19.802/H/04

MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH - NOPEMBER

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG PERKANTORAN JL BASUKI RACHMAD 63 SURABAYA DENGAN SISTEM PRACETAK

RSS
690.523
Han
m - 1
2003

PERPUSTAKAAN
ITS

Tgl. Terima	17-12-2003
Terima Dari	H
No. Agenda Prp.	219463

Disusun Oleh :

TEGUH HANDITO
3100.100.502

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2003

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG PERKANTORAN JL BASUKI RACHMAD 63 SURABAYA DENGAN SISTEM PRACETAK

Mengetahui / Menyetujui,
Dosen Pembimbing

(Ir. DJOKO IRAWAN, MS.)
NIP. 131 651 440

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2003

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami haturkan kepada Allah SWT karena atas segala rahmad dan hidayah-Nya kami dapat menyelesaikan tugas akhir ini.

Tugas akhir dengan judul " Modifikasi Perancangan Struktur Gedung Perkantoran Jalan Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Sistem Pracetak" ini disusun untuk memberikan alternatif penyelesaian struktur dengan menggunakan sistem pracetak, meskipun bukan berarti alternatif sistem pracetak lebih baik dari sistem konvensional. Namun demikian suatu alternatif harus benar-benar dipertimbangkan dengan harapan mendapatkan hasil akhir seefektif mungkin.

Kami menyadari bahwa masih banyak kekurangan yang terdapat pada tugas akhir ini, oleh karena itu segala masukan dari pembaca guna penyempurnaan tugas akhir ini sangat kami harapkan., kami juga berterima kasih kepada semua pihak yang telah membantu sehingga tugas akhir ini dapat terselesaikan. Pada akhirnya, dengan tersusunnya tugas akhir ini kami berharap agar tugas akhir ini dapat memberikan sedikit sumbangan pemikiran berkaitan dengan perencanaan gedung bertingkat, dan dapat bermanfaat baik bagi penulis sendiri maupun bagi Civitas Akademi Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Surabaya, Nopember 2003

Penulis

MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG PERKANTORAN JALAN BASUKI RACHMAD 63 SURABAYA DENGAN METODE PRACETAK

Penyusun :
Teguh Handito
NRP : 3100.100.502

Dosen Pembimbing :
Ir. Djoko Irawan, MS

ABSTRAK

Pemilihan alternatif desain konstruksi dengan sistem pracetak sangat tepat dilakukan terhadap gedung yang banyak memiliki elemen-elemen struktur yang seragam. Dengan penerapan sistem pracetak, penghematan biaya dan waktu konstruksi dapat dilakukan.

Dalam perancangan ini, sistem pembalokan utama dan balok anak menggunakan pracetak, sedangkan kolom yang ada dicor setempat. Plat lantai menggunakan pracetak ditambah topping, begitu pula untuk elemen tangga menggunakan pracetak. Untuk perhitungan gaya gempa menggunakan analisa gempa statis. Untuk sistem sambungan digunakan sistem sambungan basah dengan mempertimbangkan kemudahan pelaksanaan dilapangan. Secara keseluruhan struktur direncanakan dengan menggunakan tingkat daktilitas terbatas.

Penerapan sistem pracetak pada suatu struktur harus mempertimbangkan faktor ekonomi dari aspek–aspek produksi, transportasi dan ereksi serta perlu adanya jaminan kestabilitasannya selama proses konstruksi itu berlangsung.

Perhitungan elamen pracetak menggunakan tata cara perhitungan strutur beton pada umumnya, baik untuk penulangan lentur, geser, torsi, maupun penahan beban aksial. Tambahan untuk elemen pracetak adalah perhitungan tulangan angkat, tulangan stud penahan geser antara permukaan elemen pracetak dengan topping. Elemen elemen pracetak juga harus mempehitungkan tegangan yang terjadi selama proses pelaksanaan, baik itu tegangan saat pengangkatan maupun saat pengecoran. Tegangan akibat saat pelaksanaan tersebut harus lebih kecil dari tegangan retak yang disyaratkan.

Hasil akhir perancangan ini dituangkan dalam dalam bentuk gambar pelaksanaan.

Kata kunci : modifikasi, pracetak, biaya, pelaksanaan.

MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH - NOPEMBER

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	ii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xi
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	I - 1
1.2. Maksud dan Tujuan	I - 1
1.3. Lingkup Permasalahan	I - 2
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Pembebanan Struktur Konstruksi	II - 3
2.2. Komponen Struktur Konstruksi	II - 4
2.2.1. Komponen Pelat	II - 4
2.2.1.1. Perancangan Tebal Pelat	II - 4
2.2.1.2. Penulangan Pelat	II - 5
2.2.2. Komponen Balok.	II - 6
2.2.2.1. Perancangan Dimensi Balok	II - 7
2.2.2.2. Pola Pembebanan Balok	II - 7
2.2.2.3. Penulangan Balok	II - 10
2.2.3. Komponen Kolom.	II - 12
2.2.3.1. Panjang Tekuk Kolom	II - 13

2.2.3.2. Pembatasan Penulangan Kolom II - 13

2.2.3.3. Kriteria Kolom II - 14

2.2.3.4. Penulangan Kolom II - 17

2.2.4. Sambungan II - 21

2.2.4.1. Kriteria Perancangan Sambungan II - 22

2.3.4.2. Konsep Desain Sambungan II - 24

2.3.4.3. Prosedur Desain Sambungan II - 27

2.2.5. Pondasi II - 30

2.2.5.1. Daya Dukung Pindasi Tiang II - 30

2.2.5.2. Kontrol Daya Dukung Pondasi Tiang II - 33

2.3. Beton Pracetak II - 34

2.3.1. Umum II - 34

2.3.2. Keuntungan Beton Pracetak II - 35

2.3.3. Pemasangan Eleman Pracetak II - 36

2.3.4. Tipe Elemen Pracetak II - 38

2.3.5. Beberapa tipe Sambungan II - 38

2.4. Beton Tahan Gempa II - 41

2.4.1. Tipe Struktur Beton Tahan Gempa II - 41

2.4.2. Dakilitas Struktur II - 42

2.4.2.1. Difinisi Daktilitas II - 42

2.4.2.2. Tingkatan Daktilitas II - 43

BAB III DASAR DASAR PERANCANGAN

3.1.Data Teknis Obvek Perancangan III - 44

3.1.1. Data Bangunan III - 44

3.1.2. Data Bangunan III - 44

3.1.3. Jenis Material III - 45

3.1.4. Data Satuan III - 45

3.2. Kriteria Perancangan III - 45

3.2.1. Batasan Perancangan III - 45

3.2.2. Metodologi Perancangan III - 46

3.2.3. Metode analisa Struktur III - 47

3.2.4. Peraturan dan Referensi yang digunakan III - 48

BAB IV PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1. Perancangan Pelat Pracetak IV - 51

4.1.1. Prelimenary Desain IV - 51

4.1.2. Data Perancangan Pelat IV - 52

4.1.3. Pembebanan Struktur Pelat IV - 53

4.1.4. Perhitungan Tulangan Pelat IV - 55

4.1.5. Kontrol Teganan Pada Pelat IV - 62

4.1.5.1.Kontrol Lendutan dan Retak IV - 62

4.1.5.2 Kontrol Pengangkatan Pelat IV - 63

4.1.5.3. Kontrol Penumpukan Pelat IV - 66

4.1.5.4. Kontrol Pengecoran Pelat IV - 67

4.2. Perancangan Balok Anak IV - 68

4.2.1. Data-data Perancangan IV - 68

4.2.2. Perhitungan Pembebanan pada Balok IV - 69

4.2.3. Penulangan Balok Anak IV - 70

4.2.4. Kontrol Tegangan Pada Balok IV - 76

4.2.4.1. Kontrol Lendutan dan Retak IV - 76

4.2.4.2. Kontrol Pengangkatan IV - 79

4.2.4.1. Kontrol Pengecoran IV - 80

4.3. Perancangan Tangga IV - 82

4.3.1. Perhitungan Tangga IV - 83

4.3.2. Pengangkatan Tangga IV - 91

4.3.3. Perancangan Balok Penumpu Tangga IV - 93

4.4. Perancangan Balok Penumpu Lift IV - 97

BAB V ANALISIS STRUKTUR UTAMA

5.1. Pemodelan Struktur V - 100

5.2. Pembebanan Struktur Utama V - 101

5.3.1. Beba Mati V - 101

5.3.2. Beban Hidup V – 101

5.3.3.Beban Gempa V - 101

5.3. Analisa Struktur Utama V - 102

BAB VI PERANCANGAN DIMENSI STRUKTUR UTAMA

6.1. Perancangan Balok Induk VI - 105

6.1.1 Rancangan Dimensi Balok VI - 105

6.1.2 Penulangan Balok VI - 105

6.1.3. Kontrol Tegangan Pada Balok VI - 116

6.1.3.1 Kontrol Lendutan dan Retak VI - 116

6.1.3.2. Kontrol Pengangkatan VI - 119

6.1.3.3. KontrolPengecoran VI - 121

6.2. Perancangan Kolom VI - 124

6.2.1. Rancangan Dimensi Kolom VI - 124

6.2.2. Gaya-gaya Dalam VI - 124

6.2.3. Penulangan Kolom VI - 124

BAB VII PERANCANGAN SAMBUNGAN

7.1. Sambungan Pelat Diafragma VII - 128

7.2. Sambungan Balok Anak - Balok Induk VII - 130

7.3. Sambungan Balok – Kolom VII - 131

BAB VIII PERANCANGAN PONDASI

8.1. Perancangan Pondasi Tiang VIII - 137

8.2. Perancangan Poer (Pile Cap) VIII - 141

8.2.1. Penulangan Poer VIII - 144

8.3. Perancangan Sloof VIII - 145

8.3.1. Dimensi Sloof VIII - 146

8.3.2. Penulangan Sloof VIII - 146

BAB IX PELAKSANAAN

9.1. Umum IX - 149

9.2. Proses Produksi Elemen Beton Pracetak IX - 149

9.3. Kemampuan dan penempatan Crane IX - 151

9.4. Proses Pemasangan Elemen Pracetak IX - 152

9.5. Transportasi Komponen Beton Pracetak IX - 155

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Beban ekivalensi balok	II - 8
Gambar 2.2	Beban ekivalensi segitiga	II - 8
Gambar 2.3	Beban ekivalensi dua segitiga	II - 9
Gambar 2.4	Beban ekivalensi tiga segitiga	II - 9
Gambar 2.5	Beban ekivalensi trapesium	II - 10
Gambar 2.6	Mekanisme pemindahan beban	II - 25
Gambar 2.7	Pola-pola kehancuran pada ujung balok	II - 26
Gambar 2.8	Konsep gesekan geser terhadap daerah tumpuan balok	II - 29
Gambar 2.9	Gaya-gaya pada poer pondasi	II - 33
Gambar 2.10	Sambungan daktail dengan las	II - 40
Gambar 2.3	Sambungan daktail mekanik	II - 40
Gambar 3.1	Tahapan prancangan	III - 48
Gambar 4.1	Dimensi pelat	IV - 52
Gambar 4.2	Pelat sebelum overtopping	IV - 55
Gambar 4.3	Pelat setelah overtopping	IV - 57
Gambar 4.4	Diagram tegangan pelat sebelum dan sesudah overtopping	IV - 61
Gambar 4.5	Titik angkat pelat	IV - 63
Gambar 4.6	Pengangkatan pelat	IV - 65
Gambar 4.7	Pemumpukan pelat	IV - 67
Gambar 4.8	Penampang U-shell balok anak	IV - 68
Gambar 4.9	Tegangan saat pengangkatan balok anak	IV - 79
Gambar 4.10	Perancangan Tangga	IV - 83
Gambar 4.11	Penentuan tebal rata-rata pelat tangga	IV - 84

Gambar 4.12	Analisa gaya dalam tangga	IV - 85
Gambar 4.13	Diagram free body tangga	IV - 88
Gambar 4.14	Penentuan titik angkat tangga	IV - 92
Gambar 4.15	Dimensi balok tangga	IV - 94
Gambar 6.1	Penampang U-shell balok induk	VI - 105
Gambar 6.2	Beban balok induk sebelum overtopping	VI - 107
Gambar 6.3	Penampang U-shell balok induk	VI - 117
Gambar 6.4	Tegangan saat pengangkatan balok induk	VI - 119
Gambar 6.5	Penampang balok induk pada sambungan	VI - 120
Gambar 6.6	Takanan beton cor pada dinding balok U-shell	VI - 123
Gambar 6.3	Penampang U-shell balok induk	VI - 117
Gambar 7.1	Dimensi corbel	VII - 133
Gambar 7.2	Penulangan corbel	VII - 135
Gambar 8.1	Gaya-gaya pada poer	VIII - 137
Gambar 8.2	Penampang poer pada tiang pancang	VIII - 139
Gambar 8.3	Penampang kritis poer	VIII - 141
Gambar 8.4	Geser pons pada poer akibat kolom	VIII - 142
Gambar 8.5	Geser pons pada poer akibat tiang pancang	VIII - 143
Gambar 8.6	Analisa penulangan poer	VIII - 144
Gambar 8.7	Pembebanan pada sloof	VIII - 147
Gambar 9.1	Skema produksi elemen beton pracetak	IX - 151
Gambar 9.2	Tahapan pemasangan elemen beton pracetak	IX - 153

DAFTAR TABEL

Tabel 4.1	Penulangan akhir pelat	IV-60
Tabel 4.2	Perhitungan tulangan balok	IV-76
Tabel 5.1	Perhitungnan gaya gempa untuk gedung 3 lantai	V-103
Tabel 5.2	Perhitungnan gaya gempa untuk gedung 6 lantai	V-104
Tabel 6.1	Contoh hasil Perhitungnan tulangan balok induk	VI-112

BAB I
PENDAHULUAN

BAB I
PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pracetak sebagai metode konstruksi dan material konstruksi mulai banyak digunakan. Hal ini disebabkan adanya beberapa keuntungan yang ada didalamnya, seperti waktu pelaksanaan konstruksi yang lebih cepat serta kemudahan dalam pembuatannya.

Sebagai material konstruksi, pembuatan pracetak bisa dibuat di lapangan dengan kontrol kualitas yang lebih terjamin. Sedangkan sebagai metode konstruksi, pracetak bukan lagi sebagai sesuatu hal yang sulit untuk dilaksanakan karena jenis dan kemampuan peralatan konstruksi, seperti sarana transportasi dan alat-alat berat sebagai pendukung mobilisasi mengalami perkembangan yang pesat untuk mendukung pelaksanaan konstruksi.

Pada era baru dalam metodologi konstruksi modern ada 2 (dua) dasar penting dalam kemajuan teknologi pracetak, yaitu :

1. Ada perkembangan dan standard bentuk-bentuk beton pracetak, mirip konsep pada industri struktur baja saat ini, sehingga strandarisasi bentuk struktur dan arsitektur pracetak pada fasilitas desain bentuk dan pelengkap untuk pembuatan konsep desain gedung dapat digunakan beton pracetak secara keseluruhan.
2. Dengan perkembangan peralatan konstruksi dan tersedianya mode-mode transportasi dapat membantu mempermudah pengangkutan beton pracetak ke lokasi yang diinginkan.

1.2. Maksud dan Tujuan

Mengingat gedung perkantoran pada umumnya memiliki model gedung tinggi, maka dapat dimungkinkan untuk menggunakan sistem beton pracetak sebagai alternatif penyelesaian desain. Sistem ini menjadi lebih efektif, bila diterapkan pada jenis pekerjaan komponen struktur yang tipenya sama dan

mempunyai sifat massal dan berulang hal tersebut tentunya harus tetap memenuhi syarat- syarat keamanan struktur.

1.3. Lingkup Permasalahan

Dalam merancang suatu struktur, mencakup komponen sekunder dan primer.

Yang termasuk komponen primer adalah :

1. Balok induk
2. Kolom
3. Bangunan bawah berupa poer dan pondasi

Sedangkan yang termasuk komponen sekunder adalah :

1. Plat lantai
2. Balok anak
3. Tangga

Beban yang diterima komponen sekunder, akan diteruskan kepada komponen primer / struktur utama yang ada.

Perancangan struktur yang menggunakan sistem beton pracetak perlu diperhatikan struktur penahan beban lateral dan detail sambungannya. Demikian pula dengan masalah pengangkutan, pengangkatan dan pemasangan diperlukan pertimbangan ekonomi dalam perancangan elemen-elemen pracetak. Dengan mempertimbangkan hal tersebut di atas maka permasahan yang mungkin timbul akan dapat dihindari sehingga akan didapatkan sistem yang tepat dan efisien.

INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pembebanan Struktur Konstruksi

Pembebanan yang dimaksud dalam pembahasan berikut adalah beban-beban yang diprediksi akan bekerja pada struktur gedung dan kombinasi pembebanan yang disesuaikan dengan peraturan yang ada.. Adapun jenis pembebanan yang diperhitungkan dalam perancangan gedung perkantoran ini meliputi :

1. Beban mati (PPI 1983 Pasal 2.2 dan tabel 2.1.)

   Beban mati adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian mesin-mesin serta peralatan tetap yang tidak dapat dipisahkan dari gedung tesebut.

2. Beban hidup (PPI 1983 pasal 3.1. , 3.2. dan tabel 3.1.)

   Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang terpisah dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari dari gedung itu. Untuk gedung perkantoran ini, sesuai dengan tabel 3.1 PPI 1983 beban hidup yang terjadi adalah sebagai berikut :

   - Lantai : 250 kg/m2
   - Atap : 100 kg/m2

3. Beban gempa

   Perancangan beban gempa didasarkan atas metode statik ekivalen maupun dinamis. Pada metode statik ekivalen mengandung pengertian bahwa benda-benda yang bekerja menirukan pengaruh gerakan tanah akibat gempa. Sedangkan analisis dinamis mengandung pengertian sebagai gaya-gaya yang terjadi pada struktur oleh gerakan tanah akibat gempa.

   Sesuai ketentuan yang tercantum dalam SKSNI 1991, agar struktur dan komponen struktur memenuhi syarat dan kekuatan siap pakai terhadap bermacam-

macam kombinasi pembebanan, maka harus dipenuhi ketentuan dari faktor beban sebagai berikut :

- Kuat perlu untuk menahan beban mati dan beban hidup paling tidak harus sama dengan :

  U = 1,2D + 1,6L SKSNI T-15-1991-03

- Kekuatan struktur terhadap beban gempa (E) harus diperhitungkan dalam perancangan dengan mengambil kombinasi pembebanan sebagai berikut :

  U = 1,05 (D + LR + E) SKSNI T-15-1991-03

  Atau

  U = 0,9 (D + E) SKSNI T-15-1991-03

  Dimana :

  Lr adalah beban hidup yang telah direduksi sesuai dengan persyaratan PPTGIUG' 83 Tabel 3.3 yang menyebutkan bahwa untuk peninjauan gempa, maka beban hidup boleh direduksi dengan koefisien reduksi sebesar 0.6 untuk perkantoran.

2.2. Komponen Strukur Konstruksi

2.2.1. Komponen Pelat

2.2.1.1. Perancangan Tebal Plat

Untuk menentukan tebal pelat minimum baik untuk pelat satu arah maupun pelat dua arah dipakai persyaratan yang telah ditentukan dalam SKSNI T-15-19991-03.

Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal minimum pelat satu arah harus dihitung sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 tabel 3.2.5.(a) seperti yang dipakai dalam preliminary design balok di atas. Sedangkan untuk pelat dua arah harus memenuhi persyaratan SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5.3.3.

Untuk pelat satu arah (non Pratekan), tebal minimum yang disyaratkan agar lendutan yang terjadi tidak diperhitungkan, harus memenuhi syarat ketebalan pelat sebagai berikut :

$$h_{pelat} = \frac{l}{20}(0.4 + \frac{Fy}{700})$$ (SKSNI pasal 3.2.5.2)

Sedangkan untuk pelat dua arah harus memenuhi persyaratan SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5.3.3.

Syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat dua arah.

$$h_1 = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36 + 5\beta\left[\alpha_m - 0.12\left(1 + \frac{1}{\beta}\right)\right]} \qquad \text{(SKSNI pasal 3.2.-12)}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h_2 = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36 + 9\beta} \qquad \text{(SKSNI pasal 3.2.-13)}$$

dan tidak perlu lebih dari :

$$h_3 = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36} \qquad \text{(SKSNI pasal 3.2.-14)}$$

Ketiga perumusan menggunakan nilai fy dengan satuan Mpa.

Dalam segala hal tebal minimum dari pelat tidak boleh kurang dari harga berikut :

- Untuk $\alpha_m < 2$..... 120 mm
- Untuk $\alpha_m \geq 2$..... 90 mm

2.2.1.2. Penulangan Pelat

Tahapan penulangan lentur pada pelat adalah sebagai berikut :

1. Diberikan data-data d, fy, fc' dan Mu
2. Menetapkan batas-batas harga perbandingan tulangan yang dapat dipilih sebagai berikut :

$$\rho_b = \frac{0.85.fc'.\beta_1}{fy}\left(\frac{600}{600 + fy}\right)$$

dimana ketentuan β_1 adalah :

$\beta_1 = 0.85$ Untuk $0 < fc' \leq 30$ Mpa

$= 0.85 - 0.008\,(fc' - 30)$ Untuk $30 < fc' < 55$ Mpa

$= 0.65$ Untuk $fc' \geq 55$ Mpa

$\rho_{min} = \frac{1.4}{fy}$ dan $\rho_{max} = 0.75\rho_b$

3. Hitung harga tulangan ρ yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right]$$

$$m = \frac{fy}{0.85.fc'} \quad \text{dan} \quad Rn = \frac{Mu}{\varphi b d^2}$$

4. Hitung As dan pilih tulangan serta jarak penulangannya

As = ρ b d ; As susut = 0.002. b. d

Untuk mempermudah pelaksanaan konstruksi dilapangan, jarak dan diameter tulangan pelat sedapat mungkin diusahakan seragam antara pelat yang satu dengan yang lainnya pada setiap lantainya. Untuk itu kebanyakan pada perhitungan tulangan pelat diambil hanya pada keadaan yang dianggap kritis, sedangkan untuk pelat yang lainnya dapat diseragamkan dengan pelat yang dianggap kritis tersebut.

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat. Penyaluran tulangan pada perancangan struktur didasarkan pada SKSNI T-15-1991-03

1. $l_{dh} > 8$ db = 8 x 12 = 96 mm (SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.5.5.1)
2. $l_{dh} > 150$ mm (SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.5.5.1)
3. $l_{hb} = \frac{100db}{\sqrt{fc'}}$ (SNI T-15-1991-03 pasal 3.5.5.2)
4. $l_{dh} > \frac{l_{hb}.fy}{400}$ (SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.5.5.1)

2.2.2. Komponen Balok

Balok pada suatu komponen stuktur konstruksi adalah hal yang tidak dapat digantikan. Balok induk / balok utama berfungsi meneruskan beban, baik beban gravitasi ataupun beban lateral yang kmudian akan diteruskan kepada

kolom. Sedangkan balok anak dianggap tidak mempengaruhi struktur utama, tetapi hanya bersifat membebani struktur utama. Dengan demikian balok anak bukanlah elemen yang menerima gaya lateral, tetapi lebih berarti sebagai unsur yang mendukung beban gravitasi yang berupa berat plat dan beban gravitasi yang lainnya yang bekerja padanya.

2.2.2.1. Perancangan Dimensi Balok

Dimensi balok seperti disyaratkan pada SKSNI T-15-1991-03 adalah sebagai berikut :

- $h \geq \frac{L}{16} x \left[0,4 + \frac{fy}{700} \right]$ ...(SK SNI 1991 ps 3.2.5.2.1)

- $b \geq 1/4.h$ ...(SK SNI 1991 ps 3.14.9.1.3)

  ≥ 200 mm

- $b = 2/3.\ h$ ....(Stuktur Beton Bertulang by Istimawan Dipohusodo 2.11)

h = tinggi balok dan b = lebar balok

L = bentang kotor balok (cm)

fy = mutu tulangan baja (Mpa)

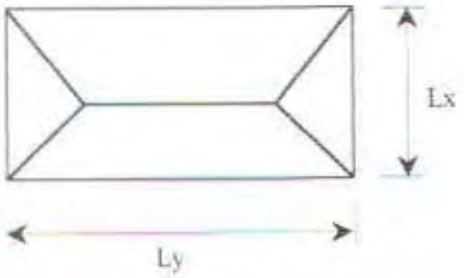
2.2.2.2. Pola Pembebanan Balok

Untuk perhitungan gaya-gaya dalam yang terjadi pada balok dilakukan dengan menggunakan koefidien momen dan koefisien gaya lintang sesuai dengan PBI 1971. Setelah gaya-gaya dalam balok diketahui, selanjutnya dihitung kebutuhan penulangan balok. Beban yang bekerja pada balok meliputi berat sendiri balok dan beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata diatasnya). Distribusi beban pada balok didasarkan pada cara tributary area yaitu beban pada pelat dianggap sebagai beban segitiga pada lajur pendek dan beban trapesium pada lajur panjang. Beban terbentuk trapesium maupun segitiga tersebut

kemudian dirubah menjadi beban merata ekivalen dengan menyamakan momen maksimumnya.

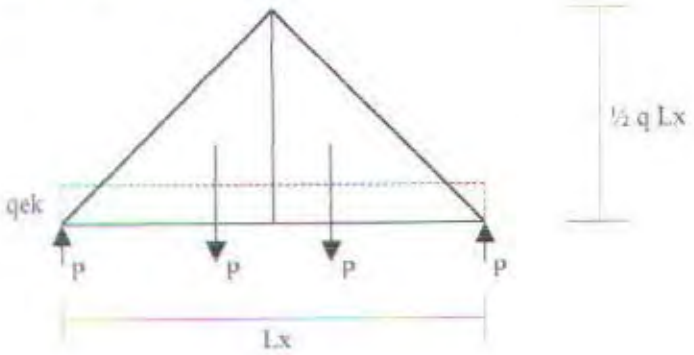
Beban ekivalen tersebut digunakan sebagai beban merata pada balok anak maupun balok induk untuk analisa strukturnya.

Adapun perumusan beban ekivalen dapat diturunkan sebagai berikut :



Gambar 2.1 beban ekivalensi balok

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

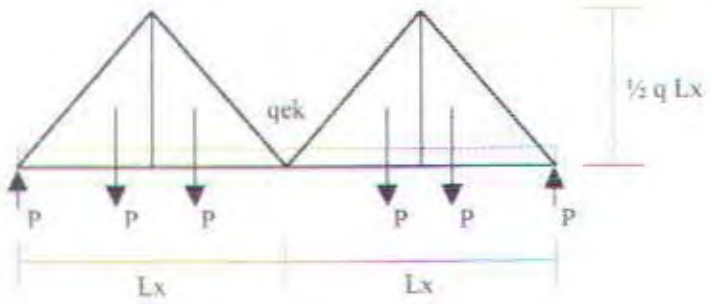


Gambar 2.2 beban ekivalensi segitiga

$$P = \tfrac{1}{2}.\tfrac{1}{2}.(q.Lx).\tfrac{1}{2}.Lx = \frac{1}{8}q.Lx^2$$

$$M\max = P.\left[\frac{Lx}{2} - \frac{Lx}{6}\right]$$

$$\frac{1}{8}q_{ek}.Lx^2 = \frac{1}{8}q.Lx^2.\left[\frac{Lx}{2} - \frac{Lx}{6}\right] \quad \Rightarrow \quad q_{ek} = \frac{1}{3}q.Lx$$



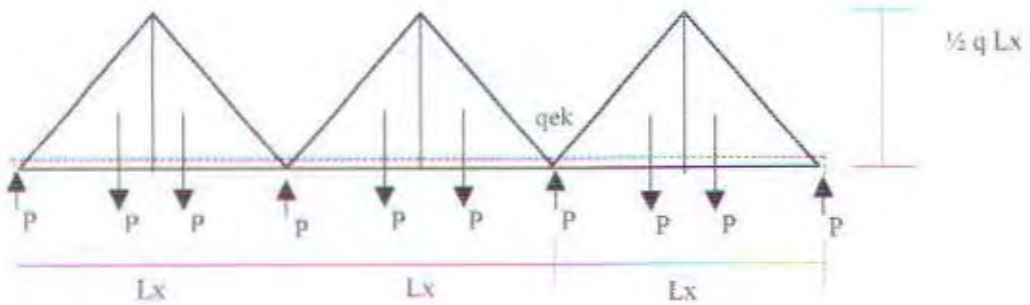
Gambar 2.3 beban ekivalensi dua segitiga

$$P = \tfrac{1}{3}.\tfrac{1}{2}(q.Lx).\tfrac{1}{2}.Lx = \frac{1}{8}q.Lx^2$$

$$M\ \text{max} = 2P.Lx - P.\left[\frac{Lx}{2}+\frac{Lx}{6}\right] - P.\frac{Lx}{3} = P.\ Lx$$

$$\frac{1}{8}q_{ek}.(2Lx)^2 = \frac{1}{8}q.Lx^2.Lx$$

$$q_{ek} = \tfrac{1}{4}.q.Lx$$



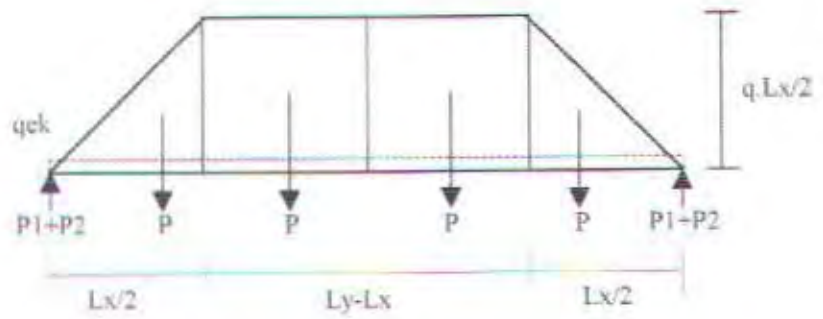
Gambar 2.4 beban ekivalensi dua segitiga

$$P = \tfrac{1}{3}.\tfrac{1}{2}(q.Lx).\tfrac{1}{2}.Lx = \frac{1}{8}q.Lx^2$$

$$M\ \text{max} = 3P \times 1.5Lx - P.\left[Lx+\frac{Lx}{3}\right] - P.\left[\frac{Lx}{2}+\frac{Lx}{3}\right] - P\frac{Lx}{3} = 2\ P.\ Lx$$

$$\frac{1}{8}qek(3Lx)^2 = 2 \times \frac{1}{8}q.Lx^2.Lx$$

$$q_{ek} = \frac{2}{9}qLx$$



Gambar 2.5 beban ekivalensi trapesium

$$P_1 = \tfrac{1}{4}.\tfrac{1}{2}.(q.Lx).\tfrac{1}{2}.Lx = \frac{1}{8}q.Lx^2$$

$$P_2 = \tfrac{1}{2}.(q.Lx).\tfrac{1}{2}.(Ly - Lx)$$

$$= \tfrac{1}{4}.q.Lx.(Ly - Lx)$$

M max =

$$(P_1 + P_2)\times\left[\frac{Lx}{2} + \frac{Ly - Lx}{2}\right] - P_1 \times \left[\frac{Lx}{6} + \frac{Ly - Lx}{2}\right] - P_2 \times \left[\frac{Ly - Lx}{2}\right]$$

$$= \frac{1}{6}.Lx.(2P_1 + 3P_2)$$

$$\frac{1}{8}q_{ek}.Ly^2 = \frac{1}{6}.Lx.\left(2.\frac{1}{8}q.Lx^2 + 3.\tfrac{1}{4}q.Lx.(Ly - Lx)\right)$$

$$q_{ek} = q.\frac{1}{2}.Lx.\left\{1 - \frac{1}{3}\left[\frac{Lx}{Ly}\right]^2\right\}$$

2.2.2.3. Penulangan Balok

Penulangan pada balok dilakukan berdasarkan atas kekuatan penampang dari struktur, ukuran, mutu dan pengaturan tulangan telah memberikan kekuatan momen kapasitas yang disediakan oleh penampang. Untuk perhitungan tulangan lentur pada lapangan, pada momen positif balok dianalisa sebagai balok T, sedangkan pada momen negatif balok dianalisa sebagai balok persegi biasa.

Untuk perhitungan gaya-gaya dalam yang terjadi pada balok dapat dilakukan secara manual ataupun menggunakan program bantu komputer.

Setelah gaya-gaya dalam balok diketahui, selanjutnya akan dihitung kebutuhan penulangan

Langkah-langkah Penulangan Lentur dan Geser Balok

a) Penulangan Lentur :

1. Data Perancangan meliputi d, fy, fc' dan Mu dan faktor reduksi sebesar = 0.8
2. Menetapkan batas-batas harga perbandingan tulangan yang dipilih

$$\rho_b = \frac{0.85.fc'.\beta_1}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

dimana ketentuan β_1 adalah :

$\beta_1 = 0.85$	Untuk $0 < fc' \leq 30$ Mpa
$= 0.85 - 0.008\,(fc' - 30)$	Untuk $30 < fc' < 55$ Mpa
$= 0.65$	Untuk $fc' \geq 55$ Mpa

3. Hitung harga tulangan ρ yang dibutuhkan

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right]$$

Jika $\rho_{perlu} < \rho_{min} \rightarrow$ dipakai ρ_{min}

$\rho_{perlu} < \rho_{min} \rightarrow$ tulangan tekan diperhitungkan

4. Menentukan As dan jumlah tulangan, yaitu $As = \rho\ b\ d$
5. Kontrol Penampang :

$$a = \frac{A_s.fy}{0{,}85.fc'.be} < t\ pelat = 120\ mm,\ maka\ Balok\ T\ palsu$$

Anggapan awal a < t di atas tepat, jadi perhitungan o.k.

6. Kontrol Tulangan

Di asumsikan semua tulangan leleh :

C = 0,85 x fc' x a x b dan T = As x fy

$$a = \frac{A_s.fy}{0{,}85.fc'.b} = \frac{364742.4}{10200} = 35.76$$

Mn = As x fy x (d – a/2) > Mu .....OK

b) Penulangan Geser

1. Data : Vu = gaya geser berfaktor = D

   Faktor reduksi, ø =0.6

2. Cek apakah Vu < ø 5/6 $\sqrt{fc'}$ bw d

   Bila tidak memenuhi, perbesar penampang

3. Bila Φ Vc > Vu ≥ ½ øVc , gunakan tulangan geser minimum Av = bw s / 3 fy

4. Bila Vu > øVc → perlu tulangan geser sehingga

   Vu ≤ Φ (Vc + Vs) Dimana :

   Kuat geser nominal tulangan geser :

   Vs = Av .fy.d/ s (untuk sengkang vertikal)

   Vs = Av .fy.d.(sin α + cos α)/s (untuk sengkang miring)

5. Jarak maksimum : Smax = d/2 < 600mm

   Bila Vs > 1/3 $\sqrt{fc'}$ bw d, maka Smax = d/4

2.2.3. Komponen Kolom

Dalam Perancangan kolom meliputi penulangan lentur kolom, kontrol terhadap triaksial bending kolom dengan Bressler Resiprocal Method dan penulangan geser kolom. Pedoman peraturan perancangan yang dipakai adalah SKSNI T-15-1991-03, Reinforced Concrete Design oleh Chu-Kia Wang.

Suatu komponen struktur yang menerima momen lentur dan aksial tekan secara serentak harus diperhitungkan sebagai balok-kolom dengan mempertimbangkan pengaruh tekuk yang terjadi akibat kelangsingan komponen struktur tersebut.

Dengan adanya faktor tekuk akibat pengaruh kelangsingan ini, pada komponen struktur tekan dan lentur akan terjadi momen tambahan sebesar Mo = P . Δ , sehingga untuk suatu komponen struktur tekan dan lentur langsing, momen-momen pada ujung kolom harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran yang akan diuraikan di bawah ini.

2.2.3.1. Panjang Tekuk Kolom

Panjang tekuk kolom adalah panjang bersih antara pelat lantai atau balok di ujung-ujungnya yang dikalikan dengan suatu faktor tekuk (k) yang besarnya

$k \geq 1$ untuk kolom tanpa pengaku samping (unbraced)

$k \leq 1$ untuk kolom dengan pengaku samping (braced)

Faktor tekuk (k) merupakan fungsi dari tingkat penjepit ujung atas (ψ A) dan tingkat penjepit ujung bawah (ψ B) dimana tingkat penjepit ujung kolom tersebut dihitung dengan persamaan :

$$\psi\,(A/B) = \frac{\Sigma(^{EIc}/_{Lc})kolom}{\Sigma(^{EIb}/_{Lb})balok}$$

dimana :

ψ (A/B) = tingkat penjepit ujung atas dan bawah

Ib, Ic = momen inersia balok, kolom

Lb, Lc = panjang elemen balok, kolom

Nilai dari faktor tekuk (k) dapat diperoleh dari nomogram atau grafik *Alignment* dari *Structural Stability Research Council Guide* dengan cara menarik garis yang menghubungkan nilai ψ A dan ψ B yang disesuaikan apakah kolom yang dirancangkan tergolong *bracad frame* atau *unbraced frame*.

2.2.3.2. Pembatasan Penulangan Kolom

SKSNI T-15-1991-03 ayat 3.3.9 butir 1 menyebutkan bahwa rasio penulangan kolom disyaratkan agar tidak kurang dari 1% dan tidak lebih dari 8% dari luas bruto penampang kolom Ag, ($0{,}01 \leq \rho \leq 0{,}08$).

SKSNI T-15-1991-03 ayat 3.3.3 butir 5 mengatur bahwa kekuatan kolom hanya boleh diperhitungkan sebesar Φ Pn $\leq$ 0,80 Φ Po (kolom bersengkang) dimana :

Po = 0,85 fc' (Ag – Ast) + fy.Ast

Untuk mencari rasio tulangan lentur dipakai diagram interaksi M-N ditunjukkan dalam lampiran yang dibuat berdasarkan mutu beton dan mutu baja yang sudah ditentukan. Untuk struktur yang dirancang dengan daktilitas dua maka SKSNI T-15-1991-03 ayat 3.14.9 butir 9 sub butir 1 membatasi rasio tulangan tidak boleh kurang dari 0,06 dan 0,08 pada daerah sambungan.

Faktor reduksi yang dipakai harus sama dengan 0,65 baik untuk komponen struktur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat, kecuali bila harga 0,1.fc.Ag terhitung lebih besar dari Φ Pn, harga faktor reduksi bisa ditingkatkan secara linier menjadi 0,8.

Pembatasan rasio tulangan minimum ini ditujukan untuk mencegah terjadinya retak akibat rangkak (creep) yang terjadi pada beton, sedangkan pembatasan rasio tulangan maksimum didasarkan atas pertimbangan kesulitan pemasangan di lapangan.

Jumlah minimum batang tulangan memanjang kolom adalah 4 buah untuk kolom dengan sengkang pengikat segi empat dan 6 buah untuk kolom dengan pengikat spiral.

2.2.3.3. Kriteria Kolom

a. Kolom Pendek

Suatu unsur tekan dikatakan pendek apabila unsur tersebut 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.

Hal tersebut diatas terpenuhi apabila perbandingan kelangsingan yaitu perbandingan tekuk kolom (k.Lu) terhadap radius girasi (r) :

$$\frac{kLu}{r} < 34 - 12x\frac{M_1b}{M_2b} \text{ dimana } M_2b > M_1b$$

dimana :

$M_2 > M_1$ (braced frame)

Nilai $\frac{M_{1b}}{M_{2b}} = 1 \rightarrow \frac{k.l.n}{r} < 22$ (unbraced frame)

Nilai r dapat diambil sebesar $\sqrt{I/A}$ atau

r = 0,30 h dalam arah momen yang ditinjau untuk kolom persegi

r = 0,25 d untuk kolom bulat (d = diameter kolom)

bila $M_1/M_2 > 0$; *single curvature*

bila $M_1/M_2 < 0$; *double curvature*

Perhitungan kolom pendek :

$$e = \frac{Mu}{Pu} \geq e_{min} = 0{,}1h$$

Dengan menggunakan diagram interaksi didapat e

Bila $e < e_{min}$ maka $Pn_{max} = 0{,}80$ Po

Po = 0,85 fc' (ag – Ast) + fy.Ast

Untuk kolom yang digolongkan sebagai kolom pendek, maka tidak akan timbul momen tambahan akibat lendutan kolom, sehingga pembesaran momen dapat diabaikan.

b. Kolom Panjang

Jika nilai perbandingan kelangsingan untuk kolom pendek tidak terpenuhi, maka komponen struktur tekan boleh dikatakan kolom panjang. Kolom dengan perbandingan kelangsingan besar akan melendut kesamping (menekuk) sehingga timbul momen sekunder. Untuk itu dalam perhitungan kolom panjang diperlukan suatu faktor pembesaran momen yang harus diperhitungkan terhadap panjang tekuk kolom.

Perhitungan kolom panjang :

$Mc = \delta_b.M_2b + \delta_s.M_2s$

$e_{min} = (15 + 0{,}03h)$ mm

Dengan menggunakan diagram interaksi didapat nilai ρ

Eksentrisitas kolom panjang adalah $e_{min} = (15 + 0{,}03h)$ mm dipakai sebagai dasar untuk *magnification* (pembesaran momen).

Faktor Pembesaran Momen Untuk Kolom Panjang

Didalam 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).

SKSNI T-15-1991-03 ayat 3.3 butir 5 menyebutkan bahwa apabila suatu kolom adalah kolom panjang, maka momen yang terjadi harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran menjadi :

$Mc = \delta_b.M_{2b} + \delta_s.M_{2s}$ .... (SKSNI T-15-1991-03 pers 3-3-6)

Dimana :

Mc = Momen rancang kolom setelah diperbesar

M_{2b} = Momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan berarti seperti beban gravitasi.

M_{2s} = Momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban yang menimbulkan goncangan kesamping seperti beban gempa.

$$\delta b = \frac{Cm}{1-(\frac{Pu}{\varphi Pc})} \geq 1$$ (SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.3.7.)

$$\delta s = \frac{Cm}{1-(\frac{\sum Pu}{\varphi Pc})} \geq 1$$ (SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.3.8.)

$$Cm = 0.6 + 0.4\left[\frac{M_{1b}}{M_{2b}}\right] > 0.4$$ (SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.3.12.)

Nilai $\frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ negatif untuk momen *double curvature*

Untuk unbraced frame Cm = 1

Menurut SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11.5-1, untuk unbraced frame kedua nilai δ b dan δ s harus dihitung, sedangkan untuk braced frame δ s harus diambil sebesar 1.

$$Pc = \frac{\pi^2 EI}{(kLn)^2}$$ .... (SKSNI T-15-1991-03 pers 3.3.9)

ΣPu dan ΣPc adalah penjumlahan dari semua kolom dalam satu tingkat

$$EI = \frac{0.2Ecig + Esis}{1 + \beta d}$$ (SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.3.9)

≈ 0.3Ec Ig (pendekatan)

ϕ = factor reduksi kekuatan

= 0.65 (untuk komponen kolom dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat).

Untuk braced frame maka $Mc = \delta_b.M_{2b}$

Dalam tugas akhir ini perancangan struktur kolom dirancang menggunakan anggapan sebagai *unbraced frame*.

2.2.3.4. Penulangan Kolom

a. Penulangan Lentur Kolom

Dari perhitungan pembesaran momen untuk kolom panjang di atas, maka penulangan lentur kolom dapat dicari dengan bantuan diagram interaksi M-N non dimensi dari grafik dan table perhitungan beton bertulang berdasarkan SKSNI T-15-1991-03.

Diagram interaksi M-N untuk penulangan lentur kolom penampang persegi dan penampang bulat tersebut dibuat berdasarkan bermacam-macam mutu beton, mutu baja tulangan serta harga d'/h pada sumbu vertikal dicantumkan nilai $\frac{Pu}{\varphi Agr.0.85fc'}$ dan pada sumbu horizontal dicantumkan nilai $\frac{Pu}{\varphi.0.85fc'}\left(\frac{e_i}{h}\right)$

Dalam e_i telah diperhitungkan harga eksentrisitas e_i = Mu/Pu, demikian pula dengan factor pembesaran yang berkaitan dengan gejala tekuk. Besaran pada kedua sumbu dapat dihitung dan dipetakan dalam bentuk grafik-grafik. Kemudian yang dibaca adalah nilai ρ. Tulangan yang diperlukan As total ditentukan dengan $\beta.\rho$, dimana β tergantung dari mutu beton. Nilai dari β ditunjukkan dalam grafik-grafik. Peralihan tegangan baja dalam tulangan

dinyatakan pada daerah I s/d V. Nilai-nilai c/h dicantumkan dalam grafik-grafik, begitu pula pada peralihan tegangan baja.

Sedangkan untuk nilai-nilai f diantara Pu = 0.1 fc' Agr dan Pu = 0, tidak boleh ditingkatkan dari ϕ = 0.65 sampai ϕ = 0.80. Untuk kolom yang dibebani tarik berlaku ϕ = 0.80.

Tahapan-tahapan untuk menghitung penulangan lentur kolom adalah sebagai berikut :

Tetapkan apakah kolom termasuk *braced* atau *unbraced*. Dalam hal ini jenis kolom adalah kolom unbraced karena tidak terdapat dinding geser pada bangunan yang dapat dianggap mampu menahan beban kearah lateral.

Tetapkan apakah kolom termasuk kolom pendek atau kolom panjang. Seperti telah dijelaskan diatas, bila termasuk kolom pendek maka tidak perlu dilakukan pembesaran momen, dan sebaliknya. Peninjauan kolom pendek atau kolom panjang dilakukan pada kedua arah sumbu global. Hal ini dilakukan sebagai langkah keamanan.

Momen yang telah diperoleh dari langkah 2, kemudian dihitung momen ekuivalensinya. Dimana momen dua arah (*biaxial*) dijadikan satu arah, kearah yang kritis. Rumus yang digunakan adalah:

$$\phi Mnx = Mux + Muy \frac{h}{b} \cdot \frac{1-\beta}{\beta} \text{ untuk } Mux > Muy$$

$$\phi Mny = Mux + Muy \frac{h}{b} \cdot \frac{1-\beta}{\beta} \text{ untuk } Mux < Muy$$

Harga β berkisar antara 0.55 sampai dengan 0.65. Untuk desain lebih akurat biasa digunakan 0.65. Dari dua harga momen di atas dipilih yang terbesar untuk mendesain tulangan dengan bantuan diagram interaksi.

Diagram interaksi M-N tersebut dibuat berdasarkan bermacam-macam mutu beton dan mutu baja tulangan, sumbu ordinatnya menyatakan Pu dan sumbu absisnya menyatakan Mu dengan rumus sebagai berikut :

$$Ky = \frac{\phi Pn}{Ag} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ untuk sumbu ordinat (y)}$$

$Kx = \frac{\phi Mn}{Ag.n}$ ..... untuk sumbu ordinat (x)

Nilai Pn Diperoleh dari hasil SAP2000, sedangkan Mn diperoleh dari rumus diatas. Besarnya ρ perlu diperoleh dengan menarik garis sejajar sumbu x sebesar Kx yang dipotongkan dengan garis sejajar sumbu Y sebesar Ky. Diagram interaksi kolom dapat dilihat pada lampiran.

Memilih jumlah tulangan sesuai dengan A perlu, dimana perumusannya A perlu = ρ_{perlu}.b.h yang nantinya akan menghasilkan A ada.

Pengontrolan membandingkan Pn penampang dengan Pn yang terjadi

Bila Pn penampang > Pn yang terjadi ..... Kolom kuat

Bila Pn penampang < Pn yang terjadi ..... Kolom tidak kuat

b. Pengontrolan kolom dengan *Bresler Reciprocal Method*

Bresler Reciprocal Method merupakan salah satu teori dalam pengecekan kolom yang mengalami momen dari dua arah (*biaxial bending*). Sebagai alat bantunya digunakan diagram interaksi yang sama dengan yang digunakan untuk merancangkan tulangan lentur kolom diatas.

Prosedur perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Hitung harga $\frac{e}{h}$ untuk masing-masing arah momen. Momen yang digunakan ialah momen yang dihasilkan dari langkah-langkah perancangan tulangan lentur kolom.

2. Dari harga $\frac{e}{h}$ untuk masing-masing arah momen dan ρ yang digunakan, lalu titik pertemuannya diproyeksikan sejajar sumbu x untuk memperoleh harga $\frac{\phi.Pn}{Ag}$. Maka harga Pn untuk arah x dan y dapat diperoleh.

Kekuatan penampang tekan yang memperoleh gaya aksial dan momen lentur dalam dua arah sumbu utamanya (momen biaksial) dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$\frac{1}{Pnb} = \frac{1}{Pnx} + \frac{1}{Pny} - \frac{1}{Pob} \geq Pn \text{ ada}$$

dimana :

Pnx = gaya aksial nominal arah x

Pny = gaya aksial nominal arah y

Pob = kekuatan nominal tanpa eksentrisitas

= 0,8 ϕ (0,85 fc' (Ag – Ast) + fy.Ast)

berdasarkan ..... (SKSNI T-15-1991-03 pers.3.3-3)

Dengan harga $\frac{e_x}{h}, \frac{e_y}{h}$ dan ρ yang telah terpasang, maka nilai Pox dan Poy dapat dicari dengan diagram interaksi M – N dengan rumus :

$$Pn_x = \frac{kx.Ag}{0,65}$$

$$Pn_y = \frac{kx.Ag}{0,65}$$

Dimana kx dan ky adalah konstanta yang didapat pada sumbu ordinat diagram interaksi M – N untuk Pn_x dan Pn_y. Diagram inetraksi dapat dilihat pada lampiran.

c. Penulangan Geser

Penulangan Geser dan torsi pada kolom pada dasarnya adalah sama dengan penulangan geser dan torsi pada balok, hanya pada daerah ujung-ujung dari kolom harus mendapat perhatian khusus sebagai syarat bagi suatu struktur aksial beton bertulang yang tahan gempa.

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam merancangkan tulangan geser adalah sebagai berikut :

1. Rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi terkecil kolom tidak boleh lebih besar dari 25.
2. Pada seluruh tinggi kolom harus dipasang tulangan transversal ntuk memikul beban geser.

MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH - NOPEMBER

3. Spasi maksimum dari sengkang tertutup pada kolom tidak boleh lebih dari ¼.d, sepuluh kali diameter tulangan longitudinal terkecil, 24 kali diameter sengakang dan 300 mm.
4. Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari ½.d pada seluruh panjang komponen struktur tersebut.
5. Pada daerah ujung sejarak d dari muka kolom, kuat geser yang disumbangkan oleh beton (ϕVc) harus diambil sebesar setengah dari yang disyaratkan dalam SKSNI T-15-1991-03, pasal 3.4.
6. Tulangan transversal harus dipasang dengan spasi tidak melebihi :
   - Setengah dari dimensi komponen struktur yang terkecil
   - Lebih kecil atau sama dengan 10 kali diameter tulangan memanjang
   - Lebih kecil atau sama dengan 200 mm
7. Pada setiap muka join pada kedua sisi dari setiap penampang harus dipasang tulangan transversal dengan jumlah seperti ditentukan di atas sepanjang lo dari muka yang ditinjau.
8. Panjang lo tidak boleh kurang dari :
   - Tinggi komponen dimesi struktur untuk $Nu,k \leq 0,3\ Ag.fc'$
   - Satu setengah kali tinggi komponen struktur untuk $Nu,k > 0,3.Ag.fc'$
   - Seperempat bentang bersih dari komponen struktur
   - 450 mm

2.2.4. Sambungan

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur 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 konstruksi beton sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi praktis dan ekonomis. Selain itu juga perlu ditinjau *serviceability*, kekuatan dan produksi. Faktor kekuatan harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus menahan gaya-gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam beban. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

Selain itu detail sambungan antar komponen memegang peranan penting dalam menjamin suatu gedung berespon menjadi satu kesatuan disaat terjadi gempa kuat, baik itu untuk struktur yang rumit ataupun yang sederhana. Sambungan antar elemen beton tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan selama terjadi gempa besar.

Baik sambungan cor setempat maupun sambungan *grouting* sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi.

2.2.4.1 Kriteria Perancangan Sambungan

Kriteria perancangan sambungan disesuaikan dengan desain, karena ada perbedaan kriteria untuk masing-masing type sambungan. Perancangan sambungan beton pracetak harus memenuhi kriteria design sebagai berikut :yang meliputi kekuatan, daktilitas, perubahan Volume, keawetan, kesederhanaan, dan ketahanan terhadap kebakaran.

a. Kekuatan

Suatu sambungan harus mempunyai kekuatan untuk menahan gaya-gaya yang bekerja sepanjang sambungan. Beberapa dari gaya ini disebabkan oleh beban gravitasi, angin, gempa dan perubahan volume.

b. Daktilitas

Daktilitas sering didefinisikan sebagai kemampuan relatif struktur untuk menampung deformasi yang besar tanpa mengalami keruntuhan. Untuk material struktur, daktilitas diukur dengan deformasi total yang terjadi saat leleh awal terhadap leleh batas (*ultimate failure*).

Daktilitas pada portal sering digabungkan dengan ketahanan terhadap momen, hal ini dipakai dalam perancangan gempa. Pada elemen sambungan, momen tegangan tarik lentur biasanya ditahan oleh komponen baja. Dan kondisi runtuh akhir dapat terjadi karena kondisi putus (*rupture*) pada baja, hancurnya beton atau kegagalan dari sambungan baja beton.

c. Perubahan Volume

Kombinasi pemendekan rangkak, susut dan penurunan suhu dapat menyebabkan beberapa tegangan pada elemen balok pracetak maupun perletakan apabila ujung sambungan ditahan dari pergerakannya. Jadi akan lebih baik jika sambungan yang diijinkan untuk perpindahan tempat guna mengurangi tegangan tersebut.

d. Keawetan (*Durability*)

Durability yang buruk sering disebabkan oleh korosi dari komponen baja beton pracetak yang terbuka dan tidak terlindung. Dapat juga diakibatkan oleh retak dan *spelling* beton. Oleh karena itu sambungan yang diperkirakan berhubungan langsung dengan cuaca perlu dilindungi beton atau dicat/ digalvanis.

e. Ketahanan Terhadap Kebakaran

Beberapa sambungan beton pracetak tidak mudah terpengaruh akibat api. Contohnya, perletakan antara pelat dan balok secara umum tidak memerlukan perlindungan khusus terhadap api, jika pelat diletakkan di atas *bearing pads* yang terbuat dari bahan yang tidak tahan terhadap kebakaran, maka kondisi terburuk dari *pads* tidak menyebabkan keruntuhan, jadi sesudah terjadi kebakaran harus diganti. Untuk sambungan yang tidak tahan api memerlukan perlindungan khusus seperti dengan melapisi beton, *gypsum, wallboard* atau bahan lain yang tahan api. Dalam tugas akhir ini, kriteria tersebut tidak dibahas.

f. Kesederhanaan Sambungan

Semakin sederhana sambungan maka diharapkan akan semakin ekonomis. Kriteria-kriteria dalam penyederhanaan sambungan adalah :

1. Memakai bahan standar
2. Mengurangi detail yang sama (berulang)
3. Mengurangi bagian-bagian yang perlu ditancapkan pada elemen sehingga memerlukan presisi tinggi untuk menempatkannya
4. Mempersiapkan cara penggantian

g. Kesederhanaan Pemasangan

Kesederhanaan pemasangan elemen beton pracetak sangat menentukan keberhasilan mencapai tujuan penerapan konstruksi beton pracetak. Kesederhanaan pemasangan secara langsung, dapat mempercepat waktu pelaksanaan. Kesederhanaan pemasangan tidak lepas dari bentuk dan tipe sambungan yang dipilih. Kesederhanaan suatu sambungan biasanya menjamin kemudahan dalam pemasangan.

2.2.4.2. Konsep Desain Sambungan

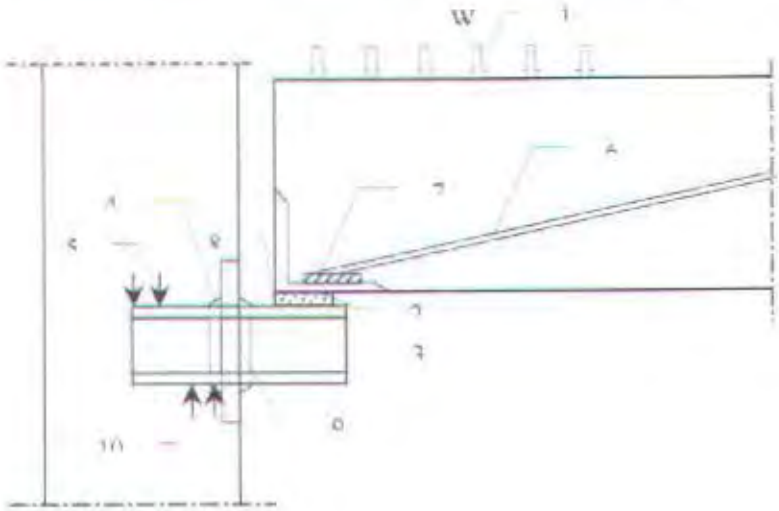
a. Mekanisme Pemindahan Beban

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 pada gambar 2.6. dimana pemindahan beban diteruskan ke kolom dengan melalui beberapa tahapan sebagai berikut :

1. Beban diserap balok dan ditransfer ke perletakan dengan kekuatan geser
2. Perletakan ke haunch melalui gaya tekan pads
3. Haunch menyerap gaya vertikal dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari profil baja
4. Gaya geser vertikal dan lentur diteruskan ke pelat baja melalui titik las, profil baja yang tertanam pada kolom beton menyerap gaya geser dan lentur melalui titik las.

5. Kolom beton memberikan reaksi terhadap profil baja yang tertanam.



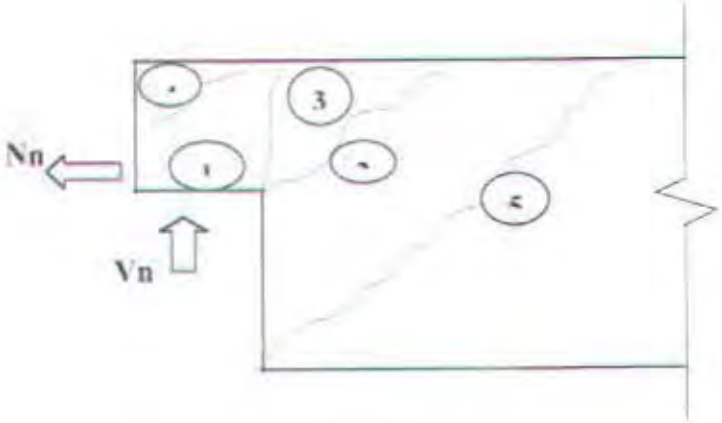
Gambar 2.6. Mekanisme Pemindahan Beban.

