

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG RUMAH SAKIT MATA SOLO DENGAN KOMPOSIT BAJA BETON

*Redesign Of Structures on Hospital Eye Solo using
Concrete-Steel Composites*

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu Teknik Sipil**



Fandy Ade Chandra
07.511.114

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2012**

LEMBAR PENGESAHAN
TUGAS AKHIR
PERENCANAAN ULANG STRUKTUR GEDUNG RUMAH
SAKIT MATA SOLO DENGAN KOMPOSIT BETON-BAJA

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Derajat Sarjana Satu (S1) Teknik Sipil



Disusun oleh :

Fandy Ade Chandra
07 511 114

Telah diperiksa dan disetujui Oleh,
Dosen Pembimbing

Ir. H. Ilman Noor, MSCE

Tanggal: 02-05-2012

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Sipil

Ir. H. Suharyatmo, MT

Tanggal: 21/5/2012

TUGAS AKHIR
PERENCANAAN ULANG STRUKTUR GEDUNG RUMAH
SAKIT MATA SOLO DENGAN KOMPOSIT BETON-BAJA

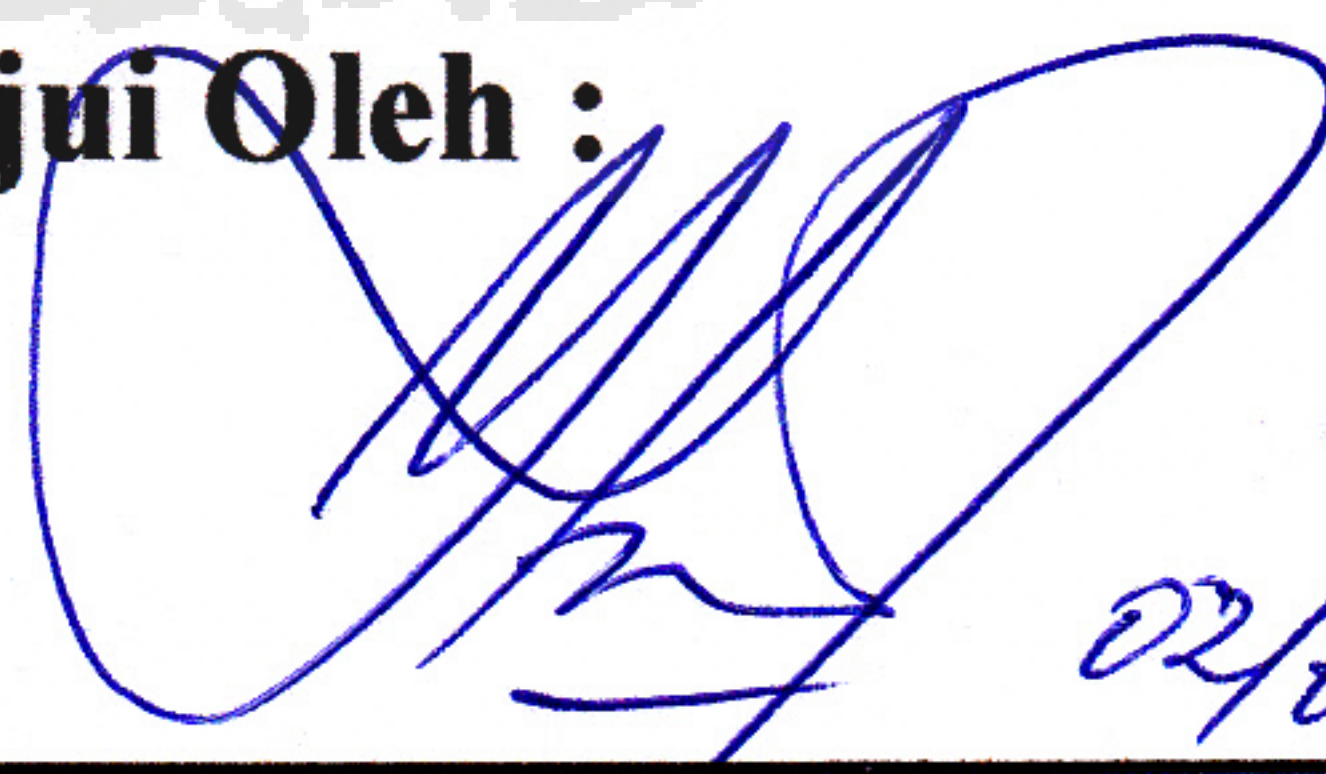
Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Derajat Sarjana Satu (S1) Teknik Sipil



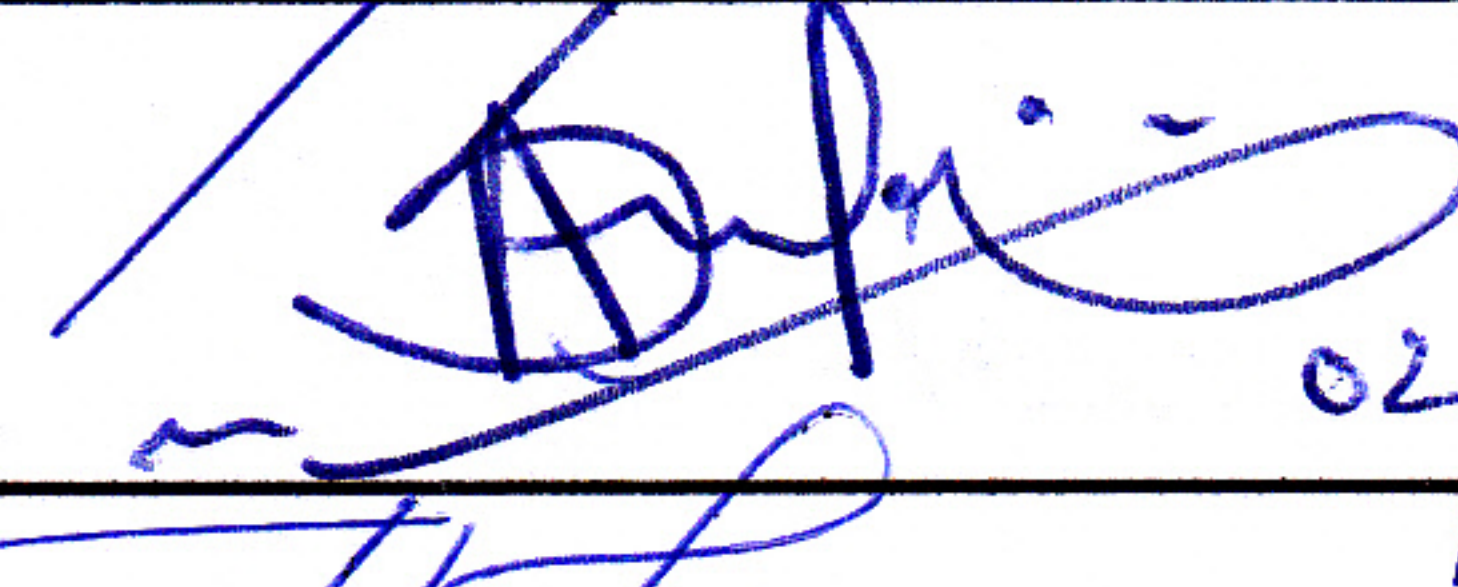
Disusun oleh :
Fandy Ade Chandra
07 511 114

Disetujui Oleh :

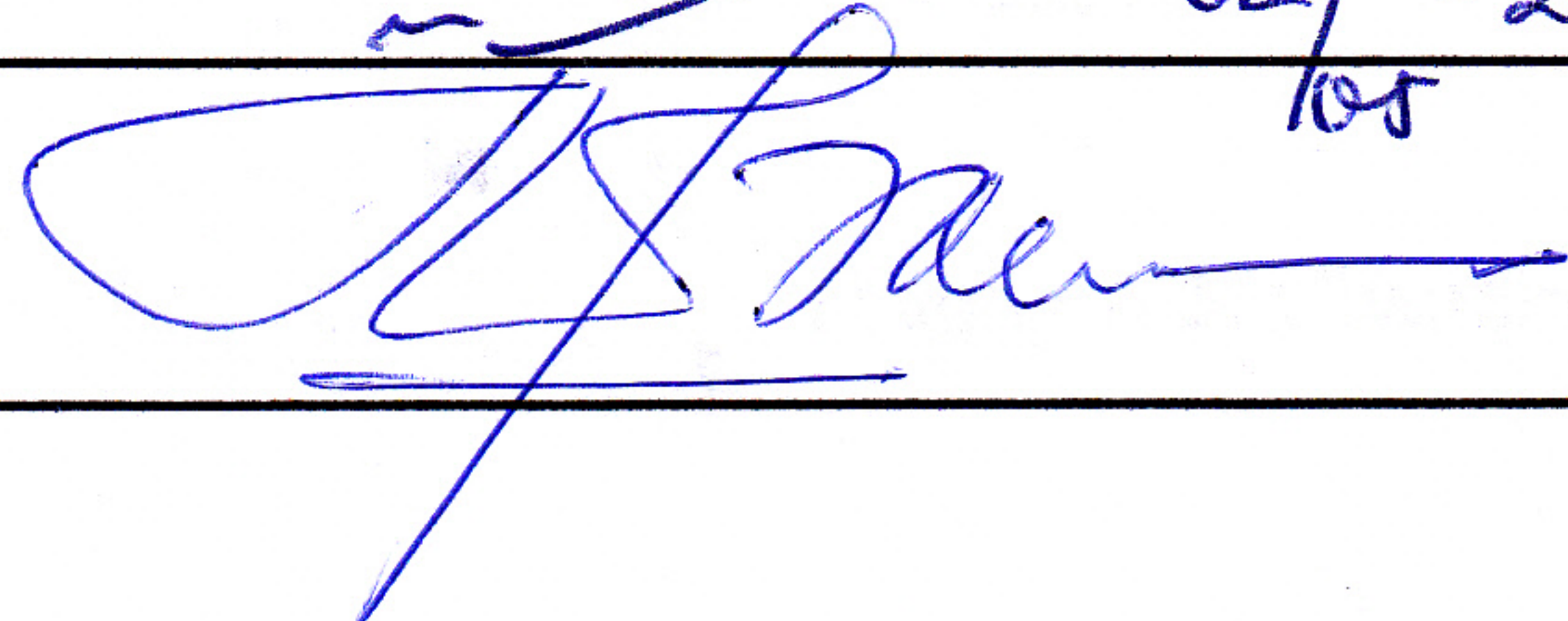
Pembimbing :
(Ir. H. Ilman Noor, MSCE)


02/05-2012

Penguji :
(Ir. H. Much.Samsudin, MT)


02/05-2012

Penguji :
(Ir. Helmy Akbar Bale, MT)


02/05-2012

PERNYATAAN BEBAS PLAGIARISME

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Fandy Ade Chandra
No. Mahasiswa : 07 511 114
Jurusan : Teknik Sipil
Email : fanz_ade@yahoo.com

dengan ini menyatakan bahwa :

1. Tugas akhir ini adalah asli dan belum pernah diajukan untuk mendapatkan gelar kesarjanaan di suatu perguruan tinggi.
2. Data dan proses analisa yang diperoleh adalah benar-benar ada dan saya kerjakan.
3. Dalam karya tulis ini tidak terdapat karya atau pendapat orang lain, kecuali yang secara tertulis dengan jelas dicantumkan sebagai acuan dalam naskah dengan disebutkan nama pengarang dan dicantumkan dalam daftar pustaka.

Demikian surat pernyataan ini apabila kemudian hari terbukti bahwa pernyataan ini tidak benar maka saya sanggup menerima hukuman/sangsi sesuai peraturan yang berlaku.

Yogyakarta, Maret 2012

Penyusun,

Materai

(Fandy Ade Chandra)

ABSTRAK

Beton merupakan suatu bahan yang mempunyai kekuatan yang tinggi terhadap tekan, akan tetapi mempunyai kekuatan yang relative kecil terhadap tarik. Rendahnya kemampuan beton terhadap kekuatan tarik dapat menyebabkan retak pada beton. Karena kekurangan beton tersebut, maka dapat digunakan komposit baja beton. Balok komposit merupakan campuran beton dengan baja profil, dimana pada beton bertulang gaya-gaya tarik yang dialami suatu elemen struktur dipikul oleh besi tulangan, tetapi pada beton komposit ini gaya-gaya tarik yang terjadi pada suatu elemen struktur dipikul oleh profil baja.

Metode perencanaan struktur baja terdapat 2 macam, yaitu LRFD (*Load And Resistance Factor Design*) dan ASD (*Allowable Stress Design*). Prinsip analisis dengan metode LRFD adalah beban beban yang terjadi dikalikan dengan faktor beban dan kapasitas nominalnya dikalikan dengan faktor yang nilainya tidak lebih dari satu. Sedangkan pada metode ASD menggunakan analisis tegangan kerja yaitu kekuatan nominalnya di bagi dengan faktor keamanan sehingga tegangan yang terjadi tidak melampaui tegangan lelehnya.

Dalam Tugas Akhir ini dilakukan perencanaan ulang Gedung Rumah Sakit Mata Solo menggunakan komposit baja beton. Metode perencanaan dilakukan dengan menggunakan metode LRFD, Perencanaan ulang yang dilakukan meliputi : atap baja, pelat beton bertulang, balok komposit, kolom komposit, base plate, tangga, pondasi tiang pancang dan RAB struktur.

Hasil dari Perencanaan ulang ini adalah untuk perencanaan atap menggunakan profil baja *light lip channel*. Untuk balok induk bentang 8 m menggunakan profil W14 x38, balok induk bentang 6 m menggunakan profil W14 x 35, dan bentang 4 m menggunakan profil W5 x 16. Sedangkan untuk kolom menggunakan profil W14 x120 dengan diselubungi beton dengan dimensi 45 x 45 cm. Untuk desain pelat menggunakan beton bertulang, baik pelat atap, lantai dan bordes. Untuk desain pondasi tiang pancang, diameter tiang 30 cm dan panjang 11 m, dengan dimensi *head pier* 1,5 x 1,5 x 0,5 m. Untuk base plate memiliki dimensi 60 x 62,5 cm. Sedangkan untuk RAB struktur komposit sebesar Rp. 3.688.180.000,00.

Kata kunci : gedung, baja-beton, komposit

MOTTO

Manfaatkanlah peluang yang ada dan cobalah untuk melakukannya, walaupun terkadang peluang itu sangat kecil / kita dianggap orang lain tidak mampu melakukannya.

(Fandy Ade Chandra)

Keberuntungan tidak akan pernah terjadi jika kita tidak membuat celah keberuntungan itu menginggapí kita.

(Fandy Ade Chandra)

PERSEMBAHAN

Tugas Akhir ini saya persembahkan kepada kedua orang tua saya yang selalu mendoakan, mendukung, dan member semangat akan terselesaikan dengan baik.

Persembahan selanjutnya saya berikan kepada kakak saya Ferry Wahyu Ardianto, Shanty Elda Mayasari serta Bulek saya Yetti dan Sepupu saya Toha dan Arum yang memberi support dan selalu mengingatkan saya agar tugas akhir ini cepat selesai.

KATA PENGANTAR

Bismillahirrahmaanirrahiim

Assalamu'alaikum Wr. Wb

Alhamdulillah rabbil'alamiin, puji syukur kehadiran Allah SWT yang telah memberikan hidayah, kesempatan, dan kemudahan dalam menjalankan amanah sehingga tugas akhir yang berjudul *"PERENCANAAN ULANG GEDUNG RUMAH SAKIT MATA SOLO DENGAN STRUKTUR KOMPOSIT BETON-BAJA"* terselesaikan pada waktu yang telah ditentukan.

Tugas Akhir yang merupakan salah satu syarat untuk mencapai derajat sarjana S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Selama pengerjaan Tugas Akhir telah banyak mendapat bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu dalam kesempatan ini disampaikan ucapan terima kasih kepada:

1. Yth Prof. Ir. Mochammad Teguh, MSCE, Ph.D, Selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan UII.
2. Yth Ir. Suharyatmo, MT, Selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil.
3. Yth Ir. H. Ilman Noor, MSCE, selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir atas bimbingan, waktu dan semua ilmu yang diberikan.
4. Dosen penguji saya yang telah memberikan masukan-masukan.
5. Bapak dan Ibuku tercinta Babe Sawidjo dan Ibu tercinta Sri Wahyuni yang telah memberikan dorongan dan semangat baik moral maupun material selama pendidikan dan penulisan tugas akhir ini.

6. Mas Ferry Wahyu Ardianto, Mbak Shanty Elda Maya Sari, Mbak Siti, Mas Ikhwan, dan ponakan-ponakan ku tersayang Nadia, Azzam, dan Alim, tak lupa kepada sepupuku Toha dan Arum seluruh keluarga yang sangat saya hormati, terimakasih atas support dan doanya.
7. Seluruh Keluarga saya baik yang di Cirebon maupun di Kulon Progo, saya ucapkan terima kasih atas dukungan dan doanya.
8. Terhormat dan selalu membekas dihati teman-teman Sipil 2007 yang telah melewati berbagi liku kehidupan dikampus dari malam kasih sayang sampai yang senang –senang. Pengalaman berkecimpungan dalam makrab, HMTS, Futsal bareng, jalan-jalan bareng tak akan pernah terlupakan. Pasti !!!!
9. Teman- teman debat saya yang tak ada habisnya Kesit, Hanafi, Aar, Ari, Guntur, Aan, Rizal, Arif, Erwan, Nunu, Fikri, Iqbal mari kita sukses bersama.
10. Semua pihak yang tidak dapat Penyusun sebutkan satu persatu baik langsung maupun tidak langsung ikut membantu dan menyelesaikan tugas akhir ini.

Disadari bahwa laporan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangannya. Oleh karena itu, diharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun demi perbaikan Tugas Akhir ini dan semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi bagi semua pihak.

Wassalaamu'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, Maret 2012

Penulis

Fandy Ade Chandra

DAFTAR ISI

Halaman Judul.....	i
Lembar Pengesahan	ii
Lembar Persetujuan.....	iii
Surat Pernyataan.....	iv
Abstrak	v
Motto	vi
Persembahan	vii
Kata Pengantar	ix
Daftar Isi.....	xi
Daftar Gambar.....	xvi
Daftar Tabel	xviii
Daftar Notasi	xx
 BAB I PENDAHULUAN	 1
1.1 Latar Belakang	2
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan	2
1.4 Manfaat	3
1.5 Batasan Masalah	3
1.6 Lokasi Bangunan	4
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	 5
2.1 Umum	5
2.2 Struktur Komposit Baja-Beton	5
2.2.1 Baja.....	5
2.2.2 Beton	6
2.2.3 Komposit	6
2.2.4 Sambungan	6

2.3 Penelitian Sebelumnya.....	7
2.3.1 Perencanaan Ulang.....	8
2.3.2 Perencanaan Struktur.....	8
BAB III LANDASAN TEORI.....	10
3.1 Umum	10
3.2 Jenis Pembebanan Struktur	10
3.3 Metode LRFD	15
3.4 Perencanaan Atap	15
3.4.1 Perencanaan Batang Lentur (Gording).....	16
3.4.2 Perencanaan Batang Tekan	18
3.4.3 Perencanaan Batang Tarik.....	19
3.4.4 Perencanaan Sambungan Baut	19
3.5 Perencanaan Pelat	19
3.5.1 Menentukan Tebal Minimum pelat	19
3.5.2 Menentukan Momen Lentur Pelat yang terjadi	20
3.5.3 Menentukan Tinggi manfaat (d) arah x dan arah y	21
3.5.4 Menentukan Luas Tulangan (As) arah x dan arah y	21
3.5.5 Kontrol kapasitas Lentur yang terjadi	22
3.6 Balok Komposit	23
3.6.1 Kekuatan Balok Komposit dengan Penghubung geser	24
3.6.2 Lebar efektif balok komposit	25
3.6.3 Menghitung Momen nominal.....	26
3.6.4 Penghubung Geser.....	27
3.6.5 Kontrol Lendutan (Deflection).....	28
3.7 Kolom Komposit.....	28
3.8 Sambungan.....	32
3.8.1 Perencanaan Sambungan	32
3.8.2 Sambungan Baut.....	32
3.8.3 Sambungan Las	33
3.9 Perencanaan Pondasi.....	33

BAB IV METODE PERENCANAAN	36
4.1 Data Perencanaan.....	36
4.2 Data	36
4.2.1 Data Struktur	36
4.2.2 Denah dan Model Struktur	37
4.3 Analisis Perencanaan	39
4.3.1 Tahap Analisis	39
4.3.2 Waktu Pelaksanaan dan Jadwal Penelitian.....	40
 BAB V PERENCANAAN STRUKTUR	 41
5.1 Perencanaan Atap	41
5.1.1 Perencanaan Gording	41
5.1.1.1. Pembebanan Gording	42
5.1.1.2. Dimensi Gording	44
5.1.1.3. Kontrol Lendutan	46
5.1.2 Perencanaan Kuda-Kuda Profil Baja	48
5.1.2.1 Perencanaan Batang Tarik.....	49
5.1.2.2 Perencanaan Batang Tekan	53
5.1.2.3 Perencanaan Sambungan Baut	58
5.2 Pembebanan dan Estimasi Dimensi Pada Struktur Komposit	62
5.2.3. Pembebanan Pelat Lantai dan Atap.....	62
5.2.4. Beban-Beban Tambahan	63
5.3 Perhitungan Gaya Gempa Dasar.....	66
5.4 Perhitungan Pelat Lantai	73
5.4.1. Perhitungan Pelat Lantai	74
5.4.2. Perhitungan Tebal Pelat Lantai	74
5.5 Perencanaan Balok Induk Komposit.....	84
5.5.1. Perhitungan Balok Induk Komposit B-255	84
5.5.1.1 Analisa Kapasitasr Lentur Negatif	85
5.5.1.2 Analisa Kapasitas Lentur Positif	87

5.5.1.3 Analisa Geser	88
5.5.1.4 Perencanaan Penghubung Geser	89
5.5.2. Perhitungan Balok Induk Komposit B-225	91
5.5.2.1 Analisa Kapasitasr Lentur Negatif	92
5.5.2.2 Analisa Kapasitas Lentur Positif	94
5.5.2.3 Analisa Geser	95
5.5.2.4 Perencanaan Penghubung Geser	96
5.6 Perencanaan Balok Anak	97
5.6.1. Kondisi Balok Anak Sebelum Komposit	98
5.6.1.1 Pembebanan Balok Anak Sebelum Komposit	98
5.6.1.2 Momen, Gaya geser, Lendutan yang terjadi	99
5.6.1.3 Kontrol Lendutan, Kekuatan Penampang dan Geser ...	100
5.6.2. Kondisi Balok Anak Setelah Komposit	101
5.6.2.1 Pembebanan Balok Anak Setelah Komposit	101
5.6.2.2 Momen, Gaya geser, Lendutan yang terjadi	102
5.6.2.3 Kontrol Lendutan dan Geser	103
5.6.3. Perencanaan Penghubung Geser	106
5.7 Perencanaan Kolom	108
5.7.1. Kontrol Luas Minimum Profil Baja	108
5.7.2. Kontrol Jarak dan Luas Tulangan	108
5.7.3. Tegangan Leleh Modifikasi	109
5.7.4. Modulus Elastisitas Modifikasi	109
5.7.5. Menghitung Kuat Tekan dan Gaya Aksial Kolom	110
5.7.6. Kuat Nominal Komposit dan Aksial Kolom Komposit	112
5.8 Perencanaan Sambungan	113
5.8.1 Sambungan Kolom-Balok	113
5.8.2 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk	123
5.9 Base Plate	127
5.9.1. Sambungan Las	127
5.9.2. Perhitungan Base Plate	128
5.9.3. Perhitungan Baut Angkut	131

5.10	Perencanaan Tangga	133
5.10.1	Perencanaan Dimensi Tangga	133
5.10.2	Perencanaan <i>Uptrade</i> dan <i>Antrade</i>	133
5.10.3	Analisis Struktur Tangga	135
5.10.4	Desain Tulangan Tangga dan Bordes	136
5.10.5	Perencanaan Balok Bordes.....	138
5.11	Perencanaan Pondasi.....	139
5.12	Rencana Anggaran Biaya.....	153
BAB VI	PEMBAHASAN.....	155
6.1	Tinjauan Umum	155
6.2	Hasil Desain	155
6.2.1	Rangka Atap Baja.....	155
6.2.2	Gaya Geser Gempa Dasar	156
6.2.3	Pelat	156
6.2.4	Balok	157
6.2.5	Kolom.....	157
6.2.6	Sambungan Profil Baja.....	157
6.2.7	Base Plate	158
6.2.8	Tangga	159
6.2.9	Pondasi	159
6.2.10	RAB (Rencana Anggaran Biaya).....	159
BAB VII	KESIMPULAN DAN SARAN	161
7.1	Kesimpulan	161
7.2	Saran	161
	DAFTAR PUSTAKA	162
	LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 5.1 Struktur Rangka Atap

Gambar 5.2 Arah Pembebanan Gording

Gambar 5.3 Lendutan Arah Y (a) dan Arah X (b)

Gambar 5.4 Kuda-kuda profil baja

Gambar 5.5 Batang Tarik yang Ditinjau

Gambar 5.6 Batang tekan yang ditinjau

Gambar 5.7 Portal Gedung Rumah Sakit Mata Solo

Gambar 5.8 Lift Standrt Mid Rise (Merk SIGMA)

Gambar 5.9 Peta spektrum respons percepatan perioda 0.2 detik (SS) dengan redaman 5% di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.

Gambar 5.10 Peta spektrum respons percepatan perioda 1.0 detik (S1) dengan redaman 5% di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50

Gambar 5.11 Koefisien C_{rs} (untuk periode pendek, 0,2 dt)

Gambar 5.12 Koefisien C_{rs} (untuk periode panjang, 1,0 dt)

Gambar 5.13. Denah Pelat Lantai yang ditinjau pada lantai 3

Gambar 5.14. Pelat Atap Tampak Atas

Gambar 5.15. Kode Denah Balok

Gambar 5.16 Gaya-gaya yang Bekerja pada Profil T

Gambar 5.17 Detail Sambungan Kolom dengan Balok Induk

Gambar 5.18 Detail Plat siku pada gelagar

Gambar 5.19 Detail Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Gambar 5.20 Desain Base Plate (Tampak Atas)

Gambar 5.21 Penampang horisontal tangga

Gambar 5.22 Dimensi uptrade dan antrede

Gambar 5.23 Kondisi tanah setempat

Gambar 5.24 Grafik Hubungan k & n

Gambar 5.25 Faktor Kapasitas dukung ujung N_c dan N_q

Gambar 5.26 Bidang Geser Satu Arah

Gambar 5.27 Bidang Geser Dua Arah

Gambar 5.28 Tulangan Pile Cap

DAFTAR TABEL

- Tabel 5.1 Pembebanan dan Momen pada Gording
- Tabel 5.2 Kombinasi Beban Terpusat
- Tabel 5.3 Kombinasi Beban Merata
- Tabel 5.4 Kombinasi Momen Berdasarkan Pembebanan LRFD
- Tabel 5.5 Gaya –gaya Batang Tarik Pada Rangka Kuda-Kuda profil baja
- Tabel 5.6 Hasil Perhitungan batang-batang Tarik pada rangka baja
- Tabel 5.7 Gaya –gaya Batang Tekan Pada Kuda-kuda profil baja
- Tabel 5.8 Hasil Perhitungan batang-batang Tekan pada kuda-kuda baja
- Tabel 5.9 Beban Mati pada Pelat Tangga
- Tabel 5.10 Beban Mati pada bordes
- Tabel 5.11. Faktor amplifikasi untuk periode pendek (F_a).
- Tabel 5.12 Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v).
- Tabel 5.13 Hasil Perhitungan S_a untuk pembuatan Grafik Spektrum Respon
- Tabel 5.14 Gaya-gaya gempa pada tiap lantai (Kg)
- Tabel 5.15 Koefisien PBI 1971
- Tabel 5.16 Rekap Perhitungan Pelat Lantai 2 Arah (PL A)
- Tabel 5.17 Rekap Perhitungan Pelat Atap 2 arah (PA)
- Tabel 5.18 Gaya geser pada keliling Permukaan Tiang

Tabel 5.19 Rencana Anggaran Biaya Gedung Rumah Sakit Mata Solo dengan struktur Komposit Beton-Baja



DAFTAR NOTASI

A	=	Luas tulangan tarik non-prategang, mm^2
a	=	Tebal balok beton desak, mm
A_g	=	Luas bruto penampang, mm^2
A_j	=	Luas efektif hubungan balok-kolom, mm^2
A_0	=	Percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh gempa rencana yang bergantung pada wilayah gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada.
A_s	=	Luas tulangan tekan, mm^2
$A_{s,\min}$	=	Luas minimum tulangan lentur, mm^2
A_{st}	=	Luas total tulangan longitudinal (batang tulangan atau baja profil), mm^2
b	=	Lebar muka tekan komponen struktur, mm
b_0	=	Keliling penampang kritis, mm
b_w	=	Lebar badan, mm
	=	Jarak dari serat tekan terluar ke garis netral, mm
C	=	Nilai faktor respon gempa berlaku untuk wilayah gempa tertentu dan untuk jenis tanah tertentu pula
C_c	=	Kuat tekan beton
C_u	=	Nilai kohesi tanah
d	=	Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik, mm
d_s	=	Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik, mm
d'	=	Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan, mm
D	=	Diameter, mm
d_b	=	Diameter nominal batang tulangan, kawat, mm
E_c	=	modulus elastisitas beton, MPa

E_s	=	modulus elastisitas tulangan, MPa
f'_c	=	Kuat tekan beton karakteristik, MPa
f_s	=	Tegangan dalam tulangan yang dihitung pada kondisi beban kerja, MPa
f_y	=	Kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan non-prategang, MPa
g	=	Percepatan gravitasi
h	=	Ketebalan total pelat, mm
I	=	Faktor keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh gempa rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan periode ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu.
k	=	Keliling pelat
L_x	=	Bentang pendek pelat, mm
L_y	=	Bentang panjang pelat, mm
M_{pr}^+	=	Momen kapasitas positif
M_{pr}^-	=	Momen kapasitas negatif
M_{pr3}	=	Momen ultimit kolom atas
M_{pr4}	=	Momen ultimit kolom bawah
M_n	=	Kuat momen nominal pada penampang
p_b	=	Selimut beton, mm
P_n	=	Kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas yang diberikan.
P_u	=	Beban aksial terfaktor
Q_u	=	Daya dukung ultimit
Q_{all}	=	Daya dukung ijin
R	=	Faktor reduksi gempa

s	=	Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah pararel dengan tulangan longitudinal, mm
SF	=	Faktor keamanan
T	=	Waktu getar gedung
T_s	=	Kuat tarik baja tulangan
V	=	Beban gempa nominal atau beban geser total
V_u	=	Gaya geser terfaktor
V_{jh}	=	Gaya geser horizontal hubungan balok-kolom
V_c	=	Kuat geser nominal yang dipikul oleh beton
V_s	=	Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser, N
V_{cn}	=	Kuat geser nominal beton
V_{sn}	=	Kuat geser nominal tulangan sengkang
V_u	=	Gaya geser terfaktor pada penampang, N
V_n	=	Tegangan geser nominal, MPa.
β_c	=	Ratio sisi panjang dan sisi pendek kolom
β_1	=	Konstanta yang merupakan fungsi dari kekuatan beton, yang ketentuannya dapat dilihat pada 12.2(7(3))
γ	=	Berat volume tanah
σ'_v	=	Tegangan efektif vertikal pada kedalaman yang ditinjau
ϕ	=	Faktor reduksi kekuatan
$\sum Q_u$	=	Kapasitas dukung
$\sum P$	=	Beban vertikal yang ditahan fondasi
ρ	=	Rasio tulangan tarik non-prategang
ρ_b	=	Rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang
ρ_n	=	Ratio luas tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus
ρ_b	=	Rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Solo merupakan salah satu kota besar di Jawa Tengah dan merupakan kota tujuan masyarakat dari daerah-daerah kecil disekitarnya. Kebutuhan sarana dan prasarana pendukung di kota tersebut sangat diperlukan salah satunya adalah kebutuhan akan rumah sakit khusus. Pada tahun 2009 dibangun sebuah rumah sakit khusus bagi penderita penyakit mata dengan nama Rumah Sakit Mata Solo. Rumah Sakit Mata Solo ini dibangun menggunakan beton bertulang konvensional dan bangunan tersebut memiliki 5 lantai.

Beton merupakan bahan bangunan yang mempunyai berat sendiri sangat besar sehingga dibutuhkan dukungan yang cukup besar pula untuk menahannya. Pada Gedung Rumah Sakit Mata inimengubah struktur utama bangunan menjadi struktur komposit baja beton, dimensi balok dan kolom pada bangunan ini relative besar. Hal ini mengakibatkan berat bangunan menjadi lebih besar, selain itu pada proses pelaksanaanya membutuhkan waktu lama karena harus menunggu pengerasan beton. Dengan mempertimbangkan kelemahan-kelemahan yang ada, maka dicoba untuk mendesain ulang struktur balok dan kolom menjadi struktur komposit baja beton.

Struktur Komposit semakin banyak dipakai dalam rekayasa struktur. Dari beberapa penelitian, struktur komposit mampu member kinerja struktur yang baik dan lebih efektif dalam meningkatkan kapasitas pembebanan dan kekakuan (*Rizal Maulana, 2011*).

Dari uraian diatas, maka Tugas Akhir yang dipilih adalah “PERENCANAAN ULANG GEDUNG RUMAH SAKIT MATA SOLO MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON”. Sebagai salah satu upaya untuk mengaplikasikan ilmu yang telah didapat selama masa kuliah terutama dalam bidang struktur komposit dan sebagai bekal dalam memasuki dunia kerja.

1.2. Rumusan Masalah

Beberapa masalah yang akan dihadapi dalam Re-desain Gedung Rumah Sakit Mata Solo menggunakan Struktur komposit dengan metode LRFD, antara lain:

1. Bagaimana merencanakan balok dan kolom pada struktur komposit baja beton.
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak dan tangga
3. Bagaimana merencanakan pondasi tiang pancang yang sesuai dengan pembebanan pada struktur komposit baja beton.
4. Bagaimana rincian biaya pada bangunan yang menggunakan struktur komposit baja beton.

1.3. Tujuan

Tujuan dari penyusunan Tugas Akhir ini adalah

1. Dapat merencanakan kekuatan balok dan kolom pada struktur komposit baja beton.
2. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak dan tangga
3. Dapat merencanakan pondasi tiang pancang yang sesuai pembebanan struktur komposit.
4. Dapat merincikan anggaran biaya pada struktur komposit baja beton.

1.4. Manfaat

Manfaat yang didapat dari penyusunan Tugas Akhir ini adalah

1. Mematangkan ilmu pengetahuan tentang perencanaan bangunan gedung bertingkat banyak yang aman.
2. Untuk memahami lebih dalam tentang perhitungan bangunan yang menggunakan struktur komposit baja beton.

1.5. Batasan Masalah

Sebagai batasan ruang lingkup dalam perencanaan ulang (redesign) Gedung Rumah Sakit Mata Solo pada penyusunan Tugas Akhir ini adalah :

1. Obyek perencanaan ulang Gedung Rumah Sakit Mata Solo meliputi :

a. Perencanaan Atap

Perencanaan Kerangka menggunakan baja profil *Double Angle* dan gording dari baja light lip channel dengan tegangan leleh (f_y) = 240 MPa , dan atap menggunakan genteng.

b. Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat terdiri dari pelat lantai, pelat atap/talang, pelat bordes dan pelat selasar. Pelat terbuat dari beton bertulang.

c. Perencanaan Balok Komposit

Perencanaan struktur balok komposit terdiri dari profil baja Wf dan beton bertulang, yang terdiri dari perencanaan balok induk dan balok anak.

d. Perencanaan kolom

Perencanaan struktur kolom komposit berbentuk persegi dengan baja profil Wf yang diselubungi beton.

e. Perencanaan Tangga

Perencanaan Tangga menggunakan beton bertulang dalam perencanaan ulang bangunan ini ada dua tangga, yaitu tangga utama dan tangga darurat.

f. Perencanaan Pondasi

Perencanaan Pondasi diperhitungkan berdasarkan data karakteristik tanah yang ada, dengan menggunakan jenis pondasi Tiang Pancang dengan data yang didapat dari hasil sondir.

Dalam perencanaan ulang bangunan ini menggunakan beton bertulang dengan mutu (f'_c) = 25 MPa dan baja tulangan dengan tegangan leleh (f_y) = 240 MPa untuk baja tulangan polos (BJTP) untuk $\varnothing \leq 12$ mm, dan (f_y) = 400 MPa untuk baja tulangan deform (BJTD) untuk $\varnothing \geq 12$ mm.

2. Tidak meninjau dari segi arsitektural dan manajemen konstruksi.

3. Analisis struktur menggunakan program bantu ETABS v9.2.0.

4. Kombinasi beban yang diperhitungkan adalah beban mati, beban hidup, dan beban horizontal gempa daerah Solo.

5. Perhitungan Rencana Anggaran Biaya hanya mempertimbangkan strukturnya.

I.6. Lokasi Bangunan

Rumah Sakit Mata Solo ini dibangun di sebelah timur Tugu Adipura, yaitu jalan Adi Sucipto, Kelurahan Karangasem Laweyan Kota Surakarta.

Bangunan gedung rumah sakit mata ini terdiri dari 5 lantai dengan luas total m² dengan pembagian :

Lantai 1 :	574,50 m ³
Lantai 2 :	603,15 m ³
Lantai 3 :	594,15 m ³
Lantai 4 :	579,00 m ³
Lantai 5 :	120,00 m ³



Gambar 1.1 Lokasi Rumah Sakit Mata Solo

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Analisis Struktur merupakan ilmu yang sangat penting dalam proses perhitungan perencanaan bangunan. Pemahaman dan pengertian dalam penerapan perhitungan didalam struktur bangunan sangat diperlukan untuk menghasilkan suatu rencana bangunan yang biaya, mutu dan waktunya baik. Maka dari itu, didalam proses analisis harus dilakukan secara teliti dan hati –hati dalam pengerjaannya. Semakin perkembangnya teknologi, penggunaan komputer sangatlah diperlukan untuk mengejar perhitungan yang cepat dengan hasil perhitungan lebih teliti dan akurat.

Semakin berkembangnya dunia konstruksi, ilmu tentang penggabungan dua material yang berbeda semakin diperlukan dan yang sering digunakan adalah penggabungan antara plat beton dengan balok baja. Walaupun mungkin secara biaya penggunaan struktur komposit tidak ekonomis, tetapi jika dilihat dari kemampuan layan terhadap beban struktur komposit jauh lebih besar daripada struktur non komposit.

Karena di era modern ini gedung-gedung bertingkat banyak semakin dibutuhkan terutama di kota-kota besar yang hanya memiliki lahan yang semakin sempit dan gedung bertingkat banyak pasti memiliki beban yang sangat besar, maka dari itu strukut komposit merupak salah satu solusi yang cocok untuk melayani bangunan yang memiliki beban sangat besar.

2.2 Struktur Komposit Baja – Beton

2.2.1 Baja

Baja merupakan salah satu bahan konstruksi yang penting, yang memiliki sifat daktiliti. Daktiliti adalah kemampuan untuk deformasi secara nyata, baik dalam tegangan maupun regangan sebelum terjadi kegagalan (*Charles G. Salmon, 1991*).

2.2.2 Beton

Beton merupakan campuran antara semen Portland atau semen hidraulik yang lain, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan yang membentuk massa padat. Beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum, yang disyaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua material bekerja bersama-sama dalam menahan gaya yang bekerja (SNI 03-2874-2002).

2.2.3 Komposit

Penampang komposit adalah penampang yang terdiri dari profil baja dan beton digabung bersama untuk memikul beban tekan dan lentur. Batang yang memikul lentur umumnya disebut dengan balok komposit, sedangkan batang yang memikul beban tekan dan lentur disebut dengan kolom komposit. Penampang balok komposit mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan penampang balok beton dan gelagar baja yang bekerja sendiri – sendiri. Dengan demikian, balok dapat menahan beban yang lebih besar atau beban yang sama, dengan lentur yang lebih kecil. Apabila untuk mendapatkan aksi komposit gelagar dibungkus dengan selimut beton, maka akan didapat pengurangan pada tebal seluruh lantai, keadaan ini memberikan penghematan yang cukup besar dalam volume, pekerjaan pemasangan elektrik, dinding –dinding, pekerjaan saluran air dan lain-lainnya (Amon,Knobloch&Mazumder, 1999).

Kolom komposit adalah kolom yang terbuat dari penampang baja gilas atau tersusun yang diberi selubung beton disekelilingnya, ataupun yang terbuat dari penampang baja berongga yang diisi dengan beton struktural (SNI 03-1729-2002 Pasal 12.2.9).

2.2.4 Sambungan

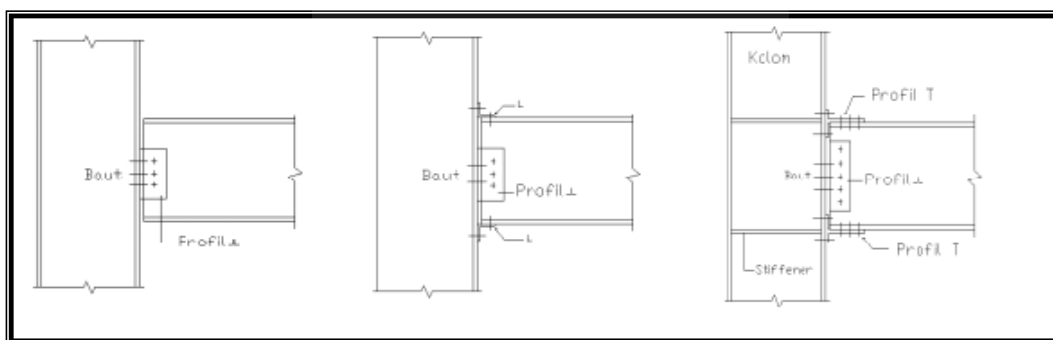
Setiap struktur baja merupakan gabungan dari beberapa komponen batang yang disatukan dengan alat penyambungan. Alat penyambungan yang saat ini populer digunakan adalah baut dan las. Baut menggeser penggunaan paku keeling

sebagai alat penyambung karena beberapa kelebihan baut, diantaranya adalah kemampuan baut lebih besar dalam menerima gaya dan biayanya lebih murah (Agus Setiawan, 2008).

Pengelasan adalah suatu proses penyambungan bahan logam yang menghasilkan peleburan bahan dengan memanaskannya hingga suhu yang tepat dengan atau tanpa pemberian tekanan/pemakaian bahan pengisi. Saat ini las lebih sering digunakan karena beberapa keuntungannya, antara lain sambungannya dapat lebih kaku dibandingkan baut dan mudah apabila ada perubahan desain (Agus Setiawan, 2008).

Menurut AISC-1.2 tentang perencanaan tegangan kerja (*working stress*) dan AISC-2.1 tentang perencanaan plastis, Konstruksi baja dibedakan atas tiga kategori sesuai dengan jenis sambungan yang dipakai, yaitu: (Charles G. Salmon, 1990).

1. Sambungan Portal kaku, memiliki kontinuitas penuh sehingga sudut pertemuan antara batang-batang tidak berubah, yakni pengekan (*restraint*) rotasi sekitar 90% atau lebih dari yang diperlukan untuk mencegah perubahan sudut.
2. Sambungan kerangka, Pengekan rotasi di ujung-ujung batang dibuat sekecil mungkin. Untuk balok, sambungan kerangka sederhana hanya melibatkan pemindahan gaya geser di kedua ujung.
3. Sambungan kerangka semi-kaku, pengekan rotasinya berkisar antara 20 dan 90 % dari yang diperlukan untuk mencegah perubahan sudut.



Gambar 2.1 Jenis-jenis Sambungan

2.3 Penelitian Sebelumnya

Penelitian ini menggunakan tinjauan pustaka dari perencanaan-perencanaan sebelumnya yang membahas dan menganalisis struktur bangunan yang lebih mengarah pada perencanaan struktur menggunakan material baja.

Perencanaan yang pernah dilakukan adalah sebagai berikut:

2.3.1 Perencanaan Ulang

Perencanaan ulang yang pernah dilakukan antara lain adalah perencanaan ulang gedung rektorat Universitas Islam Indonesia oleh Aan Susanto (2010)

Metode yang digunakan untuk mendesain adalah LRFD dan perencanaan beban gempanya dilakukan secara static ekuivalen dengan menggunakan tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002). Analisis struktur pada atap dilakukan secara 2D dengan menggunakan program *SAP 2000 V8* dan analisis portalnya menggunakan *ETABS V 9.07* secara 3D. Pada desain kompositnya, balok anak didesain secara komposit dengan pelat lantai dan balok induk tidak komposit dengan pelat lantai. Jenis pondasi yang digunakan adalah footplate.

Setelah dianalisis dan desain didapatkan kesimpulan bahwa perencanaan gedung dengan menggunakan struktur baja lebih mahal apabila dibandingkan dengan struktur beton.

Pada penelitian ini, profil yang digunakan adalah WF, peneliti belum melakukan penelitian dengan kombinasi profil balok sebagai kolom, profil WF sebagai balok induk dengan penghubung geser dengan kanal konektor, dan perhitungan pondasi tiang pancang.

2.3.2 Perencanaan Struktur

Perencanaan struktur yang pernah dilakukan antara lain perencanaan struktur baja komposit berdasarkan Draft Tata Cara perencanaan Struktur baja untuk Bangunan Gedung 2000, oleh Achmad Zamroni dan Aji Sambodo (2002).

Penelitian ini dilakukan berdasarkan perkembangan perencanaan struktur baja di Indonesia. Pada era 1980an. Indonesia mempunyai peraturan baja yang disebut Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia tahun 1984, dengan

metode analisisnya menggunakan metode tegangan kerja, yaitu ASD (*Allowable Stress Design*). Melihat perkembangan perencanaan baja tersebut, selanjutnya berkembang pula peraturan baja baru, yaitu berdasarkan kekuatan batas, yang biasa disebut LRFD (*Load and Resistance Factor Design*). Kedua peneliti ini ingin mendesain struktur bangunan berdasarkan peraturan baja Indonesia, namun tetap mengacu pada metode LRFD yang merupakan peraturan baru, maka dipilihlah Peraturan Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung 2000, dengan gedung kampus Fakultas Teknik dan Ekonomi Universitas Muhammadiyah Surakarta sebagai gedung yang direncanakan ulang.

Setelah dilakukan analisis dan desain pada penelitian ini, didapatkan kesimpulan bahwa menghitung struktur dengan melakukan redistribusi momen terlebih dahulu dapat diperoleh dimensi balok dan kolom yang lebih ekonomis. Hal ini disebabkan, momen yang besar didistribusikan ke momen yang lebih kecil, selanjutnya pada pendesainan pondasi, pondasi yang digunakan adalah pondasi telapak, hal ini tersebut dikarenakan nilai tegangan ijin tanah cukup besar, sedangkan pada tahapan analisis menggunakan bantuan program SAP90.

