TUGAS AKHIR – RC141501

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK

PESTA DUMARIS SIAGIAN
NRP 3114 106 024

Dosen Pembimbing I
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Dosen Pembimbing II
Ir. Isdarmanu, M.Sc

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

TUGAS AKHIR - RC141501

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK

PESTA DUMARIS SIAGIAN
NRP 3114 106 024

Dosen Pembimbing I
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Dosen Pembimbing II
Ir. Isdarmanu, M.Sc

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

FINAL PROJECT – RC141501

PLANNING MODIFICATION OF HOTEL POP PADANG BUILDING STRUCTURE BY USING STEEL WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME SYSTEM

PESTA DUMARIS SIAGIAN
NRP 3114 106 024

Supervisor I
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Supervisor II
Ir. Isdarmanu, M.Sc

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

FINAL PROJECT – RC141501

PLANNING MODIFICATION OF HOTEL POP PADANG BUILDING STRUCTURE BY USING STEEL WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME SYSTEM

PESTA DUMARIS SIAGIAN
NRP 3114 106 024

Supervisor I
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Supervisor II
Ir. Isdarmanu, M.Sc

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

LEMBAR PENGESAHAN

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

PESTA DUMARIS SIAGIAN
NRP. 3114 106 024

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Ir. Heppy Kristijanto, MS (.....)
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc (.....)

SURABAYA

JANUARI, 2017

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK

Nama Mahasiswa	**: Pesta Dumaris Siagian**
NRP	**: 3114 106 024**
Jurusan	**: Teknik Sipil FTSP-ITS**
Dosen Pembimbing	**: 1. Ir. Heppy Kristijanto, MS**
	2. Ir. Isdarmanu, M.Sc

Abstrak

Struktur baja merupakan bahan yang mempunyai daktilitas yang sangat baik, oleh karenanya struktur baja memiliki ketahanan terhadap gempa yang lebih baik dibandingkan beton. Salah satu jenis sistem penahan gempa pada bangunan baja adalah Sistem rangka Bresing Eksentrik (SRBE). Jenis struktur ini adalah penggabungan masing-masing keuntungan dari Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan Sistem Rangka Bresing Konsentrik (SRBK). Kelebihan sistem ini adalah mekanisme kelelehan geser yang terjadi pada link pendek sangat baik. Elemen link berguna untuk mendissipasi energy gempa, maka elemen lain di luar link harus tetap berperilaku elastic saat elemen link telah mencapai kelelehan.

Berdasarkan kajian-kajian penelitian yang pernah dilakukan, pengecekan terhadap tekuk pada bresing memberikan hasil bahwa sistem portal berpengaku eksentrik memberikan nilai lebih bila dibandingkan dengan sistem lainnya. Dengan demikian perlu adanya perencanaan pada bangunan gedung bertingkat dengan tingkat seismitas yang tinggi menggunakan sistem rangka bresing eksentrik sehingga dapat diketahui bagaimana perilaku struktur yang terjadi jika diaplikasikan pada sebuah gedung. Maka pada tugas akhir ini dilakukan perencanaan gedung dengan menggunakan bresing eksentrik.

Modifikasi perancangan ini akan mendisain ulang gedung Hotel POP Padang 10 lantai yang mulanya merupakan gedung dengan struktur beton bertulang menjadi struktur baja daktail sistim EBF. Hasil redisain yang nantinya akan diperoleh, diharapkan dapat menggantikan desain struktur gedung beton sehingga menjadi lebih daktail dan mengurangi kerusakan akibat risiko gempa tinggi di Kota Padang.

Dari analisa dan perhitungan diperoleh hasil, yaitu tebal pelat lantai hotel, atap, dan dak atap 9 cm, dimensi balok induk hotel lantai WF-500.300.11.18 dan WF-500.200.10.16 dimensi balok induk hotel atap WF-500.200.10.16 dan WF-450.200.9.14, dimensi kolom lantai 1 – 5 KC-800.300.14.26, dimensi kolom lantai 6 – 10 KC-588.300.12.20, dimensi breising WF-200.200.8.12, base plate menggunakan dimensi pelat landasan 1000.1000 tebal 55 mm dan panjang link direncanakan 100 cm. Sambungan struktur utama direncanakan sebagai sambungan kaku dengan baut fu^b *825 Mpa. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang beton pracetak diameter 50 cm dengan kedalaman 14 m. Sloof ukuran 40 cm × 60 cm dengan tulangan utama 8D22 dan tulangan geser Ø12 – 300.*

Kata kunci: EBF, Gempa, Link, Strukturbaja

PLANNING MODIFICATION OF HOTEL POP PADANG BUILDING STRUCTURE BY USING STEEL WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME SYSTEM

Student Name	**: Pesta Dumaris Siagian**
Student Registry Number	**: 3114 106 024**
Major	**: Civil Engineering FTSP-ITS**
Supervisor	**: 1. Ir. Heppy Kristijanto, MS**
	2. Ir. Isdarmanu, M.Sc

Abstract

Steel structure is a material that has good ductility, therefore the steel structure has resistance to earthquakes better than concrete. One type of seismic restraint systems on steel buildings are Eccentrically Braced Frame (EBF). This type of structure is combination advantages of Moment Resisting Frame (MRF) and Concentrically Braced Frame (CBF). The advantages of this method is good ductility with shear melting mechanism happened to short link. Link is the weakest part of the EBF. Therefore, any failure and collapse of the structure, the first damage occurs on the link, link must has a high level of ductility. EBF design concept is the link defined as part which become damaged but other elements remain inelastic condition.

Based on research studies that have been done, checking buckling bresing provide result that eccentrically braced frame is the most effective than other system. Thus the need for planning in high story building with high seismic with eccentrically braced frame. So that it can be seen how the structural behavior that occurs when applied to a building. So in this final project planning of the building using eccentrically bresing.

This modification design will redesign Pop Hotel Padang 10 story building that at the first design this building is reinforced concrete structure then will be redesigned become ductile steel structure with EBF system. The result of this design is expected to

replace the first design reinforced concrete design so that the structure become more ductile and reduce the damage due to high seismic risk in Padang City.

From analyzing and calculating the result which are obtained are 9 cm thick plate of floor and roof, WF-500.300.11.18 and WF-500.200.10.16 are the structure steel of main beam of hotel floor, WF-500.200.10.16 and 450.200.9.14 for floor roof. Column use King Cross structure steel KC-800.300.14.26 for floor 1 – 5 KC-400.200.8.13 for floor 6– 10. Bracing use structure steel WF-200.200.8.12. For Base plate using plate 1000x1000 mm square and 55 mm thick. Link are designed 100 cm long. The main splicing structure is planned as rigid connection with bolt fu^b *825 Mpa. Fondation is designed using pile of precast concrete with 50 cm diameter and 14 m depth. The dimension of sloof is 40 cm × 60 cm with 8D25 longitudinal reinforcement and Ø12 – 300 transfersal reinforcement.*

Key Word*: EBF,earthquake, Link, structure of steel*

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis ucapkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, karena berkat rahmatNya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pop Padang Menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik.

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, penulis tidak berjalan sendirian, banyak pihak yang telah membantu proses pengerjaan Tugas Akhir ini hingga selesai. Pada kesempatan ini dengan rasa hormat dan kerendahan hati penulis ingin mengucapkan terima kasih dan memberikan penghargaan kepada :

1. Ibu dan keluarga terkasih yang telah memberikan dukungan dan berdoa bagi penulis
2. Bapak Ir. Heppy Kristijanto, MS dan Bapak Ir.Isdarmanu, M.Sc selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Djoko Irawan, Ir, Ms selaku dosen wali
4. Bapak Umboro Lasminto, ST, Msc, Dr.techn selaku ketua jurusan Teknik Sipil
5. Seluruh dosen pengajar dan staff Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan
6. Teman-teman mahasiswa/I jurusan Teknik Sipil Lintas Jalur ITS yang telah bersedia memberikan masukan dan dukungan

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan tugas akhir ini.

Akhir kata penulis mengharapkan semoga tugas akhir ini dapat memenuhi harapan dan bermanfaat bagi masyarakat khususnya mahasiswa teknik sipil.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

BAB III METODOLOGI

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN

BAB VIII PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

BAB IX PENUTUP

DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN
BIODATA PENULIS

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

DAFTAR GAMBAR

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kebutuhan akan bangunan tahan gempa merupakan suatu hal yang harus terpenuhi, khususnya untuk daerah-daerah dengan tingkat kerawanan gempa tinggi seperti di Indonesia. Berdasarkan pengalaman yang pernah terjadi, keruntuhan bangunan akibat bencana gempa bumi menelan korban jiwa dalam jumlah besar. Dalam kurun waktu 5 bulan, Sumatera mengalami empat gempa besar, yakni pada tanggal 26 Desember 2004 terjadi gempa dengan besar 9 skala richter dengan jumlah korban 180.000 orang, gempa kedua tanggal 28 Maret 2005 berkekuatan 8,7 skala richter dengan jumlah korban 800 orang , gempa ketiga tanggal 10 April 2005 berkekuatan 7,5 skala richter dengan jumlah korban 361 orang, gempa keempat tanggal 14 mei 2005 berkekuatan 6,5 skala richter . Gempa yang membuat kerusakan pada bangunan yang paling banyak adalah gempa 28 maret 2005. Kerusakan bangunan seperti sandwich dimana lantainya berimpit satu sama lain . Kerusakan seperti ini umumnya terjadi pada bangunan bertingkat dua atau empat yang bahannya terbuat dari beton bertulang (Tarigan 2005).

Gempa tidak dapat dicegah, namun dampak dari gempa dapat dikurangi, baik korban manusia maupun tingkat kerusakan yang timbul pada bangunan. Untuk mengurangi dampak dari gempa, maka bangunan harus dirancang tahan terhadap gempa. Philosophi bangunan tahan gempa harus memenuhi 3 syarat berikut yakni : (1) bangunan tidak boleh rusak akibat gempa kecil (magnitude lebih kecil dari 4 skala richter) ; (2) bangunan tidak boleh rusak komponen nonstrukturnya seperti tembok, plafon, penutup atap akibat gempa sedang (magnitude antar 4 sampai 6,5 skala richter) ; (3) bangunan boleh rusak komponen nonstrukturnya maupun komponen strukturnya akibat gempa kuat tetapi tidak sampai roboh(magnitude lebih besar dari 6,5 skala richter). Dengan kata lain, struktur harus direncanakan dapat

memberikan level kinerja minimal *life safety*, dimana bangunan diperbolehkan mengalami kerusakan, namun tidak mengalami keruntuhan (Suhaimi dkk 2014)

Salah satu material yang digunakan untuk mendesain struktur bangunan tahan gempa adalah baja. Sistem struktur baja tahan gempa terdiri dari sistem rangka pemikul momen (MRF), sistem rangka brasing konsentris (CBF), sistem rangka bresing eksentris (EBF). MRF memiliki daktilitas rendah dan tidak kaku. CBF memiliki kekakuan yang sangat bagus tetapi daktilitas lebih rendah dari EBF. EBF memiliki kekakuan yang lebih rendah dari CBF tetapi daktilitas lebih baik dari CBF. Pada EBF pemusatan penyerapan energy dipusatkan di link sehingga elemen selain link harus tetap berperilaku elastic saat elemen link telah mencapai kelelehan. Sementara CBF memperbolehkan terjadinya tekuk pada bresing karena bresing juga berfungsi untuk menyerap energy. Untuk itu harus dilakukan pengecekan terhadap kemungkinan terjadinya tekuk pada bresing sehingga pemilihan sistem portal berpengaku eksentrik bisa memberikan nilai lebih bila dibanding dengan sistem lainnya (Wijaya 2010).

Sebagai studi perencanaan, akan dilakukan modifikasi pada struktur gedung hotel POP. Gedung ini terdiri dari 10 lantai yang berdiri di atas tanah seluas 800 m2. Gedung yang berada di kawasan Pasar Baru, Jakarta Selatan yang didesain menggunakan struktur beton bertulang ini akan dimodifikasi berada di kota Padang dengan menggunakan struktur baja sistem EBF. Selain itu akan direncanakan juga pondasi yang sesuai dengan besarnya beban-beban yang bekerja di atasnya.

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian latar belakang di atas, maka untuk perencanaan struktur gedung hotel POP dengan sistem EBF, permasalahan yang ditinjau antara lain :

a. Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan struktur baja gedung hotel pop dengan sistem EBF dan merencanakan pondasi sesuai dengan peraturan yang berlaku?

b. Detail Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary desain* penampang profil baja?
2. Beban-beban apa saja yang bekerja pada perencanaan gedung hotel POP?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, pelat lantai, balok anak dan tangga?
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000?
5. Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom baja?
6. Bagaimana merencankan sambungan yang memenuhi kriteria perencanaan struktur?
7. Bagaimana merencanakan struktur bawah yang meliputi tiang pancang dan poer?
8. Bagaimana menuangkan hasil bentuk desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik?

1.3 Tujuan

Maksud dan tujuan dalam penulisan laporan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

a. Tujuan Utama

Mendapatkan hasil perencanaan struktur baja gedung hotel POP dengan sistem EBF dan pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku.

b. Detail Tujuan

1. Menentukan *preliminary design* penampang profil baja.
2. Menentukan beban-beban apa saja yang bekerja pada perencanaan hotel pop

3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, pelat lantai, balok anak dan tangga.
4. Memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000.
5. Merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom baja.
6. Merencanakan sambungan yang memenuhi criteria perencanaan struktur.
7. Merencanakan struktur bawah yang meliputi tiang pancang dan poer
8. Menuangkan hasil bentuk desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang telah diuraikan di atas, maka diperlukan pembatasan masalah yang meliputi :

1. Perencanaan gedung ini dimaksudkan sebagai bahan studi sehingga tidak mempertimbangkan aspek ekonomi
2. Desain struktur berdasarkan pada SNI 03-1729-2015
3. Pembebanan dihitung berdasarkan SNI 1727-2013
4. Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 03-1726-2012
5. Tidak membahas detail metode pelaksanaan.

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa diharapkan dari modifikasi perencanaan ini adalah:

1. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan terhadap dunia teknik sipil dalam perencanaan gedung baja menggunakan sistem EBF
2. Dari perencanaan ini bisa diketahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisasi.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Struktur baja merupakan salah satu sistem struktur tahan gempa dengan kinerja yang sangat bagus, karena material baja mempunyai karakteristik yang unik dibandingkan dengan material struktur lainnya, dengan mengandalkan pada sifat daktilitas dan kekuatannya yang tinggi sehingga struktur baja sangat cocok digunakan untuk daerah-daerah dengan tingkat seismitas yang tinggi. Sifat daktail baja memungkinkan terjadinya leleh lokal pada titik-titik tersebut. Keuntungan dari material daktail adalah jika elemen struktur baja mendapat beban cukup maka akan terjadi defleksi yang cukup jelas sehingga dapat digunakan sebagai tanda keruntuhan. Dengan mekanisme tersebut akan memberikan waktu bagi para pengguna gedung untuk menyelamatkan diri, tidak seperti beton tanpa tulangan baja yang bersifat getas yang akan runtuh seketika pada saat gaya yang bekerja telah melampaui kemampuan ultimit beton (Yurisman dkk 2010)

2.2 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Untuk menahan gaya gempa yang bekerja pada sistem bangunan maka diperlukan struktur bangunan yang direncanakan berdasarkan peraturan-peraturan untuk perencanaan tahan gempa. Peraturan ini menganut falsafah atau prinsip dasar sebagai berikut :

“ Struktur bangunan tidak boleh mengalami kerusakan jika terjadi gempa bumi dengan kekuatan ringan. Jika terjadi gempa bumi berkekuatan sedang atau menengah, kerusakan struktur boleh terjadi terbatas pada kerusakan ringan dan dapat diperbaiki. Sedangkan jika terjadi gempa bumi dengan kekuatan besar, bangunan tidak boleh roboh, meskipun sudah mengalami kerusakan yang parah; sehingga korban jiwa manusia dikurangi meskipun terjadi kerusakan dan kerugian material”.

Suatu bangunan paling tidak harus dapat memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut. Baik beban lateral seperti beban gempa dan beban angin yang dapat menimbulkan defleksi lateral serta beban gravitasi yang meliputi beban mati dan beban hidup.. Hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan yaitu kekuatan bangunan yang memadai untuk memberikan rasa nyaman bagi penghuninya. Semakin tinggi gedung, defleksi lateral yang terjadi juga semakin besar pada lantai atas (Hasan dan Astira 2013).

Untuk mencapai kriteria bangunan tahan gempa, perencanaan bangunan struktur tahan gempa harus dapat memperhitungkan dampak dari gaya lateral yang bersifat siklis (bolak-balik) yang dialami oleh struktur selama terjadinya gempa bumi. Untuk memikul gaya lateral yang dialami oleh bangunan, struktur harus dapat memiliki daktilitas yang memadai di daerah *joint* atau elemen struktur tahan gempa seperti bresing, link, atau dinding geser (Muslinang dan Panjaitan 2012).

Perencanaan struktur dapat direncanakan dengan mengetahui skenario keruntuhan dari struktur tersebut dalam menahan beban maksimum yang bekerja. Pelaksanaan konsep desain kapasitas struktur adalah memperkirakan urutan kejadian dari kegagalan suatu struktur berdasarkan beban maksimum yang dialami struktur, sehingga kita merencanakan bangunan dengan elemen-elemen struktur tidak dibuat sama kuat terhadap gaya yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain dengan harapan di elemen atau titik itulah kegagalan struktur terjadi pada saat beban gempa maksimum bekerja (Krisnamurti dkk 2013)

2.3 Struktur Rangka Baja Tahan Gempa

Terdapat beberapa jenis portal baja tahan gempa, secara umum terdapat dua jenis portal baja tahan gempa yaitu *Braced Frames* dan *Moment Resisting Frames*. Perilaku struktur pada sistem *Momen Resisting frame* (MRF) dan Sistem Concentrycally

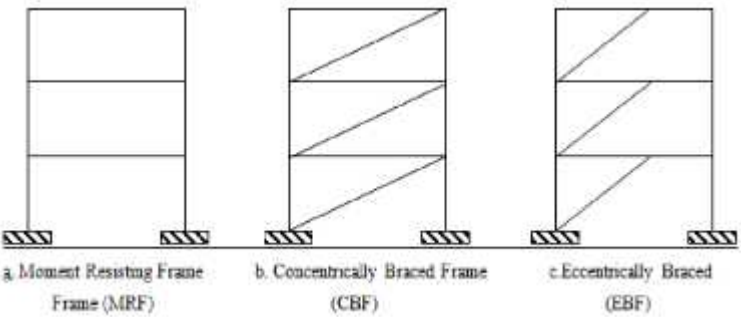
Braced Frame (CBF) frame yang tanpa berpengaku dan berpengaku konsentris dijadikan dasar untuk mengetahui perilaku dan stabilitas pada sistem portal baja dengan berpengaku eksentrik (*Eccentially Braced Frame)*

Jenis portal :

a. Portal penahan momen atau *Moment Resisting Frame (MRF)*

b. Portal dengan elemen pengaku atau *braced frame (BF),* dibagi 2:

- berpengaku eksentrik atau EBF
- berpengaku konsentrik atau CBF



Gambar 2.1 Konfigurasi sistem portal
(Sumber :Wijaya 2010)

2.3.1 Moment Resisting Frame (MRF)

Keuntungan : portal yang cukup sederhana yang tidak akan menggangu penempatan arsitektural bangunan seperti dinding, jendela, fentilasi, dan bagian-bagian bangunan lainnya.

Kelemahan :

- Daktilitasnya rendah karena kemampuan untuk menyerap energi akibat beban gemba sangat kurang.
- Selain itu kekakuan jenis sistem portal ini sangat tidak kaku

2.3.2 Concentrically Braced Frame (CBF)

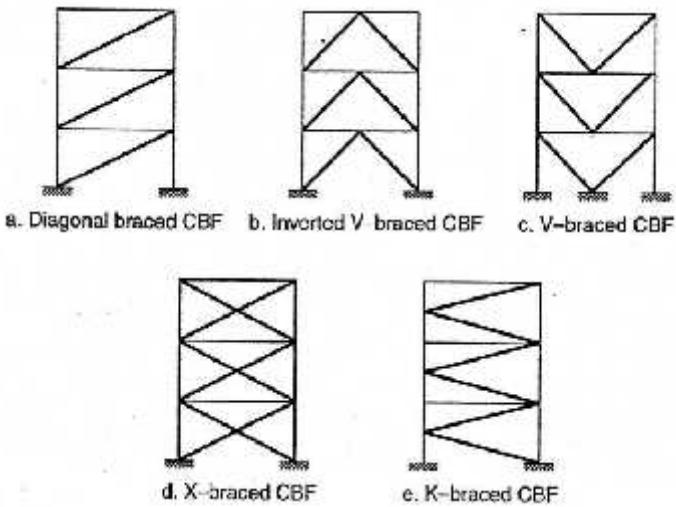
Tidak seperti momen *resistant frames* (MRF), *concentrically braced frames* (CBF) adalah sistem penahan gaya lateral dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi. Kekakuan yang tinggi diperoleh dari *diagonal brace* yang menahan gaya lateral pada struktur frame yang meningkatkan aksi gaya dalam aksial dan aksi lentur yang kecil (Husain dkk 2011)

Keuntungan:

Sistem ini mempunyai kekakuan yang sangat bagus (dibandingkan dengan EBF dan MRF)

Kelemahan:

Daktilitasnya lebih rendah dibandingkan dengan EBF.



Gambar 2.2 Konfigurasi Sistem CBF
(Sumber : Husain dkk 2011)

2.3.3 Eccentrically Braced Frame (EBF)

Sistem struktur berpenopang eksentrik (EBF) merupakan pengembangan dari dua sistem struktur penahan gaya lateral yang ada sebelumnya yaitu : MRF dan CBF. Sistem ini dikembangkan untuk menyempurnakan sistem MRF dan CBF, dimana sistem MRF memiliki nilai daktilitas dan kapasitas dissipasi energy yang besar dan stabil namun memiliki kekakuan yang rendah, disisi lain CBF memiliki kekakuan yang lebih besar namun mempunyai kapasitas dissipasi energy yang lebih rendah.

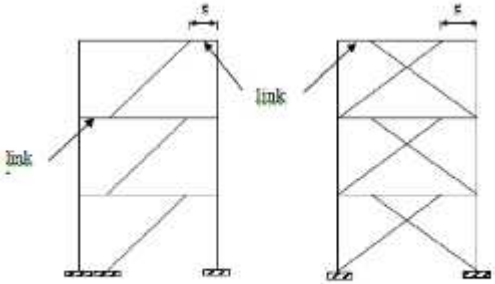
Sistem EBF dapat menggabungkan masing-masing keuntungan dari kedua sistem tersebut, serta memperkecil kelemahan yang dimilikinya. Secara spesifik EBF mempunyai beberapa karakteristik antara lain : 1) mempunyai kekakuan elastic yang tinggi, 2) mempunyai respon inelastic yang stabil di bawah pembebanan lateral siklik, 3) mempunyai kemampuan yang sangat baik dalam hal daktilitas dan dissipasi energy. (Yurisman dkk 2010)

Keuntungan:

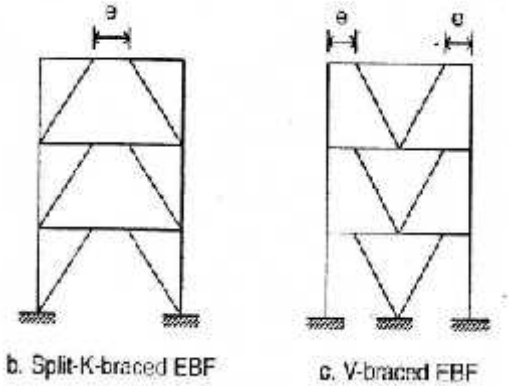
Daktilitasnya lebih baik dibandingkan dengan CBF.

Kelemahan:

- Sistem ini mempunyai kekakuan yang lebih rendah dari CBF
- arsitekturalnya, yaitu akan menyulitkan dalam penempatan dinding, jendela dan bagian bangunan lainnya.



a. D-braced EBF a. X-braced EBF

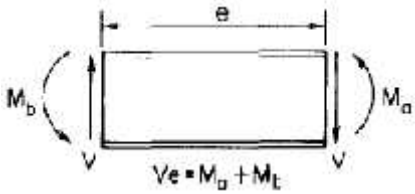


Gambar 2.3 Konfigurasi sistim portal berpengaku eksentrik
(Sumber : Wijaya 2010)

Berdasarkan hasil studi awal yang telah dilakukan secara numeric, peneliti menemukan suatu indikasi bahwa pemasangan pengaku diagonal pada bagian badan elemen link profil WF dapat meningkatkan kemampuan link dalam menahan gaya lateral, dan meningkatkan kemampuan link dalam dissipasi energy. Pengaku diagonal yang dipasang pada bagian badan tidak hanya berfungsi untuk menghambat terjadinya tekuk local pada badan tetapi juga meningkatkan kekuatan dan kekakuan elemen link (Yurisman dkk 2010)

2.4 Perilaku link

Link adalah salah satu elemen yang terdapat dalam sistem EBF yang berperilaku sebagai balok pendek yang kedua sisinya bekerja gaya geser dengan arah yang berlawanan serta momen lentur yang diakibatkan oleh gaya geser tersebut. Elemen link merupakan elemen yang diharapkan sebagai elemen yang menyerap energy gempa dan mengalami proses plastifikasi pada bagian elemen yang rusak tersebut sebagai sarana pemancaran energy (Yurisman dkk 2010)



Gambar 2.4 Statis Equilibrium

Perilaku link (ditentukan oleh panjang pendeknya elemen link):
- moment link

- shear link

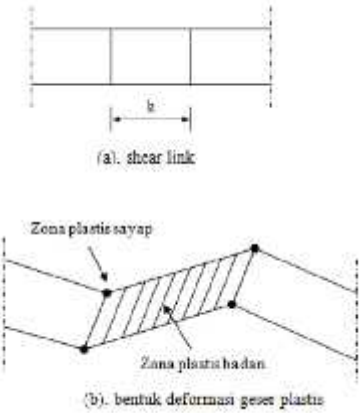
Berdasarkan kajian yang telah dilakukan perilaku link sebagai shear link terbukti memberikan tingkat disipasi energi yang lebih besar jika dibandingkan dengan moment link, hal ini disebabkan oleh leleh geser yang dimiliki oleh shear link mempunyai nilai daktilitas dan kapasitas inelastik yang tinggi (Kurdi dkk 2013).

Mekanisme kelelehan link, kapasitas energi disipasi dan mode kegagalan sangat erat hubungannya dengan faktor panjang dari link. Untuk link pendek, perilaku inelastik dominan terhadap gaya geser, sebaliknya untuk link panjang perilaku inelastik didominasi oleh lentur. Untuk link antara (*intermediate link*), kelelehan dipengaruhi oleh geser dan lentur (Moestopo dan Panjaitan 2011)

Kekakuan lateral suatu portal EBF adalah fungsi utama dari perbandingan panjang link dengan panjang balok yang dimilikinya (e/L). Semakin pendek link, perilaku akan semakin kaku mendekati perilaku portal sistem CBF. Sebaliknya semakin panjang elemen link, kekakuan portal akan semakin berkurang mendekati portal sistem MRF. Terjadinya plastifikasi yang berpusat di elemen link akan memberikan nilai daktilitas yang relatif tinggi pada sitem portal EBF. Hal ini karena elemen link mempunyai kapasitas inelastik yang relatif tinggi bila dibandingkan dengan elemen-elemen lainnya (Wijaya 2010).

Seperti telah dijelaskan di atas bahwa elemen link berguna untuk mendisipasi energi gempa, maka elemen tersebut harus direncanakan secara khusus agar fungsi tersebut dapat tercapai. Untuk mencapai fungsi ini perencanaan elemen link harus

memperhatikan bahwa elemen-elemen lain diluar link harus tetap berprilaku elastis saat elemen link telah mencapai kelelehan.



Gambar 2.5 Pembentukan sendi
(Sumber :Wijaya 2010)

2.5 Kapasitas Tekan Penampang Bresing

Faktor reduksi untuk bresing yang dibebani oleh gaya tekan disyaratkan menurut LRFD adalah sebesar 0.85. Besarnya kapasitas tekan bresing ditentukan oleh cek terhadap kelangsingan elemen bresing, tekuk lentur dan tekuk lentur-torsi. Kriteria pertama yang harus dipenuhi oleh bresing adalah batas kelangsingan

Penampang bresing tidak boleh terjadi tekuk lokal karena akan menyebabkan terjadinya pengurangan kapasitas tekan (Wijaya 2010).

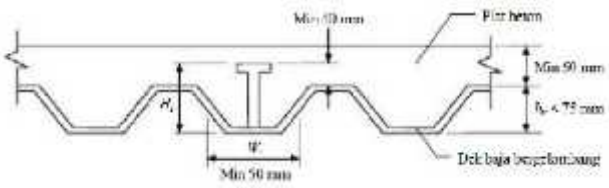
2.6 Pengaku Badan (Web Stiffner)

Struktur dikatakan mempunyai perilaku yang baik pada kondisi inelastic jika struktur mampu menyerap/ memancarkan energy dalam jumlah yang besar secara terus menerus tanpa mengalami kehilangan kekuatan dan kekakuan sampai siklus

pembebanan yang tinggi. Tekuk badan yang terjadi pada link geser (shear link) menimbulkan sejumlah kehilangan kemampuan mendisipasi energy dan kapasitas daya dukung beban. Gejala ini dapat dikontrol dan diperlambat dengan penambahan pengaku badan (Kurdi dkk 2013).

2.7 *Steel Floor Deck*

Steel Floor Deck yaitu suatu material yang bisa difungsikan sebagai media pengganti konvensional berbentuk papan lembar yang terbuat dari bahan baja galvanis berkuatan tinggi. Biasanya *steel floor deck* dipakai sebagai pengganti bekisting dalam proses pembuatan lantai atau atap dari beton dan juga berfungsi sebagai penulangan positif satu arah. Penggunaan dek baja juga dapat dipertimbangkan sebagai dukungan dalam arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Arah dari gelombang dek baja biasanya diletakkan tegak lurus balok penompangnya.



Gambar 2.6 Penampang *Steel Floor Deck*

2.8 Pondasi

Untuk bangunan tinggi perlu dijamin keamanannya baik itu kestabilan konstruksi bangunan maupun pondasi bangunan tersebut. Khusus untuk bangunan tinggi pondasi dangkal tidak mungkin lagi, sehingga digunakan pondasi tiang pancang sebagai alternatif pemilihan pondasi yang harus memenuhi syarat kestabilan suatu konstruksi yang ditinjau dari pembebanan vertikal, lateral dan momen yang bekerja pada pondasi tersebut (Ahmad 2012)

Pondasi suatu bangunan berfungsi untuk memindahkan beban-beban pada struktur atas kedalam tanah. Fungsi ini dapat berlaku secara baik bila kestabilan terhadap daya dukung tanah dapat terpenuhi. Untuk itu perlu diperhatikan desain dari konstruksi pondasi yang mempengaruhi pemindahan beban dari bangunan atas ke tanah sehingga daya dukung tanah yang diperkirakan masih dapat ditolerir. Dalam hal kondisi lapisan tanah yang sangat bervariasi dibutuhkan pemikiran dan pengujian tanah baik lapangan maupun di laboratorium dalam merancang atau merencanakan konstruksi pondasi yang cukup kuat, sehingga keamanan struktur dapat terjamin (Purba dan Sianturi 2013).

Dasar perhitungan pondasi tiang pancang dan pondasi bor pile di antaranya daya dukung *singel pile* dan *group pile*, analisa gaya geser negative. Karena mengakibatkan beban tambahan, secara umum pondasi tiang pancang atau pondasi bor pile mempunyai ketentuan antara lain : untuk meneruskan gaya vertikal yang bekerja padanya untuk di teruskan ke lapisan tanah pendukung; dengan adanya hubungan antara kepala tiang yang satu dengan lainnya mampu menahan bentuk ke arah mendatar. Dalam desain hendaknya diperhatikan perubahan daya dukung yang mungkin terjadi dilapangan, oleh karena itu hendaknya konstruksi didesain untuk berbagai kemungkinan faktor aman baik selama masa konstruksi, pasca konstruksi, dan angka keamanan selama masa penggunaan konstruksi (Tambunan 2012)

Secara umum tiang dapat dikelompokkan menjadi dua bagian besar yaitu tiang dengan tahanan ujung yang menembus lapisan tanah lunak sampai lapisan keras atau batuan. Lapisan keras atau batuan dapat dianggap kaku, dan tiang dengan tahanan gesek yang menahan beban yang diberikan dengan cara tahanan gesek yang terjadi antara tanah dan permukaan tiang.

2.9 Sambungan

Dalam perencanaan konstruksi baja, penyambungan antar profil baja adalah hal yang paling umum dilakukan, jadi sambungan tidak dapat dihindari atau diabaikan (Sianturi dan Tarigan)

Sambungan berdasarkan atas kemampuan tahanan terhadap perputaran yang dibagi 2 type yaitu:

1. *Type Fully Restrained* (FR) yaitu penahan penuh atau *rigid*/ kaku mempunyai tahanan yang kaku dan tidak dapat berputar
2. *Type partially Restrained* (PR) yaitu penahanan tidak penuh, tidak cukup *rigid* untuk mempertahankan sudut akibat beban.

Pada kenyataannya bahwa tidak ada sambungan yang benar- benar kaku/ *rigid*sempurna atau flexible sempurna. Sehingga sambungan dapat diklasifikasikan:

1. *Simple connection* (sambungan sendi)
   - Sambungan dapat memberikan perputaran pada ujung balok secara bebas
   - Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap elemen struktur yang disambung
   - Detail sambungan harus mempunyai kapasitas rotasi yang cukup
   - Dapat memikul gaya reaksi yang bekerja

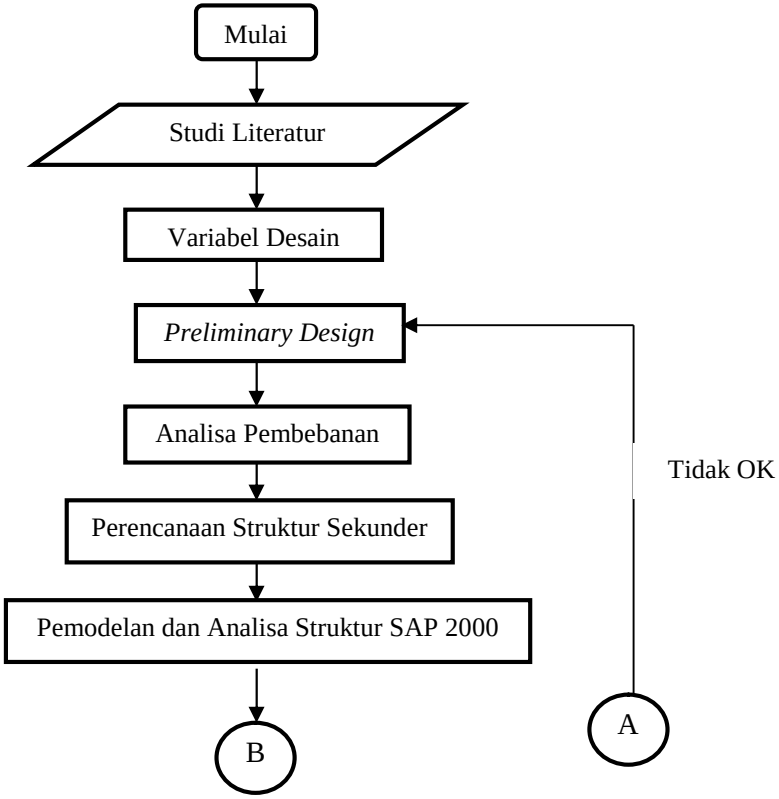
2. *Semi- rigid connetion* (antara *simple* dan *rigid*)
   - Sambunga tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut antara elemen yang disambung
   - Dianggap mempunyai kapasitas yang cukup untuk memberikan tahanan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut tersebut
   - Tingkat kapasitas tersebut terhadap beban yang bekerja ditetapkan berdasarkan percobaan

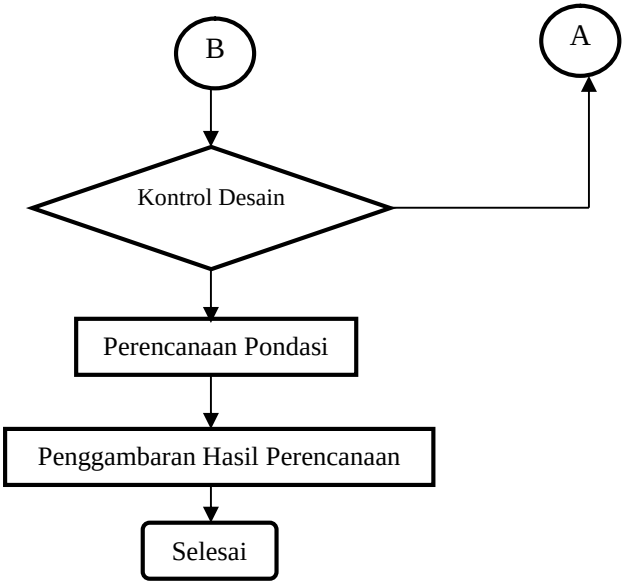
3. *Rigid Connection*
   - Sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut diantara elemen- elemen yang disambung.

BAB III
METODOLOGI

3.1 Langkah- Langkah Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pop

Tugas akhir ini akan membahas tentang perencanaan struktur bangunan baja dengan menggunakan sistem rangka bresing eksentrik. Urutan pekerjaan dilakukan dengan tahapan-tahapan sebagai berikut





Gambar 3.1 Alur Perencanaan Struktur Baja

3.2 Studi Literatur

Dalam perencanaan struktur bangunan baja ini digunakan peraturan yang tercantum pada beberapa literatur yaitu:

1. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2015)
2. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)
3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 03-1726-2012)
4. Beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain (SNI 1727-2013)

3.3 Variabel Design

Pada tugas akhir ini struktur atas direncanakan menggunakan struktur baja dengan Sistem Rangka Bresing Eksentrik dan struktur bawahnya menggunakan pondasi tiang pancang. Pada permodelan struktur baja direncanakan sistem rangka baja D-Braced EBF.

3.4 Preliminary Design

Struktur yang akan direncanakan adalah struktur bangunan baja dengan sistem EBF yang akan dianalisa gaya dalamnya menggunakan program SAP 2000. Berikut data spesifikasi struktur yang direncanakan:

- Nama Gedung : Gedung Hotel Pop
- Lokasi Rencana : Padang
- Fungsi : Hotel
- Struktur Utama : Baja
- Sistem Struktur : *Eccentrically Braced Frame*
- Jumlah Lantai : 10 Lantai
- Rencana Pondasi : Tiang Pancang

Data Material

- Profil Kolom : Profil KC (BJ 41)
  fy = 250 Mpa ; fu = 410 Mpa
- Profil Balok : Profil WF (BJ 41)
  fy =250 Mpa ; fu = 410 Mpa
- Profil Bracing : Profil WF (BJ 41)
  fy =240 Mpa ; fu = 410 Mpa
- Data tanah : Data tanah yang digunakan berdasarkan nilai SPT, dipakai untuk merencanakan pondasi.

3.5 Analisis Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan struktur bangunan harus memperhatikan beban- beban yang akan terjadi pada bangunan

tersebut. Sehingga diperlukannya suatu pendekatan dengan asumsi yang mendekati keadaan yang sesungguhnya.

3.5.1 Beban Mati

Beban mati merupakan semua berat sendiri gedung dan segala unsur tambahan yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut. Sesuai SNI 1727:2013, yang termasuk beban mati adalah seperti dinding, lantai, atap, plafon, tangga dan finishing.

3.5.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah. Beban hidup pada lantai gedung diambil menurut SNI 1727:2013.

3.5.3 Beban Angin

Analisa beban angin pada gedung ini mengacu pada SNI 1727-2013 tabel 27.2-1, dengan langkah-langkah sebagai berikut:

a. Menentukan kategori risiko bangunan gedung atau struktur lain (Tabel 1.5-1).
b. Menentukan faktor kepentingan (Tabel 1.5-2).
c. Kecepatan angin dasar (V), pasal 26.5.1
d. Menentukan faktor arah angin (Kd), pasal 26.7.
e. Menentukan kategori eksposur.
f. Menentukan factor topografi (K_{zt}), pasal 26.8.2 dan persamaan 26.8-1.
g. Faktor efek tiupan angin (G), pasal 26.9.
h. Menentukan koefisien tekanan internal (GC_{pi}), pasal 26.11
i. Menentukan koefisien eksposur tekanan velositas (K_{zt}), pasal 27.3.1.
j. Menentukan tekanan velositas (q_z), pasal 27.3.2.
k. Menentukan koefisien tekanan eksternal (C_p), pasal 27.4.1.
l. Menghitung tekanan angin (ρ), persamaan 27.4-1.

3.5.4 Beban Gempa

Analisa pembebanan gempa pada gedung ini mengacu pada SNI 1726-2012, dengan tinjuan lokasi gempa dari daerah Padang. Adapun langkah-langkanya yaitu:

1) Menetapkan kategori risiko bangunan berdasarkan Tabel 3.1.

Tabel 3.1Kategori Risiko Bangunan (SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2)

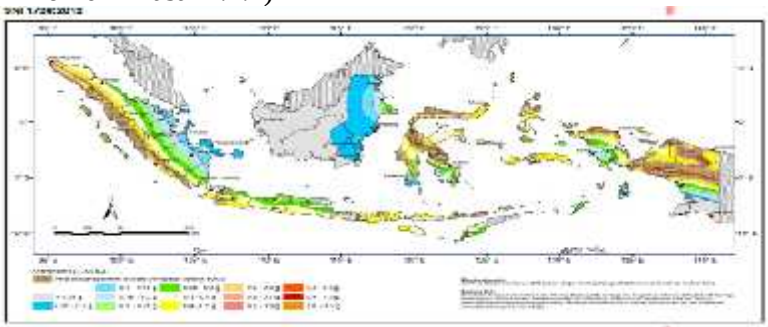
Pemanfaatan Bangunan Atau Struktur Tabel 3.4 (lanjutan)	**Kategori Resiko**
Gedung dan non gedung yang memilki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk kategori risiko I, III, dan IV	II
Gedung dan non gedung, yang tidak termasuk kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/ atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan. Gedung dan non gedung yang tidak termasuk kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang ditetapkan instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting. Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bagunan lain yang masuk dalam kategori risiko IV.	IV

2) Menentukan faktor keutamaan gempa berdasarkan Tabel 3.2.

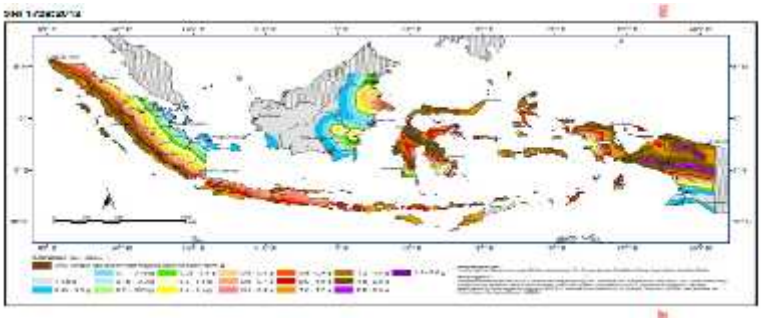
Tabel 3.2Faktor Keutamaan Gempa (SNI-03-1726-2012 Pasal 4.1.2)

Kategori Resiko	**Faktor Keutamaan Gempa, I_e**
I	1,00
II	1,00
III	1,25
IV	1,50

3) Menentukan parameter percepatan gempa terpetakan (*Ss*, dan *S1*) berdasarkan Gambar 3.2 dan Gambar 3.3. (SNI - 1726-2012 Pasal 4.1.2)



Gambar 3.2Peta Untuk S1 (T=1s, probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%))



Gambar 3.3Peta Untuk SS (T=0,2s, probabilitas terlampaui 2% dalam50 tahun (redaman 5%))

4) Menentukan klasifikasi situs berdasarkan Tabel 3.3.

Tabel 3.3Klasifikasi Situs (SNI 03-1726-2012 Pasal 5.3)

Kelas Situs	$\overline{v}_s$	$\overline{N}$ or $\overline{N}_{ch}$	$\overline{S}_u$
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	≥100 kN/m2
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m^2
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	< 15	<50kN/m^2

	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : Indeks plastisitas, *PI*> 20 Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $\bar{s}_u$ < 25 kPa
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gemapa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnaha tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan H >3 m)
	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan PI > 75 Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan H > 35 m dengan $\bar{s}_u$ < 50 kPa

5) Menentukan koefisien situs (F_a dan F_v) berdasarkan Tabel 3.4 dan Tabel 3.5.

Tabel 3.4Koefisien Situs F_a (SNI 03-1726- 2012 Pasal 6.2)

Klasifikasi Situs	**Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R pada periode pendek**				
	***Ss* ≤ 0,25**	***Ss* = 0,5**	***Ss* = 0,75**	***Ss* = 1,0**	***Ss* ≥ 1,25**
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara *Ss*					

Tabel 3.5Koefisien Situs F_v (SNI 03-1726- 2012 Tabel 5)

Klasifikasi Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R pada periode 1 s				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara *S1*					

6) Menghitung parameter percepatan desain spektral dengan Persamaan (3.1) dan (3.2) (SNI 03-1726-2012 pasal 6.2 dan pasal 6.3).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \tag{3.1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \tag{3.2}$$

dengan :

$$S_{MS} = F_a \times S_S \tag{3.3}$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \tag{3.4}$$

7) Menentukan kategori desain seismik berdasarkan Tabel 3.6 dan Tabel 3.7.

Tabel 3.6Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek (SNI 03-1726-2012 Pasal 6.5)

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
S_{DS}< 0,167	A	A
0,167 ≤ S_{DS}< 0,33	B	C
0,33 ≤ S_{DS}< 0,50	C	D
0,50 ≤ S_{DS}	D	D

Tabel 3.7Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 s (SNI 03-1726-2012 Tabel 7)

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
S_{D1}< 0,067	A	A
0,067 ≤ S_{D1}< 0,133	B	C
0,133 ≤ S_{D1}< 0,20	C	D
0,20 ≤ S_{D1}	D	D

8) Menentukan koefisien modifikasi respon (R), faktor pembesaran defleksi (C_d), dan faktor kuat lebih sistem (Ω_0) berdasarkan Tabel 3.8. (SNI-1726-2012 Pasal 7.2.2)
9) Menentukan prosedur analisis gaya gempa berdasarkan Tabel 3.9.
   Pemilihan prosedur analisis struktur ditentukan oleh beberapa faktor, yaitu kategori desain gempa, sistem struktur, sifat dinamik dari struktur, tingkat keteraturan, atau dengan persetujuan pihak yang berkompeten di bidangnya.

10) Melakukan analisis statik ekuivalen

a) Menentukan periode fundamental perkiraan, T_a, dengan Persamaan (3-8) (SNI-1726-2012 pasal 7.8.2.1).

$$T_a = C_t \times h_n^{\,x} \qquad (3.5)$$

Keterangan :

C_t, dan x = koefisien parameter waktu getar perkiraan (Tabel 3.12)

h_n = tinggi struktur

Dalam tugas akhir menggunakan yaitu analisis statik ekuivalen dan analisis modal respon spektrum.

Tabel 3.8 Koefisien Dan Faktor Desain Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 03-1726-2012 Tabel 9)

Sistem Penahan Gaya Gempa	Koefisien Respons Modifikasi, *R*	Faktor Kuat Lebih, Ω_0	Faktor Pembesaran Defleksi, *Cd*	Batasan Sistem Struktur Termasuk Batasan Tinggi Struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	$5^1/_2$	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	$5^1/_2$	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	$4^1/_2$	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4. Rangka baja pemiku	$3^1/_2$	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

I mome n biasa								
Rangka Baja dengan bresing eksentrik	8	$2^{1/2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB
Catatan : TB = tidak dibatasi ; I = tidak diizinkan								

Tabel 3.9Prosedur Analisis Yang Diizinkan (SNI-1726-2012Tabe13)

Kategori Desain Seismik	Karaketristik Struktur	Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	Analisis Spektrum Respons Ragam	Prosedur Riwayat Respons Seismik
B,C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat.	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangkaringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak	I	I	I

	melebihi 2 tingkat.			
	Struktur beraturan dengan $T<3,5T_a$, dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan.	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan T<3,5Ta dan hanya mempunyai ketidak beraturan horizontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b.	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I
Catatan : I : Diizinkan, TI : Tidak Diizinkan				

Tabel 3.10Nilai Koefisien Waktu Getar Perkiraan C_t Dan x (SNI-1726-2012 Tabel 15)

Tipe Struktur	***Ct***	***x***
Sistem rangka pemikul momen dengan rangka menahan 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangak baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

b) Menentukan batas periode struktur dengan Persamaan

$$T \leq C_u \times T_a \qquad (3.6)$$

Keterangan :

T_a = periode fundamental perkiraan
C_u = koefisien untuk batas atas periode hasil perhitungan (Tabel 3.11)

Tabel 3.11KoefisienUntuk Batas Atas Periode Hasil Perhitungan (SNI-1726-2012 Tabel 14)

Parameter Percepatan Respon Spektral Desain Pada 1 s, S_{D1}	**Koefisien C_u**
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

c) Menghitung koefisien respon seismik dengan Persamaan (3.7) (SNI-1726-2012 Pasal 7.8.1.1).

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \tag{3.7}$$

Keterangan:
S_{DS} = parameter akselerasi desain spektral periode pendek

R = koefisien modifikasi respon
Ie = faktor keutamaan gempa
nilai C_s di atas tidak perlu melebihi nilai Persamaan :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \tag{3.8}$$

Dan nilai C_s tidak boleh kurang dari nilai Persamaan

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01 \tag{3.9}$$

Untuk struktur dengan lokasi di mana $S_1 \geq 0,6$ g, nilai Cs tidak boleh kurang dari nilai Persamaan (3.10)

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.10)$$

Keterangan :
S_{D1} = parameter percepatan desain spektral periode 1 s
T = periode fundamental struktur
S_1 = parameter percepatan desain spektral maksimum

d) Menghitung gaya geser dasar seismik dengan Persamaan (3.11) (SNI-1726-2012 pasal 7.8.1).

$$V = C_s W \quad (3.11)$$

Keterangan :
C_s = koefisien respon seismik
W = berat efektif seismik

e) Menghitung distribusi vertikal gaya gempa dengan Persamaan (3-12) (SNI-1726-2012 pasal 7.8.3)

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.12)$$

dengan :

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k} \quad (3.13)$$

Keterangan :
C_{vx} = faktor distribusi vertikal
$w_i$dan w_x = bagian dari berat total seismik efektif struktur (W) yang ditempatkan pada tingat i atau x
h_i *dan* h_x = tinggi dari dasar ke tingkat i atau x
k = eksponen yang terkait dengan periode struktur yang nilainya sebagai berikut :

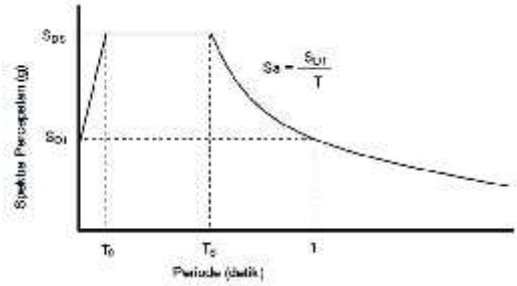
- untuk struktur dengan periode ≤ 0,5 s, k =1
- untuk struktur dengan periode ≥ 2,5 s, k=2
- untuk struktur dengan periode antara 0,5 s sampai 2,5 s, k=2 atau ditetapkan dengan interpolasi antara 1 dan 2

f) Menghitung distribusi horizontal gaya di tiap lantai dengan persamaan (3.14) (SNI-1726-2012 pasal 7.8.4)

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i \tag{3.14}$$

Keterangan :
F_i = bagian dari gaya geser dasar seismik yang terjadi pada tingkat i

11) Melakukan analisis modal respon spektrum
Analisis modal respon spektrum dilakukan menggambar grafik respon spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respon spektrum dijelaskan pada Gambar 3.4.



Gambar 3. 4Ketentuan Penggambaran Grafik Respon Spektrum

Pada periode $T < T0$, respon spektra percepatan :

$$S_a = S_{DS}\left(0{,}4 + 0{,}6\,\frac{T}{T_0}\right) \tag{3.15}$$

Pada periode $T_0 \leq T \leq T_s$, respon spektra percepatan :

$$S_a = S_{DS} \tag{3.16}$$

Pada T >Ts, respon spektra percepatan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \tag{3.17}$$

Dengan :

$$T_0 = \frac{0,2S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.18)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.19)$$

3.5.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-1727-2013 dengan kombinasi sebagai berikut:

1. 1,4D (3.20)
2. 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr atau S atau R) (3.21)
3. 1,2D + 1,6 (Lr atau S atau R) + (L atau 0,5 W) (3.22)
4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr arau S atau R) (3.23)
5. 1,2D + 1,0E + L+0,2 S (3.24)
6. 0,9D +1,0 W (3.25)
7. 0,9 D +1,0 E (3.26)

3.6 Analisis Struktur

Untuk mengetahui gaya dalam yang timbul pada elemen struktur akibat beban yang bekerja maka dilakukan analisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP2000. Gaya-gaya dalam tersebut adalah gaya geser, gaya aksial, momen lentur, dan momen puntir. Selain itu juga digunakan untuk mengetahui pergeseran antar tingkat (*interstrory drift*).Terdapat dua metode dalam melakukan analisa struktur, yaitu metode analisa modalyang diselesaikan dengan metode integrasi langsung yang diselesaikan denganAnalisa Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) dan Analisa Ragam SpektrumRespons (*Respons Spectrum Analysis*).Dalam Tugas Akhir ini metode yang digunakan adalah dengan Analisa Ragam Spektrum Respons.

3.7 Konsep Perencanaan Struktur Baja

3.7.1 Kontrol DesainPenampang Balok

Pada perencanaan elemen balok direncanakan menggunaka profil IWF sesuai dengan ketentuan SNI 1729-2015 Tabel B.4.1b yaitu :

a. Cek terhadap kelangsingan penampang :

Untuk Sayap (*flange*) :

- Penampang kompak ($a \leq a_p$) :

$$a = \frac{b}{2tf} \leq a_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.27}$$

- Penampang non kompak ($a_p < a \leq a_r$) :

$$a_r = 1.0\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.28}$$

Untuk badan (*web*) :

- Penampang kompak ($a \leq a_p$) :

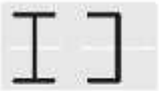
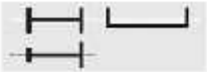
$$a = \frac{h_w}{t_w} \leq a_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.29}$$

- Penampang non kompak ($a_p < a \leq a_r$) :

$$a_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.30}$$

Untuk melakukan perencanaan digunakan Tabel Pemilihan untuk Penggunaan Bab Pasal F.

