

✓ 38826/H/10



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

R55
690.73
Zah
m-1
2010

TUGAS AKHIR - RC09 1380

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG SEKOLAH TERANG BANGSA (STB) DENGAN METODE PRACETAK (PRECAST) DAN MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA GEDUNG (BUILDING FRAME SYSTEM)

ZAHRIAL FIRMAN R
NRP 3105 100 092

DOSEN PEMBIMBING
Ir. Kurdian Suprpto, MS

PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	4 - 2 - 2010
Terima Oleh	H
No. Agenda Prp.	335

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2010



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

FINAL PROJECT - RC09 1380

**MODIFICATION DESIGN OF TERANG BANGSA SCHOOL BUILDING
USING PRECAST CONCRETE AND BUILDING FRAME SYSTEM**

ZAHRIAL FIRMAN R
NRP 3105 100 092

SUPERVISOR
Ir. Kurdian Suprpto, MS

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institute Technology of Sepuluh Nopember
Surabaya 2010

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG SEKOLAH
TERANG BANGSA (STB) DENGAN METODE
PRACETAK (*PRECAST*) DAN SISTEM RANGKA
GEDUNG (*BUILDING FRAME SYSTEM*)**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Program Studi S – 1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya

Oleh :

ZAHRIAL FIRMAN R
NRP 3105 100 092

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :



SURABAYA, JANUARI 2010

MODERIKASI PERENCANAAN ALIRAN DATA SEKOLAH
TERANG BAKANG (ITB) DENGAN METODE
PRACTICE ORIENTED RESEARCH SISTEM BANGUNAN
GEBUNG BANGUNAN KAMPUS SYSTEM

TUGAS AKHIR

Dianalisis untuk Menentukan Sistem Informasi
Keperawatan (SISKEPERAWATAN) dengan Sistem Terpadu
ITB
Program Studi S-1 Teknik Informatika
Fakultas Teknik dan Ilmu Komputer
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Kampus

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

2023 1002 100 002

Halaman ini sengaja dikosongkan

Halaman ini sengaja dikosongkan



SUBABAYU, A. (2023) 1002 100 002

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG SEKOLAH
TERANG BANGSA DENGAN METODE PRACETAK
(PRECAST) DAN SISTEM RANGKA GEDUNG
(BUILDING FRAME SYSTEM)**

Nama Mahasiswa : Zahrial Firman R
NRP : 3105 100 092
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Ir. Kurdian Suprpto, MS

Abstrak

Adanya peningkatan kebutuhan pembangunan di Indonesia mendorong berkembangnya metode konstruksi di bidang teknik sipil. Dalam upaya pemenuhan kebutuhan tersebut, tuntutan akan pekerjaan konstruksi yang efektif dan efisien makin besar. Sistem Pracetak, sebagai salah satu metode konstruksi, merupakan alternatif tepat karena memiliki keunggulan dalam hal kecepatan, kontrol kualitas, dan kemudahan dalam pelaksanaan. Dalam tugas akhir ini, Gedung STB akan direncanakan menggunakan metode pracetak pada elemen balok dan pelat. Sedangkan elemen kolom, tangga dan poer menggunakan metode cor di tempat.

Modifikasi yang dilakukan pada gedung ini antara lain menambah jumlah lantai dalam struktur menjadi 10 lantai, mereduksi bentang balok yang semula 8 meter menjadi 6 meter dan menambahkan elemen dinding geser dalam memikul gaya lateral untuk mengatasi sambungan pracetak yang tidak terlalu kaku. Dari literature yang ada, Sistem sambungan yang akan digunakan pada gedung ini adalah sambungan basah dengan sedikit modifikasi oleh penulis dengan pertimbangan kemudahan pelaksanaan di lapangan

Jumlah jenis tipe dari elemen struktur yang berbeda dibuat seminimal mungkin. Hal ini dimaksudkan untuk

mengurangi jumlah cetakan dan menyeragamkan detail penulangan dan sambungan. Akhirnya secara keseluruhan, struktur gedung ini tidak hanya ekonomis, tetapi juga kuat dalam menerima gaya gravitasi dan gaya gempa sesuai zona gempa gedung ini berada.

Kata Kunci : *Pracetak (precast), Sistem Rangka Gedung (Building Frame System), Dinding Geser (Shearwall).*

Tesis : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Ir. Kurniasih Supriatno, MS

Abstrak

Indonesia merupakan berkembangnya metode konstruksi di bidang teknik sipil. Dalam upaya pemertanian konstruksi tersebut, tuntutan akan kepastian konstruksi yang efektif dan efisien semakin besar. Sistem Pracetak sebagai salah satu metode konstruksi merupakan alternatif yang menarik memiliki keunggulan dalam hal kecepatan, kontrol kualitas dan kemudahan dalam pelaksanaan. Dalam tugas akhir ini, Gedung STD akan dilaksanakan menggunakan metode pracetak pada semua balok dan pelat. Sistem ini akan dilaksanakan dalam jangka dua puluh menggunakan metode cor di tempat.

Modifikasi yang dilakukan pada gedung ini antara lain menambah jumlah lantai dalam struktur menjadi 10 lantai, menambah panjang balok yang semula 8 meter menjadi 6 meter dan menambahkan elemen dinding geser dalam menyalip gaya lateral untuk mengatasi sambungan pracetak yang tidak teralun. Dari literature yang ada, sistem sambungan yang akan digunakan pada gedung ini adalah sambungan cor di tempat. Selain modifikasi yang penulis lakukan, penelitian kemampuan pelaksanaan di lapangan.

Penelitian jenis tipe dan elemen struktur yang berbeda-beda akan dilakukan untuk hal ini dilaksanakan untuk

**MODIFICATION DESIGN OF TERANG BANGSA
SCHOOL (STB) BUILDING USING PRECAST
CONCRETE AND BUILDING FRAME SYSTEM**

Name : Zahrial Firman R
NRP : 3105 100 092
Department : Civil Engineering
Supervisor : Ir. Kurdian Suprpto, MS

Abstract

The rising of infrastructure demand in Indonesia, encourage the development of construction method in civil engineering. In the realization of it, necessity of effective and efficient construction method is needed. Precast concrete is one of construction methods, it is a right alternative because it has advantages in speed, quality control and easy to do. In this case, STB building will be designed using precast method on beam and plate. And also, the element of column, stair and poer will be designed using conventional method.

The modification of this building such as: increasing the number of story become 10 stories, Reduce the length of span from 8 to 6 meters. And also, there is addition of shearwall structure to provide lateral load support because of unrigidity in precast connection. Wet connection will be used in this building considering the simply way to do.

The varians of precast element will be minimized as few as possibly in order to reduce amount of concrete casting and uniforming steel reinforcement and joint detail. The result of this buliding structure has to be economic and strong in order to receive gravity and lateral load vvhich the building earthquake force plan.

Key Words : Precast, Building Frame System, Shearwall.

MODIFIED
SCHOOL (STB) BUILDING USING PRECAST
CONCRETE AND BUILDING FRAME SYSTEM

Name :	Nabrial Firman R
NRP :	2105 100 092
Department :	Civil Engineering
Supervisor :	Ir. Kevlian Supripto, MS

Abstract

The rising of infrastructure demand in Indonesia encourage the development of construction method in civil engineering. In the realization of a necessity of effective and efficient construction method is needed. Precast concrete is one of construction methods, it is a right alternative because it has advantages in speed, quality control and easy to do. In this case, STB building will be designed using precast method on beam and plate. And also, the element of column, stair and door will be designed using conventional method.

The modification of the building such as increasing the number of storey become 10 storey. Besides the length of span from 8 to 6 meters. And also, there is addition of shearwall structure to provide lateral load support because of stability in precast connection. Wet connection will be used in this building considering the simple way to do.

The volume of precast element will be minimized as far as possible in order to reduce amount of concrete casting and reinforcing steel reinforcement and joint detail. The result of this building structure has to be economic and strong in order to receive gravity and lateral load which the building experiences force plan.

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT, atas segala rahmat, petunjuk dan kuasanya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa keberhasilan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan, bimbingan dan dorongan berbagai pihak. Oleh karena itu penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya, kepada yang terhormat :

1. Bapak Ir. Kurdian Suprpto, MS selaku dosen pembimbing yang telah banyak membantu dan membimbing penulis dalam penyusunan laporan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Ir. Kisbanuwati selaku dosen wali.
3. Bapak Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
4. Dosen Teknik Sipil ITS atas semua ilmu yang telah diberikan dan tidak lelah mendidik kami sebagai mahasiswa Teknik Sipil ITS.
5. Keluarga , teman – teman dan seluruh pihak yang telah membantu hingga terselesainya tugas akhir ini.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir yang dikerjakan ini masih jauh dari kesempurnaan baik menyangkut isi maupun tata bahasa yang penulis gunakan. Untuk itu penulis menerima dengan tangan terbuka segala saran dan usul ke arah perbaikan. Akhir kata semoga Tugas Akhir ini bermanfaat.

Surabaya, Januari 2010

(Zahrial Firman R)

KATA PENGANTAR

Secara resmi semua penulis mengucapkan kepada Allah SWT, yang selalu membimbing dan menolong kami dalam menyelesaikan tugas akhir ini.

Penulis menyadari bahwa terdapat banyak kekurangan dan kelemahan dalam Tugas Akhir ini, tidak lepas dari bantuan, bimbingan dan dorongan berbagai pihak. Oleh karena itu penulis mengucapkan terimakasih secara khusus dan mendalam yang setinggi-tingginya kepada yang terhormat :

1. Bapak Ir. Kardinus Suroso, MS selaku dosen pembimbing yang telah banyak membimbing dan membimbing penulis dalam penulisan laporan tugas akhir ini.
2. Ibu Ir. Kristina, MS selaku dosen wali.
3. Bapak Dr. Ir. Hidayat Suroso, MS selaku ketua jurusan Teknik Sipil ITS.

1. Dosen Teknik Sipil ITS yang telah banyak membimbing dan telah banyak membimbing penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.

2. Keluarga, teman-teman dan seluruh pihak yang telah membantu hingga terselesaikannya tugas akhir ini.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir yang dikerjakan ini masih jauh dari kesempurnaan baik mengenai isi maupun cara bahasa yang penulis gunakan. Untuk itu penulis menerima dengan tangan terbuka segala saran dan kritik yang membangun. Akhir kata semoga Tuhan Allah ini bermerahahi.

Surabaya, 2 Januari 2010

(Nama Penulis)

UCAPAN TERIMA KASIH

Dalam Tugas Akhir ini, banyak pihak yang telah memberikan bantuan kepada penulis dari awal sampai dengan akhir penulisan. Sehingga dari lubuk hati yang paling dalam serta tulus ikhlas, penulis ucapkan terima kasih kepada mereka, yang saya hormati :

1. Bapak Ir. Kurdian, MS, selaku Dosen Pembimbing yang telah banyak membantu dan membimbing penulis dalam pengerjaan dan penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil ITS.
3. Ibu Ir. Kisbanuwati, selaku dosen wali, yang telah menjadi "Orang Tua" bagi penulis selama menempuh pendidikan di ITS.
4. Bapak dan Ibu dosen Jurusan Teknik Sipil – ITS yang telah memberikan ilmunya selama penulis menempuh perkuliahan.
5. Karyawan Jurusan Teknik Sipil – ITS yang telah memberikan bantuan dalam hal administrasi untuk pengerjaan Tugas Akhir ini.
5. Ayah dan Ibu tercinta yang telah memberikan dukungan materil, moral dan doa. Doa serta wejangan Ayah dan Ibu sangat berarti bagiku, walaupun sudah pernah kudengar berkali-kali, tapi selalu menjadi penyemangat dan cambuk hingga Tugas Akhir ku ini selesai dengan sukses.
6. Mbak Farah, Mas Rizhal dan Adik Meli, saudara-saudaraku tersayang yang selalu mendukung lewat doa dan motivasinya.
7. Special Thanks buat Teman-teman diskusi sekaligus mentor saya: Sudarto, Arjito, Ikhwan dan Mario.
8. Teman-teman selama perjuanganku yang banyak memberikan dukungan: Bang Anto, Ihsan (Makasih banyak san, dah banyak ta repotin), Partner KPku-Irwanto ☺ , Sabar ☺, Rouil (Master of Hacking), Fajar ☺, dan tak lupa kawan-kawan Al-Hadiid yang cukup banyak memberikan inspirasi dalam hidup

(Ikhsan, Riskal, Emal, Rahman, Mentor saya-Mas Martono dsb)

9. Semua teman-teman S-48 dan dari angkatan lainnya, maupun dari jurusan lain, dan semua pihak yang tidak mungkin bisa disebut semua, yang telah banyak membantu dan mendukung dalam pelaksanaan tugas akhir ini.

Demikian hasil Tugas Akhir penulis, semoga bermanfaat bagi penulis pribadi dan rekan-rekan mahasiswa lainnya.

Surabaya, Januari 2010

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
ABSTRAK.....	i
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	xi
DAFTAR TABEL.....	xiii
BAB I	
PENDAHULUAN	
I.1. Latar Belakang.....	1
I.2. Perumusan Masalah.....	2
I.3. Tujuan	2
I.4. Batasan Masalah.....	3
I.5. Manfaat.....	3
BAB II	
TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Umum	5
2.2.1 Data Bangunan	5
2.2.2 Pembebanan	6
2.3 Perencanaan Sambungan	9
3.2.1 Sambungan Antara Kolom dengan Balok Induk.....	9
3.2.2 Sambungan antara Balok Induk dengan Balok Anak.....	11
2.4 Tinjauan Umum Pracetak	12
2.4 Perencanaan Reinforced Bearing Concrete pada Balok..	13
BAB III	
METODOLOGI	
3.1 Diagram Alir Perancangan	17
3.2 Metodologi Pengerjaan.....	17
BAB IV	
PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER	
4.1 Preliminary Design	21
4.1.1 Dimensi Balok.....	21
4.1.2 Perencanaan Tebal Pelat.....	22

4.2 Permodelan dan Analisa Struktur Pelat	30
4.3 Perencanaan Pembebanan Pelat.....	31
4.3.1 Pembebanan Pelat Lantai	31
4.3.2 Pembebanan Pelat Atap.....	32
4.3.3 Kombinasi Pembebanan.....	33
4.4 Perhitungan Tulangan Pelat.....	33
4.4.1 Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit.....	35
4.4.2 Perhitungan Tulangan Akibat Pengangkatan	38
4.4.3 Perhitungan Tulangan Setelah Komposit.....	40
4.4.4 Penulangan Pelat Terpasang	42
4.4.5 Penulangan Stud Pelat Lantai.....	43
4.4.6 Kontrol Lendutan dan Retak	45
4.4.7 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat.....	46
4.4.8 Perhitungan Tulangan Angkat.....	47
4.5 Perancangan Tangga.....	51
4.5.1 Perhitungan Pelat Tangga.....	52
4.5.2 Pembebanan Pelat Tangga	53
4.5.3 Analisa Gaya – Gaya Dalam	54
4.5.4 Perhitungan Tulangan	58
4.6 Perancangan Balok Anak.....	61
4.6.1 Perhitungan Beban Terbagi Rata.....	61
4.6.2 Perhitungan Momen dan Geser	65
4.6.3 Perhitungan Tulangan	66
4.6.4 Perhitungan Tulangan Geser	71
4.6.5 Pengangkatan Elemen Balok Anak	72
4.6.6 Kontrol Lendutan dan Retak	77
4.7 Perancangan Lift.....	78
4.7.1 Data Perancangan.....	78
4.7.2 Pembebanan	80
4.7.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam.....	82
4.7.4 Balok Penumpu depan.....	83
4.7.5 Balok Penumpu belakang.....	86
4.7.6 Balok Penggantung	89

BAB V

ANALISA STRUKTUR UTAMA

5.1 Umum	93
5.2 Data- data perencanaan.....	93
5.3.1 Perancangan Dimensi Kolom	94
5.3.2 Perancangan Dimensi Dinding Struktur	96
5.3.2 Perhitungan Pembebanan Pelat.....	97
5.4 Perhitungan Berat Struktur	97
5.4.1 Menentukan Eksentrisitas Rencana Bangunan (e_d)...	99
5.4.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)	101
5.4.3 Kontrol Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear</i>)	101
5.4.4 Kontrol Partisipasi Massa.....	102
5.4.5 Kontrol Waktu Getar Alami	102
5.4.6 Kontrol Simpangan (Δ)	104
5.4.7 Kontrol SRG dalam Proporsi Menahan Gempa Dinamik	105
5.5 Perancangan Balok Induk..	106
5.5.1 Penulangan Lentur Balok Induk.....	106
5.5.1.1 Penulangan Lentur Sebelum Komposit.....	106
5.5.1.2 Penulangan Lentur Setelah Komposit.....	109
5.5.1.3 Penulangan Geser dan Torsi	116
5.5.1.4 Kontrol Lendutan	120
5.5.1.5 Kontrol Retak.....	121
5.5.1.6 Kontrol Guling.....	122
5.5.2 Pengangkatan Elemen Balok.....	123
5.6 Perancangan Kolom.....	127
5.6.1 Umum.....	127
5.6.2 Perhitungan Tulangan Kolom	127
5.6.3 Kolom Pendek.....	127
5.6.4 Kolom Panjang.....	128
5.6.5 Perhitungan Kolom Eksterior Lt. 1-5	129
5.6.8 Perhitungan Kolom Interior Lt. 1-5	134
5.6.7 Perhitungan Kolom Eksterior Lt. 6-10.....	139
5.6.8 Perhitungan Kolom Interior Lt. 6-10.....	141
5.6.9 Panjangan Lewatan pada Sambungan Kolom.....	143

5.7 Perancangan Dinding Struktur.....	144
5.7.1 Pendahuluan.....	144
5.7.2 Evaluasi Dinding Struktur dalam menahan Kombinasi beban lentur dan aksial.....	144
5.7.3 Evaluasi Dinding Struktur dalam menahan Kombinasi beban geser.....	149
5.7.4 Evaluasi Kapasitas Boundary Element	151
BAB VI	
PERANCANGAN SAMBUNGAN	
6.1 Umum	155
6.2 Kriteria Perencanaan Sambungan	156
6.3 Konsep Desain Sambungan.....	158
6.3.1 Mekanisme Pemindahan Beban	158
6.3.2 Stabilitas dan Keseimbangan	159
6.3.3 Klasifikasi Sistem dan Sambungan	159
6.3.4 Pola-Pola Kehancuran	160
6.4 Pertimbangan Dalam Perancangan	161
6.5 Penggunaan Topping Beton.....	164
6.6 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom....	165
6.6.1 Perencanaan Konsol Pada Kolom	165
6.6.2 Perencanaan Reinforced Concrete Bearing.....	170
6.7 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak.173	
6.7.1 Perencanaan Konsol Pada Balok Induk.....	173
6.7.2 Perencanaan Reinforced Concrete Bearing.....	175
6.8 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak.178	
6.8.1 Perencanaan Konsol Pada Balok Induk.....	180
6.8.2 Perencanaan Reinforced Concrete Bearing.....	183
BAB VII	
PERANCANGAN PONDASI	
7.1 Perancangan Pondasi Kolom	185
7.1.1 Perancangan Pondasi Kolom.....	185
7.1.1.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	186
7.1.1.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	187
7.1.1.3 Perhitungan Tiang Pancang Kelompok.....	188

7.1.1.4 Kontrol Beban Maksimum Tiang (P_{max}).....	190
7.1.1.5 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap gaya Lateral	191
7.1.1.6 Perancangan Poer.....	192
7.2 Perancangan Pondasi Dinding Struktur Siku.....	196
7.2.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	197
7.2.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	198
7.2.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	199
7.2.3 Kontrol Beban Maksimum Tiang (P_{max})	201
7.2.4 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap gaya Lateral	202
7.2.5 Perancangan Poer	203
7.3 Perancangan Sloof (Tie Beam).....	208
BAB VIII	
TAHAP PELAKSANAAN	
8.1. Umum	213
8.2. Proses Produksi Elemen Beton Pracetak.	213
8.3. Pengangkatan dan Penempatan Crane	214
8.4. Proses Pemasangan Elemen Beton Pracetak	216
8.4.1. Pekerjaan Kolom.....	217
8.4.2. Pekerjaan Balok	218
8.4.3 Pekerjaan Tangga.....	218
8.4.4. Pekerjaan Pelat... ..	218
8.5. Transportasi Elemen Beton Pracetak	218
8.5.1 Sistem Transportasi	218
8.5.2 Jadwal Pengangkutan Elemen Beton Pracetak	219
BAB IX	
KESIMPULAN DAN SARAN	
9.1 Kesimpulan.....	221
9.2 Saran	222
DAFTAR PUSTAKA	
GAMBAR PERANCANGAN	
LAMPIRAN	

DAFTAR TABEL

- Tabel 2.1 Jenis Pembebanan
- Tabel 4.1 Tebal Minimum untuk balok non prategang
- Tabel 4.2 Tulangan pelat yang terpasang pada pelat B
- Tabel 4.3 Nilai momen dan Geser pada Lift
- Tabel 5.1 Berat Bangunan Total
- Tabel 5.2 Eksentrisitas Rencana
- Tabel 5.3 Modal Participating Mass Ratio
- Tabel 5.4 Kontrol Waktu Getar Alami
- Tabel 5.5 Analisa simpangan arah gempa x
- Tabel 5.6 Analisa simpangan arah gempa y
- Tabel 5.7 Prosentase penahan gempa oleh rangka dan shearwall
- Tabel 5.8 Resume Momen Desain Balok Induk b41 pada lantai 9
- Tabel 5.9 Momen Desain Balok Induk b41 pada lantai 9
- Tabel 5.10 Resume Aksial dan Momen pada Kolom Eksterior Lantai 1
- Tabel 5.11 Resume Aksial dan Momen pada Kolom Interior Lantai 1
- Tabel 5.12 Resume Aksial dan Momen pada Kolom Eksterior Lantai 6
- Tabel 5.13 Kontrol dan Pengekangan pada Kolom Eksterior Lantai 6
- Tabel 5.14 Resume Aksial dan Momen pada Kolom Interior Lantai 6
- Tabel 5.15 Kontrol dan Pengekangan pada Kolom Interior Lantai 6
- Tabel 5.16 Beban Kombinasi yang dipikul oleh Dinding Struktur siku 1 di lantai 1
- Tabel 5.17 Nilai Gaya Aksial dan Momen Lentur untuk pembentukan Diagram Interaksi

DAFTAR GAMBAR

- Gambar 2.1 Respon Spektrum Gempa Rencana
Gambar 2.2 Wilayah Gempa Indonesia
Gambar 2.3 Penampang Konsol Pendek
Gambar 2.4 Sambungan antara Balok Induk dengan Kolom
Gambar 2.5 Sambungan antara Balok Induk dengan Balok Anak
Gambar 2.6 Titik Angkat dan Sokongan Sementara untuk pelat pracetak
Gambar 2.7 Titik Angkat dan Sokongan Sementara untuk pelat pracetak
Gambar 2.8 Reinforced Concrete Bearing pada Balok
- Gambar 4.1 Pelat Type A
Gambar 4.2 Pelat Type B
Gambar 4.3 Penampang Melintang Balok Anak
Gambar 4.4 Penampang Melintang Balok Induk
Gambar 4.5 Potongan Pelat
Gambar 4.6 Diagram gaya geser horizontal penampang komposit
Gambar 4.7 Penulangan Potongan Pelat
Gambar 4.8 Jarak Tulangan Angkat
Gambar 4.9 Denah Tangga
Gambar 4.10 Analisa Gaya Dalam Tangga
Gambar 4.11 Bidang Momen, Lintang, Nomal pada tangga
Gambar 4.12 Potongan Melintang Balok Anak
Gambar 4.13 Momen – momen dan gaya-gaya melintang
Gambar 4.14 Sketsa Penulangan Balok Anak
Gambar 4.15 Momen saat pengangkatan balok dari PCI design Handbook
Gambar 4.16 Denah Lift
Gambar 4.17 Letak Titik Pengangkatan
Gambar 4.18 Gambar Momen hasil perhitungan SAP
Gambar 4.19 Gaya Lintang hasil perhitungan SAP
- Gambar 5.1 Luas Beton yang diterima 1 kolom

- Gambar 5.2 Tributary Area
- Gambar 5.3 Pembebanan Balok Induk
- Gambar 5.4 Potongan Balok T
- Gambar 5.5 Sketsa Tulangan Balok Induk di daerah tumpuan
- Gambar 5.6 Potongan Melintang Balok Induk Pracetak
- Gambar 5.7 Momen saat pengangkatan Balok dari PCI
- Gambar 5.8 Jarak Tulangan Angkat
- Gambar 5.9 Penampang Kolom Eksterior Lt. 1-5 dan Output PCACOL
- Gambar 5.10 Penampang Kolom Interior Lt. 1-5 dan Output PCACOL
- Gambar 5.11 Output PCACOL
- Gambar 5.12 Output PCACOL
- Gambar 5.13 Pemodelan Sectional DS Tipe Siku
- Gambar 5.14 Pemodelan Panel DS Tipe Siku
- Gambar 5.15 General Reinforcing Pier Section
- Gambar 5.16 Diagram Interaksi
- Gambar 5.17 Output PCACOL
- Gambar 6.1. Mekanisme Pemindahan Beban
- Gambar 6.2 Model – Model Keruntuhan Gedung
- Gambar 6.3 Sistem Penulangan Konsol Pendek
- Gambar 6.4 Rencana tulangan pada Kolom
- Gambar 6.5 Rencana tulangan pada Balok Induk
- Gambar 6.6 Rencana tulangan pada Shearwall
- Gambar 7.1 Konfigurasi Rencana Tiang
- Gambar 7.2 Diagram Gaya Lateral Tiang Pondasi
- Gambar 7.3 Analisa poer sebagai balok kantilever
- Gambar 7.4 Konfigurasi Rencana Tiang
- Gambar 7.5 Diagram Gaya Lateral Tiang Pondasi
- Gambar 7.6 Penampang Kritis pada Pondasi Dinding Struktur
- Gambar 7.7 Analisa Poer arah x
- Gambar 7.8 Analisa Poer arah y
- Gambar 7.9 Tie Beam

Gambar 8.1 Skema Proses Produksi Elemen Pracetak

Gambar 8.2 Denah Penempatan Crane

Gambar 8.3 Proses pemasangan Elemen Beton pracetak

Gambar 8.1. Sistem Proses Produksi Element Praktis
Gambar 8.2. Elemen Perancangan Ciri
Gambar 8.3. Proses perancangan Element Sistem Praktis

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Adanya peningkatan kebutuhan pembangunan di Indonesia mendorong berkembangnya metode konstruksi di bidang teknik sipil. Dalam upaya pemenuhan kebutuhan tersebut, tuntutan akan pekerjaan konstruksi yang efektif dan efisien makin besar. Sistem Pracetak, sebagai salah satu metode konstruksi, merupakan alternatif tepat karena memiliki kelebihan dalam hal kecepatan, control kualitas, dan kemudahan dalam pelaksanaan.

Dalam pelaksanaannya, Sistem pracetak (*precast*) lebih tepat dan efisien apabila diaplikasikan pada beberapa hal. Diantaranya adalah pengaplikasian pada gedung yang berada pada daerah dengan zona gempa relatif rendah (zona gempa I dan zona II) serta pada gedung yang bertipe tipikal. Zona gempa relatif rendah (I dan II) memiliki frekuensi gempa yang tidak terlalu sering dengan intensitas yang tidak terlalu besar. Maka dari itu metode pracetak sangat tepat, karena pada metode pracetak (*precast*) ikatan yang terjadi tidak terlalu kaku. Sedangkan pengaplikasian metode pracetak pada gedung dengan tipe tipikal (*typical*) lebih efisien karena pada gedung dengan tipe ini mempunyai elemen yang tipikal sehingga lebih mudah dalam pengerjaan dan pelaksanaannya.

Gedung Sekolah Terang Bangsa sendiri, merupakan struktur dengan 8 tingkat dan berada di zona gempa 2. Gedung ini dikerjakan dengan menggunakan sistem beton cor di tempat (*konvensional*) yang mengakibatkan kualitas pengerjaan yang kurang terkontrol serta memakan waktu yang relatif lama. Dari sisi konfigurasi, bangunan ini memiliki bentuk yang sama tiap lantainya (*tipikal*). Sehingga sangat tepat dan efisien apabila metode pracetak diaplikasikan.

Berdasarkan hal di atas, maka dalam penulisan tugas akhir ini saya melakukan modifikasi Struktur Gedung Sekolah Terang Bangsa menjadi gedung dengan 10 lantai yang dirancang dengan Sistem Rangka Gedung (*Building Frame System*) menggunakan metode pracetak (*precast*) serta memiliki konfigurasi yang teratur. Dengan pemakaian Sistem Rangka Gedung (*Building Frame System*), maka beban gravitasi dipikul oleh rangka sedangkan beban lateral dipikul oleh dinding geser (*shearwall*).

1.2 PERUMUSAN MASALAH

Permasalahan yang timbul pada metode beton pracetak berbeda dengan metode cor setempat, antara lain :

1. Bagaimana merencanakan elemen beton pracetak untuk struktur atas Gedung Sekolah Terang Bangsa termasuk dalam hal pengangkatan dan pemasangan elemen beton pracetak?
2. Bagaimana merencanakan struktur bangunan penahan gaya lateral?
3. Bagaimana merencanakan detail sambungan pada komponen pracetak?
4. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan ke dalam gambar teknik?

1.3 TUJUAN

Perancangan struktur sekolah Terang Bangsa dengan metode pracetak dan shearwall mempunyai tujuan diantaranya :

1. Merencanakan elemen beton pracetak untuk struktur atas Gedung Sekolah Terang Bangsa. termasuk dalam hal pengangkatan dan pemasangan elemen beton pracetak.
2. Merencanakan struktur bangunan penahan gaya lateral.
3. Merencanakan detail sambungan pada komponen-pracetak.

4. Menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan ke dalam gambar teknik.

1.4 BATASAN MASALAH

Permasalahan dalam penggunaan pracetak sebenarnya cukup banyak yang harus diperhatikan, namun mengingat keterbatasan waktu, perancangan ini mengambil batasan :

1. Beton pracetak yang digunakan adalah beton pracetak biasa (non prestress).
2. Komponen struktur yang menggunakan beton pracetak adalah pelat dan balok.
3. Tidak meninjau masalah perubahan volume akibat perubahan temperatur, creep, dan shrinkage oleh beton.
4. Tidak meninjau kecepatan konstruksi.
5. Perencanaan tidak termasuk sistem utilitas, kelistrikan dan sanitasi.
6. Analisa struktur menggunakan progam bantu ETABS 9.07.

1.5.1 MANFAAT

Adapun manfaat dari tugas akhir ini adalah :

Dengan penulisan tugas akhir ini diharapkan dapat memberikan contoh konkret penggunaan metode pracetak dalam pembangunan suatu gedung mengingat metode ini memiliki berbagai kelebihan dibandingkan metode konvensional dan telah banyak diterapkan dalam berbagai pekerjaan struktur dalam bidang teknik sipil di Indonesia.

1. Menunjukkan hasil perhitungan dan percontaan ke dalam gambar teknik.

1.4. RATA-RATA MASALAH

Permasalahan dalam program tersebut sebenarnya cukup banyak yang harus diperhatikan namun mengingat keterbatasan waktu perancangan ini mengambil hal-hal sebagai berikut :

1. Beton pracetak yang digunakan adalah beton pracetak jenis (non prestress).
2. Komponen struktur yang menggunakan beton pracetak adalah pelat dan balok.
3. Tidak menjadi masalah perubahan volume akibat perubahan temperatur, creep, dan shrinkage oleh beton.
4. Tidak menjadi keopatan konstruks.
5. Perencanaan tidak termasuk sistem utilitas, listrik dan sanitasi.
6. Analisis struktur menggunakan program bantu ETABS 9.0.7.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

1.5.1. MANFAAT

Adapun manfaat dan tugas akhir ini adalah :
1. Untuk mengetahui luas ekuitas yang diperlukan dalam memberikan contoh konkret penggunaan metode pracetak dalam perancangan suatu gedung menggunakan metode ini memiliki berbagai kelebihan dibandingkan metode konvensional dan telah banyak diterapkan dalam berbagai pekerjaan struktur dalam bidang teknik sipil di Indonesia.

BAB II TINJAUAN 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). Dengan demikian, sistem pracetak ini akan berbeda dengan konstruksi beton cor ditempat pada aspek perencanaan yang tergantung atau ditentukan oleh metoda pelaksanaan dari fabrikasi, penyatuan, dan pemasangannya, serta ditentukan pula oleh cara penyambungan antar komponen(joint). Beberapa prinsip beton pracetak tersebut dapat memberikan manfaat lebih dibandingkan beton monolit antara lain terkait dengan pengurangan waktu dan biaya, serta peningkatan jaminan kualitas (Gibb, 1999).

2.2.1 Data Bangunan

Struktur gedung yang akan dirancang dalam tugas akhir ini adalah bangunan sekolah yang menggunakan sistem pracetak .
Data- data bangunan antara lain :

Mutu Bahan

$f_c' = 35 \text{ Mpa}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

Kategori gedung sebagai sekolah (10 lantai)

- Sistem struktur : Sistem Rangka Gedung
- kolom menggunakan kolom beton bertulang

- balok dan pelat menggunakan beton pracetak
- Tinggi gedung = 40 m, dengan tinggi tiap lantai 4 m
- Gedung berada pada zona gempa 2
- Lebar bangunan = 18 m
- Panjang bangunan = 42 m.

2.2.2 Pembebanan Beban Gravitasi

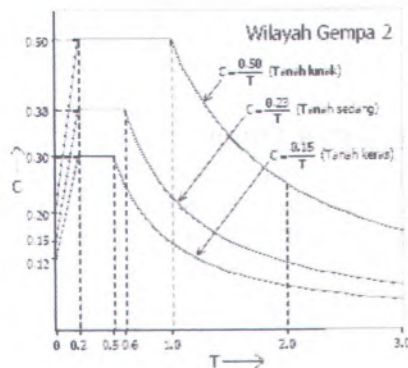
beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan atas seperti tabel dibawah :

Tabel 2.1 Jenis Pembebanan

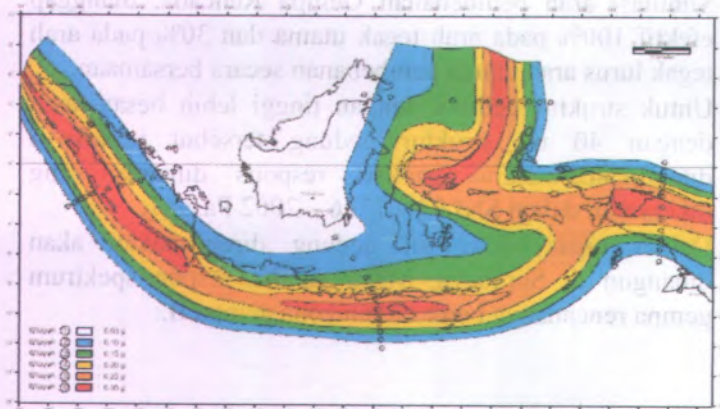
Jenis Beban	Beban-beban	Besar beban	Sumber
Mati	1. Berat volume beton bertulang	2400 kg/m ³	PPIUG-1987
	2. Penutup lantai ubin, per cm tebal	24 kg/m ²	PPIUG-1987
	3. Spesi dari campuran semen, per cm tebal	21 kg/m ²	PPIUG-1987
	4. Plafon asbes tebal 4 mm dengan rangka dan penggantung dari kayu	18 kg/m ²	PPIUG-1987
	5. Pipa-pipa dan ducting untuk pekerjaan mekanikal dan elektrikal	30 kg/m ²	
	6. Aspal per cm tebal		
	7. Pasangan dinding setengah bata	14 kg/m ²	PPIUG-1987
	8. Pasangan dinding batako tebal 10 cm berlubang	250 kg/m ² 120 kg/m ²	PPIUG-1987 PPIUG-1987
Hidup	Beban hidup pada sekolah Beban hidup pekerja	383 kg/m ² 100 kg/m ²	SNI 03-1727-2002 PPIUG-1987

Beban Gempa

- Simulasi arah pembebanan Gempa Rencana, dianggap efektif 100% pada arah tegak utama dan 30% pada arah tegak lurus arah utama pembebanan secara bersamaan.
- Untuk struktur gedung dengan tinggi lebih besar sama dengan 40 m, struktur gedung tersebut sebaiknya ditentukan melalui analisis respons dinamis yang dikelaskan dalam SNI 03 – 1726 – 2002 Pasal 7.
- Dalam tugas akhir ini gedung direncanakan akan dibangun di Surabaya. Maka analisa respon spektrum gempa rencananya berdasarkan zona gempa II.



Gambar 2.1 Respon Spektrum Gempa Rencana
(SNI 03-1726-2002, gambar 2)



Gambar 2.2 Wilayah Gempa Indonesia

Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan didasarkan pada SNI 03 – 2847 – 2002 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung pada Pasal 11.2, yaitu:

1. $1,4 D$
2. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$
3. $1,2 D + 1,0 \pm 1,6 W + 0,5 (A \text{ atau } R)$
4. $0,9 D \pm 1,6 W$
5. $1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
6. $0,9 D \pm 1,0 E$

Dimana :

- U = Beban Ultimate
- D = Beban Mati
- L = Beban Hidup
- W = Beban Angin
- E = Beban Gempa
- A = Beban Atap
- R = Beban Hujan.

2.3 Perencanaan Sambungan

Salah satu bagian yang terpenting dalam perencanaan struktur pracetak adalah perencanaan desain sambungan. Sambungan dalam perencanaan elemen pracetak disamping sebagai penghubung antar elemen pracetak, juga berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang bekerja dari elemen struktur yang satu dengan elemen struktur yang lain yang nantinya akan diteruskan ke pondasi. Selain itu, desain sambungan juga dibuat untuk menciptakan kestabilan. Kesalahan dalam perencanaan desain sambungan akan berakibat keruntuhanm struktur yang sangat besar.

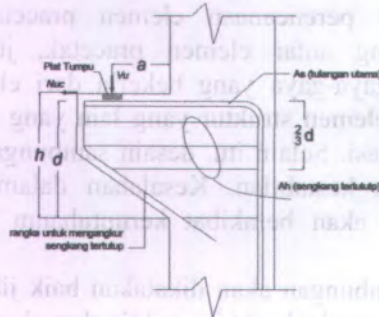
Sebuah sambungan akan dikatakan baik jika sambungan tersebut dapat memenuhi kroteria praktis dan ekonomis. Praktis dalam hal ini sambungan mudah dilaksanakan serta tidak memerlukan teknik tertentu dalam pemasangan sambungan tersebut. Sedangkan ekonomis merupakan kelanjutan dari praktis, dimana semakin mudah dalam pelaksanaan serta tidak membutuhkan teknik tertentu maka akan mengurangi biaya-biaya dari produksi.

Desain sambungan yang dipakai dalam perancangan Gedung Sekolah Terang Bangsa ini adalah sambungan Basah (topping) yang relatif lebih mudah dalam pelaksanaan jika dibandingkan dengan sambungan kering (non topping) seperti mechanical connection dan welding connection yang cukup kompleks. Sambungan basah seperti cor ditempat maupun dengan cara grouting sudah banyak dilaksanakan atau dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor ditempat.

2.3.1 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Dalam tugas akhir ini direncanakan konsol pendek pada kolom sebagai tumpuan untuk meletakkan balok induk pracetak. Pada pelaksanaannya, pengecoran dari corbel bersama-sama dengan pengecoran kolom. Jadi antara kolom dan konsol pendek direncanakan bersifat monolit. Pada setiap kolom tempat

menumpu balok pracetak, dimensi dari corbel direncanakan sama semua.



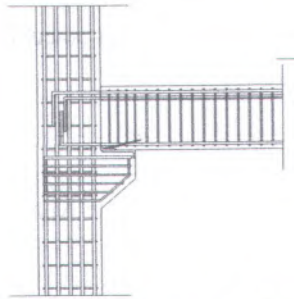
Gambar 2.3 Penampang Konsol Pendek

SNI 03-2847-2002 pasal 13.9 memberikan tata cara perencanaan konsol pendek nilai banding bentang retak dan tinggi

efektif $\frac{a}{d}$ tidak lebih dari 1,0 dengan ketentuan sebagai berikut :

1. gaya horizontal berfaktor $Nuc < \text{ gaya geser berfaktor } Vu$
2. penampang pada muka tumpuan harus direncanakan untuk secara bersamaan memikul gaya geser Vu , momen $(Vu.a + Nuc (h-d))$ dan gaya tarik horizontal Nuc .
3. untuk semua perhitungan perencanaan konsol pendek menggunakan factor reduksi kekuatan $\phi = 0,65$.
4. tulangan Af harus diperhitungkan untuk menahan gaya momen lentur sebesar $(Vu.a + Nuc (h-d))$.
5. perhitungan tulangan An yang berfungsi memikul gaya tarik horizontal Nuc ditentukan berdasarkan $Nuc < \phi . An . fy$.
6. gaya tarik berfaktor Nuc harus dianggap sebagai beban hidup walaupun gaya tersebut terjadi akibat rangkai, susut atau perubahan suhu, dan Nuc tidak boleh kurang dari $0,2.Vu$. kecuali bila digunakan cara khusus untuk mencegah terjadinya gaya tarik.

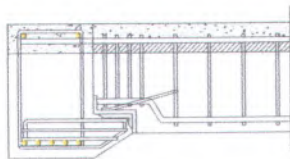
7. luas tulangan tarik utama A_s harus diambil sama dengan nilai yang terbesar dari $(A_f + A_n)$ dan $(2/3.A_{vf} + A_n)$.
8. tulangan geser sengkang A_n dipasang sejajar terhadap A_s dengan luas tidak kurang dari $0,5.(A_s - A_n)$ dan disebar merata dalam batas dua per tiga dari tinggi efektif.
9. rasio tulangan $\rho = \frac{A_s}{b.d} \geq 0,004 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right)$.



Gambar 2.4 Sambungan antara Balok Induk dengan Kolom

2.3.2 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Sambungan antara balok induk dan balok anak juga menggunakan konsol pendek. Dalam hal ini, fungsi dari konsol pendek hampir sama seperti pada sambungan antara kolom dengan balok, yaitu sebagai dudukan atau tumpuan balok anak.

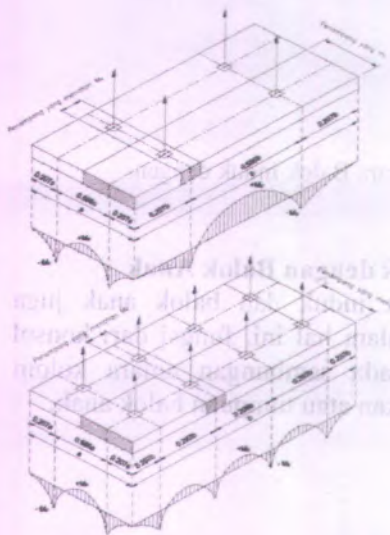


Gambar 2.5 Sambungan antara Balok Induk dengan Balok Anak

2.4 Tinjauan Elemen Pracetak

Hal yang perlu diperhatikan dalam penanganan produk pracetak adalah pada saat proses pengangkatan dan penyimpanan. Untuk menjamin agar produk pracetak tidak mengalami kerusakan / keretakan, maka kita harus memperhatikan hal-hal yang telah tertera pada *PCI Design Handbook 5th Edition Precast and Prestressed Concrete Chapter 5*. Adapun beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam memperlakukan elemen beton pracetak adalah :

1. Titik Angkat dan Sokongan untuk pelat pracetak



w = beban per unit luas

(a) Dua titik angkat

Maksimum Momen :

$$+M_x = -M_x = 0.0107 w a^2 b$$

$$+M_y = -M_y = 0.0107 w a b^2$$

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

M_y ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$

(b) Empat titik angkat

Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_x = 0.0054 w a^2 b + M_y$$

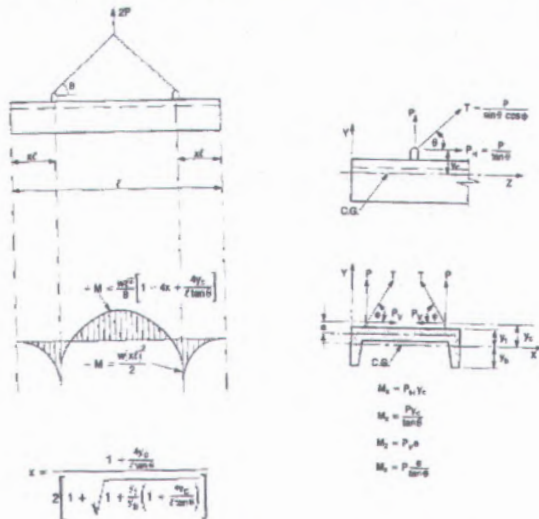
$$-M_y = 0.0027 w a b^2$$

M_x ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dari $15t$ atau $b/4$

M_y ditahan oleh penampang dengan lebar $a/2$

Gambar 2.6 Titik angkat dan sokongan sementara untuk pelat pracetak

2. Titik angkat dan sokongan untuk balok pracetak



Gambar 2.7 Titik angkat dan sokongan sementara untuk balok pracetak

Balok anak dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Tempat pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.

2.5 Perencanaan Reinforced Concrete Bearing Pada Balok

Bagian ujung balok pada tumpuan perlu diberi perkuatan tulangan untuk mempertinggi daya dukung elemen pada bagian tepi. Penulangan berdasarkan analisa geser friksi. Menurut PCI Design Handbook kemungkinan retak yang akan terjadi pada daerah tumpuan untuk memindahkan geser adalah seperti pada gambar dibawah ini.

Untuk menjamin pencapaian gaya gesek yang merata sepanjang retak yang dimisalkan, maka penulangan gesekan harus ditempatkan selayaknya disepanjang bidang geser dan harus diangkerkan dengan penanaman, kaitan atau pengelasan terhadap alat yang disediakan khusus.

Prosedur yang digunakan PCI adalah sebagai berikut :

1. Diassumsikan sudut retak adalah vertical $\theta = 20^{\circ}$
2. Hitung tulangan horizontal :

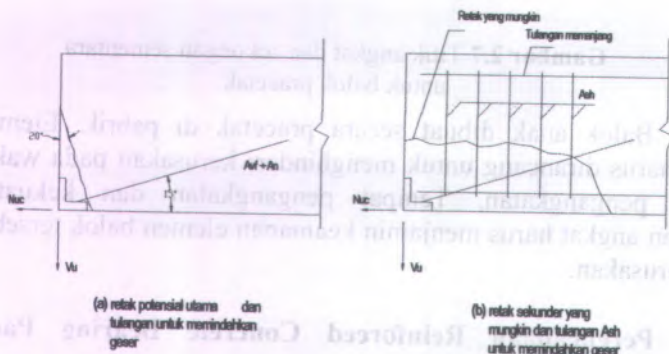
$$A_t = A_{vf} + A_n = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu} + \frac{N_u}{\phi \cdot f_y}$$

Sudut penanaman adalah 15° seperti yang disarankan pada referensi.

$$\mu = 1,4 \cdot \lambda = 1,4 \times 1 = 1,4$$

$$\phi = 0,60 \text{ (A}_{vf}\text{)}$$

$$\phi = 0,80 \text{ (A}_n\text{)}$$



Gambar 2.8 Reinforced concrete pada balok

Sudut penanaman adalah 15° seperti yang disarankan pada referensi.

$$\mu = 1,4 \cdot \lambda = 1,4 \times 1 = 1,4$$

3. Perhitungan tulangan sengkang :
perhitungan tulangan sengkang Ash untuk retak horizontal
adalah :

$$Ash = \frac{At \cdot fy}{\mu \cdot fy}$$

3. Perhitungan tahanan sedang :
Perhitungan tahanan sedang Asn untuk terek horizontal adalah :

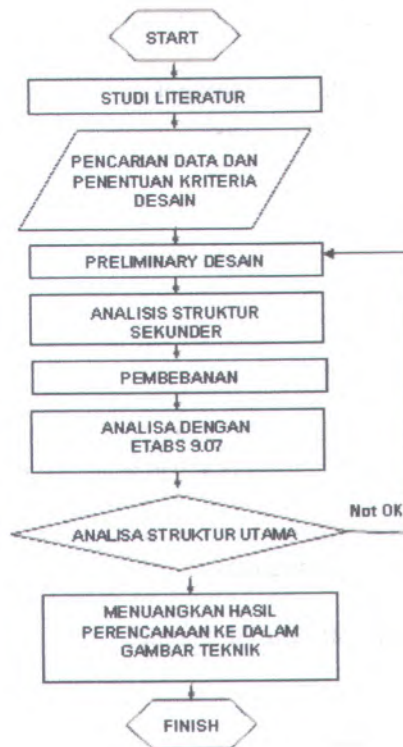
$$t_{sh} = \frac{M_{sh}}{W_{sh}}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Perancangan

Langkah-langkah yang perlu dilakukan dalam menyelesaikan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :



3.2 Penjelasan tahapan atau metode yang digunakan dalam perancangan gedung ini :

1. Studi literatur, yakni :
 - Mempelajari literatur mengenai perancangan elemen pracetak.
 - Mempelajari literatur mengenai perencanaan struktur.
2. Pencarian data dan penentuan kriteria desain yaitu penentuan gedung sebagai obyek perancangan, tinggi gedung, peruntukan gedung dan lokasi dibangunnya gedung tersebut beserta wilayah gempunya.
3. Preliminary design merupakan awal dari perancangan. Pada preliminary design ini kita menentukan dimensi elemen struktur gedung untuk digunakan dalam tahap perancangan selanjutnya.
4. Perencanaan struktur sekunder meliputi :
 - a. Pelat
 - b. Tangga
 - c. Balok anak
5. Analisa beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan atas, meliputi beban gravitasi dan beban lateral
6. Pemodelan struktur dan analisa gaya-gaya akibat pembebanan menggunakan *software* ETABS 9.07
7. Perencanaan struktur utama meliputi :
 - a. Balok
 - b. Kolom
 - c. Sambungan
 - d. Dinding geser

8. Hasil dari perancangan akan dituangkan dalam gambar teknik. Dalam penggambaran ini menggunakan program AutoCAD 2007.

8. Hasil dari penelitian akan diunggah ke dalam format
tulis. Dalam penelitian ini menggunakan program
Aard 2007

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Preliminary Design

Komponen-komponen struktur dapat dikelompokkan dalam dua kategori yaitu komponen struktur primer dan sekunder. Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekakuan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan – tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung, ataupun tegangan akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian ini meliputi pelat dan tangga. Sebelum menentukan dimensi pelat, perlu diadakan preliminary design untuk menentukan besarnya pembebanan pada pelat.

4.1.1 Dimensi Balok

Balok yang digunakan adalah rectangular beam non prestressed baik balok anak maupun balok induk. Pendimensionian balok mengacu pada SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 11.5 tabel 8:

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b \quad (\text{SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 11.5.2.1})$$

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

Dimana	b	= lebar balok
	h	= tinggi balok
	L _b	= bentang kotor balok (cm)
	f _y	= mutu tulangan baja

- Dimensi Balok Induk

Balok dengan L_b = 600 cm, dengan persyaratan f_y diambil 400 MPa.

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

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 600 = 37,5 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm}$$

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

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

Maka dipakai balok induk ukuran 35/55 cm

• **Dimensi Balok Anak**

Balok dengan $L_b = 600 \text{ cm}$, dengan persyaratan f_y diambil 400 MPa.

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

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 600 = 37,5 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

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

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

Maka dipakai balok anak ukuran 30/45 cm.

4.1.2 Perencanaan Tebal Pelat

Penentuan tebal pelat minimum untuk satu arah maupun dua arah menggunakan persyaratan pada SNI 03-2847-2002 pasal 11. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum satu arah harus sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 tabel 8 seperti yang dipakai pada balok. Sedangkan untuk pelat dua arah harus sesuai dengan SNI 03-2847-2002- pasal 11.5.3.3.

Dalam perencanaan tugas akhir ini, struktur gedung menggunakan pelat satu arah dan dua arah sehingga penentuan

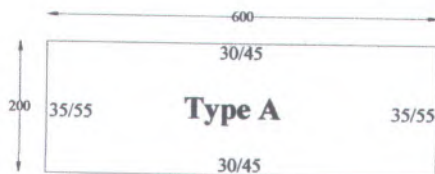
dimensi pelat memakai rumus yang ada pada kedua pasal tersebut:

Tabel 1.1 Tebal minimum untuk balok non-prategang atau pelat satu arah

Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Dua tumpuan sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu arah	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Balok atau pelat rusuk satu arah	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

Untuk perhitungan pelat lantai satu arah, yaitu pelat tipe A adalah sebagai berikut:

- Pelat tipe A ukuran 200 cm x 600 cm



Gambar 4.1 Pelat Type A

$$L_n = 600 - \left(\frac{35}{2} + \frac{35}{2} \right) = 565 \text{ cm}$$

$$S_n = 200 - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 170 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{565}{170} = 3,32 > 2 \quad (\text{pelat satu arah})$$

$$h_{min} = \frac{1}{20} \times L_b$$

$$h_{min} = \frac{1}{20} \times 200 = 10 \text{ cm}$$

Untuk pelat dua arah harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.3

Syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat dua arah :

- Untuk $\alpha_m \leq 0,2...$ (SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 11.5.3.3(a))
Tebal pelat tanpa penebalan , $h_{pelat} = 120 \text{ mm}$
(SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 11.5.3.2(a))
Tebal pelat dengan penebalan , $h_{pelat} = 100 \text{ mm}$
(SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 11.5.3.2(b))
- Untuk $2 > \alpha_m > 0,2$ (SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 11.5.3.3(b))

$$h_1 = \frac{\lambda n \left\{ 0,8 + \frac{f_y}{1500} \right\}}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0,2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 120 \text{ mm}$$

- Untuk $\alpha_m > 0,2...$ (SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 11.5.3.3(c))
Tebal pelat tidak boleh kurang dari :

$$h_2 = \frac{\lambda n \left\{ 0,8 + \frac{f_y}{1500} \right\}}{36 + 9\beta}$$

Ketiga perumusan diatas menggunakan nilai f_y dengan satuan MPa.

