



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

29564/07
PERPUSTAKAAN
ITS

R55
690.523
P11
P-1
2007

FINAL PROJECT - PS 1380

**DESIGN OF MODIFIED DIREKTORAT JENDERAL
PAJAK BUILDING OF EAST JAVA WITH SPECIAL
MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM**

ARIA WIRA PUTRA
NRP 3104 109 610

Supervisor :
KURDIAN SUPRAPTO ST, MT

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2007

PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	30 - 4 - 2007
Terima Dasi	H
No. Agenda Prp.	

**PERANCANGAN MODIFIKASI GEDUNG
DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR DENGAN SISTEM RANGKA
PEMIKUL MOMEN KHUSUS**

TUGAS AKHIR

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

Oleh :

ARIA WIRA PUTRA
NRP. 3104 109 610

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Ir. Kurdian Suprpto, MS.  (Pembimbing I)



**SURABAYA
APRIL, 2007**

PERANCANGAN MODIFIKASI GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK JAWA TIMUR DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS

Nama Mahasiswa : Aria wira putra
NRP : 3104 109 610
Jurusan : Teknik Sipil FTSP – ITS
Dosen Pembimbing : Kurdian Suprpto, Ir. MS

Abstrak

Gedung direktorat jenderal pajak ini dimodifikasi dan dirancang dengan menggunakan metoda Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Komponen struktur dari gedung ini adalah dirancang agar mampu menahan momen, gaya geser dan gaya aksial.

Modifikasi yang dilakukan terhadap gedung ini antara lain yaitu tinggi bangunan, perubahan atap baja menjadi plat beton pada lantai ke 7 dan ketinggian gedung. Tinggi gedung yang semula 42,5 m menjadi 29 m .

SNI 03 – 2847 – 2002 dan SNI 03 – 1726 – 2002 digunakan sebagai acuan untuk melakukan perancangan ini, selain peraturan lain yang berlaku.

Penulis berharap tugas akhir ini dapat digunakan sebagai standart prosedur perancangan dan sebagai contoh dari perencanaan gedung yang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

Kata kunci : *Modifikasi, Direktorat Pajak, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)*

DESIGN OF MODIFIED DIREKTORAT JENDERAL PAJAK BUILDING OF EAST JAVA WITH SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM

Student Name : Aria Wira Putra
NRP : 3104 109 610
Department : Civil Eng. FTSP – ITS
Supervisor : Kurdian Suprpto, Ir. MS

Abstract

The original Direktorat Jenderal Pajak Building is modified and designed by using Special Moment Resisting Frame System. The structural components of building are designed to resist the internal forces in terms of bending moments, shear and axial forces.

The modifications of the building include the height of the structure, the use of concrete slab instead of the steel roof above the seven story and the height of the building. While the height is expanded from 42,5 m to 29 m.

The codes of practice used for the design of the building are mainly SNI 03 – 2847 – 2002 and SNI 03 – 1726 – 2002, besides other related codes.

The author hopes that this final assignment will provide a standard design procedure and example of a building design with Special Moment Resisting Frame System.

Keyword : *Modification, Direktorat pajak, Special Moment Resisting Frame System (SMRFS)*

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan syukur Alhamdulillahirobbil'alamin atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini.

Tugas Akhir ini berusaha membahas tentang pemodifikasian perancangan struktur gedung di daerah rawan gempa, sehingga dapat menjadi salah satu alternatif perencanaan konstruksi yang efektif dan efisien.

Penulisan Tugas Akhir ini merupakan salah satu persyaratan untuk lulus dari pendidikan Strata – 1 di Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS Surabaya, sehingga Tugas Akhir ini menjadi evaluasi akhir pendidikan seorang mahasiswa.

Dalam kesempatan ini penulis menyampaikan terima kasih kepada :

1. Kedua orang tua, Fina novia rizka dan seluruh keluarga yang selalu memberikan dukungan moral spiritual hingga terselesainya Tugas Akhir ini.
2. Kurdian suprpto, Ir. Ms. selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Teman – teman dan seluruh pihak yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu yang telah membantu hingga terselesainya Tugas Akhir ini.

Penulis berusaha menyelesaikan penyusunan Tugas Akhir ini dengan sebaik-baiknya, namun penulis juga menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna. Sumbangan saran dan kritik yang membangun sangat diharapkan penulis dalam memberikan kesempurnaan penyusunan Tugas Akhir ini sehingga memberikan manfaat yang sebesar-besarnya.

Penulis

Surabaya, April 2007

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
ABSTRAK	
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	ii
DAFTAR GAMBAR	vii
DAFTAR TABEL	ix
BAB. I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	1
1.3 Maksud dan Tujuan	2
1.4 Batasan Masalah	2
BAB. II TINJAUAN PUSTAKA	3
2.1 Umum	3
2.2 Peraturan yang Digunakan	3
2.3 Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan	3
2.3.1 Pembebanan.....	3
2.3.2 Kombinasi Pembebanan.....	4
2.4 Konsep Desain	5
2.5 Ketentuan Khusus untuk Perencanaan Gempa dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.....	10
2.5.1 Komponen Struktur Sekunder.....	10
2.5.1.1 Pelat.....	10
2.5.1.2 Tangga.....	13
2.5.2 Komponen Struktur Primer.....	13
2.5.2.1 Komponen Struktur Lentur.....	13

2.5.2.2	Komponen Struktur yang Menerima Lentur dan Beban Aksial.....	17
2.5.2.3	Hubungan Balok Kolom.....	20
2.5.3	Perencanaan Struktur Pondasi.....	23
BAB. III	METODOLOGI	29
3.1	Umum	29
3.2	Peraturan Yang Digunakan	30
3.3	Permodelan Struktur.....	30
3.4	Pembebanan.....	31
3.5	Analisa Struktur.....	31
3.5	Diagram Alur Perencanaan Gedung.....	31
BAB. IV	DESAIN STRUKTUR SEKUNDER.....	33
4.1	Umum	33
4.2	Desain Pelat.....	33
4.2.1	Preliminary Desain	34
4.2.2	Perhitungan Tebal Pelat	39
4.2.3	Permodelan Dan Analisa Struktur Pelat.....	41
4.2.4	Pembebanan Pelat Lantai.....	42
4.2.5	Penulangan Pelat.....	42
4.3	Desain Tangga.....	49
4.3.1	Data Perencanaan Tangga.....	49
4.3.2	Pembebanan Tangga	51
4.3.3	Analisa Struktur Tangga.....	51
4.3.4	Perhitungan Tulangan Tangga.....	53
4.3.5	Perhitungan Tulangan Balok Bordes.....	58
4.4	Perencanaan Balok Anak.....	62
4.4.1	Pembebanan Balok Anak.....	62

4.4.2	Pola-pola Pembebanan Balok Anak	64
4.4.3	Perhitungan Pembebanan Balok Anak.....	65
4.4.4	Penulangan Balok Anak.....	67
4.5	Perhitungan Balok Lift.....	71
4.5.1	Data Perencanaan	71
4.5.2	Perencanaan Balok Sangkar Lift.....	72
4.5.3	Balok Penggantung Lift.....	76
BAB. V	DESAIN STRUKTUR UTAMA	82
5.1	Analisa Struktur utama	82
5.1.1	Umum	82
5.1.2	Permodelan Struktur	82
5.2	Data Perencanaan.....	82
5.3	Pembebanan Struktur Arah Vertikal	83
5.4	Perhitungan Gaya Lateral pada Struktur	90
5.4.1	Perhitungan Beban Gempa.....	90
5.4.2	Perhitungan Gaya Dalam.....	91
5.4.3	Perhitungan Berat Total Bangunan.....	92
5.4.4	Perhitungan Gaya Geser Dasar.....	93
5.4.5	Kontrol Simpangan Antar Tingkat.....	94
5.5	Perhitungan Penulangan Struktur Utama.....	96
5.5.1	Balok Memanjang lantai 1.....	96
5.5.1.1	Data-data Yang Digunakan.....	96
5.5.1.2	Perhitungan Momen Probabel (Momen Kapasitas).....	99
5.5.1.3	Penulangan Geser	102
5.5.1.4	Tulangan Torsi	106
5.5.1.5	Kontrol Lentutan	107

5.5.1.6	Kontrol Retak	107
5.5.1.7	Panjang Penyaluran	110
5.5.2	Balok Melintang lantai 2.....	111
5.5.2.1	Perhitungan Momen Probabel (Momen Kapasitas).....	115
5.5.2.2	Penulangan Geser	118
5.5.2.3	Penulangan Torsi.....	122
5.5.2.4	Kontrol Lendutan	123
5.5.2.5	Kontrol Retak	123
5.5.2.6	Panjang Penyaluran	126
5.6	Perhitungan Struktur Kolom	127
5.6.1	Perhitungan Kolom Tingkat 1	127
5.6.1.1	Data Perencanaan	127
5.6.1.2	Perhitungan Tulangan Memanjang Kolom	128
5.6.1.3	Persyaratan Strong Column Weak Beam	132
5.6.1.4	Pengekangan Kolom Sendi Plastis	134
5.6.1.5	Kebutuhan Tulangan Geser	136
5.6.1.6	Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom.....	138
5.7	Desain Hubungan Balok Kolom	140
5.7.1	Perhitungan Join Balok Kolom Interior	140
5.7.2	Perhitungan Join Balok Kolom Eksterior	141
BAB. V	DESAIN PODASI	143
6.1	Umum	143
6.2	Perencanaan Pondasi Kelompok Tiang Tipe 1	147
6.2.1	Perhitungan Daya Dukung.....	147

6.2.2 Perencanaan Poer.....	150
6.2.3 Kontrol Geser Pons Poer.....	150
6.2.4 Penulangan Lentur Poer.....	151
6.2.5 Kontrol Geser Pons Poer.....	153
6.3 Perencanaan Sloof.....	155
6.3.1 Penulangan Lentur Pada Sloof.....	157
6.3.2 Penulangan Geser Sloof.....	158

BAB. VII KESIMPULAN DAN SARAN..... 159

8.1 Kesimpulan	159
8.2 Saran	160

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

GAMBAR PERENCANAAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Konfigurasi Struktur Gedung.....	6
Gambar 2.2	Permodelan Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus.....	6
Gambar 2.3	Pengaruh Arah Pembebanan Gempa.....	9
Gambar 2.4	Daerah Dimana Leleh Lentur Terjadi Akibat Deformasi Inelastik Struktur Rangka (2h).....	15
Gambar 2.5	Perencanaan Geser Untuk Balok Kolom.....	16
Gambar 2.6	Diagram Untuk Mencari fb.....	24
Gambar 2.7	Sket Pondasi.....	25
Gambar 2.8	Penampang Kritis Pondasi.....	28
Gambar 4.1	Beban Pelat yang dipikul oleh kolom.....	36
Gambar 4.2	Tipe Plat A (500 cm x 300 cm).....	39
Gambar 4.3	Penulangan Tipe Plat A (500 cm x 300 cm).....	44
Gambar 4.4	Rencana tangga.....	49
Gambar 4.5	Pembebanan dan Reaksi Struktur Tangga.....	53
Gambar 4.6	Reaksi-reaksi dalam Balok Bordes	59
Gambar 4.7	Detail Tulangan Balok Bordes.....	62
Gambar 4.8	Skema area pembebanan Balok anak.....	65
Gambar 4.9	Gaya dalam pada Balok anak.....	57
Gambar 4.10	Gaya dalam pada Balok anak memanjang.....	67
Gambar 4.11	Detail Tulangan Balok Anak.....	71
Gambar 4.12	Denah pembalokan Lift.....	72
Gambar 4.13	Denah pembebanan balok depan sangkar.....	73
Gambar 4.14	Pembebanan balok depan Lift.....	74
Gambar 5.1	Denah pembalokan.....	83

Gambar 5.2	Denah pelat type A.....	84
Gambar 5.3	Denah pelat lantai type A.....	86
Gambar 5.4	Letak pusat Massa Lantai 1-7.....	87
Gambar 5.5	Respon spektrum gempa rencana.....	90
Gambar 5.6	Penulangan balok memanjang 40/60.....	106
Gambar 5.7	Menentukan lebar retak.....	107
Gambar 5.8	Penulangan balok memanjang 40/60.....	122
Gambar 5.9	Detail Balok yang menyatu pada Kolom.....	128
Gambar 5.10	Kuat rencana Diagram interaksi Kolom tengah antara lantai 1 dan 2.....	130
Gambar 5.11	Kuat rencana Diagram interaksi Kolom tengah antara lantai 2 dan 3.....	130
Gambar 5.12	Kuat rencana Diagram interaksi Kolom tepi antara lantai 1 dan 2.....	131
Gambar 5.13	Kuat rencana Diagram interaksi Kolom tepi antara lantai 1 dan 2.....	131
Gambar 5.14	Nilai Mpr Kolom tengah Tingkat 1 (Lt 1- Lt3).....	136
Gambar 5.15	Analisa Geser pada Beam Coloum joint interior Lt2.....	140
Gambar 5.16	Analisa Geser pada Beam Coloum joint Eksterior Lt2.....	142
Gambar 6.1	Diagram Untuk Mencari fb.....	145
Gambar 6.2	Perletakan tiang pancang pada poer type 1.....	148
Gambar 6.3	Pembebanan Poer.....	152
Gambar 6.4	Geser pons akibat dari tiang pancang.....	154
Gambar 6.5	Geser pons akibat dari Kolom.....	155
Gambar 6.6	Posisi perletakan Sloof.....	157
Gambar 6.7	Diagram Interaksi Kolom.....	157

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang Pancang	24
Tabel 5.1	Respon Spektrum	91
Tabel 5.2	Kontrol Simpangan Antar Tingkat.....	95
Tabel 5.3	Gaya Aksial dan Momen pada Kolom.....	128
Tabel 6.1	Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang.....	144
Tabel 6.2	Gaya Geser pada keliling permukaan Tiang.....	146

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Pada akhir-akhir ini banyak bangunan yang tidak memperhitungkan tentang gempa walaupun perancangan bangunan tersebut berada pada daerah rawan gempa cukup tinggi. Oleh karena itu banyak korban yang jatuh karena tertimpa struktur bangunan. Perancangan bangunan dengan memperhatikan pengaruh gempa, setidaknya akan mengurangi resiko pasca gempa. Perancangan struktur tahan gempa sangat dibutuhkan di daerah-daerah yang berada pada wilayah gempa tinggi.

Perancangan gedung bertingkat perlu memperhatikan beberapa kriteria, antara lain kriteria kekuatan, perilaku yang baik pada taraf gempa rencana, serta aspek ekonomis. Merancang bangunan bertingkat banyak, dari segi struktur memerlukan pertimbangan yang matang terutama gedung itu dirancang tahan gempa. Dalam perancangan struktur ini letak gedung Direktorat pajak diasumsikan berada di daerah dengan resiko gempa kuat (Zona Gempa 6) maka, salah satu alternatif perhitungan yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen khusus. Sedangkan Modifikasi terhadap gedung yang telah ada, antara lain : Jumlah lantai yang mulanya 10 lantai menjadi 7 lantai , Perubahan Atap Spandek menjadi Plat Beton pada lantai ke 7, Ketinggian gedung semula 42,65 m menjadi 29 m. Perancangan ini berdasarkan Tata Cara Perancangan Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002) dan Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002).

1.2 PERUMUSAN MASALAH

Bagaimana melakukan perancangan modifikasi struktur

gedung Direktorat Jenderal Pajak dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

1.3 TUJUAN

Dapat merancang struktur gedung Direktorat Jenderal Pajak dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

1.4 BATASAN MASALAH

1. Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus untuk daerah dengan resiko gempa tinggi.
2. Tidak membahas faktor ekonomis gedung
3. Asumsi gaya lateral yang dominan adalah gaya gempa
4. Program bantu yang digunakan adalah ETAB V 8, AUTOCAD 2004 dan PCA COL
5. Peraturan gempa yang digunakan adalah SNI 03 – 1726 – 2002
6. Peraturan yang dipakai adalah SNI 03 – 2847 – 2002 dan Peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung 1983

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam perencanaan suatu struktur gedung, diperlukan acuan atau pedoman yang dapat memberikan petunjuk sebagai dasar dari perencanaan. Dalam penulisan Tugas Akhir ini acuan atau pedoman yang akan digunakan adalah SNI 03 – 1726 – 2002 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, dan SNI 03–2847–2002 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung yang didalamnya terdapat tata cara perencanaan struktur beton bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen.

Pengertian dari *Sistem Rangka Pemikul Momen* adalah suatu sistem struktur yang memiliki rangka ruang sebagai pemikul beban gravitasi dan beban lateral secara lengkap sehingga mampu menahan gaya – gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial.

2.2 Peraturan Yang Digunakan

Perencanaan Tugas Akhir ini akan menggunakan peraturan peraturan yang berlaku yaitu :

- SNI 03–2847–2002 mengenai Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung
- SNI 03–1726–2002 mengenai Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung
- Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983

2.3 Pembebanan Dan Kombinasi Pembebanan

2.3.1 Pembebanan

Jenis pembebanan yang dipakai dalam perencanaan yang harus diperhitungkan dalam perencanaan struktur gedung Direktorat Jenderal Pajak jawa timur, ini adalah :

1. Beban Vertikal

a. Beban Mati (PPIUG 1983)

Beban Mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian – penyelesaian, mesin – mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

b. Beban Hidup (PPIUG 1983)

Beban Hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban – beban pada lantai yang berasal dari barang – barang yang dapat berpindah, mesin – mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap.

2. Beban Horisontal

Beban Gempa (PPIUG 1983)

Beban Gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa di sini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

2.3.2 Kombinasi Pembebanan

Dimana kombinasi beban yang digunakan sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002

Ps. 11.2 :

$$\mu = 1,4 D$$

$$\mu = 1,2 D + 1,6 L$$

$$\mu = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$$

$$\mu = 0,9 D \pm 1,0 E$$

2.4 Konsep Desain

1. Mutu bahan

Kuat tekan beton (f'_c) sesuai SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.2.4.1 tidak boleh kurang dari 20 MPa. Kuat tekan 20 MPa atau lebih dipandang menjamin kualitas beton.

2. Wilayah Gempa (WG)

Irian termasuk dalam wilayah gempa 6 dengan nilai Percepatan Puncak Efektif Batuan Dasar (PPEBD) atau Peak Ground Acceleration (PGA) = 0,03 g, sehingga termasuk Resiko Gempa Tinggi.

3. Ketentuan Umum Syarat Pendetailan

Untuk daerah dengan Resiko Gempa Tinggi (WG 5 dan 6) berlaku selain

SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 3 s/d 20 ditambah Ps. 23.2 s/d 23.8 yang merupakan pendetailan khusus.

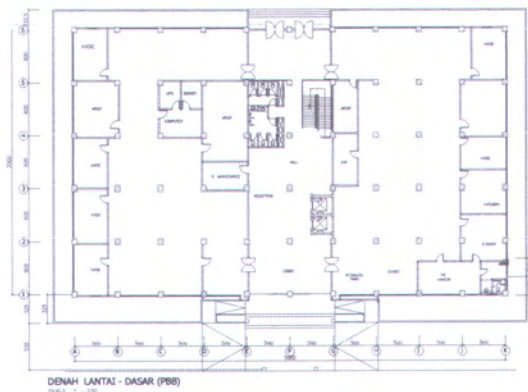
4. Jenis Tanah Setempat

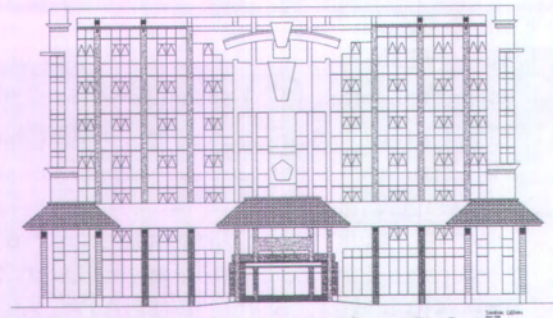
Menurut data tanah yang terlampir, tanah tergolong *Tanah Sedang*

5. Kategori Gedung

Menurut SNI 03 – 1726 – 2002 Tabel 1, gedung ini termasuk *Gedung Umum* dengan Faktor Keutamaan (I) adalah 1,0.

6. Konfigurasi Struktur Gedung



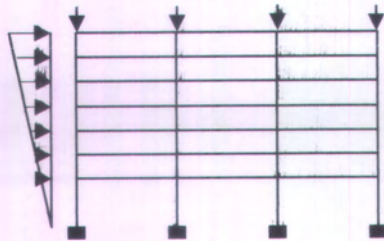


Gambar 2.1 Konfigurasi Struktur Gedung

Dilihat dari bentuk denah dan tampak gedung ini telah memenuhi SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 4.2.1. sehingga termasuk gedung beraturan. Analisa gempa yang digunakan yaitu *Analisis Respon Dinamik* karena pada prinsipnya semua struktur boleh didesain sesuai prosedur dinamis yang diatur dalam SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 7. kecuali struktur yang tidak memenuhi SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 4.2.2.

7. Sistem Struktur

Konfigurasi struktur gedung menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen. Karena berada di wilayah gempa 6 maka masuk dalam *Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)* harus memenuhi persyaratan desain pada SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.2. s/d Ps. 23.1. Sistem struktur yang digunakan diilustrasikan sebagai berikut :



Gambar 2.2 Pemodelan Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen

8. Syarat Kekakuan Komponen Struktur

(Syarat Permodelan)

Pengaruh retak – retak pada komponen struktur akibat beban gempa juga harus diperhitungkan pada analisa struktur untuk distribusi beban, dan memperhitungkan Kinerja Batas Layan. (atau Δs menurut UBC). Baik pada SNI 03 – 2847 – 2002 Ps.12.11.1 maupun SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 5.5.1 keduanya menentukan momen inersia penampang komponen – komponen struktur utuh (I_g) harus dikalikan dengan suatu presentase efektifitas penampang < 1 .

Momen inersia penampang utuh dikalikan dengan efektifitas penampang (untuk kolom dan balok rangka beton bertulang terbuka sebesar 75%).

(SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 5.5.1).

9. Pengaruh $P-\Delta$

Pada SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 5.1 ditetapkan bahwa struktur gedung yang bertingkat lebih dari 10 lantai atau 40 m, harus diperhitungkan terhadap pengaruh $P-\Delta$ tersebut. Sedangkan pada gedung yang akan direncanakan ini tidak lebih dari yang diisyatkan maka pengaruh $P-\Delta$ tidak perlu diperhitungkan.

10. Waktu Getar Alami Fundamental (T_i)

- Harus pakai rumus Empiris

Pakai Rumus UBC sect. 1630.2.2 $\rightarrow T = C_t (h_n)^{3/4}$

- Tidak boleh $> \zeta_n$ (tabel 8)
- Tidak boleh menyimpang $> 20\%$ Rumus Rayleigh.

11. Eksentrisitas rencana ed

SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 5.4.3 dan Ps. 5.4.4 mengatur eksentrisitas rencana (ed). Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai (e) harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana (ed). Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap resultante beban mati, berikut beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu.

Pada perancangan gedung ini pusat massa adalah titik tangkap gaya gempa dinamik. (SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 5.4.1)

Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horizontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai – lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horizontal semuanya berotasi dan bertranslasi. (SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 5.4.2)

Pusat rotasi bukan pusat kekakuan atau pusat geser seperti juga dikenal dalam rekayasa struktur. *Pusat kekakuan* suatu struktur gedung adalah suatu titik pada masing – masing tingkat (diantara dua lantai) yang bila beban geser di semua tingkat bekerja padanya secara bersamaan, seluruh struktur gedung itu (berarti seluruh tingkat dan lantainya) tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi. Dengan demikian pusat kekakuan tidak unik untuk suatu struktur gedung, tetapi bergantung pada pembagian beban gempa sepanjang tinggi struktur gedung itu. (SNI 03 – 1726 – 2002)

12. Batasan Penyimpangan Lateral

Pada SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 8, simpangan antara tingkat akibat pengaruh gempa nominal dibedakan dua macam :

1. Kinerja Batas Layan (KBL) struktur gedung yang

besarnya dibatasi $\leq \frac{0,03}{R} h_i$ atau ≤ 30 mm

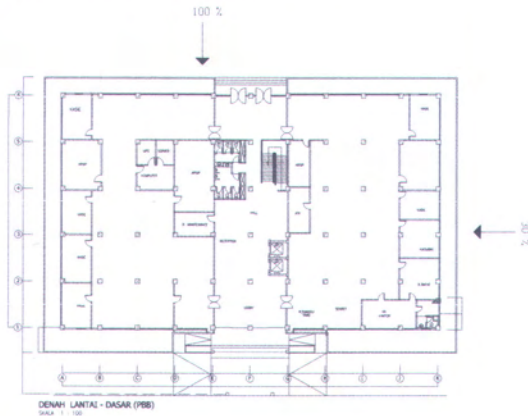
SNI 03 – 1726 – 2002 menetapkan ini untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non struktural dan ketidaknyamanan penghuni.

2. Kinerja Batas Ultimit (KBU) struktur gedung akibat gempa rencana untuk struktur gedung beraturan dibatasi sebesar $\leq 0,1 R \times (KBL)$ atau $\leq 0,02 h_i$.

Digunakan untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang akan membawa korban jiwa manusia.

13. Pengaruh Arah Pembebanan Gempa

Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama (kritis) harus dianggap 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %.



Gambar 2.3 Pengaruh Arah Pembebanan Gempa

14. Integritas Struktur

- **Komponen Lentur**

Komponen lentur SRPMK diatur dalam SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.3.

- **Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial**

Komponen terkena beban lentur dan aksial SRPMK diatur dalam SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.4

- **Hubungan Balok Kolom (HBK)**

Syarat pendetailan HBK diatur dalam SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.5

- **Kuat Geser**

Untuk komponen lentur gaya geser rencana diatur dalam SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.5

2.5 Ketentuan Khusus Untuk Perencanaan Gempa Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

2.5.1 Komponen Struktur Sekunder

2.5.1.1 Pelat

- *Preliminary Design*

Perencanaan desain pelat terdiri dari pelat satu arah dan pelat dua arah yang mendesainnya hanya menerima beban lentur saja. (SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 11.5.3.3)

Untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 11.5.3.3 yaitu :

Untuk $0,2 < \alpha_m < 2,0$ tebal plat minimum harus :

$$h = \frac{Ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} \quad \text{SNI 03 – 2847 – 2002(16)}$$

Untuk $\alpha_m > 2,0$ tebal plat minimum tidak boleh kurang dari

$$h_2 = \frac{Ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad \text{SNI 03 – 2847 – 2002.....(17)}$$

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

dimana :

L_n = panjang bentang bersih arah memanjang pelat.

β = rasio panjang bentang bersih arah memanjang pelat terhadap arah memendek

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

α = rasio dari kekakuan lentur penampang balok terhadap kekuatan pelat.

$$= \frac{Ecb.l_b}{Ecs.l_s} > 1,0$$

dimana :

$Ecb = Ecs$

$$L_b = \frac{1}{12} . b_w . h^3 . k$$

$$L_s = \frac{1}{12} . b_s . t^3$$

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

b_e = lebar efektif, harga minimum dimana :

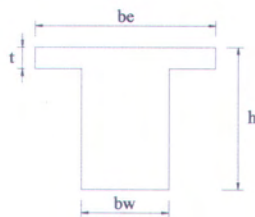
Interior (SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.10.10)

$$b_{e1} = \frac{1}{4} \times L_b$$

$$b_{e2} = 8.t$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} (L_b - b_w)$$

Dipilih yang terkecil



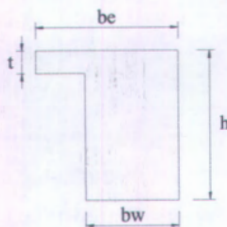
Eksterior (SNI 03 – 2847 – 2002 Ps.10.10)

$$b_{e1} = \frac{1}{12} \times L_b$$

$$b_{e2} = 6.t$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2}(L_b - b_w)$$

Dipilih yang terkecil



- *Penulangan Pelat*

Dari denah perencanaan pelat lantai telah ditentukan ukuran dan jenis pelat adalah tipikal serta termasuk pelat dua arah.

Untuk penulangan pelat langkah – langkah adalah sebagai berikut :

1. Diberikan data data d , f'_c , f_y
2. Menetapkan batas – batas harga – harga perbandingan tulangan yang dapat dipilih sebagai berikut :

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

dimana :

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

3. Menghitung harga tulangan ρ yang dibutuhkan

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

dengan harga $m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c}$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$

4. Menghitung A_s dan memilih tulangan serta jarak tulangan.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d ; \text{ tul susut} = 0,002 \text{ bd}$$

2.5.1.2 Tangga

Pada perencanaan tangga pada struktur menggunakan cor setempat dengan perletakan Sendi – Rol. Pada perencanaan struktur tangga ini tinggi tanjakan dan lebar injakan harus memenuhi persyaratan :

Syarat perencanaan tangga :

$$2.t + i = 60 - 68$$

t = tinggi injakan

i = lebar injakan

2.5.2 Komponen Struktur Primer

2.5.2.1 Komponen Struktur Lentur

a. Tulangan longitudinal

- Langkah – langkah perhitungan dengan menggunakan metode tulangan tunggal :

Rasio tulangan berimbang :

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

(SNI 03 – 2847 – 2002 Ps.10.4.3)

$$\rho_{\max} = 0,15 \rho_b$$

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

$$A_{s \text{ tarik}} = \rho \times b \times h$$

Dimana A_s tidak boleh kurang dari:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w d$$

(SNI 03 – 2847 – 2002 Ps.12.5.1)

- Langkah – langkah perencanaan tulangan dengan tulangan rangkap :

- a. Jumlah tulangan tarik (A_s) tidak boleh kurang dari :

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} b_w \cdot d$$

Dan tidak boleh kurang dari :

$$A_{s_{\min}} = \frac{1,4}{f_y} b_w d$$

Dan rasio tulangan ρ tidak boleh melebihi

$$\rho_{\max} = 0,025$$

- b. Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka kolom tersebut. Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.
- c. Spasi sengkang $\leq \frac{1}{4} d$ atau 100 mm.
Sambungan lewatan tidak boleh digunakan :
 1. pada daerah hubungan balok-kolom.
 2. pada daerah hingga jarak dua kali tinggi balok dari muka kolom.
 3. pada tempat – tempat yang berdasarkan analisis, memperlihatkan kemungkinan terjadinya leleh lentur akibat perpindahan lateral inelastis struktur rangka.

b. Tulangan transversal

- a. Sengkang harus dipasang pada komponen struktur pada daerah – daerah di bawah ini :
Pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan ke arah tengah bentang di kedua ujung komponen struktur lentur di sepanjang daerah

dua kali tinggi balok pada kedua sisi dari suatu penampang dimana leleh lentur diharapkan dapat terjadi sehubungan dengan terjadinya deformasi inelastik struktur rangka.



Gambar 2.4 Daerah dimana leleh lentur terjadi akibat deformasi inelastik struktur rangka (2h)

- b. Sengkang pertama harus dipasang ≤ 50 mm dari muka tumpuan

Jarak maksimum sengkang

$$\leq \frac{1}{4} d$$

$$s_{\max} \leq 8 \text{ kali diameter terkecil tulangan memanjang}$$

$$\leq 24 \text{ kali diameter batang tulangan sengkang.}$$

$$\leq 300 \text{ mm.}$$

- c. Sengkang pada daerah lebih dari dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan pada kedua sisi dari suatu penampang dengan kait gempa pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $\frac{1}{2}$ disepanjang bentang komponen struktur ini.

c. Persyaratan kuat geser

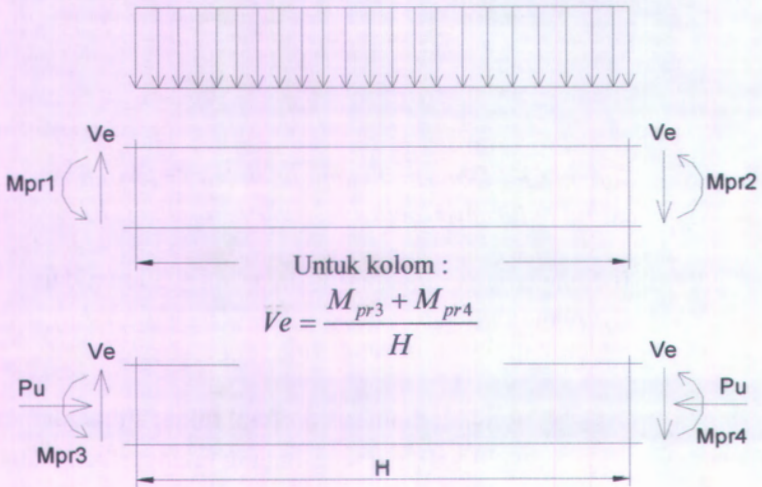
- a. Gaya rencana

gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen – momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum (M_{pr}) harus dianggap bekerja pada muka – muka tumpuan, dan komponen struktur

tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

$$\text{Untuk balok : } V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u L}{2}$$

$$\text{Beban gravitasi } W_u = 1,2 D + 1,0 L$$



Gambar 2.5 Perencanaan geser untuk balok-kolom

1. arah gaya geser V_e tergantung pada besar relatif beban gravitasi dan geser yang dihasilkan oleh momen – momen ujung.
2. momen–momen ujung M_{pr} didasarkan pada tegangan tarik $1,25 f_y$ dimana f_y adalah kuat leleh yang disyaratkan (kedua momen ujung harus diperhitungkan untuk kedua arah, yaitu searah jarum jam dan berlawanan arah jarum jam).
3. momen–momen ujung M_{pr} untuk kolom tidak perlu lebih besar daripada momen yang dihasilkan oleh M_{pr} balok yang merangka pada hubungan balok –

kolom V_e tidak boleh lebih kecil daripada nilai yang dibutuhkan berdasarkan hasil analisa struktur.

b. Tulangan transversal

Tulangan transversal sepanjang daerah dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan harus dirancang untuk memikul geser dengan menganggap

$V_c = 0$, bila:

1. gaya geser akibat gempa mewakili setengah atau lebih
2. daripada kuat geser perlu maksimum disepanjang daerah tersebut
3. gaya aksial tekan terfaktor, termasuk akibat gempa lebih kecil dari $1/20 A_g f'_c$

2.5.2.2 Komponen Struktur yang Menerima Kombinasi Lentur dan Beban Aksial

Gaya Normal dan Momen pada kolom akibat dari kombinasi beban diambil dari output analisis ETAB

1. Perhitungan tertulis dilakukan pada satu segmen kolom,
2. Perhitungan penulangan menggunakan program bantu *PCACOL* atau dengan diagram interaksi kolom dengan menginput data dimensi, tulangan yang akan dipakai, f'_c , f_y , gaya-gaya dalam.

Maka didapat jumlah tulangan lentur dan dipasang 4 sisi

- a. Rasio penulangan : $0,01 \leq \rho_g \leq 0,006$
- b. Sambungan lewatan hanya diijinkan di lokasi setengah panjang elemen struktur yang berada ditengah
3. Kuat lentur minimum kolom
Kuat lentur setiap kolom yang dirancang untuk menerima beban aksial tekan terfaktor melebihi $1/10 A_g f'_c$ harus memenuhi :

$$\Sigma M_e \geq \frac{6}{5} \Sigma M_g.$$

Dimana :

ΣM_e adalah jumlah momen pada muka balok hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut. Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor, yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan nilai kuat lentur yang terkecil.

ΣM_g adalah jumlah momen pada muka kolom hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok-kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut.

Kuat lentur harus dijumlahkan sedemikian hingga momen kolom berlawanan dengan momen balok. Syarat tersebut harus dipenuhi untuk kedua arah momen balok yang bekerja pada bidang rangka yang ditinjau.

4. Tulangan longitudinal

a. Rasio penulangan : $0,01 \leq \rho_g \leq 0,06$

b. Sambungan lewatan hanya diizinkan di lokasi setengah panjang elemen struktur yang berada ditengah.

5. Tulangan transversal

a. Ketentuan mengenai jumlah tulangan transversal di bawah ini harus dipenuhi

1. rasio tulangan tidak boleh kurang dari :

$$\rho_s = \frac{0,12 f'_c}{f_y}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$\rho_s = 0,45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} ; f_y \leq 400 \text{ Mpa}$$

2. luas total penampang sengkang tidak boleh kurang

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{S \cdot f'_c}{f_y} \right) \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{S \cdot f'_c}{f_y} \right)$$

b. Tulangan transversal harus diletakan dengan spasi tidak lebih daripada

1. $\frac{1}{4}$ dari dimensi terkecil komponen struktur.
2. enam kali diameter tulangan longitudinal.
3. dan nilai

$$S_x : 100 \text{ mm} \leq \left(S_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \right) \leq 150 \text{ mm.}$$

c. Tulangan transversal harus dipasang sepanjang λ_0 dari setiap muka hubungan balok-kolom dan juga sepanjang λ_0 pada kedua sisi dari setiap penampang yang berpotensi membentuk leleh lentur akibat deformasi lateral inelastis struktur rangka.

Panjang λ_0 ditentukan tidak kurang daripada :

1. tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen yang berpotensi membentuk leleh lentur
2. $\frac{1}{6}$ bentang bersih komponen struktur
3. 500 mm

6. Persyaratan kuat geser

a. Gaya Rencana

1. gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dengan memperhatikan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok - kolom pada setiap ujung komponen struktur.
2. gaya-gaya pada muka hubungan balok-kolom tersebut harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum (M_{pr}) dari komponen struktur

- tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja.
3. gaya geser rencana tersebut tidak perlu lebih besar daripada gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat hubungan balok – kolom berdasarkan kuat momen maksimum (M_{pr}), dari komponen struktur transversal yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut.
 4. gaya geser rencana (V_e) tidak boleh lebih kecil daripada geser terfaktor hasil perhitungan analisis struktur.
- b. Tulangan transversal pada komponen struktural sepanjang λ_o harus direncanakan untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila :
1. gaya geser akibat gempa mewakili 50% atau lebih kuat geser perlu maksimum pada bagian sepanjang λ_o tersebut.
 2. gaya tekan aksial terfaktor termasuk akibat pengaruh gempa tidak melampaui $1/20 A_g f'_c$

2.5.2.3 Hubungan Balok Kolom

Pertemuan balok dan kolom merupakan daerah dimana terjadi interaksi tegangan yang sangat tinggi, karena adanya momen berbalik arah pada sisi balok akibat beban gempa yang cukup besar.

Faktor yang kritis dalam perencanaan pertemuan balok dan kolom adalah pemindahan gaya-gaya yang bekerja pada elemen balok kepada elemen kolom melalui suatu pertemuan. Bila tidak direncanakan dengan tepat justru di daerah pertemuan ini akan terjadi retak diagonal akibat geser horisontal yang bekerja.

1. Ketentuan umum :

- a. Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka hubungan balok – kolom harus ditentukan dengan

menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25 f_y$

$$T_1 = A_{s1} \times 1,25 \times f_y$$

$$T_2 = A_{s2} \times 1,25 \times f_y$$

Dimana A_{s1} dan A_{s2} adalah tulangan balok yang mengalami tarik. Dengan posisi selalu berlawanan artinya. Jika balok kanan yang berfungsi tarik adalah tulangan atas maka balok kiri yang berfungsi tarik adalah bagian bawah begitupun sebaliknya.

- b. Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus ditentukan hingga mencapai sisi jauh dari kolom
- c. 1. Bila tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati hubungan balok – kolom, dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton berat normal.
2. Bila digunakan beton ringan maka dimensi tersebut tidak boleh kurang daripada 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok
2. Tulangan transversal
 - a. Tulangan transversal harus dipasang di dalam daerah hubungan balok–kolom kecuali bila hubungan balok–kolom tersebut dikekang oleh komponen – komponen struktur antara lain :
 1. Pada hubungan balok–kolom dimana balok–balok, dengan lebar setidak–tidaknya sebesar $\frac{3}{4}$ lebar kolom, merangka pada keempat sisinya, harus dipasang tulangan transversal setidak–tidaknya sejumlah setengah dari yang ditentukan.
 2. Tulangan transversal ini dipasang di daerah hubungan balok-kolom disetinggi balok terendah yang merangka ke hubungan tersebut .
 3. Pada daerah tersebut spasi tulangan transversal dapat diperbesar menjadi 150 mm.

b. Pada hubungan balok-kolom, dengan lebar balok lebih besar daripada lebar kolom, tulangan transversal harus dipasang pada hubungan tersebut untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang berada diluar daerah kolom

3. Kuat geser

Kemudian menghitung V_h adalah gaya geser di kolom dihitung dari M_{pr} kedua ujung balok yang menyatu di HBK,

$$M_u = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{2} \text{ untuk } M_{pr} \text{ boleh dihitung dengan cara}$$

metode tulangan tunggal

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ dimana } a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f'_c b}$$

sehingga :

$$V_n = \frac{M_u}{\frac{h_n}{2}} \text{ dimana } h_n \text{ adalah panjang bersih kolom}$$

a. Kuat geser nominal hubungan balok-kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada ketentuan berikut :

1. untuk hubungan balok-kolom yang terkekang pada

keempat sisinya..... $1,10 \sqrt{f'_c} ; A_f$

2. untuk hubungan yang terkekang pada ketiga sisinya atau

dua sisi yang berlawanan $1,25 \sqrt{f'_c} A_f$

3. untuk hubungan lainnya $1,50 \sqrt{f'_c} A_f$

suatu balok yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom dianggap memberikan kekangan bila setidaknya $\frac{3}{4}$ bidang muka hubungan balok-kolom tersebut tertutupi oleh balok yang merangka tersebut.

Hubungan balok-kolom dapat dianggap terkekang bila ada empat balok yang merangka pada keempat sisi hubungan balok-kolom tersebut.

- b. Untuk beton ringan, kuat geser nominal hubungan balok-kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada $\frac{3}{4}$ nilai-nilai yang ditentukan.

2.5.3 Perencanaan Struktur Pondasi

Tahap ini dilakukan perencanaan tiang pancang dan poer yang mampu menahan struktur atas gedung. Daya dukung vertikal tiang dihitung berdasarkan kombinasi tahanan gesekan (*friction*) dan tahanan ujung (*end bearing*). Data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (Standart Penetration Test).

Adapun perumusan Daya Dukung Ultimate pada sebuah pondasi adalah :

$$Q_{sp} = \frac{1}{FK} \left(f_b A_b + U \sum_{i=1}^n l_i f_{si} \right) \dots \dots \text{Menurut Terzaghi dan Meyerhof}$$

Dimana :

Q_{sp} = daya dukung vertikal yang diijinkan untuk sebuah tiang tunggal

FK = faktor keamanan (diambil = 2)

f_b = tahanan ujung tiang (ton/m^2)

A_b = luas penampang ujung tiang (m^2)

U = keliling tiang (m)

l_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

f_{si} = intensitas tahanan geser tiang (ton/m^2)

Langkah – langkah dalam perhitungan daya dukung tiang pancang yang berdasarkan hasil uji SPT (Standart Penetration Test) adalah sebagai berikut:

1. Panjang equivalen dari penetrasi tiang

- N pada ujung tiang (N_1) \longrightarrow Data dari hasil uji SPT

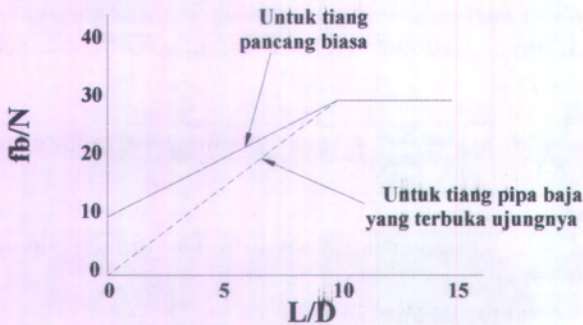
- N rata – rata pada jarak 4D dari ujung tiang \overline{N}_2

- N rata – rata \overline{N} : $\frac{N_1 + \overline{N}_2}{2}$

2. Daya dukung pada ujung tiang

- Hitung nilai $\frac{\ell}{D}$
- Mencari nilai $\frac{f_b}{N}$ dari grafik dibawah.
- Kemampuan daya dukung ujung tiang
 $Q_p = f_b A_b$

Nilai f_b diperoleh dari gambar di bawah ini :



Gambar 2.6 Diagram untuk mencari f_b

3. Menghitung Gaya Geser Pada Dinding Tiang Pancang

Prosedur Perhitungan :

- menentukan harga rata-rata N bagi lapisan-lapisan tanah
- memperkirakan gaya geser dinding tiang
- menghitung sumbangan gaya geser tiang

Tabel 2.1 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang Pancang

Jenis Tanah	Tiang Pracetak	Tiang Cor Setempat
Tanah Kohesif	C atau $N (\leq 12)$	$C/2$ atau $N/2 (\leq 12)$
Tanah Berpasir	$N/5 (\leq 10)$	$N/2 (\leq 12)$

Total gaya geser maximum pada dinding tiang

$$Q_f = U \sum l_i f_{si}$$

$$Q_{sp} = \frac{1}{SF} (Q_p + Q_f)$$

Daya dukung pondasi berdasarkan mutu bahan

Kekuatan bahan :

PT.PACIFIC PRESTRESESS INDONESIA

Kemampuan tiang ditentukan berdasarkan nilai terkecil dari kekuatan bahan dan kekuatan tanah.

4. Perencanaan tiang pancang kelompok :

Perhitungan jarak tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen PU sebagai berikut :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

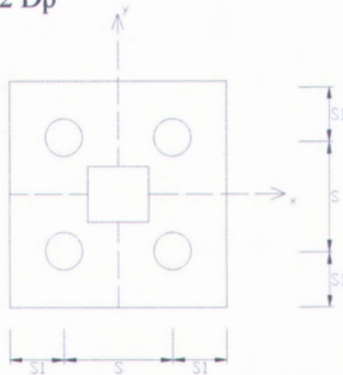
dimana :

S = jarak antar tiang pancang

D = diameter tiang pancang

Untuk jarak tepi tiang pancang $1,5 D \leq S_1 \leq 2 D$

$$1,5 D \leq S_1 \leq 2 D_p$$



Gambar 2.7 Sket Pondasi

Pile group

N_x = jumlah tiang pancang pada arah X

N_y = jumlah tiang pancang pada arah Y

x_{mak} = jarak as tiang pancang terhadap sumbu X

y_{mak} = jarak as tiang pancang terhadap sumbu Y

Σx^2 = jumlah kuadrat jarak as tiang pancang terhadap sumbu X

Σy^2 = jumlah kuadrat jarak as tiang pancang terhadap sumbu Y

Beban normal yang bekerja :

- berat sendiri poer
- beban aksial kolom

Untuk perhitungan pondasi, faktor beban yang digunakan sebesar 1. Karena nilai Faktor Keamanan FK perhitungan kekuatan tanah sebesar 3.

5. Kontrol kebutuhan tiang pancang :

$$n = \Sigma P / P_{ijin}$$

6. P tiang yang diijinkan

$$P = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{My \times x_{mak}}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx \times y_{mak}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{maks} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{My \times x_{mak}}{\Sigma x^2} + \frac{Mx \times y_{mak}}{\Sigma y^2} < P_{ijin}$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{My \times x_{mak}}{\Sigma x^2} - \frac{Mx \times y_{mak}}{\Sigma y^2} > 0$$

7. Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah

$$Q \text{ tiang} = \eta \times P_{\text{ijin}} \times > P_{\text{mak}}$$

$$\text{Efisiensi} = \eta = 1 - \left[\arctg \left(\frac{D}{S} \right) \times \left(\frac{(m-1) \times n + (n-1) \times m}{90 \times m \times n} \right) \right]$$

Dimana :

D= diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m= jumlah tiang pancang dalam 1 kolom

n = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

8. Cek Kekuatan

$$P_{\text{maks}} < (P_{\text{ijin}} \times \eta) \dots \dots \dots \text{ok!!!}$$

Perencanaan Poer

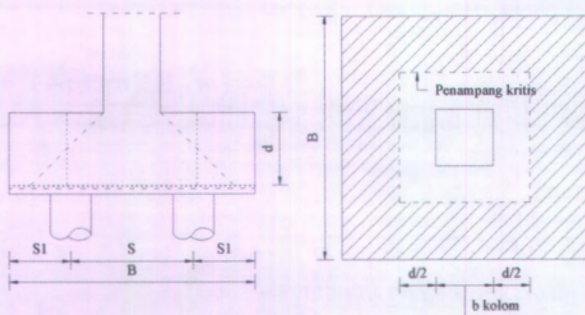
Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \quad \text{SNI 03 - 2841 - 2002 Ps. 13.12.2.1.a}$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \quad \text{SNI 03 - 2841 - 2002 Ps. 13.12.2.1.b}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad \text{SNI 03 - 2841 - 2002 Ps. 13.12.2.1.c}$$





Gambar 2.8 Penampang Kritis pada Pondasi

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

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

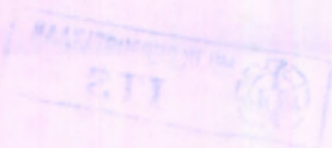
α_s = 30, untuk kolom tepi

= 40, untuk kolom tengah

= 20, untuk kolom pojok

$\phi V_c > \Sigma P_t$ ok!!!

Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser.



BAB III METODOLOGI

3.1 UMUM

Data-data gedung yang digunakan :

Nama Proyek	: Pembangunan Gedung Direktorat jenderal Pajak Jawa timur
Lokasi Proyek	: Jl. Raya Jagir
Diskripsi Proyek	: Proyek ini terdiri dari 10 Lantai + atap baja, dimodifikasi menjadi 6 lantai + pelat lantai sebagai atapnya.
Struktur pondasi	: Tiang Pancang.
Struktur atap	: Atap baja dimodifikasi menjadi plat beton.
Mutu beton (f'_c)	: 30 Mpa
Mutu baja (f_y)	: 390 Mpa
Fungsi bangunan	: Perkantoran
Letak bangunan	: Jauh dari pantai
Sistem gedung	: Rangka Pemikul Momen Khusus.
Data gempa	: Zone 6 (SNI 03-1726-2002).

- Aturan khusus untuk tangga

Tangga dalam perencanaan ini diasumsikan bersifat non rigid dengan perletakan sendi - rol. Sehingga, dalam perencanaan gedung ini, tangga tidak dianggap sebagai struktur utama tetapi sebagai beban untuk menghitung gaya dalam pada struktur utama yang ada.

- Aturan khusus untuk dinding

Dinding dalam perencanaan ini diasumsikan bersifat nonrigid dengan memberikan dilatasi antara dinding dengan struktur utama. Hal ini dilakukan agar pada saat terjadi defleksi pada struktur utama, dinding tidak turut mengalami defleksi, sehingga tidak

mengganggu pergerakan struktur yang ada. Hal ini berarti kekuatan dinding untuk menahan defleksi tidak diperhitungkan dan dinding pada perencanaan difungsikan hanya sebagai beban untuk menghitung gaya dalam struktur utama.

- Letak gedung jauh dengan pantai

3.2 PERATURAN YANG DIGUNAKAN

Perencanaan dalam tugas akhir ini menggunakan peraturan yang berlaku yaitu :

- SNI 03 – 2847 – 2002
- SNI 03 – 1726 – 2002
- Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983
- Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI) 1971

Selain peraturan diatas, dalam tugas akhir ini juga digunakan program bantu berupa software, yaitu :

- PCACOL
- ETAB V.8

3.3 PEMODELAN STRUKTUR

Adapun pemodelan struktur yang digunakan dalam gedung ini adalah :

- a. Struktur atas utama

Gedung yang akan direncanakan ini adalah suatu struktur gedung yang menggunakan tipe *Rangka Pemikul Momen Khusus*. Dimana dalam perhitungannya struktur utama yang akan dianalisa adalah meliputi kolom, balok induk melintang, dan balok induk memanjang.

- b. Struktur Sekunder

Struktur sekunder adalah struktur pendukung yang hanya menyalurkan beban gempa yang ada. Adapun dalam gedung ini struktur sekunder yang akan dianalisa adalah balok anak, tangga, dan pelat. Dimana dalam perhitungannya harus dipisahkan dengan struktur utama.

c. Struktur Bawah

Adapun struktur bawah merupakan struktur yang menghubungkan antara gedung dengan tanah. Dimana dalam perhitungannya harus bisa mengakomodasi seluruh beban yang ada dan disalurkan ke tanah. Struktur bawah yang dimaksudkan disini adalah pondasi. Pondasi yang digunakan adalah sistem pondasi tiang pancang. Dimana dalam sistem ini meliputi tiang pancang, sloof, dan por.

3.4 PEMBEBANAN

Adapun dalam perhitungan beban yang ada mengacu pada Peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung 1983. Dimana didalamnya disebutkan bahwa struktur gedung akan menerima beban yang terdiri dari beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa.

3.5 ANALISA STRUKTUR

Pada saat analisa struktur kita akan menghitung kebutuhan tulangan yang ada. Untuk itu diperlukan data gaya dalam yang terjadi pada struktur yang ada. Untuk mempermudah perhitungan maka digunakan program bantu ETAB V.8 untuk membantu mendapatkan gaya dalam tersebut. Dimana hasil akhir dari analisa struktur adalah didapatkannya pendetailan tulangan yang dibutuhkan oleh struktur yang ada.

3.6 DIAGRAM ALUR PERENCANAAN GEDUNG

Metodologi yang dipakai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Pengumpulan dan pencarian data – data yang diperlukan untuk perencanaan :
 - Denah arsitektural dan gambar struktural
 - Data tanah
2. Modifikasi struktur
 - Tinggi bangunan.

- Perencanaan dimensi struktur.
- Model atap.
- Kriteria pembebanan.

3. Perencanaan dan perhitungan struktur sekunder dan struktur utama

- Perhitungan struktur sekunder :
 - Analisa tangga
 - Analisa plat atap.
 - Analisa plat lantai.
 - Analisa balok anak.
 - Penulangan
 - Kontrol perencanaan struktur sekunder.
- Perhitungan struktur utama :
 - Analisa balok
 - Analisa kolom
 - Penulangan
 - Kontrol perencanaan struktur utama

4. Perhitungan pondasi.

5. Penggambaran berdasarkan dari hasil output perhitungan.

6. Penyusunan laporan.

BAB IV

DESAIN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 UMUM

Struktur gedung terbagi menjadi dua yaitu struktur utama (dibahas pada bab berikutnya) dan struktur sekunder. Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekuatan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung, ataupun tegangan akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat dan tangga.

4.2 DESAIN PELAT

Perancangan gedung ini menggunakan pelat cor setempat yang dalam perhitungan dapat dibagi menjadi dua macam yaitu:

1. Pelat satu arah, yaitu pelat yang panjangnya apabila dibandingkan dengan lebarnya, besarnya lebih dari 2 (dua). Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima pelat akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar (pemikul pada bagian panel yang lebih pendek).
2. Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dibandingkan dengan lebar kurang dari 2 (dua), sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul disekeliling panel dari pelat.

Peraturan yang digunakan sebagai acuan dalam menentukan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983. Untuk menganalisa gaya-gaya dalam yang terjadi pada pelat digunakan Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI 1971 pasal 13.3 tabel 13.3.1 hal 202).

4.2.1 Preliminary Design

Sebelum menentukan dimensi pelat, perlu diadakan preliminary design untuk menentukan besarnya pembebanan pada pelat.

Dimensi Balok Induk

Menurut persyaratan SNI 03-2847-2002 tabel 8 untuk dimensi balok pada dua tumpuan sederhana adalah sebagai berikut:

$$h = \frac{\lambda}{16} \quad \text{SNI 03-2847-2002 tabel 8}$$

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

Balok Melintang = 6.00 m

Pada balok dengan $\lambda = 6$ meter, dengan persyaratan f_y diambil 390 MPa.

$$h = \frac{600}{16} = 37.5 \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 60 = 40 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok lantai arah melintang adalah 40 / 60 cm²

Jadi dimensi balok atap arah melintang adalah 35 / 50 cm²

Balok Memanjang = 5.00 m

Pada balok dengan $\lambda = 5$ meter, dengan persyaratan f_y diambil 390 MPa.

$$h = \frac{500}{16} = 31.25 \approx 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 60 = 40 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok lantai arah memanjang adalah 40 / 60 cm²

Jadi dimensi balok atap arah memanjang adalah $35 / 50 \text{ cm}^2$
dimana : λ = bentang kotor balok (cm)

f_y = mutu tulangan baja (MPa)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Dimensi Balok Anak

Menurut persyaratan SNI 03-2847-2002 untuk dimensi balok kedua ujung menerus adalah sebagai berikut:

$$h = \frac{\lambda}{21} \times \left[0.4 \times \frac{f_y}{700} \right] \quad \text{SNI 03-2847-2002 tabel 8}$$

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

Balok Memanjang = 5.0 m

Pada balok dengan $\lambda = 5.0$ meter, dengan persyaratan f_y diambil 240 MPa.

$$h = \frac{500}{21} = 23.81 \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 50 = 40 \text{ cm}, b=40 \text{ cm},$$

lebar balok digunakan 40 cm

Balok anak Lantai yang digunakan ukuran **40/50**

Balok anak Atap yang digunakan ukuran **35/45**

dimana : λ = bentang kotor balok (mm)

f_y = mutu tulangan baja (MPa)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Dimensi Kolom

Pembebanan Pelat Lantai

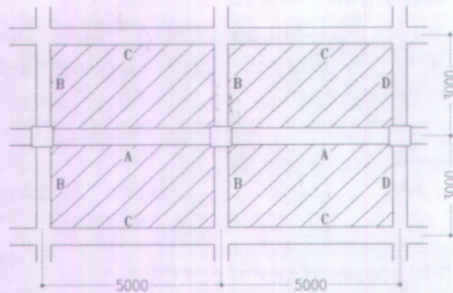
1. Beban Mati (DL)

- Berat sendiri $0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$

- Penutup lantai tegel $2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$

- Spesi (t = 2 cm) 2 x 21 = 42 kg/m²
 - Plafon + penggantung 11 + 7 = 18 kg/m²
 - Ducting AC+pipa = 30 kg/m² +
- DL = 426 kg/m²

2. Beban Hidup (LL) = 250 kg/m²



Gambar 4.1. Gambar Beban pelat yang dipikul oleh kolom

Beban kolom pada lantai 1-6

Akibat beban mati:

Berat balok melintang

- Balok B $(40/60)0,40 \times (0,60-0,12) \times 2400 \times 6 \times 6 = 16.588,8 \text{ kg}$
- Balok D $(40/60)0,40 \times (0,60-0,12) \times 2400 \times 6 \times 6 = 16.588,8 \text{ kg}$

Berat balok memanjang

- Balok A $(40/60)0,40 \times (0,60-0,12) \times 2400 \times 5 \times 6 = 13.824 \text{ kg}$
- Balok C $(40/50)0,40 \times (0,50-0,12) \times 2400 \times 5 \times 6 = 10.944 \text{ kg}$
- Berat pelat $5 \times 6 \times 426 \text{ kg/m}^2 \times 6 = 76.680 \text{ kg} +$
 $= 134.625,6 \text{ kg}$

Akibat beban hidup:

- Pada pelat : $5 \times 6 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 6 = 45.000 \text{ kg}$
- Pada pelat atap : $5 \times 6 \times 100 \text{ kg/m}^2 \times 1 = 3.000 \text{ kg} +$
 $= 48.000 \text{ kg}$

$$P = 134.625,6 + 48.000 = 182626,6 \text{ kg} = 1825256 \text{ N}$$

$$0,45 \times f_c' = \frac{P}{A}$$

$$A = \frac{P}{0,45 \times f_c'} = \frac{1826256}{0,45 \times 30} = 135278,23 \text{ mm}^2$$

Kolom yang digunakan ukuran **60/60** (360.000 mm²)

Dimensi Pelat

Untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5(3(3)), yaitu:

- $\alpha_m \leq 0.2$
h = 120 mm
- $0.2 \leq \alpha_m \leq 2$

$$h = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

- $\alpha_m > 2$

$$h = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

dimana :

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

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

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

f_y = mutu tulangan baja (MPa)

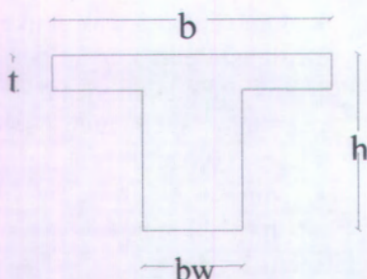
Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 10.10(2) dan pasal 10.10(3) disebutkan beberapa kriteria menentukan lebar efektif (be) dari balok T.

Interior

$$be1 = \frac{1}{4}Lb$$

$$be2 = 8t$$

$$be3 = \frac{1}{2}(Lb - bw)$$

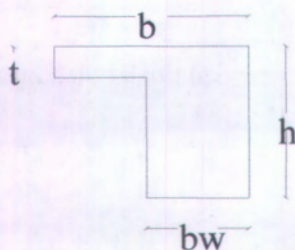


Eksterior

$$be1 = \frac{1}{12}Lb$$

$$be2 = 6t$$

$$be3 = \frac{1}{2}(Lb - bw)$$



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

$$ls = \frac{1}{12} \times bs \times t^3$$

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

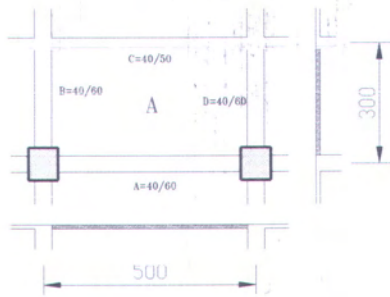
dimana:

be = lebar efektif, harga minimum (cm)

bw = lebar balok (cm)

t = tebal rencana pelat (cm)

h = tinggi balok (cm)



Gambar 4.2. Gambar Tipe Pelat A (500cm x 300cm)

$$L_n = 500 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 460 \text{ cm}$$

$$S_n = 300 - \left(\frac{40}{2} + \frac{40}{2} \right) = 260 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{460}{260} = 1.77 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

4.2.2 Perhitungan Tebal Pelat

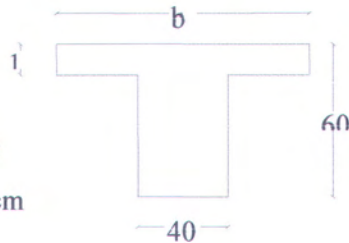
Contoh perhitungan menggunakan pelat dengan dimensi 500 cm x 300 cm dimana pelat bertumpu pada empat balok interior

Direncanakan menggunakan ketebalan pelat 12 cm.

Untuk pelat yang dijepit balok 40/60 dengan panjang 300 cm

$$\begin{aligned} be_1 &= \frac{1}{4} Lb \\ &= \frac{1}{4} \times 300 = 75 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$be_2 = 8t = 8 \times 12 = 96 \text{ cm}$$



$$\begin{aligned}
 be_3 &= \frac{1}{2} \times (Lb - bw) \\
 &= \frac{1}{2} \times (300 - 40) = 130 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

be diambil 75 cm

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{75}{40}\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{75}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{75}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$= 1,95$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 1,95 = 1.108.212 \text{ cm}^4$$

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

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{1108212}{43200} = 25,65$$

▪ **Balok 40/60 cm = 500 cm**

$$b_{e1} = 125 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = 96 \text{ cm}$$

$$b_{e3} = 225 \text{ cm}$$

$$\text{jadi } b_e = 96 \text{ cm}$$

$$k = 1,74$$

$$I_b = 2.486.750 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 72000 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_2 = 34,54$$

▪ **Balok 40 / 50 cm = 500 cm**

$$b_{e1} = 125 \text{ cm}$$

$$b_{e2} = 96 \text{ cm}$$

$$b_{e3} = 230 \text{ cm}$$

$$\text{jadi } b_e = 96 \text{ cm}$$

$$k = 2.57$$

$$I_b = 1070833 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 72000 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 14,87$$

$$\alpha_m = \frac{1}{4} (25.65 + 34.54 + 14.87 + 34.54) = 27,4$$

$$h = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{fy}{1500} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{465 \left(0.8 + \frac{240}{1500} \right)}{36 + (9 \times 1.83)} = 8,5 \text{ cm}$$

Perhitungan Rasio Kekakuan Balok Dan Plat

Untuk anggapan tumpuan plat diambil kesimpulan dari gambar memberi batasan sebagai berikut :

$$\alpha_m \leq 0,375 \quad \text{sebagai tanpa balok tepi s}$$

$$1,875 > \alpha_m \geq 0,375 \quad \text{sebagai balok tepi yang fleksibel}$$

$$\alpha_m \geq 1,875 \quad \text{sebagai balok tepi yang kaku}$$

dari nilai α_m yang didapatkan yaitu $\alpha_m = 27.4$ maka tumpuan dianggap sebagai balok tepi yang kaku.

Dan tidak boleh kurang dari 90 mm

→ **Dipakai tebal pelat 120 mm**

4.2.3 Pemodelan dan Analisa Struktur Pelat

Peraturan yang digunakan sebagai patokan menentukan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983). Perletakan pada pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit.

4.2.4 Pembebanan Pelat Lantai

1. Beban Mati (DL)
 - Berat sendiri $0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penutup lantai tegel $2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Plafon + penggantung $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
 - Ducting AC+pipa $\underline{= 30 \text{ kg/m}^2}$
 - DL $= 426 \text{ kg/m}^2$

2. Beban Hidup (LL) $= 250 \text{ kg/m}^2$

Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.1(1), yaitu :

$$Q_u = 1.2DL + 1.6LL$$

$$Q_u = (1.2 \times 426) + (1.6 \times 250) = 911.20 \text{ kg/m}^2$$

4.2.5 Penulangan Pelat Pelat

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur pelat antara lain:

1. Menentukan data-data d , f_y , f_c' dan μ
2. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \text{SNI 03-2847-2002}$$

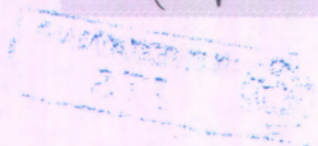
pasal 10.4(3)

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 12.3(3)}$$

$$\rho_{\min} = 0,002 \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 9.12.(2)}$$

Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan:

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



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

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

SNI 03-2847-2002

Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat 5.00 X 3.00 m²
- Tebal pelat 120 mm
- Tebal decking 20 mm
- Diameter tulangan rencana 10 mm
- Mutu tulangan baja $f_y = 240$ MPa
- Mutu beton $f_c' = 30$ MPa, $\beta_1 = 0.85$
- $d_x = 120 - 20 - \frac{1}{2}(10) = 95$ mm
- $d_y = 120 - 20 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 85$ mm

Tulangan Lentur Pelat

$$Q_u = 911,20 \text{ kg/m}^2$$

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

$$d_y = 85 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{240} \left(\frac{600}{600 + 240} \right) = 0.065$$

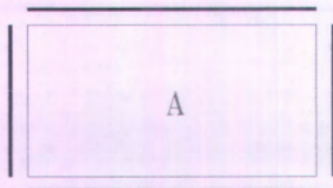
$$\rho_{\max} = 0.75 \times 0.065 = 0.048$$

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{5}{3} = 1.67$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.2 didapat persamaan momen:





$$Mlx = 0.001 q lx^2 X; \text{ dengan nilai } X = 58,7$$

$$Mly = 0.001 q lx^2 X; \text{ dengan nilai } X = 36$$

$$Mtx = -0.001 q lx^2 X; \text{ dengan nilai } X = 58,7$$

$$Mty = -0.001 q lx^2 X; \text{ dengan nilai } X = 36$$

Sehingga

$$Mlx = 0.001 \times 911.20 \text{ kg/m}^2 \times 3^2 \times 58,7 = 481.37 \text{ kgm}$$

$$Mly = 0.001 \times 911.20 \text{ kg/m}^2 \times 3^2 \times 36 = 295.23 \text{ kgm}$$

$$Mtx = -0.001 \times 911.20 \text{ kg/m}^2 \times 3^2 \times 58,7 = -481.37 \text{ kgm}$$

$$Mty = -0.001 \times 911.20 \text{ kg/m}^2 \times 3^2 \times 36 = -295.23 \text{ kgm}$$

Penulangan arah x

- **Tulangan lapangan (Mlx)**

$$Mu = 481.37 \text{ kgm} = 4.813.700 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{0.8x1000 \times dx^2} = \frac{4.813.700}{0.8x1000 \times 95^2} = 0,681$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{240}{0.85 \times 30} = 9,41$$

$$\rho = \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0.681}{240}} \right) = 0.00288 >$$

$$\rho_{\min} = 0.002$$

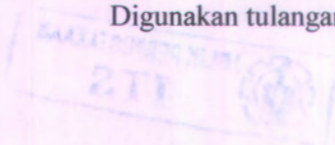
Maka digunakan $\rho = 0.00288$

$$As_{\text{perlu}} = \rho b d \\ = 0.00288 \times 1000 \times 95 = 273,6 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 120 = 360 \text{ mm} \\ \leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\varnothing 10-250$



$$\begin{aligned}
 A_{s_{pakai}} &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{250} \right) \\
 &= 314,16 \text{ mm}^2 > 273,6 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ Ok!}
 \end{aligned}$$

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_{s_{pakai}}}{b \times d} = \frac{314,16}{1000 \times 95} = 0,0033 > \rho_{\min}$$

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b}$$

$$a = \frac{314,16 \times 240}{0,85 \times 30 \times 1000} = 2,96$$

$$M_n = 314,16 \times 240 \left(95 - \frac{2,96}{2} \right) = 7051379,01 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \phi M_n = 0,8 \times 7.051.379,01 = 5.641.103,21 \text{ Nmm} \\
 &> 4.813.700 \text{ Nmm Ok!}
 \end{aligned}$$

- **Tulangan tumpuan (Mtx)**

$$M_u = 481,37 \text{ kgm} = 4.813.700 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times d^2} = \frac{4.813.700}{0,8 \times 1000 \times 95^2} = 0,681$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{240}{0,85 \times 30} = 9,41$$

$$\rho = \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0,681}{240}} \right) = 0,00288 >$$

$$\rho_{\min} = 0,002$$

Maka digunakan $\rho = 0,00288$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0.00288 \times 1000 \times 95 = 273,6 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:
 Jarak tulangan $\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 120 = 360 \text{ mm}$
 $\leq 450 \text{ mm}$

Digunakan tulangan lentur $\text{Ø}10\text{-}250$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{250} \right) = 314,16 \text{ mm}^2 > 273,6 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok!}$$

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_{S_{\text{pakai}}}}{b \times d} = \frac{314,16}{1000 \times 95} = 0,0033 > \rho_{\text{min}}$$

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$a = \frac{314,16 \times 240}{0.85 \times 30 \times 1000} = 2,96$$

$$M_n = 314,16 \times 240 \left(95 - \frac{2,96}{2} \right) = 7051379,01 \text{ Nmm}$$

$$M_u = \phi M_n = 0.8 \times 7.051.379,01 = 5.641.103,21 \text{ Nmm} > 4.813.700 \text{ Nmm Ok!}$$

Penulangan arah y

- Tulangan lapangan (Mly)

$$M_u = 295.23 \text{ kgm} = 2.952.300 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0.8 \times 1000 \times d y^2} = \frac{2952300}{0.8 \times 1000 \times 85^2} = 0,418$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{240}{0.85 \times 30} = 9,41$$

$$\rho = \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0,418}{240}} \right) = 0.00175 <$$

$$\rho_{\min} = 0.002$$

Maka digunakan $\rho = 0.002$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho b d \\ &= 0.002 \times 1000 \times 85 = 170 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 120 = 360 \text{ mm} \\ &\leq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur $\text{Ø}10\text{-}300$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{pakai}}} &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{300} \right) \\ &= 261,18 \text{ mm}^2 > 170 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ Ok!} \end{aligned}$$

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_{S_{\text{pakai}}}}{b \times d} = \frac{261,18}{1000 \times 85} = 0,0031 > \rho_{\min}$$

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$a = \frac{261,18 \times 240}{0.85 \times 30 \times 1000} = 2,46$$

$$M_n = 261,18 \times 240 \left(85 - \frac{2,46}{2} \right) = 5.251.029,19 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \phi M_n = 0.8 \times 5.251.029,19 = 4.200.823,35 \text{ Nmm} \\ &> 2.952.300 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- **Tulangan tumpuan (Mty)**

$$M_u = 295.23 \text{ kgm} = 2.952.300 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0.8 \times 1000 \times d y^2} = \frac{2952300}{0.8 \times 1000 \times 85^2} = 0,418$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{240}{0.85 \times 30} = 9.41$$

$$\rho = \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0,418}{240}} \right) = 0.00175 <$$

$$\rho_{\min} = 0.002$$

Maka digunakan $\rho = 0.002$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0.002 \times 1000 \times 85 = 170 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 120 = 360 \text{ mm} \\ \leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\text{Ø}10\text{-}300$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) \left(\frac{1000}{300} \right) \\ = 261,18 \text{ mm}^2 > 170 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok!}$$

Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_{S_{\text{pakai}}}}{b \times d} = \frac{261,18}{1000 \times 85} = 0,0031 > \rho_{\min}$$

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

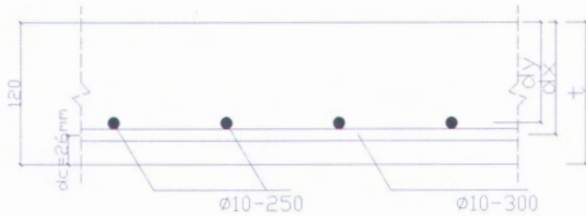
$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$$

$$a = \frac{261,18 \times 240}{0.85 \times 30 \times 1000} = 2,46$$

$$M_n = 261,18 \times 240 \left(85 - \frac{2,46}{2} \right) = 5.251.029,19 \text{ Nmm}$$

$$M_u = \phi M_n = 0.8 \times 5.251.029,19 = 4.200.823,35 \text{ Nmm}$$

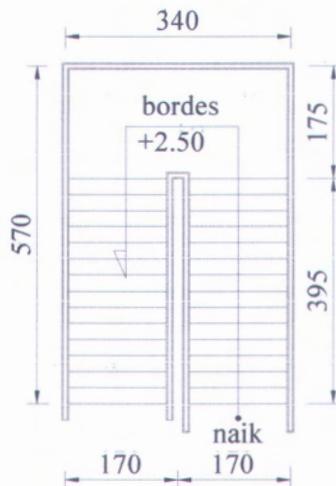
$$> 2.952.300 \text{ Nmm}$$

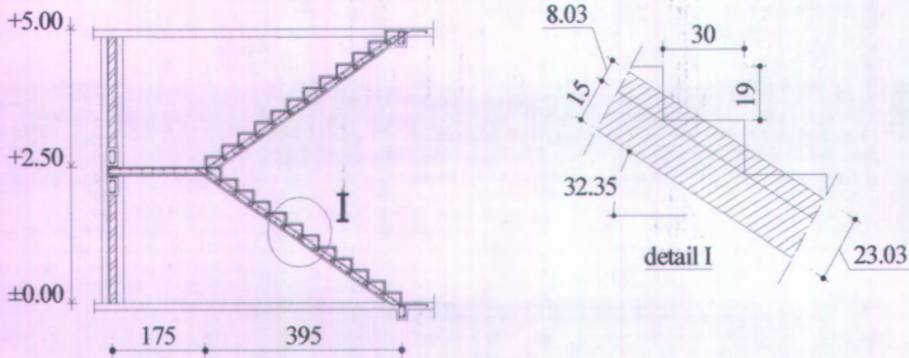


**Gambar 4.3. Gambar Penulangan Pelat type A
(500cm x 300cm)**

4.3 DESAIN TANGGA

4.3.1 Data Perencanaan Tangga





Gambar 4.4 Rencana tangga

Syarat perencanaan tangga:

$$2.t + i = 60 - 68$$

$$2.t + i = 68$$

$$2.20 + i = 68$$

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

- Mutu beton f_c' : 30 MPa
- Mutu baja tulangan (f_y) : 320 Mpa
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tanjakan (t) : 19 cm
- Tebal Pelat Tangga : 15 cm
- Tebal Pelat Bordes : 15 cm
- Lebar Bordes : 175 cm
- Lebar Tangga : 170 cm
- Sudut Kemiringan : Arc tg $(19/30) = 32,35^\circ$
- Jumlah tanjakan bordes kebawah = keatas

$$(n.t) = \frac{250}{19} = 13,16 \approx 13 \text{ buah}$$

$$(n.i) = n.t - 1 = 13 - 1 = 12 \text{ buah}$$

- Tebal pelat rata-rata

$$\begin{aligned} \text{Tebal rata-rata} &= \left(\frac{i}{2}\right) \times \sin \alpha \quad (\text{injakan dan tanjakan}) \\ &= \left(\frac{30}{2}\right) \times \sin 32,35 = 8,03 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal rata - rata pelat tangga} = 15 + 8,05 = 23,03 \text{ cm}$$

4.3.2 Pembebanan Tangga

4.3.2.1 Tangga

- Beban mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} : (0,2303 \times 2400) / \cos 32,35 = 654,27 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (2 cm)} : 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel (2 cm)} : 2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sandaran} : = 30 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{DL} = 774,27 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup

$$\text{LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

- Kombinasi

$$Q_{\text{ult}} = (1,2 \times DL) + (1,6 \times LL)$$

$$= (1,2 \times 774,27) + (1,6 \times 300)$$

$$= 1409,124 \text{ kg/m}^2$$

4.3.2.2 Bordes

- Beban Mati

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

$$\text{Spesi (2 cm)} : 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel (2 cm)} : 2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sandaran} : = 30 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{DL} = 480 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup

$$\text{LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

- Kombinasi

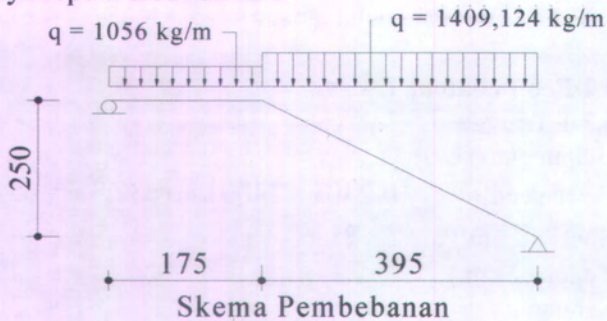
$$Q_u = (1,2 \times DL) + (1,6 \times LL)$$

$$= (1,2 \times 480) + (1,6 \times 300)$$

$$= 1056 \text{ kg/m}^2$$

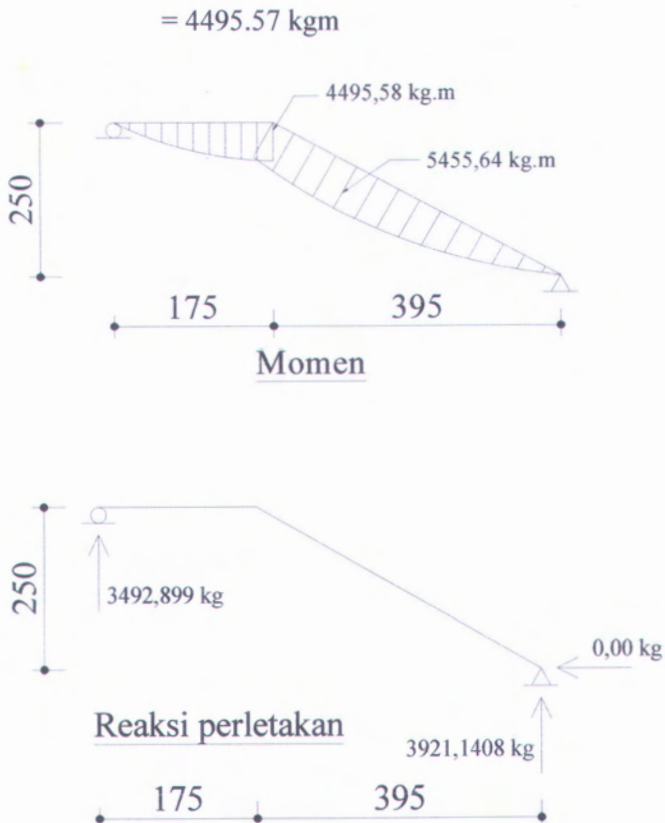
4.3.3 Analisa Struktur Tangga

Pada proses analisa struktur tangga ini, ditinjau 1 m lebar pelat tangga/bordes. Untuk perletakan tangga menggunakan Sendi-Rol, dimana pembebanan tangga dan perhitungan gaya-gayanya seperti dibawah ini :



Perhitungan Momen :

- $\Sigma MB = 0$
 $R_a \cdot 5.7 - 1056 (1.75)(4.825) - 1409.124(3.95)(1.975) = 0$
 $R_a = 3492.899 \text{ kg}$
- $\Sigma MA = 0$
 $-R_b \cdot 5.7 + 1409.124(3.95)(3.725) + 1056(1.75)(0.875) = 0$
 $R_b = 3921.14 \text{ kg}$
- Cek
 $R_a + R_b = q_{u1} \cdot L + q_{u2} \cdot L$
 $3492.899 + 3921.14 = 1056 (1.75) + 1409.124 (3.95)$
 $7414.039 = 7414.039 \longrightarrow \text{OK}$
- $Mx = R_b \cdot x - \frac{1}{2} q \cdot x^2$
 $= 3921.14x - \frac{1}{2} 1409.124 \cdot x^2$
- $Dx = Mx^1$
 $Dx = 3921.14 - 1409.124 x$
 $x = 2.78 \text{ (Momen Maksimum)}$
 $M_{\max} = 3921.14 (2.78) - (1/2 \times 1409.124 \times (2.78^2))$
 $= 5455.64 \text{ kgm}$
- $MB = 3921.14 \times 3.95 - (1/2 \times 1409.124 \times (3.95^2))$



Gambar 4.5 Pembebanan dan reaksi struktur tangga

4.3.4 Perhitungan Tulangan Tangga

4.3.4.1 Penulangan Pelat Tangga

Data Perencanaan :

- f'_c : 30 MPa
- f_y : 320 MPa
- M_u : 5455,64 kgm

▪ D tul : 16 mm

$$dx = 150 - 20 - (16/2) = 122 \text{ mm}$$

$$dy = 150 - 20 - 16 - (12/2) = 108 \text{ mm}$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \left(\frac{600}{600 + 320} \right)}{320} = 0,0442$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0442 = 0,033$$

$$\rho_{\min} = 0,002$$

Arah X

$$M_u = 5455.64 \text{ kgm} = 54556.4 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{54.556.400}{0,8} = 68.195.500 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{68.195.500}{0,8 \times 1000 \times 122^2} = 5,59$$

$$\rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 5,59}{320}} \right) = 0,0159 \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

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

$$= 0,0159 \times 1000 \times 122 = 1.939,80 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

$$\leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur **D16-100**

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \left(\frac{1000}{100} \right)$$

$$= 2010,62 \text{ mm}^2 > 1939,80 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{Ok!}$$

Kontrol Kekuatan

$$dx_{\text{actual}} = 150 - 20 - (16/2) = 122 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_{s \text{ pakai}}}{b \times d} = \frac{2010,62}{1000 \times 122} = 0,0165 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{2010,62 \times 320}{0,85 \times 30 \times 1000} = 25,23$$

$$M_n = 2010,62 \times 320 \left(122 - \frac{25,23}{2} \right) = 70.378.133,987 \text{ mm}$$

$$M_u = M_n = 0,8 \times 70.378.133,987 = 56.302.507,19 \text{ Nmm}$$

$$54.556.400 \text{ Nmm} \dots \text{Ok!}$$

Arah Y

Penulangan arah y di pasang tulangan susut sebesar :

$$\begin{aligned} \text{As tulangan susut} &= 0,002 \times b \times h \\ &= 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 150 = 450 \text{ mm} \\ &\leq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur $\varnothing 16-200$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \left(\frac{1000}{200} \right) \\ &= 1005,31 \text{ mm}^2 > 300 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok!} \end{aligned}$$

4.3.4.2 Penulangan Plat Bordes

Data Perencanaan :

- f'_c : 30 MPa

- f_y : 320 MPa
- M_u : 4495,58 kgm
- D tul : 16 mm

$$dx = 150 - 20 - (16/2) = 122 \text{ mm}$$

$$dy = 150 - 20 - 16 - (12/2) = 108 \text{ mm}$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \left(\frac{600}{600 + 320} \right)}{320} = 0,0442$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0442 = 0,0332$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

Arah X

$$M_u = 4495,58 \text{ kgm} = 44.955.800 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{44.955.800}{0,8} = 56.194.750 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{56.194.750}{0,8 \times 1000 \times 122^2} = 4,72$$

$$\rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 4,72}{320}} \right) = 0,0132 \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

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

$$= 0,0132 \times 1000 \times 122 = 1.610 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 150 = 450 \text{ mm} \\ &\leq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur $\text{Ø}16-100$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \left(\frac{1000}{100} \right) \\ = 2.010,6 \text{ mm}^2 > 1.610 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok!}$$

Kontrol Kekuatan

$$d_{x_{\text{actual}}} = 150 - 20 - (16/2) = 122 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_{S_{\text{pakai}}}}{b \times d} = \frac{2.010,6}{1000 \times 122} = 0,0165 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{2.010,6 \times 320}{0,85 \times 30 \times 1000} = 25,23$$

$$M_n = 2.010,6 \times 320 \left(122 - \frac{25,23}{2} \right) = 70377093,3 \text{ Nmm}$$

$$M_u = \phi M_n = 0,8 \times 70.377.093,3 = 56.301.674,64 \text{ Nmm} > 44.955.800 \text{ Nmm} \dots \text{Ok!}$$

Arah Y

Penulangan arah y di pasang tulangan susut sebesar :

$$A_s \text{ tulangan susut} = 0,002 \times b \times h \\ = 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 150 = 450 \text{ mm} \\ \leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur **D16-200**

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \left(\frac{1000}{200} \right) \\ = 1005,31 \text{ mm}^2 > 300 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok!}$$

4.3.5 Perhitungan Tulangan Balok Bordes

4.3.5.1 Perencanaan Dimensi Balok Bordes

$$h = \left(\frac{1}{10} s / d \frac{1}{16} \right) \times L = \frac{1}{13} \times 340 = 26,16m \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \left(\frac{1}{2} s / d \frac{2}{3} \right) \times h = \frac{1}{2} \times 30 = 15 \text{ cm} = 20\text{cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 20/30

4.3.5.2 Pembebanan Balok Bordes

Beban Mati (qd)

- Berat Sendiri = $0,15 \text{ m} \times 3,40 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 1224 \text{ kg/m}$
- Ubin = $0,02 \text{ m} \times 3,40 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 163,20 \text{ kg/m}$
- Spesi = $0,02 \text{ m} \times 3,40 \text{ m} \times 2100 \text{ kg/m}^3 = 142,80 \text{ kg/m}$
- Beban Sendiri = $0,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 144 \text{ kg/m}$

$$qd = 1674,00 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (ql)

$$ql = 300 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Berfaktor } (qu) &= (1,2 \times W_d) + (1,6 \times W_l) \\ &= (1,2 \times 1674) + (1,6 \times 300) \\ &= 2488,80 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

4.3.5.3 Analisa Struktur Balok Bordes

Perhitungan momen ultimate (PBI 71) :

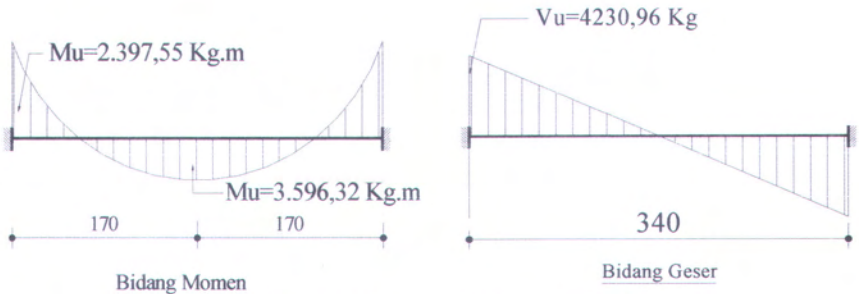
$$M_{tump} = \frac{1}{12} \times qu \times L^2 = \frac{1}{12} \times 2488,8 \times 3,4^2 = 2397,55 \text{ kgm}$$

$$M_{lap} = \frac{1}{8} \times qu \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2488,8 \times 3,4^2 = 3596,32 \text{ kgm}$$

Gaya Geser dari balok bordes

$$q_u \text{ total} = 2488,8 \text{ kg/m}$$

$$V_u \text{ total} = \frac{1}{2} \times 2488,8 \times 3,4 = 4230,96 \text{ kg}$$



Gambar 4.6 Reaksi – reaksi dalam balok bordes

4.3.5.3 Penulangan Balok Bordes

Data Perencanaan :

- f_c' = 30 MPa
- f_y = 240 MPa (senggang) dan $f_y = 390$ MPa (tulangan utama)

Diameter senggang = 10 mm sedangkan diameter tulangan utama = 16 mm (deform)

$$d = 300 - 40 - 10 - (16/2) = 242 \text{ mm}$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \left(\frac{600}{600 + 390} \right)}{390} = 0,0337$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0337 = 0,0253$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

Penulangan Lentur

Daerah Tumpuan

$$M_u = 23.975.500 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{23.975.500}{0,8} = 29.969.375 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$R_n = \frac{M_n}{b x d^2} = \frac{29.969.375}{340 \times 242^2} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,51}{390}} \right) = 0,00398$$

$\rho > \rho_{\min} \rightarrow$ pakai ρ

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

$$= 0,00398 \times 340 \times 242 = 327,51 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2-D16** ($A_s = 402,13 \text{ mm}^2$)

Tulangan pasang **2-D16** ($A_s' = 402,13 \text{ mm}^2$)

Daerah Lapangan

$$M_u = 35.963.200 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{35.963.200}{0,8} = 44.954.000 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{44.954.000}{340 \times 242^2} = 2,26$$

$$\rho = \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 2,26}{390}} \right) = 0,0061 \quad \rho > \rho_{\min} \rightarrow \text{pakai } \rho$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0061 \times 340 \times 242 = 499,49 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **3D16** ($A_s = 603,19 \text{ mm}^2$)s

Tulangan pasang **2D16** ($A_s = 402,13 \text{ mm}^2$)

Penulangan Geser

Daerah Tumpuan

$$V_u = 42309,6 \text{ N}$$

Kontrol dimensi =

$$\phi \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} b d = 0,6 \times \frac{5}{6} \times \sqrt{30} \times 340 \times 242 = 225.333.061 \text{ N}$$

$$V_u < \phi \times \frac{5}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \quad \dots \text{ dimensi OK !}$$

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

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 340 \times 242 = 75.111 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 75.111 = 45.067 \text{ N}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 0,6 \times 75.111 = 22.533,3 \text{ N}$$

$$0,5\phi V_c < V_u < \phi V_c$$

→ Masuk Kondisi 2 (tidak perlu tulangan geser)

Direncanakan diameter tulangan geser 10 mm dengan sengkang 2 kaki:

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

$$V_s = \frac{V_u}{0,6} - \phi V_c = \frac{42309,6}{0,6} - 45067 = 25449 \text{ N}$$

Jarak tulangan geser

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{157,08 \times 240 \times 242}{25449} = 358,50 \text{ mm}$$

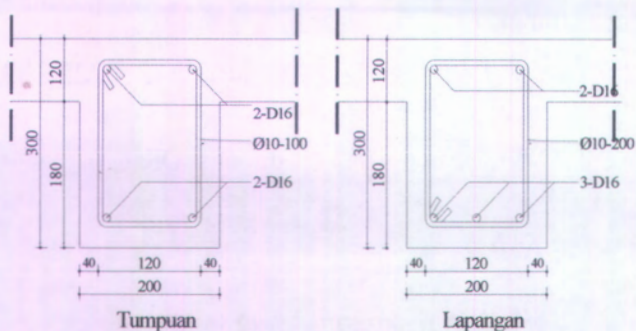
Dengan ketentuan :

$$S_{\max} < d/2 = 242/2 = 121 \text{ mm} \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 13.5(4.1)}$$

$$S_{\max} < 600 \text{ mm}$$

Pakai tulangan geser $\text{Ø}10-100$

Pakai tulangan geser $\text{Ø}10-100$ (Daerah Lapangan)



Gambar 4.7 Detail tulangan balok bordes
(a) tumpuan dan (b) lapangan

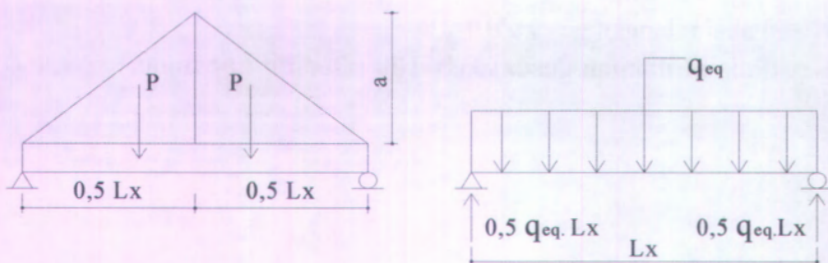
4.4 PERENCANAAN BALOK ANAK

4.4.1 Pembebanan Balok Anak

Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri dari balok anak dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup di atasnya). Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban segitiga pada lajur pendek serta beban trapezium pada lajur yang panjang. Beban-beban yang berbentuk trapezium maupun yang berbentuk segitiga tersebut kemudian diubah menjadi beban merata ekuivalen dengan menyamakan momen maksimum.

