



TUGAS AKHIR-RC-14-1501

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL SURABAYA MENGGUNAKAN METODE PRACETAK KOMPOSIT DI ZONA GEMPA KUAT

HARGI TOMMY JULIEZAR
NRP 3110 100 133

DosenPembimbing :
Prof. Tavio ST., MT., Ph. D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015



FINAL PROJECT-RC-14-1501

DESIGN MODIFICATION OF IAIN SUNAN AMPEL SURABAYA USING PRECAST COMPOSITE IN STRONG EARTHQUAKE ZONE

HARGI TOMMY JULIEZAR
NRP 3110 100 133

Supervisor :
Prof. Tavio ST., MT., Ph. D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2015

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL MENGGUNAKAN METODE PRACETAK KOMPOSIT DI ZONA GEMPA KUAT

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat

Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

Pada

Bidang Studi Struktur

Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya

Oleh:

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP. 3110 100 133

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Prof. Tavio, ST., MT. Ph.D.
NIP. 197003271997021001

2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka DEA
NIP. 195004031976031003



Surabaya, Januari 2015

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL SURABAYA MENGGUNAKAN METODE PRACETAK KOMPOSIT DI ZONA GEMPA KUAT.

Nama	: Hargi Tommy Juliezar
NRP	: 3110 100 133
Jurusan	: Teknik Sipil, FTSP, ITS
Dosen Pembimbing I	: Prof. Tavio, ST, MT, PhD.
Dosen Pembimbing II	: Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA

ABSTRAK

Pracetak merupakan metode konstruksi yang memiliki kelebihan dalam hal kecepatan, kemudahan, dan kontrol kualitas dalam pelaksanaan. Struktur gedung asrama IAIN Sunan Ampel Surabaya telah dirancang menggunakan metode cor setempat (cast in place) dengan material beton bertulang. Gedung ini akan dimodifikasi menggunakan metode pracetak komposit. Metode komposit adalah beton yang dipadukan secara komposit dengan baja profil. Pada tugas akhir ini yang akan dibuat dengan struktur komposit adalah balok induk dan kolom. Pada struktur beton biasa gaya-gaya tarik yang dialami suatu elemen struktur dipikul oleh besi tulangan, tetapi pada beton komposit ini gaya-gaya tarik yang terjadi pada suatu elemen struktur dipikul oleh baja. Jika ditinjau dari segi kualitas dan efisiensi waktu penggerjaan bangunan dengan struktur baja komposit lebih menguntungkan. Keuntungan utama dari perencanaan komposit yaitu penghematan berat baja, penampang balok baja dapat lebih rendah, kekakuan lantai meningkat, panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar, kapasitas pemikul beban

meningkat. Penghematan berat baja sebesar 20% sampai 30% seringkali dapat diperoleh dengan memanfaatkan semua keuntungan dari sistem komposit. Keuntungan ini bisa banyak mengurangi tinggi bangunan bertingkat banyak sehingga diperoleh penghematan bahan bangunan yang lain seperti dinding luar dan tangga (salmon & johnson, 1996). Elemen struktur yang akan dipracetak adalah pelat dan balok anak, sedangkan elemen yang akan menggunakan metode komposit adalah balok induk dan kolom. Pada balok induk menggunakan material profil baja Wide Flange berselebung beton, sedangkan pada kolom menggunakan profil baja Kingcross berselubung beton.

Dalam perencanaan gedung ini akan dibuat denah yang tipikal disebabkan metode pracetak yang akan diterapkan menjadi lebih mudah dalam pelaksanaan. Penggunaan profil baja pada balok induk dan kolom juga akan mengurangi dimensi dari struktur tersebut.

Perencanaan gedung ini direncanakan di zona gempa kuat. Sistem yang akan digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus(SRPMK). Perencanaan tulangan lentur, gese dan elemen pracetak menggunakan SNI 2847:2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Gedung, SNI 1727:2013 tentang Tata Cara Perhitungan Pembebaran Untuk Bangunan Gedung, SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1729-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Gedung dan Peraturan Pembebaran Indonesia untuk Gedung 1983.

DESIGN MODIFICATIONS IAIN SUNAN AMPEL SURABAYA DORMITORY BUILDING USING PRECAST COMPOSITE IN STRONG EARTHQUAKE ZONE

Nama	: Hargi Tommy Juliezar
NRP	: 3110 100 133
Department	: Civil Engineering, FTSP, ITS
Supervisor I	: Prof. Tavio, ST, MT, PhD.
Supervisor II	: Prof. Dr. Ir. IGP Raka, DEA

ABSTRACT

Precast is a construction method has advantages in terms of speed, convenience, and quality control in the implementation. structure of IAIN Sunan Ampel Surabaya dormitory building has been designed using local cast (cast in place) with reinforced concrete material. This building will be modified using a composite precast method. Concrete composite method are combined in a composite with steel profiles. In this final project will be made with a composite structure is beam and column. In ordinary concrete structures tensile forces experienced by a structural element carried by steel reinforcement, but in this composite concrete tensile forces that occur on an element carried by the steel structure. If the terms of the quality and efficiency of processing time building with composite steel structure is more favorable. The main advantage of a composite design that is saving the weight of steel, steel beam section can be lower, floor stiffness increases, long-span for a particular trunk can be greater, increasing the load bearing capacity. Steel weight savings of 20% to 30% can often be obtained by making use of all the advantages of the composite system. This advantage can be greatly reduced high-rise buildings in order to obtain savings of many other building materials such as exterior walls and stairs (salmon & Johnson, 1996). Structural elements which will

precast are plates and joists, while the elements that will use the composite method is beam and column. On the beam using steel profiles Wide Flange material incase concrete, while the column using steel profiles Kingcross incase concrete.

In planning this building will be made plans that typically caused precast method to be applied to more easily in the implementation. The use of steel profiles in the beam and columns will also reduce the dimensions of the structure.

Planning of the building is planned in a strong earthquake zone. The system to be used is the bearer of Special Moment Frame System (SRPMK). Planning flexural, shear and precast elements using ISO 2847: 2013 on the Procedure for Calculation of Concrete Structures for Building, ISO 1727: 2013 on the Procedure for Calculation Imposition To Building, ISO 1726: 2012 on Procedures for Earthquake Resilience Planning For Building, ISO 03-1729-2002 of Steel Structures Planning Procedures for Building and Building Regulations Indonesian Loading 1983.

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, puji syukur kehadirat Allah SWT karena atas berkah, karunia, rahmat dan hidayah-Nya Tugas Akhir ini telah terselasaikan dengan baik. Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan sebagai salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik bidang studi struktur program studi S1 Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.

Dalam penggerjaan Tugas Akhir ini, penulis tidak berjalan sendirian. Banyak pihak yang telah membantu proses penggerjaan Tugas Akhir ini hingga selesai. Maka dari itu dengan rasa hormat penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Tuhan Yang Maha Esa, Yang selalu setia memberikan hidayah-Nya dalam proses penggerjaan Tugas Akhir ini.
2. Orang Tua dan Keluarga yang telah memberikan dukungan dan semangatsampai selesaiannya Tugas Akhir ini.
3. Bapak Prof. Tavio, ST.MT.PhD. yang telah memberikan bimbingan hingga Tugas Akhir ini selesai.
4. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka yang telah memberikan bimbingan hingga Tugas Akhir ini selesai.
5. Teman-teman Anggota HMS yang telah menyediakan berbagai fasilitas yang mendukung penggerjaan Tugas Akhir ini.
6. Teman-teman Anggota HMS yang telah menyediakan berbagai fasilitas yang mendukung penggerjaan Tugas Akhir ini.
7. Teman-teman IMAMI Surabaya yang telah memberikan dukungan dan doanya.
8. Dimas Satria Rachmedi yang telah menyediakan printernya.
9. Shogi Ridhayan dan Seno Pratama sahabat saya. Semoga kita semua sukses.

10. Sabila Desvi yang telah menemani, mendukung, menyemangati dan membantu saya selama saya mengerjakan tugas akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam Tugas Akhir ini masih belum sempurna. Oleh karena itu, penulis berharap kritik dan saran dari pembaca demi kebaikan untuk kedepannya. Semoga Tugas Akhir ini bisa memberikan manfaat, baik bagi penulis maupun bagi para pembaca. Amin.

Surabaya, 12 Januari 2015
Hormat Kami,

Hargi Tommy Juliezar

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Abstrak	iii
Kata Pengantar.....	vii
Daftar Isi.....	ix
Daftar Tabel.....	xv
Daftar Gambar	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan masalah	3
1.3 Maksud dan Tujuan	4
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Elemen-Elemen Pracetak	8
2.2.1 Pelat	8
2.2.2 Balok.....	10
2.3 Struktur Komposit.....	11
2.3.1 Balok Komposit.....	11
2.3.2 Kolom Komposit	13
2.4 Sambungan	14
2.5 Proses-proses Dalam Produk Pracetak	18
BAB III METODOLOGI	21
3.1 Bagan Alir Penyelesaian Proposal Tugas Akhir	21
3.2 Data Perencanaan	24
3.3 Studi Literatur	25
3.4 Pembebaran	26
3.4.1 Beban-beban yang diperhitungkan	26
3.5 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus(SRPMK)....	30
3.6 Analisa Struktur Sekunder	30
3.6.1 Perencanaan Dimensi Pelat	30
3.6.2 Perencanaan Tangga	31

3.6.3 Titik Angkat Dan Sokongan	31
3.6.3.1 Pengangkatan Pelat	31
3.6.3.2 Pengangkatan Balok Pracetak	32
3.8 Perencanaan Struktur Utama	34
3.8.1 Perencanaan Dimensi Balok	34
3.8.1 Perencanaan Dimensi Kolom	35
3.9 Perencanaan Sambungan	39
3.9.1 Sambungan Balok Pracetak Dengan Pelat Pracetak	39
3.9.2 Sambungan Pada Struktur Komposit	39
3.9.2.1 Kuat Rencana Sambungan Baut.....	40
3.9.2.2 Tata Letak Baut	42
3.10 Perencanaan Pondasi	43
3.10.1 Daya Dukung Grup Tiang Pancang	43
3.10.2 Perencanaan Poer.....	43
3.11 Penggambaran Hasil Perhitungan	43
 BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	45
4.1 Preliminary Design.....	45
4.2 Perencanaan Dimensi Balok.....	45
4.2.1 Dimensi BalokInduk	45
4.2.2 Dimensi BalokAnak	50
4.3 Perencanaan Dimensi Plat.....	51
4.3.1 Peraturan Perencanaan Pelat	51
4.4 Perencanaan Tangga.....	57
4.4.1 Dimensi Awal	57
4.6.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur	59
4.6.3 Analisa Gaya-gaya Dalam	60
4.6.4 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes	64
4.5 Perencanaan Balok Lift	70
4.5.1 Data Perencanaan	70
4.5.2 Pembebanan Balok Sangkar (25/30)	72
4.5.3 Pembebanan Balok Penumpu Depan dan Belakang (25/30)	75
4.5.4 Kontrol Lendutan.....	81
4.6 Permodelan pelat	82

4.6.1	Pembebasan Pelat.....	82
4.6.2	Perhitungan Tulangan Pelat.....	83
4.6.3	Penulangan Stud Pelat Lantai.....	95
4.6.4	Kontrol Lendutan dan Retak	99
4.6.5	Panjang penyaluran Tulangan Pelat	99
4.6.6	Perhitungan Tulangan Angkat.....	99
4.7	Perencanaan Balok Anak Pracetak.....	103
4.7.1	Dimensi Awal	104
4.7.2	Pembebasan Balok Anak	104
4.7.3	Perhitungan Momen dan Gaya Geser	108
4.7.4	Perhitungan Tulangan Lentur	109
4.7.5	Perhitungan Tulangan Geser	115
4.7.6	Pengangkatan Balok Anak	118
4.7.7	Kontrol Lendutan.....	122
4.8	Kapasitas Crane	124
 BAB V Pembebasan Dan Analisa Gaya Gempa.....		126
5.1	Umum	126
5.2	Pemodelan Struktur	126
5.3	Tahapan Analisis	126
5.3.1	Gempa Rencana	126
5.3.2	Kategori Resiko Bangunan(KRB).....	126
5.3.3	Faktor Keutamaan	127
5.4	Analisa Kelas Situs.....	127
5.5	Kombinasi Beban Berfaktor	127
5.6	Perhitungan Berat Efektif	128
5.6.1	Data Perencanaan	128
5.6.2	Perhitungan Berat Struktur	129
5.7	Percepatan Respon Spektrum(MCE)	140
5.8	Perioda Alami Fundamental.....	143
5.8.1	Perioda Fundamental Pendekatan	144
5.9	Perioda Hasil Analisa Struktur	145
5.10	Kategori Desain Gempa	145
5.11	Faktor Sistem Penahan Seismik	146
5.12	Faktor Redundansi.....	146
5.13	Gaya Dasar Seismik	147

5.14 Perhitungan Koefisien Respon Seismik	147
5.15 Distribusi Gaya Vertikal Gempa	149
5.16 Distribusi Horisontal Gaya Gempa	152
5.17 Batasan Simpangan Antar Lantai Tingkat	153
5.18 Kontrol Drift(Simpangan Antar Lantai).....	154
5.19 Kontrol Partisipasi Massa	155
BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER	157
6.1 Perencanaan Balok Induk.....	157
6.1.1 Kondisi Balok Induk Sebelum Komposit.....	158
6.1.2 Kondisi Balok Induk Setelah Komposit.....	159
6.2 Perencanaan Kolom.....	164
BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN	171
7.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak	171
7.1.1 Perencanaan Konsol Pada Balok Induk	171
7.1.2 Perhitungan Sambungan di Balok Induk	173
7.2 Sambungan Kolom dengan Kolom	175
7.2.1 Sambungan Kolom-kolom dengan Dimensi Berbeda.....	175
7.2.2 Sambungan Kolom-kolom dengan Dimensi yang Sama	189
7.3 Sambungan Balok Induk Dengan Kolom	197
7.4 Sambungan Base Plate dengan Kolom.....	204
BAB VIII PERENCANAAN PONDASI	215
8.1 Umum.....	215
8.2 Data Tanah	215
8.3 Kriteria Desain	216
8.4 Daya Dukung Tanah.....	216
8.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	216
8.5 Perhitungan Pondasi Kolom Interior.....	219
8.5.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang.....	219
8.5.2 Perhitungan Repertisi Beban Diatas Tiang Kelompok	220
8.5.3 Perencanaan Poer Pada Kolom.....	223

8.5.3.1 Kontrol Geser Pons	223
8.5.3.2 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral	224
8.5.3.3 Penulangan Poer	227
8.6 Perhitungan Pondasi Kolom Interior.....	230
8.6.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang.....	230
8.6.2 Perhitungan Repertisi Beban Diatas Tiang Kelompok	231
8.6.3 Perencanaan Poer Pada Kolom.....	233
8.6.3.1 Kontrol Geser Pons	234
8.6.3.2 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral	237
8.6.3.3 Penulangan Poer	238
8.7 Kontrol Balok Tinggi	240
8.8 Perencanaan Kolom Pedestal	241
8.9 Perencanaan Sloof Pondasi	243
BAB IX PENUTUP	247
Daftar Pustaka	249
Lampiran	

"halaman ini sengaja dikosongkan"

DAFTAR GAMBAR

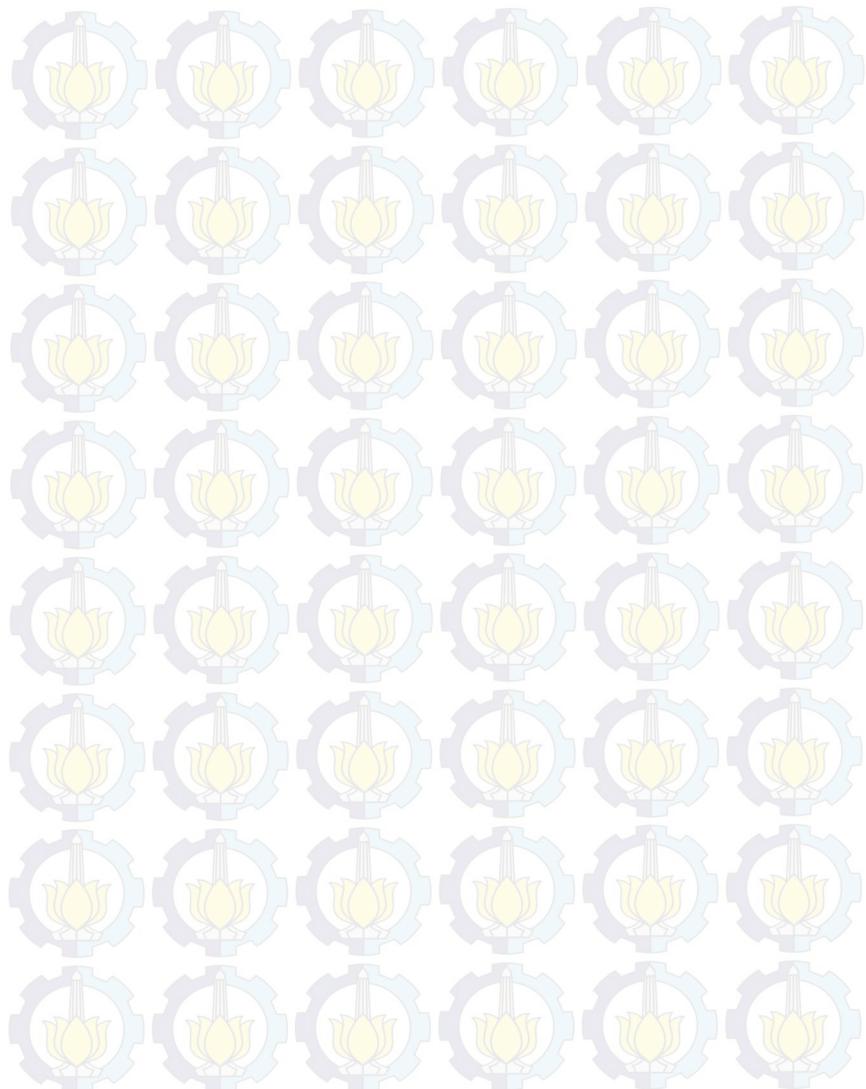
Gambar 2.1.	Pelat Pracetak Berlubang (hollow core Slab) (Sumber: PCI)	9
Gambar 2.2.	Pelat Pracetak tanpa Lubang (Solid Slabs)	9
Gambar 2.3	Pelat Pracetak Double Tees dan Single Tee	10
Gambar 2.4	Balok berpenampang persegi.....	10
Gambar 2.5	Balok berpenampang L.....	10
Gambar 2.6	Balok berpenampang T terbalik.....	11
Gambar 2.7	Balok komposit (tanpa deck).....	12
Gambar 2.8	Balok baja diberi selubung beton	12
Gambar 2.9	balok komposit (dengan shear connector)	13
Gambar 2.10	Balok komposit (dengan deck)	13
Gambar 2.11	Penampang Kolom Komposit.....	14
Gambar 2.12	Contoh Sambungan Kering.....	16
Gambar 3.1	Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	24
Gambar 3.2	S _s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R ,kelas situs B)	28
Gambar 3.3	S ₁ , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko- tertarget (MCE _R ,kelas situs B)	29

Gambar 3.4	kurva spectrum respon desain (SNI 1726:2012).....	29
Gambar 3.5	Pengangkatan Pelat dengan 4 Titik (Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fifth Edition, 1999.)	32
Gambar 3.6	Pengangkatan Pelat dengan 8 Titik (Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fifth Edition, 1999.	32
Gambar 3.7	Titik-titik Angkat dan Sokongan Sementara Balok (Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fifth Edition, 1999.)	32
Gambar 3.8	Daerah Transformasi Balok Berselubung Beton.....	34
Gambar 3.9	Sambungan Antara Balok dengan Pelat	39
Gambar 4.1	Perencanaan Tangga	59
Gambar 4.2	Beban Merata yang Terjadi Pada Tangga.....	60
Gambar 4.3	Free body Diagram Gaya – Gaya pada Tangga	63
Gambar 4.4	Bidang Lintang (D) pada Tangga	63
Gambar 4.5	Bidang Normal (N) pada Tangga	63
Gambar 4.6	Bidang Momen (M) pada Tangga.....	64
Gambar 4.7	Denah Sangkar Lift.....	71
Gambar 4.8	Beban Merata Balok Pemisah Sangkar.....	72
Gambar 4.9	Titik Angkat untuk pelat pracetak	89

Gambar 4.10	Diagram Gaya Geser Horisontal Penampang Komposit.....	96
Gambar 4.11	Titik Jatuh Gaya Tekan Beton	97
Gambar 4.12	Potongan Penulangan Pelat.....	98
Gambar 4.13	Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku (PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, 5th edition,1999)	99
Gambar 4.14	Distribusi Beban pada Balok Anak 30/40 Sebelum Komposit.....	103
Gambar 4.15	Distribusi Beban pada Balok Anak 30/40 Sesudah Komposit	105
Gambar 4.16	Beban ekivalen Segitiga	105
Gambar 4.17	Momen – momen dan gaya– gaya melintang dari SNI 2847:2013 pasal 8.3.3	107
Gambar 4.18	Sketsa Tulangan Balok Anak.....	114
Gambar 4.19	Momen Saat Pengangkatan Balok	115
Gambar 4.20	Letak Titik Pengangkatan	117
Gambar 4.21	Kapasitas dan Jangkauan Tower Crane Potain Tipe Q6024	122
Gambar 5.1	Wilayah Gempa Ss	136
Gambar 5.2	Wilayah gempa S ₁	137
Gambar 6.1	Penampang Balok Induk Komposit.....	153
Gambar 6.2	Daerah Transformasi Penampang Komposit.....	156
Gambar 6.3	Diagram Tegangan Komposit.....	159
Gambar 6.4	Posisi Kolom yang Ditinjau.....	161

Gambar 6.5	Penampang Kolom Komposit King Cross 500 x 200 x 10 x 16	162
Gambar 6.6	Posisi Kolom yang Ditinjau.....	167
Gambar 6.7	Penampang Kolom Komposit King Cross 350 x 175 x 7 x 11	168
Gambar 7.1	Rencana Tulangan Balok Anak	177
Gambar 7.2	Pembebanan Balok Anak.....	178
Gambar 7.3	Rencana Posisi Sambungan	182
Gambar 7.4	Profil Kolom Kingcross pada sambungan yang ditinjau	182
Gambar 7.5	Sambungan kolom-kolom dengan dimensi berbeda.....	195
Gambar 7.6	Sambungan Kolom yang Ditinjau	196
Gambar 7.7	Sambungan Kolom dimensi yang sama.....	200
Gambar 7.8	Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	206
Gambar 7.9	Gaya – Gaya yang Bekerja pada Profil T	207
Gambar 7.10	Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	211
Gambar 8.1	Pondasi Tiang Pancang Kolom Interior.....	220
Gambar 8.2	Gaya Lateral Tiang Pondasi.....	226
Gambar 8.3	Pembebanan Poer Kolom	228
Gambar 8.4	Pondasi Tiang Pancang Kolom Interior.....	231
Gambar 8.5	Gaya Lateral Tiang Pondasi.....	237
Gambar 8.6	Pembebanan Poer Kolom	238
Gambar 8.7	Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCACol	242
Gambar 8.8	Penulangan Kolom Pedestal	243

Gambar 8.9 Penulangan Sloof 246





“halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Metode Penyambungan.....	18
Tabel 3.1	Koefisien Situs, Fa (Sumber : SNI 1726:2012).....	28
Tabel 3.2	Koefisien Situs, Fv (Sumber : SNI 1726:2012).....	28
Tabel 3.3	Angka Pengali Beban Statis Ekivalen untuk Menghitung Gaya Pengangkatan dan Gaya Dinamis(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fifth Edition, 1999)	33
Tabel 4.1	Dimensi Balok Induk	50
Tabel 4.2	Dimensi Balok Anak	51
Tabel 4.3	Tulangan Terpasang pada Pelat	95
Tabel 5.1	Perhitungan Berat Balok Induk Melintang	125
Tabel 5.2	Perhitungan Berat Balok Induk Memanjang	126
Tabel 5.3	Perhitungan Berat Balok Anak Lantai 1 S/D 10	126
Tabel 5.4	Berat Kolom Lantai 1	127
Tabel 5.5	Berat Kolom per lantai 2 s/d 5	127
Tabel 5.6	Berat Kolom per lantai 6 s/d 10	127
Tabel 5.7	Perhitungan Berat Pelat Lantai	128
Tabel 5.8	Perhitungan Berat Penggantung Perlantai	128
Tabel 5.9	Perhitungan Berat Plafond	129
Tabel 5.10	Perhitungan Berat Plumbing.....	129

Tabel 5.11	Perhitungan Berat Partisi	130
Tabel 5.12	Perhitungan Berat Pipa Ducting	130
Tabel 5.13	Perhitungan Berat Tegel	131
Tabel 5.14	Perhitungan Berat Spesi.....	131
Tabel 5.15	Perhitungan Berat Aspal	132
Tabel 5.16	Perhitungan Berat ME	132
Tabel 5.17	Perhitungan Berat Tangga	133
Tabel 5.18	Perhitungan Berat Plat bordes.....	133
Tabel 5.19	Perhitungan Berat Balok Bordes.....	133
Tabel 5.20	Beban Hidup Perlantai 1 s/d 9	134
Tabel 5.21	Beban Hidup Lantai 10	134
Tabel 5.22	Perhitungan Berat Perlengkapan Lift.....	135
Tabel 5.23	Beban Vertikal Masing-Masing Tingkat	135
Tabel 5.24	Koefisien situs Fa.....	137
Tabel 5.25	Koefisien situs Fv	138
Tabel 5.26	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung (RSNI 1726 - 2012 tabel 7.8-1).....	139
Tabel 5.27	Koefisien Ct dan x(<i>SNI 1726-2012</i>)	140
Tabel 5.28	Kategori Desain Gempa Berdasarkan Parameter Respons Perecepatan Pada Perioda Pendek.....	141
Tabel 5.29	Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk sistem Penahan gaya seismik (<i>SNI 1726:2012</i> tabel 7.2-1)	142
Tabel 5.30	Hasil analisa respons base reaction RSPX dan RSPY	145

Tabel 5.31	Distribusi gaya vertikal gempa	147
Tabel 5.32	Pembagian Distribusi gaya vertikal gempa	147
Tabel 5.33	Distribusi gaya horizontal gempa	148
Tabel 5.34	Simpangan antar lantaijjin, Δ_a	149
Tabel 5.35	Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa arah sumbu X	150
Tabel 5.36	Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa arah sumbu Y	151
Tabel 5.37	Partisipasi massa ragam terkombinasi	152
Tabel 8.1	Hasil SPT	217
Tabel 8.2	Gaya-gaya Pada Kolom Interior	222
Tabel 8.3	Gaya-gaya Pada Kolom Eksterior.....	232



“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Metode pracetak merupakan metode konstruksi yang mempunyai banyak kelebihan dibanding dengan metode konvensional (Metode cor di tempat). Sistem beton pracetak dapat diartikan sebagai suatu proses produksi elemen struktur/arsitektural bangunan pada suatu tempat/lokasi yang berbeda dengan tempat/lokasi dimana elemen struktur/arsitektural tersebut akan digunakan (Wulfram,2006). Metode konstruksi pracetak mengalami perkembangan yang sangat pesat di Indonesia pada beberapa tahun belakangan ini. Pada umumnya penggunaan beton pracetak dianggap lebih ekonomis dibandingkan dengan pengecoran di tempat dengan alasan mengurangi biaya pemakaian bekisting, mereduksi durasi pelaksanaan proyek sehingga overhead yang dikeluarkan menjadi lebih kecil. Selain itu, bekerja di permukaan tanah jauh lebih mudah dan lebih aman untuk dilakukan, seperti cetakan, pengecoran, perapian permukaan, perawatan, dan penggunaan bekisting yang dapat dilakukan berulang kali (Wulfram,2006).

Beberapa keunggulan sistem beton pracetak dibandingkan dengan sistem struktur beton yang dicor di tempat antara lain yaitu pelaksanaan pekerjaan dilapangan dapat dilakukan dengan lebih cepat dan lebih mudah sehingga dapat mengurangi waktu konstruksi; pelaksanaan lebih cepat sehingga mengurangi biaya konstruksi; pengontrolan mutu pekerjaan lebih baik karena pekerjaan komponen frame dilakukan sebelum pemasangan

(instalasi) sebagai struktur bangunan, sehingga kualitas kontrol lebih terjamin; mengurangi bahan cetakan dari bahan kayu sehingga mendukung pelestarian lingkungan; mengurangi penggunaan perancah; mengurangi jumlah tenaga kerja di lapangan; kondisi lapangan lebih bersih (Nurjannah,2011). Namun, dengan segala kelebihannya, sistem beton pracetak memiliki banyak hal yang harus diperhatikan terutama masalah sambungan yang tidak kaku. Yang perlu diperhatikan, metode pracetak ini akan menjadi efektif dan efisien bila diterapkan pada pekerjaan yang sifatnya berulang dan massal (Tjahjono dan Purnomo,2004). Maka dari itu, sistem ini akan efektif bila digunakan pada gedung yang memiliki elemen yang tipikal.

Metode komposit adalah beton yang dipadukan secara komposit dengan baja profil. Pada tugas akhir ini yang akan dibuat dengan struktur komposit adalah balok induk dan kolom. Pada struktur beton biasa gaya-gaya tarik yang dialami suatu elemen struktur dipikul oleh besi tulangan, tetapi pada beton komposit ini gaya-gaya tarik yang terjadi pada suatu elemen struktur dipikul oleh baja. Jika ditinjau dari segi kualitas dan efisiensi waktu pengerjaan bangunan dengan struktur baja komposit lebih menguntungkan. Keuntungan utama dari perencanaan komposit yaitu penghematan berat baja, penampang balok baja dapat lebih rendah, kekakuan lantai meningkat, panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar, kapasitas pemikul beban meningkat. Penghematan berat baja sebesar 20% sampai 30% seringkali dapat diperoleh dengan memanfaatkan semua keuntungan dari sistem komposit. Keuntungan ini bisa banyak mengurangi tinggi bangunan bertingkat banyak sehingga diperoleh penghematan bahan bangunan yang lain seperti dinding luar dan tangga (salmon & johnson, 1996).

Sebagai objek pengaplikasiannya, digunakan gedung Asrama IAIN Sunan Ampel. Gedung 6 lantai yang telah dibangun di kota Surabaya dengan wilayah gempa (WG) 2. Struktur balok, kolom, dan pelat menggunakan beton bertulang dengan sistem beton cor di tempat dan dirancang menggunakan sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM). Gedung ini akan dimodifikasi menggunakan menggunakan metode pracetak komposit untuk wilayah gempa tinggi dengan konfigurasi denah yang sama untuk tiap lantainya (tipikal), tanpa mengubah fungsi gedung yang semula. Gedung asrama ini juga akan dijadikan menjadi 10 lantai guna fungsinya di masa yang akan datang.

Karena metode pracetak akan menjadi lebih efisien pada gedung tipe tipikal yaitu gedung yang memiliki keseragaman bentuk struktur dalam jumlah yang banyak, maka denah asli gedung Asrama IAIN Sunan Ampel dimodifikasi menjadi denah dengan konfigurasi yang sama untuk tiap lantainya (tipikal).

1.2 Perumusan Masalah

Permasalahan yang ditinjau dalam modifikasi gedung Asrama IAIN Sunan Ampel dengan sistem pracetak komposit, antara lain :

1. Bagaimana merencanakan beton pracetak untuk struktur gedung asrama IAIN Sunan Ampel yaitu pelat dan balok anak ?
2. Bagaimana merencanakan struktur komposit untuk gedung asrama IAIN Sunan Ampel pada struktur primer yaitu balok dan kolom ?
3. Bagaimana menganalisa gaya-gaya yang terjadi pada struktur gedung dengan program ETABS 2013.

4. Bagaimana merencanakan detail sambungan pada komponen pracetak dan komponen komposit ?
5. Bagaimana merencanakan pondasi yang dapat menyalurkan beban gempa ?
6. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan dalam bentuk gambar teknik ?

1.3 Maksud dan Tujuan

Adapun maksud dan tujuan yang diharapkan dari perencanaan struktur gedung ini adalah :

1. Merencanakan beton pracetak untuk struktur gedung asrama IAIN Sunan Ampel yaitu pelat dan balok anak.
2. Merencanakan struktur komposit untuk gedung asrama IAIN Sunan Ampel pada struktur primer yaitu balok dan kolom.
3. Mampu menganalisa gaya-gaya yang terjadi pada struktur gedung dengan program ETABS 2013.
4. Merencanakan detail sambungan pada komponen pracetak dan komponen komposit.
5. Merencanakan pondasi yang dapat menyalurkan beban gempa.
6. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan dalam bentuk gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Pembatasan masalah dilakukan agar penggerjaan Tugas Akhir ini dapat lebih fokus dan tidak melebar pada persoalan lain. Dalam perancangan modifikasi struktur gedung ini, batasan masalah terdiri dari :

1. Peraturan yang digunakan sebagai acuan adalah :
 - a. SNI 1727:2013 - Pembebanan
 - b. SNI 2847:2013- Beton
 - c. SNI 1726:2012- Gempa
 - d. SNI 03-1729-2002- Baja
 - e. PCI Design Handbook Precast and Prestressed Fifth Edition, 1999.
2. Beton pracetak digunakan pada pelat dan balok anak.
3. Komponen komposit baja WF dan beton digunakan pada balok induk dan kolom.
4. Tidak menghitung aspek biaya dan manajemen konstruksi.
5. Metode pelaksanaan yang ditinjau hanya yang berkaitan dengan kekuatan struktur pada perencanaan yang dilakukan pada tugas akhir ini.
6. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS 2013.
7. Penggambaran teknik menggunakan program bantu AutoCad.

1.5 Manfaat

Manfaat dari tugas akhir ini adalah mampu merancang struktur gedung menggunakan metode pracetak komposit dan juga dapat menjadi referensi bagi pihak-pihak lain yang membutuhkan.

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN UMUM PUSTAKA

2.1 UMUM

Teknologi pracetak adalah teknologi konstruksi struktur beton dengan komponen-komponen penyusun yang dicetak terlebih dahulu pada suatu tempat khusus, terkadang komponen-komponen tersebut disusun dan disatukan terlebih dahulu (pre-assembly), dan selanjutnya dipasang di lokasi (installation). Beberapa keuntungan dari sistem pracetak terkait dengan waktu, biaya, kualitas, predictability, keandalan, produktivitas, keselamatan, lingkungan, koordinasi, inovasi, serta relocability (Gibb, 1999). Sistem dengan beton pracetak ini berbeda dengan beton cor in-situ yakni dalam hal fabrikasi, pemasangan, dan sambungan komponen-komponen pracetak. Di Indonesia telah banyak aplikasi teknologi beton pracetak yang dikembangkan oleh perusahaan-perusahaan konstruksi yang ada. Sistem konstruksi dengan menggunakan pracetak bahkan mampu mengurangi dampak pencemaran lingkungan sebesar 12,5 % (Lopez, Pitarch,&Tomas, 2008).

Secara umum sistem struktur komponen beton pracetak dapat digolongkan sebagai berikut (Abduh, 2007) :

1. Sistem struktur komponen pracetak sebagian, dimana kekakuan sistem tidak terlalu dipengaruhi oleh pemutusan kompenesiasi, misalnya pracetak pelat, dinding dimana pemutusan dilakukan tidak pada balok dan kolom/bukan pada titik kumpul.

2. Sistem pracetak penuh, dalam sistem ini kolom dan balok serta pelat dipracetak dan disambung, sehingga membentuk suatu bangunan yang monolit.

Pada dasarnya penerapan sistem pracetak penuh akan lebih mengoptimalkan manfaat dari aspek fabrikasi pracetak dengan catatan bahwa segala aspek kekakuan (strength), kekakuan, layanan (serviceability) dan ekonomi dimasukkan dalam proses perencanaan.

Struktur komposit antara baja dan beton memiliki kekuatan dasar masing-masing yang dapat dimanfaatkan secara optimal. Karakteristik penting yang dimiliki oleh struktur baja adalah kekuatan tinggi, modulus elastisitas tinggi, serta daktilitas tinggi. Sedangkan karakteristik penting yang dimiliki oleh struktur beton adalah ketahanan api, murah, mudah dibentuk, dan murah. (Rochman,2005)

2.2 Elemen-elemen Pracetak

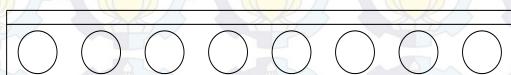
2.2.1 Pelat

Pelat dianggap sebagai difragma yang sangat kaku untuk mendistribusikan gaya gempa. Pada waktu pengangkutan atau sebelum komposit, beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat, sedangkan beban total yang diterima oleh pelat terjadi saat pelat sudah komposit dengan elemen-elemen struktur yang lain.

Untuk pelat pracetak (precast slab), ada beberapa jenis pelat yang umum digunakan yaitu :

1. Pelat pracetak berlubang (Hollow Core Slab)

Pelat pracetak dimana ukuran tebal lebih besar dibanding dengan pelat pracetak tanpa lubang. Keuntungan dari pelat tipe adalah lebih ringan, tingkat durabilitas yang tinggi dan ketahanan terhadap api yang sangat tinggi. Pelat jenis ini memiliki lebar rata-rata 2 hingga 8 feet dan tebal rata-rata 4 inchi hingga 15 inchi.



Gambar 2.1 Pelat Pracetak Berlubang (hollow core Slab)
(Sumber: PCI)

2. Pelat Pracetak tanpa Lubang (Solid Slabs)

Pelat pracetak dimana tebal pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat pracetak dengan lubang. Keuntungan dari penggunaan pelat ini adalah mudah dalam hal penempatan dan penumpukan karena tidak banyak memakan tempat. Pelat ini dapat berupa pelat pratekan ataupun beton bertulang biasa dengan ketebalan dan lebar yang bervariasi. Umumnya bentang dari pelat ini antara 5 sampai 35 ft.



Gambar 2.2. Pelat Pracetak tanpa Lubang (Solid Slabs)

3. Pelat Pracetak Double Tees dan Single Tee

Pelat ini berbeda dengan pelat sebelumnya. Pada pelat ini ada dua bagian berupa kaki sehingga tampak seperti huruf T.



Gambar 2.3. Pelat Pracetak Double Tees dan Single Tee

2.2.2 Balok

Untuk balok pracetak , ada tiga jenis balok yang digunakan :

1. Balok berpenampang persegi (Recatangular Beam) :

Keuntungan dari balok jenis ini adalah sewaktu fabrikasi lebih mudah dengan bekisting yang lebih ekonomis dan tidak perlu memperhitungkan tulangan akibat cor saat pelaksanaan.



Gambar 2.4 Balok berpenampang persegi

2. Balok berpenampang L (L-shape beam)



Gambar 2.5 Balok berpenampang L

3. Balok berpenampang T terbalik (Inverted Tee Beam)



Gambar 2.6 Balok Berpenampang T terbalik

2.3 Struktur Komposit

Struktur komposit adalah suatu metode konstruksi yang memanfaatkan sifat dan material bangunan yang berbeda menjadi sistem struktur yang kekuatannya adalah gabungan dari dua material tersebut.

2.3.1 Balok Komposit

Balok komposit adalah sebuah balok yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis diantara dua atau lebih bahan (Bowles,1980). Beberapa jenis balok komposit antara lain :

- Balok komposit penuh

Untuk balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dalam jumlah yang memadai sehingga balok mampu mencapai kuat lentur maksimumnya. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi (SNI 03-1729-2002 Ps. 12.2.6)

- Balok komposit parsial

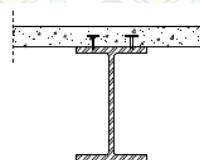
Pada balok komposit parsial, kekuatan balok dalam memikul lentur dibatasi oleh kekuatan penghubung geser. Perhitungan elastis untuk balok seperti ini, seperti pada penentuan

defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton (SNI 03-1729-2002 Ps. 12.2.7)

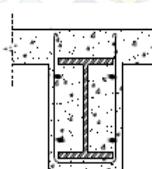
c. Balok baja yang diberi selubung beton

Walaupun tidak diberi angker, balok baja yang diberi selubung beton di semua permukaannya dianggap bekerja secara komposit dengan beton selama hal-hal berikut terpenuhi (SNI 03-1729-2002 Ps. 12.2.8)

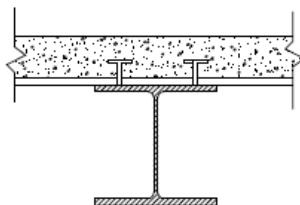
1. Tebal minimum selubung beton yang menyelimuti baja tidak kurang daripada 50 mm, kecuali yang disebutkan pada butir ke-2 dibawah.
2. Posisi tepi atas balok baja tidak boleh kurang daripada 40 mm di bawah sisi atas pelat beton dan 50 mm di atas sisi bawah pelat.
3. Selubung beton harus diberi kawat jaring atau baja tulangan dengan jumlah yang memadai untuk menghindari terlepasnya bagian selubung beton tersebut pada saat balok memikul beban.



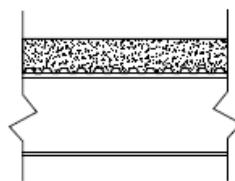
Gambar 2.7 Balok komposit (tanpa deck)



Gambar 2.8 Balok baja diberi selubung beton



Gambar 2.9 balok komposit (dengan shear connector)



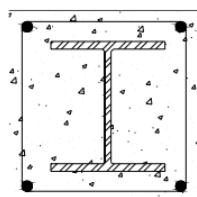
Gambar 2.10 Balok komposit (dengan deck)

2.3.2 Kolom komposit

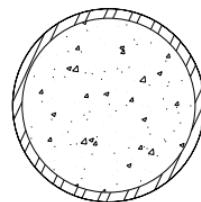
Kolom didefinisikan sebagai kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (rolled) built-up dan dicor didalam beton struktural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural (Salmon & Jonson, 1996).

Ada dua tipe kolom komposit, yaitu :

- Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya (kolom baja berselubung beton).
- Kolom komposit terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton).



Profil Baja dibungkus beton



Pipa baja O didisi beton

Gambar 2.11 Penampang Kolom Komposit

2.4 Sambungan

2.4.1 Sambungan pada struktur pracetak

Sambungan merupakan bagian yang sangat penting untuk mentransfer gaya-gaya antar elemen pracetak yang disambung (Tjahjono dan Purnomo,2004). Perencanaan sambungan harus mengantisipasi kemungkinan adanya kenaikan temperatur pada sistem sambungan pada saat kebakaran, sehingga kekuatan dari baja maupun beton dari sambungan tersebut tidak akan mengalami pengurangan.

Kelemahan struktur pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit, sehingga lemah terhadap beban lateral khususnya dalam menahan beban gempa. Untuk itu sambungan antara elemen beton pracetak dengan kolom pracetak atau pun dengan pelat pracetak direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit.

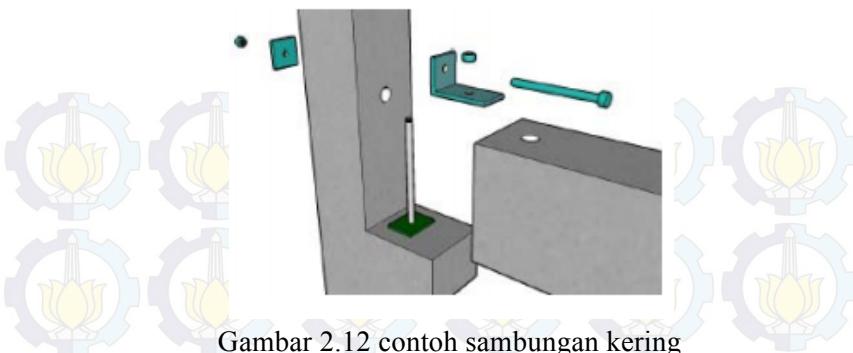
Hal-hal yang harus dipertimbangkan pada saat merencanakan sambungan adalah :

- a. Standarisasi produksi jenis sambungan dan kemudahan tersedianya material di lapangan.
- b. Hindari keruwetan penempatan tulangan pada saerah sambungan.
- c. Hindari sedapat mungkin pelubangan pada cetakan.
- d. Perlu diperhatikan batasan panjang dari komponen pracetak dan toleransinya.
- e. Hindari batasan non-standar pada produksi dan pemasangan.
- f. Rencanakan sistem pengangkatan komponen beton pracetak semudah mungkin baik di pabrik maupun dilapangan.
- g. Penggunaan sistem sambungan yang tidak mudah rusak pada saat pengangkatan.
- h. Diantisipasi kemungkinan adanya penyesuaian di lapangan.

Jenis sambungan pracetak yang biasa digunakan dapat dikategorikan menjadi dua kelompok sebagai berikut :

1. Sambungan kering (Dry Connection)

Sambungan kering menggunakan bantuan pelat besi sebagai penghubung antar komponen beton pracetak dan hubungan antara pelat besi dilakukan dengan baut atau las. Penggunaan metode sambungan ini perlu perhatian khusus dalam analisa dan pemodelan komputer karena antar komponen atau elemen struktur bangunan dapat berperilaku tidak monolit.



Gambar 2.12 contoh sambungan kering

Pada sambungan kering ini ada dua jenis sambungan , yaitu sambungan dengan menggunakan las dan sambungan dengan menggunakan baut.

a. Sambungan dengan las

Sambungan dengan las dapat dilakukan dengan penanaman pada daerah elemen yang akan dilas sebelum dilakukan pengcoran pada elemen pracetak. Ochs dan ehsani (1993) mengusulkan dua sambungan las pada penempatan lokasi sendi plastis pada permukaan kolom sesuai dengan konsep Strong Coloum Weak Beam. Pada konsep ini, sendi plastis direncanakan terjadi pada ujung balok dekat kolom. Sebagai gambaran, akan dicontohkan sambungan kolom dengan balok menggunakan las. Untuk pertemuan antara balok dengan kolom, pada balok dan kolom dipasang pelat baja yang ditanam masuk pada daerah tulangan kolom dan kemudian dicor pada waktu pembuatan elemen pracetak. Pada kedua ujung balok, pelat baja ditanam pada bagian atas dan bawah. Pada perakitan komponen pracetak yang menggunakan las, untuk kolom terlebih dahulu berdiri kemudian dilakukan pengelasan pada kedua ujung pelat tersebut untuk menyambungnya dengan balok. Keuntungan dari cara ini

adalah dari penggerjaan dan pelaksanannya, karena elemennya tunggal dan berbentuk lurus, pengangkutan dan pengangkatannya lebih mudah sehingga lebih ekonomis. Kerugiannya adalah sambungan pada balok kolom sangatlah rawan, biaya relatif besar dan pekerjaan lebih sulit karena memerlukan ketelitian dalam pengelasan.

b. Sambungan dengan baut

Perencanaan sambungan dengan menggunakan baut untuk menghubungkan elemen yang satu dengan yang lainnya dikembangkan dan dikenal dengan nama DPCF System (Ductile Precast Concrete Frame System). Setelah dilakukan percobaan. Penyambungan dengan baut dengan sistem ini ternyata lebih monolit daripada dengan menggunakan las, khususnya untuk momen Resisting Space frame karena memberikan drift gedung 4% tanpa kehilangan kekuatan pada saat terjadi post yield cycles.

2. Sambungan basah

Sambungan basah terdiri dari keluarnya besi tulangan dari bagian ujung komponen beton pracetak yang mana antar tulangan tersebut dihubungkan dengan suatu alat atau panjang penyaluran. Kemudian pada bagian sambungan tersebut dilakukan pengecoran beton ditempat. Jenis sambungan ini dapat berfungsi baik untuk mengurangi penambahan tegangan yang terjadi akibat rangkak, susut dan perubahan temperatur. Sambungan basah ini sangat dianjurkan untuk daerah rawan gempa karena dapat menjadikan masing-masing komponen pracetak menjadi monolit. Sambungan yakni pada balok-kolom, balok dengan pelat, kolom dengan kolom.

Tabel 2.1 Perbandingan Metode Penyambungan

Deskripsi	Sambungan dengan cor setempat	Sambungan dengan las / baut
Keutuhan struktur	Monolit	Tidak monolit
Waktu yang dibutuhkan agar sambungan dapat berfungsi secara efektif	Perlu <i>setting time</i>	Segara dapat berfungsi
Jenis sambungan	Basah	Kering
Ketinggian bangunan	-	Maksimal 25 meter
Toleransi dimensi	Lebih tinggi	Rendah, karena dibutuhkan akurasi yang tinggi selama proses produksi dan <i>erection</i> .

Sumber : Wulfraam I. Ervianto (2006)

2.4.2 Sambungan Pada Struktur Komposit

Sambungan merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari sebuah struktur baja. Sambungan berfungsi untuk menyalurkan gaya-gaya dalam (momen, lintang/geser, dan/atau aksial) antar komponen-komponen struktur yang disambung, sesuai dengan perilaku struktur yang direncanakan. Keandalan sebuah struktur baja untuk bekerja dengan mekanisme yang direncanakan sangat tergantung oleh keandalan sambungan.