Dimana :

λn = panjang bentang bersih arah memanjang pelat

β = rasio panjang bentang bersih arah memanjang pelat terhadap 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 terhadap kekakuan pelat.

$$\alpha = \frac{EcbxIb}{EcsxIs}$$

$$Ib = \frac{1}{12} x bw x h^3 x k \quad Is = \frac{1}{12} x bs x t^3$$

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

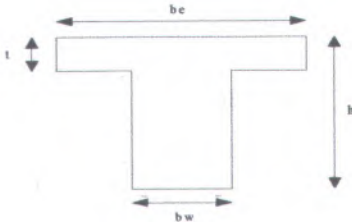
- Interior

$$be_1 \leq 0,25 x L$$

$$be_2 \leq bw + 16t$$

$$be_3 \leq bw + (2 x \frac{1}{2} Ln)$$

dipakai be yang terkecil



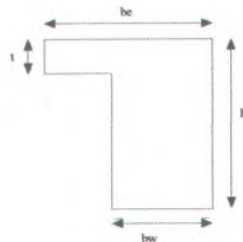
- Eksterior

$$be_1 \leq bw + 6t$$

$$be_2 \leq bw + \frac{Ln}{12}$$

$$be_3 \leq bw + bo$$

dipakai be yang terkecil



Dimana:

be = lebar efektif

bw = lebar balok

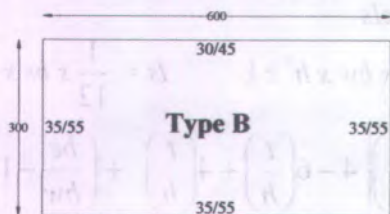
t = tebal pelat

L = bentang balok

L_n = bentang bersih balok satu dengan balok yang lain

Untuk perhitungan pelat lantai dua arah, yaitu pelat tipe B dengan tebal awal direncanakan 12 cm adalah sebagai berikut:

Pelat tipe B ukuran 300 cm x 600 cm

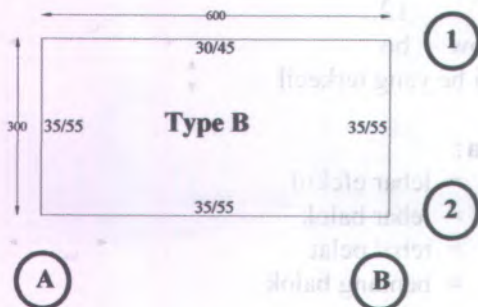


Gambar 4.2 Pelat Type B

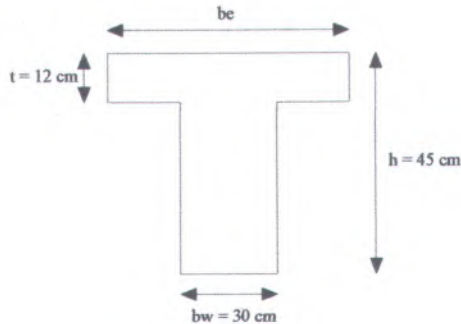
$$L_n = 600 - \left(\frac{35}{2} + \frac{35}{2} \right) = 565 \text{ cm}$$

$$S_n = 300 - \left(\frac{35}{2} + \frac{30}{2} \right) = 267,5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{565}{267,5} = 2,11 \approx 2 \text{ (pelat dua arah)}$$



- Kontrol tebal pelat
Sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 :
➤ Balok anak 30/45



Gambar 4.3 Penampang Melintang Balok Anak

$$be_1 \leq 0,25 \times Ln = 0,25 \times 565 = 141,25 \approx 145 \text{ cm}$$

$$be_2 \leq bw + 16t = 30 + (16 \times 12) = 222 \text{ cm}$$

$$be_3 \leq bw + (2 \times \frac{1}{2} Ln) = 30 + (2 \times \frac{1}{2} \times 565) = 595 \text{ cm}$$

dipakai $be = 145 \text{ cm}$ (diambil yang terkecil)

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{145}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{45}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{45}\right) + 4 \left(\frac{12}{45}\right)^2 + \left(\frac{145}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{45}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{145}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{45}\right)}$$

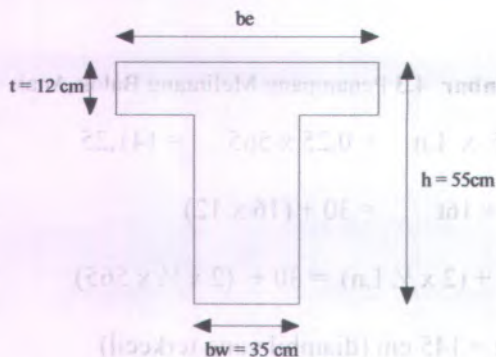
$$k = 1,887$$

$$I_b = \frac{1}{12} x b w x h^3 x k = \frac{1}{12} x 30 x 45^3 x 1,887 = 429882,188 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} x b s x t^3 = \frac{1}{12} x 300 x 12^3 = 43200 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = 9,951$$

➤ Balok Induk 35/55



Gambar 4.4 Penampang Melintang Balok Induk

$$be_1 \leq 0,25 \times Ln = 0,25 \times 565 = 141,25 \approx 145$$

cm

$$be_2 \leq bw + 16t = 35 + (16 \times 12) = 227$$

cm

$$be_3 \leq bw + (2 \times \frac{1}{2} Ln) = 35 + (2 \times \frac{1}{2} \times 565) = 600$$

cm

dipakai $be = 145$ cm (diambil yang terkecil)

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{145}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right) \left[4 - 6\left(\frac{12}{55}\right) + 4\left(\frac{12}{55}\right)^2 + \left(\frac{145}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{145}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)}$$

$$k = 1,776$$

$$Ib = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k = \frac{1}{12} \times 35 \times 55^3 \times 1,776 = 861822,5$$

cm⁴

$$Is = \frac{1}{12} \times bs \times t^3 = \frac{1}{12} \times 300 \times 12^3 = 43200 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{Ib}{Is} = 19,95$$

Sehingga $\alpha_m = \frac{1}{4} (19,95 + 19,95 + 19,95 + 9,951) = 17,44$

Untuk pelat dua arah harus sesuai dengan persyaratan SNI 03 - 2847-2002 pasal 11.5.3.3(c), tidak boleh kurang dari :

$$h_2 = \frac{\lambda n \left\{ 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right\}}{36 + 9\beta} = \frac{565 \left\{ 0.8 + \frac{400}{1500} \right\}}{36 + (9 \times 2)} = 11,160 \text{ cm}$$

Jadi tebal pelat yang direncanakan adalah sebesar 12 cm. Tebal pelat tiap lantai adalah sama karena memiliki persamaan ukuran, yaitu sebesar 12 cm. Perincian elemen pelat yang merupakan pelat pracetak adalah sebagai berikut.

- Untuk lantai 1- 9
 - a. Tebal pelat precetak : 7 cm
 - b. Tebal overtopping : 5 cm
- Untuk lantai atap
 - a. Tebal pelat precetak : 7 cm
 - b. Tebal overtopping : 5 cm

4.2 Permodelan dan Analisa Struktur Pelat

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 12 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 7 cm dan pelat cor setempat dengan tebal 5 cm. Peraturan yang digunakan sebagai patokan menentukan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Tata Cara Perhitungan Pembebanan untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 03-1727-2002). Desain pelat direncanakan pada dua keadaan yaitu :

1. *Sebelum Komposit*

Keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pra-cetak 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 pra-cetak pelat telah bekerja bersama – sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

Pemodelan pelat pada 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.

4.3 Perencanaan Pembebanan Pelat

Besarnya beban yang bekerja pada pelat sesuai dengan SNI 03-1727-2002.

4.3.1 Pembebanan Pelat Lantai

Sebelum Komposit

Untuk mengantisipasi adanya penumpukan saat pengecoran topping maka tebal topping dalam perhitungan beban perlu diadakan penambahan ketebalan topping sebelum 0,02 m sehingga dalam perhitungan ketebalan topping menjadi 0,07 m (dalam perhitungan beban saja).

1. Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0.07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat topping} = 0.07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots(a)$$

2. Beban hidup (LL)

$$\text{Berat Kerja} = 200 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots(b)$$

Dalam pembebanan sebelum komposit akan diperhitungkan dua keadaan yaitu :

1. Berat orang yang bekerja dan peralatannya pada saat pemasangan pelat pracetak ataupun saat pengecoran

topping dianggap sebagai beban kerja (b), berat topping (a) belum bekerja.

2. Topping telah terpasang tapi belum berkomposit dengan pelat pracetak, sehingga yang terjadi hanya beban topping (a).

Pada dua keadaan ini dicari nilai yang paling kritis.

Setelah Komposit

1. **Beban Mati (DL)**

Berat sendiri	= 0.12×2400	= 288 kg/m ²
Plafon + Penggantung	= $11 + 7$	= 18 kg/m ²
Ubin (t = 2 cm)	= 0.02×2400	= 48 kg/m ²
Spesi (t = 2cm)	= 0.02×2100	= 42 kg/m ²
Ducting AC + pipa	= 10 kg/m ²	= 10 kg/m ²
DL		= 406 kg/m²
2. **Beban Hidup (LL)**

Beban hidup sekolah	= 192 kg/m ²
---------------------	-------------------------

4.3.2 Pembebanan Pelat Atap

Sebelum Komposit

1. **Beban Mati (DL)**

Berat sendiri	= 0.07×2400	= 168 kg/m ²
Pelat Topping	= 0.07×2400	= 168 kg/m ²
2. **Beban hidup (LL)**

Beban hidup	= 100 kg/m ²
-------------	-------------------------

Setelah Komposit

1. **Beban Mati (DL)**

Berat sendiri	= 0.12×2400	= 288 kg/m ²
Plafon + Penggantung	= $11 + 7$	= 18 kg/m ²
Aspal (t = 1 cm)	= 0.01×1400	= 14 kg/m ²

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Spesi (} t = 2 \text{ cm)} & = 0.02 \times 2100 & = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Ducting AC + pipa} & = 10 \text{ kg/m}^2 & = 10 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{DL} & & = \underline{372 \text{ kg/m}^2}
 \end{array}$$

2. Beban Hidup (LL)
 Beban Hidup Untuk Atap = 100 kg/m²

4.3.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasar SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 11.2

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

1. Beban Kombinasi Pelat Lantai

- Beban Kombinasi Sebelum Komposit

Keadaan 1, ada beban kerja

$$Q_{u1} = 1,2(168) + 1,6(200) = 521,6 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 2, topping telah terpasang

$$Q_{u1} = 1,2(168 + 168) + 1,6(0) = 403,2 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Kombinasi Setelah Komposit

$$Q_{u2} = 1,2(406) + 1,6(192) = 794,4 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Kombinasi Pelat Atap

- Beban Kombinasi Sebelum Komposit

Keadaan 1, ada beban hidup

$$Q_{u3} = 1,2(168) + 1,6(100) = 361,6 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 2, topping telah terpasang

$$Q_{u3} = 1,2(168 + 168) + 1,6(0) = 403,2 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Kombinasi Setelah Komposit

$$Q_{u4} = 1,2(372) + 1,6(100) = 606,4 \text{ kg/m}^2$$

4.4 Perhitungan Tulangan Pelat

Seperti pembahasan diatas, perhitungan penulangan akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua penulangan sesudah komposit. Untuk kemudian dipilih tulangan yang layak untuk digunakan dengan memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan diatas, tulangan pelat mempergunakan tulangan

yang untuk mempermudah pelaksanaan. Pada tugas akhir ini akan dicontohkan penulangan pada pelat lantai.

Tahapan yang akan digunakan penulis dalam menentukan tulangan lentur pelat antara lain :

1. Diberikan data – data d , f_y , f_c' , dan M_u
2. Menetapkan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \text{ SNI 03 - 2847 - 2002 pers. (3)}$$

dimana ketentuan β_1 adalah

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } 0 < f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30) \quad \text{Untuk } 30 < f_c' \leq 55 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{Untuk } f_c' \geq 55 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b \dots \dots \dots \text{ SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 12.3.3}$$

$$\rho_{min} = 0.0037$$

3. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan.

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\theta \cdot b \cdot d^2}$$

4. Menentukan luas tulangan (A_s) dari ρ yang didapatkan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Data – data perencanaan untuk penulangan pelat tipe

B:

- Dimensi pelat : (3 x 6)
- Tebal pelat (pra-cetak + topping cor setempat) 120 mm
- Tebal selimut beton (decking) 20 mm
- Diameter tulangan rencana = 10 mm
- Mutu beton $f_c' = 35 \text{ MPa}$

- Mutu tulangan $f_y = 400 \text{ MPa}$



Gambar 4.5 Potongan Pelat

- Untuk Sebelum Komposit

$$dx = 70 - 20 - \frac{10}{2} = 45 \text{ mm}$$

$$dy = 70 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 35 \text{ mm}$$

- Untuk Sesudah Komposit

$$dx = 120 - 20 - \frac{10}{2} = 95 \text{ mm}$$

$$dy = 120 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 85 \text{ mm}$$

4.4.1 Perhitungan Tulangan Pelat Sebelum Komposit

$$Q_{\text{ultimate}} = 521 \text{ kg/m}^2$$

$$dx = 45 \text{ mm}$$

Untuk nilai $30 \leq f'_c \leq 55 \text{ MPa}$ maka nilai β_1 adalah sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'_c - 30) = 0,81$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,81 \times 35 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} \\ &= 0,036\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

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

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{565}{267,5} = 2,11 \approx 2,1$$

Dengan menggunakan koefisien PBI 1971 tabel 13.3.2 didapat persamaan momen untuk asumsi perletakan terletak bebas 4 sisi :

- $M_x = 0,001 q (L_x)^2 c_x$ dengan nilai $c_x = 103$
- $M_y = 0,001 q (L_x)^2 c_x$ dengan nilai $c_x = 36$

Sehingga :

- $M_x = 0,001 \times 521 \times 2,675^2 \times 103$
 $= 383,992 \text{ kgm} = 0,383992 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- $M_y = 0,001 \times 521 \times 2,675^2 \times 36$
 $= 134,211 \text{ kgm} = 0,134211 \times 10^7 \text{ Nmm}$

• Penulangan Arah X

❖ Tulangan lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,383992 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 45^2} = 2,37 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 2,37}{400}} \right) = 0,0062$$

ternyata $\rho = 0,0062 > \rho_{min} = 0,0037$

maka digunakan $\rho = 0,0062$

Tulangan arah X sebelum komposit :

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0062 \times 1000 \times 45$$

$$= 279 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 9.6(5) disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat (= 210 mm)

$$\leq 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\varnothing 10 - 200 \text{ mm}$

$$A_{s_{ada}} = 392,5 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 279 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

• Penulangan Arah Y

❖ Tulangan lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times d^2} = \frac{0,134211 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 35^2} = 1,37 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 1,37}{400}} \right) = 0,0035$$

ternyata $\rho_{min} = 0,0037 < \rho < \rho_{max} = 0,027$

maka digunakan $\rho = 0,0037$

Tulangan arah Y sebelum komposit :

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0037 \times 1000 \times 35$$

$$= 129,5 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 9.6 (5) disebutkan :
 Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat (= 210 mm)
 ≤ 500 mm

Digunakan tulangan lentur $\emptyset 10 - 200$ mm
 $A_{s\text{ada}} = 392,5 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 129,5 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Ok})$

4.4.2 Penulangan sebelum komposit akibat pengangkatan

Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai dengan buku "Precast And Prestressed Concrete", figure 5.2.5 dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu sebagai berikut :

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

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

Pada pelat tipe 3 x 6 , sehingga $a = 3$ dan $b = 6$

Dengan $w = 0,07 \times 2400 + 200 = 368 \text{ kg/m}^2$

Sehingga :

$$M_x = 0,0054 \times 368 \times 3^2 \times 6 = 107,31 \text{ kgm}$$

$$M_y = 0,0027 \times 368 \times 3 \times 6^2 = 107,31 \text{ kgm}$$

Penulangan arah X

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,10731 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 45^2} = 0,66 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,66}{400}} \right) = 0,00167$$

ternyata $\rho = 0,00167$ $\rho_{\text{min}} = 0,0037$

maka digunakan $\rho = 0,0037$

Tulangan arah X akibat pengangkatan :

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0037 \times 1000 \times 45 \\ &= 166,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 9.6(5) disebutkan :
Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat (= 210 mm)
 $\leq 500 \text{ mm}$

Digunakan tulangan lentur Ø10 – 200 mm
 $A_{s_{ada}} = 392,5 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 166,5 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Ok})$

Penulangan arah Y

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,10731 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 35^2} = 1,095 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 1,095}{400}} \right) = 0,0028 \end{aligned}$$

ternyata $\rho = 0,0028$ $\rho_{min} = 0,0037$

maka digunakan $\rho = 0,0037$

Tulangan arah X akibat pengangkatan :

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0037 \times 1000 \times 35 \\ &= 129,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 9.6(5) disebutkan :
Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat (= 210 mm)
 $\leq 500 \text{ mm}$

Digunakan tulangan lentur Ø10 – 200 mm
 $A_{s_{ada}} = 392,5 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 129,5 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Ok})$

4.4.3 Perhitungan Tulangan Pelat Sesudah Komposit

$$Q_{ultimate} = 794,4 \text{ kg/m}^2$$

$$dx = 95 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,81 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,036$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

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

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{565}{267,5} = 2,11 \approx 2,1$$

Dengan menggunakan koefisien PBI 1971 tabel 13.3.2 didapat persamaan momen untuk asumsi perletakan jepit elastis 4 sisi :

- $M_{lx} = 0,001 q (L_x)^2 c_x$ dengan nilai $c_x = 62$
- $M_{ly} = 0,001 q (L_x)^2 c_x$ dengan nilai $c_x = 34$
- $M_{tx} = -0,001 q (L_x)^2 c_x$ dengan nilai $c_x = 62$
- $M_{ty} = -0,001 q (L_x)^2 c_x$ dengan nilai $c_x = 34$

Sehingga :

- $M_{lx} = 0,001 \times 794,4 \times 2,675^2 \times 62$
 $= 352,43 \text{ kgm} = 0,35243 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- $M_{ly} = 0,001 \times 794,4 \times 2,675^2 \times 34$
 $= 193,27 \text{ kgm} = 0,19327 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- $M_{tx} = -0,001 \times 794,4 \times 2,675^2 \times 62$
 $= -352,43 \text{ kgm} = -0,35243 \times 10^7 \text{ Nmm}$
- $M_{ty} = -0,001 \times 794,4 \times 2,675^2 \times 34$
 $= -193,27 \text{ kgm} = -0,19327 \times 10^7 \text{ Nmm}$

Penulangan Arah X

❖ Tulangan lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,35243 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 95^2} = 0,488 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,488}{400}} \right) = 0,0014$$

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

Tulangan arah X setelah komposit :

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0037 \times 1000 \times 95$$

$$= 351,5 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 9.6(5) disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat (= 360 mm) $\leq 500 \text{ mm}$ Digunakan tulangan lentur $\varnothing 10 - 200 \text{ mm}$ $A_{s_{ada}} = 392,5 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 351,5 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Ok})$ **Penulangan Arah Y**

❖ Tulangan lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dy^2} = \frac{0,19327 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 85^2} = 0,267 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,267}{400}} \right) = 0,00067$$

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

maka digunakan $\rho = 0,0037$

Tulangan arah Y sesudah komposit :

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0037 \times 1000 \times 85$$

$$= 314,5 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03 - 2847 - 2002 9.6 (5) disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat (= 360 mm)
 $\leq 500 \text{ mm}$

Digunakan tulangan lentur $\text{Ø}10 - 200 \text{ mm}$

$$A_{s_{ada}} = 392,5 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 314,5 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

4.4.4 Penulangan Pelat yang terpasang

Penulangan pelat yang terpakai atau yang akan dipasang adalah yang dipilih penulangan yang paling kritis dari keadaan diatas (keadaan sebelum komposit, akibat pengangkatan, sesudah pengangkatan) yaitu sebagai berikut :

Tabel 4.1 Tulangan Terpasang pada pelat type B

Type Pelat	Tulangan terpasang (mm ²)			
	Tulangan Lapangan		Tulangan Tumpuan	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
3 x 6	Ø10- 200 = 392,5 mm ²	Ø10- 200 = 392,5 mm ²	Ø10- 200 = 392,5 mm ²	Ø10- 200 = 392,5 mm ²

4.4.5 Penulangan Stud Pelat Lantai

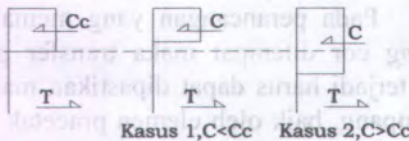
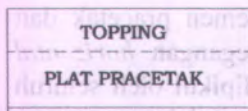
Pada perancangan yang memakai elemen pracetak dan *topping* cor ditempat maka transfer gaya regangan *horizontal* yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh *topping* cor ditempat. Guna mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat 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 horizontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

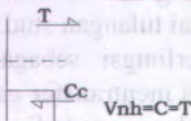
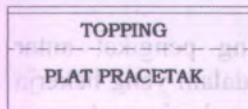
Dalam SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 19.5.3 gaya geser *horizontal* dapat ditentukan dengan jalan menghitung perubahan aktual gaya tekan atau gaya tarik di dalam sembarang segmen, dan pengaturan harus dilakukan untuk menyalurkan gaya tersebut sebagai geser *horizontal* kepada elemen pendukung. Gaya geser *horizontal* 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.

Daerah Momen Positif



Daerah Momen Negatif



Gambar 4.6 Diagram gaya geser horizontal penampang komposit

Contoh perhitungan :

Pelat type 3 m x 6 m

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 f_c' \cdot A_{\text{topping}} \\ &= 0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \\ &= 1487500 \text{ N} = 1487,5 \text{ KN} \end{aligned}$$

Dipakai stud D 12 mm

$$A_s = 0,25 \times 3,14 \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

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

$$= A_s \times f_y$$

$$= 113,04 \times 400 = 45216 \text{ N} = 36,216 \text{ KN}$$

$$0,6 A_c = 0,6 \times b_v \times d$$

$$= 0,6 \times 1000 \times 95 = 57000 \text{ N} = 57 \text{ KN} > V_{nh}$$

Sesuai SNI 03 – 2847 – 2002 :

- Pasal 19.5 butir 2 subbutir 2 : bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan ayat 19.6 tetapi tidak sengaja dikasarkan, maka kuat geser V_{nh} tidak boleh diambil lebih dari $0,6 b_v d$ dalam Newton.
- Pasal 19.6 butir 1 : bila sengkang pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horizontal, maka luas sengkang pengikat

tidak boleh kurang daripada luas yang diperlukan oleh 13.5(5(3)), dan spasi sengkang pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang didukung. , ataupun 600 mm.

- Pasal 13.5 butir 5 subbutir 3 :

$$A_{v_{\min}} = \frac{bw.s}{3.f_y} = \frac{1000(4.50)}{3.400} = 166,67 \text{ mm}$$

maka dipasang stud stud ϕ 12-200 mm ($A_v = 565,487 \text{ mm}^2$)

4.4.6 Kontrol Lentutan dan Retak

- **Kontrol Lentutan**

Karena tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tebal minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 03-2847-2002 Pasal 11.5.3, maka tidak perlu dilakukan kontrol lentutan terhadap pelat

- **Kontrol Retak**

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian rupa untuk membatasi retak lentur yang terjadi. Bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen *positif* dan *negative* maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh :

$Z = f_s \times \sqrt[3]{dc.A}$ SNI 03 - 2847 - 2002 psl.12.6...butir 4 tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan.

Dimana :

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, f_s dapat diambil 0,6 f_y

$$= 0,6 \times 400 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa}$$

dc = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan

(*decking* + ϕ sengkang + $\frac{1}{2} \phi$ tulangan)

= 25 mm untuk arah x
 = 35 mm untuk arah y
A = Luas efektif beton tarik di sekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (dalam hal ini diambil selebar 1 m) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

- Retak dalam arah x

$$A = 2 \cdot d_c \cdot s = 2 \cdot 0,025 \cdot 0,2 = 0,01 \text{m}^2$$

$$Z = 240 \times \sqrt[3]{0,026 \times 0,01}$$

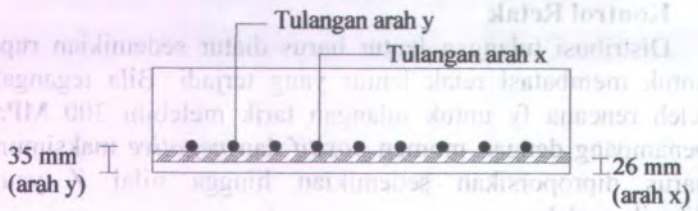
$$= 15,32 \text{ MN / m} < 30 \text{ MN / m} \dots\dots\dots\text{OK!}$$

- Retak dalam arah y

$$A = 2 \cdot d_c \cdot s = 2 \cdot 0,035 \cdot 0,2 = 0,014 \text{m}^2$$

$$Z = 240 \times \sqrt[3]{0,035 \times 0,014}$$

$$= 18,92 \text{ MN / m} < 30 \text{ MN / m} \dots\dots\dots\text{OK!}$$



Gambar 4.7 Penulangan Potongan Pelat

4.4.7 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 03 – 2847 – 2002:

1. $l_{dh} > 8 db = 8 \times 12 = 96 \text{ mm}$
(SNI 03 – 2847 – 2002 / 14.5.1)
2. $l_{dh} > 150 \text{ mm}$
(SNI 03 – 2847 – 2002 / 14.5.1)
3. $l_{hb} = \frac{100.db}{\sqrt{f_c'}} = \frac{100.12}{\sqrt{35}} = 202,3 \text{ mm}$
(SNI 03 – 2847 – 2002 / 14.5.2)

untuk $f_y = 400 \text{ MPa}$

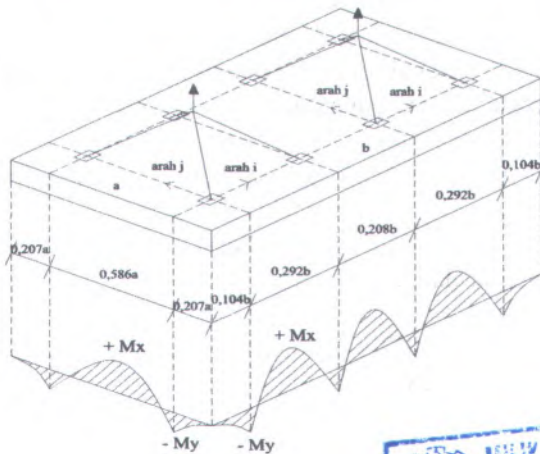
(SNI 03-2847-2002 pasal 14.5.2)

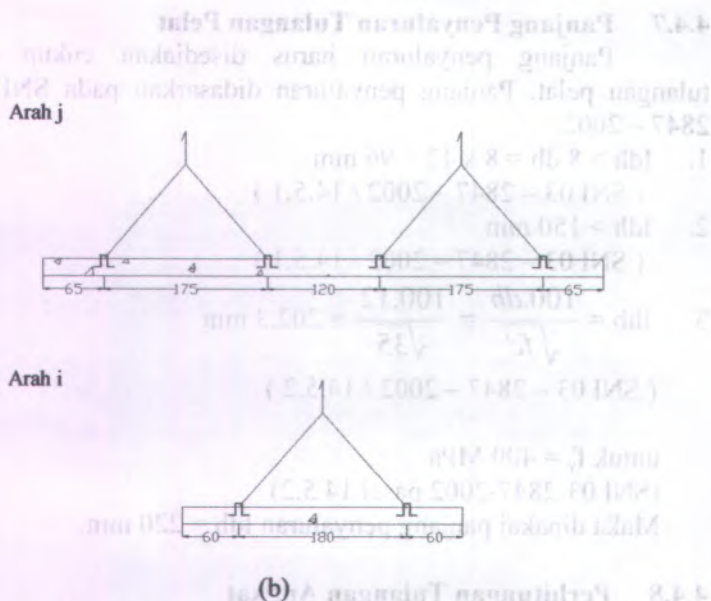
Maka dipakai panjang penyaluran $l_{dh} = 220 \text{ mm}$.

4.4.8 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 300 cm x 600 cm dengan empat titik pengangkatan (*four point pick – up*):





Gambar 4.8 Jarak Tulangan Angkat Menurut Buku "Precast And Prestressed Concrete", figure 5.2.1

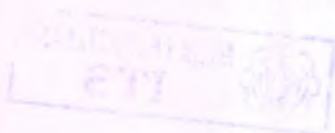
(a) sketsa 3D, (b) Potongan arah i dan j

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan arah j.
- Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 75 mm
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ($k = 1,2$) pada saat pengangkatan.
- $DL = 0,07 \times 3 \times 6 \times 2400 = 2177,28 \text{ Kg}$
- Sesuai SNI 03-1727-2002 bahwa beban 1 orang pekerja adalah 100 Kg.

Dalam hal ini dianggap ada 2 orang pekerja yang ikut serta diatas pelat untuk mengatur dan mengarahkan posisi pelat.

Maka $LL = 200 \text{ Kg}$.

$$\begin{aligned} \text{Beban Ultimate} &= (1,2 \times 1,2 \times 2177,28) + (1,2 \times 1,6 \times 200) \\ &= 3519,283 \text{ Kg} \end{aligned}$$



$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{3519,283}{8} = 439,910 \text{ Kg}$$

Sesuai dengan PPBBI pasal 2.2.2 , tegangan tarik ijin baja

$$\sigma_{\text{tarikijin}} = \frac{f_y}{1,5} = \frac{4000}{1,5} = 2666,67 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 439,91}{\pi \times 2666,67}} = 0,464 \text{ cm}$$

$$\alpha_i = \text{arcTg} \frac{\sqrt{0,9^2 + 0,75^2}}{0,875} = 53,24^\circ$$

$$\alpha_j = \text{arcTg} \frac{\sqrt{0,75^2 + 0,875^2}}{0,9} = 52,01^\circ$$

Faktor gaya horizontal :

$$T_i = 514,56 \times \cos \alpha = 514,56 \times \cos 53,24^\circ = 307,95 \text{ Kg}$$

$$T_j = 514,56 \times \cos \alpha = 514,56 \times \cos 52,01^\circ = 316,72 \text{ Kg}$$

Ambil yang terbesar $P = 316,72 \text{ Kg}$

Maka diameter tulangan angkat arah i dan arah j :

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{4 \times 316,72}{3,14 \times 2666,67}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,3889 \text{ cm}$$

dipasang tulangan $\emptyset 8 \text{ mm}$

Kontrol Tulangan Angkat

$$f_{ci} = 0,4 \times f_c = 0,4 \times f_c = 0,4 \times 35 = 14$$

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,7 \times \sqrt{14} = 2,619 \text{ Mpa}$$

$$y_c = 0,5 \times 0,08 + 0,08 = 0,12 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook*, momen maksimum diperhitungkan

Berdasarkan gambar diatas :

- Arah i sama dengan arah y

- Arah j sama dengan arah x

$$w = (0,07 \times 2400) + \left(\frac{200}{3 \times 6}\right) = 179,11 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} + Mx &= - Mx = 0,0054 w a^2 b \\ &= 0,0054 \times 179,11 \times 3^2 \times 6 \\ &= 52,226 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} + My &= - My = 0,0027 w a^2 b \\ &= 0,0027 \times 179,11 \times 3 \times 6^2 \\ &= 52,226 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$P = \frac{3519,283}{8} = 439,910 \text{ Kg}$$

$$My = \frac{Pxyc}{Tg40,6} = \frac{439,91 \times 0,12}{Tg40,6} = 61,59 \text{ Kgm}$$

$$M_{tot} = 52,226 + 61,59 = 113,82 \text{ Kgm}$$

- My ditahan oleh penampang selebar $a/2 = 300/2 = 150 \text{ cm}$

$$Z = \frac{1}{6} \times 150 \times 7^2 = 1225 \text{ cm}^3$$

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

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{113,82 \times 10^4 \text{ Nmm}}{1225 \times 10^3} = 0,929 \text{ MPa}$$

$< f_r \dots \text{OK!}$

- Mx ditahan oleh penampang selebar $15t = 105 \text{ cm}$ atau $b/4 = 75 \text{ cm}$

Ambil yang terkecil = 75 cm

$$Tg\alpha = \frac{0,75}{(0,5 \times 0,9)} = 1,67$$

$$Mx = \frac{439,91 \times 0,12}{1,67} = 31,61 \text{ Kgm}$$

$$M_{tot} = 52,226 + 31,61 = 83,87 \text{Kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 75 \times 8^2 = 800 \text{ cm}^3$$

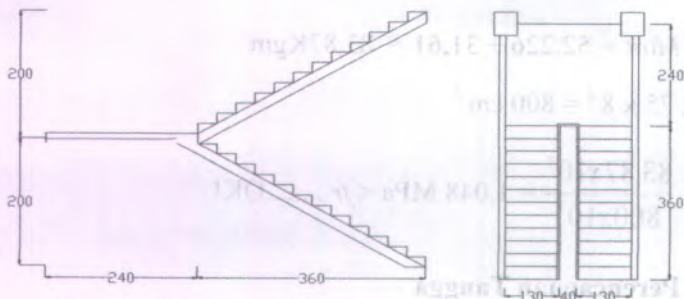
$$f_t = f_b = \frac{83,87 \times 10^4}{800 \times 10^3} = 1,048 \text{ MPa} < f_r \text{OK!}$$

4.5 Perencanaan Tangga

Dalam perencanaan ini tangga diasumsikan sebagai frame 2 dimensi, yang kemudian dianalisa untuk menentukan gaya – gaya dalamnya dengan perencanaan struktur statis tertentu. 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.

Data – data perencanaan :

- | | | |
|----|---|----------------------|
| a. | Perletakan Sendi dan Rol pada bagian bordes | |
| b. | Mutu beton (f_c') | : 35 Mpa |
| c. | Mutu Baja (f_y) | : 400 Mpa |
| d. | Tinggi antar lantai | : 400 cm |
| e. | Panjang bordes | : 240 cm |
| f. | Panjang tangga | : 360 cm |
| g. | Lebar tangga | : 260 (2 x 130) cm |
| h. | Tebal pelat miring | : 15 cm |
| i. | Tebal pelat bordes | : 15 cm |
| j. | Diameter tulangan lentur | : 13 mm |
| k. | Tebal selimut beton | : 20 mm |



Gambar 4.9 Denah Tangga

4.5.1 Perhitungan Pelat Tangga

Syarat Perencanaan :

$$60 \leq 2.t + i \leq 65$$

Lebar injakan (i) diambil : 30 cm dan tanjakan (t) : 16 cm

$$60 \leq 2.t + 30 \leq 65$$

$$17,5 \leq t \leq 20$$

Syarat kemiringan tangga

$$20 \leq \alpha \leq 40$$

$$\alpha = \arctan \left(\frac{16}{30} \right) = 28,07^\circ \quad \text{OK}$$

tr = tebal pelat rata-rata

$$\arctan \left(\frac{16}{30} \right) = \arccos \left(\frac{x}{8} \right)$$

$$28,07^\circ = \arccos \left(\frac{x}{8} \right)$$

$$X = 7,06 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat total rata - rata} &= \text{tebal pelat tangga} + x \\ &= 15 + 7,06 = 22,06 \text{ cm} \end{aligned}$$

4.5.2 Pembebanan Pelat dan Tangga

- **Pembebanan Pelat Anak Tangga**

1. Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0,2206 \times 1 \times 2400 \times \frac{1}{\cos 28,07^\circ} = 600,1 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel} = 0,02 \times 2400 = 48,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi} = 0,02 \times 2100 = 42,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sandaran} = 50,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total(DL)} = 740,10 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (LL)

$$\text{Beban hidup (LL)} = 300 \text{ kg/m}^2$$

Beban Ultimate

$$\text{Qult1} = 1,2 \cdot \text{DL} + 1,6 \cdot \text{LL}$$

$$= 1,2 (740,10) + 1,6(300) = 1368,12 \text{ kg/m}^2$$

- **Pembebanan Pelat Bordes**

1. Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0,15 \times 1 \times 2400 = 360,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel} = 0,01 \times 2400 = 24,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi} = 0,01 \times 2100 = 21,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sandaran} = 50,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total(DL)} = 455 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (LL)

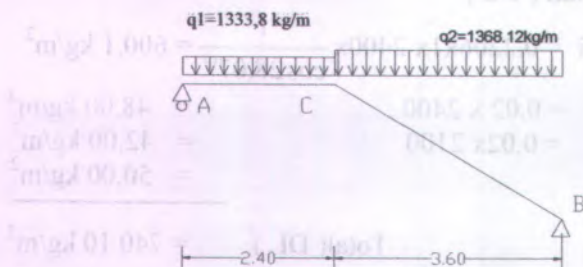
$$\text{Beban hidup (LL)} = 300 \text{ kg/m}^2$$

Beban Ultimate

$$\text{Qult2} = 1,2 \cdot \text{DL} + 1,6 \cdot \text{LL}$$

$$= 1,2 (455) + 1,6(300) = 1026 \text{ kg/m}^2$$

4.5.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam



Gambar 4.10 Analisa Gaya Dalam Tangga

$$q_1 = 1026 \text{ kg/m}^2 \times 1,3 \text{ m} = 1333,8 \text{ kg/m}$$

$$q_2 = 1368,12 \text{ kg/m}^2 \times 1,3 \text{ m} = 1778,56 \text{ kg/m}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$(V_A \times 6) - (q_1 \times 2,4 \times (1,2 + 3,60)) - (q_2 \times 3,60 \times 1,8) = 0$$

$$(V_A \times 6) - (1333,8 \times 2,4 \times (1,2 + 3,60)) - (1778,56 \times 3,60 \times 1,8) = 0$$

$$V_A = 4481,75 \text{ kg}$$

$$\Sigma V = 0$$

$$V_A + V_B - (q_1 \times 2,4) - (q_2 \times 3,60) = 0$$

$$4481,75 + V_B - (1333,8 \times 2,4) - (1778,56 \times 3,60) = 0$$

$$V_B = 5122,186 \text{ kg}$$

Pelat Bordes A-C (2,4 m)

a. Gaya Momen (M)

$$M_{x1} = V_A \times X_1 - (0,5 \times q_1 \times X_1^2)$$

Momen Maksimum bila :

$$\frac{\delta M_{x1}}{\delta x_1} = 0$$

$$V_A - (q_1 \times X_1) = 0$$

$$X_1 = \frac{V_A}{q_1} = \frac{4481,75}{1333,8} = 3,36 \text{ m} > 2,4 \text{ (tidak mungkin)}$$

Maka momen maksimum terjadi dititik C = $X_1 = 2,4$ m

$$\begin{aligned} M_{\max} &= V_A \times X_1 - (0,5 \times q_1 \times X_1^2) \\ &= 4481,75 \times 2,4 - (0,5 \times 1333,8 \times 2,4^2) \\ &= 6914,86 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Titik A , $M_A = 0$ kg.m

b. Gaya Lintang (D)

$$D_x = V_A - (q_1 \times X_1) = 4481,75 - (1333,8 \times X_1)$$

$$\text{Titik A } (X_1 = 0) \quad ; D_A = 4481,75 \text{ kg}$$

$$\text{Titik C } (X_1 = 2,4) \quad ; D_C = 1280,63 \text{ kg}$$

c. Gaya Lintang (D)

$$\text{Titik A } ; N_A = 0 \text{ kg}$$

$$\text{Titik C } ; N_C = 0 \text{ kg}$$

Pelat Tangga C - B (2,4 m - 6,0 m)

a. Gaya Momen (M)

$$M_{x_2} = V_A (2,4 + X_2) - q_1 \times 2,4 \times (1,2 + X_2) - (0,5 \times q_2 \times X_2^2)$$

$$M_{x_2} = (2,4V_A + X_2 V_A) - (2,88 q_1) - (2,4 \times q_1 \times X_2) - (0,5 \times q_2 \times X_2^2)$$

Momen Maksimum bila :

$$\frac{\delta M_{x_2}}{\delta x_2} = 0$$

$$V_A - (2,4 \times q_1) - (q_2 \times X_2) = 0$$

$$X_2 = \frac{V_A - 2,4q_1}{q_2} = \frac{4481,75 - (2,4 \times 1333,8)}{1778,56} = 0,72 \text{ m}$$

Maka momen maksimum terjadi dititik $X_2 = 0,72$ m

$$\begin{aligned} M_{\max} &= V_A (2,4 + X_2) - q_1 \times 2,4 \times (1,2 + X_2) - (0,5 \times q_2 \times X_2^2) \\ &= 4481,75 (2,4 + 0,72) - 1333,8 \times 2,4 \times (1,2 + 0,72) - (0,5 \\ &\quad \times 1778,56 \times 0,72^2) \\ &= 7375,91 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Titik C , $M_c = 6914,86 \text{ kg.m}$

b. Gaya Normal (N)

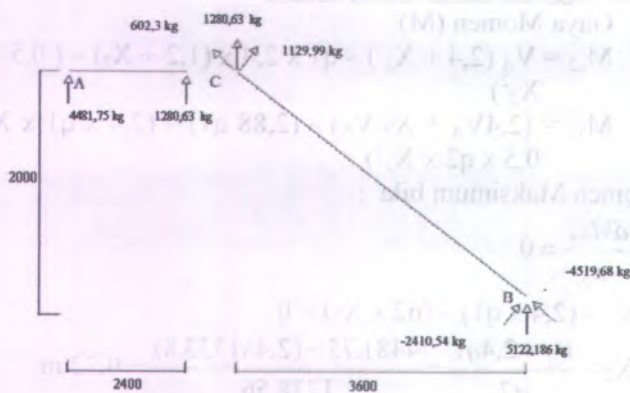
Titik C $D_c = 1280,63 \text{ kg} \times \sin 28,07^\circ = 602,31 \text{ kg}$

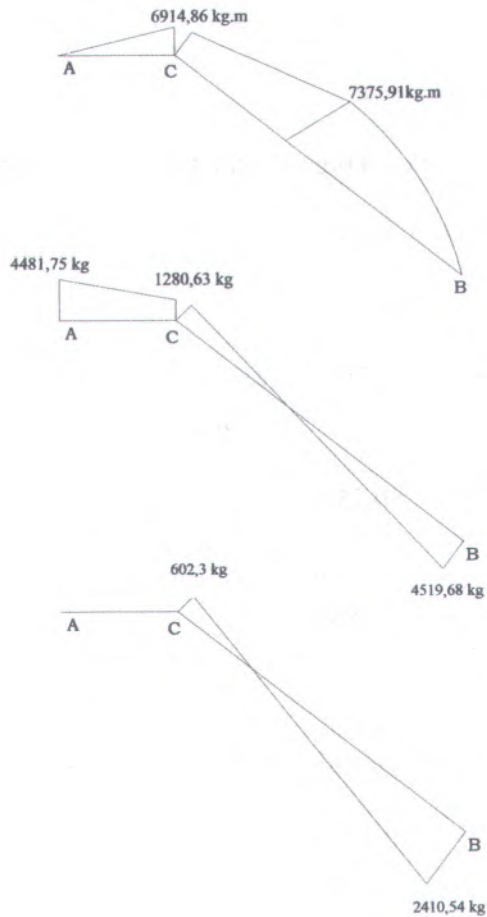
Titik B $D_B = 602,31 \text{ kg} - q_2 \times 3,60 \times \sin 28,07^\circ$
 $= 602,31 \text{ kg} - 1778,56 \times 3,60 \times \sin 28,07^\circ$
 $= -2410,54 \text{ kg}$

c. Gaya Lintang (D)

Titik C ; $N_C = 1280,63 \times \cos 28,07^\circ = 1129,99 \text{ kg}$

Titik B ; $N_B = 1129,99 - q_2 \times 3,60 \times \cos 28,07^\circ$
 $= 1129,99 - 1778,56 \times 3,60 \times \cos 28,07^\circ$
 $= -4519,68 \text{ kg}$





Gambar 4.11 Bidang Momen, Lintang dan Normal pada tangga

- Pada Pelat Tangga :
 Momen Maksimum = 7375,91 kg.m
 Gaya Lintang Maksimum = 4919,68 kg
- Pada Pelat Bordes :

$$\begin{aligned} \text{Momen Maksimum} &= 6914,86 \text{ kg.m} \\ \text{Gaya Lintang Maksimum} &= 4481,75 \text{ kg} \end{aligned}$$

4.5.4 Perhitungan Penulangan Pelat Tangga dan Bordes

> Pelat Tangga

1. Penulangan lentur arah memanjang pelat

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,81 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,036 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

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

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

$$Mu = 7375,91 \text{ kg.m} = 7,37591 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

Selimut beton = 20 mm

Direncanakan menggunakan tulangan Ø19 mm

$$d = 150 - 20 - \frac{19}{2} = 120,5 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\theta \cdot b \cdot d^2} = \frac{7,37591 \times 10^7}{0,8 \cdot 1000 \cdot 120,5^2} = 6,35 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 6,35}{400}} \right) = 0,018 \end{aligned}$$

ternyata $\rho_{min} = 0,0037 < \rho < \rho_{max} = 0,027$

dipakai $\rho = 0,018$

$$A_{sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,018 \times 1000 \times 120,5 = 2169 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 9.6.5 menyebutkan bahwa :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat = 450 mm
 ≤ 500 mm

Digunakan Tulangan Lentur Ø19- 125
 $A_{S_{ada}} = 2269 \text{ mm}^2 > A_{S_{perlu}} = 2169 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Ok})$

2. Penulangan lentur arah melintang pelat
 Direncanakan sebagai pelat satu arah maka penulangan arah y adalah tulangan pembagi dengan jumlah tulangan :

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Pembagi} &= 0,2 \times A_{\text{bruto}} \\ &= 0,2 \times 150 \times 1000 = 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan Ø10 - 250
 $A_{S_{ada}} = 314,2 \text{ mm}^2 > A_{S_{perlu}} = 300 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Ok})$

3. Penulangan Geser

$$V_u = 4519,68 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'} x b w x d$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'} x b w x d = 0,6 \times \frac{1}{6} x \sqrt{35} x 1000 x 123 \\ &= 73767,78 = 7376,78 \text{ kg} \end{aligned}$$

Karena $V_u < \phi V_c$ maka tidak perlu penulangan geser.

➤ Pelat Bordes

1. Penulangan lentur arah melintang pelat

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,81 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,036 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

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

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

$$M_u = 6914,86 \text{ kg.m} = 6,91486 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

Selimit beton = 20 mm

Direncanakan menggunakan tulangan $\varnothing 19$ mm

$$d = 150 - 20 - \frac{19}{2} = 120,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\theta \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,915 \times 10^7}{0,8 \cdot 1000 \cdot 120,5^2} = 5,95 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 5,95}{400}} \right) = 0,0167$$

ternyata $\rho_{min} = 0,0037 < \rho < \rho_{max} = 0,027$

dipakai $\rho = 0,0167$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0167 \times 1000 \times 120,5 = 2012,35 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur $\varnothing 19$ - 125

$$A_{s_{ada}} = 2269 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 2012,35 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

2. Penulangan lentur arah memanjang pelat

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

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Pembagi} &= 0,2 \times A_{bruto} \\ &= 0,2 \times 150 \times 1000 = 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D10 - 250

$$A_{s_{ada}} = 314,2 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 300 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

3. Penulangan Geser

$$V_u = 4481,75 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'} x b w x d$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi x \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'} x b w x d = 0,6 x \frac{1}{6} x \sqrt{35} x 1000 x 123 \\ &= 73767,78 = 7376,78 \text{ kg} \end{aligned}$$

Karena $V_u < \phi V_c$ maka tidak perlu penulangan geser.

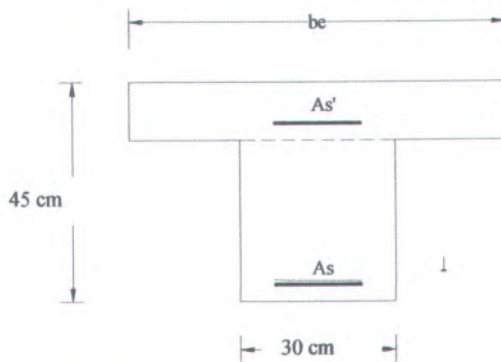
4.6 Perancangan Balok Anak

Menurut Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 bahwa suatu balok dianggap terjepit pada suatu tumpuan, apabila balok pada tumpuan tersebut merupakan satu kesatuan monolit dengan balok lain, dinding atau kolom beton bertulang yang dapat dianggap memberikan perlawanan terhadap perubahan bentuk balok di tumpuan tersebut.

Atas dasar itulah maka balok anak sebelum komposit tumpuannya dianggap terletak bebas, dan balok anak setelah komposit tumpuannya dianggap terjepit elastis.

4.6.1 Perhitungan Beban Terbagi Rata

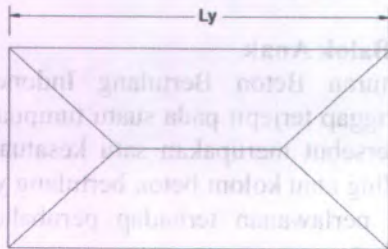
Yang menjadi beban terbagi rata dari balok anak adalah berat akibat pelat ditambah dengan berat sendiri dari balok anak.



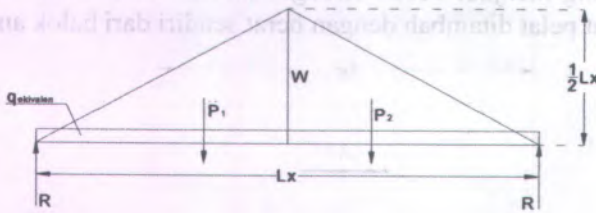
Gambar 4.12 Potongan Melintang Balok Anak

Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban trapesium saja karena balok anak hanya terletak pada arah melintang. Beban-belan trapesium tersebut kemudian dirubah menjadi beban merata ekuivalen dengan menyamakan momen maksimumnya.