Beban ekuivalen tersebut digunakan sebagai beban merata pada balok anak maupun balok induk untuk memperhitungkan analisa strukturnya. Adapun perumusan beban ekuivalen dapat ditemukan sebagai berikut:

- Beban Ekuivalen Segitiga



$$a = \frac{1}{2} \cdot Lx \cdot q$$

$$P = \frac{1}{2} \left(a \cdot \frac{1}{2} \cdot Lx \right) = \frac{1}{4} \cdot a \cdot Lx$$

$$R = P$$

$$M \max_q = R \cdot \frac{1}{2} \cdot Lx - P \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot Lx \right) = \left(\frac{1}{4} \cdot a \cdot Lx \right) \frac{1}{2} \cdot Lx - \left(\frac{1}{4} \cdot a \cdot Lx \right) \frac{1}{6} \cdot Lx = \frac{1}{12} \cdot a \cdot Lx^2$$

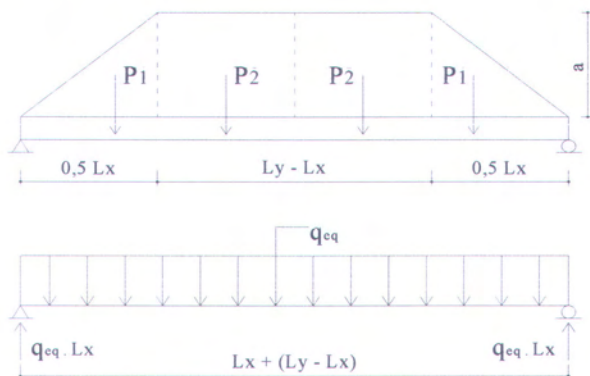
$$M \max_{eq} = \frac{1}{2} q_{eq} \cdot Lx \cdot \frac{1}{2} \cdot Lx - \frac{1}{2} q_{eq} \left(\frac{1}{2} \cdot Lx \right)^2 = \frac{1}{8} \cdot q_{eq} \cdot Lx^2$$

$$M \max_{eq} = M \max_q$$

$$\frac{1}{8} \cdot q_{eq} \cdot Lx^2 = \frac{1}{12} \cdot \frac{1}{2} \cdot q \cdot Lx^3$$

$$q_{eq} = \frac{1}{3} \cdot q \cdot Lx$$

▪ Beban Ekuivalen Trapesium



$$a = \frac{1}{2} \cdot q \cdot Lx^2$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \left(a \cdot \frac{1}{2} Lx \right) = \frac{1}{4} a \cdot Lx$$

$$P_2 = a \left(\frac{1}{2} (Ly - Lx) \right) = \frac{1}{2} a \cdot (Ly - Lx)$$

$$R = P_1 + P_2 = \frac{1}{2} a \cdot \left(Ly - \frac{1}{2} Lx \right)$$

$$M \max_{eq} = \left(\frac{1}{2} \cdot q_{eq} \cdot Ly \cdot \frac{1}{2} \cdot Ly \right) - \left(\frac{1}{2} \cdot q_{eq} \left(\frac{1}{2} Ly \right)^2 \right) = \frac{1}{8} \cdot q_{eq} \cdot Ly^2$$

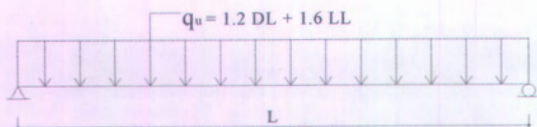
$$M \max_q = \left(R \cdot \frac{1}{2} \cdot Ly \right) - P_1 \left(\frac{1}{2} \cdot Ly - \frac{1}{3} \cdot Lx \right) = P_2 \left(\frac{1}{4} (Ly - Lx) \right)$$

$$M \max_q = \frac{1}{8} \cdot a \cdot \left(Ly^2 - \frac{1}{3} \cdot Lx^2 \right) = \frac{1}{16} \cdot q \cdot \left(Ly^2 - \frac{1}{3} Lx^2 \right)$$

$$M \max_{eq} = M \max_q$$

$$q_{eq} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot Lx \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right]$$

4.4.2 Pola-pola Pembebanan Balok Anak



$$DL = DL_1 + DL_2 + DL_3$$

DL_1 = Berat sendiri balok

DL_2 = Beban ekuivalen pelat akibat beban mati

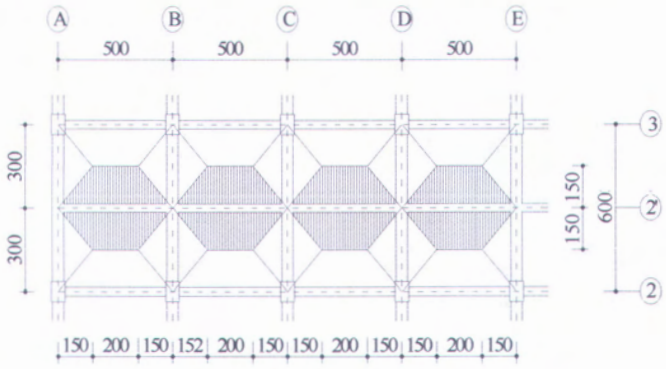
DL_3 = Beban dari balok anak anak seperti pada gambar dibawah

$LL = LL_1 + LL_2$

LL_1 = Beban ekivalen pelat akibat beban hidup

LL_3 = Beban dari balok anak anak seperti pada gambar

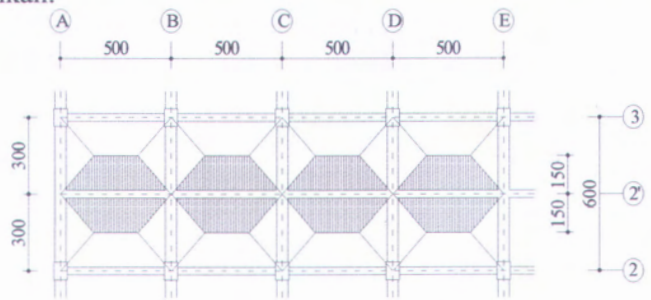
Dibawah



Gambar 4.8 Contoh skema area pembebanan balok anak

4.4.3 Perhitungan Pembebanan Balok Anak

Sebagai contoh perhitungan, diambil balok anak lantai 2 dan dimensi 40/50 cm, sedangkan untuk balok anak lainnya akan ditabelkan.



Dari data perhitungan sebelumnya didapatkan pembebanan pada pelat lantai:

$DL = 426 \text{ kg/m}^2$

$LL = 250 \text{ kg/m}^2$

Beban-beban yang bekerja:

a. Beban Mati

Trapesium

• Berat sendiri balok : $0,4 \times (0,50-0,15) \times 2400 = 336,00 \text{ kg/m}$

• Beban mati pelat: $2 \times \left(\frac{1}{2} \times 426 \times 3 \times \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{5} \right)^2 \right) \right) = 1124,64 \text{ kg/m}$
 $= 1460,64 \text{ kg/m}$

b. Beban Hidup

Trapesium

• Beban hidup pelat : $2 \times \left(\frac{1}{2} \times 250 \times 3 \times \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{5} \right)^2 \right) \right) = 660,00 \text{ kg/m}$

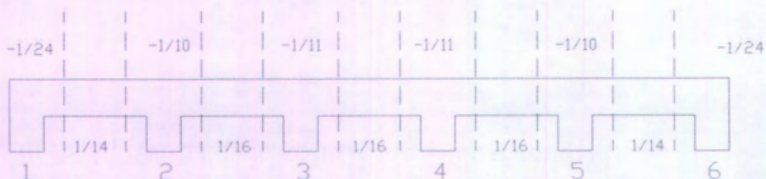
Kombinasi:

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

$$= (1,2 \times 1.460,64) + (1,6 \times 660) = 2.808,77 \text{ kg/m}$$

▪ **Gaya – gaya dalam yang terjadi**

Berdasarkan pasal 10.3)(5) SNI 03-2847 -2002, metode pendekatan yang digunakan untuk menentukan momen lentur dan gaya geser dalam perencanaan balok menerus dan pelat satu arah, yaitu pelat beton bertulang dimana tulangnya hanya direncanakan untuk memikul gaya-gaya dalam satu arah. Jumlah minimum bentang yang ada haruslah minimum dua. Panjang bentang yang digunakan adalah panjang bentang bersih antara muka tumpuan.



Gambar 4.9 Gaya Dalam Pada Balok Anak

4.4.4 Penulangan Balok Anak

Data Perencanaan :

- $f'_c = 30 \text{ MPa}$
 - $f_y = 320 \text{ MPa}$ (sejangkang) dan $f_y = 390 \text{ MPa}$ (tulangan utama)
- Diameter sejangkang = 10 mm sedangkan diameter tulangan utama = 19 mm (deform). Sebagai contoh perhitungan, diambil balok anak lantai 2 dengan bentang 5 meter dan dimensi 40/50 cm.

▪ Momen Bentang Ujung

Tumpuan

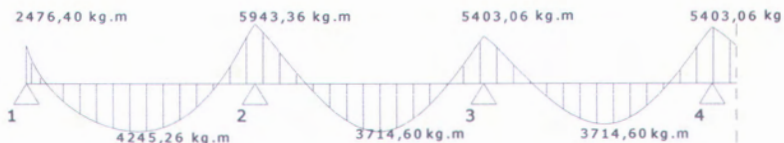
$$M1 = \frac{-qu \times Ln^2}{24} = \frac{2808,77 \times 4,6^2}{24} = -2476,40 \text{ kgm}$$

$$M2 = \frac{-qu \times Ln^2}{10} = \frac{2808,77 \times 4,6^2}{10} = -5943,36 \text{ kgm}$$

Lapangan

$$M12 = \frac{qu \times Ln^2}{14} = \frac{2808,77 \times 4,6^2}{14} = 4245,26 \text{ kgm}$$

$$M23 = \frac{qu \times Ln^2}{16} = \frac{2808,77 \times 4,6^2}{16} = 3714,60 \text{ kgm}$$



BIDANG MOMEN



BIDANG GESER

Gambar 4.10 Gaya dalam balok anak memanjang

Batas harga perbandingan tulangan :

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \left(\frac{600}{600 + 390} \right)}{390} = 0,0337$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0337 = 0,0253$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

Daerah Tumpuan

$$M_u = 5.943,36 \text{ kgm} = 59.433.600 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$d = h - \text{decking} - \text{tul. sengkang} - \frac{1}{2} \text{ tul. Lentur}$

$$= 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 440,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{59.433.600}{0,8 \times 400 \times 440,5^2} = 0,96$$

$$\rho = \frac{1}{15,29} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 0,96}{390}} \right] = 0,0025 < \rho_{\min}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d \\ = 0,0036 \times 400 \times 440,5 = 634,32 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang: **3-D19** ($A_s = 850,5 \text{ mm}^2$)

$$A_s' = 0,5 A_s \\ = 0,5 \times 850,5 = 425,25 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2-D19** ($A_s = 567,06 \text{ mm}^2$)

Daerah Lapangan

$$Mu_{lap} = 4.245,26 \text{ kgm} = 42.452.600 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$d = h - \text{decking} - \text{tul. sengkang} - \frac{1}{2} \text{ tul. Lentur}$$

$$= 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 440,5 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{42.452.600}{0,8 \times 400 \times 440,5^2} = 0,684$$

$$\rho = \frac{1}{15,29} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 0,684}{390}} \right] = 0,0018 < \rho_{min}$$

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0036 \times 400 \times 440,5 = 634,32 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang: **3-D19** ($As = 850,5 \text{ mm}^2$)

$$As' = 0,5 As$$

$$= 0,5 \times 850,5 = 425,25 \text{ mm}^2$$

Tulangan pasang **2-D19** ($As = 567,06 \text{ mm}^2$)

Penulangan Geser

Gaya geser pada sisi dari tumpuan dalam pertama

$$Vu = \frac{1,15}{2} \times qu \times ln = \frac{1,15}{2} \times 2808,77 \times 4,6 = 7.267,69 \text{ kg} = 72676,9 \text{ N}$$

Gaya geser pada sisi dari semua tumpuan-tumpuan lainnya

$$Vu = \frac{1}{2} \times qu \times ln = \frac{1}{2} \times 2808,77 \times 4,6 = 6460,17 \text{ kg} = 64601,7 \text{ N}$$

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

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 440,5 = 160,847,86 \text{ N}$$

$$0,5 \phi Vc = 0,5 \times 0,6 \times 160847,86 = 48.254,36 \text{ N} < Vu$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 160847,86 = 96.508,72 \text{ N} > V_u$$

$0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$ kondisi 2 (tulangan geser minimum)

$$V_{smin} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} \times 400 \times 440,5 = 58.734 \text{ N}$$

Direncanakan diameter tulangan geser 10 mm dengan sengkang 2 kaki:

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

Jarak tulangan geser:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{157,08 \times 320 \times 440,5}{58.734} = 377 \text{ mm Dengan}$$

ketentuan:

$$S_{max} \leq d/2 = 440,5/2 = 220,25 \text{ mm}$$

$$S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Pakai tulangan geser $\text{Ø}10\text{--}150$

Daerah Lapangan

$$V_{ulap} = \frac{V_{ux} \times (0,25.L_n - 0,25.L_n)}{0,5.L_n}$$

$$= \frac{72676,9 \times 0,25 \times 4,6}{0,5 \times 4,6}$$

$$= 36338,45 \text{ N}$$

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

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 440,5 = 160,847,86 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,6 \times 160847,86 = 48.254,36 \text{ N} > V_u$$

$V_u < 0,5 \phi V_c$ kondisi 1 (tidak perlu tulangan geser)

Dipakai tulangan geser minimum

$$V_{smin} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} \times 400 \times 440,5 = 58.734 \text{ N}$$

Direncanakan diameter tulangan geser 10 mm dengan sengkang 2 kaki:

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

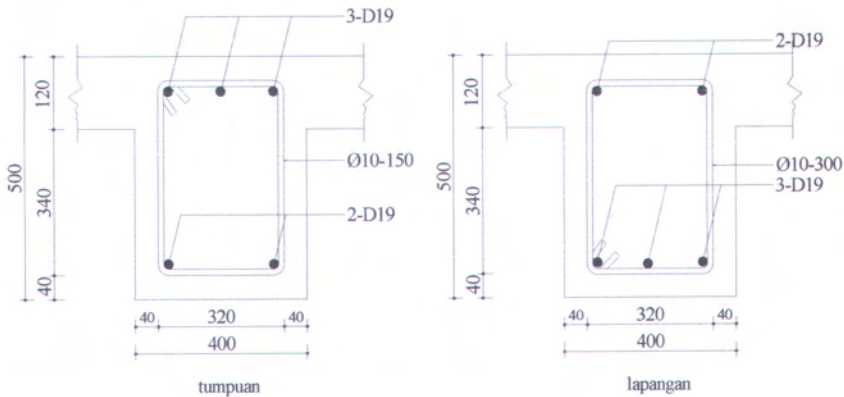
Jarak tulangan geser:

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{157,08 \times 320 \times 440,5}{58.734} = 377 \text{ mm}$$

Dengan ketentuan:

$$S_{\max} \leq 600 \text{ mm}$$

Pakai tulangan geser $\text{Ø}10\text{-}300$



Gambar 4.11 Detail tulangan balok anak (a) tumpuan dan (b) lapangan

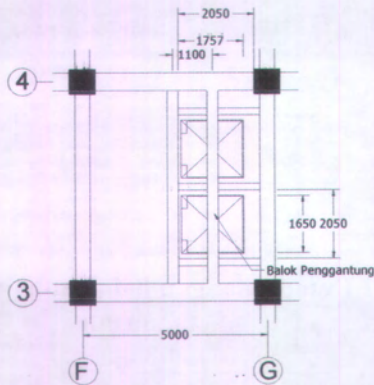
4.5 Perhitungan Balok Lift

4.5.1 Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift, yang terdiri dari balok penggantung lift. Pada bangunan ini digunakan

lift penumpang yang diproduksi oleh PT. Jaya Kencana dengan data-data sebagai berikut :

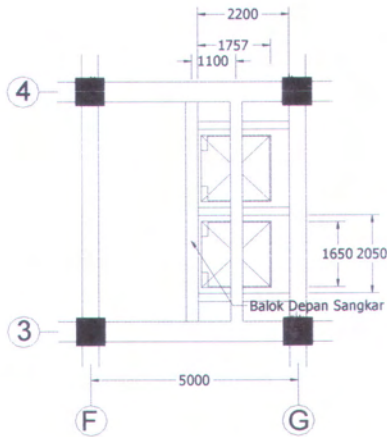
- Tipe Lift : Duplex
- Merk : LG
- Kapasitas : 15 orang (1000 kg)
- Kecepatan : 60 m/menit
- Lebar pintu (opening width) : 900 mm
- Dimensi sangkar (car size)
 - Outside : 1650 x 1665 mm²
 - Inside : 1600 x 1500 mm²
- Dimensi ruang luncur (Hoistway)
 - Simplex : 2000 x 2100 mm²
- Dimensi ruang mesin (Duplex): 4500 x 3900 mm²
- Beban reaksi ruang mesin
 - $R_1 = 5450$ kg (berat mesin penggerak lift + beban kereta + perlengkapan)
 - $R_2 = 4300$ kg (berat bandul pemberat + perlengkapan)



Gambar 4.12 Denah Pembalokan Lift

4.5.2 Perencanaan Balok Sangkar Lift

4.5.2.1 Balok Depan Sangkar Lift (40/50)



Gambar 4.13 Denah Pembebanan Balok Depan Sangkar

$$L_{nx} = 235 - \left(\frac{40}{2} + \frac{50}{2} \right) = 240 \text{ cm.}$$

$$L_{ny} = 600 - \left(\frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 550 \text{ cm}$$

A. Pembebanan

Beban mati

- Beban sendiri balok : $0,40 \times 0,50 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}$

- Beban mati pelat : $\left(\frac{1}{2} \times 426 \times 2,4 \left(1 - \left(\frac{2,4}{2 \times 5,5} \right) \right) \right) = 399,67 \text{ kg/m}$

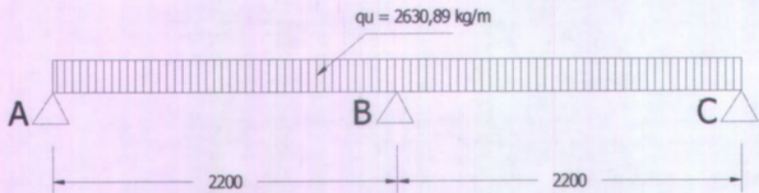
- Berat tembok : $4 \times 250 = \frac{1000 \text{ kg/m}}{= 1879,67 \text{ kg/m}}$

Beban hidup

Beban hidup pelat : $\left(\frac{1}{2} \times 250 \times 2,4 \left(1 - \left(\frac{2,4}{2 \times 5,5} \right) \right) \right)$
 $= 234,55 \text{ kg/m}$

Beban Ultimate

$(1,2 \times 1879,67) + (1,6 \times 234,55) = 2630,89 \text{ kg/m}$



Gambar 4.14 Pembebanan Balok Depan Lift

B. Momen

$$\sum M_A = 0$$

$$R_{B1} \times L - \frac{1}{2} \times qu \times L^2 = 0$$

$$R_{B1} = \frac{\frac{1}{2} \times 2630,89 \times 2,2^2}{2,2} = 2893,98 \text{ kg}$$

$$\sum M_C = 0$$

$$R_{B2} \times L - \frac{1}{2} \times qu \times L^2 = 0$$

$$R_{B2} = \frac{\frac{1}{2} \times 2630,89 \times 2,2^2}{2,2} = 2893,98 \text{ kg}$$

$$R_B = R_{B1} + R_{B2} = 2893,98 + 2893,98 = 5787,96 \text{ kg}$$

$$R_A = R_C = 0,5 \times R_B = 2893,98 \text{ kg}$$

Cek :

$$2630,89 \cdot 4,4 = 2893,98 + 5787,96 + 2893,98$$

$$11575,92 = 11575,92 \dots\dots\dots\text{OK!!}$$

Untuk penentuan momen yang akan dipakai ditentukan dengan menggunakan koefisien momen seperti pada PBI ' 71 pasal 13.2(3) :

$$M_{\text{tump}} = 1/16 \times q \times l^2 = 1/16 \times 2630,89 \times 2,2^2 = 795,85 \text{ kgm}$$

$$M_{lap} = 1/11 \times q \times l^2 = 1/11 \times 2630,89 \times 2,2^2 = 1157,60 \text{ kgm}$$

C. Penulangan

• Perhitungan tulangan lentur

$$d = 500 - 40 - 8 - 16/2$$

$$= 444 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

dari perhitungan sebelumnya didapatkan :

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

pasal 10.4(3)

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,0337$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 12.3(3)}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0337 = 0,0253$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$M_u = 1157,60 \text{ kgm} = 11.576.000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times b \times d^2} = \frac{11576000}{0,8 \times 400 \times 444^2} = 0,18 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 0,18}{390}} \right) = 0,00048 < \rho_{\min}$$

$\rho_{\text{analisis}} = 1,33 \times 0,00048 = 0,00065 < \rho_{\min}$, maka pakai ρ_{\min}

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

$$= 0,0036 \times 400 \times 444 = 639,6 \text{ mm}^2$$

Pasang 4 D16 ($A_s = 803,84 \text{ mm}^2$)



• **Perhitungan tulangan geser**

$$V_u = 5787,96 \text{ Kg} = 57879,6 \text{ N}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$d = 444 \text{ mm}$$

$$V_c = (1/6) \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= (1/6) \times \sqrt{30} \times 400 \times 444 = 162125,9 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 162125,9$$

$$= 97275,53 \text{ N}$$

Karena $V_u \geq \phi V_c$, maka dalam SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.(6(1))

Sehingga perlu tulangan geser :

V_s perlu =

$$\frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{57879,6}{0,6} - 97275,53 = -809,53 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \phi 8 = 101 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{101 \times 400 \times 444}{809,53} = 22158 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat } S < d/2 = 444/2 = 222 \text{ mm}$$

Pasang $\phi 8 - 150$ untuk daerah tumpuan

Pasang $\phi 8 - 200$ untuk daerah lapangan

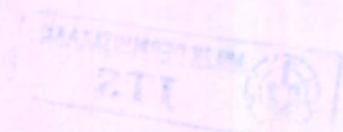
4.5.3 Balok Penggantung Lift (30/40)

4.5.3.1 Beban yang bekerja

Beban yang bekerja pada balok penumpu adalah akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan ($R_1 = 5450 \text{ kg}$) juga akibat bandul pemberat + perlengkapan ($R_2 = 4300 \text{ kg}$)

4.5.3.2 Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pada halaman 16 PPIUG 1983 menyatakan bahwa keran yang mengalami struktur terdiri dari berat sendiri keran



ditambah dengan berat muatan yang diangkatnya. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\psi &= (1 + k_1 \times k_2 \times V) \geq 1,15 \\ &= (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \geq 1,15 \\ &= 1,78 \geq 1,15\end{aligned}$$

Dimana :

ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

V = kecepatan angkat maksimum dalam m/dt pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu lebih dari 1,00 m/dt

K_1 = koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran induk, untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0,6

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

Jadi beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P = R \times \psi = (5450 + 4300) \times 1,78 = 17,355 \text{ kg}$$

A. Pembebanan

Beban mati

- Berat sendiri balok = $0,30 \times 0,4 \times 2400 = 288,00 \text{ kg/m}$

- Beban mati pelat 2 trap

$$2 \times \left(\frac{1}{2} \times 406 \times 1,10 \left(1 - \left(\frac{1,10}{2 \times 2,60} \right) \right) \right) = \underline{352,20 \text{ kg/m}}$$

$$q_u = 640,20 \text{ kg/m}$$

- Berat terpusat lift = $17355,00 \text{ kg/m}$

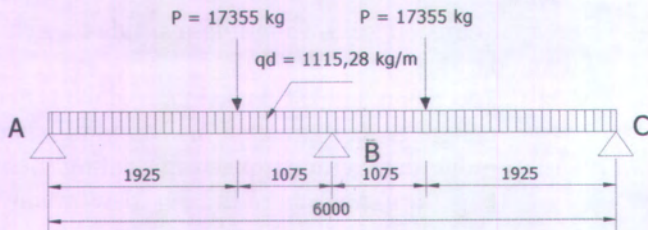
Beban Hidup

- Beban hidup 2 trap :

$$2x \left(\frac{1}{2} \times 250 \times 1,10 \left(1 - \left(\frac{1,10}{2 \times 2,60} \right) \right) \right) = 216,90 \text{ kg/m}$$

Beban Ultimate

$$(1,2 \times 640,20) + (1,6 \times 216,90) = 1115,28 \text{ kg/m}$$



Pembebanan Pada Balok Penggantung

B Momen

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot 3 - 1115,28 \cdot (3) \cdot (1,5) - 17355 \cdot 1,075 = 0$$

$$R_A = 7891,8 \text{ kg}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$- R_B \cdot 3 + 1115,28 \cdot (3) \cdot (1,5) + 17355 \cdot 1,925 = 0$$

$$R_B = 12809,1 \text{ kg}$$

Cek :

$$(1115,28 \times 3) + 17355 = 7891,8 + 12809,1$$

$$20700,9 = 20700,9 \dots\dots\dots \text{OK!!}$$

Karena beban simetris maka, letak momen maksimum pada $x = 1,925 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 7891,8 \cdot (1,925) - \frac{1}{2} \cdot 1115,28 \cdot (1,925)^2 \\ &\quad - 17355 \cdot (1,925) \\ &= 20283,10 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Untuk penentuan momen yang akan dipakai ditentukan dengan menggunakan koefisien momen seperti pada PBI '71 pasal 13.2(4) :

$$M_{\text{tump}} = 1/3 \times M_o = 1/3 \times 20283,10 = 6761,11 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lap}} = 4/5 \times M_o = 4/5 \times 20283,10 = 16226,45 \text{ kgm}$$

C. Penulangan

Data Perencanaan

• Perhitungan tulangan lentur

$$d = 400 - 40 - 8 - 16/2$$

$$= 344 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 8 + 16/2$$

$$= 56 \text{ mm}$$

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

dari perhitungan sebelumnya didapatkan :

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

pasal 10.4(3)

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,0337$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b \quad \text{SNI 03-2847-2002 pasal 12.3(3)}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0337 = 0,0253$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$M_u = 16226,45 \text{ kgm} = 162.264.500 \text{ Nmm}$$

dipakai $\delta = 0,40$

$$R_n = \frac{(1 - \delta) \times M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{(1 - 0,40) \times 162264500}{0,80 \times 300 \times 344^2} = 3,43 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 3,43}{390}} \right)$$

$$= 0,0097$$

$$\rho' = \frac{\delta \times Mu}{\phi \times f_y \times (d - d') \times b \times d}$$

$$= \frac{0,4 \times 162264500}{0,80 \times 390 \times (344 - 56) \times 300 \times 344}$$

$$= 0,0091$$

$$\rho = \rho_\delta + \rho' = 0,0097 + 0,0091 = 0,0188$$

$$As = \rho \times b \times d = 0,0188 \times 300 \times 344 = 1940,16 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ Pasang } 10 \text{ D } 16 \quad (2010,6 \text{ mm}^2)$$

$$As' = \rho' \times b \times d = 0,0091 \times 300 \times 344 = 939,12 \text{ mm}^2$$

$$As' \text{ Pasang } 5 \text{ D } 16 \quad (1005,3 \text{ mm}^2)$$

• **Perhitungan tulangan geser**

$$Vu = 12809,1 \text{ Kg} = 128091 \text{ N}$$

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

$$d = 344 \text{ mm}$$

$$Vc = (1/6) \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d$$

$$= (1/6) \times \sqrt{30} \times 300 \times 344 = 94208,28 \text{ N}$$

$$\phi Vc = 0,6 \times (1/6) \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d$$

$$= 0,6 \times (1/6) \times \sqrt{30} \times 300 \times 344 = 56524,97 \text{ N}$$

Karena $\bar{V}u \geq \phi \bar{V}c$, maka dalam SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.(6(1))

Sehingga perlu tulangan geser :

V_s perlu =

$$\frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{128091}{0,6} - 94208,28 = 119276,72 N$$

$$A_v = 2 \phi 8 = 101 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{101 \times 390 \times 344}{119276,72} = 113,61 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat } S < d/2 = 344/2 = 172 \text{ mm}$$

Pasang $\phi 8 - 100 \rightarrow 100$



BAB V

DESAIN STRUKTUR UTAMA

5.1 ANALISA STRUKTUR UTAMA

5.1.1 Umum

Di dalam analisa struktur, struktur utama merupakan komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku dari gedung tersebut. Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa. Komponen struktur utama ini terdiri dari balok dan kolom.

Dalam analisa struktur utama dari gedung ini, pemodelan struktur mengacu pada peraturan SNI 03 – 1726 – 2002 dengan sistem yang dipergunakan adalah sistem rangka pemikul momen.

5.1.2 Permodelan Struktur

Perencanaan gedung ini dimodelkan sebagai sistem rangka pemikul momen, yaitu suatu gedung dengan asumsi bahwa struktur memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur. Untuk sistem pemikul beban gempa menggunakan rangka pemikul momen khusus. Permodelan struktur ini mengambil peraturan yang disyaratkan dalam SNI 03 – 1726 – 2002.

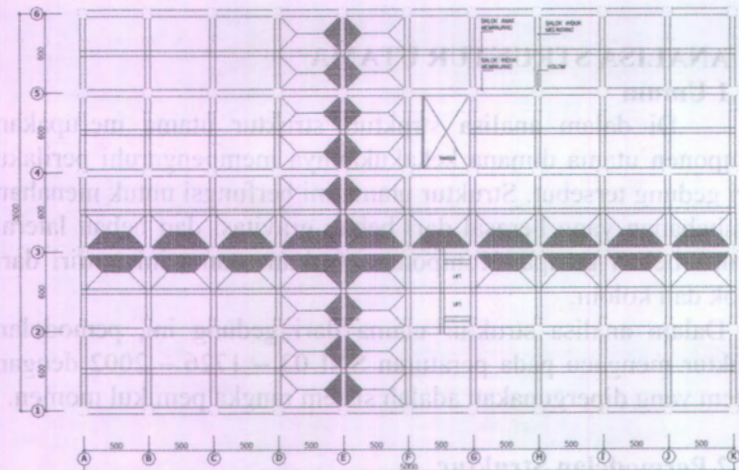
5.2. Data-data Perencanaan

Perencanaan gedung ini didasarkan atas data-data sebagai berikut:

1. Mutu beton : 30 MPa
2. Mutu baja tulangan : 390 MPa
3. Jumlah lantai : 6 lantai + lantai atap
4. Tinggi tiap lantai : 4 m
6. Luas bangunan : 30 m x 50 m
7. Dimensi kolom : 60 cm x 60 cm

8. Dimensi balok : 40 cm x 60 cm (balok melintang)
 40 cm x 60 cm (balok memanjang)

9. Wilayah gempa : zona 6



Gambar 5.1 Denah pemalokan

5.3. Pembebanan Struktur Arah Vertikal.

Pembebanan vertikal struktur pada sistem rangka pemikul momen hanya diterima oleh frame saja, untuk berat sendiri dari pelat, balok dan kolom, akan diperhitungkan lewat program analisa struktur ETAB 8.08

5.3.1 Pembebanan Pelat

1. Pembebanan pada lantai

Beban Mati (DL)

- Berat sendiri $0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Penutup lantai tegel $2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
- Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Plafon + penggantung $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Ducting AC+pipa $= 30 \text{ kg/m}^2$

DL = 426 kg/m^2

Beban Hidup (LL) = 250 kg/m^2

2. Pembebanan pada atap

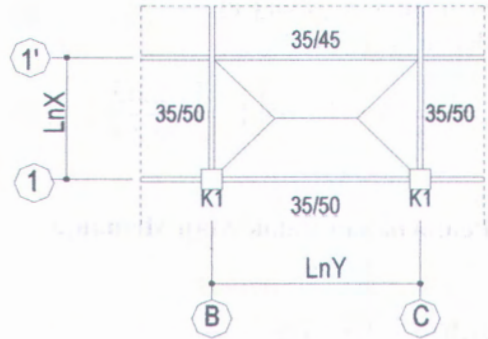
Beban mati :

- Berat sendiri $0,10 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$
 - Penutup lantai tege $12 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi (t = 1 cm) $1 \times 21 = 21 \text{ kg/m}^2$
 - Aspal (1 cm) $0,01 \times 1400 = 14 \text{ kg/m}^2$
 - Plafon + penggantung $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
 - Ducting AC+pipa $= 30 \text{ kg/m}^2$
- DL $= 371 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup :

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

Perhitungan beban equivalen ini diambil plat Atap tipe A



Gambar 5.2 Denah Plat Atap Tipe A

$$Ln_y = 500 - (35/2 + 35/2) = 465 \text{ cm}$$

$$Ln_x = 300 - (35/2 + 35/2) = 265 \text{ cm}$$

a) Pembebanan Balok Atap Melintang

$$q_d = 371 \text{ kg/m}^2$$

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

Beban mati (DL)

$$\text{Beban mati pelat : } 2 \left(\frac{1}{4} * 371 * 2,65 \right) = 491,575 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (LL)

$$\text{Beban hidup pelat : } 2 \left(\frac{1}{4} * 100 * 2,65 \right) = 132,5 \text{ kg/m}$$

Beban mati terpusat(PD)Beban mati pelat

$$2 * \left(\frac{1}{2} * 371 * 2,65 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2,65}{4,65} \right)^2 \right) \right) * 5 = 4383,57 \text{ kg}$$

$$\text{Berat sendiri balok anak} = 0,35 * 0,45 * 2400 * 5 = 1890 \text{ kg}$$

$$\text{PD} = 6273,57 \text{ kg}$$

Beban hidup terpusat (PL)Beban hidup pelat

$$2 * \left(\frac{1}{2} * 100 * 2,65 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2,65}{4,65} \right)^2 \right) \right) * 5 = 1181,55 \text{ kg}$$

b) Pembebanan Balok Atap Memanjang

$$q_d = 371 \text{ kg/m}^2$$

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

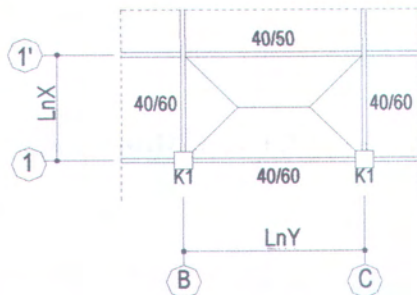
Beban mati (DL)Beban mati pelat :

$$2 * \left(\frac{1}{2} * 371 * 2,65 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2,65}{4,65} \right)^2 \right) \right) = 876,72 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (LL)Beban hidup pelat :

$$2 * \left(\frac{1}{2} * 100 * 2,65 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2,65}{4,65} \right)^2 \right) \right) = 236,31 \text{ kg/m}$$

Perhitungan beban equivalen ini diambil plat Lantai tipe A



Gambar 5.3 Denah Plat Lantai Tipe A

$$Lny = 500 - (40/2 + 40/2) = 460 \text{ cm}$$

$$Lnx = 300 - (40/2 + 40/2) = 260 \text{ cm}$$

c) **Pembebanan Balok Lantai Melintang**

$$qd = 426 \text{ kg/m}^2$$

$$ql = 250 \text{ kg/m}^2$$

Beban mati (DL)

$$\text{Beban mati pelat} : 2 \left(\frac{1}{4} * 426 * 2,6 \right) = 553,38 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Tembok} : 250 \text{ kg/m}^2 * (4,00 - 0,4) = \frac{900 \text{ kg/m}}{1453,38 \text{ kg/m}}$$

Beban hidup (LL)

$$\text{Beban hidup pelat} : 2 \left(\frac{1}{4} * 250 * 2,6 \right) = 325 \text{ kg/m}$$

Beban mati terpusat (PD)

Beban mati pelat :

$$= 2 * \left(\frac{1}{2} * 426 * 2,6 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2,6}{4,6} \right)^2 \right) \right) * 5 = 4948,25 \text{ kg}$$

$$\text{Berat sendiri balok anak} = 0,4 * 0,5 * 2400 * 5 = \frac{2400 \text{ kg}}{PD = 7348,25 \text{ kg}}$$

Beban hidup terpusat (PL)

Beban hidup pelat :

$$2 * \left(\frac{1}{2} * 250 * 2.6 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2.6}{4.6} \right)^2 \right) \right) * 5 = 2903,90 \text{ kg}$$

d) Pembebanan Balok Lantai Memanjang

$$q_d = 426 \text{ kg/m}^2$$

$$q_l = 250 \text{ kg/m}^2$$

Beban mati (DL)

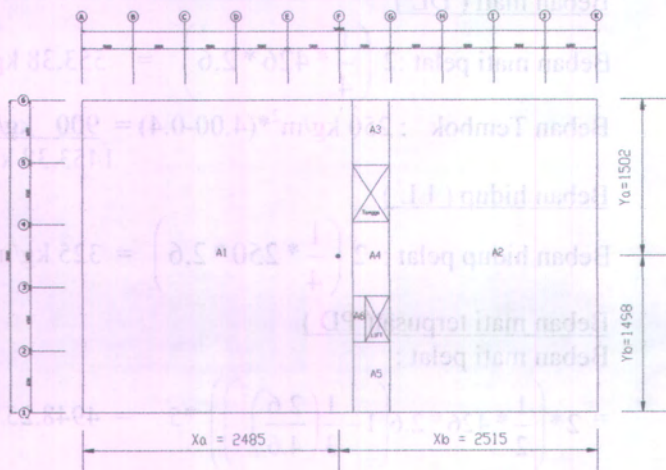
$$\text{Beban mati pelat} = 2 * \left(\frac{1}{2} * 426 * 2.6 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2.6}{4.6} \right)^2 \right) \right) = 989,65 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Tembok} : 250 \text{ kg/m}^2 * (4.00 - 0.4) = \underline{900 \text{ kg/m}} + 1889,65 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (LL)

$$\text{Beban hidup pelat} = 2 * \left(\frac{1}{2} * 250 * 2.6 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2.6}{4.6} \right)^2 \right) \right) = 580,78 \text{ kg/m}$$

5.3.2 Titik Pusat Massa Bangunan Utama



Gambar 5.4 Letak Pusat Massa Lantai 1-7

$$\begin{aligned}
 A1 &= 26,25 \text{ m} \times 30 \text{ m} = 787,5 \text{ m}^2 \\
 A2 &= 20 \text{ m} \times 30 \text{ m} = 600 \text{ m}^2 \\
 A3 &= 3,55 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 21,3 \text{ m}^2 \\
 A4 &= 3,55 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 21,3 \text{ m}^2 \\
 A5 &= 3,55 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 21,3 \text{ m}^2 \\
 A6 &= 1,20 \text{ m} \times 4,3 \text{ m} = 5,16 \text{ m}^2 \\
 \text{Total Luas Bangunan} &= 1456,56 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Sumbu y-y

$$Y_a = \frac{A1 \cdot 15 + A2 \cdot 15 + A3 \cdot 3,175 + A4 \cdot 15,3 + A5 \cdot 26,575 + A6 \cdot 21}{A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6}$$

$$Y_a = \frac{787,5 \cdot 15 + 600 \cdot 15 + 21,3 \cdot 3,175 + 21,3 \cdot 15,3 + 21,3 \cdot 26,575 + 5,16 \cdot 21}{1456,56}$$

$$Y_a = 15,02 \text{ m}$$

$$Y_b = 30 \text{ m} - 15,02 \text{ m}$$

$$Y_b = 14,98 \text{ m}$$

Sumbu x-x

$$X_a = \frac{A1 \cdot 13,125 + A2 \cdot 39,9 + A3 \cdot 28,025 + A4 \cdot 28,025 + A5 \cdot 28,025 + A6 \cdot 26,85}{A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6}$$

$$X_a = \frac{787,5 \cdot 13,125 + 600 \cdot 39,9 + 21,3 \cdot 28,025 + 21,3 \cdot 28,025 + 21,3 \cdot 28,025 + 5,16 \cdot 26,85}{1456,56}$$

$$X_a = 24,85 \text{ m}$$

$$X_b = 50 \text{ m} - 24,85 \text{ m}$$

$$X_b = 25,15 \text{ m}$$

5.3.3 Perhitungan Berat Total Bangunan

Massa Beban Tiap Lantai

Berat lantai 7 (atap)

- pelat : $(50 \times 30) \times 0,10 \times 2400 = 360000,00 \text{ kg}$
- balok memanjang : $(0,4 \times (0,5 - 0,10) \times 50 \text{ m}) \times 6 \text{ bh} \times 2400 = 115200,00 \text{ kg}$
- balok melintang : $(0,4 \times (0,5 - 0,10) \times 30 \text{ m}) \times 11 \text{ bh} \times 2400 = 126720,00 \text{ kg}$

- balok anak: $(0,35 \times (0,45 - 0,10) \times 50 \text{ m}) \times 5 \text{ bh} \times 2400 = 73500,00 \text{ kg}$
 - kolom : $(0,60 \times 0,60 \times 4 \text{ m}) \times 66 \text{ bh} \times 2400 = 228096,00 \text{ kg}$
 - plafond + penggantung : $(50 \times 30) \times (11 + 7) = 27000,00 \text{ kg}$
 - spesi penutup : $(50 \times 30) \times 0,01 \times 2100 = 31500,00 \text{ kg}$
 - aspal : $(50 \times 30) \times 0,01 \times 1400 = 21000,00 \text{ kg}$
- $W_D = 983016,00 \text{ kg}$

Jadi translasi arah sumbu x dan y = $U_1 = U_2$

$$= \frac{983016}{9,8 \text{ m/dt}^2} = 100307,7551 \text{ kg dt}^2/\text{m}$$

Momen of Inertia

$$\text{MMI} = \frac{M \times (b^2 + d^2)}{12} = \frac{100307,7551 \times (50^2 + 30^2)}{12}$$

$$= 28420530,61 \text{ kg dt}^2 \text{ m}^2/\text{m}$$

Berat lantai 1 – 6

Beban Mati :

- pelat : $(50 \times 30) \times 0,12 \times 2400 = 432000,00 \text{ kg}$
 - balok memanjang: $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 50 \text{ m}) \times 6 \text{ bh} \times 2400 = 138240,00 \text{ kg}$
 - balok melintang: $(0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 30 \text{ m}) \times 11 \text{ bh} \times 2400 = 152064,00 \text{ kg}$
 - balok anak: $((0,4 \times (0,5 - 0,12) \times 50 \text{ m}) \times 5 \text{ bh}) \times 2400 = 91200,00 \text{ kg}$
 - kolom : $(0,60 \times 0,60 \times 4 \text{ m}) \times 66 \text{ bh} \times 2400 = 228096,00 \text{ kg}$
 - plafond + penggantung : $(50 \times 30) \times (11 + 7) = 27000,00 \text{ kg}$
 - spesi : $(50 \times 30) \times 0,02 \times 2100 = 63000,00 \text{ kg}$
 - Tegel : $(50 \times 30) \times 0,02 \times 2400 = 72000,00 \text{ kg}$
- Total = 1203600,00 kg**

Jadi translasi arah sumbu x dan y = $U_1 = U_2$

$$= \frac{1203600 \text{ kg}}{9,8 \text{ m/dt}^2} = 122816,32 \text{ kg dt}^2/\text{m}$$

$$\text{Momen of Inertia} = \text{MMI} = \frac{M \times (b^2 + d^2)}{12}$$

$$= \frac{122816,32 \times (50^2 + 30^2)}{12}$$

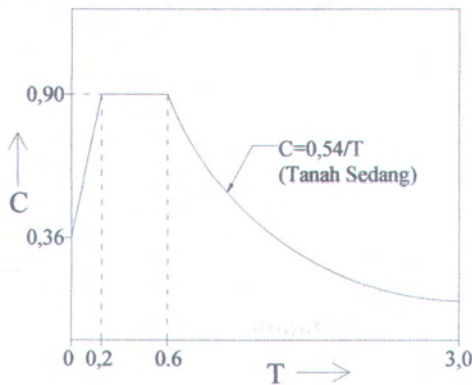
$$= 34797959,18 \text{ kg dt}^2 \text{ m}^2/\text{m}$$

5.4 Perhitungan Gaya Lateral Pada Struktur

5.4.1 Perhitungan Beban Gempa

Untuk perencanaan gaya gempa dipergunakan peraturan SNI 03 – 1726 – 2002. Perhitungan gaya gempa dasar ini dipergunakan untuk menganalisa gempa yang dihasilkan pada analisa dinamis, dimana letak bangunan terletak di zone 6.

Proses perhitungannya dengan bantuan program ETABS, yang perlu dimasukkan adalah grafik Respon Spektrum Gempa Rencana dari zone yang ada.



Gambar 5.5 Respon Spektrum Gempa Rencana

Nilai ordinat Respon Spektrum dikalikan faktor koreksi I/R , dimana I adalah Faktor Keutamaan sedangkan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan. (SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 7.2.1)

Dari peraturan SNI 03 – 1726 – 2002 diperoleh nilai I dan R sebagai berikut :

Tabel 1 diperoleh $I = 1$ (untuk perkantoran)

Tabel 3 diperoleh $R = 8,5$ (SPRMK) , sehingga diperoleh input Respon Spektrum :

Tabel 5.1

T	C	I/R	C terkoreksi
0,0	0,3800	0,1176	0,044706
0,2	0,9000		0,105882
0,6	0,9000		0,105882
0,7	0,7714		0,090756
0,8	0,6750		0,079412
0,9	0,6000		0,070588
1,0	0,5400		0,063529
2,0	0,2700		0,031765
2,2	0,2455		0,028877
2,4	0,2250		0,024434
2,6	0,2077		0,022689
2,8	0,1929		0,022689
3,0	0,1800		0,021176
3,2	0,1688		0,019853

5.4.2 Perhitungan Gaya Dalam

Sistem struktur dimodelkan sebagai Moment Resisting Frame System dengan perletakan jepit sebagai dasar kolom. Struktur utama dianalisa dengan bantuan program ETABS v8.08. Analisa dinamis dilakukan dengan kombinasi – kombinasi pembebanan yang disyaratkan dalam SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 11.2

Untuk menyalurkan gaya lateral supaya dapat diterima oleh komponen struktur penahan gaya lateral, maka lantai dimodelkan sebagai diafragma yang kaku (rigid floor diaphragm), jadi seluruh joint dalam satu bidang lantai dianggap bergerak dengan arah dan besar yang sama ketika terkena gaya lateral.

