan Geser Vertikal	71
3.12 Perancangan Sambungan.....	71
3.12.1 Detail Penulangan Sambungan	71
3.12.1.1 Geser Horizontal.....	71
3.12.1.2 Penyaluran Tulangan Dalam Tarik.....	72
3.12.1.3 Penyaluran Tulangan Berkaitan Dalam Tarik	73
3.12.1.4 Sambungan Tulangan Mekanis.....	74
3.13 Perancangan <i>Basement</i>	75
3.14 Perancangan Pondasi.....	75
3.14.1 Daya Dukung Tiang vertikal.....	76
3.14.2 Kebutuhan Tiang Pancang	76
3.14.3 Kontrol Geser Ponds Pada Poer	77
3.15 Permodelan Tekla Structures.....	78
3.15.1 Langkah – Langkah Permodelan.....	78
3.15.2 Hasil Output Tekla Structures	81
BAB IV PRELIMINARY DESIGN.....	83
4.1 Umum.....	83
4.2 Data Perencanaan	83

4.3 Perencanaan Dimensi Balok.....	84
4.3.1 Perencanan Dimensi Balok Induk.....	84
4.3.2 Perencanaan Dimensi Balok Anak.....	86
4.4 Perencanaan Tebal Pelat.....	88
4.5 Perencanaan Dimensi Kolom	89
4.6 Perencanaan Rangka Atap.....	94
4.6.1 Data Perencanaan	94
4.6.2 Perencanaan Profil Baja Struktur Atap	95
4.6.3 Perencanaan Busur Utama	95
4.6.4 Perencanaan Brasing Rangka Horizontal	96
4.6.5 Perencanaan Dimensi Gording.....	97
4.6.6 Perencanaan Batang Busur Utama (BU).....	108
4.6.6.1 Pembebanan Busur Utama.....	108
4.6.6.2 Kontrol Batang Struktur Atap Baja (BU) ..	111
4.6.7 Perencanaan Batang Bresing Horizontal (BH)..	116
4.6.7.1 Pembebanan Batang Bresing Horizontal ...	116
4.6.7.2 Kontrol Batang Bresing Horizontal	117
4.6.8 Perencanaan Sambungan Atap.....	120
4.6.8.1 Macam – macam sambungan.....	120
4.6.8.2 Perhitungan Sambungan Las	120
4.6.8.3 Perhitungan Sambungan Baut.....	123
4.6.8.4 Perencanaan Tumpuan.....	128
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....	135
5.1 Perencanaan Pelat Pracetak	135
5.1.1 Pembebanan	135
5.1.2 Perhitungan Tulangan Pelat	137
5.1.3 Kontrol Lendutan	149
5.1.4 Kontrol Penampang Pengangkatan Pracetak.....	150
5.1.5 Perhitungan Tulangan untuk Kait Angkat.....	151
5.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak.....	153
5.2.1 Dimensi Awal.....	153
5.2.2 Pembebanan Balok Anak	154

5.2.3 Perhitungan Momen dan Gaya Geser.....	156
5.2.4 Perhitungan Tulangan Lentur dan Geser Balok Anak	158
5.2.5 Pengangkatan Balok Anak	163
5.2.6 Perhitungan Tulangan untuk Kait Angkat.....	165
5.3 Perencanaan Balok Lift	167
5.3.1 Perencanaan Dimensi Balok Lift.....	168
5.3.2 Pembebanan Lift	169
5.3.3 Balok Penggantung Lift 30/40	169
5.3.4 Pengangkatan Balok Lift.....	172
5.3.5 Perhitungan Tulangan untuk Kait Angkat.....	173
5.4 Perencanaan Tangga	175
5.4.1 Data Perencanaan Tangga	176
5.4.2 Perhitungan Analisa Struktur Tangga	178
5.4.3 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes	181
5.4.4 Kontrol Penampang Pengangkatan Tangga	185
5.4.5 Perhitungan Tulangan untuk Kait Angkat.....	187
BAB VI PERMODELAN STRUKTUR	189
6.1 Umum.....	189
6.2 Data-Data Perencanaan	189
6.3 Perhitungan Berat Struktur	190
6.4 Kombinasi Pembebanan	190
6.5 Analisa Beban Gempa	191
6.5.1 Percepatan Respon Spektrum.....	191
6.5.2 Parameter Percepatan Respons Spektral	194
6.5.3 Pembebanan Gempa Dinamis	196
6.6 Kontrol Desain.....	197
6.6.1 Beban Gravitasi.....	198
6.6.2 Periode Waktu Getar Alami Fundamental (T) ..	202
6.6.3 Koefisien Respons Seismik (Cs).....	203
6.6.4 Kontrol Partisipasi Massa	206

6.6.5 Kontrol Batas Simpangan antar Lantai (<i>Drift</i>)..	206
BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER.....	209
7.1 Umum.....	209
7.2 Balok Induk	209
7.2.1 Perhitungan Tulangan Balok Sesudah Komposit	210
7.2.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur	211
7.2.1.2 Penulangan Geser Balok	216
7.2.1.3 Penulangan Torsi	219
7.2.1.4 Kontrol Lendutan.....	222
7.2.1.5 Kontrol Retak.....	223
7.2.2 Perhitungan Tulangan Balok Sebelum Overtopping	223
7.2.2.1 Pembebanan Pada Balok.....	223
7.2.2.2 Perhitungan Momen dan Gaya Geser	224
7.2.2.3 Perhitungan Tulangan Lentur dan Geser Balok Saat Angkat Sebelum Overtopping.....	225
7.2.2.4 Pengangkatan Balok Induk	228
7.2.2.5 Perhitungan Tulangan untuk Kait Angkat .	230
7.3 Perencanaan Struktur Kolom.....	232
7.3.1 Kontrol Dimensi Kolom.....	233
7.3.2 Penulangan Longitudinal Kolom	233
7.3.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom	234
7.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	234
7.3.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana	235
7.3.6 Perhitungan Tulangan Geser	236
7.3.7 Kontrol Kebutuhan Torsi	237
7.3.8 Persyaratan “Strong Column Weak Beam”	238
7.3.9 Pengangkatan Kolom Pracetak	239

BAB VIII PERENCANAAN SAMBUNGAN	243
8.1 Perencanaan Sambungan	243
8.2 Konsep Desain Sambungan	243
8.3 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom.....	244
8.3.1 Perencanaan Konsol pada Kolom	244
8.3.2 Perhitungan Konsol pada Kolom	246
8.3.3 Perhitungan Sambungan Balok dengan Kolom	250
8.4 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak	
.....	251
8.4.1 Perhitungan Konsol pada Balok Induk.....	251
8.4.2 Perhitungan Sambungan Balok Induk dan Balok	
Anak	254
8.5 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok.....	258
8.5.1 Perhitungan Konsol pada Balok Induk/Anak -	
Pelat	258
8.6 Sambungan Tangga dengan Balok	262
8.7 Perencanaan Sambungan Kolom – Kolom dan Kolom -	
Poer	266
BAB IX PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH.....	269
9.1 Perencanaan Pondasi	269
9.1.1 Umum.....	269
9.1.2 Beban Struktur	269
9.1.3 Kriteria Desain	270
9.1.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang.....	270
9.1.3.2 Data Tanah.....	272
9.1.3.3 Daya Dukung	272
9.1.3.3.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	
.....	272
9.1.3.3.2 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang	
Pancang.....	275
9.1.3.3.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	
.....	276

9.1.3.4 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral	279
9.1.4 Perencanaan Poer (<i>Pile Cap</i>)	283
9.1.4.1 Penulangan Poer	283
9.1.4.2 Kontrol Geser Pons Kolom Tepi	285
9.1.4.3 Penulangan Tusuk Konde	287
9.2 Perencanaan Pelat <i>Basement</i>	287
9.2.1 Pembebanan	288
9.2.2 Perhitungan Tulangan Pelat	289
9.3 Perencanaan dimensi dinding penahan tanah	297
9.3.1 Perhitungan Dinding Penahan Tanah.....	297
9.4 Perencanaan Sloof Pondasi.....	303
4.6.6.1 Penulangan lentur sloof	304
4.6.6.2 Penulangan lentur sloof	305
4.6.6.3 Penulangan geser sloof.....	306
BAB X METODE PELAKSANAAN KONSTRUKSI	307
10.1 Umum.....	307
10.2 Fabrikasi Beton Pracetak.....	307
10.3 Pengangkatan dan Penempatan Crane	307
10.4 Transportasi Elemen Beton Pracetak.....	308
10.5 Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak.....	309
10.5.1 Pekerjaan Elemen Kolom.....	309
10.5.2 Pemasangan Elemen Balok Induk.....	310
10.5.3 Pemasangan Elemen Balok Anak	311
10.5.4 Pemasangan Elemen Pelat Pracetak.....	312
10.5.5 Pemasangan Elemen Atap.....	314
BAB XI PENJADWALAN.....	315
11.1 Analisis Metode Pekerjaan	315
11.2 Perhitungan Volume	315
11.3 Pekerjaan Ereksi Kolom Pracetak	316
BAB XII KESIMPULAN	323

12.1 Kesimpulan.....	323
12.2 Saran.....	325
DAFTAR PUSTAKA.....	327
LAMPIRAN.....	331

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Penentuan Alternatif Pengerjaan Beton Terbaik	7
Gambar 2.2 <i>Ribbed Slabs</i>	9
Gambar 2.3 Hollow Core Slab	10
Gambar 2.4 <i>Solid Slab</i>	10
Gambar 2.5 Rectangular Beam	11
Gambar 2.6 <i>Ledger Beam</i>	11
Gambar 2.7 Inverted Tee Beam	12
Gambar 2.8 Kolom dengan perkuatan <i>steel rebar</i>	12
Gambar 2.9 Kolom dengan perkuatan <i>steel pipe</i>	13
Gambar 2.10 Kolom dengan perkuatan <i>WF</i>	13
Gambar 2.11 Shear wall according height	14
Gambar 2.12 Shear wall section types	15
Gambar 2.13 Sambungan Balok-Kolom <i>in-situ</i>	16
Gambar 2.14 Sambungan Kolom-Kolom <i>in-situ</i>	16
Gambar 2.15 Sambungan Pelat-Balok <i>in-situ</i>	17
Gambar 2.16 Contoh Sambungan Las.....	18
Gambar 2.17 Contoh Sambungan Baut.....	18
Gambar 2.18 Contoh Sambungan Splice Sleeve.....	19
Gambar 2.19 Posisi Titik Angkat Pelat (satu sisi tertumpu)	20
Gambar 2.20 Posisi Titik Angkat Pelat (4 Buah Titik Angkat)...	21
Gambar 2.21 Posisi Titik Angkat Pelat (4 Buah Titik Angkat)...	21
Gambar 2.22 Pengangkatan Balok Pracetak	22
Gambar 2.23 Model Pembebanan Balok Pracetak saat Pengangkatan.	22
Gambar 2.24 Momen akibat eksentrisitas titik angkat	23
Gambar 2.25 Pengangkatan pada elemen Kolom.....	24
Gambar 2.26 Contoh bentuk umum rangka batang atap	25
Gambar 2.27 Contoh bagan balok/ <i>gantt chart</i>	28
Gambar 2.28 Contoh jaringan kerja/ <i>critical path method</i>	29
Gambar 3.1 Bagan Alir Perancangan	32
Gambar 3.2 Penentuan Simpangan Antar Lantai	50

Gambar 3.3 Sistem Struktur rangka kolom sambungan setiap satu lantai	52
Gambar 3.4 Metode <i>erection</i> arah horizontal.....	53
Gambar 3.5 Detail Sambungan a).pilecap-kolom; b).kolom-kolom.	55
Gambar 3.6 Detail Sambungan Balok - Kolom.....	56
Gambar 3.7 Geometri Konsol Pendek.....	56
Gambar 3.8 Sambungan Balok Induk Balok Anak	57
Gambar 3.9 Sambungan Balok - Pelat	58
Gambar 3.10 Diagram Alir Perhitungna Penulangan Lentur	64
Gambar 3.11 Ilustrasi momen angkat 2 titik angkat (satu sisi tertumpu)	66
Gambar 3.12 Ilustrasi momen angkat 4 titik angkat (satu sisi tertumpu)	67
Gambar 3.13 Ilustrasi momen angkat 4 titik angkat (semua sisi terangkat).....	68
Gambar 3.14 Ilustrasi momen angkat 8 titik angkat (sesmua sisi terangkat).....	69
Gambar 3.15 Detail Kaitan untuk Penyaluran Kait Standar	73
Gambar 3.16 Ilustrasi Pondasi Tiang Pancang	78
Gambar 4.1 Potongan melintang gedung	83
Gambar 4.2 Denah pembalokan	84
Gambar 4.3 Denah Pelat.....	88
Gambar 4.4 Rangka Busur Utama (1)	95
Gambar 4.5 Rangka Busur Utama (2)	96
Gambar 4.6 Rangka Brasing Horizontal	97
Gambar 4.7 Arah Gaya pada Gording.....	98
Gambar 4.8 Pembebanan Geser Gording	107
Gambar 4.9 Perletakan Beban pada Busur Utama	110
Gambar 4.10 Perletakan Beban pada Program Bantu	110
Gambar 4.11 Perletakan Beban Horizontal	117
Gambar 4.12 Desain Sambungan Baut Gording	124
Gambar 5.1 Denah Pelat.....	137

Gambar 5.2 Posisi Titik Angkat Pelat	139
Gambar 5.3 Ilustrasi Pengangkatan Pelat	150
Gambar 5.4 Denah Balok Anak	154
Gambar 5.5 Potongan Balok Anak BA 4	154
Gambar 5.6 Momen Saat Pengangkatan Balok Anak	164
Gambar 5.7 Denah Ruang Lift	168
Gambar 5.8 Momen Saat Pengangkatan Balok Lift.....	172
Gambar 5.9 Desain Tangga	176
Gambar 5.10 Ketebalan Tangga	178
Gambar 5.11 Beban Pada Tangga	179
Gambar 5.12 Gaya Dalam Tangga (1) Bidang N (2) Bidang D (3) Bidang M.....	181
Gambar 5.13 Ilustrasi Pengangkatan Pelat.....	185
Gambar 6.1 Struktur 3D Gedung RSGM Nala Husada.....	189
Gambar 6.2 Peta Harga Ss di Indonesia	191
Gambar 6.3 Peta Harga S1 di Indonesia.....	192
Gambar 6.4 Grafik Respon Spektrum Daerah.....	194
Gambar 7.1 Denah Pembalokan	209
Gambar 7.2 Pengangkatan Balok Induk Pracetak	229
Gambar 7.3 Kolom yang ditinjau	232
Gambar 7.4 Output spColumn K1 Arah Biaxial Max	233
Gambar 7.5 Output spColumn (setelah Mpr) K1 Arah Biaxial Max	235
Gambar 7.6 Spesifikasi <i>Peikko Mounting Shaft</i>	239
Gambar 7.7 Spesifikasi <i>Peikko Mounting Shaft</i>	240
Gambar 7.8 Letak Titik Angkat Kolom	241
Gambar 7.9 SS Mortar.....	241
Gambar 8.1 Detail Sambungan a).pilecap-kolom; b).kolom-kolom.	244
Gambar 8.2 Detail konsol pendek	245
Gambar 8.3 Detail Penyaluran Tulangan	250
Gambar 8.4 Detail Sambungan Balok Induk Balok Anak	251
Gambar 8.5 Detail Penyaluran Tulangan	255

Gambar 8.6 Position Modix rebar Coupler	256
Gambar 8.7 Copra headed anchor bar	257
Gambar 8.8 Penyaluran Tulangan Pelat	258
Gambar 8.9 Sambungan Kuat Kolom	266
Gambar 8.10 NMB splice sleeve.....	266
Gambar 9.1 Denah Pondasi	269
Gambar 9.2 Pembagian Segmen Tiang Pancang.....	273
Gambar 9.3 Grafik Daya Dukung Tiang Pancang vs Kedalaman	274
Gambar 9.4 Detail Poer	277
Gambar 9.5 Diagram gaya lateral tiang.....	279
Gambar 9.6 grafik <i>Immediate Settlement of Isolate Footing</i>	280
Gambar 9.7 grafik <i>Influence Value fot Laterally Loaded Pile</i> ..	281
Gambar 9.8 grafik <i>Influence Value fot Laterally Loaded Pile</i> ..	282
Gambar 9.9 Brosur Tusuk Konde ICP Piles.....	287
Gambar 9.10 Denah Pelat Basement.....	289
Gambar 9.11 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah	297
Gambar 9.12 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah.....	300
Gambar 9.13 Diagram Interaksi Sloof.....	305
Gambar 10.1 Detail Sambungan Base Plate -Kolom	310
Gambar 10.2 Gambar Sambungan Kolom – Balok Induk	311
Gambar 10.3 Pemasangan Balok Anak – Balok Induk	311
Gambar 10.4 Detail Sambunga Balok Anak – Balok Induk	312
Gambar 10.5 Detail Penyambungan position modix coupler....	312
Gambar 10.6 Pengecoran <i>Overtopping</i> Balok.....	313
Gambar 10.7 Rangka Atap Parabola	314
Gambar 11.1 Gambar Pembagian Zona Pekerjaan.....	316
Gambar 11.2 Tipe Produktivitas yang Disediakan Tekla.....	321
Gambar 11.3 Hasil Penjadwalan 1 lantai pada Tekla Structures	322

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Tebal minimum pelat satu arah	36
Tabel 3.2 Tinggi minimum balok.....	38
Tabel 3.3 Syarat penggunaan tinggi minimum balok.....	38
Tabel 3.4 Beban Mati pada Struktur.....	43
Tabel 3.5 Beban hidup pada Struktur	44
Tabel 3.6 Koefisien C_u	49
Tabel 3.7 Koefisien C_t dan x	49
Tabel 3.8 Simpangan Ijin Struktur	51
Tabel 3.9 Angka pengali Beban statis ekuivalen untuk menghitung gaya pengangkatan dan gaya dinamis	62
Tabel 3.10 Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Tarik.....	72
Tabel 3.11 Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Berkait Dalam Tarik	74
Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk Rencana.....	86
Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak Rencana	87
Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Pelat Satu Arah	89
Tabel 4.4 Beban Mati Pedestal Atap	90
Tabel 4.5 Beban Mati Lantai 10.....	90
Tabel 4.6 Beban Hidup Lantai 10	91
Tabel 4.7 Beban Mati Lantai 9.....	92
Tabel 4.8 Beban Hidup Lantai 9	92
Tabel 4.9 Beban Mati Lantai 1-8.....	93
Tabel 4.10 Beban Hidup Lantai 1-8	94
Tabel 4.11 Rekapitulasi Dimensi Kolom	94
Tabel 4.12 Beban Mati Gording.....	98
Tabel 4.13 Faktor Arah Angin, K_d Tabel 26.6-1	100
Tabel 4.14 Tabel Klasifikasi Ketertutupan.....	101
Tabel 4.15 Tabel pada gambar 27.4-3 SNI 1727-2013	102
Tabel 4.16 Tabel Rekapitulasi Profil Gording	108
Tabel 4.17 Tabel Rekapitulasi Beban Joint Busur	110
Tabel 4.18 Tabel Rekap Desain Sambungan Las.....	122

Tabel 5.1 Tabel Koefisien Kabel Angkat	139
Tabel 5.2 Perhitungan Momen Pelat Saat Angkat.....	142
Tabel 5.3 Data Perencanaan Pelat Saat Angkat.....	142
Tabel 5.4 Perhitungan Tulangan Pelat Saat Angkat	143
Tabel 5.5 Perhitungan Momen Setelah Komposit (Saat Pakai)	147
Tabel 5.6 Data Perencanaan Pelat Setelah Komposit (Saat Kerja)	148
.....	148
Tabel 5.7 Perhitungan Tulangan Pelat Saat Kerja.....	148
Tabel 5.8 Rekapitulasi Lendutan Pelat Langsung	149
Tabel 5.9 Rekapitulasi Beban Q pada Balok Anak	156
Tabel 5.10 Rekapitulasi Momen dan Geser	157
Tabel 5.11 Rekapitulasi Penulangan Sebelum Komposit.....	160
Tabel 5.12 Rekapitulasi Penulangan Sesudah Komposit	162
Tabel 5.13 Spesifikasi Lift	168
Tabel 6. 1 Koefisien Situs Fa	192
Tabel 6.2 Koefisien Situs Fv	193
Tabel 6.3 Peritungan N Rata-rata	193
Tabel 6.4 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 Detik	195
Tabel 6.5 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda Pendek	195
Tabel 6.6 Faktor Keutamaan Gempa.....	197
Tabel 6.7 Rekapitulasi Beban Gravitasi	198
Tabel 6.8 Koefisien untuk Batas Atas	202
Tabel 6.9 Modal Periode dan Frekuensi.....	203
Tabel 6.10 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	204
Tabel 6.11 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa setelah Dikalikan dengan Faktor Skala	205
Tabel 6.12 Modal Partisipasi Massa.....	206
Tabel 6.13 Batas Simpangan Gedung	207
Tabel 6.14 Defleksi akibat Gempa Arah X	207
Tabel 6.15 Defleksi Akibat Gempa Arah Y	208

Tabel 7.1 Momen yang terjadi sesudah komposit	211
Tabel 7.2 Rekap Hasil Penulangan BI 3 L 7 m	214
Tabel 7.3 Perhitungan Tul. Lentur Balok sesudah Overtopping	215
Tabel 7.4 Perhitungan Mpr Balok BI 3 L 7 m.....	216
Tabel 7.5 Perhitungan Tul. Geser Balok Sesudah Overtopping	219
Tabel 7.6 Kebutuhan Penulangan Torsi	222
Tabel 7.7 Perhitungan Beban Balok Sebelum Overtopping	225
Tabel 7.8 Tabel Rekapitulasi Balok Induk Sebelum Komposit	228
Tabel 7.9 Data Perencanaan Kolom	232
Tabel 7.10 Data Perencanaan Kolom	242
Tabel 8.1 PM rebar coupler	256
Tabel 8.2 Copra headed anchor bar chart	258
Tabel 8.3 Brosur NMB Splice Sleeve	267
Tabel 9.1 Beban Pada K1	270
Tabel 9.2 Spesifikasi Tiang Pancang WIKA.....	271
Tabel 9.3 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe Kolom 1).....	276
Tabel 9.4 Daya Dukung Tiang Kelompok K1	278
Tabel 9.5 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral	282
Tabel 9.6 Rekapitulasi Penulangan Pelat Basement.....	296
Tabel 9.7 Data Tanah Pada Dinding Penahan Tanah	297
Tabel 9.8 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah.....	300

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pertumbuhan ekonomi banyak terjadi di kota besar. Hal ini mendorong terjadinya urbanisasi yang menyebabkan orang-orang untuk pindah dari daerah asalnya ke kota besar sehingga mengakibatkan kota menjadi semakin padat. Seiring dengan bertambahnya jumlah penduduk akibat urbanisasi, kebutuhan atas fasilitas-fasilitas umum maupun sosial terus meningkat. Kota Surabaya merupakan kota terbesar no dua di Indonesia setelah Jakarta jumlah penduduk kota Surabaya, adapun jumlah penduduk kota Surabaya tahun 2016 adalah 2.862.406 jiwa yang meliputi jumlah penduduk laki-laki 1.414.025 jiwa dan jumlah penduduk perempuan 1.448.381 jiwa dengan rasio jenis kelamin 97,63 dengan kepadatan penduduk 8.770 jiwa/km² (dinkes.surabaya.go.id, 2017). Berdasarkan data rumah sakit seluruh Indonesia, Rumah Sakit Gigi dan Mulut di Surabaya hanya ada dua yaitu RSGMP Universitas Airlangga dan RSGMP Universitas Hang Tuah.

Struktur bangunan rumah sakit yang diatur dalam peraturan Menteri Kesehatan Republik Indonesia Nomor 24 Tahun 2016 tentang Persyaratan Teknis Bangunan dan Prasarana Rumah Sakit Struktur bangunan rumah sakit harus direncanakan dan dilaksanakan dengan sebaik mungkin agar kuat, kokoh, dan stabil dalam memikul beban/kombinasi beban dan memenuhi persyaratan keselamatan (*safety*), serta memenuhi persyaratan kelayakan (*serviceability*) selama umur bangunan dengan mempertimbangkan fungsi bangunan rumah sakit (Lampiran Struktur Bangunan PMK RI No. 24 2016).

Elemen beton pracetak memiliki berbagai kelebihan dalam pelaksanaan dan kualitas dibandingkan dengan beton *cast in place*, Pembuatan beton pracetak lebih mudah dikontrol serta kualitas

material agregat yang digunakan lebih baik, dan memiliki kekuatan yang lebih tinggi karena cara pembuatan beton yang lebih baik serta kontrol kualitas oleh tenaga ahli dalam pabrik untuk menjamin hasil beton yang baik dan berkualitas (Choi et al. 2013). Selain H. –K. Choi, (Yee 2001) juga mengatakan dalam PCI Journal tahun 2001 bahwa sistem yang lengkap dari elemen pracetak dapat diintegrasikan untuk membentuk rangka bangunan yang memiliki perilaku monolit, dengan kekuatan yang cukup, kekakuan yang baik, dan ketahanan untuk memikul beban seismic. Berdasarkan dari kedua peneliti tersebut dapat ditarik kesimpulan bahwa elemen-elemen beton pracetak memberikan keuntungan yang signifikan dan dapat digunakan dalam konstruksi struktur gedung rumah sakit gigi dan mulut nala husada dalam rangka menjamin mutu, kecepatan, ketepatan dan ketahan struktur terhadap beban yang terjadi baik beban seismic atau gempa, beban sendiri bangunan maupun beban hidup yang terjadi akibat penggunaan rumah sakit sehari-harinya.

BIM atau *Building Information Modelling* telah berhasil digunakan untuk membantu pelaksanaan proyek dengan memperbaiki komunikasi terhadap desain antar *stakeholder* yang terkait, dengan memberi akses untuk mengidentifikasi ketidakcocokan terlebih dahulu sebelum terjadi, memberi akses simulasi dari urutan pekerjaan konstruksi, dan membantu komunikasi antar berbagai macam supplier dengan kontraktor utama (Deshpande et al. 2014). Salah satu aplikasi yang menganut sistem *Building Information Modelling* adalah Tekla Structures software yang dikeluarkan oleh Tekla Corp. Perusahaan Finlandia yang didirikan pada tahun 1990-an. Tekla Structures adalah software yang memodelkan struktur baja, beton pracetak, kayu, beton bertulang selain memodelkan secara detail tekla structures juga menawarkan kemampuan manajemen proyek seperti menghasilkan gambar structural hingga penjadwalan konstruksi (Eastman et al. 2011).

Berdasarkan kelebihan-kelebihan yang dapat diberikan oleh beton pracetak maupun software tekla structures agar kelebihan-

kelebihan tersebut dapat dimanfaatkan maka penulis akan memodifikasi struktur gedung rumah sakit gigi dan mulut nala husada dengan menggunakan beton pracetak, dari yang sebelumnya memiliki 6 lantai tanpa basement menjadi 10 lantai dengan 1 basement, serta menggunakan tekla structures untuk menghasilkan gambar teknik dan *scheduling*. Pada gedung rumah sakit ini menggunakan sistem struktur ganda dengan rangka pemikul momen disertai dengan dinding geser beton bertulang biasa, serta pada lantai atap menggunakan atap rangka baja silinder hollow dengan bentang 17 m.

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Masalah Utama

Bagaimana memodifikasi struktur dan penjadwalan gedung RSGM Nala Husada dengan *Building Information Modelling* (BIM) ?

1.2.2 Detail Masalah

Detail masalah yang akan ditinjau pada perancangan ini adalah :

1. Bagaimana menentukan elemen-elemen pracetak yang diperlukan dalam struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada ?
2. Bagaimana menentukan dimensi awal elemen-elemen pracetak yang diperlukan pada struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada ?
3. Bagaimana perhitungan pembebanan pada perancangan struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada ?
4. Bagaimana melakukan analisa permodelan struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada dengan menggunakan program bantu ETABS ?

5. Bagaimana perancangan *detailing* dimensi dan penulangan pada elemen beton pracetak sesuai peraturan ?
6. Bagaimana perancangan *detailing* sambungan antar elemen beton pracetak sesuai peraturan ?
7. Bagaimana merancang pondasi dari struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada yang mampu menahan beban yang dipikul dan sesuai dengan kondisi tanah eksisting?
8. Bagaimana merancang basement 1 lantai untuk Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada ?
9. Bagaimana membuat gambar teknik dari hasil perhitungan struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada menggunakan program bantu BIM (*Building Information Modelling*) Tekla Structures ?
10. Bagaimana membuat *scheduling* Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada menggunakan program bantu BIM (*Building Information Modelling*) Tekla Structures ?

1.3 Tujuan Perancangan

1.3.1 Tujuan Utama

Tujuan utama perancangan struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada adalah :

Mampu memodifikasi struktur dan penjadwalan gedung RSGM Nala Husada dengan *Building Information Modelling* (BIM)

1.3.2 Tujuan Detail

Tujuan detail perancangan gedung RSGM Nala Husada adalah :

1. Menentukan elemen-elemen pracetak yang digunakan dalam struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada
2. Menghasilkan dimensi awal elemen – elemen pracetak dalam struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada
3. Menghitung pembebanan setelah perancangan ulang struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada.
4. Membuat analisa permodelan struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada dengan menggunakan program bantu ETABS.
5. Menghasilkan perancangan *detailing* dimensi dan penulangan pada elemen beton pracetak sesuai peraturan.
6. Menghasilkan perancangan *detailing* sambungan antar elemen beton pracetak sesuai peraturan.
7. Menghitung perancangan pondasi dari struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada yang mampu menahan beban yang dipikul dan sesuai dengan kondisi tanah eksisting.
8. Menentukan rancangan basement 1 lantai untuk Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada
9. Menghasilkan gambar teknik dari hasil perhitungan struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada menggunakan program bantu BIM (*Building Information Modelling*) Tekla Structures.
10. Membuat *scheduling* struktur Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada menggunakan program bantu BIM (*Building Information Modelling*) Tekla Structures.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah perancangan gedung RSGM Nala Husada adalah :

1. Perancangan elemen struktur pracetak hanya pada bagian kolom, balok induk, balok anak, tangga, dan pelat.
2. Perancangan tidak meninjau dari segi produksi beton pracetak, segi analisis anggaran biaya, utilitas bangunan, *finishing* dan tidak memperhitungkan mekanikal, instalasi listrik dan *plumbing*.
3. Pada tugas akhir ini dalam permodelan penggambaran maupun penjadwalan menggunakan spesifikasi yang tersedia pada program bantu tekla structures dimana secara realita tidak tersedia di pasar Indonesia.
4. Program bantu yang digunakan meliputi ETABS, PCACol, AutoCad, dan Tekla Structures.

1.5 Manfaat

Manfaat dari perancangan gedung RSGM Nala Husada adalah :

1. Memahami perancangan pada struktur gedung bertingkat.
2. Dapat mengaplikasikan sistem pracetak pada struktur gedung bertingkat yang mampu menghemat waktu pengerjaan pada gedung bertingkat.
3. Menambah wawasan dan pengetahuan penulis tentang beton pracetak sehingga bermanfaat pada masa mendatang ketika memasuki dunia kerja.

BAB II

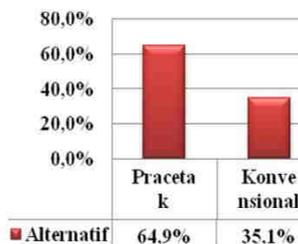
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas jurnal-jurnal dan dasar teori menyangkut perancangan ulang Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada menggunakan metode beton pracetak.

2.2 Beton Pracetak

Beton Pracetak pertama kali digunakan secara besar-besaran di Inggris setelah perang dunia ke 2 dalam bentuk panel beton pracetak dengan tujuan rekonstruksi bangunan dengan cepat, Serta digunakan lagi setelah tahun 1970-an di pembangunan rumah umum, dan di lokasi-lokasi dengan pertumbuhan yang cepat seperti Singapura dan Hong Kong untuk konstruksi proyek perumahan massal (Boyd et al. 2013). Beton pracetak berdasarkan analisis yang dihasilkan menunjukkan bahwa metode beton pracetak lebih banyak dipilih menjadi alternative dibandingkan dengan penggunaan beton konvensional dalam pelaksanaan konstruksi gedung di Surabaya (Khakim et al. 2011).



Gambar 2.1 Penentuan Alternatif Pengerjaan Beton Terbaik

(sumber : Khakim, Anwar, dan Hasyim, 2011)

2.3 Sistem Struktur Gedung

Sistem struktur yang digunakan pada bangunan eksisting adalah sistem ganda yang dimaksud dengan sistem ganda adalah gabungan antara sistem rangka pemikul momen yang dikombinasi dengan *shear wall* kedua sistem ini akan bekerja bersamaan untuk memikul beban gempa yang terjadi. Pada sistem ini beban lateral yang diakibatkan dari beban gempa dipikul bersama dengan ketentuan sistem rangka pemikul momen memikul sedikitnya 25% dari gaya lateral yang terjadi sedangkan *shear wall* memikul paling banyak 75% dari gaya lateral yang bekerja, untuk dapat memenuhi syarat tersebut maka diharuskan didesain agar perilaku struktur dapat sesuai dengan syarat yang telah ditentukan (Badan Standarisasi Nasional, 2013). Dengan menggunakan sistem ganda dimana sebagian besar gaya lateral dipikul oleh *shear wall* maka dimensi elemen rangka utama dapat diperkecil sehingga perancangan struktur bisa lebih efisien dan ekonomis. Berdasarkan keuntungan yang ada diatas maka modifikasi struktur gedung rumah sakit gigi dan mulut nala husada akan tetap menggunakan sistem struktur ganda.

2.4 Elemen-Elemen Pracetak

2.4.1 Pelat

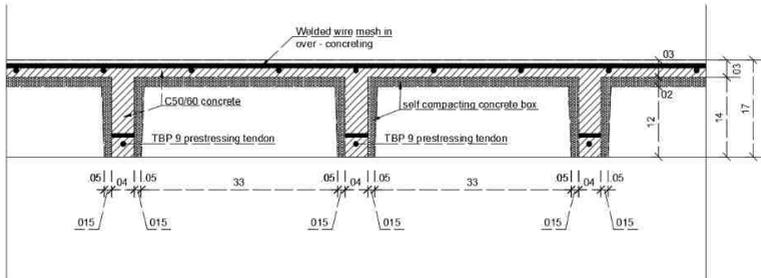
Elemen pelat pracetak terdiri dari 4 macam pelat pracetak yang umum diproduksi dan digunakan sebagai elemen pracetak, antara lain :

1. Waffle Slabs

Waffle *slabs* struktur pelat yang didefinisikan sebagai kombinasi dari pelat *flange* yang rata atau *deck*, suatu sistem dengan rusuk yang memiliki jarak spasi tertentu yang disusun searah orthogonal atau diagonal dengan rakitan monolit pada pertemuan rusuknya (Ghanchi and Chitra 2014).

2. Ribbed Slabs

Ribbed slab merupakan sistem pelat beton bertulang yang memiliki rusuk satu arah yang berguna menambah kekuatan dan kekakuan pada arah pemasangannya.

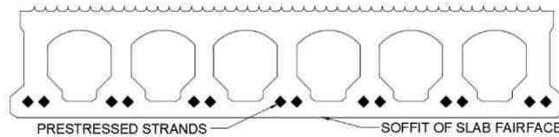


Gambar 2.2 Ribbed Slabs

(sumber :Moldovan & Mathe, 2016)

3. Hollow Core Slab (Pelat Berlubang)

Hollow Core Slab adalah pelat pracetak, pratekan yang memiliki lubang didalamnya sepanjang pelat tersebut untuk mengurangi berat sekaligus harga pembuatan karena mengurangi penggunaan material dan lubang yang dibuat dapat digunakan untuk pemasangan mekanikal maupun elektrikl (Jose and Kumar 2014).



Gambar 2.3 Hollow Core Slab

(*sumber* : Jose dan Kumar, 2014)

4. *Solid Slab* (Pelat Penuh)

Solid Slab, atau pelat pracetak tanpa lubang ini lebih tipis dibandingkan dengan pelat pracetak yang memiliki lubang. Memiliki ukuran selayaknya pelat beton bertulang biasa, dibagi menjadi dua yaitu *half slab* dan *slab* biasa. Dimana *half slab* memiliki ketebalan separuh pelat yang dibutuhkan dimana tebal sisanya akan di cor in site. (PCI Design Handbook 6th Edition 2007)



Gambar 2.4 *Solid Slab*

(*sumber* : PCI Design Handbook 6th Edition)

2.4.2 Balok Pracetak

Elemen Balok yang menggunakan metode pracetak merupakan suatu metode dimana balok yang merupakan komponen struktur dibuat dalam pabrik atau workshop dimana pengerasan beton dapat terjadi dan mendapat kekuatan sebelum dipasang (Sianturi 2012). Berikut tiga jenis balok yang umum digunakan, sebagai contoh :

1. Balok dengan Penampang Persegi (*Rectangular Beam*) :

Balok ini merupakan balok yang paling umum digunakan karena pada saat fabrikasinya lebih mudah dan menggunakan bekisting yang lebih ekonomis serta tulangan akibat cor sewaktu pelaksanaan tidak perlu diperhitungkan. Ilustrasi balok jenis ini dapat dilihat pada Gambar 2.5. (PCI Design Handbook 6th Edition 2007)

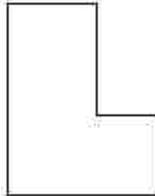


Gambar 2.5 Rectangular Beam

(*sumber* : PCI Design Handbook 6th Edition)

2. Balok dengan penampang L (*Ledger Beam*)

Ilustrasi balok jenis ini dapat dilihat pada Gambar 2.6. ((PCI Design Handbook 6th Edition 2007)

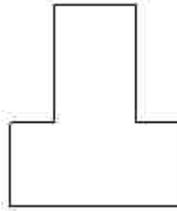


Gambar 2.6 Ledger Beam

(*sumber* : PCI Design Handbook 6th Edition)

3. Balok dengan penampang T terbalik (*Inverted Tee Beam*).

Ilustrasi balok jenis ini dapat dilihat pada Gambar 2.7.(PCI Design Handbook 6th Edition 2007)



Gambar 2.7 Inverted Tee Beam

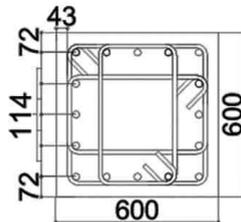
(*sumber* : PCI Design Handbook 6th Edition)

2.4.3 Kolom Pracetak

Kolom merupakan salah satu elemen struktur utama yang berfungsi sebagai penahan beban dari balok dan pelat lantai. Berdasarkan kekuatannya, kolom di bedakan menjadi 3

- a. Kolom dengan kekuatan *steel rebar*

Kolom dengan kekuatan tulangan baja sangat sering dijumpai di dalam struktur beton. Perkuatan tulangan baja lebih murah dan lebih efektif dalam menahan beban lentur dari struktur.

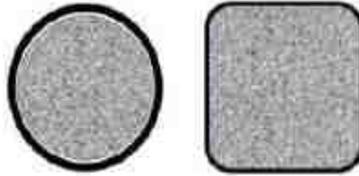


Gambar 2.8 Kolom dengan perkuatan *steel rebar*

- b. Kolom dengan perkuatan *steel pipe*

Kolom yang diberi perkuatan pipa di bagian luarnya kurang umum ditemui di struktur beton. Jenis kolom ini memiliki

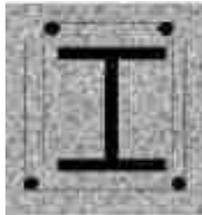
keunggulan dalam pengerjaannya karena beton basah dituangkan ke dalam pipa sehingga pengerjaannya lebih cepat.



Gambar 2.9 Kolom dengan perkuatan *steel pipe*

c. Kolom dengan perkuatan WF

Kolom dengan perkuatan WF atau kolom komposit cukup umum digunakan. Kelemahan dari kolom ini terletak pada harganya, harga WF jauh lebih mahal dari *steel pipe* ataupun *steel rebar*.



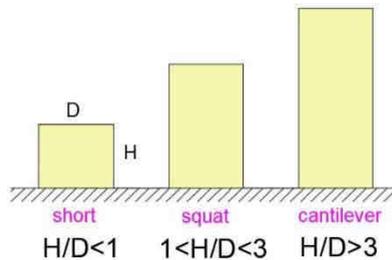
Gambar 2.10 Kolom dengan perkuatan *WF*

2.5 Dinding Geser (*Shearwall*)

Dalam rekayasa struktur, dinding geser merupakan sistem struktural yang terdiri dari panel penahan (dapat disebut panel geser) untuk melawan efek dari beban lateral yang terjadi pada struktur (Fathalizadeh 2017). Dinding yang berfungsi sebagai pengaku yang menerus sampai ke pondasi ini juga merupakan dinding inti untuk menambah kekakuan pada seluruh bangunan

yang dirancang untuk menahan gaya geser, dan gaya lateral akibat gempa bumi. Dinding geser pada umumnya bersifat kaku, sehingga *deformasi* (lendutan) horizontal menjadi kecil. Kategori dinding geser berdasarkan geometrinya, yaitu:

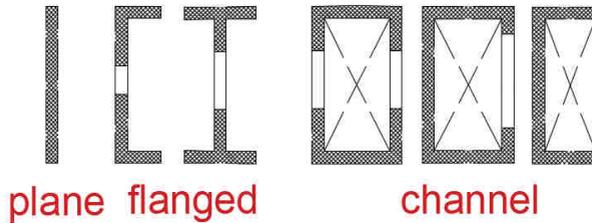
1. *Short wall* (dinding kecil), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $H/D < 1$
2. *Squat wall* (dinding pendek), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $1 < H/D < 3$
3. *Cantilever shear wall* (dinding kantilever), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $H/D > 3$



Gambar 2.11 Shear wall according height

(*sumber* : Fathalizadeh, 2017)

Konsep perancangan dinding geser mengacu kepada Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (Badan Standarisasi Nasional 2013) dan pada elemen dinding geser ini menggunakan beton bertulang biasa *cast-in-site*.



Gambar 2.12 Shear wall section types

(*sumber* : Fathalizadeh, 2017)

2.6 Jenis-Jenis Sambungan Beton Pracetak

Sambungan berfungsi untuk menghubungkan elemen-elemen struktur yang sama atau berbeda. Pada dasarnya ada dua jenis sambungan pada sistem struktur beton pracetak, yaitu sambungan basah (*wet joint*) dan sambungan kering (*dry joint*). Pada sambungan basah penyambungan dilakukan dengan cara grouting atau pengecoran di tempat dengan material yang sama atau berbeda, sedang sambungan kering adalah sambungan yang menggunakan baut, paku keling atau las. (Riyanto 2010). Untuk wet-joint (*in-situ concrete joint*), struktur yang terbentuk lebih monolit, toleransi dimensi lebih tinggi bila dibandingkan dengan dryjoint, tetapi membutuhkan setting-time beton cukup lama yang berpengaruh pada waktu pelaksanaan konstruksi. Pada dry-joint, struktur yang terbentuk kurang monolit, setelah proses instalasi sambungan segera dapat berfungsi sehingga mempercepat waktu pelaksanaan konstruksi, kelemahannya: toleransi dimensi rendah sehingga membutuhkan akurasi yang tinggi selama proses produksi dan pemasangan (Noorhidana 2009).

a. Sambungan Basah

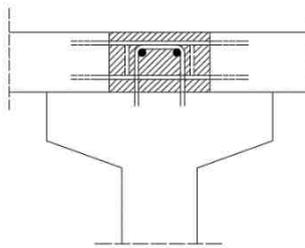
Sambungan basah dapat dibedakan menjadi 2, yaitu :

1. *Cast in Situ Joints*

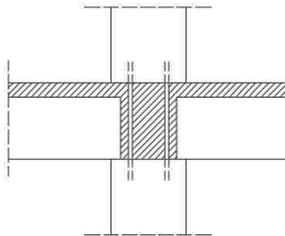
Sambungan jenis ini dapat digunakan pada sambungan antar elemen beton pracetak :

- a. Kolom dengan kolom
- b. Kolom dengan balok
- c. Pelat dengan balok

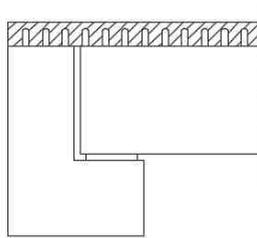
Metode pengerjaannya adalah dengan memanfaatkan pertemuan antar elemen pracetak serta tulangan yang didesain *overlapping* dimana pertemuan tersebut akan dicor dan diharapkan dapat bekerja seperti sambungan pada pengecoran konvensional. (Negro and Toniolo 2012)



Gambar 2.13 Sambungan Balok-Kolom *in-situ*



Gambar 2.14 Sambungan Kolom-Kolom *in-situ*



Gambar 2.15 Sambungan Pelat-Balok *in-situ*

2. *Grouted Joint*

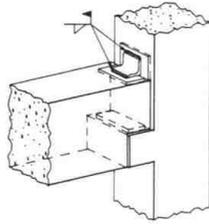
Sambungan jenis ini biasanya digunakan pada sambungan yang berfungsi mengisi rongga antar elemen pracetak dan diharapkan dapat bekerja menahan geser serta menciptakan sambungan yang saling mengunci karena diisi material *grouting* (Negro and Toniolo 2012)

b. Sambungan kering

Jenis sambungan ini dapat dibedakan menjadi 3, yaitu :

1. Sambungan Las

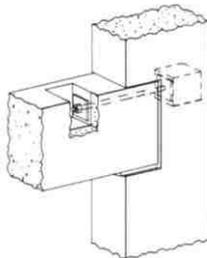
Sambungan ini memanfaatkan penanaman pelat besi pada ujung pinggir elemen beton yang akan disambung dan menanam pelat tersebut dengan angkur melingkar. Selanjutnya kedua pelat pada sambungan antar elemen disambungkan dengan cara di las, Setelah pekerjaan pengelasan selesai dilakukan pengecoran pada area pelat sambung tersebut dengan tujuan melindungi pelat dari korosi



Gambar 2.16 Contoh Sambungan Las

2. Sambungan Baut

Sambungan jenis ini menggunakan juga menggunakan pelat baja sebagai salah satu komponen utama sambungan tetapi pada pertemuan antar pelat baja ini disambung dengan menggunakan sambungan baut-mur dengan kuat tarik yang tinggi. Selanjutnya pelat tersebut di cor untuk melindungi dari korosi

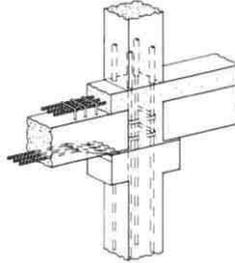


Gambar 2.17 Contoh Sambungan Baut

3. Sambungan *Splice Sleeve*

Sambungan jenis ini memiliki komponen utama selongsong baja bermutu tinggi yang digunakan untuk membungkus tulangan baja yang bertemuan. Cara

bekerja sambungan ini dengan memasukkan tulangan baja kedalam selongsong baja yang selanjutnya akan di *grout* dengan semen yang memiliki daya susut yang rendah dan kerekatan yang tinggi.



Gambar 2.18 Contoh Sambungan Splice Sleeve

2.7 Pengangkatan dan Pemasangan Beton Pracetak

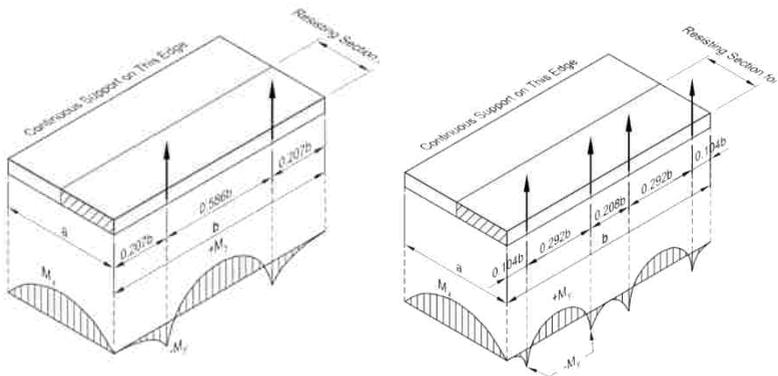
Proses pengangkatan dan pemasangan beton pracetak merupakan hal krusial dan wajib Untuk diperhatikan karena kesalahan dan tidak baiknya proses ini dapat mengakibatkan keretakan pada beton dan tentunya dapat mengurangi kekuatan struktur beton itu sendiri. Beban kerja pada saat pengangkatan beton pracetak, seharusnya berdasarkan pada faktor keamanan.(Nandasari 2013). Pemilihan alat angkut ini harus benar-benar diperhatikan dan pemilihan alat angkut ini dipengaruhi beberapa faktor seperti tinggi bangunan, kondisi lokasi proyek, serta berat dan jumlah komponen beton pracetak. (Nandasari 2013)

2.8 Pengangkatan Pelat Pracetak

Pada perancangan pelat perlu diperhatikan bahwa pelat nantinya akan mengalami pengangkatan menuju area pemasangan pelat atau area lantai tower yang direncanakan sehingga perlu perancangan 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. Pada saat pengangkatan elemen pracetak, dapat menggunakan bantuan balok angkat yang berfungsi untuk menyeimbangkan elemen pracetak pada saat pengangkatan. Jenis titik angkat pada pelat tersebut dijelaskan berikut ini:

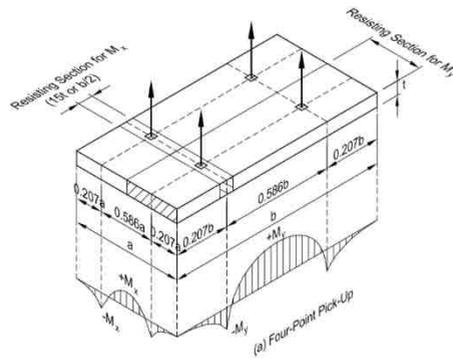
- a. Satu sisi tertumpu
Seperti terlihat pada Gambar 2.19



Gambar 2.19 Posisi Titik Angkat Pelat (satu sisi tertumpu)

(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition)

- b. Empat Titik Angkat
Seperti terlihat pada Gambar 2.11, maksimum Momen (pendekatan) :

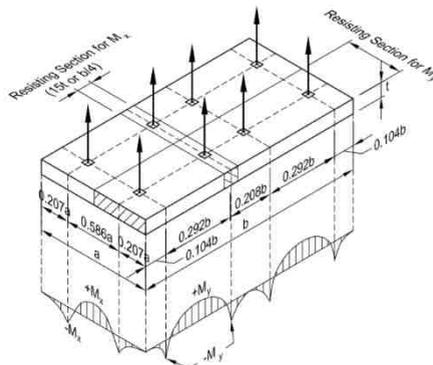


Gambar 2.20 Posisi Titik Angkat Pelat (4 Buah Titik Angkat)

(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition)

c. Delapan Titik Angkat

Seperti terlihat pada Gambar 2.12, maksimum Momen (pendekatan) :

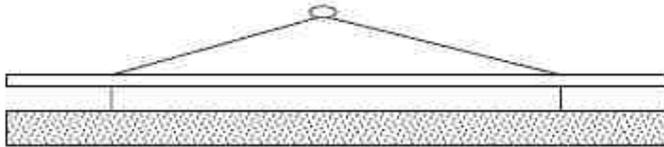


Gambar 2.21 Posisi Titik Angkat Pelat (4 Buah Titik Angkat)

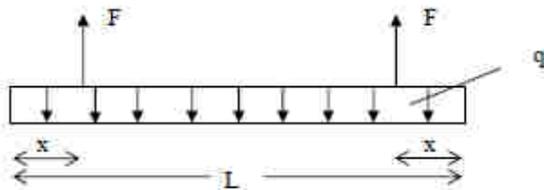
(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition)

2.8.1 Pengangkatan Balok Pracetak

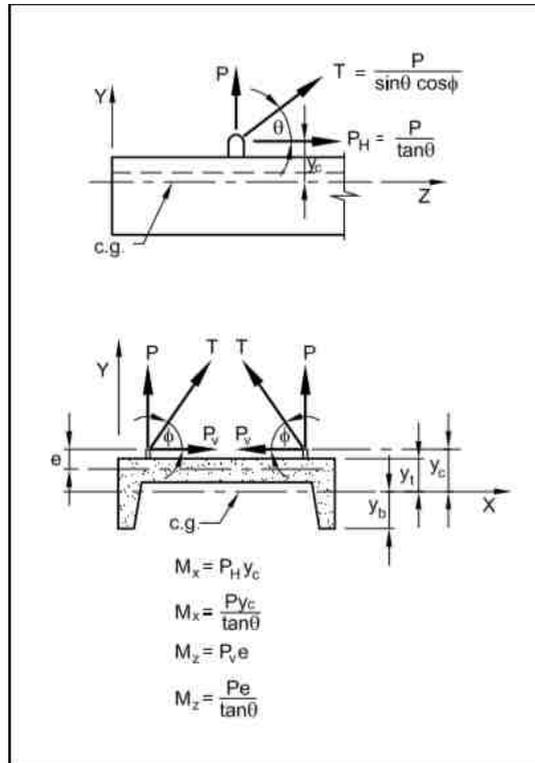
Pengangkatan balok pracetak untuk dipasang pada tumpuannya Gambar 2.22. Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri dari balok pracetak yang ditumpu oleh angker pengangkatan sehingga menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan seperti pada Gambar 2.23. Ada dua hal yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan angker pengangkatan (*lifting anchor*) dan kekuatan lentur penampang beton pracetak pada balok.



Gambar 2.22 Pengangkatan Balok Pracetak



Gambar 2.23 Model Pembebanan Balok Pracetak saat Pengangkatan.



Gambar 2.24 Momen akibat eksentrisitas titik angkat

(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition)

2.8.2 Pengangkatan Kolom Pracetak

Kondisi yang perlu diperhatikan saat proses pengangkatan kolom pracetak adalah saat kolom pracetak dalam posisi miring, karena hal ini dapat menyebabkan momen pada bentang kolom

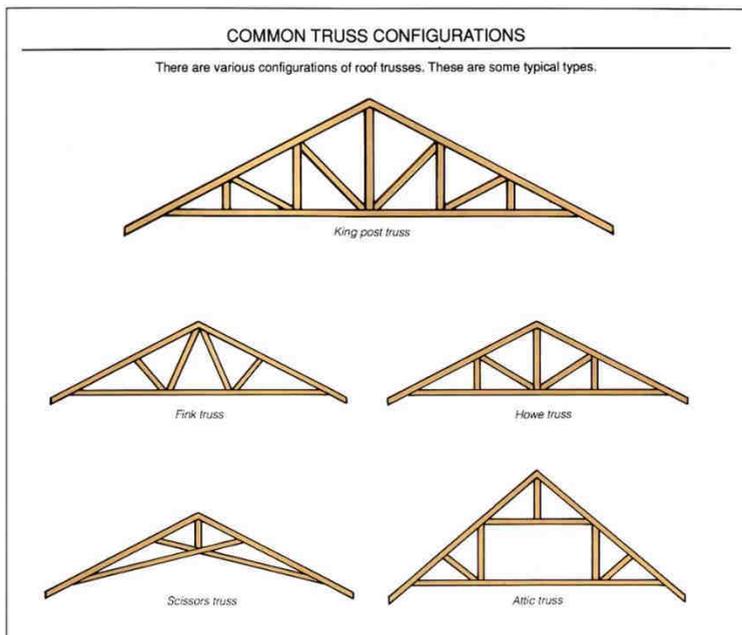


Gambar 2.25 Pengangkatan pada elemen Kolom

2.9 Struktur Plane Truss

Rangka batang adalah gabungan dari serangkaian bentuk segitiga berbentuk geometri stabil yang susah berubah saat terkena beban, selama beban tersebut diletakkan pada titik node, batang hanya akan terkena gaya tekan atau gaya tarik. Saat ini rangka batang hampir selalu terbuat dari baja, meski ada beberapa rangka yang terbuat dari beton, dan beberapa juga masih menggunakan material kayu. Rangka yang biasanya digunakan dalam sistem rangka batang baja biasanya berbentuk siku, siku ganda, kanal-C, kanal-C ganda, *square hollow section* (SHS), *rectangular hollow section* (RHS), *circular hollow section* (CHS), baja ringan dan bentuk-bentuk lainnya. (Rawat and Kumar 2015) Pada sektor industri, struktur rangka batang baja adalah pilihan terbaik untuk penutup atap, karena lebih murah dibandingkan struktur beton bertulang. Selain murah, berat struktur yang lebih ringan dibandingkan struktur beton membuat rangka batang sangat populer sekaligus efisien secara struktural untuk atap dengan bentang yang panjang (Yogesh and Koradiya 2016). Macam-

macam rangka batang yang umumnya digunakan ditunjukkan pada Gambar 2.26



Gambar 2.26 Contoh bentuk umum rangka batang atap

2.10 BIM (Building Information Modelling)

BIM (*Building Information Modelling*) adalah kumpulan data parametric yang berdasarkan dengan objek representasi dari bangunan yang di desain dan di bangun yang berisi informasi struktural desain, arsitektural, mekanikal, plumbing yang menjadi satu (Deshpande et al. 2014). BIM dapat diterapkan dalam seluruh *project life cycle* sebagai alat bantu yang berguna untuk mempermudah perencanaan, pengawas, K3 maupun kontraktor. Berikut penerapan BIM (Azhar et al. 2015) :

1. Digunakan dalam fase perprograman proyek yang memungkinkan tim untuk menganalisa ruang dan menyadari kompleksitas dari proyek tersebut
2. Digunakan dalam fase perancangan desain secara langsung baik itu desain arsitek secara skematik, desain detail oleh perencana, desain konstruksi detail oleh kontraktor
3. Digunakan juga pada fase sebelum konstruksi untuk menentukan volume-volume bangunan atau survei kuantitas dan menyiapkan perkiraan harga detailnya, koordinasi di area proyek, analisis konstruksi untuk pendetailan elemen-elemen struktural
4. BIM juga dipakai pada fase konstruksi yaitu mengawasi *progress* proyek menggunakan rencana fase 4D/5D yaitu integrasi model bangunan dengan waktu proyek, menghasilkan gambar secara detail dan kebutuhan pembelian dan pemesanan material maupun jasa yang diperlukan
5. Fase setelah konstruksi bangunan selesai dimana dengan adanya BIM yang berisi informasi detail tentang bangunan yang berguna untuk perkiraan harga perbaikan-perbaikan dan kerusakan yang mungkin terjadi

2.11 Penjadwalan (*Scheduling*)

Perancangan konstruksi dan penjadwalan melibatkan pengurutan kegiatan pekerjaan dalam fungsi tempat maupun waktu, mempertimbangkan perekrutan orang, bahan baku, batasan tempat, dan urusan lainnya yang terlibat dalam proses konstruksi (Eastman, 2011). Penjadwalan proyek selalu melibatkan ketidakpastian. Elemen dasar dari proyek seperti waktu, biaya dan bahan baku tidak bisa ditentukan dan terpengaruh dengan berbagai ketidakpastian serta ada hubungan langsung antar sumber ketidakpastian dengan batasan-batasan proyek. (Fenton et al. 2007)

Langkah umum untuk melakukan penjadwalan adalah sebagai berikut:

1. Menghitung volume pekerjaan
2. Menentukan tingkat produktivitas sumber daya, dalam hal ini adalah produktivitas tenaga kerja dan peralatan yang dipakai,
3. Menghitung waktu pelaksanaan setiap pekerjaan,
4. Membuat rencana kerja (*network planning*) dalam bentuk jadwal pelaksanaan (*time schedule*),
5. Menghitung durasi total atau waktu pelaksanaan keseluruhan.

2.11.1 Volume Pekerjaan

Volume pekerjaan merupakan langkah awal dalam membuat penjadwalan dimana jumlah pekerjaan dihitung isinya bisa dalam bentuk volume, panjang atau jenis ukuran lainnya. Volume yang dihitung disini selain isi sesungguhnya dari pekerjaan tetapi juga banyak nya jumlah bagian pekerjaan dalam satu kesatuan proyek.

Volume dari pekerjaan pada proyek umumnya dihitung dari gambar teknik perancangan yang dihitung secara lengkap dan teliti agar tidak ada satupun pekerjaan yang terlewat yang selanjutnya di susun sesuai dengan sub-sub pekerjaan tertentu.

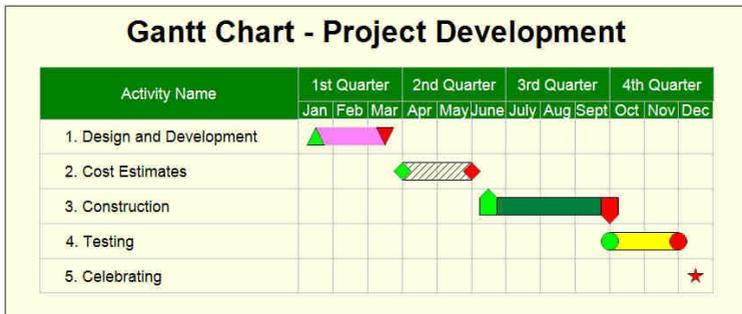
2.11.2 Time Schedule

Manajemen waktu proyek merupakan suatu proses yang dibutuhkan untuk menyelesaikan proyek sesuai waktu yang di tentukan, proses yang dimaksud ialah memperkirakan jumlah

periode waktu pekerjaan yang dibutuhkan untuk menyelesaikan pekerjaan-pekerjaan yang ada di dalam lingkup proyek dengan sumber daya yang diperkirakan. (Jainendrakumar, 2015). Macam-macam umum dari *time schedule* dapat dibagi menjadi 2 yaitu bagan balok dan jaringan kerja (*CPM*). Dimana keduanya mempunyai kelebihan dan kekurangan seperti yang dijelaskan di bawah ini:

a. Bagan Balok (*Gantt Chart*)

Bagan balok dapat dibuat secara manual atau dengan menggunakan komputer. Bagan ini tersusun pada koordinat X dan Y. Pada sumbu tegak lurus X, dicatat pekerjaan atau elemen atau paket kerja dari hasil penguraian lingkup suatu koordinat sumbu Y, tetulis satuan waktu, misalnya hari, minggu, atau bulan.

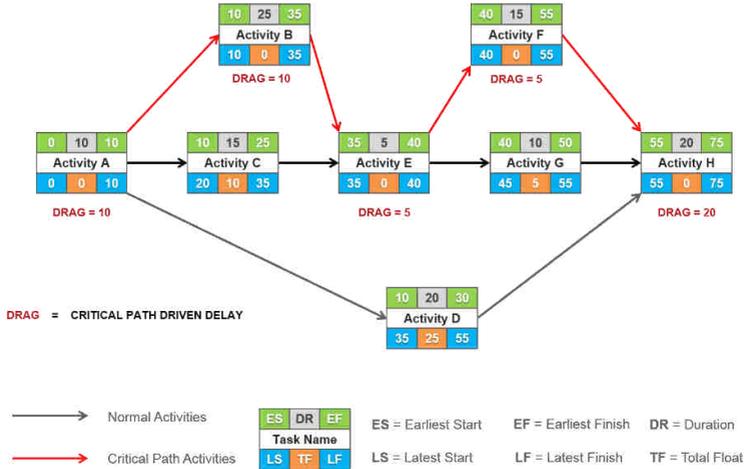


Gambar 2.27 Contoh bagan balok/*gantt chart*

b. *Critical Path Method (CPM)*

Jaringan kerja merupakan penyempurnaan dari metode bagan balok yang akan menjawab pertanyaan-pertanyaan seperti berapa lama kurun waktu penyelesaian proyek tercepat, kegiatan mana yang bersifat kritis dan non kritis, dan lain-lain. Pada metode CPM dikenal adanya jalur kritis, yaitu jalur yang memiliki rangkaian

komponen-komponen kegiatan dengan total jumlah waktu terlama dan menunjukkan kurun waktu penyelesaian proyek yang tercepat.



Gambar 2.28 Contoh jaringan kerja/critical path method

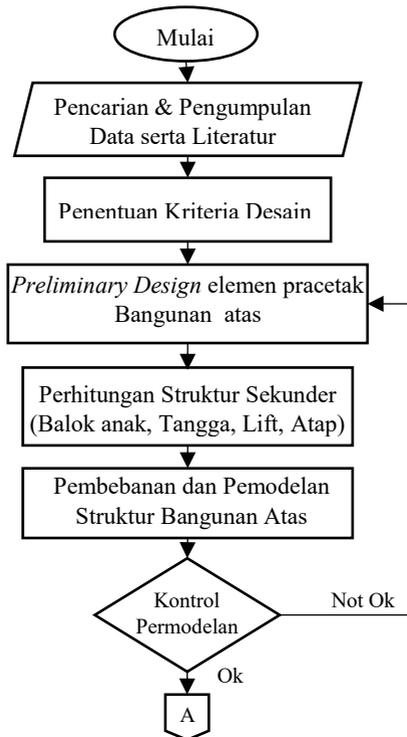
“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

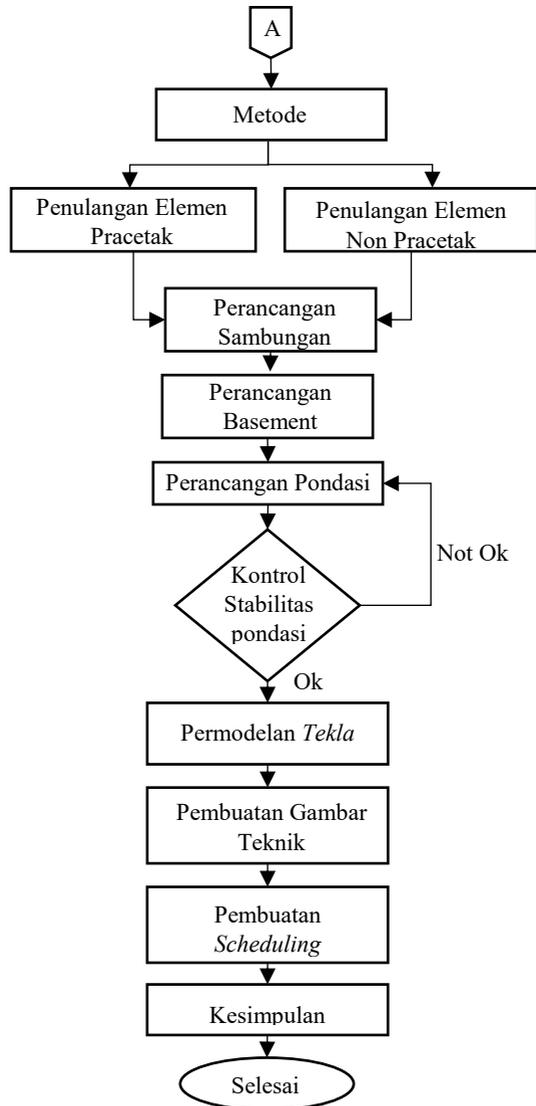
BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Perancangan modifikasi struktur gedung rumah sakit gigi dan mulut nala husada menggunakan metode pracetak dimana harus memiliki susunan pengerjaan sesuai dengan urutan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan data sampai gambar teknik pada akhirnya.

3.2 Bagan Alur Perancangan





Gambar 3.1 Bagan Alir Perancangan

3.3 Pencarian dan Pengumpulan Data serta Literatur

Data yang didapat dari lapangan untuk perancangan bangunan ini yaitu data gedung seperti siteplan, denah pembalokan, denah kolom, serta data-data lain yang diperlukan.

1. Data Umum
 - Nama Gedung : Gedung RSGM Nala Husada
 - Lokasi : Jl. Arief Rahman Hakim no.150, Keputih, Surabaya
 - Fungsi : Rumah Sakit Gigi dan Mulut
 - Jumlah Lantai : 6
 - Tinggi Bangunan : + 29,7 m
 - Total Luas Area : ± 4149,6 m²
 - Struktur Utama : Struktur beton bertulang
 - Atap : Rangka Baja Pipa Baja
2. Data Bahan
 - Kekuatan tekan beton (f^c) : 24,9 Mpa (K300)
 - Tegangan leleh baja (f_y) : 420 Mpa
 - Data tanah : -
3. Data Gambar
 - Gambar Struktur : (Lampiran)
 - Gambar arsitektur : (Lampiran)

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

1. Data Umum
 - Nama Gedung : Gedung Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada
 - Lokasi : Jl. Arief Rahman Hakim no.150, Keputih, Surabaya
 - Fungsi : Rumah Sakit
 - Jumlah Lantai : 10 + 1 Basement
 - Tinggi Bangunan : + 42,5 m
 - Total Luas Area : ± 6916 m²

- Struktur Utama : Beton pracetak (non prategang)
- Atap : Rangka Baja Pipa Baja
- 2. Data Bahan
 - Kekuatan tekan beton (f^c) : 30 Mpa
 - Tegangan leleh baja (f_y) : 420 Mpa
 - Data tanah : (Lampiran)
- 3. Data Gambar
 - Gambar Struktur : (Lampiran)
 - Gambar arsitektur : (Lampiran)

Beberapa literatur serta peraturan gedung tersebut antara lain :

- Badan Standarisasi Nasional. 2013. Tata cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013)
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2012)
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. Tata cara perancangan beton pracetak dan beton prategang untuk bangunan gedung (SNI 7833-2012)
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (RSNI 1727-2013)
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)
- Badan Standarisasi Nasional. 2015. Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729-2015)
- ACI 318-14 *Building Code Requirements for Structural Concrete*
- PCI Handbook 6th Edition. Precast and Prestress Concrete

3.4 Pemilihan Kriteria Desain

Metode pracetak dipilih karena konfigurasi struktur yang cenderung tipikal pada setiap lantainya. Sedangkan dalam pemilihan sistem struktur menggunakan sistem ganda dengan pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan sehingga ukuran dimensi kolom dan balok dapat diperkecil

- Rangka Momen Khusus yang Dibangun Dengan Menggunakan Sistem Pracetak (SNI 2847:2013 pasal 21.5 - 21.8)
- Dinding Geser Beton Bertulang Khusus (SNI 2847:2013 pasal 21.9)

3.5 Preliminary Design Elemen Pracetak Bangunan Atas

Preliminary design adalah desain awal atau estemasi awal yang terdiri atas estimasi jenis material, mutu material, serta dimensi material yang digunakan untuk membentuk elemen struktur bangunan pracetak. Mutu, material dan dimensi yang ditentukan ini mengacu pada peraturan desain yang berlaku serta *engineering judgement* yang dimiliki oleh perencana. Dimensi awal yang ditentukan meliputi balok induk, balok anak, kolom dan pelat, tangga, dan *shearwall*. Hasil penentuan awal inilah yang nantinya akan digunakan untuk tahap perancangan selanjutnya.

3.5.1 Pengaturan Denah

Dalam pengaturan denah, perhatian khusus diberikan terhadap fungsi bangunan serta fungsi ruangnya yang akan menentukan tata letak ruangan yang dibutuhkan. Selain itu sistem struktur dengan metode pracetak juga menuntut keteraturan fungsi ruangan yang akan menentukan ukuran elemen struktur didalamnya sehingga dapat dibuat elemen pracetak yang memiliki ukuran dimensi yang tipikal untuk setiap lantainya.

3.5.2 Penentuan Dimensi Elemen Struktur

3.5.2.1 Dimensi Pelat

Dalam menentukan dimensi pelat pracetak langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Pelat Satu Arah

Pelat yang digunakan dalam perancangan dengan sistem pracetak adalah *one-way slab* (pelat satu arah) dimana tebal minimum pelat satu arah didapat berdasarkan rumus dari SNI 2847:2013 tabel 9.5(a) dalam pasal 9.5.2 sebagai berikut :

Tabel 3.1 Tebal minimum pelat satu arah

Komponen struktur	Tertumpu Sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
Pelat masif satu arah	$h_{min} = \frac{\ell}{20}$	$h_{min} = \frac{\ell}{24}$	$h_{min} = \frac{\ell}{28}$	$h_{min} = \frac{\ell}{10}$

2. Pelat Dua Arah

Berdasarkan SNI 2847:2013, dimensi minimum pelat dua arah tanpa balok interior ditentukan dalam pasal 9.5.3.2 yang membentang di antara tumpuan dan mempunyai rasio bentang panjang terhadap bentang pendek yang tidak lebih dari 2, dimana tebal minimum ditentukan.

1. Tebal minimum pelat tanpa *drop panels* 125 mm
2. Tebal minimum pelat tanpa *drop panels* 100 mm

Untuk pelat dengan balok interior maka :

- a. Selanjutnya untuk $0,2 < \alpha_m < 2,0$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 5 \times \beta (\alpha_{fm} - 0,2)} \quad (3.1)$$

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

- b. Untuk $\alpha_m > 2,0$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi :

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (3.2)$$

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

Dimana :

- ℓ_n = panjang bentang bersih
- fy = tegangan leleh baja
- β = rasio tulangan bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah
- α_{fm} = nilai rata-rata α_f untuk semua balok pada tepi panel

3.5.2.2 Dimensi Balok Induk

Dalam perancangan balok tinggi balok diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 9.5.2 Tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan mutu tertentu.

Tabel 3.2 Tinggi minimum balok

Komponen struktur	Tertumpu Sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$h_{min} = \frac{\ell}{16}$	$h_{min} = \frac{\ell}{18,5}$	$h_{min} = \frac{\ell}{21}$	$h_{min} = \frac{\ell}{8}$

Tabel 3.3 Syarat penggunaan tinggi minimum balok

$h_{min} = \frac{\ell}{16}$	Digunakan apabila $f_y = 420$ Mpa
$h_{min} = \frac{\ell}{16} \times (0,4 + \frac{f_y}{700})$	Digunakan apabila f_y selain 420 Mpa
$h_{min} = \frac{\ell}{16} \times (1,65 - 0,0003w_c)$ (nilai pengali tidak boleh kurang dari 1,09)	Digunakan apabila nilai W_c diantara 1440 sampai 1840 kg/m^3

Dimana :

ℓ = panjang balok

f_y = tegangan leleh baja

W_c = berat jenis

3.5.2.3 Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 untuk penampang yang mengalami aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka factor reduksi yang digunakan (ϕ) = **0,65** yang selanjutnya digunakan untuk menentukan luas penampang minimum.

$$A = \frac{W}{\Phi \times f'c'} \quad (3.3)$$

Dimana : W = Beban aksial yang diterima kolom

$f'c'$ = Kuat tekan beton karakteristik

A = Luas penampang kolom

3.6 Perancangan Struktur Sekunder

Struktur sekunder direncanakan terpisah, karena struktur sekunder hanya meneruskan beban kestruktur utama.

3.6.1 Perancangan Balok Anak

Balok anak direncanakan menerima beban terdistribusi dari pelat. Beban tersebut dihitung dengan sebagai beban ekuivalen segitiga, dua segitiga, dan trapezium. Hasil dari gaya dalam yang terjadi pada balok anak tersebut akan digunakan untuk perancangan tulangan lentur dan geser. Untuk penentuan dimensi awal dari balok anak menggunakan perhitungan yang sama dengan perhitungan balok induk mengacu berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2 Tabel 9.5(a).

3.6.2 Perancangan Tangga

Perancangan desain awal tangga yaitu mencari tinggi anak tangga dan lebar injakan

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm} \quad (3.4)$$

Syarat kemiringan tangga

$$20^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \quad (3.5)$$

Dimana : i = Lebar Injakan

t = Tinggi tanjakan

α = Sudut kemiringan tangga

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

3.6.3 Perancangan Lift

Lift merupakan alat yang memiliki fungsi yang sama dengan tangga yaitu untuk berpindah dari satu lantai ke lantai lainnya. Perancangan lift disesuaikan dengan jumlah lantai dan perkiraan jumlah penggunaan lift. Dalam perancangan lift, dimensi lift akan menentukan ukuran konstruksi ruang tempat lift dan balok penggantung katrol lift. Ruang landasan (pit lift) diberi kelonggaran dengan tujuan saat lift mencapai lantai paling dasar, lift tidak membentur dasar landasan.