Variasi pembebanan dan beban ekuivalen yang terjadi pada perhitungan balok anak ini antara lain :



1. Beban ekuivalen segitiga



Beban segitiga

$$W : \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$R : P_1 = P_2$$

$$R : \frac{1}{2} \times (\frac{1}{2} \times Lx) \times W$$

$$R : \frac{1}{8} \times q \times Lx^2$$

$$M_{max} : (R \times \frac{1}{2} Lx) - (P \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} Lx)$$

$$M_{\max} : R \times (1/3 Lx) = 1/24 \times q \times Lx^3$$

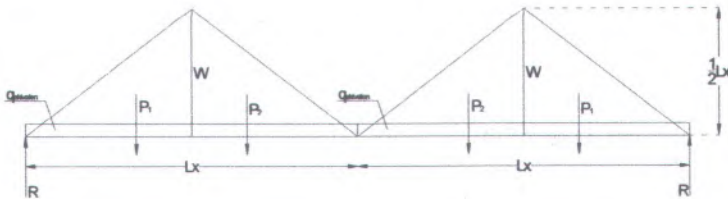
$$M_{eq} : 1/8 \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$M_{\max} = M_{eq}$$

$$1/24 \times q \times Lx^3 = 1/8 \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$q_{ek} = 1/3 \times q \times Lx$$

2. Beban ekivalen dua segitiga



Beban Dua Segitiga

$$W : 1/2 \times q \times Lx$$

$$P_1 : P_2$$

$$R : P_1 + P_2$$

$$R : \{1/2 \times (1/2 \times Lx) \times W\} \times 2$$

$$R : 1/4 \times q \times Lx^2$$

$$M_{\max} : \{R \times Lx\} - \{P_1 \times (Lx - 1/3 Lx)\} - \{P_2 \times 1/3 Lx\}$$

$$M_{\max} : (P_1 \times Lx) + (P_2 \times Lx) - (P_1 \times Lx) + 1/3 (P_1 \times Lx) - 1/3 (P_2 \times Lx)$$

$$M_{\max} : 1/3 (P_1 \times Lx) + 2/3 (P_2 \times Lx)$$

$$M_{\max} : Lx \{1/3 P_1 + 2/3 P_2\} = Lx \{1/3 (1/8 q \times Lx^2) + 2/3 (1/8 q \times Lx^2)\}$$

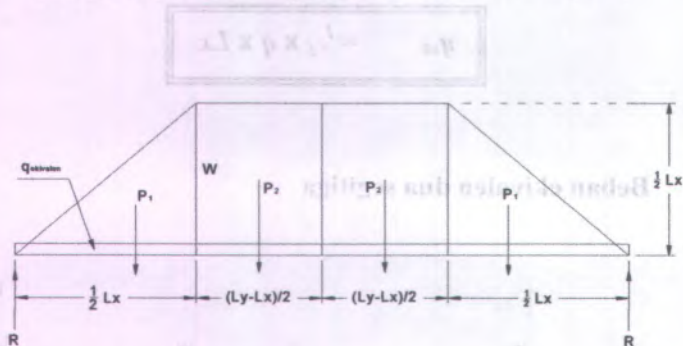
$$M_{eq} : 1/8 \times q_{ek} \times (2Lx)^2 = 1/2 \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$M_{\max} = M_{eq}$$

$$1/8 \times q \times Lx^3 = 1/2 \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{4} \times q \times Lx$$

3. Beban Ekuivalen Trapesium



Beban Trapesium

$$W : \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$P_1 : \frac{1}{8} \times q \times Lx^2$$

$$P_2 : \frac{1}{2} (Ly - Lx) \times \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$R : P_1 + P_2$$

$$M_{max} : (R \times \frac{1}{2} Ly) - \{P_1 \times (\frac{1}{2} Ly - \frac{1}{3} Lx)\} - \{P_2 \times \frac{1}{4} (Ly = Lx)\}$$

$$M_{max} : (R \times \frac{1}{2} Ly) - (\frac{1}{2} P_1 \times Ly) + (\frac{1}{3} P_1 \times Lx) - (\frac{1}{4} P_2 \times Ly) + (\frac{1}{4} P_2 \times Lx)$$

$$M_{max} : (\frac{1}{2} P_1 \times Ly) + (\frac{1}{2} P_2 \times Ly) - (\frac{1}{2} P_1 \times Ly) + (\frac{1}{3} P_1 \times Lx) - (\frac{1}{4} P_2 \times Ly) + (\frac{1}{4} P_2 \times Lx)$$

$$M_{max} : (\frac{1}{4} P_2 \times Ly) + (\frac{1}{3} P_1 \times Lx) + (\frac{1}{4} P_2 \times Lx)$$

$$M_{max} : (\frac{1}{16} \times q \times Lx \times Ly^2) - (\frac{1}{16} \times q \times Lx^2 \times Ly) + (\frac{1}{24} \times q \times Lx^3) + (\frac{1}{16} \times q \times Lx^2 \times Ly) - (\frac{1}{16} \times q \times Lx^3)$$

$$M_{max} : (\frac{1}{16} \times q \times Lx \times Ly^2) - (\frac{1}{48} \times q \times Lx^3)$$

$$M_{max} : \frac{1}{8} \times q \times Ly^2 \{(\frac{1}{2} Lx) - (\frac{1}{6} \times Lx^3 / Ly^2)\}$$

$$Meq : \frac{1}{8} \times q_{ek} \times Ly^2$$

$$M_{max} = Meq$$

$$\frac{1}{8} \times q \times Ly^2 \{(\frac{1}{2} Lx) - (\frac{1}{6} \times Lx^3 / Ly^2)\} = \frac{1}{8} \times q_{ek} \times Ly^2$$

$$q_{ek} : q \times \left\{ \left(\frac{1}{2} Lx \right) - \left(\frac{1}{6} \frac{Lx^3}{Ly^2} \right) \right\}$$

$$q_{ek} : \frac{1}{2} \times q \times Lx \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right\}$$

Beban – beban yang bekerja :

Q pelat sebelum komposit = 521,6 kg/m²

Q pelat sesudah komposit = 887,2 kg/m²

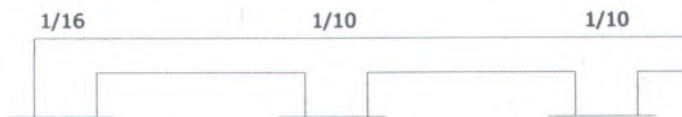
Q berat sendiri balok anak = 0,3 x 0,45 x 2400 = 324 kg/m

$$Q_{\text{sebelum komposit}} : \frac{1}{2} \times 521,6 \times 3 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{6} \right)^2 \right\} = 717,2 \text{ kg/m}$$

$$Q_{\text{sesudah komposit}} : \frac{1}{2} \times 1100 \times 3 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{6} \right)^2 \right\} = 1219,9 \text{ kg/m}$$

4.6.2 Perhitungan Momen dan Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen-momen dan gaya melintang dari SNI 03-2847-2002 pasal 10.3.3.5



Gambar 4.13 Momen – momen dan gaya-gaya melintang
Dari SNI 03-2847-2002 pasal 10.33.5

Momen Sebelum Komposit

$$M_{\text{tump}} = -\frac{1}{16} \times (324 + 717,2) \times 6^2 = 2342,7 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lap}} = \frac{1}{10} \times (324 + 717,2) \times 6^2 = 3748,32 \text{ kgm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times (324 + 717,2) \times 6 = 3123,6 \text{ kg}$$

Momen Sesudah Komposit

$$M_{\text{tump}} = -\frac{1}{16} \times (324 + 1219,9) \times 6^2 = 3473,775 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lap}} = \frac{1}{10} \times (324 + 1219,9) \times 6^2 = 5558,04 \text{ kgm}$$

$$V = \frac{1}{2} \times (324 + 1219,9) \times 6 = 4631,7 \text{ kg}$$

4.6.3 Perhitungan Tulangan➤ Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit

Dimensi Balok Anak 30 / 45

Tebal selimut beton = 30 mm

Diameter Tulangan Utama = 18 mm

Diameter Tulangan Sengkang = 10 mm

 $F_c' = 35 \text{ Mpa}$ $F_y = 400 \text{ Mpa}$ Tinggi Efektif = $330 - 30 - 10 - \frac{1}{2}(18) = 281 \text{ mm}$

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

$$= \frac{0,85 \times 0,81 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,036$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,036 = 0,027$$

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

Tulangan Tumpuan

$$M_{\text{tump}} = 2342,7 \text{ kgm} = 23427000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{23427000}{0,8 \times 300 \times 281^2} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,445$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 1,24}{400}} \right) = 0,00316 \end{aligned}$$

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

maka digunakan $\rho_{\min} = 0,0037$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,0037 \times 300 \times 281 = 311,91 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan

$$2 \text{ D } 18 \quad A_{s_{\text{ada}}} = 508,68 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 311,91 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{\text{ada}}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{508,68}{300 \times 281} = 0,0063 > \rho_{\text{perlu}} = 0,0037 \dots \text{OK}$$

$$a = \frac{A_{s_{\text{ada}}} \cdot f_y}{0,85 \cdot b \cdot f_c'} = \frac{508,68 \times 400}{0,85 \times 300 \times 35} = 22,79 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= \rho \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 508,68 \times 400 \times \left(281 - \frac{22,79}{2} \right) \end{aligned}$$

$$= 4,387 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$Mu > M_{\text{Tumpuan}} = 23427000 \text{ Nmm} \dots \dots \text{OK}$$

Tulangan Lapangan

$$M_{lap} = 3748,32 \text{ kgm} = 37483200 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{37483200}{0,8 \times 300 \times 281^2} = 1,97 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,445$$

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

$$= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 1,97}{400}} \right) = 0,0052$$

ternyata $\rho \geq \rho_{min} = 0,0037$
maka digunakan $\rho = 0,0052$

$$A_{s_{perlu}} = 0,0052 \times 300 \times 281 = 438,36 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan

$$2 \text{ D } 18 \quad A_{s_{ada}} = 508,68 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 438,36 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{ada}}}{b \times d_{ada}} = \frac{508,68}{300 \times 281} = 0,0091 > \rho_{perlu} = 0,0052 \dots \text{OK}$$

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{508,68 \times 400}{0,85 \times 300 \times 35} = 22,79 \text{ mm}$$

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

$$= 0,8 \times 508,68 \times 400 \times \left(281 - \frac{22,79}{2} \right)$$

$$= 4,387 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$M_u > M_{Lapangan} = 37483200 \text{ N.mm} \dots \dots \text{OK}$$

➤ Perhitungan Tulangan Sesudah Komposit

Tinggi Efektif = $450 - 30 - 10 - \frac{1}{2}(18) = 401$ mm

Tulangan Tumpuan

$M_{tump} = 3473,78$ kgm = 34737800 Nmm

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times d y^2} = \frac{34737800}{0,8 \times 300 \times 401^2} = 0,9 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,445$$

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

$$= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 0,9}{400}} \right) = 0,0023$$

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

maka digunakan $\rho_{min} = 0,0037$

$A_{sperlu} = 0,0037 \times 300 \times 401 = 445,11$ mm²

Dipakai tulangan

3 D 18 $A_{sada} = 763,02$ mm² > $A_{sperlu} = 445,11$ mm²

Tulangan Lapangan

$M_{lap} = 5558,04$ kgm = 55580400 N.mm

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times d y^2} = \frac{57006000}{0,8 \times 300 \times 401^2} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,445$$

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

$$= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 1,44}{400}} \right) = 0,0037$$

ternyata $\rho > \rho_{min} = 0.0037$

maka digunakan $\rho = 0.0037$

$$A_{s_{perlu}} = 0,0037 \times 300 \times 401 = 445,11 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan

$$3 \text{ D } 18 \quad A_{s_{ada}} = 763,02 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 445,11 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{ada}}}{b \times d_{ada}} = \frac{763,02}{300 \times 401} = 0,0063 \quad \rho_{perlu} = 0,0037 \dots \text{OK}$$

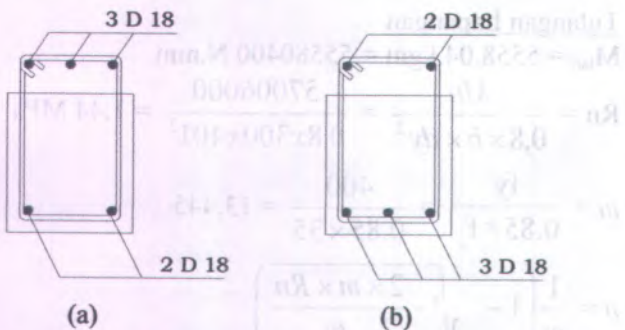
$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot b \cdot f_c'} = \frac{763,02 \times 400}{0,85 \times 300 \times 35} = 34,2 \text{ mm}$$

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

$$= 0,8 \times 763,02 \times 400 \times \left(401 - \frac{34,2}{2} \right)$$

$$= 9,373 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$M_u > M_{Tumpuan} = 55580400 \text{ Nmm} \dots \dots \text{OK}$$



Gambar 4.14 Sketsa penulangan balok anak di daerah tumpuan (a) dan lapangan (b)

4.6.4 Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan diameter 10 mm

➤ Perhitungan Tulangan Geser Sebelum Komposit

$$V_u = 3123,6 \text{ kg} = 31236 \text{ N}$$

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

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 300 \times 281 = 83120,921 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 83120,921 = 49872,56 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \times \phi \times V_c = 24936,276 \text{ N}$$

Meskipun $V_u < \phi V_c$ tetap diperlukan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{31236}{0,75} = 41648 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \cdot A_s$$

$$A_s \text{ } \phi 10 = 0,25 \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang

Dimana :

$$\begin{aligned} \text{Smaks} &= \frac{.A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{.157 \times 400 \times 281}{41648} = 423,71 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Smaks} \leq 0,5 \cdot d = 0,5 \cdot 281 = 140,5 \text{ mm}$$

$$\text{Smaks} \leq 600 \text{ mm} \text{ Jadi dipasang } s = 140 \text{ mm}$$

➤ Perhitungan Tulangan Geser Sesudah Komposit

$$V_u = 4631,7 \text{ kg} = 46317 \text{ N}$$

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

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 300 \times 450 = 118617,39 \text{ N}$$

$$\emptyset V_c = 0,6 \times 118617,39 = 71170,44 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \times \emptyset \times V_c = 35585,22 \text{ N}$$

Meskipun $V_u < \emptyset V_c$ tetap diperlukan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{46317}{0,75} = 61756 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \cdot A_s$$

$$A_s 1 \emptyset 10 = 0,25 \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang

Dimana :

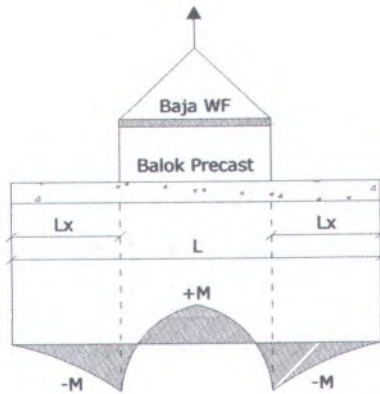
$$S_{maks} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 401}{61756} = 407,78 \text{ mm}$$

$$S_{maks} \leq 0,5 \cdot d = 0,5 \cdot 401 = 200,5 \text{ mm}$$

$$S_{maks} \leq 600 \text{ mm} \text{ Jadi dipasang } s = 200 \text{ mm}$$

4.6.5 Pengangkatan Elemen Balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Tempat pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



Gambar 4.15 Momen saat pengangkatan balok dari PCI design Handbook

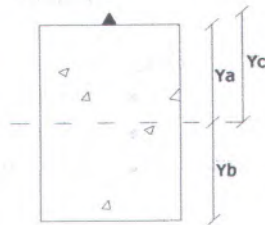
Dimana :

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

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

$$1 + \frac{4Yc}{L \tan \theta}$$

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



Contoh perhitungan :

Balok anak 30/45 (sebelum komposit) dengan bentang 5,65 m

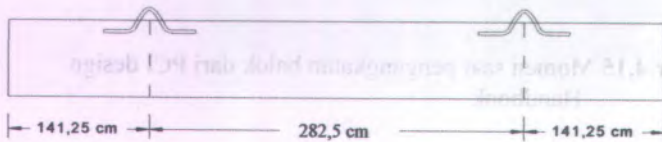
$$Yt = Yb = \frac{(45 - 12)}{2} = 16,5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 33^3 = 89842,5 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 8 = 24,5 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 24,5}{565 \times \text{tg}45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{16,5}{16,5} \left(1 + \frac{4 \times 24,5}{565 \times \text{tg}45^\circ} \right)} \right)} = 0.2354$$

$$X \times L = 0.2354 \times 565 = 141,25 \text{ cm}$$



Gambar 4.16 Letak titik Pengangkatan

Data – data profil baja :

- Panjang tekuk = 282,5
- Mutu Baja BJ 36
- Profil WF 100 x 100 x 6 x 8

$$A = 21,9 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 4,18 \text{ cm}$$

$$i_y = 2,47 \text{ cm}$$

$$w = 17,2 \text{ kg/m}$$

Pembebanan

$$\text{Balok} = 0,30 \times 0,33 \times 6 \times 2400 = 1425,6 \text{ kg}$$

$$\text{Balok Profil} = 17,2 \times 6 = 103,2 \text{ kg} +$$

$$= 1528,8 \text{ kg}$$

$$T \sin \theta = P = \frac{1,2 \times 1528,8}{2} = \frac{1,2 \times 1,2 \times 1528,8}{2} = 1100,74 \text{ kg}$$

$$T = \frac{1528,8}{\sin 45} = 1556,675 \text{ kg}$$

Tulangan Angkat Balok Melintang

$$P_u = 1556,675 \text{ kg}$$

Menurut PBBI ps 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulangan mutu U32 adalah = $f_y / 1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{3200}{1,5} = 2133,33 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{1556,675}{2133,33 \times \pi}}$$

$$\emptyset_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,482 \text{ cm}$$

Digunakan Tulangan \emptyset 10 mm

Momen yang terjadi

- Pembebanan

$$\text{Balok} = 0,30 \times 0,33 \times 2400 = 237,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Balok Profil} = 17,2 = 17,2 \text{ kg/m}$$

$$= 254,8 \text{ kg/m}$$

Untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan factor akibat pengangkatan sebesar 1.2 :

- Momen lapangan

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

$$+M = \left\{ \frac{254,8 \times 6^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,2354 + \frac{4 \times 0,2354}{5,65 \times \tan 45} \right) \right\} \times 1,2$$

$$= 305,1 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{305,1 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 330^2}$$

$$= 0,56 \text{ MPa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f'_{ci}} = 2,62 \text{ MPa (OK)}$$

- Momen di tumpuan :

$$-M = \left\{ \frac{WX^2 L^2}{2} \right\} \times 1,2$$

$$= \frac{254,8 \times 0,2354^2 \times 6^2}{2} \times 1,2 = -305,1 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{258,4 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 330^2}$$

$$= 0,56 \text{ MPa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f'_{ci}} = 2,62 \text{ MPa (OK)}$$

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

4.6.6 Kontrol Lendutan dan Retak

➤ Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 03-2847-2002 tabel 8, syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

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

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

➤ Kontrol Retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \cdot A} \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002 psl.12.6...butir 4}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, f_s dapat diambil $0,6f_y$

$$f_s = 0,6 \times 400 \text{ Mpa} = 240 \text{ Mpa}$$

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan (*decking* + setengah jari-jari tulangan)

$$d_c = 30 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 18 = 49 \text{ mm}$$

A = Luas efektif beton tarik di sekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (dalam hal ini diambil selebar

1 m) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

• Untuk Daerah Lapangan

$$A = \frac{2.d.c.b}{n} = \frac{2.0,049.0,3}{2} = 0,0147 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d.c.A}$$

$$= 240 \times \sqrt[3]{0,05 \times 0,0147}$$

$$= 21,65 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m OK}$$

• Untuk Daerah Tumpuan

$$A = \frac{2.d.c.b}{n} = \frac{2.0,049.0,3}{2} = 0,0147 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d.c.A}$$

$$= 240 \times \sqrt[3]{0,05 \times 0,0147}$$

$$= 21,65 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m OK}$$

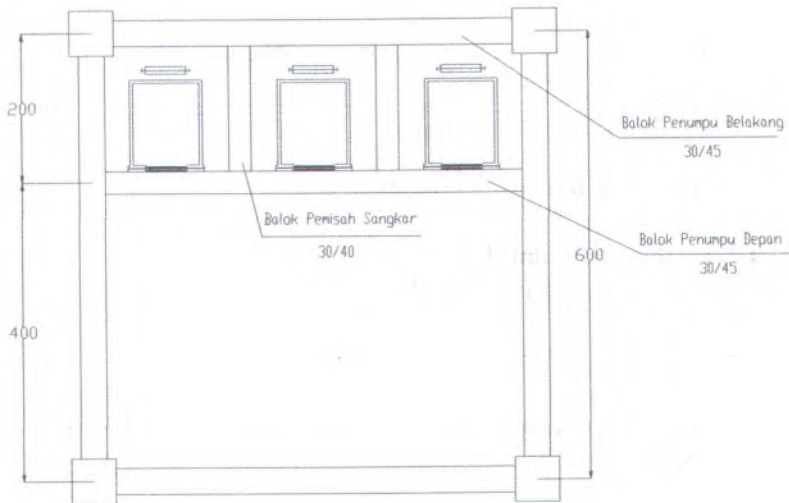
4.7 Perencanaan Lift

4.7.1 Data Perencanaan

Pada perancangan lift ini meliputi balok – balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift. Untuk lift pada bangunan ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Young Jin dengan data – data sebagai berikut :

- Tipe Lift : Passenger
- Merk : Young Jin
- Kapasitas : 6 orang (450 kg)
- Kecepatan : 45 m/menit
- Lebar pintu (opening width) : 800 mm
- Dimensi sangkar (car size)
 - Outside : 1460 × 1005 mm²
 - Inside : 1400 × 850 mm²
- Dimensi ruang luncur (Hoistway)

- untuk 3 mesin lift : $5600 \times 1480 \text{ mm}^2$
- Dimensi ruang mesin : $6000 \times 3200 \text{ mm}^2$
- Beban reaksi ruang mesin
 $R_1 = 3600 \text{ kg}$
 $R_2 = 2000 \text{ kg}$



Gambar 4.17 Denah lift

Perancangan dimensi balok lift :

1. Balok pemisah sangkar :

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 200 = 12,5 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

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

Dirancang dimensi balok 30/40 cm

2. Balok penumpu depan dan belakang:

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 600 = 37,5 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

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

Dirancang dimensi balok 30/45 cm

3. Balok penggantung :

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 200 = 12,5 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

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

Dirancang dimensi balok 30/40 cm

4.7.2 Pembebanan Lift

Balok Penumpu Depan (30/45)

$$R_2 = 2000 \text{ kg}$$

- Beban Mati Pelat

$$\text{Berat sendiri} = 0,12 \text{ m} \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Plafon+penggantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (t = 2 cm)} = 0,02 \text{ m} \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$= 316 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Mati Pelat Merata

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,30 \times 0,45 \times 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Akibat pelat} = \frac{1}{2} q l x \left(1 - \frac{l x^2}{3 l y^2} \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times 316 \times 1,70 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{1,70}{5,65} \right)^2 \right\}$$

$$= 260,49 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup Merata

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

Beban hidup pelat depan lift :

$$= \frac{1}{2} q_l x \left(1 - \frac{Lx^2}{3ly^2} \right) = \frac{1}{2} \times 100 \times 1,70 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{1,7}{5,65} \right)^2 \right\}$$

$$= 76,48 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l = (1,2 \times (324 + 520,98)) + (1,6 \times 2 \times 76,48) \\ = 1258,712 \text{ kg/m}$$

- **Beban Terpusat**

- **Beban balok penggantung**

$$= 1 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 288 \text{ kg}$$

- Pada pasal 4.7 Impact Load RSNI-03-1727 (Peraturan Pembebanan untuk Bangunan Rumah dan gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan yang tertera pada daftar pustaka 4-1 dan 4-2, atau spesifikasi teknik dari pembuat. Pada Tabel. 4.2 Faktor Elemen Beban hidup (K_{LL}). $P_{U2} = R_2 \cdot K_{LL} = 2000 \times 2 = 4000 \text{ kg}$

Balok Penumpu Belakang (30/45)

$$R_1 = 3600 \text{ kg}$$

- **Beban Mati Merata**

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,30 \times 0,45 \times 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

- **Beban Hidup Merata : 76,48 kg/m**

$$Q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l = (1,2 \times (324 + 260,49)) + (1,6 \times 76,48) \\ = 823,756 \text{ kg/m}$$

- **Beban Hidup Terpusat**

$$P_{U1} = R_1 \cdot K_{LL} = 3600 \times 2 = 7200 \text{ kg}$$

Balok Penggantung (30/40)

- **Beban Mati Merata**

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

$$Q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l = (1,2 \times 324) + (1,6 \times 0) = 388,8 \text{ kg/m}$$

- **Beban Mati Terpusat (berat cabin, kabel, mesin, dll)**

$$P_U = 7500 \text{ kg}$$

4.7.3 Analisa Gaya-gaya Dalam

Analisa gaya – gaya dalam dilakukan dengan program bantu ETABS 9. Analisa dilakukan dengan menggunakan 2 kombinasi yaitu :

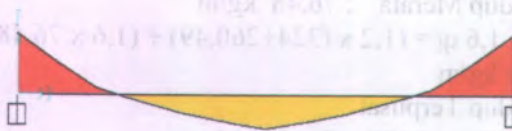
- COMB 1 = 1,4D
- COMB2 = 1,2D + 1,6L

Dari hasil analisa ETABS, nilai momen maksimum dan geser diperoleh dengan menggunakan COMB2.

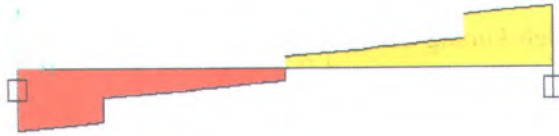
Tabel 4.2 Nilai Momen Dan Geser Pada Lift

Balok	Momen Tumpuan (kg m)	Momen Lapangan (kg m)	Geser (kg)
Penumpu Depan	-10615,91	5820,82	10287,7
Penumpu Belakang	-13988,72	7927,03	13485,1
Balok Penggantung	6128,49	3191,71	18079,63

Balok Penumpu Depan (40/60)



Gambar 4.18 Gambar momen hasil perhitungan SAP dalam kgm



Gambar 4.19 Gaya lintang hasil perhitungan SAP dalam kgm

4.7.4 Perancangan Balok Penumpu Depan (30/45)

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

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

$$\text{Diameter Tul utama} = 22 \text{ mm}$$

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

$$d = 450 - 30 - 10 - (22/2) = 399 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 8 \left(\frac{f'_c - 30}{1000} \right) \quad (\text{SNI 03-2847-2002 pasal 12.2.7.3})$$

$$= 0,85 - 8 \left(\frac{35 - 30}{1000} \right) = 0,81$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

(SNI 03-2847-2002 ps 10.4.3)

$$= \frac{0,85 \times 0,81 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,036$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b \quad (\text{SNI 03-2847-2002 pasal 12.3.3})$$

$$= 0,75 \times 0,036$$

$$= 0,027$$

ρ_{\min} tidak boleh kurang dari $\frac{\sqrt{f'c}}{4f_y}$ dan tidak boleh lebih kecil

dari $\frac{1,4}{f_y}$. (SNI 03-2847-2002 pasal 12.5.1)

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0,0037$$

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

maka diambil $\rho_{\min} = 0,0037$

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

Tulangan Tumpuan

$$M_{tump} = 10525,91 \text{ kg.m} = 10525,91 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{105259100}{0,8 \times 300 \times 399^2} = 2,75 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 2,76}{400}} \right) = 0,00724$$

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

maka digunakan $\rho = 0,00724$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,00724 \times 300 \times 399 = 866,628 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan

$$3 \text{ D } 22 \quad A_{s_{\text{ada}}} = 1139,82 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 877,1 \text{ mm}^2$$

Tulangan Lapangan

$$M_{tump} = 5792,15 \text{ kg.m} = 5792,15 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{0,8 \times b \times dy^2} = \frac{57921500}{0,8 \times 300 \times 399^2} = 1,52 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 1,52}{400}} \right) = 0,0039$$

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

maka digunakan $\rho = 0,0038$

$$As_{pertu} = 0,0039 \times 300 \times 399 = 466,83 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan

$$2 \text{ D } 22 \text{ } As_{ada} = 759,88 \text{ mm}^2 > As_{pertu} = 466,83 \text{ mm}^2$$

Tulangan Geser

$$Vu = 10233,04 \text{ kg} = 102330,4 \text{ N}$$

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

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 300 \times 399 = 118025,79 \text{ N}$$

$$\phi Vc = 0,6 \times 118025,79 = 70815,47 \text{ N}$$

$$Vs_{min} = \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 300 \times 399 = 39860,1 \text{ N}$$

$$Vs = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 399 = 235815,53 \text{ N}$$

Karena $\phi(V_c + V_s \text{ min}) < V_u \leq \phi\left(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d\right)$ berarti perlu tulangan geser.

$$\phi V_{s \text{ perlu}} = V_u - \phi V_c$$

$$V_{s \text{ perlu}} = \frac{102330,4}{0,6} - 118025,79 = 52524,87 \text{ N}$$

Dipakai tulangan geser 2 ϕ 10

Luas tulangan geser :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,08 \times 300 \times 399}{52524,87} = 357,97 \text{ mm}$$

Kontrol jarak sengkang

$$S_{\text{max}} = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 399 = 199,5 \text{ mm}$$

digunakan sengkang ϕ 10 – 200 mm

4.7.5 Perancangan Balok Penumpu Belakang (30/45)

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

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

$$\text{Diameter Tul utama} = 22 \text{ mm}$$

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

$$d = 450 - 30 - 10 - (22/2) = 399 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 8 \left(\frac{f'_c - 30}{1000} \right) \quad (\text{SNI 03-2847-2002 pasal 12.2.7.3})$$

$$= 0,85 - 8 \left(\frac{35 - 30}{1000} \right) = 0,81$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

(SNI 03-2847-2002 ps 10.4.3)

$$= \frac{0,85 \times 0,81 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,036$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \quad (\text{SNI 03-2847-2002 pasal 12.3.3}) \\ &= 0,75 \times 0,036 \\ &= 0,027 \end{aligned}$$

ρ_{min} tidak boleh kurang dari $\frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$ dan tidak boleh lebih kecil

dari $\frac{1,4}{f_y}$. (SNI 03-2847-2002 pasal 12.5.1)

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0,0037$$

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

maka diambil $\rho_{min} = 0,0037$

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

Tulangan Tumpuan

$$M_{tump} = 13804,85 \text{ kg.m} = 13804,85 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times d y^2} = \frac{138048500}{0,8 \times 300 \times 399^2} = 3,61 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 3,61}{400}} \right) = 0,00965$$

ternyata $\rho > \rho_{min} = 0.0037$

maka digunakan $\rho = 0,00965$

$$A_{s_{perlu}} = 0,013 \times 300 \times 399 = 1155,105 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan

$$4 \text{ D } 22 \quad A_{s_{ada}} = 1519,76 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 1155,105 \text{ mm}^2$$

Tulangan Lapangan

$$M_{tump} = 7791 \text{ kg.m} = 7791 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{77910000}{0,8 \times 300 \times 399^2} = 2,04 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 2,04}{400}} \right) = 0,0053$$

ternyata $\rho > \rho_{min} = 0.0037$

maka digunakan $\rho = 0,0053$

$$A_{s_{perlu}} = 0,0053 \times 300 \times 400,5 = 636,795 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan

$$2 \text{ D } 22 \quad A_{s_{ada}} = 759,88 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 636,795 \text{ mm}^2$$

Tulangan Geser

$$V_u = 13313,09 \text{ kg} = 133130,9 \text{ N}$$

$$\bar{V}_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 300 \times 399 = 118025,79 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 118025,79 = 70815,475 \text{ N}$$

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 300 \times 399 = 39860,1 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot w \cdot d = \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 399 = 235815,3 \text{ N}$$

Karena $\phi(V_c + V_s \text{ min}) < V_u \leq \phi\left(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot w \cdot d\right)$ berarti perlu tulangan geser.

$$\phi \cdot V_{s \text{ perlu}} = V_u - \phi \cdot V_c$$

$$V_{s \text{ perlu}} = \frac{133130,9}{0,6} - 118025,79 = 103859,04 \text{ N}$$

Dipakai tulangan geser $2 \phi 10$

Luas tulangan geser :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,08 \times 300 \times 399}{103859,04} = 181,1 \text{ mm}$$

Kontrol jarak sengkang

$$S_{\text{max}} = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 400,5 = 200,025 \text{ m}$$

digunakan sengkang $\emptyset 10 - 150 \text{ mm}$

4.7.6 Perancangan Balok Penggantung (30/40)

$$f_c' = 35 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Diameter Tul utama} = 22 \text{ mm}$$

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

$$d = 400 - 30 - 10 - (22/2) = 349 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 8 \left(\frac{f_c' - 30}{1000} \right) \quad (\text{SNI 03-2847-2002 pasal 12.2.7.3})$$

$$= 0,85 - 8 \left(\frac{35 - 30}{1000} \right) = 0,81$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

(SNI 03-2847-2002 ps 10.4.3)

$$= \frac{0,85 \times 0,81 \times 35 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,036$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b \quad (\text{SNI 03-2847-2002 pasal 12.3.3})$$

$$= 0,75 \times 0,036$$

$$= 0,027$$

ρ_{min} tidak boleh kurang dari $\frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$ dan tidak boleh lebih kecil

dari $\frac{1,4}{f_y}$. (SNI 03-2847-2002 pasal 12.5.1)

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0,0037$$

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

maka diambil $\rho_{min} = 0,0037$

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

Tulangan Tumpuan

$$M_{tump} = 2629,60 \text{ kg.m} = 2629,60 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times d_y^2} = \frac{61284900}{0,8 \times 300 \times 400,5^2} = 0,899 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 0,899}{400}} \right) = 0,0023$$

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

maka digunakan $\rho = 0,0037$

$$As_{perlu} = 0,0037 \times 300 \times 349 = 387,39 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan

$$2 \text{ D } 22 \quad As_{ada} = 759,88 \text{ mm}^2 > As_{perlu} = 387,39 \text{ mm}^2$$

Tulangan Lapangan

$$M_{tump} = 2564,8 \text{ kg.m} = 2564,8 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{0,8 \times b \times dy^2} = \frac{25648000}{0,8 \times 300 \times 349^2} = 0,877 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,445 \times 0,877}{400}} \right) = 0,0022$$

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

maka digunakan $\rho = 0,0037$

$$As_{perlu} = 0,0037 \times 300 \times 349 = 387,39 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan

$$2 \text{ D } 22 \quad As_{ada} = 759,88 \text{ mm}^2 > As_{perlu} = 387,39 \text{ mm}^2$$

Tulangan Geser

$$V_u = 5388,8 \text{ kg} = 53888 \text{ N}$$

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

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 300 \times 399 = 103235,59 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 103235,59 = 61941,35 \text{ N}$$

Meskipun $V_u < \phi V_c$ tetap diperlukan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{53888}{0,75} = 71850,67 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \cdot A_s$$

$$A_s \text{ } 1 \text{ } \emptyset 10 = 0,25 \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

Perhitungan jarak sengkang

Dimana :

$$S_{maks} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{.157 \times 300 \times 399}{71850,67} = 228,77 \text{ mm}$$

$$S_{maks} \leq 0,5 \cdot d = 0,5 \cdot 349 = 174,5 \text{ mm}$$

$S_{maks} \leq 600 \text{ mm}$ Jadi dipasang $s = 150 \text{ mm}$

BAB V DESAIN STRUKTUR UTAMA

5.1 Umum

Didalam analisa struktur, struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku dari gedung tersebut. Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun angin. Komponen struktur ini terdiri dari balok induk, kolom dan shearwall.

Didalam analisa struktur utama Gedung Sekolah Terang Bangsa Surabaya ini, permodelan struktur mengacu pada SNI 03-1726-2002.

5.2 Data – data perencanaan

Perancangan Gedung Sekolah Terang Bangsa Surabaya ini berdasarkan atas data-data sebagai berikut :

- Mutu beton (f_c') = 35 Mpa
- Mutu baja tulangan (f_y) = 400 Mpa
- Mutu tulangan sengkang = 400 Mpa
- Fungsi bangunan = sekolah
- Tinggi bangunan = 40 m
- Jumlah tingkat = 10 lantai
- Tinggi tiap tingkat = 4 m
- Jenis bangunan = beton bertulang
- Dimensi balok induk = $35 \times 55 \text{ cm}^2$
- Balok anak = $30 \times 45 \text{ cm}^2$
- Zona Gempa = zona 2 (Tanah Lunak)



5.3.1 Perancangan Dimensi Kolom

Perancangan kolom dilakukan dengan memilih kolom yang mengalami pembebanan terbesar. Dalam hal ini kolom yang terpilih yang memikul bentang $550 \text{ cm} \times 550 \text{ cm}$.

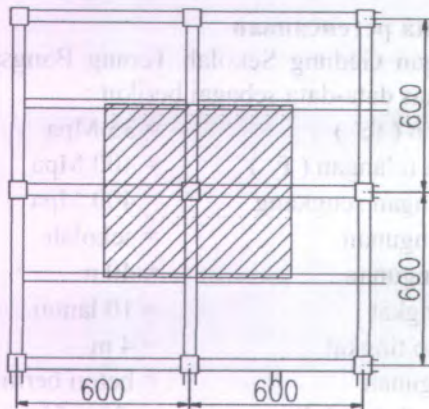
Menurut *SNI 03-2847-2002 pasal 10.8.1*, kolom harus dirancang untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Dirancang :

Tebal Pelat = $12 \text{ cm} = 120 \text{ mm}$

Tinggi tiap tingkat = 400 cm

Asumsi awal dimensi kolom = $550 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$



Gambar 5.1 Luasan Beban Yang Diterima Satu Kolom

Berdasarkan SNI 1727

➤ **Beban Mati**

Pelat	: $6 \times 6 \times 0,12 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 10$ tingkat	= 103680 Kg
Penggantung	: $6 \times 6 \times 7 \text{ Kg/m}^2 \times 10$ tingkat	= 2520 Kg
Dinding	: $(6 + 6) \times 36 \text{ m} \times 250 \text{ Kg/m}^2$	= 108000 Kg
Plafond	: $6 \times 6 \times 11 \text{ Kg/m}^2 \times 10$ tingkat	= 3960 Kg
Balok Induk (melintang)	: $6 \times 0,35 \times 0,55 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 10$ tingkat	= 27720 Kg
Balok Induk (memanjang)	: $6 \times 0,35 \times 0,55 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 10$ tingkat	= 27720 Kg
Balok Anak	: $6 \times 0,3 \times 0,45 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 10$ tingkat	= 19440 Kg
Kolom	: $0,55 \times 0,55 \times 40 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3$	= 29040 Kg
Tegel (2 cm)	: $6 \times 6 \times 24 \text{ Kg/m}^2 \times 2 \times 9$ tingkat	= 15552 Kg
Spesi (2cm)	: $6 \times 6 \times 21 \text{ Kg/m}^2 \times 2 \times 10$ tingkat	= 15120 Kg
Aspal (1cm)	: $6 \times 6 \times 14 \text{ Kg/m}^2 \times 1$ tingkat	= 504 Kg
Plumbing	: $6 \times 6 \times 10 \text{ Kg/m}^2 \times 9$ tingkat	= 3240 Kg
Pipa + ducting	: $6 \times 6 \times 20 \text{ Kg/m}^2 \times 10$ tingkat	= 7200 Kg
AC		

Berat Total = 363696 Kg

➤ **Beban Hidup**

Atap	: $6 \times 6 \times 96 \text{ Kg/m}^2 \times 1$ tingkat	= 3456 Kg
Lantai	: $6 \times 6 \times 383 \text{ Kg/m}^2 \times 9$ tingkat	= 124092 Kg
Berat Total		= 127548 Kg

Menurut SNI 1727 : Beban hidup dapat direduksi hingga 20 % untuk komponen struktur yang menumpu dua lantai atau lebih. Maka beban hidup di atas dapat direduksi sebesar 20 % atau dikali koefisien reduksi beban hidup = 0,8.

Jadi total beban untuk beban hidup : $LL = 0,8 \times 127548$
 $= 102038,4 \text{ Kg}$

Jadi Berat Total : $W = DL + LL$
 $= 363696 + 102038,4 = 465734,4 \text{ Kg}$

Mutu Beton (f_c') = 35 Mpa = 350 Kg/cm²

$$\text{Rencana Awal} \rightarrow A = \frac{W}{\Phi \cdot f'_c} = \frac{465734,4}{0,30 \times 350} = 1663,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi awal} \rightarrow b^2 = 1663,34 \text{ cm}^2$$

$$b = 40,78 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom digunakan 55/55 cm.

5.3.2 Perancangan Dimensi Dinding Struktur

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 16.5.3.(1) : ketebalan dinding struktur tidak boleh kurang daripada 1/25 tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm.

Dirancang :

Tebal Dinding Geser = 35 cm

Panjang bentang : 600 cm

Tinggi total : 42,2 m

$$\bullet \quad 35 \text{ cm} \geq \frac{H}{25}$$

$$35 \text{ cm} \geq \frac{400}{25}$$

$$35 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad 35 \text{ cm} \geq \frac{L}{25}$$

$$35 \text{ cm} \geq \frac{600}{25}$$

$$35 \text{ cm} \geq 24 \text{ cm}$$

Jadi tebal dinding geser sebesar 35 cm telah memenuhi syarat.

5.3.3 Perhitungan Pembebanan Pelat

- Beban pelat lantai

- a. Beban mati

Berat sendiri	=	0,12 x 2400	=	288	kg/m ²
Spesi	=	2 x 21	=	42	kg/m ²
Tegel	=	2 x 24	=	48	kg/m ²
Penggantung + plafon	=	7 + 11	=	18	kg/m ²
Ducting dan plumbing	=		=	30	kg/m ²

Total beban mati = 426 kg/m²

- b. Beban Hidup

Beban hidup lantai 1 s/d 9 = 383 kg/m²

- Beban pelat atap

- a. Beban mati

Berat sendiri	=	0,12 x 2400	=	288	kg/m ²
Spesi	=	1 x 21	=	21	kg/m ²
Aspal	=	1 x 14	=	14	kg/m ²
Penggantung + plafon	=	7 + 11	=	18	kg/m ²
Ducting dan plumbing	=		=	30	kg/m ²

Total beban mati = 371 kg/m

- b. Beban Hidup

Beban hidup = 96 kg/m²

5.4 Perhitungan Berat Struktur

Sebelum melakukan analisa terhadap beban gempa diperlukan data berat total bangunan.

a) Lantai 1-9 :

Beban mati :

Kolom	: 4 x 0,55 x 0,55 x 2400 x 32	=	92928 kg
D. Geser Persegi:	(0,35 x 48) x 4 x 2400	=	161280 kg
Dinding	: 246 x 4 x 250	=	246000 kg

Pelat	: $42 \times 18 \times 0,12 \times 2400$	= 217728 kg
Balok induk	: $0,35 \times 0,55 \times 292 \times 2400$	= 134904 kg
Balok anak	: $0,3 \times 0,45 \times 156 \times 2400$	= 50544 kg
Penggantung	: $42 \times 18 \times 7$	= 5292 kg
Plafond	: $42 \times 18 \times 11$	= 8316 kg
Pipa + ducting	: $42 \times 18 \times 20$	= 15120 kg
Plumbing	: $42 \times 18 \times 10$	= 7560 kg
Spesi 2 cm	: $2 \times 42 \times 18 \times 21$	= 31752 kg
Tegel 2 cm	: $2 \times 42 \times 18 \times 24$	= 36288 kg
	W_d	= 1007712 kg

Untuk perhitungan beban hidup dapat direduksi dan dikalikan dengan koefisien reduksi sebesar 0,2:

$$W_1 : 0,8 \times (36 \times 13 \times 192 + 12 \times 14 \times 383) = 123360 \text{ kg}$$

$$\text{Jadi berat lantai 1 } (W_1) = 1007712 + 123360$$

$$= 1131072 \text{ kg}$$

Momen inersia massa lantai 1-9 :

$$\frac{M(b^2 + d^2)}{12} = \frac{113107,2(42^2 + 18^2)}{12} = 19680652,8 \text{ kgm}^4$$

b) Lantai 10 (atap) :

Beban mati :

Kolom	: $4 \times 0,55 \times 0,55 \times 2400 \times 32$	= 92928 kg
Pelat	: $42 \times 18 \times 0,12 \times 2400$	= 217728 kg
Balok induk	: $0,35 \times 0,55 \times 292 \times 2400$	= 134904 kg
Balok anak	: $0,3 \times 0,45 \times 156 \times 2400$	= 50544 kg
Penggantung	: $42 \times 18 \times 7$	= 5292 kg
Plafond	: $42 \times 18 \times 11$	= 8316 kg
Pipa + ducting	: $42 \times 18 \times 20$	= 15120 kg
Plumbing	: $42 \times 18 \times 10$	= 7560 kg
Spesi 2 cm	: $2 \times 42 \times 18 \times 21$	= 31752 kg
Aspal 1 cm	: $1 \times 42 \times 18 \times 14$	= 10584 kg
	W_d	= 574728 kg

Untuk perhitungan beban hidup dapat direduksi dan dikalikan dengan koefisien reduksi sebesar 0,2 :

$$W_1 : 0,8 \times 42 \times 18 \times 96 = 58060,8 \text{ kg}$$

$$\text{Jadi berat lantai 10 (} W_{11} \text{)} = 574728 + 58060,8$$

$$= 632788,8 \text{ kg}$$

Momen inersia massa lantai 10 :

$$\frac{M(b^2 + d^2)}{12} = \frac{63278,9(42^2 + 18^2)}{12} = 11010525,12 \text{ kgm}^4$$

Hasil perhitungan berat bangunan total dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 5.1 Berat Bangunan Total

	W_d (kg)	W_1 (20% reduksi) (kg)	Jumlah (kg)
Lantai 10	574728	22680	632788,8
Lantai 9	1007712	123360	1131072
Lantai 8	1007712	123360	1131072
Lantai 7	1007712	123360	1131072
Lantai 6	1007712	123360	1131072
Lantai 5	1007712	123360	1131072
Lantai 4	1007712	123360	1131072
Lantai 3	1007712	123360	1131072
Lantai 2	1007712	123360	1131072
Lantai 1	1007712	123360	1131072
Jumlah berat bangunan			10812436,8

5.4.1 Menentukan eksentrisitas rencana bangunan (e_d)

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 Ps. 5.4.3, bahwa antara pusat massa dan dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d sebagai berikut,

- Untuk $0 < e \leq 0,3 b$, maka :

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b$$

atau

$$e_d = e - 0,05 b$$

dipilih nilai yang terbesar dari keduanya

- Untuk $e > 0,3 b$, maka :
- $$e_d = 1,33 e + 0,1 b$$
- atau
- $$e_d = 1,17 e - 0,1 b$$
- dipilih nilai yang terbesar dari keduanya

Berdasar rumus diatas, maka nilai e_d untuk masing – masing arah dapat dihitung dengan cara dibawah ini dan hasil perhitungannya selanjutnya akan ditabelkan sebagai berikut,

Tabel 5.2 Eksentrisitas Rencana

Lantai	b (m)	L (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	ex (m)	ey (m)	edx (m)	edy (m)	Koor. x	Koor. y
10	18	42	9	21	0	0	0.9	2.1	9.9	23.1
9	18	42	9	21	0	0	0.9	2.1	9.9	23.1
8	18	42	9	21	0	0	0.9	2.1	9.9	23.1
7	18	42	9	21	0	0	0.9	2.1	9.9	23.1
6	18	42	9	21	0	0	0.9	2.1	9.9	23.1
5	18	42	9	21	0	0	0.9	2.1	9.9	23.1
4	18	42	9	21	0	0	0.9	2.1	9.9	23.1
3	18	42	9	21	0	0	0.9	2.1	9.9	23.1
2	18	42	9	21	0	0	0.9	2.1	9.9	23.1
1	18	42	9	21	0	0	0.9	2.1	9.9	23.1

5.4.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Dengan nilai ζ dari Tabel 8 SNI 03-1726-2002 dan n adalah jumlah lantai dari gedung yang akan ditinjau, maka kontrol waktu getar alami fundamental (T) pada gedung yang telah dianalisa harus,

$$T < \zeta n$$

Untuk WG 2 maka nilai $\zeta = 0,19$ dan nilai $n = 10$.

$$T = 1,32 < (0,19 \times 10) = 1,9 \text{ detik} \dots \dots \dots \text{OK!}$$

Sehingga, berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung masih memenuhi batas kontrol waktu getar alami.

5.4.3 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)

Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama, sesuai SNI 03-1726-2002 Ps. 7.1.3. Dengan nilai waktu getar alami fundamental (T) sebagai berikut :

$$T_x = 1,32 \text{ detik}$$

$$T_y = 1,24 \text{ detik}$$

Maka dari Gambar 6.1 didapat nilai

$$C_x = 0,378 \text{ dan } C_y = 0,403$$

Dari Tabel 6.1 didapat nilai $W_x = W_t = 108124,36 \text{ kN}$

Untuk arah x

$$V_{xs} = \frac{C_x I}{R} \times W_t = \frac{0,378 \times 1}{5,5} \times 108124,36 = 7431,1 \text{ kN}$$

Untuk arah y

$$V_{ys} = \frac{C_y I}{R} \times W_t = \frac{0,403 \times 1}{5,5} \times 108124,36 = 7922,6 \text{ kN}$$

Setelah dilakukan analisa struktur dengan asumsi – asumsi yang telah dijelaskan diatas, maka didapatkan output untuk nilai gaya geser dasar (*base shear*) sebagai berikut,

$$V_{xd} = 7221,92 \text{ kN}$$

$$V_{yd} = 7721,19 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xd} \geq 0,8V_{xs} \dots\dots\dots \text{Ok!!!}$$

$$7221,92 \geq 0,8 \times 7431,1 = 5944,88 \text{ kN}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yd} \geq 0,8V_{ys} \dots\dots\dots \text{Ok!!!}$$

$$7721,19 \geq 0,8 \times 7922,6 = 6338,05 \text{ kN}$$

5.4.4 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 03-1726-2002 Ps. 7.2.1 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 %.

Tabel 5.3 Modal Participating Mass Ratio

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.32	69.27	0.03	0.00	69.27	0.03	0.00
2	1.24	0.03	70.23	0.00	69.30	70.26	0.00
3	0.73	0.15	0.04	0.00	69.45	70.30	0.00
4	0.32	20.40	0.07	0.00	89.85	70.37	0.00
5	0.31	0.07	19.71	0.00	89.92	90.08	0.00
6	0.18	0.04	0.01	0.00	89.97	90.09	0.00
7	0.15	5.37	0.08	0.00	95.33	90.17	0.00
8	0.15	0.08	5.30	0.00	95.41	95.47	0.00
9	0.10	2.21	0.06	0.00	97.63	95.53	0.00
10	0.10	0.06	2.21	0.00	97.69	97.74	0.00

Dari Tabel 5.3 didapatkan bahwa pada mode 7 sudah didapatkan persentase partisipasi massa lebih dari 90% sehingga telah memenuhi SNI 1726.

5.4.5 Kontrol Waktu Getar Alami

Menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 7.2.2 untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan yaitu apabila selisih nilainya kurang dari 15 %, harus dilakukan dengan metoda Kombinasi Kuadratik Lengkap (CQC). Untuk Struktur gedung yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam dapat dilakukan dengan metoda Akar Jumlah Kuadrat (SRSS).

Tabel 5.4 Kontrol waktu getar alami

Mode	Periode(sec)	Selisih	%
1	1.32		
		0.076	7.6
2	1.244		
		0.510533	51.0533
3	0.733467		
		0.414698	41.4698
4	0.318769		
		0.006968	0.6968
5	0.311801		
		0.127966	12.7966
6	0.183835		
		0.031298	3.1298
7	0.152537		
		0.001686	0.1686
8	0.150851		
		0.049512	4.9512
9	0.101339		
		0.000904	0.0904
10	0.100435		
		0.100435	10.0435

Karena selisih waktu getar alami yang melebihi 15% hanya empat atau lebih dominan yang kurang dari 15%, maka asumsi awal perhitungan metoda penjumlahan ragam respons dengan menggunakan metoda CQC sudah benar.

5.4.6 Kontrol Simpangan Terhadap Kinerja Batas Layan dan Batas Ultimate

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 8.1.2 bahwa simpangan antar tingkat yang telah dibagi faktor skala (Δ_s) tidak boleh melebihi $\frac{0,03}{R} h_x$ atau 30 mm (diambil yang terkecil).

Maka dengan $R=5,5$ dan $h_x=4000$ mm (tipikal tiap lantai) = $0,03/5,5 \times 4000 = 21,81$ atau 30 mm.

Dan untuk batas ultimate menurut SNI 03-2847-2002 pasal 8.2.1

untuk gedung tidak beraturan, $\Delta_m = \frac{0,7R}{\text{Faktor Skala}} \times \Delta_s$, tidak

boleh melebihi $0,02 \times h_x = 0,02 \times 4000 = 80$ mm (SNI 03-2847-2002 pasal 8.2.2)

$$\Delta_m = \frac{0,7 \times 5,5}{1} \times \Delta_s = 3,85 \times \Delta_s$$

1. Arah x

Tabel 5.5 Analisa Δ_s akibat gempa arah x

Lantai	Hx (m)	Drift Δ_s arah x (mm)	Δ_s antar tingkat (mm)	Batasan Drift Δ_s (mm)	Drift Δ_m arah x (mm)	Δ_m antar tingkat (mm)	Batasan Drift Δ_m (mm)	Ket
10	40	44.5	5.1	21.81	171.325	19.635	80	OK
9	36	39.4	5.3	21.81	151.69	20.405	80	OK
8	32	34.1	5.4	21.81	131.285	20.79	80	OK
7	28	28.7	5.4	21.81	110.495	20.79	80	OK
6	24	23.3	5.4	21.81	89.705	20.79	80	OK
5	20	17.9	5	21.81	68.915	19.25	80	OK
4	16	12.9	4.4	21.81	49.665	16.94	80	OK
3	12	8.5	3.9	21.81	32.725	15.015	80	OK
2	8	4.6	2.9	21.81	17.71	11.165	80	OK
1	4	1.7	1.7	21.81	6.545	6.545	80	OK

2. Arah y

Tabel 5.6 Analisa Δ_s akibat gempa arah y

Lantai	Hy (m)	Drift Δ_s arah y (mm)	Δ_s antar tingkat (mm)	Batasan Drift Δ_s (mm)	Drift Δ_m arah y (mm)	Δ_m antar tingkat (mm)	Batasan Drift Δ_m (mm)	Ket
10	40	42.2	5.1	21.81	162.47	19.635	80	OK
9	36	37.1	4.3	21.81	142.835	16.555	80	OK
8	32	32.8	5.1	21.81	126.28	19.635	80	OK
7	28	27.7	5.1	21.81	106.645	19.635	80	OK
6	24	22.6	5	21.81	87.01	19.25	80	OK
5	20	17.6	4.8	21.81	67.76	18.48	80	OK
4	16	12.8	4.4	21.81	49.28	16.94	80	OK
3	12	8.4	3.8	21.81	32.34	14.63	80	OK
2	8	4.6	2.9	21.81	17.71	11.165	80	OK
1	4	1.7	1.7	21.81	6.545	6.545	80	OK

5.4.7 Kontrol Sistem Rangka Gedung dalam Proporsi Menahan Gempa Dinamik

Dalam sistem struktur Rangka Gedung, beban geser dasar nominal akibat pengaruh gempa rencana dominan dipikul oleh Dinding Struktur/ Shearwall (DS) yang bekerja pada arah kerja beban gempa tersebut.

Tabel 5.7 Prosentase Penahanan Gempa oleh Rangka dengan DS

Kombinasi	Prosentase Penahanan Gempa (%)			
	Arah X		Arah Y	
	Frame	DS	Frame	DS
RSPX	4.27	95.73	3.97	96.03
RSPY	3.33	96.67	4.99	95.01

5.5 Perancangan Balok Induk

Perancangan struktur utama dapat dilakukan setelah mendapatkan gaya – gaya dalam yang terjadi pada struktur utama hasil dari analisa menggunakan software analisa struktur. Perhitungan penulangan struktur utama akan menggunakan peraturan SNI 03-2847-2002 serta peraturan lainnya yang menunjang.

Perancangan tulangan balok induk dihitung dalam dua kondisi. Kondisi yang pertama adalah kondisi pada saat balok induk belum berkomposit dengan elemen struktur lain, dan keadaan yang kedua adalah pada saat balok telah berkomposit. Dari dua keadaan ini akan dihitung tulangan yang lebih kritis untuk digunakan.

Data – data perancangan :

- Mutu beton (f_c') : 35 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa
- Dimensi Balok : 35/55 cm – 6 m

5.5.1 Penulangan lentur balok induk

Pada struktur Sistem Rangka Gedung balok direncanakan hanya menerima gaya grafitasi saja, namun juga ditinjau pula bahwa balok tidak boleh rusak akibat gempa kecil dan tidak boleh runtuh akibat gempa besar. Sehingga pada perhitungannya momen yang terjadi akibat grafitasi harus dikombinasikan dengan momen yang terjadi akibat gempa.

5.5.1.1 Penulangan lentur sebelum komposit

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya, namun beban yang dihitung hanyalah pembebanan yang berasal dari pelat, overtopping dan berat balok itu sendiri. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep menggunakan konsep *Tributary Area*.