Adapun kombinasi pembebanan yang disyaratkan dalam SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 11.2 adalah sebagai berikut :

- $U = 1,4D$
- $U = 1,2D + 1,6L$

$$\bullet U = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E$$

$$\bullet U = 0,9D \pm 1,0E$$

5.4.3 Perhitungan Berat Total Bangunan

Beban Mati :

Berat lantai 7 (atap)

- pelat : $(50 \times 30) \times 0,10 \times 2400$	= 360000,00 kg
- balok memanjang: $(0,4 \times (0,5-0,10) \times 50m) \times 6bh \times 2400$	= 115200,00 kg
- balok melintang: $(0,4 \times (0,5-0,10) \times 30m) \times 11bh \times 2400$	= 126720,00 kg
- balok anak: $(0,35 \times (0,45 - 0,10) \times 50 m) \times 5 bh \times 2400$	= 73500,00 kg
- kolom : $(0,60 \times 0,60 \times 4 m) \times 66 bh \times 2400$	= 228096,00 kg
- plafond + penggantung: $(50 \times 30) \times (11 + 7)$	= 27000,00 kg
- spesi penutup : $(50 \times 30) \times 0,01 \times 2100$	= 31500,00 kg
- aspal : $(50 \times 30) \times 0,01 \times 1400$	= 21000,00 kg
	$W_D = 983016,00 \text{ kg}$

Beban Hidup (untuk beban hidup dilakukan reduksi sebesar 30%)

- beban hidup : $(50 \times 30) \times 100 \times 0,3$	= 45000 kg
--	------------

$$W_L = 45000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Atap}} = W_D + W_L \\ = 983016 + 45000 = 1028016 \text{ kg}$$

Berat lantai 1 – 6

Beban Mati :

- pelat : $(50 \times 30) \times 0,12 \times 2400$	= 432000,00 kg
- balok memanjang: $(0,4 \times (0,6-0,12) \times 50 m) \times 6bh \times 2400$	= 138240,00 kg
- balok melintang: $(0,4 \times (0,6-0,12) \times 30 m) \times 11bh \times 2400$	= 152064,00 kg
- balok anak : $((0,4 \times (0,5-0,12) \times 50m \times 5bh) \times 2400$	= 91200,00 kg
- kolom : $(0,60 \times 0,60 \times 4 m) \times 66 bh \times 2400$	= 228096,00 kg
- plafond + penggantung : $(50 \times 30) \times (11 + 7)$	= 27000,00 kg
- spesi : $(50 \times 30) \times 0,02 \times 2100$	= 63000,00 kg
- Tegel : $(50 \times 30) \times 0,02 \times 2400$	= 72000,00 kg
	Total = 1203600,00 kg

Beban Hidup (untuk beban hidup dilakukan reduksi sebesar 30%)

- beban hidup : $50 \times 30 \times 250 \times 0,3$	= 112500,00 kg
--	----------------

$$W_{\text{lantai 1-6}} = WD + WL$$

$$= (1203600 + 112500) \times 6 = 7896600 \text{ kg}$$

$$\text{Jadi Berat Total Gedung} = W_{\text{atap}} + (W_{\text{lantai}})_{1-6}$$

$$= 1028016 \text{ kg} + 7896600 \text{ kg}$$

$$= 8924616 \text{ kg}$$

5.4.4 Perhitungan gaya geser dasar

5.4.4.1 Periode waktu getar alami fundamental Empiris (T_1)

Berdasarkan persamaan 25 SNI 03 – 1726 – 2002 Ps.5., waktu getar alami struktur gedung (T_1) dibatasi sebagai berikut :

$$T_1 < \xi n$$

Dimana : ξ = ditetapkan menurut tabel 8. SNI 03 – 1726 – 2002

n = jumlah tingkat

$$T_1 < 0,15 \times 7$$

$$T_1 < 1,05 \sim \text{diambil } T_1 = 1,00 \text{ detik}$$

5.4.4.2 Faktor Respon Gempa(C)

Dari data tanah pada lokasi pembangunan Gedung Pajak terlihat bahwa tanah lokasi pembangunan tergolong tanah sedang dan termasuk dalam wilayah gempa 6 (Gambar 1. SNI 03 – 1726 – 2002). Berdasarkan gambar 2 SNI 03 – 1726 – 2002 didapatkan

$$\text{harga } C = \frac{0,54}{T} = \frac{0,54}{1,00} = 0,54. \text{ Sehingga harga faktor respon}$$

gempa

$$(C) = 0,54$$

5.4.4.3 Faktor Reduksi Gempa(R)

Gedung Pajak direncanakan menggunakan Rangka Terbuka Beton Bertulang, sehingga berdasarkan Tabel 3. SNI 03 – 1726 – 2002 didapatkan nilai faktor daktilitas (μ) = 5,2 nilai faktor reduksi gempa (R) = 8,5 dan nilai faktor tahanan struktur (f) = 2,8

5.4.4.4 Faktor Keutamaan (I)

Gedung Pajak direncanakan berfungsi sebagai tempat untuk perkantoran sehingga berdasarkan Tabel 1. SNI 03 – 1726 – 2002, didapatkan nilai (I) = 1,0

5.4.4.5 Gaya Geser Dasar Nominal (V)

$$V_1 = \frac{C \cdot I}{R} W \quad \text{SNI 03-1726-2002 Ps.7.1.3 persamaan 31}$$

$$V_1 = \frac{0,54 \times 1}{8,5} \times 8924616$$

$$V_1 = 566975,60 \text{ kg}$$

Berdasarkan SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 7.1.3 persamaan 30 menyatakan nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respon ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V, maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut persamaan :

$$V \geq 0,8 V_1$$

V dari ETABS didapat harga 283076,04 kg

Sehingga :

$$283076,04 \text{ kg} \geq 0,8 \cdot 315165,29 \text{ kg}$$

$$283076,04 \text{ kg} \geq 252132,23 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{ok!!!}$$

o Kontrol Simpangan Antar Tingkat

a. Kinerja Batas Layan

Simpangan antar tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa rencana, untuk membatasi terjadinya pelepasan baja dan peretakan beton yang berlebihan. Simpangan yang terjadi tidak boleh melampaui $\frac{0,03}{R} \times$

tinggi tingkat atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya kecil. (SNI 03 – 1726 – 2002 Ps. 8.1.2)

b. Kinerja Batas Ultimit

Simpangan antar tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa rencana dalam kondisi gedung diambang keruntuhan. Simpangan struktur gedung akibat gempa nominal dikalikan dengan faktor pengali ξ :

- untuk gedung beraturan:

$\xi = 0,7 R$ SNI 03 - 1726 - 2002 Ps. 8.2.1

$R = 8,5$ (Rangka Pemikul Momen Khusus)

$\Delta_M = \xi \Delta_s$

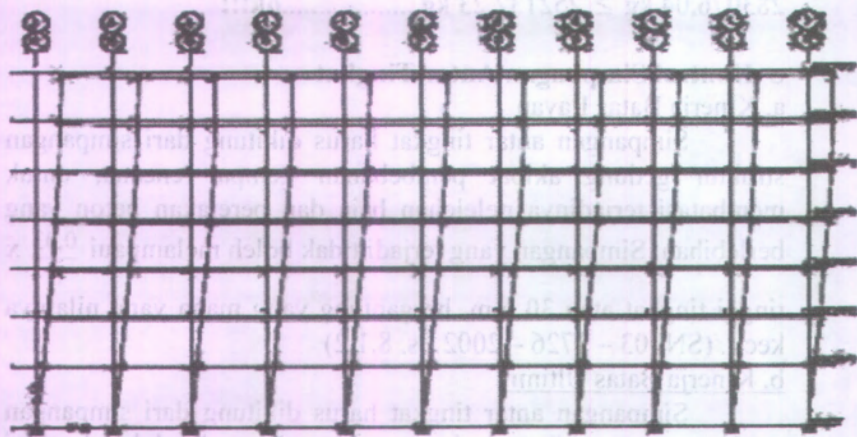
Dan tidak boleh lebih dari 0,02 kali tinggi tingkat
(SNI 03 - 1726 - 2002 Ps. 8.2.2)

$\Delta_M \leq 0,02 h$

Lantai	Drift X (etab) (m)	Drift Y (etab) (m)	Δ_{sx} (m)	Δ_{sy} (m)	$\zeta = 0.7 R$	Δ_{Mx}	Δ_{My}	Batas Ultimit	Batas Layan	
7	0,0196	0,008	0,0011	0,0004	5,95	0,0065	0,0024	0,08	0,0141	ok
6	0,0185	0,0076	0,0017	0,0007		0,0101	0,0042	0,08	0,0141	ok
5	0,0168	0,0069	0,0023	0,0009		0,0136	0,0053	0,08	0,0141	ok
4	0,0145	0,006	0,0037	0,0013		0,0220	0,0077	0,08	0,0141	ok
3	0,0116	0,0047	0,0029	0,0015		0,0172	0,0089	0,08	0,0141	ok
2	0,008	0,0032	0,0036	0,0016		0,0214	0,0095	0,08	0,0141	ok
1	0,0043	0,0016	0,0043	0,0016		0,0255	0,0095	0,1	0,0176	ok

Kontrol terhadap simpangan selanjutnya ditabelkan:

Tabel 5.2 Kontrol Simpangan Antar Tingkat



5.5 Perhitungan penulangan struktur utama

5.5.1. Balok memanjang lantai 1 (Beam 32)

5.5.1.1 Data – data yang digunakan

❖ Data – data yang digunakan untuk penulangan :

- Tinggi Balok = 60 cm - $f_c' = 30$ MPa
- Lebar Balok = 40 cm - $f_y = 390$ Mpa
- Diameter tulangan utama = D 19 mm ($A_s = 283,5$ mm²)
- Diameter tulangan sengkang = \varnothing 10 mm ($A_s = 78,5$ mm²)
- Decking = 40 mm
- $d'' = 40 + 10 + 19 / 2 = 59,5$ mm
- $d' = 600 - d'' = 540,5$ mm
- $\rho_{maks} = 0,0253$ SNI 03 – 2847 – 2002 Ps.23.3.2.1

Beberapa persyaratan yang perlu dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan memikul lentur, adalah :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$
2. Bentang bersih minimum balok = $600 > 4d = 4 \times 59,5$
= 238 cm OK
3. Perbandingan Lebar/tinggi balok = $40/60$
= $0,666 > 0,3$ OK

Selain itu, sesuai dengan persyaratan yang ditetapkan luasan tulangan sepanjang balok tidak boleh kurang dari :

$$- A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} b_w \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 390} \times 400 \times 539 = 756,98 \text{ mm}^2$$

$$- A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1,4}{390} \times 400 \times 539 = 773,95 \text{ mm}^2 (\text{menentukan})$$

Penulangan Tumpuan Balok

Untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja, maka penulangan kedua ujung sebuah balok didesain sama.

Momen Tumpuan

$$Mu = 166985000 \text{ Nmm} \quad (\text{ETABS})$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002}$$

Ps. 10.4.3

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \left(\frac{600}{600 + 390} \right)}{390} = 0,0337$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0337 = 0,0253$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{166985000}{0,8 \times 400 \times 540^2} = 1,789$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,29} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,789}{390}} \right) = 0,0047$$

 $> \rho_{\min}$ Dipakai $\rho = 0,0047$

Tulangan tumpuan atas:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0047 \times 400 \times 540,5 = 1029,52 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4 - D19 ($A_{s \text{ pakai}} = 1134 \text{ mm}^2$)

Tulangan tumpuan bawah:

$$\text{ratio tulangan tekan } \rho' = 0,0047 \times 0,5 = 0,00235$$

$$A_s' = \rho' \cdot b \cdot d = 0,00235 \times 400 \times 540,5 = 508,07 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 2 - D19 ($A_{s' \text{ pakai}} = 760,2 \text{ mm}^2$)

Pada Daerah Lapangan

$$Mu = 49816860 \text{ Nmm}$$

(ETABS)

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{49816860}{0,8 \times 400 \times 540,50^2} = 0,53$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,29} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 0,53}{390}} \right) = 0,001$$

$$< \rho_{\min}$$

$$\text{Dipakai } \rho_{\min} = 0,0036$$

Tulangan lapangan bawah:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0036 \times 400 \times 540,50 = 778,32 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan 3 - D19 } (A_{s \text{ pakai}} = 850,5 \text{ mm}^2)$$

Tulangan lapangan atas:

$$\text{ratio tulangan tekan } \rho' = 0,0036 \times 0,5 = 0,00180$$

$$A_s' = \rho' \cdot b \cdot d = 0,0018 \times 400 \times 450,50 = 324,36 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan 2 - D19 } (A_{s' \text{ pakai}} = 567,057 \text{ mm}^2)$$

Kontrol Balok T

Lebar efektif :

$$b_{e1} = \frac{1}{4} \times L_b$$

$$= \frac{1}{4} \times 5000$$

$$= 1250 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = 8 \cdot t$$

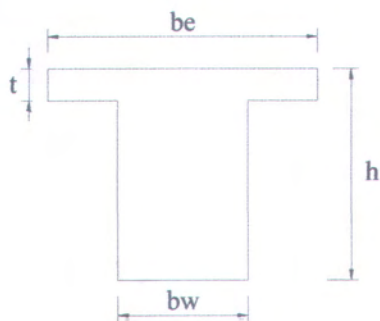
$$= 8 \cdot 120$$

$$= 960 \text{ mm}$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} (L_b - b_w)$$

$$= \frac{1}{2} (5000 - 400)$$

$$= 2300 \text{ mm}$$



Dipilih yang terkecil

Dipakai b_e yang terkecil = 960 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot n = \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 3 = 850,58 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_e} = \frac{850,58 \times 390}{0,85 \times 30 \times 960} = 13,55 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{13,55}{0,85} = 15,94 \text{ mm}$$

$15,94 \text{ mm} < 120 \text{ mm} \Rightarrow x \leq t$; dipakai balok *T palsu*

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot a \\ &= 0,85 \times 30 \times 960 \times 13,55 \\ &= 331704 \text{ N} \end{aligned}$$

$$M_n = C \left(d - \frac{a}{2} \right) = 331704 \times \left(19 - \frac{13,55}{2} \right) = 4055081,4 \text{ Nmm}$$

Maka dianggap kekuatannya dianggap sama dengan kekuatan balok persegi

5.5.1.2 Perhitungan Momen Probabel (Momen Kapasitas)

Balok memanjang 40/60

Dimensi balok: $b = 400 \text{ mm}$

$h = 600 \text{ mm}$

Selimut beton (c_c) = 40 mm

Tulangan utama ($D_{tul.utama}$) = D 19

Sengkang (ϕ_s) = Ø10

Mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja $f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$d = h - c_c - \phi_s - \left(\frac{1}{2} \cdot D_{tul.utama} \right)$$

$$= 600 - 40 - 10 - \left(\frac{1}{2} \cdot 19 \right)$$

$$= 540,50 \text{ mm}$$

$$d' = c_c + \phi_s + \left(\frac{1}{2} \cdot D_{tul.utama} \right)$$

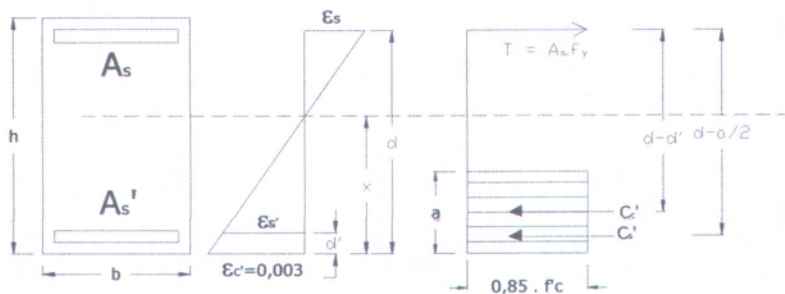
$$= 40 + 10 + \left(\frac{1}{2} \cdot 19\right)$$

$$= 59,50 \text{ mm}$$

Tulangan tumpuan terpasang :

Tulangan Atas : 4 D 19 $\rightarrow A_s = 1134 \text{ mm}^2$

Tulangan Bawah : 2 D 19 $\rightarrow A_s' = 567,057 \text{ mm}^2$



$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) 600$$

$$T = 1,25 \times A_s \times f_y$$

$$= 1,25 \times 1134 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2$$

$$= 552825 \text{ N}$$

$$C_c' = 0,85 \times f_c' \times b \times a$$

dimana : $a = 0,85 x$

$$= 0,85 \times 30 \times 400 \times 0,85 x$$

$$= 8670x \text{ N}$$

$$C_s' = A_s' \times \left((1,25 \times f_s') - 0,85 \cdot f_c' \right)$$

$$= 1134 \times \left[\left(1,25 \times \left(1 - \frac{d'}{x} \right) \times 600 \right) - (0,85 \times 30) \right]$$

$$= 1134 \times \left[\left(1,25 \times \left(1 - \frac{59,50}{x} \right) \times 600 \right) - (25,50) \right]$$

$$= 1134 \times \left[\left(750 - \frac{44625}{x} \right) - (25,50) \right]$$

$$= 821583 - \frac{50604750}{x} \quad N$$

$$\Sigma H = 0$$

$$C_c' + C_s' - T = 0$$

$$8670x + 821583 - \frac{50604750}{x} - 552825 = 0$$

$$8670x - \frac{50604750}{x} + 268758 = 0$$

$$8670x^2 + 268758x - 50604750 = 0$$

Dengan menggunakan rumus abc dapat dicari nilai x sebagai berikut :

$$x_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{-(268758) \pm \sqrt{268758^2 - 4(8670)(-50604750)}}{2 \times 8670}$$

$$= \frac{-268758 \pm 1351740,94}{17340}$$

$$x_1 = 62,45 \text{ mm} ; x_2 = -93,45 \text{ mm}$$

$$f'_s = \left(1 - \frac{d'}{x} \right) \times 600$$

$$= \left(1 - \frac{59,50}{62,45} \right) \times 600 = 28,34 \text{ MPa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

→ tulangan tekan tidak leleh

$$C_c' = 8670x$$

$$= 8670 \times 62,45 = 541441,5 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 C_s' &= 821583 - \frac{50604750}{x} \\
 &= 821583 - \frac{50604750}{62,45} \\
 &= 11258,74 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= C_c'(d-d') + C_s' \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{dimana : } a = 0,85 \times \\
 & \qquad \qquad \qquad = 0,85 \times 62,45 \\
 & \qquad \qquad \qquad = 53,0825 \text{ mm} \\
 &= 541441,5 \times (540,5 - 59,50) + 11258,74 \times \left(540,50 - \frac{53,0825}{2} \right) \\
 &= 266219889,4 \text{ Nmm} \\
 &= 266,2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.5.1.3 Penulangan Geser

Untuk penulangan geser balok menggunakan momen kapasitas balok. Dengan kata lain gaya geser rencana harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara 2 tumpuan. Momen M_{pr} dengan arah berlawanan dianggap bekerja pada muka komponen tersebut. M_{pr} harus dihitung dari tulangan terpasang dengan tegangan tarik sebesar $1,25 f_y$ dan ϕ reduksi sebesar 1.

Ilustrasi berikut merupakan perhitungan V untuk balok yang ditinjau. Selain ditunjukkan pengaruh beban gravitasi, ditunjukkan pula besar M_{pr} negatif dan positif dari gempa. Dapat diamati bahwa V selalu lebih besar dari V_u hasil analisa struktur. Berikut ini diberikan contoh perhitungan V dengan data balok sebagai berikut:

$$L_n = 5000 - 400 = 5600 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 266219889,4 \text{ Nmm}$$

$$\frac{W_u \times L}{2} = 20571,43 \text{ N} \quad (\text{ETABS ; } 1,2 D_L + 1 L_L)$$

Gaya geser total di daerah sendi plastis (muka kolom sampai 2h)

Gaya geser akibat gempa di muka kolom + beban gravitasi

Gaya geser total :

$$V_e = \frac{\{Mpr_{kanan} + Mpr_{kiri}\}}{Ln} + \frac{W_u \times L}{2}$$

$$V_e = \frac{\{266219889,4 + 266219889,4\}}{5600} + 20571,43$$

$$V_e = 115649,96 \text{ N}$$

Biasanya kuat geser ditahan oleh beton (V_c) dan tulangan dalam bentuk transversal. Namun pada komponen struktur penahan SPBL berlaku ketentuan SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 23.3.4.2 yang mentakan $V_c = 0$ apabila :

a. Gaya geser akibat gempa saja (yaitu akibat Mpr) > 0,5 total geser (akibat Mpr + beban gravitasi) dan

b. Gaya aksial tekan < $\frac{A_g \times f'_c}{20}$

Dalam hal ini gaya geser akibat gempa = 95078,53 N > $0,5 \times 115649,96 = 57824,98 \text{ N}$

Dan gaya aksial yang kecil sama sekali maka $V_c = 0$ sehingga :

$$V_s = \frac{V_e}{\phi}$$

Koefisien reduksi ϕ diambil 0,75 karena V_n diperoleh dari Mpr balok (SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 11.3.2.3)

$$V_s = \frac{115649,96}{0,75}$$

$$V_s = 154199,949 \text{ N}$$

Kontrol kuat geser nominal tidak boleh lebih besar dari $V_s \text{ max}$ (SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.13.5.6.8)

$$V_{s \max} = \frac{2}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_{s \max} = \frac{2}{3} \times \sqrt{30} \times 400 \times 540,50$$

$$V_{s \max} = 789450,77 \text{ N} > V_e = 115649,96 \text{ N}$$

Juga

$$V_s < \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$154199,949 \text{ N} < \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 400 \times 540,50$$

$$154199,949 \text{ N} < 394725,38 \text{ N}$$

Direncanakan diameter tulangan geser 10 mm dengan sengkang 2 kaki :

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

$$A_v = 157,08 \text{ mm}^2 \text{ (sengkang 2 kaki)}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157,08 \times 390 \times 540,50}{154199,949} = 214,73 \text{ mm}$$

Dengan ketentuan spasi maksimum tulangan geser balok untuk SRPMK berdasarkan SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.23.3.3.2

$$s_{\text{maks}} = d/4 = 540,50/4 = 135,125 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 8 \times D_{\text{ tulangan memanjang}} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 24 \times \phi_{\text{ sengkang}} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 300 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang beugel 2 ϕ 10 - 120 sejauh 2 x h = 2 x 400 = 800 mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 50 mm dari muka kolom.

Gaya geser total diluar sendi plastis ($> 2h$)

$V_u = 156837 \text{ N}$ (pada jarak 800 mm)

$$V_s = \frac{156837}{0,6}$$

$$V_s = 261395 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 540,5 \\ &= 197362,69 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 261395 - 197362,69 \\ &= 64032,31 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan diameter tulangan geser 10 mm dengan sengkang 2 kaki :

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

$$A_v = 157,08 \text{ mm}^2 \text{ (sengkang 2 kaki)}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

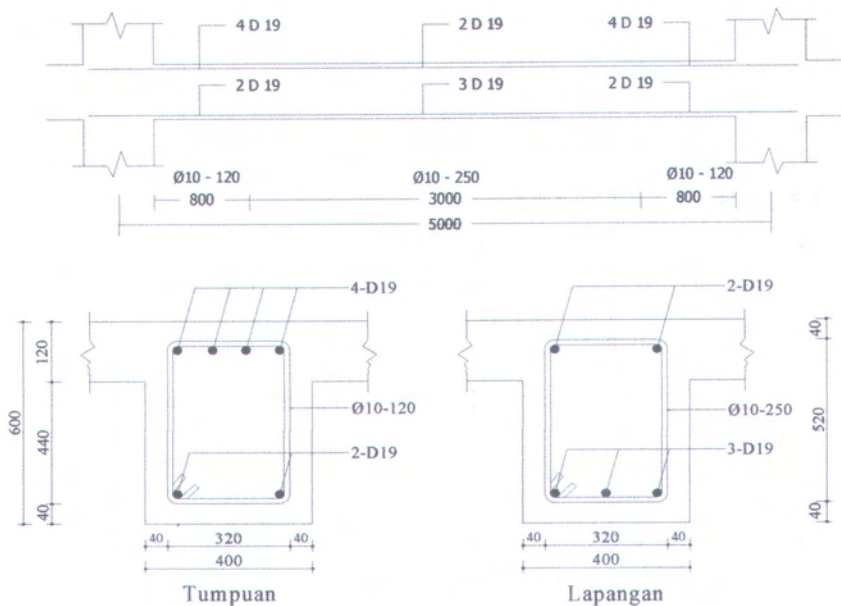
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157,08 \times 390 \times 540,50}{64032,31} = 517,11 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan beugel di luar sendi plastis (SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 23.3.3.4)

$$s_{\text{maks}} = \frac{d}{2} = \frac{540,50}{2} = 270,25 \text{ mm}$$

Jadi dipasang beugel 2 ϕ 10 - 250 sebanyak $\frac{L_n - 4h}{s} + 1 =$

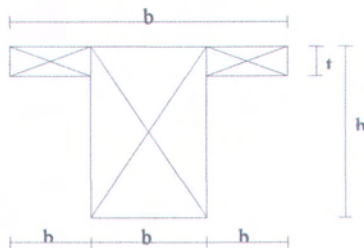
$$\frac{3200}{250} + 1 = 14 \text{ buah di bagian tengah balok.}$$



Gambar 5.6 Penulangan Balok Memanjang 40/60

5.5.1.4 Penulangan Torsi

$$T_u = 0,00006025 \text{ kgm} = 0,6025 \text{ Nmm}$$



$$\begin{aligned} \Sigma x^2 y &= (bw^2 \times h) + 2 (bx^2 \times t) \\ &= (400^2 \times 600) + 2 (280^2 \times 120) = 105408000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma xy^2 &= bw (h - t)^2 + be t^2 \\ &= 400(600-120)^2 + (1000 \times 120^2) = 106560000 \text{ mm}^3 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\phi T_c = \phi \left(\frac{1}{20} \sqrt{f_c'} \sum xy^2 \right) = 0,6 \times \left(\frac{1}{20} \times \sqrt{30} \times 106560000 \right) = 17509594,72 \text{ Nmm}$$

$T_u < \phi T_c$

Torsi diabaikan...!

Dipasang tulangan praktis $2\phi 12$

5.5.1.5 Kontrol Lendutan

Sesuai dengan SNI 03 - 2847 - 2002 tabel 8, maka tebal minimum balok:

- balok satu ujung menerus $h_{min} = \frac{L}{18,5}$

- untuk f_y selain 400 MPa, maka harus dikalikan dengan

$$0,4 + \frac{f_y}{700}$$

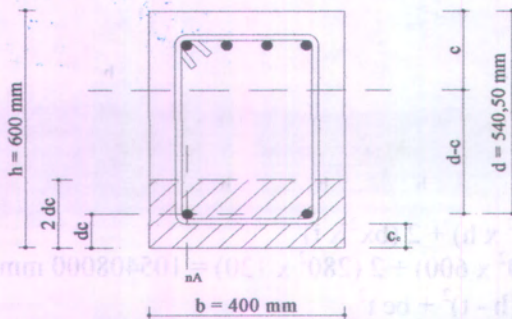
Jadi untuk balok dengan $L = 5000 \text{ mm}$ dengan menggunakan

$f_y = 390 \text{ MPa}$, maka h_{min} adalah:

$$h_{min} = \frac{L}{18,5} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{5000}{18,5} \times \left(0,4 + \frac{390}{700} \right) = 258,687 \text{ mm}$$

Ketentuan di atas sudah terpenuhi karena $h_{balok} = 400 \text{ mm}$

5.5.1.6 Kontrol Retak



Gambar 5.7 Menentukan Lebar retak

Bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, maka penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai z yang diberikan oleh:

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c A} \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 12.6.4.24}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dimana:

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

$$= 0,6 \times 390 \text{ MPa}$$

$$= 234 \text{ MPa}$$

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

$$d_c = 40 + 10 + \frac{1}{2} \times 19 = 59,50 \text{ mm}$$

A = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n}; \text{ dengan } n \text{ adalah jumlah jumlah batang}$$

tulangan per lebar balok b

$$= \frac{2 \times 59,50 \times 400}{4}$$

$$= 11900 \text{ mm}^2$$

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c A}$$

$$= 234 \times \sqrt[3]{59,50 \times 11900} = 20856,29 \text{ N/mm} = 20,86 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots \text{ok!}$$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai z , dapat dilakukan perhitungan lebar retak yang diberikan oleh :

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A} \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002}$$

$$\text{Ps. 12.6.4.25}$$



dimana :

ω = lebar retak dalam mm x 10^{-6}

β = perbandingan lebar retak pada penampang tak bertulang terhadap lebar retak pada penampang bertulang, mulai dari lubang retak menuju ke garis netral. Ini sama dengan perbandingan antara jarak serat tarik terluar terhadap netral dan jarak dari titik berat tulangan utama terhadap garis netral.

$$\beta = \frac{(h-c)}{(d-c)}$$

$$b \times c \times \frac{c}{2} = n \times A_s \times (d-c)$$

$$\left(b \times c \times \frac{c}{2} \right) - \left(\frac{E_s}{E_c} \times A_s \times (d-c) \right) = 0$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$\left(400 \times c \times \frac{c}{2} \right) - \left(\frac{200000}{25742,96} \times 1134 \times (540,50 - c) \right) = 0$$

$$\left(400 \times \frac{c^2}{2} \right) - (4761899,952 - 8810,17 c) = 0$$

$$200 c^2 - 8810,17 c - 4761899,952 = 0$$

Dengan menggunakan rumus abc dapat dicari nilai c sebagai berikut :

$$c_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{-(-8810,17) \pm \sqrt{8810,17^2 - 4(200)(-4761899,952)}}{2 \times 200}$$

$$= \frac{8810,17 \pm 62346,925}{400}$$

$$c_1 = 177,89 \text{ mm} ; c_2 = -133,84 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{(600 - 177,89)}{(540,50 - 177,89)} = 1,16$$

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times 1,16 \times 20,86 \times 10^3$$

$$= 0,266 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm}$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang di dalam ruangan.

Selain itu, spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh melebihi

$$s = \frac{95000}{f_s} - 2,5 c_c \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 12.6.4.26}$$

$$= \frac{95000}{234} - 2,5 \cdot 40$$

$$= 305,98 \text{ mm}$$

Tetapi tidak boleh lebih besar dari

$$= 300 \times \left(\frac{252}{f_s} \right)$$

$$= 300 \times \left(\frac{252}{234} \right)$$

$$= 323,07 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{ok!!!}$$

5.5.1.7 Panjang Penyaluran

Perhitungan panjang penyaluran tulangan D19 berdasarkan SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.14.2 adalah sebagai berikut:

Panjang penyaluran tulangan tarik:

Diketahui $d_b = 19 \text{ mm}$; $\alpha = 1,3$; $\beta = 1,0$; $\lambda = 1,0$

$$\lambda_b = d_b \times \frac{12 \times f_y \times \alpha \times \beta \times \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} = 19 \times \frac{12 \times 390 \times 1,3 \times 1 \times 1}{25 \times \sqrt{30}} = 844,19 \text{ mm}$$

$$\lambda_b > 300 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan tarik **1000 mm**

Panjang penyaluran tulangan tekan:

$$\lambda_b = d_b \times \frac{f_y}{4 \sqrt{f'_c}} = 19 \times \frac{390}{4 \times \sqrt{30}} = 338,22 \text{ mm} \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002}$$

Ps.14.3.2

$$\lambda_b > 200 \text{ mm}$$

tetapi tidak kurang dari:

$$\lambda_b = 0,04 \times d_b \times f_y = 0,04 \times 19 \times 390 = 296,40 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan tekan **400 mm**

Panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik:

$$\lambda_b > 8 d_b = 8 \times 19 = 152 \text{ mm} \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.14.5.1}$$

$$\lambda_b > 150 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik **200 mm**

5.5.2 Balok melintang lantai 2 (Beam 1076)

❖ **Data – data yang digunakan untuk penulangan :**

- Tinggi Balok = 60 cm
- Lebar Balok = 40 cm
- Diameter tulangan utama = D 19 mm ($A_s = 283,5 \text{ mm}^2$)
- Diameter tulangan sengkang = Ø 10 mm ($A_s = 78,5 \text{ mm}^2$)
- Decking = 40 mm
- $d'' = 40 + 10 + 19 / 2 = 59,5 \text{ mm}$
- $d' = 600 - d'' = 540,5 \text{ mm}$
- $\rho_{\text{maks}} = 0,0253$ SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.23.3.2.1

Beberapa persyaratan yang perlu dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan memikul lentur, adalah :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$
 2. Bentang bersih minimum balok = $600 > 4d = 4 \times 59,5$
= 238 cm OK
 3. Perbandingan Lebar/tinggi balok = $40/60 = 0,666 > 0,3$ OK
- Selain itu, sesuai dengan persyaratan yang ditetapkan luasan tulangan sepanjang balok tidak boleh kurang dari :

$$- A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} b_w \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 390} \times 400 \times 539 = 756,98 \text{ mm}^2$$

$$- A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d = \frac{1,4}{390} \times 400 \times 539 = 773,95 \text{ mm}^2 (\text{menentukan})$$

Penulangan Tumpuan Balok

Untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja, maka penulangan kedua ujung sebuah balok didesain sama.

Momen Tumpuan

$$Mu = 281310270 \text{ Nmm} \quad (\text{ETABS})$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002}$$

Ps. 10.4.3

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0,0337$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0337 = 0,0253$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{281310270}{0,8 \times 400 \times 540,5^2} = 3,01$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,29} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 3,01}{390}} \right) = 0,0082$$

> ρ_{\min}

Dipakai $\rho = 0,0082$

Tulangan tumpuan atas:

$$A_s = \rho b d = 0,0082 \times 400 \times 540,5 = 1780,22 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 7 – D19 ($A_{s \text{ pakai}} = 1984,70 \text{ mm}^2$)

Tulangan tumpuan bawah:

$$\text{ratio tulangan tekan } \rho' = 0,0082 \times 0,5 = 0,0041$$

$$A_s' = \rho' b d = 0,0041 \times 400 \times 540,5 = 886,42 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 5 – D19 ($A_{s' \text{ pakai}} = 1417,65 \text{ mm}^2$)

Pada Daerah Lapangan

$$Mu = 145298900 \text{ Nmm} \quad (\text{ETABS})$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{145298900}{0,8 \times 400 \times 540,5^2} = 1,56$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,29} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,56}{390}} \right) = 0,0042$$

> ρ_{\min}

Dipakai $\rho = 0,0042$

Tulangan lapangan bawah:

$$A_s = \rho b d = 0,0042 \times 400 \times 540,50 = 908,04 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4 – D19 ($A_{s \text{ pakai}} = 1134,12 \text{ mm}^2$)

Tulangan lapangan atas:

$$\text{ratio tulangan tekan } \rho' = 0,0042 \times 0,5 = 0,0021$$

$$A_s' = \rho' b d = 0,0021 \times 400 \times 540,50 = 454,02 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 3 – D19 ($A_s' \text{ pakai} = 850,58 \text{ mm}^2$)

Kontrol Balok T

Lebar efektif :

$$b_{e1} = \frac{1}{4} \times L_b$$

$$= \frac{1}{4} \times 6000$$

$$= 1500 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = 8 \cdot t$$

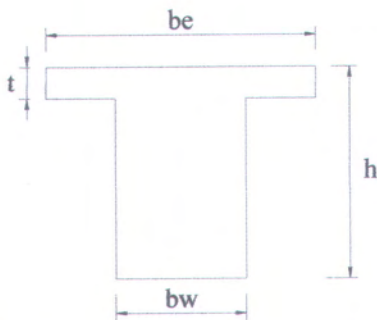
$$= 8 \cdot 120$$

$$= 960 \text{ mm}$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} (L_b - b_w)$$

$$= \frac{1}{2} (6000 - 400)$$

$$= 2800 \text{ mm}$$



Dipilih yang terkecil

Dipakai b_e yang terkecil = 960 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot n = \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 4 = 1134,12 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_e} = \frac{1134,12 \times 390}{0,85 \times 30 \times 960} = 18,06 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{18,06}{0,85} = 21,26 \text{ mm}$$

$21,26 \text{ mm} < 120 \text{ mm} \Rightarrow x \leq t$; dipakai balok *T palsu*

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot a$$

$$= 0,85 \times 30 \times 960 \times 21,26$$

$$= 520444,8 \text{ N}$$

$$Mn = C \left(d - \frac{a}{2} \right) = 520444,8 \times \left(19 - \frac{21,26}{2} \right) = 4356122,98 \text{ Nmm}$$

Maka dianggap kekuatannya dianggap sama dengan kekuatan balok persegi

5.5.2.1 Perhitungan Momen Probabel (Momen Kapasitas)

Balok memanjang 40/60

Dimensi balok: $b = 400 \text{ mm}$

$h = 600 \text{ mm}$

Selimut beton (c_c) $= 40 \text{ mm}$

Tulangan utama ($D_{tul.utama}$) $= D 19$

Senggang (ϕ_s) $= \emptyset 10$

Mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja $f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$d = h - c_c - \phi_s - \left(\frac{1}{2} \cdot D_{tul.utama}\right)$$

$$= 600 - 40 - 10 - \left(\frac{1}{2} \cdot 19\right)$$

$$= 540,50 \text{ mm}$$

$$d' = c_c + \phi_s + \left(\frac{1}{2} \cdot D_{tul.utama}\right)$$

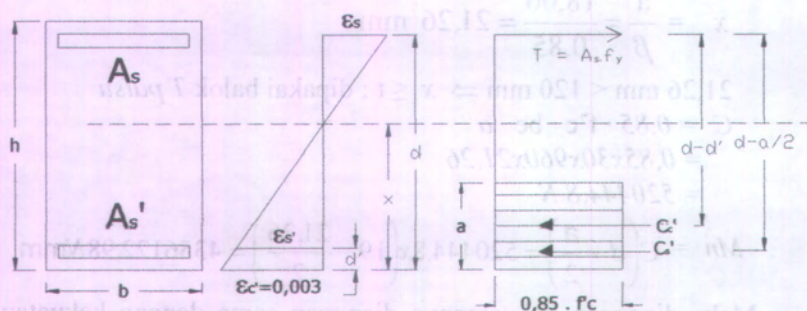
$$= 40 + 10 + \left(\frac{1}{2} \cdot 19\right)$$

$$= 59,50 \text{ mm}$$

Tulangan tumpuan terpasang :

Tulangan Atas : 7 D 19 $\rightarrow A_s = 1984,7 \text{ mm}^2$

Tulangan Bawah : 5 D 19 $\rightarrow A_s' = 1417,65 \text{ mm}^2$



$$f'_s = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) 600$$

$$\begin{aligned} T &= 1,25 \times A_s \times f_y \\ &= 1,25 \times 1984,7 \text{ mm}^2 \times 390 \text{ N/mm}^2 \\ &= 967541,25 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C'_c &= 0,85 \times f'_c \times b \times a && \text{dimana : } a = 0,85 \text{ x} \\ &= 0,85 \times 30 \times 400 \times 0,85 \text{ x} \\ &= 8670 \text{ x } \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C'_s &= A'_s \times \left((1,25 \times f'_s) - 0,85 \cdot f'_c \right) \\ &= 1984,7 \times \left[\left(1,25 \times \left(1 - \frac{d'}{x} \right) \times 600 \right) - (0,85 \times 30) \right] \\ &= 1984,7 \times \left[\left(1,25 \times \left(1 - \frac{59,50}{x} \right) \times 600 \right) - (25,50) \right] \\ &= 1984,7 \times \left[\left(750 - \frac{44625}{x} \right) - (25,50) \right] \\ &= 1437915,15 - \frac{88567237,5}{x} \text{ N} \end{aligned}$$

$$\underline{\Sigma H = 0}$$

$$C'_c + C'_s - T = 0$$

$$8670 \text{ x} + 1437915,15 - \frac{88567237,5}{x} - 967541,25 = 0$$

$$8670 \text{ x} - \frac{88567237,5}{x} + 470373,9$$

$$8670 \text{ x}^2 + 470373,9 \text{ x} - 88567237,5 = 0$$

Dengan menggunakan rumus abc dapat dicari nilai x sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 x_{1,2} &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
 &= \frac{-(470373,9) \pm \sqrt{470373,9^2 - 4(8670)(-88567237,5)}}{2 \times 8670} \\
 &= \frac{-403177,3 \pm 1814597,32}{17340}
 \end{aligned}$$

$$x_1 = 81,40 \text{ mm} ; x_2 = -127,90 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 f'_s &= \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 \\
 &= \left(1 - \frac{59,50}{81,40}\right) \times 600 = 161,43 \text{ MPa} < f_y = 390 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

→ tulangan tekan tidak leleh

$$\begin{aligned}
 C'_c &= 8670x \\
 &= 8670 \times 81,40 \\
 &= 705738 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C'_s &= 1437915,15 - \frac{88567237,5}{x} \\
 &= 1437915,15 - \frac{88567237,5}{81,40} \\
 &= 349865,55 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= C'_c(d - d') + C'_s\left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ dimana : } a = 0,85 x \\
 &= 0,85 \times 81,40 \\
 &= 69,19 \text{ mm} \\
 &= 705738 \times (540,5 - 59,50) + 349865,55 \times \left(540,50 - \frac{69,19}{2}\right) \\
 &= 516458709 \text{ Nmm} \\
 &= 516,46 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.5.2.2 Penulangan Geser

Untuk penulangan geser balok menggunakan momen kapasitas balok. Dengan kata lain gaya geser rencana harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara 2 tumpuan. Momen M_{pr} dengan arah berlawanan dianggap bekerja pada muka komponen tersebut. M_{pr} harus dihitung dari tulangan terpasang dengan tegangan tarik sebesar $1,25 f_y$ dan ϕ reduksi sebesar 1.

Ilustrasi berikut merupakan perhitungan V untuk balok yang ditinjau. Selain ditunjukkan pengaruh beban gravitasi, ditunjukkan pula besar M_{pr} negatif dan positif dari gempa. Dapat diamati bahwa V selalu lebih besar dari V_u hasil analisa struktur. Berikut ini diberikan contoh perhitungan V dengan data balok sebagai berikut:

$$L_n = 6000 - 400 = 5600 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 516458709 \text{ Nmm}$$

$$\frac{W_u \times L}{2} = 141725,79 \text{ N} \quad (\text{ETABS ; } 1,2 D_L + 1 L_L)$$

Gaya geser total di daerah sendi plastis (muka kolom sampai $2h$)

Gaya geser akibat gempa di muka kolom + beban gravitasi

Gaya geser total :

$$V_e = \frac{\{M_{pr_{kanan}} + M_{pr_{kiri}}\}}{L_n} + \frac{W_u \times L}{2}$$

$$V_e = \frac{\{516458709 + 516458709\}}{5600} + 141725,79$$

$$V_e = 326175,33 \text{ N}$$

Biasanya kuat geser ditahan oleh beton (V_c) dan tulangan dalam bentuk transversal. Namun pada komponen struktur penahan SPBL berlaku ketentuan SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 23.3.4.2 yang mentakan $V_c = 0$ apabila :

- a. Gaya geser akibat gempa saja (yaitu akibat Mpr) $> 0,5$ total geser (akibat Mpr + beban gravitasi) dan

b. Gaya aksial tekan $< \frac{A_g \times f'_c}{20}$

Dalam hal ini gaya geser akibat gempa = 190395 N $> 0,5 \times 326175,33 = 163087,67$ N

Dan gaya aksial yang kecil sama sekali maka $V_c = 0$ sehingga :

$$V_s = \frac{V_e}{\phi}$$

Koefisien reduksi ϕ diambil 0,75 karena V_n diperoleh dari Mpr balok (SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 11.3.2.3)

$$V_s = \frac{326175,33}{0,75}$$

$$V_s = 434900,44 \text{ N}$$

Kontrol kuat geser nominal tidak boleh lebih besar dari $V_{s, \max}$ (SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.13.5.6.8)

$$V_{s, \max} = \frac{2}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_{s, \max} = \frac{2}{3} \times \sqrt{30} \times 400 \times 540,50$$

$$V_{s, \max} = 789450,77 \text{ N} > V_e = 326175,33 \text{ N}$$

Juga

$$V_s > \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$434900,44 \text{ N} > \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 400 \times 540,50$$

$$434900,44 \text{ N} > 394725,38 \text{ N}$$

Direncanakan diameter tulangan geser 10 mm dengan sengkang 3 kaki :

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

$$A_v = 235,62 \text{ mm}^2 \text{ (sengkang 3 kaki)}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{235,62 \times 390 \times 540,50}{434900,44} = 114,21 \text{ mm}$$

Dengan ketentuan spasi maksimum tulangan geser balok untuk SRPMK berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 Ps.23.3.3.2

$$s_{maks} = d/4 = 540,50/4 = 135,125 \text{ mm}$$

$$s_{maks} = 8 \times D_{\text{tulangan memanjang}} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$s_{maks} = 24 \times \phi_{\text{sengkang}} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$$

$$s_{maks} = 300 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang beugel 3 ϕ 10 – 100 sejauh $2 \times h = 2 \times 400 = 800 \text{ mm}$ dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 50 mm dari muka kolom.

Gaya geser total diluar sendi plastis ($> 2h$)

$$V_u = 176856 \text{ N (pada jarak 800 mm)}$$

$$V_s = \frac{176856}{0,6}$$

$$V_s = 294760 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times 540,5 \\ &= 197362,69 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 294760 - 197362,69 \\ &= 97397,31 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan diameter tulangan geser 10 mm dengan sengkang 2 kaki :

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

$$A_v = 157,08 \text{ mm}^2 \text{ (sengkang 2 kaki)}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157,08 \times 390 \times 540,50}{97397,31} = 339,97 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan beugel di luar sendi plastis (SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 23.3.3.4)

$$s_{\text{maks}} = \frac{d}{2} = \frac{540,50}{2} = 270,25 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 13.5.4.3 bila

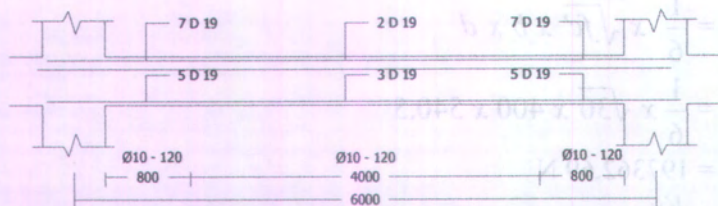
$V_s > \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$, maka spasi maksimum yang diberikan dalam 13.5.4.1 dan 13.5.4.2 harus dikurangi setengahnya.

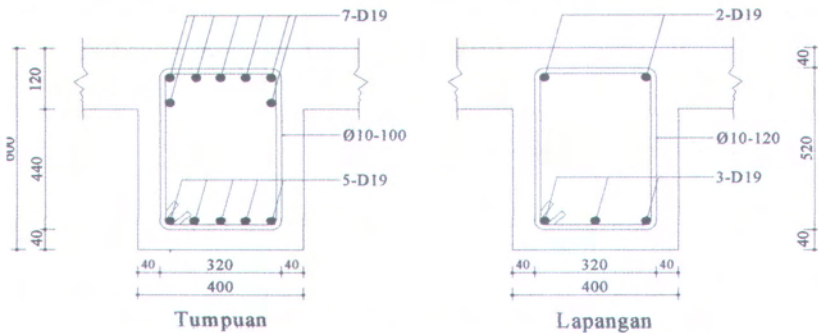
Sehingga :

$$s_{\text{maks}} = \frac{270,25}{2} = 135,125 \text{ mm}$$

Jadi dipasang beugel 2 ϕ 10 - 120 sebanyak

$$\frac{L_n - 4h}{s} + 1 = \frac{5600}{120} + 1 = 48 \text{ buah di bagian tengah balok.}$$

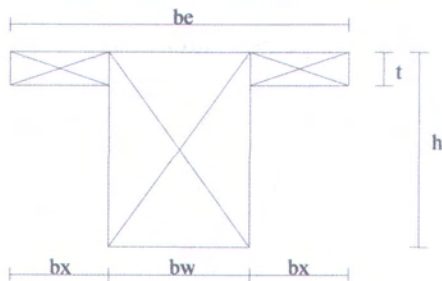




Gambar 5.8 Penulangan Balok Memanjang 40/60

5.5.2.3 Penulangan Torsi

$$T_u = 0,00005957 \text{ kgm} = 0,5957 \text{ Nmm}$$



$$\begin{aligned} \Sigma x^2 y &= (b_w^2 \times h) + 2 (b_x^2 \times t) \\ &= (400^2 \times 600) + 2 (280^2 \times 120) = 114816000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma x y^2 &= b_w (h - t)^2 + b_e t^2 \\ &= 400 (600 - 120)^2 + (1000 \times 120^2) = 106560000 \text{ mm}^3 \\ &\text{(menentukan)} \end{aligned}$$

$$\phi T_c = \phi \left(\frac{1}{20} \sqrt{f_c'} \Sigma x y^2 \right) = 0,6 \times \left(\frac{1}{20} \times \sqrt{30} \times 106560000 \right) = 17509594,72 \text{ Nmm}$$

$$T_u < \phi T_c$$

Torsi diabaikan...!