Tabel 3.12Pemilihan untuk Penggunaan Bab Pasal F SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Bj

Pasal dalam Bab F	Penampang Melintang	Kelangsingan Sayap	Kelangsingan Badan	Keadaan Batas
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, F, B
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB

b. Kuat nominal lentur penampang

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor Mu harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan :

$$M_u \leq \text{¤} M_n \qquad (3.31)$$

Keterangan :

M_u = momen lentur terfaktor

¤ = faktor tahanan = 0,9 (DFBK)

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang

- **Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal**

Kelangsingan penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan balok pada struktur baja tahan gempa, kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015

a) Penampang kompak :

Mn= Mp = Fy. Zx (3.32)

b) Penampang non kompak:

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y.S_x)\left(\frac{a - a_{pf}}{a_{rf} - a_{pf}}\right) \quad (3.33)$$

c) Penampang langsing:

$$M_n = \frac{0,9Ek_c - S_x}{a^2} \quad (3.34)$$

- **Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral**

Tahanan komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang yang berdekatan, L. Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015

a) Bentang pendek: Lb ≤ Lp

$$L_p = 1,76.r_y\sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.35)$$

Mn = Mp

b) Bentang menengah: Lp < Lb < Lr

$$M_n = Cb\ (M_p - (M_p - 0{,}7\ Fy.Sx)\left(\frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_r}\right) \leq Mp \quad (3.36)$$

c) Bentang panjang : Lb > Lr

$Mn = F_{cr}S_x \leq M_p$ (3.37)

c. Kuat geser

Plat badan tak diperkaku yang memikul gaya geser terfaktor perlu (V_n) harus memenuhi

$$V_u \leq ¤V_n \quad (3.38)$$

Ketrangan :

¤ = faktor tahanan = 0,90

V_n = tahanan geser nominal plat badan

Kekuatan geser nominal dari plat badan yang tak diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser adalah

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.39)$$

Dengan ketentuan nilai C_v diambil sebagai berikut :

a. Bila $h/t_w \leq 1.10\sqrt{E/f_y}$

Maka,

$$C_v = 1.0 \quad (3.40)$$

b. Bila $1.10\sqrt{k_v\ E/f_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v\ E/f_y}$

Maka,

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v\ E/f_y}}{h/t_w} \quad (3.41)$$

c. Bila $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v\ E/f_y}$

Maka,

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(h/t_w \right)^2 f_y} \qquad (3.42)$$

Koefisien tekuk geser plat badan, k_v untuk badan tanpa pengaku tranversal ditentukan sebagai berikut :

$$h/t_w < 260 \qquad (3.43)$$

Maka nilai $k_v = 5.0$

Ketrangan :

A_w = Luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

h = Jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut

t_w = Ketebalan badan

3.7.2 Kontrol Desain Penampang Kolom

Elemen struktur yang hanya menahan gaya aksial tekan yang dinamakan kolom. Kolom menahan beban aksial melalui titik sentroid. Kolom direncanakan menggunakan profil KC sesuai dengan ketentuan SNI 1729-2015 Tabel B4.1b.

a) Kuat tekan nominal kolom

Kekuatan tekan nominal (Pn) harus ditentuan berdasarkan batas dari tekuk lokal lentur (SNI 1729:2015 Pasal E3)

$$Pn = F_{cr} A_g \qquad (3.44)$$

Teganga kritis F_{cr} ditentukan sebagai berikut:

(a) Bila $KL/r \leq 4,71\sqrt{E/f_y}$ $atau$ $f_y/f_e \leq 2,25$ \

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] f_y \qquad (3.45)$$

(b) Bila $KL/r > 4,71\sqrt{E/f_y}$ $atau$ $f_y/f_e > 2,25$ (3.46)

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

b) Momen nominal

Momen nominal pada kolom diperhitungkan sama dengan balok dengan dua arah sumbu penampang yaitu x dan y.

$$M_u \leq ¤ M_n \qquad (3.47)$$

Keterangan :

M_u = momen lentur terfaktor

¤ = faktor tahanan = 0,9

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang

Untuk profil KC sesuai dengan ketentuan SNI 1729-2015 Tabel B4.1b.

Untuk Sayap (*flange*) :

$$\lambda = \frac{bf}{2tf};\ \lambda_p = 0,64\sqrt{\frac{k_c E}{fy}} \qquad (3.48)$$

$\lambda < \lambda_p$ → penampang tidak langsing

$\lambda > \lambda_p$ → penampang langsing

Untuk badan (*web*) :

- $\lambda = \frac{h}{tw};\ \lambda_p = 1,49\sqrt{\frac{E}{fy}}$ (3.49)

$\lambda < \lambda_p$ → penampang tidak langsing

$\lambda > \lambda_p$ → penampang langsing

3.7.3 Desain Balok- Kolom

- Persamaan interaksi antara gaya normal tekan dan lentur:

- Momen lentur dominan

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,20 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\emptyset_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\emptyset_b M_{cy}}\right) \leq 1,00 \qquad (3.50)$$

- Gaya aksial dominan

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,20 \rightarrow \frac{P_r}{2P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1,00 \qquad (3.51)$$

Keterangan:

Pu = Gaya normal tekan akibat beban terfaktor

Mux dan Muy = Momen lentur (amplifikasi) terhadap sumbu x dan sumbu y

Pn = Kekuatan nominal tekan

Mnx dan Mny = Kekuatan nominal lentur terhadap sumbu x dan sumbu y

Φc = 0,85 faktor reduksi untuk kuat tekan

Φb = 0,90 faktor reduksi untuk kuat lentur

c) Amplifikasi Momen

Kekuatan lentur orde oertama yang diperlukan, M_r, dan ketentuan aksial, P_r, dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_t \qquad (3.52)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \qquad (3.53)$$

Ketrangan :

B_1 = Pengali untuk menghitung efek $P - ¢$, ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.

B_2 = Pengali untuk menghitung efek $P - ¢$, ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur.

M_{lt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK.

M_{nt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK.

M_r = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DBK.

P_{lt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

P_{nt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

P_r = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- **Pengali B_1 untuk Efek $P-¢$**

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \sim P_r / P_{e1}} \geq 1 \qquad (3.54)$$

Dengan,

~ = 1.00 (DFBK)

C_m = koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan sebagai berikut :

$$C_m = 0.6 - 0.4\left(M_1 / M_2\right) \qquad (3.55)$$

Dengan M_1 dan M_2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung dari bagian komponen.

P_{e1} = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur.

$$P_{e1} = \frac{®^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \tag{3.56}$$

Dengan,

EI^* = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ($= 0.8^2{}_c EI$ bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan $^2{}_c$ adalah seperti ditetapkan pada Bab C SNI 1729:2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama)

E = Modulus elastisitas baja 200000 MPa

I = Momen inersia bidang lentur, mm^4

L = Panjang komponen struktur, mm

K_1 = faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung-ujung komponen struktur.

- **Pengali B_2 untuk Efek $P - \Delta$**

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sim P_{story}}{P_{e\_story}}} \tag{3.57}$$

Dengan,

$\sim$ = 1.00 (DFBK)

P_{story} = Beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem pernahan gaya lateral.

P_{e_story} = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk *sidesway* atau sebagai berikut:

$$P_{e\_story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \tag{3.58}$$

Dengan,

R_M = $1 - 0.15\left(P_{mf} / P_{story} \right)$

L = Tinggi tingkat, mm

P_{mf} = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen.

Δ_H = Simpangan tingkat dalam orde pertama.

H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk mengitung Δ_H , N

d) Persamaan interaksi aksial momen

Interaksi beban aksial tekan danlentur pada bidang simstris komponen struktur komposit ditentukan berdasarkan

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \tag{3.59}$$

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \tag{3.60}$$

Keterangan :

P_r = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

M_r = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

¤$_c$ = faktor ketahanan untuk tekan = 0.90

¤$_b$ = faktor ketahanan untuk lentur = 0.90

$P_c = ¤_c P_n$ = Kekuatan aksial desain, N

$M_c = ¤_b M_n$ = Kekuatan lentur desain, Nmm

3.7.4 Desain Elemen *Link*

3.7.4.1 Kuat Elemen *Link Beam*

Kekuatan (geser dan lentur) batas pada elemen link ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_p = Z_x . f_y \quad (3.61)$$

$$V_p = 0{,}6AwCv \quad (3.62)$$

Keterangan:

M_p = Momen plastis penampang
Z_x = Modulus plastis penampang
f_y = Tegangan leleh penampang
V_p = Gaya geser plastis penampang
h = Tinggi penampang
t_f = Tebal *flens*
t_w = Tebal *web*

Kuat geser rencana link, ϕV_n harus lebih besar daripada V_u dengan: Vu = 1,1xRyxVn

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil diantara V_p atau $2M_p/e$
ϕ_v = Faktor reduksi geser 0,9
e = Panjang *link*

$$\phi_v V_n = 0{,}6\phi f_y (h - 2t_f) t_w$$

$$M_n = M_p \quad (3.64)$$

$$\boldsymbol{\phi M_n = M_u} \quad (3.65)$$

$$\boldsymbol{\phi V_n = V_u} \quad (3.66)$$

Keterangan:

M_n = Momen lentur rencana link
M_u = Momen lentur perlu
ϕ = faktor reduksi lentur 0,9

3.7.4.2 Panjang Elemen *Link Beam*

Ketentuan mengenai panjang link (e) adalah sebagai berikut:

Link geser (*short links*):

$$e \leq \frac{1{,}6M_p}{V_p} \quad (3.67)$$

Link medium (*intermediate links*):

$$\frac{1{,}6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2{,}6M_p}{V_p} \quad (3.68)$$

*Link*lentur(*short links*):

$$e \geq \frac{2{,}6M_p}{V_p} \quad (3.69)$$

3.7.4.3 Sudut Rotasi *Link Beam*

Sudut rotasi link beam seharusnya tidak melebihi nilai berikut:

- 0,08 radian untuk panjang *link* $e \leq 1{,}6M_p/V_p$
  Pengaku 30tw – d/5
- 0,02 radian untuk panjang *link* $e \geq 2{,}6M_p/V_p$
  Pengaku 52 tw-d/5
- Interpolasi linier antara 0,08-0,02 radian jika panjang *link* $1{,}6M_p/V_p \leq e \leq 2{,}6M_p/V_p$

3.8 Sambungan

Perencanaan sambungan dalam Tugas Akhir ini berdasarkan SNI 03-1729-2002

3.8.1 Sambungan baut

- Kontrol Jarak Baut (SNI 03-1729-2002 Ps.13.4)
  Jarak tepi minimum = 1,5db
  Jarak tepi maksimum = (4tp + 100 mm)atau 200 mm

Jarak minimum antar baut = 3db
Jarak maksimum antar baut = 15tp atau 200 mm

- Kekuatan Rencana Baut

Kuat geser:

$V_d = Ø_f . V_n = Ø_f . r_1 . f_u^b . A_{b.m}$ (3.70)

Kuat tumpu:

$R_d = Ø_f . V_n = 2,4\ Ø_f . d_b . t_r . f_u$ (3.71)

Dari nilai Vd dan Rd dipilih nilai terkeci"

Jumlah baut (n):

$$n = \frac{V_u}{ØR_n} \quad (3.72)$$

Dimana:

$Ø_f$ = Faktor reduksi kekuatan fraktur (0,85)

r_1 = 0,5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser
= 0,4 untuk baut ada ulir pada bidang geser

f_u^b = Tegangan tarik putus baut

A_b = Luas bruto penampang baut

f_u = Tegangan tarik putus yang terendah dari baut dan pelat

t_p = Tebal tertipis pelat

- Kekuatan baut memikul beban tarik

Kekuatan rencana tarik dari baut :

$$\varnothing_f Tn = \varnothing_f .0,75. f_u^b . A_b \quad (3.73)$$

Dimana :

f_u^b = tegangan tarik putus baut

A_b = luas bruto penampang baut

$Ø_f$ = faktor reduksi (0,75)

- Baut mutu tinggi tipe gesek

a. Baut hanya menerima beban geser (Vu)

Kuat geser nominal :

$$\varnothing Vn = \varnothing .1,13.«.T_b .m \quad (3.74)$$

Dimana :
μ = koefisien geser
m = jumlah bidang geser
Tb = gaya tarik minimum
Ø = 1 (untuk lubang standar)
0,85 (untuk lubang selot pendek dan lubang besar)
0,70 (untuk lubang selot panjang ± arah kerja beban)
0,60 (untuk lubang selot panjang // arah kerja beban)

b. Baut menerima beban kombinasi geser (Vu) dan tarik (Tu)

Disamping beban geser (Vu), baut juga menerima beban tarik (Tu), maka kuat geser nominal direduksi sebagai berikut :

$$Vd = \varnothing Vn\left[1 - \frac{Tu}{1{,}13Tb}\right] \quad (3.75)$$

- Sambungan Sendi (Simple Connection)

Sambungan simple connection ini direncanakan pada hubungnan balok induk dengan balok anak.

a. Baut A

<u>Baut tipe tumpu</u>

Kuat geser :

$$\varnothing Rn = 0{,}8.r_1.f_u^b.A_b.m \quad (3.76)$$

Dimana :
m = jumlah bidang geser
r_1 = 0,50 (tanpa ulir pada bidang geser baut)
0,40 (ada ulir pada bidang geser baut)
f_u^b = tegangan tarik putus baut
A_b = luas bruto penampang baut

Kuat tumpu :

$$\varnothing Rn = 0{,}8.2{,}4.F_u.d_b.t_p \quad (3.77)$$

Dimana :
d_b= diameter nominal baut

t_p= tebal plat (diambil yang terkecil dari tebal profil siku (t) dengan tebal web profil WF (tw))

f_u= tegangan tarik putus terkecil antara baut dan plat

ØRn = diambil harga terkecil dari kuat geser dan kuat tumpu.

<u>Baut tipe gesek</u>

$$\varnothing Vn = \varnothing.1,13.«.T_b.m \qquad (3.78)$$

Dimana :

μ	= koefisien geser (0,35)
m	= jumlah bidang geser
Tb	= gaya tarik minimum
Ø	= 1 (untuk lubang standar)

b. Baut B

ØRn = diambil harga terkecil dari:

Geser $: ¤ Rn = 0,8.r_1.f_u^b.A_b.m$

Tumpu $: \varnothing Rn = 0,8.2,4.F_u.d_b.t_p$

- Sambungan kaku (Rigid Connection)

Sambungan rigid connectio ini direncanakan pada hubungan balok induk dengan kolom.

Penerimaan beban dianggap sebagai berikut :

- Beban geser (Pu) diterima sambungan pada badab (profil dobel siku)
- Beban momen (Mu) diterima oleh sayap balok yang kemudian diteruskan ke baja, lalu ke kolom (profil T)

$$2T = \frac{M_u}{d_b} \qquad (3.79)$$

Dimana :

db adalah jarak antara 2T atas dengan 2T bawah

Mu adalah momen yang bekerja pada sambungan

Akibat gaya tarik 2T pada badan atau T pada satu flens, ujung flens menumpu pada kolom mengakibatkan flens

kolom menjungkit. Maka timbul gaya Q (Prying Force).
Gaya pada baut bertambah Q menjadi :

$B = T + Q$ (3.80)

3.8.2 Sambungan Las

$Ru \leq \varphi Rnw$

Dimana :

$Ø_f.R_{nw} = 0,75.t_e.(0,6.f_{uw})$ (las) (3.81)

$Ø_f.R_{nw} = 0,75.t_e.(0,6.f_u)$ (bahan dasar) (3.82)

Keterangan :

f_{uw} = tegangan tarik putus logam las

f_u = tegangan tarik putus bahan dasar

t_e = tebal efektif las (mm)

Tabel 3.13 Tebal Pelat Baja

Tebal bagian paling tebal, t [mm]	Tebal minimum las sudut, t_w [mm]
$t < 7$	3
$7 < t \leq 10$	4
$10 < t \leq 15$	5
$15 < t$	6

3.9 Pondasi

Pada umumnya tiang- tiang dalam fungsinya menahan beban lateral melalui sebuah poer. Poer ini sebagai penggabung dari tiang- tiang individu menjadi satu kelompok tiang dab sekaligus sebagai penyalur beban pada setiap tiang. Pada suatu perencanaan, poer dianggap kaku sehingga distribusi beban-beban luar yang melalui poer ke setiap tiang dapat dianggap linear.

3.9.1 Perencanaan Tiang Pancang

Perencanaan struktur tiang pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil dari SPT. Secara umum daya dukung tiang yang berdiri sendiri dirumuskan sebagai berikut:

$Q_{ult} = Q_e + Q_f – W$ (3.83)

Dimana:
Q_{ult}= *Ultimate pile capacity*
Q_e = *End- bearing capacity*
Q_f = *Side friction capacity*
W = Berat tiang

Besarnya Q_e dapat ditentukan dngan menggunakan teori daya dukung sebagai berikut:

$$Qe = \Delta(CN_C + \sigma_v N_q + 0{,}5\ \gamma\ DN\gamma) \quad (3.84)$$

Dimana:
Δ = Luas dasar penampang tiang
c = cohesi
σ_v = Tegangan vertikal tanah pada dasar tiang
γ = Berat volume tanah
D = Diameter tiang
N_C, N_q, Nγ = Faktor- faktor daya dukung

Sedangkan besarnya Q_f menggunakan rumus:

$$= \int_o^L \emptyset \tau a dz = \int_o^L \emptyset(Ca + k\sigma_v tg\varphi_a)dz \quad (3.85)$$

Dimana:
τa = Kekuatan geser tanah
Ca = Kekuatan tekanan tanah
σ_n = Tegangan normal antara tiang dan tanah
ϕa = Sudut geser antara tiang dan tanah

sehingga kapasitas daya dukung tiang berdiri sendiri adalah:

$$Q_{ult} = \Delta(\mathrm{CNC} + \sigma\mathrm{v\ Nq} + 0{,}5\ \gamma\ \mathrm{DN}\gamma) + \int_o^L \emptyset(Ca + k\sigma_v tg\varphi_a)dz - W \quad (3.86)$$

Pondasi tiang yang berdiri sendiri akan memikul sepenuhnya beban- beban yang bekerja padanya. Sedangkan untuk pondasi kelompok tiang tidak demikian halnya.Sehubungan dengan bidang keruntuhan di daerah ujung dari masing- masing tiang yang tergabung dalam kelompok tiang saling overlap, maka efisiensi dari daya dukung satu tiang akan menurun di dalam kelompok tiang.

Perumusan efisiensi kelompok yang dipakai dengan menggunakan persamaan conversi Labarre:

$$E_k = 1 - \theta\left[\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}\right] \quad (3.87)$$

Dimana:

m = Jumlah tiang dalam baris

n = Jumlah tiang dalam kolom

Θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

D = Diameter tiang

s = jarak antara pusat ke pusat tiang

Perkiraan jumlah tiang pancang:

$$n = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} \quad (3.88)$$

Syarat: $P_{max} < P_{ijin}$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y \cdot x_{max}}{\Sigma_x^2} + \frac{M_x \cdot y_{max}}{\Sigma_y^2} > P_{ijin} \quad (3.89)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_y \cdot x_{max}}{\Sigma_x^2} - \frac{M_x \cdot y_{max}}{\Sigma_y^2} > 0 \quad (3.90)$$

Dimana:

n = Jumlah tiang pancang

M_x = Momen yang bekerja pada arah X

M_y = Momen yang bekerja pada arah Y

X_{max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu X

Y_{max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu y

Σx^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu X

Σy^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu y

Untuk perhitungan jarak tiang ditentukan dengan persyaratan:

- Untuk jarak as ke as tiang pancang
  $2D < S < 2{,}5D$ (3.91)
- Untuk jarak as tiang pancang ke tepi poer
  $1{,}5D < S_1 < 2D$ (3.92)

3.9.2 Perencanaan Poer

- Kontrol tebal minimum poer

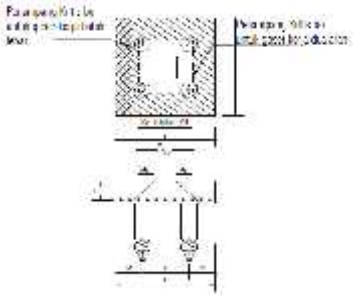
Menurut SNI 03-2847-2013 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (*footing*) diatas tiang pondasi.

- Kontrol geser pons pada pile cap akibat beban kolom

  Kekuatan geser pondasi di sekitar kolom atau diding yang dipikulnya harus ditentukan menurut mana yang lebih menentukan dari 2 (dua) kondisi tinjauan, baik sebagai kerja balok lebar satu arah maupun sebagai kerja dua arah.

  Dengan kerja balok lebar, pondasi dianggap sebagai balok lebar dengan penampang kritis pada lebar sepenuhnya.Biasanya kondisi ini jarang menentukan dalam desain.Kerja dua arah pada pondasi dimaksudkan untuk memeriksa kekuatan geser pons.

  Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh ½ d dari muka kolom yang dipikul pondasi. Gambar 3.6 menjelaskan cara menentukan penampang kritis, baik pada asumsi kerja lebar balok maupun dua arah.



Gambar 3.5 Kontrol Geser Pons Pada Poer
Akibat Beban Kolom

- Kontrol geser satu arah

$$\emptyset V_n \geq V_u \quad (3.93)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.94)$$

$$\emptyset V_n \geq V_u \quad (3.95)$$

$$V_c = 0{,}17\lambda\sqrt{f_c'}b_w d \quad (3.96)$$

- Kontrol geser dua arah

  Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil

$$\emptyset V_n \geq V_u \quad (3.97)$$

$$V_c = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f_c'}b_o d \quad (3.98)$$

$$V_c = 0{,}083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f_c'}b_o d \quad (3.99)$$

$$V_c = 033\lambda\sqrt{f_c'}b_o d \quad (3.100)$$

Keterangan:

Bc = Rasio sisi panjang terhadap sisipendek penampang kolom

α = 40 untuk kolom dalam
= 30 untuk kolom tepi
= 20 untuk kolom sudut

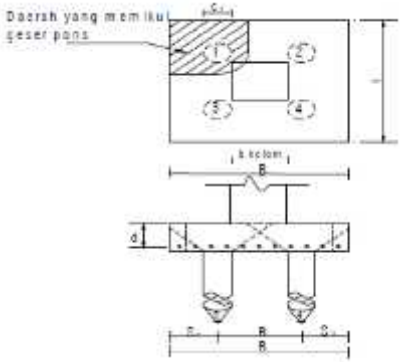
B0 = Parameter penampang kritis

d = Tinggi manfaat pelat

- Kontrol geser pons pada poer akibat beban aksial dari tiang pancang

  Kekuatan geser pondasi di daerah sekitar tiang pancang yang dipikul harus ditentukan dengan kerja dua arah pada pelat pondasi.Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh ½ d dari muka tiang pancang, yang mengelilingi tiang pancang yang dipikul oleh pelat pondasi. Untuk mencapai kondisi kerja balok dua arah, maka syarat

jarak tiang pancang ke tepi harus lebih besar dari 1,5 kali diameter tiang pancang tersebut. Gambar 3.7 menjelaskan cara menentukan penampang kritis akibataksial tiang pancang pada asumsi kerja dua arah.



Gambar 3.6 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Tiang Pancang

Kuat geser yang disumbangkan beton:

$$\emptyset V_n \geq V_u \tag{3.101}$$

Dimana Vc diambil nilai terkecil dari persamaan:

$$V_c = 0{,}17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f_c'}b_o d \tag{3.102}$$

$$V_c = 0{,}083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f_c'}b_o d \tag{3.103}$$

$$V_c = 033\lambda\sqrt{f_c'}b_o d \tag{3.104}$$

3.10 Menyusun Gambar Rencana

Hasil perhitungan struktur atas (plat, balok, kolom dan link) dan struktur bawah dituangkan ke dalam gambar rencana.Gambar rencana dibuat dengan software Autocad.

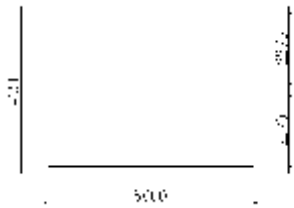
BAB IV
PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan pelat lantai yang ada pada gedung ini menggunakan Bondex dengan tabel perencanaan praktis yang ada dari PT. SUPER FLOOR DECK. Spesifikasi yang digunakan untuk perencanaan pelat lantai yaitu:

Bondex : Tebal = 0,75 mm
Mutu Beton (f'c) : K-225 kg/cm^2
Mutu baja tulangan : U-48

4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai Atap



Gambar 4.1 Denah Pelat Lantai Atap

Beban Hidup (PPIUG 1983)	:	
Lantai atap	q_{Latap}	= 100 kg/m^2
Beban Mati (PPIUG 1983)	:	
Berat aspal 2 cm = 2x14		= 28 kg/m^2
Berat plafon		= 11 kg/m^2
Berat penggantung		= 7 kg/m^2
Berat *ducting* mekanikal		= 10 kg/m^2 +
	q_{Dtotal}	= 56 kg/m^2

Beban Berguna :

Q_u = $q_D + q_L$
= 56 + 100
= 156 kg/m^2 ≈ 200 kg/m^2 (mengikuti brosur)

Data-data perencanaan pelat bondex

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negative dengan tanpa penyangga (*no props*), maka didapatkan data-data sebagai berikut :

- Bentang = 2,275 m
- Beban berguna = 200 kg/m^2
- Tulangan negative = 1,71 cm^2/m
- Tebal pelat beton = 0,09 m
- Digunakan tulangan diameter 8 mm (As = 0,503 cm$^{2)}$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan adalah :

$$n = \frac{luas\ yang\ dibutuhkan}{luas\ tulangan\ dipasang}$$

- $n = \frac{1,71}{0,503} = 3,4 \approx 4$ buah
- Jarak antar tulangan = $\frac{1000}{4} = 250$ mm

Maka untuk pelat atap dipasang tulangan negative Ø8– 250

- Kontrol jarak spasi tulangan :

S_{pasang} = 250 mm < S_{max} = 3 x d = 3 x 90= 270 mm → OK

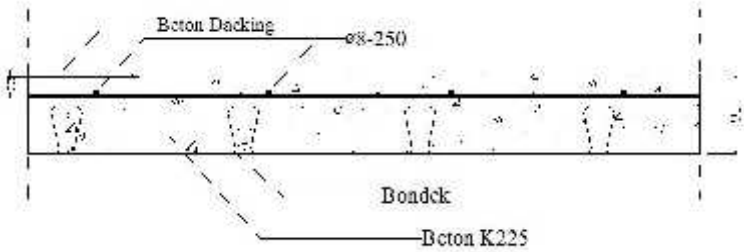
- Kontrol perlu tulangan susut + suhu :

Didapatkan ρ susut pakai = 0,0016→ fy = 480 Mpa

As susut pasang = 0,0016x90 x1000

= 144 mm^2

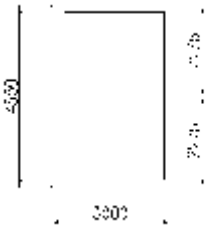
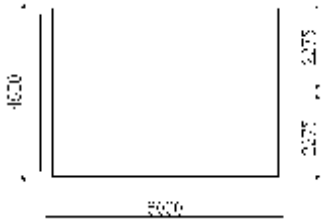
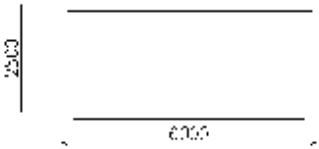
Dipasang tulangan Ø8–250 mm (As pasang = 201,062 mm$^{2)}$

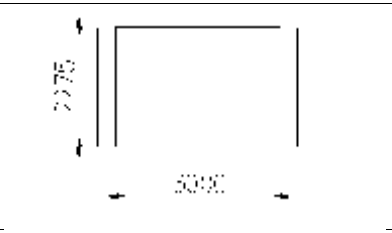
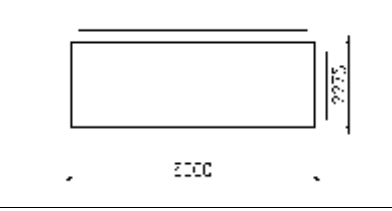
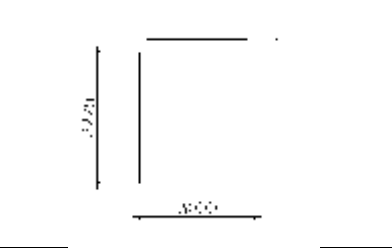
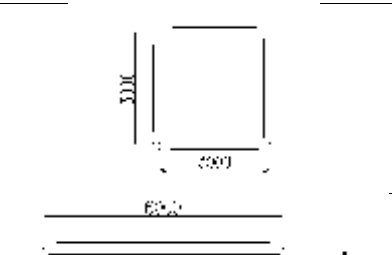


Gambar 4.2 Penulangan Lantai Atap

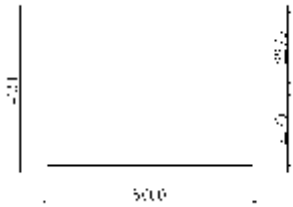
Terdapat 8 jenis pelat atap pada gedung ini, dengan perhitungan yang sama seperti perhitungan diatas maka didapat:

Tabel 4.1 Rekap Perhitungan Pelat Atap

Tipe Pelat	Gambar	Tebal Pelat	Tulangan Negatif
1		9 cm	Ø8 –250
2		9 cm	Ø8– 250
3		9 cm	Ø8– 250
4		9 cm	Ø8– 250

5		9 cm	Ø8– 250
6		9 cm	Ø8– 250
7		10 cm	Ø10– 250
8		9 cm	Ø10– 250
9		10 cm	Ø10– 250

4.1.2 Perencanaan Pelat Lantai Hotel



Gambar 4.3 Denah Pelat Lantai Hotel

Beban Hidup (PPIUG 1983) :
Lantai hotel q_{Lhotel} = 250 kg/m^2
Beban Mati (PPIUG 1983) :
Berat spesi 2 cm = 0,02 x 2200 = 44 kg/m^2
Berat keramik 1 cm = 1 x 24 = 24 kg/m^2
Berat plafond + penggantung = 11+7 = 18 kg/m^2
Berat *ducting* mekanikal = 10 kg/m^2 +
q_{Dtotal} = 96 kg/m^2

Beban Berguna :
Q_u = $q_D + q_L$
= 250 + 96
= 346 kg/m^2≈ 400 kg/m^2

Didapat data data perencanaan pelat bondex:

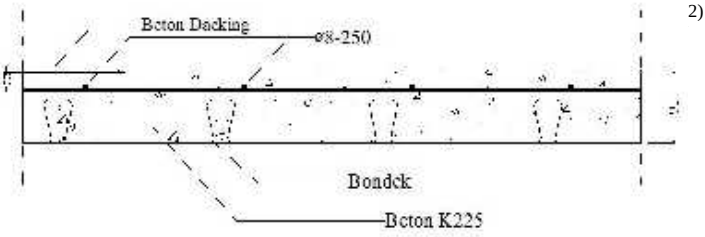
- Bentang 2,275 m
- Beban berguna = 400 kg/m^2
- Dari tabel brosur (bentang menerus dengan tulangan negative dengan tanpa penyangga), didapatkan :
  tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif 2,48 cm^2/m
  Digunakan tulangan Ø 8 (As = 0,503 cm^2)

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- n = $\frac{2,48}{0,503} = 4,9 \approx 5$ buah

- Jarak antar tulangan s = $\frac{1000}{5} = 200$ mm, maka digunakan jarak 200 mm
  Dipasang tulangan negatif Ø8 – 200

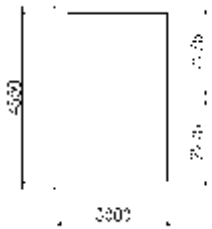
  S_{pasang} = 200 mm < S_{max} = 3 x h = 3 x 90 = 270 mm → OK
- Kontrol perlu tulangan susut + suhu :
  Didapatkan ρ susut pakai = 0,0016 → fy = 480 Mpa
  As susut pasang = 0,0016x90 x1000
  = 144 mm^2

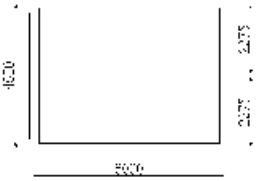
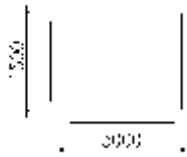
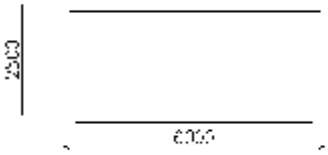
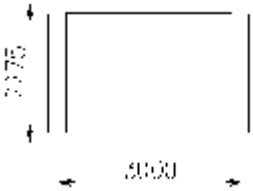
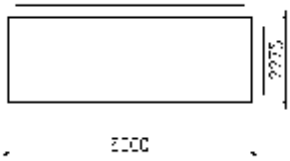


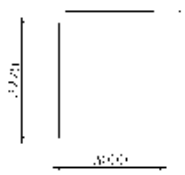
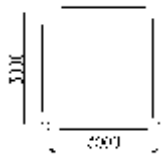
Gambar 4.4 Penulangan Lantai Hotel

Terdapat 8 jenis pelat lantai pada gedung ini, dengan perhitungan yang sama seperti perhitungan diatas maka didapat:

Tabel 4.2 Rekap Perhitungan Pelat Lantai

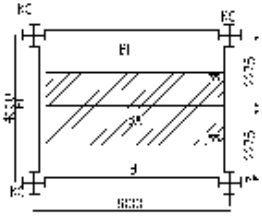
Tipe Pelat	Gambar	Tebal Pelat	Tulangan Negatif
1		9 cm	Ø8–200

2		9 cm	Ø8–200
3		9 cm	Ø8 –200
4		9 cm	Ø8–200
5		9 cm	Ø8– 200
6		9 cm	Ø8– 200

7		10 cm	Ø10– 200
8		10 cm	Ø10– 200

4.2 Perencanaan Balok Anak

4.2.1 Perencanaan Balok Anak Atap bentang 6 m



Gambar 4.5 Denah balok anak atap 6m

Balok anak yang terletak pada lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 250 x 175 x 7 x 11, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 244 mm	ix	= 10,4 cm
bf	= 175 mm	iy	= 4,18 cm
tf	= 11 mm	Zx	= 535 cm^3
tw	= 7 mm	Zy	= 171 cm^3
A	= 56,24 cm^2	Sx	= 502 cm^3
q	= 44,1 kg/m	Sy	= 113 cm^3
Ix	= 6120 cm^4	r	= 16 mm
		h	= 190 mm

- Beban-beban Yang Bekerja

1. Beban Mati

Berat pelat bondek	= 10,1 kg/m^2	
Berat Beton = 0,09 x2400	= 216 kg/m^2	
Beban Plafon +penggantung =11+7	= 18 kg/m^2	
Beban aspal 2 cm = 2x14	= 28 kg/m^2	
Berat *ducting* mekanikal	= 10 kg/m^2	+
	= 282,1 kg/m^2	
282,1 kg/m^2 x 2,275 m	= 641,8kg/m	
Berat Profil = 44,1 kg/m	= 44,1 kg/m	
Sambungan dll (10%)	= 68,59kg/m	+
	= 754,47kg/m	

2. Beban Hidup Berdasarkan SNI 1727-2013:
   Lantai Atapq_{Latap}= 100 kg/m^2 x 2,275 m = 227,5 kg/m
3. Beban Berfaktor

q_U = 1,2 .q_D + 1,6 . q_L= 1,2 . 754,465+ 1,6 . 227,5 = 1269,36 kg/m

- Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok
  - Momen:

    Mu $= \frac{1}{8}$ x qu x L^2

    $= \frac{1}{8}$ x 1269,36 x 6^2

    = 5712,11 kgm

  - Gaya Geser:

    Vu $= \frac{1}{2}$ x qu x L

    $= \frac{1}{2}$ x 1269,36 x 6

    = 3808,07 kg

- Kontrol Kuat Momen Lentur
  - Pelat sayap (SNI 1729-2015):

    $\frac{bf}{2tf} = \frac{175}{2x11} = 7{,}954$

$$a_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < a_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

- Pelat badan SNI 1729-2015:

$$\frac{h}{tw} = \frac{190}{7} = 27,142$$

$$a_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 106,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq a_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
  Mp= Zx . fy
  = 535 cm^3x 2500 kg/m^2
  =1337500 kg.cm = 13375 kg.m

➢ Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral SNI 1729-2015 :
Jarak penahan lateral (Lb) = 40 cm
Lp= 206,082 cm
Lr= 669,211 cm
Dari Tabel (Lp & Lr)

Lb < $Lp \rightarrow Bentang\ Pendek$
Mnx = Mpx = Zx . fy
= 535 x 2500
= 1337500 kgcm
= 13375 kg.m
Mny = Mpy = Zy x fy
= 171 x 2500
= 427500 kgcm
= 4275 kgm

- Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\varnothing_b . M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\varnothing_b . M_{ny}} \leq 1,0$$

$$\frac{5712,11}{0,9\ 13375} \leq 1,0 \rightarrow 0,5 < 1,0 \rightarrow \text{(OK)}$$

- Kontrol Geser Berdasarkan SNI 1729-2015

Vu= 3808,075 kg

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{190}{7} \leq 1,1\sqrt{\frac{Kv\ E}{fy}}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{190}{7} \leq 1,1\sqrt{\frac{Kv\ E}{fy}}$$

$27,14 \leq 69,57 \rightarrow Cv = 1,0$

Maka, V_n = $0,6\ f_y\ A_w\ Cv$

=0,6 x(2500)x (24,4 x 0,7) x 1

= 25620 kg

$Ø\ V_n \geq V_u$

$Ø\ V_n$ = 0,9 .25620 kg

= 23058 kg> 3808,075 kg (OK)

- Kontrol Lendutan SNI 1729-2015:

$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \frac{6000}{360} \leq 16,67$ mm

-

Lendutan akibat beban

$$Fx = (\frac{5}{384} . \frac{(qdl+qll)}{E.Ix} L^{4})$$

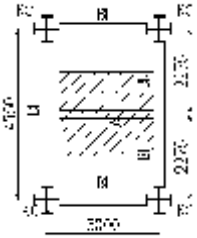
$$= (\frac{5}{384} . \frac{(754,465+227,5).x\ 10^{-3}}{2000000x6120x10^{2}} 6000^{4})$$

= 13,54 mm

$f_{ijin} > f_x \rightarrow$ 16,67 mm > 13,54 mm (OK)

" Profil WF 250 x 175 x 7 x 11 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai atap"

4.2.2 Perencanaan Balok Anak Atap bentang 3 m



Gambar 4.6 Denah balok anak atap 3m

Balok anak yang terletak pada lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 200 mm	ix	= 8,24 cm
bf	= 100 mm	iy	= 2,22 cm
tf	= 8 mm	Zx	= 200 cm^3
tw	= 5,5 mm	Zy	= 41 cm^3
A	= 27,16 cm^2	Sx	= 184 cm^3
q	= 21,3 kg/m	Sy	= 26,8 cm^3
Ix	= 1840 cm^4	r	= 11 mm
		h	= 162 mm

- Beban-beban Yang Bekerja

4. Beban Mati

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m^2
Berat Beton = 0,09 x2400	= 216	kg/m^2
Beban Plafon + penggantung = 11+7	= 18	kg/m^2
Beban aspal 2 cm = 2x14	= 28	kg/m^2
Berat *ducting* mekanikal	= 10	kg/m^2 +
	= 282,1	kg/m^2
282,1 kg/m^2 x 2,275 m	= 641,8	kg/m
Berat Profil = 21,3 kg/m	= 21,3	kg/m

Sambungan dll (10%) = 66,31kg/m +

= 729,38kg/m

5. Beban Hidup Berdasarkan SNI 1727-2013:
   Lantai Atap q_{Latap}= 100 kg/m^2 x 2,275 m = 227,5 kg/m

6. Beban Berfaktor

q_U = 1,2 .q_D + 1,6 . q_L= 1,2 . 729,38+ 1,6 . 227,5 = 1239,26 kg/m

- Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok
  - Momen:

    Mu $= \frac{1}{8}$ x qu x L^2

    $= \frac{1}{8}$ x 1239,26 x 3^2

    = 1394,17 kgm
  - Gaya Geser:

    Vu $= \frac{1}{2}$ x qu x L

    $= \frac{1}{2}$ x 1239,26 x 3

    = 1858,89 kg

- Kontrol Kuat Momen Lentur
  - Pelat sayap (SNI 1729-2015):

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{100}{2x8} = 6{,}25$$

$$a_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 10{,}75$$

$$\frac{bf}{2tf} < a_p \rightarrow \textit{Penampang Kompak}$$

  - Pelat badan SNI 1729-2015:

$$\frac{h}{tw} = \frac{162}{5{,}5} = 29{,}45$$

$$a_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 106,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq a_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
  Mp= Zx . fy
  = 200 cm^3x 2500 kg/m^2
  =500000kg.cm = 5000 kg.m

➢ Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral SNI 1729-2015 :
Jarak penahan lateral (Lb) = 40 cm
Lp= 110,512 cm
Lr= 361,127 cm
} Dari Tabel (Lp & Lr)

Lb < $Lp \rightarrow Bentang\ Pendek$
Mnx = Mpx = Zx . fy
= 200 x 2500
= 500000 kgcm
= 5000 kg.m
Mny = Mpy = Zy x fy
= 41 x 2500
= 102500 kgcm
= 1025 kgm

➢ Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\varnothing_b.M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\varnothing_b.M_{ny}} \leq 1,0$$

$$\frac{1394,17}{0,9.\ 5000} \leq 1,0 \rightarrow 0,31 < 1,0 \rightarrow \text{(OK)}$$

➢ Kontrol Geser Berdasarkan SNI 1729-2015
Vu= 1858,89 kN

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{162}{5,5} \leq 1,1\sqrt{\frac{Kv\,E}{fy}}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{162}{5,5} \leq 1,1\sqrt{\frac{Kv\,E}{fy}}$$

29,45 ≤ 69,57 → Cv = 1,0

Maka, V_n = 0,6 f_y A_w Cv
=0,6 x(2500)x (20 x 0,55) x 1
= 16500 kg

Ø V_n ≥ V_u
Ø V_n = 0,9 .16500 kg
= 14850 kg> 1858,89 kg (OK)

- Kontrol Lendutan SNI 1729-2015:

$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \frac{3000}{360} \leq 8,33$ mm

- Lendutan akibat beban

$$Fx = \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(qdl+qll)}{E.Ix} L^{4}\right)$$

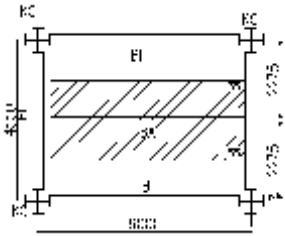
$$= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(729,38+227,5)x10^{-3}}{2000000x1840x10^{2}} 3000^{4}\right)$$

= 2,7 mm

$f_{ijin} > f_x$ → 8,33 mm > 2,7 mm (OK)

" Profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai atap"

4.2.3 Perencanaan Balok Anak Lantai Bentang 6 m



Gambar 4.7 Denah Balok Anak Lantai 6m

Balok anak yang terletak pada lantai hotel direncanakan menggunakan profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 300 mm	ix	= 12,4 cm
bf	= 150 mm	iy	= 3,29 cm
tf	= 9 mm	Zx	= 522 cm^3
tw	= 6,5 mm	Zy	= 104 cm^3
A	= 46,78 cm^2	Sx	= 481 cm^3
q	= 36,7 kg/m	Sy	= 68 cm^3
Ix	= 7210 cm^4	r	= 13 mm
		h	= 256 mm

- Beban-beban Yang Bekerja (ASCE 7)

7. Beban Mati

Berat pelat bondek	= 10,1 kg/m^2	
Berat Beton = 0,09 x2400	= 216 kg/m^2	
Berat spesi = 0.02 x 2200	= 44 kg/m^2	
Beban Plafon+penggantung = 11+7	= 18 kg/m^2	
Beban tegel	= 24 kg/m^2	
Berat *ducting* mekanikal	= 10 kg/m^2	+
	= 322,1 kg/m^2	
322,1 kg/m^2 x 2,275m	= 732,8kg/m	
Berat Profil = 36,7 kg/m	= 36,7 kg/m	
Sambungan dll (10%)	= 76,95kg/m	+
	= 846,4kg/m	

8. Beban Hidup Berdasarkan SNI 1727-2013:
   Lantai Atap q_{Lantai}= 250 kg/m^2 x 2,275 m = 568,75 kg/m

9. Beban Berfaktor

q_U = 1,2 .q_D +1,6 . q_L= 1,2 .846,4 + 1,6 . 568,75 = 1925,71 kg/m

- Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok
  - Momen:

    Mu $= \frac{1}{8}$ x qu x L^2

    $= \frac{1}{8}$ x 1925,71 x 6^2

    = 8665,7 kgm

  - Gaya Geser:

    Vu $= \frac{1}{2}$ x qu x L

    $= \frac{1}{2}$ x 1925,71 x 6

    =5777,13 kg

- Kontrol Kuat Momen Lentur
  - Pelat sayap (SNI 1729-2015):

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{150}{2x9} = 8,33$$

$$a_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < a_p \rightarrow \textit{Penampang Kompak}$$

  - Pelat badan SNI 1729-2015:

$$\frac{h}{tw} = \frac{256}{6,5} = 39,38$$

$$a_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 106,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq a_p \rightarrow \textit{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
  Mp= Zx . fy
  = 522 cm^3x 2500 kg/m^2
  = 1305000 kg.cm = 13050 kg.m

➢ Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral SNI 1729-2015 :
Jarak penahan lateral (Lb) = 40 cm
Lp= 163,771 cm
Lr= 476,2 cm
Dari Tabel (Lp & Lr)
Lb < $Lr \rightarrow$ *Bentang Pendek*

Mnx = Mpx = Zx . fy
= 522 x 2500 kg/cm2
= 1305000 kgcm
=13050 kg.m
Mny = Mpy = Zy . fy
= 104 x 2500 kg/cm2
= 260000 kgcm
= 2600 kgm

➢ Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\varnothing_b.M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\varnothing_b.M_{ny}} \leq 1,0$$

$$\frac{8665,7}{0,9.13050} + \frac{0}{0,9.2600} \leq 1,0 \rightarrow 0,74 < 1,0 \rightarrow \text{(OK)}$$

➢ Kontrol Geser Berdasarkan SNI 1729-2015
Vu= 5777,13 kg

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{256}{6,5} \leq 1,1\sqrt{\frac{Kv\,E}{fy}}$$

Bila 39,38 < 69,57 maka Kv= 1

Maka, V_n = 0,6 f_y A_w Cv
= 0,6 f_y (d t_w)
=0,6 x(2500)x (30 x 0,65) x 1
=29250 kg

Ø V_n ≥ V_u
Ø V_n = 0,9 . 29250 kg
= 26325 kg> 5777,13 kg (OK)

- Kontrol Lendutan SNI 1729-2015:

$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \frac{6000}{360} \leq 16,67$ mm

- Lendutan akibat beban

$$f_x = \left(\frac{5}{384}.\frac{(qdl+qll).L^4}{E.Ix}\right)$$

$$f_x = \left(\frac{5}{384}.\frac{(qdl+qll).L^4}{E.Ix}\right)$$

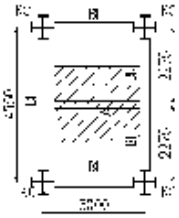
$$= \left(\frac{5}{384}.\frac{(846,42+568,75).x\ 10^{-3}}{2000000x13300x10^2}\ 6000\right)^4$$

= 16,5 mm

$f_{ijin} > f_x \rightarrow$ 16,67 mm > 16,5 mm (OK)

" Profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai hotel"

4.2.4 Perencanaan Balok Anak Lantai Bentang 3 m



Gambar 4.8 Denah Balok Anak Lantai 3m

Balok anak yang terletak pada lantai hotel direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 200 mm	ix	= 8,24 cm
bf	= 100 mm	iy	= 2,22 cm
tf	= 8 mm	Zx	= 200 cm^3
tw	= 5,5 mm	Zy	= 41 cm^3
A	= 27,16 cm^2	Sx	= 184 cm^3
q	= 21,3 kg/m	Sy	= 26,8 cm^3
Ix	= 1840 cm^4	r	= 11 mm
		h	= 162 mm

- Beban-beban Yang Bekerja (PPIUG 1983)

10. Beban Mati

Berat pelat bondek	= 10,1 kg/m^2	
Berat Beton = 0,09 x2400	= 216 kg/m^2	
Berat spesi 0,02x2200	= 44 kg/m^2	
Beban Plafon + penggantung 11+7	= 18 kg/m^2	
Beban tegel	= 24 kg/m^2	
Berat *ducting* mekanikal	= 10 kg/m^2	+
	= 322,1 kg/m^2	
322,1 kg/m^2 x 2,275m	= 732,8kg/m	
Berat Profil = 21,3 kg/m	= 21,3 kg/m	
Sambungan dll (10%)	= 75,41kg/m	+
	= 829,4kg/m	

11. Beban Hidup Berdasarkan SNI 1727-2013:
    Lantai Atap q_{Lantai}= 250 kg/m^2 x 2,275 m = 568,75 kg/m

12. Beban Berfaktor

q_U = 1,2 .q_D +1,6 . q_L= 1,2 .829,4 + 1,6 . 568,75 = 1905,38 kg/m

- Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok
  - Momen:

    Mu $= \frac{1}{8}$ x qu x L^2
    $= \frac{1}{8}$ x 1905,38 x 3^2
    = 2143,56 kgm

  - Gaya Geser:

    Vu $= \frac{1}{2}$ x qu x L
    $= \frac{1}{2}$ x 1905,38 x 3
    =2858,07 kg
- Kontrol Kuat Momen Lentur
  - Pelat sayap (SNI 1729-2015):

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{100}{2x8} = 6,25$$

$$a_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < a_p \rightarrow \textit{Penampang Kompak}$$

  - Pelat badan SNI 1729-2015:

$$\frac{h}{tw} = \frac{162}{5,5} = 29,45$$

$$a_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 106,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq a_p \rightarrow \textit{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
  Mp= Zx . fy
  = 200 cm^3x 2500 kg/m^2
  = 500000kg.cm = 5000 kg.m

➢ Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral SNI 1729-2015 :
Jarak penahan lateral (Lb) = 40 cm
Lp= 110,512 cm
Lr= 361,127cm
Dari Tabel (Lp & Lr)
Lb < $Lr \rightarrow Bentang\ Pendek$

Mnx = Mpx = Zx . fy
= 200 x 2500 kg/cm2
= 500000 kgcm
=5000 kg.m
Mny = Mpy = Zy . fy
= 41 x 2500 kg/cm2
= 102500 kgcm
= 1025 kgm

➢ Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\varnothing_b.M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\varnothing_b.M_{ny}} \leq 1,0$$

$$\frac{2143,55}{0,9.5000} + \frac{0}{0,9.1025} \leq 1,0 \rightarrow 0,5 < 1,0 \rightarrow \text{(OK)}$$

➢ Kontrol Geser Berdasarkan SNI 1729-2015
Vu= 4130, kN

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{162}{5,5} \leq 1,1\sqrt{\frac{Kv\,E}{fy}}$$

Bila 29,454 < 69,57 maka Cv= 1

Maka, V_n = 0,6 f_y A_w Cv
= 0,6 f_y (d t_w)
=0,6 x(2500)x (20 x 0,55) x 1
=16500 kg

Ø V_n ≥ V_u
Ø V_n = 0,9 .16500 kg
= 14850 kg> 2858,07 kg (OK)

- Kontrol Lendutan SNI 1729-2015:

$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \frac{3000}{360} \leq 8,33$ mm

- Lendutan akibat beban

$$f_x = \left(\frac{5}{384}.\frac{(qdl+qll).L^4}{E.Ix}\right)$$

$$f_x = \left(\frac{5}{384}.\frac{(qdl+qll).L^4}{E.Ix}\right)$$

$$= (\frac{5}{384}.\frac{(829,48+568,75).x\ 10^{-3}}{2000000x1840x10^2}\ 3000^{\ 4)}$$

= 4,01 mm

$f_{ijin} > f_x \rightarrow$ 8,33 mm > 4,01 mm (OK)

" Profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai hotel

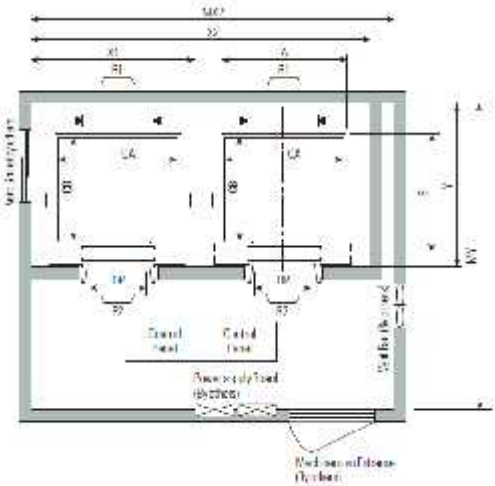
4.3 Perencanaan Balok Lift 2 Car

4.3.1 Spesifikasi Lift

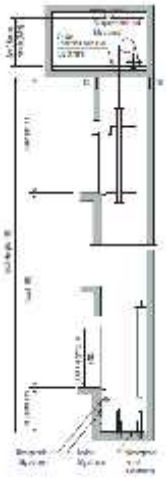
1. Lift Penumpang

Pada perencanaan balok lift meliputi balok- balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung lift. Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data- data sebagai berikut:

Tipe lift	: *Passenger Elevators*
Merk	: HYUNDAI
Kapasitas	: 13 Orang /900 kg
Lebar pintu (*opening width*)	: 900 mm
Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) *2 Car*	: 4200x1950 mm^2
Dimensi sangkar (*Car size*)	
Internal	: 1600x1350 mm^2
Eksternal	: 1660x1505 mm^2
Dimensi ruang mesin (*2 Car*)	: 4400 x 3750 mm^2
Beban reaksi ruang mesin	: R_1 = 5100 kg
	R_2 = 3750 kg



Gambar 4.9 *Lift*



Gambar 4.10 ***Hoistway Section***

4.3.2 Rencana Balok Penggantung Lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 300 x 150 x 6.5 x 9, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 300 mm	ix	= 12.4 cm
bf	= 150 mm	iy	= 3.29 cm
tf	= 9 mm	Zx	= 522 cm^3
tw	= 6.5 mm	Zy	= 104 cm^3
A	= 46.78 cm^2	Sx	= 481 cm^3
q	= 36.7 kg/m	Sy	= 68 cm^3
Ix	= 7210 cm^4	r	= 13 cm
Iy	= 508 cm^4	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 256 mm

- Pembebanan Balok Penggantung Lift
  - Beban mati

    Berat profil balok penggantung lift = 36,7 kg/m

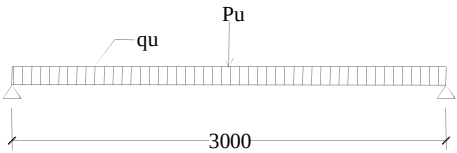
    Berat sambungan (10%) = 3,67 kg/m

    qd = 40,37 kg/m
  - Beban merata ultimate

qu = 1,4 x qd
= (1,4 x 40,37) = 56,518 kg/m

- Beban terpusat lift
  Pada pasal 4.7 Impact load RSNI-03-1727 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan beban lendutan atau spesifikasi teknik dari pembuat.
  Pada tabel perencanaan lift diperoleh:
  $PU_1 = R_1. (1+100\%)$
  $= 5100 \times (1+100\%) = 10200$ kg
  $PU_2 = R_2. (1+100\%)$
  $= 3700 \times (1+100\%) = 7500$ kg
  Dipilih beban PU terbesar = 10200 kg

- Perhitungan Gaya Dalam Balok Penggantung Lift



Gambar 4.11 Pembebanan Pada Balok Penggantung Lift

- Reaksi perletakan

$$Ra = Rb = \frac{1}{2} \times qu \times L + \frac{1}{2} \times Pu$$

$$= \frac{1}{2} \text{ x } 56{,}518 \text{ x } 3 + \frac{1}{2} \text{ x } 10200$$

$$= 5184{,}777 \text{ kg}$$

- Momen maksimum

$$Mmax = 1/8.qu.L^2 + 1/4.Pu.L$$

$= \frac{1}{8}$ x 56,518 x $3^2 + \frac{1}{4}$ x 10200 x 3

= 7713,583 kgm

- Gaya geser

  $Vu = Ra$

  = 5184,777 kg

- Kontrol Kuat Momen Lentur
  - Pelat sayap:
    - $\frac{bf}{2tf} = \frac{150}{2x9} = 8,33$

$$a_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < a_p \rightarrow \textit{Penampang Kompak}$$

  - Pelat badan:
    - $\frac{h}{tw} = \frac{256}{6.5} = 39,38$

$$a_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 106,35$$

$$\frac{h}{tw} < a_p \rightarrow \textit{Penampang Kompak}$$

  - Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

    Mp = Zx . fy

    = 522 cm^3x 2500 kg/m^2

    = 1305000 kg.cm = 13050 kg.m

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

  Jarak penahan lateral (Lb) = 300 cm

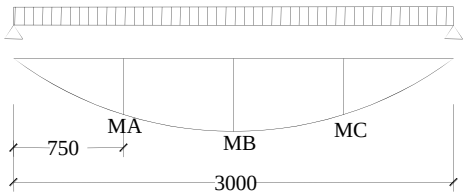
  Lp = 163,772 cm } Dari Tabel (Lp & Lr)

  Lr = 476,2 cm

$Lp < Lb < Lr \rightarrow$ Bentang Menengah

Karena bentang menengah, maka:

Mn $= Cb\ [Mp - (Mp - 0{,}7\ fy.Sx)\ (\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp})\ ] \leq Mp$



Gambar 4.12 Diagram Momen Balok Penggantung Lift

$M_A = M_C$

$= R_A$ x (L/4) - q_u x (L/4) x (L/8)

= 5184.777x 3/4 – 56,518 x3/4 x 3/8

= 3872,6871 kg.m

$M_B = M_{Max}$

= 7713,583 kg m

$$Cb = \frac{12,5\,Mmax}{2,5\,Mmax + 3M_A + 4\ M_B + 3\ M_C} \leq 2,3$$

$$Cb = \frac{12,5\,x\ 7713,583}{2,5x\ 7713,583+3x3872,687+4x7713,583+3x3872,687} \leq 2,3$$

$= 1,31 \leq 2,3$ maka dipakai Cb = 1,31

Mn $= Cb\ [Mp - (Mp - 0{,}7\ fy.Sx)\ (\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp})\ ] \leq Mp$

$=1,31\ [1305000–(130500-0,7.2500.481)(\frac{300-163,772}{476,2-163,772})]$

= 1449446,7 kg.cm

Mn = 14494,467 kg.m > Mp =13050 kg.m

Cek kemampuan Penampang

$Ø_b \cdot M_n \geq M_U$

$Ø_b \cdot M_n = 0{,}9 \times 13050$ kg.m

$= 11745$ kg.m $\geq 7713{,}582$ kg.m

- Kontrol Geser

Vu = 5184,777 kg

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{256}{6.5} \leq 1{,}1\sqrt{\frac{Kv\,E}{fy}}$$

Bila 39,38 < 69,57 → plastis

Maka, $V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w$

$= 0{,}6 \times 2500 \times (30 \times 0{,}65) = 29250$ kg

$Ø\ V_n \geq V_u$

$Ø\ V_n = 0{,}9 \cdot 29250$ kg

$= 26325$ kg > 5184,777 kg (OK)

- Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \frac{300}{360} = 0{,}83 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

$$f^o = \frac{5\left((qdl + qll)/100\right)l^4}{384 \cdot EI_x} + \frac{P \cdot l^3}{48\,EI_x}$$

$$f^0 = \frac{5 \times 0{,}56518 \times 300^4}{384 \times 2x10^6 x\ 7210} + \frac{10200x\ 300^3}{48 \times 2000000x7210}$$

$= 0{,}4$ cm

$f_{ijin} > f^0 \rightarrow 0{,}83cm > 0{,}4$ cm *(Ok)*

Profil WF 300 x 150 x 6.5 x 9 dapat digunakan sebagai balok penggantung lift

4.4 Perencanaan Tangga Dan Bordes

Tangga adalah sebuah konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan dua tingkat vertikal yang memiliki jarak satu sama lain. Pada gedung hotel pop ini struktur tangga direncanakan menggunakan konstruksi dari baja.