Suatu sistem sambungan terdiri dari :

1. Komponen struktur yang disambung, dapat berupa balok, kolom, batang tarik, atau batang tekan.
2. Alat penyambung, dapat berupa pengencang, baut biasa, baut mutu tinggi, dan paku keling, atau sambungan las seperti las tumpul, las sudut, dan las pengisi.
3. Elemen penyambung, berupa plat atau profil baja.

Filosofi dasar perencanaan sambungan adalah suatu sistem sambungan harus direncanakan lebih kuat daripada komponen struktur yang disambungkan dan deformasi yang terjadi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan. Dengan demikian, keandalan struktur akan ditentukan oleh kekuatan elemen-elemennya.

2.5 Proses-proses dalam produk pracetak

Beton-beton pracetak yang akan digunakan mengalami proses-proses terlebih dahulu, yaitu :

1. Membuat cetakan. Pabrik beton pracetak biasanya telah memiliki workshop/bengkel khusus untuk membuat dan maintenance cetakan, tempat merakit tulangan (bar-catching) dan sambungan.
2. Tulangan yang telah dirakit ditempatkan kedalam cetakan.
3. Concreting. Biasanya diprabrik tersedia concrete batching plant, yang memiliki kontrol kualitas secara komputer dalam proses ini.
4. Compaction. Memakai external vibrator dengan high-frequency.

5. Handling. Pasca umur beton memenuhi, unit pracetak dipindahkan ke gudang, disusun secara vertikal dan diberi bantalan antar unit pracetak.
6. Pengangkatan dari bekisting. Meninjau beberapa hal yaitu orientasi produk apakah horizontal, vertikal atau membentuk sudut, lekatan permukaan beton dengan bekisting, jumlah dan lokasi perlatan angkat.
7. Penempatan ke lokasi penyimpanan juga meninjau beberapa hal yaitu orientasi produk, lokasi titik-titik angkat sementara, lokasi sokongan sehubungan dengan produk-produk lain yang juga disimpan, perlindungan dari sinar matahari langsung.
8. Pengiriman ke lapangan. Transportasi unit pracetak meninjau hal seperti orientasi produk, lokasi sokongan vertikal maupun horisontal, kondisi kendaraan pengangkut, jalan, dan batas-batas berat muatan dari jalan yang akan dilalui, pertimbangan dinamis saat transportasi.
9. Pemasangan. Memasang unit pracetak pada struktur, memasang joint. Beban yang bekerja adalah pekerja, peralatan selama pekerjaan, dan beton overtopping.
10. Finishing.

BAB III

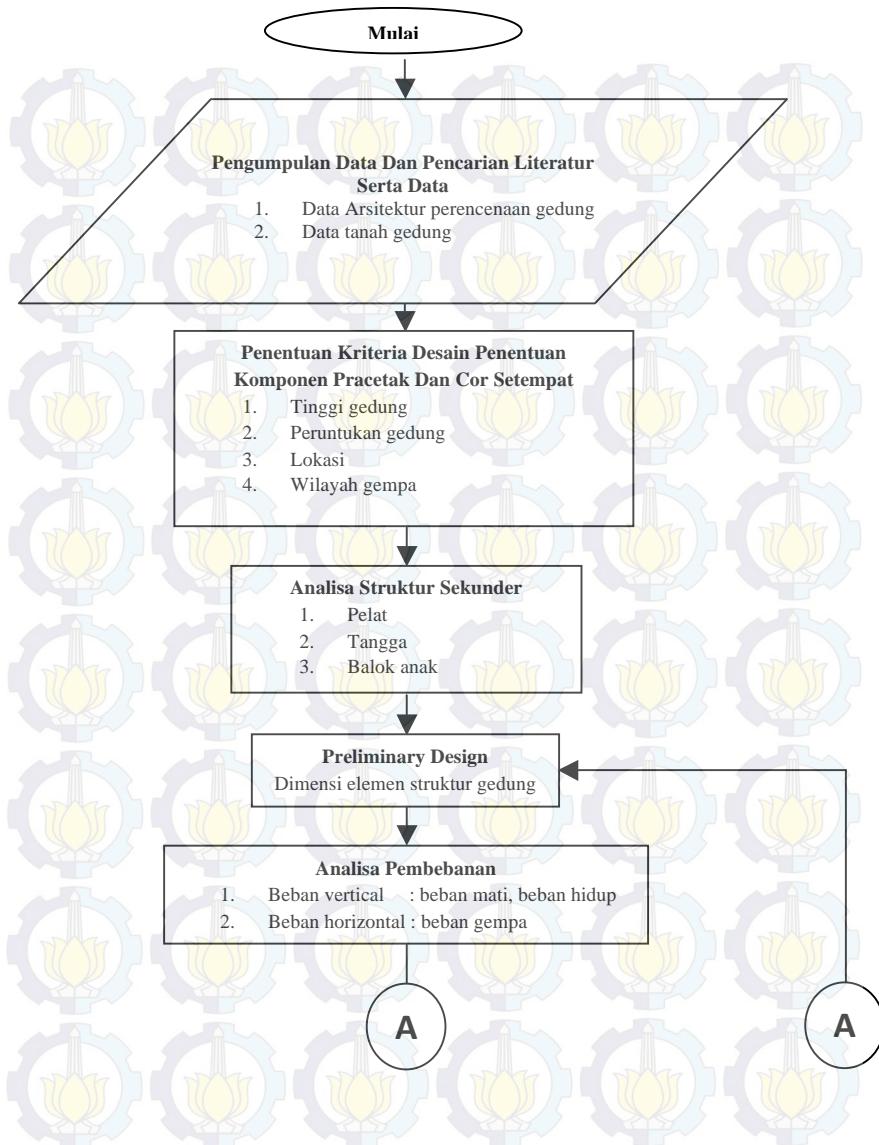
METODOLOGI

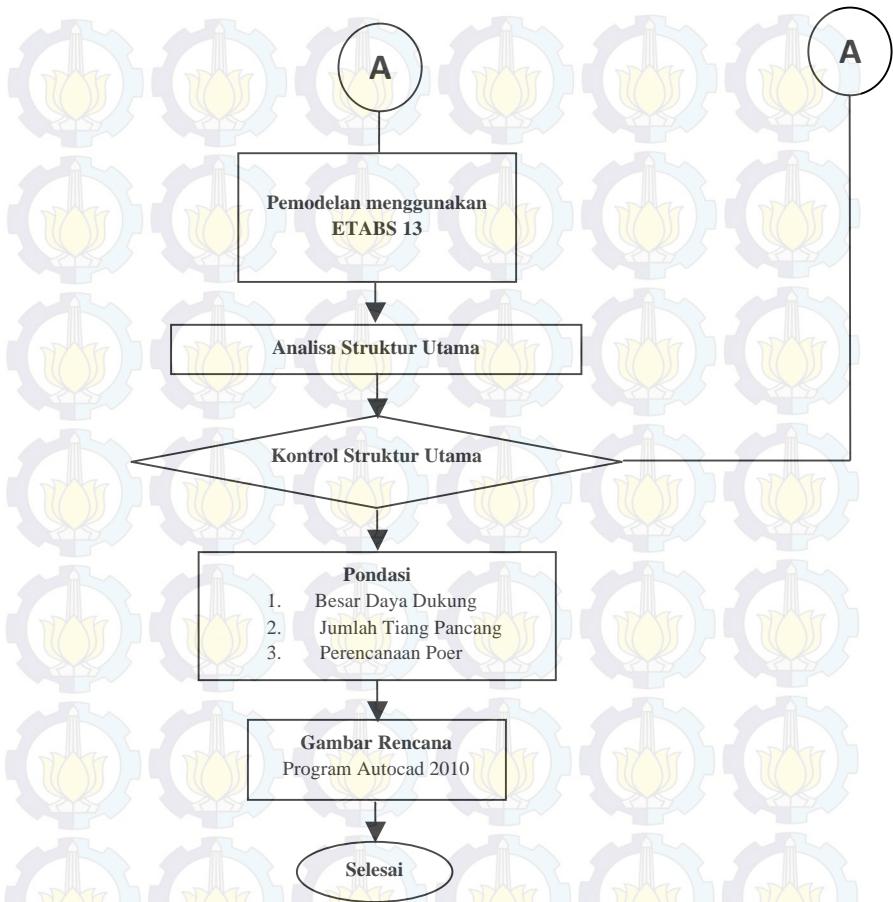
3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Tahapan atau metode yang akan digunakan dalam perancangan gedung ini adalah :

1. Mengumpulkan dan mempelajari literatur yang berkaitan dengan perancangan. Mengumpulkan data lapangan yang akan digunakan sebagai data dalam obyek perancangan. Data lapangan tersebut antara lain tersebut antara lain yaitu data gedung yang akan digunakan sebagai sebagai obyek perancangan dan juga data tanah yang ada pada lokasi gedung itu dibangun.
2. Penentuan kriteria desain yaitu penentuan gedung sebagai obyek perancangan, tinggi gedung, peruntukan gedung dan lokasi dibangunnya gedung beserta wilayah gempanya.
3. Preliminary desain merupakan awal dari perancangan. Pada preliminary desain ini menentukan dimensi elemen struktur gedung untuk digunakan dalam tahap perancangan selanjutnya.
4. Analisa struktur sekunder meliputi :
 - a. Pelat
 - b. Tangga
 - c. Balok anak
5. Analisa pembebanan meliputi beban horisontal dan beban vertikal. Adapun macam pembebanan :
 - a. Beban vertikal :
 - Beban mati

- Beban hidup
- b. Beban horisontal
 - Beban angin
 - Beban gempa
- 6. Analisa struktur utama meliputi :
 - a. Balok
 - b. Kolom
- 7. Analisa gaya-gaya pembebanan.
- 8. Pemodelan menggunakan ETABS 13 dan analisa Struktur utama.
- 9. Kontrol struktur utama terdiri dari :
 - a. Perencanaan Sambungan
 - b. Kontrol lentur
 - c. Kontrol geser
 - d. Kontrol lendutan
- 10. Perencanaan pondasi pada gedung meliputi :
 - a. Besar daya dukung
 - b. Jumlah tiang pancang
 - c. Perencanaan poer
- 11. Hasil dari perencanaan akan dituangkan dalam gambar rencana menggunakan program autocad 2010.





Gambar 3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

3.2 Data Perencanaan

Data yang dikumpulkan adalah data lapangan yang akan digunakan dalam perancangan modifikasi ini. Data tersebut berupa data gedung yang akan dipakai berupa site plan, denah

bangunan, denah pembalokan, serta data-data lain yang diperlukan, dan juga data tanah untuk perencanaan pondasi. Data-data tersebut adalah sebagai berikut :

- Data Umum Bangunan
 - Nama Gedung : Asrama IAIN Sunan Ampel
 - Lokasi Gedung : Surabaya
 - Fungsi : Asrama
 - Jumlah Lantai : 6
 - Jenis Tanah : Tanah Lunak
 - Struktur Bangunan : Beton Bertulang
- Data Bahan
 - Kuat Tekan Beton ($f'c$) : 35 Mpa
 - Tegangan Leleh Baja : 400 Mpa
- Data Tanah

3.3 Studi Literatur

Mencari Literatur dan peraturan-peraturan yang menjadi acuan dalam penggerjaan tugas akhir ini. Adapun Beberapa literatur serta peraturan gedung yang digunakan antara lain adalah sebagai berikut :

- a. SNI 2847:2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung
- b. SNI 1726:2012 tentang Struktur Gedung Tahan Gempa.
- c. SNI 1727:2013 tentang Pedoman Perancangan Pembebatan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung
- d. SNI 03-1729-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Perhitungan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung.
- e. PCI Design Handbook precast and prestressed 5th edition, 1999.

- f. Wahyudi, Herman. 1999. Daya dukung Pondasi Dalam. Surabaya : ITS

3.4 Pembebanan

3.4.1 Beban-Beban yang Diperhitungkan

Dalam perencanaan struktur asrama ini beban yang bekerja adalah beban mati, beban hidup dan beban lateral berupa beban gempa dan beban angin.

1. Beban Mati (Dead Load)

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

2. Beban Hidup (Life Load)

Berdasarkan SNI 1727:2013 Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lainnya harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam tabel dibawah ini. Beban hidup diatur dalam SNI 1727:2013 pasal 4

3. Beban Gempa

Beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 5 yaitu prosedur klasifikasi situs untuk desain seismik. Pasal ini menjelaskan dalam perumusan kriteria desai

seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Pembagian situs tersebut adalah SA (batuan keras), SB (batuan), SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik-situs yang mengikuti pasal 6.10.1).

A. Gaya gempa dasar

Gaya gempa dasar, V , ditentukan dari persamaan :

$$V = C_1 \times W$$

Dimana : C_1 = Koefisien respon gempa

W = berat struktur bangunan yang terdiri dari beban mati dan beban lainnya yang termasuk dalam pasal 7.7.2

B. Koefisien respon gempa

Untuk menentukan respon spectral percepatan gempa Mcer di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi sesimic pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Parameter spectrum respons percepatan pada periode pendek disesuaikan dengan klasifikasi situs, dengan persamaan sebagai berikut :

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (\text{untuk periode pendek})$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (\text{untuk periode 1 detik})$$

Tabel 3.1 Koefisien Situs , Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda 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	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF			SS ^b		

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

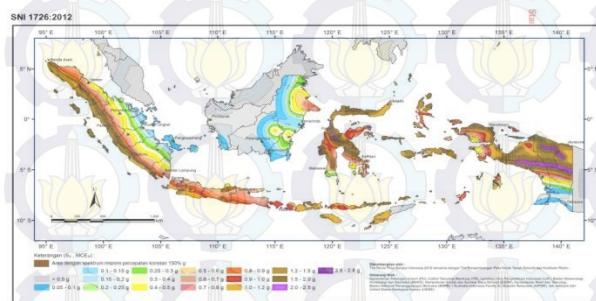
Tabel 3.2 Koefisien situs , Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF			SS ^b		

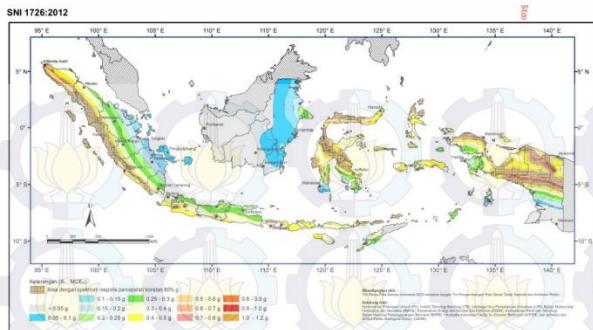
CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Untuk nilai S_1 , S_s dapat dilihat pada gambar dibawah :



Gambar 3.2 S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R ,kelas situs B)



2. untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , Spectrum respons percepatan desain, $S_a = S_{DS}$
3. untuk periode lebih besar dari T_s , spectrum respon percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan : $S_a = \frac{s_{D1}}{T}$.

dimana :

S_a = parameter respons spectral percepatan desain pada periode pendek.

S_{DS} = parameter respons spectral percepatan desain pada periode 1 detik.

3.5 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) digunakan pada bangunan beton bertulang yang terletak di daerah situs SD, SE, dan SF (wilayah gempa tinggi). Pada perencanaan dengan SRPMK persyaratan yang berlaku untuk komponen struktur rangka momen khusus untuk menahan gempa terutama untuk menahan lentur diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 21.5. Untuk desai tulangan minimum pada komponen struktur lentur diatur di SNI 2847:2013 pasal 10.5. untuk perencanaan kolom, kekuatan lentur minimum kolom, detailingnya diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 21.6.2. untuk rangka momen khusus yang dibangun menggunakan beton pracetak harus diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 21.8.

3.6 Analisa Struktur Sekunder

3.6.1 Perencanaan Dimensi Pelat

Persyaratan ketebalan minimum, h untuk pelat dua arah yang dikelilingi balok-balok diatur dalam SNI 2847:2013pasal 9.5.3.3, dengan ketentuan table 9.5(c)

- Perhitungan keperluan tulangan lentur sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 10.5
- Kuat geser horizontal menurut SNI 2847:2013 pasal 17.5
- Tulangan geser horizontal menurut SNI 2847:2013 pasal 11.6.4

3.6.2 Perencanaan Tangga

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan.

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

Dimana :

t	= tinggi injakan
i	= lebar injakan
α	= sudut kemiringan tangga $(25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ)$

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

3.6.3 Titik Angkat dan Sokongan

3.6.3.1 Pengangkatan Pelat

Dalam pemasangan pelat pracetak harus pula diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Seperti pada Gambar pengangkatan pelat menggunakan 4 titik angkat dan pada Gambar adalah pengangkatan pelat dengan 8 titik angkat. Maka akan terjadi momen-momen pada elemen pelat.

- a. Empat titik angkat

Maksimum momen (pendekatan) :

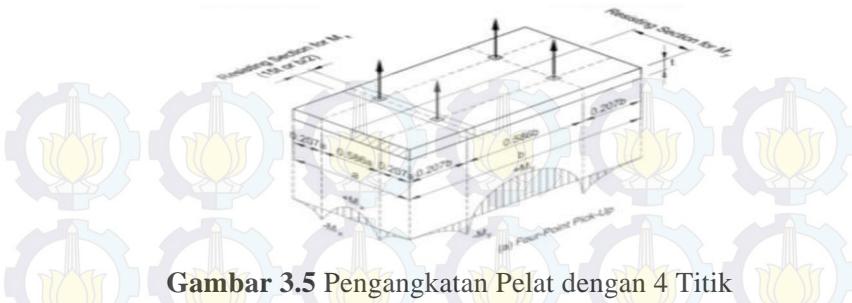
$$+M_x = -M_x = 0,0107 \cdot w \cdot a^2 \cdot b$$

$$+M_y = -M_y = 0,0107 \cdot w \cdot a \cdot b^2$$

w = beban per unit luas

M_x ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan 15t atau $b/2$.

M_y ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$



Gambar 3.5 Pengangkatan Pelat dengan 4 Titik

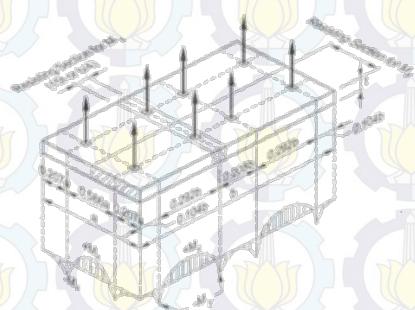
(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fifth Edition, 1999.)

- b. Delapan titik angkat

$$\begin{aligned} \text{Maksimum momen (pendekatan)} : \\ +Mx = -Mx = 0,0054. w . a^2 . b \\ +My = -My = 0,0027. w . a . b^2 \end{aligned}$$

M_x ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan 15 atau $b/4$.

M_y ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$

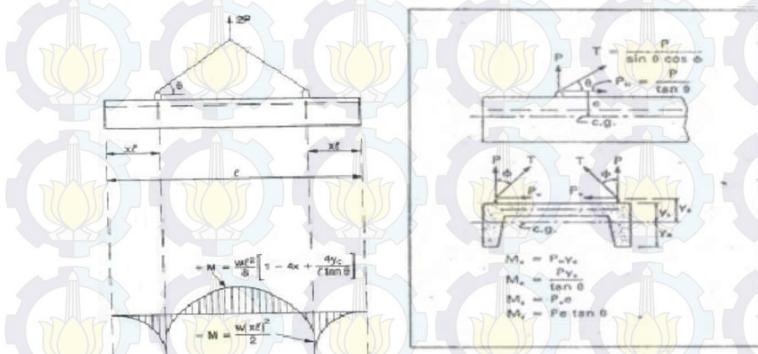


Gambar 3.6 Pengangkatan Pelat dengan 8 Titik (Sumber : PCI

Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fifth Edition, 1999.

3.6.3.2 Pengangkatan Balok Pracetak

Balok dibuat secara pracetak dipabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan. Titik pengangkatan balok dapat dilihat pada Gambar. Untuk faktor keamanan atau angka pengali pada fase erection, pengangkutan, transportasi dapat dilihat dalam Tabel



Gambar 3.7 Titik-Titik Angkat dan Sokongan Sementara Balok
(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fifth Edition, 1999.)

Tabel 3.3 Angka Pengali Beban Statis Ekivalen untuk

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

Menghitung Gaya Pengangkatan dan Gaya Dinamis

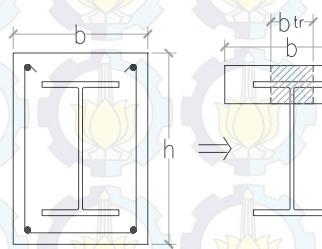
(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Fifth Edition, 1999)

3.7 Perencanaan Struktur Utama

3.7.1 Perencanaan Dimensi Balok

Ketentuan persyaratan balok baja yang diberi selubung beton disemua permukaannya diatur dalam SNI 1729:2012 Ps. 12.2.8. pada SNI 1729:2002 Ps. 12.4.3 tentang kekuatan balok baja yang diberi selubung beton yaitu : kuat lentur balok baja yang diberi selubung beton ϕbMn , dihitung dengan mengambil $\phi b = 0,90$ dan Mn yang nilainya berdasarkan superposisi tegangan-tegangan plastis yang memperhitungkan pengaruh adanya tumpuan sementara (perancah). Sebagai alternatif, kuat lentur rencana ϕbMn , dapat dihitung dengan mengambil $\phi b = 0,90$ dan Mn ditentukan berdasarkan distribusi tegangan plastis penampang baja saja.

1. Transformasi daerah tekan beton menjadi baja.



Gambar 3.8 Daerah Transformasi Balok Berselubung Beton

$$b_{tr} = \frac{b}{n} \longrightarrow A_{tr} = b_{tr} \cdot Y_{na}$$

2. Hitung Y_{na} penampang transformasi :

$$A_{st} = A_s + A_r \longrightarrow A_{st} = \text{Luas profil baja+tulangan} \\ A_s = \text{Luas profil baja}$$

A_r = Luastulangan

$$Yna = \frac{A_{st} \cdot \frac{h}{2} + b_{tr} \cdot \frac{Yna^2}{2}}{A_{st} + A_{tr}}$$

$$Yna = \frac{(b_{tr} - 2 \cdot A_{st}) + \sqrt{(b_{tr} - 2 \cdot A_{st})^2 + 8 \cdot A_{st} \cdot \frac{h}{2} \cdot b_{tr}}}{2 \cdot b_{tr}}$$

3. Hitung momen inersia penampang transformasi :

$$I_{tr} = \frac{b_{tr} \cdot Yna^3}{3} + I_x + A_{st} \left(\frac{h}{2} - Yna \right)^2$$

4. Hitung momen ultimate penampang.

5. Momen inersia efektif penampang untuk menghitung lendutan

6. Momen inersia efektif penampang :

$$A_{tr} = b_{tr} \times h - A_{st}$$

$$\text{Equivalent btr} = \frac{A_{tr}}{h}$$

$$dr = h - 2 \cdot dc$$

$$I_g = \frac{b_{tr} \cdot h^3}{12} + I_x + Ar \left(\frac{dr}{2} \right)^2$$

$$I_{eff} = \frac{I_{tr} + I_g}{2}$$

1.7.2 Perencanaan Dimensi Kolom.

Perhitungan kemampuan kolom :

- Kontrol Penampang

Kriteria untuk kolom komposit bagi komponen struktur tekan :

- Luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas penampang komposit total.
- Luas minimum penampang tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari $0,18 \text{ mm}^2$ untuk setiap jarak antar tulangan longitudinal terpasang.
- Mutu beton yang digunakan tidak lebih tinggi dari 55 MPa dan tidak kurang dari 21 MPa.
- Tegangan leleh profil dan tulangan baja yang digunakan tidak melebihi 380 MPa.
- Kontrol Kekakuan Portal (SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.3.3)

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_b}{L_b} \right)}$$

Dari nilai G, dapat diperoleh nilai k_c (faktor panjang tekuk)

- Kontrol Komponen Tekan

$$\lambda_c = \frac{K_c \cdot xL}{\pi \cdot rm} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}} \quad (\text{SNI } 03 - 1729 - 2002 \text{ Pasal } 12.3.2)$$

untuk :

$$\lambda_c \leq 0,25, \text{ maka } \omega = 1$$

$$0,25 < \lambda_c < 1,2, \text{ maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$$

$$\lambda_c \geq 1,2, \text{ maka } \omega = 1,25\lambda_c^2$$

$$N_n = A_s \cdot f_{cr}$$

$$f_{cr} = \frac{f_{my}}{\omega}$$

$$f_{my} = f_y + c_1 \cdot f_{yr} \frac{A_{ut}}{A_s} + c_2 \cdot f_c' \frac{A_{cn}}{A_s}$$

$$Ec = 0,041 \cdot Wc^{1.5} \sqrt{fc'}$$

$$Em = E + c_3 \cdot Ec \cdot (A_c/A_s)$$

Dimana :

A_c = Luas penampang beton

A_s = Luas penampang profil baja

E = Modulus elastisitas baja

E_c = Modulus elastisitas beton

E_m = Modulus elastisitas komposit

f_{cr} = Tegangan tekan kritis

f_y = Tegangan leleh baja

f_c' = Kuat tekan karakteristik beton

r_m = Jari-jari girasi kolom komposit

w = Faktor tekuk

$c1$ = 1,0 (Baja diberi selubung beton)

$c2$ = 0,85 (Baja diberi selubung beton)

$c3$ = 0,4 (Baja diberi selubung beton)

- Kontrol Tekuk Lateral(*SNI 03-1729-2002 Pasal 8*)

$$M_u \leq \phi M_n$$

dimana :

M_u = Momen lentur rencana (Nmm)

M_n = Kuat lentur nominal penampang (Nmm)

ϕ = Faktor reduksi (0,9)

- Bentang Pendek ($L_b \leq L_p$)

$$M_n = M_p$$

$$L_p = 1.76 \times r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

dimana :

r_y = jari-jari girasi terhadap sumbu lemah

- Bentang Menengah ($L_p \leq L_b \leq L_r$)

$$M_n = C_b \left(M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \leq M_p$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{(f_y - f_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2^2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$

$$X_2 = 4 \frac{I_w}{l_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2$$

dimana :

I_w = konstanta puntir lengkun

J = konstanta puntir torsii

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2.30$$

- Bentang Panjang ($L_r \leq L_b$)

$$M_n = M_{cr} \leq M_p$$

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2} \leq M_p$$

- Persamaan Interaksi Aksial-Momen

Jika $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\phi P_n$$

maka $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1.0$

$$\text{Jika } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \\ \text{maka } \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

3.8. Perencanaan Sambungan

3.8.1 Sambungan Balok Pracetak Dengan Pelat Pracetak

Untuk menghasilkan sambungan yang bersifat kaku, monolit, dan terintegrasi pada elemen-elemen ini, maka harus dipastikan gaya-gaya yang bekerja pada pelat pracetak tersalurkan pada elemen balok. Sambungan balok induk pracetak dengan pelat pracetak menggunakan sambungan basah yang diberi overtopping yang umumnya digunakan 50 mm – 100 mm.



Gambar 3.9 Sambungan Antara Balok dengan Pelat

3.8.2 Kuat rencana sambungan baut

Sebuah sambungan baut yang memikul gaya terfaktor, R_u , harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan :

$$R_u = \phi \cdot R_n$$

dimana :

ϕ = faktor reduksi kuat sambungan baut = 0,75

R_n = kuat nominal terkecil dari baut, elemen struktur yang disambung dan pelat penyambung.

Nilai kuat nominal R_n ditentukan sesuai dengan mekanisme transfer gaya-gaya dalam yang harus dipikul sistem sambungan.

- Baut dalam geser
Kuat geser rencana dari satu baut dihitung sebagai berikut

:

$$V_d = \emptyset_f V_n = \emptyset_f r_1 f_{u^b} A_b$$

Keterangan :

$r_1 = 0,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

$r_1 = 0,4$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser

$\emptyset_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

f_{u^b} adalah tegangan tarik putus baut

A_b adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

Kuat geser nominal baut yang mempunyai beberapa bidang geser (bidang geser majemuk) adalah jumlah kekuatan masing-masing yang dihitung untuk setiap bidang geser.

- Baut yang memikul gaya tarik

Kuat tarik rencana satu baut dihitung sebagai berikut :

$$T_d = \emptyset_f T_n = \emptyset_f \cdot 0,75 \cdot f_{u^b} A_b$$

Keterangan :

$\emptyset_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

f_{u^b} adalah tegangan tarik putus baut

A_b adalah luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

- Baut pada sambungan tipe tumpu yang memikul kombinasi geser dan tarik.

Baut yang memikul gaya geser terfaktor, V_u , dan gaya tarik terfaktor, T_u , secara bersamaan harus memenuhi kedua persyaratan berikut ini :

$$f_{uv} = \frac{V_u}{nA_b} \leq r_1 \phi_f f_u^b m$$

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f f_1 A_b \geq \frac{T_u}{n}$$

$$f_1 \leq f_1 - r_2 f_{uv} \leq f_2$$

Dimana:

$\phi_f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

n adalah jumlah baut

m adalah jumlah bidang geser

untuk baut mutu tinggi :

$$f_1 = 807 \text{ Mpa}, f_2 = 621 \text{ Mpa}$$

$r_2 = 1,9$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser

$r_2 = 1,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

untuk baut mutu normal :

$$f_1 = 410 \text{ Mpa}, f_2 = 310 \text{ Mpa}$$

$$r_2 = 1,9$$

3.8.3 Tata letak baut

Tata letak baut sangat mempengaruhi kinerja sistem sambungan. Pengaturan ini dilakukan untuk mencegah kegagalan pada plat dan untuk memudahkan pemasangan, akan tetapi disarankan agar jarak antar baut tidak terlalu besar untuk mencegah pemborosan bahan yang disambung serta mengurangi variasi tegangan di antara baut dan mencegah korosi.

- Jarak tepi minimum

Jarak minimum dari pusat pengencang ke tepi plat atau plat sayap profil harus memenuhi spesifikasi:

- Tepi dipotong dengan tangan 1,75 db
- Tepi dipotong dengan mesin 1,50 db
- Tepi profil bukan hasil potongan 1,25 db

Dengan db adalah diameter nominal baut pada daerah tak berulir.

- Jarak maksimum

Jarak antar baut ditentukan tidak boleh lebih besar dari 15 tp (dengan tp adalah tebal plat lapis tertipis di dalam sambungan), atau 200 mm.

- Jarak tepi maksimum

Jarak dari pusat tiap pengencang ke tepi terdekat suatu bagian yang berhubungan dengan tepi yang lain tidak boleh lebih dari 12 kali tebal plat lapis luar tertipis dalam sambungan dan juga tidak boleh melebihi 150 mm.

- Posisi sambungan

Adakalanya profil baja yang tersedia di lapangan tidak cukup panjang untuk membentuk suatu batang dalam rangkaian struktur. Untuk itu, dilakukan penyambungan dari dua atau lebih profil baja yang ada. Untuk melakukan penyambungan sebaiknya ditempatkan sambungan pada posisi di mana gaya dalam struktur adalah yang terkecil di sepanjang profil yang akan disambung.

3.9 Perencanaan Pondasi

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

3.9.1. Daya Dukung Grup Tiang Pancang

Di saat sebuah tiang merupakan bagian dalam grup tiang pancang, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari grup tiang tersebut.Untuk kasus daya dukung

pondasi, kita harus memperhitungkan sebuah faktor koreksi, yang menjadi efisiensi dari grup tiang pancang tersebut. (*Wahyudi, Herman. 1999*).

3.9.2. Perencanaan Poer

Dalam merencanakan tebal poer harus memenuhi persyaratan kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil, sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.11.

3.10 Penggambaran Hasil Perhitungan

Penggambaran hasil perencanaan dan perhitungan dalam teknik ini menggunakan *software AutoCAD*.

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

PERANCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4. 1 PRELIMINARY DESIGN

Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekakuan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebahan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung, ataupun tegangan akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian perancangan struktur sekunder ini meliputi pelat dan tangga. Sebelum menentukan dimensi pelat, perlu diadakan preliminary design untuk menentukan besarnya pembebahan yang terjadi pada pelat.

4.2 PERENCANAAN DIMENSI BALOK

Balok induk yang digunakan adalah balok baja berselubung beton. Baja yang digunakan adalah baja WF.

Balok anak yang digunakan adalah balok komposit pracetak berbentuk persegi. Perencanaan balok dilakukan dalam dua tahap, yaitu:

Tahap 1:balok pracetak dibuat dulu di tempat lain (pabrik).

Tahap2:dilakukan pengecoran diatas balok pracetak (overtopping) setelah sebelumnya dipasang terlebih dahulu pelat pracetak.

4.2.1 DIMENSI BALOK INDUK

Perencanaan awal balok baja berselubung beton berdasarkan SNI 1729-2002 :

- Perencanaan dimensi balok induk Bentang 6 m
Tebal pelat = 14 cm

Beban lantai (tegel + spesi)	= 100 kg/m ²
Beban hidup lantai	= 250 kg/m ²
<u>Beban mati :</u>	
Berat sendiri (ditaksir)	: 50 kg/m
Berat pelat beton : 0,14 x 4,75 x 2400	: 1344 kg/m
Berat lantai : 4 x 100	: 400 kg/m+
	1794 kg/m
	17,94 kg/cm
<u>Beban hidup :</u>	
qL : 3 m x 250 kg/m ²	: 750 kg/m
	: 7,5 kg/cm
kontrol lendutan :	
$y_{max} = \frac{5qL^4}{384 E I_x}$	< $\frac{L}{360} = \frac{600}{360}$
$5 \times (17,944 + 7,5) \times \frac{(475)^4}{384 \times (2000000) \times 1}$	< 1,67
I _x perlu > 12239,1 cm ⁴	
$qU = 1,2 qD + 1,6 qL = 3752,8 \text{ kg/m}$	
$Mu_{max} = \frac{1}{8}x (qU) L^2 = \frac{1}{8}x 3752,8 \times 6^2 = 16887,6 \text{ kgm}$	
$Du_{max} = \frac{1}{2}x (qU) L = 8911 \text{ kg}$	
Kontrol kekuatan lentur :	
$Mu = \emptyset M_n$	
$\emptyset = 0,9$	
$M_n = f_y \times Z_x$	
Maka,	
$16887,6 \text{ kgcm} \leq 0,9 \times 2500 \times Z_x$	
$Z_x \geq 750,56 \text{ cm}^3$	
Coba profil WF 300 x 200 x 9 x 14	
R = 18	

$$\begin{array}{lll} I_x & = 13300 & \geq 12239,1 \text{ cm}^4 \\ Z_x & = 963 \text{ cm}^3 & \geq 750,56 \text{ cm}^3 \end{array}$$

Kontrol penampang kompak :

$$H = 300 - 2(14+18) = 236 \text{ mm}$$

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{200}{2x14} \leq \frac{170}{\sqrt{250}} = 8,3 \leq 10,75 \quad (\text{ok})$$

$$\frac{H}{t} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{236}{8} \leq \frac{1680}{\sqrt{250}} = 39,38 \leq 106,25 \quad (\text{ok})$$

Penampang kompak , anggapan benar ($M_n = Z_x F_y$)

Kontrol kekuatan geser

$$\frac{H}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{236}{8} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$39,38 \leq 69,57 \quad (\text{ok...plastis})$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6x f_y x A_w \\ &= 0,6x2500 x 0,09 x 30 \\ &= 40500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &\leq \emptyset V_u \\ 8911 &\leq 0,9x 40500 \\ 8911 &\leq 36450 \text{ kg (ok)} \end{aligned}$$

Profil bisa dipakai !

Sesuai SNI 1729-2002

Balok baja dengan selubung beton memiliki ukuran :

$$\begin{aligned} \text{Tinggi (H)} &\geq (50\text{mm} \times 2) + H \text{ baja} \\ &\geq 100\text{mm} + 300 \\ &\geq 400 \text{ mm} \approx 550 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar (B)} &\geq 200 \text{ mm} + (50 \times 2)\text{mm} \\ &\geq 300 \text{ mm} \approx 350 \end{aligned}$$

- Perencanaan dimensi balok induk Bentang 4,75 m

Tebal pelat = 14 cm

kontrol lendutan :

$$y_{\max} = \frac{5ql^4}{384 E x I_x} < \frac{L}{360} = \frac{475}{360}$$

$$5 \times (17,944 + 10) \times \frac{(475)^4}{384 \times (2 \times 106) \times 1} < 1,32$$

$$I_x \text{ perlu} > 7015,129 \text{ cm}^4$$

$$qU = 1,2 qD + 1,6 qL = 3752,8 \text{ kg/m}$$

$$Mu_{\max} = \frac{1}{8}x(qU)L^2 = \frac{1}{8}x 3752,8 \times 4,75^2 = 10584,07 \text{ kgm}$$

$$Du_{\max} = \frac{1}{2}x(qU)L = 8911 \text{ kg}$$

Kontrol kekuatan lentur :

$$Mu = \emptyset M_n$$

$$\emptyset = 0,9$$

$$M_n = f_y x Z_x$$

Maka,

$$1058407 \text{ kgcm} \leq 0,9 \times 2500 \times Z_x$$

$$Z_x \geq 470,403 \text{ cm}^3$$

Coba profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9

$$R = 13$$

$$I_x = 7210 \geq 7015,129 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 522 \text{ cm}^3 \geq 470,403 \text{ cm}^3$$

Kontrol penampang kompak :

$$H = 300 - 2(12+18) = 240 \text{ mm}$$

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{150}{2 \times 9} \leq \frac{170}{\sqrt{250}} = 8,3 \leq 10,75 \quad (\text{ok})$$

$$\frac{H}{t} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{269}{6,5} \leq \frac{1680}{\sqrt{250}} = 41,3 \leq 106,25 \quad (\text{ok})$$

Penampang kompak , anggapan benar ($M_n = Z_x F_y$)

Kontrol kekuatan geser

$$\frac{H}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{269}{6,5} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$41,3 \leq 69,57 \quad (\text{ok...plastis})$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6x f_y x A_w \\ &= 0,6x2500 x 0,65 x 30 \\ &= 29250 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &\leq \emptyset V_u \\ 8911 &\leq 0,9x 29250 \\ 8911 &\leq 26325 \text{ kg (ok)} \end{aligned}$$

Profil bisa dipakai !

Sesuai SNI 1729-2002

Balok baja dengan selubung beton memiliki ukuran :

$$\begin{aligned} \text{Tinggi (H)} &= (50\text{mm} \times 2) + H \text{ baja} + t \text{ pelat} \\ &= 100\text{mm} + 300 \\ &= 400 \approx 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar (B)} &= 200 \text{ mm} + (50 \times 2)\text{mm} \\ &= 250 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 4.1 Dimensi Balok Induk

Balok Induk	Bentang (Lb) (cm)	Dimensi Baja WF	h beton	b beton	Dimensi
B1	475	300 x 150 x 6,5 x 9	50	30	30/50
B2	400	300 x 150 x 6,5 x 9	50	30	30/50
B3	250	300 x 150 x 6,5 x 9	50	30	30/50
B4	187,5	300 x 150 x 6,5 x 9	50	30	30/50
B5	600	300 x 200 x 9 x 14	55	35	35/55
B6	318	300 x 150 x 6,5 x 9	50	30	30/50
B7	412,5	300 x 150 x 6,5 x 9	50	30	30/50
B8	351	300 x 150 x 6,5 x 9	50	30	30/50

4.2.2 DIMENSI BALOK ANAK

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

$$h_{min} = \frac{1}{21} \times L_b \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1)}$$

Untuk f_y selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4+f_y/700)$

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

Dimana :

B = lebar balok

H = tinggi balok

Lb = lebar kotor balok

f_y = mutu tulangan baja

Tabel 4.2 Dimensi Balok Anak

Balok Anak	Bentang (Lb) (cm)	h min (cm)	b min (cm)	H pakai	b pakai	dimensi
BA1	187,5	8,928	5,952	40	30	30/40
BA2	294,9	14,04	9,361	40	30	30/40
BA3	400	19,04	12,69	40	30	30/40

4.3 PERENCANAAN DIMENSI PLAT

4.3.1 PERATURAN PERENCANAAN PELAT

Penentuan tebal pelat minimum satu arah harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2 tabel 9.5(c).sedangkan untuk pelat dua arah harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3.

Syarat ketebalan pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya :

- Untuk $\alpha_m \leq 0,2$, harus menggunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2

Tebal pelat tanpa panel drop = 125 mm SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2(a)

Tebal pelat dengan panel drop = 100 mm SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2(b)

- Untuk $0,2 \leq \alpha_m \leq 2$ ketebalan pelat minimum harus memenuhi $h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$ dan tidak boleh kurang dari 125 mm
SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3(b)

- Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan pelat minimum tidak boleh

kurang dari $h = \frac{\ell n(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$ dan tidak boleh kurang dari 90 mm

SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3(c)

Keterangan :

ℓn = panjang bentang bersih arah memanjang pelat (m)

β = rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek pelat

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

α = rasio dari kekuatan lentur penampang balok dengan kekakuan pelat

f_y = kuat leleh baja non-prategang (Mpa)

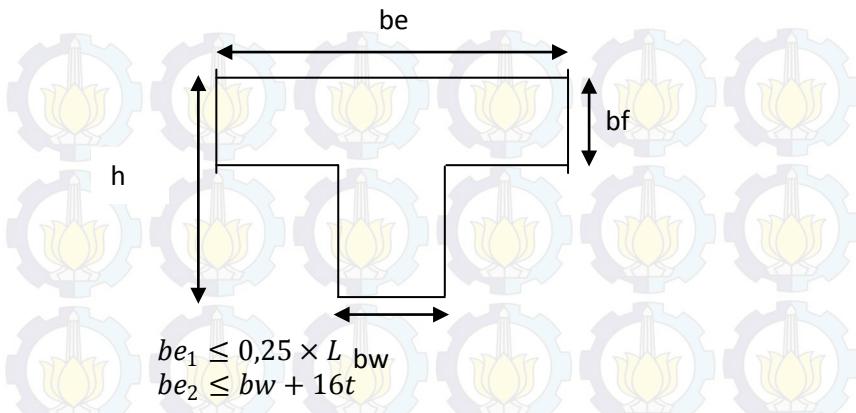
$$\alpha = \frac{E_{balok} \times I_{balok}}{E_{pelat} \times I_{pelat}}$$

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

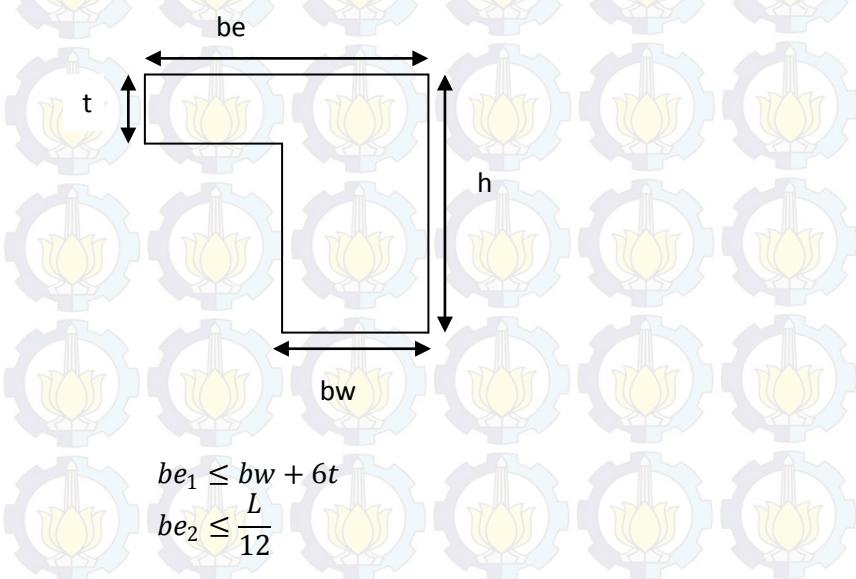
$$I_{pelat} = \frac{1}{12} \times b \times t^3$$

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

- Interior



- Eksterior



Maka dipilih be terkecil

Dimana :

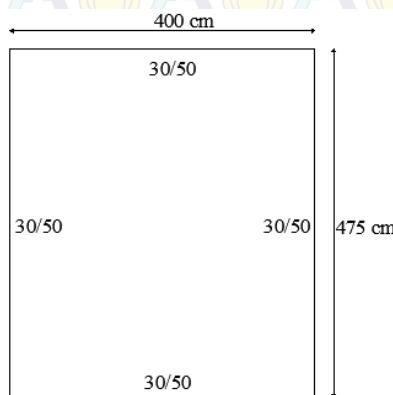
be = lebar efektif

bw = lebar balok

t = tebal pelat

L = bentang balok

Ln = bentang bersih antara balok bersebelahan



- ❖ Perhitungan rasio kekakuan balok dengan pelat
Sebagai contoh perhitungan adalah pada balok anak,
direncanakan ketebalan pelat lantai adalah 14 cm

- Balok Induk (30/50)

$$bw = 30 \text{ cm}$$

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

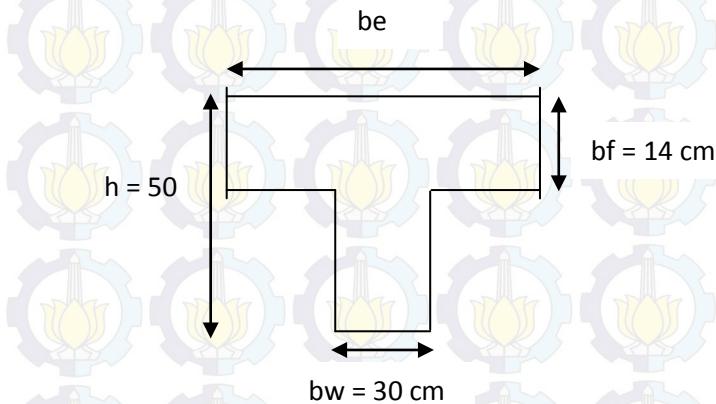
- $Ln = 475 - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 445 \text{ cm}$

$$Sn = 400 - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 370 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{445}{370} = 1,203 < 2 \rightarrow (\text{pelat dua arah})$$

Contoh perhitungan

1. Balok induk $L_x = 400 \text{ cm}$ (30/50)



$$be_1 \leq 0,25 \times L = 0,25 \times 400 = 100 \text{ cm}$$

$$be_2 \leq bw + 16t = 30 + 16 \times 14 = 254 \text{ cm}$$

Maka dipakai $be = 100\text{cm} \dots$ (terkecil)

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

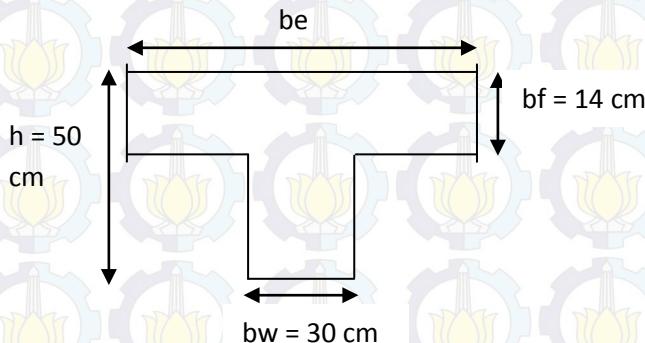
$$k = 2,10$$

$$I_{\text{balok}} = 127315,46 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{pelat}} = 84606,67 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{127315,46}{84606,67} = 1,50$$

2.Balok induk Ly=475 cm (30/50)



$$be_1 \leq 0,25 \times L = 0,25 \times 475 = 118,75\text{cm}$$

$$be_2 \leq bw + 16t = 45 + 16 \times 14 = 264\text{cm}$$

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

$$k = 2,17$$

$$I_{balok} = 131347,45$$

$$I_{pelat} = 101756,7$$

$$\alpha = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = 1,29$$

Jadi $\alpha_m = \frac{1}{4} \times (1,50 + 1,50 + 1,29 + 1,29) = 1,40$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3(b) yang mana $\alpha_m > 0,2$ tapi tidak lebih dari 2,0 maka ketebalan plat minimum adalah :

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

dan tidak boleh kurang dari 125mm

$$h = \frac{475 \left(0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 5 \times 1,203(1,40 - 0,2)} = 11,18 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm}$$

Maka digunakan tebal plat 14 cm

4.4 Perencanaan Tangga

Dalam perancangan ini tangga diasumsikan sebagai frame 2 dimensi, yang kemudian dianalisa untuk menentukan gaya-gaya dalamnya dengan perencanaan struktur statis tertentu. Perancangan tangga diasumsikan sebagai frame 2 dimensi karena hasil analisa gaya-gaya dalamnya telah mendekati nilai gaya-gaya dalam pada tangga yang sebenarnya. Perletakan dapat diasumsikan sebagai sendi-sendi, sendi-jepit, sendi-rol, ataupun jepit-jepit. Perbedaan asumsi akan menentukan cara penulangan konstruksi serta pengaruhnya terhadap struktur secara keseluruhan. Dalam perhitungan ini perletakan diasumsikan sebagai sendi-rol karena tidak ada momen pada ujung-ujung balok yang dapat mengakibatkan penambahan momen pada kolom. Penambahan momen pada kolom dapat mengakibatkan dimensi kolom menjadi besar atau penambahan jumlah tulangan.