Dipasang tulangan praktis $2\phi 12$

5.5.2.4 Kontrol Lendutan

Sesuai dengan SNI 03 - 2847 - 2002 tabel 8, maka tebal minimum balok:

$$\text{- balok satu ujung menerus } h_{\min} = \frac{L}{18,5}$$

- untuk f_y selain 400 MPa, maka harus dikalikan dengan

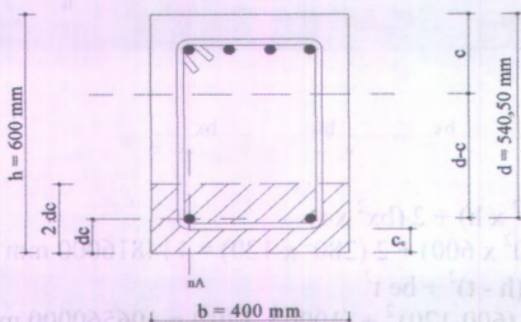
$$0,4 + \frac{f_y}{700}$$

Jadi untuk balok dengan $L = 6000$ mm dengan menggunakan $f_y = 390$ MPa, maka h_{\min} adalah:

$$h_{\min} = \frac{L}{18,5} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{6000}{18,5} \times \left(0,4 + \frac{390}{700} \right) = 310,42 \text{ mm}$$

Ketentuan di atas sudah terpenuhi karena $h_{\text{balok}} = 400$ mm

5.5.2.5 Kontrol Retak



Bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, maka penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai z yang diberikan oleh:

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c A} \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 12.6.4.24}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan

dimana:

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,

dapat diambil $0,6 f_y$

$$= 0,6 \times 390 \text{ MPa}$$

$$= 234 \text{ MPa}$$

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

$$d_c = 40 + 10 + \frac{1}{2} 19 = 59,50 \text{ mm}$$

A = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} ; \text{ dengan } n \text{ adalah jumlah jumlah batang}$$

tulangan per lebar balok b

$$= \frac{2 \times 59,50 \times 400}{7}$$

$$= 6800 \text{ mm}^2$$

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c A}$$

$$= 234 \times \sqrt[3]{59,50 \times 6800} = 17307,12 \text{ N/mm} = 17,31 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots \text{ok!}$$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai z , dapat dilakukan perhitungan lebar retak yang diberikan oleh :

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A} \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002}$$

Ps. 12.6.4.25

dimana :

$$\omega = \text{lebar retak dalam mm} \times 10^{-6}$$

β = perbandingan lebar retak pada penampang tak bertulang terhadap lebar retak pada penampang bertulang, mulai dari lubang retak menuju ke garis netral. Ini sama dengan perbandingan antara jarak serat tarik terluar terhadap netral

dan jarak dari titik berat tulangan utama terhadap garis netral.

$$\beta = \frac{(h-c)}{(d-c)}$$

$$b \times c \times \frac{c}{2} = n \times A_s \times (d-c)$$

$$\left(b \times c \times \frac{c}{2} \right) - \left(\frac{E_s}{E_c} \times A_s \times (d-c) \right) = 0$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

$$\left(400 \times c \times \frac{c}{2} \right) - \left(\frac{200000}{25742,96} \times 1984,717 \times (540,50 - c) \right) = 0$$

$$\left(400 \times \frac{c^2}{2} \right) - (7143563,79 - 13216,58 c) = 0$$

$$200 c^2 - 13216,58 c - 7143563,79 = 0$$

Dengan menggunakan rumus abc dapat dicari nilai c sebagai berikut :

$$c_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{-(-13216,58) \pm \sqrt{13216,58^2 - 4(200)(-7143563,79)}}{2 \times 200}$$

$$= \frac{13216,58 \pm 75596,63}{400}$$

$$c_1 = 222,03 \text{ mm} ; c_2 = -155,95 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{(600 - 222,03)}{(540,50 - 222,03)} = 1,18$$

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times 1,18 \times 18,22 \times 10^3$$

$$= 0,236 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm}$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang di dalam ruangan. Selain itu, spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh melebihi

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{95000}{f_s} - 2,5 c_c \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 12.6.4.26} \\
 &= \frac{95000}{234} - 2,5 \cdot 40 \\
 &= 305,98 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tetapi tidak boleh lebih besar dari $= 300 \times \left(\frac{252}{f_s} \right)$

$$= 300 \times \left(\frac{252}{234} \right) = 323,07 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ok!!!}$$

5.5.2.6 Panjang Penyaluran

Perhitungan panjang penyaluran tulangan D19 berdasarkan SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.14.2 adalah sebagai berikut:

Panjang penyaluran tulangan tarik:

Diketahui $d_b = 19 \text{ mm}$; $\alpha = 1,3$; $\beta = 1,0$; $\lambda = 1,0$

$$\lambda_b = d_b \times \frac{12 \times f_y \times \alpha \times \beta \times \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} = 19 \times \frac{12 \times 390 \times 1,3 \times 1 \times 1}{25 \times \sqrt{30}} = 844,19 \text{ mm}$$

$$\lambda_b > 300 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan tarik **1000 mm**

Panjang penyaluran tulangan tekan:

$$\lambda_b = d_b \times \frac{f_y}{4 \sqrt{f'_c}} = 19 \times \frac{390}{4 \times \sqrt{30}} = 338,22 \text{ mm} \quad \text{SNI 03 - 2847 -}$$

2002 Ps.14.3.2

$$\lambda_b > 200 \text{ mm}$$

tetapi tidak kurang dari:

$$\lambda_b = 0,04 \times d_b \times f_y = 0,04 \times 19 \times 390 = 296,40 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan tekan **400 mm**

Panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik:

$$\lambda_b > 8 d_b = 8 \times 19 = 152 \text{ mm} \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.14.5.1}$$

$$\lambda_b > 150 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik
200 mm

5.6 Perhitungan Struktur Kolom

5.6.1 Perhitungan Kolom Tingkat 1

5.6.1.1 Data Perencanaan

Dalam perencanaan ini kolom direncanakan dengan system cor di tempat, sebagai contoh perhitungan diambil kolom tengah As C-7 dengan data-data sebagai berikut:

$$\text{Dimensi kolom} = 600 \times 600 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mutu beton, } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja, } f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton } (c_c) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan utama} = D22 \text{ mm}$$

$$\text{Sengkang} = \emptyset 12 \text{ mm}$$

$$d = h - c_c - \phi_s - \left(\frac{1}{2} \cdot D_{tul.utama} \right)$$

$$= 600 - 40 - 12 - \left(\frac{1}{2} \cdot 22 \right)$$

$$= 537 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ 7 D19} = 1984,71 \text{ mm}^2$$

$$A_s' \text{ 5 D19} = 1417,65 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi balok} = 400 \times 600 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan utama} = D19 \text{ mm}$$

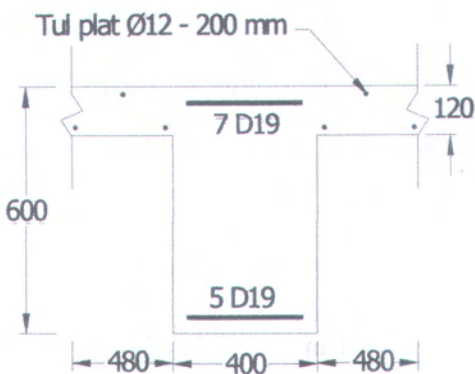
$$\text{Sengkang} = \emptyset 12 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton (p)} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Plat Lantai Tebal} = 120 \text{ mm}$$

$$b_e = 1360 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Plat Lantai} = \emptyset 10 - 250 \text{ mm}$$



POTONGAN A-A

Gambar 5.9 Detail Balok yang Menyatu pada Kolom

5.6.1.2 Perhitungan Tulangan Memanjang Kolom

Tabel 5.3.1 Gaya Axial dan Momen pada Kolom Tengah antara Lantai 1 dan 2

No	Kombinasi Beban	Axial (kN)	M (kN.m)
1	1,4 DL	3220,50	0,56
2	1,2 DL + 1,6 LL	3540,70	0,62
3	1,2 DL + 1 LL + 1 Spec 1	3248,18	218,75
4	1,2 DL + 1 LL + 1 Spec 2	3248,25	65,86
5	0,9 DL + 1 Spec 1	2070,41	218,63
6	0,9 DL + 1 Spec 2	2070,47	65,74

Tabel 5.3.2 Gaya Axial dan Momen pada Kolom Tengah antara Lantai 2 dan 3

No	Kombinasi Beban	Axial (kN)	M (kN.m)
1	1,4 DL	2723,90	2,98

2	1,2 DL + 1,6 LL	2993,37	3,34
3	1,2 DL + 1 LL + 1 Spec 1	2746,55	145,60
4	1,2 DL + 1 LL + 1 Spec 2	2746,91	45,49
5	0,9 DL + 1 Spec 1	1751,73	144,65
6	0,9 DL + 1 Spec 2	1751,60	44,53

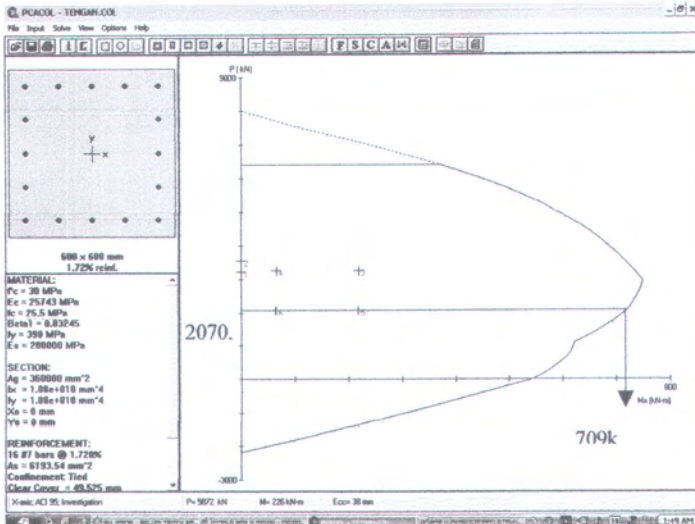
Tabel 5.3.3 Gaya Axial dan Momen pada Kolom Tepi antara Lantai 1 dan 2

No	Kombinasi Beban	Axial (kN)	M (kN.m)
1	1,4 DL	2700,37	19,89
2	1,2 DL + 1,6 LL	2957,35	22,39
3	1,2 DL + 1 LL + 1 Spec 1	2961,16	218,75
4	1,2 DL + 1 LL + 1 Spec 2	2789,78	70,69
5	0,9 DL + 1 Spec 1	1980,80	203,09
6	0,9 DL + 1 Spec 2	1809,41	66,20

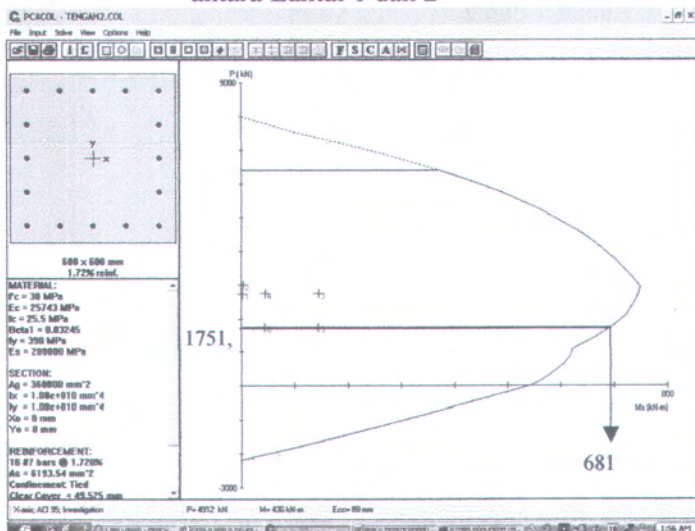
Tabel 5.3.4 Gaya Axial dan Momen pada Kolom Tepi antara Lantai 2 dan 3

No	Kombinasi Beban	Axial (kN)	M _x (kN.m)
1	1,4 DL	2288,87	41,21
2	1,2 DL + 1,6 LL	2505,90	46,39
3	1,2 DL + 1 LL + 1 Spec 1	2485,00	145,60
4	1,2 DL + 1 LL + 1 Spec 2	2356,83	62,35
5	0,9 DL + 1 Spec 1	1654,53	93,52
6	0,9 DL + 1 Spec 2	1526,35	46,60

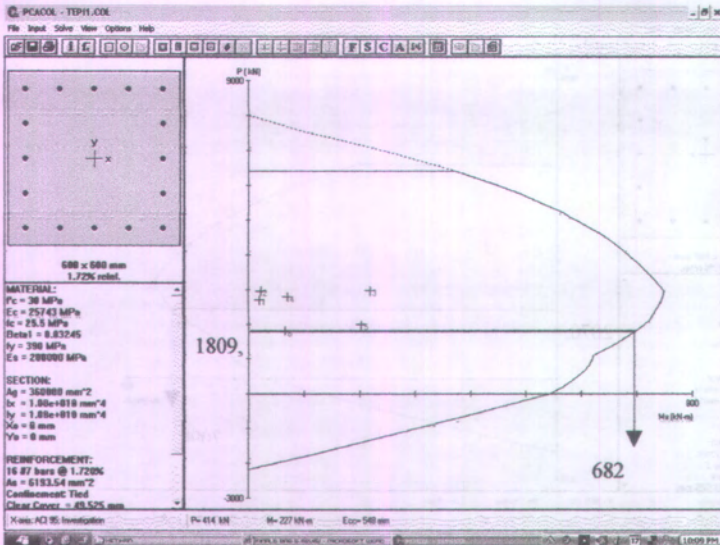
No	Kombinasi Beban	Axial (kN)	M (kN.m)
1	1,4 DL	2288,87	41,21



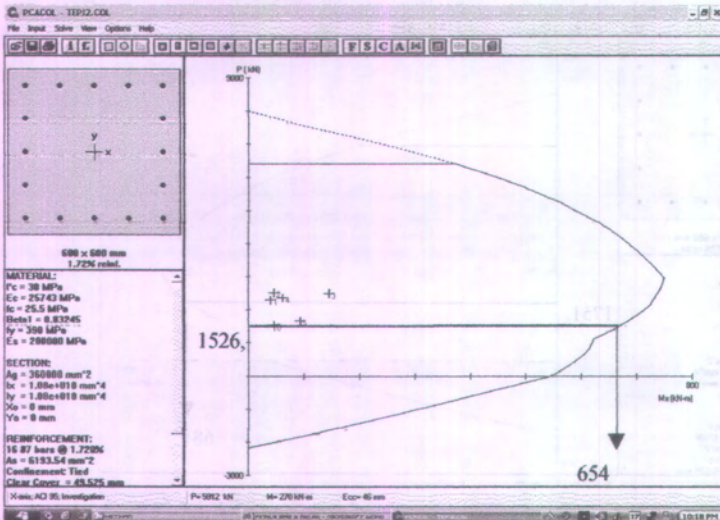
Gambar 5.10 Kuat Rencana Diagram Interaksi Kolom Tengah antara Lantai 1 dan 2



Gambar 5.11 Kuat Rencana Diagram Interaksi Kolom Tengah antara Lantai 2 dan 3



Gambar 5.12 Kuat Rencana Diagram Interaksi Kolom Tepi antara Lantai 1 dan 2



Gambar 5.13 Kuat Rencana Diagram Interaksi Kolom Tepi antara Lantai 2 dan 3

Berdasarkan kombinasi beban diatas, cukup diberi tulangan sebanyak 1,72 % (16 D 19). Seperti terlihat pada gambar diatas, sebuah diagram interaction yang dibuat dengan program PCACOL. Prosentase kolom ini sesuai syarat SNI 03 -2847-2002 Ps. 23.4.3.1 yaitu antara 1 %-6 % telah dipenuhi.

5.6.1.3 Persyaratan Strong Column Weak Beam

Persyaratan "strong column weak beam" dipenuhi dengan persamaan 121 SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.23.4.2.2. yaitu :

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_g$$

Nilai $\sum M_g$ adalah jumlah M_g^+ dan M_g^- balok yang menyatu dengan kolom.

Karena balok yang menyatu pada kolom terdapat pelat lantai yang menyatu juga, maka perhitungan M_g^- , mengikutsertakan luas tulangan pelat selebar b efektif.

Tulangan terpasang pada balok :

$$A_s \text{ 7 D19} = 1984,70 \text{ mm}^2$$

$$A_s' \text{ 5 D19} = 1417,65 \text{ mm}^2$$

Perhitungan $\sum M_g$:

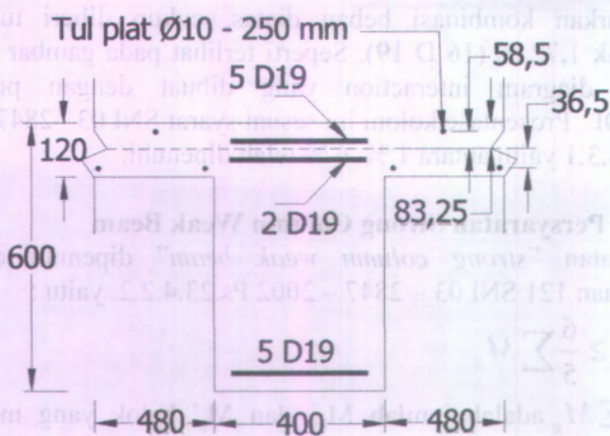
$$A_s = 1984,70 + \left(2 \cdot \left(\frac{480}{400} \right) \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 2 \right) = 2361,70 \text{ mm}^2$$

$$d_{atas} = \left(600 - 40 - 12 - 19 - \left(\frac{5}{7} \right) \times 25 \right) - \left(\left(\frac{376,99}{2361,70} \right) \cdot 58,5 \right) + \left(\left(\frac{376,99}{2361,70} \right) \cdot 36,5 \right)$$

$$= 495,98 \text{ mm}$$

$$d_{bawah} = \left(600 - 40 - 12 - \frac{19}{2} \right)$$

$$= 538,5 \text{ mm}$$



Besarnya M_g^+ adalah :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1417,65}{0,85 \cdot 30 \cdot 400} = 43,36 \text{ mm}$$

$$M_g^+ = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1417,65 \left(538,5 - \frac{43,36}{2} \right) = 228.569.073,4 \text{ Nmm}$$

Besarnya M_g^- adalah :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{2361,70 \cdot 390}{0,85 \cdot 30 \cdot 400} = 90,30 \text{ mm}$$

$$M_g^- = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2361,70 \cdot 390 \left(495,98 - \frac{90,30}{2} \right) = 415.242.832,3 \text{ Nmm}$$

$$\frac{6}{5} \sum M_g = \frac{6}{5} (228.569.073,4 + 415.242.832,3) / 0,8 = 965.717.858,5 \text{ Nmm}$$

M_c kolom tengah antara lantai 1 dan 2 diperoleh sebesar 709 kNm dari P_u terkecil = 2070,41 kN. Dengan cara yang sama M_c kolom tengah antara lantai 2 dan 3 diperoleh sebesar 681 kNm dari P_u terkecil = 1751,60 kN

$$\sum M_c = (709.000.000 + 681.000.000) / 0,65 = 2.138.461.538 \text{ Nmm}$$

Sehingga :

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_g$$

$$2.138.461.538 \text{ Nmm} \geq 965.717.858 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

M_c kolom tepi antara lantai 1 dan 2 diperoleh sebesar 682 kNm dari Pu terkecil = 1809,41 kN. Dengan cara yang sama M_c kolom tepi antara lantai 2 dan 3 diperoleh sebesar 654 kNm dari Pu terkecil = 1526,35 kN

$$\sum M_c = (682.000.000 + 654.000.000) / 0,65 = 2.055.384.615 \text{ Nmm}$$

Sehingga :

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_g$$

$$2.055.384.615 \text{ Nmm} \geq 965.717.858 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

5.6.1.4 Pengekangan Kolom di Daerah Sendi Plastis

Daerah sendi plastis ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2002 Ps.23.4.4).(4) yang menyatakan panjang ℓ_o tidak kurang dari :

- $h_k = 600 \text{ mm}$
- $\frac{1}{6} l_n = \frac{1}{6} \times (5000 - 600)$
 $= 733,34 \text{ mm}$
- 500 mm

Digunakan daerah sendi plastis ℓ_o sepanjang 733,34 mm.

Jarak sengkang sepanjang sendi plastis diatur dalam SNI 03-2847-2002 Ps.23.4.4).(2) yang menyatakan, spasi maksimum tulangan transversal :

- $\frac{1}{4} \times b \text{ terkecil} = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$
- $6 d_b = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$

$$\blacksquare \quad s_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3} = 100 + \frac{350 - 0,5 \times (750 - 2 \times (40 + 12/2))}{3} = 107 \text{ mm}$$

h_x = spasi horizontal maksimum untuk kaki-kaki sengkang tertutup atau sengkang ikat pada semua muka kolom, mm.

- Nilai s_x tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Digunakan jarak sengkang begel (s) = 100 mm (minimum)

Kebutuhan pengekangan di daerah sendi plastis ditentukan dari SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 23.4.4.1.b, yang menyatakan luas sengkang tidak boleh kurang dari rumus 123 dan 124 berikut :

$$A_{sh} = 0,3 \times \left(\frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \dots\dots\dots 123$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \dots\dots\dots 124$$

Dengan :

s = spasi tulangan transversal pada arah longitudinal (mm)

h_c = dimensi penampang inti kolom dihitung dari sumbu sumbu tulangan pengekang (mm)

A_g = Luas bruto penampang (mm^2)

A_{ch} = Luas penampang komponen struktur dari sisi luar ke sisi luar tulangan transversal luas bruto penampang (mm^2)

Dengan jarak sengkang, s = 100 mm, diperoleh

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \times \left(\frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \times \left(\frac{100 \times (600 - (2 \times 40) - 12) \times 30}{390} \right) \times \left(\frac{(600 \times 600)}{(((600 - (2 \times 40)) \times (600 - (2 \times 40))))} - 1 \right) \\ &= 388,46 \text{ mm}^2 \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

atau

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$$

$$= 0,09 \times \left(100 \times (600 - 2 \times 40 - 12) \times \frac{30}{390} \right)$$

$$= 351,70 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang sepanjang sendi plastis $4\phi 12 - 100 \text{ mm}$
 $(A_s = 452,5 \text{ mm}^2) > A_{sh}$

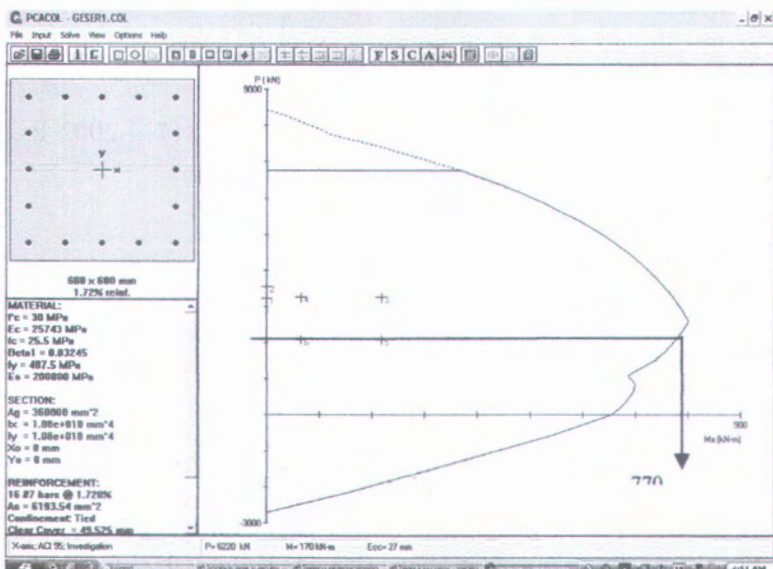
5.6.1.5 Kebutuhan Tulangan Geser

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom (V_u) ditentukan dari Mpr^+ dan Mpr^- balok yang menyatu dengan kolom tersebut.

Mpr balok telah dihitung pada penulangan balok di atas.

Sehingga gaya geser desain berdasarkan Mpr^+ dan Mpr^- dari balok yang bertemu di HBK adalah sebagai berikut :

$$V_u = \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{L_n} = \frac{516,46 + 516,46}{4,4} = 234,75 \text{ kN}$$



Gambar 5.14 Nilai Mpr Kolom Tingkat 1 (Lt1-Lt3)

Besarnya V_u tersebut harus dibandingkan dengan V_e , yaitu gaya geser yang diperoleh dari Mpr kolom. Cara memperoleh Mpr kolom memakai bantuan interaksi kolom program PCACOL. Mpr ini ditentukan berdasarkan rentang beban aksial terfaktor yang mungkin terjadi dengan $\phi = 1$. Mpr ini diambil sama dengan momen balance diagram interaksi dari kolom namun dengan $f_s = 1,25 f_y$.

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama maka :

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{2 \times Mpr}{L_n} \\ &= \frac{2 \times 770}{4,40} \\ &= 350 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ternyata $V_e = 350 \text{ kN} > V_u = 234,75 \text{ kN}$, maka perencanaan geser memenuhi syarat.

Besarnya V_u tersebut akan ditahan oleh kuat geser beton (V_c) dan kuat tulangan geser (V_s).

Nilai V_c harus dianggap = 0 sesuai SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 23.4.5.2 apabila :

- $50 \% \times V_e > V_u$
- $Pu_{(min)} < \frac{A_g \times f'_c}{20}$

Ternyata

$$(50 \% \times V_e = 0,5 \times 350 = 175 \text{ kN} > V_u = 172,93 \text{ kN}$$

$$Pu = 2070,41 \text{ kN} > \frac{A_g \times f'_c}{20} = \frac{600^2 \times 30}{20} = 540,00 \text{ kN}$$

Sehingga $V_c \neq 0$

Untuk komponen yang kena beban aksial berlaku V_c sesuai SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 13.3.10.2 yaitu :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b_w \times d \\
 &= \left(1 + \frac{2070,41 \times 10^3}{14 \times (600 \times 600)}\right) \times \left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right) \times 600 \times 537 \\
 &= 414.953,11 \text{ N} \\
 &= 414,96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Besarnya V_s dihitung berdasarkan tulangan confinement A_{sh} terpasang.

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s} \\
 &= \frac{452,5 \times 390 \times 537}{125} \\
 &= 758.136,6 \text{ N} \\
 &= 758,14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi

$$\begin{aligned}
 \phi (V_c + V_s) &= 0,75 \times (414,96 + 758,14) \\
 &= 879,825 \text{ kN} > V_u = 175,93 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

Sisa panjang kolom sendi plastis, dipasang sengkang sesuai ketentuan SNI 03-2847-2002 Ps. 23.4.4).(6) yaitu :

$$s < 6.d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

Jadi sengkang diluar sendi plastis digunakan $4\phi 12 - 125 \text{ mm}$

5.6.1.6 Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan ditengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan dari SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 14.2.2 yang dihitung

dengan rumus :

$$\frac{\lambda_d}{d_b} = \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{(c + K_{tr})}$$

dimana :

c = spasi atau dimensi selimut beton, mm (pergunakan nilai terkecil antara jarak dari sumbu batang atau kawat ke permukaan terdekat dan setengah spasi sumbu ke sumbu batang atau kawat yang disalurkan).

K_{tr} = indeks tulangan transversal

s = spasi maksimum sumbu ke sumbu tulangan transversal yang dipasang di sepanjang λ_d , mm.

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} \times f_{yt}}{10 \times s \times n}$$

$$\alpha = 1,0 \quad c = 40 + 12 + \frac{22}{2} = 63 \text{ mm}$$

$$\beta = 1,0 \quad c = \frac{600 - 2 \times (40 + 12) - 22}{4 \times 2} = 64,75 \text{ mm}$$

$$\gamma = 0,8 \quad \text{Digunakan nilai } c = 63 \text{ mm (terkecil)}$$

$$\lambda = 1,0$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} \times f_{yt}}{10 \times s \times n} = \frac{5 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2\right) \times 390}{10 \times 125 \times 5} = 118,6$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{63 + 118,6}{22} = 8,25$$

Diambil 2,5 (nilai maksimum)

Jadi

$$\frac{\lambda_d}{d_b} = \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{(c + K_{tr})} = \frac{9 \times 390}{10 \times \sqrt{30}} \frac{1 \times 1 \times 0,8 \times 1}{2,5} = 20,51$$

$$\lambda_d = 20,51 \times d_b = 20,51 \times 22 = 451,15 \text{ mm}$$

Karena seluruh tulangan pada panjang lewatan disambung, maka sambungan lewatan termasuk kelas B SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 14.15.1 - 2.

$$\text{Panjang lewatan} = 1,3 \times \lambda_d = 1,3 \times 451,15 = 586,50 \text{ mm} \approx 590 \text{ mm}$$

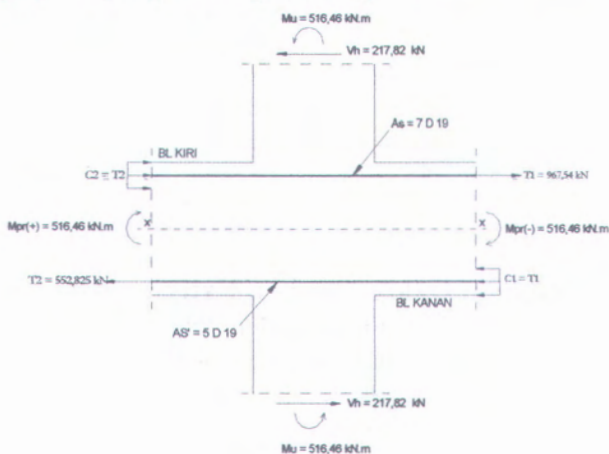
5.7 Desain Hubungan Balok Kolom

5.7.1 Perhitungan Joint Balok – Kolom Interior

SNI 03–2847–2002 Ps. 23.5. mensyaratkan bahwa tulangan transversal seperti yang dirinci dalam Ps. 23.4.4. harus dipasang pula dalam sambungan antara balok – kolom, kecuali jika sambungan tersebut dikekang oleh komponen struktural seperti yang disyaratkan dalam Ps. 23.5.2.2.

Pada sambungan hubungan balok – kolom interior yang pada keempat sisi kolom terdapat balok, harus dipasang tulangan transversal sedikitnya separuh yang diisyaratkan oleh Ps. 23.4.4.1 dan $s \leq 0,25 h$ maksimum diperbolehkan mencapai 150 mm. Dalam contoh perhitungan HBK ini memiliki lebar balok 40 cm < $\frac{3}{4} h$ kolom $\frac{3}{4} \times 60 = 45$ cm. Maka sesuai Ps. 23.5.2.11 untuk kesederhanaan pendetailing, dipakai A_{sh} ujung kolom untuk tulangan transversal HBK ini.

Gambar 5.15 adalah sambungan hubungan balok kolom tengah lantai 2. Sesuai SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.5.3 ditiap HBK perlu diperiksa kuat geser nominal yang harus lebih besar dari gaya geser yang kemungkinan terjadi.



Gambar 5.15 Analisa Geser pada Beam Column Joint Interior Lt.2

Gaya geser yang mungkin terjadi pada potongan $x-x$ adalah $T_1 + T_2 - V_h$. T_1 dan T_2 diperoleh dari tulangan tarik balok-balok yang menyatu di HBK.

$$T_1 (7 D 19) = A_s \times 1,25 f_y = 1984,70 \times 1,25 \times 390 = 967,54 \text{ kN}$$

$$T_2 (4 D 19) = A_s' \times 1,25 f_y = 1134 \times 1,25 \times 390 = 552,825 \text{ kN}$$

V_h gaya geser pada kolom dihitung dari Mpr kedua ujung balok yang menyatu dengan HBK, dalam hal ini karena panjang kolom atas dan bawah sama, maka masing – masing ujung kolom memikul jumlah Mpr balok yang sama besarnya.

$$Mu = \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{2} = \frac{516,46 + 516,46}{2} = 516,46 \text{ kNm}$$

sehingga

$$V_h = \frac{Mu}{h_m / 2} = \frac{2 \times 516,46}{3,4} = 303,8 \text{ kN}$$

Dimana h_m adalah panjang bersih kolom.

Dengan hasil perhitungan diatas, gaya geser di potongan $x-x = T_1 + T_2 - V_h$

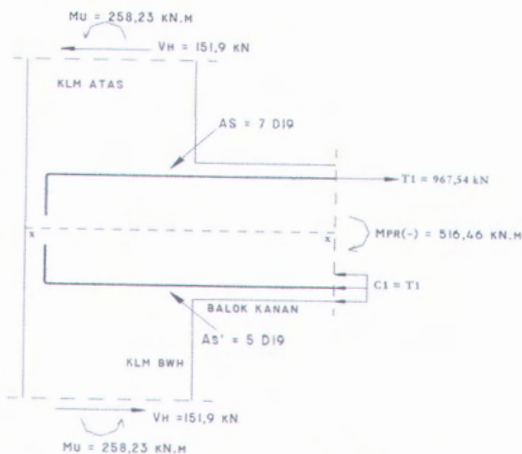
$$V_{x-x} = V_{uj} = 967,54 + 552,825 - 303,8 = 1.216,65 \text{ kN}$$

Untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal :

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times 1,7 \times \sqrt{f'_c} \times A_j \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.23.5.3} \\ &= 0,75 \times 1,7 \times \sqrt{30} \times (400 \times 600) = 1.676,03 \text{ kn} > V_{uj} \text{ok!} \end{aligned}$$

Perhitungan Joint Balok – Kolom Exterior

Kuat geser hubungan balok kolom tepi pada kolom luar ini hanya dikekang oleh 3 balok, sehingga sesuai SNI 03 - 2847-2002 Ps. 23.5.2.2, tulangan transversal diujung kolom harus dipasang dalam hubungan balok kolom (HBK).



Gambar 5.16 Analisa Geser pada Beam Column Joint Eksterior lantai 2

$$Mu = \frac{Mpr^-}{2} = \frac{516,46}{2} = 258,23 \text{ kNm}$$

sehingga

$$V_h = \frac{Mu}{h_{in}/2} = \frac{2 \times 258,23}{3,40} = 151,9 \text{ kN}$$

Dimana h_{in} adalah panjang bersih kolom.

Dengan hasil perhitungan diatas, gaya geser di potongan $x-x = T_1 - V_h$

$$T_1 (7 \text{ D } 19) = A_s \times 1,25 f_y = 1984,70 \times 1,25 \times 390 = 967,54 \text{ kN}$$

$$V_{x-x} = V_{uj} = 967,54 - 151,9 = 815,64 \text{ kN}$$

Untuk HBK yang terkekang pada ketiga sisinya berlaku kuat geser nominal :

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times 1,25 \times \sqrt{f'_c} \times A_j \quad \text{SNI 03 - 2847 - 2002 Ps.23.5.3} \\ &= 0,75 \times 1,25 \times \sqrt{30} \times (400 \times 600) = 1232,40 \text{ kN} > V_{uj} \text{ok!!!} \end{aligned}$$

Gambar 5.16 Analisis Geser pada Beam Column Joint Eksterior lainnya 2

$$M_{pr} = \frac{516,46}{2} = 258,23 \text{ kNm}$$

$$V_{pr} = \frac{M_{pr}}{h_{col}} = \frac{258,23}{3,40} = 76,01 \text{ kN}$$

Dimana M_{pr} adalah panjang bersih kolom.
 Dengan hasil perhitungan diatas, gaya geser di potongan x-x =
 $T (D 19) = 4 \times 1,25 \times 198,70 \times 1,25 \times 390 = 967,34 \text{ kN}$
 $V_{col} = V_{pr} = 967,34 - 121,9 = 845,44 \text{ kN}$
 Link HBK yang terkeang pada ketiga sisi ini berlaku kuan
 geser nominal :
 $\phi V_c = \phi \times 1,25 \times \sqrt{f_c} \times A_c = 0,75 \times 1,25 \times \sqrt{30} \times (400 \times 600) = 1232,40 \text{ kN} > V_{col} \text{ ok!!!}$
 $2M1108 - 2847 - 2002 \text{ Pa.23.2.3}$

BAB VI DESAIN PONDASI

6.1 Umum

Pondasi merupakan bangunan perantara untuk meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut sangatlah perlu dilakukan agar mendapatkan parameter-parameter sebagai masukan dalam perencanaan, agar didapatkan pondasi yang aman, ekonomis dan efisien.

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah bangunan disekitar lokasi proyek Gedung Direktorat Jendral Pajak ini, maka pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang. Daya dukung tiang pada tanah pondasi diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang dan tahanan geser tiang.

Adapun perumusan Daya Dukung Ultimate pada sebuah pondasi adalah :

$$Q_{sp} = \frac{1}{FK} \left(f_b A_b + U \sum_{i=1}^n l_i f_{si} \right) \text{..Menurut Terzaghi dan Meyerhof}$$

Di mana :

Q_{sp} = daya dukung vertikal yang diijinkan untuk sebuah tiang tunggal (ton)

FK = faktor keamanan (diambil 3.0)

f_b = tahanan ujung tiang (ton/m^2)

A_b = luas penampang ujung tiang (m^2)

U = keliling tiang (m)

l_i = tebal lapisan tanah dengan memeperhitungkan geseran dinding tiang (m)

f_{si} = intensitas tahanan geser tiang (ton/m^2)

Besarnya gaya geser maksimum dinding f_i diperkirakan dari tabel 6.1.1 di bawah ini sesuai dengan macam tiang dan sifat tanah pondasi.

Satuan dalam : t/m^2

Jenis Tanah Pondasi	Tiang Pracetak	Tiang yang dicor ditempat
Tanah berpasir	$N/5 (\leq 10)$	$N/2 (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau $N (\leq 12)$	$c/2$ atau $N/2 (\leq 12)$

Tabel 6.1 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang

Adapun data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

Panjang tiang pancang = 15 m

Dimensi tiang pancang \emptyset = 50 cm

Luas tiang pancang (A_b) = $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 0,196 \text{ m}^2$

Keliling tiang pancang (U) = $\pi \cdot D = 1,57 \text{ cm}$

6.1.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang

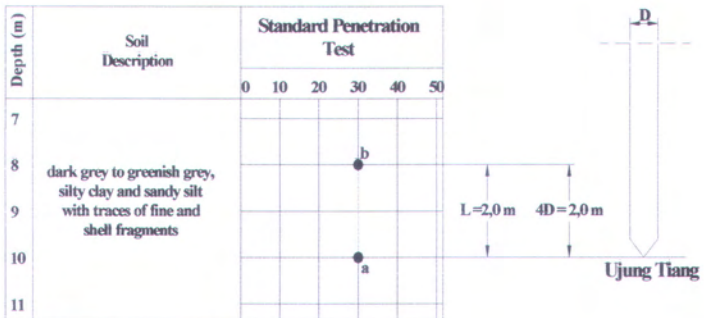
Daya dukung ijin pondasi dalam dihitung berdasarkan data nilai SPT-N dari hasil boring dengan menggunakan metode Meyerhoff dan faktor keamanan 3. Dari data SPT-N titik BH I didapat :

a) Harga N pada ujung tiang $N_1 = 30$

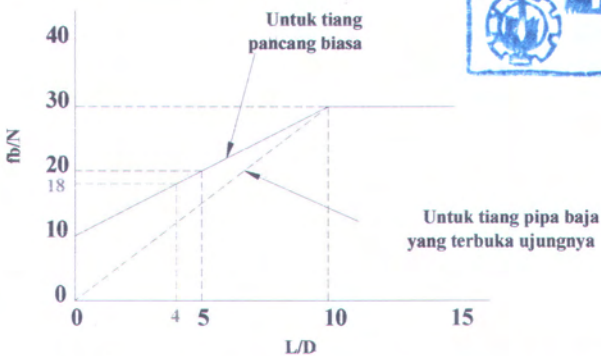
b) Harga N rata-rata pada jarak $4D$ ($4 \times 50 = 200 \text{ cm}$) dari ujung tiang :

$N_2 = 30$

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} = \frac{30 + 30}{2} = 30$$



- c) Panjang ekivalen penetrasi $L = 2$ m
 d) Daya dukung pada ujung tiang berdasarkan diagram perhitungan intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang :



Gambar 6.1 Diagram Perhitungan Dari Intesitas Daya Dukung Ultimate Tanah Pondasi Pada Ujung Tiang (f_b)

$$L/D = 2/0,5 = 4 \text{ sehingga dari gambar 7.2 didapat}$$

$$f_b/\bar{N} = 18$$

$$f_b = 18 \cdot \bar{N} = 18 \times 30 = 540 \text{ t/m}^2$$

Kemampuan daya dukung ujung tiang

$$Q_p = f_b A_b = 540 \text{ t/m}^2 \times 0,196 \text{ m}^2 = 105,84 \text{ ton}$$

e) Gaya geser maksimum dinding tiang.

Langkah pertama adalah menentukan harga rata-rata N bagi lapisan-lapisan tanah, selanjutnya besarnya gaya geser maximum dinding tiang dapat diperkirakan sebagai berikut ini :

Tabel. 6.2 Gaya Geser Pada Keliling Permukaan Tiang, Digolongkan Menurut Lapisan tanah

Kedalaman (m)	Ketebalan lapisan (l_i) (m)	Tanah	Harga rata-rata N	f_i (ton/m ³)	$l_i f_i$ (ton/m)
0 - 1	1	Grey to dark grey Silty Clay with traces	10	10	10
1 - 5	4	Grey to greenish grey, silty clay and sandy silt with traces of fine sand and shell fragments	24	12	48
5 - 15	10	Grey to greenish grey, silty clay and sandy silt with traces of fine sand and shell fragments	30	12	120
$\Sigma l_i f_i =$					178

$$U \Sigma l_i \cdot f_i = 1,57 \times 178 = 279,46 \text{ ton}$$

Sehingga daya dukung ultimate :

$$P_u = (Q_p \cdot A) + (U \Sigma l_i \cdot f_i) = (105,84 + 279,46) = 385,3 \text{ ton}$$

$$P_{ijin} = P_u / SF = \frac{385,3}{3} = 128,44 \text{ ton}$$

Kekuatan bahan $P_{tiang} = 176,70 \text{ ton}$ (PT.PACIFIC PRESTRESESS INDONESIA)

Jadi Kemampuan tiang ditentukan berdasarkan kekuatan tanah : 128,44 Kg

6.1.2 Perencanaan Kelompok Tiang (Pile Group)

Perhitungan jarak tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga
Departemen PU:

Untuk jarak antar tiang pancang:

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

dimana : S = jarak antar

tiang pancang

$$2,5 \times 50 \leq S \leq 3 \times 50$$

S_1 = jarak tiang

pancang ke tepi

$$125 \leq S \leq 150$$

Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$1,5 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1,5 \times 50 \leq S_1 \leq 2 \times 50$$

$$75 \leq S_1 \leq 100$$

6.2 Perencanaan Pondasi Kelompok Tiang Type 1

6.2.1 Perhitungan Daya Dukung

Dari hasil analisa ETAB 8 joint H 4 comb (1 DL + 1 LL + 1 E),
didapatkan gaya dalam sebagai berikut :

Axial	:	P = 331.222 kg
Momen	:	$M_x = 22.149,61 \text{ kg.m}$ $M_y = 7.406,73 \text{ kg.m}$
Gaya Horisontal	:	$H_x = 2.379,17 \text{ kg}$ $H_y = -7.362 \text{ kg}$

Beban Nominal yang bekerja :

$$\text{Berat sendiri poer} : 4 \times 2,75 \times 0,8 \times 2.400 = 21.120 \text{ kg}$$

$$\text{Berat sloof} : 0,4 \times 0,6 \times 6 \times 2.400 = 3.456 \text{ kg}$$

$$\text{Beban aksial kolom} : \quad \quad \quad = 331.222 \text{ kg+}$$

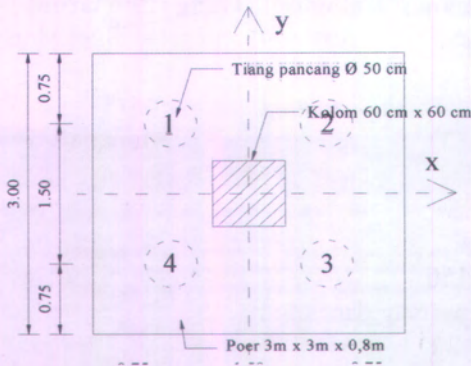
$$\Sigma P = 355.798 \text{ kg}$$

Kontrol kebutuhan tiang pancang :

$$n = \frac{\Sigma P}{\text{Pijin}} = \frac{355.798}{128.440} = 2,77 \Rightarrow \text{dipakai } n = 4 \text{ buah}$$

Dipakai : jarak antar tiang pancang (S) = 125 cm

jarak tepi tiang pancang (S_1) = 75 cm



Gambar 6.2 Perletakan Tiang Pancang Pada Poer Type 1

Momen yang bekerja pada poer akibat adanya gaya horisontal :

$$\overline{M_x} = 22.149,61 + (2.379,17 \times 0,8) = 24.052,95 \text{ kg.m}$$

$$\overline{M_y} = 7.406,73 - (7.362 \times 0,8) = 1517,13 \text{ kg.m}$$

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :

$$\text{Efisiensi : } (\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris = 2

n = jumlah baris tiang pancang = 2

$$\begin{aligned} \text{Efisiensi : } (\eta) &= 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{500}{1.50} \right) \left(\frac{(2-1) \times 2 + (2-1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right) \right\} \\ &= 0,94 \end{aligned}$$

$$\text{Sehingga Qijin} = 0,94 \times 128.440 = 120.733,6 \text{ kg}$$

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{\overline{M_x} \cdot Y_i}{\Sigma Y_i^2} \pm \frac{\overline{M_y} \cdot x_i}{\Sigma x_i^2}$$

Dimana : P_i = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

Y_i = jarak tiang yang ditinjau dalam arah y

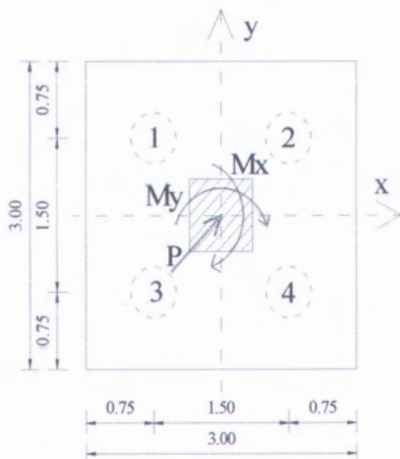
x_i = jarak tiang yang ditinjau dalam arah x

Σx_i^2 = jumlah kuadrat jarak tiang pancang dalam arah x

Σy_i^2 = jumlah kuadrat jarak tiang pancang dalam arah y

$\Sigma x_i^2 = 4 \cdot (0,75)^2 = 2,25 \text{ m}^2$

$\Sigma y_i^2 = 4 \cdot (0,75)^2 = 2,25 \text{ m}^2$



$$P_1 = \frac{355.798}{4} - \frac{(24.052,95 \times 0,75)}{2,25} - \frac{(1.517,13 \times 0,75)}{2,25} = 80.426,14 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{355.798}{4} - \frac{(24.052,95 \times 0,75)}{2,25} + \frac{(1.517,13 \times 0,75)}{2,25} = 81.437,57 \text{ kg}$$

$$P_3 = \frac{355.798}{4} + \frac{(24.052,95 \times 0,75)}{2,25} - \frac{(1.517,13 \times 0,75)}{2,25} = 96.461,44 \text{ kg}$$

$$P_4 = \frac{355.798}{4} + \frac{(24.052,95 \times 0,75)}{2,25} + \frac{(1.517,13 \times 0,75)}{2,25} = 97.475,86 \text{ kg}$$

(P maks)

Jadi beban maksimal yang diterima 1 tiang adalah 97.475,86 kg
 $P_{maks} = 97.475,86 \text{ kg} < Q_{ijin} = 120.733,6 \text{ kg}$

6.2.2 Perencanaan Poer

Data-data perencanaan :

- Dimensi poer (B x L) = 300 x 300 cm
- Tebal poer (t) = 80 cm
- Diameter tulangan utama = D 19 mm
- Tebal selimut beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer
 - Arah x (d_x) = $800 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 720,5 \text{ mm}$
 - Arah y (d_y) = $800 - 70 - 19 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 701,5 \text{ mm}$

6.2.3 Kontrol Geser Pons Poer

Dari hasil perencanaan :

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$b_k = h_k = 600 \text{ mm}$$

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi, dimana V_c diambil sebagai nilai terkecil dari persamaan-persamaan berikut :

$$1) V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots \text{SNI-03-2847-2002}$$

ps.13.12.2.1(a)

$$2) V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{12} \dots\dots\dots \text{SNI-03-2847-2002}$$

ps.13.12.2.1(b)

dimana $\alpha_s = 40$ untuk kolom dalam, 30 untuk kolom tepi dan 20 untuk kolom sudut.

$$3) V_C = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \dots\dots\dots \text{SNI-03-2847-2002}$$

ps.13.12.2.1(c)

dimana : β_c = rasio dari sisi terpanjang terhadap sisi terpendek dari beban terpusat ($\beta_c = 600/600 = 1$)

$$b_o = \text{keliling dari penampang kritis} \\ = 4(600 + 800) = 6.400 \text{ mm}$$

$\alpha_s = 40$, untuk kolom dalam

$$V_C = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_c'} \times b_o \times d}{6} \\ = \left(1 + \frac{2}{1}\right) \frac{\sqrt{30} \times 6400 \times 720,5}{6} = 12.628.291,29 \text{ N}$$

$$V_C = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f_c'} \times b_o \times d}{12} \\ = \left(\frac{40 \times 720,5}{6400} + 2\right) \frac{\sqrt{30} \times 6400 \times 720,5}{12} = 13.687.226,13 \text{ N}$$

$$V_C = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \\ = \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 6400 \times 720,5 = 8.418.860,86 \text{ N (menentukan)}$$

$$\phi \cdot V_C > V_u$$

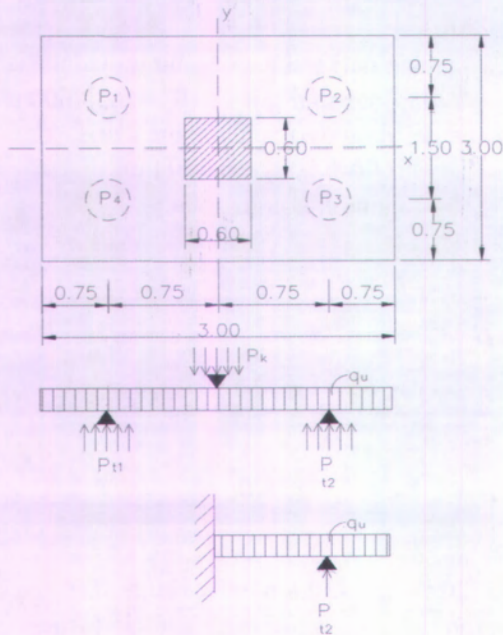
$$0,6 \times 8.418.860,86 \text{ N} > 3.312.220 \text{ N}$$

$$5.051.316,52 \text{ N} > 3.312.220 \text{ N} \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

6.2.4 Penulangan Lentur Poer

Pada 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 pada poer diperoleh dengan mekanika satasis tertentu.



