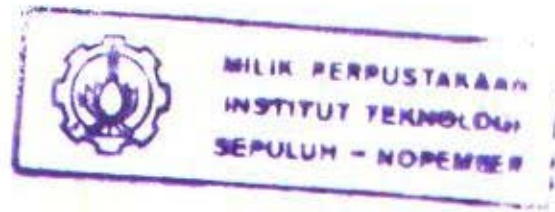


20.295/ITS/H/04



## TUGAS AKHIR

# PERENCANAAN GEDUNG BAJA PERKANTORAN DAN PERTOKOAN ARTHA GRAHA DI ZONA 4 MENGUNAKAN *DUAL SYSTEM SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME DENGAN CONCENTRIC BRACED FRAME*

Oleh :

HARDIAN TRI CAHYADI

3199 . 100 . 052

RSS

693-71

cah

P-1

2004



PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	19-2-2004
Terima Dari	H
No. Agenda Prp.	219502

PROGRAM SARJANA ( S-1 )  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA  
2004

## TUGAS AKHIR

### PERENCANAAN GEDUNG BAJA PERKANTORAN DAN PERTOKOAN ARTHA GRAHA DI ZONA 4 MENGUNAKAN *DUAL SYSTEM SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME* DENGAN *CONCENTRIC BRACED FRAME*

Surabaya, Januari 2004  
MENGETAHUI / MENYETUJUI

DOSEN PEMBIMBING I

DOSEN PEMBIMBING II

  
Prof. Ir. PRIYO SUPROBO, MS, PhD.

NIP. 131.415.622

  
Ir. R. SOEWARDOJO, MSc.

NIP. 130.520.307



PROGRAM SARJANA ( S-1 )  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA  
2004



**PERENCANAAN GEDUNG BAJA PERKANTORAN DAN PERTOKOAN  
ARTHA GRAHA DI ZONA 4 MENGGUNAKAN *DUAL SYSTEM SPECIAL  
MOMENT RESISTING FRAME* DENGAN *CONCENTRIC BRACED FRAME***

Oleh :  
Hardian Tri Cahyadi  
3199 100 052

Dosen Pembimbing :  
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS., PhD.  
Ir. R. Soewardjo, MSc.

---

**ABSTRAK**

Seiring dengan bertambahnya jumlah penduduk dan semakin terbatasnya lahan di wilayah perkotaan, maka dibutuhkan adanya suatu gedung yang dapat dibangun di lahan yang masih memungkinkan serta dapat menampung jumlah orang yang cukup banyak. Salah satu alternatif penyelesaian masalah tersebut adalah dilaksanakannya pembangunan gedung tingkat tinggi yang cepat dan praktis. Pembangunan gedung baja tingkat tinggi merupakan salah satu alternatif untuk memenuhi kebutuhan penduduk.

Permasalahan yang akan dibahas pada penulisan Tugas Akhir ini adalah perencanaan gedung baja 15 lantai yang berfungsi sebagai perkantoran dan pertokoan dengan menggunakan konsep perencanaan berbasis kinerja (*Performance Based Design*). Struktur yang digunakan adalah *Dual System Special Moment Resisting Frame (SMRF)* dengan *Concentric Braced Frame*. Tipe pengaku konsentris yang digunakan adalah *Inverted-V*.

Peraturan yang dipakai dalam perencanaan struktur gedung adalah UBC 1997 dan AISC-LRFD. UBC 1997 digunakan untuk menentukan besar gaya-gaya yang bekerja dan AISC-LRFD digunakan untuk mengontrol elemen struktur. Pada hasil perencanaan struktur tersebut dilakukan evaluasi kinerja (*Performance*) dan evaluasi daktilitas, dimana dalam hal ini menggunakan *Pushover Analysis* dengan memakai Metode Koefisien Perpindahan (*Displacement Coefficient Method*). Untuk metode analisa struktur, *Pushover Analysis*, dan evaluasi daktilitas digunakan alat bantu berupa *software ETABS version 8.00*.

Kata kunci : *SMRF, Concentric, Pushover*

## KATA PENGANTAR

*Assalamu'alaikum Wr. Wb.*

Puji syukur saya panjatkan kehadiran "Sang Raja Semesta Alam dan Raja Manusia" Allah SWT, yang telah memberikan karunia-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul "Perencanaan Gedung Baja Perkantoran dan Pertokoan Artha Graha Di Zona 4 Menggunakan *Dual System Special Moment Resisting Frame* Dengan *Concentric Braced Frame*".

Atas terselesaikannya Tugas Akhir ini, saya menyadari bahwa tidak akan berhasil tanpa dorongan, bimbingan, dan dukungan semua pihak. Oleh karena itu saya ucapkan terima kasih sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Prof. Ir. Indrasurya B. Mochtar, MSc. PhD. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, FTSP ITS Surabaya.
2. Bapak Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD. dan Bapak Ir. R. Soewardoyo, MSc. selaku dosen pembimbing.
3. Bapak Ir. Kurdian Suprpto, MS. selaku dosen wali.
4. Bapak Ir. Mudji Irmawan, MS. Yang selaku dosen konsultasi dan nara sumber mengenai konsep *Performance Based Design*.

Saya menyadari bahwa dalam penyusunan tugas akhir ini masih terdapat kekurangan, dan pada kesempatan ini pula kami mohon masukan – masukan yang berharga untuk tugas akhir ini.

Akhir kata, semoga penulisan tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi penulis pada khususnya dan bagi pembaca pada umumnya.

*Wassalamu'alaikum Wr. Wb.*

Surabaya, Januari 2004

( Hardian Tri Cahyadi )



## UCAPAN TERIMA KASIH

Dalam penyusunan tugas akhir ini tentu saja tidak terlepas dari bantuan dari berbagai pihak, oleh karena itu pada kesempatan ini perkenankan saya untuk mengucapkan terima kasih yang sebesar – besarnya kepada :

1. Keluargaku tercinta : Bapak, Ibu, Mas Andri, serta Mbak Ita. Terima kasih atas doa restu, bimbingan, dorongan, dan perhatiannya hingga terselesaikannya tugas akhir ini. *You all the best I ever had.*
2. Data Iranata, ST serta Novita Andriani, ST. Terima kasih atas pinjaman referensi serta konsultasinya.
3. Rekan – rekanku seperjuangan "*Performance & Pushover Analysis*" : Afrizal "Ical" Haris dan Listyani "Sari" Fitria Puspasari. *Sorry Cal aku karo Sari wisuda dhisik yo?* tetapi aku berdoa semoga kamu lulus hidrologi sehingga bisa wisuda semester depan.
4. Rekan – rekan seperjuangan tugas akhir : Ali, Dedy, Endar, Fendhy, Agung, Sandy, Andek, serta Reni. Untuk Dedy scrry monitormu rusak waktu mengerjakan dirumahku, kapan – kapan aku "uruni ndandani". Untuk Reni aku terima kasih boleh pinjam printer.
5. Sahabatku : Rezinal, Victor, Raisuli, Arun, serta Dwi.. Terima kasih sudah menemani aku selama ini baik dalam senang maupun duka.
6. Teman – teman baikku : Kokok, Genthonk, Qomar, dan Vian. Tonk aku matur suwun oleh nyelang RAMmu, *you make my computer so fast.*
7. Teman – teman cewekku: Pipit, Farida, Rina, Sita, Maya, dan Isti. Terima kasih atas bantuannya selama ini.
8. Seluruh angkatan 99, *thanks for everything and keep your spirit!!!!!!*
9. To my computer AMD Ahtlon XP, printer Canon BJC 2100SP. Thank for your services.
10. Sepeda motorku Astrea Grand L 3928 HH. Terima kasih sudah mengantarku selama ini, meskipun kadang mogok saat hujan.

11. "Dream Theater". Thanks for the inspiration. "*Finally Free*" from S1 Teknik Sipil.

12. Semua karyawan Teknik Sipil serta semua pihak yang telah banyak membantu penulis dalam penulisan tugas akhir ini.

Akhir kata, semoga Allah SWT melimpahkan Rahmat serta HidayahNya kepada kita semua. Amien!!!

Surabaya, Januari 2004

( Hardian Tri Cahyadi )



## DAFTAR ISI

Halaman Judul	
Lembar Pengesahan	
Abstrak	
Kata Pengantar	i
Ucapan Terima Kasih	ii
Daftar Isi	iv
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Maksud dan Tujuan	2
1.3 Batasan Masalah	3
1.4 Metodologi Penyelesaian	3
1.4.1 Pelaksanaan	3
1.4.2 Skema Penyelesaian	5
<b>BAB II DASAR TEORI</b>	<b>6</b>
2.1 Umum	6
2.2 Beban-beban Pada Struktur	6
2.2.1 Beban Mati	6
2.2.2 Beban Hidup	6
2.2.3 Beban Angin	6
2.2.4 Beban Gempa	7
2.2.5 Kombinasi Pembebanan	8
2.3 <i>PA Effect</i>	8
2.4 Batasan <i>Story Drift</i>	8
2.5 Penyebaran Gaya Lateral	9
2.6 Kontrol Perhitungan Balok dan Kolom	9
2.6.1 Kontrol Perhitungan Kolom	9
2.6.2 Kontrol Perhitungan Balok	11
2.7 Kontrol Perhitungan Rangka Pengaku	13

2.7.1	Sistem Rangka Pengaku Konsentris	13
2.8	Kontrol Terhadap Torsi	14
2.9	<i>Shear Connector</i>	14
2.10	Sambungan	14
2.11	<i>Pushover Analysis</i>	14
2.11.1	Perpindahan Rencana ( $\Delta_d$ )	15
2.11.2	<i>Performance Level</i>	16
2.12	Daktilitas	16
2.13	Pondasi	16
<b>BAB III</b>	<b>DASAR PERENCANAAN</b>	18
3.1	Umum	18
3.2	Peraturan	18
3.3	Kriteria Perencanaan	18
3.3.1	Pemilihan Kriteria	18
3.3.2	Pemilihan Kriteria Gaya Lateral	19
3.3.3	Pembebanan Struktur	19
3.3.4	Data Umum Bangunan	19
3.3.5	Data Bahan	20
3.3.6	Dimensi Profil	20
<b>BAB IV</b>	<b>PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER</b>	21
4.1	Perencanaan Tangga	21
4.1.1	Pelat Anak Tangga	22
4.1.2	Pengaku Pelat Anak Tangga	23
4.1.3	Pelat Bordes	26
4.1.4	Balok Bordes	26
4.1.5	Balok Tangga	29
4.2	Perencanaan Pelat Lantai	33
<b>BAB V</b>	<b>PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA</b>	35
5.1	Perencanaan Balok Anak	35
5.2	Pembebanan Struktur Utama	38
5.2.1	Beban Mati	38



5.2.1.1	Beban Pelat	38
5.2.1.2	Beban <i>Cladding</i>	38
5.2.1.3	Berat Sendiri Profil Baja	38
5.2.2	Beban Hidup	38
5.2.3	Beban Angin	39
5.2.4	Beban Gempa	39
5.3	Kontrol Dimensi Pengaku Bawah Arah Memanjang	39
5.4	Kontrol Dimensi Pengaku Atas Arah Memanjang	41
5.5	Kontrol Dimensi Pengaku Bawah Arah Melintang	42
5.6	Kontrol Dimensi Pengaku Atas Arah Melintang	43
5.7	Kontrol Dimensi Balok Eksterior	45
5.8	Kontrol Dimensi Balok Interior	48
5.9	Kontrol Dimensi Kolom Eksterior Bawah	51
5.10	Kontrol Dimensi Kolom Eksterior Atas Arah Memanjang	54
5.11	Kontrol Dimensi Kolom Eksterior Atas Arah Melintang	58
5.12	Kontrol Dimensi Kolom Interior Bawah	62
5.13	Kontrol Dimensi Kolom Interior Atas	67
<b>BAB VI PERENCANAAN SAMBUNGAN</b>		<b>75</b>
6.1	Perencanaan Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk Eksterior	75
6.1.1	Sambungan Pada Badan Balok Anak $W 12 \times 58$	75
6.1.2	Sambungan Pada Badan Balok Induk Eksterior $W 16 \times 40$	76
6.2	Perencanaan Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk Interior	77
6.2.1	Sambungan Pada Badan Balok Anak $W 12 \times 58$	77
6.2.2	Sambungan Pada Badan Balok Induk Interior $W 14 \times 55$	78
6.3	Perencanaan Sambungan Balok Induk Eksterior Dengan Kolom	79
6.3.1	Sambungan Balok Induk Eksterior $W 14 \times 40$ Pada Sayap Kolom $W 14 \times 283$	79
6.3.2	Sambungan Balok Induk Eksterior $W 16 \times 40$ Pada	

Badan Kolom $W 14 \times 283$	83
6.4 Perencanaan Sambungan: Balok Induk Interior Dengan Kolom	87
6.4.1 Sambungan Balok Induk Interior $W 18 \times 55$ Pada Sayap Kolom $W 14 \times 253$	87
6.4.2 Sambungan Balok Induk Interior: $W 18 \times 55$ Pada Badan Kolom $W 14 \times 426$	90
6.5 Perencanaan Sambungan Pada <i>Bracing</i> $HSS 12 \times 6 \times 0,625$	94
6.5.1 Sambungan Pada <i>Bracing</i> Dengan Sayap Kolom Interior	94
6.5.2 Sambungan Antar <i>Bracing</i>	97
6.6 Perencanaan Sambungan Pada Kolom Eksterior $W 14 \times 176$	99
6.7 Perencanaan Sambungan Pada Kolom Interior $W 14 \times 426$	102
6.8 Perencanaan Sambungan Pada Kolom Eksterior $W 14 \times 176$ Dengan <i>Base Plate</i>	105
6.8.1 Perhitungan <i>Base Plate</i>	105
6.8.2 Perhitungan Angker	110
6.9 Perencanaan Sambungan Pada Kolom Interior $W 14 \times 426$ Dengan <i>Base Plate</i>	112
6.9.1 Perhitungan <i>Base Plate</i>	112
6.9.2 Perhitungan Angker	117
<b>BAB VII ANALISA PUSHOVER</b>	119
7.1 Analisa Non-Linear	119
7.2 Penentuan Sendi Plastis	121
7.3 Penentuan <i>Demand (Target Displacement)</i> atau Target Perpindahan Rencana	122
7.3.1 Perhitungan Perpindahan Rencana ( $\Delta_d$ ) Arah X	123
7.3.2 Perhitungan Perpindahan Rencana ( $\Delta_d$ ) Arah Y	124
7.4 Penentuan <i>Performance Level</i>	125
7.5 Hasil Analisa <i>Pushover</i>	125
7.5.1 Analisa <i>Pushover</i> Arah X	126



7.5.2	Analisa <i>Pushover</i> Arah Y	127
<b>BAB VIII</b>	<b>EVALUASI DAKTILITAS</b>	129
8.1	Daktilitas Global	129
8.1.1	Daktilitas Global Arah X	129
8.1.2	Daktilitas Global Arah Y	129
8.2	Daktilitas Tiap Level	130
8.2.1	Daktilitas Tiap Level Arah X	130
8.2.2	Daktilitas Tiap Level Arah Y	130
<b>BAB IX</b>	<b>PERENCANAAN PONDASI</b>	132
9.1	Umur	132
9.2	Data Tanah	132
9.3	Kriteria Desain	132
9.3.1	Kekuatan dan Dimensi Tiang	132
9.3.2	Tahapan Perencanaan	133
9.4	Daya Dukung Tanah	133
9.4.1	Daya Dukung Tiang Tunggal	133
9.4.2	Daya Dukung Tiang Kelompok	135
9.4.3	Repartisi Beban-beban Diatas Tiang Kelompok	137
9.4.4	Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Akibat Gaya Lateral	138
9.5	Perhitungan Tiang Pancang	138
9.5.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	139
9.5.2	Daya Dukung Tiang Kelompok	139
9.5.3	Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral	141
9.5.4	Perhitungan Poer	142
9.5.4.1	Kontrol Geser Ponds	143
9.5.4.2	Penulangan Poer	144
9.5.5	Perencanaan Sloof	145
<b>BAB X</b>	<b>KESIMPULAN</b>	149
	Daftar Pustaka	151
	<b>LAMPIRAN</b>	

**BAB I**

**PENDAHULUAN**



# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1. LATAR BELAKANG

Seiring dengan bertambahnya jumlah penduduk dan semakin terbatasnya lahan di wilayah perkotaan, maka dibutuhkan adanya suatu gedung yang dapat dibangun di lahan yang masih memungkinkan serta dapat menampung jumlah orang yang cukup banyak. Salah satu alternatif penyelesaian masalah tersebut adalah dilaksanakannya pembangunan gedung tingkat tinggi.

Untuk menentukan pemilihan elemen struktur yang akan digunakan, maka diperlukan beberapa hal yang harus diperhatikan, antara lain adalah : kekuatan yang cukup, awet dan ekonomis. Dalam hal ini dipilih elemen baja sebagai elemen struktur yang akan digunakan pada pembangunan gedung tingkat tinggi tersebut. Pemilihan elemen baja ini disebabkan karena baja memiliki beberapa keunggulan dibandingkan dengan material yang lain, diantaranya :

1. Rasio antara kekuatan dan berat yang cukup tinggi, sehingga tonase gedung menjadi lebih ringan.
2. Elemen struktur dapat difabrikasi di luar lokasi konstruksi serta proses pemasangan yang relatif murah dan cepat sehingga dapat memperpendek waktu konstruksi.
3. Struktur baja memiliki daktilitas yang tinggi.
4. Baja merupakan material yang isotropis dan homogen sehingga toleransi dimensi kecil.

Sistem struktur menggunakan *Dual System* yang merupakan kombinasi antara *Special Moment Resisting Frame* dengan sistem rangka pengaku konsentris. Dengan adanya pengaku, dimensi dari rangka (balok dan kolom) dapat diperkecil. Sistem rangka pengaku konsentris yang digunakan adalah *Inverted-V* atau V dibalik. Pada sistem rangka pengaku konsentris tipe *Inverted-V* diharapkan untuk mendapatkan dimensi balok yang lebih kecil sehingga sesuai dengan prinsip "*Strong Column Weak Beam*".

Salah satu keuntungan berbentuk *Inverted-V* adalah susunannya masih memungkinkan untuk bukaan pintu maupun jendela.

## 1.2. MAKSUD DAN TUJUAN

Dalam Tugas Akhir ini akan merencanakan dan mengevaluasi kinerja (*performance*) maupun daktilitas suatu gedung 15 lantai yang berfungsi sebagai perkantoran dan pertokoan. Sistem struktur yang digunakan adalah *Dual System* antara *Special Moment Resisting Frame* dengan sistem rangka pengaku konsentris tipe *Inverted-V*.

Pengevaluasian kinerja (*performance*) bertujuan untuk mengetahui tingkat kerusakan yang terjadi baik pada elemen struktural dan/atau nonstruktural pada saat gempa terjadi. Adapun istilah "kerusakan" adalah berkaitan dengan batas-batas deformasi inelastis pada berbagai komponen dan elemen struktur baja tersebut. Dengan prosedur analisa inelastis ini, diharapkan akan dapat diketahui bagaimana cara kerja suatu gedung sesungguhnya dengan mengenali mode-mode kegagalan dan kemungkinan terjadinya keruntuhan *progressif*. Pemakaian prosedur inelastis ini adalah suatu usaha untuk membantu memperoleh pemahaman yang lebih mendalam tentang bagaimana suatu struktur akan berperilaku bila dihadapkan pada gaya gempa, dimana disini diasumsikan bahwa kapasitas elastis dari gedung akar terlampaui.

Pengevaluasian daktilitas bertujuan untuk mengetahui secara tepat lokasi terjadinya sendi plastis pada gedung tersebut. Dengan demikian dapat diketahui daktilitas global yang terjadi pada gedung tersebut.

Tujuan yang ingin dicapai dalam penyusunan Tugas Akhir ini antara lain :

1. Menghasilkan perencanaan struktur gedung baja yang rasional dengan memenuhi syarat-syarat keamanan struktur berdasarkan UBC 1997 dan AISC-LRFD.
2. Mendapatkan dimensi profil yang paling cocok dan sesuai dengan perhitungan perencanaan struktur sesuai dengan AISC-LRFD.
3. Mengevaluasi kinerja (*performance*) pada struktur gedung baja tingkat tinggi yakni dengan metode *Pushover Analysis*. Melalui metode ini akan diselidiki perilaku nonlinier struktur terhadap beban gaya gempa serta menentukan



titik kinerja (*performance point*) struktur dan membandingkannya dengan titik kinerja yang ingin dicapai.

4. Mengevaluasi daktilitas global pada struktur gedung baja tingkat tinggi.

### 1.3. BATASAN MASALAH

Berdasarkan permasalahan yang telah diuraikan sebelumnya, maka untuk menghindari timbulnya penyimpangan pembahasan perlu dibuat pembatasan masalah. Batasan-batasan masalah yang perlu digunakan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini adalah:

1. Pemodelan struktur yang diambil adalah 3D untuk analisa linear dan 2D untuk analisa non-linear.
2. Asumsi gaya lateral yang dominan adalah gaya gempa.
3. Perencanaan atau desain elemen struktur dengan menggunakan AISC-LRFD.
4. Pembebanan dan aturan yang tidak ada dalam AISC-LRFD dihitung berdasarkan UBC 1997 dan FEMA 273.
5. Program bantu yang dipakai adalah *SAP2000 versi 8.08* untuk analisa struktur tangga dan *ETABS versi 8.00* untuk analisa struktur utama baik analisa linear maupun non-linear.
6. Pada saat menjalankan *pushover analysis* deformasi tanah diabaikan. Hubungan pondasi dan tanah dianggap rigid, sehingga dianggap mampu memikul momen total yang terjadi pada perletakan.
7. Perencanaan bangunan bawah struktur menggunakan pondasi tiang pancang, dan hanya meninjau pada satu kolom dengan beban yang terbesar.
8. Perencanaan gedung ini dimaksudkan sebagai bahan studi dan bukan sebagai *value engineering*, sehingga tidak ditinjau aspek ekonomis gedung.
9. Tidak membahas detail metode pelaksanaan

### 1.4. METODOLOGI PENYELESAIAN

#### 1.4.1. Pelaksanaan

Dalam perencanaan dan analisa sebuah struktur diperlukan beberapa langkah penyelesaian yang jelas dan berkesinambungan. Hal-hal yang perlu dilakukan sebelum perhitungan struktur dimulai dengan pengumpulan literatur-literatur dan pedoman-



MILIK PERPUSTAKAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH - NOPEMBER



pedoman perencanaan, sampai mencapai tujuan akhir dari analisa struktur ini, yaitu pendimensian profil, pengevaluasian kinerja (*performance*), dan pengevaluasian daktilitas dari struktur.