Beban mati

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat Overtopping} = 0,05 \times 2400 = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$\bar{q}_d \text{ pelat} = 288 \text{ kg/m}^2$$

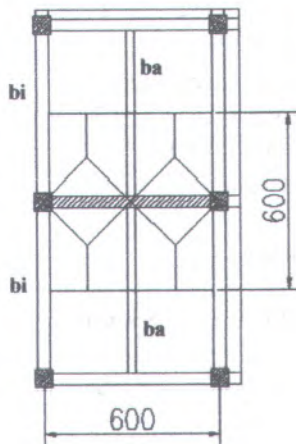
Beban hidup

$$\text{Beban Pekerja} = 200 \text{ kg/m}^2$$

Contoh perhitungan :

Dimensi balok induk 35/55 cm

Bentang balok induk 6 m



Gambar 5.2 Trybutary Area

Perhitungan pembebanan

❖ Beban mati ($q_{\text{pelat}} : 288 \text{ kg/m}^2$) → pelat ukuran 3 m x 6 m

a. Beban akibat balok anak (pelat trapesium)

$$- P_{\text{pelat}} = 1/2 \cdot 288 \cdot 3 \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{6} \right)^2 \right] \cdot 2 \cdot 6 \cdot 1/2 = 2376 \text{ kg}$$

$$- P_{b.anak} = 0.3 \times 0.45 \times 6 \times 2400 = 1944 \text{ kg} + 4320 \text{ kg}$$

$$\text{b. Berat balok induk} = 0.35 \times 0.55 \times 2400 = 462 \text{ kg/m}$$

$$\text{c. Beban akibat pelat (dua segitiga)} = \frac{1}{4} \times 288 \times 3 \times 2 = 432 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \text{Beban mati merata (Q}_D) = 462 + 432 = 894 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \text{Beban mati terpusat (P}_D) = 4320 \text{ kg}$$

❖ Beban hidup ($q_{\text{pelat}} : 200 \text{ kg/m}^2$) \rightarrow pelat ukuran 3m x 6 m

a. Beban akibat balok anak (pelat trapezium)

$$- P_{\text{pelat}} = 1/2 \cdot 200 \cdot 3 \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{6} \right)^2 \right] \cdot 2 \cdot 6 \cdot 1/2 = 1650 \text{ kg}$$

$$\text{b. Beban akibat pelat (dua segitiga)} = \frac{1}{4} \times 200 \times 3 \times 2 = 300 \text{ kg/m}$$

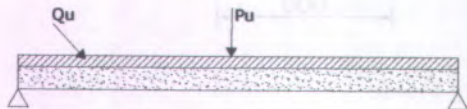
$$\rightarrow \text{Beban hidup merata (Q}_L) = 300 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \text{Beban hidup terpusat (P}_L) = 1650 \text{ kg}$$

Kombinasi Pembebanan

$$Q_u = 1,2DL + 1,6LL = 1,2 \cdot 894 + 1,6 \cdot 300 = 1552,8 \text{ kg/m}$$

$$P_u = 1,2DL + 1,6LL = 1,2 \cdot 4320 + 1,6 \cdot 1650 = 7824 \text{ kg/m}$$



Gambar 5.3 Pembebanan Balok Induk

Dimensi balok induk 35/55

Bentang balok induk 6 m

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 22 mm

$$\rho_{max} = 0,027 \quad \rho_{min} = 0,0037 \quad m = 13,44$$

$$\begin{aligned} Mu &= \left(\frac{1}{8} \times Qu \times L^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times Pu \times L\right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 1552,8 \times 6^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times 7824 \times 6\right) \\ &= 18723,6 \text{ kg.m} = 187236000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberikan penulangan sebesar setengah dari tulangan lapangan.

$$dx = 550 - 120 - 40 - 12 - \frac{1}{2} \times 22 = 407 \text{ mm}$$

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{0,8 \times b \times dx^2} = \frac{187236000}{0,8 \times 350 \times 407^2} = 4,03 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f_c} = \frac{4000}{0,85 \times 30} = 13,44$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 4,03}{400}} \right) = 0,0111 \end{aligned}$$

ternyata $\rho_{min} < \rho < \rho_{max} = 0,027$

maka digunakan $\rho = 0,011$

$$As_{perlu} = 0,011 \times 350 \times 407 = 1565,655 \text{ mm}^2$$

Pakai tulangan 5 D 22 = 1899,7 mm²

Tulangan tumpuan 1/2 tulangan lapangan 3 D 22

Jadi kebutuhan tulangan sebelum komposit

- Tulangan tumpuan atas = 3 Ø 22
- Tulangan tumpuan bawah = 2 Ø 22
- Tulangan lapangan atas = 2 Ø 22
- Tulangan lapangan bawah = 5 Ø 22

5.5.1.2 Penulangan lentur setelah komposit

Untuk perhitungan balok induk setelah komposit, sebagai contoh perhitungan, diambil balok b41 pada lantai 9 (Balok Induk Eksterior Memanjang) hasil analisa gaya

dengan program bantu ETABS 9.07. Adapun hasil nilai momen tiap-tiap kombinasi pembebanan untuk balok pada lantai 9 dapat dilihat pada tabel 5.8 di bawah ini :

Tabel 5.8 Resume Momen Desain Balok Induk b41 pada Lantai 9

No	KOMBINASI	LOKASI	MOMEN
			(Nmm)
1	COMB 3 (1,2 D+1,0L±1,0 RSPX)	Tumpuan Kiri	-82729614.2
			90447597.3
		Lapangan	68588064.93
		Tumpuan Kanan	-223333209
			120327897.3
2	COMB 4 (1,2 D+1,0L±1,0 RSPY)	Tumpuan Kiri	-121882338.1
			149105545
		Lapangan	73066971.63
		Tumpuan Kanan	-305481491.5
			13995163.59
3	COMB 5 (0,9 D ±1,0 RSPX)	Tumpuan Kiri	-62421268.7
			71280661.65
		Lapangan	48548761.53
		Tumpuan Kanan	-166119598.5
			45714540.7
4	COMB 6 (0,9 D ±1,0 RSPY)	Tumpuan Kiri	-117943451.6
			129938609.4
		Lapangan	53027668.23
		Tumpuan Kanan	-248267881.1
			24376993.4

Tabel 5.9 Momen Desain Balok Induk b41 pada Lantai 9

Tumpuan Kiri	Momen Positif (kgm)	129938609.4
	Momen Negatif (kgm)	-121882338.1
Lapangan	Momen (kgm)	68588064.93
Tumpuan Kanan	Momen Positif (kgm)	120327897.3
	Momen Negatif (kgm)	-305481491.5

Persyaratan tulangan :

1. Ratio tulangan balance (ρ_b) = 0,036
2. Ratio Tulangan maksimum (ρ_{max}) = 0,027
3. Ratio Tulangan minimum (ρ_{min}) = 0,0037
4. Ratio antara baja dan beton (m) = 13,44

Contoh perhitungan:

Daerah Tumpuan

Pada tumpuan balok dianggap persegi

- Akibat Momen Negatif (akibat gempa kanan)

Direncanakan menggunakan tulangan $\emptyset 22$

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$d_x = 550 - 40 - 12 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 487 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{305481491,5}{0,8} = 381851864,4 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{0,8 \times b \times d_x^2}$$

$$= \frac{381851864,4}{0,8 \times 350 \times 487^2} = 5,75 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 5,75}{400}} \right) = 0,0162$$

ternyata $\rho_{min} < \rho < \rho_{max} = 0,027$

maka digunakan $\rho = 0,0162$

$$A_{s\text{perlu}} = 0,0162 \times 350 \times 487 = 2761,29 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan } 8 \text{ D } 22 = 3039,52 \text{ mm}^2$$

Dimisalkan tulangan tekan mengalami leleh, sehingga :

$$M_{n1} = A_{s1} \times f_y \left(d - \frac{A_{s1} \times f_y}{2 \times 0,85 \times f'_c \times b_w} \right)$$

$$= 3039,52 \times 400 \left(487 - \frac{3039,52 \times 400}{2 \times 0,85 \times 35 \times 350} \right)$$

$$= 521117027 > M_n \text{ perlu}$$

Maka tidak diperlukan tulangan tekan.

Tulangan tumpuan bawah

Diasumsikan $\delta = A_{s'} / A_s = 1/3 \dots$ SNI 03-2847-2002

Psl 23.3 (2.2)

$$A_{s'} = 0,33 \times 3039,52 \text{ mm}^2 = 1003,04 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan } 3 \text{ D } 22 = 1139,82 \text{ mm}^2$$

- Akibat Momen Negatif

Direncanakan menggunakan tulangan $\emptyset 22$

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$d_x = 550 - 40 - 12 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 487 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{129938609,4}{0,8} = 162423261,8 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{0,8 \times b \times d_x^2}$$

$$= \frac{162423261,8}{0,8 \times 350 \times 487^2} = 2,44 \text{ MPa}$$

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

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 2,44}{400}} \right) = 0,0064$$

ternyata $\rho_{min} < \rho < \rho_{max} = 0,027$

maka digunakan $\rho = 0,0162$

$$A_{s_{perlu}} = 0,0064 \times 350 \times 487 = 1090,88 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan 3 D 22} = 1139,82 \text{ mm}^2$$

Dimisalkan tulangan tekan mengalami leleh, sehingga :

$$M_{nl} = A_{s1} \times f_y \left(d - \frac{A_{s1} \times f_y}{2 \times 0,85 \times f'_c \times b_w} \right)$$

$$= 1139,82 \times 400 \left(487 - \frac{1139,82 \times 400}{2 \times 0,85 \times 35 \times 350} \right)$$

$$= 212055166,9 > M_n \text{ perlu}$$

Maka tidak diperlukan tulangan tekan.

Tulangan tumpuan bawah

Diasumsikan $\delta = A_{s'} / A_s = 1/3 \dots$ SNI 03-2847-2002

Ps1 23.3 (2.2)

$$A_{s'} = 0,33 \times 1139,82 \text{ mm}^2 = 376,14 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan 2 D 22} = 759,88 \text{ mm}^2$$

Pada Lapangan Balok

$$M = 68588064,93 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{Mu}{0,8} = 85735081,16 \text{ Nmm}$$

- Tulangan lapangan bawah

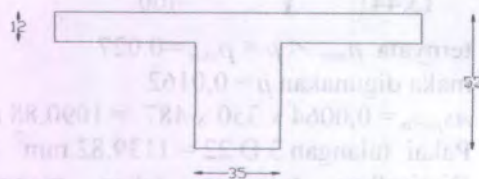
$$be_1 = \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ cm}$$

$$be_2 = bw + 16t = 35 + (16 \times 12) = 227 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} \times (L_b - bw) = \frac{1}{2} \times (600 - 35) = 282,5 \text{ cm}$$

$$b = be = 1500 \text{ mm}$$

$$dx = 550 - 40 - 12 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 487 \text{ mm}$$



Gambar 5.4 Potongan Balok T

Pada kondisi seimbang $C_c = T_s$

$$T_s = A_s \times F_y$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times b_e \times a$$

$$M_n = 0,85 \times f'_c \times b_e \times a \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$85735081,16 = 0,85 \times 35 \times 1500 \times a \left(487 - \frac{a}{2} \right)$$

$$85735081,16 = 44625a \times \left(487 - \frac{a}{2} \right)$$

$$0 = 22312,5a^2 - 21732375a + 85735081,16$$

$$a = 8,65 \text{ mm} < \text{tebal pelat (t)} = 120 \text{ mm}$$

($a < t$, maka termasuk balok T palsu)

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d^2}$$

$$= \frac{85735081,16}{0,8 \times 350 \times 487^2} = 1,29 \text{ MPa}$$

$$M = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44$$

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 1,29}{400}} \right) = 0,0033$$

ternyata $\rho_{min} (0,0037) < \rho < \rho_{max} (0,027)$

maka digunakan $\rho = 0,0037$

$$A_{s_{perlu}} = 0,0037 \times 350 \times 487 = 630,665 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan 2 D 22} = 759,88 \text{ mm}^2$$

Dimisalkan tulangan tekan mengalami leleh, sehingga :

$$M_{n1} = A_{s1} \times f_y \left(d - \frac{A_{s1} \times f_y}{2 \times 0,85 \times f'_c \times b_w} \right)$$

$$= 759,88 \times 400 \left(487 - \frac{759,88 \times 400}{2 \times 0,85 \times 35 \times 350} \right)$$

$$= 143588282,2 > M_n \text{ perlu}$$

Maka tidak diperlukan tulangan tekan.

- Tulangan lapangan atas

Diasumsikan $\delta = A_s' / A_s = 1/3 \dots$ SNI 03-2847-2002

Psl 23.3 (2.2)

$$A_s' = 0,33 \times 759,88 \text{ mm}^2 = 250,76 \text{ mm}^2$$

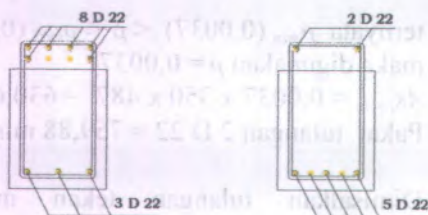
$$\text{Digunakan tulangan 2 D 22} = 759,88 \text{ mm}^2$$

Jadi kebutuhan tulangan setelah komposit

- Tulangan tumpuan atas = 8 Ø 22
- Tulangan tumpuan bawah = 3 Ø 22
- Tulangan lapangan atas = 2 Ø 22
- Tulangan lapangan bawah = 2 Ø 22

Jadi kebutuhan tulangan yang dipakai

- Tulangan tumpuan atas = 8 Ø 22
- Tulangan tumpuan bawah = 3 Ø 22
- Tulangan lapangan atas = 2 Ø 22
- Tulangan lapangan bawah = 5 Ø 22



(a)

(b)

Gambar 5.5 Sketsa tulangan balok induk di daerah tumpuan (a) dan lapangan (b)

5.5.1.3 Penulangan geser dan torsi

Perencanaan geser dan torsi pada SNI 03-2847-2002 bab 13 tentang geser dan puntir, garis besarnya sebagai berikut :

- Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan :

$$V_u \leq \Phi V_n \dots \dots \dots \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.1(1)}$$

Dengan V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n adalah kuat geser nominal yang ditinjau dari :

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

V_u = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

Φ = faktor reduksi geser (0,6)

V_n = kuat geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat geser nominal tulangan geser

Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$T_u \leq \Phi T_n \dots \dots \dots \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.6(5)}$$

Tulangan sengkang untuk puntir harus direncanakan berdasarkan persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cdot \cot \theta$$

Dimana :

T_u = momen torsi terfaktor pada penampang yang ditinjau

Φ = faktor reduksi geser dan torsi (0,6)

T_n = kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{u_{\min}}$)

T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

T_c = Kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

A_o = Luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser, mm^2

A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s , mm^2

f_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa

s = spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal, mm

$$T_{u_{\min}} = \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.6(2.2.a)}$$

- Dimana :
- ϕ = faktor reduksi kekuatan
 - f_c' = kuat tekan beton, Mpa
 - A_{cp} = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²
 - P_{cp} = keliling luar penampang beton, mm

Contoh perhitungan

Perhitungan balok induk 35/55

$$V_u = 184855,6 \text{ N}$$

$$T_u = 7546209,582 \text{ N.mm}$$

Direncanakan dengan daktilitas terbatas :

Dimana diameter tulangan geser 16 mm, $d = 631.5 \text{ mm}$

Torsi maksimum yang mampu dipikul penampang

$$T_{u_{maks}} = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \cdot \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.6(2.2.a)}$$

$$T_{u_{maks}} = 0,8 \frac{\sqrt{35}}{3} \left(\frac{(350 \times 550)^2}{(350 + 550) \times 2} \right)$$

$$= 32478182,45 \text{ Nmm} > 7546209,582 \text{ Nmm}$$

Jadi Torsi dapat diabaikan dan hanya dilakukan perhitungan geser saja

- Kebutuhan tulangan geser

Daerah tumpuan :

$$V_{u_{tumpuan}} = 184855,6 \text{ N}$$

$$d = h - \text{decking} - \text{tul. sengkang} - \frac{1}{2} \text{ tul. Lentur}$$

$$= 550 - 40 - 12 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 487 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \times 350 \times 487 = 168066 \text{ N}$$

$$0,5 \cdot \phi \cdot V_c = 0,5 \times 0,75 \times 168066 = 63024,74 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \times 168066 = 126049,5 \text{ N}$$

$$V_s(\min) = \frac{1}{3}bw.d = \frac{1}{3} \times 350 \times 487 = 56816,67 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b.d = \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 350 \times 487 = 332770,6 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_{s_{\min}}) = 0,75 \cdot (168066 + 56816,67) = 168235,8 \text{ N}$$

Kondisi perencanaan geser :

$$0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c \quad \text{(tidak memenuhi)}$$

$$63024,74 \text{ N} < 184855,6 \text{ N} > 126049,5 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_{s_{\min}}) < V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b.w.d \right) \quad \text{(memenuhi)}$$

$$126049,5 \text{ N} < 184855,6 \text{ N} < 375627,4 \text{ N}$$

Perlu tulangan geser

$$V_{s_{\text{perlu}}} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{184855,6}{0,75} - 168066 = 78408,13 \text{ N}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \times 0,25 \times 3,14 \times (12)^2 \cdot 400 \cdot 487}{78408,13} = 561,68 \text{ mm}$$

$$S_{\max} < \frac{d}{2} = \frac{487}{2} = 243,5 \text{ mm} \text{ dan } S_{\max} < 600 \text{ mm}$$

Pakai tulangan geser ϕ 10 – 225 mm ($A_s = 392,7 \text{ mm}^2$)

Daerah Lapangan

$$V_{u_{\text{lapangan}}} = \frac{2,875}{5,75} \cdot 184855,6 \text{ N} = 92427,5 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b.w.d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \times 350 \times 487 = 168066 \text{ N}$$

$$0,5 \cdot \phi \cdot V_c = 0,5 \times 0,75 \times 168066 = 63024,74 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \times 168066 = 126049,5 \text{ N}$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b.d = \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 350 \times 487 = 332770,6 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_{s_{\min}}) = 0,75 \cdot (168066 + 332770,6) = 375627,4 \text{ N}$$

Kondisi perencanaan geser :

$$0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$$

$$3024,05 \text{ N} < 92427,5 \text{ N} < 126049,5 \text{ N}$$

Pakai tulangan geser minimum

$$S = \frac{A_v \cdot 3 \cdot f_y}{b_w} = \frac{2 \times 0,25 \times 3,14 \times (12^2) \times 3 \times 400}{350} = 759 \text{ mm}$$

$$S_{\max} < \frac{d}{2} = \frac{487}{2} = 243,5 \text{ mm} \text{ dan } S_{\max} < 600 \text{ mm}$$

Pakai tulangan geser $\phi 12 - 225 \text{ mm}$ ($A_s = 314,2 \text{ mm}^2$)

5.5.1.4 Kontrol Lendutan

Sesuai SNI 03-2847-2002 tabel 8, syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

1. Balok dengan dua tumpuan

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

2. Balok dengan satu ujung menerus

$$h_{\min} = \frac{L}{18,5} \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$$

3. Balok dengan dua ujung menerus

$$h_{\min} = \frac{L}{21} \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$$

4. Balok kantilever

$$h_{\min} = \frac{L}{8} \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$$

Lendutan tidak perlu dihitung, sebab Sejak dari preliminary design sudah direncanakan agar tinggi dari

masing – masing type balok lebih besar dari persyaratan h_{min} .

5.5.1.5 Kontrol Retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian rupa untuk membatasi retak lentur yang terjadi. Bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen *positif* dan *negative* maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh :

$Z = f_s \times \sqrt[3]{dc.A}$ SNI 03 – 2847 – 2002 psl.12.6...butir 4 tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan.

Dimana :

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, f_s dapat diambil $0,6f_y$

$$= 0,6 \times 400 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa}$$

dc = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan

(*decking* + ϕ sengkang + $\frac{1}{2} \phi$ tulangan)

$$= 40 + 16 + \frac{1}{2} .22 = 67 \text{ mm}$$

A = Luas efektif beton tarik di sekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (dalam hal ini diambil selebar 1 m) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

- Untuk daerah lapangan

$$A = \frac{b \cdot 2dc}{n}, \text{ dimana}$$

n = jumlah batang tulangan per lebar balok b

$$A = \frac{35 \cdot 2 \cdot 67}{8} = 586,25 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{dc.A}$$

$$= 240 \times \sqrt[3]{67 \times 586,25}$$

$$= 8158,25 \text{ N/mm} = 8,16 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m OK}$$

- Untuk daerah tumpuan

$$A = \frac{b \cdot d \cdot c}{n}, \text{ dimana}$$

n = jumlah batang tulangan per lebar balok b

$$A = \frac{35 \cdot 2 \cdot 67}{9} = 521,11 \text{ mm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d \cdot c \cdot A}$$

$$= 240 \times \sqrt[3]{67 \times 521,11}$$

$$= 7844,15 \text{ N/mm} = 7,85 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m OK}$$

5.5.1.6 Kontrol Guling

Pelaksanaan pemasangan elemen pracetak Sangat riskan terjadi guling pada komponen tumpuan, misalnya pada balok yang ditumpu oleh pelat dapat terjadi kesalahan yang mengakibatkan guling pada balok sehingga dalam pemasangan balok pracetak perlu dilakukan kontrol guling.

- Beban dari pelat :

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0,07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup pekerja} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_u = 1,2 D + 1,6 L = 1,2 \cdot 168 + 1,6 \cdot 200 = 521,6 \text{ kg/m}^2$$

- Beban ekuivalen 2 segitiga

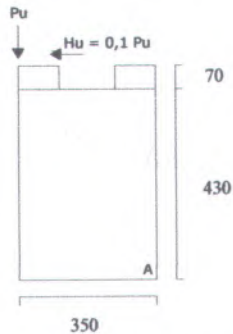
$$q_d = \frac{1}{4} \times 521,6 \times 3 \times 2 = 782,4 \text{ kg/m}$$

- Beban terpusat balok anak

$$\text{Berat sendiri balok anak} = 0,3 \times 0,45 \times 6 \times 2400 = 1944 \text{ kg}$$

$$P_u = 782,4 \times 3 + 1944 = 4291,2 \text{ kg}$$

$$H_u = 0,1 \times 4291,2 = 429,1 \text{ kg} \dots\dots\dots (\text{asumsi})$$



Gambar 5.6 Potongan melintang balok induk pracetak

- Momen Guling terhadap titik A :

$$M_g = (P_u \times 0,04) + (H_u \times 0,43)$$

$$= (4291,2 \times 0,04) + (429,1 \times 0,43)$$

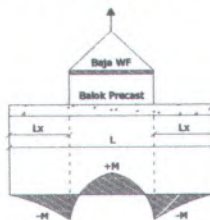
$$= 356,16 \text{ kg.m}$$
- Momen Penahan :
 Beban balok induk (w) = $2400 \times 0,35 \times 0,43 \times 6$
 $= 2167,2 \text{ kg/m}$

$$M_p = 2167,2 \times \frac{0,35}{2} = 379,26 \text{ kg/m}$$

 $M_{\text{penahan}} > M_{\text{guling}} \dots \dots \dots (\text{OK})$

5.5.2 Pengangkatan Elemen Balok

Balok Induk diproduksi secara pracetak di lokasi, sehingga perlu dikontrol pada saat pengangkatan.

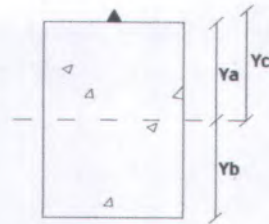


Gambar 5.7 Momen saat pengangkatan balok dari PCI Design Handbook

Dimana :

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

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



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

Balok Induk 35/55 dengan bentang 5,45 m

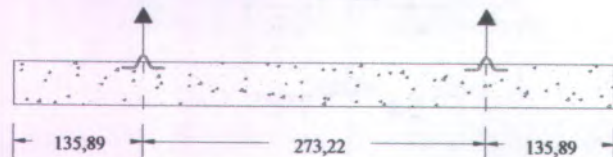
$$Y_t = Y_b = \frac{(55 - 12)}{2} = 21,5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 35 \times 43^3 = 231895,41 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_a + 8 = 29,5 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 29,5}{545 \times \operatorname{tg} 45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{21,5}{21,5} \left(1 + \frac{4 \times 29,5}{545 \times \operatorname{tg} 45^\circ} \right)} \right)} = 0,242 \text{ cm}$$

$$X \times L = 0,242 \times 5,45 = 135,89 \text{ cm}$$



Gambar 5.8 Jarak Tulangan Angkat

Data – data profil baja :

- Panjang tekuk = 273,22 cm
- Mutu Baja BJ 36
- Profil WF 100 x 100 x 6 x 8
 $A = 21,9 \text{ cm}^2$
 $i_x = 4,18 \text{ cm}$
 $i_y = 2,47 \text{ cm}$
 $w = 17,2 \text{ kg/m}$

Pembebanan

Balok	$= 0,35 \times 0,43 \times 6 \times 2400 = 2167,2 \text{ kg}$	
Balok Profil	$= 17,2 \times 6$	$= 103,2 \text{ kg} +$
		$= 2270,4 \text{ kg}$

$$T \sin \theta = P = \frac{1,2 \times k \times Wt}{2}$$

$$= \frac{1,2 \times 1,2 \times 2270,4}{2}$$

$$= 1634,7 \text{ kg}$$

$$T = \frac{1634,7}{\sin 45} = 2311,8 \text{ kg}$$

Tulangan Angkat Balok Melintang

$$P_u = 2311,8 \text{ kg}$$

Menurut PBBI ps 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu U32 adalah $= f_y / 1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{3200}{1,5} = 2133,33 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{2311,8}{2133,33 \times \pi}}$$

$\phi_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,59\text{cm}$

Digunakan Tulangan ϕ 12 mm

Momen yang terjadi

- **Pembebanan**

$$\text{Balok} = 0,35 \times 0,43 \times 2400 = 285,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Balok Profil} = 17,2 = 17,20 \text{ kg/m} +$$

$$= 302,8 \text{ kg/m}$$

Untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan factor akibat pengangkatan sebesar 1.2 :

- **Momen lapangan yang terjadi**

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

$$+ M = \frac{302,8 \times 6^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,242 + \frac{4 \times 0,295}{5,45 \times \text{tg} 45^\circ} \right) \times 1,2$$

$$= 380,1 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

$$F = \frac{M}{Wt} = \frac{3801000}{\frac{1}{6} \times 350 \times 430^2} = 0,353 \text{ Mpa}$$

$$Fr = 0,7 \times \sqrt{fc'} = 4,14 \text{ Mpa}$$

$$0,65 \text{ Mpa} < 3,83 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

- **Momen tumpuan yang terjadi**

$$- M = \frac{WX^2 L^2}{2} \times 1,2$$

$$- M = \frac{302,8 \times 0,242^2 \times 5,45^2}{2} \times 1,2 = 380,1 \text{ kg.m}$$

Tegangan yang terjadi

$$F = \frac{M}{Wt} = \frac{3801000}{\frac{1}{6} \times 350 \times 430^2} = 0,353 \text{ Mpa}$$

$$0,353 \text{ Mpa} < 4,14 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

5.6 Perancangan Kolom

5.6.1 Umum

Perancangan kolom meliputi penulangan lentur kolom, dan penulangan geser kolom. Perancangan konsol pendek sebagai penyangga balok pracetak pada kolom dibahas dalam Bab perancangan sambungan.

Elemen kolom dilaksanakan dengan Metode cor setempat. Gaya dalam yang bekerja dihitung dengan software ETABS v 9. Pedoman peraturan perancangan yang dipakai adalah SNI 03-2847-2002.

5.6.2 Penulangan pada Kolom

Nilai dari ρ adalah $0,01 \leq \rho \leq 0,08$. Hal ini berarti ratio penulangan kolom disyaratkan untuk tidak boleh kurang dari 1% dan tidak boleh lebih dari 8% dari luas bruto penampang kolom (SNI 03-2847-2002 pasal 12.9.1).

Pembatasan ratio tulangan minimum ini ditujukan untuk mencegah teradinya rangkai (creep) yang terjadi pada beton. Pertimbangan lainnya adalah untuk kemudahan pelaksanaan dilapangan.

Jumlah minimum batang tulangan memanjang kolom adalah 4 buah untuk kolom dengan sengkang pengikat segiempat dan 6 buah untuk sengkang pengikat spiral.

5.6.3 Kolom Pendek

Suatu unsur tekan pendek bila dibebani gaya aksial lebih besar dari kapasitasnya akan mengalami keruntuhan bahan (runtuhnya beton) sebelum mencapai ragam keruntuhan tekuknya. Oleh sebab itu untuk perancangan struktur tekan pendek, bahaya akibat tekuk tidak perlu diperhitungkan.

Suatu komponen struktural tekan dikatakan pendek apabila perbandingan kelangsingan yaitu perbandingan panjang tekuk kolom (kLn) terhadap girasi (r)

$$\frac{k.Ln}{r} < 34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}}$$

Dimana:

$M_2 > M_1$ (brace frame)

Nilai $\frac{M_{1b}}{M_{2b}} = 1 \rightarrow \frac{k.Ln}{r} < 22$ (unbrace frame)

Nilai r dapat diambil sebesar $\sqrt{I/A}$ atau

$r = 0,3 h$ dalam arah momen yang ditinjau untuk kolom persegi

$r = 0,25 d$ untuk kolom bulat ($d =$ diameter kolom)

bila $\frac{M_1}{M_2} > 0$; single curvature

bila $\frac{M_1}{M_2} < 0$; duple curvature

5.6.4 Kolom Panjang

Apabila nilai perbandingan kelangsingan untuk kolom pendek atas tidak terpenuhi maka suatu komponen struktur boleh dikatakan kolom panjang.

Kolom dengan perbandingan kelangsingan besar akan menimbulkan lendutan kesamping (menekuk) akibat momen sekunder yang terjadi, sehingga mengurangi kekuatan nominal dari kolom panjang tersebut. Untuk perhitungan kolom panjang diperlukan suatu faktor pembesaran momen yang diperhitungkan terhadap panjang tekuk kolom.

Dalam peraturan ACI, perhitungan dari pengaruh kelangsingan dapat didekati dengan menggunakan cara pembesaran momen, dimana jumlah dari momen primer dan sekunder dikalikan dengan suatu faktor pembesaran δ .

SNI 03-2847-2002 pasal 12.12 menyebutkan bahwa apabila suatu kolom adalah kolom panjang, maka momen yang terjadi harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran menjadi:

$$M_C = \delta_{ns} M_2 \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 12.12.(3)}$$

$$\text{dengan} \quad \delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1,0$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\lambda_u)^2}$$

bila tidak menggunakan perhitungan yang lebih akurat, EI dapat diambil sebesar

$$EI = \frac{(0,2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d}$$

Atau secara lebih konservatif

$$EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

Dimana :

M_c = Momen terfaktor yang menimbulkan goyangan kesamping yang berarti pada struktur, Nmm

M_2 = Momen yang terfaktor yang lebih besar pada komponen struktur tekan, selalu bernilai positif, Nmm

$$C_m = 0,6 \pm 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

5.6.5 Perhitungan Kolom Eksterior Lt. 1-5

5.6.5.1 Data Perencanaan

- Mutu beton (f_c) = 35 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- Diameter tulangan utama (D) = 28 mm
- Diameter sengkang (\emptyset) = 12 mm

- Dimensi = 550 × 550 mm

- Jenis kolom = braced

Pendesainan kolom menggunakan program bantu PCACOL. Untuk beban aksial dan momen yang diterima oleh kolom eksterior lantai dasar dan lantai 1 dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.10 Resume Aksial dan Momen pada Kolom Eksterior Lt. 1

No	Jenis Beban	Aksial (kg)	My(kgm)	Mx(kgm)
1	1,4D	439157.96	4450.752	6730.802
2	1,2D+1,6L	438932.94	4168.672	7345.9
3	1,2D+1L ± 1Ex	439912.13	4187.096	8483.323
4	1,2D+1L ± 1Ey	432825.64	7009.205	6888.551
5	0,9D ± Ex	307820.69	3113.218	6996.314
6	0,9D ± Ey	300214.02	6311.174	4460.836

Kontrol kelangsingan

Jenis kolom dalam perancangan ini adalah kolom tanpa pengaku samping (brace frame).

Jari jari girasi (r) = $0,3 \cdot h = 0,3 \cdot 550 = 165$, dari nomogram $k = 0,82$

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right),$$

$$\frac{0,82 \times 4000}{165} \leq 34 - 12 \left(\frac{8483,32}{7009,2} \right)$$

$$19,88 \leq 20,89 \quad (\text{Kolom Pendek})$$

Jadi pengaruh kelangsingan boleh diabaikan SNI 03-2847-2002 psl.12.12.(2)

Penulangan Lentur

Dari running program bantuan PCACOL didapat tulangan sebanyak 16 D20. prosentase tulangan kolom ini sesuai dengan syarat pasal 23.4(3(1) yaitu harus diantara 1% - 8% dan telah dipenuhi.

Sehingga didapat $A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot A_g = 0,0166 \cdot 550 \cdot 550 = 5021,5 \text{ mm}^2$

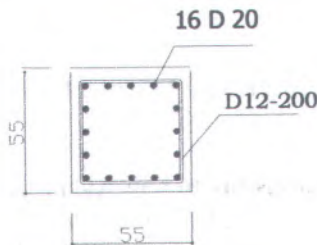
Dipasang tulangan 16 Ø 20 ($A_s = 5024 \text{ mm}^2$)

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{5024}{550 \times 550} = 1,67 \%$$

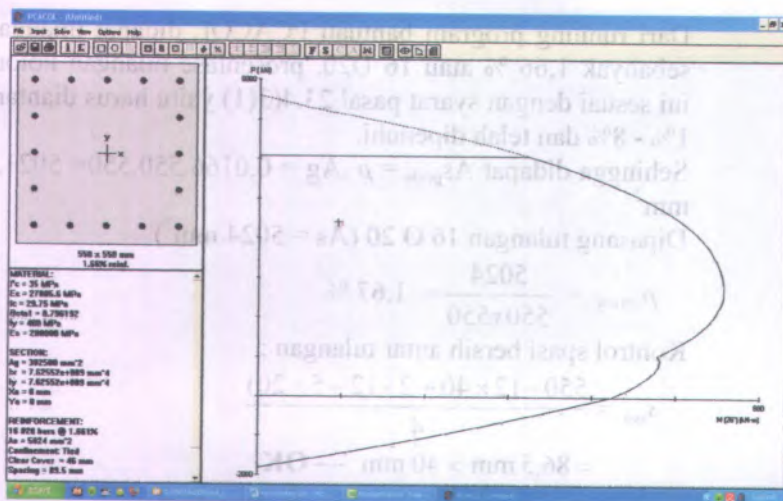
Kontrol spasi bersih antar tulangan :

$$s_{\text{net}} = \frac{550 - (2 \times 40 + 2 \times 12 + 5 \times 20)}{4}$$

$$= 86,5 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \text{ — OK}$$



(a)



(b)

Gambar 5.9 Penampang Kolom Eksterior Lt. 1-5 (a) dan Output PCA Col (b)

5.6.5.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Menurut *SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.4.5* : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur

Perhitungan P_{ob} :

$$\begin{aligned} \phi P_{n(\text{maks})} &= 0,8 \phi [0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \\ &= 0,8 \cdot 0,65 [0,85 \cdot 35 (550^2 - 5021,5) + (350 \cdot 5021)] \\ &= 5646464 \text{ N} > 4399121,3 \text{ N} \text{ — OK} \end{aligned}$$

5.6.5.3 Penulangan geser dan torsi kolom

Penulangan geser dan torsi kolom pada dasarnya adalah sama dengan penulangan geser dan torsi pada balok, hanya pada kolom daerah ujung – ujung kolom harus mendapat perhatian khusus sebagai syarat bagi suatu struktur bangunan beton

bertulang tahan gempa (diatur PB 1989 Appendiks A). Adapun hal – hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan tulangan geser-torsi pada kolom adalah sebagai berikut :

- a. Rasio tinggi antara kolom terhadap dimensi terkecil kolom tidak boleh lebih besar dari 25
- b. Pada seluruh tinggi kolom harus dipasang tulangan transversal dari sengkang tertutup maupun sengkang majemuk
- c. Spasi maksimum dari sengkang tertutup pada kolom tidak boleh lebih dari $d/5$, sepuluh kali diameter tulangan longitudinal terkecil , 24 kali diameter sengkang dan 300 mm
- d. Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang harus dipasang dengan spasi yang tidak boleh lebih dari $d/2$ pada seluruh panjang komponen struktur tersebut.
- e. Pada daerah ujung sejarak d dari muka kolom , kuat geser yang disumbangkan oleh beton (ϕV_c) harus diambil sebesar setengah
- f. Pada komponen struktur kolom, torsi komabilitas tidak boleh dipakai karena pada kolom tidak terjadi redistribusi gaya – gaya dalam kecuali untuk suatu komponen kolo khusus
- g. Selanjutnya untuk langkah – langkah perhitungan penulangan geser torsi dapat dilihat pada sub bab penulangan geser torsi pada perancangan balok

Contoh perhitungan diambil kolom pada lantai 1

- $P_u = 439912,13 \text{ Kg} = 4399121,3 \text{ N}$
- $V_u = 4611,07 \text{ Kg} = 46110,7 \text{ N}$
- $B_w = 550 \text{ mm}$
- ϕ utama = 20 mm
- ϕ sengkang = 12 mm
- $d = 550 - 40 - 12 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 488 \text{ mm}$

- Mutu beton (f_c') = 35 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa

Sumbangan kekuatan geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b w d \left[1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right] \text{ SNI 03-2847-2002 pasal 13.3.2}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 550 \times 488 \times \left[1 + \frac{4399121,3}{14 \times 550 \times 550} \right]$$

$$V_c = 280450,7 \text{ N}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 0.6 \times 280450,7 = 91146,8 \text{ N}$$

Karena $V_u < 0.5 \phi V_c$, maka dipasang sengkang minimum sebesar:

$$A_{v_{\min}} = \frac{b w S}{3 f_y} \text{ SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.3}$$

$$S = \frac{3 A_v f_y}{b w}$$

Dipakai sengkang $\emptyset 12$ maka:

$$A_v = 2, A_s = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 226,195 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{3 \times 226,195 \times 400}{550} = 493,26 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} \leq 0.5 h = 0.5 \times 550 = 275 \text{ mm}$$

$$\leq 10 d_b = 10 \times 20 = 200 \text{ mm}$$

$$\leq 200 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 12$ -200.

5.6.6 Perhitungan Kolom Interior Lt 1-5

5.6.6.1 Data Perencanaan

- Mutu beton (f_c') = 35 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- Diameter tulangan utama (D) = 28 mm
- Diameter sengkang (\emptyset) = 12 mm

- Dimensi = 550 × 550 mm
- Jenis kolom = braced

Pendesainan kolom menggunakan program bantu PCACOL. Untuk beban aksial dan momen yang diterima oleh kolom interior lantai dasar dan lantai 1 dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5.11 Resume Aksial dan Momen pada Kolom Interior Lt. 1

No	Jenis Beban	Aksial (kg)	My(kgm)	Mx(kgm)
1	1,4D	569119.29	3373.923	2800.35
2	1,2D+1,6L	616755	3224.237	7209.1
3	1,2D+1L ± 1Ex	569134.67	3650.077	6972.872
4	1,2D+1L ± 1Ey	570534.36	6266.287	3289.446
5	0,9D ± Ex	366594	2719.404	6560.348
6	0,9D ± Ey	367993.78	5895.653	2876.922

Kontrol kelangsingan

Jenis kolom dalam perancangan ini adalah kolom tanpa pengaku samping (brace frame).

Jari jari girasi (r) = 0,3 . h = 0,3 x550 = 165, dari nomogram $k = 0,82$

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right),$$

$$\frac{0,82 \times 4000}{165} \leq 34 - 12 \left(\frac{7209,1}{6266,28} \right)$$

$$19,88 \leq 20,19 \quad (\text{Kolom Pendek})$$

Jadi pengaruh kelangsingan boleh diabaikan SNI 03-2847-2002 psl.12.12.(2)

Penulangan Lentur

Dari running program bantuan PCACOL didapat tulangan sebanyak 2,60 % atau 16 D25. prosentase tulangan kolom ini sesuai dengan syarat pasal 23.4(3(1) yaitu harus diantara 1% - 8% dan telah dipenuhi.

Sehingga didapat $A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot A_g = 0,0260 \cdot 550 \cdot 550 = 7865 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan 16 Ø 20 ($A_s = 7865 \text{ mm}^2$)

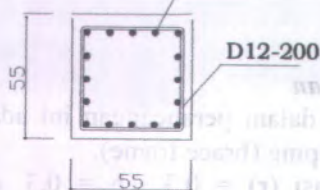
Kontrol spasi bersih antar tulangan :

No	Jenis Beban		
1	1.4D - 1.0L		
2	1.2D - 1.1E		
3	1.2D - 1.1E		
4	1.2D - 1.1E		
5	0.9D - 1.0E		
6	0.9D - 1.0E		

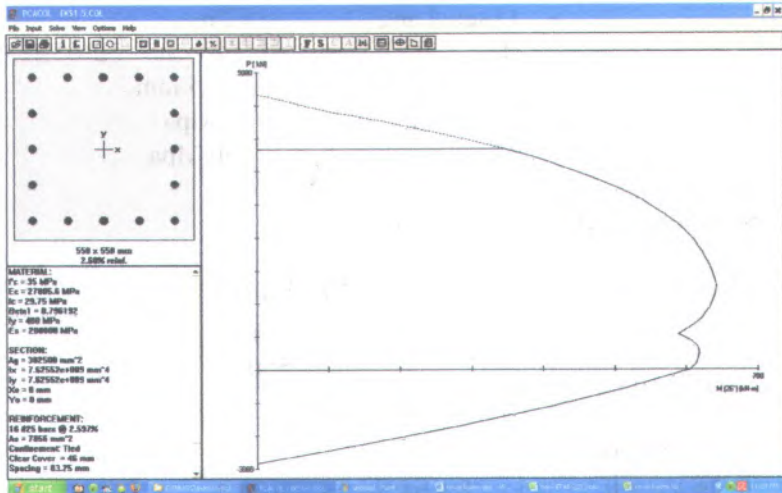
$$s_{\text{net}} = \frac{550 - (2 \times 40 + 2 \times 12 + 5 \times 25)}{4}$$

$$= 80,25 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \text{ --- OK}$$

16 D 25



(a)



(b)

Gambar 5.10 Penampang Kolom Interior Lt. 1-5 (a) dan Output PCA Col (b)

5.6.6.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Menurut *SNI 03-2847-2002 Pasal 12.3.4.5* : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur

Perhitungan P_{ob} :

$$\begin{aligned} \phi P_{n(\text{maks})} &= 0,8 \phi [0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \\ &= 0,8 \cdot 0,65 [0,85 \times 35 (550^2 - 7865) + (350 \cdot 7865)] \\ &= 6893923 \text{ N} > 6167550 \text{ N} \text{ — OK} \end{aligned}$$

5.6.6.3 Penulangan geser dan torsi kolom

- V_u = 6167550 N
- V_u = 31097 N
- B_w = 550 mm
- ϕ utama = 25 mm

- \emptyset sengkang = 12 mm
- d = 550 - 40 - 12 - $\frac{1}{2} \cdot 25$
= 485,5 mm
- Mutu beton (f_c') = 35 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa

Sumbangan kekuatan geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b w d \left[1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right] \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.3.2}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 550 \times 485,5 \times \left[1 + \frac{6167550}{14 \times 550 \times 550} \right]$$

$$V_c = 289568,5 \text{ N}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 0.6 \times 289568,5 = 94109,78 \text{ N}$$

Karena $V_u < 0.5 \phi V_c$, maka dipasang sengkang minimum sebesar:

$$A_{v_{\min}} = \frac{b w S}{3 f_y} \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.3}$$

$$S = \frac{3 A_v f_y}{b w}$$

Dipakai sengkang $\emptyset 12$ maka:

$$A_v = 2 \cdot A_s = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 226,195 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{3 \times 226,195 \times 400}{550} = 493,26 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} \leq 0.5 h = 0.5 \times 550 = 275 \text{ mm}$$

$$\leq 10 d_b = 10 \times 20 = 200 \text{ mm}$$

$$\leq 200 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 12-200$.

5.6.7 Perhitungan Kolom Eksterior Lt 6-10

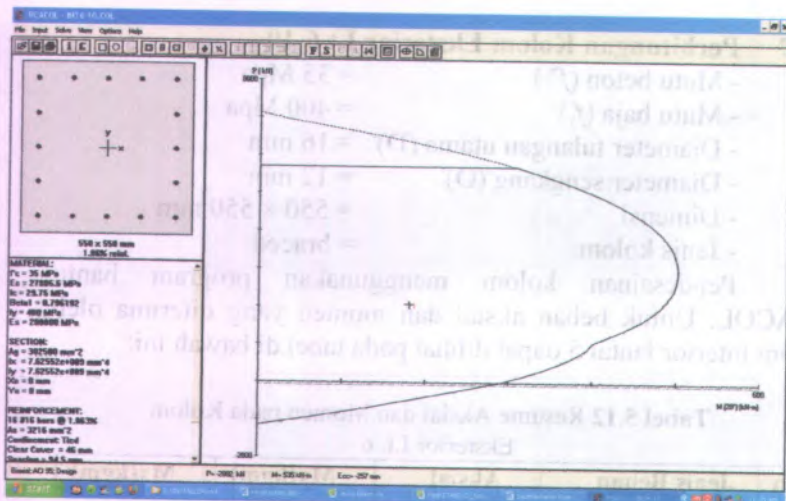
- Mutu beton (f'_c) = 35 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- Diameter tulangan utama (D) = 16 mm
- Diameter sengkang (\emptyset) = 12 mm
- Dimensi = 550 × 550 mm
- Jenis kolom = braced

Pendesainan kolom menggunakan program bantu PCACOL. Untuk beban aksial dan momen yang diterima oleh kolom interior lantai 5 dapat dilihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 5.12 Resume Aksial dan Momen pada Kolom Eksterior Lt. 6

No	Jenis Beban	Aksial (kg)	My(kgm)	Mx(kgm)
1	1,4D	202851.82	6832.142	10057.21
2	1,2D+1,6L	203355.6	6352.082	13206.42
3	1,2D+1L ± 1Ex	205825.27	8358.958	15991.43
4	1,2D+1L ± 1Ey	202490.88	15423.43	13266.22
5	0,9D ± Ex	144438.09	6707.303	11524.43
6	0,9D ± Ey	141167.08	13771.775	8799.22

Kontrol-kontrol yang perlu dilakukan dalam mendesain kolom yaitu kontrol rasio tulangan longitudinal kolom, kontrol kapasitas beban aksial terhadap beban aksial terfaktor. Setelah dilakukan kontrol terhadap kolom, maka dilakukan perancangan tulangan geser meliputi diameter tulangan yang dipakai, jarak antar sengkang.



Gambar 5.11 Output PCA Col

Tabel 5.13 Kontrol dan Pengekangan pada Kolom Eksterior lt. 6

Rasio Tulangan Longitudinal Kolom	
ρ (%)	1,06
$1\% < \rho = 1,06\% < 6\%$	OK
dipakai tulangan	16 Ø 16 (3206,5 mm ²)
spasi bersih	91,5 mm
Kontrol Kelangsingan	
$\frac{k \times l}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$	19,88 < 20,58 (Kolom Pendek)
Kontrol Kapasitas Beban Aksial Terhadap Beban Aksial Terfaktor	
ϕP_n (N)	5297022
P_u (N)	2058252,7
$\phi P_n > P_u$	OK
Penulangan Geser Kolom	
V_c (N)	86937,35
S (mm)	493,26
$S_{maks} \leq 0,5 h$	275 mm
$\leq 10 d_b$	200 mm
≤ 200 mm	
dipakai tulangan	Ø 12 - 200

5.6.8 Perhitungan Kolom Interior Lt 6-10

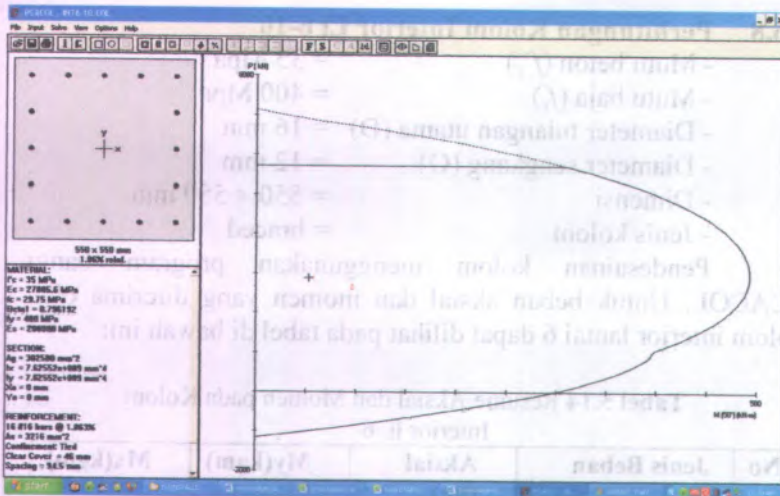
- Mutu beton (f'_c) = 35 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- Diameter tulangan utama (D) = 16 mm
- Diameter sengkang (\emptyset) = 12 mm
- Dimensi = 550 × 550 mm
- Jenis kolom = braced

Pendesainan kolom menggunakan program bantu PCACOL. Untuk beban aksial dan momen yang diterima oleh kolom interior lantai 6 dapat dilihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 5.14 Resume Aksial dan Momen pada Kolom Interior Lt. 6

No	Jenis Beban	Aksial (kg)	My(kgm)	Mx(kgm)
1	1,4D	267785.15	2540.054	4537.305
2	1,2D+1,6L	288565.63	4090.987	3402.548
3	1,2D+1L ± 1Ex	266990.43	6893.194	11336.07
4	1,2D+1L ± 1Ey	267856.19	10730.84	5919.084
5	0,9D ± Ex	172710.71	5655.93	10667.9
6	0,9D ± Ey	173576.47	9493.571	5250.911

Kontrol-kontrol yang perlu dilakukan dalam mendesain kolom yaitu kontrol rasio tulangan longitudinal kolom, kontrol kapasitas beban aksial terhadap beban aksial terfaktor. Setelah dilakukan kontrol terhadap kolom, maka dilakukan perancangan tulangan geser meliputi diameter tulangan yang dipakai, jarak antar sengkang.



Gambar 5.12 Output PCA Col

Tabel 5.15 Kontrol dan Pengekangan pada Kolom Interior Lt. 6

Rasio Tulangan Longitudinal Kolom	
ρ (%)	1,06
$1\% < \rho = 1,06\% < 6\%$	OK
dipakai tulangan	16 Ø 16 (3206,5 mm ²)
spasi bersih	91,5 mm
Kontrol Kelangsingan	
$\frac{e \times d_c}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$	19,88 < 21,32 (Kolom Pendek)
Kontrol Kapasitas Beban Aksial Terhadap Beban Aksial Terfaktor	
ϕP_n (kN)	5297022
P_u (kN)	2885656,3
$\phi P_n > P_u$	OK
Penulangan Geser Kolom	
V_c (N)	272483,529
S (mm)	493,26
$S_{maks} \leq 0,5 h$	275 mm
$\leq 10 db$	200 mm
$\leq 200 \text{ mm}$	
dipakai tulangan	Ø 12 - 200

5.6.9 Panjang lewatan pada sambungan kolom

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2.2, sebagai berikut :

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)}$$

Dimana :

$$\alpha = 1,0$$

$$\beta = 1,0$$

$$\gamma = 1,0$$

$$\lambda = 1,0$$

$$c = 40 + 12 + \frac{28}{2} = 66 \text{ mm}$$

Sebagai penyederhanaan perencanaan, diperbolehkan mengasumsikan $K_{tr} = 0$ bahkan untuk kondisi dimana tulangan transversal dipasang. (Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 14.2.2)

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{67 + 0}{28} = 2,39$$

jadi

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{35}} \cdot \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2,39}$$

$$\frac{l_d}{d_b} = 25,46$$

$$I_d = 25,46 \times 28 = 712,89 \text{ mm}$$

5.7 Perancangan Dinding Struktur

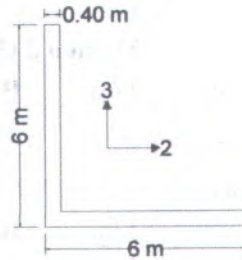
5.7.1 Pendahuluan

Pada Tugas Akhir ini akan dibuat 2 permodelan dinding struktur (DS) untuk dilakukan analisa perancangan, yaitu permodelan sectional dan permodelan panel. Dari kedua permodelan ini akan dapat dievaluasi kapasitas DS baik terhadap lentur maupun geser. Pada permodelan sectional khususnya ditujukan untuk mengevaluasi kapasitas DS terhadap beban aksial dan momen, sedangkan permodelan panel ditujukan untuk mengevaluasi kapasitas gaya geser pada tiap-tiap panel dalam DS, karena dalam permodelan sectional tidak dapat menunjukkan pendistribusian beban geser dan torsi ke setiap panel. Tujuan lain dari permodelan panel adalah untuk mengevaluasi kapasitas DS terhadap beban aksial dan momen pada tiap-tiap panel (pada arah sumbu kuat), karena pada kenyataannya tiap-tiap panel dapat bekerja sebagai elemen yang mandiri yang menerima beban pada titik beratnya masing-masing.

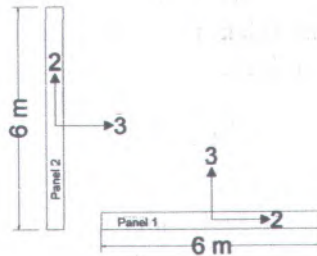
5.7.2 Evaluasi Kapasitas Dinding Struktur dalam Menahan Kombinasi Beban Lentur dan Aksial

Dalam Tugas Akhir ini dinding struktur tipe siku terdapat pada keempat sisi gedung. Dari hasil analisa struktur menggunakan *ETABS v.9.07* diperoleh hasil yang kritis pada dinding struktur (DS) siku 4 yang terletak di lantai 1.

Pada Gambar 5.9 dan Gambar 5.10 dapat dilihat pemodelan Dinding Struktur Tipe Siku.



Gambar 5.13 Pemodelan Sectional Dinding Struktur Tipe Siku



Gambar 5.14 Pemodelan Panel Dinding Struktur Tipe Siku

Untuk perancangan dinding struktur, diambil dinding struktur tipe siku 4. Adapun hasil nilai momen dan aksial terbesar pada kombinasi:

Tabel 5.16 Beban Kombinasi yang Dipikul oleh Dinding Struktur Siku
1 Lantai 1

Aksial (KN)		Momen 2 (KNm)	
Top	Bottom	Top	Bottom
-13197.8	-13197.8	143.167	-108.158
Momen 3 (KNm)		Geser V2 (KN)	
Top	Bottom	Top	Bottom
2078.592	1620.184	-114.6	-114.6

Beban Aksial terfaktor

Menurut *SNI 03-2847-2002 Pasal 16.5.2* : kapasitas beban aksial shearwall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi.P_n = 0,55 \times \phi \times f'_c \times A_g \left(1 - \left(\frac{k \times l_c}{32 \times h} \right)^2 \right)$$

Nilai $k = 0,8$, untuk dinding yang ditahan pada puncak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujungnya. Maka diperoleh :

$$\begin{aligned} \phi.P_n &= 0,55 \times 0,7 \times 35 \times 4.722.000 \times \left(1 - \left(\frac{0,8 \times 4000}{32 \times 350} \right)^2 \right) \\ &= 58434,8 \text{ KN} > P_u = 13871 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{OK!!!} \end{aligned}$$

Sudut Derajat Orientation of Pier Neutral Axis

Dari hasil *ETABS v9.07* didapat kombinasi 0,9D + RSPX yang membuat struktur lebih kritis (Gambar 5.12)

Uniform Reinforcing Pier Section - Design (ACI 318-02)

Story ID: STORY1 Pier ID: P4 X Loc: 16.41116 Y Loc: 1.58884 Units: KN-m

Flexural Design for P-M2-M3

(RLLF = 1.000)

Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0025	0.0074	COMB10	9163.866	-22386.264	-36523.682	4.722
Bottom	0.0025	0.0074	COMB10	9596.622	-24609.515	-46527.112	4.722

Shear Design - First Leg Requiring Most Rebar per Unit Length

Station Location	Rebar in ² /ft	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	0.413	COMB4	244.019	9994.113	1692.636	1105.290	2365.290
Bot Leg 1	0.413	COMB4	262.585	12996.903	1446.342	942.773	1950.773

Boundary Element Check - First Inadequate Leg or Leg Requiring Longest Boundary Zone

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	Not Needed	COMB6	10493.850	-3635.491	-540.575	0.0724
Bot Leg 1	Not Needed	COMB6	11235.214	-4617.905	-493.084	0.0776

Number of legs not checked because Pu/Po < 0.35 (top, bottom) = 0, 0
 Number of legs not requiring boundary zones (top, bottom) = 2, 2
 Number of legs not requiring boundary zones (top, bottom) = 0, 0

Combs... Overwrites... OK Cancel

*) Comb 10 = 0,9D - RSPX

Gambar 5.15 General Reinforcing Pier Section

Dari flexural design didapat nilai $P_u = 9596,662 \text{ KN}$
 $M_2 = -24609,515 \text{ KNm}$
 $M_3 = -46527,112 \text{ KNm}$

Karena nilai M_2 dan M_3 negatif berarti di Kuadran II, sehingga sudut theta (Orientation of Pier Neutral Axis) adalah :

$$= 180^\circ - \tan^{-1} \left(\frac{M_3}{M_2} \right) = 180^\circ - \tan^{-1} \left(\frac{46527,112}{24609,515} \right) = 117^\circ$$

$$M_u^o = \sqrt{M_2^2 + M_3^2}$$

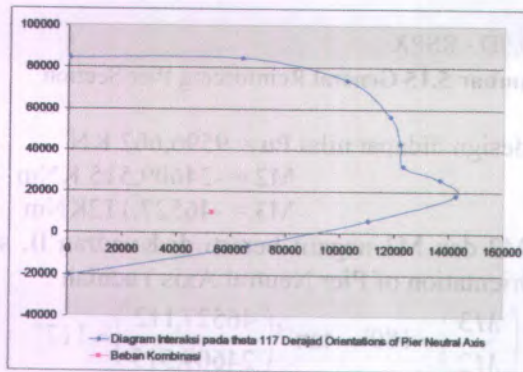
$$= \sqrt{24609,515^2 + 46527,112^2} = 52634,6 \text{ KN}$$

$$P_u^o = 9596,662 \text{ KN}$$

Nilai gaya aksial dan momen lentur untuk pembentukan diagram interaksi dapat dilihat pada Tabel 5.9

Tabel 5.17 Nilai Gaya Aksial dan Momen Lentur untuk Pembentukan Diagram Interaksi

Curve 118		117.degress	
P	M3	M2	MU ⁰
84224	102.84	102.77	145.3882
84224	-57154	27661	63495.75
73350	-88086	51946	102262.1
56068	-89442	77403	118284
43027	-76183	95335	122035.3
32376	-68857	102028	123089.4
25739	-68510	118229	136644.5
17877	-62085	128111	142362.1
5825.84	-42851	101558	110228.1
-6360	-23420	61866	66150.57
-20880	-153.84	-153.74	217.4919



Gambar 5.16 Diagram Interaksi pada Sudut Orientasi 117° Terhadap Sumbu Netral Pier

Ternyata beban kombinasi aksial lentur masih di bawah kekuatan yang dimiliki Dinding Struktur dalam menerima beban aksial lentur.