4.4.1 Dimensi Awal

Data-data perencanaan :

Mutu beton (f_c') = 35 Mpa

Mutu baja (f_y)	= 400 Mpa
Tinggi antar lantai	= 350 cm
Panjang bordes	= 412,5 cm
Lebar bordes	= 150 cm
Lebar tangga	= 325 cm
Tebal pelat tangga (tp)	= 20 cm
Tebal pelat bordes	= 20 cm
Tinggi injakan (t)	= 16 cm
Lebar injakan (i)	= 30 cm

$$\text{Jumlah tanjakan (n}_T\text{)} = \frac{\text{tinggi lantai}}{t} = 22 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan (n}_i\text{)} = n_T - 1 = 21 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tanjakan ke bordes} = 11 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tanjakan dari bordes ke lantai } 2 = 11 \text{ buah}$$

$$\text{Elevasi bordes} = \text{jumlah tanjakan} \times t$$

$$= 11 \times 16 = 176 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang horizontal plat tangga} = i \times \text{jumlah tanjakan bordes} \\ = 30 \times 11 = 330 \text{ cm}$$

Kemiringan tangga (α)

$$\text{arc tan } \alpha = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horisontal plat tangga}} = \frac{176}{330} = 0,533$$

Jadi, $\alpha = 28,0725^\circ$

Cek syarat :

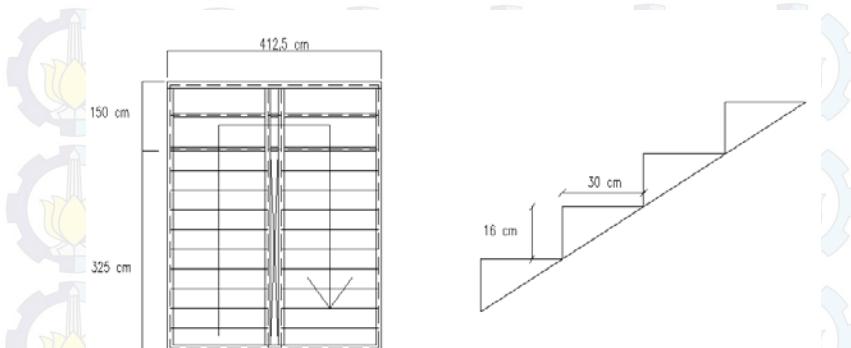
- $60 \leq (2t + i) \leq 65$
 $60 \leq (2 \times 16 + 30) \leq 65$
 $60 \leq 62 \leq 65 \dots \dots \text{(OK)}$
- $25 \leq \alpha \leq 40$
 $25 \leq 28,0725^\circ \leq 40 \dots \text{(OK)}$

$$\text{Tebal plat rata-rata anak tangga} = (i/2) \sin \alpha$$

$$= (28/2) \sin 28,07^\circ = 3,007 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal plat rata-rata}$$

$$= tp + tr = 20 + 3,007 = 23,0 \text{ cm}$$



Gambar 4.1 Perencanaan Tangga

4.4.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur

a. Pembebanan Tangga

Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat tangga} = \frac{0,230072}{\cos 28,0725^\circ} \times 2400 \times 1 = 563,615 \text{ kg/m}$$

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

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

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

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

$$\text{Tegel (1 cm)} = 24 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{Total (DL)} = 769,62 \text{ kg/m}$$

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

Kombinasi Beban :

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

$$= 1,2 (769,62) + 1,6 (500)$$

$$= 1723,538 \text{ kg/m}$$

b. Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat bordes} &= 0,2 \times 2400 \times 1 \text{ m} & = 480 \text{ kg/m} \\
 \text{Spesi} &= 2 \times 21 \times 1 \text{ m} & = 42 \text{ kg/m} \\
 \text{Tegel} &= 24 \times 1 \text{ m} & = 24 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \text{Total (LL)} &= 546 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

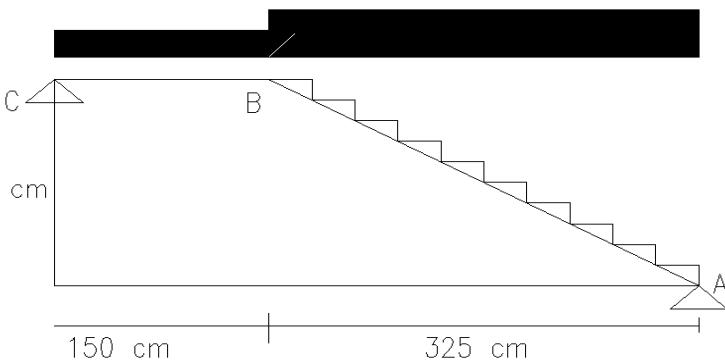
Beban Hidup (LL): $1 \text{ m} \times 500 \text{ kg/m}^2 = 500 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban :

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

$$q_1 = 1455,2 \text{ kg/m}$$

$$q_2 = 1723,538 \text{ kg/m}$$



Gambar 4.2 Beban Merata yang Terjadi Pada Tangga

4.4.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam

- $\sum M_A = 0$

$$(V_c \times 4,75) - \left(q_2 \times 3,25 \times \left(\frac{3,25}{2} + 1,5 \right) \right) - (q_1 \times 1,5 \times 0,75) = 0$$

$$(V_c \times 4,75) - (1723,53 \times 3,25 \times 3,125) - (1455,2 \times 1,5 \times 0,75) = 0$$

$$V_c = 4029,849 \text{ kg}$$

- $\sum M_C = 0$

$$(V_a \times 3,425) - (q_1 \times 1,5 \times 4) - (q_2 \times 3,25 \times 1,625) = 0$$

$$(V_a \times 3,425) - (1455,2 \times 1,5 \times 4) - (1723,53 \times 3,25 \times 1,625) = 0$$

$$V_a = 3754,449 \text{ kg}$$

Kontrol

- $\sum V_A = 0$

$$V_A + V_C - (q_1 \times 1,5) - (q_2 \times 3,25) = 0$$

$$4029,849 + 3754,449 - (1455,2 \times 1,5) - (1723,53 \times 3,25)$$

$$= 0$$

$$0 = 0 \dots\dots (\text{OK})$$

Pelat bordes A-B (1,5 m)

a. Gaya Momen (M)

$$M_{x1} = V_A \times X_1 - \frac{1}{2} q_1 \times X_1^2$$

$$M_A = 0$$

$$M_{B\text{kiri}} = V_a \times X_1 - \frac{1}{2} q_1 \times X_1^2$$

$$M_{B\text{kanan}} = 3754,449 \times 1,5 - \frac{1}{2} 1455,2 \times 1,5^2 = 3994,57 \text{ kgm}$$

b. Gaya Lintang (D)

$$\begin{array}{ll} \text{Titik A} & D_{A\text{kanan}} = V_A = 3754,449 \text{ kg} \\ \text{Titik B} & D_{B\text{kiri}} = V_A - (q_1 \times 1,5) \end{array}$$

$$= 3754,449 - (1455,2 \times 1,5)$$

$$= 1571,6495 \text{ kg}$$

c. Gaya Normal (N)

$$N_{A-B} = 0 \text{ kg}$$

Pelat Tangga B-C (3,25 m)

a. Gaya Momen (M)

$$M_{x2} = V_C \times X_2 - \frac{1}{2} q_2 \times X_2^2$$

Momen maksimal apabila :

$$\frac{\sum M_{X_2}}{\sum X_2} = 0$$

$$V_c - q_2 \times X_2 = 0$$

$$X_2 = \frac{V_c}{q_2} = \frac{4029,849}{1723,53} = 2,338 \text{ m} < 3,25 \text{ m}$$

Momen maksimum terjadi di titik $X_2 = 2,338 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (Vc \times X_2) - \left(\frac{1}{2} q_2 \times X_2^2\right) \\ &= (4029,849 \times 2,338) - \left(\frac{1}{2} \times 1723,53 \times 2,338^2\right) \end{aligned}$$

$$= 4711,147 \text{ kgm}$$

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

$$\begin{aligned} M_{B\text{kanan}} &= (Vc \times 3,25) - \left(\frac{1}{2} q_2 \times 3,25^2\right) \\ &= (4029,849 \times 3,25) - \left(\frac{1}{2} \times 1723,53 \times 3,25^2\right) \\ &= 4688,56 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- b. Gaya Lintang (D)

$$Dx = Vc \cos 28,07^\circ - (q_2 \cos 28,07^\circ \times X_2)$$

$$Dx = 4029,8 \cos 28,07^\circ - (1723,53 \cos 28,07^\circ \times X_2)$$

Titik C ($X_2 = 0$) ; $D_C = 3948,03 \text{ kg}$

Titik B ($X_2 = 3,25 \text{ m}$) ; $D_B = -1539,74 \text{ kg}$

- c. Gaya Normal (N)

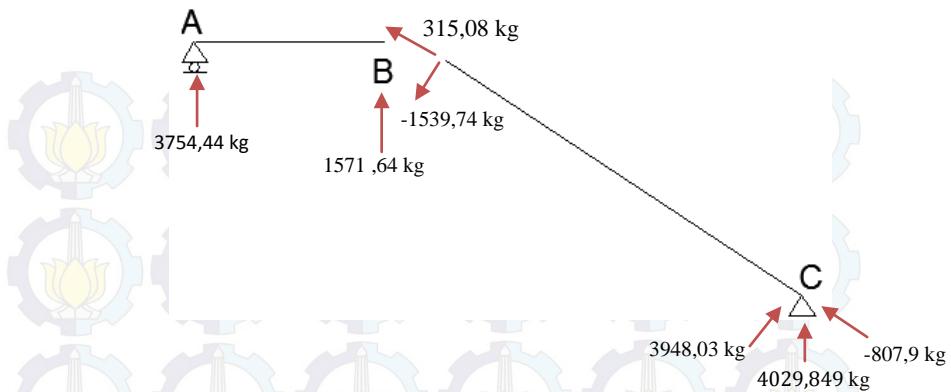
$$\text{Titik C ; } N_c = -Vc \sin 28,07^\circ = -4029,8 \times \sin 28,07^\circ$$

$$N_c = -807,900 \text{ kg}$$

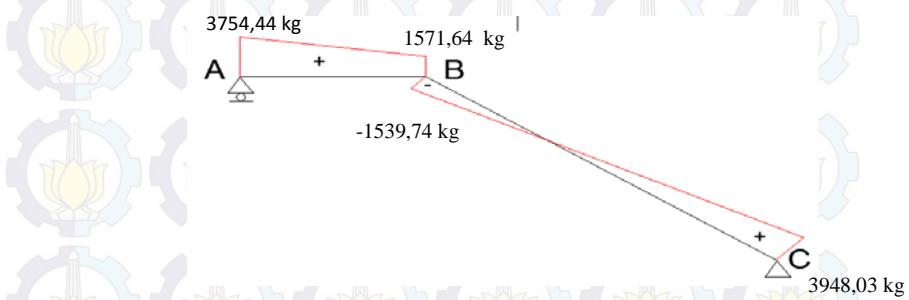
$$\text{Titik B ; } N_B = -Vc \sin 28,07^\circ + q_2 \sin 32,73^\circ \times 2,24 \text{ m}$$

$$= -4029,8 \sin 28,07^\circ + 1723,5 \sin 32,73^\circ \times 3,25 \text{ m}$$

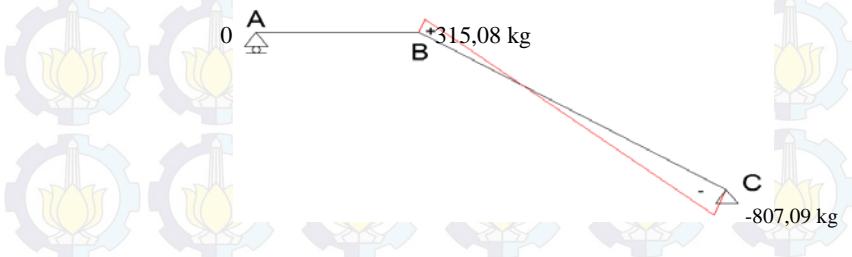
$$= 315,0829 \text{ kg}$$



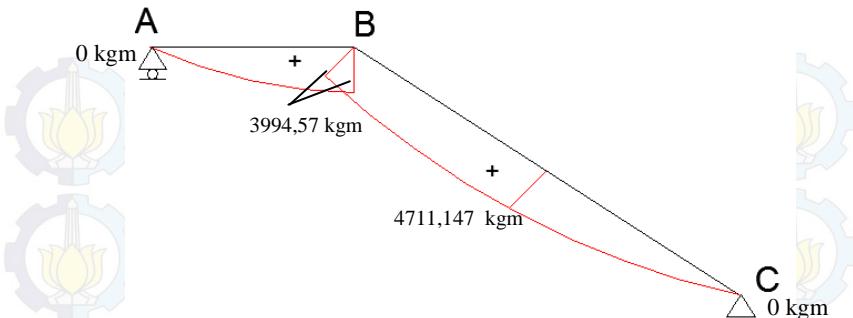
Gambar 4.3. Free body Diagram Gaya – Gaya pada Tangga



Gambar 4.4. Bidang Lintang (D) pada Tangga



Gambar 4.5. Bidang Normal (N) pada Tangga



Gambar 4.6. Bidang Momen (M) pada Tangga

4.4.4 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

- **Perhitungan Penulangan Pelat Tangga**

Data – Data Perencanaan

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 35 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja } (fy) = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Berat jenis beton} = 2400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal pelat tangga} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat bordes} = 200 \text{ mm}$$

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

$$\beta_1 = 0,83 \quad \text{SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3}$$

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'c}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,83 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,04233 = 0,026775$$

$$\rho_{min} = 0,0018$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$$

$$d = 200 - 20 - (0,5 \times 14) = 173 \text{ mm}$$

Penulangan Pelat Tangga

Tulangan Utama

$$M_{max} = 4711,147 \text{ kgm} = 47111470 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{47111470}{0,8 \times 1000 \times 173^2} = 1,96$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 1,96}{400}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = 0,00509 > \rho_{min}$$

Maka digunakan $\rho = 0,00509$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,00509 \times 1000 \times 173 = 881,175 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur $\phi 13-150 \text{ mm}$ ($A_s = 884,88 \text{ mm}^2$)

Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$\rho = 0,0018$ untuk $f_y = 400 \text{ Mpa}$ (SNI 2847:2013 Ps. 7.12.2.1)

$$A_{s_{perlu}} = 0,0018 \times b \times h$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 200 = 360 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan $\phi 8-100 \text{ mm}$ ($A_s = 502,65 \text{ mm}^2$)

Penulangan Pelat Bordes

Tulangan Utama

$$M_{max} = 3994,574 \text{ kgm} = 39945740 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{39945740}{0,8 \times 1000 \times 173^2} = 1,668$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 1,668}{400}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = 0,0042 > \rho_{min}$$

Maka digunakan $\rho = 0,0042$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0042 \times 1000 \times 173 = 743,016 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur $\phi 13-150 \text{ mm}$ ($A_s = 884,88 \text{ mm}^2$)

Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$$\rho = 0,0018 \text{ untuk } f_y = 400 \text{ Mpa (SNI 2847:2013 Ps. 7.12.2.1)}$$

$$A_{s_{perlu}} = 0,0018 \times b \times h$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 200 = 360 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan $\phi 8-100 \text{ mm}$ ($A_s = 502,65 \text{ mm}^2$)

Penulangan Balok Bordes

- Perencanaan dimensi balok bordes

$$h = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 351 = 21 \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 40 = 26 \approx 30 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 30/40

- Pembebanan Balok Bordes

Beban Mati

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat dinding} & = & 2 \times 250 \\ & & q_d \\ & & = 500 \text{ kg/m} + \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{qd ultimate} & = & 1,2 \times q_d = 1,2 \times 788 \\ \text{beban pelat bordes} & & \\ & & q_u \\ & & = 945,6 \text{ kg/m} \\ & & = 1571,64 \text{ kg/m} \\ & & = 2517,24 \text{ kg/m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Momen tumpuan} = \frac{1}{24} \times q_u \times l^2 \\ = \frac{1}{24} \times 25,17 \times 3510^2 \\ = 12921985,7 \text{ Nmm} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Momen lapangan} = \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ = \frac{1}{12} \times 25,17 \times 3510^2 \\ = 25843971,3 \text{ Nmm} \end{array}$$

$$V_u \text{ total} = 0,5 \times q_u \times 1 = 0,5 \times 25,17 \times 3510 = 30206,9 \text{ kg}$$

- Penulangan Lentur Balok Bordes

Direncanakan :

$$\text{Diameter sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 12 \text{ mm}$$

Sehingga $d = 400 - 40 - 12 - 12/2 = 342 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,83 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,04233 = 0,02677$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$$

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

Penulangan Tumpuan

$$M \text{ tumpuan} = 12921985,7 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{12921985,7}{0,8 \times 300 \times 342^2} = 0,410$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,41}{400}} \right)$$

$$= 0,00103 < \rho_{min}$$

Maka digunakan $\rho = 0,0035$

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 300 \times 342 = 362 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 4 $\phi 12$ ($As = 452,16 \text{ mm}^2$)

$$As' \text{ perlu} = 0,5 As = 0,5 \times 362 = 181 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 $\phi 12$ ($As = 226,19 \text{ mm}^2$)

Penulangan Lapangan :

$$M_{\text{lapangan}} = 3230,49641 \text{ kgm} = 32304964,1 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{32304964,1}{300 \times 362^2} = 0,82$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,82}{400}} \right)$$

$$= 0,00208 < \rho_{\text{min}}$$

Maka digunakan $\rho = 0,0035$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 300 \times 342 = 362 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 4 $\phi 12$ ($As = 452,16 \text{ mm}^2$)

$$As' \text{ perlu} = 0,5 As = 0,5 \times 362 = 181 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 $\phi 12$ ($As = 226,19 \text{ mm}^2$)

- Penulangan Geser Balok Bordes

Penulangan Tumpuan

$$\begin{aligned} Vu_{\text{total}} &= 0,5 \times q_u \times l \\ &= 0,5 \times 25,172 \times 2400 = 51918,27 \text{ N} \end{aligned}$$

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

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 362 = 107081 \text{ N}$$

$$\phi Vc = 0,75 \times 107081 = 80310,78 \text{ N}$$

Karena $Vu < \phi Vc$, maka tidak diperlukan tulangan geser .

Dipakai tulangan geser Ø12-200.

4.5 Perencanaan Balok Lift

4.5.1 Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh HYUNDAI Elevator dengan data-data sebagai berikut :

Kecepatan : 105 mm/min

Kapasitas : 10 orang (700 kg)

Lebar Pintu (OP) : 800

Dimensi sangkar (car size)

- Outside : 1360 x 1455

- Inside : 1300 x 1300

Hoistway : 2050 x 1800

Beban Ruang Mesin

- R1 : 4500 kg

- R2 : 2300 kg



Gambar 4.7 Denah Sangkar Lift

Perencanaan dimensi balok lift :

- Balok penumpu depan dan belakang
Panjang balok penumpu = 225 cm

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 225 = 14 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 30 = 25 \text{ cm}$$

- Balok penggantung
Panjang balok penggantung = 225 cm

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 225 = 14 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 30 = 25 \text{ cm}$$

4.5.2 Pembebanan Balok Sangkar (25/30)

Analisa struktur yang dilakukan berdasarkan beban-beban yang bekerja pada lift tersebut. Beban tersebut adalah beban mati dan beban hidup. Beban mati terpusat lift diperoleh dari berat terpusat balok penumpu depan (R2) dan balok penumpu belakang (R1).

Beban merata yang terjadi pada balok dimodelkan sebagai beban trapesium dan beban segitiga guna mendapatkan

momen yang lebih aktual pada balok lift. Berikut penjelasan perhitungan pembebanan balok lift.

Tebal pelat = 14 cm

- Beban mati pelat (q) = $0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup pelat ruang mesin (q) = 400 kg/m^2
(PPIUG 1983)
- Beban Mati Merata
 - Berat sendiri balok lift
 $0,14 \times 0,30 \times 2400 \times 1,8 = 226,8 \text{ kg/m}$
 - Beban mati pelat

$$2 \times \frac{1}{3} \times q \times lx = 2 \times \frac{1}{3} \times 336 \times 1,8 = 459,2 \text{ kg/m} +$$

$$Q_d = 686 \text{ kg/m}$$
- Beban Hidup Merata

Beban hidup merata yang bekerja adalah sebesar beban hidup pelat. Untuk gedung yang berfungsi sebagai hotel beban hidup pelat ruang mesin diambil sebesar 400 kg/m^2

- Beban hidup pelat (beban egitiga ekivalen)

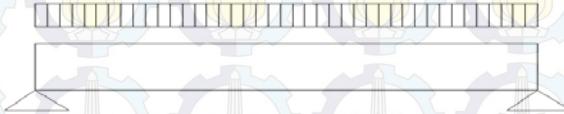
$$2 \times \frac{1}{3} \times q \times lx = 2 \times \frac{1}{3} \times 400 \times 1,8 = 546,67 \text{ kg/m} +$$

$$Q_L = 546,67 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 1,2 Q_d + 1,6 Q_L = (1,2 \times 686) + (1,6 \times 546,67)$$

$$= 1697,872 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{Qu = 1697,872 \text{ kg/m}}$$



Gambar. 4.8 Beban Merata Balok Pemisah Sangkar

A. Perhitungan Momen Balok

Berdasarkan PBI 1971 pasal 13.2 didapat :

$$M_{tump} = 1/10 \times (1697,872) \times 2,05^2 = 713,5307 \text{ kgm}$$

$$M_{lap} = 1/10 \times (1697,872) \times 2,05^2 = 713,5307 \text{ kgm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times (1697,872) \times 2,05 = 1740,32 \text{ kg}$$

B. Perhitungan Tulangan Lentur

$$f'c = 35 \text{ Mpa}$$

$$fy = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = D12$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = \phi 10$$

$$d = 300 - 40 - 10 - (12/2) = 244 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,83 \quad \text{SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3}$$

$$\rho_{max} = \frac{3}{8} \left(\frac{0,85\beta_1 f'c}{fy} \right)$$

$$\rho_{max} = \frac{3}{8} \left(\frac{0,85 \times 0,83 \times 35}{400} \right) = 0,023149$$

$$Mu \text{ tumpuan} = Mu \text{ lapangan} = 713,5307 \text{ kgm} = 7135307 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times dx^2} = \frac{7135307}{0,9 \times 250 \times 244^2} = 0,532$$

$$As \text{ perlu} = \left(\frac{0,85 f' c b d}{f y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R n}{0,85 \times f' c}} \right)$$

$$As \text{ perlu} = \left(\frac{0,85 \times 35 \times 250 \times 244}{400} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,532}{0,85 \times 35}} \right)$$

$$= 81,868 \text{ mm}^2$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 10.5.1, minimum penulangan komponen lentur adalah

$$As_{min} = \frac{0,25 \sqrt{f' c}}{f y} b w d$$

$$As_{min} = \frac{0,25 \sqrt{35}}{400} \times 250 \times 244 = 225,5505 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = \frac{1,4}{f y} \times b \times d$$

$$As_{min} = \frac{1,4}{400} \times 250 \times 244 = 213,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tarik 3 D12

$As_{ada} = 339,12 \text{ mm}^2 > As_{perlu} = 213,5 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{OK}$

Ratio tulangan tekan $\rho' = 0,0035 \times 0,5 = 0,00175$

$$As' = \rho' \times b \times d = 0,00175 \times 250 \times 244 = 106,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan 2 D12

$As'_{ada} = 226,08 \text{ mm}^2 > As'_{perlu} = 106,75 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{OK}$

B. Perhitungan Tulangan Geser

$$Vu = 1740,3 \text{ kg} = 17403 \text{ N}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d = 244 \text{ mm}$$

$$Vc = 1,7\lambda \times \sqrt{f'c} \times bw \times d = 1,7 \times \sqrt{35} \times 250 \times 244 \\ = 613497,5 \text{ N}$$

$$\Phi Vc = 0,75 \times 613497,5 \text{ N} = 460123,1 \text{ N}$$

Karena $Vu = 17403 \text{ N} < \Phi Vc = 230061,6 \text{ N}$, maka dipakai tulangan geser minimum.

4.5.3 Pembebanan Balok Penumpu Depan dan Belakang (25/30)

A. Pembebanan Balok

- Beban mati pelat (q) = $0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup pelet ruang mesin (q) = 400 kg/m^2

Berat Mati Merata :

- Berat sendiri
 $0,25 \times 0,3 \times 2400 \times 2,25 = 405 \text{ kg/m}$
- Beban mati pelat

$$\frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2}\right) \\ \frac{1}{2} \times 336 \times 1,8 \times \left(1 - \frac{1,8^2}{3 \times 2,25^2}\right) = 237,888 \text{ kg/m}$$

- Beban mati pelat
 $\frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2}\right)$
 $\frac{1}{2} \times 336 \times 2,05 \times \left(1 - \frac{2,05^2}{3 \times 2,05^2}\right) = 229,6 \text{ kg/m}$

$$Q_d = 237,888 + 229,6 = 467,488 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup Merata

Beban hidup merata yang bekerja adalah sebesar beban hidup pelat. Untuk gedung yang berfungsi sebagai hotel beban hidup pelat ruang mesin diambil sebesar 400 kg/m^2

- Beban hidup pelat

$$\frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2} \right)$$

$$\frac{1}{2} \times 400 \times 1,8 \times \left(1 - \frac{1,8^2}{3 \times 2,25^2} \right) = 283,2 \text{ kg/m}$$

- Beban mati pelat

$$\frac{1}{2} \times q \times lx \times \left(1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2} \right)$$

$$\frac{1}{2} \times 400 \times 2,05 \times \left(1 - \frac{2,05^2}{3 \times 2,05^2} \right) = 273,33 \text{ kg/m}$$

$$Q_L = 283,2 + 273,33 = 556,53 \text{ kg/m}$$

Beban Ultimate

$$Q_u = 1,2 Q_d + 1,6 Q_L = (1,2 \times 467,488) + (1,6 \times 556,53)$$

$$= 1451,434 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup Terpusat :

Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pada pasal 3.3(3) halaman 16 PPIUG 1983 menyatakan bahwa keran yang mengalami beban struktur terdiri dari berat sendiri keran ditambah dengan berat muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan kemudian dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus sbb :

$$\Psi = (1 + k_1 \times k_2 \times V) \geq 1,15$$

$$= (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \geq 1,15$$

$$= 1,78 \geq 1,15$$

Dimana :

Ψ = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

V = Kecepatan angkat maksimum dalam m/dt pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1 m/dt

k_1 = Koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran induk, untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0,6.

K_2 = Koefisien yang tergantung pada sifat-sifat mesin dari keran angkatnya dan dapat diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P_{UI} = R_1 \times \Psi = 4500 \times 1,78 = 8010 \text{ kg}$$

A. Perhitungan Momen Balok

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A \times 2,25 - 1451,434x 2,25 \times 1,125 + 8010 \times 1,6875 + 1740,3 \times 1,125 + 8010 \times 0,5625 = 0$$

$$R_A = 10513,01 \text{ kg}$$

$$\Sigma D = 0$$

$$10513,01 - 8010 \times 2 - 1451,434x 2,25 - 1740,3 + R_B = 0$$

$$R_B = 10513,01 \text{ kg}$$

Karena beban simetris, maka letak momen maksimum pada $x = 1,125 \text{ m}$

$$M_{max} = (10513,01 \times 1,125) - (\frac{1}{2} \times 1451,434 \times 1,125^2) \\ (8010 \times 0,5625)$$

$$= 6402,699 \text{ kgm}$$

Berdasarkan PBI 1971 pasal 13.2 didapat :

$$M_{\text{tump}} = 1/2 \times M_o = 1/2 \times 6401,699 = 3200,849 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lap}} = 4/5 \times M_o = 4/5 \times 6401,699 = 5122,159 \text{ kgm}$$

B. Perhitungan Tulangan Lentur

$$f'c = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Diameter tulangan utama = D13

Diameter tulangan sengkang = $\phi 10$

$$d = 300 - 40 - 10 - (14/2) = 243 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

• Penulangan Daerah Tumpuan

$$M_u \text{ tumpuan} = M_u \text{ lapangan} = 3200,849 \text{ kgm} = 32008490 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi \times b \times d^2} = \frac{32008490}{0,9 \times 250 \times 243^2} = 2,4$$

$$As \text{ perlu} = \left(\frac{0,85 f' c b d}{f_y} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f' c}} \right)$$

$$As \text{ perlu} = \left(\frac{0,85 \times 35 \times 250 \times 243}{400} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,4}{0,85 \times 35}} \right)$$

$$= 380,52 \text{ mm}^2$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 10.5.1, minimum penulangan komponen lentur adalah

$$As_{min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{fy} bw d$$

$$As_{min} = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 250 \times 243 = 226,48 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = \frac{1,4}{400} \times b \times d$$

$$As_{min} = \frac{1,4}{400} \times 250 \times 243 = 214,38 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tarik 3 D13

As ada = 397,995 mm² > As perlu = 380,52 mm² OK

Ratio tulangan tekan $\rho' = 0,0037 \times 0,5 = 0,00175$

$As' = \rho' \times b \times d = 0,00175 \times 250 \times 243 = 107,1875 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan tekan 2 D13

As' ada = 265,33 mm² > As' perlu = 107,1875 mm²OK

- **Penulangan Daerah Lapangan**

Mu tumpuan = Mu lapangan = 5122,159 kgm = 51221590 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times dx^2} = \frac{51221590}{0,9 \times 250 \times 243^2} = 3,7$$

$$As \text{ perlu} = \left(\frac{0,85f'cbd}{fy} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right)$$

$$As \text{ perlu} = \left(\frac{0,85 \times 35 \times 250 \times 243}{400} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,7}{0,85 \times 35}} \right)$$

$$= 602,04 \text{ mm}^2$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 10.5.1, minimum penulangan komponen lentur adalah

$$As_{min} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{fy} bw d$$

$$As_{min} = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 250 \times 245 = 226,48 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = \frac{1,4}{fy} \times b \times d$$

$$As_{min} = \frac{1,4}{400} \times 250 \times 245 = 214,38 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tarik 5D13

As ada = 663,325 mm² > As perlu = 602,04 mm².... OK

Ratio tulangan tekan $\rho' = 0,0037 \times 0,5 = 0,00175$

$$As' = \rho' \times b \times d = 0,00175 \times 250 \times 243 = 107,1875 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan 2 D13

As' ada = 265,33 mm² > As' perlu = 107,1875 mm²....OK

Perhitungan Tulangan Geser

Untuk daerah tumpuan :

$$V_u = 10513,01 \text{ kg} = 105130,1 \text{ N}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d = 300 - 40 - 10 - (10/2) = 245 \text{ mm}$$

$$V_c = 1,7\lambda \times \sqrt{f'c} \times bw \times d = 1,7 \times \sqrt{35} \times 250 \times 245$$

$$= 616011,81 \text{ N}$$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 616011,81 \text{ N} = 462008,86 \text{ N}$$

Karena $V_u = 105130,1 \text{ N} < \phi V_c = 231004,43 \text{ N}$, maka tidak perlu tulangan geser. Dipakai tulangan geser minimum $\varnothing 12-200$.

4.5.4 Kontrol Lentutan

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

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

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

4.6 Permodelan Pelat

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 14 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 8 cm dan pelat cor setempat 6 cm. Peraturan yang digunakan untuk penentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Tata Cara Perhitungan Pembebaan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 1727:2012). Desain pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu :

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

Permodelan pelat utama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit akan digunakan untuk perhitungan tulangan pelat. Pelat pada saat awal pemasangan atau saat sebelum komposit diasumsikan memiliki perletakan bebas dengan tulangan lapangan saja.

Sedangkan pada saat setelah komposit diasumsikan sebagai perletakan terjepit elastis. Penulangan akhir nantinya

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

4.6.1 Pembebaan Pelat

Pembebaan Pelat Lantai

Sebelum komposit

- Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,08 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 192 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat topping} &= 0,06 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 144 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban Hidup (LL)} & \\ \text{Berat kerja} &= 100 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Setelah komposit

- Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,14 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 336 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Plafond} &= \quad \quad \quad = 11 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Penggantung} &= \quad \quad \quad = 7 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Tegel (2 cm)} &= 2 \times 24 \quad \quad \quad = 48 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Spesi (2 cm)} &= 2 \times 21 \quad \quad \quad = 42 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Ducting AC} &= \quad \quad \quad = 10 \text{ kg/m}^2 \\ &\qquad\qquad\qquad \underline{\text{DL}} = 454 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$
- Beban Hidup (LL)

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup} &= 250 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Sesuai SNI 03 – 1727 – 2012, beban hidup dapat direduksi 20% untuk komponen yang menutupi 2 lantai atau lebih.

$$\text{Beban hidup} = 0,8 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 200 \text{ kg/m}^2$$

Pembebanan Pelat Atap

Sebelum komposit

- Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,08 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 192 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat topping} &= 0,06 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 144 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban Hidup (LL)} & \\ \text{Beban kerja} &= 100 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Setelah komposit

- Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri} &= 0,14 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 336 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Plafond} &= 11 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Penggantung} &= 7 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Aspal (1 cm)} &= 1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Spesi (2 cm)} &= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Ducting AC} &= 10 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{DL} &= 430 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

- Beban Hidup (LL)

$$\text{Beban hidup atap} = 120 \text{ kg/m}^2$$

Sesuai SNI 03 – 1727 – 2012, beban hidup dapat direduksi 20 % untuk komponen yang menumpu 2 lantai atau lebih.

$$\text{Beban hidup} = 0,8 \times 120 \text{ kg/m}^2 = 96 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi Pembebatan Pelat

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.2.1 didapatkan

$$Q_u = 1,2 D_L + 1,6 L_L$$

Kombinasi Pembebatan Pelat Lantai Sebelum Komposit

- Keadaan 1, ada beban kerja

$$Q_u = 1,2 \times 192 + 1,6 \times 100 = 390,4 \text{ kg/m}^2$$

- Keadaan 2, topping telah terpasang

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

- Setelah komposit

$$Q_u = 1,2 \times 454 + 1,6 \times 200 = 864,8 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi Pembebatan Pelat Atap Sebelum Komposit

- Keadaan 1, ada beban kerja

$$Q_u = 1,2 \times 192 + 1,6 \times 100 = 390,4 \text{ kg/m}^2$$

- Keadaan 2, topping telah terpasang

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

- Setelah komposit

$$Q_u = 1,2 \times 430 + 1,6 \times 96 = 669,6 \text{ kg/m}^2$$

4.6.2 Perhitungan Tulangan Pelat

Perhitungan pelat untuk semua lantai digunakan pelat persegi panjang 4,75 x 4 m, adalah pelat terbesar dan dianggap cukup mewakili perhitungan pelat-pelat persegi lainnya.

Berikut ini merupakan langkah-langkah serta beberapa contoh perhitungan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur pelat, antara lain :

- Menentukan data perencanaan untuk penulangan pelat :

Dimensi pelat	: 475 cm x 400 cm
Tebal pelat	: 80 mm (sebelum komposit)
Tebal topping	: 60 mm
Tebal decking	: 20 mm
Diameter tulangan rencana	: 10 mm
Mutu tulangan baja (fy)	: 400 Mpa
Mutu beton (f'c)	: 35 Mpa

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

$$\beta_1 = 0,83 \quad \text{SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3}$$

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'c}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,83 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,037$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,0278$$

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

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} = 0,25 \frac{\sqrt{35}}{400} = 0,0037$$

ρ_{min} dipilih yang terbesar yaitu 0,0037.

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1 tulangan susut dan suhu untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu 400 :

$$\rho_{\text{susut}} = 0,0018$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,445$$

Penulangan pelat arah X pada tumpuan sama dengan pada lapangan, tetapi letak tulangan tariknya berbeda. Pada daerah tumpuan tulangan tarik berada di atas sedangkan pada daerah lapangan tulangan tariknya berada di bawah. Tulangan lapangan dan tulangan tumpuan baik arah x maupun arah y direncanakan menggunakan tulangan $\phi 10$ mm ($A_s = 78,54 \text{ mm}^2$)

- Perhitungan Penulangan Sebelum Komposit**

Menentukan momen (M_u) yang bekerja pada pelat

$$Q_u = 390,4 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{4,75}{4} = 1,1$$

Dengan menggunakan PBI 1971 halaman 202 maka untuk asumsi perletakan terletak bebas pada 4 sisinya :

- $$\bullet \quad M_{lx} = 0,001 \times q \times Lx^2 \times X$$

$$= 0,001 \times 390,4 \times 4^2 \times 52$$

$$= 368,5376 \text{ kgm} = 3248128 \text{ Nmm}$$

nilai X = 52

- $$\bullet \quad M_{ly} = 0,001 \times q \times Lx^2 \times X$$

$$= 0,001 \times 390,4 \times 4^2 \times 45$$

$$= 281,0880 \text{ kgm} = 2810880 \text{ Nmm}$$

nilai X = 45

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$dx = t - \text{decking} - 0,5\phi = 80 - 20 - (0,5 \times 10) = 55 \text{ mm}$$

$$dy = t - \text{decking} - \phi - 0,5\phi = 80 - 20 - 10 - (0,5 \times 10) = 45 \text{ mm}$$

Arah X

Tulangan Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times dx^2} = \frac{3248128}{0,8 \times 1000 \times 55^2} = 1,344$$

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

$$\rho = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,344 \times 13,44}{400}} \right) = 0,00343$$

$$\rho < \rho_{\min} = 0,0037$$

maka, dipakai $\rho = 0,0037$

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 1000 \times 55 = 203,365 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa:

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat = 240 mm

Dipasang tulangan $\phi 10 \text{ mm}$ - 150 > As perlu ($523,33 \text{ mm}^2$)....OK

Arah Y

Tulangan Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times dx^2} = \frac{2810880}{0,8 \times 1000 \times 45^2} = 1,735$$

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

$$\rho = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,735 \times 13,44}{400}} \right) = 0,00447$$

$$\rho > \rho_{\min} = 0,0037$$

maka, dipakai $\rho = 0,00447$

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,00447 \times 1000 \times 45 = 201,251 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa:

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat = 240 mm

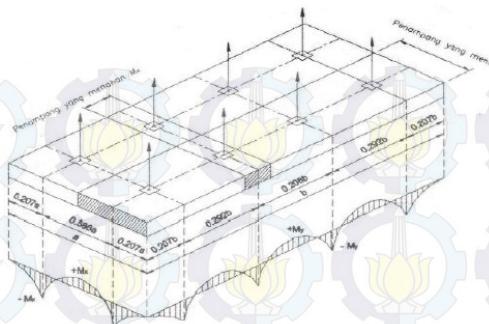
Dipasang tulangan $\phi 10 \text{ mm} - 150 > As \text{ perlu} \dots \text{OK}$

- **Perhitungan Penulangan Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan**

Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai dengan buku "*Precast And Prestressed Concrete 5th edition chapter 5*". Dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu sebagai berikut :

$$M_x = 0,0054 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0027 \times w \times a \times b^2$$



Gambar 4.9 Titik Angkat untuk Pelat Pracetak

Pada pelat tipe $4 \times 4,75$ ditentukan $a = 4$ dan $b = 4,75$ dengan $w = 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Maka : } M_x &= 0,0054 \times 192 \times 4^2 \times 4,75 \\ &= 78,7968 \text{ kgm} = 787968 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= 0,0027 \times 192 \times 4 \times 4,75^2 \\ &= 46,7856 \text{ kgm} = 467856 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Arah X

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times dx^2} = \frac{787968}{0,8 \times 1000 \times 55^2} = 0,325$$

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

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,325 \times 13,44}{400}} \right) = 0,00082$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00082 < \rho_{\text{min}} = 0,0037$$

maka, dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0037$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 1000 \times 55 = 203,365 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa:

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat = 240 mm

Dipasang tulangan $\phi 10 \text{ mm} - 150 > As_{\text{perlu}}$ OK

Arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times dx^2} = \frac{467856}{0,8 \times 1000 \times 45^2} = 0,288$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,288 \times 13,44}{400}} \right) = 0,00073$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,00073 < \rho_{\text{min}} = 0,0037$$

maka, dipakai $\rho = 0,0037$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 1000 \times 45 = 166,39 \text{ mm}^2$$

Menurut RSNI 2847:2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa:

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat = 240 mm

Dipasang tulangan $\phi 10 \text{ mm} - 150 > As_{\text{perlu}}$ OK

- Perhitungan Penulangan Pelat Saat Overtopping**

$$Qu = 403,2 \text{ kg/m}^2$$

$$dx = t - \text{decking} - 0,5\phi = 80 - 20 - (0,5 \times 10) = 55 \text{ mm}$$

$$dy = t - \text{decking} - \phi - 0,5\phi = 80 - 20 - 10 - (0,5 \times 10) = 45 \text{ mm}$$

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{4,75}{4} = 1,1 \dots \text{(diasumsikan terletak bebas pada 4 sisi)}$$

- $$\begin{aligned} Mlx &= 0,001 \times q \times Lx^2 \times X && \text{nilai } X = 52 \\ &= 0,001 \times 403,2 \times 4^2 \times 52 \\ &= 355,4620 \text{ kgm} = 3554620 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- $$\begin{aligned} Mly &= 0,001 \times q \times Ly^2 \times Y && \text{nilai } Y = 45 \\ &= 0,001 \times 403,2 \times 4^2 \times 45 \\ &= 290,3040 \text{ kgm} = 2810880 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Arah X

Tulangan Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times dx^2} = \frac{3554620}{0,8 \times 1000 \times 55^2} = 1,386$$

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

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,386 \times 13,44}{400}} \right) = 0,00355 < \rho \text{ min}$$

maka, dipakai $\rho \text{ min} = 0,0037$

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 1000 \times 55 = 203,365 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 02847:2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa:

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat = 240 mm

Dipasang tulangan $\phi 10$ mm – 150 >As perlu OK

Arah Y

Tulangan Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times dx^2} = \frac{2810880}{0,8 \times 1000 \times 45^2} = 1,792$$

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

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,792 \times 13,44}{400}} \right) = 0,00462$$

maka, dipakai $\rho = 0,00462$

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d = 0,00462 \times 1000 \times 45 = 208,067 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa:

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat = 240 mm

Dipasang tulangan $\phi 10$ mm – 150 >As perlu OK

- **Perhitungan Penulangan Pelat Sesudah Komposit**

Rasio tulangan yang digunakan dalam perhitungan penulangan pelat sesudah komposit ini sama dengan rasio tulangan yang digunakan pada perhitungan sebelumnya.

Tebal pelat = 140 mm

$$dx = t - \text{decking} - 0,5\phi = 140 - 20 - (0,5 \times 10) = 115 \text{ mm}$$

$$dy = t - \text{decking} - \phi - 0,5\phi = 140 - 20 - 10 - (0,5 \times 10) = 105 \text{ mm}$$

$$Qu = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 1,2 (454) + 1,6 (200) = 864,8 \text{ kg/m}$$

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{4,75}{4} = 1,1$$

Dengan menggunakan PBI 1971 halaman 202 maka untuk asumsi perletakan terjepit penuh pada 4 sisinya :

- $M_{lx} = 0,001 \times q \times Lx^2 \times X$ nilai X = 25
 $= 0,001 \times 864,8 \times 4^2 \times 25$
 $= 345,9200 \text{ kgm} = 3459200 \text{ Nmm}$
- $M_{ly} = 0,001 \times q \times Ly^2 \times Y$ nilai Y = 21
 $= 0,001 \times 864,8 \times 4^2 \times 21$
 $= 290,5730 \text{ kgm} = 2905730 \text{ Nmm}$
- $M_{tx} = 0,001 \times q \times Lx^2 \times X$ nilai X = 59
 $= 0,001 \times 864,8 \times 4^2 \times 59$
 $= 816,3710 \text{ kgm} = 8163710 \text{ Nmm}$
- $M_{ty} = 0,001 \times q \times Ly^2 \times Y$ nilai Y = 54
 $= 0,001 \times 864,8 \times 4^2 \times 54$
 $= 747,1870 \text{ kgm} = 7471870 \text{ Nmm}$

Arah X

Tulangan Tumpuan

$$Mu = 8163710 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times dx^2} = \frac{8163710}{0,8 \times 1000 \times 115^2} = 0,77$$

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

$$\rho = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,77 \times 13,44}{400}} \right) = 0,00195$$

$$\rho_{\min} = 0,0037 > \rho$$

maka, dipakai $\rho = 0,0037$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 1000 \times 115 = 425,2182 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur $\phi 10 \text{ mm} - 150 > As_{\text{perlu}}$ OK

Arah Y

Tulangan Tumpuan

$$Mu = 7471870 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi \times b \times dy^2} = \frac{7471870}{0,8 \times 1000 \times 105^2} = 0,77$$

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

$$\rho = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,77 \times 13,44}{400}} \right) = 0,00215$$

$$\rho_{\min} = 0,0037 > \rho$$

maka, dipakai $\rho = 0,0037$

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 1000 \times 105 = 388,24 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan $\phi 10 \text{ mm} - 150 > As \text{ perlu} \dots \text{OK}$

Tabel 4.3 Tulangan Terpasang pada Pelat

Ukuran Pelat	Tulangan Terpasang	
	Arah X	Arah Y
4,75m x 4 m	$\phi 10 \text{ mm} - 150$ ($As = 523 \text{ mm}^2$)	$\phi 10 \text{ mm} - 150$ ($As = 523 \text{ mm}^2$)

4.6.3 Penulangan Stud Pelat Lantai

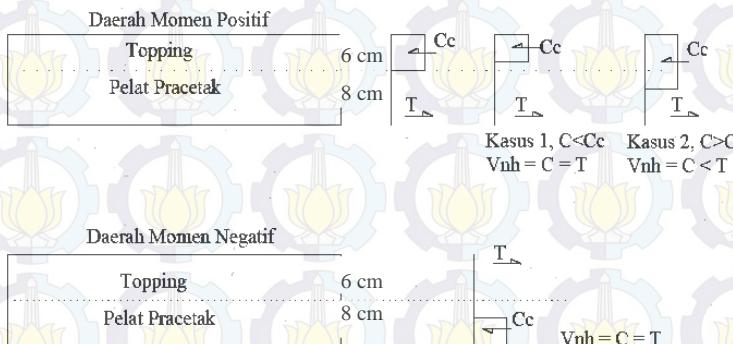
Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor di tempat maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor di tempat. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor di tempat maka dipakai tulangan stud.

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

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

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

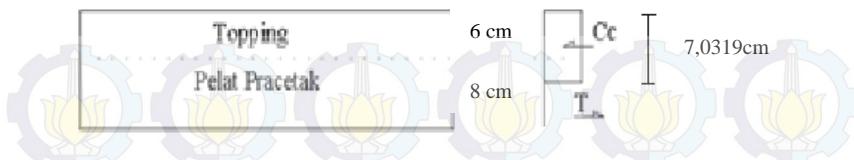
- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



Gambar 4.10 Diagram Gaya Geser Horisontal Penampang Komposit

Kontrol Bidang Tekan Pelat Overtopping

$$\begin{aligned}
 b_{eff} &= 100 \text{ cm} \\
 As &= 523 \text{ mm}^2 \\
 C &= As \cdot F_y \\
 &= 523 \times 400 \\
 &= 209200 \text{ N} \\
 a &= \frac{C}{0,85 \times f'c \times b_{eff}} \\
 &= \frac{209200}{0,85 \times 35 \times 100} \\
 &= 70,319 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.11 Titik Jatuh Gaya Tekan Beton

Jatuh pada bidang pelat pracetak sehingga memerlukan tulangan stud.

Perhitungan stud pelat lantai 4,75 m x 4 m

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 f'_c \cdot A_{topping} \\ &= 0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 60 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \\ &= 1785000 \text{ N} = 1785 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipakai stud $\phi 10 \text{ mm}$

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$V_{nh} = C = T$$

$$= A_s \times f_y$$

$$= 78,54 \times 400 = 31416 \text{ N} = 31,416 \text{ kN}$$

$$0,55 A_c = 0,55 \times b_v \times d$$

$$= 0,55 \times 1000 \times 115$$

$$= 63250 \text{ N} = 63,2 \text{ kN} > V_{nh}$$

SNI 2847:2013 Pasal 17.5.3.1 menyebutkan bahwa bila permukaan kontak bersih, bebas kapur permukaan (laitance), dan secara sengaja dikasarkan, V_{nh} tidak boleh diambil lebih besar dari $0,55 b_v d$. Pasal 17.6.1 berbunyi bahwa bila pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, luas pengikat tidak boleh kurang dari yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang ditumpu, atau melebihi 600 mm.

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3:

$$Av \text{ min} = 0,062\sqrt{f'c} \frac{bwS}{fy_t} = 0,062\sqrt{35} \frac{1000 \times 200}{400} = 183,39 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang stud $\phi 10 \text{ mm} - 200$ ($Av = 392,5 \text{ mm}^2$)

4.6.4 Kontrol Lendutan dan Retak

- **Kontrol Lendutan**

Karena tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tabel minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1, maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan.