Pada penelitian ini, perencanaan pelat lantai masih menggunakan pelat beton biasa, belum memakai perhitungan analisis masih menggunakan SAP 90 secara 2D, sehingga diperlukan perencanaan yang lebih mendekati kondisi sebenarnya, yaitu perencanaan secara 3D dilakukan menggunakan program ETABS 9.2.0. selain itu, peneliti masih menggunakan draft tata cara perencanaan struktur baja untuk bangunan gedung 2000. Sehingga diperlukan perencanaan struktur baja dengan menggunakan peraturan yang lebih baru, yaitu SNI 03-1729-2002.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Aksi komposit dalam struktur dapat dianggap sebagai interaksi dari elemen yang berbeda dan dapat dikembangkan baik menggunakan struktural berbeda atau sama. Hal ini sering disebut sebagai komposit konstruksi beton baja dan termasuk balok, kolom, (*Handbook of composite Construction engineering*).

Balok baja yang dicor dalam beton, yang pengecorannya secara monolit memiliki interaksi lekatan yang baik antara balok baja dan beton. Balok komposit akan lebih baik jika penampangnya homogen, termasuk balok baja yang ditanam dan plat pada balok profil I, sehingga menunjukkan kekuatan cadangan yang memadai dan penampang homogen cara memperolehnya dengan mengubah luas beton menjadi luas baja ekuivalen (*Charles G. Salmon*).

Kolom komposit dapat dibentuk dari pipa baja yang diisi dengan beton polos atau dapat pula dari profil baja hasil gilas panas yang dibungkus dengan beton dan diberi tulangan baja serta sengkang, seperti halnya pada kolom beton biasa (*Agus Setiawan, 2008*).

Analisi perhitungan ada tiga metode yaitu metode plastis, metode elastis dan metode LRFD (*Load and Resistance factor Design*).

3.2 Jenis Pembebanan Struktur

Dalam perencanaan gedung ini digunakan struktur yang mampu mendukung berat sendiri, gaya angin, beban hidup, maupun beban khusus yang bekerja pada struktur bangunan tersebut.

Beban-beban yang bekerja pada perencanaan gedung diperhitungkan menurut Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983, beban-beban tersebut adalah:

1. Beban mati (D)

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, seperti berat gording, berat penutup atap, berat pengantung dan plafon, beban kuda-kuda, beban bracing dan beban alat sambung.

Untuk merencanakan gedung ini, beban mati dari berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung adalah:

Bahan bangunan:

- 1) Beton bertulang..... 2400 kg/m^3
- 2) Pasir..... 1700 kg/m^3
- 3) Beton biasa 2200 kg/m^3
- 4) Baja..... 7850 kg/m^3
- 5) Spesi..... 2100 kg/m^3
- 6) Tegel..... 2400 kg/m^3

Komponen Gedung:

- 1) Dinding pasangan batu merah..... 250 kg/m^2
- 2) Langit-langit dan dinding tanpa pengantung..... 11 kg/m^2
- 3) Penutup atap genteng dengan reng dan usuk..... 50 kg/m^2
- 4) Adukan semen per cm tebal..... 21 kg/m^2
- 5) AC dan perpipaan..... 10 kg/m^2
- 6) Dinding Partisi..... 40 kg/m^2

2. Beban hidup (L)

Beban hidup adalah semua yang terjadi akibat penghuni atau penggunaan suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat dipindah, mesin serta peralatan yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa gedung tersebut digunakan, sehingga mengakibatkan perubahan pembebanan lantai dan atap tersebut (PPIUG) 1983.

Untuk merencanakan gedung beban hidup yang kita gunakan sesuai acuan PPIUG 1983, yang dijelaskan pada tabel:

Tabel 3.1 Klasifikasi Peraturan Pembebanan PPIUG 1983

1	Lantai dan rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b	200 kg/m ²
2	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik, atau bengkel.	125 kg/m ²
3	Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit	250 kg/m ²
4	Tangga, bordes dan yang disebut dalam c	300 kg/m ²

Beban hidup yang bekerja pada bangunan ini disesuaikan dengan rencana fungsi bangunan tersebut. Peristiwa terjadi beban hidup penuh yang membebani semua bagian dan semua unsur struktur pemikul secara serempak selama umur gedung tersebut adalah sangat kecil, maka perencanaan balok induk dan portal dari sistem pemikul beban dari suatu struktur gedung, beban hidup dikalikan dengan suatu koefisien reduksi yang nilainya bergantung pada penggunaan gedung yang ditinjau, seperti dapat diperlihatkan pada Tabel:

Tabel 3.2 Koefisien Reduksi

Penggunaan Gedung	Koefisien beban hidup untuk perencanaan balok induk
-Perkantoran, perbankan	0,60
-Rumah sakit, Rumah Tinggal	0,75
-R.Rapat, Restoran, Mushola	0,90
-Sekolah, Ruang Kuliah	0,90

3. Beban angin (W)

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung tersebut yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara (PPIUG 1983). Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (hisapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan negatif yang dinyatakan dalam kg/m²

Ini ditentukan dengan mengkalikan tekanan tiup dengan koefisien-koefisien angin. Tekanan tiup angin harus diambil minimum 25 kg/m², kecuali

untuk daerah di laut atau di tepi sampai sejauh 5 km dari tepi pantai. Pada daerah tersebut tekanan tiup harus diambil minimum 40 kg/cm². Beban penutup atap genteng dengan genteng dan usuk per m² bidang atap adalah 50 kg/m².

Pada Tugas Akhir ini menggunakan tipe atap segitiga dengan kemiringan α , yang mempunyai koefisien angin sebagai berikut:

- Di pihak angin (c_1) $\alpha < 65^\circ$ ($0,02 \alpha - 0,4$)
 $65^\circ < \alpha < 90^\circ$ (+0,9)
- Di pihak belakang (c_2) ($\alpha - 0,4$)

4 Beban Gempa (E)

Perencanaan beban gempa dapat dilakukan dengan 2 cara, yaitu static ekuivalen dan dinamik. Pemilihan metode perencanaan tersebut didasarkan atas jumlah tingkat/tinggi gedung. Apabila jumlah tingkatnya ≤ 10 lantai (40m) maka digunakan cara static ekuivalen, dan sebaliknya.

Beban gempa static ekuivalen adalah representasi dari beban gempa yang telah disederhanakan, yaitu penyederhanaan gaya inersia yang bekerja pada suatu massa yang disederhanakan menjadi suatu beban statik. Sehingga bangunan yang mempunyai massa banyak, akan terdapat gaya lateral yang masing-masing bekerja pada massa-massa tersebut. Analisis beban static ekuivalen merupakan suatu cara analisis struktur yang pengaruh gempanya menirukan gempa yang sesungguhnya akibat pergerakan tanah. Gaya-gaya yang tetap intensitasnya, tetap tempatnya dan tetap arah kerjanya. (Widodo, 2000)

Gaya geser dasar rencana total V, ditetapkan sebagai berikut:

$$V = \frac{C_1 \times I}{R} \times W_t ; T_1 = C_c (h_n)^{3/4} \dots \dots \dots (3.1)$$

dimana:

- V = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen
- R = Faktor reduksi gempa
- T₁ = Waktu getar alami fundamental
- W_t = Berat total gedung
- I = Faktor kepentingan struktur
- h_n = Tinggi total gedung

C1 = Faktor respons gempa

Pembatasan waktu getar alami fundamental (Pasal 5.6 SNI 03-1726-2002):

$$T_1 < \zeta n$$

dimana:

ζ = Koefisien untuk wilayah gempa tempat struktur gedung berada.

n = Jumlah tingkatnya

Selanjutnya kita akan membuat grafik spektrum respon hubungan periode (T) dengan spektra percepatan (S_a). Dimana :

- a) Untuk periode lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan, S_a didapatkan dari persamaan berikut :

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \dots \dots \dots (1)$$

- b) Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan, S_a adalah sama dengan S_{DS} .

- c) Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan, S_a didapatkan dari persamaan berikut :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots \dots \dots (2)$$

- d) Untuk Periode $T_0 = 0$, spektrum respons percepatan, S_a didapatkan dari persamaan berikut :

$$S_a = 0,4 S_{DS} \dots \dots \dots (3)$$

5 Kombinasi Pembebanan

Menurut pasal 3.2.2 SNI T-15-1991-03, kombinasi pembebanan adalah sebagai berikut:

1. Kuat Perlu U yang menahan beban mati D dan beban hidup L paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,2 D + 1,6 L$$

2. Bila ketahanan struktur terhadap beban angin W perlu diperhitungkan dalam perencanaan maka pengaruh kombinasi beban D,L dan W harus diperhitungkan untuk menentukan nilai U yang terbesar

$$U = 0,75.(1,2 D + 1,6 L+W)$$

3. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa (beban E) perlu diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai U digunakan

$$U = 1,05.(D + L_r \pm E)$$

L_r = beban hidup tereduksi.

Keterangan:

D adalah beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, peralatan tetap.

L adalah beban hidup yang ditimbulkan oleh adanya fungsi gedung.

L_r adalah beban diatap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan dan material.

W adalah beban angin.

E adalah beban gempa, direncanakan menurut **SNI 03-1726-2002**.

3.3 Metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*)

metode ini berdasarkan pada kondisi batas/limit states design. Dalam pengembangan metode LRFD menggunakan ilmu probabilitas tetapi tidak diperlukan analisis probabilitas secara penuh, terkecuali untuk situasi-situasi tidak umum yang diatur dalam peraturan. secara umum, suatu struktur dikatakan aman apabila memenuhi persyaratan berikut :

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \dots\dots\dots (3.2)$$

dimana:

ϕ = faktor pengurangan kapasitas

R_n = kekuatan nominal

Q_i = pengaruh beban

γ_i = faktor kelebihan beban bagian kiri mempresentasikan ketahanan atau kekuatan dari sebuah komponen atau system struktur. dan bagian kanan persamaan menyatakan beban yang harus dipikul struktur tersebut.

3.4 Perencanaan Atap

Desain ulang Rumah Sakit Mata Solo untuk bagian atap menggunakan sistem baja konvensional. Desain rangkap atap ini menggunakan metode LRFD-AISC edisi ke 2 tahun 1995 atau metode desain keadaan batas. Perencanaan dengan metode ini meliputi kombinasi pembebanan, factor reduksi kekuatan,

perencanaan batang lentur(gording), perencanaan sagrod dan tierod,perencanaan batang tekan,perencanaan batang tarik, dan perencanaan sambungan baut.

3.4.1 Perencanaan Batang Lentur (Gording)

Perencanaan untuk batang lentur harus memenuhi syarat kekuatan,

$$M_u \leq \phi M_n$$

M_u adalah momen lentur terfaktor atau momen maksimum hasil beban yang sudah dikombinasikan, ϕ adalah factor reduksi kekuatan lentur yang nilainya sebesar 0,9, dan M_n adalah kekuatan nominal dari momen lentur penampang.

Kuat nominal ditentukan berdasarkan penampang kompak, penampang tidak kompak, dan penampang langsing dengan ketentuan batas maksimal sebagai berikut ini:

1. Penampang kompak : $\lambda \leq \lambda_p$
2. Penampang tidak kompak : $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$
3. Penampang langsing : $\lambda > \lambda_r$

Adapun syarat factor tekuk local untuk tiga penampang diatas adalah,

- a) Faktor tekuk pada pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{tf} \text{ untuk profil c, dan } \lambda = \frac{bf}{2tf} \text{ untuk profil I} \dots\dots\dots(3.3)$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} \dots\dots\dots(3.4)$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{fy - 10}} \dots\dots\dots(3.5)$$

- b) Faktor tekuk pada pelat badan

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w} \dots\dots\dots(3.6)$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} \dots\dots\dots(3.7)$$

$$\lambda_r = \frac{2547}{\sqrt{fy}} \dots\dots\dots(3.8)$$

λ adalah rasio lebar terhadap tebal, λ_p adalah batas atas untuk penampang kompak, λ_r adalah batas untuk penampang tidak kompak, b_f adalah lebar sayap profil, t_f adalah tebal sayap profil, h_c adalah tinggi profil, dan f_y adalah tegangan leleh baja (MPa).

Momen yang terjadi pada penampang kompak adalah,

$$M_n = M_p = Z \times f_y \dots \dots \dots (3.9)$$

Momen terjadi pada penampang tidak kompak adalah,

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \dots \dots \dots (3.10)$$

M_n adalah kuat lentur nominal, M_p adalah kekuatan momen plastik adalah kekuatan momen pada saat semua serat penampang melintang berada pada tegangan leleh (f_y), Z adalah modulus plastic, dan M_r adalah momen batas tekuk.

1. Kontrol momen yang terjadi pada penampang kompak

$$\frac{M_{u_x}}{\phi M_{n_x}} + \frac{M_{u_y}}{\phi M_{n_y}} \leq 1,0 \dots \dots \dots (3.11)$$

$$M_{n_x} = Z_x \times f_y \dots \dots \dots (3.12)$$

$$M_{n_y} = Z_y \times f_y \dots \dots \dots (3.13)$$

$$M_{\perp} = M_{\psi} = 1/8 q l^2 + 1/4 q l \dots \dots \dots (3.14)$$

$$M_{//} = M_x = 1/32 q l^2 \dots \dots \dots (3.15)$$

M_{u_x} adalah momen lentur terfaktor terhadap sumbu x, M_{u_y} adalah momen lentur terfaktor terhadap sumbu y, M_{n_x} adalah momen nominal lentur terhadap sumbu x, M_{n_y} adalah momen nominal lentur terfaktor terhadap sumbu y, Z_x adalah modulus plastis tampang profil terhadap sumbu x, Z_y adalah modulus plastis tampang profil terhadap sumbu y, $M_{\perp}$ adalah momen tegak lurus terhadap bidang atap, dan $M_{//}$ adalah momen tegak sejajar terhadap bidang atap. Rumus $M_{//}$ diatas berlaku apabila jumlah sagrod sebanyak 1 (satu) buah diantara gording.

2. Kontrol Lendutan

$$\Delta_{\perp} = \frac{5 \cdot q_{\perp} l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} + \frac{1}{48} \frac{p_{\perp} L^3}{EI_x} \dots \dots \dots (3.16)$$

$$\Delta_{//} = \frac{5 \cdot q_{//} \left[\frac{L}{(a+1)} \right]^4}{384 \cdot E \cdot I_y} + \frac{1}{48} \frac{p_{//} \left[\frac{L}{(a+1)} \right]^3}{EI_y} \dots \dots \dots (3.17)$$

Defleksi lendutan ijin,

L/360 ; untuk struktur biasa, L/1000 ; untuk struktur yang kemungkinan terjadi retak (misalnya tembok) bila defleksi terlalu besar, L/1500 ; untuk ruang-ruang yang tidak dikehendaki terjadi getaran.

$\Delta_{\perp}$ adalah lendutan tegak lurus terhadap sumbu batang, $\Delta_{//}$ adalah lendutan sejajar terhadap sumbu batang, E adalah modulus elastisitas baja nilainya 200000 MPa, $q_{\perp}$ adalah beban merata tegak lurus terhadap sumbu batang, $q_{//}$ adalah beban titik sejajar terhadap sumbu batang, L adalah panjang gording, dan I_x adalah inersia arah x, serta I_y adalah inersia arah y, dan a adalah jumlah sagrod.

3. Kontrol berat profil

$$W_{\text{pakai}} < W_{\text{taksiran}}$$

3.4.2. Perencanaan Batang Tekan

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan terkonsentrasi akibat beban berfaktor (N_u), harus memenuhi persyaratan kelangsingan sebagai berikut ini,

1. Syarat angka perbandingan kelangsingan batang tekan

$$\frac{kxL}{r} < 200 \dots\dots\dots(3.26)$$

k adalah factor tekuk nilainya sebesar 1, L adalah panjang batang, dan r adalah jari-jari girasi profil terkecil.

2. Kuat tekan nominal terfaktor

$$\frac{P_u}{\phi \times P_n} \leq 1 \dots\dots\dots(3.27)$$

Kekuatan nominal untuk batang tekan profil tempa adalah sebagai berikut ini,

$$\phi P_n = \phi \times A_g \times f_{cr} \dots\dots\dots (3.28)$$

$$f_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y \times 6,895, \text{ untuk } \lambda_c \leq 1,5 \dots\dots\dots(3.29)$$

$$f_{cr} = \frac{0,887}{\lambda_c^2} f_y \times 6,895, \text{ untuk } \lambda_c \leq 1,5 \dots\dots\dots(3.30)$$

$$\lambda_c = \frac{kxL}{\pi r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \dots\dots\dots(3.31)$$

Φ adalah factor reduksi untuk batang tekan yang nilainya sebesar 0,85, P_n adalah kuat tekan nominal, P_u adalah kuat tekan ultimit hasil kombinasi beban berfaktor terbesar, f_{cr} adalah tegangan kritis baja(MPa), f_y adalah tegangan leleh baja (MPa), E adalah modulus elastisitas baja(200000 MPa) , λ_c adalah parameter kelangsingan.

3.4.3 Perencanaan Batang Tarik

1. Kuat tarik rencana

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor P_u , harus memenuhi

$$\frac{P_u}{\phi \times P_n} \dots\dots\dots(3.32)$$

Φ adalah factor reduksi yang nilainya sebesar 0,9 untuk $P_n = A_g \times f_y$, dan $\phi = 0,75$ untuk $P_n = A_{nt} \times f_u$, A_g adalah luas tampang bruto, A_{nt} adalah luas tampang netto, f_y adalah tegangan ijin leleh, f_u adalah tegangan tarik putus.

2. Syarat kelangsingan batang tarik

$$\frac{kx l}{r} < 200 \dots\dots\dots(3.33)$$

3.4.4. Perencanaan Sambungan Baut

1. Kekuatan baut

Suatu baut yang memikul gaya terfaktor, R_u , harus memenuhi

$$R_u \leq \phi R_n \dots\dots\dots(3.34)$$

Φ adalah factor reduksi kekuatan, dan R_n adalah kuat nominal baut,

2. Baut dalam geser

Kuat geser rencana dari satu baut dihitung sebagai berikut ini,

$$V_d = \phi f \times V_n \dots\dots\dots(3.35)$$

$$V_d = \phi f \times R_1 \times f_{ub} \times A_b \dots\dots\dots(3.36)$$

3.5 Perencanaan Pelat

Dalam perencanaan struktur Gedung Rumah Sakit Mata Solo ini menggunakan metode perhitungan 2 arah. Dengan ketentuan $\frac{L_y}{L_x} \leq 2$ (pelat dua arah)

3.5.1 Menentukan Tebal Minimum Pelat (h)

Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5 butir 3.3 memberikan pendekatan empiris mengenai batasan defleksi dilakukan dengan tebal pelat minimum sebagai berikut:

$$h \geq \frac{L_n.(0,8 + f_y/1500)}{36 + 5\beta \left[\alpha m - 0,12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} \dots\dots\dots(3.37)$$

Tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h \geq \frac{L_n.(0,8 + f_y/1500)}{36 + 9\beta} \dots\dots\dots(3.38)$$

Dan tidak perlu lebih dari:

$$h \geq \frac{L_n.(0,8 + f_y/1500)}{36} \dots\dots\dots(3.39)$$

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

Untuk $\alpha m < 2,0$ digunakan nilai h minimal 120 mm

Untuk $\alpha m \geq 2,0$ digunakan nilai h minimal 90 mm

Dengan :

L_n = Bentang bersih terkecil pada pelat dihitung dari muka kolom (mm)

αm = Rasio kekuatan balok terhadap pelat

β = Rasio panjang terhadap lebar pelat

3.5.2 Menentukan Momen Lentur Pelat yang terjadi

Perencanaan dan analisis dilakukan dengan menggunakan konsep beban amplop yaitu dengan menggunakan koefisien momen

Besar momen lentur adalah:

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot C_{tx} \dots \dots \dots (3.39)$$

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot C_{lx} \dots \dots \dots (3.40)$$

$$M_{ty} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot C_{ty} \dots \dots \dots (3.41)$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot C_{ly} \dots \dots \dots (3.42)$$

dengan :

q_u = Beban total

L_x = Panjang bentang pendek

C_{tx} = Koefisien momen tumpuan arah x

C_{lx} = Koefisien momen lapangan arah x

Nilai koefisien momen © diambil dari table 13.31 PBI 1971

3.5.3 Menentukan Tinggi Manfaat (d) arah x dan y

Menurut SK SNI T-15-1991-03 butir 3.3 adalah sebagai berikut :

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots \dots \dots (3.43)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots \dots \dots (3.44)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots \dots \dots (3.45)$$

dengan :

ρ_{max} = Perbandingan tulangan pada keadaan regangan maksimum

ρ_{min} = Perbandingan tulangan pada keadaan regangan minimum

ρ_b = Perbandingan tulangan pada keadaan regangan berimbang

Pada pelat dua arah, tulangan momen positif untuk kedua arah dipasang saling tegak lurus. Karena momen positif arah bentang pendek (l_x) lebih besar dari bentang (l_y).

$$d_x = h - \rho_b - \frac{1}{2} \cdot D_{tulx} \dots \dots \dots (3.46)$$

$$d_y = h - \rho_b - D_{tulx} - \frac{1}{2} \cdot D_{tuly} \dots \dots \dots (3.47)$$

d_y untuk tulangan tumpuan arah y (t_y) sama dengan d_x

3.5.4 Menentukan Luas Tulangan (A_s) arah x dan y

Berdasarkan penurunan dari SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5 butir 3.3

Maka dapat dilakukan dengan cara:

$$Rn = \frac{Mu \times 10^6}{b \times d^2} \dots\dots\dots(3.48)$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} \dots\dots\dots(3.49)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times m \times Rn}{fy} \right)} \right) \dots\dots\dots(3.50)$$

(SK SNI T-15-1991-03) Rasio baja-tulangan harus memenuhi $p_{min} < p_{ada} \leq p_{maks}$

- Jika $p_{ada} < p_{min}$, maka digunakan $\rho = p_{min}$ dan $As = p_{ada} \cdot b \cdot d$
- Jika $p_{ada} > p_{maks}$, maka tebal pelat harus diperbesar

$$As_{perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d \geq As_{bagi/susut} = 0,002 \cdot b \cdot h$$

Jarak tulangan pokok (diambil $b = 1$ meter)

$$s \leq \frac{A1 \cdot b}{As_{perlu}} \dots\dots\dots(3.51)$$

$$s \leq 2h \dots\dots\dots(3.52)$$

$$s \leq 250 \text{ mm} \dots\dots\dots(3.53)$$

Diambil nilai jarak tulangan (s) yang terkecil, sehingga didapatkan nilai As ada yaitu:

$$As_{ada} = \frac{A1 \cdot b}{s} \dots\dots\dots(3.54)$$

dengan:

s = jarak tulangan pelat

Rn = Koefisien lawan untuk perencanaan kekuatan

m = Perbandingan tegangan

b = lebar dari muka tekan komponen struktur

3.5.5 Kontrol Kapasitas Lentur Pelat yang terjadi

Kontrol kapasitas pelat dengan memikul acuan dari SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5 butir 3.3

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots(3.55)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \geq M_u / \phi$$

Bila $\rho_{perlu} = 1,33$ pada , maka :

$$M_n = C \cdot (d - a/2)$$

dengan:

M_n : Kuat momen nominal pada suatu penampang

a : Tinggi balok tegangan regangan

d : Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik

C : gaya tekan beton

3.6 Balok Komposit

Kuat rencana dari balok komposit biasanya didasarkan pada kondisi saat terjadi keruntuhan, namun perilaku balok komposit pada saat beban layan merupakan salah satu hal penting yang harus dipahami. Lendutan harus selalu dikontrol pada saat beban layan, dan dalam beberapa kasus kuat rencana bisa ditentukan oleh syarat kemampulayanan. (Charles G. Salmon, 1990) beberapa jenis balok komposit :

1. balok komposit penuh

Untuk balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dalam jumlah yang memadai sehingga balok mampu mencapai kuat lentur maksimumnya. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi.

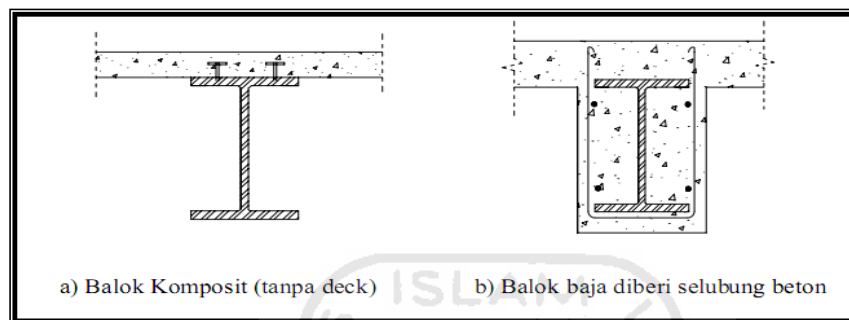
2. balok komposit Parsial

Pada balok komposit parsial, kekuatan balok dalam memikul lentur dibatasi oleh kekuatan penghubung geser. Perhitungan elastis untuk balok ini, seperti pada penentuan defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton.

3. balok baja yang diberi selubung beton

Walaupun tidak diberi angker, balok baja yang diberi selubung beton di semua permukaannya dianggap bekerja secara komposit dengan beton, selama hal-hal nya ini dipenuhi:

- a)Tebal minimum selubung beton yang menyelimuti baja tidak kurang dari 50mm, kecuali yang disebut pada butir 12.2.8(2) di bawah;
- b)Posisi tepi atas balok baja tidak boleh kurang dari 40 mm di bawah sisi atas pelat beton dan 50 mm di atas sisi bawah pelat;
- c) Selubung beton harus diberi kawat jarring atau baja tulangan dengan jumlah yang memadai untuk menghindari terlepasnya bagian selubung tersebut pada saat balok memikul beban.



Gambar 3.1 Penampang Balok Komposit

3.6.1 Kekuatan balok komposit dengan penghubung geser

1. Kuat lentur positif rencana $\Phi b M_n$, ditentukan sebagai berikut : (LRFD Pasal 12.4.2.1)

$$\text{Untuk } \frac{h}{t_w} \geq \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \dots\dots\dots(3.56)$$

Dengan $\Phi b = 0,85$ dan M_n dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis dan penampang komposit.tanpa memperhatikan dukungan sementara

$$\text{Untuk } \frac{h}{t_w} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \dots\dots\dots(3.57)$$

Dengan $\Phi b = 0,90$ dan M_n ditentukan berdasarkan superposisi tegangan-tegangan elastis yang memperhitungkan pengaruh tumpuan sementara (perancah).

2. Kuat Lentur negatif rencana $\Phi b.M_n$ harus dihitung untuk penampang baja saja, dengan mengikuti ketentuan – ketentuan pada butir 8.(LRFD Pasal 12.4.2.2)

3. Sebagai alternatif, kuat lentur negatif rencana $\Phi_b M_n$, dapat dihitung dengan mengambil $\Phi_b = 0,85$ dan M_n yang besarnya ditentukan berdasarkan distribusi tegangan plastis pada penampang komposit, selama hal-hal berikut dipenuhi :
 - a. Balok baja mempunyai penampang kompak yang diberi pengaku yang memadai,
 - b. Pelat beton dan balok baja di daerah momen negatif harus disatukan dengan penghubung geser;
 - c. Tulangan pelat yang sejajar dengan balok baja di sepanjang daerah lebar efektif pelat beton harus diangker dengan baik.
4. Perhitungan tegangan elastis dan lendutan pada balok komposit parsial harus memperhitungkan pengaruh adanya slip antara pelat beton dan balok baja. Untuk perhitungan elastis ini, momen inersia efektif I_{eff} balok komposit parsial dihitung sebagai berikut:

$$I_{eff} = I_s + (I_{tr} - I_s) \sqrt{\sum Q_n / C_f} \dots \dots \dots (3.58)$$

dimana:

C_f = gaya tekan pada pelat beton untuk kondisi komposit penuh, N

I_s = momen inersia penampang baja, mm^4

I_{tr} = momen inersia penampang balok komposit penuh yang belum retak, mm^4

ΣQ_n = jumlah kekuatan penghubung-penghubung geser di sepanjang daerah yang dibatasi oleh momen positif maksimum dan momen nol, N

Rasio $\Sigma Q_n / C_f$ untuk balok komposit parsial tidak boleh kurang dari 0,25.

Batasan ini diberlakukan agar tidak terjadi slip yang berlebihan pada balok.

3.6.2 Lebar efektif balok komposit

Untuk gelagar Interior :

$$a) bE \leq L/4 \dots \dots \dots (3.59)$$

$$b) bE \leq b_o \text{ (untuk jarak balok yang sama) } \dots \dots \dots (3.60)$$

$$c) bE \leq b_f + 16 t_s \dots \dots \dots (3.61)$$

Untuk gelagar Eksterior :

$$a) \ bE \leq L/12 + bf \dots\dots\dots(3.62)$$

$$b) \ bE \leq \frac{1}{2}(bo+bf) \dots\dots\dots(3.63)$$

$$c) \ bE \leq bf + 6ts \dots\dots\dots(3.64)$$

dimana:

bo = bentang antara balok

bE = lebar efektif balok

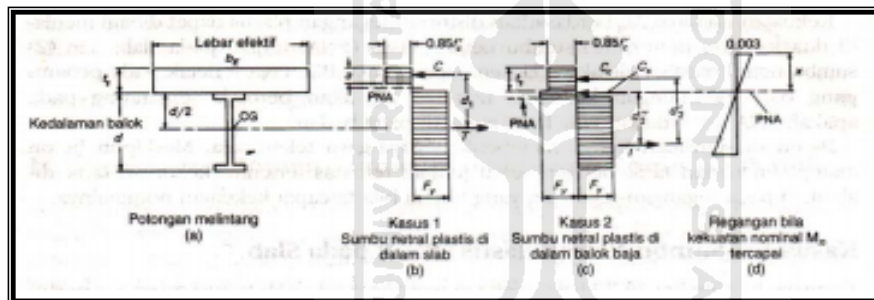
L = panjang balok

bf = lebar penampang baja

ts = tebal beton

3.6.3 Menghitung Momen nominal

Perhitungan M_n berdasarkan distribusi tegangan plastis :



Gambar 3.2 :Distribusi Tegangan Pada Kapasitas Momen Batas

Cara penentuan momen nominal dapat dibagi menjadi dua kasus, yaitu :

- Jika garis netral memotong plat beton, plat dikatakan memadai(gambar a).

- 1) Menentukan gaya tekan (C) pada beton :

$$C = 0,85.f'_c.a.bE$$

Menentukan gaya tarik (T) pada baja :

$$T = As.f_y$$

Dipilih yang terkecil dari kedua nilai diatas

- 2) Menentukan tinggi balok tekan efektif :

$$a = \frac{As.f_y}{0,85.f'_c.bE} \dots\dots\dots(3.65)$$

- 3) Kekuatan momen nominal :

$$M_n = C_d1 \text{ atau } T_d1$$

Bila kekuatan nominal dinyatakan dalam bentuk gaya baja akan diperoleh :

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (3.66)$$

- jika garis netral memotong balok baja, plat dikatakan tidak memadai (gambar b).

- 1) Menentukan gaya tekan (C_c) pada beton :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot E \cdot t_s \dots \dots \dots (3.67)$$

- 2) Dari keseimbangan gaya, diperoleh hubungan :

$$T' = C_c + C_s \dots \dots \dots (3.68)$$

- 3) Besarnya T' lebih kecil dari $A_s \cdot f_y$, yaitu :

$$T' = A_s \cdot f_y - C_s \dots \dots \dots (3.69)$$

dari persamaan no 2 dan no 3, diperoleh :

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{A_s \cdot f_y - C_c}{2} \\ &= \frac{(A_s \cdot f_y) - (0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot E \cdot t_s)}{2} \dots \dots \dots (3.70) \end{aligned}$$

Maka, kekuatan momen nominal

$$M_n = C_c \cdot d' + C_s \cdot d'' \dots \dots \dots (3.71)$$

3.6.4 Penghubung Geser

Kekuatan penghubung geser jenis kanal (LRFD Pasal 12.6.4)

$$Q_n = 0,3 (t_f + 0,5 t_w) L_c \sqrt{f'_c E_c} \dots \dots \dots (3.72)$$

dimana:

L_c = panjang penghubung geser kanal, mm

t_f = tebal pelat sayap, mm

t_w = tebal pelat badan, mm

Jumlah penghubung geser (shear connector) yang dibutuhkan, yaitu

$$n = \frac{C}{Q_n} \dots\dots\dots(3.73)$$

dimana :

C = gaya geser horizontal yang diambil dari nilai terkecil dari:

- a) $A_s \times f_y$
- b) ΣQ_n

3.6.5 Kontrol Lendutan (*Deflection*)

Batasan lendutan pada balok telah diatur di dalam SNI 03-1729-2002. Lendutan diperhitungkan berdasarkan hal-hal berikut ini:

- a. Lendutan yang besar dapat mengakibatkan rusaknya barang-barang atau alat-alat yang didukung oleh balok tersebut.
- b. Lendutan yang terlalu besar akan menimbulkan rasa tidak nyaman bagi penghuni bangunan. Perhitungan lendutan pada balok berdasarkan beban kerja yang dipakai di dalam perhitungan struktur, bukan berdasarkan beban terfaktor.

Besar lendutan dapat dihitung dengan rumus:

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q l^4}{384 \cdot E \cdot I} \text{ untuk beban terbagi merata, dan}$$

$$f_{max} = \frac{P l^3}{48 \cdot E \cdot I} \text{ untuk beban terpusat di tengah bentang}$$

3.7 Kolom Komposit

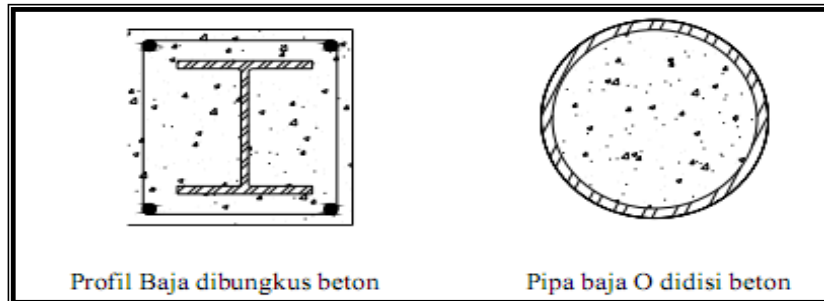
Kolom komposit didefinisikan sebagai kolom baja yang dibuat dari profil baja hasil gilas panas (*rolled*) *built-up* dan dibungkus dengan beton, atau kolom yang terbuat dari tabung atau pipa dan diisi dengan beton (Salmon & Johnson, 1996)

Ada dua tipe kolom komposit, yaitu:

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

Kolom komposit terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton).

Adapun contoh penampang kolom komposit seperti terlihat pada gambar berikut ini.



Gambar 3.3 Penampang Kolom Komposit

Kriteria untuk kolom komposit bagi komponen struktur tekan (SNI 03-1729-2002 Pasal 12.3.1):

Luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas penampang komposit total.

1. Selubung beton untuk penampang komposit yang berintikan baja harus diberi tulangan baja longitudinal dan tulangan pengekang lateral.
2. Tulangan baja longitudinal harus menerus pada lantai struktur portal, kecuali untuk tulangan longitudinal yang hanya berfungsi member tekanan kekangan pada beton.
3. Jarak antara pengikat lateral tidak boleh melebihi $\frac{2}{3}$ dari dimensi terkecil penampang kolom komposit. Luas minimum penampang tulangan transversal (atau longitudinal) tidak boleh kurang dari $0,18 \text{ mm}^2$ untuk setiap mm jarak antara tulangan transversal (atau longitudinal) terpasang. Tebal bersih selimut beton dari tepi terluar tulangan longitudinal dan transversal minimum 40 mm.
4. Mutu beton yang digunakan tidak lebih 55MPa dan tidak kurang dari 21MPa untuk beton normal dan tidak kurang dari 28 MPa untuk beton ringan.
5. Tegangan leleh profil dan tulangan baja yang digunakan untuk perhitungan kekuatan kolom komposit tidak boleh lebih dari 380 MPa.

Tebal minimum dinding pipa baja atau penampang baja berongga yang diisi beton adalah $b\sqrt{\frac{fy}{3E}}$ untuk setiap sisi selebar b pada penampang persegi, dan $D\sqrt{\frac{fy}{8E}}$ untuk penampang bulat yang mempunyai diameter laur D.

1. Kuat rencana kolom komposit (SNI 03-1729-2002 Ps. 12.3.2)

Kuat rencana kolom komposit yang menumpu beban aksial adalah $\Phi_c N_n$ dengan $\Phi_c = 0,85$

$$N_n = A_s \cdot f_{cr} \text{ dan } f_{cr} = \frac{f_{my}}{\omega} \dots\dots\dots(3.74)$$

Untuk $\lambda_c \leq 0,25$ maka $\omega = 1$

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

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

Dengan,

$$\lambda_c = \frac{kcl}{r_m \pi} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}} \dots\dots\dots(3.75)$$

$$f_{my} = f_y + c_1 f_{yr} \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + c_2 f'_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \dots\dots\dots(3.76)$$

$$E_m = E + c_3 E_c \left(\frac{A_r}{A_s} \right) \dots\dots\dots(3.77)$$

$$E_c = 0,041 w^{1,5} \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots(3.78)$$

dimana:

A_s adalah luas penampang beton, mm²

A_r adalah luas penampang tulangan longitudinal, mm²

c_1, c_2, c_3 adalah koefisien untuk perhitungan karakteristik material kolom komposit

E adalah modulus elastis baja, MPa

E_c	adalah modulus elastisitas beton, MPa
E_m	adalah modulus elastisitas untuk perhitungan kolom komposit, MPa
f_{cr}	adalah tegangan tekan kritis, MPa
f_m	adalah tegangan leleh untuk perhitungan kolom komposit, MPa
f_{yr}	adalah tegangan leleh tulangan longitudinal, MPa
f_y	adalah tegangan leleh profil baja, MPa
f'_c	adalah kuat tekan karakteristik beton, MPa
K_c	adalah faktor panjang efektif kolom
N_n	adalah kuat aksial nominal, N
R_m	adalah jari-jari girasi kolom komposit, mm
λ_c	adalah parameter kelangsingan
Φ_c	adalah factor reduksi beban aksial tekan
ω	adalah faktor tekuk

Pada persamaan diatas c_1 , c_2 , dan c_3 adalah koefisien yang besarnya

- a. Untuk pipa baja yang diisi beton:

$$c_1 = 1; c_2 = 0,85; \text{ dan } c_3 = 0,4$$

- b. Untuk profil baja yang diberi selubung beton:

$$c_1 = 1; c_2 = 0,85; \text{ dan } c_3 = 0,4$$

2. Kekuatan rencana kolom komposit yang menahan beban kombinasi aksial dan lentur (SNI 03-1729-2002 Pasal 7.4.3.3)

a.
$$\frac{Nu}{\phi_c.N_n} \geq 0,2$$

$$\frac{Nu}{\phi_c.N_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b.M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b.M_{ny}} \right] \leq 1,0 \dots\dots\dots(3.79)$$

b.
$$\frac{Nu}{\phi_c.N_n} \geq 0,2$$

$$\frac{Nu}{2.\phi_c.N_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b.M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b.M_{ny}} \right] \leq 1,0 \dots\dots\dots(3.80)$$

dimana:

N_u	= Gaya aksial (tarik atau tekan)terfaktor, N
N_n	= Kuat nominal penampang, N
Φ	= Faktor reduksi kekuatan
Φ_c	= 0,85 (struktur tekan)
Φ_b	= 0,90 (struktur lentur)
M_{nx}, M_{ny}	= Momen lentur nominal penampang komponen struktur masing-masing terhadap sumbu x dan sumbu y, N.mm
M_{ux}, M_{uy}	= Momen lentur terfaktor masing-masing terhadap sumbu x dan sumbu y, N.mm

3.8 Sambungan

Sambungan terdiri dari komponen sambungan (pelat pengisi, pelat buhul, pelat pendukung, dan penyambung) dan alat pengencang (baut dan las).

3.8.1 Perencanaan Sambungan

Kuat rencana setiap komponen tidak boleh kurang dari beban terfaktor yang dihitung. Perencanaan sambungan harus memenuhi persyaratan (SNI 03-1729-2002 Ps 13.1.3):

1. Gaya dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya-gaya yang bekerja pada sambungan.
2. Deformasi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan.
3. Sambungan dan komponen yang berdekatan harus mampu memikul gaya-gaya yang bekerja padanya.

3.8.2 Sambungan Baut

$$\text{Kuat geser } \phi R_{nv} = \phi \cdot f_v \cdot A_b \cdot m \dots \dots \dots (3.81)$$

$$\text{Kuat tumpu } \phi R_{nt} = \phi \cdot (1,8) f_y \cdot d_b \cdot t_p \dots \dots \dots (3.82)$$

$$\text{Jumlah baut, } n = V_u / \phi R_n$$

Kontrol jarak baut:

$$\text{Jarak tepi minimum} : 1,5 d_b$$

(SNI 03-1729-2002 Ps. 13.4.2)

Jarak tepi maksimum : $(4t_p + 100 \text{ mm})$ atau 200 mm
(SNI 03-1729-2002 Ps. 13.4.3)

Jarak minimum antar baut: $3d_b$
(SNI 03-1729-2002 Ps. 13.4.1)

Jarak minimum antar baut: 15 t_p atau 200mm
(SNI 03-1729-2002 Ps. 13.4.3)

Kontrol Kekuatan Pelat

$$\phi P_n = 0,75 \times 0,6 \times f_u \times A_{nv}$$

$$V_u < \phi P_n$$

3.8.3 Sambungan Las

$$R_u \leq \phi R_{nw} \dots \dots \dots (3.83)$$

dengan, $\phi R_{nw} = 0,75 \times t_e \times (0,6 \times f_{uw})$ (las)
 $\phi R_{nw} = 0,75 \times t_e \times (0,6 \times f_u)$ (Bahan dasar)

dimana :

- ϕ = faktor tahanan
- R_{nw} = tahanan nominal per satuan panjang las
- R_u = beban terfaktor persatuan panjang las
- f_{uw} = tegangan tarik putus logam las
- t_e = tebal efektif las (mm)

Tabel 3.3 Spesifikasi Tebal Pelat dan Tebal Minimum Las Sudut

Tebal bagian paling tebal, t (mm)	Tebal minimum las sudut, a (mm)
$t \leq 7$	3
$7 < t \leq 10$	4
$10 \leq t \leq 15$	5
$15 < t$	6

3.9 Perencanaan Pondasi

Struktur bangunan gedung sepenuhnya terletak diatas tanah pendukung melalui sistem pondasi. Dengan demikian sistem pondasi merupakan bagian yang sangat penting dari bangunan gedung secara keseluruhan. Bila kita memilah, secara garis besar bangunan gedung terdiri dari dua bagian pokok yaitu struktur

atas (*Upperstructure/Superstructure*) dan struktur bawah (*Substructure*). Struktur atas adalah bagian bangunan yang secara langsung menahan beban, baik beban gravitasi maupun beban angin/gempa. Selanjutnya beban – beban tersebut akan disalurkan ke pondasi oleh kolom – kolom, selanjutnya oleh pondasi beban disalurkan kedalam tanah tanah pendukung.

Apabila diperhatikan maka hierarki angka keamanan yang terbesar justru harus terletak pada tujuan akhir penyaluran beban yaitu tanah pendukung. Angka keamanan antara 2 – 3 sering dipakai pada daya dukung tanah (Bowles, 1988). Angka keamanan yang dimaksud adalah rasio antara kuata batas/ maksimum tegangan bahan/tanah terhadap tegangan yang diijinkan akibat beban. Angka keamanan yang tinggi pada tanah dipakai dengan alasan – alasan (Bowles, 1988) :

1. Sulitnya sistem kontrol kondisi/ kekuatan tanah setelah bangunan selesai
2. Adanya ketidaktahuan secara 100% terhadap tanah – tanah dibawahnya.
3. Ketidaksempurnaan dalam menentukan properties tanah.
4. Begitu kompleksnya lapisan tanah (lapisan, properti, kondisi, jenis dll)
5. Ketidak akuratnya model matematik interaksi anatara tanah dan pondasi.
6. Banyaknya ketidakpastian yang mungkin terjadi.
7. Tanah sebagai pendukung akhir beban harus tidak boleh gagal dalam menahan semua beban.

Setelah tanah, maka hierarki kerusakan dibawahnya adalah pondasi. Dengan demikian pondasi harus mempunyai angka keamanan yang cukup agar dapat meneruskan beban dengan baik. Angka keamanan pondasi harus lebih besar dari kolom ataupun struktur atas, walaupun lebih kecil dari tanah. Sudah menjadi kebiasaan didalam desain, bahwa penghematan/penekanan biaya yang berlebih pada pondasi umumnya tidak dianjurkan. Dengan kata lain biaya untuk pondasi tidak perlu dihemat dan bahkan cenderung lebih diamankan demi keamanan.

1. Kapasitas Daya Dukung Bored Pile dari Hasil Sondir

Untuk menghitung daya dukung bored pile berdasarkan data hasil pengujian sondir dapat dilakukan dengan menggunakan metode Aoki dan De Alenear.

Daya dukung ultimit pondasi bored pile dinyatakan dengan rumus :

$$Q_{ult} = (q_b \times A_p) \dots\dots\dots(3.84)$$

dimana :

Q_{ult} = Kapasitas daya dukung bored pile

q_b = Tahanan ujung sondir

A_p = Luas penampang tiang

Aoki dan Alencar mengusulkan untuk memperkirakan kapasitas dukung ultimit dari data sondir. Kapasitas dukung persatuan luas (q_b) diperoleh sebagai berikut:

$$q_b = \frac{q_{co}(base)}{F_b} \dots\dots\dots(3.85)$$

q_{co} = Perlawanan konus rata-rata 1,5D diatas ujung tiang, 1,5D dibawah ujung tiang.

F_b = Faktor empiric yang tergantung pada tipe tanah.

Faktor F_b diberikan pada Tabel

Tabel 3.4 Tipe Tiang Pancag dan Nilai F_b

Tipe Tiang Pancang	F_b
Bored Pile	3,5
Baja	1,75
Beton	1,75

Pada perhitungan kapasitas pondasi bored pile dengan sondir tidak diperhitungkan daya dukung selimut bored pile. Hal in dikarenakan perlawanan geser tanah yang terjadi pada pondasi bored pile dianggap sangat kecil sehingga dianggap tidak ada.

Faktor Aman

a. Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka diperlukan untuk membagi kapasitas ultimit dengan factor aman tertentu.

- Untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan $d < 2m$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{2,5} \dots\dots\dots(3.86)$$

- Untuk dasar tiang tanpa pembesar dibagian bawah

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{2} \dots\dots\dots(3.87)$$

BAB IV

METODE PERENCANAAN

4.1 Data Perencanaan

Gedung rumah sakit mata Solo akan direncanakan ulang berdasarkan Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2002) dengan menganggap bahwa spectrum gempanya masuk pada wilayah gempa 3. Sedangkan perhitungan struktur bajanya mengacu pada pedoman Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1729-2002 yang berbasis LRFD, dan perencanaan analisis harga satuan untuk menghitung anggaran biaya menggunakan SNI DT-91-0008-2007.

4.2 Data

4.2.1 Data Struktur

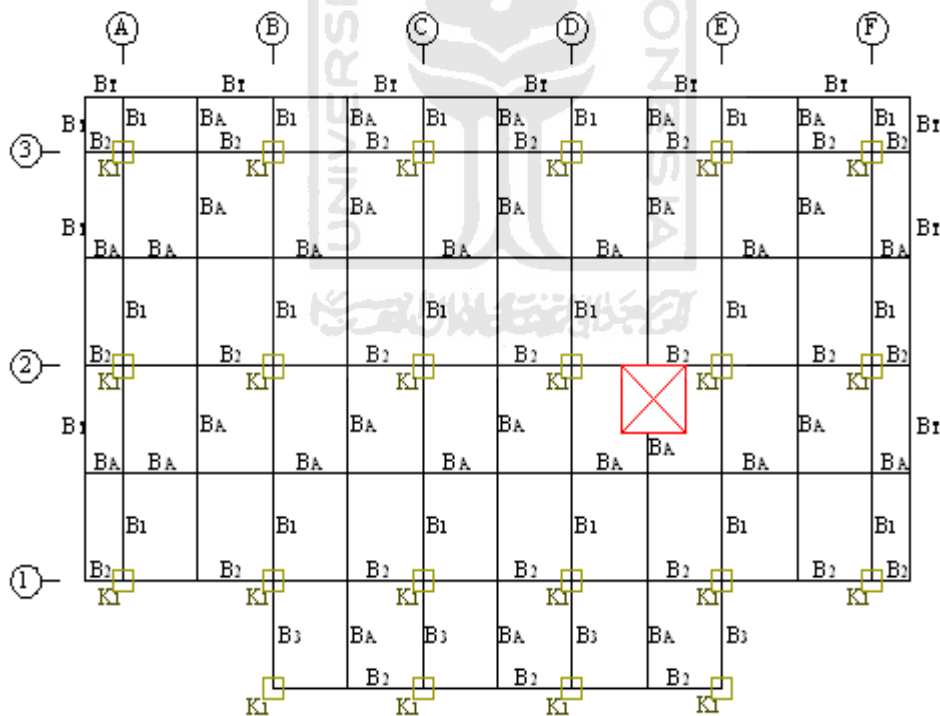
Gedung rumah sakit mata solo, pada perencanaan awalnya menggunakan struktur beton bertulang, portal terbuka. Adapun spesifikasi bangunan Gedung Rumah Sakit mata Solo adalah sebagai berikut:

1. Gedung rumah sakit mata Solo, merupakan bangunan yang terdiri dari 5 lantai. Untuk struktur perencanaan menggunakan beban hidup 250 kg/cm^2 sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987.
2. Mutu baja yang digunakan dalam penelitian ini adalah tegangan leleh (f_y) = 240 MPa untuk baja tulangan polos (BJTP) untuk $\emptyset < 12 \text{ mm}$ dengan dan tegangan leleh (f_y) = 400 MPa baja tulangan ulir (BJTD) untuk $\emptyset > 12 \text{ mm}$.
3. Nilai f'_c diambil 25 MPa untuk komponen struktur pelat, balok, kolom dan pondasi.

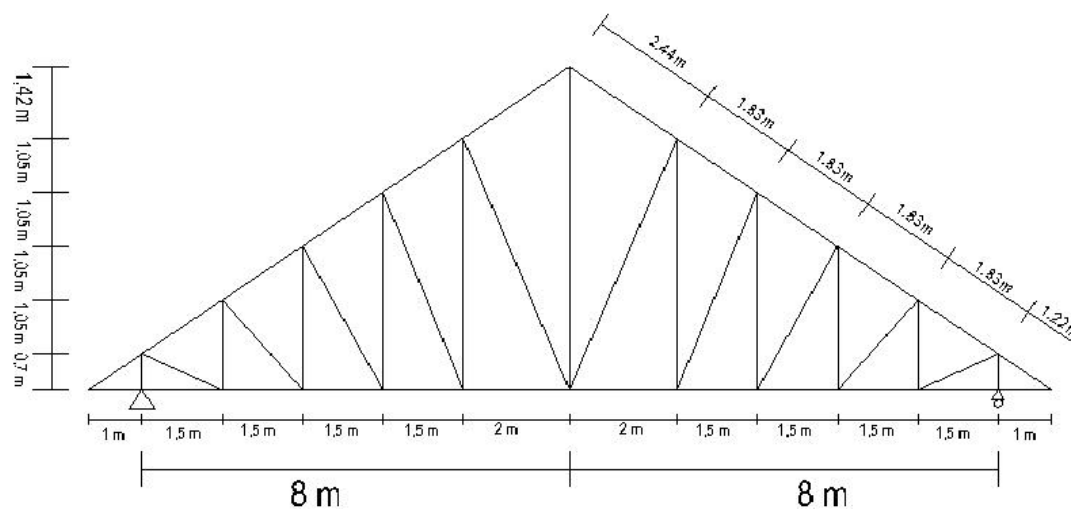
4. Modulus elastisitas beton, $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ dengan f'_c dalam MPa dan modulus elastisitas baja tulangan $E_s = 200000$ MPa.
5. Gedung Rumah Sakit Mata Solo terletak di wilayah gempa 3 di atas tanah sedang.
6. Menghitung anggaran biaya berdasarkan SNI DT-91-0008-2007.

4.2.2 Denah dan Model Struktur

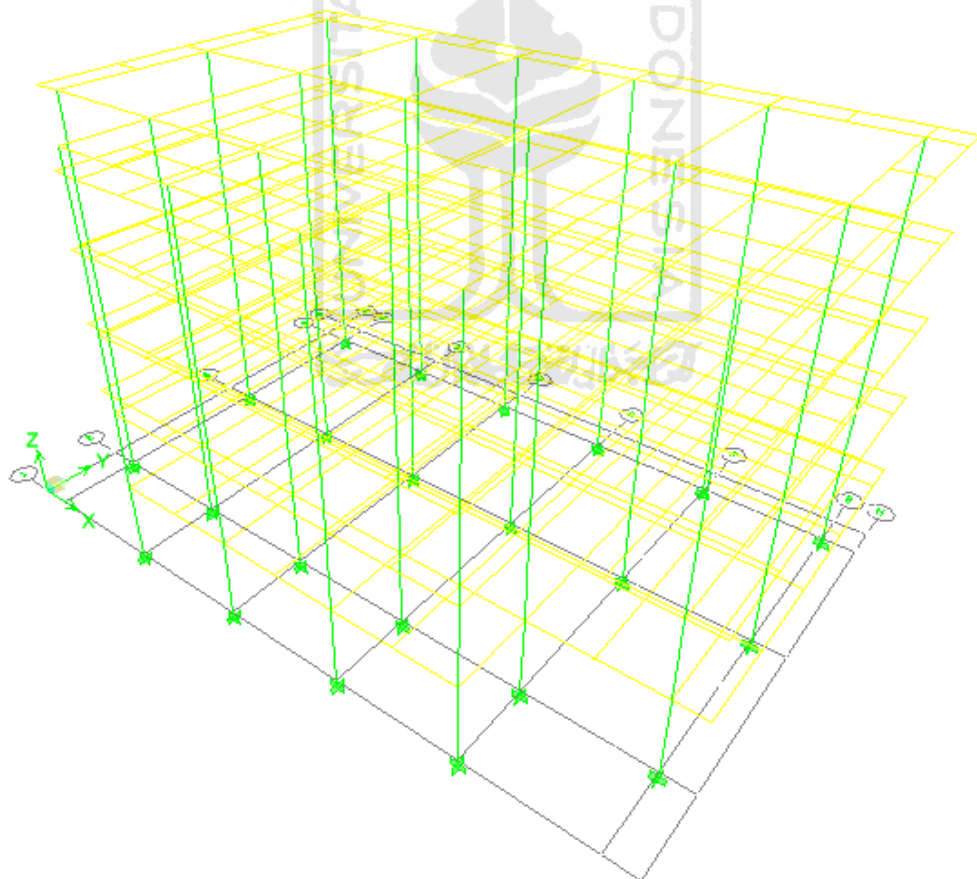
Model struktur yang digunakan dalam perencanaan ulang ini adalah gedung Rumah Sakit Mata Solo dengan struktur yang simetris dan atap menggunakan struktur baja. Pada denah lantai pertama dan kedua tidak terdapat void sedangkan lantai ketiga sampai lima terdapat satu void. Adapun untuk lebih mengetahui model struktur yang akan direncanakan ulang, maka dibawah ini terdapat beberapa contoh gambar struktur gedung dan atap. Adapun model struktur gedung rumah sakit mata solo yang akan diredesain, adalah sebagai berikut:



Gambar 4.1 Denah Balok dan Kolom Lantai 3



Gambar 4.2 Kuda-kuda Profil Baja



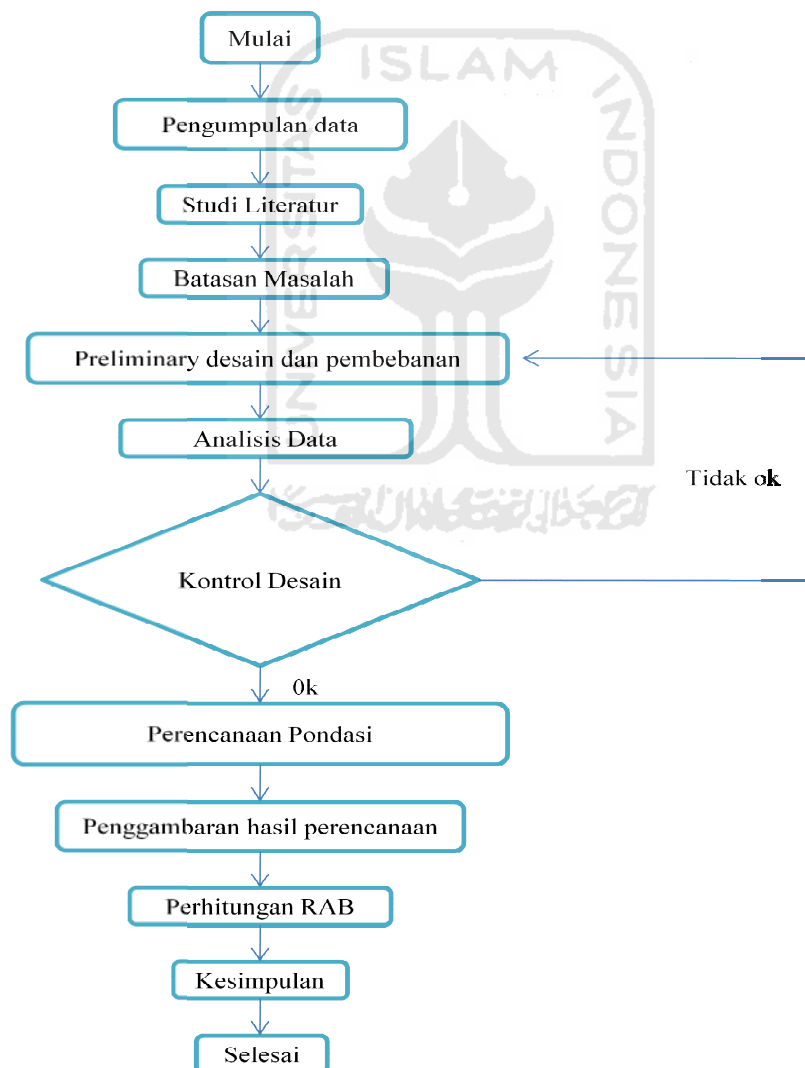
Gambar 4.3 Portal Tampak 3 Dimensi

4.3 Analisis Perencanaan

Dalam perencanaan bangunan ini, untuk mempermudah analisis struktur pada bagian atap dan portal, maka diperlukan alat bantu berupa software computer. Adapun software computer yang digunakan adalah ETABS v 9.2.0 pada bagian portalnya.

4.3.1 Tahapan Analisis

Pengolahan data dilakukan dengan langkah-langkah sesuai bagan alir (flowchart) dibawah ini:



4.3.2 Waktu Pelaksanaan Dan Jadwal Penelitian

Waktu pelaksanaan dan jadwal penelitian tugas akhir ini adalah mahasiswa Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, sebagai berikut:

Nama : Fandy Ade Chandra

No. Mhs : 07 511 114

Meliputi 6 bulan pelaksanaan, yang perinciannya dapat dilihat pada **Tabel 4.1** sebagai berikut:

Tabel 4.1 Jadwal dan Pelaksanaan Penelitian

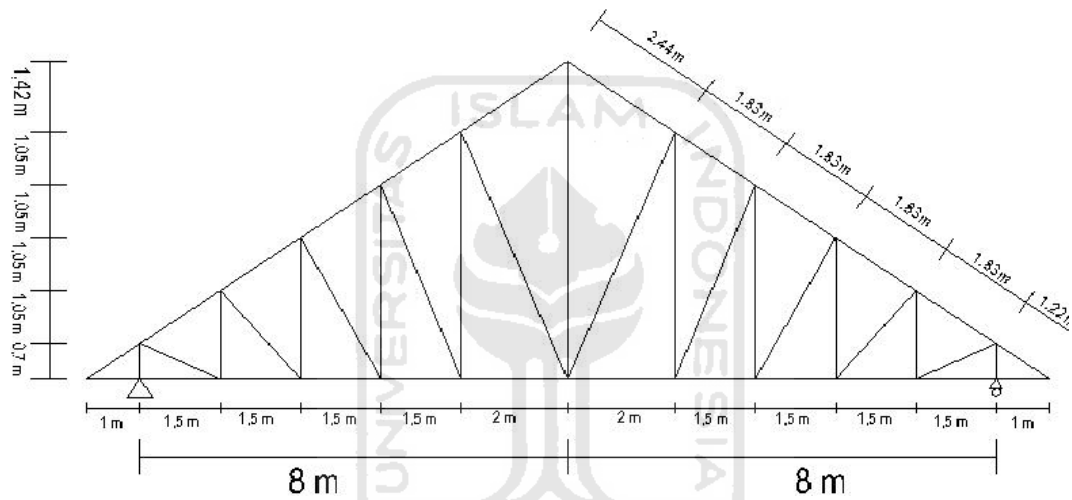
No.	Kegiatan	Bulan					
		Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun
1	Pendaftaran						
2	Penentuan Dosen Pembimbing						
3	Pembuatan Proposal						
4	Seminar Proposal						
5	Konsultasi Penyusunan TA						
6	Sidang-sidang						
7	Pendadaran						

BAB V

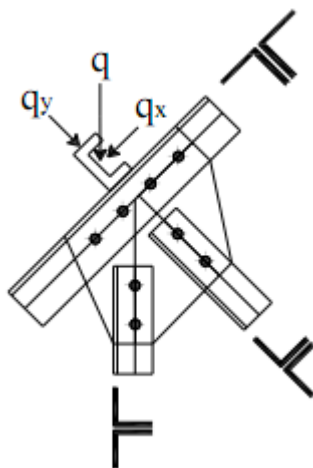
PERENCANAAN STRUKTUR

5.1 Perencanaan Atap

Perencanaan atap ini meliputi perencanaan gording profil Light Lip Channels dan rangka atap profil Double angle. Adapun metode yang digunakan dalam perencanaan ini adalah metode Load dan Resistance Factor Design (LRFD).



Gambar 5.1 Struktur Rangka Atap



Gambar 5.2 Arah Pembebanan Gording

5.1.1 Perencanaan Gording

Perencanaan gording ini menggunakan baja profil light lip channels, yang mempunyai tegangan leleh (f_y) 240 MPa dan modulus elastisitas (E) 200000MPa.

Jarak antar gording = 1,83 m

Jarak antar kuda kuda = 3 m

Sudut kemiringan atap = 35°

Adapun beban-beban yang bekerja pada gording adalah sebagai berikut:

Beban Mati = Penutup Atap (50 Kg/m^2), dan berat gording

Beban Hidup = Pekerja (100 Kg)

Beban Angin = Tiup dan Hisap (tekanan tiup = 25 Kg/m^2)

Beban Air hujan = $((40-0,8\alpha)/100) \text{ Kg/m}^2$
= $((40- 0,8.35)/100)$
= 12 Kg/m^2

Beban penggantung dan plafond = 18 Kg/m^2

5.1.1.1 Pembebanan Gording

Pembebanan didasarkan pada gording yang menerima beban terbesar yaitu pada jarak antar gording terpanjang dan untuk berat sendiri diasumsikan 10% dari beban mati gording.

a. Beban Mati

Penutup genting, usuk dan reng = $50 \text{ Kg/m}^2 \times \text{jarak gording}$
= $50 \text{ Kg/m}^2 \times 3 \text{ m}$
= 150 Kg/m

Gording = $10\% \times 150 \text{ KN/m}$
= 15 Kg/m

Total Beban mati = 165 Kg/m

b. Beban hidup

Beban pekerja di atap = 100 Kg

c. Beban angin

Tekanan tiup $= 25 \text{ Kg/m}^2$
 Tekanan angin $= \text{tekanan tiup} \times \text{jarak gording}$
 $= 25 \text{ Kg/m}^2 \times 1,83 \text{ m}$
 $= 45,75 \text{ Kg/m}$
 Angin tiup
 Koefisien angin tiup $= 0,02\alpha \cdot 0,4$
 $= 0,02 (35^\circ) \cdot 0,4$
 $= 0,3$
 q angin tiup $= \text{tekanan angin} \times \text{koef. angin tiup}$
 $= 45,75 \text{ Kg/m} \times 0,3$
 $= 13,725 \text{ KN/m}$
 Angin hisap
 Koefisien angin hisap $= -0,4$
 q angin hisap $= \text{tekanan angin} \times \text{koef. angin hisap}$
 $= 45,75 \text{ Kg/m} \times 0,4$
 $= -18,3 \text{ Kg/m}$
 d. Beban air hujan $= \text{air hujan} \times \text{jarak gording}$
 $= 12 \text{ Kg/m}^2 \times 1,83 \text{ m}$
 $= 21,96 \text{ Kg/m}$

Tabel 5.1 Pembebanan dan Momen pada Gording

Jenis Pembebanan	qy (kg/m)	qx (kg/m)	My (kg.m)	Mx (kg.m)
Beban Mati (D)	82.448	57.730	16.237	92.754
Beban Hidup (L)	81.915	57.358	16.13184	92.155
Beban Angin (W)				
Tiup	11.243	0	0	12.648
Hisap	-14.990	0	0	-16.864
Beban Air Hujan (R)	17.989	12.596	3.542551	20.237

Keterangan perhitungan table 5.1 :

(1) Pembebanan sejajar bidang atap

$$q_x = q \sin 35 \text{ (KN/m)}$$

$$p_x = p \sin 35 \text{ (KN)}$$

(2) Pembebanan tegak lurus bidang atap

$$q_y = q \cos 35 \text{ (KN/m)}$$

$$p_y = p \cos 35 \text{ (KN)}$$

(3) Momen sejajar bidang atap

$$M_y = \frac{1}{8} q_x \left(\frac{L}{2} \right)^2 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{py} = \frac{1}{4} q_x \left(\frac{L}{2} \right) \text{ (KN.m)}$$

(4) Momen tegak lurus bidang atap

$$M_y = \frac{1}{8} q_y L^2 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{py} = \frac{1}{4} q_y L \text{ (KN.m)}$$

Tabel 5.2 Kombinasi Beban Terpusat

kombinasi pembebanan	Pu,y (kg)	Pu,x (kg)
1.4 D	0	0
1.2 D + 1.6 L + 0.5 R	131.064	91.77223
1.2 D + 1.6 R + 0.5 L	40.958	28.678822
1.2 D + 0.5 L + 1.3 W + 0.5 R	40.958	28.678822
0.9 D + 1.3 W	0	0
0.9 D - 1.3 W	0	0

Keterangan :

D = beban mati R = beban air hujan

L = beban hidup E = beban gempa

W = beban angin

Tabel 5.3 Kombinasi Beban Merata

kombinasi pembebanan	qy (kg/m)	qx (kg/m)
1.4 D	115.427	80.823
1.2 D + 1.6 L + 0.5 R	238.996	167.347
1.2 D + 1.6 R + 0.5 L	168.677	118.109
1.2 D + 0.5 L + 1.3 W + 0.5 R	182.992	104.253
0.9 D + 1.3 W	108.306	51.957
0.9 D - 1.3 W	40.100	51.957

Tabel 5.4 Kombinasi Momen Berdasarkan Pembebanan LRFD

kombinasi pembebanan	My (kg.m)	Mx (kg.m)
1.4 D	22.731	129.855
1.2 D + 1.6 L + 0.5 R	47.066	268.870
1.2 D + 1.6 R + 0.5 L	33.218	189.761
1.2 D + 0.5 L + 1.3 W + 0.5 R	29.321	205.866
0.9 D + 1.3 W	14.613	121.845
0.9 D - 1.3 W	14.613	45.112

5.1.1.2 Dimensi Gording

Dipakai profil *Light lip channels* C 150 x 50 x 20 x 3,2 yang mempunyai klasifikasi material sebagai berikut:

$$\begin{array}{llll}
 Z_x & = 37400 \text{ mm}^3 & Z_y & = 8190 \text{ mm}^4 & g & = 6,76 \text{ kg/m} \\
 I_x & = 280 \text{ cm}^4 & I_y & = 28,3 \text{ cm}^4 & A & = 8,607 \text{ cm}^2 \\
 r_x & = 5,71 \text{ cm} & r_y & = 1,81 \text{ cm} & &
 \end{array}$$

Kontrol terhadap momen yang terjadi:

- a. Momen sejajar atap (arah sumbu x)

$$M_{uy} \text{ maks} = 4706,625 \text{ Kg.cm}$$

$$\Phi M_n \geq M_{uy}$$

$$\Phi Z_y f_y \geq M_{uy}$$

$$Z_{y\text{perlu}} \geq \frac{M_{uy}}{\Phi f_y}$$

$$Z_{y\text{perlu}} = \frac{4706,625}{0,9 \times 2448}$$

$$= 2,136 \text{ cm}^3 < Z_y \text{ tersedia } (8,19 \text{ cm}^3)$$

- b. Momen tegak lurus atap (arah sumbu y)

$$M_{ux} \text{ maks} = 26887,028 \text{ Kg.cm}$$

$$\Phi M_n \geq M_{ux}$$

$$\Phi Z_x f_x \geq M_{ux}$$

$$Z_{x\text{perlu}} \geq \frac{M_{ux}}{\Phi f_y}$$

$$Z_{x\text{perlu}} = \frac{26887,028}{0,9 \times 2448}$$

$$= 12,204 \text{ cm}^3 < Z_x \text{ tersedia } (34,7 \text{ cm}^3)$$

5.1.1.3 Kontrol Lendutan

- a. Lendutan arah sumbu y

$$\begin{aligned}\Delta y &= \frac{5}{384} q_y \frac{L^4}{EI_x} + \frac{P_y L^3}{48EI_x} \\ &= \frac{5}{384} 2,3899 \frac{(3 \times 1000)^4}{2 \times 10^5 \times 238 \times 10^4} + \frac{1,31064 \times (3 \times 1000)^3}{48 \times 2 \times 10^5 \times 238 \times 10^4} \\ &= 0,570 \text{ cm}\end{aligned}$$

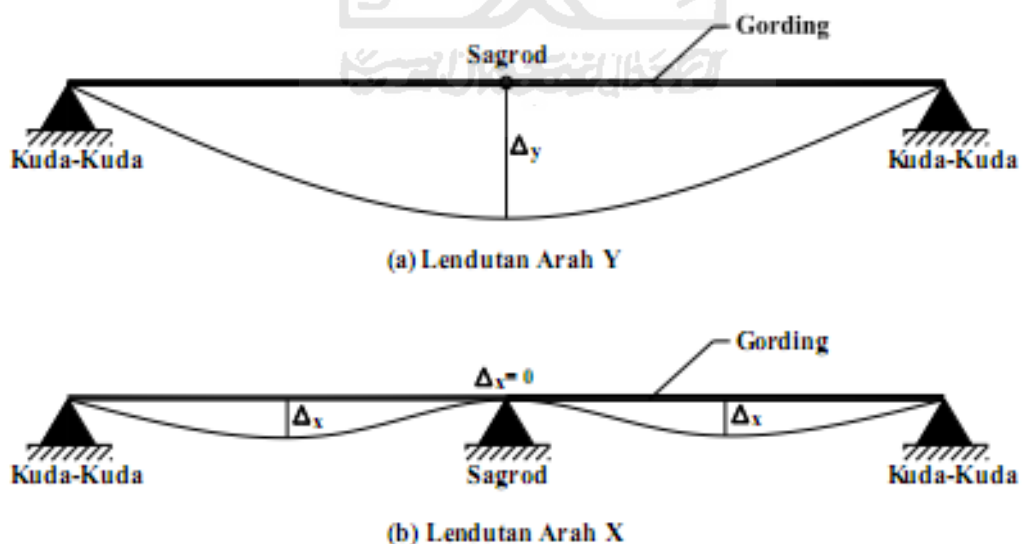
- b. Lendutan arah sumbu x

Karena di tengah bentang gording terdapat sagrod , maka pada tengah

Bentang tidak terjadi lendutan ($\Delta x = 0$)

- c. Lendutan 2 arah

$$\begin{aligned}\Delta &= \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \\ &= \sqrt{0^2 + 0,671^2} \\ &= 0,570 \text{ cm} < \frac{L}{360} \\ &< \frac{3 \times 100}{360} \\ &< 0,833 \text{ cm (Lendutan AMAN)}\end{aligned}$$



Gambar 5.3 Lendutan Arah Y (a) dan Arah X (b)

5.1.1.4 Cek Terhadap Tekuk Torsi Lateral

Cek terhadap adanya tekuk torsi lateral, di coba menggunakan profil Light lip channels C 150 x 50 x 20 x 3,2 yang mempunyai klasifikasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 d &= 150 \text{ mm} \\
 bf &= 50 \text{ mm} \\
 tf &= 20 \text{ mm} \\
 tw &= 3,2 \text{ mm} \\
 A &= 8,607 \text{ cm}^2 = 8607 \text{ mm}^2 \\
 hw &= 150 - (2 \times 3,2) = 143,6 \text{ mm} \\
 S_x &= \frac{I_x}{d/2} = \frac{2800000}{150/2} = 3773,333 \text{ mm}^3 \\
 S_y &= \frac{I_y}{d/2} = \frac{374000}{150/2} = 3773,33 \text{ mm}^3 \\
 J &= \sum \frac{1}{3} \cdot b \cdot t^3 \\
 &= \frac{1}{3} \cdot (2 \times (50 \times 3,2^3) + (3,2 \times 143,6^3)) \\
 &= 3159673,4 \text{ mm}^4 \\
 C_w &= d^2 \times \frac{I_y}{4} \\
 &= 150^2 \times \frac{374000}{4} \\
 &= 1,59 \times 10^9 \text{ mm}^6 \\
 G &= \frac{E}{2(1+\nu)} \\
 &= \frac{200000}{2(1+0,3)} \\
 &= 76923,077 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Perhitungan ϕM_p

$$\begin{aligned}
 M_{px} &= f_y \cdot Z_x = (240 \times 10,2) \times 37,4 = 91555,2 \text{ kg.cm} \\
 \Phi M_{px} &= 0,9 \times 91555,2 = 82399,68 \text{ kg.cm} \\
 \text{Syarat, } \Phi M_{px} &> M_{ux} \\
 82399,68 \text{ kg.cm} &> 26887,70 \text{ kg.cm} \quad (\mathbf{AMAN}) \\
 M_{py} &= f_y \cdot Z_y = (240 \times 10,2) \times 8,19 = 20049,12 \text{ kg.cm} \\
 \Phi M_{py} &= 0,9 \times 20049,12 = 18044,208 \text{ kg.cm} \\
 \text{Syarat, } \Phi M_{py} &> M_{uy}
 \end{aligned}$$

$$18044,208 \text{ kg.cm} > 4706,6 \text{ kg.cm} \quad (\mathbf{AMAN})$$

Kontrol kekompakan Penampang

Pada sayap

$$\lambda = \frac{bf}{tf} = \frac{50}{20} = 2,5 \text{ mm}$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97 \text{ mm}$$

Pada Badan

$$\lambda = \frac{hw}{tw} = \frac{1436}{3,2} = 44,875 \text{ mm}$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,44 \text{ mm}$$

Maka profil termasuk penampang **kompak**

Cek Tegangan

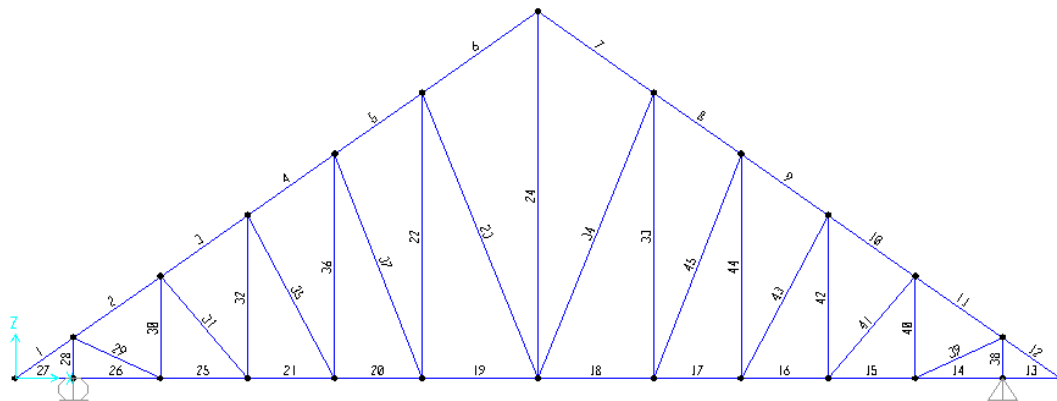
$$fbx = \frac{Mx}{Zx} = \frac{26887}{37,4} = 718,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fby = \frac{My}{Zy} = \frac{4706,6}{8,19} = 574,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{fbx}{0,66.fy} + \frac{fby}{0,75.fy} = \frac{718,90}{0,66.2448} + \frac{574,68}{0,75.2448} = 0,76 < 1 \quad (\mathbf{OK})$$

5.1.2 Perencanaan Kuda –Kuda Profil Baja

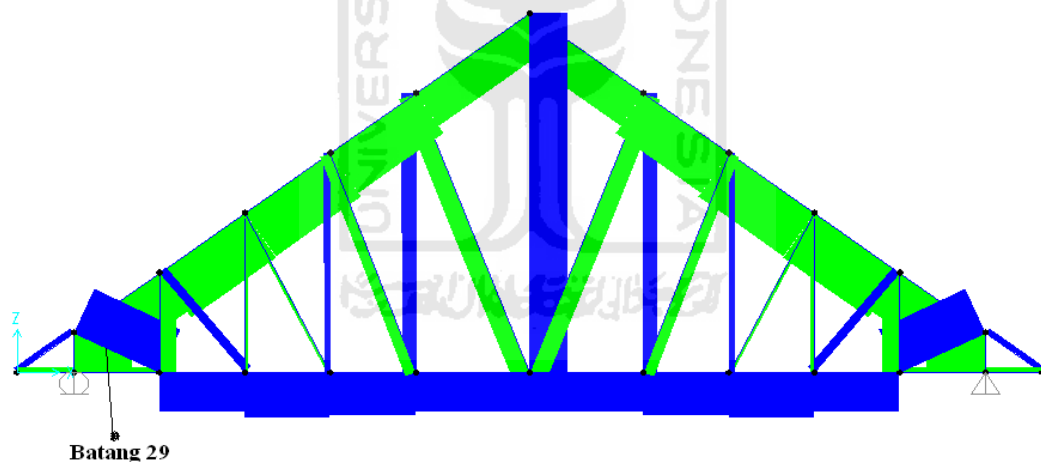
Kuda-kuda direncanakan menggunakan profil baja 2L60x60x6. Kuda-kuda dipasang dengan jarak antar kuda-kuda sejauh 3 meter dan dengan bentang kuda-kuda 18 meter. Desain rangka kuda-kuda baja seperti terlihat pada Gambar 5.5



Gambar 5.4 Kuda-kuda profil baja

5.1.2.1 Perencanaan Batang Tarik

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan *software SAP 2000 v.11*, maka di ambil gaya tarik pada batang no 29 combo 2 sebagai contoh perhitungan dikarenakan batang tersebut memiliki nilai paling besar, yaitu $R_u = 4307,69 \text{ Kg}$ dengan panjang profil = 1,655 m.



Gambar 5.5 Batang Tarik yang Ditinjau

1. Estimasi Nilai A_g & A_e Berdasarkan Nilai R_u Maks
 - a. Kondisi Leleh

$$\begin{aligned}
 R_u &= 0,9 f_y A_g \Rightarrow A_g = \frac{R_u}{0,9 f_y} \\
 &= \frac{43,077 \times 1000}{0,9 \times 240} \\
 &= 199,4301 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

b. Kondisi Retak

$$\begin{aligned}
 R_u &= 0,75 f_u A_e \Rightarrow A_e = \frac{R_u}{0,75 f_u} \\
 &= \frac{43,077 \times 1000}{0,75 \times 370} \\
 &= 155,232 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2. Dipakai Profil 2L60x60x6

a. Data Profil

A_g	= 768 mm ²
I_x	= 456000 mm ⁴
I_y	= 1118800 mm ⁴
r_x	= 18,2 mm
r_y	= 28,5 mm

$r_{pakai} = r_{minimum}$

$$= 18,2 \text{ mm}$$

b. Cek Kelangsingan Batang Tarik

$$\text{Syarat, } \frac{k \cdot L}{r_{min}} < 300$$

$$\frac{1655}{18,2} < 300$$

$$90,934 < 300 \text{ (OK)}$$

c. Perhitungan Luas Effektif (A_e)

Digunakan baut A325

diameter baut = 12.7 mm

Puntiran = 2 mm

Diameter Lubang (h) = $d_{baut} + \text{puntiran}$

$$= 12.7 + 2$$

$$= 14.7 \text{ mm}$$

$$A_n = A_g - n \cdot d \cdot t_f$$

$$= 768 - 1 \cdot 14,7 \cdot 6$$

$$= 679,8 \text{ mm}^2$$

Koefisien reduksi (U)

$$l = (\text{jumlah baut} - 1) \times \text{jarak antar baut}$$

$$= (2 - 1) \times 50$$

$$= 50 \text{ mm}$$

$$U = 1 - \frac{x}{l}$$

$$= 1 - \frac{16,9}{50}$$

$$= 0,662$$

$$A_{\text{efektif}} = U A_n$$

$$= 0,662 \times 679,8$$

$$= 450,028 \text{ mm}^2$$

d. Cek Kapasitas Profil

i. Kondisi Leleh

$$\Phi R_n = \Phi \cdot A_g \cdot f_y$$

$$= 0,9 \times 7,68 \times 2448$$

$$= 16920,6 \text{ Kg} > R_{u \text{ maks}} = 4307,69 \text{ Kg} \quad (\text{OK})$$

ii. Kondisi Retak

$$\Phi R_n = \Phi \cdot A_e \cdot f_u$$

$$= 0,75 \times 4,5 \times 3770$$

$$= 12738 \text{ Kg} > R_{u \text{ maks}} = 4307,69 \text{ Kg} \quad (\text{OK})$$

Tabel 5.5 Gaya –gaya Batang Tarik Pada Rangka Kuda-Kuda profil baja

Nomor Batang	Nomor Kombinasi	Jenis Pembeban	Gaya Batang Kg	Gaya Geser Kg	Momen Kg-m
1	COMB2	Combination	495.45	-3.91	-2.72
1	COMB2	Combination	499.96	2.53	-2.3
1	COMB2	Combination	504.47	8.97	-5.81
12	COMB2	Combination	504.47	-8.97	-5.81
12	COMB2	Combination	499.96	-2.53	-2.3
12	COMB2	Combination	495.45	3.91	-2.72
15	COMB2	Combination	3520.42	9.46	-0.65
15	COMB2	Combination	3520.42	3.02	-3.77
15	COMB2	Combination	3520.42	-3.43	-3.67
15	COMB2	Combination	3520.42	-9.87	-0.34
16	COMB2	Combination	4031.12	12.3	2.61
16	COMB2	Combination	4031.12	5.85	-1.93
16	COMB2	Combination	4031.12	-0.59	-3.24
16	COMB2	Combination	4031.12	-7.04	-1.33
17	COMB2	Combination	3904.12	9.57	0.71
17	COMB2	Combination	3904.12	3.13	-2.47
17	COMB2	Combination	3904.12	-3.32	-2.42
17	COMB2	Combination	3904.12	-9.76	0.84
18	COMB2	Combination	3544.08	10.69	2
18	COMB2	Combination	3544.08	4.25	-1.73
18	COMB2	Combination	3544.08	-2.2	-2.25
18	COMB2	Combination	3544.08	-8.64	0.46
18	COMB2	Combination	3544.08	-15.09	6.39
19	COMB2	Combination	3544.08	15.09	6.39
19	COMB2	Combination	3544.08	8.64	0.46
19	COMB2	Combination	3544.08	2.2	-2.25
19	COMB2	Combination	3544.08	-4.25	-1.73
19	COMB2	Combination	3544.08	-10.69	2
20	COMB2	Combination	3904.12	9.76	0.84
20	COMB2	Combination	3904.12	3.32	-2.42
20	COMB2	Combination	3904.12	-3.13	-2.47
20	COMB2	Combination	3904.12	-9.57	0.71
21	COMB2	Combination	4031.12	7.04	-1.33
21	COMB2	Combination	4031.12	0.59	-3.24
21	COMB2	Combination	4031.12	-5.85	-1.93
21	COMB2	Combination	4031.12	-12.3	2.61
22	COMB2	Combination	1195.01	-1.07	-2.94
22	COMB2	Combination	1238.31	-1.07	-0.31
22	COMB2	Combination	1281.62	-1.07	2.32
24	COMB2	Combination	3356.56	-5.052E-16	-4.6E-15
24	COMB2	Combination	3412.24	-5.052E-16	-3E-15
24	COMB2	Combination	3467.92	-5.052E-16	-1.4E-15

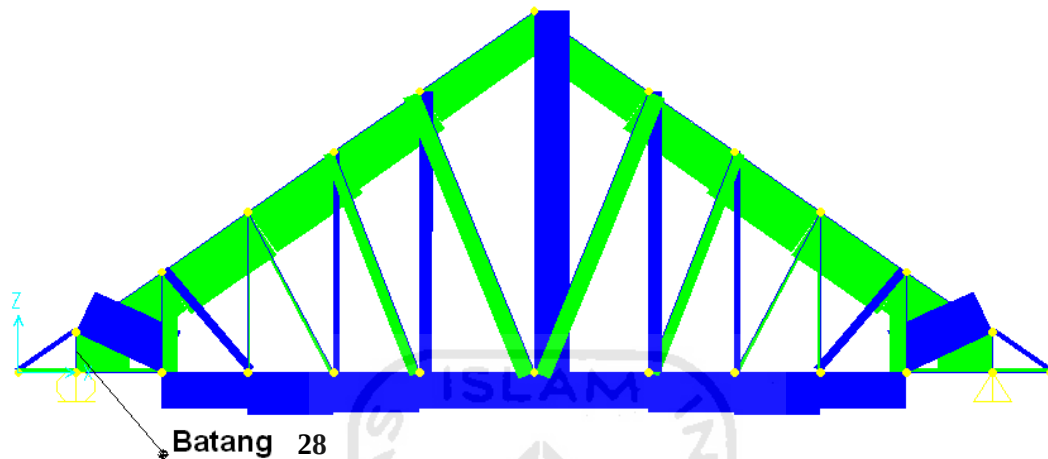
25	COMB2	Combination	3520.42	9.87	-0.34
25	COMB2	Combination	3520.42	3.43	-3.67
25	COMB2	Combination	3520.42	-3.02	-3.77
25	COMB2	Combination	3520.42	-9.46	-0.65
29	COMB2	Combination	4307.69	-13.43	-6.84
29	COMB2	Combination	4303.18	-3.76	0.27
29	COMB2	Combination	4298.67	5.91	-0.62
31	COMB2	Combination	795.67	-9.28	-2.07
31	COMB2	Combination	784.39	0.39	3.06
31	COMB2	Combination	773.12	10.05	-2.96
33	COMB2	Combination	1195.01	-1.07	-2.94
33	COMB2	Combination	1238.31	-1.07	-0.31
33	COMB2	Combination	1281.62	-1.07	2.32
36	COMB2	Combination	500.7	-0.64	-1.2
36	COMB2	Combination	525.51	-0.64	0.03465
36	COMB2	Combination	550.32	-0.64	1.27
39	COMB2	Combination	4307.69	-13.43	-6.84
39	COMB2	Combination	4303.18	-3.76	0.27
39	COMB2	Combination	4298.67	5.91	-0.62
41	COMB2	Combination	795.67	-9.28	-2.07
41	COMB2	Combination	784.39	0.39	3.06
41	COMB2	Combination	773.12	10.05	-2.96
44	COMB2	Combination	500.7	-0.64	-1.2
44	COMB2	Combination	525.51	-0.64	0.03465
44	COMB2	Combination	550.32	-0.64	1.27

Tabel 5.6 Hasil Perhitungan batang-batang Tarik pada rangka baja

Nomor Batang	Profil Baja	Cek Kelangsingan Batang Tarik			panjang batang (m)	Cek Kapasitas profil							
						Kondisi leleh (Kg)		Ketentuan	kondisi retak (Kg)				Ketentuan
						ϕR_n (kg)	Ru(kg)		ϕR_n (kg)		Ru(kg)	$\phi R_n > Ru$	
1	2L60x60x6	67.087912	<	300	1.221	16920.58	>	504.47	ok	12738.03	>	504.47	ok
12	2L60x60x6	67.087912	<	300	1.221	16920.58	>	504.47	ok	12738.03	>	504.47	ok
15	2L60x60x6	82.417582	<	300	1.5	16920.58	>	3520.42	ok	12738.03	>	3520.42	ok
16	2L60x60x6	82.417582	<	300	1.5	16920.58	>	4031.12	ok	12738.03	>	4031.12	ok
17	2L60x60x6	82.417582	<	300	1.5	16920.58	>	3904.12	ok	12738.03	>	3904.12	ok
18	2L60x60x6	109.89011	<	300	2	16920.58	>	3544.08	ok	12738.03	>	3544.08	ok
19	2L60x60x6	109.89011	<	300	2	16920.58	>	3544.08	ok	12738.03	>	3544.08	ok
20	2L60x60x6	82.417582	<	300	1.5	16920.58	>	3904.12	ok	12738.03	>	3904.12	ok
21	2L60x60x6	82.417582	<	300	1.5	16920.58	>	4031.12	ok	12738.03	>	4031.12	ok
22	2L70x70x7	82.417582	<	300	1.5	22516.7	>	1281.62	ok	15765.17	>	1281.62	ok
24	2L70x70x7	90.934066	<	300	1.655	22516.7	>	3467.92	ok	15765.17	>	3467.92	ok
25	2L60x60x6	90.934066	<	300	1.655	16920.58	>	3520.42	ok	12738.03	>	3520.42	ok
29	2L60x60x6	211.53846	<	300	3.85	16920.58	>	4307.69	ok	12738.03	>	4307.69	ok
31	2L60x60x6	269.23077	<	300	4.9	16920.58	>	795.67	ok	12738.03	>	795.67	ok
33	2L70x70x7	346.15385	<	300	6.3	22516.7	>	1281.62	ok	15765.17	>	1281.62	ok
36	2L60x60x6	90.934066	<	300	1.655	16920.58	>	550.32	ok	12738.03	>	550.32	ok
39	2L60x60x6	126.64835	<	300	2.305	16920.58	>	4307.69	ok	12738.03	>	4307.69	ok
41	2L60x60x6	211.53846	<	300	3.85	16920.58	>	795.67	ok	12738.03	>	795.67	ok
44	2L60x60x6	269.23077	<	300	4.9	16920.58	>	550.32	ok	12738.03	>	550.32	ok

5.1.2.2 Perencanaan Batang Tekan

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan *software SAP 2000 v.11*, maka di ambil gaya tekan pada batang no 28 combo 2 sebagai contoh perhitungan dikarenakan batang tersebut memiliki nilai paling besar, yaitu $R_u = 5193,3 \text{ Kg}$ dengan panjang profil = 0,7 m.