5.7.3 Evaluasi Kapasitas Dinding Struktur dalam Menahan Beban Geser

Output hasil analisa *ETABS v9.07* dalam mengevaluasi kapasitas dinding struktur dalam menahan kombinasi beban geser dapat dilihat pada Gambar 7.34, bahwa pada Leg/Panel 1 lebih kritis dalam menahan beban geser terbesar akibat combol.

Perhitungan Evaluasi Kapasitas Kuat Geser DS

a. Menentukan Kuat Geser sesuai *SNI 03-2847-2002 Pasal 13.10.6*

$$N_u = 262,585 \text{ KN}$$

$$M_u = 12996,903 \text{ KNm}$$

$$V_u = 1446,342 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{4} \times \sqrt{f'_c} \times hd + \frac{N_u \times d}{4 \times \ell_w}$$

$$V_c = \frac{1}{4} \times \sqrt{35} \times 350 \times (0,8 \times 6000) + \frac{262585 \times (0,8 \times 6000)}{4 \times 6000}$$

$$V_c = 2537270,509 \text{ N}$$

$$V_c = \left[\frac{1}{2} \sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(\sqrt{f'_c} + 2 \frac{N_u}{\ell_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] \frac{hd}{10}$$

$$V_c = \left[\frac{1}{2} \sqrt{35} + \frac{6000 \left(\sqrt{35} + 2 \frac{262585}{6000 \times 350} \right)}{\frac{12996903 \times 10^3}{1446342} - \frac{6000}{2}} \right] \frac{350 \times 0,8 \times 6000}{10}$$

$$V_c = 1535608,995 \text{ N (terkecil)}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0,55 \times 1535608,995}{2} = 422292,48 \text{ N} < V_u = 1446342 \text{ N}$$

karena $\frac{\phi V_c}{2} < V_u$ sehingga harus dipasang tulangan seperti SNI

03-2847-2002 Pasal 13.10.9.

Direncanakan tulangan geser 2Ø12-250 ($A_s = 226 \text{ mm}^2$)

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{226 \times 400 \times 0,8 \times 6000}{200} = 2169600 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi(V_c + V_s) = 0,55 \times (1535608,995 + 2169600) \\ &= 2037864,95 \text{ N} > V_u \dots \text{OK!!} \end{aligned}$$

Dapat dilihat A_s tulangan geser hasil desain manual yaitu 2Ø12-250 ($A_s = 226 \text{ mm}^2$) atau dengan kata lain bisa dijadikan satuan

mm^2/m adalah $\frac{1000}{250} \times 226 \text{ mm}^2 = 904,32 \text{ mm}^2/\text{m}$ sedikit lebih

besar dari A_s terpasang dari desain ETABS sebesar $645,14 \text{ mm}^2/\text{m}$, sehingga dapat dikatakan mendekati ekonomis.

- b. Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 16.3.4 sedikitnya harus dipakai 2 tirai tulangan pada dinding apabila ketebalan dinding geser lebih besar daripada 250 mm.

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 16.3 rasio penulangan vertikal = 0,0012 untuk diameter tulangan kurang dari 16 mm dengan jarak spasi maksimum tiga kali tebal dinding atau 500 mm.

(dipakai 2 tirai tulangan Ø12-250 mm)

$$\rho_n = \frac{226}{350 \times 250} = 0,0025 > 0,0012 \dots \text{OK!}$$

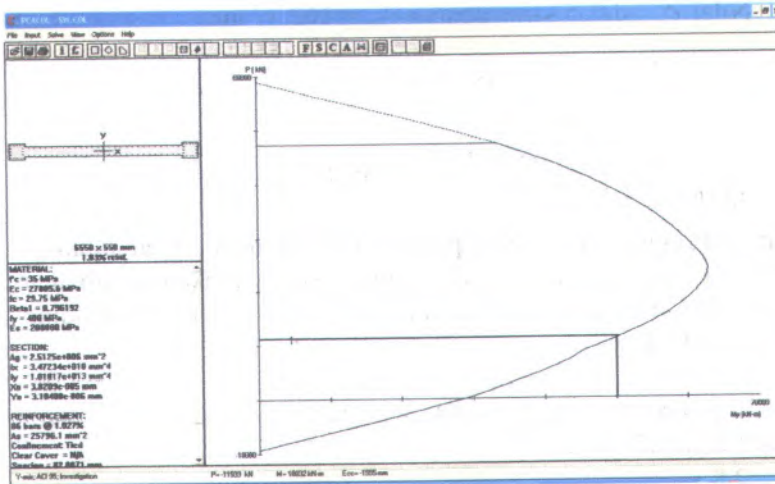
5.7.4 Evaluasi Kapasitas Boundary Element (Komponen Batas) Dinding Struktur

Dari Gambar 5.10 pada Boundary Element Check diperoleh :

$$P_u = -11235,214 \text{ KN (tekan)}$$

$$M_u = -4617,91 \text{ KNm}$$

$$\bar{V}_u = -493,08 \text{ KN}$$



Gambar 5.17 Output PCA Col

didapatkan

$$M_u = 50000 \text{ kN}$$

$$\beta_1 = 0,796$$

$$A_s = 25796 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{(25796)(400)}{0,85 \cdot (35)(550)} = 630,61 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{630,61}{0,796} = 792,226 \text{ mm}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.6.2 DS harus diberi *Boundary Element* (Komponen Batas) jika :

$$c > \frac{\ell_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad \text{dengan} \quad \frac{\delta_u}{h_w} \text{ tidak boleh lebih kecil dari}$$

0,007

Nilai δ_u adalah sama dengan $\Delta_m = 162,37 \text{ mm}$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{162,37}{40.000} = 0,00405 < 0,007 \text{ pakai } \frac{\delta_u}{h_w} = 0,007$$

$$\frac{\ell_w}{600(\delta_u / h_w)} = \frac{6000}{550(0,007)} = 1558,44 \text{ mm} > 792,226 \text{ mm}$$

Dari perumusan SNI 2847 pasal 23.6.6.2a diatas menunjukkan bahwa dinding geser tersebut tidak membutuhkan komponen batas, hal ini disebabkan baban aksial yang bekerja pada dinding geser relatif kecil.

Dinding struktural tanpa komponen batas sendiri diatur dalam **Pasal 23.6.6.5**, yaitu :

$$\rho_g > \frac{2,8}{f_y}$$

$$\rho_g = \frac{A_s}{A_c} = \frac{36(615,44)}{(550 \times 550)} = 0,0326 > \frac{2,8}{400} = 0,007$$

$$V_u = 1446,342 \text{ kN} < A_{cv} \sqrt{f_c} = 16.281 \text{ kN}$$

$$= (350 \times 6000) \times \sqrt{35} = 12423,76 \text{ kN}$$

Sesuai dengan **Pasal 23.6.6.5** jika rasio tulangan utama pada tepi dinding melebihi $2,8/f_y$, maka :

1. Syarat jarak spasi tulangan pengikat silang sesuai dengan pasal 23.4.4.3, yaitu $\leq 350 \text{ mm}$.

2. Komponen batas harus menerus secara horizontal dari sisi serat tekan terluar sejarak

$$(c - 0,1 \ell_w) = (792,226 - 0,1(6000)) = 192,226 \text{ mm ,}$$

atau

$$\frac{c}{2} = \frac{792,226}{2} = 396,113 \text{ mm}$$

Gunakan nilai terbesar yakni 396,113 mm \approx 400 mm

Dengan ketentuan-ketentuan di atas, maka untuk memenuhi pula pasal 9.10.5 dipasang tulangan dengan diameter ϕ 12-200 pada komponen batas ini.

2. Komponen yang harus dicantumkan secara berurutan dari sisi
 sisi dalam adalah :

$$(e - D) \cdot f = (197,276 - 0,1(6000)) = 197,176 \text{ mm}$$

atau

$$\frac{e}{2} = \frac{197,176}{2} = 98,588 \text{ mm}$$

(gunakan nilai terbesar yakni 98,588 mm = 100 mm)

Dengan ketentuan-ketentuan di atas maka untuk menentukan pola
 pada 0,103 dipasang tulangan dengan diameter $\phi 12-200$ pada
 komponen bata ini.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI PERENCANAAN SAMBUNGAN

6.1 UMUM

Dalam bab ini akan diuraikan kriteria desain sambungan, konsep, jenis sambungan dan hal-hal yang berkaitan dengan alat-alat sambungan. Penggunaan sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup kompleks.

Untuk sambungan basah dalam daerah *joint*, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran, sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton *topping*. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat *topping* agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Dalam pelaksanaan kontruksi beton pracetak, sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi praktis dan ekonomis. Selain itu perlu juga ditinjau *serviceability*, kekuatan dan produksi. Factor kekuatan khususnya harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus mampu menahan gaya-gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam beban. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan,kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan.

Baik sambungan cor setempat maupun sambungan *grouting* sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat (*cast in situ*).

6.2 KRITERIA PERENCANAAN SAMBUNGAN

Kriteria perencanaan sambungan disesuaikan dengan desain, karena ada perbedaan criteria untuk masing-masing type sambungan. Persyaratan suatu sambungan dapat menjadi syarat yang tidak terlalu penting untuk sambungan lain. Hal ini diakibatkan karena perbedaan asumsi /anggapan atau perbedaan spesifikasi dari pihak perancang dan pemilik struktur.

• Kekuatan

Suatu sambungan harus mempunyai kekuatan untuk menahan gaya-gaya yang diterapkan sepanjang umur dari sambungan. Beberapa dari gaya ini disebabkan oleh gaya gravitasi, angin, gempa dan perubahan volume.

• Daktilitas

Daktilitas sering didefinisikan sebagai kemampuan relatif struktur untuk menampung deformasi yang besar tanpa mengalami runtuh. Untuk material struktur, daktilitas diukur dengan total deformasi yang terjadi saat leleh awal terhadap leleh batas (*ultimate failure*).

Daktilitas pada portal sering digabungkan dengan ketahanan terhadap momen, hal ini dipakai dalam perencanaan gempa. Pada elemen sambungan tahan momen, tegangan tarik lentur biasanya ditahan oleh komponen baja. Dan kondisi runtuh akhir dapat terjadi karena kondisi putusnya baja, hancurnya beton atau kegagalan dari sambungan baja dan beton. Pada perhitungan kali ini menggunakan daktilitas parsial.

- **Daya Tahan**

Sambungan perlu diawasi dan dipelihara. Sambungan yang diperkirakan akan langsung dapat bersentuhan dengan cuaca harus dilakukan tindakan perlindungan dengan beton atau dengan cat (*galvanis*). Daya tahan yang buruk dapat diakibatkan oleh retak, spalling beton dan yang paling sering diakibatkan oleh korosi dari komponen baja elemen beton pracetak.

- **Ketahanan Terhadap Kebakaran**

Beberapa sambungan beton pracetak tak mudah terpengaruh akibat api, seperti pada perletakan antara pelat dan balok yang secara umum tidak memerlukan perlindungan secara khusus terhadap api. Apabila pelat diletakkan di atas *bearing pads* yang terbuat dari bahan yang mudah terbakar, maka perlindungan khusus dari *bearing pads* tersebut tidak perlu karena keadaan terburuk dari *pads* tidak akan menyebabkan runtuh, tetapi sesudah kebakaran *pads* harus diganti. Untuk sambungan yang tidak tahan api memerlukan perlindungan khusus seperti dengan melapisi beton, *gypsum wallboard* atau bahan lain yang tahan api.

- **Perubahan Volume**

Kombinasi pemendekan akibat dari rangkai, susut dan penurunan suhu dapat menyebabkan beberapa tegangan pada elemen beton pracetak ataupun perletakannya ditarik pergerakannya. Tegangan ini harus dimasukkan oleh desain dan akan lebih baik bila sambungan diijinkan untuk berpidah tempat untuk mengurangi besarnya tegangan tersebut.

- **Kesederhanaan Sambungan**

Semakin sederhana sambungan maka diharapkan akan semakin ekonomis.

Kriteria penyederhanaan sambungan adalah :

- Memakai bahan-bahan standar
- Menggunakan detail yang sama (berulang)
- Mengurangi bagian-bagian yang perlu ditancapkan pada elemen sehingga memerlukan presisi tinggi untuk menempatkannya.
- Mempersiapkan cara-cara pergantian.

▪ Kesederhanaan Pemasangan

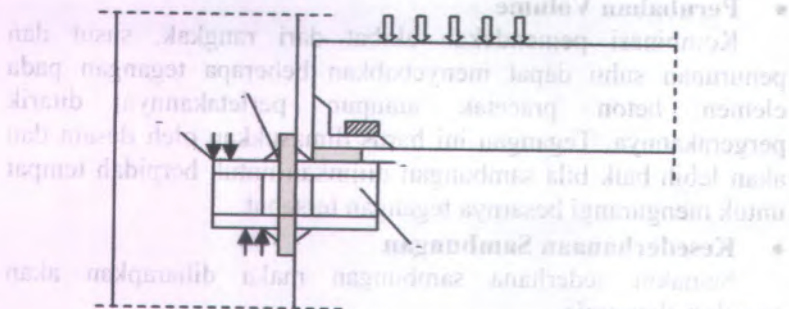
Kesederhanaan pemasangan elemen beton pracetak sangat menentukan keberhasilan pencapaian tujuan penerapan konstruksi beton pracetak. Kesederhanaan pemasangan tidak lepas dari bentuk dan type sambungan yang dipilih. Kesederhanaan suatu sambungan biasanya menjamin dalam kemudahan pemasangan.

6.3 KONSEP DESAIN SAMBUNGAN

6.3.1 Mekanisme Pemindahan Beban

Tujuan dari sambungan adalah memindahkan beban dari satu elemen pracetak ke elemen lainnya atau sebaliknya. Pada setiap sambungan, beban akan ditransfer melalui elemen sambungan dengan mekanisme yang bermacam-macam.

Untuk menjelaskan mekanisme pemindahan beban, diambil contoh seperti gambar 8.1. dimana pemindahan beban diteruskan kekolom dengan melalui tahap sebagai berikut:



Gambar 6.1. Mekanisme Pemindahan Beban

1. Beban diserap pelat dan ditransfer ke perletakan dengan kekuatan geser
2. Perletakan ke *haunch* melalui gaya tekan *pads*
3. *Haunch* menyerap gaya vertical dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari profil baja.

4. Gaya geser vertical dan lentur diteruskan ke pelat baja melalui titik las.
5. Kolom beton memberikan reaksi terhadap profil baja yang tertanam.

Mekanisme pemindahan gaya tarik akibat susut, dapat dijelaskan sebagai berikut:

1. Balok beton ke tulangan dengan lekatan / ikatan.
2. Tulangan baja siku di ujung balok diikat dengan las.
3. Baja siku di ujung balok ke *haunch* melalui gesekan di atas dan di bawah *bearing pads*. Sebagian gaya akibat perubahan volume dikurangi dengan adanya deformasi pada *pads*.
4. Sebagian kecil dari gaya akibat perubahan volume dipindahkan melalui las ke pelat baja.
5. Gaya tersebut ditahan oleh perletakan dan diteruskan oleh *stud* ke kolom beton melalui ikatan / lekatan.

6.3.2 Stabilitas dan Keseimbangan

Adapun permasalahan utama pada struktur beton pracetak biasanya disebabkan oleh kesalahan perencanaan dalam menghitung stabilitas dan keseimbangan dari struktur dan komponen-komponennya, bukan hanya pada kedudukan akhir tetapi juga selama fase pelaksanaan konstruksi.

Sebagai contoh pada balok induk, karena eksentrisitas beban pada balok terjadi torsi dan balok cenderung berputar pada perletakan. Jadi perencanaan perlu untuk memperhitungkan kondisi pada saat pemasangan balok tersebut.

Pada kenyataannya struktur balok pracetak, diinginkan agar stabilitas lateral diciptakan oleh *shearwall* atau *bracing* atau dapat juga oleh portal tahan momen. Gaya lateral didistribusikan ke setiap bagian struktur lateral melalui aksi diafragma dari pelat lantai.

6.3.3 Klasifikasi Sistem dan Sambungannya

System pracetak didefinisikan dalam dua kategori yaitu lokasi penyambungan dan jenis alat penyambungan :

1. Lokasi penyambungan

Portal daktail dapat dibagi sesuai dengan letak penyambung dan lokasi yang diharapkan terjadi pelelehan atau tempat sendi daktailnya. Simbol-simbol di bawah ini digunakan untuk mengidentifikasi perilaku dan karakteristik pelaksanaannya.

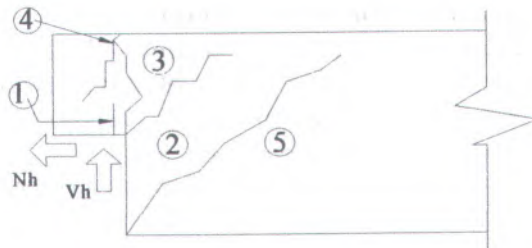
- *Strong*, sambungan elemen-elemen pracetak yang kuat dan tidak akan leleh akibat gempa-gempa yang besar.
- *Sendi*, sambungan elemen-elemen pracetak bila dilihat dari momen akibat beban lateral gempa dapat bersifat sebagai sendi.
- *Daktail*, sambungan elemen-elemen pracetak yang daktail dan berfungsi sebagai pemencar energi.
- Lokasi sendi plastis

2. Jenis alat penyambung

- *Shell pracetak* dengan bagian intinya di cor beton setempat
- *Cold joint* yang diberi tulangan biasa
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint digROUT.
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint tidak digROUT.
- Sambungan-sambungan mekanik

6.3.4 Pola-pola Kehancuran

Sebagian perencanaan diharuskan untuk menguji masing-masing pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran untuk sambungan sederhana dapat dilihat pada gambar 6.2



Gambar 6.2 Model – Model Keruntuhan Gedung

PCI Design Handbook memberikan lima pola kehancuran yang harus diselidiki pada waktu perencanaan *dapped-end* dari balok, yaitu sebagai berikut :

1. lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
2. tarik diagonal yang berasal dari sudut ujung
3. geser langsung antar tonjolan dengan bagian utama balok
4. tarik diagonal pada ujung akhir
5. perletakan pada ujung atau tonjolan

Dalam tugas akhir ini, penulis merencanakan system balok pracetak yang mampu menumpu pada kolom dengan bantuan konsol pendek pada saat proses pencapaian kekuatan penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar – benar monolith.

6.4 PERTIMBANGAN DALAM PERANCANGAN

1. Sambungan-sambungan sendi

Pertimbangan pertama adalah menentukan letak sambungan pada titik momen minimum, namun sambungan tersebut masih harus didesain terhadap momen yang masih terjadi. Momen yang terjadi lantai per lantai akibat beban akibat beban mati ditambah beban hidup juga biasanya tidak banyak berbeda, tetapi pergeseran-pergeseran bidang momen akibat ragam-ragam yang lebih tinggi dalam keadaan *in elastic* perlu diperhatikan.

2. Sambungan daktail pemencar energi

Bila sambungan diletakkan pada titik-titik dimana sendi plastis akan terjadi, maka penyambungannya harus mampu berotasi bolak-balik secara plastis tanpa mengurangi kekuatan momen dan kapasitas geser dari joint tersebut.

System sambungan terjadi sangat kompleks dan sedikit sekali penelitian dilakukan dalam hal ini. Keadaan ini cenderung dihindari oleh para desainer dan letak joint dengan lokasi sendi plastis berusaha dipisahkan.

Dari segi pengerjaan dan pelaksanaan beton pracetak, peletakan lokasi joint yang sama dengan lokasi sendi plastis sangatlah ekonomis sebab elemen-elemen tunggal dan berbentuk lurus dan pengangkutan serta pengangkatannya lebih mudah.

Sebelum pelat mencapai momen lelehnya, keretakan mungkin terjadi pada kolom, sehingga rotasi *post elastis* akan terjadi pada suatu daerah yang menyebabkan peningkatan kekangan pada joint dan *defleksi post yield* elemen baloknya sehingga menghasilkan retakan yang besar pada joint. Beban siklis yang terjadi pada joint di daerah ini mengakibatkan pengurangan gaya gesernya. Regangan-regangan tinggi yang berulang dan bolak-balik pada tulangan yang dimaksud mengakibatkan penurunan momen yang besar jika tidak direncanakan penulangannya. Bila akibat beban tarik kemudian diberi gaya tekan kembali mengakibatkan gaya lateral yang cukup besar pada beton yang berada di sekeliling tulangan, hal ini dapat mengakibatkan pengurangan kapasitas beton untuk menerima gaya tekan bolak-balik.

Untuk struktur beton bertulang cor setempat, degradasi ini diatasi dengan adanya tulangan lateral (*sengkang*). Efektifitas tulangan tersebut yang terletak pada suatu *cold joint* sampai sekarang belum begitu terbukti. Di masa yang akan datang perlu dikembangkan joint-joint yang dapat berperilaku baik dalam keadaan *post yield*.

3. Alat penyambung kuat (tidak leleh dulu dibandingkan sendi plastisnya)

Untuk menghindari letak joint antar elemen pracetak yang bertepatan dengan letak sendi plastis adalah dengan cara memaksakan agar letak sendi tersebut jauh dari joint. Kapasitas elastis pada permukaan kolom harus melebihi dari yang diperkirakan dengan meletakkan sendi plastis tersebut pada pelat.

Kapasitas momen elastis pada bagian muka kolom harus lebih besar daripada kapasitas momen plastis pada lokasi sendi. Regangan dan gaya geser yang lebih tinggi akan timbul jika pelelehan dan variasinya sama seperti yang digunakan untuk komponen-komponen lain yang sama yaitu sendi plastis dengan komponen pracetak lain.

Agar mekanisme yang diharapkan dapat tercapai maka kapasitas momen kolom gabung harus lebih besar daripada kapasitas yang dihasilkan pada saat sendi plastis menempel pada kolom. Sambungan-sambungan dapat direncanakan secara plastis dengan banyak kemungkinan jenis-jenis sambungan yang dapat dipakai diantaranya sambungan las, sambungan *post tension* atau sambungan *grouting*.

4. Sambungan *cold joint* yang diberi tulangan biasa

Jenis joint ini diletakkan di daerah momen yang kecil. Pemakaian yang umum yaitu dengan menggunakan sendi yang bebas berputar, sebab biasanya sendi tersebut dipasang di daerah yang secara analisa memang terjadi persendian (*inflection point*).

Pada permukaan elemen pracetak direncanakan suatu sambungan yang tidak akan terjadi pelelehan sambungan. Dari sudut pelaksanaannya adalah sangat menguntungkan dan agar panjang sambungan sependek mungkin serta mengurangi kemungkinan besarnya momen yang terjadi.

Transfer bond dari tegangan yang berasal dari tulangan tarik biasanya sering dipilih sebab tidak akan menimbulkan masalah yang berarti pada waktu pemasangan *mechaical*

- 1. *aplices*: Transfer geser diperbaiki dengan mengubah tulangan pengekang.
- 2. Sambungan-sambungan basah biasanya tidak dapat dipakai pada sambungan kolom sehingga kebanyakan digunakan sambungan *dowel* atau sambungan-sambungan mekanik.
- 3. Untuk gempa besar biasanya jenis sambungan ini tidak dapat memenuhi persyaratan. Selain terjadi gaya geser yang cukup besar yang harus ditransferkan, juga terjadi momen yang cukup besar akibat pergeseran *inflection point* akibat sifat-sifat *in elastis* bila terjadi cukup banyak sendi-sendi plastis pada struktur. Pengaruh ragam yang lebih tinggi dapat menggeser letak *inflection point* pada analisa elastis. Gaya geser yang cukup besar dapat ditransferkan lewat *shear keys*.

6.5 PENGGUNAAN TOPPING BETON

Penggunaan topping beton komposit disebabkan karena berbagai pertimbangan. Tujuan utamanya adalah :

1. Untuk menjamin agar lantai beton pracetak dapat bekerja sebagai satu kesatuan diafragma horizontal yang cukup kaku.
2. Agar penyebaran atau distribusi beban hidup vertical antar komponen pracetak lebih merata.
3. Meratakan permukaan beton karena adanya perbedaan penurunan atau camber mereduksi kebocoran air.

Tebal topping umumnya berkisar antara 50 mm sampai 100 mm.

Pemindahan sepenuhnya gaya geser akibat beban lateral pada komponen struktur komposit tersebut akan bekerja dengan baik selama tegangan geser horizontal yang timbul tidak melampaui $5,50 \text{ kg/cm}^2$. Bila tegangan geser tersebut dilampaui, maka topping beton tidak boleh dianggap sebagai struktur komposit, melainkan harus dianggap sebagai beban mati yang bekerja pada komponen beton pracetak tersebut.

Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal tersebut dapat direncanakan dengan menggunakan geser friksi (*shear friction concept*).

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \mu} \geq A_{vf \text{ min}}$$

dimana :

A_{vf} = luas tulangan geser friksi

V_n = luas geser nominal $< 0,2 f_c A_c$ (Newton)

$< 5,5 A_c$ (Newton)

A_c = luas penampang beton yang memikul penyaluran geser

f_y = kuat leleh tulangan

μ = koefisien friksi (1)

$A_{vf \text{ min}} = 0,018 A_c$ untuk baja tulangan mutu 400 Mpa

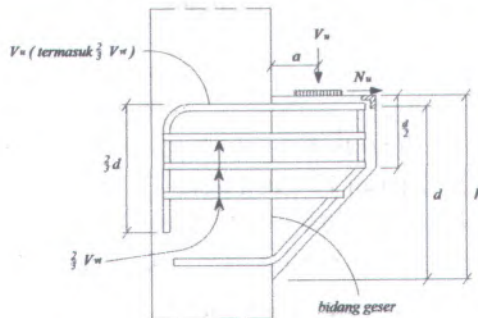
$$= 0,018 \frac{400}{f_y} A_c \text{ untuk tulangan } f_y > 400 \text{ Mpa diukur}$$

pada teg. leleh 0,35% = dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014 A_c

6.6 PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK DAN KOLOM

6.6.1 Perencanaan konsol pada kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada gambar 8.3 berikut ini:



Gambar 6.3 Sistem Penulangan Konsol Pendek

Ketentuan SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 13.9 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut :

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi efektif a/d tidak lebih besar daripada satu, dan memikul gaya tarik horizontal N_{uc} yang tidak lebih besar daripada V_u . Jarak d harus diukur pada muka tumpuan
2. Tinggi konsol pada tepi luar daerah tumpuan tidak boleh kurang daripada $0,5d$
3. Penampang pada muka tumpuan harus direncanakan untuk memikul secara bersamaan suatu geser V_u suatu momen $V_u a + N_{uc} (h - d)$, dan suatu gaya tarik horizontal N_{uc}

1) Didalam semua perhitungan perencanaan yang sesuai dengan SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 13.9, faktor reduksi kekuatan ϕ harus diambil sebesar 0,75

2) Perencanaan tulangan geser friksi A_{vf} untuk memikul geser V_u harus memenuhi ketentuan SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 13.7:

(1) Untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada $0,2f'_c b_w d$ ataupun $5,5b_w d$ dalam newton

(2) Untuk beton ringan total atau beton ringan pasir, kuat geser V_n tidak boleh diambil melebihi

$$\left(0,2 - 0,007 \frac{a}{d}\right) f'_c b_w d \text{ ataupun } \left(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}\right) b_w d$$

dalam newton

(3) Tulangan A_f untuk menahan momen $[V_u a + N_{uc} (h - d)]$ harus dihitung menurut SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 12.2 dan pasal 12.3

(4) Tulangan A_n untuk menahan gaya tarik N_{uc} harus ditentukan dari $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$. Gaya tarik N_u tidak boleh diambil kurang daripada $0,2V_u$ kecuali bila

digunakan suatu cara khusus untuk mencegah terjadinya gaya tarik. Gaya tarik N_{uc} harus dianggap sebagai suatu beban hidup walaupun gaya tarik tersebut timbul akibat rangkai, susut, atau perubahan suhu

- (5) Luas tulangan tarik utama A_s harus diambil sama dengan nilai terbesar dari $(A_f + A_n)$ atau $\left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n\right)$
4. Sengkang tertutup atau sengkang ikat yang sejajar dengan A_s , dengan luas total A_h yang tidak kurang daripada $0,5(A_s - A_n)$, harus disebarikan secara merata dalam rentang batas duapertiga dari tinggi efektif konsol, dan dipasang bersebelahan dengan A_s
 5. Rasio $\rho = \frac{A_s}{bd}$ tidak boleh diambil kurang daripada $0,04 \frac{f'_c}{f_y}$
 6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama A_s harus diangkurkan dengan salah satu cara berikut :
 - (a) Dengan las struktural pada suatu tulangan transfersal yang diameternya minimal sama dengan diameter tulangan A_s , las harus direncanakan agar mampu mengembangkan kuat leleh f_y dari batang tulangan A_s
 - (b) Dengan menekuk tulangan tarik utama A_s sebesar 180° hingga membentuk suatu loop horizontal atau
 - (c) Dengan cara lain yang mampu memberikan pengankuran yang baik
 7. Luas daerah penumpu beban pada konsol pendek tidak boleh melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama A_s , dan tidak pula melampaui muka dalam dari batang tulangan ankur transversal (bila dipasang)

Contoh perhitungan

$$V_u = 260458 \text{ N (output ETABS v 9)}$$

Dimensi Balok 35 / 55

Direncanakan dimensi konsol:

$$b_w = 350 \text{ mm}$$

$$d = 450 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

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

$$l_p = 300 \text{ mm}$$

$$a = 150 \text{ mm}$$

$$a/d = 150 / 450 = 0,3 < 1 \quad \text{OK}$$

$$V_n = \frac{260177}{0,6} = 434096,7 \text{ N}$$

$$0,2 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot d = 0,2 \cdot 35 \cdot 350 \cdot 450 = 1102500 \text{ N} > V_n$$

$$5,5 b_w d = 5,5 \cdot 350 \cdot 450 = 866250 \text{ N} > V_n$$

Menentukan luas tulangan geser friksi :

Hubungan konsol dengan kolom monolit, beton normal maka $\mu =$

$$1,4$$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.7}$$

$$A_{vf} = \frac{434096,7}{400 \cdot 1,4} = 775,17 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur :

$$N_{uc} = 0,2 \cdot V_u = 0,2 \cdot 260458 = 52091,6 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_u &= V_u \cdot a + N_{uc} \cdot (h-d) \\ &= 260458 \cdot 150 + 52091,6 \cdot (500-450) \\ &= 41673280 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

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

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

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times d^2} = \frac{41673280}{0,8 \times 1000 \times 450^2} = 0,257 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,257}{400}} \right) = 0,000646$$

$$A_{f1} = \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d}$$

$$A_{f1} = \frac{41673280}{0,85 \cdot 0,65 \cdot 400 \cdot 450} = 419,037 \text{ mm}^2$$

$$A_{f2} = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,0035 \cdot 350 \cdot 450 = 551,25 \text{ mm}^2$$

.....menentukan

Menentukan tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{52091,6}{0,65 \cdot 400} = 200,35 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b \cdot d = 0,04 \left(\frac{35}{400} \right) 350 \cdot 450 = 551,25 \text{ mm}^2$$

$$A_s = (A_f + A_n) = (551,25 + 200,35) = 619,4 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \cdot 775,17}{3} + 200,35 \right) = 717,13 \text{ mm}^2$$

....menentukan

$$\text{Dipakai tulangan } 4D20 = 1256,6 \text{ mm}^2$$

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5(717,13 - 200,35) = 516,78 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai sengkang } 4D14 = 615,8 \text{ mm}^2$$

Dipasang sepanjang $(2/3)d = 300 \text{ mm}$ (vertical); dipasang 4D14 dengan spasi $300/4 = 75 \text{ mm}$

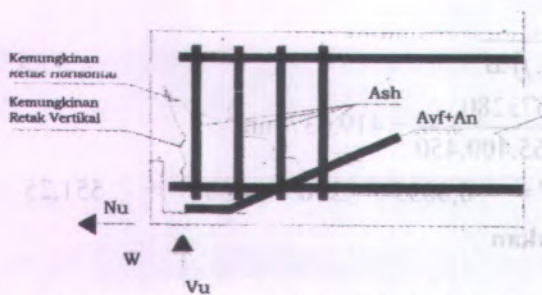
Menentukan luas pelat landasan :

$$V_u = \emptyset \cdot (0,85) \cdot f_c \cdot A_l$$

$$A_l = \frac{260458}{0,85 \cdot 35 \cdot 0,65} = 13469,06 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan $250 \times 300 \text{ mm}^2$ (tebal 15 mm)

6.6.2 Perencanaan Reinforced Concrete Bearing



Gambar 6.4 Rencana Tulangan pada Balok Induk

Perencanaan penulangan ujung balok induk pada tugas akhir ini didasarkan pada buku PCI DESIGN HANDBOOK (Fourth Edition) section 6.9 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

Hal ini karena berkaitan dengan koefisien-koefisien yang akan dipakai. Menurut SNI 03-2847-2002, bearing strenght on plain concrete adalah :

$$\phi V_n = \phi C_r (0,8 \cdot f_c' A_s) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot f_c' A_1$$

Dimana :

$$\phi = 0,7$$

$$C_r = \left(\frac{S_w}{200} \right) \left(\frac{N_u}{V_u} \right) = 1 \text{ bila tidak ada goyangan horizontal}$$

yang berarti

A_1 = luas permukaan beton yang mendukung beton

A_2 = luas proyeksi permukaan A_1

Batas searing strength adalah $\phi V_n = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b_w$

Jika $V_u > \phi V_n$ hasil design bearing strength on plain concrete maka perlu tulangan end bearing. Penulangan end bearing. Penulangan end bearing berdasarkan analisa geser friksi. 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 disarankan pada referensi
4. Nilai $\mu = 1,4$ $\lambda = 1,4 \times 1 = 1,4$
5. Hitung tulangan sengkang

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{\mu_c \cdot f_{ys}}$$

$$\text{dimana } \mu_c = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{(A_{vf} + A_n) f_y}$$

$$A_{cr} = I_d \cdot b$$

B = lebar balok

I_d = panjang penanaman

f_{ys} = mutu baja sengkang A_{sh}

6. Nilai maksimum V_n dari PCI design handbook table 6.7.1
 untuk beton cor monolit $1000 \cdot \lambda^2 \cdot A_{cr}$, $\mu_{recommended} = 1,4$
 $\lambda \mu_e \max = 3,4$

Contoh perhitungan

$$V_u = 260458 \text{ N} = 58,62 \text{ kips}$$

$$N_u = 0,2 \times V_u = 0,2 \times 58,62 \text{ kips} = 11,72 \text{ kips}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa} = 57970 \text{ Psi}$$

$$f_c' = 35 \text{ Mpa} = 5072 \text{ Psi}$$

Dimensi balok anak sebelum komposit 35/43 cm²

Sehingga $h = 43 \text{ cm} = 16,92 \text{ in}$

Dipakai pelat landasan : $b = 35 \text{ cm} = 13,78 \text{ in}$, $w = 15 \text{ cm} = 5,9 \text{ in}$

$$A_{cr} = b \cdot h = 13,78 \times 16,92 = 233,28 \text{ in}^2$$

Cek $V_n \max$ dari PCI Design Handbook table 6.7.1

$$1000 \lambda^2 A_{cr} = 1000 (1,0)^2 (233,28)/1000 = 233,28 \text{ kips}$$

$$\text{Max } V_u = 0,85 (106,95) = 198,28 \text{ kips} > V_u = 58,62 \text{ kips} \dots \text{OK}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{V_u} = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 233,28 \cdot 1,4 \cdot 1}{58,62 \cdot 1000} = 5,6 > 3,4 \text{ dipakai } 3,4$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu_e} = \frac{58,62 \times 1000}{0,85 \times 57970 \times 3,4} = 0,35 \text{ in}^2$$

$$A_n = \frac{N_u}{\phi \cdot f_y} = \frac{1172 \times 1000}{0,65 \cdot 57970} = 0,311 \text{ in}^2$$

$$A_{vf} + A_n = 0,35 + 0,311 = 0,661 \text{ in}^2$$

$$\text{Dipakai } 4D10 = 615,44 \text{ mm}^2 = 0,663 \text{ in}^2$$

Panjang l_d sesuai dengan table design Aid 11.2.8

Untuk $f_c = 5000 \text{ Psi}$ dan tulangan D10 mm $\approx \#4$

Dipakai $l_d = 13 \text{ in} \approx 35 \text{ cm}$

$$A_{cr} = l_d \cdot b = 13 \cdot 13,78 = 179,14 \text{ in}^2$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{(A_{vf} + A_n) f_y}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot 1,179 \cdot 14,1,4}{0,661 \times 57970} = 6,54 > 3,4$$

Dipakai $\mu_e = 3,4$

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{\mu_e \cdot f_{ys}} = 0,135 \text{ in}^2$$

Dipakai 4D12 = $452,16 \text{ mm}^2 = 0,486 \text{ in}^2$

6.7 PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK

6.7.1 Perencanaan konsol pada balok induk

$V_u = 84123 \text{ N}$ (output ETABS v 9)

Dimensi Balok 35 / 45

Direncanakan dimensi konsol:

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$d = 160 \text{ mm}$$

$$h = 180 \text{ mm}$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

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

$$l_p = 160 \text{ mm}$$

$$a = 80 \text{ mm}$$

$$a/d = 80 / 160 = 0,5 < 1 \quad \text{OK}$$

$$V_n = \frac{84123}{0,6} = 140205 \text{ N}$$

$$0,2 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot d = 0,2 \cdot 35 \cdot 300 \cdot 160 = 336000 \text{ N} > V_n$$

$$5,5 b_w d = 5,5 \cdot 300 \cdot 160 = 264000 \text{ N} > V_n$$

Menentukan luas tulangan geser friksi :

Hubungan konsol dengan kolom monolit, beton normal maka $\mu =$

1,4

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.7}$$

$$A_{vf} = \frac{140205}{400 \cdot 1,4} = 250,37 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur :

$$N_{uc} = 0,2 \cdot V_u = 0,2 \times 84123 = 16824,6 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_u &= V_u a + N_{uc} (h-d) \\ &= 84123 \cdot 80 + 16824,6 (450-160) \\ &= 7066332 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

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

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

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times d^2} = \frac{7066332}{0,8 \times 1000 \times 160^2} = 0,345 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,4998}{400}} \right) = 0,000868 \end{aligned}$$

$$A_{f1} = \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d}$$

$$A_{f1} = \frac{7066332}{0,85 \cdot 0,65 \cdot 400 \cdot 160} = 199,83 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{menentukan}$$

$$A_{f2} = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,0035 \cdot 300 \cdot 160 = 168 \text{ mm}^2$$

Menentukan tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{16824,6}{0,65 \cdot 400} = 64,71 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b.d = 0,04 \left(\frac{35}{400} \right) 300.160 = 168 \text{ mm}^2$$

$$A_s = (A_f + A_n) = (199,83 + 64,71) = 264,54 \text{ mm}^2 \dots \text{menentukan}$$

$$A_s = \left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2.250,37}{3} + 64,71 \right) = 231,62 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2D14 = 307,72 mm²

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5(264,54 - 64,71) = 99,92 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2D10 = 157,1 mm²

Dipasang sepanjang (2/3)d = 106,67 mm(vertical); dipasang 3D10 dengan spasi 100/2 = 50 mm

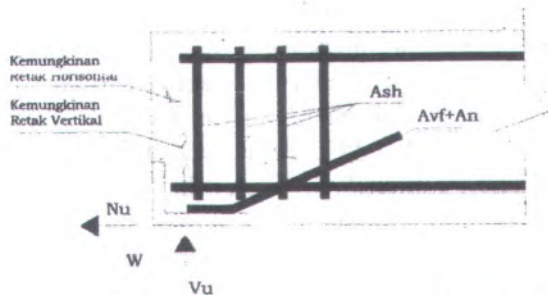
Menentukan luas pelat landasan :

$$V_u = \phi.(0,85).f_c . A_l$$

$$A_l = \frac{84123}{0,85.35.0,65} = 4350,25 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan 300 x 160 mm² (tebal 15 mm)

6.7.2 Perencanaan Reinforced Concrete Bearing



Gambar 6.5 Rencana Tulangan pada Balok Anak

Perencanaan penulangan ujung balok induk pada tugas akhir ini didasarkan pada buku PCI DESIGN HANDBOOK (Fourth Edition) section 6.9 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 fc'
- Ksi untuk fy

Hal ini karena berkaitan dengan koefisien-koefisien yang akan dipakai. Menurut SNI 03-2847-2002, bearing strenght on plain concrete adalah :

$$\phi V_n = \phi C_r (0,8 \cdot fc' A_s) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot fc' A_1$$

Dimana :

$$\phi = 0,7$$

$$C_r = \left(\frac{s_w}{200} \right) \left(\frac{N_u}{V_u} \right) = 1 \text{ bila tidak ada goyangan horizontal}$$

yang berarti

A_1 = luas permukaan beton yang mendukung beton

A_2 = luas proyeksi permukaan A_1

Batas searing strength adalah $\phi V_n = \phi \cdot 0,85 \cdot fc' \cdot b_w$

Jika $V_u > \phi V_n$ hasil design bearing strength on plain concrete maka perlu tulangan end bearing. Penulangan end bearing.

Penulangan end bearing berdasarkan analisa geser friksi.

Prosedur yang digunakan PCI adalah sebagai berikut :

7. Diasumsikan sudut retak adalah vertikal $\theta = 0^\circ$
8. Hitung tulangan horizontal

$$A_t = A_{vf} + A_n = \frac{V_u}{\phi \cdot fy \cdot \mu} + \frac{N_u}{\phi \cdot fy}$$

9. Sudut penanaman adalah 15° seperti yang disarankan pada referensi

10. Nilai $\mu = 1,4 \lambda = 1,4 \times 1 = 1,4$

11. Hitung tulangan sengkang

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{\mu_e \cdot f_{ys}}$$

$$\text{dimana } \mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{(A_{vf} + A_n) f_y}$$

$$A_{cr} = Id \cdot b$$

B = lebar balok

Id = panjang penanaman

f_{ys} = mutu baja sengkang A_{sh}

12. Nilai maksimum V_n dari PCI design handbook table 6.7.1

untuk beton cor monolit 1000 . $\lambda^2 \cdot A_{cr}$, $\mu_{\text{recommended}} = 1,4$

$$\lambda \mu_e \text{ max} = 3,4$$

Contoh perhitungan

$$V_u = 84123 \text{ N} = 18,93 \text{ kips}$$

$$N_u = 0,2 \times V_u = 0,2 \times 18,93 \text{ kips} = 3,79 \text{ kips}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa} = 57970 \text{ Psi}$$

$$f_c' = 35 \text{ Mpa} = 5072 \text{ Psi}$$

Dimensi balok anak sebelum komposit 30/23 cm²

Sehingga $h = 25 \text{ cm} = 9,84 \text{ in}$

Dipakai pelat landasan : $b = 30 \text{ cm} = 11,81 \text{ in}$, $w = 15 \text{ cm} = 5,9 \text{ in}$

$$A_{cr} = b \cdot h = 11,81 \times 9,84 = 116,25 \text{ in}^2$$

Cek $V_{n \text{ max}}$ dari PCI Design Handbook table 6.7.1

$$1000 \lambda^2 A_{cr} = 1000 (1,0)^2 (116,25) / 1000 = 116,25 \text{ kips}$$

$$\text{Max } V_u = 0,85 (116,25) = 98,21 \text{ kips} > V_u = 18,93 \text{ kips} \dots \text{OK}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{V_u} = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 116,25 \cdot 1,4 \cdot 1}{18,93 \cdot 1000} = 8,6 > 3,4 \text{ dipakai } 3,4$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu_e} = \frac{18,93 \times 1000}{0,85 \times 57970 \times 3,4} = 0,113 \text{ in}^2$$

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{3,79 \times 1000}{0,65 \cdot 57970} = 0,11 \text{ in}^2$$

$$A_{vf} + A_n = 0,113 + 0,11 = 0,223 \text{ in}^2$$

$$\text{Dipakai } 4D10 = 314 \text{ mm}^2 = 0,388 \text{ in}^2$$

Panjang Id sesuai dengan table design Aid 11.2.8

Untuk $f_c = 5000$ Psi dan tulangan D10 mm \approx #4

Dipakai Id = 13 in \approx 35 cm

$$A_{cr} = Id \cdot b = 13 \cdot 11,81 = 153,53 \text{ in}^2$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{(A_{vf} + A_n) f_y}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 165,25 \cdot 1,4}{0,223 \times 57970} = 17,89 > 3,4$$

Dipakai $\mu_e = 3,4$

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{\mu_e \cdot f_{ys}} = 0,0167 \text{ in}^2$$

$$\text{Dipakai } 4D12 = 452,16 \text{ mm}^2 = 0,486 \text{ in}^2$$

6.4 PERENCANAAN SAMBUNGAN ANTARA SHEARWALL DENGAN BALOK

6.4.1 Perencanaan konsol pada shearwall

$$V_u = 84123 \text{ N (output ETABS v 9)}$$

Dimensi Balok 30 / 45

Direncanakan dimensi konsol:

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$d = 160 \text{ mm}$$

$$h = 180 \text{ mm}$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

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

$$l_p = 160 \text{ mm}$$

$$a = 80 \text{ mm}$$

$$a/d = 80 / 160 = 0,5 < 1 \quad \text{OK}$$

$$V_n = \frac{84123}{0,6} = 140205 \text{ N}$$

$$0,2 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot d = 0,2 \cdot 35 \cdot 300 \cdot 160 = 336000 \text{ N} > V_n$$

$$5,5 b_w d = 5,5 \cdot 300 \cdot 160 = 264000 \text{ N} > V_n$$

Menentukan luas tulangan geser friksi :

Hubungan konsol dengan kolom monolit, beton normal maka $\mu = 1,4$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.7}$$

$$A_{vf} = \frac{140205}{400 \cdot 1,4} = 250,37 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur :

$$N_{uc} = 0,2 \cdot V_u = 0,2 \times 84123 = 16824,6 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_u &= V_u a + N_{uc} (h-d) \\ &= 84123 \cdot 80 + 16824,6 (450-160) \\ &= 7066332 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

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

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

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times d^2} = \frac{7066332}{0,8 \times 1000 \times 160^2} = 0,345 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,4998}{400}} \right) = 0,000868$$

$$A_{f1} = \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d}$$

$$A_{f1} = \frac{7066332}{0,85 \cdot 0,65 \cdot 400 \cdot 160} = 199,83 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{menentukan}$$

$$A_{f2} = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,0035 \cdot 300 \cdot 160 = 168 \text{ mm}^2$$

Menentukan tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{16824,6}{0,65 \cdot 400} = 64,71 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b \cdot d = 0,04 \left(\frac{35}{400} \right) 300 \cdot 160 = 168 \text{ mm}^2$$

$$A_s = (A_f + A_n) = (199,83 + 64,71) = 264,54 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{menentukan}$$

$$A_s = \left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \cdot 2250,37}{3} + 64,71 \right) = 231,62 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2D14 = 307,72 mm²

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5(264,54 - 64,71) = 99,92 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2D10 = 157,1 mm²

Dipasang sepanjang (2/3)d = 106,67 mm (vertical); dipasang 3D10 dengan spasi 100/2 = 50 mm

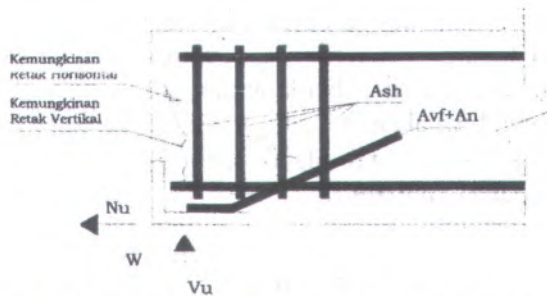
Menentukan luas pelat landasan :

$$V_u = \phi \cdot (0,85) \cdot f_c \cdot A_l$$

$$A_l = \frac{84123}{0,85 \cdot 35 \cdot 0,65} = 4350,25 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan 300 x 160 mm² (tebal 15 mm)

6.7.2 Perencanaan Reinforced Concrete Bearing



Gambar 6.6 Rencana Tulangan pada Balok Anak

Perencanaan penulangan ujung balok induk pada tugas akhir ini didasarkan pada buku PCI DESIGN HANDBOOK (Fourth Edition) section 6.9 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

Hal ini karena berkaitan dengan koefisien-koefisien yang akan dipakai. Menurut SNI 03-2847-2002, bearing strenght on plain concrete adalah :

$$\phi V_n = \phi C_r (0,8 \cdot f_c' A_s) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot f_c' A_1$$

Dimana :

$$\phi = 0,7$$

$$C_r = \left(\frac{S_w}{200} \right) \left(\frac{N_u}{V_u} \right) = 1 \text{ bila tidak ada goyangan horizontal}$$

yang berarti

A_1 = luas permukaan beton yang mendukung beton

A_2 = luas proyeksi permukaan A_1

Batas searing strength adalah $\phi V_n = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b_w$

Jika $V_u > \phi V_n$ hasil design bearing strength on plain concrete maka perlu tulangan end bearing. Penulangan end bearing. Penulangan end bearing berdasarkan analisa geser friksi. Prosedur yang digunakan PCI adalah sebagai berikut :

13. Diasumsikan sudut retak adalah vertikal $\theta = 0^0$

14. Hitung tulangan horizontal

$$A_t = A_{vf} + A_n = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu} + \frac{N_u}{\phi \cdot f_y}$$

15. Sudut penanaman adalah 15^0 seperti yang disarankan pada referensi

16. Nilai $\mu = 1,4$ $\lambda = 1,4 \times 1 = 1,4$

17. Hitung tulangan sengkang

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{\mu_c \cdot f_{ys}}$$

$$\text{dimana } \mu_c = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{(A_{vf} + A_n) f_y}$$

$$A_{cr} = Id \cdot b$$

B = lebar balok

Id = panjang penanaman

f_{ys} = mutu baja sengkang A_{sh}

18. Nilai maksimum V_n dari PCI design handbook table 6.7.1

untuk beton cor monolit $1000 \cdot \lambda^2 \cdot A_{cr}$, $\mu_{\text{recommended}} = 1,4$

$$\lambda \mu_c \text{ max} = 3,4$$

Contoh perhitungan

$$V_u = 84123 \text{ N} = 18,93 \text{ kips}$$

$$N_u = 0,2 \times V_u = 0,2 \times 18,93 \text{ kips} = 3,79 \text{ kips}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa} = 57970 \text{ Psi}$$

$$f_c' = 35 \text{ Mpa} = 5072 \text{ Psi}$$

Dimensi balok anak sebelum komposit 30/23 cm²

Sehingga $h = 25 \text{ cm} = 9,84 \text{ in}$

Dipakai pelat landasan : $b = 30 \text{ cm} = 11,81 \text{ in}$, $w = 15 \text{ cm} = 5,9 \text{ in}$

$$A_{cr} = b \cdot h = 11,81 \times 9,84 = 116,25 \text{ in}^2$$

Cek V_n max dari PCI Design Handbook table 6.7.1

$$1000 \lambda^2 A_{cr} = 1000 (1,0)^2 (116,25) / 1000 = 116,25 \text{ kips}$$

$$\text{Max } V_u = 0,85 (116,25) = 98,21 \text{ kips} > V_u = 18,93 \text{ kips} \dots \text{OK}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{V_u} = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 116,25 \cdot 1,4 \cdot 1}{18,93 \cdot 1000} = 8,6 > 3,4 \text{ dipakai } 3,4$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu_e} = \frac{18,93 \times 1000}{0,85 \times 57970 \times 3,4} = 0,113 \text{ in}^2$$

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{3,79 \times 1000}{0,65 \cdot 57970} = 0,11 \text{ in}^2$$

$$A_{vf} + A_n = 0,113 + 0,11 = 0,223 \text{ in}^2$$

$$\text{Dipakai } 4D10 = 314 \text{ mm}^2 = 0,388 \text{ in}^2$$

Panjang Id sesuai dengan table design Aid 11.2.8

Untuk $f_c = 5000 \text{ Psi}$ dan tulangan D10 mm $\approx \#4$

Dipakai Id = 13 in $\approx 35 \text{ cm}$

$$A_{cr} = Id \cdot b = 13 \cdot 11,81 = 153,53 \text{ in}^2$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{(A_{vf} + A_n) f_y}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 153,53 \cdot 1,4}{0,223 \times 57970} = 17,89 > 3,4$$

Dipakai $\mu_e = 3,4$

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{\mu_e \cdot f_{ys}} = 0,0167 \text{ in}^2$$

$$\text{Dipakai } 4D12 = 452,16 \text{ mm}^2 = 0,486 \text{ in}^2$$

6.8 PERENCANAAN SAMBUNGAN PELAT DENGAN BALOK

Untuk bagian bawah, perilaku monolit akan dijamin dengan adanya panjang penyaluran yang terpasang pada saat pabrikasi, sedangkan pada daerah atas, perilaku monolit akan dijamin dengan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintas tegak lurus diatas balok.

System sambungan yang dilakukan secara basah memiliki beberapa keunggulan dibandingkan system sambungan yang dilakukan secara kering. Beberapa keunggulan system sambungan basah dengan sambungan kering antara lain :

- Dari segi kekuatan, sambungan basah tidak kalah dibanding sambungan kering
- Dari segi pelaksanaan, sambungan basah lebih sederhana dan mudah dilaksanakan dilapangan
- Dari segi biaya, sambungan basah lebih murah dibandingkan dengan sambungan kering.