Data Teknis Tangga

Mutu baja	= BJ-41
Tinggi antar lantai	= 330 cm
Tinggi bordes	= 165 cm
Panjang tangga	= 240 cm
Lebar tangga	= 137,5 cm
Lebar bordes	= 100 cm
Lebar injakan (i)	= 28 cm
Lebar pegangan tangga	= 20 cm

4.4.1 Perencanaan Tangga

Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga

60 cm ≤ (2t + i) ≤ 65 cm

$25^{O} < a < 40^{O}$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

- Perhitungan Jumlah Injakan dan Kemiringan Tangga

Tinggi injakan (t) = 18 cm

Jumlah tanjakan = $\frac{330/2}{18}$ = 9,16 buah = 10 buah

Jumlah injakan (n) = 10 - 1 = 9 buah

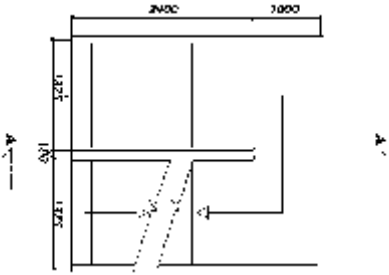
60 cm ≤ (2 x 18 + 28) ≤ 65 cm

60 cm < (64) < 65 cm (OK)

Lebar bordes = 100 cm

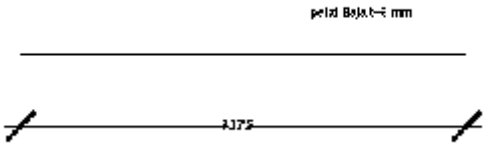
Lebar tangga = 137,5 cm

a = arc tg $\frac{330/2}{240}$ = $34{,}5^{0}$



Gambar 4.13 Denah Tangga

- Perencanaan Anak Tangga



Gambar 4.14 Pelat Anak Tangga

- Perencanaan Tebal Anak Tangga

  Tebal pelat tangga = 3 mm

  Berat jenis baja = 7850 kg/m^3

  Mutu baja BJ 41 → fy = 2500 kg/m^2

  - Perencanaan pembebanan pelat tangga

    <u>Beban mati</u>

    Berat pelat = 0,003 x 1,375 x 7850 = 32,38 kg/m

    Alat penyambung (10%) = 3,238 kg/m +

    q_D = 35,62 kg/m

    <u>Beban hidup</u>

    q_L = 300 x 1,375 = 412,5 kg/m

  - Perhitungan M_D dan M_L

    $M_D = 1/8\ q_D\ l^2 = 1/8 \times 35{,}62 \times 0{,}28^2$ = 0,35 kg.m

M_L = 1/8 q_L l^2 = 1/8 x 412,5x $0,28^2$ = 4,04 kg.m

M_L = 1/4 P_L l = 1/4 x 100 x 0,28 = 7 kg.m (menentukan)

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

  M_U = 1,4 M_D = 1,4 x 0,35 kgm = 0,49 kg.m

  M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2 x 0,35 + 1,6 x 7

  = 11,62 kg.m (menentukan)

- Kontrol momen lentur

  Zx = ¼ bh^2 = 0,25 x 137,5 x $0,3^2$ = 3,09 cm^3

  ØMn = ØZx. fy

  = 0,9 .3,09 . 2500 = 6960,94 kg.cm = 69,61 kg.m

  Syarat : ØMn > Mu

  69,61 kg.m >11,62 kg.m (OK)

- Kontrol lendutan

  $F\ ijin = \frac{L}{360} = \frac{28}{360} = 0{,}08$

  $Ix = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} 137{,}5 \times 0{,}3^3 = 0{,}31\ cm^4$

  $F^0 = \frac{5\left(\frac{(qdl+qll)}{100}\right) l^{\wedge}4}{384.EIx}$

  $F^0 = \frac{5\left(\frac{(35{,}62+412{,}5)}{100}\right) 28^{\wedge}4}{384.(2x10^6)x\ 0{,}31} = 0{,}06$

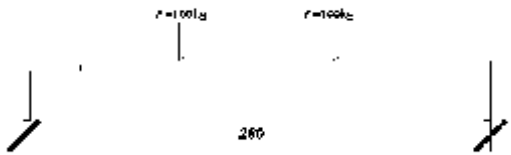
  $F^0 < f\ ijin \rightarrow 0{,}06 < 0{,}08\ cm$ (OK)

4.4.2 Perencanaan Pengaku Anak Tangga

Direncanakan menggunakan profil siku 50 x 50 x 9 dengan data sebagai berikut :

b = 50 mm	Ix = 17,9 cm^4	Zx = 5,2 cm^3
tw = 9 mm	Iy = 17,9 cm^4	ix = 1,47 cm
W = 6,74kg/m	A = 8,24 cm^2	iy = 1,47 cm

- Perencanaan pembebanan



Gambar 4.15 Model Pembebanan Pelat Tangga

Beban mati (1/2 lebar injakan)
Berat pelat =(0,28.0,5). 0,003. 7850 = 3,297 kg/m
Baja siku = 6,74 kg/m +
= 10,037 kg/m
Alat penyambung (10%) = 1,0037 kg/m +
q_D = 11,04kg/m
Beban hidup (1/2 lebar injakan)
q_L = 300 x (0,28 x 0,5) = 42 kg/m
p_L = 100 kg

- Perhitungan M_D dan M_L

M_D = 1/8 x q_D x L^2
= 1/8 x 11,04 x $1,375^2$
= 2,61 kg.m
M_L = 1/8 x q_L x L^2 → akibat beban merata
= 1/8 x 42 x $1,375^2$
= 9,92 kg.m
M_L = 1/3 x P x L → akibat beban terpusat
= 1/3 x 100 x 1,375
= 45,83 kg.m
Vu = $1,2(1/2 \times q_E \times 1,375) + 1,6(1/2 \times P \times 2)$
= $1,2\ (1/2 \times 11,04 \times 1,375) + 1,6\ (1/2 \times 100 \times 2)$
= 169,11 kg

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$M_U = 1,2\ M_D + 1,6\ M_L$
$= 1,2 \times 2,61 + 1,6 \times 45,83 = 76,46$ kg.m

- Kontrol penampang profil

Pelat sayap :

$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{9} = 5,55$

$a_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 10,75$

$\lambda < \lambda_p$ penampang kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_P$

Zx = (tw x d) $\frac{1}{2}$d + (tw(b-tw)) $\frac{1}{2}$tw
= (0,9 x 5) ½ x 5+(0,9 x (0,5 - 0,9)) ½ x 0,9
= 12,910 cm^3

Mp = fy x Zx = 2500 .12,910
= 32276,3 kg.cm
= 322,763 kg.m

$Ø_b \cdot M_n \geq M_u$

$Ø_b \cdot M_n$ = 0,9 x 322,763
= 290,5 kg.m ≥ 76,46 kg.m (OK)

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (Lb) = 0

- Kontrol kuat geser

$\frac{h}{tw} = \frac{50-9}{9} = 4,55$

$\frac{h}{t} = \frac{(50-9)}{5} = 4,55 \quad ; \frac{1100}{\sqrt{fy}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = \quad 69,5$

$\frac{h}{t} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow$ plastis

maka V_n = 0,6 x f_yx A_w
= 0,6 x 2500 x (5 x 0,9)
= 6750 kg

Ø $V_n \geq V_u$

Ø V_n = 0,9 x 6750 kg

= 6075 kg ≥ 169,11 kg (OK)

- Kontrol lendutan

F ijin = $\frac{L}{240} = \frac{137,5}{240} = 0,57$

$$f^O = \frac{5\left(\left(qdl + qll\right)/100\right)l^4}{384 \cdot EI_x} + \frac{23}{648}\frac{P \cdot l^3}{EI_x}$$

$$F^0 = \frac{5\left(\frac{11,04}{100}\right)/100)x\ 1,375\text{^}4}{384.2x10^6x\ 17,9} + \frac{23\ x\ 100\ x\ 1,375^3}{648\ x\ 2x10^6x\ 17,9}$$

= 0,27

$F^0 <$ f ijin → 0,27 cm < 0,57 cm (OK)

4.4.3 Perencanaan Bordes

Gambar 4.16 Pelat Bordes

4.4.3.1 Pelat Bordes

Tebal pelat bordes = 5 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m^3

Mutu baja BJ 41 → fy = 2500 kg/m^2

- Perencanaan pembebanan pelat bordes

<u>Beban mati</u>

Berat pelat = 0,005 x 1,375 x 7850= 53,969 kg/m

Alat penyambung (10%) = 5,3969 kg/m +

q_D = 59,366 kg/m

<u>Beban hidup</u>

q_L = 300 kg/m^2 x 1,375 m = 412,5 kg.m

- Perhitungan M_D dan M_L

  M_D = 1/8 x q_D x l^2

  = 1/8 x 59,366 x $(1x0,5)^2$ = 1,855 kg.m

  M_L = 1/8 x q_L x l^2

  = 1/8 x 412,5 x $(1x0,5)^2$ = 12,89 kg.m

- Kombinasi pembebanan M_U

  M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2 x 1,855 + 1,6 x 12,89 = 22,85 kg.m

- Kontrol momen lentur

  Zx = ¼ bh^2 = ¼ x 137,5 x $0,5^2$ = 8,594 cm^3

  Mn = Zx . *fy*

  = 8,594x 2500

  = 21484,38 kg.cm = 214,844 kg.m

- Cek kemampuan penampang

  $Ø_b$. M_n ≥ M_u

  $Ø_b$. M_n = 0,9 x 214,844

  = 193,36 kgcm ≥ 22,85 kgcm (OK)

- Kontrol lendutan

  $F\ ijin = \frac{L}{240} = \frac{100x0,5}{240} = 0,208$

  I x = $\frac{1}{12}$ bh^3 = $\frac{1}{12}$ x 137,5 x $0,5^3$ = 1,43 cm^4

  $$f^o = \frac{5\left(\frac{(qdl + qll)}{100}\right)l^4}{384\ .\ EI_x}$$

  $$f^0 = \frac{5\left(\frac{59,366+412,5}{100}\right))x\ 50^4}{384.2x10^6x\ 1,43} = 0,134$$

  f^0 < f ijin → 0,134 cm < 0,208 cm (OK)

4.4.3.2 Perencanaan Balok Bordes

Direncanakan memakai profil WF 100 x 50 x 5 x 7

d	= 100 mm	ix	= 3,98 cm
bf	= 50 mm	iy	= 1,12 cm
tf	= 7 mm	Zx	= 42 cm^3

tw	= 5 mm	Zy	= 9 cm^3
A	= 11,85 cm^2	Sx	= 37,5 cm^3
q	= 9,3 kg/m	Sy	= 5,91 cm^3
Ix	= 187 cm^4	r	= 16 cm
Iy	= 14,8 cm^4	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 342 mm

- Perencanaan pembebanan balok bordes

  Beban mati

  Berat pelat = 0,005 x 0,5 x 7850 = 19,625 kg/m

  Berat profil = 9,3 kg/m +

  = 28,925 kg/m

  Berat sambungan dll 10% = 2,8925 kg/m +

  q_D = 31,8175 kg/m

  Beban hidup

  Lantai hotel

  (Tabel 3.1 PPIUG 1983) = 300 kg/m^2

  Total beban hidup (q_L) = 0,5 x 300 = 150 kg/m

  Perhitungan gaya dalam

  V_D = ½ . q_D . L

  = ½ x 31,8175 x 1,375

  = 21,874 kg

  M_D = 1/8 . q_D . L^2

  = 1/8 x 31,8175 x $(1,375)^2$

  = 7,519 kg.m

  V_L = ½ x q_L x L

  = ½ x 150 x 1,375

  = 103,125 kg

  M_L = 1/8 x q_L x L^2

  = 1/8 x 150 x $(1,375)^2$

  = 35,449 kg.m

- Kombinasi pembebanan

  V_U = $1,2V_D + 1,6V_L$

  = 1,2(21,874) + 1,6 (103,125) = 191,249 kg

  M_U = $1,2\ M_D + 1,6\ M_L$

= 1,2 (7,519) + 1,6 (35,449) = 65,742 kg.m

- Kontrol penampang

  Pelat sayap :

  $$a = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3,57$$

  $$a_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 10,75$$

  $a < a_p \rightarrow$ penampang kompak

  Pelat badan :

  $$a = \frac{h}{tw} = \frac{100 - 2(8+7)}{5} = 14$$

  $$a_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 106,35$$

  $a < a_p \rightarrow$ penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

  Mp = *fy* . Zx = 2500 x 42

  = 105000 kg.cm

  = 1050 kg.m

- Cek kemampuan penampang

  $Ø_b \cdot M_n \geq M_u$

  $Ø_b \cdot M_n$ = 0,9 x 1050

  = 945 kg.m ≥ 65,742 kg.m (OK)

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

  Jarak penahan lateral (Lb) = 0

- Kontrol kuat geser

  Vu = 191,249 kg

  $$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{70}{5} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$$

$14 \leq 69,57 \rightarrow$ *Plastis*

Maka, $V_n = 0,6\ f_y\ A_w$

$= 0,6 \times 2500 \times (10 \times 0,5) = 7500$ kg

Ø $V_n \geq V_u$

Ø V_n = 0,9 . 7500 kg= 6750 kg > 191,249 kg (OK)

- Kontrol lendutan

$$f \text{ ijin} = \frac{L}{240} = \frac{137,5}{240} = 0,57$$

$$f^o = \frac{5\left(\frac{(qdl + qll)}{100}\right) l^4}{384\ .\ EI_x}$$

$$f^0 = \frac{5\left(\frac{(31,8175+150)}{100}\right) x\ 137,5^4}{384.2x10^6 x\ 187} = 0,02$$

$f^0 <$ f ijin $\rightarrow$ 0,02 cm < 0,57 cm (OK)

Maka, profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dapat digunakan sebagai balok bordes pada anak tangga

4.4.4 Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata yang berasal dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 4,5 x 7, dengan spesifikasi sebagai berikut:

d	= 198 mm	ix	= 8,26 cm
bf	= 99 mm	iy	= 2,21 cm
tf	= 7 mm	Zx	= 170 cm^3
tw	= 4,5 mm	Zy	= 35 cm^3
A	= 23,18 cm^2	Sx	= 160 cm^3
q	= 18,2 kg/m	Sy	= 23 cm^3
Ix	= 1580 cm^4	r	= 11 cm
Iy	= 114 cm^4	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 162 mm

- Perencanaan Pembebanan Anak Tangga

  <u>Beban mati (anak tangga)</u>

  Berat pelat 0,003x(1,375 x 0,5)x7850 =16,19 kg/m

  profil siku 6,74 x 2x1,375x0,5x$\frac{1}{0,28}$ = 33,098 kg/m

  Berat profil balok 18,2 / cos(34,51) = 22,087kg/m +

  =71,375kg/m

  Berat alat penyambung 10% = 7,1375kg/m +

  q_{D1} =78,5125 kg/m

  <u>Beban hidup</u>

  q_{L1} = (300 x 1,375 x 0,5) = 206,25 kg/m

  q_{U1} = 1,2 q_D + 1,6 q_L

  = (1,2 x 78,5125) + (1,6 x 206,25)

  = 424,215 kg/m

- Perencanaan Pembebanan dan Gaya Dalam Bordes

  <u>Beban mati</u>

  Berat profil = 18,2 kg/m

  Berat bordes 0,005 x 1,375 x 0,5 x 7850 = 26,984kg/m

  = 45,184kg/m

  Berat penyambung 10% = 4,518 kg/m

  q_{D2} = 49,703kg/m

  Beban hidup

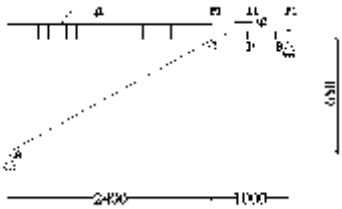
  q_{L2} = 300 x 1,375 x 0,5 = 206,25 kg/m

  q_{U2} = 1,2 q_{D2} + 1,6 q_{L2}

  = 1,2 x 49,703 + 1,6 x 206,25 = 389,643 kg/m

  Beban terpusat akibat balok bordes

  p_1 = 9,3 x 1,375x0,5 = 6,393 kg



Gambar 4.17 Model Pembebanan Balok Utama Tangga

- Perhitungan pembebanan

$\Sigma Ma = 0$

$R_b.3,4 – p_1.2,4 – p_1.((1x0,5)+(2,4)) – p_1.(2,4+1) – q_{u1}.(2,4^2 x0,5) – q_{u2}\ 1x\ ((1x0,5)+(2,4))=0$

Rb = 708,038 kg

$\Sigma Mb = 0$

$Ra.3,4 – 1.\ p1 – p_1.1 \times 0,5 – q_{u1}.2,4 \times ((2,4x0,5)+(1)) – q_{u2}.1 \times 1x\ 0,5 = 0$

Ra= 718,902 kg

Kontrol:

$\sum V = Ra + Rb – qu_1 \times 2,4 – qu_2 \times 1 – V \times 3$

$= 718,902+708,038–2,4.\ 424,215 – 389,643x\ 1– 6,393x3$

$= 0$ (OK)

<u>Bidang M</u>

- a – c :

$Mx = Ra . x – ½\ qu_1 . x^2$

$= 718,902.\ x – ½\ 424,215.\ x^2$

x = 0 m → Ma = 0 kg.m

x = 2,4 m → Mc = $718,902 \times 2,4 – ½ .424,215.\ 2,4^2 = 503,626$ kg.m

Momen maksimum terjadi apabila $\frac{dM_x}{d_x} = 0$

$\frac{dM_x}{d_x} = 718,902 – 424,215.\ x = 0$

x = 1,69 m

$M_{max} = 718,902 \times 1,69 – ½ \times 424,215x\ 1,69^2$

= 609,149 kg.m

- c - b :

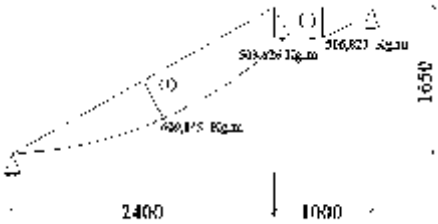
$Mx = Rb . x – ½\ qu_2 . x^2 – p . x$

$= 708,038.\ x – ½ .\ 389,643.\ x^2 – 6,393.\ x$

x = 0 m → Mb = 0 kg.m

x = 1 m → $Mc = 708,038.1 – ½ .389,643.1^2 – 6,393.\ 1$

= 506,823 kg.m



Gambar 4.18 Bidang M Balok Tangga

<u>Bidang D</u>

- a - c :

  $Dx = Ra \cdot \cos(34{,}51^O) - q_{u1} \cdot x \cdot \cos(34{,}51^O)$

  $x = 0$ m

  $= 718{,}902 \cdot \cos(34{,}51^O) - 424{,}215 \cdot 0 \cdot \cos(34{,}51^O)$

  $= 592{,}40$ m

  $x = 2{,}4$ m

  $Da_{ka} = 718{,}902 \cdot \cos(34{,}51^O) - 424{,}215 \cdot 2{,}4 \cdot \cos(34{,}51^O)$

  $= -246{,}565$ kg

- b - d :

  $Dx = -Rb + q_{u2} \cdot x + p_1$

  $= -708{,}038 + 389{,}643 \cdot x + 6{,}393$

  $x = 0$ m

  $Db_{ki} = -708{,}038 + 389{,}643 \cdot 0 + 6{,}393$

  $= -701{,}645$ kg

  $x = 0{,}5$ m

  $Dd_{ka} = -708{,}038 + 389{,}643 \cdot 0{,}5 + 6{,}393$

  $= -506{,}823$ kg

- d - c :

  $Dx = -Rb + q_{u2}/2 + q_{u2} \cdot x + p_1 + p_1$

  $= -708{,}038 + 389{,}643/2 + 389{,}643\ x + 6{,}393 + 6{,}393$

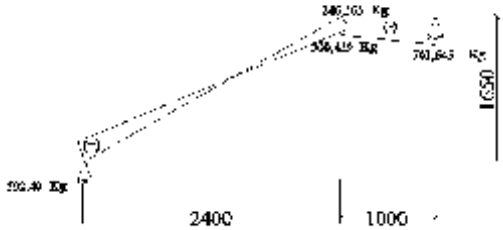
  $x = 0$ m

  $Dd_{ki} = -708{,}038 + 389{,}643/2 + 389{,}643.0 + 6{,}393 + 6{,}393$

  $= -500{,}429$ kg

  $x = 0{,}5$ m

Dd_{ka} = -708,038+389,643/2 + 389,643.0,5 +6,393+ 6,393
= - 305,608 kg



Gambar 4.19 Bidang D Balok Tangga

Bidang N

- a - c :

Nx = - Ra . sin(34,51^O) + q_{u1} . x . sin(34,51^O)
= - 718,902.sin(34,51^O)+424,215. x . sin(34,51^O)
x = 0 m
Na_{ka} = - 718,902.sin(34,51^O)+424,215. 0 . sin(34,51^O)
= - 407,279 kg
x = 2,4 m
Nc_{ki} =- 718,902.sin(34,51^O)+424,215.2,4 . sin(34,51^O)
= 169, 513 kg

- c – b :

N = 0 kg

Gambar 4.20 Bidang N Balok Tangga

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal
  - Pelat sayap :

    $\lambda = \frac{bf}{2\,tf} = \frac{99}{2\,x7} = 7{,}071$

    $a_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 10{,}75$

    $a < a_p \rightarrow$ penampang kompak

  - Pelat badan :

    $a = \frac{h}{tw} = \frac{198 - 2(7+11)}{4{,}5} = 36$

    $a_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 106{,}35$

    $a < a_p \rightarrow$ penampang kompak
  - Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

    Mp = fy . Zx
    = 2500 .170
    = 425000 kg.cm
    = 4250 kg.m
- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

  $L_b = \sqrt{28^2 + 18^2} = 33{,}29$ cm (pengaku anak tangga)

  Lp = 110,015 cm } Dari Tabel (Lp & Lr)
  Lr = 332,453 cm

  $Lb < Lp < Lr \rightarrow$ Bentang Pendek, maka Mn = Mp

  Mn = Mp
  = Zx . fy
  = 170 cm^3. 2500 kg/m^2
  = 425000 kg.cm
  = 4250 kg.m

  Cek kemampuan penampang

  $Ø_b . M_n \geq M_u$

  $Ø_b . M_n$ = 0,9 x 4250

= 3825 kg.m ≥609,149 kg.m (OK)

- Kontrol Geser

  Vu = 592,40 kg

  $$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{162}{4,5} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$$

  $$36 \leq 69,57 \rightarrow Plastis$$

  Maka, $V_n = 0,6\ f_y\ A_w$

  = 0,6 . 2500 . (19,8 x 0,45) = 13365 kg

  $Ø\ V_n \geq V_u$

  $Ø\ V_n$ = 0,9 . 13365 kg

  = 12029 kg >592,40 kg (OK)

- Persamaan Interaksi Tekan – Lentur

  $$L = \sqrt{(240)^2 + (330)^2} = 408,044$$

  Kc = 0,7 (sendi – jepit)

  $$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r\,in}\right)^2} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r\,in}\right)^2} = \frac{\pi^2 2x10^6}{\left(\frac{0,7x\ 408,044}{2,21}\right)^2} = 1180,493 \text{ kg/cm2}$$

  $$\frac{fy}{fe} = \frac{2500}{1180,493} = 2,12$$

  Karena $\frac{fy}{fe} = 2,12 \leq 2,25$ maka f_{cr} ditentukan dengan :

  fcr = [0,658^ $\frac{fy}{fe}$] x fy = [$0,658^{2,12}$] x 2500 = 1030,354kg/cm2

  $P_n = f_{cr} \times A_g$

  = 1030,354× 23,18 = 23883, 6 kg

  $ØP_n$ = 0.85 ×23883,6

  = 20301,057 kg

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{344,66}{20301,057} = 0,015 < 0,2$$ maka digunakan rumus

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mrx}{Mcr} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1.0$$

$$\frac{344,66}{20301,057} + \frac{8}{9}\left(\frac{609,149}{3825} + 0\right) = 0,16 \leq 1.0 \text{ OK}$$

- Kontrol Lendutan

$$f\ ijin = \frac{L}{240} = \frac{\sqrt{(240)^2 + (330)^2}}{240} = 1,7$$

Gambar 4.21 Analisa Lendutan Balok Utama Tangga

$f^O = 0,0701cm$ (Hasil analisa SAP)

$f^O < f_{ijin} \rightarrow 0,0701cm < 1,66\ cm$ (OK)

4.4.5 Balok Penumpu Tangga

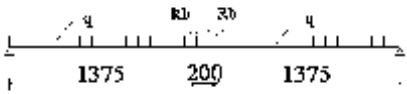
Balok utama penumpu tangga direncanakan memakai profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8 dengan data-data sebagai berikut:

d	= 200 mm	ix	= 8,24 cm
bf	= 100 mm	iy	= 2,22 cm
tf	= 8 mm	Zx	= 200 cm^3
tw	= 5,5 mm	Zy	= 41 cm^3
A	= 27,16 cm^2	Sx	= 184 cm^3
q	= 21,3 kg/m	Sy	= 26,8 cm^3
Ix	= 1840 cm^4	r	= 11 cm

Iy = 134 cm^4 h = d - 2(tf+r)
Fy = 250 Mpa (BJ-41) = 162 mm

- Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (Rb) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebenan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4.22 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

Rb = 708,038 kg
Beban merata (q)
Berat profil = 21,3 kg/m
Beban dinding 1,65 x 230 = 379,5 kg/m +
= 400,8 kg/m
Berat sambungan 10% = 40,08 kg/m +
= 440,88kg/m

- Reaksi Perletakan

ΣMa = 0
R_{vb} . 2,95 – Rb . 1,575 – Rb . 1,375 – ½ . q . $2,95^2$ = 0
Rvb.2,95 – 708,038. 1,575 – 708,038. 1,375 – ½ 440,88. $2,95^2$
Rvb = 1346,492 kg

ΣMb = 0
R_{va} . 2,95 – Rb . 1,575 – Rb . 1,375 – ½ . q . $2,95^2$ = 0

Rva. 2,95 – 708,038. 1,575 – 708,038. 1,375 – ½ 440,88. $2,95^2$

Rva = 1346,492 kg

Kontrol:

$\sum V$ = R_{va} + R_{vb} – Ra – Rb – q . 2,95

= 1346,492+1346,492 –708,038 –708,038 – 440,88.2,95 = 0 (OK)

- Perhitungan Gaya Dalam

<u>Momen maksimum</u>

Mmax = R_{va}. 1,475 – Rb .0,1– ½ . q . $1,475^2$

= 1346,492.1,475 – 708,038. 0,1 -½ . 440,88. $1,475^2$

= 1444,412 kg.m

<u>Gaya geser</u>

V_U = - R_{vb} = - 1346,492 kg

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{bf}{2\,tf} = \frac{100}{2x8} = 6{,}25$$

$$a_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 10{,}75$$

$a < \lambda_p \rightarrow$ penampang kompak

- Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{162}{5{,}5} = 29{,}45$$

$$a_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 106{,}35$$

$a < a_p \rightarrow$ penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

Mp = fy. Zx = 2500. 200 = 245000 kg.cm = 2450 kg.m

Cek kemampuan penampang

$Ø_b$. M_n ≥ M_u

$Ø_b$. M_n = 0,9 x 2450= 2205 kg.m ≥ 1444,412 kg.m (OK)

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

  Jarak penahan lateral (Lb) =137,5 cm

  Lp = 110,512 cm
  Lr = 361,127 cm } Dari Tabel (Lp & Lr)

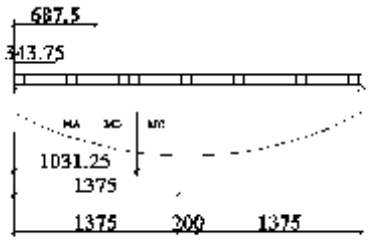
  Lp < $Lb < Lr \rightarrow Bentang\ Menengah$

  Karena bentang menengah, maka:

  My = Sx x fy = 184 x 2500 = 222000 kg.cm =2220 kg.m

  Mp = Zx x fy = 200 x 2500 = 245000 kg.cm =2450 kg.m

  Mr = Sx x fy = 184 x 1800 = 159840 kg.cm =1598,4 kg.m



Gambar 4.23 Posisi M_A , M_B , M_C Balok Penumpu Tangga

M_A = $R_{va} \times 0{,}34375 - ½ \times q \times 0{,}34375^2$
= $1346{,}492 \times 0{,}34375 - ½ \times 440{,}8 \times 0.34375^2$
= 437,283 kgm

M_B = $R_{va} \times 0{,}6875 - ½ \times q \times 0{,}6875^2$
= $1346{,}492 \times 0.6875 - ½ \times 440{,}8 \times 0{,}6875^2$
= 823,419 kgm

M_C = $R_{va} \times 1{,}03125 - ½ \times q \times 1{,}03125^2$
= $1346{,}492 \times 1{,}03125 - ½ \times 440{,}8 \times 1{,}03125^2$
= 1158,407 kgm

M_{max} = 1444,412 kgm

$$Cb = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2.3$$

Cb = $\frac{12,5\ x\ 1444,412}{2,5\ x\ 1444,412+3\ x\ 437,283+4*823,419+3*1158,407} \leq 2,3$

Cb = 1.54 ≤ 2.3

$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.7\, f_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_p$

Mn = 1,54 $\left(\left(\left(2450 - \left(\left(2450\text{-}0,7\ 25.184\right)\ \left(\frac{137,5-110,512}{361,13-110,512}\right)\right)\right)\right.\right.$

M_n = 3294,466 kgm

M_n = 3294,466kgm > M_p = 2450 kgm

Maka, dipakai M_p = 2450 kgm

- Cek kemampuan penampang

  $Ø_b$. M_n ≥ M_u

  $Ø_b$. M_n = 0.9 × 2450

  = 2205 kgm ≥ 823,419 kgm ... OK !

- Kontrol Geser

  Vu = 1346,492 kg

  $\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{162}{5,5} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$

  29,45 ≤ 69,57 → Plastis

  Maka, V_n = 0,6 f_y A_w

  = 0,6 x 2500 x (20 x 0,55) = 11250 kg

  Ø V_n ≥ V_u

  Ø V_n = 0,9 . 11250 kg

  = 10125 kg >1346,492 kg (OK)

- Kontrol Lendutan

  F ijin = $\frac{L}{240} = \frac{295}{240} = 1,23$

  $f_x = \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{qu.L^4}{E.Ix}\right)$

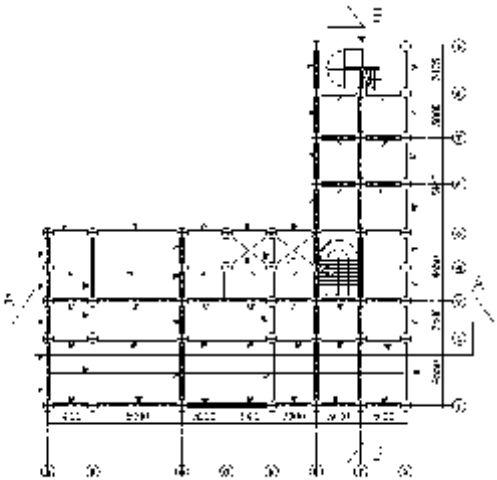
  f = $\frac{5}{384} \cdot \frac{440,8x\ 137,5^4}{1840x\ 200000} = 0,02$ cm

  f ijin > fx = 1,23 > 0,05 cm (OK)

BAB V
PEMODELAN STRUKTUR

5.1 Pemodelan Struktur

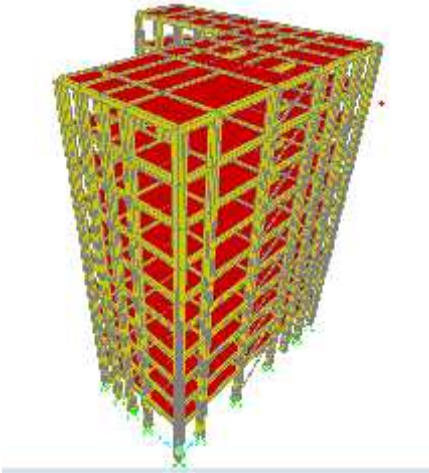
Pemodelan struktur atas pada tugas akhir ini menggunakan sistem EBF (*Eccentrically Braced Frames*). Sistem struktur EBF ini berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa bumi. Struktur yang akan direncanakan merupakan bangunan hotel 10 lantai dengan total tinggi struktur 34,7 m. Berikut ini merupakan gambar denah bangunan:



Gambar 5.1 Denah Struktur Hotel Pop Padang

Pada gambar 5.1 arah vertical mengikuti arah sumbu Y global (sumbu model) dan sumbu X adalah arah horizontal gambar (gambar diatas ada dilampiran). Untuk penempatan bracing direncanakan menggunakan D-Braced EBF yang dipasang di tengah bangunan dengan 2 bentang berbeda. Untuk arah melintang panjang bentang sebesar 4,55 m sedangkan untuk arah memanjang 6 m.

Pemodelan struktur ini dilakukan dengan program SAP 2000 untuk membantu dalam beberapa perhitungan struktur untuk mengecek kapasitas struktur bangunan sesuai dengan peraturan yang berlaku di Indonesia.



Gambar 5.2 Pemodelan 3 Dimensi Struktur Hotel Pop Padang

5.2 Pembebanan Struktur Utama

Untuk melakukan analisis struktur di SAP 2000, perlu adanya penginputan beban. Maka, dilakukan perhitungan beban- beban meliputi beban hidup, beban mati dan beban gempa.

1 Beban Mati

Beban mati pada struktur terdiri dari beban sendiri bangunan (didapat dari SAP 2000) dan beban mati tambahan seperti beban dinding dan beban merata. Pembebanan struktur didasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG 1983). Berikut ini merupakan rincian beban mati pada struktur:

a. Berat beton yang memiliki berat jenis 2400 kg/m^3
b. Berat pelat bondek 10,1 kg/ m^2

c. Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis 7850 kg/m^3
d. Berat aspal 14 kg/ m^2 setiap ketebalan 1 cm
e. Berat spesi sebesar 22 kg/ m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
f. Berat keramik sebesar 24 kg/ m^2 untuk setiap ketebalan 1cm
g. Berat plafond dan penggantung sebesar 18 kg/ m^2
h. Beban *ducting plumbing* yang ditetapkan sebesar 10 kg/m^2
i. Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besar beban lift terlampir.
j. Berat dinding bata ringan hebel + plester 2 cm sebesar 120 kg/ m^2

2 Beban Hidup

Beban Hidup pada struktur bersifat tidak menumpu pada struktur bangunan sehingga memiliki kemungkinan untuk lepas dari struktur bangunan. Beban hidup yang bekerja pada hotel ini adalah sebagai berikut:

1. Lantai atap
   Beban hidup atap datar = 100 kg/m^2
2. Lantai hotel = 250 kg/m^2

3 Beban Gempa

Berdasarkan wilayah gempa, kota Padang termasuk dalam wilayah gempa zona tinggi. Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

4. Data Tanah

Salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan adalah mengetahui jenis tanah di lokasi dimana akan didirikan bangunan. Salah satu cara mengetahui jenis tanah lokasi adalah dengan test penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan N rata-rata untuk menentukan jenis tanah:

Ñ ≥ 50 = Tanah Keras
15≥ Ñ ≥ 50 = Tanah Sedang
Ñ < 15 = Tanah Lunak

Tabel 5.1 Tabel Perhitungan N Rata-Rata

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal	N	Tebal/N
Lapisan 1	0	-	0	-
Lapisan 2	2	2	14	0.143
Lapisan 3	4	2	14	0.143
Lapisan 4	6	2	38	0.053
Lapisan 5	8	2	21	0.095
Lapisan 6	10	2	20	0.100
Lapisan 7	12	2	12	0.167
Lapisan 8	14	2	22	0.091
Total		14		0.791

$$\tilde{N} = \frac{14}{0{,}791} = 17{,}70$$

Dari perhitungan nilai N rata- rata diatas diperoleh jenis tanah kategori tanah sedang

5.2 1 Perhitungan Pembebanan

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material konstruksi dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Tabel 5.2 Perhitungan Beban Mati Atap

Berat bondek	10.1	kg/m^2
Berat Beton	216	kg/m2
Aspal	28	kg/m^2
Plafond	18	kg/m^2
ducting Mekanikal	10	kg/m^2
	282,10	kg/m^2
Sambungan dll(10%)	28,21	kg/m^2
Qd	**310,31**	**kg/m^2**

Tabel 5.3 Perhitungan Beban Mati Lantai

Berat bondek	10.1	kg/m^2
Berat Beton	216	kg/m2
Spesi	44	kg/m^2
Keramik	24	kg/m^2
Plafond	18	kg/m^2
ducting Mekanikal	10	kg/m^2
	322,10	kg/m^2
Sambungan dll(10%)	32,21	kg/m^2
Qd	**354,31**	**kg/m^2**

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 03-1729-2015 sebagai berikut::

1. 1,4D
2. 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau R)
3. 1,2D + 1,6(Lr atau R) + 0,5(L atau 0,5W)
4. 1,2D + 1,0 W + L + 0,5(Lr atau R)
5. 1,2D + 1,0E + L
6. 0,9D + 1,0W
7. 0,9D + 1,0E

Keterangan :

DL : beban mati

LL : beban hidup

E : beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

5.2.3 Berat Total Bangunan

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material konstruksi dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada modifikasi gedung ini perhitungan berat struktur diambil dari analisis menggunakan program SAP2000 untuk kombinasi 1D +1L.

Dari analisa dengan menggunakan SAP2000 diperoleh berat total bangunan seperti tertera pada gambar di bawah ini :

Tabel 5.4 Berat Total Bangunan (1D+1L) Analisa SAP2000

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
Text	KN	KN	KN
1.4D	7.294E-11	-1.254E-09	26272.298
1D + 1L	7.184E-12	-1.524E-09	25859.371
1.2D + L	1.76E-11	-1.703E-09	29612.557
1.2D+1.6L	-9.345E-12	-2.08E-09	33868.623
12D+0.5L	4.006E-11	-1.389E-09	26065.835

Tabel 5.5 Perhitungan Manual Berat Total Bangunan (1D+1L)

No	Lantai	Berat Total (kN)
1	10	1455.145092
2	9	2678.82006
3	8	2678.82006
4	7	2678.82006
5	6	2678.82006
6	5	2730.642759
7	4	2730.642759
8	3	2730.642759
9	2	2730.642759
10	1	3054.422397
Jumlah		**26147.41876**

Dari hasil analisa SAP2000 diperoleh nilai berat total bangunan (1D+1L) adalah sebesar 25859,371 kN, sedangkan dengan perhitungan manual diperoleh berat total gedung sebesar 26147,41876 kN. Maka selisih perhitungan analisa SAP2000 dengan perhitungan manual adalah sebagai berikut :

26147,41876 kg – 25859,371 kg = 288,04776 kg

Sehingga diperoleh persentase

$$\frac{288{,}04776}{26147{,}41876}\ x\ 100 = 1{,}102\%$$

Jadi, dari hasil perhitungan di atas diperoleh kesimpulan bahwa pemodelan telah mendekati keadaan sesungguhnya.

5.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Perencanaan struktur hotel pop ini terdiri dari 10 tingkat yang memiliki ketinggian 34,7 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 03-1726-2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis

respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

5.3.1 Lantai Tingkat Sebagai Diafragma

Menurut SNI1726:2012 Pasal 7.3.1.2 bahwa lantai dengan dek metal yag diberi penutup *topping* beton dapat dianggap kaku dalam bidangnya dan karenanya dapat dianggap bekerja sebagai diafragma terhadap beban gempa horisontal.

5.3.2 Arah Pembebanan Gempa

Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah sembarang, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus tetapi ditinjau 30%.

5.3.3 Perhitungan Beban Gempa

Perhitungan Beban Gempa dilakukan sesuai dengan peraturan gempa SNI 03-1726-2012 dengan tahapan:

5.3.3.1 Faktor Keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e. Gedung direncanakan sebagai bangunan Hotel, pada tabel 3.1 bangunan termasuk kategori II sehingga pada Tabel 3.2 diperoleh nilai I= 1.

5.3.3.2 Parameter Percepatan Tanah (S_S,S_1)

Untuk tanah sedang klasifikasi situs berdasarkan Tabel 3.3 termasuk Kelas Situs Tanah Sedang (SD). Untuk Parameter percepatan tanah (S_S,S_1) dapat dilihat pada gambar, shingga didapat:

- S_s (t= 0,2 s) : 1,5 (Gambar 3.3).
- S_1 (t=1,0 s) : 0,6 (Gambar 3.2)

5.3.3.3 Menentukan Faktor Koefisien Situs (F_a, F_v)

Berdasarkan Tabel 3.4 dan 3.5 kelas situs SD, maka didapatkan nilai:

F_a = 1

F_v = 1,5

Untuk menentukan parameter percepatan desain spektral perlu dihitung nilai parameter respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) melalui perumusan berikut ini :

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1 \cdot 1,5 = 1,5$$
$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 1,5 \cdot 0,6 = 0,9$$

5.3.3.4 Menentukan Percepatan Spektral Desain (S_{DS},S_{D1})

Untuk menentukan percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \tfrac{2}{3} S_{MS} = \tfrac{2}{3} \cdot 1,5 = 1$$
$$S_{D1} = \tfrac{2}{3} S_{M1} = \tfrac{2}{3} \cdot 0,9 = 0,6$$

5.3.3.5 Menentukan Kategori Desain Seismik

Pada Tabel 3.6 dan Tabel 3.7 kategori desain seismic dapat dilihat berdasarkan kategori resiko sehingga diketahui:

S_{DS} : 1 → Kategori Resiko D (Tabel 3.6)

S_{D1} : 0,6 → Kategori Resiko D (Tabel 3.7)

5.3.3.6 Menentukan Parameter R, C_d, dan Ω_0

Berdasarkan tabel 3.8 atau SNI 1726:2012 pasal 7.2.2 tabel 9 didapat nilai parameter struktur bangunan untuk rangka baja pemikul momen khusus adalah :

R = 8

C_d = 4

Ω_0 = 2,5

5.3.3.7 Menentukan Model Respon Spektrum

Penggambaran grafik respon spektrum rencana sesuai dengan SNI 1726 : 2012 pasal 6.4 dengan ketentuan berikut:

Batasan Periode

$$T_0 = \frac{0.2S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.2 \cdot 0,6}{1} = 0,12$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,6}{1} = 0,6$$

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0, spektrum respon percepatan desain, S_a, harus diambil persamaan:

   $$S_a = S_{DS}\left(0,4 + 0,6\frac{T}{T_0}\right)$$

   Pada saat T= 0 detik didapat $S_a = 1,0\left(0,4 + 0,6\frac{0}{0,12}\right) = 0,4$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s, spectrum respon percepatan desain, S_a , sama dengan $S_{DS;}$ ($T_0 \leq T \leq T_s$)

   Sa=S_{DS}= 1,0 g

   Karena Ts= 0,6 detik maka untuk T ≥ T_s . Misalkan T yang diambil 0,7 detik.Maka :

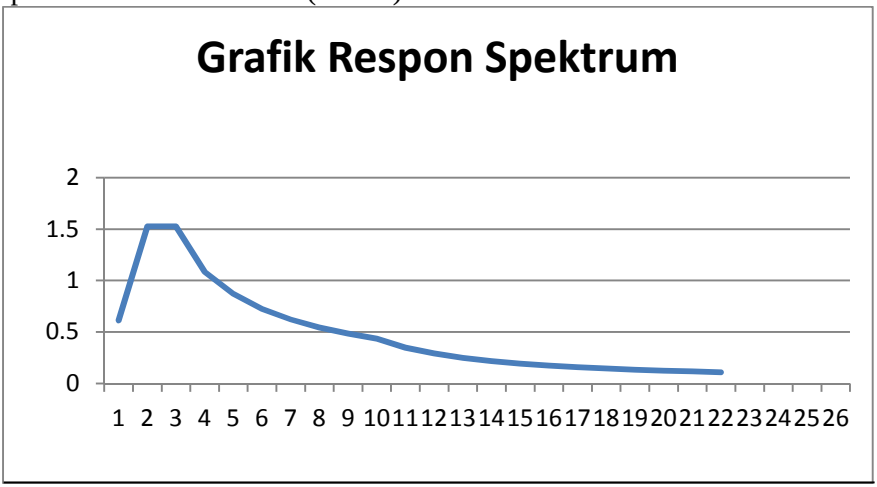
   $$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,6}{0,7} = 0,857$$

   Untuk perioda lebih besar dari T_s, spektrum respon percepatan desain, S_a, diambil berdasarkan persamaan; (T ≥ T_s)

   $$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

   $$S_a = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,6}{0,7} = 0,857$$

Dari perhitungan diatas, maka didapatkan grafik respon spektrum antara Sa dan T (Period) dibawah ini



T (Period)

Gambar 5.3 Grafik Respon Spektrum dengan SSD

Tabel 5.6 Nilai Periode Fundamental Struktur (T)

TABLE: Modal Periods And Frequencies			
OutputCase	**StepType**	**StepNum**	**Period**
Text	Text	Unitless	Sec
MODAL	Mode	1	0.661661
MODAL	Mode	2	0.640386
MODAL	Mode	3	0.554141
MODAL	Mode	4	0.222963
MODAL	Mode	5	0.212167

5.3.3.8 Menghitung Periode Fundamental

Untuk mencegah pengunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, perioda fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

Nilai T_a di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas nya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1}. Untuk nilai C dan x terdapat pada SNI 1726:2012 Tabel-15.

Tinggi Bangunan Hotel pop padang ini sebesar 34,7 meter. Pada struktur ini digunakan sistem rangka pemikul eksentrik sehingga pada tabel 15 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai :

$C_t = 0{,}0731$

$x = 0{,}75$

$h_n = 34{,}7$ m

maka :

$T_a = 0{,}0731 \times 34{,}7^{0{,}75}$

$= 1{,}045$ det

Nilai C_u didapat dari tabel 14 SNI 03-1726-2012 atau Tabel 3.11, maka :

$C_u \times T_a = 1{,}4 \times 1{,}045 = 1{,}463$ det

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, Periode fundamental struktur (T) yang digunakan:

- Jika Tc > Cu x Ta maka digunakan T = Cu x Ta
- Jika Ta < Tc < Cu x Ta maka digunakan T = Tc
- Jika Tc < Ta maka digunakan T = Ta

Keterangan :

Tc : Periode fundamental struktur yang diperoleh dari program analisa struktur

Dari hasil analisa program bantu SAP 2000 maka didapat Tc = 0,66 detik, Ta = 1,045 dan Cu x Ta = 1,463 detik,

Karena Tc < Ta maka periode fundamental struktur yang digunakan adalah **T = 1,045 detik.**

5.3.3.9 Menentukan Koefisien Respon Spektrum

Sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1, koefisien seismik, *Cs*, dihitung dengan Persamaan:

$$C_{S\ \text{perlu}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0{,}125$$

Nilai dari persamaan diatas tidak perlu melebihi persamaan berikut ini:

$$C_{S\,1} = \frac{S_{D1}}{T.\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0{,}6}{0{,}66.\left(\frac{8}{1}\right)} = 0{,}139 > 0{,}125 \text{ (OK)}$$

Untuk Nilai C_s, harus tidak kurang dari:

$$C_{s2} = 0{,}044\ S_{DS}.I_e \geq 0{,}01$$

$$C_{s2} = 0{,}044 \times 1 \times 1 = 0{,}044 \geq 0{,}01 \qquad \text{.....(OK)}$$

Kontrol :

1. $Cs_{perlu} \leq Cs_1 = 0{,}125 \leq 0{,}139$ → digunakan Cs = 0,125
2. $Cs_{perlu} \geq Cs_2 = 0{,}125 \geq 0{,}044$ → digunakan Cs = 0,125

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi didaerah dimana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6 g maka $C_{s\ perlu}$ tidak kurang dari :

$$C_{S3} = \frac{0{,}5.S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0{,}5 \times 0.6}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0{,}0375$$

3. $Cs_{perlu} \geq Cs_3 = 0{,}125 \geq 0{,}0375$ → digunakan Cs = 0,125

Dari ketiga hasil perhitungan diatas, digunakan **Cs = 0,125**

5.3.3.10 Menentukan Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1, gaya gempa lateral didapat dengan mengalikan dengan berat bangunan dengan koefisien respon seismik. Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur adalah **26147,41876 kN**.

V= Cs . W = 0,125 x 26147,41876 kN = 3268,427 kN/detik

5.3.3.11 Menghitung Distribusi Vertikal Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, distribusi vertikal beban gempa ditentukan dengan menghitung gaya gempa pada tiap lantai, *Fi*, dengan persamaan:

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

Keterangan :

C_{vx}	= faktor distribusi vertikal
$w_i$dan w_x	= bagian dari berat total seismik efektif struktur(W) yang ditempatkan pada tingat i atau x
h_i *dan* h_x	= tinggi dari dasar ke tingkat i atau x
k	=eksponen yang terkait dengan periode struktur yang nilainya sebagai berikut :

- untuk struktur dengan periode ≤ 0,5 s, k =1
- untuk struktur dengan periode ≥ 2,5 s, k=2
- untuk struktur dengan periode antara 0,5 s sampai 2,5 s,
- k=2 atau ditetapkan dengan interpolasi antara 1 dan 2

Karena T yang didapat dari hasil perhitungan SAP 2000 yaitu 0,68 detik, maka nilai k = 2

Tabel 5.7 Perhitungan Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Lantai ke	hi (m)	hi^k (m)	Wi (kN)	Wi x hi^k (kN)	Cvx	Fi	Vi
10	34.7	1204.09	1455.15	1752125.7	0.152	496.374	496.374
9	31.4	985.96	2678.82	2641209.4	0.229	748.250	1244.62
8	28.1	789.61	2678.82	2115223.1	0.183	599.239	1843.86
7	24.8	615.04	2678.82	1647581.5	0.143	466.757	2310.61
6	21.5	462.25	2678.82	1238284.6	0.107	350.804	2661.42
5	18.2	331.24	2730.64	904498.1	0.078	256.243	2917.66
4	14.9	222.01	2730.64	606230.0	0.053	171.744	3089.40
3	11.6	134.56	2730.64	367435.3	0.032	104.094	3193.50
2	8.3	68.89	2730.64	188114.0	0.016	53.292	3246.79
1	5	25	3054.42	76360.6	0.007	21.633	3268.42
TOTAL			26147.4	11537062			

5.4 Analisis Struktur

Hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan- batasan tertentu untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Kontrol- kontrol tersebut adalah sebagai berikut:

- Kontrol partisipasi massa
- Kontrol periode getar struktur
- Kontrol nilai akhir respon spektrum
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari hasil analisis struktur juga dipilih gaya dalam maksimum yang terjadi pada masing- masing elemen struktur sebagai kontrol kapasitas penampang.

5.4.1 Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang

cukup untuk mendapatkan partisipasi masssa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual dari masing- masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau ((SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.1).

Pada perhitungan ini digunakan bantuan program SAP2000 untuk mendapatkan hasil partisipasi massa seperti pada tabel 5.4 dibawah ini.

Tabel 5.8 Ratio Partisipasi Massa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
OutputCase	**StepType**	**StepNum**	**SumUX**	**SumUY**
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.75346	0.00044
MODAL	Mode	2	0.75382	0.5911
MODAL	Mode	3	0.75391	0.75647
MODAL	Mode	4	0.91042	0.75647
MODAL	Mode	5	0.91042	0.88967
MODAL	Mode	6	0.91051	0.91763
MODAL	Mode	7	0.92954	0.91765
MODAL	Mode	8	0.92973	0.9368
MODAL	Mode	9	0.94569	0.93712
MODAL	Mode	10	0.9458	0.95021
MODAL	Mode	11	0.94715	0.95115
MODAL	Mode	12	0.94809	0.95118
MODAL	Mode	13	0.95424	0.95317
MODAL	Mode	14	0.96472	0.95408

Dari tabel di atas didapat partisipasi massa arah X sebesar 91,04 % pada mode ke 4 dan partisipasi massa arah Y sebesar 91,76% pada mode ke 6. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang

terdapat pada SNI-03-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

5.4.2 Kontrol Periode Getar Struktur

Dari hasil analisa program bantu SAP 2000 maka didapat Tc = 0,66 detik, Ta = 1,045 dan Cu x Ta = 1,463 detik,karena Tc < Cu x Ta maka periode fundamental struktur masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.

5.4.3 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Jika Nilai $V_{dinamik}$ (Vt) dan V_{statik} (V) didapatkan dari *base reaction* hasil analisis struktur. SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4 mensyaratkan nilai akhir $V_{dinamik}$ minimal 85% dari V_{statik} ($V_{dinamik} \geq 0{,}85\ V_{statik}$). Bila syarat ini tak terpenuhi maka gaya geser dasar ragam perlu dikalikan faktor skala gaya sebesar 0,85 V/Vt (SNI-1726-2012 pasal 7.9.4.1).