3.6.4 Perancangan Struktur Atap

Konstruksi atap direncanakan memikul beban atap menggunakan rangka baja dengan menggunakan pipa baja yang disesuaikan dengan bentuk dari rangka baja dengan menggunakan data tinggi serta lebar rangka yang diperkirakan dari desain eksisting dimana selanjutnya akan membebani konstruksi utama. Perhitungan konstruksi atap akan mengacu pada SNI 1729:2015

1. Perancangan Batang Tekan

Komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban berfaktor, P_u , harus memenuhi persyaratan sebagai berikut

$$P_u \leq \phi P_n \quad (3.6)$$

$$P_n = 0,85 \times F_{cr} \times A_g \quad (3.7)$$

$$\lambda = \frac{k l}{r} \leq 200 \quad (3.8)$$

$$\lambda_c = \frac{k l}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 200 \quad (3.9)$$

Untuk $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1,5$ maka

$$F_{cr} = Q(0,658^{Q\lambda_c^2}) f_y \quad (3.10)$$

Untuk $\lambda_c \sqrt{Q} > 1,5$ maka

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) f_y \quad (3.11)$$

Nilai Q ditentukan oleh syarat sebagai berikut:

Bila $\lambda \leq \lambda_c$, maka $Q = 1$

Bila $\lambda > \lambda_c$, maka :

$$\text{Untuk CHS dengan } \lambda < \frac{0,448E}{f_y} \text{ maka } Q = \frac{0,0379E}{f_y \left(\frac{D}{t} \right)} + \frac{2}{3} \quad (3.12)$$

$$\text{Untuk RHS maka } Q = \frac{\text{eff. area}}{A_g} \quad (3.13)$$

Profil *hollow pipe* juga memiliki faktor panjang tekuk (K) untuk menentukan panjang efektif batang tekan. Besarnya K didasarkan oleh kondisi berikut ini:

- Rangka batang dengan branch member *hollow pipe* yang dilas penuh pada *chord member hollow pipe*.
K = 0,75 untuk *branch member*
K = 0,90 untuk *chord member*
- Rangka batang dengan branch *hollow pipe* atau bukan yang tidak memerlukan syarat di atas dan disambungkan pada *chord member hollow pipe*.

$K = 1,00$ untuk *branch member*

$K = 0,90$ untuk *chord member*

2. Perancangan Batang Tarik

Pada LRFD memberikan persyaratan umum komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial N_u harus memenuhi:

$$N_u \leq \phi N_n \quad (3.14)$$

Dimana nilai ϕN_n adalah kuat tarik rencana yang besarnya diambil sebagai nilai terendah di antara kontrol terhadap leleh dan putus, yaitu sebagai berikut.

Terhadap leleh :

$$\phi = 0,90 \quad (3.15)$$

$$N_n = A_g \times f_y \quad (3.16)$$

Terhadap putus :

$$\phi = 0,90 \quad (3.17)$$

$$N_n = A_g \times f_y \quad (3.18)$$

3.7 Pembebanan dan Pemodelan Struktur

Analisa beban yang bekerja pada struktur ada beberapa jenis menurut karakteristiknya, yaitu beban statis dan beban dinamis. Berikut akan dijelaskan secara mendetail mengenai pembebanan-pembebanan sesuai dengan ketentuan berdasarkan SNI 1727:2013 untuk pembebanan pada gedung maupun SNI 1726:2012

1. Beban statis

Beban statis adalah beban yang bekerja secara terus-menerus pada struktur dan juga yang timbul secara perlahan-lahan, dan mempunyai karakter yang bersifat

tetap. Jenis-jenis beban statis menurut Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG, 1983) dan SNI 1727:2013 adalah sebagai berikut :

a. Beban mati

Beban mati adalah berat seluruh badan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran (SNI 1727:2013). Untuk lebih jelasnya mengenai besaran beban yang digunakan pada perancangan kali ini yaitu seperti pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Beban Mati pada Struktur

Beban Mati	Besar Beban
Batu Alam	2600 kg/m ³
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Dinding pasangan bata merah (1/2 batu)	250 kg/m ²
Kaca setebal 12 mm	30 kg/m ²
Langit-langit + penggantung	18 kg/m ²
Lantai ubin semen <i>Portland</i>	24 kg/m ²
Spesi per cm tebal	21 g/m ²

b. Beban hidup

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

Tabel 3.5 Beban hidup pada Struktur

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2 000 (8,9)
Ruang Komputer	100 (4,79)	2 000 (8,9)
Gedung persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18) ^a	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79) ^a	
Lobi	100 (4,79) ^a	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79) ^a	
Panggung pertemuan	100 (4,79) ^a	
Lantai podium	150 (7,18) ^a	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m ²)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor		
Lantai pertama	100 (4,79)	
Lantai lain	sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) ^a	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in.x 2 in. [50 mmx 50 mm])		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing ringan</i> (pada daerah 1 in.x 1 in. [25 mmx 25 mm])		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4,79)	
Hunian satu keluarga saja	40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	
Garasi/Parkir		
Mobil penumpang saja	40 (1,92) ^{a,b,c}	
Truk dan bus		
Rumah sakit :		
Ruang operasi, laboratorium	60 (2,87)	1000 (4,45)
Ruang pasien	40 (1,92)	1000 (4,45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,45)

Tabel 3.5 (Lanjutan)

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Atap		
Atap datar, berhubung, dan lengkung	20 (0,96) ⁿ	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4,79)	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain	sama seperti hunian dilayani	I
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya		
Awning dan kanopi		
Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0,24) tidak boleh direduksi	
Rangka tumpu layar penutup	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka	200 (0,89)
Semua konstruksi lainnya	20 (0,96)	2000 (8,9)
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai		
Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap diatas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi		300 (1,33)
Semua komponen struktur atap utama lainnya		300 (1,33)
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		

2. Beban Dinamis

a. Beban gempa

Beban gempa berdasarkan Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2012) di daerah Surabaya. Pembebanan gravitasi struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen hanya diterima oleh frame. Pembebanan ini termasuk beban mati dan beban hidup yang terjadi pada struktur. Perancangan Beban Gempa pada struktur menggunakan metode diafragma, di mana pengaruh pada struktur dibebankan langsung ke pusat massa bangunan (center of mass). Gaya geser dasar akibat gempa diperoleh dengan mengalikan

berat gedung dengan faktor-faktor modifikasi sesuai dengan peraturan pembebanan yang ada.

Analisa beban gempa beadasarkan SNI 1726:2012 meliputi :

- Penentuan Respon Spektrum

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada lampiran Gambar 9 dan Gambar 10 dalam SNI-03-1726-2012.

- Respon Seismik (C_s)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.19)$$

Di mana :

S_{DS} = percepatan spektrum respons desain dalam rentan periode pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan hunian

Dengan nilai C_s max tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (3.20)$$

- Gaya geser dasar dan gaya seismik lateral

$$V = C_s \times W \quad (3.21)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.22)$$

Di mana :

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

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

b. Beban Angin (*Wind Load/WL*)

Berdasarkan berdasarkan SNI 1727 – 2013 Pasal 27.2

Parameter beban angin yang harus diperhitungkan :

- Kecepatan angin dasar, V (Pasal 26.5)
- Faktor arah angin, K_0 (Pasal 26.6)
- Kategori eksposur (Pasal 26.7)
- Faktor topografi, K_{zt} (Pasal 26.8)
- Faktor efek tiupan angin (Pasal 26.9)
- Klasifikasi ketertutupan (Pasal 26.10)
- Koefisien tekanan internal (Pasal 26.11)

3.7.1 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1

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

Dimana :

U : beban ultimate L : beban hidup

E : beban gempa D : beban mati

3.7.2 Pemodelan Struktur

Analisa struktur dilakukan dengan memodelkan elemen-elemen utama struktur gedung dengan menggunakan program ETABS/SAP 2000 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang bekerja pada struktur menggunakan dimensi preliminari yang telah ditentukan. Model harus memenuhi beberapa syarat dalam kontrol

pemodelan struktur agar hasil dari pemodelan dapat digunakan untuk perhitungan yang lebih detail.

3.8 Kontrol Pemodelan Struktur

Kriteria-kriteria dibawah ini harus dipenuhi oleh model agar gaya-gaya yang terjadi dapat digunakan untuk perhitungan perancangan.

3.8.1 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 : Partisipasi Massa $\leq 90\%$ (3. 23)

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

3.8.2 Kontrol Periode Fundamental Struktur

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.8.2 : $T_a \leq T \leq C_u \times T_a$ (3. 24)

Kontrol periode fundamental struktur (T), dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan property serta karakteristik deformasi elemen struktur penahan dalam analisa model. Periode fundamental struktur (T) tidak boleh melebihi hasil koefisien batas periode yang dihitung (C_u) daritabel 14 dan periode fundamental hasil pendekatan T_a yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1. Sebagai alternative lain pada analisa pemodelan diijinkan sdignakan secara langsung hasil pendekatan T_a .

$$T_a = C_t \times h n^x \quad (3. 25)$$

Keterangan:

hn = ketinggian struktur (m)

C_t = koefisien yang ditentukan dari Tabel 15

x = koefisien yang ditentukan dari Tabel 15

Tabel 3.6 Koefisien C_u

Parameter percepatan respons spectral desai pada 1 detik, SDI	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,15$	1,7

Tabel 3.7 Koefisien C_t dan x

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

3.8.3 Kontrol Skala Gaya Dinamis

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1 : Gaya Dinamis $\geq 85\%$ Gaya Statis **(3. 26)**

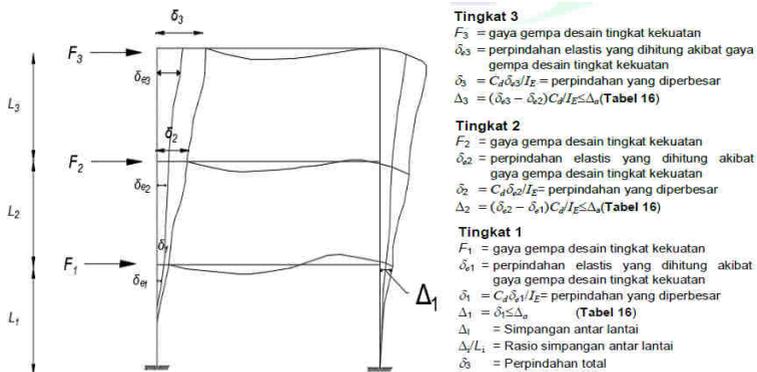
Bila Periode fundamental yang dihitung melebihi $C_u T_a$, maka $C_u T_a$ harus digunakan sebagai pengganti dari T dalam arah

itu. Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85 V/V_t

3.8.4 Kontrol Drift (Defleksi Bangunan)

Sesuai SNI 1726-2012 pasal 7.8.6 : Defleksi tiap lantai > Defleksi ijin. (3.27)

Penentuan Simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa terletak tidak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan, maka defleksi harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditetapkan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.



Gambar 3.2 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Tabel 3.8 Simpangan Ijin Struktur

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan system dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpanan antar lantai	0,025 h	0,02 h	0,015 h
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h	0,010 h	0,010 h
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h	0,007 h	0,007 h
Semua struktur lainnya	0,020 h	0,015 h	0,010 h

3.9 Metode Pelaksanaan

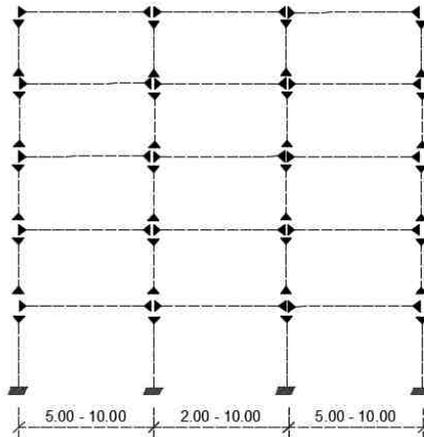
Pekerjaan konstruksi beton pracetak merupakan bagian dari metode konstruksi modern saat ini. Inovasi metode pelaksanaan pekerjaan yang efektif dan efisien tanpa mengurangi kemampuan struktur merupakan inovasi yang diperlukan. Metode pelaksanaan merupakan komponen penting yang tidak bisa dipisahkan dalam desain struktur pracetak. Sebelum direncanakan, harus terlebih dahulu diketahui apakah struktur yang nantinya dibangun bisa direalisasikan. Metode pelaksanaan ini merupakan uraian mengenai komponen dan material-material pendukung yang digunakan dalam pelaksanaan metode beton pracetak.

3.9.1 Sistem Struktur

Perbedaan utama antarmetode beton pracetak dibandingkan metode beton konvensional yaitu proses konstruksinya dimana pada metode pracetak diperlukan perancangan yang lebih detail karena elemen yang sudah dicetak tidak dapat dirubah lagi dilapangan. Jadi perlu direncanakan secara detail mulai dari perancangan arsitektur, perancangan struktur, proses transportasi, hingga proses pemasangan (*erection*) di lapangan.

3.9.1.1 Struktur Rangka dengan Sambungan Antar Kolom di Setiap Lantai

Dalam tugas akhir ini, sistem struktur yang digunakan ialah sambungan antar kolom yang disambung pada setiap lantai. Sehingga mempermudah pada tahap pemasangan (*erection*) agar alat berat yang digunakan dapat diminimalisir kapasitasnya.



Gambar 3.3 Sistem Struktur rangka kolom sambungan setiap satu lantai

3.9.2 Metode Erection

Proses perakitan komponen beton pracetak menjadi satu kesatuan bangunan yang utuh dipengaruhi oleh beberapa factor, antara lain :

- System struktur bangunan.
- Jenis alat sambung yang digunakan.
- Kapasitas alat angkat crane yang tersedia.
- Kondisi lapangan.

Metode yang dapat digunakan dapat dibedakan menjadi dua, yaitu metode vertical dan metode horizontal. Namun, dalam tugas akhir ini penulis akan menggunakan metode horizontal.

3.9.2.1 Metode Horizontal

Penyatuan komponen beton pracetak dengan metode horizontal adalah proses erection yang pelaksanaannya tiap satu lantai (arah horizontal bangunan). Metode ini digunakan untuk struktur bangunan yang terdiri dari komponen kolom precast dengan sambungan pada tempat-tempat tertentu.



Gambar 3.4 Metode *erection* arah horizontal

3.9.3 Pengangkatan dan Peralatan Erection

3.9.3.1 Pengangkatan Elemen Pracetak

Dalam perancangan bangunan yang menggunakan metode pracetak dibutuhkan metode pengangkatan saat *erection*. Hal ini sangat penting dijadikan perhatian karena proses *erection* sangat berpengaruh dalam perancangan menggunakan metode pracetak. Pengangkatan elemen-elemen pracetak didasarkan pada tinjauan pustaka.

3.9.3.2 Peralatan Erection

Peralatan yang dibutuhkan untuk menyatukan komponen beton pracetak tergantung dari tinggi bangunan yang akan dilaksanakan. Pada tugas akhir ini, bangunan yang direncanakan memiliki 10 lantai. Bangunan menengah dengan jumlah tingkat lima sampai dengan enam belas lantai, peralatan yang dapat digunakan adalah:

- Portable tower crane atau fixed tower crane
- Crawler crane (140 – 200 ton)
- Rubber-tired truck crane (125-140 ton)

3.9.4 Transportasi Elemen Beton Pracetak

System transportasi disini meliputi :

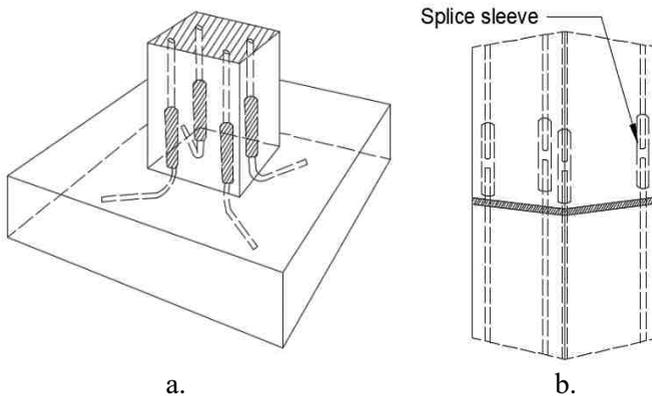
1. Pemindahan beton pracetak di area pabrik.
2. Pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek.
3. Pemindahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir.

Tahap pemindahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk tunggal, tandem, atau temple. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar 2,4 m x 16 m atau 2,4 m x 18 m dengan kapasitas angkut kurang lebih 20 - 40 ton.

3.9.5 Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak

3.9.5.1 Pemasangan Sambungan Elemen Kolom Pracetak

Setelah dilakukan pemancangan dan pembuatan pile cap maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pengecoran pile cap. Penulangan kolom yang diletakkan didalam pile cap dan memiliki tulangan yang dilebihkan sesuai dengan panjang penyaluran yang dibutuhkan untuk menggunakan sambungan *mechanical* yaitu Splice sleeve

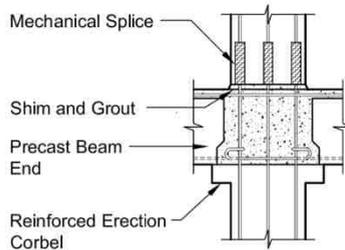


Gambar 3.5 Detail Sambungan a).pilecap-kolom; b).kolom-kolom.

(Sumber: Brosur NMB *Splice Sleeve* 2017)

3.9.5.2 Pemasangan Sambungan Kolom - Balok

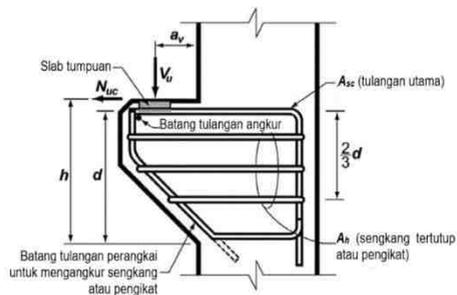
Sambungan Balok-Kolom yang digunakan merupakan sambungan basah dimana setelah balok diletakkan pada posisinya bagian sambungan balok kolom akan dicor secara konvensional di lokasi. Sedangkan sambungan kolom selanjutnya menggunakan tulangan kolom yang dilebihkan lalu dimasukkan kesdalam *splice sleeve* sesuai kebutuhan.



Gambar 3.6 Detail Sambungan Balok - Kolom

(Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition)

Pada perancangan sambungan balok kolom ini digunakan konsol pendek. Konsol pendek berfungsi meletakkan balok induk yang dimana kemudian tulangan dari balok dan kolom dicor menjadi satu. Perencanaan konsol pendek didasarkan pada SNI 2847:13 pasal 11.8 mengenai ketentuan khusus untuk konsol pendek.



Gambar 3.7 Geometri Konsol Pendek

(Sumber: SNI 2847:2013 pasal 11.8)

3.9.5.3 Pemasangan Sambungan Balok Induk-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. Demikian dengan sambungan pada balok induk ke tangga Untuk membuat integritas struktur, maka tulangan utama balok anak baik yang tulangan atas maupun bawah dibuat menerus atau dengan kait standar yang pendetailannya sesuai dengan aturan SNI 2847:13 pasal 13.7.3. 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. Perancangan konsol pada balok induk ini sama dengan perancangan konsol pada kolom.



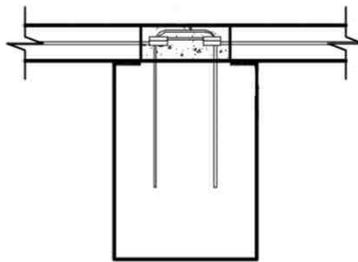
Gambar 3.8 Sambungan Balok Induk Balok Anak

3.9.5.4 Pemasangan Sambungan Balok Induk - Pelat

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

- Kombinasi dengan beton cor di tempat pada bagian sambungan antara tulangan pelat pracetak dengan tulangan balok bagian atas.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 03- 2847-2013 pasal 7.13.

Grouting pada tumpuan atau bidang kontak antara plat pracetak dengan balok pracetak.



Gambar 3.9 Sambungan Balok - Pelat
(*Sumber: PCI Design Handbook 6th Edition*)

3.10 Penulangan Elemen Pracetak

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

3.10.1 Perancangan Tulangan Balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok

harus memenuhi ketentuan yang tercantum dalam SNI 03-2847-2013

3.10.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Tahapan dalam merencanakan tulangan lentur adalah sebagai berikut:

1. Menentukan data-data d , f_y , f'_c , dan M_u .
2. Menentukan harga β_1 sesuai peraturan berikut:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \quad (3.28)$$

3. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.29)$$

$$\rho < 0.025 \quad (3.30)$$

$$\rho < 0.75\rho_b \quad (3.31)$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (3.32)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (3.33)$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar sebagai yang menentukan.

4. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} \quad (3.34)$$

5. Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} \quad (3.35)$$

6. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmR_n}{f_y}} \right) \quad (3.36)$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max} \quad (3.37)$$

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

$$\rho = \frac{A_s}{bxd} \text{ dengan, } A_s = \rho b x d \quad (3.38)$$

8. Menentukan jumlah tulangan

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2} \quad (3.39)$$

9. Menghitung jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{b - n \times \emptyset L - 2d' - 2\emptyset S}{n - 1} \quad (3.40)$$

3.10.1.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok

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

$$\emptyset V_n \geq V_u, \quad (3.41)$$

Dimana:

V_n = kuat geser nominal penampang

V_u = kuat geser terfaktor pada penampang

\emptyset = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

Sedangkan untuk kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s).

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.42)$$

Dan untuk

$$V_c = 0,17 \alpha \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.43)$$

Perancangan penampang terhadap geser harus didasarkan pada :

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.44)$$

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

3.10.1.3 Kontrol Torsi

Akibat torsi harus diperhitungkan apabila memenuhi kriteria berikut:

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f'c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \quad (3.45)$$

Perancangan penampang terhadap torsi:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (3.46)$$

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2 \cdot A_0 \cdot A_t \cdot f_y}{s} \cot \theta \quad (3.47)$$

Dimana:

T_u = Momen torsi terfaktor

T_n = Kuat momen tosi

T_c = Kuat torsi no2minal yang disumbang oleh beton

T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

A_0 = Luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser
mm²

3.10.1.4 Titik Angkat Pada Balok Pracetak

Kondisi pertama adalah saat pengangkatan balok pracetak untuk dipasang pada tumpuannya. Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah beban dari berat sendiri balok pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan sehingga perlu perancangan terhadap tulangan angkat pada balok. Ada dua hal yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan angkur pengangkatan dan kekuatan lentur penampang 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.

Tabel 3.9 Angka pengali Beban statis ekuivalen untuk menghitung gaya pengangkatan dan gaya dinamis

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

(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6th Edition)

3.10.2 Perancangan Tulangan Kolom

Untuk mendesain tulangan kolom, digunakan SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1 untuk tulangan kolom akibat beban aksial tekan dan SNI 2847:-2013 Pasal 23.5.1 untuk kebutuhan tulangan geser sebagai acuan.

3.10.2.1 Persyaratan “Strong Column Weak Beams”

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

$$\Sigma Mn_c \geq (1,2) \times \Sigma Mn_b \quad (3.48)$$

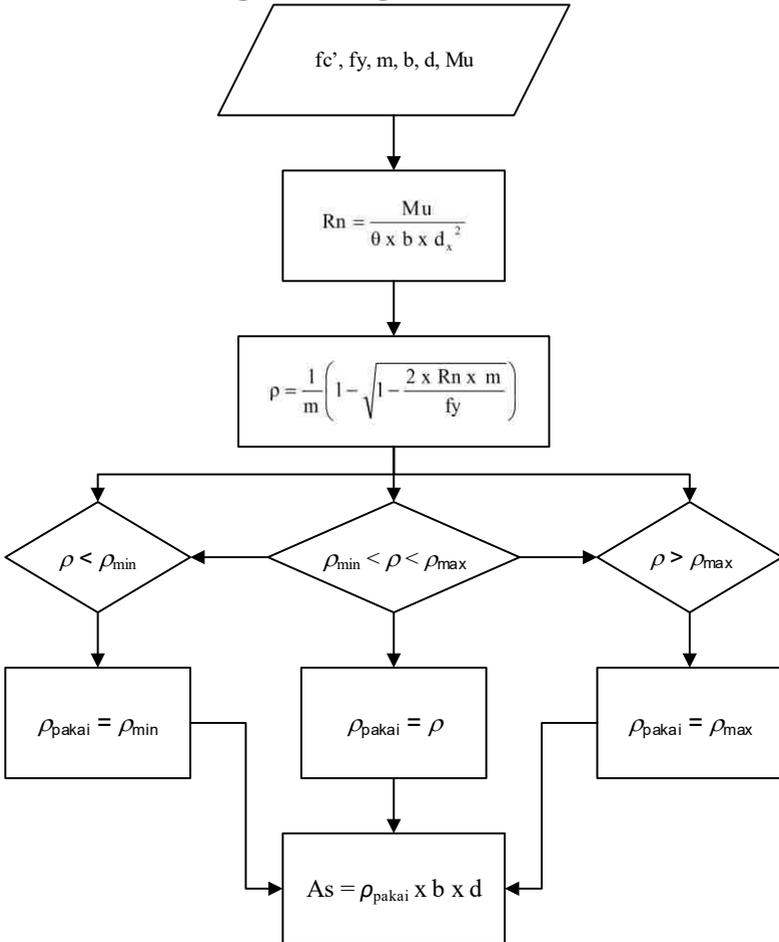
Dimana ΣMn_c adalah momen kapasitas kolom dan ΣMn_b merupakan momen kapasitas balok. Untuk M_{nc} didapatkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau guna mengontrol syarat *strong coloumn weak beam*. Setelah didapatkan jumlah tulangan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

3.10.2.2 Titik Pengangkatan Pada Kolom Pracetak

Pemasangan kolom harus diperhatikan bahwa kolom akan mengalami proses pengangkatan sehingga perlu perancangan terhadap tulangan angkat kolom dengan tujuan untuk menghindari tegangan yang disebabkan oleh fleksibilitas dari truk saat proses transportasi. Perancangan titik pengangkatan pada kolom sama halnya dengan perancangan titik angkat pada balok pracetak, mengacu pada *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6th Edition*.

3.10.3 Perancangan Tulangan Pelat

3.10.3.1 Perhitungan Tulangan Lentur



Gambar 3.10 Diagram Alir Perhitungna Penulangan Lentur

(SNI 2847:2013 Pasal 11.4)

3.10.3.2 Perhitungan Tulangan Susut

Perhitungan kebutuhan tulangan susut merujuk pada peraturan SNI 2847:2013 Pasal 7.12.2.1. Luasan tulangan susut dan suhu harus menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014:

- a. Slab yang menggunakan batang tulangan ulir Mutu 280 atau 350 adalah 0,0020
- b. Slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las Mutu 420 adalah 0,0018
- c. Slab yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35 persen adalah :

$$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} \quad (3.49)$$

3.10.3.3 Perhitungan Tulangan Geser

Perhitungan kebutuhan tulangan geser berdasarkan SNI 2847:13 Pasal 11.4. Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur berdasarkan SNI 2847:13, pasal 21.5.3.4

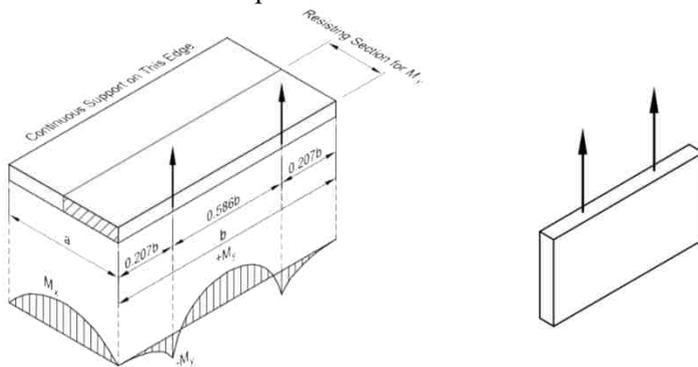
3.10.3.4 Perhitungan Kontrol Retak Tulangan

Untuk menghindari retak-retak beton di sekitar baja tulangan, maka penggunaan tulangan lentur dengan kuat leleh melebihi 300 MPa perlu dilakukan kontrol terhadap retak sesuai SNI 2847:13, Pasal 10.6.4.

3.10.3.5 Titik Angkat Pelat Pracetak

Pemasangan pelat pracetak harus diperhatikan bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu perancangan terhadap tulangan angkat untuk pelat dengan tujuan untuk menghindari tegangan yang disebabkan oleh fleksibilitas dari truk pengangkatan dalam proses transportasi kondisi yang demikian menyebabkan terjadinya momen-momen pada elemen pracetak. Pada proses pengangkatan dapat menggunakan bantuan balok angkat yang memiliki kegunaan untuk menyeimbangkan elemen pracetak pada saat pengangkatan. Jenis titik angkat pada pelat tersebut dijelaskan berikut ini :

a. Salah satu sisi tertumpu



Gambar 3.11 Ilustrasi momen angkat 2 titik angkat (satu sisi tertumpu)

(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6th Edition)

Pada pengangkatan dengan satu sisi yang tertumpu dan menggunakan 2 titik angkat utama momen maksimum yang terjadi dihitung dengan cara berikut :

$$M_{x=} = \frac{wa^2}{8} \quad (3.50)$$

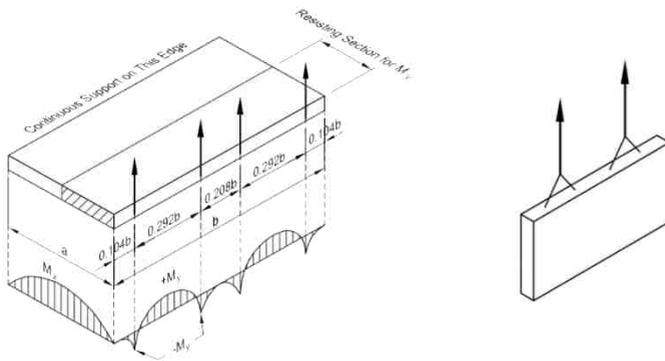
$$-M_y = +M_y = 0,0107wab^2 \quad (3.51)$$

Keterangan : w = berat per satuan luas

a = lebar pelat

b = panjang pelat

M_y dilawan oleh bagian lebar dari $a/2$



Gambar 3.12 Ilustrasi momen angkat 4 titik angkat (satu sisi tertumpu)

(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6th Edition)

Pengangkatan dengan 4 titik angkat satu sisi tertumpu dihitung dengan cara berikut :

$$M_{x=} = \frac{wa^2}{8} \quad (3.52)$$

$$-M_y = +M_y = 0,0027wab^2 \quad (3.53)$$

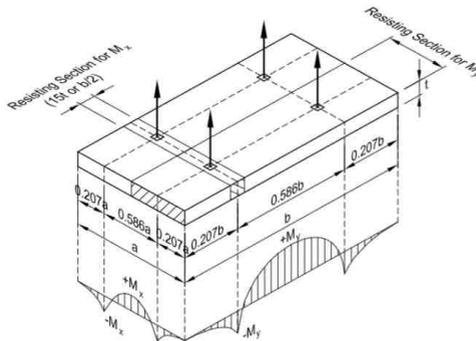
Keterangan : w = berat per satuan luas

a = lebar pelat

b = panjang pelat

M_y dilawan oleh bagian lebar dari $a/2$, area momen yang ditunjukkan pada ilustrasi gambar diatas dengan syarat gaya angkat pada kedua titik sama.

b. Semua sisi terangkat



Gambar 3.13 Ilustrasi momen angkat 4 titik angkat (semua sisi terangkat)

(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6th Edition)

Momen yang terjadi pada pengangkatan 4 titik angkat dengan semua sisi terangkat dihitung dengan cara berikut :

$$+M_x = -M_x = 0,0107wa^2b \quad (3.54)$$

$$-M_y = +M_y = 0,0107wab^2 \quad (3.55)$$

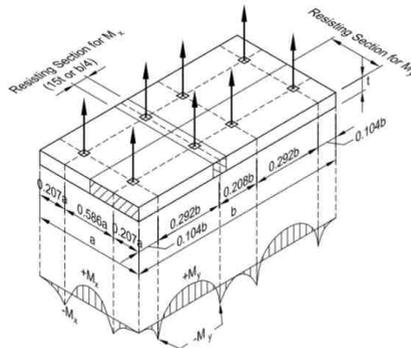
Keterangan : w = berat per satuan luas

a = lebar pelat

b = panjang pelat

M_y dilawan oleh bagian lebar dari $a/2$, area momen yang ditunjukkan pada ilustrasi gambar diatas dengan syarat gaya angkat pada kedua titik sama.

M_x dilawan oleh bagian lebar dari $15t$ atau $b/2$, gunakan yang lebih kecil



Gambar 3.14 Ilustrasi momen angkat 8 titik angkat (semua sisi terangkat)

(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6th Edition)

Momen yang terjadi pada pengangkatan 8 titik angkat dengan semua sisi terangkat dihitung dengan cara berikut :

$$+M_x = -M_x = 0,0054wa^2 \quad (3.56)$$

$$-M_y = +M_y = 0,0027wab^2 \quad (3.57)$$

Keterangan : w = berat per satuan luas

a = lebar pelat

b = panjang pelat

M_y dilawan oleh bagian lebar dari $a/2$, area momen yang ditunjukkan pada ilustrasi gambar diatas dengan syarat gaya angkat pada kedua titik sama.

M_x dilawan oleh bagian lebar dari $15t$ atau $b/2$, gunakan yang lebih kecil

3.11 Penulangan Elemen Non Pracetak

3.11.1 Perancangan Tulangan Dinding Geser

3.11.1.1 Kuat Aksial Rencana

Dihitung berdasarkan (SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f' c . Ag \left[1 - \left(\frac{k . I_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (3.58)$$

3.11.1.2 Pemeriksaan Tebal Dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila memenuhi (SNI 03-2847-2013, pasal 11.9.3.)

$$\phi x V_n = \phi \frac{5}{6} x \sqrt{f' c} . h . d \geq V_u \quad (3.59)$$

Dimana : $d = 0,8 I_w$

3.11.1.3 Kuat Geser Beton

Dihitung Menurut SNI 03-2847-2013, pasal 11.9.6.

$$Vc = 0,27 . \lambda . \sqrt{f' c} . h . d + \frac{Nu . d}{4lw} \quad (3.60)$$

Atau

$$Vc = [0,05 . \lambda . \sqrt{f' c} + \frac{lw(0,1 . \lambda . \sqrt{f' c} + 0,2 \frac{Nu}{lw . h})}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{lw}{2}}] \quad (3.61)$$

Dimana :

lw = panjang keseluruhan dinding

N_u = positif untuk gaya tekan dan negatif
 untuk gaya tarik
 $\frac{M_u}{V_u} - \frac{lw}{2}$ = jika nilai nya negatif, maka tidak dapat
 digunakan

3.11.1.4 Keperluan Penulangan Geser

Penulangan geser dihitung berdasarkan (SNI 03-2847-2013, pasal 13.9.8.)

3.11.1.5 Penulangan Geser Horizontal

Dihitung berdasarkan pada (SNI 03-2847-2013, pasal 11.9.9)

3.11.1.6 Penulangan Geser Vertikal

Dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2012, pasal 11.9.9.4

3.12 Perancangan Sambungan

Dalam perancangan sambungan yang dilakukan sesuai dengan peraturan SNI 2847:13 Pasal 12.14. Dimana sambungan yang dapat digunakan adalah sambungan basah pada balok induk dan kolom maupun sambungan mekanik yang menggunakan (*splice sleeve*) maupun baut dan mur yang diatur dalam pasal 12.14.3. Dengan kombinasi tersebut diharapkan integrasi struktur tercapai dengan baik dan lebih efisien karena pengerjaan yang mudah.

3.12.1 Detail Penulangan Sambungan

3.12.1.1 Geser Horizontal

- Pada pelat lantai dan balok pracetak, gaya geser yang terjadi adalah:

$$V_{vh} = T = C = A_s f_y \quad (3.62)$$

- o Kuat geser horizontal menurut SNI 2847:2013, pasal 17.5.4 adalah :

$$\phi x V_{nh} = \phi x 0,6 x b_v x l_{vh} \quad (3.63)$$

- o Menurut SNI 2847:2013, pasal 11.9.9.1 tulangan geser horizontal perlu :

$$V_s = \frac{A_v f_v d}{s} \quad (3.64)$$

3.12.1.2 Penyaluran Tulangan Dalam Tarik

Menurut SNI 03-2847-2013, pasal 12.2.2 adalah sebagai berikut:

$$l_{d(\min)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Untuk } D \leq 19 \text{ mm} : l_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (3.65)$$

$$D \geq 22 \text{ mm} : l_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1,7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (3.66)$$

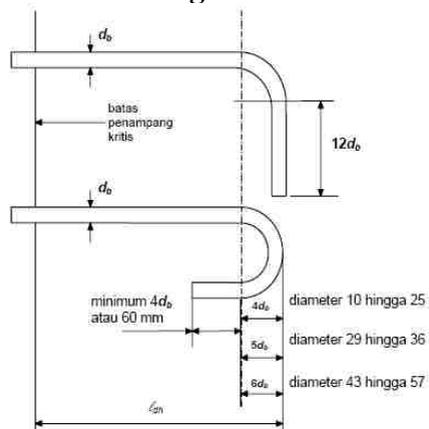
Dengan pengaruh dari faktor pengali pada **Tabel 3.10**

Tabel 3.10 Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Tarik

ψ_t = faktor lokasi penulangan	
Tulangan horizontal dipasang sehingga lebih dari 300mm beton segar dicor dibawah panjang penyaluran atau sambungan	1,3
Situasi lain	1,0

ψ_e = faktor pelapis	
Batang atau kawat dilapisi epoksi dengan selimut kurang dari $3d_b$ atau spasi bersih kurang dari $6d_b$	1,5
Batang atau kawat tulangan berlapis epoksi lainnya	1,2
Tulangan tidak dilapisi dan dilapisi bahan seng (digalvanis)	1,0
ψ_s = faktor ukuran batang tulangan	
Batang D-19 atau lebih kecil atau kawat ulir	0,8
Batang D-22 dan yang lebih besar	1,0
λ = faktor agregat ringan	
Apabila f_{ct} ditetapkan	0,75
Beton normal	1,0

3.12.1.3 Penyaluran Tulangan Berkaitan Dalam Tarik



Gambar 3.15 Detail Kaitan untuk Penyaluran Kait Standar

(Sumber : SNI 2847:2013)

Dijelaskan pada Gambar 3.23 mengenai detail kaitan. Menurut SNI 2847:2013, pasal 12.5.2 adalah sebagai berikut:

$$l_{h(\min)} = 8d_b \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran dasar dicari dengan rumus ℓ

$$d_h = \left(0,24 \Psi_e f_y / \lambda \sqrt{f'_c} \right) / d_b \quad (3.67)$$

Dengan faktor pengali pada **Tabel 3.11**

Tabel 3.11 Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Berkait Dalam Tarik

Kondisi	Faktor
Selimit Beton , batang D-36 dan yang lebih kecil dengan tebal selimit samping (normal terhadap bidang kait) tidak kurang dari 60 mm dan untuk kait 90° dengan tebal selimit terhadap kait tidak kurang dari 50 mm	0,70
Senggang, batang D-36 dan yang lebih kecil yang secara vertikal atau horisontal dilindungi oleh sengkang yang dipasang sepanjang l_{dh} dengan spasi tidak lebih dari $3d_b$	0,80
Untuk kait 180 derajat dari batang tulangan D-36 dan yang lebih kecil yang dilingkupi dalam pengikat atau sengkang tegak lurus terhadap tulaenaen yang disalurkan tidak lebih besar dari $3d_b$	0,8

3.12.1.4 Sambungan Tulangan Mekanis

Sambungan tulangan mekanis maupun las diijinkan untuk digunakan dan diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 12.14.3 serta didetailkan dalam pasa 12.14.3.2 dimana tertulis bahwa Suatu

sambungan mekanis penuh harus mengembangkan tarik atau tekan seperti yang disyaratkan, paling sedikit 1,25fy batang tulangan. Sambungan mekanis digunakan pada sambungan kolom-kolom yaitu penggunaan *mechanical sleeve*.

3.13 Perancangan *Basement*

Dinding pada basement harus dirancang agar kokoh dan kuat, mengingat fungsinya sebagai retaining wall (penahan beban tekanan tanah dan air). Ketebalan dinding beton berkisar antara 15-17.5 cm, bergantung pada kedalaman lantai basement-nya dimana semakin dalam lantai basement maka ketebalan akan semakin meningkat. Sementara untuk mengantisipasi adanya rembesan air, dinding pada struktur basement diharuskan untuk dilapisi menggunakan *waterproofing*. Struktur basement direncanakan menggunakan material beton bertulang dengan metode cor ditempat. Adapun persyaratan yang lain sebagai berikut:

- Penulangan Dinding *Basement*
Penulangan dinding basement dihitung sesuai dengan peraturan dalam SNI 2847:2013.
- Kontrol Ketebalan Dinding *Basement*
Ketebalan dinding basement dikontrol sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847-2013 pasal 22.6.6.3.
- Penulangan Pelat Lantai *Basement*
Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847-2013.

3.14 Perancangan Pondasi

Dalam perancangan pondasi untuk konstruksi jenis apapun dapat menggunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi disesuaikan dengan kebutuhan beban yang dipikul maupun jenis tanah lokasi tempat konstruksi serta biaya pembuatan pondasi

tersebut. Secara umum terdapat dua jenis pondasi yaitu pondasi dangkal (*shallow foundations*) dan pondasi dalam (*deep foundations*). Pada tugas akhir ini digunakan pondasi dengan jenis tiang pancang pracetak atau biasa disebut (*spun pile*) karena tanah dasar di bawah bangunan tidak memiliki daya dukung yang cukup. Perhitungan daya dukung tanah vertical menggunakan formula dari Luciano Decourt.

Perhitungan kekuatan pondasi menggunakan data tanah yang didapat dari tes sondir.

Nilai Konus diambil 4 D keatas & 4 D kebawah

$$P \text{ ijin 1 tiang} = \frac{A \text{ tiang} \times C_n}{Sf_1} + \frac{JHP \times Q}{Sf_2} \quad (3.68)$$

$$Sf_1 = (2 - 3)$$

$$Sf_2 = (5 - 8)$$

3.14.1 Daya Dukung Tiang vertikal

Luciano Decourt memberikan formula daya dukung tiang vertikal sebagai berikut.

$$Q_L = Q_p + Q_s \quad (3.69)$$

$$q_p = N_p + K \quad (3.70)$$

$$Q_s = q_s A_s \quad (3.71)$$

$$Q_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s \quad (3.72)$$

3.14.2 Kebutuhan Tiang Pancang

Pada gedung ini akan digunakan pondasi tiang pancang (*spun pile*)

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin}} \quad (3.73)$$

$$S \geq \frac{1,57(D)\text{min} - 2D}{m + n - 2} \quad (3.74)$$

Efisiensi satu tiang pancang:

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (3.75)$$

$$\text{Dimana, } \theta = \text{arc tg} \left(\frac{D}{S} \right) \quad (3.76)$$

$$P_{maks} = \frac{\sum Pu}{n} + \frac{My \times X \text{ max}}{\sum x^2} + \frac{Mx \times Y \text{ max}}{\sum y^2} \quad (3.77)$$

P_{ult} = Efisiensi tiang x P_u 1 tiang berdiri
Kontrol kekuatan tiang

$$P_{ult} \geq P_{perlu} \quad (3.78)$$

$$P_{perlu} = P_{maks} \quad (3.79)$$

3.14.3 Kontrol Geser Ponds Pada Poer

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

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.80)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f' c} b_o d \quad (3.81)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f' c} b_o d \quad (3.82)$$

Dimana :

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

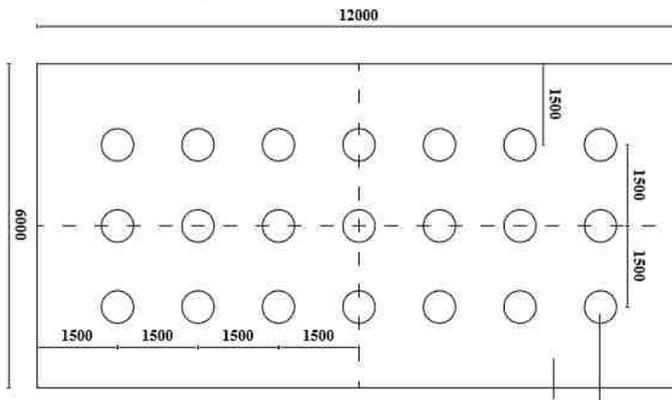
b_o = keliling pada penampang kritis pada poer = $2(b_{kolom}+d) + 2(h_{kolom}+d)$

α_s → 30, untuk kolom tepi

→ 40, untuk kolom tengah

→ 20, untuk kolom pojok

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



Gambar 3.16 Ilustrasi Pondasi Tiang Pancang

3.15 Permodelan Tekla Structures

3.15.1 Langkah – Langkah Permodelan

Permodelan Tekla Structures dimulai dengan melakukan perhitungan dimensi-dimensi awal elemen-elemen struktural yang

akan dimodelkan menggunakan ETABS maupun dihitung manual berdasarkan peraturan yang berlaku di Indonesia. Permodelan yang dilakukan dalam tekla structures berbeda dengan permodelan yang dilakukan di program ETABS karena permodelan pada ETABS merupakan permodelan gaya-gaya yang terjadi pada struktur sedangkan Tekla Structures sendiri memodelkan struktur dengan tujuan menghasilkan gambar struktural, *Bill of Quantity*, maupun *Scheduling* dari pembangunan struktur tersebut. Berikut langkah-langkah memodelkan Tekla Structures (nofiyanto,2013):

Menentukan dimensi awal elemen-elemen baja untuk struktur atap.

- Menentukan dimensi awal elemen-elemen beton untuk struktur portal.
- Menentukan beban-beban yang bekerja pada struktur stadion, yaitu: beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa.
- Memodelkan structure stadion pada Tekla Structure secara 3 dimensi dalam satu pias sederhana.
- Melakukan replikasi untuk memperoleh bentuk yang utuh sesuai disain.
- Pada ETABS dilakukan generasi model untuk dieksport ke Tekla Structure
- Sebelum proses disain dilakukan pada Tekla Structure, model hasil generasi ETABS diperiksa kembali kesesuaiannya, diperbaiki bagian-bagian yang tidak akurat, dilengkapi dengan element-element yang diperlukan serta dikerjakan pembebanan sesuai beban rencana, termasuk di dalamnya beban gempa.
- Apabila dalam hasil analisis pada ETABS terdapat kegagalan struktur, langsung pada program ini juga dapat dilakukan modifikasi elemen-elemen yang mengalami kegagalan tersebut. Kontrol terhadap elemen struktur pada tahap ini adalah dengan melihat stres rasio pada elemen baja dan tegangan (overstress atau tidak) yang bekerja pada

elemen beton serta rasio penulangannya apakah berada pada rentang antara rasio penulangan minimum dan rasio penulangan maksimum.

- Modifikasi terhadap elemen struktur yang gagal pada ETABS dapat berupa perubahan dimensi atau profil dan atau penambahan elemen struktur yang diperlukan.
- Hasil desain yang telah dilakukan pada ETABS dibaca dan dilakukan tabulasi hasil disain seperti luas tulangan dan stress-rasio.
- Informasi-informasi yang diambil digunakan kedalam Tekla Structure adalah profil atau dimensi-dimensi yang telah lolos desain beserta hasil modifikasi dan gaya-gaya dalam yang bekerja.
- Proses selanjutnya adalah pendetailan sambungan dan input penulangan dalam Tekla structure berdasarkan disain ETABS. Pada Tekla Structure terdapat makro berbagai model sambungan seperti las, baut, end plate dan base plate. Demikian juga dengan detail penulangan untuk struktur beton baik itu konvensional maupun pracetak.
- Jika menggunakan fasilitas makro dalam pendetailan, secara otomatis sebuah instance akan tercipta yang merupakan mekanisme kontrol internal Tekla Structure. Ketika sebuah detail sambungan dibuat dan secara struktural gagal, instance tersebut akan menunjukkan warna merah. Jika telah memadai namun perlu penambahan atau kurang akurat, instance tersebut akan berwarna kuning dan jika OK, akan berwarna hijau.
- Setelah pendetailan selesai, dilanjutkan dengan ekstraksi informasi-informasi yang diperlukan kedalam bentuk gambar atau table-tabel informasi sesuai kebutuhan antara lain seperti *bill of quantity*, gambar teknik, *scheduling*.

3.15.2 Hasil Output Tekla Structures

Hasil dari permodelan tekla structures merupakan model 3D utuh dari bangunan yang mengandung banyak informasi, Sedangkan output dari pemodelan yang dapat dihasilkan ialah (nofiyanto,2013) :

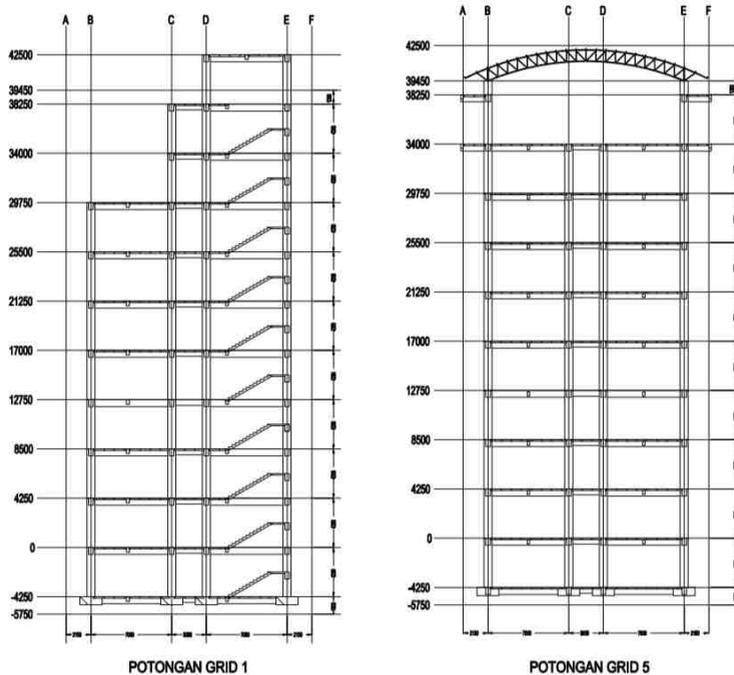
- *General Arrangement Drawing (GA)*, merupakan gambar yang berisikan informasi seperti denah lokasi pembalokan, kolom, pelat, dan potongan.
- *Cast Unit Drawing (C)* merupakan gambar produksi. Cast unit drawing menampilkan informasi suatu komponen misalnya balok, kolom, pelat atau pondasi telapak beserta penulangannya. Pada gambar ini bisa ditambahkan informasi gambar detail, tampak dan potongan komponen serta tabel yang berisikan informasi volume beton dan tulangan, panjang dan bentuk tulangan
- *Assembly drawing* merupakan gambar detail, terutama untuk komponen baja. Gambar ini berupa layout, tampak dan potongan disertai total volume yang ada dalam model.
- *Single Part Drawing* Single part drawing merupakan sebuah gambar elemen-elemen struktur tunggal yang dipergunakan untuk fabrikasi element-element tersebut.
- *Report* Fasilitas report dalam Tekla Structure berfungsi untuk menampilkan laporan informasi yang berhubungan dengan sebuah model. Secara otomatis Tekla Structure akan men-generate keluaran informasi yang diinginkan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

BAB IV PRELIMINARY DESIGN

4.1 Umum

Preliminary design/perencanaan awal gedung beton bertulang dengan sistem beton pracetak sebagai berikut :



Gambar 4.1 Potongan melintang gedung

4.2 Data Perencanaan

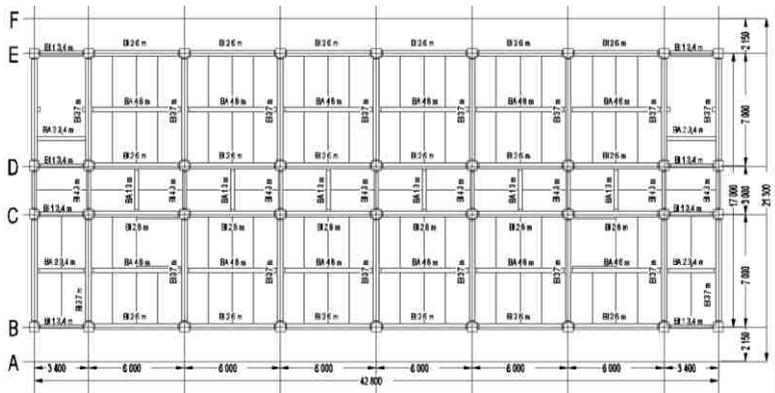
Data perencanaan gedung beton bertulang menggunakan sistem beton pracetak sebagai berikut :

- Fungsi Bangunan : Gedung Rumah Sakit

- Lokasi : Jalan Arif Rahman Hakim no. 150, Surabaya
- Jumlah Lantai : 10
- Ketinggian Lantai :
 - a. Lantai 1-10 = 4.250 m
- Tinggi Bangunan : 42.5 m
- Total Luas Area : ± 6916 m²
- Mutu Beton (f'c) : 40 Mpa
- Mutu Baja (fy) : 420 Mpa
- Letak Bangunan : Jauh Dari Pantai

4.3 Perencanaan Dimensi Balok

Dimensi balok yang direncanakan sesuai dengan gambar denah pembalokan berikut :



Gambar 4.2 Denah pembalokan

4.3.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk

Dimensi balok induk direncanakan dengan :

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

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

Dimana :

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang balok} && (\text{cm}) \\ h &= \text{tinggi balok} && (\text{cm}) \\ b &= \text{lebar balok} && (\text{cm}) \end{aligned}$$

Balok Induk dibagi menjadi :

a. BI.1 $L = 340 \text{ cm}$

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{340}{16} = 21,25 \approx 55 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 21,25 = 14,17 \approx 25 \text{ cm}$$

Digunakan BI.1 sebesar 55/25 cm

b. BI.2 $L = 600 \text{ cm}$

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{600}{16} = 37,50 \approx 55 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 37,50 = 25,00 \approx 35 \text{ cm}$$

Digunakan BI.2 sebesar 55/35 cm

c. BI.3 $L = 700 \text{ cm}$

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{700}{16} = 43,75 \approx 55 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 43,75 = 29,17 \approx 35 \text{ cm}$$

Digunakan BI.2 sebesar 55/35 cm

d. BI.4 L = 300 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{300}{16} = 18,75 \approx 55 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 18,75 = 12,50 \approx 25 \text{ cm}$$

Digunakan BI.4 sebesar 55/25 cm

Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk Rencana

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi min (m)		Dimensi min (cm)		Dimensi pakai (cm)	
		b	h	b	h	b	h
BI 1	3,4	0,14	0,21	14,17	21,25	25	55
BI 2	6	0,25	0,38	25,00	37,50	35	55
BI 3	7	0,29	0,44	29,17	43,75	35	55
BI 4	3	0,13	0,19	12,50	18,75	25	55

4.3.2 Perencanaan Dimensi Balok Anak

Dimensi balok induk direncanakan dengan :

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

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

Dimana :

$$\begin{aligned} L &= \text{panjang balok} && (\text{cm}) \\ h &= \text{tinggi balok} && (\text{cm}) \\ b &= \text{lebar balok} && (\text{cm}) \end{aligned}$$

Balok Anak dibagi menjadi :

a. BA.1 L = 300 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{300}{16} = 18,75 \approx 35 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 18,75 = 12,5 \approx 25 \text{ cm}$$

Digunakan BA1 sebesar 35/25 cm

b. BA.2 L = 340 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{340}{16} = 21,25 \approx 35 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 21,25 = 14,17 \approx 25 \text{ cm}$$

Digunakan BA2 sebesar 35/25 cm

c. BA.3 L = 210 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{210}{16} = 13,13 \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 13,13 = 8,75 \approx 20 \text{ cm}$$

Digunakan BA3 sebesar 35/25 cm

d. BA.4 L = 600 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{600}{16} = 37,50 \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 37,50 = 25 \approx 30 \text{ cm}$$

Digunakan BA4 sebesar 45/30 cm

Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak Rencana

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi min (m)		Dimensi min (cm)		Dimensi pakai (cm)	
		b	h	b	h	b	h
Ba1	3	0,13	0,19	12,50	18,75	25	35
Ba2	3,4	0,14	0,21	14,17	21,25	25	35
Ba3	2,1	0,09	0,13	8,75	13,13	25	35
Ba4	6	0,25	0,38	25,00	37,50	30	45

4.4 Perencanaan Tebal Pelat

Sesuai dengan SNI 7833 :2012 pasal 4.4.1 untuk pelat pracetak lebar plat tidak boleh lebih lebar dari 3,7 m. Sehingga pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan 6 tipe pelat yang memiliki ukuran yaitu :

Pelat tipe S1 = 1500 x 3500

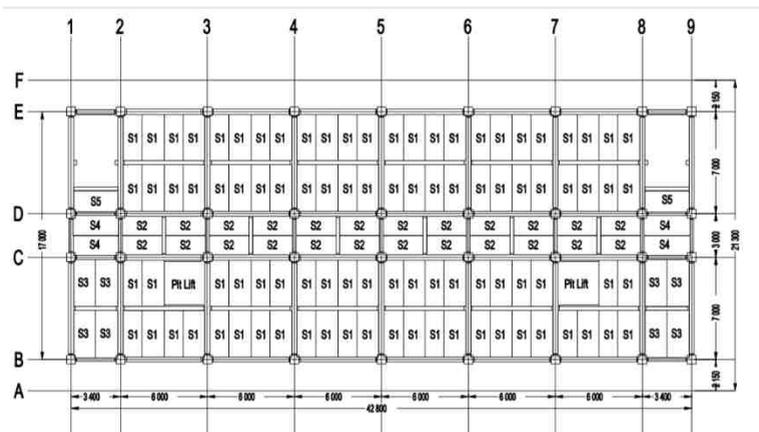
Pelat tipe S2 = 1500 x 3000

Pelat tipe S3 = 1700 x 3500

Pelat tipe S4 = 1500 x 3400

Pelat tipe S5 = 1700 x 3400

Pelat tipe S6 = 1050 x 3000



Gambar 4.3 Denah Pelat

Direncanakan pelat lantai dan atap pracetak. Diambil contoh pelat tipe S1 ukuran 150 cm x 350 cm sebagai contoh perhitungan dengan data perhitungan :

- Ukuran = 150 x 350 cm
- $L_n = 350 - \left(\frac{35}{2} + \frac{25}{2} \right) = 320 \text{ cm}$
- $S_n = 150 \text{ cm}$
- $\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{320}{150} = 2,133 > 2$ (pelat satu arah)

Perhitungan ketebalan minimal pelat satu arah didapat dengan menggunakan tabel 9.5(a) pelat masif satu arah dengan perilaku kedua ujung menerus atau bila dengan di cek lendutan langsung terhadap beban yang terjadi.

Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Pelat Satu Arah

Tipe Pelat	Dimensi (cm)		L_n	S_n	β	Keterangan
	P	L				
S1	350	150	320	150	2,133	$\beta > 2$, pelat satu arah
S2	300	150	275	125	2,200	$\beta > 2$, pelat satu arah
S3	350	170	325	137,5	2,364	$\beta > 2$, pelat satu arah
S4	340	150	315	125	2,520	$\beta > 2$, pelat satu arah
S5	340	170	305	132,5	2,302	$\beta > 2$, pelat satu arah
S6	300	105	275	80	3,438	$\beta > 2$, pelat satu arah

4.5 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom menggunakan kolom yang mengalami pembebanan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 700 cm dan 600 cm serta memikul rangka atap.

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai dan atap serta 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 : 12 cm
- Tinggi Lantai Basement : 4,25 m
- Tinggi tiap Lantai 1 - 10 : 4,25 m

Bedasarkan SNI 1727:2013 pembebanan seperti berikut ini :

- a. Beban atap + rangka (lantai 11 dan lantai 10) :
 - Beban Mati

Tabel 4.4 Beban Mati Pedestal Atap

Lantai 11 (Pedestal Atap)						
BEBAN MATI						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Massa Jenis	n	Berat (kg)
Rangka Atap						
-Pada Kolom Tengah	1167,8				1	1167,8
Total Beban Mati (DL)						1167,8
Total Beban Mati & Hidup (DL+LL)						1167,8

Tabel 4.5 Beban Mati Lantai 10

Lantai 10						
BEBAN MATI						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Massa Jenis	n	Berat (kg)
Pelat						
-S1	3,5	1,5	0,12	2400 Kg/m ³	2	3024
-S7	3	1,05	0,12	2400 Kg/m ³	4	3628,8
Balok Induk						
-BI2	6	0,35	0,55	2400 Kg/m ³	1	2772
-BI3	7	0,35	0,55	2400 Kg/m ³	0,5	1617
Balok Anak						
-BA1	3	0,25	0,35	2400 Kg/m ³	2	1260
-BA3	2,1	0,25	0,35	2400 Kg/m ³	3	1323
-BA4	6	0,35	0,5	2400 Kg/m ³	0,5	1260
Plafond	23,1	-	-	11 Kg/m ²	-	254,1
Penggantung	23,1	-	-	7 Kg/m ²	-	161,7
Plumbing	23,1	-	-	10 Kg/m ²	-	231
Aspal (1cm)	23,1	-	0,02	24 Kg/m ³	-	11,088
Spesi (1 cm)	23,1	-	0,01	21 Kg/m ³	-	4,851
Sanitasi	23,1	-	-	20 Kg/m ²	-	462
Kolom						
-K3	1,2	0,4	0,4	2400 Kg/m ³	1	460,8
Total Beban Mati (DL)						16470,339

- Beban Hidup

Tabel 4.6 Beban Hidup Lantai 10

Lantai 10						
BEBAN HIDUP						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Gaya	n	Berat (kg)
Beban hidup atap	23,1	-	-	100 kg/m ²	-	2310
Total Beban Hidup (LL)						2310
Total Beban Mati & Hidup (DL+LL)						18381,339

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL = 51214 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, menggunakan faktor reduksi ($\phi=0.65$).

Mutu Beton 40 Mpa = $40 \times 10 = 400 \text{ kg/cm}^2$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{51214}{0,65 \times 400} = 196,98 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{196,98} = 14,035 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 40 x 40 cm

- b. Beban lantai 9 tempat pertemuan :

- Beban Mati

Tabel 4.7 Beban Mati Lantai 9

Lantai 9							
BEBAN MATI							
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Massa	Jenis	n	Berat (kg)
Pelat							
-S1	3,5	1,5	0,12	2400	Kg/m3	4	6048
-S7	3	1,05	0,12	2400	Kg/m3	4	3628,8
Balok Induk							
-BI2	6	0,35	0,55	2400	Kg/m3	1	2772
-BI3	7	0,35	0,55	2400	Kg/m3	0,5	1617
Balok Anak							
-BA1	3	0,25	0,35	2400	Kg/m3	2	1260
-BA3	2,1	0,25	0,35	2400	Kg/m3	3	1323
-BA4	6	0,35	0,5	2400	Kg/m3	1	2520
Dinding Bata	14,6		4,25	250	Kg/m2		15512,5
Plafond	33,6	-	-	11	Kg/m2	-	369,6
Penggantung	33,6	-	-	7	Kg/m2	-	235,2
Plumbing	33,6	-	-	10	Kg/m2	-	336
Ubin (2cm)	33,6	-	0,02	24	Kg/m3	-	16,128
Spesi (1 cm)	33,6	-	0,01	21	Kg/m3	-	7,056
Sanitasi	33,6	-	-	20	Kg/m2	-	672
Kolom							
-K2	4,25	0,4	0,4	2400	Kg/m3	1	1632
Total Beban Mati (DL)							37949,284

- Beban Hidup

Tabel 4.8 Beban Hidup Lantai 9

Lantai 9							
BEBAN HIDUP							
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Gaya		n	Berat (kg)
Beban Hidup							
Tempat Pertemuan	33,6	-	-	479	kg/m2	-	16094,4
Total Beban Hidup (LL)							16094,4
Total Beban Mati & Hidup (DL+LL)							53644,684

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL + Lantai sebelumnya =

183223 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dengan

lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, menggunakan faktor reduksi ($\phi=0.65$).

$$\text{Mutu Beton } 40 \text{ Mpa} = 40 \times 10 = 400 \text{ kg/cm}^2$$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{183223}{0,65 \times 400} = 704,71 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{704,71} = 26,546 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 40 x 40 cm

c. Beban lantai 1-8 :

- Beban Mati

Tabel 4.9 Beban Mati Lantai 1-8

Lantai 1-8							
BEBAN MATI							
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Massa Jenis	n	Berat (kg)	
Pelat							
-S1	3,5	1,5	0,12	2400 Kg/m3		4	6048
Balok Induk							
-BI2	6	0,35	0,55	2400 Kg/m3		1	2772
-BI3	7	0,35	0,55	2400 Kg/m3		0,5	1617
Balok Anak							
-BA4	6	0,35	0,5	2400 Kg/m3		1	2520
Dinding Bata	9,5		4,25	250 Kg/m2			10093,75
Plafond	21	-	-	11 Kg/m2	-		231
Penggantung	21	-	-	7 Kg/m2	-		147
Plumbing	21	-	-	10 Kg/m2	-		210
Ubin (2cm)	21	-	0,02	24 Kg/m3	-		10,08
Spesi (1 cm)	21	-	0,01	21 Kg/m3	-		4,41
Sanitasi	21	-	-	20 Kg/m2	-		420
Kolom							
-K1	4,25	0,6	0,6	2400 Kg/m3		1	3672
Total Beban Mati (DL)							27745,24

- Beban Hidup

Tabel 4.10 Beban Hidup Lantai 1-8

Lantai 1-8						
BEBAN HIDUP						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Gaya	n	Berat (kg)
Beban Hidup						
Ruang Op/Lab		21	-	287	kg/m ²	-
Total Beban Hidup (LL)						6027
Total Beban Mati & Hidup (DL+LL)						33373,24

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL + Lantai sebelumnya =
881862 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, menggunakan faktor reduksi ($\phi=0.65$).

$$\text{Mutu Beton } 40 \text{ Mpa} = 40 \times 10 = 400 \text{ kg/cm}^2$$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{881862}{0,65 \times 400} = 3391,8 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{3391,8} = 58,239 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 60 x 60 cm

Tabel 4.11 Rekapitulasi Dimensi Kolom

Tipe	Lantai	Dimensi
K1	basement - lantai 8	60 x 60
K2	lantai 9 - 12	40 x 40

4.6 Perencanaan Rangka Atap

4.6.1 Data Perencanaan

Nama bangunan : Struktur Atap RSGM

Lokasi Bangunan : Surabaya – Jawa Timur

Spesifikasi material

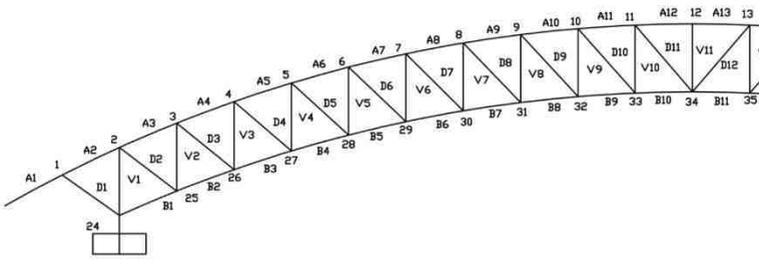
- Pipa Baja : Carbon steel pipe Schedule 40
- Mutu : BJ41 ($f_u = 410$ Mpa; $f_y = 250$ Mpa)
- Profil : Besi Kanal C BJ41
- Atap : Zincalume t = 0,55 mm (Bluescope, setara)
- Baut : A307 ($f_u = 410$ Mpa; $f_y = 250$ Mpa)
- Las : Fe70xx

4.6.2 Perencanaan Profil Baja Struktur Atap

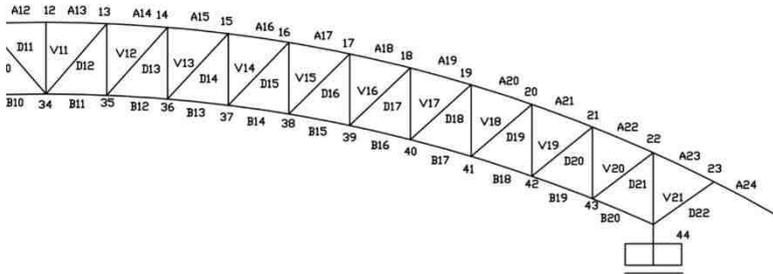
Pada tugas akhir ini, profil struktur rangka atap direncanakan menggunakan pipa baja (*circular hollow section*). Ukuran yang digunakan adalah ukuran yang tersedia di pasar Indonesia, yang mengacu pada brosur **PT. Mandiri Karya Teknindo**.

4.6.3 Perencanaan Busur Utama

Rangka busur utama direncanakan menggunakan rangka batang bidang dengan tinggi dimensi vertikal 2,772 m dan lebar 17 m sesuai dengan dimensi desain asli.



Gambar 4.4 Rangka Busur Utama (1)



Gambar 4.5 Rangka Busur Utama (2)

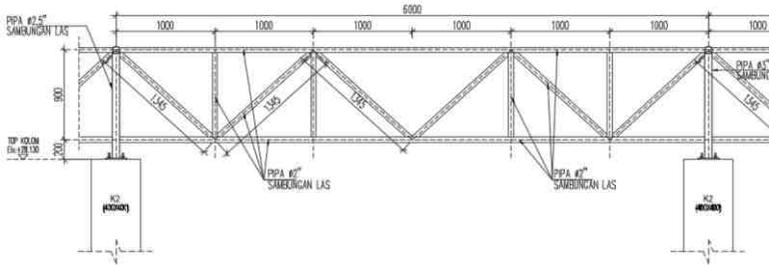
- a. Rangka Atas (A1-A..)
 - CHS 2,5 inch OD : 76,3 mm
 - Tebal 4 mm

- b. Rangka Bawah (B1-B..)
 - CHS 2,5 inch OD : 76,3 mm
 - Tebal 4 mm

- c. Rangka Diagonal, dan Vertikal (D1-D..;V1-V..)
 - CHS 2 inch OD : 60,5 mm
 - Tebal 3,2 mm

4.6.4 Perencanaan Brasing Rangka Horizontal

Rangka brasing horizontal direncanakan menggunakan rangka batang bidang dengan tinggi dimensi vertikal 1 m dan lebar 6 m sesuai dengan dimensi desain asli.



Gambar 4.6 Rangka Brasing Horizontal

- a. Rangka Atas (a25-a30)
 - CHS 2 inch OD : 60,5 mm
 - Tebal 3,2 mm
- b. Rangka Bawah (B21-B26)
 - CHS 2 inch OD : 60,5 mm
 - Tebal 3,2 mm
- c. Rangka Diagonal, dan Vertikal (D1-D.;V1-V..)
 - CHS 2 inch OD : 60,5 mm
 - Tebal 3,2 mm

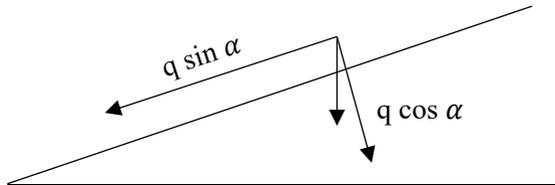
4.6.5 Perencanaan Dimensi Gording

Gording yang dihitung untuk perencanaan struktur atap merupakan gording yang terletak pada titik simpul pada bagian atas dari struktur rangka lengkung utama.

a. Data perencanaan Gording :

- Bentang Gording : 6000 mm
- Jarak horizontal antar gording : 850 mm
- Kemiringan : 28°
- Jarak miring gording :
 $850 \text{ mm} / \cos 28^\circ = 962,78 \text{ mm}$

- Mutu Baja : BJ41 ($f_u = 410 \text{ Mpa}$; $f_y = 250 \text{ Mpa}$)
 - Dimensi profil CNP
CNP 150 x 50 x 25 x3,2
- | | |
|--------------------------------------|---------------------------------------|
| h : 150 mm | A : 8,61 cm ² |
| b : 50 mm | Q : 6,76 kg/m |
| tf : 3,2 mm | Z _x : 37,4 cm ³ |
| c : 25 mm | Z _y : 8,19 cm ³ |
| I _x : 280 cm ⁴ | S _x : 3,8 cm |
| I _y : 28 cm ⁴ | S _y : 0 |
| i _x : 5,71 cm | E : 200000 Mpa |
| i _y : 1,81 cm | |



Gambar 4.7 Arah Gaya pada Gording

b. Perhitungan Pembebanan Gording :

- **Beban Mati**

Tabel 4.12 Beban Mati Gording

Item	Perhitungan	Jumlah (kg/m)
Penutup Atap	$8 \text{ kg/m}^2 \times 0,9627 \text{ m}$	7,70
Berat profil		6,76
	total	14,46
Alat penggantung	10 dari berat total	1,45
	total (QD)	15,91

$$\begin{aligned}
 MxD &= 1/8 \times q \cos \alpha \times Lx^2 \\
 &= 1/8 \times (15,91 \cos 28^\circ) \times 6^2 \\
 &= 63,205 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MyD &= 1/8 \times q \sin \alpha \times Lx^2 \\
 &= 1/8 \times (15,91 \sin 28^\circ) \times (6/4)^2 \\
 &= 2,1 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- **Beban Hidup**

1. Beban terpusat 1 orang pekerja (100 kg)

$$\begin{aligned}
 MxL &= 1/4 \times q \cos \alpha \times Lx \\
 &= 1/4 \times (100 \cos 28^\circ) \times 6 \\
 &= 132,44 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MyL &= 1/4 \times q \sin \alpha \times Lx \\
 &= 1/4 \times (100 \sin 28^\circ) \times 6/4 \\
 &= 17,61 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

2. Beban hidup terbagi rata dari beban air hujan

Menggunakan Beban Hujan Rencana Pasal 8.3 SNI 1727-2013

$$R = 0,0098(d_s + d_h)$$

d_s = kedalaman air pada atap (tinggi air statis saat hujan) (mm)

d_h = kedalaman air rencana (tinggi hidrolik) (mm)

direncanakan $d_s = d_h = 20$ mm maka,

$$R = 0,0098(20+20)$$

$$R = q = 0,392 \text{ Kn/m}^2 = 39,2 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 MxL &= 1/8 \times q \cos \alpha \times Lx^2 \\
 &= 1/8 \times (39,2 \cos 28^\circ) \times 6^2
 \end{aligned}$$

$$= 155,75 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} MyL &= 1/8 \times q \sin \alpha \times (Lx/4)^2 \\ &= 1/8 \times (39,2 \sin 28^\circ) \times (6/4)^2 \\ &= 5,175 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- **Beban Angin (w)**

Ditentukan menggunakan perhitungan beban angin komponen dan klading maka dari itu menggunakan Tabel 30.6-1 dengan ketinggian $h > 60 \text{ ft}$ (18,3 m). Dalam tabel ini diberikan langkah-langkah seperti berikut :

1. Penentuan kategori resiko tabel 1.5-1 = rumah sakit kategori resiko = IV
2. Kecepatan angin dasar = 20,3 knot = **10,443 m/s** (data diambil dari www.surabaya.go.id – geografi surabaya) diambil kecepatan angin maksimum.
3. Menentukan parameter beban angin :
 - Faktor pengarah angin **Kd** pasal 26.6 dan tabel 26.6-1, ditentukan $Kd = 0,85$

Tabel 4.13 Faktor Arah Angin, K_d Tabel 26.6-1

Tipe Struktur	Faktor Arah Angin K_d^*
Bangunan Gedung	
Sistem Penahan Beban Angin Utama	0,85
Komponen dan Klading Bangunan Gedung	0,85
Atap Lengkung	0,85
Cerobong asap, Tangki, dan Struktur yang sama	
Segi empat	0,90
Segi enam	0,95
Bundar	0,95
Dinding pejal berdiri bebas dan papan reklame pejal berdiri bebas dan papan reklame terikat	0,85
papan reklame terbuka dan kerangka kisi	0,85
Rangka batang menara	
Segi tiga, segi empat, persegi panjang	0,85
Penampang lainnya	0,95

* Faktor arah K_d telah dikalibrasi dengan kombinasi beban yang ditetapkan dalam Pasal 2. Faktor ini hanya diterapkan bila digunakan sesuai dengan kombinasi beban yang disyaratkan dalam Pasal 2.3 dan Pasal 2.4.