Gambar 5.6 Batang tekan yang ditinjau

1. Estimasi Nilai A_g Berdasarkan Nilai $R_u \text{ Maks}$ ($F_{cr} = F_y$)

$$\begin{aligned} \Phi A_g f_{cr} &> R_u \Rightarrow A_g = \frac{R_u}{\Phi f_{cr}} \\ &= \frac{51,933 \times 1000}{0,85 \cdot 240} \\ &= 254,574 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2. Dipakai Profil 2L60x60x6

- a. Data Profil

A_g	= 768 mm ²
I_x	= 456000 mm ⁴
I_y	= 1118800 mm ⁴
r_x	= 18,2 mm
r_y	= 28,5 mm

$r \text{ pakai} = r \text{ minimum}$

$$= 18,2 \text{ mm}$$

b. Cek Kelangsingan Batang Tekan

$$\text{Syarat, } \frac{k \cdot L}{r_{min}} < 300$$

$$\frac{1x(0.7x1000)}{18,2} < 300$$

$$33,019 < 300$$

c. Parameter Kelangsingan Batang Tekan

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \\ &= \frac{700}{18,2 \cdot \pi} \sqrt{\frac{240}{200000}} \\ &= 0,424\end{aligned}$$

Karena nilai $\lambda_c < 1,5$

$$\begin{aligned}\text{Maka nilai } F_{cr} &= (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot f_y \\ &= (0,658^{0,424^2}) \cdot 2448 \\ &= 1716,14 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

d. Gaya Tekan Yang Di Ijinkan

$$\begin{aligned}\Phi R_n &= \phi A_g f_{cr} = 0,9 \times 7,68 \text{ cm}^2 \times 1716,14 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 11861,96 \text{ Kg} > R_u = 5193,3 \text{ Kg} \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

e. Cek Terhadap Tekuk Lokal

Pada sayap

$$\frac{b_f}{t_f} < 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Pada badan

Tidak ada

$$\frac{60}{6} < 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$10 < 12,99 \quad (\text{OK})$$

Tabel 5.7 Gaya –gaya Batang Tekan Pada Kuda-kuda profil baja

Nomor Batang	Nomor Kombinasi	Jenis Pembeban	Gaya Batang Kg	Gaya Geser Kg	Momen Kg-m	panjang batang(m)
2	COMB2	Combination	-4301.46	-16.61	-9.39	1.831
2	COMB2	Combination	-4294.69	-6.94	1.39	1.831
2	COMB2	Combination	-4287.92	2.72	3.32	1.831
3	COMB2	Combination	-4925.7	-7.14	1.01	1.831
3	COMB2	Combination	-4918.93	2.53	3.12	1.831
3	COMB2	Combination	-4912.16	12.19	-3.62	1.831
4	COMB2	Combination	-4770.38	-5.73	2.05	1.831
4	COMB2	Combination	-4763.62	3.93	2.87	1.831
4	COMB2	Combination	-4756.85	13.6	-5.16	1.831
5	COMB2	Combination	-4329.35	-2.77	4.19	1.831
5	COMB2	Combination	-4322.59	6.9	2.3	1.831
5	COMB2	Combination	-4315.82	16.57	-8.44	1.831
6	COMB2	Combination	-3579.99	-3.93	10.37	2.441
6	COMB2	Combination	-3567.62	13.75	4.37	2.441
6	COMB2	Combination	-3555.24	31.42	-23.2	2.441
7	COMB2	Combination	-3555.24	-31.42	-23.2	2.441
7	COMB2	Combination	-3567.62	-13.75	4.37	2.441
7	COMB2	Combination	-3579.99	3.93	10.37	2.441
8	COMB2	Combination	-4315.82	-16.57	-8.44	1.831
8	COMB2	Combination	-4322.59	-6.9	2.3	1.831
8	COMB2	Combination	-4329.35	2.77	4.19	1.831
9	COMB2	Combination	-4756.85	-13.6	-5.16	1.831
9	COMB2	Combination	-4763.62	-3.93	2.87	1.831
9	COMB2	Combination	-4770.38	5.73	2.05	1.831
10	COMB2	Combination	-4912.16	-12.19	-3.62	1.831
10	COMB2	Combination	-4918.93	-2.53	3.12	1.831
10	COMB2	Combination	-4925.7	7.14	1.01	1.831
11	COMB2	Combination	-4287.92	-2.72	3.32	1.831
11	COMB2	Combination	-4294.69	6.94	1.39	1.831
11	COMB2	Combination	-4301.46	16.61	-9.39	1.831
13	COMB2	Combination	-408.13	-5.83	-2.72	1.000
13	COMB2	Combination	-408.13	-12.28	1.8	1.000
13	COMB2	Combination	-408.13	-18.72	9.55	1.000
14	COMB2	Combination	-383.51	25.57	16.36	1.500
14	COMB2	Combination	-383.51	19.12	5.19	1.500
14	COMB2	Combination	-383.51	12.68	-2.76	1.500
14	COMB2	Combination	-383.51	6.23	-7.49	1.500
23	COMB2	Combination	-1578.97	-18.15	-16.49	5.292
23	COMB2	Combination	-1622.28	-0.48	8.15	5.292
23	COMB2	Combination	-1665.58	17.2	-13.98	5.292
26	COMB2	Combination	-383.51	-6.23	-7.49	1.500
26	COMB2	Combination	-383.51	-12.68	-2.76	1.500
26	COMB2	Combination	-383.51	-19.12	5.19	1.500
26	COMB2	Combination	-383.51	-25.57	16.36	1.500

27	COMB2	Combination	-408.13	18.72	9.55	1.000
27	COMB2	Combination	-408.13	12.28	1.8	1.000
27	COMB2	Combination	-408.13	5.83	-2.72	1.000
28	COMB2	Combination	-5193.31	24.62	6.81	0.700
28	COMB2	Combination	-5188.8	24.62	-1.81	0.700
28	COMB2	Combination	-5184.29	24.62	-10.42	0.700
30	COMB2	Combination	-1580.03	6.06	6.22	1.750
30	COMB2	Combination	-1568.75	6.06	0.92	1.750
30	COMB2	Combination	-1557.47	6.06	-4.38	1.750
32	COMB2	Combination	-329.05	-0.06825	-0.0059	2.800
32	COMB2	Combination	-311.01	-0.06825	0.08965	2.800
32	COMB2	Combination	-292.96	-0.06825	0.19	2.800
34	COMB2	Combination	-1578.97	-18.15	-16.49	5.292
34	COMB2	Combination	-1622.28	-0.48	8.15	5.292
34	COMB2	Combination	-1665.58	17.2	-13.98	5.292
35	COMB2	Combination	-248.23	-10.37	-5.48	3.176
35	COMB2	Combination	-266.27	-0.71	3.32	3.176
35	COMB2	Combination	-284.32	8.96	-3.24	3.176
37	COMB2	Combination	-961.52	-10.63	-8.08	4.132
37	COMB2	Combination	-986.33	-0.96	3.89	4.132
37	COMB2	Combination	-1011.14	8.7	-4.1	4.132
38	COMB2	Combination	-5193.31	24.62	6.81	0.700
38	COMB2	Combination	-5188.8	24.62	-1.81	0.700
38	COMB2	Combination	-5184.29	24.62	-10.42	0.700
40	COMB2	Combination	-1580.03	6.06	6.22	1.750
40	COMB2	Combination	-1568.75	6.06	0.92	1.750
40	COMB2	Combination	-1557.47	6.06	-4.38	1.750
42	COMB2	Combination	-329.05	-0.06825	-0.0059	2.800
42	COMB2	Combination	-311.01	-0.06825	0.08965	2.800
42	COMB2	Combination	-292.96	-0.06825	0.19	2.800
43	COMB2	Combination	-248.23	-10.37	-5.48	3.176
43	COMB2	Combination	-266.27	-0.71	3.32	3.176
43	COMB2	Combination	-284.32	8.96	-3.24	3.176
45	COMB2	Combination	-961.52	-10.63	-8.08	4.132
45	COMB2	Combination	-986.33	-0.96	3.89	4.132
45	COMB2	Combination	-1011.14	8.7	-4.1	4.132

Tabel 5.8 Hasil Perhitungan batang-batang Tekan pada kuda-kuda baja

Nomor Batang	Profil Baja	Cek Kelangsingan Batang Tekan			panjang batang (m)	kontrol										
						Parameter kelangsingan			Ketentuan		Gaya Tekan yang terjadi (kg)					Ketentuan
								λc	$1.5 > \lambda c$	$1.5 < \lambda c$	fcr (Kg)	Ag(cm ²)	$\phi Agfcr$ (Kg)		Ru (Kg)	$\phi Agfcr > Ru$
2	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4301.46	ok
3	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4925.7	ok
4	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4770.38	ok
5	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4329.35	ok
6	2L60x60x6	115.156	<	300	2.44	1.5	>	1.480	ok	no	709.29	7.68	4902.58	>	3579.99	ok
7	2L60x60x6	115.156	<	300	2.44	1.5	>	1.480	ok	no	709.29	7.68	4902.58	>	3579.99	ok
8	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4329.35	ok
9	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4770.38	ok
10	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4925.7	ok
11	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4301.46	ok
13	2L60x60x6	47.170	<	300	1	1.5	>	0.606	ok	no	1473.81	7.68	10186.98	>	408.13	ok
14	2L60x60x6	70.755	<	300	1.5	1.5	>	0.909	ok	no	1143.56	7.68	7904.25	>	383.51	ok
23	2L70x70x7	249.644	<	300	5.29	1.5	>	2.754	no	ok	244.09	10.22	2245.18	>	1665.58	ok
26	2L60x60x6	70.755	<	300	1.5	1.5	>	0.909	ok	no	1143.56	7.68	7904.25	>	383.51	ok
27	2L60x60x6	47.170	<	300	1	1.5	>	0.606	ok	no	1473.81	7.68	10186.98	>	408.13	ok
28	2L60x60x6	33.019	<	300	0.7	1.5	>	0.424	ok	no	1716.14	7.68	11861.96	>	5193.31	ok
30	2L60x60x6	82.547	<	300	1.75	1.5	>	1.061	ok	no	1007.31	7.68	6962.55	>	1580.03	ok
32	2L60x60x6	132.075	<	300	2.8	1.5	>	1.697	no	ok	745.27	7.68	5151.33	>	329.05	ok
34	2L70x70x7	249.644	<	300	5.29	1.5	>	2.754	no	ok	283.04	10.22	2603.40	>	1665.58	ok
35	2L60x60x6	149.834	<	300	3.18	1.5	>	1.925	no	ok	579.08	7.68	4002.61	>	284.32	ok
37	2L60x60x6	194.900	<	300	4.13	1.5	>	2.505	no	ok	342.24	7.68	2365.58	>	1011.14	ok
38	2L60x60x6	33.019	<	300	0.7	1.5	>	0.424	ok	no	1716.14	7.68	11861.96	>	5193.31	ok
40	2L60x60x6	82.547	<	300	1.75	1.5	>	1.061	ok	no	1007.31	7.68	6962.55	>	1580.03	ok
42	2L60x60x6	132.075	<	300	2.8	1.5	>	1.697	no	ok	745.27	7.68	5151.33	>	329.05	ok
43	2L60x60x6	149.834	<	300	3.18	1.5	>	1.925	no	ok	579.08	7.68	4002.61	>	284.32	ok
45	2L60x60x6	194.900	<	300	4.13	1.5	>	2.505	no	ok	342.24	7.68	2365.58	>	1011.14	ok

5.1.2.3 Perencanaan Sambungan Baut

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan software *SAP 2000*, sebagai contoh perhitungan di ambil gaya tarik pada batang no 29 combo 2 yaitu Ru sebesar 4307,69 Kg. Data yang digunakan dalam perencanaan sambungan baut ini adalah sebagai berikut :

Mutu baut A325

Tegangan geser baut (F_{nv}) = 48 x (6,895) x A.baut

Mutu baja 50 ksi (f_y = 240 MPa dan f_u = 370)

Diameter baut = 12,7 mm

Panjang bentang (L) = 1655 m

$$\text{Jarak antar baut} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tepi- As baut horizontal} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tepi –As baut vertikal} = 20 \text{ mm}$$

Kekuatan nominal satu baut

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \pi D_{\text{baut}}^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 12,7^2 \\ &= 126,68 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n1} &= \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 0,75 \times (48 \times 6,895) \times 126,68^2 \\ &= 31444,807 \text{ N} \\ &= 3144,481 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Estimasi luas bruto (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{Ru}{0,9 \cdot fy} = \frac{4307,69 \text{ Kg}}{0,9 \cdot 2448} \\ &= 1,955 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Estimasi luas efektif (A_e)

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{Ru}{0,75 \cdot fu} = \frac{4307,69 \text{ Kg}}{0,75 \cdot 3774} \\ &= 1,521 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Dicoba Pelat sambung

Estimasi tebal pelat sambung minimum

$$t = \frac{Ru}{2,4 D_{\text{baut}} \cdot fu} = \frac{4307,69 \text{ Kg}}{2,4 \cdot 1,27 \cdot 3774}$$

$$= 0,374 \text{ cm} = 3,74 \text{ mm}; \text{ Digunakan tebal pelat } 5 \text{ mm}$$

Kekuatan pelat sambung

$$\begin{aligned} \phi R_{np} &= \phi \cdot (2,4 D_{\text{baut}} \cdot t_p \cdot fu) = 0,75 \cdot (2,4 \cdot 1,27 \cdot 0,5 \cdot 3774) \\ &= 4313,682 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Cek kekuatan baut akibat adanya lubang di tumpuan dan tengah baut

- Di Tumpuan

$$\begin{aligned} \text{Diameter lubang} &= \text{Diameter baut} + \text{Ulir} \\ &= 12,7 + 2 \\ &= 14,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak netto tepi – baut } (L_c) &= \text{Jarak tepi baut} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang}} \\ &= 30 - \frac{1}{2} 14,7 \end{aligned}$$

$$= 22,65 \text{ mm}$$

Kekuatan nominal sambungan baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot (1,2 \cdot L_c \cdot t_p \cdot f_u) = 0,75 \times (1,2 \cdot 2,265 \cdot 0,5 \cdot 3774) \\ &= 3846,65 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Kekuatan nominal sambungan baut

$$\begin{aligned}\phi R_{nmaks} &= \phi \cdot (2,4 \cdot D_{baut} \cdot t_p \cdot f_u) = 0,75 \times (2,4 \cdot 1,27 \cdot 0,5 \cdot 3774) \\ &= 4313,682 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Karena $\phi R_n < \phi R_{nmaks}$, Maka kekuatan nominal sambungan baut tumpuan yang digunakan adalah $\phi R_n = 3846,65 \text{ Kg}$

- Di Tengah

$$\begin{aligned}\text{Jarak netto tepi – baut } (L_c) &= \text{Jarak tepi baut} - D_{lubang} \\ &= 50 - 14,7 \\ &= 35,3 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kekuatan nominal sambungan baut

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot (1,2 \cdot L_c \cdot t_p \cdot f_u) = 0,75 \times (1,2 \cdot 3,53 \cdot 0,5 \cdot 3774) \\ &= 5994,99 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Kekuatan nominal sambungan baut

$$\begin{aligned}\phi R_{nmaks} &= \phi \cdot (2,4 \cdot D_{baut} \cdot t_p \cdot f_u) = 0,75 \times (2,4 \cdot 1,27 \cdot 0,5 \cdot 3774) \\ &= 4313,682 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Karena $\phi R_n > \phi R_{nmaks}$, Maka kekuatan nominal sambungan baut tengah yang digunakan adalah $\phi R_{nmaks} = 4313,682 \text{ Kg}$

Menghitung jumlah baut pada sambungan

$$\text{Kekuatan nominal satu baut } (\phi R_{n1}) = 3144,481 \text{ Kg}$$

$$\text{Kekuatan pelat sambung } (\phi R_{np}) = 4313,682 \text{ Kg}$$

$$\text{Kekuatan baut tepi } (\phi R_n) = 3846,65 \text{ Kg}$$

Perhitungan jumlah baut yang dibutuhkan, maka dari ketiga kekuatan diatas diambil nilai yang terkecil, yaitu $= 3846,65 \text{ Kg}$

$$\text{Jumlah baut} = n = R_u / \phi R_n = 4307,69 \text{ Kg} / 3846,65 \text{ Kg} = 1,119 = 2 \text{ buah baut}$$

Total Kekuatan nominal sambungan baut

$$= \phi R_n \text{ tumpuan} + (n-1) \phi R_n \text{ tengah}$$

$$= 3846,65 \text{ Kg} + (2-1) 4313,682 \text{ Kg}$$

$$= 8160,332 \text{ Kg} > 4307,69 \text{ Kg} \quad \textbf{(AMAN)}$$

Cek terhadap adanya “Blok Geser”

$$\begin{aligned}
A_{nt} &= n_{\text{sisi}} (\text{jarak tepi vertical} - 0,5 \text{ D.lubang}) \times tp \\
&= (25 - 0,5 \times 14,7) \times 5 \\
&= 88,25 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{gvt} &= n_{\text{sisi}} \times \text{panjang blok geser} \times tp \\
&= n_{\text{sisi}} \times \left(\left(\frac{n}{n_{\text{sisi}}} - 1 \right) \times S + Le \right) \times tp \\
&= 1 \times \left(\left(\frac{2}{1} - 1 \right) \times 50 + 30 \right) \times 5 \\
&= 400 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{nv} &= n_{\text{sisi}} \times \text{panjang blok geser} - \left(\frac{n}{n_{\text{sisi}}} - 0,5 \right) \times D.\text{lubang}) \times tp \\
&= n_{\text{sisi}} \times \left(\left(\frac{n}{n_{\text{sisi}}} - 1 \right) \times S + Le \right) - \left(\frac{n}{n_{\text{sisi}}} - 0,5 \right) \times D.\text{lubang}) \times tp \\
&= 1 \times \left(\left(\frac{2}{1} - 1 \right) \times 50 + 30 \right) \times 5 - \left(\frac{2}{1} - 0,5 \right) \times 14,7 \times 5 \\
&= 289,75 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Gaya tarik yang di ijin kan

$$\begin{aligned}
R_{nt} &= 0,6.f_u.A_{nv} + U.f_u.A_{nt} \\
&= 0,6 \times 3774 \times 2,897 + 0,606 \times 3774 \times 0,882 \\
&= 8577,14 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

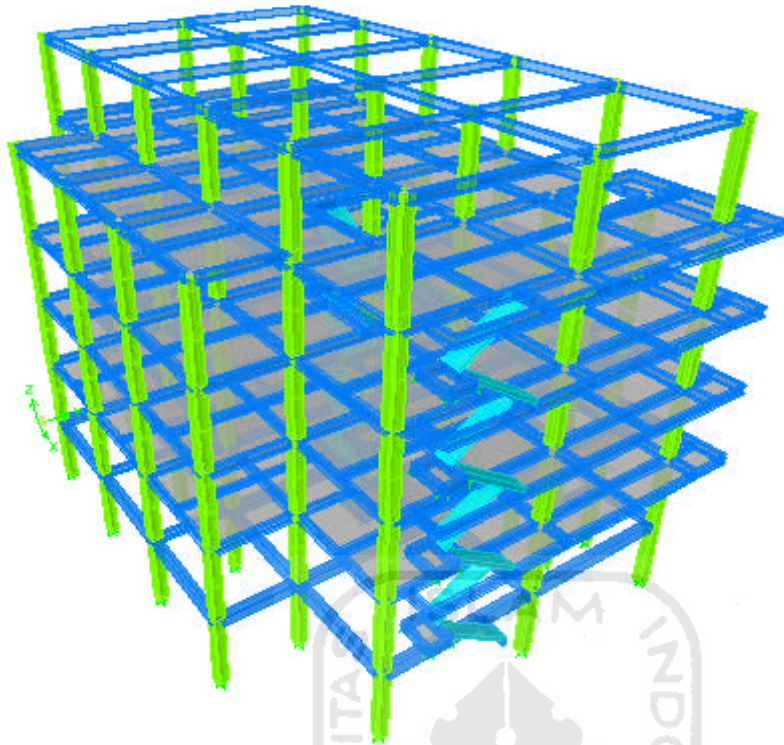
Gaya tarik maksimum

$$\begin{aligned}
R_{nmkas} &= 0,6.f_y.A_{gv} + U.f_u.A_{nt} \\
&= 0,6 \times 2448 \times 4 + 0,606 \times 3774 \times 0,882 \\
&= 7892,373 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Karena $R_{nt} > R_{nmaks}$, Maka gaya tarik yang diijinkan di ambil yang terkecil yaitu

$$\begin{aligned}
\text{sebesar ; } \phi R_{npakai} &= 0,75 \times 7892,373 \text{ Kg} \\
&= 5919,28 \text{ Kg} > R_u = 4307,69 \text{ Kg} \quad \textbf{(AMAN)}
\end{aligned}$$

5.2 Pembebanan & Estimasi Dimensi Pada Struktur Komposit



Gambar 5.7 Portal Gedung Rumah Sakit Mata Solo

5.2.1 Pembebanan Pelat Lantai dan Atap Pelat Lantai

a) Beban Mati

Pelat beton bertulang: 0,12 m x 2400 kg/m ³	: 288 kg/m ²
Pasir (t = 5 cm) : 0,05 m x 1700 kg/m ³	: 8,5 kg/m ²
Spesi (t = 2,5 cm) : 0,025 m x 2000 kg/m ³	: 5,0 kg/m ²
Keramik :	: 15 kg/m ²
Plafond :	: 11 kg/m ²
Mechanical :	: 40 kg/m ²
Ducting AC :	: <u>20 kg/m²</u>
qD: 387,5 kg/m ²	

b) Beban Hidup

Beban Rumah Sakit (qL) : 250 kg/m²

c) Beban Ultimate

Beban Rumah Sakit (qU)

$$\begin{aligned}
 q_U &: 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &: (1,2 \times 387,5) + (1,6 \times 250) \\
 &: 865 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

- Pelat Atap

a) Beban Mati

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat beton bertulang: } 0,1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 &: 240 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Pasir (} t = 5 \text{ cm) } : 0,05 \text{ m} \times 1700 \text{ kg/m}^3 &: 8,5 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Spesi (} t = 2,5 \text{ cm) } : 0,025 \text{ m} \times 2000 \text{ kg/m}^3 &: 5,0 \text{ kg/m}^2 \\
 q_D &: 253,5 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

b) Beban Hidup

$$\text{Beban Rumah Sakit (} q_L \text{)} : 100 \text{ kg/m}^2$$

c) Beban Ultimate

$$\text{Beban Rumah Sakit (} q_U \text{)}$$

$$\begin{aligned}
 q_U &: 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &: (1,2 \times 253,5) + (1,6 \times 100) \\
 &: 464,2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Karena analisis strkturnya menggunakan bantuan software computer ETABS secara 3D, maka berat sendiri pelat beton sudah dihitung oleh program sehingga beban mati yang diinput dikurangi beban tersebut. Sedangkan pada beban hidup, inputanya masih sama tidak dikurangi.

5.2.2 Beban –beban Tambahan

Beban –beban tambahan adalah yang diinput pada portal selain berat sendiri struktur karena berat sendiri yang meliputi pelat, balok, dan kolom sudah dihitung langsung oleh program ETABS. Adapun tambahan tersebut meliputi:

1. Beban Titik dari kuda –kuda (dari reaksi program ETABS 9.2.0)

$$\begin{aligned}
 \text{Beban dari kuda – kuda } 35^0 &= 1636,97 \text{ Kg (Dead Load)} \\
 &= 500 \text{ Kg (Live Load)}
 \end{aligned}$$

2. Beban merata tembok

$$\begin{aligned}
 \text{Lantai} &= \text{lebar tembok} \times \text{tinggi bersih lantai} \times \text{BJ batubata} \\
 \text{Lantai 1} &= 0,15 \text{ m} \times (4-0,5) \text{ m} \times 1700 \text{ kg/m}^3 = 892,5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lantai 2} &= 0,15 \text{ m} \times (4-0,5) \text{ m} \times 1700 \text{ kg/m}^3 = 892,5 \text{ kg/m} \\
 \text{Lantai 3} &= 0,15 \text{ m} \times (4-0,5) \text{ m} \times 1700 \text{ kg/m}^3 = 892,5 \text{ kg/m} \\
 \text{Lantai 4} &= 0,15 \text{ m} \times (4-0,5) \text{ m} \times 1700 \text{ kg/m}^3 = 892,5 \text{ kg/m} \\
 \text{Lantai 5} &= 0,15 \text{ m} \times (4-0,5) \text{ m} \times 1700 \text{ kg/m}^3 = 892,5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban pada Tangga

Beban tangga merupakan beban mati dan beban hidup yang bekerja pada pelat tangga tersebut. Beban tersebut bekerja secara merata pada balok tumpuan. Untuk lebih jelasnya akan di jelaskan berikut ini:

a. Beban mati pelat tangga

- Berat sendiri pelat tangga ($t = 150 \text{ mm}$)

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat tangga} &= h_{\text{pelat}} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 0,15 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 360 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Beban anak tangga

$$\begin{aligned}
 \text{Berat 1 anak tangga} &= 0,5 \times 0,17,5 \text{ m} \times 0,28 \text{ m} \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 0,5 \times 0,175 \text{ m} \times 0,28 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 58,8 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka dalam 1 m ada} &= \frac{100}{L} \\
 &= \frac{100}{28} \\
 &= 3,57 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat per 1 m} &= 58,8 \times 3,57 \\
 &= 210 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Berat komponen lain

Beban mati pada pelat tangga terdiri dari berat spesi, berat pasir dan keramik yang dapat dilihat pada Tabel 5.9.

Tabel 5.9 Beban Mati pada Pelat Tangga

Berat bahan	Uraian	Berat (kg/m)
Berat Spesi (t = 3 cm)	0,03 m x 1 m x 2000 kg/m ³	60
Berat Keramik		15
Σq_d lantai		75

$$\begin{aligned}\text{Total beban mati (qD)} &= 360 + 210 + 75 \\ &= 645 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$

$$\text{Beban hidup (qL)} = 300 \text{ Kg/m}$$

b. Beban mati pelat bordes

- Berat sendiri bordes (t = 150 mm)

$$\begin{aligned}\text{Berat bordes} &= \text{tebal pelat} \times 1 \text{ m} \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,15 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 360 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$
- Berat komponen lain
 Beban mati pada bordes tangga terdiri dari berat spesi, berat pasir dan keramik yang dapat dilihat pada Tabel 5.10.

Tabel 5.10 Beban Mati pada bordes

Berat bahan	Uraian	Berat (kg/m)
Berat Spesi (t = 3 cm)	0,03 m x 1 m x 2000 kg/m ³	60
Berat Keramik		15
Σq_d lantai		75

$$\begin{aligned}\text{Total beban mati (qD)} &= 360 + 75 \\ &= 435 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$\text{Beban hidup} = 300 \text{ Kg/m}$$

4. Beban Pada Lift (merk SIGMA)

Data Lift Standart

Kecepatan	= 60 m/menit
Beban Orang	= 900 Kg (13 Org)
Tinggi Overhead	= 4,55 m
Tinggi PIT Depth	= 1,5 m
Tinggi ruang mesin	= 2,2 m
Beban Ruang Mesin	Beban reaksi PIT
R3 = 6300 Kg	R1 = 5100 Kg
R4 = 4500 Kg	R2 = 3800 Kg



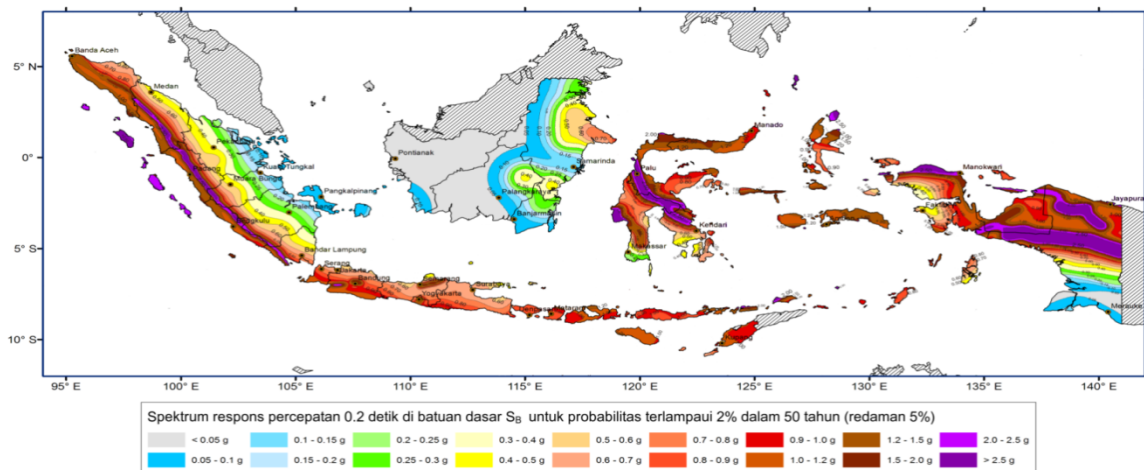
Gambar 5.8 Lift Standrt Mid Rise (Merk SIGMA)

5.3 Perhitungan Gaya Gempa Dasar

Gedung Rumah Sakit ini Terletak di kota Surakarta (Solo). Jenis tanah tempat pembangunan tergolong jenis **tanah lunak**. Bangunan direncanakan dengan tingkat **daktilitas penuh**. Dan masuk di wilayah Gempa 3 Dalam perhitungan gaya gempa dasar kita akan memakai peta spektrum respon yang telah direvisi.

5.3.1. Menentukan variabel untuk perhitungan Gaya Gempa

1. Nilai percepatan perioda 0,2 detik (S_s)



Gambar 5.9 Peta spektrum respons percepatan perioda 0.2 detik (S_s) dengan redaman 5% di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.

Dari peta spektrum respon di atas dapat kita ketahui apabila **Solo** memiliki nilai $S_s = 0,8 - 0,9 \text{ g}$, dalam perencanaan bangunan ini kami ambil nilai $S_s = 0,85 \text{ g}$

2. Perhitungan Spektrum Response Percepatan di permukaan

Tabel 5.11. Faktor amplifikasi untuk periode pendek (F_a).

Klasifikasi Site	S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (S_D)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (S_E)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

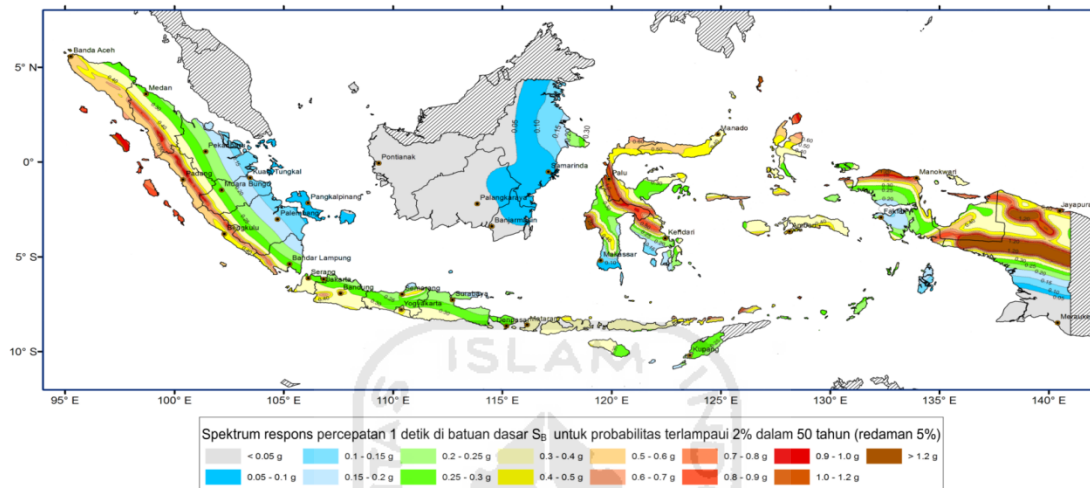
Nilai faktor amplifikasi (F_a) kita dapat dari tabel 3.1 dengan menghubungkan nilai S_s tadi dengan jenis tanah dimana kita mendirikan bangunan tersebut dimana kali ini kami mendesain pada jenis tanah **lunak** dan nilai $S_s = 1$, sehingga kita dapat nilai $F_a = 1.15$.

$$\checkmark \text{ SMS} = F_a \times S_s$$

$$= 1,15 \times 1$$

$$= 1,15$$

Selanjutnya akan kita cari nilai percepatan periode 1,0 detik (S_1) dengan melihat pada peta spektrum respons.



Gambar 5.10 : Peta spektrum respons percepatan periode 1.0 detik (S_1) dengan redaman 5% di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50

Dari peta spektrum respon di atas dapat kita ketahui apabila **Solo** memiliki nilai **$S_1 = 0,3 - 0,4$ g**, dalam perencanaan bangunan ini kami ambil nilai **$S_1 = 0,3$ g**

Setelah nilai S_1 didapat maka kita hubungkan nilainya dengan kondisi tanah daerah bangunan kita dibangun untuk mendapatkan nilai faktor amplifikasi periode 1 detik (F_v) menggunakan tabel 3.2 di bawah ini.

Tabel 5.12 Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v).

Klasifikasi Site	S_1				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3

Tanah Sedang (S_D)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (S_E)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

Dari tabel tersebut kita hubungkan nilai **$S_1 = 1 \text{ g}$** dan jenis tanah **lunak**,
sehingga kita dapat nilai **$F_v = 2,8$**

$$\begin{aligned}
 \checkmark \quad S_{M1} &= S_1 \times F_v \\
 &= 0,3 \times 2,8 \\
 &= 0,84
 \end{aligned}$$

3. Spektrum Respon Desain

$$\begin{aligned}
 \checkmark \quad S_{DS} &= 2/3 \times S_{MS} \\
 &= 2/3 \times 1,15 \\
 &= 0,69
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \checkmark \quad S_{D1} &= 2/3 \times S_{M1} \\
 &= 2/3 \times 0,84 \\
 &= 0,56
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \checkmark \quad T_0 &= S_{D1}/S_{DS} \times 0,2 \\
 &= 0,56/0,69 \times 0,2 \\
 &= 0,146 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \checkmark \quad T_s &= S_{D1}/S_{DS} \\
 &= 0,56/0,69 \\
 &= 0,73
 \end{aligned}$$

$$\checkmark \quad \text{Saat } T = 0$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai } S_a &= 0,4 \times S_{DS} \\
 &= 0,4 \times 0,69 = 0,306
 \end{aligned}$$

$$\checkmark \quad \text{Saat } T = T_0 \text{ dan } T = T_s$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai } S_a &= S_{DS} \\
 &= 0,69
 \end{aligned}$$

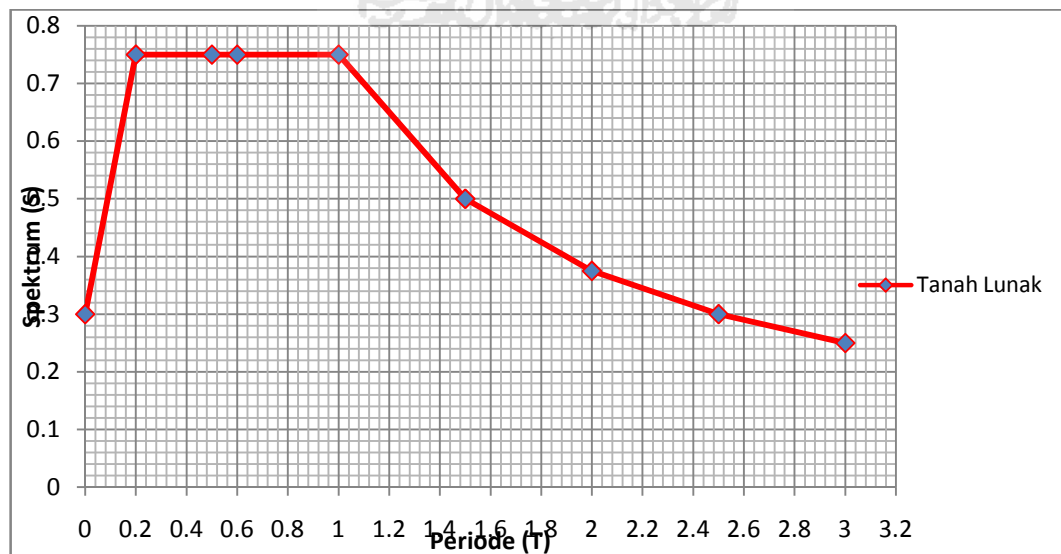
$$\checkmark \quad \text{Saat } T > T_s, \text{ misal diambil } T = 1 \text{ dtk}$$

$$\begin{aligned}\text{Nilai } S_a &= S_{D1}/T \\ &= 0,56/1 \\ &= 0,56\end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya sama, data-data yang dihitung akan ditabelkan di bawah ini pada tabel 3.3.

Tabel 5.13 Hasil Perhitungan S_a untuk pembuatan Grafik Spektrum Respon

T	S_a	Keterangan
0	0,3	saat $T = 0$, maka $S_a = 0,4 \cdot S_{DS}$
0,2	0,75	saat $T = T_0$, maka $S_a = S_{DS}$
0,5	0,75	saat $T = T_s$, maka $S_a = S_{DS}$
0,6	0,75	saat $T > T_s$, maka $S_a = S_{D1}/T$
1	0,75	
1,5	0,5	
2	0,375	
2,5	0,3	
3	0,25	



Grafik 5.1 Spektrum Respon

4. Periode Getar Fundamental Bangunan (T)

$$H_{tot} = H \times \text{jumlah lantai}$$

$$= 4 \times 5$$

$$= 20 \text{ m}$$

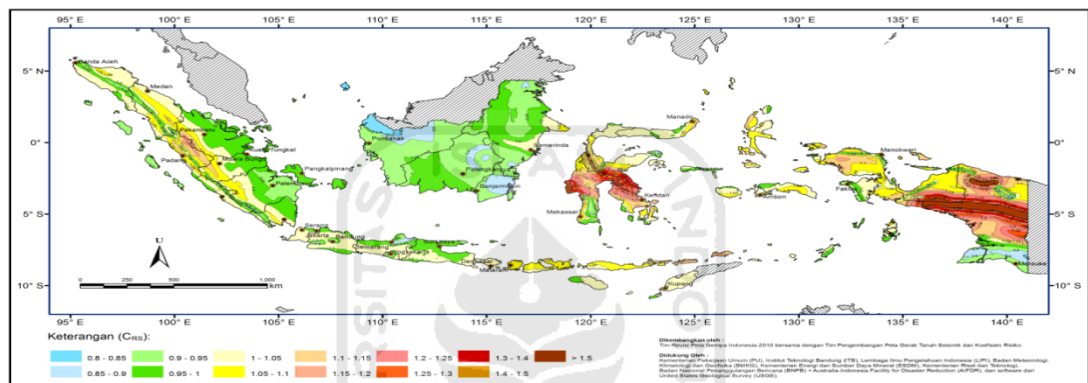
$$T = 0,0466 \times H_{tot}^{0,9}$$

$$= 0,0466 \times 20^{0,9}$$

$$= 0,691 \text{ dtk} \rightarrow \text{grafik Spektrum Respon didapat } S_a = 0,770$$

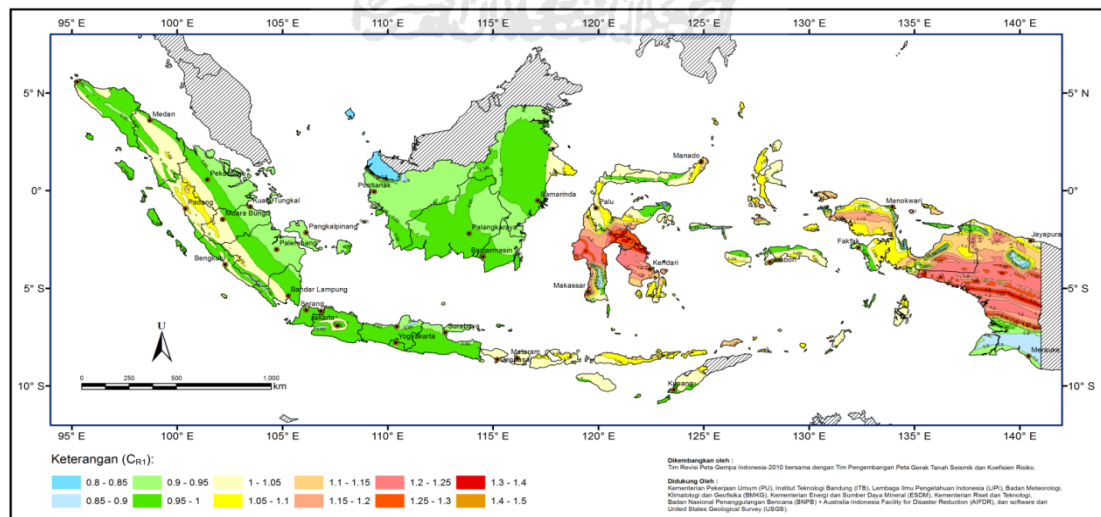
5. Gaya Geser Dasar

Menentukan periode pendek dan panjang dari peta



Gambar 5.11 Koefisien Crs (untuk periode pendek, 0,2 dt)

Nilai **Crs (periode pendek)** dari peta adalah **1 – 1,05** dalam perencanaan gedung ini digunakan **Crs (periode pendek) = 1**



Gambar 5.12 Koefisien Crs (untuk periode panjang, 1,0 dt)

Nilai **Crs (periode panjang)** dari peta adalah **0,95– 1** dalam perencanaan gedung ini digunakan **Crs (periode panjang) = 0,95**

$$\begin{aligned}\checkmark \quad S_{DS}^* &= S_{DS} \times Crs(\text{pendek}) \\ &= 0,69 \times 1 \\ &= 0,69\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\checkmark \quad S_{D1}^* &= S_{D1} \times Crs(\text{panjang}) \\ &= 0,48 \times 0,95 \\ &= 0,456\end{aligned}$$

- Menentukan faktor keutamaan bangunan (I)

Berdasarkan tabel 3.4 SNI 03-1726-2002, untuk bangunan Rumah Sakit, I = 1,4

- Menentukan faktor reduksi gempa (R)

Berdasarkan tabel 9 hal. 35 SNI 03-1726-2002, untuk bangunan dengan daktilitas penuh, R = 8,5.

- Menghitung nilai Cs

$$\begin{aligned}\checkmark \quad Cs &= S_{DS} \times I / R \\ &= 0,76 \times 1,4 / 8,5 \\ &= 0,126\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\checkmark \quad Cs \text{ (upperbound)} &= (S_{D1}^* / T) \times (I / R) \\ &= (0,53 / 0,691) \times (1,4 / 8,5) \\ &= 0,1269\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\checkmark \quad Cs \text{ (lowerbound)} &= 0,044 \times S_{DS}^* \times I \\ &= 0,044 \times 0,76 \times 1,4 \\ &= 0,0472\end{aligned}$$

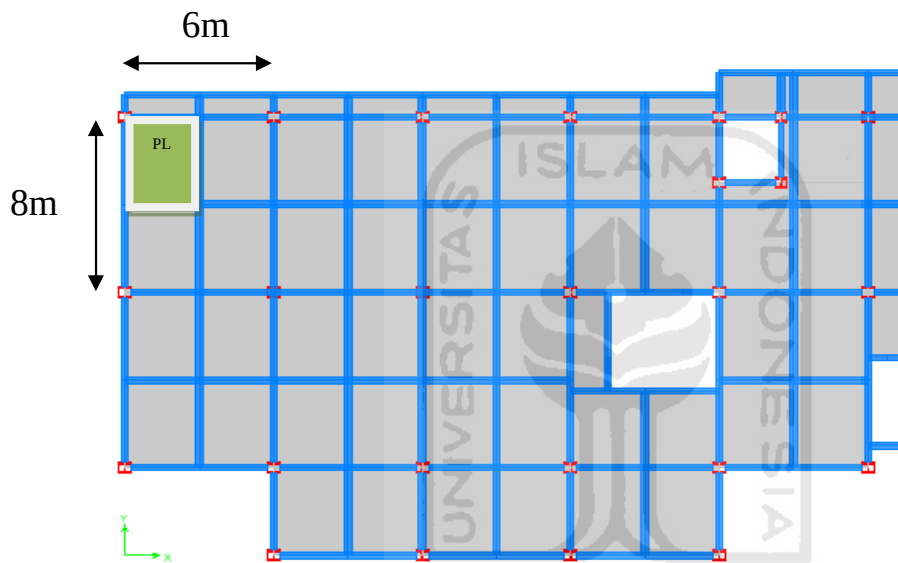
Cs (upperbound) > Cs > Cs (lowerbound), sehingga :

$$\checkmark \quad Cs \text{ pakai} \quad = Cs = 0,1263$$

Tabel 5.14 Gaya-gaya gempa pada tiap lantai (Kg)

lantai	Wi	hi	Wi.hi	Fi	100%	30%
5	566807.402	20.5	56902658	150423.53	150423.5	45127.06
4(pelat atap)	41546.981	16.5	2994907.7	7917.11	7917.11	2375.133
4	624988.57	16	42985605	113633.47	113633.5	34090.04
3	683689.524	12	30314969	80138.34	80138.34	24041.5
2	683689.524	8	16328532	43164.87	43164.87	12949.46
1	706775.336	4	5861474.4	15494.95	15494.95	4648.484
Σ			155388147	410772.28		

5.4 Perhitungan Pelat Lantai



Gambar 5.13. Denah Pelat Lantai yang ditinjau pada lantai 3

Dalam Perencanaan Pelat Lantai dengan komponen beton ini, memiliki type PL A (**terlihat pada gambar**).

ketentuan-ketentuan berupa fungsi dan spesifikasi bangunan ini adalah sebagai berikut :

- Fungsi bangunan : Rumah Sakit
- Spesifikasi bangunan : Mutu beton ($f'c$) = 25 MPa
Mutu baja $\phi \leq 10\text{mm}$ = 300 MPa
Mutu baja $\phi > 12\text{mm}$ = 400 Mpa

Dari perhitungan pembebanan didapat nilai-nilai sebagai berikut :

$$qD_{Atap} = 253,5 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\begin{aligned} \text{Sehingga didapat nilai } qU_{Atap} &= (1,2 \times 253,5) + (1,6 \times 100,0) \\ &= 464,2 \text{ Kg/m}^2 \\ &= 4,642 \text{ Kn/m}^2 \end{aligned}$$

$$qD_{Lantai} = 387,5 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\begin{aligned} \text{Sehingga didapat nilai } qU_{Lantai} &= 1,2 Q_d + 1,6 Q_L \\ &= (1,2 \times 387,5) + (1,6 \times 250) \\ &= 865 \text{ Kg/m}^2 \\ &= 8,65 \text{ Kn/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan pelat menggunakan metode koefisien momen

5.4.1. Perhitungan Pelat Lantai PL A

$$L_y \text{ (sisi panjang)} = 4000 \text{ mm}$$

$$L_x \text{ (sisi pendek)} = 3000 \text{ mm}$$

$$L_y/L_x = 4000 / 3000 = 1,33 \text{ (Pelat 2 arah)}$$

5.4.2. Perhitungan Tebal Pelat Lantai

$$\text{Beton : } f'_c = 25 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa} \longrightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Baja : } f_y = 300 \text{ MPa} \longrightarrow \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{300}{200000} = 0,0012$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot 25}{300} \times 0,85 \left[\frac{600}{600 + 300} \right] = 0,0402$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,0301$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,00467$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{300}{0,85 \cdot 25} = 14,1176$$

Tabel 5.15 Koefisien PBI 1971

Tabel 2.2 : Koefisien Momen untuk pelat persegi akibat beban terbagi-rata (PBI NI-2 1971)

	Ly / Lx	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
	Mlx	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100
	Mly	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37
	Mlx = -Mtx	36	42	46	50	53	56	58	59	60	61	62
	Mly	36	37	38	38	38	37	36	36	35	35	35
	-Mty	36	37	38	38	38	37	36	36	35	35	35
	Mlx = -Mtx	48	55	61	67	71	76	79	82	84	86	88
	Mly	48	50	51	51	51	51	51	50	50	49	49
	-Mty	48	50	51	51	51	51	51	50	50	49	49
	Mlx	22	28	34	41	48	55	62	68	74	80	85
	Mly	51	57	62	67	70	73	75	77	78	79	79
	-Mty	51	57	62	67	70	73	75	77	78	79	79
	Mlx = -Mtx	51	54	57	59	60	61	62	62	63	63	63
	Mly	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10
	Mlx	31	38	45	53	59	66	72	78	83	88	92
	Mly	60	65	69	73	75	77	78	79	79	80	80
	-Mty	60	65	69	73	75	77	78	79	79	80	80
	Mlx = -Mtx	60	66	71	76	79	82	85	87	88	89	90
	Mly	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18
	Mlx = -Mtx	38	46	53	59	65	69	73	77	80	83	86
	Mly	43	46	48	50	51	51	51	51	50	50	50
	-Mty	43	46	48	50	51	51	51	51	50	50	50
	Mlx = -Mtx	13	48	51	55	57	58	60	61	62	62	62
	Mly	38	38	38	38	37	36	36	35	35	34	34
	-Mty	38	38	38	38	37	36	36	35	35	34	34

terletak bebas
 menerus atau terjepit elastis

Berdasarkan interpolasi dari tabel PBI 1971, maka didiapat :

$$L_y/L_x = 4000 / 3000 = 1,33 \text{ (Pelat Terjepit elastis dengan empat sisi)}$$

$$M_{lx} = -M_{tx} = 51$$

$$M_{ly} = 38$$

$$M_{ty} = 38$$

Perhitungan tulangan lentur ;

- $M_{lx} = -M_{tx}$

$$M_u = 0,001 \cdot q_u \cdot l_{antai} \cdot L_x^2 \cdot (M_{tx})$$

$$= 0,001 \cdot 8,65 \text{ Kn/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 51$$

$$=3,970 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{3,970}{0,8} = 4,963 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{4,9623.10^6}{1000.96^2} = 0,538 \text{ MPa}$$

$$\text{Maka : } \rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{14,1176} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.14,1176.0,538}{300}} \right]$$

$$=0,00182$$

$$\text{Ternyata : } \rho = 0,00182 < \rho_{\min} = 0,00467$$

$$1,33 \rho = 1,33 \times 0,00182 = 0,00242 < \rho_{\min} = 0,00467$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,00242$$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00242 \cdot 1000 \cdot 96 = 232,171 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan Susut

$$A_{s_{st}} = 0,002 \cdot 1000 \cdot h$$

$$= 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$\text{Terlihat bahwa } A_s = 232,171 \text{ mm}^2 < 240 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok, P8 = 8 mm

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 8^2 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan, } s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{50,24 \cdot 1000}{240} = 209,33 \text{ mm}$$

Kontrol jarak maksimum tulangan pokok.