Mekanisme pemindahan gaya tarik akibat susut, dijelaskan sebagai berikut :

1. Balok beton ke tulangan dengan lekatan / ikatan
2. Tulangan dengan baja siku diujung balok diikat dengan las
3. Baja siku di ujung balok ke haunch melalui gesekan diatas 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 lekatan/ ikatan.

b. Pola-pola Kehancuran

Setiap perancang perlu menguji pola-pola kehancuran yang akan terjadi. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata seperti terlihat pada gambar 2.7



Gambar 2.7. Pola-pola Kehancuran pada ujung balok

PCI *Design Handbook* memberikan lima pola kehancuran yang harus diperhatikan ketika perancangan *dapped-end* dari balok yaitu :

1. Lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
2. Tarik diagonal yang berasal dari sudut pandang
3. Geser langsung antara tonjolan dengan bagian utama balok
4. Tarik diagonal pada ujung akhir
5. Perletakan pada ujung / tonjolan

c. Stabilitas dan Keseimbangan

Beberapa masalah utama pada struktur beton biasanya disebabkan oleh kesalahan perancang 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 perancang perlu memperhitungkan kondisi pada saat pemasangan balok.

Pada kenyataannya struktur balok, diinginkan agar stabilitas lateral diciptakan oleh shear wall atau bracing atau lebih jauh lagi oleh portal tahan momen. Gaya lateral didistribusikan ke setiap bagian struktur lateral melalui aksi diafragma dari pelat lantai.

2.2.4.3. Prosedur Desain Sambungan

a. Transfer Gaya Geser Horizontal

Mekanisme dari transfer gaya geser horisontal dihitung berdasarkan besarnya gaya geser yang dipindahkan melalui permukaan temu. ACI 318.83 mengusulkan dua metode alternatif untuk merancangkan transfer gaya horisontal yaitu :

1. Perancangan berdasarkan pada gaya geser berfaktor vertikal pada penampang yang ditinjau.
2. Perancangan berdasarkan pada kekuatan geser friksi pada bidang temu dimana kekuatan geser tersebut mampu menjamin perubahan aktual gaya tekan/tarik yang terjadi pada penampang yang ditinjau.

Dalam perancangan dipakai metode yang kedua, karena lebih mendekati kenyataan, dimana dasar desain :

$$Fuh \leq \phi\, Fnh$$

Dimana : Fuh = gaya geser horisontal berfaktor

Fnh = kekuatan geser horisontal

ϕ = 0,65

Menurut SKSNI 1991 pasal 3.10.5 ada tiga kasus yang mungkin terjadi, yaitu :

1. $Fuh \leq 0{,}6\ bv\ .\ lvh$

   Permukaan temunya bersih dan bebas dari serpihan beton yang tidak berguna dan sengaja dikasarkan. Atau tidak sengaja dikasarkan tetapi diberi sengkang pengikat minimum sesuai SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.10.6.

2. $0{,}6\ bv\ .\ lvh \leq Vnh \leq 2{,}5\ bv\ .\ lvh$

   Permukaan temunya bersih dan bebas dari serpihan beton yang tidak berguna dan sengaja dikasarkan sehingga mencapai tingkat kekasaran dengan amplitudo ± 5 mm diberi sengkang minimum sesuai dengan SKSNI 1991 pasal 3.10.6.

3. $Vnh \leq 2{,}5\ bv\ .\ lvh$

Permukaan temunya bersih dan bebas dari serpihan beton yang tidak berguna serta untuk perancangan geser horisontal harus dikerjakan sesuai dengan SKSNI 1991 pasal 3.10.6 yaitu :

- Kekuatan geser nominal maksimum yang didasarkan pada beton adalah 1,2 fc' . bv . lvh atau 5,5 bv . lvh (Newton)

  Jadi dengan kata lain :

  Fnh max = 1,2 . bv . lvh

- Luas tulangan geser horisontal dapat dihitung dengan persamaan :

$$Avf = \frac{Vn}{\mu f}$$

dimana : Avf = Luas tulangan geser horisontal

Vnh = gaya geser horisontal nominal

μ = 1 x 1 untuk komposit

f = 1,0 untuk beton normal

= 0,85 untuk pasir ringan

= 0,75 untuk beton ringan

fy = tegangan leleh tulangan

Tulangan geser dipasang dalam bentuk sengkang pengikat dengan jarak sengkang:

s = Lvh . Atie / Avi

smax = 4 x dimensi terkecil elemen yang didukung

= 600 mm

Penulangan geser minimum :

Avi (min) = bv . lvh / (3 fy)

b. Bearing On Plain Concrete

Jika diinginkan agar suatu elemen tidak perlu diperkuat oleh penulangan untuk mempertinggi daya dukung elemen pada bagian tepi, seperti tepi pada ujung balok yang mendukung pelat, maka perlu dilakukan pemeriksaan

bearing on plain concrete. Menurut SKSNI T-15-1991-03, daya dukung dari *plain concrete* adalah :

$$\phi\ Vn = \phi\, Cr\,(0{,}85\ fc'\ A1)\ \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2\ fc'\ A1$$

dimana :

ϕ = 0,7

$Cr = \left(\frac{sw}{200}\right)^{Nu/Vu}$

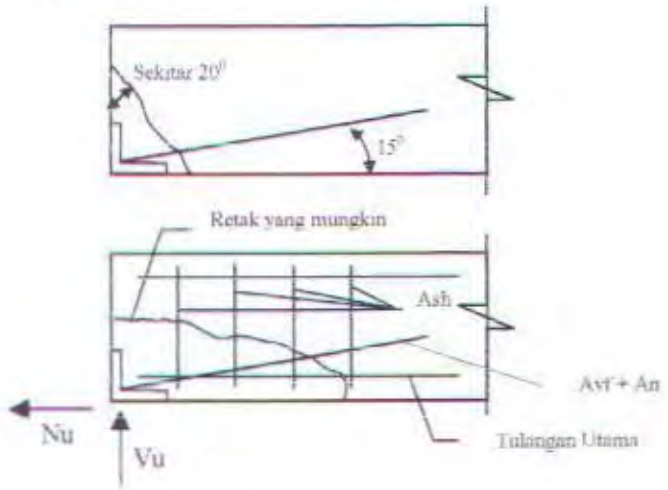
= 1,0 bila tidak ada gaya horisontal yang berarti

A1 = luas permukaan beton yang mendukung beton

A2 = luas proyeksi permukaan A1

Batas *bearing strengh* adalah :

$\phi Vc = 0{,}85\ .\ \phi\ .\ fc'\ .\ bw$



Gambar 2.8. Konsep Gesekan Geser terhadap Dearah Tumpuan Balok

c. Penulangan End Bearing

Jika $\phi Vu > Vn$ hasil desain *bearing on plane concrete* maka perlu penulangan *end bearing*. Penulangan end bearing berdasarkan analisa geser friksi. Prosedur yang digunakan PCI adalah sebagai berikut :

1. Diasumsikan sudut retak adalah vertical $\theta = 0^0$
2. Hitung tulangan horizontal :

$$At = Avf + An = \frac{Vu}{\phi.fy.\mu} + \frac{Nu}{\phi.fy}$$

Sudut penanaman adalah 15^0 seperti yang disarankan pada referensi.

Sedangkan nilai μ diambil secara konservatif.

$\mu = 1.4\lambda = 1.4 \times 1 = 1.4$ sedangkan nilai $\phi = 0.6$ untuk Avf dan $\phi = 0.8$ untuk An.

3. Perhitungan tulangan sengkang

Dalam Perhitungan tulangan sengkang Ash untuk retak horizontal adalah

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

2.2.5 Pondasi

Pondasi sebagai struktur bawah mempunyai fungsi memikul beban-beban yang bekerja diatasnya. Dalam merancangkan pondasi terdapat dua jenis pondasi yang umum dipakai yaitu, pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal dipakai untuk struktur dengan beban relatif kecil sedangkan struktur dengan beban relatif besar cenderung untuk menggunakan pondasi dalam.

2.2.5.1. Daya Dukung Tiang

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah tempat pondasi ditanam.

Hasil daya dukung yang menentukan, yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

a. Daya Dukung Pondasi Berdasarkan Kekuatan Bahan

Kemampuan tiang ditinjau dari kekuatan bahan tiang bisa dilihat pada brosur tiang pancang produksi beberapa perusahaan. Didalamnya akan diperjelas tentang spesifikasi dari tiang pancang yang diinginkan.

b. Daya Dukung Pondasi Berdasarkan Kekuatan Tanah

Menurut *Mayerhof*, perhitungan daya dukung tiang berdasarkan data sondir harus memperhitungkan daerah tanah yang mengalami keruntuhan geser

akibat penetrasi konus dan tiang pancang yaitu pada daerah 4D di bawah ujung tiang dan 8D di atas ujung tiang.

Harga konus merupakan harga rata-rata sepanjang daerah keruntuhan geser yang dapat diperhitungkan dengan persamaan berikut :

$$\text{Cu (rata-rata ujung)} = \frac{0.5x(Cn1 + Cn2) + Cn3}{2}$$

Dimana :

- Cn1 = harga rata-rata konus, dihitung mulai dari ujung tiang sampai 4D ke bawah.
- Cn2 = harga rata-rata konus minimum, dihitung mulai dari ujung tiang sampai 4D ke bawah.
- Cn3 = harga rata-rata konus minimum, dihitung mulai dari ujung tiang sampai 8D ke atas.

Jadi daya dukung akibat perlawanan ujung yang didasarkan pada harga konus :

Qc = Cn(rata-rata ujung) x A tiang

Pengaruh dari lekatan (*cleef*) tanah *kohesif* harus diperhitungkan sebagai tambahan kekuatan daya dukung tanah dengan perumusan sebagai berikut :

Qs = O x JHP

Dimana :

- O = keliling tiang (cm)
- A = Luas tiang (cm^2)
- JHP = jumlah hambatan pelekat (kg/cm^2)

Daya dukung *ultimate* suatu tiang yang berdiri sendiri berdasarkan hasil sondir merupakan penjumlahan kedua kondisi di atas yaitu : Qu = Qc + Qs

Daya dukung ijin yang berdiri sendiri adalah daya dukung satu tiang dibagi dengan suatu angka keamanan (*SF/safety factor*) sebagai berikut :

$$Qijin = \frac{Qc}{SF1} + \frac{Qs}{SF2}$$

Dimana :

SF1 = *safety factor* terhadap perlawanan ujung = 3

SF2 = *safety factor* terhadap hambatan lekat = 5

Perhitungan daya dukung tiang ditinjau dari dua keadaan, yaitu

Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri

Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

c. Daya Dukung Tiang dalam Kelompok

Daya dukung satu tiang dalam kelompok didapatkan dari daya dukung satu tiang yang berdiri sendiri dikalikan dengan factor efisiensi.

$\overline{P}$ ult = $\overline{P}$ ijin 1 tiang x Eff

Faktor efisiensi tiang pancang adalah sebagai berikut :

$$\eta = 1 - \left[arc.tgn\left(\frac{D}{S}\right) \times \frac{(n-1).m + (m-1.n)}{90.(m \times n)} \right]$$

dimana :

m = jumlah baris tiang pancang arah horizontal

n = jumlah baris tiang pancang arah vertikal

D = diameter tiang pancang

S = jarak As ke As tiang pancang

Faktor efisiensi dipakai apabila jarak antar tiang yang digunakan lebih kecil dari jarak yang ditentukan sebagai berikut :

$$S \geq \frac{(1.57xDxmxn) - (2xD)}{m + n - 2}$$

dimana :

D = diameter tiang

m = jumlah baris

n = jumlah tiang dalam 1 baris

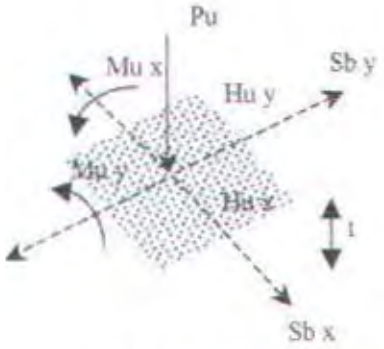
Beban Maksimum Pada Tiang Akibat Aksial dan Momen

Jumlah tiang dihitung sedemikian hingga P maksimum yang terjadi pada tiang tidak melebihi daya dukung ijin tiang. Beban maksimum yang bekerja pada 1 tiang dihitung berdasarkan aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Pmaks dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$P_{maks} = \frac{\sum Pu}{n} + \frac{My \cdot Xmaks}{\sum x^2} + \frac{Mx \cdot Ymaks}{\sum y^2} \leq Pult$$

dimana :

- P ult = Daya dukung ijin tiang dalam kelompok
- Pmaks = Beban maksimum 1 tiang Pancang
- $\sum Pu$ = Jumlah total beban aksial
- Mx = Momen yang terjadi pada arah sumbu x
- My = Momen yang terjadi pada arah sumbu y
- Xmaks = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- Ymaks = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- $\sum x^2$ = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang
- $\sum y^2$ = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang



Gambar 2.9. Gaya-gaya pada poer pondasi

2.2.5.2. Kontrol Daya Dukung Pondasi Tiang

Tiang pancang harus mampu menerima gaya tekan aksial dan momen akibat gaya horisontal dengan cara mengubah gaya horisontal menjadi momen tambahan yang bekerja pada tiang pancang. Kontrol terhadap gaya lateral dilakukan pada

nilai terkecil antara kekuatan bahan atau kekuatan tanahnya. Jika kekuatan bahan lebih kecil dari kekuatan tanah maka kontrol dilakukan terhadap kekuatan bahan demikian pula sebaliknya.

Akibat gaya lateral akan timbul gaya perlawanan tanah berupa beban merata yang mana beban perlawanan tanah inilah yang akan menimbulkan lentur terhadap tiang pancang. Momen yang terjadi akibat gaya horisontal ini harus dicek terhadap kekuatan bending dari tiang pancang yang digunakan.

Untuk mengontrol kemampuan masing-masing tiang maupun kelompok tiang perlu dibedakan antara tiang panjang dan tiang pendek, dimana tiang panjang dan tiang pendek ditentukan dengan rumus :

$L_2 = 2{,}2\ L_1$ dimana : $L_1 = F + 1{,}5\ D$

$$F \quad \frac{H}{9 \times Cr \times D}$$

$Cr = 0{,}5\ Cu$

Dimana :

- L_2 = kedalaman dimana momen lentur adalah nol
- L_1 = kedalaman dimana momen lentur adalah maksimum
- F = panjang daerah perlawanan
- Cu = harga kohesi tanah
- D = diameter tiang (*single pile*)
- D = lebar dari kelompok tiang yang tegak lurus arah beban (*pile group*)

Apabila L tiang > L_2 maka tiang dianggap sebagai tiang panjang, demikian pula sebaliknya.

2.3. Beton Pracetak

2.3.1 Umum

SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.9.1 menyatakan bahwa beton pracetak adalah komponen beton yang dicor ditempat yang bukan merupakan posisi akhir didalam suatu struktur. Sebagai elemen beton yang tidak dicetak di posisi terakhirnya, maka beton pracetak bisa sebagai material konstruksi dan metode konstruksi. Sebagai material konstruksi, beton pracetak dapat diproduksi di lapangan dengan

kontrol kualitas yang lebih terjamin dan dapat dipakai sebagai unsur non struktural atau unsur struktural.

Sebagai metode konstruksi, pracetak tidak sulit untuk dilaksanakan. Beton pracetak dalam pelaksanaannya dapat mengurangi total waktu proyek. Sejak unit-unit atau komponen-komponen pracetak disiapkan, fase atau item pekerjaan lain dapat dikerjakan seiring dengan proses pembuatan pracetak.

Pergerakan elemen-elemen pracetak sejak dari lokasi pabrikasi sampai ke lokasi proyek merupakan bagian yang penting dari rancang penggunaan elemen pracetak. Alat transportasi juga harus disesuaikan dengan elemen yang akan diangkut, demikian pula halnya dengan jalan yang akan dilewati harus cukup memenuhi syarat baik lebar, kemampuan maksimal dari jalan dalam menerima beban sesuai desain awalnya dan syarat-syarat lainnya yang mendukung kelancaran pergerakan dari transportasi elemen pracetak tersebut.

2.3.2. Keuntungan Beton Pracetak

Kualitas komponen beton pracetak yang diproduksi dibawah kondisi kontrol kualitas yang ideal akan mempunyai beberapa keuntungan sebagai berikut :

1. Daya dukung beban tinggi (*High Load Capacity*)

   Beton pracetak mempunyai kekuatan yang seragam dan mempunyai kekuatan yang merata disetiap bagiannya dalam menerima beban.

2. Keawetan (*Durability*)

   Beton dengan kualitas yang ideal memiliki kepadatan dan kekedapan air yang lebih tinggi sehingga beton pracetak lebih tahan terhadap korosi, cuaca dan kerusakan-kerusakan lain khususnya yang tergantung waktu.

3. Fleksibel untuk dikembangkan (*Flexibility for Expansion*)

   Beton pracetak dapat diproduksi untuk penyediaan fasilitas arah vertical dan horizontal secara lebih mudah. Misalnya untuk listrik, saluran air kotor dan lain sebagainya dengan biaya rendah.

4. Penyediaannya mudah (*Ready Availibilty*)

   Penyediaan beton pracetak dapat dilakukan dengan mudah terutama untuk produksi massal disesuaikan dengan schedul pemasangan.

5. ekonomis (*Economy*)

   Secara keseluruhan penggunaan pracetak mempunyai keuntungan biaya rendah dan dapat dilakukan penghematan biaya yang lain. Mahalnya tenaga kerja di lapangan dapat dikurangi sehingga dapat menghemat biaya pelaksanaan.

6. Kontrol kualitas (*Quality Control*)

   Dalam produksinya beton pracetak lebih mudah dilakukan kontrol kualitas sesuai dengan spesifikasi yang dirancangkan. Dalam pelaksanaannya kontrol kualitas merupakan program utama untuk standar tinggi dari fabrikasi.

7. Transmisi kegaduhan rendah (*Low Noise Transmision*)

   Dikarenakan kegiatan elemen sudah banyak dilaksanakan di pabrik dan dilokasi proyek hanya tinggal pemasangan saja, maka tingkat kegaduhan akan sangat berkurang jika dibandingkan dengan cara konvensional.

8. Kecepatan Konstruksi (*Speed of Construction*)

   Konstruksi beton pracetak akan sangat menghemat waktu dan biaya dalam pelaksanaan di lapangan.

2.3.3. Pemasangan Eleman Pracetak

Beberapa hal yang dihadapi dalam pelaksanaan pemasangan elemen pracetak antara lain :

1.. Site Plan

Dalam pemasangan elemen pracetak sangat penting untuk mengetahui Site Plan dari proyek yang akan dikerjakan. Dengan Site Plan yang ada maka akan diperoleh hal-hal sebagai berikut:

1. Dapat dirancangkan penempatan tower crane dilokasi proyek sehingga dapat difungsikan semaksimal mungkin dalam pengoperasiannya untuk pemasangan elemen-elemen pracetak ke posisi terakhirnya.

2. Dapat dirancangkan tempat penumpukan elemen pracetak disesuaikan dengan posisi tower crane atau dalam pengertian lain gudang penumpukan elemen pracetak dalam jangkauan tower crane.
3. Perancangan jalan proyek hendaknya seefisien mungkin terkait dengan posisi tower crane dan gudang penumpukan.

Oleh karena itu site plan sangat penting untuk dipelajari, agar pelaksanaan dari proyek dapat seefisien dan semaksimal mungkin.

2. Peralatan

Dalam pengguanaan elemen pracetak yang perlu menjadi pertimbangan perancang adalah sebagai berikut:

1. Berapa tower crane yang diperlukan dalam suatu proyek agar tower crane dapat difungsikan semaksimal mungkin.
2. Berapa diameter perputaran tower crane.
3. Berapa kapasitas angkat maksimal tower crane
4. Peralatan pembantu serta jumlah kebutuhan guna mendukung siklus pemasangan elemen pracetak seperti truk dan lain sebagainya.

3. Siklus Pemasangan

Secara garis besarnya siklus pemasangan dari elemen-elemen pracetak dapat dijabarkan sebagai berikut:

1. Pengecoran elemen kolom
2. Pemasangan elemen balok
3. Pemasangan elemen tangga
4. Pemasangan elemen pelat
5. Pengecoran overtopping

4. Tenaga Kerja

Dalam penggunaaan elemen pracetak, pemakaian tenaga kerja menjadi lebih sedikit dibandingkan dengan penggunaan sistem konvensional (cor ditempat). Dengan demikian koordinasi pelaksanaan di lapangan menjadi lebih mudah dan dapat menjamin kelancaran pergerakan elemen pracetak di lapangan sampai pada pemasangan ke posisi terakhirnya dalam struktur.

2.3.4. Tipe Elemen Pracetak

Tipe ini elemen pracetak (*precast*) adalah pelat lantai, balok dan tangga. Pada elemen pelat lantai, setelah terpasang di lapangan ditambah dengan topping. Jenis-jenis elemen pracetak (*precast*) yang umum dipakai adalah:

1. Pelat

   Untuk pelat pracetak (precast slab) ada 2 (dua) ,acam jenis yang umum dipakai yaitu:

   1. Pelat pracetak berlubang (*Hollow Core Slab*)

      Pelat pracetak dimana lebih tebal dan biasanya menggunakan kabel pratekan. Keuntungannya adalah lebih ringan, durabilitas tinggi dan ketahanan terhadap api sangat tinggi.

   2. Pelat pracetak tanpa berlubang (*Non Hollow Core Slab*)

      Pelat pracetak dimana ketebalan dari pelat lebih tipis dan keuntungannya tidak banyak makan tempat sewaktu penumpukan.

2. Balok

   Untuk balok pracetak ada 2 (dua) macam jenis yang umum dipakai yaitu:

   1. Balok berpenampang bentuk persegi (*Rectangular Beam*)

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

   2. Balok berpenampang bentuk U (*U-Shell Beam*)

      Keuntungan dari jenis ini adalah lebih ringan yang dapat digunakan pada bentang yang panjang dan penyambungan pada join lebih monolit.

2.3.5. Beberapa Tipe Sambungan dalam pracetak

Beberapa tipe sambungan yang ada dalam pracetak, antara lain :

1. Sambungan daktail dengan cor setempat
2. Sambungan daktail dengan las
3. Sambungan daktail mekanik
4. Sambungan daktail menggunakan system baut.

1. Sambungan Daktail dengan Cor Setempat

Sambungan ini merupakan sambungan yang menggunakan tulangan biasa untuk menyambung antar elemen beton pracetak, kemudian dicor agar menjadi kesatuan yang monolit, yang biasa disebut sambungan basah.

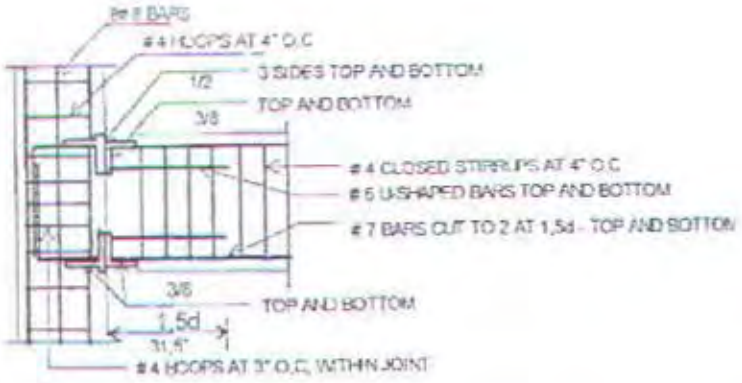
2. Sambungan Daktail dengan Las

Ochs and Ehsani (1993) mengusulkan 2 (dua) sambungan las pada penempatannya dilokasi sendi plastis pada permukaan kolom sesuai dengan filosofi *strong column-weak beam*. Dalam hal ini gedung harus dirancangkan sehingga *flexure hinge* terbentuk pada ujung balok didekat kolom.

Konsep terjadinya sendi plastis pada balok yang terletak dekat permukaan kolom mempunyai beberapa keuntungan dari detailnya adalah tuntutan daktilitas dan kekuatan. Pada struktur monolit hal ini terjadi reduksi pada panjang penyaluran tulangan di daerah sambungan.

Pada pelaksanaan sistem ini diambil contoh menggunakan kolom dan balok yang disambung dengan las. Untuk pertemuan antara balok dan kolom, pada balok serta kolom dipasang pelat baja yang ditanam masuk pada daerah tulangan kolom yang kemudian dicor pada waktu pembuatan elemen pracetak. Pada kedua ujung balok pelat baja ditanam pada bagian atas dan bawah (Gambar 2). Pada perakitan komponen pracetak yang menggunakan las, untuk kolom terlebih dahulu berdiri kemudian digunakan pengelasan pada kedua pelat tersebut untuk menyambungnya dengan balok.

Dari hasil uji coba yang telah dilakukan, cara penempatan sendi plastis yang dilakukan menunjukkan hasil memuaskan sehingga tidak ada masalah apabila digunakan pada daerah gempa. Beton pracetak dengan penempatan lokasi sendi plastis adalah sebanding dengan cast in-place dalam hal kekuatan dan daktilitasnya, dimana sendi plastis itu ditempatkan dipermukaan kolom.

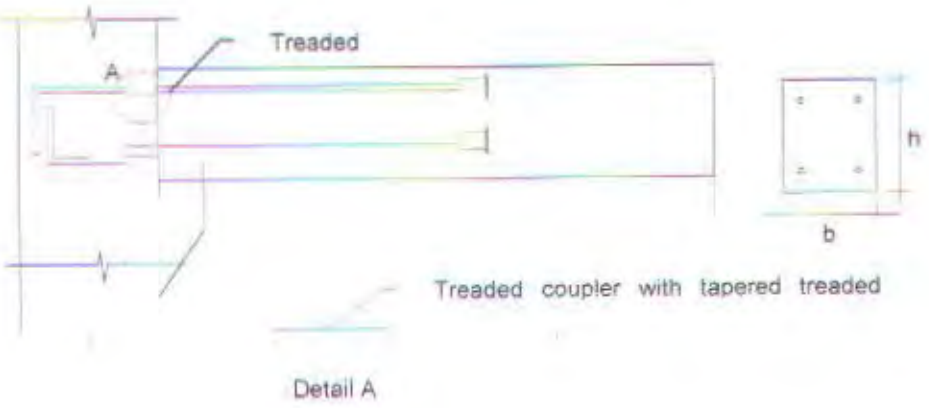


Gambar 2.10. Sambungan Daktail dengan Las

Bagian kritis pada sambungan pracetak adalah pengelasan tulangan balok dimana dapat menimbulkan kegagalan. Oleh karena itu perlu perhatian khusus pada kualitas dari pengelasan pada pelat pracetak dan tulangan perkuatan. Kelemahan dengan sistem menggunakan sambungan las pada balok-kolom adalah biaya relatif sangat besar dan pekerjaan lebih sulit karena memerlukan ketelitian dalam pengelasan.

3. Sambungan Daktail Mekanik

French and Friends (1989) mengembangkan sambungan yang menggunakan post-tension untuk menghubungkan balok dan kolom. Pada sambungan *post-tension* ini dirancang pelelehan terjadi pada daerah lokasi antara pertemuan balok-kolom.



Gambar 2.11. Sambungan Daktail Mekanik

Treaded coupler adalah tempat untuk sambungan pada ujung tulangan baja yang dimaksud pada alat tersebut. Dengan fasilitas yang tersedia pada alat tersebut sehingga ujung tulangan baja dapat dimasukkan pada lubang yang runcing.

Alat ini merupakan salah satu dari tipe sambungan mekanik Pelaksanaan alat sambungan ini perlu sekali ketrampilan dan keahlian khusus.

4. Sambungan Daktail dengan Sistem Baut

Sistem frame beton pracetak memberikan keuntungan dari penyatuan elemen beton pracetak yang terpisah-pisah dengan menggunakan daktail untuk menyambungnya. Penyambungan daktail ini berisi sebuah tongkat yang akan leleh pada kekuatan tertentu dan berhasil membatasi beban yang ditransfer untuk kehilangan daktilitas dari komponen frame.

2.4. Beton Tahan Gempa

2.4.1. Tipe Struktur Beton Tahan Gempa

Pada bangunan konstruksi beton sistem struktur juga perlu mendapat perhatian, sehingga konfigurasi strukturnya nanti dapat meningkatkan kekakuan dari gedung secara keutuhannya dan diharapkan pula tidak terjadi aksi puntir yang besar. Sistem struktur dibagi menjadi :

a. Building Frame System

Pada sistem ini struktur yang terdiri dari rangka terbuka lengkap dan dinding geser, dimana struktur yang pertama memikul beban gravitasi, sedang yang kedua berfungsi memikul beban lateral. Dalam semua zona gempa, rangka terbuka harus memenuhi syarat-syarat kompabilitas deformasi yang terjadi. Sedemikian rupa sehingga drift yang terjadi sangat kecil. Apabila besarnya drift melampaui batas tertentu, maka diamankan dengan memperbesar kekakuan dari struktur yang ada.

b. Momen Resisting Frame System.

Pada sistem ini frame merupakan penahan gempa di gedung sehingga gaya-gaya akibat beban gempa ditransfer pada frame yang memang dikhususkan untuk menahan beban gempa. Dalam perancangan struktur gedung itu tidak perlu semua frame sebagai penahan akibat beban gempa tetapi dibuat hanya beberapa saja yang khusus untuk sisanya hanya sebagai penyalur beban.

c. Dual System

Dual system adalah sistem struktur dengan 3 kriteria berikut :

1. Suuatu ruang rangka lengkap yang berfungsi sebagai pemikul beban gravitasi.
2. Pemikul beban laterla dilakukan oleh dinding geser atau braced frame + moment resisting frame yang berupa SMRF atau IMRF.
3. Dua sistem struktur diatas harus dirancangkan untuk memikul beban total beban geser dasar secara proporsional dengan kekakuannya.

d. Bearing Wall System.

Bearing wall system adalah kombinasi sistem sruktur yang terdiri dari rangka ruang yang tidak lengkap yang memikul beban gravitasi ditambah dinding geser yang memikul sebagian besar beban gravitasi dan beban lateral.

2.4.2. Daktilitas Struktur

2.4.2.1. Definisi Daktilitas

Adapun definisi daktilitas yang dimaksud adalah sebagai berikut:

1. Menurut Peraturan Perancangan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung (PPTGIUG'83).

   Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung atau unsur struktur itu untuk mengalami simpangan-simpangan plastis secara berulang dan bolak-balik diatas titik leleh pertama sambil mempertahankan sebagian besar dari kemampuan awalnya dalam memikul beban.

2. Menurut SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.4.1.

   Daktilitas adalah perbandingan antara simpangan maksimum rancang dengan simpangan leleh awal dari komponen struktur yang ditinjau.

2.4.2.2. Tingkatan Daktilitas

Klasifikasi tingkat daktilitas menurut SKSNI 1991 pasal 3.14.1 adalah sebagai berikut :

1. Tingkat daktilitas 1

   Struktur beton diproposikan sedemikian rupa sehingga ketentuan tambahan atas penyelesaian detail pada struktur bangunan sangat sedikit (struktur sepenuhnya elastis, $\mu = 1$). Beban rancang dasar lateral harus dikalikan dengan faktor type struktur (K) sebesar 4.

2. Tingkat daktilitas 2

   Struktur diproposikan sedemikian rupa sehingga penyelesaian detail khusus akan memungkinkan struktur memberikan respon inelastis terhadap beban siklis yang bekerja tanpa mengalami keruntuhan getas, $\mu = 2$. Beban gempa rancang dikalikan faktor K minimum 2.

3. Tingkat daktilitas 3

   Struktur beton diproposikan berdasarkan suatu ketentuan penyelesaian detail khusus yang memungkinkan struktur memberikan respon inelastis terhadap beban siklis yang bekerja dan mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas desain energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan, $\mu = 4$. Beban rancang lateral dikalikan 1.

BAB III
DASAR-DASAR PERENCANAAN

BAB III

DASAR-DASAR PERANCANGAN

3.1. Data teknis Obyek Perancangan

Data-data teknis dalam hal ini dapat diperoleh dari gambar yang ada, baik yang berkenaan tinggi kolom, luas lantai, tinggi total struktur, jumlah lantai, dimensi arah panjang dan arah lebar dari bangunan dan data-data lainnya yang kesemuanya itu diharapkan dapat membantu untuk mengidentifikasikan struktur yang dimaksud baik dalam perhitungan beban gravitasi, penentuan cara analisa perhitungan beban gempa sampai pada bentuk permodelan struktur itu sendiri agar pendekatan yang dilakukan mendekati keadaan yang sebenarnya.

3.1.1. Data Bangunan

Gedung yang berdiri di jalan Basuki Rachmad 63 Surabaya ini fungsi utamanya adalah sebagai gedung perkantoran. Adapun data-data bangunan adalah sebagai berikut:

- Nama gedung : Gedung Standard Chatered - Surabaya
- Lokasi : Jalan Basuki Rachmad 63 Surabaya
- Jumlah lantai : 8 lantai dan 5 lantai

  Dimodifikasi menjadi 6 lantai dan 3 lantai.
- Luas gedung : Gedung berbentuk "L" dengan luas 560 m^2
- Bahan struktur :

  Beton bertulang biasa untuk elemen kolom

  Beton pracetak untuk elemen balok utama, balok anak, pelat dan tangga.
- Pondasi : Bore pile diameter 60 cm dimodifikasi dengan pondasi tiang pancang.

3.1.2 Data Tanah

Penyelidikan tanah berfungsi untuk mengetahui jenis dari tanah sehingga dapat diantisipasi perancangan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut.

Dari hasil penyelidikan tanah maka direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang. Penyelidikan tanah yang dilakukan terdiri atas sondir dan boring dengan hasil seperti terlampir dalam lampiran.

3.1.3. Jenis Meterial

- Beton

  Berat jenis beton bertulang 2400 kg/m^3, dengan dengan mutu fc' = 30 MPa
- Tulangan

  Tulangan utama memakai baja U-32 dengan fy = 320 Mpa.

  Tulangan geser memakai baja U-24 dengan fy = 240 Mpa.

3.1.4. Data Satuan

Satuan yang dipakai dalam analisa perancangan struktur :

- satuan gaya : ton meter
- satuan panjang : m (meter)
- satuan waktu : dt (detik)

3.2. Kriteria Perancangan

3.2.1. Batasan Perancangan

Batasan dalam perancangan struktur Gedung Perkantoran ini, meliputi :

1. Elemen yang meliputi balok induk, balok anak, plat dan tangga direncanakan dengan beton pracetak (non prestress).
2. Elemen struktur yang meliputi kolom, dan poer direncanakan dengan cor setempat.
3. Perhitungan beban gempa direncanakan mengunakan tingkat daktilitas 2.
4. Pengaruh suhu dalam perancangan elemen pracetak diabaikan
5. Tidak melakukan analisa kekuatan dari perancah (perancah dianggap mampu memikul beban beban yang ada).
6. Tidak melakukan analisa biaya pada pelaksanaan konstruksi beton pracetak dan cara konvensional untuk gedung ini.

3.2.2. Metodologi Perancangan.

Diawali dengan pengenalan metode pracetak, kemudian dilanjutkan metode perancangan dengan tahapan sebagai berikut :

1. Mempelajari arsitektur gedung (*Architectural Study*)
   a. Mempelajari fungsi gedung
   b. Mempelajari rencana beban yang bekerja, yang meliputi :
      - Beban vertikal

        Beban vertikal terdiri dari berat sendiri konstruksi, finishing lantai, beban dinding, plafon, beban akibat ducting AC, dan beban hidup.
      - Beban horizontal

        Beban yang diakibatkan oleh gempa
2. Menetapkan konsep desain struktur yaitu menetapkan metode analisa struktur dan menetapkan pembebanannya.
3. Desain awal untuk menentukan dimensi elemen-elemen struktur dengan memperhatikan kemudahan dalam pelaksanaan
4. Menganalisa dan memodelkan struktur
   - Sistem struktur yang digunakan adalah momen resisting frame untuk menahan beban lateral yang ada akibat gempa maupun akibat gravitasi..
   - Pelat lantai dan pelat atap direncanakan menggunakan jenis pelat pracetak tidak berlubang (*Non Hollow Core Slab*) Sistem lantai bekerja sebagai diapragma yang terkena beban horisontal dan beban gempa agar dapat meneruskan gaya-gaya tersebut pada komponen penahan lateral.
   - Tangga dimodelkan sebagai sistem tangga dengan tumpuan rol pada balok bordes dan sendi pada balok lantai sehingga tidak mempengaruhi perilaku struktur utama.
   - Untuk perancangan balok bentang 8 meter direncanakan menggunakan balok U-shell baik itu balok anak maupun balok induk hal ini disebabkan berat sendiri dari balok sangatlah besar bila menggunakan balok pracetak persegi. Sedangkan untuk balok yang memiliki bentang 6 meter direncanakan menggunakan jenis balok pracetak berpenampang persegi (*Rectangular Beam*).

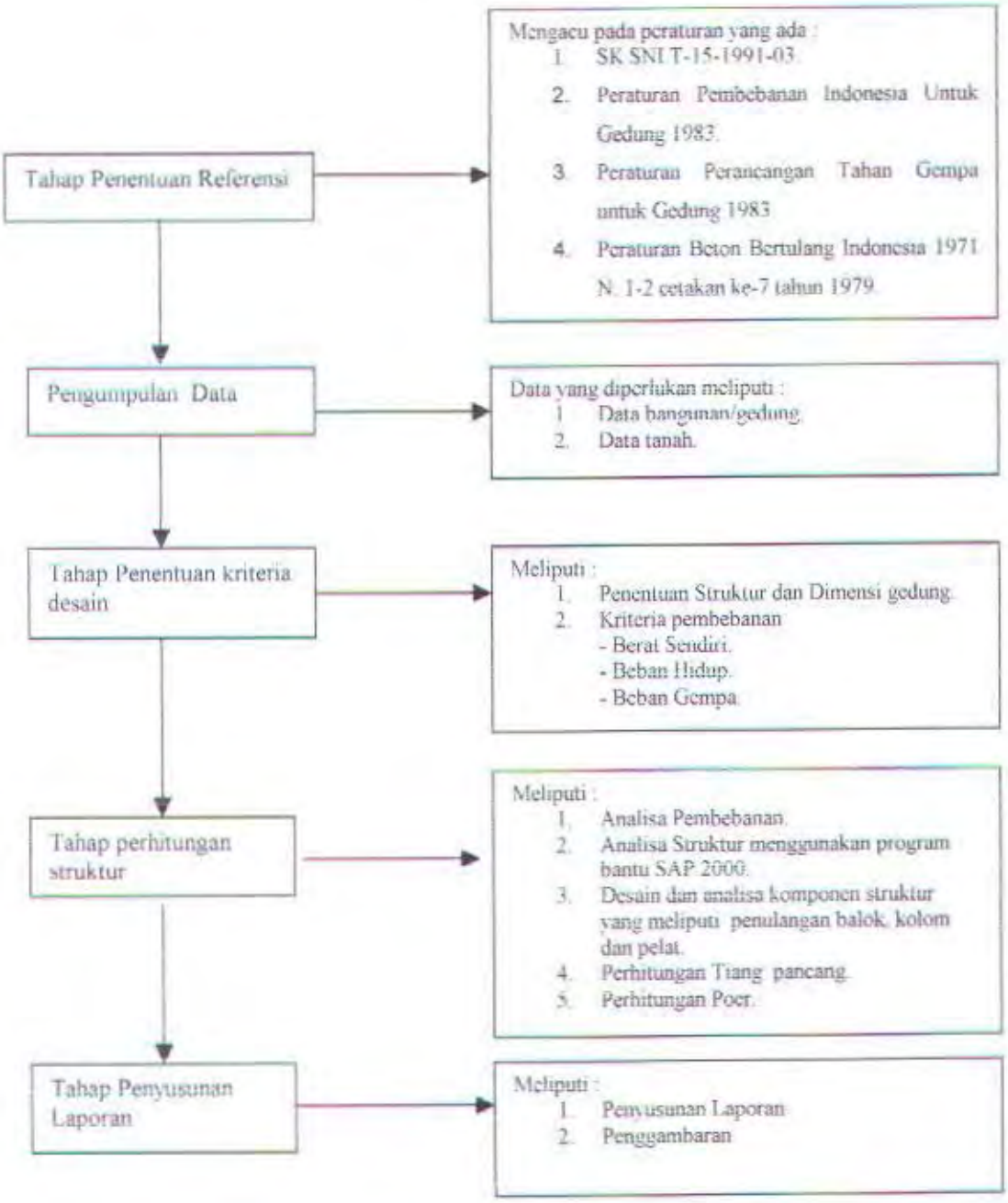
- Sambungan yang dipakai adalah sambungan daktail dengan cor setempat atau sambungan basah dibanding dengan sistem lainnya, cara ini dapat menghemat dalam pemakaian perancah dilapangan. Hal ini tentunya akan dapat mereduksi biaya proyek.
- Elemen balok pracetak dan pelat pracetak diasumsikan dibuat dilokasi proyek, kemudian dirakit dengan kolom yang dicor setempat, setelah itu elemen pelat pracetak dapat dipasang yang dilanjutkan dengan pengecoran topping pelat.
- Secara umum struktur gedung ini direncanakan dengan daktilitas tingkat 2.
- Pandasi pada gedung ini direncanakan menggunakan tiang pancang. Dalam memrima beban struktur, tiang pancang bertumpu pada ujung tiang yang berada pada lapisan tanah keras disamping juga memiliki gaya perlawanan yang dari lekatan antara badan tiang dan tanah disekelilingnya. Sedangkan poer berfungsi meneruskan beban dari kolom ke tiang pancang.

3.2.3. Metode Analisa Struktur

Metode penyelesaian untuk analisa struktur adalah sebagai berikut :

1. Analisa gaya-gaya dalam pada struktur utama menggunakan metode tiga dimensi dengan program bantu SAP 2000.
2. Analisa gaya dalam struktur sekunder (plat dan balok anak) menggunakan tabel koefisien pada PBI 1971 dan mengikuti prosedur perancangan dalam SKSNI T-15-1991-03.
3. Perhitungan kekuatan beton menggunakan SKSNI T-15-1991-03.
4. Hasil dari perhitungan dibuat dalam bentuk tabel.
5. Pada akhir perancangan bentuk struktur serta hasil perhitungannya akan dituangkan dalam bentuk gambar.

Adapun tahapan / sistematika dalam perancangan akan diperjelas dengan bagan dibawah ini :



Gambar 3.1 Tahapan perancangan

3.2.4 Peraturan dan Referensi yang digunakan

Peraturan yang dijadikan standart acuan adalah sebagai berikut :

1. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SKSNI T-15-1991-03.

2. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983.
3. Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 N.I-2 cetakan ke-7 tahun 1979.
4. Peraturan Perancangan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung tahun 1983
5. Buku Pedoman Perancangan Struktur untuk Beton Bertulang dan Struktur Tembok Beton Bertulang untuk Gedung 1983.
6. PCI Design Handbook.

BAB IV
PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER

BAB IV

PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1. Perancangan Pelat Pracetak

4.1.1. Preliminary Design

a. Perancangan Dimensi Balok

Dimensi balok seperti disyaratkan pada SKSNI T-15-1991-03 adalah sebagai berikut :

- $h \geq \frac{L}{16} x \left[0,4 + \frac{fy}{700} \right]$ ...(SK SNI 1991 ps 3.2.5.2.1)

- $b \geq 1/4.h$ ...(SK SNI 1991 ps 3.14.9.1.3)

  ≥ 200 mm

- $b = 2/3.\ h$ ....(Stuktur Beton Bertulang by Istimawan Dipohusodo 2.11)

h = tinggi balok dan b = lebar balok

L = bentang kotor balok (cm)

fy = mutu tulangan baja (Mpa)

Maka :

Dimensi balok induk untuk bentang L = 800 cm

$h = \frac{800}{16} x \left[0,4 + \frac{320}{700} \right] = 42.85$ cm ≈ 80 cm

$b = 2/3 \times 70 = 40$ cm

pakai balok induk ukuran 40/80 cm

Dimensi balok anak untuk bentang L = 800 cm

$h = \frac{800}{16} x \left[0,4 + \frac{320}{700} \right] = 42.85 \approx 65$ cm

$b = 2/3 \times 65 = 40$ cm

pakai balok anak ukuran 40/65 cm

Dimensi balok anak untuk bentang L = 600 cm

$$h = \frac{600}{16} x \left[0{,}4 + \frac{320}{700} \right] = 32.14 \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = 2/3 \times 50 = 30 \text{ cm}$$

pakai balok anak ukuran 30/50 cm

b. Perancangan Tebal Plat

Perumusan yang digunakan dalam perancangan tebal pelat :

$$h_{pelat} = \frac{l}{20}(0.4 + \frac{Fy}{700}) \qquad \text{(SKSNI pasal 3.2.5.2)}$$

Gambar 4.1. Dimensi pelat

tebal pelat yang digunakan adalah :

$$h_{pelat} = \frac{2700}{20}(0.4 + \frac{320}{700})$$

$$h_{pelat} = 115.7 \text{ mm} = 11.57 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

Berdasarkan dari perhitungan yang telah dilakukan, Perincian elemen pelat pracetak adalah sebagai berikut :

- Untuk pelat
  - tebal pelat pracetak : 7 cm
  - tebal overtopping : 5 cm

4.1.2. Data Perancangan Pelat

Perhitungan pelat adalah pelat dengan dimensi 800 x 270 mm^2. Data-data perancangan sebagai berikut :

- Tebal selimut beton = 20 mm
- ϕ tulangan rencana = 10 mm
- Mutu beton (fc') = 30 Mpa = 3200 kg/cm^2 (U 32)
- Mutu baja (fy) = 320 Mpa
- $\beta = 0.85$
- $\rho_b = \frac{0.85x30x0.85}{320}\left(\frac{600}{600+320}\right) = 0.044$
- $\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.033$ dan $\rho_{min} = \frac{1.4}{320} = 0.004375$
- $m = \frac{320}{0.85x30} = 12.55$

4.1.3. Pembebanan Struktur Pelat

1. Pembebanan pelat lantai :

- Sebelum overtopping
  - Beban mati (DL) :
    - Berat sendiri plat = 0,07x 2400 = 168 kg/m^2
  - Beban hidup (LL) :
    - PPI 1983 tabel 3.1 = 250 kg/m^2

- Sesudah evertopping (Penampang utuh)
  - Beban mati (DL) :
    - Berat sendiri plat = 0,12 x 2400 = 288 kg/m^2
    - Plafond dan penggantung = 18 kg/m^2
    - Tegel (3 cm) = 0,03 x 2200 = 66 kg/m^2
    - Spesi (2 cm) = 0,02 x 2200 = 44 kg/m^2
    - Ducting AC dan pipa = 30 kg/m^2

    Total = 446 kg/m^2
  - Beban hidup (LL) :
    - PPI 1983 tabel 3.1 = 250 kg/m^2

2. **Pembebanan Plat Atap :**

- Sebelum Overtopping
  - Beban mati (DL) :
    - Berat sendiri plat = 0,07 x 2400 = 168 kg/m^2
  - Beban Hidup (LL) :
    - PPI 1983 pasal 3.2 = 100 kg/m^2

- Sesudah overtopping (penampang utuh)
  - Beban mati (DL) :
    - Berat sendiri pelat = 0,12 x 2400 = 288 kg/m^2
    - Aspal (2 cm) = 0.02 x 2200 = 44 kg/m^2
    - Air (2 cm) = 0.02 x 1000 = 20 kg/m^2
    - Pasir (1,5 cm) = 0.015 x 1800 = 27 kg/m^2
    - Ducting AC dan pipa = 30 kg/m^2

      Total = 409 kg/m^2
  - Beban hidup (LL) :
    - PPI 1983 tabel 3.1 = 100 kg/m^2

Kombinasi Pembebanan

Beban ultimate yang didapat dari kombinasi pembebanan berikut ini didasarkan pada SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.2.2 butir 1.

Pelat lantai

- Sebelum Overtopping

  qu = 1,2 DL + 1,6 LL = 1,2 x 168 + 1,6 x 250

  = 601.6 kg/m^2

- Sesudah Overtopping

  0qu = 1,2 DL + 1,6 LL = 1,2 x 446 +1,6 x 250

  = 935.2 kg/m^2

Pelat Atap

- Sebelum Overtopping

qu = 1,2 DL + 1,6 LL = 1,2 x 168 +1,6 x 100

= 361,6 kg/m^2

- Sesudah Overtopping

qu = 1,2 DL + 1,6 LL = 1,2 x 409 +1,6 x 100

= 650,8 kg/m^2

4.1.4. Perhitungan Tulangan Pelat

a. Sebelum Overtopping

Sebagai contoh perhitungan, dipergunakan pelat tipe A dengan perletakan bebas , untuk pelat tipe dapat diketahui dari tabel penulangan pelat pada lampiran.

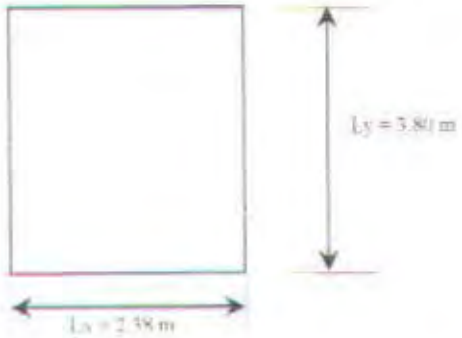
1. Data-data perancangan:

Tebal Pelat = 70 mm

Decking = 20 mm

Dy = 70 – 20 – (1/2 x 10) = 45 mm

$Q_{ultimate}$ = 601,6 Kg/m^2



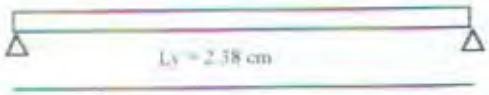
Gambar 4.2. Pelat sebelum Overtopping

Pada pelaksanaan, panjang awal dari pelat dibagi menjadi 2 bagian sehingga panjang bersih pelat sebelum overtopping adalah :

Ly = 2.70 – (2 x 0.5 x 40) + (2 x 0.04) = 238 cm dan

Lx = 8.00 – (2 x 0.5 x 40) = 760/2 = 380 cm

Momen yang terjadi :



$M = \frac{1}{8} \cdot q\, ly^2 = 0.125 \times 601.6 \times 2.38^2 = 425.96$ kgm

1. Penulangan arah y :

$$Rn = \frac{0.42596x10^7}{0.7x1000x45^2} = 3.005 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{12.55}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.55x3.005}{320}}\right] = 0.010$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$ maka yang dipakai ρ_{perlu}

Tulangan yang dibutuhkan :

As perlu $= \rho$ .b.d $= 0.0010 \times 1000 \times 45 = 450.938$ mm^2

Pada SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.16.6.5 disebutkan :

Jarak tul. Lentur utama $\leq$ 3 x tebal pelat = 240 mm

$\leq$ 500 mm

Dipakai tulangan lentur ϕ 10 – 150

As ada = 78.5 x (1000/150)

= 523.33 mm^2 > As perlu = 450.938 mm^2 .... OK

2. Penulangan arah x

Penulangan arah x menggunakan penulangan praktis dengan luas tulangan

As = 0.002 x b x d

= 0.002 x 1000 x 45 = 90 mm^2

direncanakan diameter tulangan ϕ6 (As = 28.26 mm^2)

Kontrol jarak antara tulangan adalah :

$S_{max} \leq$ 5t atau 500 mm SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.16.12.2.2

5t = 5 x 70 = 350 mm

Dipakai tulangan susut = ϕ6 – 200 (As = 141.4 mm^2 > 90 mm^2)

MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH - NOPEMBER

b. Setelah Overtopping

1. Data-data perancangan:

Tebal Pelat	= 120 mm
Decking	= 20 mm
dx	= 120 – 20 – (1/2 x 10) = 95 mm
dy	= 120 – 20 – 10 - (1/2 x 10) = 85 mm
$Q_{ultimate}$	= 935.2 Kg/m^2
Perletakan	= jepit elastis

Gambar 4.3. Pelat setelah Overtopping

Ly = 8.00 m dan Lx = 2.70 m

Ly/Lx = 2.963

Dari table 13.3.2 koefisien momen PBI 1971 didapat nilai Cx = 63,

Cy = 13 dan koef tumpuan y = 38

Momen yang terjadi :

$Mlx = - Mtx = 0.001.q.lx^2 .Cx$

$= 0.001 \times 935.2 \times 2.70^2 \times 63 = 429.51$ kgm

$Mly = 0.001.q.lx^2 .Cy$

$= 0.001 \times 935.2 \times 2.70^2 \times 13 = 88.63$ kgm

$Mty = 0.001.q.lx^2 .Cty$

$= 0.001 \times 935.2 \times 2.70^2 \times 38 = 259.07$ kgm

2. Penulangan Lapangan.

a. Penulangan arah x:

$$Rn = \frac{0.42951x10^7}{0.8x1000x95^2} = 0.59 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{12.55}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.55x0.59}{320}}\right] = 0.0019 < \rho_{min} = 0.0044$$

Tulangan yang dibutuhkan :

As perlu = ρ.b.d = 0.0044 x 1000 x 95 = 415.93 mm^2

Pada SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.16.6.5 disebutkan :

Jarak tul. Lentur utama ≤ 3 x tebal pelat = 450 mm

≤ 500 mm

Dipakai tulangan lentur ϕ 10 – 150

As ada = 78.5 (1000/150)

= 523.33 mm^2 > As perlu = 418 mm^2 .... OK

b. Penulangan arah y:

$$Rn = \frac{0.8863x10^7}{0.8x1000x85^2} = 0.36 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{12.55}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.55x0.36}{320}}\right] = 0.0011 < \rho_{min} = 0.0044$$

Tulangan yang dibutuhkan :

As perlu = ρ.b.d = 0.0044 x 1000 x 85 = 374 mm^2

Pada SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.16.6.5 disebutkan :

Jarak tul. Lentur utama ≤ 3 x tebal pelat = 450 mm

≤ 500 mm

Dipakai tulangan lentur ϕ 10 – 200

As ada = 78.5 (1000/200)

= 392.5 mm^2 > As perlu = 372 mm^2 .... OK

3. Penulangan Tumpuan.

a. Penulangan arah x:

$$Rn = \frac{0.42951x10^7}{0.8x1000x95^2} = 0.59 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{12.55}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.55x0.59}{320}}\right] = 0.0019 < \rho_{min} = 0.0044$$

Tulangan yang dibutuhkan :

As perlu = ρ .b.d = 0.0044 x 1000 x 95 = 415.63 mm^2

Pada SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.16.6.5 disebutkan :

Jarak tul. Lentur utama ≤ 3 x tebal pelat = 450 mm

≤ 500 mm

Dipakai tulangan lentur ϕ 10 – 200

As ada = 78.5 (1000/150)

= 523.33 mm^2 > As perlu = 415.63 mm^2 .... OK

b. Penulangan arah y:

$$Rn = \frac{0.25907x10^7}{0.8x1000x85^2} = 0.36 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{12.55}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.55x0.36}{320}}\right] = 0.0011 < \rho_{min} = 0.0044$$

Tulangan yang dibutuhkan :

As perlu = ρ .b.d = 0.0044 x 1000 x 85 = 372 mm^2

Pada SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.16.6.5 disebutkan :

Jarak tul. Lentur utama ≤ 3 x tebal pelat = 450 mm

≤ 500 mm

Dipakai tulangan lentur ϕ 10 – 200

As ada = 78.5 (1000/200)

= 392.5 mm^2 > As perlu = 374 mm^2 .... OK

Hasil perhitungan tulangan pelat lantai dan atap

Penulangan	Lapangan	Tumpuan
Arah X	D10 – 150	D 10 – 150
Arah Y	D10 – 200	D 10 – 200

Tabel 4.1 Penulangan akhir pelat

Tulangan Susut

Sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.16.12.2.1, maka tulangan susut dipasang tegak lurus dengan arah tulangan lentur dengan luas :

As susut = 0.002 x b x d = 0.002 x 1000 x 120 = 240 mm^2

direncanakan diameter tulangan susut ϕ 8 (As = 50.24 mm^2)

Kontrol jarak antara tulangan susut adalah :

$S_{max} \leq 5t$ atau 500 mm SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.16.12.2.2

5t = 5 x 150 = 750 mm

Dipakai tulangan susut = ϕ 8 – 200 (As = 251.2 mm^2 > 240 mm^2)

c. Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah overtopping. Penyaluran tulangan pada perancangan ini didasarkan pada SKSNI T-15-1991-03

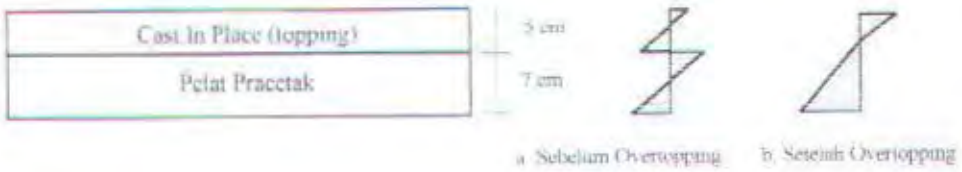
1. $l_{db} > 8$ db = 8 x 12 = 96 mm (pasal 3.5.5.1)
2. $l_{db} > 150$ mm (pasal 3.5.5.1)
3. $l_{hb} = \frac{100db}{\sqrt{fc'}} = \frac{100x12}{\sqrt{30}} = 219.09$ mm (pasal 3.5.5.2)
4. $l_{db} > \frac{l_{hb}.fy}{400} > \frac{219.09x320}{400} > 175.3$ mm (pasal 3.5.5.1)

maka, diambil panjang penyaluran pelat l_{db} = 300 mm

d. Penulangan Stud/Geser Pelat Diafragma

Sesuai dengan konsep underreinforced yang mengharuskan bahwa daerah tekan pada penampang pelat overtopping masih mampu

memikul regangan yang terjadi (sebelum terjadi retak pada beton) pada saat tulangan tarik mengalami regangan lelehnya. Dengan kata lain, tegangan yang terjadi saat itu harus mampu dipikul oleh seluruh penampang.



Gambar 4.4. Diagram Tegangan Pelat Sebelum dan Sesudah Overtopping.

Stud berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen pracetak dengan elemen cor ditempat. Stud harus mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horizontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen, sehingga kedua elemen tersebut dapat menjadi satu elemen overtopping dalam memikul beban.

Perhitungan penulangan stud pelat ukuran 2,70 x 8,00 m^2

Cc = 0,85 . fc' . Atopping

= 0,85 x 30 x 50 x 1000 = 1275000 N = 1275 KN

C = T = As . fy

= 523,6 x 320 = 167552,0 N = 167.552 KN < 1275 KN

Jadi Fnh = C = T = 167.552 KN

0,6 Ac = 0,6 (bv . d)

= 0,6 x 1000 x 850

= 510000 N = 510 KN > Fnh = 180.96 KN

Karena Fnh kurang dari 0,6 Ac, sehingga menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.10.5.2.2. dan 3, bila permukaan temunya bersih dan bebas dari serpihan dan tidak dikasarkan, maka dipasang sengkang pengikat minimum. Jarak sengkang pengikat minimum tidak boleh melebihi 4 kali dimensi terkecil

dari elemen yang didukung (tebal cast in place) ataupun 600 mm (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.10.6.1.) sehingga

$$Av\ min = \frac{b.S}{3.fy} = \frac{1000 \times (4 \times 50)}{3 \times 320} = 208.33\ mm^2$$

Maka dipakai stud ϕ 8 – 225 mm (As = 223.5 mm^2)

4.1.5. Kontrol Tegangan Pada Pelat.

4.1.5.1. Kontrol Lendutan dan Retak

Kontrol Lendutan

Karena tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tebal minimum pelat seperti yang disyaratkan SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5.3. maka tidak perlu dilakukan kontrol lendutan terhadap pelat.