- Kategori eksposur Pasal 26.7 kategori kekasaran permukaan digunakan kekasaran permukaan B karena letak struktur yang berada di daerah pingiran kota.
- Faktor topografi K_{zt} pasal 26.8 dan gambar 26.8-1. Kondisi yang terjadi pada struktur tidak memenuhi semua kondisi yang disyaratkan maka $K_{zt} = 1,0$
- Klasifikasi ketertutupan, Pasal 26.10 ditentukan bangunan terdefinisi bangunan “tertutup”.
- Koefisien tekanan internal (G_{cpi}) Pasal 26.11 diambil **Bangunan gedung tertutup**

Tabel 4.14 Tabel Klasifikasi Ketertutupan

Klasifikasi Ketertutupan	(G_{cpi})
Bangunan gedung terbuka	0,00
Bangunan gedung tertutup sebagian	+ 0,55 - 0,55
Bangunan gedung tertutup	+ 0,18 - 0,18

- Berdasarkan tabel diatas digunakan (G_{cpi}) sebesar + 0,18 dan - 0,18 (tanda + dan - mengartikan arah angin menuju untuk + dan menjauhi gedung untuk tanda -)
4. Menentukan koefisien eksposur tekanan velositas K_z atau K_h . Berdasarkan penentuan sebelumnya gedung ini masuk dalam jenis **Eksposur B** sehingga pada tabel 30.3-1 SNI 1723-2013 harus

dilakukan interpolasi untuk ketinggian gedung 45,272 m yang menghasilkan nilai K_z sebesar 1,11

5. Tekanan Velositas ditentukan berdasarkan pasal 30.3.2 dengan menggunakan rumus yang disediakan yaitu :

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2$$

$$q_z = 0,613 \times 1,11 \times 1 \times 0,85 \times 10,44^2$$

$$q_z = 6,023 \text{ N/m}^2$$

6. Koefisien tekanan eksternal G_{cp} ditentukan berdasarkan catatan kaki 4 pada gambar 27.4-3 SNI 1729-2015. Pertama harus ditentukan terlebih dahulu rasio tinggi terhadap bentang :

$$\frac{2,7}{17} = 0,158 < 0,2$$

Dengan rasio yang lebih kecil dari 0,2 maka koefisien alternatif tidak perlu digunakan. Dikarenakan bentuk atap yang lengkung untuk mempermudah perhitungan koefisien angin eksternal dari tabel berikut di kalikan dengan 0,87 sesuai dengan catatan kaki 4 pada gambar 27.4-3 SNI 1727-2013.

Tabel 4.15 Tabel pada gambar 27.4-3 SNI 1727-2013

Kondisi	Rasio tinggi terhadap bentang, r	C_p		
		Di seberempat sisi angin datang	Pusat setengah	Di seberempat sisi angin pergi
Atap pada struktur terelevasi	$0 < r < 0,2$	-0,9	$-0,7 - r$	-0,5
	$0,2 \leq r < 0,3^*$	$1,5r - 0,3$	$-0,7 - r$	-0,5
	$0,3 \leq r \leq 0,6$	$2,75r - 0,7$	$-0,7 - r$	-0,5
Atap yang berada di permukaan tanah	$0 < r \leq 0,6$	$1,4r$	$-0,7 - r$	-0,5

Berdasarkan **Tabel 4.15** didapatkan perhitungan sebagai berikut :

Di seperempat angin datang

$$= -0,9 \times 0,87 = -0,783$$

Pusat setengah

$$= -0,7 - 0,158 = -0,859 \times 0,87 = -0,747$$

Di seperempat angin pergi

$$= -0,5 \times 0,87 = -0,435$$

7. Langkah terakhir yaitu menghitung Tekanan angin desain pada komponen dan klading untuk seluruh bangunan dengan $h > 60$ ft (18,3m) harus ditentukan dengan persamaan berikut :

$$p = q(GCp) - q(GCpi) \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

$q = qz$ yang sudah ditentukan sebelumnya maka hasil perhitungan tekanan desain adalah sebagai berikut :

$$p = 6,023(0,783) - 6,023(0,18) \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

$$p = 28,745 \left(\frac{N}{m^2} \right)$$

8. Cek tekanan angin desain minimum pasal 30.2.2 SNI 1727-2013 dimana ditentukan bahwa tekanan angin yang bekerja minimal harus sebesar **0,77 kN/m²** sehingga tekanan angin yang dipakai ialah tekanan angin desain minimum.

$$0,77 \text{ kN/m}^2 = 77 \text{ kg/m}^2$$

$$qW = 77 \times 0,963 = 74,127 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{xwL} &= 1/8 \times q \cos \alpha \times Lx^2 \\ &= 1/8 \times (74,127 \cos 28^\circ) \times 6^2 \\ &= 49,088 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ywL} &= 1/8 \times q \sin \alpha \times (Lx/4)^2 \\ &= 1/8 \times (74,127 \sin 28^\circ) \times (6/4)^2 \end{aligned}$$

$$= 6,525 \text{ kgm}$$

- **Besar momen berfaktor**

Besar momen berfaktor ditentukan dengan menggunakan kombinasi yang paling besar yaitu :

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

$$Mux = 1,2 \times 63,205 + 1,6 \times 155,752 + 0,5 \times 49,087$$

$$Mux = 349,593 \text{ kgm}$$

$$Mux = 1,2 \times 2,1 + 1,6 \times 5,176 + 0,5 \times 6,525$$

$$Mux = 14,065 \text{ kgm}$$

c. Kontrol Kekuatan Profil Gording

Kontrol penampang profil sesuai dengan SNI 03-17292002 pasal 8.2.2 dan tabel 7.5-1s

- Untuk sayap

$$\frac{b}{2tf} = \frac{50}{2 \times 3,2} = 7,813$$

$$\lambda p = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,752$$

$$\frac{b}{2tf} < \lambda p \rightarrow Ok$$

- Untuk badan

$$\frac{h}{tw} = \frac{150}{3,2} = 46,875$$

$$\lambda p = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,253$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow Ok$$

Profil yang direncanakan termasuk penampang kompak, $M_n = M_p$

Kontrol lateral buckling jarak antar 2 pengikat seng gelombang atau jarak penahan lateral, $L = 75 \text{ cm}$

$$L_b = 75 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76 \cdot iy \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$L_p = 1,76 \cdot 1,81 \cdot \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$L_p = 90,1 \text{ cm} ; L_b < L_p \rightarrow \text{Termasuk bentang pendek}$$

Kuat nominal komponen struktur terhadap lentur (SNI 03-1729-2002 pasal 8.2.1-d)

$$\begin{aligned} M_{nx} &= Z \cdot fy \\ &= 37,4 \cdot 2500 \\ &= 93500 \text{ kgcm} = 935 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1,5 M_{ny} &= 1,5 \cdot S_x \cdot fy \\ &= 1,5 \cdot 3,8 \cdot 2500 \\ &= 14250 \text{ kgcm} = 142,5 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$M_{px} > M_{ny} \rightarrow$ yang menentukan $M_{ny} = M_{px}$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= Z_y \cdot fy \\ &= 8,19 \cdot 2500 \\ &= 20475 \text{ kgcm} = 204,75 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Kontrol interaksi momen pada bentang gording

$$\frac{Mux}{\varphi Mnx} + \frac{Muy}{\varphi Mny} \leq 1$$

$$\frac{349,593}{0,9 \times 935} + \frac{14,064}{0,9 \times 204,75} \leq 1$$

$$0,492 \leq 1$$

d. Kontrol Lendutan Gording

$$f = \frac{L}{360}$$

$$= \frac{600}{360} = 1,67 \text{ cm}$$

Lendutan yang terjadi dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$f_{xy} = \frac{5}{384} x \frac{q \cdot \cos. \alpha \cdot Lx^4}{E \cdot Ix} + \frac{1}{48} x \frac{P \cdot \cos. \alpha \cdot Lx^3}{E \cdot Ix}$$

$$f_x = \frac{5}{384} x \frac{15,91 \times \cos. 28 \times 6^4}{2000000 \times 280} + \frac{1}{48} x \frac{100 \times \cos. 28 \times 6^3}{200000 \times 280}$$

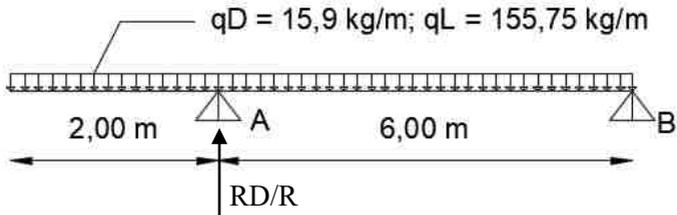
$$f_x = 1,133 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} x \frac{15,91 \times \cos. 28 \times 6^4}{2000000 \times 28} + \frac{1}{48} x \frac{100 \times \cos. 28 \times 6^3}{200000 \times 28}$$

$$f_y = 0,0677 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{1,133^2 + 0,0677^2} = 1,135 < 1,67 \text{ cm (OK)}$$

e. **Kontrol Geser Gording**



Gambar 4.8 Pembebanan Geser Gording

$$RD = \frac{(15,9 \times 2 \times \frac{2}{2} + 6) + (15,9 \times 6 \times \frac{6}{2})}{6}$$

$$RD = 84,84 \text{ kg}$$

$$RL = \frac{(155,752 \times 2 \times \frac{2}{2} + 6) + (155,752 \times 6 \times \frac{6}{2})}{6}$$

$$RL = 830,677 \text{ kg}$$

$$Rn = Vu = 1,2 \times RD + 1,6 \times RL$$

$$Rn = Vu = 1,2 \times 84,84 + 1,6 \times 830,677$$

$$Rn = Vu = 1430,89 \text{ kg}$$

$$Vn = 0,6 \times E \times h \times t f$$

$$Vn = 0,6 \times 2500 \times 15 \times 0,32$$

$$Vn = 7200 \text{ kg}$$

$$0,9 \times Vn = 6480 \text{ kg} > Vu \text{ (Ok)}$$

f. **Rekapitulasi Perhitungan Gording**

Tabel 4.16 Tabel Rekapitulasi Profil Gording

No	Nama Gording	Profil (CNP)	Kemiringan	Beban (kg/m')			Besar momen berfaktor (Kgm)	
				Mati	Hujan	Angin	Mux	Muy
1	28	150 x 50 x 25 x 3,2	28	15,908	39,200	71,102	349,593	14,065
2	25	150 x 50 x 25 x 3,2	25	15,689	39,200	71,102	357,124	12,554
3	23	150 x 50 x 25 x 3,2	23	15,562	39,200	71,102	361,701	11,549
4	20	150 x 50 x 25 x 3,2	20	15,396	39,200	71,102	367,887	10,044
5	18	150 x 50 x 25 x 3,2	18	15,301	39,200	71,102	371,551	9,041
6	15	150 x 50 x 25 x 3,2	15	15,180	39,200	71,102	376,345	7,536
7	13	150 x 50 x 25 x 3,2	13	15,113	39,200	71,102	379,067	6,532
8	10	150 x 50 x 25 x 3,2	10	15,031	39,200	71,102	382,432	5,026
9	8	150 x 50 x 25 x 3,2	8	14,990	39,200	71,102	384,193	4,021
10	6	150 x 50 x 25 x 3,2	6	14,957	39,200	71,102	385,564	3,016
11	3	150 x 50 x 25 x 3,2	3	14,926	39,200	71,102	386,888	1,508
12	0	150 x 50 x 25 x 3,2	0	14,916	39,200	71,102	387,330	0,000

Tabel 4.16 (Lanjutan)

No	Nama Gording	Profil (CNP)	Kontrol			Kontrol Lentutan		Kontrol geser (kg)		
			Penampang	Lateral Buckling	Interaksi	Aktual (cm)	Ijin (cm)	Vu	0,9Vn	Ket
1	28	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,492	1,135	1,667	1431	6480	Ok
2	25	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,493	1,158	1,667	1465	6480	Ok
3	23	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,493	1,173	1,667	1485	6480	Ok
4	20	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,492	1,192	1,667	1513	6480	Ok
5	18	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,491	1,204	1,667	1530	6480	Ok
6	15	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,488	1,219	1,667	1551	6480	Ok
7	13	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,486	1,227	1,667	1563	6480	Ok
8	10	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,482	1,238	1,667	1579	6480	Ok
9	8	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,478	1,243	1,667	1587	6480	Ok
10	6	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,475	1,248	1,667	1593	6480	Ok
11	3	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,468	1,252	1,667	1599	6480	Ok
12	0	150 x 50 x 25 x 3,2	Kompak	bentang pendek	0,460	1,253	1,667	1601	6480	Ok

4.6.6 Perencanaan Batang Busur Utama (BU)

Dalam menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi pada rangka busur utama digunakan program bantu SAP 2000 dimana harus ditentukan terlebih dahulu beban yang masuk ke dalam rangka busur tersebut.

4.6.6.1 Pembebanan Busur Utama

Dalam perhitungan pembebanan atap, beban mati yang diterima oleh busur utama merupakan beban yang didapat dari beban-beban yang terjadi pada gording yang selanjutnya diletakkan pada setiap joint busur utama mulai dari joint 1 – 23 pada sisi atas berikut perhitungan pembebanan busur utama :

- Beban Mati :

Beban Seng	7,70 kg/m x 5 m	= 30,806 kg
Beban Gording	6,76 kg/m x 5 m	= 33,8 kg
	Total	= 64,606 kg
Alat pengikat dll		= 6,461 kg
	Total	= 71,066 kg

- Beban Hidup :

Beban Hujan	39,2 kg/m x 5 m	= 196 kg
Beban Angin	74,127 kg/m x 5 m	= 370,634 kg

Hasil dari pembebanan diatas dikombinasi lagi untuk menghasilkan beban yang lebih akurat, yang selanjutnya dirubah berdasarkan kemiringan gording agar menjadi beban dengan arah vertikal gravitasi.

Perhitungan dimulai pada joint 1 dengan kemiringan gording 28 derajat.

$$Kcoef = \sin \alpha$$

$$Kcoef = \sin 28 = 0,469$$

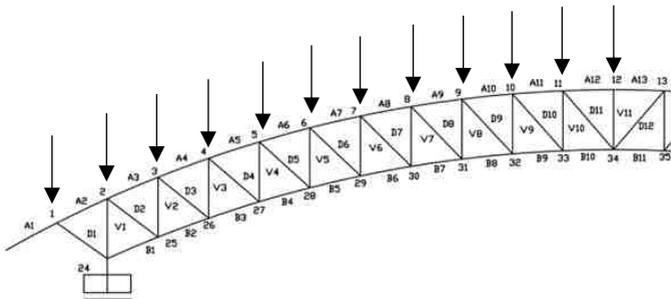
$$\begin{aligned} \text{Beban Mati (DL)} &= \text{beban mati} + \text{beban hujan} \\ &= 71,066 + 196 = 267,066 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Beban Angin (W)} = 370,634 \text{ kg}$$

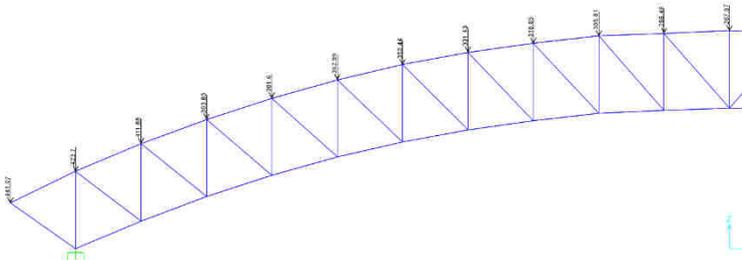
$$\begin{aligned} \text{Beban Joint SAP} &= Kcoef \times (DL + W) \\ &= 0,469 \times (267,06 + 370,634) \\ &= 441,068 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tabel 4.17 Tabel Rekapitulasi Beban Joint Busur

Joint	Derajat Kemiringan	SIN x α	Beban		Beban Joint SAP (Kg)
			DL (kg)	W (kg)	
1	28	0,469	267,066	370,634	441,068
2	25	0,423	267,066	370,634	423,703
3	23	0,391	267,066	370,634	411,885
4	20	0,342	267,066	370,634	393,831
5	18	0,309	267,066	370,634	381,599
6	15	0,259	267,066	370,634	362,994
7	13	0,225	267,066	370,634	350,441
8	10	0,174	267,066	370,634	331,426
9	8	0,139	267,066	370,634	318,649
10	6	0,105	267,066	370,634	305,808
11	3	0,052	267,066	370,634	286,464
12	0	0,000	267,066	370,634	267,066



Gambar 4.9 Perletakan Beban pada Busur Utama



Gambar 4.10 Perletakan Beban pada Program Bantu

4.6.6.2 Kontrol Batang Struktur Atap Baja (BU)

- a. Rangka Utama Batang Atas dan Bawah (BU-A dan BU-B)
- Diameter (OD) : 76,3 mm (CHS 2,5 inch)
 - Tebal : 4 mm
 - Berat : 7,13 kg/m
 - Luas Penampang : 9,085 cm²
 - Inersia : 59,5 cm⁴
 - Elastic Modulus : 15,6 cm³
 - Plastic Modulus : 20,93 cm³
 - Jari-Jari : 2,56 cm
 - Mutu : 250 Mpa

Dari hasil analisa program SAP didapatkan gaya terbesar sebagai berikut :

$$P_u = - 5919,03 \text{ kg (tekan)}$$

$$P_u = 1199,16 \text{ kg (tarik)}$$

$$\text{Panjang} = 0,85 \text{ m}$$

- Kontrol Aksial
- Kontrol kelangsingan elemen penampang

$$\begin{aligned} \lambda &= D/t \\ &= 76,3/4 = 19,075 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 62.000/f_y \\ &= 62.000/250 = 248 \end{aligned}$$

$$\lambda < \lambda_r \dots \text{Penampang Kompak}$$

- Kontrol kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda = \frac{lk}{r} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{kc \times L}{r} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{1 \times 85}{2,56} = 33,23 < 200 \text{ (Ok)}$$

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.1 untuk menetapkan parameter kelangsingan :

$$\lambda_c = \frac{kc \times Lk}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{1 \times 85}{2,56 \cdot \pi} \sqrt{\frac{2500}{200000}} = 1,183 < 1,2$$

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.2, untuk menetapkan daya dukung nominal komponen struktur :

Untuk $0,25 < \lambda_c < 1,2$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} = 1,77$$

$$P_n = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} = 9,085 \times \frac{2500}{1,77} = 12828,7 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0,85 \times 12828,7 = 10904,4 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n$$

$$5919,03 \text{ kg} < 10904,4 \text{ kg} \dots \text{(OK)}$$

- Kontrol kelangsingan komponen struktur tarik

$$L / D \leq 500$$

$$85/7,63 \leq 500$$

$$11,15 \leq 500$$

Batas Leleh :

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 10.1

$$\phi P_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \times 9,085 \times 2500 = 20441,25 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n$$

$$1199,16 \text{ kg} < 20441,25 \text{ kg} \dots (\text{OK})$$

Batas leleh penampang melebihi gaya tarik yang terjadi pada batang.

Batas Putus :

$$A_e = 0,75 \cdot A_g = 0,75 \times 9,085 = 6,813 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0,75 \cdot A_e \cdot f_u = 0,75 \times 6,813 \times 4100 = 20952,28 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n$$

$$1199,16 \text{ kg} < 20952,28 \text{ kg} \dots (\text{OK})$$

Batas putus penampang melebihi gaya tarik yang terjadi pada batang.

- b. Rangka Utama Batang Vertikal dan Diagonal (BU-V dan BU-D)
- Diameter (OD) : 60,5 mm (CHS 2 inch)
 - Tebal : 3,2 mm
 - Berat : 4,52 kg/m
 - Luas Penampang : 5,76 cm²
 - Inersia : 23,7 cm⁴
 - Elastic Modulus : 7,84 cm³
 - Plastic Modulus : 10,63 cm³
 - Jari-Jari : 2,03 cm
 - Mutu : 250 Mpa

Dari hasil analisa program SAP didapatkan gaya terbesar sebagai berikut :

$$P_u = -1571,02 \text{ kg (tekan)}$$

$$P_u = 1199,16 \text{ kg (tarik)}$$

$$\text{Panjang} = 0,85 \text{ m}$$

- Kontrol Aksial
- Kontrol kelangsingan elemen penampang

$$\begin{aligned} \lambda &= D/t \\ &= 60,5/3,2 = 18,91 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda r &= 62.000/f_y \\ &= 62.000/250 = 248 \end{aligned}$$

$\lambda < \lambda r \dots$ Penampang Kompak

- Kontrol kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda = \frac{lk}{r} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{kc \times L}{r} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{1 \times 85}{2,03} = 41,90 < 200 \text{ (Ok)}$$

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.1 untuk menetapkan parameter kelangsingan :

$$\lambda_c = \frac{kc \times Lk}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1 \times 85}{2,03 \cdot \pi} \sqrt{\frac{2500}{200000}} = 1,49 > 1,2$$

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.2, untuk menetapkan daya dukung nominal komponen struktur :

Untuk $\lambda_c < 1,2$

$$\omega = 1,25 \times \lambda_c^2 = 2,78$$

$$P_n = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} = 5,76 \times \frac{2500}{2,78} = 5180,155 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0,85 \times 5180,155 = 4403,131 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n$$

$$1571,02 < 4403,131 \text{ kg} \dots (\text{OK})$$

- Kontrol kelangsingan komponen struktur tarik

$$L / D \leq 500$$

$$85/6,05 \leq 500$$

$$14,05 \leq 500$$

Batas Leleh :

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 10.1

$$\phi P_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \times 5,76 \times 2500 = 12960 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n$$

$$1199,16 \text{ kg} < 12960 \text{ kg} \dots (\text{OK})$$

Batas leleh penampang melebihi gaya yang terjadi sehingga batang dapat dipakai

Batas Putus :

$$A_e = 0,75 \cdot A_g = 0,75 \times 5,76 = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0,75 \cdot A_e \cdot f_u = 0,75 \times 4,32 \times 4100 = 13284 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n$$

$$1199,16 \text{ kg} < 13284 \text{ kg} \dots (\text{OK})$$

Batas putus penampang melebihi gaya yang terjadi sehingga batang dapat dipakai

4.6.7 Perencanaan Batang Bresing Horizontal (BH)

Dalam menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi pada batang bresing horizontal digunakan program bantu SAP 2000 dimana harus ditentukan terlebih dahulu beban yang masuk ke dalam bresing horizontal tersebut.

4.6.7.1 Pembebanan Batang Bresing Horizontal

Dalam perhitungan pembebanan batang bresing horizontal gaya yang didapat merupakan gaya yang berasal dari luasan rangka busur utam yang tertiuip dengan beban angin desain minimal. Berikut pembebanan batang bresing horizontal :

$$\text{Luas penampang rangka busur utama (A)} = 17,80 \text{ m}^2$$

$$\text{Beban angin desain minimal (w)} = 77 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat Total Rangka + Seng + Gording} = 2155,97 \text{ kg}$$

Menghitung beban akibat angin :

$$W = A \times w$$

$$W = 17,80 \times 77 = 1370,9 \text{ kg}$$

$$W_{tot} = 1370,9 + 2155,97 = 3526,88 \text{ kg}$$

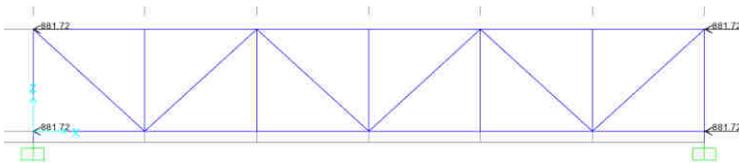
Karena bresing terletak pada kedua ujung rangka busur utama maka :

$$W_{brs} = \frac{W_{tot}}{2} = \frac{3526,88}{2} = 1763,43 \text{ kg}$$

W_{brs} selanjutnya dibagi dua dikarenakan ada dua batang yang menyalurkan W_{brs} kepada bresing horizontal

$$W_{joint} = \frac{W_{brs}}{2} = \frac{1763,43}{2} = 881,72 \text{ kg}$$

W_{joint} digunakan sebagai beban horizontal yang di letakkan pada dua joint pada perletakan bresing horizontal. Bresing rangka horizontal memiliki panjang 6 meter sesuai dengan jarak antar rangka busur utama.



Gambar 4.11 Perletakan Beban Horizontal

Gaya yang didapatkan dari program bantu :

$$P_u = -1457,45 \text{ kg (tekan)}$$

$$P_u = 1029,3 \text{ kg (tarik)}$$

4.6.7.2 Kontrol Batang Bresing Horizontal

- a. Rangka Bresing Horizontal (BH)
 - Diameter (OD) : 60,5 mm (CHS 2 inch)
 - Tebal : 3,2 mm
 - Berat : 4,52 kg/m
 - Luas Penampang : 5,76 cm²
 - Inersia : 23,7 cm⁴
 - Elastic Modulus : 7,84 cm³
 - Plastic Modulus : 10,63 cm³
 - Jari-Jari : 2,03 cm
 - Mutu : 250 Mpa

Dari hasil analisa program SAP didapatkan gaya terbesar sebagai berikut :

$$P_u = -1457,45 \text{ kg (tekan)}$$

$$P_u = 1029,3 \text{ kg (tarik)}$$

$$\text{Panjang} = 0,85 \text{ m}$$

- Kontrol Aksial
- Kontrol kelangsingan elemen penampang

$$\begin{aligned} \lambda &= D/t \\ &= 60,5/3,2 = 18,91 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 62.000/f_y \\ &= 62.000/250 = 248 \end{aligned}$$

$\lambda < \lambda_r \dots$ Penampang Kompak

- Kontrol kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda = \frac{lk}{r} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{kc \times L}{r} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{1 \times 100}{2,03} = 49,26 < 200 \text{ (Ok)}$$

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.1 untuk menetapkan parameter kelangsingan :

$$\lambda_c = \frac{kc \times Lk}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1 \times 100}{2,03 \cdot \pi} \sqrt{\frac{2500}{200000}} = 1,75 > 1,2$$

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.2, untuk menetapkan daya dukung nominal komponen struktur :

Untuk $\lambda c < 1,2$

$$\omega = 1,25 \times \lambda c^2 = 3,84$$

$$Pn = Ag \cdot \frac{fy}{\omega} = 5,76 \times \frac{2500}{3,84} = 3748,3 \text{ kg}$$

$$\phi Pn = 0,85 \times 3748,3 = 3186,05 \text{ kg}$$

$$Pu < \phi Pn$$

$$1457,45 < 3186,05 \text{ kg} \dots (\text{OK})$$

Daya dukung nominal batang sudah lebih besar dai gaya yang terjadi.

- Kontrol kelangsingan komponen struktur tarik

$$L / D \leq 500$$

$$100/6,05 \leq 500$$

$$16,3 \leq 500$$

Batas Leleh :

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 10.1

$$\phi Pn = 0,9 \cdot Ag \cdot fy = 0,9 \times 5,76 \times 2500 = 12960 \text{ kg}$$

$$Pu < \phi Pn$$

$$1029,3 \text{ kg} < 12960 \text{ kg} \dots (\text{OK})$$

Batas leleh penampang sudah lebih besar dari gaya tekan yang terjadi, penampang dapat digunakan.

Batas Putus :

$$Ae = 0,75 \cdot Ag = 0,75 \times 5,76 = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0,75 \cdot A_e \cdot f_u = 0,75 \times 4,32 \times 4100 = 13284 \text{ kg}$$

$$P_u < \phi P_n$$

$$1029,3 \text{ kg} < 13284 \text{ kg} \dots (\text{OK})$$

Batas putus penampang sudah lebih besar dari gaya tarik yang terjadi, penampang dapat digunakan.

4.6.8 Perencanaan Sambungan Atap

4.6.8.1 Macam – macam sambungan

1. Sambungan Las :
 - a. Sambungan pada titik simpul tumpuan 24
 - b. Sambungan pada titik simpul 11
 - c. Sambungan pada titik simpul 12
 - d. Sambungan pada titik simpul 34
 - e. Sambungan BU-A dan pelat gording
2. Sambungan Baut :
 - a. Sambungan pelat – gording
 - b. Sambungan pedestal
3. Spesifikasi Las
Mutu las yang digunakan adalah Las Fe70xx (ksi)
4. Spesifikasi Baut
Mutu baut yang digunakan adalah A307, Gr 4.6 :
 $f_y = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$
 $f_u = 410 \text{ MPa} = 4100 \text{ kg/cm}^2$

4.6.8.2 Perhitungan Sambungan Las

- a. Sambungan pada titik simpul tumpuan 24
Sambungan antara batang BU-V pada rangka busur utama dengan base plate sekaligus batang BU-D dan BU-B menumpu

pada batang BU-V, sedangkan dimensi masing-masing batang sebagai berikut :

BU-V dan BU-B

Diameter Luar : 76,3 mm

Tebal : 4 mm

BU-D

Diameter Luar : 60,5 mm

Tebal : 3,2 mm

Dari program SAP, Pu maksimum yang terjadi pada batang – batang diatas adalah :

Pu BU-D : 457,38 kg (tekan)

Pu BU-V : 1571,02 kg (tekan)

Pu BU-B : 5919,03 kg (tekan)

Las yang digunakan adalah Las Fe70xx (ksi) Dimisalkan $t_e = 1$ cm

Menghitung luas las : Luas las = keliling lingkaran x t_e

$$A_{BU-D} = \pi \times D_{BU-D} \times 1 = \pi \times 60,5 \times 1 = 19,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{BU-V} = \pi \times D_{BU-V} \times 1 = \pi \times 76,3 \times 1 = 23,97 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{fn} = 0,75 \times 0,6 \times \text{fulas}$$

$$\phi_{fn} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3$$

$$\phi_{fn} = 2.214,45 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Pu :

$$f_h = P_{\text{max}} / A_{BU-V}$$

$$f_h = 5919,03 / 23,97$$

$$f_h = 331,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = fh / \varnothing fn$$

$$te = 537,10 / 2214,45$$

$$te = 0,15 \text{ cm}$$

Maka tebal las total :

$$a = te / 0,707 = 0,15 / 0,707 = 0,21 \text{ cm} = 2,12 \text{ mm}$$

Syarat tebal las (berdasarkan SNI 03-1729-2002, Pasal 13.5.3)

Tebal pelat paling tebal adalah profil BU-V, $t = 4 \text{ mm}$

$t < 7 \text{ mm}$ maka, $a_{\text{min}} = 3 \text{ mm}$

Tebal maksimal yang disambung adalah profil BU-V, $t = 4 \text{ mm}$ $t < 6,4 \text{ mm}$ maka, $a_{\text{maks}} = t_{\text{pelat}} = 4 \text{ mm}$

Sehingga berdasarkan persyaratan di atas maka tebal las yang dipakai adalah : $a = 3 \text{ mm}$. Untuk tebal las yang lainnya akan ditabelkan.

Tabel 4.18 Tabel Rekap Desain Sambungan Las

No	Sambungan	Diameter Luar (mm)		Tebal dinding (mm)		Luas Las (cm ²)	
		Batang 1	Batang 2	Batang 1	Batang 2	ABU-D	ABU-V
1	Simpul 11	76,3	60,5	4	3,2	23,9704	19,00664
2	Simpul 12	76,3	60,5	4	3,2	23,9704	19,00664
3	Simpul 24	60,5	76,3	3,2	4	19,0066	23,97035
4	Simpul 34	76,3	60,5	4	3,2	23,9704	19,00664

No	Sambungan	$\varnothing fn$	Pu total (kg)	fh (kg/cm ²)	te (cm)	a min (mm)	a pakai (mm)
1	Simpul 11	2214,45	4149,09	218,2969199	0,098578	1,39432	3
2	Simpul 12	2214,45	4094,27	215,4126641	0,097276	1,3759	3
3	Simpul 24	2214,45	5919,03	246,931293	0,111509	1,57721	3
4	Simpul 34	2214,45	930,97	48,98131483	0,022119	0,31286	3

4.6.8.3 Perhitungan Sambungan Baut

Sambungan baut digunakan mempermudah proses pemasangan gording atap. Sambungan ini diletakkan pada bagian ujung profil gording. Sambungan pelat ini selanjutnya disambung dengan metode las ke batang BU-V. Adapun dimensi pelat baja yang digunakan sesuai dengan ukuran tinggi dari profil gording.

- Spesifikasi profil Gording

CNP 150 x 50 x 25 x 3,2

h	: 150 mm	A	: 8,61 cm ²
b	: 50 mm	Q	: 6,76 kg/m
tf	: 3,2 mm	Zx	: 37,4 cm ³
c	: 25 mm	Zy	: 8,19 cm ³
Ix	: 280 cm ⁴	Sx	: 3,8 cm
Iy	: 28 cm ⁴	Sy	: 0
ix	: 5,71 cm	E	: 200000 Mpa
iy	: 1,81 cm		

- Spesifikasi pelat penyambung

BJ41 : fy : 2500 kg/cm²
fu : 4100 kg/cm²

Tebal pelat : 6 mm

- Spesifikasi baut

Baut tipe tumpu

A307 fy : 2500 kg/cm²
fu : 4100 kg/cm²

Diameter baut : 12 mm

Ab : 1,13 cm²

Pembuatan lubang baut dengan bor, perlemahan = 1,5 mm Jadi, diameter perlemahan = 12 + 1,5 = 13,5 mm

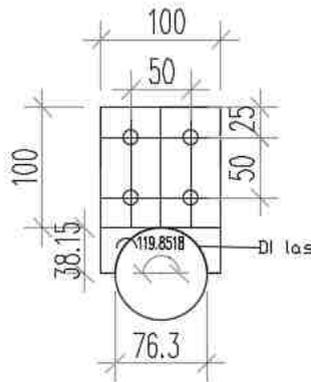
Dari hasil program SAP 2000 didapatkan gaya yang bekerja pada batang yang akan disambung adalah :

V_u : 1600,74 kg

P_u : 2323,98 kg

Direncanakan baut berjumlah 4 buah

Ukuran pelat dengan dimensi dibawah ini :



Gambar 4.12 Desain Sambungan Baut Gording

Ditinjau gaya geser pada tengah penampang sambungan/pipa.

A_g = Apelat

$A_g = (100 \times 100)/100$

$A_g = 100 \text{ cm}^2$

A_n = A_g – Aperlemahan baut

$A_n = 100 - (4 \times 13,5/10)$

$A_n = 94,6 \text{ cm}^2$

$A_e = 0,9 \times A_n$

$A_e = 0,9 \times 94,65 = 85,14 \text{ cm}^2$

- a. Kontrol sambungan baut memikul beban geser

- Kontrol kekuatan pelat

Kuat leleh :

$$P_n = \phi_t l \times A_g \times f_y$$

$$P_n = 0,9 \times 100 \times 2500$$

$$P_n = 225000 \text{ kg}$$

Kuat putus :

$$P_n = \phi_t p \times A_e \times f_u$$

$$P_n = 0,75 \times 85,14 \times 4100$$

$$P_n = 261805,5 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan baut

Kuat geser :

$$V_d = \phi_f \times r_l \times F_{ub} \times A_b \times m \times \text{jumlah baut}$$

$$V_d = 0,75 \times 0,4 \times 4100 \times 1,131 \times 1 \times 4$$

$$V_d = 5564,389 \text{ kg} \quad (\text{Menentukan})$$

Kuat tumpu :

$$R_d = \phi_f \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \times \text{jumlah baut}$$

$$R_d = 0,75 \times 2,4 \times 1,2 \times 1 \times 4100 \times 4$$

$$R_d = 35424 \text{ kg}$$

$$V_u < V_d$$

$$2 \times V_u < V_d \quad (V_u \text{ dikali } 2 \text{ karena gording mengalami tarik kanan kiri})$$

$$3201,485 \text{ kg} < 5564,389 \text{ kg} \quad (\text{Ok})$$

- b. Kontrol sambungan baut memikul beban tarik

- Kekuatan tarik nominal baut

$$T_n = 0,75 \times f_{ub} \times A_b$$

$$T_n = 0,75 \times 4100 \times 1,131$$

$$T_n = 3477,74 \text{ kg}$$

$$T_d = \phi f \times T_n$$

$$T_d = 0,75 \times 3477,74 \text{ kg} = 2608,3 \text{ kg}$$

Kuat rencana baut total :

$$V_d = n \times T_d = 4 \times 2608,3 = 10433,229 \text{ kg}$$

$$V_d > P_u \text{ (Tarik)}$$

$$10433,229 \text{ kg} > 4647,96 \text{ kg}$$

Syarat baut menerima beban kombinasi geser dan tarik (SNI 03-1729-2002)

$$f_{uv} = \frac{V_u}{n \times A_b} \leq r_1 \times \phi f \times f_{u_b} \times m$$

$$f_{uv} = \frac{3201,485}{4 \times 1,13} \leq 0,4 \times 0,75 \times 4100 \times 1$$

$$f_{uv} = 707,68 \text{ kg} \leq 1230 \text{ kg (OK)}$$

$$T_d = \phi f \times T_n = \phi f \times f_t \times A_b \geq \frac{T_u}{n}$$

$$T_d = 2608,3 \text{ kg} \geq \frac{4647,96}{4}$$

$$T_d = 2608,3 \text{ kg} \geq 1161,99 \text{ kg (OK)}$$

$$f_t = f_1 - r_2 \times f_{uv} \leq f_2$$

$$f_1 = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 3100 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_2 = 1,9$$

$$f_t = 4100 - 1,9 \times 707,68 \leq 3100$$

$$f_t = 2755,401 \text{ kg} \leq 3100 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

c. Kontrol sambungan pelat dengan pipa baja

Diameter Luar : 76,3 mm

Tebal : 4 mm

A53 Gr. B : f_y : 2500 kg/cm²

f_u : 4100 kg/cm²

Tebal pelat : 6 mm

P_u : 4647,96 kg (Tarik)

Las yang digunakan adalah Las Fe70xx (ksi) Dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

Menghitung luas las : Luas las = lebar pelat $\times t_e$

$$A_{\text{plat}} = 1 \times 1 \text{ cm} = 11,985 \times 1 = 11,985 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{fn} = 0,75 \times 0,6 \times \text{fulas}$$

$$\phi_{fn} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3$$

$$\phi_{fn} = 2.214,45 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat P_u :

$$f_h = P_{\text{max}} / A_{\text{plat}}$$

$$f_h = 4647,96 / 11,985$$

$$f_h = 387,815 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = f_h / \phi_{fn}$$

$$t_e = 387,815 / 2214,45$$

$$t_e = 0,175 \text{ cm}$$

Maka tebal las total :

$$a = t_e / 0,707 = 0,175 / 0,707 = 0,248 \text{ cm} = 2,48 \text{ mm}$$

Syarat tebal las (berdasarkan SNI 03-1729-2002, Pasal 13.5.3)

Tebal pelat paling tebal adalah profil pelat, $t = 6 \text{ mm}$

$t < 7 \text{ mm}$ maka, $a_{\text{min}} = 3 \text{ mm}$

Sehingga berdasarkan persyaratan di atas maka tebal las yang dipakai adalah : $a = 3 \text{ mm}$.

4.6.8.4 Perencanaan Tumpuan

a. Desain dimensi Base Plate

Profil Pipa Pedestal

Diameter : 76,3 mm

Tebal : 4 mm

Fy : 2500 kg/cm²

Fu : 4100 kg/cm²

Spesifikasi Base Plate

BJ 41 Fy : 2500 kg/cm²

Fu : 4100 kg/cm²

Dari hasil SAP 2000 didapatkan gaya-gaya maksimum pada pedestal sebagai berikut :

Puz : 4141,39 kg (Tarik)

Pux : 5075,43 kg

Mu : 0 (karena tidak ada gaya Mu maka gaya Pux dianggap menjadi gaya geser pada pedestal)

Spesifikasi base plate

BJ 41

Tebal pelat : 8 mm
 Panjang (L1) : 200 mm = 20 cm
 Lebar (B1) : 200 mm = 20 cm

Spesifikasi Kolom Beton

F'c : 40 Mpa
 Panjang (L2) : 400 mm
 Lebar (B2) : 400 mm

Luas Pelat Dasar (A1) = L1 x B1

$$A1 = 20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$$

Luas Muka Kolom (A2) = L2 x B2

$$A2 = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

Cek Eksentrisitas :

Karena tidak ada momen yang terjadi maka eksentrisitas dianggap 0

Tegangan yang terjadi pada muka beton dan pelat dasar (fcu) :

$$f_{1,2} = \frac{Pz}{B1 \times L1} \pm \frac{Mx \cdot c}{I}$$

$$f_{1,2} = \frac{4141,39}{20 \times 20} \pm \frac{5075,43 \times \left(\frac{20}{2}\right)}{\frac{1}{12} \times 20 \times 20^3}$$

$$f_{1,2} = 10,35 \pm 3,8$$

$$f_1 = 14,16 \text{ kg/cm}^2 \text{ (menentukan)}$$

$$f_2 = 6,55 \text{ kg/cm}^2$$

Cek tegangan tumpu nominal kolom beton :

$$f_p = \phi \times 0,85 \times f'_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$f_p = 0,6 \times 0,85 \times 40 \times \sqrt{\frac{1600}{400}}$$

$$f_p = 408 \text{ kg/cm}^2 > f_1 = 14,16 \text{ kg/cm}^2$$

Momen yang terjadi

Daerah I

Dihitung sebagai pelat kantilever

$$M = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L^2$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot 14,16 \cdot 6,185^2 = 270,84 \text{ kg.cm}$$

Daerah II :

$$M = \alpha \cdot q \cdot b^2$$

$$\frac{a}{b} = \frac{3,815}{7,63} = 2, \text{ didapatkan } \alpha_1 = 2 \text{ dan } \alpha_2 = 2$$

$$M_{A1} = \alpha_1 \cdot q \cdot b_1^2$$

$$M_{A1} = 2 \cdot 14,16 \cdot 3,815^2 = 412,17 \text{ kg.cm}$$

$$M_{A2} = \alpha_2 \cdot q \cdot b_2^2$$

$$M_{A2} = 2 \cdot 14,16 \cdot 3,815^2 = 412,17 \text{ kg.cm cm}$$

Daerah III :

$$\frac{a}{b} = \frac{6,185}{7,63} = 0,81 \leq \frac{1}{2} \text{ plat} = 0,81$$

maka diperhitungkan sebagai plat kantilever

$$M = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L^2$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot 14,16 \cdot 6,185^2 = 270,84 \text{ kg.cm}$$

Menghitung tebal pelat

$$t = \sqrt{\frac{6 \times Mu}{f_{upelat}}} = \sqrt{\frac{6 \times 412,17}{4100}} = 0,78 \text{ cm}$$

$$t \text{ plat min} = 0,78 \times 10 = 7,8 \text{ mm}$$

dipakai $t \text{ plat} = 8 \text{ mm (Ok)}$

b. Kontrol sambungan base plate dengan pipa baja

Diameter Luar : 76,3 mm

Tebal : 4 mm

A307 Gr. B : f_y : 2500 kg/cm²

f_u : 4100 kg/cm²

Tebal pelat : 8 mm

P_u : 4141,39 kg (Tarik)

Las yang digunakan adalah Las Fe70xx (ksi) Dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

Menghitung luas las : Luas las = keliling lingkaran $\times t_e$

$$A_{BU-V} = \pi \times D \times 1 = \pi \times 76,3 \times 1 = 23,97 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{fn} = 0,75 \times 0,6 \times \text{fulas}$$

$$\phi_{fn} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3$$

$$\phi_{fn} = 2.214,45 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat P_u :

$$f_h = P_{u\max} / A_{BU-V}$$

$$f_h = 4141,39 / 23,97$$

$$f_h = 172,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = f_h / \phi_{fn}$$

$$t_e = 172,77 / 2214,45$$

$$t_e = 0,078 \text{ cm}$$

Maka tebal las total :

$$a = t_e / 0,707 = 0,078 / 0,707 = 0,11 \text{ cm} = 1,1 \text{ mm}$$

Syarat tebal las (berdasarkan SNI 03-1729-2002, Pasal 13.5.3)

Tebal pelat paling tebal adalah profil pelat, $t = 8 \text{ mm}$
 $7 \text{ mm} < t < 10$ maka, $a_{\text{min}} = 4 \text{ mm}$

Sehingga berdasarkan persyaratan di atas maka tebal las yang dipakai adalah : $a = 4 \text{ mm}$.

c. Desain Baut Ankur

Desain base plate menunjukkan bahwa base plate mengalami beban tarik ke atas dan gaya geser sehingga baut ankur harus dikontrol pada kedua arah gaya tersebut.

Spesifikasi Baut Pin dalam Angkur :

A307 BJ41 f_y : 2500 kg/cm²
 f_u : 4100 kg/cm²

Diameter : 14 mm

A_b : 153,93 mm² = 1,54 cm²

Pembuatan lubang baut dengan bor, perlemahan = 1,5 mm Jadi,
 diameter perlemahan = 14 + 1,5 = 15,5 mm

d. Kontrol sambungan baut memikul beban geser

- Kontrol kekuatan baut

Kuat geser :

$$V_d = \phi_f \times r_1 \times F_{ub} \times A_b \times m \times \text{jumlah baut}$$

$$V_d = 0,75 \times 0,4 \times 4100 \times 1,54 \times 1 \times 4$$

$$V_d = 7537,75 \text{ kg} \quad (\text{Menentukan})$$

Kuat tumpu :

$$R_d = \phi f \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \times \text{jumlah baut}$$

$$R_d = 0,75 \times 2,4 \times 1,4 \times 1 \times 4100 \times 4$$

$$R_d = 41328 \text{ kg}$$

$$V_u < V_d$$

$$V_u < V_d$$

$$5075,43 \text{ kg} < 7537,75 \text{ kg (Ok)}$$

e. Kontrol sambungan baut memikul beban tarik

- Kekuatan tarik nominal baut

$$T_n = 0,75 \times f_{ub} \times A_b$$

$$T_n = 0,75 \times 4100 \times 1,54$$

$$T_n = 4733,595 \text{ kg}$$

$$T_d = \phi f \times T_n$$

$$T_d = 0,75 \times 4733,59 \text{ kg} = 3550,196 \text{ kg}$$

Kuat rencana baut total :

$$P_d = n \times T_d = 4 \times 3550,196 = 14200,784 \text{ kg}$$

$$P_d > P_u \text{ (Tarik)}$$

$$14200,784 \text{ kg} > 4141,39 \text{ kg}$$

Syarat baut menerima beban kombinasi geser dan tarik (SNI 03-1729-2002)

$$f_{uv} = \frac{V_u}{n \times A_b} \leq r_1 \times \phi f \times f_{ub} \times m$$

$$f_{uv} = \frac{5075,43}{4 \times 1,54} \leq 0,4 \times 0,75 \times 4100 \times 1$$

$$f_{uv} = 824,265 \text{ kg} \leq 1230 \text{ kg (Ok)}$$

$$T_d = \phi f \times T_n = \phi f \times f_t \times A_b \geq \frac{T_u}{n}$$

$$T_d = 3550,196 \text{ kg} \geq \frac{4141,39}{4}$$

$$T_d = 3550,196 \text{ kg} \geq 1035,348 \text{ kg (Ok)}$$

$$f_t = f_1 - r_2 \times f_{uv} \leq f_2$$

$$f_1 = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 3100 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_2 = 1,9$$

$$f_t = 4100 - 1,9 \times 824,265 \leq 3100$$

$$f_t = 2533,896 \text{ kg} \leq 3100 \text{ kg (Ok)}$$

f. Desain Kedalaman Angkur

Cek kedalaman angkur cara 1 :

$$Ldb = \frac{0,02 \times A_b \times f_y}{\sqrt{f'c}}$$

$$Ldb = \frac{0,02 \times 153,93 \times 410}{\sqrt{40}}$$

$$Ldb = 121,69 \text{ mm} = 12,169 \text{ cm}$$

Cek kedalaman angkur cara 2 :

$$0,06 \cdot db \cdot f_y = 0,06 \times 14 \times 250 = 210 \text{ mm} = 21 \text{ cm}$$

Maka digunakan kedalaman angkur 21 cm.

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Perencanaan Pelat Pracetak

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 12 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) dan PCI Handbook. Desain pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu:

1. Saat Angkat, keadaan ini terjadi pada saat elemen pelat berumur 14 hari dan mengalami pengangkatan untuk pemasangan maupun transportasi. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan bebas serta hanya ada beban sendiri dan beban pekerja.
2. Saat Kerja, keadaan ini terjadi pada saat pelat berumur 28 hari. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis pada kedua sisi.

Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada kedua keadaan yang disimulasikan.

5.1.1 Pembebanan

a. Pembebanan Pelat Lantai

- Saat Angkat
Beban mati (DL)
Berat sendiri $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup (LL)
Beban pekerja $= 100 \text{ kg/m}^2$
- Saat Kerja
Beban mati (DL)
Berat sendiri $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
Plafon+penggantung $= 11 + 7 \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned}
 \text{Ubin (t = 1 cm)} &= 0,02 \times 24 = 0,48 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Spesi (t = 1 cm)} &= 0,01 \times 21 = 0,21 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Plumbing + sanitasi} &= 10 + 20 \text{ kg/m}^2 = \underline{30 \text{ kg/m}^2} + \\
 \text{DL} &= 336,69 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup (LL)} & \\
 \text{Beban hidup pada tempat pertemuan} &= 479 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Pembebanan Pelat Atap

- Saat Angkat
 - Beban mati (DL)
 - Berat sendiri $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup (LL)} & \\
 \text{Beban pekerja} &= 100 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

- Saat Kerja
 - Beban mati (DL)
 - Berat sendiri $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Plafon+penggantung $= 11 + 7 \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2$
 - Aspal (t = 1 cm) $= 0,01 \times 14 = 0,14 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi (t = 1 cm) $= 0,01 \times 21 = 0,21 \text{ kg/m}^2$
 - Plumbing + sanitasi $= 10 + 20 \text{ kg/m}^2 = \underline{30 \text{ kg/m}^2} +$
 - DL $= 336,45 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup (LL)} & \\
 \text{Beban hidup pada atap} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{LL} &= 100 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

c. Kombinasi pembebanan pelat

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1 (9-2) didapatkan $Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$

Perhitungan kombinasi pembebanan **pelat lantai**:

Keadaan 1 saat angkat, ada beban pekerja

$$Q_u = 1,2 \times 288 + 1,6 \times 100 = 505,6 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 2, saat kerja, ada beban hidup

$$Q_u = 1,2 \times 336,69 + 1,6 \times 479 = 1170,43 \text{ kg/m}^2$$

Serta perhitungan kombinasi pembebanan **pelat atap** :

Keadaan 1 saat angkat, ada beban pekerja

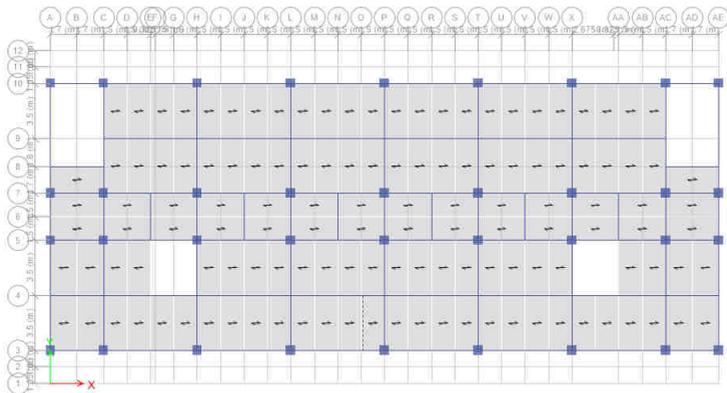
$$Q_u = 1,2 \times 288 + 1,6 \times 100 = 505,6 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 2, saat kerja, ada beban hidup

$$Q_u = 1,2 \times 336,45 + 1,6 \times 100 = 563,74 \text{ kg/m}^2$$

5.1.2 Perhitungan Tulangan Pelat

Semua pelat pracetak didesain untuk mendistribusikan beban secara satu arah. Perhitungan penulangan pelat akan direncanakan dalam dua tahap yaitu pada tahap pengangkatan pelat serta pada tahap kerja. Selanjutnya dipilih tulangan yang layak digunakan dengan cara membandingkan penulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan tersebut. Berikut ini merupakan langkah-langkah dan perhitungan yang digunakan dalam menghitung penulangan pelat.



Gambar 5.1 Denah Pelat

a. Data Perencanaan

Dimensi pelat S1	: 350 cm × 150 cm
Tebal pelat pracetak	: 120 mm
Tebal selimut beton	: 20 mm
Diameter tulangan rencana	: 10 mm
Mutu tulangan baja (f_y)	: 240 MPa
Mutu beton (f'_c) saat angkat	: 28 Mpa (2 minggu)
Mutu beton (f'_c) saat kerja	: 40 Mpa (4 minggu)

Kondisi saat angkat, saat kerja

$$dx = 120 - 20 - \frac{10}{2} = 95 \text{ mm}$$

$$dx = 120 - 20 - 10 = 90 \text{ mm}$$

Untuk mutu beton $f'_c = 28$ MPa berdasarkan 2847:2013 pasal 10.2.7.3 harga dari β_1 adalah sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(28 - 28)}{7} = 0,85 \geq 0,65$$

Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.3 didapat $\phi = 0,9$

$p_{\min} = 0,0020$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{240}{0,85 \times 28} = 10,084$$

Untuk mutu beton $f'_c = 40$ MPa berdasarkan 2847:2013 pasal 10.2.7.3 harga dari β_1 adalah sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,76 \geq 0,65$$

Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.3 didapat $\phi = 0,9$

$p_{\min} = 0,0020$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{240}{0,85 \times 40} = 7,05$$

Dan telah didapatkan dari preliminary desain

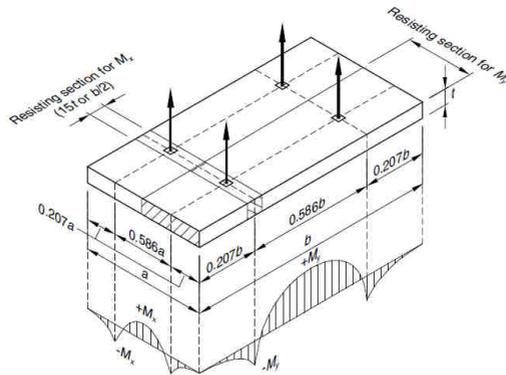
$$L_y = 320 \text{ cm}$$

$$L_x = 150 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{320}{150} = 2,133 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

b. Perhitungan Penulangan Pelat saat angkat

Menentukan momen (M_u) yang bekerja pada pelat dengan menggunakan persamaan yang didapat dari PCI Handbook untuk pengangkatan dengan 4 titik angkat dimana semua sisi pelat terangkat.



Gambar 5.2 Posisi Titik Angkat Pelat

$$+M_x = -M_x = 0,0107wa^2b$$

$$-M_y = +M_y = 0,0107wab^2$$

Tabel 5.1 Tabel Koefisien Kabel Angkat

	Multiplication Factor "F" for the Total Load on Sling with a Sling Angle of ϕ				
ϕ	90	75	60	45	30
F	1	1,04	1,16	1,41	2
NOTE : ϕ is usually not less than 60 check bi-directional sling angle ; a 30 sling is not recommended					

wbeton : 2400 kg/m³

a : 1,5 m

b : 3,5 m

t : 0,12 m

K : Koefisien Beban Mati = 1,2

Koefisien kemiringan kabel angkat = 45° = 1,4

wangkat = 1,2 x 1,4 x 1,5 x 3,5 x 0,12 x 2400 = 2540,2 kg/m²

maka :

$$+M_x = -M_x = 0,0107wa^2b$$

$$+M_x = -M_x = 0,0107 x 2540,2 x 1,5^2 x 3,5$$

$$+M_x = -M_x = 214,04 \text{ kgm} = 2140402 \text{ Nmm}$$

$$+M_y = -M_y = 0,0107wab^2$$

$$+M_y = -M_y = 0,0107 x 2540,2 x 1,5 x 3,5^2$$

$$+M_y = -M_y = 499,43 \text{ kgm} = 4994272 \text{ Nmm}$$

Sehingga beban lentur yang digunakan $M_x = 2140402 \text{ Nmm}$ dan $M_y = 4994272 \text{ Nmm}$

- Penulangan arah X Tumpuan dan Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 x 1000 x dx^2} = \frac{2140402}{0,9 x 1000 x 95^2} = 0,264$$

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

$$= \frac{1}{10,085} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 10,084 x 0,264}{240}} \right) = 0,0011$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min} = 0,002$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$Asperlu = \rho x b x d$$

$$= 0,002 x 1000 x 95 = 190 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{As_{perlu}}{AsD10}$$

$$= \frac{190}{78,5} = 2,42 \approx 3 \text{ buah}$$

As pasang = jumlah tulangan tiap meter x AD10
 $= 3 \times 78,5 \text{ mm}^2$
 $= 235,5 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} \dots (\text{Ok})$

Jarak tulangan utama $\leq 450\text{mm}$ dan $3 \times \text{tbpelat} = 3 \times 120 = 360$ mm, maka :

$$S = 1000/3 = 333,33 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D10-300 mm.

- Penulangan arah Y Tumpuan dan Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 \times 1000 \times dy^2} = \frac{4994272}{0,9 \times 1000 \times 90^2} = 0,685$$

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

$$= \frac{1}{10,085} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,084 \times 0,685}{240}} \right) = 0,0029$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min} = 0,002$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0029 \times 1000 \times 90 = 260,71 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{As_{perlu}}{AsD10}$$

$$= \frac{260,71}{78,5} = 3,32 \approx 4 \text{ buah}$$

As pasang = jumlah tulangan tiap meter x AD10
 $= 4 \times 78,5 \text{ mm}^2$
 $= 314 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} \dots (\text{Ok})$

Jarak tulangan utama $\leq 450\text{mm}$ dan $3 \times \text{tbpelat} = 3 \times 120 = 360$ mm, maka :

$$S = 1000/4 = 250 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D10-200 mm.

Tabel 5.2 Perhitungan Momen Pelat Saat Angkat

Tipe Pelat		Dimensi (m)			Ly/Lx	Koeff. Momen		Berat Pelat Angkat	Momen	
		P	L	t		1,2D	Ø Kabel		Pengangkatan	
S1	x	3,5	1,5	0,12	2,133	1,2	1,4	2540,160	Mux	214,040
	y	3,5	1,5	0,12	2,133	1,2	1,4	2540,160	Muy	499,427
S2	x	3	1,5	0,12	2,200	1,2	1,4	2177,280	Mux	157,254
	y	3	1,5	0,12	2,200	1,2	1,4	2177,280	Muy	314,508
S3	x	3,5	1,7	0,12	2,364	1,2	1,4	2878,848	Mux	311,579
	y	3,5	1,7	0,12	2,364	1,2	1,4	2878,848	Muy	641,487
S4	x	3,4	1,5	0,12	2,520	1,2	1,4	2467,584	Mux	201,984
	y	3,4	1,5	0,12	2,520	1,2	1,4	2467,584	Muy	457,831
S5	x	3,4	1,7	0,12	2,302	1,2	1,4	2796,595	Mux	294,029
	y	3,4	1,7	0,12	2,302	1,2	1,4	2796,595	Muy	588,058
S6	x	3	1,05	0,12	3,438	1,2	1,4	1524,096	Mux	53,938
	y	3	1,05	0,12	3,438	1,2	1,4	1524,096	Muy	154,109

Tabel 5.3 Data Perencanaan Pelat Saat Angkat

Tipe Pelat		Spesifikasi Bahan			Rencana Penampang			Gaya Pakai	β1	ρ max	ρ min
		D Tul (mm)	Fy Tul (Mpa)	f'c Beton (Mpa)	Tebal (mm)	Cover (mm)	d (mm)	Mu (Nmm)			
S1	x	10	240	28	120	20	95	2140402,320	0,85	0,025	0,0020
	y	10	240	28	120	20	90	4994272,080	0,85	0,025	0,0020
S2	x	10	240	28	120	20	95	1572540,480	0,85	0,025	0,0020
	y	10	240	28	120	20	90	3145080,960	0,85	0,025	0,0020
S3	x	10	240	28	120	20	95	3115791,585	0,85	0,025	0,0020
	y	10	240	28	120	20	90	6414865,027	0,85	0,025	0,0020
S4	x	10	240	28	120	20	95	2019840,883	0,85	0,025	0,0020
	y	10	240	28	120	20	90	4578306,002	0,85	0,025	0,0020
S5	x	10	240	28	120	20	95	2940289,855	0,85	0,025	0,0020
	y	10	240	28	120	20	90	5880579,709	0,85	0,025	0,0020
S6	x	10	240	28	120	20	95	539381,385	0,85	0,025	0,0020
	y	10	240	28	120	20	90	1541089,670	0,85	0,025	0,0020

Tabel 5.4 Perhitungan Tulangan Pelat Saat Angkat

Tipe Pelat		Rn	m	ρ perlu	ρ pakai	As Perlu	S Perlu	S Pakai
		(Mpa)				(mm ²)	(mm)	(mm)
S1	x	0,2635	10,084034	0,00110	0,0020	190,00	333,333	300
	y	0,6851	10,084034	0,00290	0,0029	260,71	250	200
S2	x	0,2026	10,084034	0,00081	0,0020	190,00	333,333	300
	y	0,4314	10,084034	0,00181	0,0020	180,00	333,333	300
S3	x	0,2261	10,084034	0,00161	0,0020	190,00	333,333	300
	y	0,88	10,084034	0,00374	0,0037	336,32	200	150
S4	x	0,176	10,084034	0,00104	0,0020	190,00	333,333	300
	y	0,628	10,084034	0,00265	0,0027	238,70	250	200
S5	x	0,2261	10,084034	0,00152	0,0020	190,00	333,333	300
	y	0,8067	10,084034	0,00342	0,0034	307,81	250	200
S6	x	0,2261	10,084034	0,00152	0,0020	190,00	333,333	300
	y	0,8067	10,084034	0,00342	0,0034	307,81	250	200

c. Penulangan Pelat Sesudah Komposit/Saat Kerja

Menentukan momen (M_u) yang bekerja pada pelat dengan menggunakan koefisien SNI 2847:2013 pasal 8.3.3 didapat persamaan momen untuk asumsi bentang interior untuk momen positif dan muka interior dari tumpuan eksterior untuk komponen yang dibangun menyatu dengan tumpuan balok tepi

Beban yang digunakan saat kondisi saat kerja, $Q_u = 1170,43 \text{ kg/m}^2$

$$M_{uly}^{(+)} = 1/16 Q_u L_y^2$$

$$M_{uly}^{(+)} = 1/16 \times 1170,43 \times 3,5^2 = 896,11 \text{ kgm} = 8962089,83 \text{ Nmm}$$

$$M_{uly}^{(-)} = 1/24 Q_u L_y^2$$

$$M_{uly}^{(-)} = 1/24 \times 1170,43 \times 3,5^2 = 597,4 \text{ kgm} = 5974059,58 \text{ Nmm}$$

$$M_{ulx}^{(+)} = 1/16 Q_u L_y^2$$

$$M_{ulx}^{(+)} = 1/16 \times 1170,43 \times 1,5^2 = 164,59 \text{ kgm} = 1645914,38 \text{ Nmm}$$

$$M_{ulx}^{(-)} = 1/24 Q_u L_y^2$$

$$M_{ulx}^{(-)} = 1/24 \times 1170,43 \times 1,5^2 = 109,73 \text{ kgm} = 1097276,25 \text{ Nmm}$$

Sehingga beban lentur lapangan yang digunakan $M_{ux} = 1645914,38 \text{ Nmm}$ dan $M_{uy} = 8962089,83 \text{ Nmm}$

- Penulangan arah X Lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,9 \times 1000 \times dx^2} = \frac{1645914,38}{0,9 \times 1000 \times 95^2} = 0,203$$

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

$$= \frac{1}{7,058} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,058 \times 0,203}{240}} \right) = 0,00084$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min} = 0,002$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{sperlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 95 = 190 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{sperlu}}{\frac{AsD10}{190}}$$

$$= \frac{190}{78,5} = 2,42 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times AD10 \\ &= 3 \times 78,5 \text{ mm}^2 \\ &= 235,5 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} \dots (\text{Ok}) \end{aligned}$$

Jarak tulangan utama $\leq 450 \text{ mm}$ dan $3 \times t_{pelat} = 3 \times 120 = 360 \text{ mm}$, maka :

$$S = 1000/3 = 333,33 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D10-300 mm.

- Penulangan arah Y Lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,9 \times 1000 \times dy^2} = \frac{8962089,83}{0,9 \times 1000 \times 90^2} = 1,229$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{7,085} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,085 \times 1,229}{240}} \right) = 0,0052\end{aligned}$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min} = 0,002$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned}As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0052 \times 1000 \times 90 = 469,61 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n \text{ tulangan} &= \frac{As_{perlu}}{As_{D10}} \\ &= \frac{496,61}{78,5} = 5,98 \approx 6 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As pasang} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times AD10 \\ &= 6 \times 78,5 \text{ mm}^2 \\ &= 471 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots (\text{Ok})\end{aligned}$$

Jarak tulangan utama $\leq 450\text{mm}$ dan $3 \times \text{tbpelat} = 3 \times 120 = 360 \text{ mm}$, maka :

$$S = 1000/6 = 166,67 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D10-150 mm.

Sehingga beban lentur tumpuan yang digunakan $M_{ux} = 1097276,25 \text{ Nmm}$ dan $M_{uy} = 5974059,58 \text{ Nmm}$

- Penulangan arah X Tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 \times 1000 \times dx^2} = \frac{1097276,25}{0,9 \times 1000 \times 95^2} = 0,135$$

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

$$= \frac{1}{7,058} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,058 \times 0,135}{240}} \right) = 0,0006$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} = 0,002$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} \text{As}_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 95 = 190 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{\text{As}_{\text{perlu}}}{\text{AsD10}} \\ &= \frac{190}{78,5} = 2,42 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times \text{AD10} \\ &= 3 \times 78,5 \text{ mm}^2 \\ &= 235,5 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} \dots (\text{Ok}) \end{aligned}$$

Jarak tulangan utama $\leq 450\text{mm}$ dan $3 \times \text{tbplat} = 3 \times 120 = 360$ mm, maka :

$$S = 1000/3 = 333,33 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D10-300 mm.

- Penulangan arah Y Tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 \times 1000 \times dy^2} = \frac{5974059,58}{0,9 \times 1000 \times 90^2} = 0,819$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{7,085} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,085 \times 0,819}{240}} \right) = 0,0035 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}} = 0,002$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} \text{As}_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 90 = 311,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{As_{perlu}}{AsD10}$$

$$= \frac{311,1}{78,5} = 3,96 \approx 4 \text{ buah}$$

As pasang = jumlah tulangan tiap meter x AD10
 $= 4 \times 78,5 \text{ mm}^2$
 $= 314 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu (Ok)}$

Jarak tulangan utama $\leq 450\text{mm}$ dan $3 \times \text{tbpelat} = 3 \times 120 = 360$ mm, maka :

$$S = 1000/4 = 250 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D10-200 mm.

Tabel 5.5 Perhitungan Momen Setelah Komposit (Saat Pakai)

Pelat	Dimensi (m)			Ly/Lx	Koef. Momen	Beban Hidup	Beban Mati	Kombinasi 1,2D+1,6L	Mu (Kgm)			
	P	L	t									
S1	Lapangan	x	3,5	1,5	0,12	2,133	Mulx	16	479	336,69	1170,428	164,591
	Lapangan	y	3,5	1,5	0,12	2,133	Muly	16	479	336,69	1170,428	896,109
	Tumpuan	x	3,5	1,5	0,12	2,133	Mulx	24	479	336,69	1170,428	109,728
	Tumpuan	y	3,5	1,5	0,12	2,133	Muly	24	479	336,69	1170,428	597,406
S2	Lapangan	x	3	1,5	0,12	2,200	Mulx	16	479	336,69	1170,428	164,591
	Lapangan	y	3	1,5	0,12	2,200	Muly	16	479	336,69	1170,428	658,366
	Tumpuan	x	3	1,5	0,12	2,200	Mulx	24	479	336,69	1170,428	109,728
S3	Lapangan	x	3,5	1,7	0,12	2,364	Mulx	16	383	336,69	1016,828	183,665
	Lapangan	y	3,5	1,7	0,12	2,364	Muly	16	383	336,69	1016,828	778,509
	Tumpuan	x	3,5	1,7	0,12	2,364	Mulx	24	383	336,69	1016,828	122,443
	Tumpuan	y	3,5	1,7	0,12	2,364	Muly	24	383	336,69	1016,828	519,006
S4	Lapangan	x	3,4	1,5	0,12	2,520	Mulx	16	383	336,69	1016,828	142,991
	Lapangan	y	3,4	1,5	0,12	2,520	Muly	16	383	336,69	1016,828	734,658
	Tumpuan	x	3,4	1,5	0,12	2,520	Mulx	24	383	336,69	1016,828	95,328
	Tumpuan	y	3,4	1,5	0,12	2,520	Muly	24	383	336,69	1016,828	489,772
S5	Lapangan	x	3,4	1,7	0,12	2,302	Mulx	16	383	336,69	1016,828	183,665
	Lapangan	y	3,4	1,7	0,12	2,302	Muly	16	383	336,69	1016,828	734,658
	Tumpuan	x	3,4	1,7	0,12	2,302	Mulx	24	383	336,69	1016,828	122,443
S6	Lapangan	x	3,4	1,7	0,12	2,302	Muly	24	383	336,69	1016,828	489,772
	Lapangan	x	3	1,05	0,12	3,438	Mulx	16	479	336,69	1170,428	80,650
	Lapangan	y	3	1,05	0,12	3,438	Muly	16	479	336,69	1170,428	658,366
	Tumpuan	x	3	1,05	0,12	3,438	Mulx	24	479	336,69	1170,428	53,767
	Tumpuan	y	3	1,05	0,12	3,438	Muly	24	479	336,69	1170,428	438,911

Tabel 5.6 Data Perencanaan Pelat Setelah Komposit (Saat Kerja)

Pelat			Spesifikasi Bahan			Rencana Penampang			Gaya Pakai	β1	ρ max	ρ min
			D Tul (mm)	Fy Tul (Mpa)	F'c Beton (Mpa)	Tebal (mm)	Cover (mm)	d (mm)	Mu (Nmm)			
S1	Lapangan	x	10	240	40	120	20	95	1645914,375	0,76	0,025	0,002
	Lapangan	y	10	240	40	120	20	90	8961089,375	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	x	10	240	40	120	20	95	1097276,250	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	y	10	240	40	120	20	90	5974059,583	0,76	0,025	0,002
S2	Lapangan	x	10	240	40	120	20	95	1645914,375	0,76	0,025	0,002
	Lapangan	y	10	240	40	120	20	90	6583657,500	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	x	10	240	40	120	20	95	1097276,250	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	y	10	240	40	120	20	90	4389105,000	0,76	0,025	0,002
S3	Lapangan	x	10	240	40	120	20	95	1836645,575	0,76	0,025	0,002
	Lapangan	y	10	240	40	120	20	90	7785089,375	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	x	10	240	40	120	20	95	1224430,383	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	y	10	240	40	120	20	90	5190059,583	0,76	0,025	0,002
S4	Lapangan	x	10	240	40	120	20	95	1429914,375	0,76	0,025	0,002
	Lapangan	y	10	240	40	120	20	90	7346582,300	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	x	10	240	40	120	20	95	953276,250	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	y	10	240	40	120	20	90	4897721,533	0,76	0,025	0,002
S5	Lapangan	x	10	240	40	120	20	95	1836645,575	0,76	0,025	0,002
	Lapangan	y	10	240	40	120	20	90	7346582,300	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	x	10	240	40	120	20	95	1224430,383	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	y	10	240	40	120	20	90	4897721,533	0,76	0,025	0,002
S6	Lapangan	x	10	240	40	120	20	95	806498,044	0,76	0,025	0,002
	Lapangan	y	10	240	40	120	20	90	6583657,500	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	x	10	240	40	120	20	95	537665,363	0,76	0,025	0,002
	Tumpuan	y	10	240	40	120	20	90	4389105,000	0,76	0,025	0,002

Tabel 5.7 Perhitungan Tulangan Pelat Saat Kerja

Pelat			Rn	m	ρ perlu	ρ pakai	As Perlu	S Perlu	S Pakai Kerja	S Pakai Angkat	S Pakai Aktual
			(Mpa)				(mm2)	(mm)			
S1	Lapangan	x	0,2026	7,0588	0,00085	0,0020	190	333,333	300	300	300
	Lapangan	y	1,2292	7,0588	0,00522	0,0052	469,6098	166,667	150	200	150
	Tumpuan	x	0,1351	7,0588	0,00056	0,0020	190	333,333	300		300
	Tumpuan	y	0,8195	7,0588	0,00346	0,0035	311,1031	250	200		200
S2	Lapangan	x	0,2026	7,0588	0,0008468	0,0020	190	333,333	300	300	300
	Lapangan	y	0,9031	7,0588	0,0038143	0,0038	343,2869	200	150	300	150
	Tumpuan	x	0,1351	7,0588	0,0005645	0,0020	190	333,333	300		300
	Tumpuan	y	0,6021	7,0588	0,0025312	0,0025	227,8122	333,333	300		300
S3	Lapangan	x	0,2261	7,0588	0,0009453	0,0020	190	333,333	300	300	300
	Lapangan	y	1,0679	7,0588	0,0045218	0,0045	406,9624	166,667	150	150	150
	Tumpuan	x	0,1507	7,0588	0,0006301	0,0020	190	333,333	300		300
	Tumpuan	y	0,7119	7,0588	0,0029982	0,0030	269,8337	250	200		200
S4	Lapangan	x	0,176	7,0588	0,0007354	0,0020	190	333,333	300	300	300
	Lapangan	y	1,0078	7,0588	0,0042632	0,0043	383,6837	200	150	200	150
	Tumpuan	x	0,1174	7,0588	0,0004902	0,0020	190	333,333	300		300
	Tumpuan	y	0,6718	7,0588	0,0028276	0,0028	254,48	250	200		200
S5	Lapangan	x	0,2261	7,0588	0,0009453	0,0020	190	333,333	300	300	300
	Lapangan	y	1,0078	7,0588	0,0042632	0,0043	383,6837	200	150	200	150
	Tumpuan	x	0,1507	7,0588	0,0006301	0,0020	190	333,333	300		300
	Tumpuan	y	0,6718	7,0588	0,0028276	0,0028	254,48	250	200		200
S6	Lapangan	x	0,0993	7,0588	0,0004143	0,0020	190	333,333	300	300	300
	Lapangan	y	0,9031	7,0588	0,0038143	0,0038	343,2869	200	150	200	150
	Tumpuan	x	0,0662	7,0588	0,0002762	0,0020	190	333,333	300		300
	Tumpuan	y	0,6021	7,0588	0,0025312	0,0025	227,8122	333,333	250		250

5.1.3 Kontrol Lendutan

Lendutan langsung pada pelat diperhitungkan karena tebal pelat direncanakan lebih kecil dari tabel minimum pelat seperti yang diisyaratkan dalam SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3, berikut kontrol lendutan :

$$f_{ijin} = \frac{L}{360}$$

$$= \frac{350}{360} = 0,9722 \text{ cm} = 9,722 \text{ mm}$$

Lendutan yang terjadi dihitung dengan menggunakan persamaan berikut :

$$Q_u = 1170,43 \text{ kg/m}^2 = 0,117 \text{ kg/mm}^2$$

$$L_x = 150 \text{ cm} = 1500 \text{ mm}$$

$$L_y = 350 \text{ cm} = 3500 \text{ mm}$$

$$t = 120 \text{ mm}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{40} = 29725,41 \text{ Mpa}$$

$$I_y = 1/12 \times 3500 \times 120^3 = 504000000 \text{ mm}^4$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot \cos. \alpha \cdot L_y^4}{E \cdot I_y}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{(0,117 \times \cos. 0 \times 3500^4)}{29725,41 \times 504000000}$$

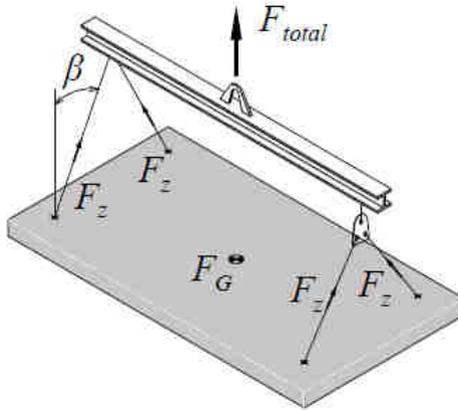
$$f_y = 2,289 \text{ mm} < \text{dari } f_{ijin} \dots (\text{Ok})$$

Tabel 5.8 Rekapitulasi Lendutan Pelat Langsung

Tipe Pelat	Dimensi (mm)			F'c (Mpa)	I _y (mm ⁴)	E _c (Mpa)	Q _u (kg/m ²)	f _{ijin}		Ket
	P	L	t					(mm)	(mm)	
S1	3500	1500	120	40	504000000	29725,4	1170,4	9,722	2,29	Ok
S2	3500	1500	120	40	504000000	29725,4	1170,4	9,722	2,29	Ok
S3	3000	1500	120	40	432000000	29725,4	1016,8	8,333	1,253	Ok
S4	3000	1500	120	40	432000000	29725,4	1016,8	8,333	1,253	Ok
S5	3500	1700	120	40	504000000	29725,4	1016,8	9,722	2,254	Ok
S6	3500	1700	120	40	504000000	29725,4	1170,4	9,722	2,595	Ok

5.1.4 Kontrol Penampang Pengangkatan Pracetak

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Contoh perhitungan akan diambil pelat tipe S1 dengan dimensi 3,5 m x 1,5 m dengan empat titik pengangkatan.



Gambar 5.3 Ilustrasi Pengangkatan Pelat

Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah x dan y.

Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 100 cm

Pada perhitungan beban ultimate menggunakan *tower crane* ditambahkan koefisien 1,2D ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan dan koefisien kemiringan kabel angkat 45 derajat ($k=1,4$).

$$DL = 0,12 \times 3,5 \times 1,5 \times 2400 = 1512 \text{ kg}$$

Momen akibat pengangkatan yang terjadi pada pelat :

$$\text{Beban ultimate} = 1,2 \times 1,4 \times 1512 = 2540,16 \text{ kg}$$

Gaya angkat (P) setiap titik =

$$\frac{2540,16}{4} = 635,04 \text{ kg}$$

Kontrol retak SNI 2847-2013 pasal 9.5.2.3

$$f_{pelat} < f_{cr}$$

fcr untuk beton 14 hari

$$f_{cr} = 0,62 \times \sqrt{f'c} = 0,7\sqrt{28} = 3,281 \text{ MPa}$$

$$y_c = 100 \text{ mm} = 0,1 \text{ m}$$

Momen pengangkatan pada arah Mx ditahan oleh penampang selebar :

$$15t = 15 \times 120 = 1,800 \text{ mm} = 1,8 \text{ m; atau}$$

$$b/2 = 350/2 = 175 \text{ cm} = 1,75 \text{ m}$$

$$M_x = 214,04 \text{ kgm} = 2140402,3 \text{ Nmm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 1,75 \times 0,12^2 = 0,0042 \text{ m}^3 = 4200000 \text{ mm}^3$$

Fpelat =

$$\frac{M_x}{Z} = \frac{2140402,3}{4200000} = 0,509 \text{ Mpa} < F_{cr} \dots (Ok)$$

Momen pengangkatan pada arah My ditahan oleh penampang selebar :

$$a/2 = 150/2 = 75 \text{ cm} = 0,75 \text{ m}$$

$$M_y = 499,43 \text{ kgm} = 4994272,08 \text{ Nmm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 0,75 \times 0,12^2 = 0,0018 \text{ m}^3 = 1800000 \text{ mm}^3$$

fpelat =

$$\frac{M_y}{Z} = \frac{4994272,08}{1800000} = 2,77 \text{ Mpa} < F_{cr} \dots (Ok)$$

5.1.5 Perhitungan Tulangan untuk Kait Angkat

Perhitungan tulangan untuk kait angkat termasuk dalam jenis tulangan yang diangkurkan ke dalam beton dalam hal ini pelat pracetak, maka pengangkurkan terhadap beton harus dihitung dengan menggunakan Lampiran D SNI 2847-2013 terutama pada pasal D.5.1, D.5.2, D.5.3

Data angkur :

Diameter Tulangan = 10 mm

Fy = 240 Mpa

Fu = 370 Mpa

F'c = 28 Mpa

Atul = 78,54 mm²

Gaya tarik yang terjadi = Nn = 635,04 kg = 6350,4 N

Kekuatan nominal tulangan angkur dalam kondisi tarik Pasal

D.5.1.2

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta}$$

$$N_{sa} = 78,54 \times 370 = 29059,73 \text{ N}$$

$$\phi N_{sa} = 0,7 \times 29059,73 = 20341,81 \text{ N} > N_n \dots (\text{Ok})$$

Kekuatan jebol beton dasar angkur tunggal Nb Pasal D.5.2.2 :

$$N_b = K_c \times \lambda a \times \sqrt{f'c} \text{ hef}^{1,5}$$

Kc = 10 (angkur dicor di dalam beton)

λa = 1 (beton normal)

f'c = 28 Mpa

hef = 100 mm

$$N_b = 10 \times 1 \times \sqrt{28} \times 100^{1,5}$$

$$N_b = 5291,5 \text{ N}$$

Kekuatan Jebol beton angkur dalam kondisi tarik, untuk angkur tunggal Pasal D.5.2.1 SNI 2847-2013

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \times \psi_{c,N} \times \psi_{cp,N} \times N_b$$

A_{Nc} = penampang terkecil dikali tebal pelat

$$A_{Nc} = 750 \text{ mm} \times 120 \text{ mm} = 90000 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9 \times \text{hef}^2 = 9 \times 100^2 = 90000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\psi_{ed}, N &= 1 \\ \psi_c, N &= 1,25 \\ \psi_{cp}, N &= 1 \\ N_b &= 5291,5 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{cb} &= \frac{90000}{90000} \times 1 \times 1,25 \times 1 \times 5291,5 \\ N_{cb} &= 6614,38 \text{ N} > N_n \dots (Ok)\end{aligned}$$

Maka digunakan angkur dengan kedalaman pengangkuran 100 mm dan untuk panjang tekukan serta panjang tambahan tekukan adalah sebagai berikut :

Untuk panjang bengkokan/tekukan = $6d_b = 60 \text{ mm}$

Untuk panjang tambahan, $12d_b = 120 \text{ mm}$.

Semua pelat pracetak yang direncanakan untuk dinakat dengan menggunakan alat angkat kait angkat direncanakan memiliki kedalaman pengangkuran sedalam 100 mm dengan panjang tekukan 60 mm dan panjang tambahan sebesar 120 mm.

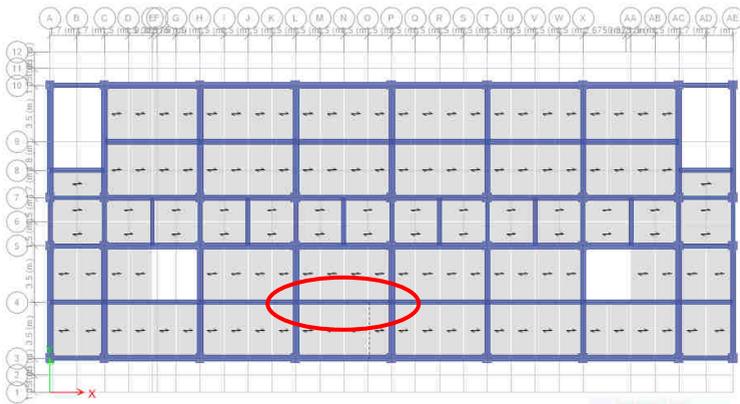
5.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak

Pada perencanaan balok anak, beban yang diterima oleh balok anak berupa beban terbagi rata biasa. Beban terbagi rata didapat dari pembagian beban pelat pracetak satu arah yang menumpu pada dua titik tumpu, titik tumpu berada pada balok induk dan balok anak. Diambil sebagai contoh perhitungan Balok Anak 4 yang memiliki panjang 6 m.

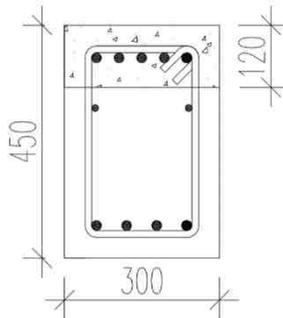
5.2.1 Dimensi Awal

Balok anak	: 300 x 450 mm
Mutu beton (f'_c)	: 28 MPa
Mutu baja (f_y)	: 420 MPa
Tulangan lentur	: D19

Tulangan sengkang : $\emptyset 13$



Gambar 5.4 Denah Balok Anak



Gambar 5.5 Potongan Balok Anak BA 4

5.2.2 Pembebanan Balok Anak

Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok anak tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan berat hidup merata di atasnya). Distribusi beban pada balok sedemikian rupa sehingga dianggap beban merata terjadi hanya pada sisi pendek dari pelat pracetak yang menumpu pada balok.

Sebelum Komposit :

$$Ly = 6 - \frac{35}{2} - \frac{35}{2} = 5,65m$$

Beban – beban yang bekerja pada balok anak sebelum komposit saat angkat

a. Sebelum Komposit Saat Angkat

• Beban Mati

Q terbagi rata

$$\begin{aligned} \text{Berat Sendiri} &= (0,3 \times 0,33) \times 2400 \\ &= 237,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pelat (S1 pertemuan)} &= 0,12 \times 3,5 \times 2400 \\ &= 1008 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total Q mati} = 1245,6 \text{ kg/m}$$

• Beban Hidup

Q terbagi rata

$$\begin{aligned} \text{Q hidup} &= 3,5 \times 100 \\ &= 350 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

• Total Beban Sebelum Komposit Saat Angkat

$$\begin{aligned} \text{Q total} &= 1,2(DL) + 1,6(LL) \\ &= 1,2(1245,6) + 1,6(350) \\ &= 2054,72 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Sesudah Komposit

• Beban Mati

Q terbagi rata

$$\begin{aligned} \text{Berat Sendiri} &= (0,3 \times 0,45) \times 2400 \\ &= 324 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pelat} &= 336,45 \times 3,5 \\ &= 1177,575 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dinding Bata} &= 4,25 \times 250 \\ &= 1062,5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total Q mati} = 2564,075 \text{ kg/m}$$

• Beban Hidup

Q terbagi rata

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup} &= 479 \text{ kg/m}^2 \text{ (ruang pertemuan)} \\
 \text{Q hidup} &= 479 \times 3,5 \\
 &= 1676,5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

• Total Beban Sesudah Komposit

$$\begin{aligned}
 \text{Q total} &= 1,2(DL) + 1,6(LL) \\
 &= 1,2(2564,075) + 1,6(1676,5) \\
 &= 5759,29 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.9 Rekapitulasi Beban Q pada Balok Anak

Balok	Sebelum Komposit Saat Angkat									
	Dimensi Balok			Q Akibat	Dimensi Pelat		Q Akibat	Q Hidup	Qu (1,2DL	
	L	B	H	Balok	t	L tumpu	Pelat	Pekerja	+1,6LL)	
	(m)	(mm)	(mm)	(kg/m')	(m)	(m)	(kg/m')	(kg/m')	(kg/m')	
BA 1	3	250	230	138	0,12	3	864	300	1682,4	
BA 2	3,4	250	230	138	0,12	3,5	1008	350	1935,2	
BA 3	2,1	250	230	138	0,12	3	864	300	1682,4	
BA 4	6	300	330	237,6	0,12	3,5	1008	350	2054,72	

Tabel 5.9 Rekapitulasi Beban Q pada Balok Anak (Lanjutan)

Balok	Sesudah Komposit Saat Kerja									
	Dimensi Balok			Q Akibat	Dimensi Pelat		Q Akibat	Q	Q Beban	Qu (1,2DL
	L	B	H	Balok	DL kerja	L tumpu	Pelat	Dinding	Hidup	+1,6LL)
	(m)	(mm)	(mm)	(kg/m')	(kg/m2)	(m)	(kg/m')	(kg/m')	(kg/m')	(kg/m')
BA 1	3	250	350	210	336,69	3	1010,07	1062,5	1437	5038,284
BA 2	3,4	250	350	210	336,69	3,5	1178,415	1062,5	1340,5	5085,898
BA 3	2,1	250	350	210	336,69	3	1010,07	1062,5	1437	5038,284
BA 4	6	300	450	324	336,45	3,5	1177,575	1062,5	1676,5	5759,29

5.2.3 Perhitungan Momen dan Gaya Geser

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

Momen dan Geser Sebelum Komposit Saat Angkat

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

$$\begin{aligned}
 Mu_{maks} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 2054,72 \times 6^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 9246,24 \text{ kgm} = 92462400 \text{ Nmm} \\
 Vu_{maks} &= 1/2 \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 2054,72 + 6/2 \\
 &= 6164,16 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Akibat Pengangkatan

$$\begin{aligned}
 Mx &= \frac{w(a)^2}{8} \\
 &= \frac{(0,33 \times 2400) \times 0,3^2}{8} \\
 &= 8,91 \text{ kgm} \\
 My &= \frac{0,0107 \times W_{sendiri \ angkat} \times Ly}{2} \\
 &= \frac{0,0107 \times 237,6 \times 5,65^2}{2} \\
 &= 81,15721 \text{ kgm} = 811572,1 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Momen dan Geser Sesudah Komposit

$$\begin{aligned}
 Mu_{maks}(+) &= \frac{1}{24} \times qL^2 \\
 &= \frac{1}{24} \times 5759,29 \times 6^2 \\
 &= 8638,935 \text{ kgm} = 86389350 \text{ Nmm} \\
 Vu_{maks} &= \frac{1}{2} \times q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 5759,29 \times 6 \\
 &= 17277,87 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.10 Rekapitulasi Momen dan Geser

Balok	Momen dan Geser Akibat Pengangkatan					Mu dan Vu Sesudah Komposit	
	L	Mu	Vu	Akibat Pengangkatan		Mu Maks	Vu Maks
	Balo	Maks	Maks	Mx	My		
(m)	(kgm)	kg	(kgm)	(kgm)	(kgm)	(kg)	
BA 1	3	1892,7	2523,6	4,31	13,29	1889,36	7557,43
BA 2	3,4	2796,4	2951,2	4,31	13,74	2449,71	8646,03
BA 3	2,1	927,42	1766,5	4,31	4,52	11109,42	10580,40
BA 4	6	9246,2	6164,2	8,91	81,16	8638,94	17277,87

5.2.4 Perhitungan Tulangan Lentur dan Geser Balok Anak

a. Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit

• Tulangan Lentur Lapangan

Dimensi balok anak 300/330

Tebal selimut beton = 40 mm (pasal 7.71 SNI 2847 2013)

D tulangan utama = 19 mm

Ø tulangan sengkang = 13 mm

f'_c 14 hari = 28 MPa

f_y = 420 Mpa (tul.utama)

240 Mpa (tul.sekang)

d = 330 – 40 – 19/2 – 13

= 267,5 mm

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,25 \frac{\sqrt{28}}{420} = 0,00315 \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333 \quad \text{SNI 2847-2013 10.5.1}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 28} = 17,65$$

• Tulangan Lentur Lapangan

$M_u = 92462400 \text{ Nmm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{140318600}{0,9 \times 300 \times 267,5^2} = 4,786$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17,65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,65 \times 4,786}{420}} \right)$$

$$= 0,0128 > \rho_{min}$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho b d = 0,0128 \times 300 \times 267,5 = 1031,39 \text{ mm}^2$$

$$A_{SD19} = 283,385 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{SD19}} = \frac{1031,39}{283,385} = 3,639 \approx 4$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 4D19

• Tulangan Negatif Akibat Pengangkatan

$$M_y = 811572,1 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_y}{\phi b d^2} = \frac{811572,1}{0,9 \times 300 \times 267,5^2} = 0,042$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17,65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,65 \times 0,042}{240}} \right)$$

$$= 0,000175 < \rho_{min}$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho b d = 0,0031 \times 300 \times 267,5 = 252,76 \text{ mm}^2$$

$$A_{SD13} = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{SD13}} = \frac{252,76}{132,665} = 1,9 \approx 2$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 2D13

• Tulangan Geser

$$\emptyset \text{ tulangan geser} = 13 \text{ mm}$$

$$d = 267,5 \text{ mm}$$

$$V_u = 61641,6 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{28} \times 300 \times 330 = 89055,99 \text{ N}$$

SNI 2847-2013 11.2.1.1

$$\phi V_c = 0,75 \times 89055,99 = 66791,99 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 66791,99 = 33396 < V_u = 61401,9 \text{ N}$$

Maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan $\emptyset 10$ mm dengan mutu baja BJTP 240 ($f_y=240$ MPa)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{61641,6}{0,75} = 82188,8 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 2 \times \frac{1}{4} \pi 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,33 \times 240 \times 267,5}{82188,8} = 207,26 \text{ mm}$$

SNI 2847-2013 11.4.7.2

$$S_{maks} = \frac{d}{2} = \frac{267,5}{2} = 133,75 \text{ mm} \quad \text{SNI 2847-2013 11.4.5.1}$$

$$\text{atau} = 600 \text{ mm}$$

Maka digunakan sengkang $\emptyset 13-120$ mm

Tabel 5.11 Rekapitulasi Penulangan Sebelum Komposit

Balok	Dimensi Tulangan		Mutu Tulangan		Dimensi Balok					Gaya Dalam Lapangan		Gaya Dalam
	Lentur	Angkat	Lentur	Angkat	L	B	H	Cover	d	Mu+	Mu-	Angkat
	(mm)	(mm)	(Mpa)	(Mpa)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(Nmm)	(Nmm)	(Nmm)
BA 1	19	10	420	240	3	250	230	40	170,5	18927000	0	132894
BA 2	19	13	420	240	3,4	250	230	40	167,5	27963640	0	137360,715
BA 3	19	13	420	240	2,1	250	230	40	167,5	9274230	0	45220,875
BA 4	19	13	420	240	6	300	330	40	267,5	92462400	0	811572,102

Tabel 5.11 Rekapitulasi Penulangan Sebelum Komposit
(Lanjutan)

Balok	Mutu Beton		Batas Ratio Tul.		m	Penulangan Positif Lentur						
	F'c	$\beta 1$	ρ max	ρ min		Rn		ρ perlu	ρ pakai	As butuh		Jumlah Tulangan
	(Mpa)					(Mpa)	ρ pakai			(mm ²)	Butuh	
BA 1	28	0,85	0,025	0,0031497	17,647	1,59017	0,00392	0,003922	167,1681	0,58989745	2	
BA 2	28	0,85	0,025	0,0031497	17,647	2,349392	0,0059	0,005901	247,1063	0,87198101	2	
BA 3	28	0,85	0,025	0,0031497	17,647	0,779183	0,00189	0,00315	131,8939	0,46542284	2	
BA 4	28	0,85	0,025	0,0031497	17,647	4,785792	0,01285	0,012852	1031,39	3,63953486	4	

Tabel 5.11 Rekapitulasi Penulangan Sebelum Komposit
(Lanjutan)

Balok	Mutu Beton		Batas Ratio Tul.		m	Penulangan Negatif Angkat						
	F'c	$\beta 1$	ρ max	ρ min		Rn		ρ perlu	ρ pakai	As butuh		Jumlah Tulangan
	(Mpa)					(Mpa)	ρ pakai			(mm ²)	Butuh	
BA 1	28	0,85	0,025	0,0031497	17,647	0,011165	0,000047	0,00315	134,2561	1,71026918	2	
BA 2	28	0,85	0,025	0,0031497	17,647	0,01154	0,000048	0,00315	131,8939	0,99418726	2	
BA 3	28	0,85	0,025	0,0031497	17,647	0,003799	0,000016	0,00315	131,8939	0,99418726	2	
BA 4	28	0,85	0,025	0,0031497	17,647	0,042006	0,000175	0,00315	252,7637	3,90527827	2	

b. Perhitungan Tulangan Sesudah Komposit

Dimensi balok anak 300/450

Tebal selimut beton = 40 mm (SNI 2847 2013 7.71)

D tulangan utama = 19 mm

\emptyset tulangan sengkang = 13 mm

f'c 14 hari = 40 MPa

fy = 420 Mpa (tul.utama)

= 240 Mpa (tul.sengkang)

d = 450 – 40 – 19/2-13

$$= 387,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0,25 \frac{\sqrt{40}}{420} = 0,0037 \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333 \quad \text{SNI 2847-2013 10.5.1}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

- Tulangan Lentur Lapangan/Positif

$$Mu = 86389350 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{86389350}{0,9 \times 300 \times 387,5^2} = 2,131$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 2,131}{4200}} \right)$$

$$= 0,00524$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho b d = 0,00524 \times 300 \times 387,5 = 609,53 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{D19}} = 283,385 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{butuh}}}{A_{s_{D22}}} = \frac{609,53}{283,385} = 2,151 \approx 3$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 3D19

- Tulangan Lentur Tumpuan/Negatif

$$Mu = 172778700 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{172778700}{0,9 \times 350 \times 387,5^2} = 4,26$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 4,26}{420}} \right)$$

$$= 0,0109$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho b d = 0,0109 \times 300 \times 387,5 = 1264,537 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{D19}} = 283,385 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{D19}}} = \frac{1264,537}{283,385} = 4,46 \approx 5$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 5D19

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 \emptyset \text{ tulangan sengkang} &= 13 \text{ mm} \\
 d &= 387,5 \text{ mm} \\
 V_u &= 172778,7 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 300 \times 450 = 145148,5 \text{ N} \\
 &\hspace{15em} \text{SNI 2847-2013 11.2.1.1} \\
 \phi V_c &= 0,75 \times 145148,5 = 108861,4 \text{ N} \\
 0,5\phi V_c &= 0,5 \times 145148,5 = 54430,7 \text{ N} \\
 0,5\phi V_c \leq V_u < \phi V_c
 \end{aligned}$$

Maka dibutuhkan tulangan geser . Dipakai tulangan $\emptyset 13$ mm dengan mutu baja BJTP 240 ($f_y=240$ MPa)

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u - 0,5\phi V_c}{\phi} = \frac{172778,7 - 54430,7}{0,75} = 175940,9 \text{ N} \\
 A_v &= 2 \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 2 \times \frac{1}{4} \pi 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,33 \times 240 \times 387,5}{175940,9} = 140,25 \text{ mm} \\
 &\hspace{15em} \text{SNI 2847-2013 11.4.7.2} \\
 S_{\text{maks}} &= \frac{d}{2} = \frac{387,5}{2} = 193,5 \text{ mm} \\
 \text{atau} &= 600 \text{ mm} \hspace{15em} \text{SNI 2847-2013 11.4.5.1}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan sengkang $\emptyset 13$ -120 mm ($A_v = 265,33 \text{ mm}^2$)

Tabel 5.12 Rekapitulasi Penulangan Sesudah Komposit

Balok	Dimensi Tulangan		Mutu Tulangan		Dimensi Balok				
	Lentur	Geser	Lentur	Geser	L	B	H	Cover	d
	(mm)	(mm)	(Mpa)	(Mpa)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
BA 1	19	10	420	240	3	250	350	40	290,5
BA 2	19	13	420	240	3,4	250	350	40	287,5
BA 3	19	13	420	240	2,1	250	350	40	287,5
BA 4	19	13	420	240	6	300	450	40	387,5

Tabel 5.12 Rekapitulasi Penulangan Sesudah Komposit
(Lanjutan)

Balok	Mutu Beton		Batas Ratio Tul.		m	Momen	
	F'c	β_1	ρ_{max}	ρ_{min}		Positif	Negatif
	(Mpa)					(Nmm)	(Nmm)
BA 1	40	0,76	0,025	0,0031497	12,35	18893565	37787130
BA 2	40	0,76	0,025	0,0031497	12,35	24497075,37	48994150,73
BA 3	40	0,76	0,025	0,0031497	12,35	111094162,2	111094162,2
BA 4	40	0,76	0,025	0,0031497	12,35	86389350	172778700

Tabel 5.12 Rekapitulasi Penulangan Sesudah Komposit
(Lanjutan)

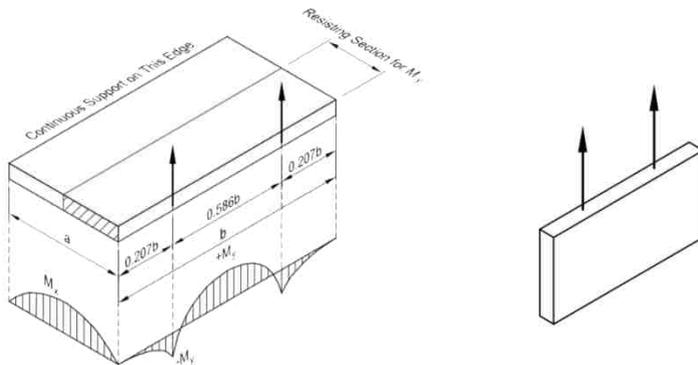
Balok	Perhitungan Penulangan Lentur											
	Tulangan Positif (Bawah)						Tulangan Negatif (Atas)					
	Rn	ρ perlu	ρ pakai	Jumlah Tulangan			Rn	ρ perlu	ρ pakai	Jumlah Tulangan		
	(Mpa)			As butuh (mm2)	Butuh	Pakai	(Mpa)			As butuh (mm2)	Butuh	Pakai
BA 1	0,995	0,002404856	0,00314970	242,08333	0,8543	2	1,990	0,004886	0,0048857	354,824193	1,25209	2
BA 2	1,317	0,003199447	0,00319945	239,58333	0,8454	2	2,634	0,006536	0,0065363	469,798264	1,65781	2
BA 3	5,974	0,015756091	0,01575609	1132,4691	3,996	4	5,974	0,015756	0,0157561	1132,46905	3,99622	3
BA 4	1,317	0,003199447	0,00319945	239,58333	2,1509	3	2,634	0,006536	0,0065363	469,798264	4,46226	5

Tabel 5.12 Rekapitulasi Penulangan Sesudah Komposit
(Lanjutan)

Balok	Penulangan Sengkang								
	Panjang Balok	Vu	Vc	ϕVc	Vs	Jumlah Kaki	S Perlu	S Maks	S Pakai
	(m)	(N)	(N)	(N)	(N)	buah	(mm)	(mm)	(mm)
BA 1	3	75574,26	94077,76039	70558,32	100765,7	2	167,1495	145,25	120
BA 2	3,4	86460,266	94077,76039	70558,32	115280,4	2	228,8437	143,75	120
BA 3	2,1	105803,964	94077,76039	70558,32	141072	2	173,0531	143,75	120
BA 4	6	172778,7	145148,5446	108861,41	230371,6	2	140,2499	193,75	120

5.2.5 Pengangkatan Balok Anak

Balok anak pracetak dicetak di pabrik secara massal. Elemen balok anak pracetak harus dirancang sedemikian rupa untuk menghindari kerusakan pada saat pengangkatan maupun mobilisasi. Titik angkat dari balok anak serta kait tulangan angkat harus dihitung secara detail untuk menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 5.6 Momen Saat Pengangkatan Balok Anak

Dimana :

Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan ke arah memanjang yaitu arah y .

Tinggi pengangkatan dari muka balok anak diambil 100 cm
 Pada perhitungan beban ultimate menggunakan *tower crane* ditambahkan koefisien 1,2D ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan dan koefisien kemiringan kabel angkat 45 derajat ($k=1,4$).

$$DL = 5,65 \times 0,3 \times 0,33 \times 2400 = 1342,4 \text{ kg}$$

Momen akibat pengangkatan yang terjadi pada pelat :

$$\text{Beban ultimate} = 1,2 \times 1,4 \times 1342,4 = 2255,3 \text{ kg}$$

Gaya angkat (P) setiap titik =

$$\frac{2255,3}{2} = 1127,6 \text{ kg}$$

Kontrol retak SNI 2847-2013 pasal 9.5.2.3

$$f_{\text{pelat}} < f_{\text{cr}}$$

f_{cr} untuk beton 14 hari

$$f_{\text{cr}} = 0,62 \times \sqrt{f'c} = 0,7\sqrt{28} = 3,281 \text{ MPa}$$

$$y_c = 267 \text{ mm} = 0,267 \text{ m}$$

Momen pengangkatan pada arah M_y ditahan oleh penampang selebar :

$$a/2 = 33/2 = 16,5 \text{ cm} = 0,165 \text{ m}$$

$$M_y = 81,16 \text{ kgm} = 811572 \text{ Nmm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 0,165 \times 0,3^2 = 0,0025 \text{ m}^3 = 2500000 \text{ mm}^3$$

$f_{\text{pelat}} =$

$$\frac{M_y}{Z} = \frac{811572}{2500000} = 0,3279 \text{ Mpa} < F_{cr} \dots (\text{Ok})$$

5.2.6 Perhitungan Tulangan untuk Kait Angkat

Perhitungan tulangan untuk kait angkat termasuk dalam jenis tulangan yang diangkurkan ke dalam beton dalam hal ini pelat pracetak, maka pengangkurkan terhadap beton harus dihitung dengan menggunakan Lampiran D SNI 2847-2013 terutama pada pasal D.5.1, D.5.2, D.5.3

Data angkur :

Diameter Tulangan = 10 mm

$F_y = 240 \text{ Mpa}$

$F_u = 370 \text{ Mpa}$

$F'_c = 28 \text{ Mpa}$

$A_{tul} = 78,54 \text{ mm}^2$

Gaya tarik yang terjadi = $N_n = 1127,6 \text{ kg} = 11276 \text{ N}$

Kekuatan nominal tulangan angkur dalam kondisi tarik Pasal D.5.1.2

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta}$$

$$N_{sa} = 78,54 \times 370 = 29059,73 \text{ N}$$

$$\phi N_{sa} = 0,7 \times 29059,73 = 20341,81 \text{ N} > N_n \dots (\text{Ok})$$

Kekuatan jebol beton dasar angkur tunggal N_b Pasal D.5.2.2 :

$$N_b = Kc \times \lambda a \times \sqrt{f'c} \text{ hef}^{1,5}$$

$Kc = 10$ (angkur dicor di dalam beton)

$\lambda a = 1$ (beton normal)

$f'c = 28$ Mpa

$\text{hef} = 267$ mm

$$N_b = 10 \times 1 \times \sqrt{28} \times 267^{1,5}$$

$$N_b = 14128,3$$

Kekuatan Jebol beton angkur dalam kondisi tarik, untuk angkur tunggal Pasal D.5.2.1 SNI 2847-2013

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \times \psi_{c,N} \times \psi_{cp,N} \times N_b$$

A_{Nc} = penampang terkecil dikali tebal pelat

$$A_{Nc} = 165 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} = 49500 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9 \times \text{hef}^2 = 9 \times 267^2 = 2403 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{ed,N} = 1$$

$$\psi_{c,N} = 1,25$$

$$\psi_{cp,N} = 1$$

$$N_b = 14128,3 \text{ N}$$

$$N_{cb} = \frac{49500}{2403} \times 1 \times 1,25 \times 1 \times 14128,3$$

$$N_{cb} = 363790,81 \text{ N} > N_n \dots (Ok)$$

Maka digunakan angkur dengan kedalaman pengangkuran 267 mm dan untuk panjang tekukan serta panjang tambahan tekukan adalah sebagai berikut :

Untuk panjang bengkokan/tekukan = $6db = 60$ mm

Untuk panjang tambahan, $12db = 120$ mm.

Berdasarkan perhitungan kait angkat pada elemen balok anak terbesar maka digunakan spesifikasi yang sama untuk elemen balok anak lainnya yaitu dengan ukuran kedalaman penanaman 267 mm, panjang tekukan 60 mm dan panjang tambahan 120 mm

5.3 Perencanaan Balok Lift

Perencanaan balok lift adalah merencanakan balok pengantung. Pada bangunan ini digunakan lift yang diproduksi oleh Hyundai Elevator *Hospital Bed Elevator* dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift	: Standard Type
Model	: B1350-2560
Kapasitas	: 1350 kg
Kecepatan	: 30 m/min 0,5 m/s
Lebar pintu (<i>opening width</i>)	: 1100 mm
Dimensi sangkar (<i>car size</i>)	:
- <i>Car A</i>	: 1400 mm
- <i>Size B</i>	: 2507 mm
Dimensi ruang luncur (<i>hoistway size</i>)	:
- <i>Hoistway X</i>	: 2100 mm
- <i>Size Y</i>	: 2850 mm
Beban reaksi ruang mesin	:
- R_1	: 10500 kg
- R_2	: 8500 kg

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel :

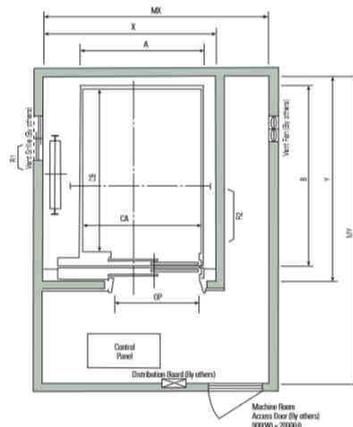
Tabel 5.13 Spesifikasi Lift

Standard Dimensions & Reactions

(Unit: mm)

Type	Model	Clear Opening OP	Car		Hoistway X × Y	M/C Room MX × MY	M/C Room Reaction(kg)	
			Internal CA × CB	External A × B			R1	R2
Standard Type	B1350-2530-45	1100	1300 × 2300	1400 × 2507	2100 × 2850	2300 × 3500	10500	8500
	B1350-2540							
	B1600-2530-45	1200	1500 × 2300	1600 × 2507	2300 × 2850	2750 × 4000	11500	9500
	B1600-2540							
B1750-2530-40	1200	1600 × 2300	1700 × 2507	2400 × 2850	2850 × 4000			
Double Entrance Type	B1350-25D30-45	1100	1300 × 2300	1400 × 2634	2300 × 3000	2300 × 3500	10900	8900
	B1350-25D40							
	B1600-25D30-45	1200	1500 × 2300	1600 × 2634	2500 × 3000	2750 × 4000	11500	9500
	B1600-25D40							
B1750-25D30-40	1200	1600 × 2300	1700 × 2634	2600 × 3000	2850 × 4000			

Plan of Hoistway & Machine Room



Gambar 5.7 Denah Ruang Lift

Sumber: Brosur Hyundai Elevator Bed Lift

5.3.1 Perencanaan Dimensi Balok Lift

a. Balok Lift

Panjang balok lift = 3000 mm

$h_{min} = 1/16 \times 3000 = 187,5 \text{ mm}$

$h_{pakai} = 400 \text{ mm}$

$b = 300 \text{ mm}$

Dirancang dimensi balok 30/40

5.3.2 Pembebanan Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja pada balok penumpu adalah beban mati (pelat, aspal, ducting, dll) dan beban hidup

2. Koefisien kejut beban hidup keran

Pasal 3.3(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri ditambah muatan yang diangkat. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

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

Dimana :

Ψ = koefisien kejut yang nilainya idak boleh 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 :

$$\begin{aligned} P &= \Sigma R \times \psi = (10500) \times (1,15) \\ &= 12075 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.3.3 Balok Penggantung Lift 30/40

a. Pembebanan

- Beban mati lantai

$$\begin{aligned} \text{Akibat balok} &= 0,3 \times 0,4 \times 2400 &&= \underline{288 \text{ kg/m}^+} \\ & && \text{qd} &&= 288 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban hidup:

$$q_l = 300 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2q_d + 1,6q_l \\ &= 1,2(288) + 1,6(300) \\ &= 825,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \left(\frac{1}{2} \times q_u \times L\right) + R_1 \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 825,6 \times 3\right) + 12075 \\ &= 13313,4 \text{ kg} = 133134 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{12} \times q_u \times L^2 + \frac{1}{4} \times R_1 \times L \\ &= \frac{1}{12} \times 825,6 \times 3^2 + \frac{1}{4} \times 12075 \times 3 \\ &= 9675,45 \text{ kgm} = 96754500 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

b. Perhitungan Tulangan

$$\text{Dimensi balok anak} = 30/40$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 19 \text{ mm}$$

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

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ Mpa}$$

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

$$d = 420 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(19) = 340,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\text{atau} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25\sqrt{40}}{420} = 0,00376$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

- Tulangan Lentur

$$M_u = 96754500 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{96754500}{0,9 \times 300 \times 340,5^2} = 3,099$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 3,099}{4200}} \right)$$

$$= 0,00773$$

$$A_{sperlu} = \rho b d = 0,00773 \times 300 \times 340,5 = 789,41 \text{ mm}^2$$

$$A_{SD19} = 283,385 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sbutuh}}{A_{SD19}} = \frac{789,41}{283,385} = 2,786 \approx 3$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur 3D19

- Tulangan Geser

$$\emptyset \text{ tulangan sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$d = 340,5 \text{ mm}$$

$$V_u = 133134 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 300 \times 400 = 129020,9 \text{ N}$$

SNI 2847-2013 11.2.1.1

$$\phi V_c = 0,75 \times 129020,9 = 96765,7 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 96765,7 = 48382,85 \text{ N}$$

$$\phi V_c < V_u$$

Maka dibutuhkan tulangan geser. Dipakai tulangan $\emptyset 10$ mm dengan mutu baja BJTP 240 ($f_y=240$ MPa)

$$V_s = \frac{V_u - 0,5 \phi V_c}{\phi} = \frac{84751,15}{0,75} = 113001,5 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 2 \times \frac{1}{4} \pi 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157 \times 240 \times 340,5}{113001,5} = 113,54 \text{ mm}$$

SNI 2847-2013 11.4.7.2

$$S_{maks} = \frac{d}{2} = \frac{340,5}{2} = 170,25 \text{ mm}$$

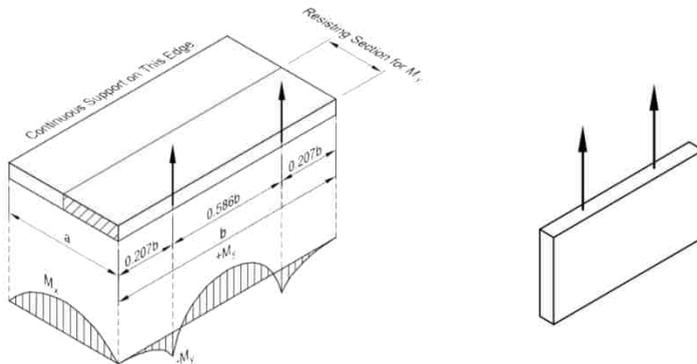
$$\text{atau} = 600 \text{ mm}$$

SNI 2847-2013 11.4.5.1

Maka digunakan sengkang $\emptyset 10$ -100 mm ($A_v = 265,33 \text{ mm}^2$)

5.3.4 Pengangkatan Balok Lift

Balok lift pracetak dicetak di pabrik secara massal. Elemen balok lift pracetak harus dirancang sedemikian rupa untuk menghindari kerusakan pada saat pengangkatan maupun mobilisasi. Titik angkat dari balok lift serta kait tulangan angkat harus dihitung secara detail untuk menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 5.8 Momen Saat Pengangkatan Balok Lift

Dimana :

Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan ke arah memanjang yaitu arah y .

Tinggi pengangkatan dari muka balok anak diambil 100 cm

Pada perhitungan beban ultimate menggunakan *tower crane* ditambahkan koefisien 1,2D ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan dan koefisien kemiringan kabel angkat 45 derajat ($k=1,4$).

$$DL = 3 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 864 \text{ kg}$$

Momen akibat pengangkatan yang terjadi pada pelat :

$$\text{Beban ultimate} = 1,2 \times 1,4 \times 1342,4 = 1451,52 \text{ kg}$$

Gaya angkat (P) setiap titik =

$$\frac{1451,52}{2} = 725,76 \text{ kg}$$

Kontrol retak SNI 2847-2013 pasal 9.5.2.3

$$f_{pelat} < f_{cr}$$

f_{cr} untuk beton 28 hari

$$f_{cr} = 0,62 \times \sqrt{f'c} = 0,7\sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$y_c = 337 \text{ mm} = 0,337 \text{ m}$$

Momen pengangkatan pada arah M_y ditahan oleh penampang selebar :

$$a/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$$

$$M_y = 27,74 \text{ kgm} = 277344 \text{ Nmm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 0,2 \times 0,3^2 = 0,003 \text{ m}^3 = 3000000 \text{ mm}^3$$

$f_{pelat} =$

$$\frac{M_y}{Z} = \frac{277344}{3000000} = 0,0924 \text{ Mpa} < F_{cr} \dots (Ok)$$

5.3.5 Perhitungan Tulangan untuk Kait Angkat

Perhitungan tulangan untuk kait angkat termasuk dalam jenis tulangan yang diangkurkan ke dalam beton dalam hal ini pelat pracetak, maka pengangkurkan terhadap beton harus dihitung dengan menggunakan Lampiran D SNI 2847-2013 terutama pada pasal D.5.1, D.5.2, D.5.3

Data angkur :

Diameter Tulangan = 10 mm

$F_y = 240 \text{ Mpa}$

$F_u = 370 \text{ Mpa}$

$F'c = 40 \text{ Mpa}$

$A_{tul} = 78,54 \text{ mm}^2$

Gaya tarik yang terjadi = $N_n = 725,76 \text{ kg} = 7257,6 \text{ N}$

Kekuatan nominal tulangan angkur dalam kondisi tarik Pasal D.5.1.2

$$N_{sa} = A_{Se,N} f_{uta}$$

$$N_{sa} = 78,54 \times 370 = 29059,73 \text{ N}$$

$$\phi N_{sa} = 0,7 \times 29059,73 = 20341,81 \text{ N} > N_n \dots (\text{Ok})$$

Kekuatan jebol beton dasar angkur tunggal N_b Pasal D.5.2.2 :

$$N_b = K_c \times \lambda a \times \sqrt{f'_c} \text{ hef}^{1,5}$$

$K_c = 10$ (angkur dicor di dalam beton)

$\lambda a = 1$ (beton normal)

$f'_c = 28 \text{ Mpa}$

$\text{hef} = 267 \text{ mm}$

$$N_b = 10 \times 1 \times \sqrt{40} \times 267^{1,5}$$

$$N_b = 16886,563 \text{ N}$$

Kekuatan Jebol beton angkur dalam kondisi tarik, untuk angkur tunggal Pasal D.5.2.1 SNI 2847-2013

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \times \psi_{c,N} \times \psi_{cp,N} \times N_b$$

A_{Nc} = penampang terkecil dikali tebal pelat

$$A_{Nc} = 200 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} = 60000 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9 \times \text{hef}^2 = 9 \times 340,5^2 = 2403 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{ed,N} = 1$$

$$\psi_{c,N} = 1,25$$

$$\psi_{cp,N} = 1$$

$$N_b = 16886,56 \text{ N}$$

$$N_{cb} = \frac{60000}{3033} \times 1 \times 1,25 \times 1 \times 16886,56$$

$$N_{cb} = 527046,277 \text{ N} > N_n \dots (\text{Ok})$$

Maka digunakan angkur dengan kedalaman pengangkuran 267 mm dan untuk panjang tekukan serta panjang tambahan tekukan adalah sebagai berikut :

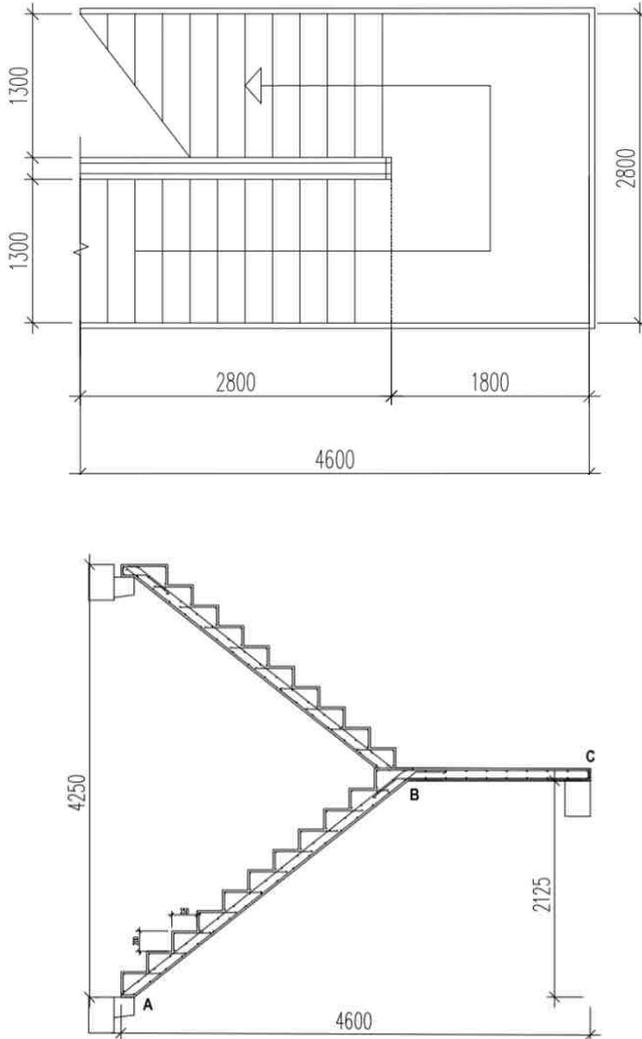
Untuk panjang bengkokan/tekukan = $6db = 60 \text{ mm}$

Untuk panjang tambahan, $12db = 120 \text{ mm}$.

5.4 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. Diambil perhitungan untuk tangga Lantai 1 - bordes

5.4.1 Data Perencanaan Tangga



Gambar 5.9 Desain Tangga

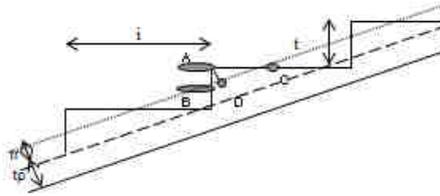
- Tinggi Lantai : 425 cm
- Tinggi Tanjakan (t) : 20 cm
- Lebar Injakan (i) : 25 cm
- Lebar Tangga : 130 cm
- Tebal pelat tangga (tp) : 12 cm
- Tebal pelat bordes : 12 cm
- Jumlah injakan (n_T) : $\frac{212,5}{20}$: 11 buah
- Jumlah tanjakan (n_i) : 11 buah
- Jumlah tanjakan ke bordes : 11 buah
- Jumlah tanjakan bordes ke lantai 2 : 11 buah
- Elevasi bordes : 212,5 cm
- Lebar bordes : 140 cm
- Panjang bordes : 180 cm
- Panjang horisontal plat tangga : $20 \times 11 = 275$ cm
- Kemiringan tangga (α) : $\text{arc tan } \alpha = \frac{212,5}{275} \rightarrow \alpha = 37,69^\circ$
- Tebal plat rata-rata : tebal plat tangga + tr

Cek syarat :

1. $60 \leq (2t+i) \leq 65$
 $2t + i = 2(20)+25 = 65$ (OK)
2. $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $\alpha = 37,69^\circ$ (OK)

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat anak tangga rata-rata} &= (i/2) \sin \alpha \\ &= (25/2) \sin 37,69^\circ \\ &= 7,64 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat rata-rata (tr)} &= \text{tp} + \text{tr}_{\text{anak tangga}} \\ &= 12 + 7,64 \\ &= 19,64 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 5.10 Ketebalan Tangga

5.4.2 Perhitungan Analisa Struktur Tangga

• Pelat Tangga

- Beban Mati

$$\text{Pelat tangga} = \frac{0,196 \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1\text{m}}{\cos 37,69^\circ} = 595,78 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{Spesi} = 21 = 21 \text{ kg/m}$$

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

$$\mathbf{qd = 690,78 \text{ kg/m}}$$

- Beban Hidup

$$\mathbf{ql = 479 \text{ kg/m}}$$

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

$$= 1,2 \times 690,78 + 1,6 \times 479 = \mathbf{1595,34 \text{ kg/m}}$$

• Pelat Bordes

- Beban Mati

$$\text{Pelat bordes} = 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{Spesi} = 21 = 21 \text{ kg/m}$$

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

$$\mathbf{qd = 383 \text{ kg/m}}$$

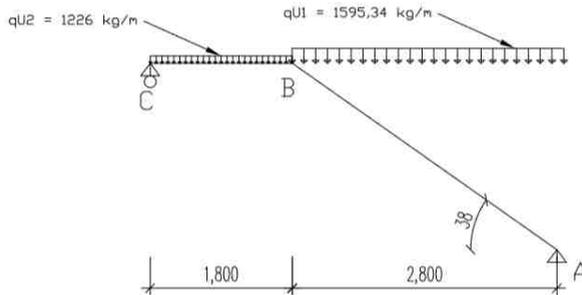
- Beban Hidup

$$\mathbf{ql = 479 \text{ kg/m}}$$

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

$$= 1,2 \times 383 + 1,6 \times 479 = \mathbf{1226 \text{ kg/m}}$$

Perhitungan Gaya Datang



Gambar 5.11 Beban Pada Tangga

Reaksi Perletakan

$$q_{U1} = 1595,34 \text{ kg/m}$$

$$q_{U2} = 1226 \text{ kg/m}$$

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

$$\diamond \Sigma M_a = 0$$

$$R_c (4,1) - q_2 (1,4) (3,4) - q_1 (2,7) (1,35) = 0$$

$$R_c = \frac{1226 \times 1,8 \times 3,7 + 1595,34 \times 2,8 \times 1,6}{4,6}$$

$$R_c = 3134,54 \text{ kg}$$

$$\diamond \Sigma V = 0$$

$$q_2 (1,8) + q_2 (2,7) - R_c = 0$$

$$R_a = 1226 \times 1,8 + 1595,34 \times 2,8 - 3134,54$$

$$R_a = 3539,21 \text{ kg}$$

Gaya Dalam

$$\diamond \text{C - B}$$

$$\text{Bidang N} \quad \rightarrow N_{bc} = 0$$

$$\text{Bidang D} \quad \rightarrow D_c = R_c = 3134,54 \text{ kg}$$

$$\rightarrow D_{b_{kiri}} = R_c - q_2 (1,8) = 927,74 \text{ kg}$$

$$\text{Bidang M} \quad \rightarrow M_c = 0$$

$$M_{max} = M_{b_{kiri}} = R_c (1,8) - 0,5 q_2 (1,8)^2$$

$$M_{b_{kiri}} = 3656,05 \text{ kg}$$

❖ **B – A**

$$\begin{aligned} \text{Bidang N} \quad \rightarrow N_a &= -R_a \sin \alpha + H_a \cos \alpha \\ &= -3539,21 \sin 37,69^\circ + 0 \\ &= -2164,04 \text{ kg} \\ \rightarrow N_b &= N_a + (q_1 \sin \alpha \cdot L_{ab}) \\ &= -2164,04 + (1595,34 \sin 37,69^\circ (2,8)) \\ &= 1370,59 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bidang D} \quad \rightarrow D_a &= R_a \cos \alpha + H_a \sin \alpha \\ &= 3539,21 \cos 37,69^\circ \\ &= 2800,52 \text{ kg} \\ \rightarrow D_{b_{kanan}} &= D_a - (q_1 \cos \alpha \cdot L_{ab}) \\ &= 2800,52 - (1595,34 \cos 37,69^\circ (2,8)) \\ &= -734,11 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Bidang M} \quad \rightarrow M_a = 0$$

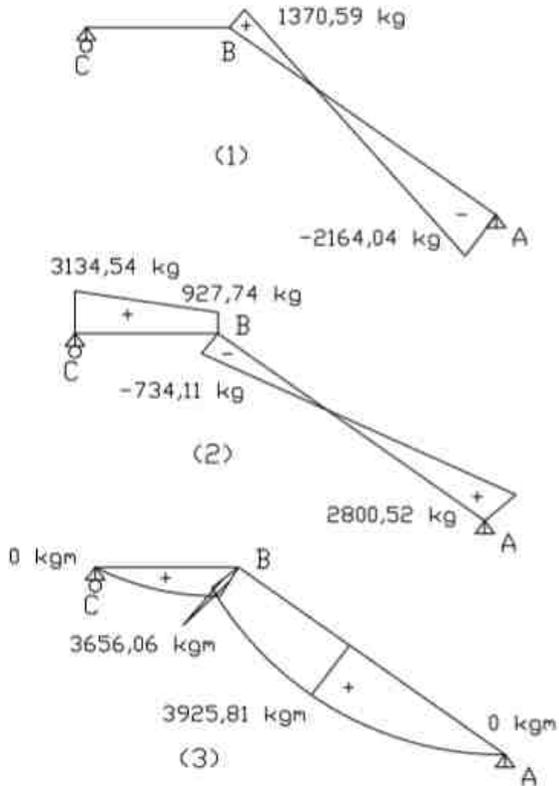
$$M_{max} \rightarrow D_x = 0$$

$$R_a - q_1 \cdot X_1 = 0$$

$$X_1 = \frac{3539,21}{1595,34} = 2,218 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= 3539,21 \times 2,218 - 0,5 \times 1595,34 \times 2,218^2 \\ &= 3925,81 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_{b_{kanan}} = 3656,06 \text{ kgm}$$



Gambar 5.12 Gaya Dalam Tangga (1) Bidang N (2) Bidang D (3) Bidang M

5.4.3 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

• Pelat Tangga

- $f_c = 40 \text{ Mpa}$
- $f_y = 420 \text{ Mpa}$
- $\beta_1 = 0,764$ (untuk $f_c = 40 \text{ Mpa}$)
- $\rho_{\min} = 0,0033$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$

- Tebal pelat tangga = 120 mm
- Panjang = 1300 mm
- Direncanakan tulangan = D 16 mm ($A_s = 201,06 \text{ mm}^2$)
- Tebal selimut beton (d') = 20 mm
- $dx = 120 - 20 - (0,5 \times 16) = 92 \text{ mm}$
- $M_u = 3925,81 \text{ kg.m} = 39258109,71 \text{ N.mm}$
- $V_u = 2800,52 \text{ kg} = 28005,23 \text{ N}$
- $N_u = 1370,59 \text{ kg} = 13705,91 \text{ N}$

Perhitungan Penulangan :

- **Penulangan Longitudinal** (SNI 2847:2013, Pasal 9.3.2.7)

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{39258109,71}{0,9 \times 1300 \times 92^2} = 3,96$$

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

$$\rho = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 3,96}{420}} \right) = 0,010064476 > \rho_{min}$$

$$\rho_{pakai} = 0,010064476$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,010064476 \times 1300 \times 92 = 1203,71 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{1203,71}{201,06} = 5,98 \approx 6$$

Jarak tulangan :

$$S = 1300/6 = 216 \text{ mm}$$

$$A_{spakai} = 1206,37 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

∴ Digunakan tulangan lentur D16 – 200

- **Penulangan Geser** (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.2)

Komponen struktur dibebani tekan aksial.

$$V_c = 0,17x \left(1 + \frac{N_u}{A_g x 14} \right) x \sqrt{f_c} x b_w x d$$

$$V_c = 0,17x \left(1 + \frac{13705,91}{1300x120x14} \right) x \sqrt{40} x 1000 x 92$$

$$= 98978,12 \text{ N}$$

$$V_n = \frac{Vu}{\phi} = \frac{28005,23}{0,75} = 37340,31 \text{ N}$$

$V_c > V_n \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser

- **Penulangan Susut** (SNI 2847:2013, Pasal 7.12.2.1)

Tulangan susut menggunakan $\rho_{\min} = 0,0033$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0033 \times 1300 \times 92 = 398,67 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{5,076}{78,5} = 5,076 \approx 6$$

Jarak tulangan :

$$S = 1300/6 = 216,67 = 200 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = 200 \text{ mm}^2$$

∴ **Digunakan tulangan lentur D10 – 200**

• **Bordes**

- $f_c = 40 \text{ Mpa}$
- $f_y = 420 \text{ Mpa}$
- $\beta_1 = 0,764$ (untuk $f_c = 40 \text{ Mpa}$)
- $\rho_{\min} = 0,0033$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$
- Tebal pelat tangga = 120 mm
- Panjang = 1300 mm
- Direncanakan tulangan = D 16 mm ($A_s = 201,06 \text{ mm}^2$)
- Tebal selimut beton (d') = 20 mm
- $dx = 120 - 20 - (0,5 \times 16) = 92 \text{ mm}$
- $M_u = 3656,06 \text{ kg.m} = 36560550,59 \text{ N.mm}$
- $V_u = 3134,54 \text{ kg} = 31345,41 \text{ N}$

Perhitungan Penulangan :

- **Penulangan Longitudinal** (SNI 2847:2013, Pasal 9.3.2.7)

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{36560550,59}{0,9 \times 1300 \times 92^2} = 3,69$$

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

$$\rho = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 3,69}{420}} \right) = 0,0093 > \rho_{min}$$

$$\rho_{pakai} = 0,0093$$

$$As = \rho \times b \times d = 0,0093 \times 1300 \times 92 = 1115,58 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{1115,58}{201,06} = 5,55 \approx 6$$

Jarak tulangan :

$$S = 1300/6 = 233,33 \text{ mm}$$

$$As_{pakai} = 1206,37 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}$$

∴ Digunakan tulangan lentur D16 – 200

- **Penulangan Geser** (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.2)

Komponen struktur dibebani tekan aksial.

$$Vc = 0,17x \left(1 + \frac{Nu}{Agx14} \right) x \sqrt{fc} x bw x d$$

$$Vc = 0,17x \left(1 + \frac{1481,74}{1300x120x14} \right) x \sqrt{40} x 1000 x 92$$

$$= 98916,05 \text{ N}$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{2899,31}{0,75} = 3865,75 \text{ N}$$

$Vc > Vn \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser

- **Penulangan Susut** (SNI 2847:2013, Pasal 7.12.2.1)

Tulangan susut menggunakan $\rho_{min} = 0,0033$

$$As = \rho \times b \times d = 0,0033 \times 1300 \times 92 = 398,67 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{5,076}{78,5} = 5,076 \approx 6$$

Jarak tulangan :

$$S = 1300/6 = 216,67 = 200 \text{ mm}$$

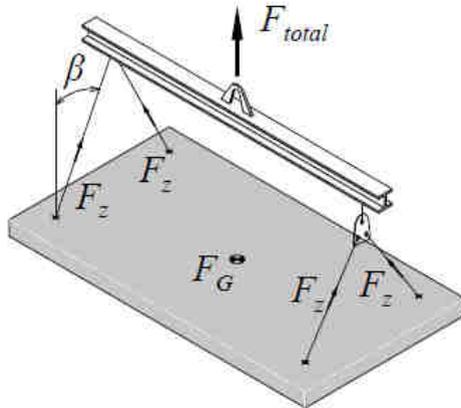
$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

$$A_{\text{Spakai}} = 200 \text{ mm}^2$$

∴ Digunakan tulangan lentur D10 – 200

5.4.4 Kontrol Penampang Pengangkatan Tangga

Dalam pemasangan tangga pracetak, tangga akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk tangga. Diasumsikan pengangkatan tangga menggunakan 4 titik pengangkatan seperti pengangkatan pelat pracetak, Contoh perhitungan akan diambil tangga dengan dimensi 1,3 m x 4,1 m.



Gambar 5.13 Ilustrasi Pengangkatan Pelat

Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah x dan y.

Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 100 cm

Pada perhitungan beban ultimate menggunakan *tower crane* ditambahkan koefisien 1,2D ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan dan koefisien kemiringan kabel angkat 45 derajat ($k=1,4$).

$$DL = 0,21 \times 1,3 \times 4,1 \times 2400 = 2819,17 \text{ kg}$$

Momen akibat pengangkatan yang terjadi pada pelat :

Beban ultimate = $1,2 \times 1,4 \times 2721,7 = 4736,21 \text{ kg}$

Gaya angkat (P) setiap titik =

$$\frac{4572,5}{4} = 1184,054 \text{ kg}$$

Kontrol retak SNI 2847-2013 pasal 9.5.2.3

$$f_{pelat} < f_{cr}$$

f_{cr} untuk beton 28 hari

$$f_{cr} = 0,62 \times \sqrt{f'c} = 0,7\sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$y_c = 200 \text{ mm} = 0,2 \text{ m}$$

Momen pengangkatan pada arah M_x ditahan oleh penampang selebar :

$$15t = 15 \times 196 = 3191,5 \text{ mm} = 3,19 \text{ m; atau}$$

$$b/2 = 460/2 = 205 \text{ cm} = 2,3 \text{ m}$$

$$M_x = 0,0107 \times 2721,7 \times 4,6 \times 1,3^2 = 234,50 \text{ kgm} = 2345042 \text{ Nmm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 2,05 \times 0,21^2 = 0,01479 \text{ m}^3 = 14790960,08 \text{ mm}^3$$

$f_{pelat} =$

$$\frac{M_x}{Z} = \frac{2345042,022}{14790960,08} = 0,1585 \text{ Mpa} < F_{cr} \dots (Ok)$$

Momen pengangkatan pada arah M_y ditahan oleh penampang selebar :

$$a/2 = 130/2 = 65 \text{ cm} = 0,65 \text{ m}$$

$$M_y = 0,0107 \times 2721,7 \times 1,3 \times 4,6^2 = 829,78 \text{ kgm} = 8297840,999 \text{ Nmm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 0,65 \times 0,21^2 = 0,00418 \text{ m}^3 = 4180053,936 \text{ mm}^3$$

$f_{pelat} =$

$$\frac{M_y}{Z} = \frac{8297840,999}{4180053,936} = 1,985 \text{ Mpa} < F_{cr} \dots (Ok)$$

5.4.5 Perhitungan Tulangan untuk Kait Angkat

Perhitungan tulangan untuk kait angkat termasuk dalam jenis tulangan yang diangkurkan ke dalam beton dalam hal ini pelat pracetak, maka pengankuran terhadap beton harus dihitung dengan menggunakan Lampiran D SNI 2847-2013 terutama pada pasal D.5.1, D.5.2, D.5.3

Data angkur :

Diameter Tulangan = 10 mm

$F_y = 240 \text{ Mpa}$

$F_u = 370 \text{ Mpa}$

$F'_c = 40 \text{ Mpa}$

$A_{tul} = 78,54 \text{ mm}^2$

Gaya tarik yang terjadi = $N_n = 1184,054 \text{ kg} = 11840,54 \text{ N}$

Kekuatan nominal tulangan angkur dalam kondisi tarik Pasal D.5.1.2

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta}$$

$$N_{sa} = 78,54 \times 370 = 29059,73 \text{ N}$$

$$\phi N_{sa} = 0,7 \times 29059,73 = 20341,81 \text{ N} > N_n \dots (\text{Ok})$$

Kekuatan jebol beton dasar angkur tunggal N_b Pasal D.5.2.2 :

$$N_b = K_c \times \lambda a \times \sqrt{f'_c} \text{ hef}^{1,5}$$

$K_c = 10$ (angkur dicor di dalam beton)

$\lambda a = 1$ (beton normal)

$f'_c = 40 \text{ Mpa}$

$\text{hef} = 200 \text{ mm}$

$$N_b = 10 \times 1 \times \sqrt{40} \times 200^{1,5}$$

$$N_b = 10583 \text{ N}$$

Kekuatan Jebol beton angkur dalam kondisi tarik, untuk angkur tunggal Pasal D.5.2.1 SNI 2847-2013

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed, N} \times \psi_c, N \times \psi_{cp, N} \times N_b$$

A_{Nc} = penampang terkecil dikali tebal pelat

$$A_{Nc} = 650 \text{ mm} \times 210 \text{ mm} = 138300 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9 \times h_{ef}^2 = 9 \times 200^2 = 1800 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{ed, N} = 1$$

$$\psi_c, N = 1,25$$

$$\psi_{cp, N} = 1$$

$$N_b = 10583 \text{ N}$$

$$N_{cb} = \frac{138300}{1800} \times 1 \times 1,25 \times 1 \times 10583$$

$$N_{cb} = 1016411 \text{ N} > N_n \dots (Ok)$$

Maka digunakan angkur dengan kedalaman pengankuran 200 mm dan untuk panjang tekukan serta panjang tambahan tekukan adalah sebagai berikut :

Untuk panjang bengkokan/tekukan = $6d_b = 60 \text{ mm}$

Untuk panjang tambahan, $12d_b = 120 \text{ mm}$.

BAB VI

PERMODELAN STRUKTUR

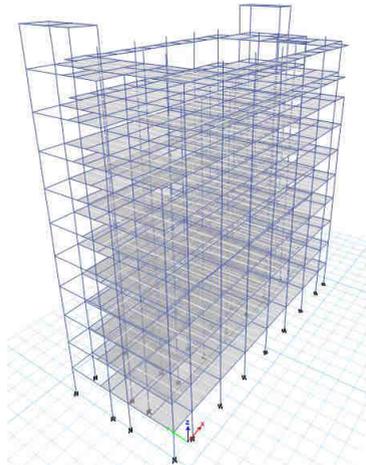
6.1 Umum

Dalam perhitungan struktur gedung bertingkat perlu adanya identifikasi pembebanan baik itu beban gravitasi maupun beban gempa yang ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013, PPIUG 1983, SNI 2847:2013, dan SNI 1726:2012. Permodelan pada struktur juga harus dibuat semirip mungkin dengan kondisi aktual dari gedung tersebut dengan tujuan menghasilkan permodelan yang tepat.

6.2 Data-Data Perencanaan

Data – data perencanaan modifikasi gedung RSGM adalah sebagai berikut:

Mutu beton ($f'c$)	: 40 MPa
Mutu baja tulangan (f_y)	: 420 MPa
Fungsi bangunan	: Rumah Sakit Gigi dan Mulut
Tinggi bangunan	: 42,5m
Jumlah tingkat	: 10 lantai dan 1 basement



Gambar 6.1 Struktur 3D Gedung RSGM Nala Husada

6.3 Perhitungan Berat Strukur

Pembebanan gravitasi struktur pada sistem rangka pemikul momen khusus. Pembebanan ini termasuk beban mati dan beban hidup yang terjadi pada struktur.

- **Beban Mati**
 - Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m³
 - Plafond : 11 kg/m³
 - Penggantung : 7 kg/m³
 - Plumbing : 10 kg/m³
 - Tegel : 24 kg/m³
 - Spesi : 21 kg/m³
 - Dinding (setengah bata) : 250 kg/ m²
 - Sanitasi : 20 kg/m³

- **Beban Hidup**
 - Lantai Atap : 100 kg/m³
 - Lantai Koridor : 383 kg/m³
 - Lantai Ruang Operasi/Laboratorium : 287 kg/m³
 - Lantai Tempat Pertemuan : 479 kg/m³

- **Beban Akibat Struktur Sekunder**

Beban akibat struktur sekunder berupa beban garis terpusat sebesar reaksi perletakkan pada struktur sekunder (kg/m³) maupun beban terpusat sesuai dengan posisi beban tersebut.

 - Beban Tangga : 2650,7 kg/m²
 - Beban Ranka Atap
 - Arah gravitasi : 4141,39 kg/m²
 - Arah horizontal : 5075,43 kg/m²
 - Beban Reaksi Lift : 10500 kg

6.4 Kombinasi Pembebanan

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 + 1,0 Ex
 1,2 DL + 1,0 LL + 1,0 Ey
 1,0 DL + 1,0 LL
 0,9 DL + 1,0 Ex
 0,9 DL + 1,0 Ey

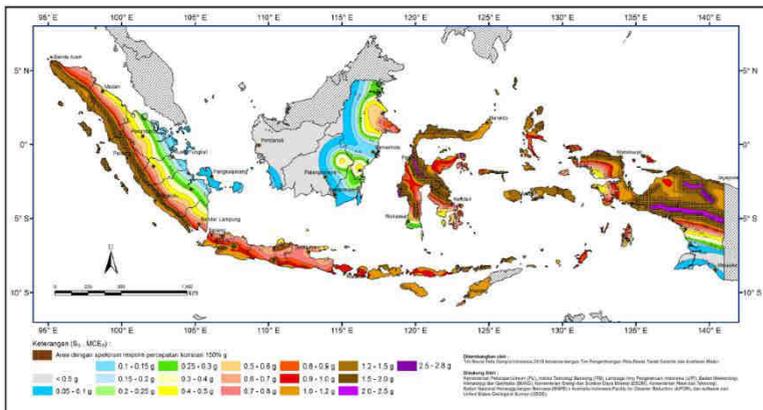
Keterangan:

DL : beban mati
 LL : beban hidup
 Ex : beban gempa arah x
 Ey : beban gempa arah y

6.5 Analisa Beban Gempa

6.5.1 Percepatan Respon Spektrum

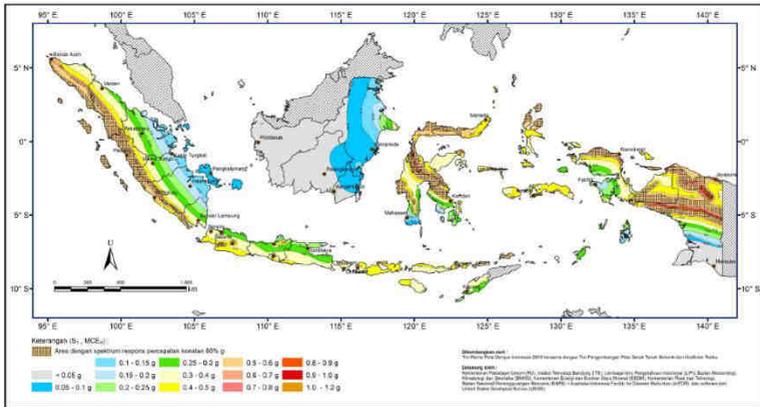
Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada Gambar 6.2 dan Gambar 6.3



Gambar 6.2 Peta Harga Ss di Indonesia

(Sumber: SNI 1726:2012)

Untuk Daerah Surabaya didapatkan nilai Ss = 0,65 g



Gambar 6.3 Peta Harga S1 di Indonesia

(Sumber: SNI 1726:2012)

Untuk daerah Surabaya didapatkan nilai $S_1 = 0,25 \text{ g}$

Untuk nilai F_a (koefisien situs untuk periode 0,2 detik) dan F_v (koefisien situs untuk periode 1 detik) didapat dari Tabel 6.1 dan Tabel 6.2

Tabel 6. 1 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,2	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Tabel 6.2 Koefisien Situs Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik, S ₁				
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Sebelum bisa memilih harus ditentukan kelas situs terlebih dahulu seperti ini :

Tabel 6.3 Perhitungan N Rata-rata

Lapis	Nspt	kedalaman (m)	Tebal (m)	N=tebal/ Nspt	Ntotal	N=30/total N
0	0	0	0	0,000	4,654	6,446
1	10	2	2	0,200		
2	8	4	2	0,250		
3	14	6	2	0,143		
4	2	8	2	1,000		
5	1	10	2	2,000		
6	8	12	2	0,250		
7	11	14	2	0,182		
8	13	16	2	0,154		
9	20	18	2	0,100		
10	24	20	2	0,083		
11	34	22	2	0,059		
12	27	24	2	0,074		
13	43	26	2	0,047		
14	37	28	2	0,054		
15	34	30	2	0,059		

$$\tilde{N} = \frac{30}{4.654} = 6.446 < 15$$

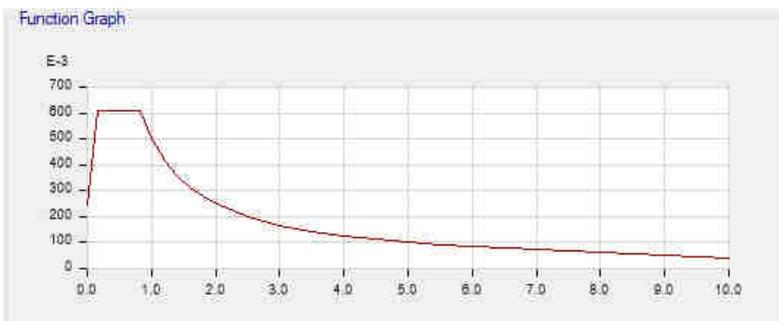
Dari perhitungan nilai N rata-rata diatas diperoleh jenis tanah kategori tanah lunak (Kelas Situs E). Setelah didapat Kelas Situs dilanjutkan dengan mengolah data yang diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S_s &= 0,65g \\ S_1 &= 0,25g \\ F_a &= 1,4 \\ F_v &= 3 \\ S_{MS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,4 \times 0,65 \\ &= 0,91 \\ S_{M1} &= F_v \times S_1 \\ &= 3 \times 0,75 \\ &= 0,75 \end{aligned}$$

6.5.2 Parameter Percepatan Respons Spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,91 = 0,61$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,75 = 0,50$$



Gambar 6.4 Grafik Respon Spektrum Daerah

Gedung ini berfungsi sebagai Rumah Sakit sehingga termasuk kategori risiko IV. Dari data – data yang telah didapat di atas bisa ditentukan kategori desain seismik dari gedung ini menggunakan Tabel 6.4 dan Tabel 6.5. Sehingga didapat gedung ini termasuk kategori desain seismik D

Tabel 6.4 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 Detik

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

Tabel 6.5 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda Pendek

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sistem yang dipilih harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan salah satu sistem struktur yang tepat sesuai

dengan kategori desain seismik D adalah sistem rangka pemikul momen khusus.

6.5.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Perhitungan beban gempa pada struktur gedung RSGM Nala Husada Surabaya ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai dengan SNI 1726:2012. Analisis dilakukan berdasarkan gempa respons spektrum.

a. 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 periodik. Untuk menyimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap 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 efektivitas 30%.

- Gempa Respons Spektrum X:
100% arah X dan 30% arah Y
- Gempa Respons Spektrum Y:
100% arah Y dan 30% arah X

b. Faktor Reduksi Gempa (R)

Gedung ini direncanakan menggunakan beton pracetak dengan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan gaya gempa yang ditetapkan. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5; nilai koefisien modifikasi respons (R) = 8; dan nilai faktor kuat lebih sistem (Ω) = 3

c. Faktor Keutamaan (I)

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 rumah sakit. Pada Tabel 6.5 berdasarkan SNI 1726:2012 bangunan ini termasuk kategori IV sehingga didapat nilai $I_e = 1,5$

Tabel 6.6 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

6.6 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS, 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 beban gravitasi
- Kontrol periode getar struktur
- Kontrol respons seismik
- Kontrol partaisipasi massa
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing – masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

6.6.1 Beban Gravitasi

Beban gravitasi dikontrol untuk mengecek kesesuaian pemodelan pada program bantu ETABS dengan desain bangunan gedung. Perhitungan beban mati masing – masing elemen struktur pada gedung ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 6.7 Rekapitulasi Beban Gravitasi

Story 12						
BEBAN MATI						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Massa Jenis	n	Berat (kg)
Pelat						
-S1	3,5	1,5	0,12	2400 Kg/m ³	4	6048
Balok Induk						
-BI1	3,4	0,25	0,55	2400 Kg/m ³	4	4488
-BI3	7	0,35	0,55	2400 Kg/m ³	4	12936
Balok Anak						
-Ba2	3,4	0,25	0,35	2400 Kg/m ³	2	1428
Plafond	3,5	1,5	-	11 Kg/m ²	4	231
Penggantung	3,5	1,5	-	7 Kg/m ²	4	147
Plumbing	3,5	1,5	-	10 Kg/m ²	4	210
Aspal (1cm)	3,5	1,5	0,01	14 Kg/m ³	4	2,94
Spesi (1 cm)	3,5	1,5	0,01	21 Kg/m ³	4	4,41
Sanitasi	3,5	1,5	-	20 Kg/m ²	4	420
Total Beban Mati (DL)						25915,35
Story 12						
BEBAN HIDUP						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Gaya	n	Berat (kg)
Beban hidup atap	3,5	1,5		100 kg/m ²	4	2100
Total Beban Hidup (LL)						2100
Total Beban Mati & Hidup (DL+LL)						28015,35
Story 11						
BEBAN MATI						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Massa Jenis	n	Berat (kg)
Rangka Atap						
-Pada Kolom Tepi	1167,8				4	4671,2
-Pada Kolom Tengah	1257,62				6	7545,72
Total Beban Mati (DL)						12216,92
Total Beban Mati & Hidup (DL+LL)						12216,92

Tabel 6.7 Rekapitulasi Beban Gravitasi (Lanjutan)

Story 10						
BEBAN MATI						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Massa Jenis	n	Berat (kg)
Pelat						
-S1	3,5	1,5	0,12	2400 Kg/m ³	32	48384
-S2	3	1,5	0,12	2400 Kg/m ³	8	10368
-S4	3,4	1,5	0,12	2400 Kg/m ³	4	5875,2
-S5	3,4	1,7	0,12	2400 Kg/m ³	2	3329,28
-S6	3	1,05	0,12	2400 Kg/m ³	40	36288
Balok Induk						
-BI1	3,4	0,25	0,55	2400 Kg/m ³	6	6732
-BI2	6	0,35	0,55	2400 Kg/m ³	16	44352
-BI3	7	0,35	0,55	2400 Kg/m ³	10	32340
-BI4	3	0,25	0,55	2400 Kg/m ³	6	5940
Balok Anak						
-BA1	3	0,25	0,35	2400 Kg/m ³	22	13860
-BA2	3,4	0,25	0,35	2400 Kg/m ³	2	1428
-BA3	2,1	0,25	0,35	2400 Kg/m ³	22	9702
-BA4	6	0,35	0,5	2400 Kg/m ³	4	10080
Balok Lift	3,5	0,3	0,4	2400 Kg/m ³	4	4032
Dinding bata	41,6		4,25	250 Kg/m ²		44200
Plafond	361,96	-	-	11 Kg/m ²	-	3981,56
Penggantung	361,96	-	-	7 Kg/m ²	-	2533,72
Plumbing	361,96	-	-	10 Kg/m ²	-	3619,6
Aspal (1cm)	361,96	-	0,02	24 Kg/m ³	-	173,7408
Spesi (1 cm)	361,96	-	0,01	21 Kg/m ³	-	76,0116
Sanitasi	361,96	-	-	20 Kg/m ²	-	7239,2
Kolom						
-K2	4,25	0,4	0,4	2400 Kg/m ³	8	13056
-K3	1,2	0,4	0,4	2400 Kg/m ³	14	6451,2
Tangga	3,4			2650,7 kg/m		9012,38
beban R Lift				10500 kg	4	42000
Total Beban Mati (DL)						365053,8924

Story 10						
BEBAN HIDUP						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Gaya	n	Berat (kg)
Beban hidup atap	361,96	-	-	100 kg/m ²	-	36196
Total Beban Hidup (LL)						36196
Total Beban Mati & Hidup (DL+LL)						401249,8924

Tabel 6.7 Rekapitulasi Beban Gravitasi (Lanjutan)

Story 9						
BEBAN MATI						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Massa Jenis	n	Berat (kg)
Pelat						
-S1	3,5	1,5	0,12	2400 Kg/m ³	92	139104
-S2	3	1,5	0,12	2400 Kg/m ³	24	31104
-S4	3,4	1,5	0,12	2400 Kg/m ³	4	5875,2
-S5	3,4	1,7	0,12	2400 Kg/m ³	2	3329,28
-S6	3	1,05	0,12	2400 Kg/m ³	40	36288
Balok Induk						
-BI1	3,4	0,25	0,55	2400 Kg/m ³	6	6732
-BI2	6	0,35	0,55	2400 Kg/m ³	24	66528
-BI3	7	0,35	0,55	2400 Kg/m ³	16	51744
-BI4	3	0,25	0,55	2400 Kg/m ³	9	8910
Balok Anak						
-BA1	3	0,25	0,35	2400 Kg/m ³	26	16380
-BA2	3,4	0,25	0,35	2400 Kg/m ³	2	1428
-BA3	2,1	0,25	0,35	2400 Kg/m ³	22	9702
-BA4	6	0,35	0,5	2400 Kg/m ³	12	30240
Dinding	194,8		4,25	250 Kg/m ²		206975
Plafond	748,96	-	-	11 Kg/m ²	-	8238,56
Penggantung	748,96	-	-	7 Kg/m ²	-	5242,72
Plumbing	748,96	-	-	10 Kg/m ²	-	7489,6
Ubin (2cm)	748,96	-	0,02	24 Kg/m ³	-	359,5008
Spesi (1 cm)	748,96	-	0,01	21 Kg/m ³	-	157,2816
Sanitasi	748,96	-	-	20 Kg/m ²	-	14979,2
Kolom						
-K2	4,25	0,4	0,4	2400 Kg/m ³	28	45696
Tangga	3,4			2650,7 kg/m		9012,38
Total Beban Mati (DL)						705514,7224

Story 9						
BEBAN HIDUP						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Gaya	n	Berat (kg)
Beban Hidup						
Koridor	31,96	-	-	383 kg/m ²	-	12240,68
Tempat Pertemuan	717	-	-	479 kg/m ²	-	343443
Total Beban Hidup (LL)						355683,68
Total Beban Mati & Hidup (DL+LL)						1061198,402

Tabel 6.7 Rekapitulasi Beban Gravitasi (Lanjutan)

Story 1-8						
BEBAN MATI						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Massa Jenis	n	Berat (kg)
Pelat						
-S1	3,5	1,5	0,12	2400 Kg/m ³	92	139104
-S2	3	1,5	0,12	2400 Kg/m ³	24	31104
-S3	3,5	1,7	0,12	2400 Kg/m ³	8	13708,8
-S4	3,4	1,5	0,12	2400 Kg/m ³	4	5875,2
-S5	3,4	1,7	0,12	2400 Kg/m ³	2	3329,28
Balok Induk						
-BI1	3,4	0,25	0,55	2400 Kg/m ³	8	8976
-BI2	6	0,35	0,55	2400 Kg/m ³	24	66528
-BI3	7	0,35	0,55	2400 Kg/m ³	18	58212
-BI4	3	0,25	0,55	2400 Kg/m ³	9	8910
Balok Anak						
-BA1	3	0,25	0,35	2400 Kg/m ³	6	3780
-BA2	3,4	0,25	0,35	2400 Kg/m ³	4	2856
-BA4	6	0,35	0,5	2400 Kg/m ³	12	30240
Dinding	256,2		4,25	250 Kg/m ²		272212,5
Plafond	670,56	-	-	11 Kg/m ²	-	7376,16
Penggantung	670,56	-	-	7 Kg/m ²	-	4693,92
Plumbing	670,56	-	-	10 Kg/m ²	-	6705,6
Ubin (2cm)	670,56	-	0,02	24 Kg/m ³	-	321,8688
Spesi (1 cm)	670,56	-	0,01	21 Kg/m ³	-	140,8176
Sanitasi	670,56	-	-	20 Kg/m ²	-	13411,2
Kolom						
-K1	4,25	0,6	0,6	2400 Kg/m ³	36	132192
Tangga	3,4			2650,7 kg/m		9012,38
Total Beban Mati (DL)						818689,7264
Story 1-8						
BEBAN HIDUP						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Gaya	n	Berat (kg)
Beban Hidup						
Koridor	187,56	-	-	383 kg/m ²	-	71835,48
Ruang Op/Lab	483	-	-	287 kg/m ²	-	138621
Total Beban Hidup (LL)						210456,48
Total Beban Mati & Hidup (DL+LL)						1029146,206
Basement						
BEBAN MATI						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Massa Jenis	n	Berat (kg)
Shearwall	4,25	10	0,2	2400 Kg/m ³	2	40800
Kolom						
-K1	4,25	0,6	0,6	2400 Kg/m ³	36	132192
Total Beban Mati (DL)						172992

$$DL + LL = 9908842,22 \text{ kg}$$

Beban yang dihitung pada pemodelan dalam ETABS yaitu sebagai berikut:

$$DL + LL \text{ (ETABS)} = 9835298,79 \text{ kg}$$

Didapat selisih sebesar 0,75% dengan perhitungan manual. Sehingga pemodelan struktur dianggap sesuai.