Tabel 5.9 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	**GlobalFX**	**GlobalFY**
Text	KN	KN
RS-X	4163.422	1125.512
RS-Y	1250.948	3744.592

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

  $V_{dinamik} \geq 85\% \times V_{statik}$

  4163,422 kN $\geq$ 85% ×3268,427 kN

  4163,422kN $\geq$2778,163 kN (OK)

- Untuk gempa arah Y :

  $V_{dinamik} \geq 85\% \times V_{statik}$

  3744,592 kN$\geq$ 85% 3268,427

  3744,592 kN$\geq$2778,163 kN (OK)

5.4.4 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*drift*)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.6 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$¢_x = \frac{C_d \cdot ¢_{xe}}{I_e}$$

Dimana :

C_d = Faktor pembesaran defleksi (4).

δ_{xe} = Defleksi pada lantai x yang ditentukan dengan analisis elastis.

I_e = Faktor keutamaan (1,0).

Δ_a = $0{,}020h_{sx}$

ρ = Faktor redundansi (1,0)

Tabel 5.10 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Arah Y

Lantai	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10	3300	16.50	66.00	2.00	66	66	OK
9	3300	16.00	64.00	4.80	66	66	OK
8	3300	14.80	59.20	6.80	66	66	OK
7	3300	13.10	52.40	8.80	66	66	OK
6	3300	10.90	43.60	10.00	66	66	OK
5	3300	8.40	33.60	5.60	66	66	OK
4	3300	7.00	28.00	6.40	66	66	OK
3	3300	5.40	21.60	6.80	66	66	OK
2	3300	3.70	14.80	7.20	66	66	OK
1	5000	1.90	7.60	7.60	100	100	OK

Tabel 5.11 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Arah X

Lantai	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10	3300	24.00	96.00	4.00	66	66	OK
9	3300	23.00	92.00	7.20	66	66	OK
8	3300	21.20	84.80	9.60	66	66	OK
7	3300	18.80	75.20	12.00	66	66	OK
6	3300	15.80	63.20	14.00	66	66	OK
5	3300	12.30	49.20	8.80	66	66	OK
4	3300	10.10	40.40	9.60	66	66	OK
3	3300	7.70	30.80	9.60	66	66	OK
2	3300	5.30	21.20	10.40	66	66	OK
1	5000	2.70	10.80	10.80	100	100	OK

Dari hasil analisa tabel di atas maka analisis struktur memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI
PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1 Perencanaan Elemen Struktur Primer

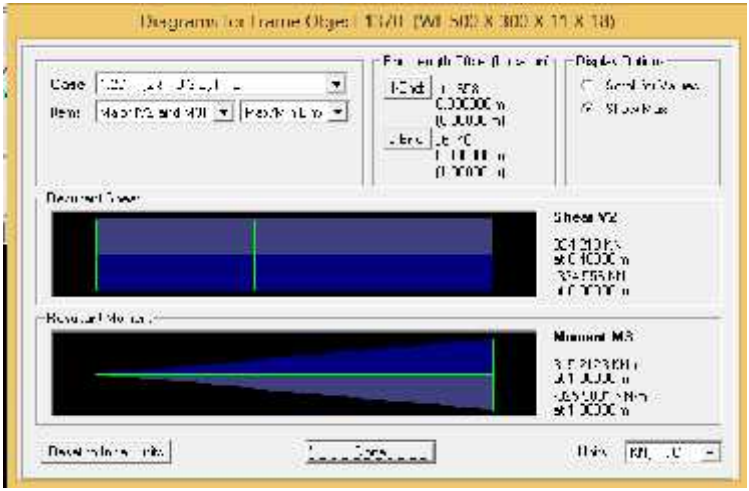
6.1.1 *Link*

6.1.1.1 *Link* Arah X

Pada *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 18 dengan data- data sebagai berikut:

d	= 488 mm	ix	= 20,8 cm
bf	= 300 mm	iy	= 7,04 cm
tf	= 18 mm	Zx	= 3100 cm^3
tw	= 11 mm	Zy	= 824 cm^3
A	= 163,5 cm^2	Sx	= 2910 cm^3
q	= 128 kg/m	Sy	= 541 cm^3
Ix	= 71000 cm^4	r	= 26 cm
Iy	= 8110 cm^4	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 400 mm

Hasil dari output SAP 2000 untuk *link* arah x diperoleh gaya dalam sebesar:



Gambar 6.1 Gaya Dalam Link Arah X

Nu = 12198,2 kg
Vu = 32455,6 kg
Δe = 9,8 mm

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2.18} = 8{,}33$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{fy}} = 8{,}538$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Pelat badan

Ny = Ag x fy
= 163,5 cm^2x 2500 kg/m^2
= 408750 kg

$$\frac{Nu}{\emptyset\,.\,Ny} = \frac{12198{,}2}{0{,}9\,.408750} = 0{,}03 < 0{,}125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{fy}}.\left(1 - 1{,}54.\frac{Nu}{\emptyset\,.\,Ny}\right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}}.(1 - 1{,}54\ x\ 0{,}03) = 82{,}34$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Karena penampang kompak, maka:

Ny = Ag x fy
= 163,5 cm^2x 2500 kg/m^2
= 408750 kg

0,15 Ny = 0,15 . 408750 kg = 61312,5 kg > Nu

Karena 0,15 Ny > Nu, sehingga berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- Kontrol kuat geser

  Vp = 0,6. Fy . (d – 2.tf) .tw

  = 0,6 . 2500 .(48,8 – 2.1,8). 1,1

  = 74580 kg (menentukan)

  Mpx = fy x Zx = 2500 x 3100 = 7750000 kg.cm

  1,5 . Sx .fy = 1,5 . 2910 . 2500 = 10912500 kg.cm

  Mpx menentukan = 7750000 kg.cm

  2 . Mp / e = 2 .7750000 / 100 = 155000 kg

  θ .Vn = 0,9 . 74580 = 67122 kg

  θ . Vn > Vu = 67122 kg> 32455,6 kg(OK)

- Kontrol sudut rotasi *link*

  Sudut rotasi *link*

  1,6 . Mp / Vp = 1,6 . 7750000 / 74580 = 166,264 cm

  2,6 . Mp / Vp = 2,6. 7750000 / 74580 = 270,18 cm

  e = 100 cm < 1,6 . Mp / Vp

Karena e<1,6 . Mp / Vp, berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.2.7 αmaks = 0,08 radian

Δ = Cd . Δe = 4. 9,8 mm = 39,2 mm

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right).\emptyset = \left(\frac{600}{100}\right).\left(\frac{3,92}{330}\right) = 0,07\ radian$$

α < αmaks (OK)

6.1.1.2 Pengaku *Link* Arah X

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang bressing pada *link*, harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari (bf – 2tf) dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara 0,75tw atau 10 mm, bf dan tw merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badab *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link*<1,6 . Mp / Vp, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk α = 0,08 radian

S = 30 .tw – d/5 = 30 . 1,1 – 48,8/5 = 23,24 cm
Untuk α = 0,02 radian
S = 52 .tw – d/5 = 52 . 1,1 – 48,8/5 =47,44 cm
Untuk α = 0,07 radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 23{,}24 + \left(\frac{0{,}08 - 0{,}07}{0{,}08 - 0{,}02}\right) . (47{,}44 - 23{,}24) = 27{,}2\ cm$$

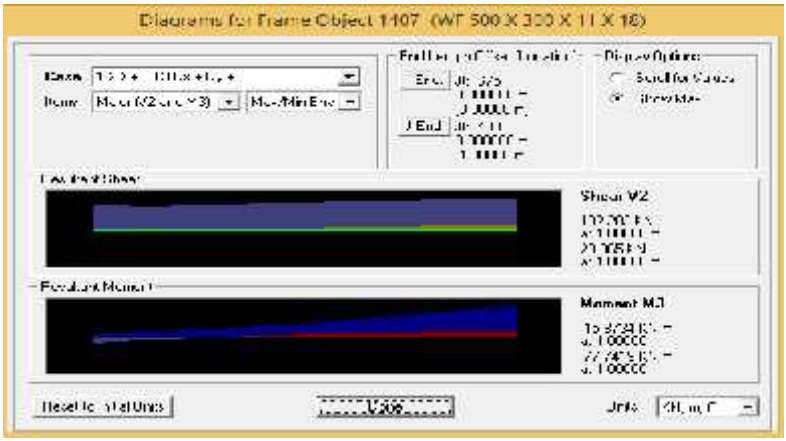
Dipasang pengaku antara dengan jarak 20 cm

6.1.1.3 *Link* Arah Y

Pada *link* arah Y direncanakan menggunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 18 dengan data- data sebagai berikut:

d	= 488 mm	ix	= 20,8 cm
bf	= 300 mm	iy	= 7,04 cm
tf	= 18 mm	Zx	= 3100 cm^3
tw	= 11 mm	Zy	= 824 cm^3
A	= 163,5 cm^2	Sx	= 2910 cm^3
q	= 128 kg/m	Sy	= 541 cm^3
Ix	= 71000 cm^4	r	= 26 cm
Iy	= 8110 cm^4	h	= d – 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 400 mm

Hasil dari output SAP 2000 untuk *link* arah Y diperoleh gaya dalam sebesar:



Gambar 6.2 Gaya Dalam Link Arah Y

Nu = 421 kg
Vu = 10220,2 kg
Δe = 13,9 mm

- Kontrol penampang

  Pelat sayap

  $$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2.18} = 8{,}33$$

  $$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{fy}} = 8{,}538$$

  $$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

  Pelat badan

  Ny = Ag x fy
  = 163,5 cm^2x 2500 kg/m^2
  = 408750 kg

  $$\frac{Nu}{\emptyset\,.\,Ny} = \frac{421}{0{,}9\,.408750} = 0{,}002 < 0{,}125$$

  $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

  $$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{fy}}.\left(1 - 1{,}54\,.\frac{Nu}{\emptyset\,.\,Ny}\right)$$

  $$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}}.(1 - 1{,}54\ x\ 0{,}002) = 86{,}17$$

  $$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

  Karena penampang kompak, maka:

  Ny = Ag x fy
  = 163,5 cm^2x 2500 kg/m^2
  = 408750 kg

0,15 Ny = 0,15 . 408750 kg = 61312,5 kg > Nu

Karena 0,15 Ny > Nu, sehingga berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan

- Kontrol kuat geser

  Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) .tw

= 0,6 . 2500 .(48,8 – 2.1,8). 1,1
= 74580 kg (menentukan)
Mpx = fy x Zx = 2500 x 3100 = 7750000 kg.cm
1,5 . Sx .fy = 1,5 . 2910 . 2500 = 10912500 kg.cm
Mpx menentukan = 7750000 kg.cm
2 . Mp / e = 2 . 7750000 / 100 = 155000 kg
θ . Vn = 0,9 . 74580 = 67122 kg
θ . Vn > Vu = 67122 kg > 10220,2 kg (OK)

- Kontrol sudut rotasi *link*
  Sudut rotasi *link*
  1,6 . Mp / Vp = 1,6 . 7750000 / 74580 = 166,264 cm
  2,6 . Mp / Vp = 2,6 7750000 / 74580 =270,18 cm
  e = 100 cm < 1,6 . Mp / Vp
  Karena e<1,6 Mp / Vp, berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.2.7 αmaks = 0,08 radian
  Δ = Cd . Δe = 4 .13,9 mm = 55,6 mm
  $\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) . \emptyset = \left(\frac{455}{100}\right) . \left(\frac{5,56}{330}\right) = 0,076\ radian$
  α < αmaks (OK)

6.1.1.4 Pengaku *Link* Arah Y

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang bressing pada *link*, harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari (bf – 2tf) dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara 0,75tw atau 10 mm, bf dan tw merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badab *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link*<1,6 . Mp / Vp, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk α = 0,08 radian
S = 30 .tw – d/5 = 30 . 1,1 – 48,8/5 = 23,24 cm
Untuk α = 0,02 radian

S = 52 .tw – d/5 = 52 . 1,1 – 48,8/5 =47,44 cm

Untuk α = 0,07 radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 23{,}24 + \left(\frac{0{,}08 - 0{,}07}{0{,}08 - 0{,}02}\right) . (47{,}44 - 23{,}24) = 27{,}2\ cm$$

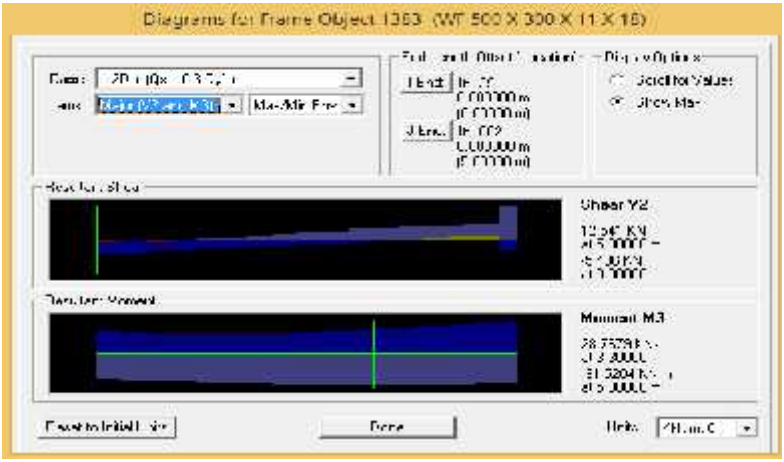
Dipasang pengaku antara dengan jarak 20 cm

6.1.2 Balok Diluar *Link*

6.1.2.1 Balok Diluar *Link* Arah X

Balok diluar *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 500 x 300 x 11x 18, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 488 mm	ix	= 20,8 cm
bf	= 300 mm	iy	= 7,04 cm
tf	= 18 mm	Zx	= 3100 cm^3
tw	= 11 mm	Zy	= 824 cm^3
A	= 163,5 cm^2	Sx	= 2910 cm^3
q	= 128 kg/m	Sy	= 541 cm^3
Ix	= 71000 cm^4	r	= 26 cm
Iy	= 8110 cm^4	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 400 mm



Gambar 6.3 Balok diluar Link Arah X

Mu = 315204 kg.cm

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok yang terletak diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar Ry.Vn. Dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor Ry.

$V_u = 1{,}1 \times R_y \times V_n$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari Vp atau 2Mp/e

Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) .tw

= 0,6 . 2500 .(48,8 – 2.1,8). 1,1= 74580 kg

2 . Mp / e = 2 . 7750000 / 100 = 155000 kg

Vn menentukan = 74580 kg

Maka, Vu = 1,1 . 1,5 . 74580

= 123057 kg

- Kontrol penampang

  Pelat sayap

  $$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2.18} = 8{,}33$$

  $$\lambda p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 10{,}748$$

  $\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$

  Pelat badan

  $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

  $$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106{,}35$$

  $\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$

- Kapasitas momen penampang

  Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

Mn = Zx x fy
= 3100 x 2500 = 7750000 kg.cm
$Ø_b$. M_n = 0,9 x 7750000 kg.cm
= 6975000 kg.cm > Mu

- Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$a = L - e = 6000 - 1000 = 5000\ mm$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(5000/488)^2} = 5{,}048$$

$$1{,}1\ .\ \sqrt{\frac{k_n . E}{fy}} = 1{,}1\ .\ \sqrt{\frac{5{,}048\ .\ 2000000}{2500}} = 69{,}9$$

$$\lambda \leq 1{,}1\ .\ \sqrt{\frac{k_n . E}{fy}} \rightarrow 36{,}36 < 69{,}9\ (Plastis)$$

V_n = 0,6 f_y A_w. R_y
= 0,6 x 2500 x (48,8 x 1,1) x 1,5 = 120780 kg
Ø V_n = 0,9 . 120780 kg = 108702 kg

- Kontrol interaksi geser lentur

Pada perhitungn balok diluar *link* arah x Mu = 315204 kg.cm (Analisa dari SAP2000)

$$\frac{Mu}{Ø.Mn} + 0{,}625\ \frac{Vu}{Ø.Vn} \leq 1{,}375$$

$$\frac{315204}{6975000} + 0{,}625\ \frac{123057}{108702} \leq 1{,}375$$

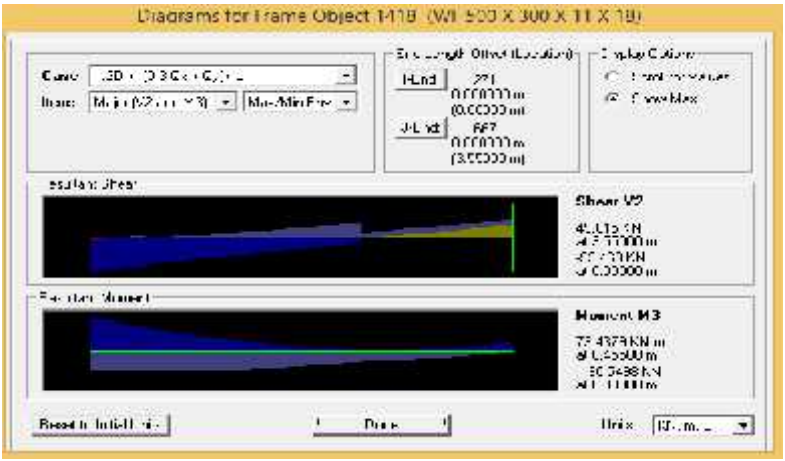
0,752 ≤1,375 (OK)

6.1.2.2 Balok Diluar *Link* Arah Y

Balok diluar *link* arah Y direncanakan menggunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 18, dengan data- data sebagai berikut:

d = 488 mm ix = 20,8 cm

bf	= 300 mm	iy	= 7,04 cm
tf	= 18 mm	Zx	= 3100 cm^3
tw	= 11 mm	Zy	= 824 cm^3
A	= 163,5 cm^2	Sx	= 2910 cm^3
q	= 128 kg/m	Sy	= 541 cm^3
Ix	= 71000 cm^4	r	= 26 cm
Iy	= 8110 cm^4	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 400 mm



Gambar 6.4 Gaya Dalam Balok diluar Link Arah Y

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok yang terletak diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar Ry.Vn. Dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor Ry.

$$V_u = 1{,}1 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal link, diambil yang terkecil dari Vp atau 2Mp/e

Vp = 0,6 .fy. (d – 2.tf) .tw

= 0,6 . 2500 .(48,8 – 2.1,8). 1,1 = 74580 kg

2 . Mp / e = 2 . 7750000 / 100 = 155000 kg
Vn menentukan = 74580 kg
Maka, Vu = 1,1 . 1,5 . 74580
= 123057 kg

- Kontrol penampang
  Pelat sayap
  $$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2.18} = 8{,}33$$
  $$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 10{,}75$$
  $$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$
  Pelat badan
  $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$
  $$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = = 106{,}25$$
  $$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$
- Kapasitas momen penampang
  Karena penampang kompak, maka Mn = Mp
  Mn = Zx x fy
  = 3100 x 2500 = 7750000 kg.cm
  $Ø_b$. M_n = 0,9 x 7750000 kg.cm
  = 6975000 kg.cm

- Kapasitas geser penampang
  $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$
  $$a = L - e = 4550 - 1000 = 3550$$
  $$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(3550/488)^2} = 5{,}094$$

$$1{,}1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{fy}} = 1{,}1 \cdot \sqrt{\frac{5{,}094 \cdot 2000000}{2500}} = 70{,}22$$

$$\lambda \leq 1{,}1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{fy}} \rightarrow 36{,}36 < 70{,}22 \ \ (Plastis)$$

V_n = 0,6 f_y A_w. R_y

= 0,6 x 2500 x (48,8 x 1,1) x 1,5 = 120780 kg

Ø V_n = 0,9 . 120780 kg = 108702 kg

- Kontrol interaksi geser lentur

Pada perhitungn balok diluar *link* digunakan Mu = 1305498 kg.cm (Analisa dari SAP2000)

$$\frac{Mu}{\emptyset . Mn} + 0{,}625 \frac{Vu}{\emptyset . Vn} \leq 1{,}375$$

$$\frac{1305498}{6975000} + 0{,}625 \frac{123057}{108702} \leq 1{,}375$$

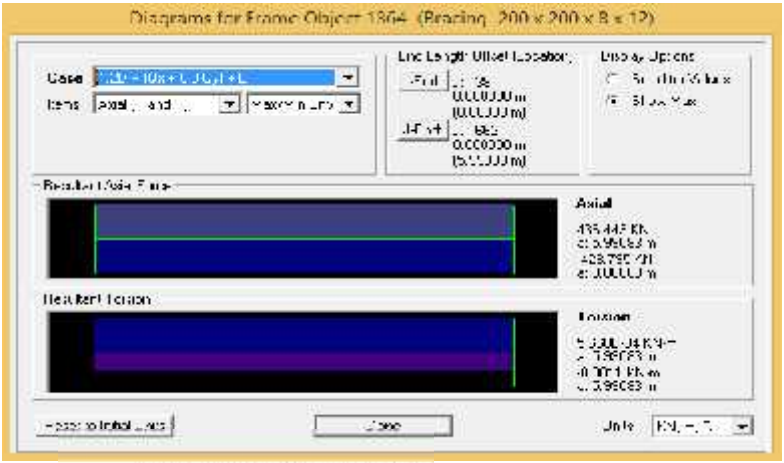
0,894 ≤1,375 (OK)

6.1.3 Bressing

6.1.3.1 Bressing Arah X

Bressing arah X direncanakan menggunakan profil WF 200x 200 x 8 x 12, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 200 mm	ix	= 8,62 cm
bf	= 200 mm	iy	= 5,02 cm
tf	= 12 mm	Zx	= 513 cm^3
tw	= 8 mm	Zy	= 243 cm^3
A	= 63,53 cm^2	Sx	= 472 cm^3
q	= 49,90 kg/m	Sy	= 160 cm^3
Ix	= 4720 cm^4	r	= 13 cm
Iy	= 1600 cm^4	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 150 mm



Gambar 6.5 Gaya Dalam Bresing Arah X

$P_u tekan = 42879{,}5\, kg$
$P_u tarik = 43644{,}3$ kg

- Kontrol penampang
  Pelat sayap
  $$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.12} = 8{,}33$$
  $$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15{,}81$$
  $$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$$
  Pelat badan
  $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{150}{8} = 18{,}75$$
  $$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42{,}06$$
  $$\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$$

- Kontrol kekuatan bresing
  Panjang bresing L = $\sqrt[2]{500^2 + 330^2} = 599{,}08$ cm

$$Arah\ X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{599{,}08\ .\ 1}{8{,}62} = 69{,}499$$

$$Arah\ Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{kx}}{i_y} = \frac{599{,}08\ .\ 1}{5{,}02} = 119{,}339$$

$$\lambda_y \rightarrow \lambda = 119{,}339$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} . \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{119{,}339}{\pi} . \sqrt{\frac{250}{200000}} = 1{,}343$$

$\lambda_c >$ 1,2 maka:

$\omega = 1{,}25\ \lambda c^2 = 1{,}25(1{,}343\text{^}\ 2) = 2{,}254$

Bressing tarik

$$P_{max} = R_y\ .\ F_y\ .Ag$$

$$= 1{,}5\ .\ 2500\ .63{,}53 = 238237{,}50\ kg$$

$$\phi_c P_n = 0{,}90 \times 238237{,}50\ kg = 214413{,}75\ kg$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 214413{,}75\ kg > 43644{,}3\ kg\ (OK)$$

Bresing tekan

$$P_{max} = 1{,}1\ .R_y\ .Ag\ Fy\ /\ \omega$$

$$= 1{,}1\ .\ 1{,}5\ 63{,}53.\frac{2500}{2{,}254} = 116229{,}536\ kg$$

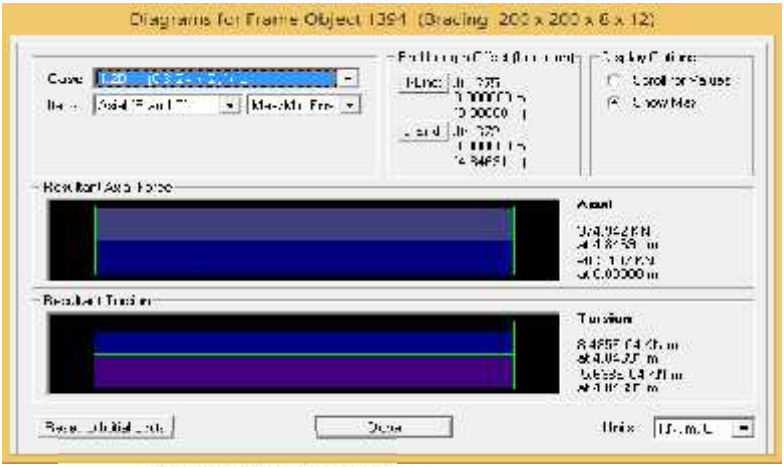
$$\phi_c P_n = 0{,}9 \times 116229{,}536\ kg = 104606{,}582\ kg$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 104606{,}582\ kg > 42879{,}5\ kg\ (OK)$$

6.1.3.2 Bressing Arah Y

Bressing arah Y direncanakan menggunakan profil WF 200 x 200 x 8 x 12, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 200 mm	ix	= 8,62 cm
bf	= 200 mm	iy	= 5,02 cm
tf	= 12 mm	Zx	= 513 cm^3
tw	= 8 mm	Zy	= 243 cm^3
A	= 63,53 cm^2	Sx	= 472 cm^3
q	= 49,90 kg/m	Sy	= 160 cm^3
Ix	= 4720 cm^4	r	= 13 cm
Iy	= 1600 cm^4	h	= d – 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 150 mm



Gambar 6.6 Gaya Dalam Bresing Arah Y

$P_u tekan$ =40310,7 kg
$P_u tarik$ = 37494,2 kg

- Kontrol penampang

  Pelat sayap

  $$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.12} = 8{,}33$$

  $$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15{,}81$$

  $$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$$

  Pelat badan

  $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{150}{8} = 18{,}75$$

  $$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42{,}06$$

  $$\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$$

- Kontrol kekuatan bresing

Panjang bresing L = $\sqrt[2]{355^2 + 330^2}$ = 484,69 cm

$Arah\ X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{484,69 \cdot 1}{8,62}$ =56,229

$Arah\ Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{kx}}{i_y} = \frac{484,69 \cdot 1}{5,02} = 96,552$

$\lambda_y \rightarrow \lambda = 96,552$

$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{96,552}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 1,087$

0,25<λ <1,2 maka:

$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 1,087} = 1,64$

Bresing tarik

$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag = 1,5 \cdot 2500 \cdot 63,53 = 238237,5\ kg$

$\phi_c P_n = 0,90 \times 238237,5\ kg = 214413,75\ kg$

$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 214413,75\ kg > 37494,2\ kg\ (OK)$

Bresing tekan

$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot Ag.Fy\ /\omega$

$= 1,1 \cdot 1,5.63,53\ 2500/1,64 = 159799,479\ kg$

$\phi_c P_n = 0,9 \times 159799,479\ kg = 143819,531\ kg$

$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 143819,531\ kg > 40310,7\ kg\ (OK)$

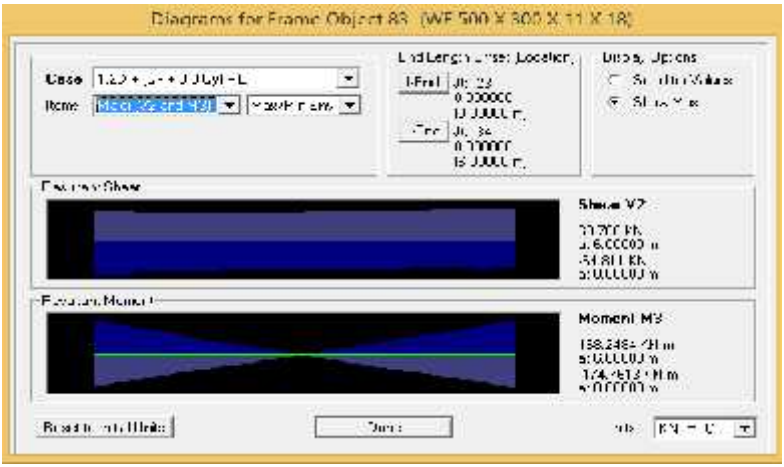
6.1.4 Balok Induk

6.1.4.1 Balok Induk Lantai Hotel Arah X Bentang 6 m

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 18, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 488 mm	ix	= 20,8 cm
bf	= 300 mm	iy	= 7,04 cm
tf	= 18 mm	Zx	= 3100 cm^3
tw	= 11 mm	Zy	= 824 cm^3
A	= 163,5 cm^2	Sx	= 2910 cm^3
q	= 128 kg/m	Sy	= 541 cm^3
Ix	= 71000 cm^4	r	= 26 cm
Iy	= 8110 cm^4	h	= d – 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 400 mm

Pada perhitungan balok induk arah X bentang 6 m diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000



Gambar 6.7 Gaya Dalam Balok Induk Lantai Arah X Bentang 6m

Mu = 1747613 kg.cm
Vu = 6481,1 kg
F^0 = 0,53 cm

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

    Pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2.18} = 8{,}33$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 10{,}75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106{,}35$$

$$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

- Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

  Mp = *fy* . Zx = 2500 x 3100
  = 7750000 kg.cm
  = 77500 kg.m

- Cek kemampuan penampang

  $Ø_b$. M_n ≥ M_u
  $Ø_b$. M_n = 0,9 x 77500
  = 69750 kg.m ≥ 17476,13 kg.m (OK)

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

  L_b = 40 cm (Panjang tak terkekang)
  Lp = 350,45 cm } Dari Tabel (Lp & Lr)
  Lr = 1050,713 cm
  $Lb < Lp \rightarrow Bentang\ pendek$, maka Mn = Mp
  Mn = Mp = Zx x fy
  = 3100 cm^3x 2500 kg/cm^2
  = 7750000kg.cm
  = 77500 kg.m
  $Ø_b$. M_n ≥ M_u
  $Ø_b$. M_n = 0,9 x 77500
  = 69750 kg.m ≥ 17476,13 kg.m (OK)

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

  $$\frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36 < 260 \rightarrow kv = 5$$

  $$\lambda p = 1{,}1\sqrt{kv\frac{E}{fy}} = 1{,}1\sqrt{5\frac{2x10^5}{250}} = 69{,}57$$

  $$36{,}36 \leq 69{,}57 \rightarrow cv = 1$$

  Maka, V_n = 0,6 f_y A_wCv
  = 0,6 x 2500 x (48,8 x 1,1)1 = 80520 kg
  Ø V_n ≥ V_u
  Ø V_n = 0,9 . 80520 kg
  = 72468 kg > 6481,1 kg(OK)

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1{,}66\ cm$$

$$f^{o} = 0{,}53\ cm$$

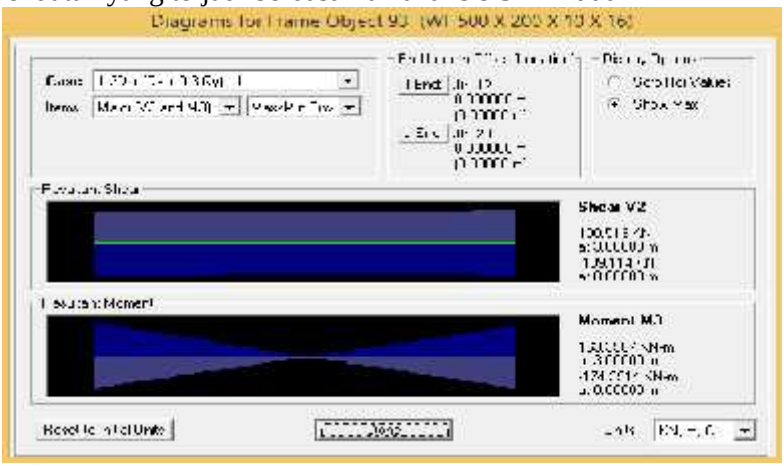
$$f^{o} < f_{ijin} \rightarrow 0{,}53\ \text{cm} < 1{,}66\ \text{cm (OK)}$$

6.1.4.2 *Balok Induk* Lantai Hotel Arah X Bentang 3 m

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 500 mm	ix	= 20,5 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,33 cm
tf	= 16 mm	Zx	= 2096 cm^3
tw	= 10 mm	Zy	= 332 cm^3
A	= 114,2 cm^2	Sx	= 1910 cm^3
q	= 89,6 kg/m	Sy	= 214 cm^3
Ix	= 47800 cm^4	r	= 20 cm
Iy	= 2140 cm^4	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 428 mm

Pada perhitungn balok induk arah X diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000



Gambar 6.8 Gaya Dalam Balok Induk Lantai Arah X Bentang 3m

Mu = 1743914 kg.cm
Vu = 10911,4 kg
F^0 = 0,53 cm

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk 144ocal

    Pelat sayap

    $$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.16} = 6{,}25$$

    $$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 10{,}75$$

    $$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

    Pelat badan

    $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42{,}8$$

    $$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106{,}35$$

    $$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$
  - Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

    Mp = *fy* . Zx = 2500 x 2096
    = 5240000 kg.cm
    = 52400 kg.m
  - Cek kemampuan penampang

    $Ø_b . M_n \geq M_u$

    $Ø_b . M_n$ = 0,9 x 52400
    = 47160 kg.m ≥ 17439,14 kg.m (OK)
- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

  L_b = 40 cm (Panjang tak terkekang)
  Lp = 215,55 cm } Dari Tabel (Lp & Lr)
  Lr = 643,75 cm

  $Lb < Lp \rightarrow Bentang\ Pendek, maka\ Mn = Mp$

  Mn = Mp = Zx x fy
  = 2096 cm^3x 2500 kg/cm^2

= 5240000 kg.cm
= 52400 kg.m

$Ø_b . M_n \geq M_u$

$Ø_b . M_n$ = 0,9 x 52400
= 47160 kg.m ≥ 17439,14 kg.m (OK)

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$\frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8 < 260 \rightarrow kv = 5$

$\lambda p = 1,1\sqrt{kv\frac{E}{fy}} = 1,1\sqrt{5\frac{2x10^5}{250}} = 69,57$

$42,8 \leq 69,57 \rightarrow cv = 1$

Maka, $V_n = 0,6\ f_y\ A_w Cv$
= 0,6 x 2500 x (50 x 1) 1 = 75000 kg

$Ø\ V_n \geq V_u$

$Ø\ V_n$ = 0,9 . 75000 kg
= 67500 kg > 10911,4 kg(OK)

- Kontrol lendutan

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{300}{360} = 0,83\ cm$ $f^O = 0,53$ cm

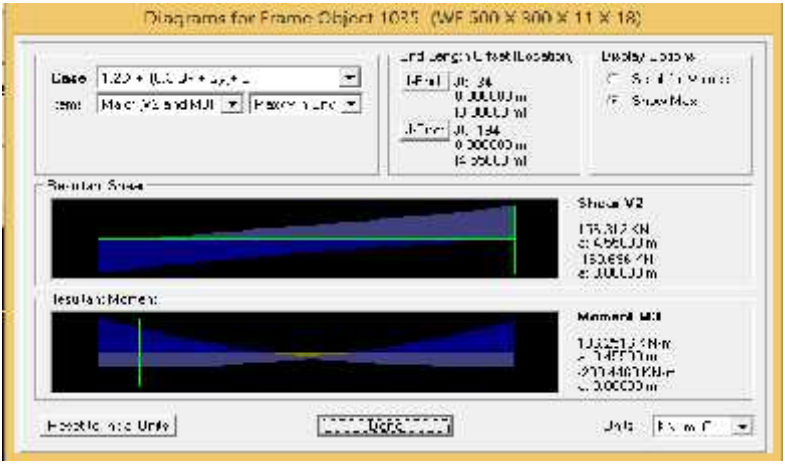
$f^O < f_{ijin} \rightarrow 0,53$ cm < 0,833 cm (OK)

6.1.4.3 Balok Induk Lantai Hotel Arah Y Bentang 4,55 m

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 18, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 488 mm	ix	= 20,8 cm
bf	= 300 mm	iy	= 7,04 cm
tf	= 18 mm	Zx	= 3100 cm^3
tw	= 11 mm	Zy	= 824 cm^3
A	= 163,5 cm^2	Sx	= 2910 cm^3
q	= 128 kg/m	Sy	= 541 cm^3
Ix	= 71000 cm^4	r	= 26 cm
Iy	= 8110 cm^4	h	= d – 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 400 mm

Pada perhitungan balok induk arah Y bentang 4,55 m diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000



Gambar 6.9 Gaya Dalam Balok Induk Lantai Arah Y Bentang 4,55m

Mu = 23844,68 kg.m
Vu = 16069,6 kg
F^0 = 0,37 cm

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk 146ocal

    Pelat sayap

    $$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2.18} = 8{,}33$$

    $$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 10{,}75$$

    $$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

    Pelat badan

    $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

    $$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106{,}35$$

    $$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$
  - Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

Mp = *fy* . Zx = 2500 x 3100
= 7750000 kg.cm
= 77500 kg.m

- Cek kemampuan penampang
  $Ø_b . M_n \geq M_u$
  $Ø_b . M_n$ = 0,9 x 77500
  = 69750 kg.m ≥ 23844,68 kg.m (OK)

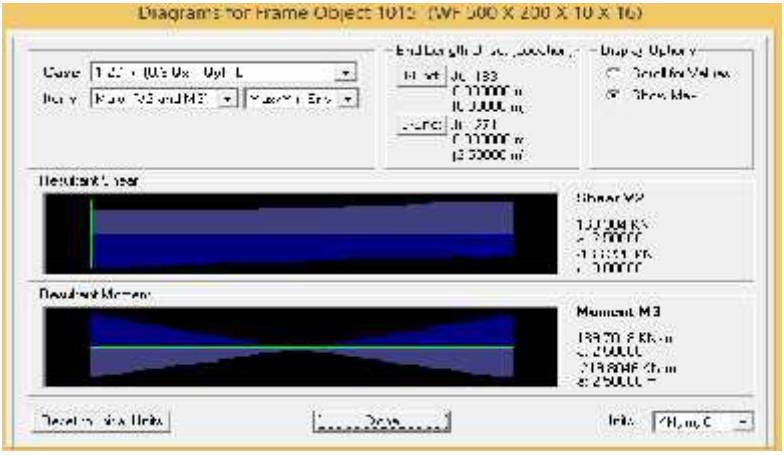
- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
  L_b = 227,5 cm (Panjang tak terkekang)
  Lp = 350,45 cm
  Lr = 1050,713 cm
  Dari Tabel (Lp & Lr)
  Lb $< Lp \rightarrow Bentang\ Pendek, maka\ Mn = Mp$
  Mn = Mp = Zx x fy
  = 3100 cm^3x 2500 kg/cm^2
  = 7750000 kg.cm
  = 77500 kg.m
  $Ø_b . M_n \geq M_u$
  $Ø_b . M_n$ = 0,9 x 77500
  = 69750 kg.m ≥ 23844,68 kg.m (OK)
- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser
  $\frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36 < 260 \rightarrow kv = 5$
  $\lambda p = 1{,}1\sqrt{kv\frac{E}{fy}} = 1{,}1\sqrt{5\frac{2x10^5}{250}} = 69{,}57$
  $36{,}36 \leq 69{,}57 \rightarrow cv = 1$
  Maka, $V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w Cv$
  = 0,6 x 2500 x (48,8 x 1,1)1 = 80520 kg
  $Ø\ V_n \geq V_u$
  $Ø\ V_n$ = 0,9 . 80520 kg
  = 72468 kg > 16069,6 kg(OK)
- Kontrol lendutan
  $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{4{,}55}{360} = 1{,}26\ cm \quad f^O = 0{,}37\ cm$
  $f^O < f_{ijin} \rightarrow$ 0,37 cm < 1,26 cm (OK)

6.1.4.4 Balok Induk Lantai Hotel Arah Y Bentang 2,275 m

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 500 mm	ix	= 20,5 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,33 cm
tf	= 16 mm	Zx	= 2096 cm^3
tw	= 10 mm	Zy	= 332 cm^3
A	= 114,2 cm^2	Sx	= 1910 cm^3
q	= 89,6 kg/m	Sy	= 214 cm^3
Ix	= 47800 cm^4	r	= 20 cm
Iy	= 2140 cm^4	h	= d – 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 428 mm

Pada perhitungn balok induk arah X diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000



Gambar 6.10 Gaya Dalam Balok Induk Lantai Arah Y Bentang 2,275m

Mu = 21980,46 kg.m
Vu = 16622 kg
F^0 = 0,3 cm

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

    Pelat sayap

    $$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.16} = 6{,}25$$

    $$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 10{,}75$$

    $$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

    Pelat badan

    $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42{,}8$$

    $$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106{,}35$$

    $$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

  - Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

    Mp = *fy* . Zx = 2500 x 2096

    = 5240000 kg.cm

    = 52400 kg.m
  - Cek kemampuan penampang

    $Ø_b . M_n \geq M_u$

    $Ø_b . M_n$ = 0,9 x 52400

    = 47160 kg.m ≥ 21980,46 kg.m (OK)
- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

  L_b = 227,5 cm (Panjang tak terkekang)

  Lp = 215,55 cm } Dari Tabel (Lp & Lr)

  Lr = 643,75 cm

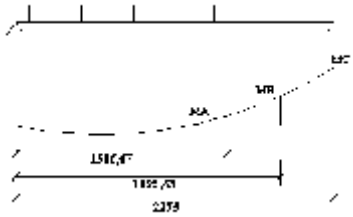
  $Lp < Lb < Lr \rightarrow Bentang\ menengah$

  Maka Mn = Cb [Mp – (Mp-0,7 fy Sx) $\left(\frac{Lb-Lr}{Lr-Lp}\right)$] ≤ Mp

  Mp = fy. Zx

  = 2500 x 2096

  = 5240000 kg.cm= 52400 kg.m



Gambar 6.11 Diagram momen balok lantai bentang 2,275 m

Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut :

M_A = 541527 kg.cm

M_B = 1075410 kg.cm

M_C = Mmax = 1839287 kg.cm

$$Cb = \frac{12{,}5\ Mmax}{2{,}5\ Mmax + 3\ MA + 4\ MB + 3\ MC} \leq 2{,}3$$

$$= \frac{12{,}5\ x\ 1839287}{2{,}5x\ 1839287 + 3\ x\ 541527 + 4x1075410 + 3x\ 1839287}$$

$$= 1{,}434 \leq 2{,}3 \rightarrow Cb = 1{,}434$$

$$Mn = Cb\ [Mp - (Mp - 0{,}7\ fy\ Sx)\left(\frac{Lb-Lr}{Lr-Lp}\right)] \leq Mp$$

$$= 1{,}434\ [5240000 - (5240000 - 0{,}7x2500x1910)\left(\frac{227{,}5-215{,}55}{643{,}75-215{,}55}\right)]$$

= 7438243,682 kg.cm

= 69615,83 kg.m > 52400 kg.m → dipakai 52400 kg.m

Cek kemampuan penampang

$Ø_b \cdot M_n \geq M_u$

$Ø_b \cdot M_n$ = 0,9 x 52400

= 47160 kg.m ≥ 21980,46 kg.m (OK)

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42{,}8 < 260 \rightarrow kv = 5$$

$$\lambda p = 1{,}1\sqrt{kv\frac{E}{fy}} = 1{,}1\sqrt{5\frac{2x10^5}{250}} = 69{,}57$$

$$42{,}8 \leq 69{,}57 \rightarrow cv = 1$$

Maka, V_n = 0,6 f_y A_wCv

= 0,6 x 2500 x (50 x 1) 1 = 75000 kg

$Ø\ V_n \geq V_u$

$Ø\ V_n = 0{,}9 \cdot 75000$ kg

$= 67500$ kg > 16522 kg(OK)

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{227{,}5}{360} = 0{,}63\ cm \qquad f^O = 0{,}3\ \text{cm}$$

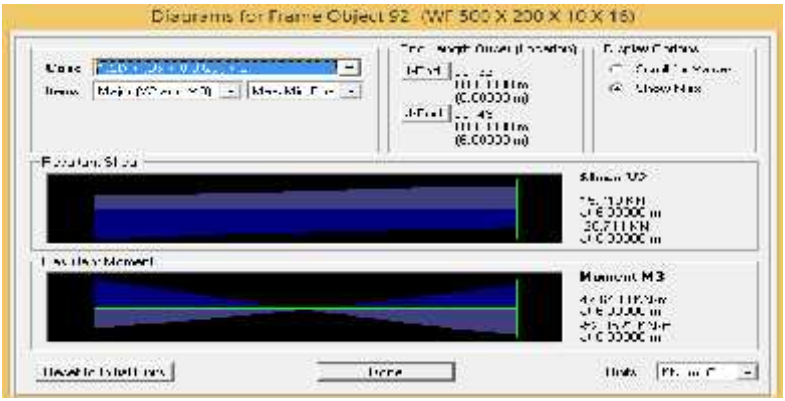
$$f^O < f_{ijin} \rightarrow 0{,}3\ \text{cm} < 0{,}63\ \text{cm}\ (OK)$$

6.1.4.5 Balok Induk Atap Arah X Bentang 6 m

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 500 mm	ix	= 20,5 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,33 cm
tf	= 16 mm	Zx	= 2096 cm^3
tw	= 10 mm	Zy	= 332 cm^3
A	= 114,2 cm^2	Sx	= 1910 cm^3
q	= 89,6 kg/m	Sy	= 214 cm^3
Ix	= 47800 cm^4	r	= 20 cm
Iy	= 2140 cm^4	h	= d – 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 428 mm

Pada perhitungn balok induk arah X diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000



Gambar 6.12 Gaya Dalam Balok Induk Atap Bentang 6m

Mu = 529521 kg.cm
Vu = 2071,1 kg
F^0 = 0,23 cm

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

    Pelat sayap

    $$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.16} = 6{,}25$$

    $$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 10{,}75$$

    $$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

    Pelat badan

    $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42{,}8$$

    $$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106{,}35$$

    $$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

  - Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

    Mp = *fy* . Zx = 2500 x 2096
    = 5240000 kg.cm
    = 52400 kg.m
  - Cek kemampuan penampang

    $Ø_b . M_n \geq M_u$

    $Ø_b . M_n$ = 0,9 x 52400
    = 47160 kg.m ≥ 5295,21 kg.m (OK)

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

  L_b = 40 cm (Panjang tak terkekang)
  Lp = 215,55 cm
  Lr = 643,75 cm
  } Dari Tabel (Lp & Lr)

  $$Lb < Lp \rightarrow Bentang\ Pendek, maka\ Mn = Mp$$

  Mn = Mp = Zx x fy

= 2096 cm^3x 2500 kg/cm^2
= 5240000 kg.cm
= 52400 kg.m

$Ø_b$. M_n ≥ M_u
$Ø_b$. M_n = 0,9 x 52400
= 47160 kg.m ≥ 5295,21 kg.m (OK)

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42{,}8 < 260 \rightarrow kv = 5$$

$$\lambda p = 1{,}1\sqrt{kv\frac{E}{fy}} = 1{,}1\sqrt{5\frac{2x10^5}{250}} = 69{,}57$$

$$42{,}8 \leq 69{,}57 \rightarrow cv = 1$$

Maka, V_n = 0,6 f_y A_wCv
= 0,6 x 2500 x (50 x 1) 1 = 75000 kg

Ø V_n ≥ V_u
Ø V_n = 0,9 . 75000 kg
= 67500 kg >2071,1 kg(OK)

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1{,}66\ cm \qquad f^O = 0{,}23\ cm$$

$$f^O < f_{ijin} \rightarrow 0{,}23\ cm < 1{,}66\ cm\ (OK)$$

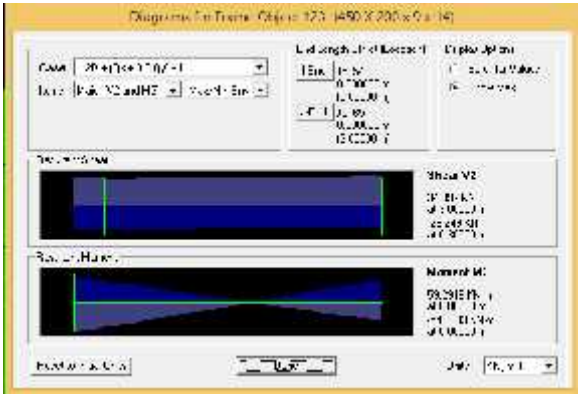
6.1.4.6 Balok Induk Atap Arah X Bentang 3 m

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 450 x 200 x 9 x 14, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 450 mm	ix	= 18,6 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,4 cm
tf	= 14 mm	Zx	= 1621 cm^3
tw	= 9 mm	Zy	= 289 cm^3
A	= 96,76 cm^2	Sx	= 1490 cm^3
q	= 76 kg/m	Sy	= 187 cm^3
Ix	= 33500 cm^4	r	= 18 cm
Iy	= 1870 cm^4	h	= d – 2(tf+r)

Fy = 250 Mpa (BJ-41) = 386 mm

- Pada perhitungn balok induk arah X diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000



Gambar 6.13 Gaya Dalam Balok Induk Atap Bentang 3m

Mu = 5929,16 kg.m
Vu = 3439,7 kg
F^0 = 0,21 cm

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk 154ocal

Pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.14} = 7{,}14$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 10{,}75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{386}{9} = 42{,}89$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106{,}35$$

$$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

Mp = *fy* . Zx = 2500 x 1621
= 4052500 kg.cm
= 40525 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$Ø_b$. M_n ≥ M_u
$Ø_b$. M_n = 0,9 x 40525
= 36472,5kg.m ≥ 5929,16 kg.m (OK)

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

L_b = 40 cm (Panjang tak terkekang)
Lp = 219,033 cm
Lr = 641,818 cm
Dari Tabel (Lp & Lr)

$$Lb < Lp \rightarrow Bentang\ Pendek, maka\ Mn = Mp$$

Mn = Mp = Zx x fy
= 1621 cm^3x 2500 kg/cm^2
= 4052500 kg.cm
= 40525 kg.m

$Ø_b$. M_n ≥ M_u
$Ø_b$. M_n = 0,9 x 40525
= 36472,5 kg.m ≥ 5929,16 kg.m (OK)

Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{9} = 42{,}889 < 260 \Rightarrow kv = 5$$

$$\lambda p = 1{,}1\sqrt{kv\frac{E}{fy}} = 1{,}1\sqrt{5\frac{2x10^5}{250}} = 69{,}57$$

$$42{,}889 \leq 69{,}57 \rightarrow cv = 1$$

Maka, V_n = 0,6 f_y A_wCv
= 0,6 x 2500 x (45 x 0,9) 1 = 60750 kg

Ø V_n ≥ V_u
Ø V_n = 0,9 . 60750 kg
= 54675 kg > 3439,7 kg(OK)

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{300}{360} = 0{,}833\ cm \qquad f^{O} = 0{,}21\ \text{cm}$$

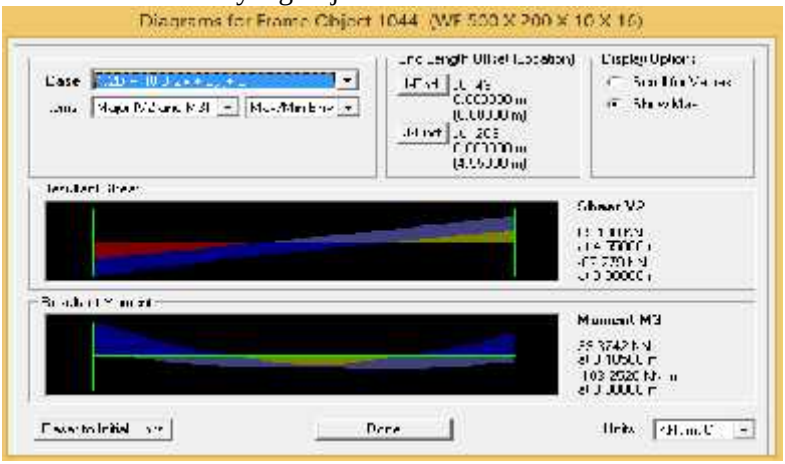
$$f^{O} < f_{ijin} \rightarrow 0{,}21\ cm < 0{,}833\text{cm (OK)}$$

6.1.4.7 Balok Induk Atap Arah Y Bentang 4,55 m

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 500 mm	ix	= 20,5 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,33 cm
tf	= 16 mm	Zx	= 2096 cm^3
tw	= 10 mm	Zy	= 332 cm^3
A	= 114,2 cm^2	Sx	= 1910 cm^3
q	= 89,7 kg/m	Sy	= 214 cm^3
Ix	= 47800 cm^4	r	= 20 cm
Iy	= 2140 cm^4	h	= d – 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 428 mm

Pada perhitungan balok induk arah Y bentang 4,55 m diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000



Gambar 6.14 Balok Induk Atap Bentang 4,55m

Mu = 10325,2 kg.m
Vu = 8777,9 kg
F^0 = 0,34 cm

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

    Pelat sayap

    $$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.16} = 6{,}25$$

    $$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 10{,}75$$

    $$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

    Pelat badan

    $$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42{,}8$$

    $$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106{,}35$$

    $$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

  - Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

    Mp = *fy* . Zx = 2500 x 2096
    = 5240000 kg.cm
    = 52400 kg.m
  - Cek kemampuan penampang

    $Ø_b . M_n \geq M_u$

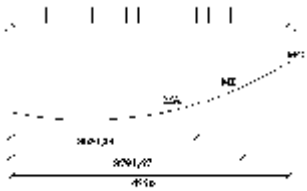
    $Ø_b . M_n$ = 0,9 x 52400
    = 47160 kg.m ≥ 10325,2 kg.m (OK)
- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

  L_b = 455 cm (Panjang tak terkekang)
  Lp = 215,55 cm
  Lr = 643,75 cm
  } Dari Tabel (Lp & Lr)

  $$Lp < Lb < Lr \rightarrow Bentang\ menengah$$

  Maka Mn = Cb [Mp – (Mp-0,7 fy Sx) $\left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)$] $\leq Mp$

Mp = fy. Zx
= 2500 x 2096
= 5240000 kg.cm



Gambar 6.15 Diagram momen balok lantai bentang 4,55 m

Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut :

M_A = 385607 kg.cm
M_B = 339841 kg.cm
M_C = Mmax = 662233 kg.cm

$$Cb = \frac{12{,}5\ Mmax}{2{,}5\ Mmax + 3\ MA + 4\ MB + 3\ MC} \leq 2{,}3$$

$$= \frac{12{,}5\ x\ 662233}{2{,}5x662233 + 3\ x\ 385607 + 4x\ 339841 + 3x\ 662233}$$

$$= 1{,}344 \leq 2{,}3 \rightarrow Cb = 1{,}344$$

$$Mn = Cb\ [Mp - (Mp - 0{,}7\ fy\ Sx)\left(\frac{Lb - Lr}{Lr - Lp}\right)] \leq Mp$$

$$= 1{,}344[5240000 - (5240000 - 0{,}7x2500x2096)\left(\frac{455 - 215{,}55}{643{,}75 - 215{,}55}\right)]$$

= 6983613,773 kg.cm
= 69836,138 kg.m > 52400 kg.m → dipakai 52400 kg.m

Cek kemampuan penampang

$Ø_b \cdot M_n \geq M_u$
$Ø_b \cdot M_n$ = 0,9 x 52400
= 47160 kg.m ≥ 10325,2 kg.m (OK)

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42{,}8 < 260 \rightarrow kv = 5$$

$$\lambda p = 1{,}1\sqrt{kv\frac{E}{fy}} = 1{,}1\sqrt{5\frac{2x10^5}{250}} = 69{,}57$$

$$42{,}8 \leq 69{,}57 \rightarrow cv = 1$$

Maka, V_n = 0,6 f_y A_wCv

= 0,6 x 2500 x (50 x 1) 1 = 75000 kg

Ø V_n ≥ V_u

Ø V_n = 0,9 . 75000 kg

= 67500 kg > 8777,9 kg(OK)

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{455}{360} = 1{,}26\ cm \qquad f^O = 0{,}34\ cm$$

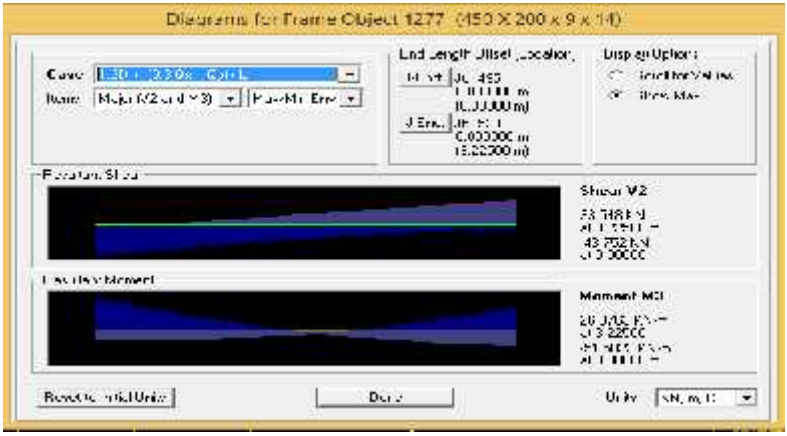
$$f^O < f_{ijin} \rightarrow 0{,}34cm < 1{,}26\ cm\ (OK)$$

6.1.4.8 Balok Induk Atap Arah Y Bentang 3 m

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 450 x 200 x 9 x 14, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 450 mm	ix	= 18,6 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,4 cm
tf	= 14 mm	Zx	= 1621 cm^3
tw	= 9 mm	Zy	= 289 cm^3
A	= 96,76 cm^2	Sx	= 1490 cm^3
q	= 76 kg/m	Sy	= 187 cm^3
Ix	= 33500 cm^4	r	= 18 cm
Iy	= 1870 cm^4	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 386 mm

Pada perhitungn balok induk arah X diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000



Gambar 6.16 Gaya Dalam Balok Induk Atap Arah Y Bentang 3m

- Mu = 515823 kg.cm
- Vu = 4375,2 kg
- F^0 = 0,19 cm

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

    Pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.14} = 7{,}14$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 10{,}75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{386}{9} = 42{,}89$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106{,}35$$

$$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

- Karena penampang kompak, maka Mn = Mp
  Mp = *fy* . Zx = 2500 x 1621
  = 4052500 kg.cm
  = 40525 kg.m
- Cek kemampuan penampang
  $Ø_b$. M_n ≥ M_u
  $Ø_b$. M_n = 0,9 x 40525
  = 36472,5kg.m ≥ 5158,23 kg.m (OK)

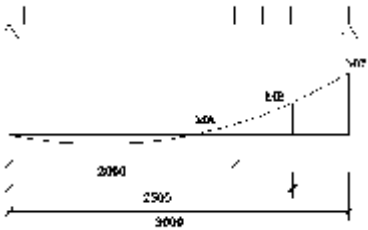
- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

L_b = 322,5 cm (Panjang tak terkekang)
Lp = 219,033 cm
Lr = 641,818 cm
Dari Tabel (Lp & Lr)

$Lp < Lb < Lr \rightarrow Bentang\ menengah$

Maka Mn = Cb [Mp – (Mp-0,7 fy Sx) $\left(\frac{Lb-Lr}{Lr-Lp}\right)$] ≤ Mp

Mp = fy. Zx
= 2500 x 1621
= 4052500 kg.cm
= 40525 kg.m



Gambar 6.17 Diagram momen balok lantai bentang 3 m

Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut :

M_A = 123641 kg.cm

M_B = 195139 kg.cm
M_C = Mmax = 344280 kg.cm

$$Cb = \frac{12{,}5\ Mmax}{2{,}5\ Mmax + 3\ MA + 4\ MB + 3\ MC} \leq 2{,}3$$

$$= \frac{12{,}5\ x\ 344280}{2{,}5x344280 + 3\ x\ 123641 + 4x\ 195139 + 3x344280}$$

$$= 1{,}413 \leq 2{,}3 \rightarrow Cb = 1{,}413$$

$$Mn = Cb\ [Mp - (Mp - 0{,}7\ fy\ Sx)\left(\frac{Lb - Lr}{Lr - Lp}\right)] \leq Mp$$

$$= 1{,}413[4052500 - (4052500 - 0{,}7x2500x1490)\left(\frac{3225 - 219{,}033}{641{,}818 - 219{,}033}\right)]$$

= 5226502,123 kg.cm
= 52265,021 kg.m > 40525 kg.m → 40525 dipakai kg.m

Cek kemampuan penampang

$Ø_b \cdot M_n \geq M_u$
$Ø_b \cdot M_n$ = 0,9 x 40525
= 36472,5 kg.m ≥ 5158,23 kg.m (OK)

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{9} = 42{,}889 < 260 \rightarrow kv = 5$$

$$\lambda p = 1{,}1\sqrt{kv\frac{E}{fy}} = 1{,}1\sqrt{5\frac{2x10^5}{250}} = 69{,}57$$

$$42{,}889 \leq 69{,}57 \rightarrow cv = 1$$

Maka, V_n = 0,6 f_y A_wCv
= 0,6 x 2500 x (45 x 0,9) 1 = 60750 kg
$Ø\ V_n \geq V_u$
$Ø\ V_n$ = 0,9 . 60750 kg
= 54675 kg >4375.2 kg(OK)

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{300}{360} = 0{,}833\ cm \qquad f^O = 0{,}19\ cm$$

$$f^O < f_{ijin} \rightarrow 0{,}19\ cm < 0{,}833cm\ (OK)$$

6.1.5 Kolom

Pada perencanaan kolom dibedakan menjadi 2 tipe kolom. Untuk kolom lantai 1 sampai 5 digunakan profil KC 800 x 300 x 14 x 26 sedangkan untuk kolom lantai 6-10 digunakan profil KC 588x300x12x20. Perbedaan dimensi kolom yang direncanakan karena beban bangunan yang didukung oleh kolom semakin keatas semakin kecil sehingga dimensi kolom atas lebih kecil daripada dimensi kolom bawah.