Kontrol Retak

Lebar retak diperhitungkan jika tulangan yang digunakan memakai fy > 413 Mpa (Chu Kia Wang dan Charles G Salmon). Sedangkan mutu tulangan yang dipakai pada perancangan pelat ini memakai fy = 320 Mpa, sehingga kontrol retak tidak perlu dilakukan. Tetapi menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.6(4), bila tegangan leleh rencana fy untuk tulangan tarik melebihi 300 Mpa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh :

$$Z = fs\sqrt[3]{dc.A}$$

tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dan

tidak melebihi 25 MN/m untuk penampang di luar ruangan.

dengan lebar retak :

dimana :

fs = 0,6 x fy = 0,6 x 320 = 192 Mpa

dc = tebal selimut beton dari serat tarik terluar kepusat batang tulangan

= 40 + 10 + ½.10 = 55 mm

A = luas beton yang tertarik dibagi dengan banyaknya tulangan.

= 2 x dc x (bw / Jumlah Tulangan)

$= 2 \times 55 \times (600/4) = 16500 \text{ mm}^2$

$Z = 192.\sqrt[3]{0.055 \times 1.65}$

$= 18588.23 \text{ N/m}$

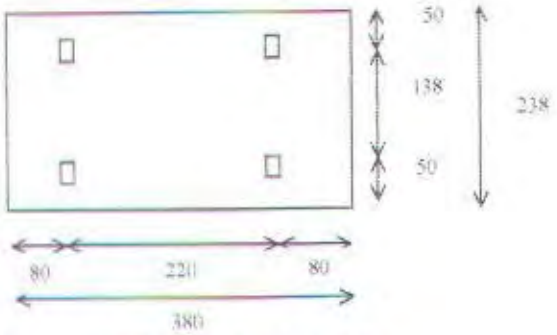
$= 18.588 \text{ MN/m} < 25 \text{ MN/m}$

4.1.5.2. Kontrol Pengangkatan Pelat

Pemasangan pelat pada struktur dilaksanakan pada saat beton berumur 3 hari

hari $= 0.4 \text{ fc}' = 12$ Mpa

$\text{Fr} = 0.7\sqrt{fc} = 2.425$ Mpa.



Gambar 4.5 Titik Angkat Pelat

Arah y

Beban yang bekerja

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

$W = 1/6 \times 1190 \times 70^2 = 971833.33 \text{ mm}^3$

$My = 0.0107 \times W \times a \times b^2$

$= 0.0107 \times 168 \times 2.38 \times 3.80^2 = 61.7785 \text{ kgm} = 617885 \text{ Nmm}$

$\text{fr} = \dfrac{My}{W} = 0.636 \text{ Mpa} < 2.425 \text{ Mpa}$

Arah x

$W = 1/6 \times 1900 \times 70^2 = 1551666.67 \text{ mm}^3$

$Mx_1 = 0.0107 \times W \times a^2 \times b$

$= 0.0107 \times 168 \times 2.38^2 \times 3.80 = 38.693 \text{ kgm} = 386930 \text{ Nmm}$

$Mx_2 = \dfrac{P.Yx}{\tan\varphi} = \dfrac{168x2.38x3.80}{4} \times \dfrac{0.5}{\tan 60}$

$= 109.653 \text{ kgm} = 1096530 \text{ Nmm}$

M total = Mx1+Mx2 = 38.693 + 109.653

= 148.346 kgm = 1483455.1 Nmm

$$fr = \frac{My}{W} = \frac{1483460}{971833.33} = 1.53 \text{ Mpa} < 2.425 \text{ Mpa}$$

Untuk pengangkatan pelat pracetak , digunakan baja profil WF sebagai alat bantu dalam pengangkatan. Untuk itu perlu dikontrol apakah profil tersebut cukup kuat dalam menyalurkan beban elemen pelat pracetak pada crane.

Data Profil Baja : baja WF 150, 150, 7, 10

Panjang baja : 4 m

Lkx = 0.8 x 4 = 3.2 m

$$\lambda x = \frac{Lkx}{ix} = \frac{320}{6.39} = 50.08 \quad \text{dan} \quad \lambda y = \frac{Lky}{ix} = \frac{320}{3.75} = 85.33$$

maka $\lambda = 85.33$

$$\lambda c = \frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{85.33}{\pi}\sqrt{\frac{2400}{2.1.10^6}} = 0.918$$

$$0.25 < \lambda c = 0.918 < 1.2, \text{ maka} : \omega = \frac{1.43}{(1.6 - 0.67x\lambda c)} = 1.756$$

$$Pn = \frac{Agxfy}{\omega} = \frac{40.14x2400}{1.756} = 54861.05 \text{ kg}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{419.183}{0.9x54861.05} = 0.008 < 0.2$$

$$\delta bx = \frac{Cmx}{1 - \left(\frac{Nu}{Ncrbx}\right)} \quad \text{dimana Ncr bx} = \frac{\pi^2 xE}{\lambda x^2} Ag$$

$$\text{Ncr bx} = \frac{\pi^2 x2.1.10^6}{85.33^2} 40.14 = 114294.66$$

$$\delta bx = \frac{1}{1 - \left(\frac{419.183}{114294.66}\right)} = 1.004 > 1$$

Mux = δbx x Mntx

= 1.004 x 6.3 = 6.323 kgm

Kontrol penampang profil

Plat Sayap = $\lambda f = \frac{h}{2tf} = \frac{150}{2x10} = 7.5$

Plat bordes = $\lambda w = \frac{h}{tw} = 16.34$

Karena λf < λw penampang kompak maka, Mn = Mp

Mp = fy x z = 2400 x 219 = 5256 kgm

Kontrol Persamaan interaksi :

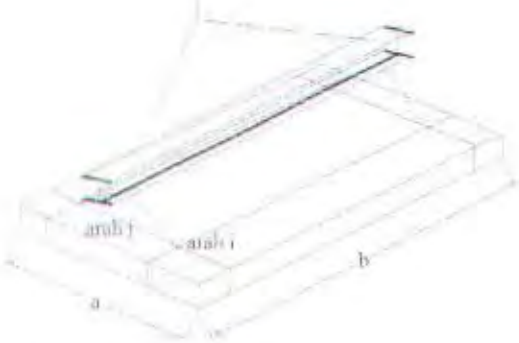
$$\frac{Pu}{2x\phi cxPn} + \frac{Mux}{\phi bxMnx} + \frac{Muy}{\phi bxMny} \leq 1.00$$

$$\frac{419.183}{2x0.85x54861.05} + \frac{6.323}{0.9x5256} = 0.006 \leq 1.00 \text{ o.k}$$

Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak harus direncanakan tulangan angkat saat pengangkatan pelat. Pelat diangkat pada empat titik tumpu seperti pada gambar. Pembebanan saat ereksi meliputi berat sendiri dan berat pekerja sebanyak satu orang. Gaya ditransformasikan dalam dua arah, yaitu l yang sejajar sumbu pendek dan j yang sejajar sumbu panjang. Sesuai sudut angkat, maka ketinggian titik angkat adalah 1.2 m dari muka pelat.

Contoh perhitungan pelat dimensi 238 cm x 380 cm dengan empat titik pengangkatan *(four point pick up)*.



Gb 4.6 Pengangkatan pelat

Pembebanan :

Beban mati

- berat sendiri : 2.38 x 3.80 x 0,07 x 2400 = 1519.4 kg
- stud + tulangan : 1 % x 1519.4 = 15.94 kg

DL = 1535.34 kg

Setiap tumpuan memikul beban mati sebesar 1535.34 / 4 = 383.83 kg

Beban hidup

- berat 1 orang pekerja = 100 kg

Beban ultimate = 1,2 x ((1,2 x 383.83) + (1,6 x 100)) = 744.72 kg

Gaya angkat (Tu) setiap tulangan = 844.82 kg

Menurut PPBBI pasal 2.2.2, tegangan tarik baja U32.

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

Maka diameter tulangan angkat = $\sqrt{\frac{4 \times 744.72}{\pi \times 2133,33}}$ = 0.667 cm

Faktor gaya horizontal :

Ti = 744.72 x tan 45° = 744.72 kg

Menurut PPBBI pasal 2.2.6, tegangan geser baja U32:

$P_{ijin} = 0,58 \times \sigma_{tarik\,ijin} = 0,58 \times 2133,33 = 1237,14$ kg / cm^2

Maka :

$$\phi_{tul.angkat} \geq \sqrt{\frac{4 \times 471.34}{\pi \times 1237,14}} \qquad \geq 0,696 \text{ cm}$$

$$\phi_{tul.angkat} \geq \sqrt{\frac{4 \times 685.086}{\pi \times 1237,14}} \qquad \geq 0.84 \text{ cm}$$

Dipasang tulangan angkat ϕ 10 mm

4.1.5.3. Kontrol Penumpukan Pelat

Penumpukan dilaksanakan pada saat beton berumur 3 hari.

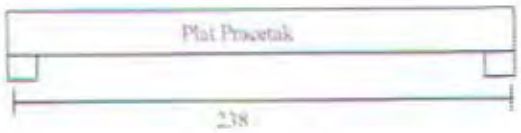
Umur beton 3 hari = 0.4 fc' = 12 Mpa

Fr = $0.7\sqrt{fc}$ = 2.425 Mpa.

Beban yang bekerja pada pelat yang berukuran 238 x 380

q pelat = 3.80 x 0.07 x 2400 = 638.4 kg/m.

W = 1/6 x 3800 x 70^2 = 3103333.33 mm^2



Gambar 4.7 Penumpukan Pelat

Perhitungan momen.

M = 1/8 x q x L^2 = 1/8 x 638.4 x 2.38^2 = 452.01912 kgm

= 4520191.2 Nmm.

$$fr = \frac{M}{W} = \frac{4520191.2}{3103333.33} = 1.456 \text{ Mpa} < Fr = 2.425 \text{ Mpa}$$

Kontrol terhadap jumlah tumpukan

W pelat = 2.38 x 3.80 x 0.07 x 2400 = 1519.39 kg = 15193.9 N

Tumpuan = 0.5 x 15193.9 = 7596.96 N

Digunakan batang kayu dimensi 6 cm x 12 cm dan panjang 3 meter

A = 0.06 x 3 = 0.18 m^2 = 180 000 mm^2

Kontrol tegangan yang terjadi

$$\text{Tegangan di Tumpuan} = \frac{Wpelat}{A.bidang.kontak} = \frac{7596.96}{180000} = 0.0422 \text{ Mpa}$$

Tegangan yang terjadi = 0.0422 Mpa.

Direncanakan tumpukan sebanyak 10 unit pelat.

Besarnya tegangan = 0.0422 x 10 = 0.42 Mpa < 12 Mpa (0.4 *fc'*)..o.k

4.1.5.4. Kontrol Pengecoran Pelat

Pengecoran pelat pada struktur dilaksanakan pada saat beton berumur 14 hari = 0.88 fc' = 0.88 x 30 = 26.4 Mpa.

$Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.597$ Mpa.

Koefisien saat pelaksanaan pengecoran yang terjadi sebesar 1.3

Beban-beban yang bekerja :

Beban pelat sendiri = 0.07 x 2400 = 168 kg/m^2

Beban overtopping = 1.3 x 0.05 x 2400 = 156 kg/m^2

W DL = 324 kg/m^2

Beban pekerja W LL = 100 kg/m^2

qu = 1.2 x 324 + 1.6 x 100 = 548.8 kg/m^2

Mx = 0.001 x 548.8 x 2.38^2 x 125 = 388.572 kgm = 3885780 Nmm

Wx = 1/6 x 2380 x 70^2 = 1943666.67 mm^3

Tegangan yang diakibatkan oleh pengecoran :

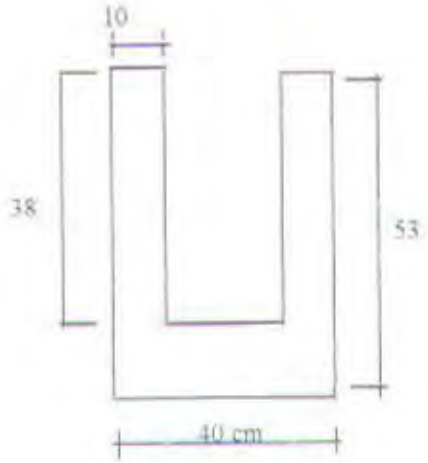
$$fr = \frac{Mx}{Wx} = \frac{3885780}{1943666.67} = 1.999 \text{ Mpa} < Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.597 \text{ Mpa.}$$

4.2. Perancangan Balok Anak

Pada perancangan balok anak pada tugas akhir ini menggunakan dua jenis balok. Untuk balok dengan panjang L = 800 cm digunakan balok pracetak jenis U-Shell, dan untuk bentang L = 600 cm, digunakan jenis balok persegi. Berikut ini akan kami berikan contoh perhitungan balok anak type U Shell.

4.2.1. Data - Data Perancangan

- Mutu beton (fc') : 30 Mpa
- Mutu baja (fy) : 320 Mpa
- Dimensi balok anak : 40 x 65 cm (bentang 8,00 m)



Luas Balok
A = 0.4 x 0.15 +2 x (0.1 x 0.38) = 0.136 m^2

Gambar 4.8 Penampang U-shell balok anak

4.2.2. Perhitungan Pembebanan Balok

Sebagai contoh perhitungan pembebanan, diambil balok anak lantai dengan bentang L = 8,00 m dimensi 40/65 cm. Sedangkan Untuk balok anak yang lainnya ditabelkan.

Beban-beban yang bekerja :

1. Sebelum overtopping
   - beban mati :
     - berat sendiri balok = 0.136 x 2400 = 326.4 kg/m (DL_1)
     - beban pelat (q_d = 168 kg/m^2)

       q_{ek} = DL_2 = 0.5 x (2.38+2.28) x 168 = 391.44 kg/m

       DL = DL_1 + DL_2 = 717.84 kg/m
   - beban hidup :
     - beban pelat (q_L = 100 kg/m^2) :

       q_{ek} = LL = 0.5 x (2.38+2.28) x 100 = 233 kg/m
2. Sesudah overtopping
   - beban mati :
     - berat sendiri balok = 0,40 x 0,65 x 2400 = 624 kg/m (DL_1)
     - beban trapesium ekivalen pelat (q_D = 446 kg/m^2)

$$q_{ek} = DL_{2\text{-}1} = \tfrac{1}{2} \times 446 \times 2.70 \times \left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{2.70}{8.00}\right)^2\right] = 579.24 \text{ kg/m}$$

$$q_{ek} = DL_{2\text{-}2} = \tfrac{1}{2} \times 446 \times 2.60 \times \left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{2.60}{8.00}\right)^2\right] = 559.39 \text{ kg/m}$$

DL = DL_1 + $DL_{2\text{-}1}$ + $DL_{2\text{-}2}$ = 1762.63 kg/m

   - beban hidup :
     - beban trapesium ekivalen pelat (q_L = 250 kg/m^2) :

$$q_{ek} = LL_1 = \tfrac{1}{2} \times 250 \times 2{,}70 \times \left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{2.70}{8.00}\right)^2\right] = 324.686 \text{ kg/m}$$

$$q_{ek} = LL_1 = \tfrac{1}{2} \times 250 \times 2{,}60 \times \left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{2.60}{8.00}\right)^2\right] = 313.56 \text{ kg/m}$$

q_{ek} total = 324.686 + 313.56 = 638.24 kg/m.

Kombinasi Pembebanan :

1. Sebelum overtopping :

q_u = 1,2 DL + 1,6 LL_1

= 1,2 x 717.84 + 1,6 x 233 = 1234.208 kg/m

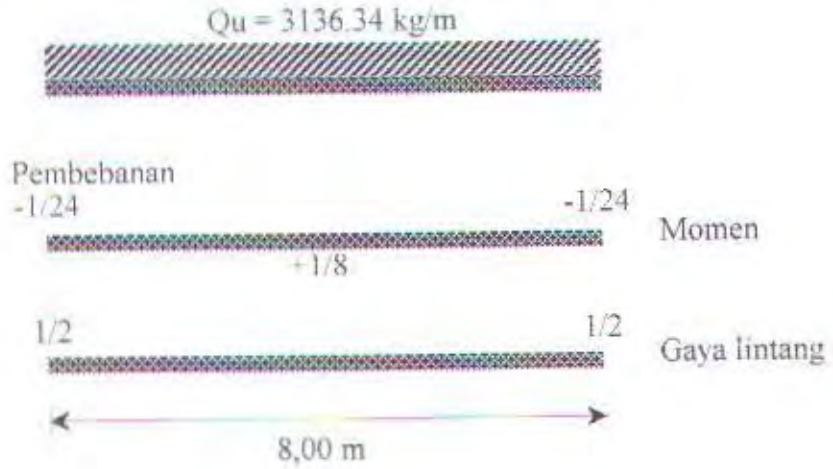
2. Sesudah overtopping :

q_u = 1,2 DL + 1,6 LL_1

= 1,2 x 1762.63 + 1,6 x 638.24 = 3136.34 kg/m

4.2.3. Penulangan Balok Anak

1. Penulangan Balok Sesudah overtopping



Momen = koefisien x qu x L^2

Gaya Lintang = koefisien x qu x L

Mu lapangan = 1/8 x 3136.34 x 8^2 = 25090.71 kgm

Mu tumpuan = 1/24 x 3136.34 x 8^2 = 8363.57 kgm

Gaya Lintang = ½ x 3136.34 x 8 = 12545.36 kg

- **Penulangan Lentur Balok**

Data Perancangan :

- Mutu bahan fy = 320 Mpa dan fc' = 30 Mpa
- Decking : 40 mm
- d = h - decking - ϕ tulangan geser - ½.ϕ tulangan lentur

  = 650 - 40 - 10 - ½ x 22 = 589 mm

- ρ_{min} = 1,4/fy = 1,4/320 = 0,0044
- ρ_{max} = 0,75 ρ_b = 0,033

$$m = \frac{fy}{0{,}85.fc'} = \frac{320}{0{,}85.30} = 12{,}55$$

- Daerah Lapangan

Mu lapangan = 25090.71 kgm = 25,09071E7 Nmm

Anggapan awal : Bila a < t, maka balok T palsu (balok berpenampang persegi) dengan menggunakan lebar = be.

Menentukan lebar efektif balok (be) :

be ≤ ¼.L = 1/4 x 8000 = 2000 mm

be ≤ bw + 16 t = 400 + 16 x 120 = 2320 mm

be ≤ Ln = 8000 – (400/2 + 400/2) = 7600 mm

diambil yang terkecil, be = 2000 mm

$$Rn = \frac{Mu}{\phi.bw.d^2} = \frac{25{,}09071E7}{0{,}8 \times 400 \times 589^2} = 2.26 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12{,}55} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}55 \times 2.26}{320}}\right]$$

$= 0{,}00741 > \rho_{min} = 0{,}0044$

A_{Sperlu} = 0,00741 x 400 x 589 = 1745.13 mm^2

dipakai tulangan 5D22 :

A_{Sada} = 5 x 0,25 x π x 22^2

= 1899.7 mm^2 > A_{Sperlu} = 1745.13 mm^2

- Kontrol Tulangan

Di asumsikan semua tulangan leleh :

C = 0.85 x fc' x a x b

= 0.85 x 30 a x 400 = 10200 a N

T = As x fy = 1899.7 x 320 = 608211.2 N

$$a = \frac{A_S.fy}{0{,}85.fc'.b} = \frac{608211.2}{10200} = 59.63$$

Mn = As x fy x (d – a/2)

= 1900.66 x 320 (589 – 59.63/2)

= 345576480.67Nmm

Mu = 0.8 x 345576480.67 = 276461184.54Nmm

Mu = 27.646E7 Nmm > Mu = 25.09071E7 Nmm.....OK

- Kontrol Penampang :

$$a = \frac{A_s.fy}{0,85.fc'.be} = \frac{1899.7 \times 320}{0,85 \times 30 \times 2000} = 11.93$$

= 11.93 mm < t pelat = 120 mm, maka Balok T palsu

Anggapan awal a < t di atas tepat, jadi perhitungan o.k

- Daerah Tumpuan

Mu tumpuan = 8363.57 kgm = 8,36357E7 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi.bw.d^2} = \frac{8.36357E7}{0,8 \times 400 \times 589^2} = 0,754 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12,55} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,754}{320}}\right]$$

$= 0,00239 \quad < \quad \rho_{min} = 0,0044$

$A_{Sperlu} = 0,0044 \times 400 \times 539 = 948.64 \text{ mm}^2$

dipakai tulangan 3D22 :

$A_{Sada} = 3 \times 0.25 \times \pi \times 22^2$

$= 1139.82 \text{ mm}^2 \quad > A_{Sperlu} = 948.64 \text{ mm}^2$

- Kontrol Tulangan

Di asumsikan semua tulangan leleh :

C = 0.85 x fc' x a x b

= 0.85 x 30 a x 400 = 10200 a N

T = As x fy

= 1139.82 x 320 = 364742.4 N

$$a = \frac{A_s.fy}{0,85.fc'.b} = \frac{364742.4}{10200} = 35.76$$

Mn = As x fy x (d – a/2)

= 1139.82 x 320 (589 – 35.76/2)

= 208311679.5 Nmm

Mu = 0.8 x 208311679.5 = 166649343.6 Nmm

Mu = 16.665E7 Nmm > Mu = 8.363.57E7 Nmm.....OK

- **Penulangan Geser Balok**

Gaya geser berfaktor :

Vu = 12545.36 kg = 125453.6 N

Kontrol Dimensi Balok :

- $Vu < \varphi\ 5/6 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$

$125453.6 < 0.6 \times 5/6\ \sqrt{30} \times 400 \times 589$

125453.6 < 645217.17 N (penampang tidak berubah).

Perhitungan Vc :

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6}.bw.d = \frac{\sqrt{30}}{6} \times 400 \times 589 = 215072.4\ N$$

ϕ Vc = 0,6 x 215072.4 = 129043.44 N

0.5 ϕ Vc = 0.5 x 0,6 x 129043.44 = 38713.04 N.

0.5 φ Vc < Vu perlu tulangan geser

Kategori Desain kekuatan geser :

$0.5\ \varphi\ Vc < Vu \leq \phi\ Vc$

38713.04 < 12545.63 ≤ 129043.44 N , perlu tulangan geser

Di pasang tulangan geser minimum dimana :

$$Av = \frac{bw\ S}{3\ fy} \quad \text{maka :} \quad S = \frac{Av \times 3 \times fy}{bw}$$

$$S = \frac{2 \times 0.25 \times \pi \times 10^2 \times 3 \times 320}{400} = 377\ mm$$

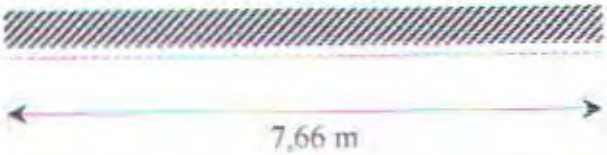
S max < d/2 = 589/2 = 294.5 mm

< 300 mm

dipasang tulangan geser D10 - 150 mm

2. Penulangan Balok Sebelum Overtopping

Qu = 1234.208 kg/m



Dengan menggunakan analisa statis tertentu didapat besarnya gaya-gaya dalam maximum sebagai berikut :

Mu lapangan = 1/8 x 1234.208 x 7.66^2 = 9052.24 kgm

Gaya Lintang = ½ x 1234.208 x 7.66 = 4727.02 kg

- **Penulangan Lentur Balok**

Daerah Lapangan

Mu lapangan = 9052.24 kgm = 9.05224E7 Nmm

d = 650 - 120 - 40 - 10 - ½ x 22 = 469 mm

$$Rn = \frac{9.05224E7}{0,8 \times 400 \times 469^2} = 1.286 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12,55}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1.286}{320}}\right] = 0,00413$$

A_{Sperlu} = 0,00413 x 400 x 469 = 820.75 mm^2

dipakai tulangan 3 D 22 :

A_{Sada} = 3 x 0,25 x π x 22^2 = 1140.857 mm^2

- Kontrol Tulangan

Di asumsikan semua tulangan leleh :

C = 0.85 x fc' x a x b

= 0.85 x 30 a x 400 = 10200 a N

T = As x fy

= 1140.857 x 320 = 364742.4 N

$$a = \frac{A_S.fy}{0,85.fc'.b} = \frac{364742.4}{10200} = 35.76$$

Mn = As x fy x (d – a/2)

= 1139.82 x 320 (469 – 35.76/2)

= 164542591.5Nmm

Mu = 0.8 x 3164542591.5 = 131635673.2 Nmm

Mu = 13.163E7 Nmm > Mu = 9.873664E7 Nmm.....OK

- **Penulangan Geser Balok**

Gaya geser berfaktor :

Vu = 4727.02 kg = 49368.32 N

Kontrol Dimensi Balok :

- Vu < φ 5/6 x $\sqrt{fc'}$ x bw x d

4727.02 < 0.6 x 5/6 $\sqrt{30}$ x 400 x 469

47270.2 < 513763.76 N (penampang tidak berubah).

Perhitungan Vc :

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6}.bw.d = \frac{\sqrt{30}}{6} \times 400 \times 469$$

= 171254.586 N

ϕ Vc = 0,6 x 123785.3 = 74271.2 N

0.5 ϕ Vc = 0.5 x 0,6 x 123785.3 = 37135.6 N.

Kategori Desain kekuatan geser :

0.5 φ Vc < Vu ≤ ϕ Vc

37135.6 < 47270.2 ≤ 74271.2 N , perlu tulangan geser

Di pasang tulangan geser minimum dimana ;

$$Av = \frac{bw\,S}{3\,fy} \quad \text{maka} \quad S = \frac{Av \times 3 \times fy}{bw}$$

$$S = \frac{2 \times 0.25 \times \pi \times 10^2 \times 3 \times 320}{400} = 377 \text{ mm}$$

S max < d/2 = 589/2 = 294.5 mm < 300 mm

dipasang tulangan geser D10 - 150 mm

Dari perhitungan penulangan balok anak pada kedua keadaan, baik sesudah overtopping maupun sebelum overtopping diperoleh :

Kondisi Pembebanan	Penulangan Lentur		Penulangan Geser
	Tumpuan	Lapangan	
Sebelum Overtopping	-	3 D 22	ϕ 10 150
Sesudah Overtopping	3 D 22	5 D 22	ϕ 10 – 150

Tabel 4.2 Perhitungan tulangan balok

Dari keduanya diambil harga yang menentukan yaitu yang membutuhkan jumlah tulangan terbanyak yaitu :

1. Penulangan lentur :
   - Daerah Lapangan = 5 D 22
   - Daerah tumpuan = 3 D 22
2. Penulangan geser = ϕ 10 – 150

4.2.4. Kontrol Tegangan Pada Balok

4.2.4.1 Kontrol Lendutan dan Retak

Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar mempunyai kekakuan cukup untuk membatasi deformasi yang mungkin memperlemah kekakuan ataupun kemampuan kelayanan struktur pada beban kerja. Lendutan suatu balok tidak perlu dihitung bila tebal balok memenuhi persyaratan tebal minimum sesuai SKSNI T-1501991-03 pasal 3.2.5.2.1. Untuk balok pada dua tumpuan tebal minimum yang disyaratkan adalah sebagai berikut :

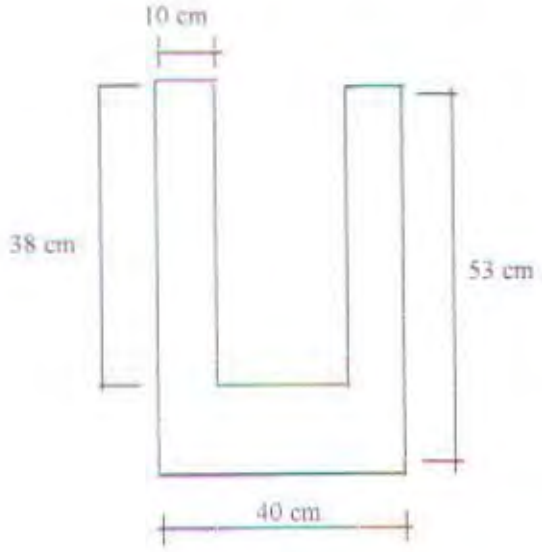
$h_{min} = L/16$

Untuk balok anak bentang L = 800 cm dengan dimensi b = 40 dan h = 65 cm^2 diperoleh :

$h_{min} = 800/16 = 50$ cm < 65 cm ..... OK !

Karena semua type balok anak setelah overtopping telah memenuhi syarat tebal minimum, maka tidak perlu dilakukan kontrol lendutan. Hal

yang perlu diperhatikan adalah pada kondisi balok sebelum overtopping, karena pada saat tersebut < 50 cm.



Kontrol Lendutan saat kondisi balok sebelum overtopping.

Syarat lendutan : $\Delta = \frac{5}{384} x \frac{qL^4}{EI} < \frac{L}{180}$

q = 1234.208 kg/m.

L = 800 cm.

E = 4700 $\sqrt{fc'}$ = 4700 $\sqrt{30}$ Mpa = 25742.960275 Mpa.

= 257429.60275 kg/cm^2. = 2574296027.5 kg/m^2

Perhitungan Inersia :

A1 = A2 = 2 x (100 x 380) = 76000 mm^2

A3 = 400 x 150 = 60000 mm^2

Luas Total = 136000 mm^2

Perhitungan garis netral :

$$Yt = \frac{(2x38000x190 + 60000x(380+75))}{136000} = 306.912 \text{ mm}$$

Yb = 530 – 306.912 = 223.088 mm

I_{1-2} =(1/12x100 x 380^3 + 38000 (306.912–190)^2)x2 = 0.1953E10 mm^4

I_3 =(1/12x 400 x150^3 –60000 (223.088 -75)^2) = 0.14283E10 mm^4

I total = 0.19533E10 + 0.14283E10 = 0.33816E10 mm^4

$$Wt = \frac{0.33816E10}{306.912} = 11018142.01\ mm^3$$

$$Wb = \frac{0.33816E10}{223.088} = 15158143.87\ mm^3$$

$$\Delta = \frac{5}{384} x \frac{1234.208x8^4}{0.2574E10x0.00338} < \frac{800}{180}$$

= 0.00756 m < 4.44 cm

= 0.756 cm < 4.44 cm .....ok

Kontrol Retak

Lebar retak diperhitungkan jika tulangan yang digunakan memakai fy > 413 Mpa (Chu Kia Wang dan Charles G Salmon). Sedangkan mutu tulangan yang dipakai pada perancangan pelat ini memakai fy = 320 Mpa, sehingga kontrol retak tidak perlu dilakukan. Tetapi menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.6(4), bila tegangan leleh rencana fy untuk tulangan tarik melebihi 300 Mpa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh :

$$Z = fs.\sqrt[3]{dc.A}$$

tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dan

tidak melebihi 25 MN/m untuk penampang di luar ruangan.

dengan lebar retak :

dimana :

fs = 0,6 x fy = 0,6 x 320 = 192 Mpa

dc = tebal selimut beton kepusat batang tulangan

= 40 + 10 + ½.22 = 61 mm

A = luas beton yang tertarik dibagi dengan banyaknya tulangan.

= 2 x dc x (bw / Jumlah Tulangan)

= 2 x 61 x (400/5) = 9760 mm^2

$$Z = 192.\sqrt[3]{61 \times 9760}$$

= 16152.055 N/m = 16.152 MN/m < 25 MN/m

4.2.4.2. Kontrol Pengangkatan

Pemasangan pelat pada struktur dilaksanakan pada saat beton berumur 3 hari hari = 0.4 fc' = 12 Mpa

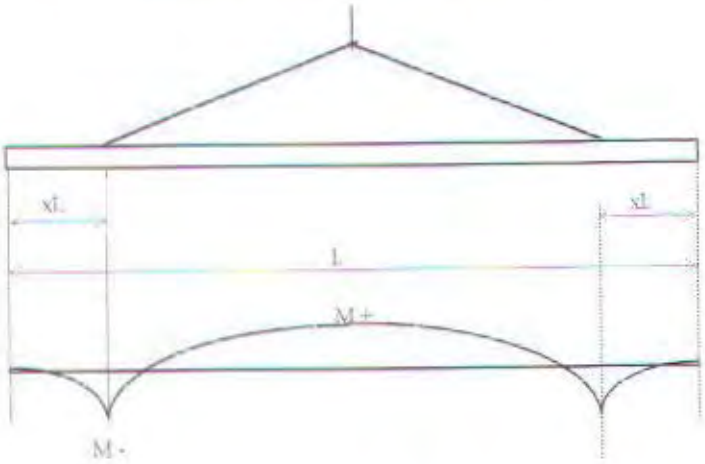
Fr = $0.7\sqrt{fc}$ = 2.425 Mpa.

Beban yang bekerja

berat balok Sendiri = 326.4 kg/m

Wt = 11018142.01 mm^3 = 11.018 m^3

Wb = 15158143.87 mm^3 = 15.158 m^3



Gambar 4.9 Tegangan saat Pengangkatan Balok Anak

Berdasarkan PCI Design Handbook dimana :

$$M+ = \frac{w.l^2}{8}\left[1 - 4x + \frac{4.Yc}{L.\tan\theta}\right] \quad \text{dan} \quad M- = \frac{w.x^2L}{2}$$

Dimana :

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

Dari desain balok anak dengan panjang 800 cm

Yt = 30.6912 cm

Yb = 22.3088 cm

Yc = 15 + 10 = 25 cm

$$x = \frac{1 + \frac{4x25}{800x\tan 45}}{2\left[1+\sqrt{1+\frac{30.6912}{22.3088}\left(1+\frac{4x25}{800x\tan 45}\right)}\right]} = \frac{1.125}{5.1923} = 0.2167$$

xL = 0.2167 x 800 = 173.33 cm = 1.7333 m

$$M+ = \frac{326.4x8^2}{8}\left[1-4x0.2167+\frac{4x0.25}{8x\tan 45}\right] = 674.561 \text{ kgm}$$

$$M- = \frac{326.4x0.2167^2 x8^2}{2} = 490.325 \text{ kgm}$$

$$Fr_t = \frac{M}{Wt} = \frac{6.74E6}{11018142.01} = 0.612 \text{ Mpa} < 2.425 \text{ Mpa.}$$

$$Fr_b = \frac{M}{Wb} = \frac{6.74E6}{15158143.87} = 0.445 \text{ Mpa} < 2.425 \text{ Mpa.}$$

Tulangan angkat :

Diperhitungkan terhadap koefisien kejut = 1,2

Vu = ½.[(1,2 x 1,2 x 326,4 x 8)] = 1880.064 kg

Menurut PPBBI 1983 pasal 2.2.2, tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu U 32 adalah $\frac{fy}{1,5}$

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

$$Ø \text{ tulangan angkat} \geq \sqrt{\frac{4.Vu}{\sigma_{ijin}.\pi}} \geq \sqrt{\frac{4\times 1880.064}{2133,33\times\pi}} \geq 1,06 \text{ cm}$$

dipergunakan tulangan angkat Ø 12 mm

4.2.4.3. Kontrol Pengecoran Balok

Pengecoran balok pada struktur dilaksanakan pada saat beton berumur 14 hari = 0.88 fc' = 0.88 x 30 = 26.4 Mpa.

$Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.597$ Mpa.

Beban-beban yang bekerja :

Beban mati meliputi :

- Berat sendiri balok (qd_1) = 0.136 x 2400 = 326.4 kg/m
- Berat overtopping balok (qd_2) = 1.3 x 0.12 x 0.4 x 2400 = 149.76 kg/m
- Berat pelat sebelum overtopping (qd_3) ($qd = 168\ kg/m^2$)

  = 0.5 x (2.28 + 2.38) x 168 = 391.44 kg/m
- Berat pelat saat overtopping (qd_4) ($qd = 288\ kg/m^2$)

  = 1.3 x 0.5 x (2.28 + 2.38) x 288 = 872.352 kg/m

qdl = 326.4 + 149.76 + 391.4 + 872.352 = 1739.95 kg/m

Beban hidup meliputi :

- Berat beban hidup ($qd = 100\ kg/m^2$)

  = 1.3 x 0.5 x (2.28 + 2.38) x 100 = 302.9 kg/m

qu = 1.2 qdl + 1.6 qLL

= 1.2 x 1739.95 + 1.6 x 302.9 = 2572.582 kg/m

Mmax = 1/8 x 2572.582 x 7.66^2

= 18868.48 kgm = 188684769 Nmm

Wt = 11018142.01 mm^3 = 11.018 m^3

Wb = 15158143.87 mm^3 = 15.158 m^3

Tegangan yang diakibatkan oleh pengecoran :

$$fr = \frac{Mx}{Wt} = \frac{188684769}{11018142.01} = 17.125\ \text{Mpa} > Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.597\ \text{Mpa}$$

$$fr = \frac{Mx}{Wb} = \frac{188684769}{15158143.87} = 12.448\ \text{Mpa} > Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.597\ \text{Mpa}$$

karena fr yang terjadi > dar Fr, maka (Perlu Perancah)

Perancah dipasang pada jarak 2.55 m (sepertiga dari L =7.66 m), maka :

Mmax = 1/10 x 2572.582 x 2.55^2

= 2096.4974 kgm = 20964974.43 Nmm

Tegangan yang diakibatkan oleh pengecoran :

$$fr = \frac{Mx}{Wt} = \frac{20964974.43}{11018142.01} = 1.903\ \text{Mpa} < Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.597\ \text{Mpa}$$

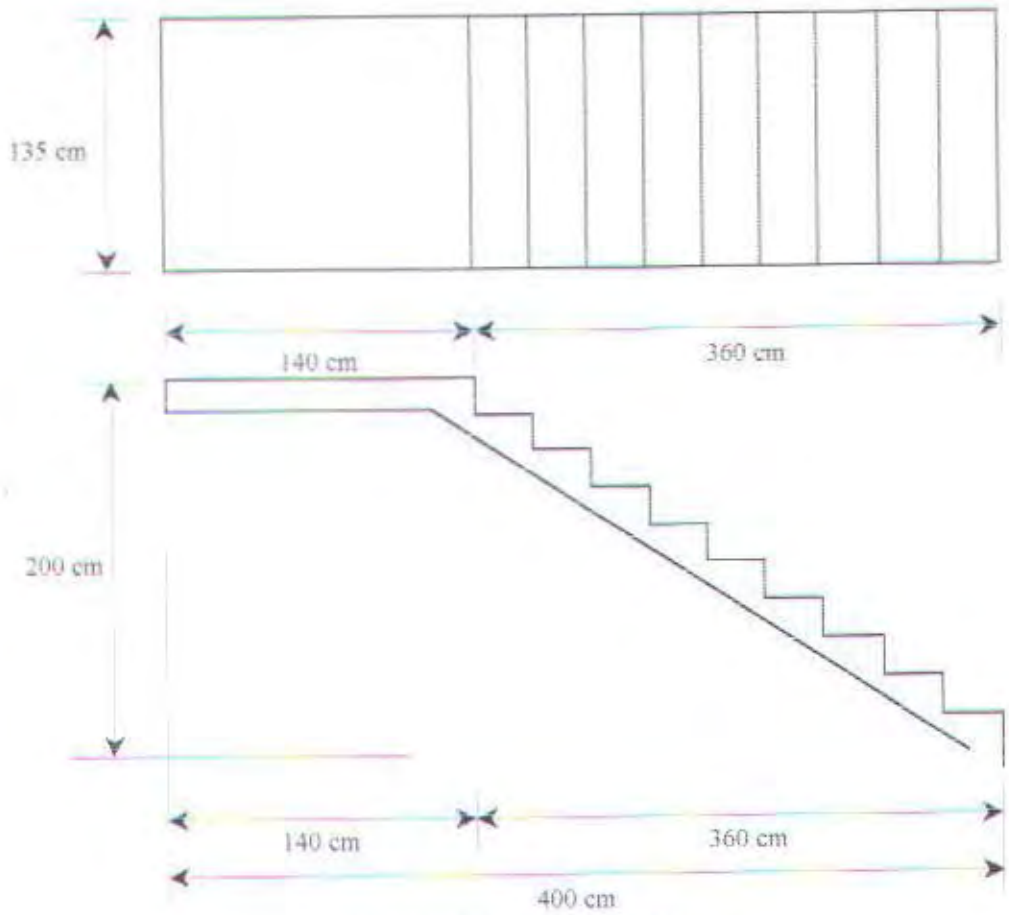
$$fr = \frac{Mx}{Wb} = \frac{20964974.43}{15158143.87} = 1.383\ \text{Mpa} < Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.597\ \text{Mpa}$$

4.3. Perancangan Tangga

Dalam perancangan ini, tangga ini direncanakan menggunakan pracetak dengan memakai perancangan struktur statis tertentu untuk mencari gaya-gaya dalamnya. Perletakan tangga dapat diasumsikan sebagai sendi-rol. Hal ini berdasarkan persyaratan PPTGIUG 1983, unsur-unsur non struktur hendaknya dipisahkan dari strukturnya, agar unsur non struktur tersebut tidak mempengaruhi kelakuan struktur utama.

Data-data Perancangan :

- Mutu beton f_c' = 30 Mpa
- Mutu baja fy = 3200 kg/cm^2 = 320 Mpa
- Tinggi antar lantai = 400 cm
- Panjang bordes = 140 cm
- Panjang tangga = 360 cm
- Lebar tangga = 270 cm (2 x 135 cm)



Gambar 4.10 Perencanaan Tangga

4.3.1. Perhitungan Tangga

a. Pelat Tangga

Syarat perancangan : $50 \leq 2t + i \leq 70$

Lebar injakan (i) diambil = 30 cm

Tinggi injakan (t) diambil = 17 cm

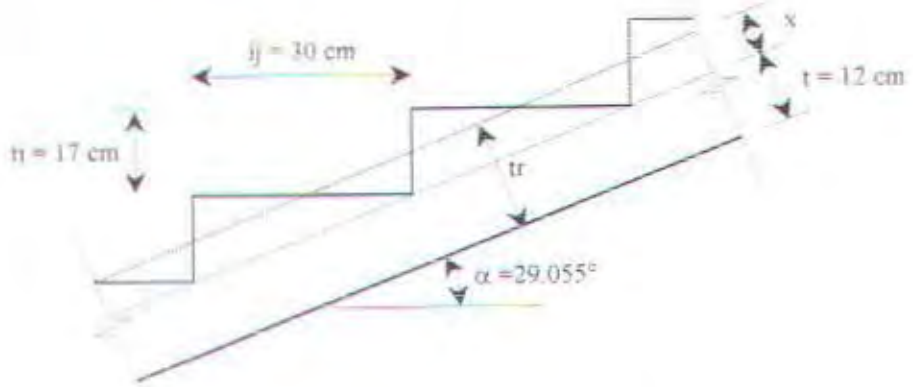
$2t + I = 2 \times 17 + 30 = 54$ cm

Konstruksi tangga direncanakan sebagai berikut :

- Tebal pelat tangga dan bordes = 12 cm
- Beda tinggi lantai ke bordes = 200 cm
- Banyaknya injakan = 12 buah
- Banyaknya tanjakan = 13 buah
- Jarak horizontal = 360 cm
- Jarak vertikal = 200 cm

- Sudut kemiringan tangga (α) $= \text{arc tan } \frac{200}{360} = 29.055^{\circ}$

- Perhitungan tebal pelat rata-rata (tr) :



Gambar 4.11 Penentuan tebal rata-rata pelat tangga

$$\text{Arc tg } 29.055^{\circ} = \text{Arc cos}\left(\frac{x}{8.5}\right)$$

$x = 8.5 \times \cos 29.055^{\circ}$

$= 7.4$ cm

Tebal pelat rata-rata = tebal pelat tangga + x

= 12 + 7.4 = 21.4 cm

b. Pembebanan Tangga dan Bordes

Beban-beban yang bekerja pada tangga meliputi berat sendiri tangga ditambah beban hidup merata diatasnya.

1. Pelat Tangga

- Beban mati :
  - Pelat tangga = 0.194 x 2400 = 465.60 kg/m^2
  - Spesi + tegel = 2 x (21 + 24) = 90,00 kg/m^2
  - Sandaran = 30,00 kg/m^2

  Total (DL) = 575.60 kg/m^2

- Beban hidup LL = 300,00 kg/m^2

Maka : qu = 1,2 DL + 1,6 LL

= (1,2 x 576.6) + (1,6 x 300) = 1161.12 kg/m^2

2. Pelat Bordes

- Beban mati :
  - Pelat tangga = (0,15 x 2400) = 360 kg/m^2
  - Spesi + tegel = 2 x (21 + 24) = 90 kg/m^2
  - Sandaran = 30 kg/m^2

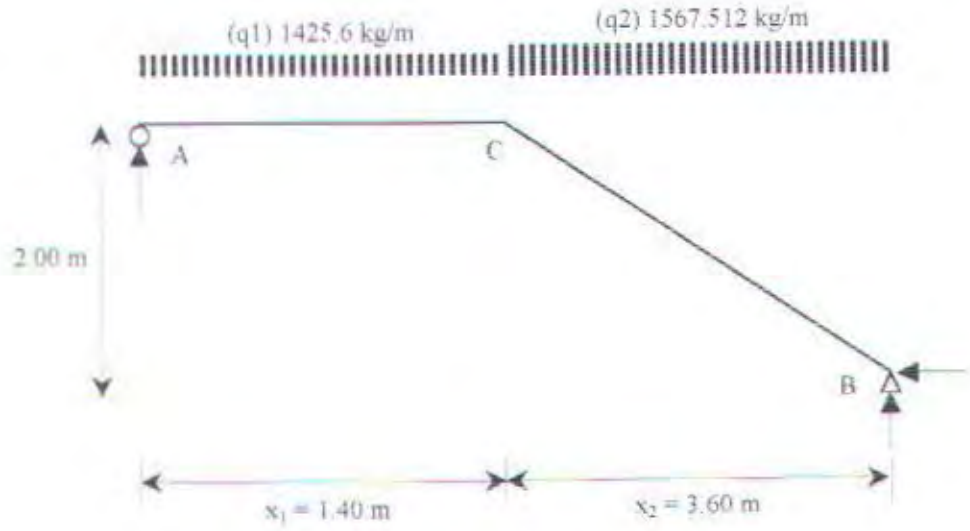
  Total (DL) = 480 kg/m^2

- Beban hidup LL = 300 kg/m^2

Maka : qu = 1,2 DL + 1,6 LL

= 1,2 x 480 + 1,6 x 300 = 1056 kg/m^2

c. Analisa Gaya-gaya Dalam



Gambar 4.12. Analisa gaya dalam tangga

q_1 = 1056 kg/m^2 x 1,35 m = 1425.6 kg/m

q_2 = 1161.12 kg/m^2 x 1,35 m = 1567.512 kg/m

$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow V_A \times 5 - q_1 \times 1.4 \times (0.7 + 3.6) - q_2 \times 3.6 \times 1,8 = 0$

$(V_A \times 5) - (1425.6 \times 1.4 \times 4.3) - (1567.512 \times 3.6 \times 1.8) = 0$

$V_A = 3747.92$ kg

$\Sigma V = 0 \Rightarrow V_A + V_B - q_1 \times 1.4 - q_2 \times 3.6 = 0$

$3747.92 + V_B - 1425.6 \times 1,40 - 1567.512 \times 3.6 = 0$

$V_B = 3890.96$ kg

$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow -V_B \times 5 + H_B \times 2,0 - q_1 \times 1.4 \times 0.7 + q_2 \times 3.6 \times (1.8+1.4) = 0$

$= -3890.96 \times 5 + H_B \times 2.0 + 1425.6 \times 0.98 + 1567.512 \times 11.52 = 0$

$H_B = 0$ kg

$\Sigma H = 0 \Rightarrow H_A = 0$ kg

- **Pelat Bordes A – C (0 – 1,4) m**

a. Gaya Momen (M)

$Mx_1 = V_A x X_1 - 1/2 x q_1 x X_1^2$

Momen maksimum bila :

$$\frac{\partial Mx_1}{\partial x_1} = 0 \Rightarrow V_A - q_1 \times x_1 = 0$$

$$x_1 = \frac{V_A}{q1} = \frac{3747.92}{1425.6} = 2.63 \text{ m} > 1,4 \text{ m} \quad \text{....(tidak mungkin)}$$

maka momen maksimum terjadi di titik C :

$x_1 = 1,4$ m $\Rightarrow$ Mmax = $V_A \times 1,4 - 1/2 \times q1 \times 1,4^2$

$= 3747.92 \times 1,4 - 1/2 \times 1425.6 \times 1,4^2$

$= 3850$ kgm

Titik A : $M_A = 0$ kgm

b. Gaya Lintang (D)

$Dx = V_A - q_1 \times x_1 = 3747.92 - 1425.6 \times x_1$

Titik A ($x_1 = 0$) : $D_A = 3747.92$ kg

Titik C ($x_1 = 1,4$) : $D_C = 1752.08$ kg

c. Gaya Normal (N)

Titik A : $N_A = 0$ kg

Titik C : $N_C = 0$ kg

- **Pelat Tangga C – B (1,4 – 5) m**

  a. **Gaya Momen (M)**

$$Mx_2 = V_A \times (1{,}4 + x_2) - q_1 \times 1{,}4 \times (0{,}7 + x_2) - 1/2 \times q_2 \times x_2^2$$

$$= 1{,}4 \times V_A - 0.98 \times q_1 + V_A \times x_2 - 1{,}4 \times q_1 \times x_2 - 1/2 \times q_2 \times x_2^2$$

Momen maksimum bila :

$$\frac{\partial Mx_2}{\partial x_2} = 0 \Rightarrow V_A - 1{,}4 \times q1 - q2 \times x_2 = 0$$

$$x_2 = \frac{V_A - 1{,}4 \times q_1}{q_2} = \frac{3747.92 - 1{,}4 \times 1425.6}{1567.512}$$

$$= 1.12 \text{ m}$$

maka momen maksimum terjadi di titik $X_2 = 1.12$ m

Mmax = VA x (1,4 - 1,12) – q1 x 1,4 x (0,7 + 1.12) – ½ x q2 x 1.12^2

= 3747.92 x 2,52 – 1425.6 x 2,562 – ½ x 1567.512 x 1.12^2

= 4809.23 kgm

Titik C : M_C = 3850 kgm

Titik B : M_B = 0 kgm

  b. **Gaya Lintang (D)**

Titik C : Dc = 1752.08 x cos 29.055° = 1531.59 kg

Titik B : D_B = 3890.96 x cos29.055° = -3401.3 kg

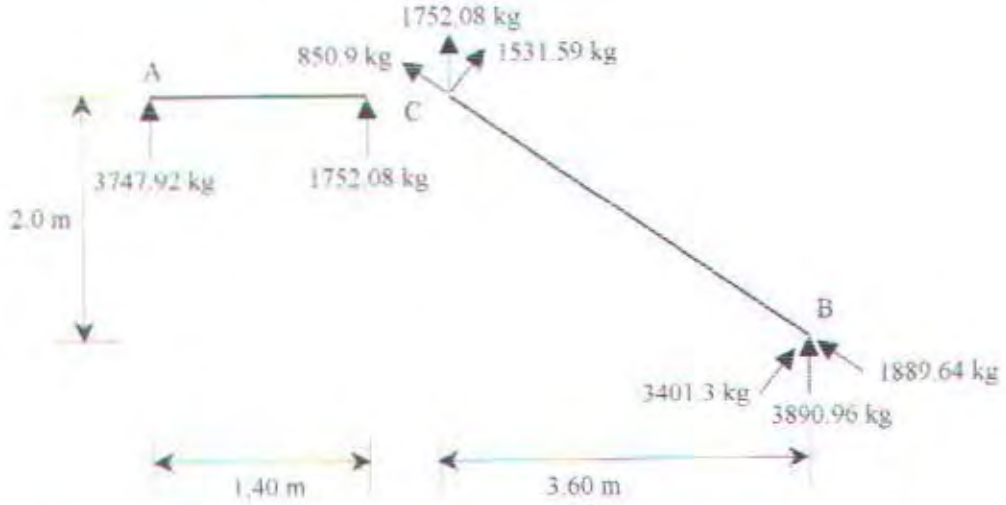
  a. **Gaya Normal (N)**

Titik C : N_C = 1752.08 x sin 29.055° = 850.9 kg

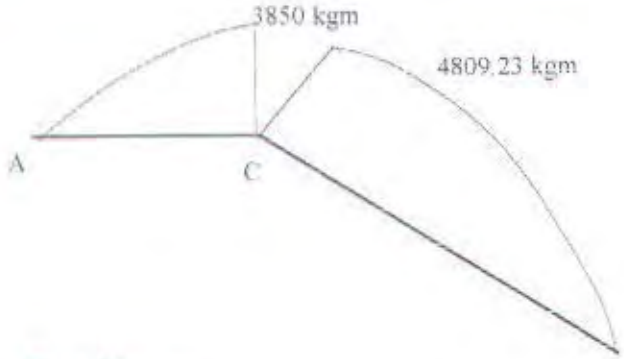
Titik B : N_B = 3890.96 x sin 29.055° = - 1889.64 kg

MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH - NOPEMBER

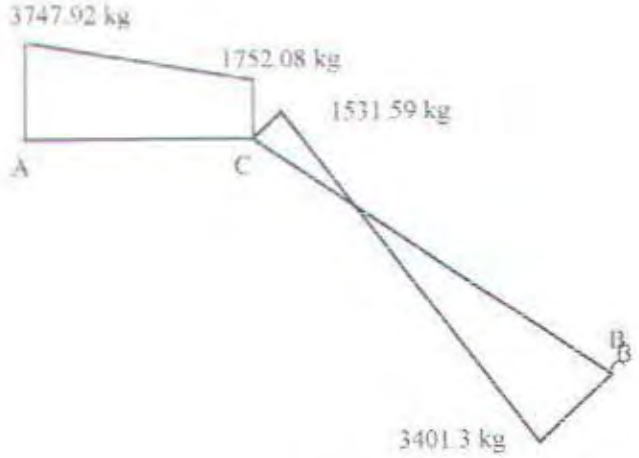
Diagram Free Body Gaya-gaya pada Tangga



Bidang Momen



Bidang Gaya Lintang



Gambar 4.13. Diagram free body tangga

- Pada pelat tangga :
  - Momen maximun = 4809.23 kgm
  - Gaya Lintang maximum = 3401.3 kg
- Pada pelat bordes :
  - Momen maximum = 3850 kgm
  - Gaya lintang maximum = 3747.92 kg

d. Perhitungan Penulangan Pelat Tangga dan Bordes

Pelat Tangga

1. Penulangan lentur arah x

$$\rho_b = \frac{0{,}85x30x0{,}85}{320}\left(\frac{600}{600+320}\right) = 0{,}044$$

$$\rho_{max} = 0{,}75\rho_b = 0{,}033 \qquad \rho_{min} = \frac{1{,}4}{320} = 0{,}0044$$

$$m = \frac{320}{0{,}85x30} = 12{,}55$$

Mu = 4809.23 kgm = 4.809.23E7 Nmm

Selimut beton = 20 mm

Direncanakan menggunakan tulangan D 12 mm

D = 120 - 20 - 0,5 x 12 = 94 mm

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi bd^2} = \frac{4.80923E7}{0{,}8\times1000\times94^2} = 6.80 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-\frac{2.m.Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{12{,}55}\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times12{,}55\times6.80}{320}}\right]$$

$= 0{,}0201 > \rho_{min} = 0{,}0044$

dipakai ρ = 0,0201

As perlu = 0,0201 x 1000 x 94 = 1889.4 mm^2

Dipasang D16 - 100 (As ada = 2011.43 mm^2)

2. Penulangan lentur arah y

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

Tulangan pembagi $= 0{,}002 \times A_{bruto}$

$= 0{,}002 \times 1000 \times 214 \quad = 428\ mm^2$

Dipasang D10 - 175 mm (As ada = 449 mm^2).

3. Penulangan Geser

Vu = 3401.3 kg = 3401.3 N

Sumbangan kekuatan geser beton menurut SKSNI T-15-03-1991

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

$$0.5\ \phi\ Vc = 0.5 \times 0{,}6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 188$$

$$= 51485.92\ N$$

Karena Vu (3401.3 N) < 0.5 ϕ.Vc (51485.92 N), maka tidak perlu tulangan geser

Untuk seluruh elemen-elemen pada pelat tangga didapatkan bahwa gaya geser yang terjadi adalah di bawah kekuatan geser beton sehingga tidak diperlukan tulangan geser untuk menambah kekuatan.

Pelat Bordes

1. Penulangan lentur arah x

Mu = 3850 kgm = 3.85E7 Nmm

Selimut beton = 20 mm

Direncanakan menggunakan tulangan D 14 mm

D = 150 - 20 - 0,5 x 14 = 123 mm

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi b d^2} = \frac{3.85E7}{0{,}8 \times 1000 \times 123^2} = 3.181\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right]$$

$$= \frac{1}{12,55}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 3.181}{320}}\right]$$

$= 0,01065 < \square_{max} = 0,033$

As perlu $= 0,01065 \times 1000 \times 123 = 1310.27\ mm^2$

Dipasang D14 - 100 (As ada = 1539.38 mm^2)

2. Penulangan lentur arah y

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

Tulangan pembagi $= 0,002 \times A_{brutto}$

$= 0,002 \times 1000 \times 150$

$= 300\ mm^2$

Dipasang D10 - 250 mm (As ada = 314 mm^2)

3. Penulangan Geser

Vu = 3747.92 kg

Sumbangan kekuatan geser beton menurut SKSNI T-15-03-1991

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

$$0.5\ \phi\ Vc = 0.5 \times 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 123$$

$= 202109.623$ N

Karena Vu (37479.2 N) < 0.5 ϕ.Vc (202109.623 N), maka tidak perlu tulangan geser.

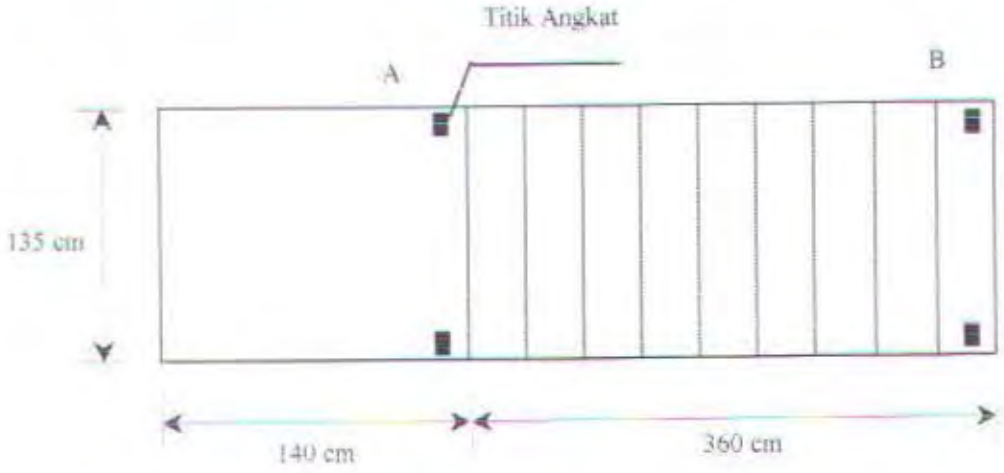
4.3.2. Pengangkatan Tangga

Pengangkatan tangga dilaksanakan pada saat beton berumur 7 hari

Umur beton 7 hari = 0.65 fc' = 0.65 x 30 = 19.5 Mpa.

$Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.103$ Mpa.

Tangga direncanakan diangkat dengan menggunakan empat titik angkat



Gambar 4.14. Penentuan titik angkat Tangga

Kontrol Tegangan saat pengangkatan :

Arah memanjang :

Beban yang bekerja

$q = 0.12 \times 2400 \times 1.35 = 388.3$ kg /m

$M_A = 388.3 \times 1.4 = 543.62$ kgm

M maks (pada bentang A – B) = 609.71kgm = 6097100 Nmm

$W = 1/6 \times b \times h^2 = 1/6 \times 3.60 \times 0.12^2$

$= 0.00864\ m^3 = 8640000\ mm^3$

$$fr = \frac{My}{W} = \frac{6097100}{8640000} = 0.706 \text{ Mpa} < 3.103 \text{ Mpa}$$

Arah Melintang

Beban yang bekerja

$q = 0.12 \times 2400 \times 3.6 = 1036.8$ kg /m

$M = 1/8 \times q \times L^2$

$= 1/8 \times 1036.8 \times 1.35^2 = 236.196$ kgm = 2361960 Nmm

$W = 1/6 \times b \times h^2 = 1/6 \times 1.35 \times 0.12^2$

$= 0.00324\ m^3 = 3240000\ mm^3$

$$fr = \frac{My}{W} = \frac{2361960}{3240000} = 0.729 \text{ Mpa} < 3.103 \text{ Mpa}$$

4.3.3. Perancangan Balok Penumpu Tangga

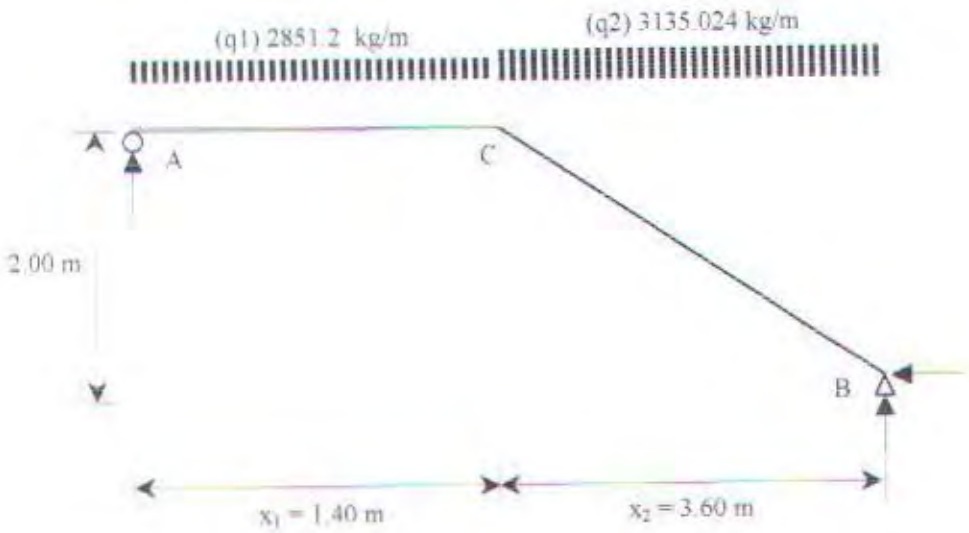
Beban Tangga :

Beban untuk ½ dari lebar tangga adalah :

- Pelat Tangga = 1161.12 kg/m^2
- Pelat Bordes = 1056 kg/m^2

Beban yang bekerja pada balok penumpu tangga :

- Pelat Tangga = 2.7 x 1161.12 = 3135.024 kg/m^2
- Pelat Bordes = 2.7 x 1056 = 2851.2 kg/m^2



$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow V_A \times 5 - q_1 \times 1.4 \times (0.7 + 3.6) - q_2 \times 3.6 \times 1,8 = 0$

$(V_A \times 5) - (2851.2 \times 1.4 \times 4.3) - (3135.024 \times 3.6 \times 1,8) = 0$

$V_A = 7495.836$ kg

$\Sigma V = 0 \Rightarrow V_A + V_B - q_1 \times 1.4 - q_2 \times 3.6 = 0$

$7495.836 + V_B - 2851.2 \times 1,40 - 3135.024 \times 3.6 = 0$

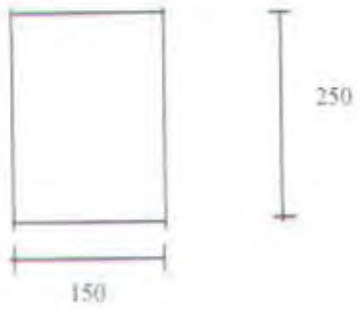
$V_B = 7781.931$ kg

Beban terbesar terdapat pada Vb = 7781.931 kg.

Beban tersebut dibagi rata sepanjang bentang balok yaitu = 2.7 m

qu tangga = 7781.931/ 2.7 = 2882.197 kg/m

Dimensi balok Direncankan sebagai berikut :



Gambar 4.15 Dimensi balok tangga

qu balok = (0.25 x 0.15) x 2400 = 90 kg/m

qu total = qu tangga + qu balok

= 2882.197 + 90 = 2972.197 kg/m

Mu tumpuan = 1/12 q L^2 = 1816.55 kgm

Mu lapangan = 1/24 q L^2 = 908.275 kgm

Vu = ½ q L = ½ x 2972.197 x 2.7

= 4012.47 kg

Perhitungan Tulangan Lentur :

Data Perancangan :

- Mutu bahan fy = 320 Mpa

  fc' = 30 Mpa
- Decking : 40 mm
- d = h - decking - ϕ tulangan geser - ½.ϕ tulangan lentur

  = 250 - 40 - 10 - ½ x 14 = 193 mm
- ρ_{min} = 1,4/fy = 1,4/320 = 0,0044
- ρ_{max} = 0,75 ρ_b = 0,033
- m $= \frac{fy}{0,85.fc'} = \frac{320}{0,85.30} = 12,55$

- Daerah Lapangan

  Mu lapangan = 908.275 kgm = 0.98275E7 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi.bw.d^2} = \frac{0.98275E7}{0,8 \times 150 \times 192^2} = 2.22Mpa$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12,55} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 2.22}{320}}\right]$$

$= 0,0073 > \rho_{min} = 0,0044$

$A_{Sperlu} = 0,0073 \times 150 \times 192 = 210\ mm^2$

dipakai tulangan 2D16 :

$A_{Sada} = 2 \times 0,25 \times \pi \times 14^2$

$= 308.0\ mm^2 > A_{Sperlu} = 210\ mm^2$

- Kontrol Tulangan

Di asumsikan semua tulangan leleh :

$C = 0.85 \times fc' \times a \times b$

$= 0.85 \times 30\ a \times 300 = 7650\ a\ N$

$T = As \times fy$

$= 308.0 \times 320 = 108617.6\ N$

$$a = \frac{A_S.fy}{0,85.fc'.b} = \frac{108617.6}{7650} = 14.2$$

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

$= 308.0 \times 320\ (192 - 14.2/2)$

$= 23559157.44Nmm$

$Mu = 0.8 \times 23559157.44 = 18847325.952Nmm$

$Mu = 1.8847E7\ Nmm > Mu = 0.98275E7\ Nmm$.....OK

- Daerah Tumpuan

Mu tumpuan = 1819.55 kgm = 1.81955E7 Nmm

$$Rn = \frac{Mu}{\varphi.bw.d^2} = \frac{1.81955E7}{0,8 \times 150 \times 193^2} = 4.113\ Mpa$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12,55} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 4.113}{320}}\right]$$

$= 0,0141 < \rho_{min} = 0,0044$

A_{Sperlu} = 0,0141 x 150 x 192 = 406.125 mm^2

dipakai tulangan 3D12 :

A_{Sada} = 3 x 0,25 x π x 14^2

= 462.0 mm^2 > A_{Sperlu} = 406.125 mm^2

- Kontrol Tulangan

Di asumsikan semua tulangan leleh :

C = 0.85 x fc' x a x b

= 0.85 x 30 a x 300 = 7650 a N

T = As x fy

= 462.0 x 320 = 108617.6 N

$$a = \frac{A_s.fy}{0,85.fc'.b} = \frac{108617.6}{7650} = 14.2$$

Mn = As x fy x (d – a/2)

= 462.0 x 320 (193 – 14.2/2) = 23559157.44 Nmm

Mu = 0.8 x 23559157.44 = 18847325.952 Nmm

Mu = 1.8847E7 Nmm > Mu = 1.81955E7 Nmm.....OK

- **Penulangan Geser Balok**

Gaya geser berfaktor :

Vu = 4036.77 kg = 40367.7 N

Kontrol Dimensi Balok :

- Vu < φ 5/6 x $\sqrt{fc'}$ x bw x d

40367.7 < 0.6 x 5/6 $\sqrt{30}$ x 300 x 244

40367.7 < 200466.456 N (penampang tidak berubah).

Perhitungan Vc :

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6}.bw.d = \frac{\sqrt{30}}{6} \times 200 \times 244 = 44548.1 \text{ N}$$

ϕ Vc = 0,6 x 44548.1 = 26728.86 N

0.5 ϕ Vc = 0.5 x 0,6 x 44548.1 = 13364.43 N.

0.5 φ Vc < Vu perlu tulangan geser

Kategori Desain kekuatan geser :

$Vu > \phi Vc$

$40367.7 > 26728.86$ N , perlu tulangan geser

Di pasang tulangan geser minimum dimana :

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{40367.7}{0.6} - 26728.86 = 40550.64 \text{ N}$$

$$S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs}$$

$$S = \frac{2 \times 0.25 \times \pi \times 10^2 \times 320 \times 244}{40550.64} = 302.58 \text{ mm}$$

$S\ max < d/2 = 244/2 = 122$ mm

< 300 mmJadi dipakai tulangan geser D10 - 120 mm

4.4. Perencanaan Balok Penumpu Lift

Direncanakan memakai lift traksi/kabel dengan tipe VVF 210 M/Min dengan data-data :

Kapasitas penumpang	: 17 orang
Ruang lift	: 2 buah
Kecepatan	: 120 M/Min
Beban	: 1150 kg
Daya motor lift	: 2400 MH
Dimensi ruang lift	: 2000 mm x 1350 mm

Lift didukung oleh sebuah balok beton menerus pada 3 tumpuan. Beban-beban yang bekerja pada balok-balok penumpu lift adalah :

Berat rol dan bandul pemberat beserta perlengkapannya, $R_1 = 9400$ kg. Berat mesin penggerak lift ditambah berat kereta luncur lift beserta perlengkapannya pada balok B yaitu sebesar $R_2 = 6050$ kg

Karena $R_1 > R_2$ maka beban yang diperhitungkan membebani kedua balok adalah sebesar $R_1 = 9400$ kg

Ukuran balok (20×40) cm^2 :

$q = 0.2 \times 0.4 \times 2400 = 192$ kg/m

$$M = \frac{1}{8}ql^2 + \frac{1}{4}pl$$

$$= \frac{1}{8}x192x3^2 + \frac{1}{4}x9400x3 = 7266 \text{ kg/m}$$

Karena dari sifat elevator, maka diambil koefisien kejut sebesar 2, maka :

M = 2 x 7226 = 14532 kg/m

$$V = 2 \times (\frac{1}{2}ql + \frac{1}{2}p)$$

= 2 x (0.5 x 192.3 + 0.5 x 9400) = 9976 kg

Penulangan lentur

Mu = 14532 kg/m = 145320000 Nmm

d = 400 - 40 -10 - 18/2 = 341 mm

$$Rn = \frac{Mu}{0.8*b*d^2} = \frac{1.4532E8}{0.8*200*341^2} = 7.811$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{320}{0.85*30} = 12.55$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\{1 - \sqrt{1 - \frac{2*m*Rn}{fy}}\}$$

$$= \frac{1}{12.55}\{1 - \sqrt{1 - \frac{2*12.55*7.811}{320}}\} = 0.0301$$

ρ_{min} = 1,4/fy = 1,4/320 = 0,0044

$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.033$

As = ρ x b x d

= 0.0301 x 200 x 321.5 = 2052.165 mm^2

As = 8 ∅ 18 As = 2290.22 mm^2

- Kontrol Tulangan

Di asumsikan semua tulangan leleh :

C = 0.85 x fc' x a x b

= 0.85 x 30 a x 400 = 10200 a N

T = As x fy

= 2290.22 x 320 = 732870.4 N

$$a = \frac{A_s.fy}{0.85.fc'.b} = \frac{732870.4}{10200} = 71.85$$

Mn = As x fy x (d – a/2)

= 2290.226 x 320 (589 – 71.85/2)

= 405333358.384 Nmm

Mu = 0.8 x 405333358.384 = 324266686.6Nmm

Mu = 32.4267E7 Nmm > Mu = 25.5236E7 Nmm.....OK

Penulangan geser :

Vu = 9976 kg = 99760 N

D = 341 mm

Sumbangan kekuatan geser beton (Vc) :

$$Vc = \frac{1}{6} x \sqrt{30} x 200 x 341 = 62257.8 \text{ N}$$

ϕ Vc = 0,6 x 62257.8 = 37354.68 N

0.5 ϕ Vc = 0.5 x 37354.68 = 18677.34 N.

0.5 φ Vc = 18677.34 N < Vu = 99760 N perlu tulangan geser

Vu < φ 5/6 x $\sqrt{fc'}$ x bw x d

99760 < 0.6 x 5/6 $\sqrt{30}$ x 200 x 341

99760 < 186773.39 N (penampang tidak berubah).

Kategori Desain kekuatan geser :

Vu = 99760 N > ϕ Vc = 37354 68 N

Vu = ø (Vc + Vs)

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{99760}{0.6} - 62257.8 = 104008.67 \text{ N.}$$

$$Vs = \frac{Avxfyxd}{S} \Rightarrow S = \frac{Avxfyxd}{Vs}, \quad Av = 157 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{157x320x341}{104008.67} = 164.7 \text{ mm}$$

Jadi digunakan tulangan geser ∅10-150 mm

BAB V
ANALISA
STRUKTUR UTAMA

BAB V

ANALISIS STRUKTUR UTAMA

5.1. Pemodelan Struktur

Struktur utama merupakan struktur pemikul beban yang diperlukan bagi ketahanan gedung jika mengalami pembebanan yang disyaratkan. Beban yang diterima struktur berupa beban gravitasi dan beban lateral yang disebabkan oleh beban gempa.

Komponen struktur utama terdiri dari balok induk, kolom dan pondasi untuk struktur bawah.

Dalam perancangan, gedung dimodelkan bahwa balok induk dan kolom sebagai portal terbuka (*Open Frame*) dengan perletakan jepit pada dasar kolom. Struktur *Open Frame* cocok untuk perancangan gedung di Indonesia karena pasangan batu bata/ tembok belum mampu berlaku sebagai pemikul beban.

Untuk menyalurkan gaya lateral agar dapat diterima oleh komponen struktur penahan gaya lateral maka lantai dimodelkan sebagai difragma yang kaku (*rigid floor diaphragma*). Dengan menyeragamkan *displacement* seluruh joint pada lantai tersebut maka seluruh joint dalam satu bidang lantai dianggap tidak dapat bergerak relatif satu dengan yang lainnya. Perpindahan joint tergantung dari *master joint*, yaitu suatu joint yang menggambarkan atau mewakili tingkat lantai suatu diafragma. Letak *master joint* ditentukan berdasarkan perhitungan pusat massa dari diafragma, sehingga lantai seperti dapat melentur (tanpa mengalami deformasi).

Pondasi poer yang disatukan dengan sloof dan pelat lantai dasar dimodelkan sebagai jepit. Pemodelan ini menyebabkan pondasi tidak mempunyai derajat kebebasan translasi maupun rotasi.

Struktur utama dianalisa dengan bantuan Struktur Analisa Program (SAP2000). Permodelan dari struktur ini adalah dengan menganggap balok induk sebagai *beam* dan kolom sebagai *column* pada *input* data, sedangkan *output* hasil *running* disesuaikan dengan kombinasi-kombinasi pembebanan yang disyaratkan pada SKSNI T-15-1991-03.

5.2. Pembebanan Struktur Utama

5.2.1. Beban Mati

Untuk beban mati diperhitungkan seluruh beban akibat berat sendiri balok, kolom, pelat, dinding/panel, seluruh struktur sekunder dan semua elemen lain yang bersifat tetap sepanjang umur rencana gedung.

5.2.2. Beban Hidup

Beban hidup tidak selalu trjadi setiap saat. Peluang terjadinya beban hidup penuh yang membebani semua bagian dan semua struktur pemikul secara serempak secara bersamaan selama umur rencana gedung adalah sangat kecil. Oleh sebab itu, beban hidup dianggap tidak efektif sepenuhnya. Beban ini berupa beban terpusat atau beban merata yang diterima langsung oleh struktur utama yang disalurkan melalui elemen struktur sekunder.

Sesuai dengan peraturan PPI'83 pasal 3.5. untuk beban hidup dalam perhitungan balok induk dan portal diberikan suatu koefisien reduksi sebagai berikut :

Pada perancangan balok-balok induk dan portal dari sistem struktur utama, baban hidup terbagi rata rencana dapat dikalikan dengan 0.6 untuk perkantoran.

5.2.3. Bebab Gempa

Beban hidup pada gedung ini ikut menentukan besarnya beban genpa rencana yang harus dipikul oleh sistem struktur. Seperti yang telah diuraikan diatas bahwa karena peluang terjadinya beban hidup penuh sangat kecil, maka untuk perancangan beban gempa ini sesuai dengan PPI'83 beban massa hidup dapat direduksi sebesar 0.3.

Dalam perancangan ini beban rencana lateral yang ditetapkan dalam SKSNI- T15- 1991 dikalikan dengan faktor K = 2. Hal ini dilakukan karena struktur direncanakan dengan daktilitas 2.

5.3. Analisis Struktur Utama

Pada bab sebelumnya telah diketahui pembebanan pada plat, dan balok anak, dimana pembebanan tersebut akan menjadi beban yang diterima oleh induk. Selain itu, beban dinding dan berat sendiri balok induk akan ikut ke dalam pembebanan pada balok induk. Adapun besarnya beban-beban tersebut adalah :

Untuk Gedung A (3 Lantai)

- Beban plat Lantai

  Beban mati

  Berat plat = 446 kg/m^2.

  Beban Hidup = 250 kg/m^2

- Beban Plat atap

  Beban Mati = 409 kg/m^2

  Beban Hidup = 100 kg/m^2

- Beban Sendiri Balok (40 / 80)

  Balok atap dan lantai 40/80 dengan berat beton 2400 kg/m^3

  q = 0.4 x 0.8 x2400 = 768 kg/m

- Beban Sendiri Balok (40 / 65)

  Balok atap dan lantai 40/65 dengan berat beton 2400 kg/m^3

  q = 0.4 x 0.65 x2400 = 624 kg/m

- Berat akibat dinding

  q = 0.15 x 250 = 37.5 kg/m^2

- Perhitungan berat total gedung

  Berat Lantai 3 (atap)

Plat Atap	= 409 x (8 x 24)	=	78528.0 kg
	= 100 x 0.3 x (8 x 24)	=	5760.0 kg
Balok Induk	= 4 x 8 x 768	=	24576.0 kg
Balok Anak	= 12 x 8 x 624	=	59904.0 kg
Kolom	= 8 x 4 x 0.6 x 0.6 x 2400	=	27648.0 kg
Berat Total	= 196416.0 Kg.		

- Berat Lantai 1-2

Plat Lantai	= 446 x (8 x 24)	=	85632.0 kg
	= 250 x 0.3 x (8 x 24)	=	14400.0 kg
Balok Induk	= 4 x 8 x 768	=	24576.0 kg
Balok Anak	= 12 x 8 x 624	=	59904.0 kg
Kolom	= 8 x 4 x 0.6 x 0.6 x 2400	=	27628.0 kg
Dinding	= (8 x 3.2 x 10) x 37.5	=	9600.0 kg
Berat Total	= 221740.0 Kg		

Perhitungan Gaya Gempa

Tingkat	W (kg)	H (m)	W x H (kgm)	V = C.I.K.Wt	Fx,y (kg)
3	196416.00	12	2356992.00	38393.76	18034.30
2	221740.00	8	1773920.00	38393.76	13572.98
1	221740.00	4	886960.00	38393.76	6786.49
Wt	639896.00		5017872.00		

Tabel 5.1 Perhitungan gaya gempa untuk gedung 3 lantai

Untuk Gedung B (6 Lantai)

- Beban plat Lantai

  Beban mati = 446 kg/m^2.

  Beban Hidup = 250 kg/m^2

- Beban Plat atap

  Beban Mati = 409 kg/m^2

  Beban Hidup = 100 kg/m^2

- Beban Sendiri Balok Induk

  Balok atap dan lantai 40/80 dengan berat beton 2400 kg/m^3

  q = 0.4 x 0.8 x2400 = 768 kg/m

- Beban Sendiri Balok Anak

  Balok atap dan lantai 30/50 dengan berat beton 2400 kg/m^3

  q = 0.3 x 0.5 x2400 = 360 kg/m

- Berat akibat dinding

  $q = 0.15 \times 250 = 37.5$ kg/m^2

- Perhitungan berat total gedung

Berat Lantai 6 (atap)

Plat Atap	= 409 x (16 x 23)	= 150512.0 kg
	= 100 x 0.3 x (16 x 23)	= 11040.0 kg
Balok Induk	= 10 x 8 x 768	= 61440.0 kg
Balok Anak	= (21 x 6 + 7 x 5) x 360	= 57960.0 kg
Kolom	= 15 x 4 x 0.7 x 0.5 x 2400	= 50400.0 kg
Berat Total	= 331352.0 Kg.	

Berat Lantai 1-5

Plat Lantai	= 446 x (16 x 23)	= 164128.0 kg
	= 250 x 0.3 x (16 x 23)	= 27600.0 kg
Balok Induk	= 10 x 8 x 768	= 61440.0 kg
Balok Anak	= (21 x 6 + 7 x 5) x 360	= 57960.0 kg
Kolom	= 15 x 4 x 0.7 x 0.5 x 2400	= 50400.0 kg
Dinding	= 10 x 8 x 3.2 x 37.5	= 9600.0 kg
	= (5 x 3+6 x 9) x 3.5 x 37.5	= 9056.25 kg
Berat Total	= 380184.25 Kg.	

Perhitungan Gaya Gempa

Tingkat	W (kg)	H (m)	W x H (kgm)	V = C.I.K.Wt	Fx,y (kg)
6	331352.00	24	7952448.00	133936.40	34622.92
5	380184.25	20	7603685.00	133936.40	33104.49
4	380184.25	16	6082948.00	133936.40	26483.59
3	380184.25	12	4562211.00	133936.40	19862.70
2	380184.25	8	3041474.00	133936.40	13241.80
1	380184.25	4	1520737.00	133936.40	6620.90
Wt	2232273.25		30763503.00		

Tabel 5.2 Perhitungan gaya gempa untuk gedung 6 lantai

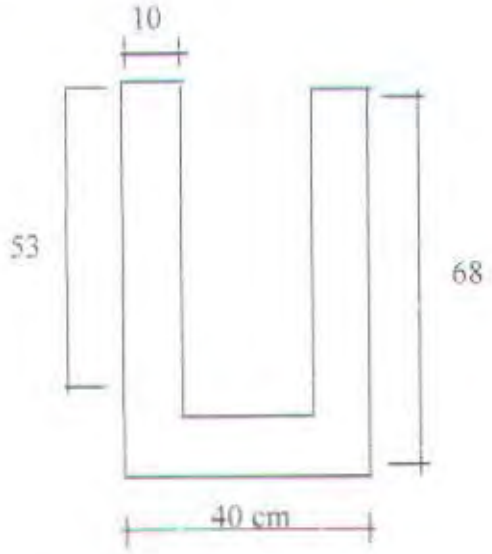
BAB VI
PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA

BAB VI

PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA

6.1. Perancangan Balok Induk

Seperti halnya pada balok anak, perancangan balok induk pada tugas akhir ini menggunakan balok pracetak U-Shell untuk bentang 8,00 meter dan menggunakan balok pracetak persegi untuk bentang 5,00 dan 6,00 meter. Dimensi balok U-Shell yang digunakan dalam perancangan ini adalah sebagai berikut :



Luas Balok = 0.4 x 0.15 +
2 x 0.1 x 0.53
= 0.166 kg/m

Gambar 6.1 Penampang U-shell balok induk

6.1.1. Perancangan Dimensi Balok

- Mutu beton (fc') : 30 Mpa
- Mutu baja (fy) : 320 Mpa
- Dimensi balok U-Shell : 40 x 80 cm (bentang 8,00 m)
- Dimensi balok persegi : 30 x 50 cm (bentang 5,00 dan 6,00 m)

6.1.2 Penulangan Balok

a. Beban Mati

Beban Merata

- berat sendiri balok = 0.166 x 2400 = 398.4 kg/m
- qDL = 398.4 kg/m

Beban terpusat

- berat balok anak = 0.136 x 2400 x 7.66 = 2500.244 kg
- beban pelat = 0.5 x (2.38 +2.28) x 7.60 x 0.07 x 2400
  = 2974.944 kg

P1dl= 0.5 x (2500.244 + 2974.944) = 2737.594 kg

b. Beban Hidup

Beban merata :

Karena balok sebelum komposit tidak menahan beban pelat, maka tidak ada beban hidup yang bekerja pada balok.

Beban terpusat

- beban pelat (ql = 100 kg/m^2)

qek = 0.5 x (0.5 x (2.38 + 2.28) x 100 x 7.66) = 892.39 kg

Kombinasi Pembebanan :

q_u = 1,2 x DL + 1,6 x LL_1

= 1,2 x 398.4 + 1,6 x 0

= 478.08 kg/m

Pu = 1,2 x DL + 1,6 x LL

= 1,2 x 2737.594 + 1,6 x 892.39

= 4712.925 kg

2 Sesudah Overtopping

a. beban Mati

Beban Merata

- berat sendiri balok = 0,40 x 0,80 x 2400 = 768 kg/m
- beban ekivalen pelat 3 segitiga (qd = 446 kg/m^2)

qek = 2/9 x q x Lx = 2/9 x 446 x 2.70 = 267.6 kg/m

- berat tembok : 250 x 3.20 x 0.15 = 120 kg/m

qDL = 768 + 267.6 + 120 = 1155.60 kg/m

Beban terpusat

- balok anak dan pelat ekivalen trapesium

P 1 dl = 0.5 x 8.00 x 1158.478 = 4633.91 kg

Beban Hidup

Beban merata :

- beban pelat ekivalen 3 segitiga (ql = 250 kg/m^2)

qek = 2/9 x q x Lx = 2/9 x 250 x 2.7 = 150 kg/m

qLL = 150 kg/m

Beban terpusat

- beban pelat ekivalen trapesium (ql = 250 kg/m^2)

PLL = 0.5 x 649.37 x 8.00 = 2597.48 kg

Kombinasi Pembebanan :

q_u = 1,2 x DL + 1,6 x LL_1

= 1,2 x 1155.6 + 1,6 x 150

= 1626.7 kg/m

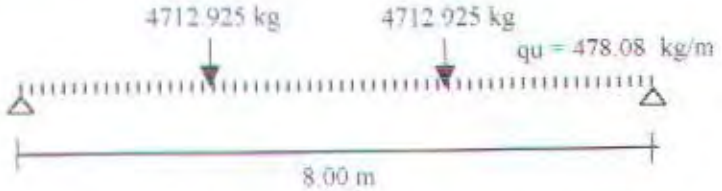
Pu = 1,2 x DL + 1,6 x LL

= 1,2 x 4633.91 + 1,6 x 2597.48

= 7231.4 kg

b. Penulangan Lentur

Sebelum Overtopping



Gambar 6.2. Beban balok induk sebelum overtopping

Mmax = 5307.11 kgm

Data Perancangan :

Mutu bahan : fy = 320 Mpa

fc' = 30 Mpa

Decking : 40 mm

Diameter tulangan : lentur ø 22 dan geser ø 10

d = h – tebal pelat - decking - ϕ tulangan geser - ½.ϕ tulangan lentur

= 800 - 120 - 40 - 10 - ½ x 22

= 619 mm

maka : ρ_{min} = 1,4/fy = 1,4/320 = 0,00438

ρ_{max} = 0,75 ρ_b = 0,033

$$m = \frac{fy}{0{,}85.fc'} = \frac{320}{0{,}85.30} = 12{,}55$$

Daerah Lapangan

$$Rn = \frac{5.30711}{0{,}8 \times 400 \times 619^2} = 0.433$$

$$\rho = \frac{1}{12{,}55} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}55 \times 0.433}{320}}\right) = 0{,}00136 < \rho_{min}$$

Kebutuhan tulangan :

As = 0,00438 x 400 x 619 = 1083.25 mm^2

Maka dipakai :

Tulangan : 3 ϕ 22 (As_{ada} = 1140.86 mm^2 > As_{perlu} = 1083.25 mm^2)

Sesudah Overtopping

Untuk penulangan balok induk sesudah overtopping, gaya-gaya dalam yang dipakai diperoleh dari analisa struktur utama dengan menggunakan SAP2000. Besarnya gaya-gaya dalam yang bekerja pada balok induk (A – B) 1 dengan beban plat lantai bentang 8.00 m dengan dimensi 40/80 cm adalah sebagai berikut :

- Momen tumpuan : Mu_{tump} = 27.71155 ton m = 277.1155 KNm
- Momen Lapangan : Mu_{lap} = 15.01391 ton m = 150.1391 KNm

Daerah Tumpuan

Mu = 277.1155 KNm = 2.77E8 Nmm

d = 800 – 40 – 10 - ½ . 22 = 739 mm

d' = 40 + 10 + ½ . 22 = 61 mm

ρ_{min} = 1,4/fy = 1,4/320 = 0,00438

ρ_{max} = 0,75 ρ_b = 0,033

$$m = \frac{fy}{0{,}85xfc'} \quad , \quad m = 12{,}55$$

$$Rn = \frac{2.771155E8}{0{,}8 \times 400 \times 739^2} = 1.5857$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12{,}55} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}55 \times 1.5857}{320}}\right) = 0{,}00512 > \rho_{min}$$

ρ' = 0,5 ρ_{perlu} = 0,00256

Kebutuhan tulangan :

As = ρ.b.d = 0,00512 x 400 x 739 = 1513.415 mm^2 (atas)

As' = ρ'.b.d = 0,00256 x 400 x 739 = 756.707 mm^2 (bawah)

Dipakai Tulangan :

Tulangan atas : 5 ϕ 22

(As_{ada} = 1901.43 mm^2 > As_{perlu} = 1964.6 mm^2)

Tulangan bawah : 3 ϕ 22

(As_{ada} = 1140.86 mm^2 > As_{perlu} = 982.183 mm^2)

Cek kondisi tulangan tekan :

$$(\rho - \rho') \leq 0{,}85 \times \beta \times \frac{fc' \times d'}{fy \times d} \times \left(\frac{600}{600 - fy}\right)$$

(0,00512 – 0,00256) ≤ 0,00256

$$0{,}85 \times 0{,}85 \times \frac{30 \times 61}{320 \times 739} \times \left(\frac{600}{600-320}\right) = 0{,}01198$$

karena : 0,00256 < 0,01198 , maka tulangan tekan tidak leleh.

Daerah Lapangan

Mu = 150.1391 KNm = 1,501391E8 Nmm

Menentukan lebar efektif balok :

be ≤ ¼ . L = ¼ . 8000 = 2000 mm

be ≤ bw + 16t = 400 + 16 x 120 = 2320 mm

be ≤ Ln = 8000 - (500/2 + 500/2) = 7000 mm

diambil yang terkecil, be = 2000 mm

d = 800 – 40 – 10 - ½ . 22 = 739 mm

d' = 40 + 10 + ½ . 22 = 61 mm

ρ_{min} = 1,4/fy = 1,4/320 = 0,0044

ρ_{max} = 0,75 ρ_b = 0,033

$$m = \frac{fy}{0{,}85 x fc'} \quad , \quad m = 12{,}55$$

$$Rn = \frac{1{,}501391E8}{0{,}8 \times 400 \times 739^2} = 0.8591$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{12{,}55} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}55 \times 0.8591}{320}}\right) = 0{,}00273 < \rho_{min}$$

ρ' = 0,5 ρ_{min} = 0,00219

Kebutuhan tulangan :

As = ρ.b.d = 0,00438 x 400 x 739 = 1294.728 mm^2 (atas)

As' = ρ'.b.d = 0,00219 x 400 x 739 = 647.364 mm^2 (bawah)

Dipakai Tulangan :

Tulangan atas : 4 ϕ 22 (As_{ada} = 1521,143 mm^2 > As_{perlu} = 1294.728 mm^2)

Tulangan bawah : 2 ϕ 22 (As_{ada} = 760.57 mm^2 > As_{perlu} = 647.364 mm^2)

Cek kondisi tulangan tekan :

$$(\rho - \rho') \leq 0{,}85 \times \beta \times \frac{fc' \times d'}{fy \times d} \times \left(\frac{600}{600 - fy}\right)$$

$(0{,}00438 - 0{,}00219) = 0{,}00219$

$$0{,}85 \times 0{,}85 \times \frac{30 \times 61}{320 \times 739} \times \left(\frac{600}{600 - 320}\right) = 0{,}01198$$

karena : 0,00219 < 0,0164 , maka tulangan tekan tidak leleh.

Sebagai pendekatan awal untuk kontrol regangan kompatibel di seluruh penampang pada taraf kuat rancang apabila tulangan tekan tidak leleh digunakan rumus sebagai berikut :

$f's = Es \times \in's < fy$

dimana :

$Es = 200000$ Mpa dan $\in's = 0{,}003 \times \left(1 - \frac{0{,}85 \times \beta \times fc'}{(\rho - \rho') \times fy} \frac{d'}{d}\right)$

$$f's = 600 \times \left(1 - \frac{0{,}85 \times \beta \times fc'}{(\rho - \rho') \times fy} \frac{d'}{d}\right) < fy$$

$$= 600 \times \left(1 - \frac{0{,}85 \times 0{,}85 \times 30}{0{,}0044 \times 320} \frac{61}{739}\right)$$

$= 162.42 < fy = 320$MPa OK..

Rasio tulangan ijin untuk penampang bertulangan rangkap adalah sebagai berikut :

$$\bar{\rho} \leq 0{,}75 \times \rho b + \rho' \frac{f's}{fy}$$

$$\bar{\rho} \leq 0{,}033 + 0{,}0044 \frac{162.42}{320}$$

$\bar{\rho} = 0{,}03523 \leq 0{,}0363$ (dimensi penampang OK....)

$$a = \frac{As.fy - As'.f's}{0{,}85.fc'.be} = \frac{(1901.429 \times 320) - (1140.86 x 179{,}56)}{0{,}85 \times 30 \times 2000} = 31.617 \text{ mm}$$

$$Mu = 0{,}8 \times \left((As.fy - As'.f's) x \left(d - \frac{a}{2}\right) + As'.f's(d - d')\right)$$

$$Mu = 0.8 \times \left((1901.43x320 - 1140.86x179,56)x\left(739 - \frac{31.617}{2}\right) + 1140.86x179,56x(739 - 61) \right)$$

$= 2.99625E8 > Mu_{perlu} = 2.7711554E8$ OK....

Jadi perhitungan benar.

Perhitungan tulangan lentur akhir pada balok induk ini, yaitu luas tulangan sebelum overtopping dibandingkan dengan luas tulangan setelah overtopping. Luasan tulangan terbesar dipakai sebagai luas tulangan akhir yang dibutuhkan.

Dimensi Balok : 40/80 cm

Bentang : 8.00 m

Kondisi Pembebanan	Daerah Lapangan		Daerah Tumpuan	
Sebelum Overtopping	Tulangan Atas	-	Tulangan Atas	-
	Tulangan bawah	4 D 22	Tulangan bawah	-
Sesudah Overtopping	Tulangan Atas	2 D 22	Tulangan Atas	5 D 22
	Tulangan bawah	4 D 22	Tulangan Bawah	3 D 22

Tabel 6.1 Contoh Hasil perhitungan tulangan balok

Dari kedua harga penulangan lentur diambil yang membutuhkan jumlah tulangan terbanyak, yaitu :

daerah lapangan

- Tulangan atas = 2 D 22 - Tulangan bawah = 4 D 22

Daerah tumpuan

- Tulangan atas = 5 D 22 - Tulangan bawah = 3 D 22

Hasil perhitungan balok lainnya dapat dilihat pada lampiran

c. Penulangan Torsi dan Geser

Gaya-gaya dalam yang diperoleh dari analisa struktur utama SAP2000, lantai 1 bentang 8.00 m dengan dimensi 40/80 cm.

Dari hasil analisa diperoleh :

Vu = 17.0927 ton = 170.927 KN = 1.70927×10^5 N

Tu = 0.123126 ton m = 1.23126 KNm = 1.23E3 N

Direncanakan :

Diameter tulangan geser = 10 mm

$Av = 2 \times 0{,}25 \times \pi \times 10^2 = 157{,}08\ mm^2$

fc' = 30 Mpa

d = 739 mm

d' = 61 mm

Penulangan Torsi

Momen torsi yang terjadi nilainya sangat kecil, perhitungan torsi diabaikan atau sama dengan nol , ($Tu < Tu_{min}$).

$$Tu_{min} = \phi \frac{1}{20} \sqrt{fc'} . \sum x^2 . y$$

dimana :

$\Sigma x^2.y = 400^2 \times 800 + 120^2 \times 1500$

$= 14.96E7\ mm^2$

maka :

$$Tu_{min} = 0{,}6 \times \frac{1}{20} \times \sqrt{30} \times 14.96E7$$

= 2.4582E7 Nmm > Tu = 1.23E3 Nmm

Torsi dapat diabaikan dan dilakukan perhitungan geser saja.

Penulangan Geser

$Vc = 1/6. \sqrt{fc'}\ bw\ d$

$= 1/6 \times \sqrt{30} \times 400 \times 739 = 269844.65\ N$

$\Phi Vc = 1/6\Phi \sqrt{fc'}\ bw\ d$

= 161906.78 N

½ ΦVc = 80953.4 N

$\Phi Vs\ maks = 1/3. \sqrt{fc'}\ bw.d$

$= 1/3. \sqrt{30}.400.739 = 393629{,}945\ N$

Vu > ΦVc.....Ps. 3.4.5. butir 6 – 1

$$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc$$

$$= \frac{2.2308E5}{0,6} - 2,6984465E5 = 1,1415535E5$$

$$s = \frac{Av.fy.d}{Vs} = \frac{157,08 \times 320 \times 739}{1,1415535E5} = 325.4 \text{ mm}$$

Pada lokasi sepanjang d dari muka kolom spasi maksimum (tumpuan) tulangan geser tidak boleh melebihi nilai dari:

$$\frac{d}{4} = \frac{739}{4} = 184.75 \text{ mm}$$

10 x diameter tulangan longitudinal = 10 x 22 = 220 mm

24 x diameter tulangan geser = 24 x 10 = 240 mm

300 mm.....(SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.14.9-3.3b)

Ambil jarak sengkang tumpuan s = 150 mm

Dipasang tulangan geser : ϕ 10 - 150

$$Vs = \frac{Av \times fy \times d}{S} = \frac{157x320x739}{150}$$

$$= 2.47E5 > 1,141E5$$

Pada daerah lapangan Vu = 76723.2 N

Vu = 7.67232E5 N

Vu < ΦVc..... Ps. 3.4.5. butir 5 - 1

$$s = \frac{3.Av.fy}{bw} = \frac{3 \times 157,08 \times 320}{400} = 376,992 \text{ mm}$$

Untuk daerah diluar jarak d dari muka kolom, spasi maksimum tulangan geser yang diijinkan tidak boleh melebihi:

$$\frac{d}{2} = \frac{739}{2} = 369,50 \text{ mm}$$

600 mm.....(SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.4.5-4)

maka dipasang jarak sengkang lapangan s = 200 mm

Dipasang tulangan geser : ϕ 10 – 200

Untuk perhitungan tulangan geser pada balok lainnya, ditabelkan.

d. Panjang Penyaluran

Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

Panjang penyaluran tulangan dasar harus dihitung sesuai dengan perumusan SK SNI T-15-1991-03 ps 3.5.2. sebagai berikut :

Untuk batang D-36 dan lebih kecil

$$Ldb = \frac{0{,}02 \cdot Ab \cdot fy}{\sqrt{fc'}}$$ tetapi tidak kurang dari Ldb = 0,06 db. fy

dimana:

Ab = luas satu batang tulangan, mm^2

fy = tegangan leleh tulangan, MPa

fc' = tegangan leleh beton, Mpa

db = diameter batang tulangan, mm

MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH - NOPEMBER

Contoh Perhitungan :

Diameter tulangan = 22 mm

$Ab = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380{,}13\ mm^2$

$$Ldb = \frac{0{,}02 \times 380{,}13 \times 320}{\sqrt{30}} = 444{,}17\ mm$$

$Ldb_{min} = 0{,}06 \times 22 \times 320 = 422{,}40$ mm

diambil Ldb = 444,17 mm ≈ 450 mm

Panjang Penyaluran Tulangan Tekan

Panjang penyaluran dasar harus dihitung sesuai dengan perumusan SK SNI T-15-1991-03 ps 3.532. sebagai berikut :

$$Ldb = \frac{db \cdot fy}{4\sqrt{fc'}}$$ tetapi tidak kurang dari Ldb = 0.04. db. fy

Contoh Perhitungan :

$$Ldb = \frac{22 \times 320}{4\sqrt{30}} = 321{,}33\ mm$$

$Ldb_{min} = 0{,}04 \times 22 \times 320 = 281$ mm

Diambil Ldb = 321,33 mm ≈ 350 mm

6.1.3. Kontrol Tegangan Pada Balok

6.1.3.1 Kontrol Lendutan dan Retak

Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar mempunyai kekakuan cukup untuk membatasi deformasi yang mungkin memperlemah kekakuan ataupun kemampuan kelayanan struktur pada beban kerja. Lendutan suatu balok tidak perlu dihitung bila tebal balok memenuhi persyaratan tebal minimum sesuai SKSNI T-1501991-03 pasal 3.2.5.2.1. Untuk balok pada dua tumpuan tebal minimum yang disyaratkan adalah sebagai berikut :

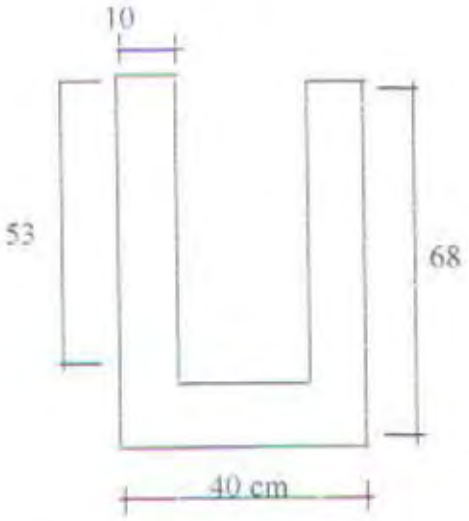
$h_{min} = L/16$

Untuk balok anak bentang L = 800 cm dengan dimensi b = 40 dan h = 65 cm^2 diperoleh :

$h_{min} = 800/16 = 50$ cm < 80 cm ..... OK !

Karena semua type balok anak setelah overtopping telah memenuhi syarat tebal minimum, maka tidak perlu dilakukan kontrol lendutan. Hal yang perlu diperhatikan adalah pada kondisi balok sebelum overtopping, karena pada saat tersebut h min balok kurang dari 50 cm. Karena saat pengcoran membutuhkan perancah sebanyak 2 perancah sejarak 2.7 m (perancah dianggap mampu memikul beban), maka kontrol lendutan dihitung sejarak 2.7 m dari ujung bentang.

Kontrol Lendutan saat kondisi balok belum overtopping.



Gambar 6.3 Penampang U-shell balok induk

Syarat lendutan :

$$\Delta = \frac{5}{384} x \frac{qL^4}{EI} < \frac{L}{180}$$

q = 478.08 kg/m.

L = 800 cm

E = 4700 $\sqrt{fc'}$ = 4700 $\sqrt{30}$ Mpa = 25742.960275 Mpa.

= 257429.60275 kg/cm^2. = 2574296027.5 kg/m^2

Perhitungan Inersia :

A1 = A2 = 2 x (100 x 530) = 106000 mm^2

A3 = 400 x 150 = 60000 mm^2

Luas Total = 166000 mm^2

Perhitungan garis netral :

$$Yt = \frac{(2x106000x265 + 60000x(530 + 75))}{166000} = 557.1084 \text{ mm}$$

Yb = 680 – 557.1084 = 122.8916 mm

I_{1-2} =(1/12x100 x530^3 + 106000 (557.1084–265)^2)x2 = 0.1152598E10 mm^4

I_3 =(1/12x 400 x150^3 + 60000 (122.8916-75)^2) = 0.00250116127E10 mm^4

I total = 0.1152598E10 + 0.00250116127E10 = 0.117761E10 mm^4

$$Wt = \frac{0.117761E10}{557.1084} = 21137890.72 \text{ mm}^3$$

$$Wb = \frac{0.17761E10}{122.8916} = 95825104.58 \text{ mm}^3$$

$$\Delta = \frac{5}{384} x \frac{478.08x8^4}{0.2574E10x0.00117761}$$

$$\Delta = 0.00841181 < \frac{800}{180}$$

$$= 0.841181 \text{ cm} < 4.44 \text{ cm}$$

Kontrol Retak

Lebar retak diperhitungkan jika tulangan yang digunakan memakai fy > 413 Mpa (Chu Kia Wang dan Charles G Salmon). Sedangkan mutu tulangan yang dipakai pada perancangan pelat ini memakai fy = 320 Mpa, sehingga kontrol retak tidak perlu dilakukan. Tetapi menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.6(4), bila tegangan leleh rencana fy untuk tulangan tarik melebihi 300 Mpa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh :

$$Z = fs.\sqrt[3]{dc.A}$$

tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dan

tidak melebihi 25 MN/m untuk penampang di luar ruangan.

dengan lebar retak

dimana :

fs = 0,6 x fy = 0,6 x 320 = 192 Mpa

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

= 40 + 10 + ½.22 = 61 mm

A = luas beton yang tertarik dibagi dengan banyaknya tulangan.

= 2 x dc x (bw / Jumlah Tulangan)

= 2 x 61 x (400/4) = 12200 mm^2

$$Z = 192.\sqrt[3]{61 \times 12200}$$

= 17399.37 N/m = 17.399 MN/m < 25 MN/m

6.1.3.2. Kontrol Pengangkatan

Pemasangan pelat pada struktur dilaksanakan pada saat beton berumur 3 hari hari = 0.4 fc' = 12 Mpa

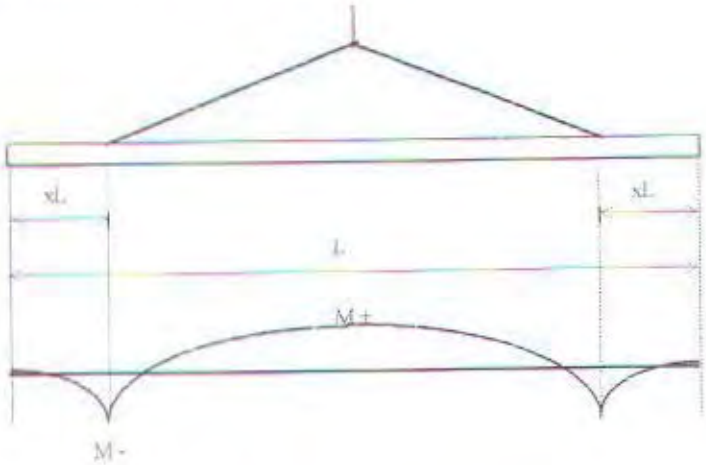
Fr = $0.7\sqrt{fc}$ = 2.425 Mpa

Beban yang bekerja

berat balok Sendiri = 398.4 x 1.2 = 478.08 kg/m

Wt = 21137890.72 mm^3 = 21.138 m^3

Wb = 95825104.58 mm^3 = 95.825 m^3



Gambar 6.4 Tegangan saat pengangkatan balok induk

Berdasarkan PCI Design Handbook dimana :

$$M^+ = \frac{w.L^2}{8}\left[1 - 4x + \frac{4.Yc}{L.\tan\theta}\right] \quad \text{dan} \quad M^- = \frac{w.x^2L}{2}$$

Dimana :

$$x = \frac{1 + \dfrac{4.Yc}{L.\tan\theta}}{2\left[1 + \sqrt{1 + \dfrac{Yt}{Yb}\left(1 + \dfrac{4.Yc}{L.\tan\theta}\right)}\right]}$$

Dari desain balok anak dengan panjang 800 cm

Yt = 55.7108 cm

Yb = 12.2892 cm

Yc = 15 + 10 = 25 cm

$$x = \frac{1 + \frac{4x25}{800x\tan 60}}{2\left[1 + \sqrt{1 + \frac{55.7108}{12.2892}\left(1 + \frac{4x25}{800x\tan 60}\right)}\right]} = \frac{1.0637}{6.8258} = 0.156$$

xL = 0.156 x 800 = 124.67 cm = 1.2467 m

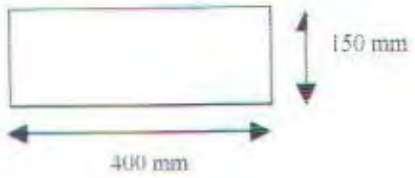
$$M+ = \frac{478.08x8^2}{8}\left[1 - 4x0.156 + \frac{4x0.25}{8x\tan 60}\right] = 1684.1973 \text{ kgm}$$

$$M- = \frac{478.08x0.156^2 x8^2}{2} = 371.5141 \text{ kgm}$$

$$Fr_t = \frac{M}{Wt} = \frac{16.841973E6}{21137890.7} = 0.797 \text{ Mpa} < 2.425 \text{ Mpa.}$$

$$Fr_b = \frac{M}{Wb} = \frac{3.71514E6}{95825104.58} = 0.0387 \text{ Mpa} < 2.425 \text{ Mpa.}$$

Cek kekuatan beton pada sambungan antara balok Induk dan balok anak (terdapat penghilangan dinding pada sisi –sisi balok induk)



Gambar 6.5 Penampang balok induk pada sambungan

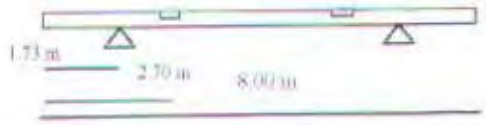
Perhitungan Inersia :

$I = 1/12\ b \times h^3$

$= 1/12 \times 400 \times 150^3 = 1.1125E8\ mm^4$

$$W = \frac{I}{y} = \frac{1.1125E8}{75} = 1.5.E6\ mm^3 = 1.5\ m^3$$

Perhitungan momen pada titik x = 2.7 m (letak sambungan antara balok induk dan balok anak)



Momen pada titik x = 2.7 m

q = (0.4 x 0.15 + (0.1 x 0.53) x 2) x 2400 = 398.4 kg/m

Q = 398.4 x 8.0 m = 3187.2 kg

V pada titik angkat (1.2467 m)

V angkat = 3187.2 x (4 – 1.2467)/ (8-(2 x 1.2467))

= 1593.6 kg.

Diperhitungkan terhadap koefisien kejut = 1,5

M = 1.5 x (1593.6 x (2.7 – 1.2467) – 398.4 x 2.7^2 x 0.5)

= 1295.72 kgm

maka fr = $\frac{M}{W} = \frac{1.29572E6}{1.5E6}$ = 0.864 Mpa < 2.425 Mpa o.k

Tulangan angkat :

Diperhitungkan terhadap koefisien kejut = 1,5

Vu = ½.[(1,5 x 478.08 x 8)] = 2868.48 kg

Menurut PPBBI 1983 pasal 2.2.2, tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu U 32 adalah $\frac{fy}{1,5}$

σ tarik ijin = $\frac{3200}{1,5}$ = 2133,33 kg/cm^2

Ø tulangan angkat $\geq \sqrt{\frac{4.Vu}{\sigma_{ijin}.\pi}} \geq \sqrt{\frac{4 \times 2868.48}{2133,33 \times \pi}}$

$\geq$ 1,31 cm

dipergunakan tulangan angkat Ø 14 mm

6.1.3.3. Kontrol Pengecoran Balok

Pengecoran balok pada struktur dilaksanakan pada saat beton berumur 14 hari = 0.88 fc' = 0.88 x 30 = 26.4 Mpa.

Fr = $0.7\sqrt{fc}$ = 3.597 Mpa.

Beban-beban yang bekerja :

a. Beban Mati

- Berat Sendiri balok anak = 326.4 kg/m

- Berat Sendiri Balok Induk = 398.4 kg/m
- Berat Overtopping balok = (.2x .4 + .2 x .13) x 2400 = 115.2 kg/m

Sebelum overtopping

- Beban pelat (q_d = 168 kg/m^2) =387.04 kg/m
- beban overtopping ekivalen pelat (q_D = 446 kg/m^2) = 88.85 kg/m

Setelah Overtopping

- Beban ekivalen pelat (q_d = 168 kg/m^2) =1158.48 kg/m
- beban overtopping ekivalen pelat (q_D = 446 kg/m^2) = 267.6 kg/m

Wdl = 2837.397 kg/m

b. beban hidup :

- beban trapesium ekivalen pelat (q_L = 100 kg/m^2) :

q_{ek} = $\frac{2}{3} \times 100 \times 2{,}70$ = 60 kg/m

Kombinasi Pembebanan :

q_u = 1,2 DL + 1,6 LL_1

= 1,2 x 2837.397 + 1,6 x 60

= 3501.57 kg/m

Mmax = 1/8 x 3501.57 x 8^2

= 28012.529 kgm = 280125290 Nmm

Wt = 11018142.01 mm^3 = 11.018 m^3

Wb = 15158143.87 mm^3 =15.158 m^3

Tegangan yang diakibatkan oleh pengecoran :

$$fr = \frac{Mx}{Wt} = \frac{280125290}{11018142.01} = 15.505 \text{ Mpa} > Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.597 \text{ Mpa}$$

$$fr = \frac{Mx}{Wb} = \frac{280125290}{15158143.87} = 10.975 \text{ Mpa} > Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.597 \text{ Mpa}$$

maka (Perlu Perancah)

Perancah dipasang sejarak 2.70 (bentang 8 m dibagi 3 bagian), maka :

Mmax = 1/10 x 3501.57 x 2.70^2

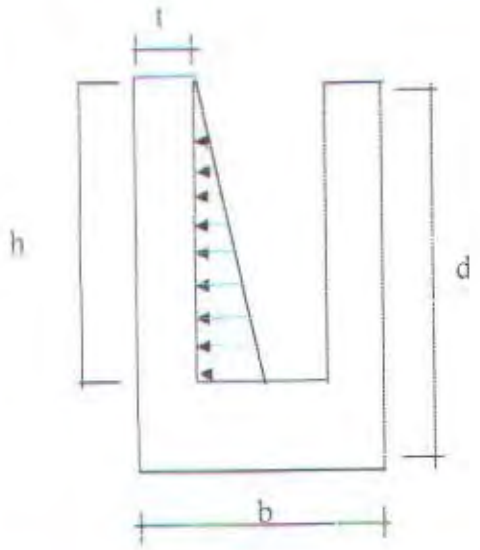
= 2490.0026 kgm = 24900026 Nmm

Tegangan yang diakibatkan oleh pengecoran :

$$fr = \frac{Mx}{Wt} = \frac{24900026}{11018142.01} = 1.378 \text{ Mpa} < Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.597 \text{ Mpa}$$

$$fr = \frac{Mx}{Wb} = \frac{249000261}{15158143.87} = 0.976 \text{ Mpa} < Fr = 0.7\sqrt{fc} = 3.597 \text{ Mpa}$$

Kontrol pada dinding U shell akibat pengecoran



Gambar 6.6 Tekanan beton cor pada dinding balok U-shell

Untuk setiap 1 m panjang balok, dinding akan mendapat tekanan sebesar :

F = 2400 x 0.58 x 0.5 x 1 = 696 kg

Fr = 3.597 Mpa

$$I = \frac{1}{12} \times 580 \times 10^3 = 48333.33 \text{ cm}^4$$

$$Y = \frac{1}{2} \times 58 = 29 \text{ cm}$$

$$M = 696 \times \frac{1}{3} \times 0.58 = 134.56 \text{ kgm} = 13456 \text{ kgcm}$$

$$f = \frac{13456x29}{48333.33} = 8.074 \text{ kg/cm}^2 = 0.8074 \text{ Mpa} < 3.597 \text{ Mpa.}$$

6.2. Perancangan Kolom

6.2.1. Rencana Dimensi Kolom

Sebagai contoh perhitungan diambil kolom A1 pada lantai 1. Data-data perancangan adalah sebagai berikut :

- Ukuran kolom = 600 x 600 mm
- Mutu beton (fc') = 30 Mpa
- Mutu baja (fy) = 320 Mpa
- Decking = 40 mm
- Tulangan Utama = D 22
- Sengkang = D 10
- Tinggi kolom = 4000 mm

Jenis kolom = unbraced frame (tanpa pengaku)

6.2.2. Gaya-gaya Dalam

- Gaya-gaya yang bekerja pada kolom (dari output SAP 2000) :
  - Pu = 656727 N = 656.727 KN
  - M_2b = 101806.73 Nm
  - M_2s = 168889.70 Nm

6.2.3. Penulangan Kolom

Kontrol Kelangsingan Kolom :

Jenis kolom dengan perancangan ini adalah kolom tanpa pengaku samping (unbraced frame, k ≥ 1).

Ig balok = $1/12\ b.h^3$ = $1/12 \times 400 \times 800^3$ = 1.7067×10^{10} mm^4

Ig kolom = $1/12.b.h^3$ = $1/12 \times 600 \times 600^3$ = 1.08×10^{10} mm^4

Ec = $4700\sqrt{fc'}$ = $4700\sqrt{30}$ = 25742,96 MPa

$$EI\ balok = \frac{0{,}5.Ec.Ig}{1+\beta d} = 1.331 \times 10^{14}\ Nmm^2$$

$$EI\ kolom = \frac{0{,}4.Ec.Ig}{1+\beta d} = 6.74 \times 10^{13}\ Nmm^2$$

Tingkat penjepit ujung atas (ψ A) dan penjepit ujung bawah (ψ B)

$$\psi(A/B) = \frac{\Sigma(\frac{Elc}{Lc})kolom}{\Sigma(\frac{Elb}{Lb})balok}$$

ujung atas (ψ A) $= \left(\frac{\frac{6.74x10^{13}}{4000}}{\frac{1.331x10^{14}}{8000}} \right) = 1.01$

ujung bawah (ψ B) = pondasi / jepit = 1,00

Dari nomogram non dimensi diperoleh nilai k (faktor tekuk) = 1,32

Nilai kelangsingan $= \frac{k.Lu}{r}$, r (Jari-jari girasi) = 0,3 h = 0,3 x 600 = 180

$$= \frac{1,32 \times 4000}{180} = 29.33 > 22$$

Nilai kelangsingan > batas kelangsingan, berarti kolom termasuk kolom panjang. Sesuai SKSNI '91 pasal 3.3-11 butir 4, jenis kolom panjang harus memperhitungkan pengaruh kelangsingan.