BAB VII PERANCANGAN PONDASI

7.1 Perancangan Pondasi Kolom

Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi ada dua jenis pondasi yang umum dipakai dalam dunia konstruksi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif kecil, sedangkan untuk pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti pada gedung yang berlantai banyak, dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ($D/B \geq 10$).

Pondasi yang akan direncanakan pada Gedung Sekolah Terang Bangsa 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, perencanaan poer (pile cap) dan perencanaan sloof (tie beam).

7.1.1 Perancangan Pondasi Kolom

Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter : 500 mm
- Tebal : 90 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 172,66 ton
- Bending Momen crack : 10,50 tonm
- Bending Momen ultimate : 15,75 tonm

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu *ETABS*, diambil output reaksi perletakan yang terbesar dari kombinasi D + L + E. Hasilnya adalah sebagai berikut :

P	: 616,76 ton
M_x	: 15,84 tonm
M_y	: 14,508 tonm
H_x	: 7,22 ton
H_y	: 7,805 ton

7.1.1.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggol

Data yang diperoleh dan yang digunakan dalam merencanakan pondasi adalah data tanah berdasarkan hasil Standard Penetration Test (SPT) yang terdiri dari 1 titik. Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s).

Perhitungan daya dukung tanah memakai metode

Luciano Decourt (1982) :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_L = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = resistance ultimate di dasar tiang

Q_s = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$$

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$$

Dimana :

N_p = harga rata-rata SPT pada 4D pondasi di bawah dan di atasnya.

K = koefisien karakteristik tanah

A_p = luas penampang dasar tiang

N_s = rata-rata SPT sepanjang tiang tertanam, dengan batasan $3 \leq N \leq 50$

A_s = luas selimut tiang

Contoh perhitungan

$$N_p = \left(\frac{41 + 42 + 41 + 41 + 40}{5} \right)$$

$$= 41$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,52 = 0,19625 \text{ m}^2$$

$K = 20 \text{ t/m}^2$ (untuk lempung berlanau)

$$Q_p = N_p \times K \times A_p = 41 \times 20 \times 0,19625 = 160,925 \text{ ton}$$

$$N_s = \frac{3 + 9 + 39 + 41}{4} = 23$$

$$A_s = H \times \pi \times D^2 = 25 \times \pi \times 0,5^2 = 19,625 \text{ m}^2$$

$$Q_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s = \left(\frac{23}{3} + 1 \right) \times 19,625 = 170,083 \text{ ton}$$

$$Q_L = Q_p + Q_s = 160,925 + 170,083 = 331,01 \text{ ton}$$

$$Q_U = P_{ijin} \text{ 1 tiang} = \frac{Q_L}{SF} = \frac{331,01}{3} = 110,34 \text{ ton}$$

Sehingga daya dukung $Q = 110,34 \text{ ton}$ (menentukan)

7.1.1.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

$$D = 0,5 \text{ m}$$

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT)

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

dimana :

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p = (41 \cdot 20) \cdot 0,19625$$

$$= 160,925 \text{ ton}$$

dengan :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas
 hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

$$= \left(\frac{41 + 42 + 41 + 41 + 40}{5} \right)$$

$$= 41$$

A_p = Luas penampang dasar tiangw

$$= 9,14 \cdot 3,14 \cdot 0,5^2 = 1,766 \text{ m}^2$$

q_p = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s = \left(\frac{23}{3} + 1 \right) \cdot 353,25$$

$$= 3062,67 \text{ ton}$$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

$$= 3,14 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 9 = 353,25$$

$$P_{\text{blok}} = \frac{Q_u}{SF} = \left(\frac{1448,12 + 3062,67}{3} \right) = 1503,55 \text{ ton}$$

7.1.1.3 Perhitungan Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan $\varnothing 50$ cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti perhitungan di bawah ini:

Perhitungan jarak tiang

$3D \leq S \leq 8D$ dengan S = jarak antar tiang

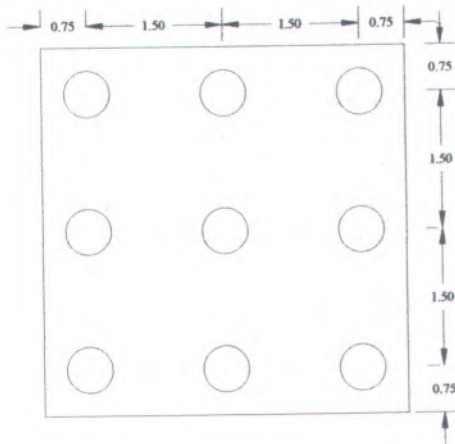
$150 \leq S \leq 400$ dipakai $S = 150$ cm

$1D \leq S \leq 1,5D$ dengan S = jarak tepi

$50 \leq S \leq 75$ dipakai $S = 75$ cm

Dipakai : jarak antar tiang pancang (S) = 150 cm

jarak tepi tiang pancang (S_1) = 75 cm



Gambar 7.1 Konfigurasi Rencana Tiang

Efisiensi :

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times \eta$$

$$\eta = 1 - \frac{\text{arc tan}(D/S)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots \dots \dots \text{Converse Labarre}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris = 2

n = jumlah baris tiang pancang = 2

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \frac{\text{arctan}(500/1500)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{3} \right) = 0,726$$

$$Q_{L(\text{group})} = 110,34 \times 9 \times 0,726 = 720,96 \text{ ton}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

a. Reaksi kolom = 616760 kg

b. Berat Poer = $4,5 \times 4,5 \times 1 \times 2400 = 48600 \text{ kg} +$

Berat total = 665360 kg

$$Q_{L(\text{group})} = 720960 \text{ kg} > P = 665360 \text{ kg} \dots\dots \text{OK!!}$$

7.1.1.4 Kontrol Beban Maksimum Tiang (Pmax)

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Dalam hal ini nilai tersebut diperoleh dari hasil analisa struktur dengan bantuan program ETABS. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\text{max}} = \left(\frac{V}{n} + \frac{M_y X_{\text{max}}}{\sum X^2} + \frac{M_x Y_{\text{max}}}{\sum Y^2} \right) \leq P_{\text{ijin}} \text{ 1 tiang}$$

Dimana :

- P_v = Beban vertikal ekuivalen
- V = Beban vertikal pada dinding geser
- 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 = $6x(1,5)^2 = 13,5 \text{ m}^2$
- $\sum y^2$ = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group = $6 \times (1,5)^2 = 13,5 \text{ m}^2$

Momen yang bekerja pada poer akibat adanya gaya horisontal :

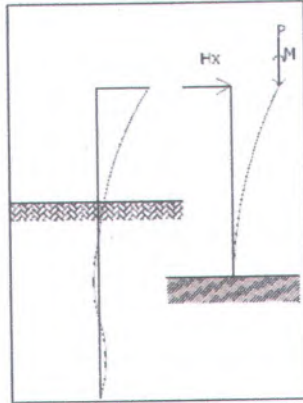
$$\overline{M_x} = 15,84 + 7,22 \times 1 = 23,06 \text{ kgm}$$

$$\overline{M_y} = 14,508 + 7,805 \times 1 = 22,313 \text{ kgm}$$

$$P_{\text{max}} = \left(\frac{616,76}{9} + \frac{23,06 \times 1,5}{13,5} + \frac{22,313 \times 1,5}{13,5} \right)$$

$$= 73,57 \text{ ton} \leq 110,34 \text{ ton} \dots\dots \text{OK!!}$$

7.1.1.4 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap gaya Lateral



Gambar 7.2 Diagram Gaya Lateral Tiang Pondasi

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat 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 multilayer

$$L_e = \text{panjang penjepitan} \\ = 3 \times 0,5 \text{ m} = 1,5 \text{ m}$$

Dipakai $L_e = 1,5 \text{ m}$

$$M = L_e \times H_y \\ = 1,5 \times 7,805 \\ = 11,71 \text{ tm}$$

$$M(\text{satu tiang pancang}) = \frac{11,71}{9} = 1,3 \text{ tm}$$

$M < M_{\text{bending crack}}$ (dari Spesifikasi WKA BETON)

$1,3 \text{ tm} < 10,5 \text{ tm}$ **OK !!!!!**

7.1.1.6 Perancangan Poer

Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu poer harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data rencana poer :

P_{\max} (1 tiang)	= 73,57 ton
Σ tiang pancang tiap group	= 9
Dimensi kolom	= $550 \times 550 \text{ mm}^2$
Dimensi poer	= $4,5 \times 4,5 \times 1 \text{ m}^3$
Mutu beton (f'_c)	= 35 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
Diameter tulangan	22 mm
Selimut beton	= 50 mm
Tinggi efektif (d) :	
$d_x = 1000 - 50 - \frac{1}{2} \times 28$	= 936 mm
$d_y = 1000 - 50 - 28 = \frac{1}{2} \times 28$	= 908 mm

Kontrol geser pons pada poer

Dalam merencanakan poer harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SN 03-2847-2002 Pasal 13.12(2). Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan :

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_o \times d$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi = $\frac{550}{550} = 1$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_o = 2 (550 + 936) + 2 (550 + 936) \\ = 5944 \text{ mm}$$

Batas geser pons

$$\phi V_c = 0,6 \times \left(1 + \frac{2}{1} \right) \left(\frac{\sqrt{35}}{6} \right) \times 5944 \times 936 \\ = 6560014,3 \text{ N} = 656 \text{ ton}$$

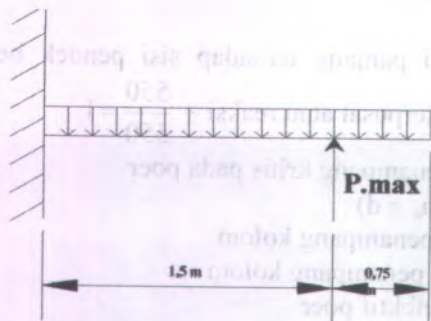
$$\phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{3} \cdot \sqrt{35} \times 5944 \times 936 \\ = 6610735,6 \text{ N} \\ = 649,5 \text{ ton}$$

$$P_u = 616,67 \text{ ton} < \phi V_c = 649,5 \text{ ton}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons.

Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok *kantilever* dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri *poer*. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 7.3 Analisa Poer sebagai Balok Kantilever

a = jarak tiang ke tepi kolom + selimut kolom + db sengkang

+ $1/2$ db kolom

$$= 70 + 4 + 1,2 + \frac{1}{2} \cdot 2,8 = 76,7 \text{ cm}$$

b = jarak tepi tiang pancang = 75 cm

Penulangan lentur

Penulangan arah x

$$P_{\max} = 73,57 \text{ ton}$$

$$q = 4,5 \times 2,40 \times 1 = 10,8 \text{ ton/m}$$

Momen momen yang bekerja :

$$M = (3 \times 73,57 \times 1,5) - (1/2 \times 10,8 \times 1,517^2)$$

$$= 320,01 \text{ ton m} = 320,01 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 1000 - 50 - \frac{1}{2} \times 28 = 936 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 50 - 28 - \frac{1}{2} \times 28 = 908 \text{ mm}$$

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

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{320,01 \times 10^7}{0,8} = 4,04 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{4,04 \times 10^9}{4500 \times 936^2} = 1,02 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 1,02}{400}} \right) \quad \text{Sehingga}$$

$$= 0,00259$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0037$$

Maka luasan tulangan yang diperlukan untuk menahan beban yang bekerja pada balok anak adalah sebagai berikut,

$$A_{\text{spertu}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0037 \times 4500 \times 936 = 15584,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 26 D 28 (As ada = 16001,44 mm²)

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{4500 - (2 \times 50)}{25} = 176 \approx 150 \text{ mm}$$

Penulangan arah y

$$P_{\text{max}} = 73,57 \text{ ton}$$

$$q = 4,5 \times 2,40 \times 1 = 10,8 \text{ ton/m}$$

Momen momen yang bekerja :

$$M = (3 \times 73,57 \times 1,5) - (1/2 \times 10,8 \times 1,517^2)$$

$$= 320,01 \text{ ton m} = 320,01 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 1000 - 50 - \frac{1}{2} \times 28 = 936 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 50 - 28 - \frac{1}{2} \times 28 = 908 \text{ mm}$$

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

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{320,01 \times 10^7}{0,8} = 4,04 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{4,04 \times 10^9}{4500 \times 936^2} = 1,43 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 1,43}{400}} \right) \quad \text{Sehingga}$$

$$= 0,0037$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0037$$

Maka luasan tulangan yang diperlukan untuk menahan beban yang bekerja pada balok anak adalah sebagai berikut,

$$A_{\text{sperlu}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0037 \times 4500 \times 908 = 15118,2 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 26 D 28 (As ada = 16001,44 mm²)

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{4500 - (2 \times 50)}{25} = 176 \approx 150 \text{ mm}$$

Penulangan samping

$$A_s \text{ tulangan samping} = 20 \% \times A_s \text{ tulangan lentur}$$

$$= 3023,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur Ø28 -150

$$A_{\text{sada}} = 4102,93 \text{ mm}^2 > A_{\text{sperlu}} = 3023,6 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{OK!!}$$

7.2 Perancangan Pondasi Dinding Struktur Siku

Pondasi pada gedung Departemen Keuangan ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe* produk dari PT. WIKA Beton. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter : 500 mm
- Tebal : 90 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 172,66 ton
- Bending Momen crack : 10,50 tonm

- Bending Momen ultimate : 15,75 tonm

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu *ETABS*, diambil output reaksi perletakan yang terbesar. Hasilnya adalah sebagai berikut :

P	: 1289,9 ton
M_x	: 6,753 ton m
M_y	: 4,497 ton m
H_x	: 6,56 ton
H_y	: 11,59 ton

7.2.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Data yang diperoleh dan yang digunakan dalam merencanakan pondasi adalah data tanah berdasarkan hasil Standard Penetration Test (SPT) yang terdiri dari 1 titik. Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s).

Perhitungan daya dukung tanah memakai metode **Luciano Decourt (1982)** :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_L = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = resistance ultimate di dasar tiang

Q_s = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$$

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$$

Dimana :

N_p = harga rata-rata SPT pada 4D pondasi di bawah dan di atasnya.

K = koefisien karakteristik tanah

A_p = luas penampang dasar tiang

N_s = rata-rata SPT sepanjang tiang tertanam, dengan batasan $3 \leq N \leq 50$

A_s = luas selimut tiang

Contoh perhitungan

$$N_p = \left(\frac{41 + 42 + 41 + 41 + 40}{5} \right)$$

$$= 41$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,52 = 0,19625 \text{ m}^2$$

$K = 20 \text{ t/m}^2$ (untuk lempung berlanau)

$$Q_p = N_p \times K \times A_p = 41 \times 20 \times 0,19625 = 160,925 \text{ ton}$$

$$N_s = \frac{3 + 9 + 39 + 41}{4} = 23$$

$$A_s = H \times \pi \times D^2 = 25 \times \pi \times 0,5^2 = 19,625 \text{ m}^2$$

$$Q_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s = \left(\frac{23}{3} + 1 \right) \times 19,625 = 170,083 \text{ ton}$$

$$Q_L = Q_p + Q_s = 160,925 + 170,083 = 331,01 \text{ ton}$$

$$Q_U = P_{\text{ijin}} \text{ 1 tiang} = \frac{Q_L}{SF} = \frac{331,01}{3} = 110,34 \text{ ton}$$

Sehingga daya dukung $Q = 110,34 \text{ ton}$ (menentukan)

7.2.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

$$D = 0,5 \text{ m}$$

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT)

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

dimana :

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p = (41 \cdot 20) \cdot 3,925$$

$$= 3218,5 \text{ ton}$$

dengan :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

$$= \left(\frac{41 + 42 + 41 + 41 + 40}{5} \right)$$

$$= 41$$

A_p = Luas penampang dasar tiangw

$$= 20,14 \cdot 3,14 \cdot 0,5^2 = 3,925 \text{ m}^2$$

q_p = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s = \left(\frac{23}{3} + 1 \right) \cdot 785$$

$$= 6803,33 \text{ ton}$$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

$$= 3,14 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 20 = 785$$

$$P_{\text{blok}} = \frac{Q_u}{SF} = \left(\frac{3218,5 + 6803,33}{3} \right) = 3340,61 \text{ ton}$$

7.2.3 Perhitungan Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan $\varnothing 50$ cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

$3D \leq S \leq 8D$ dengan S = jarak antar tiang

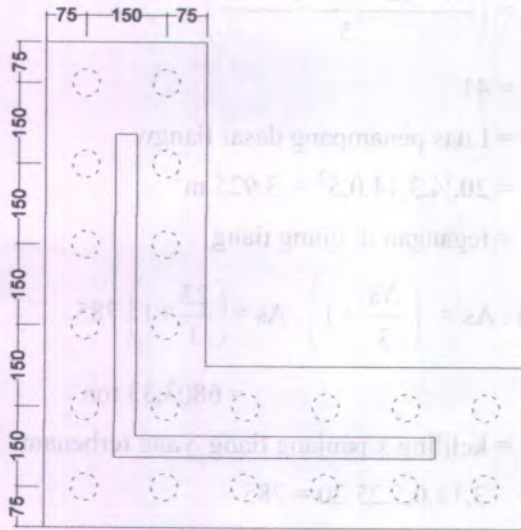
$150 \leq S \leq 400$ dipakai $S = 150$ cm

$1D \leq S \leq 1,5D$ dengan S = jarak tepi

$50 \leq S \leq 75$ dipakai $S = 50$ cm

Dipakai : jarak antar tiang pancang (S) = 150 cm

jarak tepi tiang pancang (S_1) = 75 cm



Gambar 7.4 Konfigurasi Rencana Tiang

Efisiensi :

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(\text{1 tiang})} \times n \times \eta$$

$$\eta = 1 - \frac{\text{arc tan}(D/S)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots \dots \dots \text{Converse Labarre}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris = 6

n = jumlah baris tiang pancang = 2

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \frac{\arctan(500/1500)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{6} - \frac{1}{2}\right) = 0,726$$

$$Q_{L(\text{group})} = 110,34 \times 20 \times 0,726 = 1602136,8 \text{ kg}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok

a. Reaksi dinding struktur	= 1289986 kg
b. Berat Poer = (15 x 3) x 1,5 x 2400	= 162000 kg +
Berat total	= 1451986 kg

$$Q_{L(\text{group})} = 1602136,8 \text{ kg} > P = 1451986 \text{ kg} \dots\dots\text{OK!!}$$

7.2.4 Kontrol Beban Maksimum Tiang (P_{\max})

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Dalam hal ini nilai tersebut diperoleh dari hasil analisa struktur dengan bantuan program ETABS. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

- P_v = Beban vertikal ekuivalen
- V = Beban vertikal pada dinding geser
- 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

$$P_{\max} = \left(\frac{V}{n} + \frac{M_y X_{\max}}{\sum X^2} + \frac{M_x Y_{\max}}{\sum Y^2} \right) \leq P_{\text{ijin 1 tiang}}$$

$$n = 20 \text{ buah}$$

garis netral poer : $x = 3,3 \text{ m}$ dan $y = 3,3 \text{ m}$

$$\sum x_i^2 = (6 \times 2,5^2) + (6 \times 1^2) + (2 \times (0,4^2 + 1,9^2 + 3,4^2 + 4,9^2))$$

$$= 122,18 \text{ m}^2$$

$$\sum y_i^2 = (6 \times 1,1^2) + (6 \times 2,6^2) + (2 \times (0,5^2 + 2^2 + 3,5^2 + 5^2))$$

$$= 130,82 \text{ m}^2$$

$$y_{\max} = 4,9 \text{ m}$$

$$x_{\max} = 5 \text{ m}$$

Momen yang bekerja pada poer akibat adanya gaya horisontal :

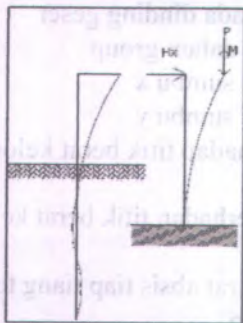
$$\overline{M_x} = 6,753 + 6,56 \times 1,5 = 16,593 \text{ kgm}$$

$$\overline{M_y} = 4,497 + 11,59 \times 1,5 = 21,882 \text{ kgm}$$

$$P_{\max} = \left(\frac{1289,9}{20} + \frac{16,593 \times 5}{122,18} + \frac{21,882 \times 4,9}{130,82} \right)$$

$$= 65,993 \text{ ton} \leq P_{\text{ijin 1 tiang}} = 110,34 \text{ ton} \dots \text{OK!!}$$

7.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap gaya Lateral



Gambar 7.5 Diagram Gaya Lateral Tiang Pondasi

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat 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 multilayer

$$L_e = \text{panjang penjepitan} \\ = 3 \times 0,5 \text{ m} = 1,5 \text{ m}$$

Dipakai $L_e = 1,8 \text{ m}$

$$M = L_e \times H_x \\ = 1,5 \times 6,56 \\ = 9,84 \text{ tm}$$

$$M(\text{satu tiang pancang}) = \frac{9,84}{20} = 0,492 \text{ tm}$$

$M < M_{\text{bending crack}}$ (dari Spesifikasi dari WIKA BETON)

$0,492 \text{ tm} < 10,50 \text{ tm} \dots\dots\dots \text{OK !!!!!}$

7.2.6 Perancangan Poer

Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu poer harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data perancangan poer :

$$P_u = 1289,9 \text{ ton}$$

$$P_{\text{max}} (1 \text{ tiang}) = 65,993 \text{ ton}$$

$$\sum \text{tiang pancang tiap group} = 20$$

$$\text{Dimensi Kolom} = 550 \times 550 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tebal poer} = 1,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

Diameter tulangan 25 mm

Selimut beton = 80 mm

Tinggi efektif (d) :

$$d_x = 1500 - 80 - \frac{1}{2} \times 25 = 1407,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 80 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 1382,5 \text{ mm}$$

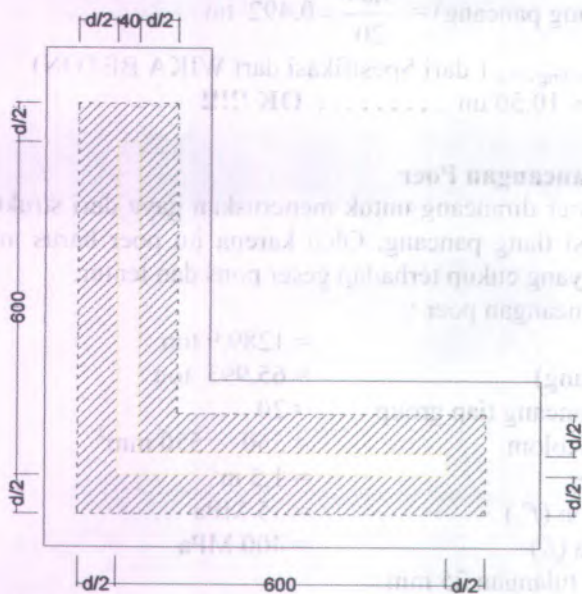
Kontrol Geser Pons Pada Poer

Dalam merencanakan poer harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan :

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_o \times d$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$



Gambar 7.6 Penampang Kritis pada Pondasi Dinding Struktur

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi = $\frac{6000}{350} = 17,14$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer
 $b_o = 7400 \times 2 + 5600 \times 2 + 1800 \times 2$
 $= 29600 \text{ mm}$

Batas geser pons

$$\phi V_c = 0,6 \times \left(1 + \frac{2}{17,14} \right) \left(\frac{\sqrt{35}}{6} \right) \times 29600 \times 1.407,5$$

$$= 27523600,95 \text{ N} = 2752,36 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{3} \cdot \sqrt{35} \times 29600 \times 1.407,5$$

$$= 48802191,75 \text{ N}$$

$$= 4880,2 \text{ ton}$$

$$P_u = 1289,9 \text{ ton} < \phi V_c = 4880,2 \text{ ton}$$

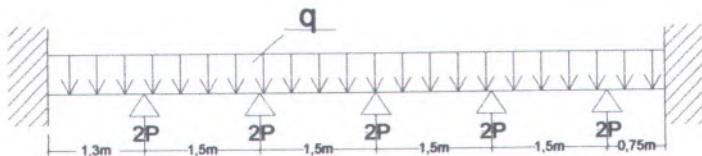
Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons.

Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok dengan perletakan jepit pada dinding struktur. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang dinding struktur yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

Penulangan lentur :

Penulangan arah x



Gambar 8.7 Analisa Poer Pada Arah X

$$P_{\max} = 110,34 \text{ ton}$$

$$q = 3,0 \times 2,40 \times 1,5 = 10,8 \text{ ton/m}$$

Dari analisa struktur didapatkan :

$$M = 207.892 \text{ tm} = 207,892 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 1500 - 80 - \frac{1}{2} \times 32 = 1404 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 80 - 32 - \frac{1}{2} \times 32 = 1372 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{207,892 \times 10^7}{0,8 \times 9000 \times 1404^2} = 0,146 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{13,44} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,44 \times 0,146}{400}} \right)$$

$$= 0,00367$$

dipakai $\rho = 0,0037$

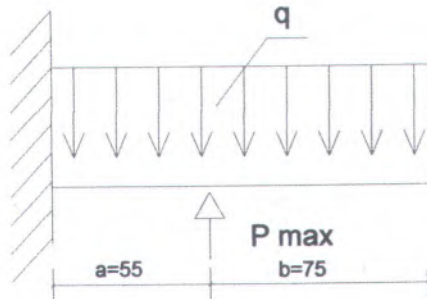
$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0037 \times 9000 \times 1404 = 46753,2 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur 60 D32 ($A_{s\text{pakai}} = 48230,4 \text{ mm}^2$)

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{9000 - (2 \times 80)}{59} = 151,83 \approx 150 \text{ mm}$$

Penulangan arah y



Gambar 7.8 Analisa Poer Pada Arah Y

$$P_{\max} = 110,34 \text{ ton}$$

$$q = 1,5 \times 2,40 \times 1,5 = 5,4 \text{ ton/m}$$

Momen momen yang bekerja :

$$M = (110,34 \times 0,55) - (1/2 \times 5,4 \times 1,30^2) \\ = 56,124 \text{ ton m} = 56,124 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 1500 - 80 - 1/2 \times 32 = 1404 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 80 - 32 - 1/2 \times 32 = 1372 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{56,124 \times 10^7}{0,8 \times 3000 \times 1372^2} = 0,118 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,118}{400}} \right)$$

$$= 0,00029 > \rho_{min}$$

dipakai $\rho = 0,0037$

$$A_{Sperlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0037 \times 3000 \times 1.382,5 = 15345,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur 20D32 ($A_{s \text{ pakai}} = 16076,8 \text{ mm}^2$)

Penulangan samping

$$A_s \text{ tulangan samping} = 20 \% \times A_s \text{ tulangan lentur}$$

$$= 3069,15 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur $\emptyset 32 - 250$

$$A_{S \text{ pasang}} = 3215,6 \text{ mm}^2 > A_{S \text{ perlu}} = 3069,15 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

7.3 Perancangan Sloof (Tie Beam)

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban – beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data – data perancangan :

$$P_u = 616,76 \text{ ton} = 6167600 \text{ N}$$

$$\text{Dimensi sloof : } b = 350 \text{ mm}$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

$$A_g = 192500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mutu bahan : } f'_c = 35 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Selimut Beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan utama D 22}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \emptyset 10$$

$$\text{Tinggi efektif } (d) = 550 - (40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 22) = 489 \text{ mm}$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{r \text{ ijin}} = 0,70 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,70 \times \sqrt{35} = 4,14 \text{ Mpa}$$

(SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.2.3)

$$P_u = 10\% P_{u \text{ kolom}} = 10\% \times 6167600 = 616760 \text{ N}$$

Tegangan tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{616700}{0,80 \times 350 \times 550} = 4,004 \text{ Mpa} < f_{r \text{ ijin}} \dots \text{OK!!}$$

Penulangan Lentur

Penulangan slof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom.

Beban-beban yang terjadi pada sloof :

$$\begin{aligned} \text{- Berat sendiri sloof} &= 0,35 \times 0,55 \times 2400 &= 462 \text{ kg/m} \\ \text{- Berat dinding} &= 6 \text{ m} \times 1000 &= 6000 \text{ kg/m} + \\ && q_u = 6462 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

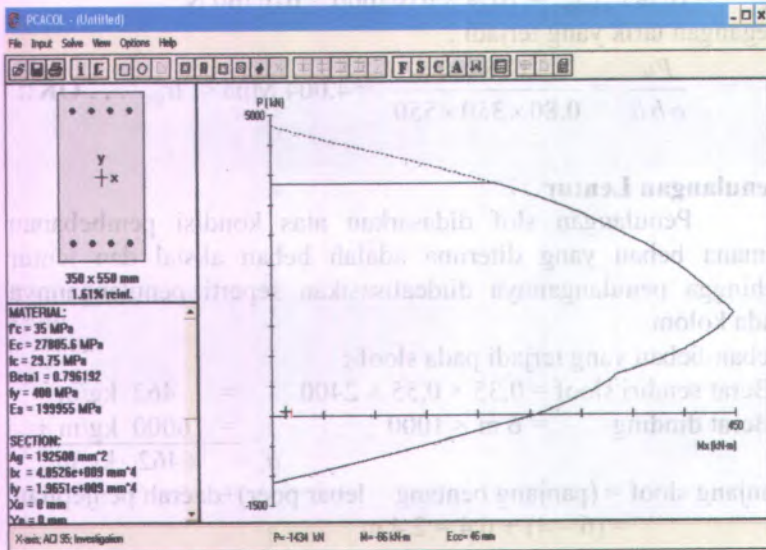
$$\begin{aligned} \text{Panjang sloof} &= (\text{panjang bentang} - \text{lebar poer}) + \text{daerah penjepitan} \\ &= (6 - 4) + 0,4 = 2,4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D (V_u) &= \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 6462 \times 2,4 \\ &= 7754,4 \text{ kg} = 77,54 \text{ KN} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{12} \cdot q_u \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 6462 \text{ kg/m} \times 2,4 \text{ m}^2 \\ &= 1292,4 \text{ kgm} = 12,92 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Dari diagram interaksi PCACOL, didapat :



Gambar 7.9 Diagram Interaksi Aksial vs Momen Pada Sloof

Dari diagram interaksi di atas, didapat tulangan lentur 4 D 22 ($\rho = 1,61\%$).

Penulangan Geser

Geser yang terjadi :

$$V_u = 7754,4 \text{ kg} = 77,54 \text{ KN}$$

$$V_c = 2 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times dx \left[1 + \frac{Nu}{14 \cdot Ag} \right]$$

$$= 2 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 350 \times 489 \left[1 + \frac{77,54}{14 \times 350 \times 550} \right]$$

$$= 337522,06 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 337522,06 = 253141,55 \text{ N} > V_u = 77540 \text{ N}$$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak perlu tulangan geser.

Jadi dipasang tulangan praktis dengan jarak maksimum $\frac{d}{2} = \frac{489}{2}$
= 244,5 mm. Digunakan tulangan geser $\text{Ø}10 - 200$.

$$\frac{0,84}{5} = \frac{V}{1} \quad \text{jumlah dari angka ziblah digunakan sebagai isi}$$
$$= 2,42 \text{ mm (digunakan sebagai } 0,0 - 200)$$

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB VIII

TAHAP PELAKSANAAN

8.1 Umum

Dalam bab pelaksanaan ini akan diuraikan mengenai item-item pekerjaan konstruksi dan pembahasan mengenai pelaksanaan yang berkaitan dengan penggunaan material-material beton pracetak, ada dua proses pekerjaan yang dapat dilaksanakan, yaitu :

1. Proses pencetakan secara pabrikasi di Industri Pracetak. Hal-hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah :
 - a. Perlunya standar khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran.
 - b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
 - c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.
2. Proses pencetakan di lapangan/lokasi proyek
Untuk proses yang kedua, hal-hal yang perlu untuk dipertimbangkan adalah :
 - a. Proses ini sering dilakukan pada proyek-proyek lokal
 - b. Umur daripada proses produksi pencetakan disesuaikan dengan usia proyek
 - c. Proses ini lebih disukai bila dimungkinkan untuk dilaksanakan dikarenakan standarisasi hasil pencetakan disesuaikan dengan keperluan proyek.

8.2 Proses Produksi Elemen Beton Pracetak

Setelah pelaksanaan pengecoran, pada beton pracetak dilakukan curing untuk menghindari penguapan air semen secara drastis sehingga mutu beton yang direncanakan terpenuhi.

Pembukaan bekisting dilakukan setelah kekuatan beton antara 20%–60% dari kekuatan akhir yang dapat tercapai, kurang lebih umur 3–7 hari pada suhu kamar. Adapun syarat dari cetakan elemen beton pracetak adalah :

1. Volume dari cetakan stabil untuk percetakan berulang
2. Mudah ditangani dan tidak bocor
3. Mudah untuk dipindahkan, khusus untuk pelaksanaan pengecoran di lapangan/proyek.

Setelah pembongkaran bekisting, dilakukan finishing elemen beton pracetak. Secara skematis proses produksi elemen beton pracetak mulai dari persiapan untuk cetakan sampai pada penyimpanan elemen beton pracetak dapat dijelaskan seperti pada gambar 8.1.

8.3 Pengangkatan dan Penempatan Crane

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. Metode pengangkatan
3. Letak titik-titik angkat pada elemen pracetak

Hal-hal tentang pengangkatan dan penentuan tidak angkat telah dibahas pada bab-bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini penulis memakai peralatan crane untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan. Untuk pemilihan crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak yang akan diangkat. Berikut data crane yang digunakan :

- Jenis crane POTAIN MD 150 G6
- Jarak jangkauan maksimum 30 m dengan beban maksimum 4,6 ton

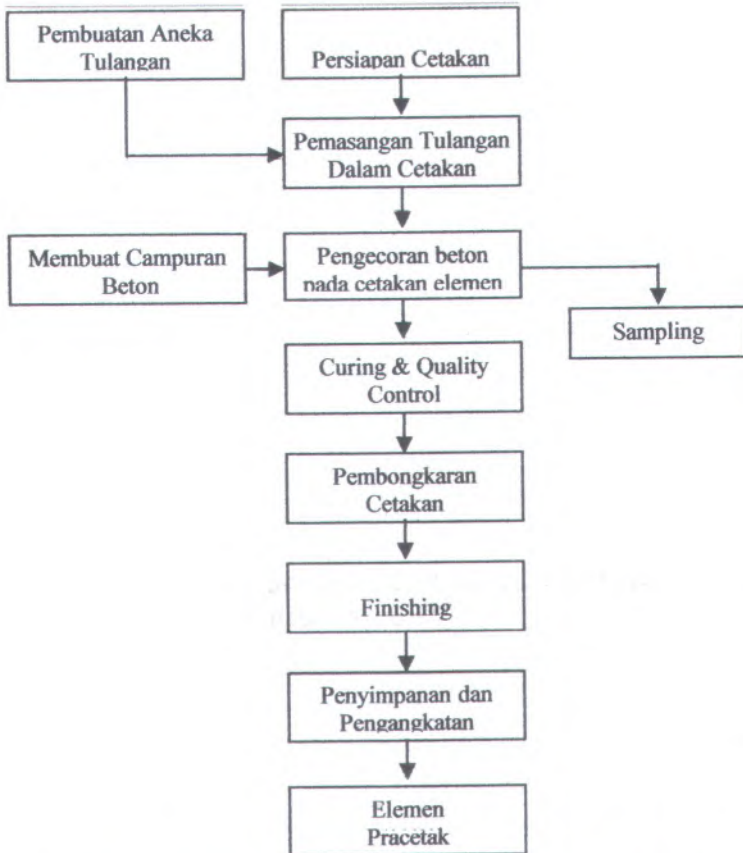
Elemen struktur yang dipracetak

- Balok induk 35/55 (terpanjang 5,45 m)
 $W = 0,35 \times (0,55 - 0,12) \times 5,45 \times 2400 = 1968,54 \text{ kg}$
- Balok anak 30/45 (terpanjang 5,65 m)
 $W = 0,3 \times (0,45 - 0,12) \times 5,65 \times 2400 = 1342,44 \text{ kg}$

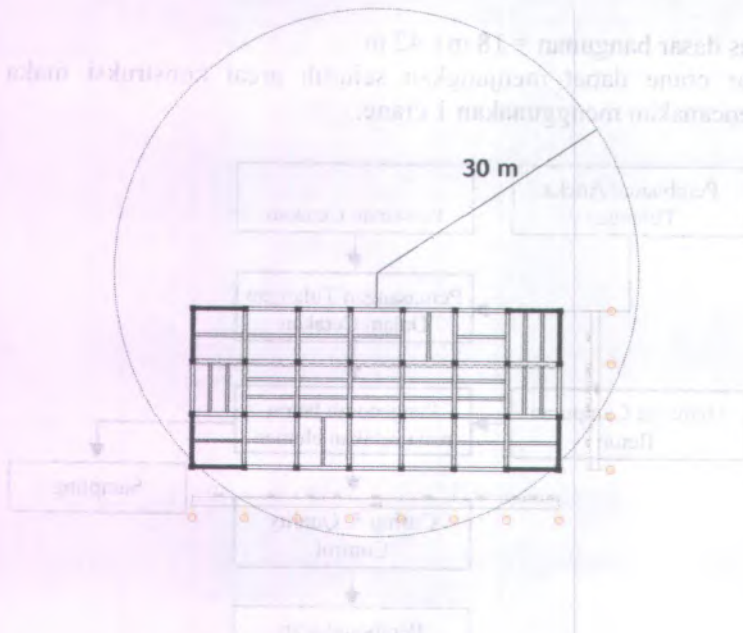
➤ Pelat tipe $3 \times 6 \text{ m}^2$, $W = 0,07 \times 3 \times 6 \times 2400 = 3024 \text{ kg}$

Luas dasar bangunan = $18 \text{ m} \times 42 \text{ m}$

Agar crane dapat menjangkau seluruh areal konstruksi maka direncanakan menggunakan 1 crane.



Gambar 8.1 Skema proses produksi elemen pracetak

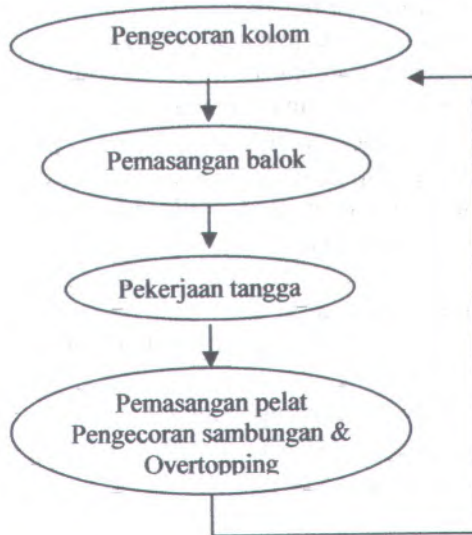


Gambar 8.2 Denah penempatan crane

8.4 Proses Pemasangan Elemen Beton Pracetak

Secara garis besar tahapan pelaksanaan di lapangan adalah sebagai berikut :

1. Pekerjaan elemen kolom
2. Pemasangan elemen balok
3. Pemasangan elemen tangga
4. Pemasangan tulangan stud pada pelat
5. Pengecoran sambungan antar elemen pracetak dan overtopping



Gambar 8.3 Proses pemasangan beton pracetak

Keberhasilan pelaksanaan metode pracetak tergantung pada organisasi pelaksanaan, koordinasi yang baik, teknikal skill personil yang terlibat, kerjasama yang baik dan kontrol yang baik dalam organisasi tersebut.

8.4.1 Pekerjaan Elemen Kolom

Adapun langkah-langkah pekerjaan kolom sebagai berikut :

1. Pekerjaan dilakukan setelah pengecoran poer dan sloof
2. Penulangan kolom
3. Pekerjaan bekisting kolom dipasang setelah tulangan geser dipasang, selanjutnya adalah semua tulangan terpasang dilakukan pengecoran.

8.4.2 Pemasangan Elemen Balok

Pemasangan balok pracetak setelah pengecoran kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan crane dan scalfoding untuk membantu menunjang balok pracetak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulang utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran.

8.4.3 Pekerjaan Tangga

Adapun langkah - langkah pekerjaan tangga sebagai berikut :

1. Pemasangan bekisting tangga
2. Pemasangan tulangan
3. Pekerjaan pengecoran

8.4.4 Pemasangan Elemen Pelat

Adapun langkah-langkah pemasangan elemen pelat pracetak sebagai berikut :

1. Pemasangan elemen pelat pracetak dipasang setelah balok pracetak terpasang.
2. Penulangan pelat meliputi tulangan lentur dan tulangan stud pelat
3. Pengecoran overtopping setebal 5 cm
4. Alat yang dipergunakan adalah crane untuk mengangkat elemen pelat pracetak dan dibantu dengan scalfoding/ tiang perancah.

8.5 Transportasi Elemen Beton Pracetak

8.5.1 Sistem Transportasi

Sistem transportasi di sini meliputi :

1. Pemindahan beton pracetak di areal pabrik
2. Pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek

3. Pemindahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir

Pemilihan jenis, ukuran dan kapasitas alat angkut dan angkat seperti truk, mobile crane dan tower crane akan sangat mempengaruhi ukuran komponen beton pracetaknya. Untuk tahap pemindahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk tunggal, tandem atau tempel. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar $2,4\text{m} \times 16\text{m}$ atau $2,4\text{m} \times 18\text{m}$ dengan kapasitas angkut kurang lebih 50 ton. Untuk komponen tertentu dimana panjangnya cukup panjang hingga 30 m dapat dipergunakan truk temel dimana kapasitasnya dapat mencapai 80 ton. Kendala yang dipertimbangkan dalam pemilihan jenis truk adalah kondisi jalan yang akan dilalui meliputi kekuatan jalan, lebar jalan, fasilitas untuk menikung/memutar dan lain-lain.

Di areal pabrikasi dan lokasi proyek juga diperlukan sarana untuk pemindahan komponen beton pracetak yang biasa mempergunakan mobile crane, rail crane, granty atau tower crane. Tersedianya alat angkat ini juga akan mempengaruhi ukuran dari komponen beton pracetaknya.

8.5.2 Jadwal Pengangkutan Elemen Beton Pracetak

Dalam jadwal pengangkutan/pemindahan perlu dipertimbangkan beberapa hal-hal sebagai berikut :

1. Ijin penggunaan jalan utama untuk mobil jenis truk yang diperbolehkan untuk dilewati ke areal proyek.
2. Tersedianya peralatan angkat mobile crane atau tower crane yang siap pakai untuk menurunkan/ menaikkan komponen beton pracetak dari dan ke alat angkut baik di areal pabrik maupun di lokasi proyek.

3. Peningkatan dan pemertanian sementara di proyek ke posisi akhir

Peningkatan jenis tikus dan kapasitas air angkut dan angkut seperti truk, mobil crane dan tower crane akan sangat mempengaruhi ukuran komponen beton pracetak di lokasi proyek. Untuk meningkatkan komponen beton pracetak dari lokasi pembuat ke lokasi proyek dibutuhkan sarana angkut seperti truk tonggak, mobil atau kapal. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan beton adalah 2,4m x 1,6m x 1,7m. Untuk angkutan kapasitas angkut kurang lebih 30 ton. Untuk komponen beton lainnya pengangkutan cukup panjang hingga 30 m dapat dipertimbangkan truk kecil dimana kapasitasnya dapat mencapai 30 ton. Kendaraan yang dipertimbangkan dalam pemilihan jenis truk adalah kondisi jalan yang akan dilalui meliputi keadaan jalan, lebar jalan, fasilitas untuk pemertanian/pemertanian dan lain-lain.

Di awal pembiasan dan lokasi proyek juga diperlukan sarana untuk "Halaman ini sengaja dikosongkan" yang biasa menggunakan mobil crane, rail crane, gantry atau tower crane. Tersedianya alat angkut ini juga akan mempengaruhi ukuran dan komponen beton pracetak.

8.2.2. Tahap Pengangkutan Beton Beton Pracetak

- 1. Tahap awal pengangkutan/pembuatan perlu dipertimbangkan sebelum melakukan beton.
- 2. Tahap awal pengangkutan beton mobil jenis truk yang dipertimbangkan untuk diangkut ke area proyek.
- 3. Peningkatan peralatan angkut mobil crane atau tower crane yang siap pakai untuk pemertanian/membuat komponen beton pracetak dan ke alat angkut baik di awal proyek maupun di lokasi proyek.

BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN

9.1 KESIMPULAN

Dengan penggunaan elemen pracetak pada gedung betingkat akan didapat banyak keuntungan, diantaranya adalah kualitas beton, waktu pelaksanaan dapat dipercepat yang pada akhirnya dapat menghemat biaya total konstruksi bangunan.

Dari perancangan struktur yang dilakukan maka dapat ditarik kesimpulan :

1. Dari hasil modifikasi perancangan struktur gedung STB didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut :
 - a. Tebal plat atap dan plat lantai : 12 cm
 - b. Dimensi kolom : 55 x 55 cm (tulangan utama D28 mm dan sengkang \emptyset 12 mm)
 - c. Dimensi balok induk : 35 x 55 cm (tulangan utama D22 mm dan sengkang \emptyset 12 mm)
 - d. Tebal shearwall : 35 cm (tul \emptyset 12-250)
2. Perencanaan pondasi direncanakan dengan tiang pancang diameter 50 cm.
3. Pemanfaatan elemen pracetak dapat dibuat mendekati sifat monolit dari pekerjaan yang dilakukan dengan system cor setempat, dengan pemilihan tipe sambungan yang disesuaikan dengan keadaan dari struktur yang direncanakan, misalnya lokasi zone gempa dari gedung yang ditinjau.
4. Sistem pracetak dapat dipergunakan pada berbagai permodelan struktur, salah satunya adalah permodelan sebagai Building Frame System dimana perencanaan elemen frame dimungkinkan menggunakan elemen pracetak untuk mencapai sifat permodelan struktur yang dikehendaki.
5. Pelaksanaan metode pracetak sangat dimungkinkan untuk dilaksanakan, namun membutuhkan ketelitian dan keahlian dalam proses pembuatan hingga pemasangannya.

9.2 SARAN

1. Perlunya pengembangan teknologi dan riset tentang beton pracetak serta memasyarakatkan penggunaan metode pracetak pada jasa konstruksi di Indonesia.
2. Perlu dibuatnya standar perencanaan beton pracetak di Indonesia sehingga dengan demikian pracetak akan lebih banyak dapat diterapkan.
3. Demi efektifitas dan efisiensi dari metode pracetak, pembatasan jumlah elemen seragam yang dibuat perlu diperhatikan.

BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN

9.1 KESIMPULAN

Dengan penggunaan elemen pracetak pada gedung betingkat akan didapat banyak keuntungan, diantaranya adalah kualitas beton, waktu pelaksanaan dapat dipercepat yang pada akhirnya dapat menghemat biaya total konstruksi bangunan.

Dari perancangan struktur yang dilakukan maka dapat ditarik kesimpulan :

1. Dari hasil modifikasi perancangan struktur gedung STB didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut :
 - a. Tebal plat atap dan plat lantai : 12 cm
 - b. Dimensi kolom : 55 x 55 cm (tulangan utama D28 mm dan sengkang Ø 12 mm)
 - c. Dimensi balok induk : 35 x 55 cm (tulangan utama D22 mm dan sengkang Ø12 mm)
 - d. Tebal shearwall : 35 cm (tul Ø 12-250)
2. Perencanaan pondasi direncanakan dengan tiang pancang diameter 50 cm.
3. Pemanfaatan elemen pracetak dapat dibuat mendekati sifat monolit dari pekerjaan yang dilakukan dengan system cor setempat, dengan pemilihan tipe sambungan yang disesuaikan dengan keadaan dari struktur yang direncanakan, misalnya lokasi zone gempa dari gedung yang ditinjau.
4. Sistem pracetak dapat dipergunakan pada berbagai permodelan struktur, salah satunya adalah permodelan sebagai Building Frame System dimana perencanaan elemen frame dimungkinkan menggunakan elemen pracetak untuk mencapai sifat permodelan struktur yang dikehendaki.
5. Pelaksanaan metode pracetak sangat dimungkinkan untuk dilaksanakan, namun membutuhkan ketelitian dan keahlian dalam proses pembuatan hingga pemasangannya.

9.2 SARAN

1. Perlunya pengembangan teknologi dan riset tentang beton pracetak serta memasyarakatkan penggunaan metode pracetak pada jasa konstruksi di Indonesia.
2. Perlu dibuatnya standar perencanaan beton pracetak di Indonesia sehingga dengan demikian pracetak akan lebih banyak dapat diterapkan.
3. Demi efektifitas dan efisiensi dari metode pracetak, pembatasan jumlah elemen seragam yang dibuat perlu diperhatikan.

DAFTAR PUSTAKA

Departemen Pekerjaan Umum, 2002, **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)**, Yayasan LPMB, Bandung.

Departemen Pekerjaan Umum, 2002, **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)**, Yayasan LPMB, Bandung .

Departemen Pekerjaan Umum, 2002, **Tata Cara Pembebanan Untuk Bangunan Gedung (RSNI 03-1727-1989)**, Yayasan LPMB, Bandung .

Departemen Pekerjaan Umum, 1987, **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung**, Yayasan LPMB, Bandung.

Departemen Pekerjaan Umum, 1971, **Peraturan Beton Bertulang Indonesia**, Direktorat Jenderal Cipta Karya.

PCI, 1992, **PCI Design Handbook Precast and Prestress Concrete**, Chicago, Illinois, Fourth Edition.

Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi, 1999, **Daya Dukung Pondasi Dalam**, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

DAFTAR PUSTAKA

Departemen Pekerjaan Umum, 2002. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SN 03-2847-2002). Yayasan LPMB, Bandung.

Departemen Pekerjaan Umum, 2002. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SN 03-1726-2002). Yayasan LPMB, Bandung.

Departemen Pekerjaan Umum, 2002. Tata Cara Pembebanan Untuk Bangunan Gedung (RSNI 03-1717-1989). Yayasan LPMB, Bandung.

Departemen Pekerjaan Umum, 1987. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung, Yayasan LPMB, Bandung.

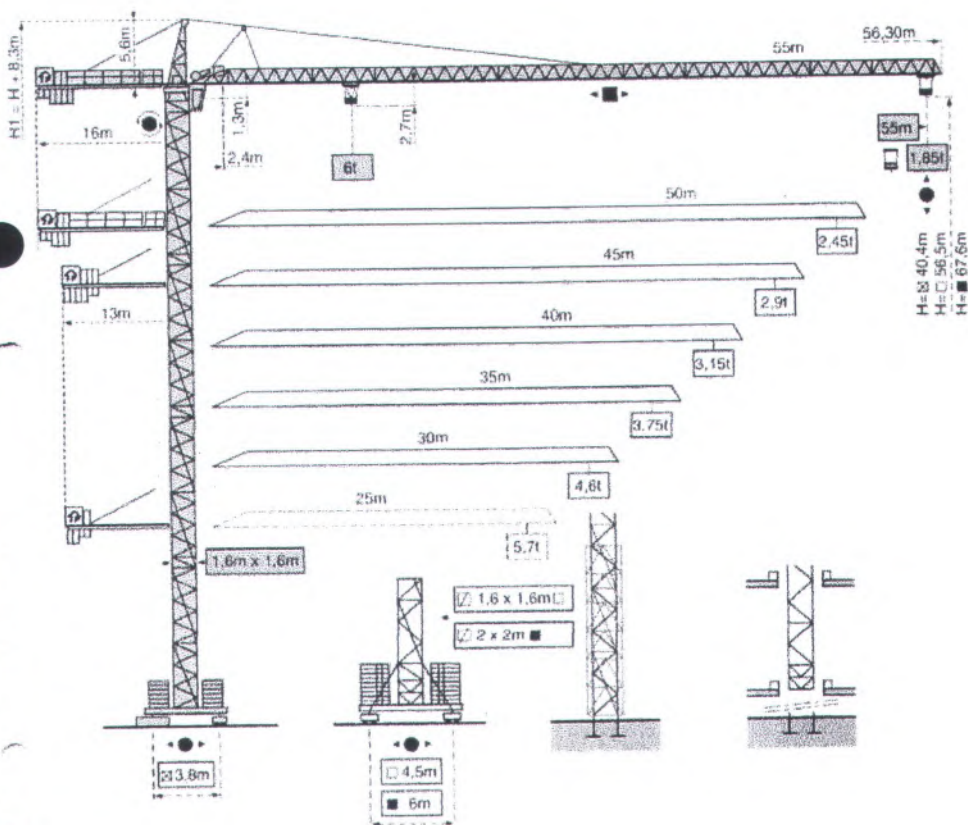
Departemen Pekerjaan Umum, 1971. Peraturan Beton Bertulang Indonesia, Yayasan LPMB, Bandung.

PCI, 1992. PCI Design Handbook Precast and Prestress Concrete, Chicago, Illinois, Fourth Edition.

Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi, 1999. Daya Dukung Pondasi Dalam Fasilitas Teknik Sipil dan Perencanaan Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

CITY CRANE MD 150 G6



CITY CRANE MD 150 G6

POTAIN 

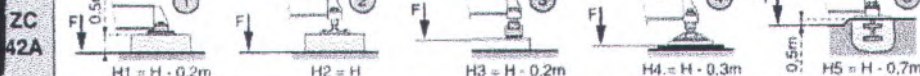
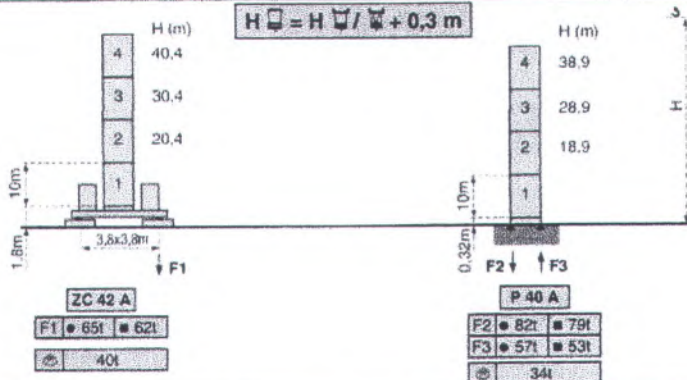


CITY \square 1,60m

Mat - Mast - Mast - Mástil - Torre

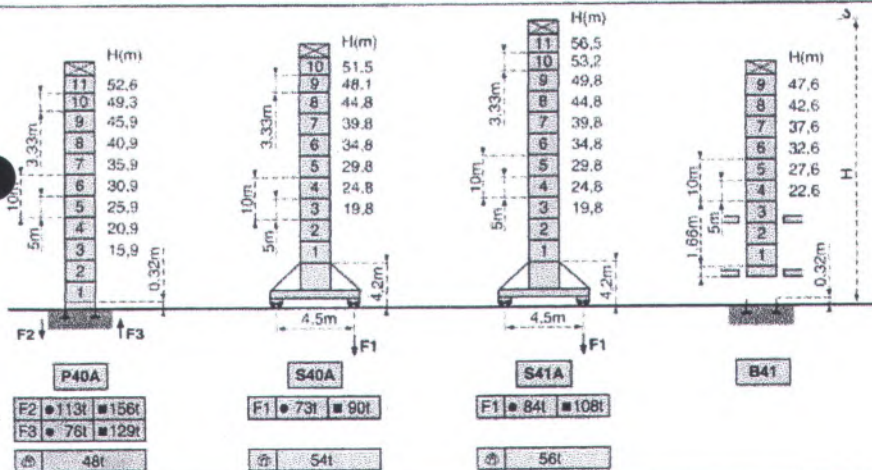
KM 406 E \square 10m
KM 407 E \square 10m

$H \square = H \square / \square + 0,3 \text{ m}$



TELESCOPABLE - TELESKOPIERBAR - TELESCOPIC - TELESCOPICO - TELESCOPICO

Mats - Maste - Masts - Mástil - Torre \square 1,60m
K 407 B \square 18m
K 407 E \square 18m
K 407 A \square 5m
K 409 A \square 5m
K 407 C \square 3.33m





- En service
- In Betrieb
- In service
- En servicio
- In servizio
- Hors service
- Ausser Betrieb
- Out of service
- Fuera de servicio
- Fuori servizio
- ☉ A vide sans lest avec fleche et hauteur maximum.
- ☉ Ohne Last und Ballast mit Maximalausleger und Maximalhöhe.
- ☉ Without load and ballast with longest jib and maximum height.
- ☉ Sin carga, sin lastre con flecha y altura máxima.
- ☉ A vuoto senza zavorra e con braccio massimo e altezza massima.