- **Kontrol Retak**

SNI 2847:2013 pasal 10.6.4 : spasi tulangan terdekat ke muka tarik, s , tidak boleh melebihi yang diberikan oleh

$$s = 380 \left(\frac{280}{fs} \right) - 2,5Cc \leq 300 \left(\frac{280}{fs} \right)$$

dimana :

$$\begin{aligned} Cc &= \text{jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik} \\ &= \text{decking} + \phi \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan} \\ &= 20 + 0 + \frac{1}{2} \times 10 = 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$fs = 2/3 fy = 2/3 \times 400 = 266,667 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} s &= 380 \left(\frac{280}{266,667} \right) - 2,5 \times 25 \leq 300 \left(\frac{280}{266,667} \right) \\ s &= 252,2 \text{ N/mm} \leq 315 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

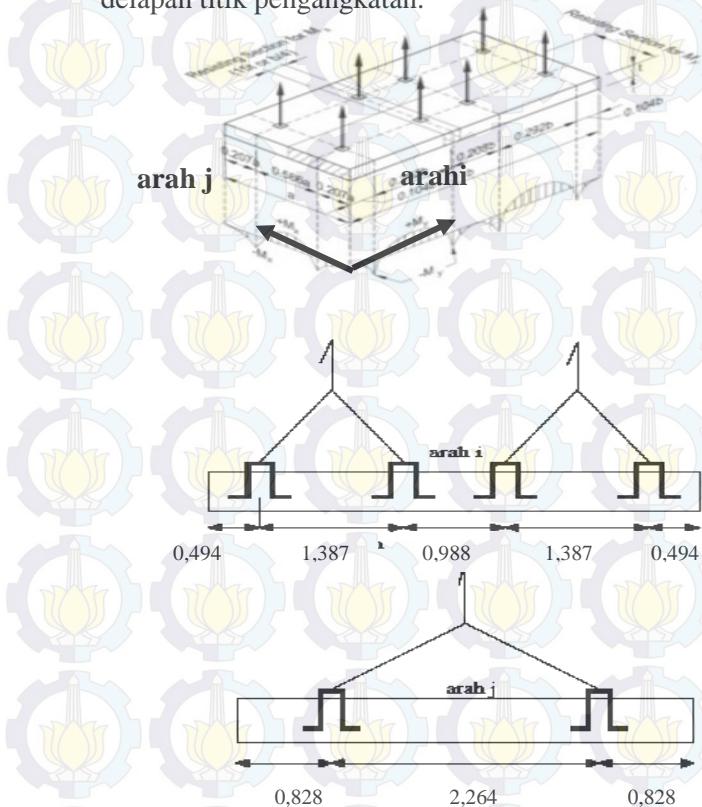


Gambar 4.12 Potongan Penulangan Pelat

4.6.5 Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak harus pula diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat.

Contoh perhitungan pelat dimensi 4 m x 4,75 m dengan delapan titik pengangkatan.



Gambar 4.13 Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku (PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, 5th edition,1999)

Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku (PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, 5th edition,1999) :

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j.
- Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 1m.
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan.
- $DL = 0,08 \times 4,75 \times 4 \times 2400 = 3648 \text{ kg}$
- Sesuai dengan PPIUG bahwa beban pekerja adalah 100kg

Dalam hal ini dianggap ada 2 orang pekerja yang ikut serta diatas pelat untuk mengatur dan mengarahkan posisi pelat, maka $LL = 200 \text{ kg}$.

$$\text{Beban ultimate} = (1,2 \times 1,2 \times 3648) + (1,2 \times 1,6 \times 200) = 5637,12 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{5637,12}{8} = 704,64 \text{ kg}$$

Sesuai PPBBI pasal 2.2.2, tegangan tarik ijin baja

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

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 704,64}{\pi \times 2666,67}} = 0,8201 \text{ cm}$$

Dipasang tulangan D10 mm

Kontrol Tulangan Angkat

$$f_{\text{pelat}} < f_r$$

$$y_c = (0,5 \times 0,08) + 0,03 = 0,07 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, 5th edition, 1999* momen maksimum diperhitungkan Berdasarkan gambar diatas :

- Arah i sama dengan arah y

- Arah j sama dengan arah x

$$w = (t_{pelat} \times 2400 \text{ kg/m}^3) + \left(\frac{W_{pekerja}}{A_{pelat}} \right)$$

$$w = (0,08 \times 2400) + \left(\frac{200}{4,75 \times 4} \right) = 202,52 \text{ kg/m}^2$$

$$+Mx = -Mx = Mx = 0,0054 \times w \times a^2 \times b$$

$$= 0,0054 \times 202,52 \times 4^2 \times 4,75$$

$$= 83,116 \text{ kgm}$$

$$+My = -My = My = 0,0027 \times w \times b^2 \times a$$

$$= 0,0027 \times 202,52 \times 4,75^2 \times 4$$

$$= 49,35 \text{ kgm}$$

$$P = \frac{5637,12}{8} = 704,64 \text{ kg}$$

$$My = (P \times yc) = (704,64 \times 0,07) = 49,32 \text{ kgm}$$

$$M \text{ total} = 49,35 + 49,32 = 98,67 \text{ kgm}$$

- My ditahan oleh penampang selebar $a/2 = 400/2 = 200 \text{ cm}$

$$Z = 1/6 \times 200 \times 8^2 = 2533,33 \text{ cm}^3$$

$$fr = \frac{0,7 \times \sqrt{f'c}}{SF} = \frac{0,7 \times \sqrt{35}}{1,5} = 2,76 \text{ MPa}$$

$$ft = fb = \frac{M_{total}}{Z} = \frac{98,67 \times 10^4}{2533,33 \times 10^3} \\ = 0,389 \text{ MPa} < fr = 2,76 \text{ MPa} \dots \dots \text{OK}$$

- Mx ditahan oleh penampang selebar $15t = 120 \text{ cm}$ atau $b/4 = 118,75 \text{ cm}$

$$Z = 1/6 \times 118,75 \times 8^2 = 1266,667 \text{ cm}^3$$

$$My = (P \times yc) = (704,64 \times 0,07) = 49,32 \text{ kgm}$$

$$\text{M total} = 49,32 + 83,11 = 13,43 \text{ kgm}$$

$$ft = fb = \frac{M_{total}}{Z} = \frac{83,11 \times 10^4}{1266,667 \times 10^3} = 1,045 \text{ MPa} < fr = 2,76 \text{ MPa}$$

..... OK

4.7 Perencanaan Balok Anak Pracetak

Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian sehingga dapat dianggap sebagai beban trapesium saja karena balok anak hanya terletak pada arah memanjang saja. Beban – beban trapesium tersebut kemudian dirubah menjadi beban merata ekuivalen dengan menyamakan momen maksimumnya. Adapun beban yang terjadi pada balok anak antara lain beban terbagi rata dari balok anak yang merupakan berat akibat pelat ditambah dengan berat sendiri balok anak.

4.7.1 Dimensi Awal

– Balok anak	:	30 x 40 cm
– Mutu beton ($f'c$)	:	35 Mpa
– Mutu baja (fy)	:	400 Mpa
– Tulangan lentur	:	D 13
– Tulangan sengkang	:	ϕ 10

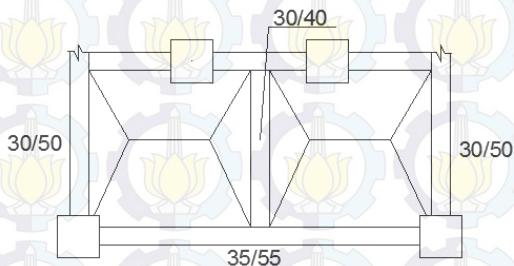
4.7.2 Pembebanan Balok Anak

Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok anak tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan berat hidup merata di atasnya). Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dianggap sebagai beban segitiga pada lajur pendek dan beban trapesium pada lajur yang panjang.

Beban-beban berbentuk trapesium maupun segitiga tersebut kemudian dirubah menjadi beban merata ekivalen

dengan menyamakan momen maksimum akibat beban merata dengan momen maksimum akibat beban segitiga atau trapesium.

Beban ekivalen tersebut digunakan sebagai beban merata pada balok anak maupun balok induk untuk perhitungan analisa struktur.



Gambar 4.14 Distribusi Beban pada Balok Anak 30/40 Sebelum Komposit

Menurut denah pembalokan balok anak diatas, beban ekivalensi yang digunakan adalah beban ekivalensi dua segitiga.

$$q_{ek} = \left(\frac{1}{3} \times q \times Lx \right) \times 2$$

Berikut ini adalah beban-beban yang bekerja pada balok anak sebelum komposit :

Sebelum Komposit

Beban Mati

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,3 \text{ m} \times 0,26 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 187,2 \text{ kg/m}$$

$$q \text{ mati pelat sebelum komposit} = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban mati pelat ekivalen} = \left(\frac{1}{3} \times q \times L\right) \times 2$$

$$= \left(\frac{1}{3} \times q \times L\right) \times 2$$

$$= 377,6 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban mati (DL)} &= \text{Berat sendiri balok} + \text{Beban mati pelat ekivalen} \\ &= 187,2 \text{ kg/m} + 377,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$= 564,8 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup

$$\text{Beban pekerja} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup pelat ekivalen} = \left(\frac{1}{2} \times q \times L\right) \times 2$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times q \times L\right) \times 2$$

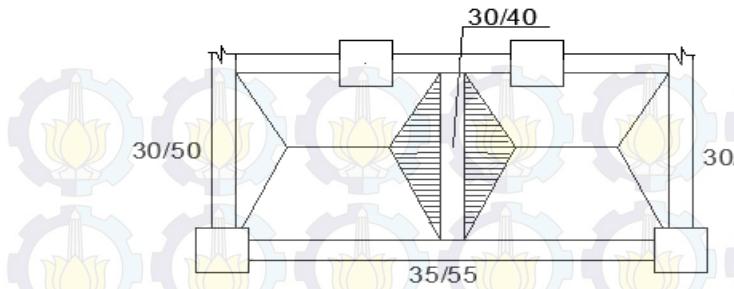
$$= 196,67 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total beban hidup (LL)} = 196,67 \text{ kg/m}$$

$$Qu = 1,2 (\text{DL}) + 1,6 (\text{LL})$$

$$= 1,2 (564,8) + 1,6 (196,67)$$

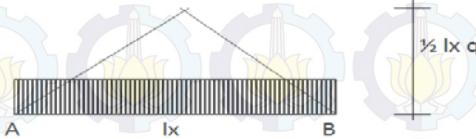
$$= 992,427 \text{ kg/m}$$



Gambar 4.15 Distribusi Beban pada Balok Anak 30/40 sesudah komposit

Menurut denah pembalokan balok anak diatas, beban ekivalensi yang digunakan adalah beban ekivalensi segitiga.

Beban Ekivalen Segitiga



Gambar 4.16 Beban Ekivalen Segitiga

Setelah Komposit

$$L = 295 \text{ cm}$$

Sesudah Komposit

Beban Mati

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,3 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 288 \text{ kg/m}$$

q mati pelat sesudah komposit = 336 kg/m^2

$$\text{Beban mati pelat ekivalen} = \left(\frac{1}{2} \times q \times L\right) \times 2$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times q \times L\right) \times 2$$

$$= 660,8 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban mati (DL)} &= \text{Berat sendiri balok} + \text{Beban mati pelat ekivalen} \\ &= 288 \text{ kg/m} + 660,8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$= 948,8 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup

Beban pekerja = 200 kg/m^2

$$\text{Beban hidup pelat ekivalen} = \left(\frac{1}{2} \times q \times L\right) \times 2$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times q \times L\right) \times 2$$

$$= 393,33 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total beban hidup (LL)} = 393,33 \text{ kg/m}$$

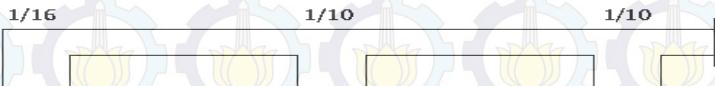
$$Qu = 1,2 \text{ (DL)} + 1,6 \text{ (LL)}$$

$$= 1,2 (948,8) + 1,6 (393,33)$$

$$= 1767,89 \text{ kg/m}$$

4.7.3 Perhitungan Momen dan Gaya Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen-momen dan gaya melintang dari RSNI 03-2847-201X pasal 8.3.3



Gambar 4.17 Momen – momen dan gaya– gaya melintang dari SNI 2847:2013 pasal 8.3.3

Momen Sebelum Komposit

$$M_{tump} = \frac{1}{16} \times (992,426) \times 4^2 = 992 \text{ kgm}$$

$$M_{lap} = \frac{1}{10} \times (992,426) \times 4^2 = 1587,883 \text{ kgm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times (992,426) \times 4 = 1984,853 \text{ kg}$$

Momen Sesudah Komposit

$$M_{tump} = \frac{1}{16} \times (1767,89) \times 4^2 = 1767,893 \text{ kgm}$$

$$M_{lap} = \frac{1}{10} \times (1767,89) \times 4^2 = 2828,629 \text{ kgm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times (1767,89) \times 4 = 3535,787 \text{ kg}$$

4.7.4 Perhitungan Tulangan Lentur

Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit

Dimensi balok anak 30/26

Tebal selimut beton = 20 mm

$$\Phi \text{ tulangan utama} = 13 \text{ mm}$$

$$\Phi \text{ tulangan sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$f'c = 35 \text{ Mpa}$$

$$fy = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi efektif} = 260 - 20 - 12 - \frac{1}{2}(13) = 223 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,83 \quad \text{SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3}$$

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'c}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,83 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,04233 = 0,02678$$

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

$$\rho_{min} = \frac{1}{4} \frac{\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{1}{4} \frac{\sqrt{35}}{400} = 0,0037$$

ρ min dipilih yang terbesar, yaitu 0,0037

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,445$$

Tulangan sebelum komposit

Tulangan Lapangan

$$Mu = 1587,883 \text{ kgm} = 15878830 \text{ Nmm}$$

$$\delta = 0,2$$

$$Rn = \frac{(1 - \delta)Mu}{\varphi \times b \times d^2} = \frac{(1 - 0,2) \times 15878830}{0,8 \times 300 \times 223^2} = 1,064$$

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

$$\rho = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,064 \times 13,44}{400}} \right) = 0,00271$$

$$\rho = 0,00271 < \rho_{min}$$

maka, dipakai $\rho_{min} = 0,0037$

$$As = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 300 \times 223 = 247,53 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 2D13 mm ($As = 265,47 \text{ mm}^2$)

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 247,53 = 123,79 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan 2D13 mm ($As = 265,47 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{As_{ada}}{b \times d_{ada}} = \frac{265,47}{300 \times 223} = 0,0039 > \rho$$

$$a = \frac{As_{ada} \times fy}{0,85bf'c} = \frac{265,47 \times 400}{0,85 \times 300 \times 35} = 11,89 \text{ mm}$$

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

$$\emptyset Mn = 0,8 \times 265,47 \times 400 \left(223 - \frac{11,89}{2} \right) = 18438577,12 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u = 15878830 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

Perhitungan Tulangan Sesudah Komposit

Dimensi balok anak 30/40

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

$$\Phi \text{ tulangan utama} = 13 \text{ mm}$$

$$\Phi \text{ tulangan sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi efektif} = 400 - 20 - 12 - \frac{1}{2}(13) = 363 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,83 \quad \text{SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3}$$

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,83 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,04233 = 0,02678$$

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

$$\rho_{min} = \frac{\frac{1}{4}\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{\frac{1}{4}\sqrt{35}}{400} = 0,0037$$

ρ min dipilih yang terbesar, yaitu 0,0037

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 13,445$$

Tulangan Lapangan

$$Mu = 2828,629 \text{ kgm} = 28286290 \text{ Nmm}$$

$$\delta = 0,2$$

$$Rn = \frac{(1 - \delta)Mu}{\varphi \times b \times d^2} = \frac{(1 - 0,2) \times 28286290}{0,8 \times 300 \times 363^2} = 0,715$$

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

$$\rho = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,715 \times 13,44}{400}} \right) = 0,001811$$

$$\rho = 0,001811 < \rho_{\min}$$

maka, dipakai ρ_{\min}

$$As = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 300 \times 363 = 402,93 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 4D13 mm ($As = 530,66 \text{ mm}^2$)

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 530,66 = 265,33 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan 2D13 mm ($As = 265,33 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{As_{ada}}{b \times d_{ada}} = \frac{530,66}{300 \times 363} = 0,00423 > \rho$$

$$a = \frac{As_{ada} \times fy}{0,85bf'c} = \frac{530,66 \times 400}{0,85 \times 300 \times 35} = 20,68 \text{ mm}$$

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

$$\phi M_n = 0,8 \times 530,66 \times 400 \left(363 - \frac{20,68}{2} \right) = 45252878,3 \text{ Nmm}$$

$\phi M_n > M_u = 28286290 \text{ Nmm} \dots \dots \text{OK}$

Tulangan Tumpuan

$$M_u = 1767,893 \text{ kgm} = 17678930 \text{ Nmm}$$

$$\delta = 0,4$$

$$R_n = \frac{(1 - \delta) M_u}{\varphi \times b \times d^2} = \frac{(1 - 0,4) \times 17678930}{0,8 \times 300 \times 363^2} = 0,335$$

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

$$\rho = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,335 \times 13,44}{400}} \right) = 0,000843$$

$$\rho = 0,000843 < \rho_{\min}$$

maka, dipakai $\rho = 0,0037$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 300 \times 363 = 402,93 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur 4D13 mm ($A_s = 530,66 \text{ mm}^2$)

$$A'_s = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 530,66 = 265,3 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan 2D13 mm ($A_s = 265,33 \text{ mm}^2$)

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{As_{ada}}{b \times d_{ada}} = \frac{530,66}{300 \times 363} = 0,00423 > \rho$$

$$a = \frac{As_{ada} \times fy}{0,85bf'c} = \frac{530,66 \times 400}{0,85 \times 300 \times 35} = 20,68 \text{ mm}$$

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

$$\emptyset Mn = 0,8 \times 530,66 \times 400 \left(363 - \frac{20,68}{2} \right) = 45252878,3 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn > Mu = 17678930 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

4.7.5 Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan geser dengan diameter 12 mm

Perhitungan Tulangan Geser Sebelum Komposit

$$Vu = 1984,853 \text{ kg} = 19,84 \text{ kN}$$

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

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 300 \times 223 = 65964,28 \text{ N} = 65,96 \text{ kN}$$

$$\Phi Vc = 0,6 \times 65,96 \text{ kN} = 39,57 \text{ kN}$$

Karena $Vu < 0,6 \phi Vc$, maka tidak diperlukan tulangan geser.

Jadi dipakai sengkang $\phi 12 - 200 \text{ mm}$

Perhitungan Tulangan Geser Setelah Komposit

$$V_u = 3535,787 \text{ kg} = 35,35 \text{ kN}$$

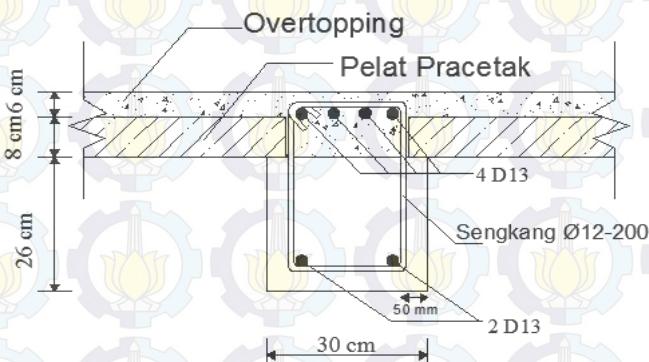
$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 300 \times 363 = 107376 \text{ N} = 107,376 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 0,6 \times 107,376 \text{ kN} = 64,43 \text{ kN}$$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser.

Jadi dipakai sengkang $\phi 12 - 200$ mm



Gambar 4.18 Sketsa Tulangan Balok Anak

Pemutusan tulangan

Penyaluran tulangan momen negatif (SNI 2847:2013 pasal 12.12.3)

Balok anak 30/40

Jarak titik belok $x = 2h = 2 \times 400 = 800$ mm

$$x + d_b = 800 + 363 = 1163 \text{ mm}$$

$$x + 12 d_b = 900 + 12 \times 13 = 966 \text{ mm}$$

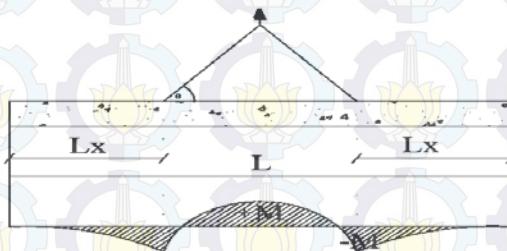
$$x + \frac{ln}{16} = 900 + \frac{4000}{16} = 987,5 \text{ mm}$$

$$l = \approx 1200 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan, penulangan balok anak sebelum komposit < setelah komposit, sehingga digunakan tulangan dari perhitungan balok anak setelah komposit.

4.7.6 Pengangkatan Balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 4.19 Momen Saat Pengangkatan Balok

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4yc}{Ltan\theta} \right)$$

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

$$X = \frac{1 + \frac{4yc}{Ltan\theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left(1 + \frac{4yc}{Ltan\theta} \right)} \right)}$$

Sebelum komposit

$$Yt = Yb = \frac{(40 - 14)}{2} = 13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 30 \times 40^3 = 160000 \text{ cm}^4$$

$$Wt = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6} \times 30 \times 26^2 = 3380 \text{ cm}^3$$

$$yc = Yt + 3'' \quad \longrightarrow \quad 3'' = 0,0762 \text{ m}$$

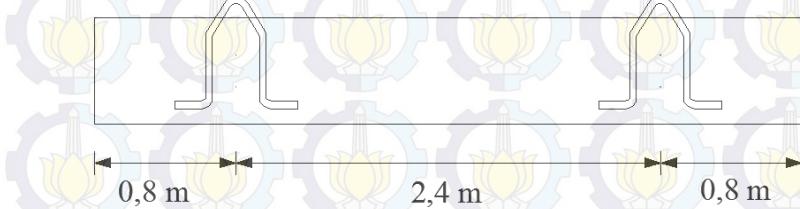
$$yc = 0,13 + 0,0762 = 0,2062 \text{ m}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4yc}{Ltan\theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left(1 + \frac{4yc}{Ltan\theta} \right)} \right)}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 0,2062}{2,95 \times \tan 45}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{0,13}{0,13} \left(1 + \frac{4 \times 0,2062}{2,95 \times \tan 45} \right)} \right)} = 0,18867$$

$$XL = 0,18867 \times 4 = 0,8 \text{ m}$$

$$L - 2(XL) = 4 - 2(0,18867 \times 4) = 2,4$$



Gambar 4.20 Letak Titik Pengangkatan

Per 0,8

Balok

$$= 0,3 \times 0,26 \times 4 \times 2400$$

$$= 552,24 \text{ kg}$$

Balok Profil

$$= 17,2 \times 4$$

$$= 68,8 \text{ kg} +$$

$$= 817,6 \text{ kg}$$

$$T \sin \phi = P = \frac{1,2 \times k \times Wt}{2} = \frac{1,2 \times 1,2 \times 817,6}{2} = 588,672 \text{ kg}$$

$$T = \frac{588,672}{\sin 45} = 832,6337 \text{ kg}$$

Tulangan Angkat Balok Anak

$$P_u = 832,6337 \text{ kg}$$

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

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

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

$$\varnothing_{tulangan \ angkat} \geq \sqrt{\frac{832,6337}{2666,67 \times \pi}}$$

$$\varnothing_{tulangan \ angkat} \geq 0,315339 \text{ cm}$$

Digunakan Tulangan $\varnothing 10 \text{ mm}$

Momen yang Terjadi

- Pembebanan

$$\text{Balok} = 0,3 \times 0,26 \times 2400 = 187,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok profil} &= 17,2 \\ &= 17,2 \text{ kg/m} + \\ &= 204,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 :

- Momen Lapangan

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4yc}{Ltan\theta} \right)$$

$$+M = \frac{204,4 \times 4^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,196 + \frac{4 \times 0,2062}{4 \times tan45} \right) \times 1,2$$

$$= 345,183 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{345,183 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 260^2}$$

$$= 1,02 \text{ Mpa} \leq f' r = 0,7\sqrt{f'c} = 4,14 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

- Momen Tumpuan

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

$$-M = \frac{204,4 \times 0,18867^2 \times 4^2}{2} \times 1,2 = 58,21 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{58,21 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 260^2}$$

$$= 0,172 \text{ Mpa} \leq f' r = 0,7\sqrt{f'c} = 4,14 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

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

4.7.7 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. Perhitungan lendutan balok adalah sebagai berikut :

$$d = h - (\text{selimut} + \text{sengkang} + 0,5 D\text{tulangan}) = 363 \text{ mm}$$

$$d' = \text{selimut} + \text{sengkang} + 0,5 D\text{tulangan} = 37 \text{ mm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7,36$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 300 400^3 = 1600000000 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,7 \sqrt{f'c} = 0,7 \sqrt{35} = 4,141 \text{ Mpa}$$

$$r = \frac{(n-1)A_s'}{n.A_s} = \frac{(7,36-1) 307,72}{7,36 . 461,58} = 0,752$$

$$y_t = h/2 = 400/2 = 200 \text{ mm}$$

$$B = \frac{b}{n.A_s} = 0,0883$$

$$k_d = \frac{1}{B} \left\{ \sqrt{2dB \left(1 + r \frac{d'}{d} \right)} + (1+r)^2 - (1+r) \right\}$$

$$= \frac{1}{0,0883} \left\{ \sqrt{2x362x0,0883 \left(1 + 0,752 \frac{38}{362} \right)} + (1+0,752)^2 - (1+0,752) \right\}$$

$$= 76,31$$

Bila $\frac{M_{cr}}{M_{maks}} > 1$ maka balok tidak retak sehingga digunakan $M_{cr} = M_u$ dan $I_e = I_g$.

Tetapi bila $\frac{Mcr}{M_{maks}} \leq 1$ maka balok retak sehingga nilai momen Inersia efektif Ie, perlu dicari.

$$Mcr = \frac{fr \cdot Ig}{yt} = \frac{4,14 \cdot 1600000000}{200 \text{ mm}} = 33130046,79 \text{ Nmm}$$

$$\frac{Mcr}{M_{maks}} = \frac{33130046,79}{28286293,3} = 1,171 > 1$$

Maka, $Mcr = Mu$ dan $Ie = Ig$

$$\Delta' = L / 360 = 400 / 360 = 1,11 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{5}{48} \cdot \frac{Mu \cdot L^2}{Ec \cdot Ig} = \frac{5}{48} \cdot \frac{33130046,79 \cdot 400^2}{28519,02 \cdot 1600000000} = 0,012 \text{ mm} = 1,2 \cdot 10^{-3} \text{ cm} < \Delta' \dots \text{OK}$$

4.8 Kapasitas Crane

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. Metode Pengangkatan
3. Letak titik angkat pada elemen pracetak

Hal-hal tentang pengangkatan dan penentuan titik angkat telah dibahas. Alat yang akan digunakan untuk mengangkat elemen pracetak dilapangan adalah tower crane. Untuk pemilihan crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat yang elemen pracetak yang diangkat.

- Jenis crane POTAIN TOWER CRANE Q6024
- Jarak jangkau maksimum 60 m dengan beban maksimum 12 ton

Elemen struktur yang dipracetak :

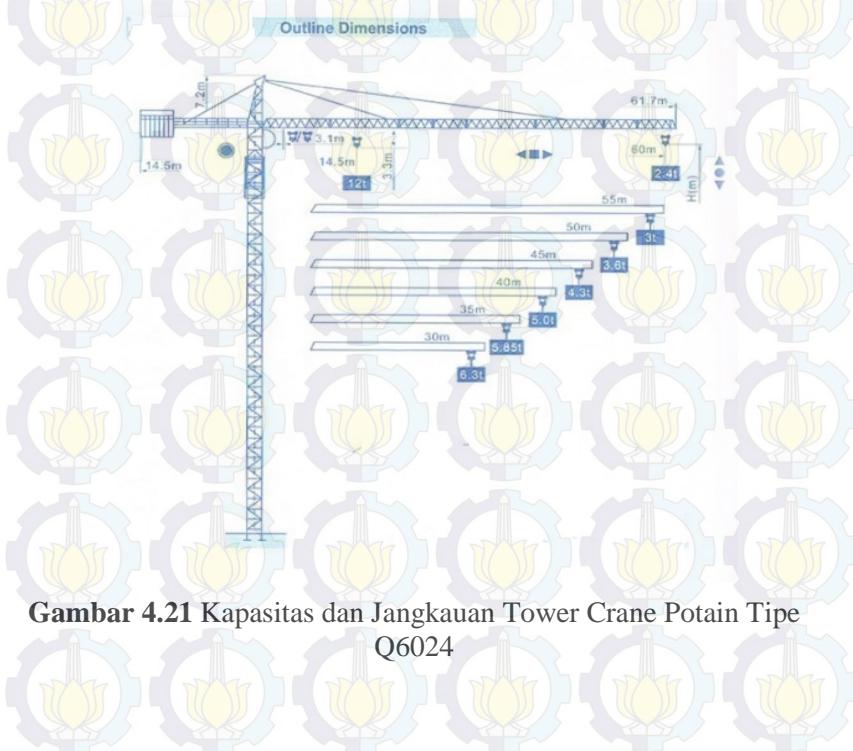
- Balok anak 30/40 (terpanjang 4 m)

$$W = 0,3 \times (0,4 - 0,14) \times 4 \times 2400 = 748,8 \text{ kg}$$

- Pelat tipe 4,75 m x 4 m, $W = 0,08 \times 4,75 \times 4 \times 2400 = 3648 \text{ kg}$

Luas dasar bangunan = 12 m x 46 m

Agar crane dapat menjangkau seluruh areal konstruksi maka direncanakan menggunakan 1 crane.



Gambar 4.21 Kapasitas dan Jangkauan Tower Crane Potain Tipe Q6024

BAB V

PEMBEBANAN DAN ANALISA GAYA GEMPA

5.1 Umum

Dalam merencanakan suatu gedung bertingkat perlu ditinjau terhadap beban gravitasi dan beban gempa yang terjadi. Hal ini bertujuan agar kemampuan struktur gedung yang dibebani tersebut dapat menahan beban yang terjadi . Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012.

5.2 Permodelan Struktur

Dalam melakukan analisa beban gempa diperlukan adanya suatu permodelan struktur terhadap gedung yang akan direncanakan. Gedung dimodelkan sebagai bangunan simetris tipikal setinggi 10 tingkat dengan total tinggi gedung adalah 39,5m.

5.3 Tahapan Analisis

5.3.1 Gempa Rencana

Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarannya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

5.3.2 Kategori Resiko Bangunan (KRB)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung harus sesuai dengan *SNI 1726-2012 tabel 1*. Pengaruh Gempa Rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan I menurut *tabel 2 SNI 1726-2012*.

Pada perencanaan ini gedung difungsikan sebagai Perkantoran yang dikondisikan mampu dalam menahan

gempamenengah, sehingga untuk perencanaan ini gedung tersebut masuk kedalam kategori resiko bangunan II.

5.3.3 Faktor Keutamaan

Untuk kategori resiko II didapatkan Faktor Keutamaan I menurut Tabel 2SNI 1726-2012 yaitu 1.

5.4 Analisa Kelas Situs

Tiap situs yang ditetapkan harus sesuai dengan *SNI 1726-2012 tabel 3*. Berdasarkan data tanah yang terlampir menunjukkan bahwa tanah tersebut diklasifikasikan ke dalam kelas situs SD (Tanah sedang) dengan nilai konus antara 15 sampai 50.

5.5 Kombinasi Beban Berfaktor

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
5. $1,2D + 1,0E + L$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

Pengecualian: Faktor beban untuk L pada kombinasi 3, 4, dan 5 boleh diambil sama dengan 0,5 kecuali untuk ruangan garasi, ruangan pertemuan dan semua ruangan yang nilai beban hidupnya lebih besar daripada 500 kg/m^2 .

5.6 Perhitungan Berat Efektif

5.6.1 Data Perencanaan

Data-data perancangan gedung yang digunakan sebagai berikut:

- Mutu beton ($f'c$) : - 35Mpa (Balok, Pondasi dan sekunder)
- 25 Mpa (Kolom)
 - Mutu baja (f_y) : -400Mpa
 - Tinggi lantai 1 : 4m
 - Tinggi tipikal lantai 2-10 : 3,5 m
 - Dimensi kolom lantai 1-5 : 70 x70 cm
 - Dimensi kolom lantai 6-10 : 50 x 50 cm
 - Dimensi balok induk tipe 1 : 30/50cm
 - Dimensi balok induk tipe 2 : 35/55cm
 - Dimensi balok anak : 30/40 cm
 - Kelas situs tanah : SD (tanah sedang)
 - Kategori Resiko : II
 - faktor keutamaan : 1

5.6.2 Perhitungan Berat Struktur

Sebelum melakuakan analisa terhadap beban gempa diperlukan data berat total keselurah bangunan (W_t) sebagai berikut

Tabel 5.1 Perhitungan Berat Balok Induk Melintang

Tabel 5.2 Perhitungan Berat Balok Induk Memanjang

Berat Balok Induk Memanjang Perlantai 1 s/d 10							
Dimensi Balok		Berat Jenis (Kg/m ³)	L (m)	berat baja (kg/m)	luas baja (m ²)	Jumlah	Berat (Kg)
b (m)	h (m)						
0,3	0,55	2400	4	36,7	0,0045	48	74089,99
0,3	0,50	2400	6	65,4	0,0072	1	2492,52
0,3	0,55	2400	4,125	36,7	0,0045	3	4917,257
0,3	0,55	2400	1,875	36,7	0,0045	4	2957,219
TOTAL							84456,99

Tabel 5.3 Perhitungan Berat Balok Anak Lantai 1 S/D 10

Berat Balok Anak Perlantai 1 s/d 10					
Dimensi Balok		Berat Jenis (Kg/m ³)	L (m)	Jumlah	Berat (Kg)
b (m)	h (m)				
0,3	0,4	2400	2,49	1	717,12
0,3	0,4	2400	1,875	2	1080
0,3	0,4	2400	4	1	1152
BERAT TOTAL					2949,12

5.4 Berat Kolom Lantai 1

5.5 Berat Kolom Perlantai 2 s/d 5

5.6 Berat Kolom Perlantai 6 s/d 10

Berat Balok Kolom per lantai 6-10							
Dimensi Kolom		Berat Jenis (Kg/m3)	luas baja (cm ²)	berat baja(kg)	T (m)	Jumlah	Berat (Kg)
b (m)	h (m)	2400	126,98	99,2	3,5	64	149794,4
BERAT TOTAL							149794,4

Tabel 5.7 Perhitungan Berat Pelat Lantai

Tabel 5.8 Perhitungan Berat Penggantung Perlantai

Tabel 5.9 Perhitungan Berat Plafond

Tabel 5.10 Perhitungan Berat Plumbing

Tabel 5.11 Perhitungan Berat Partisi

Berat Partisi Perlantai						
Dimensi Pelat		L (m)	Berat Jenis (Kg/m2)	Jumlah	Tipe Plat	Berat (Kg)
P1 (m)	P2 (m)					
0	4	4.75	100	4	Persegi	7600
0	4	2.5	100	16	Persegi	16000
0	2.5	4.125	100	8	Persegi	8250
0	1.875	2.5	100	16	Persegi	7500
0	2.25	1.8	100	1	Persegi	405
0	1.57	1.875	100	13	Persegi	3826.875
0	1.875	1.8	100	1	Persegi	337.5
0	3.51	4	100	1	Persegi	1404
0	3.74	4	100	2	Persegi	2992
0	3	2.494	100	4	Persegi	2992.8
BERAT TOTAL						51308.18

Tabel 5.12 Perhitungan Berat Pipa Ducting

Berat Pipa Ducting AC Perlantai						
Dimensi Pelat		L (m)	Berat Jenis (Kg/m2)	Jumlah	Tipe Plat	Berat (Kg)
P1 (m)	P2 (m)					
0	4	4.75	15	4	Persegi	1140
0	4	2.5	15	16	Persegi	2400
0	2.5	4.125	15	8	Persegi	1237.5
0	1.875	2.5	15	16	Persegi	1125
0	2.25	1.8	15	1	Persegi	60.75
0	1.57	1.875	15	13	Persegi	574.0313
0	1.875	1.8	15	1	Persegi	50.625
0	3.51	4	15	1	Persegi	210.6
0	3.74	4	15	2	Persegi	448.8
0	3	2.494	15	4	Persegi	448.92
BERAT TOTAL						7696.226

Tabel 5.13 Perhitungan Berat Tegel

Berat Tegel Perlantai 1 s/d 29							
Dimensi Pelat		L (m)	Berat Jenis (Kg/m3)	Tebal (cm)	Jumlah	Tipe Plat	Berat (Kg)
P1 (m)	P2 (m)						
0	4	4.75	48	1	4	Persegi	3648
0	4	2.5	48	1	16	Persegi	7680
0	2.5	4.125	48	1	8	Persegi	3960
0	1.875	2.5	48	1	16	Persegi	3600
0	2.25	1.8	48	1	1	Persegi	194.4
0	1.57	1.875	48	1	13	Persegi	1836.9
0	1.875	1.8	48	1	1	Persegi	162
0	3.51	4	48	1	1	Persegi	673.92
0	3.74	4	48	1	2	Persegi	1436.16
0	3	2.494	48	1	4	Persegi	1436.544
BERAT TOTAL							24627.92

Tabel 5.14 Perhitungan Berat Spesi

Berat Spesi Perlantai 1 s/d 30							
Dimensi Pelat		L (m)	Berat Jenis (Kg/m3)	Tebal (cm)	Jumlah	Tipe Plat	Berat (Kg)
P1 (m)	P2 (m)						
0	4	4.75	63	1	4	Persegi	4788
0	4	2.5	63	1	16	Persegi	10080
0	2.5	4.125	63	1	8	Persegi	5197.5
0	1.875	2.5	63	1	16	Persegi	4725
0	2.25	1.8	63	1	1	Persegi	255.15
0	1.57	1.875	63	1	13	Persegi	2410.931
0	1.875	1.8	63	1	1	Persegi	212.625
0	3.51	4	63	1	1	Persegi	884.52
0	3.74	4	63	1	2	Persegi	1884.96
0	3	2.494	63	1	4	Persegi	1885.464
BERAT TOTAL							32324.15

Tabel 5.15 Perhitungan Berat Aspal

Berat Aspal Lantai 30							
Dimensi Pelat		L (m)	Berat Jenis (Kg/m3)	Tebal (cm)	Jumlah	Tipe Plat	Berat (Kg)
P1 (m)	P2 (m)						
0	4	4.75	14	1	4	Persegi	1064
0	4	2.5	14	1	16	Persegi	2240
0	2.5	4.125	14	1	8	Persegi	1155
0	1.875	2.5	14	1	16	Persegi	1050
0	2.25	1.8	14	1	1	Persegi	56.7
0	1.57	1.875	14	1	13	Persegi	535.7625
0	1.875	1.8	14	1	1	Persegi	47.25
0	3.51	4	14	1	1	Persegi	196.56
0	3.74	4	14	1	2	Persegi	418.88
0	3	2.494	14	1	4	Persegi	418.992
BERAT TOTAL							7183.145

Tabel 5.16 Perhitungan Berat ME

Berat ME Lantai 1 S/D 30							
Dimensi Pelat		L (m)	Berat Jenis (Kg/m3)	Tebal (cm)	Jumlah	Tipe Plat	Berat (Kg)
P1 (m)	P2 (m)						
0	4	4.75	8	1	4	Persegi	608
0	4	2.5	8	1	16	Persegi	1280
0	2.5	4.125	8	1	8	Persegi	660
0	1.875	2.5	8	1	16	Persegi	600
0	2.25	1.8	8	1	1	Persegi	32.4
0	1.57	1.875	8	1	13	Persegi	306.15
0	1.875	1.8	8	1	1	Persegi	27
0	3.51	4	8	1	1	Persegi	112.32
0	3.74	4	8	1	2	Persegi	239.36
0	3	2.494	8	1	4	Persegi	239.424
BERAT TOTAL							4104.654

Tabel 5.17 Perhitungan Berat Tangga

Berat Tangga Perlantai 1 S/D 9					
Dimensi		Tebal Plat	Berat Jenis (Kg/m3)	Jumlah	Berat(kg)
L (m)	P (m)				
3.51	4	0.15	2400	1	5054.4
4.125	4.75	0.15	2400	1	7053.75

Tabel 5.18 Perhitungan Berat Plat bordes

Berat Plat Bordes Perlantai 1 S/D 9					
Dimensi		Tebal Plat	Berat Jenis (Kg/m3)	Jumlah	Berat(kg)
L (m)	P (m)				
3.51	1.5	0.15	2400	1	1895.4
4.125	1.5	0.15	2400	1	2227.5

Tabel 5.19 Perhitungan Berat Balok Bordes

Berat Balok Bordes Perlantai 1 S/D 9					
Dimensi		L (m)	Berat Jenis (Kg/m3)	Jumlah	Berat
b (m)	h (m)				
0.4	0.3	1.5	2400	2	864
0.4	0.3	1.5	2400	2	864

Tabel 5.20 Beban Hidup Perlantai 1 s/d 9

Beban Hidup Perlantai 1 S/D 9						
Dimensi Pelat		L (m)	Berat (Kg/m2)	Jumlah	Tipe Plat	Berat (Kg)
P1 (m)	P2 (m)					
0	4	4.75	250	19	Persegi	90250
0	4	2.5	250	9	Persegi	22500
0	2.5	4.125	250	1	Persegi	2578.125
0	1.875	2.5	250	1	Persegi	1171.875
0	2.25	1.8	250	1	Persegi	1012.5
0	1.57	1.875	250	2	Persegi	1471.875
0	1.875	1.8	250	2	Persegi	1687.5
0	3.51	4	250	2	Persegi	7020
0	3.74	4	250	1	Persegi	3740
0	3	2.494	250	2	Persegi	3741
BERAT TOTAL						135172.9

Tabel 5.21 Beban Hidup Lantai 10

Beban Hidup Lantai 10						
Dimensi Pelat		L (m)	Berat (Kg/m2)	Jumlah	Tipe Plat	Berat (Kg)
P1 (m)	P2 (m)					
0	4	4.75	100	19	Persegi	36100
0	4	2.5	100	9	Persegi	9000
0	2.5	4.125	100	1	Persegi	1031.25
0	1.875	2.5	100	1	Persegi	468.75
0	2.25	1.8	100	1	Persegi	405
0	1.57	1.875	100	2	Persegi	588.75
0	1.875	1.8	100	2	Persegi	675
0	3.51	4	100	2	Persegi	2808
0	3.74	4	100	1	Persegi	1496
0	3	2.494	100	2	Persegi	1496.4
BERAT TOTAL						54069.15

Tabel 5.22 Perhitungan Berat Perlengkapan Lift

Berat Perlengkapan Lift	
Variabel	Berat (Kg)
R1	4500
R2	2300

Koefisien reduksi beban hidup puncak peninjauan gempa (**PPIUG Tabel 3.3**) = 0,3

Tabel 5.23 Beban vertikal yang bekerja di masing-masing tingkat

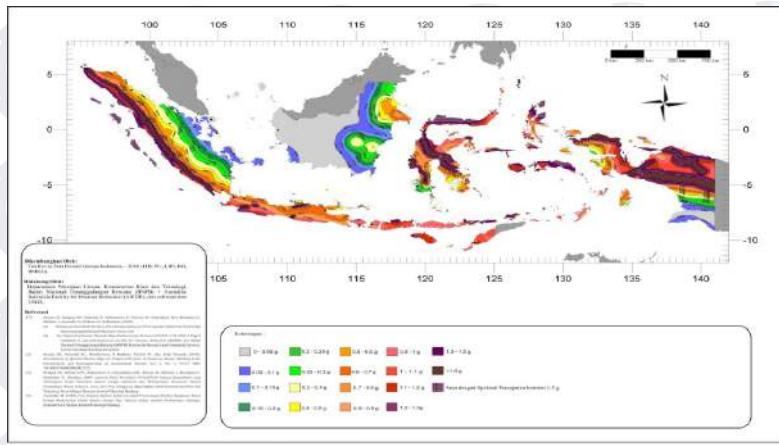
TOTAL BEBAN PERLANTAI					
Rekap Beban Total Perlantai					
Lantai	Beban Mati (Kg)	Reduksi Beban Hidup (%)	Beban Hidup (Kg)	Beban Hidup Reduksi (Kg)	Total Beban (Kg)
1	717920,9	0,3	135172,88	40551,8625	758472,7971
2	565799,6	0,3	135172,88	40551,8625	606351,4531
3	565799,6	0,3	135172,88	40551,8625	606351,4531
4	565799,6	0,3	135172,88	40551,8625	606351,4531
5	565799,6	0,3	135172,88	40551,8625	606351,4531
6	534817	0,3	135172,88	40551,8625	575368,8483
7	534817	0,3	135172,88	40551,8625	575368,8483
8	534817	0,3	135172,88	40551,8625	575368,8483
9	534817	0,3	135172,88	40551,8625	575368,8483
10	534817	0,3	54069,15	16220,745	551037,7308
Total	5655204		1270625	381187,5075	6036391,734

Untuk perencanaan gaya gempa dipergunakan peraturan SNI 1726-2012. Perhitungan gaya gempa dasar ini dipergunakan untuk menganalisa gempa yang dihasilkan pada analisa statis, dimana letak bangunan terletak di wilayah gempa menengah dengan tinggi bangunan adalah 35,5 m. Proses

perhitungannya dengan bantuan program ETABS, yang perlu dimasukan adalah grafik respon spektrum dari zone yang ada.

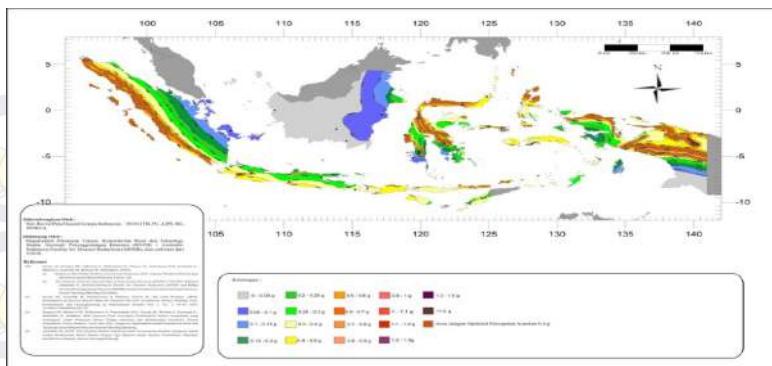
5.7 Percepatan Respon Spektrum (MCE)

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 :



Gambar 5.1 Wilayah Gempa Ss

Gempa Maksimum yang di pertimbangkan resiko tersesuaikan (MCE_R). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs D. Dari gambar 6.1 untuk daerah Waropen, Papua didapatkan nilai $Ss = 1,5$ g.



Gambar 5.2 Wilayah gempa S₁

Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCE_R) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs D. Dari gambar 6.2 untuk wilayah Waropen, Papua $S_1 = 0,6$ g.

Untuk nilai Fa (koefisien situs untuk periode 0,2 detik) dan Fv (koefisien situs untuk periode 1 detik) yang didapat dari Tabel 5.25 dan Tabel 5.26.

Tabel 5.24 Koefisien situs Fa

KelasSitus	Parameter						
	ResponsSpektralPercepatanGempa	MCE_R TerpetakanPadaPeriodaPendek, $T=0,2$ detik, S_s	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA		0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB		1	1	1	1	1	1
SC		1,2	1,2	1,1	1	1	1
SD		1,6	1,4	1,2	1,1	1	1
SE		2,5	1,7	1,2	0,9	0,9	0,9
SF		SS^b					

Tabel 5.25 Koefisien situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCE _R Terpetakan Pada Perioda 1 detik, S ₁				
	≤ 0,1	= 0,2	= 0,3	= 0,4	≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	S _s ^b				

Dari data diatas diperoleh data-data sebagai berikut :

$$S_s = 1,5$$

$$S_1 = 0,6$$

$$Fa = 1$$

$$F_v = 1,5$$

$$S_{MS} = Fa \times S_s \quad (SNI 1726-2012 Pers. 5)$$

$$= 1, \times 1,5 = 1,5$$

$$S_{MI} = F_v \times S_1 \quad (SNI 1726-2012 Pers. 6)$$

$$= 1,5 \times 0,60 = 0,9$$

- **Parameter Percepatan Respons Spektral**

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1,5 = 1$$

(SNI 1726-2012 Pers. 7)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,9 = 0,6$$

(SNI 1726-2012 Pers. 8)

5.8 Perioda Alami Fundamental

Perioda struktur fundamental, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Perioda fundamental, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari **Tabel 6.26** dikali perioda fundamental pendekatan, T_a .

$$T < C_u \times T_a \quad (\text{SNI 1726-2012 Pers. 7.8-2})$$

Tabel 5.26 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung (RSNI 1726 - 2012 tabel 7.8-1)

Parameter Percepatan Respons Spektral Disain 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
$\leq 0,1$	1,7

Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental, T , diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan, T_a , yang dihitung sesuai dengan RSNI 1726-2012 pasal 7.8.2.1.

5.8.1 Periode Fundamental Pendekatan

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, untuk struktur rangka pemikul momen diijinkan untuk ditentukan dari persamaan berikut: $T_a = C_t h_n^x$

di mana :

h_n adalah ketinggian struktur (dalam m) di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan Koefisien C_t dan x Ditentukan dalam tabel 6.27.