Perhitungan pembesaran momen :

Pc $= \frac{\pi.EI}{(k.Lu)^2} = \frac{\pi^2.6.74x10^{13}}{(1.00x4000)^2.x1000} = 23880.297$ KN

ΣPc = 197105.7329 KN

ΣPu = 7768.024 KN

Cm = 1,00 (unbraced)

$$\delta b = \frac{Cm}{1-(\frac{Pu}{\varphi Pc})} \geq 1$$

$$= \frac{1}{1-(\frac{656.727}{0,6x23880.297})} = 1,048$$

$$\delta s = \frac{Cm}{1-(\frac{\sum Pu}{\varphi Pc})} \geq 1$$

$$= \frac{1}{1-(\frac{7768.024}{0.6x197105.733})} = 1,065$$

Mc $= \delta b.M_2b + \delta s.M_2s$

$= 1{,}048 \times 101.806 + 1{,}065 \times 168.889$

$= 286.488$ KNm $\quad = 2.86488 \times 10^{8}$ Nmm

ky $= \dfrac{Pu}{Ag} = \dfrac{6.56727x10^{5}}{600^{2}} = 1.8242$

kx $= \dfrac{Mu}{Ag.h} = \dfrac{2.86488x10^{8}}{600^{2} \times 600} = 1.3262$

Dari diagram interaksi diperoleh ρ = 1.0% sehingga, diperoleh :

$As_{perlu} = 0{,}01 \times 600^{2} = 3600$ mm^{2}

Dipasang tulangan 12 ϕ 22 (As = 4563.429 mm^{2})

- **Penulangan Geser**

Data-data perancangan :

- Nu = 656727.00 N
- Vu = 63.0151 KN = 63015.1 N
- bw = 600 mm
- ϕ utama = ϕ 25 mm
- ϕ sengk. = ϕ 10
- d = 600 40 – 10 – 1/2x25 = 537.5 mm

Sumbangan Kekuatan Geser Beton :

$$Vc = 0{,}5x2x\frac{1}{6}\sqrt{fc'}xbwxdx\left[1+\frac{Nu}{14.Ag}\right]$$

$$= 0{,}5x2x\frac{1}{6}\sqrt{30}x600x537.5x\left[1+\frac{656727}{14x600^{2}}\right] = 667381.647 \text{ N}$$

ϕVc = 0,6 x 667381.647 = 433798.1 N

0.5 ϕVc = 216899.0 N

karena Vu yang terjadi (63015.1 N) < 0.5ϕVc (216899 N), maka dipasang sengkang praktis.

$$Av\,min = \frac{bw.s}{3.fy} \rightarrow s = \frac{Av.3.fy}{bw}$$

Pakai sengkang ϕ 10, As = 78,54 mm^{2} sehingga :

$$s = \frac{2x78{,}54x3x320}{500} = 301{,}44 \text{ mm}$$

s maks $\leq$ 0,5h = 0,5 x 600 = 300 mm

$\leq$ 10 d_b = 10 x 25 = 250 mm

$\leq$ 200 mm

Pasang tulangan sengkang ϕ 10 – 150 mm untuk ujung

Pasang tulangan sengkang ϕ 10 – 200 mm untuk tengah

BAB VII
PERANCANGAN SAMBUNGAN

BAB VII
PERANCANGAN SAMBUNGAN

7.1. Sambungan Pelat Diafragma

Sistem lantai selalu bekerja sebagai diafragma selama terkena beban harisontal dan gempa agar dapat mentransfer gaya-gaya tersebut pada komponen-komponen penahan lateral. Bila lantai dibangun sebagai unit pracetak, perlu dijamin bahwa diapragma force dapat dapat ditranfer oleh unit-unit beton pracetak tersebut ke penahan beban lateral.

Keadaan plat dan beton pracetak yang memerlukan transfer gaya geser horisontal diantara dua permukaannya. Mekanisme dari transfer gaya geser horisontal dihitung berdasarkan besar gaya geser yang harus ditransfer. Pada sambungan antara plat dan balok dihitung berdasarkan besar gaya geser horisontal (SKSNI T-5 ayat 3.10.5 butir 3) bahwa gaya geser horizontal boleh diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik di dalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horizontal ke elemen-elemen pendukung.

Gaya geser yang diperoleh dari sambungan pelat dan balok :

$Vu = T = As \cdot fy$

$= 523.6 \times 320$

$= 167552,0\ N = 167.552\ KN < 1020\ KN$

$\Phi Vn = 0,6\ Ac = 0,6\ (bv \cdot lv)$

$= 0,6 \times 1000 \times 1000$

$= 600000\ N = 600\ KN > Fnh = 167.552\ KN$

Karena Vu < Vn dipasang sengkang pengikat minimum. Jarak sengkang pengikat minimum tidak boleh melebihi 4 kali dimensi terkecil dari elemen yang didukung (tebal cast in place) ataupun 600 mm (SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.10.6.1.) sehingga

$$Av\ min = \frac{b \cdot S}{3 \cdot fy} = \frac{1000 \times (4 \times 50)}{3 \times 320} = 208.33\ mm^2$$

Maka dipakai stud ϕ 8 – 225 mm ($A = 223.5\ mm^2$)

Apabila diinginkan agar suatu elemen tidak perlu diperkuat penulangan untuk mempertinggi daya dukung elemen pada bagian tepi, seperti tepitepi pada ujung balok yang mendukung pelat, maka perlu dilakukan pemeriksaan sebagai berikut :

Data Perancangan :

$$\phi Vn = \phi\, Cr\, (0{,}85\, fc'\, A1) \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2\, fc'\, A1$$

$$Vu = 170927 \text{ N}$$

dimana :

ϕ = 0,7

$$Cr = \left(\frac{sw}{2000}\right)^{Nu/Vu}$$

= 1,0 bila tidak ada gaya horisontal yang berarti

A1 = luas permukaan beton yang mendukung beton

= 30 x 7600 = 228000 mm^2

A2 = luas proyeksi permukaan A1

= 60 x 7600 = 456000 mm^2

Batas *bearing strengh* adalah :

$$\phi Vc = 0{,}85 \,.\, \phi \,.\, fc' \,.\, bw$$

$$\phi Vn = \phi\, Cr\, (0{,}85\, fc'\, A1) \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$

$$Vu = 2 \,.\, fc' \,.\, A1$$

ϕ Vn >Vu, maka beton tidak perlu diberi perkuatan

$$\phi Vn = 0.7 \times (40 \times 80 / 2000)^{0.2}\, (0{,}85 \times 30 \times 228000) \sqrt{\frac{456000}{228000}}$$

= 6322838.1 N

Vu = 2 x 30 x 228000 = 13680000 N

Karena ϕ Vn > Vu maka beton tidak pelu diberi perkuatan.

7.2. Sambungan Balok Anak – Balok Induk

Perancangan sambungan pada pertemuan balok induk dengan balok anak meliputi :

1. Perkuatan penulangan tumpuan bawah balok induk
2. Perkuatan penulangan ujung balok anak

a. Perancangan perkuatan penulangan tumpuan bawah balok induk.

Jika diinginkan agar suatu elemen tidak perlu perkuatan tulangan untuk mempertinggi daya dukung elemen pada bagian tepi, seperti pada ujung balok induk yang mendukung balok anak, maka perlu dilakukan pemeriksaan perkuatan.

Untuk perancangan, daya dukung dari plain concrete dapat dihitung :

$\phi\ Vn = \phi\ Cr\ (\ 0.85 \times fc \times A1\ )\sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2 \times fc \times A1$, dimana :

ϕ = 0.7

Cr $= \left(\frac{sw}{2000}\right)^{Vu/Vn} = \left(\frac{400 \times 800}{2000}\right)^{0.2} = 2.76$

= 1,0 bila tidak ada gaya horisontal yang berarti

A1 = Luas permukaan beton yang mendukung

= 50 x 400 = 20000 mm^2

A2 = Luas proyeksi permukaan A1 = 40000 mm^2

Vu = 12545.36 kg = 125453.60 N

maka :

$\phi\ Vn = 0.7 \times 2.76 \times (\ 0.85 \times 30 \times 20000\ )\sqrt{\frac{40000}{20000}}$

= 504874.242 N > 125453.60 N

Karena ϕ Vn > Vu maka beton tidak pelu diberi perkuatan.

b. Perancangan Perkuatan Ujung Balok Anak.

- Perkuatan tulangan horizontal (At)

Bagian ujung balok perlu diberi perkuatan tulangan horizontal At.

Tulangan yang dibutuhkan adalah sebagai berikut :

At = Avf + An

$$= \frac{Vu}{\phi \times fy \times \mu} + \frac{Nu}{\phi \times fy}$$

Vu = 125453.60 N

Nu = 0,2 x 125453.60 = 25090.72 N

At ditanamkan dengan sudut penanaman sebesar 15°, seperti yang disarankan oleh referensi.

Nilai μ = 1,4 ; ϕ = 0,6 untuk Avf dan ϕ = 0,8 untuk An

$$At = \frac{125453.60}{0,6 \times 320 \times 1,4} + \frac{25090.72}{0,8 \times 320}$$

$$= 564.73 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan 3D16 (At = 603.2 mm^2)

- Tulangan sengkang (Ash)

  Untuk mencegah retak horizontal maka perlu diberi tulangan sengkang Ash

$$Ash = \frac{At \times fy}{\mu \times fy} = \frac{564.73}{1,4}$$

$$= 403.4 \text{ mm}^2$$

maka perlu tulangan 2D18 (Ash = 509.0 mm^2)

- Tulangan Pengikat Tambahan

$$Acv = Ach = \frac{Vu}{8 \times fy}$$

$$= \frac{125453.60}{8 \times 320} = 49.01 \text{ mm}^2$$

maka dipakai tulangan 2D 8 (Acv = 100.6 mm^2)

7.3. Sambungan Balok – Kolom

a. Perancangan konsol pendek pada kolom (corbel kolom)

Data-data perancangan :

Vu = 170927 N

Nuc = 0,2 x Vu = 0,2 x 170927

= 34185.4 N ..... (SKSNI 1991 pasal 3.4.9.4)

fc' = 30 Mpa fy = 320 Mpa

ϕ = 0,65

bw = 400 mm

μ = 1,4 λ .....(beton di cor monolit)

λ = 1 .....(beton normal)

- Lebar Pelat Landasan (d)

Vu = ϕ . (0,85 . fc') . A_1

Lebar Pelat Landasan (d)

$$d = \frac{Vu}{\phi . (0,85 . fc') . bw} = \frac{170927}{0,65 \times 0,85 \times 30 \times 400} = 33.48 \text{ mm}$$

pakai lebar pelat landasan 50 mm

- Titik beban Vu pada konsol (a)

a = 7,5 x ½ . 5 = 10 cm

- Tinggi Konsol untuk Geser (d)

Vn_{max} = 0,2 . fc' . bw . d

$$d = \frac{Vn_{max}}{0,2 . fc' . bw} = \frac{\frac{170927}{0,65}}{0,2 \times 30 \times 400} = 109.6 \text{ mm}$$

- Tinggi konsol untuk Lentur (d)

Mu = Vu . a + Nuc . (h – d)

= 170927 x 100 + 34185.4 x 50 (h – d ≈ 50 mm)

= 18801870 Nmm

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$Rn = \rho \times fy \times (1 - \tfrac{1}{2} \cdot \rho \cdot m)$$

$$= 0{,}0044 \times 320 \times (1 - \tfrac{1}{2} \cdot 0{,}0044 \cdot 12{,}55)$$

$$= 1{,}37 \text{ Mpa}$$

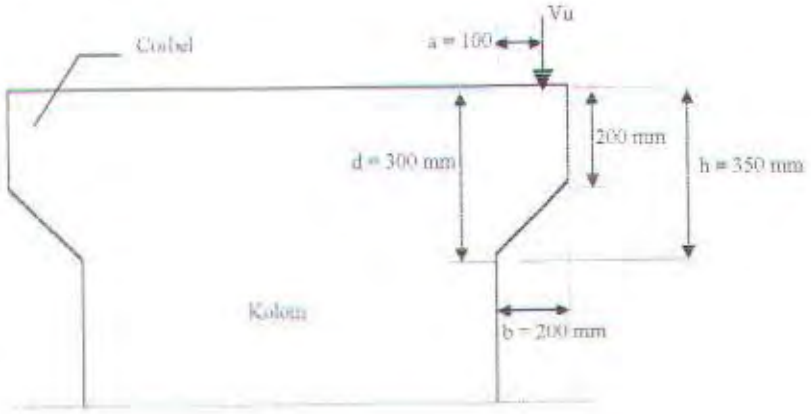
$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot bw \cdot d^2}$$

$$d_{perlu} = \sqrt{\frac{Mu}{\phi \cdot bw \cdot Rn}} = \sqrt{\frac{18801970}{0{,}85 \times 400 \times 1{,}37}} = 228.96 \text{ mm}$$

maka diambil d yang terbesar, dimana $\frac{a}{d} < 1$

dicoba d = 300 mm

$\frac{10}{30} = 0{,}33 < 1$ OK



Gambar 7.1. Dimensi corbel

- Penulangan Geser Avf

$$Avf_{perlu} = \frac{Vu}{\phi \cdot fy \cdot \mu} = \frac{170927 / 0{,}65}{0{,}65 \times 320 \times 1{,}4} = 903.04 \text{ mm}^2$$

- Penulangan Lentur Af

$$Rn_{perlu} = \frac{Mu}{\phi \cdot bw \cdot d^2} = \frac{18801970}{0{,}65 \times 400 \times 300^2} = 0{,}804 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{12,55} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0.804}{320}} \right] = 0,0033 < \rho_{min}$$

Af_{perlu} $= \rho \cdot bw \cdot d$

$= 0,0044 \times 400 \times 300 = 528 \text{ mm}^2$

- Tulangan tambahan An

$$An = \frac{Nuc}{\phi \cdot fy} = \frac{34185.40}{0,65 \times 320} = 164.35 \text{ mm}^2$$

- Tulangan tarik utama total As

As_1 $= Af + An$

$= 528 + 164.35 = 692.4 \text{ mm}^2$

As_2 $= \frac{2}{3} \times Avf + An$

$= \frac{2}{3} \times 528 + 164.35 = 461.6 \text{ mm}^2$

As perlu = 692.4 mm^2

Maka digunakan 4 D16 (As = 804,25 mm^2)

- Persyaratan sengkang

Ahmin $= ½ \cdot (As - An)$ $= ½ \cdot (804,25 - 164.35)$

$= 319.95 \text{ mm}^2$

maka dipakai 3ϕ12 (As = 339.3 mm^2)

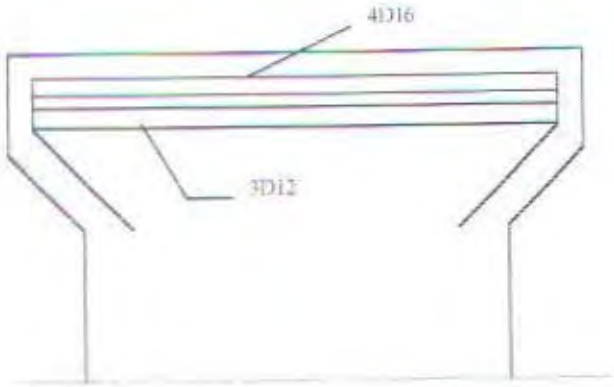
sengkang ikat harus disebar merata sepanjang 2/3 d

=2/3 x 300 = 200 mm

- Panjang penanaman As

Ld ada = b selimut – ½ diameter tulangan As

= 400 – 50 – ½ . 16 = 342 mm



Gambar 7.2. Penulangan corbel

b. Perancangan Bearing On Plain Concrete

Seperti halnya pada kolom, bila pada ujung elemen balok beton pracetak tidak diberi kekuatan maka harus dikontrol sebagai berikut :

Data Perancangan :

$$\phi Vn = \phi\, Cr\, (0{,}85\, fc'\, A1) \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2\, fc'\, A1$$

$$Vu = 170927 \text{ N}$$

dimana :

ϕ = 0,7

$$Cr = \left(\frac{sw}{200}\right)^{Nu_{1u}}$$

= 1,0 bila tidak ada gaya horisontal yang berarti

A1 = luas permukaan beton yang mendukung beton

= 50 x 400 = 20000 mm^2

A2 = luas proyeksi permukaan A1

= 100 x 400 = 40000 mm^2

Batas *bearing strengh* adalah :

$$\phi Vc = 0{,}85 \,.\, \phi \,.\, fc' \,.\, bw$$

$$\phi Vn = \phi\, Cr\, (0{,}85\, fc'\, A1) \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$

$$Vu = 2 \,.\, fc' \,.\, A1$$

ϕ Vn >Vu, maka beton tidak perlu diberi perkuatan

$$\phi Vn = 0.7 \times (40 \times 80 / 2000)^{0.2} (0{,}85 \times 30 \times 20000) \sqrt{\frac{40000}{20000}}$$

$$= 554634.921 \text{ N}$$

$$Vu = 2 \times 30 \times 20000 = 120000 \text{ N}$$

Karena ϕ Vn > Vu maka beton tidak pelu diberi perkuatan.

c. Perancangan Reinforced Concrete Bearing pada Balok

- Perkuatan tulangan horizontal (At)

  Bagian ujung pada balok perlu diberi perkuatan tulangan horizontal At.

  Tulangan yang dibutuhkan adalah sebagia berikut :

$$At = Avf + An = \frac{Vu}{\phi \times fy \times \mu} + \frac{Nu}{\phi \times fy}$$

$$Vu = 170927 \text{ N}$$

$$Nu = 0{,}2 \times Vu = 34185.4 \text{ N}$$

At ditanamkan dengan sudut penanaman sebesar 15°, seperti yang disarankan oleh referensi. Nilai $\mu = 1{,}4$; $\phi = 0{,}6$ untuk Avf dan $\phi = 0{,}8$ untuk An.

$$At = \frac{170927}{0{,}6 \times 320 \times 1{,}4} + \frac{34185.4}{0{,}8 \times 320} = 769.426 \text{ mm}^2$$

maka dipakai tulangan 4D16 (At = 804.2 mm^2)

- Tulangan sengkang (Ash)

  Untuk mencegah retak horisontal maka perlu diberi tulangan sengkang Ash

$$Ash = \frac{At \times fy}{\mu \times fy} = \frac{804.2}{1{,}4} = 574.43 \text{ mm}^2$$

maka dipakai tulangan 3 D16 (Ash = 603.2 mm^2)

- Tulangan Pengikat Tambahan (Acv)

$$Acv = Ach$$

$$= \frac{Vu}{8 \times fy} = \frac{170927}{8 \times 320}$$

$$= 66.77 \text{ mm}^2$$

maka dipakai tulangan 2 ϕ 10 (Acv = 157,08 mm^2)

BAB VIII
PERANCANGAN PONDASI

BAB VIII

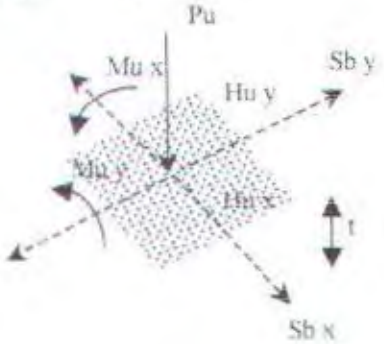
PERANCANGAN PONDASI

8.1. Perancangan Pondasi Tiang

Perancangan Pondasi Tiang pada tugas akhir ini terdiri dari empat tipe. Hal ini disebabkan terdapat perbedaan beban yang ada sehingga poer menyesuaikan kebutuhan tiang pancang yang ada. Pada perhitungan ini akan diberikan satu contoh perhitungan, sedangkan perhitungan yang lain akan ditabelkan.

Perhitungan Daya dukung pondasi tiang pancang tipe 1 diambil pada pondasi kolom As F1 dengan data sebagai berikut :

- P = 184.3400 ton
- Mx = 7.9613 tm
- My = 0.6954 tm
- Hy = 2.5386 ton
- Hx = 0.0726 ton



Gambar 8.1 Gaya-gaya pada poer

Berdasarkan data tanah hasil sondir yang ada (terlampir), direncanakan kedalaman tiang pancang = 19,00 m dengan diameter tiang = 35 cm.

Perhitungan daya dukung ijin tiang :

$$Cn1 = \frac{100 + 200 + 240 + 300}{4} = 210$$

$$Cn2 = \frac{100 + 200 + 240 + 300}{4} = 210$$

$$Cn_{rata\text{-}rata} = \frac{210 + 210 + 52.5}{3} = 157.5$$

Daya dukung akibat tekanan konus :

$Qc = 157.5\ (0.25 \times \pi \times 40^2) = 198000$ kg

Perhitungan cleef rata-rata :

Tiang dibagi menjadi 4 bagian :

1. 0 – 4 m $= \frac{80 - 0}{400} = 0{,}20$ kg/cm^2
2. 4 – 9 m $= \frac{190 - 80}{500} = 0{,}22$ kg/cm^2
3. 9 – 14 m $= \frac{350 - 190}{500} = 0{,}320$ kg/cm^2
4. 14 – 19 m $= \frac{750 - 350}{500} = 0.80$ kg/cm^2

Keliling tiang : $\pi \times 40 = 125.714$ cm

Maka daya dukung akibat jumlah lekatan :

$$Qs = \frac{125.714}{4}[(400 \times 0{,}2) + (500 \times 0{,}22) + (500 \times 0{,}320) + (500 \times 0.80)] =$$

94285.714 kg

Daya dukung total :

$$Q_{izin} = \frac{1980000}{3} + \frac{94285.714}{5}$$

$= 84857.143$ kg $= 84.857143$ ton

Direncanakan ukuran *PileCap* = 200x200x80 cm (berat jenis beton = 2400 kg/m^3)

Gaya normal rencana:

- Reaksi kolom	=	184,340 ton
- Berat Poer = 2,00x 2,00x0,80x2400	=	7,680 ton
Berat total (Pu)	=	192,020 ton

Rencana jumlah tiang pancang:

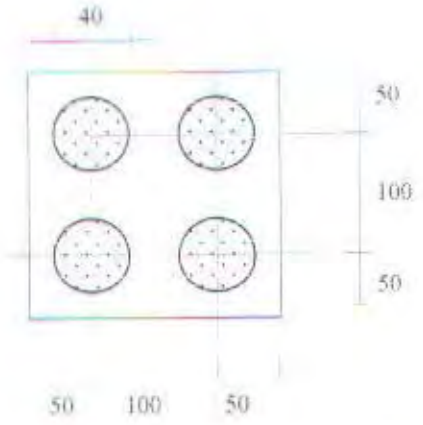
$$n = \frac{Pu}{Qijin1tiang} = \frac{192.020}{84857.143} = 2.25$$

Dengan memperhitungkan gaya momen yang terjadi pada tiang pancang maka direncanakan jumlah tiang pancang = 4 buah

Rencana jarak antar as tiang pancang :

$$Smin = \frac{(1.57x400x2x2)-(2x400)}{2+2-2} = 856 \text{ mm}$$

Direncanakan jarak as tiang (S) = 1000 mm



Gambar 8.2. Penampang poer dengan tiang pancang

Efisiensi tiang pancang Kelompok

m = 2

n = 2

$$\eta = 1 - \left[arc\,tgn\left(\frac{40}{100}\right) \times \frac{(2-1)2+(2-1.2)}{90(2\times 2)} \right] = 0{,}8654$$

Q ijin group = η x Q 1tiang = 0,8039 x 84..857143

= 68.2167 ton

Beban maksimum tiang :

$$Pmaks = \frac{\sum Pu}{n} + \frac{My \times Xmax}{\sum X^2} + \frac{Mx \times Ymax}{\sum Y^2} \leq Q_{ijin}$$

$$Pmaks = \frac{192.020}{4} + \frac{0.6954x0{,}50}{4x0{,}50^2} + \frac{7.9613x0{,}50}{4x0{,}50^2} = 50.4134 \text{ ton}$$

= 50.4134 ton < Q ijin tiang 68.2167 ton

< P ijin tiang pancang (bahan) = 92.15 ton ..... OK

Kontrol Tiang Terhadap Gaya Lateral (Horisontal)

Gaya-gaya yang bekerja pada tiang kolom yaitu :

Hux = 2.5386 KN = 2.5386 ton

Huy = 0.726 KN = 0.0726 ton

$\frac{C}{18} < Cu < \frac{C}{15}$, dimana :

C = Nilai Conus

Diambil $Cu = \frac{C}{18} = \frac{5}{18} = 0{,}278\ kg/cm^2$

Cr = 0,5 Cu = 0,5 x 2,78 = 1,39 ton/m^2

Ho = 2.5386 ton

$f = \frac{Ho}{9 \times Cr \times D} = \frac{2.5386}{9 \times 1{,}39 \times 0{,}40} = 0{,}671$ m

L_1 = f + 1,5 D = 0,671 + 1,5 x 0,40 = 1,196 m

L_2 = 2,2 L_1 = 2,2 x 1,196 = 2.6312 m < panjang tiang = 19 m

Berarti tiang pancang tersebut termasuk tiang panjang

Untuk *restraint pile* (tiang pancang yang ujungnya tertahan) didapatkan harga kuat geser tanah :

$Ho_{untuk\ 1\ tiang}$ = 9 x Cu x D x (L_1 – 1,5 D)

= 9 x 2,78 x 0,40 x (1,196 – 1,5 x 0,40)

= 5.88 ton > $H_{YANG\ TERJADI}$ = 2.935 ton ..... OK !!

Momen yang terjadi :

Ho = 2.5386 ton

M_{yield} = Ho x (1,5 D + 0,5f) = 2.5386 x (1,5 x 0,40 + 0,5 x 0,671)

= 3,975 tm < M yield = 5.25 tm (Momen leleh bahan, brosur WIKA terlampir)

8.2. Perancangan Poer (*Pile cap*)

Poer direncanakan terhadap gaya geser pons pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Untuk kolom dengan tulangan diameter 22, panjang penyaluran Ld diambil yang menentukan dibawah ini sebagai berikut :

$$Ld = 0{,}02 \times Ab \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}}$$

$$= 0{,}02 \times 480.1 \times \frac{320}{\sqrt{30}} = 444.14 \text{ mm (menentukan)}$$

tetapi tidak kurang dari :

$$Ld = 0{,}06 \times db \times fy$$

$$= 0{,}06 \times 22 \times 320 = 422.4 \text{ mm}$$

Kontrol Geser Pons Pada Poer

Dalam merencanakan tebal poer harus dipenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi berdasar SKSNI 1991 pasal 3.4.11 butir 2.

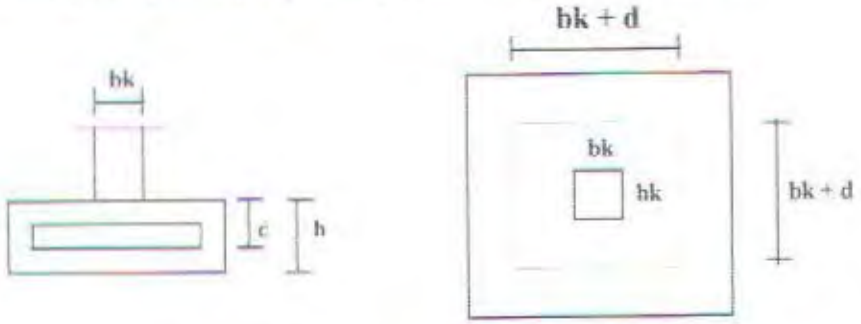
Harga Vn tidak boleh lebih besar dari Vc

$$Vc = (1 + \frac{2}{\beta c})(\frac{\sqrt{fc'}}{6}).bo.d \quad \text{atau} \quad Vc = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}.bo.d$$

βc = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek dari beban terpusat

$$\beta c = \frac{500}{500} = 1 \text{ (kolom bujursangkar)}$$

bo = keliling dari penampang kritis poer = 2 (bk + d) = 2 (hk + d)



Gambar 8.3.Penampang kritis poer

MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH - NOPEMBER

Contoh perhitungan geser pons pada poer

1. Akibat Kolom

Data-data poer dan gaya dalam yang bekerja :

Pu = 245.72072 ton (beban kolom ultimate)

fc' = 30 Mpa dan fy = 320 Mpa

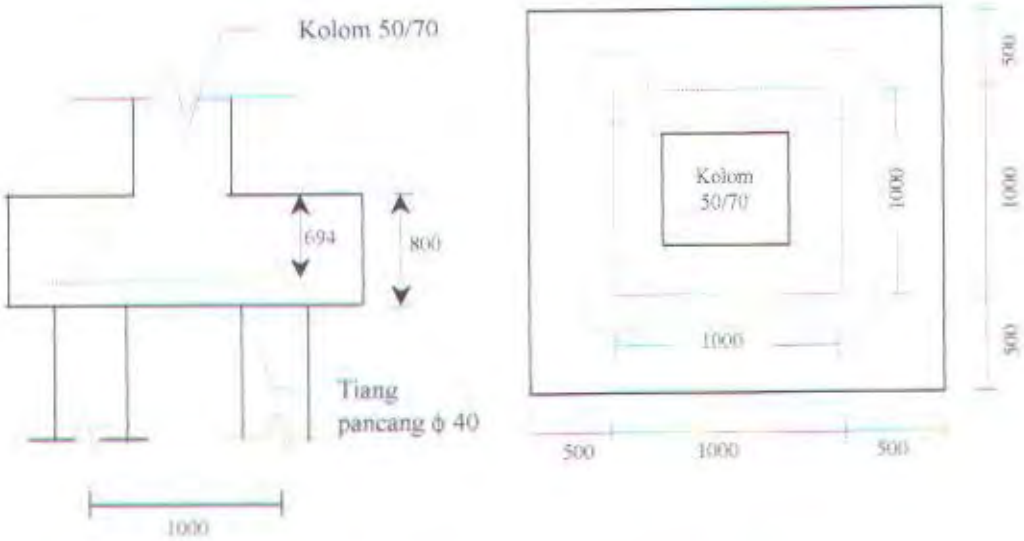
h = 800 mm

Tulangan utama = ϕ 22

decking = 70 mm

d = 800 – 70 – 22 – 1/2 x 22 = 694 mm

bo = 2 (500 + 694) + 2 (700 + 694) = 4776 mm



Gambar 8.4 Geser pons pada poer akibat kolom

$$V_{c1} = (1 + \frac{2}{1,0}) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 4776 \times 694$$

$$= 9077252,58 \text{ N} \qquad = 907,725 \text{ ton}$$

$$V_{c2} = 1/3 \times \sqrt{30} \times 4776 \times 694$$

$$= 6051501,722 \text{ N} \qquad = 605,150 \text{ ton (menentukan)}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 605,150 = 363,09 \text{ ton} > Pu = 192.020 \text{ ton}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons

2. Akibat Tiang Pancang

Data-data poer dan gaya dalam yang bekerja :

Pu = 192.020 ton

fc' = 30 Mpa dan fy = 320 Mpa

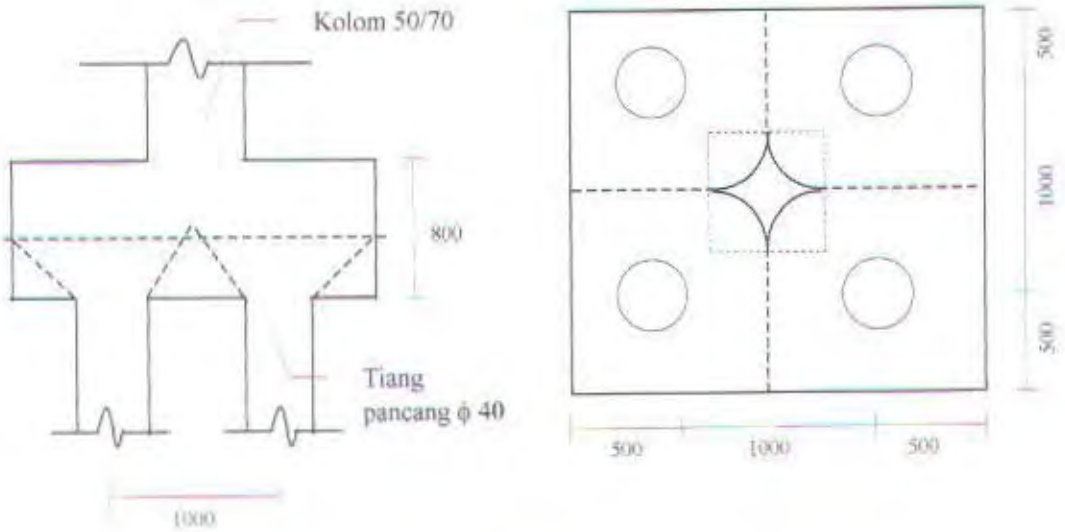
h = 800 mm

Tulangan utama = ϕ 22

decking = 70 mm

d = 800 – 70 – 22 – 1/2 x 22 = 694 mm

bo = ¼ π x 350 + 2 x ½ x 1000 – 2 x (350 + 500) = 3792,70 mm



Gambar 8.5 Geser pons pada poer akibat tiang pancang

$$V_{c1} = (1+\frac{2}{1,0}) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 3792,70 \times 694$$

$$= 7208395 \text{ N} = 720,84 \text{ ton}$$

$$V_{c2} = 1/3 \times \sqrt{30} \times 3792,70 \times 694$$

$$= 4805596 \text{ N} = 480,56 \text{ ton}$$

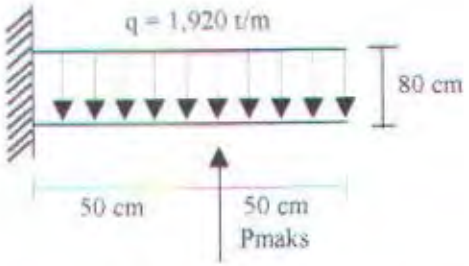
ϕV_c = 0,6 x 480,56 = 288,336 ton > Pu = 190.020 ton

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons

8.2.1. Penulangan Poer

Untuk perhitungan penulangan lentur poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q. perhitungan gaya dalam poer didapat dari teori mekanika statis tertentu.

Perhitungan penulangan lentur pada poer :



Gambar 8.6 Analisa penulangan poer

Diketahui :

P_{maks} = 2 x 50.4134 ton = 100.8268 ton

q = 1,00 x 0,80 x 2,4 = 1.920 t/m

Mu = 100.8268 x 0,50 – ½ x 1.920 x $1,00^2$

= 49.4534 tm = 4.94534 10^8 Nmm

Penulangan arah x

d_x = 800 – 70 – 1/2 x 22 = 719 mm

$$R_N = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{4.94534 \times 10^8}{0,8 \times 2000 \times 719^2} = 0,598$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho\ min = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{12,55}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,598}{320}}\right)$$

$= 0,0012 < \rho\ min = 0,0044$

pakai ρ = 0,0044

As perlu $= \rho \times b \times d$

$= 0{,}0044 \times 2000 \times 719 \quad = 6327.2\ mm^2$

Dipakai tulangan 18 ϕ 22 (As = 6845.143 mm^2)

Jarak pemasangan $= \dfrac{2000 - 2(70)}{18 - 1} = 109{,}42$ mm

Dipakai jarak pemasangan tulangan = 100 mm

Penulangan arah y :

dy $= 800 - 70 - 22 - \frac{1}{2} \times 22 = 694$ mm

$$Rn = \frac{4.94534 \times 10^8}{0{,}8 \times 2000 \times 694^2} = 0{,}642$$

$$\rho = \frac{1}{12{,}55}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}55 \times 0{,}642}{320}}\right)$$

$= 0{,}0015 < \rho\ min = 0{,}0044$

pakai $\rho = 0{,}0044$

As perlu $= \rho \times b \times d$

$= 0{,}0044 \times 2000 \times 694 \quad = 6107.2\ mm^2$

Dipakai tulangan 18 ϕ 22 (Aas = 6845.143 mm^2)

Jarak pemasangan $= \dfrac{2000 - 2(70)}{18 - 1} = 109.42$ mm

Dipakai jarak pemasangan tulangan = 100 mm

8.3. 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 antara 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 dan beban akibat uplift tanah.

8.3.1. Dimensi Sloof

Penentuan dimensi dari tie beam dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tulangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan tarik ijin beton yaitu sebesar :

$Fr = fct = 0{,}70 \times \sqrt{fc'}$ (PB'89 pasal 9.5.2.3)

Contoh Perhitungan :

Data perancangan :

Pu = 192.020 ton x 10% = 19.202 ton = 192020 N

fc' = 30 Mpa dan fy = 320 Mpa

fr = $0{,}7 \times \sqrt{30}$ = 3,834 Mpa

direncanakan b = 300 mm

h = 500 mm

$$Fr\ ada = \frac{192020}{0{,}8 \times 300 \times 500} = 1{,}617\ Mpa < 3{,}834\ Mpa \ldots\ldots OK\ !$$

Ukuran sloof memenuhi syarat.

8.3.2. Penulangan Sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan. Beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti halnya penulangan pada kolom.

Adapun beban pada sloof:

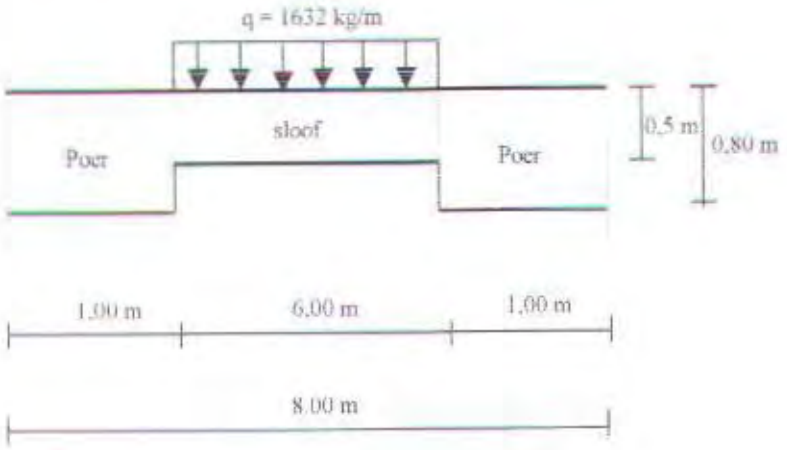
- Berat sendiri sloof
- Beban tembok

Penulangan Lentur

- Ukuran sloof = 30 x 50 cm
- Mutu beton fc' = 30 Mpa
- Mutu tulangan fy = 320 Mpa
- decking (dc) = 50 mm PB 89 pasal 7.7.1
- tulangan utama = D19
- tulangan sengkang = D10
- d = 500 – 50 – 10 – ½ x 19 = 430.5

Beban yang diterima sloof :

- Berat aksial Nu =19.2020 ton = 192020 N
- Berat sendiri sloof = 0,30 x 0,50 x 2400 x 1,2 = 432 kg/m
- Berat tembok = 250 x 4 x 1,2 = 1200 kg/m
- qu = 432 + 1200 = 1632 kg/m = 16320 N/m



Gambar 8.7. Pembebanan pada sloof

$$Mu = \frac{1}{12} .qu . L^2$$

$$= \frac{1}{12} \times 16320 \times 8{,}00^2 = 87040 \text{ Nm}$$

$$K = \frac{Pu}{Ag} = \frac{192020}{300x500} = 1{,}28$$

$$K\frac{e}{h} = \frac{Mu}{Ag.h} = \frac{87040}{(300x500)500} = 0{,}00116$$

Dari diagram interaksi M-N non dimensi didapat harga $\rho = 0.01$

Sehingga As = ρ . Ag

As = 0.01 x 300 x 500

= 1500 mm^2

dipakai tulangan 6D19 (As ada = 1701.0 mm^2)

Penulangan Geser dan Torsi

Besarnya gaya geser pada sloof:

- qu = 1632 kg/m
- Vu = $\frac{1}{2}$ x 16320 x 8,00

  = 65280 N
- d = 500 – 50 – 10 – ½ x 19 = 430.5 mm

Kuat geser normminal geser yang mampu dipikul beton :

$$\varphi \text{ Vc} = \varphi.\frac{\sqrt{fc'}}{6}.bw.d.\left[1+\frac{Pu}{14.Ag}\right]$$

$$= 0{,}6x\frac{\sqrt{30}}{6}x300x430.5x\left[1+\frac{192020}{14x300x500}\right]$$

= 73602.98 N

Vu = 65280 N < φ Vc = 73612.98 N

Tidak diperlukan tulangan geser, hanya dipasang tul.praktis saja.

Jadi dipasang tulangan geser ϕ 10 – 200 mm.

BAB IX
PELAKSANAAN

BAB IX
PELAKSANAAN

9.1. Umum

Dalam bab pelaksanaan ini selain diuraikan mengenai item pekerjaan konstruksi secara garis besar, ditinjau pula mengenai pelaksanaan yang berkaitan dengan penggunaan material pracetak.

Proses yang biasa dilakukan pada elemen struktur pracetak, yaitu :

1. Proses pencetakan secara pabrikasi di industri pracetak

   Dengan proses pabrikasi yang perlu diperhatikan :

   a. Perlunya standar khusus agar pracetak dapat dipakai secara umum dimasyarakat.

   b. Terbatasnya flexibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen disebabkan harus mengikuti kaidah system dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.

   c. Cara ini memungkinkan untuk mencari produk yang terbaik..

2. Proses pencetakan di lapangan/ lokasi proyek

   Ada beberapa hal yang perlu diperhatikan, yaitu :

   a. Proses ini sering dilakukan pada proyek-proyek lokal

   b. Umur dari proses produksi pencetakan disesuaikan dengan usia proyek.

   c. Proses ini lebih disukai bila dimungkinkan untuk dilaksanakan dikarenakan standarisasi hasil pencetakan disesuaikan dengan keperluan proyek.

9.2. Proses Produksi Elemen Beton Pracetak

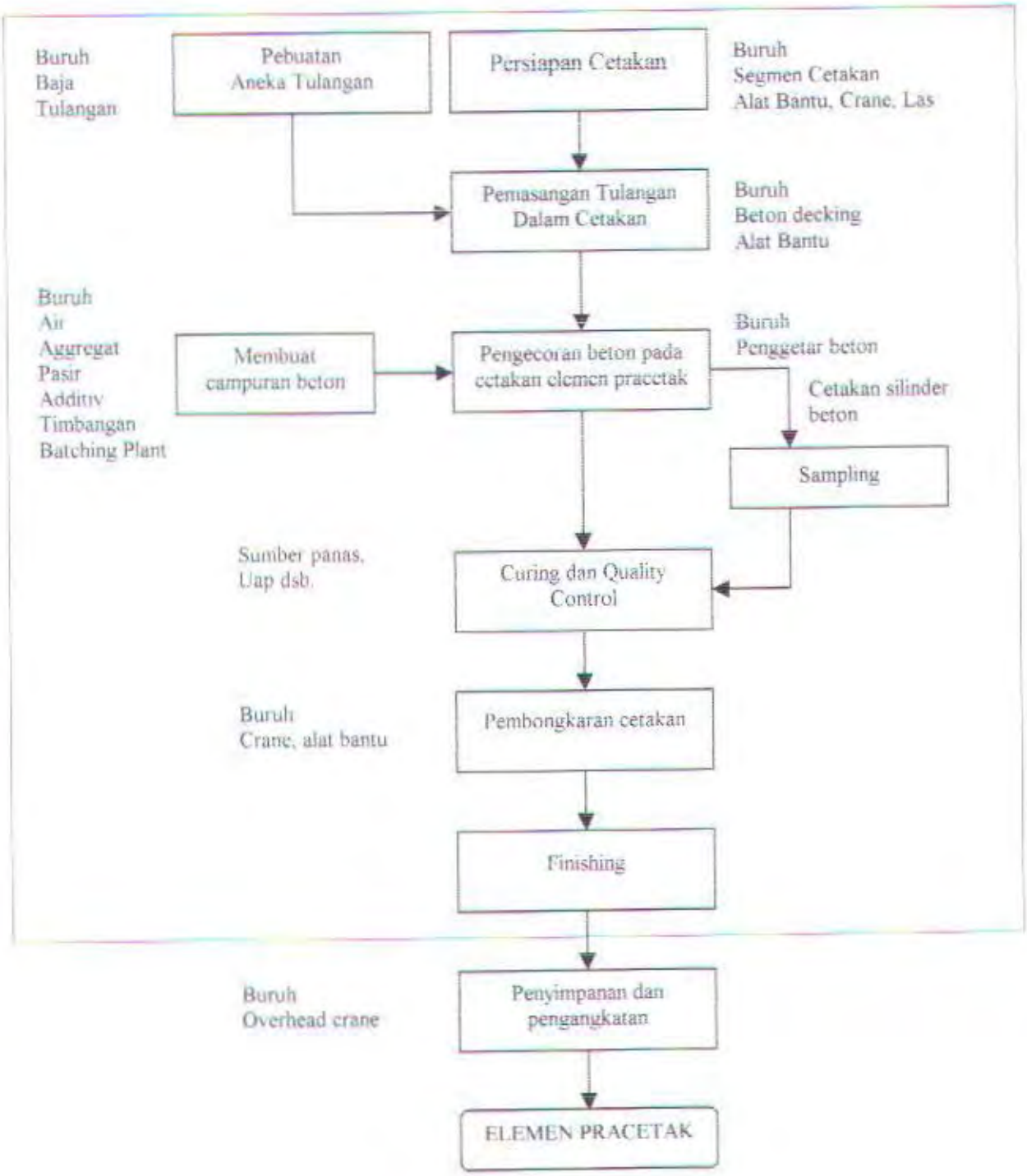
Seteleh pengecoran, terhadap beton pracetak dilakukan curing untuk menghindari penguapan air semen secara drastic sehingga mutu beton yang direncanakan terpenuhi.

Pembukaan bekisting dilakukan setelah kekuatan beton antara 20% - 60% dari kekuatan akhir yang dapat tercapai, kurang lebih pada umur 3 – 7 hari pada suhu kamar.

Syarat cetakan :

- Volume stabil untuk pencetakan berulang
- Mudah ditangani dan tidak bocor
- Mudah untuk dipindah khusus untuk pelaksanaan di proyek.

Setelah pembongkaran bekisting, dilakukan finishing elemen beton pracetak. Secara skematis proses produksi elemen beton pracetak dijelaskan dalam bagan pada halaman selanjutnya :



Gambar 9.1 Skema proses produksi elemen beton pracetak.

9.3. Kemampuan dan Penempatan Crane

Salah satu hal yang harus diperhatikan dalam pelaksanaan pengangkatan elemen struktur pracetak adalah kemampuan dan penempatan crane yang

digunakan. Dalam perancangan ini peralatan crane yang digunakan untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan adalah sebagai berikut :

Data-data crane yang digunakan :

- Jenis crane : UNIMAC UG 55.25
- Jarak jangkau minimum : 17 m dengan beban maksimum 10 ton
- Jarak jangkau maksimum : 44 m dengan beban maksimum 3,5 ton

Elemen struktur yang dipracetak :

- Pelat pracetak,

  W = 0,07 x 2,38 x 1,92 x 2400 = 767.7 Kg

- Balok pracetak persegi,

  W = 0,3 x 0,50 x 5,00 x 2400 = 1800,0 Kg

  W = 0,3 x 0,50 x 6,00 x 2400 = 2160,0 Kg

- Balok pracetak U-Shell,

  Untuk balok U-shell dimensi 0.4 x 0.65

  W = 0,136 x 8,00 x 2400 = 2611.2 Kg

  Untuk balok U-shell dimensi 0.4 x 0.8

  W = 0,196 x 8,00 x 2400 = 3763.2 Kg

- Tangga Pracetak,

  W = 0,214 x 1.35 x 4.468 x 2400 = 3097.7 Kg

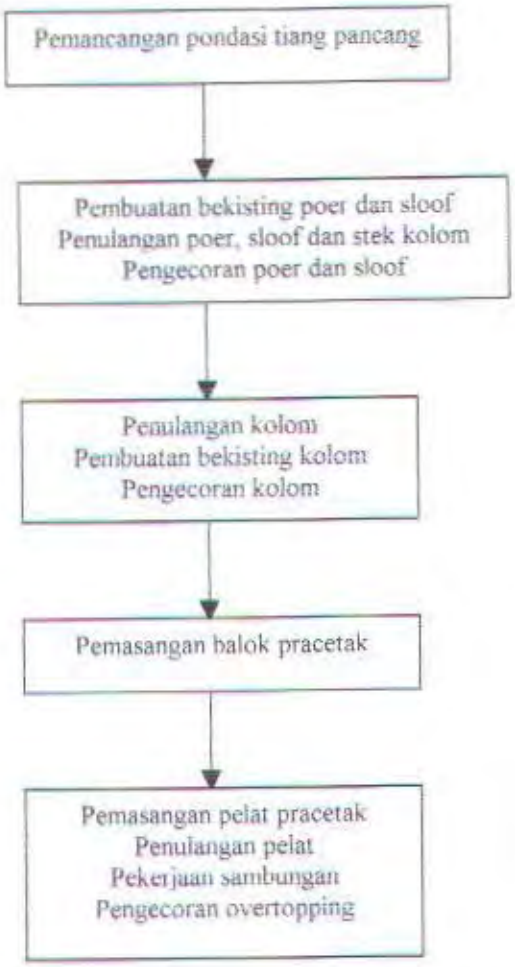
Luas area = 40,00 m x 23,00 m

Elemen struktur terberat adalah balok U-shell = 3763.2 Kg.

Untuk beban maksimum 3763.2 Kg, maka jangkauan lengan crane maksimum adalah 40 m (spesifikasi crane dapat dilihat pada lampiran)

9.4. Proses Pemasangan Elemen Pracetak

Secara garis besar tahapan pelaksanaan proses pemasangan dan perakitan beton pracetak dijelaskan dalam bagan berikut ini :



Gambar 9.2. Tahapan pemasangan elemen beton pracetak

Urutan / proses pemasangan elemen beton pracetak adalah :

1. Pekerjaan tiang pancang

   Spesifikasi tiang pancang menyesuaikan PT. Wijaya Karya

   Alat pemancang :

   1. Crane
   2. Mesin pemancang
   3. Theodolith

2. Pekerjaan Poer

   Tahapan pekerjaan poer

   1. Penggalian
   2. Pembuatan lantai kerja untuk poer

3. Pemasangan bekisting poer
4. Pemasangan tulangan poer dan anchor untuk sambungan base plate
5. Pengecoran

3. Pekerjaan Sloof (Tie Beam)

Tahapan pekerjaan Tie Beam

1. Penggalian
2. Pembuatan lantai kerja untuk Tie Beam
3. Pemasagan bekisting Tie Beam
4. Pemasangan tulangan
5. Pengecoran

4. Pekerjaan Kolom

Pekerjaan selanjutnya setelah pengecoran poer dan Tie Beam, meliputi :

1. Penulangan
2. Pembuatan bekisting
3. Pengecoran kolom

5. Pemasangan Elemen Balok Pracetak

Pemasangan balok dikerjakan setelah pekerjaan kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan crane untuk mengangkat dan scaffolding untuk mendukung elemen balok. Pekerjaan selanjutnya adalah pemasangan tulangan utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan, setelah itu dilakukan pengecoran.

6. Pemasangan Elemen Pelat

Adapun langkah-langkah pemasangan elemen pelat pracetak sebagai berikut :

1. Pemasangan elemen pelat pracetak dipasang setelah balok pracetak selesai terpasang.
2. Penulangan pelat meliputi merakit tulangan susut, lentur negatif (tulangan tumpuan) dan tulangan geser antar pelat.

3. Pengecoran overtopping setebal 5 cm
4. Alat yang dipergunakan adalah crane untuk mengangkat elemen pelat pracetak dan dibantu dengan scaffolding/ tiang perancah

7. Pengecoran sambungan antara elemen pracetak dan overtopping
8. Pekerjaan tangga
9. Untuk pekerjaan pada level-level berikutnya adalah berulang yaitu langkah nomor 4 hingga nomor 8, mula-mula kolom dirakit kemudian dicor sampai pada ketinggian tertentu. Setelah itu balok pracetak diletakkan diantara kolom dengan bantuan crane dan penyangga untuk menahan beban akibat berat sendiri,. Unit lantai pracetak diletakkan pada permukaan atas balok-balok, kemudian dipsang penulangan diatas penulangan balok dan pada joint serta penulangan kolom atas. Pengecoran dimulai pada toping kemudian setelah itu kolom atas.

Untuk masalah non structural dan jaringan utilitas seperti dinding partisi, dinding perimeter, plafond, fasilitas mekanikal elektrikal tidak dibahas.

Keberhasilan pelaksanaan metode pracetak tergantung pada organisasi pelaksanaan, koordinasi yang baik, tehnical skill personil yang terlibat, kerja sama dan kontrol kualitas yang baik dalam organisasi tersebut.

9.5. Transportasi Komponen Beton Pracetak

Sistem Transportasi

Sistem transportasi disini meliputi :

1. Pemindahan beton pracetak diareal pabrik
2. Pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek
3. Pemindahan dari penampungan sementara diproyek 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 pracetak. Untuk tahap pemindahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk tunggal, tandem atau temple. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar 2,40 m x 16 m atau 2,40 m x 18 m dengan kapasitas angkut kurang lebih 50 ton.

Untuk balok dapat dipergunakan truk temple dimana kapasitasnya dapat mencapai 80 ton. Kendala yang dipertimbangkan dalam pemilihan jenis truk adalah kondisi jalan yang akan meliputi kekuatan jalan, lebar jalan, fasilitas untuk menikung/ memutar dan lain-lain.

Diareal pabrikasi dan lokasi proyek juga diperlukan sarana untuk pemindahan komponen beton pracetak yang biasanya mempergunakan *mobile crane, rail crane, gantry* atau *tower crane*. Tersedianya alat angkat ini juga akan mempengaruhi ukuran dari komponen beton pracetak.

Jadwal Pengangkutan atau Pemindahan Komponen Beton Pracetak

Dalam jadwal pengangkutan/ pemindahan perlu dipertimbangkan beberapa 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 diareal pabrik maupun dilokasi proyek.

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR PUSTAKA

1. Departemen Pekerjaan Umum 1991 SKSNI T-15-1991-03 " **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung** ", Penerbit Yayasan LPMB, Bandung

2. Departemen Pekerjaan Umum 1987 " **Peraturan Beton Bertulang Indonesia N.I.-2** ", Penerbit Direktorat Cipta Karya

3. Departemen Pekerjaan Umum 1987 " **Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung** ", Penerbit Yayasan Badan Penerbit PU

4. Departemen Pekerjaan Umum 1983 " **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung** ", Penerbit Direktorat Jendral Cipta Karya, Bandung

5. Chu-Kia Wang, Charles G. Salmon, 1990 " **Desain Beton Bertulang 1 dan 2** ", Penerbit Erlangga, Jakarta

6. W.C. Vis, Gideon Kusuma, 1994 " **Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang 1 & 2** ", Penerbit Erlangga, Jakarta

7. PCI 1988 " **PCI Design handbook Precast And Prestressed Concrete** ", PCI Committee, Chicago

8. Herman Wahyudi 1993 " **Daya dukung Tiang Pondasi Berdasarkan Hasil Dari Beberapa Percobaan Penetrasi, Pressiometer dan Aplikasinya** ", Teknik Sipil ITS, Surabaya.