TELESCOPABLE - TELESKOPIERBAR - TELESCOPIC - TELESCOPICO - TELESCOPICO

Mats - Masie - Masts - Mástil - Torre \square 2m

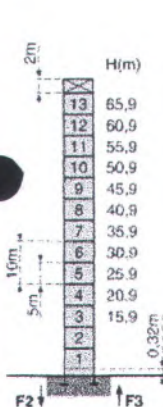
K 607 E 

K 607 A 

K 609 C 

K 60 / K 40 

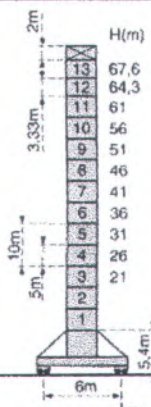
$$H_{\square} = H_{\square} / \square + 0.3 \text{ m}$$



P60A

F2 • 129t • 226t
F3 • 83t • 184t

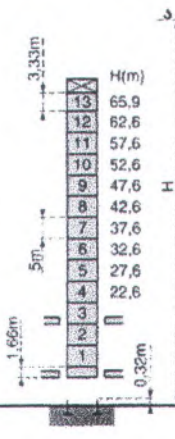
BSI



V60A

F1 • 95t • 136t

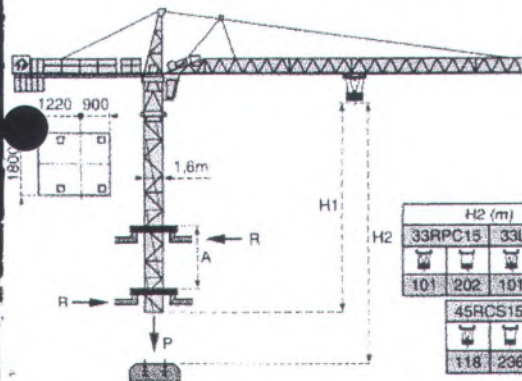
78t



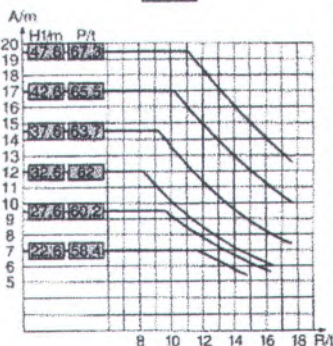
B60A

Nous consulter
Auf Anfrage
Consult us
Consultamos
Consultateci

Télescopage sur dalles - Kletterkrane im Gebäude - Climbing crane
Telescopage gruas trepadoras - Gru in cavedio



H2 (m)	
33RPC15	33LVF15
10t	202
10t	202
45RCS15	
118	206



A Distance entre cadres
H1 Hauteur grue
P Poids de la grue (en service)
R Reaction horizontale

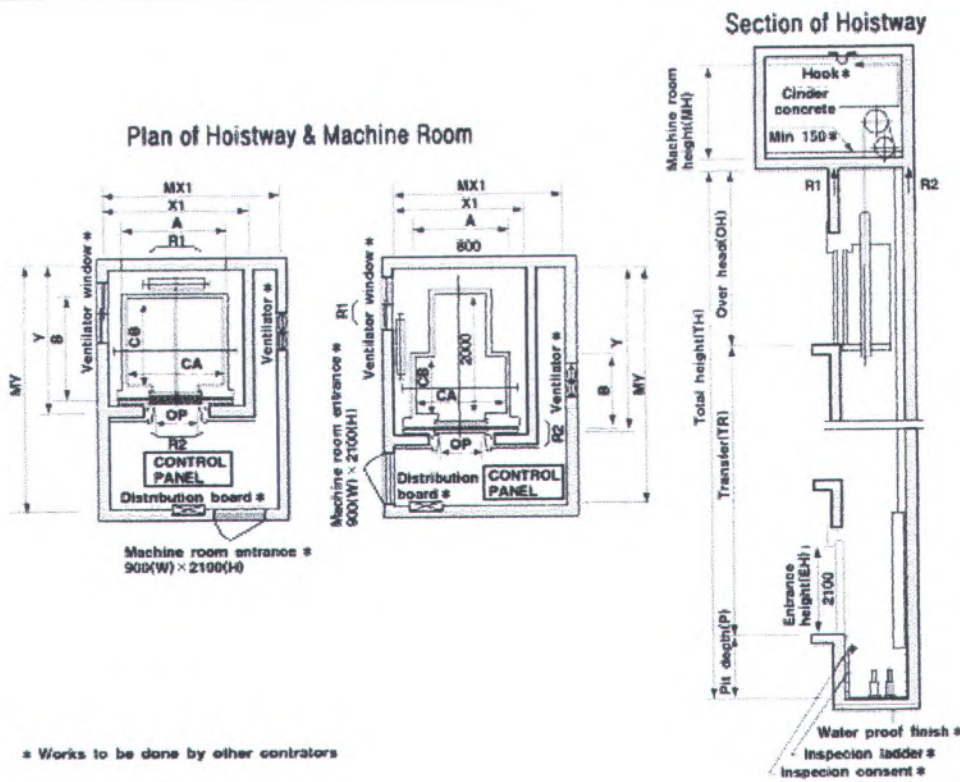
A Abstand zwischen den Rahmen
H1 Krahnhöhe
P Krahngewicht (in Betrieb)
R Horizontalkräfte

A Distance between collars
H1 Crane height
P Crane weight (in service)
R Horizontal reaction

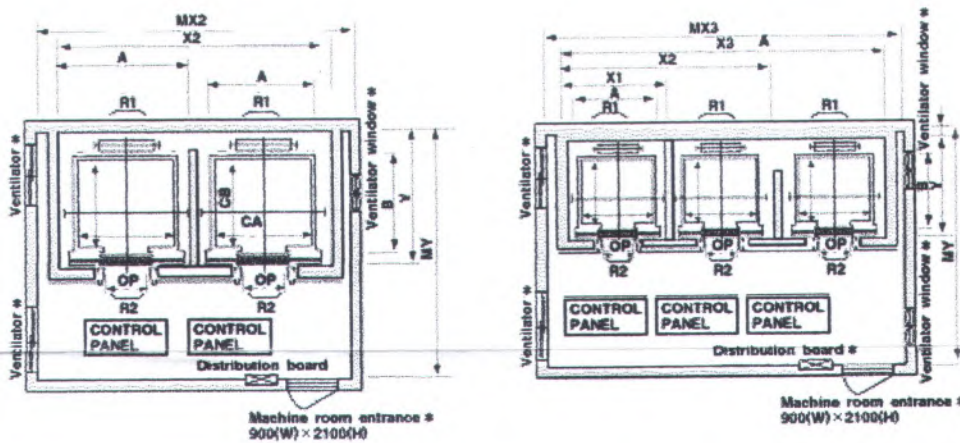
A Distancia entre marcos
H1 Altura grua
P Peso de la grua (en servicio)
R Reaccion horizontal

A Distanza fra i telai
H1 Altezza gru
P Peso della gru (in servizio)
R Reazione orizzontale

POTAIN CITY CRANE MD 150.00



* Works to be done by other contractors



(unit:mm)

Speed (m/min)	OverHead (OH)	Pit (P)	M/C Room height (MH)
45	4400	1200	2200
60	4600	1500	2200
90	4800	1800	2400

1. The temperature of the machine room should be kept lower than 40°C, and the humidity is less than 90%, which requires a suitable ventilation window, a ventilator, or an air conditioner and protects from occurring any toxic gas or dust.

2. The height of the machine room should be minimum 2800mm in case of traction double shock absorb structure,



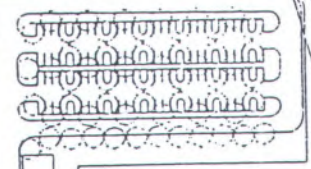
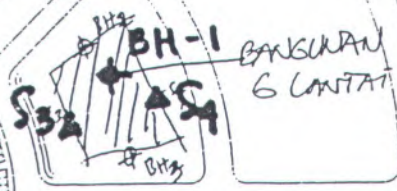
Mohon sondir dan BOR

[Signature]
2/2/2017
Sulungat

PROFIT CENTER

SRAMA OLTEK

TECHNO PARK



TAMAN / MAKAM

BESPRO

FTIF

BANGUNAN 3

Ket :

- △ : TITIK SONDIR
- ◁ : TITIK BOR

Pake data Sondir ajah



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS

Kampus ITS, Sukolilo, Surabaya 60111

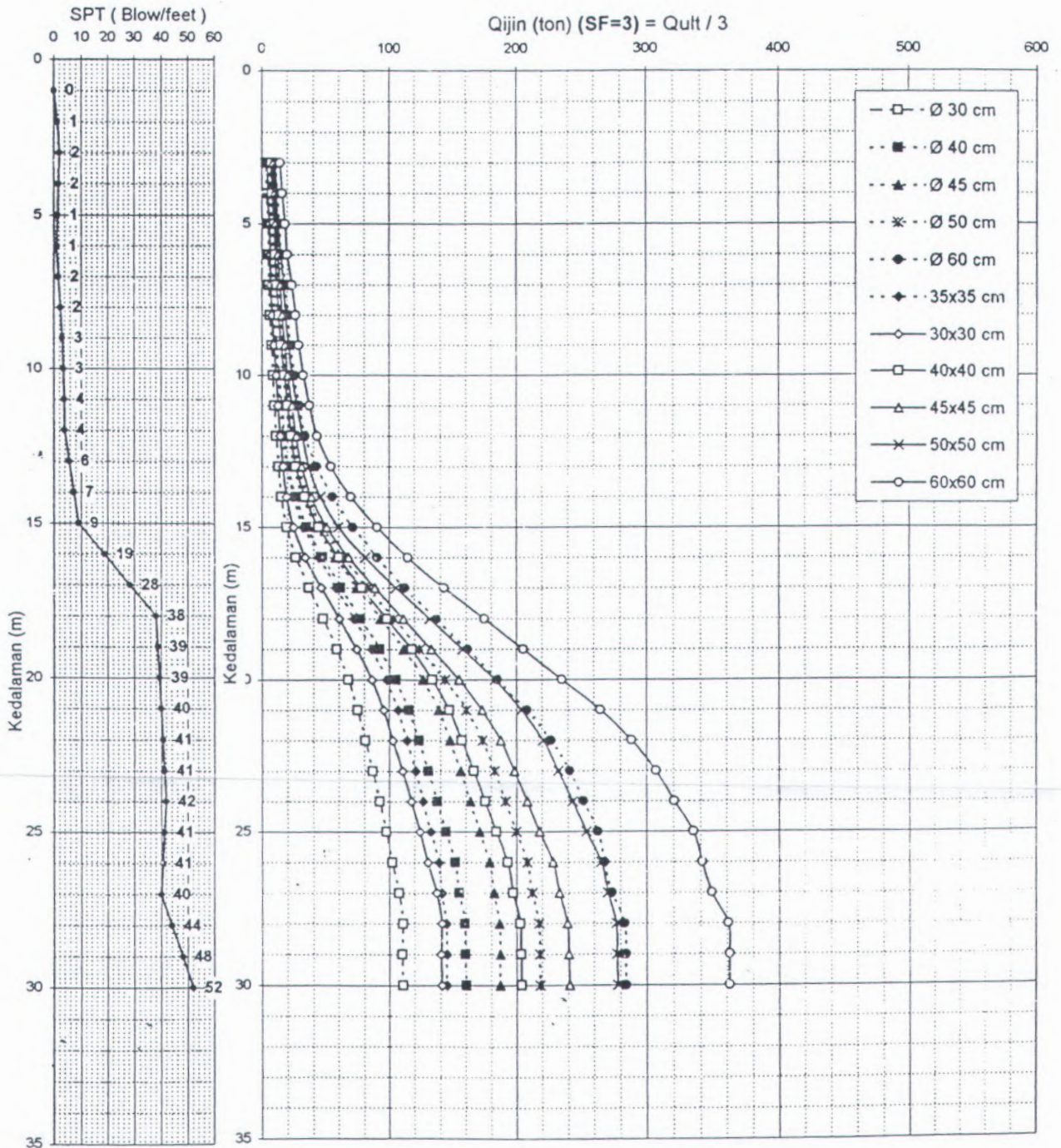
Telp.: 031-5928601, 5994251 Pes. 1140, Fax. 031-5928601

e-mail itsiabsoii@teikom.net

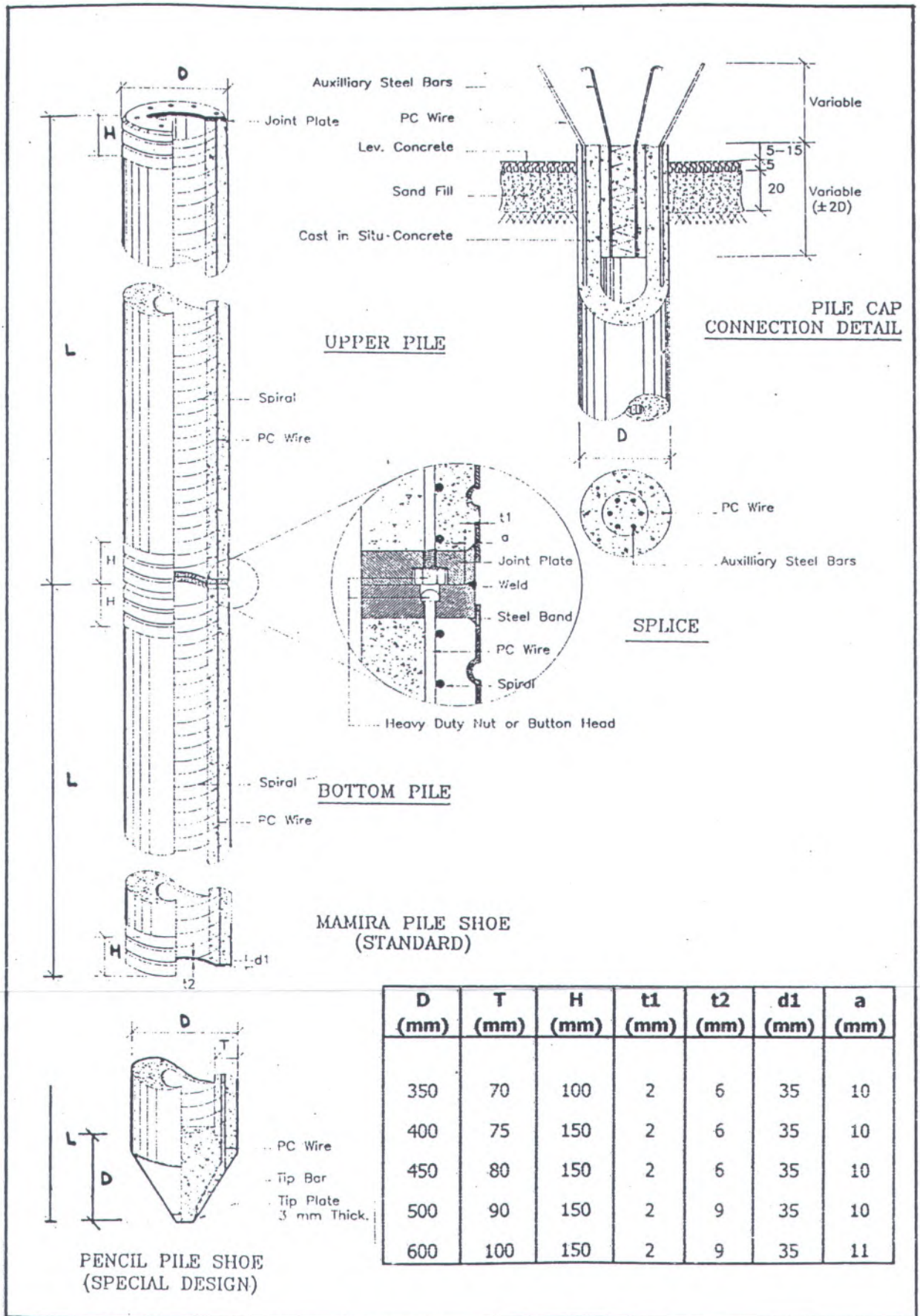
Grafik Estimasi Daya Dukung Ijin Aksial Tekan Tiang Tunggal

BERDASARKAN HARGA SPT DAN DATA BOR, DGN FORMULA MAYEERHOF
DAN BAZARA

Bor No : BH-1
Project : PEMBANGUNAN GEDUNG KAMPUS ITS
Lokasi : KAMPUS ITS SURABAYA



PILE HEAD, SPLICE & SHOE

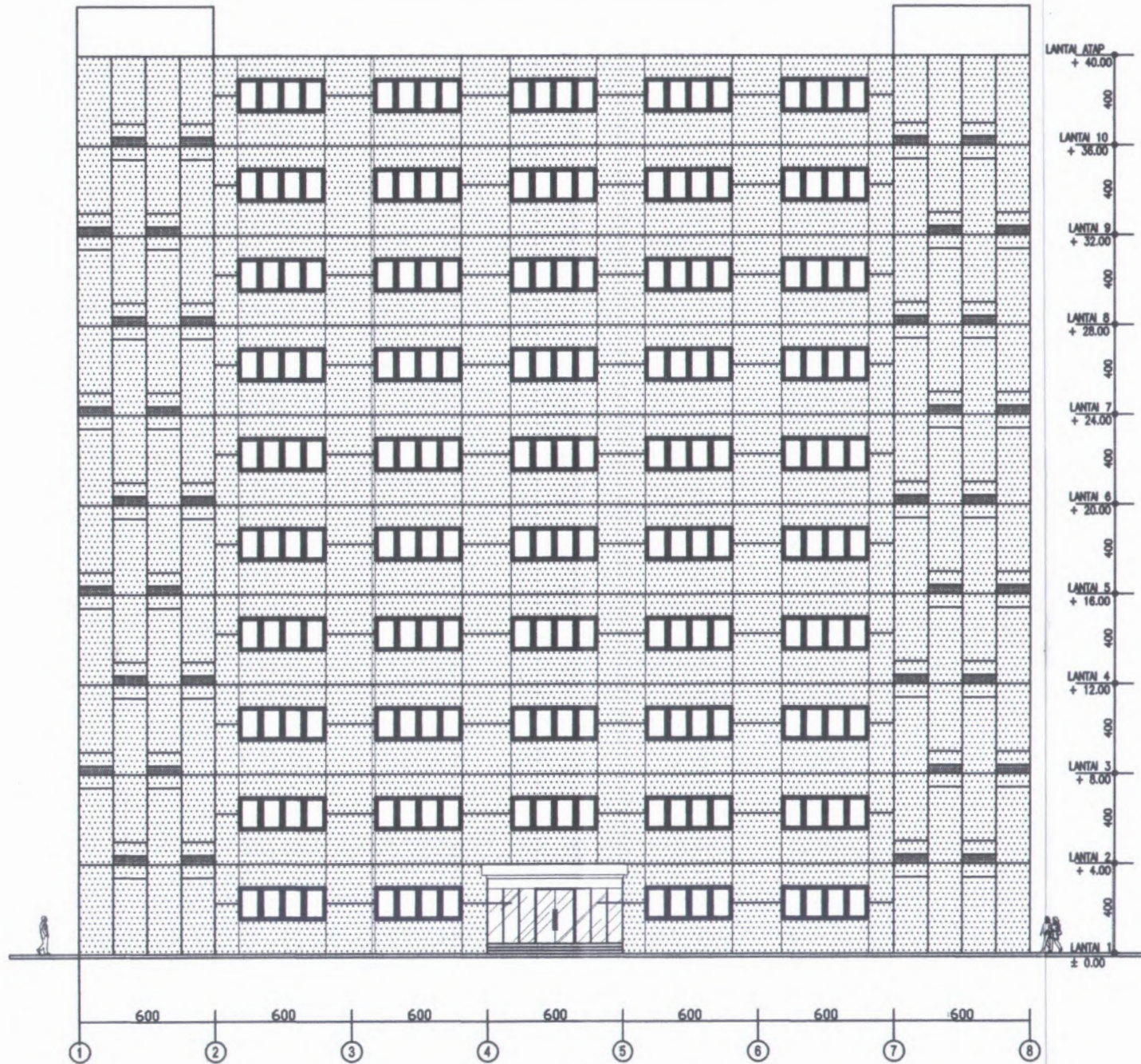


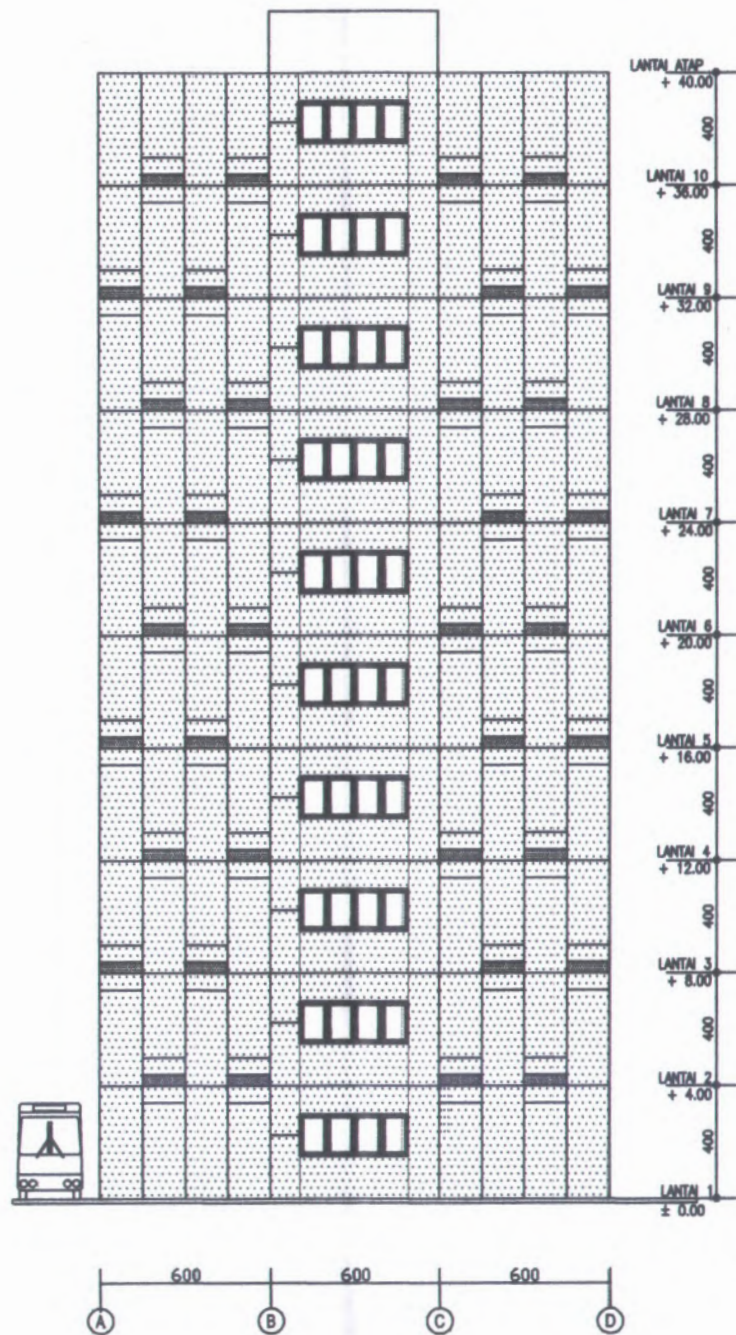
WIKA PILE CLASSIFICATION

No.	Pile Diameter (mm)	Thick (mm)	Class	PC Wire		Area of Steel (cm ²)	Area of Concrete (cm ²)	Section Modulus (cm ³)	Effective Prestress (Kg/cm ²)	Allowable Axial (Tf)	Bending Momen	
				D(mm)	Numb						Crack (Tfm)	Ult (Tfm)
1	350	70	A1	7	8	3.08	615.75	3711.17	46.74	92.15	3.50	5.25
			A3	7	12	4.62	615.75	3734.91	66.67	88.89	4.20	6.30
			B	7	16	6.16	615.75	3758.65	84.46	85.97	5.00	9.00
			C	9	12	7.63	615.75	3781.43	100.95	83.26	6.00	12.00
2	400	75	A2	7	12	4.62	765.77	5405.79	55.25	112.87	5.50	8.25
			A3	7	16	6.16	765.77	5432.93	70.73	109.71	6.50	9.75
			B	9	12	7.63	765.77	5458.95	80.16	107.79	7.50	13.50
				7	20	7.70	765.77	5460.06	84.84	106.83	7.50	13.50
			C	9	16	10.18	765.77	5503.81	105.53	102.62	9.00	18.00
3	450	80	A1	7	12	4.62	929.91	7499.79	46.49	139.23	7.50	11.25
			A2	7	16	6.16	929.91	7532.03	59.97	135.90	8.50	12.75
			A3	9	12	7.63	929.91	7562.96	67.46	134.04	10.00	15.00
				7	20	7.70	929.91	7564.27	72.49	132.79	10.00	15.00
			B	7	24	9.24	929.91	7596.51	84.08	129.92	11.00	19.80
			C	9	20	12.72	929.91	7669.56	108.62	123.85	12.50	25.00
4	500	90	A1	7	16	6.16	1159.25	10362.44	49.45	172.66	10.50	15.75
			A2	7	20	7.70	1159.25	10399.83	60.19	169.34	12.50	18.75
				9	12	7.63	1159.25	10398.31	56.02	170.63	12.50	18.75
			A3	7	24	9.24	1159.25	10437.22	70.32	166.21	14.00	21.00
			B	7	28	10.78	1159.25	10474.61	80.48	163.08	15.00	27.00
			C	9	24	15.27	1159.25	10583.74	104.56	155.64	17.00	34.00
			5	600	100	A1	7	20	7.70	1570.80	17255.62	46.00
A2	7	24				9.24	1570.80	17303.38	54.13	232.00	19.00	28.50
A3	9	20				12.72	1570.80	17411.58	66.82	226.69	22.00	33.00
	7	32				12.32	1570.80	17398.90	69.38	225.62	22.00	33.00
B	9	24				15.27	1570.80	17490.53	80.13	221.12	25.00	45.00
C	9	32				20.36	1570.80	17648.44	102.89	211.60	29.00	58.00

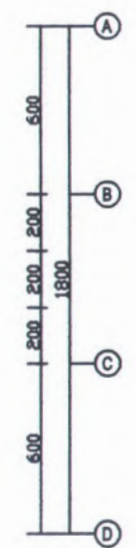
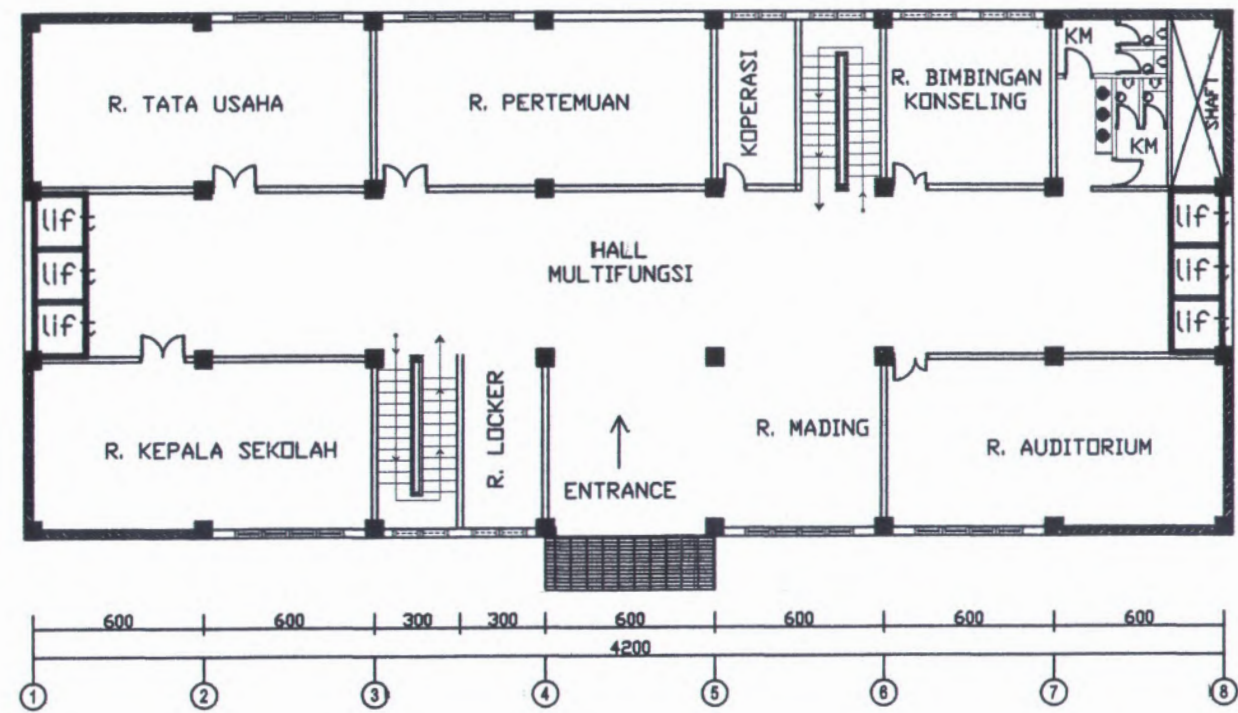
Notes :

1. Piles generally comply to JIS A 5335 - 1987 and modified to suit ACI 543 - 1979 & P.B.I 71.
2. Specified Concrete cube Compressive strength is 600 Kg/cm² at 28 days.
3. Allowable axial load is applicable to pile acting as a short strut.

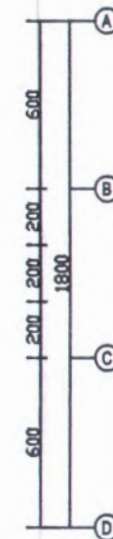
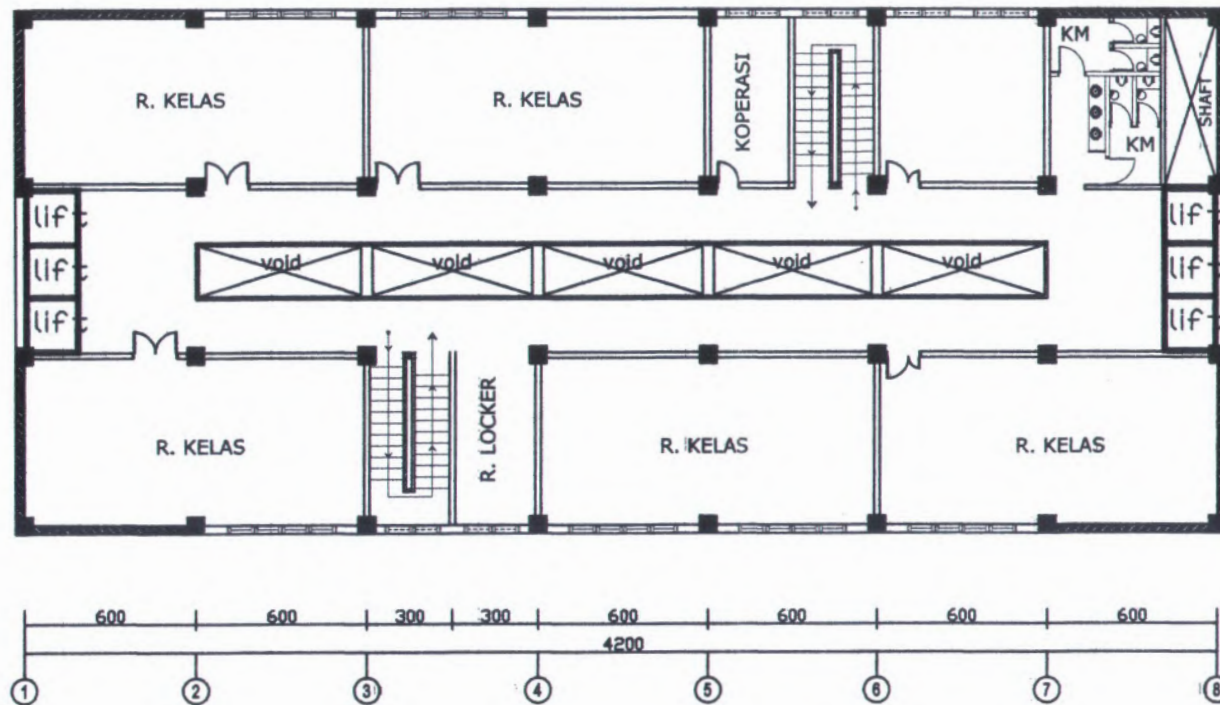




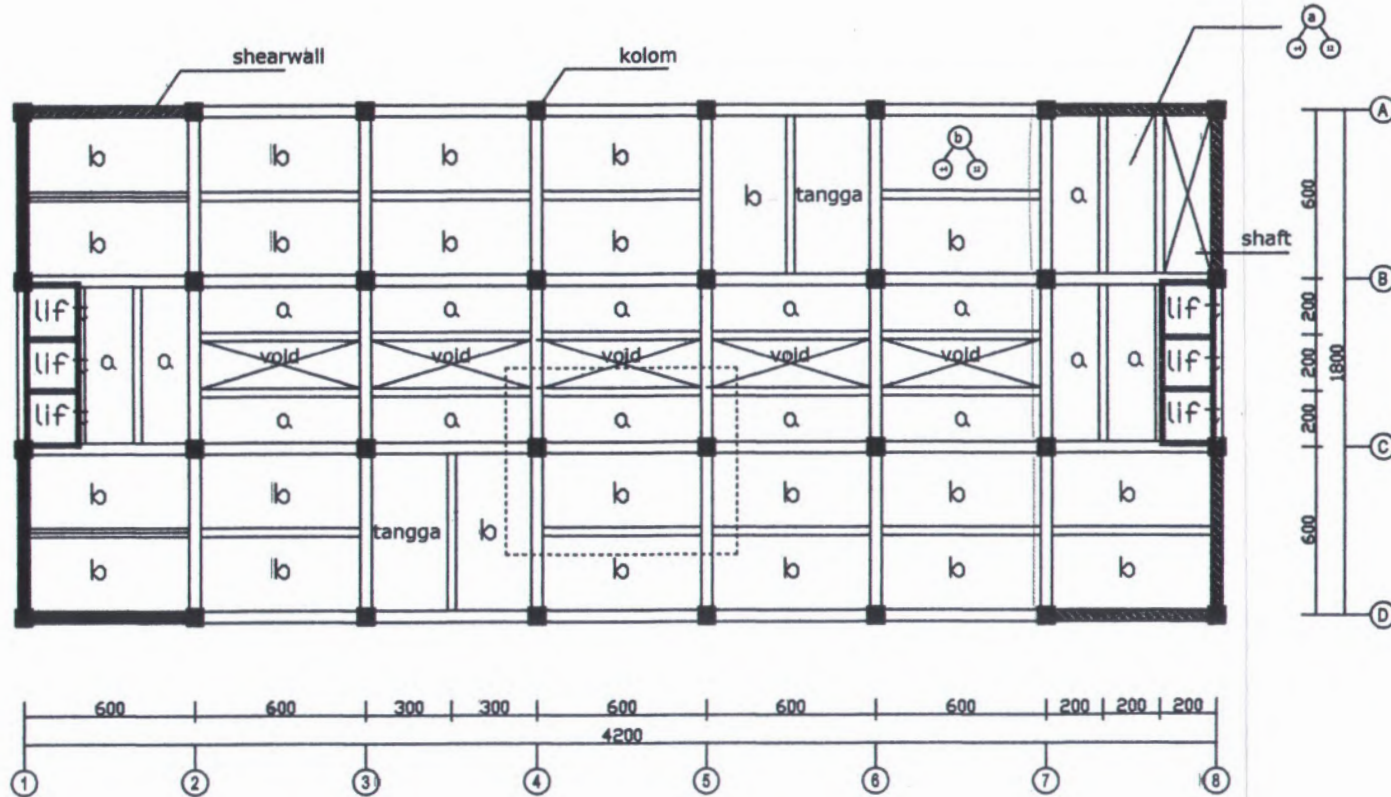
TAMPAK BARAT
skala 1:200



DENAH LANTAI 1
skala 1:200



DENAH LANTAI 2-10
skala 1:100



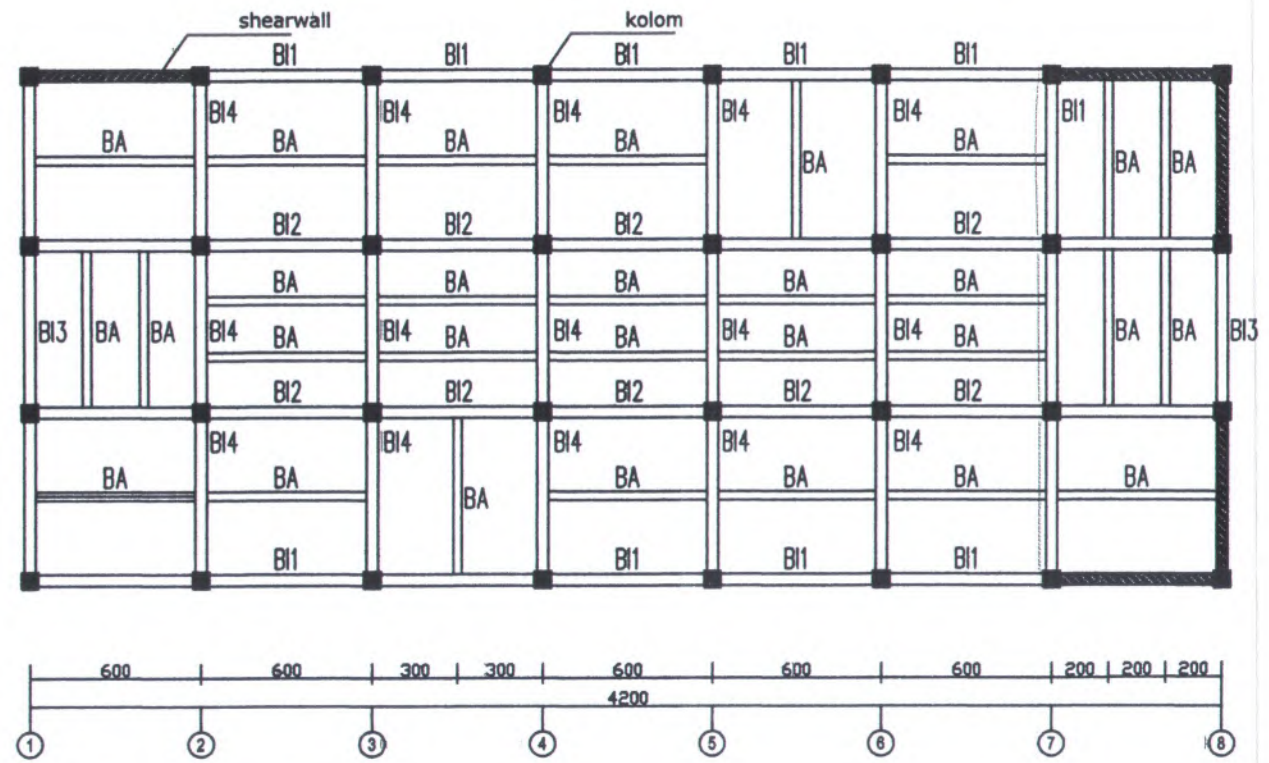
Keterangan :


a =

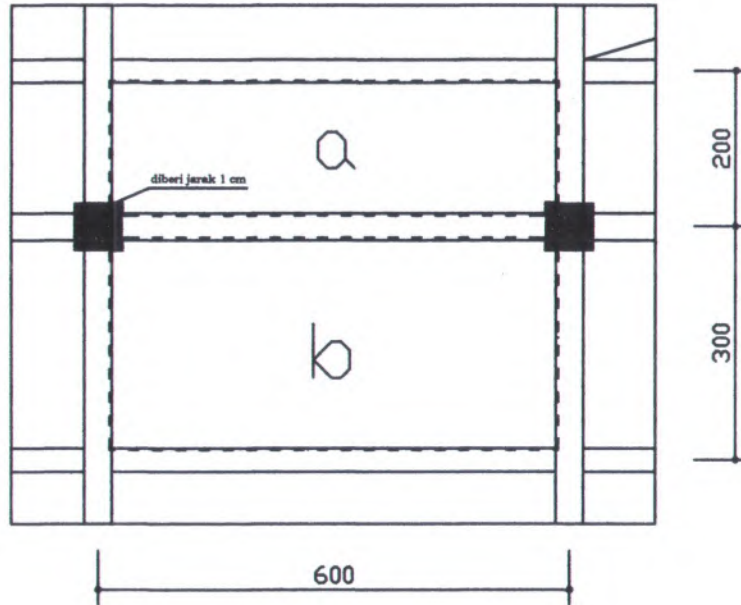
b =

← DENAH PELAT
skala 1:200

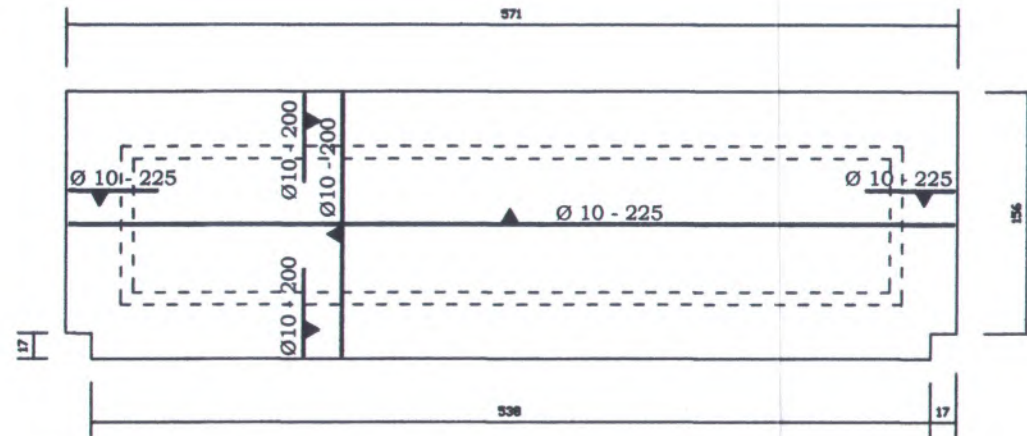
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR



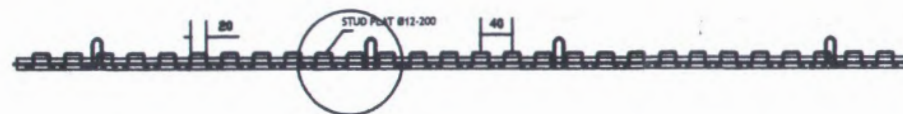
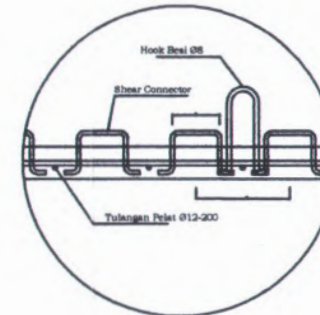
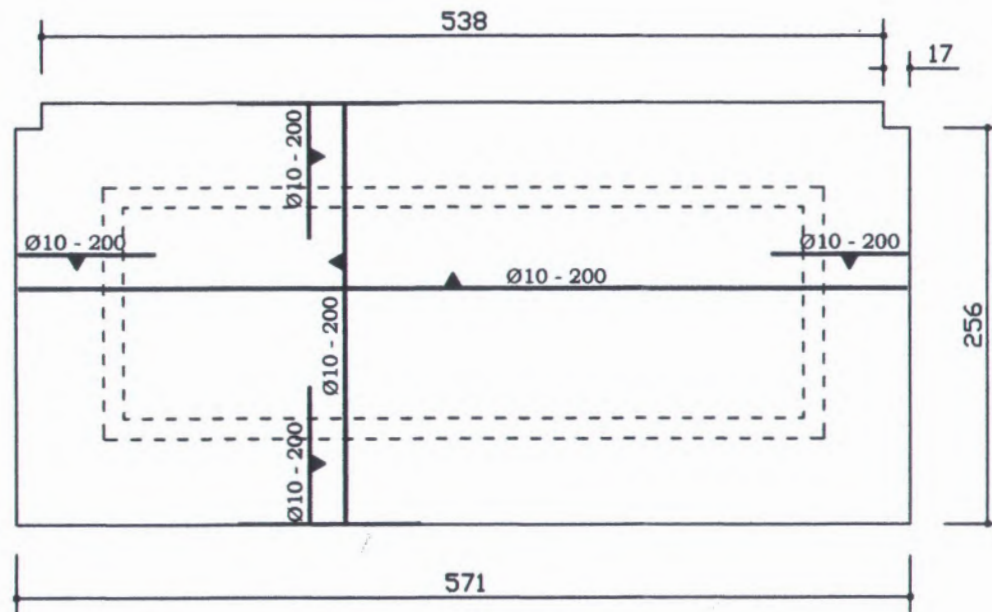
 **DENAH PEMBALOKAN**
skala 1:200



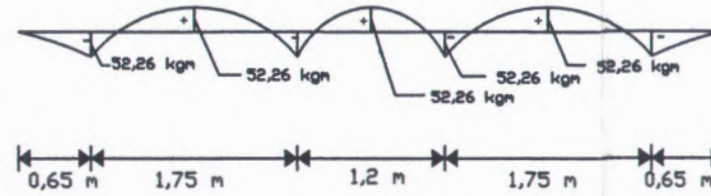
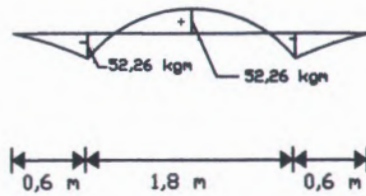
DENAH PELAT TIPE A DAN B
skala 1:50



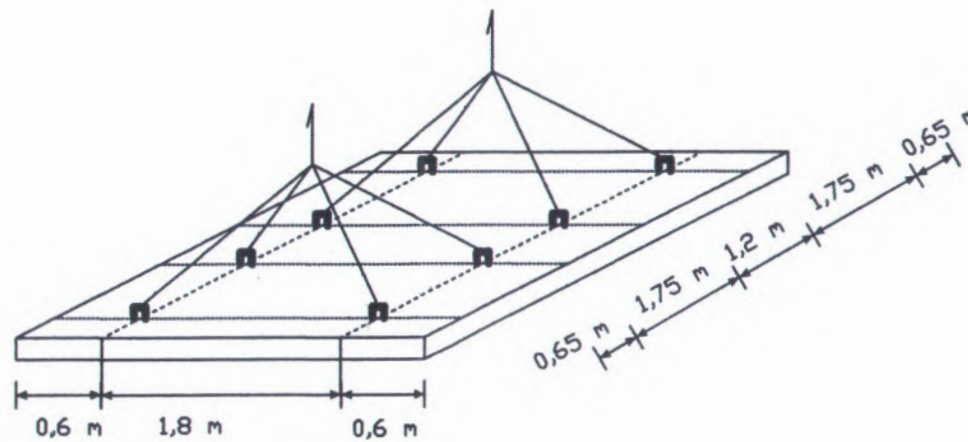
DETAIL PELAT TIPE A
skala 1:50




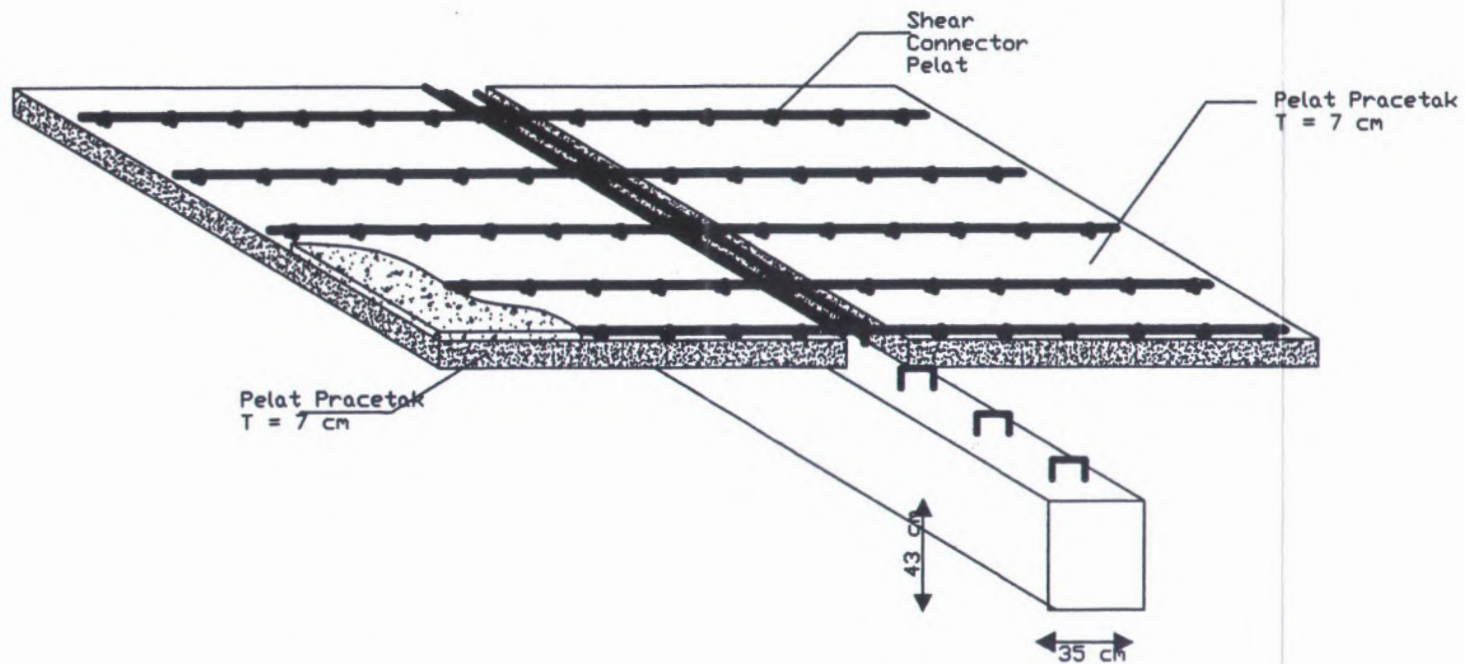
DENAH PELAT TIPE A DAN B
skala 1:50




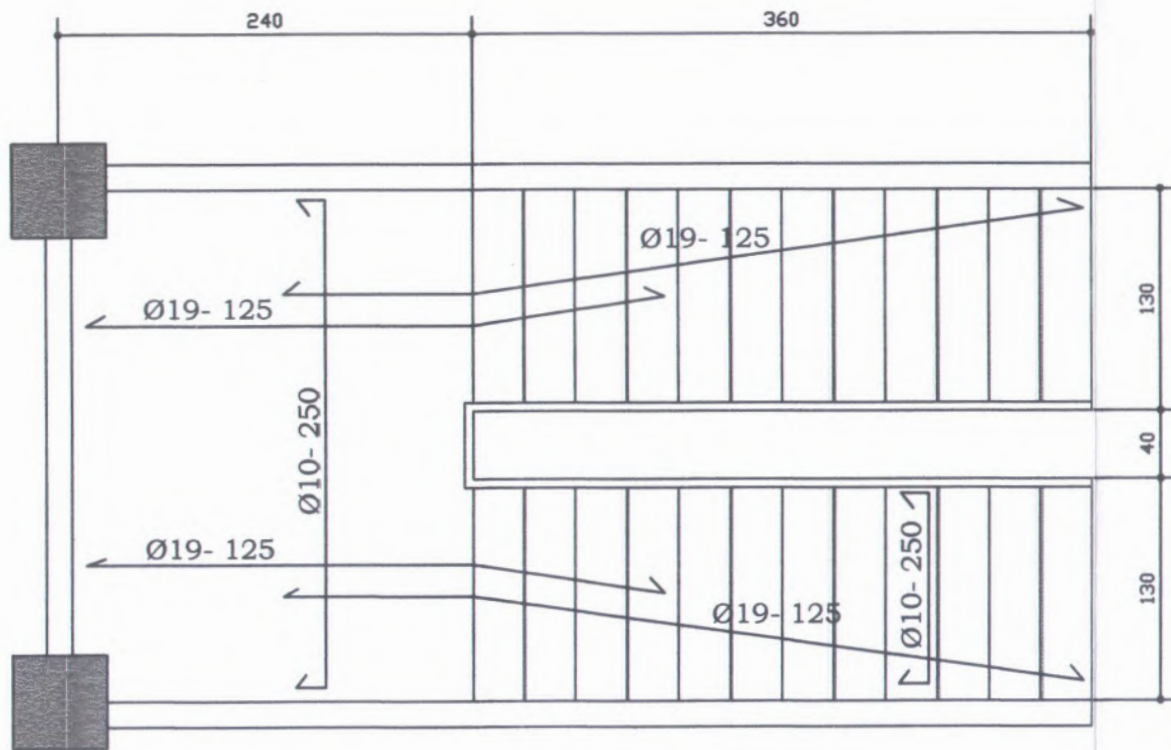
 MOMEN AKIBAT PENGANGKATAN




 TITIK PENGANGKATAN



 SKETSA PENULANGAN PELAT
skala 1:20




DENAH PENULANGAN TANGGA
 skala 1:40



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
 GEDUNG SEKOLAH TERANG BANGSA (STB)
 DENGAN BETON PRACETAK DAN SISTEM RANGKA GEDUNG
 (BUILDING FRAME SYSTEM)

DOSEN PEMBIMBING

Ir. KURDIAN SUPRAPTO, MS.