Gambar 6.3 Pembebanan Poer

- Berat poer (q_u) = $3 \times 0.8 \times 2.400 = 5760 \text{ kg/m}^2$
- $P_{t1} = P_1 + P_4 = 80.426,14 + 96.461,44 = 176.887,58 \text{ kg}$
- $P_{t2} = P_2 + P_3 = 81.437,57 + 97.475,86 = 178.913,43 \text{ kg}$
- $P_k = 331.222 \text{ kg}$

Momen yang bekerja pada poer:

$$M = -(0,5 \cdot q_u \cdot 1.5^2) + (P_{t2} \cdot 0,75) = 0$$

$$M = -(0,5 \times 7.200 \times 1.5^2) + (180.568,83 \times 0,75)$$

$$M = P \cdot 0,75 - \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot (1,5^2)$$

$$M = 178.913,43 \cdot 0,75 - \frac{1}{2} \cdot 5760 \cdot (1,5^2)$$

$$M = 127.705,07 \text{ kg}$$

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$m = 15,29$$

$$\rho_{\min} = 0,0036$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{127.705,07 \times 10^4}{0,8 \times 3000 \times 720,5^2} = 1,025 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,025}{390}} \right) = 0,00268$$

< ρ_{\min} Dipakai $\rho_{\min} = 0,0036$

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

$$= 0,0036 \times 1000 \times 720,5 = 2.593,8 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:

Jarak tulangan $\leq 3 \times$ tebal pelat = $3 \times 800 = 2400 \text{ mm}$

Digunakan tulangan lentur arah x **D19-100**

$$A_{s\text{pakai}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \right) \left(\frac{1000}{100} \right)$$

$$= 2835,29 \text{ mm}^2 > 2.593,8 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{Ok!}$$

$$A_{s'} = 0,5 A_s = 0,5 \times 2835,29 = 1417,64$$

Digunakan tulangan lentur **D19-150** ($A_{s'} = 1890,19 \text{ mm}^2$)

Penulangan arah y di pasang sama dengan arah x karena poer yang dipakai berbentuk bujur sangkar

6.2.5 Kontrol Geser Pons

Akibat dari tiang pancang :

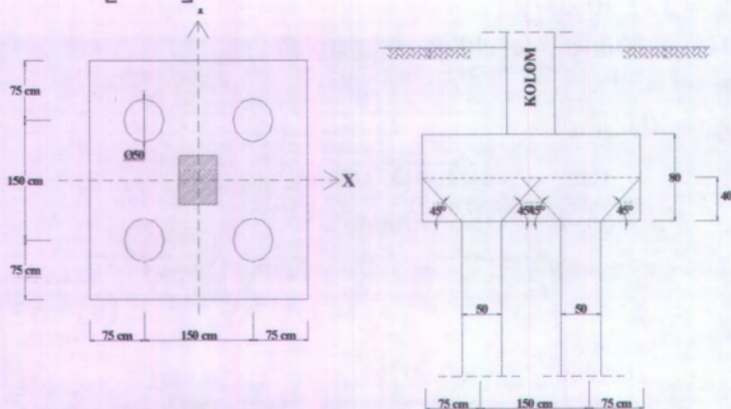
β_c = rasio panjang dan pendek ukuran tiang = $50/50 = 1$

b_o = keliling kritis = $4 \times (500 + 720,5) = 4882 \text{ mm}$

$$V_c = \left[1 + \frac{2}{\beta_c} \right] \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad \dots \dots \dots \text{SNI 03.2847.2000}$$

pasal 13.12.2.1a

$$= \left[1 + \frac{2}{1} \right] \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 4882 \times 720.5 = 9.633.018,45 \text{ N}$$



Gambar 6.4 Geser ponds akibat dari tiang pancang

Tidak boleh lebih besar dari :

$$V_c = 1/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \cdot \beta_c$$

SNI 03.2847.2002 pasal

13.12.2.1c

$$= 1/3 \times \sqrt{30} \times 4.882 \times 720.5 \times 1$$

$$= 6.422.012,30 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{menentukan})$$

$$V_n = \frac{P_u \text{ maks}}{\Phi} = \frac{97.475,86}{0,6} = 121.844,825 \text{ kg} = 1.218.448,25 \text{ N}$$

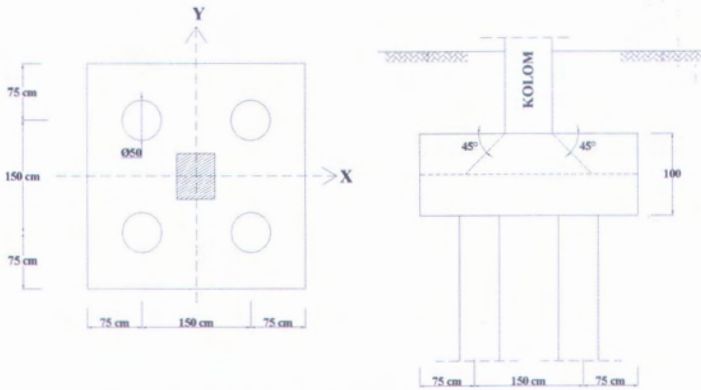
$$V_n < V_c$$

Sehingga tulangan geser ponds tidak diperlukan.

Akibat dari kolom :

$$\beta_c = \text{rasio panjang dan pendek ukuran tiang} = 60/60 = 1$$

$$b_o = \text{keliling kritis} = 4 \times (600 + 720.5) = 5282 \text{ mm}$$



Gambar 6.5 Geser pons akibat dari kolom

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left[1 + \frac{2}{\beta_c} \right] \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \\
 &= \left[1 + \frac{2}{1} \right] \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 5282 \times 720.5 = 10.422.286,65 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Tidak boleh lebih besar dari :

$$V_c = 1/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \cdot \beta_c$$

$$= 1/3 \times \sqrt{30} \times 5282 \times 720.5 \times 1$$

$$= 6.948.191,11 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ (menentukan)}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 6.948.191,11 = 4.168.914,66 \text{ N} = 416.891,46 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 416.891,46 \text{ kg} > P_{u \text{ kolom maks}} = 331.222 \text{ kg}$$

..... (OK)

Sehingga tulangan geser pons tidak diperlukan.

6.3 Perencanaan Sloof

Data – data perencanaan :

- Dimensi sloof : $b = 400 \text{ mm}$
 $h = 600 \text{ mm}$

- Mutu bahan : $f_c' = 30 \text{ MPa}$
 $f_y = 390 \text{ MPa}$
- Selimut Beton = 50 mm
- Tulangan utama = D 19
- Tulangan sengkang = $\emptyset 10$
- Tinggi efektif (d) = $600 - (50 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19) = 530,5 \text{ mm}$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{r_{ijin}} = 0,70 \cdot \sqrt{f_c'} = 0,70 \times \sqrt{30} = 3,834 \text{ Mpa (SNI 03-2847-2002 Pasal 11.5.2)(3)}$$

$$\begin{aligned} P_u &= 10\% P_u \text{ kolom} \\ &= 10\% \times 331.222 \text{ kg} \\ &= 331.222 \text{ N} \end{aligned}$$

Tegangan tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{331.222}{0,80 \times 400 \times 600} = 1,73 \text{ Mpa} < f_{r_{ijin}}$$

..... OK Dimensi sloof telah memenuhi.

Beban-beban yang terjadi pada sloof :

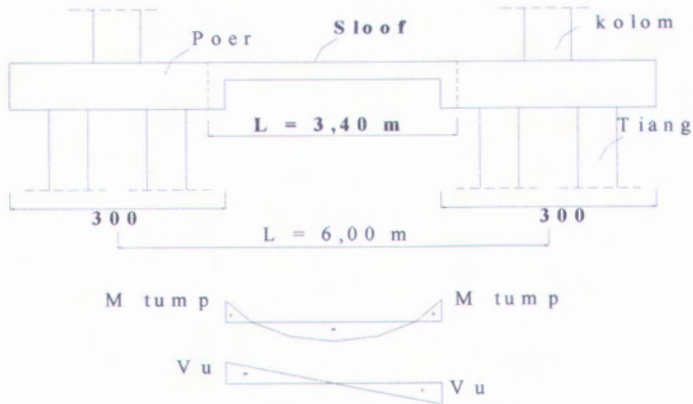
- Berat sendiri sloof = $0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 576 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = $4 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 1000 \text{ kg/m}$
- $q_u = 1576 \text{ kg/m}$

Panjang sloof = (panjang bentang – lebar poer) + daerah penjepitan
= $(6,00 - 3,00) + 0,4 = 3,40 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_u \text{ tumpuan} &= 1/12 q_u L^2 \\ &= 1/12 \times 1576 \text{ kg/m} \times 3,4^2 = 1.518,21 \text{ kg.m} = 15.182.133 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

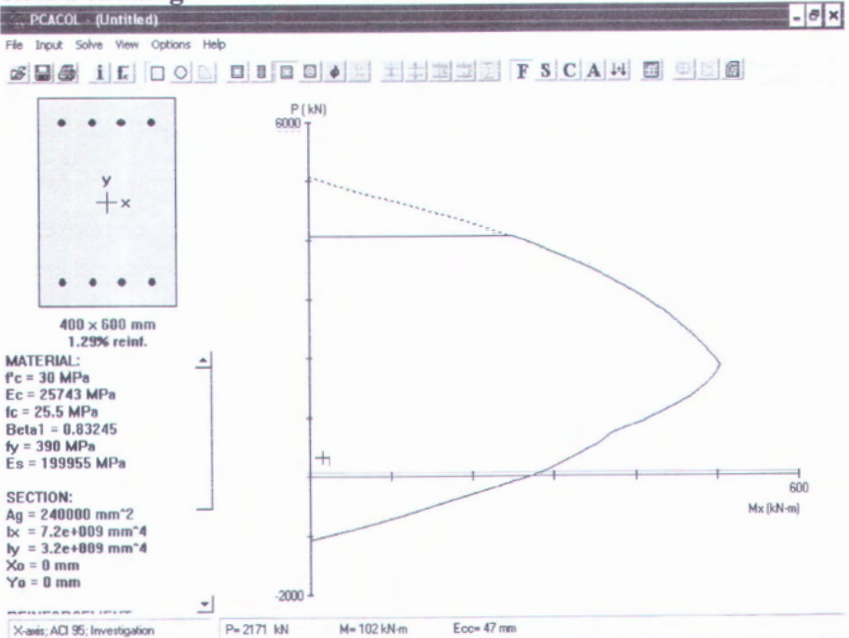
$$\begin{aligned} M_u \text{ lapangan} &= \frac{1}{2} M_u \text{ tumpuan} \\ &= 1/24 \times 1576 \times 3,4^2 = 759,106 \text{ kg.m} = 7.591.066,67 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D (V_u) &= \frac{1}{2} q_u L \\ &= \frac{1}{2} \times 1576 \times 3,4 = 2679,2 \text{ kg} = 26792 \text{ N} \end{aligned}$$



Gambar. 6.6 Posisi Perletakan sloof

6.3.1 Penulangan Lentur Pada Sloof



Gambar 6.7 Diagram Interaksi Sloof

Dari analisa PCACOL didapat :

$$\rho = 1,29 \%$$

$$\text{Dipasang tulangan : 5 D 19} \quad (A_s = 1417,64 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Dipasang tulangan : 5 D 19} \quad (A_s' = 1417,64 \text{ mm}^2)$$

6.3.2 Penulangan Geser Sloof

$$V_u = 26792 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \quad (\text{SNI 03-2847-2002})$$

Pasal 13.3.1).(2)

$$= \left(1 + \frac{26792 \text{ N}}{14 \times 240000 \text{ mm}^2} \right) \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} \times 300 \text{ mm} \times 530,5 \text{ mm}$$

$$= 146.027,81 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 146.027,81 \text{ N} = 87.616,68 \text{ N}$$

Karena $V_u < \phi V_c$ maka tidak diperlukan tulangan geser.

Dipakai tulangan geser praktis jarak maksimum

$$S_{\text{maks}} = \frac{d}{2} = \frac{530,5}{2} = 265,25 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang $\emptyset 10 - 250 \text{ mm}$.

BAB VII PENUTUP

7.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Dalam perencanaan struktur yang terletak pada daerah yang memiliki intensitas gempa yang tinggi perlu dipertimbangkan adanya gaya lateral yang bekerja terhadap struktur. Karena beban gempa ini sangat mempengaruhi dalam perencanaan struktur dan beban ini merupakan salah satu faktor dari kegagalan suatu struktur.
2. Didalam suatu perencanaan perlu berpedoman/mengacu pada peraturan yang ada sesuai dengan tempat berlakunya peraturan tersebut. Dalam hal ini peraturan yang digunakan adalah SNI 03-2847-2002 tentang tata cara perencanaan struktur beton bertulang untuk bangunan gedung dan SNI 03-1726-2002 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung. Kedua peraturan tersebut merupakan peraturan baru di Indonesia. Kedua peraturan tersebut berturut – turut mengambil ketentuan dan persyaratan dari UBC 1997 untuk pedoman ketahanan gempa dan ACI 318 tahun 1999 dan 318 – 2002 untuk mendisain dan pendetailan elemen struktur dengan beberapa modifikasi.
3. Dalam sistem rangka pemikul momen khusus ini ada 2 pokok hal yang mendasar yaitu :
 - Sistem struktur pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap .
 - Beban lateral dipikul rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur.
4. Dari hasil analisa struktur dan perhitungan penulangan elemen struktur didapatkan data – data perencanaan sebagai berikut :

A. Struktur Atas dengan menggunakan beton bertulang dengan dimensi sebagai berikut:

- Mutu Beton : 30 Mpa
- Mutu Baja : 390 Mpa
- Tebal Pelat Atap : 10 cm
- Tebal Pelat Lantai : 12 cm
- Jumlah Lantai : 7 Lantai
- Ketinggian Tiap Lantai : 5 meter untuk lantai 1 dan 4 meter untuk lantai 2 sampai atap.
- Tinggi Gedung : 29 m
- Ukuran Bangunan : 30 x 50 m²
- Dimensi Kolom : 60 x 60 cm
- Dimensi Balok Melintang : 40 x 60 cm
- Dimensi Balok Memanjang : 40 x 60 cm

B. Struktur bawah direncanakan dengan tiang pancang produk dari PT.PACIFIC PRESTRESESS INDONESIA dengan diameter 50 cm.

7.2 Saran

Perlu dilakukan studi yang lebih mendalam untuk menghasilkan perencanaan struktur dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi, dan estetika, sehingga diharapkan perencanaan dapat dilaksanakan mendekati kondisi sesungguhnya di lapangan dan hasil yang diperoleh sesuai dengan tujuan perencanaan yaitu kuat, ekonomis dan tepat waktu dalam pelaksanaannya .

DAFTAR PUSTAKA

- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*. Bandung, Yayasan LPMB
- Departemen Pekerjaan Umum. 2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03 – 2847 – 2002)*. Bandung: Yayasan LPMB
- Departemen Pekerjaan Umum. 2002. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03 – 1726 – 2002)*. Bandung: Yayasan LPMB
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. *Buku Pedoman Perencanaan Untuk Struktur Beton Bertulang Biasa Dan Struktur Tembok Bertulang Untuk Gedung*. Jakarta: Ditjen Cipta Karya Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan
- Dirjen Bina Marga Departemen Pekerjaan Umum. *Perhitungan Jarak Tiang*
- Purwono, Rahmat. 2005. *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*. Surabaya: ITS Press

Tabel Design Penulangan Pelat Lantai 1 s/d 2, t=12

PEMBEBANAN

Beban Hidup

- Beban hidup = 250.00 Kg/m²

$q_L = 250.00 \text{ Kg/m}^2$

Beban Mati

- Berat pelat (t = 12) = t . 2400 288.00 Kg/m²

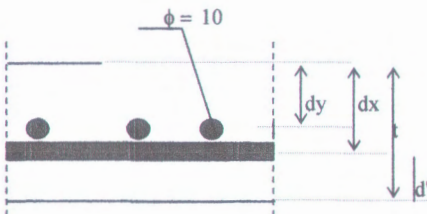
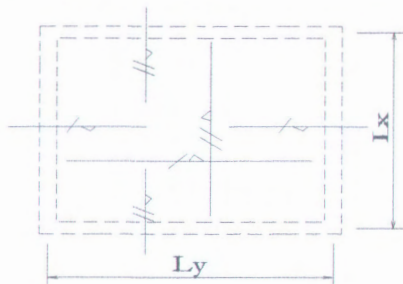
- Beban plafon + rangka (11 + 7 18.00 Kg/m²

- Plumbing + Ducting AC 30.00 Kg/m²

- Spesi (2 cm) = 2 x 21 kg/m² 42.00 Kg/m²

- kramix (1 cm) = 2 x 24 kg/m² 48.00 Kg/m² +

$q_D = 426.00 \text{ Kg/m}^2$



$f_c' = 30 \text{ Mpa} \rightarrow \min = 0.00200$

$f_y = 240 \text{ Mpa} \rightarrow \max = 0.04838$

$t = 120 \text{ mm} \rightarrow m = f_y / (0.85 * f_c') = 9.412$

$d_x = 95 \text{ mm} \quad q_D = 426.00 \text{ Kg/m}^2$




$d_y = 85 \text{ mm} \quad q_L = 250.00 \text{ Kg/m}^2$

$d' = 20 \text{ mm}$ (tebal selimut)

$\phi = 10 \text{ mm}$ (diameter tulangan rencana)

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

TYPE PELAT	Ly (m)	Lx (m)	q _{ult} (kg/m ²)	Ly/Lx	X	Mu (Nmm) (0.001 * q _{ult} * Lx ² * X)	Mn (Nmm) (Mu/0,8)	Rn (Mpa) Mn/(b * dx ²)	ρ perlu	ρ alt	ρ pakai	As(mm ²) ρ * b * dx	TULANGAN PAKAI	
A	5.00	3.00	911.2	1.67	Mtx	58.7	4813869.600	6017337	0.667	0.00282	0.00375	0.00282	267.46	Ø10 - 294 250 (As = 314.16
		3.00	911.2		Mty	36	2952288.000	3690360	0.409	0.00172	0.00229	0.00200	170.00	Ø10 - 360 250 (As = 314.16
		3.00	911.2		Mlx	58.7	4813869.600	6017337	0.667	0.00282	0.00375	0.00282	267.46	Ø10 - 294 250 (As = 314.16
		3.00	911.2		Mly	36	2952288.000	3690360	0.409	0.00172	0.00229	0.00200	170.00	Ø10 - 360 250 (As = 314.16

B 	3.00	2.65	911.2	1.13	Mtx	49	3135461.980	3919327	0.434	0.00183	0.00243	0.00200	190.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80
		2.65	911.2		Mty	38.7	2476375.074	3095469	0.343	0.00144	0.00192	0.00200	170.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80
		2.65	911.2		Mlx	49	3135461.980	3919327	0.434	0.00183	0.00243	0.00200	190.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80
		2.65	911.2		Mly	38.7	2476375.074	3095469	0.343	0.00144	0.00192	0.00200	170.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80
C 	3.00	1.20	911.2	2.50	Mtx	63	826640.640	1033301	0.114	0.00048	0.00064	0.00200	190.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80
		1.20	911.2		Mty	33	433002.240	541253	0.060	0.00025	0.00033	0.00200	170.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80
		1.20	911.2		Mlx	63	826640.640	1033301	0.114	0.00048	0.00064	0.00200	170.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80
		1.20	911.2		Mly	33	433002.240	541253	0.060	0.00025	0.00033	0.00200	170.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80
D 	5.00	2.10	911.2	2.38	Mtx	63	2531586.960	3164484	0.351	0.00147	0.00196	0.00200	190.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80
		2.10	911.2		Mty	33	1326069.360	1657587	0.184	0.00077	0.00102	0.00200	170.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80
		2.10	911.2		Mlx	63	2531586.960	3164484	0.351	0.00147	0.00196	0.00200	190.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80
		2.10	911.2		Mly	33	1326069.360	1657587	0.184	0.00077	0.00102	0.00200	170.00	Ø10 - 360 300 (As = 261.80

catatan :

ii Plat : Terjepit elastis pada keempat sisinya (nilai momenultimate dan koefisien a didapat dari tabel PB1/71 tabel

$$Mtx = - 0.001 q_{ult} Lx^2 X$$

$$Mty = - 0.001 q_{ult} l X = \text{koefisien Momen dari perbandingan } Ly/Lx$$

$$Mlx = + 0.001 q_{ult} Lx^2 X$$

$$Mly = + 0.001 q_{ult} Lx^2 X$$

Tabel Design Penulangan Pelat Atap, $t = 10 \text{ cm}$

PEMBEBANA

Beban Hidup

- Beban hidup = $\frac{100.00 \text{ Kg/m}^2}{100.00 \text{ Kg/m}^2}$
 $q_L = 100.00 \text{ Kg/m}^2$

Beban Mati

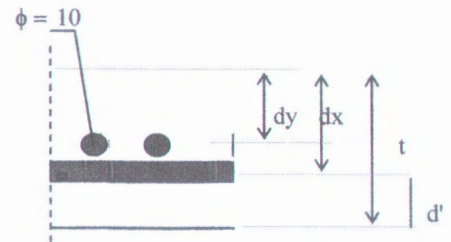
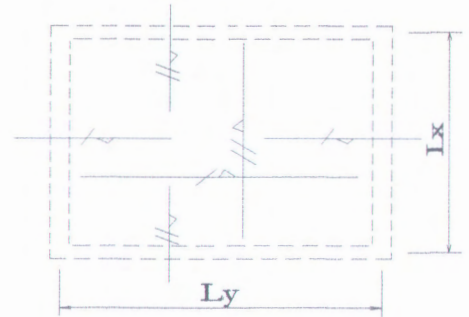
- Penutup lantai yegel (2) = 48.00 Kg/m^2
 - Berat pelat ($t = 10$) = 240.00 Kg/m^2
 - Beban plafon + rangka = 18.00 Kg/m^2
 - Plumbing + Ducting AC = 30.00 Kg/m^2
 - Spesi (2 cm) = $1 \times 2 = 21.00 \text{ Kg/m}^2$
 - aspal (2 cm) = $1 \times 14 = 14.00 \text{ Kg/m}^2$
 $q_D = 371.00 \text{ Kg/m}^2$


$f_c' = 30 \text{ Mpa}$ $\rho \text{ min} = 0.00200$
 $f_y = 240 \text{ Mpa}$ $\rho \text{ max} = \frac{0.75 \times 0.85 \times f_c' \times \beta_1 \times 600}{(f_y \times (600 + f_y))} = 0.04838$
 $t = 100 \text{ mm}$ $m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = 9.412$

$d_x = 75 \text{ mm}$ $q_D = 371.00 \text{ Kg/m}^2$
 $d_y = 65 \text{ mm}$ $q_L = 100.00 \text{ Kg/m}^2$

$d' = 20 \text{ mm}$ (tebal selimut)
 $\phi = 10 \text{ mm}$ (diameter tulangan rencana)

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



TYPE PELAT	Ly (m)	Lx (m)	q _{ult} (kg/m)	Ly/Lx	X		Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn (Mpa)	ρ perlu	ρ pakai	As(mm ²) ρ b dx	TULANGAN PAKAI
					(0.001*q _{ult} *Lx ² *X)	(Mu/0,8)	Mn/(b dx ²)						
 E	5.00	3.00	605.2	1.67	Mtx	58.7	3197271.600	3996590	0.711	0.00300	0.00300	225.22	Ø10 - 300 (As = 261.80 mm ²)
			605.2		Mty	36	1960848.000	2451060	0.436	0.00183	0.00200	130.00	Ø10 - 300 (As = 261.80 mm ²)
			605.2		Mlx	58.7	3197271.600	3996590	0.711	0.00300	0.00300	225.22	Ø10 - 300 (As = 261.80 mm ²)
			605.2		Mly	36	1960848.000	2451060	0.436	0.00183	0.00200	130.00	Ø10 - 300 (As = 261.80 mm ²)

catatan :

si Plat : Terjepit elastis pada keempat sisinya (nilai momenultimate dan koefisien a didapat dari tabel PB1'71 tabel 1

$$Mtx = - 0.001 q_{ult} Lx^2 X$$

$$Mty = - 0.001 q_{ult} l X = \text{koefisien Momen dari perbandingan } Ly/Lx$$

$$Mlx = + 0.001 q_{ult} Lx^2 X$$

$$Mly = + 0.001 q_{ult} Lx^2 X$$

Tabel Penulangan Lentur Balok Anak (40/50)

Data-data,

$$f_c = 30.0 \text{ Mpa} \quad \beta_1 = 0.85 \quad \rho_{\max} = 0.0253 \quad m = 15.29$$

$$f_y = 390 \text{ MPa} \quad \phi = 0.80 \quad \rho_{\min} = 0.0036 \quad d = 40.00$$

$$\rho_b = 0.0337$$

BTG	Daerah	Frame	Dimensi				ϕ T. Rencana		Mu	Rn	p	p pakai	As Tulangan		As' Tulangan	
			b	h	d'	d''	Lentur	Geser	(N.mm)				As	As Terpasang	As'	As Terpasang
1	tump.	B. Anak	400	500	441	60	19	10	88,963,100	1.43	0.0038	0.0038	666	3 D 19 (850 mm ²)	333	2 D 19 567 mm ²)
2	lap.	B. Anak	400	500	441	60	19	10	65,935,400	1.06	0.0028	0.0036	634	3 D 19 (850 mm ²)	317	2 D 19 567 mm ²)

Tabel Penulangan Lentur Balok Anak (35/45)

Data-data,

$$f_c' = 30.0 \text{ Mpa} \quad \beta_1 = 0.85 \quad \rho_{\max} = 0.0253 \quad m = 15.29$$

$$f_y = 390 \text{ MPa} \quad \phi = 0.80 \quad \rho_{\min} = 0.0036 \quad d = 30.00$$

$$\rho_b = 0.0337 \quad \text{plat} = 100.00$$

BTG	Daerah	Frame	Dimensi				ϕ Tul. Rencana		Mu	Rn	p	p pakai	As Tulangan		As' Tulangan	
			b	h	d'	d''	Lentur	Geser	(N.mm)				As	As Terpasang	As'	As Terpasang
1	tump.	B. Anak	350	450	391	60	19	10	53066930	1.24	0.0033	0.0036	492	2 D 19 (567 mm ²)	246	2 D 19 567 mm ²)
2	lap.	B. Anak	350	450	391	60	19	10	41210840	0.97	0.0025	0.0036	492	2 D 19 (567 mm ²)	246	2 D 19 567 mm ²)

Tabel Penulangan Geser Balok Anak

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$\text{Kondisi 1: } V_u \leq 0.5\phi V_c$$

Geser praktis

$$\text{Kondisi 2: } 0.5\phi V_c < V_u < \phi V_c$$

Tulangan geser minimum

$$\text{Kondisi 3: } \phi V_c < V_u \leq \phi(V_c + V_{smin})$$

Tulangan geser minimum

$$\text{Kondisi 4: } \phi(V_c + V_{smin}) < V_u \leq \phi\left(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}bwd\right) \text{ Perlu tulangan geser}$$

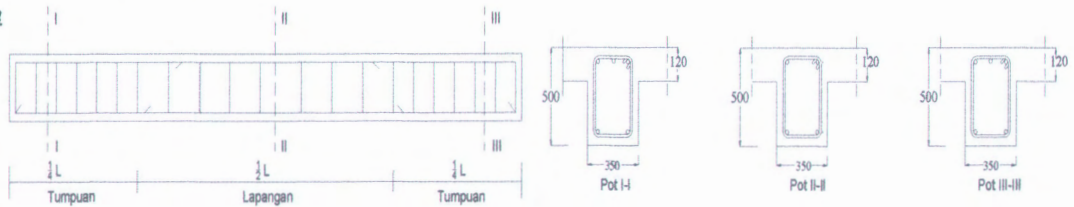
$$\text{Kondisi 5: } \phi\left(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}bwd\right) < V_u \leq \phi\left(V_c + \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}bwd\right) \text{ Perlu tulangan geser}$$

Type Balok Anak	Bentang mm	bw mm	d mm	0.5φVc N	φVc N	φ(Vc + Vsmin) N	φ(Vc + 1/3√fc'bwd) N	φ(Vc + 2/3√fc'bwd) N	Tumpuan			Lapangan		
									Vu N	Kondisi	Tulangan Pasang	Vu N	Kondisi	Tulangan Pasang
BA1	500	400	440.5	48254.36	96508.71	131748.71	289526.14	486210.90	102430.00	3	Ø10 - 150	51215.00	2	Ø10 - 300
BA2	450	350	390.5	37429.99	74859.98	102194.98	224579.94	377144.58	61453.38	2	Ø10 - 150	43077.11	2	Ø10 - 350

Tabel Penulangan Balok induk Atap 35/50

Data - Data Perencanaan Tulangan

$f'_c =$	30 MPa
$f_y =$	390 MPa
$\beta_1 =$	0.850
$b =$	350 mm
$h =$	500 mm
D. Tul. Senggang	10 mm
D. Tul. Utama	19 mm
$d =$	440.50 mm
$d' =$	59.50 mm



Nama Balok	Daerah	Mu	Mn	d	ρ_{min}	$\rho_{balance}$	ρ_{max}	m	Rn	ρ_{perlu}	ρ_{pakai}	As	As'	As pakai	As' pakai
		N-mm	N-mm	mm					N/mm ²			mm ²	mm ²	mm ²	mm ²
B1085	Lap	88539860	110674825	440.50	0.004	0.0337	0.0253	15.29	1.630	0.0043	0.0043	666.242	333.121	850.586	567.057
	Tum	97923700	122404625	440.50	0.004	0.0337	0.0253	15.29	1.802	0.0048	0.0048	739.638	369.819	1134.115	850.586
B41	Lap	20903000	26128750	440.50	0.004	0.0337	0.0253	15.29	0.385	0.0010	0.0036	553.449	276.724	850.586	567.057
	Tum	40334000	50417500	440.50	0.004	0.0337	0.0253	15.29	0.742	0.0019	0.0036	553.449	276.724	1134.115	850.586

Tabel Penulangan Geser Balok induk atap

b	=	350 mm
h	=	500 mm
D tul utama	=	19 mm
ϕ sengkang	=	10 mm
c_c	=	40 mm
d_1	=	390.50 mm
d_2	=	390.50 mm
f_c	=	30 Mpa
f_y	=	390 Mpa
s_{max1}	=	97.63 mm SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 23.3.3.2
s_{max2}	=	152.000 mm
s_{max3}	=	300.000 mm

Nama Balok	L_n N	Mpr Nmm	$\frac{W_p \times L}{2}$ N ETABS	Sendi Plastis										Di Luar Sendi Plastis								
				V_e N	V_c N	V_s perlu N	V_s max N	Cek ok	V_s N	Cek ok	jml kaki	A_v mm ²	s perlu mm	s pakai mm	V_e N	V_c N	V_s N	jml kaki	A_v mm ²	s perlu mm	s max mm	s pakai mm
B1085	5800	226420242.60	78929.07	159793.44	0	213057.92	499066.54	ok	249533.27	ok	2	157.00	112.22	100	61225.05	124767	(43133.23)	2	157.00	(554.34)	195.25	150
B41	4600	226420242.60	43957.37	142400.95	0	189867.94	499066.54	ok	249533.27	ok	2	157.00	125.93	100	89666.14	124767	(5211.78)	2	157.00	(4587.74)	195.25	150

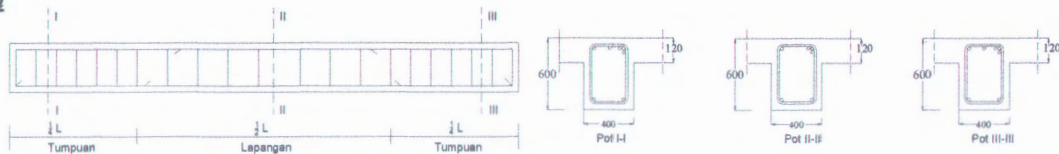
Note :

Berdasarkan SNI 03 - 2847 -2002 Ps.13.5.4.3 bila $V_s > \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$ maka spasi maksimum yang diberikan dalam 13.5.4.1 dan 13.5.3.4.2 harus dikurangi setengahnya

Tabel Penulangan Balok induk Lantai 40/60

Data - Data Perencanaan Tulangan

$f_c = 30 \text{ MPa}$
 $f_y = 390 \text{ MPa}$
 $\beta_1 = 0.850$
 $b = 400 \text{ mm}$
 $h = 600 \text{ mm}$
 D. Tul. Senggang 10 mm
 D. Tul. Utama 19 mm
 $d = 540.50 \text{ mm}$
 $d' = 59.50 \text{ mm}$



S

Nama Balok	Dnerah	Mu	Mn	d	ρ_{min}	ρ β_{ulangan}	ρ_{max}	m	Rn	$\rho \text{ perlu}$	ρ_{pakai}	As	As'	As pakai	As' pakai
		N-mm	N-mm						mm			N/mm ²	mm ²	mm ²	mm ²
B31	Lap	102512900	128141125	540.50	0.004	0.0337	0.0253	15.29	1.097	0.0029	0.0036	776.103 4 D 19	388.060 3 D 19	1134.115 4 D 19	567.057 2 D 19
	Tum	192314600	240393250	540.50	0.004	0.0337	0.0253	15.29	2.057	0.0055	0.0055	1190.546 5 D 19	595.273 3 D 19	1417.644 5 D 19	850.586 3 D 19
B1111	Lap	139787800	174734750	540.50	0.004	0.0337	0.0253	15.29	1.495	0.0040	0.0040	854.775 4 D 19	427.388 3 D 19	1134.115 4 D 19	850.586 3 D 19
	Tum	246137000	307671250	540.50	0.004	0.0337	0.0253	15.29	2.633	0.0071	0.0071	1543.883 6 D 19	771.942 3 D 19	1701.172 6 D 19	850.586 3 D 19
B21	Lap	91689100	114611375	540.50	0.004	0.0337	0.0253	15.29	0.981	0.0026	0.0036	776.103 3 D 19	388.052 2 D 19	850.586 3 D 19	567.057 2 D 19
	Tum	148568700	185710875	540.50	0.004	0.0337	0.0253	15.29	1.589	0.0042	0.0042	910.313 4 D 19	455.156 2 D 19	1134.115 4 D 19	567.057 2 D 19



Tabel Penulangan Geser Balok induk lantai

b	=	400 mm
h	=	600 mm
D tul utama	=	19 mm
φ sengkang	=	10 mm
C _c	=	40 mm
d ₁	=	540.50 mm
d ₂	=	540.50 mm
f _c	=	30 Mpa
f _y	=	390 Mpa
S _{max1}	=	135.13 mm SNI 03 - 2847 - 2002 Ps. 23.3.3.2
S _{max2}	=	162.000 mm
S _{max3}	=	300.000 mm

Nama Balok	L _n N	Mpr Nmm	$\frac{M_p \times L_n}{2}$ N ETABS	Sendi Plastis										Di Luar Sendi Plastis								
				V _s N	V _c N	V _s perlu N	V _s max N	Cek	V _s N	Cek	jml kak	A _v mm ²	s _{perlu} mm	s _{max} mm	V _s N	V _c N	V _s N	jml kak	A _v mm ²	s _{perlu} mm	s _{max} mm	s _{perlu} mm
				ETABS																		
B31	4600	349527200.80	141725.79	293694.14	0	391592.18	789450.78	ok	394725.39	ok	2	157.00	134.56	120	193982.00	197363	61279.97	2	157.00	540.06	270.25	280
B1111	5600	414533295.40	141725.79	289773.40	0	386364.53	789450.78	ok	394725.39	ok	3	235.50	128.49	120	176856.00	197363	38445.31	2	157.00	860.83	270.25	280
B21	4600	291127394.80	141725.79	268302.92	0	357737.22	789450.78	ok	394725.39	ok	2	157.00	134.56	120	193982.00	197363	61279.97	2	157.00	540.06	270.25	280

Note :

Berdasarkan SNI 03 - 2847 -2002 Ps.13.5.4.3 bila

$$V_s > \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times a$$

maka spasi maksimum yang diberikan dalam 13.5.4.1 dan 13.5.3.4.2 harus dikurangi setengahnya

Tabel. Kolom 60/60

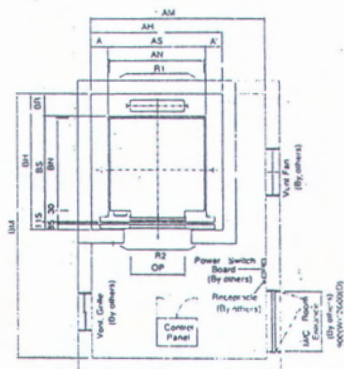
f_c' : 30 Mpa
 f_y : 390.0 Mpa
 H = 5000 mm
 b : 600 mm
 h : 600 mm

Tul Utm : 22 mm B : 0.65
 Sengkan : 12 mm
 decking : 40
 d : 63
 d' : 537

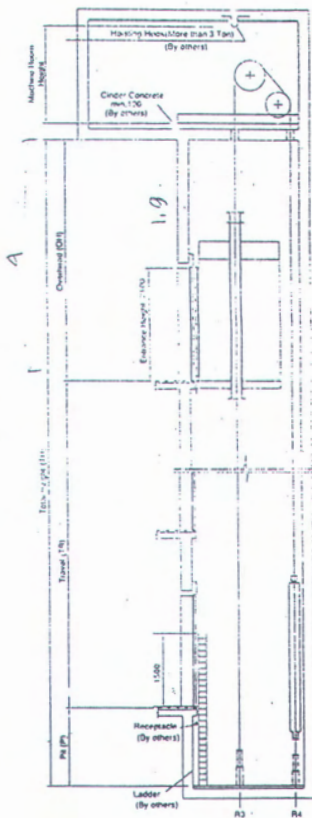
No.	Lantai	Frame	Arah	P (Kg)	Momen terjadi (Nmm2)	Momen Rencana (Nmm2)	Mu pakai	$\frac{P_u}{A_g}$	$\frac{M_u}{A_g h}$	ρ perlu (%)	As Tulangan	
											As perlu	As Terpasang
1	1	C57	Mx	3E+06	2.17E+08	267034511	267034511	9.0	1.4	1.72	5542	16 D 22 (6079 mm2)
			My		92549807	209503653						
2	2	C56	Mx	3E+06	140000000	203807692	203807692	7.8	1.1	1.72	5542	16 D 22 (6079 mm2)
			My		118500000	193884615						
3	3	C57	Mx	2E+06	121700000	177269231	177269231	6.4	0.9	1.72	5542	16 D 22 (6079 mm2)
			My		103200000	168730769						
4	4	C56	Mx	2E+06	100500000	156553846	158215385	5.0	0.8	1.51	4865	14 D 22 (5319 mm2)
			My		104100000	158215385						
5	5	C57	Mx	129612	73865686	127873378	140073831	0.4	0.7	1.51	4865	14 D 22 (5319 mm2)
			My		100300000	140073831						
6	6	C56	Mx	794219	46225495	97424373	119974281	2.2	0.6	1.29	4156	12 D 22 (4559 mm2)
			My		95083630	119974281						
7	7	C57	Mx	292168	20285061	71869677	106722727	0.8	0.6	1.29	4156	12 D 22 (4559 mm2)
			My		95800002	106722727						

PASSENGER ELEVATOR LAYOUTS

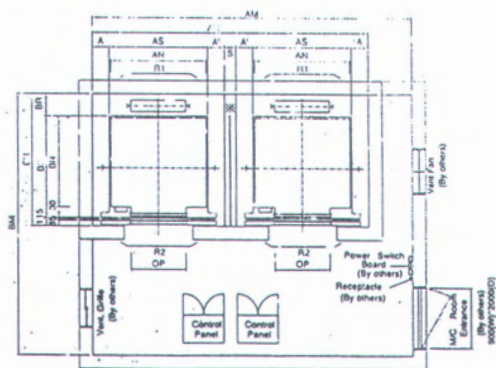
■ Di1 (60,90 & 105 m/min)
Hoistway & Machine Room Plan(Simplex)



■ Hoistway Section



■ Hoistway & Machine Room Plan(Duplex)



Note

1) ■ (Separator Beams) : By Others

2) Unit : mm

PLANNING GUIDE FOR DIMENSIONS

■ Di1 (60 m/min)

■ Standard

Speed (m/min)	Capacity		Entrance Opening (mm)	Car Size		Dimensions in Hoistway			Hoistway Size				Machine Room Size				Machine Room Reaction Load(kg)				Pit Reaction Load(kg)				
	Person	Load (kg)		Inside	Outside	AA	BB	S	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		R1	R2	R3	R4	R1	R2	R3	R4	
			AN x BN						AS x BS	AH	BH	AH	BH	AM	BM	AM									BM
60	6	450	800	1400 x 850	1450 x 1015	175	320	150	1800	1450	3750	1450	2100	3200	4100	3200	3600	2000	4200	3700					
	8	550	800	1400 x 1030	1450 x 1195	175	320	150	1800	1630	3750	1630	2100	3400	4100	3400	4050	2500	4700	3900					
	9	600	800	1400 x 1100	1450 x 1265	175	320	150	1800	1700	3750	1700	2100	3500	4100	3500	4100	2500	4900	4000					
	10	680	800	1400 x 1250	1450 x 1415	175	320	150	1800	1850	3750	1850	2100	3650	4100	3650	4100	2800	5300	4400					
	11	750	800	1400 x 1350	1450 x 1515	175	320	150	1800	1950	3750	1950	2100	3750	4100	3750	4550	2900	5600	4500					
	13	900	900	1600 x 1350	1650 x 1515	175	320	150	2000	1950	4150	1950	2300	3750	4500	3750	5100	3800	7100	5700					
	15	1000	900	1800 x 1500	1850 x 1665	175	320	150	2000	2000	4150	2100	2300	3900	4500	3900	5450	4300	7500	6000					
	17	1150		1000	1800 x 1500	1890 x 1685	255	400	150	2400	2200	4950	2200	2700	4000	5300	4200	8000	5200	9500	7500				
					2000 x 1350	2090 x 1535	255	400	150	2600	2050	5350	2050	2900	3850	5700	3850	8300	5200	9500	7800				
	20	1350		1100	1800 x 1700	1890 x 1885	255	400	150	2400	2400	4950	2400	2700	4200	5700	4200	8500	6000	10600	8800				
					2000 x 1500	2090 x 1685	255	400	150	2600	2200	5350	2200	2900	4000	5700	4000	8900	6600	10600	8800				
	24	1600		1100	2000 x 1750	2090 x 1935	255	400	150	2600	2450	5350	2450	2900	4250	5700	4250	10200	7300	12700	10200				
2150 x 1600					2240 x 1785	255	400	150	2750	2300	5650	2300	3050	4100	6000	4100	10200	7000	12700	10200					

■ Malaysia, Singapore

Speed (m/min)	Capacity		Entrance Opening (mm)	Car Size		Dimensions in Hoistway			1-Hoistway Size				Machine Room Size				Machine Room Reaction Load(kg)				Pit Reaction Load(kg)				
	Person	Load (kg)		Inside	Outside	AA	BB	S	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		R1	R2	R3	R4	R1	R2	R3	R4	
			AN x BN						AS x BS	AA	BB	AH	BH	AH	BH	AM									BM
60	6	450	800	1400 x 870	1450 x 985	175	320	150	1800	1420	3750	1420	2100	3170	4100	3170	3600	2000	4200	3700					
	8	550	800	1400 x 1030	1450 x 1195	175	320	150	1800	1630	3750	1630	2100	3400	4100	3400	4050	2500	4700	3900					
	9	610	800	1400 x 1150	1450 x 1315	175	320	150	1800	1750	3750	1750	2100	3550	4100	3550	4100	2500	4900	4200					
	10	680	800	1400 x 1250	1450 x 1415	175	320	150	1800	1850	3750	1850	2100	3650	4100	3650	4200	2800	5300	4400					
	11	750	800	1400 x 1350	1450 x 1515	175	320	150	1800	1950	3750	1950	2100	3750	4100	3750	4550	2900	5600	4500					
	13	900	900	1600 x 1700	1650 x 1515	175	320	150	2000	1950	4150	1950	2300	3750	4500	3750	5100	3800	7100	5700					
	15	1020	900	1800 x 1550	1850 x 1715	175	320	150	2000	2150	4150	2150	2300	3850	4500	3850	5450	4300	7500	6000					
	17	1155		1000	1800 x 1500	1890 x 1685	255	400	150	2400	2200	4950	2200	2700	4000	5300	4000	8000	5200	9500	7500				
					2000 x 1350	2090 x 1535	255	400	150	2600	2050	5350	2050	2900	3850	5700	3850	8300	5200	9500	7800				
	20	1360		1100	1800 x 1750	1890 x 1935	255	400	150	2400	2450	4950	2450	2700	4250	5700	4250	8300	6000	10600	8800				
					2000 x 1550	2090 x 1735	255	400	150	2600	2250	5350	2250	2900	4050	5700	4000	8500	6000	10600	8600				
	23	1565		1100	2000 x 1750	2090 x 1935	255	400	150	2600	2450	5350	2450	2900	4250	5700	4250	10200	7000	12700	10200				
2150 x 1600					2240 x 1785	255	400	150	2750	2300	5650	2300	3050	4100	6000	4100	10200	7000	12700	10200					

■ EN Code

Speed (m/min)	Capacity		Entrance Opening (mm)	Car Size		Dimensions in Hoistway			Hoistway Size				Machine Room Size				Machine Room Reaction Load(kg)				Pit Reaction Load(kg)				
	Person	Load (kg)		Inside	Outside	AA	BB	S	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		R1	R2	R3	R4	R1	R2	R3	R4	
			AN x BN						AS x BS	AA	BB	AH	BH	AH	BH	AM									BM
60	6	450	800	1400 x 850	1450 x 1015	175	320	150	1800	1450	3750	1450	2100	3200	4100	3200	3600	2000	4200	3700					
	7	525	300	1400 x 1030	1450 x 1195	175	320	150	1800	1630	3750	1630	2100	3400	4100	3400	4050	2500	4700	3900					
	8	870	800	1400 x 1100	1450 x 1265	175	320	150	1800	1700	3750	1700	2100	3500	4100	3500	4100	2500	4900	4000					
	9	775	800	1400 x 1250	1450 x 1415	175	320	150	1800	1850	3750	1850	2100	3650	4100	3650	4200	2810	5300	4400					
	10	870	800	1400 x 1350	1450 x 1515	175	320	150	1800	1950	3750	1950	2100	3750	4100	3750	4500	2900	5600	4500					
	12	900	800	1600 x 1350	1650 x 1515	175	320	150	2000	1950	4150	1950	2300	3750	4500	3750	5100	3800	7100	5700					
	13	1000	900	1800 x 1500	1850 x 1665	175	320	150	2000	2100	4150	2100	2300	3900	4500	3900	5450	4300	7500	6000					
	16	1200		1000	1800 x 1500	1890 x 1685	255	400	150	2400	2200	4950	2200	2700	4000	5300	4000	8000	5200	9500	7500				
					2000 x 1350	2090 x 1535	255	400	150	2600	2050	5350	2050	2900	3850	5700	3850	8300	5200	9500	7800				
	18	1350		1100	1800 x 1700	1890 x 1885	255	400	150	2400	2400	4950	2400	2700	4200	5700	4200	8500	6000	10600	8800				
					2000 x 1500	2090 x 1685	255	400	150	2600	2200	5350	2200	2900	4000	5700	4000	8900	6000	10600	8800				
	21	1600		1100	2000 x 1750	2090 x 1935	255	400	150	2600	2450	5350	2450	2900	4250	5700	4250	10200	7000	12700	10200				
2150 x 1600					2240 x 1785	255	400	150	2750	2300	5650	2300	3050	4100	6000	4100	10200	7000	12700	10200					

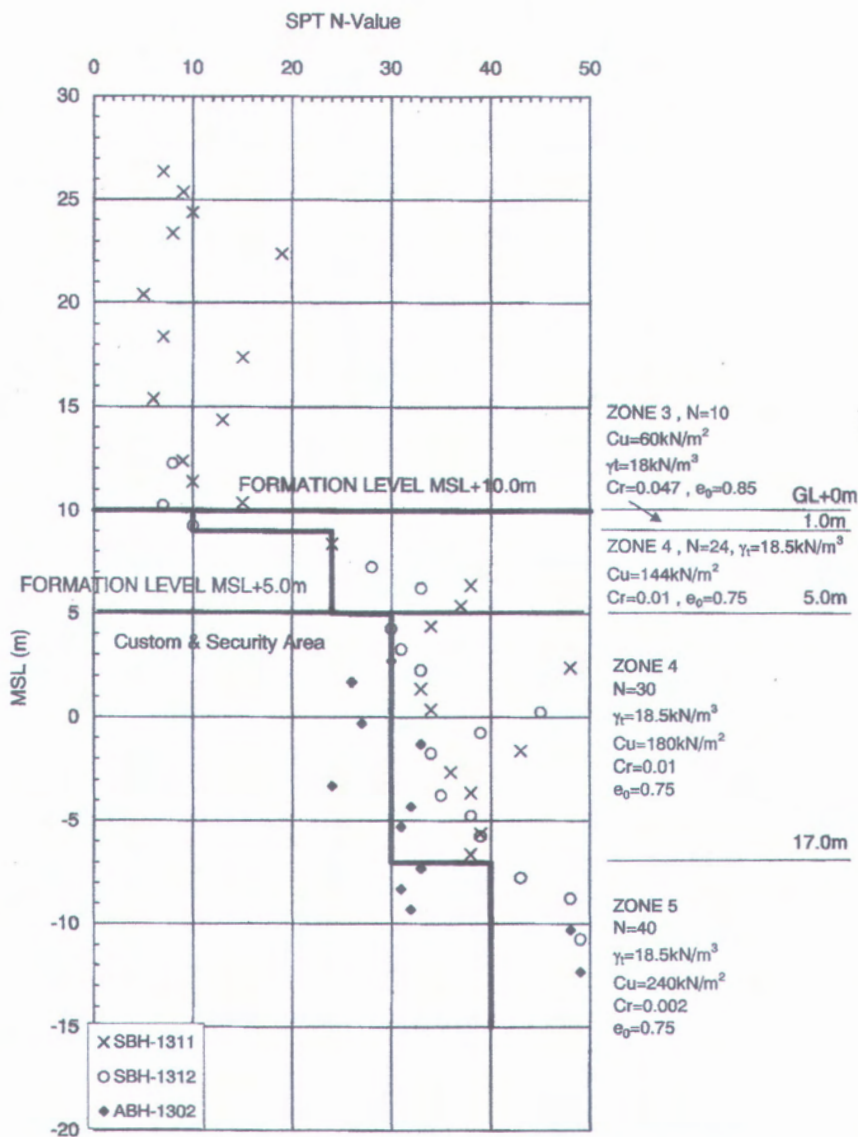


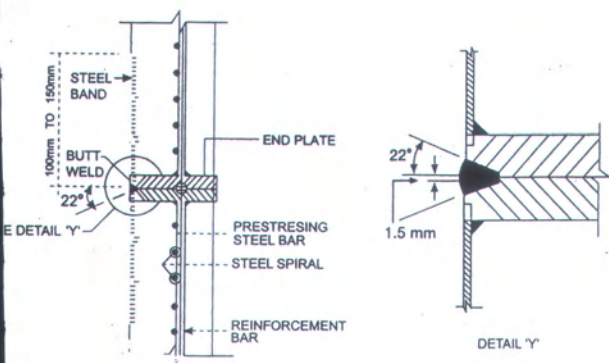
Figure 11 SPT-N Value Profile For Admin-Dormitory Area 2 (Model 4) at SBH-13.11, SBH-13.12 & ABH-13.02

PRECAST PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILE STANDARD SPECIFICATION

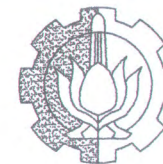
Dimension		Type of pile	Length of pile (mm)	Concrete Area (cm ²)	Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)	Axial Compression Load		Effective Prestress (kg/cm ²)
Outer Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)				Crack	Nominal		Allowable	Nominal	
Φ 350	65	A	6 - 16	582	3,71	4,83	151,30	88,80	267	41,95
		AB			4,35	6,90		85,70	257	58,01
		B			5,50	9,66		81,90	246	77,84
		C			6,13	13,25		77,30	232	101,16
Φ 400	75	A	6 - 18	766	5,76	7,89	199,10	116,00	351	45,25
		AB			6,24	9,47		113,90	344	53,41
		B			7,89	15,14		107,00	321	80,63
		C			9,54	21,30		100,20	301	106,67
Φ 500	80	A	6 - 18	929	7,41	8,87	241,80	143,20	429	37,81
		AB			8,52	12,42		138,90	417	51,51
		B			10,74	19,88		130,80	392	77,93
		C			12,97	27,95		122,90	369	103,33
Φ 600	90	A	6 - 18	1159	11,64	13,80	301,40	176,70	530	42,54
		AB			12,88	17,75		172,40	517	53,66
		B			16,08	28,40		161,60	485	81,63
		C			19,33	39,93		151,10	453	108,84
Φ 600	100	A	6 - 18	1571	17,45	21,30	408,40	240,70	722	40,11
		AB			19,72	28,40		234,30	703	52,21
		B			24,89	45,43		220,40	661	78,92
		C			30,08	63,83		207,00	621	104,55

Concrete compressive strength at 28 days $\geq 5000 \text{ kg/cm}^2$ (70,8 MPa)
 Pile generally comply to JIS A 5335-1985
 The calculation of nominal bending moment is based on formula taken from PCI Design Handbook, 5th edition.