6.6.2 Periode Waktu Getar Alami Fundamental (T)

Periode fundamental pendekatan (T_a):

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

Koefisien C_t dan x ditentukan dari Tabel 6.7 dan Tabel 6.8 berdasarkan SNI 1726:2012

Tabel 6.8 Koefisien untuk Batas Atas

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
\leq	1,7

$$T_a = 0,0466 \times (42,5)^{0,9} = 1,361 \text{ s}$$

Dengan $S_{D1} = 0,5$ maka didapatkan koefisien $C_u = 1,4$

$$C_u \times T_a = 1,4 \times 1,361 = 1,906 \text{ s}$$

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

$$T < C_u \times T_a$$

Tabel 6.9 Modal Periode dan Frekuensi

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec						
Modal	1	1,784	0	0,7929	0	0	0,7929	0
Modal	2	1,601	0,7445	0	0	0,7445	0,7929	0
Modal	3	1,567	0,0582	0	0	0,8027	0,7929	0
Modal	4	0,593	0	0,1005	0	0,8027	0,8934	0
Modal	5	0,535	0,0838	0	0	0,8865	0,8934	0
Modal	6	0,529	0,0129	0	0	0,8995	0,8934	0
Modal	7	0,364	0	0,0339	0	0,8995	0,9273	0
Modal	8	0,329	0,0329	0	0	0,9324	0,9273	0

Periode fundamental struktur terbesar yang didapat dari analisis ETABS = 1,784 dt, maka:

$$T_a < T_a \text{ ETABS} < C_u \times T_a$$

$$1,361 \text{ s} < 1,784 \text{ s} < 1,906 \text{ s} \dots \text{Ok}$$

6.6.3 Koefisien Respons Seismik (Cs)

Koefisien respons seismik Cs harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} \cdot I_e$$

Dengan:

S_{DS} = percepatan spektrum respons desain dalam rentan periode pendek

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

$$S_{DS} = 0,61$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1,5$$

$$C_s = \frac{0,61}{8} \cdot 1,5 = 0,1138$$

Dan nilai Cs tidak perlu melebihi:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_3} \right)} = \frac{0,5}{1,361 \left(\frac{8}{1,5} \right)} = 0,0689$$

Dan nilai Cs harus tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e = 0,044 \times 0,61 \times 1,5 = 0,0400$$

Maka nilai C_s diambil 0,0689

Perhitungan gaya geser (*base shear*) menggunakan SNI 1726:2012 dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \times W$$

Di mana:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

$$V_{statik} = 0,0689 \times 7755007,27 = 534320 \text{ kg}$$

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS didapatkan nilai gaya geser dasar sebagai berikut:

Tabel 6.10 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

	Fx (kg)	Fy (kg)
Gempa X	175171,18	47275,68
Gempa Y	52559,93	157559,91

Kontrol:

- Arah X

$$V_{dinamik} \geq 0,85 \times V_{statik}$$

$$175171,18 \geq 0,85 \times 534320$$

$$175171,18 \geq 454172 \text{ (NOT OK)}$$

- Arah Y

$$V_{dinamik} \geq 0,85 \times V_{statik}$$

$$157559,91 \geq 0,85 \times 534320$$

$$157559,91 \geq 454172 \text{ (NOT OK)}$$

Dari kontrol di atas, analisis struktur masih belum memenuhi syarat nilai akhir respons. Maka harus diperbesar dengan faktor skala:

Arah x :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{xt}} = \frac{454172}{175171,18} = 2,6$$

Arah y :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{yt}} = \frac{454172}{157559,91} = 2,9$$

Setelah dikali faktor skala di atas didapatkan gaya geser dasar sebagai berikut:

Tabel 6.11 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa setelah Dikalikan dengan Faktor Skala

	Fx (kg)	Fy (kg)
Gempa X	455445	137099,5
Gempa Y	136656	456923,7

Kontrol:

- Arah X

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \times V_{\text{statik}}$$

$$455445 \geq 0,85 \times 534320$$

$$455445 \geq 454172 \text{ (OK)}$$

- Arah Y

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \times V_{\text{statik}}$$

$$456923,7 \geq 0,85 \times 534320$$

$$456923,7 \geq 454172 \text{ (OK)}$$

Dari kontrol di atas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur bangunan ini masih memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.8

6.6.4 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90%.

Tabel 6.12 Modal Partisipasi Massa

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	1,784	0	0,7929	0	0	0,7929
Modal	2	1,601	0,7445	0	0	0,7445	0,7929
Modal	3	1,567	0,0582	0	0	0,8027	0,7929
Modal	4	0,593	0	0,1005	0	0,8027	0,8934
Modal	5	0,535	0,0838	0	0	0,8865	0,8934
Modal	6	0,529	0,0129	0	0	0,8995	0,8934
Modal	7	0,364	0	0,0339	0	0,8995	0,9273
Modal	8	0,329	0,0329	0	0	93,24%	92,73%

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

6.6.5 Kontrol Batas Simpangan antar Lantai (*Drift*)

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

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

Untuk kontrol drift pada SNI 03-1726-2012, dirumuskan sebagai berikut :

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

Dimana:

δx = defleksi pada lantai ke-x

Cd = faktor pembesaran defleksi (=5.5) (SNI tabel 9)

I = faktor keutamaan gedung (= 1)

Tabel 6.13 Batas Simpangan Gedung

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}^e$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus, drift dibatasi sebesar :

$\Delta = 0,010.hsx$

$= 0,010 \times 4250 = 42,5 \text{ mm (Per Lantai)}$

Tabel 6.14 Defleksi akibat Gempa Arah X

Story	Elevation	Location	hi	X-Dir	δx	Drift (Δnx)	δx	Ket	Drift (Δnx)	δx
	m		m	m	m	m	m		mm	mm
Story11	42,5	Top	4,25	0,035	0,128	-0,006	0,043	OK	-5,691	42,5
Story10	38,25	Top	4,25	0,033	0,122	0,007	0,043	OK	7,487	42,5
Story9	34	Top	4,25	0,031	0,115	0,007	0,043	OK	6,868	42,5
Story8	29,75	Top	4,25	0,029	0,108	0,009	0,043	OK	8,888	42,5
Story7	25,5	Top	4,25	0,027	0,099	0,011	0,043	OK	11,095	42,5
Story6	21,25	Top	4,25	0,024	0,088	0,013	0,043	OK	13,090	42,5
Story5	17	Top	4,25	0,020	0,075	0,015	0,043	OK	14,824	42,5
Story4	12,75	Top	4,25	0,016	0,060	0,016	0,043	OK	16,247	42,5
Story3	8,5	Top	4,25	0,012	0,044	0,017	0,043	OK	17,153	42,5
Story2	4,25	Top	4,25	0,007	0,027	0,017	0,043	OK	16,621	42,5
Story1	0	Top	4,25	0,003	0,010	0,010	0,043	OK	10,146	42,5
Base	-4,25	Top	4,25	0,000	0,000	0,000	0,043	OK	0,000	42,5

Tabel 6.15 Defeleksi Akibat Gempa Arah Y

Story	Elevation	Location	hi	Y-Dir	δ_x	Drift (Δn_x)	δ_x	Ket	Drift (Δn_x)	δ_x
	m		m	m	m	m	m		mm	mm
Story11	42,5	Top	4,25	0,03855	0,14135	-0,00332	0,04250	OK	-3,322	42,5
Story10	38,25	Top	4,25	0,03764	0,13803	0,00992	0,04250	OK	9,922	42,5
Story9	34	Top	4,25	0,03494	0,12811	0,00830	0,04250	OK	8,305	42,5
Story8	29,75	Top	4,25	0,03267	0,11980	0,01052	0,04250	OK	10,516	42,5
Story7	25,5	Top	4,25	0,02981	0,10929	0,01276	0,04250	OK	12,756	42,5
Story6	21,25	Top	4,25	0,02633	0,09653	0,01482	0,04250	OK	14,821	42,5
Story5	17	Top	4,25	0,02228	0,08171	0,01661	0,04250	OK	16,614	42,5
Story4	12,75	Top	4,25	0,01775	0,06509	0,01805	0,04250	OK	18,047	42,5
Story3	8,5	Top	4,25	0,01283	0,04705	0,01883	0,04250	OK	18,832	42,5
Story2	4,25	Top	4,25	0,00770	0,02822	0,01785	0,04250	OK	17,853	42,5
Story1	0	Top	4,25	0,00283	0,01036	0,01036	0,04250	OK	10,362	42,5
Base	-4,25	Top	4,25	0,00000	0,00000	0,00000	0,04250	OK	0,000	42,5

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

$$\Delta n = \frac{(\delta_2 - \delta_1)Cd}{I} < \Delta a$$

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

BAB VII

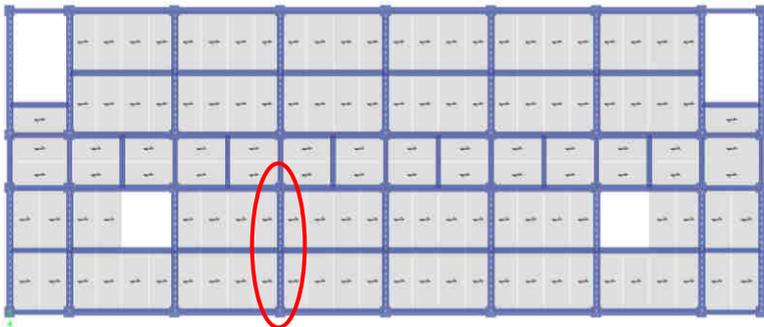
PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

7.1 Umum

Struktur utama atau struktur primer adalah suatu komponen yang kekakuannya mempengaruhi perilaku dari suatu gedung. Struktur utama yang memikul semua kombinasi beban yang berasal dari beban gravitasi serta beban lateral gempa maupun beban sekunder lainnya. Komponen balok induk dan kolom merupakan komponen struktur primer. Berikut adalah perhitungan dalam perencanaan kebutuhan tulangan struktur primer tersebut.

7.2 Balok Induk

Balok Induk direncanakan menggunakan metode pracetak. Penulangan lentur pada balok induk harus memperhatikan 2 kondisi, yaitu kondisi saat angkat sebelum komposit dan setelah komposit. Dari kedua kondisi tersebut dipilih penulangan yang lebih kritis untuk digunakan pada balok induk tersebut. Pada contoh perhitungan akan dihitung Balok Induk 3 dengan bentang 7 m.



Gambar 7.1 Denah Pembalokan

7.2.1 Perhitungan Tulangan Balok Sesudah Komposit

Data Perencanaan

- Mutu beton (f_c') = 40 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 420 Mpa
- Mutu beton pengangkatan = 28 Mpa (14 hari)
- Mutu beton komposit = 40 Mpa (28 hari)
- Diameter tulangan utama = 22 mm
- Diameter tulangan sengkang = 13 mm
- Clear cover = 40 mm
- Dimensi balok = 35/55 cm (BI 3)

Contoh Perhitungan : Balok BI 3 L = 7 m

$$d = h - cc - \emptyset - \frac{1}{2} db$$

$$d = 550 - 40 - 13 - \frac{1}{2} (22) = 486 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 13 + \frac{1}{2} (22) = 64 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0,25 \frac{\sqrt{40}}{420} = 0,00315 \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = \mathbf{0,00333}$$

SNI 2847-2013 10.5.1

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (SNI 2847-2013 21.5.2.1)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 11,47$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{f'c - 28}{7} = 0,764 > 0,65$$

Tabel 7.1 Momen yang terjadi sesudah komposit

Potongan (m)	Momen Envelope	
	Max (kg.m)	Min (kg.m)
0,3	-4483,95	-22631,72
0,7571	-1350,42	-14304,49
1,2143	1401,43	-6636,41
1,6714	5181,08	-1036,96
2,1286	10406,25	2211,14
2,5857	16714,28	5077,21
3,0429	22273,11	7560,17
3,5	27082,74	9418,83
3,5	26928,8	9327,81
3,9571	21108,32	6744,97
4,4143	14538,64	3769,15
4,8714	7704,9	410,93
5,3286	1906,49	-3503,72
5,7857	-962,36	-11388,75
6,2429	-4212,9	-19932,93
6,7	-7845,12	-29547,78

7.2.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur

Tulangan Lentur Tumpuan Atas

$$Mu = 226317200 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{226317200}{0,9 \times 350 \times 486^2} = 3,042$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 3,042}{420}} \right)$$

$$= 0,00759$$

$$\rho_{perlu} = 0,00759 > \rho_{min} = 0,0033$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,00759 \times 350 \times 486 = 1292,61 \text{ mm}^2$$

$$As_{D22} = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1289,68}{As_{D22}} = \frac{1292,61}{379,94} = 3,4 \approx 4$$

$$As_{pakai} = 379,94 \times 4 = 1519,76 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu } \dots \text{OK}$$

Tulangan longitudinal pakai melebihi luasan yang dibutuhkan.

Digunakan tulangan lentur 4D22

Tulangan Lentur Tumpuan Bawah

$$Mu = 44839500 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{44839500}{0,9 \times 350 \times 486^2} = 0,6$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,6}{420}} \right)$$

$$= 0,00145$$

$$\rho_{perlu} = 0,00145 < \rho_{min} = 0,0033$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,00333 \times 350 \times 486 = 567 \text{ mm}^2$$

$$As_{D22} = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{568,167}{As_{D22}} = \frac{567}{379,94} = 1,49 \approx 2$$

$$As_{pakai} = 379,94 \times 2 = 759,88 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu ... OK}$$

Tulangan longitudinal pakai melebihi luasan yang dibutuhkan.

Digunakan tulangan lentur 2D22

Kontrol Penampang dan Momen Rencana

$$\text{Tulangan Tekan (As')} = 759,88 \text{ mm}^2 \text{ (2D22)}$$

$$\text{Tulangan Tarik (As)} = 1519,8 \text{ mm}^2 \text{ (4D22)}$$

$$d = 486 \text{ mm}$$

$$d' = 64 \text{ mm}$$

Diasumsikan f'_s (mutu tulangan tekan) = f_y (mutu tulangan tarik)

sehinga tulangan tekan leleh

$$Asf_y = 0,85f'_c b \beta_1 c + A'sf_y$$

$$c = \frac{(As - A's)f_y}{0,85f'_c b \beta_1}$$

$$c = \frac{(1519,8 - 759,88) \times 420}{0,85 \times 40 \times 0,764 \times 350} = 35,09 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0,764 \times 35,09 = 24,41 \text{ mm}$$

Menghitung perbandingan tegangan pada baja untuk asumsi sudah leleh

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} (0,003) = \frac{35,09 - 63}{35,09} (0,003) = -0,0025$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0,0021$$

Angka $\epsilon's$ negatif maka perlu dianggap asumsi tulangan tekan tidak leleh.

$$Asfy = 0,85f'cb\beta_1c + A's\left(\frac{c-d'}{c}\right)(0,003)Es$$

$$1519,8 \times 420 = 0,85 \times 40 \times 350 \times 0,764c$$

$$+ 759,88x\left(\frac{c-64}{c}\right)x(0,003)x200000$$

Persamaan kuadrat diatas lalu diselesaikan dengan bantuan excel perintah *goal seek* untuk mendapatkan nilai $c = 67,548$ mm. dan

$$a = \beta_1xc = 0,764 \times 67,548 = 51,626 \text{ mm}$$

Mengitung kembali tegangan dan luasan baja pada daerah tersebut serta kontrol penampang.

$$\epsilon's = \frac{c-d'}{c}(0,003) = \frac{67,548-64}{67,548}(0,003) = 0,000158$$

$< 0,0021$ (asumsi tulangan tekan belum leleh)

$$f's = \epsilon'sEs = 0,000158 \times 200000 = 31,516 \text{ Mpa}$$

$$As2 = \frac{A's - f's}{fy} = \frac{759,88 - 31,516}{420} = 57,02 \text{ mm}^2$$

$$As1 = As - As2 = 1519,8 - 57,02 = 1462,74 \text{ mm}^2$$

$$\epsilon t = \frac{d-c}{c}(0,003) = \frac{486-67,548}{67,548}(0,003)$$

$$= 0,0186 > 0,005 ; \phi = 0,9$$

Momen nominal selanjutnya dibandingkan dengan momen rencana

$$\phi Mn = \phi [Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'sf's(d-d')]$$

$$\phi Mn = 0,9 [1519,8 \times 420 \left(486 - \frac{51,626}{2} \right)$$

$$+ 759,88 \times 31,516(486 - 64)]$$

$$= 263540197 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn > Mu$$

$$263540197 \text{ Nmm} > 226317200 \text{ Nmm} \dots (\text{Ok})$$

Maka tulangan yang direncanakan kuat menahan beban ultimate dari balok.

Tabel 7.2 Rekap Hasil Penulangan BI 3 L 7 m

Potongan	Momen Envelope		Jumlah Tulangan	
	Max	Min	Bawah	Atas
(m)	(kg.m)	(kg.m)		
0,3	-4483,95	-22631,72	2	4
0,7571	-1350,42	-14304,49	2	3
1,2143	1401,43	-6636,41	2	2
1,6714	5181,08	-1036,96	2	2
2,1286	10406,25	2211,14	2	2
2,5857	16714,28	5077,21	3	2
3,0429	22273,11	7560,17	4	2
3,5	27082,74	9418,83	5	2
3,5	26928,8	9327,81	5	2
3,9571	21108,32	6744,97	4	2
4,4143	14538,64	3769,15	3	2
4,8714	7704,9	410,93	2	2
5,3286	1906,49	-3503,72	2	2
5,7857	-962,36	-11388,75	2	2
6,2429	-4212,9	-19932,93	2	3
6,7	-7845,12	-29547,78	2	5

Tabel 7.3 Perhitungan Tul. Lentur Balok sesudah Overtopping

Balok	Dimensi Tulangan		Mutu Tulangan		Dimensi Balok				
	Lentur	Geser	Lentur	Geser	L	B	H	Cover	d
	(mm)	(mm)	(Mpa)	(Mpa)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
BI 1	19	13	420	240	3,4	250	550	40	487,5
	19	13	420	240	3,4	250	550	40	487,5
	19	13	420	240	3,4	250	550	40	487,5
BI 2	19	13	420	240	6	350	550	40	487,5
	19	13	420	240	6	350	550	40	487,5
	19	13	420	240	6	350	550	40	487,5
BI 3	22	13	420	240	7	350	550	40	486
	22	13	420	240	7	350	550	40	486
	22	13	420	240	7	350	550	40	486
BI 4	19	13	420	240	3	250	550	40	487,5
	19	13	420	240	3	250	550	40	487,5
	19	13	420	240	3	250	550	40	487,5

Balok	Mutu Beton		Batas Ratio Tul.		m	Potongan (m)	Momen	
	F'c	β_1	ρ max	ρ min			Positif (Kgm)	Negatif (Kgm)
	(Mpa)							
BI 1	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	0,30	9264,83	-7155,96
	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	1,70	6976,61	-4091,31
	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	3,10	4324,50	-1299,59
BI 2	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	0,2	-1680,46	-7647,07
	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	3	22850,66	14464,89
	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	5,8	-5791,71	-13321,55
BI 3	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	0,3	-4483,95	-22631,72
	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	3,5	26928,8	9327,81
	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	6,7	-7845,12	-29547,78
BI 4	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	0,3	8355,08	-11740,26
	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	1,5	536,25	135,93
	40	0,764	0,025	0,00333	12,35	2,7	8903,01	-11203,82

Balok	Perhitungan Penulangan Lentur											
	Tulangan Positif (Bawah)					Tulangan Negatif (Atas)						
	Rn	ρ perlu	ρ pakai	Jumlah Tulangan		Rn	ρ perlu	ρ pakai	Jumlah Tulangan			
	(Mpa)			As butuh (mm ²)	Butuh	Pakai			(Mpa)	As butuh (mm ²)	Butuh	Pakai
BI 1	1,733	0,00424	0,00424	516,280	1,822	2	1,338	0,00325	0,00333	406,250	1,434	2
	0,370	0,00089	0,00333	406,250	1,434	2	0,102	0,00024	0,00333	406,250	1,434	2
	0,860	0,00207	0,00333	406,250	1,434	2	1,496	0,00364	0,00364	444,167	1,567	2
	0,224	0,00054	0,00333	568,750	2,007	3	1,021	0,00247	0,00333	568,750	2,007	3
BI 2	3,053	0,00763	0,00763	1301,755	4,594	5	1,933	0,00474	0,00474	809,080	2,855	3
	0,774	0,00186	0,00333	568,750	2,007	3	1,779	0,00435	0,00435	742,895	2,622	3
	0,603	0,00145	0,00333	567,000	1,492	2	3,042	0,00760	0,00760	1292,609	3,402	4
	3,640	0,00919	0,00919	1562,925	4,114	5	1,266	0,00307	0,00333	567,000	1,492	2
BI 3	1,054	0,00255	0,00333	567,000	1,492	2	3,971	0,01008	0,01008	1715,238	4,514	5
	1,562	0,00381	0,00381	464,329	1,639	2	2,196	0,00541	0,00541	659,122	2,326	3
	0,100	0,00024	0,00333	406,250	1,434	2	0,025	0,00006	0,00333	406,250	1,434	2
	1,665	0,00407	0,00407	495,584	1,749	2	2,095	0,00515	0,00515	627,980	2,216	3

7.2.1.2 Penulangan Geser Balok

Penulangan geser balok induk didasarkan pada SNI 2847:2013 pasal 21.3.3 di mana nilai gaya geser rencana (yang digunakan untuk perencanaan desain) bukan hanya pada gaya geser yang terjadi, tetapi harus memenuhi persyaratan yang ada sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.3.3. Dari perhitungan sebelumnya didapatkan penulangan tumpuan dan lapangan untuk balok dengan bentang 7 meter.

Perumusan perhitungan gaya lintang pada balok

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm V_{act}$$

Nilai momen nominal maksimum dari perhitungan momen tulangan nominal terpasang pada tumpuan kiri dan kanan yang diasumsikan memiliki jumlah tulangan yang sama dan diambil jumlah tulangan yang paling banyak. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 persamaan yang digunakan dalam menghitung tulangan geser adalah sebagai berikut:

$$M_{pr} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

Tabel 7.4 Perhitungan Mpr Balok BI 3 L 7 m

LOKASI		n	As (mm ²)	a (mm)	Mpr (Nmm)
Tumpuan	Kiri	Atas	5	1899,7	442914670,9
		Bawah	2	759,88	187196376,5
	Kanan	Atas	5	1899,7	442914670,9
		Bawah	2	759,88	187196376,5

$$M_{pr1} = 442914670,9 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr2} = 187196376,5 \text{ Nmm}$$

$$l_n = 6,4 \text{ m} = 6400 \text{ mm}$$

$$V_{act} = 23385 \text{ kg} = 233850 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + V_{act} \\
 &= \frac{442914670,9 + 187196376,5}{6400} + 233850 \\
 V_u &= 332304,85 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Pemasangan sengkang daerah sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila:

1. $M_{pr} \geq 0,5 \times \text{Total geser kombinasi gempa dan gravitasi}$

$$\frac{442914670,9 + 187196376,5}{6400} \geq 0,5 \times 233850 \text{ N}$$

$$98454,851 \text{ N} < 116925 \text{ N (Not Ok)}$$
2. Gaya Aksial Tekan $< 0,25 \cdot A_g \cdot f_c'$
 Gaya aksial tekan pada balok sangat kecil

Karena syarat pertama tidak terpenuhi, maka V_c tidak dianggap 0

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 350 \times 486 = 134475,9 \text{ N} \\
 V_s &= \frac{V_u - V_c}{\phi} = \frac{332304,85 - 134475,9}{0,9} = 219810 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan D13 mm ($A_v = 265,33 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,33 \times 240 \times 486}{219810} = 140,79 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 bahwa sengkang harus disediakan di sepanjang sendi plastis dengan jarak sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

1. $d/4 = 486 / 4 = 121,5 \text{ mm}$
2. $6 \times D_{tul \text{ longitudinal}} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
3. 150 mm

Maka, $S_{max} = 120 \text{ mm}$

Dari Syarat diatas maka diambil jarak antar sengkang = 120 mm

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times x \times d}{s} = \frac{265,33 \times 240 \times 486}{120} = 257900,76 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,9 \times 257900,76 = 232110,68 \text{ N}$$

Senggang yang dipasang 2D13 mm sejarak 120 mm dengan ketentuan dan syarat sebagai berikut mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.3.4.2 sebagai berikut :

- Smax sepanjang sendi plastis di ujung balok $2h = 2 \times 550 = 1100 \text{ mm}$
- Senggang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan

Kontrol kuat geser balok induk interior tidak boleh lebih besar dari syarat SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.9

$$V_{smax} = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c} = \frac{2}{3} \times 350 \times 486 \times \sqrt{40}$$

$$= 717204,57 \text{ N} > 2257900,76$$

Tulangan senggang tidak melebihi v_{smax} yang diijinkan Sehingga senggang sendi plastis 2D13 – 120 dapat digunakan

Pemasangan senggang daerah diluar sendi plastis

Pemasangan tulangan senggang di luar daerah sendi plastis dimulai dari 1100 mm dari ujung balok dimana gaya geser yang digunakan merupakan gaya geser dari hasil analisa struktur.

$$V_{act} = V_u = 23385 \text{ kg} = 233850 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{233850}{0,9} = 259833,33 \text{ N}$$

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan D13 mm ($A_v = 265,33 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,33 \times 240 \times 486}{259833,33} = 119,107 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4 bahwa senggang harus disediakan sebesar :

$$s_{maks} = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 486 = 243 \text{ mm}$$

Maka, Smax pakai = 200 mm

Dari Syarat diatas maka diambil jarak antar senggang = 100 mm

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{265,33 \times 240 \times 486}{100} = 309480,912 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,9 \times 309480,912 = 278532,820 N > V_u$$

Sehingga sengkang diluar sendi plastis 2D13 – 150 dapat digunakan

Tabel 7.5 Perhitungan Tul. Geser Balok Sesudah Overtopping

No	Balok	Tulangan Atas			Tulangan Bawah			Mpr	
		Jumlah Buah	As mm ²	a mm	Jumlah Buah	As mm ²	a mm	Mpr1 Nmm	Mpr2 Nmm
1	Bl 1	2	566,77	35,00638235	2	566,77	35,0063824	139849547,95	139849547,95
2	Bl 2	3	850,155	37,50683824	3	850,155	37,5068382	209216306	209216306
3	Bl 3	5	1899,7	83,81029412	2	759,88	33,5241176	442914670,9	187196376,5
4	Bl 4	3	850,155	52,50957353	2	566,77	35,0063824	205868210,2	139849548

Balok	Sendi Plastis									
	Panjang Balok (m)	Vact (N)	Vu (N)	Mpr > 0,5Vact (N)	ϕV_c (N)	ϕV_s (N)	Jumlah Kaki buah	S Perlu (mm)	S Maks (mm)	S Pakai (mm)
Bl 1	3,4	107538,3	207430,8	Ya	0	253993,2	2	149,6576443	110	110
Bl 2	6	170268,1	247755,6	Tidak	134890,9	253993,2	2	247,5463583	110	110
Bl 3	7	233850	332304,9	Tidak	134475,9	232110,7	2	140,7947418	120	120
Bl 4	3	119416	263465,1	Ya	0	279392,5	2	117,828183	100	100

Balok	Diluar Sendi Plastis				
	Vu	ϕV_s	Jumlah Kaki	S Perlu	S Pakai
	(N)	(N)	buah	(mm)	(mm)
Bl 1	107538,3	119487	2	259,8074267	200
Bl 2	170268,1	189186,8	2	164,0897444	120
Bl 3	233850	259833,3	2	119,1074709	100
Bl 4	119416	132684,4	2	233,9657081	200

7.2.1.3 Penulangan Torsi

Dalam tugas akhir ini balok induk termasuk torsi kesetimbangan dikarenakan metode pracetak yang digunakan dalam proses konstruksi tidak mengizinkan terjadinya redistribusi torsi karena tidak terjadinya sambungan yang sepenuhnya monolit pada balok induk – balok anak maupun balok induk dengan pelat lantai pracetak.

Perencanaan tulangan torsi kesetimbangan direncanakan pada saat komposit pada Balok Induk 3 L 7 m.

Pembebanan akibat pelat S3 + balok anak 3,4 m.

- Beban Mati

$$\begin{aligned}
 & Q \text{ terbagi rata} \\
 \text{Berat sendiri balok anak} &= 0,25 \times 0,35 \times 2400 \\
 &= 210 \text{ kg/m} \\
 \text{Pelat pracetak S3} &= 336,69 \times 3,5 = 1178,415 \text{ kg/m} \\
 \text{Beban dinding bata} &= 4,25 \times 250 = 1062,5 \text{ kg/m} \\
 \text{Total} &= 2450,9 \text{ kg/m} \\
 \bullet \text{ Beban Hidup} & \\
 Q \text{ hidup} &= 383 \times 3,5 = 1340,5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Kombinasi Pembebanan untuk torsi sesudah komposit

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

$$Q_u = 1,2 \cdot 2450,9 + 1,6 \cdot 1340,5 = 5085,9 \text{ kg/m}$$

Menghitung gaya geser yang terjadi pada tumpuan balok anak

$$\begin{aligned}
 V_{maks} &= 1/2 \times q \times L \\
 &= 1/2 \times 5085,9 + 3,4/2 = 8646 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya gaya geser pada tumpuan balok anak dikalikan dengan jarak dari tumpuan balok anak ke titik pusat balok induk BI 3 L 7m

$$b \text{ BI 3 L 7m} = 350 \text{ mm}$$

$$\text{konsol pendek} = 200 \text{ mm}$$

jarak perletakan balok anak - titik pusat balok induk

$$l = \frac{350}{2} + \frac{200}{2} = 275 \text{ mm} = 0,275 \text{ m}$$

$$T_u = l \times V_{maks} = 0,275 \times 8646 = 2377,7 \text{ kgm}$$

Tu yang didapat dari gaya torsi kesetimbangan harus dilakukan pengecekan kembali untuk torsi treshold minimum yang terdeteksi.

Data perencanaan:

$$\text{Dimensi Balok Induk} = 350/550 \text{ mm}$$

$$A_{cp} = \text{Abalokanak} + \text{Akorbel}$$

$$A_{cp} = 350 \times 550 + (250 + 200) \times \left(\frac{200}{2}\right)$$

$$= 192500 + 45000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 237500 \text{ mm}^2 \\
 Pcp &= \text{Kell.balok anak} + \text{Kell.korbel} \\
 Pcp &= 2(350 + 550) + ((200 \times 2) + 206,16 + 250) \\
 &= 1800 + 856,16 \text{ mm} \\
 &= 2656,2 \text{ mm} \\
 \emptyset &= 0,75 \text{ (faktor reduksi akibat torsi)} \\
 F'c \text{ saat komposit} &= 40 \text{ Mpa} \\
 \text{Torsi treshold} &= \phi 0,083 \sqrt{f'c} \left(\frac{Acp^2}{pcp} \right) \\
 &= 0,75 \cdot 0,083 \sqrt{40} \left(\frac{237500^2}{2656,2} \right) \\
 &= 8360694 \text{ Nmm} \\
 &= 836,069 \text{ kgm} < Tu
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan torsi treshold maka T_u yang terjadi lebih besar dari T_u minimum maka Tulangan torsi harus direncanakan. Kekuatan torsi yang disediakan penampang, diasumsikan hanya penampang bersih

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} = 270 \times 470 \times 0,85 = 107865 \text{ mm}^2 \\
 A_t &= 132,665 \text{ mm}^2, \text{ sengkang D13 satu kaki} \\
 F_{yt} &= 240 \text{ Mpa} \\
 S &= 120 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Derajat = 45

$$T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{S} \cot \theta$$

$$T_n = \frac{2 \cdot 107865 \cdot 132,665 \cdot 240}{120} \cot 45$$

$$T_n = 616765 \text{ Nmm}$$

$$\emptyset T_n = 462574 \text{ Nmm} = 46,2574 \text{ kgm}$$

Torsi yang disediakan penampang masih belum cukup untuk menahan torsi yang terjadi. Maka perlu direncanakan tulangan longitudinal tambahan untuk menahan gaya torsi yang terjadi.

$$A_{cp} = 192500 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$S = 120 \text{ mm}$$

$$P_h = p_{cp} = 1800 \text{ mm}$$

$F'c = 40$ Mpa (mutu beton saat komposit)

$Fy = 420$ Mpa (mutu tulangan longitudinal)

$Fyt = 240$ Mpa (mutu tulangan sengkang)

$$Almin = \frac{0,42\sqrt{f'c}Acp}{fy} - \left(\frac{At}{s}\right)Ph \frac{fyt}{fy}$$

$$Almin = \frac{0,42\sqrt{40} 192500}{420} - \left(\frac{132,665}{120}\right)1800 \frac{240}{420}$$

$$Almin = 80,35 \text{ mm}^2$$

Maka dibutuhkan tulangan tambahan untuk menahan torsi yang diletakkan pada pinggang dari balok induk menggunakan ukuran yang sama dengan tulangan angkat yaitu 2D22, tulangan angkat saat sebelum komposit juga digunakan sebagai tulangan tambahan untuk menahan torsi pada saat sudah komposit.

Tabel 7.6 Kebutuhan Penulangan Torsi

Balok	Penulangan Torsi Kesetimbangan														
	R tumpuan (Kg)	L ke pusat (m)	Tu terjadi (kgm)	Tu Threshold				Cek torsi	fy (Mpa)	At (mm2)	S (mm)	fyt (Mpa)	Almin (mm2)	Tul. Pakai	
				Acp (mm2)	Pcp (mm)	ϕ	f'c (Mpa)								Tu threshold (Kg)
Bl 1	864,3038	0,25	216,076	155000	2161,8	0,75	40	437,539469	diabaikan	-	-	-	-	-	
Bl 2	994,8638	0,275	273,5875	210000	2361,8	0,75	40	735,131145	diabaikan	-	-	-	-	-	
Bl 3	8646,0266	0,275	2377,657	237500	2656,16	0,75	40	836,069436	dihitung	420	132,67	120	240	80,3483	2D22
Bl 4	864,3038	0,25	216,076	155000	2161,8	0,75	40	437,539469	diabaikan	-	-	-	-	-	

7.2.1.4 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}

7.2.1.5 Kontrol Retak

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.8.2.4 tulangan dari komponen struktur harus memberikan kekuatan desain

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

di mana M_{cr} harus diperoleh menggunakan modulus hancur, f_r , yang diberikan pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

dan

$$f_r = 0,62\lambda\sqrt{f_c'}$$

dimana:

M_{cr} = momen retak

f_r = modulus hancur beton

I_g = momen inersia penampang beton bruto

y_t = jarak dari sumbu pusat penampang bruto ke muka Tarik

λ = faktor modifikasi ($\lambda = 1,0$ untuk beton berat normal)

$$\begin{aligned} f_r &= 0,62 \times 1 \times \sqrt{40} \\ &= 3,921 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$I_g = \left(\frac{1}{12}\right) \times 350 \times 550^3 = 4,85 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{3,921 \times 4,85 \times 10^9}{487} = 39072175,3 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 359070586,5 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n \geq M_{cr} \text{ (OK)}$$

7.2.2 Perhitungan Tulangan Balok Sebelum Overtopping

7.2.2.1 Pembebanan Pada Balok

Beban yang bekerja pada balok Induk adalah berat sendiri, beban balok anak dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata di atasnya). Distribusi beban pada balok sedemikian rupa.

Sebelum Komposit :

$$L_y = 7 - \frac{60}{2} - \frac{60}{2} = 6,4 \text{ m}$$

Beban – beban yang bekerja pada balok Induk sebelum komposit saat angkat

a. Sebelum Komposit Saat Angkat

• **Beban Mati**

Q terbagi rata

$$\begin{aligned} \text{Berat Sendiri} &= (0,35 \times 0,43) \times 2400 \\ &= 361,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Total Q mati} = 361,2 \text{ kg/m}$$

DL terpusat (akibat balok anak)

$$\begin{aligned} \text{Balok anak BA4} &= 6 \times (0,3 \times 0,45) \times 2400 \\ &= 1944 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pelat S1} &= 6 \times (3,5 \times 0,12) \times 2400 \\ &= 6048 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Total Terpusat mati} = 7992 \text{ kg}$$

• **Beban Hidup**

Q terbagi rata

$$\begin{aligned} \text{Q hidup} &= 100 \\ &= 100 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

• **Total Beban Sebelum Komposit Saat Angkat**

$$\begin{aligned} \text{Q total} &= 1,2(DL) + 1,6(LL) \\ &= 1,2(361,2) + 1,6(100) \\ &= 593,44 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{P terpusat} = 7992 \text{ kg}$$

7.2.2.2 Perhitungan Momen dan Gaya Geser

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

Momen dan Geser Sebelum Komposit Saat Angkat

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

$$\begin{aligned}
 Mu_{maks} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 + \frac{1}{4} \times P \times L \\
 &= \frac{1}{8} \times 593,44 \times 7^2 + \frac{1}{4} \times 7992 \times 7 \\
 &= 17620,82 \text{ kgm} = 176208200 \text{ Nmm} \\
 Vu_{maks} &= \frac{1}{2} \times q \times L + \frac{P}{2} \\
 &= \frac{1}{2} \times 593,44 \times 7 + 7992/2 \\
 &= 6073,04 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Akibat Pengangkatan

$$\begin{aligned}
 Mx &= \frac{w(a)^2}{8} \\
 &= \frac{(0,43 \times 2400) \times 0,35^2}{8} \\
 &= 15,8 \text{ kgm} \\
 My &= \frac{0,0107 \times W \text{ sendiri angkat} \times Ly}{2} \\
 &= \frac{0,0107 \times 361,2 \times 6,4^2}{2} \\
 &= 189,37716 \text{ kgm} = 1893771,6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Tabel 7.7 Perhitungan Beban Balok Sebelum Overtopping

Balok	Sebelum Komposit Saat Angkat								
	Dimensi Balok			Q D Pada Balok	Q Hidup Pekerja	Qu (1,2DL +1,6LL)	Mu max	Vu max	Momen Angkat
	L (m)	B (mm)	H (mm)						
BI 1	3.4	250	430	762	175	1194,4	1725,9	2030,48	31,912536
BI 2	6	350	430	2528,4	175	2981,44	6001,4	4786,32	139,13424
BI 3	7	350	430	8353,2	175	8585,44	17621	6073,04	189,37716
BI 4	3	250	430	1122	175	1826,4	2054,7	2739,6	24,8454

7.2.2.3 Perhitungan Tulangan Lentur dan Geser Balok Saat Angkat Sebelum Overtopping

a. Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit

• Tulangan Lentur Lapangan

Dimensi balok induk BI 3 L 7 m 350/430

Tebal selimut beton = 40 mm (pasal 7.71 SNI 2847 2013)

D tulangan utama = 22 mm

$$\begin{aligned}
 \emptyset \text{ tulangan sengkang} &= 13 \text{ mm} \\
 f'c \text{ 14 hari} &= 28 \text{ MPa} \\
 fy &= 420 \text{ Mpa (tul.utama)} \\
 &= 240 \text{ Mpa (tul.sekang)} \\
 d &= 430 - 40 - 22/2 - 13 \\
 &= 366 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} = 0,25 \frac{\sqrt{28}}{420} = 0,00315 \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,00333 \quad \text{SNI 2847-2013 10.5.1}$$

$$m = \frac{fy}{0,85f'c} = \frac{420}{0,85 \times 28} = 17,65$$

- Tulangan Lentur Lapangan

$$Mu = 176208200 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{176208200}{0,9 \times 350 \times 366^2} = 4,176$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{17,65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,65 \times 4,176}{420}} \right) \\
 &= 0,011 > \rho_{min}
 \end{aligned}$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,011 \times 350 \times 366 = 1410,744 \text{ mm}^2$$

$$AS_{D22} = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{AS_{perlu}}{AS_{D20}} = \frac{1410,744}{379,94} = 3,713 \approx 4$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 4D22

- Tulangan Negatif Akibat Pengangkatan

$$My = 1893771,6 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{My}{\phi bd^2} = \frac{1893771,6}{0,9 \times 350 \times 366^2} = 0,0449$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{17,65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17,65 \times 0,045}{420}} \right) \\
 &= 0,000107 < \rho_{min}
 \end{aligned}$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,0033 \times 350 \times 366 = 427 \text{ mm}^2$$

$$AS_{D22} = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{SD22}} = \frac{427}{379,94} = 1,124 \approx 2$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 2D22

• Tulangan Geser

$$\emptyset \text{ tulangan geser} = 13 \text{ mm}$$

$$d = 366 \text{ mm}$$

$$V_u = 60730,4 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{28} \times 350 \times 366 = 115233,1 \text{ N}$$

SNI 2847-2013 11.2.1.1

$$\phi V_c = 0,75 \times 115233,1 = 86424,79 \text{ N}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 86424,79 = 43212,39 \text{ N}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan $\emptyset 13$ mm dengan mutu baja BJTP 240 ($f_y=240$ MPa)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{60730,4}{0,75} = 80973,87 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 2 \times \frac{1}{4} \pi 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,33 \times 240 \times 366}{80973,87} = 287,83 \text{ mm}$$

SNI 2847-2013 11.4.7.2

$$S_{\text{maks}} = \frac{d}{2} = \frac{366}{2} = 183 \text{ mm}$$

SNI 2847-2013 11.4.5.1

$$\text{atau} = 600 \text{ mm}$$

Maka digunakan sengkang $\emptyset 13$ -180 mm karena kebutuhan tulangan sengkang sebelum overtopping lebih sedikit dari saat sudah komposit, sehingga digunakan tulangan sengkang saat komposit.

Tabel 7.8 Tabel Rekapitulasi Balok Induk Sebelum Komposit

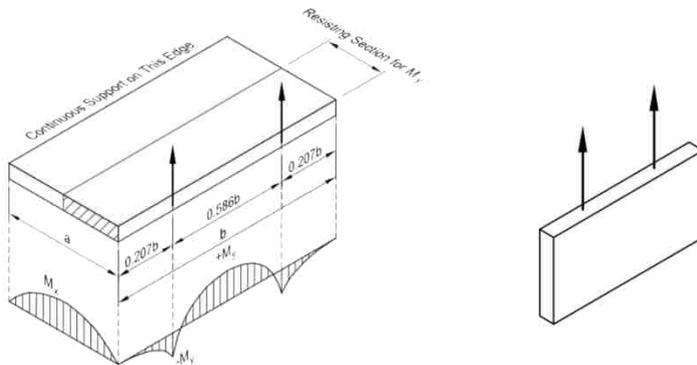
Balok	Dimensi Tulangan		Mutu Tulangan		Dimensi Balok				
	Lentur	Angkat	Lentur	Angkat	L	B	H	Cover	d
	(mm)	(mm)	(Mpa)	(Mpa)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
BI 1	19	19	420	240	3,4	250	430	40	367,5
BI 2	19	19	420	240	6	350	430	40	367,5
BI 3	22	22	420	240	7	350	430	40	366
BI 4	19	19	420	240	3	250	430	40	367,5

Balok	Mutu Beton		Batas Ratio Tul.			m	Penulangan Positif Lentur				
	F'c	β_1	ρ max	ρ min	Rn		ρ perlu	ρ pakai	As butuh	Jumlah Tulangan	
	(Mpa)				(Mpa)				(mm ²)	Butuh	Pakai
BI 1	28	0,85	0,025	0,0033333	17,6471	0,41486	0,000997	0,00333	306,25	1,08069	2
BI 2	28	0,85	0,025	0,0033333	17,6471	1,03039	0,002509	0,00333	428,75	1,51296	2
BI 3	28	0,85	0,025	0,0033333	17,6471	4,17593	0,011013	0,01101283	1410,744	3,71307	4
BI 4	28	0,85	0,025	0,0033333	17,6471	0,49389	0,001188	0,00333	306,25	1,08069	2

Balok	Mutu Beton		Batas Ratio Tul.			m	Penulangan Negatif Angkat				
	F'c	β_1	ρ max	ρ min	Rn		ρ perlu	ρ pakai	As butuh	Jumlah Tulangan	
	(Mpa)				(Mpa)				(mm ²)	Butuh	Pakai
BI 1	28	0,85	0,025	0,0033333	17,6471	0,0076708	0,000018	0,00333	306,25	1,080685	2
BI 2	28	0,85	0,025	0,0033333	17,6471	0,0238884	0,000057	0,00333	428,75	1,512959	2
BI 3	28	0,85	0,025	0,0033333	17,6471	0,0448802	0,000107	0,00333	427	1,123862	2
BI 4	28	0,85	0,025	0,0033333	17,6471	0,0059721	0,000014	0,00333	306,25	1,080685	2

7.2.2.4 Pengangkatan Balok Induk

Balok induk pracetak dicetak di pabrik secara massal. Elemen balok anak pracetak harus dirancang sedemikian rupa untuk menghindari kerusakan pada saat pengangkatan maupun mobilisasi. Titik angkat dari balok anak serta kait tulangan angkat harus dihitung secara detail untuk menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 7.2 Pengangkatan Balok Induk Pracetak

Dimana :

Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan ke arah memanjang yaitu arah y .

Tinggi pengangkatan dari muka balok induk diambil 100 cm

Pada perhitungan beban ultimate menggunakan *tower crane* ditambahkan koefisien 1,2D ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan dan koefisien kemiringan kabel angkat 45 derajat ($k=1,4$).

$$DL = 7 \times 0,35 \times 0,43 \times 2400 = 2528,4 \text{ kg}$$

Momen akibat pengangkatan yang terjadi pada pelat :

$$\text{Beban ultimate} = 1,2 \times 1,4 \times 2528,4 = 4247,712 \text{ kg}$$

Gaya angkat (P) setiap titik =

$$\frac{4247,712}{2} = 2123,856 \text{ kg}$$

Kontrol retak SNI 2847-2013 pasal 9.5.2.3

$$f_{pelat} < f_{cr}$$

f_{cr} untuk beton 14 hari

$$f_{cr} = 0,62 \times \sqrt{f'c} = 0,7\sqrt{28} = 3,281 \text{ MPa}$$

$$y_c = 367 \text{ mm} = 0,367 \text{ m}$$

Momen pengangkatan pada arah My ditahan oleh penampang selebar :

$$a/2 = 43/2 = 21,5 \text{ cm} = 0,215 \text{ m}$$

$$M_y = 189,38 \text{ kgm} = 1893771,6 \text{ Nmm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 0,215 \times 0,35^2 = 0,0044 \text{ m}^3 = 4400000 \text{ mm}^3$$

f_{pelat} =

$$\frac{M_y}{Z} = \frac{1893771,6}{4400000} = 0,431424 \text{ Mpa} < F_{cr} \dots (\text{Ok})$$

7.2.2.5 Perhitungan Tulangan untuk Kait Angkat

Perhitungan tulangan untuk kait angkat termasuk dalam jenis tulangan yang diangkurkan ke dalam beton dalam hal ini pelat pracetak, maka pengangkurkan terhadap beton harus dihitung dengan menggunakan Lampiran D SNI 2847-2013 terutama pada pasal D.5.1, D.5.2, D.5.3

Data angkur :

Diameter Tulangan = 13 mm

F_y = 240 Mpa

F_u = 370 Mpa

F'_c = 28 Mpa

A_{tu} = 132,73 mm²

Gaya tarik yang terjadi = N_n = 2123,856 kg = 21238,56 N

Kekuatan nominal tulangan angkur dalam kondisi tarik Pasal D.5.1.2

$$N_{sa} = A_{Se,N} f_{uta}$$

$$N_{sa} = 132,73 \times 370 = 49110,95 \text{ N}$$

$$\phi N_{sa} = 0,7 \times 49110,95 = 34377,66 \text{ N} > N_n \dots (\text{Ok})$$

Kekuatan jebol beton dasar angkur tunggal N_b Pasal D.5.2.2 :

$$N_b = K_c \times \lambda_a \times \sqrt{f'_c} \text{ hef}^{1,5}$$

$K_c = 10$ (angkur dicor di dalam beton)

$\lambda_a = 1$ (beton normal)

$f'_c = 28$ Mpa

$\text{hef} = 367$ mm

$$N_b = 10 \times 1 \times \sqrt{28} \times 367^{1,5}$$

$$N_b = 19419,81$$

Kekuatan Jebol beton angkur dalam kondisi tarik, untuk angkur tunggal Pasal D.5.2.1 SNI 2847-2013

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \times \psi_{c,N} \times \psi_{cp,N} \times N_b$$

A_{Nc} = penampang terkecil dikali tebal pelat

$$A_{Nc} = 215 \text{ mm} \times 350 \text{ mm} = 75250 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9 \times \text{hef}^2 = 9 \times 367^2 = 3303 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{ed,N} = 1$$

$$\psi_{c,N} = 1,25$$

$$\psi_{cp,N} = 1$$

$$N_b = 19419,81 \text{ N}$$

$$N_{cb} = \frac{75250}{3303} \times 1 \times 1,25 \times 1 \times 19419,81$$

$$N_{cb} = 553035,52 \text{ N} > N_n \dots (Ok)$$

Maka digunakan angkur dengan kedalaman pengangkuran 367 mm dan untuk panjang tekukan serta panjang tambahan tekukan adalah sebagai berikut :

Untuk panjang bengkokan/tekukan = $6d_b = 60$ mm

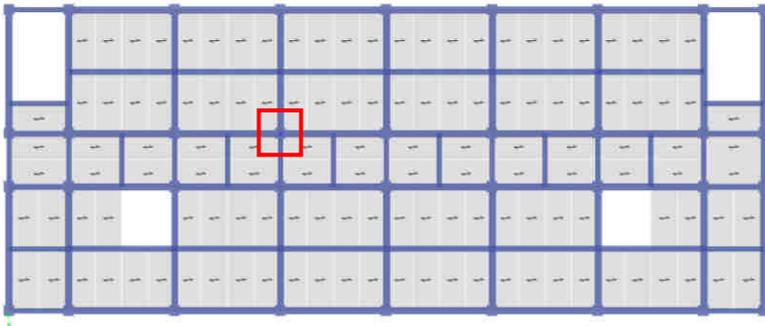
Untuk panjang tambahan, $12d_b = 120$ mm.

Perhitungan tulangan angkat kait di hitung pada balok induk dengan dimensi yang paling besar dengan tujuan agar ukuran kait angkat dapat digunakan pada semua balok induk yang direncanakan.

7.3 Perencanaan Struktur Kolom

Contoh Perhitungan menggunakan kolom dengan dimensi paling besar (K1 60/60). Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 60/60cm, yaitu :

Pumax	: 454166,08 Kg	= 4541,66 KN
Vumax	: 7620,54 Kg	= 76,21 KN
Mumax	: 18918,19 Kg.m	= 189,18 KN.m
Tumax	: 343,79 Kg.m	= 3,44 KN.m



Gambar 7.3 Kolom yang ditinjau

Tabel 7.9 Data Perencanaan Kolom

Kolom	Dimensi		Spesifikasi Material					
	Lebar 1	Lebar 2	D lentur	Fy lentur	D sengkang	Fy sengkang	Fc'	Clear Cover*
	mm	mm	mm	Mpa	mm	Mpa	Mpa	mm
K1	600	600	22	420	13	420	40	77
K2	400	400	22	420	13	420	40	77

*) Clear Cover adalah cover bersih karena pengaruh sambungan mekanikal berupa *splice sleeve*

7.3.1 Kontrol Dimensi Kolom

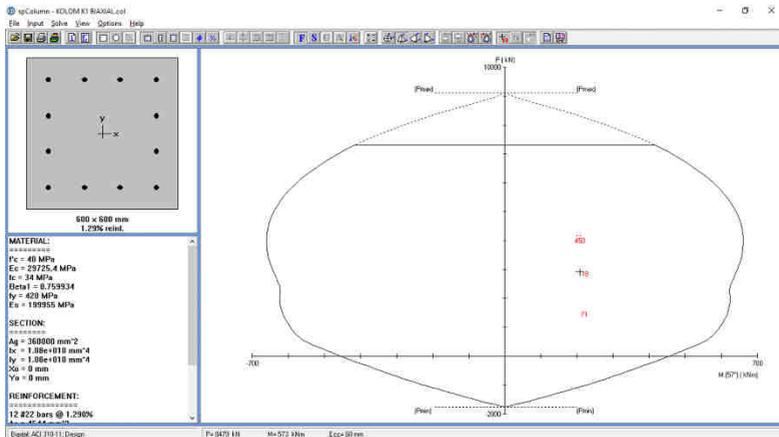
Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 4541,66 kN menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 harus dipenuhi bila :

Kolom sebagai penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial

- Menerima beban aksial terfaktor lebih besar dari $A_g \cdot f_c / 10 = 600 \times 600 \times 40 / 10 = 1440000 \text{ N} = 1440 \text{ kN}$ karena 1440 kN ini lebih kecil dari beban aksial terfaktor maksimum dari ETABS (4541,66 kN) maka pasal tersebut di atas berlaku :
- Dimensi penampang terpendek $600 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ (Ok)
- Rasio $b/h = 600/600 = 1 > 0,4$ (Ok)

7.3.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom yang ditinjau Biaxial, yaitu sebagai berikut :



Gambar 7.4 Output spColumn K1 Arah Biaxial Max

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$$\phi M_{nx} = 514,94 \text{ KNm} > M_{ux} = 184,99 \text{ KNm} \dots \text{ OK}$$

$$\phi M_{ny} = 541,27 \text{ KNm} > M_{uy} = 154,89 \text{ KNm} \dots \text{ OK}$$

7.3.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ atau lebih dari $0,06 A_g$. Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program SpColumn diperoleh Tulangan longitudinal : 12D20, dengan rasio tulangan = 1,29 % (OK).

Berdasarkan SNI 2847:13, pasal 16.5.1.3 (a), kolom pracetak harus mempunyai kekuatan nominal dalam kondisi tarik tidak kurang dari $1,4A_g$ dalam N

$$A_s \times f_y > 1,4 A_g$$

$$4644 \times 420 > 1,4 \times 360000$$

$$1950480 \text{ N} > 504000 \text{ N} \dots \text{ (OK)}$$

7.3.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0,8 \phi (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

$$= 0,8 \times 0,65 \times (0,85 \times 40 \times (360000 - 4644) + 420 \times 4644)$$

Dimana:

$$P_u = 4541,66 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,65$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 12 \times 379,94 = 4644 \text{ mm}^2$$

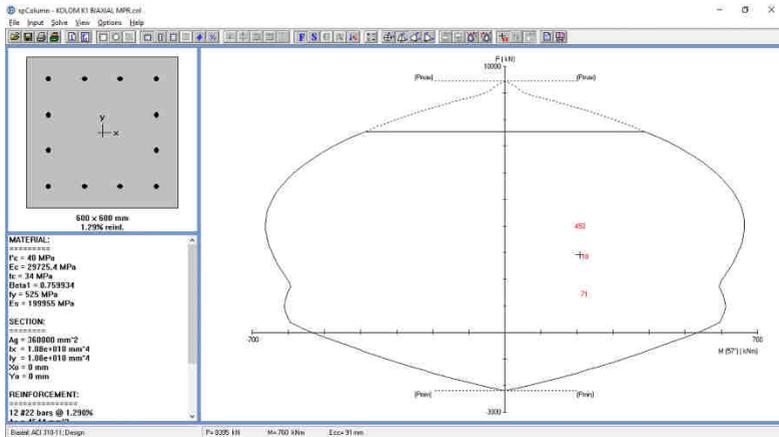
Sehingga:

$$\phi P_n = 7296,94 \text{ KN} > P_u = 4541,66 \text{ KN} \quad \text{(OK)}$$

7.3.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$f_s = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$



Gambar 7.5 Output spColumn (setelah Mpr) K1 Arah Biaxial Max

$$L_n = 3750 \text{ mm}$$

$$M_{prx} = 517,14 \text{ KNm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 517,14}{3,75}$$

$$V_{ex} = 275,81 \text{ KN} > V_u = 76,21 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

$$L_n = 3750 \text{ mm}$$

$$M_{pry} = 543,93 \text{ KNm}$$

$$V_{ey} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 543,93}{3,75}$$

$$V_{ey} = 290,1 \text{ KN} > V_u = 76,21 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

7.3.6 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang lo harus dikeang oleh tulangan trasversal (Ash) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6

- $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil kolom = $\frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$
- $6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-145,67}{3}\right) = 168,11 \text{ mm}$

Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis 100 mm.

Ash_{min} sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$Ash = \frac{0,3s.bc.f'c}{f_{yt}} \left(\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right)$$

Dan

$$Ash = 0,09 \frac{s.bc.frc}{f_{yt}}$$

Dengan asumsi bahwa $s = 100 \text{ mm}$, $F_{yt} = 420 \text{ MPa}$, selimut beton = 77 mm dan $D = 22 \text{ mm}$. sehingga diperoleh :

$$bcx = 600 - 144 - 22 = 434 \text{ mm}$$

$$Ach = bcx \times bcx = 188356 \text{ mm}^2$$

$$Ash = \frac{0,3 \times 100 \times 434 \times 40}{420} \left(\left(\frac{360000}{188356} \right) - 1 \right) = 1129,98 \text{ mm}^2$$

$$Ash = 0,09 \frac{100 \times 434 \times 40}{420} = 372 \text{ mm}^2$$

Sehingga dipakai 6D16-100 mm ($A_v = 1206,372 \text{ mm}^2$).

Panjang Daerah Sendi Plastis

- Lo Balok Terbesar = 550 mm
- $1/6$ Inkolom = $1/6 \times 3750 = 625 \text{ mm}$
- 450 mm

Dalam sambungan antar kolom maupun kolom dengan pondasi digunaka splice sleeve sebagai strong connection dimana sambungan jenis ini menyebabkan daerah sendi plastis bergeser menjadi daerah sendi plastis ditambah dengan daerah strong connection tersebut.

Daerah sendi plastis pakai = 625 mm + 435 mm (panjang *splice sleeve* 7U-X) = 950 mm.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14 \times A_g} \right) \sqrt{40} \times b \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{4541660,8}{14 \times 600 \times 600} \right) \sqrt{40} \times 600 \times 600 \\ &= 735854,0317 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{1206,372 \times 420 \times 600}{100} \\ &= 3040056 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi(V_s + V_c) &= 0,75(3040056 + 735854,0317) \\ &= 2831,93 \text{ kN} \geq V_u = 76,21 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Maka tulangan geser di sepanjang $L_o = 910$ mm cukup untuk menahan gaya geser. Di luar panjang L_o sengkang harus dipasang dengan s lebih kecil dari $6D = 132$ mm atau 150 mm, maka di luar L_o sengkang dipasang $6D_{16-120}$ mm

7.3.7 Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$Nu = 4541660,8 \text{ N}$$

$$Tu = 3,4379 \text{ KNm}$$

$$A_g = 360000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = 188356 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 868 \text{ mm}$$

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0.33 \sqrt{f'c}}}$$

$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left(\frac{188356^2}{868} \right) \sqrt{1 + \frac{4541660,8}{0.33 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 81795980871 \text{ Nmm}$$

$T_n > T_u$
 81795,98 KNm > 3,4379 KNm
 Maka tulangan torsi tidak dibutuhkan.

7.3.8 Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

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

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

Di mana $\sum M_{nc}$ 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*.

Dari *SpColumn* didapatkan nilai $\phi M_{nc} = 541,27$ kNm

$$M_{nc} = \frac{541,27}{\phi} = \frac{541,27}{0,65} = 832,72 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}(+) = 209,22 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}(-) = 209,22 \text{ kNm}$$

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

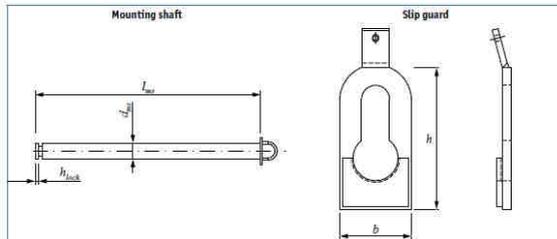
$$2 \times M_{nc} \geq 1,2 \times (M_{nb}(+) + M_{nb}(-))$$

$$2 \times 832,72 \geq 1,2 \times (209,22 + 209,22)$$

$$1665,45 \geq 502,119 \text{ kNm (OK)}$$

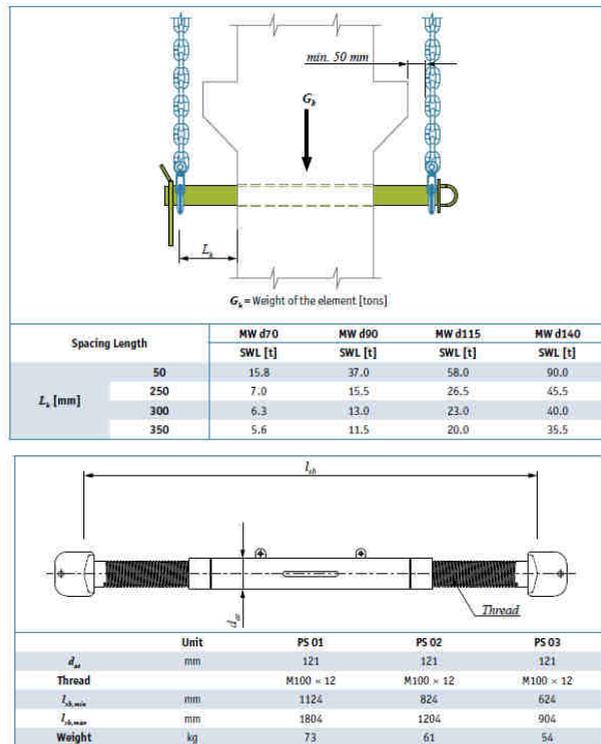
7.3.9 Pengangkatan Kolom Pracetak

Tulangan angkat yang digunakan adalah *Colift Mounting System* dari *Peikko Group*. Dengan menggunakan sistem ini maka kolom diangkat secara vertikal. Sehingga memudahkan untuk instalasi kolom pracetak seperti pada gambar



	Unit	MW d70	MW d90	MW d115	MW d140
d_m	mm	70	90	115	140
l_m	mm	1200	1400	1800	2000
$h_{m \rightarrow}$	mm	15	18	23	33
h	mm	307	364	438	470
b	mm	170	190	220	240
Mounting shaft	kg	39	73	153	247
Slip guard	kg	5,9	9,4	15,3	22,3

Gambar 7.6 Spesifikasi *Peikko Mounting Shaft*



Gambar 7.7 Spesifikasi *Peikko Mounting Shaft*
 Sumber: Brosur Peikko Mounting Shaft

Sehingga digunakan *Rope Strut* tipe PS 01 dan *Mounting Shaft* tipe MW D90 dengan beban maksimum 11,5 ton = 11500 kg

$$L_k = \text{Corbel} + 50$$

$$= 300 + 50$$

$$= 350 \text{ mm}$$

$$L_s = \text{Kolom} + 2L_k$$

$$= 600 + 2 \times 350$$

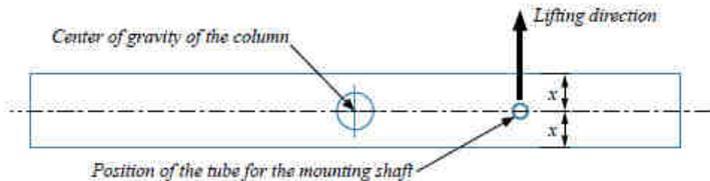
$$= 1300 \text{ mm} \leq 1400 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

$$\text{Berat Kolom} = 0,6 \times 0,6 \times 3,75 \times 2400$$

$$= 3240 \text{ kg} < 15500 \text{ kg (OK)}$$

$$\text{Diameter Lubang} = 1,5 \text{ Diameter Mounting Shaft}$$

$$= 1,5 \times 90 = 135 \text{ mm}$$



Gambar 7.8 Letak Titik Angkat Kolom

Sumber: Brosur Peikko Mounting Shaft

Letak *Mounting Shaft* diambil pada $\frac{3}{4}$ ketinggian kolom

$$h' = \frac{3}{4} \times 3,75 = 2,813 \text{ m}$$

Kontrol Tulangan tarik

Berat kolom yang menyebabkan tarik

$$P_u = 0,6 \times 0,6 \times 2,813 \times 2400 = 2430,432 \text{ kg}$$

Tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu $f_y = 420 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{tarik \text{ ijin}} = 4200 = 42 \text{ kg/mm}^2$$

$$A_{st} = 12 \times 314 = 3769,2 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 3769,2 \times 39 = 146998,8 \text{ kg} > P_u = 2430,432 \text{ kg}$$



Gambar 7.9 SS Mortar

Kemudian lubang yang ditinggalkan dilakukan *grouting* menggunakan SS Mortar yang dapat mencapai kekuatan 30 N/mm^2 dalam 24 jam dan 100 N/mm^2 dalam 28 hari.

Tabel 7.10 Data Perencanaan Kolom

Parameter	Satuan	K1	K2
Data Perencanaan			
Dimensi	cm	60/60	40/40
Pu	kN	4.541,66	383,84
Vu	kN	76,21	0,47
Mu	kNm	189,18	80,97
Tu	kNm	3,44	1,50
Kontrol Dimensi			
f'c	MPa	40	40
Fy	MPa	420	420
Ag.f'c/10	kN	1440	640
Pu>Ag.f'c/10	kontrol	OK	OK
b>400	kontrol	OK	OK
b/h>0.4	kontrol	OK	OK
Penulangan Longitudinal			
Tul. Pakai		12D22	8D19
As	mm ²	4644,00	2272,00
Rho		1,29%	1,42%
1%<ρ<6%	kontrol	OK	OK
Kontrol Aksial			
φPn	kN	7.296,94	5.053,59
φPn>Pu	kontrol	OK	OK
Kontrol Strong Column Weak Beam			
ΣMnc	kNm	1.665,45	553,69
ΣMn B	kNm	502,12	502,12
ΣMnc> 1.Σ Mnb	kNm	OK	OK

Parameter	Satuan	K1	K2
Gaya Geser Rencana			
Mpr	kNm	543,93	204,61
ln	M	3,75	3,75 & 4,95
Ve	kN	290,096	109,1253333
Ve>Vu max	kN	OK	OK
Penulangan Geser			
lo	mm	950	950
s	mm	100	100
Ash	mm ²	1129,98025	764,4444444
Ash	mm ²	372	246,8571429
Av	m ²	1206,37158	804,2477193
Senggang pasang		6D16-100	4D16-100
Vc	kN	735,854032	453,3895535
Vs	kN	3040,05638	2026,704253
φ(Vc+Vs)	kN	2831,93281	1860,070355
φ(Vc+Vs)>Vu		OK	OK
Senggang di luar lo			
Tulangan Geser		6D16-120	4D16-120
Torsi			
Tn	KNm	81795,9809	6948,830054
Tn>Tu	KNm	OK	OK
Pengangkatan			
Lk	mm	350	350
Ls	mm	1300	1100
W	kg	3240	1900
Mounting Shaft		MW d90	MW d90
Rope Strut		PS 01	PS 01

BAB VIII

PERENCANAAN SAMBUNGAN

8.1 Perencanaan Sambungan

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.

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*).

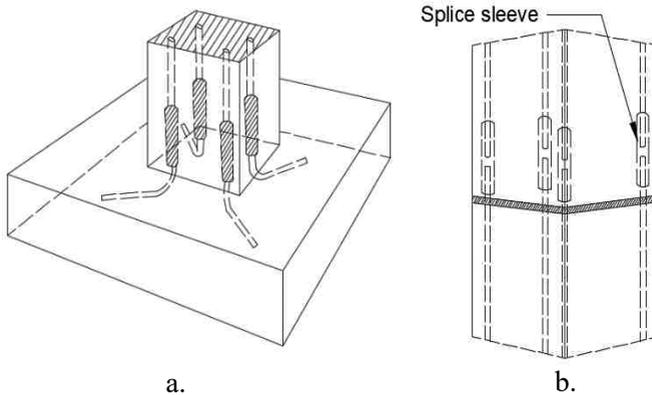
8.2 Konsep Desain Sambungan

Konsep desain sambungan pada modifikasi struktur gedung RSGM Nala Husada ini adalah dengan menggunakan gabungan dari sambungan basah dan sambungan mekanik. Sambungan mekanik direncanakan dengan menggunakan produk dari *NMB Splice Sleeve*.

Konsep penyaluran gaya dalam yang ada pada sambungan basah adalah dengan menggunakan panjang penyaluran dengan bantuan konsol pendek pada saat proses pencapaian

penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar-benar monolit (menyatu dan berkesinambungan).

Untuk sambungan mekanik tulangan disatukan menggunakan Splice Sleeve kemudian di grout khusus dengan mortar mutu tinggi sehingga menjadi satu kesatuan.

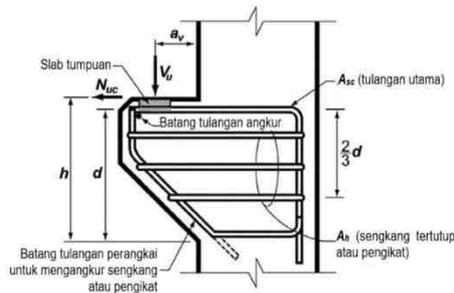


Gambar 8.1 Detail Sambungan a).pilecap-kolom; b).kolom-kolom.

8.3 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom

8.3.1 Perencanaan Konsol pada Kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada kolom tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada Gambar 8.2 berikut ini:



Gambar 8.2 Detail konsol pendek

Ketentuan SNI 2847:2013 pasal 11.8 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut:

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi a_v/d tidak lebih besar dari satu, dan dikenai gaya tarik horizontal terfaktor, N_{uc} , tidak lebih besar daripada V_u . Tinggi efektif d harus ditentukan di muka tumpuan
2. Tinggi di tepi luar luas tumpuan tidak boleh kurang dari $0,5d$
3. Penampang di muka tumpuan harus didesain untuk menahan secara bersamaan V_u suatu momen terfaktor $V_{ua} + N_{uc}(h-d)$, dan gaya tarik horizontal terfaktor, N_{uc}
 - 1) Dalam semua perhitungan desain yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8, ϕ 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 $0,2 \times f'_c \times b_w \times d$, $(3,3+0,08f'_c) b_w d$, dan $11 b_w d$.
 - b) Untuk beton ringan atau ringan pasir, V_n tidak boleh diambil lebih besar dari yang lebih kecil dari $(0,2 - 0,07 \frac{a}{d}) f'_c b_w d$ dan $(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}) b_w d$
 - c) Tulangan A_f untuk menahan terfaktor $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ 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 $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$. 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 rangkang, 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 paralel 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:
 - 1) Dengan las struktur pada batang tulangan transversal dengan sedikit berukuran sama; las didesain untuk mengembangkan f_y tulangan tarik utama;
 - 2) Dengan pembengkokan tulangan tarik utama menjadi bentuk tertutup horizontal; atau
 - 3) Dengan suatu cara pengankuran baik lainnya
 7. Luas tumpuan pada konsol pendek tidak boleh menonjol melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama A_s , ataupun menonjol melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal (bila batang tulangan tersebut disediakan).