Berdasarkan SNI 1991 pasal 3.6.4 (2), bahwa **"jarak antar tulangan pada penampang kritis tidak boleh melebihi dua kali tebal pelat"**.

Maka : $s \leq 2h_{\text{pelat}}$

$209,33 \text{ mm} \leq 2 \cdot 120 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$, oke !

Maka dipakai tulangan pokok **P8-200**.

Tulangan susut, P8 = 8 mm

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 8^2 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan, } s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{50,24 \cdot 1000}{200} = 251,2 \text{ mm}$$

Kontrol jarak maksimum tulangan susut.

Berdasarkan SNI 2002 pasal 9.12.2)(2), bahwa **"Tulangan susut dan suhu harus dipasang dengan jarak tidak lebih dari lima kali tebal pelat, atau 450 mm"**.

Maka : $s \leq 5h_{\text{pelat}}$ atau 450 mm

$251,2 \text{ mm} \leq 5 \times 120 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$ atau 450 mm, Oke !

Maka dipakai tulangan susut **P8-250**.

Kontrol Kapasitas Penampang

$$A_s \text{ pakai} = \frac{A_d \cdot 1000}{s} = \frac{50,24 \cdot 1000}{200} = 251,2 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \text{ pakai} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{251,2 \cdot 300}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 3,546 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,546}{0,85} = 4,172 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{300}{200000} = 0,00150$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} \cdot \varepsilon_c = \frac{96-4,172}{4,172} \cdot 0,003 = 0,066 > \varepsilon_y = 0,00150$$

Baja Tarik Leleh, maka $f_s = f_y$

$$M_n = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = 251,2 \cdot 300 \left(96 - \frac{3,546}{2} \right) = 71009334 \text{ N-mm}$$

$$M_n = 7,101 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 7,101 = 5,681 \text{ kNm} > M_u = 3,97 \text{ kNm} \quad \textbf{OKE !}$$

- **Mly**

$$\begin{aligned} M_u &= 0,001 \cdot q_u \cdot \text{lantai} \cdot L \cdot x^2 \cdot (\text{Mty}) \\ &= 0,001 \cdot 8,65 \text{ Kn/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 38 \\ &= 2,958 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2,958}{0,8} = 3,698 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{3,698 \cdot 10^6}{1000 \cdot 88^2} = 0,4775 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka : } \rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{14,1176} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,1176 \cdot 0,4775}{300}} \right] \\ &= 0,00161 \end{aligned}$$

$$\text{Ternyata : } \rho = 0,00161 < \rho_{\min} = 0,00467$$

$$1,33 \rho = 1,33 \times 0,00161 = 0,00214 < \rho_{\min} = 0,00467$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,00214$$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00214 \cdot 1000 \cdot 88 = 188,436 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan Susut

$$A_{s_{st}} = 0,002 \cdot 1000 \cdot h$$

$$= 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

Terlihat bahwa $A_s = 188,436 \text{ mm}^2 < 240 \text{ mm}^2$

Tulangan pokok, $P8 = 8 \text{ mm}$

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 8^2 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan, } s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{50,24 \cdot 1000}{240} = 209,33 \text{ mm}$$

Kontrol jarak maksimum tulangan pokok.

Berdasarkan SNI 1991 pasal 3.6.4 (2), bahwa **"jarak antar tulangan pada penampang kritis tidak boleh melebihi dua kali tebal pelat"**.

Maka : $s \leq 2h_{\text{pelat}}$

$$209,33 \text{ mm} \leq 2 \cdot 120 \text{ mm} = 240 \text{ mm, oke !}$$

Maka dipakai tulangan pokok **P8-200**.

Kontrol Kapasitas Penampang

$$A_s \text{ pakai} = \frac{A_d \cdot 1000}{s} = \frac{50,24 \cdot 1000}{200} = 251,2 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \text{ pakai} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{251,2 \cdot 300}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 3,546 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,546}{0,85} = 4,172 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{300}{200000} = 0,00150$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{88 - 4,127}{4,172} \cdot 0,003 = 0,0603 > \epsilon_y = 0,00150$$

Baja Tarik Leleh, maka $f_s = f_y$

$$M_n = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = 251,2 \cdot 300 \left(88 - \frac{3,546}{2} \right) = 6498053,4 \text{ N-mm}$$

$$M_n = 6,498 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 6,498 = 5,198 \text{ kNm} > M_u = 2,958 \text{ kNm} \quad \text{OKE !}$$

- **Mty**

$$M_u = 0,001 \cdot q_u \cdot l_{\text{antai}} \cdot L_x^2 \cdot (M_{ty})$$

$$= 0,001 \cdot 8,65 \text{ Kn/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 38$$

$$= 2,958 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2,958}{0,8} = 3,698 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{3,698 \cdot 10^6}{1000 \cdot 96^2} = 0,401 \text{ MPa}$$

$$\text{Maka : } \rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{14,1176} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,1176 \cdot 0,401}{300}} \right]$$

$$= 0,00135$$

$$\text{Ternyata : } \rho = 0,00135 < \rho_{\min} = 0,00467$$

$$1,33 \rho = 1,33 \times 0,00135 = 0,001796 < \rho_{\min} = 0,00467$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,001796$$

Luas tulangan pokok :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,001796 \cdot 1000 \cdot 96 = 172,413 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan Susut

$$A_{s_{st}} = 0,002 \cdot 1000 \cdot h$$

$$= 0,002 \cdot 1000 \cdot 120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$\text{Terlihat bahwa } A_s = 172,413 \text{ mm}^2 < 240 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok, $P6 = 6 \text{ mm}$

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 8^2 = 50,24 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan, } s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{50,24 \cdot 1000}{240} = 209,33 \text{ mm}$$

Kontrol jarak maksimum tulangan pokok.

Berdasarkan SNI 1991 pasal 3.6.4 (2), bahwa **”jarak antar tulangan pada penampang kritis tidak boleh melebihi dua kali tebal pelat”**.

Maka : $s \leq 2h_{\text{pelat}}$

$$209,33 \text{ mm} \leq 2 \cdot 120 \text{ mm} = 240 \text{ mm, oke !}$$

Maka dipakai tulangan pokok **P8-200**.

Kontrol Kapasitas Penampang

$$A_s \text{ pakai} = \frac{A_d \cdot 1000}{s} = \frac{50,24 \cdot 1000}{200} = 251,2 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \text{ pakai} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{251,2 \cdot 300}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 3,546 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,546}{0,85} = 4,172 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{300}{200000} = 0,00150$$

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{96 - 4,172}{4,172} \cdot 0,003 = 0,066 > \epsilon_y = 0,00150$$

Baja Tarik Leleh, maka $f_s = f_y$

$$M_n = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = 251,2 \cdot 300 \left(96 - \frac{3,546}{2} \right) = 7100933 \text{ N-mm}$$

$$M_n = 4,922 \cdot 7,101 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 7,101 = 5,681 \text{ kNm} > M_u = 2,958 \text{ kNm} \quad \text{OKE !}$$

Kebutuhan tulangan pelat akibat momen lainnya, secara keseluruhan seperti pada tabel berikut ini :

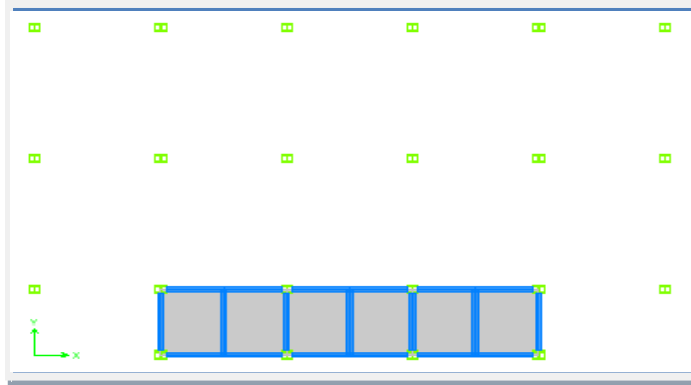
- LANTAI

Tabel 5.16 Rekap Perhitungan Pelat Lantai 2 Arah (PL A)

Analisis	Mly	Mty	Mtx	Myx
Mu,(knm)	2.958	2.958	3.970	3.970
Mn,(knm)	3.698	3.698	4.963	4.963
Tul.Pokok(mm)	8	8	8	8
Tul.susut(mm)	-	8	8	-
d,(mm)	88	96	96	96
Rn	0.478	0.401	0.539	0.539
m	14.118	14.118	14.118	14.118
ρb	0.0401	0.0401	0.0401	0.0401
ρmaks	0.0301	0.0301	0.0301	0.0301
ρperlu	0.0016	0.0016	0.0018	0.0018
ρmin	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047
1,33ρperlu	0.0021	0.0018	0.0024	0.0024
ρpakai	0.0021	0.0018	0.0024	0.0024
As,(mm ²)	188.436	172.413	232.171	232.171
Assusut(mm ²)	240			
Jarak tul.pokok(mm)	209.3333	209.3333	209.3333	209.3333
Jarak Pakai,(mm)	200	200	200	200
Jarak tul susut(mm)	-	250	250	-
Kontrol kapasitas Penampang				
As pakai (mm ²)	251.200	251.200	251.200	251.200
a(mm)	3.546	3.546	3.546	3.546
c(mm)	4.172	4.172	4.172	4.172
εy	0.002	0.001	0.002	0.002
εs	0.060	0.066	0.066	0.066
kontrol	leleh	leleh	leleh	leleh
fs,(Mpa)	240			
Mn,(knm)	6.498	7.101	7.101	7.101
φMn,(knm)	5.198	5.681	5.681	5.681

- ATAP

Pelat Atap hanya berada pada lantai 4,5 m. yang memiliki luas keseluruhan 72 m². Lebih Jelas terlihat seperti pada gambar denah dibawah ini:



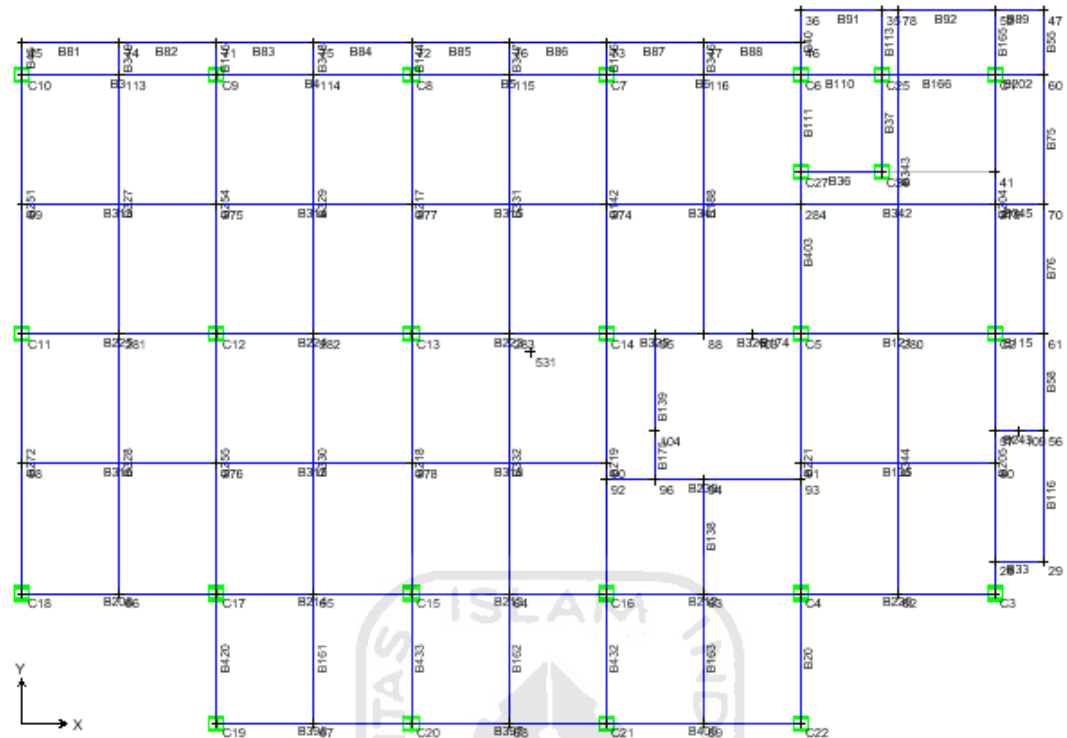
Gambar 5.14. Pelat Atap Tampak Atas

Berikut ini Kebutuhan tulangan pelat atap akibat momen lainnya, secara keseluruhan seperti pada tabel berikut ini :

Tabel 5.17 Rekap Perhitungan Pelat Atap 2 arah (PA)

Analisis	Mly	Mty	Mtx	Myx
Mu,(knm)	1.588	1.588	2.131	2.131
Mn,(knm)	1.984	1.984	2.663	2.663
Tul.Pokok(mm)	8	8	8	8
Tul.susut(mm)	-	8	8	-
d,(mm)	68	68	76	77
Rn	0.429	0.344	0.461	0.449
m	14.118	14.118	14.118	14.118
pb	0.0401	0.0401	0.0401	0.0401
pmaks	0.0301	0.0301	0.0301	0.0301
pperlu	0.0014	0.0012	0.0016	0.0015
pmin	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047
1,33pperlu	0.0019	0.0015	0.0021	0.0020
ppakai	0.0019	0.0015	0.0021	0.0020
As,(mm ²)	130.712	116.711	157.085	159.228
Asst,(mm ²)	200			
Jarak tul.pokok(mm)	251.2	251.2	251.2	251.2
Jarak Pakai,(mm)	200	200	200	200
Jarak tul susut(mm)	-	250	250	-
Kontrol kapasitas Penampang				
As pakai (mm ²)	251.200	251.200	251.200	251.200
a(mm)	3.546	3.546	3.546	3.546
c(mm)	4.172	4.172	4.172	4.172
εy	0.001	0.001	0.002	0.002
εs	0.046	0.052	0.060	0.060
kontrol	leleh	leleh	leleh	leleh
fs,(Mpa)	240			
Mn,(knm)	4.99	5.59	5.59	5.59
φMn,(knm)	3.99	4.47	4.47	4.47

5.5 Perencanaan Balok Induk Komposit



Gambar 5.15. Kode Denah Balok

5.5.1 Perhitungan Balok Induk Struktur Komposit Kode Balok B-255

(mewakili arah Y)

Dari hasil output *ETABS v9.2* untuk batang *B-255*, didapatkan :

$$Mu^- = 2143604,27 \text{ Kg.cm}$$

$$Mu^+ = 1528435,76 \text{ Kg.cm}$$

$$Vu (-) = 12942,54 \text{ Kg}$$

$$L = 8000 \text{ cm}$$

$$\Phi b = 0,9$$

$$fy = 240 \text{ MPa}$$

$$= 2448 \text{ Kg/cm}^2$$

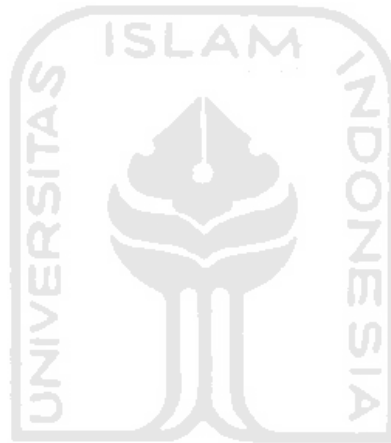
$$Z_x = \frac{Mu}{\Phi b \times Fy}$$

$$= \frac{2143604,27}{0,9 \times 2448}$$

$$= 972,95 \text{ cm}^3$$

Pada perencanaan ini, ditunjukkan contoh perhitungan balok Induk pada lantai 2 dengan kode balok B-255 dengan bentang 8 m. Pada perhitungan berikut Balok Induk dicoba dengan profil W14 x 38

$$\begin{aligned}
 A &= 72,26 \text{ cm}^2 \\
 r_x &= 16,54 \text{ cm} \\
 W &= 55,44 \text{ kg/m} \\
 t_w &= 7,87 \text{ mm} \\
 Z_x &= 1007,8 \text{ cm}^3 \\
 d &= 358,14 \text{ mm} \\
 I_x &= 16024,91 \text{ cm}^4 \\
 t_f &= 13,08 \text{ mm} \\
 b_f &= 171,96 \text{ mm} \\
 Z_y &= 198,28 \text{ cm}^3 \\
 S_x &= 894,73 \text{ cm}^3 \\
 r_y &= 3,94 \text{ cm} \\
 I_y &= 1111,34 \text{ cm}^4 \\
 S_y &= 129,13 \text{ cm}^3 \\
 h_w &= 331,98 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



5.5.1.1 Analisa Kapasitas Lentur Negatif

Dari hasil output ETABS v9.2 untuk batang B-255, didapatkan :

$$M_u^- = 2143604,27 \text{ Kg.cm}$$

1. Mencari lebar efektif untuk gelagar interior

$$b_E \leq \frac{L}{4} = \frac{8}{4} = 2m = 2000 \text{ mm}$$

$$b_E \leq b_o = 4m = 4000 \text{ mm}$$

$$b_E \leq b_f + (16 \times t_s) = 171,96 + (16 \times 120) = 2091,96 \text{ mm}$$

Diambil nilai b_E terkecil = 2000 mm

$$= 200 \text{ cm}$$

Dianggap batang tulangan susut menambah kekuatan tarik nominal (T_{s1})

$$\begin{aligned}
 T_{s1} &= A_{s_{sst}} \times f_{y_{sst}} \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \times 6 \times 2448 \\
 &= 7379,251 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

2. Menentukan gaya tekan yang terjadi pada profil

$$C_{\max} = A_s \cdot f_y = 72,26 \text{ cm}^2 \times 2448 \text{ Kg/cm}^2 = 176887,39 \text{ Kg}$$

Karena $C_{\max} > T_{s1}$ berarti tarik terjadi di profil

Dari keseimbangan gaya dalam di dapat :

$$C_s = C_{\max} - T_{s2}$$

$$T_{s1} + T_{s2} = C_s$$

$$T_{s1} + T_{s2} = C_{\max} - T_{s2}$$

$$T_{s2} = \frac{C_{\max} - T_{s1}}{2}$$

$$\begin{aligned}
 T_{s2} &= \frac{176887,39 - 7379,25}{2} \\
 &= 92133,32 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Cek tarik terjadi di sayap profil =

$$a = \frac{T_{s2}}{f_y \times b_f} = \frac{92133,32}{2448 \times 17,19} = 2,18 \text{ cm} > t_f \text{ (badan profil)}$$

Mencari sumbu netral dalam penampang baja =

$$Y = \frac{\left[A_s \times \left(\frac{1}{2} d \right) \right] - \left[((b_f \times t_f) + (t_w \times (a - t_f))) \times \left(d - \frac{1}{2} a \right) \right]}{(A_s) - ((b_f \times t_f) + (t_w \times (a - t_f)))}$$

$$\begin{aligned}
 Y &= \frac{\left[72,26 \times \left(\frac{1}{2} \times 35,81 \right) \right] - \left[((17,2 \times 1,308) + (0,787 \times (2,18 - 1,308))) \times \left(35,81 - \frac{1}{2} \times 2,18 \right) \right]}{(72,26) - ((17,2 \times 1,308) + (0,787 \times (2,18 - 1,308)))} \\
 Y &= 9,96 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_1 &= d - Y + ts - ds \\
 &= 35,81 - 9,96 + 12 - 2,4 \\
 &= 35,45 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_2 &= d - Y - \frac{1}{2}a \\
 &= 35,81 - 9,96 - (1/2) \times 2,0122 \\
 &= 24,76 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

3. Menghitung Kekuatan Nominal Penampang Komposit

$$\begin{aligned}
 M_n &= (T_{s_1} \times d_1) + (T_{s_2} \times d_2) \\
 &= (7379,251 \times 35,45) + (92133,32 \times 24,76) \\
 &= 2542556,7 \text{ Kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,85 \times M_n \\
 &= 0,85 \times 2542556,7 \text{ Kgcm} = 2161173,2 \text{ Kgcm} > M_u = 2143604,27 \text{ Kg.cm} \\
 &\text{(Aman)}
 \end{aligned}$$

5.5.1.2 Analisa Kapasitas Lentur Positif

Dari hasil output *ETABS v9.2* untuk batang *B-255*, didapatkan :

$$M_u^+ = 1528435,76 \text{ Kg.cm}$$

1. Kontrol Kekuatan Penampang (*Local Buckling*)

Untuk Sayap

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

$$\frac{171,96}{2 \cdot 13,08} \leq \frac{170}{\sqrt{240}}$$

$$6,57 \text{ mm} < 10,973 \text{ mm}$$

Untuk Badan

$$\frac{hw}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{331,98}{7,87} \leq \frac{1680}{\sqrt{240}}$$

$$42,16 \text{ mm} < 108,44 \text{ mm}$$

Jadi, termasuk penampang kompak, maka $M_{nx} = M_{px}$

$$a = \frac{Asx f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{72,26 \times 2448}{0,85 \cdot 255 \cdot 200} = 4,08 \text{ cm} < 12 \text{ cm (gnp berada di beton)}$$

$$\begin{aligned}
 d1 &= (d+ts) - (0,5 \times d) - (0,5 \times a) \\
 &= (35,81+12) - (0,5 \times 35,81) - (0,5 \times 4,08) \\
 &= 31,95 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung Kekuatan Nominal Penampang Komposit

$$\begin{aligned}
 C &= bE \times a \times 0,85 \times f_c' \\
 &= 200 \times 4,08 \times 0,85 \times 255 \\
 &= 176887,39 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$Mn = C \times d1$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= 176887,39 \text{ Kg} \times (31,95) \\
 &= 5651060,9 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat : } Mu &\leq \phi Mn \\
 1528435,76 \text{ kg.cm} &\leq 0,85 \cdot 5704395,6 \text{ kg.cm} \\
 1528435,76 \text{ kg.cm} &\leq 4803401,8 \text{ kg.cm} \quad (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

3. Lendutan Ijin

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,5 \text{ cm}$$

Lendutan yang terjadi (ETABS v9.2.0) :

$$f = 1,737 \text{ cm}$$

$$f = 1,737 \text{ cm} < f' = 2,5 \text{ cm}$$

5.5.1.3 Analisa Geser pada Balok B-255

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (tw).

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kn.E}{fy}}, \text{ dimana :}$$

$$kn = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} : \text{ untuk balok dengan pengaku vertical pelat badan}$$

$kn = 5$: untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan

$$\text{sehingga : } \frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kn.E}{fy}}$$

$$\frac{331,98}{7,874} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot (2 \cdot 10^6)}{2448}}$$

$$26,14 < 70,305$$

$$\begin{aligned} A_w &= (d - (2 \times t_f)) \times t_w \\ &= (35,814 - (2 \times 1,308)) \times 0,787 \\ &= 26,139 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \\ &= 0,6 \cdot 2448 \cdot 26,139 = 38394,35 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0,9 \cdot 38394,35 \text{ kg} \geq 12942,54 \text{ kg}$$

$$34554,35 \text{ kg} > 12942,54 \text{ kg}$$

5.5.1.4 Perencanaan Penghubung Geser B - 255

Untuk menjamin kinerja penampang komposit menjadi lebih efektif, maka baut penghubung geser (*shear connectors*) dipasang diantara profil baja dan beton.

Untuk Penghubung Geser Yang Dipakai Adalah Tipe Stud

Diameter Stud maksimum

$$\begin{aligned} D_{\text{stud.max}} &= 2,5 \times t_f \\ &= 2,5 \times 13,08 \\ &= 27,305 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dicoba memakai Diameter Stud = 12,7 mm

$$\begin{aligned}
 A_{sc} &= \frac{1}{2} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 3,1417 \times 12,7^2 \\
 &= 253,362 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Modulus elastisitas beton (E_c)

$$\begin{aligned}
 E_c &= 0,041 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'c} \\
 &= 0,041 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{25} \\
 &= 2,41 \cdot 10^4 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Kekuatan geser satu konektor (Q_n)

$$\begin{aligned}
 Q_n &= 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'c \cdot E_c} \\
 &= 0,5 \cdot 253,362 \cdot \sqrt{24 \cdot 2,41 \cdot 10^4} \\
 &= 96350,316 \text{ N} \\
 &= 9635,032 \text{ kg/stud}
 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat : } Q_n \leq A_{sc} \cdot f_u$$

$$9635,032 \text{ kg/stud} \leq 253,362 \cdot 40 \text{ kg/stud}$$

$$9635,032 \text{ kg/stud} \leq 10134,496 \text{ kg/stud}$$

Jumlah Stud Untuk Setengah Bentang

$$N = \frac{T_{maks}}{Q_n} = \frac{176887,39}{2 \cdot 9635,032} = 9,18 = 10 \text{ buah}$$

Jadi, dibutuhkan 20 buah stud untuk seluruh bentang.

Jarak seragam (P) pada masing-masing lokasi :

$$P = \frac{L}{N} = \frac{800}{20} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak maksimum } (P_{maks}) = 8 \cdot t_{platbeton}$$

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

$$\begin{aligned}\text{Jarak minimum} &= 6 \times d_s \\ &= 6 \times 1,27 \text{ cm} = 7,62 \text{ cm}\end{aligned}$$

Jadi, shear connector dipasang sejarak 40 cm sebanyak 20 buah untuk masing-masing bentang.

5.5.2 Perhitungan Balok Induk Struktur Komposit Kode Balok B-225

(Mewakili arah X)

Dari hasil output *ETABS* v9.2 untuk batang B-225, didapatkan :

$$Mu^- = 1785981,8 \text{ Kg.cm}$$

$$Mu^+ = 1535725,45 \text{ Kg.cm}$$

$$Vu (-) = 13339,1 \text{ Kg}$$

$$L = 6000 \text{ cm}$$

$$\Phi b = 0,9$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$= 2448 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z_x = \frac{Mu}{\Phi b \times F_y}$$

$$= \frac{1785981,8}{0,9 \times 2448}$$

$$= 810,63 \text{ cm}^3$$



Pada perencanaan ini, ditunjukkan contoh perhitungan balok Induk pada lantai 2 dengan kode balok B-225 dengan bentang 6 m. Pada perhitungan berikut Balok Induk dicoba dengan profil W14 x 34

$$A = 64,52 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 14,81 \text{ cm}$$

$$W = 49,61 \text{ kg/m}$$

$$t_w = 7,24 \text{ mm}$$

$$Z_x = 894,73 \text{ cm}^3$$

$$d = 355,09 \text{ mm}$$

$$I_x = 14151,87 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned}
tf &= 11,56 \text{ mm} \\
bf &= 171,32 \text{ mm} \\
Z_y &= 173,7 \text{ cm}^3 \\
S_x &= 796,41 \text{ cm}^3 \\
r_y &= 3,89 \text{ cm} \\
I_y &= 969,82 \text{ cm}^4 \\
S_y &= 113,23 \text{ cm}^3 \\
hw &= 331,98 \text{ mm}
\end{aligned}$$

5.5.2.1 Analisa Kapasitas Lentur Negatif

Dari hasil output *ETABS v9.2* untuk batang *B-225*, didapatkan :

$$Mu^- = 1785981,8 \text{ Kg.cm}$$

1. Mencari lebar efektif untuk gelagar interior

$$bE \leq \frac{L}{4} = \frac{6}{4} = 1,5m = 150cm$$

$$bE \leq bo = 3m = 300cm$$

$$bE \leq bf + (16 \times ts) = 17,13 + (16 \times 12) = 209,13 \text{ cm}$$

Diambil nilai bE terkecil = 150 cm

Dianggap batang tulangan susut menambah kekuatan tarik nominal (Ts_1)

$$\begin{aligned}
Ts_1 &= As_{sst} \times fy_{sst} \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \times 6 \times 2448 \\
&= 7379,251 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

2. Menentukan gaya tekan yang terjadi pada profil

$$C_{max} = As.fy = 64,52 \text{ cm}^2 \times 2448 \text{ Kg/cm}^2 = 157935,17 \text{ Kg}$$

Karena $C_{max} > Ts_1$ berarti tarik terjadi di profil

Dari keseimbangan gaya dalam di dapat :

$$Cs = C_{max} - Ts_2$$

$$Ts_1 + Ts_2 = Cs$$

$$Ts_1 + Ts_2 = C_{\max} - Ts_2$$

$$Ts_2 = \frac{C_{\max} - Ts_1}{2}$$

$$Ts_2 = \frac{157935,17 - 7379,2512}{2}$$

$$= 82657,21 \text{ Kg}$$

Cek tarik terjadi di sayap profil =

$$a = \frac{Ts_2}{f_y \times bf} = \frac{82657,21}{2448 \times 17,13} = 1,971 \text{ cm} > tf \text{ (badan profil)}$$

Mencari sumbu netral dalam penampang baja =

$$Y = \frac{\left[As \times \left(\frac{1}{2} d \right) \right] - \left[((bf \times tf) + (tw \times (a - tf))) \times \left(d - \frac{1}{2} a \right) \right]}{(As) - ((bf \times tf) + (tw \times (a - tf)))}$$

$$Y = \frac{\left[64,52 \times \left(\frac{1}{2} \times 35,51 \right) \right] - \left[((17,13 \times 1,156) + (0,724 \times (1,97 - 1,156))) \times \left(35,51 - \frac{1}{2} \times 1,97 \right) \right]}{(64.52) - ((17,13 \times 1,156) + (0,724 \times (1,97 - 1,156)))}$$

$$Y = 10,01 \text{ cm}$$

$$d_1 = d - Y + ts - ds$$

$$= 35,51 - 10,01 + 12 - 2,4$$

$$= 35,1 \text{ cm}$$

$$d_2 = d - Y - \frac{1}{2} a$$

$$= 35,51 - 10,01 - (1/2) \times 2,204$$

$$= 24,52 \text{ cm}$$

3. Menghitung Kekuatan Nominal Penampang Komposit

$$Mn = (Ts_1 \times d_1) + (Ts_2 \times d_2)$$

$$= (7379,25 \times 35,1) + (82657,21 \times 24,52)$$

$$= 2285618 \text{ Kgcm}$$

$$\phi M_n = 0,85 \times M_n$$

$$= 0,85 \times 2285618 \text{ Kgcm} = 1942775,6 \text{ Kgcm} > M_u^- = 1785981,8 \text{ Kg.cm}$$

(Aman)

5.5.2.2 Analisa Kapasitas Lentur Positif

Dari hasil output *ETABS v9.2* untuk batang *B-225*, didapatkan :

$$M_u^+ = 1535725,45 \text{ Kg.cm}$$

1. Kontrol Kekuatan Penampang (*Local Buckling*)

Untuk Sayap

Untuk Badan

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

$$\frac{hw}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{171,32}{2 \cdot 11,56} \leq \frac{170}{\sqrt{240}}$$

$$\frac{331,98}{7,24} \leq \frac{1680}{\sqrt{240}}$$

$$7,41 \text{ mm} < 10,973 \text{ mm}$$

$$45,86 \text{ mm} < 108,44 \text{ mm}$$

Jadi, termasuk penampang kompak, maka $M_{nx} = M_{px}$

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot e_{eff}} = \frac{64,52 \times 2448}{0,85 \cdot 255 \cdot 150} = 4,86 \text{ cm} < 12 \text{ cm (gnp berada di beton)}$$

$$\begin{aligned} d1 &= (d + t_s) - (0,5 \times d) - (0,5 \times a) \\ &= (35,51 + 12) - (0,5 \times 35,51) - (0,5 \times 4,86) \\ &= 27,32 \text{ cm} \end{aligned}$$

2. Menghitung Kekuatan Nominal Penampang Komposit

$$C = bE \times a \times 0,85 \times f_c'$$

$$= 150 \times 4,86 \times 0,85 \times 255$$

$$= 157935,2 \text{ Kg}$$

$$M_n = C \times d1$$

$$M_n = 157935,2 \text{ Kg} \times (27,32)$$

$$= 4315699 \text{ kgcm}$$

$$\text{Syarat : } Mu \leq \phi Mn$$

$$1535725,45 \text{ kg.cm} \leq 0,85 \cdot 4315699 \text{ kg.cm}$$

$$1535725,45 \text{ kg.cm} \leq 3668344 \text{ kg.cm} \quad (\text{Aman})$$

3. Lendutan Ijin

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

Lendutan yang terjadi (ETABS v9.2.0) :

$$f = 1,113 \text{ cm}$$

$$f = 1,113 \text{ cm} < f' = 1,67 \text{ cm}$$

5.5.2.3 Analisa Geser pada Balok B-225

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (tw).

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kn.E}{fy}}, \text{ dimana :}$$

$$kn = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} : \text{ untuk balok dengan pengaku vertikal pelat badan}$$

$$kn = 5 : \text{ untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan}$$

$$\text{sehingga : } \frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kn.E}{fy}}$$

$$\frac{331,98}{7,24} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot (2 \cdot 10^6)}{2448}}$$

$$45,86 < 70,305$$

$$Aw = (d - (2 \times tf)) \times tw$$

$$= (35,51 - (2 \times 1,16)) \times 0,724$$

$$= 24,03 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \\
 &= 0,6 \cdot 2448 \cdot 24,03 = 35298,04 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 \Phi V_n &\geq V_u \\
 0,9 \cdot 35298,04 \text{ kg} &\geq 13339,1 \text{ kg} \\
 31768,23 \text{ kg} &> 13339,1 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

5.5.2.4 Perencanaan Penghubung Geser B - 225

Untuk menjamin kinerja penampang komposit menjadi lebih efektif, maka baut penghubung geser (*shear connectors*) dipasang diantara profil baja dan beton.

Untuk Penghubung Geser Yang Dipakai Adalah Tipe Stud

Diameter Stud maksimum

$$\begin{aligned}
 D_{\text{stud.max}} &= 2,5 \times t_f \\
 &= 2,5 \times 11,56 \\
 &= 28,89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dicoba memakai Diameter Stud = 12,7 mm

$$\begin{aligned}
 A_{sc} &= \frac{1}{2} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 3,1417 \times 12,7^2 \\
 &= 253,362 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Modulus elastisitas beton (E_c)

$$\begin{aligned}
 E_c &= 0,041 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} \\
 &= 0,041 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{25} \\
 &= 2,41 \cdot 10^4 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Kekuatan geser satu konektor (Q_n)

$$\begin{aligned}
 Q_n &= 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \\
 &= 0,5 \cdot 253,362 \cdot \sqrt{24 \cdot 2,41 \cdot 10^4}
 \end{aligned}$$

$$= 96350,316 \text{ N}$$

$$= 9635,032 \text{ kg/stud}$$

$$\text{Syarat : } Q_n \leq A_{sc} \cdot f_u$$

$$9635,032 \text{ kg/stud} \leq 253,362 \cdot 40 \text{ kg/stud}$$

$$9635,032 \text{ kg/stud} \leq 10134,496 \text{ kg/stud}$$

Jumlah Stud Untuk Setengah Bentang

$$N = \frac{T_{maks}}{Q_n} = \frac{1555946,56}{2 \cdot 9635,032} = 8,19 = 9 \text{ buah}$$

Jadi, dibutuhkan 18 buah stud untuk seluruh bentang.

Jarak seragam (P) pada masing-masing lokasi :

$$P = \frac{L}{N} = \frac{600}{18} = 33,3 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak maksimum } (P_{maks}) &= 8 \cdot t_{platbeton} \\ &= 8 \times 12 \text{ cm} = 96 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak minimum} &= 6 \cdot (\text{diameter}) \\ &= 6 \times 1,27 \text{ cm} = 7,62 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi, shear connector dipasang sejarak 33,3 cm sebanyak 18 buah untuk masing-masing bentang.

5.6 Perencanaan Balok Anak

Balok anak berfungsi membagi luasan lantai agar tidak terlalu lebar, sehingga mempunyai kekakuan yang cukup. Balok anak menumpu di atas dua tumpuan sederhana. Pada perencanaan ini, ditunjukkan perhitungan balok anak lantai 3, direncanakan menggunakan profil W12x35.

$$A = 66,45 \text{ cm}^2$$

$$W = 43,77 \text{ kg/m}$$

$$r_x = 13,33 \text{ cm}$$

$$t_w = 0,762 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 Z_x &= 839,02 \text{ cm}^3 & I_y &= 1019,77 \text{ cm}^4 \\
 d &= 31,75 \text{ cm} & r_y &= 3,91 \text{ cm} \\
 t_f &= 1,32 \text{ cm} & h &= d - 2 \cdot t_f \\
 S_x &= 747,25 \text{ cm}^3 & &= 31,75 - 2 \cdot 1,32 \\
 b_f &= 16,66 \text{ cm} & &= 29,18 \text{ cm} \\
 I_x &= 11862,6 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Baja :

$$\begin{aligned}
 f_y &= 2448 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_u &= 4080 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_r &= 700 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_L &= f_y - f_r = 2448 - 700 = 1800 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Beton :

$$f_y = 240 \text{ kg/cm}^2$$

Panjang balok anak (L) = 800 cm

5.6.1 Kondisi Balok Anak Sebelum Komposit

5.6.1.1 Pembebanan Balok Anak Sebelum Komposit

Pembebanan pada balok anak sebelum komposit tidak meliputi berat pelat, spesi, keramik, rangka, plafond dan mechanical.

1. Beban Mati

$$\begin{aligned}
 \text{- berat sendiri pelat beton} &= 0,12 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 4 \text{ m} = 1152 \text{ kg/m} \\
 \text{- berat sendiri profil WF} &= 51,06 \text{ kg/m} \\
 \hline
 q_D &= 1203,07 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

2. Kombinasi Beban

$$q_U = 1,2 q_D$$

$$= 1,2 \cdot 1203,07 = 1443,68 \text{ kg/m} = 14,44 \text{ kg/cm}$$

5.6.1.2 Momen, Gaya Geser, Dan Lendutan Yang Terjadi

Balok anak sebelum komposit direncanakan juga terhadap momen, gaya geser dan lendutan yang terjadi.

Momen Yang Terjadi

$$\begin{aligned} Mu &= 1/8 \cdot q_U \cdot L^2 \\ &= 1/8 \cdot 14,44 \cdot 800^2 \\ &= 1154942 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Geser Yang Terjadi

$$\begin{aligned} Vu &= 1/2 \cdot q_U \cdot L \\ &= 1/2 \cdot 14,44 \cdot 800 \\ &= 5774,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.6.1.3 Kontrol Lendutan, Kekuatan Penampang, Dan Geser

Untuk mengetahui apakah profil bisa digunakan atau tidak maka kita perlu melakukan kontrol terhadap lendutan, kekuatan penampang, dan geser.

Kontrol Lendutan

Lendutan ijin :

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} y_{maks} &= \frac{5 \cdot q_{allow} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \\ &= \frac{5 \cdot 14,44 \cdot 800^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 11862,6} \\ &= 3,24 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$= 3,24 \text{ cm} > f' = 2,22 \text{ cm}$$

Kontrol Kekuatan Penampang (*Local Buckling*)

Untuk Sayap

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

$$\frac{166,62}{2.13,21} \leq \frac{170}{\sqrt{240}}$$

$$6,31 < 10,973$$

Untuk Badan

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{291,08}{7,62} \leq \frac{1680}{\sqrt{240}}$$

$$38,2 < 108,4$$

Profil penampang kompak, maka $Mn = Mp$

Kontrol Lateral Buckling

Jarak Penahan Lateral $Lb = 50 \text{ cm}$

(diambil sejarak pemasangan shear connector)

Berdasarkan table profil W 12 x 35

didapatkan : $Lp = 320,04 \text{ cm}$

$$Lr = 1170,43 \text{ cm}$$

Jadi, $Lb < Lp$,termasuk bentang pendek.

Untuk komponen struktur yang memenuhi $Lb < Lp$ (bentang pendek), kuat nominal komponen struktur adalah

$$\begin{aligned} Mn &= Mp = Zx \cdot fy \\ &= 839,02 \cdot 2448 \\ &= 2053915 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Persyaratan :

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$1154942 \text{ kg.cm} \leq 0,9. 2053915 \text{ kg.cm}$$

$$1154942 \text{ kg.cm} < 1848524 \text{ kg.cm}$$

Kontrol Geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{291,08}{7,62} \leq \frac{1100}{\sqrt{240}}$$

$$38,2 < 71,005$$

$$Vn = 0,6. fy. d. tw$$

$$= 0,6.2448.(31,75.0,762) = 42754,4 \text{ kg}$$

Persyaratan :

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$0,9. 42754,4 \text{ kg} \geq 5774,7 \text{ kg}$$

$$38479 \text{ kg} \geq 5774,7 \text{ kg}$$

5.6.2 Kondisi Balok Anak Setelah Komposit

5.6.2.1 Pembebanan Balok Anak Setelah Komposit

Pembebanan pada balok anak setelah komposit meliputi semua beban yang membebani balok anak, termasuk berat pelat lantai.

1. Beban Mati

$$\text{Berat sendiri pelat beton} = 0,12 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 4 \text{ m} = 1152 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sendiri profil WF} = 51,06 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat spesi + keramik} = 0,05 \cdot 2200 \text{ kg/m}^3 \cdot 4 \text{ m} = 440 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat rangka + plafond} = 18 \text{ kg/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 72 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat mechanical} &= 40 \text{ kg/m}^2 \cdot 4\text{m} &= 160 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat ikatan : } 10\% \cdot 1875,07 &&= 187,51 \text{ kg/m} \\
 q_D &= 2062,57 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

$$q_L = 250 \text{ kg/m}^2 \cdot 4 \text{ m} = 1000 \text{ kg/m}$$

3. Kombinasi Beban

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &= 1,2 \cdot 2062,57 + 1,6 \cdot 1000 \\
 &= 4075,08 \text{ kg/m} \\
 &= 40,75 \text{ kg/cm}
 \end{aligned}$$

5.6.2.2 Momen, Gaya Geser, Dan Lendutan Yang Terjadi

Balok anak setelah komposit direncanakan terhadap momen, gaya geser dan lendutan yang terjadi.

Momen Yang Terjadi

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1/8 \cdot q_U \cdot L^2 \\
 &= 1/8 \cdot 40,75 \cdot 800^2 \\
 &= 3260069 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

Geser Yang Terjadi

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1/2 q_u \cdot L \\
 &= 1/2 \cdot 40,75 \cdot 800 \\
 &= 16300,34 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

5.6.2.3 Kontrol Lendutan Dan Geser

Profil penampang kompak, sehingga kapasitas momen penampang dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

Lebar efektif :

$$b_{eff} \leq \frac{1}{4} \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 8000 \text{ mm} = 2000 \text{ mm} = 200 \text{ cm}$$

$$b_{eff} \leq S = 4 \text{ m} = 4000 \text{ mm} = 400 \text{ cm}$$

$$b_{eff} \leq b_f + (16 \times t_s) = 16,66 + (16 \times 12) = 217,42 \text{ mm}$$

$$\text{jadi } b_{eff} = 2000 \text{ mm} = 200 \text{ cm}$$

Menentukan Gaya Tekan Yang Terjadi Pada Pelat

$$C1 = A_s \cdot f_y = 66,45 \cdot 2448 = 162673,2 \text{ kg}$$

$$C2 = 0,85 \cdot f_c' \cdot t_{plat} \cdot b_{eff} = 0,85 \cdot 255 \cdot 12 \cdot 200 = 520200 \text{ kg}$$

$$C3 = \sum_{n=1}^N Q_n \rightarrow (C3 \text{ tidak menentukan})$$

Jadi, $C = C1$ (terkecil)

$$= 162673,2 \text{ kg}$$

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{162673,2}{0,85 \cdot 255 \cdot 200} = 3,75 \text{ cm} < 12 \text{ cm (gnp berada di beton)}$$

$$\begin{aligned} d1 &= t_s + (0,5 \times d) - (0,5 \times a) \\ &= 12 + (0,5 \times 31,75) - (0,5 \times 3,75) \\ &= 25,99 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d2 = 0 \rightarrow \text{profil baja tidak mengalami tekan}$$

Menghitung Kekuatan Nominal Penampang Komposit

$$Mn = C.(d1 + d2) + Py (d3 - d2)$$

$$Py = As.fy = 66,45.2448 = 162673,2 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Mn &= 162673,2 (25,99 + 0) + 162673,2 (0) \\ &= 4229296 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat : } Mu \leq \phi Mn$$

$$3260069 \text{ kg.cm} \leq 0,85. 4229296 \text{ kg.cm}$$

$$3260069 \text{ kg.cm} \leq 3594902 \text{ kg.cm}$$

Kekuatan nominal penampang komposit lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

Menghitung Luasan Transformasi Beton Ke Baja

$$\begin{aligned} E &= 0,041 . w_c^{1,5} . \sqrt{f'c} \\ &= 0,041 . 2400^{1,5} . \sqrt{25} \\ &= 2,41 . 10^4 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$Es = 2,1 . 10^5 \text{ MPa}$$

$$b_{eff} = 200 \text{ cm}$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2,1 . 10^5}{2,41 . 10^4} = 8,712$$

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{200}{8,71} = 22,955 \text{ cm}$$

$$A_{tr} = b_{tr} . t_{plat \text{ beton}} = 22,955 . 12 = 275,463 \text{ cm}$$

Menentukan Letak Garis Netral

$$Y_{na} = \frac{\frac{A_{tr} . t_{plat \text{ beton}}}{2} + (A_s \left(t_{plat \text{ beton}} + \frac{d}{2} \right))}{(A_{tr} + A_s)}$$

$$= \frac{\frac{275,463 \cdot 12}{2} + (66,45 \left(12 + \frac{31,75}{2}\right))}{(275,463 + 66,45)}$$

$$= 10,25 \text{ cm}$$

Menentukan Nilai Momen Inersia Penampang Transformasi

$$\begin{aligned} I_{tr} &= \frac{btr (tpb)^3}{12} + Atr \left(Yna - \frac{tpb}{2} \right)^2 + I_x + A_s \left(\left(\frac{d}{2} + tpb \right) - Yna \right)^2 \\ &= \frac{22,95 (12)^3}{12} + 275,463 \left(12,12 - \frac{12}{2} \right)^2 + 19770,99 + 66,45 \left(\left(\frac{31,75}{2} + 12 \right) - 10,25 \right)^2 \\ &= 40786,22 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Kontrol Lendutan

Lendutan ijin :

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} y_{maks} &= \frac{5 \cdot (qDL + qLL) \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \\ &= \frac{5 \cdot (20,99 + 10) \cdot 800^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 59274,31} \end{aligned}$$

$$= 1,394 \text{ cm} < f'$$

Kontrol Geser

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (tw).