9. Jurusan Teknik Sipil ITS 1997, "**Tabel, Grafik dan Diagram Interaksi untuk Perhitungan Konstruksi Beton Berdasarkan SNI 1993**", Kursus Singkat Perencanaan Konstruksi Beton Berdasarkan SNI 1993

LAMPIRAN

Tabel Penulangan Plat Lantai

Sebelum Overtopping

Data Plat

Mutu beton	=	30 Mpa	P max	=	0.033	m	=	12.55
Mutu baja	=	320 Mpa	P min	=	0.004375			
β	=	0.85	d 1	=	45			
ρ	=	0.44	q 1	=	601.6			

Pelat	Dimensi	ly	lx	M	Rn	ρ	As perlu (y)	tul pelat	As pakai	As perlu (x)	tul pelat	As pakai
A	800 x 270	238	380	425.96	3.005	0.010	450.938	D10-150	523.33	90	D6-200	141.3
B	800 x 260	228	380	390.92	2.758	0.009	411.420	D10-150	523.33	90	D6-200	141.3
C	600 x 270	248	570	462.51	3.263	0.011	492.688	D10-150	523.33	90	D6-200	141.3
D	600 x 260	238	570	425.96	3.005	0.010	450.938	D10-150	523.33	90	D6-200	141.3
E	500 x 270	248	470	462.51	3.263	0.011	492.688	D10-150	523.33	90	D6-200	141.3
F	500 x 260	238	470	425.96	3.005	0.010	450.938	D10-150	523.33	90	D6-200	141.3

Tabel Penulangan Plat Atap

Sebelum Overtopping

Data Plat

Mutu beton	=	30 Mpa	P max	=	0.033	m	=	12.55
Mutu baja	=	320 Mpa	P min	=	0.004375			
β	=	0.85	d 1	=	45			
ρ	=	0.44	q 1	=	361.6			

Pelat	Dimensi	ly	lx	M	Rn	ρ	As perlu (y)	tul pelat	As pakai	As perlu (x)	tul pelat	As pakai
A	800 x 270	238	380	256.03	1.806	0.006	263.695	D10-200	392.50	90	D6-200	141.3
B	800 x 260	228	380	234.97	1.658	0.005	241.216	D10-200	392.50	90	D6-200	141.3
C	600 x 270	248	570	278.00	1.961	0.006	287.302	D10-200	392.50	90	D6-200	141.3
D	600 x 260	238	570	256.03	1.806	0.006	263.695	D10-200	392.50	90	D6-200	141.3
E	500 x 270	248	470	278.00	1.961	0.006	287.302	D10-200	392.50	90	D6-200	141.3
F	500 x 260	238	470	256.03	1.806	0.006	263.695	D10-200	392.50	90	D6-200	141.3

Tabel Penulangan Plat Lantai
Sesudah Overtopping

Data Plat	Tebal selimut Beto	=	20 mm	B	=	0.85	m	=	12.55
	Tulangan rencana	=	10 mm	Pb	=	0.44	q	=	935.2
	Mutu beton	=	30 Mpa	P max	=	0.033	dx	=	95
	Mutu baja	=	320 Mpa	P min	=	0.004375	dy	=	85

Pelat	Dimensi			ly	lx	ly/lx	Mlx	-Mtx	Mly	Mty	Rn	P	As perlu x	tul pelat	As pakai
A	800	x	270	800	270	2.96	429.51	429.51	88.63	259.07	0.59	0.0019	415.63	D10-150	523.33
B	800	x	260	800	260	3.08	398.28	398.28	82.19	240.23	0.55	0.0017	415.63	D10-150	523.33
C	600	x	270	600	270	2.22	422.69	422.69	231.80	231.80	0.59	0.0019	415.63	D10-150	523.33
D	600	x	260	600	260	2.31	391.96	391.96	214.95	214.95	0.54	0.0017	415.63	D10-150	523.33
E	500	x	270	500	270	1.85	412.47	412.47	231.80	231.80	0.57	0.0018	415.63	D10-150	523.33
F	500	x	260	500	260	1.92	385.64	385.64	221.27	221.27	0.53	0.0017	415.63	D10-150	523.33

Tabel Penulangan

Pelat	Dimensi			ly	lx	ly/lx	Rn	P	As perlu y	tul pelat	As pakai
A	800	x	270	800	270	2.96	0.36	0.0011	372	D10-200	392.50
B	800	x	260	800	260	3.08	0.33	0.0010	372	D10-200	392.50
C	600	x	270	600	270	2.22	0.32	0.0010	372	D10-200	392.50
D	600	x	260	600	260	2.31	0.30	0.0009	372	D10-200	392.50
E	500	x	270	500	270	1.85	0.32	0.0010	372	D10-200	392.50
F	500	x	260	500	260	1.92	0.31	0.0010	372	D10-200	392.50

Tabel Penulangan Plat Atap

Sesudah Overtopping

Data Plat	Tebal selimut Beto	=	20 mm	B	=	0.85	m	=	12.55
	Tulangan rencana	=	10 mm	Pb	=	0.44	q	=	650.8
	Mutu beton	=	30 Mpa	P max	=	0.033	dx	=	95
	Mutu baja	=	320 Mpa	P min	=	0.004375	dy	=	85

Pelat	Dimensi			ly	lx	ly/lx	Mlx	-Mtx	Mly	Mty	Rn	P	As perlu x	tul pelat	As pakai
A	800	x	270	800	270	2.96	298.89	298.89	61.68	180.28	0.41	0.0013	415.63	D10-150	523.33
B	800	x	260	800	260	3.08	277.16	277.16	57.19	167.18	0.38	0.0012	415.63	D10-150	523.33
C	600	x	270	600	270	2.22	294.15	294.15	161.31	161.31	0.41	0.0013	415.63	D10-150	523.33
D	600	x	260	600	260	2.31	272.76	272.76	149.58	149.58	0.38	0.0012	415.63	D10-150	523.33
E	500	x	270	500	270	1.85	287.03	287.03	161.31	161.31	0.40	0.0013	415.63	D10-150	523.33
F	500	x	260	500	260	1.92	268.36	268.36	153.98	153.98	0.37	0.0012	415.63	D10-150	523.33

Tabel Penulangan

Pelat	Dimensi			ly	lx	ly/lx	Rn	P	As perlu y	tul pelat	As pakai
A	800	x	270	800	270	2.96	0.25	0.0008	372	D10-200	392.50
B	800	x	260	800	260	3.08	0.23	0.0007	372	D10-200	392.50
C	600	x	270	600	270	2.22	0.22	0.0007	372	D10-200	392.50
D	600	x	260	600	260	2.31	0.21	0.0007	372	D10-200	392.50
E	500	x	270	500	270	1.85	0.22	0.0007	372	D10-200	392.50
F	500	x	260	500	260	1.92	0.21	0.0007	372	D10-200	392.50

Tabel Penulangan Balok Anak

Sebelum Overtopping

Data Balok

Dimensi A	=	65 x 40 cm2	fc	=	30 Mpa
b_1	=	400 cm	fy	=	320 Mpa
Dimensi B	=	50 x 30 cm2	m	=	12.55
b_2	=	300 cm	DL 1A	=	326.4 kg/m
qd	=	168 kg/m	DL 1B	=	273.6 kg/m
ql	=	100 kg/m			

Gedung 3 lantai

Balok	Panjang	Ix	Iy	DL 2A	DL total	LL1	qu total	Mu	d	Rn	P	P min	As perlu	Tul	As tul
A1	8.00	228	766	391.44	717.84	233.00	1234.21	9052.24	469.00	1.29	0.0041	0.0044	820.750	3 -D22	1140.857
	8.00	238	766												

Gedung 6 lanatai

B1	5.00	248	476	408.24	681.84	243.00	1207.01	3418.49	322.00	1.37	0.0044	0.0044	426.521	3 -D16	603.4286
	5.00	238	476												
B2	5.00	238	476	199.92	473.52	119.00	758.62	2148.57	322.00	0.86	0.0027	0.0044	422.625	3 -D16	603.4286
B3	6.00	248	576	408.24	681.84	243.00	1207.01	5005.70	320.50	2.03	0.0066	0.0044	636.538	3 -D19	850.9286
	6.00	238	576												

Tabel Penulangan Geser Balok anak

Sebelum Overtopping

Data Balok

Dimensi A	=	65 x 40 cm2	Dimensi B	=	50 x 30 cm
b_1	=	400 cm	b_2	=	300 cm
d_1	=	469 cm	d_2	=	319 cm
fc	=	30 Mpa			
fy	=	320 Mpa			

Balok	qu	Vu (N)	Kontrol Dimensi	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek tulangan	Av (mm 2)	S pasang (mm)
A1	1234.21	47270.166	513763.8	171254.59	102752.75	51376.38	praktis	157	200
B1	1207.01	28726.79	262085.2	87361.75	52417.05	26208.52	minimum	157	200
B2	758.62	18055.251	262085.2	87361.75	52417.05	26208.52	praktis	157	200
B3	1207.01	34761.83	262085.2	87361.75	52417.05	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

Tabel Penulangan Balok Anak lantai
Sesudah Overtopping

Data Balok	Dimensi	=	65 x 40 cm2	Dimensi	=	50 x 30 cm2
	b_1	=	400 cm	b_2	=	300 cm
	d_1	=	589 cm	d_{2-1}	=	442 cm
	DL 1A	=	624 kg/m	d_{2-2}	=	440.5 cm
	fc	=	30 Mpa	DL 1B	=	360 kg/m
	qd	=	446 kg/m	fy	=	320 Mpa
	ql	=	250 kg/m	m	=	12.55

Gedung 3 lantai

Balok	panjang	lx	ly	Dl total	LL1	qu total	Mu		Rn	P	P min	As perlu	Tul	As tul
A1	8.00	2.7	800	1762.63	638.24	3136.34	Lapangan	25090.71	2.260125	0.00741	0.00438	1745.130	5 -D22	1901.429
	8.00	2.6					Tumpuan	8363.57	0.753375	0.00239	0.00438	1030.750	3 -D22	1140.857

Gedung 6 Lantai

B1	5.00	2.7	500	1431.12	600.40	2677.98	Lapangan	8368.70	1.784851	0.00579	0.00438	767.471	4 -D16	804.5714
	5.00	2.6					Tumpuan	2789.57	0.594950	0.00188	0.00438	580.125	3 -D16	603.4286
B2	5.00	2.7	500	903.58	304.70	1571.80	Lapangan	4911.88	1.047592	0.00334	0.00438	580.125	3 -D16	603.4286
	5.00	2.6					Tumpuan	1637.29	0.349197	0.00110	0.00438	580.125	3 -D16	603.4286
B3	6.00	2.7	600	1464.97	619.38	2748.96	Lapangan	12370.33	2.656307	0.00879	0.00438	1164.927	5 -D19	1418.214
	6.00	2.6					Tumpuan	4123.44	0.885436	0.00282	0.00438	580.125	3 -D19	850.9286

Tabel Penulangan Geser Balok anak
Sebelum Overtopping

Data Balok	Dimensi A	=	65 x 40 cm2	Dimensi B	=	50 x 30 cm
	b_1	=	400 cm	b_2	=	300 cm
	d_1	=	589 cm	d_2	=	439 cm
	fc	=	30 Mpa			
	fy	=	320 Mpa			

Balok	qu	Vu (N)	Kontrol Dimensi	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek tulangan	Av (mm 2)	S pasang (mm)
A1	Tumpuan	125453.55	645217.2	215072.39	129043.43	64521.72	tul geser	157	150
B1	Tumpuan	66949.564	360675.3	120225.10	72135.06	36067.53	tul geser	157	150
B2	Tumpuan	39295.076	360675.3	120225.10	72135.06	36067.53	tul geser	157	150
B3	Lapangan	82468.870	360675.3	120225.10	72135.06	36067.53	tul geser	157	150

Tabel Penulangan Balok Induk (beban plat Lantai)

Sebelum Overtopping

Data Balok	b	=	400	mm	fc	=	30	Mpa
	qd	=	168	kg/m	fy	=	320	Mpa
	ql	=	100	kg/m	m	=	12.55	
	q balok2	=	326.4	kg/m	q balok1	=	398.4	kg/m

Balok	panjang	Dimensi	Ix	Iy	qd ek	q dl	P_1 dl	P_2 dl	ql	P_1 ll	P_2 ll	qu komb	Pu_1 Komb	Pu_2 Komb	M max
(A - B) 1	8.00	80 x 40	238	740	0.00	398.40	2737.6	2737.6	0.00	892.390	892.390	478.080	4712.925	4712.925	5307.11
B (1 - 3)	8.00	65 x 40	238	740	399.84	726.24	0.00	0.00	238.00	0.000	0.000	1252.288	0.000	0.000	10018.30
A (1 - 3)	8.00	65 x 40	238	740	74.97	401.37	0.00	0.00	44.63	0.00	0.000	553.044	0.000	0.000	4424.35

Balok	panjang	Dimensi	M max	d	Rn	P	P min	As perlu	Tul	As pakai
(A - B) 1	8.00	80 x 40	5307.11	619.000	0.433	0.00136	0.00438	1083.25	3 -D22	1140.86
B (1 - 3)	8.00	65 x 40	10018.30	470.500	1.414	0.00455	0.00438	856.20	4 -D19	1134.57
A (1 - 3)	8.00	65 x 40	4424.35	470.500	0.625	0.00198	0.00438	823.38	3 -D19	850.93

Tabel Penulangan Balok Induk (beban plat Atap)

Sebelum Overtopping

Data Balok	b	=	400	cm2	fc	=	30	Mpa
	qd	=	168	mm	fy	=	320	Mpa
	ql	=	100	kg/m	m	=	12.55	
	q balok2	=	326.4	kg/m	q balok1	=	470.4	kg/m

Balok	panjang	Dimensi	Ix	Iy	qd ek	q dl	P_1 dl	P_2 dl	ql	P_1 ll	P_2 ll	qu komb	Pu_1 Komb	Pu_2 Komb	M max
(A - B) 1	8.00	80 x 40	238	740	0.00	398.40	2009.81	2737.58	0.00	455.77	892.39	478.08	3141.00	4712.92	4809.36
B (1 - 3)	8.00	65 x 40	238	740	399.84	726.24	0.00	0.00	238.00	0.00	0.00	1252.29	0.00	0.00	10018.3
A (1 - 3)	8.00	65 x 40	238	740	199.92	526.32	0.00	0.00	119.00	0.00	0.00	821.98	0.00	0.00	6575.87

Balok	panjang	Dimensi	M max	d	Rn	P	P min	As perlu	Tul	As pakai
(A - B) 1	8.00	80 x 40	4809.360	619.000	0.392	0.00124	0.00438	1083.250	3 -D22	1140.8571
B (1 - 3)	8.00	65 x 40	10018.304	470.500	1.414	0.00455	0.00438	856.196	4 -D19	1134.5714
A (1 - 3)	8.00	65 x 40	6575.872	470.500	0.928	0.00296	0.00438	823.375	3 -D19	850.92857

Tabel Pembebanan Balok (beban plat lantai)

Sesudah Overtopping

Data Balok	Dimensi	=	80 x 40	cm2	fc	=	30	Mpa
	d_1	=	739	mm	fy	=	320	Mpa
	b	=	400	mm	m	=	12.55	
	qd	=	446	kg/m	DL_1	=	768	kg/m
	ql	=	250	kg/m	DL2	=	624	kg/m

Balok	panjang	Dimensi	lx	ly	qd ek	q dl total	P_1 dl	P_2 dl	ql	P_1 ll	P_2 ll	qu komb	Pu_1Komb	Pu 2 Komb
(A - B) 1	8.00	80 x 40	270	800	267.60	1155.60	4633.91	4633.91	150.00	2597.48	2597.48	1626.7	7231.40	7231.40
A (1 - 3)	8.00	65 x 40	270	800	579.24	1328.86	0.00	0.00	324.69	0.00	0.00	2114.1	0.00	0.00
B (1 - 3)	8.00	65 x 40	270	800	1158.48	1782.48	0.00	0.00	649.37	0.00	0.00	3178.0	0.00	0.00

Tabel Pembebanan Balok (beban Plat atap)

Sesudah Overtopping

Data Balok	Dimensi	= 80 x 40	cm2	fc	= 30	Mpa
	d_1	= 739	mm	fy	= 320	Mpa
	b	= 400	mm	m	= 12.55	
	qd	= 409	kg/m	DL_1	= 768	kg/m
	ql	= 100	kg/m	DL2	= 624	kg/m

Balok	panjang	Dimensi	lx	ly	qd ek	q dl total	P_1 dl	P_2 dl	ql	P_1 ll	P_2 ll	qu komb	Pu_1Komb	Pu 2 Komb
(A - B) 1	8.00	80 x 40	270	800	245.40	1133.40	4249.48	4249.48	60.00	1038.99	1038.99	1456.1	5288.48	5288.48
A (1 - 3)	8.00	65 x 40	270	800	531.19	1280.81	0.00	0.00	129.87	0.00	0.00	1744.8	0.00	0.00
B (1 - 3)	8.00	65 x 40	270	800	1062.37	1686.37	0.00	0.00	259.75	0.00	0.00	2439.2	0.00	0.00

Tabel penulangan balok Induk
Penulangan Lentur Gedung 3 Lantai

fc'	=	30 Mpa	γ beton	2400 kg/m3	
fy	=	320 Mpa			

Tulangan Lentur

Dimensi	=	800 x 400 mm2	**ρ max**	=	0.033
b	=	400 mm	**ρ min**	=	0.00438
d1	=	739 mm	m	=	12.55
d2	=	589 mm			
d'		61 mm			

Balok	Daerah	Mu (Nmm)	Rn	p perlu	p pakai	p'	As	As'	As pasang		As pasang		a	Mn
									tarik	As	tekan	As		
(A - B) 1 lantai 1	Tumpuan	277115500	1.5857	0.00512	0.00512	0.00256	1513.415	756.707	5 D 22	1901.429	3 D 22	1140.857	31.61732	299625167.03
	lapangan	150139100	0.8591	0.00273	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	0	274378609.03
(A - B) 1 lantai 2	Tumpuan	276633800	1.5829	0.00511	0.00511	0.00256	1510.694	755.347	5 D 22	1901.429	3 D 22	1140.857	31.677317	299126421.13
	lapangan	151718900	0.8682	0.00276	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	0	274378609.03
(A - B) 1 Atap	Tumpuan	224366900	1.2839	0.00412	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	26.636923	263537106.55
	lapangan	135290200	0.7742	0.00246	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	0	274378609.03
(B - C) 1 lantai 1	Tumpuan	263134400	1.5057	0.00485	0.00485	0.00243	1434.579	717.290	5 D 22	1901.429	3 D 22	1140.857	33.447943	285137684.44
	lapangan	129353000	0.7402	0.00235	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	0	274378609.03
(B - C) 1 lantai 2	Tumpuan	261928600	1.4988	0.00483	0.00483	0.00242	1427.793	713.896	5 D 22	1901.429	3 D 22	1140.857	33.614969	283886881.22
	lapangan	130558800	0.7471	0.00237	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	0	274378609.03
(B - C) 1 Atap	Tumpuan	208768800	1.1946	0.00382	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	3 D 22	760.571	26.636923	263537106.55
	lapangan	90285130	0.5166	0.00163	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	0	274378609.03

Balok	Daerah	Mu (Nmm)	Rn	p perlu	p pakai	p'	As	As'	As pasang		As pasang		a	Mn
									tarik	As	tekan	As		
A (1 - 3) Lantai 1	Tumpuan	205667900	1.8526	0.00602	0.00602	0.00301	1778.502	889.251	5 D 22	1901.429	3 D 22	1140.857	37.243899	356077229.8
	lapangan	66455520	0.5986	0.00189	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	0	244941822
A (1 - 3) Lantai 2	Tumpuan	197508000	1.7791	0.00577	0.00577	0.00288	1705.181	852.591	5 D 22	1901.429	3 D 22	1140.857	13.557423	319633942.6
	lapangan	63119870	0.5686	0.00180	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	0	244941822
A (1 - 3) Atap	Tumpuan	126649700	1.1408	0.00365	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	10.845938	243144376.8
	lapangan	63718470	0.5740	0.00181	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	0	244941822
B (1 - 3) Lantai 1	Tumpuan	238920300	2.1521	0.00704	0.00704	0.00352	2079.878	1039.939	6 D 22	2281.714	3 D 22	1140.857	16.268908	389148543.5
	lapangan	99346780	0.8949	0.00285	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	0	244941822
B (1 - 3) Lantai 2	Tumpuan	231520800	2.0855	0.00681	0.00681	0.00340	2012.450	1006.225	6 D 22	2281.714	3 D 22	1140.857	16.268908	389148543.5
	lapangan	95071680	0.8564	0.00272	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.571	0	244941822

Penulangan Geser Gedung 3 lantai

fc' = 30 Mpa
fy = 320 Mpa

Tulangan Lentur

L	=	800 x 400 mm2	Vc 1	=	269844.647 N
b	=	400 mm	Vc 2	=	215072.391
d1	=	739 mm	x^2 y	=	149600000
d1	=	589 mm	Tu min	=	24581788.4
d'	=	61 mm			

Balok	Daerah	Vu (N)	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek	Vs (N)	Av (mm 2)	S pasang (mm)
(A - B) 1 lantai 1	Tumpuan	170927.2	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan geser	247515.73	157	150
	Lapangan	76723.2	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan praktis	-	157	200
(A - B) 1 lantai 2	Tumpuan	171201.7	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan geser	247515.73	157	150
	Lapangan	13176.3	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan praktis	-	157	200
(A - B) 1 Atap	Tumpuan	141011.6	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan min	-	157	150
	Lapangan	15150.8	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan praktis	-	157	200
(B - C) 1 lantai 1	Tumpuan	162235.4	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan geser	247515.73	157	150
	Lapangan	6925.3	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan praktis	-	157	200
(B - C) 1 lantai 2	Tumpuan	162235.4	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan geser	247515.73	157	150
	Lapangan	5760.5	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan praktis	-	157	200
(B - C) 1 Atap	Tumpuan	125860.8	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan min	-	157	150
	Lapangan	1928.1	269844.6	161906.788	80953.394	tulangan praktis	-	157	200

Balok	Daerah	Vu (N)	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek	Vs (N)	Av (mm 2)	S pasang (mm)
A (1 - 3) Lantai 1	Tumpuan	96015.79	215072.39	129043.43	64521.72	tulangan min	-	157	150
	Lapangan	31965.78	215072.39	129043.43	64521.72	tulangan praktis	-	157	200
A (1 - 3) Lantai 2	Tumpuan	93264.66	215072.39	129043.43	64521.72	tulangan min	-	157	150
	Lapangan	29214.66	215072.39	129043.43	64521.72	tulangan praktis	-	157	200
A (1 - 3) Atap	Tumpuan	73281.69	215072.39	129043.43	64521.72	tulangan min	-	157	150
	Lapangan	16214.95	215072.39	129043.43	64521.72	tulangan praktis	-	157	200
B (1 - 3) Lantai 1	Tumpuan	127118.7	215072.39	129043.43	64521.72	tulangan min	-	157	150
	Lapangan	31965.78	215072.39	129043.43	64521.72	tulangan praktis	-	157	200
B (1 - 3) Lantai 2	Tumpuan	127118.7	215072.39	129043.43	64521.72	tulangan min	-	157	150
	Lapangan	29214.66	215072.39	129043.43	64521.72	tulangan praktis	-	157	200
B (1 - 3) Atap	Tumpuan	97569.76	215072.39	129043.43	64521.72	tulangan min	-	157	150

PENULANGAN KOLOM

Penentuan Panjang Tekuk Kolom

Kolom	Balok			Kolom			Ig Balok	Ig Kolom	Ec	EI Balok	EI Kolom
	b (mm)	h (mm)	lu (mm)	b (mm)	h (mm)	lu (mm)			(Mpa)	(N mm2)	(N mm2)
A1 Lantai 1	400	800	8000	600	600	4000	17066666667	10800000000	25742.96	1.33135E+14	6.74E+13
A1 Lantai 2	400	800	8000	600	600	4000	17066666667	10800000000	25742.96	1.33135E+14	6.74E+13
A1 Lantai 3	400	800	8000	600	600	4000	17066666667	10800000000	25742.96	1.33135E+14	6.74E+13
B1 Lantai 1	400	800	8000	600	600	4000	17066666667	10800000000	25742.96	1.33135E+14	6.74E+13
B1 Lantai 2	400	800	8000	600	600	4000	17066666667	10800000000	25742.96	1.33135E+14	6.74E+13
B1 Lantai 3	400	800	8000	600	600	4000	17066666667	10800000000	25742.96	1.33135E+14	6.74E+13

Ψ bawah	Ψ atas	k	r	(k. lu / r)	Keterangan
1.00	1.01	1.32	180	29.33	langsing
1.01	1.01	1.32	180	29.33	langsing
1.01	0.51	1.25	180	27.78	langsing
1.00	0.68	1.28	180	28.44	langsing
0.68	0.68	1.23	180	27.33	langsing
0.68	0.34	1.14	180	25.33	langsing

Pembesaran Momen

Kolom	Ig Kolom	Ec (Mpa)	EI Kolom (N mm2)	k	Pu (N)	M2b (N mm)	M2s (N mm)	Pc (N)	Cm
A1 Lantai 1	1.08E+10	1.33135E+14	6.73998E+13	1.32	656727.0	101806730	168889700	23880297.03	1.00
A1 Lantai 2	1.08E+10	1.33135E+14	6.73998E+13	1.32	418476.5	131299500	124719600	23880297.03	1.00
A1 Lantai 3	1.08E+10	1.33135E+14	6.73998E+13	1.25	180500.5	103160500	127518300	26629778.91	1.00
B1 Lantai 1	1.08E+10	1.33135E+14	6.73998E+13	1.28	1285279.0	65759410	175290600	25396136.20	1.00
B1 Lantai 2	1.08E+10	1.33135E+14	6.73998E+13	1.23	926813.8	87899990	141508800	27502826.71	1.00
B1 Lantai 3	1.08E+10	1.33135E+14	6.73998E+13	1.14	824998.0	80372540	148395300	32016797.13	1.00

δb	Pu (N)	Pc (N)	δs
1.048	7768024.0	197105732.9	1.065
1.030	5381161.2	205532503.0	1.042
1.011	4021994.0	234586304.2	1.027
1.092	7768024.0	197105732.9	1.065

Penulangan Kolom

Kolom	δb	δs	Mu (N mm)	Ky	Kx	ρ	As perlu (mm2)	As pasang (mm2)	Tulangan Pasang
A1 Lantai 1	1.048	1.065	286487825.30	1.8242	1.3263	1.000	3600.000	4563.429	12 D 22
A1 Lantai 2	1.030	1.042	265203736.21	1.1624	1.2278	1.000	3600.000	4563.429	12 D 22
A1 Lantai 3	1.011	1.027	235312184.69	0.5014	1.0894	1.000	3600.000	4563.429	12 D 22
B1 Lantai 1	1.092	1.065	258421804.02	3.5702	1.1964	1.000	3600.000	4563.429	12 D 22
B1 Lantai 2	1.060	1.042	240578551.51	2.5745	1.1138	1.000	3600.000	4563.429	12 D 22
B1 Lantai 3	1.045	1.027	236394681.21	2.2917	1.0944	1.000	3600.000	4563.429	12 D 22

Penulangan Geser Kolom

Kolom	Daerah	Nu (N)	Vu (N)	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek tulangan geser	Av (mm 2)	S perlu (mm)	S pasang (mm)
A1 Lantai 1	Ujung	656727.00	63015.1	667381.647	433798.1	216899.0	Minimum	157.00	251.200	D 10-150
	Tengah	656727.00	63015.1	667381.647	433798.1	216899.0	Minimum	157.00	251.200	D 10-200
A1 Lantai 2	Ujung	418476.50	64268.5	639470.1794	415655.6	207827.8	Minimum	157.00	251.200	D 10-150
	Tengah	418476.50	64268.5	639470.1794	415655.6	207827.8	Minimum	157.00	251.200	D 10-200
A1 Lantai 3	Ujung	180500.50	50225.0	615820.0605	400283.0	200141.5	Minimum	157.00	251.200	D 10-150
	Tengah	187310.00	50225.0	616777.3545	400905.3	200452.6	Minimum	157.00	251.200	D 10-200
B1 Lantai 1	Ujung	1285279.00	67976.5	741017.6258	481661.5	240830.7	Minimum	157.00	251.200	D 10-150
	Tengah	1285279.00	67976.5	741017.6258	481661.5	240830.7	Minimum	157.00	251.200	D 10-200
B1 Lantai 2	Ujung	824998.00	70662.5	687094.8923	446611.7	223305.8	Minimum	157.00	251.200	D 10-150
	Tengah	824998.00	70662.5	687094.8923	446611.7	223305.8	Minimum	157.00	251.200	D 10-200
B1 Lantai 3	Ujung	364442.20	59545.4	641678.9752	417091.3	208545.7	Minimum	157.00	251.200	D 10-150
	Tengah	364442.20	59545.4	641678.9752	417091.3	208545.7	Minimum	157.00	251.200	D 10-200

Tabel Penulangan Balok Induk (beban plat Lantai)

Sebelum Overtopping

Data Balok	b 1	=	400	mm	fc	=	30	Mpa
	b 2	=	300	mm	fy	=	320	Mpa
	qd	=	168	kg/m	m	=	12.55	
	ql	=	100	kg/m	q balok1	=	470.4	kg/m
					q balok2	=	273.6	kg/m

Balok	panjang	Dimensi	bx	ly	qd	q dl	P_1 dl	P_2 dl	ql	P_1 ll	P_2 ll	qu komb	Pu_1 Komb	Pu_2 Komb	M max
(E - F) 1	8.00	80 x 40	238	740	0.00	470.40	1588.69	1103.30	0.00	566.19	277.27	564.48	2812.33	1767.59	4825.41
(E - F) 2	8.00	80 x 40	238	740	0.00	470.40	3518.29	3032.91	0.00	1253.88	964.96	564.48	6228.16	5183.43	6393.34
(E - F) 5	8.00	80 x 40	238	740	0.00	470.40	3859.21	3859.21	0.00	1375.38	1375.38	564.48	6831.67	6831.67	6999.73
(E - F) 6	8.00	80 x 40	238	740	0.00	470.40	1929.61	1929.61	0.00	687.69	687.69	564.48	3415.83	3415.83	5431.80
E (1 - 2)	5.00	50 x 30	238	440	199.92	473.52	0.00	0.00	119.00	0.00	0.00	758.62	0.00	0.00	2370.70
E (2 - 4)	6.00	50 x 30	238	540	199.92	473.52	0.00	0.00	119.00	0.00	0.00	758.62	0.00	0.00	3413.81
F (1 - 2)	5.00	50 x 30	238	440	0.00	273.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	328.32	0.00	0.00	1026.00
F (2 - 4)	6.00	50 x 30	238	540	399.84	673.44	0.00	0.00	238.00	0.00	0.00	1188.93	0.00	0.00	5350.18

Balok	panjang	Dimensi	M max	d	Rn	P	P min	As perlu	Tul	As pakai
(E - F) 1	8.00	80 x 40	4825.41	619.00	0.39355	0.00124	0.00438	1083.25	3 -D22	1140.86
(E - F) 2	8.00	80 x 40	6393.34	619.00	0.52143	0.00165	0.00438	1083.25	3 -D22	1140.86
(E - F) 5	8.00	80 x 40	6999.73	619.00	0.57089	0.00180	0.00438	1083.25	3 -D22	1140.86
(E - F) 6	8.00	80 x 40	5431.80	619.00	0.44301	0.00140	0.00438	1083.25	3 -D22	1140.86
E (1 - 2)	5.00	50 x 30	2370.70	322.00	0.71452	0.00227	0.00438	422.63	3 -D16	603.43
E (2 - 4)	6.00	50 x 30	3413.81	322.00	1.02891	0.00328	0.00438	422.63	3 -D16	603.43
F (1 - 2)	5.00	50 x 30	1026.00	322.00	0.41231	0.00130	0.00438	422.63	3 -D16	603.43
F (2 - 4)	6.00	50 x 30	5350.18	322.00	2.15003	0.00703	0.00438	678.99	3 -D16	603.43

Tabel Penulangan Balok Induk (beban plat Atap)

Sebelum Overtopping

Data Balok	Dimensi	=	80 x 40	cm2	fc	=	30	Mpa
	b	=	400	mm	fy	=	320	Mpa
	qd	=	168	kg/m	m	=	12.55	
	ql	=	100	kg/m	q balok1	=	470.4	kg/m

Balok	panjang	Dimensi	lx	ly	qd ek	q dl	P_1 dl	P_2 dl	ql	P_1 ll	P_2 ll	qu komb	Pu_1 Komb	Pu_2 Komb	M max
(E - F) 1	8.00	80 x 40	238	740	0.00	470.40	1588.69	1588.69	0.00	566.19	277.27	564.48	2812.33	2350.06	4825.41
(E - F) 2	8.00	80 x 40	238	740	0.00	470.40	3518.29	3518.29	0.00	1253.88	964.96	564.48	6228.16	5765.89	6393.34
(E - F) 5	8.00	80 x 40	238	740	0.00	470.40	3859.21	3859.21	0.00	1375.38	1375.38	564.48	6831.67	6831.67	6999.73
(E - F) 6	8.00	80 x 40	238	740	0.00	470.40	1929.61	1929.61	0.00	687.69	687.69	564.48	3415.83	3415.83	5431.80
E (1 - 2)	5.00	50 x 30	238	440	199.92	473.52	0.00	0.00	119.00	0.00	0.00	758.62	0.00	0.00	2370.70
E (2 - 4)	6.00	50 x 30	238	540	199.92	473.52	0.00	0.00	119.00	0.00	0.00	758.62	0.00	0.00	3413.81
F (1 - 2)	5.00	50 x 30	238	440	399.84	511.60	0.00	0.00	238.00	0.00	0.00	994.72	0.00	0.00	3108.50
F (2 - 4)	6.00	50 x 30	238	540	399.84	673.44	0.00	0.00	238.00	0.00	0.00	1188.93	0.00	0.00	5350.18

Balok	panjang	Dimensi	M max	d	Rn	P	P min	As perlu	Tul	As pakai
(E - F) 1	8.00	80 x 40	4825.41	619.00	0.3936	0.00124	0.00438	1083.25	3 -D22	1140.86
(E - F) 2	8.00	80 x 40	6393.34	619.00	0.5214	0.00165	0.00438	1083.25	3 -D22	1140.86
(E - F) 5	8.00	80 x 40	6999.73	619.00	0.5709	0.00180	0.00438	1083.25	3 -D22	1140.86
(E - F) 6	8.00	80 x 40	5431.80	619.00	0.4430	0.00140	0.00438	1083.25	3 -D22	1140.86
E (1 - 2)	5.00	50 x 30	2370.70	322.00	0.7145	0.00227	0.00438	422.63	3 -D16	603.43
E (2 - 4)	6.00	50 x 30	3413.81	322.00	1.0289	0.00328	0.00438	422.63	3 -D16	603.43
F (1 - 2)	5.00	50 x 30	3108.50	322.00	1.2492	0.00400	0.00438	422.63	3 -D16	603.43
F (2 - 4)	6.00	50 x 30	5350.18	322.00	2.1500	0.00703	0.00438	678.99	4 -D16	804.57

Tabel Pembebanan Balok (beban plat lantai)

Sesudah Overtopping

Data Balok

b 1	=	400	mm	fc	=	30	Mpa
b 2	=	300	mm	fy	=	320	Mpa
qd	=	446	kg/m	m	=	12.55	
ql	=	250	kg/m	q balok1	=	768	kg/m
				q balok2	=	360	kg/m

Balok	panjang	Dimensi	Ix	Iy	qd ek	q dl total	P1 dl	P2 dl	ql	P1 ll	P2 ll	qu komb	Pu1Komb	Pu 2 Komb
(E - F) 1	8.00	80 x 40	270	800	301.05	1200.30	4348.61	2174.30	168.75	2437.56	1218.78	1710.360	9118.424	4559.212
(E - F) 2	8.00	80 x 40	270	800	568.65	1336.65	8840.27	6665.97	318.75	4955.31	3736.53	2113.980	18536.824	13977.611
(E - F) 5	8.00	80 x 40	270	800	535.20	1303.20	8983.33	8983.33	300.00	5035.50	5035.50	2043.840	18836.798	18836.798
(E - F) 6	8.00	80 x 40	270	800	267.60	1166.85	4491.67	4491.67	150.00	2517.75	2517.75	1640.220	9418.399	9418.399
E (1 - 2)	5.00	50 x 30	270	500	543.58	1034.83	0.00	0.00	304.70	0.00	0.00	1729.303	0.000	0.000
E (2 - 4)	6.00	50 x 30	270	600	561.46	1052.71	0.00	0.00	314.72	0.00	0.00	1766.800	0.000	0.000
F (1 - 2)	5.00	50 x 30	270	500	0.00	491.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	589.500	0.000	0.000
F (2 - 4)	6.00	50 x 30	270	600	1122.92	1482.92	0.00	0.00	629.44	0.00	0.00	2786.600	0.000	0.000

Tabel Pembebanan Balok (beban plat atap)

Sesudah Overtopping

Data Balok

d1	=	739	mm	fc	=	30	Mpa
b	=	400	mm	fy	=	320	Mpa
qd	=	409	kg/m	m	=	12.55	
ql	=	100	kg/m	DL1	=	768	kg/m
				DL2	=	360	kg/m

Balok	panjang	Dimensi	Ix	Iy	qd ek	q dl total	P1 dl	P2 dl	ql	P1 ll	P2 ll	qu komb	Pu1Komb	Pu 2 Komb
(E - F) 1	8.00	80 x 40	270	800	276.08	1044.08	3987.85	1993.92	67.50	975.02	487.51	1360.890	6345.456	3172.728
(E - F) 2	8.00	80 x 40	270	800	521.48	1289.48	8106.89	6112.96	127.50	1982.12	1494.61	1751.370	12899.663	9726.935
(E - F) 5	8.00	80 x 40	270	800	490.80	1258.80	8238.08	8238.08	120.00	2014.20	2014.20	1702.560	13108.414	13108.414
(E - F) 6	8.00	80 x 40	270	800	245.40	1013.40	4119.04	4119.04	60.00	1007.10	1007.10	1312.080	6554.207	6554.207
E (1 - 2)	5.00	50 x 30	270	500	498.48	858.48	0.00	0.00	121.88	0.00	0.00	1225.182	0.000	0.000
E (2 - 4)	6.00	50 x 30	270	600	514.88	874.88	0.00	0.00	125.89	0.00	0.00	1251.276	0.000	0.000
F (1 - 2)	5.00	50 x 30	270	500	996.96	1356.96	0.00	0.00	243.76	0.00	0.00	2018.364	0.000	0.000
F (2 - 4)	6.00	50 x 30	270	600	1029.76	1389.76	0.00	0.00	251.78	0.00	0.00	2070.552	0.000	0.000

Tabel penulangan balok Induk

Penulangan Lentur Gedung 6 Lantai

fc' = 30 Mpa

fy = 320 Mpa

Tulangan Lentur

Dimensi = 500 x 300 — **ρ max** = 0.033

b = 300 — **ρ min** = 0.00438

d1 = 442 — m = 12.55

Balok	Daerah	Mu (Nmm)	Rn	p perlu	p pakai	p'	As	As'	As pasang		As pasang	
									tarik	As	tekan	As
F (5 - 6) Lt 1	Tumpuan	130296100.0	2.77892	0.00922	0.00922	0.00461	1222.204	611.102	7 D 16	1408.000	4 D 16	804.57
	Lapangan	44382790.0	0.94658	0.00302	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29
F (5 - 6) Lt 2	Tumpuan	141429300.0	3.01636	0.01006	0.01006	0.00503	1334.136	667.068	7 D 16	1408.000	4 D 16	804.57
	Lapangan	43735290.0	0.93277	0.00297	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29
F (5 - 6) Lt 3	Tumpuan	137598000.0	2.93465	0.00977	0.00977	0.00488	1295.464	647.732	7 D 16	1408.000	4 D 16	804.57
	Lapangan	43850750.0	0.93524	0.00298	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29
F (5 - 6) Lt 4	Tumpuan	120715800.0	2.57459	0.00850	0.00850	0.00425	1126.947	563.473	6 D 16	1206.857	3 D 16	603.43
	Lapangan	43901630.0	0.93632	0.00298	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29
F (5 - 6) Lt 5	Tumpuan	104775600.0	2.23462	0.00732	0.00732	0.00366	970.549	485.274	5 D 16	1005.714	3 D 16	603.43
	Lapangan	43478520.0	0.92730	0.00295	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29
F (5 - 6) Lt 6	Tumpuan	75450300.0	1.60918	0.00520	0.00520	0.00260	689.289	344.644	4 D 16	804.571	3 D 16	603.43
	Lapangan	34505050.0	0.73591	0.00233	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29

Tabel penulangan balok Induk
Penulangan Lentur Gedung 6 Lantai

fc ' = 30 Mpa
fy = 320 Mpa

Tulangan Lentur

Dimensi	=	500 x 300	**ρ max**	=	0.033
b	=	300	**ρ min**	=	0.00438
d	=	442	m	=	12.55

Balok	Daerah	Mu (Nmm)	Rn	p perlu	p pakai	p'	As	As'	As pasang		As pasang	
									tarik	As	tekan	As
E (5 - 6) Lt 1	Tumpuan	130532400.0	2.78396	0.00924	0.00924	0.00462	1224.566	612.283	7 D 16	1408.000	4 D 16	804.57
	Lapangan	32001320.0	0.68251	0.00216	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29
E (5 - 6) Lt 2	Tumpuan	132784500.0	2.83199	0.00941	0.00941	0.00470	1247.105	623.553	7 D 16	1408.000	4 D 16	804.57
	Lapangan	31139310.0	0.66413	0.00210	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29
E (5 - 6) Lt 3	Tumpuan	126432800.0	2.69652	0.00893	0.00893	0.00446	1183.675	591.837	6 D 16	1206.857	4 D 16	804.57
	Lapangan	31200170.0	0.66543	0.00211	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29
E (5 - 6) Lt 4	Tumpuan	101341800.0	2.16139	0.00707	0.00707	0.00353	937.190	468.595	5 D 16	1005.714	3 D 16	603.43
	Lapangan	31194300.0	0.66530	0.00211	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29
E (5 - 6) Lt 5	Tumpuan	73973880.0	1.57769	0.00509	0.00509	0.00255	675.340	337.670	4 D 16	804.571	2 D 16	402.29
	Lapangan	31004480.0	0.66125	0.00209	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29
E (5 - 6) Lt 6	Tumpuan	50262100.0	1.07198	0.00342	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29
	Lapangan	23882750.0	0.50936	0.00161	0.00438	0.00219	580.788	290.394	3 D 16	603.429	2 D 16	402.29

Tabel penulangan balok Induk
Penulangan Lentur Gedung 6 Lantai

fc ' = 30 Mpa
fy = 320 Mpa
Tulangan Lentur
Dimensi = 800 x 400 ρ **max** = 0.033
b = 400 ρ **min** = 0.00438
d1 = 739 m = 12.55
d'1 61

Balok	Daerah	Mu (Nmm)	Rn	p perlu	p pakai	p'	As	As'	As pasang		As pasang	
									tarik	As	tekan	As
(E- F) 6 Lt 1	Tumpuan	353578100.00	2.02324	0.00660	0.00660	0.00330	1949.655	974.828	6 D 22	2281.714	3 D 22	1140.86
	Lapangan	168334700.00	0.96324	0.00307	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57
(E- F) 6 Lt 2	Tumpuan	357536500.00	2.04589	0.00667	0.00667	0.00334	1972.479	986.239	6 D 22	2281.714	3 D 22	1140.86
	Lapangan	165336700.00	0.94609	0.00301	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57
(E- F) 6 Lt 3	Tumpuan	333505200.00	1.90838	0.00621	0.00621	0.00310	1834.285	917.143	5 D 22	1901.429	3 D 22	1140.86
	Lapangan	166543200.00	0.95299	0.00304	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57
(E- F) 6 Lt 4	Tumpuan	313813000.00	1.79569	0.00582	0.00582	0.00291	1721.696	860.848	5 D 22	1901.429	3 D 22	1140.86
	Lapangan	167076600.00	0.95604	0.00305	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57
(E- F) 6 Lt 5	Tumpuan	284353900.00	1.62712	0.00526	0.00526	0.00263	1554.341	777.171	5 D 22	1901.429	3 D 22	1140.86
	Lapangan	167213400.00	0.95682	0.00305	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57
(E- F) 6 Lt 6	Tumpuan	214202600.00	1.22570	0.00393	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57
	Lapangan	135354300.00	0.77452	0.00246	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57

Tabel penulangan balok Induk
Penulangan Lentur Gedung 6 Lantai

fc' = 30 Mpa
fy = 320 Mpa

Tulangan Lentur

Dimensi	=	800 x 400	ρ **max** =	0.033
b	=	400	ρ **min** =	0.00438
d	=	739	m =	12.55

Balok	Daerah	Mu (Nmm)	Rn	p perlu	p pakai	p'	As	As'	As pasang		As pasang	
									tarik	As	tekan	As
(E- F) 5 Lt 1	Tumpuan	549353600.00	3.14350	0.01052	0.01052	0.00526	3108.992	1554.496	9 D 22	3422.571	5 D 22	1901.43
	Lapangan	250854600.00	1.43543	0.00462	0.00462	0.00231	1365.568	682.784	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57
(E- F) 5 Lt 2	Tumpuan	568435400.00	3.25269	0.01091	0.01091	0.00546	3225.526	1612.763	9 D 22	3422.571	5 D 22	1901.43
	Lapangan	247517600.00	1.41634	0.00456	0.00456	0.00228	1346.851	673.425	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57
(E- F) 5 Lt 3	Tumpuan	548447300.00	3.13831	0.01050	0.01050	0.00525	3103.474	1551.737	9 D 22	3422.571	5 D 22	1901.43
	Lapangan	249099600.00	1.42539	0.00459	0.00459	0.00229	1355.722	677.861	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57
(E- F) 5 Lt 4	Tumpuan	504202800.00	2.88514	0.00959	0.00959	0.00480	2835.863	1417.932	8 D 22	3042.286	4 D 22	1521.14
	Lapangan	250015200.00	1.43063	0.00460	0.00460	0.00230	1360.858	680.429	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57
(E- F) 5 Lt 5	Tumpuan	454359100.00	2.59992	0.00859	0.00859	0.00429	2538.468	1269.234	7 D 22	2662.000	4 D 22	1521.14
	Lapangan	247993400.00	1.41906	0.00457	0.00457	0.00228	1349.519	674.759	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57
(E- F) 5 Lt 6	Tumpuan	306001600.00	1.75099	0.00567	0.00567	0.00284	1677.195	838.598	5 D 22	1901.429	3 D 22	1140.86
	Lapangan	199814100.00	1.14337	0.00366	0.00438	0.00219	1294.728	647.364	4 D 22	1521.143	2 D 22	760.57

Penulangan Geser

Gedung 6 Lantai

fc' = 30 Mpa
fy = 320 Mpa

Tulangan Lentur

L	=	500 x 300	Vc	=	121046.685
b	=	300	x^2 y	=	93600000
d	=	442	Tu min	=	15380049.4

Balok	Daerah	Vu (N)	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek	Vs (N)	Av (mm 2)	S pa (m
F (5 - 6) Lt 1	Tumpuan	83965.38	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan geser	148040.53	157	1
	Lapangan	9933.91	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan praktis	-	157	2
F (5 - 6) Lt 2	Tumpuan	86866.41	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan geser	148040.53	157	1
	Lapangan	3530.219	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan praktis	-	157	2
			121046.69	72628.01					
F (5 - 6) Lt 3	Tumpuan	68591.84	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan geser	148040.53	157	1
	Lapangan	26335.91	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan min	-	157	2
F (5 - 6) Lt 4	Tumpuan	89876.06	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan geser	148040.53	157	1
	Lapangan	20849.38	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan praktis	-	157	2
F (5 - 6) Lt 5	Tumpuan	91217.16	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan geser	148040.53	157	1
	Lapangan	14514.41	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan praktis	-	157	2
F (5 - 6) Lt 6	Tumpuan	67710.18	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan min	-	157	1
	Lapangan	8029.419	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan praktis	-	157	2

Penulangan Geser

Gedung 6 Lantai

fc' = 30 Mpa
fy = 320 Mpa

Tulangan Lentur

L	=	500 x 300	Vc	=	121046.685
b	=	300	x^2 y	=	93600000
d	=	442	Tu min	=	15380049.4

Balok	Daerah	Vu (N)	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek	Vs (N)	Av (mm 2)	S pa (m
E (5 - 6) Lt 1	Tumpuan	68677.66	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan geser	148040.53	157	1
	Lapangan	29569.09	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan praktis	-	157	2
E (5 - 6) Lt 2	Tumpuan	69467.88	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan geser	148040.53	157	1
	Lapangan	30359.31	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan praktis	-	157	2
E (5 - 6) Lt 3	Tumpuan	67442.68	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan geser	148040.53	157	1
	Lapangan	28334.11	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan praktis	-	157	2
E (5 - 6) Lt 4	Tumpuan	59779.71	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan geser	148040.53	157	1
	Lapangan	20671.13	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan praktis	-	157	2
E (5 - 6) Lt 5	Tumpuan	51326.19	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan geser	148040.53	157	1
	Lapangan	12217.62	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan praktis	-	157	2
E (5 - 6) Lt 6	Tumpuan	37829.17	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan geser	148040.53	157	1
	Lapangan	7891.13	121046.69	72628.01	36314.01	tulangan praktis	-	157	2

Penulangan Geser

Gedung 6 Lantai

fc' = 30 Mpa

fy = 320 Mpa

Tulangan Lentur

L	=	800 x 400	Vc	=	269844.647
b	=	400	x^2 y	=	149600000
d	=	739	Tu min	=	24581788.4

Balok	Daerah	Vu (N)	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek	Vs (N)	Av (mm 2)	S pa (m
(E- F) 6 Lt 1	Tumpuan	181229.00	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan geser	32203.69	157	1
	Lapangan	46723.07	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan praktis	-	157	2
(E- F) 6 Lt 2	Tumpuan	177386.60	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan geser	25799.69	157	1
	Lapangan	47130.55	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan praktis	-	157	2
(E- F) 6 Lt 3	Tumpuan	176942.30	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan geser	25059.19	157	1
	Lapangan	41833.28	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan min	-	157	2
(E- F) 6 Lt 4	Tumpuan	176417.90	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan geser	24185.19	157	1
	Lapangan	37311.12	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan praktis	-	157	2
(E- F) 6 Lt 5	Tumpuan	175847.10	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan geser	23233.85	157	1
	Lapangan	30380.80	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan praktis	-	157	2
(E- F) 6 Lt 6	Tumpuan	134932.00	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan min	-	157	1
	Lapangan	21733.74	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan praktis	-	157	2

Penulangan Geser

Gedung 6 Lantai

fc' = 30 Mpa

fy = 320 Mpa

Tulangan Lentur

L	=	800 x 400	Vc	=	269844.647
b	=	400	x^2 y	=	149600000
d	=	739	Tu min	=	24581788.4

Balok	Daerah	Vu (N)	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek	Vs (N)	Av (mm 2)	S pa (m
(E- F) 5 Lt 1	Tumpuan	277939.70	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan geser	193388.19	157	1
	Lapangan	67920.74	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan praktis	-	157	2
(E- F) 5 Lt 2	Tumpuan	268038.00	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan geser	176885.35	157	1
	Lapangan	65731.46	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan praktis	-	157	2
(E- F) 5 Lt 3	Tumpuan	276516.30	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan geser	191015.85	157	1
	Lapangan	61274.94	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan praktis	-	157	2
(E- F) 5 Lt 4	Tumpuan	279799.00	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan geser	196487.02	157	1
	Lapangan	50995.95	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan praktis	-	157	2
(E- F) 5 Lt 5	Tumpuan	284015.00	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan geser	203513.69	157	1
	Lapangan	38872.05	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan praktis	-	157	2
(E- F) 5 Lt 6	Tumpuan	203107.50	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan geser	68667.85	157	1
	Lapangan	14083.42	269844.65	161906.79	80953.39	tulangan praktis	-	157	2

PENULANGAN KOLOM

Penentuan Panjang Tekuk Kolom

Kolom	Balok			Kolom			Ig Balok	Ig Kolom	Ec	EI Balok	EI Kolom
	b (mm)	h (mm)	lu (mm)	b (mm)	h (mm)	lu (mm)			(Mpa)	(N mm2)	(N mm2)
E6 Lantai 1	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
E6 Lantai 2	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
E6 Lantai 3	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
E6 Lantai 4	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
E6 Lantai 5	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
E6 Lantai 6	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13

'Ψ' bawah	'Ψ' atas	k	r	(k. lu / r)	Keterangan
1.00	5.49	1.72	210	32.76	langsing
5.49	5.49	2.12	210	40.38	langsing
5.49	5.49	2.12	210	40.38	langsing
5.49	5.49	2.12	210	40.38	langsing
5.49	5.49	2.12	210	40.38	langsing
5.49	2.74	2.00	210	38.10	langsing

Penentuan Panjang Tekuk Kolom

Kolom	Balok			Kolom			Ig Balok	Ig Kolom	Ec	EI Balok	EI Kolom
	b (mm)	h (mm)	lu (mm)	b (mm)	h (mm)	lu (mm)			(Mpa)	(N mm2)	(N mm2)
E5 Lantai 1	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
E5 Lantai 2	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
E5 Lantai 3	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
E5 Lantai 4	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
E5 Lantai 5	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
E5 Lantai 6	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13

'Ψ' bawah	'Ψ' atas	k	r	(k. lu / r)	Keterangan
1.00	3.66	1.42	210	27.05	langsing
3.66	3.66	1.93	210	36.76	langsing
3.66	3.66	1.93	210	36.76	langsing
3.66	3.66	1.93	210	36.76	langsing
3.66	3.66	1.93	210	36.76	langsing
3.66	1.83	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

PENULANGAN KOLOM

Penentuan Panjang Tekuk Kolom

Kolom	Balok			Kolom			Ig Balok	Ig Kolom	Ec	EI Balok	EI Kolom
	b (mm)	h (mm)	lu (mm)	b (mm)	h (mm)	lu (mm)			(Mpa)	(N mm2)	(N mm2)
F6 Lantai 1	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
F6 Lantai 2	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
F6 Lantai 3	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
F6 Lantai 4	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
F6 Lantai 5	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
F6 Lantai 6	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13

'Ψ' bawah	'Ψ' atas	k	r	(k. lu / r)	Keterangan
1.00	3.66	1.42	210	27.05	langsing
3.66	3.66	1.93	210	36.76	langsing
3.66	3.66	1.93	210	36.76	langsing
3.66	3.66	1.93	210	36.76	langsing
3.66	3.66	1.93	210	36.76	langsing
3.66	1.83	1.75	210	33.33	langsing

Penentuan Panjang Tekuk Kolom

Kolom	Balok			Kolom			Ig Balok	Ig Kolom	Ec	EI Balok	EI Kolom
	b (mm)	h (mm)	lu (mm)	b (mm)	h (mm)	lu (mm)			(Mpa)	(N mm2)	(N mm2)
F5 Lantai 1	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
F5 Lantai 2	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
F5 Lantai 3	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
F5 Lantai 4	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
F5 Lantai 5	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13
F5 Lantai 6	300	500	6000	500	700	4000	3125000000	14291666667	25742.9602	2.43778E+13	8.91903E+13

'Ψ' bawah	'Ψ' atas	k	r	(k. lu / r)	Keterangan
1.00	2.74	1.52	210	28.95	langsing
2.74	2.74	1.74	210	33.14	langsing
2.74	2.74	1.74	210	33.14	langsing
2.74	2.74	1.74	210	33.14	langsing
2.74	2.74	1.74	210	33.14	langsing
2.74	1.37	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

Pembesaran Momen

Kolom	Pu (N)	M2b (N mm)	M2s (N mm)	Pc (N)	Cm	δb	Pu (N)	Pc (N)	δs
E6 Lantai 1	1078399	82434740	135694360	18611861.66	1.00	1.248	34971229.0	364397292.6	1.173
E6 Lantai 2	892997.7	78011330	123559600	12251097.26	1.00	1.335	28880649.8	221819473.0	1.250
E6 Lantai 3	703411.8	74094350	112193900	12251097.26	1.00	1.248	22784980.2	221819473.0	1.188
E6 Lantai 4	513661.9	75403430	101819900	12251097.26	1.00	1.171	16687591.6	221819473.0	1.131
E6 Lantai 5	323496.6	75835160	98974440	12251097.26	1.00	1.102	10589592.2	221819473.0	1.079
E6 Lantai 6	132785.6	79062300	88081150	13765332.89	1.00	1.019	3709719.0	265909495.1	1.022

Kolom	Pu (N)	M2bx (N mm)	M2sx (N mm)	Pc (N)	Cm	δb	Pu (N)	Pc (N)	δs
E5 Lantai 1	2216734	219188400	346491700	27306750.42	1.00	1.178	34971229.0	364397292.6	1.173
E5 Lantai 2	1842876	231853200	275036200	14781962.35	1.00	1.299	28880649.8	221819473.0	1.250
E5 Lantai 3	1459444	219939700	296267900	14781962.35	1.00	1.222	22784980.2	221819473.0	1.188
E5 Lantai 4	1071376	231949000	288189500	14781962.35	1.00	1.154	16687591.6	221819473.0	1.131
E5 Lantai 5	679847	229803300	251484600	14781962.35	1.00	1.093	10589592.2	221819473.0	1.079
E5 Lantai 6	153980	149480700	170531900	17979210.30	1.00	1.031	3709719.0	265909495.1	1.022

Kolom	Pu (N)	M2b (N mm)	M2s (N mm)	Pc (N)	Cm	δb	Pu (N)	Pc (N)	δs
F6 Lantai 1	2479038	48135620	216238800	27306750.42	1.00	1.178	34971229.0	364397292.6	1.173
F6 Lantai 2	2043739	50880010	190370700	14781962.35	1.00	1.299	28880649.8	221819473.0	1.250
F6 Lantai 3	1613418	47138770	176535000	14781962.35	1.00	1.222	22784980.2	221819473.0	1.188
F6 Lantai 4	1183623	51135650	141537800	14781962.35	1.00	1.154	16687591.6	221819473.0	1.131
F6 Lantai 5	754533	50221810	146808100	14781962.35	1.00	1.093	10589592.2	221819473.0	1.079
F6 Lantai 6	326449	73944530	99450240	17979210.3	1.00	1.031	3709719.0	265909495.1	1.022

Kolom	Pu (N)	M2b (N mm)	M2s (N mm)	Pc (N)	Cm	δb	Pu (N)	Pc (N)	δs
F4 Lantai 1	4133051	15416070	446701400	23831947.518	1.00	1.407	34971229.0	364397292.6	1.173
F4 Lantai 2	3387975	25295480	331844600	18186461.734	1.00	1.450	28880649.8	221819473.0	1.250
F4 Lantai 3	2662611	20993710	315531700	18186461.734	1.00	1.323	22784980.2	221819473.0	1.188
F4 Lantai 4	1945814	22423690	282952400	18186461.734	1.00	1.217	16687591.6	221819473.0	1.131
F4 Lantai 5	1235820	21469320	172180000	18186461.734	1.00	1.128	10589592.2	221819473.0	1.079
F4 Lantai 6	533933	32779050	106412300	22338160.390	1.00	1.041	3709719.0	265909495.1	1.022

Penulangan Kolom

Kolom	δb	δs	Mn (N mm)	Ky	Kx	ρ	As perlu (mm2)	As pasang (mm2)	Tulangan Pasang
E6 Lantai 1	1.248	1.173	262050863.9	6.3335	1.0696	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22
E6 Lantai 2	1.335	1.250	258622122.2	5.2654	1.0556	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22
E6 Lantai 3	1.248	1.188	225701347.3	4.1698	0.9212	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22
E6 Lantai 4	1.171	1.131	203415738.4	3.0611	0.8303	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22
E6 Lantai 5	1.102	1.079	190383695.3	1.9424	0.7771	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22
E6 Lantai 6	1.019	1.022	170577413.2	0.4399	0.6962	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22

Kolom	δb	δs	Mn (N mm)	Ky	Kx	ρ	As perlu (mm2)	As pasang (mm2)	Tulangan Pasang
E5 Lantai 1	1.178	1.173	664777745.9	7.0830	2.7134	2.000	7000.000	7605.714	20 D 22
E5 Lantai 2	1.299	1.250	645203732.2	5.8393	2.6335	1.800	6300.000	6845.143	18 D 22
E5 Lantai 3	1.222	1.188	620720376.8	4.6098	2.5336	1.700	5950.000	6084.571	16 D 22
E5 Lantai 4	1.154	1.131	593580669.8	3.3818	2.3228	1.600	5600.000	6084.571	16 D 22
E5 Lantai 5	1.093	1.079	522590521.6	2.1558	1.8330	1.400	4900.000	6084.571	16 D 22
E5 Lantai 6	1.031	1.022	328417745.9	0.9327	1.3405	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22

Kolom	δb	δs	Mn (N mm)	Ky	Kx	ρ	As perlu (mm2)	As pasang (mm2)	Tulangan Pasang
F6 Lantai 1	1.178	1.173	310413491.3	7.0830	1.2670	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22
F6 Lantai 2	1.299	1.250	304169423.9	5.8393	1.2415	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22
F6 Lantai 3	1.222	1.188	267289360.7	4.6098	1.0910	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22
F6 Lantai 4	1.154	1.131	219074275.8	3.3818	0.8942	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22
F6 Lantai 5	1.093	1.079	213336856.4	2.1558	0.8708	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22
F6 Lantai 6	1.031	1.022	177883625.9	0.9327	0.7261	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22

Kolom	δb	δs	Mn (N mm)	Ky	Kx	ρ	As perlu (mm2)	As pasang (mm2)	Tulangan Pasang
F5 Lantai 1	1.407	1.173	545763312.5	11.8087	2.8276	2.600	9100.000	9821.429	20 D 25
F5 Lantai 2	1.450	1.250	451650374.8	9.6799	2.7435	2.000	7000.000	7605.714	20 D 22
F5 Lantai 3	1.323	1.188	402523293.4	7.6075	2.4930	1.600	5600.000	6084.571	16 D 22
F5 Lantai 4	1.217	1.131	347277589.1	5.5595	2.2175	1.200	4200.000	5324.000	14 D 22
F5 Lantai 5	1.128	1.079	210039651.4	3.5309	1.6573	1.200	4200.000	5324.000	14 D 22
F5 Lantai 6	1.041	1.022	142885391.9	1.5255	1.3832	1.000	3500.000	4563.429	12 D 22