8.3.2 Perhitungan Konsol pada Kolom

a. Data Perencanaan

V_u output analisis dengan *software* ETABS = 233850 N

Dimensi Balok = 35/55

Dimensi konsol :

b_w = 350 mm

h	= 500 mm
cc	= 40 mm
Dtul lentur	= 19 mm
Dtul ges	= 13 mm
d	= 400-40-13-9,5 = 437,5 mm
f'c	= 40 MPas
fy	= 420 Mpa
L konsol	= 300 mm
av	= 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:

- $a/d = 150 / 437,5 = 0,343 < 1$ (OK)

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 233850 = 46770 \text{ N}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser V_n untuk beton normal adalah:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{233850}{0,75}$$

$$= 311800 \text{ N}$$

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:

$$0,2 \times f'c \times bw \times d = 0,2 \times 40 \times 350 \times 437,5$$

$$= 1225000 \text{ N} \geq V_n$$

$$(3,3 + 0,08 \times f'c)bw \times d = (3,3 + 0,08 \times 40)350 \times 437,5$$

$$= 995312,5 \text{ N} \geq V_n$$

$$11 \times bw \times d = 11 \times 350 \times 437,5$$

$$= 1684375 \text{ N} \geq V_n$$

$$\mu = 1,4$$

$$\begin{aligned}
 Avf &= \frac{Vn}{f_y \times \mu} = \frac{311800}{420 \times 1,4} \\
 &= 530,27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

c. Luas Tulangan Lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengizinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan Nuc minimum.

$$\begin{aligned}
 Mu &= Vu \times a + Nuc(h - d) \\
 &= 233850 \times 150 + 46770(500 - 437,5) \\
 &= 38000625 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} \\
 &= 12,35
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mu}{0,75 \times bw \times d^2} = \frac{38000625}{0,75 \times 350 \times 437,5^2} \\
 &= 0,756
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,756}{420}} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0,00182 < \rho_{min} = 0,0035$$

$$\rho = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 Af1 &= \frac{Mu}{0,85 \times \phi \times fy \times d} = \frac{38000625}{0,85 \times 0,75 \times 420 \times 437,5} \\
 &= 324,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Af2 &= \rho \times bw \times d = 0,0035 \times 350 \times 437,5 \\
 &= 535,9375 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$Af = 535,9375 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok As:

$$An = \frac{Nuc}{\phi \times fy} = \frac{46770}{0,75 \times 420}$$

$$= 148,48 \text{ mm}^2$$

d. Pemilihan tulangan yang digunakan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_{sc} = A_f + A_n = 535,9375 + 148,48$$

$$= 684,414 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = \left(\frac{2 \times A_v f}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \times 530,27}{3} + 148,48 \right)$$

$$= 501,99$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{scmin} = 0,04 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) b w \times d = 0,04 \left(\frac{40}{420} \right) 350 \times 437,5$$

$$= 583,333$$

$$A_{sc} = 684,414 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan utama 3D19 ($A_s = 850,59 \text{ mm}^2$)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.4

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5(850,59 - 148,48)$$

$$= 267,97 \text{ mm}^2$$

Dan dipasang sengkang $2\Phi 16$, dipasang di sepanjang $(2/3)d = (2/3)437 = 291,33 \text{ mm}$

$$V_u = 233850 \text{ N}$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} \right) = \left(\frac{233850}{0,9} \right) = 259833,33 \text{ N}$$

Direncanakan tulangan geser 2D13 mm

$$S = \left(\frac{A_v f_y x d}{V_s} \right) = \left(\frac{265,4 \times 420 \times 427}{259833,33} \right) = 187,52 \text{ mm}$$

Pasang = 150 mm

e. Luas Pelat Landasan

$$V_u = \phi \times 0,85 \times f'_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{V_u}{\phi \times 0,85 \times f'_c} = \frac{233850}{0,75 \times 0,85 \times 40}$$

$$= 9170,59 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai pelat landasan $100 \times 350 \text{ mm}^2$ (35000 mm^2) dengan tebal 10 mm.

8.3.3 Perhitungan Sambungan Balok dengan 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.

$$db = 19 \text{ mm}$$

a. Panjang Penyaluran Tulangan dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1, maka :

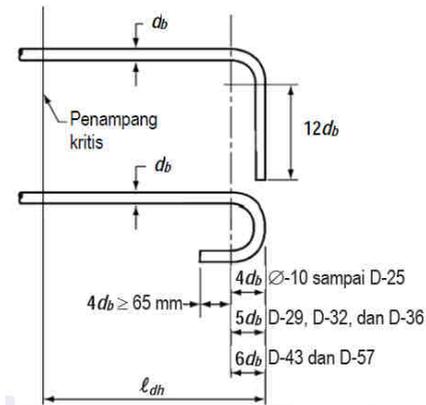
$$ldh \geq 8db = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 150 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 0,24 \times \psi e \times fy \times \frac{db}{\sqrt{f'c}}$$

$$\geq 0,24 \times 1 \times 420 \times \frac{19}{\sqrt{40}} = 302,82 \text{ mm}$$

Maka dipakai $ldh = 320 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar $12db = 12 \times 19 = 228 \text{ mm}$. atau menggunakan kait standar 180° sebesar 80 mm



Gambar 8.3 Detail Penyaluran Tulangan

Sumber : SNI 2847 : 2013

8.4 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak digunakan sambungan dengan konsol pendek. Balok anak diletakkan pada konsol yang berada pada balok induk yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada balok induk tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 11.8 mengenai konsol pendek.



Gambar 8.4 Detail Sambungan Balok Induk Balok Anak

8.4.1 Perhitungan Konsol pada Balok Induk

a. Data Perencanaan

V_u output analisis dengan *software* ETABS = 172778,7 N

Dimensi Balok = 30/45

Dimensi konsol :

b_w = 300 mm

h = 250 mm

c_c = 40 mm

$D_{tul\ lentur}$ = 19 mm

$D_{tul\ ges}$ = 13 mm

d = $250 - 40 - 13 - 9,5 = 187,5$ mm

f'_c = 40 MPa

f_y = 420 Mpa

L konsol = 200 mm

$$av = 100 \text{ mm}$$

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:

- $a/d = 100 / 187,5 = 0,533 < 1$ (OK)

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 172778,7 = 34555,74 \text{ N}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

V_n untuk beton normal adalah:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{172778,7}{0,75} = 230371,6 \text{ N}$$

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:

$$0,2 \times f'c \times bw \times d = 0,2 \times 40 \times 300 \times 187,5 = 450000 \text{ N} \geq V_n$$

$$(3,3 + 0,08 \times f'c)bw \times d = (3,3 + 0,08 \times 40)300 \times 187,5 = 365625 \text{ N} \geq V_n$$

$$11 \times bw \times d = 11 \times 300 \times 187,5 = 618750 \text{ N} \geq V_n$$

$$\mu = 1,4$$

$$Avf = \frac{V_n}{f_y \times \mu} = \frac{230371,6}{420 \times 1,4} = 391,79 \text{ mm}^2$$

c. Luas Tulangan Lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengizinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka

sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan Nuc minimum.

$$\begin{aligned} Mu &= Vu \times a + Nuc(h - d) \\ &= 172778,7 \times 100 + 34555,74(250 - 187,5) \\ &= 19437603,75 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times fc} = \frac{420}{0,85 \times 40} \\ &= 12,35 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{0,75 \times bw \times d^2} = \frac{19437603,75}{0,75 \times 300 \times 187,5^2} \\ &= 2,46 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 2,46}{420}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,00607 > \rho_{min} = 0,0035$$

$$\rho = 0,00607$$

$$\begin{aligned} Af1 &= \frac{Mu}{0,85 \times \phi \times fy \times d} = \frac{19437603,75}{0,85 \times 0,75 \times 420 \times 187,5} \\ &= 387,18 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Af2 &= \rho \times bw \times d = 0,00612 \times 300 \times 187,5 \\ &= 341,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Af = 387,18 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok As:

$$\begin{aligned} An &= \frac{Nuc}{\phi \times fy} = \frac{34555,74}{0,75 \times 420} \\ &= 109,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Pemilihan tulangan yang digunakan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$\begin{aligned} Asc &= Af + An = 387,18 + 109,7 \\ &= 496,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Asc &= \left(\frac{2 \times Avf}{3} + An \right) = \left(\frac{2 \times 391,79}{3} + 109,7 \right) \\ &= 370,89 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$\begin{aligned} A_{scmin} &= 0,04 \left(\frac{f'c}{f_y} \right) bw \times d = 0,04 \left(\frac{40}{420} \right) 300 \times 187,5 \\ &= 214,28 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sc} = 496,88 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan utama 3D16 ($A_s = 603,19 \text{ mm}^2$)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.4

$$\begin{aligned} Ah &= 0,5(A_s - A_n) = 0,5(498,26 - 109,7) \\ &= 194,28 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dan dipasang sengkang 2D13, dipasang di sepanjang $(2/3)d = (2/3)187 = 124,67 \text{ mm}$

$$V_u = 172778,7 \text{ N}$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} \right) = \left(\frac{172778,7}{0,9} \right) = 191976,33 \text{ N}$$

Direncanakan tulangan geser 2D13 mm

$$S = \left(\frac{A_{vx} f_y x d}{V_s} \right) = \left(\frac{265,4420 \times 427}{259833,33} \right) = 187,52 \text{ mm}$$

Pasang = 150 mm

e. Luas Pelat Landasan

$$V_u = \phi \times 0,85 \times f'c \times A_l$$

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{V_u}{\phi \times 0,85 \times f'c} = \frac{323298,42}{0,75 \times 0,85 \times 40} \\ &= 6775,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai pelat landasan $100 \times 300 \text{ mm}^2$ (30000 mm^2) dengan tebal 10 mm.

8.4.2 Perhitungan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

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.

$$db = 19 \text{ mm}$$

a. Panjang Penyaluran Tulangan dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1, maka :

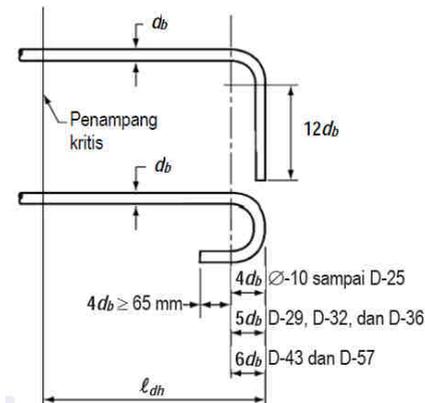
$$ldh \geq 8db = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 150 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 0,24 \times \psi e \times fy \times \frac{db}{\sqrt{f'c}}$$

$$\geq 0,24 \times 1 \times 420 \times \frac{19}{\sqrt{40}} = 302,82 \text{ mm}$$

Maka dipakai $ldh = 320 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom dengan panjang kait standar 180° sebesar 80 mm



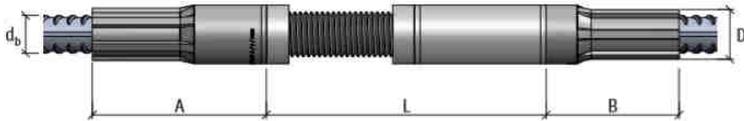
Gambar 8.5 Detail Penyaluran Tulangan

Sumber : SNI 2847 : 2013

b. Panjang Penyaluran Tulangan dalam Tekan

Dikarenakan balok induk yang digunakan juga merupakan elemen pracetak maka digunakan MODIX PM yang memiliki $f_y > 1,5 \times f_y = 585 \text{ Mpa}$ sehingga termasuk kategori *mechanical splice* tipe 2 yang dihubungkan dengan Copra Headed Anchor. Sesuai

dengan ACI 318-11 ps 21.1.6.2 position modix rebar coupler dan threaded head dapat digunakan dilokasi manapun.



Gambar 8.6 Position Modix rebar Coupler

Tabel 8.1 PM rebar coupler

Coupler type	d_b	D	A	l_e	l_1	l_2	l_h	l_{gs}	Max. l_{mont}	L	Thread M	color
PM10	10	17.5	52	21	58	95	37	79	59	74	M 12 x 1.75	Orange
PM12	12	21.0	63	26	72	119	48	98	73	93	M 16 x 2	Yellow
PM14	14	24.0	72	30	81	135	55	111	82	105	M 18 x 2.5	Blue
PM16	16	27.0	80	33	88	148	61	121	89	115	M 20 x 2.5	White
PM20	20	33.0	98	37	99	167	69	136	100	130	M 24 x 3	Gray
PM25	25	41.0	122	44	117	200	83	161	118	156	M 30 x 3.5	Red
PM28	28	47.0	141	51	136	233	97	187	137	182	M 36 x 4	Black
PM32	32	53.0	156	59	155	267	112	214	156	208	M 42 x 4.5	Brown
PM40	40	63.5	163	65	175	301	127	240	173	234	M 48 x 5.0	Green

Pemilihan PM rebar coupler ditentukan berdasarkan diameter tulangan yang digunakan dipilih tipe PM 20 karena memiliki $d_b = 20$ mm sama dengan tulangan utama balok anak. Penyaluran batang tulangan ulir berkepala dan diangkur mekanis dalam kondisi tarik pada pasal 12.6. SNI 2847-2013

$$l_{dt} = \left(\frac{0,19 \times \psi_e \times f_y}{\sqrt{40}} \right) \times d_b$$

$$l_{dt} = \left(\frac{0,19 \times 1 \times 420}{\sqrt{40}} \right) \times 19$$

$$l_{dt} = 239,73 \text{ m} > 160 \text{ mm}$$

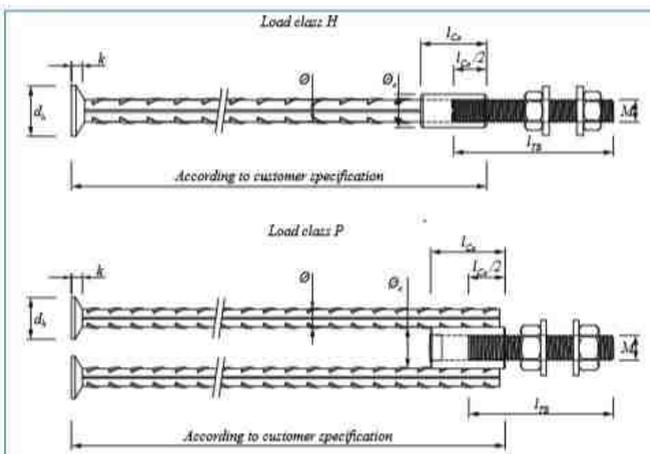
Cek luasan tulangan ulir berkepala

$$4A_b = 4 \times (0,25 \times \pi \times dt_{ul}^2) = 4 \times (0,25 \times \pi \times 19^2)$$

$$= 1134,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{brg} = 0,25 \times \pi \times dh^2 = 0,25 \times \pi \times 46^2 = 1661,9 \text{ mm}^2$$

$A_{brg} > 4A_b \dots$ (Ok) digunakan COPRA 20H sebagai penyalura batang tulangan ulir.



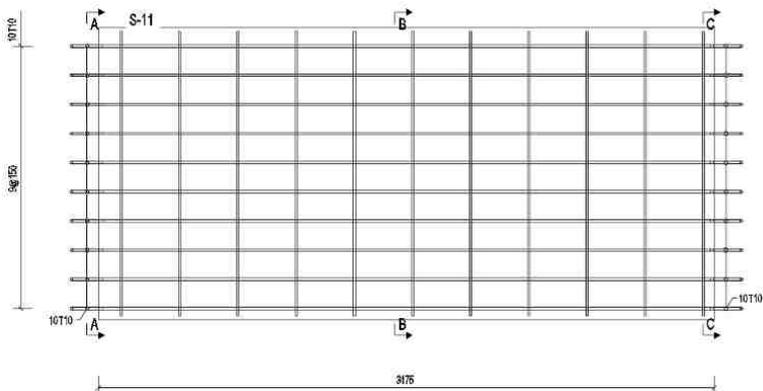
Gambar 8.7 Copra headed anchor bar

Tabel 8.2 Copra headed anchor bar chart

	Load class H					Load class F				
	COPRA 16H	COPRA 20H	COPRA 24H	COPRA 30H	COPRA 39H	COPRA 30P	COPRA 36P	COPRA 39P	COPRA 45P	COPRA 52P
M	M16	M20	M24	M30	M39	M30	M36	M39	M45	M52
l_{ra} [mm]	130	145	166	195	245	195	220	245	263	320
l_{ca} [mm]	48	60	72	90	120	90	108	120	135	160
ϕ_c [mm]	25	30	35	50	65	50	60	65	75	90
ϕ [mm]	Ø16	Ø20	Ø25	Ø32	Ø40	Ø25	Ø28	Ø28	Ø32	Ø32
d_s [mm]	38	46	55	70	90	55	84	84	70	70
k [mm]	10	12	13	15	18	13	20	20	15	15
Color code	Yellow	Blue	Gray	Green	Orange	Black	Red	Brown	Purple	White

8.5 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok

Sambungan antara balok dengan pelat mengandalkan penyaluran tulangan kait terhadap tarik pada ujung-ujung dari tulangan tumpuan pelat terhadap balok. Selanjutnya sambungan pelat dan balok diberi overtopping dengan cor setempat



Gambar 8.8 Penyaluran Tulangan Pelat

8.5.1 Perhitungan Konsol pada Balok Induk/Anak - Pelat

a. Data Perencanaan

V_u didapat dari hasil perhitungan beban pelat $S_5 = 29386,2$ N
Konsol digunakan pada semua balok yang memiliki sambungan pelat

Dimensi konsol :

b_w	= 1700 mm (selebar pelat)
h	= 200 mm
cc	= 40 mm
Dtul lentur	= 13 mm
Dtul ges	= 13 mm
d	= $200 - 40 - 13 - 6,5 = 140,5$ mm
f'_c	= 40 MPa
f_y	= 420 Mpa
L konsol	= 100 mm
a_v	= 50 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:

- $a/d = 100 / 140,5 = 0,356 < 1$ (OK)

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 29386,2 = 5877,24 \text{ N}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

V_n untuk beton normal adalah:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{5877,24}{0,75} = 39181,6 \text{ N}$$

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:

$$0,2 \times f'_c \times b_w \times d = 0,2 \times 40 \times 1700 \times 140,5 = 1910800 \text{ N} \geq V_n$$

$$\begin{aligned}
 (3,3 + 0,08 \times f'c)bw \times d &= (3,3 + 0,08 \times 40)1700 \times 140,5 \\
 &= 1552525 \text{ N} \geq Vn \\
 11 \times bw \times d &= 11 \times 1700 \times 140,5 \\
 &= 2627350 \text{ N} \geq Vn
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \mu &= 1,4 \\
 Avf &= \frac{Vn}{fy \times \mu} = \frac{39181,6}{420 \times 1,4} \\
 &= 66,64 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

c. Luas Tulangan Lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengizinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan Nuc minimum.

$$\begin{aligned}
 Mu &= Vu \times a + Nuc(h - d) \\
 &= 29386,2 \times 50 + 5877,24 (250 - 140,5) \\
 &= 1819005,78 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} \\
 &= 12,35
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mu}{0,75 \times bw \times d^2} = \frac{1819005,78}{0,75 \times 300 \times 140,5^2} \\
 &= 0,072
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,072}{420}} \right) \\
 &= 0,000172 > \rho_{min} = 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\rho = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 Af1 &= \frac{Mu}{0,85 \times \phi \times fy \times d} = \frac{1819005,78}{0,85 \times 0,75 \times 420 \times 140,5} \\
 &= 48,354 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$Af2 = \rho \times bw \times d = 0,0035 \times 300 \times 140,5$$

$$= 835,975 \text{ mm}^2$$

$$A_f = 835,975 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok A_s :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{5877,24}{0,75 \times 420}$$

$$= 18,66 \text{ mm}^2$$

d. Pemilihan tulangan yang digunakan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_{sc} = A_f + A_n = 835,975 + 18,66$$

$$= 854,63 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = \left(\frac{2 \times A_v f}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \times 66,64}{3} + 18,66 \right)$$

$$= 63,08 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{scmin} = 0,04 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) b w \times d = 0,04 \left(\frac{40}{420} \right) 1700 \times 140,5$$

$$= 909,9 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = 909,9 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan utama 8D13 ($A_s = 1061,86 \text{ mm}^2$)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.4

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5(1061,86 - 18,66)$$

$$= 445,62 \text{ mm}^2$$

Dan dipasang sengkang 2D13, dipasang di sepanjang $(2/3)d = (2/3)140,5 = 93,67 \text{ mm}$

$$V_u = 29386,2 \text{ N}$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} \right) = \left(\frac{29386,2}{0,9} \right) = 32651,33 \text{ N}$$

Direncanakan tulangan geser 2D13 mm

$$S = \left(\frac{A_v f_y x d}{V_s} \right) = \left(\frac{265,46 \times 420 \times 140,5}{32651,33} \right) = 479,77 \text{ mm}$$

Pasang = 200 mm

e. Luas Pelat Landasan

$$V_u = \phi \times 0,85 \times f'_c \times A_l$$

$$Al = \frac{Vu}{\phi \times 0,85 \times f'c} = \frac{29386,2}{0,75 \times 0,85 \times 40}$$

$$= 1152,4 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai pelat landasan $100 \times 1700 \text{ mm}^2$ (170000 mm^2) dengan tebal 10 mm.

Panjang Penyaluran Tulangan Pelat Tipe S5 (Luas Terbesar)

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkan hasil penulangan pada pelat tipe S5 sebagai berikut:

$$db = 10 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1, maka :

$$ldh \geq 8db = 8 \times 10 = 80 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 150 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 0,24 \times \psi e \times fy \times \frac{db}{\sqrt{f'c}}$$

$$\geq 0,24 \times 1 \times 420 \times \frac{10}{\sqrt{40}} = 159,38 \text{ mm}$$

Maka dipakai $ldh = 160 \text{ mm}$ dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom dengan panjang kait standar 180° sebesar 65 mm

8.6 Sambungan Tangga dengan Balok

Sambungan tangga dengan balok dimisalkan menjadi tumpuan sederhana yaitu sendi – rol maka bagian sendi merupakan konsol pendek sedangkan bagian rol dari tangga ditumpukan kepada balok

a. Data Perencanaan

Vu output analisis dari perhitungan tangga = 41160,574 N

Dimensi Balok = 25/35

Dimensi konsol :

$$bw = 1300 \text{ mm (lebar tangga)}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$cc = 40 \text{ mm}$$

$$Dtul \text{ lentur} = 19 \text{ mm}$$

Dtul ges	= 13 mm
d	= 200-40-13-9,5 = 137,5 mm
f'c	= 40 MPa
fy	= 420 Mpa
L konsol	= 200 mm
av	= 50 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:

- $a/d = 50 / 137,5 = 0,364 < 1$ (OK)

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 41160,574 = 8232,11 \text{ N}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

V_n untuk beton normal adalah:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{41160,574}{0,75} = 54880,76 \text{ N}$$

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:

$$0,2 \times f'c \times bw \times d = 0,2 \times 40 \times 1300 \times 137,5 = 1430000 \text{ N} \geq V_n$$

$$(3,3 + 0,08 \times f'c)bw \times d = (3,3 + 0,08 \times 40)1300 \times 137,5 = 1161875 \text{ N} \geq V_n$$

$$11 \times bw \times d = 11 \times 1300 \times 137,5 = 1966250 \text{ N} \geq V_n$$

$$\mu = 1,4$$

$$Avf = \frac{V_n}{fy \times \mu} = \frac{54880,76}{420 \times 1,4} = 93,33 \text{ mm}^2$$

c. Luas Tulangan Lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengizinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan Nuc minimum.

$$\begin{aligned} Mu &= Vu \times a + Nuc(h - d) \\ &= 41160,574 \times 50 + 8232,11 (200 - 137,5) \\ &= 2572535,875 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} \\ &= 12,35 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{0,75 \times bw \times d^2} = \frac{2572535,875}{0,75 \times 1300 \times 137,5^2} \\ &= 0,139 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m.Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,139}{420}} \right) \\ &= 0,00034 < \rho_{min} = 0,0035 \end{aligned}$$

$$\rho = 0,0035$$

$$\begin{aligned} Af1 &= \frac{Mu}{0,85 \times \phi \times fy \times d} = \frac{2572535,875}{0,85 \times 0,75 \times 420 \times 137,5} \\ &= 69,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Af2 &= \rho \times bw \times d = 0,0035 \times 1300 \times 137,5 \\ &= 625,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Af = 625,625 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok As:

$$\begin{aligned} An &= \frac{Nuc}{\phi \times fy} = \frac{8232,11}{0,75 \times 420} \\ &= 26,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Pemilihan tulangan yang digunakan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$\begin{aligned} A_{sc} &= A_f + A_n = 625,625 + 26,13 \\ &= 651,76 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \left(\frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \times 93,33}{3} + 26,13 \right) \\ &= 88,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$\begin{aligned} A_{scmin} &= 0,04 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) b_w \times d = 0,04 \left(\frac{40}{420} \right) 1300 \times 137,5 \\ &= 680,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sc} = 680,95 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan utama 4D16 ($A_s = 804,25 \text{ mm}^2$)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.4

$$\begin{aligned} A_h &= 0,5(A_s - A_n) = 0,5(804,25 - 26,13) \\ &= 327,41 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dan dipasang sengkang 3D13, dipasang di sepanjang $(2/3)d = (2/3)137,5 = 91,67 \text{ mm}$

$$V_u = 41160,574 \text{ N}$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi} \right) = \left(\frac{41160,574}{0,9} \right) = 45733,97 \text{ N}$$

Direncanakan tulangan geser 2D13 mm

$$S = \left(\frac{A_{vx} f_y x d}{V_s} \right) = \left(\frac{265,46 \times 420 \times 137,5}{45733,97} \right) = 335,21 \text{ mm}$$

Pasang = 200 mm

e. Luas Pelat Landasan

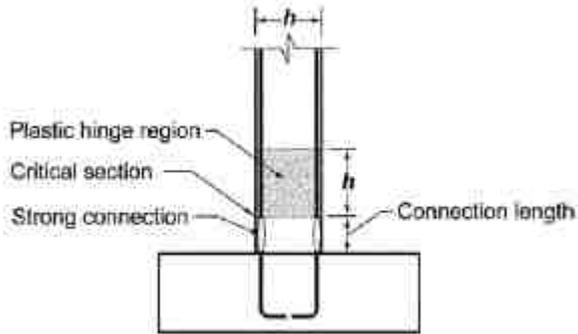
$$V_u = \phi \times 0,85 \times f'_c \times A_l$$

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{V_u}{\phi \times 0,85 \times f'_c} = \frac{41160,574}{0,75 \times 0,85 \times 40} \\ &= 1614,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai pelat landasan $100 \times 1300 \text{ mm}^2$ (130000 mm^2) dengan tebal 10 mm.

8.7 Perencanaan Sambungan Kolom – Kolom dan Kolom -Poer

Perencanaan sambungan antar kolom memiliki konsep yang hampir sama dengan sambungan balok ke kolom yaitu dengan menggunakan *NMB Splice Sleeve*.

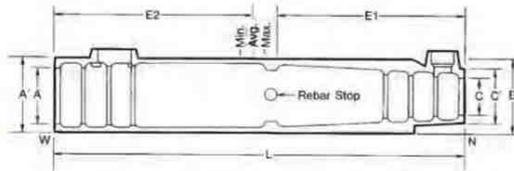


Gambar 8.9 Sambungan Kuat Kolom

Sumber: ACI 318-11

$$A_{S_{pasang}} = 4644 \text{ mm}^2 \text{ (12D22)}$$

$$A_{S_{tulangan}} = 379,94 \text{ mm}^2$$



Gambar 8.10 NMB splice sleeve

Tabel 8.3 Brosur NMB Splice Sleeve**NMB SPLICE-SLEEVE**

Steel Specification: The material properties of the NMB Splice-Sleeve® iron castings conform to proprietary specification based on ASTM A536-84. The Models 5U-X and 6U-X satisfy the ASTM A536 Grade 65-45-12 [minimum yield and tensile strength of 65,000 and 45,000 psi respectively], Models 7U-X through Model 14U-X, Model A11W, and Model SNX 11 satisfy ASTM A536 [Grade 80-55-06] with a Grade of 85-60-06 [minimum yield and tensile strength of 85,000 and 60,000 psi respectively].

Grout Specification: The grout used in the NMB must be non-metallic, "SS Mortar". Minimum grout strength requirements for ASTM A615 Grade 60 rebars:

Type 2 (ACI)	(100% Fu = 150% Fy = 90 ksi)	9,500 psi
Type 1 & AASHTO	(125% Fy = 75 ksi)	6,500 psi
Yield Strength	(100% Fy = 60 ksi)	3,000 psi

NOTE: To allow for variations in curing, typically cube breaks of 4, 000-psi are specified by the EOR for removal of bracing and continued erection.

Sleeve No.	Bar Diameter	DIMENSIONS OF NMB SPLICE-SLEEVES ¹										RECOMMENDED REBAR EMBEDMENT LENGTH					
		ASTM Bar Size		Sleeve Length (L) inch (mm)	Narrow End Diameter		Max. Dia. (B) inch (mm)	Wide End Diameter			Factory Dowel (E1) inch (mm)		Field Dowel (E2) inch (mm)			SS Mortar lbs. per Sleeve (kg)	
		U.S.	Metric		I.D. (C) inch (mm)	O.D. (C') inch (mm)		I.D. (A) inch (mm)	Total Tolerance inch (mm)	O.D. (A') inch (mm)	Min.	Max.	Min.	Avg.	Max.		
5U-X	0.625	#5	16 MM	9.65 (245)	0.87 (22)	1.50 (38)	1.81 (46)	1.26 (32)	0.63 (16)	1.89 (48)	4.13 (105)	4.33 (110)	4.13 (105)	4.53 (115)	4.92 (125)	1.26 (0.57)	
6U-X	0.750	#6	20 MM	11.22 (285)	1.02 (26)	1.65 (42)	1.97 (50)	1.42 (36)	0.67 (17)	2.05 (52)	4.92 (125)	5.12 (130)	4.92 (125)	5.32 (135)	5.71 (145)	1.76 (0.80)	
7U-X	0.875	#7	22 MM	12.80 (325)	1.14 (29)	1.77 (45)	2.28 (58)	1.73 (44)	0.86 (22)	2.36 (60)	5.71 (145)	5.91 (150)	5.71 (145)	6.11 (155)	6.50 (165)	2.65 (1.20)	
8U-X	1.000	#8	25 MM	14.57 (370)	1.30 (33)	1.93 (49)	2.48 (63)	1.89 (48)	0.89 (23)	2.52 (64)	6.50 (165)	6.69 (170)	6.50 (165)	6.99 (178)	7.48 (190)	3.46 (1.57)	
9U-X	1.128	#9	28 MM	16.34 (415)	1.42 (36)	2.06 (52)	2.60 (66)	2.01 (51)	0.89 (23)	2.67 (68)	7.40 (188)	7.56 (192)	7.40 (188)	7.88 (200)	8.35 (212)	3.95 (1.79)	
10U-X	1.270	#10	32 MM	17.91 (455)	1.57 (40)	2.28 (58)	2.80 (71)	2.16 (55)	0.89 (23)	2.87 (73)	8.19 (208)	8.35 (212)	8.19 (208)	8.66 (220)	9.13 (224)	4.94 (2.24)	
11U-X	1.410	#11	35 MM	19.49 (495)	1.73 (44)	2.40 (61)	3.03 (77)	2.32 (59)	0.91 (23)	3.03 (77)	8.98 (228)	9.13 (232)	8.98 (228)	9.45 (240)	9.92 (252)	6.02 (2.73)	
SNX11	1.410	#11	35 MM	19.09 (485)	1.69 (43)	3.03 (77)	3.03 (77)	2.32 (59)	0.91 (23)	3.03 (77)	8.86 (225)	9.25 (235)	8.27 (210)	8.86 (225)	9.45 (240)	5.71 (2.59)	
A11W	1.410	#11	35 MM	19.49 (495)	1.73 (44)	3.31 (84)	3.30 (84)	2.60 (66)	1.19 (30)	3.30 (84)	8.86 (225)	9.69 (246)	8.27 (210)	8.96 (228)	9.50 (241)	6.99 (3.17)	
14U-X	1.693	#14	40 MM	24.41 (620)	2.01 (51)	2.80 (71)	3.46 (88)	2.60 (66)	0.91 (23)	3.46 (88)	11.42 (290)	11.61 (295)	11.42 (290)	11.91 (303)	12.40 (315)	9.19 (4.17)	
18U	2.257	#18	57 MM	36.22 (920)	2.68 (68)	3.66 (93)	4.72 (120)	3.27 (83)	1.01 (26)	4.25 (108)	17.00 (432)	18.11 (460)	17.00 (432)	17.56 (448)	18.11 (480)	25.31 (11.48)	

Digunakan *NMB Splice Sleeve* tipe 7U-X dengan diameter 22mm (OD = 45 mm) dengan spesifikasi :

$$85000 \text{ psi} \times A_s D45 > 1,5 F_y \times A_s D22$$

$$586 \text{ Mpa} \times 1590,43 \text{ mm}^2 > 630 \text{ Mpa} \times 379,94 \text{ mm}^2$$

$$931992,7 \text{ N} > 239483,6 \text{ N} \dots (\text{Ok})$$

sehingga termasuk kategori mechanical splice tipe 2. Sesuai dengan ACI 318-11 ps 21.1.6.2 mechanical splices dapat

digunakan dilokasi manapun. Dan digrouting dengan non shrinkage SS Mortar tipe 2 yang memiliki kekuatan 9500 psi (65,5 Mpa).

Sambungan juga harus memenuhi ACI 318-11 ps 21.8.3

dimana

$$\phi M_n = 541,27 \text{ KNm} > 0,4 M_{pr} = 217,572 \text{ KNm}$$

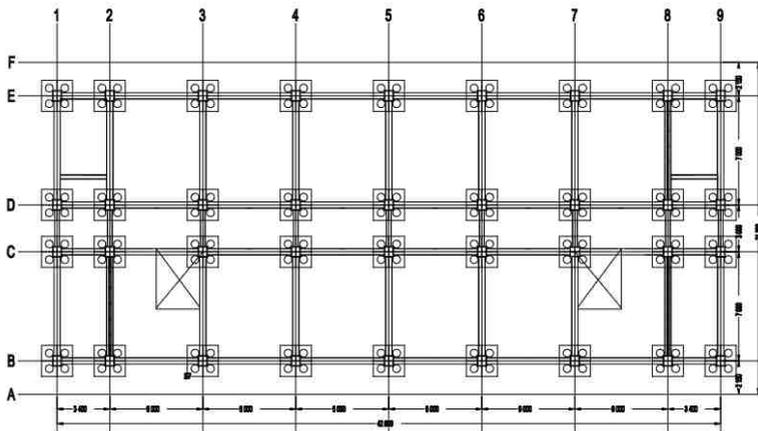
$$\phi V_n = 386,79 \text{ kN} > V_e = 290,096 \text{ kN}$$

BAB IX PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

9.1 Perencanaan Pondasi

9.1.1 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 *pencil pile shoe* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).



Gambar 9.1 Denah Pondasi

9.1.2 Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 pasal 2.4.1 kombinasi beban

untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75(0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan P_{ijin} 1 tiang. Berikut ini adalah output dari *joint reaction* pada pondasi.

Tabel 9.1 Beban Pada K1

Tipe Pondasi	Kombinasi	P	Hx	Hy	Mx	My
		kgf	kgf	kgf	kgf.m	kgf.m
tipe 1	1D	259616,81	817,19	2101,16	3224,74	1151,02
	1D+0,75L	326472,71	1061,96	2731,06	3975,36	1511,68
	1D+1L	348758	1176,83	2941,03	4272,64	1658,39
	0,6D+0,7EX Max	161696,11	4143,51	2143,68	4744,11	11586,06
	0,6D+0,7EY Max	175423,6	1586,48	4606,18	12311,41	3966,89
	1D+0,7EX Max	265542,83	4470,38	2876,7	5977,52	12053,19
	1D+0,7EY Max	279270,32	1913,35	5291,68	13204,23	4434,02
	1D+0,75L+0,525EX	330917,22	3816,78	3312,72	6145,86	9675,7
	1D+0,75L+0,525EY	341212,84	1889,21	4710,13	11082,39	3961,32

9.1.3 Kriteria Desain

9.1.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis Prestressed Concrete Spun Piles Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

Tabel 9.2 Spesifikasi Tiang Pancang WIKA

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang $f_c' = 52$ Mpa.

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- *Outside Diameter (D)* : 500 mm
- *Wall Thickness* : 90 mm
- *Class* : A1
- *Concrete Cross Section* : 1159 cm²
- *Unit Weight* : 290 kg/m
- *Length* : 6-16 m
- *Bending momen crack* : 10,5 tm
- *Bending momen ultimate* : 15,75 tm
- *Allowable axial Load* : 185,3 ton

9.1.3.2 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 RSGM Nala Husada Surabaya adalah data tanah yang didapat dari Lab Mekanika Tanah ITS dikarenakan pada lokasi pembangunan tidak diadakan investigasi data tanah.

9.1.3.3 Daya Dukung

9.1.3.3.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

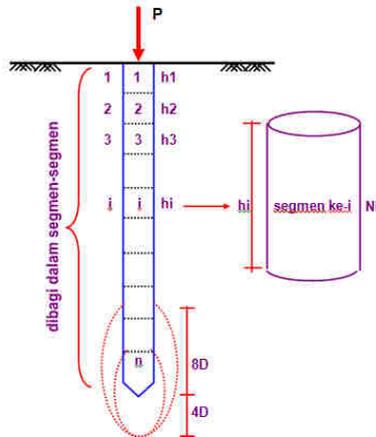
Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari Terzaghi Bazaraa 1960 sedangkan untuk perhitungan Qujung menggunakan cara mayerhof, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah
Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:
 - a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
 - b. $N_1 = 0.6 N$
 Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil
2. Koreksi terhadap Overburden
Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o) \text{ untuk } P_o < 7.5 \text{ ton}$$

$$N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o) \text{ untuk } P_o > 7.5 \text{ ton}$$

Tiang pancang dibagi menjadi n segmen, seperti gambar berikut:



Gambar 9.2 Pembagian Segmen Tiang Pancang

$P_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$

Dimana:

C_{li} = hambatan geser tiang pada segmen i

$C_{li} = F_{si}$

A_{si} = Luas selimut tiang

O_i = keliling tiang

$C_n = 40 N$

Harga N merupakan rata-rata $N_{2 \cdot 4D}$ dibawah ujung sampai $8D$ diatas ujung tiang.

$C_{li} = F_{si} = 2$

Sehingga :

$Q_{ujung} = 40 \cdot N \cdot A_p$

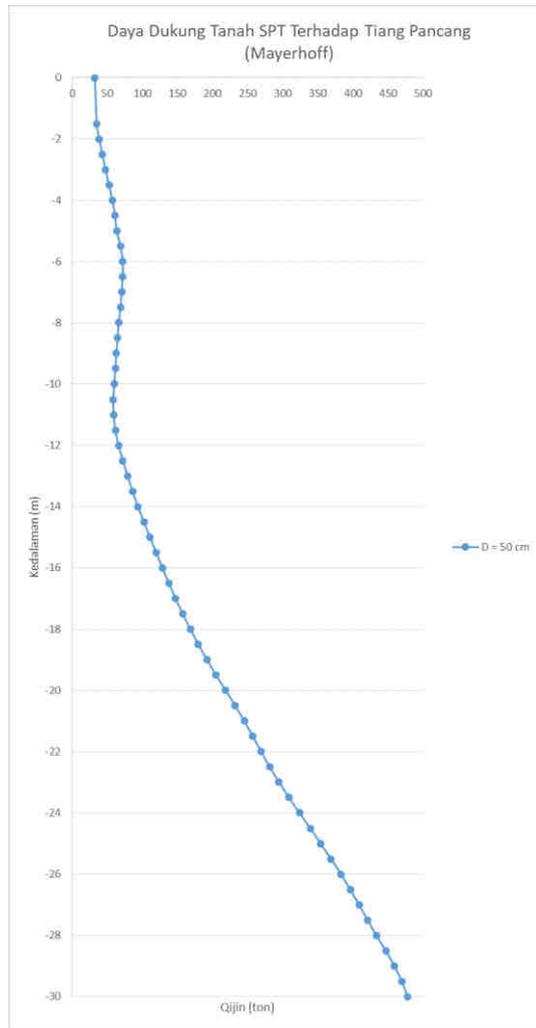
N = Harga SPT di dasar Pondaso

A_p = Area dasar tiang (m^2) = $\pi \cdot D^2 / 4$

Beban ijin aksial 1 tiang (sesuai brosur) = 185,3 ton

Pada Kedalaman rencana 18 m daya dukung tanah = 164,38 ton

Sehingga kedalaman tiang pancang sebesar = 18 m



Gambar 9.3 Grafik Daya Dukung Tiang Pancang vs Kedalaman

9.1.3.3.2 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{My \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{Mx \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq Pijin\ tanah\ (1\ tiang)$$

Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang tipe Kolom 1 dengan kombinasi beban 1D + 1L.

Contoh perhitungan (Pondasi Kolom Tipe 1) Kombinasi 1D+1L :

$$P = 348,758\ ton$$

$$N = 4\ tiang$$

$$M_x = M_x + (H_y \times t_{poer}) = 4,27 \times (2,94 \times 1) = 7,21\ tm$$

$$M_y = M_y + (H_x \times t_{poer}) = 1,66 \times (1,17 \times 1) = 2,84\ tm$$

$$X_{max} = 0,5\ m$$

$$Y_{max} = 0,5\ m$$

$$\Sigma y_i^2 = 0,25\ m$$

$$\Sigma x_i^2 = 0,25\ m$$

$$P_{max} = \frac{348,758}{4} + \frac{2,84 \times 0,5}{0,25} + \frac{7,21 \times 0,5}{0,25} \leq 168,38\ ton$$

$$107,29\ ton \leq 168,38\ ton\ (1\ tiang)... Ok$$

Tabel 9.3 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang (Tipe Kolom 1)

Tipe Pondasi	Kombinasi	tiang	p/n	MxYmax	Σyi2	MyXmax	Σxi2	Pmax	Pijin	ket
		buah	ton	ton	m2	ton	m2	ton	ton	
tipe 1	ID	4	64,9042	2,66295	0,25	0,984105	0,25	79,4924	168,39	OK
	ID+0,75L	4	81,61818	3,35321	0,25	1,28682	0,25	100,178	168,39	OK
	ID+1L	4	87,1895	3,606835	0,25	1,41761	0,25	107,287	168,39	OK
	0,6D+0,7EX Max	4	40,42403	3,443895	0,25	7,864785	0,25	85,6587	168,39	OK
	0,6D+0,7EY Max	4	43,8559	8,458795	0,25	2,776685	0,25	88,7978	168,39	OK
	ID+0,7EX Max	4	66,38571	4,42711	0,25	8,261785	0,25	117,141	168,39	OK
	ID+0,7EY Max	4	69,81758	9,247955	0,25	3,173685	0,25	119,504	168,39	OK
	ID+0,75L+0,525EX	4	82,72931	4,72929	0,25	6,74624	0,25	128,631	168,39	OK
	ID+0,75L+0,525EY	4	85,30321	7,89626	0,25	2,925265	0,25	128,589	168,39	OK

9.1.3.3.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

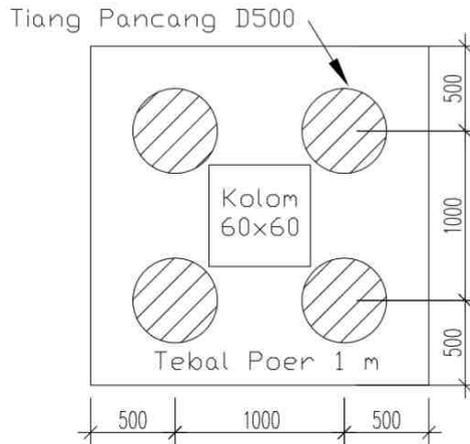
Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1 meter.

Jumlah tiang yang minimum yang untuk diperlukan:

$$n = \frac{Pn}{Pizin} = \frac{454,166}{168,38}$$

$$= 2,7 \approx 4 \text{ tiang}$$

Dengan adanya beban akibat gaya lateral maka dicoba dengan 4 tiang pancang dengan susunan 2 x 2.



Gambar 9.4 Detail Poer

Jumlah tiang pancang didesain jaraknya sesuai yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pacang grup ini sebesar 1 meter.

- Jarak antar tiang :

$$2 D \leq S \leq 3 D$$

$$2 \times 500 \leq S \leq 3 \times 500$$

$$1000 \text{ mm} \leq S \leq 1500 \text{ mm}$$
 Digunakan jarak antar tiang = 1000 mm
- Jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 500 \leq S_1 \leq 2 \times 500$$

$$500 \text{ mm} \leq S_1 \leq 1000 \text{ mm}$$
 Digunakan jarak tiang ke tepi = 500 mm

- Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok:

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi (η). Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre.

Efisiensi:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\theta}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 2

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 2

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \frac{\arctan\left(\frac{500}{1000}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) \\ &= 0,705 \end{aligned}$$

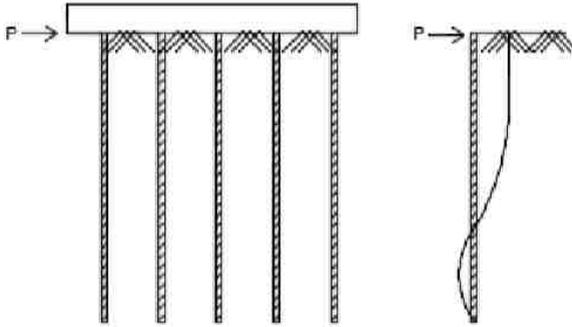
Sehingga:

$$\begin{aligned} Q_{izingrup} &= \eta \times Q_{ijintiang} \times n \\ &= 0,758 \times 168,387 \times 4 \\ &= 474,739 \text{ t} \geq 348,8 \text{ t t (OK)} \end{aligned}$$

Tabel 9.4 Daya Dukung Tiang Kelompok K1

Tipe Pondasi	Kombinasi	tiang	m	n	S	η	Qgroup	Pijin 1 tiang	Pmax	ket
		buah	buah	buah	m		ton	ton	ton	
tipe 1	1D	4	2	2	1000	0,705	474,74	168,387	259,62	OK
	1D+0,75L	4	2	2	1000	0,705	474,74	168,387	326,47	OK
	1D+1L	4	2	2	1000	0,705	474,74	168,387	348,76	OK
	0,6D+0,7EX Max	4	2	2	1000	0,705	474,74	168,387	161,7	OK
	0,6D+0,7EY Max	4	2	2	1000	0,705	474,74	168,387	175,42	OK
	1D+0,7EX Max	4	2	2	1000	0,705	474,74	168,387	265,54	OK
	1D+0,7EY Max	4	2	2	1000	0,705	474,74	168,387	279,27	OK
	1D+0,75L+0,525EX	4	2	2	1000	0,705	474,74	168,387	330,92	OK
	1D+0,75L+0,525EY	4	2	2	1000	0,705	474,74	168,387	341,21	OK

9.1.3.4 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 9.5 Diagram gaya lateral tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

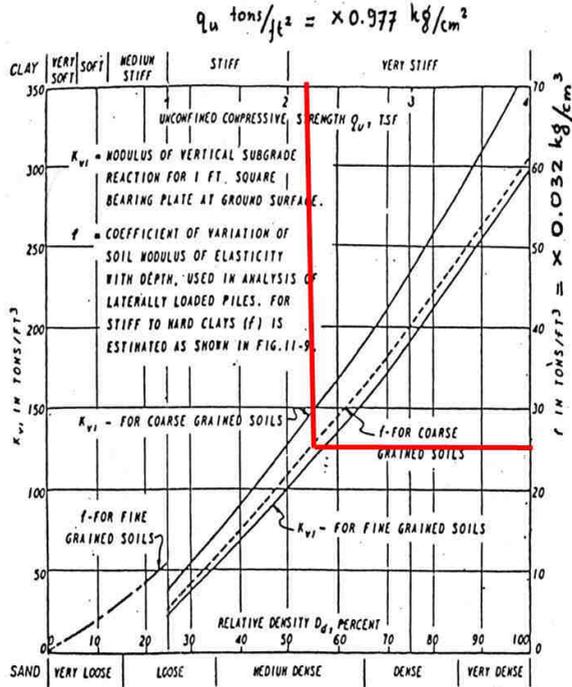
T = Relative stiffnes Factor

Tipe Pondasi Kolom

Jumlah tiang = 4

Hmax = 5,29 t

Hmax 1 tiang = 1,32 t



Gambar 9.6 grafik Immediate Settlement of Isolate Footing

$C_u = 1.01 \text{ kg/cm}^2$ (didapat dari data tanah)

$Q_u = 2 \times C_u = 2 \times 1,01/0,977 = 2,067 \text{ t/ft}^2$

Tanah Padat (Data Tanah) Didapatkan dari grafik Immediate Settlement of Isolate Footing f (soil modulus of elasticity coefficient) = $25 \text{ t/ft}^3 = 0,8 \text{ kg/cm}^3$

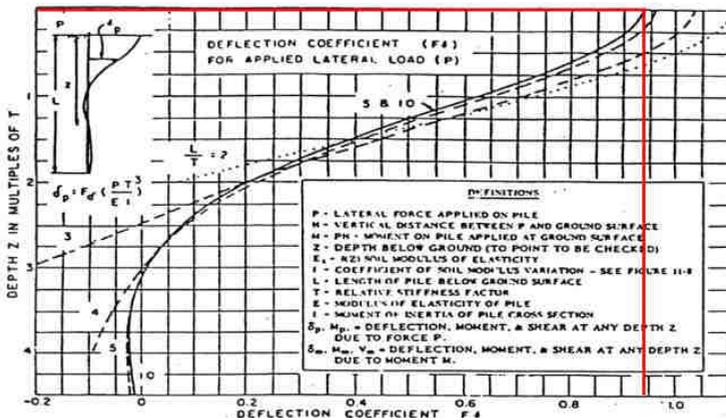
$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{1/5}$$

$$E = 4700(f'c)^{\frac{1}{2}} = 4700(40)^{\frac{1}{2}} = 29725,4 \text{ Mpa}$$

$$= 303116 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (60 - 10)^4 = 306919,6 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{303116 \times 306919,6}{0,8} \right)^{\frac{1}{5}} = 68,22 \text{ cm}$$



Gambar 9.7 grafik Influence Value fot Laterally Loaded Pile

$L = 14,75 \text{ m} = 1475 \text{ cm}$ (kedalaman tiang pancang)

$T = 68,22 \text{ cm}$

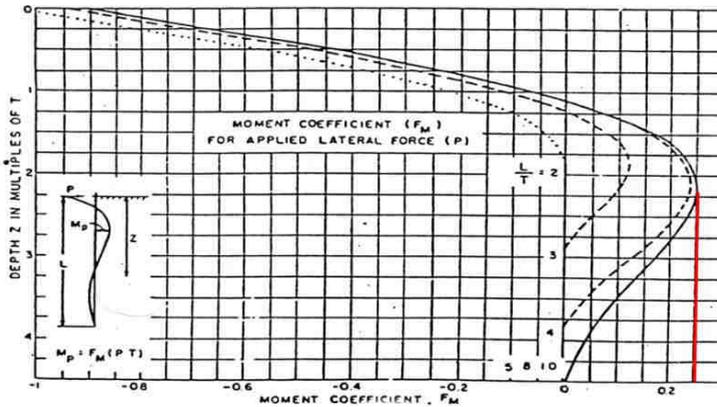
$L/T = 21,62$

Didapatkan dari grafik Influence Value fot Laterally Loaded Pile
 F_d (deflection coefficient) = 0,94

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,94 \left(\frac{1322,92 \times 68,22^3}{303116 \times 39776,8} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,0327 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$



Gambar 9.8 grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile

Kontrol Momen :

$$L/T = 21,62$$

Didapatkan dari grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile

$$F_m (\text{moment coefficient}) = 0,25$$

M_{crack} = 10,5 tm (tabel spesifikasi tiang pancang)

$$M = F_m(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 0,25 \times (2,19 \times 0,682) \leq 10,5 \text{ tm}$$

$$M = 0,226 \text{ tm} \leq 10,5 \text{ tm} \dots \text{Ok}$$

Tabel 9.5 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral

Tipe Pondasi	Kombinasi	Hmax	H 1 tiang	Qu	T	δ	Ket	M	Ket
		Ton	Ton	Kg/cm ²	cm	cm		tm	
tipe 1	1D	2,1012	0,52529	2,02	68,22	0,0130	Ok	0,090	OK
	1D+0,75L	2,7311	0,682765	2,02	68,22	0,0169	Ok	0,116	OK
	1D+1L	2,941	0,735258	2,02	68,22	0,0182	Ok	0,125	OK
	0,6D+0,7EX Max	4,1435	1,035878	2,02	68,22	0,0256	Ok	0,177	OK
	0,6D+0,7EY Max	4,6062	1,151545	2,02	68,22	0,0285	Ok	0,196	OK
	1D+0,7EX Max	4,4704	1,117595	2,02	68,22	0,0277	Ok	0,191	OK
	1D+0,7EY Max	5,2917	1,32292	2,02	68,22	0,0328	Ok	0,226	OK
	1D+0,75L+0,525EX	3,8168	0,954195	2,02	68,22	0,0236	Ok	0,163	OK
	1D+0,75L+0,525EY	4,7101	1,177533	2,02	68,22	0,0292	Ok	0,201	OK

9.1.4 Perencanaan Poer (*Pile Cap*)

Pada perhitungan perencanaan tulangan poer di ambil salah satu contoh tipe poer, yaitu tipe kolom 1. Data perencanaan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma \text{ tiang pancang tiap group} &= 4 \\ \text{Dimensi kolom} &= 600 \times 600 \text{ mm}^2 \\ \text{Dimensi pile cap} &= 2 \times 2 \times 1 \text{ m}^3 \\ \text{Mutu beton (f'c)} &= 40 \text{ MPa} \\ \text{Mutu baja (fy)} &= 420 \text{ MPa} \\ \text{Diameter tulangan (D)} &= 25 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton} &= 75 \text{ mm} \\ \text{Tinggi efektif (d)} &= 1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 912,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pu Kolom} = 348,758 \text{ ton}$$

$$\text{Pu Pile} = 1,5 \times \text{Pu Kolom} = 1,5 \times 185,3 = 277,95 \text{ ton}$$

Diambil SF pile cap 1,5 karena diasumsikan pile cap tidak boleh gagal terlebih dahulu dibandingkan tiang pancang.

9.1.4.1 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisis 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.

$$\text{Berat poer (qu)} = 2 \times 1 \times 2,4 = 4,8 \text{ t/m}$$

$$Pt = 2Pmaks = 2 \times 185,3 = 370,6 \text{ t}$$

Penulangan Arah X

Penulangan lentur:

$$Pt = 370,6 \text{ t}$$

$$qu = 4,8 \text{ t/m}$$

Momen – momen yang bekerja:

$$\begin{aligned}
 M &= (Pt \times x) - \left(\frac{1}{2}q \times l^2\right) \\
 &= (370,6 \times 0,5) - \left(\frac{1}{2}4,8 \times 1^2\right) \\
 &= 182,9 \text{ tm} \\
 &= 1829000000 \text{ Nmm} \\
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033 \\
 m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35 \\
 Rn &= \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{1829000000}{0,9 \times 1000 \times 912,5^2} = 2,44 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 2,44}{420}}\right) \\
 &= 0,00604 \\
 Asperlu &= \rho_{perlu} \times bw \times d \\
 &= 0,00604 \times 1000 \times 912,5 \\
 &= 5507,95 \text{ mm}^2 \\
 n &= \frac{Asperlu}{AD25} = \frac{5507,95}{490,87} = 11,22 \approx 12 \text{ buah} \\
 S &= \frac{bw}{n-1} = \frac{1000}{12-1} = 90,909 \text{ mm} \\
 \text{Maka dipasang tulangan lentur arah X D25-90 mm}
 \end{aligned}$$

Penulangan Arah Y

Penulangan lentur:

$$Pt = 370,6 \text{ t}$$

$$qu = 4,8 \text{ t/m}$$

Momen – momen yang bekerja:

$$\begin{aligned}
 M &= (Pt \times x) - \left(\frac{1}{2}q \times l^2\right) \\
 &= (370,6 \times 0,5) - \left(\frac{1}{2}4,8 \times 1^2\right) \\
 &= 182,9 \text{ tm} \\
 &= 1829000000 \text{ Nmm} \\
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{1829000000}{0,9 \times 1000 \times 912,5^2} = 2,44$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 2,44}{420}} \right)$$

$$= 0,00604$$

$$Asperlu = \rho_{perlu} \times b_w \times d$$

$$= 0,00604 \times 1000 \times 912,5$$

$$= 5507,95 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{Asperlu}{AD25} = \frac{5507,95}{490,87} = 11,22 \approx 12 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b_w}{n-1} = \frac{1000}{12-1} = 90,909 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur arah X D25-90 mm

9.1.4.2 Kontrol Geser Pons Kolom Tepi

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

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

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

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

Dengan :

Dimensi poer : 2 x 2 x 1 m³

Selimit beton : 40 mm

D tul utama : D25

Tinggi efektif : d = 1000 - 40 - ½ x 25 = 912,5 mm

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{600}{600} = 1,00$$

$$\begin{aligned}
 b_o &= \text{keliling dari penampang kritis pada poer} \\
 &= 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d) \\
 &= 2 \times (600 + 912,5) + 2 \times (600 + 912,5) = 6050 \text{ mm} \\
 \alpha_s &= 20, \text{ untuk kolom tepi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{40} \times 6990 \times 947,5 \\
 &= 11638500,41 \text{ N} = 11638,5 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o}\right) \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{20 \times 912,5}{6050}\right) \sqrt{40} \times 6050 \times 912,5 \\
 &= 14537832,36 \text{ N} = 14537,832 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= 0,33 \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,33 \times \sqrt{40} \times 6050 \times 912,5 \\
 &= 11638499,41 \text{ N} = 11638,499 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= 11638,499 \text{ KN} \\
 &= 1163,85 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\phi Vc = 0,75 \times 1163,85 = 872,88 \text{ t} \geq Pu = 348,758 \text{ t (Pu kolom)}$$

Kontrol tegangan geser yang terjadi

$$\tau c = \frac{1}{3} x \sqrt{f'c} = \frac{1}{3} x \sqrt{40} = 2,108 \text{ Mpa}$$

$$\tau u = \frac{Pu.punch}{b_o \times d} = \frac{348,758 \times 10^4}{6050 \times 912,5} = 0,631 \text{ Mpa}$$

$$\tau u < \tau c \dots Ok$$

ketebalan poer mampu menahan gaya geser yang terjadi.

$$As = 12 \times As \text{ D25} = 12 \times 0,25 \times 3,14 \times 25^2 = 5890,486 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'cb} = \frac{5890,486 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} = 72,76 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{72,76}{0,76} = 95,74 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1\right) = 0,003 \times \left(\frac{912,5}{95,74} - 1\right) = 0,0255 > 0,005$$

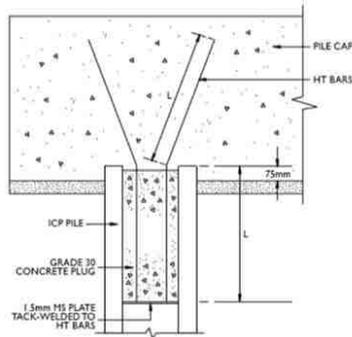
... OK

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar 9.3.2 didapat ε_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

9.1.4.3 Penulangan Tusuk Konde

Penulangan tusuk konde menggunakan brosur ICP Piles

Dia Of Pile mm	HT Bars		
	Quantity mm	Dia. mm	L mm
250	4	12	500
300	4	12	500
350	5	12	550
400	5	12	700
450	5	16	800
500	6	16	900
600	8	16	1000
700	8	20	1200
800	8	20	1400
900	10	25	1500
1000	12	25	1500
1200	20	25	2000



Gambar 9.9 Brosur Tusuk Konde ICP Piles

Berdasarkan brosur dipilih diameter of pile 500 mm quantity 6 Dia. 16 mm, L 900 mm.

9.2 Perencanaan Pelat *Basement*

Desain tebal pelat *basement* direncanakan menggunakan ketebalan 22 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:

3. Saat musim hujan terjadi sehingga muka air naik dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu *uplift* akibat air.
4. Saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan.
Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada kedua keadaan yang disimulasikan.

9.2.1 Pembebanan

- Akibat gaya *uplift* air

Beban air

$$q_{\text{air}} = h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air} = 4,25 \times 1000 = 4250 \text{ kg/m}^2$$

- Akibat beban parkir

Beban mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0,22 \times 2400 = 528 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{DL} = 528,21 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup (LL)

$$\text{Beban hidup pada parkir} = 800 \text{ kg/m}^2$$

- d. Kombinasi pembebanan pelat

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1 (9-2) didapatkan $Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$

Perhitungan kombinasi pembebanan **pelat basement**:

Keadaan 1 saat musim hujan

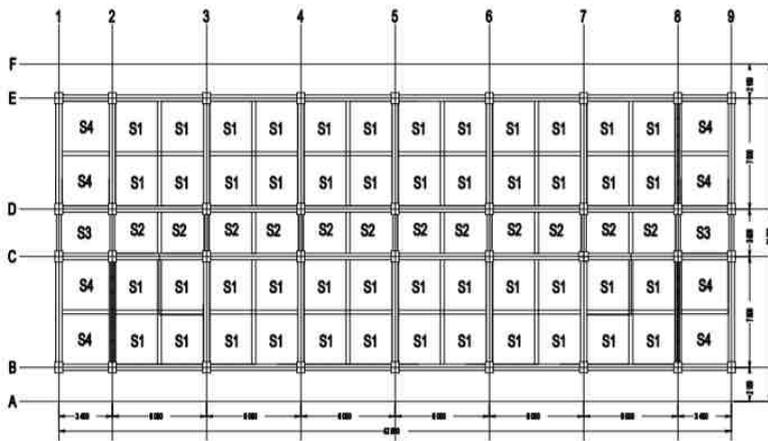
$$Q_u = 4250 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 2, saat musim kemarau

$$Q_u = 1,2 \times 528,21 + 1,6 \times 800 = 1913,852 \text{ kg/m}^2$$

9.2.2 Perhitungan Tulangan Pelat

Semua pelat didesain untuk mendistribusikan beban secara dua arah. Perhitungan penulangan pelat akan direncanakan dalam dua kondisi yaitu pada saat musim hujan serta pada musim kemarau. Selanjutnya dipilih tulangan yang layak digunakan dengan cara membandingkan penulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan tersebut. Berikut ini merupakan langkah-langkah dan perhitungan yang digunakan dalam menghitung penulangan pelat.



Gambar 9.10 Denah Pelat Basement

a. Data Perencanaan

Dimensi pelat S1	: 350 cm × 300 cm
Tebal pelat <i>Basement</i>	: 220 mm
Tebal selimut beton	: 50 mm
Diameter tulangan rencana	: 12 mm
Mutu tulangan baja (f_y)	: 240 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 40 Mpa

Kondisi saat angkat, saat kerja

$$dx = 200 - 50 - \frac{12}{2} = 166 \text{ mm}$$

$$dy = 220 - 50 - 12 = 158 \text{ mm}$$

Untuk mutu beton $f'c = 40$ MPa berdasarkan 2847:2013 pasal 10.2.7.3 harga dari β_1 adalah sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c-28)}{7} \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7} = 0,76 \geq 0,65$$

Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.3 didapat $\phi = 0,9$

$p_{\min} = 0,0020$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{240}{0,85 \times 40} = 7,05$$

Dan telah didapatkan dari preliminary desain

$$Ly = 350 \text{ cm}$$

$$Lx = 300 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ly}{Lx} = \frac{350}{300} = 1,167 < 2 \text{ (pelat dua arah)}$$

b. Penulangan Pelat saat musim hujan

Menentukan momen (M_u) yang bekerja pada pelat dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

Beban yang digunakan saat kondisi saat hujan, $Qu = 4250 \text{ kg/m}^2$

$$Muly^{(+)} = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$Muly^{(+)} = 0.001 \cdot 4250 \cdot 3,5^2 \cdot 20 = 1041,25 \text{ kgm}$$

$$Muly^{(-)} = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$Muly^{(-)} = -0.001 \cdot 4250 \cdot 3,5^2 \cdot 56 = 2915,5 \text{ kgm}$$

$$Mulx^{(+)} = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$Mulx^{(+)} = 0.001 \cdot 4250 \cdot 3^2 \cdot 28 = 1071 \text{ kgm}$$

$$Mutx^{(-)} = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$\text{Mutx}^{(-)} = -0.001 \cdot 4250 \cdot 3^2 \cdot 64 = 2448 \text{ kgm}$$

- Penulangan arah X Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 \times 1000 \times dx^2} = \frac{10710000}{0,9 \times 1000 \times 164^2} = 0,442$$

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

$$= \frac{1}{7,058} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,058 \times 0,442}{240}} \right) = 0,001856$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min} = 0,002$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\text{Asperlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 164 = 328 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{\text{Asperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{328} = 344,81 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D12-325 mm.

- Penulangan arah Y Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 \times 1000 \times dx^2} = \frac{10412500}{0,9 \times 1000 \times 158^2} = 0,463$$

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

$$= \frac{1}{7,058} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,058 \times 0,463}{240}} \right) = 0,00194$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min} = 0,002$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\text{Asperlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 158 = 316 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi x \emptyset^2 x 1000}{Asperlu} = \frac{0,25\pi x 12^2 x 1000}{316} = 357,903 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D12-350 mm.

- Penulangan arah X Tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 x 1000 x dx^2} = \frac{24480000}{0,9 x 1000 x 164^2} = 1,011$$

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

$$= \frac{1}{7,058} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 7,058 x 1,011}{240}} \right) = 0,0042$$

$$Asperlu = \rho x b x d$$

$$= 0,0042 x 1000 x 164 = 702,65 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi x \emptyset^2 x 1000}{Asperlu} = \frac{0,25\pi x 12^2 x 1000}{702,65} = 161,18 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D12-150 mm.

- Penulangan arah Y Tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 x 1000 x dx^2} = \frac{29155000}{0,9 x 1000 x 158^2} = 1,297$$

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

$$= \frac{1}{7,058} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 7,058 x 1,297}{240}} \right) = 0,0055$$

$$Asperlu = \rho x b x d$$

$$= 0,0055 x 1000 x 158 = 871,24 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi x \emptyset^2 x 1000}{Asperlu} = \frac{0,25\pi x 12^2 x 1000}{871,24} = 129,812 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D12-125 mm.

c. Penulangan Pelat saat musim kemarau

Menentukan momen (M_u) yang bekerja pada pelat dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

Beban yang digunakan saat kondisi saat kemarau, $q_u = 1913.852 \text{ kg/m}^2$

$$M_{uly}^{(+)} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$M_{uly}^{(+)} = 0.001 \cdot 1913.852 \cdot 3,5^2 \cdot 20 = 468,893 \text{ kgm}$$

$$M_{uly}^{(-)} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$M_{uly}^{(-)} = -0.001 \cdot 1913.852 \cdot 3,5^2 \cdot 56 = 1312,902 \text{ kgm}$$

$$M_{ulx}^{(+)} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$M_{ulx}^{(+)} = 0.001 \cdot 1913.852 \cdot 3^2 \cdot 28 = 482,29 \text{ kgm}$$

$$M_{ulx}^{(-)} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$M_{ulx}^{(-)} = -0.001 \cdot 1913.852 \cdot 3^2 \cdot 64 = 1102,378 \text{ kgm}$$

• Penulangan arah X Lapangan

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times dx^2} = \frac{4822907,04}{0,9 \times 1000 \times 164^2} = 0,199$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{7,058} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,058 \times 0,199}{240}} \right) = 0,00083 \end{aligned}$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min} = 0,002$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{sperlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 164 = 328 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{0,25\pi x \emptyset^2 x 1000}{Asperlu} = \frac{0,25\pi x 12^2 x 1000}{328} = 344,81 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D12-325 mm.

- Penulangan arah Y Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 x 1000 x dx^2} = \frac{4688937,4}{0,9 x 1000 x 158^2} = 0,2087$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{7,058} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 7,058 x 0,2087}{240}} \right) = 0,000872 \end{aligned}$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min} = 0,002$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} Asperlu &= \rho x b x d \\ &= 0,002 x 1000 x 158 = 316 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{0,25\pi x \emptyset^2 x 1000}{Asperlu} = \frac{0,25\pi x 12^2 x 1000}{316} = 357,903 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur D12-350 mm.

- Penulangan arah X Tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 x 1000 x dx^2} = \frac{11023787,52}{0,9 x 1000 x 164^2} = 0,455$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{7,058} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 7,058 x 0,455}{240}} \right) = 0,00191 \end{aligned}$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min} = 0,002$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned}
 A_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 164 = 328 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{328} = 344,81 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur D12-325 mm.

- Penulangan arah Y Tumpuan

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d x^2} = \frac{13129024,72}{0,9 \times 1000 \times 158^2} = 0,584 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{7,058} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,058 \times 0,584}{240}} \right) = 0,00245
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00245 \times 1000 \times 158 = 388,059 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{388,059} = 291,4435 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur D12-275 mm.

Berdasarkan kedua perhitungan pada 2 kondisi yang berbeda, yaitu pada saat musim hujan serta pada musim kemarau. Hasil penulangan paling kritis didapatkan ketika kondisi saat musim hujan, sehingga penulangan pelat *basement* menggunakan tulangan rangkap dengan spasi tulangan berdasarkan penulangan saat musim hujan.

Tabel 9.6 Rekapitulasi Penulangan Pelat Basement

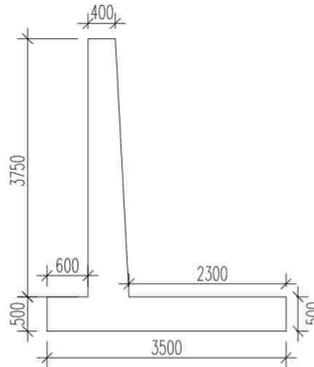
Pelat			Momen	Rn	m	ρ perlu	ρ pakai	Momen	Rn	m	ρ perlu	ρ pakai
			Nmm	(Mpa)				Nmm	(Mpa)			
S1	Lapangan	X	10710000	0,442445	7,059	0,001856	0,002	4822907,04	0,19924	7,05	0,000833	0,002
	Lapangan	Y	10412500	0,463445	7,059	0,001944	0,002	4688937,4	0,2087	7,05	0,000872	0,002
	Tumpuan	X	24480000	1,011303	7,059	0,004278	0,004278	11023787,52	0,45541	7,05	0,00191	0,002
S2	Lapangan	X	8032500	0,331834	7,059	0,001389	0,002	3617180,28	0,14943	7,05	0,000624	0,002
	Lapangan	Y	8032500	0,357515	7,059	0,001498	0,002	3617180,28	0,161	7,05	0,000672	0,002
	Tumpuan	X	19890000	0,821684	7,059	0,003466	0,003466	8956827,36	0,37002	7,05	0,00155	0,002
S3	Lapangan	X	10710000	0,442445	7,059	0,001856	0,002	4822907,04	0,19924	7,05	0,000833	0,002
	Lapangan	Y	9826000	0,437341	7,059	0,001834	0,002	4424825,824	0,19694	7,05	0,000823	0,002
	Tumpuan	X	24480000	1,011303	7,059	0,004278	0,004278	11023787,52	0,45541	7,05	0,00191	0,002
S4	Lapangan	X	12282500	0,507407	7,059	0,00213	0,00213	5531032,28	0,22849	7,05	0,000955	0,002
	Lapangan	Y	10933125	0,486617	7,059	0,002042	0,002042	4923384,27	0,21913	7,05	0,000916	0,002
	Tumpuan	X	28986700	1,197481	7,059	0,005081	0,005081	13053236,18	0,53925	7,05	0,002265	0,002265
	Tumpuan	Y	28113750	1,251302	7,059	0,005313	0,005313	12660130,98	0,56348	7,05	0,002368	0,002368

Tabel 9.6 (Lanjutan)

Pelat			As Perlu	S Perlu	S Pakai	As Perlu	S Perlu	S Pakai	S Pakai
			(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)
S1	Lapangan	X	328	344,8089	325	328	344,8089	325	325
	Lapangan	Y	316	357,903	350	316	357,903	350	350
	Tumpuan	X	701,6519	161,1872	150	328	344,8089	325	150
	Tumpuan	Y	871,2398	129,812	125	388,0592	291,4435	275	125
S2	Lapangan	X	328	344,8089	325	328	344,8089	325	325
	Lapangan	Y	316	357,903	350	316	357,903	350	350
	Tumpuan	X	568,4376	198,9618	175	328	344,8089	325	175
S3	Lapangan	X	328	344,8089	325	328	344,8089	325	325
	Lapangan	Y	316	357,903	350	316	357,903	350	350
	Tumpuan	X	701,6519	161,1872	150	328	344,8089	325	150
	Tumpuan	Y	821,2302	137,717	125	366,0196	308,9926	300	125
S4	Lapangan	X	349,3548	323,732	300	328	344,8089	325	300
	Lapangan	Y	322,6824	350,4912	350	316	357,903	350	350
	Tumpuan	X	833,2195	135,7353	125	371,4513	304,4742	300	125
	Tumpuan	Y	839,5174	134,7171	125	374,0823	302,3328	300	125

9.3 Perencanaan dimensi dinding penahan tanah

Dinding penahan tanah harus direncanakan dengan tepat, sehingga perlu diketahui gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa tanah yang ditahan. Pada perencanaan ini, direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi.



Gambar 9.11 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

Tabel 9.7 Data Tanah Pada Dinding Penahan Tanah

Data Tanah				
Kedalaman	Nspt	c (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	Ø
0 -- 1	2.5	0	16	32
1 -- 2	10	0	16	32
2 -- 3	9	0	13.67	26.67
3 -- 4	8	0	13.33	26.33
4 --5	11	0	12	25

9.3.1 Perhitungan Dinding Penahan Tanah

- Tekanan Aktif Tanah

$$\sigma v'(0) = 10 \text{ kN/m'}$$

$$\begin{aligned} \sigma v_{atas}'(-3,75) &= \gamma'x h + (\sigma v'(0)) \\ &= 13,3 \times 3,75 + (10) = 59,988 \text{ kN/m'} \end{aligned}$$

$$\sigma v_{bawah}'(-3,75) = \gamma'x h + (\sigma v_{atas}'(-3,75))$$

$$\begin{aligned} &= 13,3 \times 3,75 + (59,988) = 109,98 \text{ kN/m}' \\ \sigma v'(-4,25) &= \gamma'x h + \sigma v b a w a h'(-3,75) \\ &= 12 \times 4,25 + (109,98) = 160,98 \text{ kN/m}' \end{aligned}$$

$$K a 1 = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{32}{2} \right) = 0,2619$$

$$K a 2 = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{26,3}{2} \right) = 0,3189$$

$$K a 3 = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right) = 0,333$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v'x K a 1) - (2xc'x\sqrt{K a 1})$$

$$\sigma h'(0) = (10 \times 0,2619) - (2 \times 0 \times \sqrt{0,2619}) = 2,619 \text{ kN/m}'$$

$$\sigma h a t a s'(3,75) = (\sigma v'x K a 2) - (2xc'x\sqrt{K a 1})$$

$$\begin{aligned} \sigma h a t a s'(3,75) &= (59,9 \times 0,318) - (2 \times 0 \times \sqrt{0,318}) \\ &= 19,13 \text{ kN/m}' \end{aligned}$$

$$\sigma h b a w a h'(3,75) = (\sigma v'x K a 2) - (2xc'x\sqrt{K a 2})$$

$$\begin{aligned} \sigma h b a w a h'(3,75) &= (109,9 \times 0,318) - (2 \times 0 \times \sqrt{0,318}) \\ &= 35,07 \text{ kN/m}' \end{aligned}$$

$$\sigma h'(4,25) = (\sigma v'x K a 3) - (2xc'x\sqrt{K a 2})$$

$$\sigma h'(4,25) = (160,98 \times 0,33) - (2 \times 0 \times \sqrt{0,33}) = 53,65 \text{ kN/m}'$$

- Tekanan Pasif Tanah

$$\sigma v'(0) = \gamma'x h = 0$$

$$\sigma v'(-0,5) = \gamma'x h = 12 \times 0,5 = 6 \text{ kN/m}'$$

$$K p 1 = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{26,33}{2} \right) = 1,6674$$

$$K p 2 = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{25}{2} \right) = 1,58$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v'x K p) + (2xc'x\sqrt{K p})$$

$$\sigma h'(0) = 0 + (2 \times 0 \times \sqrt{1,6674}) = 0 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h'(-0,5) = (\sigma v' x K p) + (2 x c' x \sqrt{K p})$$

$$\sigma h'(-0,5) = (6 \times 1,58) + (2 \times 0 \times \sqrt{1,58}) = 9,49 \text{ t/m'}$$

Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada Gambar 9.11 dan harus mampu menahan geser dan guling.