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kn \cdot E}{f_y}}, \text{ dimana :}$$

$$kn = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} : \text{ untuk balok dengan pengaku vertikal pelat badan}$$

$$kn = 5 : \text{ untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan}$$

$$\text{sehingga : } \frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kn.E}{fy}}$$

$$\frac{277,114}{9,114} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot (2 \cdot 10^6)}{2448}}$$

$$30,31 < 70,305 \dots \text{Ok}$$

$$V_n = 0,6 \cdot fy \cdot A_w$$

$$= 0,6 \cdot 2448 \cdot (30,31 \cdot 0,914) = 40702,504 \text{ kg}$$

Syarat :

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$0,9 \cdot 40702,504 \text{ kg} \geq 16300,34 \text{ kg}$$

$$36632,254 \text{ kg} > 16300,34 \text{ kg}$$

5.6.3 Perencanaan Penghubung Geser

Untuk menjamin kinerja penampang komposit menjadi lebih efektif, maka baut penghubung geser (*shear connectors*) dipasang diantara profil baja dan beton.

Untuk Penghubung Geser Yang Dipakai Adalah Tipe Stud

Diameter Stud maksimum

$$\begin{aligned} D_{\text{stud.max}} &= 2,5 \times t_f \\ &= 2,5 \times 13,21 \\ &= 33,02 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dicoba memakai Diameter Stud = 12,7 mm

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{1}{2} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 3,1417 \times 12,7^2 \\ &= 253,362 \text{ mm} \end{aligned}$$

Modulus elastisitas beton (E_c)

$$\begin{aligned} E_c &= 0,041 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'c} \\ &= 0,041 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{25} \end{aligned}$$

$$= 2,41 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

Kekuatan geser satu konektor (Q_n)

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'c' \cdot E_c}$$

$$= 0,5 \cdot 253,362 \cdot \sqrt{24 \cdot 2,41 \cdot 10^4}$$

$$= 96350,316 \text{ N}$$

$$= 9635,032 \text{ kg/stud}$$

$$\text{Syarat : } Q_n \leq A_{sc} \cdot f_u$$

$$9635,032 \text{ kg/stud} \leq 253,362 \cdot 40 \text{ kg/stud}$$

$$9635,032 \text{ kg/stud} \leq 10134,5 \text{ kg/stud}$$

Jumlah Stud Untuk Setengah Bentang

$$N = \frac{T_{maks}}{Q_n} = \frac{162673,2}{2 \cdot 9635,032} = 8,44 = 9 \text{ buah}$$

Jadi, dibutuhkan 18 buah stud untuk seluruh bentang.

Jarak seragam (P) pada masing-masing lokasi :

$$P = \frac{L}{N} = \frac{800}{18} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak maksimum } (P_{maks}) = 8 \cdot t_{platbeton}$$

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

$$\text{Jarak minimum} = 6 \cdot (\text{diameter})$$

$$= 6 \times 1,27 \text{ cm} = 7,62 \text{ cm}$$

Jadi, shear connector dipasang sejarak 45 cm sebanyak 18 buah untuk masing-masing bentang.

5.7 Perencanaan Kolom Komposit

Dari Hasil output ETABS v9.2.0 diperoleh gaya – gaya yang bekerja pada kolom pada kolom C12 lantai dasar adalah :

$$P_u = 291627 \text{ Kg}$$

$$M_{u_y} = 2081657 \text{ Kgcm}$$

$$M_{u_x} = 618978 \text{ Kgcm}$$

Kolom komposit direncanakan dengan menggunakan profil W14 x 120 dengan spesifikasi material :

$A = 227,742 \text{ cm}^2$	$I_y = 20603,46 \text{ cm}^4$	$S_y = 1106,127 \text{ cm}^3$
$d = 36,779 \text{ cm}$	$I_x = 57439,94 \text{ cm}^4$	$Z_x = 3474,06 \text{ cm}^3$
$b_f = 37,262 \text{ cm}$	$r_y = 15,850 \text{ cm}$	$Z_y = 1671,48 \text{ cm}^3$
$t_w = 1,499 \text{ cm}$	$r_x = 9,499 \text{ cm}$	$h_w = 320,04 \text{ mm}$
$t_f = 2,388 \text{ cm}$	$S_x = 3113,542 \text{ cm}^3$	

5.7.1. Kontrol Luas Minimum Profil Baja

Agar bisa dihitung sebagai kolom komposit maka harus memenuhi syarat luas minimum profil baja

$$\text{Luas beton } (A_c) = 450 \times 450 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas profil } (A_s) = 227742 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_t} > 4\%$$

$$\frac{A_s}{A_t} = \frac{202500}{227742} = 11,25\% > 4$$

5.7.2. Kontrol Jarak Dan Luas Tulangan

Pemakaian tulangan dikontrol terlebih dahulu jarak dan luasnya

1. Periksa Syarat Jarak Sengkang/Pengikat Lateral

$$\text{Jarak sengkang} = 250 \text{ mm} < \frac{2}{3} \times 450 = 300 \text{ mm}$$

2. Periksa Syarat Luas Tulangan Longitudinal

$$\begin{aligned}\text{Jarak antar tulangan longitudinal} &= 450 - 2(40) - 20 \\ &= 350 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan longitudinal} &= \frac{1}{4} \pi \cdot 20^2 \\ &= 314 \text{ mm}^2 > 0,18 (350) = 63 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

3. Periksa Syarat Tulangan Lateral

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan sengkang} &= \frac{1}{4} \pi \cdot 10^2 \\ &= 78,54 \text{ mm}^2 > 0,18 (250) = 45 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

5.7.3. Tegangan Leleh Modifikasi

Karena kolom akan dihitung sebagai komposit maka dihitung terlebih dahulu tegangan leleh kolom kompositnya.

$$\text{Luas netto tulangan longitudinal, } A_t = 4 (314) = 1256 \text{ mm}^2$$

Luas netto beton =

$$A_c = A_t - A_s - A_{tul} = 202500 - 227742 - 1256 = 178469,85 \text{ mm}^2$$

Untuk baja yang diberi selubung beton, Maka :

$$c1 = 0,7 \quad c2 = 0,6 \quad c3 = 0,2$$

$$\begin{aligned}f_{my} &= f_y + 0,7 \cdot f_{yr} \cdot \left(\frac{A_r}{A_s}\right) + 0,6 \cdot f_c \cdot \frac{A_c}{A_s} \\ &= 250 + 0,7 \cdot 410 \cdot \left(\frac{1256}{227742}\right) + 0,6 \cdot 25 \cdot \frac{202500}{227742} \\ &= 466,752 \text{ MPa}\end{aligned}$$

5.7.4. Modulus Elastisitas Modifikasi

Modulus elastisitas komposit juga harus dicari terlebih dahulu, karena nantinya akan dipakai untuk perhitungan komposit

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} E_c &= 0,043 \cdot W_c^{1,5} \sqrt{f_c} \\ &= 0,043 \cdot 2400^{1,5} \sqrt{25} \\ &= 25278,7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_m &= E_s + 0,2 \cdot E_c \cdot \frac{A_c}{A_s} \\ &= 2.10^5 + 0,2 \cdot 25278,7 \cdot \frac{202500}{227742} \\ &= 244953,986 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Jari-Jari Girasi Kolom Komposit

Jari-jari girasi kolom komposit diambil dari nilai terbesar antara :

$$\begin{aligned} \text{a. } 0,3 \cdot b &= 0,3 \cdot 450 = 135 \text{ mm} \\ \text{b. } r_y &= 94,996 \text{ mm} \end{aligned}$$

maka dipakai $r_m = 94,996 \text{ mm}$

5.7.5. Menghitung Kuat Tekan Dan Gaya Aksial Kolom

Kolom adalah struktur yang menahan gaya aksial, maka kita harus menghitung kuat tekannya.

Dipakai $r_m = 94,996 \text{ mm}$

$$\lambda_c = \frac{k \cdot l}{r_m \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} = \frac{4000}{94,996 \cdot 3,14} \sqrt{\frac{466,752}{244953,986}} = 0,585$$

1. Karena $0,25 < \lambda_c < 1,2$,Maka Termasuk Dalam Kategori Kolom Menengah

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} \\ &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,585} \\ &= 1,184 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{cr} &= \frac{f_{my}}{\omega} \\
 &= \frac{466,752}{1,184} \\
 &= 394,228 \text{ MPa} \\
 &= 4021,125 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= A_s \cdot f_{cr} \\
 &= 227742 \cdot 4021,125 \\
 &= 915777,068 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,85 P_n \\
 &= 0,85 \cdot 915777,068 \text{ Kg} \\
 &= 778410,508 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

2. Kuat Tekan Aksial Rencana Profil Baja

$$\begin{aligned}
 \phi P_{ns} &= 0,85 \cdot A_s \cdot f_y \\
 &= 0,85 \cdot 277,741 \cdot 2448 \\
 &= 473884,472 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

3. Beban Tekan Aksial Rencana Yang Dipikul Oleh Beton

Semua beban desain kolom ditopang oleh kolom komposit (terdiri dari profil baja dan beton). Maka persyaratan luas minimal penampang beton yang menahan beban desain kolom diperlukan.

$$\begin{aligned}
 \phi P_{nc} &= \phi P_n - \phi P_{ns} \\
 &= 778410,508 - 473884,472 \\
 &= 304526,036 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi untuk luas penampang beton

$$\phi P_{nc} \leq 1,7 \phi f'_c A_c$$

$$304526,036 \leq 1,7 \cdot 0,6 \cdot 255 \cdot 2025$$

$$304526,036 \leq 526702,5$$

5.7.6. Kuat Nominal Komposit Dan Aksial Kolom Komposit

Kuat nominal dan aksial kolom komposit inilah yang akan menentukan apakah desain kolom komposit menggunakan profil dan dimensi rencana aman atau tidak menahan momen dan gaya aksial kolom pada bangunan.

$$\text{Luasan badan profil } (A_w) = d \cdot t_w$$

$$= 36,78 \cdot 1,498$$

$$= 55,117 \text{ cm}^2$$

$$C_{rc} = C_{rt} = 225 - (40 + 10 + (0,5 \cdot 20))$$

$$= 165 \text{ mm}$$

$$C_r = (C_{rc} + C_{rt})/2$$

$$= 165 \text{ mm}$$

$$b = h = 450 \text{ mm}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{291627}{778410,51} = 0,375 > 0,2$$

$$M_{nx} = Z_x \cdot f_y + 1/3 (h - 2C_r) \cdot A_r \cdot f_{yr} + \left(\frac{h}{2} - \frac{A_w \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c \cdot h} \right) \cdot A_w \cdot f_y$$

$$= 3474,058 \cdot 2550 + 1/3 (45 - 2 \cdot 165) \cdot 12,56 \cdot 4080 +$$

$$\left(\frac{45}{2} - \frac{55,12 \cdot 2550}{1,7 \cdot 255 \cdot 45} \right) \cdot 55,12 \cdot 2550$$

$$= 11750051,5 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ny} = Z_y \cdot f_y + 1/3 (h - 2C_r) \cdot A_r \cdot f_{yr} + \left(\frac{h}{2} - \frac{A_w \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c \cdot h} \right) \cdot A_w \cdot f_y$$

$$= 1671,48 \cdot 2550 + \frac{1}{3} (45 - 2,1,65) \cdot 12,56 \cdot 4080 +$$

$$\left(\frac{45}{2} - \frac{55,12 \cdot 2550}{1,7 \cdot 255 \cdot 45} \right) \cdot 55,12 \cdot 2550$$

$$= 4938775,33 \text{ kg.cm}$$

Untuk $\frac{P_u}{\phi P_n} > 0,2$, maka

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0,375 + \frac{8}{9} \left(\frac{618978}{0,85 \cdot 11750051,5} + \frac{2081657}{0,85 \cdot 4938775,33} \right) \leq 1$$

$$0,87 \leq 1$$

Maka Profil W14 x 120 dapat digunakan sebagai kolom komposit

5.8 Perencanaan Sambungan

5.8.1 Sambungan Kolom-Balok

Sambungan balok utama dengan kolom di rencanakan dengan rigid connection. Dimana sambungan memikul beban geser V_u dan momen M_u . Penerimaan beban di anggap sebagai berikut :

1. Beban geser V_u di teruskan oleh sambungan pada badan secara tegak lurus ke flens kolom.
2. Beban momen M_u di teruskan oleh sayap balok dengan baja T ke flens kolom.

$$V_u = 12942,54 \text{ Kg}$$

Sambungan kaku yang merupakan bagian dari system rangka pemikul beban gempa mempunyai kuat lentur M_u yang besarnya paling tidak sama dengan :

$$M_u = 1,1 \times R_y \times M_{pbalok}$$

$$= 1,1 \times 1,5 \times (24671053)$$

$$= 4070723,7 \text{ Kgcm}$$

Gaya geser terfaktor pada sambungan kaku harus di ambil berdasarkan kombinasi pembebanan dari ETABS di tambah gaya geser yang berasal dari Mu di atas (LRFD pasal 15.9.2.2) sehingga besarnya adalah :

$$\begin{aligned} V_u \text{ tambah} &= \frac{Mu + Mu}{8} \\ &= \frac{4070723,7 + 4070723,7}{800} \\ &= 10176,81 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u \text{ total} &= V_u + V_u \text{ tambah} \\ &= 12942,54 + 10176,81 \\ &= 22741,38 \text{ Kg} \end{aligned}$$

1. Sambungan Geser pada badan balok

Kuat geser baut :

- Pada bidang geser baut tidak ada ulir, maka nilai $r_1 = 0,5$
- Mutu profil BJ40 ($f_u = 4000 \text{ Kg/cm}^2$)
- Baut tipe A325 dengan nilai

$$D_{\text{baut}} = 25,4 \text{ mm} = 2,54 \text{ cm}$$

$$f_u^b = 825 \text{ Mpa} = 8415 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{baut}}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 2,54^2 = 5,07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{dg} &= \phi f \times (r_1 \times f_u^b) \times 2 \times A_b \\ &= 0,75 \times (0,5 \times 8415) \times 2 \times 5,07 \end{aligned}$$

$$= 31998,038 \text{ Kg}$$

Kuat tumpu baut :

(tebal pelat badan dipakai tebal pelat siku $t_p = 0,6 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} V_{dt} &= \phi f \times 2,4 \times D_{\text{baut}} \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,54 \times 0,6 \times 4000 \\ &= 10972,8 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$V_{dg} > V_{dt}$ maka gunakan yang terkecil 10972,8 Kg

Jumlah baut :

$$n = \frac{V_u}{V_{dt}} = \frac{22741,38}{10972,8} = 2,07 \text{ buah} = 3 \text{ buah}$$

maka, di pasang 3 buah baut

2. Sambungan Geser pada Sayap Kolom

Kuat geser baut :

- Pada bidang geser baut tidak ada ulir, maka nilai $r_1 = 0,5$
- Mutu profil BJ40 ($f_u = 4000 \text{ Kg/cm}^2$)
- Baut tipe A325 dengan nilai

$$D_{\text{baut}} = 25,4 \text{ mm} = 2,54 \text{ cm}$$

$$f_u^b = 825 \text{ Mpa} = 8415 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{baut}}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 2,54^2 = 5,07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$V_{dg} = \phi f \times (r_1 \times f_u^b) \times A_b$$

$$= 0,75 \times (0,5 \times 8415) \times 5,07$$

$$= 15999,019 \text{ Kg}$$

Kuat tumpu baut :

(tebal pelat badan dipakai tebal pelat siku $t_p = 0,6 \text{ cm}$)

$$V_{dt} = \phi f \times 2,4 \times D_{\text{baut}} \times t_p \times f_u$$

$$= 0,75 \times 2,4 \times 2,54 \times 0,6 \times 4000$$

$$= 10972,8 \text{ Kg}$$

$V_{dg} > V_{dt}$ maka gunakan yang terkecil 10972,8 kN

Jumlah baut :

$$n = \frac{V_u}{V_{dt}} = \frac{22741,38}{10972,8} = 2,07 \text{ buah} = 3 \text{ buah}$$

Untuk keseimbangan maka, dipasang 4 buah pada 2 sisi, sehingga pada satu sisi menjadi 2 baut.

3. Kontrol Siku Penyambung

Siku di rencanakan menggunakan L 70 x 70 x 7, BJ 40 dengan nilai

$$f_u = 4000 \text{ Kg/m}^2$$

$$\phi_{\text{lubang}} = \phi_{\text{baut}} + \phi_{\text{kelonggaran}}$$

$$= 2,54 + 1,6$$

$$= 2,7 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t$$

$$= (L - n \times \phi_{\text{lubang}}) \times t$$

$$= (30 - (1 \times 2,7)) \times 0,6$$

$$= 27,16 \text{ cm}^2$$

Siku di tinjau satu sisi sehingga gaya =

$$\frac{1}{2}Vu = \frac{1}{2} \times 26210,81 = 13105,4 \text{ Kg}$$

$$\phi Pn = \phi \times (0,6 \times fu \times Anv)$$

$$\phi Pn = 0,75 \times (0,6 \times 4000 \times 27,16) = 58676,4$$

$$\phi Pn = 58676,4 \text{ Kg} > \frac{1}{2}Vu = 11370,69 \quad \text{ok!}$$

4. Sambungan pada sayap profil T dengan sayap kolom

- Mutu profil BJ40 ($f_u = 4000 \text{ Kg/cm}^2$)

- Baut tipe A325 dengan nilai

$$D_{\text{baut}} = 25,4 \text{ mm} = 2,54 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Ølubang} &= \text{Øbaut} + \text{Økelonggaran} \\ &= 2,54 + 1,6 \\ &= 2,7 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f_u^b = 825 \text{ Mpa} = 8415 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{baut}}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 2,54^2 = 5,07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat gaya Mu, profil T akan mengalami gaya tarik sebesar :

$$T = \frac{Mu}{dbalok} = \frac{4070723,7}{2 \times 35,814} = 56831458 \text{ kg}$$

B = Kekuatan rencana baut

$$= \phi \times R_n$$

$$\begin{aligned}
&= 0,75 \times f_u^b \times 0,75 \times A_b \times n \\
&= 0,75 \times 8415 \times 0,75 \times 5,07 \times 3 \\
&= 71996 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Syaratnya adalah $B < T$

$$71996 \text{ Kg} < 5683145,8 \text{ Kg} \quad \text{Tidak Memenuhi!}$$

Untuk mengatasinya kita dapat memakai potongan profil balok atau profil T yang di hubungkan ke bawah balok utama agar lengan kopel menjadi lebih besar.

Dalam hal ini kita coba memakai porfil WT 7 X 11 yang merupakan potongan dari proil balok Induk B1 dengan nilai d tambahan sebesar 17,450 cm. Maka dengan demikian lengan kopel menjadi :

$$d \text{ baru} = 35,814 + 17,450$$

$$= 53,264 \text{ cm}$$

$$T \text{ baru} = \frac{5683145,8}{2 \times 53,264}$$

$$= 53349 \text{ Kg}$$

Maka nilai $B > T$ memenuhi syarat, Ok!

- Perhitungan sayap kolom dengan profil T

Perhitungan tebal sayap T yang di perlukan :

Direncanakan memakai profil ST 12X60,5 dengan section propertisnya adalah :

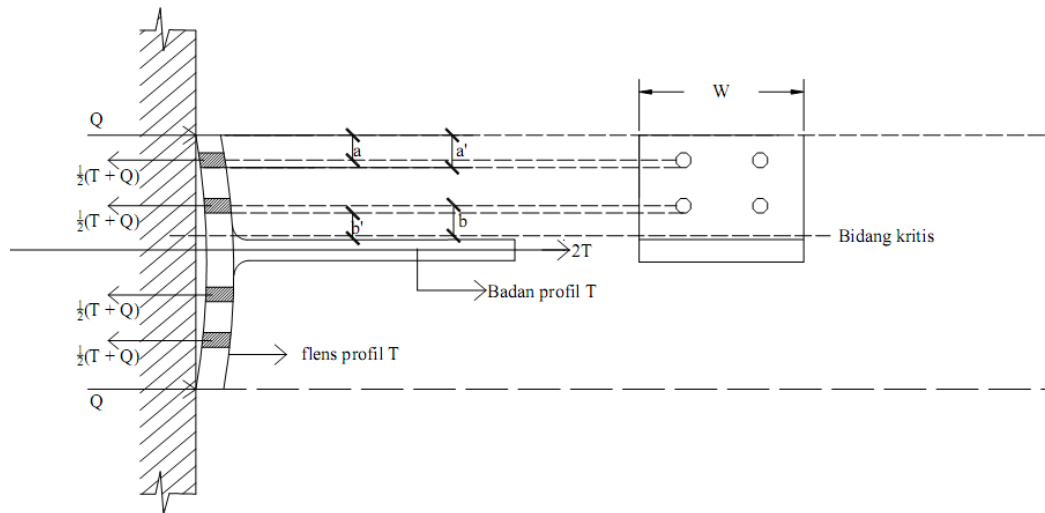
$$t_w = 0,8 \text{ in} = 20,32 \text{ mm} = 0,02032 \text{ m}$$

$$t_f = 1,09 \text{ in} = 27,686 \text{ mm} = 0,027686 \text{ m}$$

$$b_f = 8,05 \text{ in} = 204,47 \text{ mm} = 0,20447 \text{ m}$$

$$d = 12,25 \text{ in} = 311,15 \text{ mm} = 0,31115 \text{ m}$$

$$k = 2 \text{ in} = 50,8 \text{ mm} = 0,0508 \text{ m}$$



Gambar 5.16 Gaya-gaya yang Bekerja pada Profil T

$$a = 50 \text{ mm (rencana)}$$

$$b = \frac{204,47 - (2 \times 50,8)}{2} - \left(\frac{20,32}{2} \right)$$

$$= 41,275 \text{ mm}$$

Menurut Kulak, Fisher, dan Shrink : $a \leq 1,25 b$

$$41,275 \leq 1,25 \times 50$$

$$41,275 \leq 62,5 \text{ mm} \quad \text{ok!!}$$

Koreksi untuk a dan b

$$a' = a + \left(\frac{1}{2} \times \phi_{baut} \right)$$

$$= 50 + \left(\frac{1}{2} \times 25,4 \right)$$

$$= 62,7 \text{ mm}$$

$$b' = b - \left(\frac{1}{2} \times \phi_{baut} \right)$$

$$= 41,275 - \left(\frac{1}{2} \times 25,4 \right)$$

$$= 28,575 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\beta &= \left(\frac{B}{T} - 1\right) \times \left(\frac{a'}{b'}\right) \\ &= \left(\frac{71996}{53349} - 1\right) \times \left(\frac{62,7}{28,575}\right) \\ &= 0,766 < 1 \quad \text{ok!}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{bf - 2d}{bf} \\ &= \frac{20,447 - (2 \times 2,7686)}{20,447} \\ &= 0,729\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{1}{\delta} \times \left(\frac{\beta}{1 - \beta}\right) \\ &= \frac{1}{0,729} \times \left(\frac{0,729}{1 - 0,729}\right) \\ &= 4,51\end{aligned}$$

$$\alpha \text{ pakai} = 4,51$$

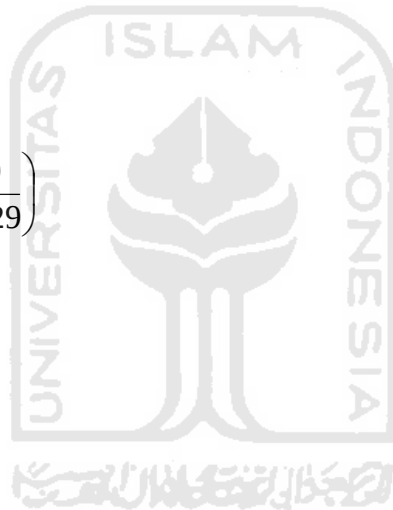
$$\begin{aligned}\alpha \times \delta &= 4,51 \times 0,729 \\ &= 3,29\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q &= T \times \left(\frac{\alpha\delta}{1 + \alpha\delta}\right) \times \left(\frac{b'}{a'}\right) \\ &= 38240,62 \times \left(\frac{3,29}{1 + 3,29}\right) \times \left(\frac{28,575}{62,7}\right) \\ &= 18646 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\frac{1}{2}(T + Q) = \frac{1}{2}(38240,62 + 18646) = 35998 \text{ Kg}$$

Syarat :

Gaya yang terjadi pada baut adalah



$$B \geq \frac{1}{2}(T + Q)$$

$$71996 \text{ Kg} \geq 35998 \text{ Kg} \text{ ok!!}$$

Maka tebal perlu sayap profil T adalah :

$$\begin{aligned} t_f &\geq \sqrt{\frac{4 \times T \times b'}{\phi \times b_f \times F_y \times (1 + \alpha \delta)}} \\ &\geq \sqrt{\frac{4 \times 53349 \times 28,6}{0,9 \times 20,447 \times 4000 \times (1 + 3,29)}} \\ &\geq 1,389 \text{ cm} \quad \text{ok!!} \end{aligned}$$

Sehingga t_f di profil ST 12X60,5 dapat di pakai.

5. Sambungan pada badan profil T dengan sayap balok

Kuat geser baut :

- Pada bidang geser baut tidak ada ulir, maka nilai $r_1 = 0,5$
- Mutu profil BJ40 ($f_u = 4000 \text{ Kg/m}^2$)
- Baut tipe A325 dengan nilai

$$D_{\text{baut}} = 25,4 \text{ mm} = 2,54 \text{ cm}$$

$$f_u^b = 825 \text{ Mpa} = 8415 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{baut}}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 2,54^2 = 5,07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{dg} &= \phi_f \times (r_1 \times f_u^b) \times A_b \\ &= 0,75 \times (0,5 \times 8415) \times 5,07 \\ &= 127992150 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut :

(tebal pelat badan dipakai tebal pelat siku $t_p = 0,6 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} V_{dt} &= \phi f \times 2,4 \times D_{\text{baut}} \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,54 \times 0,6 \times 4000 \\ &= 23084,03 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$V_{dg} > V_{dt}$ maka gunakan yang terkecil 23084,03 Kg

Jumlah baut :

$$n = \frac{T}{V_{dg}} = \frac{53349,05}{23084,03 \text{ Kg}} = 2,311 \text{ buah} = 3 \text{ buah}$$

Sehingga di pasang 4 buah baut pada dua sisi, maka pada satu sisi menjadi 2 baut

Kekuatan badan profil T

- Mutu profil BJ40 ($f_u = 4000 \text{ Kg/cm}^2$)

- Baut tipe A325 dengan nilai

$$D = 25,4 \text{ mm} = 2,54 \text{ cm}$$

$$f_u^b = 825 \text{ Mpa} = 8415 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_g = b_f \times t_w$$

$$= 20,447 \times 2,032$$

$$= 41,548 \text{ cm}^2$$

$$A_n = A_g - \left(\sum d' \times t_w \right)$$

$$= 41,548 - \left(\sum 2 \times 1,943 \times 2,032 \right)$$

$$= 35,9 \text{ cm}^2$$

Terhadap Leleh, syaratnya adalah :

$$2T \leq 0,9 \times A_g \times F_y$$

$$2 \times 53349,05 \text{ Kg} \leq 0,9 \times 41,548 \times 4000$$

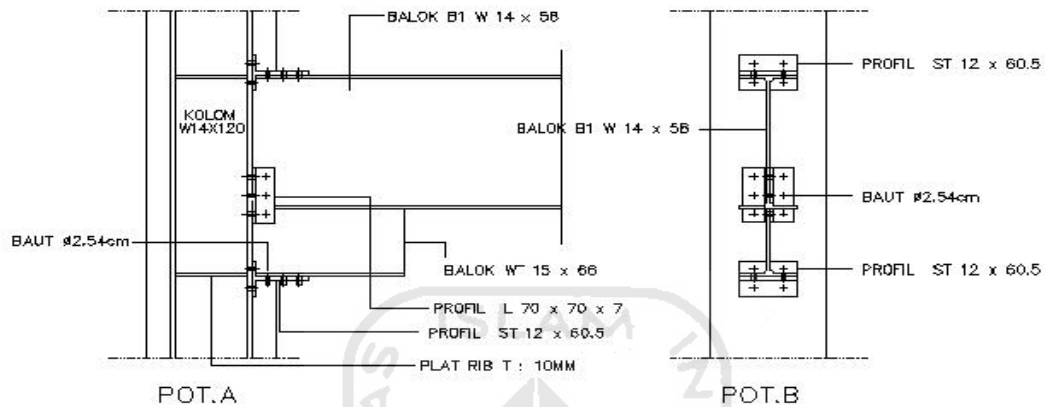
$$106698,09 \text{ Kg} \leq 149573,894 \text{ Kg} \quad \text{Aman!}$$

Terhadap Leleh, sayaratnya adalah :

$$2T \leq 0,9 \times A_n \times F_u$$

$$2 \times 53349,05 \text{ Kg} \leq 0,9 \times 35,9 \times 8415$$

$$106698,09 \text{ Kg} \leq 271898,11 \text{ Kg} \quad \text{Aman!}$$



Gambar 5.17 Detail Sambungan Kolom dengan Balok Induk

5.8.2 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Sambungan antara balok anak dengan balok induk direncanakan dengan baut yang tidak dapat memikul momen, karena disesuaikan dengan anggapan dalam analisa sebagai sendi.

$$V_u = 7491,97 \text{ Kg}$$

1. Sambungan Plat Siku dengan Balok Anak

Direncanakan : Profil siku L 60 x 60 x 6

$$D_{\text{Baut}} \text{ M12 mm } (A_{\text{baut}} = 1,1304 \text{ cm}^2)$$

$$r_1 = 0,5$$

$$f_u \text{ tumpu} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_u \text{ geser} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$m = 2 \text{ sisi}$$

Kuat geser :

$$\begin{aligned}
 V_n &= \phi f \times r_1 \times f_u \times A_{\text{baut}} \times m \\
 &= 0,75 \times 0,5 \times 5000 \times 1,1304 \times 2 \\
 &= 4239 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

(tebal pelat badan dipakai tebal pelat siku $t_p = 0,8 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned}
 V_n &= \phi f \times 2,4 \times D_{\text{baut}} \times t_p \times f_u \\
 &= 0,75 \times 2,4 \times 1,2 \times 0,8 \times 4000 \\
 &= 6912 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V_u}{V_n} \\
 &= \frac{7491,97 \text{ Kg}}{4239 \text{ Kg}} \\
 &= 1,77
 \end{aligned}$$

Dipasang 2 buah baut M12mm (Jumlah baut untuk 1 sisi)

2. Sambungan Plat Siku dengan Balok Induk

Direncanakan : Profil siku L 60 x 60 x 6

D_{Baut} M12 mm ($A_{\text{baut}} = 1,1304 \text{ cm}^2$)

$$r_1 = 0,5$$

$$f_u \text{ tumpu} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_u \text{ geser} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$m = 1 \text{ sisi}$$

Kuat geser :

$$V_n = \phi f \times r_1 \times f_u \times A_{\text{baut}} \times m$$

$$= 0,75 \times 0,5 \times 5000 \times 1,1304 \times 1$$

$$= 2119,5 \text{ Kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu :

(tebal pelat badan dipakai tebal pelat siku $t_p = 0,6 \text{ cm}$)

$$V_n = \phi f \times 2,4 \times D_{\text{baut}} \times t_p \times f_u$$

$$= 0,75 \times 2,4 \times 1,2 \times 0,6 \times 4000$$

$$= 5184 \text{ Kg}$$

$$n = \frac{V_u}{V_n}$$

$$= \frac{7491,97 \text{ Kg}}{2119,5 \text{ Kg}}$$

$$= 3,53 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah baut M12mm (Jumlah baut untuk 2 sisi)

3. Kontrol plat siku pada gelagar

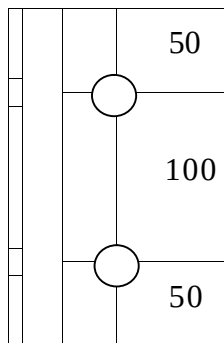
Direncanakan : Profil siku L 60 x 60 x 6

$D_{\text{Baut}} \text{ M12 mm } (A_{\text{baut}} = 1,1304 \text{ cm}^2)$

$$r_1 = 0,5$$

$$f_u \text{ tumpu} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_u \text{ geser} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$$



Gambar 5.18 Detail Plat siku pada gelagar

$$\begin{aligned}
 \text{Luas bidang geser} &= A_{nv} = L_{nv} \cdot t_L \\
 &= (200 - 2 \cdot 12) \times 6 \\
 &= 1056 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat rencana :

$$\begin{aligned}
 \phi R_{nv} &= \phi \times 0,6 \times f_u \times A_n \\
 &= 0,75 \times 0,6 \times 5000 \times (1056/100) \\
 &= 23760 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

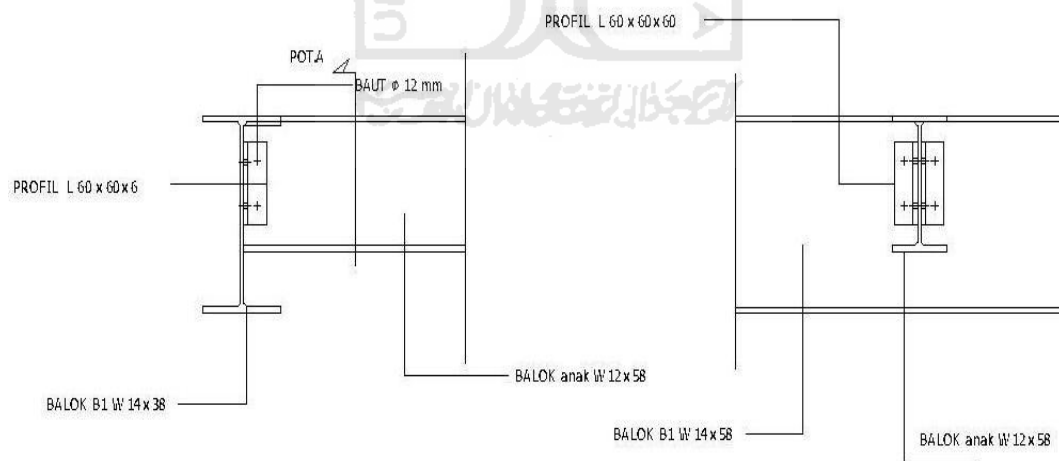
Terdapat 2 buah siku maka menjadi :

$$\begin{aligned}
 2 \times \phi R_{nv} &= 2 \times 23760 \text{ Kg} \\
 &= 47520 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$V_u \leq 2 \times \phi R_n$$

$$7491,97 \text{ Kg} \leq 47520 \text{ Kg} \quad \text{aman!}$$



Gambar 5.19 Detail Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

5.9 Perencanaan Base Plate

Perencanaan base plate di bawah ini menggunakan fixed plate untuk profil kolom W14x120 dengan di selimuti beton 450 x 450 mm. Dari output ETABS pada lantai dasar di dapatkan nilai :

$$P_u = 291627 \text{ kg}$$

$$V_u = 16016,6 \text{ kg}$$

$$M_{uy} = 0 \text{ (di abaikan)}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,267 > 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{8}{9} \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1,0$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{8}{9} \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} = 0,267 + \left(\frac{8}{9} \times \frac{M_{ux}}{0,85 \times 117500515} \right) + 0 = 1,0$$

Maka, nilai $M_{ux} = 7026489 \text{ kgcm}$

5.9.1 Sambungan Las

$$\begin{aligned} \text{Panjang Las} &= (2 \times b_f) - t_w \\ &= (2 \times 37,262) - 1,499 \\ &= 73,025 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_t &= \frac{M_u}{d - t_f} \\ &= \frac{618978}{36,78 - 2,38} \\ &= 17997,94 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi R_n \geq \phi \times 0,707 \times w \times L_w \times 0,6 \times F_y$$

$$\begin{aligned} w &= \frac{17998}{0,75 \times 0,707 \times 73,025 \times 0,6 \times 2448} \\ &= 0,31 \text{ cm} \end{aligned}$$

W di gunakan < tf = 2,38 cm

$$0,31 \text{ cm} < 2,38 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} P_w &= \Phi \times 0,707 \times w \times 0,6 \times F_y \\ &= 0,75 \times 0,707 \times 2,38 \times 0,6 \times 2448 \\ &= 1859,54 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_w &= F_t - P_w \\ &= 17997,94 \text{ kg} - 1859,54 \text{ kg} \\ &= 16138,41 \text{ kg} \end{aligned}$$

Maka panjang Las dapat di cari dengan cara :

$$\begin{aligned} L_w &= \frac{R_w}{\Phi \times 0,707 \times w \times 0,6 \times F_y} \\ &= \frac{16061}{0,75 \times 0,707 \times 2,38 \times 0,6 \times 2448} = 9 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat-syarat tebal kaki las :

$$\text{Tebal Minimum} = t_{\text{plat}} = 46 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} w_{\text{eff maksimum}} &= 1,41 \times \frac{f_u}{f_{E70xx}} \times t_p \\ &= 1,41 \times \frac{4100}{70 \times 70,3} \times 4,6 \\ &= 5,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sehingga di pakai las dengan w = 23,88 cm = 1 in

5.9.2 Perhitungan Base Plate

Didapat dari perhitungan desain kolom sebelumnya, di dapat nilai :

$$B = 450 \text{ mm}$$

$$H = 450 \text{ mm}$$

$$e = \frac{7026489}{291627} \\ = 0,241 \text{ m}$$

$$\text{Syarat } e > \frac{1}{2} \times H_{\text{kolombeton}}$$

$$0,241 \text{ m} > \frac{1}{2} \times 0,45 \quad \text{ok!}$$

Di rencanakan menggunakan baut Ø 25,4 mm, maka :

$$h' \geq w_e + c_1$$

$$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 1,75 \times d_b = 1,75 \times 25,4 = 44,45 \text{ mm}$$

$$c_1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \times d_b = 29/16 \times 25,4 = 46,03 \text{ mm} \\ = \text{dipakai } c_1 = w_e = 50 \text{ mm}$$

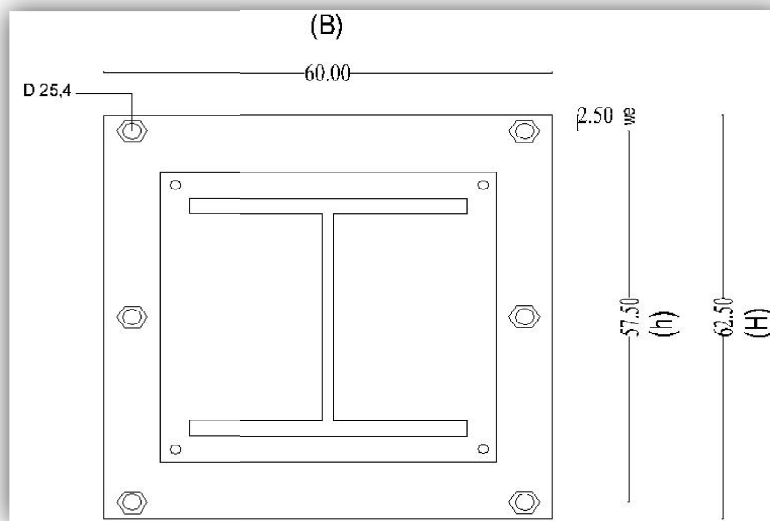
$$h' \geq 50 + 50 = 100 \text{ mm, dipakai } h' = 100 \text{ mm}$$

Di coba ukuran base plate, dengan nilai :

$$B = 600 \text{ mm}$$

$$H = 625 \text{ mm}$$

$$h = H - 0,5h' = 625 - (0,5 \times 100) \\ = 575 \text{ mm} \quad = 57,5 \text{ cm}$$



Gambar 5.20 Desain Base Plate (Tampak Atas)

- Mencari perbandingan luas antara A_2 dan A_1

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{600 \times 625}{450 \times 450}}$$

$$= 1,36$$

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

$$= 0,85 \times 255 \times \sqrt{\frac{600 \times 625}{450 \times 450}}$$

$$= 294,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{(P_u \times (2h - H)) + (2 \times M_u)}{0,6 \times F_{cu} \times B}}$$

$$= 575 - \sqrt{575^2 - \frac{(291627 \times (2 \times 575 - 625)) + (2 \times 7026489,19)}{0,6 \times 284,14 \times 600}}$$

$$= 34,24 \text{ cm}$$

$$T_u = (0,6 \times f'_c \times B \times a) - P_u$$

$$= (0,6 \times 255 \times 600 \times 34,24) - (291627)$$

$$= 95583,38 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} t_{\min} &= 2,108 \sqrt{\frac{T_u \times (h' - w_e)}{F_y \times B}} \\ &= 2,108 \sqrt{\frac{22710,63 \times (12 - 5)}{2448 \times 600}} \\ &= 2,19 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$t_{\text{pakai}} = 22 \text{ mm}$$

Maka dapat kita gunakan base plate dengan ukuran 600x625 mm dengan tebal plat pakai 2,2 cm yang dapat di gunakan sebagai alas kolom W 14x120.

5.9.3 Perhitungan Baut Angkur

Di rencanakan menggunakan baut angkur Ø 25,4 mm, maka :

$$\begin{aligned} A_{\text{baut}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 25,4^2 \\ &= 506,4 \text{ mm}^2 \\ &= 5,064 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{u_{\text{baut}}} &= 725 \text{ Mpa} \\ &= 7250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$r_1 = 0,5$$

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= 0,75 \times F_{u_{\text{baut}}} \times r_1 \times A_{\text{baut}} \\ &= 0,75 \times 7250 \times 0,5 \times 5,064 \\ &= 13769 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$C_v = 1,25$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{(2 \times Tu) + (Cv \times Vu)}{\Phi Rn} \\
 &= \frac{(2 \times 22710,63) + (1,25 \times 16016,6)}{13769} \\
 &= 4,75 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Maka di ambil jumlah baut angkur sebanyak 6 buah

- Panjang Angkur

$$\begin{aligned}
 L &= \frac{(2 \times V) + ((4 \times V^2) + [(6 \times d \times f'c) \times (M + (V \times 5cm))])^{\frac{1}{2}}}{d \times f'c} \\
 &= \frac{(2 \times 16016,6) + ((4 \times 16016,6^2) + [(6 \times 36,77 \times 255) \times ((7026489,2) + (16016,6 \times 5cm))])^{\frac{1}{2}}}{36,77 \times 255} \\
 &= 70,93 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

L pakai = 71 cm

Maka dapat kita gunakan baut angkur pada base plate sebanyak 6 (enam) buah dengan panjang angkur sepanjang 71 cm.

-Pembengkokan angkur

$$\begin{aligned}
 L_{hx} &= \frac{\left(\frac{Tu}{2}\right)}{0,7 \times f'c \times D_{baut}} \\
 &= \frac{\left(\frac{22710,63}{5}\right)}{0,7 \times 255 \times 2,54} \\
 &= 25 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

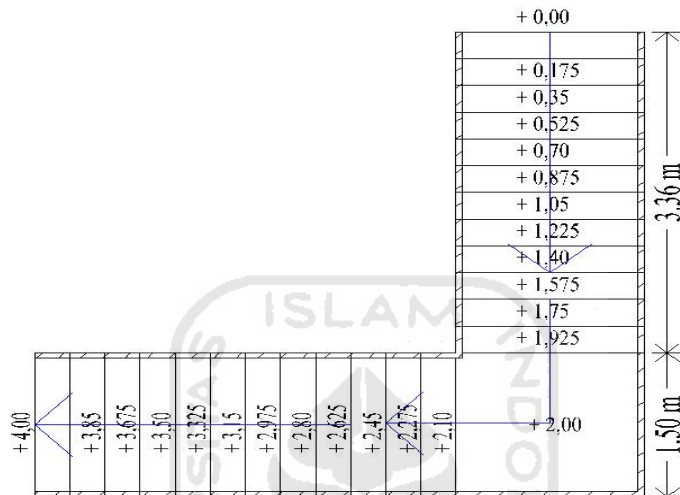
L_{hx} pakai = 25 cm

5.10 Perencanaan Tangga

Perencanaan tangga terdiri dari perencanaan dimensi tangga, perencanaan uprede, perencanaan antrede, perencanaan tebal tangga, perencanaan kemiringan tangga, dan pembebanan pelat tangga serta bordes.