DIRANCANG OLEH :

ZAHRIAL FIRMAN R
 3105 100 092

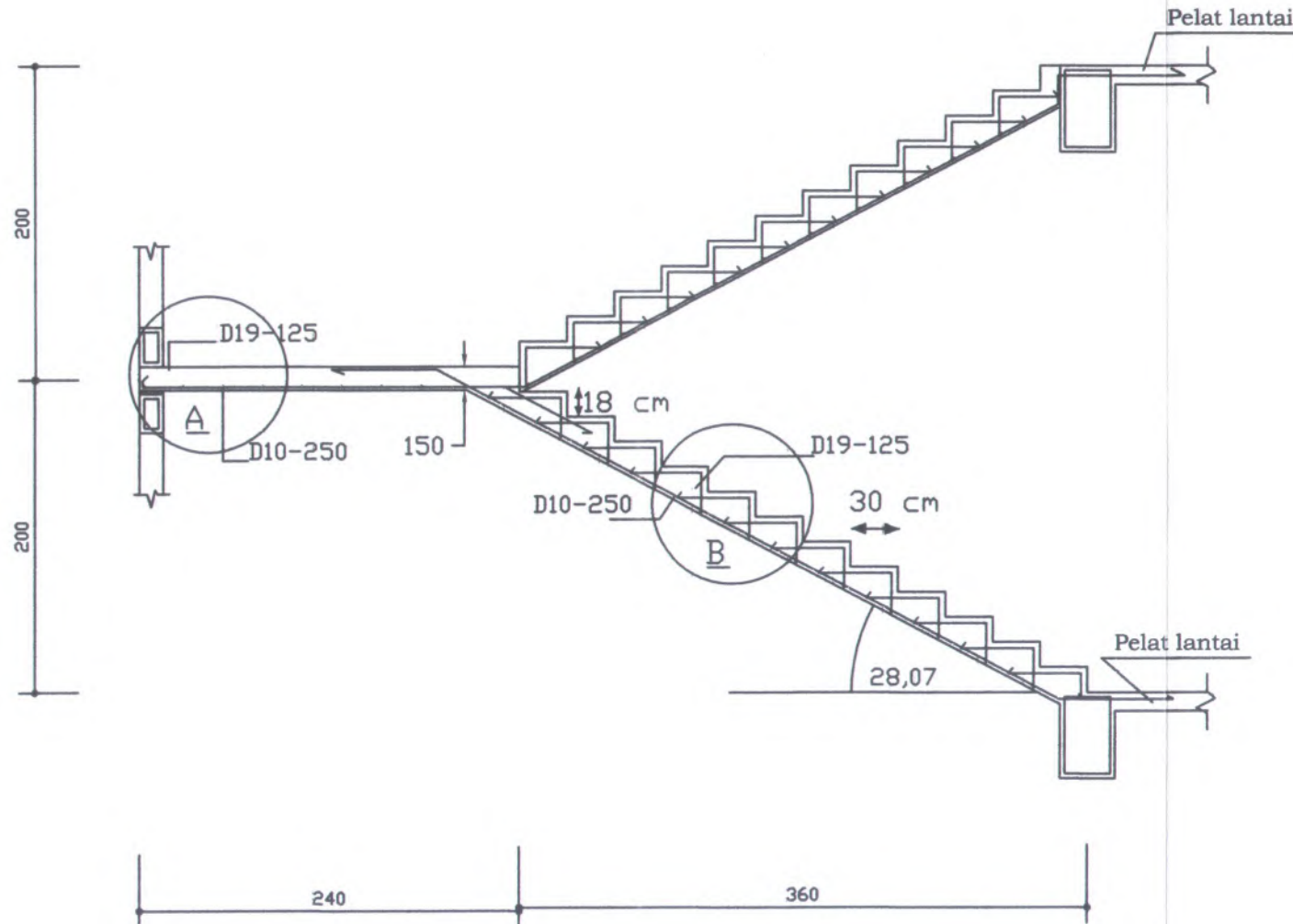
GAMBAR

DETAIL PELAT A & E

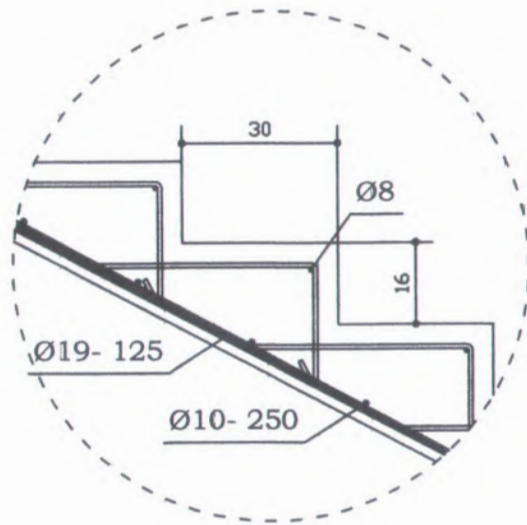
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR


DISETUJUI

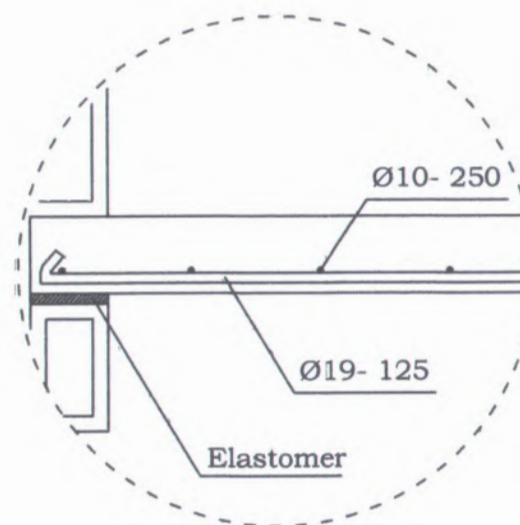
CATATAN



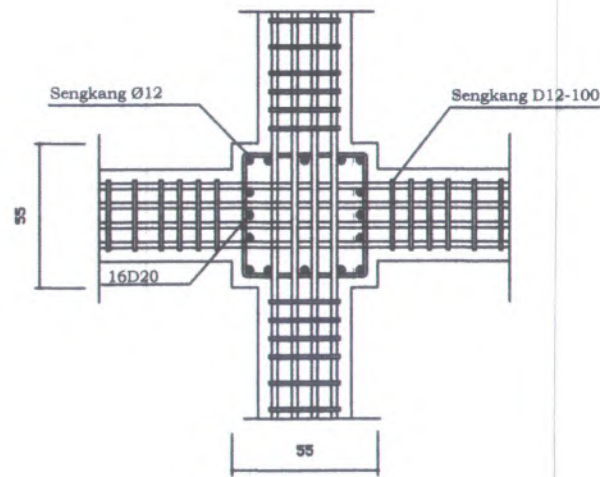
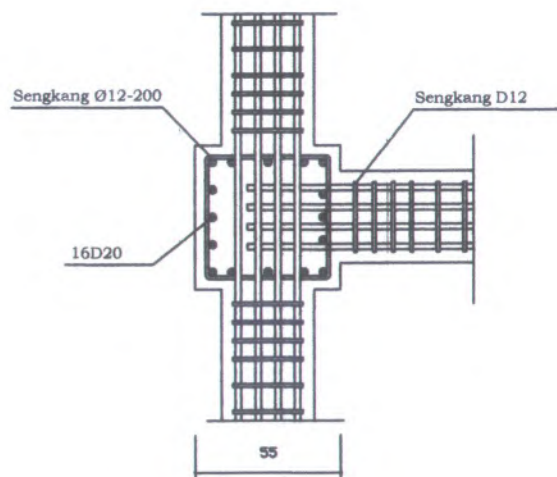
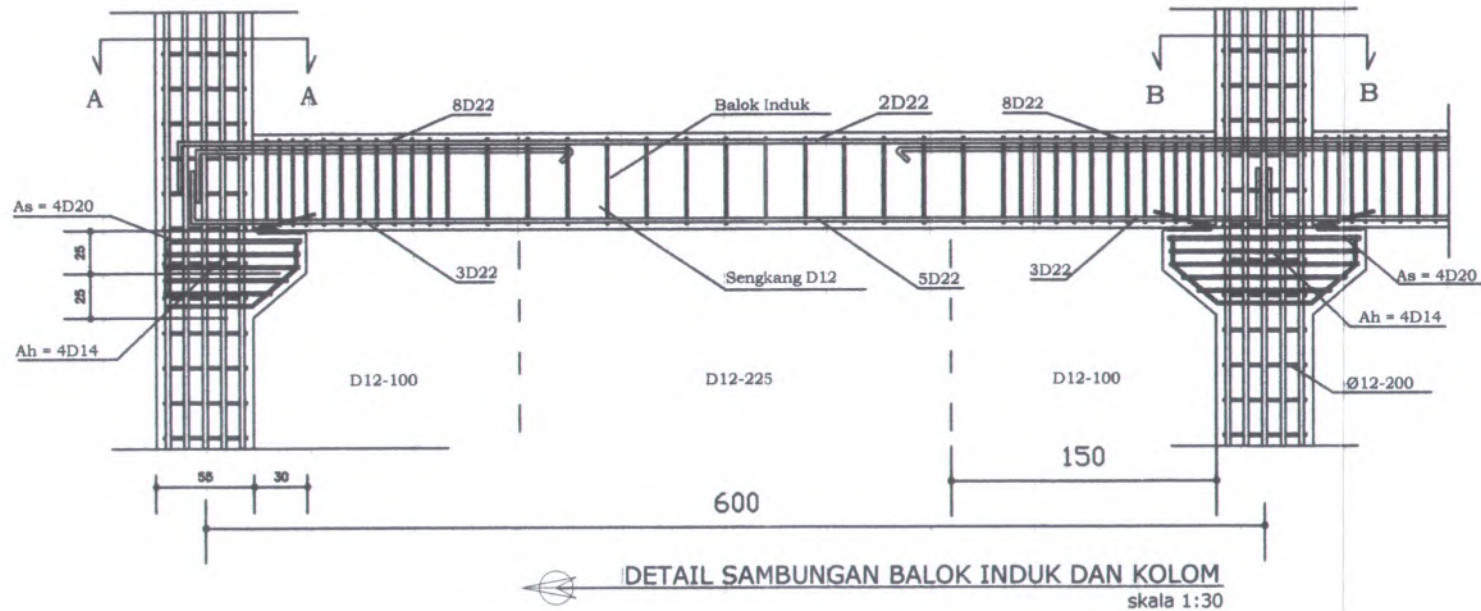
POTONGAN MEMANJANG TANGGA
skala 1:20

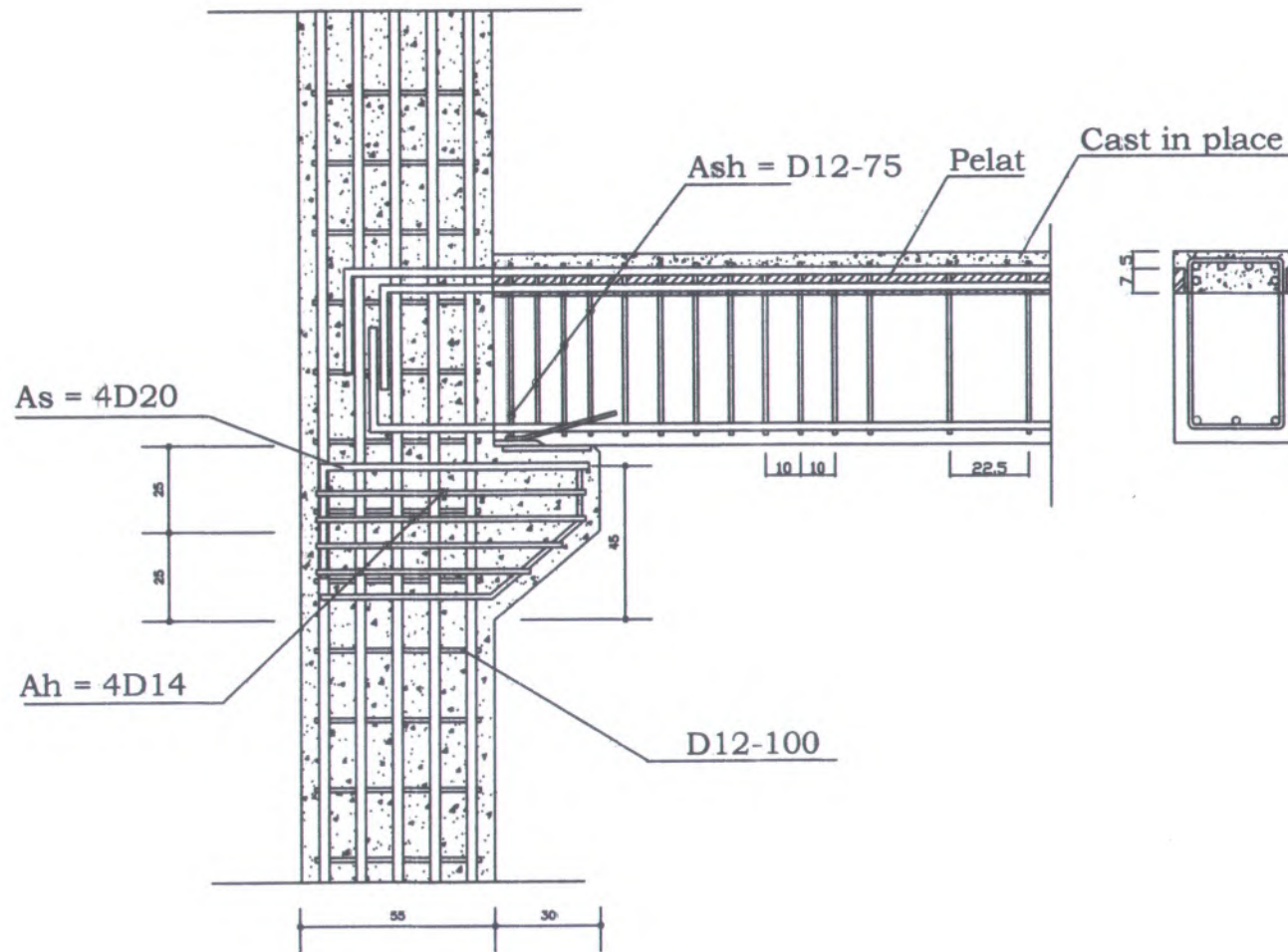


 **DETAIL A**
skala 1:15



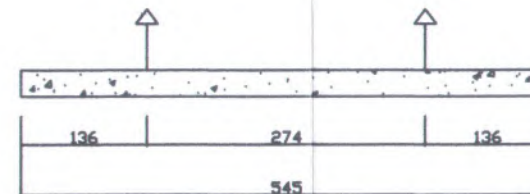
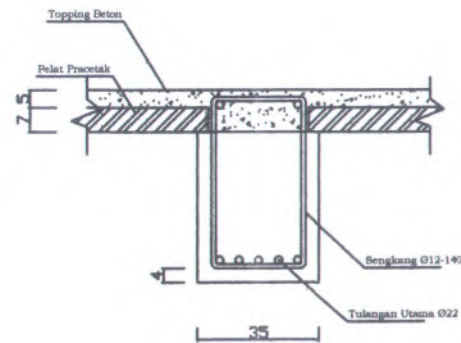
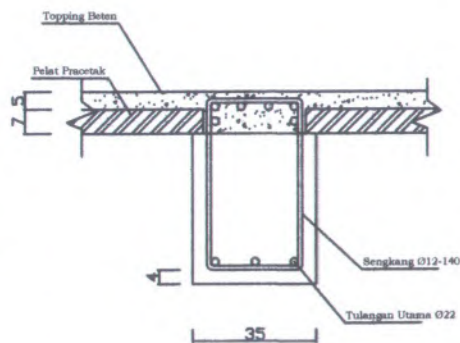
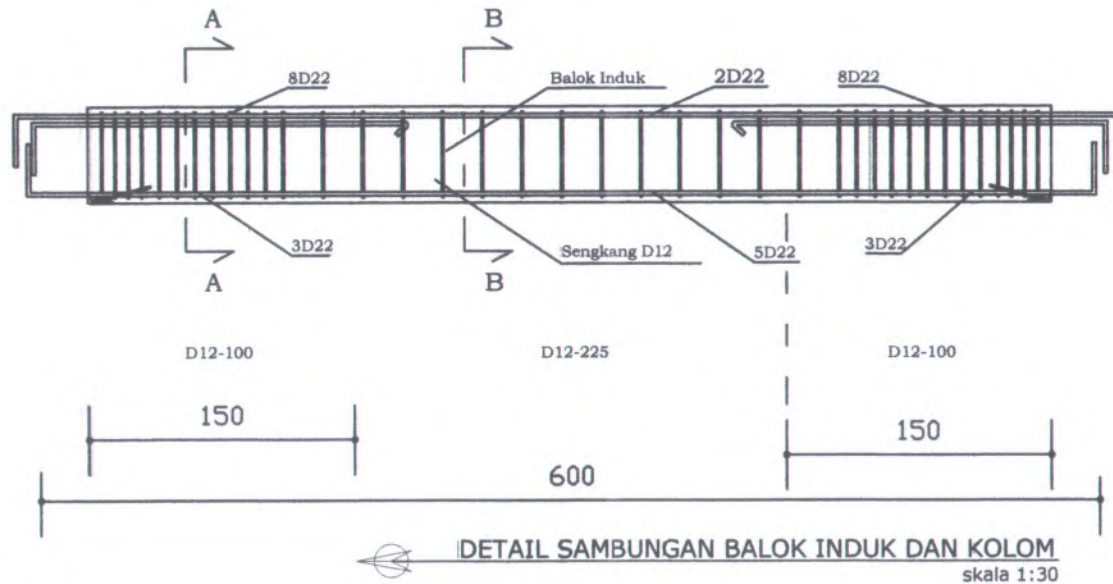
 **DETAIL B**
skala 1:15

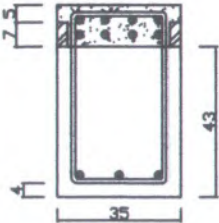
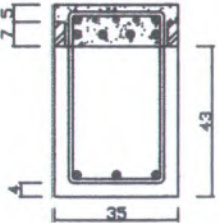
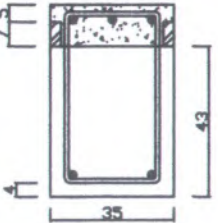
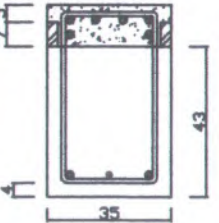
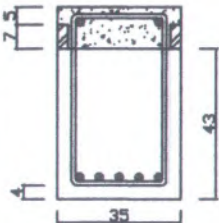
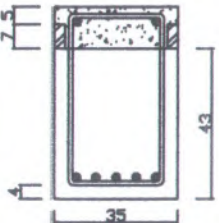
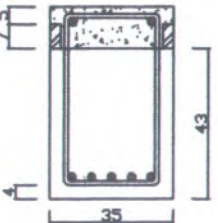
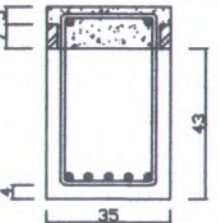


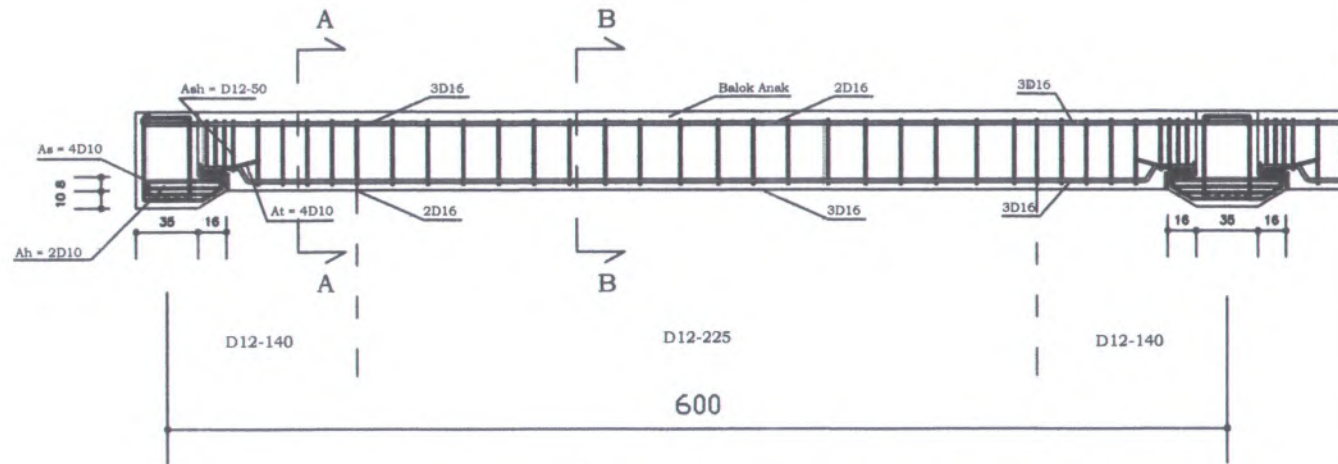


DETAIL SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN KOLOM

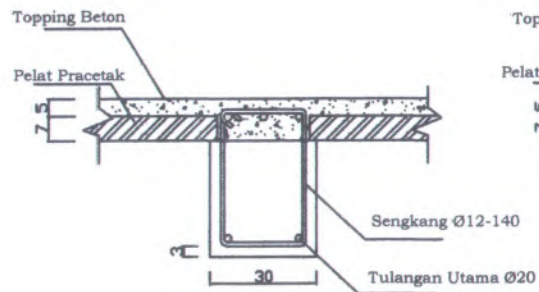
skala 1:15



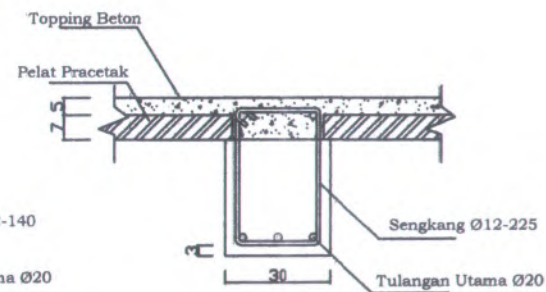
TYPE BALOK	EKS. MEMANJANG	INT. MEMANJANG	EKS. MELINTANG	INT. MELINTANG
TUMPUAN				
	BI 1	BI 2	BI 3	BI 4
Tulangan Atas	8 D 22	8 D 22	3 D 22	8 D 22
Tulangan Bawah	3 D 22	3 D 22	2 D 22	3 D 22
Sengkang	D12 - 100	D12 - 100	D12 - 225	D12 - 100
LAPANGAN				
	BI 1	BI 2	BI 3	BI 4
Tulangan Atas	2 D 22	2 D 22	3 D 22	2 D 22
Tulangan Bawah	5 D 22	5 D 22	5 D 22	5 D 22
Sengkang	D16 - 225	D12 - 225	D12 - 225	D12 - 225



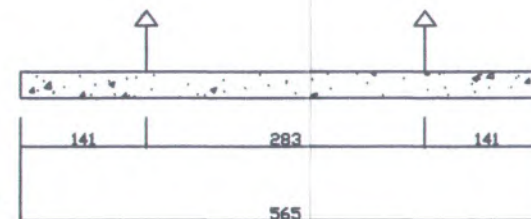
DETAIL SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK
skala 1:30



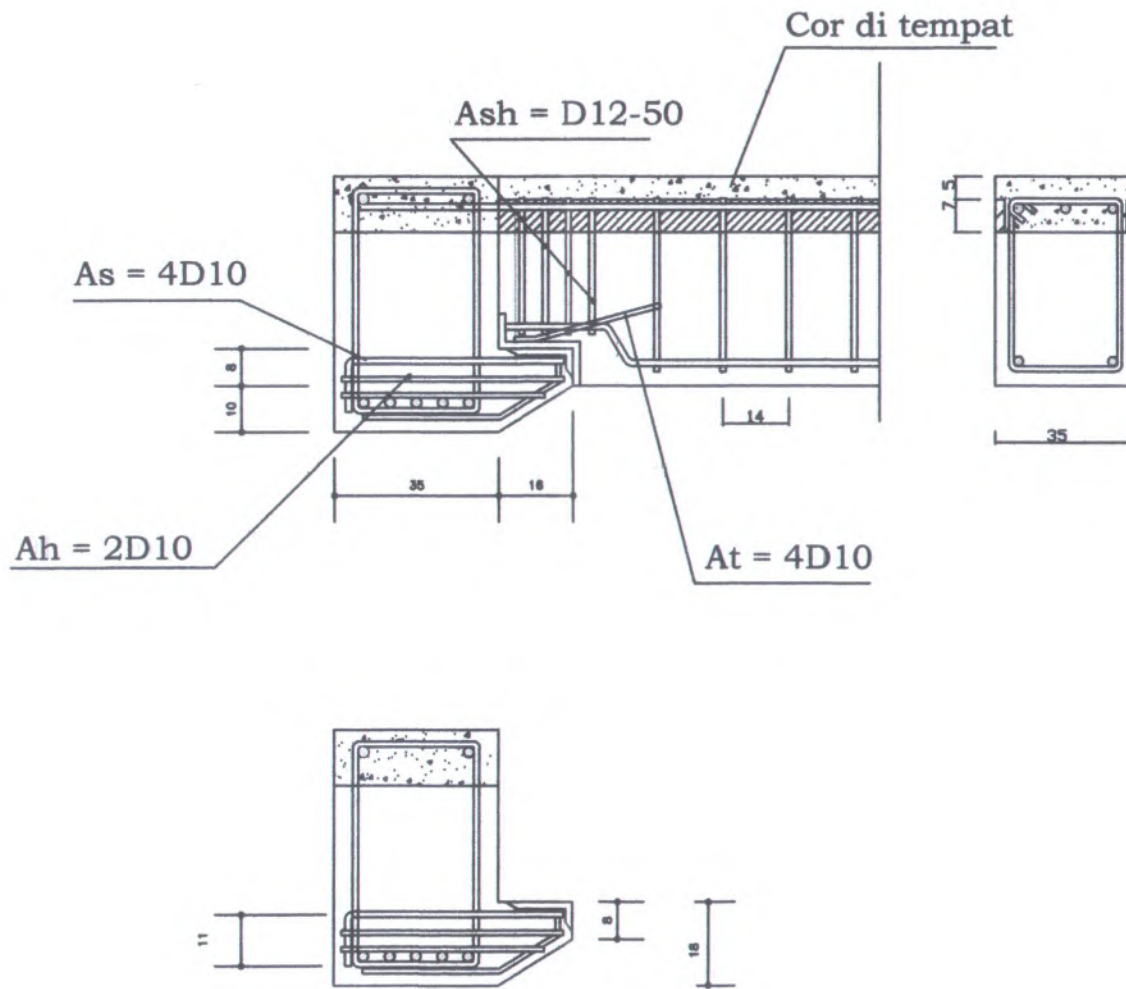
POTONGAN A-A
skala 1:20



POTONGAN B-B
skala 1:20



Titik Pengangkatan Balok Anak
skala 1:40



DETAIL SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK

skala 1:15



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG SEKOLAH TERANG BANGSA (STB)
DENGAN BETON PRACETAK DAN SISTEM RANGKA GEDUNG
(BUILDING FRAME SYSTEM)

DOSEN PEMBIMBING

Ir. KURDIAN SUPRPTO, MS.

DIRANCANG OLEH :

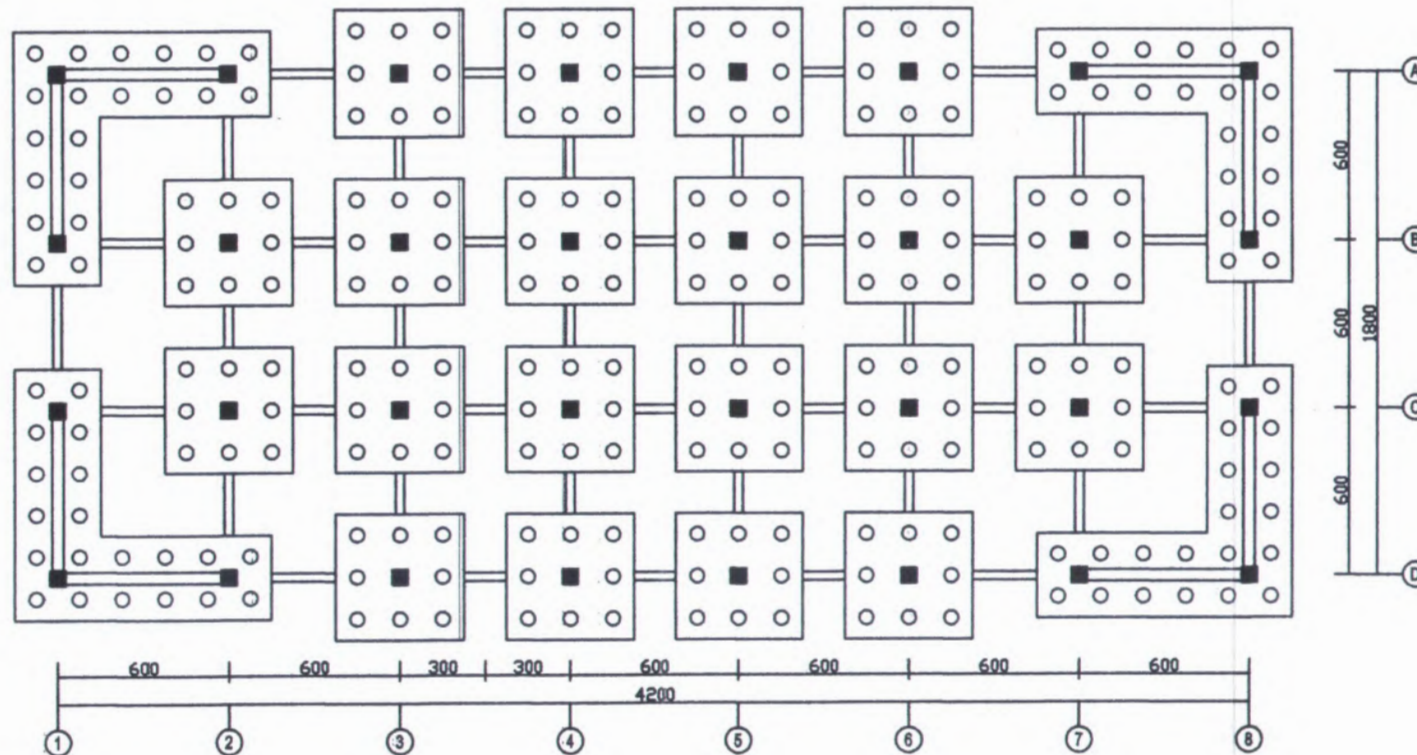
ZAHRIAL FIRMAN R
3105 100 092


GAMBAR

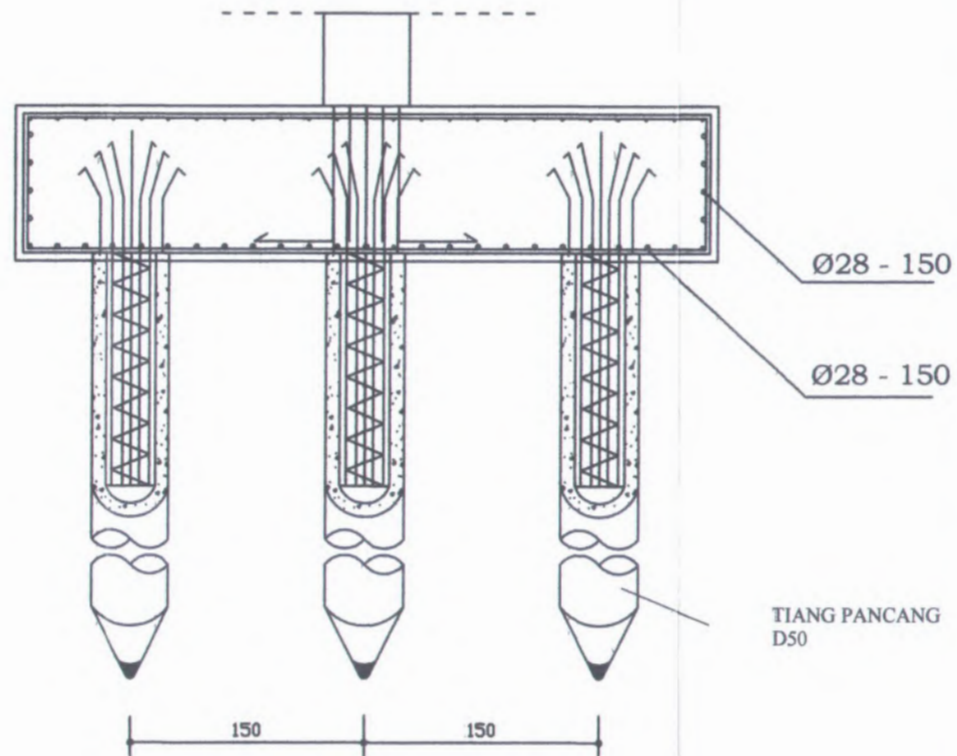
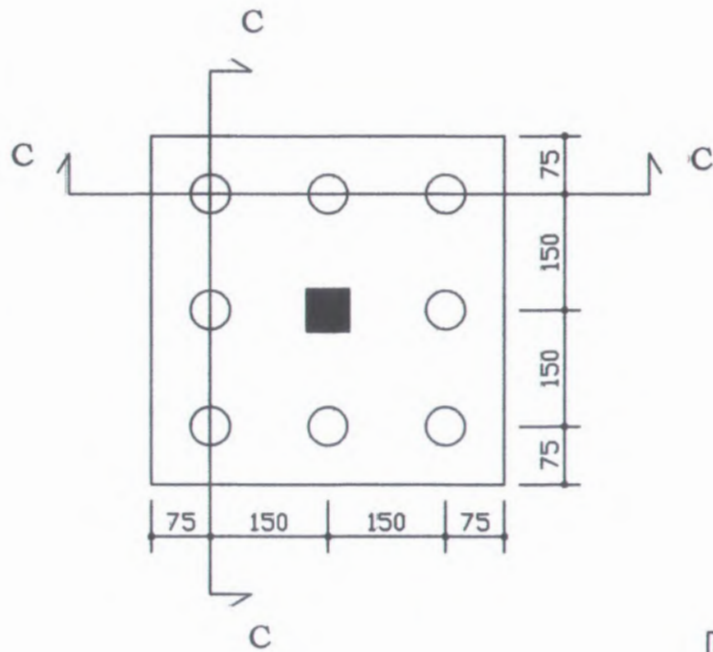
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR


DISETUJUI

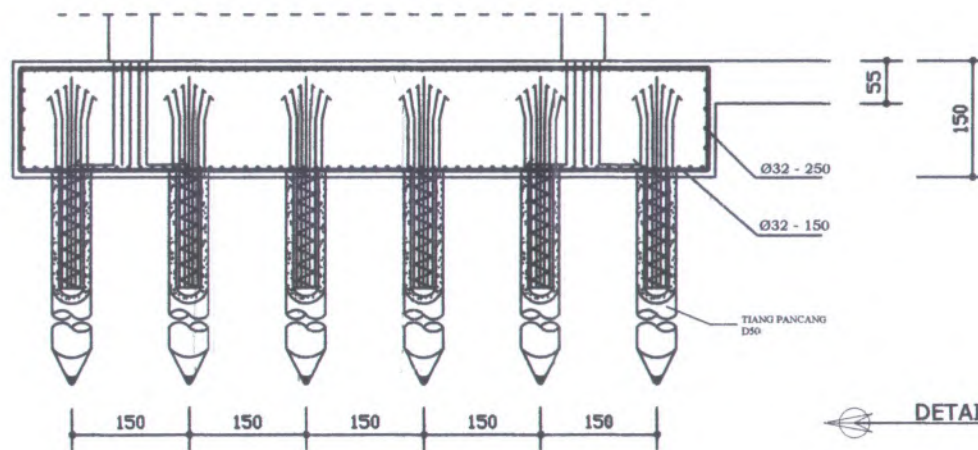
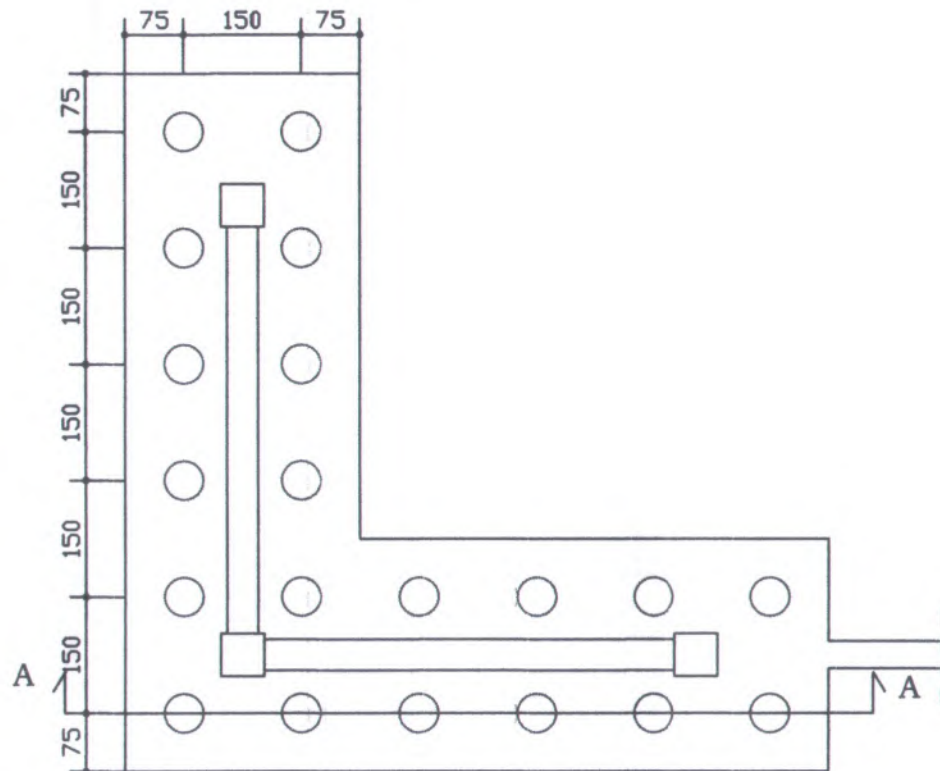
CATATAN



 DENAH PONDASI
skala 1:100



 **DETAIL PENULANGAN POER**
skala 1:50



DETAIL PENULANGAN POER
skala 1:100



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG SEKOLAH TERANO BANGSA (STB)
DEROANG BETON PRACETAK DAN SISTEM RANGKA GEDUNG
(BUILDING FRAME SYSTEM)

DOSEN PEMBIMBING

Ir. KURDIAN SUPRAPTO, MS.

DIRANCANG OLEH :

ZAHRIAL FIRMAN R
3105 100 092

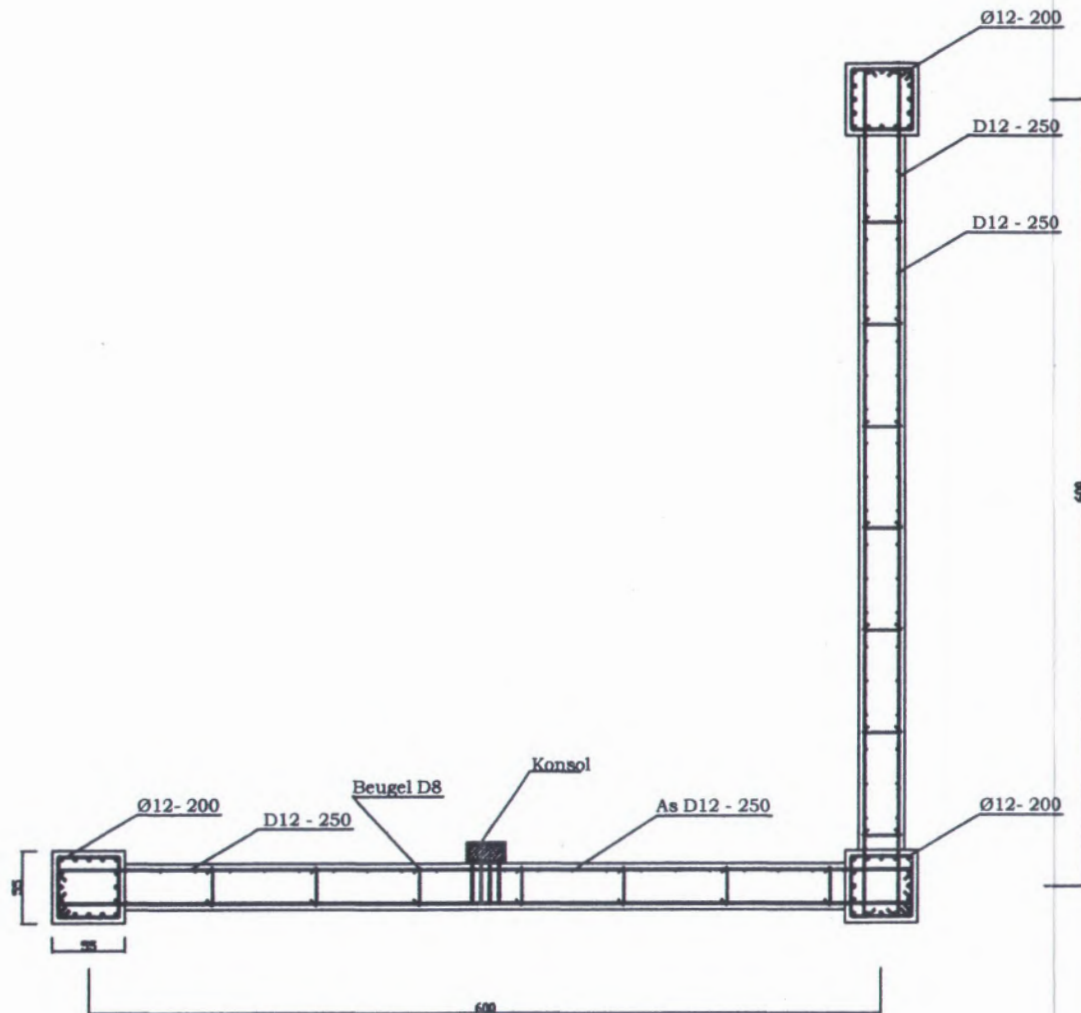
GAMBAR

PENULANGAN POER

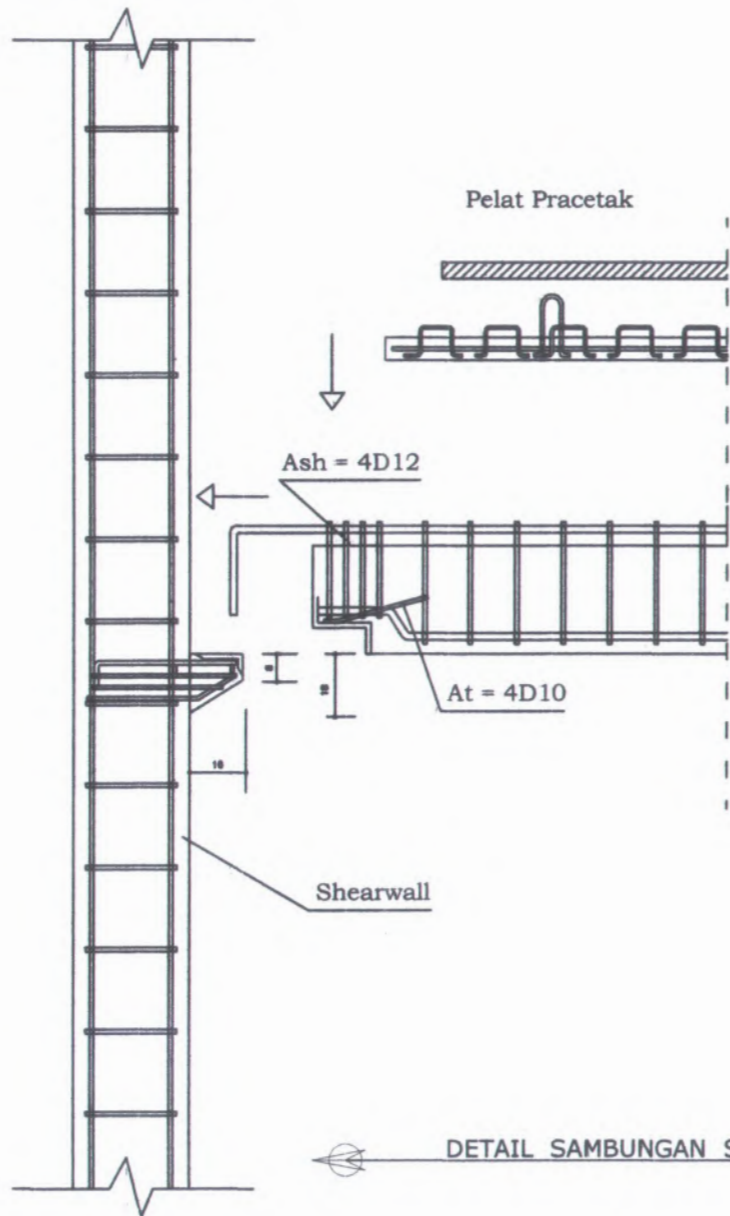
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN



DETAIL PENULANGAN SHEARWALL
skala 1:50



DETAIL SAMBUNGAN SHEARWALL DAN BALOK ANAK
skala 1:15



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG SEKOLAH TERANG BANGSA (ITS)
DENGAN BETON PRACETAK DAN SISTEM-RANGKA GEDUNG
(BUILDING FRAME SYSTEM)

DOSEN PEMBIMBING

Ir. KURDIAN SUPRAPTO, MS.

DIRANCANG OLEH :

ZAHRIAL FIRMAN R
3105 100 092

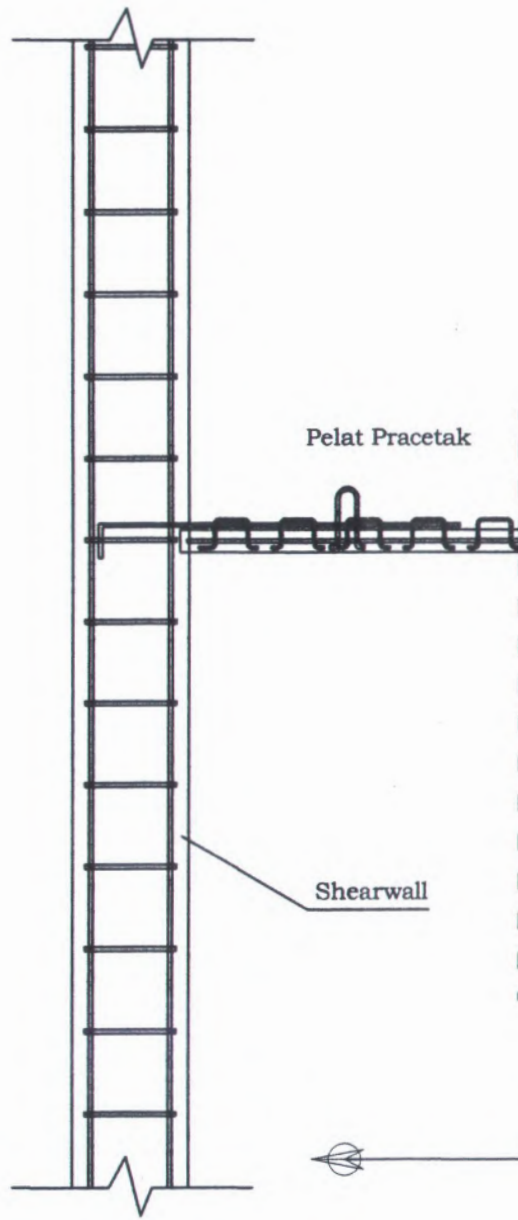
GAMBAR

DETAIL
PENULANGAN
SHEARWALL

NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN



DETAIL SAMBUNGAN SHEARWALL DAN PELAT
skala 1:15



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG SEKOLAH TERANG BANGSA (STB)
DENGAN BETON PRACETAK DAN SISTEM RANGKA GEDUNG
(BUILDING FRAME SYSTEM)

DOSEN PEMBIMBING

Ir. KURDIAN SUPRAPTO, MS.

DIRANCANG OLEH :

ZAHRIAL FIRMAN R
3105 100 092

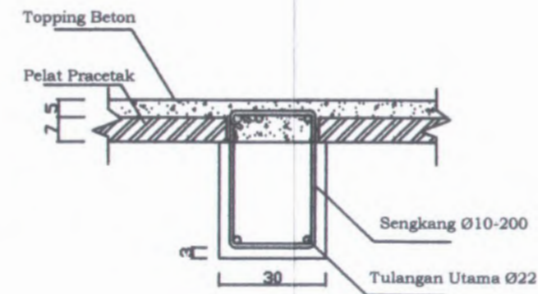
GAMBAR

DETAIL
PENULANGAN
SHEARWALL

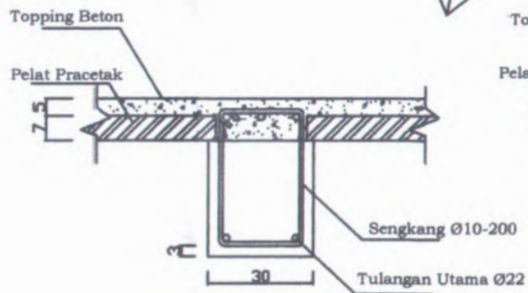
NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR

DISETUJUI

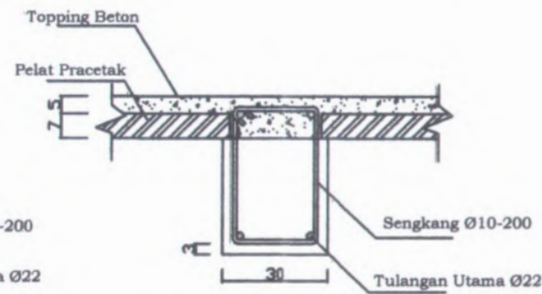
CATATAN



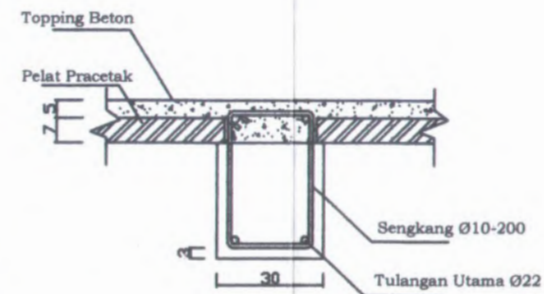
TUMPUAN
skala 1:20



TUMPUAN
skala 1:20



LAPANGAN
skala 1:20



LAPANGAN
skala 1:20

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di kota Gresik pada tanggal 02 Januari 1988. Selama ini penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Muhammadiyah 1 Gresik, SLTPN 3 Gresik dan SMAN 1 Gresik. Setelah lulus dari SMA penulis mengikuti SPMB dan diterima di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2005. Gelar Sarjana Teknik diperolehnya ditahun 2010 dengan judul Tugas Akhir "*Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Sekolah Terang Bangsa (STB) dengan Beton*

Pracetak dan Sistem Rangka Gedung (Building Frame System)". Selama menempuh kuliah di ITS penulis sempat aktif di beberapa kegiatan yang diselenggarakan oleh jurusan, Himpunan Mahasiswa Teknik Sipil (HMS), diamanahi sebagai Staff SDM Kajian Jurusan Al Hadiid dan sebagai staff Muslim Research Center (MRC) JMMI ITS.

Penulis mempunyai prinsip hidup, "*Science without religion is lame, religion without science is blind*". sehingga penulis sadar akan identitas diri dan ingin berkontribusi lebih banyak kepada orang-orang sekitar, agama, bangsa, dan negara.

Email : zief_a_88@yahoo.com

NAMA PEMBIMBING	: Ir. Kurdian Suprpto, Ms.
NAMA MAHASISWA	: Zahrial Firman R.
NRP	: 3105100092
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG SEKOLAH TERANG BANGSA (STB) DENGAN SISTEM PRACETAK (PRECAST) DAN SISTEM RANGKA GEDUNG
TANGGAL PROPOSAL	: 23 Januari 2009
NO. SP-MMTA	: 315 / 12.3.2 / PP / 2009

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	06-08-09	Konsultasi pengerjaan Tugas Akhir	Membuat schedule pengerjaan Tugas Akhir	<u>KS</u>
2.	12-08-09	Pengajuan schedule pengerjaan Tugas Akhir	Mengerjakan Preliminary Design	<u>KS</u>
3.	06-09-09	Preliminary Design ukuran balok induk dan balok anak	Revisi ukuran penampang balok induk dan balok anak	<u>KS</u>
4.	08-09-09	Revisi preliminary desain, Perencanaan pelat dan tumpang elemen pracetak	menubah tebal pelat dari 15 cm menjadi 12 cm,	<u>KS</u>
5.	17-09-09	Revisi tebal pelat	Perencanaan balok anak dan tumpang, revisi tulangan pelat	<u>KS</u>
6.	30-09-09	Revisi tulangan pelat, perencanaan balok anak	Perencanaan tumpang dan lift, memperkecil tulangan balok anak.	<u>KS</u>
7.	13-10-09	Perencanaan tumpang, revisi tulangan balok anak	Perencanaan lift, revisi gambar pemodelan tumpang	<u>KS</u>
8.	28-10-09	Perencanaan lift, revisi gambar	Pemodelan struktur utama	

AMA PEMBIMBING	: Ir. Furdian Suprpto, MS
MAHASISWA	: Zahnal Firman R.
RP	: 3105100092
TITULUS TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG SEKAH TERANG BANGSA (STB) DENGAN SISTEM PRACAST (PRECAST) DAN SISTEM RANGKA GEDUNG
TANGGAL PROPOSAL	: 23 Januari 2009
NO. SP-MMTA	: 395 / R.3.2 / PP / 2009

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
3.	06-11-09	Pemodelan struktur utama	Cek kembali langkah-langkah pemodelannya	<u>KS</u>
10.	11-11-09	Pemodelan struktur utama	merubah DS menjadi situ	<u>KS</u>
11.	19-11-09	Analisa gaya, kontrol simpangan terhadap energi batas leleh dan ultimate	Perencanaan balok induk dan kolom	<u>KS</u>
12.	8-12-09	Perencanaan balok induk dan kolom	menghitung tulangan balok induk memanjang dan melintang	<u>KS</u>
13.	23-12-09	penulangan pada balok induk, gambar pelat, tangga dan sambungan	perencanaan pondasi, dan gambar-gambar	<u>KS</u>
14.	09-01-10	Perencanaan pondasi, asistensi gambar	revisi gambar	<u>KS</u>
15.	06-01-10	Penguatan Presentasi dan revisi gambar		<u>KS</u>

Ace diterima KS
 Sumanti KS
 7/10