- Akibat tekanan aktif tanah

$$Pa1 = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 0 \times 3,75 = 0 \text{ kN}$$

$$Mo = Pa \times x = 0 \times 1,75 = 0 \text{ kNm}$$

$$Pa2 = \sigma h \times h = 19,131 \times 0,5 = 9,566 \text{ kN}$$

$$Mo = Pa \times x = 9,566 \times 2,125 = 20,327 \text{ kNm}$$

$$Pa3 = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 34,528 \times 0,5 = 8,632 \text{ kN}$$

$$Mo = Pa \times x = 8,63 \times 0,33 = 2,87 \text{ kNm}$$

$$Paair = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 32,5 \times 3 = 48,75 \text{ kN}$$

$$Mo = Pa \times x = 48,75 \times 2,167 = 105,625 \text{ kNm}$$

$$Pa \text{ total} = Pa1 + Pa2 + Pa3 + Paair = 66,947 \text{ kN}$$

$$M \text{ total} = M1 + M2 + M3 + Mair = 128,829 \text{ kNm}$$

- Akibat tekanan pasif tanah

$$Pa1 = \sigma h \times h = 0 \times 0,5 = 0 \text{ kN}$$

$$Mo = Pa \times x = 0 \times 0,25 = 0 \text{ kNm}$$

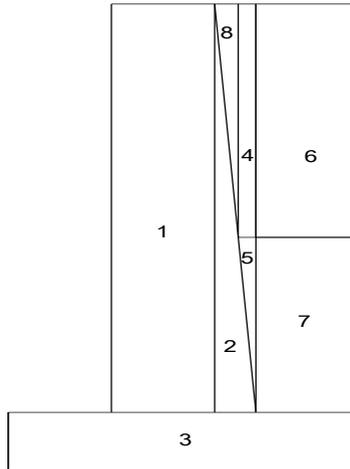
$$Pa2 = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 9,493 \times 0,5 = 2,373 \text{ kN}$$

$$M_o = Pa \times x = 2,373 \times 0,167 = 0,396 \text{ kNm}$$

$$Pa_{13} = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 5 \times 0,5 = 1,25 \text{ kN}$$

$$M_o = Pa \times x = 1,25 \times 0,167 = 0,208 \text{ kNm}$$

- Akibat berat penahan tanah dan tanah



Gambar 9.12 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah

Tabel 9.8 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah

Berat (kN)	Jarak (m)	Momen (kNm)
$W1 = (24) (0,4) (3,75) = 36$	0,8	28,8
$W2 = (24) (0,2) (3,75) = 9$	1,067	9,6
$W3 = (24) (0,5) (3,5) = 42$	1,75	73,5
$W4 = (16) (0,2) (1) = 1,6$	1,133	1,813
$W5 = (16) (2,3) (3,75) = 138$	2,35	324,3
$W6 = (16) (2,3)(0,5) = 18,4$	2,35	43,24
$W7 = (16) (0,5) (0,143) = 0,572$	1,1523	0,6591
Total = 245,572		481,91

- Kontrol Guling

$$FS_{guling} = \frac{Mp + Mw}{Ma} = \frac{0,604 + 481,91}{128,829} = 3,74$$

$$FS_{guling} = 3,74 \geq 3 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Geser

$$FS_{geser} = \frac{(W_{beton}) \tan 25^\circ}{Pa - Pp} = \frac{245,572 \tan 35,2^\circ}{66,947 - 3,623} = 1,8$$

$$FS_{geser} = 1,8 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

Penulangan dinding penahan tanah

- Penulangan pada *toe* dan *heel* dinding penahan

$$Mu = 1,4 \times Mo = 1,4 \times 128,829 = 180,3603 \text{ kNm} = 180360588.7 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 500 mm

Selimut beton = 40 mm

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 16 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0.835$$

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

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.835 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0298$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0298 = 0.02238$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} = 0.00326$$

ρ_{min} dipakai 0.0034

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16.471$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 500 - 40 - (0,5 \times 16) = 452 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{180360588.7}{0,9 \cdot 1000 \cdot 452^2} = 0,981$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{16.471} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.471 \times 0,981}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0023$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0034$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0034 \times 1000 \times 452 = 1506,667 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1506,667} = 133,38 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-125 mm.

Tulangan susut

Diameter tulangan = 13 mm

$$\rho \text{ pakai} = 0.002$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,002 \times 1000 \times 452 = 904 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{904} = 146,75 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-125 mm.

- Penulangan pada *stem* dinding penahan

$$Mu = 1,4 \times Mo = 1,4 \times 128,829 = 180,3603 \text{ kNm} = 180360588.7$$

Nmm

Tebal pelat = 1000 mm

Selimit beton = 40 mm

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 22 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0.835$$

$$\rho b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$\rho b = \frac{0.85 \times 0,835 \times 300}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0298$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.0298 = 0.02238$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25x\sqrt{30}}{420} = 0.00326$$

ρ_{min} dipakai 0.0034

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16.471$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 1000 - 40 - (0,5 \times 22) = 949 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{180360588.7}{0.9 \cdot 1000 \cdot 949^2} = 0,222$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{16.471} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.471 \times 0,222}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00053$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0034$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0034 \times 1000 \times 949 = 3163,33 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25x\pi x \emptyset^2 x 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25x\pi x 22^2 x 1000}{3163,33} = 120,107 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D22-100 mm.

Tulangan susut

Diameter tulangan = 16 mm

$$\rho \text{ pakai} = 0.002$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,002 \times 1000 \times 949 = 1898 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25x\pi x \emptyset^2 x 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25x\pi x 16^2 x 1000}{1898} = 105,88 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100 mm.

9.4 Perencanaan Sloof Pondasi

Struktur balok sloof berfungsi agar penurunan yang terjadi pada pondasi (pilecap) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok sloof merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (pilecap). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof

meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 20% beban aksial kolom.

Data perencanaannya sebagai berikut :

Dimensi sloof = 400 × 400 mm

Mutu beton (f_c) = 40 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 Mpa

Tulangan utama = D20

Tulangan sengkang = Ø10

Selimut beton = 50 mm

Bentang = 5 m

Gaya aksial kolom = 4541,66 kN

P_U sloof = 20% x 4541,66 kN = 908,332 kN

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{5000}{20} = 250 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

4.6.6.1 Penulangan lentur sloof

Struktur balok sloof berfungsi agar penurunan yang terjadi pada pondasi (pilecap) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok sloof merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (pilecap). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 20% beban aksial kolom.

Data perencanaannya sebagai berikut :

Dimensi sloof = 400 × 400 mm

Mutu beton (f_c) = 40 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 Mpa

Tulangan utama = D20

Tulangan sengkang = D10

Selimut beton = 50 mm

$$\begin{aligned} \text{Bentang} &= 5 \text{ m} \\ \text{Gaya aksial kolom} &= 4541,66 \text{ kN} \\ P_u \text{ sloof} &= 20\% \times 4541,66 = 908,332 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.6.6.2 Penulangan lentur sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

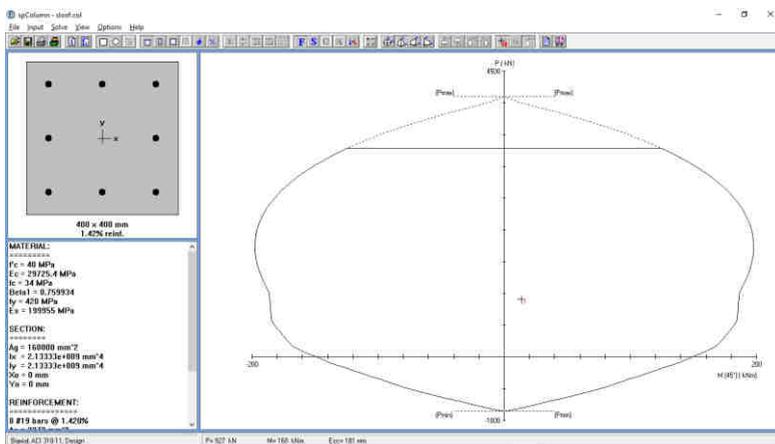
Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_d = 0,4 \times 0,4 \times 2400 = 384 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 1,2 \times 384 = 460,8 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 460,8 \times 5^2 \\ &= 960 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$P_u \text{ Sloof} = 908,332 \text{ kN}$$



Gambar 9.13 Diagram Interaksi Sloof

Dari analisis spColumn didapat :

$$\rho = 0,0142$$

Dipasang tulangan = 8 D19 ($A_s = 2272 \text{ mm}^2$)

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{array}{rcl}
 2 \times \text{selimut beton (c = 50 mm)} & = & 2 \times 50 = 100 \text{ mm} \\
 2 \times \text{senggang (\text{\O} = 16 mm)} & = & 2 \times 16 = 32 \text{ mm} \\
 3 \times \text{D19} & = & 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \\
 2 \text{ kali jarak antara 25 mm} & = & \underline{2 \times 25 = 50 \text{ mm}} \\
 \text{Total} & = & 264 \text{ mm}
 \end{array}$$

Total lebar < Lebar balok 400 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

4.6.6.3 Penulangan geser sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 400 \times 400 = 160000 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{908332}{14 \cdot 160000} \right) 1 \sqrt{40} \times 400 \times (400 - 50 - 9,5)$$

$$V_c = 205820,46 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 205820,46 = 154365,35 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 460,8 \cdot 4 = 921,6 \text{ kg} = 9216 \text{ N}$$

$$\phi V_c > V_u$$

154365,35 N > 9216 N (tidak perlu tulangan geser)

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{400-50-9,5}{2} = 170,2 \text{ mm}$

- $s = 300 \text{ mm}$

Dipasang sengkang 2D10 – 150 mm.

BAB X

METODE PELAKSANAAN KONSTRUKSI

10.1 Umum

Metode pelaksanaan beton pracetak merupakan salah satu aspek dalam perencanaan struktur gedung dengan metode pracetak. Metode pelaksanaan harus direncanakan sedemikian rupa agar kelebihan-kelebihan dari beton pracetak dapat dimanfaatkan secara maksimal dan efisien tanpa mengurangi kemampuan struktur. Metode pelaksanaan ini merupakan uraian mengenai komponen maupun material-material pendukung yang digunakan dalam pelaksanaan metode beton pracetak.

10.2 Fabrikasi Beton Pracetak

Proses pencetakan elemen pracetak dilakukan di dalam industri beton pracetak. Hal – hal yang perlu dipertimbangkan dalam proses pabrikasi adalah :

- a. Perlunya standar khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran.
- b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul bekisting.
- c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik .
- d. Elemen-elemen yang dicetak dalam pabrik diusahakan memiliki dimensi yang seragam agar proses fabrikasi secara massal dapat dilaksanakan.

10.3 Pengangkatan dan Penempatan Crane

Elemen struktur pracetak

1. Balok induk 35/55 (7 m)
 $W = 0,35 \times 0,55 \times 7 \times 2400 = 3234 \text{ kg}$
2. Balok anak 25/45 (terpanjang 6 m)

$$W = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 6 \times 2400 = 1342,4 \text{ kg}$$

3. Pelat

Ukuran Pelat $1,25 \times 3,6 \text{ m}$ ($t = 12 \text{ cm}$)

$$W = 1,7 \times 3,5 \times 0,12 \times 2400 = 1713,6 \text{ kg}$$

4. Kolom

Kolom terbesar yaitu kolom $60 \times 60 \text{ cm}$ (tinggi $4,25 \text{ m}$)

$$W = 0,6 \times 0,6 \times 4,25 \times 2400 = 3672 \text{ kg}$$

Maka dari itu dibutuhkan kapasitas crane yang mampu mengangkat beban maksimum dari keseluruhan elemen beton pracetak yaitu kolom $60 \times 60 \text{ cm}$ sebesar $3,672 \text{ ton}$. Hal – hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. Metode pengangkatan
3. Letak titik – titik angkat pada elemen pracetak

Hal – hal tentang pengangkatan dan penentuan titik angkat telah dibahas pada bab – bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan mobile crane untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan dan tower crane yang digunakan untuk menyusun elemen pracetak . Untuk pemilihan tower crane dan mobile crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- PECCO SK 400 Tower Crane
- Jarak jangkau maksimum $48,4 \text{ m}$ dengan beban maksimum $8,4 \text{ ton}$ (pada Ujung)
- *Tower crane* yang digunakan 1 buah
- SANY STC250 Truck Crane
- Jarak jangkau horizontal maksimum 25 m , vertikal maksimum $33,5 \text{ m}$ dengan beban maksimum $1,1 \text{ ton}$ (pada Ujung)

10.4 Transportasi Elemen Beton Pracetak

Sistem transportasi disini meliputi :

1. Pemandahan beton pracetak di areal pabrik

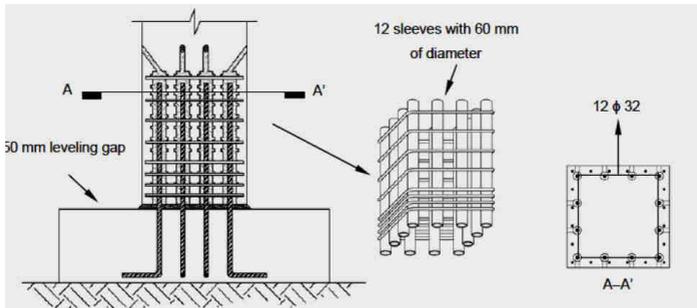
2. Pemandahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek
3. Pemandahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir

Tahap pemandahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk *flat bed*, *low bed*. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar 2,4 m x 16 m atau 2,4 m x 18 m dengan kapasitas angkut kurang lebih 50 ton. Untuk komponen tertentu dimana panjangnya cukup panjang hingga 30 m dapat dipergunakan truk *low bed* dimana kapasitasnya dapat mencapai 80 ton. Di areal lokasi proyek diperlukan area, jalur akses serta sarana untuk pemandahan komponen beton pracetak mempergunakan *mobile crane*.

10.5 Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak

10.5.1 Pekerjaan Elemen Kolom

Setelah dilakukan pemancangan, pembuatan *pile cap* dan sloof, maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pendimensian *pile cap*. Tulangan kolom yang sudah tertanam kemudian disambung ke *splice sleeve* produk perusahaan NMB. Kemudian digROUT menggunakan *non-shrinking grout SS Mortar*. Sedangkan untuk sambungan kolom –kolom dilakukan setelah *overtopping* seperti.

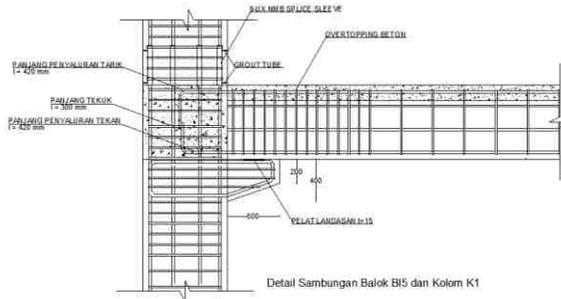


Gambar 10.1 Detail Sambungan Base Plate -Kolom

10.5.2 Pemasangan Elemen Balok Induk

Pemasangan balok pracetak setelah pengecoran kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan *crane* untuk membantu memposisikan balok pracetak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan meletakkan balok induk pada konsol pendek yang telah disediakan.

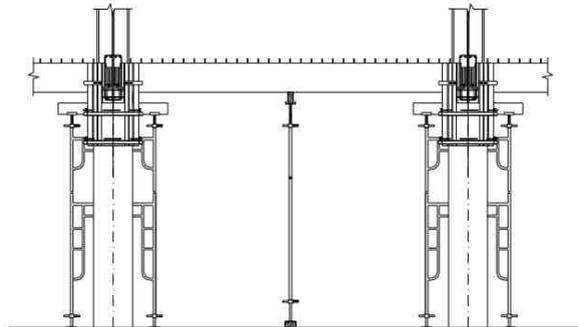
Sambungan pada balok induk ke kolom menggunakan panjang penyaluran tulangan, kemudian dilakukan *overtopping* seperti tampak pada gambar dibawah ini



Gambar 10.2 Gambar Sambungan Kolom – Balok Induk

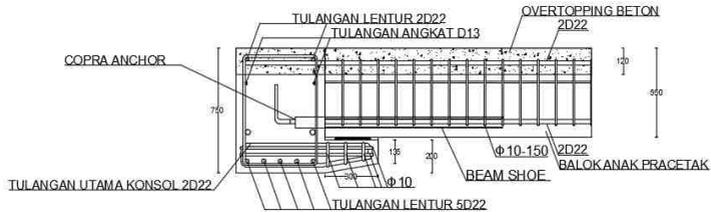
10.5.3 Pemasangan Elemen Balok Anak

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.

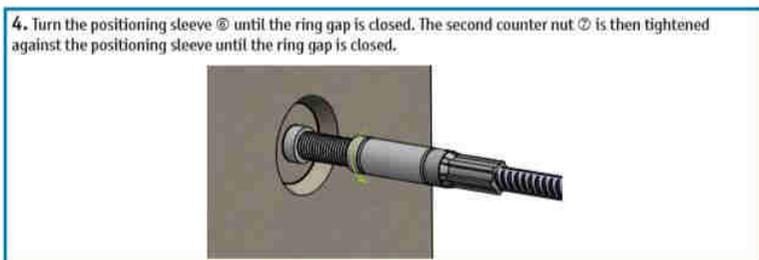


Gambar 10.3 Pemasangan Balok Anak – Balok Induk

Sambungan tulangan tumpuan untuk momen positif di tumpuan menggunakan bantuan *position modix rebar coupler* dari *peikko group*



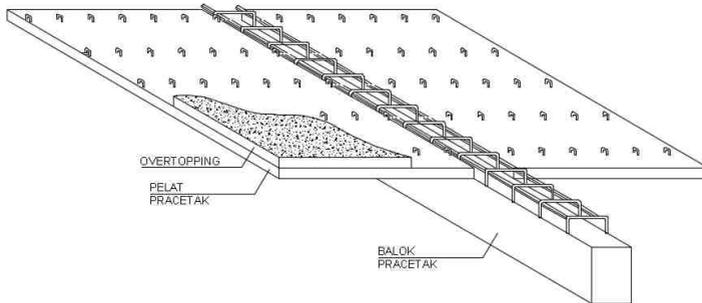
Gambar 10.4 Detail Sambunga Balok Anak – Balok Induk



Gambar 10.5 Detail Penyambungan position modix coupler
Sumber: Brosur Pekko Modix Coupler

10.5.4 Pemasangan Elemen Pelat Pracetak

Pemasangan pelat pracetak di atas balok induk dan balok anak sesuai dengan dimensi pelat yang sudah ditentukan. Pemasangan tulangan bagian atas, baik tulangan tumpuan maupun tulangan lapangan untuk pelat, balok anak dan balok induk.



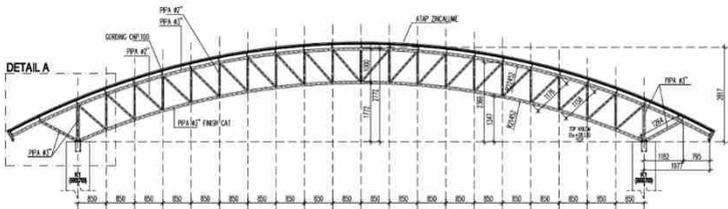
Gambar 10.6 Pengecoran *Overtopping* Balok

Setelah semua tulangan terpasang, kemudian dilakukan pengecoran pada bagian sambungan, balok anak, dan balok induk yang berfungsi sebagai topping atau penutup bagian atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat terhadap balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan. Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing – masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk. Topping digunakan setinggi pelat 12 cm.

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang.

10.5.5 Pemasangan Elemen Atap

Elemen atap menggunakan bahan baja hollow yang dirangkai dengan berbentuk rangka parabola dimana dalam pelaksanaannya dilakukan tahap paling akhir setelah semua elemen pracetak sudah di pasang. Elemen atap parabola yang memiliki panjang 17 m satu rangkanya dibawa dalam kondisi dibagi menjadi 2 bagian. Dengan panjang 8,5 m untuk mempermudah transportasi elemen atap dari tempat fabrikasi ke dalam area proyek. Selanjutnya elemen atap disatukan dengan cara pengelasan menjadi 1 bagian utuh rangka bidang parabola yang memiliki berat 521,44 kg



Gambar 10.7 Rangka Atap Parabola

BAB XI PENJADWALAN

11.1 Analisis Metode Pekerjaan

Sebelum melakukan Penjadwalan diperlukannya analisis metode pekerjaan sebagai salah satu tahapan dalam pembuatan penjadwalan dari pekerjaan tersebut

1. Persiapan dan pengukuran
2. Penggalian basement
3. Pemasangan dinding penahan tanah
4. Pemancangan
5. Pengecoran pile cap dan balok sloof
6. Pengecoran pelat basement
7. Ereksi kolom pracetak
8. Grouting kolom – pile cap
9. Ereksi balok induk pracetak
10. Ereksi balok anak pracetak
11. Ereksi pelat pracetak
12. Pengecoran sambungan pelat – balok – kolom
13. Pemasangan rangka atap baja

Untuk pekerjaan 7 – 12 dilakukan secara berulang pada setiap lantai.

11.2 Perhitungan Volume

Perhitungan volume dilakukan pada masing-masing pekerjaan pengecoran yang ada seperti dinding penahan tanah, pile cap dan sloof. Hasil perhitungan volume pekerjaan dari seluruh item akan menjadi variabel dalam perhitungan produktivitas pekerjaan. Perhitungan dilakukan berdasarkan gambar rencana dan permodelan *Tekla Structures*.

Gear 3 = 4.200 kg @ 86 m/min

Gear 4 = 2.500 kg @ 134 m/min

- Kecepatan slewing = 1 rpm = 360 degree/menit
- Kecepatan trolley pergi-pulang = 96 m/menit

Berdasarkan data diatas dihitung durasi pengangkatan elemen pracetak dibagi menjadi 2 perhitungan sebagai berikut

a. Perhitungan waktu pengangkatan (pergi)

Proses pengangkatan meliputi hoisting, slewing, trolley landing yang dipengaruhi oleh jarak dan kecepatan bebannya.

1. Mekanisme Angkat (Hoisting)

Kecepatan = asumsi saat beban angkut maksimum terjadi 4000 kg = 91,64 m/menit

Jarak = Tinggi Lantai + Spasi untuk landing (asumsi)

$$= 42,5 \text{ m} + 2 \text{ m}$$

$$= 44,5 \text{ m}$$

Sehingga waktu yang dibutuhkan untuk mengangkat elemen pracetak adalah :

$$t_1 = \frac{\text{Jarak } (S)}{\text{Kecepatan } (V)}$$

$$= \frac{44,5}{91,64} = 0,486 \text{ menit}$$

2. Mekanisme Putar (Slewing)

Kecepatan = 1 rpm = 360 degree/menit

Kecepatan dengan muatan = 0,5 rpm = 180 degree/menit

Jarak = Sudut yang dibutuhkan untuk memutar lengan angkat untuk mencapai posisi elemen pracetak

$$= 172 \text{ degree}$$

Sehingga waktu yang dibutuhkan untuk mengangkat elemen pracetak adalah :

$$t1 = \frac{\text{Jarak (degree)}}{\text{Kecepatan (degree/min)}}$$

$$= \frac{172}{180} = 0,956 \text{ menit}$$

3. Mekanisme maju mundur (Trolley)

Kecepatan = 96 m/menit

Kecepatan dengan muatan = 48 m/menit

Jarak = Jarak dari posisi 0 trolley ke posisi elemen pracetak
= 46,8 m

Sehingga waktu yang dibutuhkan untuk mengangkat elemen pracetak adalah :

$$t1 = \frac{\text{Jarak (S)}}{\text{Kecepatan (V)}}$$

$$= \frac{46,8}{48} = 0,975 \text{ menit}$$

4. Mekanisme Turun (Hoisting Landing)

Kecepatan = asumsi saat beban angkut maksimum terjadi 4000 kg = 91,64 m/menit

Jarak = Spasi untuk landing (asumsi)
= 2 m

Sehingga waktu yang dibutuhkan untuk mengangkat elemen pracetak adalah :

$$t1 = \frac{\text{Jarak (S)}}{\text{Kecepatan (V)}}$$

$$= \frac{2}{91,64} = 0,021 \text{ menit}$$

Total waktu pengangkatan pergi dengan muatan 4000 kg adalah 2,438 menit

b. Perhitungan waktu pulang (tanpa muatan)

Proses pengangkatan meliputi hoisting, slewing, trolley landing yang dipengaruhi oleh jarak dan kecepatan bebannya.

1. Mekanisme Angkat (Hoisting)

$$\text{Kecepatan} = 134 \text{ m/min}$$

Jarak = Tinggi Lantai + Spasi untuk landing (asumsi)

$$= 42,5 \text{ m} + 2 \text{ m}$$

$$= 44,5 \text{ m}$$

Sehingga waktu yang dibutuhkan untuk mengangkat elemen pracetak adalah :

$$t_1 = \frac{\text{Jarak } (S)}{\text{Kecepatan } (V)}$$

$$= \frac{44,5}{134} = 0,332 \text{ menit}$$

2. Mekanisme Putar (Slewing)

$$\text{Kecepatan} = 1 \text{ rpm} = 360 \text{ degree/menit}$$

Jarak = Sudut yang dibutuhkan untuk memutar lengan angkat untuk mencapai posisi elemen pracetak

$$= 172 \text{ degree}$$

Sehingga waktu yang dibutuhkan untuk mengangkat elemen pracetak adalah :

$$t_1 = \frac{\text{Jarak } (degree)}{\text{Kecepatan } (degree/min)}$$

$$= \frac{172}{360} = 0,478 \text{ menit}$$

3. Mekanisme maju mundur (Trolley)

$$\text{Kecepatan} = 96 \text{ m/menit}$$

Jarak = Jarak dari posisi 0 trolley ke posisi elemen pracetak

$$= 46,8 \text{ m}$$

Sehingga waktu yang dibutuhkan untuk mengangkat elemen pracetak adalah :

$$t_1 = \frac{\text{Jarak } (S)}{\text{Kecepatan } (V)}$$

$$= \frac{46,8}{96} = 0,488 \text{ menit}$$

4. Mekanisme Turun (Hoisting Landing)

Kecepatan = 134 m/min

Jarak = Spasi untuk landing (asumsi)
= 2 m

Sehingga waktu yang dibutuhkan untuk mengangkat elemen pracetak adalah :

$$t_1 = \frac{\text{Jarak } (S)}{\text{Kecepatan } (V)}$$

$$= \frac{2}{134} = 0,021 \text{ menit}$$

Total waktu pengangkatan pulang tanpa muatan adalah 1,312 menit

c. Waktu bongkar dan pasang alat angkat elemen pracetak

Diamsusikan 5 menit

d. Waktu instalasi elemen pracetak

Diamsusikan

Kolom Pracetak = 8 menit

Balok Induk Pracetak = 10 menit

Balok Anak Pracetak = 5 menit

Pelat Pracetak (1 Panel) = 5 menit

Jadi waktu yang dibutuhkan untuk mengangkat elemen pracetak untuk lantai 1 zona 1 adalah :

T total = Waktu pergi + waktu pulang + waktu bongkar dan pasang alat angkat + waktu insalasi

$$T \text{ total kolom pracetak} = 2,438 + 1,312 + 5 + 8$$

$$= 16,75 \text{ menit}$$

Jika dalam satu hari jam kerja adalah 8 jam, maka produktivitas ereksi elemen pracetak dalam 1 hari adalah

$$\text{Produktivitas kolom pracetak} = \frac{8 \times 60}{16,75} = 28,65 \text{ buah/hari}$$

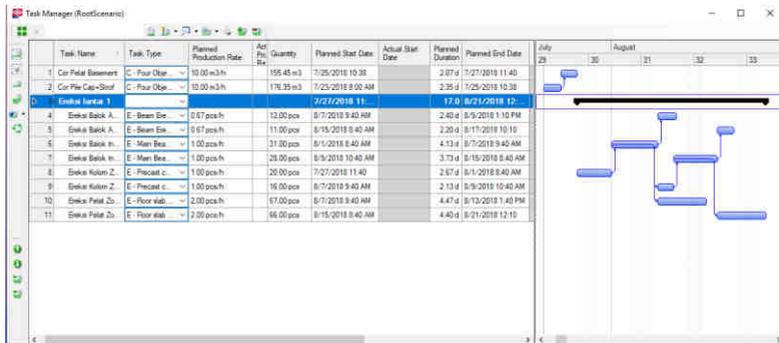
Dikarenakan untuk penyederhanaan pembuatan penjadwalan maka untuk produktivitas elemen-elemen pracetak menggunakan yang waktu yang telah disediakan dari Tekla Structures yaitu :

 Task Types

Task type	Unit	Quantity	Time	Production rate	F
C - Pour Object Formwork	POUR_FRM...	8 m2	1 h	8 m2/h	PI
C - Pour Object Estimated Reinfor...	POUR_REB...	2000 kg	8 h	250 kg/h	PI
C - Pour Object concrete works	VOLUME	80 m3	8 h	10 m3/h	PI
E - Floor slab (Pre-cast)	PIECES	2 pcs	1 h	2 pcs/h	PI
E - Precast column erection	PIECES	8 pcs	8 h	1 pcs/h	PI
E - Precast wall erection	PIECES	15 pcs	8 h	1.875 pcs/h	PI
E - Steel column erection (bolt)	PIECES	12 pcs	8 h	1.5 pcs/h	PI
E - Steel column erection (weld)	PIECES	8 pcs	8 h	1 pcs/h	PI
E - Steel frame erection (bolt)	PIECES	16 pcs	8 h	2 pcs/h	PI
E - Floor slab (CIP)	PIECES	2 pcs	1 h	2 pcs/h	PI
E - Formwork - sides only	AREA_PROJ...	8 m2	1 h	8 m2/h	PI
E - Concrete volume	VOLUME	7 m3	1 h	7 m3/h	PI
E - Reinforcement placement	REBAR GRO...	200 Kg	1 h	200 Kg/h	PI
H - Ventilation duct installation (150...	PIECES	0.41 pcs	1 h	0.41 pcs/h	PI
H - Ventilation duct installation (160...	PIECES	0.28 pcs	1 h	0.28 pcs/h	PI
A - Door installation	PIECES	1 pcs	1 h	1 pcs/h	PI
A - Floor tiling	IFC_NetArea...	6 m2	1 h	6 m2/h	PI
A - Gross_side_Area	IFC_GrossSid...	5 m2	1 h	5 m2/h	PI
A - Internal dry-wall partitioning	IFC_Length	950 mm	1 h	950 mm/h	PI
A - Metallic facade installation	IFC_External...	5 m2	1 h	5 m2/h	PI
A - Room pressurizing	IFC_NetVolu	50 m3	1 h	50 m3/h	PI
A - Window installation	PIECES	1.49 pcs	1 h	1.49 pcs/h	PI
E - Main Beam Erection	PIECES	1 pcs	1 h	1 pcs/h	PI
E - Beam Erection	PIECES	1 pcs	1.5 h	0.66666666666666...	PI

Gambar 11.2 Tipe Produktivitas yang Disediakan Tekla

Berdasarkan percobaan membuat penjadwalan untuk 1 lantai dari total 10 lantai yang ada pada struktur gedung menggunakan Tekla Structures. Didapatkan hasil berikut :



Gambar 11.3 Hasil Penjadwalan 1 lantai pada Tekla Structures

Dapat dilihat bahwa penjadwalan pada Tekla Structures sama dengan penjadwalan biasa dengan menggunakan alat bantu lain yang sudah ada. Tetapi kelebihan yang ditawarkan ialah jadwal yang dibuat hanya akan menjadi jadwal disaat ada objek atau barang tersebut di modelkan didalam tekla structures.

Dari hasil running penjadwalan dihasilkan untuk membangun 1 lantai dari gedung RSGM Nala Husada untuk lantai 1 membutuhkan waktu 17 hari. Dapat disimpulkan apabila dihitung secara kasar untuk 10 lantai maka akan membutuhkan waktu 170 hari kerja apabila ditambahkan dengan hari libur yaitu hari minggu 22,67 hari ~ 23 hari maka membutuhkan durasi 193 hari bersih atau 6,43 Bulan. Berdasarkan pengalaman penulis dalam masa kerja praktek pembangunan struktur RSGM Nala Husada dengan metode cor di tempat membutuhkan waktu ± 6 bulan untuk konstruksi gedung yang sama setinggi 6 lantai tanpa basement.

BAB XII KESIMPULAN

12.1 Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan modifikasi struktur yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “Modifikasi Struktur Dan Penjadwalan Gedung RSGM Nala Husada Dengan Building Information Modeling (BIM)” maka disimpulkan beberapa data sebagai berikut:

1. Elemen-elemen pada struktur gedung RSGM yang dimodifikasi dengan sistem pracetak meliputi : elemen pelat, balok anak, balok lift, tangga, balok induk, dan kolom.
2. Berdasarkan SNI 2847:2013 didapatkan perhitungan tebal dimensi struktur sekunder dan struktur primer dari beberapa elemen struktur berikut:

Dimensi Struktur Pracetak Sekunder

Elemen	Ukuran
Pelat	
- Lantai Pracetak	12 cm
- Basement	22 cm
Balok Anak Tipe 1, 2, 3	
- Pracetak	25/23 cm
- Komposit	25/35 cm
Balok Anak Tipe 4	
- Pracetak	30/33 cm
- Komposit	30/45 cm
Balok Lift	
- Penggantungan	30/40 cm
Tangga	
- Pelat Tangga	12 cm
- Pelat Bordes	12 cm

Dimensi Struktur Pracetak Primer

Elemen	Ukuran
Balok Induk	
Pracetak	
- Tipe 1 dan Tipe 4	25/43 cm
- Tipe 2 dan Tipe 3	35/43 cm
Komposit	
- Tipe 1 dan Tipe 4	25/55 cm
Tipe 2 dan Tipe 3	35/55 cm
Kolom	
- Tipe 1	60/60 cm
- Tipe 2	40/40 cm

3. Perhitungan respon spectrum dengan bantuan puskim.pu.go.id untuk wilayah gempa Surabaya dan perhitungan mengacu pada SNI 1726:2012. Perhitungan pembebanan berdasarkan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.
4. Analisa gaya dalam struktur gedung menggunakan program bantu ETABS. Gaya yang dimasukkan dalam permodelan adalah beban mati, beban gempa dan beban hidup berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.
5. Detailing penulangan elemen pracetak hampir sama dengan elemen cor setempat, sehingga sesuai dengan SNI 2847:2013.
6. Penyambungan elemen pracetak menggunakan produk sambungan dari PEIKKO dan NMB Splice Sleeve dengan mutu $1,25 > f_y$ (sesuai dengan syarat sambungan mekanis tipe 2) sehingga masuk dalam kategori *mechanical coupler* tipe 2 sesuai ACI 318-11. Untuk elemen yang disambung secara basah dalam analisa panjang penyaluran dihitung berdasarkan persyaratan SNI 2847:2013.

7. Perencanaan pondasi dari strutur gedung RSGM Nala Husada direncanakan menggunakan data tanah terlampir menggunakan pondasi tiang pancang sedalam 14,75 m
8. Perancangan basement 1 lantai menggunakan kombinasi antara dinding penahan tanah dan pelat basement sebagai struktur utama bangunan bawah. Pelat basement didukung oleh balok sloof serta pondasi.

Dimensi Struktur Pondasi dan Bangunan Bawah

Elemen	Ukuran
Poer (Pile Cap)	2 x 2 m t =1 m
Tiang Pancang	Wika D500 h -14,75 m
Dinding Penahan Tanah - Ketebalan	60 cm
Slooff	40 x 40 cm
Tiang Pancang	Wika D500 h -14,75 m

9. Hasil analisa struktur dan penulangan pada elemen – elemen bangunan pada struktur gedung RSGM Nala Husada dimodelkan dengan program bantu *Building Information Modeling* (BIM) untuk menghasilkan gambar-gambar elemen bangunan terlampir.
10. *Scheduling* gedung RSGM Nala Husada di hasilkan melalui analisa penjadwalan serta produktivitas didalam program bantu *Building Information Modeling* (BIM).

12.2 Saran

Berdasarkan analisa secara keseluruhan dari proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat disampaikan oleh penulis diantaranya adalah :

1. Macam komponen pracetak sebaiknya tidak terlalu bervariasi. Dengan tujuan proses produksi elemen pracetak dapat lebih cepat serta pengerjaan dilapangan menjadi lebih mudah dan cepat.

2. Dalam pengembangan ke depannya dapat ditemukan cara membuat sambungan antar elemen pracetak yang lebih baik dikarenakan sambungan pada elemen pracetak merupakan daerah rawan terjadi kegagalan struktur akibat sambungan yang kurang monolit.
3. Dalam pelaksanaan dilapangan metode pekerjaan wajib di rencanakan sejak awal perancangan elemen pracetak agar tidak terjadi kegagalan elemen pada saat transportasi maupun saat ereksi. Pekerjaan sambungan antar elemen pracetak harus direncanakan dengan tepat baik metode pekerjaan maupun perhitungannya agar tidak terjadi kegagalan pada sambungan tersebut.
4. Penjadwalan sebaiknya dilakukan secara terpisah yaitu dari luar aplikasi *Building Information Modeling* (BIM) yang selanjutnya dikombinasikan dengan permodelan didalam program BIM untuk meringankan waktu pembuatan penjadwalan dan beban pada alat bantu (komputer)
5. Aspek biaya perlu diperhitungkan dalam penelitian selanjutnya agar diketahui berapa keuntungan aktual dari penggunaan metode pracetak dalam konstruksi gedung

DAFTAR PUSTAKA

- Azhar, S., Khalfan, M., and Maqsood, T. (2015). "Building information modelling (BIM): now and beyond." *Construction Economics and Building*, 12(4), 15–28.
- Badan Standarisasi Nasionalp. (2013). "Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, SNI 2847-2013." *BSN. Jakarta*.
- Boyd, N., Khalfan, M. M. A., and Maqsood, T. (2013). "Off-site construction of apartment buildings." *Journal of Architectural Engineering*, 19(1), 51–57.
- Choi, H. K., Choi, Y. C., and Choi, C. S. (2013). "Development and testing of precast concrete beam-to-column connections." *Engineering Structures*, Elsevier Ltd, 56, 1820–1835.
- Deshpande, A., Azhar, S., and Amireddy, S. (2014). "A framework for a BIM-based knowledge management system." *Procedia Engineering*, 85, 113–122.
- Eastman, C., Teicholz, P., Sacks, R., and Liston, K. (2011). *Bim Handbook*.
- Fathalizadeh, A. (2017). "Introducing two most common types of shear walls and their construction methods." (February), 8–12.
- Fenton, N., Khodakarami, V., and Neil, M. (2007). "Project Scheduling: Improved approach to incorporate uncertainty using Bayesian Networks." *Project Management Journal*, (June), 39–49.
- Ghanchi, N., and Chitra, V. (2014). "Waffle Slab- Analysis By Different Methods." 5(12), 71–74.

- Jainendrakumar, T. D. (2015). "Project Time Management in PMBOK for better Project Scheduling & Control." IV(V), 1–14.
- Jose, V., and Kumar, P. R. (2014). "Hollow Core Slabs in Construction Industry." *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, 3(5), 414–420.
- Khakim, Z., Anwar, M. R., and Hasyim, M. H. (2011). "Studi pemilihan pengerjaan beton antara pracetak dan konvensional pada pelaksanaan konstruksi gedung dengan metode ahp." *Jurnal Rekayasa Sipil*, 5(2), 95–107.
- Lampiran Struktur Bangunan PMK RI No. 24. (2016). "PMK No. 24 ttg Persyaratan Teknis Bangunan dan Prasarana Rumah Sakit."
- Moldovan, I., and Mathe, A. (2016). "A Study on a Two-Way Post-Tensioned Concrete Waffle Slab." *Procedia Technology*, Elsevier B.V., 22(October 2015), 227–234.
- Nandasari, F. (2013). "MODIFIKASI DESAIN GEDUNG HOLYDAY INN EXPRESS SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM STRUKTUR PRACETAK." 1(1), 1–6.
- Negro, P., and Toniolo, G. (2012). *Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions Third Main Title Line Third Line*.
- Noorhidana, V. A. (2009). "SAMBUNGAN BASAH (WET-JOINT) TERHADAP BEBAN ULTIMIT Abstrak." (1).
- PCI Design Handbook 6th Edition. (2007). "Designing with Precast and Prestressed Concrete." 318.
- Rawat, S. S., and Kumar, S. (2015). "Effect of Different Steel Sections on Design of Roof Truss." 2(2), 20–24.

- Riyanto, H. (2010). “Perilaku Statis Struktur Beton Pracetak Dengan Sistem Sambungan Basah.” *Jurnal Teknik Sipil*, 1–11.
- Sianturi, N. M. (2012). “Tinjauan Penggunaan Balok Pracetak Pada Pembangunan Gedung.” *Jurnal Rancang Sipil*, 1(1), 10–20.
- Yee, A. A. (2001). “Structural and Economic Benefits of Precast/Prestressed Concrete Construction.” *PCI Journal*.
- Yogesh, G., and Koradiya, P. K. C. (2016). “Design and Comparison of Steel Roof Truss with Tubular Section (using SP : 38 And IS : 800-2007) Darshan Institute of Engineering and Technology (Rajkot), Gujarat Technological University.” 4(2), 972–974.

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

LAMPIRAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM SARJANA (S1)
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK – ITS

BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR

Pada hari ini **Senin** tanggal **23 Juli 2018** jam **09.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

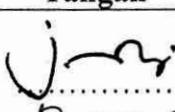
NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111440000087	Mahendra Perdana Sopaheluwakan	Modifikasi Struktur dan Penjadwalan Gedung RSGM Nala Husada dengan Building Information Modeling (BIM)

Dengan Hasil :

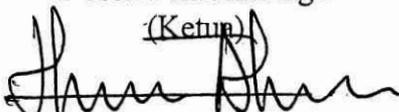
<input type="checkbox"/> Lulus Tanpa Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
<input checked="" type="checkbox"/> Lulus Dengan Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Lisan

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

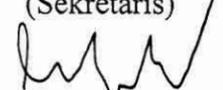
1. Tuliskan keterbatasan software terkait ketersediaan material di Indonesia.
2. Perbaiki abstrak dan kesimpulan, terutama terkait penjadwalan.
3. Daftar Pustaka
4. Tuliskan asumsi m.a.t yang memungkinkan untuk pelaksanaan metode open-cut !
5. Tambahkan penjelasan ttg B.I.M.
6. Kesetimbangan → dikoreksi hitungannya !
7. Perbaiki gambar pondasi

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Dr. Eng. Januarti Jaya E., ST. MT	
Bambang Piscesa, ST. MT. PhD	
Yusroniya Eka Putri R. W., ST. MT	

Surabaya, 23 Juli 2018
Dosen Pembimbing I

(Ketua)

Harun Al Rasyid, ST. MT

Dosen Pembimbing 2
(Sekretaris)


Cahyono Bintang Nurcahyo, ST. MT

(Ketua)

(Yusroniya Eka Putri, ST. MT)



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: HARUN ALRASYID. S.T., M.T., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: MAHENDRA PERDANA SOPAHELUWAKAN
NRP	: 0311144000087
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI STRUKTUR DAN PENJADWALAN GEDUNG RSGM NALA HUSADA DENGAN BUILDING INFORMATION MODELLING
TANGGAL PROPOSAL	: 1 FEBRUARI 2018
NO. SP-MMTA	: 023757 / ITS2. VI. 4.1 / PP.05.02.00 / 2018.

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	7/03 2018	Preliminary Desain balok induk, balok anak, Revisi pelat.	- Preliminary pelat, Atap rangka baja, Struktur Sekunder dan pembebanan.	
2.	25/04 2018	Atap, Preliminary Pelat, pembebanan	- tulangan angkat pelat,	
3.	2/05 2018	- Struktur Sekunder tangga, balok anak dan tulangan angkat. - Perencanaan Struktur	- revisi struktur Sekunder dan tangga pada alat angkatnya dan balok induk. - revisi permodelan Struktur	
4.	9/05 2018	- Revisi tangga dan alat angkatnya - Revisi permodelan Struktur - Perencanaan Balok Induk.	- revisi tulangan angkat balok - Sambungan - Kolom	
5.	24/05 2018	- Kolom - Perencanaan Sleeve kolom - Pengerangkaannya	- menghitung shearwall - Sambungan balok induk - Sambungan balok induk - balok anak.	
6.	4/06 2018	- Shearwall - Sambungan balok Induk, Anak - Daya dukung tanah.		



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukotilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



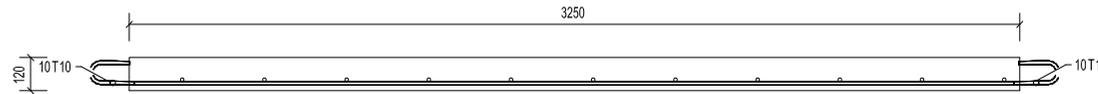
Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: CAHYONO BINTANG NURCAHYO, ST. MT.
NAMA MAHASISWA	: MAHENDRA PERDANA SOPAHELWAKAN
NRP	: 0311144 0000087
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI STRUKTUR dan PENJADWALAN GEDUNG RSOBM NALA HUSA DA DENGAN BUILDING INFORMATION MODELLING (BIM)
TANGGAL PROPOSAL	: 1 FEBRUARI 2018
NO. SP-MMTA	: 023757 /ITS2.VI.4.1 /PP.05.02.00 (2018)

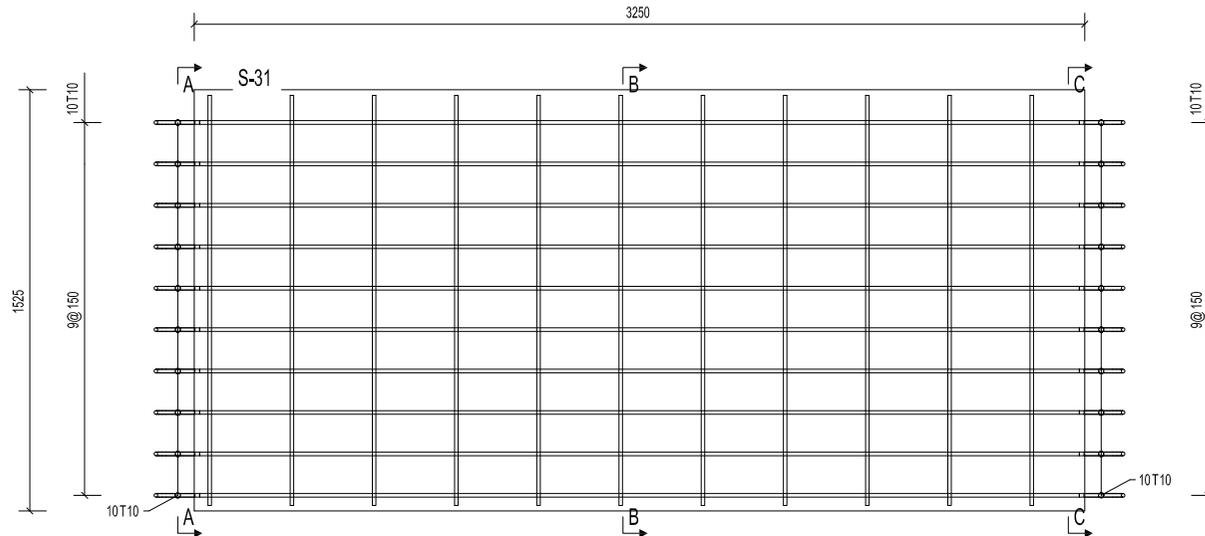
NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	2/04 2018	- List Alat angkat yang digunakan	- Site Plan Proyek	
2.	11/04 2018	- Perancangan Site plan Proyek - Penetapan Penggunaan alat angkat	- Permodelan tekla Structure - metode pemasangan Sambungan	
3.	29/04 2018	- Permodelan tekla Structure - metode pemasangan Sambungan	- Pembagian fase pekerjaan - Revisi model tekla	
4.	4/05 2018	- Pembagian fase pekerjaan - Revisi model tekla	- Perhitungan volume pekerjaan - Penjadwalan via tekla	
5.	9/05 2018	- Perhitungan volume pekerjaan	- Perubahan modeling tekla Structure	
6.	29/05 2018	- Perhitungan volume pekerjaan Revisi lagi	- Perbaiki permodelan tekla dan perhitungan volume.	



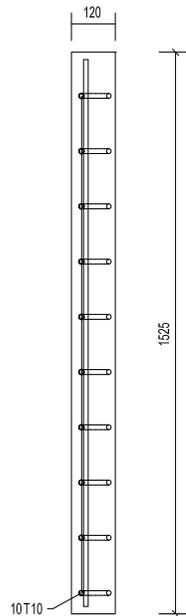
Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumuhan
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



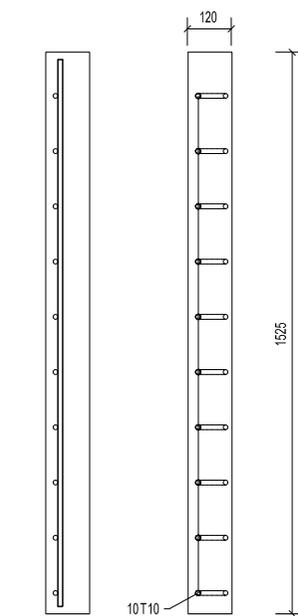
PLAN (1:20)



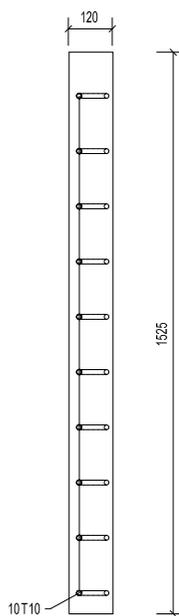
SIDE ELEVATION (1:20)



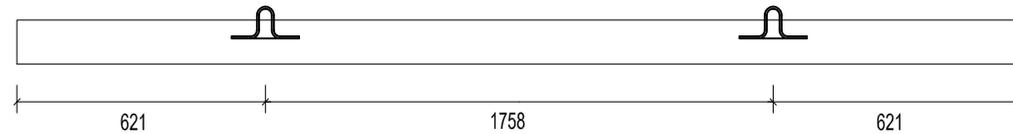
A - A (1:15)



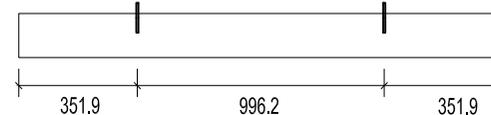
B - B (1:15)



C - C (1:15)



POSISI ALAT ANGGAT



Element Quantity	70
Element Weight (ton)	1.40
Concrete Volume (m3)	0.99
Concrete Grade	C40
Reinf. Bar D-13 (kg)	4.2
Reinf. Bar 15-10 (kg)	0.0
Reinforcement (kg)	4.2
Reinforcement (kg/m3)	7.1
Strand (kg)	0.0
Mesh (kg)	29.9

BAR BENDING SCHEDULE		Shape Codes To BS8669:2005 - All Elements Taken To The Outer Edge									
Bar Mark	Type	Size	Nos	L	Shape Code	Dimensions				Bending Radius	
						a	b	c	d	rb	rb
81	T	10	20	340	13	166	86	148	0	0	0

REV	DATE	BY	DESCRIPTION

PROJECT TITLE :
**MODIFIKASI STRUKTUR DAN
PENJADWALAN
GEDUNG RSGM
NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION
MODELLING (BIM)**

OWNER :

ARCHITECT :

ACADEMIC SUPERVISOR :
**Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.**

MAIN CONTRACTOR :

PROJECT :

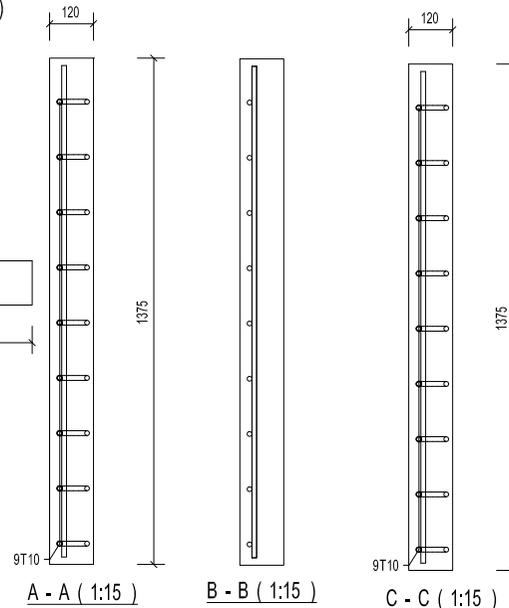
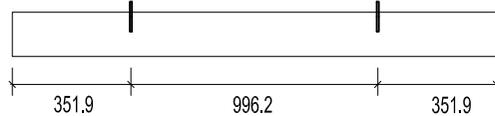
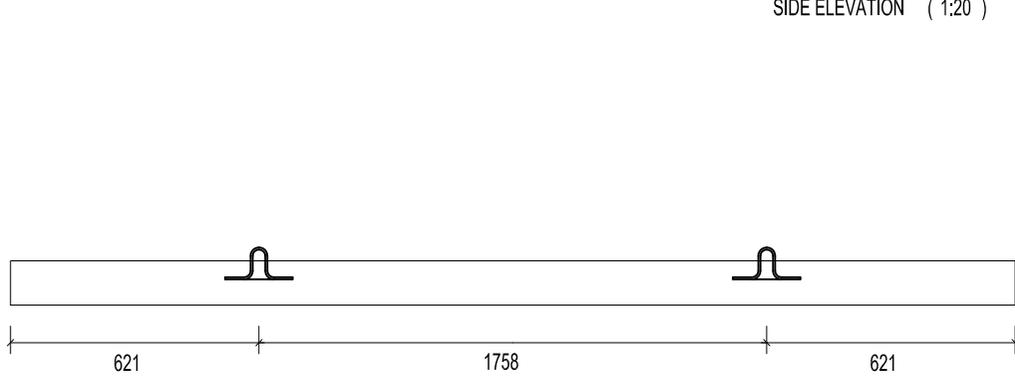
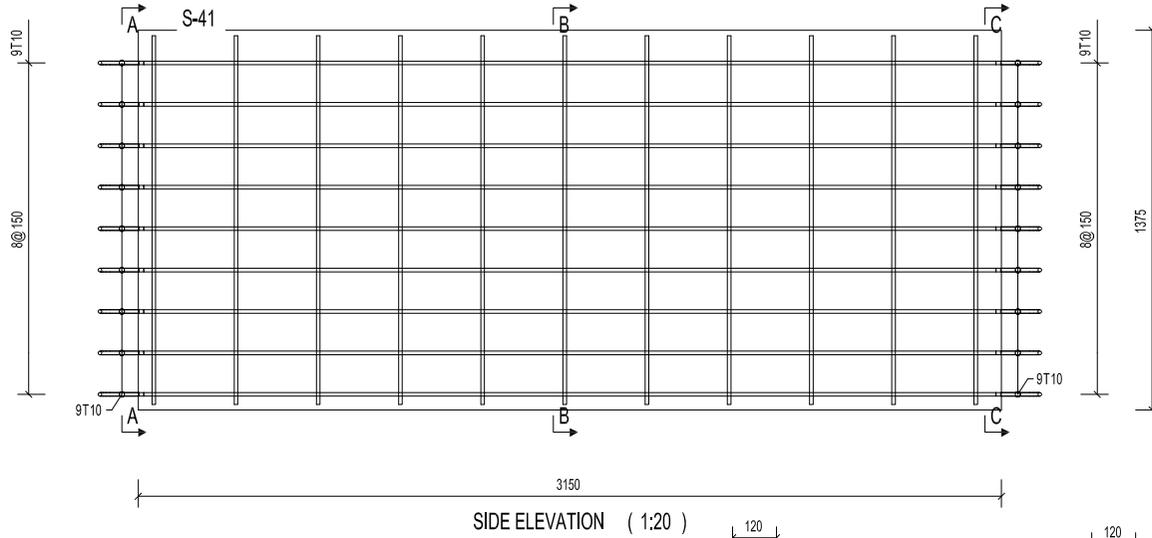
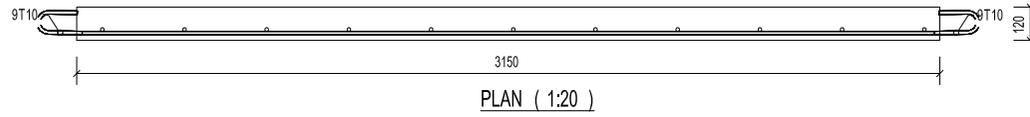
TITLE :
**PELAT S3
L 3.5X1.7 M**

PRECASTER :
**Mahendra Perdana
Sopaheluwakan
03111440000078**

REVISION	NO	DATE	DESCRIPTION



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumuhan
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



Element Quantity	40
Element Volume (m)	1.30
Concrete Volume (m3)	0.02
Concrete Grade	C40
Rebar Bar 13 (kg)	3.8
Rebar Bar 15-10 (kg)	0.0
Reinforcement (kg)	3.8
Reinforcement (kg/m3)	7.3
Strand (kg)	0.0
Mesh (kg)	20.3

Bar Mark	Type	Size	No	L	Shape Code	Dimensions			Bending Radius
						a	s	d	
81	T	10	18	340	13	166	86	148	0

REV	DATE	BY	DESCRIPTION

PROJECT TITLE :
**MODIFIKASI STRUKTUR DAN
PENJADWALAN
GEDUNG RSGM
NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION
MODELLING (BIM)**

OWNER :

ARCHITECT :

ACADEMIC SUPERVISOR :
**Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.**

MAIN CONTRACTOR :

PROJECT :

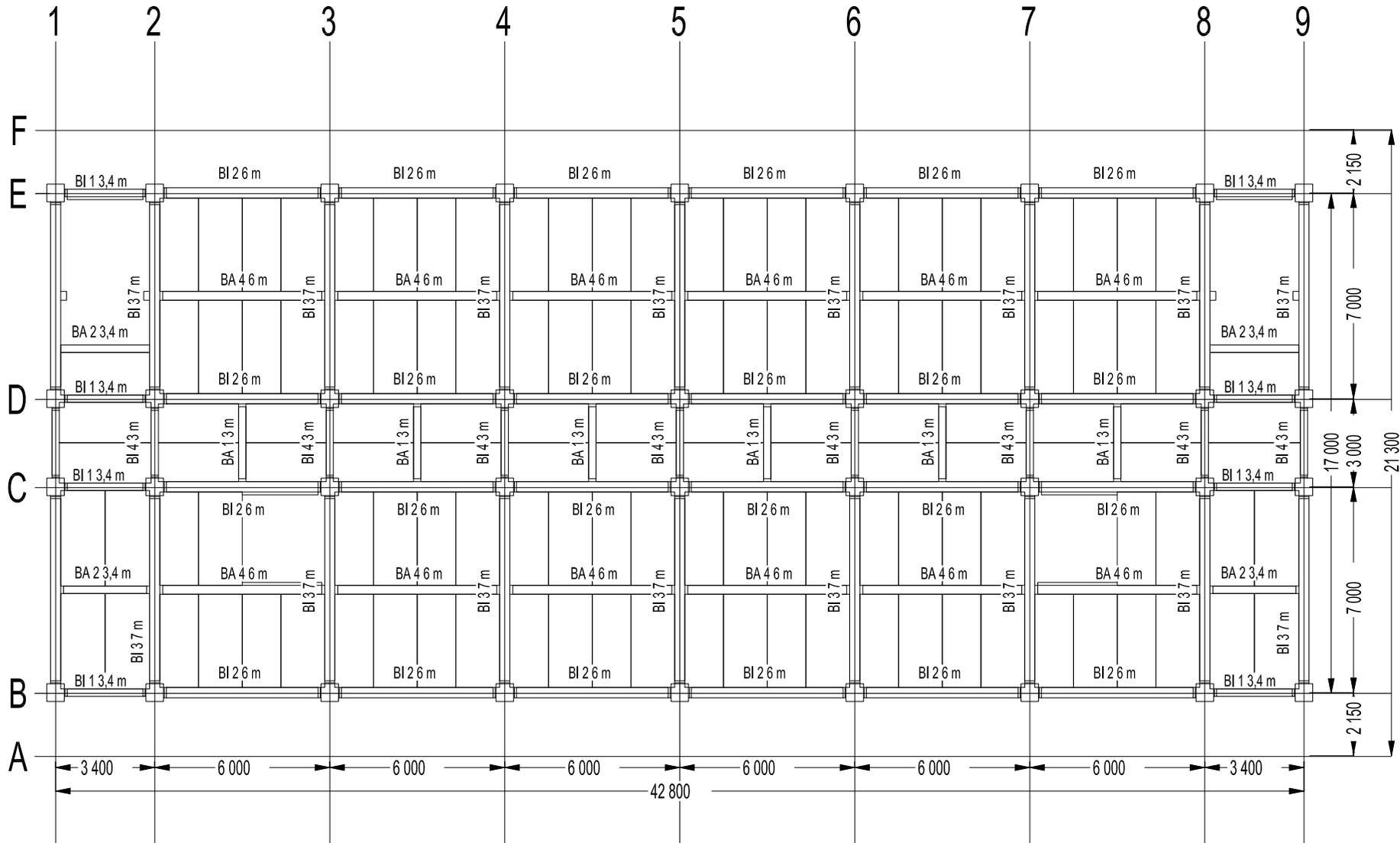
TITLE :
**PELAT S4
L 3.4X1.5 M**

PRECASTER :
**Mahendra Perdana
Sopaheluwakan
0311144000078**

REVISION NO.	1	REVISION	REVISION RSGM MODIF
SCALE	1:15, 1:20	PROJECT TITLE	
DATE		DATE	
PROJECT NUMBER		OFFICE NUMBER	



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



1:200
Plan 0

NO. DATE BY DESCRIPTION

PROJECT TITLE :

MODIFIKASI STRUKTUR DAN
PENJADWALAN
GEDUNG RSGM
NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION
MODELLING (BIM)

OWNER :

ARCHITECT :

ACADEMIC SUPERVISOR :

Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.

MAIN CONTRACTOR :

PROJECT :

TITLE :
DENAH PEMBALOKAN
LANTAI 1 - 8

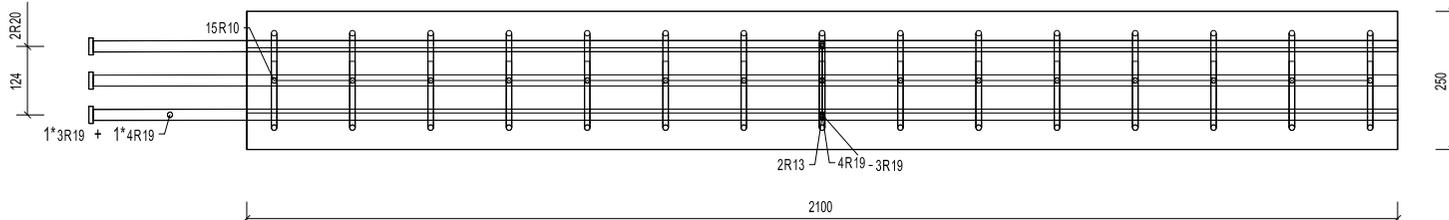
PRECASTER :

Mahendra Perdana
Sopaheluwakan
03111440000078

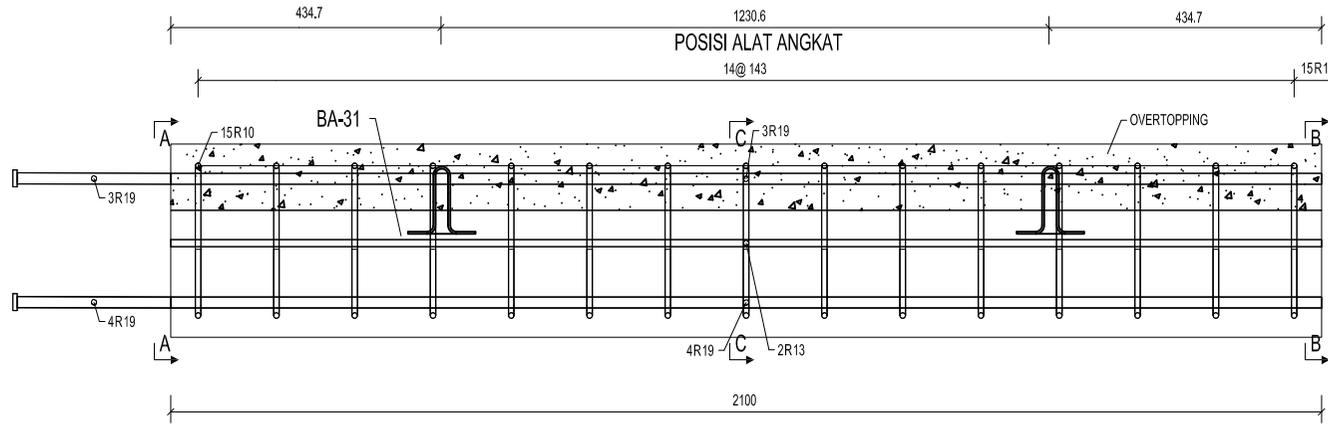
MODELLED BY	REVISION
SCALE	DATE
1:200 1/20	14/11/20
DRAWN BY	CHECKED BY
MADE BY	DATE
PROJECT NO.	NO.
1	1



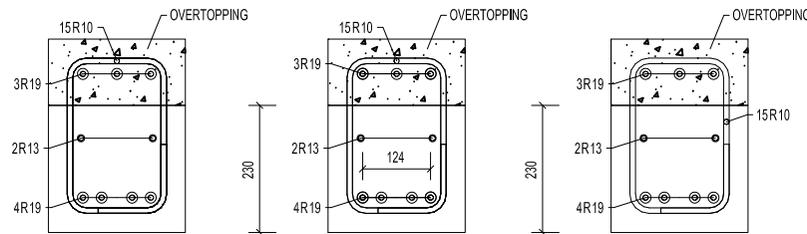
Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumuhan
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



PLAN (1:10)



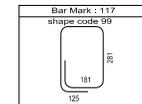
SIDE ELEVATION (1:10)



C - C (1:10)

A - A (1:10)

B - B (1:10)



Element Quantity	1
Element Weight (ton)	0.49
Concrete Volume (m ³)	0.18
Concrete Grade	C40
Reinf. Bar 13 (kg)	14.2
Reinf. Bar 16-40 (kg)	29.3
Reinforcement (kg)	43.5
Reinforcement (kg/m ³)	236.9
Strand (kg)	0.0
Mish (kg)	0.0

BAR BENDING SCHEDULE		Shape Codes to BS8666: 2005 - All Dimensions Taken To The Outer Edge								
Bar Mark	Type	Stk	No	L	Shape Code	a	b	c	d	Bending Radius
117	R	10	15	1060	99					0
136	R	20	5	2100	00	2100				0
143	R	20	5	280	00	280				0
162	R	13	2	2100	00	2100				0

PROJECT TITLE :

MODIFIKASI STRUKTUR DAN
PENJADWALAN
GEDUNG RSGM
NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION
MODELLING (BIM)

OWNER :

ARCHITECT :

ACADEMIC SUPERVISOR :

Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.

MAIN CONTRACTOR :

PROJECT :

TITLE :
**BALOK ANAK 3
L 2.1 M**

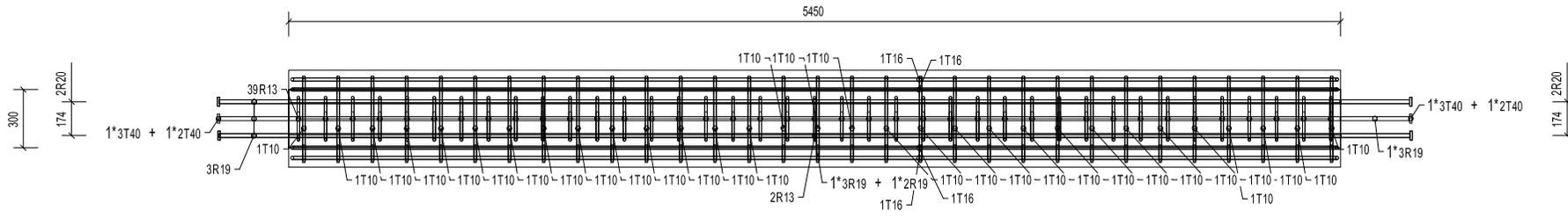
PRECASTER :

**Mahendra Perdana
Sopaheluwakan
0311144000078**

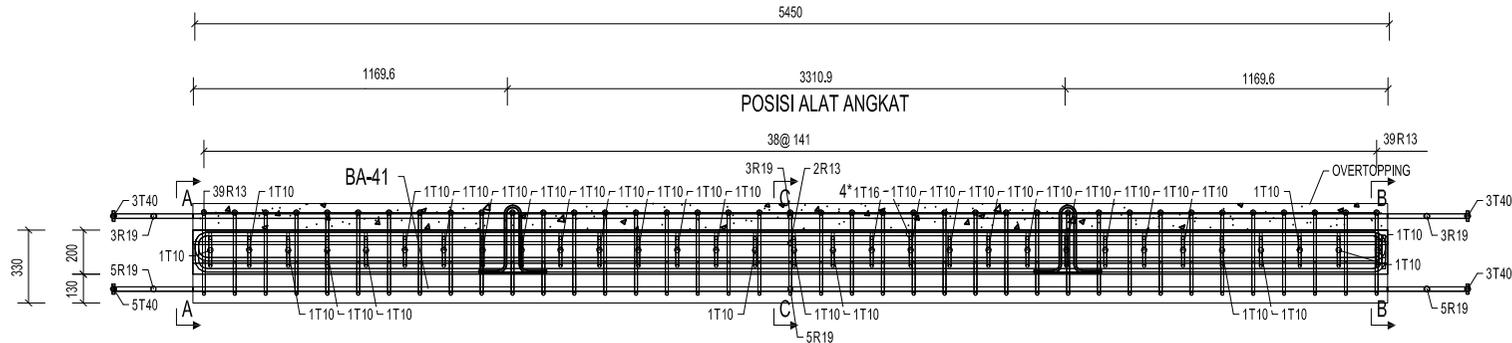
REVISION	NO.	DATE	BY	DESCRIPTION



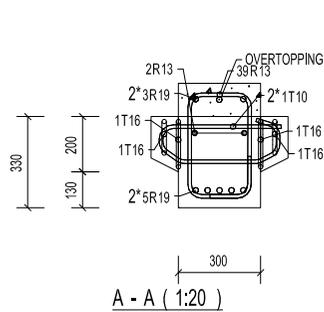
Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumahan
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



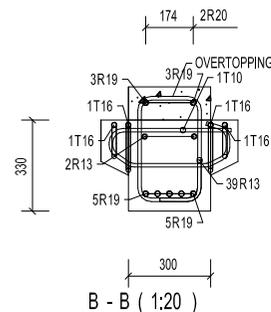
PLAN (1:25)



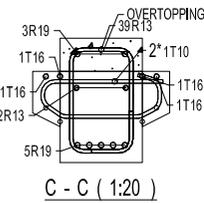
SIDE ELEVATION (1:25)



A - A (1:20)



B - B (1:20)



C - C (1:20)

PROJECT TITLE :

MODIFIKASI STRUKTUR DAN
PENJADWALAN
GEDUNG RSGM
NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION
MODELLING (BIM)

OWNER :

ARCHITECT :

ACADEMIC SUPERVISOR :

Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.

MAIN CONTRACTOR :

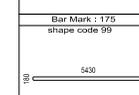
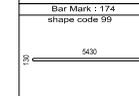
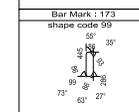
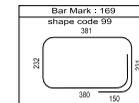
PROJECT :

TITLE :

BALOK ANAK 4
L 6 M

PRECASTER :

Mahendra Perdana
Sopaheluwakan
0311144000078



Element Quantity	66
Element Weight (ton)	2.50
Concrete Volume (m3)	0.93
Concrete Grate	C40
Reinf. Bar #13 (kg)	87.0
Reinf. Bar #16 (kg)	147.7
Reinf. Bar #19 (kg)	235.8
Reinf. Bar #25 (kg)	254.3
Strand (kg)	0.0
Mesh (kg)	0.0

Bar Mark	Type	Sta	No	L	Shape Code	Dimensions						Bending Radius	
						a	b	c	d	e	f		
138	R	19	5	5450	00	5450							0
166	R	13	2	5450	00	5450							0
169	R	13	39	1360	99								0
172	R	19	10	360	00	360							0
173	T	10	31	1080	99								0
174	T	16	2	11070	99								0
175	T	16	2	11220	99								0
176	T	40	10	10	00	12							0

REVISION NO.	1	DATE	1220 1:25	REVISION	REVISION
DESIGNER		CHECKER		DATE	
DRAWN		DATE		PROJECT	
DATE		PROJECT		DATE	
PROJECT		DATE		PROJECT	
DATE		PROJECT		DATE	



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

NO.	DATE	BY	DESCRIPTION

PROJECT TITLE :
**MODIFIKASI STRUKTUR DAN
PENJADWALAN
GEDUNG RSGM
NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION
MODELLING (BIM)**

OWNER :

ARCHITECT :

ACADEMIC SUPERVISOR :
**Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.**

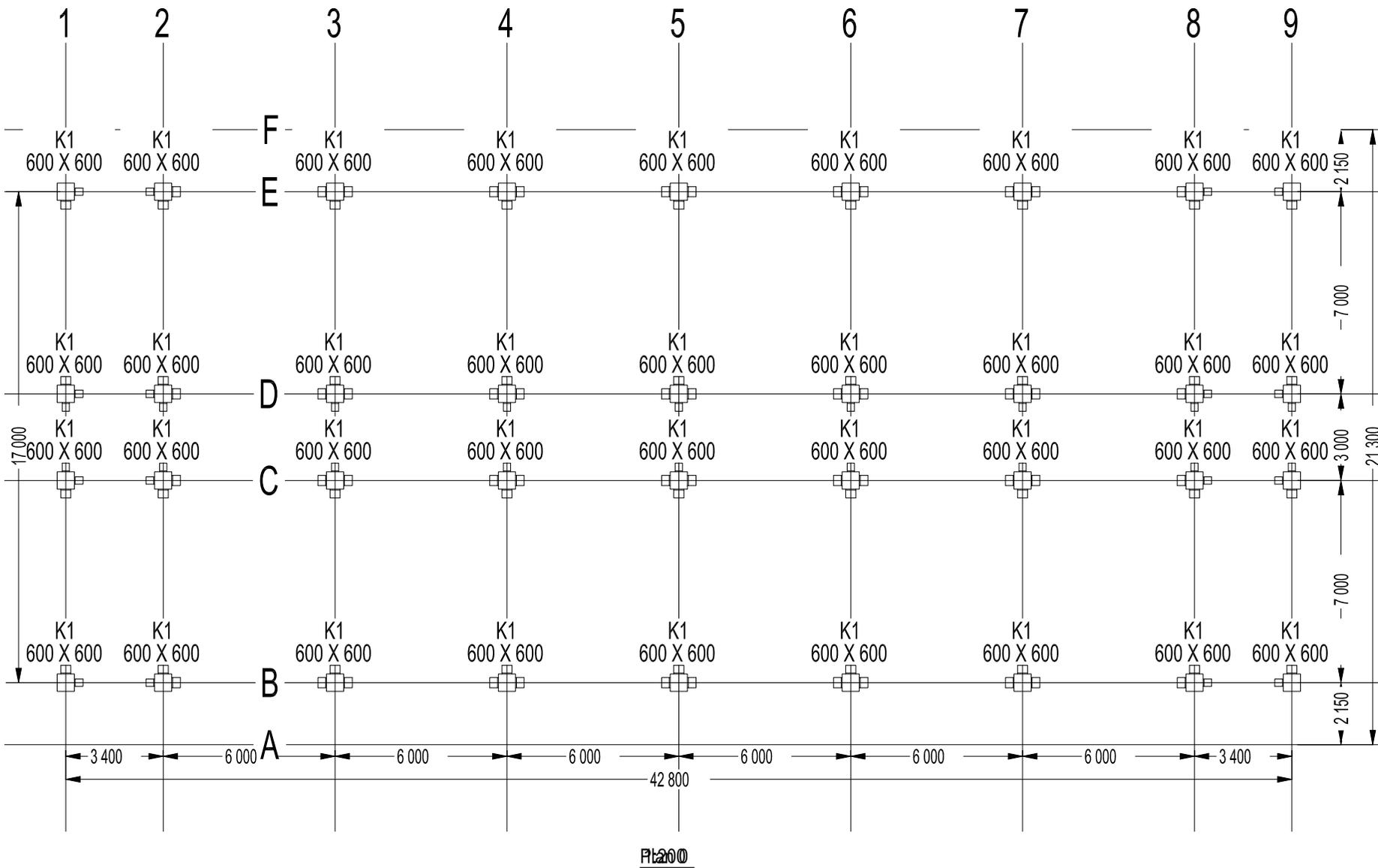
MAIN CONTRACTOR :

PROJECT :

TITLE :
**DENAH KOLOM
LANTAI 1 - 8**

PRECASTER :
**Mahendra Perdana
Sopaheluwakan
03111440000078**

NO.	DATE	BY	DESCRIPTION





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

NO. :
DATE :
BY :
DESCRIPTION :

PROJECT TITLE :

MODIFIKASI STRUKTUR DAN
PENJADWALAN
GEDUNG RSGM
NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION
MODELLING (BIM)

OWNER :

ARCHITECT :

ACADEMIC SUPERVISOR :

Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.