5.10.1 Perencanaan Dimensi Tangga

Perencanaan tangga dan penampang horisontal tangga dapat dilihat pada



Gambar 5.21 Penampang horisontal tangga

Diketahui dimensi tangga :

Tinggi lantai : 4 m

Lebar tangga : 150 cm

Lebar bordes : 150 cm

5.10.2 Perencanaan *Uptrede* dan *Antrede*

$t = \text{uptrede} = 15 - 20 \text{ cm}$, agar masih terasa mudah didaki

$L = \text{antrede} = 25 - 30 \text{ cm}$, agar seluruh tapak kaki dapat berpijak penuh

dipakai $t = 17,5 \text{ cm}$, $L = 28 \text{ cm}$

$$2t + L = 2(17,5) + 28 = 60 \text{ cm (Ok)}$$

Syarat lebar dan tinggi anak tangga $\Rightarrow 2t + L = 60 - 65 \text{ cm}$

$$\text{Jumlah } \textit{uptrede} = h/h_o$$

$$= \frac{400}{17,5}$$

$$= 23,53 \text{ buah}$$

$$= 24 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah } \textit{antrede} = \text{Jumlah } \textit{uptrede} - 2$$

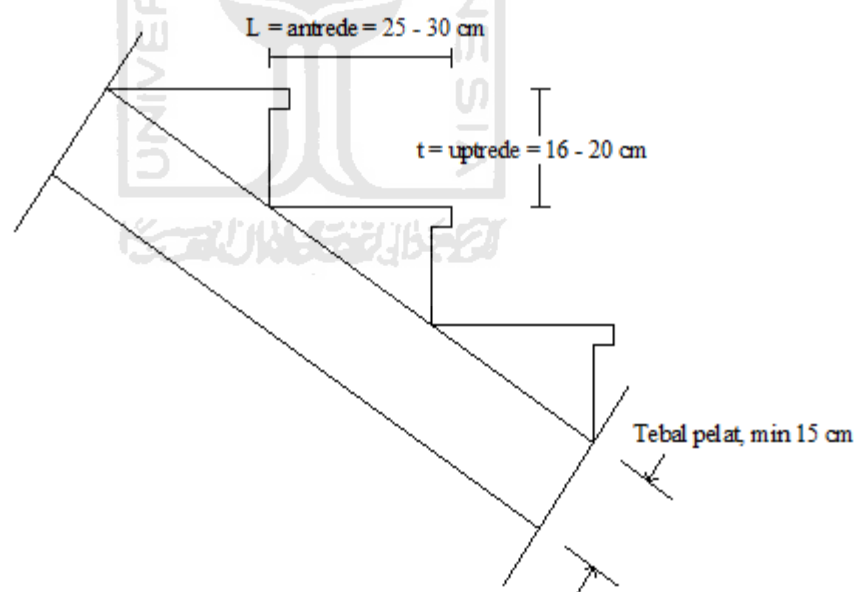
$$\Sigma \textit{antrede} = 24 - 2 = 22 \text{ buah}$$

Panjang ideal anak tangga

Diukur terhadap bordes

$$L \text{ ideal} = \text{Jumlah anak tangga pakai } \textit{antrede} = \frac{24}{2} \cdot 28 = 336 \text{ cm}$$

$$\cos \alpha : \frac{L \text{ anak } \tan gga}{\sqrt{(h \text{ bordes}^2 + L \text{ anak } \tan gga^2)}} = \frac{3,36}{\sqrt{(2^2 + 3,36^2)}} = 0,859^\circ$$



Gambar 5.22 Dimensi *uptrede* dan *antrede*

5.10.3. Analisis Struktur Pada Tangga

Dari hasil pembebanan pada tangga kemudian kita ambil nilai q ultimit untuk analisis struktur pada tangga, yang kemudian kita bisa mendapatkan momen rencana tangga.

Pembebanan Pada Tangga:

$$\begin{aligned} q_D &: 645 \text{ Kg/m} \\ q_L &: 300 \text{ Kg/m} \\ q_U &: 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &: 1,2 (645) + 1,6 (300) \\ &: 1254 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Pembebanan Pada Bordes :

$$\begin{aligned} q_D &: 435 \text{ Kg/m} \\ q_L &: 300 \text{ Kg/m} \\ q_U &: 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &: 1,2 (435) + 1,6 (300) \\ &: 1002 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Reaksi } R_1 = \frac{\left\{ 1254 \cdot 3,36 \cdot \left(\frac{3,36}{2} + 1,5 \right) \right\} + \left\{ 1002 \cdot 1,5 \cdot \left(\frac{1,5}{2} \right) \right\}}{4,86} = 2988,887 \text{ kg}$$

$$\text{Reaksi } R_2 = \frac{\left\{ 1254 \cdot 3,36 \cdot \left(\frac{3,36}{2} \right) \right\} + \left\{ 1002 \cdot 1,5 \cdot \left(3,36 + \frac{1,5}{2} \right) \right\}}{4,86} = 2727,553 \text{ kg}$$

Kontrol :

$$\Sigma R_1 + R_2 = \Sigma P$$

$$\Sigma R_1 + R_2 = 2988,887 + 2727,553 = 5716,44 \text{ kg}$$

$$\Sigma P = (2988,887 \cdot 3,36) + (2727,553 \cdot 1,5) = 5716,44 \text{ kg , OKE !}$$

Menghitung Momen Rencana Tangga

Momen maksimum terjadi pada titik gaya geser = 0, yang berlokasi pada :

$$x = \frac{R_1}{q_U} = \frac{2988,887}{1254} = 2,383 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{maks} = M_U &= (R_1 \cdot x) - \left\{ qU \text{ anak tangga} \left(\frac{x^2}{2} \right) \right\} \\
 &= (2988,87 \cdot 2,383) - \left\{ 1254 \cdot \left(\frac{2,383^2}{2} \right) \right\} \\
 &= 3561,979 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

5.10.4. Disain Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

1. Tulangan Pokok Pelat Tangga

Perhitungan tulangan pokok pelat tangga sebagai berikut.

$$Mu = 356197,9 \text{ kgcm}$$

Pakai tulangan P16

$$d = h \text{ plat} - \text{penutup beton} - \frac{1}{2}\phi$$

$$= 150 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 16$$

$$= 122 \text{ mm} = 12,2 \text{ cm}$$

$$\frac{Mu}{\phi} = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\frac{35619,8}{0,8} = 0,85 \cdot (25 \cdot 10,2) \cdot a \cdot 100 \cdot \left(12,2 - \frac{a}{2} \right)$$

didapat:

$$a = 1,881 \text{ cm}$$

$$Cc = Ts$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = As \cdot fy$$

$$As = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 1,881 \cdot 100}{4080} = 11,991 \text{ cm}^2$$

Rasio tulangan dapat dikontrol dengan persamaan :

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \geq \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$\rho = \frac{11,991}{100.122} = 0,00983 > \rho_{\min} = \frac{1,4}{300} = 0,0046$, maka luas tulangan pokok yang dipakai adalah :

$$A_s = 11,991 \text{ cm}^2$$

direncanakan diameter tulangan pakai (ϕ) = 16 mm, maka

$$A1d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,6^2$$

$$= 2,01 \text{ cm}^2$$

Sehingga jarak tulangan dapat dihitung sesuai dengan persamaan :

$$s = \frac{A1d.b}{A_s}$$

$$= \frac{2,01.100}{11,991}$$

$$= 16,77 \text{ cm}$$

Dicoba $s = 16,5 \text{ cm}$

Kontrol jarak tulangan antar sengkang :

$s < 20 \text{ cm}$ (memenuhi)

$s < 2.h = 2.15 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$ (memenuhi)

maka dipakai tulangan pokok diameter 16 mm dengan jarak 165 mm (**P16-165**).

2. Tulangan Susut Pelat Tangga

Perhitungan tulangan susut pelat tangga sebagai berikut.

$f_y = 240 \text{ MPa} < 300 \text{ MPa}$, maka $A_{st} = 0,002 \times b \times h$

$$A_{st} = 0,002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$$

Diameter tulangan rencana: P8, maka



$$\text{Luas 1 Tulangan} = A_{1P8} = 0.25 \times \pi \times 0,8^2 = 0,503 \text{ cm}^2$$

Jarak antar tulangan :

$$s = \frac{A_{1P8}}{A_s} = \frac{0,503 \times 100}{3} = 16,762 \text{ cm}$$

Dicoba $s = 16 \text{ cm}$

Kontrol jarak antar tulangan sengkang :

$s < 20 \text{ cm}$ (memenuhi)

$s < 2.h = 2.15 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$ (memenuhi)

maka dipakai tulangan susut diameter 8 mm dengan jarak 165 mm (**P8-165**)

5.10.5. Perencanaan Balok Bordes

Perencanaan balok bordes menggunakan perhitungan seperti pada perhitungan balok anak dengan beton bertulang.

Dari hasil desain tangga diperoleh :

$$q_U \text{ bordes} = 1002 \text{ kg/m}$$

$$\text{Panjang bordes} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Dicoba dimensi balok bordes} = 30 \times 50 \text{ cm}$$

$$\text{Berat sendiri balok bordes} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2400 = 360 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tinggi dinding diatas balok bordes} = \frac{1}{2} \text{ tinggi dinding} = \frac{1}{2} \cdot 4 = 2 \text{ m}$$

$$\text{Beban dinding diatas balok bordes} = 0,15 \cdot 2 \cdot 1700 = 510 \text{ kg/m}$$

$$q_U \text{ bordes total} = 1002 + 360 + 510 = 1872 \text{ kg/m}$$

Dianggap pada ujung bordes ada beban titik, P sebesar 150 kg

$$M_U = \left(\frac{1}{2} \cdot q_U \cdot L^2 \right) + (P \cdot L)$$

$$= \left(\frac{1}{2} \cdot 1872 \cdot 1,5^2 \right) + (150 \cdot 1,5)$$

$$= 2331 \text{ kgm}$$

Maka dengan data :

$$M_U = 2331 \text{ kgm}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

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

$$\text{selimut beton} = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensi balok} : 300 \times 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Tumpuan Atas} : 3 \text{ D16}$$

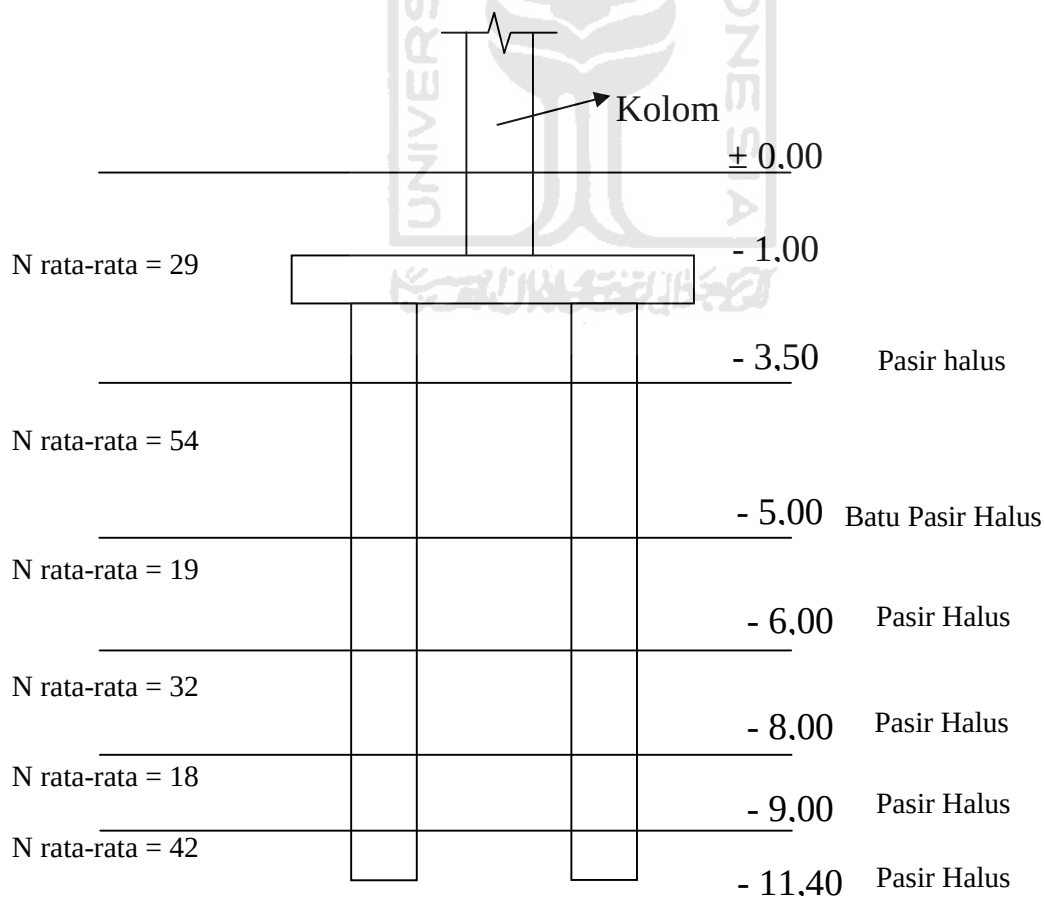
Tulangan Tumpuan Bawah	: 3 D16
Tulangan Lapangan Atas	: 3 D16
Tulangan Lapangan Bawah	: 3 D16
Tulangan Susut	: 4 P8
Tulangan Geser Balok Bordes	: P8 – 170

5.11 Perencanaan Fondasi

Beban struktur yang besar serta letak tanah keras yang dalam membuat perencanaan memilih pondasi dalam, yaitu berupa pondasi tiang pancang (*driven pile*).

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah, dimana tim penyelidikan tanah merekomendasikan bahwa letak pondasi tiang adalah pada elevasi -11 m.

Perencanaan fondasi meliputi perhitungan kriteria jenis tiang, analisis distribusi beban ke tiap tiang, disain tulangan *pile cap*, dan penurunan fondasi tiang.



Gambar 5.23 Kondisi tanah setempat

Hasil Penyelidikan Tanah

Setelah dilakukan penyelidikan tanah, didapat hasil sebagai berikut :

PROYEK		Pembangunan gedung Solo			Kedalaman		Elevasi Permukaan tanah																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
LOKASI		Jln. Adi Sucipto			Koordinat Titik Bor		Lubang bor																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
TANGGAL		10 FEBRUARI - 12 FEBRUARI 2007			Rerata Perolehan Int		Drilled By		Geologis lapangan																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
Depth (m)	Soil Sample	Rock / Soil Type	Thickness (m)	Column Section	Rock / Soil Description	Standard Penetration Test																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
						Rock					Soil					Depth (m)	N																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
						Weathering	Impacine	Hardness	Consistence	Relative dens	Complete	Partial	Trace	Local	Very local			Very soft	Soft	Medium	Hard	Very hard																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
0.00	STC	Pasir Halus	0.40		Coklat Tua Terdapat Fragmen Material Bangunan																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												

a. Kriteria Tiang

Untuk menghitung kriteria jenis tiang, digunakan persamaan berikut ini.

$$R = 5 \sqrt{\frac{E_p \cdot I_p}{K_s \cdot B}}$$

Dengan :

E_p = modulus elastis tiang (ton/ m²)

I_p = momen inersia tiang (m⁴)

K_s = modulus subgrade tanah dalam arah horisontal (ton/ m²)

B = diameter tiang atau sisi tiang (m)

$E = 2.10^5 \text{ kg/cm}^2 = 2.10^6 \text{ ton/m}^2$

$$I = \frac{1}{64} * \pi * D^4 = \frac{1}{64} * \pi * 0,3^4 = 0,000378 \text{ m}^4$$

$B = 0,3 \text{ m}$

Nilai K_s dapat diambil dari persamaan berikut ini :

$$K_s = \frac{\eta_h \cdot x}{B}$$

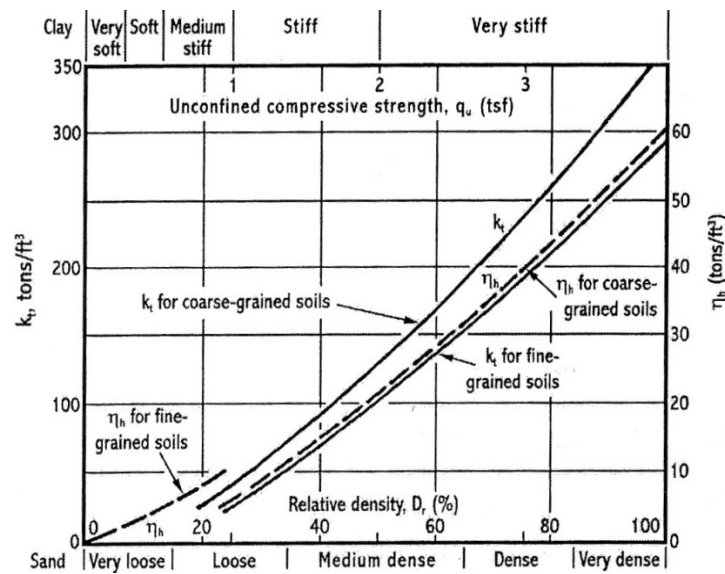
Dengan :

η_h = Konstanta modulus *subgrade* tanah atau *constant of horizontal* (didapatkan dari Tabel 3.1)

$$\eta_h = 50 \text{ ton/fit}^3 = 0,01640 \text{ ton/m}^3$$

x = Kedalaman tiang yang ditinjau (m)

$$x = 11 \text{ m}$$



(Sumber : NAVFAC DM-7.2, 1982 dalam Manual Pondasi Tiang Edisi 3 Universitas Parahyangan)

Gambar 5.24 Grafik Hubungan k & n

$$K_s = \frac{\eta_h \cdot x}{B} = \frac{0,01640511}{0,3} = 0,6015$$

Faktor kekakuan R untuk menentukan perilaku tiang sebagai berikut:

$$R = \sqrt[5]{\frac{Ep \cdot Ip}{K_s \cdot B}} = \sqrt[5]{\frac{2 \cdot 10^6 \cdot 0,000398}{0,6015 \cdot 0,3}} = 5,41 \text{ m}$$

$$2R = 2 \cdot 5,41 = 10,82 \text{ m}$$

Tabel 5.1 Kriteria jenis perilaku tiang (Sumber : NAVFAC DM-7.2, 1982 dalam Manual Pondasi Tiang Edisi 3 Universitas Parahyangan)

Jenis Perilaku tiang	Kriteria	
Pendek (kaku)	$L \leq 2 \cdot T$	$L \leq 2 \cdot R$
Panjang (Elastis)	$L \geq 4 \cdot T$	$L \geq 3,5 \cdot R$

Berdasarkan Tabel 12.1 maka tiang dengan $L = 11 \text{ m}$, tergolong tiang pendek (kaku) karena $L \leq 2R$.

b. Analisis Distribusi Beban Ke Tiap Tiang

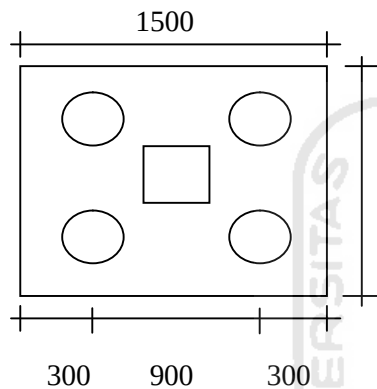
Berdasarkan informasi dari perusahaan penyedia pondasi tiang bor, terdapat diameter tiang 30 cm, 40 cm, 50 cm, 60 cm & 80 cm (walaupun pada beberapa perusahaan ada yang mempunyai diameter > 100 cm).

Maka digunakan diameter 30 cm = 300 mm

Mutu beton, $f'_c = 30 \text{ MPa} = 306 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 400 \text{ MPa} = 4080 \text{ kg/cm}^2$

Digunakan kelompok tiang dengan jumlah tiang = 4.



Beban yang diterima tiap tiang (P_i) pada kelompok tiang bor dapat ditentukan dengan rumus berikut ini.

$$P_i = \frac{P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

Digunakan *Pile Cap*/Poer

Dengan:

Beban – beban diatas kelompok tiang adalah sebagai berikut:

Hasil Analisis Struktur,

Beban aksial kolom (P) = 299,67 ton (Portal X comb 1)

Berat poer (W_{pc}) = $1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 2,4 = 1,62 \text{ ton}$

Berat tiang (W_{tiang}) = $n \cdot L \text{ tiang} \cdot A \text{ tiang} \cdot BJ \text{ Beton}$
= $4 \cdot 11 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2) \cdot 2,4 = 7,47 \text{ ton}$

Beban total (P_t) = $299,67 + 1,62 + 7,47$

= 308,76 ton

Jumlah tiang, $n = 4$

$$M_x = p \cdot n_i \cdot y_i = \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 11 \cdot 2,4 \right) \cdot 2 \cdot 0,3 = 1,12 \text{ tm}$$

Dengan $y_i = x_i = \text{tebal pile cap}$

$$M_y = p \cdot n_i \cdot x_i = \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 11 \cdot 2,4 \right) \cdot 2 \cdot 1 = 1,12 \text{ tm}$$

$$\sum x^2 = \{ (0,36)^2 \cdot 2 \} \cdot 2 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = \{ (0,36)^2 \cdot 2 \} \cdot 2 = 0,36 \text{ m}^2$$

$\sum x^2, \sum y^2 = \text{Jumlah kuadrat jarak tiang kepusat berat kelompok tiang}$

$$P_i = \frac{P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

$$P_{\max} = \frac{308,76}{4} + \frac{1,12 \cdot 0,3}{0,36} + \frac{1,12 \cdot 0,3}{0,36} = 79,06 \text{ ton}$$

$$P_{\min} = \frac{308,76}{4} - \frac{1,12 \cdot 0,3}{0,36} - \frac{1,12 \cdot 0,3}{0,36} = 75,32 \text{ ton}$$

c. Analisis Kekuatan Tiang Bor

$$\sigma = \frac{P}{A} < \sigma_{ijin}$$

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 = 0,071 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{79,06}{0,071} = 1117,96 \text{ ton/m}^2 = 111,796 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ijin} \quad f'c = 30 \text{ MPa} = 306 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{td} = 111,796 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} \quad f'c = 306 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Aman}$$

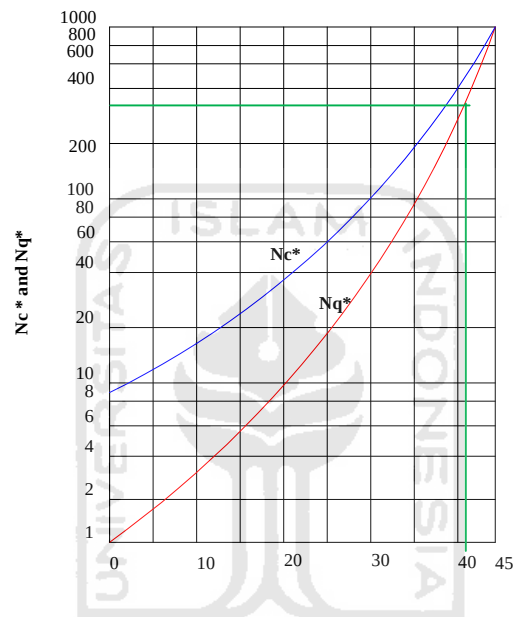
d. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

1. Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p) untuk tanah pasir ditentukan dengan formula N-SPT sesuai dengan langkah-langkah sebagai berikut. (Sosrodarsono, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi)

$$Q_p = q_d \cdot A$$

Dengan :



Gambar 5.25 Faktor Kapasitas dukung ujung N_c dan N_q

(Sumber : Braja M. Das, 1990)

$$Q_d = 340 \text{ (Jenis tanah pasir dengan } N = 42 \text{)}$$

$$Q_p = Q_d \cdot A_p = 340 \cdot 0.071 = 24,043 \text{ ton}$$

2. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Perhitungan kapasitas selimut tiang dapat dihitung persamaan berikut ini :

$$Q_s = U \cdot \sum L_i \cdot f_i$$

Dengan :

$$U = \pi \cdot D = 3,14 \cdot 0,3 = 0,943 \text{ m}$$

Tabel 5.18 Gaya geser pada keliling Permukaan Tiang

Kedalaman	Ketebalan Lapisan (m)	Tanah	Harga Rata-rata, N	$f_i \text{ (t/m}^3\text{)} = N/2$	$Li.f_i \text{ (t/m)}$
1,0 - 3,5 m	2.5	Pasir	29	14.5	36.25
3,5 - 5 m	2.5	Pasir	54	27	67.5
5 - 6 m	1	Pasir	19	9.5	9.5
6 - 8 m	2	Pasir	32	16	32
8 - 9 m	1	Pasir	18	9	9
9 -11 m	2	Pasir	42	21	42
n	6	N rerata	32.33	$\Sigma Lifi$	196.25

$$\begin{aligned}
 Q_s &= U. \Sigma Li . f_i \\
 &= 3,14 . 196,25 \\
 &= 185,036 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

3. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 R_u &= q_d . A + U. \Sigma Li.f_i \\
 &= 340. \frac{\pi.(0,3^2)}{4} + \pi.0,3.185,036 \\
 &= 209,078 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

4. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$R_{ijin} = \frac{Ru}{SF} = \frac{209,078}{2} = 104,539 \text{ ton}$$

5. Menurut Teori Meyerhoff (1956)

Untuk menghitung kapasitas dukung ujung (Q_p) tiang menurut teori Meyerhoff digunakan persamaan :

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= 40.Nb.Ap + 0.2.N.As \\
 &= 40.42. \frac{1}{4}.\pi.0,3^2 + 0,2. 32,33. \frac{1}{4}.\pi.0,3^2 \\
 &= 119,257 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{119,257}{2} = 59,629 \text{ ton}$$

Dimana :

Q_{ult} = daya dukung ultimit pondasi tiang pancang (ton)

N_b = nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang

A_p = luas penampang dasar tiang (m^2)

A_s = luas selimut tiang (m^2)

N = nilai N-SPT rata-rata sepanjang tiang

e. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Penentuan jumlah tiang awal dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut :

Besarnya beban total 1 kolom yang harus ditahan :

Beban total (P_t) = 308,76 ton

Maka jumlah tiang (n) yang baru = $\frac{P_t}{Q_a} = \frac{308,76}{104,539} = 2,953 < 4$ tiang OKE !

Menurut Feld, pada pondasi tiang bor jenis tahanan ujung nilai efisiensi (E_g) dapat dianggap sebesar 1,0. Kapasitas dukung kelompok tiang sebagai berikut.

- Berdasarkan rumus (Sosrodarsono, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi)

$$Q_{pg} = E_g \cdot n \cdot R_{ijin}$$

$$= 2 \cdot 4 \cdot 59,629$$

$$= 836,314 \text{ ton} > P_t = 308,76 \text{ ton (Aman)}$$

- Berdasarkan teori Meyerhoff (1956)

$$Q_{pg} = E_g \cdot n \cdot Q_a$$

$$= 2 \cdot 4 \cdot 59,629$$

$$= 477,029 \text{ ton} > P_t = 308,76 \text{ ton (Aman)}$$

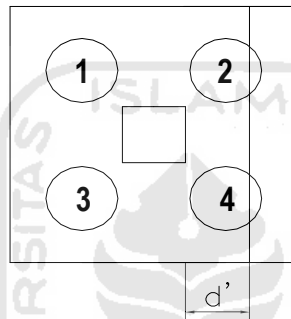
f. Desain Pile Cap / Poer

Dimensi kolom / *pier head* 0,45 x 0,45 m. Tebal *pile cap* (*t*) = 0,5 m dengan diameter tulangan D22. Tebal selimut beton di bawah (*clear cover*) = 50 mm, sehingga tebal efektif *pile cap* (*d'*) = 500 – 50 – (22/2) = 439 mm. Mutu Beton *f'*_c = 25 MPa dan *f*_y = 400 MPa.

Beban yang harus didukung oleh tiang (*P_u*) : 308,76 – 7,47 = 301,29 ton

1. Cek geser Satu Arah

Bidang geser satu arah terletak pada jarak *d'* dari muka kolom. Kuat geser beton (*V_c*) ditentukan berdasarkan persamaan sebagai berikut :



Gambar 5.26 Bidang Geser Satu Arah

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b.d = \frac{\sqrt{30}}{6} . 1500 . 439 = 601125,51 \text{ N} = 601,13 \text{ kN}$$

V_u dihitung berdasarkan tiang yang berada di luar kolom bidang satu arah.

$$\begin{aligned} q_u &= \frac{1,4.P_u}{A_{poer}} \\ &= \frac{1,4.301,29}{1,5 \times 1,5} \\ &= 187,47 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= q_u . B \frac{(B - b_{kolom} - 2d)}{2} \\ &= 187,47 . 1,5 . \frac{1,5 - 0,45 - (2.0,439)}{2} \end{aligned}$$

$$= 24,18 \text{ ton} = 241,84 \text{ kN}$$

$$V_c = 601,13 \text{ kN} > V_u = 241,84 \text{ kN}$$

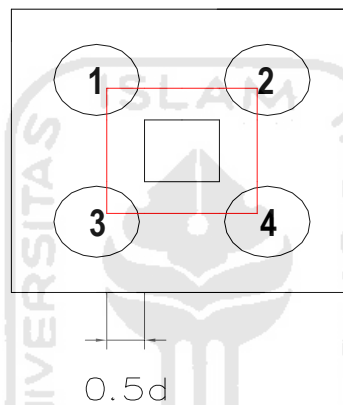
Maka tebal *pile cap* **aman** terhadap geser satu arah

2. Cek Geser Dua Arah

Perimeter kritis (b_o) terletak pada jarak $\frac{1}{2} d'$ dari kolom

$$b_o = 2 (D + d) + 2 (D + d)$$

$$= 2 (0,3 + 0,439) + 2 (0,3 + 0,439) = 2,96 \text{ m}$$



Gambar 5.27 Bidang Geser Dua Arah

$$V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d'$$

$$= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{30} \cdot 1500 \cdot 439 = 1202251 \text{ N} = 1202,25 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 1202,25 = 721,35 \text{ kN}$$

V_u dihitung berdasarkan tiang yang berada di luar bidang kritis dua arah

$$V_u = q_u \cdot \{A_{poer} - (b_{kolom} + d)^2\}$$

$$= 187,47 \cdot \{(1,5 \cdot 1,5) - (0,45 + 0,439)^2\}$$

$$= 318,59 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 721,35 \text{ kN} > V_u = 318,59 \text{ kN}$$

Maka tebal *poer* **aman** terhadap geser dua arah.

3. Desain Lentur *Pile Cap* / *Poer*

Momen Ultimate (M_u) ditentukan berdasarkan pada sisi bagian kritis momen geser satu arah.

$$V_u = 24,18 \text{ ton}$$

$$\text{Jarak Lengan momen} = \frac{L_{pilecap}}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$M_u = V_u \cdot \text{Lengan momen} = 24,18 \cdot 0,75 = 18,14 \text{ tm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{18,14}{0,8} = 22,67 \text{ tm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot (d')^2} = \frac{22,67 \cdot 10^6}{1000 \cdot (439)^2} = 0,12$$

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

$$= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,69 \cdot 0,12}{400}} \right) = 0,0003$$

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

Karena $\rho < \rho_{\min}$ maka ρ pakai = 0.0035

Luas Tulangan Perlu, $A_s = \rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,0035 \cdot 1000 \cdot 439 = 1536,5 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D22, $A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 = 376,94 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak tulangan, (s)} = \frac{1000.A_d}{A_s} = \frac{1000 \times 379,94}{1536,5} = 247 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulangan **D22 – 245**

$$A_s \text{ ada} = \frac{1000.A_d}{s} = \frac{1000.379,94}{245} = 1550,78 \text{ mm}^2 > A_s = 1536,5 \text{ mm}^2 \text{ Oke !}$$

Tulangan Susut

$$\text{Dipakai tulangan D10, } A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

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

Berdasarkan SNI 1991, pasal 3.16.12.2) :

Mutu Baja (fy)	Asst
≤ BJTD - 30	0,0020.b.ht
BJTD - 40	0,0018.b.ht
≥ BJTD - 40	$0,0018.b.ht \left(\frac{400}{f_y} \right)$

Tetapi dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014.b.ht.

$$A_{s_{st}} = 0,0018 \cdot b \cdot h \text{ pile cap}$$

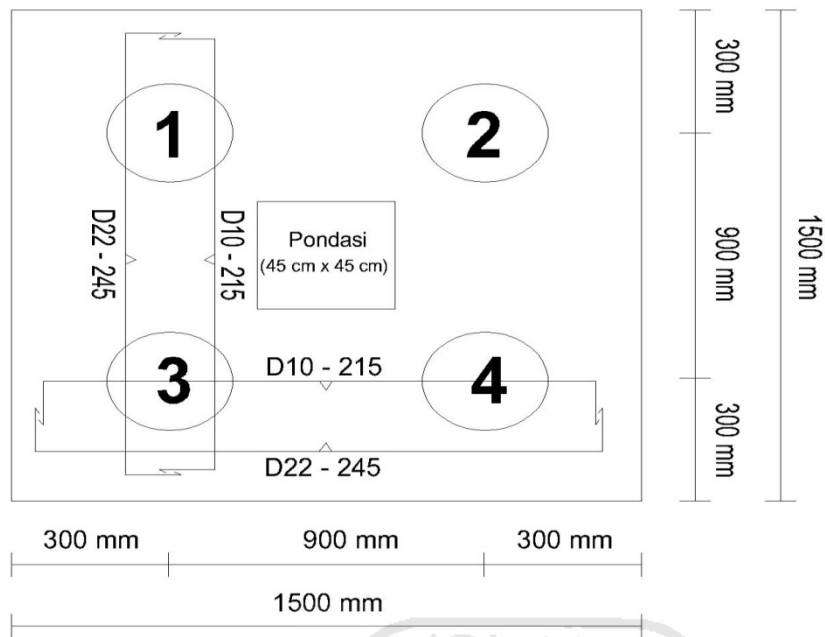
$$= 0,0018 \cdot 450 \cdot 450$$

$$= 364,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan, (s)} = \frac{1000.A_d}{A_{s_{st}}} = \frac{1000.78,5}{364,5} = 215,36 \text{ mm}$$

Maka dipakai tulangan D10 – 215

$$A_s \text{ ada} = \frac{1000.A_d}{s} = \frac{1000.78,5}{215} = 365,12 \text{ mm}^2 > A_{s_{st}} = 364,5 \text{ mm}^2 \text{ Oke !}$$



Gambar 5.28 Tulangan *Pile Cap*

g. Penurunan Pondasi Tiang

1. Penurunan tiang Tunggal

Penurunan tiang tunggal pada tanah pasir dihitung berdasarkan metode semi empiris maupun empiris sebagai berikut :

Dalam perhitungan ini hanya digunakan metode empiris :

Metode Empiris

Berdasarkan Persamaan 3.49 maka penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut :

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q.L}{A_p.E_p} = \frac{0,3}{100} + \frac{104,54.11}{0,071.(2.10^6)} = 0,011m$$

Dengan :

$$Q = R_{ijin}$$

L = Panjang tiang

A_p = Luas tiang

E_p = Modulus elastis tiang

2. Penurunan Kelompok Tiang

Penurunan pada kelompok Tiang dapat ditentukan dengan persamaan 3.43 sebagai berikut

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d}} = 0,011 \cdot \sqrt{\frac{1,5}{0,8}} = 0,0052m$$

Dengan :

Bg = Lebar pile cap

D = Diameter tiang

5.12 Rencana Anggaran Biaya

Perencanaan biaya sangat diperlukan dalam perencanaan bangunan. Bangunan harus didesain aman, nyaman dan juga ekonomis. Salah satu hal yang paling mendasar pada tugas akhir ini adalah bagaimana menghitung rencana anggaran biaya yang di tinjau hanya dari kebutuhan struktur saja. Seperti kita ketahui, bangunan yang sudah ada terbuat dari struktur beton bertulang dan cenderung membutuhkan rencana anggaran yang tidak terlalu besar. Rencana anggaran biaya bangunan tidak saya dapatkan secara rinci dari konsultan perencanaan, begitu pula data dan gambar struktur yang didapat kurang lengkap. Sehingga saya tidak bisa membandingkan harga rencana anggaran biaya gedung yang lama dengan gedung hasil redesain. Adapun rencana anggaran biaya dari gedung Rumah Sakit Mata Solo dengan struktur komposit beton-baja dapat di lihat di bawah ini :

Tabel 5.19 Rencana Anggaran Biaya Gedung Rumah Sakit Mata Solo dengan struktur Komposit Beton-Baja

PROYEK STRUKTUR GEDUNG RUMAH SAKIT MATA SOLO DENGAN KOMPOSIT BETON-BAJA		RENCANA ANGGARAN BIAYA (R A B)		No : Tanggal : 3 Oktober 2011 Lokasi :Jln. Adi Sucipto, Solo OWNER :-
NO.	ITEM PERKERJAAN	TOTAL		PERSEN
A	PEKERJAAN PERSIAPAN	Rp	38,325.00	0.00%
B	PEKERJAAN PONDASI	Rp	476,321,352.40	12.99%
C	PEKERJAAN PLESTERAN	Rp	100,507,689.24	2.74%
D	LISPLANK	Rp	1,377,110.88	0.04%
E	PEKERJAAN PLAFON	Rp	10,211,774.00	0.28%
F	PEKERJAAN CAT	Rp	56,132,082.43	1.53%
G	PEKERJAAN BETON	Rp	1,030,765,218.66	28.10%
H	PEKERJAAN BAJA	Rp	1,557,970,435.23	42.47%
I	PEKERJAAN KOLOM dan BALOK	Rp	143,994,141.46	3.93%
J	PEKERJAAN PLAT	Rp	222,361,518.74	6.06%
K	PEKERJAAN SAMBUNGAN	Rp	68,501,260.40	1.87%
TOTAL		Rp	3,668,180,908.43	100.00%
TOTAL (Rupiahs)				Rp 3,668,180,908.43
ROUNDED DOWN (Rupiahs)				Rp 3,668,180,000.00

Berdasarkan tabel 5.19 bangunan direncanakan ulang memiliki anggaran biaya sebesar Rp 3,668,180,000,00. Untuk hasil perhitungan detail rekapitulasinya dapat di lihat pada bagian lampiran.

BAB VI

HASIL PERENCANAAN DAN PEMBAHASAN

6.1 Tinjauan Umum

Pada perencanaan struktur bangunan, mutlak harus diperlukan ketelitian yang tinggi. Apabila analisis strukturnya menggunakan *software computer*, maka sorang user harus benar- benar mengetahui perilaku *software* tersebut dan pada saat menginput beban juga sangat hati-hati (termasuk beban mati, hidup atau gempa). Jika inputanya salah, dapat dipastikan outputnya pun akan terjadi kesalahan. Pada saat ini, peraturan di Indonesia tentang struktur baja adalah SNI-03-1729-2002 yang mengacu pada peraturan Amerika yaitu AISC-LRFD (*Load Resistance and Factor Design*). Perencanaan ulang gedung Rumah Sakit Mata Solo ini menggunakan referensi AISC-LRFD.

Gedung Rumah Sakit Mata Solo ini pada awalnya didesain dengan struktur utama beton bertulang. Sedangkan dalam pengerjaan tugas akhir ini diubah menjadi struktur utamany komposit baja-beton yang meliputi : balok anak, induk dan kolom. Sedangkan pelat dan tangga menggunakan beton bertulang, untuk Atap menggunakan struktur baja. Untuk lebih jelasnya, dibawah ini akan dibahas lebih lanjut hasil dari Re-desain Struktur Gedung Rumah Sakit Mata Solo dengan Menggunakan Komposit baja-beton.

6.2 Hasil Desain

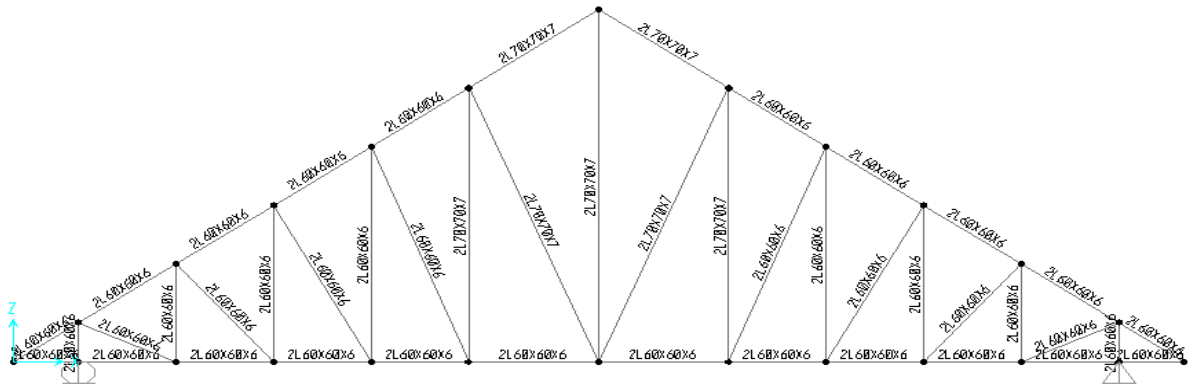
6.2.1 Rangka Atap Baja

Perencanaan rangka atap baja pada gedung Rumah Sakit Mata Solo ini secara analisisnya dilakukan 2D dengan menggunakan *software computer SAP* 2000 Versi 11. Profil yang digunakan adalah siku ganda pada kuda-kuda dengan sudut kuda-kuda 35°

Pembahasan :

- Setelah dilakukan analisis didapat gording C 150x50x20x3,2. Dengan hasil lendutan 2 arah (0,570 cm) < L/360 (0,833 cm), maka lendutan aman.

- Pada perencanaan ulang ini digunakan profil 2L.60x60x6 dan 2L.70x70x7 yang dinilai mampu menahan beban yang terjadi
- Perencanaan Sambungan pada rangka baja dengan baut diameter 12,7 mm dan tebal pelat 5 mm.



Gambar 6.1 Kuda-Kuda Hasil Perencanaan Ulang

6.2.2 Gaya Geser Gempa Dasar

Bangunan ini terletak pada wilayah gempa 3 sesuai peraturan SNI 03-1726-2002, Jenis tanah tempat pembangunan tergolong jenis tanah sedang dan bangunan direncanakan dengan tingkat daktilitas penuh.

Tabel 6.1 Gaya-gaya gempa pada tiap lantai (Kg)

lantai	W _i	h _i	W _i .h _i	F _i	100%	30%
5	566807.402	20.5	56902658	150423.53	150423.5	45127.06
4(pelat atap)	41546.981	16.5	2994907.7	7917.11	7917.11	2375.133
4	624988.57	16	42985605	113633.47	113633.5	34090.04
3	683689.524	12	30314969	80138.34	80138.34	24041.5
2	683689.524	8	16328532	43164.87	43164.87	12949.46
1	706775.336	4	5861474.4	15494.95	15494.95	4648.484
Σ			155388147	410772.28		

6.2.3 Pelat

Pelat disini ada 2 macam yaitu pelat lantai dan pelat atap dan keduanya direncanakan dengan beton bertulang untuk spesifikasinya dibawah ini:

1. Pelat Lantai, dengan tebal 120 mm dengan tulangan pokok 8 mm dan tulangan susut 8 mm.
2. Pelat Atap dengan tebal 100 mm dengan tulangan pokok 8 mm dan tulangan susut 8 mm.

6.2.4 Balok

Perencanaan balok dibagi menjadi dua yaitu balok anak dan balok induk. Dalam pemilihan profil baja bentuk W harus dipertimbangkan kemampuan suatu balok yaitu tinggi balok lebih besar dari pada lebar sayapnya. Hal itu didasarkan bahwa balok lebih efektif untuk menahan lentur, maka dibutuhkan momen inersianya yang lebih besar pada arah x. Profil –profil yang dihasilkan dari perencanaan balok dapat dilihat pada table 6.2 dibawah ini:

Tabel 6.2 Nama-nama Profil Balok

NO	Nama Balok	Bentang (m)	Nama profil
1	BA-1	8	W12 X 58
2	BA-2	6	W12 X 35
3	B1-1	8	W14 X 38
4	B1-2	6	W14 X 34

6.2.5 Kolom

Perencanaan kolom yang akan digunakan didapatkan dari hasil analisis portal dengan menggunakan bantuan software ETABS V9.02. Kolom ini diselimuti dengan beton dengan dimensi 45 cm x 45 cm. Dan dari hasil analisis didapat profil baja W14x120.

6.2.6 Sambungan Profil Baja

Sambungan yang digunakan pada perencanaan ulang gedung rumah sakit mata solo ini merupakan sambungan baut. Dibawah ini hasil perhitungan sambungan-sambungan yang didapat:

1. Sambungan Kolom – Balok

- B1 – K1, dengan rincian hasil:
 - Sambungan geser pada badan balok :
D.baut : 25,4 mm
t.pelat : 6 mm

n : 3 buah

- Sambungan geser pada sayap kolo, :

D.baut : 25,4 mm

t.pelat : 6 mm

n : 3 buah

- Profil tambahan : WT 7 x 11
- Profil sambungan tarik : ST 12 x 60,5
- Sambungan tarik pada sayap balok, :

D.baut : 25,4 mm

t.pelat : 6 mm

n : 4 buah

2. Sambungan Balok Anak – Balok Induk

Untuk semua tipe sambungan Balok anak ke balok induk pada lantai 1,2,3,dan 4 menggunakan profil siku L 60x60x6 dengan D.baut 12 mm. Dimana :

- Sambungan Pelat Siku dengan Balok anak :
Dipasang 2 buah baut 12 mm (Jumlah baut untuk 1 sisi)
- Sambungan Pelat Siku dengan Balok Induk :
Dipasang 4 buah baut 12 mm (Jumlah baut untuk 2 sisi)

6.2.7 Base Plate

Perencanaan base plate pada bangunan ini menggunakan fixed plate untuk profil kolom W14x120 dengan di selimuti beton 450x450 mm. Maka dapat kita gunakan base plate dengan ukuran 600x625 mm dengan tebal plat pakai 2,2 cm dan baut Ø 25,4 mm. Adapun sambungan ini juga di bantu dengan sambungan Las E70xx dengan tebal kaki las 2,38 cm = 1 in. Sedangkan Angkur menggunakan baut Ø 25,4 mm,dengan jumlah angkur 6 (enam) buah dan Panjang angkur 71 cm.

6.2.8 Tangga

Tangga dianggap bukan struktur utama bangunan akan tetapi merupakan suatu struktur yang ditumpu oleh struktur utama. Pada Gedung Rumah Sakit Mata Solo yang didesain ulang ini ada 2 jenis tangga yaitu tangga utama dan tangga darurat yang terletak disamping bangunan. Hasil perhitungan tangga dapat dilihat pada table 6.3 dibawah ini :

Tabel 6.3 Hasil Perencanaan Tangga

No	Nama Tangga	Tebal (cm)	Lebar (cm)	Tulangan Pokok	Tulangan Susut
Type 1	Tangga Utama	150	150	P 16 -165	P 8 - 165
Type 2	Tangga Darurat	150	150	P 12 - 90	P 8 – 165

6.2.9 Fondasi

Gedung Rumah Sakit Mata Solo ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang, penggunaan pondasi ini dengan alasan kondisi tanahnya yang berpasir dan lapisan tanah kerasnya sedalam 11 m dari muka tanah. Untuk Spesifikasi Fondasi tiang pancang adalah sebagai berikut :

- Ukuran Pile Cap : 150 cm x 150 cm
- D.tiang pancang : 30 cm
- Tulangan Pile Cap : atas : D 10 - 215
bawah : D 22 - 245

6.2.10 Rencana Anggaran Biaya (RAB)

Perencanaan biaya sangat diperlukan dalam perencanaan bangunan. Bangunan harus didesain aman, nyaman dan juga ekonomis. Salah satu hal yang paling mendasar pada tugas akhir ini adalah bagaimana menghitung rencana anggaran biaya yang di tinjau hanya dari kebutuhan struktur saja. Seperti kita ketahui, bangunan yang sudah ada terbuat dari struktur beton bertulang dan cenderung membutuhkan rencana anggaran yang tidak terlalu besar. Rencana

anggaran biaya bangunan tidak di dapatkan secara rinci dari konsultan perencana, begitu pula data dan gambar struktur yang didapat kurang lengkap. Sehingga penulis tidak bisa membandingkan harga rencana anggaran biaya gedung yang lama dengan gedung hasil redesain. Adapun rencana anggaran biaya dari gedung Rumah Sakit Mata Solo dengan struktur komposit beton-baja dapat di lihat pada halaman berikutnya.