6.1.5.1 Kolom Lantai 1-5

Pada perencanaan ini ditunjukan contoh perhitungan pada kolom lantai dasar elemen 633. Direncanakan menggunakan profil King Cross 800 x 300 x 14 x 26 dengan panjang kolom 500 cm. berikut data- data profil yang digunakan:

H	= 800 mm	I_x	= 303700 cm^4
B	= 300 mm	I_y	= 315027 cm^4
t_w	= 14 mm	i_x	= 23,83 cm
t_f	= 26 mm	i_y	= 24,27 cm
A	= 534,8 cm^2	fy	= 250 Mpa
Z_x	= 7592,5 cm^3		
h	= 748 mm		

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya dalam yang bekerja sebagai berikut :

Pu = 260940,3 kg
Mu_x = 4437756 kgcm
Mu_y = 2134821 kgcm

a. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2x26} = 5{,}77$$

$\lambda p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 10{,}748$

$\lambda \leq \lambda p \rightarrow 5{,}77 \leq 10{,}748 \rightarrow$ penampang kompak

Pelat badan

$\lambda = \frac{hw}{tw} = \frac{748}{14} = 53{,}43$

$\lambda p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106{,}349$

$\lambda \leq \lambda p \rightarrow 53{,}43 \leq 106{,}349 \rightarrow$ penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

  $M_{px} = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 7592{,}5$

  $= 18981250$ kgcm

  $= 189812{,}5$ kgm

  $M_{py} = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 7740{,}2$

  $= 19350500$ kgcm

  $= 193505$ kgm

- Cek kemampuan penampang

  $Ø_b \cdot M_{nx} \geq M_{ux}$

  $Ø_b \cdot M_{nx} = 0.9 \times 18981250$

  $= 17083125$ kgcm > 4437756 kgcm ... **OK !**

  $Ø_b \cdot M_{ny} \geq M_{uy}$

  $Ø_b \cdot M_{ny} = 0.9 \times 19350500$

  $= 17415450$ kgcm > 2134821 kgcm ... **OK !**

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

  Panjang tak terkekang adalah tinggi kolom-d_{balok}

  L_b = 500-48,2 =451,8 cm.

  $Lp = 1{,}76 \times iy \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1{,}76 \times 24{,}27 \times \sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 1208{,}168$ cm

  $Lb \leq Lp \rightarrow 451{,}8$ cm $\leq 1208{,}168$ cm $\rightarrow$ bentang pendek

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

  $M_{px} = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 7592{,}5 = 18981250$ kgcm

  $M_{py} = f_y \cdot Z_y = 2500 \times 7740{,}2 = 19350500$ kgcm

b. Kuat nominal tekan kolom

c. $Fe = \frac{\Pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\Pi^2\ 2x10^6}{\left(\frac{1.500}{2{,}8}\right)^2} = 619{,}021$

d. $\frac{Fy}{Fe} = \frac{2500}{619{,}021} = 4{,}038$

Maka, dipakai rumus :

Fcr = 0,877 Fe = 0,877 x 619,021 = 542,881

Sehingga Pn = Ag. Fcr

= 534,8. 542,881 = 290333,2576 kg

e. Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

Arah sumbu X :

- Kontrol momen terhadap beban gravitasi

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  M_1 = 4310333 kgcm

  M_2 = 4437756 kgcm

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

= 0,6 – 0,4 (4310333/4437756)

= 0,211

$Pe_1 = \frac{\Pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\Pi^2 2x10^6 x303700}{(1x\ 500)^2} = 23979190{,}85$ kg

Untuk DFBK, α = 1

$B_1 = \frac{Cm}{1-\alpha P1/Pe1} = \frac{0{,}211}{1-1x260940{,}3/23979190{,}85} \geq 1$

= 0,213 < 1,0 sehingga dipakai 1,0

- Kontrol momen terhadap beban lateral

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  P_{story} = 57967,9 kg

  Δ_H = 0,44 cm

  H = 8766 kg

  Untuk sistem rangka bresing $P_{mf} = 0$, sehingga:

  Rm = 1-0,15 $\left(\frac{Pmf}{Pstory}\right) = 1 - 0{,}15\left(\frac{0}{57967{,}9}\right) = 1$

  $P_{e\ story} = R_M\left(\frac{HL}{\Delta_H}\right) = 1\ \frac{8766x\ 500}{0{,}44} = 9961363{,}636$ kg

  B2 = $\frac{1}{1-\frac{\alpha\, Pstory}{Pe\, story}} = \frac{1}{1-\frac{1.57967{,}9}{9961363{,}636}} = 1$

  $B_2 = 1$

- Momen terfaktor pada sumbu X

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  M_{nt} = 108679 kg cm

  M_{lt} = 4374045 kg cm

  $M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$

  M_{rx}= (1,0 × 108679)+(1×4374045)

  = 4482724 kgcm

  Arah sumbu Y :

- Kontrol momen terhadap beban gravitasi

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  M_1 = 2113570 kgcm

  M_2 = 2134821 kgcm

  $C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$

  = 0,6 – 0,4 $\left(\frac{2113570}{2134821}\right)$

  = 0,204

  $P_{e1} = \frac{\Pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\Pi^2 2x10^6 x\ 315027}{(1x500)^2} = 24873534{,}93$ kg

Untuk DFBK, $\alpha = 1$

$$B1 = \frac{Cm}{1-\alpha P1/Pe1} = \frac{0,204}{1-1x260940,3/2487353 4,93} \geq 1$$

= 0,206 <1 , maka dipakai 1,0

- Kontrol momen terhadap beban lateral

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  P_{story} = 179047,9 kg

  Δ_H = 0,14 cm

  H = 10620,6 kg

  Untuk sistem rangka bresing $P_{mf} = 0$, sehingga:

  $$Rm = 1-0,15\ \left(\frac{Pmf}{Pstory}\right) = 1 - 0,15\ \left(\frac{0}{179047,9}\right) = 1$$

  $$P_{e\ story} = R_M\left(\frac{HL}{\Delta_H}\right) = 1\ \frac{10620,6\ x\ 500}{0,14} = 37930714,29\ kg$$

  $$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha\ Pstory}{Pe\ story}} = \frac{1}{1-\frac{1.179047,9}{37930714,29}} = 1$$

  $B_2 = 1$

- Momen terfaktor pada sumbu Y

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  M_{nt} = 15478 kg cm

  M_{lt} = 2124195 kg cm

  $$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

  M_{ry}= (1,0 ×15478)+(1x2124195)

  = 2139673 kgcm

- Kuat aksial orde kedua

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  P_{lt} = 196438,2 kg

Pr= Pnt + B2 Plt = 64502,1 + (1 x 196438,2)=260940,3 kg

f. Kontrol interaksi aksial-momen

$$\left(\frac{Pr}{Pc}\right) = \left(\frac{Pr}{\phi Pn}\right) = \left(\frac{260940,3}{0,9x290333,2576}\right) = 0,89 \geq 0,2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$0,89 + \frac{8}{9}\left(\frac{4482724}{17083125} + \frac{2139673}{17083125}\right) = 1,00$$

Hasil kontrol interaksi yaitu ≤ 1,00 sehingga kolom yang direncanakan dapat dipakai.

6.1.5.2 Kolom Lantai 6-10

Pada perencanaan ini ditunjukan contoh perhitungan pada kolom lantai 6 elemen 638. Direncanakan menggunakan profil King Cross 588 x 300 x12 x 20 dengan panjang kolom 330 cm. berikut data- data profil yang digunakan:

H	= 588 mm	I_x	= 127020 cm^4
B	= 300 mm	I_y	= 132585 cm^4
t_w	= 12 mm	i_x	= 18,16 cm
t_f	= 20 mm	i_y	= 18,16cm
A	= 385 cm^2		
Z_x	= 4320,4 cm^3		
h	= 492 mm		
f_y	= 250 Mpa		

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya dalam yang bekerja sebagai berikut :

Pu = 74906,8 kg
Mu_x = 1390459 kgcm
Mu_y = 824080 kgcm

g. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2x20} = 7{,}5$

$\lambda p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 10{,}748$

$\lambda \leq \lambda p \rightarrow 7{,}5 \leq 10{,}748$ → penampang kompak

Pelat badan

$\lambda = \frac{hw}{tw} = \frac{492}{12} = 41$

$\lambda p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 106{,}349$

$\lambda \leq \lambda p$ → $41 \leq 106{,}349$ → penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

  $M_{px} = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 4320{,}4$

  $= 10801000$ kgcm

  $= 108010$ kgm

  $M_{py} = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 4419{,}5$

  $= 11048750$ kgcm

  $= 110487{,}5$ kgm

- Cek kemampuan penampang

  $Ø_b \cdot M_{nx} \geq M_{ux}$

  $Ø_b \cdot M_{nx} = 0.9 \times 10801000$

  $= 9720900$ kgcm > 1390459 kgcm ... **OK !**

  $Ø_b \cdot M_{ny} \geq M_{uy}$

  $Ø_b \cdot M_{ny} = 0.9 \times 11048750$

  $= 9943875$ kgcm > 824080 kgcm ... **OK !**

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

  Panjang tak terkekang adalah tinggi kolom-d_{balok}

  L_b = 330-48,2 =281,8 cm.

  $Lp = 1{,}76 \text{ x iy x } \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1{,}76 \text{ x } 18{,}16 \text{ x } \sqrt{\frac{2x10^5}{250}} = 904{,}01$ cm

Lb ≤ Lp → 281,8 cm ≤ 904,01 cm → bentang pendek

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

  $M_{px} = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 4320{,}4 = 10801000$ kgcm

  $M_{py} = f_y \cdot Z_y = 2500 \times 4419{,}5 = 11048750$ kgcm

h. Kuat nominal tekan kolom

$$Fe = \frac{\Pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\Pi^2\ 2x10^6}{\left(\frac{1.330}{2{,}8}\right)^2} = 1421{,}073$$

$$\frac{Fy}{Fe} = \frac{2500}{1421{,}078} = 1{,}759 < 2{,}25$$

Maka, dipakai rumus :

$Fcr = (0{,}658^{Fy/Fe})\ fy = (0{,}658^{1{,}759})2500 = 1197{,}29$

Sehingga Pn = Ag. Fcr

= 168,24 x 1197,29 = 201432,07 kg

i. Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

Arah sumbu X :

- Kontrol momen terhadap beban gravitasi

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  M_1 = 1110620 kgcm

  M_2 = 1390459 kgcm

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

= 0,6 – 0,4 (1110620/1390459)

= 0,28

$$Pe_1 = \frac{\Pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\Pi^2 2x10^6 x127020}{(1x330)^2} = 23023639{,}14 \text{ kg}$$

Untuk DFBK, α = 1

$$B_1 = \frac{Cm}{1-\alpha P1/Pe1} = \frac{0{,}28}{1-1x74906{,}8/23023639{,}14} \geq 1$$

= 0,28 < 1,0 sehingga dipakai 1,0

- Kontrol momen terhadap beban lateral

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  P_{story} = 12062,1 kg

  Δ_H = 2,47 cm

  H = 2165,7 kg

  Untuk sistem rangka bresing $P_{mf} = 0$, sehingga:

  Rm = 1-0,15 $\left(\frac{Pmf}{Pstory}\right) = 1 - 0{,}15\left(\frac{0}{12062{,}1}\right) = 1$

  $P_{e\ story} = R_M\left(\frac{HL}{\Delta_H}\right) = 1\ \frac{2165{,}7\ x\ 330}{2{,}47} = 289344{,}534$ kg

  B2 = $\frac{1}{1-\frac{\alpha\ Pstory}{Pe\ story}} = \frac{1}{1-\frac{1.12062{,}1}{289344{,}534}} = 1$

  $B_2 = 1$

- Momen terfaktor pada sumbu X

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  M_{nt} = 217638 kg cm

  M_{lt} = 1172821 kg cm

  $$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

  M_{rx}= (1,0 ×217638)+(1×1172821)

  = 1390459 kgcm

  Arah sumbu Y :

- Kontrol momen terhadap beban gravitasi

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  M_1 = 681329 kgcm

  M_2 = 824080 kgcm

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

$$= 0,6 - 0,4\left(\frac{681329}{824080}\right)$$

$$= 0,269$$

$$P_{e1} = \frac{\Pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\Pi^2 2x10^6 x\ 132585}{(1x330)^2} = 240323 \text{ kg}$$

Untuk DFBK, α = 1

$$B1 = \frac{Cm}{1-\alpha P1/Pe1} = \frac{0,269}{1-1x74906,8/24032350,77} \geq 1$$

= 0,269 <1 , maka dipakai 1,0

- Kontrol momen terhadap beban lateral
  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:
  P_{story} = 39254,5 kg
  Δ_H = 0,83 cm
  H = 5865,1 kg
  Untuk sistem rangka bresing P_{mf} = 0, sehingga:

$$Rm = 1-0,15\left(\frac{Pmf}{Pstory}\right) = 1 - 0,15\left(\frac{0}{39254,5}\right) = 1$$

$$P_{e\ story} = R_M\left(\frac{HL}{\Delta_H}\right) = 1\ \frac{5865,1\ x\ 330}{0,83} = 2331907,229 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha\ Pstory}{Pe\ story}} = \frac{1}{1-\frac{1.39254,5}{2331907,229}} = 1$$

B_2= 1

- Momen terfaktor pada sumbu Y
  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:
  M_{nt} = 82727 kg cm
  M_{lt} = 741354 kg cm

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

M_{ry}= (1,0 ×82727)+(1x741354)

= 824081 kgcm

- Kuat aksial orde kedua

  Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:

  P_{lt} = 42873, 1kg

  Pr= Pnt + B2 Plt = 32033,7 + (1 x 42873,1)= 74906,8 kg

j. Kontrol interaksi aksial-momen

$$\left(\frac{Pr}{Pc}\right) = \left(\frac{Pr}{\phi Pn}\right) = \left(\frac{74906{,}8}{0{,}9x68465{,}255}\right) = 0{,}8 \geq 0{,}2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

$$0{,}8 + \frac{8}{9}\left(\frac{1390459}{2862000} + \frac{824081}{2862000}\right) = 0{,}93$$

Hasil kontrol interaksi yaitu 0,93 < 1,0 sehingga kolom yang direncanakan dapat dipakai.

”Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII
PERENCANAAN SAMBUNGAN

7.1 Sambungan Balok Anak Lantai Dengan Balok Induk

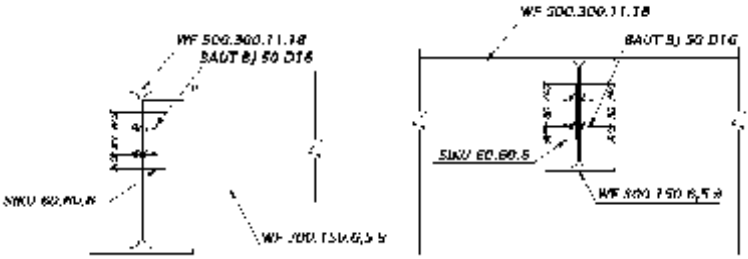
Sambungan antara balok anak lantai hotel dan balok induk direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.
Ada 2 jenis dimensi balok anak lantai dengan balok induk pada bangunan ini:

Tabel 7.1 Dimensi Balok Induk Lantai dan Balok Anak Lantai

No	Balok Induk Lantai	Balok Anak
1	WF 500 x 300 x 11 x 18	WF 300 x 150 x 6,5 x 9
2	WF 500 x 300 x 11 x 18	WF 200 x 100 x 5,5 x 8

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 5777,13 kg, dengan dimensi balok anak WF 300 x 150 x 6,5 x 9 dan balok induk WF 500 x 300 x 11 x 18. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60 x 60 x 6.

7.1 1 Sambungan Detail A



Gambar 7.1 Sambungan Balok Anak Lantai Dengan Balok Induk Detail A

- Sambungan Pada Badan Balok Anak:
  Øbaut = 16mm (Ab = 2,01 cm^2)
  Mutu baut BJ.50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)
  - Kuat geser baut:

  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75. 0,5 . 5000 . 2 . 2,01
  = 7537,5 kg (menentukan)

  - Kuat tumpu baut

  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 1,6 . 0,65 . 4100
  = 7675,2 kg
  n = $\frac{5777,13}{7537,5}$ = 0,8 ≈ 2 buah
  Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

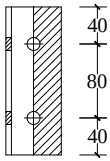
- Sambungan Pada Badan Balok Induk:
  Øbaut = 16mm (Ab = 2,01 cm^2)
  Mutu baut BJ.50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)

  - Kuat geser baut:

  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 5000 . 1 . 2,01
  = 3768,75 kg (menentukan)
  - Kuat tumpu baut

  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 1,6 . 0,6 . 4100
  = 7084,80 kg
  n = $\frac{5777,13}{3768,75}$ = 1,53 ≈ 2 buah
  Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung
  Dipakai siku penyambung 60x60x6
  BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
  Ø lubang = 16mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
  = 17,5 mm = 1,75 cm



Gambar 7.2 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 1{,}75) \times 0{,}6$$
$$= 7{,}5 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

$$\varphi R_n = \varphi 0{,}6 \times f_u \times A_{nv}$$
$$= 0{,}75 \times 0{,}6 \times 4100 \times 7{,}5$$
$$= 13837{,}50\ kg$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2\varphi R_n = 2 \times 13837{,}50 = 27675{,}0\ kg$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\varphi R_n \rightarrow 5777{,}13 \text{ kg} < 27675\ kg\ (OK)$$

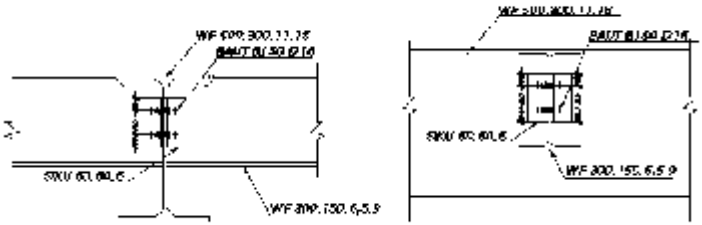
Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi= 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm
= 24mm s.d.200 mm→Terpasang=40mm

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
=48mm s.d 200mm→Terpasang=80mm

Untuk perhitungan balok yang lainnya dihitung dengan cara yang sama dan hasil yang didapatkan untuk sambungan balok anak lantai dan balok induk sama.

7.1.2 Sambungan Detail B



Gambar 7.3 Sambungan Balok Anak Lantai Dengan Balok Induk Detail B

- Sambungan Pada Badan Balok Anak:
  Øbaut = 16mm (Ab = 2,01 cm^2)
  Mutu baut BJ.50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)
  - Kuat geser baut:

  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75. 0,5 . 5000 . 2 . 2,01
  = 7537,5 kg (menentukan)

  - Kuat tumpu baut

  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 1,6 . 0,65 . 4100
  = 7675,2 kg
  n = $\frac{5777,13}{7537,5} = 0,8 \approx 2$ buah
  Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Sambungan Pada Badan Balok Induk:
  Øbaut = 16mm (Ab = 2,01 cm^2)
  Mutu baut BJ.50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)

- Kuat geser baut:

Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
= 0,75 . 0,5 . 5000 . 2 . 2,01
= 7537,5 kg (menentukan)

- Kuat tumpu baut

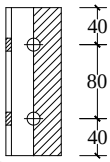
Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
= 0,75 . 2,4 . 1,6 . 1,1. 4100
= 12988,8 kg

n = $\frac{5777,13}{7537,5}$ = 0,8 ≈ 2 buah

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6
BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
Ø lubang = 16mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 17,5 mm = 1,75 cm



Gambar 7.4 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 1,75) \times 0,6$
$= 7,5\ cm^2$

Kuat rencana

$\varphi R_n = \varphi 0,6 \times f_u \times A_{nv}$
$= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 7,5$
$= 13837,50\ kg$

Terdapat 2 siku, sehingga

$2\varphi R_n = 2 \times 13837,50 = 27675,0\ kg$

Syarat:

$V_u \leq 2\varphi R_n \rightarrow 5777{,}13$ kg $< 27675\ kg\ (OK)$

Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi= 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm

= 24mm s.d.200 mm→Terpasang=40mm

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm

=48mm s.d 200mm→Terpasang=80mm

Untuk perhitungan balok yang lainnya dihitung dengan cara yang sama dan hasil yang didapatkan untuk sambungan balok anak lantai dan balok induk sama.

7.2 Sambungan Balok Anak Atap Dengan Balok Induk

Sambungan antara balok anak atap perkantoran dan balok induk direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

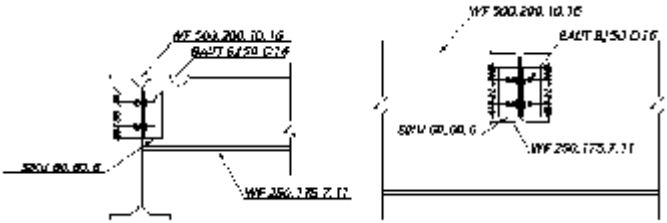
Ada 2 jenis dimensi balok anak lantai dengan balok induk pada bangunan ini:

Tabel 7.2 Dimensi Balok Induk Atap dan Balok Anak Atap

No	Balok Induk Atap	Balok Anak
1	WF 500 x 200 x 10 x 16	WF 250 x 175 x 7 x 11
2	WF 500 x 200 x 10 x 16	WF 200 x 100 x 5,5 x 8

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 3808,07 kg, dengan dimensi balok anak WF 250 x 175 x 7 x 11 dan balok induk WF 500 x 200 x 10 x 16. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60 x 60 x 6.

7.2.1 Sambungan Detail A



Gambar 7.5 Sambungan Balok Anak Atap Dengan Balok Induk

- Sambungan Pada Badan Balok Anak:
  Øbaut = 16mm (Ab = 2,01 cm^2)
  Mutu baut BJ.50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)

  - Kuat geser baut:

  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 5000 . 2 . 2,01
  = 7537,5 kg (menentukan)

  - Kuat tumpu baut

  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 1,6 . 0,7 . 4100
  = 8265,6 kg

  n = $\frac{3808,07}{7537,5}$ = 0,54 ≈ 2 buah

  Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Sambungan Pada Badan Balok Induk:
  Øbaut = 16mm (Ab = 2,01 cm^2)
  Mutu baut BJ.50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)

  - Kuat geser baut:

  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 5000 .1. 2,01
  = 3768,75 kg (menentukan)

- Kuat tumpu baut

Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu

= 0,75 . 2,4 . 1,6 . 0,6, . 4100

= 7084,8 kg

n = $\frac{3808,07}{3768,75}$ = 1,01 ≈ 2 buah

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

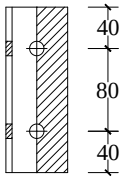
- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60 x 60 x 6

BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Ø lubang = 16mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

= 17,5 mm = 1,75 cm



Gambar 7.6 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 1,75) \times 0,6 = 7,50\, cm^2$

Kuat rencana

¨ R_n = ¨ $0,6 \times f_u \times A_{nv}$

$= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 7,5 = 13837,5\ Kg$

Terdapat 2 siku, sehingga

$2\varphi R_n = 2 \times 13837,5 = 27675\ kg$

Syarat:

$V_u \leq 2\varphi R_n \rightarrow 3808,07$ kg $< 27675\ kg\ (OK)$

<u>Kontrol jarak baut</u>

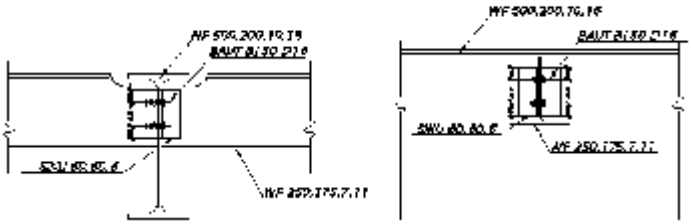
Jarak ke tepi= 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm

= 24mm s.d.200 mm→Terpasang=40mm

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
=48mm s.d 200mm→Terpasang=80mm

Untuk perhitungan balok yang lainnya dihitung dengan cara yang sama dan hasil yang didapatkan untuk sambungan balok anak atap dan balok induk sama.

7.2.2 Sambungan Detail B



Gambar 7.7 Sambungan Balok Anak Atap Dengan Balok Induk

- Sambungan Pada Badan Balok Anak:
  Øbaut = 16mm (Ab = 2,01 cm^2)
  Mutu baut BJ.50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)

  - Kuat geser baut:

  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 5000 . 2 . 2,01
  = 7537,5 kg (menentukan)

  - Kuat tumpu baut

  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 1,6 . 0,7 . 4100
  = 8265,6 kg

  n = $\frac{3808,07}{7537,5}$ = 0,54 ≈ 2 buah

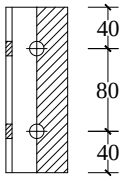
  Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Sambungan Pada Badan Balok Induk:
  Øbaut = 16mm (Ab = 2,01 cm^2)
  Mutu baut BJ.50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)
  - Kuat geser baut:

  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 5000 .2. 2,01
  = 7537,5 kg (menentukan)
  - Kuat tumpu baut

  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 1,6 .1. 4100
  = 11808 kg
  n = $\frac{3808,07}{7537,5} = 0,54 \approx 2$ buah
  Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung
  Dipakai siku penyambung 60 x 60 x 6
  BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
  Ø lubang = 16mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
  = 17,5 mm = 1,75 cm



Gambar 7.8 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 1,75) \times 0,6 = 7,50\, cm^2$$

Kuat rencana

$$\ddot{}\ R_n = \ddot{}\ 0,6 \times f_u \times A_{nv}$$

$$= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 7,5 = 13837,5\ Kg$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$2\varphi R_n = 2 \times 13837{,}5 = 27675\ kg$
Syarat:
$V_u \leq 2\varphi R_n \rightarrow 3808{,}07$ kg $< 27675\ \ kg\ (OK)$

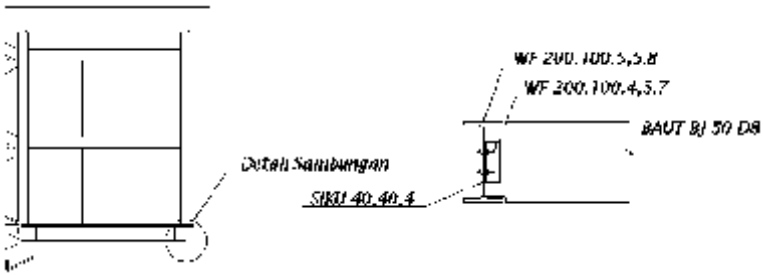
Kontrol jarak baut
Jarak ke tepi= 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm
= 24mm s.d.200 mm→Terpasang=40mm
Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
=48mm s.d 200mm→Terpasang=80mm

Untuk perhitungan balok yang lainnya dihitung dengan cara yang sama dan hasil yang didapatkan untuk sambungan balok anak atap dan balok induk sama.

7.3 Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan antara balok utama tangga dan balok penumpu tangga direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok penumpu tangga, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok penumpu tangga sebesar 1346,492 kg, dengan dimensi balok utama tangga yaitu WF 200 x 100 x 4,5 x 7 dan balok penumpu tangga WF 200 x 100 x 5,5 x 8. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 40 x 40 x 4.



Gambar 7.9 Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga

- Sambungan balok utama tangga dengan siku:
  Øbaut = 8mm (Ab = 0,50 cm^2)
  Mutu baut BJ-50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)
  - Kuat geser baut:

  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 5000 . 2 . 0,50
  = 1875 kg (menentukan)
  - Kuat tumpu baut

  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 0,8 . 0,45 . 4100
  = 2656,8 kg

  $$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø.Rn}} = \frac{1346{,}492}{1875} = 0{,}72 \approx 2\ buah$$

  Dipasang 2 buah baut diameter 8 mm

- Sambungan balok penumpu tangga dengan siku:
  Øbaut = 8mm (Ab = 0,50 cm^2)
  Mutu baut BJ-50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)
  - Kuat geser baut:

  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 5000 . 1 . 0,50
  = 937,5 kg (menentukan)

  Kuat tumpu baut

  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 0,8 . 0,4 . 4100
  = 2361,60 kg

  $$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø.Rn}} = \frac{1346{,}492}{937{,}5} = 1{,}44 \approx 2\ buah$$

  Dipasang 2 buah baut diameter 8 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung
  Dipakai siku penyambung 40x40x4
  BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Ø lubang = 8 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor) = 9,5 mm = 0,95 cm

Gambar 7.10 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (10 - 2 \times 0{,}95) \times 0{,}4 = 3{,}24\ cm^2$$

Kuat rencana

$$\varphi R_n = \varphi 0{,}6 \times f_u \times A_{nv}$$
$$= 0{,}75 \times 0{,}6 \times 4100 \times 3{,}24 = 5977{,}8\ kg$$

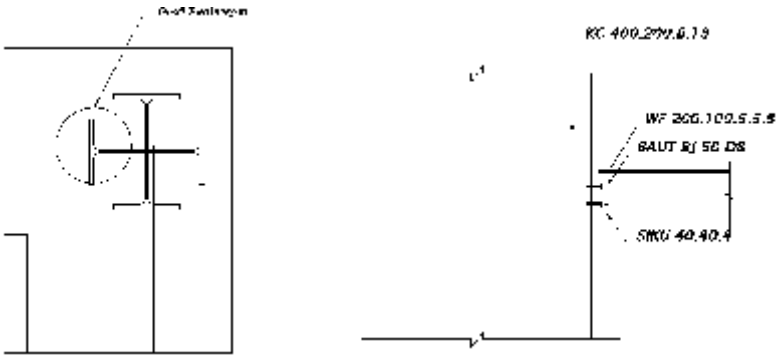
Syarat:

$$V_u \leq \varphi R_n \rightarrow 1346{,}492 \text{ kg} < 5977{,}8\ kg\ (OK)$$

7.4 Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom

Sambungan antara balok penumpu tangga dan kolom direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok penumpu tangga, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok penumpu tangga sebesar 1346,492 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga yaitu WF 200 x 100 x 5,5 x 8. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 40 x 40 x 4.



Gambar 7.11 Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom

- Sambungan balok penumpu tangga dengan siku:
  Øbaut = 8mm (Ab = 0,50 cm^2)
  Mutu baut BJ-50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)

  - Kuat geser baut:

  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 5000 . 2 . 0,50
  = 1875 kg (menentukan)

  - Kuat tumpu baut

  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 0,8 . 0,55 . 4100
  = 3247,2 kg

$$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø.Rn}} = \frac{1346{,}492}{1875} = 0{,}72 \approx 2\ buah$$

Dipasang 2 buah baut diameter 8 mm

- Sambungan kolom tangga dengan siku:
  Øbaut = 8mm (Ab = 0,50 cm^2)
  Mutu baut BJ-50 (fu = 5000 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)

- Kuat geser baut:

Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
= 0,75 . 0,5 . 5000 . 1 . 0,50
= 937,5 kg (menentukan)

Kuat tumpu baut

Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
= 0,75 . 2,4 . 0,8 . 0,4 . 4100
= 2361,60 kg

$$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø.Rn}} = \frac{1346{,}492}{937{,}5} = 1{,}44 \approx 2\ buah$$

Dipasang 2 buah baut diameter 8 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 40x40x4
BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
Ø lubang = 8 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 9,5 mm = 0,95 cm

Gambar 7.12 Detail Pelat Siku Pada Gelagar Luas bidang geser

$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (10 - 2 \times 0{,}95) \times 0{,}4 = 3{,}24\ cm^2$

Kuat rencana

$\varphi R_n = \varphi 0{,}6 \times f_u \times A_{nv}$
$= 0{,}75 \times 0{,}6 \times 4100 \times 3{,}24 = 5977{,}8\ kg$

Syarat:

$V_u \leq \varphi R_n \rightarrow 1346{,}492\ \text{kg} < 5977{,}8\ kg\ (OK)$

7.5 Sambungan Antar Kolom

7.5.2 Sambungan Antar Kolom Lantai 1-5

Kolom: King Cross 800 x 300 x 14 x 26

BJ-41 : fy = 2500 kg/cm^2

fu = 4100 kg/cm^2

Dari output SAP 2000 didapat :

Pu = 260940,3 kg

Mu = 4437756 kg.cm

Vu = 6269,6 kg

<u>Pembagian beban momen :</u>

$$M_{u\,badan} = \frac{I_{badan}}{I_{profil}} \times Mu$$

$$= \frac{(\frac{1}{12} \times 1{,}4 \times 80^3)}{303700} \times 4437756 = 872841{,}483\ kg.cm$$

Mu sayap = Mu – Mu badan

= 4437756–872841,483

= 3564914,517 kgcm

<u>Pembagian beban aksial :</u>

$$P_{u\,badan} = \frac{A_{badan}}{A_{profil}} \times Pu$$

$$= \frac{(1{,}4 \times 80)}{534{,}8} \times 260940{,}3 = 54647{,}183\ \text{kg}$$

Pu sayap = Pu – Pu badan

= 260940,3 – 54647,183

= 206293,1168kg

- Sambungan pada sayap kolom

  Øbaut = 24mm (Ab = 4,52 cm^2)

  Mutu baut A325 (fu = 8250 kg/cm^2)

  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)

  Tebal pelat penyambung = 16 mm

- Kuat geser baut:

Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
= 0,75 . 0,5 . 8250 . 1 . 4,52
= 13983,75 kg (menentukan)

- Kuat tumpu baut

Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
= 0,75 . 2,4 . 2,4 . 1,6. 4100
= 28339,2 kg

Gaya kopel pada sayap

$$T = \frac{M_{u\,sayap}}{\mathrm{d}} = \frac{3564914{,}517}{80} = 44561{,}431 \text{ kg}$$

Jumlah gaya total pada sayap :

Tu =T + Pu sayap =44561,431+ 206293,1168
= 250854,548 kg

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{\mathrm{Tu}}{\text{Ø.Rn}} = \frac{250854{,}548}{13983{,}75} = 14{,}8\ buah\ \approx 16\ buah$$

- Sambungan pada badan kolom

Øbaut = 24mm (Ab = 4,52 cm^2)
Mutu baut A325 (fu = 8250 kg/cm^2)
Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)
Tebal pelat buhul= 16 mm

- Kuat geser baut:

Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
= 0,75 . 0,5 . 8250 . 2 . 4,52
= 27991,59 kg (menentukan)

- Kuat tumpu baut

Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
= 0,75 . 2,4 . 2,4 . 2,6. 4100
= 46051,2 kg

$e\ direncanakan = 12\ mm$

Mu total = Mu_{badan} + Vu . e

= 872841,483 +6269,6. 1,2

= 880365,003 kg.cm

Perkiraan jumlah baut:

$$n = \sqrt{\frac{6.M_u}{«.R_u}}$$

Sambungan memikul beban Mu dan Pu sehingga Ru direduksi φ = 0,7.

Susunan baut lebih dari satu deret nilai Ru dinaikan 1,2

R_u = 0,7 x 1,2 x 27991,59 = 23512,94 kg

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 880365{,}003}{10 \times 27991{,}59}} = 4{,}3 \approx 6\ buah$$

<u>Kontrol beban</u>

Akibat Gaya Pu

$$Ky\ (Pu) = \frac{\text{Pu}}{\text{n}} = \frac{54647{,}183}{6} = 9107{,}863\ kg$$

Akibat Gaya Vu

$$Kx\ (Vu) = \frac{\text{Vu}}{\text{n}} = \frac{6269{,}6}{6} = 1044{,}933\ kg$$

Akibat Mu

Beban max pada baut dengan x = 4 cm dan y = 8 cm

$$\Sigma(X^2 + Y^2) = [6(4^2) + 4(8^2)]$$

$$= 352\ cm^2$$

$$K_y = \frac{M_{u\ total}.X}{\Sigma(X^2 + Y^2)} = \frac{880365{,}003 \times 4}{352} = 10004{,}148\ kg$$

$$K_x = \frac{M_{u\ total}.Y}{\Sigma(X^2 + Y^2)} = \frac{880365{,}003 \times 8}{352} = 20008{,}295\ kg$$

$$K_{u\,total} = \sqrt{(Kx(Vu) + (Kx(Mu))^2 + (Ky\,(Pu) + Ky(Mu))^2}$$

$$= \sqrt{(1044{,}933 + 20008{,}295)^2 + (9107{,}863 + 10004{,}148)^2}$$

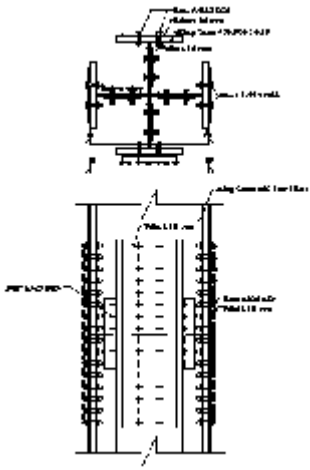
$$= 25434{,}26\ kg$$

$$K_{u\,total} \leq \varphi R_n \rightarrow 19112022 \text{ kg} < 27991{,}59 kg\ (OK)$$

<u>Kontrol jarak baut</u>

Jarak ke tepi = 1.5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm
= 3,6 cm s.d. 16,4cm, Terpasang = 4 cm

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
= 7,2 cm s.d.24 cm, Terpasang = 8 cm



Gambar 7.13 Sambungan Kolom Dengan Kolom

7.5.2 Sambungan Antar Kolom Lantai 6-10

Kolom: King Cross 588 x 300 x 12 x 20

BJ-41 : fy = 2500 kg/cm^2

fu = 4100 kg/cm^2

Dari output SAP 2000 didapat :

Pu = 74906,8 kg

Mu =1390459 kgcm

Vu = 6269,6 kg

<u>Pembagian beban momen :</u>

$$M_{u\,badan} = \frac{I_{badan}}{I_{profil}} \times Mu$$

$$= \frac{(\frac{1}{12} \times 1{,}2 \times 58{,}8^3)}{127020} \times 1390459 = 222545{,}111\ kg.cm$$

Mu sayap = Mu – Mu badan
= 1390459–222545,111
= 1167913,889 kgcm

<u>Pembagian beban aksial :</u>

$$P_{u\,badan} = \frac{A_{badan}}{A_{profil}} \times Pu$$

$$= \frac{(1{,}2 \times 58{,}8)}{385} \times 74906{,}8 = 13728{,}373 \text{ kg}$$

Pu sayap = Pu – Pu badan
= 74906,8– 13728,373
= 61178,426 kg

- Sambungan pada sayap kolom
  Øbaut = 24mm (Ab = 4,52 cm^2)
  Mutu baut A325 (fu = 8250 kg/cm^2)
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)
  Tebal pelat penyambung = 16 mm
  - Kuat geser baut:

  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 8250 . 1 . 4,52
  = 13983,75 kg (menentukan)
  - Kuat tumpu baut

  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 2,4 . 1,3 . 4100
  = 28339,2 kg

Gaya kopel pada sayap

$$T = \frac{M_{u\,sayap}}{\text{d}} = \frac{1167913{,}889}{58{,}8} = 19862{,}481\text{kg}$$

Jumlah gaya total pada sayap :

Tu =T + Pu sayap = 19862,481+ 61178,426

= 81040,907 kg

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{\text{Tu}}{\text{Ø.Rn}} = \frac{81040{,}907}{13983{,}75} = 6{,}8 \approx 8\ buah$$

- Sambungan pada badan kolom

Øbaut = 24mm (Ab = 4,52 cm^2)

Mutu baut A325 (fu = 8250 kg/cm^2)

Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)

Tebal pelat buhul= 16 mm

- Kuat geser baut:

Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab

= 0,75 . 0,5 . 8250 . 2 . 4,52

= 27991,59 kg

- Kuat tumpu baut

Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu

= 0,75 . 2,4 . 2,4 . 1,3. 4100

= 23025,6 kg (menentukan)

$e\ direncanakan = 12\ mm$

Mu total = Mu_{badan} + Vu .e

= 222545,111+ 6269,6.1,2

= 230068,631 kg.cm

Perkiraan jumlah baut:

$$n = \sqrt{\frac{6.M_u}{«.R_u}}$$

Sambungan memikul beban Mu dan Pu sehingga Ru direduksi φ = 0,7.

Susunan baut lebih dari satu deret nilai Ru dinaikan 1,2
R_u = 0,7 x 1,2 x 23025,6 = 19341,504 kg

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 230068,631}{10 \times 19341,504}} = 4,35 \approx 6\ buah$$

Kontrol beban

Akibat Gaya Pu

$$Ky\ (Pu) = \frac{\text{Pu}}{\text{n}} = \frac{13728,373}{6} = 2288,062\ kg$$

Akibat Gaya Vu

$$Kx\ (Vu) = \frac{\text{Vu}}{\text{n}} = \frac{6269,6}{6} = 1044,933\ kg$$

Akibat Mu

Beban max pada baut dengan x = 4 cm dan y = 8 cm

$$\Sigma(X^2 + Y^2) = [6(4^2) + 4(8^2)]$$
$$= 352\ cm^2$$

$$K_y = \frac{M_{u\,total} \cdot X}{\Sigma(X^2 + Y^2)} = \frac{230068,631 \times 4}{352} = 2614,416\ kg$$

$$K_x = \frac{M_{u\,total} \cdot Y}{\Sigma(X^2 + Y^2)} = \frac{230068,631 \times 8}{352} = 5228,832\ kg$$

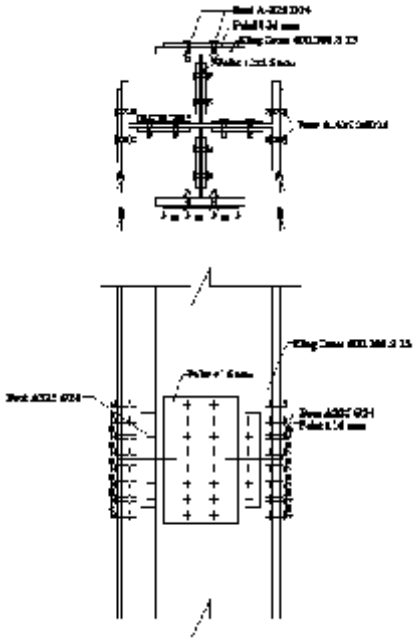
$$K_{u\,total}$$
$$= \sqrt{(Kx(Vu) + (Kx(Mu))^2 + (Ky\ (Pu) + Ky(Mu))^2}$$
$$= \sqrt{(1044,933 + 5228,832)^2 + (2288,062 + 2614,416)^2}$$
$$= 7962,061\ kg$$

$K_{u\,total} \leq \varphi R_n \rightarrow 7962,061$ kg $< 23025,6\ kg\ (OK)$

Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi = 1.5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm
= 3,6 cm s.d. 16,4cm, Terpasang = 4 cm

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
= 7,2 cm s.d.24 cm, Terpasang = 8 cm

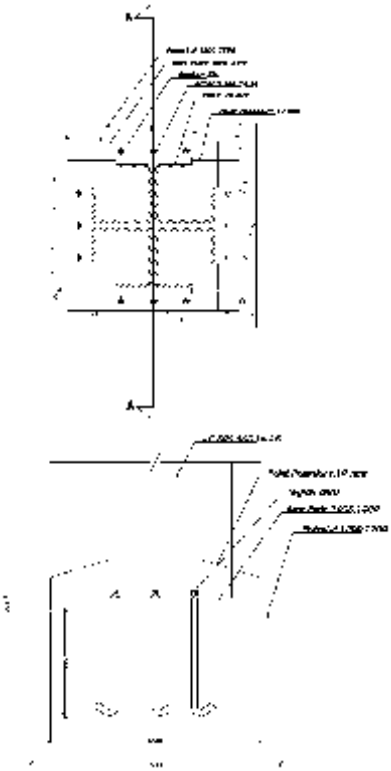


Gambar 7.14 Sambungan Kolom Dengan Kolom

7.5.3 Sambungan Kolom Dengan Base Plate

Perencanaan *base plate* dibawah ini menggunakan *fixed plate* dari katalog PT. Gunung Garuda untuk profil K800 x 300 x 14 x 26 dengan data – data sebagai berikut :

- Part No = BMK-17
- H = 1000mm
- B = 1000mm
- t_p = 55
- q = 431,75 kg



Gambar 7.15 Sambungan Kolom Dengan *Base Plate*

Dari hasil perhitungan analisa SAP2000 diperoleh gaya-gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:

Pu = 247421,2 kg
Mu = 3941081 kg.cm
Vu = 10590,7 kg

- Sambungan Las pada End Plate
  Direncanakan las dengan te = 1 cm pada daerah yang diarsir pada profil KC 800 x 300 x 14 x 26 sehingga didapat :

$$A_{las} = \{(2.69,2) + (2.67,8) + (4.30)\}.1 = 394\ cm^2$$

$$I_x = \left[2\left(\frac{1}{12}.1.69,2^3 + \frac{1}{12}.30.1^3 + 30.1.40,7^2\right)\right] + \left[2\left(\frac{1}{12}.67,8.1^3 + \frac{1}{12}.1.30^3\right)\right]$$

$$= 159134,68\ cm^4$$

Ix = Iy = 159134,68 cm^4

$$W_x = W_y = \frac{Ix}{y} = \frac{159134,68}{40} = 3978,37\ cm^3$$

$fu_{las} = \varphi.0,6.F_{E70xx} = 0,75.0,6.70.70,3$

$= 2214,45$ Kg/cm^2

Akibat Pu:

$$f_p = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{Wx} = \frac{247421,2}{394} + \frac{3941081}{3978,37}$$

$$= 1618,6\ kg/cm^2$$

Akibat Vu:

$$f_v = \frac{Vu}{A} + \frac{Mx}{Wy} = \frac{10590,7}{394} + \frac{3941081}{3978,37}$$

$$= 1017,507\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{{f_p}^2 + {f_v}^2} = \sqrt{1618,6^2 + 1017,507^2}$$

$$= 1911,854\ kg/cm^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{1911,854}{2214,45} = 0,86$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,86}{0,707} = 1,22\ cm > (a\ \text{min} = 0,6\ \text{cm})$$

Syarat- syarat tebal kaki las

Tebal minimum = t_{plat} = 55 mm

$$a_{eff\ max} = 1,41.\frac{fu}{f_{E\ 70xx}}.tp = 1,41.\frac{4100}{70.70,3}.5,5 = 6,461 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan a = 2 cm

Perhitungan Base Plate

Periksa eksentrisitas gaya:

e = $\frac{Mux}{Pu} = \frac{3941081}{247421,2} = 15\ cm$

1/6 h = 1/6. 100 = 16,67 cm >e

Karena 1/6 h > e, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis)

Direncanakan diameter baut : 30mm = 3 cm

h' ≥ we + c1

we = jarak baut ke tepi = 2 .db = 2 . 3 = 6 cm

c1 = jarak minimum untuk kunci = 27/16.db = 5,06 cm

h' ≥ 6 + 5,06 = 11,06 cm

h≥H – 0,5.h' = 100 – 0,5.11,06 = 94,47 cm

B = 100 cm

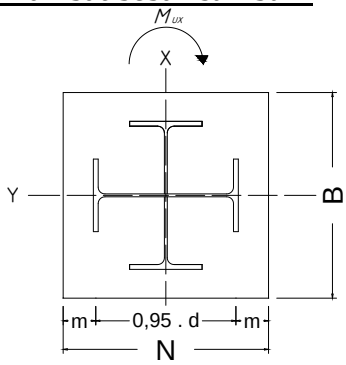
Dimensi beton :

Panjang : 1200 mm

Lebar : 1200 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{120.120}{100.100}} = 1,2$$

Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 7.16 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate

- Akibat beban Pu
  - $f_{pa} = \frac{Pu}{B.N} = \frac{247421,2}{100.100} = 24,742\ kg/cm^2$
- Akibat beban Mu

  $f_{pb} = \frac{6.Mu}{B.N^2} = \frac{6.3941081}{100.100^2} = 23,646\ kg/cm^2$

- Tekanan maksimal

  $f_{p\ max} = f_{pa} + f_{pb} = 24,742 + 23,646 = 48,388\ kg/cm^2$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

  $f_{p\ avail} = \emptyset.0,85.f'c = 0,9.0,85.30 = 22,95\ Mpa$

  $f_{p\ avail} = 229,5\ kg/cm^2 > fp_{max} = 48,388\ kg/cm^2$(OK)

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$m = \frac{N - 0,95.d}{2} = \frac{100 - 0,95\ .\ 80}{2} = 12\ cm$

$M_{upl} - \left(fp_{max} - 2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right).\left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2.f_{pb} - \frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{3}\right)$

$$=\left(48{,}388 - 2.6{,}6.\frac{12}{100}\right).\left(\frac{12^2}{2}\right) + \left(2.6{,}6 - \frac{12}{100}\right)\left(\frac{12^2}{3}\right)$$

$= 3377{,}328$ kg.cm/cm

- Menentukan tebal base plate

fy $= 2500\ kg/cm^2$

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{0{,}9.fy}} = \sqrt{\frac{4.3377{,}328}{0{,}9.2500}} = 2{,}45\ cm$$

$< 5{,}5cm\ (OK)$

Perencanaan pelat pengaku

- Pelat pengaku direncanakan seperti dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas.
- Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2002 Pasal 8.11

  Lebar pelat pengaku minimum (bs)

  $$b_s \geq \frac{b}{3} - \frac{tw}{2} = \frac{30}{3} - \frac{1{,}4}{2} = 9{,}3cm$$

  Tebal pelat pengaku minimum (ts)

  $$t_s \geq 0{,}5\ \ tf \rightarrow\ 0{,}5 \times\ 2{,}6 = 1{,}3cm$$

  $$t_s \geq 1{,}79.bs.\sqrt{\frac{fy}{E}} = 1{,}79\ \ .9{,}3\sqrt{\frac{2500}{2.10^6}} = 0{,}59cm$$

  Digunakan lebar pelat pengaku (bs) = 20 cm dengan tebal pelat pengaku (ts) = 1,3 cm

Perencanaan baut angkur

- Gaya tarik yang terjadi pada angkur

  $$T = \frac{f_{p\,max}.A.B}{2} - Pu = \frac{48{,}388.100.100}{2} - 247421{,}2$$

  $= 31073{,}65$ kg

  "Karena 1/6 h > e, maka dipasang angkur praktis"

  Perhitungan Baut Angkur:

Dipakai baut angkur Ø30 mm dengan fu = 8250 kg/cm^2

φVn = 0,75 . r1 . fub . Ab

= 0,75 .0,5. 8250 . (¼ . π. 3^2)

= 21868,43 kg (menentukan)

φRn = 2,4 . φ . db . tp . fu

= 2,4 .0,75 .3. 5,5 . 4100

= 121770 kg

- Kuat rencana tarik

φRn = Td=. φ . 0,75 . fub . Ab

= 0,75 . 0,75 . 8250 . (¼ . π. 3^2)

= 32802,65 kg

- Jumlah baut angkur yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser dan gaya tarik yang terjadi)

$$n = \frac{Vu}{\varphi Vn} = \frac{10590,7}{21868,43} = 0,48$$

Terhadap gaya tarik

$$n = \frac{T}{\varphi Vn} = \frac{31073,65}{21868,43} = 1,42 \approx 2\ buah$$

Maka untuk kestabilan kolom dipasang angkur 2 buah tiap sisi ≈ 8 buah angkur.