WELDED JOINT DETAILS



DETAILS OF JOINT



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA
KURDIAN SUPRAPTO, I.E.M.S
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH LANTAI DASAR

1 : 300

KODE GBR

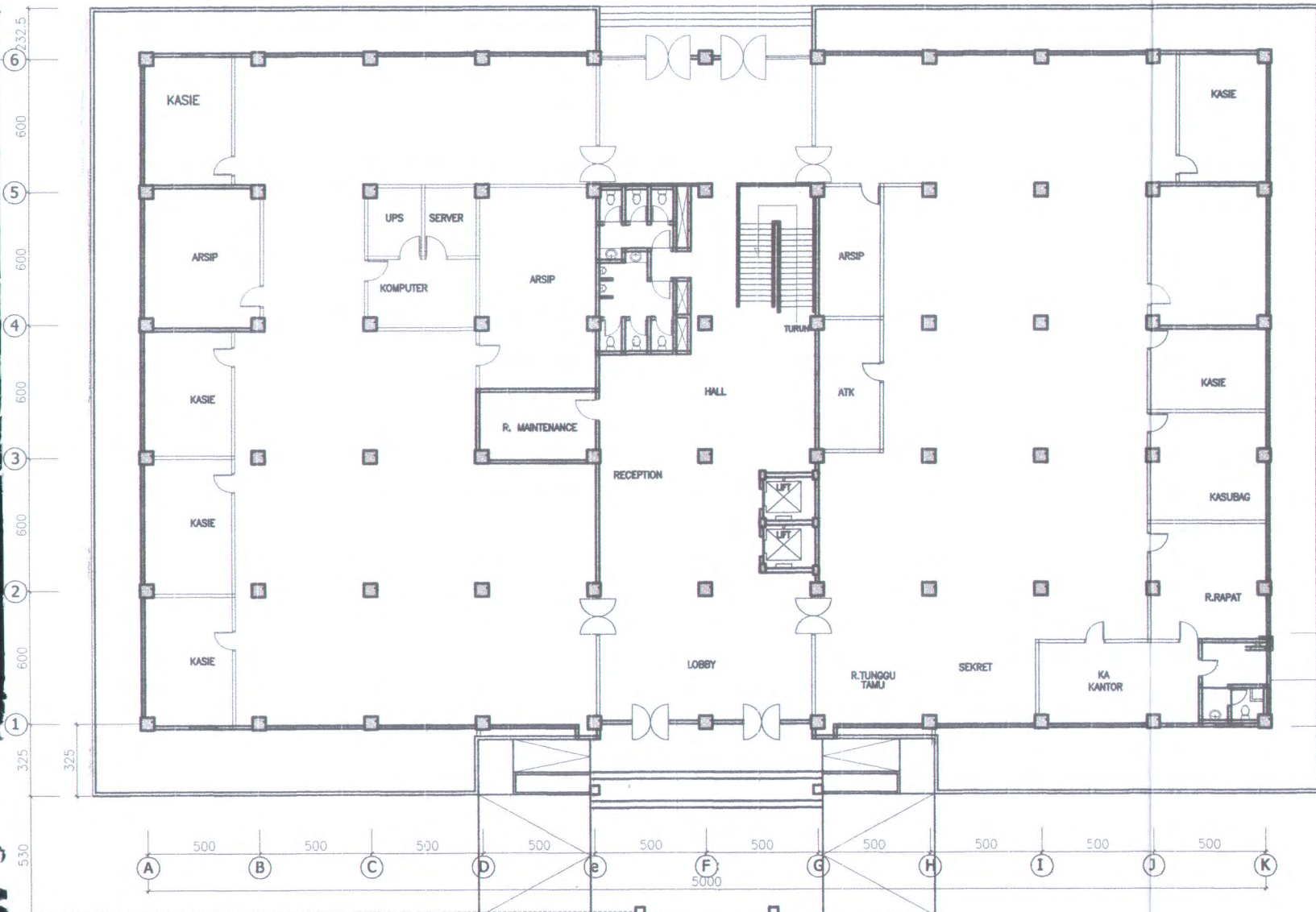
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

ARS

1

22



DENAH LANTAI DASAR
SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, I,MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH LANTAI 1

1 : 300

KODE GBR

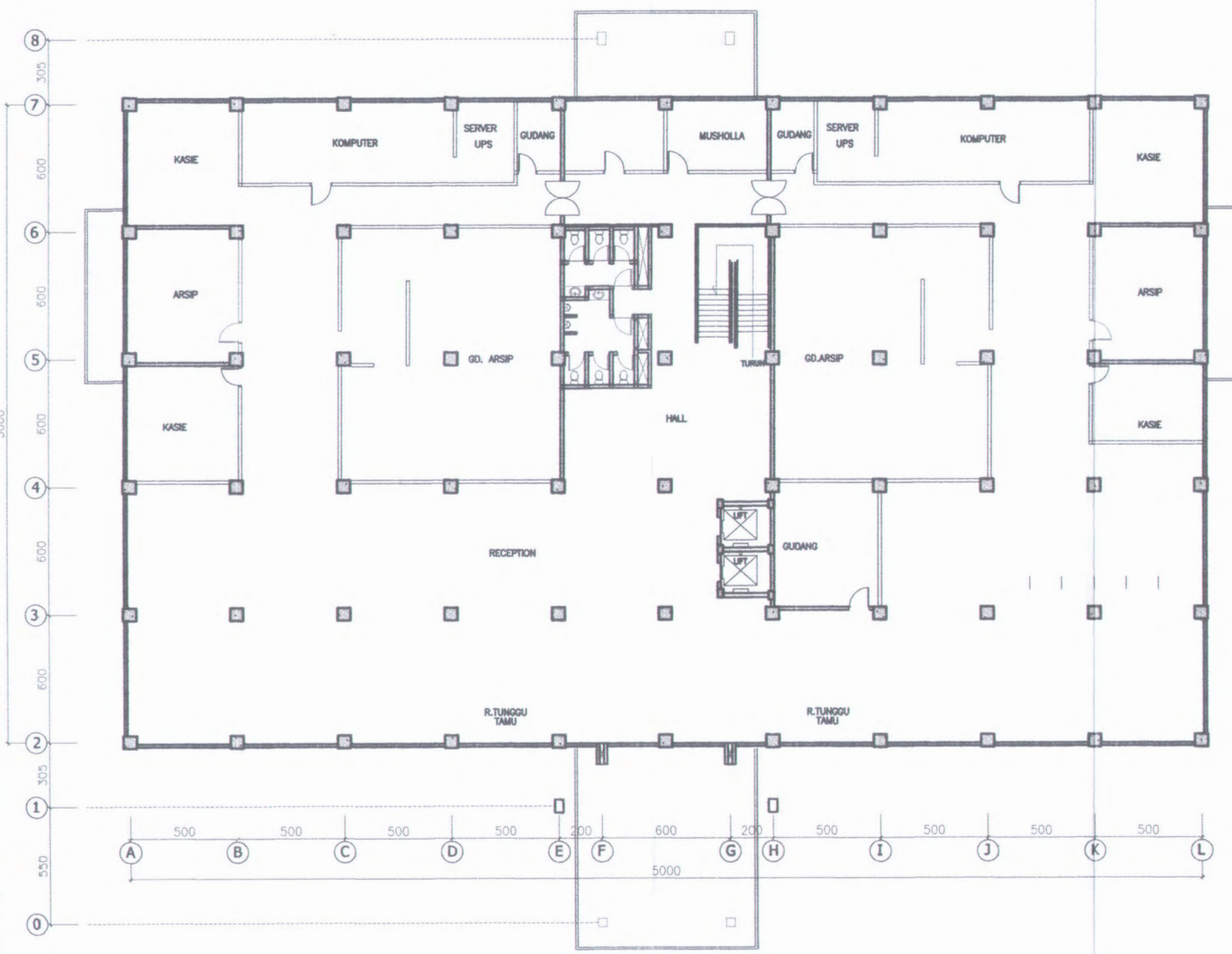
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

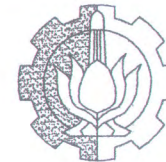
ARS

2

22



DENAH LANTAI 1
SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRPTQ, I, MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

TAMPAK DEPAN

1 : 300

KODE GBR

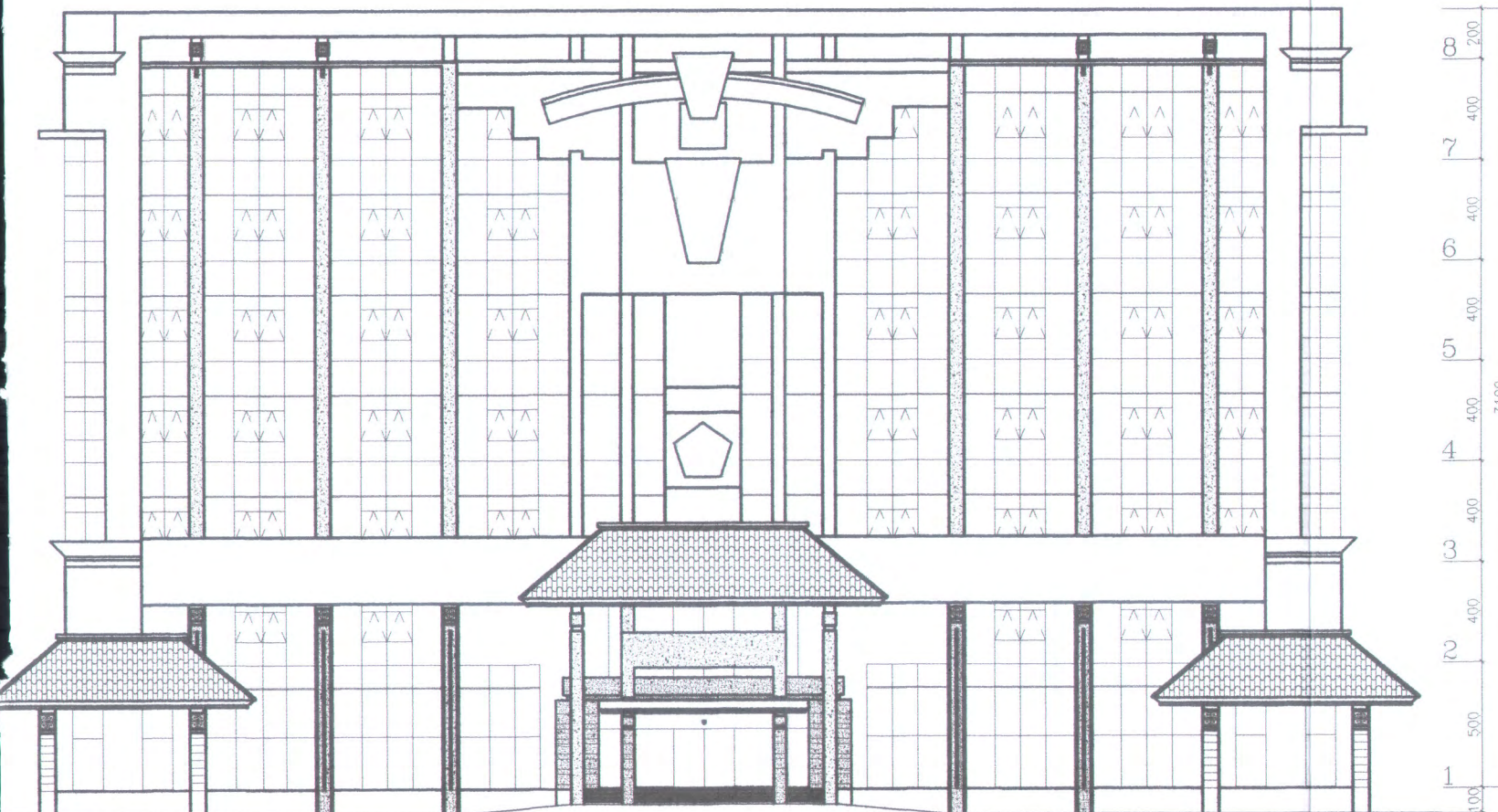
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

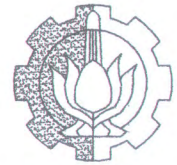
ARS

3

22



TAMPAK DEPAN
SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 S1 - LINTAS JALUR
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
 GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
 JAWA TIMUR
 DENGAN SISTEM RANGKA
 PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRPTO, Ir.MS
 DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
 3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

TAMPAK SAMPING

1 : 250

KODE GBR

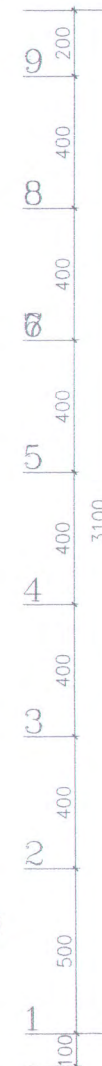
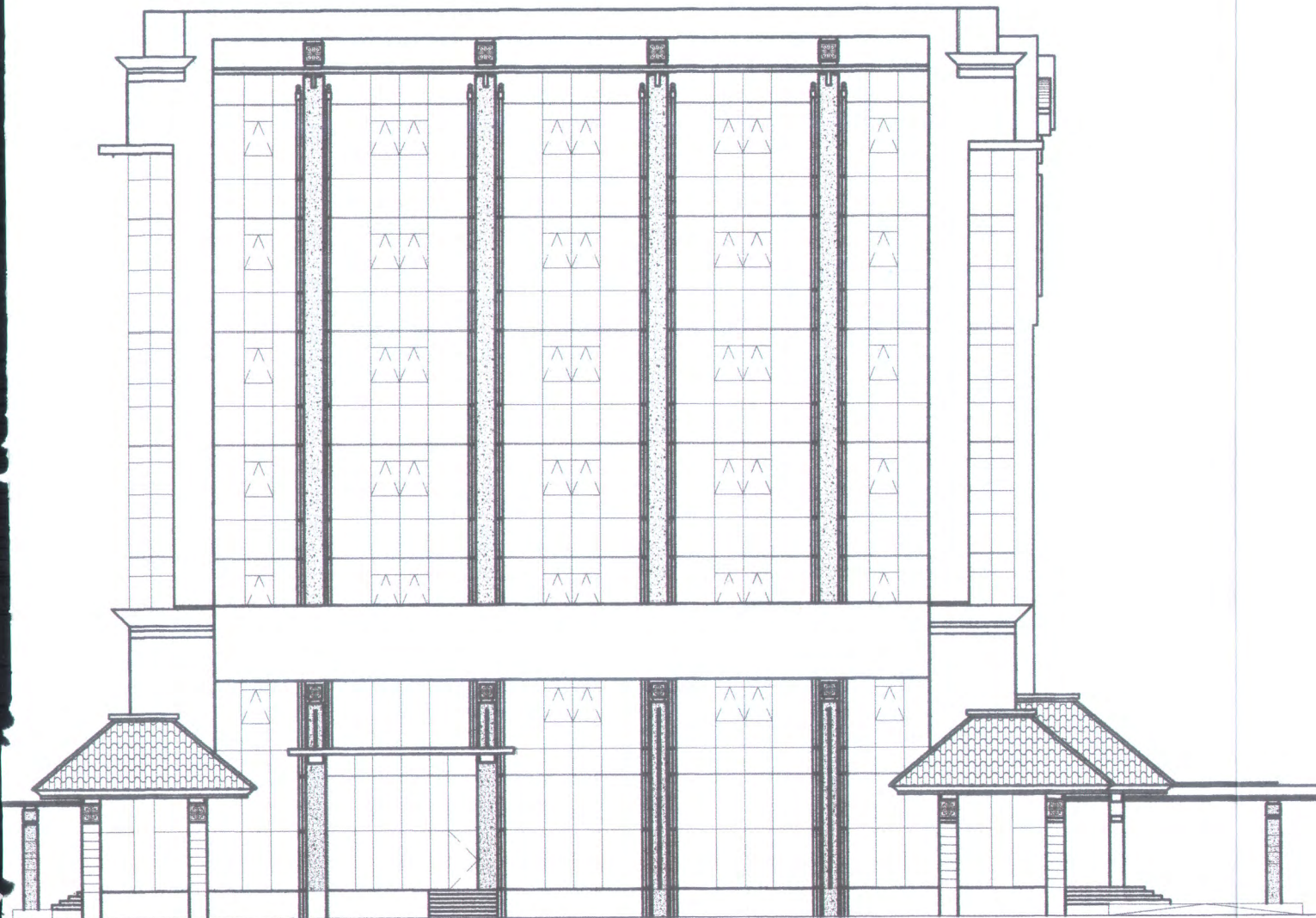
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

ARS

4

22



TAMPAK SAMPING
 SKALA 1:250



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 S1 - LINTAS JALUR
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
 GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
 JAWA TIMUR
 DENGAN SISTEM RANGKA
 PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
 KURDIAN SUPRPTO, Ir.MS
 DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
 ARIA WIRA PUTRA
 3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN MEMANJANG

1 : 300

KODE GBR

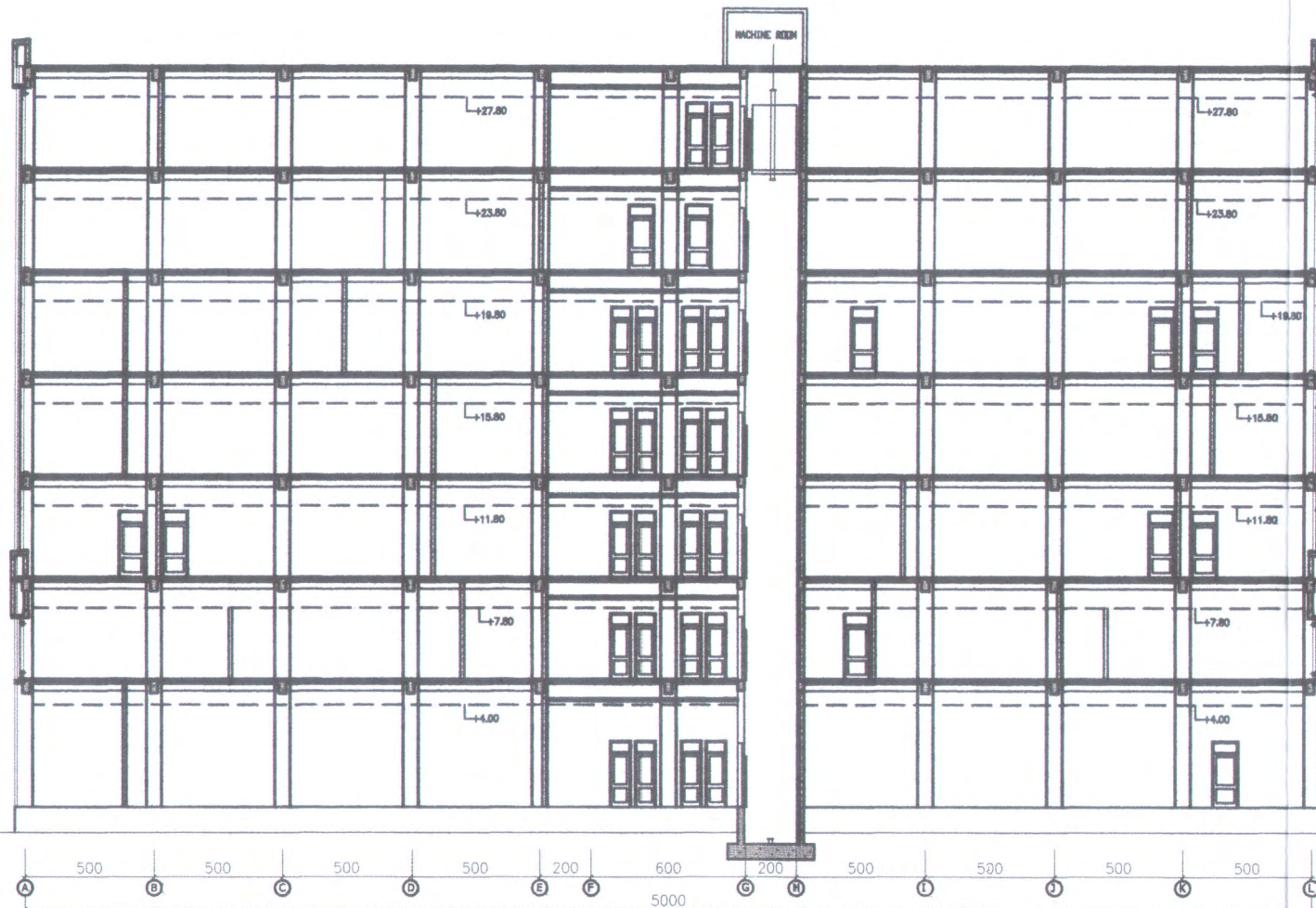
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

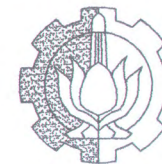
ARS

5

22



POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENYETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir.MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN MELINTANG

1 : 300

KODE GBR

NO. LEMBAR

JML LEMBAR

ARS

6

22



POTONGAN MELINTANG
SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir.MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI I

1 : 300

KODE GBR

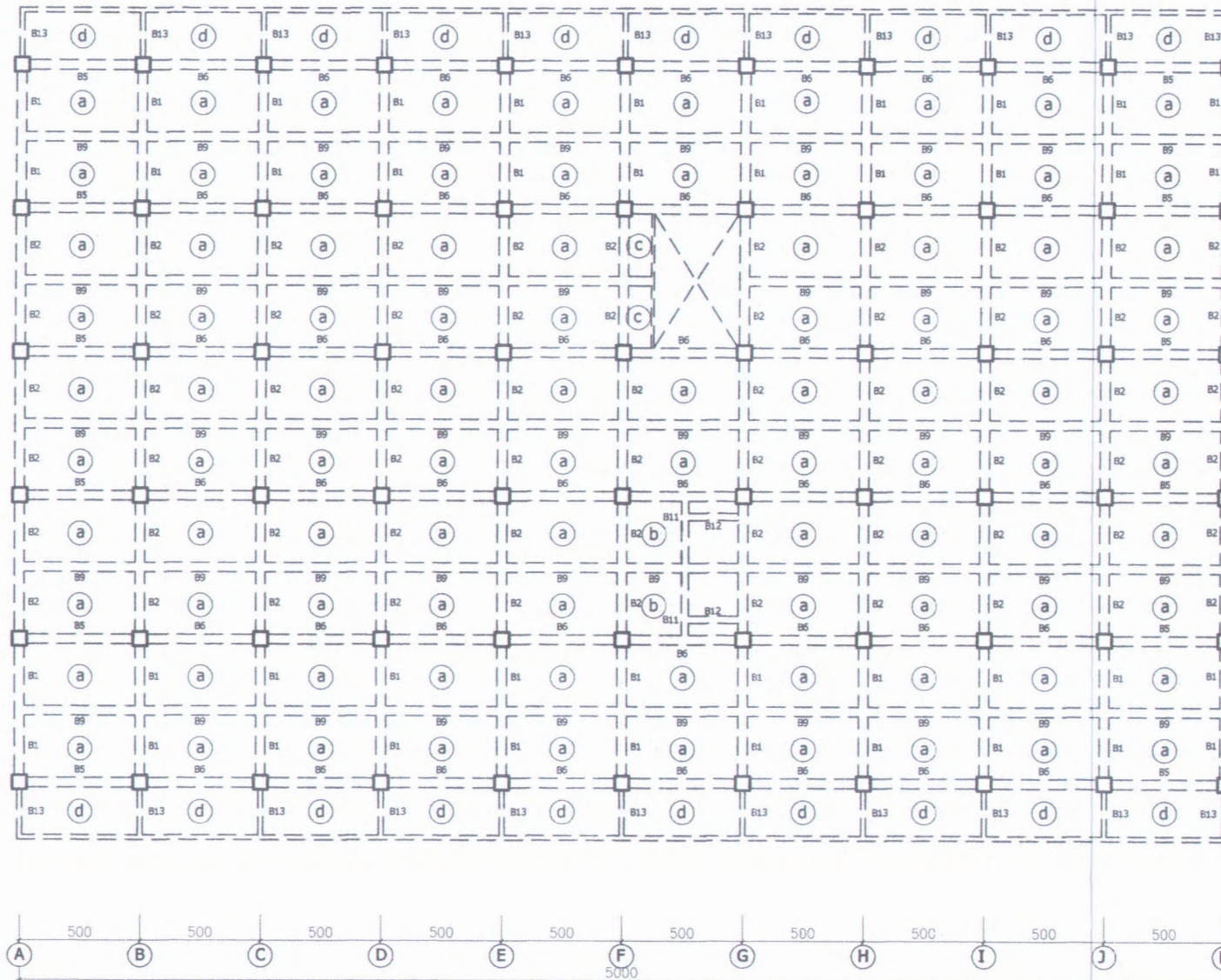
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

ARS

7

22



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 1
SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:

KURDIAN SUPRAPTO, Ir.MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI 2-6

1 : 300

KODE GBR

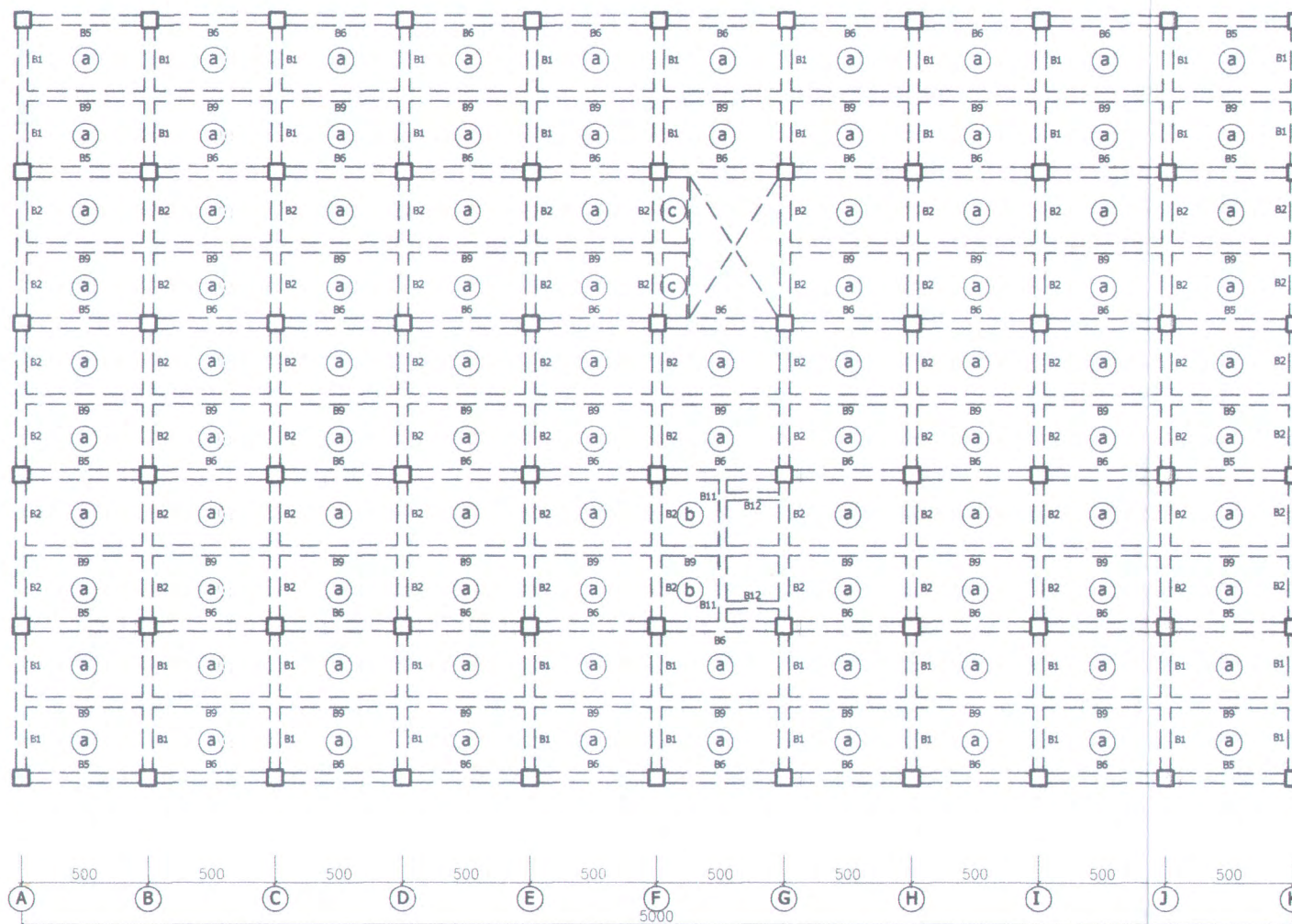
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

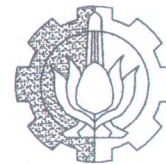
ARS

8

22



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 2-6
SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir,MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI ATAP

1 : 300

KODE GBR

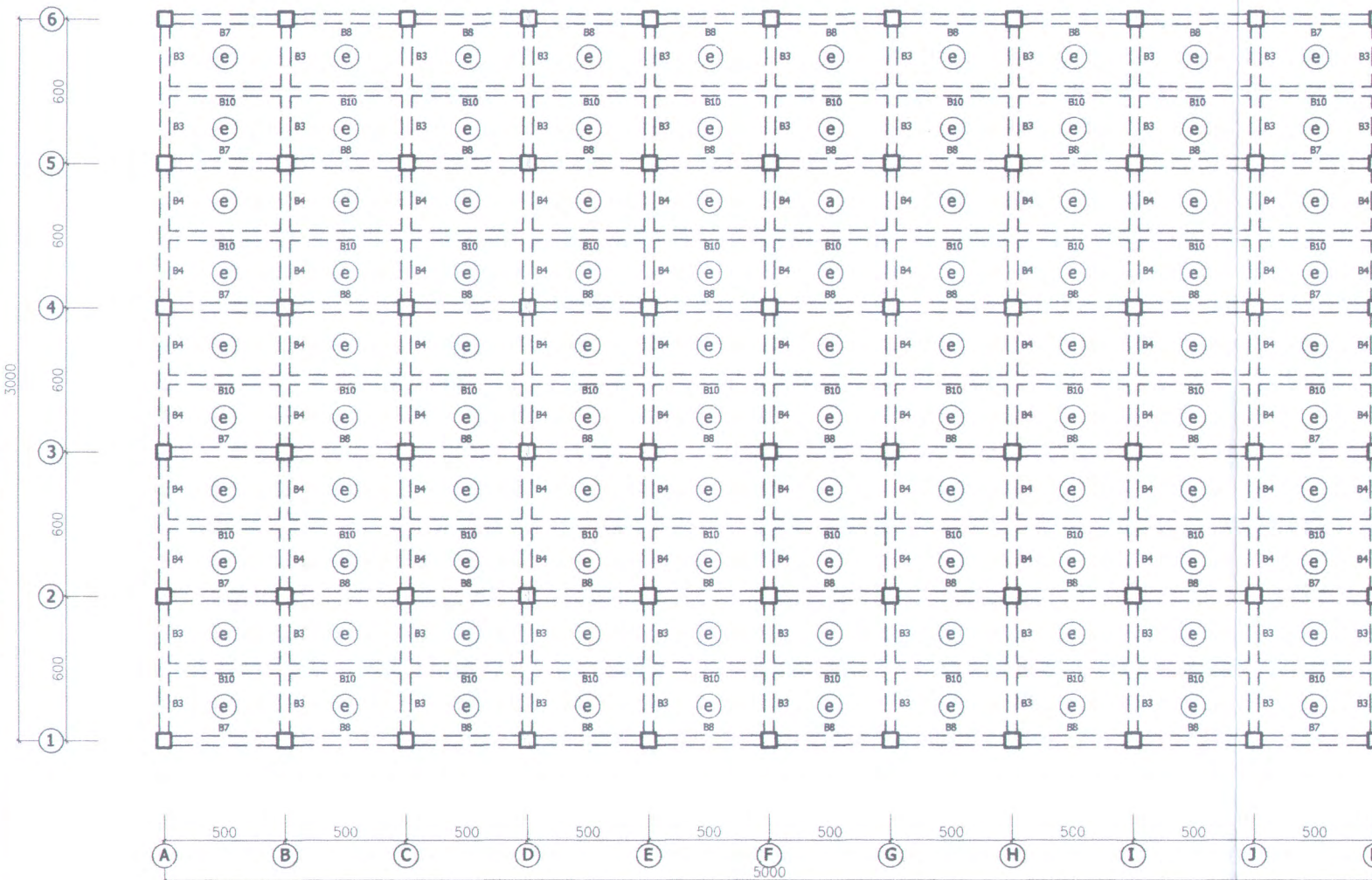
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

ARS

9

22



DENAH PEMBALOKAN LANTAI ATAP
SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENYETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir.MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH PENULANGAN
PELAT LANTAI

1 : 300

KODE GBR

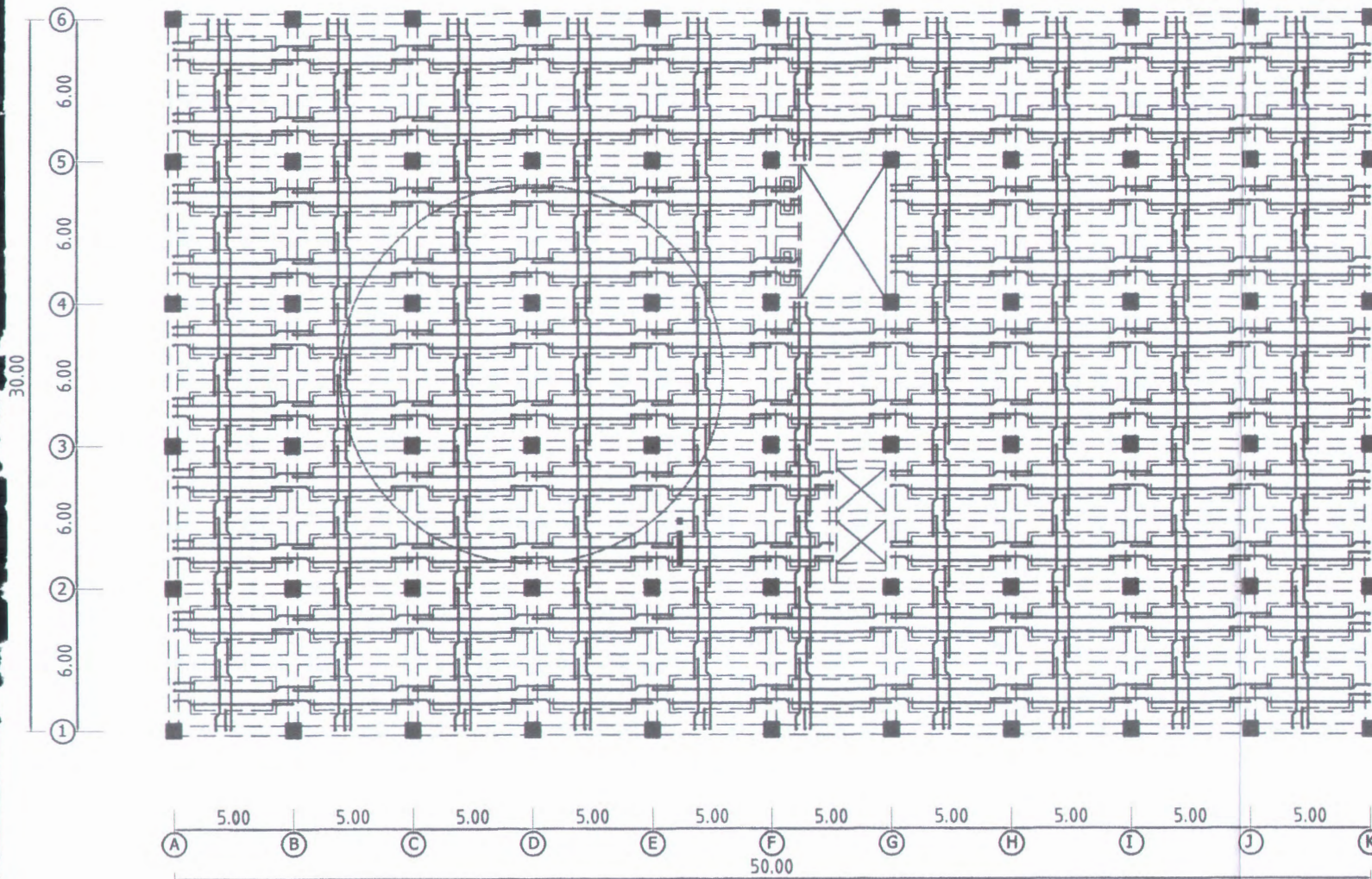
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

STR

10

22



DENAH PENULANGAN PELAT LANTAI
SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRPTO, Ir,MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

PENULANGAN PELAT LANTAI

1 : 125

KODE GBR

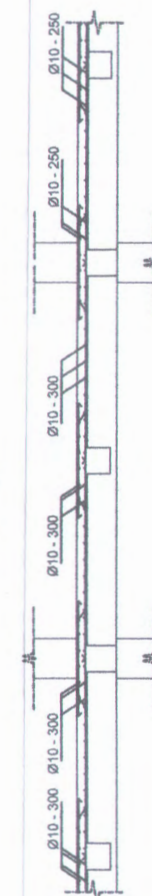
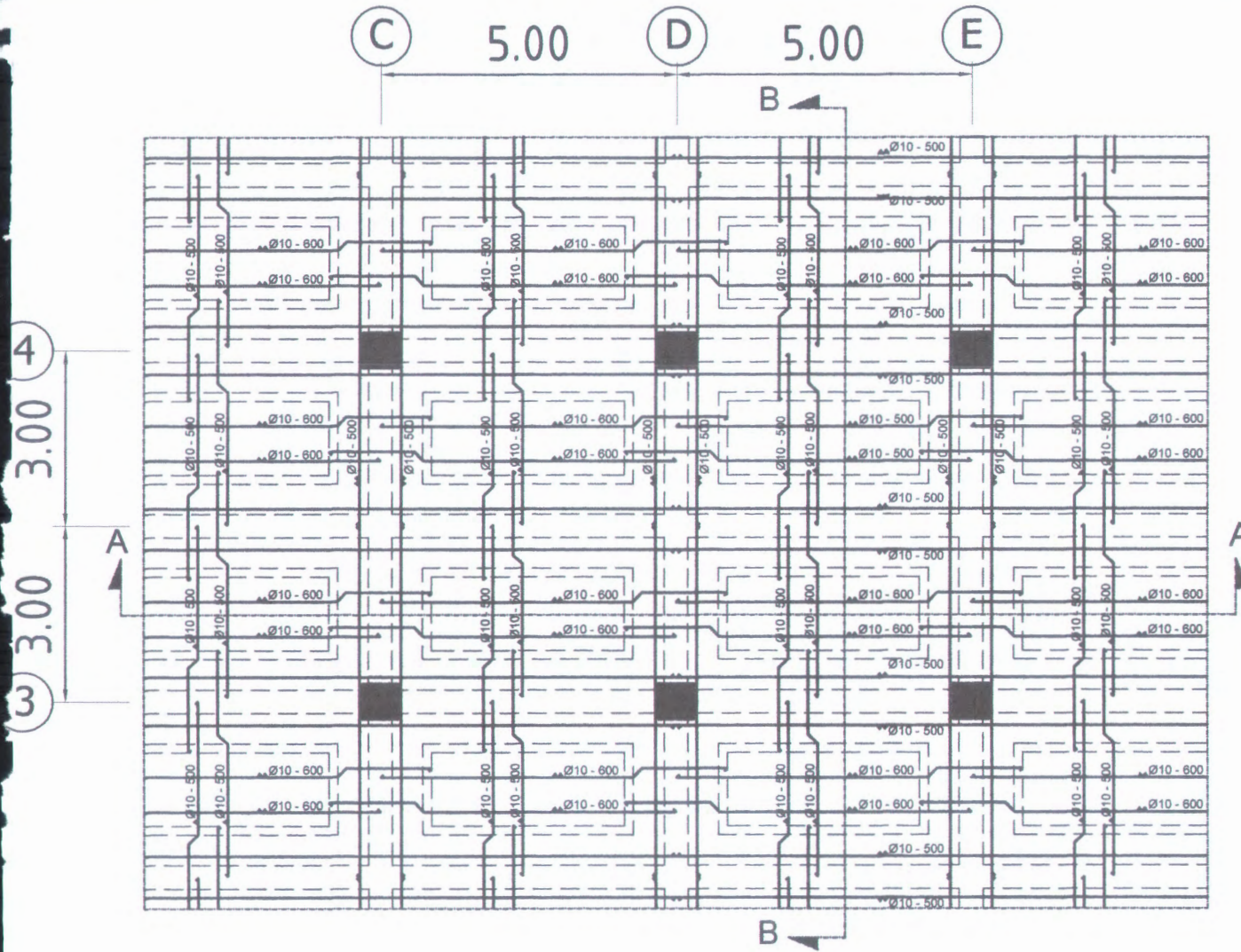
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

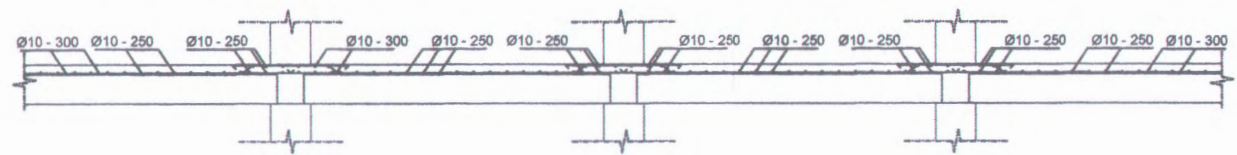
STR

11

22

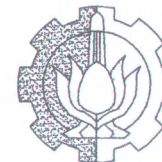


Potongan B - B



Potongan A - A

PENULANGAN PELAT LANTAI
SKALA 1:125



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRPTO, Ir.MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH, POTONGAN,
& PENULANGAN TANGGA 5m

1 : 75

KODE GBR

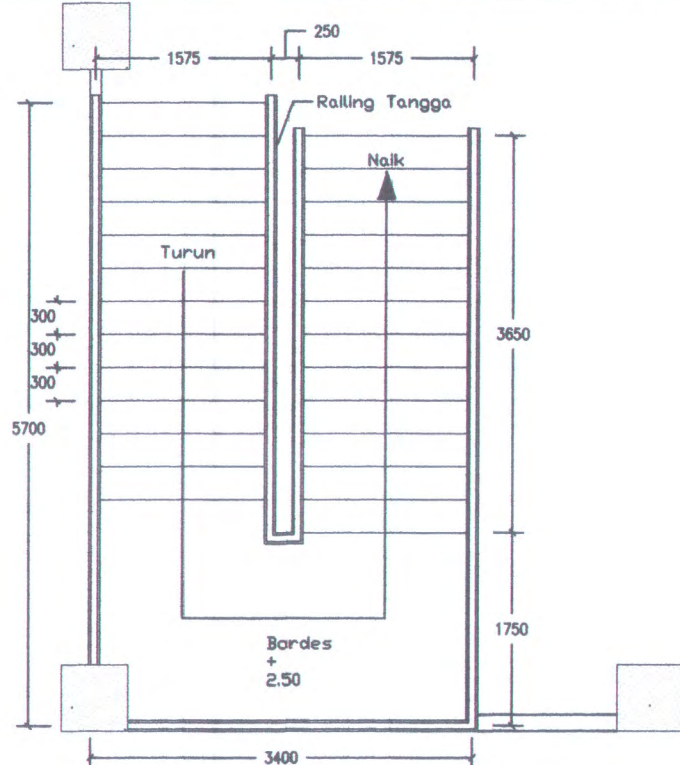
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