Tabel 5.27 Koefisien Ct dan x(SNI 1726-2012)

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilengkapi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488^a	0,75

$$T_a = 0,0488 \times 35,5^{0,75}$$

$$= 0,71$$

Sehingga T yang nantinya didapat dari analisa komputer harus kurang dari $C_t \times T_a$

$$T < 1,4 \times 0,77 = 0,993 \text{ detik}$$

5.9 Periode Hasil Analisa Struktur

Analisa struktur dilakukan dengan menggunakan program ETABS 2013 dengan menggunakan spectrum respon gempa IBC 2006 yang typical dengan spectrum respon SNI 1726-2012.

Dari hasil analisa struktur diperoleh periode alami fundamental gempa tertinggi sebesar $T = 0,96$ detik. Periode tidak boleh melebihi $Cu \times T_a$, serta data simpangan tiap lantai yang tercantum pada Tabel 6.12.

$$T = 0,96 \text{ detik} < Cu \times T_a = 1,4 \times 0,71 \text{ detik}$$

$$= 0,993 \text{ detik} \dots ok$$

5.10 Kategori Desain Gempa

Apabila S_I lebih kecil dari 0,75, kategori disain seismik diijinkan untuk ditentukan (*sesuai Tabel 6.5-1 SNI 1726-2012*)

Tabel 5.28 Kategori disain gempa berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Kategori Risiko		
Nilai S_{DS}	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sehingga dari tabel 6.28 diperoleh kategori desain seismik tipe D.

5.11 Faktor Sistem Penahan Seismik

Sistem penahan-gaya seismik yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai R , C_d , dan Ω_0 harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam **Tabel 5.29**.

Tabel 5.29 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya seismik(SNI 1726-2012 tabel 7.2-1)

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respon, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_g (m) ^d				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^e
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap teksuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka beton baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ⁱⁱ	TI ⁱⁱ	TI ⁱⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ⁱⁱ	TI ⁱⁱ	TI ⁱⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI

Keterangan: TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diijinkan

Harga tabelfaktor kuat-lebih(Ω_0), diijinkan untuk direduksi dengan mengurangi setengah untuk struktur dengan *diafragma fleksibel*, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 2,0 untuk segala struktur, kecuali untuk sistem kolom kantilever.

Dari tabel didapat data perencanaan sebagai berikut :

Koefisien modifikasi respon $R = 7$

Faktor kuat-lebih $\Omega_0 = 3$

Pembesaran defleksi $C_d = 5,5$

5.12 Faktor Redundansi

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sama dengan 1,3 sesuai SNI 1726-2012 Pasal 7.3.4.2

5.13 Gaya Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 1726-2012 Persamaan 21})$$

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.

5.14 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (\text{SNI 1726-2012 Persamaan 7.8-1.1})$$

di mana:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons disain dalam rentang perioda pendek seperti ditentukan dari SNI 1726-2012 Pasal 6.3 dan 6.9

R = faktor modifikasi respons dalam SNI 1726-2012 Tabel 9

I_e = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (\text{SNI 1726-2012 Persamaan 23})$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (\text{SNI 1726-2012 Persamaan 24})$$

Dari perhitungan di atas sudah didapat data perencanaan sebagai berikut :

$$S_{DS} = 1$$

$$S_{D1} = 0,6$$

$$I_e = 1$$

$$R = 7$$

$$T_a = 0,993 \text{ detik}$$

$$S_1 = 0,60$$

$$W = 6036391,734 \text{ Kg}$$

Perhitungan :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,142857$$

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T_a \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,6}{0,993 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,08571$$

C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 1 \times 1 = \mathbf{0,044} \geq 0,01 \dots \text{OK}$$

didapat :

$$C_s \text{ pakai} = 0,044$$

Sehingga dapat dipakai untuk perhitungan :

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,044 \times 6036391,734 \text{ Kg} = 265601,2 \text{ Kg}$$

$$0,85 \cdot V = 0,85 \times 265601,2 \text{ Kg} = 225761,1 \text{ Kg}$$

Jika 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 $0,85V/V_t$ (SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1).

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu Etabs 2013 didapatkan gaya geser dasar ragam (V_i) sebagai berikut :

Tabel 5.30 Hasil analisa respons base reaction RSPX dan RSPY

Load Case/Combo	FX	<b b="" fy<="">
	kgf	kgf
RSPX Max	333091,09	100735,79
RSPY Max	154746,91	437013,23

$$F_x = 333091,09 \text{ kg}$$

$$F_y = 437013,23 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$F_x > 0,85V$$

$$333091,09 \text{ kg} > 229663 \text{ Kg} \dots \text{ok}$$

Maka untuk arah y,

$$F_y > 0,85V$$

$$437013,23 > 229663 \text{ Kg} \dots \text{ok}$$

5.15 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx}V(SNI 1726-2012 Persamaan 30)$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (\text{SNI 1726-2012 Persamaan 31})$$

di mana:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal,

V = gaya lateral disain total atau geser di dasar struktur (kN)

w_i and w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada Tingkat i atau x

h_i and h_x = tinggi (m) dari dasar sampai Tingkat i atau x

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut:

untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$

untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$

untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

Perhitungan:

$$\mathbf{T_c = 0,993 \text{ detik} \rightarrow k = 1,289}$$

Tabel 5.31 Distribusi gaya vertikal gempa

LANTAI	hi (m)	Wi (kg)	Wi hi ^k	Cvx	Fx-y (Kg)
1	4	758472,7971	4598519,135	0,01558871	4140,38054
2	7,5	606351,4531	8323463,226	0,028216051	7494,218062
3	11	606351,4531	13694144,73	0,046422346	12329,83242
4	14,5	606351,4531	19611139,35	0,06648061	17657,33214
5	18	606351,4531	25976383,02	0,088058412	23388,42301
6	21,5	575368,8483	31053913,75	0,105270942	27960,09245
7	25	575368,8483	37780556,95	0,128073868	34016,57755
8	28,5	575368,8483	44796559,74	0,151857705	40333,59408
9	32	575368,8483	52076443,43	0,176536082	46888,20175
10	35,5	551037,7308	57079241,85	0,193495275	51392,58427
TOTAL		6036391,734	294990365,2	1	265601,2363

Nilai beban gempa harus dibebankan pada Pusat Massa Eksentrisitas Bangunan per lantai. Untuk mensimulasikan pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, beban gempa yang bernilai 100% di masing-masing lantai dimasukkan sesuai koordinatnya, kemudian 30% dari beban tersebut dimasukkan pada arah tegak lurus beban yang bernilai 100% tersebut.

Tabel 5.32 Pembagian distribusi gaya vertikal gempa

Lantai	hi (m)	Fx (Kg)	30%Fx (Kg)	Fxy(Kg)	30%Fy (Kg)
1	4	4140,38054	1242,114162	4140,38054	1242,114162
2	7,5	7494,218062	2248,265419	7494,218062	2248,265419
3	11	12329,83242	3698,949727	12329,83242	3698,949727
4	14,5	17657,33214	5297,199642	17657,33214	5297,199642
5	18	23388,42301	7016,526903	23388,42301	7016,526903
6	21,5	27960,09245	8388,027736	27960,09245	8388,027736
7	25	34016,57755	10204,97326	34016,57755	10204,97326
8	28,5	40333,59408	12100,07823	40333,59408	12100,07823
9	32	46888,20175	14066,46053	46888,20175	14066,46053
10	35,5	51392,58427	15417,77528	51392,58427	15417,77528
Total		265601,2363	79680,37088	265601,2363	79680,37088

5.16 Distribusi Horisontal Gaya Gempa

Geser tingkat disain gempa di semua tingkat (V_x) (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

di mana F_i = bagian dari geser dasar seismik (V) (kN) yang timbul di Tingkat i .

Geser tingkat disain gempa (V_x) (kN) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem penahanan gaya seismik di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen penahanan vertikal dan diafragma.

Tabel 5.33 Distribusi gaya horizontal gempa

Lantai	hi (m)	Wi (Kg)	Cs	Fi (Kg)	Vx
1	4	758472,7971	0,044	33372,80307	33372,80307
2	7,5	606351,4531	0,044	26679,46394	60052,26701
3	11	606351,4531	0,044	26679,46394	86731,73095
4	14,5	606351,4531	0,044	26679,46394	113411,1949
5	18	606351,4531	0,044	26679,46394	140090,6588
6	21,5	575368,8483	0,044	25316,22933	165406,8881
7	25	575368,8483	0,044	25316,22933	190723,1175
8	28,5	575368,8483	0,044	25316,22933	216039,3468
9	32	575368,8483	0,044	25316,22933	241355,5761
10	35,5	551037,7308	0,044	24245,66016	265601,2363
Total		6036391,734		265601,2363	1512784,82

5.17 Batasan Simpangan Antar Lantai Tingkat

Simpangan antar lantai tingkat disain (Δ) seperti ditentukan tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin (Δ_a) seperti didapatkan dari *Tabel 16 SNI 1726-2012* untuk semua tingkat.

Tabel 5.34 Simpangan antar lantai ijin, Δ_a

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 didisain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx}	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata	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}

Keterangan :

^a h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah Tingkat x.

5.18 Kontrol Drift(Simpangan Antar Lantai)

Untuk Kontrol drift pada SNI 1726-2012 dirumuskan seperti berikut ini:

$$\delta_x = \frac{C_d x \delta_{xc}}{I_e}$$

Dimana :

C_d = faktor amplifikasi defleksi tabel 9

δ_{xc} = defleksi pada lantai ke - x

I_e = Faktor keutamaan gedung ($I = 1$)

drift dibatasi sebesar:

$$\Delta_s = 0,015h_{sx}$$

$$= 0,020 \times 4000 = 80 \text{ mm}$$

$$\Delta_s = 0,015h_{sx}$$

$$= 0,020 \times 3500 = 70 \text{ mm}$$

Tabel 5.35 Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa arah sumbu X

Lantai	h_i (m)	δ_{ic} (m)	δ_{ic} (mm)	δ_{ic} (mm)	Drift (Δ_s) (mm)	Syarat Drift (Δ) mm	Ket.
10	35,5	0,025078	25,078	137,929	5,214	70	OK
9	32	0,02413	24,13	132,715	9,3335	70	OK
8	28,5	0,022433	22,433	123,3815	13,123	70	OK
7	25	0,020047	20,047	110,2585	16,3955	70	OK
6	21,5	0,017066	17,066	93,863	19,1895	70	OK
5	18	0,013577	13,577	74,6735	14,63	70	OK
4	14,5	0,010917	10,917	60,0435	15,84	70	OK
3	11	0,008037	8,037	44,2035	16,709	70	OK
2	7,5	0,004999	4,999	27,4945	16,1095	70	OK
1	4	0,00207	2,07	11,385	11,385	80	OK

Tabel 5.36 Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa arah sumbu Y

Lantai	hi (m)	δ_{ic} (m)	δ_{ic} (mm)	δ_{ec} (mm)	Drift (Δ_s) (mm)	Syarat Drift (Δ) mm	Ket.
30	35,5	0,013321	13,321	73,2655	2,7995	70	OK
29	32	0,012812	12,812	70,466	4,9995	70	OK
28	28,5	0,011903	11,903	65,4665	7,0675	70	OK
27	25	0,010618	10,618	58,399	8,833	70	OK
26	21,5	0,009012	9,012	49,566	10,329	70	OK
25	18	0,007134	7,134	39,237	7,8155	70	OK
24	14,5	0,005713	5,713	31,4215	8,4315	70	OK
23	11	0,00418	4,18	22,99	8,69	70	OK
22	7,5	0,0026	2,6	14,3	8,2885	70	OK
21	4	0,001093	1,093	6,0115	6,0115	80	OK

Dari **Tabel 5.35** dan **Tabel 5.36** didapatkan bahwa simpangan antar lantai tersebut telah memenuhi simpangan ijin yang dipersyaratkan dalam SNI 1726-2012.

5.19 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan *SNI 1726-2012 Ps. 7.9.1* jumlah ragam *vibrasi* (jumlah *mode shape*) yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa (*Modal participating Mass Ratios*) dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang – kurangnya 90 %.

Pada **Tabel 5.37** dibawah didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total mencapai 92,93% untuk arah X dan 90,13% untuk arah Y pada modal 8. Dengan demikian ketentuan menurut *SNI 1726-2012Ps. 7.9.1* dapat dipenuhi.

Tabel 5.37 Partisipasi massa ragam terkombinasi

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,961	0,7535	0,0002	0,7535	0,0002
Modal	2	0,842	0,0007	0,4428	0,7541	0,443
Modal	3	0,761	0,0001	0,2821	0,7542	0,7251
Modal	4	0,353	0,1375	0,00000341	0,8917	0,7251
Modal	5	0,316	0,0001	0,0981	0,8918	0,8232
Modal	6	0,291	0,00003461	0,078	0,8919	0,9012
Modal	7	0,21	0	0,000004013	0,8919	0,9013
Modal	8	0,197	0,0374	0,000002522	0,9293	0,9013
Modal	9	0,175	0,00001239	0,0298	0,9293	0,931
Modal	10	0,169	0,00003033	0,0038	0,9293	0,9348

BAB VI

PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1. Perencanaan Balok Induk

Pada perencanaan balok induk ini ditunjukkan contoh perhitungan balok Induk dengan panjang 475cm. Pada perhitungan balok induk direncanakan menggunakan balok baja berselubung beton dengan profil baja WF 300x150x6,5x9 dan selubung beton 30/50. Adapun data-data profil adalah sebagai berikut :

$$A = 46,78 \text{ cm}^2$$

$$h = 269 \text{ mm}$$

$$S_x = 481 \text{ cm}^3$$

$$W = 36,7 \text{ kg/m}$$

$$tw = 9 \text{ mm}$$

$$S_y = 67,7 \text{ cm}^3$$

$$d = 300 \text{ mm}$$

$$tf = 14 \text{ mm}$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

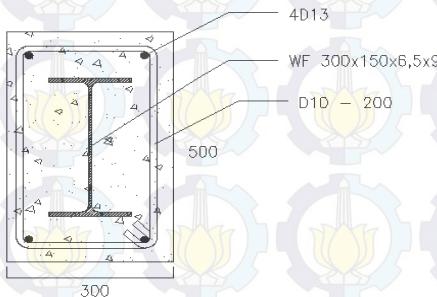
$$I_x = 7210 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 3,29 \text{ cm}$$

$$I_y = 508 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 12,4 \text{ cm}$$

$$r = 13 \text{ mm}$$



Gambar 6.1 Penampang Balok Induk Komposit

6.1.1 Kondisi Balok Induk Sebelum Komposit

Dari output etabs 13 didapatkan :

$$\begin{aligned} M_{max} &= 911447,77 \text{ kgcm} \\ V_u &= 10127 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol Kekuatan Penampang Pelat Sayap

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{150}{2x9} \leq \frac{170}{\sqrt{250}} = 8,3 \leq 10,75 \quad (\text{ok})$$

$$\frac{H}{t} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{269}{6,5} \leq \frac{1680}{\sqrt{250}} = 41,39 \leq 106,25 \quad (\text{ok})$$

Jadi termasuk penampang kompak , Maka $M_{nx}=M_{px}$

- Kontrol Lateral Buckling

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = f_y \times Z_x \\ Z_x &= 522 \text{ cm}^3 \\ M_n &= 522 \times 2500 \\ &= 1305000 \end{aligned}$$

Persyaratan :

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$911447,77 \text{ kgcm} \leq 0,9 \times 1305000 \text{ kgcm}$$

$$911447,77 \text{ kgcm} \leq 1174500 \text{ kgcm}$$

Jadi penampang profil baja sebelum komposit mampu menahan beban yang terjadi.

- Kontrol Geser

Kontrol geser tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (tw)

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{kn \cdot \frac{E}{f_y}}$$

Dimana : kn = 5, untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan.

$$\frac{269}{6,5} \leq 1,1 \sqrt{5 \cdot \frac{2000000}{2500}}$$

41,38 ≤ 69,57OK

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \text{ kg/cm} \cdot (26,9 \cdot 0,65) \text{ cm} \\ &= 26227,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Persyaratan :

$$\begin{aligned} V_u &\leq \emptyset V_n \\ 10127 \text{ kg} &\leq 0,9 \times 26227,5 \text{ kg} \\ 10127 \text{ kg} &\leq 23604,75 \text{ kg} \\ &\text{(OK)} \end{aligned}$$

6.1.2 Kondisi Balok Utama Setelah Komposit

Dari output Etabs 13 didapatkan :

$$M_{max} = 134482399 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 149422,01 \text{ N}$$

$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$Ec = 0,041 \cdot W^{1,5} \cdot \sqrt{fc}$$

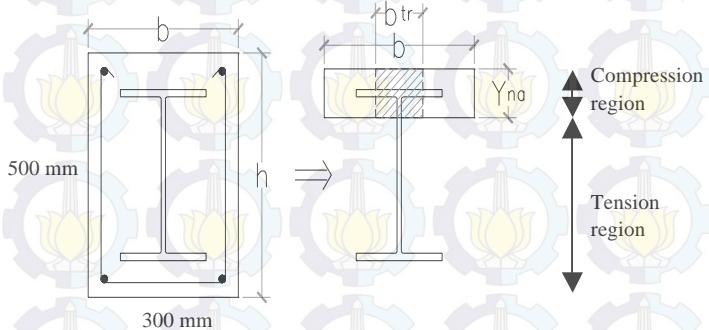
$$Ec = 0,041 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{35}$$

$$= 28519,02 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,85 \cdot 10^4} = 7,36$$

Transformasi daerah tekan beton menjadi baja :



Gmbar 6.2 Daerah Transformasi Penampang Komposit

$$b_{tr} = \frac{b}{n} = \frac{300}{7,36} = 40,74 \text{ mm}$$

$$A_r = 530,66 \text{ mm}^2 \quad (4D13)$$

$$A_{st} = A_s + A_r = 7,586 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$Y_s = \frac{h}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$Y_{na} = \frac{(b_{tr} - 2A_{st}) + \sqrt{(b_{tr} - 2A_{st})^2 + 8 \cdot A_{st} \cdot Y_s \cdot b_{tr}}}{2 \cdot b_{tr}}$$

$$= \frac{(40,74 - 2.7586 \cdot 10^3) + \sqrt{(40,74 - 2.7586 \cdot 10^3)^2 + 8 \cdot 7586 \cdot 10^3 \cdot 275.40,74}}{2.47,554}$$

$$= \frac{-15671,3 + \sqrt{949731329}}{81,37}$$

$$Y_{na} = 172,9167 \text{ mm}$$

- Perhitungan Momen Inersia Penampang transformasi :

$$I_{tr} = \frac{b_{tr} \cdot Y_{na}^3}{3} + I_x + A_{st} (Y_s - Y_{na})^2$$

$$I_{tr} = \frac{47,554 \cdot (172,9167)^3}{3} + 1,13 \cdot 10^8 + 7,586 \cdot 10^3 (275 - 172,91)^2$$

$$I_{tr} = 2,3 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

- Momen inersia efektif penampang :

$$\begin{aligned} A_{tr} &= b_{tr} \times h - A_{st} \\ &= 40,74 \times 500 - 7,586 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \\ &= 12514,74 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Equivalent btr} &= \frac{A_{tr}}{h} \\ &= 25,03 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dr &= h - 2 \cdot dc \\ &= 500 - 2 \times (50+14+10/2) \\ &= 412 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{b_{tr} \cdot h^3}{12} + I_x + A_r \left(\frac{d_r}{2} \right)^2 \\ &= 3,9 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$I_{eff} = \frac{I_{tr} + I_g}{2}$$

$$= \frac{2,76 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 + 3,9 \cdot 10^8 \text{ mm}^4}{2}$$

$$= 3,14 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$Y_c = Y_{na} = 172,9167 \text{ mm}$$

$$Y_t = h - Y_{na}$$

$$= 550 - 172,9167 = 327,0833 \text{ mm}$$

$$S_{trc} = \frac{I_{tr}}{Y_c} = \frac{2,63 \cdot 10^8}{172,9167} = 1,329 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{trt} = \frac{I_{tr}}{Y_t} = \frac{2,63 \cdot 10^8}{327,0833} = 1,012 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Momen ultimate penampang komposit :

$$Mn_1 = \emptyset \cdot Fc \cdot 0,85 \cdot S_{trc} \cdot n$$

$$Mn_1 = 0,9 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 1,329 \cdot 10^6 \cdot 7,363$$

$$Mn_1 = 2,6 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$Mn_2 = \emptyset \cdot Fy \cdot S_{trt}$$

$$Mn_2 = 0,9 \cdot 250 \cdot 1,012 \cdot 10^6$$

$$Mn_2 = 2,28 \cdot 10^8 \text{ Nmm} \rightarrow (\text{menentukan})$$

Momen ultimate penampang komposit harus lebih besar dari momen yang didapatkan di etabs (Mumax), maka :

$$Mul = 2,28 \cdot 10^8 \text{ Nmm} > 1,344 \cdot 10^8 \text{ Nmm} \dots\dots \text{OK}$$

- Tegangan Penampang :

Tegangan penampang yang terjadi pada elemen komposit adalah tegangan di serat tarik dan serat tekan. Jarak daerah serat tarik paling ekstrim ke jarak terluar adalah y_t . Jarak daerah serat tekan paling ekstrim ke jarak terluar adalah y_c .

$$Y_c = Y_{na} = 172,9167 \text{ mm}$$

$$Y_t = h - Y_{na}$$

$$= 550 - 172,9167 = 327,0833 \text{ mm}$$

$$S_{strc} = \frac{l_{tr}}{Y_c} = \frac{2,63 \cdot 10^8}{172,9167} = 1,329 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{strt} = \frac{l_{tr}}{Y_t} = \frac{2,63 \cdot 10^8}{327,0833} = 1,012 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Tegangan tarik :

$$f = Mu / Strt$$

$$= \frac{2,28 \cdot 10^8 \text{ Nmm}}{1,012 \cdot 10^6 \text{ mm}^3}$$

$$= 225 \text{ Mpa}$$

$$\leq F_y = 250 \text{ Mpa..... OK}$$

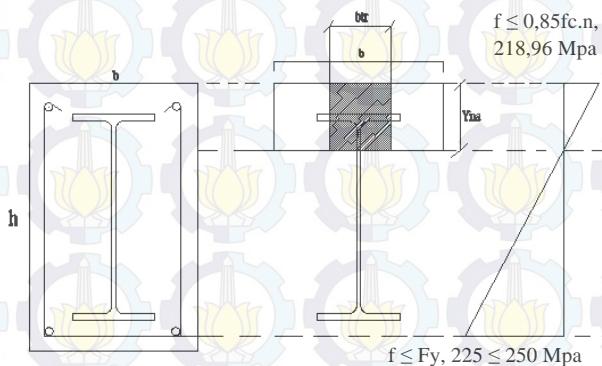
Tegangan tekan :

$$f = Mu / Strc$$

$$= \frac{2,28 \cdot 10^8 \text{ Nmm}}{1,329 \cdot 10^6 \text{ mm}^3}$$

$$= 171,3 \text{ Mpa}$$

$$\leq 0,85 f' c.n = 218,96 \text{ Mpa..... OK}$$



Gambar 6.3 Diagram Tegangan Komposit

- Kontrol Lendutan

Pada lendutan setelah komposit , momen inersia yang dipakai adalah momen inersia efektif. Yaitu rata-rata dari momen inersia pada cracked dan uncracked area. E yang digunakan adalah E baja = $2,1 \cdot 10^5$ Mpa.

$$I_{eff} = 3,14 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 31487,88 \text{ cm}^4$$

$$f' = L/400 = 600 \text{ cm} / 400 = 1,5 \text{ cm}$$

Lendutan yang terjadi :

$$Qu = 41,848 \text{ kg/cm}$$

$$y = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{eff}} = \frac{5 \cdot 41,848 \cdot 475^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 31487,88 \text{ cm}^4} = 1,12 \text{ cm}$$

$$y = 1,12 \text{ cm} < f' = 1,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Sehingga balok Induk profil baja WF 300x150x6,5x9 dengan selubung beton 300x500 dapat digunakan.

6.2 Kolom

6.2.1 Perencanaan Kolom Tipe 1

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1. Direncanakan dengan profil King Cross 500 x 200 x 10 x 16 dan panjang kolom 400 cm. Data-data profil sebagai berikut :

$$d = 500 \text{ mm}$$

$$I_x = 29940 \text{ cm}^4$$

$$bf = 200 \text{ mm}$$

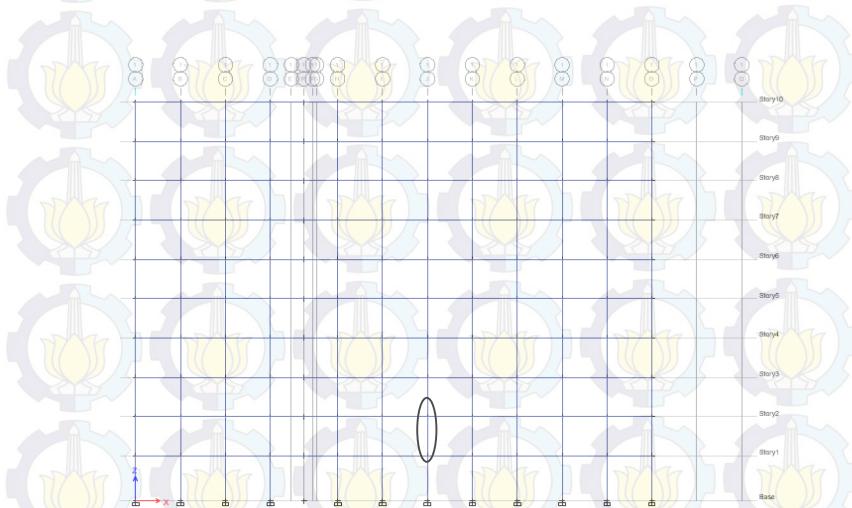
$$I_y = 52189 \text{ cm}^4$$

$$tw = 10 \text{ mm}$$

$$ix = 14,79 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 tf &= 16 \text{ mm} \\
 A &= 228,4 \text{ cm}^2 \\
 r &= 20 \text{ mm} \\
 fy &= 250 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 iy &= 15,17 \text{ cm} \\
 Sx &= 1997,6 \text{ cm}^3 \\
 Sy &= 2046,6 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$



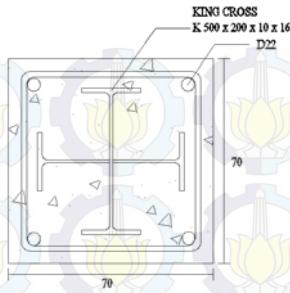
Gambar 6.4 Posisi Kolom yang Ditinjau

Dari hasil analisis ETABS 13 didapatkan gaya dalam yang bekerja sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Pu &= 479391 \text{ kg} \\
 Mux &= 2923475 \text{ kg.cm} \\
 Muy &= 1953955 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

Bahan :

$$\begin{aligned}
 \text{BJ 41 : } fy &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{fu} &= 4100 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Beton : } fc' &= 25 \text{ Mpa} \quad = 250 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 6.5 Penampang Kolom Komposit
King Cross 500 x 200 x 10 x 16

$$\begin{aligned} Z_x &= ((0,5.50.1.0,5.50)+(20-1)(1,6)(50-1,6))+((0,5.20.1,6.0,5.20).2+(50-1,6).(0,5.1).(0,5.1)) \\ &= 2435,36 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_y &= ((0,5.1,6.20.0,5.20).2+(50-2.1,6).0,5.1.0,5.1)+(0,5.(50+1).1.0,5.(50+1)+((20-1).1,6.(50+1-1,6))) \\ &= 2483,71 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Selubung beton : 700 x 700 mm²

$$A_c = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$$

$$f_{c'} = 25 \text{ Mpa}$$

Berat jenis beton : $w = 2400 \text{ kg/m}^3$

Tulangan sengkang terpasang : Ø12 – 250

Tulangan utama : 4 D 22

$$A_r = 4 \times (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2) = 1519,76 \text{ mm}^2$$

$$Spasi = 700 - 2.40 - 2.12 - 22 = 574 \text{ mm}$$

Cek luas penampang minimum profil baja :

$$\frac{A_s}{A_c} \cdot 100\% = \frac{228,4}{4900} \cdot 100\% = 4,66\% > 4\%$$

.....OK

Cek Jarak sengkang:

$$= 250 \text{ mm} < \frac{2}{3} \times 700 = 466,67 \text{ mm}$$

.....OK

Cek luas tulangan longitudinal :

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 = 1519,76 \text{ mm}^2 > 0,18 \times 574 = 103,3 \text{ mm}^2$$

Cek mutu beton yang digunakan : ($f_c' = 25 \text{ MPa}$)

$21 \text{ Mpa} \leq f_c' \leq 55 \text{ Mpa}$ OK

Cek mutu baja tulangan : ($f_y = 250 \text{ MPa}$)

$f_y < 380 \text{ Mpa}$ OK

Modifikasi tegangan leleh untuk kolom komposit

Luas total tulangan utama :

$$Ar = 1519,76 \text{ mm}^2$$

Luas bersih penampang beton :

$$\begin{aligned} Acn &= Ac - As - Ar \\ &= 4900 - 228,4 - 15,1976 = 4656,41 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk profil baja berselubung beton :

$$c_1 = 0,7$$

$$c_2 = 0,6$$

$$c_3 = 0,2$$

$$f_{my} = f_y + c_1 \cdot f_{yr} \frac{Ar}{A_s} + c_2 \cdot f_c' \frac{A_{cn}}{A_s}$$

$$\begin{aligned} f_{my} &= 250 + 0,7 \cdot 250 \cdot \frac{1519,76}{228,4} + 0,6 \cdot 25 \cdot \frac{4656,41}{228,4} \\ &= 566,98 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ec &= 0,041 \cdot Wc^{1,5} \sqrt{f_c'} = 0,041 \cdot (2400)^{1,5} \sqrt{25} \\ &= 24102,97 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$Es = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$Em = E + c_3 \times Ec \times (Acn/As)$$

$$\begin{aligned} &= (2 \cdot 10^5) + 0,2 \cdot (24102,97) \cdot (4656,41/228,4) \\ &= 298277,73 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Jari – jari girasi modifikasi (r_m) :

$$r_m = 0,3 \times b = 0,3 \times 70 = 21 \text{ cm} > iy \text{ (dipakai } r_m\text{)}$$

Kontrol kekakuan portal :

$$G = \frac{\sum \left[\frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[\frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{2(49940/400)}{\left(\frac{39585}{400} + \frac{39585}{600} \right)} = 1,513$$

$G_B = 1$ (ujung kolom dianggap jepit)

Diperoleh : $k_{cx} = 1,4$ (bergoyang)

$$\lambda_x = \frac{k_c L}{r m} = \frac{1,4 \cdot 400}{21} = 26,67$$

Terhadap sumbu y :

Kontrol kekakuan portal :

$$G = \frac{\sum \left[\frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[\frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{2.(52189/400)}{\left(\frac{39585}{475} + \frac{39585}{250} \right)} = 1,079$$

$G_B = 1$ (ujung kolom dianggap jepit)

Diperoleh : $k_c = 1,33$ (bergoyang)

$$\lambda_x = \frac{k_c L}{r m} = \frac{0,86 \cdot 400}{21} = 25,33$$

$\lambda = \lambda_x = 26,67$ cm (Menentukan !)

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{fmy}{Em}} = \frac{26,67}{\pi} \sqrt{\frac{566,98}{298277}} = 0,3702$$

$0,25 < \lambda_c < 1,2 \rightarrow$ kolom menengah,

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,3702} = 1,005$$

$$f_{cr} = \frac{f_{my}}{w} = \frac{566,98}{1,005} = 563,78 \text{ MPa} = 5637,8 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat nominal kolom komposit :

$$P_n = A_s \times f_{cr} = 228,4 \times 5637,8 = 1287676,58 \text{ kg}$$

Kuat rencana kolom komposit :

$$\varnothing P_n = 0,85 \times 1287676,58 = 1094525,1 \text{ kg}$$

Syarat :

$$P_u < \varnothing P_n$$

$$479391 < 1094525,1 \quad \dots\dots \text{OK}$$

Kuat nominal momen kolom menurut Smith (1996) :

$$M_{nc} = f_y Z + \frac{1}{3} (h_2 - 2C_r) A_r f_y r + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_w f_y}{1.7 f_{c'} h_1} \right) A_w f_y$$

$$\text{Dimana : } C_r = 40 + 12 + (0,5 \times 22) = 63 \text{ mm} = 6,3 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2) = 1519,76 \text{ mm}^2 = 15,19 \text{ cm}^2$$

$$A_w = t_w \cdot d = 1 \cdot 50 = 50 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = h_2 = 700 \text{ mm} = 70 \text{ cm}$$

$$Z_x = 2435,36 \text{ cm}^2$$

$$Z_y = 2483,71 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_yr = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c'} = 25 \text{ MPa} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Momen nominal kolom :

$$M_{nx} = f_y Z_x + \frac{1}{6088900 + 726952 + 3849790} (h_2 - 2Cr) A_r f_y r + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_w f_y}{1.7 f_c' h_1} \right) A_w f_y$$

$$M_{nx} = 10665641,8 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ny} = f_y Z_y + \frac{1}{6209273 + 726952 + 3849790} (h_2 - 2Cr) A_r f_y r + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_w f_y}{1.7 f_c' h_1} \right) A_w f_y$$

$$M_{ny} = 10786016,8 \text{ kg.cm}$$

Kontrol interaksi :

$$\frac{P_u}{\phi c.P_n} = \frac{479391}{1094525,1} = 0,43799 > 0,2$$

Maka:

$$\frac{P_u}{\phi c.P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right) \leq 1.00$$

$$0,43799 + \frac{8}{9} \left(\frac{2923475}{0,9 \times 10665641,8} + \frac{1953955}{0,9 \times 10786016,8} \right) \leq 1,00$$

(OK)

6.2.2 Perencanaan Kolom Tipe 2

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1. Direncanakan dengan profil King Cross 350 x 175 x 7 x 11 dan panjang kolom 350 cm. Data-data profil sebagai berikut :

$$d = 350 \text{ mm}$$

$$I_x = 4554 \text{ cm}^4$$

$$bf = 175 \text{ mm}$$

$$I_y = 5128 \text{ cm}^4$$

$$tw = 7 \text{ mm}$$

$$tf = 11 \text{ mm}$$

$$A = 126,28 \text{ cm}^2$$

$$r = 14 \text{ mm}$$

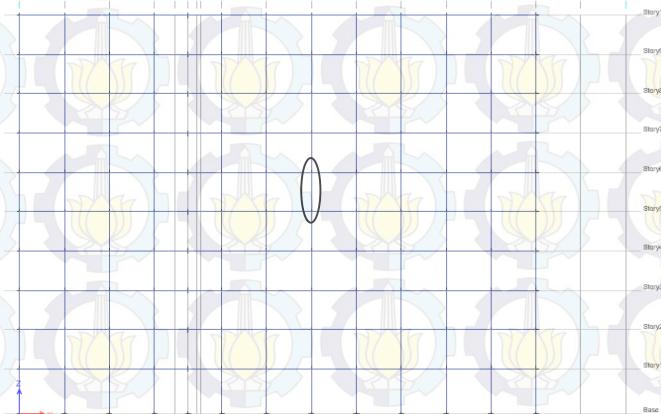
$$fy = 250 \text{ Mpa}$$

$$ix = 10,75 \text{ cm}$$

$$iy = 10,95 \text{ cm}$$

$$Sx = 831,7 \text{ cm}^3$$

$$Sy = 847,5 \text{ cm}^3$$



Gambar 6.6 Posisi Kolom yang Ditinjau

Dari hasil analisis ETABS 13 didapatkan gaya dalam yang bekerja sebagai berikut:

$$Pu = 217409 \text{ kg}$$

$$Mux = 1511569 \text{ kg.cm}$$

$$Muy = 755113 \text{ kg.cm}$$

Bahan :

$$\text{BJ 41 : } fy$$

$$fu$$

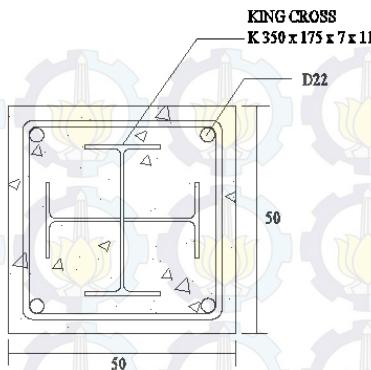
$$\text{Beton : } fc'$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$= 25 \text{ Mpa}$$

$$= 250 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 6.7 Penampang Kolom Komposit
King Cross 350 x 175 x 7 x 11

$$\begin{aligned} Zx &= ((0,5.35.0,7.0,5,35)+(17,5-0,7)(1,1)(35-1,1))+((0,5.17,5,1,1.0,5,17,5).2+(35-1,1).(0,5,0,7).(0,5,0,7)) \\ &= 1026,51 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Zy &= ((0,5,1,1,17,5,0,5,17,5).2+(35-2,1,1).0,5,0,7,0,5,0,7)+(0,5.(35+0,7),0,7,0,5,(35+0,7)+((17,5-0,7).1,1.(35+0,7-1,1))) \\ &= 1034,89 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Selubung beton : 500 x 500 mm²

$$Ac = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$fc' = 25 \text{ Mpa}$$

Berat jenis beton : w = 2400 kg/m³

Tulangan sengkang terpasang : Ø12 – 250

Tulangan utama : 4 D 22

$$Ar = 4 \times (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2) = 1519,76 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spasi} = 500 - 2.40 - 2.12 - 22 = 374 \text{ mm}$$

Cek luas penampang minimum profil baja :

$$\frac{As}{Ac} \cdot 100\% = \frac{126,28}{2500} \cdot 100\% = 5,05\% > 4\% \quad \text{OK}$$

Cek Jarak sengkang:

$$= 250 \text{ mm} < 2/3 \times 500 = 333,33 \text{ mm} \quad \dots\dots \text{OK}$$

Cek luas tulangan longitudinal :

$$Ast = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 = 1519,76 \text{ mm}^2 > 0,18 \times 374 = 67,32 \text{ mm}^2$$

Cek mutu beton yang digunakan : ($f_c' = 25 \text{ MPa}$)

$$21 \text{ Mpa} \leq f_c' \leq 55 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{OK}$$

Cek mutu baja tulangan : ($f_yr = 250 \text{ MPa}$)

$$f_yr < 380 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{OK}$$

Modifikasi tegangan leleh untuk kolom komposit

Luas total tulangan utama :

$$Ar = 1519,76 \text{ mm}^2$$

Luas bersih penampang beton :

$$Acn = Ac - As - Ar$$

$$= 2500 - 126,28 - 15,1976 = 2358,52 \text{ mm}^2$$

Untuk profil baja berselubung beton :

$$c_1 = 0,7$$

$$c_2 = 0,6$$

$$c_3 = 0,2$$

$$f_{my} = f_y + c_1 \cdot f_{yr} \frac{Ar}{A_s} + c_2 \cdot f_c' \frac{A_{cn}}{A_s}$$

$$f_{my} = 250 + 0,7 \cdot 250 \cdot \frac{1519,76}{126,28} + 0,6 \cdot 25 \cdot \frac{2358,52}{126,28}$$

$$= 550,372 \text{ MPa}$$

$$Ec = 0,041 \cdot Wc^{1,5} \sqrt{f_c'} = 0,041 \cdot (2400)^{1,5} \sqrt{25}$$

$$= 24102,97 \text{ Mpa}$$

$$Es = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$Em = E + c_3 \times Ec \times (Acn/As)$$

$$= (2 \cdot 10^5) + 0,2 \cdot (24102,97) \cdot (2358,52/126,28)$$

$$= 290033,918 \text{ Mpa}$$

Jari – jari girasi modifikasi (r_m) :

$$r_m = 0,3 \times b = 0,3 \times 50 = 15 \text{ cm} > iy \text{ (dipakai } r_m\text{)}$$

Kontrol kekakuan portal :

$$G = \frac{\sum \left[\frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[\frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{2(4554/350)}{\left(\frac{39585}{400} + \frac{39585}{400} \right)} = 0,13$$

$G_B = 1$ (ujung kolom dianggap jepit)

Diperoleh : $k_{cx} = 0,67$ (bergoyang)

$$\lambda_x = \frac{k_c L}{rm} = \frac{0,67 \cdot 350}{15} = 15,63$$

Terhadap sumbu y :

Kontrol kekakuan portal :

$$G = \frac{\sum \left[\frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[\frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{2.(5128/350)}{\left(\frac{39585}{475} + \frac{39585}{250} \right)} = 0,106$$

$G_B = 1$ (ujung kolom dianggap jepit)

Diperoleh : $k_c = 0,65$ (bergoyang)

$$\lambda_x = \frac{k_c L}{rm} = \frac{0,65 \cdot 350}{15} = 15,16$$

$\lambda = \lambda_x = 15,63$ cm (Menentukan)

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{fmy}{Em}} = \frac{15,63}{\pi} \sqrt{\frac{550,372}{290033,91}} = 0,2168$$

$\lambda_c < 0,25 \rightarrow$ kolom pendek

$$\omega = 1$$

$$fcr = \frac{fmy}{w} = \frac{550,372}{1} = 550,372 \text{ MPa} = 5503,7 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat nominal kolom komposit :

$$Pn = As \times fcr = 126,28 \times 5503,7 = 695010,328 \text{ kg}$$

Kuat rencana kolom komposit :

$$\varnothing Pn = 0,85 \times 695010,328 = 590758,779 \text{ kg}$$

Syarat :

$$Pu < \varnothing Pn$$

$$217409 < 590758,779 \quad \dots\dots \text{OK}$$

Kuat nominal momen kolom menurut Smith (1996) :

$$M_{nc} = fyZ + \frac{1}{3}(h_2 - 2Cr)Ar.fyr + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{Aw.fy}{1.7 fc'h_1} \right) Aw.fy$$

$$\text{Dimana : } Cr = 40 + 12 + (0,5 \times 22) = 63 \text{ mm} = 6,3 \text{ cm}$$

$$Ar = 4 \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2) = 1519,76 \text{ mm}^2 = 15,19 \text{ cm}^2$$

$$Aw = tw. d = 0,7. 35 = 24,5 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = h_2 = 500 \text{ mm} = 50 \text{ cm}$$

$$Z_x = 1026,515 \text{ cm}^2$$

$$Z_y = 1034,899 \text{ cm}^2$$

$$fy = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$fyr = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$fc' = 25 \text{ MPa} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Momen nominal kolom :

$$M_{nx} = f_y Z_x + \frac{1}{2} (h_2 - 2C_r) A_r f_y r + \left(\frac{h_2}{667} - \frac{A_w f_y}{153117} \right) A_w f_y$$

$$M_{nx} = 2566287,75 + 473421,667 \left(\frac{129,382}{153117} \right) 9,382$$

$$M_{nx} = 4438964,6 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ny} = f_y Z_y + \frac{1}{2} (h_2 - 2C_r) A_r f_y r + \left(\frac{h_2}{129,382} - \frac{A_w f_y}{fc' h l} \right) A_w f_y$$

$$M_{ny} = 2587247,5 + 473421 + 1531 \left(\frac{129,382}{fc' h l} \right) 9,382$$

$$M_{ny} = 4459925,23 \text{ kg.cm}$$

Kontrol interaksi :

$$\frac{P_u}{\phi c.P_n} = \frac{217409}{590578,779} = 0,368128 > 0,2$$

Maka:

$$\frac{P_u}{\phi c.P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right) \leq 1.00$$

$$0,368128 + \frac{8}{9} \left(\frac{1511569}{0,9 \times 4438964,6} + \frac{755113}{0,9 \times 4459925,23} \right) \leq 1,00$$

(OK)

Sambungan pada badan kolom (baut Ø24mm)

Kuat geser :

Kuat geser :

$$\begin{aligned}\text{ØVn} &= \text{Ø} \cdot r_1 \cdot f_{u\text{baut}} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 2 \\ &= 35747,55 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\text{ØRn} &= \text{Ø} \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000 \\ &= 32400 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan :

$$\begin{aligned}\text{Mu} &= M_{\text{badan}} + V_{ux} \cdot e \quad , e \approx 100 \text{ mm} \\ &= 1557828,513 \text{ kgcm} + 4462,61 \cdot 10 \\ &= 1602454,6 \text{ kgcm}\end{aligned}$$

Perkiraan Jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6 M_u}{\mu R_u}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1602454,6}{10 \cdot (0,7 \cdot 1,2 \cdot 32400)}} = 5,94 \approx 8 \text{ buah}$$

Akibat Pu :

$$K_{uv1} = \frac{P_u}{2n} = \frac{98450,98 \text{ kg}}{2 \cdot 8} = 6153,18 \text{ kg}$$

Akibat Vu :

$$K_{uh1} = \frac{V_{ux}}{n} = \frac{4462,61 \text{ kg}}{8} = 557,82 \text{ kg}$$

Akibat Mu :

$$\sum (x^2 + y^2) = 8(5^2) + 8(5^2 + 15^2) = 2200$$

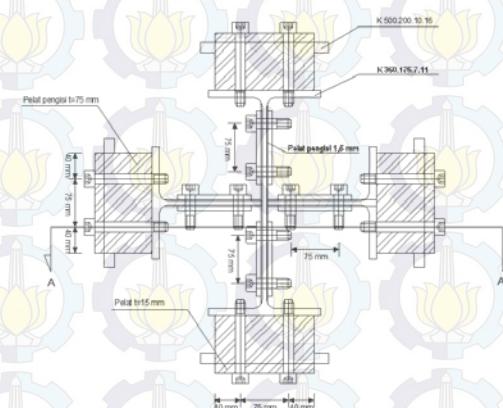
$$K_{uv2} = \frac{Mu \cdot d_{max}}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{1602454,6 \cdot 15}{2200} = 10925,83 \text{ kg}$$

$$K_{uH2} = \frac{Mu \cdot d_{max}}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{1602454,6 \cdot 15}{2200} = 10925,83 \text{ kg}$$

$$K_u \text{ total} = \sqrt{\sum(K_{uv})^2 + \sum(K_{uh})^2}$$

$$= \sqrt{(6153,18 + 10925,83)^2 + (557,82 + 10925,83)^2}$$

$$= 20580,2 \text{ kg} < \emptyset R_n = 32400 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{OK}$$



Gambar 7.5 Sambungan kolom-kolom dengan dimensi berbeda

7.3.2 Sambungan Kolom-kolom dengan dimensi yang sama

Sambungan kolom-kolom dengan dimensi yang sama direncanakan pada lantai 2. Berdasarkan ETABS 13 didapatkan gaya-gaya yang bekerja adalah sebagai berikut :

Tinggi = 350 cm

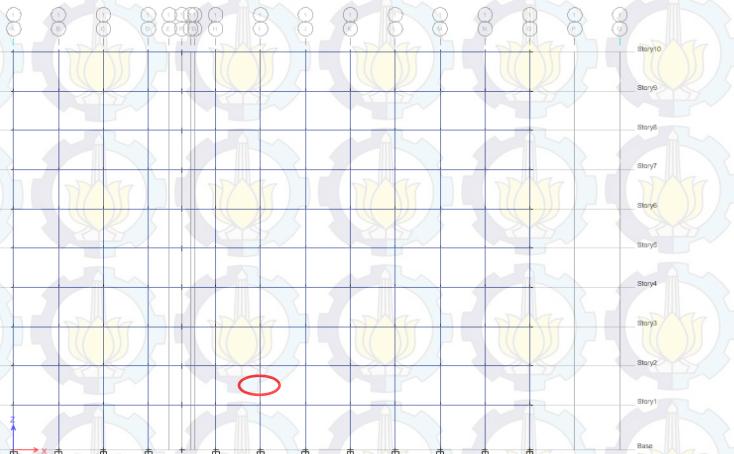
Pu = 417034,07 kg

Vux = 7810,56 kg

$V_{uy} = 16349,56 \text{ kg}$
 Dari SNI 03-1729-2002 ps. 15.5.2 diperoleh :

$$\mu_u = R_y \cdot f_y \cdot Z$$

$R_y = 1,5$ untuk mutu profil baja 41 atau yang lebih kecil diperoleh dari perhitungan kontrol profil kolom.