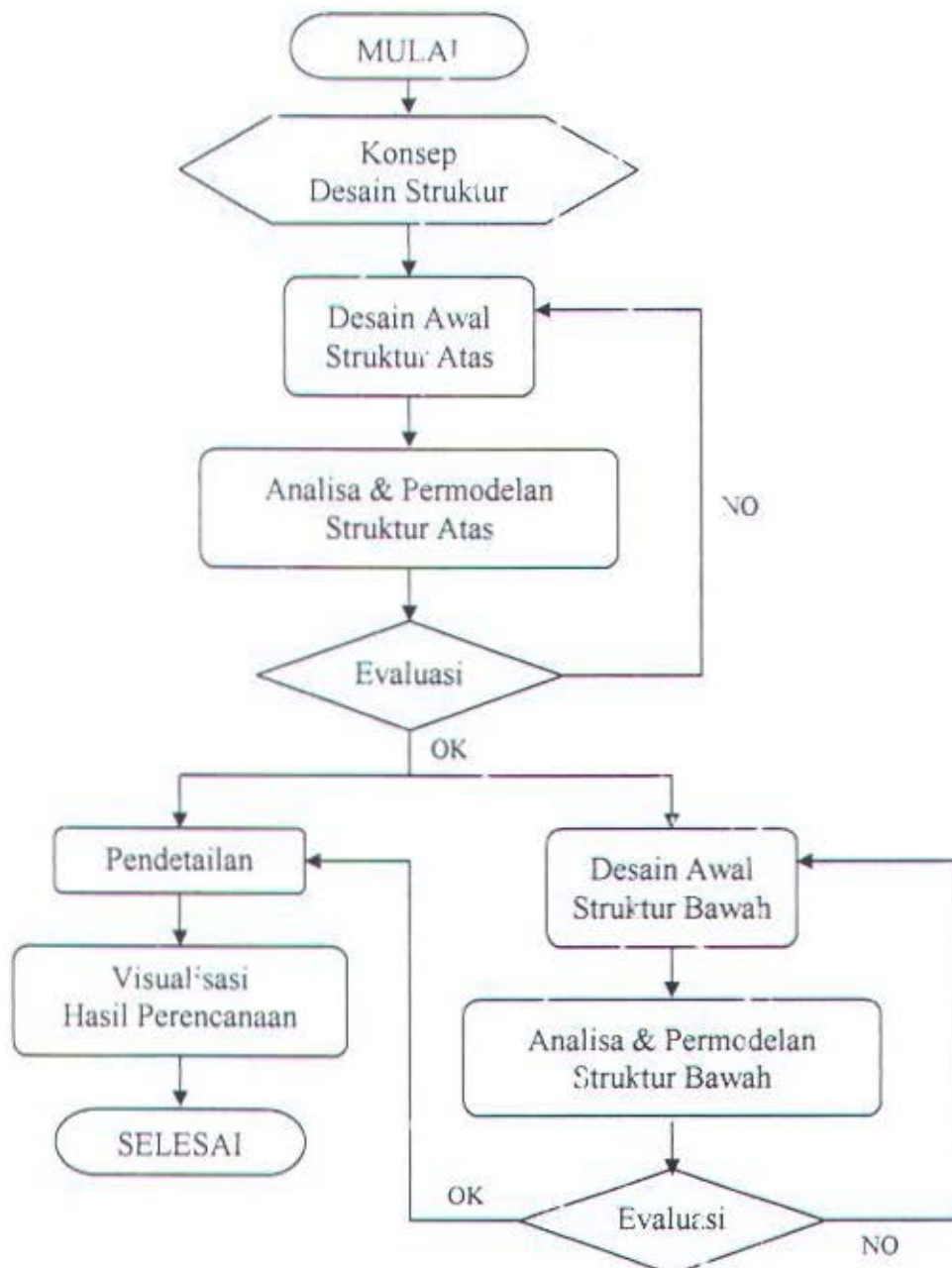
Bertolak dari hal diatas, maka untuk mendapatkan hasil penulisan Tugas Akhir yang optimal akan diuraikan langkah-langkah penyelesaian masalah sebagai berikut :

1. Pengumpulan literatur-literatur dengan mengambil bahan-bahan dari buku-buku dan peraturan-peraturan yang berhubungan dengan perencanaan dan evaluasi kinerja (*performance*) maupun daktilitas gedung baja *Dual System* antara *Special Moment Resisting Frame* (SMRF) dengan sistem rangka pengaku konsentris tipe *Inverted-V*.
2. Konsep desain dan struktur :
  - a. Menetapkan konsep desain dan metode analisa struktur, dalam hal ini digunakan UBC 1997 dan AISC-LRFD.
  - b. Menetapkan metoda analisa struktur dengan menggunakan alat bantu *software ETABS version 8.00*.
3. Desain awal (*Preleminary Design*).  
Memperkirakan dimensi awal elemen struktur.
4. Analisa linear dan pemodelan struktur :
  - a. Penentuan beban – beban yang dipikul.
  - b. Analisa struktur untuk mendapatkan gaya dalam dengan menggunakan *software ETABS version 8.00*.
  - c. Evaluasi hasil perhitungan struktur.
  - d. Redesain elemen struktur.
5. Menentukan *demand (target displacement)* atau bisa disebut dengan target perpindahan rencana.
6. Evaluasi kinerja (*performance*) struktur gedung dengan melakukan analisa non-linear menggunakan *Pushover Analysis* untuk memperoleh kurva kapasitas struktur.
7. Menentukan *performance point*.
8. Melakukan pengecekan terhadap *performance point* berdasarkan pada target perpindahan rencana yang telah ditentukan.
9. Evaluasi daktilitas struktur gedung.

10. Perencanaan desain sambungan struktur.
11. Perencanaan bangunan bawah struktur menggunakan tiang pancang.
12. Pendetailan elemen struktur dan sambungan.
13. Memvisualisasikan hasil perhitungan dalam bentuk gambar.
14. Penyusunan laporan.

#### 1.4.2. Skema Penyelesaian

Tahapan dalam penulisan Tugas Akhir ini secara sederhana dapat digambarkan dengan skema sebagai berikut :



**BAB II**

**DASAR TEORI**

*Cipta Karya*  
10311 0047029



## BAB II

### DASAR TEORI

#### 2.1. UMUM

Sistem struktur menggunakan *Dual System* yang merupakan kombinasi antara *Special Moment Resisting Frame* dengan sistem rangka pengaku konsentris. Dengan adanya pengaku, dimensi dari rangka (balok dan kolom) dapat diperkecil. Sistem rangka pengaku konsentris yang digunakan adalah *Inverted-V* atau V dibalik. Pada sistem rangka pengaku konsentris tipe *Inverted-V* diharapkan untuk mendapatkan dimensi balok yang lebih kecil sehingga sesuai dengan prinsip "*Strong Column Weak Beam*".

#### 2.2. BEBAN-BEBAN PADA STRUKTUR

##### 2.2.1. Beban Mati (UBC 1606)

Beban mati terdiri atas berat seluruh material elemen struktur dan perlengkapan permanen pada gedung.

##### 2.2.2. Beban Hidup (UBC 1607)

Beban hidup terdiri dari beban yang diakibatkan oleh pemakaian gedung dan tidak termasuk beban mati, beban konstruksi dan beban akibat fenomena alam (lingkungan).

##### 2.2.3. Beban Angin (UBC 1602)

Beban angin dihitung sebagai berikut :  $P = C_e \times C_q \times q_s \times I_w$

dimana :

$C_e$  = faktor koefisien kombinasi *height, exposure and gust*, tabel 16-G UBC

$C_q$  = koefisien tekanan untuk struktur, tabel 16-H UBC

$q_s$  = tekanan stagnasi angin dengan standar ketinggian 33 ft (10000mm), tabel 16-F UBC

$I_w$  = faktor kepentingan, tabel 16-K UBC

#### 2.2.4. Beban Gempa (UBC 1626-1631)

Gaya geser dasar rencana total,  $V$ , pada suatu arah ditetapkan sebagai berikut :

$$V = \frac{C_v \times I}{R \times T} \times W_t \quad ; \quad T = C_t (h_n)^{0.75}$$

Gaya geser dasar rencana total  $V$ , tidak perlu lebih besar daripada nilai berikut:

$$V \leq V_{maks} = \frac{2,5 \times C_a \times I}{R} \times W_t$$

dimana :

$V$  = gaya geser dasar rencana total

$V_{maks}$  = gaya geser dasar rencana maksimum

$R$  = faktor modifikasi respons

$T$  = waktu getar dasar struktur

$W_t$  = berat total struktur

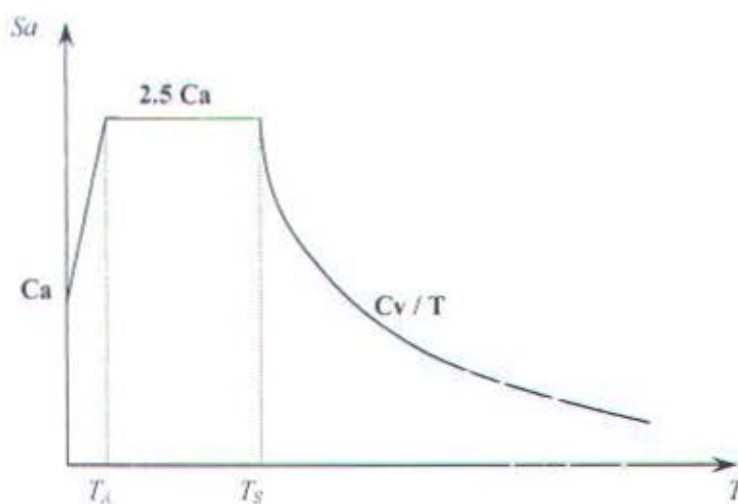
$I$  = faktor kepentingan struktur

$C_a$  dan  $C_v$  = koefisien percepatan gempa

$h_n$  = tinggi total gedung

$C_t$  = koefisien struktur bangunan

Untuk Respon Spektrum Elastis adalah sebagai berikut :



dimana :

$$T = 0 \quad Sa/g = C_a$$

$$0 < T \leq T_A \quad Sa/g = C_a [(1,5T/T_A) + 1]$$

$$T_A \leq T \leq T_s \quad Sa/g = 2,5Ca$$

$$T > T_s \quad Sa/g = Cv \cdot T$$

$$T_s = Cv/2,5Ca$$

$$T_A = 0,2T_s$$

### 2.2.5. Kombinasi Pembebanan

Untuk perhitungan secara AISC-LRFD kombinasi yang digunakan adalah:

1.  $1,4D$
2.  $1,2D + 1,6L$
3.  $1,2D + 0,5L + 1,3W$
4.  $1,2D + 0,8W$
5.  $0,9D + 1,3W$
6.  $1,2D + 0,5L + 1E$
7.  $0,9D + 1E$
8.  $1D + 1L$

dimana :

- $D$  = beban mati
- $L$  = beban hidup
- $W$  = beban angin
- $E$  = beban gempa

### 2.3. $P\Delta$ EFFECT

Gaya horizontal yang terjadi pada struktur mampu menghasilkan defleksi arah horizontal. Defleksi ini menghasilkan momen sekunder oleh beban gravitasi yang bekerja pada saat defleksi terjadi. Momen sekunder ini disebut  $P\Delta$  Effect.

### 2.4. BATASAN STORY DRIFT

Pada UBC 1630.10 disebutkan bahwa *drift* dihitung berdasarkan perpindahan *inelastic maximum* ( $\Delta_m$ ).



$$\Delta m = 0,7R\Delta s$$

dimana :

$R$  = faktor modifikasi respons

$\Delta s$  = respons statis simpangan elastis

*Displacement* terjadi ketika struktur dirancang akibat gaya lateral. Pembatasan *story drift* didasarkan pada periode dasar struktur, yaitu :

$$T < 0,7 \text{ detik} \rightarrow \Delta m \leq 0.025h$$

$$T < 0,7 \text{ detik} \rightarrow \Delta m \leq 0.02h$$

dimana :

$T$  adalah periode getar struktur

$h$  adalah beda tinggi antar lantai

Untuk *story drift* gedung pembatasannya adalah :  $\Delta m \leq 0.025h$

dimana :

$h$  adalah tinggi total gedung

## 2.5. PENYEBARAN GAYA LATERAL

Karena diafragma berlaku kaku, perlu diperhitungkan momen torsi tambahan yang diberikan pada sistem penahan gaya lateral. Momen torsi ini dimisalkan sebagai momen torsi yang diakibatkan oleh adanya pergeseran pusat massa sejauh 5% dari dimensi struktur dalam arah tegak lurus arah bekerjanya gaya.

## 2.6. KONTROL PERHITUNGAN BALOK DAN KOLOM

### 2.6.1. Kontrol Perhitungan Kolom

#### Kontrol Penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{fy}}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw}$$

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{fy}}$$

### Kontrol Kekakuan Portal

$$G = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]}$$

Dari nilai G tersebut dapat diperoleh nilai kc (faktor panjang tekuk)

### Amplifikasi Momen Struktur Portal

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{\left( 1 - \frac{P_u}{P_{e1}} \right)} \geq 1 \quad P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(kcL)^2} \quad C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left[ \frac{\Delta o h}{\sum HL} \right]} \text{ atau } B_2 = \frac{1}{1 - \left[ \frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}} \right]} \quad P_{e2} = \frac{\pi^2 EI}{(kcL)^2}$$

### Kontrol Komponen Tekan

$$P_n = A_g \cdot f_{cr}$$

$$\lambda_c = \frac{kc L}{\pi r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad ; \quad \text{untuk } \lambda_c \leq 1,5 \text{ maka } f_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y$$

$$\text{untuk } \lambda_c > 1,5 \text{ maka } f_{cr} = \left[ \frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] f_y$$

### Kontrol Tekuk Lateral

a. Bentang Pendek ( $L_b \leq L_p$ )

$$M_n = M_p \quad L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

b. Bentang Menengah ( $L_p \leq L_b \leq L_r$ )

$$M_n = C_b \left[ M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(f_y - f_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left[ \frac{S_x}{GJ} \right]^2$$

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

c. Bentang Panjang ( $L_b \geq L_r$ )

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E I_y G J + \left[ \frac{\pi E}{L_b} \right]^2 I_y C_w} \leq M_p$$

Persamaan Interaksi Tekan - Lentur

a. Jika  $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2$  maka  $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right] \leq 1,0$

b. Jika  $\frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0,2$  maka  $\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right] \leq 1,0$

## 2.6.2. Kontrol Perhitungan Balok

Kontrol Penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad \lambda = \frac{h}{tw}$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} \text{ (kompak)}$$

$$\lambda_r = \frac{371}{\sqrt{f_y - f_r}} \text{ (tak kompak)}$$

Pelat badan

$$\lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{f_y}} \text{ (kompak)}$$

$$\lambda_r = \frac{2549}{\sqrt{f_y}} \text{ (tak kompak)}$$





### Kontrol Tekuk Lateral

$$M_u \leq \phi M_n$$

- a. Bentang Pendek ( $l_b \leq l_p$ )

$$M_n = M_p \qquad l_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

- b. Bentang Menengah ( $l_p \leq l_b \leq l_r$ )

$$M_n = C_b \left[ M_r + (M_p - M_r) \frac{l_r - l_b}{l_r - l_p} \right] \leq M_p$$

$$l_r = \frac{r_y X_1}{(f_y - f_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} \quad X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left[ \frac{S_x}{G J} \right]^2$$

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

- c. Bentang Panjang ( $l_b \geq l_r$ )

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{l_b} \sqrt{E I_y G J + \left[ \frac{\pi E}{l_b} \right]^2 I_y C_w} \leq M_p$$

### Kontrol Kuat Geser

$$V_u \leq \phi V_n$$

- a. Jika  $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$  maka  $V_n = 0.6 f_y A_w$

- b. Jika  $2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 3.07 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$  maka  $V_n = 0.6 f_y A_w \left[ \frac{2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left( \frac{h}{t_w} \right)} \right]$

$$c. \text{ Jika } 3,07 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 260 \quad \text{maka } V_n = A_w \left[ \frac{4,25E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \right]$$

## 2.7. KONTROL PERHITUNGAN RANGKA PENGAKU

Sistem rangka pengaku merupakan bentuk struktur yang efisien untuk menahan gaya horizontal. Salah satu keuntungan adalah beban horizontal tidak terdistribusi secara signifikan pada balok, sehingga perilaku balok dapat seragam. Sistem rangka berdefleksi dengan kombinasi antara defleksi akibat lentur dan komponen geser. Komponen lentur dihasilkan dari deformasi aksial kolom dan komponen geser dihasilkan dari deformasi rangka dan balok.

### 2.7.1. Sistem Rangka Pengaku Konsentris

Rangka pengaku konsentris adalah sistem pengaku yang memiliki garis kerja dasar berpotongan pada ujung-ujung perpotongan balok kolom. Gaya gempa yang terjadi diredam oleh pengaku dengan cara mengalami deformasi aksial pada batang diagonal. Struktur yang menggunakan tipe pengaku ini dapat didesain lebih ekonomis. Keuntungan lainnya adalah, karena rangka pengaku konsentris memiliki satu atau dua ujung yang berhubungan dengan balok maka relatif lentur arah vertikal.

Elemen pengaku :

- Kelangsingan :  $\frac{Kl}{r} \leq \frac{1000}{\sqrt{f_y}}$
- Kekuatan desain dari elemen pengaku pada gaya tekan aksial tidak boleh lebih dari  $\phi_c P_n$
- Kontrol penampang profil untuk penampang baja persegi berongga
- Profil direncanakan kompak :

$$\lambda = \frac{b}{t} < \lambda_p = \frac{110}{\sqrt{f_y}} \quad \text{atau} \quad \lambda = \frac{h}{t} < \lambda_v = \frac{110}{\sqrt{f_y}}$$

- Distribusi gaya lateral paling sedikit 30 % tapi tidak lebih dari 70 % dari total gaya horisontal yang ditahan oleh batang tarik ( pengaku ), kecuali jika kekuatan nominal  $P_n$  dari tiap pengaku lebih besar dari kekuatan perlu ( $P_u$ ).

## 2.8. KONTROL TERHADAP TORSI

Distribusi gaya lateral pada tiap tingkat dan pengaruh pusat massa dari diafragma dapat menyebabkan terjadinya *torsional moments*. Faktor pembesarannya ( $A_x$ ) dapat dihitung dengan rumus :

$$A_x = \left[ \frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}} \right] < 3$$

dimana :

$\delta_{max}$  = Perpindahan (*displacement*) maksimum pada tingkat x.

$\delta_{avg}$  = Perpindahan (*displacement*) rata-rata tiap titik pada tingkat x.

## 2.9. SHEAR CONNECTOR

*Shear Connector* pada struktur gedung baja ini hanya dipasang secara praktis. Sebab pada struktur tersebut tidak digunakan balok komposit.

## 2.10. SAMBUNGAN

Perencanaan semua sambungan harus konsisten dengan bentuk-bentuk struktur, serta perilaku sambungan tidak boleh menimbulkan pengaruh buruk terhadap bagian-bagian lainnya dalam suatu struktur di luar dari yang direncanakan. Kuat rencana setiap komponen sambungan tidak boleh kurang dari beban terfaktor yang dihitung.

## 2.11. PUSHOVER ANALYSIS

Secara garis besarnya, *pushover analysis* adalah suatu metode analisa nonlinear yang telah disederhanakan yang bertujuan mengetahui kinerja dari struktur dengan cara memberikan beban horisontal ekuivalen (sebagai representasi gaya gempa) yang secara bertahap ditingkatkan secara proporsional sampai struktur mencapai suatu *performance level* tertentu, hingga pada akhirnya gedung mencapai kegagalan (*collapse*).



### 2.11.1. Perpindahan Rencana ( $\Delta_d$ )

Kriteria dari pemilihan tingkat deformasi inelastis dilatarbelakangi oleh dua hal yaitu batasan desain (*Design Limit States*) dan faktor ekonomis. Batasan Desain (*Design Limit States*) tergantung dari tiga hal, yaitu :

- *Serviceability limit state*  
Batasan dimana struktur tidak terpengaruh oleh gerakan gempa.
- *Damage control limit*  
Batasan dimana kerusakan yang dapat diperbaiki terjadi pada struktur.
- *Survival limit state*  
Batasan dimana, saat gempa kuat terjadi, kerusakan parah pada struktur terjadi tetapi keruntuhan dan kehilangan nyawa dapat dihindari.

Profil perpindahan rencana untuk struktur rangka menurut Priestly dirumuskan sebagai berikut :

$$\Delta_i = \theta_d h_i \quad \text{untuk } n \leq 4$$

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left( 1 - \frac{0,5(n-4)h_i}{16h_n} \right) \quad \text{untuk } 4 \leq n \leq 20$$

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left( 1 - \frac{0,5h_i}{h_n} \right) \quad \text{untuk } n \geq 20$$

dimana :

$\Delta_i$  = simpangan tingkat ke - i

$n$  = jumlah tingkat.

$h_i$  = tinggi lantai ke - i.

$h_n$  = tinggi total gedung.

Rotasi Desain :

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c$$

dimana :

$\theta_c$  = Rotasi elemen struktur sesuai batasan peraturan.

$\theta_d$  = Rotasi elemen struktur desain.

$\theta_p$  = Rotasi pada saat kondisi plastis.

$\theta_y$  = Rotasi pada saat leleh pertama.