MAIN CONTRACTOR :

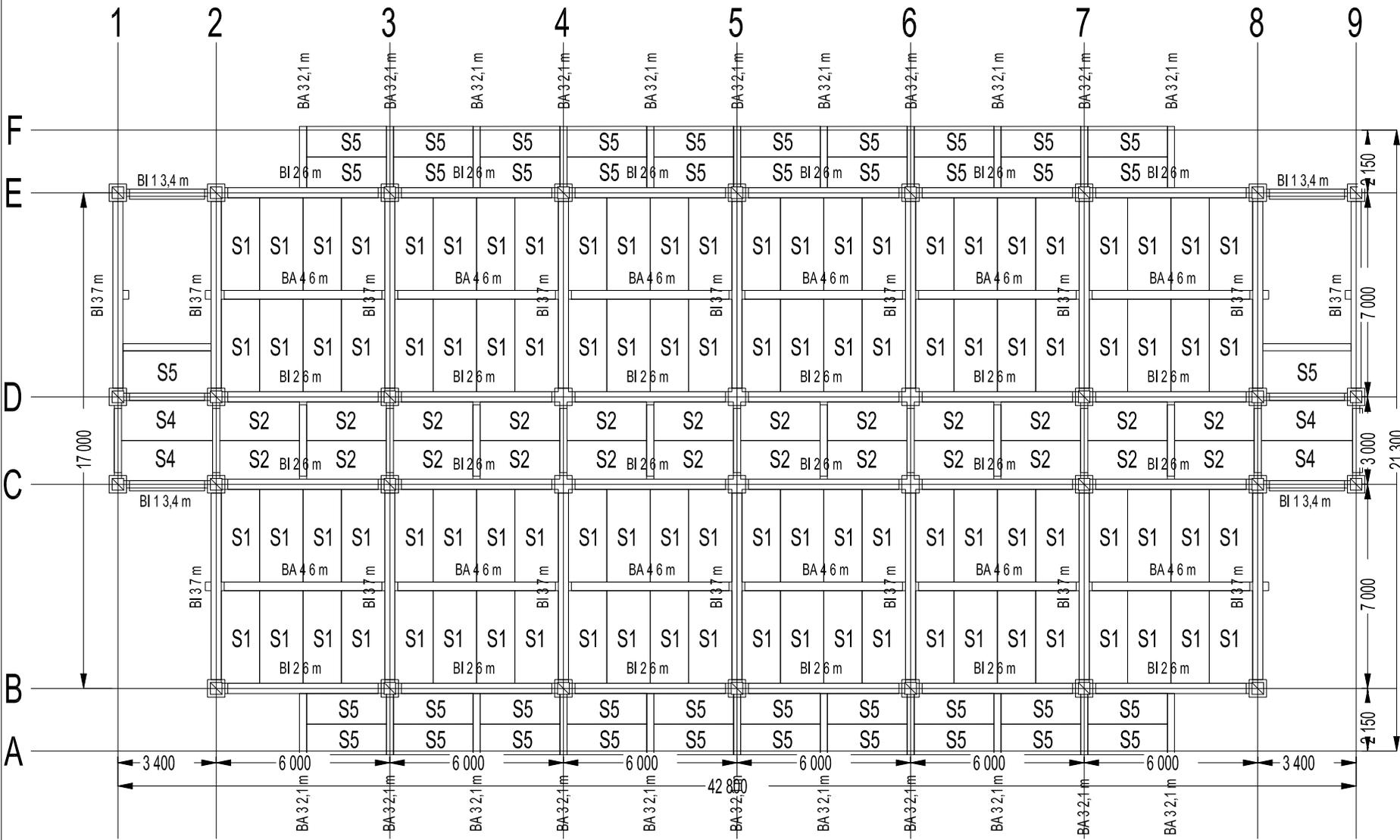
PROJECT :

TITLE :
DENAH BALOK
DAN PELAT
LANTAI 9

PRECASTER :

Mahendra Perdana
Sopaheluwakan
0311144000078

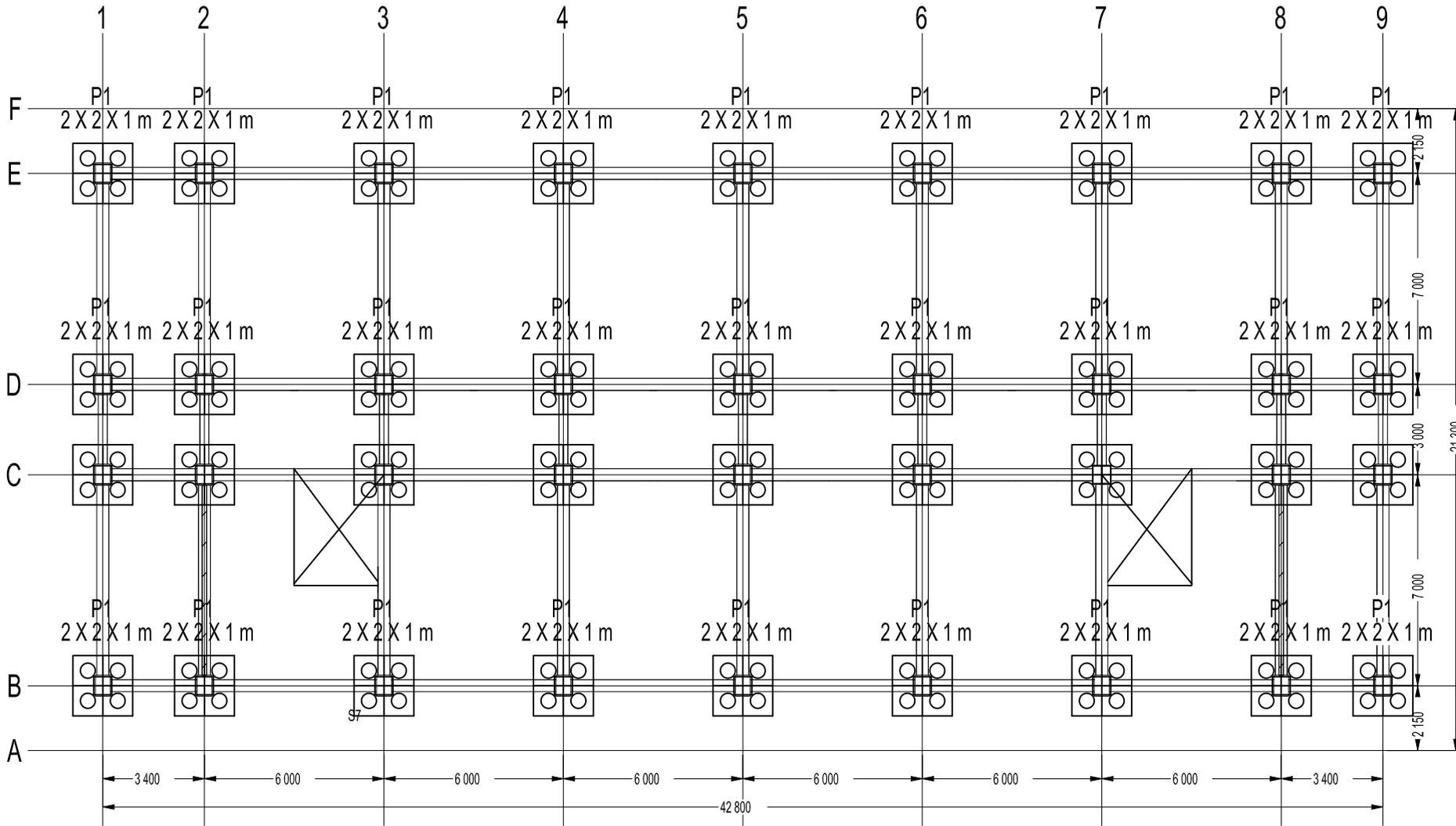
MODELLED BY	REVISION
SCALE	DATE
1:200 1:200	FILE
DATE	PROJECT
FILE	DATE
PROJECT	DATE
1	15.12.2015



Plan: 20000



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



DENAH PONDASI
1:150

NO.	DATE	BY	DESCRIPTION

PROJECT TITLE :
**MODIFIKASI STRUKTUR DAN
PENJADWALAN
GEDUNG RSGM
NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION
MODELLING (BIM)**

OWNER :

ARCHITECT :

ACADEMIC SUPERVISOR :
**Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.**

MAIN CONTRACTOR :

PROJECT :

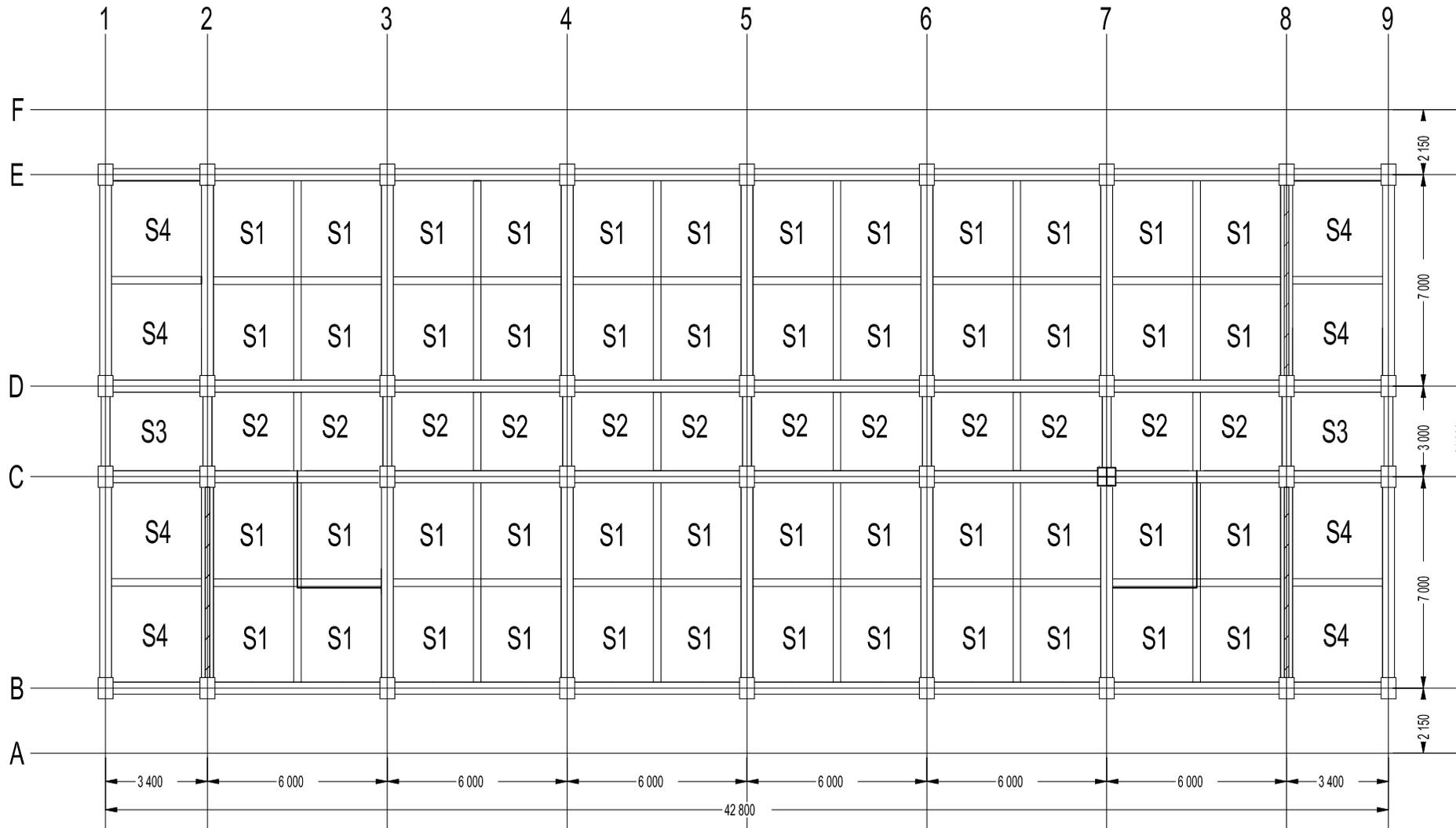
TITLE :
DENAH PONDASI

PRECASTER :
**Mahendra Perdana
Sopaheluwakan
03111440000078**

MODELLED BY	REVISION
SCALE 1:20 - 1:250	DATE
DATE	SCALE
PROJECT	OWNER



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember



DENAH PELAT BASEMENT
1:150

NO.	DATE	BY	DESCRIPTION

PROJECT TITLE :
**MODIFIKASI STRUKTUR DAN
PENJADWALAN
GEDUNG RSGM
NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION
MODELLING (BIM)**

OWNER :

ARCHITECT :

ACADEMIC SUPERVISOR :
**Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.**

MAIN CONTRACTOR :

PROJECT :

TITLE :
**DENAH PELAT
BASEMENT**

PRECASTER :
**Mahendra Perdana
Sopaheluwakan
03111440000078**

MODELLED BY	REVISION
SCALE 1:20 - 1:200	DATE
DATE	OWNER
PROJECT	NO.



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumahan
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

NO	REVISI	DATE	BY	DESCRIPTION

PROJECT TITLE :
**MODIFIKASI STRUKTUR DAN
PENJADWALAN
GEDUNG RSGM
NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION
MODELLING (BIM)**

OWNER :

ARCHITECT :

ACADEMIC SUPERVISOR :
**Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.**

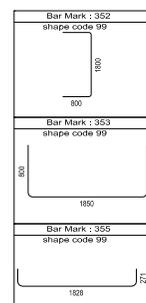
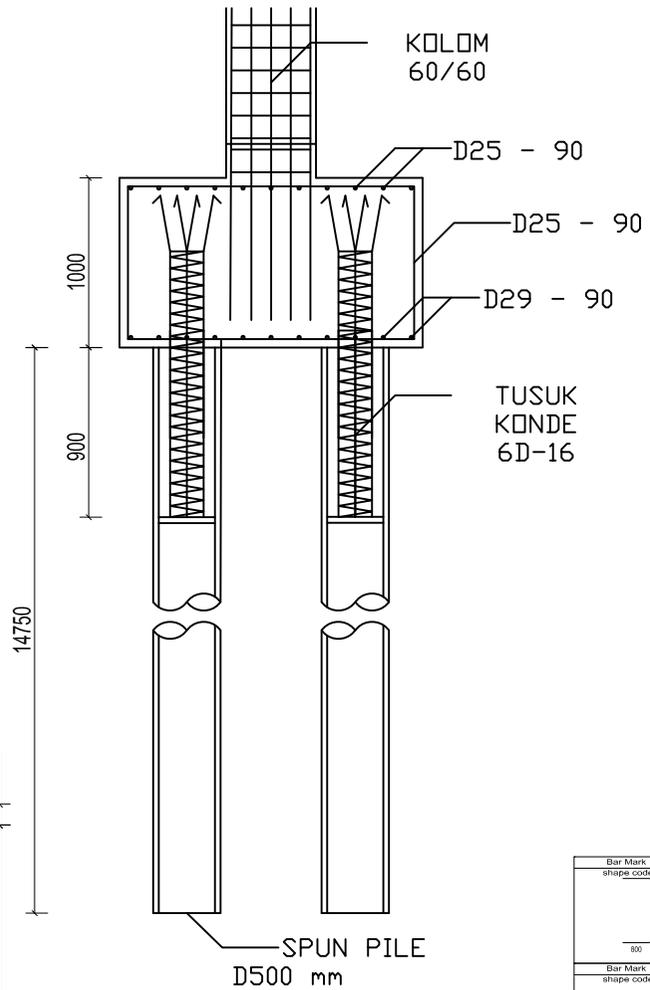
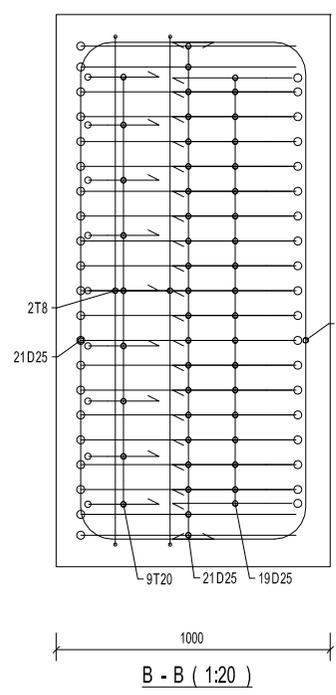
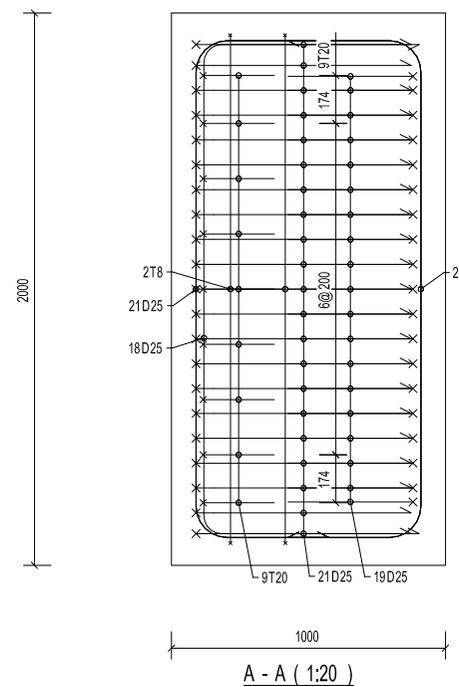
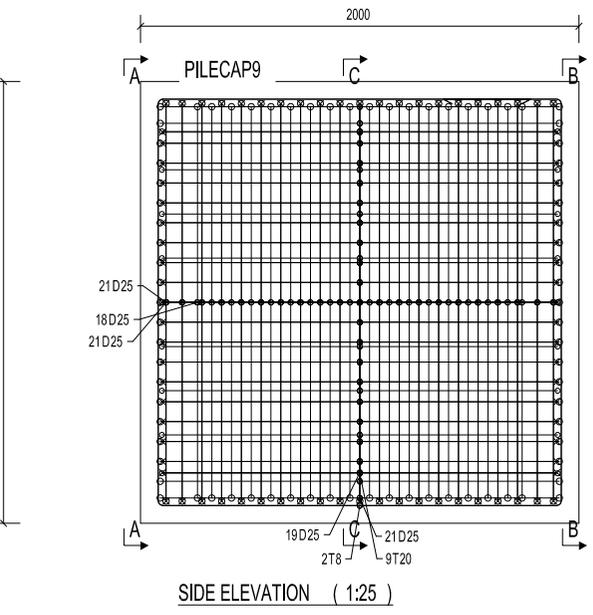
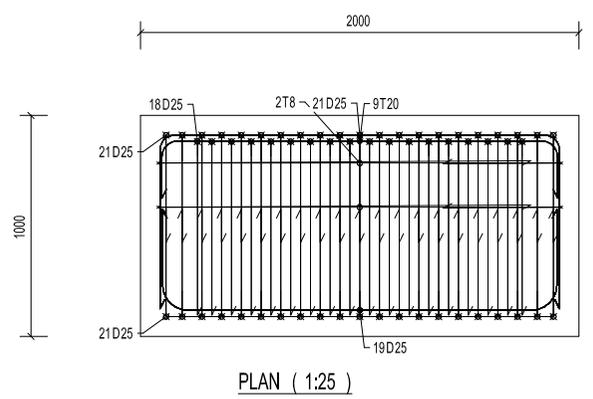
MAIN CONTRACTOR :

PROJECT :

TITLE :
PONDASI POER

PRECASTER :
**Mahendra Perdana
Sopaheluwakan
0311144000078**

REVISION	NO	DATE	BY	DESCRIPTION

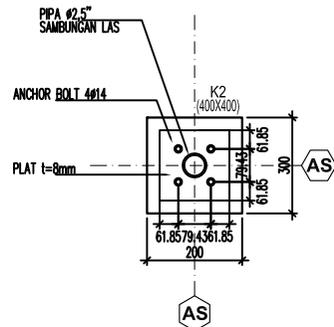


Element Quantity	36
Element Weight (ton)	10.97
Concrete Volume (m3)	4.00
Concrete Grade	C30
Reinf. Bar 6-13 (kg)	6.1
Reinf. Bar 16-40 (kg)	1172.1
Reinforcement (kg)	1178.2
Reinforcement (kg/m3)	294.6
Strand (kg)	0.0
Mesh (kg)	0.0

BAR BENDING SCHEDULE					Shape Codes To BS8666:2005 All Dimensions Taken To The Outer Edge				Bending Radius		
Bar Mark	Type	Spm	Nbr	L	Shape Code	A	B	C	D	cc	cc
352	D	25	18	3280	99					0	
353	D	25	21	3330	99					0	
355	T	20	9	2260	99					0	
356	T	8	2	7710	41	1705	1850	1850	1850	544	
357	D	25	42	2670	21	500	1828	500		0	
358	D	25	19	2610	21	471	1828	471		0	

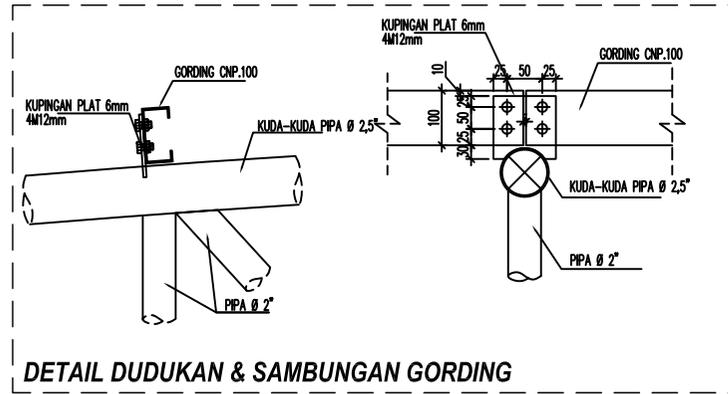


Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumahan
Institut Teknologi
Sepuluh Nopember

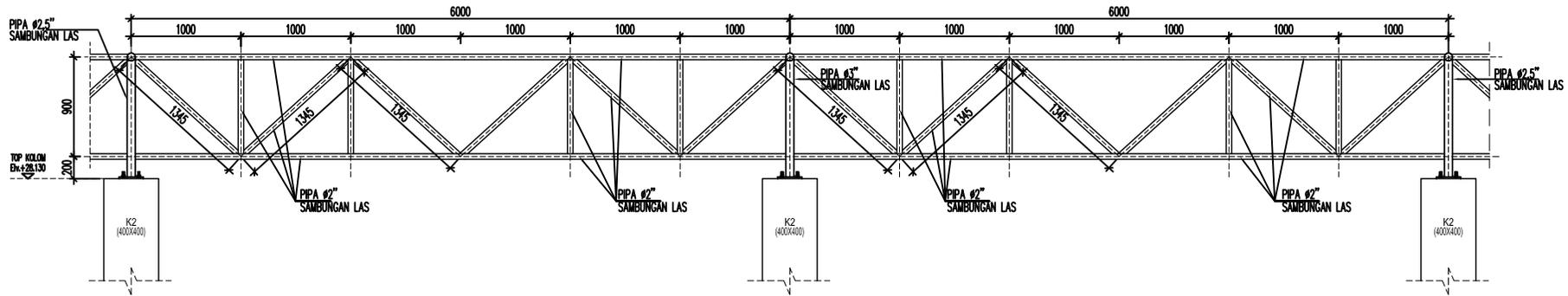


BASE PLATE KE KOLOM 40/40

RSGM FKG UHT SURABAYA [Skala 1 : 80]

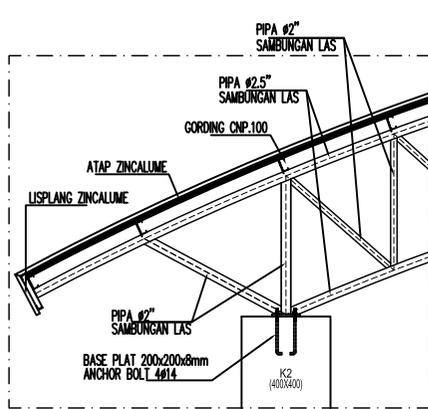


DETAIL DUDUKAN & SAMBUNGAN GORDING



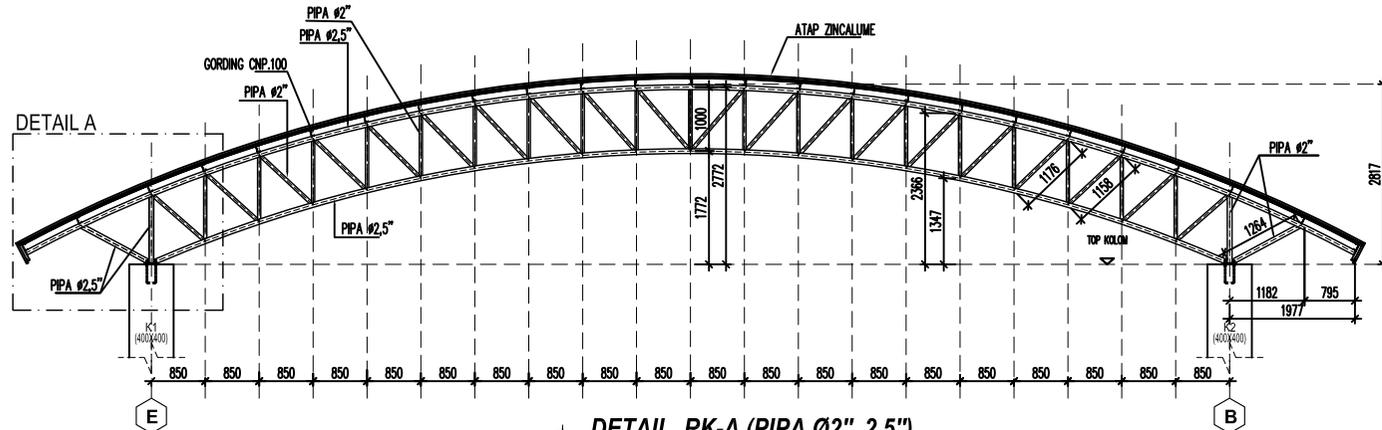
DETAIL RK-B (PIPA Ø2")

RSGM FKG UHT SURABAYA [Skala 1 : 80]



DETAIL A

RSGM FKG UHT SURABAYA [Skala 1 : 80]



DETAIL RK-A (PIPA Ø2", 2,5")

RSGM FKG UHT SURABAYA [Skala 1 : 80]

PROJECT TITLE :

MODIFIKASI STRUKTUR DAN
PENJADWALAN
GEDUNG RSGM
NALA HUSADA DENGAN
BUILDING INFORMATION
MODELLING (BIM)

OWNER :

ARCHITECT :

ACADEMIC SUPERVISOR :

Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.
Cahyono Bintang Nurcahyo, ST., MT.

MAIN CONTRACTOR :

PROJECT :

TITLE :

RANGKA ATAP BAJA

PRECASTER :

Mahendra Perdana
Sopaheluwan
03111440000078

REVISI NO.	REVISI	REVISI	REVISI
NO. URUT	ALASAN	DATE	BY
1	1:50		
NO. DESA	NO. PROJEK	NO. LEMBAR	NO. TOTAL
01	01	11	11
NO. PROJEK	NO. LEMBAR	NO. TOTAL	NO. TOTAL
01	11	11	11

COPRA Anchoring Coupler

For bolted connections

- Multi-purpose anchoring system for all bolted connections
- Simplifies the process of installing bolted connections
- Prevents bars from protruding from the formwork
- Quick and easy installation into concrete with the help of standard accessories
- Transfers forces after precast elements are erected and nuts are tightened

The COPRA Anchoring Coupler is a rebar anchor with female threads for bolted connections in precast concrete structures. COPRA is mainly used in foundation-to-column and column-to-beam connections in combination with HPKM[®] / PEC Column Shoes or BECO Beam Shoes.

COPRA Anchoring Couplers transfer tensile, compression, and shear forces through the connection during erection and in the final stage. COPRA can be adapted to all types of concrete structure.

Hidden COPRA Anchoring Couplers with removable threaded bars avoid the risk of protruding parts being damaged during construction. The joint between the two precast concrete parts is grouted to finalize the connection.

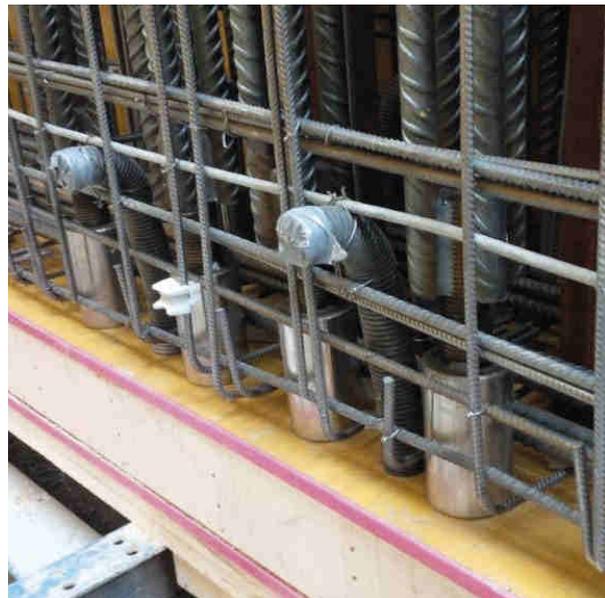


Table 2. Dimensions of the COPRA L with headed anchor bar(s).

	Load class H					Load class P				
	COPRA 16H	COPRA 20H	COPRA 24H	COPRA 30H	COPRA 39H	COPRA 30P	COPRA 36P	COPRA 39P	COPRA 45P	COPRA 52P
M	M16	M20	M24	M30	M39	M30	M36	M39	M45	M52
l_{TB} [mm]	130	145	166	195	245	195	220	245	263	320
l_{Co} [mm]	48	60	72	90	120	90	108	120	135	160
Ø_c [mm]	25	30	35	50	65	50	60	65	75	90
Ø [mm]	Ø16	Ø20	Ø25	Ø32	Ø40	2Ø25	2Ø28	2Ø28	2Ø32	4Ø32
d_h [mm]	38	46	55	70	90	55	84	84	70	70
k [mm]	10	12	13	15	18	13	20	20	15	15
Color code	Yellow	Blue	Gray	Green	Orange	Black	Red	Brown	Purple	White

NOTE: The total length of the headed anchoring bars should be defined according to the dimensions of the concrete member and verified according to CEN/TS 1992-4-2.



MODIX Rebar Couplers

Safe and flexible rebar splicing system

Version: Peikko Group 01/2016

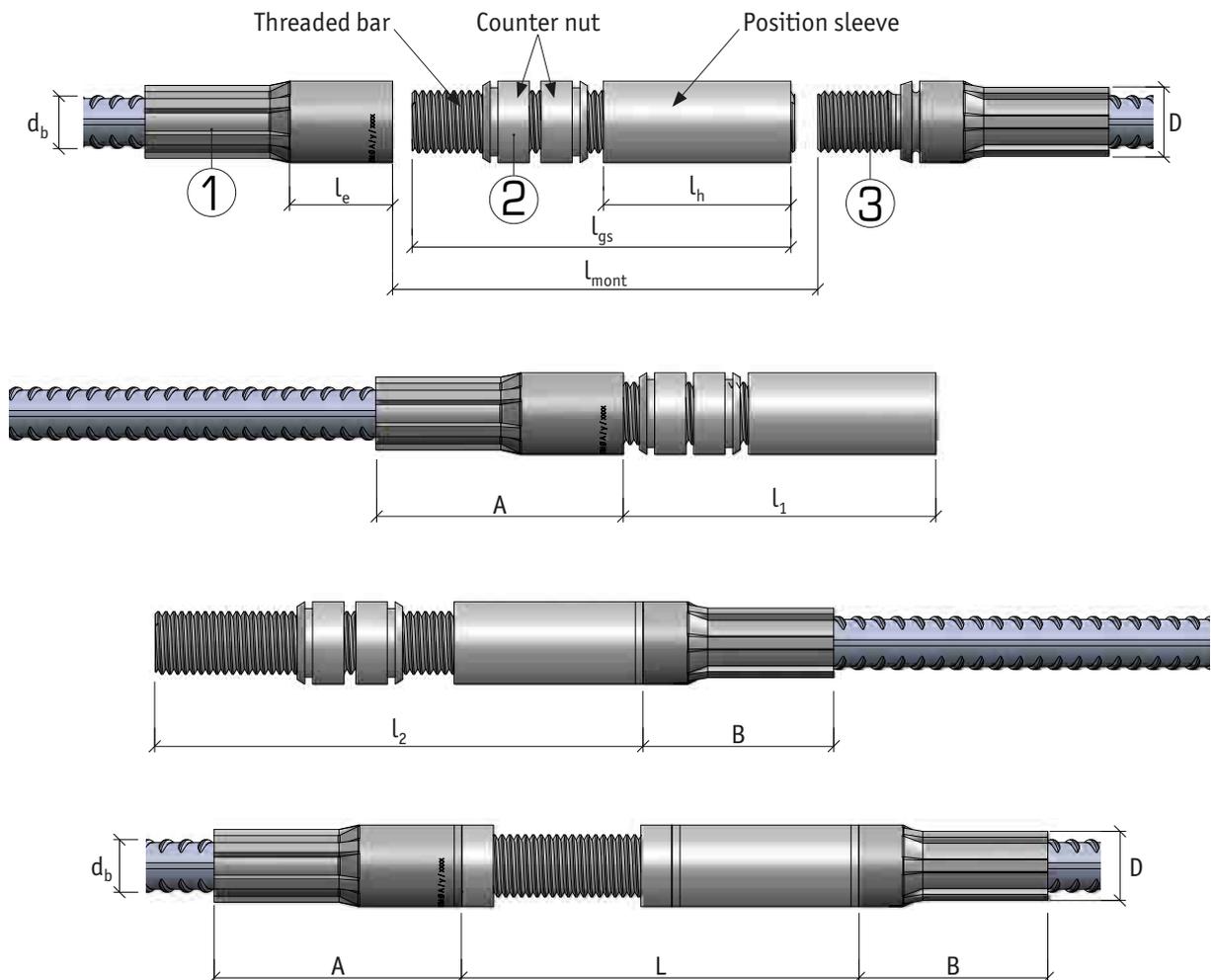


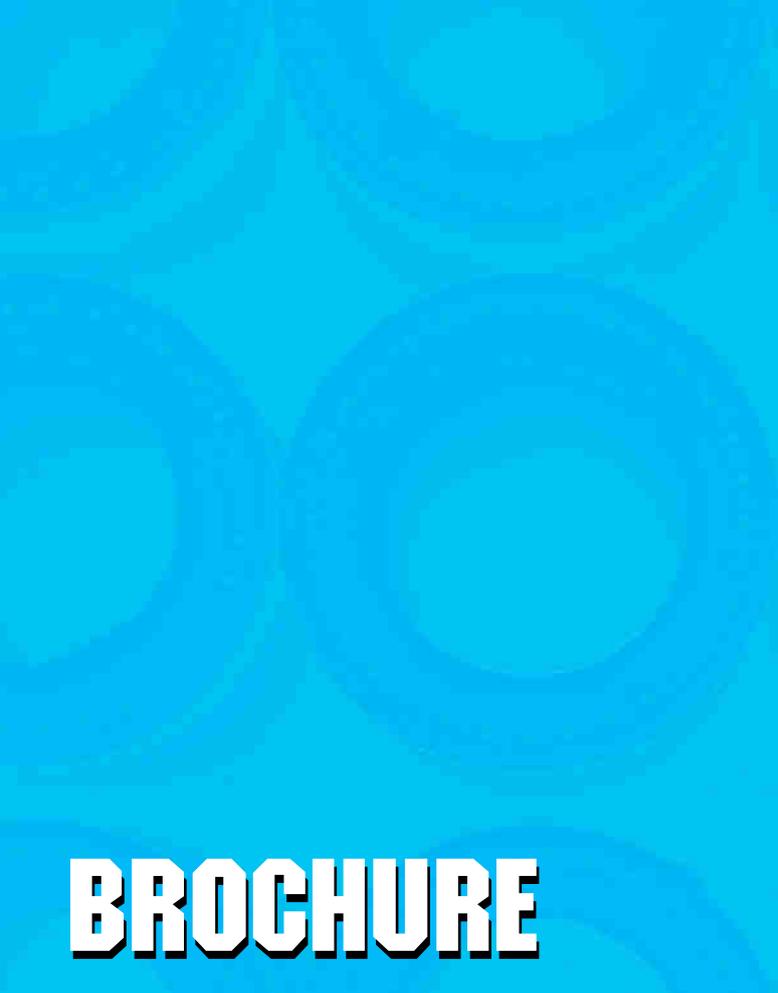
MODIX® PM (Position Coupler)

- For connecting straight or bent bars
- None of the bars can move axially or rotate



Coupler type	Bar $\varnothing d_b$ [mm]	Coupler $\varnothing D$ [mm]	Length Part A [mm]	Thread length Part A l_e	Length l_1	Length l_2	Length of position sleeve l_h	Length threaded bar l_{gs}	Max. free spacing l_{mont}	Length L	ISO metric thread M	Color of thread protector
PM10	10	17.5	52	21	58	95	37	79	59	74	M 12 x 1.75	Orange
PM12	12	21.0	63	26	72	119	48	98	73	93	M 16 x 2	Yellow
PM14	14	24.0	72	30	81	135	55	111	82	105	M 18 x 2.5	Blue
PM16	16	27.0	80	33	88	148	61	121	89	115	M 20 x 2.5	White
PM20	20	33.0	98	37	99	167	69	136	100	130	M 24 x 3	Gray
PM25	25	41.0	122	44	117	200	83	161	118	156	M 30 x 3.5	Red
PM28	28	47.0	141	51	136	233	97	187	137	182	M 36 x 4	Black
PM32	32	53.0	156	59	155	267	112	214	156	208	M 42 x 4.5	Brown
PM40	40	63.5	163	65	175	301	127	240	173	234	M 48 x 5.0	Green



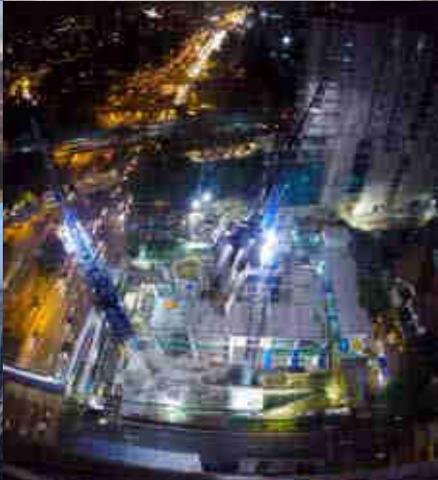


BROCHURE

THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER



Innovation and Trust



PC PILES

DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

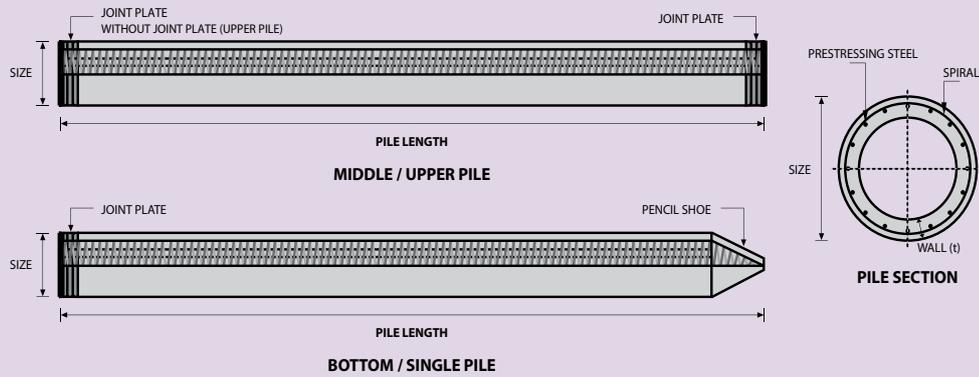
DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
	SNI 2847 - 2013	Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm ²) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

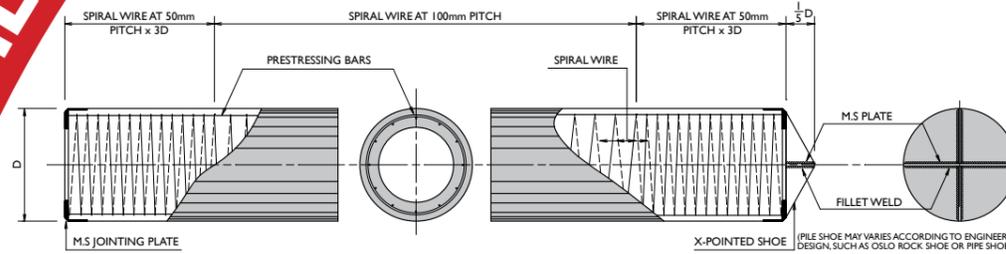
Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
 **) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
 ***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

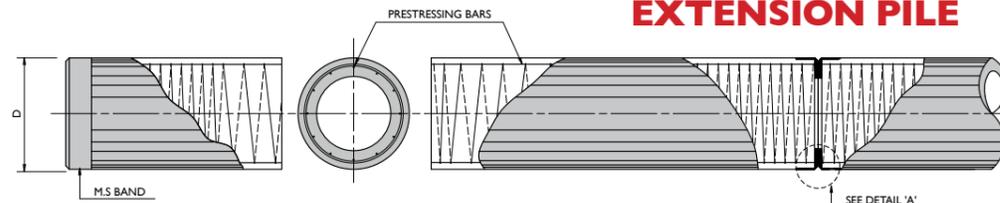
SECTIONAL DETAILS & BONDING INTO PILE CAP

SECTIONAL DETAILS OF ICP PILES

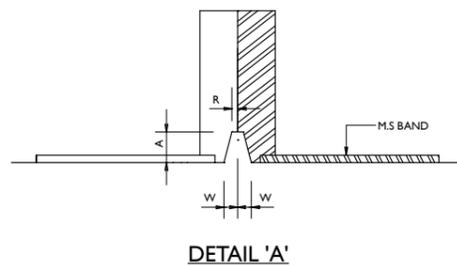
STARTER PILE



EXTENSION PILE



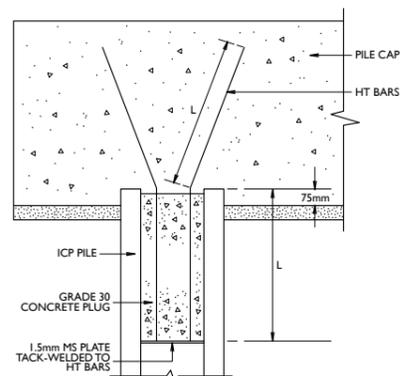
JOINT WELDING DETAILS



Dia Of Pile D mm	Throat Thickness A mm	W mm	Root R mm
250	8.5	4.0	2.0
300	8.5	4.0	2.0
350	8.5	4.0	2.0
400	10	4.5	2.0
450	10	4.5	2.0
500	12	5.0	2.0
600	12	5.0	2.0
700	14	6.0	2.0
800	14	6.0	2.0
900	14	6.0	2.0
1000	14	6.0	2.0
1200	14	6.0	2.0

BONDING ICP PILES INTO PILE CAP

Dia Of Pile mm	HT Bars		
	Quantity	Dia. mm	L mm
250	4	12	500
300	4	12	500
350	5	12	550
400	5	12	700
450	5	16	800
500	6	16	900
600	8	16	1000
700	8	20	1200
800	8	20	1400
900	10	25	1500
1000	12	25	1500
1200	20	25	2000



As the PC bars are bonded with concrete, ICP Piles may be cut off at any point. The piles need not be stripped down to expose the bars and can be bonded to the pile cap as shown in the above sketch. If the piles are not subjected to tensile loads, the recommended H.T. bars are considered adequate.



CAGE MAKING/ MOULD SETTING

PC bars in coil form are straightened and cut to correct lengths. The ends are warm-headed to form button heads. The bars are passed through the cage forming machine where spiral wire is automatically spot-welded at the correct spacings. End plates are fitted to the cage. The whole cage is then placed onto the bottom half mould.



CONCRETE FEEDING

Concrete from the computerised batching plant is discharged into a feeding hopper. Concrete is then fed into the bottom half mould. The top half mould is then bolted to the bottom half.



STRESSING

The PC bars are stressed against the mould through a central shaft and stressing plate. The stressing is being carried out in a single operation. This ensures uniformity of stress in all the PC bars and hence straightness of the pile.



PILE SPINNING

The pile is then compacted by the centrifugal spinning machine. Spinning process squeezes out excess water, thus increases the concrete strength.



STEAM CURING

The pile is sent to the steam tank for rapid curing process in order to achieve the required transfer strength for early demoulding.



DEMOULDING

After demoulding, final QC inspection is carried out according to the specification.

MANUFACTURING PROCESS



Kami menyediakan produk material konstruksi Yang terdiri dari plate, pipa, siku, beam, chanal, Pipa kotak besi , baja serta logam lainnya untuk Memenuhi kebutuhan industri anda.

CARBON STEEL PIPE - Schedule 40

SIZE	OD (mm)	ID (mm)	TEBAL (mm)	Kg / M	Kg / FM
1/2"	21,7	16,1	2,8	1,31	7,86
3/4"	27,2	21,4	2,9	1,74	10,44
1"	34	27,2	3,4	2,57	15,47
1 1/4"	42,7	35,5	3,6	3,47	20,82
1 1/2"	48,6	41,2	3,7	4,10	24,6
2"	60,5	52,7	3,9	5,44	32,64
2 1/2"	76,3	65,9	5,2	9,12	54,72
3"	89,1	78,1	5,5	11,3	67,80
4"	114,3	102,3	6	16	96
5"	139,8	126,6	6,6	21,7	130,2
6"	165,2	151	7,1	27,7	146,2
8"	216,3	199,9	8,7	42,1	252,6
10"	267,4	248,8	9,3	59,2	355,2
12"	318,5	297,9	10,3	78,3	469,8
14"	355,6	333,4	11,1	94,3	565,8
16"	406,4	393,7	12,7	123	738



Moving solutions with safety, reliability and efficiency

HOSPITAL BED ELEVATORS

HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD.

HEAD OFFICE & FACTORY
 Gyeongchung-daero 2091, Bubal-eup, Icheon-si, Gyeonggi-do, 467-734, Korea
 Tel : 82-2-3670-0877/0661 Fax : 82-2-3672-8763-4
www.hyundaielevator.co.kr

SEOUL OFFICE(INT'L SALES DIV.)
 9F, East Bldg., Hyundai Group Bldg. 194 Yulgok-ro, Jongno-gu, Seoul, 110-754, Korea
 Tel : 82-2-3670-0877/0661 Fax : 82-2-3672-8763-4

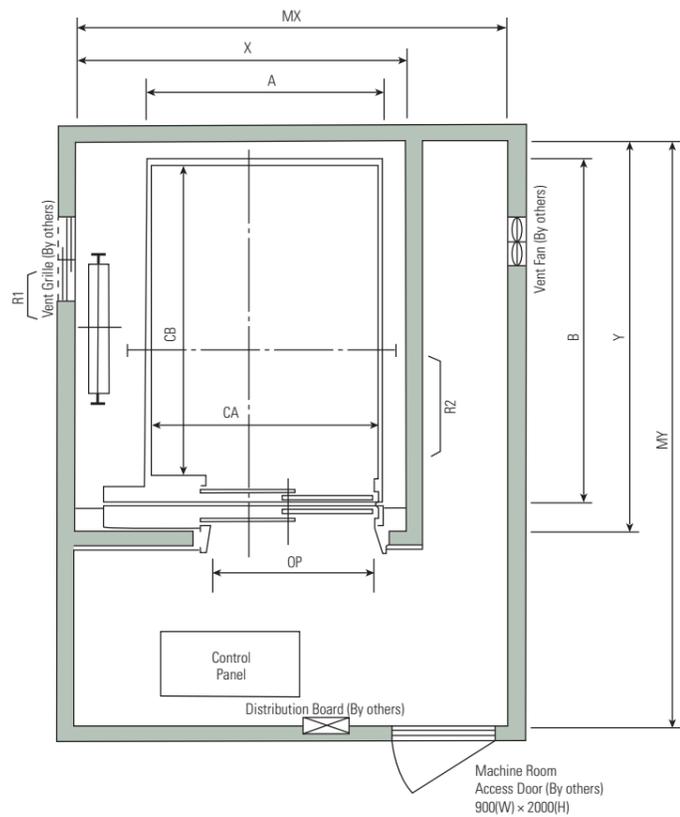
HOSPITAL BED ELEVATORS - We reserve the right to change designs and specifications for the product development without prior notice.
 Copyright © HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD. All rights reserved. Printed in Korea.
 C-HE-E1108 / 2014. 3 / Revision 11

 **HYUNDAI ELEVATOR**

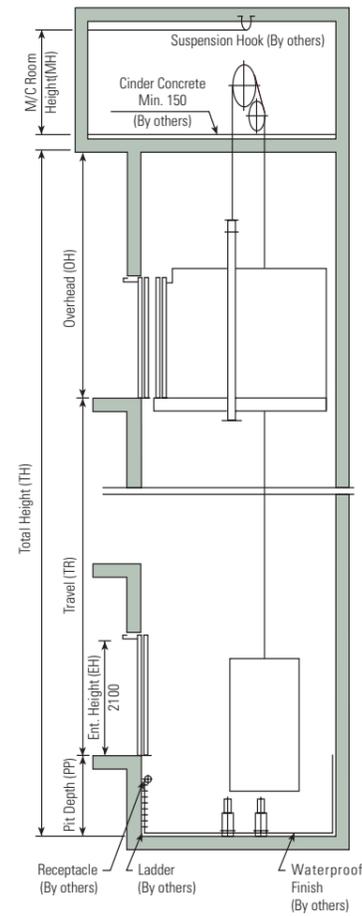
Installation Layout Plan

General Traction Type

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Type	Model	Clear Opening OP	Car		Hoistway X × Y	M/C Room MX × MY	M/C Room Reaction(kg)	
			Internal CA × CB	External A × B			R1	R2
Standard Type	B1350-2S30, 45	1100	1300 × 2300	1400 × 2507	2100 × 2850	2300 × 3500	10500	8500
	B1350-2S60							
	B1600-2S30, 45	1200	1500 × 2300	1600 × 2507	2300 × 2850	2750 × 4000	11500	9500
	B1600-2S60							
B1750-2S30-60	1200	1600 × 2300	1700 × 2507	2400 × 2850	2850 × 4000			
B1750-2S60								
Double Entrance Type	B1350-2SD30, 45	1100	1300 × 2300	1400 × 2634	2300 × 3000	2300 × 3500	10500	8500
	B1350-2SD60							
	B1600-2SD30, 45	1200	1500 × 2300	1600 × 2634	2500 × 3000	2750 × 4000	11500	9500
	B1600-2SD60							
B1750-2SD30-60	1200	1600 × 2300	1700 × 2634	2600 × 3000	2850 × 4000			
B1750-2SD60								

- Notes :**
1. When non-standard capacities and dimensions are required, consult Hyundai.
 2. Above dimension are applied in case the door is standard. In case fire protection door is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X dimension plus 100mm.
 3. Consult Hyundai in case the code applied.

(Unit : mm)

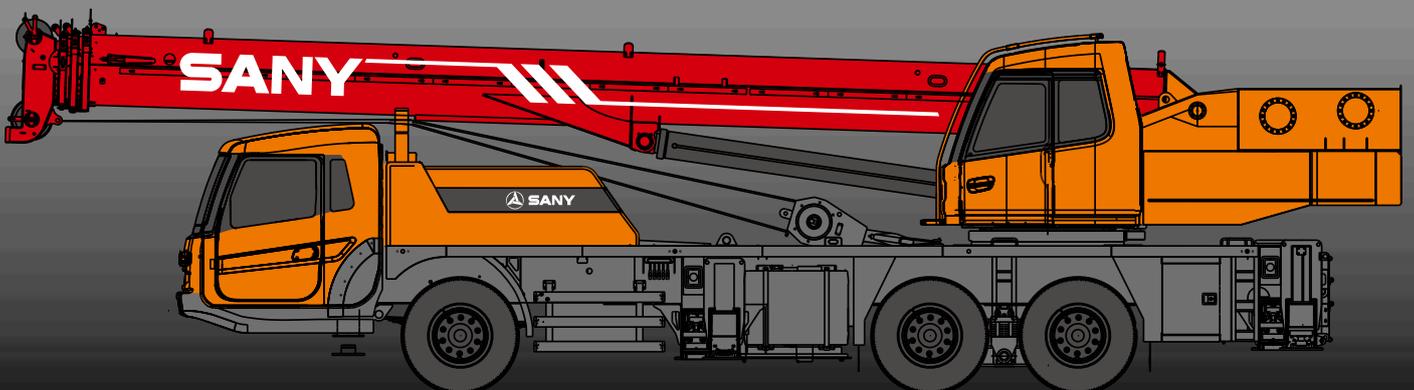
Speed (m/min)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
30/45	4400	1200	2400
60	4600	1500	
90	4800	1800	
105	5000	2100	

- Notes :**
1. Above is minimum size.
 2. In case of special hoistway, machine room height may be higher than above size.
 3. The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.

STC250

STC250 TRUCK CRANE
25 TONS LIFTING CAPACITY

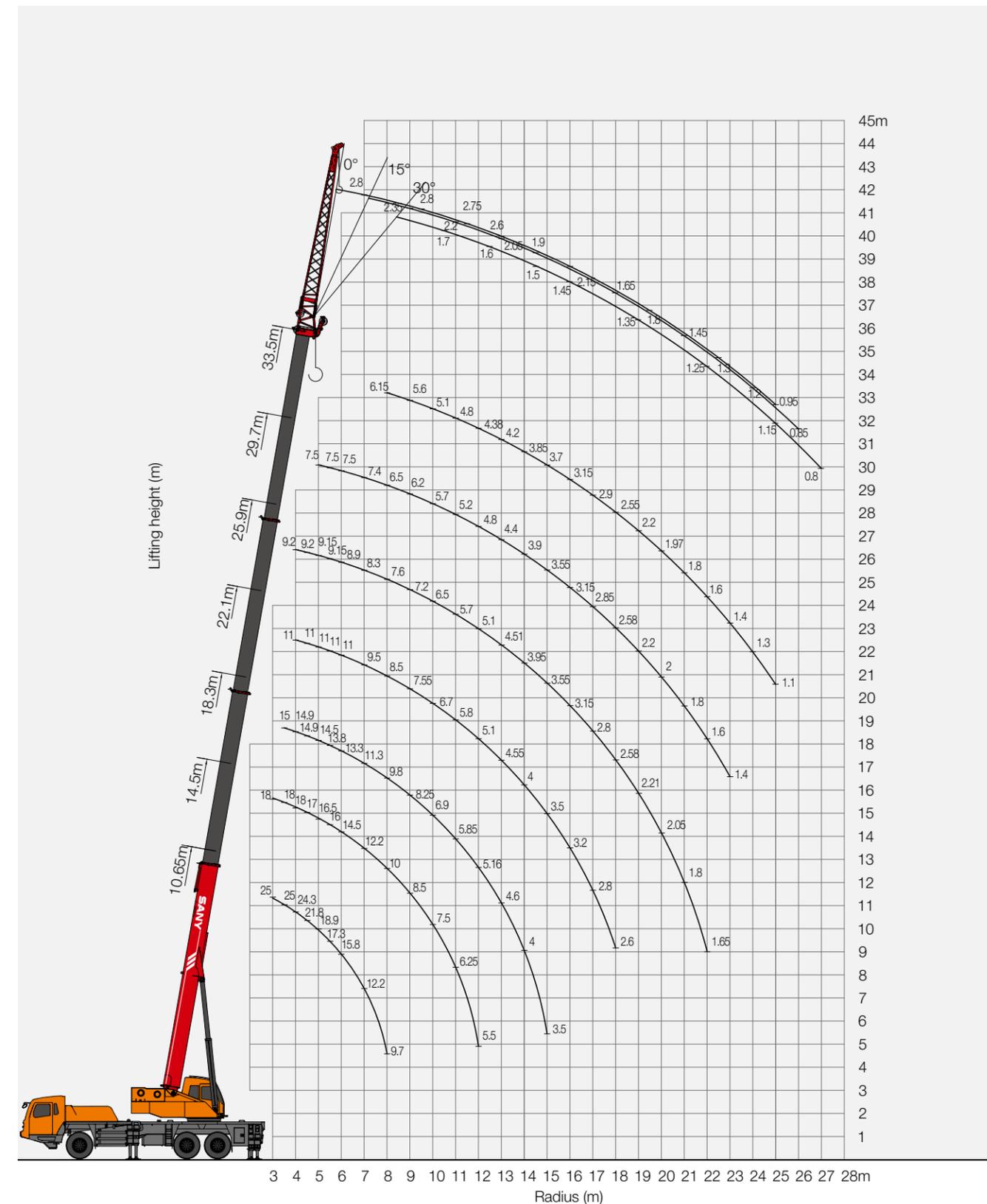
Quality Changes the World



SANY

Type	Item	Parameter	
Capacity	Max. lifting capacity	25t	
Dimensions	Overall length	12750mm	
	Overall width	2500mm	
	Overall height	3550mm	
	Axle distance	Axle-1,2 Axle-2,3	4325mm 1350mm
Weight	Overall weight	30000kg	
	Axle load	Axle load-1 Axle load-2,3	6500kg 23500kg
	Rated power	213kW/ 2100 rpm	
	Rated torque	1050N.m/ (1200 ~ 1400) rpm	
Traveling	Max.traveling speed	80km/h	
	Turning radius	Min.turning radius	10m
		Min.turning radius of boom head	12m
	Wheel formula	6 × 4	
	Min.ground clearance	220mm	
	Approach angle	17 °	
	Departure angle	12 °	
	Max.gradeability	38%	
Fuel consumption per 100km	≤ 37 L		
Main Performance Data	Temperature range	- 30 °C ~ + 60 °C	
	Min.rated range	3m	
	Tail slewing radius of swingtable	3.37m	
	Boom section	4	
	Boom shape	U-shaped	
	Max.lifting moment	Base boom	962kN·m
		Full-extend boom	544kN·m
		Full-extend boom+jib	341kN·m
	Boom length	Base boom	10.65m
		Full-extend boom	33.5m
		Full-extend boom+jib	41.5m
Outrigger span (Longitudinal×Transversal)	5.3 × 6.2m		
Jib offset	0°, 15°, 30°		
Working speed	Max.single rope lifting speed of main winch (no load)	≥ 120m/min	
	Max.single rope lifting speed of auxiliary winch (no load)	≥ 120m/min	
	Full extension/retraction time of boom	70 / 50s	
	Full lifting/descending time of boom	70 / 55s	
	Slewing speed	(0~2)r/min	
Aircondition	Aircondition in up cab	Cooling and Heating	
	Aircondition in low cab	Cooling and Heating	

STC250 Working Ranges



Unit:Kg

Prerequisites :

- ① Boom operating condition(fully extended boom length),min.length is 10.65 and.max.length is 33.5m
- ② The span of outrigger is 5.3×6.2m
- ③ 360°rotation is applied
- ④ Counterweight is 3.8T

Working range(m)	Main boom							Working range(m)
	10.65	14.5	18.3	22.1	25.9	29.7	33.5	
3	25000	18000						3
3.5	25000	18000	15000					3.5
4	24300	18000	14900	11000	9200			4
4.5	21820	17000	14900	11000	9200			4.5
5	18900	16500	14500	11000	9150	7500		5
5.5	17350	16000	13800	11000	9150	7500		5.5
6	15800	14500	13300	11000	8900	7500		6
7	12200	12200	11300	9500	8300	7400		7
8	9700	10000	9800	8500	7600	6500	6150	8
9		8500	8250	7550	7200	6200	5600	9
10		7500	6900	6700	6500	5700	5100	10
11		6250	5850	5800	5700	5200	4800	11
12		5500	5160	5100	5100	4800	4380	12
13			4600	4550	4510	4400	4200	13
14			4000	4000	3950	3900	3850	14
15			3500	3500	3550	3550	3700	15
16				3200	3150	3150	3150	16
17				2800	2800	2850	2900	17
18				2600	2580	2580	2550	18
19					2210	2200	2200	19
20					2050	2000	1970	20
21					1800	1800	1800	21
22					1650	1600	1600	22
23						1400	1400	23
24							1300	24
25							1100	25
Number of lines	8	8	6	4	4	4	3	Number of lines
Telescoping condition(%)								
I	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	I
II	0	17%	34%	50%	67%	84%	100%	II
III	0	17%	34%	50%	67%	84%	100%	III
IV	0	17%	34%	50%	67%	84%	100%	IV

1. Values listed in the table refer to rated lifting capacity measured at flat and solid ground under the lever state of the crane.
2. Value above heavy line shall be determined by strength of the crane and under this line shall be determined by stability of the crane.
3. Rated load values determined by stability shall comply with ISO 4305.
4. Rated lifting capacity listed in the table included weights of lifting hooks (320kg of main hook and 90kg of auxiliary hook)and hangers.
5. Rated lifting capacity with pulley at boom tip shall not exceed 3500kg.
6. If actual boom length and range are between two values specified in the table, larger value will determine the lifting capacity.

Unit:Kg

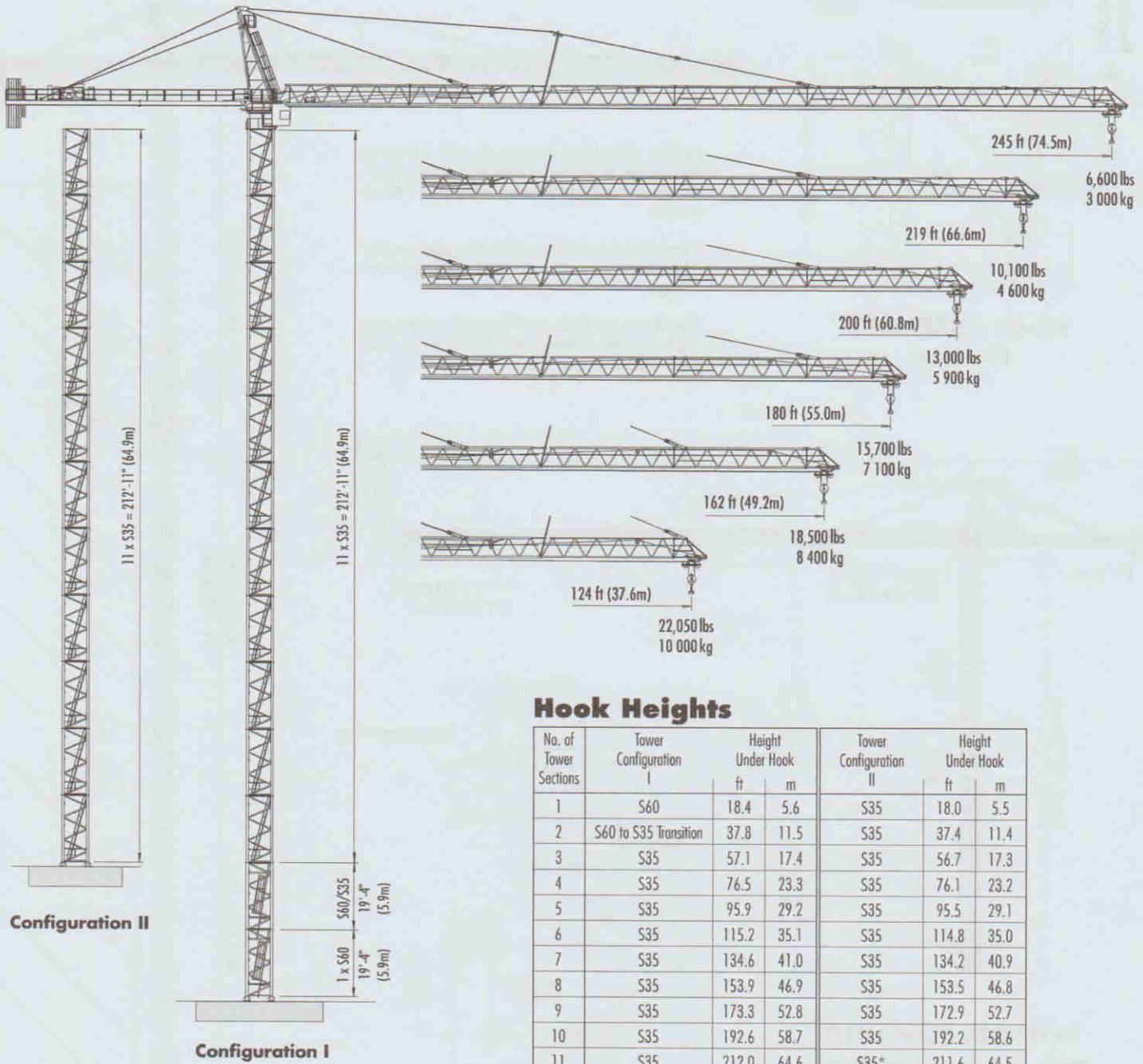
Prerequisites :

- ① Boom operating condition(fully extended boom length + jib length),max. length is 33.5m+8m
- ② The span of outriggers is 5.3×6.2m
- ③ 360°rotation is applied
- ④ Counterweight is 3.8T

Main boom angle	Main boom+Jib		
	0°	15°	30°
78°	2800	2350	1700
75°	2800	2200	1600
72°	2750	2050	1500
70°	2600	1900	1450
65°	2150	1650	1350
60°	1800	1450	1250
55°	1300	1200	1150
50°	950	850	800

Pecco SK 400

TOWER CRANE



**STATIONARY
FREESTANDING**

Hook Heights

No. of Tower Sections	Tower Configuration I	Height Under Hook		Tower Configuration II	Height Under Hook	
		ft	m		ft	m
1	S60	18.4	5.6	S35	18.0	5.5
2	S60 to S35 Transition	37.8	11.5	S35	37.4	11.4
3	S35	57.1	17.4	S35	56.7	17.3
4	S35	76.5	23.3	S35	76.1	23.2
5	S35	95.9	29.2	S35	95.5	29.1
6	S35	115.2	35.1	S35	114.8	35.0
7	S35	134.6	41.0	S35	134.2	40.9
8	S35	153.9	46.9	S35	153.5	46.8
9	S35	173.3	52.8	S35	172.9	52.7
10	S35	192.6	58.7	S35	192.2	58.6
11	S35	212.0	64.6	S35*	211.6	64.5
12	S35	231.3	70.5			
13	S35*	250.7	76.4			

* Lower the top climbing unit to base of crane prior to operating crane at maximum hook height. Other tower combinations are possible, contact Morrow Equipment for additional information.



Morrow Equipment

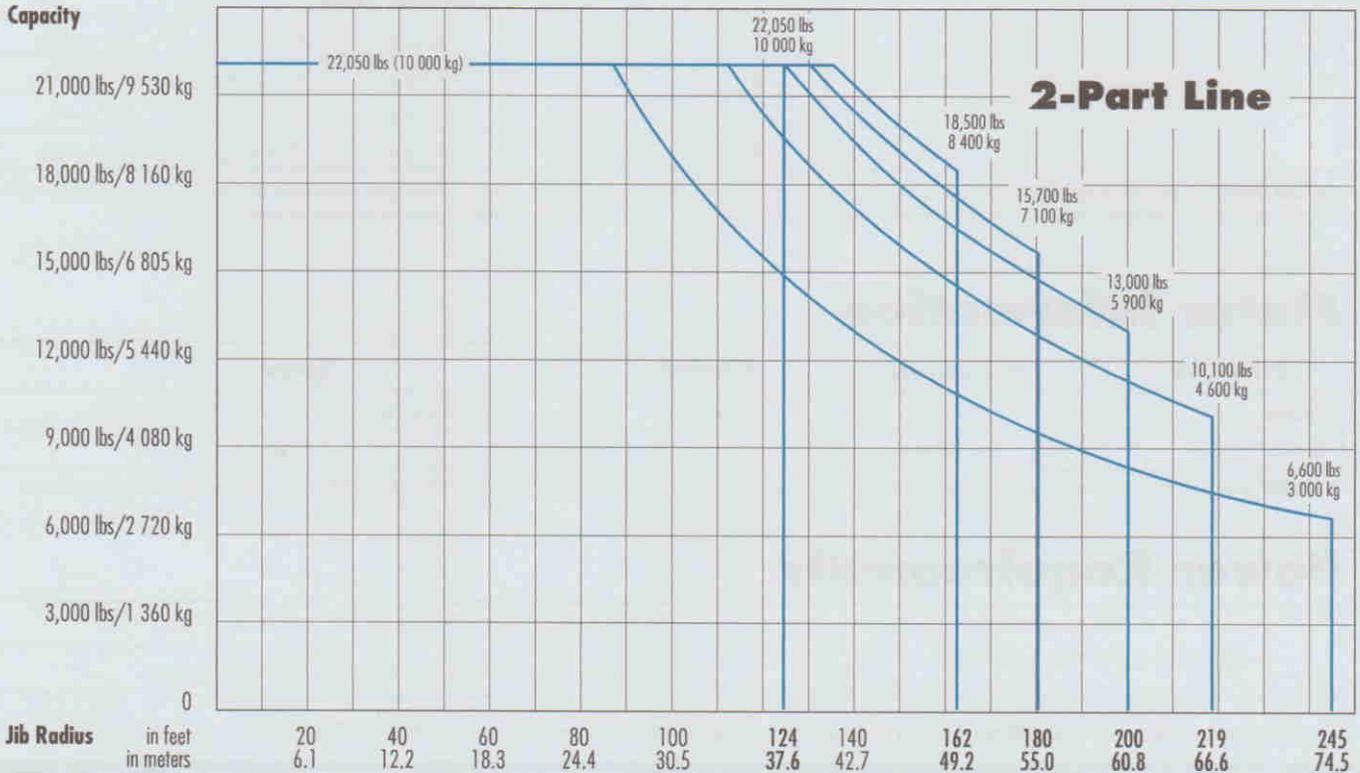
Radius and Capacities

Pecco Tower Crane Model SK 400

2-Part Line

Hook Radius	2-Part Line Max Capacity - Radius	ft m	112 34.1	120 36.6	124 37.6	130 39.6	140 42.7	150 45.7	162 49.2	170 51.8	180 55.0	190 57.9	200 60.8	210 64.0	219 66.6	230 70.1	240 73.2	245 74.5	
245 ft 74.5m	22,050 lbs - 88 ft 10 000 kg - 26.8m	lbs kg	16,900 7 670	15,500 7 030	15,000 6 800	14,200 6 440	13,000 5 900	12,000 5 440	11,000 4 990	10,400 4 720	9,500 4 310	9,000 4 080	8,400 3 810	7,900 3 580	7,500 3 400	7,000 3 180	6,700 3 040	6,600 3 000	
219 ft 66.6m	22,050 lbs - 112 ft 10 000 kg - 34.1m	lbs kg	22,050 10 000	20,400 9 250	19,700 8 940	18,600 8 440	17,000 7 710	15,800 7 170	14,500 6 580	13,600 6 170	12,700 5 760	12,000 5 440	11,500 5 220	10,600 4 810	10,100 4 600				
200 ft 60.8m	22,050 lbs - 124 ft 10 000 kg - 37.6m	lbs kg	22,050 10 000	22,050 10 000	22,050 10 000	21,200 9 620	19,500 8 850	18,100 8 210	16,600 7 530	15,600 7 080	14,600 6 620	13,700 6 210	13,000 5 900						
180 ft 55.0m	22,050 lbs - 130 ft 10 000 kg - 39.6m	lbs kg	22,050 10 000	22,050 10 000	22,050 10 000	22,050 10 000	20,800 9 430	19,200 8 710	17,700 8 030	16,700 7 580	15,700 7 100								
162 ft 49.2m	22,050 lbs - 135 ft 10 000 kg - 41.1m	lbs kg	22,050 10 000	22,050 10 000	22,050 10 000	22,050 10 000	21,700 9 840	20,100 9 120	18,500 8 400										
124 ft 37.6m	22,050 lbs - 124 ft 10 000 kg - 37.6m	lbs kg	22,050 10 000	22,050 10 000	22,050 10 000														

Capacity



Morrow Equipment Co., L.L.C.

SPECIFICATIONS

Pecco Tower Crane Model SK 400

Hoist Speed and Capacity

Hoist Unit	2-Part Line				
	Gear	Capacity	Line Speed	Capacity	Line Speed
105 hp (78 kW) AC hoist unit 4-speed gearbox Remote-controlled gear shifting Eddy current brake 2P140 4P70	1	22,050 lbs	@ 110 fpm	10 000 kg	@ 34 m/min
	2	15,600 lbs	@ 178 fpm	7 100 kg	@ 54 m/min
	3	9,260 lbs	@ 282 fpm	4 200 kg	@ 86 m/min
	4	5,500 lbs	@ 440 fpm	2 500 kg	@ 134 m/min
	4-Part Line				
	1	44,100 lbs	@ 55 fpm	20 000 kg	@ 17 m/min
	2	31,200 lbs	@ 89 fpm	14 200 kg	@ 27 m/min
	3	18,520 lbs	@ 141 fpm	8 400 kg	@ 43 m/min
4	11,000 lbs	@ 220 fpm	5 000 kg	@ 67 m/min	

Hoist Unit	2-Part Line				
	Gear	Capacity	Line Speed	Capacity	Line Speed
165 hp (122 kW) AC hoist unit 4-speed gearbox Remote-controlled gear shifting Eddy current brake 2P230 4P115	1	22,050 lbs	@ 160 fpm	10 000 kg	@ 48 m/min
	2	17,600 lbs	@ 250 fpm	8 000 kg	@ 76 m/min
	3	10,600 lbs	@ 400 fpm	4 800 kg	@ 120 m/min
	4	6,200 lbs	@ 630 fpm	2 800 kg	@ 192 m/min
	4-Part Line				
	1	44,100 lbs	@ 80 fpm	20 000 kg	@ 24 m/min
	2	35,200 lbs	@ 125 fpm	16 000 kg	@ 38 m/min
	3	21,200 lbs	@ 200 fpm	9 600 kg	@ 60 m/min
4	12,400 lbs	@ 315 fpm	5 600 kg	@ 96 m/min	

IMPORTANT! Capacities and line speeds indicated will vary depending on the amount of hoist rope installed. This crane model may be equipped with a hoist unit other than that specified in the data above. To verify, check the serial number of the crane and refer to the SK 400 Operation Manual for additional information.

Motor Information

Drive Unit	Horsepower	Kilowatts	Speed	
Trolley	12 hp	9 kW	0 - 320 fpm	0 - 96 m/min
Swing *	3 x 12 hp	3 x 9 kW	1.0 rpm	

* **NOTE!** Jibs up to and including 162-ft (49.2m) hook reach require only two swing motors; jibs with 180-ft (55.0m) hook reach and longer require three swing motors.

Power Requirements

480 Volts — 3-phase — 60-cycle	250 Amperes service with 105 hp (78 kW) AC hoist unit
	300 Amperes service with 165 hp (122 kW) AC hoist unit

Specifications subject to change without notice. For other configurations and specifications, contact Morrow Equipment.

Morrow Equipment Co., L.L.C.

BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap Mahendra Perdana Sopaeluwakan yang biasa dipanggil Hendra. Dilahirkan pada tanggal 20 Juli 1996 di Surabaya sebagai anak tunggal. Penulis bertempat tinggal di Bumi Citra Fajar Sekawan Nyaman H/42 Sidoarjo, Jawa Timur. Penulis telah menempuh pendidikan formal mulai dari TK Santa Maria (Kab. Sidoarjo), SDK Untung Suropati 2 (Kab. Sidoarjo), SMPK Untung Suropati Sidoarjo, SMAK

Untung Suropati Sidoarjo, hingga akhirnya diterima sebagai mahasiswa di S1 Teknik Sipil FTSLK-ITS Surabaya pada tahun 2014 dengan NRP 03111440000087 melalui jalur SBMPTN. Selama perkuliahan penulis aktif bergabung pada Himpunan Mahasiswa Sipil FTSLK. Pada akhir semester 6, penulis mendapat kesempatan untuk melaksanakan kerja praktek di Proyek Pembangunan Rumah Sakit Gigi dan Mulut Nala Husada Universitas Hang Tuah Surabaya, Jawa Timur. Selama penulis berkuliah di Teknik Sipil ITS telah mendapatkan banyak bantuan dan dukungan dari Gusti, Rajab, Vienna, Saocy, Rozaq, Gregorius, serta segenap rekan-rekan “S-57” yang telah menemani dan membantu menyelesaikan tugas akhir ini hingga selesai, serta teman-teman “buntoz” yang selalu memberikan dukungan hingga menghasilkan tugas akhir ini.

Email : hendrap20@gmail.com