Gambar 7.6 Sambungan Kolom yang Ditinjau

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 1,5 \cdot 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2435,56 \text{ cm}^3 = 9133350 \text{ Kgcm} \\ M_{uy} &= 1,5 \cdot 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2483,71 \text{ cm}^3 = 9313912,5 \text{ Kgcm} \\ \text{BJ 41 : } &f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &F_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Alat penyambung :

Baut type A490 (tanpa ulir pada bidang geser) :

$$f_u : 150 \text{ ksi} = 150/1 \cdot 70,3 \text{ kg/cm}^2 = 10545 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varnothing 24 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 2,4^2 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Pelat penyambung :

Tebal 15 mm

$$\text{BJ 50} ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 , f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

Pembagian beban aksial untuk K 500 . 200 . 10 . 16 :

$$\begin{aligned} P_{ubadan} &= \frac{Abadan}{A \text{ profil}} \cdot Pu = \frac{1(50-2 \cdot 1,6) \cdot 2}{228,4} \cdot 417034,07 \text{ kg} \\ &= 170903,63 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{usayap} &= Pu - P_{ubadan} = 417034,07 \text{ kg} - 170903,63 \text{ kg} \\ &= 246130,44 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Sambungan arah x**

$$\begin{aligned} M_{ubadan} &= \frac{I_{ubadan}}{I \text{ profil}} \cdot M_{ux} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 1(50-2 \cdot 1,6)^3}{29940} \cdot 9133350 \text{ Kgcm} \\ &= 2605761,2 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{usayap} &= M_{ux} - M_{ubadan} \\ &= 9133350 \text{ Kgcm} - 2605761,2 \text{ kgcm} \\ &= 6527588,772 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

Sambungan pada sayap kolom (pakai baut Ø24 mm)

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_{ubaut} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 1 \\ &= 17873,775 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \varnothing R_n &= \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000 \\ &= 32400 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap :

$$T = \frac{M_{usayap}}{d} = \frac{6527588,772 \text{ kgcm}}{50} = 130551,76 \text{ kg}$$

Total gaya pada sayap :

$$\begin{aligned} P_{u_{\text{total}}} &= T + P_{u_{\text{sayap}}} / 4 \\ &= 130551,76 + (246130,44 \text{ kg} / 4) \\ &= 192084,37 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = P_{u_{\text{total}}} / \varnothing V_n = 192084,37 / 17873,775 = 10,74 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 12 baut agar simetris pembagian bautnya.

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned} S1 &= 1,5db \text{ s/d } (4tp + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S1 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S2 &= 1,25db \text{ s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 30 \text{ s/d } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S2 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= 3db \text{ s/d } 15 tp \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 72 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S = 75 \text{ mm}$

Sambungan pada badan kolom (baut Ø24mm)

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_{u_{\text{baut}}} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 2 \\ &= 35747,55 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\varnothing R_n = \varnothing \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000 \\ = 32400 \text{ kg (menentukan)}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan :

$$\begin{aligned} Mu &= Mu_{\text{badan}} + Vux \cdot e, e \approx 100 \text{ mm} \\ &= 2605761,2 \text{ kgcm} + 7810,56 \cdot 10 \\ &= 2683866,8 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

Perkiraan Jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6 M_u}{\mu R_u}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2683866,8}{10 \cdot (0,7 \cdot 1,2 \cdot 32400)}} = 7,69 \approx 8 \text{ buah}$$

Akibat Pu :

$$K_{uv1} = \frac{Pu}{2n} = \frac{170903,63 \text{ kg}}{2 \cdot 8} = 10681,47 \text{ kg}$$

Akibat Vu :

$$K_{uh1} = \frac{Vux}{n} = \frac{7810,56 \text{ kg}}{8} = 976,32 \text{ kg}$$

Akibat Mu :

$$\sum (x^2 + y^2) = 8 (3,75^2) + 4 (3,75^2 + 11,25^2) = 1200$$

$$K_{uv2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{2683866,8 \cdot 5}{1200} = 11182,7 \text{ kg}$$

$$K_{uh2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{2683866,8 \cdot 15}{1200} = 33548,3 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Ku \text{ total} &= \sqrt{\sum(Kuv)^2 + \sum(Kuh)^2} \\ &= \sqrt{(11182,7 + 10681,47)^2 + (33548,3 + 976,32)^2} \\ &= 40865,55 \text{ kg} > \emptyset R_n = 32400 \text{ kg} \dots \text{NOT OK} \end{aligned}$$

Dicoba dengan 12 baut :

Akibat Pu :

$$K_{uv1} = \frac{Pu}{2n} = \frac{170903,63 \text{ kg}}{2 \cdot 12} = 8545,18 \text{ kg}$$

Akibat Vu :

$$K_{uh1} = \frac{Vux}{n} = \frac{7810,56 \text{ kg}}{12} = 781 \text{ kg}$$

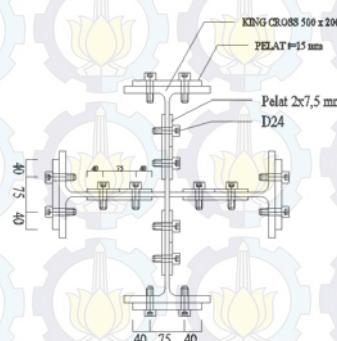
Akibat Mu :

$$\sum (x^2 + y^2) = 12 (3,75^2) + 6 (3,75^2 + 11,25^2 + 18,75^2) = 2250$$

$$K_{uv2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{2683866,8 \cdot 5}{2250} = 5964,15 \text{ kg}$$

$$K_{uH2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{2683866,8 \cdot 20}{2250} = 23856,5 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Ku \text{ total} &= \sqrt{\sum(Kuv)^2 + \sum(Kuh)^2} \\ &= \sqrt{(5964,15 + 8545,18)^2 + (23856,5 + 781)^2} \\ &= 28592,43 \text{ kg} < \emptyset R_n = 32400 \text{ kg} \dots \text{OK} \end{aligned}$$



Gambar 7.7 Sambungan Kolom dimensi yang sama

- **Sambungan arah y**

$$\text{Mu}_{\text{badan}} = \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} \cdot \text{Muy} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot (50 - 2 \cdot 1,6)^3}{52189} \cdot 9313912,5 \text{ Kgcm}$$

$$= 1494883,81 \text{ kgcm}$$

$$\text{Mu}_{\text{sayap}} = \text{Muy} - \text{Mu}_{\text{badan}}$$

$$= 9313912,5 \text{ Kgcm} - 1494883,81 \text{ kgcm}$$

$$= 7638466,19 \text{ kgcm}$$

Sambungan pada sayap kolom (pakai baut Ø24 mm)

Kuat geser :

$$\text{ØVn} = \text{Ø} \cdot r_1 \cdot f_{\text{ubaut}} \cdot A_b \cdot m$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 1$$

$$= 17873,775 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu :

$$\text{ØRn} = \text{Ø} \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000$$

$$= 32400 \text{ kg}$$

Gaya kopel pada sayap :

$$T = \frac{\text{Mu sayap}}{d} = \frac{7638466,19 \text{ kgcm}}{50} = 152769,324 \text{ kg}$$

Total gaya pada sayap :

$$\text{Pu}_{\text{total}} = T + \text{Pu}_{\text{sayap}} / 4$$

$$= 152769,324 + (246130,44 \text{ kg} / 4)$$

$$= 214301,9 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = P_{\text{total}} / \bar{\Omega} V_n = 214301,9 / 17873,775 = 11,98 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 12 baut agar simetris pembagian bautnya.

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned} S_1 &= 1,5db \text{ s/d } (4tp + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S_1 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S_2 &= 1,25db \text{ s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 30 \text{ s/d } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S_2 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= 3db \text{ s/d } 15 tp \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 72 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S = 75 \text{ mm}$

Sambungan pada badan kolom (baut Ø24mm)

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \bar{\Omega} V_n &= \bar{\Omega} \cdot r_1 \cdot f_{u,baut} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 2 \\ &= 35747,55 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \bar{\Omega} R_n &= \bar{\Omega} \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000 \\ &= 32400 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan :

$$\begin{aligned} Mu &= M_{u,\text{badan}} + V_{uy} \cdot e \quad , e \approx 100 \text{ mm} \\ &= 1494883,81 \text{ kgcm} + 16349,56 \cdot 10 \\ &= 1658379,41 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

Perkiraan Jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6 M_u}{\mu R_u}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1658379,41}{10 \cdot (0,7 \cdot 1,2 \cdot 32400)}} = 6,05 \approx 8 \text{ buah}$$

Akibat Pu :

$$K_{uv1} = \frac{P_u}{2n} = \frac{214301,9 \text{ kg}}{2 \cdot 8} = 13393,86 \text{ kg}$$

Akibat Vu :

$$K_{uh1} = \frac{V_{uy}}{n} = \frac{16349,56 \text{ kg}}{8} = 2046,38 \text{ kg}$$

Akibat Mu :

$$\sum (x^2 + y^2) = 8(3,75^2) + 4(3,75^2 + 11,25^2) = 1200$$

$$K_{uv2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{1658379,41 \cdot 5}{1200} = 6909,9 \text{ kg}$$

$$K_{uh2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{1658379,41 \cdot 15}{1200} = 20729,7 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Ku total} &= \sqrt{\sum(Kuv)^2 + \sum(Kuh)^2} \\ &= \sqrt{(13393,86 + 6909,9)^2 + (2046,38 + 20729,7)^2} \\ &= 30512,2 \text{ kg} < \varnothing R_n = 32400 \text{ kg.....OK} \end{aligned}$$

7.4 Sambungan balok induk dengan kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku(*rigid connection*) dimana sambungan memikul beban geser Pu dan momen Mu. Penerimaan beban dianggap sebagai berikut :

- Beban Pu diteruskan oleh sambungan pada badan secara tegak lurus ke flens kolom
- Beban momen Mu diteruskan oleh sayap balok dengan baja T ke flens kolom

Gaya yang bekerja pada sambungan diambil dari gaya pada balok induk yaitu :

$$V_u = 18771 \text{ kg}$$

Sambungan kaku yang merupakan bagian dari sistem rangka pemikul beban gempa mempunyai kuat lentur Mu yang besarnya paling tidak sama dengan :

$$\begin{aligned} Mu &= 1,1.R_y.M_p_{\text{balok}} \\ &= 1,1.1,5. 2500 \text{ kg/cm}^2 . 522 \text{ cm}^3 \\ &= 2153250 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Gaya geser terfaktor V pada sambungan kaku harus diambil berdasarkan beban kombinasi ditambah gaya geser yang berasal dari Mu diatas, sehingga besarnya :

$$V_{u\text{tambahan}} = \frac{2153250 + 2153250}{250} = 17226 \text{ kg}$$

$$V_{\text{utotal}} = 18771 \text{ kg} + 17226 \text{ kg} = 35997 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada badan balok
Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 24 mm ($A_g = 4,52 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

$$\Phi.V_n = \Phi.(r_1 f_{ub}). m . A_b$$

$$= 0,75.(0,5. 8250). 2. 4,52$$

$$= 27967,5 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut

$$\Phi.R_n = \Phi . 2,4.db.tp.f_u$$

$$= 0,75.2.4.2.4.1. 4100$$

$$= 19483,2 \text{ kg (menentukan !)}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{35997}{19483,2} = 1,81$$

maka, dipasang 2 buah.

- Sambungan geser pada sayap kolom

Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 24 mm ($A_g = 4,52 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot (r_1 f_{ub}) \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot (0,5 \cdot 8250) \cdot 1 \cdot 4,52 \\ &= 13995,8 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\Phi \cdot R_n &= \Phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1 \cdot 4100 \\ &= 19483,2 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{35997}{13995,8} = 2,57$$

dipasang 4 (satu sisi dua baut)

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned}S_1 &= 1,5d_b \text{ s/d } (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}\end{aligned}$$

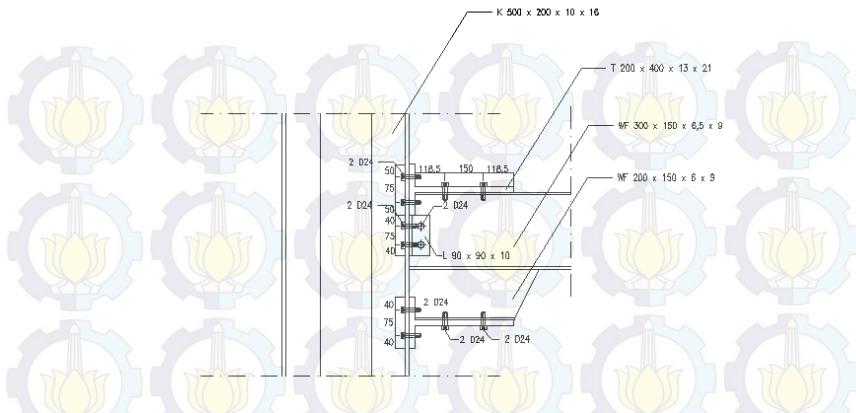
Dipakai $S_1 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}S_2 &= 1,25d_b \text{ s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 30 \text{ s/d } 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai $S_2 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}S &= 3d_b \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 72 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai $S = 75 \text{ mm}$



Gambar 7.8 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

- Kontrol siku penyambung
Siku direncanakan menggunakan $L\ 90 \times 90 \times 10$, BJ 41 dengan $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$.
 $\text{Ølubang} = 24 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$ (lubang dibuat dengan bor)
 $= 25,5 \text{ mm}$
 $\text{Anv} = \text{Lnv.t}$
 $= (L - n \cdot \text{Ølubang}) \cdot t$
 $= (15,5 - 2 \cdot 2,55) \cdot 1$
 $= 10,4 \text{ cm}^2$
Siku ditinjau satu sisi sehingga gaya :
 $= \frac{1}{2} \cdot V_u$
 $= 17998,5 \text{ kg}$
 $\Phi P_n = \Phi \cdot (0,6 \cdot f_u \cdot \text{Anv})$
 $= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 4100 \cdot 10,4$
 $= 23025 \text{ kg} > 17998,5 \text{ kg}$
- Sambungan pada sayap profil T dengan sayap kolom
Direncanakan menggunakan baut $\text{Ø}25 \text{ mm}$, dengan data – data:
 $\text{Ølubang} = 25 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$ (lubang dibut dengan bor)
 $= 26,5 \text{ mm}$

$$Ab = 4,9 \text{ cm}^2$$

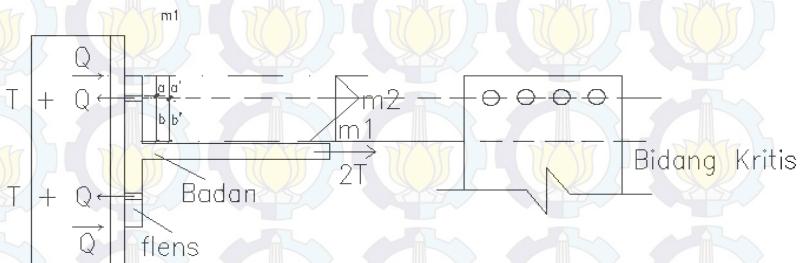
Mutu baja profil BJ 41 ($fu = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Mutu baut A490 ($fu = 10545 \text{ kg/cm}^2$)

Akibat gaya M_u , profil T akan mendapat gaya tarik sebesar :

$$2T = \frac{Mu}{d_{balok}}$$

$$T = \frac{2153250}{2.30} = 35887,5 \text{ kg}$$



Gambar 7.9 Gaya – Gaya yang Bekerja pada Profil T

B = Kekuatan rencana baut

$$= \Phi \cdot R_n$$

$$= 0,75 \cdot f_{ub} \cdot (0,5 \cdot Ab) \cdot n$$

$$= 0,75 \cdot 10545 \cdot 0,5 \cdot 4,9 \cdot 2$$

$$= 38752,875 \text{ kg}$$

Syarat, $B > T$

$38752,875 \text{ kg} > 35887,5 \text{ kg}$ (memenuhi syarat)

Karena pada pemasangan baut , d_{balok} tidak mencukupi, maka akan ditambah potongan profil baja dibawah balok induk. Dalam hal ini dipasang profil WF 200x150x6x9.

$$\text{Maka, } T = \frac{2153250}{2(30+20)} = 21532,5 \text{ kg}$$

Syarat , $B > T$

$$38752,875 \text{ kg} > 21532,5 \text{ kg.}$$

Jadi dengan penambahan balok WF dibawah balok utama, rencana kekuatan sambungan masih memenuhi syarat.

- Perhitungan sayap kolom dengan profil T
Perhitungan tebal sayap T yang diperlukan :
Direncanakan memakai profil T 200 x 400 x 13 x 21
 $r = 22 \text{ mm}$
 $a = 50 \text{ mm}$ (direncanakan)

$$b = \frac{200 - 10}{2} - (50) = 45 \text{ mm}$$

Menurut Kulak, Fisher dan Shrink : $a \leq 1,25 b$
 $50 < 1,25 \cdot 45 = 56,25 \text{ mm.(OK)}$

Koreksi untuk a dan b

$$a' = a + \frac{1}{2} \cdot \varnothing_{\text{baut}} = 50 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 62,5 \text{ mm}$$

$$b' = b - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_{\text{baut}} = 45 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 32,5 \text{ mm}$$

$$\beta = \left(\frac{B}{T} - 1 \right) \frac{a'}{b'} = \left(\frac{38752,875}{30760,71} - 1 \right) \frac{62,5}{32,5} = 0,49 < 1$$

$$\delta = \left(\frac{w - \sum d'}{w} \right) = \frac{200 - 2 \cdot 26,5}{200} = 0,753$$

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left(\frac{\beta}{1 - \beta} \right) = \frac{1}{0,753} \left(\frac{0,49}{1 - 0,49} \right) = 1,27 > 1, \text{ dipakai}$$

Nilai $\alpha = 1$

$$Q = T \left(\frac{\alpha \delta}{1 + \alpha \delta} \right) \left(\frac{b'}{a'} \right) = 30760,71 \left(\frac{1,0753}{1 + 1,0753} \right) \left(\frac{32,5}{62,5} \right)$$

$$= 6870,88 \text{ Kg}$$

Gaya yang terjadi pada baut :

$$B \geq (T + Q)$$

$$38752,875 \text{ kg} \geq (30760,71 + 6870,88)$$

38752,875 kg > 37631,59 kg

Maka tebal perlu sayap profil T

$$tf \geq \sqrt{\frac{4.T.b'}{\varphi.w.fy.(1+\alpha\delta)}}$$

$$tf \geq \sqrt{\frac{4.30760,71.3,25}{0,9.20.4100.(1+1,0,753)}}$$

$$tf \geq 1,75 \text{ cm} = 17,5 \text{ mm}$$

Sehingga, tf pada profil T 200 x 400 x 13 x 21 dapat dipakai.

- Sambungan pada badan profil T dengan sayap balok
Kontrol Kekuatan Baut
Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Mutu profil BJ41 ($fu = 4100 \text{ Kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu Øbaut 25mm ($Ag = 4,9 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($fu = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

$$\Phi.Vn = \Phi.(r_1 f_{ub}).m . Ab$$

$$= 0,75.(0,5 . 8250) . 1 . 4,9$$

$$= 15159,375 \text{ kg} \text{ (menentukan)}$$

Kuat tumpu baut

$$\Phi.Rn = \Phi . 2,4 . db . tp . fu$$

$$= 0,75.2,4.2,5. 1,1. 4100$$

$$= 20295 \text{ kg}$$

$$n = \frac{T}{\phi Vn} = \frac{30760,71}{15159,375} = 2,03, \text{ dipasang 4 buah (2 sisi)}$$

- Kekuatan badan profil T

Dipakai baut Ø25 mm, BJ 41 dengan $fy = 2500 \text{ Kg/cm}^2$
dan $fu = 4100 \text{ Kg/cm}^2$

$$Ag = B . tw$$

$$= 40 . 1,3$$

$$\begin{aligned}
 &= 52 \text{ cm}^2 \\
 An &= Ag - (\Sigma d' \cdot tw) \\
 &= 52 - (2,265 \cdot 1,3) \\
 &= 45,11 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Terhadap leleh

$$T \leq 0,9 \cdot Ag \cdot fy$$

$$30760,71 \text{ kg} \leq 0,9 \cdot 52 \cdot 2500$$

$$30760,71 \text{ kg} \leq 117000 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Terhadap patah

$$T \leq 0,75 \cdot An \cdot fu$$

$$30760,71 \text{ kg} \leq 0,75 \cdot 45,11 \cdot 4100$$

$$30760,71 \text{ kg} \leq 138713,25 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

7.5 Sambungan kolom dengan base plate

Perencanaan *base plate* dibawah ini menggunakan *fixed plate* dari katalog PT.Gunung Garuda untuk profil K500 x 200 x 10 x 16 dengan data – data sebagai berikut :

- No.Part = BMK-13
- H = 80 cm
- B = 80 cm
- $t_p = 46 \text{ mm} = 4,6 \text{ cm}$

Dari hasil analisis ETABS 13 didapat gaya yang bekerja pada kolom lantai dasar adalah :

$$Pu = 479391,45 \text{ kg}$$

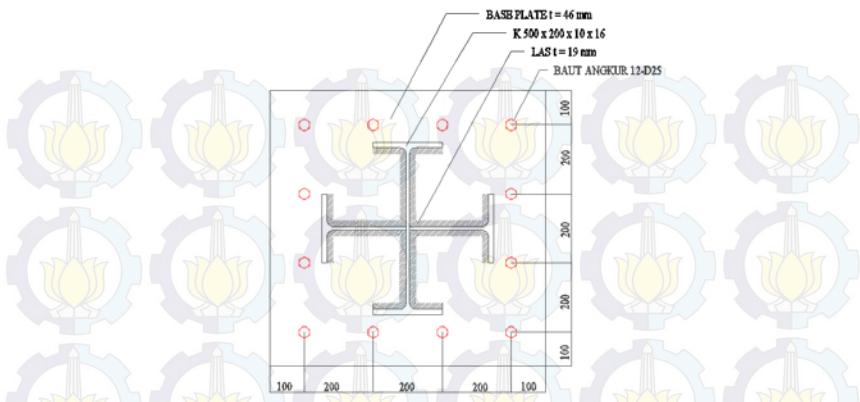
$$Vu = 12427,32 \text{ kg}$$

$$\frac{Pu}{\varphi Pn_{kolom}} = \frac{479391,45}{1094525,1} = 0,437 > 0,2$$

$$\text{Untuk } \frac{Pu}{\varphi Pn} > 0,2 \Rightarrow \frac{Pu}{\varphi Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{\varphi Mnx} + \frac{Muy}{\varphi Mny} \right) \leq 1$$

$$0,437 + \frac{8}{9} \left(\frac{Mux}{0,85 \cdot 10665641,8} + 0 \right) = 1,0$$

$$Mux = 5742048 \text{ kg.cm}$$



Gambar 7.10 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

- Sambungan Las pada End Plate

Direncanakan las dengan $t_e = 1,7$ cm pada daerah yang diarsir pada profil K 500 x 200 x 10 x 16 sehingga didapat :

$$A_{\text{las}} = \{(2.45,8) + (2.46,8) + (4.20)\} \cdot 1,7 = 530,4 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 2.45,8^3 + \frac{1}{12} \cdot 20.2^3 + 20.2.22,9^2 \right) \right] + \left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 46,8.2^3 + \frac{1}{12} \cdot 2.20^3 + 2.20.10^2 \right) \right]$$

$$= 84732,504 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 2.45,8^3 + \frac{1}{12} \cdot 20.2^3 + 2.20.22,9^2 \right) \right] + \left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 46,8.2^3 + \frac{1}{12} \cdot 2.20^3 + 2.20.10^2 \right) \right]$$

$$= 84732,504 \text{ c}$$

$$W_x = \frac{I_x}{y} = \frac{84732,504}{22,9} = 3700,11 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_y}{x} = \frac{84732,504}{23,4} = 3621,05 \text{ cm}^3$$

$$f_{u_{\text{las}}} = \varphi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3,1$$

$$= 2214,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Akibat Pu,

$$f_p = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{Wx} = \frac{479391}{530,4} + \frac{5742048}{3700,1} \\ = 2455,69 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban Vu,

$$f_v = \frac{Vu}{A} + \frac{Mx}{Wy} = \frac{12427,32}{530,4} + \frac{5742048}{3621,05} \\ = 1609,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_p^2 + f_v^2} = \sqrt{2455,69^2 + 1609,17^2} \\ = 2935,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{2935,95}{2214,45} = 1,32 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,32}{0,707} = 1,86 \text{ cm}(a_{min})$$

Syarat – syarat tebal kaki las

Tebal minimum = $t_{plat} = 46 \text{ mm}$

$$a_{eff\ max} = 1,41 \cdot \frac{fu}{f_{E70xx}} \cdot tp = 1,41 \cdot \frac{4100}{70.70,3} \cdot 4,6 = 5,4 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 19 \text{ mm}$

Perhitungan Base Plate

$$d = 800 \text{ mm}$$

Direncanakan diameter baut : 25 mm

$$h' \geq we + c1$$

$$we = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \cdot db = 2 \cdot 2,5 = 5 \text{ cm}$$

$$c1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \cdot db = 4,8 \text{ cm}$$

$$= \text{dipakai } c1 = 5 \text{ cm}$$

$$h' \geq 6 + 5 = 11 \text{ cm}, \text{ dipakai } h' = 12 \text{ cm}$$

$$H = d - 2.h' = 800 - 2.120 = 560 \text{ mm} = 56 \text{ cm}$$

$$h = 56 - we = 56 - 6 = 50 \text{ cm}$$

Dimensi beton :

Panjang : 800 cm

Lebar : 800 cm

$$F_{cu} = 0,85.f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,85.250 \cdot \sqrt{\frac{80.80}{70.70}} = 277,55$$

$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{Pu(2h - H) + 2Mu}{0,6.f_{cu}.B}}$$

$$= 50 - \sqrt{50^2 - \frac{479391(2.50 - 80) + 2.5742048}{0,6.277,55.80}} \\ = 19,69 \text{ cm}$$

$$Tu = (0,6.f'cu.B.a) - Pu$$

$$= (0,6.277,55.80.19,69) - 479391$$

$$= 45342 \text{ Kg}$$

$$t \geq 2,108 \sqrt{\frac{Tu(h' - we)}{f_y.B}}$$

$$\geq 2,108 \sqrt{\frac{45342(12 - 6)}{2500.80}}$$

$$\geq 2,46 \text{ cm} \approx 3 \text{ cm}$$

Maka base plate ukuran $80 \times 80 \text{ cm}^2$ dengan $t = 4,6 \text{ cm}$
dapat digunakan sebagai alas kolom K $500 \times 200 \times 10 \times 16$.

Perhitungan Baut Angkur

Dipakai baut angkur Ø20mm dengan $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$

$$\varphi R_n = 0,75.f_{ub}(0,5 \cdot Ab)$$

$$= 0,75.8250.(0,5 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2^2)$$

$$= 9714,37 \text{ kg}$$

$$\varphi R_n \geq \frac{2Tu + Cv.Vu}{n}; \text{ dimana } Cv = 1,25$$

$$9714,37 \geq \frac{2.45342 + 1,25.12427,32}{n}$$

$n = 10,9$ maka, dipasang 12 buah baut angkur.

Panjang Baut Angkur

$$L \geq \left[\frac{2V + (4V^2 + 6d.f_c(M + V.5cm))^{1/2}}{d.f_c} \right]$$

$$L \geq \left[\frac{2.12427,32 + (4.12427,32^2 + 6.80.250(5742048 + 12427,32.5))^{1/2}}{80.250} \right]$$

$$L \geq 42,98 \text{ cm} \rightarrow \text{ambil } L = 50 \text{ cm}$$

BAB VII

PERENCANAAN SAMBUNGAN

7.1 Sambungan balok anak dengan balok induk

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.

7.1.1 Perencanaan Konsol pada Balok Induk

Dari analisis struktur sekunder didapatkan :

$$V_u = 34261 \text{ N}$$

Data Perencanaan :

Dimensi Balok Anak 30/40

Dimensi konsol :

$$bw = 300 \text{ mm}$$

$$h = 100 \text{ mm}$$

$$d = 100 - 10 - (0,5 \times 16) = 83,5 \text{ mm}$$

$$fc' = 35 \text{ MPa}$$

$$fy = 400 \text{ MPa}$$

$$a = 75 \text{ mm}$$

$$a/d = 75 / 83,5 = 0,89 < 1 \dots \text{OK}$$

$$V_n = \frac{34261}{0,75} = 45681,33 \text{ N}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, syarat nilai kuat geser

V_n untuk beton normal adalah

$$\begin{aligned} 0,2 \cdot fc' \cdot bw \cdot d &= 0,2 \times 35 \times 300 \times 83,5 \\ &= 158550 \text{ N} > V_n \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5,5 \cdot bw \cdot d &= 5,5 \times 300 \times 83,5 \\ &= 124575 \text{ N} > V_n \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Luas tulangan geser friksi :

konsol beton normal yang dicor monolit maka nilai koefisien gesek $\mu = 1,4$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu}$$

$$= \frac{45681,33}{400 \times 1,4} = 81,57 \text{ mm}^2$$

(SNI 2847:2013 pasal 11.6.4.1)

Luas tulangan lenthal :

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan Nuc minimum.

$$Nuc = 0,2 \cdot V_u = 0,2 \times 34261 = 6852,2 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Mu &= V_u \cdot a + Nuc (h-d) \\ &= (34261 \times 75) + (6852,2 \times (100-83,5)) \end{aligned}$$

$$= 2737453,9 \text{ Nmm}$$

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

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{35}}{400} = 0,0037$$

dipilih yang terbesar = 0,0037

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$$

$$Mu = \frac{2737453,9}{Rn}$$

$$Rn = \frac{0,8 \times 1000 \times dx^2}{0,8 \times 1000 \times 75,5^2} = 0,6 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,6}{400}} \right)$$

$\rho = 0,00126 < \rho_{min} = 0,0037$, maka dipakai $\rho_{min} = 0,0037$

$$Af_1 = \frac{Mu}{0,85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d}$$

$$Af_1 = \frac{2737453,9}{0,85 \cdot 0,65 \cdot 400 \cdot 83,5} = 164,06 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

$$Af_2 = \rho \cdot bw \cdot d$$

$$= 0,0037 \times 300 \times 83,5 = 79,275 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai $Af = 164,06 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok As :

$$An = \frac{Nuc}{\phi \cdot fy} = \frac{6852,2}{0,65 \times 400} = 26,35 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = 0,25 \left(\frac{f'c}{fy} \right) b \cdot d = 0,25 \left(\frac{35}{400} \right) \times 300 \times 83,5 \\ = 79,2 \text{ mm}^2$$

$$As = (Af + An)$$

$$= (164,06 + 26,35)$$

$$= 190,41 \text{ mm}^2 (\text{menentukan})$$

$$As = \left(\frac{2Avf}{3} + An \right)$$

$$As = \left(\frac{2 \times 81,57}{3} + 26,35 \right) = 80,73 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai tulangan 2D13 ($As = 265,33 \text{ mm}^2$)

$$A_h = 0,5(As - An) = 0,5 \times (180,149 - 26,35)$$

$$= 76,89 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2D10 = 157 mm^2

Dipasang sepanjang $(2/3) d = (2/3) \times 83,5 = 55,6 \text{ mm} \approx 60 \text{ mm}$ (vertikal)

Luas pelat landasan :

$$Vu = \phi \cdot (0,85) \cdot fc \cdot Al$$

$$Al = \frac{34261}{0,85 \times 35 \times 0,65} = 1771,7 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan $100 \times 300 \text{ mm}^2 = 30000 \text{ mm}^2$.

7.1.2 Perhitungan Sambungan di Balok Induk

Sistem sambungan antara balok induk dengan balok anak pada perencanaan ini memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

$$db = 22 \text{ mm}$$

$$\text{As perlu} = 402,93 \text{ mm}^2$$

$$\text{As terpasang} = 530,66 \text{ mm}^2$$

Panjang penyaluran dalam kondisi tekan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2 dan 12.3 maka :

Asperlu

$$ld = ldb \frac{\text{As terpasang}}{\text{As perlu}}$$

$$ld \geq 200 \text{ mm}$$

$$ldb \geq 0,043 db fy$$

$$\geq 0,043 \times 13 \times 400 = 223,6$$

$$ldb = \frac{0,24 db \times fy}{\lambda \sqrt{f'c}}$$

$$ldb = \frac{0,24 \times 13 \times 400}{1\sqrt{35}}$$

$$= 210,95 \text{ mm}$$

$$ld = 223,6 \times \frac{402,93}{530,66} = 169,78 \text{ mm}$$

Maka dipakai $ld = 223,6 \text{ mm} \approx 230 \text{ mm}$.

Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$ldh = \frac{0,24 \cdot \Psi_c \cdot \frac{fy}{\lambda} \cdot \sqrt{f'c}}{db}$$

$$ldh = \frac{0,24 \cdot \Psi_c \cdot \frac{fy}{\lambda} \cdot \sqrt{f'c}}{db}$$

$$= \frac{0,24 \cdot \Psi_c \cdot \frac{fy}{\lambda} \cdot \sqrt{f'c}}{db}$$

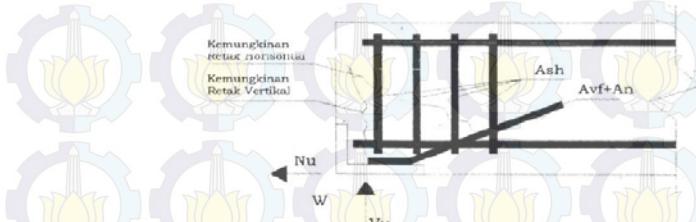
$$= 43,69 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 8 db = 128 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $ldh = 150$ mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam balok induk dengan panjang kait standart 90° sebesar $12 \text{ db} = 12 \times 13 = 156$ mm

7.1.3 Perencanaan Reinforced Concrete Bearing



Gambar 7.1 Rencana Tulangan Balok Anak

Perencanaan penulangan ujung balok induk pada tugas akhir ini didasarkan pada buku PCI DESIGN HANDBOOK (Fifth Edition) section 6.8 yaitu tentang concrete brackets or cobel. Karena dihitung dengan PCI maka satuan yang dipakai adalah :

- Lb atau kips untuk satuan gaya
- In untuk besaran panjang
- Psi untuk f'_c
- Ksi untuk f_y

Prosedur yang digunakan PCI adalah sebagai berikut :

1. Diasumsikan sudut retak adalah vertikal $\theta = 0^\circ$
2. Hitung tulangan horizontal

$$A_t = A_{vf} + A_n = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu} + \frac{N_u}{\phi \cdot f_y}$$

3. Sudut penanaman adalah 15° seperti yang disaranakan pada referensi
4. Nilai $\mu = 1,4$ $\lambda = 1,4 \times 1 = 1,4$
5. Hitung tulangan sengkang

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n)fy}{\mu_e \cdot f_{ys}}$$

$$\text{dimana } \mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{(A_{vf} + A_n)fy}$$

$A_{cr} = Id \cdot b$

$B = \text{lebar balok}$

$Id = \text{panjang penanaman}$

$f_{ys} = \text{mutu baja sengkang } A_{sh}$

6. Nilai $\mu_{\text{recommended}} = 1,4$ sedangkan $\lambda \mu_e \text{ max} = 3,4$

Perhitungan



Gambar 7.2 Pembebanan Balok Anak

$$Vu = 34261 \text{ N} = 6,22 \text{ kips}$$

$$Nu = 0,2 \times Vu = 0,2 \times 6,22 \text{ kips} = 1,25 \text{ kips}$$

$$fy = 400 \text{ Mpa} = 57970 \text{ Psi}$$

$$fc' = 35 \text{ Mpa} = 5072,375 \text{ Psi}$$

Dimensi balok anak sebelum komposit 30/26 cm

Sehingga $h = 26 \text{ cm} = 10,17 \text{ in}$

Dipakai pelat landasan : $b = 30 \text{ cm} = 11,74 \text{ in}$

$$w = 10 \text{ cm} = 3,91 \text{ in}$$

$$A_{cr} = b \cdot h = 11,74 \times 10,17 = 119,51 \text{ in}^2$$

Cek $V_{n \text{ max}}$ dari PCI Design Handbook 5th edition section 6.8 :

$$1000 \lambda^2 A_{cr} = 1000 (1,0)^2 (119,51)/1000 = 119,51 \text{ kips}$$

$$\text{Max } V_u = 0,85 (119,51) = 101,58 \text{ kips} > V_u = 6,22 \text{ kips} \dots \dots \text{OK}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{V_u} = \frac{1000 \times 1 \times 119,51 \times 1,4}{6,22 \cdot 1000} = 26,89 > 3,4$$

dipakai 3,4.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu_e} = \frac{6,22 \times 1000}{0,85 \times 57970 \times 3,4} = 0,037 \text{ in}^2$$

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{1,25 \times 1000}{0,75 \times 57970} = 0,028 \text{ in}^2$$

$$A_{vf} + A_n = 0,037 + 0,028 = 0,066 \text{ in}^2 = 42,79 \text{ mm}^2$$

Dipakai 2D10 = 78,5 mm²

Dipakai Id = 12 in ≈ 35 cm

$$A_{cr} = Id \cdot b = 12 \cdot 11,74 = 140,91 \text{ in}^2$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{(A_{vf} + A_n) f_y}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 119,51 \cdot 1,4}{0,066 \times 57970} = 43,73 > 3,4$$

Dipakai $\mu_e = 3,4$

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{\mu_e \cdot f_{ys}} = \frac{0,066 \times 57970}{3,4 \times 57970} = 0,019 \text{ in}^2$$

Dipakai 4D12 = 452,389 mm² = 0,701 in²

7.2 Sambungan Balok dengan Pelat

Untuk memperkuat sambungan pelat dengan balok, maka pada bagian tepi pelat akan diberikan lebihan tulangan (panjang penyaluran) yang nantinya akan dicor bersamaan dengan pengcoran topping.

Panjang penyaluran bisa dipasang pada satu arah maupun dua arah tergantung bagaimana pelat direncanakan. Jika direncanakan sebagai pelat dua arah, maka panjang penyaluran

dipasang pada dua arah tetapi jika pelat direncanakan sebagai pelat satu arah, maka panjang penyaluran hanya dipasang pada satu arah saja.

7.2.1 Perencanaan Sambungan Pelat type 4 x 4,75 m²

$$db = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Arah x - As perlu} & = 425,21 \text{ mm}^2 \\ \text{- As terpasang} & = 523 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Arah y - As perlu} & = 388,24 \text{ mm}^2 \\ \text{- As terpasang} & = 523 \text{ mm}^2 \end{array}$$

Penyaluran Arah X :

- Kondisi tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$ld = \left(\frac{fy\Psi_t\Psi_e}{1,7\lambda\sqrt{f'_c}} \right) db$$

$$ld = \left(\frac{400 \times 1,3 \times 1}{1,7 \times 1 \times \sqrt{35}} \right) \times 10 = 517,03 \text{ mm}$$

ld > 300 mm OK

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik ld = 517,03 mm ≈ 520 mm

- Kondisi tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.2 dan 12.3 maka :

$$ld = ldb \frac{\text{Asperlu}}{\text{Astterpasang}}$$

$$ld \geq 200 \text{ mm}$$

$$ldb \geq 0,043 db fy$$

$$\geq 0,043 \times 10 \times 400 = 172 \text{ mm}$$

$$0,24 db \times fy$$

$$ldb = \frac{\lambda\sqrt{f'_c}}{0,24 \times 10 \times 400}$$

$$ldb = \frac{1\sqrt{35}}{162,27 \text{ mm}}$$

$$ld = 172 \times \frac{425,21}{523} = 139,839 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

Maka dipakai $ld = 200 \text{ mm}$.

Penyaluran Arah Y :

- Kondisi tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$ld = \left(\frac{fy\Psi_t\Psi_e}{1,7\lambda\sqrt{f'_c}} \right) db$$

$$ld = \left(\frac{400 \times 1,3 \times 1}{1,7 \times 1 \times \sqrt{35}} \right) \times 10 = 517,03 \text{ mm}$$

$ld > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik $ld = 517,03 \text{ mm} \approx 520 \text{ mm}$

- Kondisi tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.2 dan 12.3 maka :

$$ld = ldb \frac{\text{Asperlu}}{\text{Asterpasang}}$$

$$ld \geq 200 \text{ mm}$$

$$ldb \geq 0,043 db fy$$

$$\geq 0,043 \times 10 \times 400 = 172 \text{ mm}$$

$$ldb = \frac{0,24 db \times fy}{\lambda\sqrt{f'_c}}$$

$$ldb = \frac{0,24 \times 10 \times 400}{1\sqrt{35}}$$

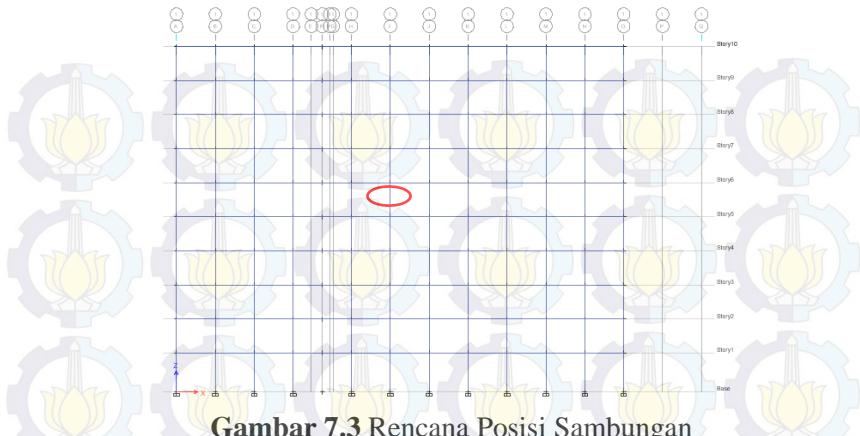
$$= 162,27 \text{ mm}$$

$$ld = 172 \times \frac{388,24}{523} = 127,68 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$$

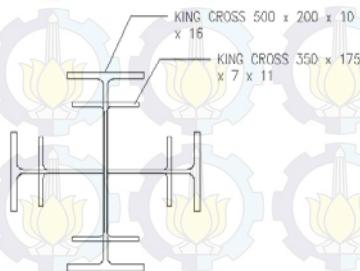
Maka dipakai $ld = 200 \text{ mm}$.

7.3 Sambungan kolom dengan kolom

7.3.1 Sambungan Kolom-Kolom dengan dimensi yang berbeda



Gambar 7.3 Rencana Posisi Sambungan



Gambar 7.4 Profil Kolom Kingcross pada sambungan yang ditinjau

Sambungan kolom dengan kolom yang direncanakan pada lantai 6. Berdasarkan ETABS 13 didapatkan gaya-gaya yang bekerja adalah sebagai berikut :

$$\text{Tinggi} = 350 \text{ cm}$$

$$P = 217409,07 \text{ kg}$$

$$V_{ux} = 4462,61 \text{ kg}$$

$$V_{uy} = 8673,83 \text{ kg}$$

Dari SNI 03-1729-2002 ps. 15.5.2 diperoleh :

$$M_u = R_y \cdot f_y \cdot Z$$

$R_y = 1,5$ untuk mutu profil baja 41 atau yang lebih kecil diperoleh dari perhitungan kontrol profil kolom.

K 500 . 200 . 10 . 16

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 1,5 \cdot 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2435,56 \text{ cm}^3 = 9133350 \text{ Kgcm} \\ M_{uy} &= 1,5 \cdot 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2483,71 \text{ cm}^3 = 9313912,5 \text{ Kgcm} \end{aligned}$$

K 350 . 175 . 7 . 11

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 1,5 \cdot 2500 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 1026,51 \text{ cm}^3 = 3849431,25 \text{ Kgcm} \\ M_{uy} &= 1,5 \cdot 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1034,89 \text{ cm}^3 = 3880872,188 \text{ Kgcm} \end{aligned}$$

BJ 41 : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
 $F_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Alat penyambung :

Baut type A490 (tanpa ulir pada bidang geser) :

$$f_u : 150 \text{ ksi} = 150/1 \cdot 70,3 \text{ kg/cm}^2 = 10545 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varnothing 24 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 2,4^2 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Pelat penyambung :

Tebal 15 mm

Pelat pengisi :

Sayap : Tebal 62,5 mm , Badan : Tebal 1,5 mm

$$BJ 50 ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 , f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

Pembagian beban aksial untuk K 500 . 200 . 10 . 16 :

$$\begin{aligned} P_{ubadan} &= \frac{Abadan}{A \text{ profil}} \cdot P_u = \frac{1(50-2 \cdot 1,6) \cdot 2}{228,4} \cdot 217409,07 \text{ kg} \\ &= 89095,84 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{usayap} &= P_u - P_{ubadan} = 217409,07 \text{ kg} - 89095,84 \text{ kg} \\ &= 128313,234 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pembagian beban aksial untuk K 350 . 175 . 7 . 11 :

$$\begin{aligned}
 P_{\text{badan}} &= \frac{Abadan}{A \text{ profil}} \cdot Pu = \frac{0,7(35-2,1,1,2)}{126,28} \cdot 217409,07 \text{ kg} \\
 &= 79057,84 \text{ kg} \\
 P_{\text{sayap}} &= Pu - P_{\text{badan}} = 217409,07 \text{ kg} - 79057,84 \text{ kg} \\
 &= 138351,226 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- **Sambungan arah x**

Pembagian momen untuk K 500 . 200 . 10 . 16 :

$$\begin{aligned}
 M_{\text{badan}} &= \frac{I_{\text{badan}}}{I \text{ profil}} \cdot M_{\text{ux}} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 1 (50-2,1,6)^3}{29940} \cdot 9133350 \text{ Kgcm} \\
 &= 2605761,2 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{sayap}} &= M_{\text{ux}} - M_{\text{badan}} \\
 &= 9133350 \text{ Kgcm} - 2605761,2 \text{ kgcm} \\
 &= 6527588,772 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

Sambungan pada sayap kolom (pakai baut Ø24 mm)

Kuat geser :

$$\begin{aligned}
 \text{ØVn} &= \text{Ø} \cdot r_1 \cdot f_{\text{ubaut}} \cdot A_b \cdot m \\
 &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 1 \\
 &= 17873,775 \text{ kg} \text{ (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}
 \text{ØRn} &= \text{Ø} \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\
 &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000 \\
 &= 32400 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap :

$$T = \frac{M_{\text{u sayap}}}{d} = \frac{6527588,772 \text{ kgcm}}{50} = 130551,76 \text{ kg}$$

Total gaya pada sayap :

$$\begin{aligned}
 P_{u_{\text{total}}} &= T + P_{u_{\text{sayap}}} / 4 \\
 &= 130551,76 + (128313,234 \text{ kg} / 4) \\
 &= 162630,0685 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 n = P_{u_{\text{total}}} / \varnothing V_n &= 162630,0685 / 17873,775 = 9,09 \approx 10 \text{ buah} \\
 \text{Dipasang } 10 \text{ baut agar simetris pembagian bautnya.}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned}
 S1 &= 1,5 \text{db s/d } (4 \text{tp} + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 &= 36 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai $S1 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 S2 &= 1,25 \text{db s/d } 12 \text{tp atau } 150 \text{ mm} \\
 &= 30 \text{ s/d } 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai $S2 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 S &= 3 \text{db s/d } 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm} \\
 &= 72 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai $S = 75 \text{ mm}$

Sambungan pada badan kolom (baut Ø24mm)

Kuat geser :

Kuat geser :

$$\begin{aligned}
 \varnothing V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_{u_{\text{baut}}} \cdot A_b \cdot m \\
 &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 2 \\
 &= 35747,55 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\text{ØRn} &= \text{Ø} \cdot 2,4 \cdot \text{db} \cdot \text{tp} \cdot \text{fu} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000 \\ &= 32400 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan :

$$\begin{aligned}\text{Mu} &= \text{Mu}_{\text{badan}} + \text{Vux} \cdot e \quad , e \approx 100 \text{ mm} \\ &= 2605761,2 \text{ kgcm} + 4462,61 \cdot 10 \\ &= 2650387,3 \text{ kgcm}\end{aligned}$$

Perkiraan Jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6 M_u}{\mu R_u}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2650387,3}{10 \cdot (0,7 \cdot 1,2 \cdot 32400)}} = 7,64 \approx 8 \text{ buah}$$

Akibat Pu :

$$K_{uv1} = \frac{Pu}{2n} = \frac{89095,84 \text{ kg}}{2 \cdot 8} = 5568,49 \text{ kg}$$

Akibat Vu :

$$K_{uh1} = \frac{Vux}{n} = \frac{4462,61 \text{ kg}}{8} = 557,82 \text{ kg}$$

Akibat Mu :

$$\sum (x^2 + y^2) = 10 (5^2) + 6 (10^2 + 20^2) = 3250$$

$$K_{uv2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{2650387,3 \cdot 20}{3250} = 11938,68 \text{ kg}$$

$$K_{uh2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{2650387,3 \cdot 20}{3250} = 11938,68 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\text{Ku total} &= \sqrt{\sum(Kuv)^2 + \sum(Kuh)^2} \\ &= \sqrt{(5568,49 + 11938,68)^2 + (557,82 + 11938,68)^2} \\ &= 27625,5 \text{ kg} < \text{ØRn} = 32400 \text{ kg.....OK}\end{aligned}$$

Pembagian momen untuk kolom K 350 . 175 . 7 . 11

$$\begin{aligned} \text{Mu}_{\text{badan}} &= \frac{\text{Ibadan}}{\text{I profil}} \cdot \text{Mux} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 0,7 \cdot (35 - 2 \cdot 1,1)^3}{4554} \cdot 3849431,25 \text{ Kgcm} \\ &= 1739970 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu}_{\text{sayap}} &= \text{Mux} - \text{Mu}_{\text{badan}} \\ &= 3849431,25 \text{ Kgcm} - 1739970 \text{ kgcm} \\ &= 2109461,2 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

Sambungan pada sayap kolom (pakai baut Ø24 mm)

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \text{ØVn} &= \text{Ø} \cdot r_1 \cdot f_{\text{baut}} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 1 \\ &= 17873,775 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \text{ØRn} &= \text{Ø} \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000 \\ &= 32400 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap :

$$T = \frac{\text{Mu sayap}}{d} = \frac{2109461,2 \text{ kgcm}}{35} = 60270,32 \text{ kg}$$

Total gaya pada sayap :

$$\begin{aligned} P_{\text{total}} &= T + P_{\text{sayap}} / 4 \\ &= 60270,32 + (138351,226 \text{ kg} / 4) \\ &= 94585,07 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$\begin{aligned} n &= P_{\text{total}} / \text{ØVn} = 94585,07 / 17873,775 = 5,3 \approx 8 \text{ buah} \\ \text{Dipasang } 8 \text{ baut agar simetris pembagian bautnya.} \end{aligned}$$

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned} S1 &= 1,5 \text{db s/d } (4\text{tp} + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S1 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S2 &= 1,25 \text{db s/d } 12\text{tp} \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 30 \text{ s/d } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S2 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= 3 \text{db s/d } 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm} \\ &= 72 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S = 75 \text{ mm}$

Sambungan pada badan kolom (baut Ø24mm)

Kuat geser :

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \text{ØVn} &= \text{Ø} \cdot r_1 \cdot f_{u,baut} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 2 \\ &= 35747,55 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \text{ØRn} &= \text{Ø} \cdot 2,4 \cdot \text{db} \cdot \text{tp} \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000 \\ &= 32400 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan :

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= M_{u,badan} + V_{ux} \cdot e, \quad e \approx 100 \text{ mm} \\ &= 1739970 \text{ kgcm} + 4462,61 \cdot 10 \\ &= 1784596,1 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

Perkiraan Jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6 M_u}{\mu R_u}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1784596,1}{10 \cdot (0,7 \cdot 1,2 \cdot 32400)}} = 6,27 \approx 8 \text{ buah}$$

Akibat Pu :

$$K_{uv1} = \frac{P_u}{2n} = \frac{94585,07 \text{ kg}}{2 \cdot 8} = 5911,56 \text{ kg}$$

Akibat Vu :

$$K_{uh1} = \frac{V_{ux}}{n} = \frac{4462,61 \text{ kg}}{8} = 557,83 \text{ kg}$$

Akibat Mu :

$$\sum (x^2 + y^2) = 8(5^2) + 8(5^2 + 15^2) = 2200$$

$$K_{uv2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{1784596,1 \cdot 15}{2200} = 12167,7 \text{ kg}$$

$$K_{uh2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{1784596,1 \cdot 15}{2200} = 12167,7 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Ku total} &= \sqrt{\sum(K_{uv})^2 + \sum(K_{uh})^2} \\ &= \sqrt{(5911,56 + 12167,7)^2 + (557,83 + 12167,7)^2} \\ &= 22108,22 \text{ kg} < \varnothing R_n = 32400 \text{ kg} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

- Sambungan arah y

Pembagian momen untuk K 500 . 200 .10 .16 :

$$\begin{aligned} Mu_{badan} &= \frac{I_{badan}}{I_{profil}} \cdot Muy = \frac{\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot (50 - 2 \cdot 1,6)^3}{52189} \cdot 9313912,5 \text{ Kgcm} \\ &= 1494883,81 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu_{sayap} &= Muy - Mu_{badan} \\
 &= 9313912,5 \text{ Kgcm} - 1494883,81 \text{ kgcm} \\
 &= 7638466,19 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

Sambungan pada sayap kolom (pakai baut Ø24 mm)

Kuat geser :

$$\begin{aligned}
 \varnothing V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_{baut} \cdot A_b \cdot m \\
 &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 1 \\
 &= 17873,775 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}
 \varnothing R_n &= \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\
 &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000 \\
 &= 32400 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap :

$$T = \frac{Mu_{sayap}}{d} = \frac{7638466,19 \text{ kgcm}}{50} = 152769,324 \text{ kg}$$

Total gaya pada sayap :

$$\begin{aligned}
 P_{u_{total}} &= T + P_{u_{sayap}} / 4 \\
 &= 152769,324 + (128313,234 \text{ kg} / 4) \\
 &= 184847,63 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = P_{u_{total}} / \varnothing V_n = 184847,63 / 17873,775 = 10,34 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 12 baut agar simetris pembagian bautnya.