Menurut Priestley,  $\theta_c$  untuk drift limit diambil sebesar 0.025

Perpindahan rencana / target perpindahan ( $\Delta_d$ ):

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

### 2.11.2. Performance Level

Dalam mengevaluasi kinerja (*performance*) dari gedung dimulai dengan menetapkan *performance level* dari gedung yang didesain dengan memperhatikan kerugian material bangunan, kematian penghuni gedung dan kerugian dari fungsi bangunan pasca gempa. *Performance level* yang dimaksudkan di sini adalah tingkat kerusakan maksimum yang masih diijinkan yang di wakili oleh tingkat deformasi dari gedung tersebut.

### 2.12. DAKTILITAS

Evaluasi daktilitas dalam hal ini dilakukan untuk mengetahui secara tepat lokasi terjadinya sendi plastis pada gedung tersebut. Dari evaluasi daktilitas tersebut dapat juga diketahui tingkat daktilitas (*global ductility*) yang dicapai oleh gedung baja tersebut.

$$\text{Global ductility} : \mu = \frac{\delta u}{\delta y}$$

dimana :

$\delta u$  = simpangan pada saat terjadi putus terakhir kali.

$\delta y$  = simpangan pada saat terjadi leleh pertama kali.

### 2.13. PONDASI

Ada banyak metode yang dapat digunakan untuk mendukung daya dukung tiang pondasi. Dalam tugas akhir ini akan digunakan metode *Philippomat*.

- Daya dukung nominal sebuah tiang pondasi adalah:

$$Q_N = (Q_p)_a + (Q_s)_a$$

dimana:

$$(Q_p)_a = \frac{A \times q_p}{2}; \text{ dari unsur ujung tiang (point), dengan angka keamanan 2}$$

$$(Q_s)_a = \frac{P}{2} \sum f_{ui} \times h_i; \text{ dari unsur lekatan (friction), dengan angka keamanan 2}$$

### Unsur Ujung Tiang :

$$q_p = \alpha_p \times \bar{R}_p, \text{ dengan } \bar{R}_p = \frac{1}{6B} \int_{z_p-3B}^{z_p+3B} R_p(z) dz$$

dimana :

$R_p$  = Data konus diambil rata-rata sepanjang 3B diatas hingga 3B dibawah dasar pondasi.

$Z_p$  = Posisi ujung bawah tiang.

$A$  = Section tiang bagian bawah.

$P$  = Keliling tiang.

$B$  = Diameter tiang.

$\alpha$  = Koefisien.

$f_{ui}$  = Lekatan lateral batas dari lapisan i setebal  $h_i$

### Unsur Lekatan (Frottement):

$$f_u = \alpha_f \frac{R_p}{\alpha_s}; \text{ dimana : } \alpha_s, \alpha_f = \text{koefisien, fungsi dari tanah dan type tiang}$$

$$\sum h_i = D = \text{kedalaman tiang.}$$





**BAB III**

**DASAR PERENCANAAN**

*Cipta Karya*  
021-2541626

## BAB III

### DASAR PERENCANAAN

#### 3.1. UMUM

Dalam Tugas Akhir ini akan merencanakan dan mengevaluasi kinerja (*performance*) maupun daktilitas suatu gedung baja 15 lantai yang berfungsi sebagai perkantoran dan pertokoan. Sistem struktur yang digunakan adalah *Dual System* antara *Special Moment Resisting Frame* ( SMRF ) dengan sistem rangka pengaku konsentris tipe *Inverted-V*.

#### 3.2. PERATURAN

Peraturan yang digunakan dalam perencanaan adalah AISC-LRFD (*American Institute of Steel Construction - Load Resistance Factor Design*) dan UBC (*Uniform Building Code*) 1997.

#### 3.3. KRITERIA PERENCANAAN

##### 3.3.1. Pemilihan Kriteria (Section 1629 UBC 1997)

Prosedur dan batasan untuk perancangan struktur :

1. Kategori Penempatan (Section 1629.2 UBC 1997)  
Untuk perencanaan tahan gempa, Tabel 16-K untuk menentukan faktor  $I$  dan  $I_p$ .
2. Karakteristik Tanah (Section 1629.3 UBC 1997)  
Karena data tanah tidak diketahui, maka profil tanah menggunakan tipe  $S_D$ . Pengkategorian tipe tanah dalam tabel 16-J.
3. Karakteristik Resiko Wilayah Gempa (Section 1629.4.1. UBC 1997)  
Untuk menentukan faktor wilayah gempa ( $Z$ ), berdasarkan Tabel 16-I.
4. Konfigurasi Gedung  
Dibagi menjadi 2 tipe :
  - Struktur Teratur
  - Struktur Tidak Teratur

## 5. Sistem Struktur

Untuk sistem struktur pada dasarnya ada 4 jenis, yaitu :

- *Bearing wall system*
- *Building Frame system*
- *Moment-resisting frame system*
- *Dual system*

### 3.3.2. Pemilihan Kriteria Gaya Lateral (Section 1629.8 UBC 1997)

- Kriteria statis sederhana, apabila :
  - Gedung tidak boleh dua tingkat termasuk basement.
- Kriteria statis, apabila :
  - Semua struktur yang konfigurasi teratur ataupun tidak teratur, di zone 1 dan 2 untuk gedung yang termasuk kategori 4 dan 5.
  - Pada struktur yang konfigurasi teratur, tinggi gedung kurang dari 240 feet dengan sistem penahan gaya lateral berdasarkan Tabel 16-N kecuali *Section 1629.8.4*.
  - Pada struktur yang konfigurasi tidak teratur, tinggi gedung kurang dari 65 feet atau 5 tingkat.
- Kriteria dinamis, apabila :
  - Tinggi gedung lebih dari 240 feet (73125 mm), kecuali yang diijinkan pada *Section 1629.8.3, Item 1*.
  - Struktur lebih dari 5 tingkat atau 65 feet (19812 mm) pada wilayah gempa 3 dan 4, kecuali yang diijinkan pada *Section 1630.4.2*.
  - Karakteristik tanah termasuk kategori  $S_F$ , yang mempunyai periode 0.7 detik.

### 3.3.3. Pembebanan Struktur

Asumsi pembebanan menggunakan UBC Bab 16.

### 3.3.4. Data Umum Bangunan

- Fungsi bangunan : Perkantoran dan pertokoan
- Lokasi : Zone gempa kuat UBC 1997



- Panjang bangunan : 57 m
- Lebar bangunan : 32 m
- Tinggi bangunan : 52,5 m ( 15 lantai )
- Sistem struktur : *Dual System* yang merupakan kombinasi antara *Special Moment Resisting Frame* dengan sistem rangka pengaku konsentris tipe *Inverted-V*.
- Tipe tanah :  $S_D$

### 3.3.5. Data Bahan :

Mutu bahan yang akan digunakan sebagai berikut :

- Beton :  $f_c' = 35 \text{ Mpa}$
- Baja :
  - Kolom (A572 Grade 50) :  $F_y = 50 \text{ ksi}$  ;  $F_u = 65 \text{ ksi}$
  - Balok (A572 Grade 42) :  $F_y = 42 \text{ ksi}$  ,  $F_u = 60 \text{ ksi}$
  - Pengaku Tubular (A500 Grade 42) :  $F_y = 42 \text{ ksi}$  ;  $F_u = 58 \text{ ksi}$

### 3.3.6. Dimensi Profil :

- Dimensi pengaku :
- Arah memanjang bawah HSS 8×6×0,375
  - Arah memanjang atas HSS 7×5×0,5
  - Arah melintang bawah HSS 12×6×0,625
  - Arah melintang atas HSS 8×6×0,5

- Dimensi balok :
- Balok Anak W 12×58
  - Balok Eksterior W 16×40
  - Balok Interior W 18×55

- Dimensi kolom :
- Kolom Eksterior Bawah W 14×176
  - Kolom Eksterior Atas Memanjang W 14×145
  - Kolom Eksterior Atas Melintang W 14×283
  - Kolom Interior Bawah W 14×462
  - Kolom Interior Atas W 14×233



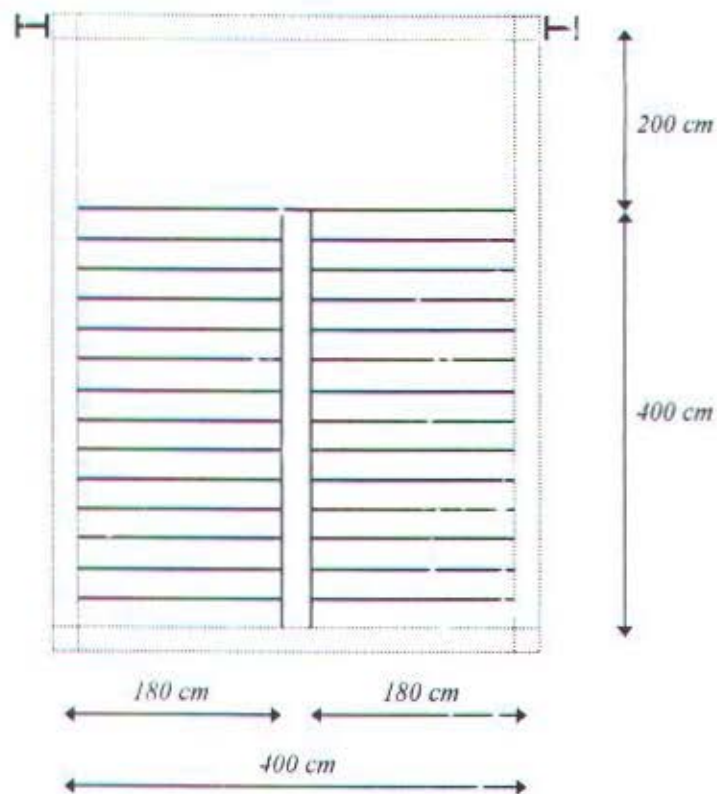
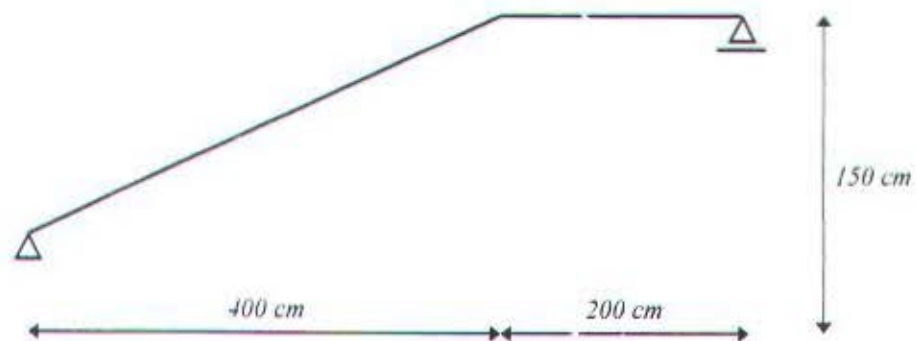
**BAB IV**

**PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER**

*Cipta Karya*  
10311 504 1926

## BAB IV PERANCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

### 4.1. PERENCANAAN TANGGA



Denah Tangga



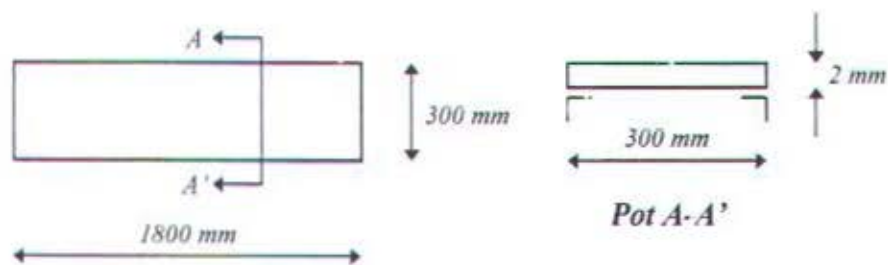
Data perencanaan tangga :

- Ketinggian antar lantai = 350 cm
- Tinggi tanjakan ( $t$ ) = 17 cm
- Lebar injakan ( $i$ ) = 30 cm
- Jumlah tanjakan =  $(350 / 2) / 17 = 10,294 \approx 11$  buah
- Jumlah injakan =  $350 / 30 = 11,6667 \approx 12$  buah
- Panjang bordes = 400 cm
- Lebar bordes = 200 cm
- Kemiringan tangga ( $\alpha$ ) =  $\text{arc tg } (17/30) = 29,5388^\circ$

Persyaratan tangga :

- $60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 65 \text{ cm}$   
 $60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK!}$
- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \rightarrow 25^\circ \leq 29,5388^\circ \leq 40^\circ \dots\dots\dots \text{OK!}$

#### 4.1.1. Pelat Anak Tangga



Direncanakan tebal pelat anak tangga = 2 mm

Beban – beban yang bekerja :

- Beban mati :  $7850 \times 0,002 \times 1 = 15,7 \text{ kg/m}$
- Beban hidup :  $300 \times 1 = 300 \text{ kg/m}$

$$qu = (1,2 \times 15,7) + (1,6 \times 300) = 498,84 \text{ kg/m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times qu \times L^2 = \frac{1}{8} \times 498,84 \times 0,3^2 = 5,61195 \text{ kg.m} = 561195 \text{ kg.cm}$$

$$Z = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 100 \times 0,2^2 = 1 \text{ cm}^3$$

$$Mp = Z \times Fy = 1 \times 2900 = 2900 \text{ kg.cm}$$

$$\phi Mp > M_{\max} \rightarrow 0,9 \times 2900 \text{ kg.cm} > 561 \text{ kg.cm}$$

$$2610 \text{ kg.cm} > 561 \text{ kg.cm} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

#### 4.1.2. Pengaku Pelat Anak Tangga

Direncanakan memakai profil siku  $\text{┐┌ } 2 \frac{1}{2} \times 2 \frac{1}{2} \times \frac{5}{16}$

$$Fy = 42 \text{ ksi} = 290 \text{ Mpa} \quad Zx = 0,869 \text{ in}^3 = 14,24053 \text{ cm}^3$$

$$W = 5,00 \text{ lb/ft} = 7,4408 \text{ kg/m} \quad Ix = 0,849 \text{ in}^4 = 35,3386 \text{ cm}^4$$

#### Pembebanan

- Beban mati ( $\frac{1}{2}$  lebar anak tangga)

$$\text{- Berat pelat} = 0,002 \times 0,15 \times 7850 = 2,355 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat profil} = 7,4408 \text{ kg/m}$$

$$= 9,7958 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat tambahan 10 \%} = 0,97958 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 10,77538 \text{ kg/m}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \times q_D \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 10,77538 \times 1,8 = 9,6978 \text{ kg}$$

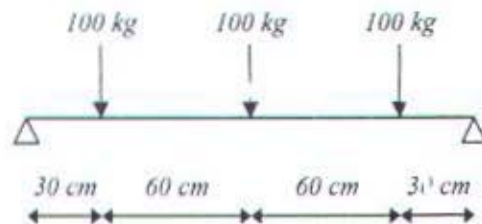
$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 10,77538 \times 1,8^2 = 4,364 \text{ kg.m}$$

- Beban hidup

Pada pelat anak tangga terdiri atas dua jenis beban hidup, yaitu beban hidup terpusat dan beban hidup terbagi rata. Dari dua jenis tersebut dipilih salah satu jenis beban hidup yang terbesar.

- Beban hidup terpusat



$$\text{Reaksi perletakan} = \frac{(3 \times 100)}{2} = 150 \text{ kg}$$

$$V_{L(\text{terpusat})} = 0,75 \times \text{reaksi perletakan} = 0,75 \times 150 = 112,5 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_{L(\text{terpusat})} &= 0,75 \times M_{\text{max' terpusat}} = 0,75 \times [(150 \times 0,9) - (100 \times 6)] \\ &= 56,25 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Beban hidup terbagi rata

$$q_L = 300 \text{ kg/m}^2 \times 0,3 \text{ m} \times 1/2 = 45 \text{ kg/m}$$

$$V_{L(\text{terbagi rata})} = 1/2 \times q_L \times L = 1/2 \times 45 \times 1,8 = 40,5 \text{ kg}$$

$$M_{L(\text{terbagi rata})} = 1/8 \times q_L \times L^2 = 1/8 \times 45 \times 1,8^2 = 18,23 \text{ kg.m}$$

Jadi yang menentukan adalah beban hidup terpusat, sehingga :

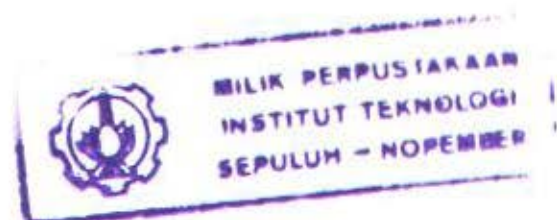
$$Vu = 1,2 V_D + 1,6 V_L = (1,2 \times 9,7) + (1,6 \times 112,5) = 191,64 \text{ kg}$$

$$Mu = 1,2 M_D + 1,6 M_L = (1,2 \times 4,37) + (1,6 \times 56,25) = 95,24 \text{ kg}$$

### Kontrol Lendutan

$$f_{qin} = \frac{L}{360} = \frac{180}{360} = 0,5 \text{ cm}$$

$$f^o = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI} + \frac{106}{2592} \times \frac{P \times L^3}{EI}$$





$$= \frac{5}{384} \times \frac{0,1078 \times 180^4}{2000000 \times 35,34} + \frac{106}{2592} \times \frac{100 \times 180^3}{2000000 \times 35,34}$$

$$= 0,02 + 0,34 = 0,36 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ym} \rightarrow 0,36 < 0,5 \text{ .....OK!}$$

### Kontrol Penampang Profil

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{b}{t} = \frac{2,5}{0,31} = 8,06 \quad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{290}} = 9,98$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 8,06 < 9,98, \text{ maka penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$= 2900 \text{ kg/cm}^2 \times 14,24 \text{ cm}^3 = 41296 \text{ kg.cm} = 412,96 \text{ kg.m}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 95,24 \text{ kg.m} < 0,9 \times 412,96 \text{ kg.m}$$

$$95,24 \text{ kg.m} < 371,66 \text{ kg.m} \text{ .....OK!}$$

### Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t} = 8,06 \quad 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,45 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 64,34$$

$$\frac{h}{t} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow 8,06 < 64,34, \text{ maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

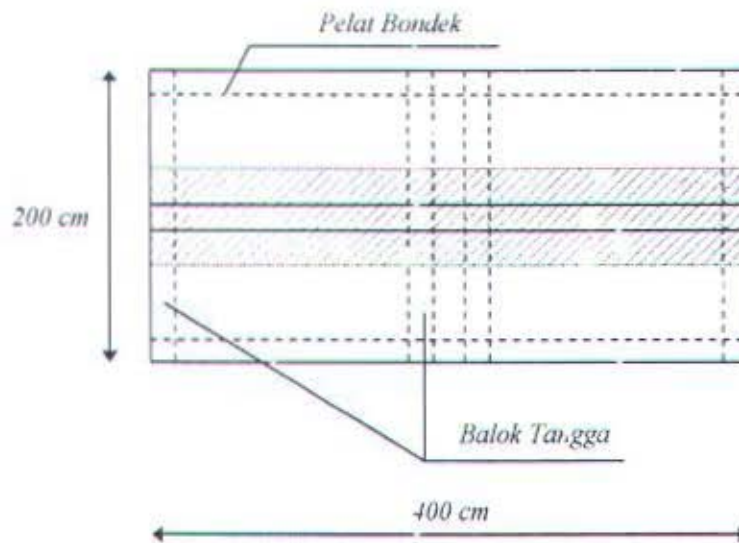
$$= 0,6 \times 42 \times (2 \frac{1}{2} \times 0,31)$$

$$= 19,53 \text{ kips} = 8858,7 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_n \rightarrow 191,64 \text{ kg} < 0,9 \times 8858,7 \text{ kg}$$

$$191,64 \text{ kg} < 7972,8 \text{ kg} \text{ .....OK}$$

### 4.1.3. Pelat Bordes



Direncanakan tebal pelat bordes = 4 mm

Beban – beban yang bekerja :

- Beban mati :  $7850 \times 0,004 \times 1 = 31,4 \text{ kg/m}$
- Beban hidup :  $300 \times 1 = 300 \text{ kg/m}$

$$qu = (1,2 \times 31,4) + (1,6 \times 300) = 517,68 \text{ kg/m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times qu \times l^2 = \frac{1}{8} \times 517,68 \times 1^2 = 64,71 \text{ kg.m} = 6471 \text{ kg.cm}$$

$$Z = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 100 \times 0,4^2 = 4 \text{ cm}^3$$

$$Mp = Z \times Fy = 4 \times 2900 = 11600 \text{ kg.cm}$$

$$\phi Mp > M_{\max} \rightarrow 0,9 \times 11600 \text{ kg.cm} > 6471 \text{ kg.cm}$$

$$10440 \text{ kg.cm} > 6471 \text{ kg.cm} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### 4.1.4. Balok Bordes

Data Perencanaan

Balok Bordes  $W 6 \times 12$

$$W = 12 \text{ lb/ft} = 17,86 \text{ kg/m} \quad Fy = 42 \text{ ksi} = 290 \text{ Mpa}$$

$$Zx = 8,3 \text{ in}^3 = 136,01 \text{ cm}^3 \quad Ix = 22,1 \text{ in}^4 = 919,87 \text{ cm}^4$$

### Pembebanan

- Beban mati

- Berat profil  $= 17,86 \text{ kg/m}$

- Berat pelat bordes  $= 0,0004 \times 1 \times 7850 = 31,4 \text{ kg/m}$

$$q_D = 49,26 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup

$$q_L = 1 \text{ m} \times 300 \text{ kg/m}^2 = 300 \text{ kg/m}$$

### Beban berfaktor

$$q_u = (1,2 \times q_D) + (1,6 \times q_L)$$

$$= (1,2 \times 49,26) + (1,6 \times 300) = 539,11 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 539,11 \times 4^2 = 1078,22 \text{ kg.m}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 539,11 \times 4 = 1078,22 \text{ kg}$$

### Kontrol Tekuk Lokal

Pelat sayap :  $\lambda = \frac{bf}{2tf} = 7,1$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{290}} = 9,98$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 7,1 < 9,98, \text{ maka penampang kompak}$$