- Panjang Baut Angkur

$$\frac{\lambda d}{db} = \frac{9\,fy}{10.\sqrt{f'c}} \times \frac{\sim.\ \ ¥.\lambda}{\left(\frac{c+ktr}{db}\right)} = \frac{9\times 250}{10.\sqrt{30}} \times \frac{1\times 1,2\times 1\times 1}{3,0}$$

$$\lambda d = 16,43\ .db \rightarrow 16,43\ .3,0\,cm = 49,30\,cm \approx 50\,cm$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 50 cm.

7.5.4 Sambungan Balok Induk Lantai Hotel Dengan Kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku (*rigid connection*) dimana sambungan

memikul beban geser Pu dan momen Mu. Penerimaan beban dianggap sebagai berikut :

Sambungan kaku yang merupakan bagian dari sistem rangka pemikul beban gempa mempunyai kuat lentur Mu yang besarnya paling tidak sama dengan :

Mp = Zx . fy
= 3100.2500
= 7750000 kg.cm

Mu = 1,1.Ry.Mp_{balok}
= 1,1.1,5. 7750000 kg.cm
= 12787500 kg.cm

Menghitung Vu (1,2 D + 0,5 L)

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m^2	
Berat Beton = 0,09 x2400	= 216	kg/m^2	
Berat spesi = 0.02 x 2200	= 44	kg/m^2	
Beban Plafon+penggantung = 11+7	= 18	kg/m^2	
Beban tegel	= 24	kg/m^2	
Berat *ducting* mekanikal	= 10	kg/m^2	+
	= 322,1	kg/m^2	
322,1 kg/m^2 x 2,275m	= 732,8	kg/m	
Berat Profil = 36,7 kg/m	= 36,7	kg/m	
Sambungan dll (10%)	= 76,95	kg/m	+
	= 846,4	kg/m	

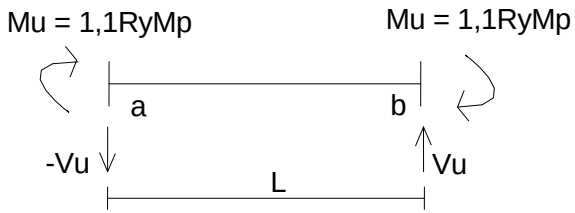
Beban Hidup Berdasarkan SNI 1727-2013:

Lantai Atap q_{Latap}= 250 kg/m^2 x 2,275 m = 568,75 kg/m

q_U = 1,2 .q_D +0,5 . q_L= 1,2. 846,4 + 0,5. 568,75 = 1300,055 kg/m

Vu = ½ qu L = ½ 1300,055 x 6 = 3900,165 kg

Gaya geser terfaktor V pada sambungan kaku harus diambil berdasarkan beban kombinasi pembebanan 1,2D + 0,5L ditambah gaya geser yang berasal dari Mu diatas, sehingga besarnya :



Gambar 7.17 Gaya Pada Balok-Kolom

$$Vu = \frac{12787500 + 12787500}{600} = 42625\ kg$$

Vutotal = 42625 kg + 3900,165 kg = 46525,165 kg

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kuat geser baut
  Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)
  Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
  Baut tipe tumpu baut 30 mm (Ag = 7,07 cm^2)
  Mutu baut A325 (fu = 8250 kg/cm^2)
  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 8250 . 1 . 7,07
  = 21868,43 kg (menentukan)
  Kuat tumpu baut
  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 3,0 . 1,8 . 4100
  = 39852 kg
  Kuat tarik baut:
  Td = Ø . 0,75 . fu . Ab
  = 0.75 . 0.75. 8250 . 7,07
  = 32802,65 kg
- Kontrol geser
- $V_u = \frac{Pu}{n} = \frac{46525,165}{12}$
  $= 3877{,}097\ kg < 21868{,}43$ kg (OK)

- Kontrol tarik

$$f_{uv} = \frac{Vu}{A} = \frac{3877{,}097}{7{,}07} = 548{,}387\ kg/cm^2$$

$$f_t = (1{,}3 \times fu^b - 1{,}5 \times f_{uv})$$
$$= (1{,}3 \times 8250 - 1{,}5 \times 548{,}387)$$
$$= 9902{,}419 > 8250\ kg/cm^2 \rightarrow (\text{OK})$$

- Perencanaan kekuatan sambungan las

Direncanakan las dengan te = 1 cm

$$A_1 = A_2 = te.(2.d1) + (2.d2)$$
$$= 1.\left\{\left(2(50 - (2.1{,}8))\right) + \left(2(30 - 1{,}1)\right)\right\}$$
$$= 104{,}2\ cm^2$$

$$I_x = \left[4\left(\frac{1}{12}.\frac{30 - 1{,}1}{2}.1^3 + \frac{30 - 1{,}1}{2}.1.\left(\frac{50}{2} - \frac{2x1{,}8}{2}\right)^2\right)\right]$$
$$+$$
$$\left[4\left(\frac{1}{12}.1.(50 - 2x1{,}8)^3\right)\right]$$
$$= 64414{,}203\ cm^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{Y_{max}} = \frac{64414{,}203}{25} = 2576{,}568\ cm^3$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{46525{,}165}{104{,}2} = 446{,}499\ kg/cm^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S_x} = \frac{12787500}{2576{,}568} = 4963\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2} = \sqrt{446{,}499^2 + 4963^2}$$

$= 4983{,}044\ kg/cm^2$

$fu_{las} = \varphi.0{,}6.F_{E70xx} = 0{,}75.0{,}6.70.70{,}3.1$

$= 2214{,}45\ Kg/cm^2 > f_{total}$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{4983{,}044}{2214{,}45} = 2{,}25\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{2{,}25}{0{,}707} = 3{,}18\ cm > (a\ \text{min} = 6\ \text{mm})$$

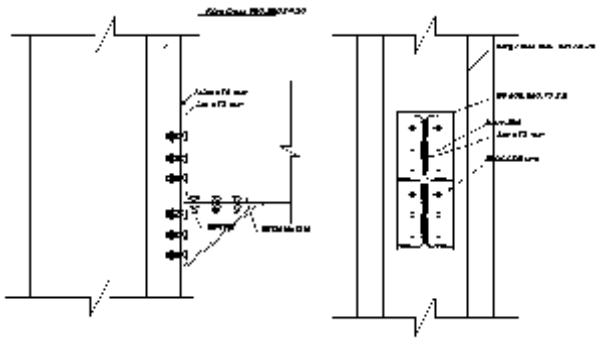
Dipakai las sudut dengan ketebalan 3 cm

- Kontrol kehandalan sambungan

Tu max = $\frac{Mu \times Y_{max}}{2Y^2}$

$= \frac{12787500 \times 45}{2 \times (45^2 + 36^2 + 27^2 + 18^2 + 9^2)} = 25\ kg$

Tu max = $30555{,}6\ kg$ < Td = 32802,65 kg (OK)



Gambar 7.18 Sambungan Balok Induk Lantai dan Kolom

7.5.5 Sambungan Balok Induk Atap Dengan Kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku (*rigid connection*) dimana sambungan memikul beban geser Pu dan momen Mu. Penerimaan beban dianggap sebagai berikut :

Sambungan kaku yang merupakan bagian dari sistem rangka pemikul beban gempa mempunyai kuat lentur Mu yang besarnya paling tidak sama dengan :

Mp = Zx . fy
= 2096.2500
= 5240000 kg.cm
Mu = 1,1.Ry.Mp_{balok}
= 1,1.1,5. 5240000 kg.cm
= 8646000 kg.cm

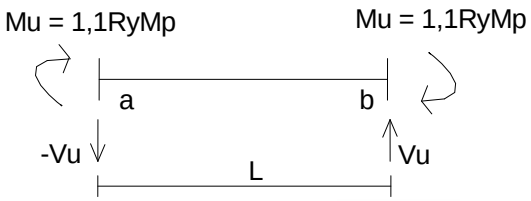
Menghitung Vu (1,2 D + 0,5 L)

Beban Mati :		
Berat pelat bondek	= 10,1 kg/m^2	
Berat Beton = 0,09 x2400	= 216 kg/m^2	
Beban Plafon +penggantung =11+7	= 18 kg/m^2	
Beban aspal 2 cm = 2x14	= 28 kg/m^2	
Berat *ducting* mekanikal	= 10 kg/m^2	+
	= 282,1 kg/m^2	
282,1 kg/m^2 x 2,275 m	= 641,8kg/m	
Berat Profil = 44,1 kg/m	= 44,1 kg/m	
Sambungan dll (10%)	= 68,59kg/m	+
	= 754,47kg/m	

Beban Hidup Berdasarkan SNI 1727-2013:
Lantai Atapq_{Latap}= 100 kg/m^2 x 2,275 m = 227,5 kg/m
q_U = 1,2 .q_D +0,5 . q_L= 1,2. 754,47 + 0,5. 227,5 = 1019,114 kg/m

Vu = ½ qu L = ½ 1019,114 x 6 = 3057,342 kg

Gaya geser terfaktor V pada sambungan kaku harus diambil berdasarkan beban kombinasi pembebanan 1,2D + 0,5L ditambah gaya geser yang berasal dari Mu diatas, sehingga besarnya :



Gambar 7.19 Gaya Pada Balok-Kolom

$$Vu = \frac{8646000 + 8646000}{600} = 28820\ kg$$

Vutotal = 28820 kg + 3057,342 kg = 31877,342 kg

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kuat geser baut
  Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)
  Tebal pelat penyambung 18 mm
  Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
  Baut tipe tumpu baut 30 mm (Ag = 7,07 cm^2)
  Mutu baut A325 (fu = 8250 kg/cm^2)
  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 8250 . 1 . 7,07
  = 21868,43 kg (menentukan)
  Kuat tumpu baut
  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 3,0 . 1,6. 4100
  = 35424 kg
  Kuat tarik baut:
  Td = Ø . 0,75 . fu . Ab
  = 0,75 . 0,75. 8250 . 7,07
  = 32802,65 kg

- Kontrol geser

$$V_u = \frac{Pu}{n} = \frac{31877,342}{12}$$

$= 2656{,}445\ kg < 21868{,}43$ kg (OK)

- Kontrol tarik

$$f_{uv} = \frac{Vu}{A} = \frac{2656{,}445}{7{,}07} = 375{,}735\ kg/cm^2$$

$$f_t = (1{,}3 \times fu^b - 1{,}5 \times f_{uv})$$

$$= (1{,}3 \times 8250 - 1{,}5 \times 375{,}735)$$

$$= 10161{,}397 kg/cm^2 > 8250\ kg/cm^2 \rightarrow \text{(OK)}$$

- Perencanaan kekuatan sambungan las

Direncanakan las dengan te = 1 cm

$$A_1 = A_2 = te\,(b_1 + h_1) + (b_2 + h_2)$$

$$= 1.\left\{\left(2\left(50-(2.1{,}6)\right)\right)+\left(2.20-1{,}0\right)\right\} = 131{,}6 m^2$$

$$I_x = \left[4\left(\frac{1}{12}.\frac{20-1{,}0}{2}.1^3 + \frac{20-1{,}0}{2}.1.\left(\frac{50-(2.1{,}6)}{2}\right)^2\right)\right] +$$

$$\left[4\left(\frac{1}{12}.1.(50-1{,}6)^3\right)\right]$$

$$= 58603{,}75 cm^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{Y_{max}} = \frac{58603{,}75}{25} = 2344{,}15 cm^3$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{31877{,}342}{131{,}6} = 242{,}23\ kg/cm^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S_x} = \frac{8646000}{2344{,}15} = 3688{,}33\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2} = \sqrt{242{,}23^2 + 3688{,}33^2}$$

$$= 3696{,}276\ kg/cm^2$$

$fu_{las} = \varphi.0{,}6.F_{E70xx}$

$= 0{,}75.0{,}6.70.70{,}3.1$

$= 2214{,}45$ Kg/cm^2 > f_{total}=1 kg/cm^2

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{3696,276}{2214,45} = 1,67\ cm$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,67}{0,707} = 2\ cm > (a\ \min = 6\ \text{mm})$$

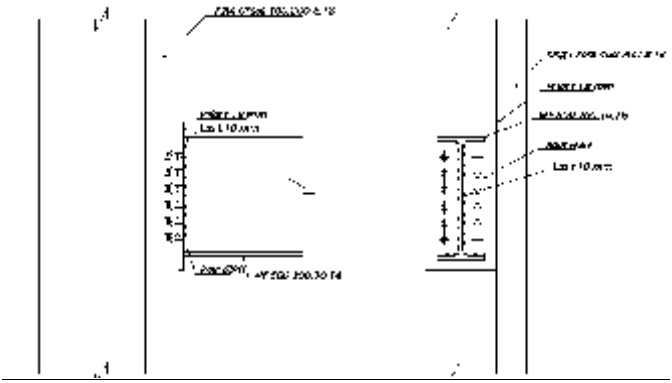
Dipakai las sudut dengan ketebalan *2* cm

- Kontrol kehandalan sambungan

Tu max = $\frac{Mu \times Y_{max}}{\Sigma Y^2}$

$= \frac{8646000 \text{x} 45}{2 \times (45^2 + 36^2 + 27^2 + 18^2 + 9^2)} = 30667\ kg$

Tu max = $30667\ kg$< Td = 32802,65 kg (OK)



Gambar 7.20 Sambungan Balok Induk Atap dan Kolom

7.6 Sambungan Batang Bresing

Sesuai peraturan SNI 03 – 1729 – 2002 butir 15.13.6.4 mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu 1,25. Ry.Vn.

$$V_u = 1,25 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal link, diambil yang terkecil dari Vp atau 2Mp/e

Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) .tw

= 0,6 . 2500 .(48,8 – 2.1,8). 1= 67800 kg (menentukan)

2 . Mp / e = 2 . 3100 x 2500 / 80 = 193750 kg

Vu = 1,25 . Ry . Vn

= 1,25. 1,5 . 67800

= 127125 kg

Sambungan pada batang bresing

Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)

Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Baut tipe tumpu baut 24 mm (Ag = 4,52 cm^2)

Mutu baut A325 (fu = 8250 kg/cm^2)

Tebal plat buhul = 22 mm

Φ.Vn = Φ. (r_1 f_{ub}) . m . Ab

= 0,75 . (0,5 . 8250) . 1 . 4,52

= 13983,75 kg (menentukan !)

Kuat tumpu baut

Φ.Rn = Φ . 2,4 . db . tp . fu

= 0,75 . 2,4 . 2,4 . 1,2 . 4100

=21254,4 kg

$$n = \frac{Vu}{\varphi Vn} = \frac{127125}{13983,75} = 6,1 \approx 8\ buah$$

Dipasang 4 buah 2 baris.

Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi = 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm

= 3,6 cm s.d. 18,8 cm →Terpasang = 4 cm

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm

= 7,2 cm s.d 33 cm→Terpasang = 8cm

Sambungan las sudut pada plat buhul

- Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}
- Tebal efektif las sudut rencana te= 1 cm
- Kuat nominal las sudut

  $Ø \cdot R_{nw} = 0{,}75 \cdot te \cdot (0{,}6 \cdot f_{uw})$

  $= 0{,}75 \cdot 1 \cdot 0{,}6 \cdot 70 \cdot 70{,}3$

  $= 2214{,}45\ kg/cm^2$
- Luas las sudut

  $A_{las} = 2 \cdot (d+b)$

  $= 2 \cdot (80+47) = 254\ cm^2$
- Tegangan yang terjadi pada las sudut

  L = 685 cm

  h = 330 cm

  b = 600 cm

  Cos ø = 6/6,85= 0,876

  Sin ø = 3,3/6,85 = 0,482

  0,876 . Vu = 0,876 x 127125=111361,5 kg

  0,482 . Vu = 0,482 x 127125= 61274,25 kg

$$f_h = \frac{111361{,}5}{254} = 438{,}431\ kg/cm^2$$

$$f_v = \frac{61274{,}25}{254} = 241{,}237\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{\left(\sum f_v\right)^2 + \left(\sum f_h\right)^2}$$

$$= \sqrt{(241{,}237)^2 + (438{,}431)^2}$$

$$= 500{,}42\ \ kg/cm^2$$

- Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{total}}{Ø.R_{nw}} = \frac{500{,}42}{2214{,}45} = 0{,}23\ cm$$

$$a = \frac{t_e}{0{,}707} = \frac{0{,}23}{0{,}707} = 0{,}32\ cm < a\ min\ (6\ \text{mm})$$

Dipakai ketebalan las sudut sebesar 0,6 cm

<u>Sambungan las sudut pada pelat sambung bracing-balok</u>

- Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}

Tebal efektif las sudut rencana te= 1 cm

Kuat nominal las sudut

$Ø \cdot R_{nw}$ = 0,75 . te . (0,6 . f_{uw})

= 0,75 . 1 . 0,6 . 70 . 70,3

= 2214,45 kg/cm^2

Luas las sudut

A_{las}= 2 .(d+b)

= 2 .(21+36) = 144 cm^2

Tegangan yang terjadi pada las sudut

L = 685 cm

h = 330 cm

b = 600 cm

Cos ø = 6/6,85= 0,876

Sin ø = 3,3/6,85 = 0,482

0,876 . Vu = 0,876 x 127125=111361,5 kg

0,482 . Vu = 0,482 x 127125= 61274,25 kg

$$f_h = \frac{111361{,}5}{144} = 773{,}34\ kg/cm^2$$

$$f_v = \frac{61274{,}25}{144} = 425{,}52\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{\left(\sum f_v\right)^2 + \left(\sum f_h\right)^2}$$

$$= \sqrt{(425{,}52)^2 + (773{,}34)^2}$$

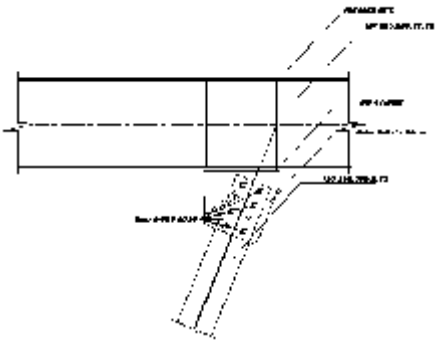
$$= 882{,}68\ kg/cm^2$$

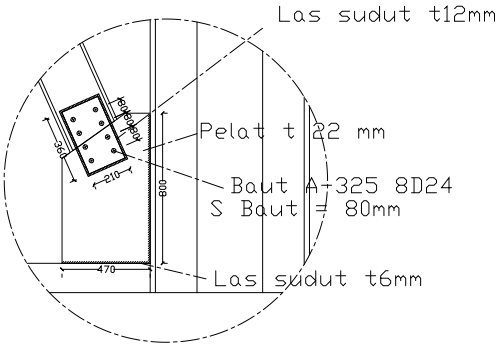
Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{882,68}{2214,45} = 0,8\ cm$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,8}{0,707} = 1,14\ cm > a\ min$$

Dipakai ketebalan las sudut sebesar 1,2 cm





Gambar 7.21 Sambungan Bracing Dengan Balok

7.7 Sambungan Kolom KC 800x300x14x26 Dengan KC 400x200x8x13

Perencanaan sambungan antara KC800x300x14x26 dengan KC 588x300x12x20 menggunakan *fixed plate* dari katalog PT. Gunung Garuda dengan data – data sebagai berikut :

- Part No = BMK-17
- H = 1000mm
- B = 1000mm
- t_p = 55 mm
- q = 431,75 kg

- Part No = BMK-10
- H = 600 mm
- B = 600 mm
- t_p = 47 mm
- q = 132,82 kg

Beban yang bekerja pada sambungan sebagai berikut :

Pu = 90044,9 kg
Mu = 940877 kg.cm
Vu = 6269,6 cm

Sambungan Las pada pelat landas

Direncanakan las dengan te = 1 cm pada profil KC 400x200x8x13 sehingga didapat:

$$A_{las} = \{(2.34{,}2) + (2.33{,}4) + (4.20)\}.1 = 215{,}2\ cm^2$$

$$I_x = \left[2\left(\frac{1}{12}.1.34{,}2^3 + \frac{1}{12}.20.1^3 + 20.1.20^2\right)\right] + \left[2\left(\frac{1}{12}.33{,}4.1^3 + \frac{1}{12}.1.20^3\right)\right] = 24009{,}181\ cm^4$$

$Ix = Iy = 24009{,}181\ cm^4$

$$W_x = W_y = \frac{Ix}{y} = \frac{24009{,}181}{20} = 1200{,}459\ cm^3$$

$fu_{las} = \varphi.0{,}6.F_{E70xx} = 0{,}75.0{,}6.70.70{,}3.1$
$= 2214{,}45\ Kg/cm^2$

Akibat Pu yang berasal dari 400 x 200 x 8 x 13 :

$$f_p = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{Wx} = \frac{90044,9}{215,2} + \frac{940877}{1200,459}$$
$$= 1202,188\ kg/cm^2$$

Akibat Vuyang berasal dari KC.400 x 200 x 8 x 13 :

$$f_v = \frac{Vu}{A} + \frac{Mx}{Wy} = \frac{6269,6}{215,2} + \frac{940877}{1200,459}$$
$$= 812,898\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_p^{\,2} + f_v^{\,2}} = \sqrt{1202,188^{\,2} + 812,898^2}$$
$$= 1451,227\ kg/cm^2$$
$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{1451,227}{2214,45} = 0,655\ cm$$
$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,655}{0,707} = 0,93cm > (a\ \text{min} = 6\ \text{mm})$$

Syarat- syarat tebal kaki las
Tebal minimum = t_{plat} = 55 mm

$$a_{eff\ max} = 1,41.\frac{fu}{f_{E\ 70xx}}.tp = 1,41.\frac{4100}{70.70,3}.5,4 = 6,34cm$$

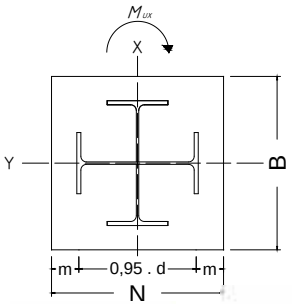
Sehingga dipakai las dengan a = 1,0 cm

<u>Perencanaan tebal pelat landas</u>

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{Mux}{Pu} = \frac{940877}{90044,9} = 10,45\ cm$$

1/6 h = 1/6. 100 = 16,67 cm > e=10,45 cm
Karena 1/6 h > e, maka tidak terjadi gaya tarik
Perencanaan akibat beban sumbu X:



Gambar 7.22 Arah Beban Sumbu X Pada Pelat Landas

- Akibat beban Pu

  $f_{pa} = \frac{Pu}{B.N} = \frac{90044,9}{60 . 60} = 25,012\ kg/cm^2$

- Akibat beban Mu
  - $f_{pb} = \frac{6.Mu}{B.N^2} = \frac{6 . 940877}{60 . 60^2} = 26,135\ kg/cm^2$
- Tekanan maksimal
  - $f_{p\ max} = f_{pa} + f_{pb} = 25,012 + 26,135 = 51,147\ kg/cm^2$

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

  -m $= \frac{N-0,95.d}{2} = \frac{60-0,95 . 40}{2} = 11\ cm$

  - $M_{upl} = \left(fp_{max} - 2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right).\left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2.f_{pb} - \frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{3}\right)$

    $= \left(51,147 - 2.26,135 .\frac{11}{60}\right).\left(\frac{11^2}{2}\right) + \left(2.26,135 - \frac{11}{60}\right)\left(\frac{11^2}{3}\right)$

    = 2423,579 kg.cm/cm

- Menentukan tebal base plate

  fy = 2500 kg/cm^2

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{0,9.fy}} = \sqrt{\frac{4.2423,579}{0,9.2500}} = 2,075\ cm$$

$$< 5,4\ cm\ (OK)$$

Perencanaan pelat pengaku pelat landas

- Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas.
- Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2002 Pasal 8.11

  Lebar pelat pengaku minimum (bs)

  $$b_s \geq \frac{b}{3} - \frac{tw}{2} = \frac{20}{3} - \frac{0,8}{2} = 6,267\ cm$$

  Tebal pelat pengaku minimum (ts)

  $$t_s \geq 0,5\ .\ tf \rightarrow 0,5 \times 1,3 = 0,65\ cm$$

  $$t_s \geq 1,79.bs.\sqrt{\frac{fy}{E}} = 1,79\ .6,267\ .\sqrt{\frac{2500}{2.10^6}}$$

  $$= 0,397\ cm$$

  Digunakan lebar pelat pengaku (bs) = 20 cm dengan tebal pelat pengaku (ts) = 1,0 cm

Perencanaan las dan baut pada pelat landas

Direncanakan las dengan te = 1 cm pada daerah yang diarsir pada daerah pelat landas sehingga didapat:

$$A_{las} = [40 \times 4].1 = 160\ cm^2$$

$$I_x = \left[2\left(\frac{1}{12}.1.20^3 + 40.1.20^2\right)\right]$$

$$= 33333,34\ cm^4$$

Ix = Iy = 33333,34 cm^4

$$W_x = W_y = \frac{Ix}{y} = \frac{33333,34}{20} = 1666,667\ cm^3$$

fu_{las} = φ.0,6.F_{E70XX} = 0,75.0,6.70.70,3.1

= 2214,45 Kg/cm^2

Akibat Pu:

$$f_p = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{Wx} = \frac{90044,9}{160} + \frac{940877}{1666,667}$$
$$= 1127,307\ kg/cm^2$$

Akibat Vu:

$$f_v = \frac{Vu}{A} + \frac{Mx}{Wy} = \frac{6269,6}{160} + \frac{940877}{1666,667}$$
$$= 603,711\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_p{}^2 + f_v{}^2} = \sqrt{1127,307^2 + 603,711^2}$$
$$= 1278,783\ kg/cm^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{1278,783}{2214,45} = 0,577\ cm$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,577}{0,707} = 0,817\ cm > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Syarat- syarat tebal kaki las

Tebal minimum = t_{plat} = 55 mm

$$a_{eff\,max} = 1,41.\frac{fu}{f_{E\,70xx}}.tp = 1,41.\frac{4100}{70.70,3}.5,4$$
$$= 6,34\ cm$$

Sehingga dipakai las dengan a = 1 cm

- Gaya tarik yang terjadi pada baut

$$T = \frac{f_{p\,max}.A.B}{2} - Pu = \frac{51,147\ .60.60}{2} - 90044,9$$
$$= 2019,7 \text{ kg}$$

Perhitungan Baut:

Dipakai baut angkur Ø30 mm dengan fu = 8250 kg/cm^2

φVn = 0,75 . r1 . fub . Ab
= 0,75 .0,5. 8250 . (¼ . π. 3^2)
= 21868,43 kg (menentukan)

φRn = 2,4 . φ . db . tp . fu
= 2,4 .0,75 .3. 5,5 . 4100
= 121770 kg

- Kuat rencana tarik

  φRn = Td=. φ . 0,75 . fub . Ab

  = 0,75 . 0,75 . 8250 . (¼ . π. 3^2)

  = 32802,65 kg

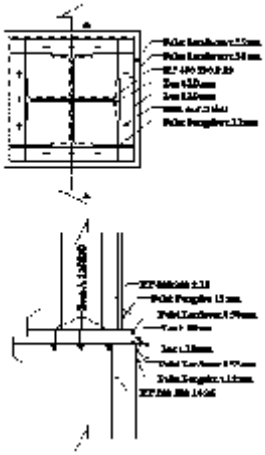
- Jumlah baut yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser dan gaya tarik yang terjadi

  $$n = \frac{Vu}{\varphi Vn} = \frac{6269,6}{21868,43} = 0,28$$

  Terhadap gaya tarik

  $$n = \frac{T}{\varphi Vn} = \frac{17084,4}{21868,43} = 1 \approx 12\ buah$$

  Untuk Pelat landas dipakai 12 baut agar simetris.



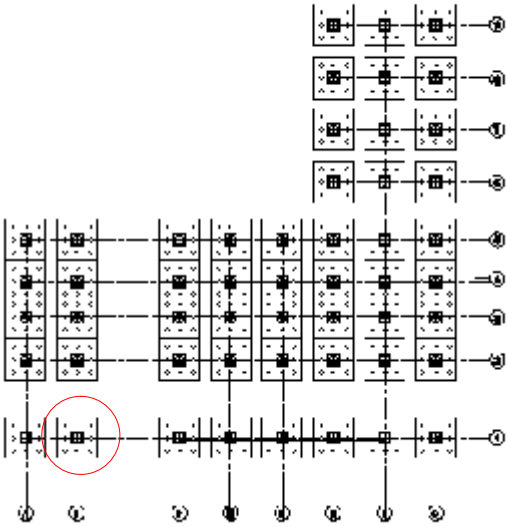
Gambar 7.23 Sambungan Antar Kolom

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VIII
PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

8.1 Perencanaan Pondasi

Rencana pondasi yang berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang berada dibawah dan berfungsi sebagai elemen yang meneruskan beban ke tanah.



Gambar 8.1 Denah Rencana Pondasi

Direncanakan pondasi yang akan digunakan pada struktur gedung hotel menggunakan pondasi tiang pancang (*Concrete Pile*) dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*)dari produk dari PT. WIKA Beton.

Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 500 mm
- Tebal tiang : 90 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1159 cm^2
- Berat : 290 kg/m
- *Bending moment crack* : 10,5 tm
- *Bending momen ultimate* : 15,75 tm
- *Allowable axial load* : 185,3 tm
- *Modulus section* : 10505 cm^3

8.2 Daya Dukung Tanah

8.2.1 Tiang Pancang Tunggal

Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi (Np):

Np = $\left(\frac{12+37+50}{3}\right) = 33$

Ketentuan nilai K:

K= Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m^2, untuk tanah lempung

= 20 t/m^2, untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m^2, untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m^2, untuk tanah pasir

= 40 t/m^2, untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

Menghitung tahanan ujung bawah ultimit (Qp):

Luas penampang dasar tiang (Ap):

Ap = ¼.3,14.0,5^2 = 0,19625

Qp = qp . Ap

= (Np . K) . Ap

= (33 $\times$40). 0,19625

= 259,05 ton

Menghitung tahanan gesek ultimit (Qs):

Qs = qs . As

- Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam (Ns), dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

  Mulai dari kedalaman 1,5 m:

Ns = $\left(\frac{7+28+40+21+7+23+11+12+37}{9}\right) = 20{,}67$

As = keliling x panjang tiang yang terbenam
= π . 0,5 . 14 = 21,99 m^2

- Tegangan akibat lekatan lateral dalam (qs):
  Qs = $\left(\frac{Ns}{3}+1\right).As = \left(\frac{20{,}67}{3}+1\right).21{,}99$
  = 173,477 ton

Daya dukung tanah total:
Qu = Qp + Qs = 259,05 + 173,477 = 432,527 ton

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin\,1\,tiang} = \frac{Qu}{SF} = \frac{432{,}527}{3} = 144{,}176\ ton$$

8.3 Perhitungan Pondasi Kolom

8.3.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

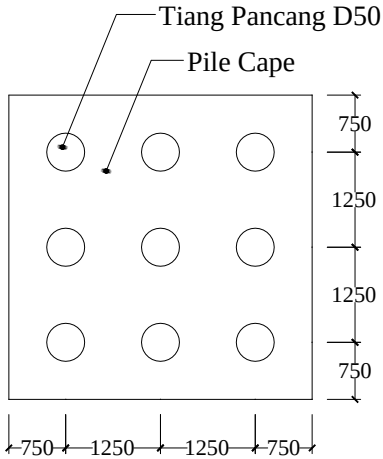
- <u>Daya dukung bahan :</u>
  Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi WIKA), didapat :
  $\overline{P}_{1tp}$ = 185,30 ton

- <u>Daya dukung tanah :</u>
  $\overline{P}_{1iang}$= 144,176 ton

  Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 144,176 ton.
  Perhitungan jarak tiang
  2D ≤ S ≤ 2,5D dengan S = jarak antar tiang

$100 \leq S \leq 125$ dipakai S = 125 cm
$1D \leq S \leq 1{,}5D$ dengan S = jarak tepi
$50 \leq S \leq 75$ dipakai S = 75 cm

Direncanakan pondasi tiang dengan 9 tiang pancang. Jarak dari as ke as tiang adalah 1,25 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 8.2 Pondasi Tiang Pancang

Direncanakan menggunakan tiang pancang ∅ 50 cm,

$$E_k = 1 - \left(arc\,tg \frac{500}{1250} \right) \left[\frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \times 3 \times 3} \right]$$

$$= 0{,}68$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D)14 m dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang :

P beban tetap = 144,176 kg × 0,68 = 98,04 ton.

Jadi diambil *P* beban tetap = 98,04 ton (dari daya dukung tanah).

8.3.2 Perhitungan Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok

Dari hasil analisis SAP 2000 pada kolom interior, diperoleh:

Tabel 8.1 Hasil Analisis SAP 2000 Untuk Kolom

	(D + L)	(D + L + Ey)	(D + L + Ex)
P	83096,4	102600	91646,4
Mx	134,52	-7647,19	-5815,37
My	596,55	-20190,11	-21060,65

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$\Sigma y^2 = 6\ (1{,}25)^2 = 9{,}375\ m^2$

$\Sigma x^2 = 6\ (1{,}25)_2 = 9{,}375\ m^2$

Beban Tetap:

$$P_{D+L} = \frac{83096{,}4}{9} \pm \frac{596{,}55 \times 1{,}25}{9{,}375^2} \pm \frac{134{,}52 \times 1{,}25}{9{,}375^2}$$

$$= 9243{,}33\ kg \rightarrow (menentukan)$$

Beban sementara:

$$P_{D+L+EX} = \frac{91646{,}4}{9} \pm \frac{21060{,}65 \times 1{,}25}{9{,}375^2} \pm \frac{5815{,}37 \times 1{,}25}{9{,}375^2}$$

$$= 10565{,}169\ kg$$

$$P_{D+L+EY} = \frac{102600}{9} \pm \frac{20190{,}11\ x 1{,}25}{9{,}375^2} \pm \frac{7647{,}19 \times 1{,}25}{9{,}375^2}$$

$$= 11795{,}908\ kg \rightarrow (menentukan)$$

Kontrol beban tetap

P_{max} = 9243,33 kg < Q_{ijin} = 144176 kg (OK)

Kontrol beban sementara

P_{max} = 11795,908 kg < Q_{ijin} = 1,5 . 144176 kg

P_{max} = 11795,908 kg < Q_{ijin} = 216264 kg (OK)

8.3.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer

- P_{max} (1 tiang) = 144,176 ton
- Jumlah tiang pancang = 9 buah
- Dimensi poer = 4 x 4 x 1,0 m
- Mutu beton (fc') = 30 MPa
- Mutu baja (fy) = 400 MPa
- Diameter tulangan = 22 mm
- Selimut beton = 70 mm
- λ = 1 (beton normal)
- α_s = 40 (kolom interior)
- Tinggi efektif (d)

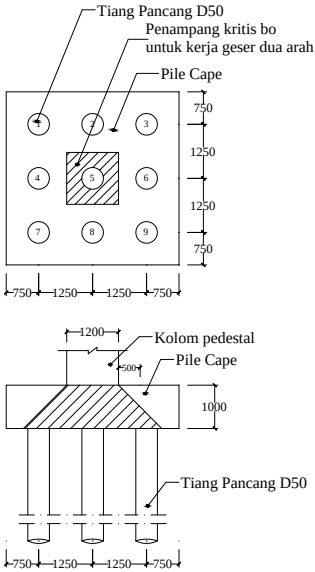
  d_x = 1000 – 70 – ½ 22 = 919 mm

  d_y = 1000 – 70 – 22 – ½(22) = 897 mm

8.3.4 Kontrol Geser Pons

1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi,sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03-2847-2012 Pasal 11.11.2.1



Gambar 8.3 Geser Ponds Akibat Kolom

Untuk pondasi tapak non-prategang (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0{,}17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)a\sqrt{f'c}\times b_o\times d$$

$$V_{c2} = 0{,}083\times\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'c}\times b_o\times d \quad V_{c3} = 0{,}333a\sqrt{f'c}\times b_o\times d$$

$$V_{c3} = 0{,}333\lambda\sqrt{f'c}\times b_o\times d$$

dimana :

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = 1200/1200 = 1

Tebal effektif balok poer :

Arah x (dx) = 1000 – 70 – (1/2. 22) = 919 mm

Keliling penampang kritis :
bo = 2 (bk + d) + 2(hk + d)
dimana : bk = lebar penampang kolom
hk = tinggi penampang kolom
d = tebal efektif poer
bo = 2 (1200 + 919) + 2 (1200 + 919) = 8476 mm

$$V_{c1} = 0,17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)a\sqrt{f'c}\times b_o\times d$$

$$= 0,17\left(1+\frac{2}{1}\right)1\sqrt{30}\times 8476\times 919$$

= 21758916,37 N

$$V_{c2} = 0,083\times\left(\frac{\sim_s d}{b_o}\right)a\sqrt{f'c}\times b_o\times d$$

$$= 0,083\times\left(\frac{40.919}{8476}\right)1\sqrt{30}\times 8476\times 919$$

= 15357825,68 N

$$V_{c3} = 0,333a\sqrt{f'c}\times b_o\times d$$

$$= 0,333.1.\sqrt{30}\times 8476\times 919$$

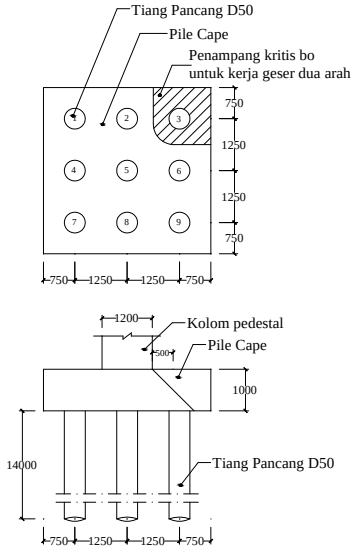
= 14079298,82 N

Dari ketiga nilai *Vc* diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 14079298,82 N = 1435198,65Kg
ØVc = 0,6 . 1435198,65 Kg >P_u-P_{mak}kg
ØVc = 861119,19 kg> 83096,4– (144,176 x 1000)
= 861119,19 kg> 61079,6 kg (OK)
Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

2. **Akibat Pancang**

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = 1200/1200 = 1

bo = (0,25 x π x (500 + 919)) + (2 x 750)
= 2614,48 mm



Gambar 8.4 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang

$$V_{c1} = 0,17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)^{a}\sqrt{f'c}\times b_o \times d$$

$$= 0,17\left(1+\frac{2}{1}\right)1.\sqrt{30}\times 2614,48\times 919$$

= 6711686,11 N

$$V_{c2} = 0,083\times\left(\frac{\sim_s d}{b_o}\right)^{a}\sqrt{f'c}\times b_o \times d$$

$$= 0,083\times\left(\frac{40\ .\ 919}{2614,48}\right)1.\sqrt{30}\times 2614,48\times 919$$

= 15357825,68 N

$$V_{c3} = 0,333^{a}\sqrt{f'c}\times b_o \times d$$

$= 0,333 \ .1\sqrt{30} \times 614,488 \ 919$

$= 4342855,72$ N

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 4342855,72 N = 442696,81 Kg

ØVc = 0,6 . 442696,81 Kg > P_{mak}

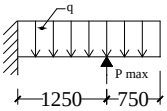
ØVc = 265618,08 kg> (144,176 x 1000)

= 265618,08 kg> 144176 kg (OK)

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

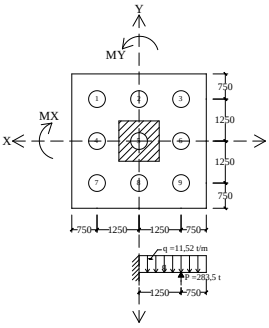
8.3.5 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 8.5 Analisa Poer sebagai Balok Kantilever

<u>Penulangan Arah x</u>



Gambar 8.6 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu X)

P_{max} = 144,176 ton
P = 3 x 144,176 = 432,528 ton
Q = 4 x 2,4 x 1 = 9,6 ton/m
qu = 9,6 ton/m x 1,2 = 11,52 ton/m
Mu = $3P_{max}a$ – ½ qux. L^2
= (432,528 x 1,25) – (½ x 11,52x $(1,25+0,75)^2$)
= 517,62 tonm
= 5077852200 Nmm
dx = 1000 - 70 – ½ . 22 = 919 mm
dy = 1000 – 70 – 25 – ½ . 22 = 897 mm

Mn $= \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{5077852200}{0,8} = 6347315250\ Nmm$

m $= \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{400}{0,85\ .30} = 15,69$

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

ρ_{bal} $= \frac{0,85.\ f'c.\ \beta}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0,85.\ 30.\ 0,85}{400}\left(\frac{600}{600+400}\right) = 0,03251$

ρ_{max} $= 0,75\ \rho b = 0,75 \times 0,03251 = 0,02438$

Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6347315250}{4000\times919^2} = 1,878$

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

$= \frac{1}{15,69}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times15,69\times1,878}{400}}\right) = 0,00488 > \rho min$

Jadi ρ = 0,00488

Tulangan tarik yang dibutuhkan :
As = ρ x b x d_x
= 0,00488 x 1000 x 919 = 4484,72 mm^2
Digunakan Tulangan D22(As =380,13 mm^2)
Jumlah tulangan Perlu $= \frac{4484,72}{380,13} = 11,79 \approx 13\ buah$

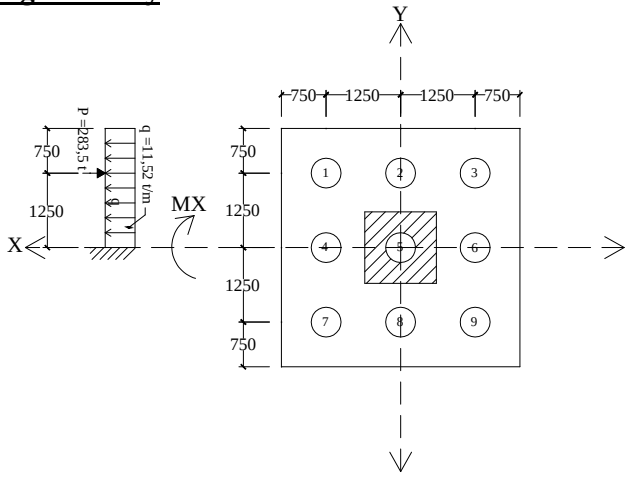
Jarak tulangan terpasang $= \frac{1000}{13-1} = 83{,}33 \approx 80$

Digunakan tulangan lentur atas D22–80 mm

A_s $= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2\right) \frac{1000}{80}$

$= 4751{,}66 mm^2 > 4484{,}72\ mm^2$ (Ok)

<u>Penulangan Arah y</u>



Gambar 8.7 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu Y)

P_{max} = 144,176 ton

P = 3 x 144,176 = 432,528 ton

Q = 4 x 2,4 x 1 = 9,6 ton/m

qu = 9,6 ton/m x 1,2 = 11,52 ton/m

Mu = $3P_{max}a$ – ½ qux. L^2

= (432,528 x 1,25) – (½ x 11,52x $(1{,}25+0{,}75)^2$)

= 517,62 tonm

= 5077852200 Nmm

dx = 1000 – 70 – ½ . 22 = 919 mm

dy = 1000 – 70 – 25 – ½ . 22 = 897 mm

Mn $= \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{5077852200}{0,8} = 6347315250\ Nmm$

m $= \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{400}{0,85\ .30} = 15,69$

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

ρ_{bal} $= \frac{0,85.\ f'c.\ \beta}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$

$= \frac{0,85.\ 30.\ 0,85}{400}\left(\frac{600}{600+400}\right) = 0,03251$

ρ_{max} $= 0,75\ \rho b = 0,75 \times 0,03251 = 0,02438$

Rn $= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6347315250}{4000 \times 897^2} = 1,972$

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

$= \frac{1}{15,69}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,972}{400}}\right) = 0,00514 > \rho min$

Jadi ρ = 0,00514

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

As $= \rho \times b \times d_x$

$= 0,00514 \times 1000 \times 897 = 4607,908\ mm^2$

Digunakan Tulangan D22(As =380,13 mm^2)

Jumlah tulangan Perlu $= \frac{4607,908}{380,13} = 12,12 \approx 13\ buah$

Jarak tulangan terpasang $= \frac{1000}{13-1} = 83,33 \approx 80$

Digunakan tulangan lentur atas D22–80 mm

A_s $= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2\right)\frac{1000}{80}$

$= 4751,66 mm^2 > 4607,908\ mm^2$(Ok)

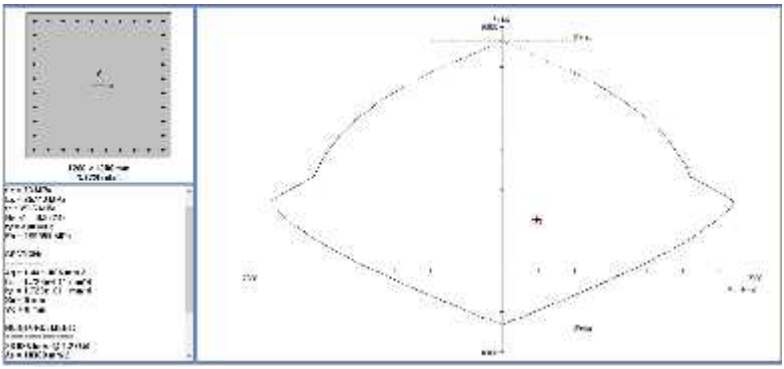
8.4 Perencanaan Kolom Pedestal

Besarnya gaya – gaya dalam kolom diperoleh dari hasil analisis SAP 2000 pada pada kolom lantai 1, adalah :

Mu = 1360640 kg cm = 13606,4 kg m

Pu = 245021,8 kg = 2403663,858 N
Vu = 6269,6 kg = 61504,776 N
Data perencanaan kolom :
b = 1200 mm
h = 1200 mm
Ag = 1440000 mm^2
Mutu bahan :
f'c = 30 Mpa
fy = 400 Mpa
Selimut beton = 50 mm
Tulangan sengkang = ∅12 mm
Tulangan utama = ∅25 mm
Tinggi efektif = 1200 – (50 + 12 + ½.25) = 1125,5 mm

Penulangan Lentur pada Kolom
Dari PCACOL didapat nilai ρ = 1,23 %



Gambar 8.8 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col.

As = 0,0123 . 1200 . 1125,5= 16612,38 mm^2
Dipasang tulangan 36 D25, As = 17671,46 mm^2 dipasang merata 4 sisi.
Penulangan Geser Kolom

Vu = 6269,6 kg = 61504,776 N

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$Vc = 2\left(1 + \frac{Nu}{14\,Ag}\right)\frac{1}{6}\sqrt{f'c} \times b \times d$$

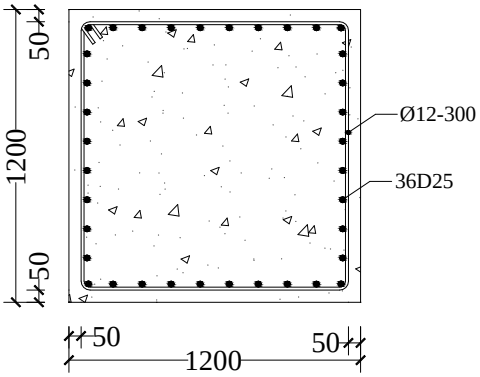
$$= 2\left(1 + \frac{2403663{,}858}{14.1440000}\right)\frac{1}{6}\sqrt{30} \times 1200 \times 1125{,}5$$

$$= 2759848{,}303\ N$$

∅Vc = 0,6Vc = 1655908,982 N

Karena Vu <∅Vc→ tidak perlu tulangan geser

Jadi dipasang tulangan geser praktis Ø12 – 300, sengkang dua kaki



Gambar 8.9 Penulangan Kolom Pedestal

8.5 Perhitungan Sloof Pondasi

Desain penulangan pada sloof akan direncanakan menggunakan tulangan baja, hal tersebut dilakukan karena sloof menerima kombinasi beban aksial tekan dan lentur.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof tepi:

Gaya aksial kolom =245021,8 kg

P_u = 10% × 245021,8 kg

= 24502,18 kg → 240366,3858 N

Dimensi sloof	=	400 × 600 mm^2
Mutu beton (f_c)	=	30 MPa
Mutu baja (f_y)	=	400 Mpa
Tulangan utama	=	D22
Tulangan sengkang	=	Ø10
Selimut beton	=	50 mm

d = 600 – 50 – 10 – ($^1/_2$ × 22)= 529 mm

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,70 \times \sqrt{f'c} = 0,70 \times \sqrt{30} = 3,83 Mpa$$

Tegangan tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{Pu}{\varphi.b.h} = \frac{240366,3858}{0,80 \times 400 \times 600} = 1,25\ Mpa < fr_{ijin}$$

8.5.1 Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

Adapun beban –beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi sloof :	b	= 400 mm
	h	= 600 mm
	A_g	= 240000 mm^2
Mutu bahan :	f'_c	= 30 MPa
	f_y	= 400 MPa
Selimut beton		= 50 mm
Tul. sengkang		= ∅12
Tul. utama		= D22
Tinggi efektif (d)		= 600 – (50 + 12 + ½ . 22)
		= 527 mm

- Beban-beban yang terjadi pada sloof :

Beban dinding 1,2 × 250× 5 = 1500 kg/m
Berat sloof 1,2 × 0,40 × 0,60 × 2400 = 691,20 kg/m
Qu = 2191,2 kg/m

Panjang sloof = 6 m

Mu = 1/12 × q_u × L^2
= 1/12 × 2191,2 × 6^2
= 6573,6 kgm

D (Vu) = ½ × qu × L
= ½ × 2191,2 x6
= 6573,6 kg

- Penulangan tarik pada sloof

Mu = 6573,6 kgm = 64487016 Nmm
D (Vu) = 6573,6 kg = 64487,016 N
Tulangan tarik yang dibutuhkan :

As = $\frac{Vu}{fy} = \frac{64487,016}{400}$ = 161,217 mm^2

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$A_s^{'}$ = $0.5A_s = 0.5 \times 161,217$ = 80,609 mm^2

Mn = $\frac{Mu}{\alpha} = \frac{64487016}{0,8}$ = 80608770 Nmm

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c^{'}} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15,69$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_{balance}$$

$$= 075\frac{0,85 f_c^{'}}{f_y}\left(\frac{600}{600+f_y}\right)$$

$$= 075\frac{0,85\times 30\times 0,85}{400}\left(\frac{600}{600+400}\right)$$

$$= 0.0243$$

Rn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{80608770}{400\ x\ 527^2} = 0,726$

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

$$=\frac{1}{15,69}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 15,69\times 0,726}{400}}\right) = 0,00184 > \rho min$$

$\rho_{¢} < \rho_{min}$ dipakai ρ_{min} = 0,0035

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

A_{s1} = $\rho \times b \times d_x$

= 0,0035 × 400 × 572

= 800,8 mm^2

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

A_{s1}' = 0,50 × A_s

= 400,4 mm^2

Jumlah tulangan tarik : $A_s + A_{s1}$ = 161,217 + 800,8

= 962,017 mm^2

Digunakan tulangan tarik 4D22 (A_s = 1520,53 mm^2)

Jumlah tulangan tekan : A_s' + A_{s1}' = 80,609 + 400,4

= 481,009 mm^2

Digunakan tulangan 4D16 (A_s = A_s = 1520,53 mm^2)

- Penulangan Geser Sloof

  V_u = 64487,016 N

  Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

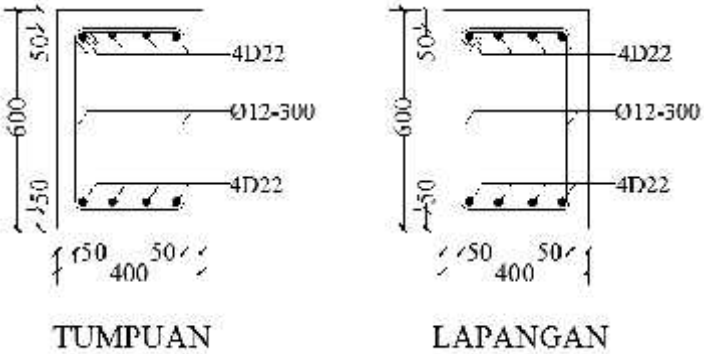
$$V_c = 2\left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\frac{1}{6}\sqrt{f_c'}bd$$

$$= 2\left(1+\frac{2403663,858}{14.240000}\right)\frac{1}{6}\sqrt{30}\times 400\times 527$$

$$= 660190,615 \text{ N} > Vu = 64487,016 \text{ N}$$

Sehingga tidak perlu tulangan geser. Jadi dipasang tulangan geser Ø12 – 300, sengkang 2 kaki.

Detail tulangan sloof



Gambar 8.10 Penampang Sloof 400 x 600

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IX
PENUTUP

9.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder:
   a. Pelat lantai atap menggunakan bondek dari PT.BRC LYSAGHT INDONESIA tebal 0,75 mm dengan pelat beton tebal 90 mm dan dipasang tulangan negatif Ø 8 – 250.
   b. Pelat lantai hotel menggunakan bondek dari PT.BRC LYSAGHT INDONESIA tebal 0,75 mm dengan pelat beton tebal 90 mm dan dipasang tulangan negatif Ø 8 – 200.
   c. Dimensi balok anak pada atap menggunakan profil WF 250x175x7x11 untuk bentang 6 m, WF 200x100x5,5x8 untuk bentang 3 m dengan mutu baja BJ-41.
   d. Dimensi balok anak pada lantai hotel menggunakan profil WF 300x150x6,5x9 untuk bentang 6m, WF 200x100x5,5x8 untuk bentang 3 m dengan mutu baja BJ-41.
   e. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9 dengan mutu baja BJ-41
   f. Tebal pelat tangga yang digunakan 3 mm dan dimensi pengaku anak tangga siku 50 x 50 x 9 dengan mutu baja BJ-41.

g. Tebal pelat bordes yang digunakan 5 mm dan dimensi balok bordes WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan mutu baja BJ-41.
h. Dimensi balok utama tangga menggunakan profil WF 200 x 100 x 4,5 x 7 dan dimensi balok penumpu tangga WF 200 x 100 x 5,5 x 8 dengan mutu baja BJ-41.

2. Hasil perhitungan struktur primer:
   a. Link arah X merupakan link pendek dengan panjang link 100 cm yang dipasang pengaku antara dengan jarak 20 cm
   b. Link arah X merupakan link pendek dengan panjang link 100 cm yang dipasang pengaku antara dengan jarak 20 cm
   c. Dimensi balok diluar link arah X dan Y lantai menggunakan profil WF 500x300x11x18, atap menggunakan WF 500x200x10x16 mutu baja BJ-41
      Untuk balok diluar link menggunakan profil yang sama dengan balok link
      Dimensi bresing arah X dan Y menggunakan profil WF 200x200x8x12 dengan mutu baja BJ-41
   d. Dimensi balok induk lantai bentang 6 m menggunakan profil WF 500x300x11x18, bentang 3 m menggunakan profil WF 500x200x10x16. Untuk balok induk atap bentang 6 m menggunakan profil WF 500x200x10x16, bentang 3 m menggunakan profil WF 450x200x9x14
   e. Dimensi kolom lantai 1s/d 5 menggunakan profil KC 800x300x14x26, lantai 6 s/d 10 menggunakan profil KC 588x300x12x20 dengan mutu baja BJ-41
   f. Perencanaan base plate menggunakan pelat landas 1000 mmx1000 mm tebal 55 mm

3. Hasil perhitungan struktur bawah :
   a. Struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang beton dengan penampang bulat berongga (Round Hollow) produk dari PT. WIKA beton ∅ 50 cm (tipe A1) di kedalaman 14 m
   b. Dimensi poer direncanakan 4 m x 4 m x 1 m, dengan tulangan lentur arah X D22-100 mm dan tulangan lentur arah Y D22-100 mm
   c. Dimensi kolom pedestal direncanakan 1200 mmx1200mm dengan tulangan utama 36D22 dan tulangan geser Ø12 – 300
   d. Sloof direncanakan dengan dimensi 400x600 dengan tulangan utama 8D22 dan tulangan geser Ø12 – 300

9.2 Saran

Untuk modifikasi perancangan struktur baja sistem EBF diharapkan dilakukan studi yang lebih dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi dan estetika sehingga perencanaan dapat dilakukan dan dimodelkan semaksimal dan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan

“Halamaninisengajadikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

Ahmad, Irza. 2012. “ Analisa Lendutan dan Distribusi Gaya Lateral Akibat Gaya Lateral Monotonik pada Pondasi Tiang Kelompok”. JURNAL KONSTRUKSIA Vol.3 No.2 April 2012.