Tabel 6.4 Rencana Anggaran Biaya Gedung Rumah Sakit Mata Solo
dengan struktur Komposit Beton-Baja

PROYEK STRUKTUR GEDUNG RUMAH SAKIT MATA SOLO DENGAN KOMPOSIT BETON-BAJA		RENCANA ANGGARAN BIAYA (R A B)		No : Tanggal : 3 Oktober 2011 Lokasi :Jln. Adi Sucipto, Solo OWNER :-
NO.	ITEM PERKERJAAN	TOTAL	PERSEN	
A	PEKERJAAN PERSIAPAN	Rp 38,325.00	0.00%	
B	PEKERJAAN PONDASI	Rp 476,321,352.40	12.99%	
C	PEKERJAAN PLESTERAN	Rp 100,507,689.24	2.74%	
D	LISPLANK	Rp 1,377,110.88	0.04%	
E	PEKERJAAN PLAFON	Rp 10,211,774.00	0.28%	
F	PEKERJAAN CAT	Rp 56,132,082.43	1.53%	
G	PEKERJAAN BETON	Rp 1,030,765,218.66	28.10%	
H	PEKERJAAN BAJA	Rp 1,557,970,435.23	42.47%	
I	PEKERJAAN KOLOM dan BALOK	Rp 143,994,141.46	3.93%	
J	PEKERJAAN PLAT	Rp 222,361,518.74	6.06%	
K	PEKERJAAN SAMBUNGAN	Rp 68,501,260.40	1.87%	
TOTAL		Rp 3,668,180,908.43	100.00%	
TOTAL (Rupiahs)		Rp	3,668,180,908.43	
ROUNDED DOWN (Rupiahs)		Rp	3,668,180,000.00	

Berdasarkan tabel 6.4 bangunan direncanakan ulang memiliki anggaran biaya sebesar Rp 3.668.180.000. Untuk hasil perhitungan detail rekapitulasinya dapat di lihat pada bagian lampiran.

BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

7.1 Kesimpulan

Dari hasil desain ulang untuk bangunan Gedung Rumah Sakit Mata Solo dengan Struktur Komposit Beton-Baja maka diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Perencanaan atap kuda – kuda menggunakan profil 2L.60 x 60 x 6 dan 2L.70 x 70 x 7 .
2. Dilakukan perhitungan struktur sekunder terlebih dahulu seperti tangga, pelat lantai, pelat atap, balok anak terhadap beban-beban yang bekerja baik beban mati, beban hidup maupun beban terpusat.
3. Menganalisa balok utama, analisa meliputi : analisa kapasitas lentur negatife dan positif. Analisa gaya geser dan perencanaan penghubung geser.
4. Dilakukan kontrol kekuatan struktur kolom komposit yang meliputi kontrol luas minimum beton pada kolom komposit, perhitungan kuat tekan aksial kolom dan menghitung kuat nominal komposit dan aksial kolom komposit.
5. Perencanaan ulang pada bagian pondasi dilakukan dengan mengubah bentuk tiang pancang dari bentuk segitig (30x30)cm menjadi lingkaran diameter 30 cm.

7.2 Saran

Dengan memperhatikan hasil kesimpulan diatas, maka dapat diberikan beberapa saran antara lain :

1. Pelaksanaan struktur dengan sistem komposit baja-beton harus dilakukan dengan pengawasan yang ketat sebab pada bangunan baja, keakuratan pemasangan sangat penting, agar dapat diperoleh hasil sesuai dengan yang direncanakan.
2. Dalam perencanaan pelat, perlu adanya perbandingan analisis dengan menggunakan pelat lantai steeldeck.

DAFTAR PUSTAKA

- Insan Wiseso, 2010, "*Modifikasi Perencanaan Gedung Sekolah Terang Bangsa Semarang Menggunakan struktur komposit Baja-Beton*", Tugas Akhir Jurusan Teknik sipil FTSP Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya
- Buy Aryanto, 2010, "*Modifikasi Perencanaan Gedung Sekolah Santa Clara Surabaya dengan Struktur Komposit Baja dan beton*", Tugas Akhir Jurusan Teknik sipil FTSP Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya
- Achmad Zamroni dan Aji Sambodo, 2002, "*Perencanaan Struktur Baja Komposit Berdasarkan Draft Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung 2000*", Tugas Akhir Jurusan Teknik sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta
- RM Bayu Aji dan Muhammad Ali, 1998, "*Analisis Desain Struktur Komposit Baja-Beton dengan Metode Load and Resistance Factor Design 1986*", Tugas Akhir Jurusan Teknik sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta
- Achmad Choirul, 2009, "*Modifikasi Perencanaan Gedung Apartemen Albergo Jakarta Menggunakan Struktur Komposit Baja-Beton*", Tugas Akhir Jurusan Teknik sipil FTSP Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya
- Aan Susanto, 2010, "*Perencanaan Ulang Gedung Rektorat Universitas Islam Indonesia Dengan Menggunakan Struktur Baja*", Tugas Akhir Jurusan Teknik sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta
- Ayeta Purnama Sari, 2011, "*Perencanaan Ulang Menggunakan Struktur Beton Konvensional Pada Gedung Pabrik PT. Sari Husada Klaten Jawa Tengah Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-2847-2002* ", Tugas Akhir Jurusan Teknik sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta
- Harry Christady Hardiyatmo, 2009, "*Analisis dan Perancangan Fondasi II*", Biro Penerbit UGM Press, Yogyakarta
- Harry Christady Hardiyatmo, 2006, "*Teknik Fondasi I*", Biro Penerbit UGM Press, Yogyakarta

Akbar R Tamboli, P.E FASCE, "*Handbook of Structural Steel Connection Design and Details*"

William T segui , 2007, "*Fourth Editon*"

[http://www.scribd.com/doc/32521141/ITS-Undergraduate-9369-3105100135-](http://www.scribd.com/doc/32521141/ITS-Undergraduate-9369-3105100135-Paper)
Paper

S.S. Ray, 1995, "*Reinforced Concrete Analysis and Design*", Blackwell Science, London

Harsoyo , Hands book "*Struktur Baja*", Bahan Kuliah Jurusan Teknik Sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta

Ilman Noor , Hands book "*Struktur Baja*", Bahan Kuliah Jurusan Teknik Sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta

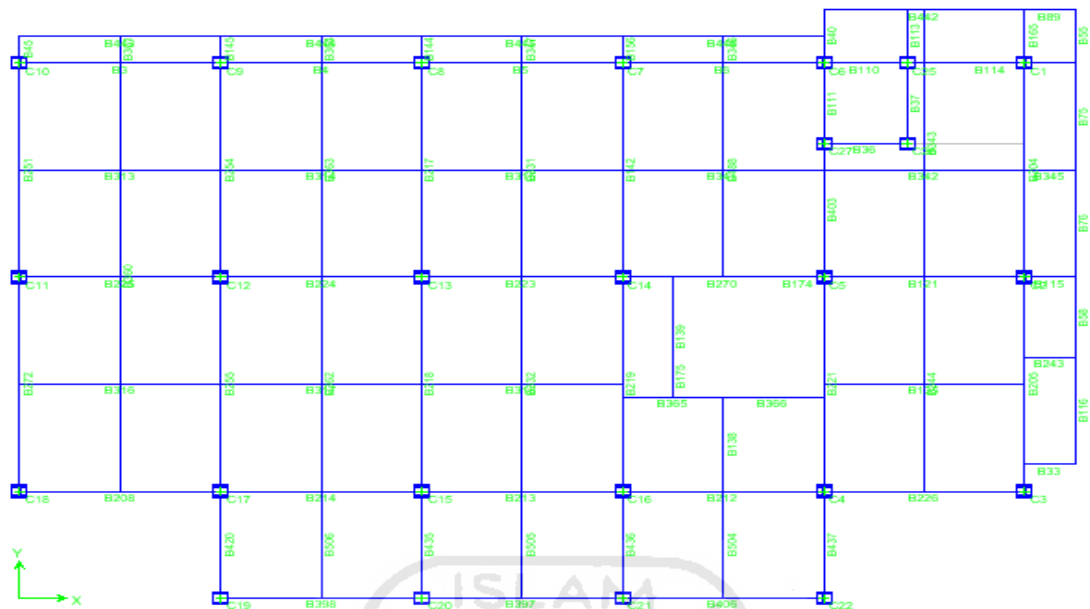
Suharyatmo , Hands book "*Struktur Komposit*", Bahan Kuliah Jurusan Teknik Sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta

Widodo. (2006). "*Pengantar Seismologi dan Teknik Kegempaan*", Bahan Kuliah Jurusan Teknik Sipil FTSP Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta



LAMPIRAN





Gambar 1.1 Kode Balok dan Kolom Pada Denah Bangunan

Rekapitulasi Balok Induk :

1) Momen Kapasitas Negatif dan Positif

Lantai 2

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan	Kapasitas Lentur Negatif		Keterangan
			ϕM_n (kg.cm)	M_u (kg.cm)		ϕM_n (kg.cm)	M_u (kg.cm)	
B-251(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1433290,71	Aman	2161173,2	877926,4	Aman
B-254(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2098285,17	Aman	2161173,2	1490019,48	Aman
B-217(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2075828,28	Aman	2161173,2	1465588,64	Aman
B-142(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2019428,34	Aman	2161173,2	1447104,11	Aman
B-403(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1272172,27	Aman	2161173,2	399901,03	Aman
B-204(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1725778,09	Aman	2161173,2	1029253,86	Aman
B-205(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	733058,01	Aman	2161173,2	347985,18	Aman
B-221(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1440856,01	Aman	2161173,2	940946,79	Aman
B-219(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	808812,88	Aman	2161173,2	315159,45	Aman
B-218(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2068428,02	Aman	2161173,2	1452425,36	Aman
B-255(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2143604,26	Aman	2161173,2	1528435,76	Aman
B-272(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1482276,69	Aman	2161173,2	916750,8	Aman
B-420(Y)	W5 x 16	4	1207227,25	280327,17	Aman	1390490,51	149441,44	Aman
B-435(Y)	W5 x 16	4	1207227,26	304975,05	Aman	1390490,52	174050,04	Aman
B-25(Y)	W5 x 16	4	1207227,27	305983,04	Aman	1390490,53	175586,16	Aman
B-437(Y)	W5 x 16	4	1207227,28	281609,89	Aman	1390490,54	150139,37	Aman

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan	Kapasitas Lentur Negatif		Keterangan
			ØMn(kg.cm)	Mu(kg.cm)		ØMn(kg.cm)	Mu(kg.cm)	
B-3(X)	W14x34	6	3668344,04	1183212,61	Aman	1942775,60	1006203,66	Aman
B-4(X)	W14x34	6	3668344,04	1156951,69	Aman	1942775,60	933774,93	Aman
B-5(X)	W14x34	6	3668344,04	1159690,95	Aman	1942775,60	942223,44	Aman
B-6(X)	W14x34	6	3668344,04	1150311,11	Aman	1942775,60	939361,77	Aman
B-121(X)	W14x34	6	3668344,04	1485595,08	Aman	1942775,60	1241009,06	Aman
B-270(X)	W14x34	6	3668344,04	430202,27	Aman	1942775,60	204653,65	Aman
B-223(X)	W14x34	6	3668344,04	1761361,96	Aman	1942775,60	1465657,71	Aman
B-224(X)	W14x34	6	3668344,04	1795869,06	Aman	1942775,60	1490226,79	Aman
B-225(X)	W14x34	6	3668344,04	1785981,81	Aman	1942775,60	1535725,45	Aman
B-208(X)	W14x34	6	3668344,04	940540,87	Aman	1942775,60	663983,10	Aman
B-214(X)	W14x34	6	3668344,04	1426781,43	Aman	1942775,60	1150202,09	Aman
B-213(X)	W14x34	6	3668344,04	1391533,93	Aman	1942775,60	1091824,91	Aman
B-212(X)	W14x34	6	3668344,04	1134321,94	Aman	1942775,60	797687,68	Aman
B-226(X)	W14x34	6	3668344,04	944417,06	Aman	1942775,60	633465,73	Aman
B-398(X)	W14x34	6	3668344,04	682922,64	Aman	1942775,60	407849,45	Aman
B-397(X)	W14x34	6	3668344,04	722661,25	Aman	1942775,60	407924,66	Aman
B-406(X)	W14x34	6	3668344,04	807096,06	Aman	1942775,60	498025,52	Aman

Lantai 3

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan	Kapasitas Lentur Negatif		Keterangan
			ØMn(kg.cm)	Mu(kg.cm)		ØMn(kg.cm)	Mu(kg.cm)	
B-251(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1425405,32	Aman	2161173,2	877465,66	Aman
B-254(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2083084,01	Aman	2161173,2	1488010,77	Aman
B-217(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2060525,72	Aman	2161173,2	1463710,07	Aman
B-142(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2019898,59	Aman	2161173,2	1441100,65	Aman
B-403(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1307290,32	Aman	2161173,2	377065,27	Aman
B-204(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1738105,82	Aman	2161173,2	1032060,73	Aman
B-205(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	723632,95	Aman	2161173,2	2143604,27	Aman
B-221(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1448285,07	Aman	2161173,2	948408,14	Aman
B-219(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	834235,67	Aman	2161173,2	348959,06	Aman
B-218(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2062659,62	Aman	2161173,2	1451839,76	Aman
B-255(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2143604,27	Aman	2161173,2	1528435,76	Aman
B-272(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1476309,15	Aman	2161173,2	915977,66	Aman
B-420(Y)	W5 x 16	4	1207227,25	283035,24	Aman	1390490,51	149737,03	Aman
B-435(Y)	W5 x 16	4	1207227,25	307176,21	Aman	1390490,52	174360,51	Aman
B-25(Y)	W5 x 16	4	1207227,25	306359,07	Aman	1390490,53	175396,74	Aman
B-437(Y)	W5 x 16	4	1207227,25	281609,89	Aman	1390490,54	150139,37	Aman

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan	Kapasitas Lentur Negatif		Keterangan
			ϕM_n (kg.cm)	μ (kg.cm)		ϕM_n (kg.cm)	μ (kg.cm)	
B-3(X)	W14x34	6	3668344,04	1189043,19	Aman	1942775,60	1006117,76	Aman
B-4(X)	W14x34	6	3668344,04	1143474,66	Aman	1942775,60	934847,95	Aman
B-5(X)	W14x34	6	3668344,04	1146251,95	Aman	1942775,60	942477,67	Aman
B-6(X)	W14x34	6	3668344,04	1128410,11	Aman	1942775,60	938967,83	Aman
B-121(X)	W14x34	6	3668344,04	1497415,06	Aman	1942775,60	1235598,03	Aman
B-270(X)	W14x34	6	3668344,04	537268,09	Aman	1942775,60	166369,08	Aman
B-223(X)	W14x34	6	3668344,04	1730332,22	Aman	1942775,60	1462210,09	Aman
B-224(X)	W14x34	6	3668344,04	1771966,35	Aman	1942775,60	1486595,85	Aman
B-225(X)	W14x34	6	3668344,04	1782384,74	Aman	1942775,60	1528675,23	Aman
B-208(X)	W14x34	6	3668344,04	940046,15	Aman	1942775,60	664789,84	Aman
B-214(X)	W14x34	6	3668344,04	1414430,99	Aman	1942775,60	1146206,09	Aman
B-213(X)	W14x34	6	3668344,04	1368318,44	Aman	1942775,60	1092098,86	Aman
B-212(X)	W14x34	6	3668344,04	1102799,16	Aman	1942775,60	792757,75	Aman
B-226(X)	W14x34	6	3668344,04	910428,07	Aman	1942775,60	631534,17	Aman
B-398(X)	W14x34	6	3668344,04	676658,45	Aman	1942775,60	407257,81	Aman
B-397(X)	W14x34	6	3668344,04	703100,72	Aman	1942775,60	408488,42	Aman
B-406(X)	W14x34	6	3668344,04	782952,71	Aman	1942775,60	497661,39	Aman

Lantai 4

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan	Kapasitas Lentur Negatif		Keterangan
			ϕM_n (kg.cm)	μ (kg.cm)		ϕM_n (kg.cm)	μ (kg.cm)	
B-251(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1458482,48	Aman	2161173,2	906871,08	Aman
B-254(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2163883,01	Aman	2161173,2	1572434,57	Aman
B-217(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2153077,78	Aman	2161173,2	1539556,29	Aman
B-142(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2131841,71	Aman	2161173,2	942678,83	Aman
B-403(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1470620,15	Aman	2161173,2	404915,07	Aman
B-204(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1831488,93	Aman	2161173,2	1012877,28	Aman
B-205(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	751826,26	Aman	2161173,2	304668,99	Aman
B-221(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1360578,31	Aman	2161173,2	940977,42	Aman
B-219(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	829162,79	Aman	2161173,2	291260,56	Aman
B-218(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2099981,72	Aman	2161173,2	1448392,09	Aman
B-255(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2142851,34	Aman	2161173,2	1519688,08	Aman
B-272(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1461053,07	Aman	2161173,2	911938,29	Aman
B-420(Y)	W5 x 16	4	1207227,25	283145,27	Aman	1390490,51	150093,73	Aman
B-435(Y)	W5 x 16	4	1207227,26	305011,07	Aman	1390490,52	174509,53	Aman
B-25(Y)	W5 x 16	4	1207227,27	304458,21	Aman	1390490,53	175760,84	Aman
B-437(Y)	W5 x 16	4	1207227,28	282616,94	Aman	1390490,54	150410,72	Aman

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan	Kapasitas Lentur Negatif		Keterangan
			ØMn(kg.cm)	Mu(kg.cm)		ØMn(kg.cm)	Mu(kg.cm)	
B-3(X)	W14x34	6	3668344,04	1002658,49	Aman	1942775,60	666566,44	Aman
B-4(X)	W14x34	6	3668344,04	1002780,14	Aman	1942775,60	657191,86	Aman
B-5(X)	W14x34	6	3668344,04	1014199,97	Aman	1942775,60	666144,19	Aman
B-6(X)	W14x34	6	3668344,04	939002,78	Aman	1942775,60	609139,52	Aman
B-121(X)	W14x34	6	3668344,04	1471542,42	Aman	1942775,60	1237153,33	Aman
B-270(X)	W14x34	6	3668344,04	742887,33	Aman	1942775,60	734815,33	Aman
B-223(X)	W14x34	6	3668344,04	1771420,15	Aman	1942775,60	1478653,74	Aman
B-224(X)	W14x34	6	3668344,04	1818327,73	Aman	1942775,60	1505166,75	Aman
B-225(X)	W14x34	6	3668344,04	1809234,1	Aman	1942775,60	1550104,49	Aman
B-208(X)	W14x34	6	3668344,04	944579,36	Aman	1942775,60	660631,26	Aman
B-214(X)	W14x34	6	3668344,04	1418022,86	Aman	1942775,60	1144702,1	Aman
B-213(X)	W14x34	6	3668344,04	1365181,14	Aman	1942775,60	1084382,92	Aman
B-212(X)	W14x34	6	3668344,04	1099249,97	Aman	1942775,60	789108,73	Aman
B-226(X)	W14x34	6	3668344,04	897594,04	Aman	1942775,60	626354,74	Aman
B-398(X)	W14x34	6	3668344,04	699792,73	Aman	1942775,60	408806,02	Aman
B-397(X)	W14x34	6	3668344,04	714699,55	Aman	1942775,60	410561,87	Aman
B-406(X)	W14x34	6	3668344,04	765632,79	Aman	1942775,60	500262,32	Aman

Lantai 5

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan	Kapasitas Lentur Negatif		Keterangan
			ØMn(kg.cm)	Mu(kg.cm)		ØMn(kg.cm)	Mu(kg.cm)	
B-251(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1474659,73	Aman	2161173,2	914181,55	Aman
B-254(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2148124,01	Aman	2161173,2	1569974,21	Aman
B-217(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2117718,17	Aman	2161173,2	1526214,27	Aman
B-142(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2159305,05	Aman	2161173,2	1540681,81	Aman
B-403(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1489654,39	Aman	2161173,2	420423,61	Aman
B-204(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1831428,98	Aman	2161173,2	969441,18	Aman
B-205(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	893499,63	Aman	2161173,2	644144,33	Aman
B-221(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1372704,83	Aman	2161173,2	909986,96	Aman
B-219(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	897687,69	Aman	2161173,2	348959,06	Aman
B-218(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	224021,89	Aman	2161173,2	1579951,42	Aman
B-255(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	2218018,38	Aman	2161173,2	1586927,95	Aman
B-272(Y)	W14 x 38	8	4803401,8	1458915,97	Aman	2161173,2	911453,81	Aman

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan	Kapasitas Lentur Negatif		Keterangan
			ϕM_n (kg.cm)	M_u (kg.cm)		ϕM_n (kg.cm)	M_u (kg.cm)	
B-3(X)	W14x34	6	3668344,04	982098,1	Tdk Aman	1942775,60	675040,50	Aman
B-4(X)	W14x34	6	3668344,04	1010647,95	Aman	1942775,60	656131,84	Aman
B-5(X)	W14x34	6	3668344,04	1020676,37	Aman	1942775,60	668127,67	Aman
B-6(X)	W14x34	6	3668344,04	928582,05	Tdk Aman	1942775,60	592138,68	Aman
B-121(X)	W14x34	6	3668344,04	1545770,78	Aman	1942775,60	1255484,04	Aman
B-270(X)	W14x34	6	3668344,04	801975,70	Aman	1942775,60	449820,48	Aman
B-223(X)	W14x34	6	3668344,04	1796980,8	Aman	1942775,60	1512699,45	Aman
B-224(X)	W14x34	6	3668344,04	1856680,49	Aman	1942775,60	1545679,41	Aman
B-225(X)	W14x34	6	3668344,04	1787978,33	Aman	1942775,60	1562404,29	Aman
B-208(X)	W14x34	6	3668344,04	933486,27	Aman	1942775,60	675312,31	Aman
B-214(X)	W14x34	6	3668344,04	951710,36	Aman	1942775,60	665204,91	Aman
B-213(X)	W14x34	6	3668344,04	949374,4	Aman	1942775,60	632063,23	Aman
B-212(X)	W14x34	6	3668344,04	772435,44	Aman	1942775,60	471503,24	Aman
B-226(X)	W14x34	6	3668344,04	908064,85	Aman	1942775,60	662328,64	Aman

Atap

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan	Kapasitas Lentur Negatif		Keterangan
			ϕM_n (kg.cm)	M_u (kg.cm)		ϕM_n (kg.cm)	M_u (kg.cm)	
B-420(Y)	W5 x 16	4	1207227,25	134817,5	Aman	1390490,51	75014,76	Aman
B-435(Y)	W5 x 16	4	1207227,25	263054,84	Aman	1390490,52	150284,84	Aman
B-436(Y)	W5 x 16	4	1207227,25	269450,37	Aman	1390490,53	150766,24	Aman
B-437(Y)	W5 x 16	4	1207227,25	141203,96	Aman	1390490,54	76227,86	Aman

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan	Kapasitas Lentur Negatif		Keterangan
			ϕM_n (kg.cm)	M_u (kg.cm)		ϕM_n (kg.cm)	M_u (kg.cm)	
B-214(X)	W14x34	6	3668344,04	466898,83	Aman	1942775,60	335677,99	Aman
B-213(X)	W14x34	6	3668344,04	493886,26	Aman	1942775,60	331801,45	Aman
B-212(X)	W14x34	6	3668344,04	454063,02	Aman	1942775,60	335236,58	Aman
B-398(X)	W14x34	6	3668344,04	490992,05	Aman	1942775,60	347939,07	Aman
B-397(X)	W14x34	6	3668344,04	478366,58	Aman	1942775,60	331468,27	Aman
B-406(X)	W14x34	6	3668344,04	447072,93	Aman	1942775,60	344702,43	Aman

2) Gaya Geser Balok Induk

Lantai 2

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan
			$\phi V_n(\text{kg})$	$V_u(\text{kg})$	
B-251(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9592,07	Aman
B-254(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12733	Aman
B-217(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12615,79	Aman
B-142(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12428,5	Aman
B-403(Y)	W14 x 38	8	34554,35	17200,27	Aman
B-204(Y)	W14 x 38	8	34554,35	11714,8	Aman
B-205(Y)	W14 x 38	8	34554,35	8996,29	Aman
B-221(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9554,47	Aman
B-219(Y)	W14 x 38	8	34554,35	5950,89	Aman
B-218(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12564,57	Aman
B-255(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12942,54	Aman
B-272(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9811,46	Aman
B-420(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3748,47	Aman
B-435(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3695,55	Aman
B-25(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3708,28	Aman
B-437(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3758,37	Aman

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan
			$\phi V_n(\text{kg})$	$V_u(\text{kg})$	
B-3(X)	W14x34	6	31768,23	8987,11	Aman
B-4(X)	W14x34	6	31768,23	8661,04	Aman
B-5(X)	W14x34	6	31768,23	8698,34	Aman
B-6(X)	W14x34	6	31768,23	8657,53	Aman
B-121(X)	W14x34	6	31768,23	11355,2	Aman
B-270(X)	W14x34	6	31768,23	4998,16	Aman
B-223(X)	W14x34	6	31768,23	13022,7	Aman
B-224(X)	W14x34	6	31768,23	13219,62	Aman
B-225(X)	W14x34	6	31768,23	13339,06	Aman
B-208(X)	W14x34	6	31768,23	7926,82	Aman
B-214(X)	W14x34	6	31768,23	10855,91	Aman
B-213(X)	W14x34	6	31768,23	10543,83	Aman
B-212(X)	W14x34	6	31768,23	8706	Aman
B-226(X)	W14x34	6	31768,23	7837,67	Aman
B-398(X)	W14x34	6	31768,23	6213,97	Aman
B-397(X)	W14x34	6	31768,23	6346,68	Aman
B-406(X)	W14x34	6	31768,23	6928,46	Aman

Lantai 3

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapabilitas Lentur Positif		Keterangan
			ϕV_n (kg)	V_u (kg)	
B-251(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9571,21	Aman
B-254(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12689,93	Aman
B-217(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12572,79	Aman
B-142(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12414,63	Aman
B-403(Y)	W14 x 38	8	34554,35	17323,07	Aman
B-204(Y)	W14 x 38	8	34554,35	11752,63	Aman
B-205(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9156,11	Aman
B-221(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9602,55	Aman
B-219(Y)	W14 x 38	8	34554,35	6098,95	Aman
B-218(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12548,69	Aman
B-255(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12918,89	Aman
B-272(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9794,6	Aman
B-420(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3763,49	Aman
B-435(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3708,11	Aman
B-25(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3709,21	Aman
B-437(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3765,79	Aman

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapabilitas Lentur Positif		Keterangan
			ϕV_n (kg)	V_u (kg)	
B-3(X)	W14x34	6	31768,23	9006,35	Aman
B-4(X)	W14x34	6	31768,23	8619,70	Aman
B-5(X)	W14x34	6	31768,23	8654,39	Aman
B-6(X)	W14x34	6	31768,23	8583,21	Aman
B-121(X)	W14x34	6	31768,23	11376,54	Aman
B-270(X)	W14x34	6	31768,23	5456,84	Aman
B-223(X)	W14x34	6	31768,23	12907,77	Aman
B-224(X)	W14x34	6	31768,23	13127,84	Aman
B-225(X)	W14x34	6	31768,23	13303,54	Aman
B-208(X)	W14x34	6	31768,23	7927,86	Aman
B-214(X)	W14x34	6	31768,23	10801,42	Aman
B-213(X)	W14x34	6	31768,23	10466,48	Aman
B-212(X)	W14x34	6	31768,23	8584,49	Aman
B-226(X)	W14x34	6	31768,23	7717,93	Aman
B-398(X)	W14x34	6	31768,23	6191,11	Aman
B-397(X)	W14x34	6	31768,23	6283,36	Aman
B-406(X)	W14x34	6	31768,23	6846,77	Aman

Lantai 4

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan
			ϕV_n (kg)	V_u (kg)	
B-251(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9727,41	Aman
B-254(Y)	W14 x 38	8	34554,35	13103,23	Aman
B-217(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12994,02	Aman
B-142(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12883,17	Aman
B-403(Y)	W14 x 38	8	34554,35	18367,24	Aman
B-204(Y)	W14 x 38	8	34554,35	11938,13	Aman
B-205(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9549,54	Aman
B-221(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9324,86	Aman
B-219(Y)	W14 x 38	8	34554,35	5942,02	Aman
B-218(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12633,37	Aman
B-255(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12918,79	Aman
B-272(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9746,35	Aman
B-420(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3765,82	Aman
B-435(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3698,03	Aman
B-25(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3701,52	Aman
B-437(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3764,76	Aman

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan
			ϕV_n (kg)	V_u (kg)	
B-3(X)	W14x34	6	31768,23	8142,14	Aman
B-4(X)	W14x34	6	31768,23	8111,3	Aman
B-5(X)	W14x34	6	31768,23	8179,21	Aman
B-6(X)	W14x34	6	31768,23	7738,53	Aman
B-121(X)	W14x34	6	31768,23	11295,5	Aman
B-270(X)	W14x34	6	31768,23	6260,7	Aman
B-223(X)	W14x34	6	31768,23	13099,55	Aman
B-224(X)	W14x34	6	31768,23	13344,28	Aman
B-225(X)	W14x34	6	31768,23	13464,76	Aman
B-208(X)	W14x34	6	31768,23	7929,11	Aman
B-214(X)	W14x34	6	31768,23	10808,36	Aman
B-213(X)	W14x34	6	31768,23	10430,25	Aman
B-212(X)	W14x34	6	31768,23	8560,49	Aman
B-226(X)	W14x34	6	31768,23	7657,89	Aman
B-398(X)	W14x34	6	31768,23	6273,39	Aman
B-397(X)	W14x34	6	31768,23	6328,91	Aman
B-406(X)	W14x34	6	31768,23	6797,73	Aman

Lantai 5

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan
			ϕV_n (kg)	V_u (kg)	
B-251(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9786,13	Aman
B-254(Y)	W14 x 38	8	34554,35	13057,33	Aman
B-217(Y)	W14 x 38	8	34554,35	12872,27	Aman
B-142(Y)	W14 x 38	8	34554,35	13012,4	Aman
B-403(Y)	W14 x 38	8	34554,35	18627,26	Aman
B-204(Y)	W14 x 38	8	34554,35	11829,39	Aman
B-205(Y)	W14 x 38	8	34554,35	7688,3	Aman
B-221(Y)	W14 x 38	8	34554,35	8990,28	Aman
B-219(Y)	W14 x 38	8	34554,35	6123,07	Aman
B-218(Y)	W14 x 38	8	34554,35	13317,37	Aman
B-255(Y)	W14 x 38	8	34554,35	13274,8	Aman
B-272(Y)	W14 x 38	8	34554,35	9739,8	Aman

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan
			ϕV_n (kg)	V_u (kg)	
B-3(X)	W14x34	6	31768,23	8101,85	Aman
B-4(X)	W14x34	6	31768,23	8133,99	Aman
B-5(X)	W14x34	6	31768,23	8207,41	Aman
B-6(X)	W14x34	6	31768,23	7647,13	Aman
B-121(X)	W14x34	6	31768,23	11603,48	Aman
B-270(X)	W14x34	6	31768,23	6519,16	Aman
B-223(X)	W14x34	6	31768,23	13298,23	Aman
B-224(X)	W14x34	6	31768,23	13607,17	Aman
B-225(X)	W14x34	6	31768,23	13434,68	Aman
B-208(X)	W14x34	6	31768,23	7941,12	Aman
B-214(X)	W14x34	6	31768,23	7967,79	Aman
B-213(X)	W14x34	6	31768,23	7848,49	Aman
B-212(X)	W14x34	6	31768,23	6725,81	Aman
B-226(X)	W14x34	6	31768,23	7812,41	Aman

Atap

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan
			ϕV_n (kg)	V_u (kg)	
B-420(Y)	W5 x 16	4	8780,94	1619,33	Aman
B-435(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3182,46	Aman
B-436(Y)	W5 x 16	4	8780,94	3216,84	Aman
B-437(Y)	W5 x 16	4	8780,94	1657,32	Aman

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	Kapasitas Lentur Positif		Keterangan
			ϕV_n (kg)	V_u (kg)	
B-214(X)	W14x34	6	31768,23	3689,34	Aman
B-213(X)	W14x34	6	31768,23	3766,4	Aman
B-212(X)	W14x34	6	31768,23	3645,08	Aman
B-398(X)	W14x34	6	31768,23	3810,53	Aman
B-397(X)	W14x34	6	31768,23	3713,51	Aman
B-406(X)	W14x34	6	31768,23	3653,35	Aman

3) Penghubung Geser

Lantai 2,3,4 dan 5

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	D.stud(mm)	Jumlah(buah)	Jarak (cm)
B-251(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-254(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-217(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-142(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-403(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-204(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-205(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-221(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-219(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-218(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-255(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-272(Y)	W14 x 38	8	12,7	20	40
B-420(Y)	W5 x 16	4	12,7	8	50
B-435(Y)	W5 x 16	4	12,7	8	50
B-25(Y)	W5 x 16	4	12,7	8	50
B-437(Y)	W5 x 16	4	12,7	8	50

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	D.stud(mm)	Jumlah(buah)	Jarak (cm)
B-3(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-4(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-5(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-6(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-121(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-270(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-223(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-224(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-225(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-208(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-214(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-213(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-212(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-226(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-398(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-397(X)	W14x34	6	12,7	18	33,3
B-406(X)	W14x34	6	12,8	18	33,3

Rekapitulasi Balok Anak :

Lantai 2,3,4 dan 5

Momen

Kode	Profil	Bentang	$\phi M_n(\text{kg.cm})$	$M_u(\text{kg.cm})$	Keterangan
					$\phi M_n > M_u$
BA1	W12x35	8	3594901.64	3260068.64	Aman
BA2	W12x35	6	3594901.64	1833788.61	Aman
BA3	W12x35	4	3335464.61	815017.16	Aman

Geser

Kode	Profil	Bentang	$\phi V_n(\text{kg})$	$V_u(\text{kg})$	Keterangan
					$\phi V_n > V_u$
BA1	W12x35	8	38478.98	5774.71	Aman
BA2	W12x35	6	38478.98	4331.03	Aman
BA3	W12x35	4	38478.98	2887.36	Aman

Penghubung Geser

Kode Balok	Profil	Bentang (m)	D.stud(mm)	Jumlah(buah)	Jarak (cm)
BA1	W12x35	8	12,7	18	45
BA2	W12x35	6	12,7	18	45
BA3	W12x35	4	12,7	20	20

Rekapitulasi Kolom :

Lantai	Profil	ØPn	Pu	Keterangan
		Kgcm	Kgcm	
1	W14 x 120	778410.5	281280.5	Aman
2	W14 x 120	778410.5	211032.4	Aman
3	W14 x 120	778410.5	142271.4	Aman
4	W14 x 120	778410.5	72752.76	Aman
5	W14 x 120	778410.5	3208.47	Aman

Rekapitulasi Sambungan :

Lantai 2,3 dan 4

Sambungan Kolom Balok	Øbaut (cm)	Profil Sambungan	n (buah)	Profil	Profil Sambungan	n (buah)
		Geser		Tambahan	Tarik	
K-B251(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B254(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B217(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B142(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B403(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B204(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B205(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B221(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B219(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B218(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B255(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B272(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B420(Y)	1,27	L60 X 60 X 6	2	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	2
K-B435(Y)	1,27	L60 X 60 X 6	2	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	2
K-B25(Y)	1,27	L60 X 60 X 6	2	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	2
K-B437(Y)	1,27	L60 X 60 X 6	2	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	2

Sambungan	Øbaut (cm)	Profil Sambungan	n (buah)	Profil	Profil Sambungan	n (buah)
Kolom Balok		Geser		Tambahan	Tarik	
K-B3(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B4(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B5(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B-6(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B121(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B270(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B223(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B224(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B225(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B208(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B214(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B213(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B212(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B226(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B398(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B397(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B406(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4

Lantai 5

Sambungan	Øbaut (cm)	Profil Sambungan	n (buah)	Profil	Profil Sambungan	n (buah)
Kolom Balok		Geser		Tambahan	Tarik	
K-B251(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B254(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B217(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B142(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B403(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B204(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B205(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B221(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B219(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B218(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B255(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4
K-B272(Y)	2,54	L70 X 70 X 7	3	WT 12 X 38	ST 12 X 60,5	4

Sambungan	Øbaut (cm)	Profil Sambungan	n (buah)	Profil	Profil Sambungan	n (buah)
Kolom Balok		Geser		Tambahan	Tarik	
K-B3(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B4(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B5(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B-6(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B121(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B270(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B223(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B224(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B225(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B208(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B214(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B213(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B212(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B226(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B398(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B397(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4
K-B406(X)	1,6	L60 X 60 X 6	3	WT 6 X 20	ST 12 X 60,5	4

Rekapitulasi Tangga :

Nama	Uptrade	Antrade	Tul. Pokok	Tul. Susut
Tangga Utama	17,5 cm	28 cm	D12-90	D8-165
Tangga Darurat	17 cm	28 cm	D12-90	D10-260

Rekapitulasi Pelat :

Pelat Lantai 2,3,4 dan 5

Analisis	Mly	Mty	Mtx	Mlx
Mu,(knm)	2.958	2.958	3.970	3.970
Mn,(knm)	3.698	3.698	4.963	4.963
Tul.Pokok(mm)	8	8	8	8
Tul.susut(mm)	-	-	8	8
d,(mm)	88	96	96	96
Rn	0.478	0.401	0.539	0.539
m	14.118	14.118	14.118	14.118
ρb	0.0401	0.0401	0.0401	0.0401
ρmaks	0.0301	0.0301	0.0301	0.0301
ρperlu	0.0016	0.0016	0.0018	0.0018
ρmin	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047
1,33ρperlu	0.0021	0.0018	0.0024	0.0024
ρpakai	0.0021	0.0018	0.0024	0.0024
As,(mm ²)	188.436	172.413	232.171	232.171
Assusut(mm ²)	240			
Jarak tul.pokok(mm)	209.3333	209.33333	209.33333	209.33333
Jarak Pakai,(mm)	200	200	200	200
Jarak tul susut(mm)	-	-	250	250
Kontrol kapasitas Penampang				
As pakai (mm ²)	251.200	251.200	251.200	251.200
a(mm)	3.546	3.546	3.546	3.546
c(mm)	4.172	4.172	4.172	4.172
εy	0.002	0.001	0.002	0.002
εs	0.060	0.066	0.066	0.066
kontrol	leleh	leleh	leleh	leleh
fs,(Mpa)	240			
Mn,(knm)	6.498	7.101	7.101	7.101
φMn,(knm)	5.198	5.681	5.681	5.681

Pelat Atap

Analisis	Mly	Mty	Mtx	Mlx
Mu,(knm)	1.588	1.588	2.131	2.131
Mn,(knm)	1.984	1.984	2.663	2.663
Tul.Pokok(mm)	8	8	8	8
Tul.susut(mm)	-	-	8	8
d,(mm)	68	68	76	77
Rn	0.429	0.344	0.461	0.449
m	14.118	14.118	14.118	14.118
ρb	0.0401	0.0401	0.0401	0.0401
ρmaks	0.0301	0.0301	0.0301	0.0301
ρperlu	0.0014	0.0012	0.0016	0.0015
ρmin	0.0047	0.0047	0.0047	0.0047
1,33ρperlu	0.0019	0.0015	0.0021	0.0020
ρpakai	0.0019	0.0015	0.0021	0.0020
As,(mm ²)	130.712	116.711	157.085	159.228
Asst,(mm ²)	200			
Jarak tul.pokok(mm)	251.2	251.2	251.2	251.2
Jarak Pakai,(mm)	200	200	200	200
Jarak tul susut(mm)	-	-	250	250
Kontrol kapasitas Penampang				
As pakai (mm ²)	251.200	251.200	251.200	251.200
a(mm)	3.546	3.546	3.546	3.546
c(mm)	4.172	4.172	4.172	4.172
εy	0.001	0.001	0.002	0.002
εs	0.046	0.052	0.060	0.060
kontrol	leleh	leleh	leleh	leleh
fs,(Mpa)	240			
Mn,(knm)	4.99	5.59	5.59	5.59
φMn,(knm)	3.99	4.47	4.47	4.47

Rekapitulasi Atap :

Batang Tarik

Nomor Batang	Profil Baja	Cek Kelangsingan Batang Tarik			panjang	Cek Kapasitas profil							
					batang	Kondisi leleh (Kg)		Ketentuan	kondisi retak (Kg)		Ketentuan		
					(m)	ϕR_n (kg)		R_u (kg)	$\phi R_n > R_u$	ϕR_n (kg)		R_u (kg)	$\phi R_n > R_u$
1	2L60x60x6	67.087912	<	300	1.221	16920.58	>	504.47	ok	12738.03	>	504.47	ok
12	2L60x60x6	67.087912	<	300	1.221	16920.58	>	504.47	ok	12738.03	>	504.47	ok
15	2L60x60x6	82.417582	<	300	1.5	16920.58	>	3520.42	ok	12738.03	>	3520.42	ok
16	2L60x60x6	82.417582	<	300	1.5	16920.58	>	4031.12	ok	12738.03	>	4031.12	ok
17	2L60x60x6	82.417582	<	300	1.5	16920.58	>	3904.12	ok	12738.03	>	3904.12	ok
18	2L60x60x6	109.89011	<	300	2	16920.58	>	3544.08	ok	12738.03	>	3544.08	ok
19	2L60x60x6	109.89011	<	300	2	16920.58	>	3544.08	ok	12738.03	>	3544.08	ok
20	2L60x60x6	82.417582	<	300	1.5	16920.58	>	3904.12	ok	12738.03	>	3904.12	ok
21	2L60x60x6	82.417582	<	300	1.5	16920.58	>	4031.12	ok	12738.03	>	4031.12	ok
22	2L70x70x7	82.417582	<	300	1.5	22516.7	>	1281.62	ok	15765.17	>	1281.62	ok
24	2L70x70x7	90.934066	<	300	1.655	22516.7	>	3467.92	ok	15765.17	>	3467.92	ok
25	2L60x60x6	90.934066	<	300	1.655	16920.58	>	3520.42	ok	12738.03	>	3520.42	ok
29	2L60x60x6	211.53846	<	300	3.85	16920.58	>	4307.69	ok	12738.03	>	4307.69	ok
31	2L60x60x6	269.23077	<	300	4.9	16920.58	>	795.67	ok	12738.03	>	795.67	ok
33	2L70x70x7	346.15385	<	300	6.3	22516.7	>	1281.62	ok	15765.17	>	1281.62	ok
36	2L60x60x6	90.934066	<	300	1.655	16920.58	>	550.32	ok	12738.03	>	550.32	ok
39	2L60x60x6	126.64835	<	300	2.305	16920.58	>	4307.69	ok	12738.03	>	4307.69	ok
41	2L60x60x6	211.53846	<	300	3.85	16920.58	>	795.67	ok	12738.03	>	795.67	ok
44	2L60x60x6	269.23077	<	300	4.9	16920.58	>	550.32	ok	12738.03	>	550.32	ok

Batang Tekan

Nomor Batang	Profil Baja	Cek Kelangsingan Batang Tekan			panjang	kontrol											
					batang	Parameter kelangsingan			Ketentuan		Gaya Tekan yang terjadi (kg)					ketentuan	
					(m)			λ_c	1.5> λ_c	1.5< λ_c	fcr (Kg)	Ag(cm ²)	ϕAgf_{cr} (kg)		Ru (Kg)	$\phi Agf_{cr}>Ru$	
2	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4301.46	ok	
3	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4925.7	ok	
4	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4770.38	ok	
5	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4329.35	ok	
6	2L60x60x6	115.156	<	300	2.44	1.5	>	1.480	ok	no	709.29	7.68	4902.58	>	3579.99	ok	
7	2L60x60x6	115.156	<	300	2.44	1.5	>	1.480	ok	no	709.29	7.68	4902.58	>	3579.99	ok	
8	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4329.35	ok	
9	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4770.38	ok	
10	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4925.7	ok	
11	2L60x60x6	86.367	<	300	1.83	1.5	>	1.110	ok	no	966.76	7.68	6682.25	>	4301.46	ok	
13	2L60x60x6	47.170	<	300	1	1.5	>	0.606	ok	no	1473.81	7.68	10186.98	>	408.13	ok	
14	2L60x60x6	70.755	<	300	1.5	1.5	>	0.909	ok	no	1143.56	7.68	7904.25	>	383.51	ok	
23	2L70x70x7	249.644	<	300	5.29	1.5	>	2.754	no	ok	244.09	10.22	2245.18	>	1665.58	ok	
26	2L60x60x6	70.755	<	300	1.5	1.5	>	0.909	ok	no	1143.56	7.68	7904.25	>	383.51	ok	
27	2L60x60x6	47.170	<	300	1	1.5	>	0.606	ok	no	1473.81	7.68	10186.98	>	408.13	ok	
28	2L60x60x6	33.019	<	300	0.7	1.5	>	0.424	ok	no	1716.14	7.68	11861.96	>	5193.31	ok	
30	2L60x60x6	82.547	<	300	1.75	1.5	>	1.061	ok	no	1007.31	7.68	6962.55	>	1580.03	ok	
32	2L60x60x6	132.075	<	300	2.8	1.5	>	1.697	no	ok	745.27	7.68	5151.33	>	329.05	ok	
34	2L70x70x7	249.644	<	300	5.29	1.5	>	2.754	no	ok	283.04	10.22	2603.40	>	1665.58	ok	
35	2L60x60x6	149.834	<	300	3.18	1.5	>	1.925	no	ok	579.08	7.68	4002.61	>	284.32	ok	
37	2L60x60x6	194.900	<	300	4.13	1.5	>	2.505	no	ok	342.24	7.68	2365.58	>	1011.14	ok	
38	2L60x60x6	33.019	<	300	0.7	1.5	>	0.424	ok	no	1716.14	7.68	11861.96	>	5193.31	ok	
40	2L60x60x6	82.547	<	300	1.75	1.5	>	1.061	ok	no	1007.31	7.68	6962.55	>	1580.03	ok	
42	2L60x60x6	132.075	<	300	2.8	1.5	>	1.697	no	ok	745.27	7.68	5151.33	>	329.05	ok	
43	2L60x60x6	149.834	<	300	3.18	1.5	>	1.925	no	ok	579.08	7.68	4002.61	>	284.32	ok	
45	2L60x60x6	194.900	<	300	4.13	1.5	>	2.505	no	ok	342.24	7.68	2365.58	>	1011.14	ok	