Pelat badan :  $\lambda = \frac{h}{tw} = 21,6$

$$\lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{f_y}} = \frac{1682}{\sqrt{290}} = 98,77$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 21,6 < 98,77, \text{ maka penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$



**Kontrol Tekuk Lateral**

$$L_b = 0 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 2,332 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 107,77 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow 0 < 107,77, \text{ maka bentang pendek}$$

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$= 2900 \text{ kg/cm}^2 \times 136,01 \text{ cm}^3 = 394429 \text{ kg.cm} = 3944,29 \text{ kg.m}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 1078,22 \text{ kg.m} < 0,9 \times 3944,29 \text{ kg.m}$$

$$1078,22 \text{ kg.m} < 3549,86 \text{ kg.m} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

**Kontrol Kuat Geser**

$$\frac{h}{t_w} = 21,6 \quad 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,45 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 64,34$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow 21,6 < 64,34, \text{ maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 42 \times (6,03 \times 0,23)$$

$$= 34,95 \text{ kips} = 15852,99 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_n \rightarrow 1078,22 \text{ kg} < 0,9 \times 15852,99 \text{ kg}$$

$$1078,22 \text{ kg} < 14267,69 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

**Kontrol Lendutan**

$$f_{jin} = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1,11 \text{ cm}$$

$$f^o = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{5,3911 \times 400^4}{2000000 \times 919,87} = 0,98$$

$$f^0 < f_{ijm} \rightarrow 0,98 < 1,11 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

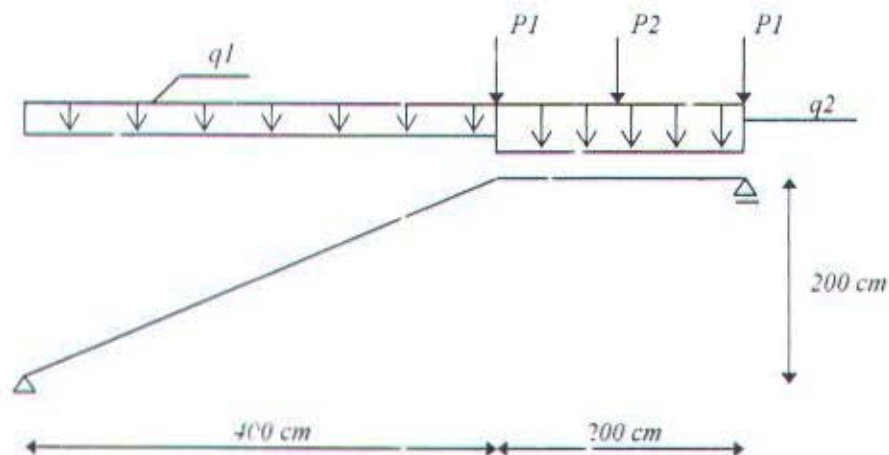
#### 4.1.5. Balok Tangga

##### Data Perencanaan

Balok Tangga  $W 10 \times 22$

$$W = 22 \text{ lb/ft} = 32,74 \text{ kg/m} \quad F_y = 42 \text{ ksi} = 290 \text{ Mpa}$$

$$Z_x = 26 \text{ in}^3 = 426,06 \text{ cm}^3 \quad I_x = 118 \text{ in}^4 = 4911,53 \text{ cm}^4$$



##### Pembebanan

##### - Beban $q_1$

- Beban mati

$$\text{- Berat pelat anak tangga} = (10,78 \times 0,9) / 0,15 = 64,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat profil balok tangga} = 32,74 / \cos 29,54 = 37,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat pagar} = 20 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 122,3 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup

$$q_L = 0,9 \text{ m} \times 300 \text{ kg/m}^2 = 270 \text{ kg/m}$$

$$q_1 = 1,2 q_D + 1,6 q_L = (1,2 \times 122,3) + (1,6 \times 270) = 578,76 \text{ kg/m}$$

- **Beban  $q_2$**

- Beban mati

- Berat profil balok tangga =  $q_D = 32,74 \text{ kg/m}$

$$q_2 = 1,2 q_D = (1,2 \times 32,74) = 39,29 \text{ kg/m}$$

- **Beban  $P_1$**

- Beban mati

- Berat pelat bordes =  $0,004 \times 0,9 \times 0,5 \times 7850 = 14,13 \text{ kg/m}$

- Berat profil balok bordes =  $17,86 \times 0,9 = 16,07 \text{ kg/m}$

$$P_D = 30,20 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup

$$P_L = 0,9 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 300 \text{ kg/m}^2 = 135 \text{ kg/m}$$

$$P_1 = 1,2 P_D + 1,6 P_L = (1,2 \times 30,2) + (1,6 \times 135) = 252,24 \text{ kg/m}$$

- **Beban  $P_2$**

- Beban mati

- Berat pelat bordes =  $0,004 \times 0,9 \times 1 \times 7850 = 28,26 \text{ kg/m}$

- Berat profil balok bordes =  $17,86 \times 0,9 = 16,07 \text{ kg/m}$

$$P_D = 44,23 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup

$$P_L = 0,9 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 300 \text{ kg/m}^2 = 270 \text{ kg/m}$$

$$P_2 = 1,2 P_D + 1,6 P_L = (1,2 \times 44,23) + (1,6 \times 270) = 485,2 \text{ kg/m}$$

Dari analisa struktur dengan menggunakan *SAP2000*, maka diperoleh hasil sebagai berikut :

$$M_{max} = 2396,77 \text{ kg.m}$$

$$V_{max} = 1732,51 \text{ kg}$$



$$P_{max} = 746,58 \text{ kg (tekan)}$$

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 8,0 \qquad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{290}} = 9,98$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 8,0 < 9,98, \text{ maka penampang kompak}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 36,9 \qquad \lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{fy}} = \frac{1682}{\sqrt{290}} = 98,77$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 36,9 < 98,77, \text{ maka penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

### Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = \sqrt{17^2 + 30^2} = 34,5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76ry \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \\ &= 1,76 \times 3,38 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 156,22 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_b < L_p \rightarrow 34,5 < 156,22, \text{ maka bentang pendek}$$

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \times Z_x \\ &= 2900 \text{ kg/cm}^2 \times 426,06 \text{ cm}^3 = 1235574 \text{ kg.cm} = 12355,74 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 2396,77 \text{ kg.m} < 0,9 \times 12355,74 \text{ kg.m}$$

$$2396,77 \text{ kg.m} < 11120,17 \text{ kg.m} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{tw} = 36,9 \qquad 2,45 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2,45 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 64,34$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow 36,9 < 64,34, \text{ maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 42 \times (10,17 \times 0,24)$$

$$= 61,51 \text{ kips} = 27900 \text{ kg}$$

$$Vu < \phi Vn \rightarrow 1732,51 \text{ kg} < 0,9 \times 27900 \text{ kg}$$

$$1732,51 \text{ kg} < 25110 \text{ kg} \dots\dots \text{OK!}$$

### Kontrol Tekan – Lentur

$$L = \sqrt{400^2 + 175^2} = 436,6062 \text{ cm}, kc = 1 \text{ (sendi – sendi)}$$

$$\lambda c = \frac{kc}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{Fy}{E}} = \frac{1}{\pi} \times \frac{436,6062}{3,38} \times \sqrt{\frac{290}{2E5}} = 1,566 > 1,5$$

maka

$$fcr = \left( \frac{0,877}{\lambda c^2} \right) fy = \left( \frac{0,877}{1,566^2} \right) 42 = 15,01 \text{ ksi}$$

$$Pn = Ag \times fcr = 6,49 \times 15,01 = 97,41782 \text{ ksi} = 44187,75 \text{ kg}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{746,58}{0,85 \times 44187,75} = 0,02 < 0,2$$

maka

$$\frac{Pu}{2\phi Pn} + \left[ \frac{Mux}{\phi b Mnx} + \frac{Muy}{\phi b Mny} \right] \leq 1,0$$

$$\frac{746,58}{2 \times 37559,59} + \left[ \frac{2396,77}{11120,17} \right] \leq 1,0$$

$$0,225 \leq 1 \dots\dots \text{OK!}$$

### Kontrol Lendutan

$$f_{ym} = \frac{L}{360} = \frac{436,6062}{360} = 1,213 \text{ cm}$$

$$f^o = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{5,7876 \times 400^4}{2000000 \times 4911,53} = 0,196$$

$$f^o < f_{ym} \rightarrow 0,196 < 1,213 \quad \dots\dots\text{OK!}$$

## 4.2. PERENCANAAN PELAT LANTAI

### Data-data perencanaan

Berdasarkan brosur *Lysaght Bondek* :

- Untuk bentang = 4 m, menggunakan dua baris penyangga.
- Tebal pelat = 12 cm dan tulangan negatif =  $4,99 \text{ cm}^2/m$ , berdasarkan

Tabel 2: Tabel Perencanaan Praktis :

- Bentang 4 m dengan menggunakan dua baris penyangga.
- Bentang menerus.
- Beban berguna =  $400 \text{ kg/m}^2$

### Pembebanan

#### Beban berguna

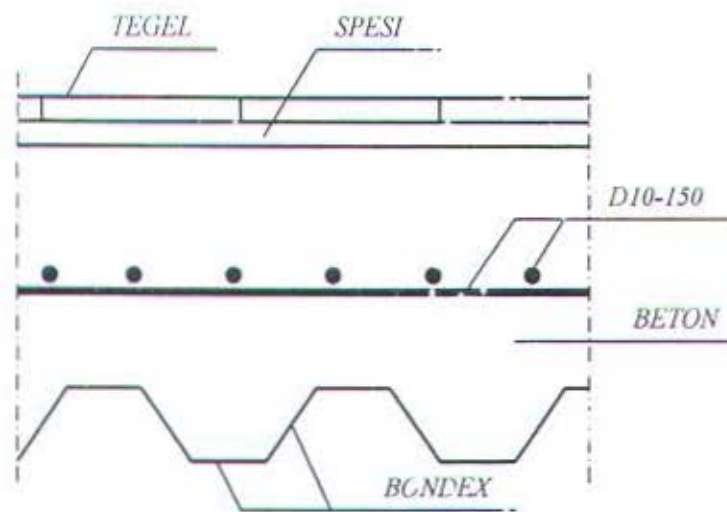
- Beban hidup
  - Untuk perkantoran (*Tabel 16-A UBC 1997*) =  $40 \text{ psf} = 244,21 \text{ kg/m}^2$
  - Reduksi beban hidup
 
$$(R) = r(A - 13,94) = 0,08 \times [(8 \times 4) - 13,94] = 1,4448 \%$$
  - Total beban hidup =  $244,21 \times (100 - 1,4448)\% = 240,6817 \text{ kg/m}^2$
- Beban finishing
 

- Berat spesi (2 cm) = $0,02 \times 2400$	= 48	$\text{kg/m}^2$
- Berat tegel (2 cm) = $0,02 \times 2100$	= 42	$\text{kg/m}^2$
- Berat plafon ( <i>Tabel 16-B UBC 1997</i> )		
= 20 psf	= 95,8	$\text{kg/m}^2$
	<hr style="width: 100%;"/>	
	= 374,6	$\text{kg/m}^2$
	= 400	$\text{kg/m}^2$



*Beban yang bekerja pada pelat 1 m<sup>2</sup>*

- Berat sendiri panel bondek  
*(Tabel 1. Sifat penampang panel bondek)* = 10.1 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat pelat beton = 0,12 × 2400 = 288 kg/m<sup>2</sup>
  - Beban finishing :
    - Berat spesi ( 2 cm ) = 0,02 × 2400 = 48 kg/m<sup>2</sup>
    - Berat tegel ( 2 cm ) = 0,02 × 2100 = 42 kg/m<sup>2</sup>
    - Berat plafon *(Tabel 16-B UBC 1997)*  
 = 20 psf × 0,0479 = 0,958 kN/m<sup>2</sup> = 95.8 kg/m<sup>2</sup>
- 
- = 483.9 kg/m<sup>2</sup>
- = 485 kg/m<sup>2</sup>



*Pelat Bondek*

Dipakai tulangan D10,  $A_s = 0,7854 \text{ cm}^2$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap 1 m :

$$N = 4,99 / 0,7854 = 6,353 \approx 7 \text{ buah}$$

Jarak antar tulangan =  $100 / 7 = 14,286 \approx 15 \text{ cm}$

Jadi dipasang tulangan negatif D10 – 150

## **BAB V**

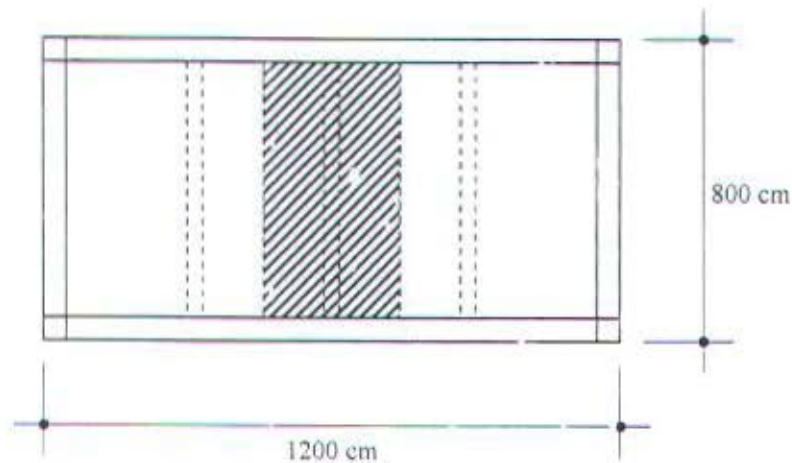
# **PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA**

*Cipta Karya*  
021-5210100

## BAB V

### PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

#### 5.1. Perencanaan Balok Anak



#### Data Perencanaan

Balok Anak  $W\ 12 \times 58$

$$W = 58\ lb/ft = 86,3133\ kg/m \quad F_y = 42\ ksi = 290\ Mpa$$

$$Z_x = 86,4\ in^3 = 1415,8591\ cm^3 \quad I_x = 475\ in^4 = 19771,3041\ cm^4$$

#### Pembebanan

- Beban mati

- Berat profil = 86,3133  $kg/m$

- Berat pelat lantai =  $3\ m \times 500\ kg/m^2$  = 1500  $kg/m$

$$q_D = \underline{\quad\quad\quad} = 1586,3133\ kg/m$$

- Beban hidup (Tabel 16-A UBC 1997)

$$q_L = 3\ m \times 244,1205\ kg/m^2 = 732,3615\ kg/m$$



**Beban berfaktor**

$$q_u = (1,2 \times q_D) + (1,6 \times q_L)$$

$$= (1,2 \times 1586,3133) + (1,6 \times 732,3615) = 3075,3543 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 3075,3543 \times 8^2 = 24602,8347 \text{ kg.m}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l$$

$$= \frac{1}{2} \times 3075,3543 \times 8 = 12301,4173 \text{ kg}$$

**Kontrol Tekuk Lokal**

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 7,8 \qquad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{290}} = 9,98$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 7,8 < 9,98, \text{ maka penampang kompak}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 27 \qquad \lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{fy}} = \frac{1682}{\sqrt{290}} = 98,77$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 27 < 98,77, \text{ maka penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

**Kontrol Tekuk Lateral**

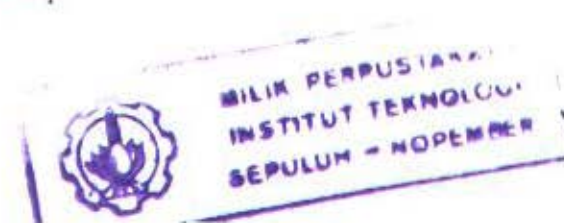
$$L_b = 20 \text{ cm (asumsi pelat bondex digunakan sebagai pengaku)}$$

$$L_p = 1,76ry \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$= 1,76 \times 6,3754 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 294,6713 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow 20 < 294,6713, \text{ maka bentang pendek}$$

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$



$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$= 2900 \text{ kg/cm}^2 \times 1415,86 \text{ cm}^3 = 4105991,25 \text{ kg.cm} = 41059,913 \text{ kg.m}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 24602,8347 \text{ kg.m} < 0,9 \times 41059,913 \text{ kg.m}$$

$$24602,8347 \text{ kg.m} < 36953,921 \text{ kg.m} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{tw} = 27 \quad 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,45 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 64,34$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow 27 < 64,34, \text{ maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 42 \times (12,19 \times 0,36)$$

$$= 110,588 \text{ kips} = 50161,69 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_n \rightarrow 12301,4173 \text{ kg} < 0,9 \times 50161,69 \text{ kg}$$

$$12301,4173 \text{ kg} < 45145,5163 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{800}{240} = 3,33 \text{ cm}$$

$$f^o = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI} \rightarrow q = q_D + q_L = 1586,31 + 752,36 = 2318,67 \text{ kg/m}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{23,1867 \times 800^4}{2000000 \times 19771,3041} = 3,127$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 3,127 < 3,33 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

## 5.2. Pembebanan Struktur Utama

### 5.2.1. Beban Mati

#### 5.2.1.1. Beban Pelat

Beban mati pelat yang bekerja pada  $1 m^2$

- Berat sendiri panel bondek

$$(Tabel 1. Sifat penampang panel bondek) = 10.1 \text{ kg/m}^2$$

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

- Beban finishing :

$$- \text{Berat spesi ( 2 cm )} = 0,02 \times 2400 = 48 \text{ kg/m}^2$$

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

$$- \text{Berat plafon ( Tabel 16-B UBC 1997 )}$$

$$= 20 \text{ psf} \times 0,0479 = 0,958 \text{ kN/m}^2 = \frac{95.8 \text{ kg/m}^2}{+}$$

$$= 483.9 \text{ kg/m}^2$$

$$= 485 \text{ kg/m}^2$$

#### 5.2.1.2. Beban Cladding

Beban *cladding* ini merupakan beban mati tambahan yang bekerja pada balok eksterior yang biasanya digunakan sebagai penutup struktur utama. Besar dari beban *cladding* ini adalah  $250 \text{ lb/ft}$  atau  $372,04 \text{ kg/m}$ .

#### 5.2.1.3. Berat Sendiri Profil Baja

Untuk berat sendiri profil baja sudah secara otomatis dimasukkan dalam perhitungan struktur utama.

### 5.2.2. Beban Hidup

Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai struktur utama adalah sebesar  $40 \text{ lb/ft}^2$  atau  $195,2971 \text{ kg/m}^2$ . (Tabel 16-A UBC 1997)



### 5.2.3. Beban Angin

Untuk menentukan beban angin diperlukan data-data sebagai berikut :

- Kecepatan dasar angin : 80 mph. (Tabel 16-F UBC 1997)
- Exposure type : D. (Tabel 16-G UBC 1997)
- Koefisien tekanan : 0,8 untuk angin tiup & 0,5 untuk angin hisap. (Tabel 16-H UBC 1997)
- Faktor kepentingan gedung untuk perkantoran : 1. (Tabel 16-K UBC 1997)

### 5.2.4. Beban Gempa

Untuk menentukan beban gempa diperlukan data-data sebagai berikut :

- Koefisien numerik untuk struktur baja *moment-resisting frame* ( $C_t$ ) = 0,035 atau 0.085<sup>2</sup> untuk satuan SI. (UBC 1630.2)
- Overstrength factor untuk *dual system* dengan sistem rangka pengaku konsentris ( $R$ ) = 7,5. (Tabel 16-N UBC 1997)
- Tipe tanah :  $S_D$ . (Tabel 16-J UBC 1997)
- Zona gempa : 4 (zona gempa kuat). (Tabel 16-I UBC 1997)
- Tipe sumber gempa : A dengan jarak dari pusat gempa kurang dari 2 km (Tabel 16-T dan Tabel 16-U UBC 1997).