Hasan, Aswin dan Imron Fikri Astira. 2013. “ Analisis Perbandingan Simpangan Lateral Bangunan Tinggi dengan Variasi Bentuk dan Posisi Dinding Geser Studi Kasusu : Proyek Apartemen The Royale SpringHill Residence.” JURNAL TEKNIK SIPIL DAN LINGKUNGAN Vol.1 No.1, Desember 2013.

Husain, Juswan dan Hamzah. 2011. “ Analisa Perbandingan Umur Struktur Offshore Sistem EBF dan Sistem CBF Tipe Jacket”. PROSIDING HASIL PENELITIAN FAKULTAS TEKNIK ISBN:978-979-127255-0-6

Krisnamurti, Wiswamitra, Kriswardhana. 2013. “Pengaruh Variasi Bentuk Penampang Kolom Terhadap Perilaku Elemen Struktur Akibat Beban Gempa.” JURNAL REKAYASA SIPIL Vol.7, No.1, 2013.

Kurdi, Budiono dan Yurisman. 2013. “ Studi Numerik Usulan Jarak Pengaku Badan Diagonal Link Geser pada Struktur Baja Eccentrically Braced Frame Type-D”. JURNAL TEKNIK SIPIL Vol.20 No.2, Agustus 2013

Moestopo, Muslinang dan M. Arief Rahman Panjaitan. 2012. “Kajian Eksperimental Peningkatan Kinerja Link Geser pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksperimental”. JURNAL TEKNIK SIPIL Vol.19 No.2, Agustus 2012.

Purba, Virgo Erlando dan Sianturi, Novdin . 2013. “ Kajian Pemilihan Pondasi Sumuran Sebagai Alternatif Perancangan Pondasi”. JURNAL RANCANG SIPIL Vol.2 No.1 Juni 2013.

Sianturi, Ricky Malinton dan Tarigan, Johannes. “Aplikasi Perhitungan Sambungan Pada Balok Grid Dengan Kombinasi Momen Lentur, Gaya Lintang, dan Momen Torsi”. JURNAL TEKNIK SIPIL USU.

Standar SNI 03-1726-2012., “*Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung”*, Badan Standarisasi Nasional, 2012

Standar SNI 03-1729-2015., “*Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung”* Badan Standarisasi Nasional, 2015

Suhaimi, Budi Aulia dan Mochammad Afifuddin. 2014. ”Evaluasi Kinerja Gedung Beton Bertulang Sistem Ganda Dengan Variasi Geometri Dinding Geser Pada Wilayah Gempa Kuat.” JURNAL TEKNIK SIPIL PASCASARJANA UNIVERSITAS SYIAH KUALA Vol.3 No.1, Februari 2014.

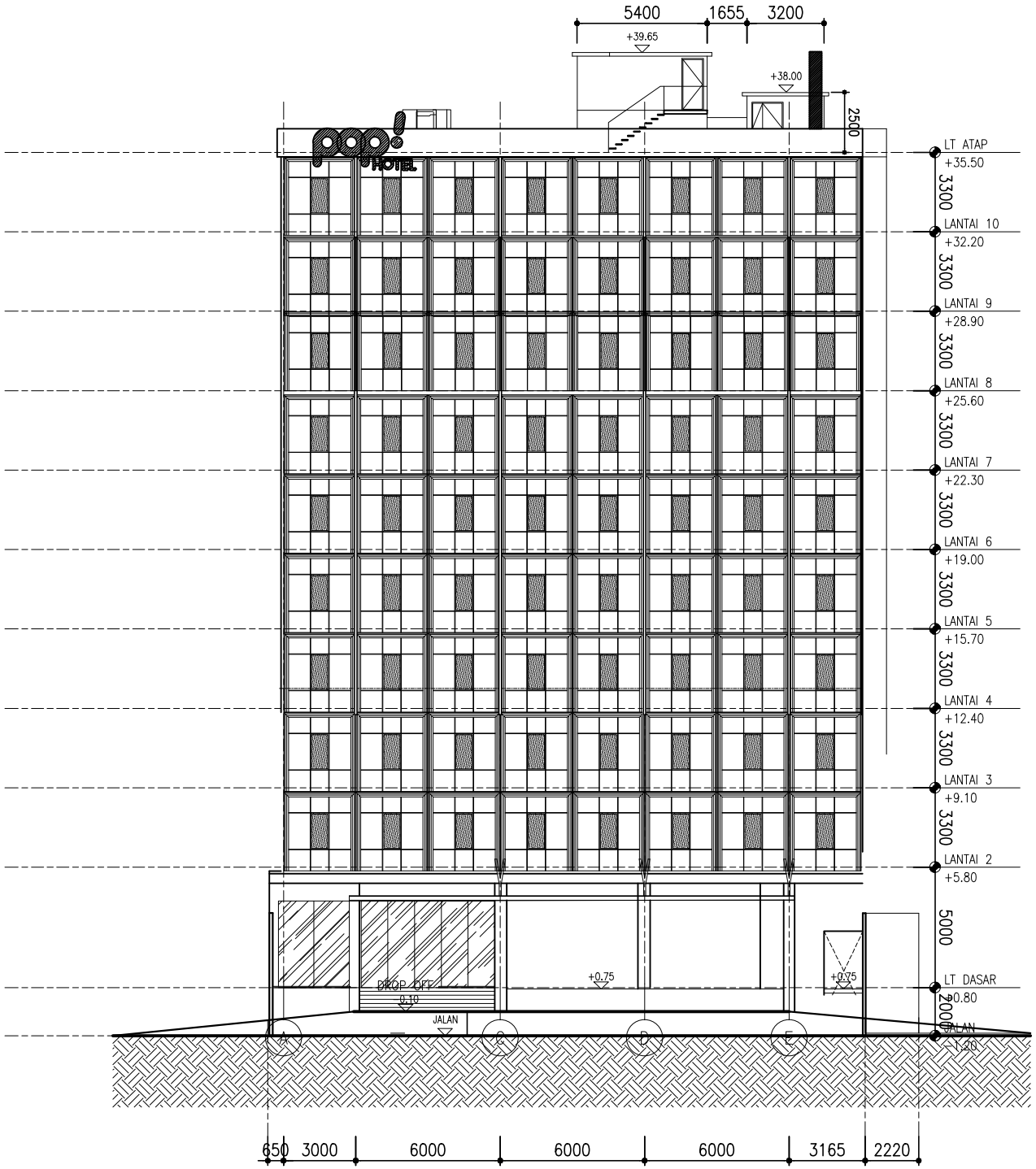
Tambunan, Jhonson. 2012. “Studi Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang”. JURNAL RANCANG SIPIL Vol. 1 No.1 Desember 2012

Tarigan, Johannes.2005.”Analisa Dampak Gempa 26 Desember 2004 dan 28 Maret 2005 Terhadap Kerusakan Bangunan di Nias Serta Perancangan Bangunan di Masa Yang Akan Datang.” JURNAL SISTEM TEKNIK INDUSTRI Vol.6, No.4, Oktober 2005.

Wijaya, Yan Parta. 2010.” Studi Stabilitas Pada Sistem Portal Baja Berpengaku Eksentrik (*Eccentrically Braced Frame*)”. Rekayasa Sipil Volume VI, Nomor 1, April 2010.

Yurisman, Budiono, Mustopo, Sarjana. 2010. “Kajian Numerik Terhadap Kinerja Link Geser dengan Pengaku Diagonal pada Struktur Rangka Baja Berpenopang Eksentrik (EBF).” JURNAL TEKNIK SIPIL Vol.17 No.1, April 2010.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pop Padang Menggunakan Sistem Rangka Bresing EksentrikTipe D-Braced

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, MSc

Keterangan

BI1 : WF 500.300.11.18
BI2 : WF 500.200.10.16
BI3 : WF 450.200.9.14

BA1 : WF 300.150.6.9
BA2 : WF 200.100.5,5.8
BA3 : WF 250.175.7.11

Nama Mahasiswa

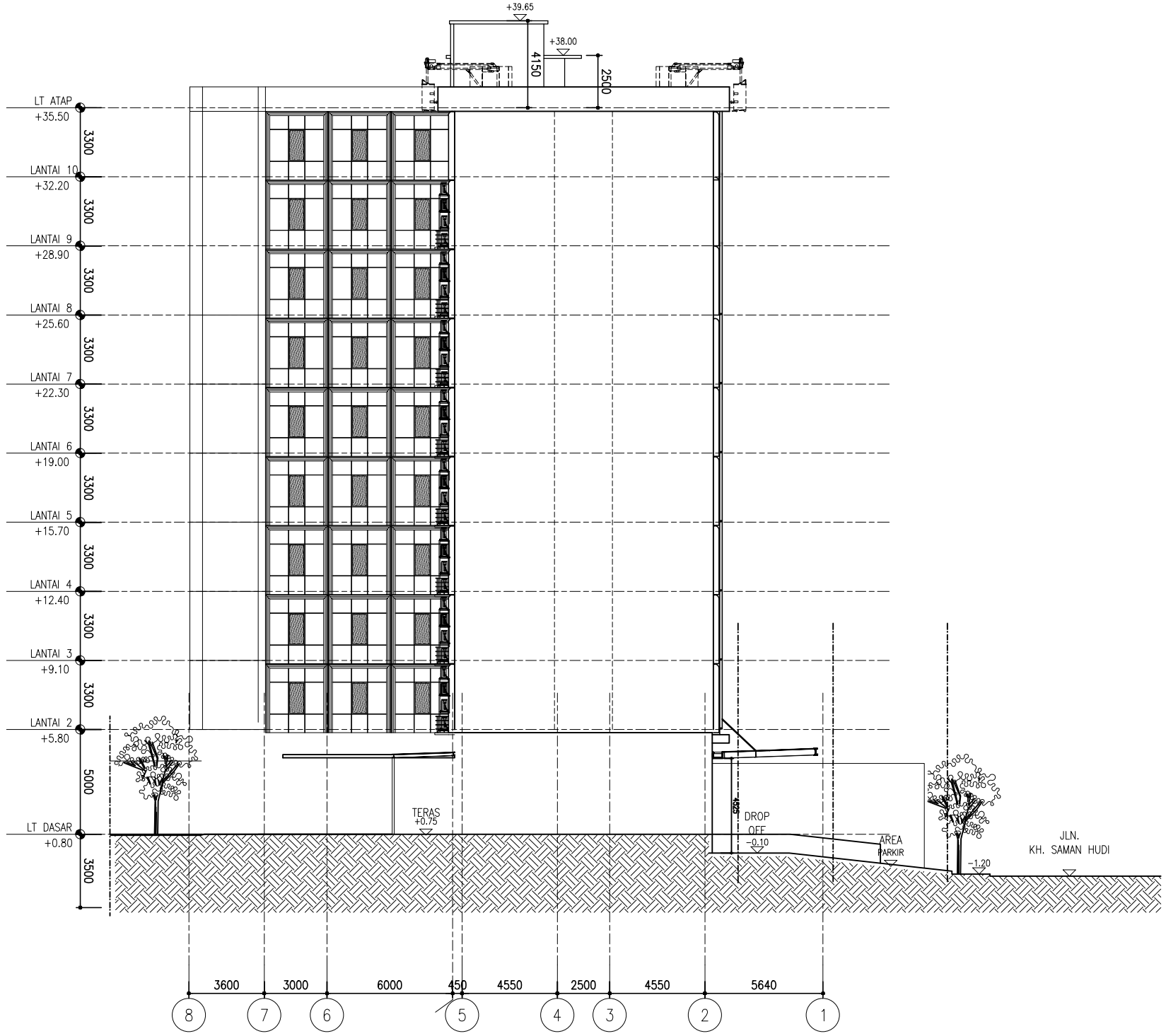
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

Tampak Depan

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:100	1	22



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pop Padang Menggunakan Sistem Rangka Bresing EksentrikTipe D-Braced

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, MSc

Keterangan

BI1 : WF 500.300.11.18
BI2 : WF 500.200.10.16
BI3 : WF 450.200.9.14

BA1 : WF 300.150.6.9
BA2 : WF 200.100.5,5.8
BA3 : WF 250.175.7.11

Nama Mahasiswa

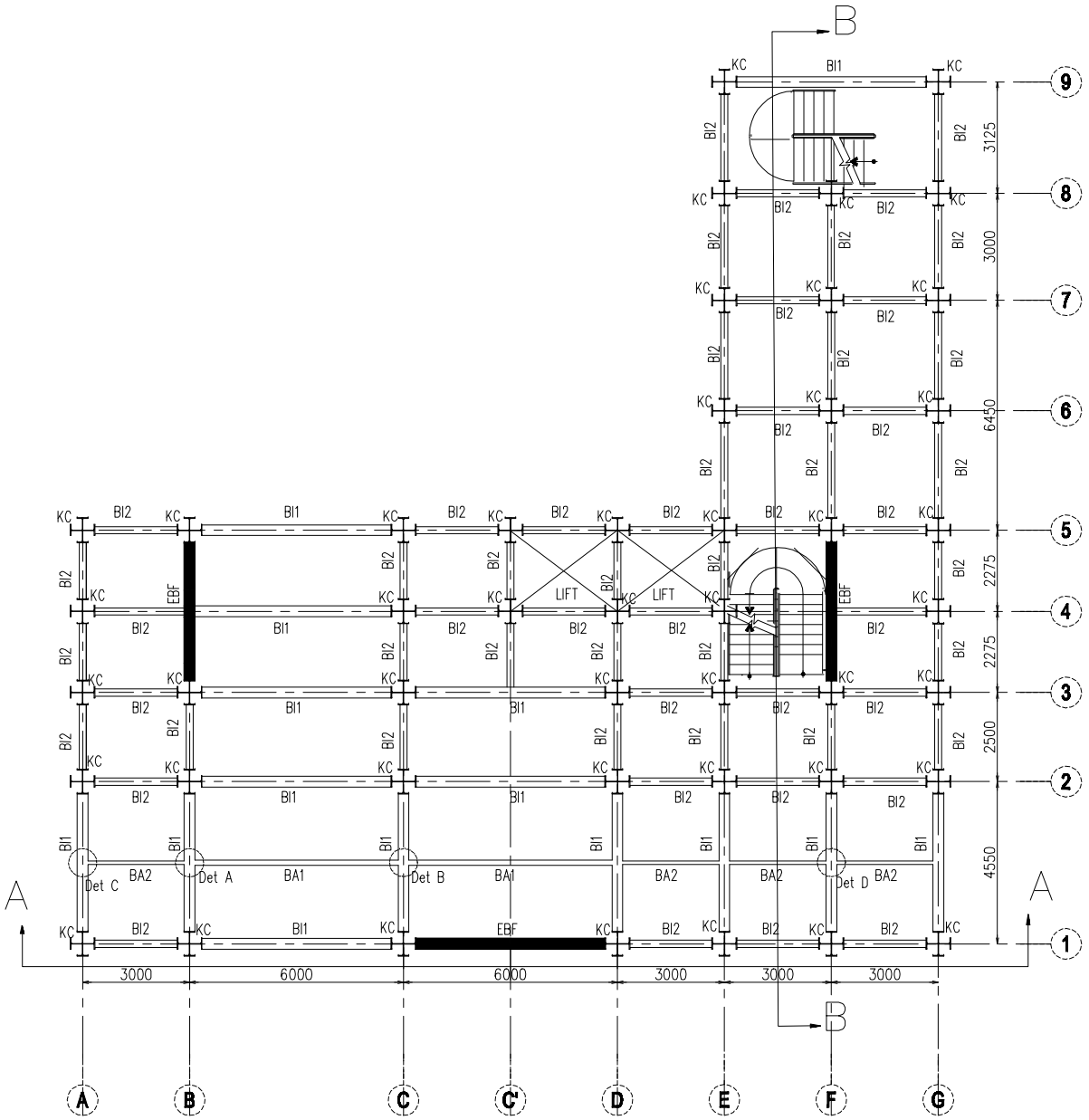
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

Tampak Samping

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:100	2	22



DENAH PEMBALOKAN DAN KOLOM LANTAI 1-5

1 : 100

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pop Padang Menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, MSc

Keterangan

BI1 : WF 500.300.11.18
BI2 : WF 500.200.10.16
BA1 : WF 300.150.6.9
BA2 : WF 200.100.5,5.8
KC : WF 800.300.14.26

Nama Mahasiswa

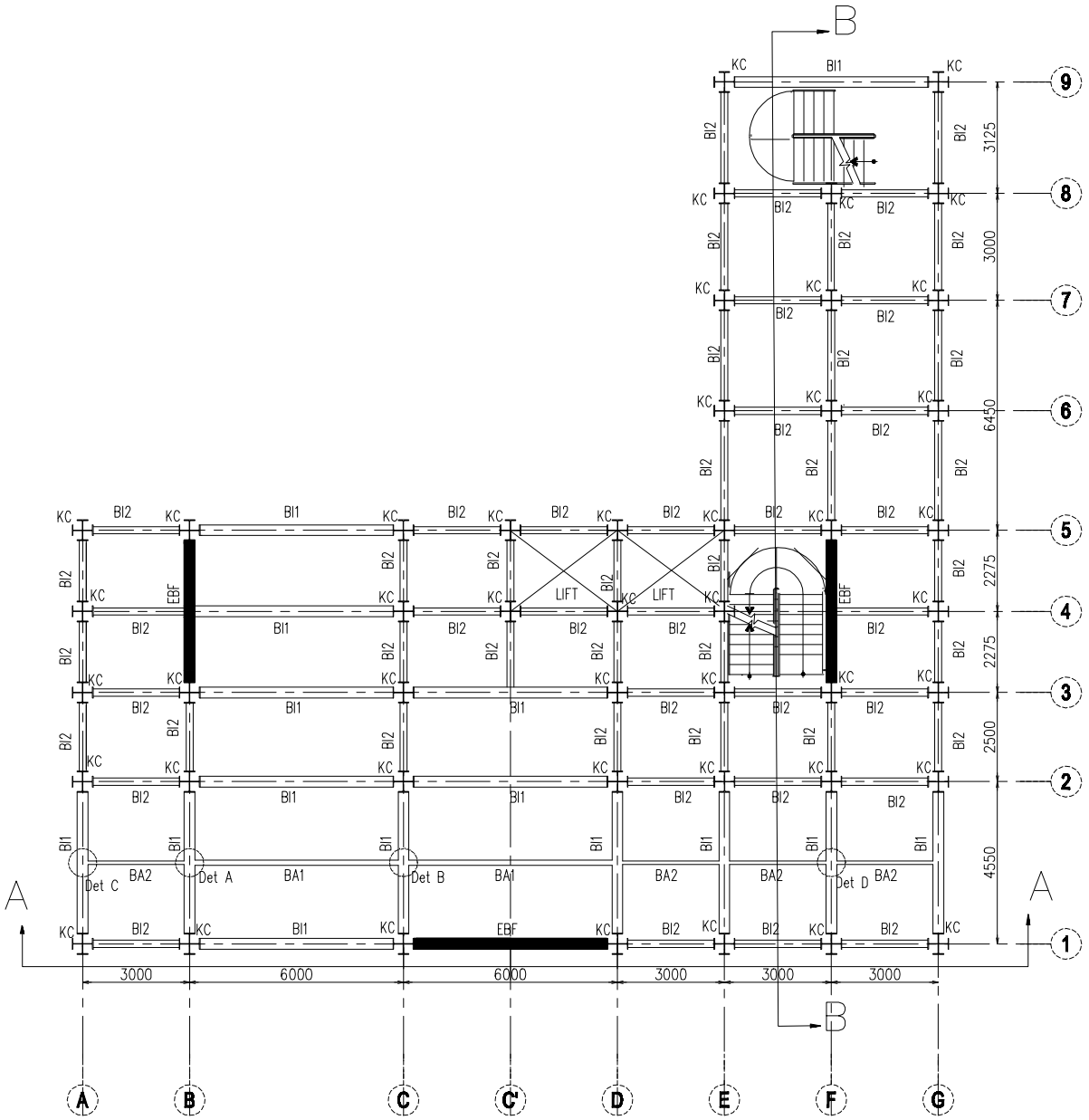
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

Denah Pembalokan dan Kolom Lantai 1–5

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:100	3	22



DENAH PEMBALOKAN DAN KOLOM LANTAI 6-10

1 : 100

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pop Padang Menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, MSc

Keterangan

BI1 : WF 500.300.11.18
BI2 : WF 500.200.10.16
BA1 : WF 300.150.6.9
BA2 : WF 200.100.5,5.8
KC : WF 588.300.12.20

Nama Mahasiswa

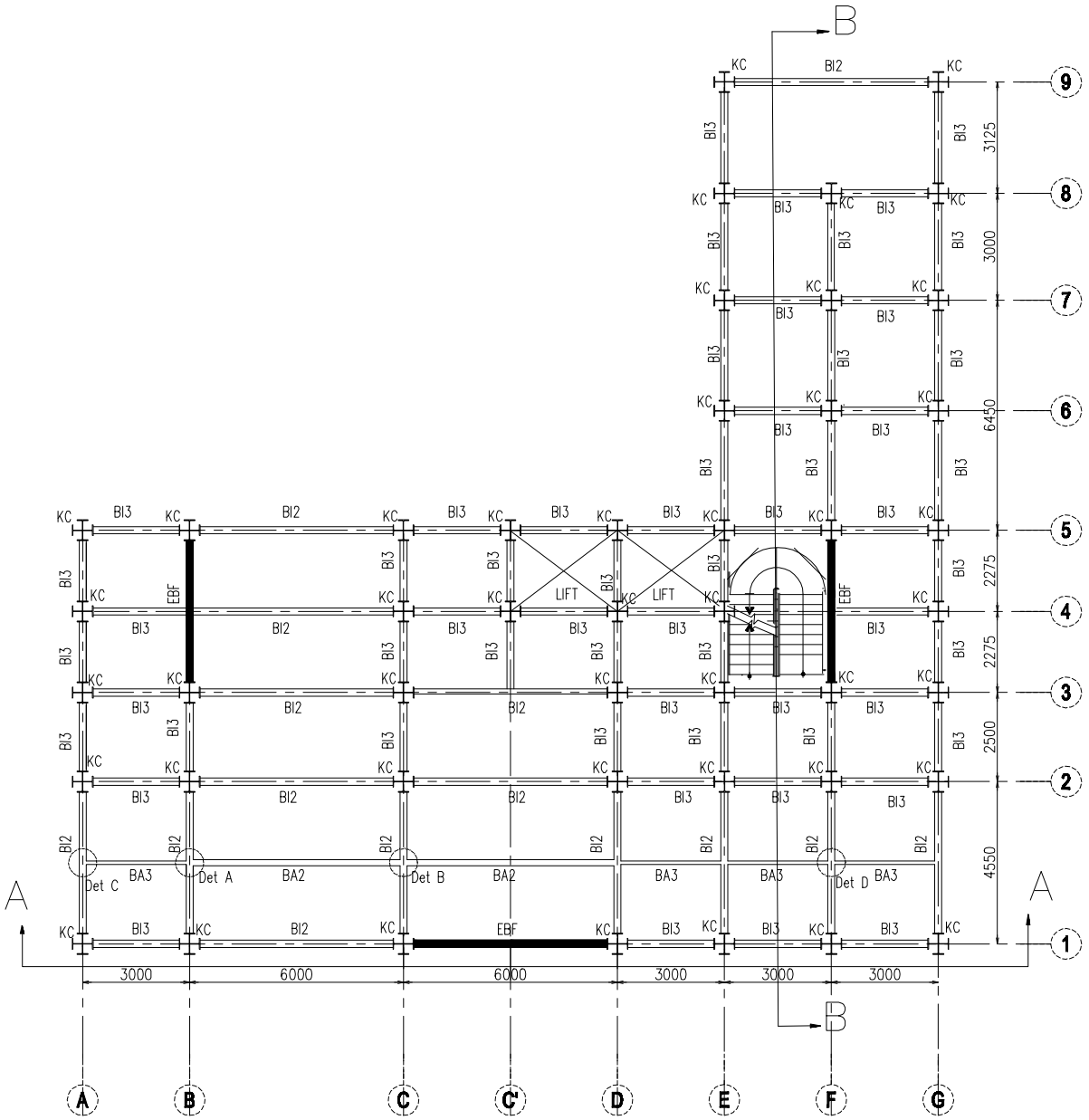
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

Denah Pembalokan dan Kolom Lantai 6–10

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:100	4	22



DENAH PEMBALOKAN DAN KOLOM ATAP

1 : 100

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pop Padang Menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, MSc

Keterangan

BI2 : WF 500.200.10.16
BI3 : WF 450.200.9.14
BA2 : WF 250.175.7.11
BA3 : WF 200.100.5,5.8
KC : WF 588.300.12.20

Nama Mahasiswa

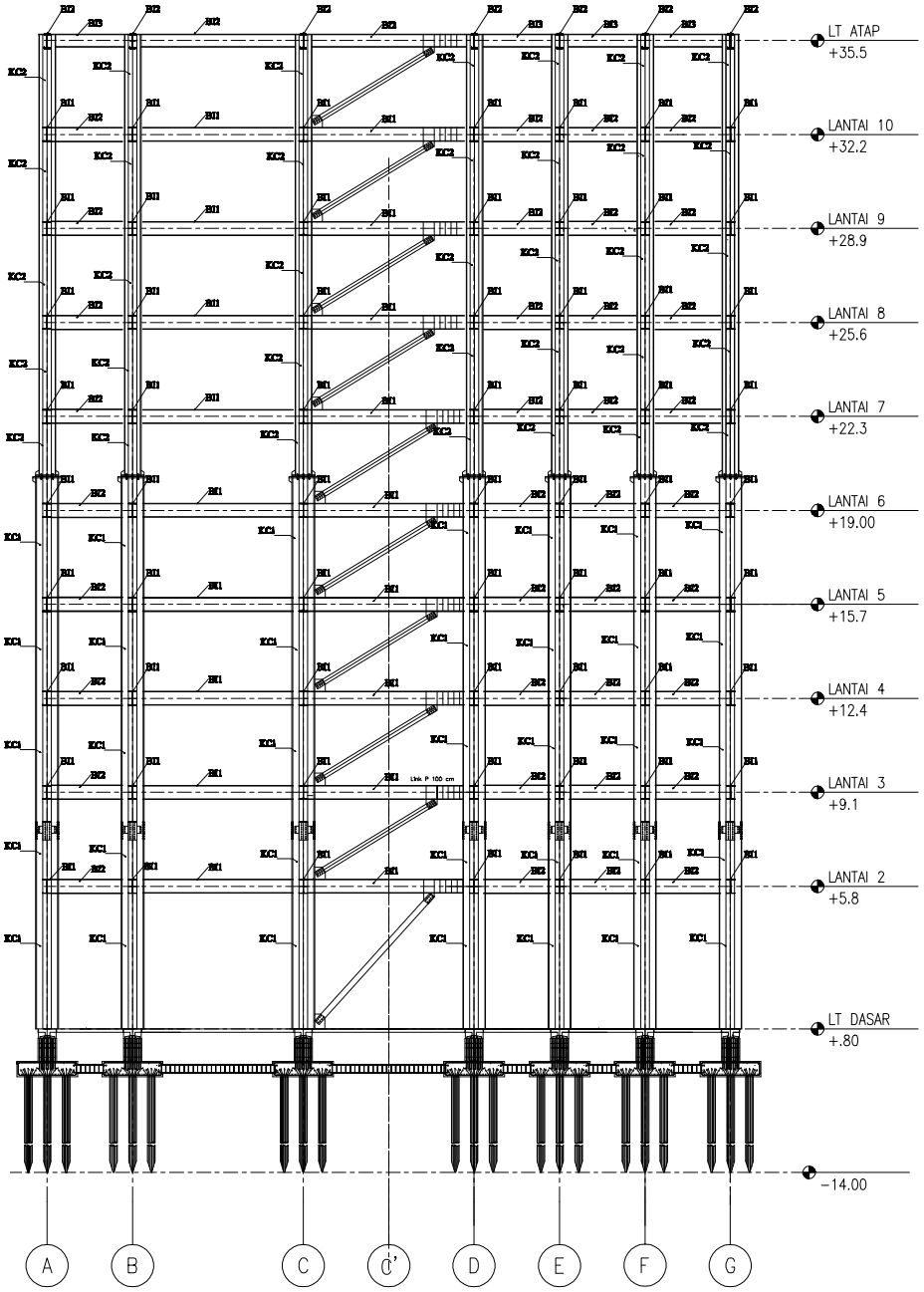
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

Denah Pembalokan dan Kolom Lantai ATAP

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:100	5	22



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 100

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pop Padang Menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS

Ir. Isdarmanu, MSc

Keterangan

BI1 : WF 500.300.11.18

BI2 : WF 500.200.10.16

BI3 : WF 450.200.9.14

KC1 : WF 800.300.14.26

KC : WF 588.300.12.20

Nama Mahasiswa

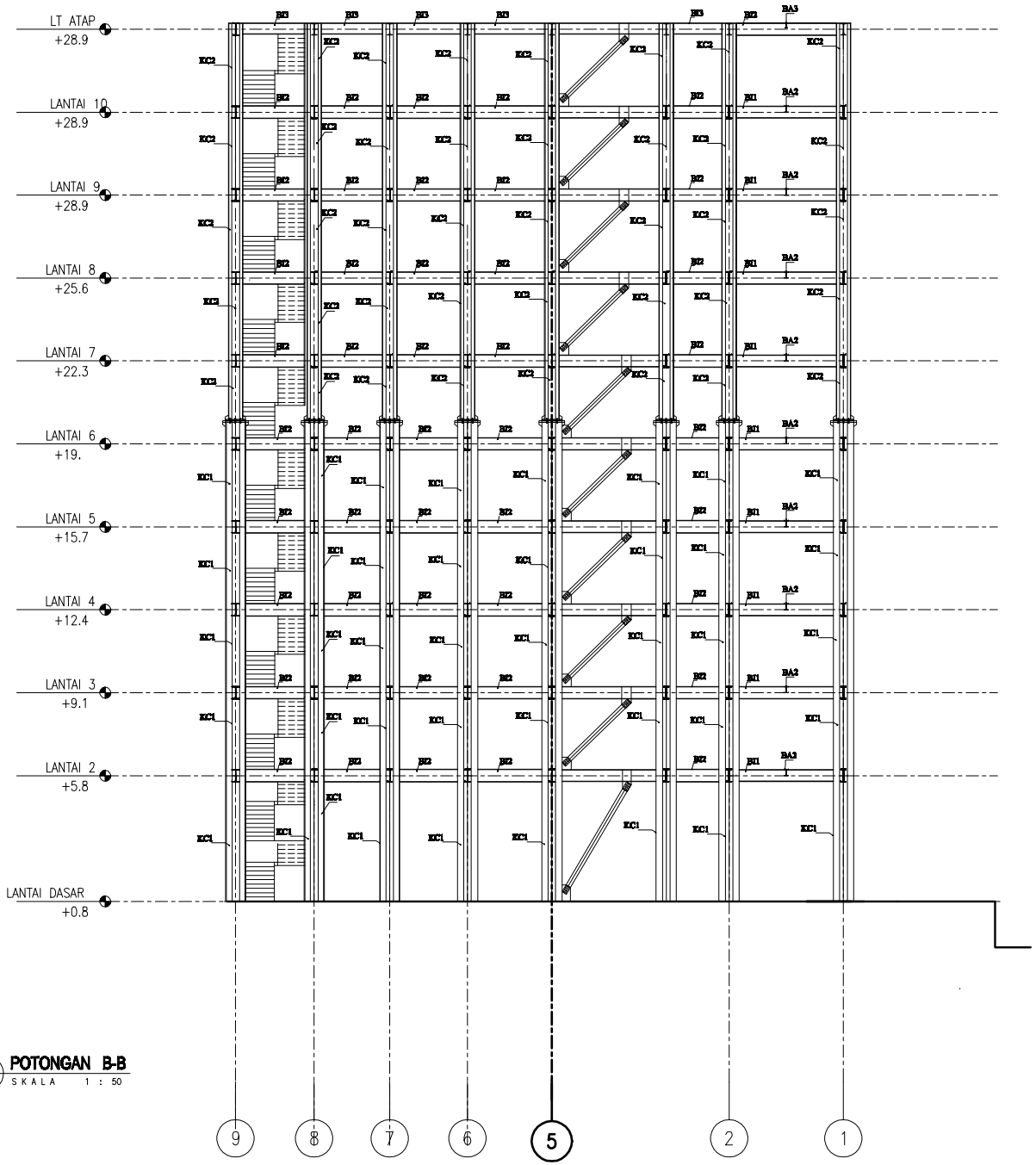
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

Potongan A–A

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:100	6	22



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 50

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Proposal Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan struktur Gedung Hotel Pop Padang Menggunakan Sistem Rangka Bresing EksentrikTipe D-Braced

Dosen Pembimbing

Keterangan

Nama Mahasiswa

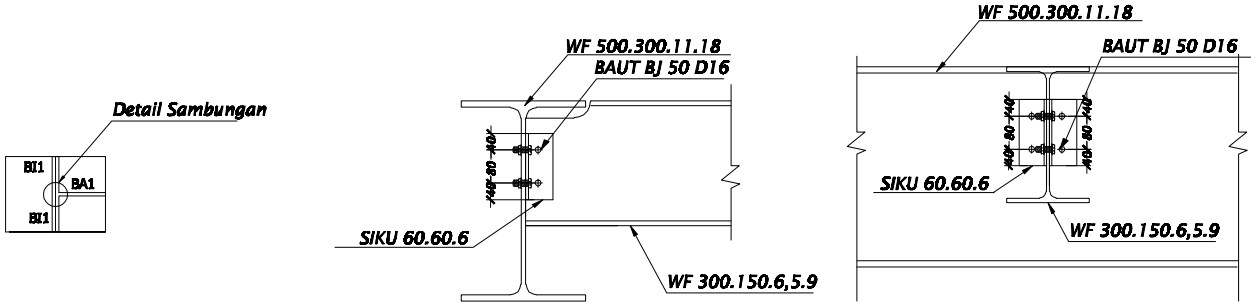
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

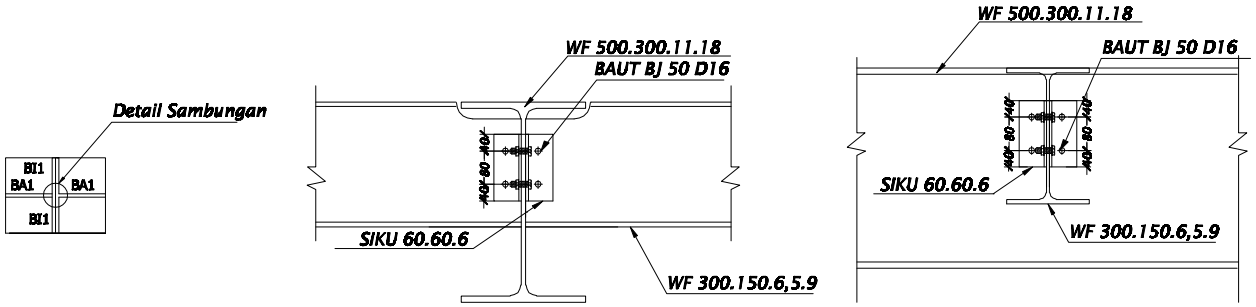
POTONGAN B-B

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:50	7	22



SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK LANTAI DETAIL A

SKALA 1 : 20



SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK LANTAI DETAIL B

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

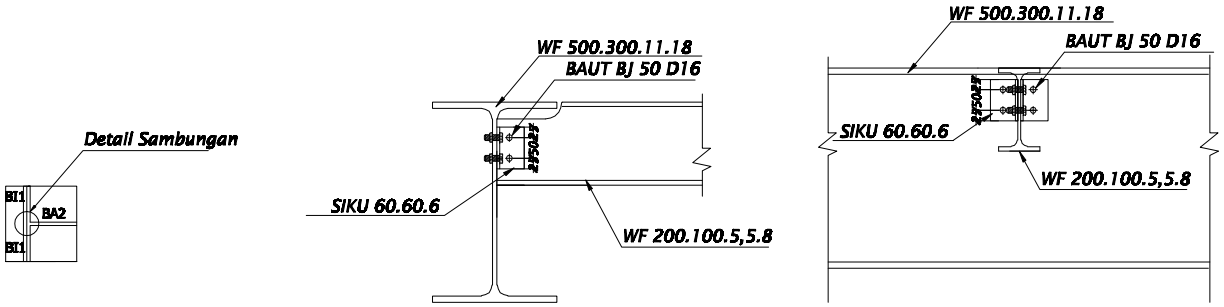
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

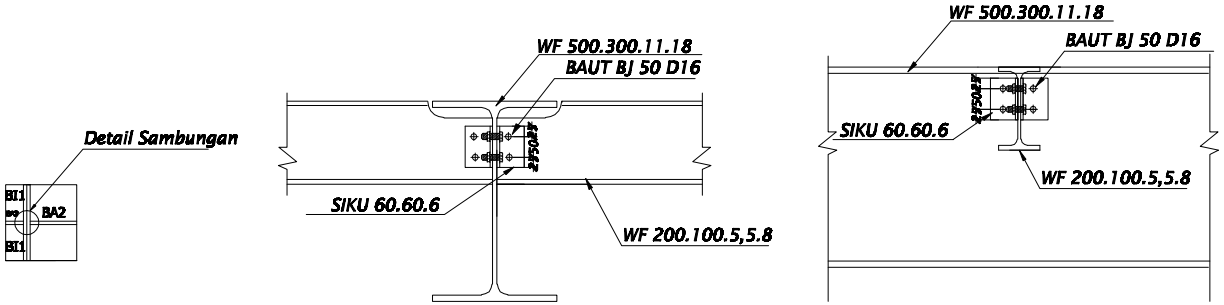
SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK LANTAI

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	8	22



SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK LANTAI DETAIL C

SKALA 1 : 20



SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK LANTAI DETAIL D

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

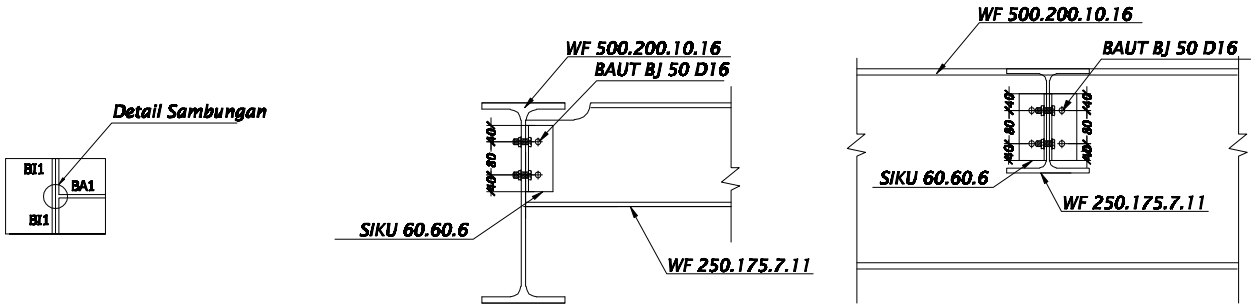
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

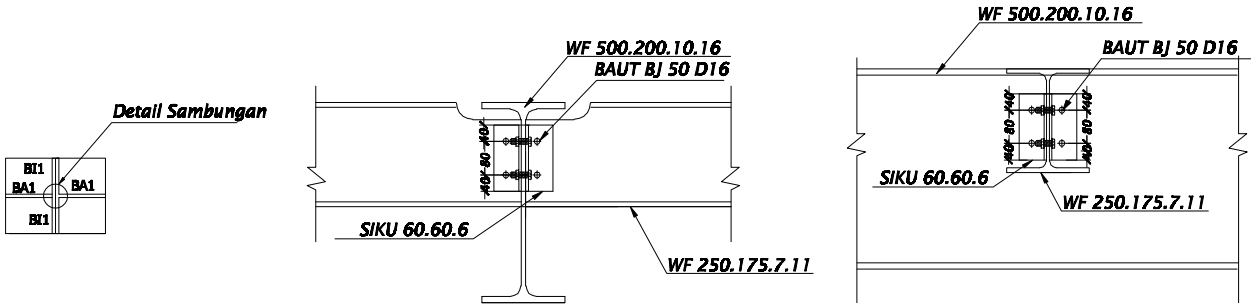
SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK LANTAI

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	9	22



SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK ATAP DETAIL A

SKALA 1 : 20



SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK ATAP DETAIL B

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

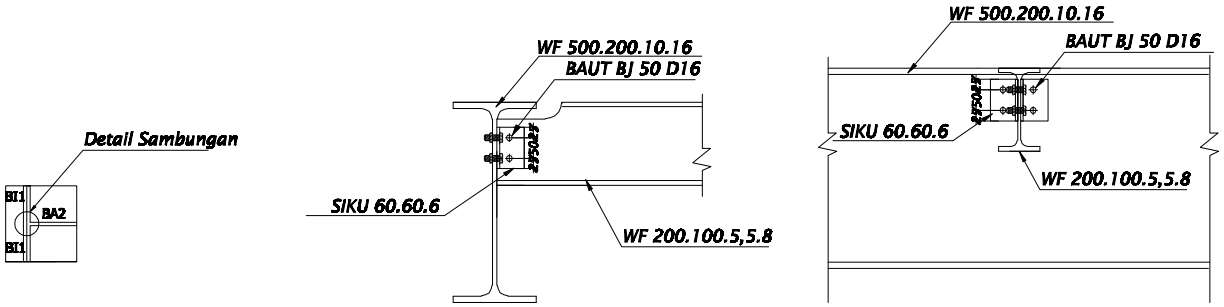
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

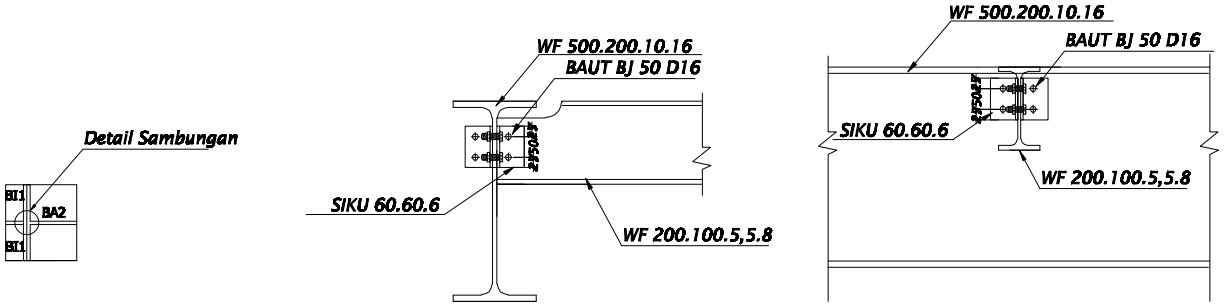
SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK ATAP

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	10	22



SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK ATAP DETAIL C

SKALA 1 : 20



SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK ATAP DETAIL D

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

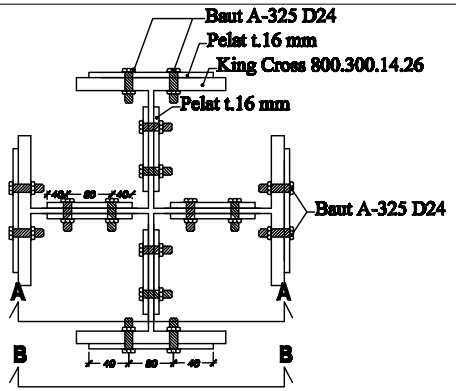
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

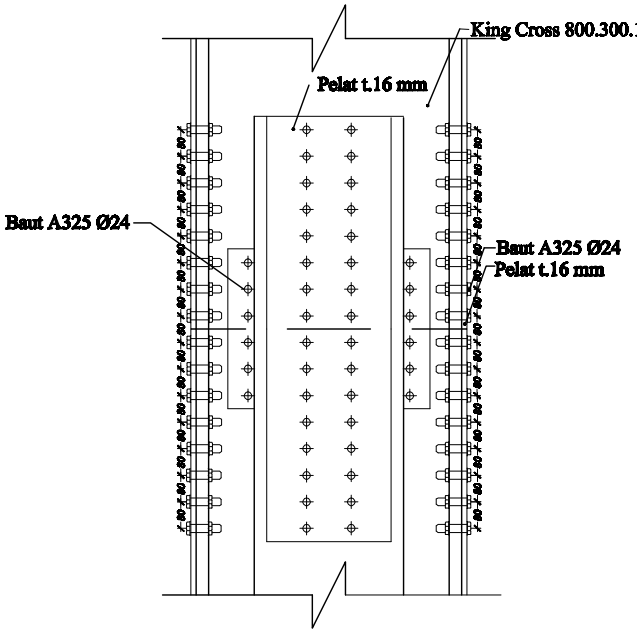
SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK ATAP

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	11	22



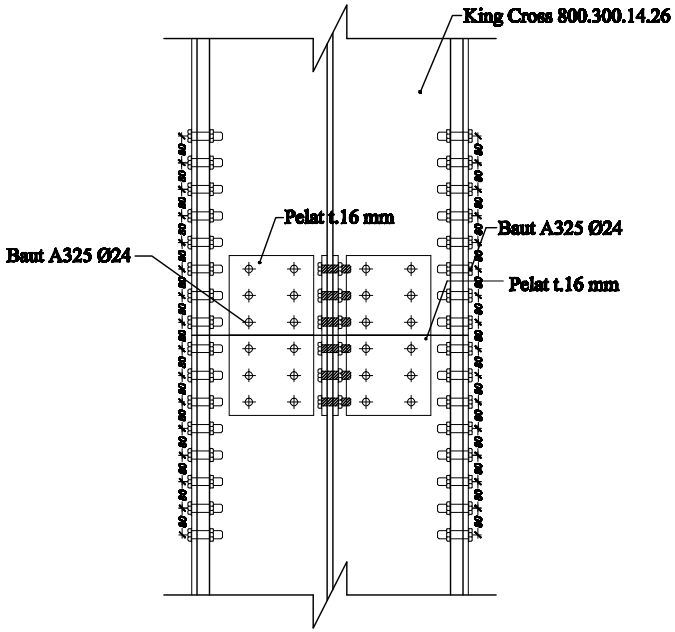
SAMBUNGAN KOLOM 800.300.14.26

SKALA 1 : 20



POTONGAN B-B

SKALA 1 : 20



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

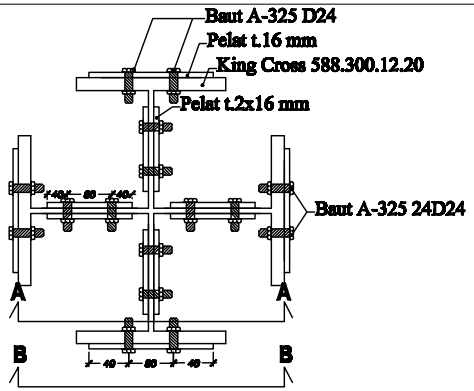
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

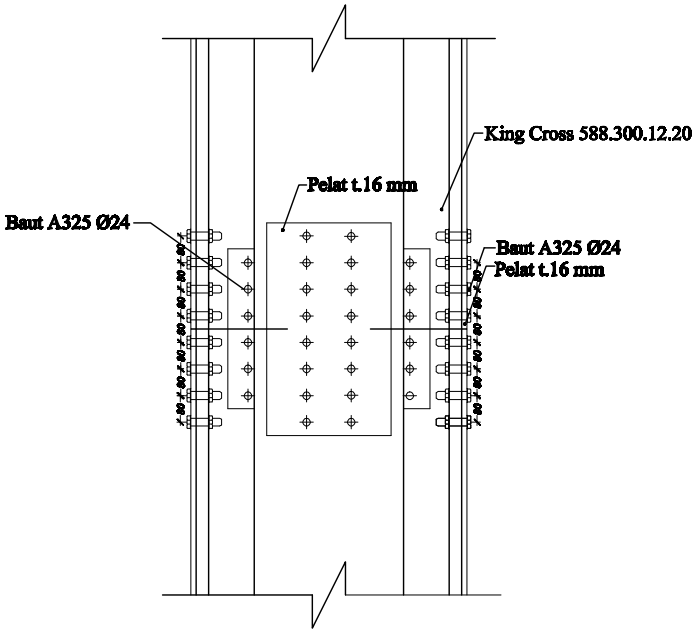
SAMBUNGAN KOLOM 800.300.14.26
POTONGAN A-A
POTONGAN B-B

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	12	22



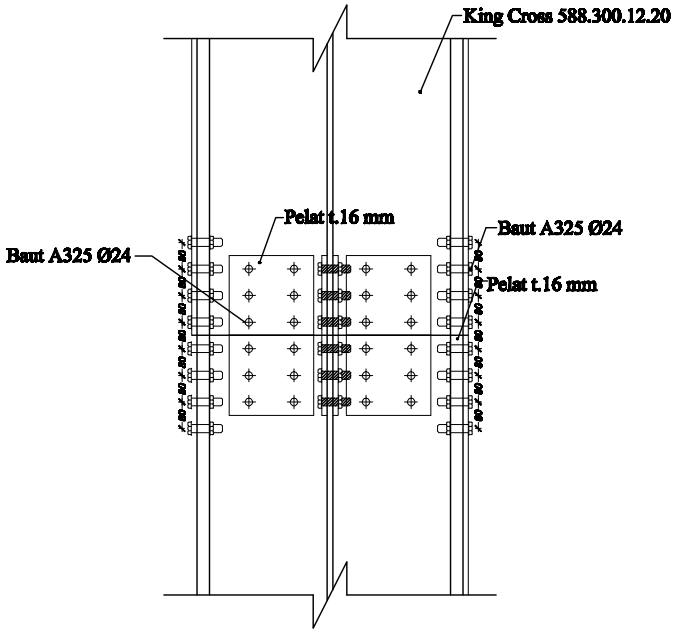
SAMBUNGAN KOLOM 588.300.12.20

SKALA 1 : 20



POTONGAN B-B

SKALA 1 : 20



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

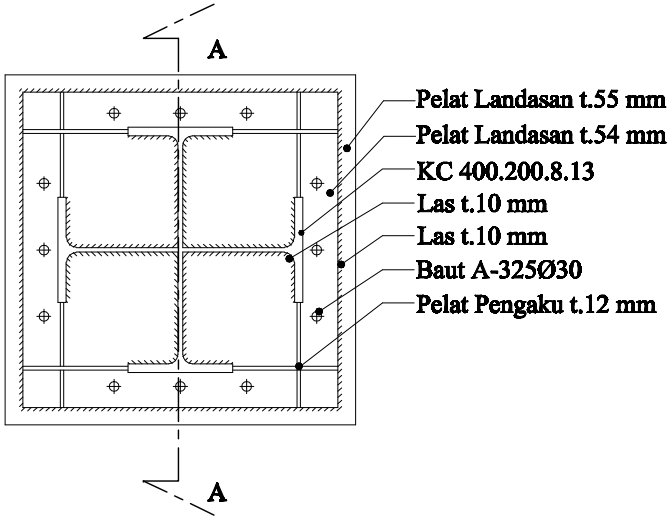
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

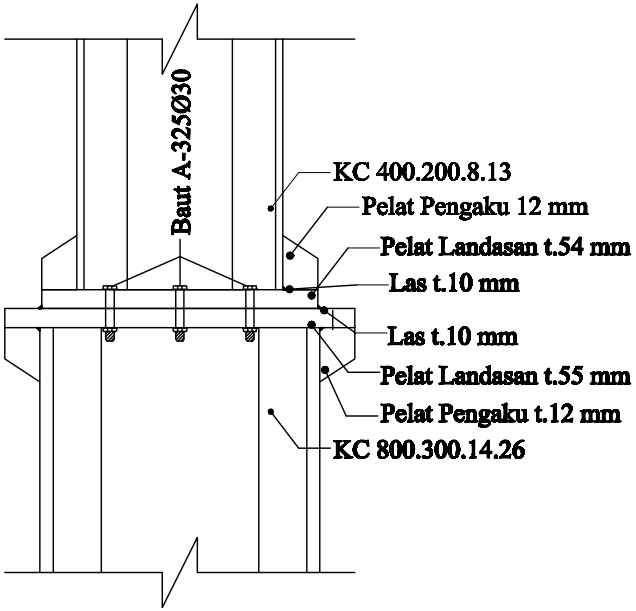
SAMBUNGAN KOLOM 588.300.12.20
POTONGAN A-A
POTONGAN B-B

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	13	22



SAMBUNGAN KOLOM

SKALA 1 : 20



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN *STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK*

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

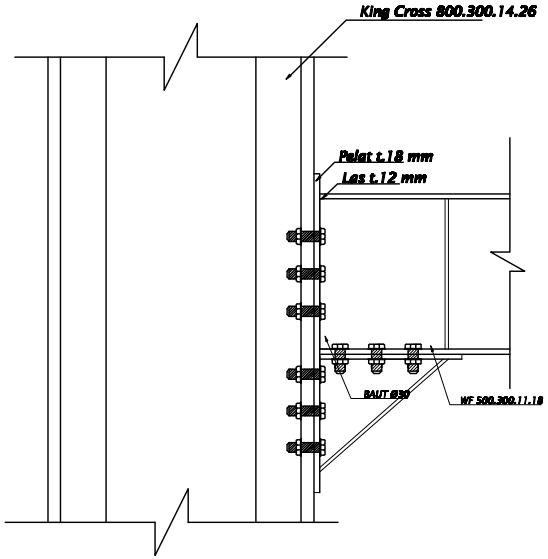
Pesta Dumaris Siagian

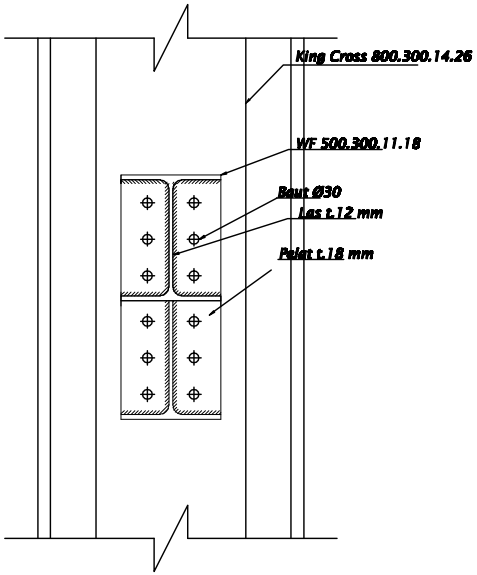
Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

SAMBUNGAN KOLOM 400.200.8.13 DAN KOLOM 800.300.14.26

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	14	22





SAMBUNGAN BALOK INDUK LANTAI DENGAN KOLOM

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN *STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK*

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

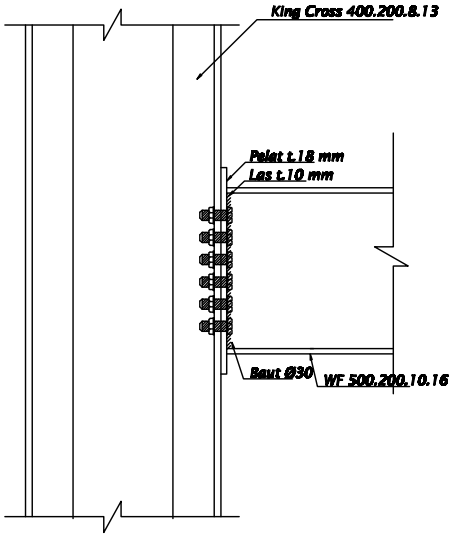
Pesta Dumaris Siagian

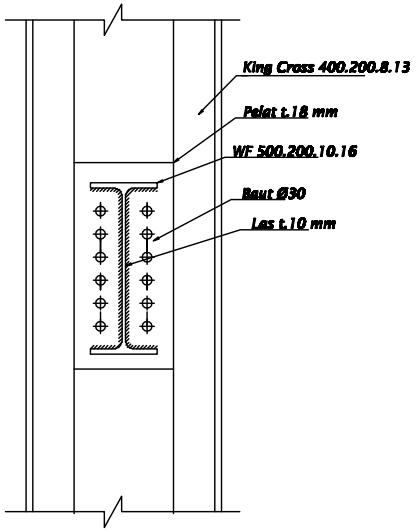
Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