MILIK PERPUSTAKAAN
INSTITUT TEKNOLOGI

Penulangan Geser Kolom

Kolom	Daerah	Nu (N)	Vu (N)	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek tulangan geser	Av (mm 2)	S perlu (mm)	S pasang (mm)
E6 Lantai 1	Tumpuan	1078399.00	39040.55	711703.42	462607.22	231303.61	Praktis	157.00	301.440	D 10-150
	Lapangan	1078399.00	39040.55	711703.42	462607.22	231303.61	Praktis	157.00	301.440	D 10-200
E6 Lantai 2	Tumpuan	892997.70	60661.71	689632.17	448260.91	224130.45	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	892997.70	60661.71	689632.17	448260.91	224130.45	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
E6 Lantai 3	Tumpuan	703411.80	55750.85	667062.76	433590.79	216795.40	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	703411.80	55750.85	667062.76	433590.79	216795.40	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
E6 Lantai 4	Tumpuan	513661.90	5058.09	644473.83	418907.99	209453.99	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	513661.90	5058.09	644473.83	418907.99	209453.99	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
E6 Lantai 5	Tumpuan	323496.60	49019.03	621835.44	404193.04	202096.52	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	323496.60	49019.03	621835.44	404193.04	202096.52	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
E6 Lantai 6	Tumpuan	132785.60	42129.65	599132.09	389435.86	194717.93	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	132785.60	42129.65	599132.09	389435.86	194717.93	Praktis	157.00	350.00	D 10-200

Kolom	Daerah	Nu (N)	Vu (N)	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek tulangan geser	Av (mm 2)	S perlu (mm)	S pasang (mm)
E5 Lantai 1	Tumpuan	2216734.00	144153.40	847217.44	550691.34	275345.67	Praktis	157.00	301.44	D 10-150
	Lapangan	2216734.00	144153.40	847217.44	550691.34	275345.67	Praktis	157.00	301.44	D 10-200
E5 Lantai 2	Tumpuan	1842876.00	150483.70	802711.21	521762.29	260881.14	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	1842876.00	150483.70	802711.21	521762.29	260881.14	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
E5 Lantai 3	Tumpuan	1459444.00	135640.20	757065.23	492092.40	246046.20	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	1459444.00	135640.20	757065.23	492092.40	246046.20	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
E5 Lantai 4	Tumpuan	1071376.00	135640.20	710867.36	462063.78	231031.89	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	1071376.00	135640.20	710867.36	462063.78	231031.89	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
E5 Lantai 5	Tumpuan	679846.60	117368.00	664257.42	431767.32	215883.66	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	679846.60	117368.00	664257.42	431767.32	215883.66	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
E5 Lantai 6	Tumpuan	153980.00	71195.76	601655.20	391075.38	195537.94	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	153980.00	71195.76	601655.20	391075.38	195537.94	Praktis	157.00	350.00	D 10-200

Penulangan Geser Kolom

Kolom	Daerah	Nu (N)	Vu (N)	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek tulangan geser	Av (mm 2)	S perlu (mm)	S pasang (mm)
F6 Lantai 1	Tumpuan	2479038.00	83911.46	878443.64	570988.36	285494.18	Praktis	157.00	301.440	D 10-150
	Lapangan	2479038.00	83911.46	878443.64	570988.36	285494.18	Praktis	157.00	301.440	D 10-200
F6 Lantai 2	Tumpuan	2043739.00	97096.75	826623.11	537305.02	268652.51	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	2043739.00	97096.75	826623.11	537305.02	268652.51	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
F6 Lantai 3	Tumpuan	1613418.00	84511.03	775395.19	504006.88	252003.44	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	1613418.00	84511.03	775395.19	504006.88	252003.44	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
F6 Lantai 4	Tumpuan	1183623.00	67783.00	724229.90	470749.43	235374.72	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	1183623.00	67783.00	724229.90	470749.43	235374.72	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
F6 Lantai 5	Tumpuan	754533.10	68839.99	673148.54	437546.55	218773.27	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	754533.10	68839.99	673148.54	437546.55	218773.27	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
F6 Lantai 6	Tumpuan	326449.40	41251.42	622186.96	404421.52	202210.76	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	326449.40	41251.42	622186.96	404421.52	202210.76	Praktis	157.00	350.00	D 10-200

Kolom	Daerah	Nu (N)	Vu (N)	Vc (N)	ϕ Vc (N)	0.5 ϕ Vc	cek tulangan geser	Av (mm 2)	S perlu (mm)	S pasang (mm)
F5 Lantai 1	Tumpuan	4133051.00	183290.70	1075346.97	698975.53	349487.77	Praktis	157.00	301.44	D 10-150
	Lapangan	4133051.00	183290.70	1075346.97	698975.53	349487.77	Praktis	157.00	301.44	D 10-200
F5 Lantai 2	Tumpuan	3387975.00	163776.90	986648.79	641321.71	320660.86	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	3387975.00	163776.90	986648.79	641321.71	320660.86	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
F5 Lantai 3	Tumpuan	2662611.00	153880.70	900297.24	585193.20	292596.60	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	2662611.00	153880.70	900297.24	585193.20	292596.60	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
F5 Lantai 4	Tumpuan	1945814.00	132126.90	814965.55	529727.61	264863.80	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	1945814.00	132126.90	814965.55	529727.61	264863.80	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
F5 Lantai 5	Tumpuan	1235820.00	75280.13	730443.73	474788.42	237394.21	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	1235820.00	75280.13	730443.73	474788.42	237394.21	Praktis	157.00	350.00	D 10-200
F5 Lantai 6	Tumpuan	533932.60	43791.83	646886.97	420476.53	210238.26	Praktis	157.00	350.00	D 10-150
	Lapangan	533932.60	43791.83	646886.97	420476.53	210238.26	Praktis	157.00	350.00	D 10-200

TABEL KEBUTUHAN PONDASI

PONDASI 3 LANTAI

KOLOM	BEBAN					Diameter Tiang	Cn rata-rata	Qc	Qs	Q ijin tiang	Kebutuhan Tiang	Tiang terpasang	Q ijin grup	Pmax
	P	Mx	My	Hx	Hy									
A2	42.2219	12.8556	0.3702	1.0399	3.4985	35	157.5	151593.75	82500	67031.25	0.727557221	3	53.8864	25.095
A1	56.9639	16.2118	0.3702	1.0399	6.0999	35	157.5	151593.75	82500	67031.25	0.947484196	3	53.8864	32.806
B2	92.6814	12.1286	4.0143	1.7847	2.9350	35	157.5	151593.75	82500	67031.25	1.480333128	3	53.8864	39.503
B1	91.4234	16.9389	4.0143	1.7847	6.6635	35	157.5	151593.75	82500	67031.25	1.461566061	3	53.8864	47.935
C2	92.0388	12.1286	3.5590	1.4318	2.9350	35	157.5	151593.75	82500	67031.25	1.470746256	3	53.8864	43.752
C1	88.7807	16.9389	3.5590	1.4318	6.6635	35	157.5	151593.75	82500	67031.25	1.422141166	3	53.8864	46.675
D2	40.6481	12.8556	6.3335	3.5824	3.4985	35	157.5	151593.75	82500	67031.25	0.704078918	3	53.8864	29.540
D1	45.3901	16.2118	6.3335	3.5824	6.0999	35	157.5	151593.75	82500	67031.25	0.774821744	3	53.8864	33.917

PONDASI 6 LANTAI

KOLOM	BEBAN					Diameter Tiang	Cn rata-rata	Qc	Qs	Q ijin tiang	Kebutuhan Tiang	Tiang terpasang	Q ijin grup	Pmax
	P	Mx	My	Hx	Hy									
E1	66.9630	49.4877	4.8730	16.0163	0.9401	40	157.5	198000	94285.714	84857.143	0.866281253	3	68.2167	49.501
E2	131.9406	38.7684	5.9056	10.7290	1.7324	40	157.5	198000	94285.714	84857.143	1.632010828	3	68.2167	66.317
E3	134.3110	31.8499	6.0314	9.0486	1.8289	40	157.5	198000	94285.714	84857.143	1.659945118	3	68.2167	63.711
E4	136.6795	22.6015	6.0461	5.5401	1.8402	40	157.5	198000	94285.714	84857.143	1.687856734	3	68.2167	59.883
E5	80.1995	15.6557	6.1265	3.8382	1.9018	40	157.5	198000	94285.714	84857.143	1.022267862	3	68.2167	37.624
F1	184.3400	7.9613	0.6954	2.5386	0.0726	40	157.5	198000	94285.714	84857.143	2.249512458	4	68.2167	50.413
F2	257.5687	6.8075	0.8954	2.1558	0.1822	40	157.5	198000	94285.714	84857.143	3.112476936	6	68.2167	46.779
F3	229.7959	42.5853	13.1949	17.4716	4.8320	40	157.5	198000	94285.714	84857.143	2.785188047	6	68.2167	66.189
F4	255.5519	32.1399	12.6552	13.0240	4.4179	40	157.5	198000	94285.714	84857.143	3.088709933	6	68.2167	64.989
F5	167.0110	20.6338	12.9208	7.7441	4.6217	40	157.5	198000	94285.714	84857.143	2.045298653	4	68.2167	58.530

TESTANA ENGINEERING, Inc.

A.B.L.1. BORING LOG

BORCHOLE #:

BH-COPY

PROJECT: Hampton S & S Canal

LOCATION:

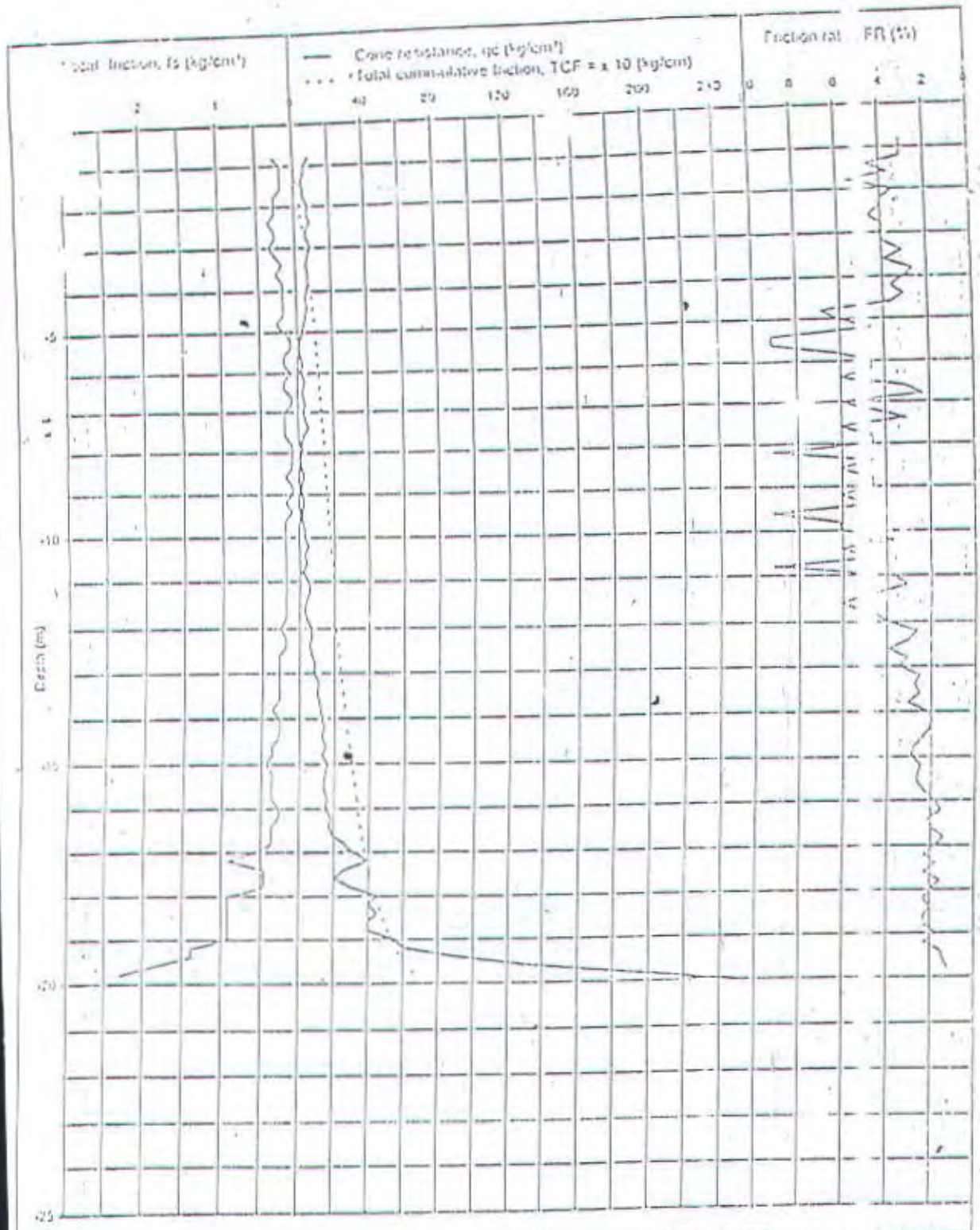
GROUND WATER LEVEL:

GROUND SURFACE:

SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST	SHIP PENETRATION TEST	ATTERBERG LIMITS
Fill, contains demolition material			
Clay and silt, brown, inorganic, trace sand, soft.			
Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very soft.			
Clay and silt, greenish grey, inorganic, trace sand, very stiff			
Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, very stiff.			
Clay and silt, brown, inorganic, some sand, cemented at some depths, hard.			
Sand, grey, little silt, dense			
Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, hard			

COPY

A.DC.2. DUTCH CONE PENETROMETER TEST (ASTM D-3441)



Maximum Depth -20.00 m	Project: Reclamation Jetty - Batamindo	Started:
Ground Surface Level 1.0.00 m	Location:	Date Test:
Ground Water Level Unrecorded		Date of Test: 01 November 2001

COPY

A.BC.1. BEARING CAPACITY OF BORED PILE FOUNDATION

SOIL DATA
Jenis tanah: 1.Sand 2.Silt 3.Clay 4.Gravel

No	Kedalaman (M)	Jenis tanah
1	22	3
2	26	1
3	34	3
4	36	2
5	40	3

DATA SPT

No	Kedalaman (M)	Jumlah SPT
1	1.75	3
2	3.75	1
3	5.75	1
4	7.75	1
5	9.75	1
6	11.75	1
7	13.75	1
8	15.75	1
9	17.75	13
10	19.75	17
11	21.75	21
12	23.75	30
13	25.75	25
14	27.75	15
15	29.75	14
16	31.75	15
17	33.75	42
18	35.75	32
19	37.75	39
20	39.75	32

BEARING CAPACITY OF BORED PILE

Diameter, cm	Panjang tiang, m	Q ujung, ton	Q gesek, ton	Q ultimate, ton/tiang	Q allowable, ton/tiang
60	33	90.7	333.8	424.5	41.5
80	33	137.7	445.0	582.7	94.2
100	33	215.1	556.3	771.4	97.1

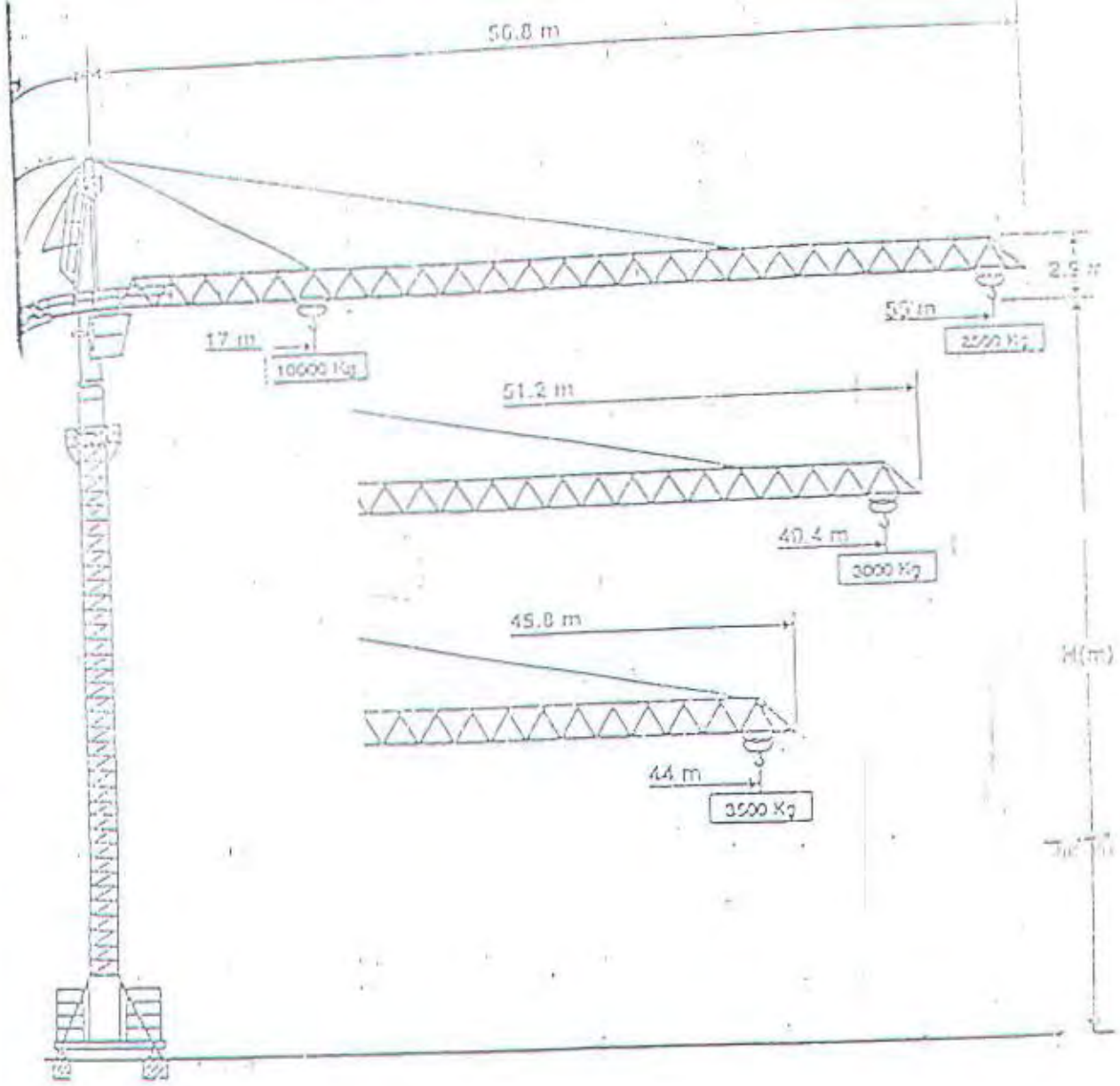
FAKTOR KEAMANAN
F.K untuk ujung tiang: 3
F.K untuk selimut tiang: 3

WIKA PILE CLASSIFICATION

No.	Pile Diameter (mm)	Thick (mm)	Class	PC Wire D(mm)	PC Wire Numb	Area of Steel (cm2)	Area of Concrete (cm2)	Section Modulus (cm3)	Effective Prestress (Kgf/cm2)	Allowable Axial (Tf)	Bending Moment Crack (Tfm)	Bending Moment 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	16.00
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	108.82	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	16.75
				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
				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	235.40	17.00	25.50
			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	17398.00	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 :

Piles generally comply to JIS A 5335 - 1987 and modified to suit ACI 543 - 1979 & PBI 71.
Specified Concrete cube Compressive strength is 600 Kg/cm2 at 28 days.
Allowable axial load is apicable to pile acting as a short strut



agrams

m	25	27	29	31	33	35	37	39	41	43	44	45	47	49.4	51	53	55
Kg	7000	6500	6000	5000	4600	4350	4000	3800	3600	3400	3300	3200	3000	2800	2750	2600	2500

m	25	27	29	31	33	35	37	39	41	43	44	45	47	49.4
Kg	7000	6500	6000	5200	4850	4500	4150	3900	3650	3450	3400	3250	3100	3000

m	25	27	29	31	33	35	37	39	41	43	44
Kg	7250	6700	6150	5500	5000	4600	4300	4100	3750	3600	3500

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1 Gambar Tampak dan Gambar Potongan

Gambar 2 Denah

Gambar 3 Denah Pembalokan dan Denah Pondasi

Gambar 4 Pelat Sebelum Overtopping

Gambar 5 Pelat Sebelum Overtopping

Gambar 6 Pelat Sebelum Overtopping dan Detil Sambungan

Gambar 7 Elemen Balok Anak Sebelum dan Sesudah Overtopping

Gambar 8 Elemen Balok Induk Sebelum dan Sesudah Overtopping

Gambar 9 Penulangan Portal

Gambar 10 Penulangan Portal

Gambar 11 Melintang Balok Anak

Gambar 12 Melintang Balok Induk

Gambar 13 Memanjang Balok Anak

Gambar 14 Memanjang Balok Induk

Gambar 15 Memanjang Balok Induk

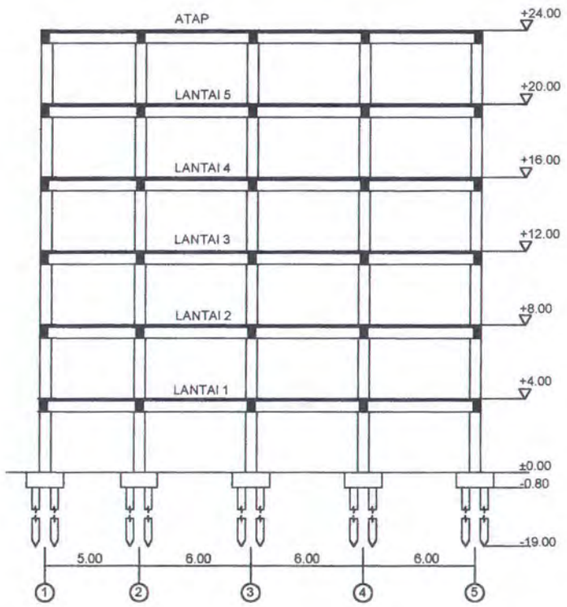
Gambar 16 Perancangan Tangga

Gambar 17 Tipe Pondasi

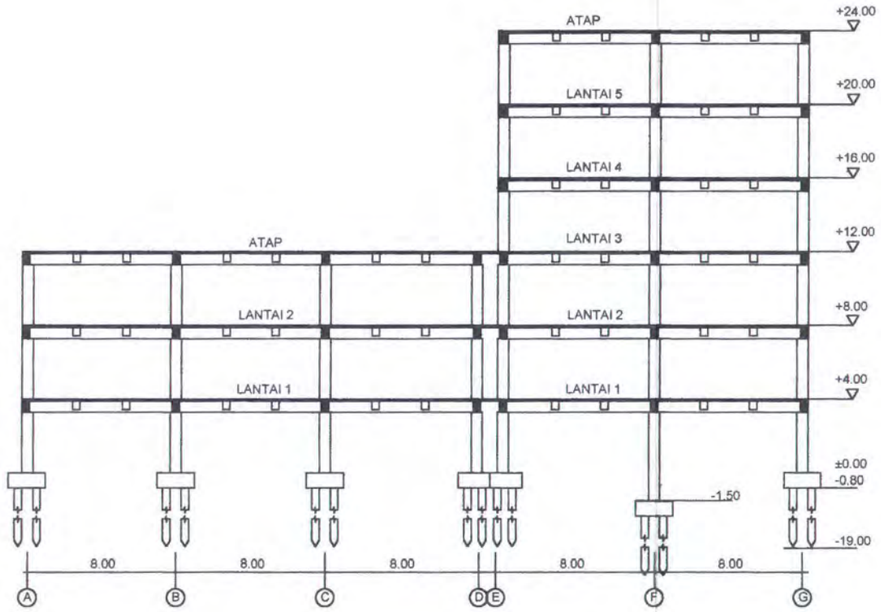
Gambar 18 Tipe Pondasi

TAMPAK SAMPING KIRI
SKALA 1 : 300

TAMPAK DEPAN
SKALA 1 : 300



POTONGAN MELINTANG
Skala 1 : 300



POTONGAN MEMANJANG
Skala 1 : 300

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

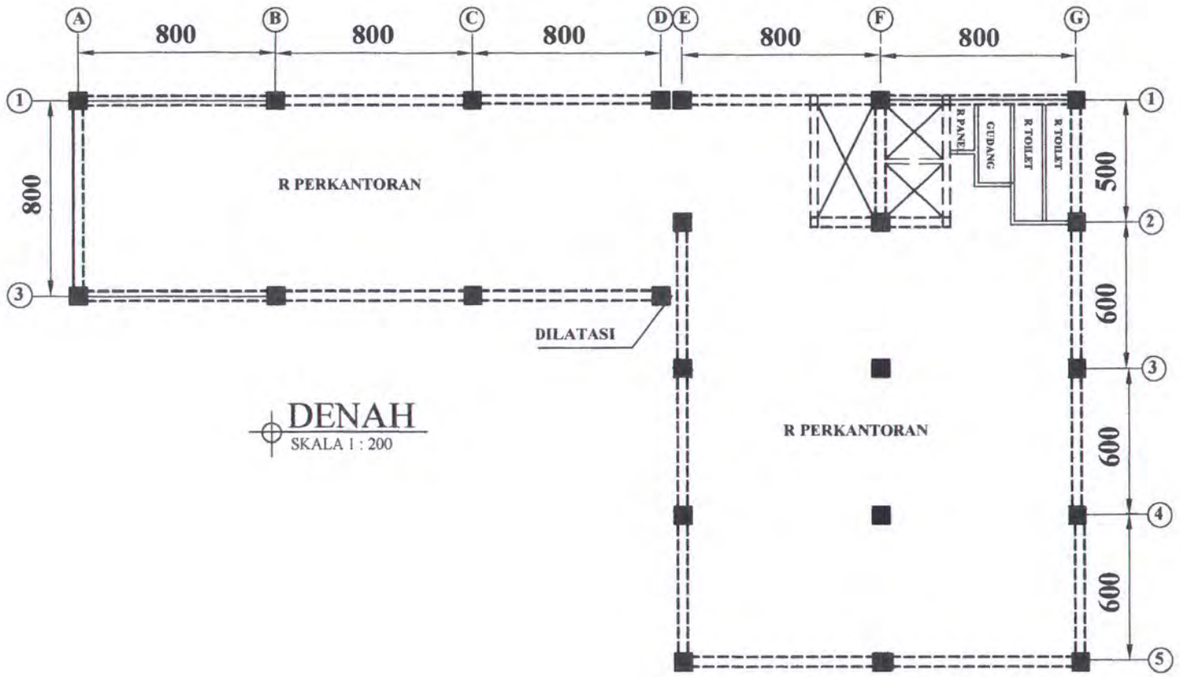
TEGUH HANDITO

3100.100.502

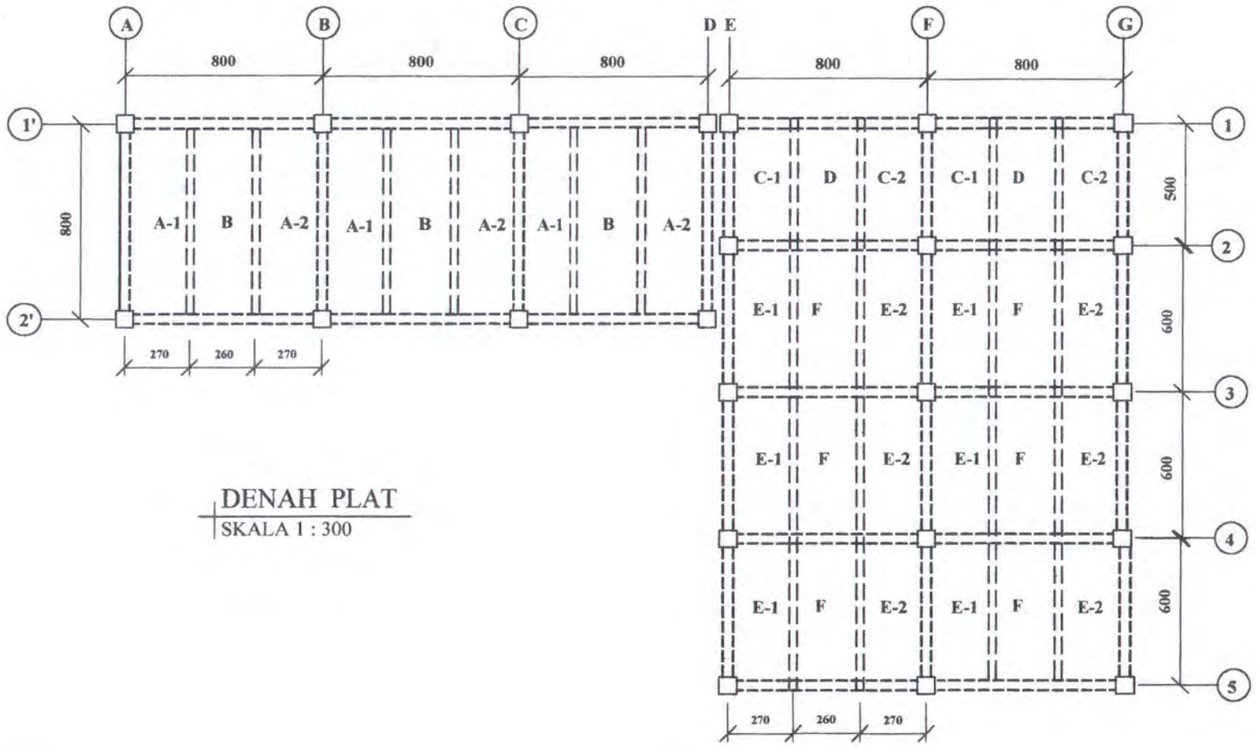
NAMA GAMBAR :

GAMBAR TAMPAK
GAMBAR POTONGAN

SKALA	NO GAMBAR
1 : 300	1



DENAH
SKALA 1 : 200



DENAH PLAT
SKALA 1 : 300

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

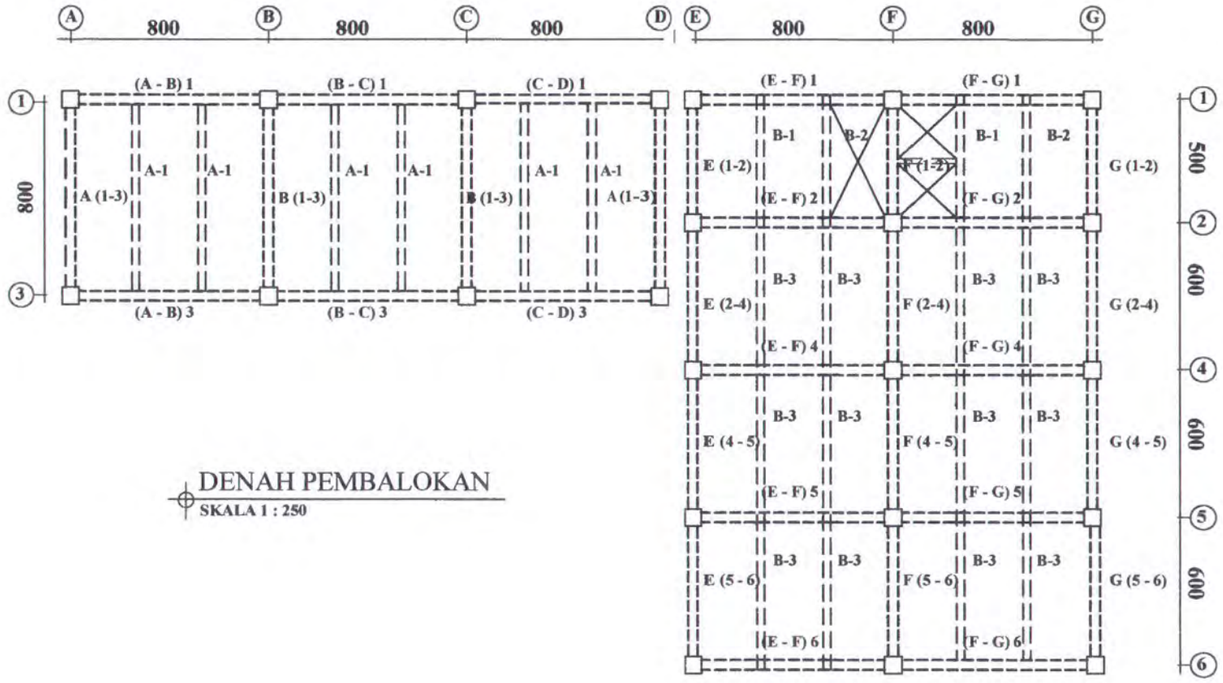
TEGUH HANDITO

3100.100.502

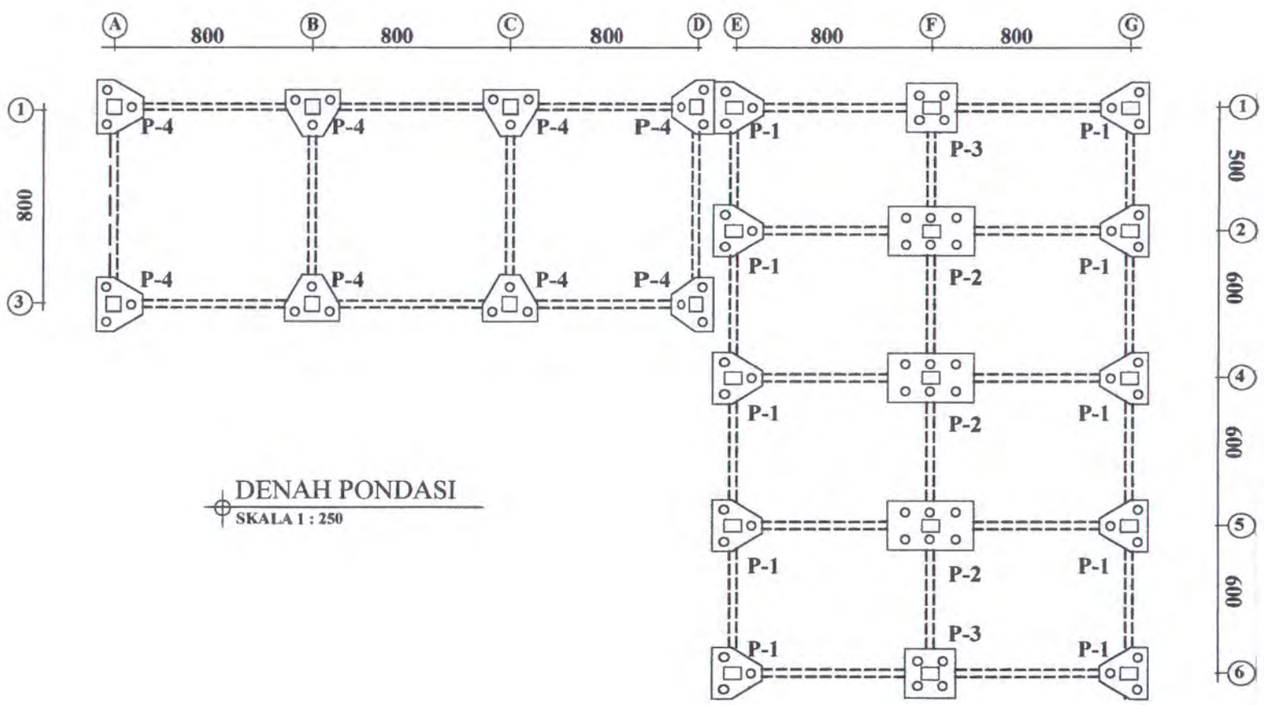
NAMA GAMBAR :

DENAH

SKALA	NO GAMBAR
1 : 200	2



DENAH PEMBALOKAN
SKALA 1 : 250



DENAH PONDASI
SKALA 1 : 250

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

TEGUH HANDITO

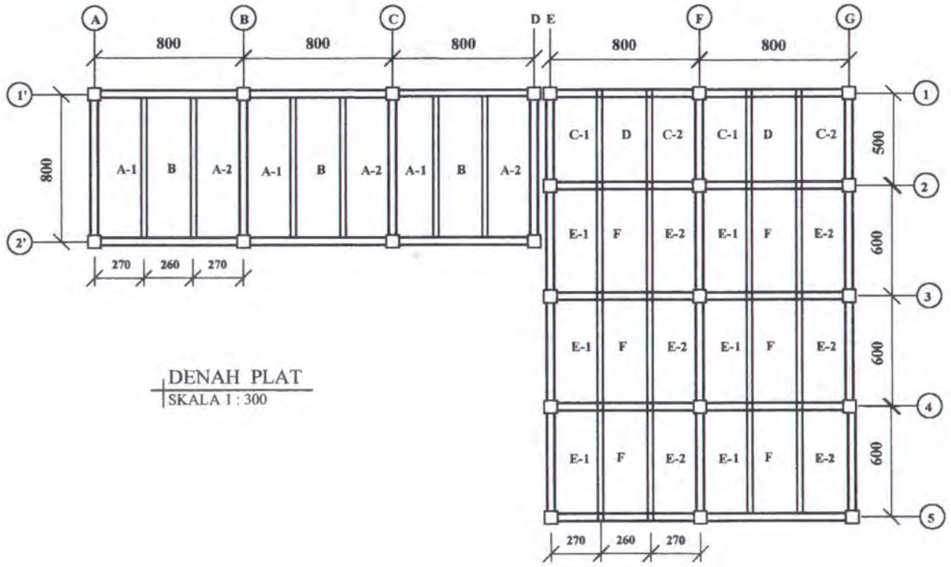
3100.100.502

NAMA GAMBAR :

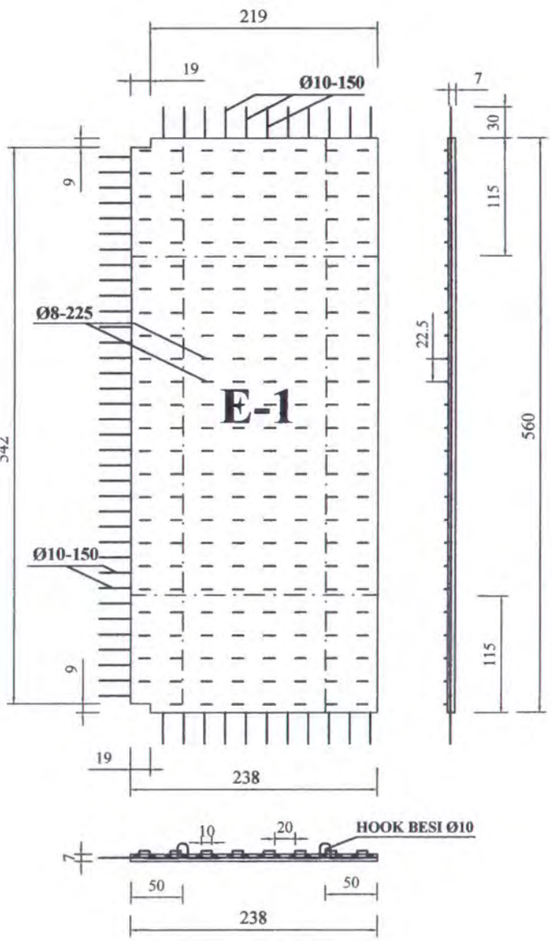
DENAH PEMBALOKAN

DENAH PONDASI

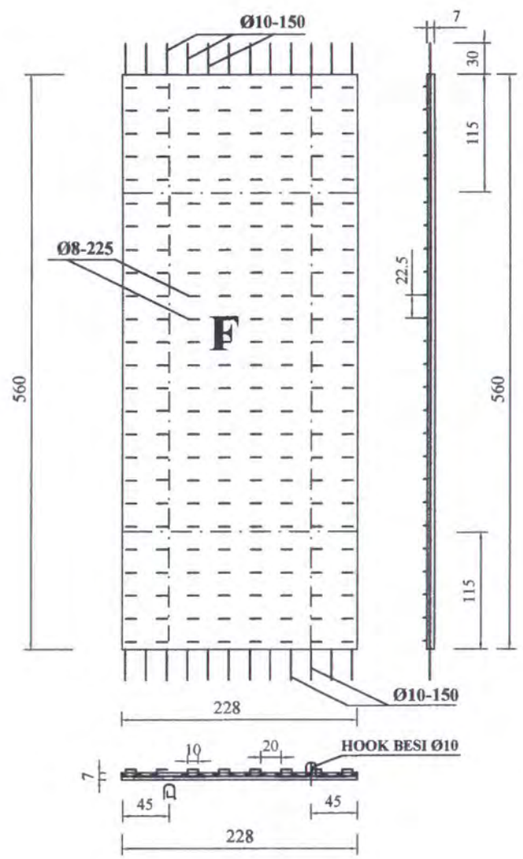
SKALA	NO GAMBAR
1 : 250	3



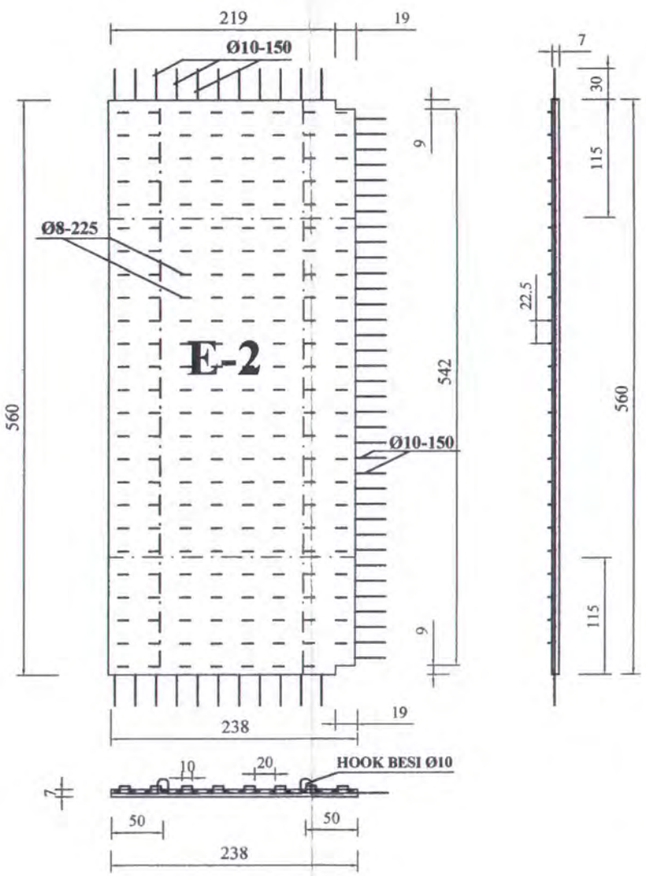
DENAH PLAT
SKALA 1 : 300



PLAT TIPE E1
SKALA 1 : 60



PLAT TIPE F
SKALA 1 : 60



PLAT TIPE E2
SKALA 1 : 60

PLAT SEBELUM OVERTOPPING

SKALA 1: 60

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

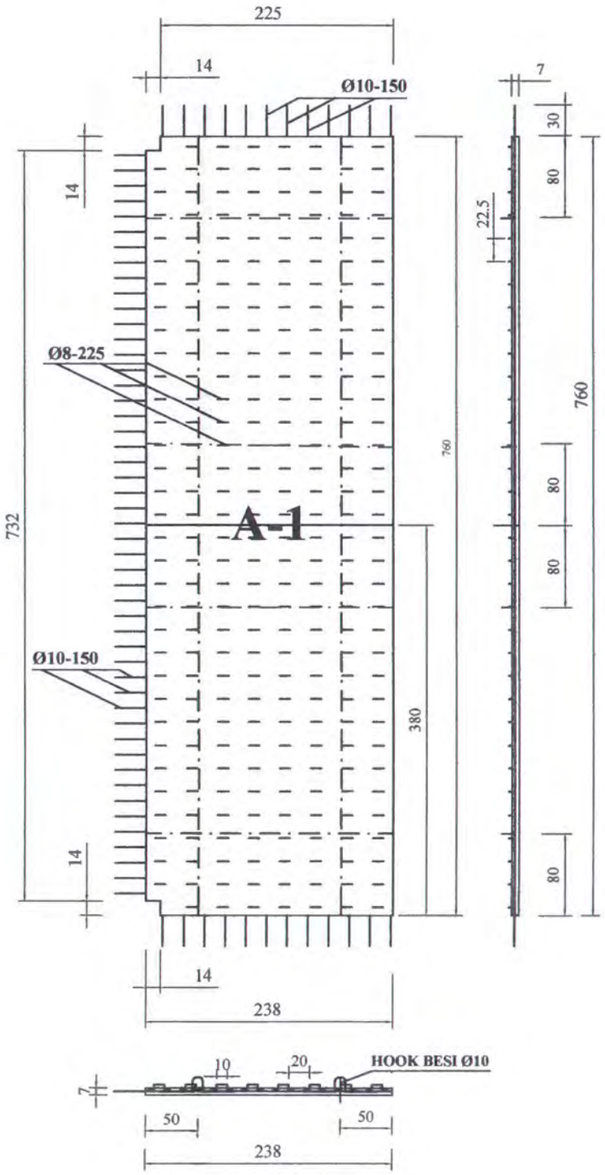
TEGUH HANDITO

3100.100.502

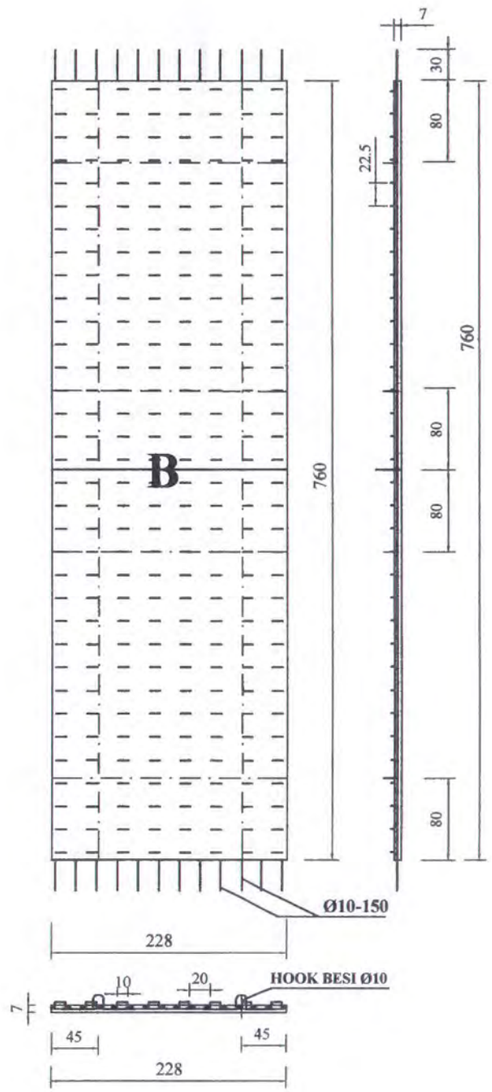
NAMA GAMBAR :

PLAT SEBELUM OPERTOPPING

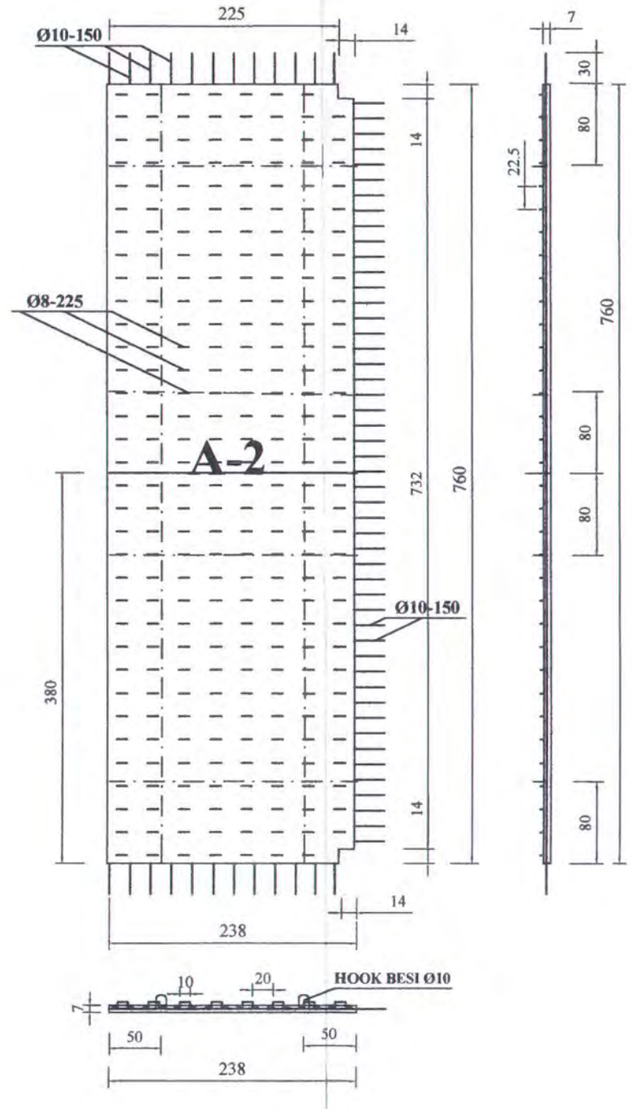
SKALA	NO GAMBAR
1 : 60	4



PLAT TIPE A1
SKALA 1 : 60



PLAT TIPE B
SKALA 1 : 60



PLAT TIPE A2
SKALA 1 : 60

PLAT SEBELUM OVERTOPPING

SKALA 1: 60

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

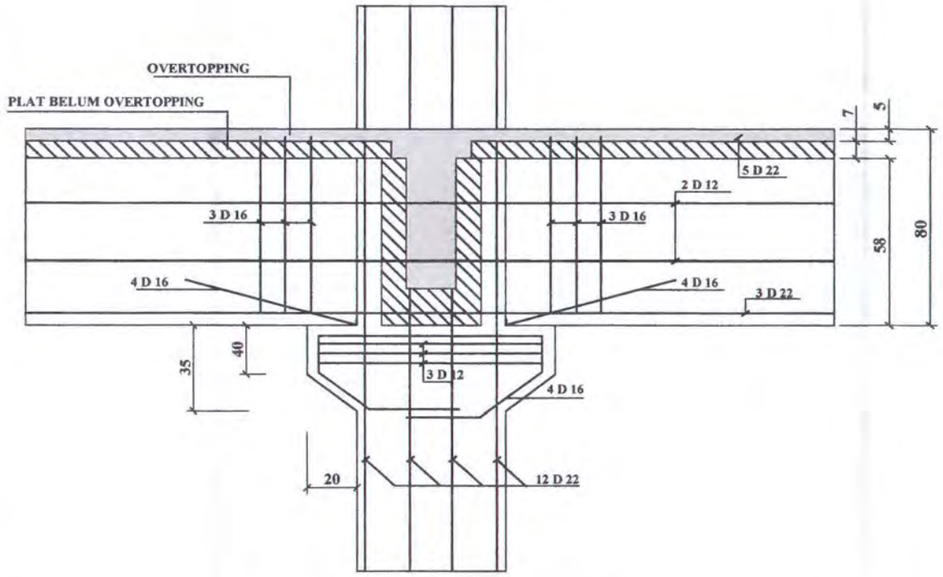
TEGUH HANDITO

3100.100.502

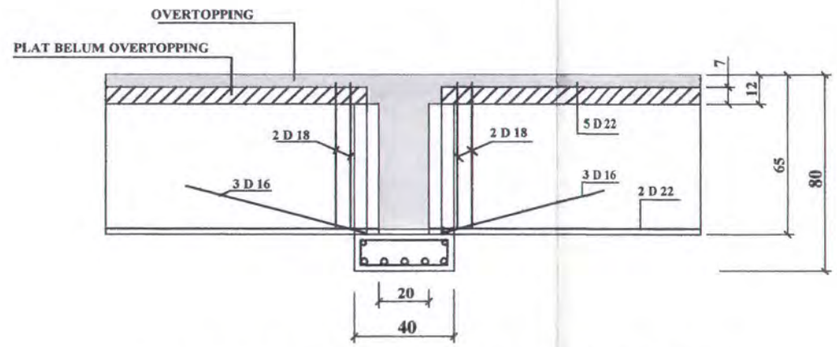
NAMA GAMBAR :

PLAT SEBELUM OPERTOPPING

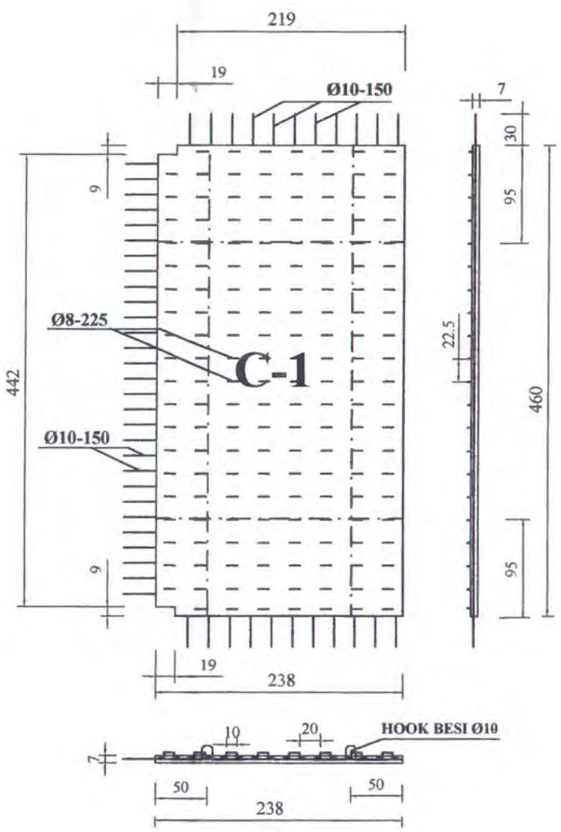
SKALA	NO GAMBAR
1 : 60	5



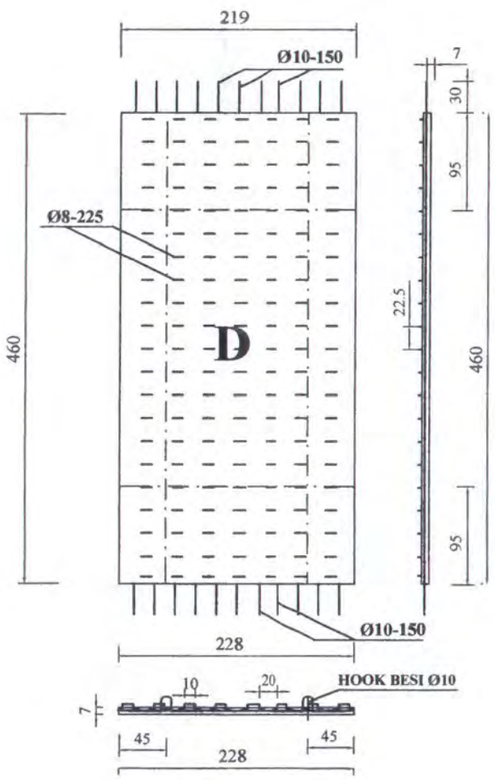
SAMBUNGAN BALOK INDUK- KOLOM
SKALA 1: 50



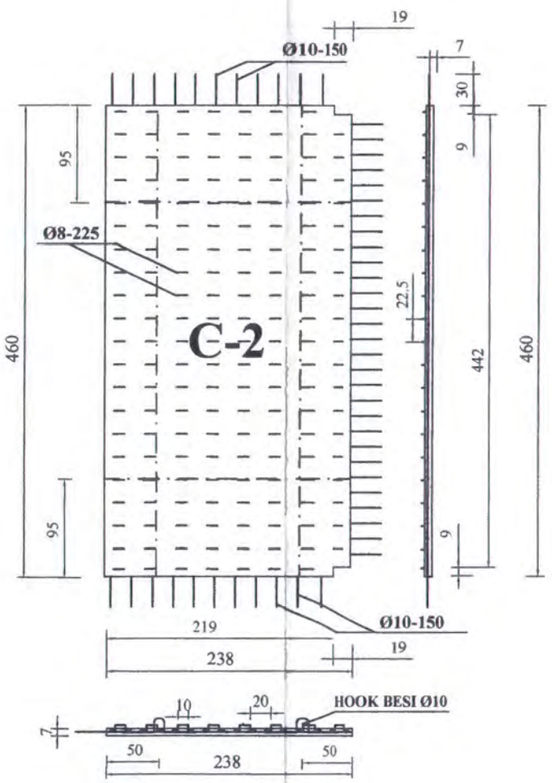
SAMBUNGAN BALOK INDUK- BALOK ANAK
SKALA 1: 50



PLAT TIPE C1
SKALA 1 : 60



PLAT TIPE D
SKALA 1 : 60



PLAT TIPE C2
SKALA 1 : 60

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

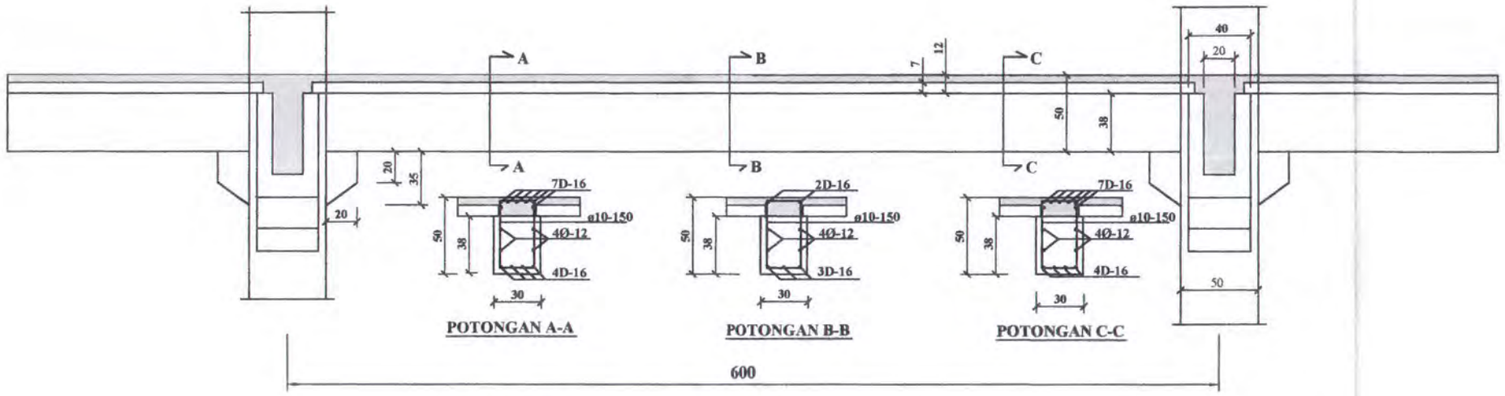
TEGUH HANDITO

3100.100.502

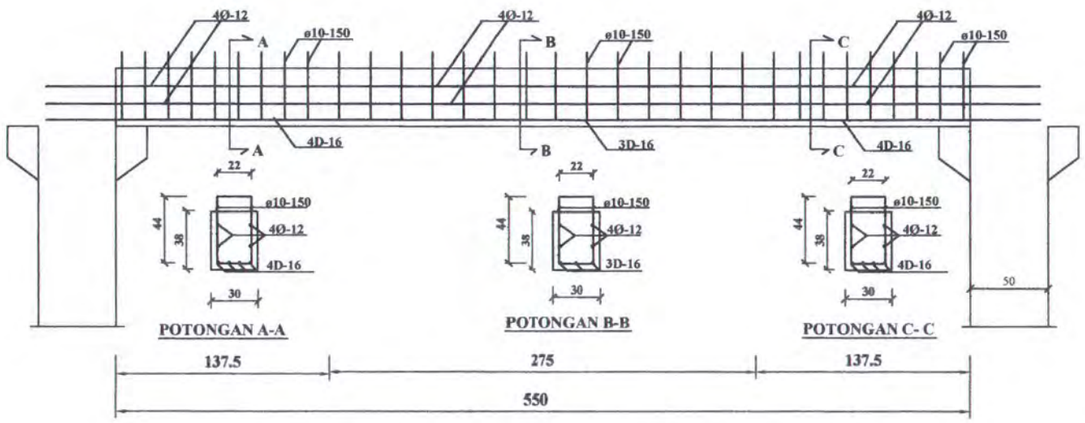
NAMA GAMBAR :