### 5.3. Perhitungan Kontrol Dimensi Pengaku Bawah Arah Memanjang

Diambil gaya-gaya maksimum yang terjadi pada pengaku pada (Story 2, elemen D 1), akibat kombinasi **COMBO 6 (1,2 D + 0,5 L + 1 Spec)**:

$$P_u = -90604,07 \text{ kg} \quad (\text{tekan})$$

$$P_u = 90001,03 \text{ kg} \quad (\text{tarik})$$

Pengaku menggunakan profil **HSS 8 × 6 × 0,375**

$$F_u = 58 \text{ ksi} = 400 \text{ Mpa} \qquad F_y = 42 \text{ ksi} = 290 \text{ Mpa}$$

$$A_g = 9,58 \text{ in}^2 = 61,8068 \text{ cm}^2 \qquad r_y = 2,36 \text{ in} = 5,994 \text{ cm}$$

$$Z_x = 25,6 \text{ in}^3 = 419,514 \text{ cm}^3 \qquad Z_y = 21 \text{ in}^3 = 344,132 \text{ cm}^3$$

**Kelangsingan**

$$\frac{k_c \times L}{r} \leq \frac{2625}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \frac{460,98}{5,994} \leq \frac{2625}{\sqrt{42}}$$

$$76,9015 \leq 154,145 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

**Kontrol penampang**

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{6}{0,375} = 16 \qquad \lambda_p = \frac{290}{\sqrt{f_y}} = \frac{290}{\sqrt{42}} = 17,03$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 16 < 17,03, \text{ maka penampang kompak}$$

**Kekuatan pengaku**Kuat tarik rencana :

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 2900 \times 51,8068 = 161315,7863 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times F_u \times A_e \rightarrow A_e = U \times A_n \\ &= 0,9 \times 4000 \times (0,75 \times 61,81) = 166878,4 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$P_u \leq \phi P_n \rightarrow 90001,03 \text{ kg} \leq 166878,3996 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

Kuat tekan rencana :

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} \\ &= \frac{1}{\pi} \times \frac{460,98}{5,99} \times \sqrt{\frac{2900}{2E6}} = 0,93211 \leq 1,5 \end{aligned}$$

maka

$$\begin{aligned} f_{cr} &= \left( 0,658^{\lambda_c^2} \right) f_y \\ &= \left( 0,658^{0,93211^2} \right) 2900 = 2015,8871 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times A_g \times f_{cr} \\ &= 0,9 \times 61,8068 \times 2015,8871 = 112135,0025 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Pu \leq \phi Pn \rightarrow 90604,07 \text{ kg} \leq 112136,0025 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

#### 5.4. Perhitungan Kontrol Dimensi Pengaku Atas Arah Memanjang

Diambil gaya-gaya maksimum yang terjadi pada pengaku pada (Story 5, elemen D 1), akibat kombinasi *COMBO 5 (1,2 D + 0,5 L + 1 Spec)*:

$$Pu = -78268,22 \text{ kg} \quad (\text{tekan})$$

$$Pu = 75790,92 \text{ kg} \quad (\text{tarik})$$

Pengaku menggunakan profil *HSS 7 x 5 x 0,5*

$$Fu = 58 \text{ ksi} = 400 \text{ Mpa} \qquad Fy = 42 \text{ ksi} = 290 \text{ Mpa}$$

$$Ag = 10,4 \text{ in}^2 = 67,0972 \text{ cm}^2 \qquad ry = 1,9 \text{ in} = 4,826 \text{ cm}$$

$$Zx = 23,1 \text{ in}^3 = 378,546 \text{ cm}^3 \qquad Zy = 18,2 \text{ in}^3 = 298,248 \text{ cm}^3$$

#### Kelangsingan

$$\frac{kc \cdot L}{r} \leq \frac{2625}{\sqrt{Fy}} \rightarrow \frac{460,98}{4,826} \leq \frac{2625}{\sqrt{42}}$$

$$95,5197 \leq 154,145 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

#### Kontrol penampang

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{5}{0,5} = 10 \qquad \lambda p = \frac{290}{\sqrt{fy}} = \frac{290}{\sqrt{42}} = 17,03$$

$$\lambda < \lambda p \rightarrow 10 < 17,03, \text{ maka penampang kompak}$$

#### Kekuatan pengaku

Kuat tarik rencana :

$$\phi Pn = \phi \times Fy \times Ag$$

$$= 0,9 \times 2900 \times 67,0972 = 175123,6093 \text{ kg}$$

$$\phi Pn = \phi \times Fu \times Ae \rightarrow Ae = U \times An$$

$$= 0,9 \times 4000 \times (0,75 \times 67,097) = 181162,3545 \text{ kg} \quad (\text{menentukan})$$

$$Pu \leq \phi Pn \rightarrow 75790,92 \text{ kg} \leq 181162,3545 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$$



Kuat tekan rencana :

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} \\ &= \frac{1}{\pi} \times \frac{450,98}{4,826} \times \sqrt{\frac{2900}{2E6}} = 1,1578 \leq 1,5\end{aligned}$$

maka

$$\begin{aligned}f_{cr} &= \left(0,658^{\lambda_c^2}\right) f_y \\ &= \left(0,658^{1,1578^2}\right) 2900 = 1654,767 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi \times A_g \times f_{cr} \\ &= 0,9 \times 67,0972 \times 1654,767 = 99927,1485 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$P_u \leq \phi P_n \rightarrow 78268,22 \text{ kg} \leq 99927,1485 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### 5.5. Perhitungan Kontrol Dimensi Pengaku Bawah Arah Melintang

Diambil gaya-gaya maksimum yang terjadi pada pengaku pada (Story 2, elemen D 18), akibat kombinasi **COMBO 6 (1,2 D + 0,5 L + 1 Spec)**:

$$P_u = -184844 \text{ kg} \quad (\text{tekan})$$

$$P_u = 183792 \text{ kg} \quad (\text{tarik})$$

Pengaku menggunakan profil **HSS 12 × 6 × 0,625**

$$F_u = 58 \text{ ksi} = 400 \text{ Mpa} \quad F_y = 42 \text{ ksi} = 290 \text{ Mpa}$$

$$A_g = 19,9 \text{ in}^2 = 128,388 \text{ cm}^2 \quad r_y = 2,37 \text{ in} = 6,02 \text{ cm}$$

$$Z_x = 72,9 \text{ in}^3 = 1194,6311 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 44,5 \text{ in}^3 = 729,233 \text{ cm}^3$$

**Kelangsingan**

$$\frac{k_c \times L}{r} \leq \frac{2625}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \frac{531,507}{6,02} \leq \frac{2625}{\sqrt{42}}$$

$$88,2928 \leq 154,145 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

**Kontrol per ampang**

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{6}{0,625} = 9,6 \quad \lambda_p = \frac{290}{\sqrt{f_y}} = \frac{290}{\sqrt{42}} = 17,03$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow 9,6 < 17,03$ , maka penampang kompak

**Kekuatan pengaku**Kuat tarik rencana :

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 2900 \times 128,388 = 335092,2909 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times F_u \times A_e \rightarrow A_e = U \times A_n \\ &= 0,9 \times 4000 \times (0,75 \times 128,388) = 346647,198 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$P_u \leq \phi P_n \rightarrow 183792 \text{ kg} \leq 346647,198 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

Kuat tekan rencana :

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{k_c \times L}{\pi \times r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} \\ &= \frac{1}{\pi} \times \frac{531,507}{6,02} \times \sqrt{\frac{2900}{2E6}} = 1,07 \leq 1,5 \end{aligned}$$

maka

$$\begin{aligned} f_{cr} &= \left( 0,658^{\lambda_c^2} \right) f_y \\ &= \left( 0,658^{1,07^2} \right) 2900 = 1795,61 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times A_g \times f_{cr} \\ &= 0,9 \times 67,0972 \times 1795,611 = 207481,1238 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_u \leq \phi P_n \rightarrow 184844 \text{ kg} \leq 207481,1238 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

**5.6. Perhitungan Kontrol Dimensi Pengaku Atas Arah Melintang**

Diambil gaya-gaya maksimum yang terjadi pada pengaku pada (Story 5, elemen D 18), akibat kombinasi **COMBO 6 (1,2 D + 0,5 L + 1 Spec)**:

$$P_u = -123116 \text{ kg} \quad (\text{tekan})$$

$$P_u = 119410 \text{ kg} \quad (\text{tarik})$$

Pengaku menggunakan profil *HSS 8 × 6 × 0,5*

$$\begin{aligned} F_u &= 58 \text{ ksi} = 400 \text{ Mpa} & F_y &= 42 \text{ ksi} = 290 \text{ Mpa} \\ A_g &= 12,4 \text{ in}^2 = 80,0005 \text{ cm}^2 & r_y &= 2,31 \text{ in} = 5,87 \text{ cm} \\ Z_x &= 32,2 \text{ in}^3 = 527,67 \text{ cm}^3 & Z_y &= 26,4 \text{ in}^3 = 432,624 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

**Kelangsingan**

$$\frac{k_c x L}{r} \leq \frac{2625}{\sqrt{F_y}} \rightarrow \frac{531,507}{5,87} \leq \frac{2625}{\sqrt{42}}$$

$$90,586 \leq 154,145 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

**Kontrol penampang**

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{6}{0,5} = 12 \qquad \lambda_p = \frac{290}{\sqrt{f_y}} = \frac{290}{\sqrt{42}} = 17,03$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 12 < 17,03, \text{ maka penampang kompak}$$

**Kekuatan pengaku**

Kuat tarik rencana :

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 2900 \times 30 = 208801,2265 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times F_u \times A_e \rightarrow A_e = U \times A_n \\ &= 0,9 \times 4000 \times (0,75 \times 80) = 216001,2688 \text{ kg} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

$$P_u \leq \phi P_n \rightarrow 119410 \text{ kg} \leq 216001,2688 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

Kuat tekan rencana :

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} \\ &= \frac{1}{\pi} \times \frac{531,507}{5,87} \times \sqrt{\frac{2900}{2E6}} = 1,09 \leq 1,5 \end{aligned}$$

maka

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\lambda_c^2} \right) f_y$$



$$= (0,658^{1,09^2}) 2900 = 1750,882 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi \times A_g \times f_{cr}$$

$$= 0,9 \times 80 \times 1750,882 = 126064,2367 \text{ kg}$$

$$P_u \leq \phi P_n \rightarrow 123116 \text{ kg} \leq 126064,2367 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### 5.7. Perhitungan Kontrol Dimensi Balok Eksterior

Dari hasil output *ETABS* (Story 11, elemen B 10), akibat kombinasi *COMBO 6* ( $1,2D + 0,5L + 1Spec$ ), diperoleh :

$$M_u = -30607,23 \text{ kg.m}$$

$$V_u = -20482,8 \text{ kg}$$

Direncanakan profil *W* 16 x 40

$$F_y = 42 \text{ ksi} = 290 \text{ Mpa}$$

$$I_x = 518 \text{ in}^4 = 21561,13 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 28,9 \text{ in}^4 = 1202,928 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 64,7 \text{ in}^3 = 1060,26 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 1,57 \text{ in} = 3,988 \text{ cm}$$

$$Z_x = 72,9 \text{ in}^3 = 1194,63 \text{ cm}^3$$

$$X_1 = 1890 \text{ ksi}$$

$$X_2 = 12900 \text{ E} - 6 \text{ ksi}$$

#### Kontrol Tekuk Lokal

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 6,9$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{290}} = 9,98$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 6,9 < 9,98, \text{ maka penampang kompak}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 46,6$$

$$\lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{f_y}} = \frac{1682}{\sqrt{290}} = 98,77$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 46,6 < 98,77, \text{ maka penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times F_y$$

$$= 1194,631 \times 2900 = 3464430,118 \text{ kg.cm}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 3060723 \text{ kg.cm} < 0,9 \times 3464430,118 \text{ kg.cm}$$

$$3060723 \text{ kg.cm} < 3117987,107 \text{ kg.cm} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 400 \text{ cm}$$

$$l_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_r}}$$

$$= 1,76 \times 3,988 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 184,3163 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(f_y - f_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (f_y - f_r)^2}} \rightarrow f_r = 70 \text{ Mpa} = 9,96 \text{ ksi}$$

$$= \frac{1,57 \times 1890}{(42 - 9,96)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 12900E - 6(42 - 9,96)^2}}$$

$$= 202,3357 \text{ m} = 513,9347 \text{ cm}$$

$l_p < L_b < L_r \rightarrow 184,3163 < 400 < 513,9347$ , maka bentang menengah

$$M_A = -15991,04 \text{ kg.m} \quad M_{\max} = -30607,23 \text{ kg.m}$$

$$M_B = 5975,81 \text{ kg.m}$$

$$M_C = 11844,04 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{2,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$= \frac{12,5 \times 30607,23}{2,5 \times 30607,23 + 3 \times 15991,04 + 4 \times 5975,81 + 3 \times 11844,04}$$

$$= 2,08 < 2,3 \rightarrow \text{dipakai } C_b = 2,08$$

$$M_r = S_x (f_y - f_r)$$

$$= 1060,256 \times (2900 - 700) = 2332562,239 \text{ kg.cm}$$

$$M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 1194,631 \times 2900 = 3464430,118 \text{ kg.cm}$$

$$M_y = S_x \times f_y$$

$$= 160,256 \times 2900 = 3074741,134 \text{ kg.cm}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= Co \left[ Mr + (Mp - Mr) \frac{Lr - Lb}{Lr - Lp} \right] \leq Mp \\
 &= 2,08 \left[ 2332562,239 + (3464430,118 - 2332562,239) \frac{513,9 - 400}{513,9 - 184,3} \right] \\
 &= 5665845,697 \leq 3464430,118 \quad \dots \dots \dots \text{not OK!}
 \end{aligned}$$

Jadi dipakai  $Mn = 3464430,118 \text{ kg.cm}$

$$\begin{aligned}
 Mu < \phi Mn &\rightarrow 3060723 \text{ kg.cm} < 0,9 \times 3464430,118 \text{ kg.cm} \\
 3060723 \text{ kg.cm} &< 3117987 \text{ kg.cm} \quad \dots \dots \dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

### Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{tw} = 46,6 \quad 2,45 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2,45 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 64,34$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow 46,6 < 64,34$$

$$\begin{aligned}
 \text{maka } Vn &= 0,6 fy Aw \\
 &= 0,6 \times 2900 \times (40,666 \times 0,7747) \\
 &= 54816,49618 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu < \phi Vn &\rightarrow 20482,8 \text{ kg} < 0,9 \times 54816,49618 \text{ kg} \\
 20482,8 \text{ kg} &< 49334,84657 \text{ kg} \quad \dots \dots \dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

### Kontrol Lendutan

Dari hasil output *ETABS* (Story 11, elemen B 10), akibat kombinasi *COMBO 8 (1D+1L)*, diperoleh :

$$Ms = 11680,28 \text{ kg.m}$$

$$Ma = -21228,61 \text{ kg.m}$$

$$Mb = -18391,86 \text{ kg.m}$$

$$f_{ym} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,222 \text{ cm}$$



$$\begin{aligned}
 f^o &= \frac{5}{48} \times \frac{L^2}{E \times I} (Ms - 0,1(Ma + Mb)) \\
 &= \frac{5}{48} \times \frac{800^2}{2E6 \times 21561,127} (1168028 - 0,1(2122861 + 1839186)) \\
 &= 1,19323 \text{ cm} \\
 f^o < f_{ijm} &\rightarrow 1,19323 \text{ cm} < 2,2222 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

### 5.8. Perhitungan Kontrol Dimensi Balok Interior

Dari hasil output *ETABS* (Story 4, elemen B 10), akibat kombinasi *COMBO 6* ( $1,2D + 0,5L + 1Spec$ ), diperoleh :

$$Mu = -45635,86 \text{ kg.m}$$

$$Vu = -33009,05 \text{ kg}$$

Direncanakan profil *W* 18 × 50

$$F_y = 42 \text{ ksi} = 290 \text{ Mpa}$$

$$I_x = 890 \text{ in}^4 = 37045,1803 \text{ cm}^4 \quad I_y = 44,9 \text{ in}^4 = 1868,9085 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 98,3 \text{ in}^3 = 1610,867 \text{ cm}^3 \quad r_y = 1,67 \text{ in} = 4,242 \text{ cm}$$

$$Z_x = 112 \text{ in}^3 = 1835,373 \text{ cm}^3 \quad X_1 = 2110 \text{ ksi}$$

$$X_2 = 8540 \text{ E} - 6 \text{ ksi}$$

#### Kontrol Tekuk Lokal

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 6 \quad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{290}} = 9,98$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 6 < 9,98, \text{ maka penampang kompak}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 41,2 \quad \lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{fy}} = \frac{1682}{\sqrt{290}} = 98,77$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 41,2 < 98,77, \text{ maka penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times F_y$$

$$= 1835,373 \times 2900 = 5322581,252 \text{ kg.cm}$$

$$\begin{aligned} Mu < \phi Mn &\rightarrow 4563586 \text{ kg.cm} < 0,9 \times 5322581,252 \text{ kg.cm} \\ &4563586 \text{ kg.cm} < 4790323,127 \text{ kg.cm} \dots\dots\dots\text{OK!} \end{aligned}$$

### Kontrol Tekuk Lateral

$$Lb = 400 \text{ cm}$$

$$Lp = 1.76ry \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$= 1,76 \times 4,242 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 196,0562 \text{ cm}$$

$$Lr = \frac{ryX_1}{(fy - fr)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(fy - fr)^2}} \rightarrow fr = 70 \text{ Mpa} = 9,96 \text{ ksi}$$

$$= \frac{1,67 \times 2110}{(42 - 9,96)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 8540E - 6(42 - 9,96)^2}}$$

$$= 223,3531 \text{ m} = 567,3191 \text{ cm}$$

$$Lp < Lb < Lr \rightarrow 196,0562 < 400 < 567,3191, \text{ maka bentang menengah}$$

$$M_A = -22390,33 \text{ kg.m} \quad M_{\max} = -45635,86 \text{ kg.m}$$

$$M_B = 8555,32 \text{ kg.m}$$

$$M_C = 19331,08 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{2,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$= \frac{2,5 \times 45635,86}{2,5 \times 45635,86 + 3 \times 22390,33 + 4 \times 8555,32 + 3 \times 19331,08}$$

$$= 2,0859 < 2,3 \rightarrow \text{dipakai } C_b = 2,0859$$

$$Mr = Sx \times (fy - fr)$$

$$= 1610,867 \times (2900 - 700) = 3543908,317 \text{ kg.cm}$$

$$Mp = Zx \times fy$$

$$= 1835,373 \times 2900 = 5322581,252 \text{ kg.cm}$$

$$My = Sx \times fy$$

$$= 1610,867 \times 2900 = 4671515,509 \text{ kg.cm}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= Cb \left[ Mr + (Mp - Mr) \frac{Lr - Lb}{Lr - Lp} \right] \leq Mp \\
 &= 2,09 \left[ 3543908,32 + (5322581,25 - 3543908,32) \frac{567,32 - 400}{567,32 - 196,06} \right] \\
 &= 9064406,935 \leq 5322581,252 \quad \dots\dots\dots \text{not OK!}
 \end{aligned}$$

Jadi dipakai  $Mn = 5322581,252 \text{ kg.cm}$

$$\begin{aligned}
 Mu < \phi Mn &\rightarrow 4563586 \text{ kg.cm} < 0,9 \times 5322581,252 \text{ kg.cm} \\
 &4563586 \text{ kg.cm} < 4790323,127 \text{ kg.cm} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

### Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{tw} = 41,2 \quad 2,45 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2,45 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 64,34$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{fy}} \rightarrow 41,2 < 64,34$$

$$\begin{aligned}
 \text{maka } Vn &= 0,6 fy Aw \\
 &= 0,6 \times 2900 \times (45,974 \times 0,9906) \\
 &= 79243,4332 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu < \phi Vn &\rightarrow 33009,05 \text{ kg} < 0,9 \times 79243,4332 \text{ kg} \\
 &33009,05 \text{ kg} < 71319,0899 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

### Kontrol Lendutan

Dari hasil output *ETABS* (Story 4, elemen B 10), akibat kombinasi *COMBO 8 (1D+1L)*, diperoleh :

$$\begin{aligned}
 Ms &= 20354,79 \text{ kg.m} \\
 Ma &= -34787,81 \text{ kg.m} \\
 Mb &= -31533,85 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$f_{ym} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,222 \text{ cm}$$



$$\begin{aligned}
 f^o &= \frac{5}{48} \times \frac{I_c^2}{E \times I} (Ms - 0,1(Ma + Mb)) \\
 &= \frac{5}{48} \times \frac{800^2}{2E6 \times 37045,18} (2035479 - 0,1(3478781 + 3153385)) \\
 &= 1,235 \text{ cm} \\
 f^o < f_{ijin} &\rightarrow 1,235 \text{ cm} < 2,222 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

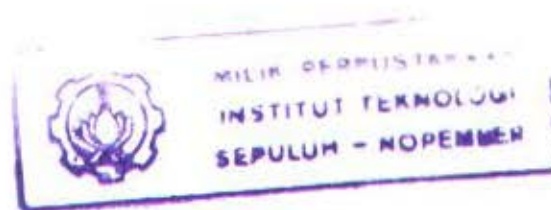
### 5.9. Perhitungan Kontrol Dimensi Kolom Eksterior Bawah

Direncanakan profil  $W 14 \times 176$

$$\begin{array}{ll}
 F_y = 50 \text{ ksi} = 345 \text{ Mpa} & A = 51,8 \text{ in}^2 = 334,196 \text{ cm}^2 \\
 I_x = 2140 \text{ in}^4 = 89074,9278 \text{ cm}^4 & I_y = 838 \text{ in}^4 = 34880,743 \text{ cm}^4 \\
 S_x = 281 \text{ in}^3 = 4604,8194 \text{ cm}^3 & S_y = 107 \text{ in}^3 = 1753,437 \text{ cm}^3 \\
 r_x = 6,43 \text{ in} = 16,3323 \text{ cm} & r_y = 4,02 \text{ in} = 10,211 \text{ cm} \\
 Z_x = 320 \text{ in}^3 = 5243,922 \text{ cm}^3 & Z_y = 163 \text{ in}^3 = 2671,123 \text{ cm}^3
 \end{array}$$

Dari hasil output *ETABS* (Story 1, elemen C 35), akibat kombinasi *COMBO 6* ( $1,2D + 0,5L + 1Spec$ ), diperoleh :

$$\begin{aligned}
 P_u &= -618854 \text{ kg} \\
 M_{ux} &= 15423,39 \text{ kg.m} \\
 M_{uy} &= 7122,6 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$



### Kontrol Penampang

$$\text{Pelat sayap: } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 6 \qquad \lambda_r = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{345}} = 13,46$$

$\lambda < \lambda_r \rightarrow 6 < 13,46$ , maka penampang tidak langsing

$$\text{Pelat badan: } \lambda = \frac{h}{tw} = 13,7 \qquad \lambda_r = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{345}} = 35,8023$$

$\lambda < \lambda_r \rightarrow 13,7 < 35,80$ , maka penampang tidak langsing

Terhadap sumbu x :

Perbandingan momen kolom dengan momen balok :

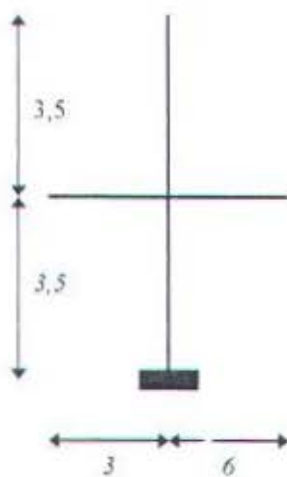
$$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} > 1$$

$$\begin{aligned}\sum Mp_c &= \sum Zx(fy - Pu/Ag) \\ &= 5243,92(3450 - 618354/334,2) + 5243,92(3450 - 550720/334,2) \\ &= 17831066,79 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum Mp_b &= \sum (1,1 \times Ry \times Mp_{(b.ekst)} + My_{(b.ekst)}) \\ &= 2 \times (1,1 \times 1,5 \times 3464430,118 + 3074741,134) \\ &= 17582101,66 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

$$\frac{17831066,79}{17582101,66} = 1,014 > 1 \quad \dots \dots \text{OK!}$$

Kontrol kekakuan portal :



$$G = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{(89074,93/350) + (89074,93/350)}{(21561,13/300) + (21561,13/600)} = 4,72$$

$$G_B = 1$$

Diperoleh :

$$k_c = 0,84 \text{ (tak be goyang)}$$

$$\lambda_c = \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{0,84}{\pi} \times \frac{350}{16,332} \times \sqrt{\frac{3450}{2E6}} = 0,238 \leq 1,5$$

maka

$$f_{cr} = \left(0,658^{\lambda_c^2}\right) f_y = \left(0,658^{0,238^2}\right) 3450 = 3369,1797 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times f_{cr} = 334,1955 \times 3369,1797 = 1125964,717 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{618854}{0,9 \times 1125964,717} = 0,611 > 0,2 \rightarrow \text{(Rumus 1)}$$