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 1,5db \text{ s/d } (4tp + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\
 &= 36 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai $S_1 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S_2 &= 1,25 \text{ db s/d 12tp atau } 150 \text{ mm} \\ &= 30 \text{ s/d } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S_2 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= 3 \text{ db s/d 15 tp atau } 200 \text{ mm} \\ &= 72 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S = 75 \text{ mm}$

Sambungan pada badan kolom (baut Ø24mm)

Kuat geser :

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_{u,baut} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 2 \\ &= 35747,55 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \varnothing R_n &= \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000 \\ &= 32400 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan :

$$\begin{aligned} M_u &= M_{ubadan} + V_{ux} \cdot e \quad , e \approx 100 \text{ mm} \\ &= 1494883,81 \text{ kgcm} + 4462,61 \cdot 10 \\ &= 1539509,9 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

Perkiraan Jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6 M_u}{\mu R_u}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1539509,9}{10 \cdot (0,7 \cdot 1,2 \cdot 32400)}} = 5,82 \approx 8 \text{ buah}$$

Akibat Pu :

$$K_{uv1} = \frac{Pu}{2n} = \frac{184847,63 \text{ kg}}{2.8} = 11552,97 \text{ kg}$$

Akibat Vu :

$$K_{uh1} = \frac{Vux}{n} = \frac{4462,61 \text{ kg}}{8} = 557,82 \text{ kg}$$

Akibat Mu :

$$\sum (x^2 + y^2) = 12(5^2) + 6(5^2 + 15^2 + 25^2) = 5550$$

$$K_{uv2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{1539509,9 \cdot 25}{5550} = 6934,7 \text{ kg}$$

$$K_{uh2} = \frac{Mu \cdot dmax}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{1539509,9 \cdot 25}{5550} = 6934,7 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Ku \text{ total} &= \sqrt{\sum(Kuv)^2 + \sum(Kuh)^2} \\ &= \sqrt{(11552,97 + 6934,7)^2 + (557,82 + 6934,7)^2} \\ &= 19947,35 \text{ kg} < \varnothing R_n = 32400 \text{ kg} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Pembagian momen untuk kolom K 350 . 175 . 7 . 11

$$\begin{aligned} Mu_{badan} &= \frac{I_{badan}}{I \text{ profil}} \cdot Muy = \frac{\frac{1}{12} \cdot 0,7 \cdot (35 - 2 \cdot 1,1)^3}{5128} \cdot 3880872,188 \text{ Kgcm} \\ &= 1557828,513 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu_{sayap} &= Muy - Mu_{badan} \\ &= 3880872,188 \text{ Kgcm} - 1557828,513 \text{ kgcm} \\ &= 2323043,675 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

Sambungan pada sayap kolom (pakai baut Ø24 mm)

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_{ubaut} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 10545 \cdot 4,52 \cdot 1 \\ &= 17873,775 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\text{ØRn} &= \text{Ø} \cdot 2,4 \cdot \text{db} \cdot \text{tp} \cdot \text{fu} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \cdot 5000 \\ &= 32400 \text{ kg}\end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap :

$$T = \frac{Mu_{sayap}}{d} = \frac{2323043,675 \text{ kgcm}}{35} = 66372,67 \text{ kg}$$

Total gaya pada sayap :

$$\begin{aligned}Pu_{total} &= T + Pu_{sayap} / 4 \\ &= 66372,67 + (128313,234 \text{ kg} / 4) \\ &= 98450,98 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = Pu_{total} / ØVn = 98450,98 / 17873,775 = 5,5 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 baut agar simetris pembagian bautnya.

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned}S1 &= 1,5\text{db s/d } (4\text{tp} + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai $S1 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}S2 &= 1,25\text{db s/d } 12\text{tp} \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 30 \text{ s/d } 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai $S2 = 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}S &= 3\text{db s/d } 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm} \\ &= 72 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai $S = 75 \text{ mm}$

BAB VIII

PERENCANAAN PONDASI

8.1 Umum

Pondasi adalah komponen struktur pendukung bangunan yang berada di posisi paling bawah dan berfungsi meneruskan beban struktur atas ke tanah. Dalam perencanaan pondasi ada dua jenis pondasi yang umum dipakai dalam dunia konstruksi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pemakaian pondasi dalam bergantung pada kekuatan tanah yang ada. Jika penggunaan pondasi dangkal tidak cukup kuat menahan beban struktur di atasnya, maka digunakan pondasi dalam. Umumnya pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti apartemen, hotel dll. Dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ($D/B \geq 10$). Pondasi dalam ini ada beberapa macam jenis, antara lain pondasi tiang pancang, pondasi tiang bor (pondasi sumuran), dan lain sebagainya.

Pondasi yang akan direncanakan pada Gedung Asrama ini memakai pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang. Tiang pancang yang akan dipakai adalah tiang pancang produksi PT. Wijaya Karya (WIKA). Dalam bab ini pembahasannya meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan dan perencanaan poer (pile cap).

8.2 Data Tanah

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah dimanasatu struktrur akan dibangun. Sehingga kita bisa merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut.

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data hasil penyelidikan dilapangan. Adapun data tanah

yang telah tersedia di lapangan adalah data penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test (SPT).

8.3. Kriteria Desain

Kekuatan dan Dimensi Tiang

- Dipakai tiang pancang beton (*Concrete Pile*) dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*).
- Tiang pancang yang direncanakan adalah menggunakan alternatif jenis tiang dengan spesifikasi WIKA Pile sebagai berikut :

- Diameter tiang	= 500 mm
- Tebal tiang	= 90 mm
- Kelas	= A1
- Luas beton	= 1159 cm ²
- Modulus Section	= 10505 cm ³
- P _{bahan}	= 185,3ton

Sumber : PT. Wijaya Karya

8.4. Daya Dukung Tanah

8.4.1. Daya dukung tanah tiang pancang tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Qu = Qp + Qs$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 23 m.

Tabel 8.1 Hasil SPT

Depth (m)	N-SPT	N'	Jenis Tanah	Np	K t/m ²	qp t/m ²	Ns	Ns/3	qs t/m ²	Qp ton	Qs ton	Qi ton	Qijin ton	n min tiang
0	0	7,5	air	7,50	0	0,00	7,50	2,50	3,50	0,000	0,000	0,000	0,000	0
1	0	7,5	air	7,50	0	0,00	7,50	2,50	3,50	0,000	5,498	5,498	1,832596	224,02
2	0	7,5	air	7,50	0	0,00	7,50	2,50	3,50	0,000	10,996	10,996	3,665191	112,01
3	0	7,5	lempung berpasir	7,50	25	187,50	7,50	2,50	3,50	36,816	16,493	53,309	17,76963	23,104
4	0	7,5	lempung berpasir	8,30	25	207,50	7,50	2,50	3,50	40,743	21,991	62,734	20,91123	19,633
5	0	7,5	lempung berpasir	9,10	25	227,50	7,50	2,50	3,50	44,670	27,489	72,158	24,05282	17,068
6	8	11,5	lempung berpasir	10,00	25	250,00	8,07	2,69	3,69	49,087	34,782	83,869	27,95643	14,685
7	8	11,5	pasir berlempung	11,00	35	385,00	8,50	2,83	3,83	75,595	42,150	117,744	39,24809	10,46
8	9	12	pasir berlempung	12,50	35	437,50	8,89	2,96	3,96	85,903	49,800	135,703	45,23433	9,0759
9	10	12,5	pasir berlempung	13,50	35	472,50	9,25	3,08	4,08	92,775	57,727	150,502	50,16731	8,1835
10	15	15	pasir berlempung	14,80	35	518,00	9,77	3,26	4,26	101,709	66,878	168,587	56,19564	7,3056
11	18	16,5	pasir berlempung	16,10	35	563,50	10,33	3,44	4,44	110,643	76,794	187,437	62,47915	6,5709
12	21	18	lanau pasir berkerikil	17,40	25	435,00	10,92	3,64	4,64	85,412	87,481	172,893	57,63111	7,1236
13	22	18,5	lanau pasir berkerikil	18,30	25	457,50	11,46	3,82	4,82	89,830	98,455	188,285	62,76173	6,5413
14	23	19	lempung berlanau berpasir	19,50	25	487,50	11,97	3,99	4,99	95,720	109,711	205,432	68,47727	5,9953
15	24	19,5	lanau pasir berkerikil	20,90	25	522,50	12,44	4,15	5,15	102,593	121,246	223,838	74,61282	5,5023
16	30	22,5	lanau pasir berkerikil	22,60	25	565,00	13,03	4,34	5,34	110,937	134,288	245,225	81,74173	5,0224
17	35	25	lanau pasir berkerikil	24,20	25	605,00	13,69	4,56	5,56	118,791	148,600	267,392	89,13057	4,6061
18	39	27	lanau pasir berkerikil	25,60	25	640,00	14,39	4,80	5,80	125,664	163,942	289,605	96,53508	4,2528
19	39	27	pasir berlempung	26,40	20	528,00	15,03	5,01	6,01	103,673	179,319	282,992	94,33068	4,3522
20	38	26,5	pasir berlempung	26,70	20	534,00	15,57	5,19	6,19	104,851	194,480	299,330	99,77673	4,1146
21	38	26,5	pasir	26,60	40	1064,00	16,07	5,36	6,36	208,916	209,666	418,582	139,5279	2,9424
22	38	26,5	pasir berlempung	26,60	20	532,00	16,52	5,51	6,51	104,458	224,874	329,332	109,7774	3,7398
23	38	26,5	pasir	26,30	40	1052,00	16,94	5,65	6,65	206,560	240,103	446,662	148,8875	2,7574
24	39	27	pasir	25,70	40	1028,00	17,34	5,78	6,78	201,847	255,600	457,447	152,4824	2,6924
25	35	25	pasir	25,20	40	1008,00	17,63	5,88	6,88	197,920	270,106	468,027	156,0089	2,6315
26	32	23,5	pasir	25,10	40	1004,00	17,85	5,95	6,95	197,135	283,868	481,003	160,3343	2,5665
27	33	24	pasir	25,20	40	1008,00	18,07	6,02	7,02	197,920	297,890	495,811	165,2702	2,4841
28	37	26	pasir	26,10	40	1044,00	18,34	6,11	7,11	204,989	312,932	517,920	172,6401	2,378
29	40	27,5	pasir	26,75	40	1070,00	18,65	6,22	7,22	210,094	328,741	538,835	179,6118	2,2857
30	44	29,5	pasir	27,67	40	1106,67	19,00	6,33	7,33	217,293	345,575	562,869	187,6229	2,1881

- $Qu = Qp + Qs$
- $Qp = qp \cdot Ap$
 $= (Np \cdot K) \cdot Ap$
 $= (25,10 \times 40) \cdot 0,1963$
 $= 197,135 \text{ ton}$

Dimana:

Np = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

K = Koefisien karakteristik tanah
 $= 12 \text{ t/m}^2$, untuk tanah lempung
 $= 20 \text{ t/m}^2$, untuk tanah lanau berlempung
 $= 25 \text{ t/m}^2$, untuk tanah lanau berpasir
 $= 40 \text{ t/m}^2$, untuk tanah pasir
 $= 40 \text{ t/m}^2$, untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

Ap = Luas penampang dasar tiang
 $= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,5^2 = 0,19625 \text{ m}^2$

qp = tegangan di ujung tiang

- $Qs = qs \cdot As$
 $= \left(\frac{Ns}{3} + 1 \right) \cdot As$
 $= \left(\frac{17,85}{3} + 1 \right) \cdot 36,13$
 $= 283,868 \text{ ton}$

Dimana :

qs = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

Ns = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam,
dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

As = keliling x panjang tiang yang terbenam
 $= \pi \cdot 0,5 \cdot 23 = 36,13 \text{ m}^2$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin\ 1\ tiang} = \frac{Qu}{SF} = \left(\frac{197,135 + 283,868}{3} \right) = 160,33 \text{ ton}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

N' = harga SPT di lapangan

N = harga SPT setelah dikoreksi = $15 + [(N' - 15)/2]$

8.5. Perhitungan Pondasi Kolom Interior

8.5.1. Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Nilai daya dukung ini diambil dari nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi WIKA), didapat : $\bar{P}_{1tiang} = 185,3$ ton.

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{1tiang} = 160,33 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 148,88 ton (menentukan).

Perhitungan jarak tiang

$2,5D \leq S \leq 3D$ dengan S = jarak antar tiang

$125 \leq S \leq 150$ dipakai S = 125 cm

Dipakai jarak antar tiang adalah 125 cm

$1D \leq S \leq 1,5D$ dengan S = jarak tepi

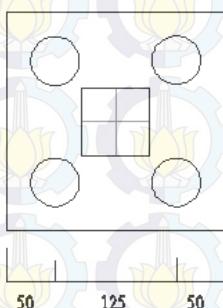
$50 \leq S \leq 75$ dipakai S = 50 cm

Dipakai jarak tiang ke tepi adalah 50 cm

Perkiraan jumlah tiang (P_n = ton) :

$$n = \frac{P_n}{P_{ijin}} = \frac{480,052}{160,33} = 2,95 \approx 4 \text{ tiang}$$

Direncanakan pondasi tiang dengan 4 tiang pancang. Karna adanya beban akibat gaya lateral maka dicoba dengan susunan 2x2. Tebal poer yang direncanakan adalah 1,2 m. Jarak dari as ke as tiang adalah 1,25 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 8.1 Pondasi Tiang Pancang Kolom Interior

8.5.2 Perhitungan repartisi beban di atas tiang kelompok

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

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

Dimana :

P_v = Beban vertikal ekivalen

V = Beban vertikal dari kolom

n = banyaknya tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu x

M_y = momen terhadap sumbu y

x_{\max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{\max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$ = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum y^2$ = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi (η). Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre.

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \operatorname{arc tg} \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

= 2

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

= 2

Perhitungan :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \operatorname{arc tg} \left(\frac{500}{1500} \right) \left(\frac{((2-1) \times 2) + ((2-1) \times 2)}{90 \times 2 \times 2} \right) \right\} = 0,795$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{ijin\ grup} &= \eta \times Q_{ijin\ tiang} \times n \\ &= 0,795 \times 160330 \text{ kg} \times 4 \\ &= 589254 \text{ kg} > P_u = 480052,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari analisa struktur ETABS 2013 pada kaki kolom interior didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

Tabel 8.2 Gaya-gaya pada kolom Interior

	(D + L)	(D + L + Ex)	(D + L + Ey)
P	398740,32	418431,14	480052,8
Mx	3886,89	-9462,73	-28456,78
My	1117	-19304,44	-10747,76
Hx	532,22	-6297,39	-3981,34
Hy	2971,11	-5274,09	-8399,63

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{Mx.yi}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{My.xi}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$\Sigma y_i^2 = 4 (0,5)^2 = 1 \text{ m}^2$$

$$\sum xi^2 = 4(0,5)^2 = 1 \text{ m}^2$$

Beban aksial maksimum pada pondasi grup P_{kolom} + berat poer dan kolom pedestal, dengan :

$$\text{Berat poer} = 2,25 \times 2,25 \times 1,2 \times 2400 = 14580 \text{ kg}$$

$$\text{Berat Kolom Pedestal} = 0,8 \times 0,8 \times 0,5 \times 2400 = 768 \text{ kg}$$

$$\text{Total} = 14580 \text{ kg} + 768 \text{ kg} = 15348 \text{ kg}$$

Sehingga didapatkan :

$$P_{D+L} = \frac{398740,32 + 15348}{4} + \frac{3886,89 \times 0,5}{1} + \frac{1117 \times 0,5}{1} \\ = 106023,945 \text{ kg}$$

$$P_{D+L+Ex} = \frac{418431+15348}{4} + \frac{9462x0,5}{1} + \frac{19304x0,5}{1} \\ = 122847,41 \text{ kg}$$

$$P_{D+L+Ey} = \frac{480052 + 15348}{4} + \frac{28456,78x0,5}{1} + \frac{10747,76x0,5}{1} \\ = 143451,85 \text{ kg (menentukan)}$$

Jadi beban maksimum yang diterima 1 tiang adalah

$$P_{max} = 143451,85 \text{ kg} < Q_{ijin} = 160330 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

8.5.3 Perencanaan poer pada kolom interior

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer

- P_{max} (1 tiang)	= 185,3 ton
- Jumlah tiang pancang	= 4 buah
- Dimensi poer	= $2,25 \times 2,25 \times 1,2$ m
- Mutu beton (f_c')	= 35 MPa
- Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
- Diameter tulangan	= 29 mm
- Selimut beton	= 40 mm
- Tinggi efektif (d)	
$d_x = 1200 - 40 - \frac{1}{2} 29$	= 11145,5 mm
$d_y = 1200 - 40 - 29 - \frac{1}{2}(29)$	= 1116,5 mm

8.5.3.1 Kontrol geser pons

- Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarluaskan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$\bullet V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f' c} \cdot b \cdot d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.a

$$\bullet V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f' c} \cdot b \cdot d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.b

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

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c

Dengan :

Dimensi poer : $2,25 \times 2,25 \times 1,20 \text{ m}^3$

Selimut beton : 40 mm

\varnothing tul utama : D29

Tinggi efektif : $d = 1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 29 = 1145,5 \text{ mm}$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{700}{700} = 1,00$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

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

$$= 2 \times (700 + 1145,5) + 2 \times (700 + 1145,5) = 7382 \text{ mm}$$

α_s = 40, untuk kolom interior

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \times \sqrt{35} \times 7382 \times 1145,5 = 25513693,4 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1145,5}{7382}\right) 1 \times \sqrt{35} \times 7382 \times 1145,5$$

$$= 25772840,91 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 7382 \times 1145,5$$

$$= 16508860,45 \text{ N} \text{ (menentukan)}$$

Diambil yang terkecil $V_c = 16508860,45 \text{ N}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 16508860,45 \text{ N} = 12381645,3 \text{ N}$$

$$= 1238,16 \text{ ton} > P_u \text{ kolom} = 480,052 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial kolom.

- Akibat tiang pancang tepi

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar

dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.a

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.b

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

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c

Dengan :

Dimensi poer : $2,25 \times 2,25 \times 1,20 \text{ m}^3$

Selimut beton : 40 mm

\varnothing tul utama : D29

Tinggi efektif : $d = 1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 29 = 1145,5 \text{ mm}$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada pondasi tiang pancang

$$= \frac{500}{500} = 1,00$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$= [2\pi \times (d+Dtang)]$$

$$= [2\pi \times (1145,5+500)]$$

$$= 10338,98 \text{ mm}$$

α_s = 30, untuk kolom eksterior

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 10338,98 \times 1145,5 = 35733617,72 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 1145,5}{10338,98} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 10338,98 \times 1145,5$$

= 19329630,68 N (menentukan)

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 10338,98 \times 1145,5$$

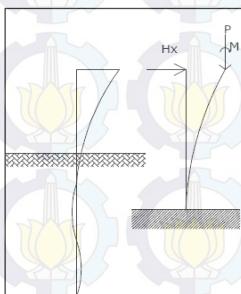
= 23121752,64 N

$$\phi V_c = 0,75 \times 19329630,68 \text{ N} = 144497223,01 \text{ N}$$

= 1449,72 ton > P_{u tiang} = 480,052 tonOK

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial tiang tepi.

8.5.3.2 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 8.2 Gaya Lateral Tiang Pondasi

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philiponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

$$H_x = 6297,39 \text{ kg}$$

$$H_y = 8399 \text{ kg}$$

$$L_e = \text{panjang penjepitan}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3 \times 0,5 \text{ m} = 1,5 \text{ m} \\
 \text{Dipakai Le} &= 1,5 \text{ m} \\
 \text{My} &= L_e \times H_y \\
 &= 1,5 \times 6297,39 \text{ kg} \\
 &= 9446,83 \text{ kgm} \\
 &= 9,44 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\text{My (satu tiang pancang)} = \frac{9,44 \text{ tm}}{4} = 2,36 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{My} &< M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\
 2,58 \text{ tm} &< 10,5 \text{ tm} \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mx} &= L_e \times H_x \\
 &= 1,5 \times 8399 \text{ kg} \\
 &= 12598 \text{ kgm} \\
 &= 12,59 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

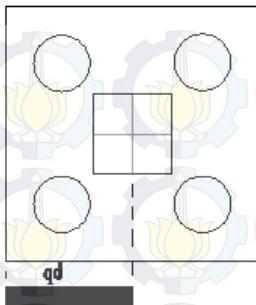
$$\text{Mx (satu tiang pancang)} = \frac{12,59}{4} = 3,15 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mx} &< M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\
 3,15 \text{ tm} &< 10,5 \text{ tm} \dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

8.5.3.3 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perl letakan 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.

$$\begin{aligned}
 \text{Berat poer } (q_u) &= 3 \times 1,20 \times 2400 = 8640 \text{ kg/m'} \\
 P_t &= 2P_{\text{maks}} = 2 \times 160330 \text{ kg} = 297760 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

**Gambar 8.3** Pembebanan Poer Kolom

$$a = 0,625 \text{ m}$$

$$b = \text{jarak tepi tiang pancang} = 0,5 \text{ m}$$

Penulangan arah x

Penulangan lentur :

$$q = 2,25 \times 2,4 \times 1,2 = 8,64 \text{ ton/m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M &= (1,2 \times 297,76 \times 0,5) - (1/2 \times 1,2 \times 8,64 \times (0,5 + 0,5)^2) \\ &= 213,6 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$(d_x) = 1200 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 1145,5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 1200 - 40 - 29 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 1116,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,83 \quad \text{SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 35 \times 0,83}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,037$$

$$\rho \text{ maks} = 0,75 \quad \rho b = 0,75 \times 0,037 = 0,028$$

(SNI 2847:2013 pasal 12.3.3)

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4xf_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0,00369$$

(SNI 2847:2013 pasal 10.5.1)

$$m = \frac{f_y}{0,85xfc'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$$

$$R_n = \frac{M_U}{\phi bd^2} = \frac{2136000000}{0,8 \times 3000 \times 1145,5^2} = 0,67 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x13,44x0,67}{400}} \right) = 0,002$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$

maka dipakai $\rho = 0,00369$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d = 0,00369 \times 1000 \times 1145,5 = 4226,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D29 – 150 (As pakai = 4403,46 mm²).

Penulangan arah y

$$R_n = \frac{M_U}{\phi bd^2} = \frac{2136000000}{0,8 \times 3000 \times 1116,5^2} = 0,71$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x13,44x0,71}{400}} \right) = 0,00021$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$

maka dipakai $\rho = 0,00369$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\text{As perlu} = \rho \times b \times d = 0,00369 \times 3000 \times 1116,5 = 4119,885 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D29 – 150 (As pakai = 4403,46 mm²).

8.6. Perhitungan Pondasi Kolom Eksterior

8.6.1. Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Nilai daya dukung ini diambil dari nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi WIKA), didapat : $\bar{P}_{1\text{tiang}} = 185,3 \text{ ton}$.

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{1\text{tiang}} = 160,33 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 148,88 ton (menentukan).

Perhitungan jarak tiang

$$2,5D \leq S \leq 3D \quad \text{dengan } S = \text{jarak antar tiang}$$

$$125 \leq S \leq 150 \quad \text{dipakai } S = 150 \text{ cm}$$

Dipakai jarak antar tiang adalah 150 cm

$$1D \leq S \leq 1,5D \quad \text{dengan } S = \text{jarak tepi}$$

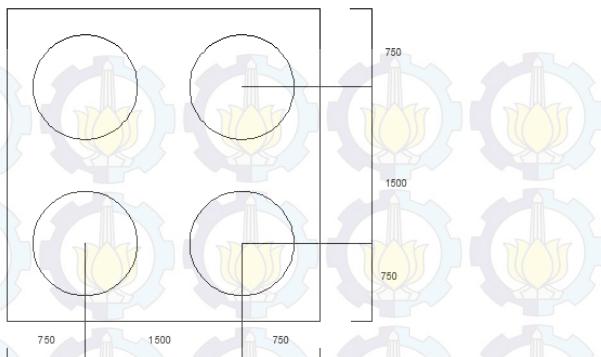
$$50 \leq S \leq 75 \quad \text{dipakai } S = 75 \text{ cm}$$

Dipakai jarak tiang ke tepi adalah 75 cm

Perkiraan jumlah tiang ($P_n = 480,052 \text{ ton}$) :

$$n = \frac{P_n}{p_{ijin}} = \frac{480,052}{160,33} = 2,95 \approx 4 \text{ tiang}$$

Direncanakan pondasi tiang dengan 4 tiang pancang. Karna adanya beban akibat gaya lateral maka dicoba dengan susunan 2x2. Tebal poer yang direncanakan adalah 1,2 m. Jarak dari as ke as tiang adalah 1,5 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 8.4 Pondasi Tiang Pancang Kolom Eksterior

8.6.2 Perhitungan repartisi beban di atas tiang kelompok

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

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

Dimana :

P_v = Beban vertikal ekivalen

V = Beban vertikal dari kolom

n = banyaknya tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu x

M_y = momen terhadap sumbu y

x_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$ = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum y^2$ = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap

garis netral group

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi (η). Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre. Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \operatorname{arctg} \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group = 2

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group = 2

Perhitungan :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \operatorname{arctg} \left(\frac{500}{1500} \right) \left(\frac{(2-1) \times 2 + (2-1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right) \right\} = 0,795$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{\text{grup}} &= \eta \times Q_{\text{ijin tiang}} \times n \\ &= 0,795 \times 160330 \text{ kg} \times 4 \\ &= 589254 \text{ kg} > P_u = 480052,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari analisa struktur ETABS 2013 pada kaki kolom interior didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

Tabel 8.3 Gaya-gaya Pada Kolom Eksterior

	(D + L)	(D + L + Ex)	(D + L + Ey)
P	410543	427176,39	480052,8
Mx	5599,6	-9576,85	-28456,78
My	1164,6	-19740,58	-10747,76
Hx	572,39	-6898,96	-3981,34
Hy	2583,71	-1155,63	-8399,63

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pondasi Kelompok

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

$$\sum y_i^2 = 4 (0,75)^2 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$\sum x_i^2 = 4 (0,75)^2 = 2,25 \text{ m}^2$$

Beban aksial maksimum pada pondasi grup P_{kolom} + berat poer, dengan :

$$\text{Berat poer} = 3 \times 3 \times 1,2 \times 2400 = 25920 \text{ kg}$$

$$\text{Berat Kolom Pedestal} = 0,8 \times 0,8 \times 0,5 \times 2400 = 768 \text{ kg}$$

$$\text{Total} = 25920 \text{ kg} + 768 \text{ kg} = 26688 \text{ kg}$$

Sehingga didapatkan :

$$P_{D+L} = \frac{410543 + 26688}{4} + \frac{5599,61 \times 0,75}{2,25} + \frac{1164,6 \times 0,75}{2,25}$$

$$= 111370,48 \text{ kg}$$

$$P_{D+L+E_x} = \frac{427176 + 26688}{4} + \frac{9576 \times 0,75}{2,25} + \frac{19740 \times 0,75}{2,25}$$

$$= 126303 \text{ kg}$$

$$P_{D+L+E_y} = \frac{480052 + 26688}{4} + \frac{28456,78 \times 0,75}{2,25} + \frac{10747,76 \times 0,75}{2,25}$$

$$= 139752,92 \text{ kg (menentukan)}$$

Jadi beban maksimum yang diterima 1 tiang adalah

$$P_{\max} = 139752,92 \text{ kg} < Q_{ijin} = 160330 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

8.6.3 Perencanaan poer pada kolom interior

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer

- P_{\max} (1 tiang) = 185,3 ton
- Jumlah tiang pancang = 4 buah
- Dimensi poer = $3 \times 3 \times 1,2 \text{ m}$
- Mutu beton (f_c') = 35 MPa

- Mutu baja (fy)	= 400 MPa
- Diameter tulangan	= 29 mm
- Selimut beton	= 40 mm
- Tinggi efektif (d) $d_x = 1200 - 40 - \frac{1}{2} 29$	= 11145,5 mm
$d_y = 1200 - 40 - 29 - \frac{1}{2}(29)$	= 1116,5 mm

8.6.3.1 Kontrol geser pons

- Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$\bullet V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b.d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.a

$$\bullet V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b.d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.b

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

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c

Dengan :

Dimensi poer : $3 \times 3 \times 1,20 \text{m}^3$

Selimut beton : 40 mm

\emptyset tul utama : D29

Tinggi efektif : $d = 1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 29 = 1145,5 \text{ mm}$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{700}{700} = 1,00$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

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

$$= 2 \times (700 + 1145,5) + 2 \times (700 + 1145,5) = 7382 \text{ mm}$$

α_s = 40, untuk kolom interior

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \times \sqrt{35} \times 7382 \times 1145,5 = 25513693,4 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1145,5}{7382}\right) 1 \times \sqrt{35} \times 7382 \times 1145,5$$

$$= 25772840,91 \text{ N}$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 7382 \times 1145,5$$

$$= 16508860,45 \text{ N} \text{ (menentukan)}$$

Diambil yang terkecil $V_c = 16508860,45 \text{ N}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 16508860,45 \text{ N} = 12381645,3 \text{ N}$$

$$= 1238,16 \text{ ton} > P_{u \text{ kolom}} = 480,052 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial kolom.

- Akibat tiang pancang tepi

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

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.a

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b.d$$

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.b

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

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c

Dengan :

Dimensi poer : $3 \times 3 \times 1,20 \text{ m}^3$

Selimut beton : 40 mm

\varnothing tul utama : D29

Tinggi efektif : $d = 1200 - 40 - \frac{1}{2} \times 29 = 1145,5 \text{ mm}$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada pondasi tiang pancang

$$= \frac{500}{500} = 1,00$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$= [2\pi \times (d+D\text{tiang})]$$

$$= [2\pi \times (1145,5 + 500)]$$

$$= 10338,98 \text{ mm}$$

α_s = 30, untuk kolom eksterior

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 10338,98 \times 1145,5 = 35733617,72 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 1145,5}{10338,98} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 10338,98 \times 1145,5$$

$$= 19329630,68 \text{ N} (\text{menentukan})$$

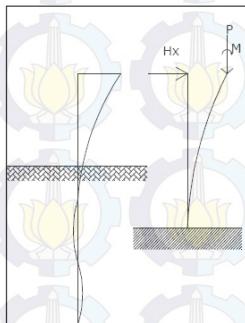
$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 10338,98 \times 1145,5$$

$$= 23121752,64 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 19329630,68 \text{ N} = 144497223,01 \text{ N}$$

$= 1449,72 \text{ ton} > P_{u \text{ tiang}} = 480,052 \text{ ton} \dots\dots\dots\dots\dots \text{OK}$
 Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial tiang tepi.

8.6.3.2 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 8.5 Gaya Lateral Tiang Pondasi

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philiponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter
 Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

$$H_x = 8399 \text{ kg}$$

$$H_y = 6898,96 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} L_e &= \text{panjang penjepitan} \\ &= 3 \times 0,5 \text{ m} = 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } L_e = 1,5 \text{ m}$$

$$M_y = L_e \times H_y$$

$$= 1,5 \times 6898,96 \text{ kgm}$$

$$= 10347 \text{ kgm}$$

$$= 10,35 \text{ tm}$$

$$M_y (\text{satu tiang pancang}) = \frac{10,35 \text{ tm}}{4} = 2,58 \text{ tm}$$

M_y $< M_{\text{bending crack}}$ (dari Spesifikasi WIKA BETON)
 $2,58 \text{ tm} < 10,5 \text{ tm} \dots \text{OK}$

$$\begin{aligned} M_x &= L_e \times H_x \\ &= 1,5 \times 8399 \text{ kg} \\ &= 12598 \text{ kgm} \\ &= 12,59 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_x (\text{satu tiang pancang}) = \frac{12,59}{4} = 3,15 \text{ tm}$$

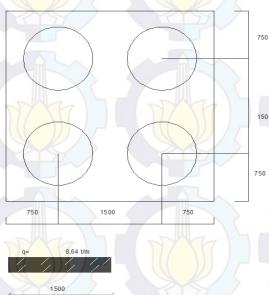
M_x $< M_{\text{bending crack}}$ (dari Spesifikasi WIKA BETON)
 $3,15 \text{ tm} < 10,5 \text{ tm} \dots \text{OK}$

8.6.3.3 Penulangan poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perlletakan 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.

$$\text{Berat poer } (q_u) = 3 \times 1,20 \times 2400 = 8640 \text{ kg/m}^2$$

$$P_t = 2P_{\text{maks}} = 2 \times 160330 \text{ kg} = 320660 \text{ kg}$$



Gambar 8.6 Pembebanan Poer Kolom

$$a = 0,75 \text{ m}$$

$$b = \text{jarak tepi tiang pancang} = 0,75 \text{ m}$$

Penulangan arah x

Penulangan lentur :

$$q = 3 \times 2,4 \times 1,2 = 8,64 \text{ ton/m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = (1,2 \times 320,66 \times 0,75) - (1/2 \times 1,2 \times 8,64 \times (0,75 + 0,75)^2) \\ = 213,6 \text{ tm}$$

$$(d_x) = 1200 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 1145,5 \text{ mm}$$

$$(d_y) = 1200 - 40 - 29 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 1116,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,83 \quad \text{SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3}$$

$$\rho_b = \frac{0,85xfc'x\beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85x35x0,83}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,037$$

$$\rho \text{ maks} = 0,75 \quad \rho_b = 0,75 \times 0,037 = 0,028$$

(SNI 2847:2013 pasal 12.3.3)

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4xfc'} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0,00369$$

(SNI 2847:2013 pasal 10.5.1)

$$m = \frac{f_y}{0,85xfc'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{2136000000}{0,8 \times 3000 \times 1145,5^2} = 0,67 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,67}{400}} \right) = 0,002$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$
maka dipakai $\rho = 0,00369$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$As\ perlu = \rho \times b \times d = 0,00369 \times 1000 \times 1145,5 = 4226,6\ mm^2$$

Digunakan tulangan D29 – 150 (As pakai = 4403,46 mm²).

Penulangan arah y

$$R_n = \frac{M_u}{\varnothing bd^2} = \frac{2136000000}{0,8 \times 3000 \times 1116,5^2} = 0,71$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,71}{400}} \right) = 0,00021$$

$\rho_{min} > \rho_{perlu}$
maka dipakai $\rho = 0,00369$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$As\ perlu = \rho \times b \times d = 0,00369 \times 3000 \times 1116,5 = 4119,885\ mm^2$$

Digunakan tulangan D29 – 150 (As pakai = 4403,46 mm²).

8.7 Kontrol Balok Tinggi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 10.7 Balok tinggi adalah komponen struktur yang dibebani pada salah satu mukanya dan ditumpu pada muka yang berlawanan sehingga serat tekan dapat membentuk di antara beban dan tumpuan, dan mempunyai salah satu antara:

- (a) bentang bersih ln, sama dengan atau kurang dari empat kali tinggi komponen struktur keseluruhan h; atau
- (b) daerah dengan beban terpusat dalam jarak 2h dari muka tumpuan.

Balok tinggi harus didesain dengan memperhitungkan salah satu antara distribusi regangan nonlinier, atau dengan Lampiran A. (Lihat juga 11.7.1 dan 12.10.6).

$In poer = 3000 \text{ mm} < 4h = 4 \times 1200 = 4800 \text{ mm}$, sehingga poer termasuk balok tinggi.

Balok tinggi harus dikontrol sesuai ketentuan yang ada dalam SNI :

$$Vu = 4800528 \text{ N} \text{ (hasil ETABS)}$$

$$Vu \leq \phi \cdot 0,83 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \text{ (SNI 2847:2013 pasal 11.7)}$$

$$Av > 0,0025x bw \times S \text{ (SNI 2847:2013 pasal 11.7.4.1)}$$

Dimana $S < d/5$ atau $S < 300\text{mm}$

$$d/5 = 1200/5 = 240\text{mm}$$

sehingga di gunakan $S = 240 \text{ mm}$

$$Vu \leq \phi \cdot 0,83 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \text{ (RSNI 03-2847-201X pasal 11.7)}$$

$$4800528 \text{ N} \leq 0,75 \times 0,83 \times \sqrt{35} \times 3000 \times 1116,5$$

$$4800528 \text{ N} \leq 12335403,5 \text{ N} \dots \text{OK}$$

$$Av > 0,0025x bw \times S \text{ (RSNI 03-2847-201X pasal 11.7.4.1)}$$

$$2752,16 \text{ mm}^2 > 0,0025 \times 3000 \times 240$$

$$2752,16 \text{ mm}^2 > 1800 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

8.8 Perencanaan Kolom Pedestal

Besarnya gaya – gaya dalam kolom diperoleh dari hasil analisis ETABS 13 pada pada kolom lantai 1, adalah :

$$Mu = 19539,56 \text{ kg.m}$$

$$Pu = 480052,8 \text{ kg}$$

$$Vu = 12427,32 \text{ kg}$$

Syarat : $Pu \leq \emptyset B_n$

$$Pu \leq 0,85 f'c A$$

$$480052,8 \text{ kg} \leq 0,85 \cdot 35 \cdot (800 \times 800)$$

$$480052,8 \text{ kg} \leq 1904000 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

Data perencanaan kolom :

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$A_g = 640000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan :

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

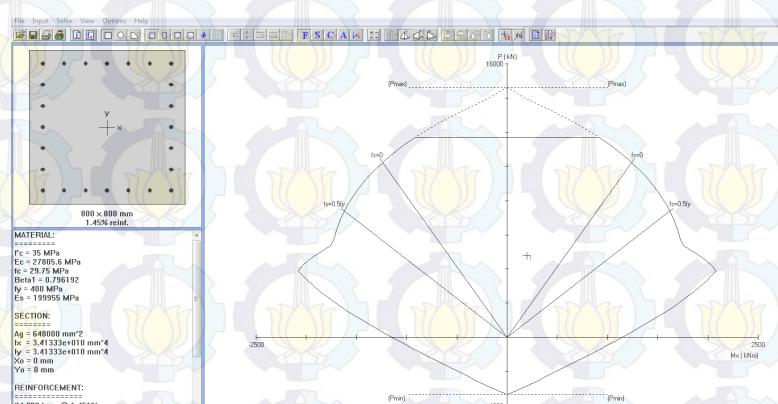
Selimut beton = 50 mm

Tulangan sengkang = $\emptyset 12$ mm

Tulangan utama = D22 mm

$$\text{Tinggi efektif} = 800 - (50 + 12 + \frac{1}{2}.22) = 727 \text{ mm}$$

Penulangan lentur pada kolom dari PCACOL didapat nilai $\rho = 1,45\%$



Gambar 8.7 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCACol.

$$A_s = 0,0145 \cdot 800 \cdot 727 = 8433,2 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 24 D22, $A_s = 9123,185 \text{ mm}^2$ dipasang merata 4 sisi.

Penulangan Geser Kolom

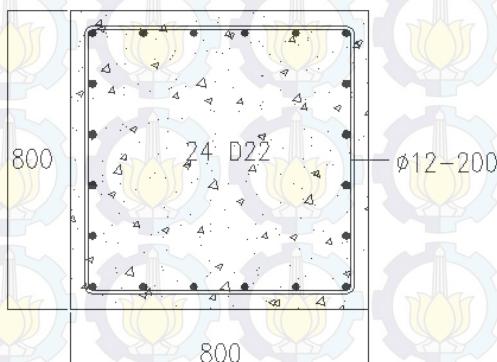
$$V_u = 12427,32 \text{ kg} = 124273,2 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 2 \left(1 + \frac{480052,8}{14 \times 640000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{35} \times 800 \times 727 \\ &= 1748919,517 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0,6V_c = 1049351,71 \text{ N}$$

Karena $V_u < \emptyset V_c \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser
Jadi dipasang tulangan geser praktis $\emptyset 12 - 200$.



Gambar 8.8 Penulangan Kolom Pedestal

8.9 Perencanaan Sloof Pondasi

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban –beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

$$\begin{array}{lll} \text{Dimensi sloof} & : b & = 400 \text{ mm} \\ & : h & = 600 \text{ mm} \\ & : A_g & = 240000 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\text{Mutu bahan} \quad : f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. sengkang} = \emptyset 12$$

$$\text{Tul. utama} = D16$$

$$\text{Tinggi efektif (d)} = 600 - (50 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 16) = 530 \text{ mm}$$

Beban-beban yang terjadi pada sloof :

$$\text{Beban dinding} = 1,2 \times 250 \times 4,75 = 1425 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri sloof} &= 1,2 \times 0,4 \times 0,6 \times 2400 = 691,2 \text{ kg/m} \\ \text{Qu} &= 2116,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang sloof} &= (\text{panjang bentang} - \text{panjang poer}) + \\ &\quad \text{panjang penjepitan} \\ &= (4,75\text{m}-3\text{m})+0,4 \text{ m} \\ &= 2,15 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{12} \cdot qu \cdot 1,75^2 \\ &= \frac{1}{12} \cdot 2116,2 \cdot 2,15^2 \\ &= 815,17 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D(V_u) &= \frac{1}{2} \cdot qu \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2116,2 \cdot 2,15 \\ &= 2274,9 \text{ kg} = 22749 \text{ N} \end{aligned}$$

Penulangan tarik pada sloof

$$M_u = 815,17 \text{ kg.m} = 8151700 \text{ N.mm}$$

$$D(V_u) = 2274,9 \text{ kg} = 22749 \text{ N}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{V_u}{f_y} = \frac{22749}{400} = 56,87 \text{ mm}^2$$

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 56,87 = 28,43 \text{ mm}^2$$

$$M_n = \frac{M_u}{\varphi} = \frac{8151700}{0,8} = 10189625 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{35}}{400} = 0,00369$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \rho_b = 0,75 \frac{0,85 \cdot f_c \cdot \beta}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \frac{0,85 \times 35 \times 0,85}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,028\end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{10189625}{400 \times 530^2} = 0,091$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,091}{400}} \right) \\ &= 0,0004\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} \rightarrow \rho = \rho_{\min} = 0,00369$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho b d = 0,00369 \times 400 \times 525,5 = 735,7 \text{ mm}^2$$

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 735,7 = 367,85 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah tulangan tarik : } A_s + A_s' &= 56,87 + 735,7 \\ &= 792,57 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan tarik 5D16 (As = 1004,8 mm²)

$$\begin{aligned}\text{Jumlah tulangan tekan : } A_s' + A_s &= 28,43 + 367,85 \\ &= 396,28 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan 3D16 (As = 602,88 mm²)

Penulangan Geser Sloof

$$P \text{ kolom} = 4800528 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat aksial Nu} &= 10\% \times 4800528 \text{ N} \\ &= 480052,8 \text{ N}\end{aligned}$$

Kekuatan geser yang bila struktur dikenai beban aksial :

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \times b \cdot d$$

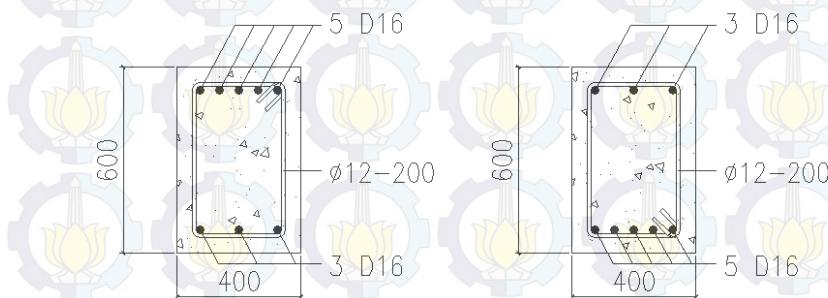
$$= 2 \left(1 + \frac{480052,8}{14 \times 240000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{35} \times 400 \times 530$$

$$= 476564,84 \text{ N}$$

$$\varnothing V_c = 0,6 V_c = 285938,91 \text{ N} > V_u = 480052,8 \text{ N}$$

Karena $V_u < \varnothing V_c \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser

Jadi dipasang tulangan geser praktis $\varnothing 12 - 200$



Gambar 8.9 Penulangan Sloof

BAB IX

PENUTUP

9.1. Ringkasan

Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari hasil perhitungan struktur sekunder didapatkan :
 - a. Plat lantai menggunakan beton pracetak, dengan tebal plat beton :
 - Lantai atap $t_{pracetak} = 80 \text{ mm}$, $t_{overtopping} = 60 \text{ mm}$
 - Lantai asrama $t_{pracetak} = 80 \text{ mm}$, $t_{overtopping} = 60 \text{ mm}$
 - Tulangan angkat $d = 10 \text{ mm}$
 - b. Balok anak
 - $L = 400 \text{ cm}$: $b = 30 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$
 - $L = 295 \text{ cm}$: $b = 30 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$
 - $L = 187,5 \text{ cm}$: $b = 30 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$
 - Tulangan angkat $d = 10 \text{ mm}$
 - c. Tangga :
 - Balok Bordes $b = 25 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$
 - Pelat Bordes = 200 mm
 - Pelat tangga = 200 mm
 - d. Balok lift
 - Penumpu $b = 25 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$
2. Dari hasil perhitungan struktur primer didapatkan :
 - a. Balok induk :
 - WF 300 x 150 x 6,5 x 9 (selubung 30/50 cm)
 - WF 300 x 200 x 9 x 14 (selubung 35/55 cm)
 - b. Kolom apartemen :
 - Lantai 1-5 Komposit K 500 x 200 x 10 x 16 (selubung beton 70/70 cm)
 - Lantai 6-10 Komposit K 350 x 175 x 7 x 11 (selubung beton 50/50 cm)
3. Pondasi struktur menggunakan tiang pancang PT. WIKA Beton dengan $D = 50 \text{ cm}$ (tipe A1) dengan

kedalaman 23 m berdasarkan hasil penyelidikan tanah SPT (*Standard Penetration Test*).