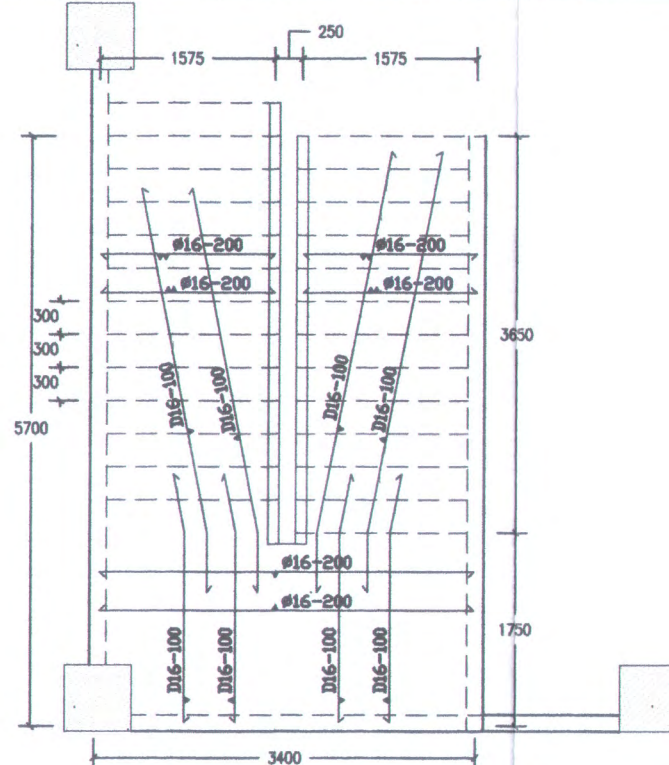
STR

12

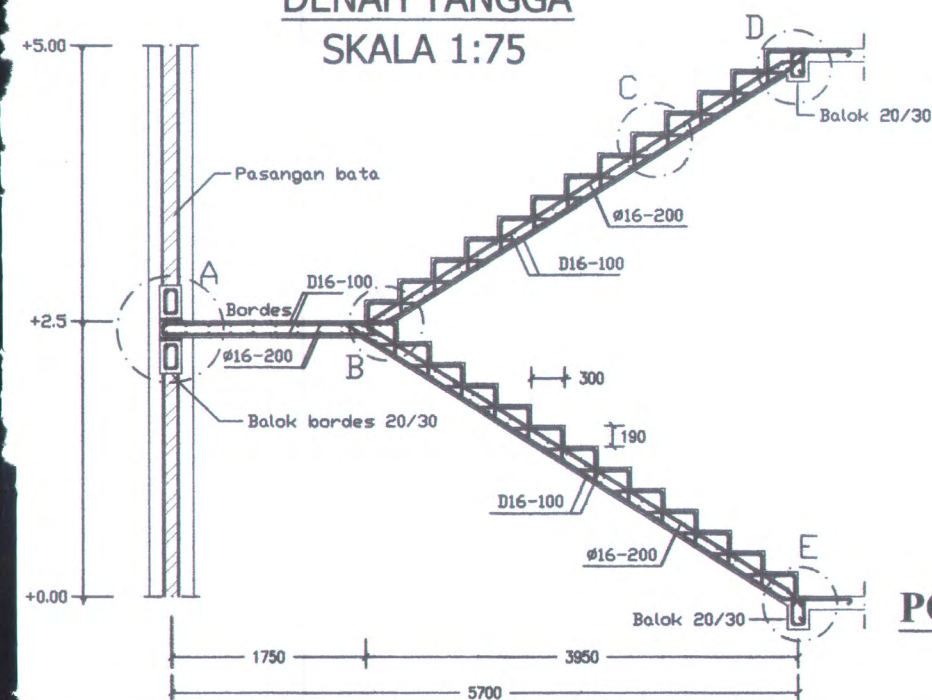
22



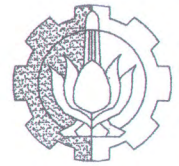
DENAH TANGGA
SKALA 1:75



PENULANGAN TANGGA
SKALA 1:75



POTONGAN TANGGA
SKALA 1:75



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 S1 - LINTAS JALUR
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
 GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
 JAWA TIMUR
 DENGAN SISTEM RANGKA
 PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENYETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir.MS
 DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
 3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL TANGGA 5m

1 : 15

KODE GBR

NO. LEMBAR

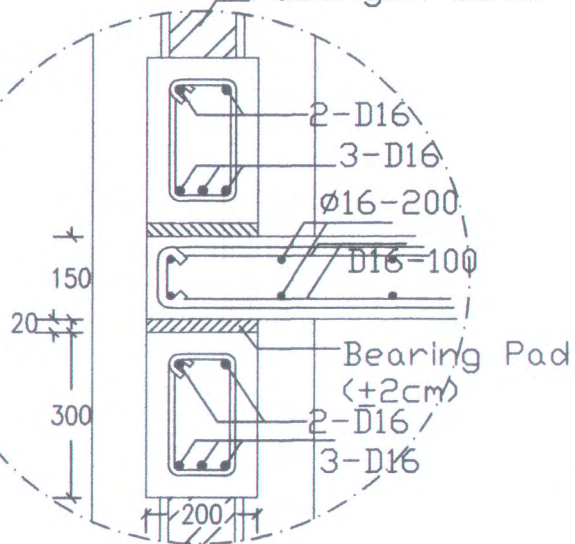
JML LEMBAR

STR

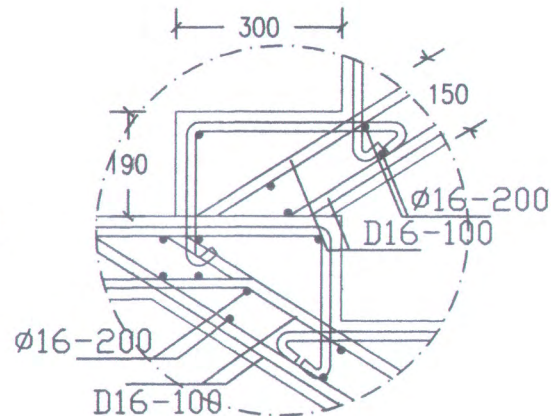
13

22

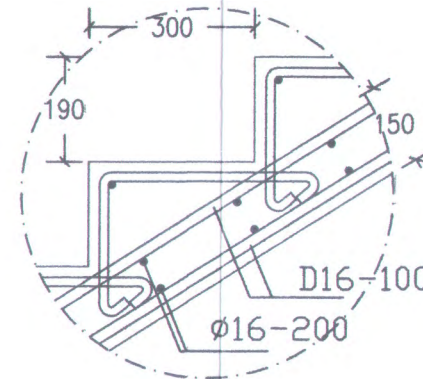
Pasangan bata



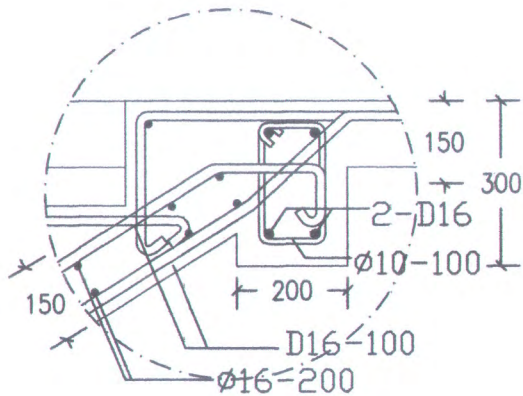
Detail A



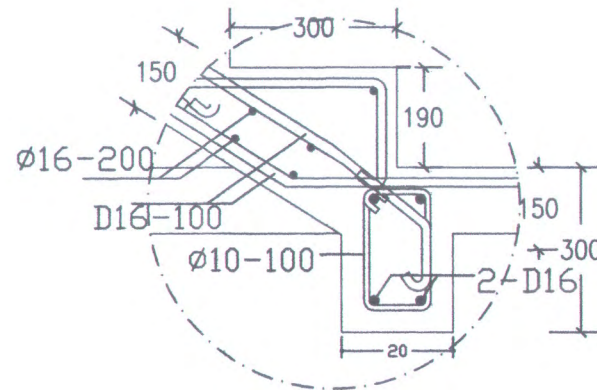
Detail B



Detail C



Detail D



Detail E



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENYETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir.MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH, POTONGAN,
& PENULANGAN TANGGA 4m

1 : 75

KODE GBR

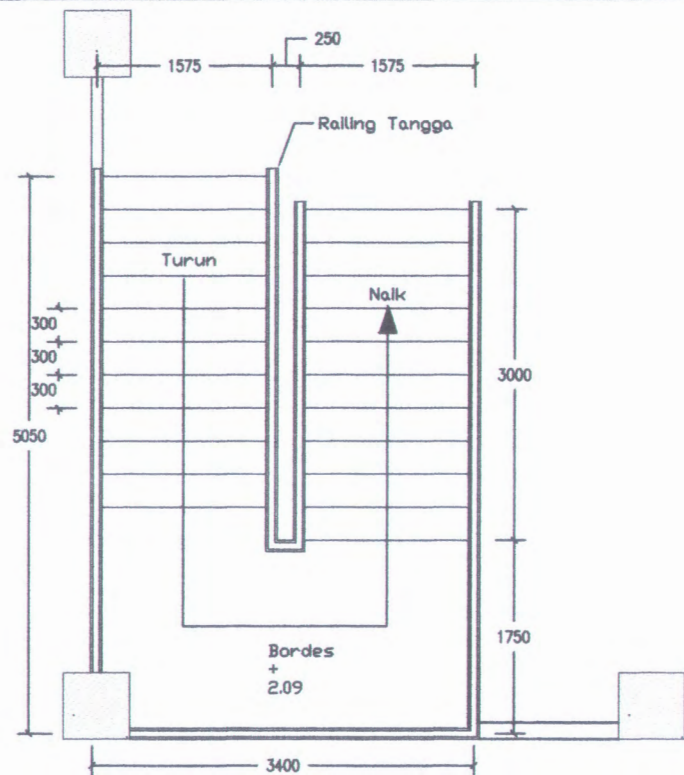
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

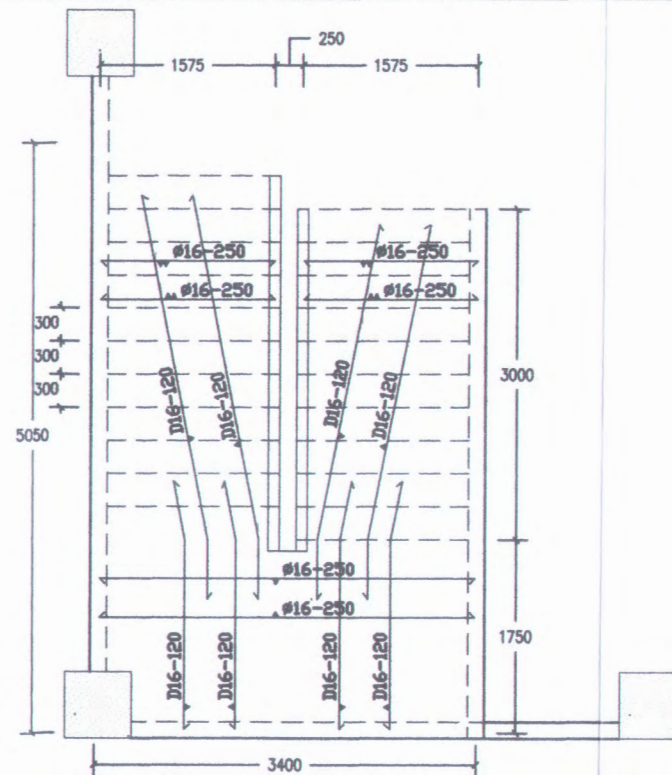
STR

14

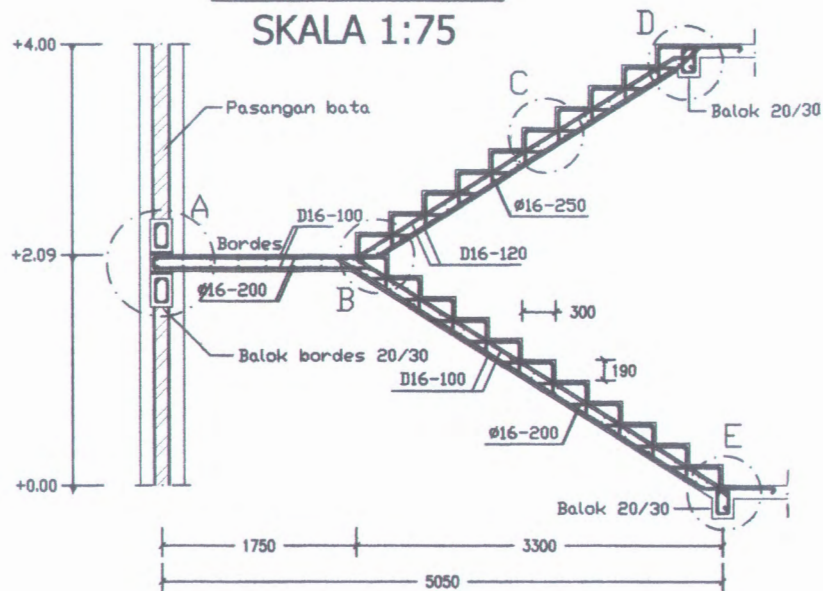
22



DENAH TANGGA
SKALA 1:75



PENULANGAN TANGGA
SKALA 1:75



POTONGAN TANGGA
SKALA 1:75



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir,MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL TANGGA 4m

1 : 15

KODE GBR

NO. LEMBAR

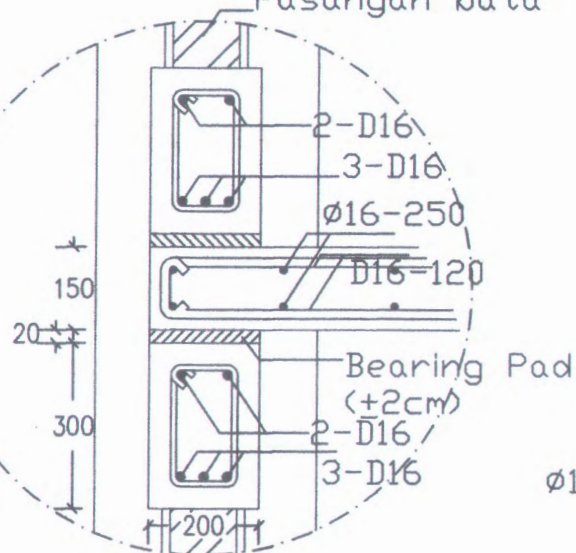
JML LEMBAR

STR

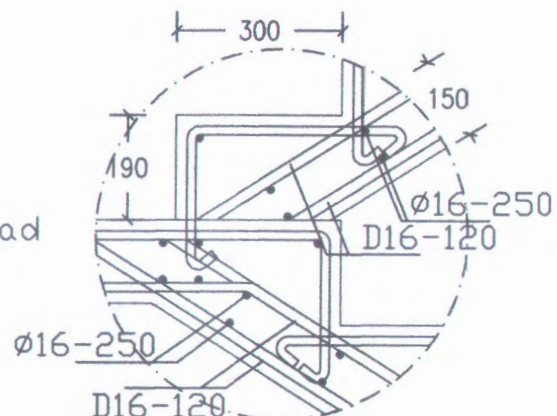
15

22

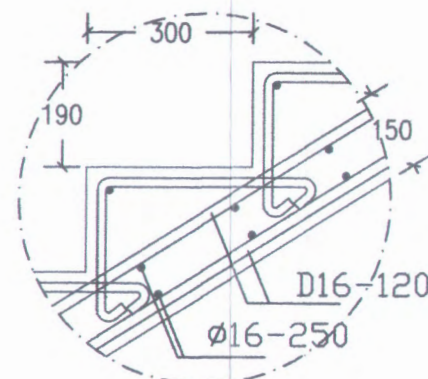
Pasangan bata



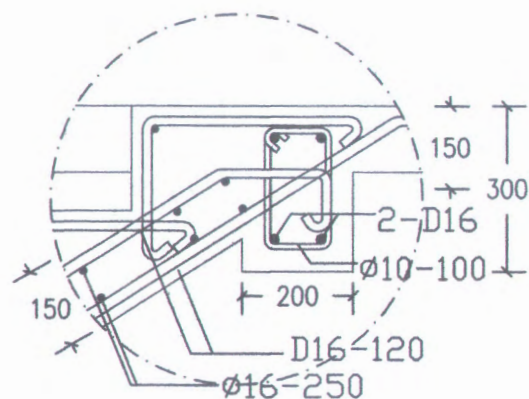
Detail A



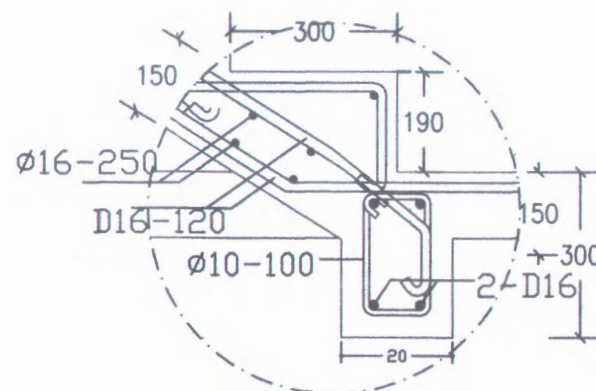
Detail B



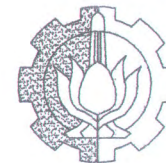
Detail C



Detail D



Detail E



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, I,MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

PENULANGAN BALOK
ANAK LANTAI
TABEL PENULANGAN
BALOK ANAK

1 : 70

1 : 35

KODE GBR

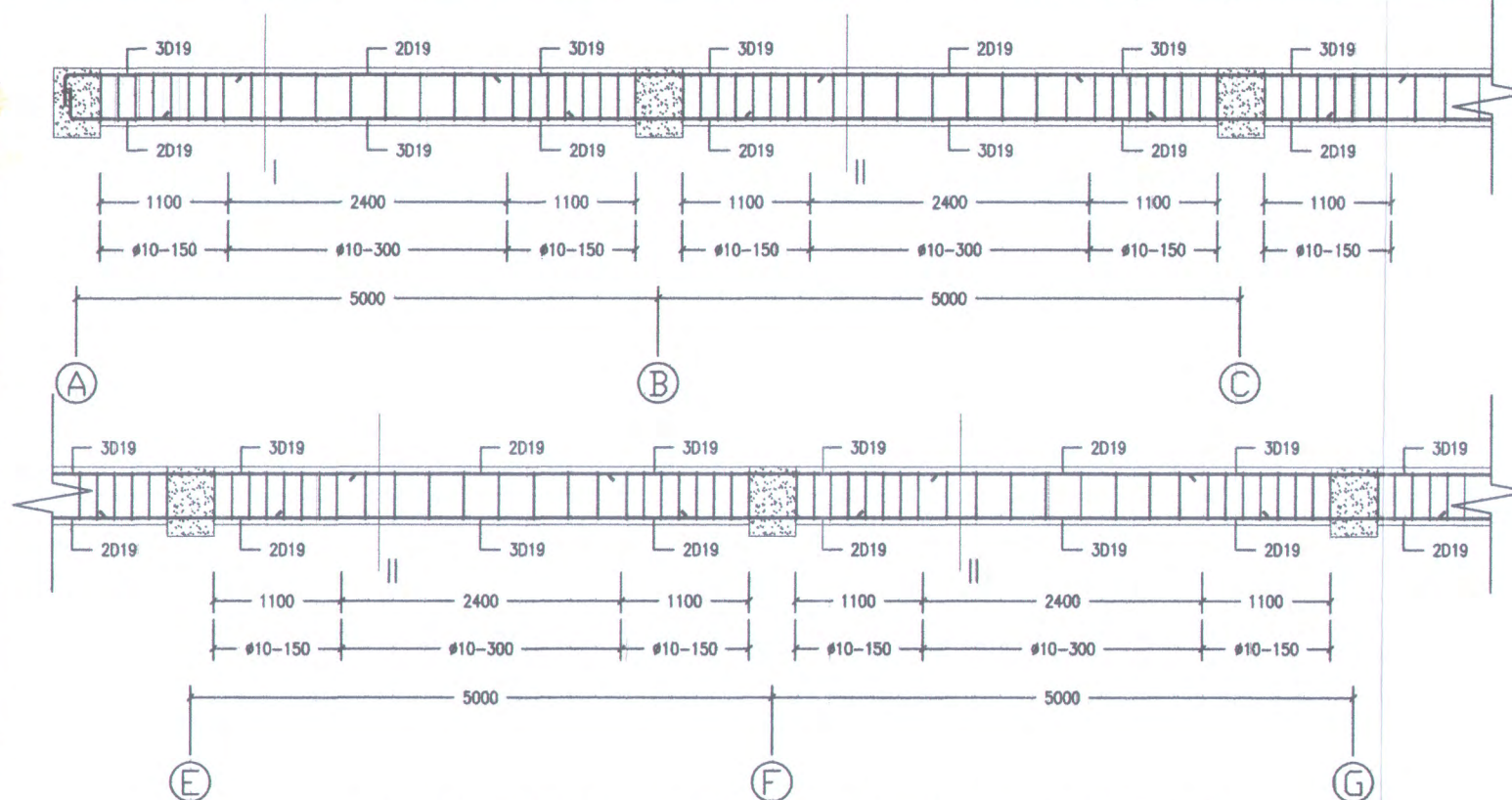
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

STR

16

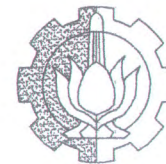
22



PENULANGAN BALOK ANAK LANTAI AS 3'
SKALA 1:70

TABEL PENULANGAN BALOK ANAK Lt 1-6

KODE BALOK	POTONGAN I		POTONGAN II		
	POSISI BALOK	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN					
DIMENSI	400 X 500	400 X 500	400 X 500	400 X 500	
TULANGAN ATAS	3 D19	2 D19	3 D19	2 D19	
TULANGAN BAWAH	2 D19	3 D19	2 D19	3 D19	
BEUGEL	Ø10 - 150	Ø10 - 300	Ø10 - 150	Ø10 - 300	
TULANGAN TORSI	2 D13	2 D13	2 D13	2 D13	



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir.MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

PENULANGAN PORTAL
MELINTANG

1 : 200

KODE GBR

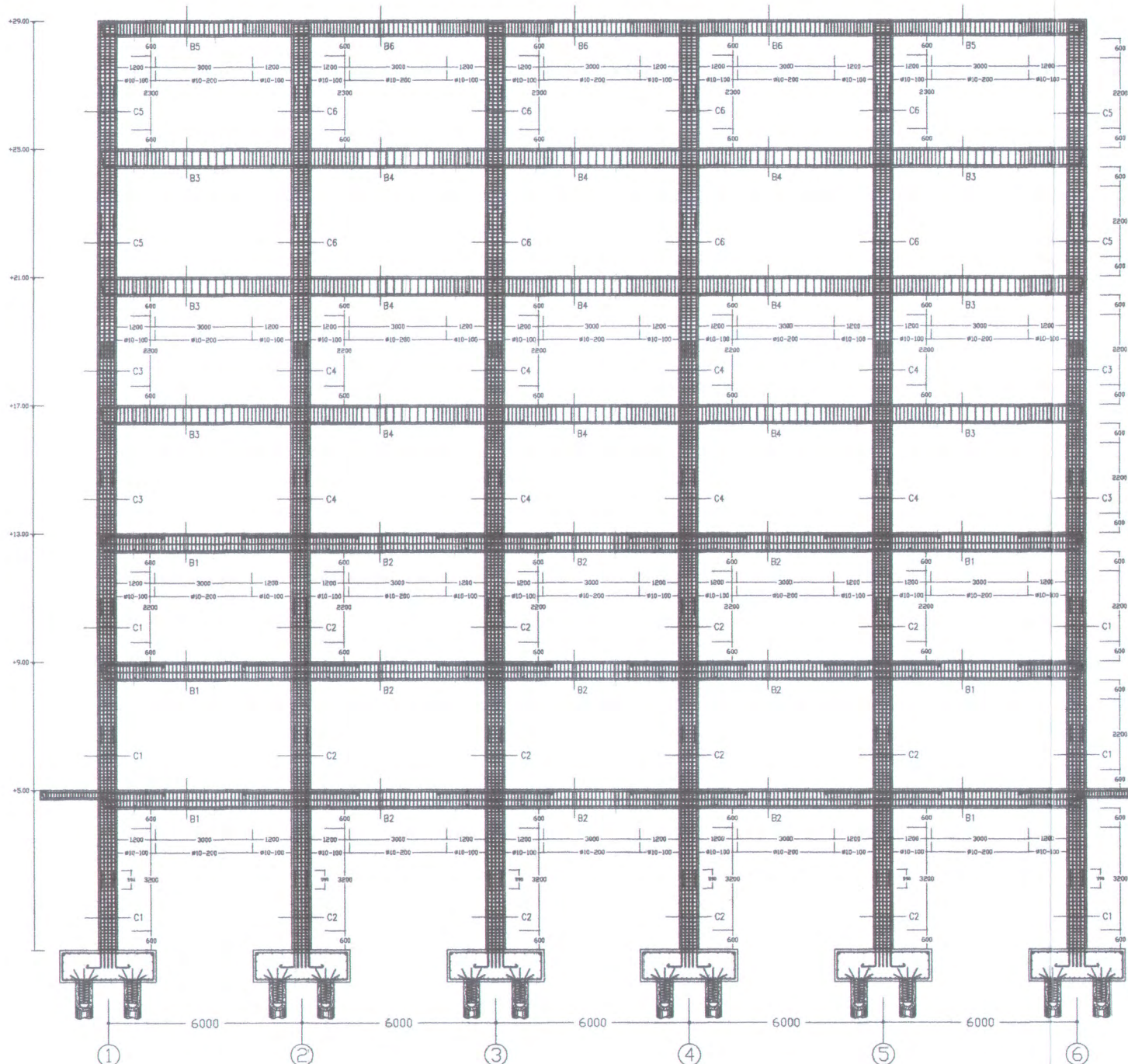
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

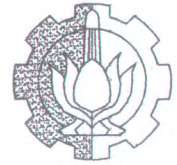
STR

17

22



PENULANGAN PORTAL MELINTANG
SKALA 1:200



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 S1 - LINTAS JALUR
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
 GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
 JAWA TIMUR
 DENGAN SISTEM RANGKA
 PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRPTO, I. MS
 DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
 3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

PENULANGAN PORTAL
 MEMANJANG

1 : 275

KODE GBR

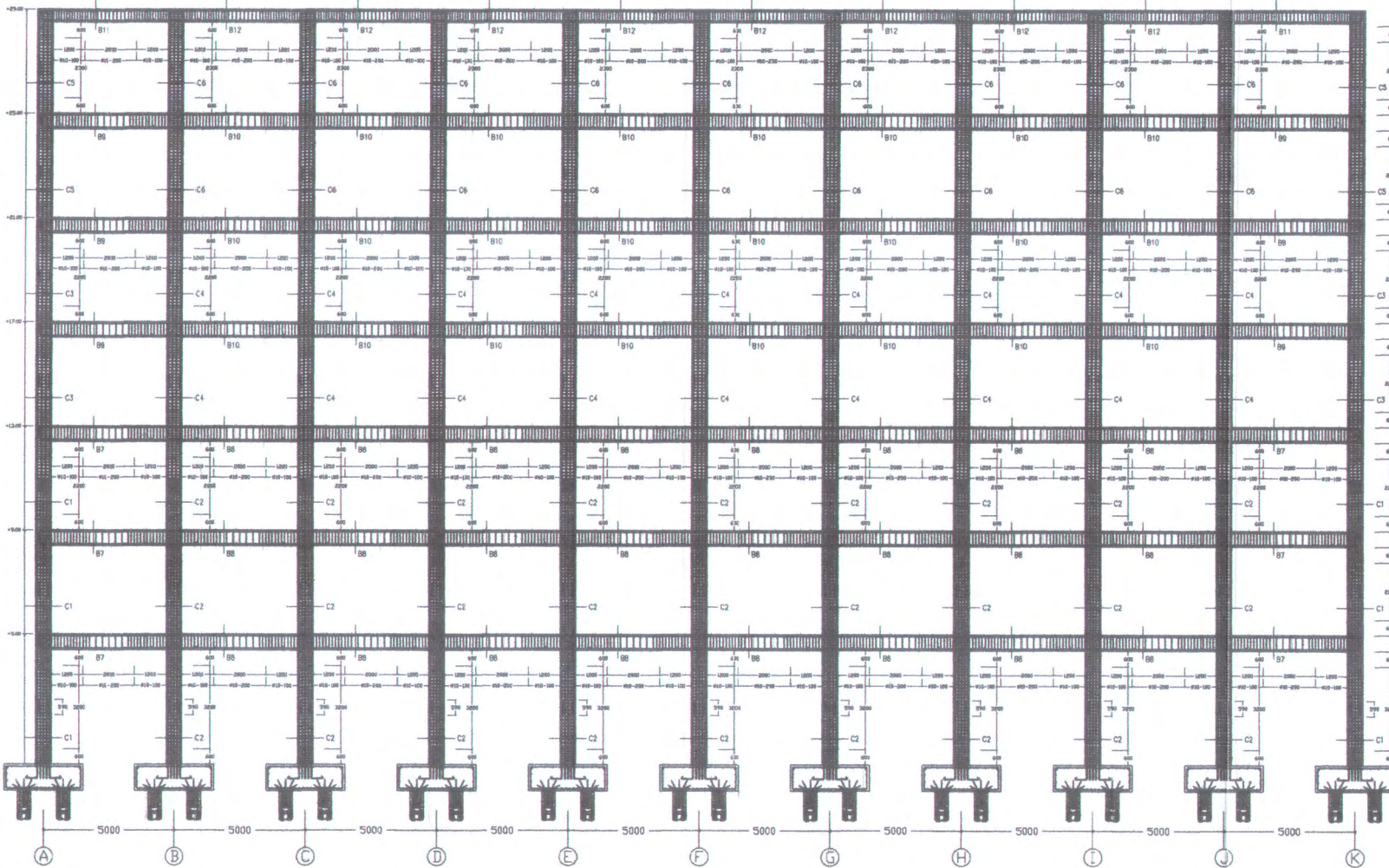
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

STR

18

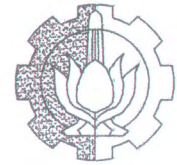
22



PENULANGAN PORTAL MEMANJANG
SKALA 1:275

TABEL PENULANGAN BALOK DAN KOLOM

KODE	B1		B2		B3		B4	
	POSISI BALOK	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
POTONGAN								
DIMENSI	400 X 600	400 X 600	400 X 600	400 X 600	400 X 600	400 X 600	400 X 600	400 X 600
TULANGAN ATAS	7 D19	3 D19	7 D19	3 D19	6 D19	3 D19	6 D19	3 D19
TULANGAN BAWAH	5 D19	4 D19	5 D19	4 D19	3 D19	4 D19	3 D19	4 D19
SENGKANG	3ø10 - 100	2ø10 - 120	3ø10 - 100	2ø10 - 120	3ø10 - 120	2ø10 - 250	3ø10 - 120	2ø10 - 250
KODE	B7		B8		B9		B10	
	POSISI BALOK	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
POTONGAN								
DIMENSI	400 X 600	400 X 600	400 X 600	400 X 600	400 X 600	400 X 600	400 X 600	400 X 600
TULANGAN ATAS	5 D19	3 D19	5 D19	3 D19	5 D19	3 D19	5 D19	3 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	4 D19	3 D19	4 D19	3 D19	4 D19	3 D19	4 D19
SENGKANG	2ø10 - 120	2ø10 - 250	2ø10 - 120	2ø10 - 250	2ø10 - 120	2ø10 - 250	2ø10 - 120	2ø10 - 250
KODE	B5		B6		B11		B12	
	POSISI BALOK	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
POTONGAN								
DIMENSI	350 X 500	350 X 500	350 X 500	350 X 500	350 X 500	350 X 500	350 X 500	350 X 500
TULANGAN ATAS	4 D19	2 D19	4 D19	2 D19	4 D19	2 D19	4 D19	2 D19
TULANGAN BAWAH	3 D19	3 D19	3 D19	3 D19	3 D19	3 D19	3 D19	3 D19
SENGKANG	2ø10 - 100	2ø10 - 150	2ø10 - 100	2ø10 - 150	2ø10 - 100	2ø10 - 150	2ø10 - 100	2ø10 - 150
KODE	C1	C2	C3	C4	C5	C6	B13	
	POSISI BALOK	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
POTONGAN								
DIMENSI	600 X 600	600 X 600	600 X 600	600 X 600	600 X 600	600 X 600	200 X 300	200 X 300
JUMLAH TULANGAN	16 D19	16 D19	14 D19	14 D19	12 D19	12 D19	2 D19	2 D19
SENGKANG DEKAT HBK	4ø12-100	4ø12-100	4ø12-100	4ø12-100	4ø12-100	4ø12-100	2 D19	2 D19
SENGKANG LUAR HBK	4ø12-125	4ø12-125	4ø12-125	4ø12-125	4ø12-125	4ø12-125	ø10 - 85	ø10 - 85



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENYETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir. MS.
DOSEN PEMBIMBING

DIREKANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

PENABELAN TULANGAN

1 : 225

KODE GBR

NO. LEMBAR

JML LEMBAR

STR

19

22



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir.MS.
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH PENULANGAN
PELAT LANTAI

1 : 300

KODE GBR

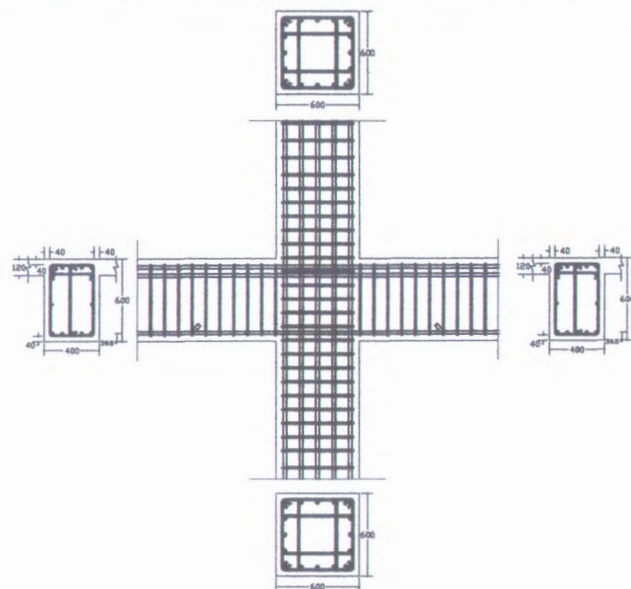
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

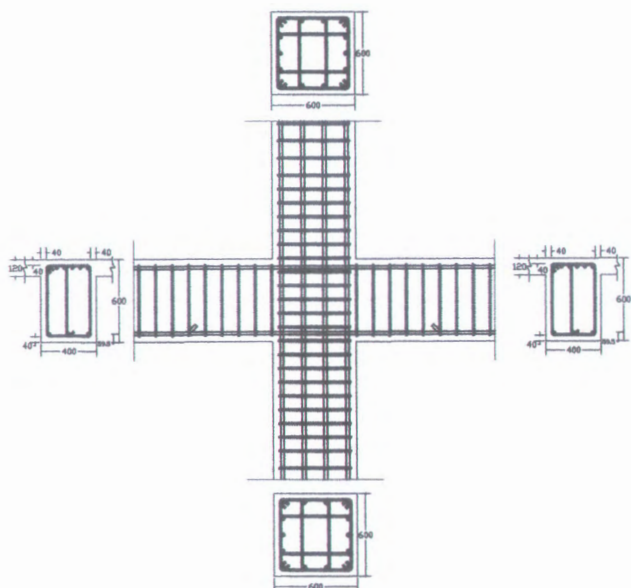
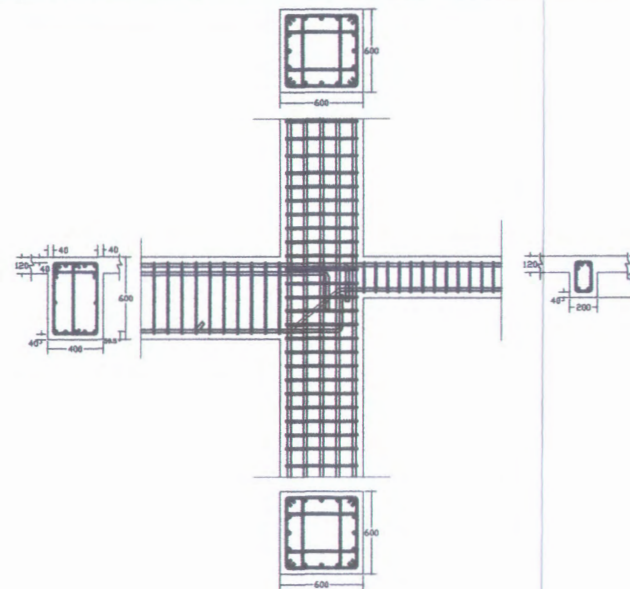
STR

20

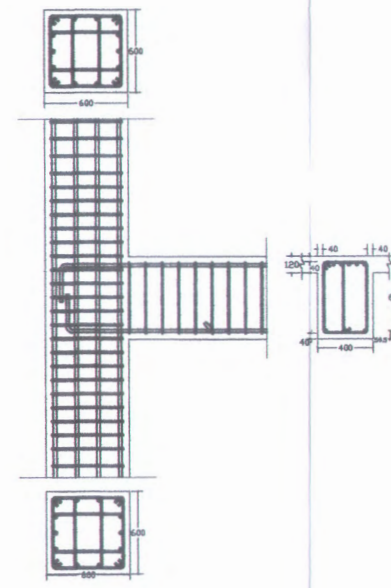
22

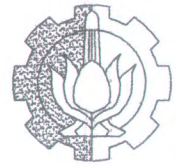


HUBUNGAN BALOK KOLOM LANTAI 1
SKALA 1:30



HUBUNGAN BALOK KOLOM LANTAI 5
SKALA 1:30





JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir. MS.
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH PONDASI

1 : 300

KODE GBR

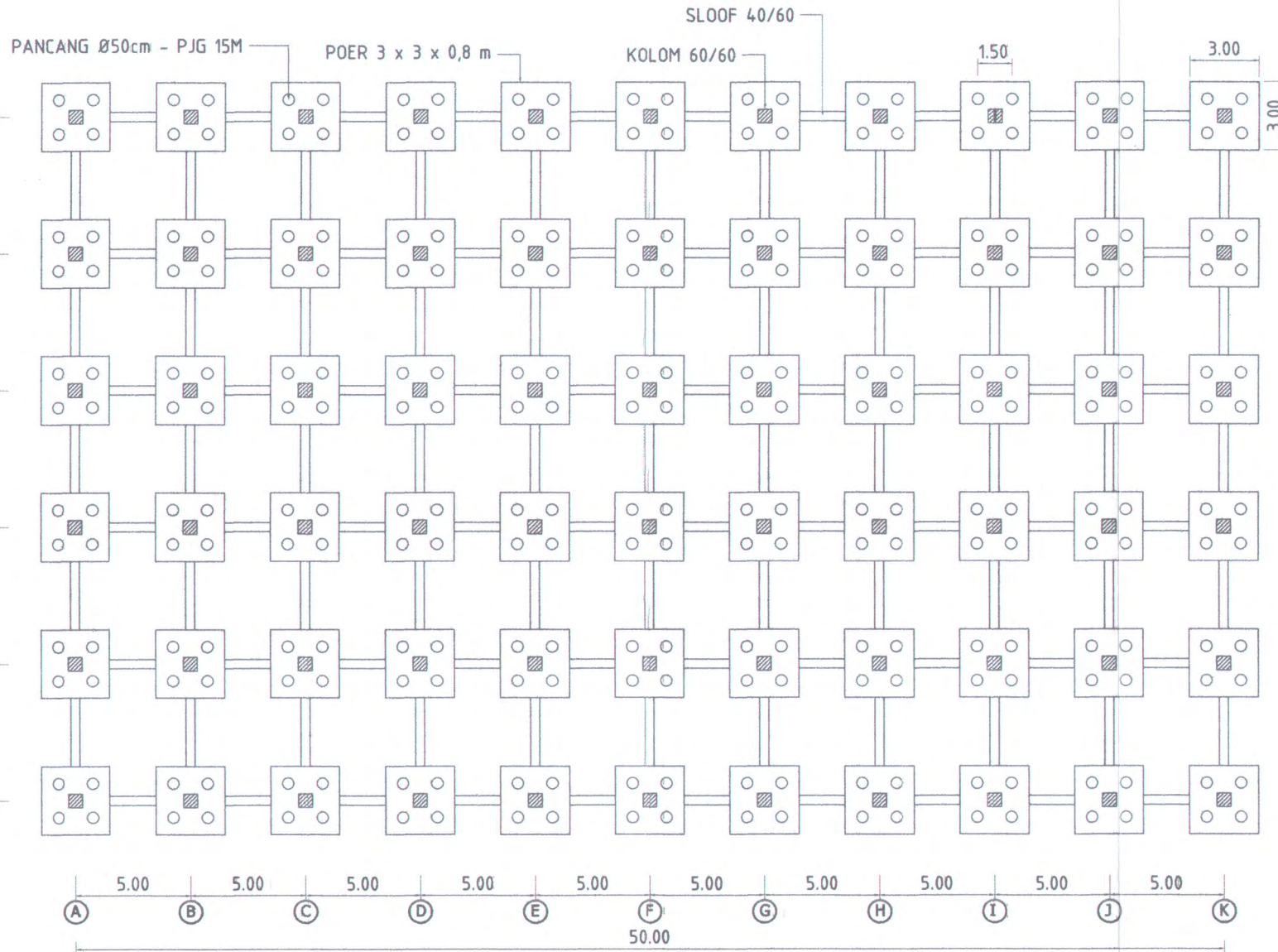
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

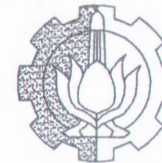
STR

21

22



DENAH PONDASI
SKALA 1:300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
S1 - LINTAS JALUR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

JUDUL

PERANCANGAN MODIFIKASI
GEDUNG DIREKTORAT JENDERAL PAJAK
JAWA TIMUR
DENGAN SISTEM RANGKA
PAMIKUL MOMEN KHUSUS

KETERANGAN

MENGETAHUI / MENSETUJUI

DIPERIKSA:
KURDIAN SUPRAPTO, Ir. MS
DOSEN PEMBIMBING

DIRENCANAKAN:
ARIA WIRA PUTRA
3104 109 610

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL PONDASI
DETAIL SLOOF

1 : 75

1 : 20

KODE GBR

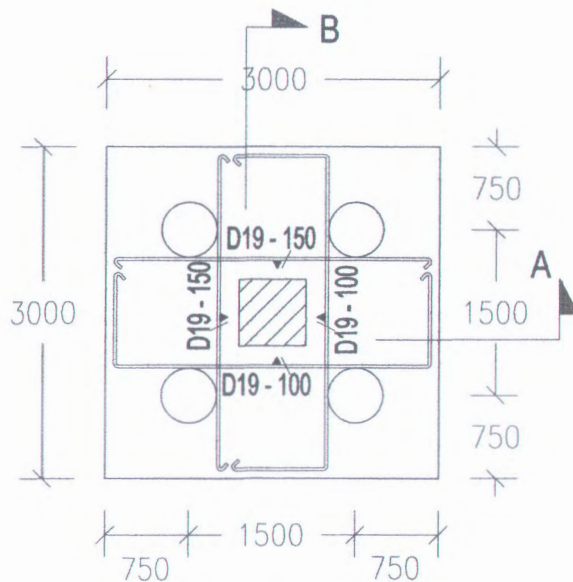
NO. LEMBAR

JML LEMBAR

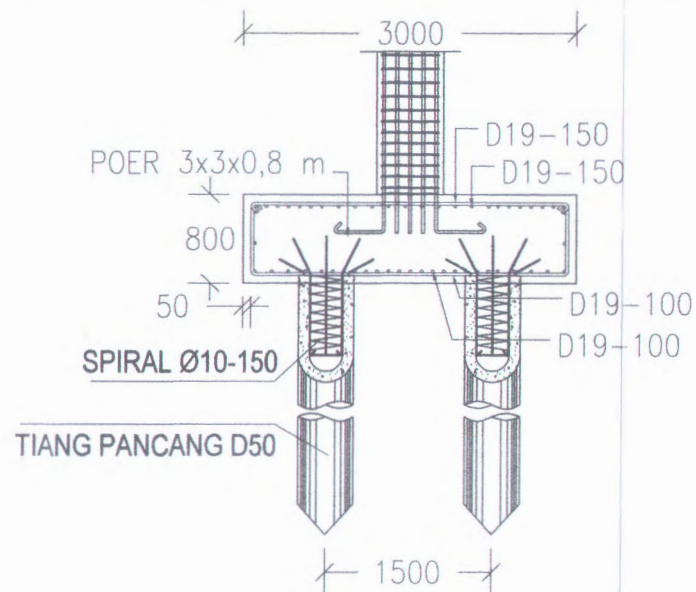
STR

22

22



DENAH PONDASI
SKALA 1:75

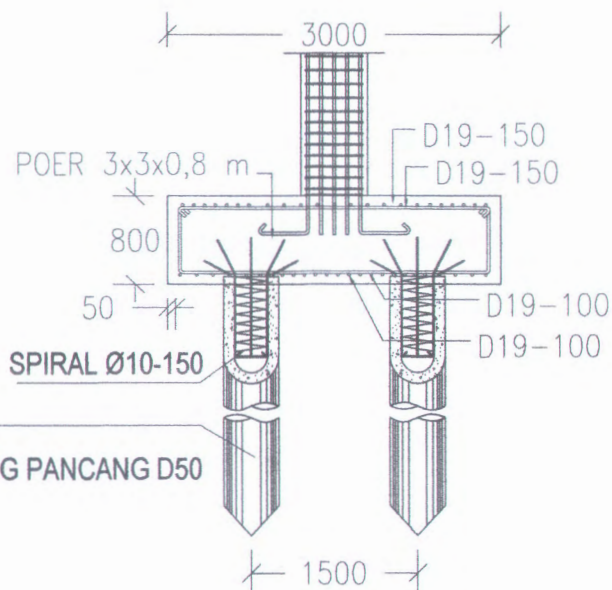


POTONGAN A-A
SKALA 1:75

TABEL PENULANGAN SLOOF 30/50

KODE BALOK	SLOOF	
	POSISI BALOK	TUMPUAN
POTONGAN		
DIMENSI	400 X 600	400 X 600
TULANGAN ATAS	5 D19	5 D19
TULANGAN BAWAH	5 D19	5 D19
SENGKANG	Ø10 - 250	Ø10 - 250

DETAIL SLOOF
SKALA 1:20



POTONGAN B-B
SKALA 1:75



Penulis dilahirkan di Bangkalan, 04 Juni 1983, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Darmawanita Burneh, SDN Burneh 1, SLTPN 1 Bangkalan dan SMUN 1 Bangkalan. Setelah lulus SMUN 1 Bangkalan tahun 2001, Penulis diterima di Jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Malang.

Kemudian Penulis melanjutkan pendidikan di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember pada tahun 2004 dan terdaftar dengan NRP. 3104 109 610.