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 6 \qquad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{345}} = 9,15$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 6 < 9,15, \text{ maka penampang kompak}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 13,7 \qquad \lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{f_y}} = \frac{1682}{\sqrt{345}} = 90,56$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 13,7 < 90,56, \text{ maka penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka :

$$\begin{aligned} M_{nx} &= M_{px} \leq 1,5M_{yx} \\ &= (Z_x \times F_y) \leq 1,5(S_x \times F_y) \\ &= (5243,922 \times 3450) \leq 1,5(4604,819 \times 3450) \\ &= 18091532,33 \text{ kg.cm} \leq 23829940,25 \text{ kg.cm} \dots \dots \dots \text{OK!} \\ &\rightarrow M_{nx} = M_{px} = 18091532,33 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= M_{py} \leq 1,5M_{yy} \\ &= (Z_y \times F_y) \leq 1,5(S_y \times F_y) \\ &= (2671,123 \times 3450) \leq 1,5(1753,437 \times 3450) \\ &= 9215374,283 \text{ kg.cm} \leq 9074034,186 \text{ kg.cm} \dots \dots \dots \text{not OK!} \\ &\rightarrow M_{ny} = 1,5M_{yy} = 9074034,186 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

### Kontrol Tekuk Lateral

$$l_b = 350 \text{ cm}$$



$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1.76 \times 10,211 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 432,693 \text{ cm}$$

$L_b < L_p \rightarrow 350 < 432,693$ , maka *bertang pendek*

$$M_{nx} = M_{px} = Z_x \times f_y = 5243\,9224 \times 3450 = 18091532,33 \text{ kg.cm}$$

Jadi diperoleh :

$$M_{nx} = 180915,3233 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = 90740,3419 \text{ kg.m}$$

#### Kontrol Tekan-Lentur

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,611 \geq 0,2$$

maka

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

$$0,6066 + \frac{8}{9} \left[ \frac{15423,39}{0,9 \times 180915,3233} + \frac{7122,6}{0,9 \times 90740,3419} \right] \leq 1,0$$

$$0,772 \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

#### 5.10. Perhitungan Kontrol Dimensi Kolom Eksterior Atas Area Memanjang

Direncanakan profil *W 14 × 145*

$$F_y = 50 \text{ ksi} = 345 \text{ Mpa} \qquad A = 42,7 \text{ in}^2 = 275,485 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1710 \text{ in}^4 = 71176,7 \text{ cm}^4 \qquad I_y = 677 \text{ in}^4 = 28179,3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 232 \text{ in}^3 = 3801,84 \text{ cm}^3 \qquad S_y = 87,3 \text{ in}^3 = 1430,61 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 6,33 \text{ in} = 16,078 \text{ cm} \qquad r_y = 3,98 \text{ in} = 10,109 \text{ cm}$$

$$Z_x = 260 \text{ in}^3 = 4260,69 \text{ cm}^3 \qquad Z_y = 133 \text{ in}^3 = 2179,51 \text{ cm}^3$$

Dari hasil output *ETABS* (Story 1, elemen C 35), akibat kombinasi *COMBO 6* ( $1,2 D + 0,5 L + 1 Spec$ ), diperoleh :

$$P_u = -399431 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = -11751,85 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 3332,65 \text{ kg.m}$$

### Kontrol Penampang

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 7,1 \qquad \lambda_r = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{345}} = 13,46$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow 7,1 < 13,46, \text{ maka penampang tidak langsing}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 16,8 \qquad \lambda_r = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{345}} = 35,8023$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow 16,8 < 35,80, \text{ maka penampang tidak langsing}$$

### Terhadap sumbu x :

Perbandingan momen kolom dengan momen balok :

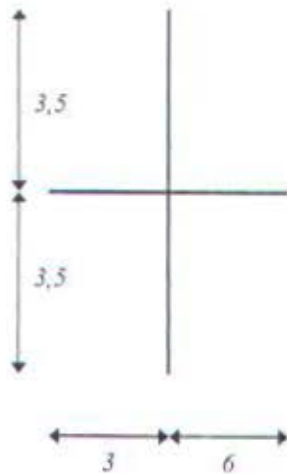
$$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} > 1$$

$$\begin{aligned} \sum Mp_c &= \sum Z_x(fy - Pu/Ag) \\ &= 4260,687(3450 - 399431/275,49) + 4260,687(3450 - 348975/275,49) \\ &= 17823815,73 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum Mp_b &= \sum (1,1 \times R_y \times Mp_{(b.ekst)} + iMy_{(b.ekst)}) \\ &= 2 \times (1,1 \times 1,5 \times 3464430,118 + 3074741,134) \\ &= 17582101,66 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\frac{17823815,73}{17582101,66} = 1,01374 > 1 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

Kontrol kekakuan portal :



$$G = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{(71176,69/350) + (71176,69/350)}{(21561,13/300) + (21561,13/600)} = 3,77$$

$$G_B = \frac{(71176,69/350) + (89074,93/350)}{(21561,13/300) + (21561,13/600)} = 4,247$$

Diperoleh :

$$k_c = 0,93 \text{ (tak bergoyang)}$$

$$\lambda_c = \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{0,93}{\pi} \times \frac{350}{16,078} \times \sqrt{\frac{3450}{2E6}} = 0,2676 \leq 1,5$$

maka

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\lambda_c^2} \right) f_y = \left( 0,658^{0,2676^2} \right) 3450 = 3348,097 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times f_{cr} = 275,4855 \times 3348,0973 = 922352,2268 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{399431}{0,9 \times 922352,2268} = 0,481 > 0,2 \rightarrow \text{(Rumus 1)}$$

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 7,1$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{345}} = 9,15$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 7,1 < 9,15, \text{ maka penampang kompak}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 16,8$$

$$\lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{f_y}} = \frac{1682}{\sqrt{345}} = 90,56$$



$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 16,8 < 90,56, \text{ maka penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka :

$$\begin{aligned} M_{nx} &= M_{px} \leq 1,5M_{yx} \\ &= (Z_x \times F_y) \leq 1,5(S_x \times r_y) \\ &= (4260,687 \times 3450) \leq 1,5(3801,844 \times 3450) \\ &= 14699370,02 \text{ kg.cm} \leq 19674541,41 \text{ kg.cm} \quad \text{.....OK!} \\ &\rightarrow M_{nx} = M_{px} = 14699370,02 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= M_{py} \leq 1,5M_{yy} \\ &= (Z_y \times F_y) \leq 1,5(S_y \times F_y) \\ &= (2179,505 \times 3450) \leq 1,5(1430,608 \times 3450) \\ &= 7519293,126 \text{ kg.cm} \leq 7403394,247 \text{ kg.cm} \quad \text{.....not OK!} \\ &\rightarrow M_{ny} = 1,5M_{yy} = 7403394,247 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

#### Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 350 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 10,11 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 428,387 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_b < L_p \rightarrow 350 < 428,387, \text{ maka bentang pendek}$$

$$M_{nx} = M_{px} = Z_x \times F_y = 4260,687 \times 3450 = 14699370,02 \text{ kg.cm}$$

Jadi diperoleh :

$$M_{nx} = 146993,7 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = 74033,94 \text{ kg.m}$$

#### Kontrol Tekan-Lentur

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,481 \geq 0,2$$

maka

$$\frac{Pu}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

$$0,698 + \frac{8}{9} \left[ \frac{11751,85}{0,9 \times 146993,7} + \frac{3332,65}{0,9 \times 74033,94} \right] \leq 1,0$$

$$0,605 \leq 1 \quad \dots\dots\dots OK!$$

### 5.11. Perhitungan Kontrol Dimensi Kolom Eksterior Atas Arah Melintang

Direncanakan profil *W* 14 × 283

$F_y = 50 \text{ ksi} = 345 \text{ Mpa}$	$A = 83,3 \text{ in}^2 = 537,423 \text{ cm}^2$
$I_x = 3840 \text{ in}^4 = 159835 \text{ cm}^4$	$I_y = 1440 \text{ in}^4 = 59938,3 \text{ cm}^4$
$S_x = 459 \text{ in}^3 = 7521,75 \text{ cm}^3$	$S_y = 179 \text{ in}^3 = 2933,32 \text{ cm}^3$
$r_x = 6,79 \text{ in} = 17,2467 \text{ cm}$	$r_y = 4,17 \text{ in} = 10,5918 \text{ cm}$
$Z_x = 542 \text{ in}^3 = 8881,89 \text{ cm}^3$	$Z_y = 274 \text{ in}^3 = 4490,11 \text{ cm}^3$

Dari hasil output *ETABS* (Story 5, elemen C 47), akibat kombinasi *COMBO 6* (1,2 D + 0,5 L + 1 Spec), diperoleh :

$$Pu = -760211 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = -24984,16 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 18130,12 \text{ kg.m}$$

#### Kontrol Penampang

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 3,9 \qquad \lambda_r = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{345}} = 13,46$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow 3,9 < 13,46, \text{ maka penampang tidak langsing}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 8,8 \qquad \lambda_r = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{345}} = 35,8023$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow 8,8 < 35,80, \text{ maka penampang tidak langsing}$$

Terhadap sumbu  $x$  :

Perbandingan momen kolom dengan momen balok :

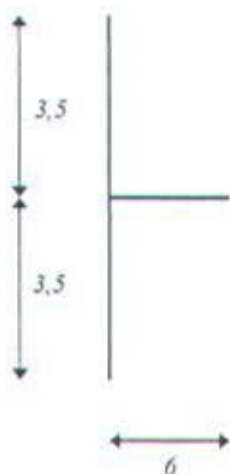
$$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} > 1$$

$$\begin{aligned}\sum Mp_c &= \sum Zx(fy - Pu/Ag) \\ &= 8881,894(3450 - 760211/537,4) + 8881,89(3450 - 674153/537,4) \\ &= 37579567,51 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum Mp_b &= \sum (1,1 \times Ry \times Mp_{(b.int)} + My_{(b.int)}) \\ &= (1,1 \times 1,5 \times 5322581n252 + 4671515,509) \\ &= 13453774,57 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

$$\frac{37579567,51}{13453774,57} = 2,79 > 1 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

Kontrol kekakuan portal :



$$G = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{(159835,38/350) + (159835,4/350)}{(37045,18/600)} = 14,79$$

$$G_B = \frac{(159835,39/350) + (274717,1/350)}{(37045,18/600)} = 20,11$$

Diperoleh :

$$k_c = 3,7 \text{ (bergoyang)}$$

$$\lambda_c = \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L_c}{r} \times \sqrt{\frac{Fy}{E}} = \frac{3,7}{\pi} \times \frac{350}{17,247} \times \sqrt{\frac{3450}{2E6}} = 0,993 \leq 1,5$$

maka

$$f_{cr} = \left(0,658^{k_c^2}\right) f_y = \left(0,658^{0,993^2}\right) 3450 = 2284,002 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times f_{cr} = 537,4225 \times 2284,002 = 1227473,991 \text{ kg}$$

Terhadap sumbu y :

Perbandingan momen kolom dengan momen balok :

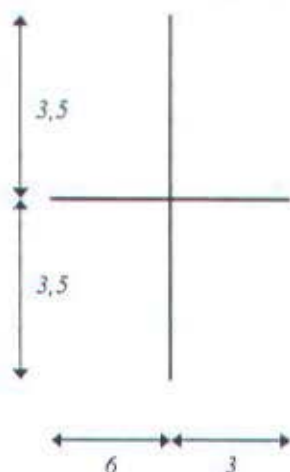
$$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} > 1$$

$$\begin{aligned} \sum Mp_c &= \sum Z_y (f_y - P_u / A_g) \\ &= 4490,11(3450 - 760211/537,42) + 4490,11(3450 - 674153/537,42) \\ &= 18997788,74 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum Mp_b &= \sum (1,1 \times R_y \times Mp_{(b.ekst)} + My_{(b.ekst)}) \\ &= 2 \times (1,1 \times 1,5 \times 3464430,1 + 3074741) \\ &= 17582101,66 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\frac{18997789}{17582102} = 1,081 > 1 \quad \dots\dots\dots GK!$$

Kontrol kekakuan portal :



$$G = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{(59938,27/350) + (59938,27/350)}{(21561,13/800) + (21561,13/800)} = 6,35$$

$$G_B = \frac{(59938,27/350) + (98232,16/350)}{(21561,13/800) + (21561,13/800)} = 8,38$$



Diperoleh :

$$k_c = 0,95 \text{ (tak bergoyang)}$$

$$\lambda_c = \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{0,95}{\pi} \times \frac{350}{10,592} \times \sqrt{\frac{3450}{2E6}} = 0,415 \leq 1,5$$

maka

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\lambda_c^2} \right) f_y = \left( 0,658^{0,415^2} \right) 3450 = 3210,641 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times f_{cr} = 537,42 \times 3210,641 = 1725148,517 \text{ kg}$$

Dipakai

$$P_n = 1227473,991 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{760211}{0,9 \times 1227473,991} = 0,688 > 0,2 \rightarrow \text{(Rumus 1)}$$

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 3,9 \qquad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{345}} = 9,15$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 3,9 < 9,15, \text{ maka penampang kompak}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 8,8 \qquad \lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{f_y}} = \frac{1682}{\sqrt{345}} = 90,56$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 8,8 < 90,56, \text{ maka penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka :

$$\begin{aligned} M_{nx} &= M_{px} \leq 1,5M_{yx} \\ &= (Z_x \times F_y) \leq 1,5(S_x \times F_y) \\ &= (8881,894 \times 3450) \leq 1,5(7521,75 \times 3450) \\ &= 30642532,89 \text{ kg.cm} \leq 38925062,54 \text{ kg.cm} \quad \text{.....OK!} \\ &\rightarrow M_{nx} = M_{px} = 30642532,89 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= M_{py} \leq 1,5M_{yy} \\ &= (Z_y \times F_y) \leq 1,5(S_y \times F_y) \\ &= (4490,109 \times 3450) \leq 1,5(2933,32 \times 3450) \\ &= 15490874,56 \text{ kg.cm} \leq 15179926,35 \text{ kg.cm} \quad \text{.....not OK!} \end{aligned}$$

$$\rightarrow M_{ny} = 1,5M_{yy} = 15179926,35 \text{ kg.cm}$$

### Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 350 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 10,59 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 448,838 \text{ cm}$$

$L_b < L_p \rightarrow 350 < 448,838$ , maka *bentang pendek*

$$M_{nx} = M_{px} = Z_x \times F_y = 8881,894 \times 3450 = 30642532,89 \text{ kg.cm}$$

Jadi diperoleh :

$$M_{nx} = 306425,3 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = 151799,3 \text{ kg.cm}$$

### Kontrol Tekan-Lentur

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,698 \geq 0,2$$

maka

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

$$0,688 + \frac{8}{9} \left[ \frac{24984,16}{0,9 \times 306425,3} + \frac{18130,12}{0,9 \times 1151799,3} \right] \leq 1,0$$

$$0,887 \leq 1 \quad \text{.....OK!}$$

## 5.12. Perhitungan Kontrol Dimensi Kolom Interior Bawah

Direncanakan profil  $W 14 \times 462$

$$F_y = 50 \text{ ksi} = 345 \text{ Mpa} \quad A = 125 \text{ in}^2 = 806,456 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 6600 \text{ in}^4 = 274717,0671 \text{ cm}^4 \quad I_y = 2360 \text{ in}^4 = 98232,163 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned}
 S_x &= 707 \text{ in}^3 = 11585,791 \text{ cm}^3 & S_y &= 283 \text{ in}^3 = 4637,5939 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= 7,26 \text{ in} = 18,44047 \text{ cm} & r_y &= 4,34 \text{ in} = 11,0236 \text{ cm} \\
 Z_x &= 869 \text{ in}^3 = 14240,5268 \text{ cm}^3 & Z_y &= 434 \text{ in}^3 = 7112,0698 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Dari hasil output *ETABS* (Story 1, elemen C 47), akibat kombinasi *COMBO 6* ( $1,2D + 0,5L + 1Spec$ ), diperoleh :

$$\begin{aligned}
 P_u &= -1157235 \text{ kg} \\
 M_{ux} &= -43140,94 \text{ kg.m} \\
 M_{uy} &= 22419,81 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

#### Kontrol Penampang

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat sayap : } \lambda &= \frac{bf}{2tf} = 12,8 & \lambda_r &= \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{345}} = 13,46 \\
 \lambda < \lambda_r &\rightarrow 12,8 < 13,46, \text{ maka } \lambda \text{ penampang tidak langsing} \\
 \text{Pelat badan : } \lambda &= \frac{h}{tw} = 6,1 & \lambda_r &= \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{345}} = 35,8023 \\
 \lambda < \lambda_r &\rightarrow 6,1 < 35,80, \text{ maka } \lambda \text{ penampang tidak langsing}
 \end{aligned}$$

#### Terhadap sumbu x :

Perbandingan momen kolom dengan momen balok :

$$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} > 1$$

$$\begin{aligned}
 \sum Mp_c &= \sum Z_x(fy - P_u/Ag) \\
 &= 14240,53(3450 - 1157235/806,5) + 14240,53(3450 - 1046715/806,5) \\
 &= 59341956,35 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

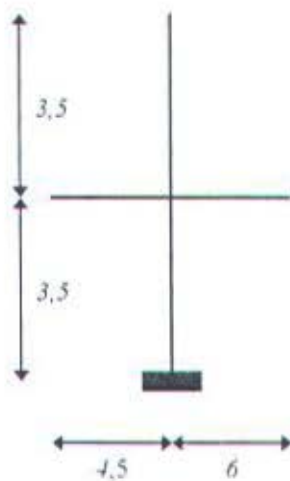
$$\sum Mp_b = \sum (1,1 \times R_y \times Mp_{(b.int)} + My_{(b.int)})$$

$$= 2 \times (1,1 \times 1,5 \times 5322581,252 + 4671516)$$

$$= 26907549,15 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{59341956,35}{26907549,15} = 2,2054 > 1 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

Kontrol kekakuan portal :



$$G = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{(274717,1/350) + (274717,1/350)}{(37045,18/450) + (37045,18/600)} = 10,9$$

$$G_B = 1$$

Diperoleh :

$$k_c = 1,95 \text{ (Bergoyang)}$$

$$\lambda_c = \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1,95}{\pi} \times \frac{350}{18,44} \times \sqrt{\frac{3450}{2E6}} = 0,489 \leq 1,5$$

maka

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\lambda_c^2} \right) f_y = \left( 0,658^{0,489^2} \right) 3450 = 3121,04281 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times f_{cr} = 806,4564 \times 3121,0428 = 2516984,795 \text{ kg}$$

Terhadap sumbu y :

Perbandingan momen kolom dengan momen balok :

$$\frac{\sum M_{p_c}}{\sum M_{p_b}} > 1$$

$$\sum M_{p_c} = \sum Z_y (f_y - P_u / A_g)$$



$$= 7112,07(3450 - 1157235/806,46) + 7112,07(3450 - 1046715/806,46)$$

$$= 29636834,36 \text{ kg.cm}$$

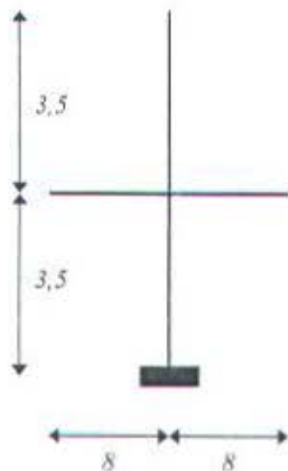
$$\sum Mp_b = \sum (1,1 \times Ry \times Mp_{(b.in)} + My_{(b.in)})$$

$$= 2 \times (1,1 \times 1,5 \times 5322581,252 + 4671515,50^0)$$

$$= 26907549,15 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{29636834,36}{26907549,15} = 1,101 > 1 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

Kontrol kekakuan portal :



$$G = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{(98232,16/350) + (98232,16/350)}{(37045,18/800) + (37045,18/800)} = 6,061$$

$$G_B = 1$$

Diperoleh :

$$k_c = 0,84 \text{ (tak tergoyang)}$$

$$\lambda_c = \frac{k_c}{r} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{0,84}{\pi} \times \frac{350}{11,024} \times \sqrt{\frac{3450}{2E6}} = 0,3526 \leq 1,5$$

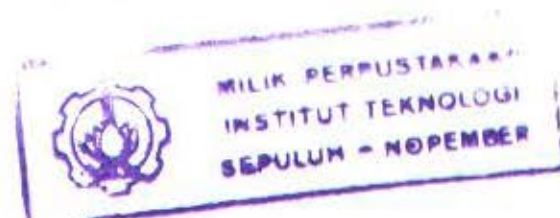
maka

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\lambda_c^2} \right) f_y = \left( 0,658^{0,3526^2} \right) 3450 = 3275,0755 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times f_{cr} = 806,4564 \times 3275,0755 = 2641205,444 \text{ kg}$$

Dipakai

$$P_n = 2516984,795 \text{ kg}$$



$$\frac{P_u}{\phi^n} = \frac{1157235}{0,9 \times 2516984,795} = 0,51086 > 0,2 \rightarrow (\text{Rumus 1})$$