SAMBUNGAN BALOK INDUK LANTAI DENGAN KOLOM

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	15	22





SAMBUNGAN BALOK INDUK ATAP DENGAN KOLOM

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN *STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK*

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Indarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

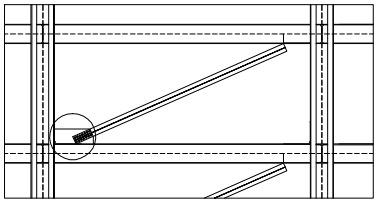
Pesta Dumaris Siagian

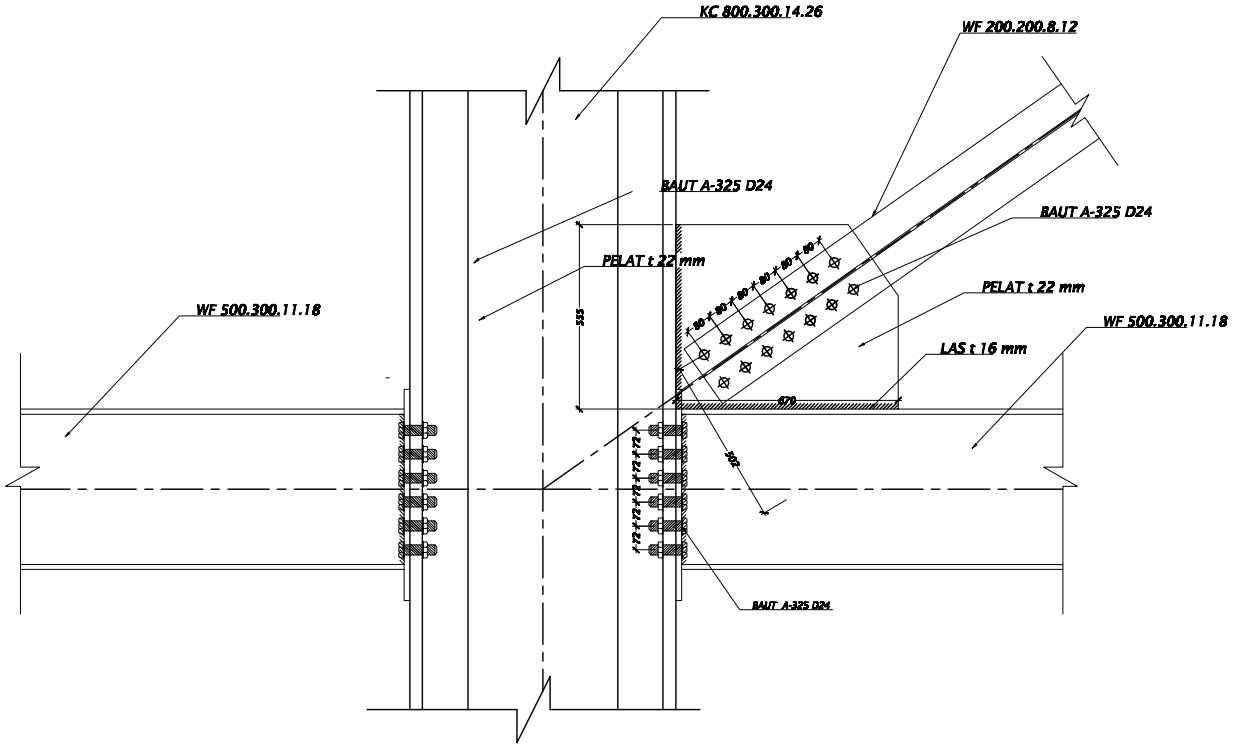
Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

SAMBUNGAN BALOK INDUK ATAP DENGAN KOLOM

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	16	22





SAMBUNGAN BATANG BRESING DENGAN KOLOM

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN *STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK*

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

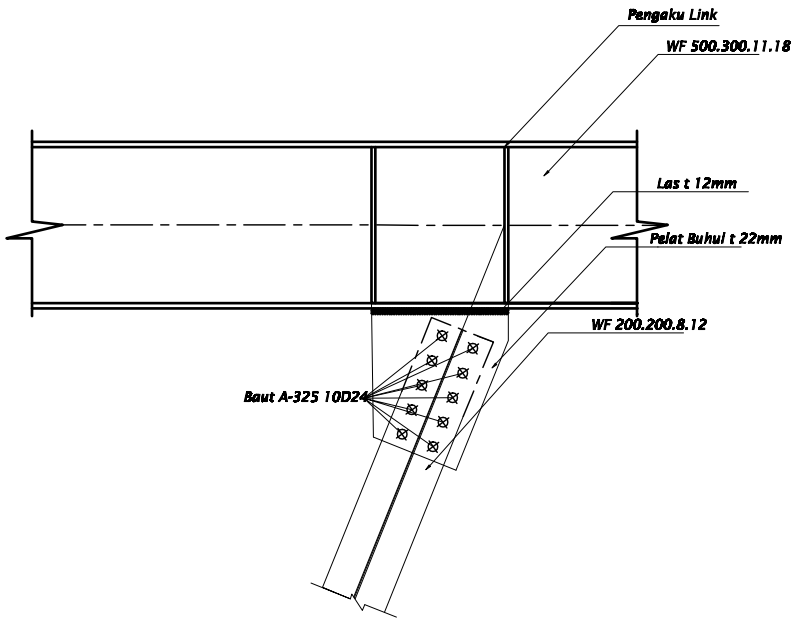
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

SAMBUNGAN BATANG BRESING DENGAN KOLOM

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	17	22



SAMBUNGAN BALOK INDUK LANTAI DENGAN BRESING

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN *STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK*

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

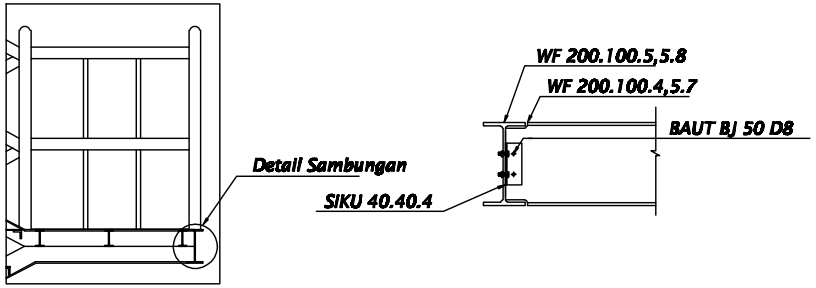
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

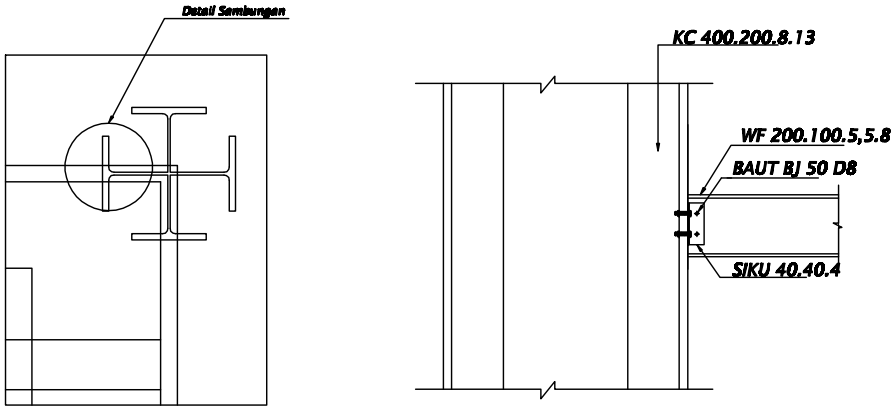
SAMBUNGAN BALOK INDUK LANTAI DENGAN BRESING

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	18	22



SAMBUNGAN BALOK UTAMA TANGGA DENGAN BALOK PENUMPU TANGGA

SKALA 1 : 20



SAMBUNGAN BALOK PENUMPU TANGGA DENGAN KOLOM

SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

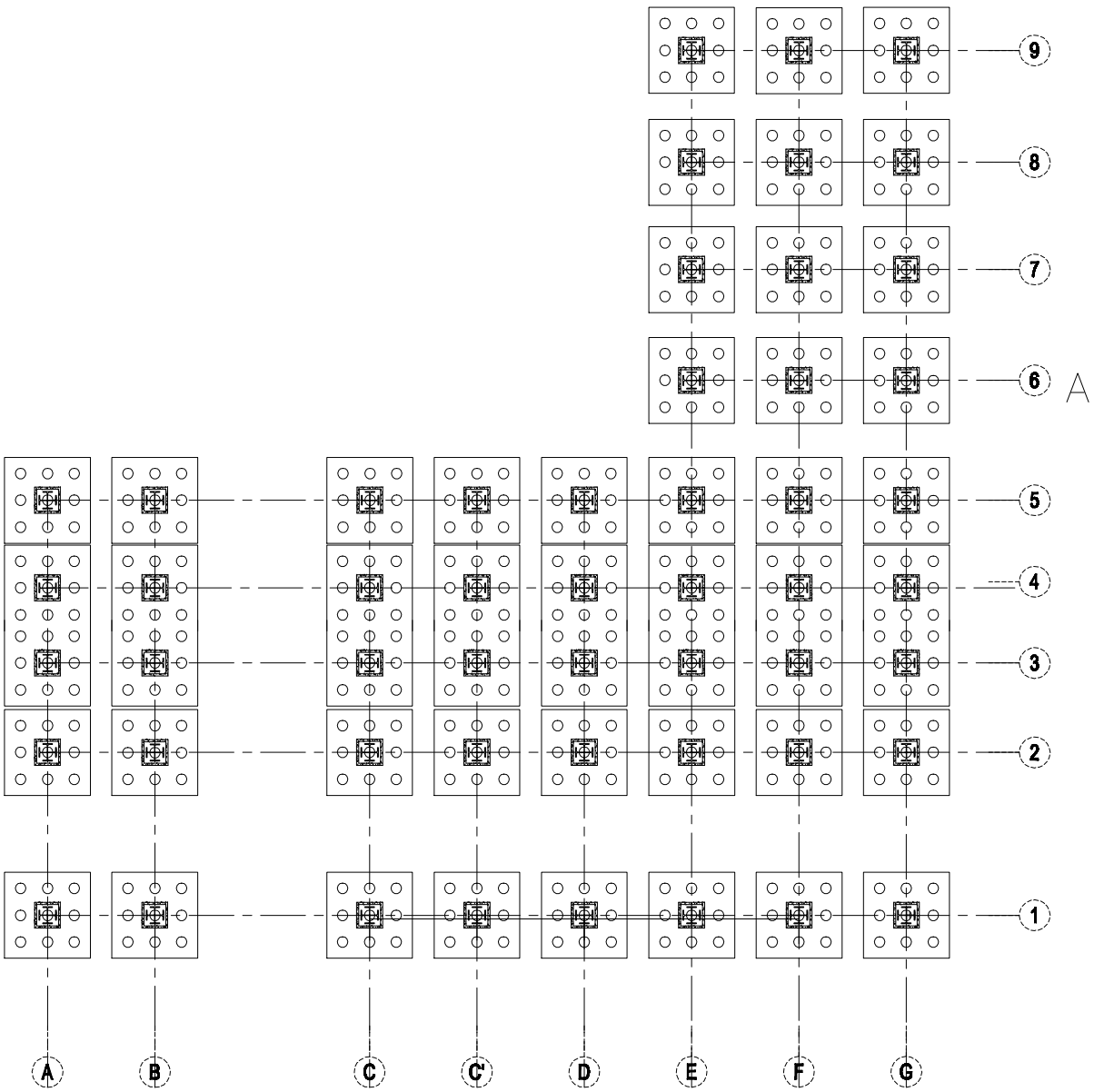
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK ATAP

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	19	22



DENAH PONDASI

1 : 100

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Proposal Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan struktur Gedung Hotel Pop Padang Menggunakan Sistem Rangka Bresing EksentrikTipe D–Braced

Dosen Pembimbing

Keterangan

Nama Mahasiswa

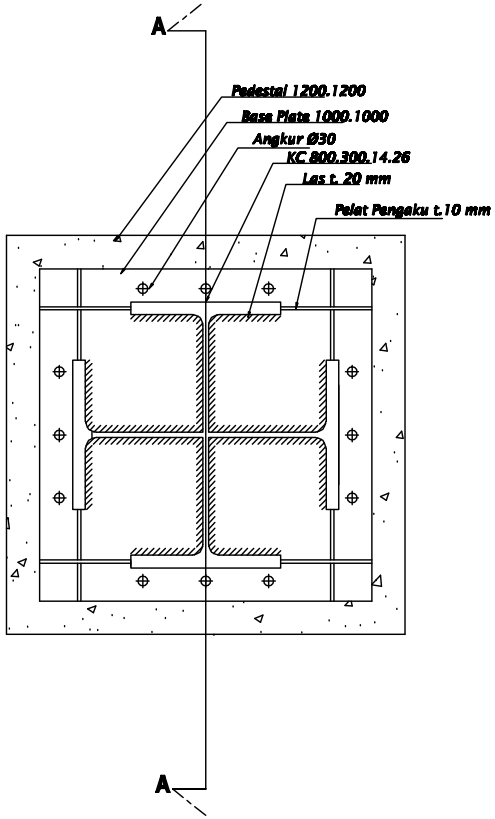
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

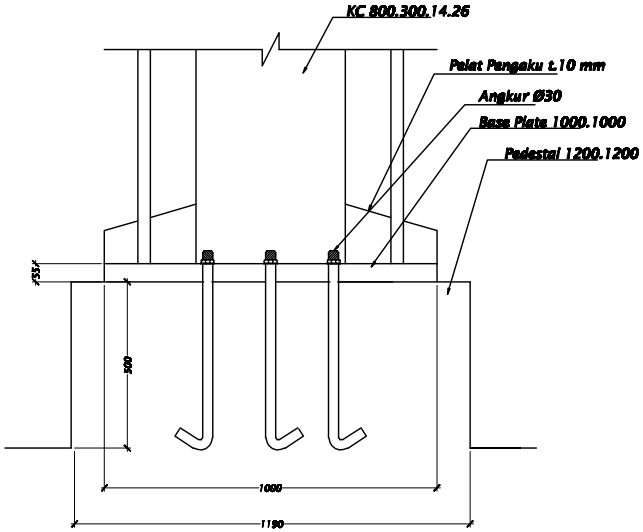
Nama Gambar

Denah Pondasi pancang

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:100	20	22



SAMBUNGAN BASE PLATE
SKALA 1 : 20



POTONGAN A - A
SKALA 1 : 20

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN *STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK*

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

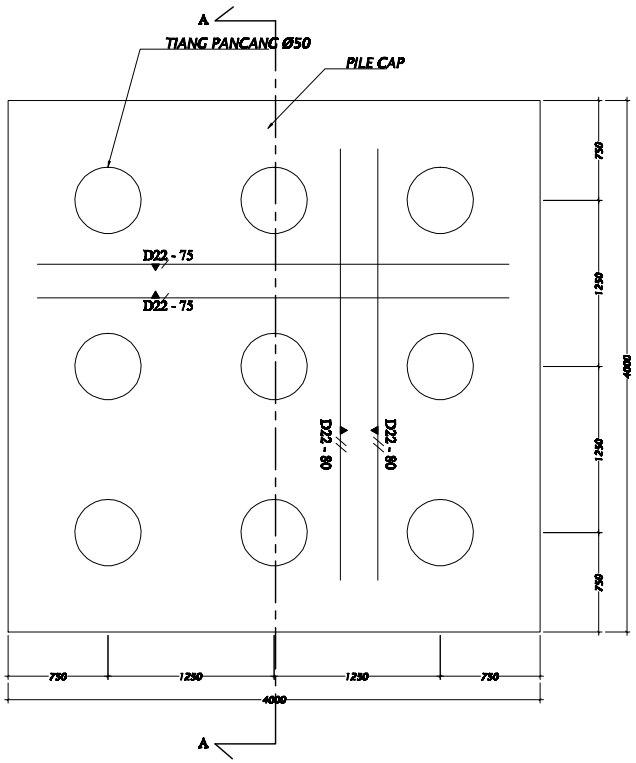
Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

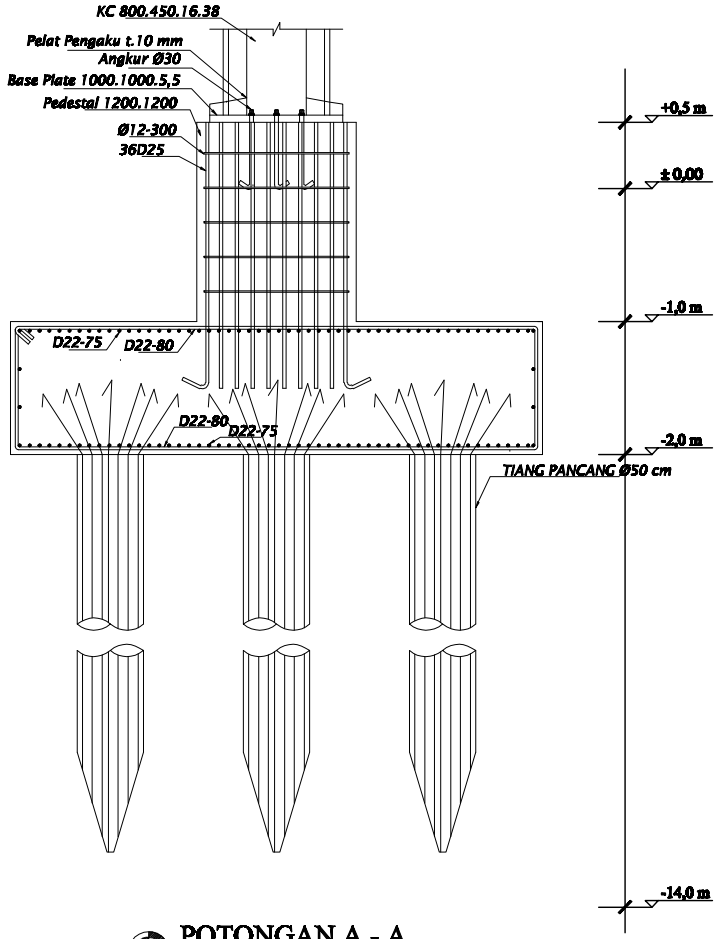
Nama Gambar

SAMBUNGAN BASE PLATE
POTONGAN A-A

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	21	22



DETAIL PONDASI
SKALA 1 : 50



POTONGAN A - A
SKALA 1 : 50

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN *STRUKTUR GEDUNG HOTEL POP PADANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK*

Dosen Pembimbing

Ir. Heppy Kristijanto, MS
Ir. Isdarmanu, M.Sc

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pesta Dumaris Siagian

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

DETAIL PONDASI
POTONGAN A-A

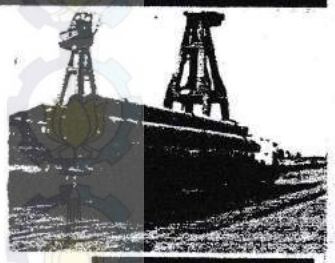
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1 : 20	22	22

PC SPUN PILES

WIKA BETON
Innovation and Trust

Description

Type of piles	:	Prestressed Concrete Spun Piles
Splice system	:	Welded at steel joint plate
Type of shoe	:	Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	:	Diesel or Hydraulic Hammer



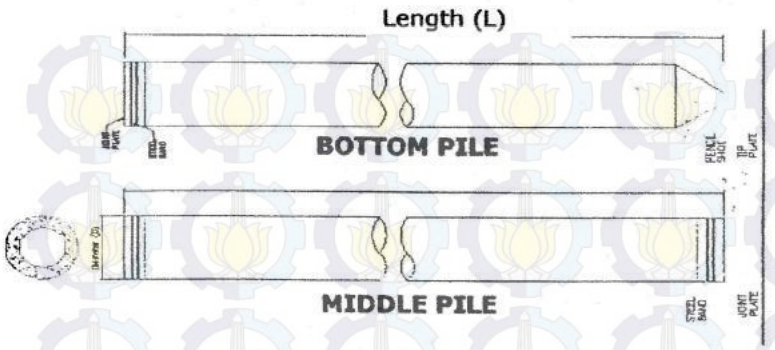
Design and Manufacturing References

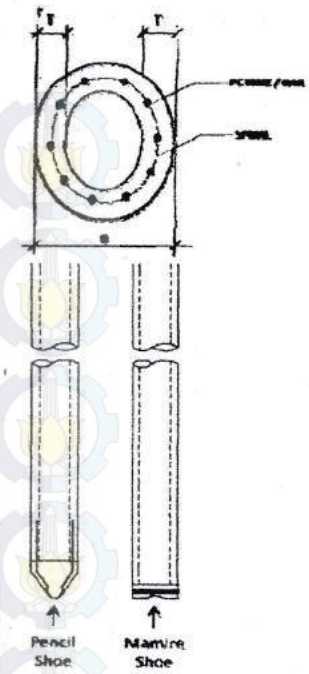
Design	JIS A 5335 - 1987	Prestressed Concrete Spun Piles
	ACI 543R - 00	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles
	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code
Manufacturing	JIS A 5335 - 1987	Prestressed Concrete Spun Piles
	WIKA BETON-09-IK-005	Piles Manufacturing Work Instruction

Specification of Material

Item	Referance	Description	Specification
Agregate	ASTM C33 - 1999	Standard Specification for Concrete Aggregates	
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049-2004	Portland Cement	Standard product: type I Special order: Type II or V
Admixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F: Water reducing admixtures
Concrete	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at: 28 days : 600 kgf/cm2 (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and Strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275/1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS-400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-Steel	AWS A S.1 / E 6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

Shape and Dimension





Classification

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm2)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment Crack (Ton.m)	Bending Moment Ultimate (Ton.m)	Allowable Axial Load (Ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2564	641	6 -24	40.70	63.60	415.00
		A2				46.20	84.40	406.20
		A3				51.00	97.80	398.20
		B				55.70	108.20	390.80
		C				70.60	129.80	367.60
1000	140	A1	3872	946	6 -24	75.00	117.90	614.00
		A2				82.30	139.80	604.80
		A3				93.30	170.90	590.60
		B				105.70	199.70	575.00
		C				123.60	229.90	552.90
1200	150	A1	4948	1237	6 -24	120.00	180.00	802.40
		A2				130.00	195.00	794.00
		A3				145.00	217.50	778.10
		B				170.00	306.00	751.50
		C				200.00	400.00	721.10

Tebal Pelat Base steel thicknes	Berat per satuan luas Mass per unit area	Luas penampang Cross section area	Penampang efektif penuh Fot fully effective section		Momen [illegible] positif Positive bending moment Dek tertarik Pan in tension			Momen lentur negatif Negative bending moment Dek tertekan Pan in compression			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi Safe end reaction			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah Safe internal reaction		
			Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	In	Znc	Znt		10 mm perletakan 10 mm of bearing	Pertambahan per 10 mm Increm. per 10 mm	Max	10 mm perletakan 10 mm of bearing	Pertambahan per 10 mm Increm. per 10 mm	Max
mm	kg / m^2	mm^2	mm	mm	$10^6 \times mm^4$	$10^3 \times mm^3$	$10^3 \times mm^3$	$10^6 \times mm^4$	$10^3 \times mm^3$	$10^3 \times mm^3$	$10^6 \times mm^4$	KN	KN	KN	KN	KN	KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Catatan :
Notes

Ip = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif
second moment of area of panel profile for positive moment regions

In = idem untuk daerah momen negatif
idem for negative moment regions

Znt = [illegible] tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)
resistant moment, top of rib negative moment regions (tensile stress)

Znc = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)
idem, bottom pan negative moment regions (compressive stress)

Zpc = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)
idem, top of rib positive moment regions (compressive stress).

Zpt = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)
idem, bottom pan, positive moment regions (tensile stress)

Ie = momen inersia ekivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus
equivalent second moment of area for multiple span deflection calculations.
= Ip (1.26 – 0.26 Ip/In)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

TABLE 2 : PRACTICAL DESIGN TABLE

BONDEK 0.75 MM		BENTANG TUNGGAL TANPA TULANGAN NEGATIF SIMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT							BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT														BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT													
BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M2		200	300	400	500	600	750	1000	200		300		400		500		600		750		1000		200		300		400		500		600		750		1000	
TIANG PENYANGGA PROPPING	BENTANG SPAN M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM²/M
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.06	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.38	9	1.85	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.85
	2.25	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
	2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.89	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.07	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.16	12	3.39	15	3.33
	3.00	10	10	10	11	12	13		9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.78	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75		
	3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.27			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.87	14	4.12		
	3.50	12	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51		
	3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81				
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17				
	4.50								13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53							13	4.34	13	5.14	14	5.56	15	5.95						
	5.00								15	6.20	15	7.27	15	8.90									15	4.90	15	5.73	15	6.58								

CATATAN : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI BONDEK DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
NOTES THE DEAD LOAD (MASS OF BONDEK AND CONCRETE SLAB) ARE ALREADY CALCULATED.

- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
THE SUPER IMPOSED LOAD IN THIS TABLE IS THE SUM OF LIVE LOAD AND OTHER FINISHING LOADS

- MUTU BAJA TULANGAN U-48
GRADE OF STEEL REINFORCEMENT U-48

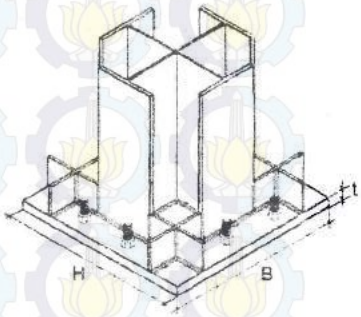
P.T. GUNUNG GARUDA
Steel Is Our Business

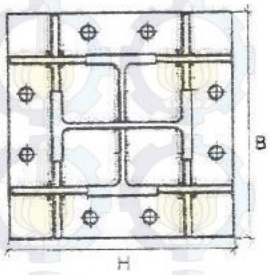
FIXED BASE PLATES

FOR KING CROSS

METRIC SIZE

PART NO.	H	B	THICKNESS	WEIGHT	FOR COLUMN KING CROSS
	mm	mm	mm	kg	
BMK - 01	302	302	24	17.18	K - 150 x 75
BMK - 02	352	352	28	27.23	K - 200 x 100
BMK - 03	350	350	26	25.00	K - 198 x 99
BMK - 04	426	426	32	45.59	K - 250 x 125
BMK - 05	424	424	30	42.34	K - 248 x 124
BMK - 06	476	476	34	60.47	K - 300 x 150
BMK - 07	450	450	30	47.69	K - 298 x 149
BMK - 08	550	550	39	92.61	K - 350 x 175
BMK - 09	522	522	35	74.86	K - 346 x 174
BMK - 10	600	600	47	132.82	K - 400 x 200
BMK - 11	572	572	38	97.60	K - 396 x 199
BMK - 12	650	650	44	145.93	K - 450 x 200
BMK - 13	700	700	46	176.94	K - 500 x 200
BMK - 14	800	800	47	236.13	K - 600 x 200
BMK - 15	788	788	52	253.47	K - 588 x 300
BMK - 16	900	900	54	343.36	K - 700 x 300
BMK - 17	1000	1000	55	431.75	K - 800 x 300

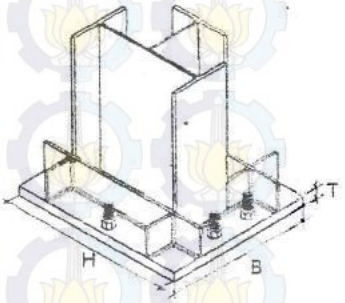


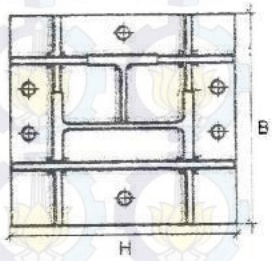


FOR QUEEN CROSS

METRIC SIZE

PART NO.	H	B	THICKNESS	WEIGHT	FOR COLUMN QUEEN CROSS
	mm	mm	mm	kg	
BMQ - 01	302	265	22	13.82	Q - 150 x 75
BMQ - 02	376	326	27	25.98	Q - 200 x 100
BMQ - 03	374	325	25	23.85	Q - 198 x 99
BMQ - 04	450	388	31	42.49	Q - 250 x 125
BMQ - 05	424	362	29	34.94	Q - 248 x 124
BMQ - 06	500	425	34	56.72	Q - 300 x 150
BMQ - 07	474	400	30	44.65	Q - 298 x 149
BMQ - 08	550	463	37	73.96	Q - 350 x 175
BMQ - 09	522	436	33	58.96	Q - 346 x 174
BMQ - 10	600	500	41	96.56	Q - 400 x 200
BMQ - 11	596	498	38	88.54	Q - 396 x 199
BMQ - 12	650	525	43	115.19	Q - 450 x 200
BMQ - 13	700	550	45	136.00	Q - 500 x 200
BMQ - 14	800	600	47	177.18	Q - 600 x 200
BMQ -15	788	644	51	203.17	Q - 588 x 300
BMQ - 16	900	700	54	267.06	Q - 700 x 300
BMQ - 17	1000	750	55	323.81	Q - 800 x 300





TOLERANCE (mm)	
t	H, B
± 0.5	± 2

NOTES :

Material specification as per JIS G 3101 ; SS 400

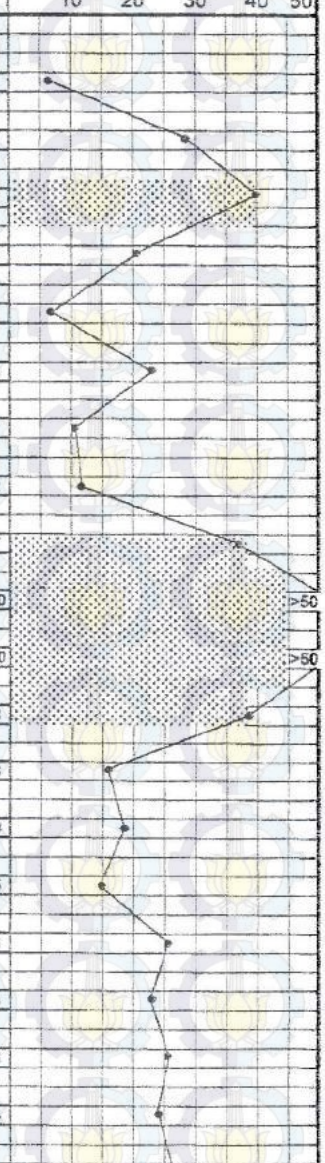
HEAD OFFICE AND FACTORY
Imam Bonjol 4, Warung Bongkok, Suka Danau, Cibitung, Bekasi, West Java, INDONESIA
Phone : 62-21-8900111, Sales Dept. 62-21-8900666, ESC Dept. 62-21-4713000
Fax. 62-21-8900555, URL : http://www.grdsteel.com, E-mail : gunung@grdsteel.com

BORING LOG

PROJECT NAME	: RETROFIT GEDUNG KANTOR GUBERNUR		
LOCATION	: JL. JENDRAL SUDIRMAN PADANG	BOR No.	: DB. 1
GROUND LEVEL (GL)	: - 0,30 m thd jl.kawasan.	DRILLER	: Alamsyah
GROUND WTR LEVEL	: - 2,60 m. GL.	DATE	: 16 - 18 Maret '09

SCALE	DEPTH, M.	ELEVATION, M.	THICKNESS, M.	LOG SYMBOL	GENERAL SOIL DESCRIPTION	FIELD SAMPLING AND TESTING (Depth Below Existing Ground Level in M.)	N - 1	N - 2	N - 3	N - VALUE
	0,60		0,60		Urugan : Lempung kelanauan, konsistensi sedang, coklat kemerahan.					
1			1,50		Lempung kelanauan/kepasiran, konsistensi sedang, abu-abu kekuningan dan hitam.	1 1,00 - 1,50				
2	2,10					1 1,50 - 1,95	2	3	4	7
3			2,10		Lanau kepasiran, konsistensi sangat teguh, abu-abu dan hitam bintik putih.	2 3,00 - 3,45	5	11	17	28
4	4,20									
5	5,50		1,30		Pasir kasar campur gravels, sedikit Lanau, padat, hitam bintik putih.	3 4,50 - 4,95	8	16	24	40
6			1,10		Lanau kelempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu kecoklatan campur kuning.	4 6,00 - 6,45	5	8	13	21
7	7,00									
8	8,50		1,50		Lanau kelempungan/kepasiran, konsistensi sedang, coklat kekuningan campur abu-abu.	2 7,00 - 7,50 5 7,50 - 7,95	2	3	4	7
9			1,80		Lanau kelempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu kekuningan bintik hitam coklat.	6 9,00 - 9,45	5	9	14	23
10	10,30									
11			1,70		Lanau kelempungan, konsistensi teguh, coklat gelap campur organic.	7 10,50 - 10,95	3	4	7	11
12	12,00									
13	13,45		1,45		Lanau kelempungan, konsistensi teguh, abu-abu kehitaman.	8 12,00 - 12,45	3	5	7	12
14	14,60		1,20		Pasir bergradasi kasar kelanauan, padat, hitam bintik abu-abu dan kuning.	9 13,50 - 13,95	8	14	23	37
15			3,30		Pasir bergradasi halus, sangat padat, mulai membatu, hitam.	10 15,00 - 15,37	11	28	5/M	>50
16										
17	17,90					11 16,50 - 16,66	32	5/M	-	>50
18			1,70		Lanau kelempungan, konsistensi kenis, abu-abu kekuningan campur hitam.	12 18,00 - 18,45	8	15	23	38
19	19,60									
20			2,50		Lanau kelempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu gelap campur coklat dan kuning.	13 19,50 - 19,95	4	7	9	16
21	22,00					14 21,00 - 21,45	5	7	11	18
22										
23	23,60		1,60		Lanau kelempungan, konsistensi sangat teguh, coklat gelap campur organic.	15 22,50 - 22,95	3	5	10	15
24			1,60		Lanau kelempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu kekuningan dan hitam.	16 24,00 - 24,45	6	11	15	26
25	25,20									
26			3,20		Lanau kelempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu gelap campur coklat dan kuning.	17 25,50 - 25,95	5	10	13	23
27						18 27,00 - 27,45	6	11	15	26
28	28,40									
29			2,05		Lanau kelempungan, konsistensi sangat teguh, coklat kekuningan dan hitam.	19 28,50 - 28,95	4	10	14	24
30	30,45					20 30,00 - 30,45	5	12	16	27
31					Akhir Boring : 30,45 m.GL.					
32										
33										

STANDARD PENETRATION TEST



PT. INDECO PRIMA
Investigation, Design Consultants

- Thin Wall Tube Sample (TW)
- Standard Penetration Test (SPT)
- Core Sample

No. : 5448032009

Fig.

BORING LOG

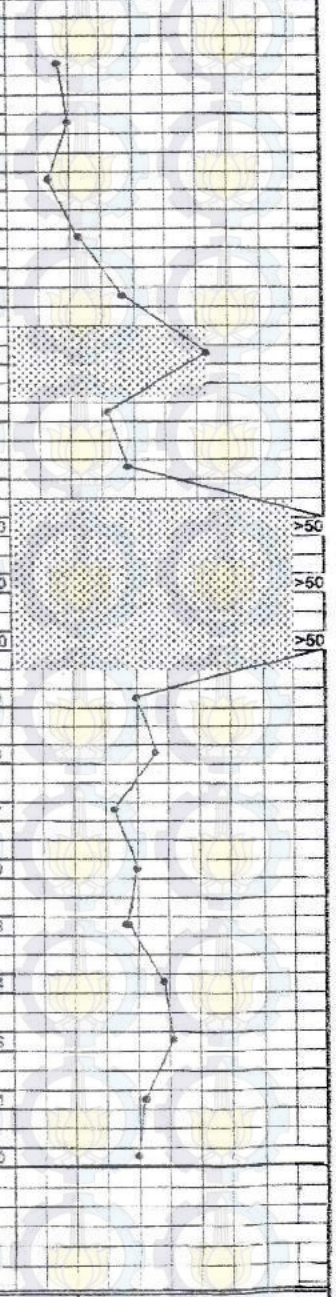
PROJECT NAME : RETROFIT GEDUNG KANTOR GUBERNUR
LOCATION : JL. JENDRAL SUDIRMAN PADANG
GROUND LEVEL (GL) : - 0,50 m thd jl.kawasan.
GROUND WTR LEVEL : - 2,40 m. GL.

BOR No. : DB. 2
DRILLER : Alamsyah
DATE : 13 - 16 Maret '09

SCALE	DEPTH, M.	ELEVATION, M.	THICKNESS, M.	LOG SYMBOL	GENERAL SOIL DESCRIPTION
	0,90		0,40		Urugan
			1,50		Lempung kelanauan, konsistensi sedang, coklat kemerahan.
	2,30				Lempung kelanauan, konsistensi sedang - teguh, coklat kemerahan dan abu-abu campur kuning dan hitam.
			2,60		Lempung kelanauan, konsistensi teguh, abu-abu dan coklat kekuningan.
	5,10				
			3,40		Lanau kelempungan/kepasiran, konsistensi teguh - sangat teguh, abu-abu gelap bintik kuning.
	8,50				
			1,80		Lanau kelempungan, konsistensi keras, abu-abu gelap kehijauan.
	10,30				
			2,80		Lanau kelempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu gelap campur kuning.
	13,10				
			4,90		Pasir bergradasi kasar campur gravels dan sedikit Lanau, sangat padat, hitam.
	18,00				
			2,80		Lanau kelempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu kecoklatan campur kekuningan dan hitam.
	20,80				
			5,10		Lanau kelempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu gelap kehijauan campur kuning.
	26,00				
			4,45		Lanau kelempungan, konsistensi sangat teguh, abu-abu gelap campur coklat dan kuning.
	30,45				
					Akhir Boring : 30,45 m.GL.

FIELD SAMPLING AND TESTING (Depth Below Existing Ground Level in M.)		N - 1	N - 2	N - 3	N - VALUE
1	1,00 - 1,50				
1	1,50 - 1,95	2	3	5	8
2	2,50 - 3,00				
2	3,00 - 3,45	3	4	6	10
3	4,00 - 4,50				
3	4,50 - 4,95	2	3	4	7
4	6,00 - 6,45	3	4	8	12
5	7,50 - 7,95	5	7	11	18
6	9,00 - 9,45	7	13	19	32
7	10,50 - 10,95	4	7	9	16
8	12,00 - 12,45	6	8	11	19
9	13,50 - 13,81	8	26	7/1	>50
10	15,00 - 15,16	31	5/1	-	>50
11	16,50 - 16,60	28	8/1	-	>50
12	18,00 - 18,45	5	8	12	20
13	19,50 - 19,95	4	9	14	23
14	21,00 - 21,45	6	7	10	17
15	22,50 - 22,95	5	8	12	20
16	24,00 - 24,45	4	7	11	18
17	25,50 - 25,95	6	10	14	24
18	27,00 - 27,45	5	10	16	26
19	28,50 - 28,95	3	9	12	21
20	30,00 - 30,45	4	10	10	20

STANDARD PENETRATION TEST

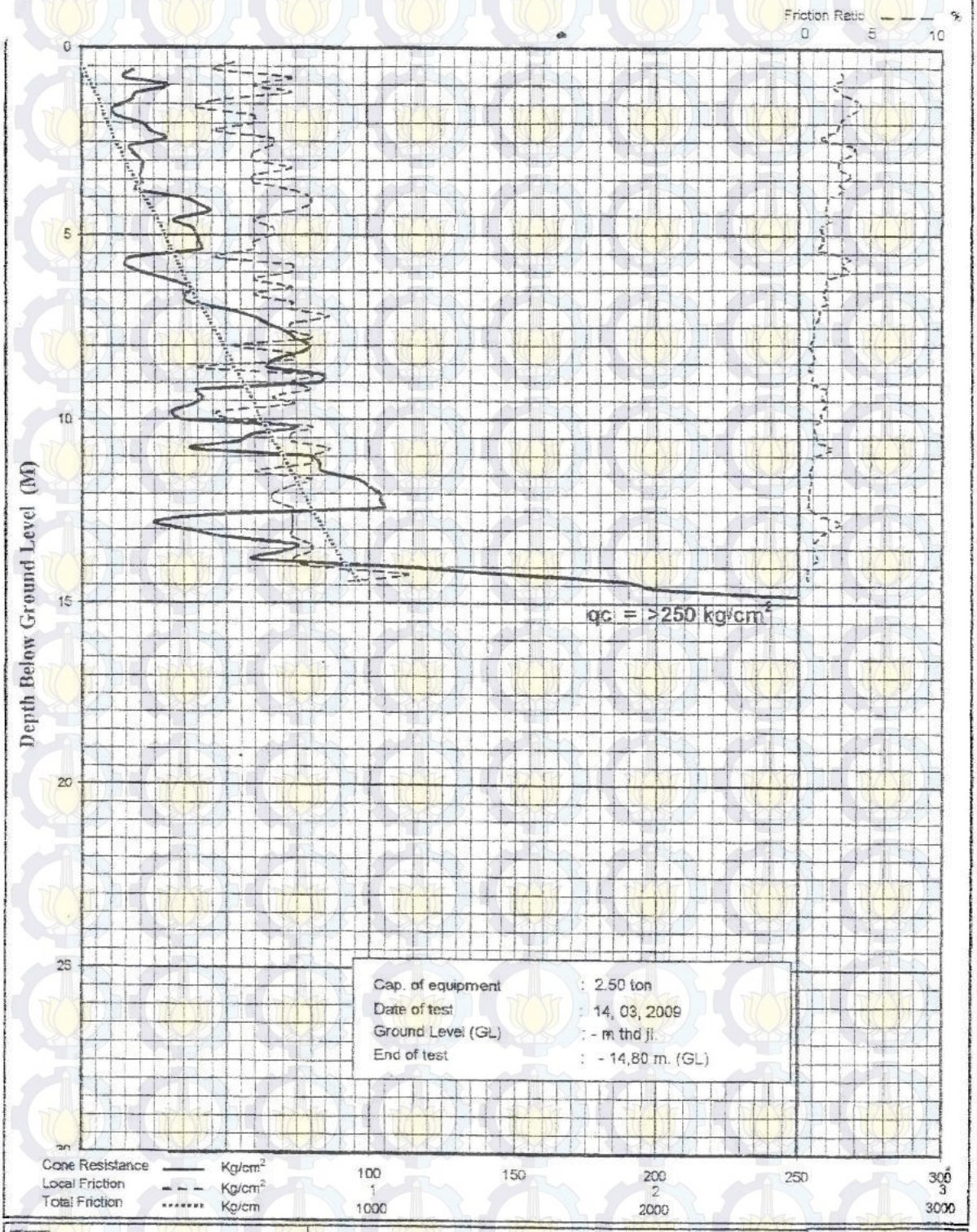


PT. INDECO PRIMA
Investigation, Design Consultants

Thin Wall Tube Sample (TW)
Standard Penetration Test (SPT)
Core Sample

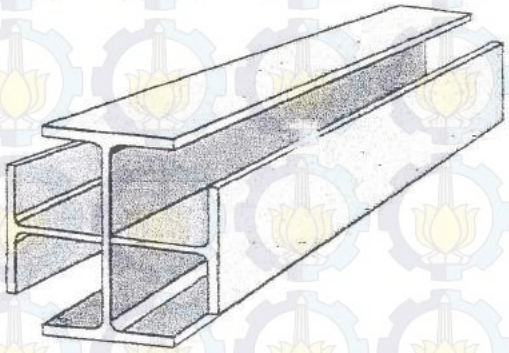
No. 5448032009
Fig

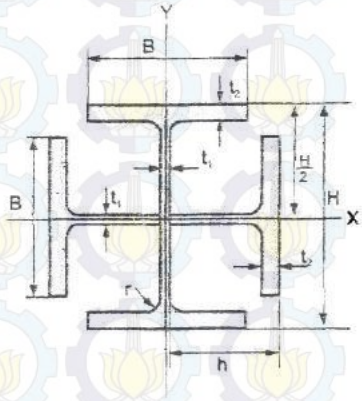
DUTCH CONE PENETRATION TEST



PT. INDECO PRIMA Investigation, Design Consultants	RETROFIT GEDUNG KANTOR GUBERNUR JL. JENDRAL SUDIRMAN PADANG	Test : S. 4 No.: 54486032009

KING CROSS





METRIC SIZE

STANDARD SECTIONAL DIMENSION						SECTIONAL AREA	UNIT WEIGHT	INFORMATIVE REFERENCE					
SECTION INDEX	DEPTH OF SECTION	FLANGE WIDTH	THICKNESS		CORNER RADIUS			GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		RADIUS OF GYRATION OF AREA		MODULUS OF SECTION	
			WEB	FLANGE									
	H	B	t_1	t_2	r	A		I_x	I_y	i_x	i_y	Z_x	Z_y
mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm^2	kg/m	cm^4	cm^4	cm	cm	cm^3	cm^3
K 150 x 75	150	75	5.0	7	8	35.70	28.0	716	767	4.48	4.64	95.4	99.1
K 200 x 100	200	100	5.5	8	11	54.32	42.6	1,974	2,095	6.03	6.21	197.4	203.9
K 198 x 99	198	99	4.5	7	11	46.36	36.4	1,694	1,778	6.04	6.23	171.1	175.6
K 250 x 125	250	125	6	9	12	75.32	59.2	4,344	4,567	7.59	7.79	347.5	356.9
K 248 x 124	248	124	5	8	12	65.36	51.4	3,765	3,924	7.59	7.75	303.6	310.2
K 300 x 150	300	150	6.5	9	13	93.56	73.4	7,718	8,073	9.08	9.29	514.5	526.9
K 298 x 149	298	149	5.5	8	13	81.60	64.0	6,762	7,024	9.10	9.28	453.8	462.9
K 350 x 175	350	175	7	11	14	126.28	99.2	14,554	15,128	10.75	10.95	831.7	847.5
K 346 x 174	346	174	6	9	14	105.36	82.8	11,892	12,321	10.62	10.62	687.4	700.0
K 400 x 200	400	200	8	13	16	168.24	132.0	25,440	26,519	12.30	12.55	1,272.0	1,299.9
K 396 x 199	396	199	7	11	16	144.32	113.2	21,450	22,267	12.19	12.19	1,083.3	1,105.1
K 450 x 200	450	200	9	14	18	193.52	152.0	35,370	36,851	13.52	13.52	1,572.0	1,605.7
K 500 x 200	500	200	10	16	20	228.40	179.2	49,940	52,189	14.79	15.17	1,997.6	2,046.6
K 600 x 200	600	200	11	17	22	268.80	212.0	79,880	83,229	17.24	17.24	2,662.7	2,724.4
K 588 x 300	588	300	12	20	28	385.00	302.0	127,020	132,585	18.16	18.18	4,320.4	4,419.5
K 700 x 300	700	300	13	24	28	471.00	369.7	211,800	220,791	21.21	21.65	6,051.4	6,193.3
K 800 x 300	800	300	14	26	28	534.80	419.8	303,700	315,027	23.83	24.27	7,592.5	7,740.2

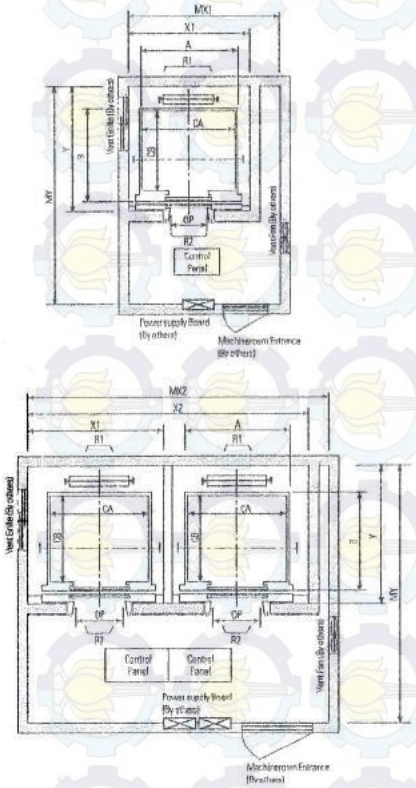
NOTE :

- h = H/2 = height of T-Beam.
- Tolerance, h = ± 2 mm.
- Material specification refer to Wide Flange Shape.
- Welded specification as per AWS E - 6013.
- K 700 x 300 and K 800 x 300 are made from IWF import.

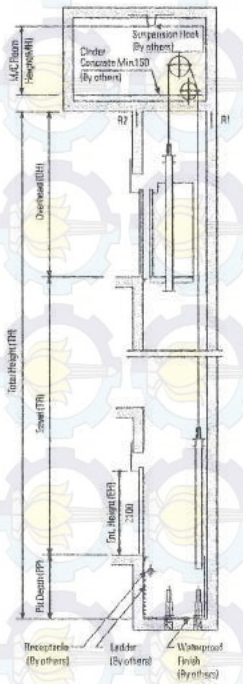
HEAD OFFICE AND FACTORY
Imam Bonjol 4, Warung Bongkok, Suka Danau, Cibitung, Bekasi, West Java, INDONESIA
Phone : 62-21-8900111, Sales Dept. 62-21-8900666, ESC Dept. 62-21-4713000
Fax. 62-21-8900555, URL : http://www.grdsteel.com, E-mail : gunung@grdsteel.com

Layout Plan - LUXEN(Gearless Elevators) 1~2.5m/sec | Center open

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Load (kg)	450 - 1000		1150 - 1600		M/C Room Height (MH)
Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	
2.0	4700	1900	4700	2000	2600
2.5	5000	2200	5000	2200	

Note

1. Above dimentions are applied for car height of 2300mm, for other applicable dimensions, contact us.
2. In case of requested double isolation pad, machine room height should be increased 200mm.
3. Machine room temperature should be maintained below 40 °C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Standard Dimensions & Reactions

Manufacturer Standard

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
					Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth				
	Persons	kg		OP	CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600		800	1400 x 1130	1460 x 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	11	750		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
1.5	13	900		900	1600 x 1350	1660 x 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300
	15	1000		900	1600 x 1500	1660 x 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600
1.75	17	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000	8700
				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800				
	20	1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2350	4800	2400	2600	4900	4200	7800	6000	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000				
	24	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2550	5200	2450	2900	5400	4300	8500	6800	13600	10400
					2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5450	4200				
2.0	13	900		900	1600 x 1350	1700 x 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500
	15	1000		900	1600 x 1500	1700 x 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400	8000
	17	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700
				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650				
2.5	20	1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650				
	24	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400
					2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				

EN81 Standard

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
					Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth				
	Persons	kg		OP	CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	700	1100 x 1100	1160 x 1250	1550	3200	1700	1800	3500	3450	3600	2000	5400	4500
				800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200				
	7	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	8	630		800	1400 x 1100	1460 x 1255	1800	3700	1700	2000	4000	3450	4100	2650	6300	5100
	9	700		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	10	800		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
1.5	12	900		900	1600 x 1300	1660 x 1455	2050	4200	1900	2300	4400	3700	5100	3750	8100	6300
	13	1000		900	1600 x 1400	1660 x 1555	2050	4200	2000	2300	4400	3700	5450	4300	8600	6600
1.75	15	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1570	2350	4800	2100	2600	4900	3800	6600	5100	11000	8700
				1100	2000 x 1300	2100 x 1470	2550	5200	2000	2800	5250	3750				
	18	1350		1000	1800 x 1650	1900 x 1820	2350	4800	2350	2600	4900	4150	7800	6000	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000				
	21	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1870	2550	5200	2400	2900	5400	4250	8500	6800	13600	10400
					2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5450	4200				
2.0	10	800		800	1400 x 1350	1500 x 1520	2050	4200	2100	2350	4200	4100	10500	6400	8700	7300
	12	900		900	1600 x 1300	1700 x 1470	2250	4600	2050	2550	4600	4050	12030	6650	9000	7500
	13	1000		900	1600 x 1400	1700 x 1570	2250	4600	2150	2550	4600	4150	12800	6950	9400	8000
	15	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700
				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650				
2.5	18	1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650				
	21	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400
					2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				

BIODATA PENULIS

Pesta Dumaris Siagian
Lahir di Medan, Sumatera Utara pada tanggal 08 Desember 1992, merupakan anak ke-3 dari 7 bersaudara dari pasangan B. Siagian dan D.Rumapea.
Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 102043 Bakaran Batu Sei Bamban, SMPN2 Sei Bamban, dan SMAN 2 Tebing Tinggi. Kemudian penulis melanjutkan studinya di D3 PoliteknikNegeri Medan JurusanTeknikSipildan lulus pada tahun 2013. Selanjutnya pada tahun 2015 penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSP-ITS) Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP. 3114106024.Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur.
Email : pestadumaris.siagian@gmail.com

PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS

LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.1, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5996879, Fax.031-5947284

Form TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Ir. Heppy Kristijanto, Ms
NAMA MAHASISWA	: Pesta Dumaris Siagian
NRP	: 3114106024
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Hotel Pop Padang menggunakan sistem rangka bresing eksentris type D
TANGGAL PROPOSAL	: 17 Juni 2016
NO. SP-MMTA	: 057895 / IT2.3.1.1/pp.05.02.00/2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	15/09/16	Asistensi Gambar (Denah, potongan)		
2	22/09/16	Revisi gambar denah, potongan (Merapikan letak kolom)		
3	13/10/16	- Pemilihan profil BA jangan terlalu lebar - Perbaiki penggambaran detail BA dan Pd pelat lantai & hitungan BA - Ubah pembebanan ke PPIUG 1983 - Jarak tulangan Pd pelat lantai sesuaikan dgn mutu baja		
4	27/10/16	- Cek pemasukan beban ke SAP - Pemilihan profil agar diperhatikan lagi (jangan terlalu lebar) - Lanjut ke Struktur Primer		

PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.1, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5996879, Fax.031-5947284

Form TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Ir. Isdarmanu, Msc
NAMA MAHASISWA	: Pesta Dumaris Siagian
NRP	: 3114106024
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi perencanaan Struktur Gedung Hotel pop Padang Menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik Tipe D-Braced
TANGGAL PROPOSAL	: 17 Juni 2016
NO. SP-MMTA	: 057895 / IT2.3.1.1 / PP.05-02-00/ 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	07/10/16	Asistensi Gambar dan perhitungan beban sekunder	- Tabel / brosur ~~yang~~ bondex - Memberi garis as pd gbr - Pemberian balok anak diperhatikan lagi. - Pada perhitungan, ambil yang maksimum untuk ditinjau	
2	14/10/16	- Pelat lantai sesuai mutu baja tulangan U-48 seperti pd tabel super floor - ~~ke~~ Pembebanan menggunakan PPIUG 1983 - Pd tangga tinjau tekuk lateral Lb : 0 - Perhitungan bordes b : 1,35 m ; L : 1,335 m - Perhitungan balok bordes tidak perlu di hitung karna sudah masuk pd hitungan balok utama tangga		
3	28/10/16	- Perhitungan kontrol lateral pada balok bordes dan pengaku anak tangga harus ditampilkan - Beban hidup selalu per meter bidang horizontal, jadi pada anak tangga utama tidak perlu di bagi sudut - qLL dan pL dipilih yang terbesar pada perhitungan lendutan		

Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.1, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5996879, Fax.031-5947284

NAMA PEMBIMBING	:
NAMA MAHASISWA	:
NRP	:
JUDUL TUGAS AKHIR	:
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF DOSEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
5	09/12/2016	- Tebal Pelat Pada perhitungan kuat tumpu dengan m=2 adalah tw balok yang ditinjau, apabila m=1 tp adalah tebal pelat siku. - Untuk BI apabila ada 2 penampang, maka dicatumkan dengan 1 penampang		
6		- Gaya geser hanya di terima badan - Cek pengambilan momen dari kolom, dengan tepat di lantai - perhitungan baut pd kolom; kuv; kih; - Cari kombinasi M besar, P kecil.		
7	23/12/16	- BAB VIII perhatikan perhitungan elastis dan ultimate - Rapikan gambar		