9.2. Saran

Sebaiknya dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur pracetak komposit lebih lanjut dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi, dan estetika. Sehingga diharapkan perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2012. SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. SNI 1727:2012 Tata Cara Perhitungan Pembebatan Untuk Bangunan Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. SNI 03-1729-2002 Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Smith. 1996. Structural Steel Design LFRD Approach Second Edition. North Carolina State University. USA.
- PCI. Fifth Edition. PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete. Chicago : PCI Industry Handbook Committee.
- Wahyudi, Herman. 1999. Daya Dukung Pondasi Dalam, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

"halaman ini sengaja dikosongkan"

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL SURABAYA MENGGUNAKAN METODE PRACETAK KOMPOSIT DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. PhD.
 2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

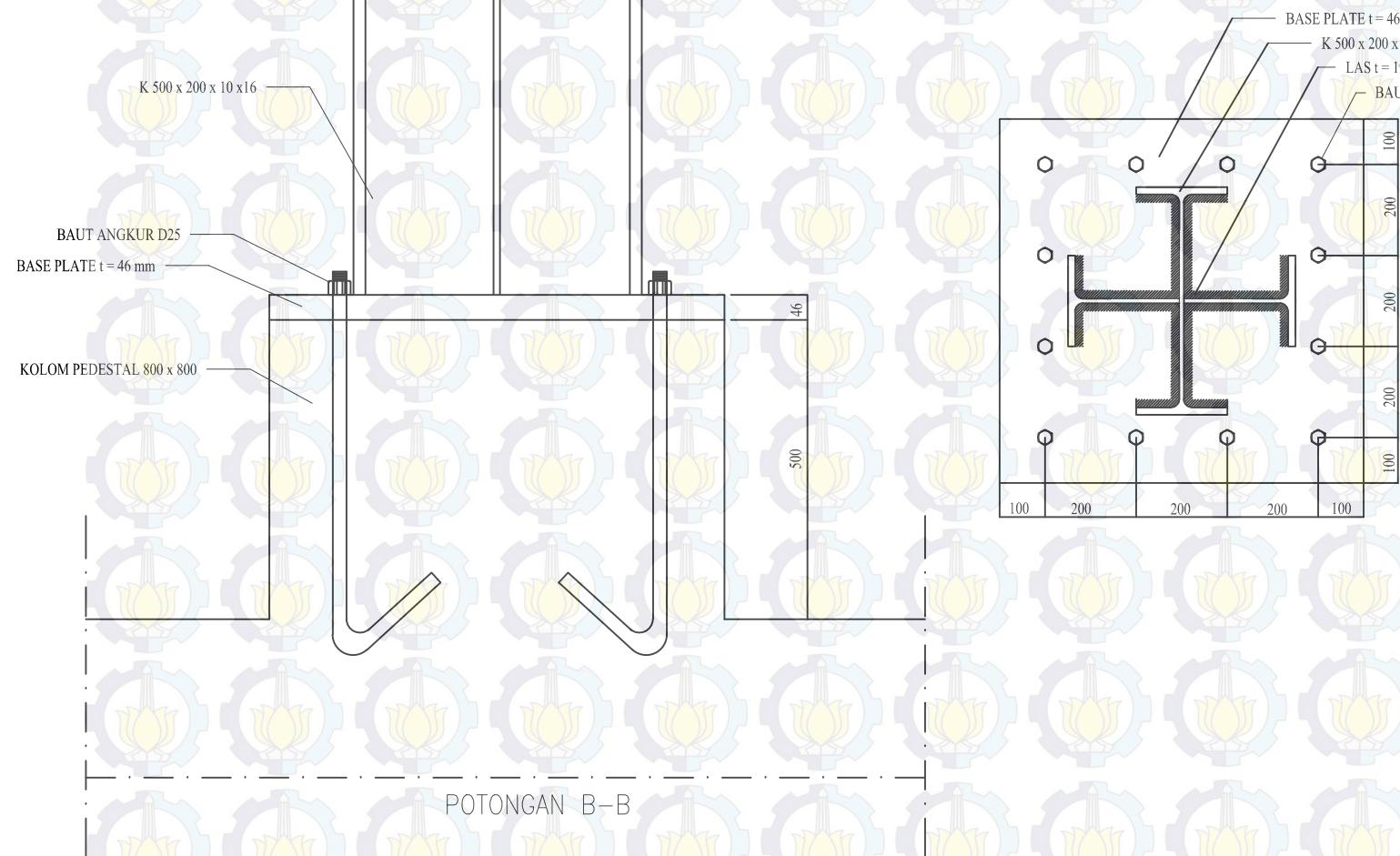
NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN BASE PLATE

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN



DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. PhD.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

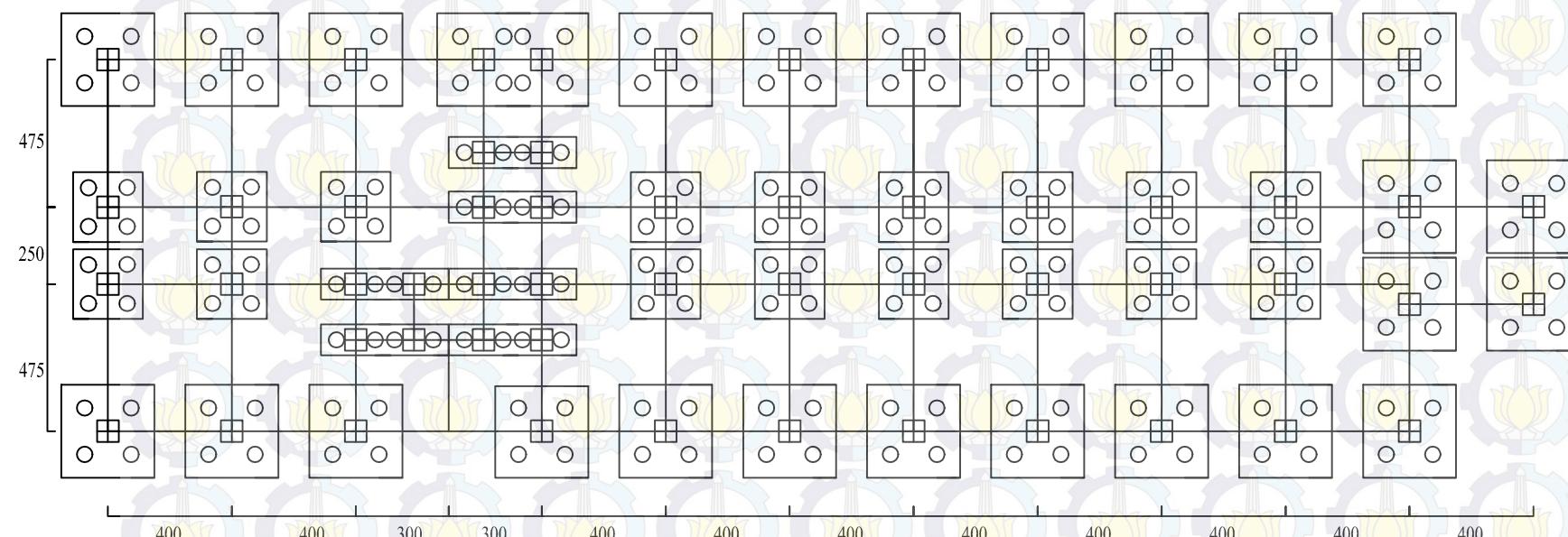
NAMA GAMBAR

DENAH PONDASI

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN



DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

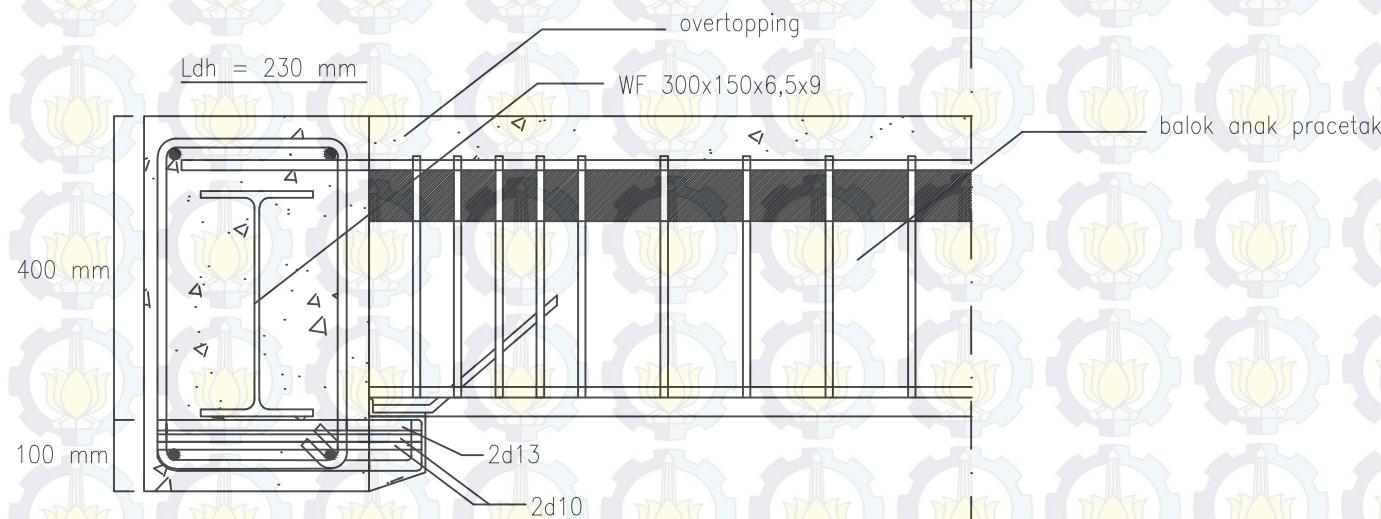
NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK INDUK
DENGAN BALOK ANAK

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN



DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

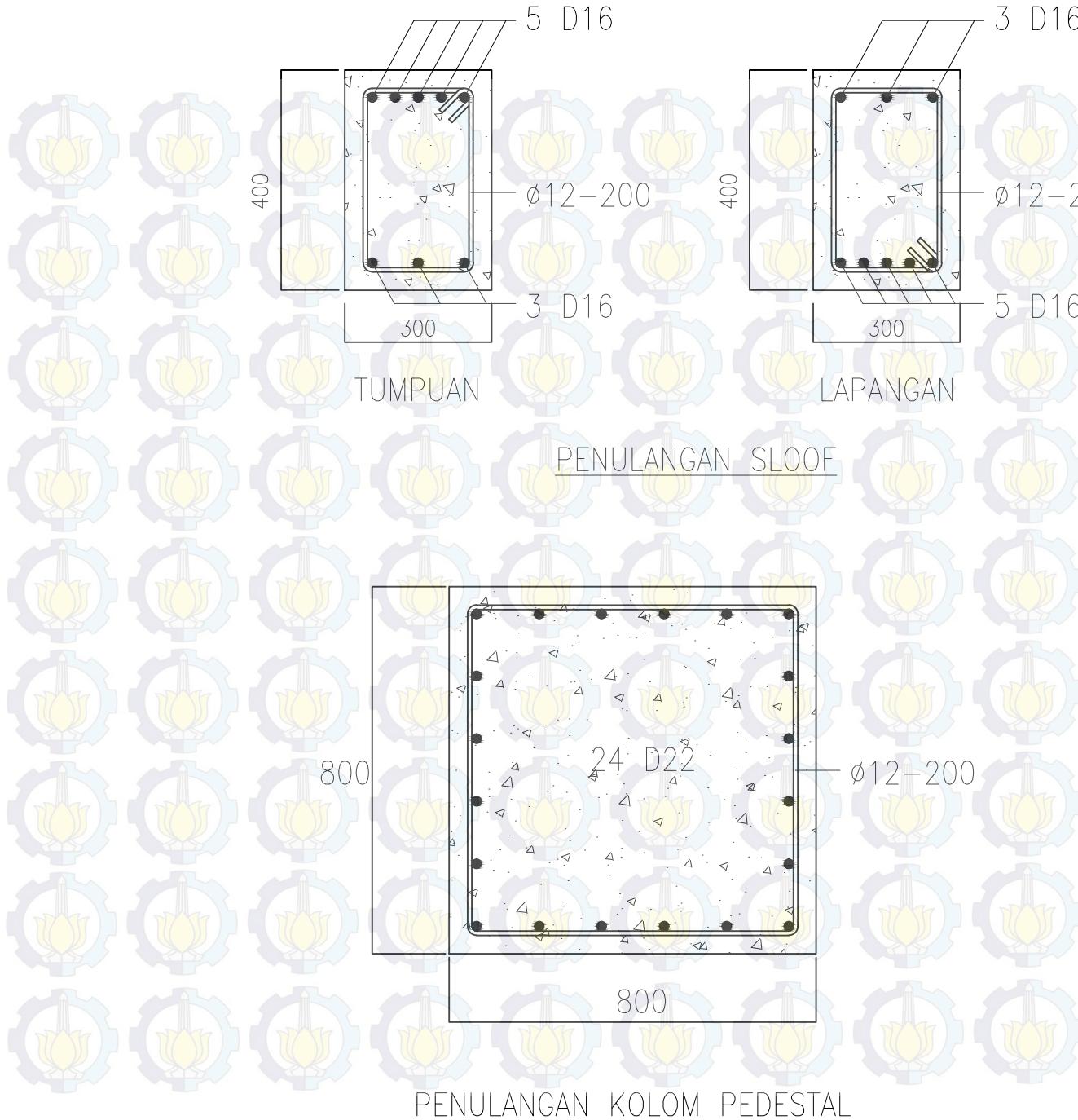
NAMA GAMBAR

PENULANGAN SLOOF DAN
KOLOM PEDESTAL

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN



DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

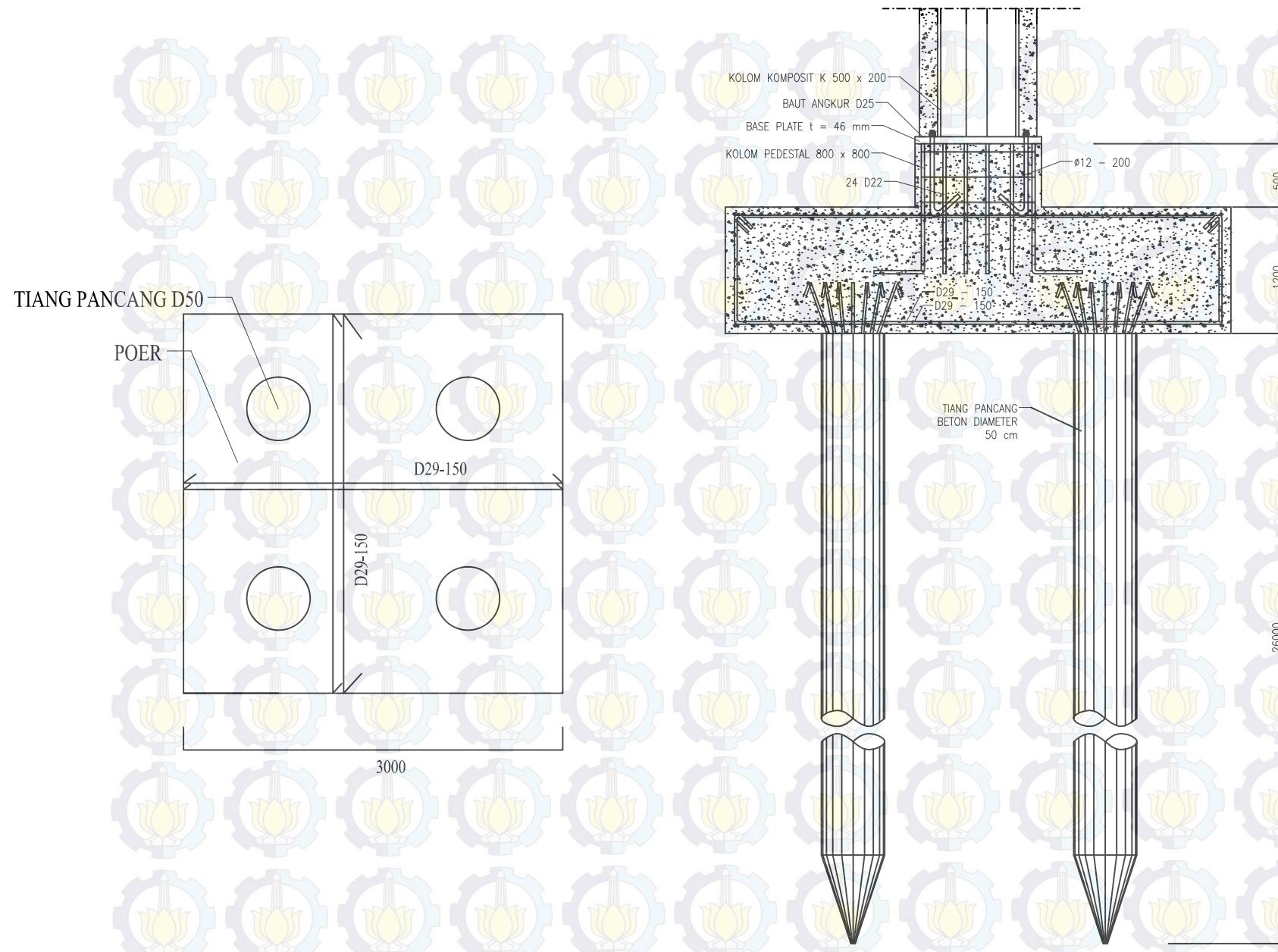
NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN POER
DAN TIANG PANCANG
EKSTERIOR

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN



DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

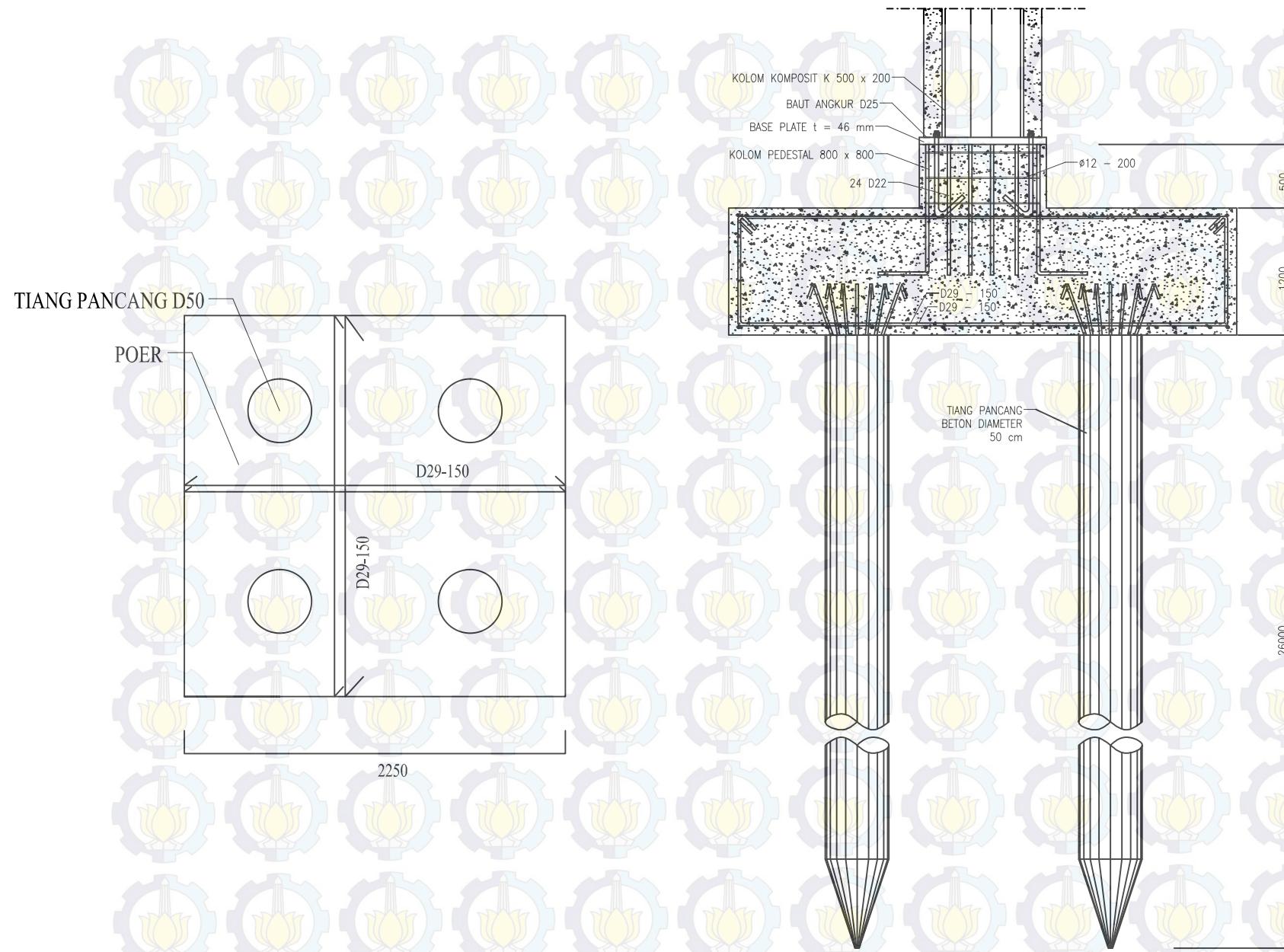
NAMA GAMBAR

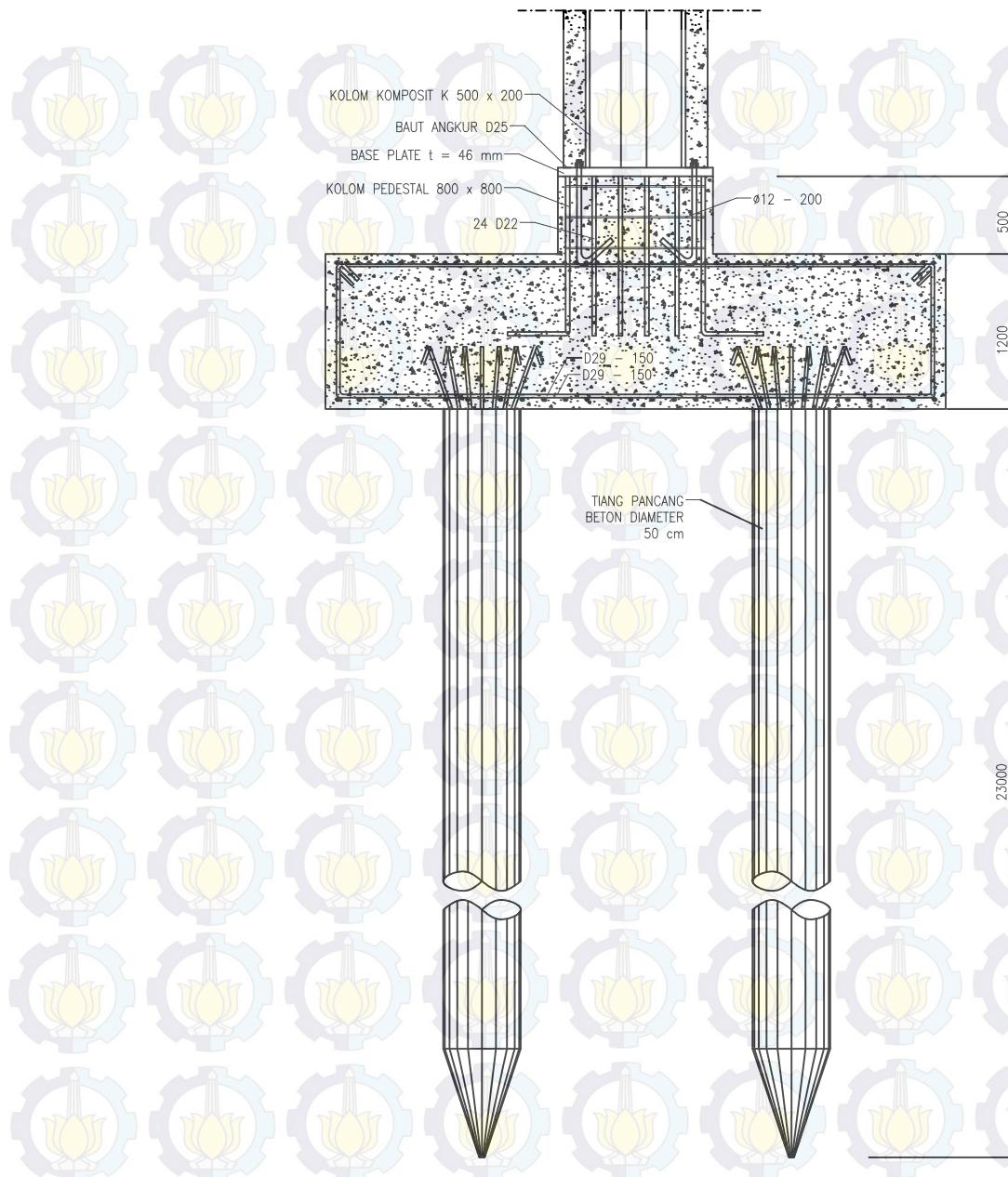
DETAIL PENULANGAN POER
DAN TIANG PANCANG
INTERIOR

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN





DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN POER
DAN TIANG PANCANG

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

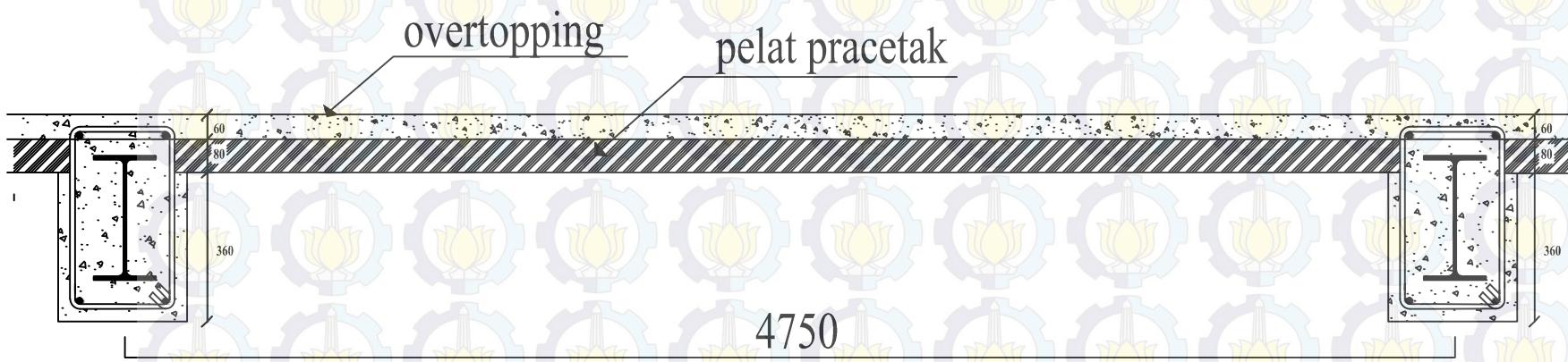
NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK DAN
PELAT

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN



SAMBUNGAN BALOK DAN PELAT

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. PhD.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

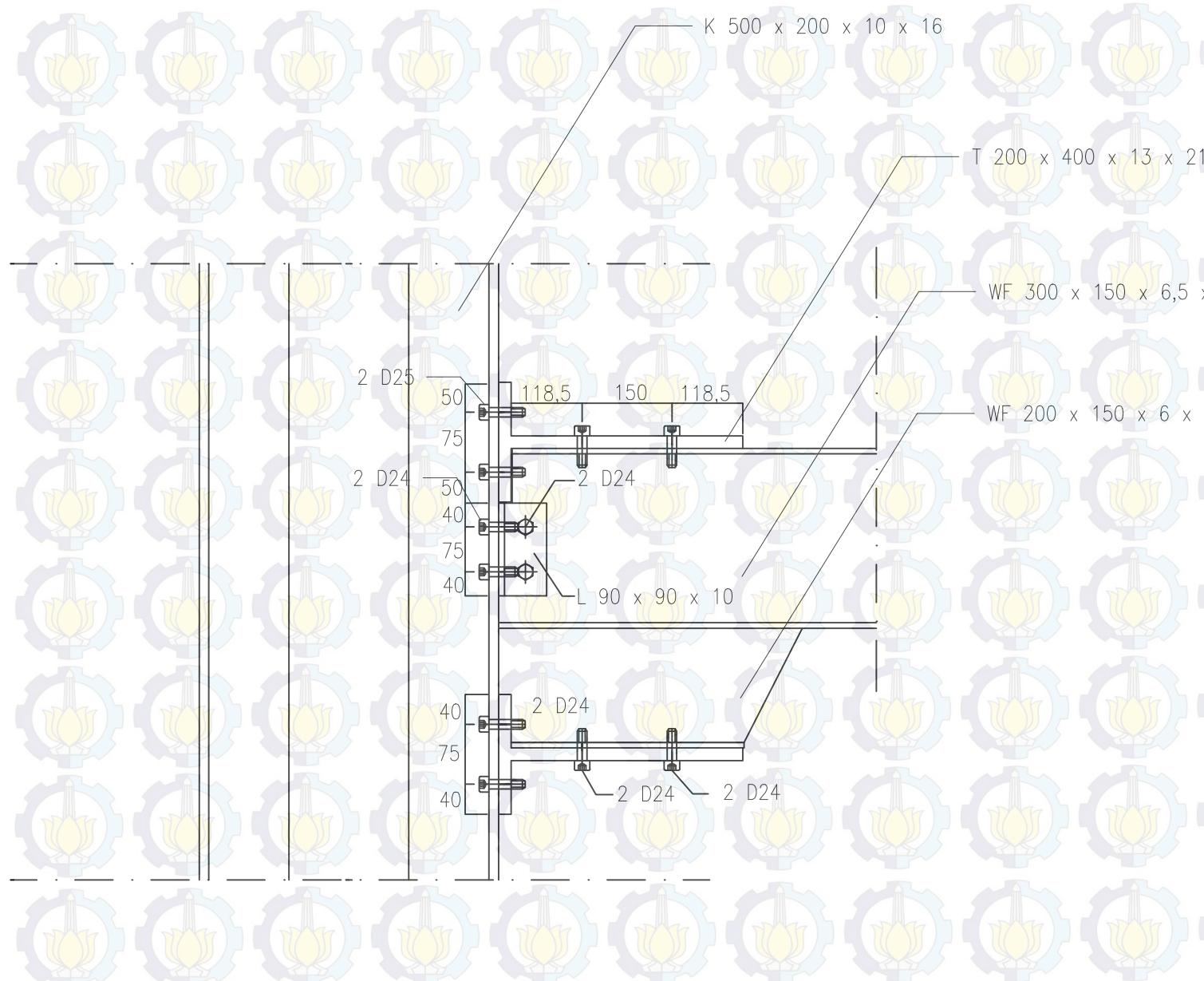
NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK KOLOM

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN



DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

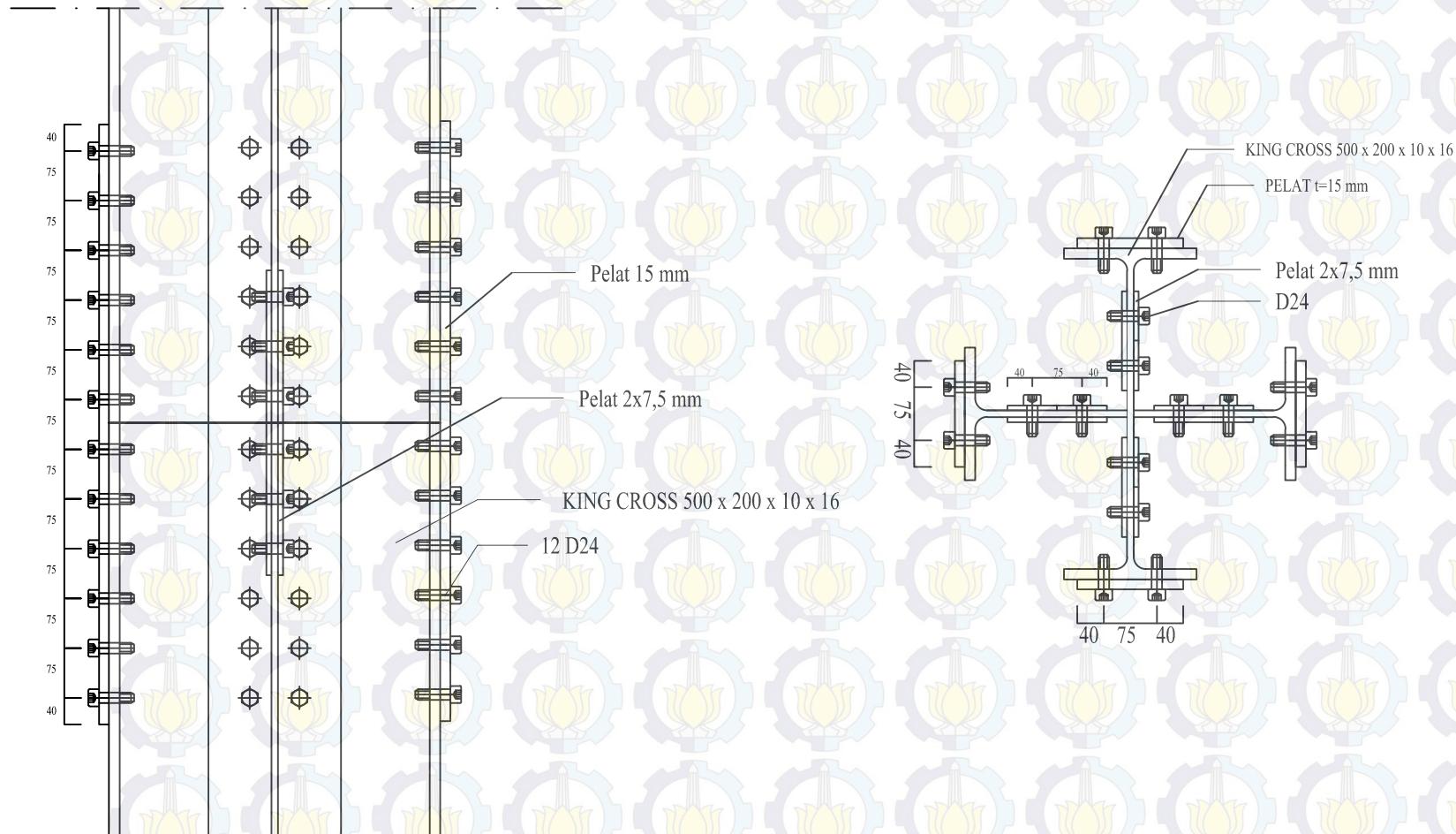
NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN KOLOM LANTAI 2

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN



DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. PhD.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

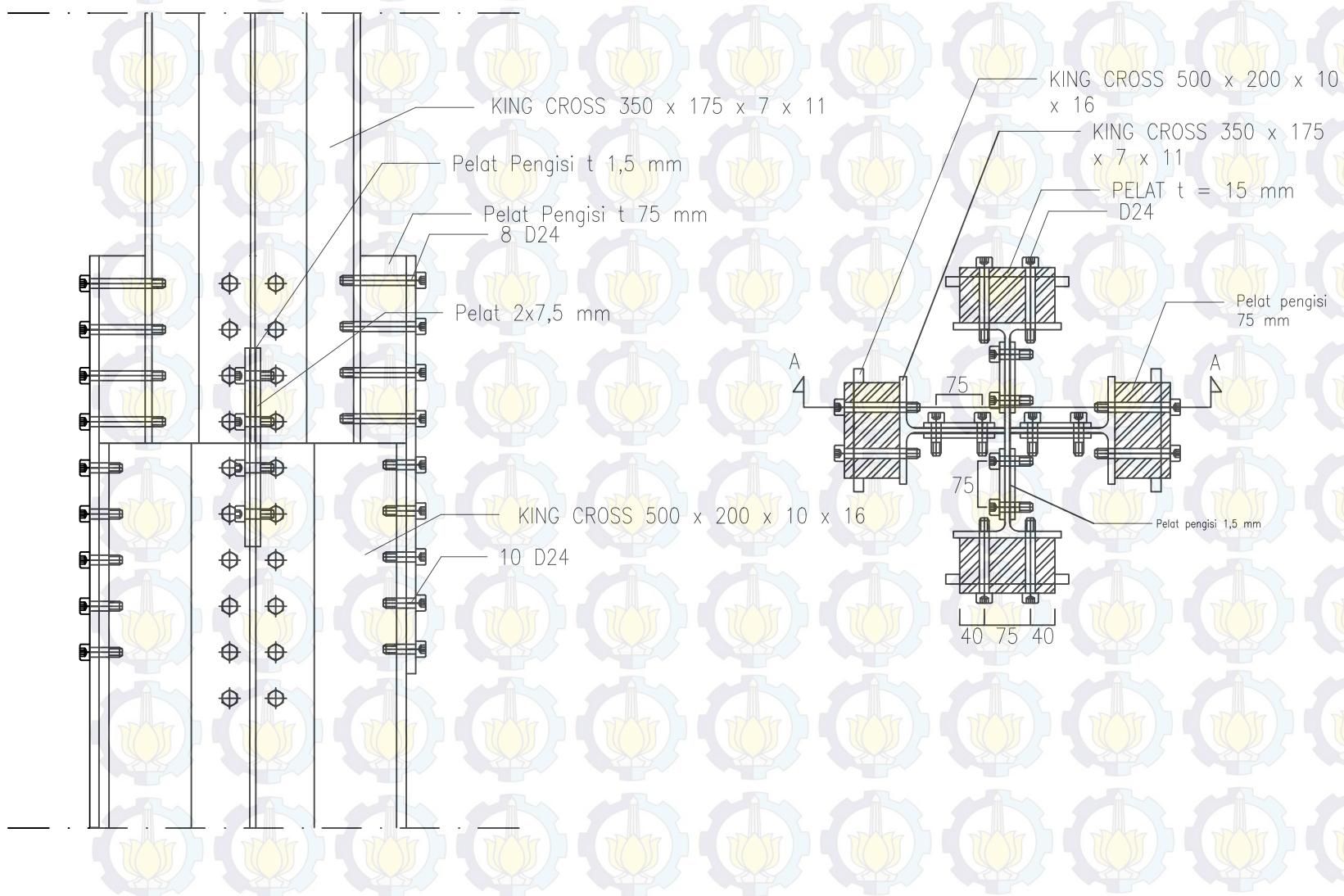
NAMA GAMBAR

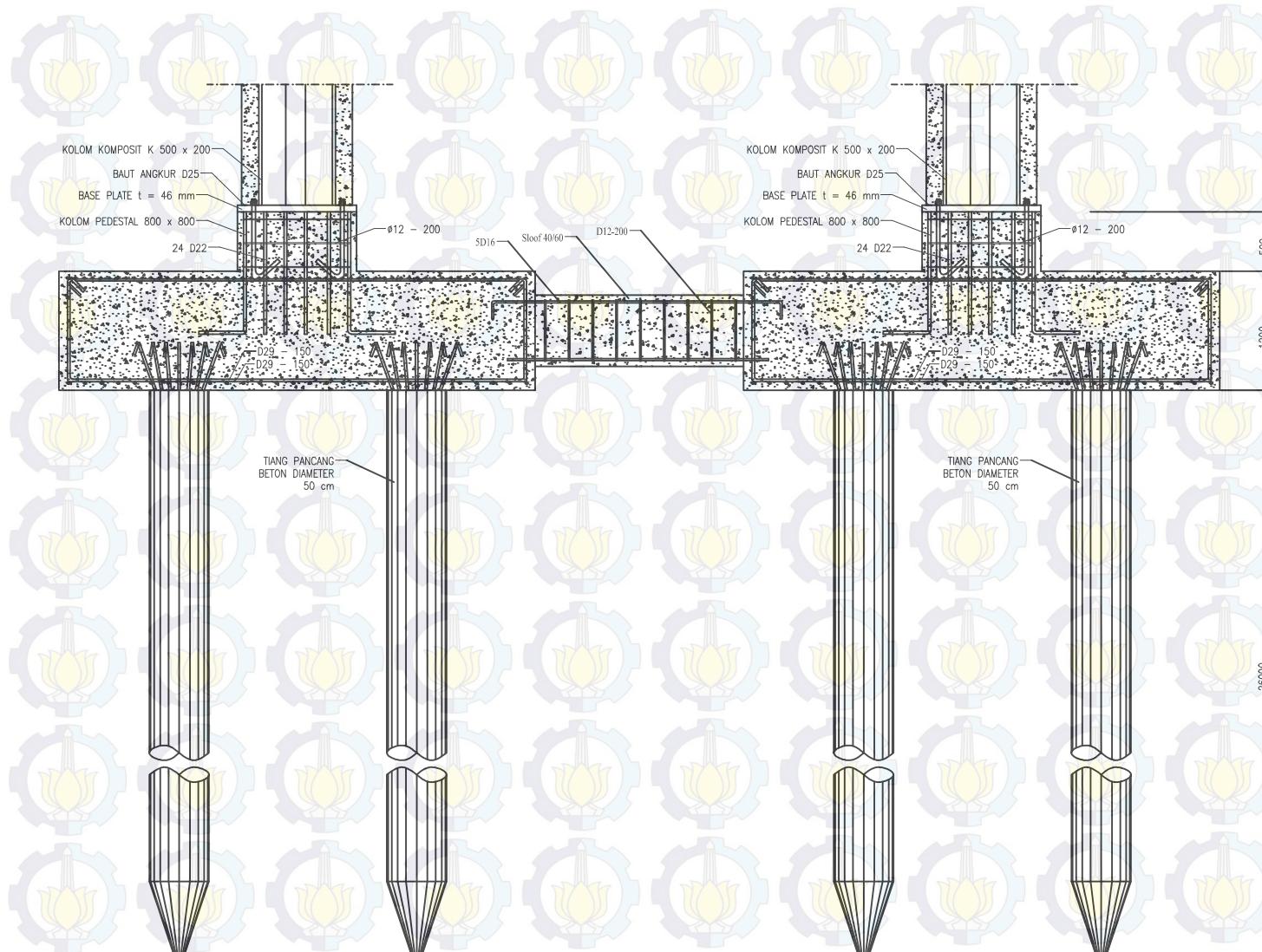
SAMBUNGAN KOLOM LANTAI 6

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN





DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN POER
DAN SLOOF

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN

DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. PhD.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

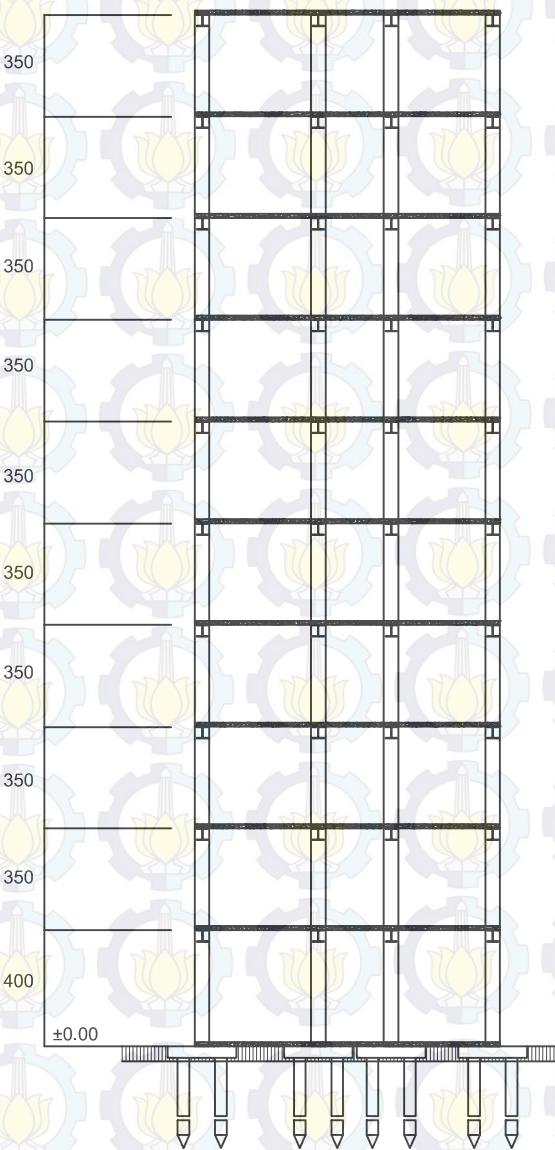
NAMA GAMBAR

TAMPAK DEPAN STRUKTUR
GEDUNG ASRAMA

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN



DESAIN MODIFIKASI GEDUNG
ASRAMA IAIN SUNAN AMPEL
SURABAYA MENGGUNAKAN
METODE PRACETAK KOMPOSIT
DI ZONA GEMPA KUAT

NAMA MAHASISWA

HARGI TOMMY JULIEZAR

NRP MAHASISWA

3110 100 133

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. TAVIO, ST. MT. PhD.
2. Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA

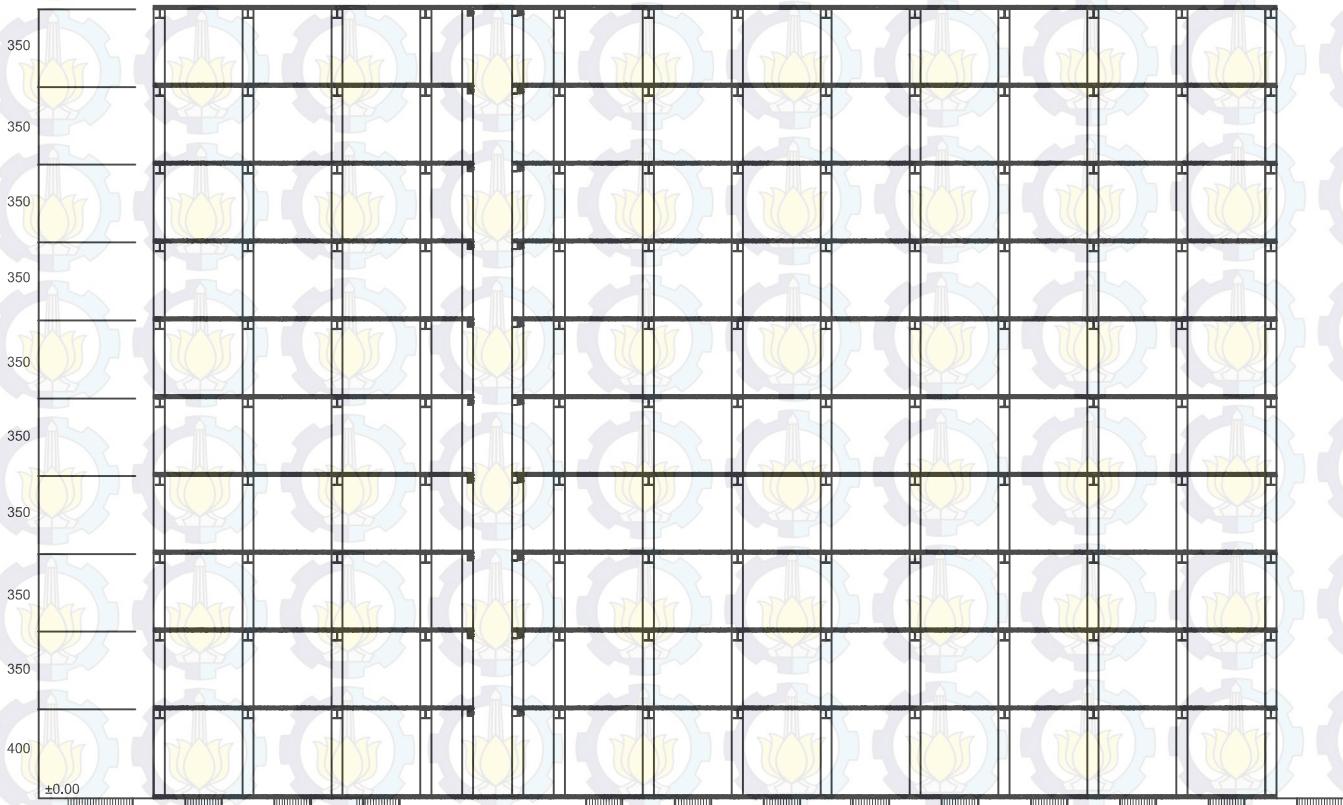
NAMA GAMBAR

TAMPAK SAMPING STRUKTUR
GEDUNG ASRAMA

DISETUJUI

NOMOR LEMBAR

CATATAN



BIODATA PENULIS



Penulis bernama Hargi Tommy Juliezar, dilahirkan di kota Bengkulu pada tanggal 1 Juli 1992, merupakan anak pertama dari tiga bersaudara dari pasangan Lil Imron dan Lela Wati.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Kemayoran II dan lulus pada tahun 2004, SMPN 1 Padang dan lulus pada tahun 2007, serta SMAN 1 Padang dan lulus pada tahun 2010. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjana jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya terdaftar dengan NRP 3110100133.

Dijurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang studi struktur.

Email : hargitommy@ymail.com