DETIL SAMBUNGAN PLAT SEBELUM OPERTOPPING

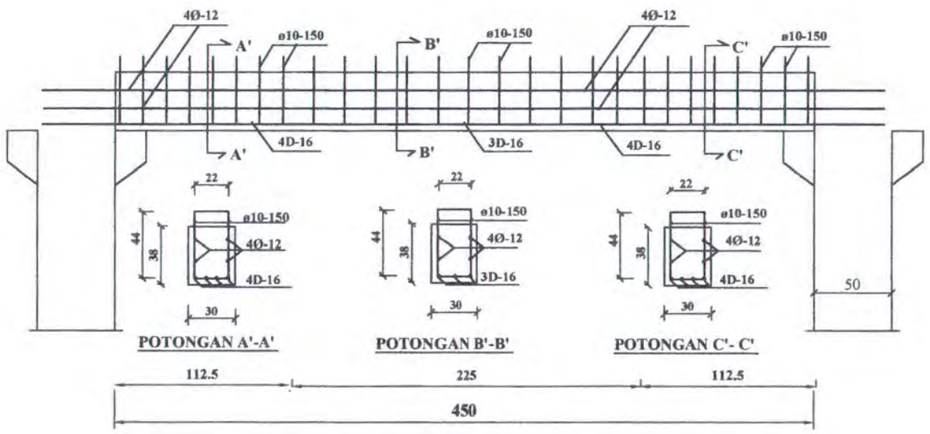
SKALA	NO GAMBAR
1 : 60	6



ELEMEN BALOK F (4-5)
SKALA 1 : 40



ELEMEN BALOK F (4-5) SEBELUM OVERTOPPING
SKALA 1 : 40



ELEMEN BALOK F (1-2) SEBELUM OVERTOPPING
SKALA 1 : 40

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

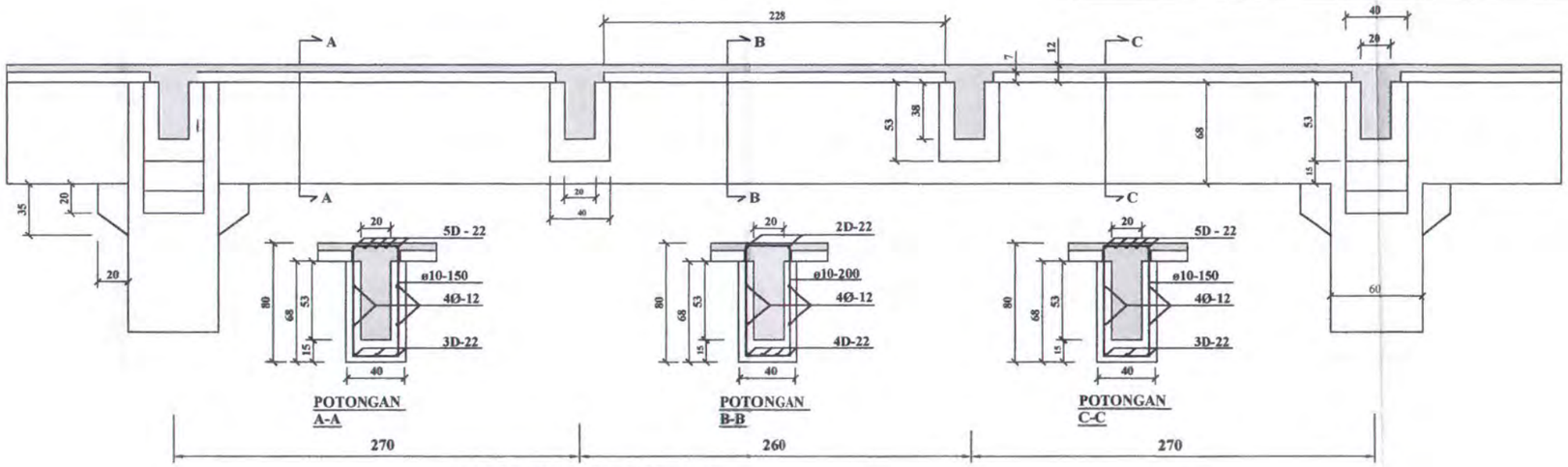
TEGUH HANDITO

3100.100.502

NAMA GAMBAR :

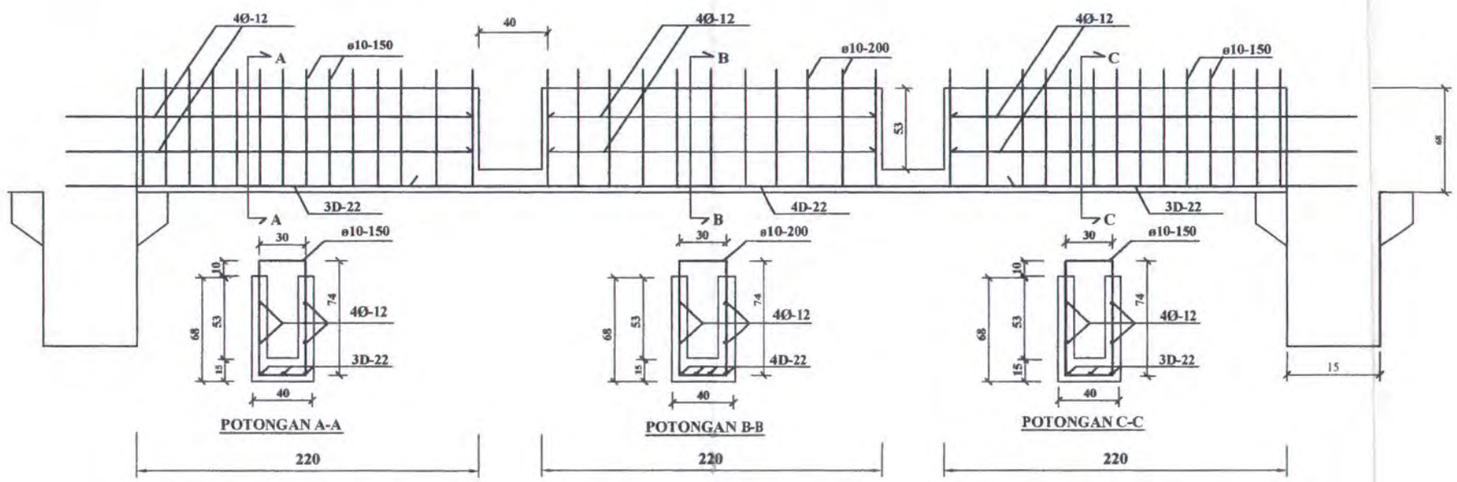
ELEMEN BALOK ANAK SEBELUM DAN SESUDAH OVERTOPPING

SKALA	NO GAMBAR
1 : 40	7



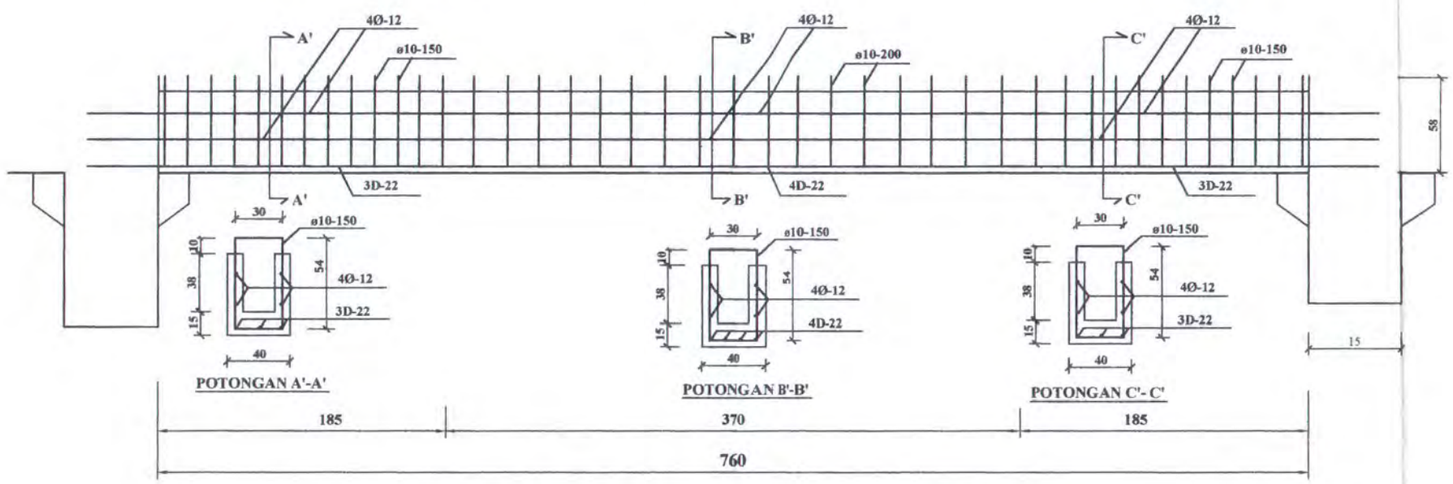
ELEMEN BALOK B - C

SKALA 1 : 40



ELEMEN BALOK B - C SEBELUM OVERTOPPING

SKALA 1 : 40



ELEMEN BALOK B (1- 3) SEBELUM OVERTOPPING

SKALA 1 : 40

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

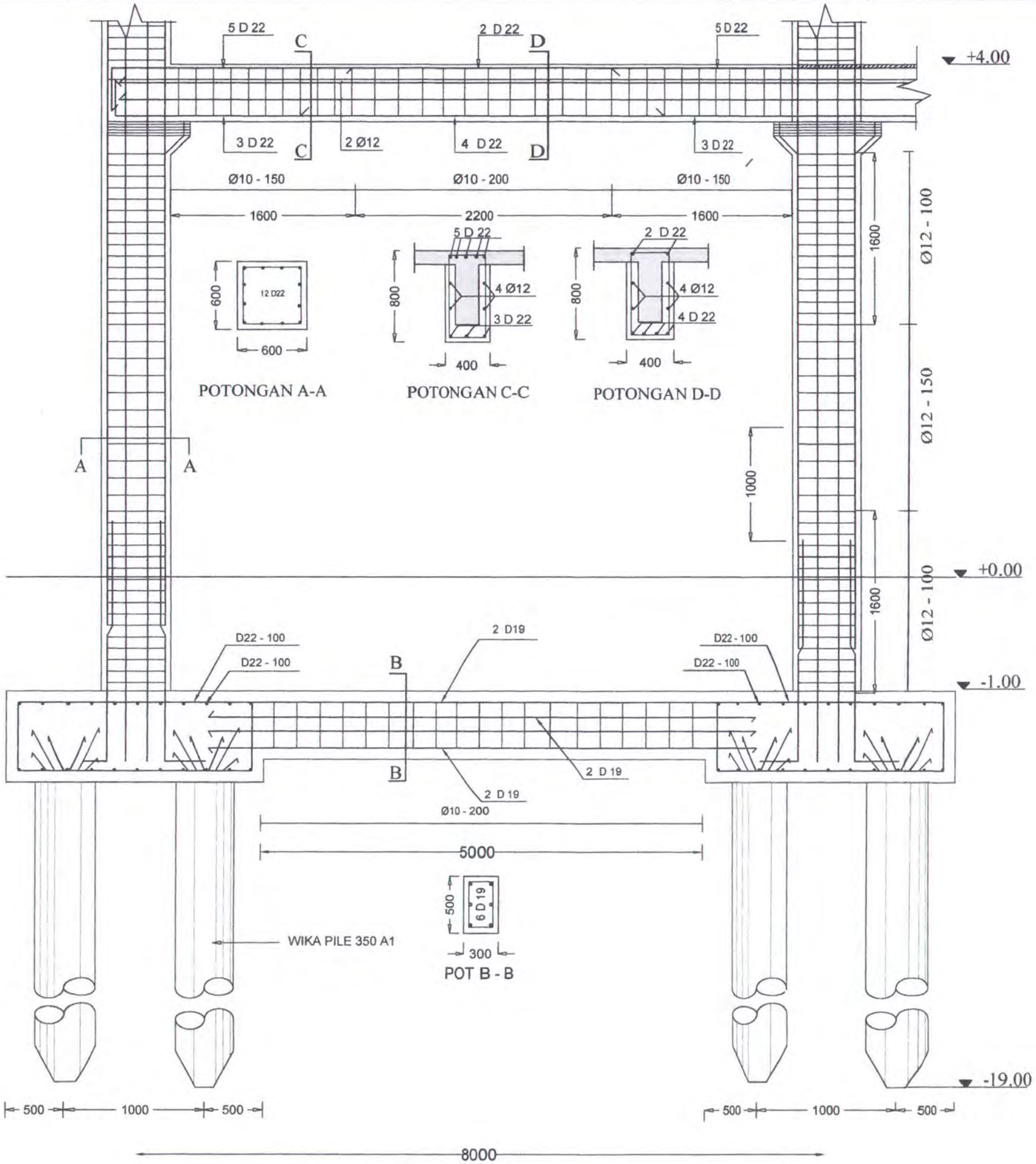
TEGUH HANDITO

3100.100.502

NAMA GAMBAR :

ELEMEN BALOK INDUK SEBELUM DAN SESUDAH OVERTOPPING

SKALA	NO GAMBAR
1 : 40	8



PENULANGAN PORTAL (A - B) 1

SKALA 1 : 40

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

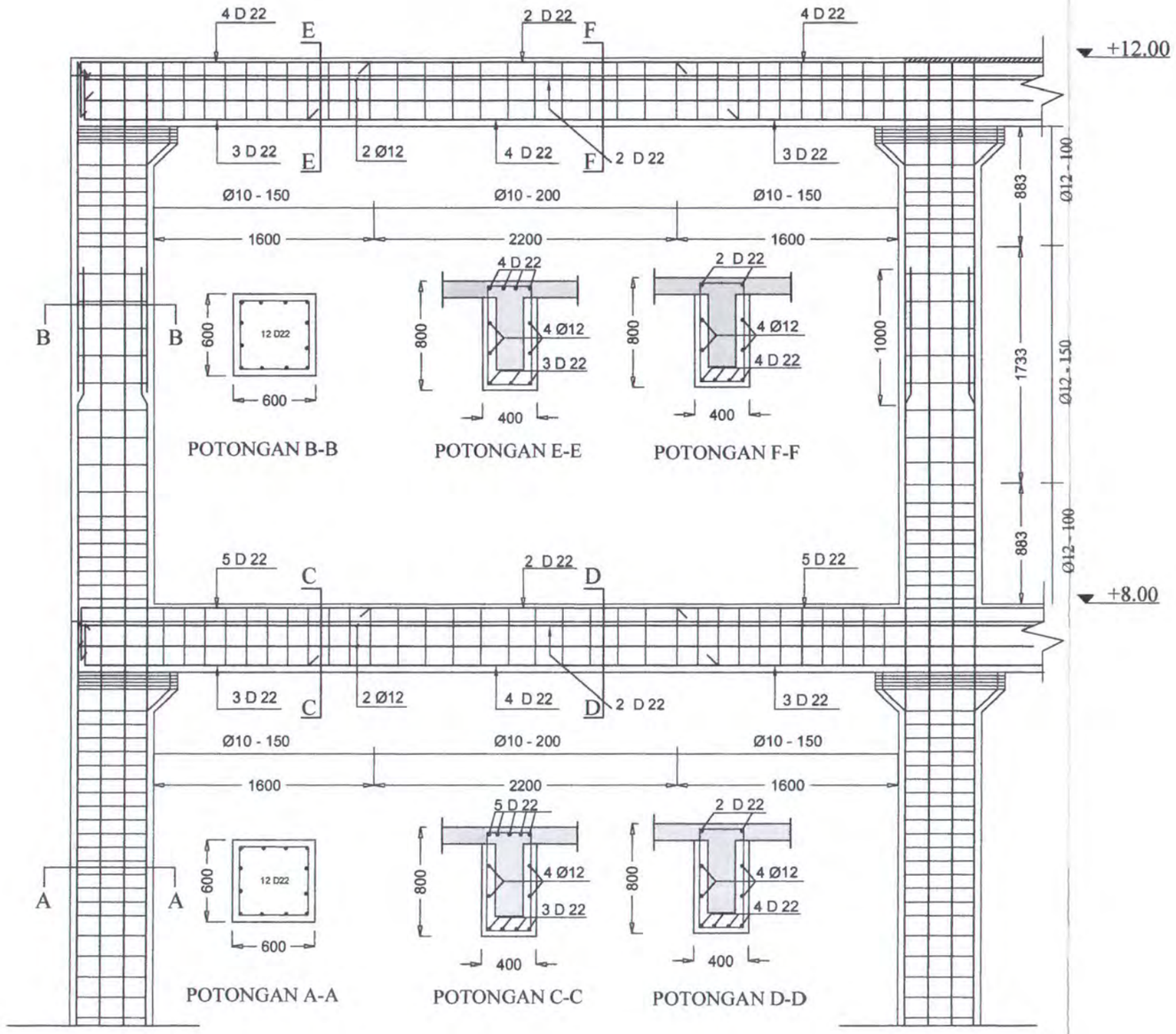
TEGUH HANDITO

3100.100.502

NAMA GAMBAR :

PENULANGAN PORTAL

SKALA	NO GAMBAR
1 : 40	10



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

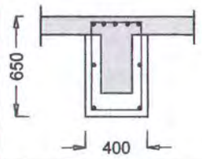
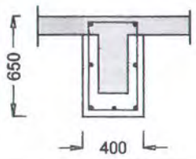
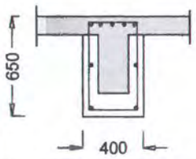
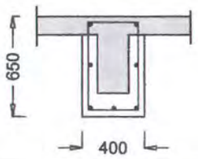
TEGUH HANDITO

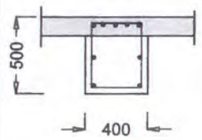
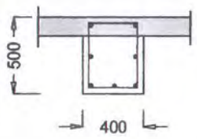
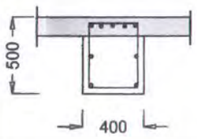
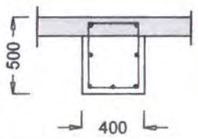
3100.100.502

NAMA GAMBAR :

PENULANGAN PORTAL

SKALA	NO GAMBAR
1 : 40	11

	LANTAI 1		ATAP	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK ANAK AS A-1				
TUL. ATAS	5 D 22	2 D 22	5 D 19	2 D 19
TUL. TENGAH	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12
TUL. BAWAH	2 D 22	3 D 22	2 D 19	3 D 19
SENGKANG	Ø10 - 150	Ø10 - 200	Ø10 - 150	Ø10 - 200

	LANTAI 1		ATAP	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK ANAK AS B-3				
TUL. ATAS	5 D 19	2 D 19	5 D 16	2 D 16
TUL. TENGAH	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12
TUL. BAWAH	2 D 19	3 D 19	2 D 16	3 D 19
SENGKANG	Ø10 - 150	Ø10 - 200	Ø10 - 150	Ø10 - 200

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

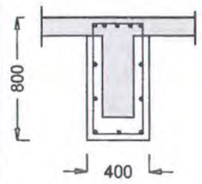
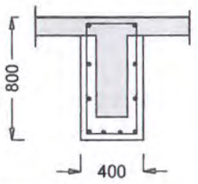
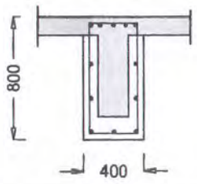
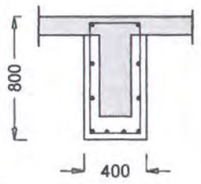
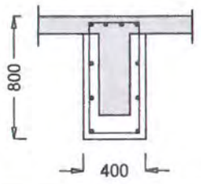
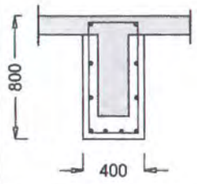
TEGUH HANDITO

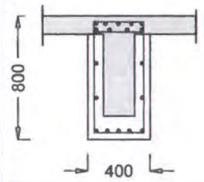
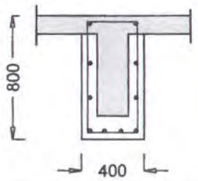
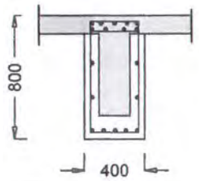
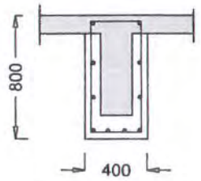
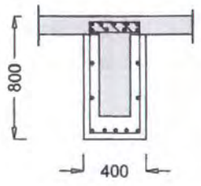
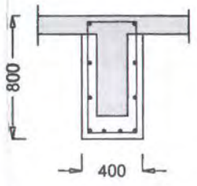
3100.100.502

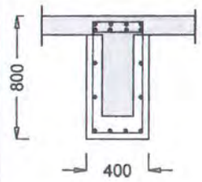
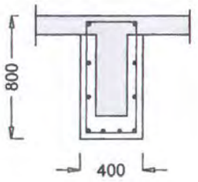
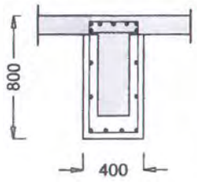
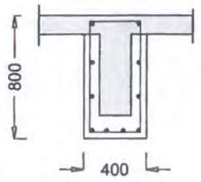
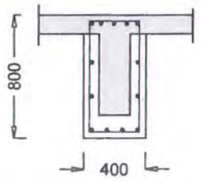
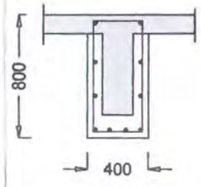
NAMA GAMBAR :

MELINTANG BALOK ANAK

SKALA	NO GAMBAR
1 : 40	12

	LANTAI 1		LANTAI 2		ATAP	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK INDUK AS (B - C) 1						
TUL. ATAS	5 D 22	2 D 22	5 D 22	2 D 22	4 D 22	2 D 22
TUL. TENGAH	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12
TUL. BAWAH	3 D 22	4 D 22	3 D 22	4 D 22	2 D 22	4 D 22
SENGKANG	Ø10 - 150	Ø10 - 200	Ø10 - 150	Ø10 - 200	Ø10 - 150	Ø10 - 200

	LANTAI 1		LANTAI 2		LANTAI 3	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK INDUK AS (E - F) 5						
TUL. ATAS	9 D 22	2 D 22	9 D 22	2 D 22	9 D 22	2 D 22
TUL. TENGAH	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12	2 Ø12
TUL. BAWAH	5 D 22	4 D 22	5 D 22	4 D 22	5 D 22	4 D 22
SENGKANG	Ø10 - 150	Ø10 - 200	Ø10 - 150	Ø10 - 200	Ø10 - 150	Ø10 - 200

	LANTAI 4		LANTAI 5		ATAP	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN		
BALOK INDUK AS (E - F) 5						
TUL. ATAS	8 D 22	2 D 22	7 D 22	2 D 22	5 D 22	2 D 22
TUL. TENGAH	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10
TUL. BAWAH	4 D 22	4 D 22	4 D 22	4 D 22	3 D 22	4 D 22
SENGKANG	Ø10 - 150	Ø10 - 200	Ø10 - 150	Ø10 - 200	Ø10 - 150	Ø10 - 200

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

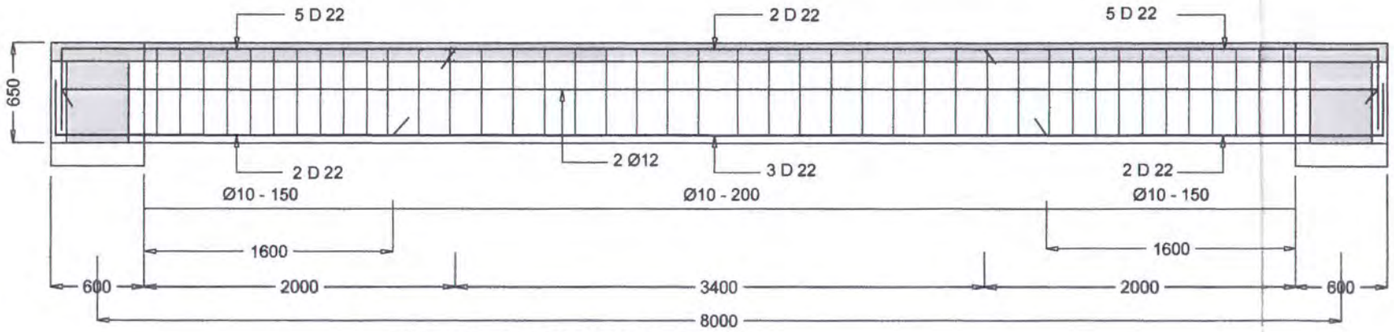
TEGUH HANDITO

3100.100.502

NAMA GAMBAR :

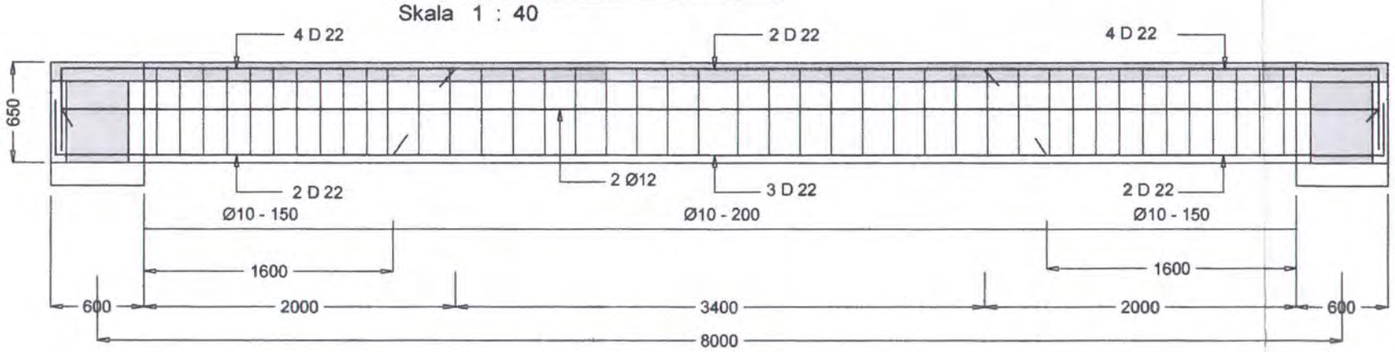
MELINTANG BALOK INDUK

SKALA	NO GAMBAR
1 : 40	13



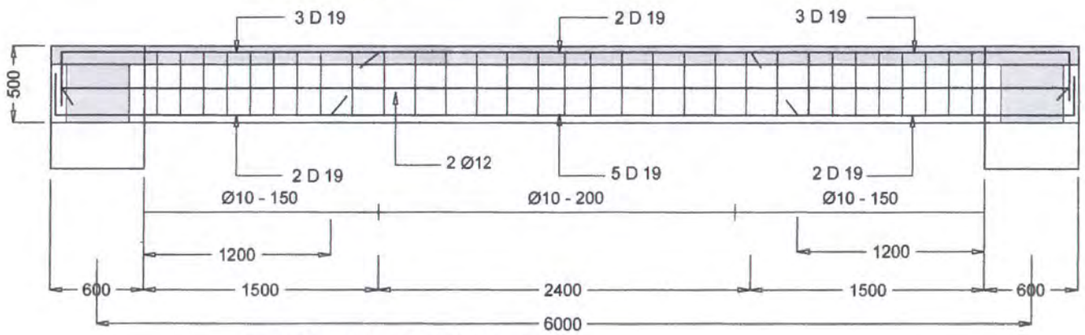
BALOK ANAK LANTAI AS A1

Skala 1 : 40



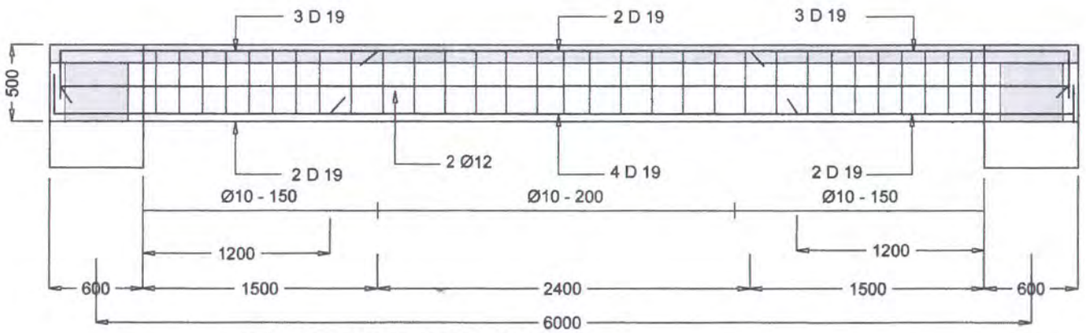
BALOK ANAK ATAP AS A1

Skala 1 : 40



BALOK ANAK LANTAI AS B3

Skala 1 : 40



BALOK ANAK ATAP AS B3

Skala 1 : 40

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

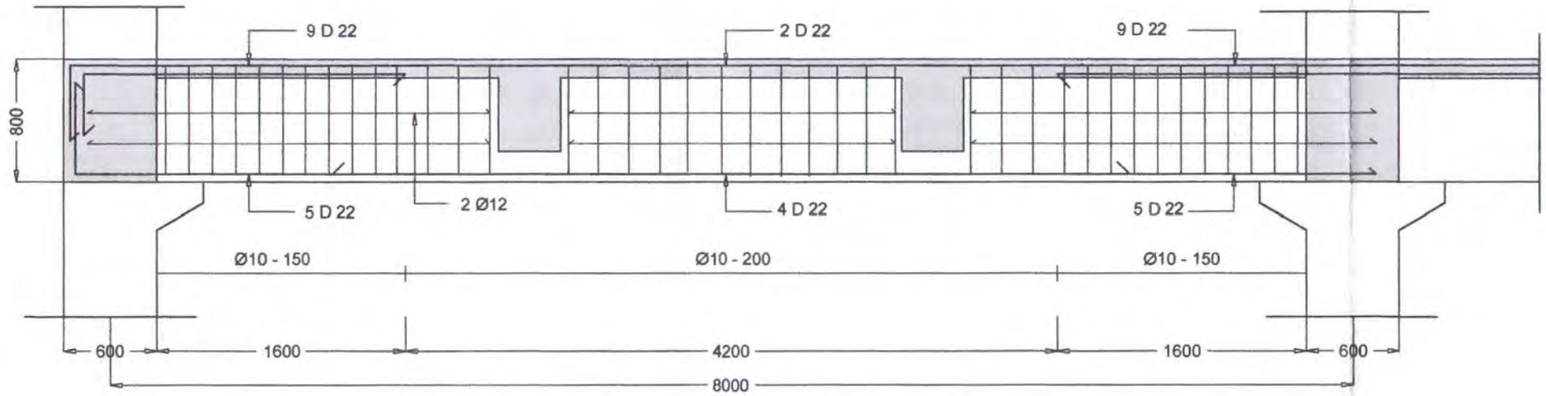
TEGUH HANDITO

3100.100.502

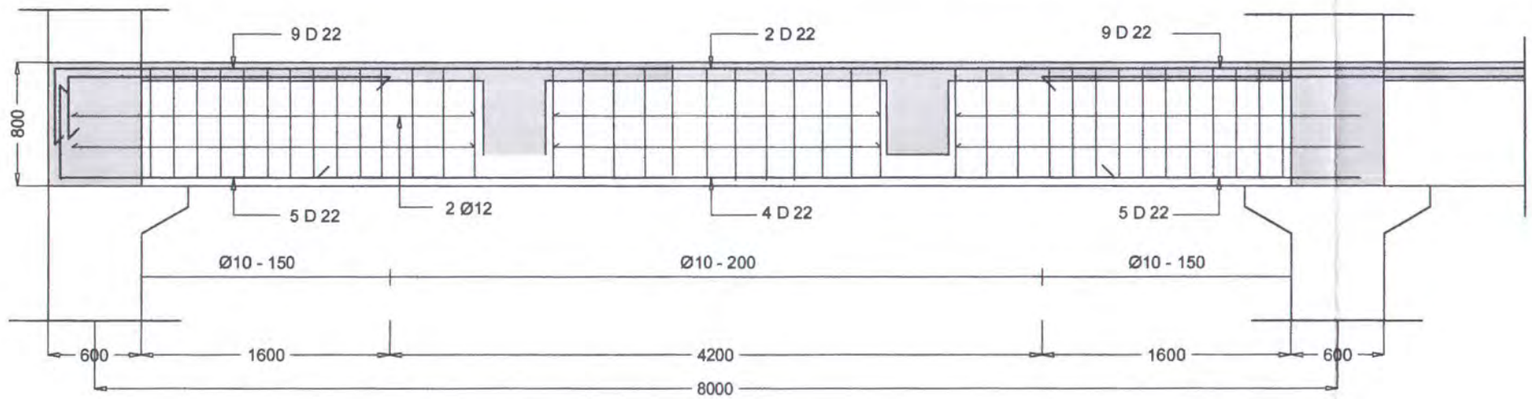
NAMA GAMBAR :

MEMANJANG BALOK ANAK

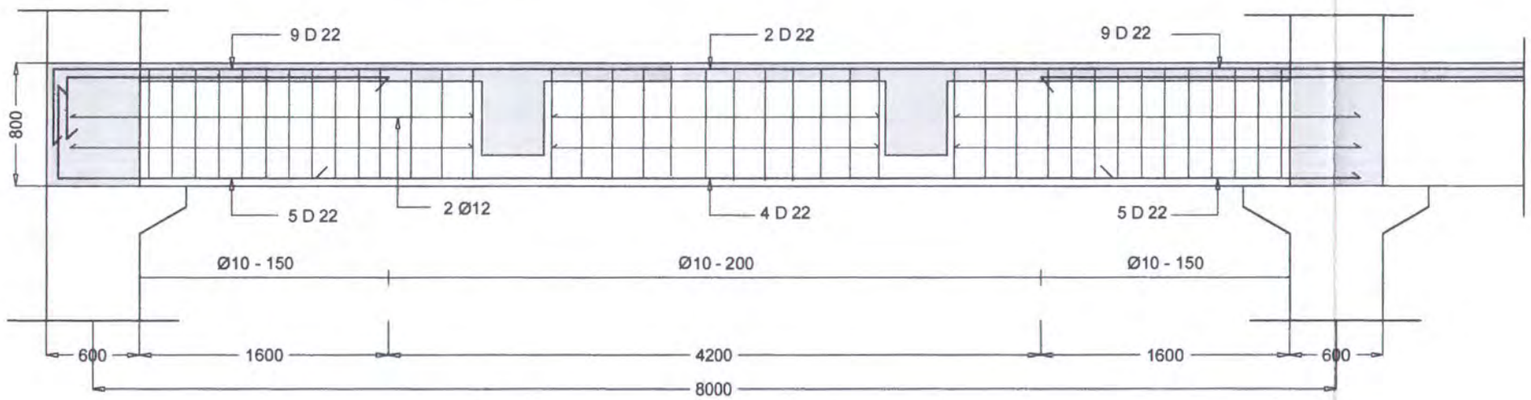
SKALA	NO GAMBAR
1 : 40	14



BALOK INDUK LANTAI 1 AS (E - F) 5
Skala 1 : 40



BALOK INDUK LANTAI 2 AS (E - F) 5
Skala 1 : 40



BALOK INDUK LANTAI 3 AS (E - F) 5
Skala 1 : 40

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

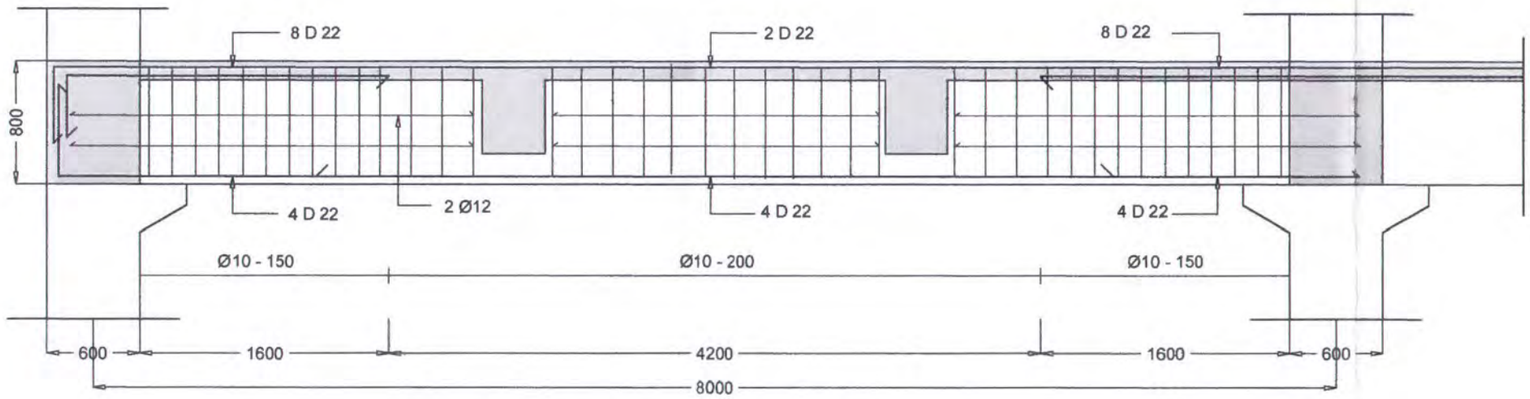
TEGUH HANDITO

3100.100.502

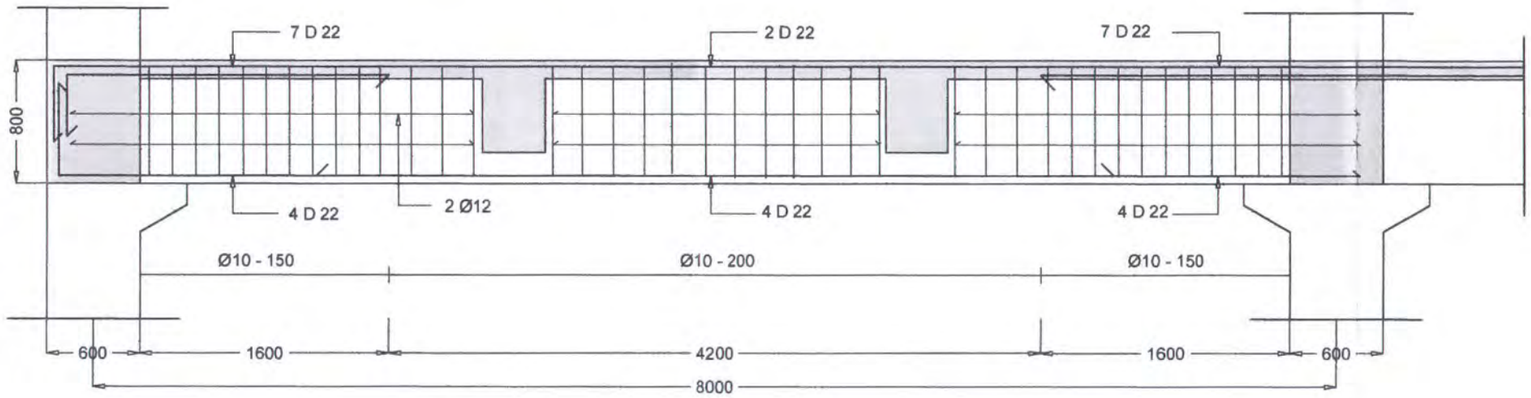
NAMA GAMBAR :

MEMANJANG BALOK INDUK

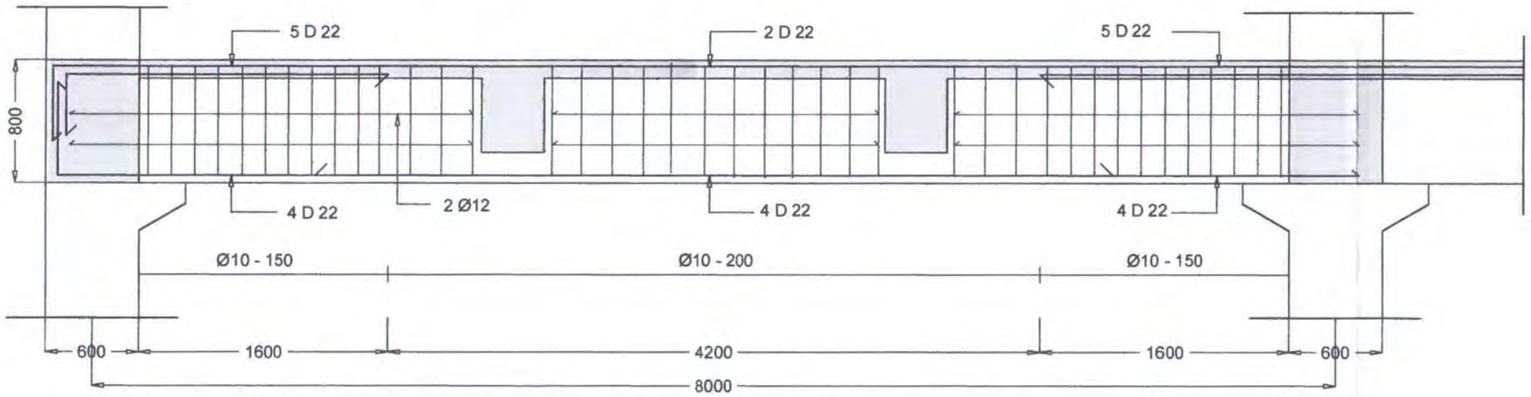
SKALA	NO GAMBAR
1 : 40	15



BALOK INDUK LANTAI 4 AS (E - F) 5
Skala 1 : 40



BALOK INDUK LANTAI 5 AS (E - F) 5
Skala 1 : 40



BALOK INDUK ATAP AS (E - F) 5
Skala 1 : 40

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

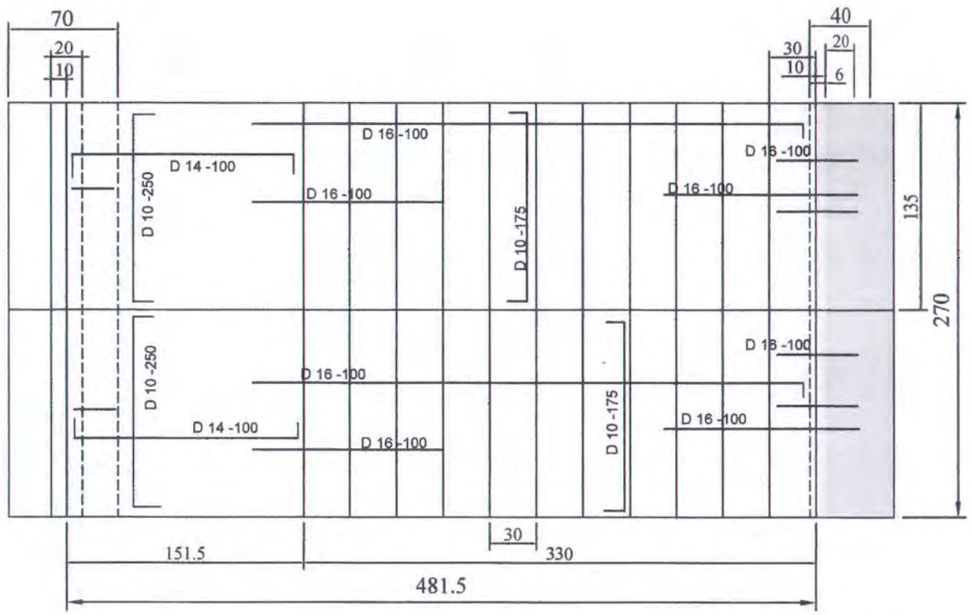
TEGUH HANDITO

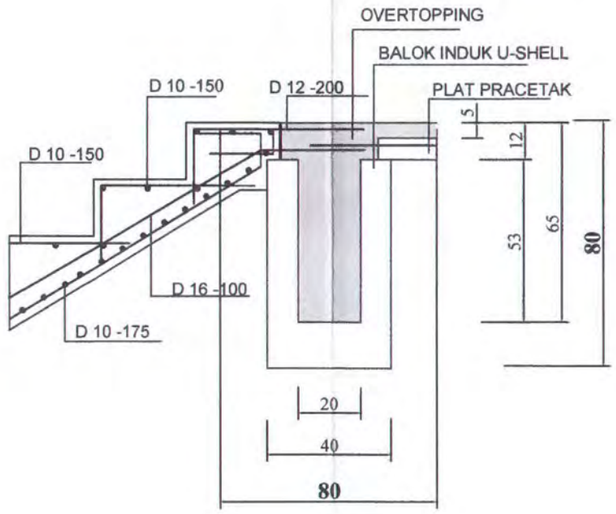
3100.100.502

NAMA GAMBAR :

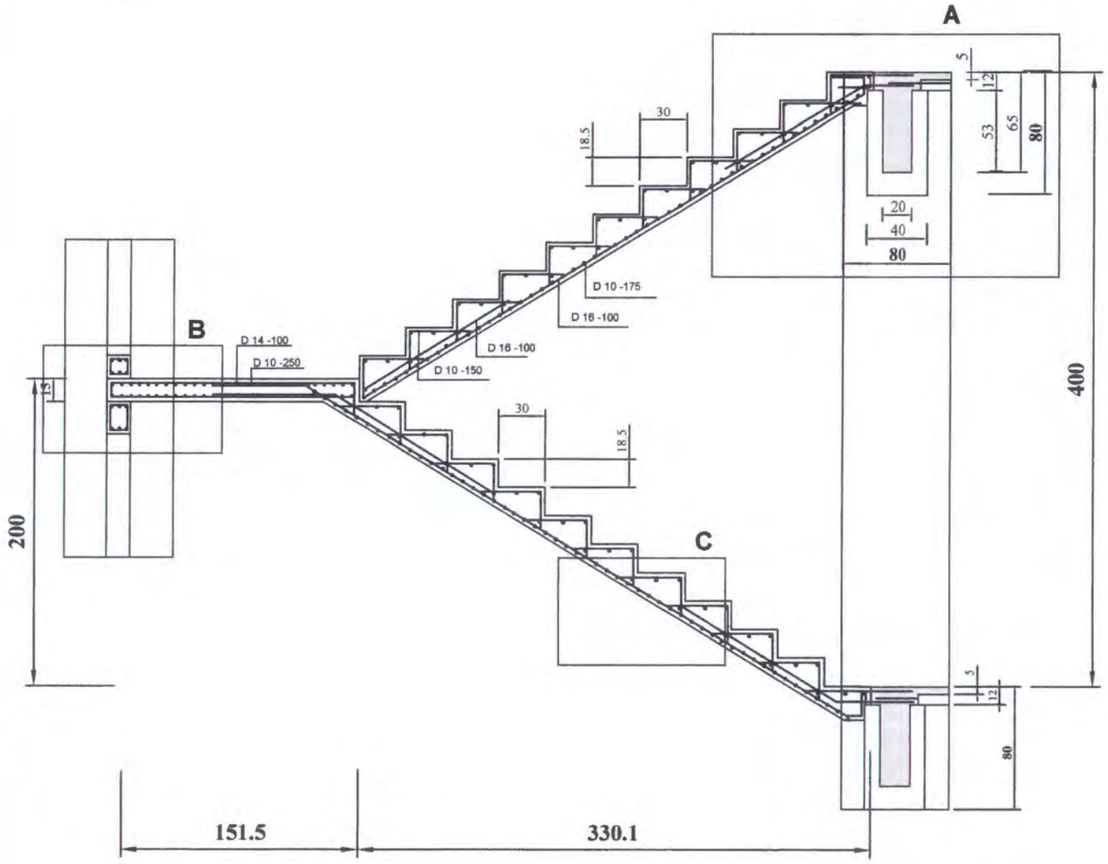
MEMANJANG BALOK INDUK

SKALA	NO GAMBAR
1 : 40	16

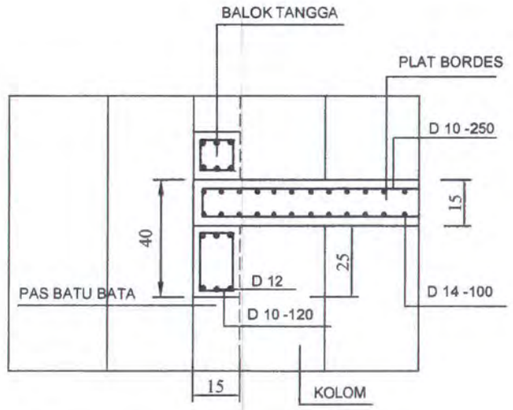




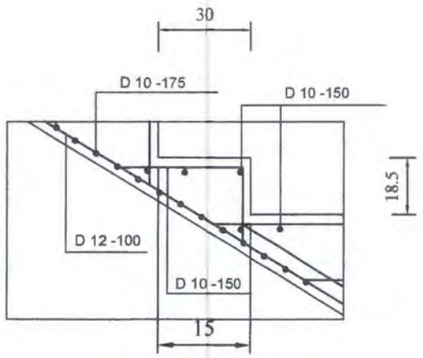
DETIL A
SKALA 1 : 20



PERANCANGAN TANGGA
SKALA 1 : 40



DETIL B
SKALA 1 : 20



DETIL C
SKALA 1 : 20

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

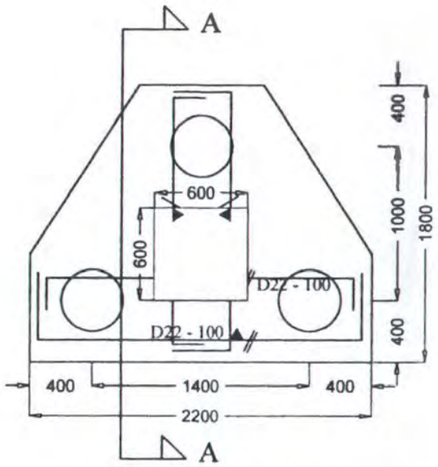
TEGUH HANDITO

3100.100.502

NAMA GAMBAR :

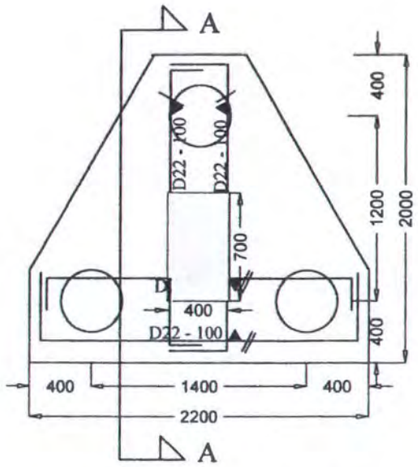
PERANCANGAN TANGGA

SKALA	NO GAMBAR
1 : 40 1 : 20	17



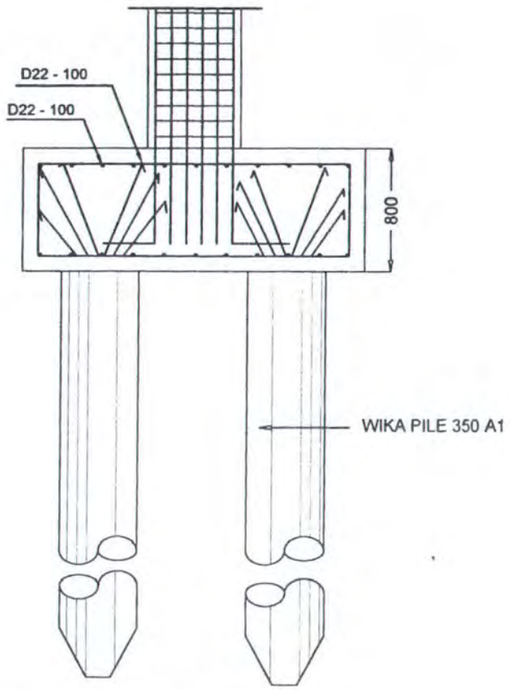
PONDASI TYPE 4

SKALA 1 : 40



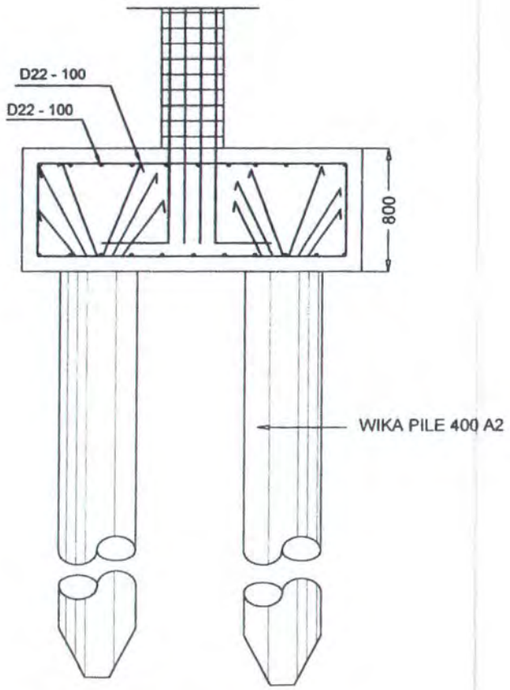
PONDASI TYPE 1

SKALA 1 : 40



POTONGAN A - A

SKALA 1 : 40



POTONGAN A - A

SKALA 1 : 40

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

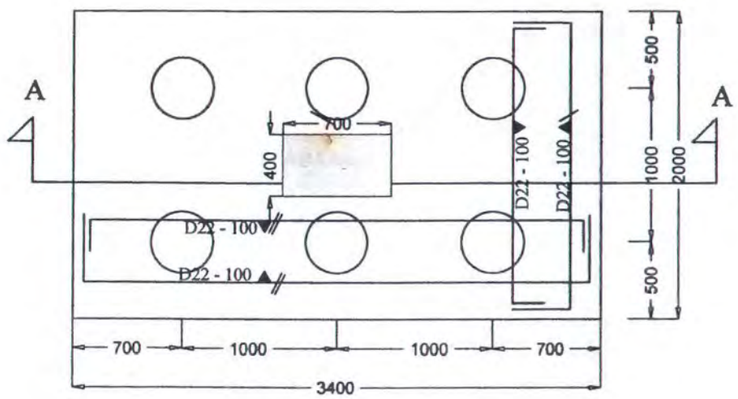
TEGUH HANDITO

3100.100.502

NAMA GAMBAR :

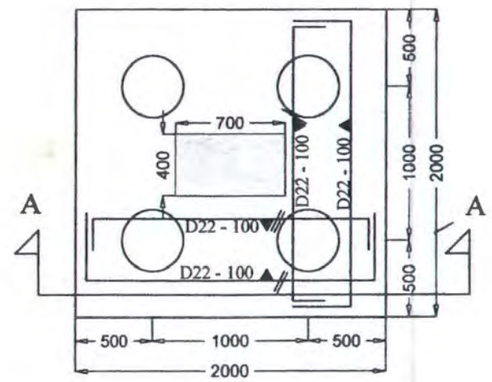
TIPE PONDASI

SKALA	NO GAMBAR
1 : 40	17



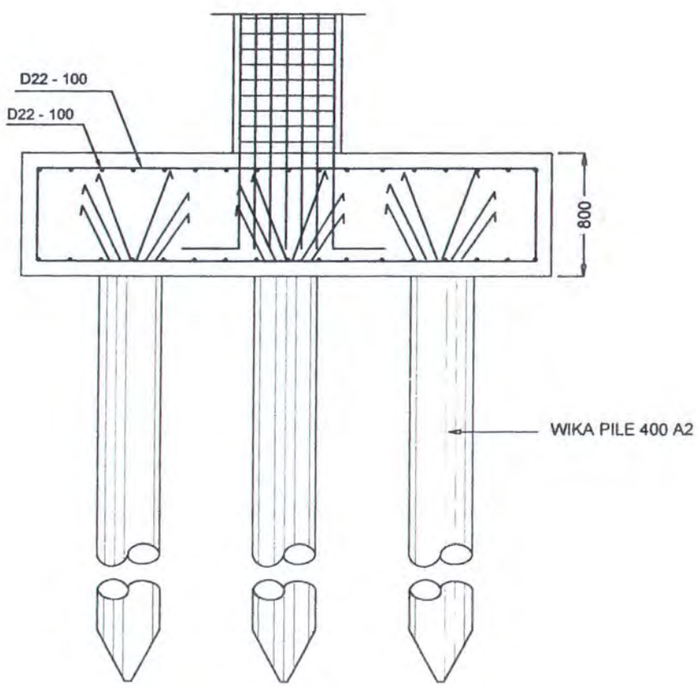
PONDASI TYPE 4

SKALA 1 : 40



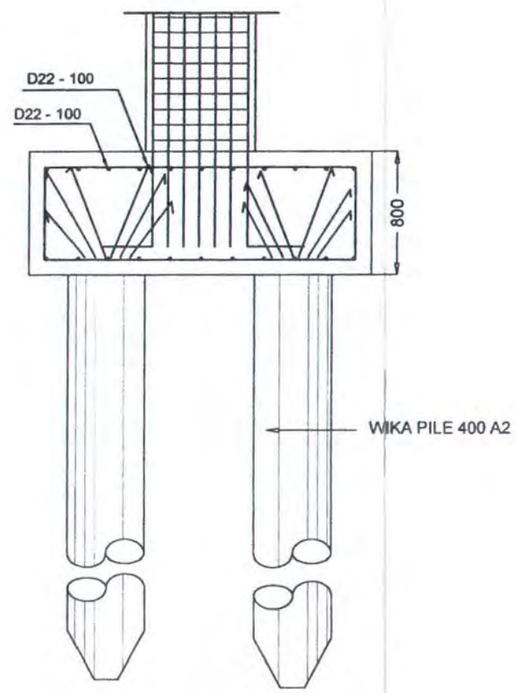
PONDASI TYPE 3

SKALA 1 : 40



POTONGAN A - A

SKALA 1 : 40



POTONGAN A - A

SKALA 1 : 40

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR:

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran Jl Basuki Rachmad 63 Surabaya dengan Metode Pracetak

CATATAN :

DOSEN PEMBIMBING :

Ir. DJOKO IRAWAN, MS

NAMA MAHASISWA :

TEGUH HANDITO

3100.100.502

NAMA GAMBAR :

TIPE PONDASI

SKALA	NO GAMBAR
1 : 40	18