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 2,8 \qquad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{345}} = 9,15$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 2,8 < 9,15, \text{ maka } p \text{ nampang kompak}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 6,1 \qquad \lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{fy}} = \frac{1682}{\sqrt{345}} = 90,56$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 6,1 < 90,56, \text{ maka } p \text{ nampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka :

$$\begin{aligned} M_{nx} &= M_{px} \leq 1,5M_{yx} \\ &= (Z_x \times f_y) \leq 1,5(S_x \times F_y) \\ &= (14240,53 \times 3450) \leq 1,5(11585,791 \times 3450) \\ &= 49129817,49 \text{ kg.cm} \leq 59956468,88 \text{ kg.cm} \quad \dots\dots\dots \text{OK!} \\ &\rightarrow M_{nx} = M_{px} = 49129817,49 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= M_{py} \leq 1,5M_{yy} \\ &= (Z_y \times F_y) \leq 1,5(S_y \times F_y) \\ &= (7112,07 \times 3450) \leq 1,5(4637,5939 \times 3450) \\ &= 24536640,73 \text{ kg.cm} \leq 23999548,36 \text{ kg.cm} \quad \dots\dots\dots \text{not OK!} \\ &\rightarrow M_{ny} = 1,5M_{yy} = 23999548,36 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

### Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 350 \text{ cm}$$

$$l_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 111,0236 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 467,1359 \text{ cm}$$

$$L_b < l_p \rightarrow 350 < 467,1359, \text{ maka } b \text{entang pendek}$$

$$M_{nx} = M_{px} = Z_x \times F_y = 14240,5263 \times 3450 = 49129817,49 \text{ kg.cm}$$

Jadi diperoleh :

$$M_{nx} = 491298,1749 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = 239995,4836 \text{ kg.m}$$

### Kontrol Tekan-Lentur

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,511 \geq 0,2$$

maka

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

$$0,511 + \frac{8}{9} \left[ \frac{43140,94}{0,9 \times 491298,1749} + \frac{22419,81}{0,9 \times 239995,4836} \right] \leq 1,0$$

$$0,6898 \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### 5.12. Perhitungan Kontrol Dimensi Kolom Interior Atas

Direncanakan profil *W* 14 × 233

$$F_y = 50 \text{ ksi} = 345 \text{ Mpa}$$

$$A = 68,5 \text{ in}^2 = 441,9381 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 3010 \text{ in}^4 = 125287,632 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1150 \text{ in}^4 = 47867,368 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 375 \text{ in}^3 = 6145,2216 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 145 \text{ in}^3 = 2376,152 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 6,63 \text{ in} = 16,8403 \text{ cm}$$

$$r_y = 4,1 \text{ in} = 10,414 \text{ cm}$$

$$Z_x = 436 \text{ in}^3 = 7144,8443 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 221 \text{ in}^3 = 3621,5839 \text{ cm}^3$$

Dari hasil output *ETABS* (Story 5, elemen C 65), akibat kombinasi *COMBO 6* (1,2 *D* + 0,5 *L* + 1 *Spec*), diperoleh :

$$P_u = -607167 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = -17196,96 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = -19951,01 \text{ kg.m}$$

**Kontrol Penampang**

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 4,6 \qquad \lambda_r = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{345}} = 13,46$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow 4,6 < 13,46, \text{ maka penampang tidak langsing}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 10,7 \qquad \lambda_r = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{345}} = 35,8023$$

$$\lambda < \lambda_r \rightarrow 10,7 < 35,80, \text{ maka penampang tidak langsing}$$

**Terhadap sumbu x :**

Perbandingan momen kolom dengan momen balok :

$$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} > 1$$

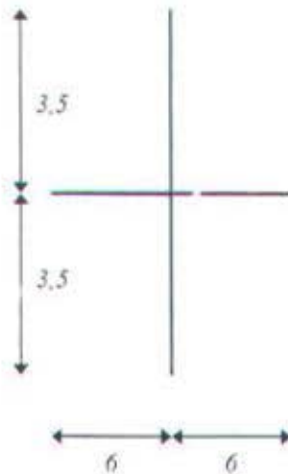
$$\begin{aligned} \sum Mp_c &= \sum Zx(fy - Pu/Ag) \\ &= 7144,84(3450 - 607167/441,94) + 7144,84(3450 - 550731/441,94) \\ &= 30579606,49 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum Mp_b &= \sum (1,1 \times Ry \times Mp_{(b.int)} + My_{(b.int)}) \\ &= 2 \times (1,1 \times 1,5 \times 5322581,252 + 4671515,509) \\ &= 26907549,15 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\frac{30579606,49}{26907549,15} = 1,136 > 1 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$



Kontrol kekakuan portal :



$$G = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{(125287,62/350) + (125287,63/350)}{(37045,18/600) + (37045,18/600)} = 5,798$$

$$G_B = \frac{(125287,63/350) + (274717,07/350)}{(37045,18/600) + (37045,18/300)} = 9,255$$

Diperoleh :

$$k_c = 2,7 \text{ (bergoyang)}$$

$$\lambda_c = \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{2,7}{\pi} \times \frac{350}{16,84} \times \sqrt{\frac{3450}{2E6}} = 0,7419 \leq 1,5$$

maka

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\lambda_c^2} \right) f_y = \left( 0,658^{0,7419^2} \right) 3450 = 2740,1605 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times f_{cr} = 441,9381 \times 2740,1605 = 1.210981,291 \text{ kg}$$

Terhadap sumbu y :

Perbandingan momen kolom dengan momen balok :

$$\frac{\sum Mp_c}{\sum Mp_b} > 1$$

$$\begin{aligned} \sum Mp_c &= \sum Z_y (f_y - Pu/A_g) \\ &= 3621,58(3450 - 607167/441,94) + 3621,58(3450 - 550731/441,94) \\ &= 15500213,38 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

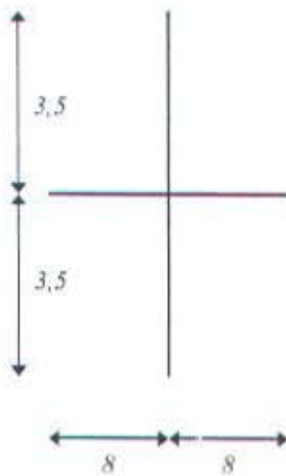
$$\sum Mp_b = \sum (1,1 \times R_y \times Mp_{(b,int)} + My_{(b,int)})$$

$$= (1,1 \times 1,5 \times 5322581,252 + 4671515,509)$$

$$= 13453774,57 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{15500213,38}{13453774,57} = 1,152 > 1 \quad \text{.....OK!}$$

Kontrol kekakuan portal :



$$G = \frac{\sum \left[ \frac{I_c}{L_c} \right]}{\sum \left[ \frac{I_b}{L_b} \right]}$$

$$G_A = \frac{(47867,37/350) + (47867,37/350)}{(37045,18/800)} = 5,91$$

$$G_B = \frac{(47867,37/350) + (98232,16/350)}{(37045,18/800)} = 9,01$$

Diperoleh :

$$k_c = 2,5 \text{ (bergoyang)}$$

$$\lambda_c = \frac{k_c}{\pi} \times \frac{L}{r} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{2,5}{\pi} \times \frac{350}{10,414} \times \sqrt{\frac{3450}{2E6}} = 1,1108 \leq 1,5$$

maka

$$f_{cr} = \left( 0,658^{\lambda_c^2} \right) f_y = \left( 0,658^{1,1108^2} \right) 3450 = 2058,4237 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g \times f_{cr} = 441,9381 \times 2058,4237 = 909695,8213 \text{ kg}$$

Dipakai

$$P_n = 909695,8213 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{607167}{0,9 \times 909695,8213} = 0,7416 > 0,2 \rightarrow \text{(Rumus 1)}$$

### Kontrol Tekuk Lokal

$$\text{Pelat sayap : } \lambda = \frac{bf}{2tf} = 4,6 \qquad \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{345}} = 9,15$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 3,6 < 9,15, \text{ maka penampang kompak}$$

$$\text{Pelat badan : } \lambda = \frac{h}{tw} = 10,7 \qquad \lambda_p = \frac{1682}{\sqrt{fy}} = \frac{1682}{\sqrt{345}} = 90,56$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow 10,7 < 90,56, \text{ maka penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka :

$$M_{nx} = M_{px} \leq 1,5M_{yx}$$

$$= (Z_x \times F_y) \leq 1,5(S_x \times F_y)$$

$$= (7144,844 \times 3450) \leq 1,5(6145,2216 \times 3450)$$

$$= 24649712,8 \text{ kg.cm} \leq 31801521,68 \text{ kg.cm} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$\rightarrow M_{nx} = M_{px} = 24649712,8 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ny} = M_{py} \leq 1,5M_{yy}$$

$$= (Z_y \times F_y) \leq 1,5(S_y \times F_y)$$

$$= (3621,584 \times 3450) \leq 1,5(2376,1523 \times 3450)$$

$$= 12494464,52 \text{ kg.cm} \leq 12296588,38 \text{ kg.cm} \quad \dots\dots\dots \text{not OK!}$$

$$\rightarrow M_{ny} = 1,5M_{yy} = 12296588,38 \text{ kg.cm}$$

### Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 350 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 10,414 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 441,3035 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow 350 < 441,3035, \text{ maka bentang pendek}$$

$$M_{nx} = M_{px} = Z_x \times F_y = 7144,8443 \times 3450 = 24649712,8 \text{ kg.cm}$$

Jadi diperoleh :

$$M_{nx} = 246497,128 \text{ kg.m}$$

$$M_{ny} = 122965,884 \text{ kg.m}$$

### Kontrol Tekan-Lentur

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,742 \geq 0,2$$

maka

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

$$0,742 + \frac{8}{9} \left[ \frac{17196,96}{0,9 \times 246497,128} + \frac{19951,01}{0,9 \times 122965,884} \right] \leq 1,0$$

$$0,97 \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### 5.13. Perhitungan *Story Drift* Gedung

Dari hasil output *ETABS* akibat kombinasi *COMBC 6 (1,2D + 0,5L + 1Spec)*, diperoleh respon statis simpangan elastis ( $\Delta_s$ ) arah x dan arah y. Batasan story drift maksimum dirumuskan sebagai berikut

$$\Delta_m = 0,7 \times R \times \Delta_s$$

dimana :

$\Delta_m$  = Simpangan inelastis maksimum

$R$  = Faktor modifikasi respons (untuk CBF  $R = 7,5$ )

$\Delta_s$  = Respons statis simpangan elastis

Max  $\Delta_m = 0,02h$  untuk  $T > 0,7$  detik  $\rightarrow$  diperoleh  $T = 1,6641$  detik.

$$= 0,02 \times 3,5 \text{ m} = 0,07 \text{ m} = 70 \text{ mm} \rightarrow h = \text{tinggi antar lantai}$$

#### Arah X

Lantai	$\Delta_s$ (m)	$\Delta_m$ (m)	Max $\Delta_m$ (m)	Status	Total Drift (m)
15	0.001803	0.00946575	0.07	Ok	0.172998
14	0.002108	0.011067	0.07	Ok	0.16353225
13	0.002327	0.01221675	0.07	Ok	0.15246525
12	0.002489	0.01306725	0.07	Ok	0.1402485
11	0.002595	0.01362375	0.07	Ok	0.12718125



10	0.002651	0.01391775	0.07	Ok	0.1135575
9	0.002664	0.013986	0.07	Ok	0.09963975
8	0.00264	0.01386	0.07	Ok	0.08565375
7	0.002581	0.01355025	0.07	Ok	0.07179375
6	0.002484	0.013041	0.07	Ok	0.0582435
5	0.00223	0.0117075	0.07	Ok	0.0452025
4	0.001744	0.009156	0.07	Ok	0.033495
3	0.001772	0.009303	0.07	Ok	0.024339
2	0.001734	0.0091035	0.07	Ok	0.015036
1	0.00113	0.0059325	0.07	Ok	0.0059325

#### Arah Y

Lantai	As (m)	Δm (m)	Max Δm (m)	Status	Total Drift (m)
15	0.002216	0.011634	0.07	Ok	0.19320525
14	0.002583	0.01356075	0.07	Ok	0.18157125
13	0.002805	0.01472625	0.07	Ok	0.1680105
12	0.002912	0.0154455	0.07	Ok	0.15328425
11	0.002999	0.01574475	0.07	Ok	0.13783875
10	0.00299	0.0156975	0.07	Ok	0.122094
9	0.002935	0.01540875	0.07	Ok	0.1063965
8	0.00285	0.0149625	0.07	Ok	0.09098775
7	0.002748	0.014427	0.07	Ok	0.07602525
6	0.002638	0.0138495	0.07	Ok	0.06159825
5	0.00257	0.0124425	0.07	Ok	0.04774875
4	0.001653	0.00867825	0.07	Ok	0.03530625
3	0.001657	0.00869925	0.07	Ok	0.026628
2	0.002008	0.010542	0.07	Ok	0.01792875
1	0.001407	0.00738675	0.07	Ok	0.00738675

#### 5.14. Kontrol Terhadap Torsi

$$A_t = \left[ \frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}} \right] < 3$$

#### Arah X

$$A_t = \left[ \frac{0,002664}{1,2 \times 0,030288/14} \right] = 1,026 < 3 \quad \dots\dots\dots OK'$$

Arah Y

$$A_x = \left[ \frac{0,002999}{1,2 \times 0,033802 / 14} \right] = 1,035 < 3 \quad \dots\dots\dots OK!$$

## **BAB VI**

### **PERENCANAAN SAMBUNGAN**

## BAB VI

### PERENCANAAN SAMBUNGAN

#### 6.1. PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK ANAK DENGAN BALOK INDUK EKSTERIOR

Balok anak terletak pada dua tumpuan sederhana, sehingga sambungan yang dipakai adalah sambungan baut.  $V_u = 12301,4173 \text{ kg}$

##### 6.1.1. Sambungan Pada Badan Balok Anak $W 12 \times 58$

Dipakai baut dengan diameter 16 mm ( $M-16 A325M Bolts$ ) dengan ulir pada bidang geser. Pelat siku dari profil  $L 2 \frac{1}{2} \times 2 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ .

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 1,6^2 = 2,0106 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kuat geser } (\phi R_{nv}) = \phi F_v \cdot A_b \cdot n = 0,75 \times 3300 \times 2,0106 \times 2 = 9952,47 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu } (\phi R_{nt}) &= \phi 1,8 \cdot F_y \cdot d_b \cdot t_p \rightarrow t_p = t_w \text{ dari } W 12 \times 58 \\ &= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 1,6 \times 0,9144 = 5727,8016 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } \phi R_{nt} = 5727,8016 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{nt}} = \frac{12301,4173}{5727,8016} = 2,1477 \approx 3 \text{ buah baut}$$

##### Kontrol Kekuatan Pelat Siku $L 2 \frac{1}{2} \times 2 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ .

$$\text{Diameter pelemahan (dengan bor) : } 16 + 1,5 = 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = (16 - 3 \times 1,75) \times 1,27 = 13,6525 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0,75 \times 0,6 \times F_u \times A_{nv} = 0,75 \times 0,6 \times 4150 \times 13,6525 = 25496,04375 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi P_n \rightarrow 12144,26765 \text{ kg} < 25496,04375 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

##### Kontrol Jarak Baut

$$\text{Jarak tepi minimum} = 1,5 d_b = 1,5 \times 1,6 = 2,4 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak tepi maksimum} = 12 t_p = 12 \times 0,7493 = 8,9916 \text{ cm}$$

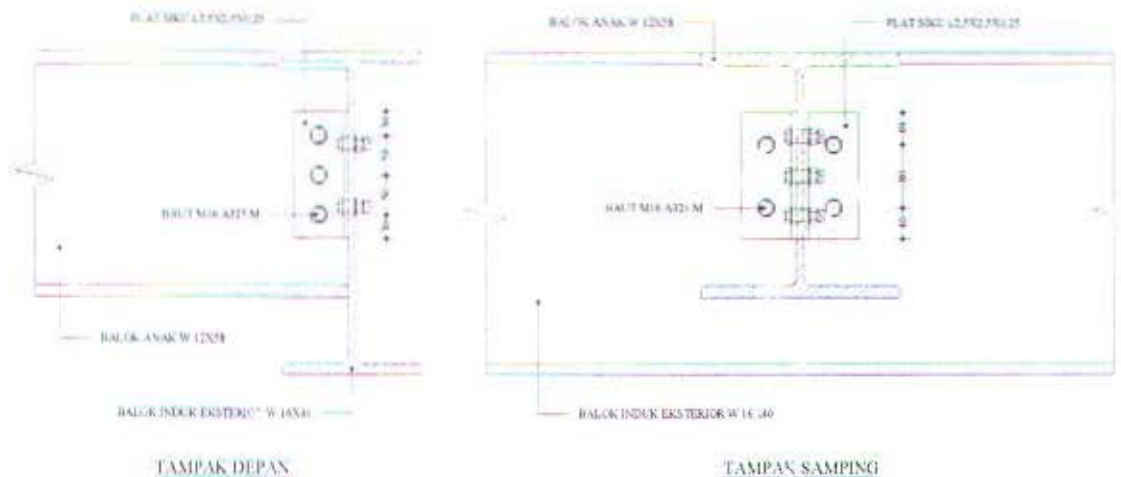


Dipasang jarak tepi baut = 3 cm

Jarak antar baut minimum =  $3 db = 3 \times 1,6 = 4,8 \text{ cm}$

Jarak antar baut maksimum =  $15 tp = 15 \times 0,7493 = 11,2395 \text{ cm}$

Dipasang jarak antar baut = 5 cm



Gambar 6.1. Sambungan balok anak dengan balok eksterior

### 6.1.2. Sambungan Pada Badan Balok Induk Eksterior $W 16 \times 40$

Dipakai baut dengan diameter 16 mm ( $M-16 A325M Bolts$ ) dengan ulir pada bidang geser. Pelat siku dari profil  $L 2 \frac{1}{2} \times 2 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ .

$$Ab = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 1,6^2 = 2,0106 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kuat geser } (\phi Rnv) = \phi Fv \cdot Ab \cdot m = 0,75 \times 3300 \times 2,0106 \times 1 = 4976,235 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu } (\phi Rnt) &= \phi 1,8 \cdot Fy \cdot db \cdot tp \rightarrow tp = \text{tebal pelat siku} \\ &= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 1,6 \times 0,635 = 3977,64 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dipakai  $\phi Rnt = 3977,64 \text{ kg}$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{Vu}{\phi Rnt} = \frac{12301,4173}{3977,64} = 3,0926 \approx 4 \text{ buah baut}$$

Agar simetris maka pada masing – masing sisi dipasang 2 buah baut.

**Kontrol Kekuatan Pelat Siku  $\perp 2\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ .**

Diameter pelemahan (*dengan hor*) :  $16 + 1,5 = 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$

$$A_{nv} = (16 - 2 \times 1,75) \times 0,635 = 7,9375 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0,75 \times 0,6 \times F_u \times A_{nv} = 0,75 \times 0,6 \times 4150 \times 7,9375 = 14823,28125 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi P_n \rightarrow 12301,4173 \text{ kg} < 14823,28125 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

**Kontrol Jarak Baut**

$$\text{Jarak tepi minimum} = 1,5 db = 1,5 \times 1,6 = 2,4 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak tepi maksimum} = 12 tp = 12 \times 0,635 = 7,62 \text{ cm}$$

$$\text{Dipasang jarak tepi baut} = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar baut minimum} = 3 db = 3 \times 1,6 = 4,8 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar baut maksimum} = 15 tp = 15 \times 0,635 = 9,525 \text{ cm}$$

$$\text{Dipasang jarak antar baut} = 8 \text{ cm}$$

**6.2. PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK ANAK DENGAN BALOK INDUK INTERIOR**

Balok anak terletak pada dua tumpuan sederhana, sehingga sambungan yang dipakai adalah sambungan baut.  $V_u = 12301,4173 \text{ kg}$

**6.2.1. Sambungan Pada Badan Balok Anak  $W 12 \times 58$** 

Dipakai baut dengan diameter 16 mm (*M-16 A325M Bolts*) dengan ulir pada bidang geser. Pelat siku dari profil  $\perp 2\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ .

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 1,6^2 = 2,0106 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kuat geser } (\phi R_{nv}) = \phi F_v \cdot A_b \cdot m = 0,75 \times 3300 \times 2,0106 \times 2 = 9952,47 \text{ kg}$$

$$\text{Kuat tumpu } (\phi R_{nt}) = \phi 1,8 \cdot F_y \cdot db \cdot tp \rightarrow tp = tw \text{ dari } W 12 \times 58$$

$$= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 1,6 \times 0,9144 = 5727,8016 \text{ kg}$$

$$\text{Dipakai } \phi R_{nt} = 5727,8016 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{nt}} = \frac{12301,4173}{5727,8016} = 2,1477 \approx 3 \text{ buah baut}$$

### Kontrol Kekuatan Pelat Siku $\perp 2 \frac{1}{2} \times 2 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ .

Diameter pelemahan (dengan bor):  $16 + 1,5 = 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$

$$A_{nv} = (16 - 3 \times 1,75) \times 1,27 = 13,6525 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0,75 \times 0,6 \times F_u \times A_{nv} = 0,75 \times 0,6 \times 4150 \times 13,6525 = 25496,04375 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi P_n \rightarrow 12301,4173 \text{ kg} < 25496,04375 \text{ kg} \dots \dots \text{OK!}$$

### Kontrol Jarak Baut

$$\text{Jarak tepi minimum} = 1,5 db = 1,5 \times 1,6 = 2,4 \text{ cm}$$

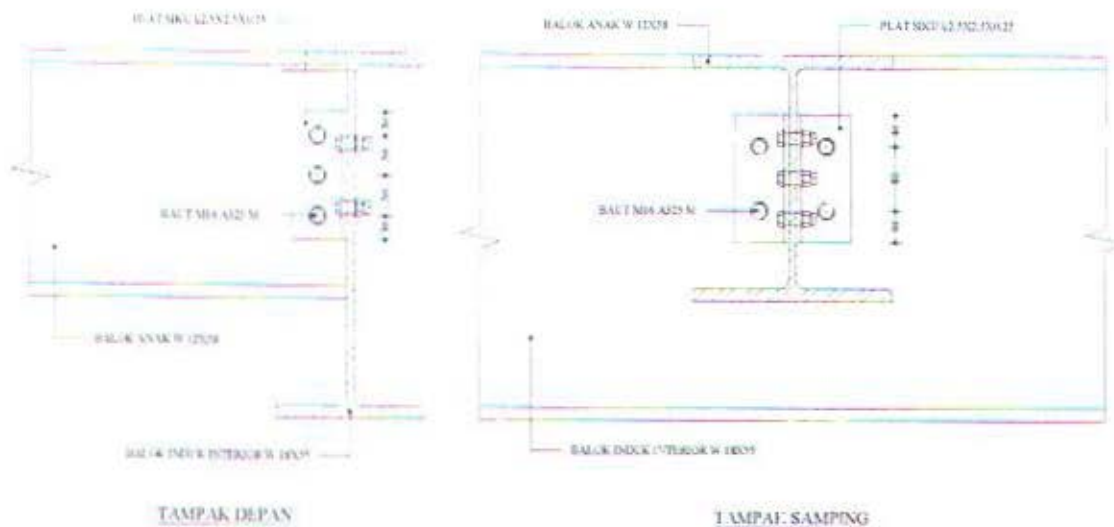
$$\text{Jarak tepi maksimum} = 12 tp = 12 \times 0,7493 = 8,9916 \text{ cm}$$

Dipasang jarak tepi baut = 3 cm

$$\text{Jarak antar baut minimum} = 3 db = 3 \times 1,6 = 4,8 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar baut maksimum} = 15 tp = 15 \times 0,7493 = 11,2395 \text{ cm}$$

Dipasang jarak antar baut = 5 cm



Gambar 6.2. Sambungan balok anak dengan balok interior

#### 6.2.2. Sambungan Pada Badan Balok Induk Interior: $W 18 \times 55$

Dipakai baut dengan diameter 16 mm ( $M-16 A325M Bolts$ ) dengan ulir pada bidang geser. Pelat siku dari profil  $\perp 2 \frac{1}{2} \times 2 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ .

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 1,6^2 = 2,0106 \text{ cm}^2$$



$$\text{Kuat geser } (\phi R_{nv}) = \phi F_v \cdot A_b \cdot m = 0,75 \times 3300 \times 2,0106 \times 2 = 9952,47 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu } (\phi R_{nt}) &= \phi 1,8 \cdot F_y \cdot d_b \cdot t_p \rightarrow t_p = t_w \text{ dari } W 18 \times 55 \\ &= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 1,6 \times 0,9906 = 6205,1184 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dipakai  $\phi R_{nt} = 6205,1184 \text{ kg}$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{2 \times V_u}{\phi R_{nt}} = \frac{2 \times 12301,4173}{6205,1184} = 3,9649 \approx 4 \text{ buah baut}$$

Agar simetris maka pada masing – masing sisi dipasang 2 buah baut.

#### Kontrol Kekuatan Pelat Siku $\perp 2 \frac{1}{2} \times 2 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ .

Diameter pelemahan (*dengan bor*) :  $16 + 1,5 = 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$

$$A_{nv} = (16 - 2 \times 1,75) \times 1,27 = 13,6525 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0,75 \times 0,6 \times F_u \times A_{nv} = 0,75 \times 0,6 \times 4150 \times 13,6525 = 25496,04375 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi P_n \rightarrow 12301,4173 \text{ kg} < 25496,04375 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

#### Kontrol Jarak Baut

$$\text{Jarak tepi minimum} = 1,5 d_b = 1,5 \times 1,6 = 2,4 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak tepi maksimum} = 12 t_p = 12 \times 1,143 = 13,716 \text{ cm}$$

$$\text{Dipasang jarak tepi baut} = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar baut minimum} = 3 d_b = 3 \times 1,6 = 4,8 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar baut maksimum} = 15 t_p = 15 \times 1,143 = 17,145 \text{ cm}$$

$$\text{Dipasang jarak antar baut} = 8 \text{ cm}$$

### 6.3. PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK INDUK EKSTERIOR DENGAN KOLOM

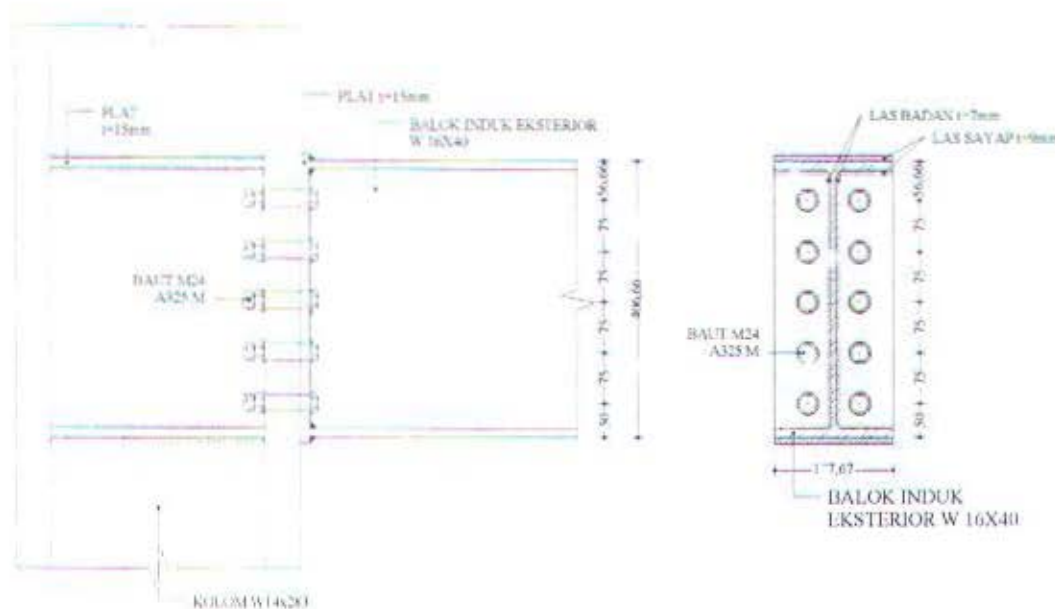
#### 6.3.1. Sambungan Balok Induk Eksterior $W 16 \times 40$ Pada Sayap Kolom $W 14 \times 283$

Dari hasil output *ETABS* (Story 11, elemen B10), akibat kombinasi *COMB6* ( $1,2 D + 0,5 L + 1 \text{ Spec}$ ), diperoleh :



$$M_u = -30607,21 \text{ kg.m}$$

$$V_u = -20482,8 \text{ kg}$$



Gambar 6.3. Sambungan balok eksterior pada sayap kolom

### Kontrol Kekuatan Baut

Dipakai baut dengan diameter 24 mm (*M-24 A325M Bolts*) dengan ulir pada bidang geser. Dipakai 10 buah baut. Tebal pelat = 15 mm

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 2,4^2 = 4,5239 \text{ cm}^2$$

### Kontrol Kuat Geser Baut

$$V_u \text{ tiap baut} = \frac{V_u}{n} = \frac{20482,8}{10} = 2048,28 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{V_u \text{ tiap baut}}{A_b} = \frac{2048,28}{4,5239} = 452,7686 \text{ kg/cm}^2 = 45,27686 \text{ Mpa}$$

$$\phi F_v = 0,75 \times 330 = 247,5 \text{ Mpa}$$

$$f_v < \phi F_v \rightarrow 45,27686 \text{ Mpa} < 247,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### Kontrol Kuat Tarik Baut

$$F_t = 807 - 2,5 f_v < 621 \text{ Mpa}$$

$$= 807 - 2,5 \times 45,27686 = 693,8079 \text{ Mpa} > 521 \text{ Mpa}$$

Dipakai  $F_t = 621 \text{ Mpa}$

$$T = \phi F_t \cdot A_b = 0,75 \times 6210 \times 4,5239 = 21070,06425 \text{ kg}$$

$$\text{Garis netral : } a = \frac{\sum T}{b \times F_y} = \frac{10 \times 21070,06425}{17,7674 \times 2900} = 4,089 \text{ cm}$$

### Kontrol Momen

$$\begin{aligned} M_R = \phi M_n &= \frac{0,9 \times F_y \times a^2 \times b}{2} + \sum T \cdot d \\ &= \frac{0,9 \times 2900 \times 4,089^2 \times 17,7674}{2} \\ &\quad + 2 \times 21070,06425 \times (0,911 + 8,411 + 15,911 + 23,411 + 30,911) \\ &= 3740133,652 \text{ kg.cm} = 37401,33652 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_u < \phi M_n \rightarrow 30607,21 \text{ kg.m} < 37401,33652 \text{ kg.m} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### Kontrol Jarak Baut

$$\text{Jarak tepi minimum} = 1,5 db = 1,5 \times 2,4 = 3,6 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak tepi maksimum} = 12 tp = 12 \times 1,5 = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Dipasang jarak tepi baut} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar baut minimum} = 3 dt = 3 \times 2,4 = 7,2 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar baut maksimum} = 15 tp = 15 \times 1,5 = 22,5 \text{ cm}$$

$$\text{Dipasang jarak antar baut} = 7,5 \text{ cm}$$

### Kontrol Kekuatan Las

$$\phi f_n = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_{\text{eff max}} \text{ las badan} = 0,707 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 0,7747 = 0,4619 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t_{\text{w}} = 0,707 \times 0,4619 = 0,33 \text{ cm} \approx 0,7 \text{ cm}$$

$$a_{\text{eff max}} \text{ las sayap} = 0,707 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 1,2827 = 0,7648 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t_f = 0,707 \times 0,7648 = 0,54 \text{ cm} \approx 0,9 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{las}} &= 2(h - 2t_f)t_w + 2(B - t_w)t_f + 2(B \times t_f) \\ &= 2 \times (40,67 - 2 \times 1,28) \times 0,7 + 2 \times (17,77 - 0,78) \times 0,9 + 2 \times (17,7 \times 0,9) \\ &= 53,354 + 30,582 + 31,986 = 115,922 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_n &= \frac{1}{2}h \\ &= \frac{1}{2} \times 40,67 = 20,335 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12}t_w(h - 2t_f)^3 + 2(B - t_w)t_f\left(\frac{1}{2}h - t_f\right)^2 + 2\left(B \cdot t_f \left(\frac{1}{2}h\right)^2\right) \\ &= \frac{1}{12} \times 0,7 \times (40,67 - 2 \times 1,28)^3 + \\ &\quad 2 \times (17,77 - 0,78) \times 0,9 \times \left(\frac{1}{2} \times 40,67 - 1,28\right)^2 + \\ &\quad 2 \times \left(17,7 \times 0,9 \times \left(\frac{1}{2} \times 40,67\right)^2\right) \\ &= 6457,4884 + 11104,1109 + 13226,602 = 30788,2013 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= \frac{I_x}{Y_n} \\ &= \frac{30788,2013}{20,335} = 1514,0497 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{v_p} &= \frac{V_u}{A} \\ &= \frac{20482,8}{115,922} = 176,6947 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{h_m} &= \frac{M}{S} \\ &= \frac{3060721}{1514,0497} = 2021,5459 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_{v_p}^2 + f_{h_m}^2} = \sqrt{176,6947^2 + 2021,5459^2} = 2029,2532 \text{ kg/cm}^2$$

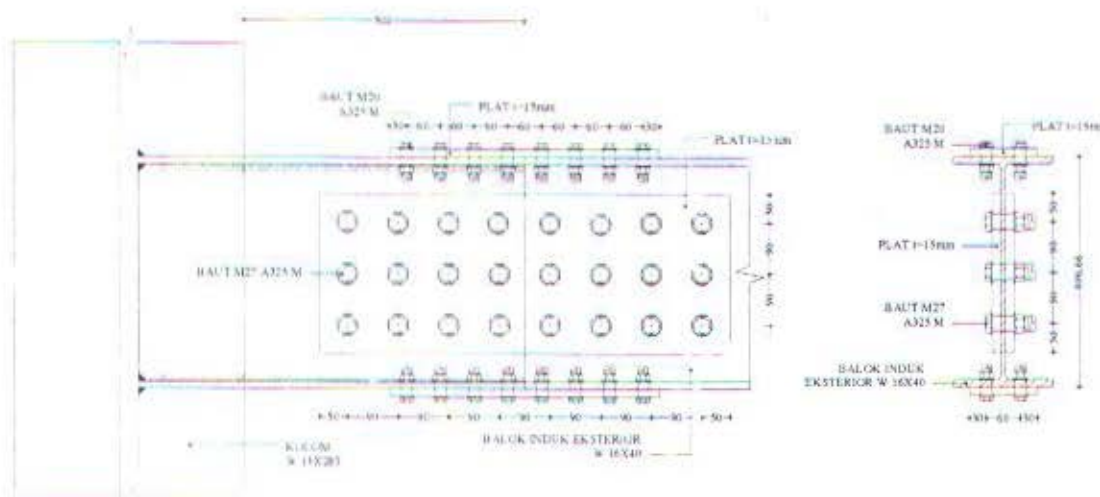
$$f_{\text{total}} < \phi f_n \rightarrow 2029,2532 \text{ kg/cm}^2 < 2214,45 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### 6.3.2. Sambungan Balok Induk Eksterior $W 16 \times 40$ Pada Badan Kolom $W 14 \times 283$

Dari hasil output *ETABS* (Story 11, elemen B10), akibat kombinasi *COMB6* ( $1,2D + 0,5L + 1Spec$ ), diperoleh :

$$M_u = -27447,16 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 19677,32 \text{ kg}$$



Gambar 6.4. Sambungan balok eksterior pada badan kolom

Karena badan kolom tidak mempunyai kekakuan yang cukup besar, maka pada balok dipasang pelat penyambung yang menghubungkan antara sayap balok dengan badan kolom dan sayap kolom. Sehingga gaya pada balok tidak diterima sendirian oleh badan kolom, melainkan diterima secara bersama – sama oleh sayap dan badan kolom. Pelat penyambung ini dihubungkan dengan sambungan las sepanjang sayap dan badan kolom.

Digunakan pelat penyambung :

$$\text{Pelat sayap } t = 1,5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

$$\text{Pelat badan } t = 1,0 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$



#### Kontrol Kekuatan Las

$$\phi f_n = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$



$$a_{eff\ max} \text{ las badan} = 0,707 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 1,0 = 0,5962 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t_{lw} = 0,707 \times 0,5962 = 0,4215 \text{ cm} \approx 0,5 \text{ cm}$$

$$a_{eff\ max} \text{ las sayap} = 1,414 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 1,5 = 1,7887 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t_{lf} = 0,707 \times 1,7887 = 1,2646 \text{ cm} \approx 1,3 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{las} &= 2(h - 2t_f)t_{lw} + 2(B - t_w)t_{lf} \\ &= 2 \times (40,67 - 2 \times 1,5) \times 0,5 + 2 \times (32 - 1,0) \times 1,3 \\ &= 37,67 + 80,6 = 118,27 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_n &= \frac{1}{2}h \\ &= \frac{1}{2} \times 40,67 = 20,335 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} t_{lw} (h - 2t_f)^3 + 2(B - t_w) t_{lf} \left(\frac{1}{2}h - t_f\right)^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 0,5 \times (40,67 - 2 \times 1,5)^3 + \\ &\quad 2 \times (32 - 1,0) \times 1,3 \times \left(\frac{1}{2} \times 40,67 - 1,5\right)^2 \\ &= 4454,5682 + 28593,4323 = 33048,0005 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= \frac{I_x}{Y_n} \\ &= \frac{33048,0005}{20,335} = 1625,1783 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{v_p} &= \frac{V_u}{A} \\ &= \frac{19677,32}{118,27} = 166,3763 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{h_m} &= \frac{M}{S} \\ &= \frac{2744716}{1625,1783} = 1688,8707 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{total} = \sqrt{f_{v_p}^2 + f_{h_m}^2} = \sqrt{166,3763^2 + 1688,8707^2} = 1697,0461 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} < \phi f_n \rightarrow 1697,0461 \text{ kg/cm}^2 < 2214,45 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### Sambungan Pada Balok Sejarak 50 cm Dari Muka Kolom

Diperoleh :

$$Mu = -22012,87 \text{ kg.m}$$

$$Vu = 18272,19 \text{ kg}$$

#### Pembagian beban momen

$$\begin{aligned} Mu_{\text{badan}} &= \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} \times Mu \\ &= \frac{1}{12} \times 0,78 \times 38,1^3 \times 22012,87 = 3670,2317 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$Mu_{\text{sayap}} = Mu - Mu_{\text{badan}} = 22012,87 - 3670,2317 = 18342,638 \text{ kg.m}$$

#### Sambungan pada sayap balok

Dipakai baut dengan diameter 20 mm (*M-20 A325M Bolts*) dengan ulir pada bidang geser. Dipakai pelat dengan tebal = 15 mm

$$Ab = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 2^2 = 3,1416 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser } (\phi R_{nv}) &= \phi F_v \cdot Ab \cdot m = 0,75 \times 3300 \times 3,1416 \times 1 \\ &= 7775,46 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu } (\phi R_{nt}) &= \phi 1,8 \cdot F_y \cdot db \cdot tp \rightarrow tp = tf \text{ dari } W 16 \times 40 \\ &= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 1,6 \times 1,2827 = 8034,8328 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } \phi R_{nv} = 7775,46 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya kopel pada sayap : } Tu = \frac{Mu_{\text{sayap}}}{d} = \frac{1834263,8}{38,1} = 48143,41 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut yang diperlukan : } n &= \frac{Tu}{\phi R_{nv}} \\ &= \frac{48143,41}{7775,46} = 6,19 \approx 8 \text{ buah baut} \end{aligned}$$

### Sambungan pada badan balok

Dipakai baut dengan diameter 27 mm (*M-27 A325M Bolts*) dengan ulir pada bidang geser. Dipakai pelat dengan tebal = 15 mm

$$Ab = \frac{1}{4}\pi d^2 = \frac{1}{4}\pi 2,7^2 = 5,7256 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kuat geser } (\phi Rnv) = \phi Fv \cdot Ab \cdot m = 0,75 \times 3300 \times 5,7 \times 2 = 28215 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu } (\phi Rnt) &= \phi 1,8 \cdot Fy \cdot db \cdot tp \rightarrow tp = tw \text{ dari } W 16 \times 40 \\ &= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 2,7 \times 0,78 = 8244,99 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dipakai  $\phi Rnt = 8244,99 \text{ kg}$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan badan :

$$\begin{aligned} Mu_{total} &= Mu_{badan} + (Vu \times e) \\ &= 3670,2317 + (18272,19 \times 0,18) = 6959,2259 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Perkiraan jumlah baut : } n &= \sqrt{\frac{6 \times Mu_{total}}{\mu Ru}} \\ &= \sqrt{\frac{6 \times 695922,59}{8 \times (0,7 \times 1,2 \times 9161,1)}} \\ &= 8,24 \approx \text{dipakai } 12 \text{ buah baut} \end{aligned}$$

$$\text{Akibat } Vu \rightarrow Ku_{V1} = \frac{Vu}{n} = \frac{18272,19}{12} = 1522,6825 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Akibat } Mu_{total} \rightarrow \sum(x^2 + y^2) &= 6 \times (4,5^2 + 13,5^2) + 8 \times 9^2 \\ &= 1863 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$Ku_{V2} = \frac{Mu_{total} \cdot X}{\sum(x^2 + y^2)} = \frac{695922,59 \times 13,5}{1863} = 5042,9173 \text{ kg}$$

$$Ku_H = \frac{Mu_{total} \cdot Y}{\sum(x^2 + y^2)} = \frac{695922,59 \times 9}{1863} = 3361,9449 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Ku_{total} &= \sqrt{(\sum Ku_V)^2 + (\sum Ku_H)^2} \\ &= \sqrt{(1522,6825 + 5042,9173)^2 + (3361,9449)^2} \\ &= 7376,2981 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Ku_{total} < \phi Rn \rightarrow 7376,2981 \text{ kg} < 8244,99 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

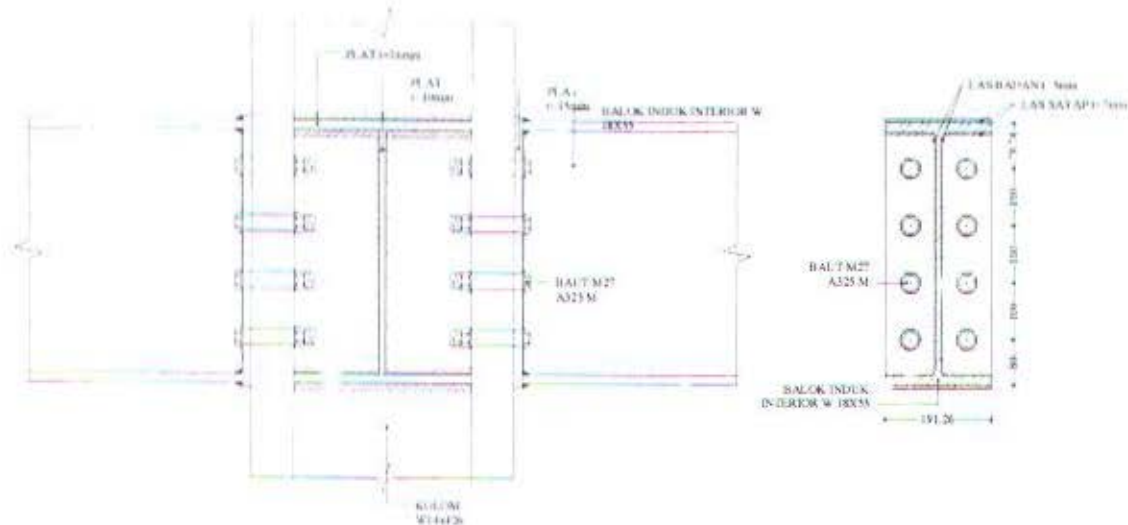
## 6.4. PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK INDUK INTERIOR DENGAN KOLOM

### 6.4.1. Sambungan Balok Induk Interior $W 18 \times 55$ Pada Sayap Kolom $W 14 \times 233$

Dari hasil output *ETABS* (Story 8, elemen B31), akibat kombinasi *COMB6* ( $1,2 D + 0,5 L + 1 Spec$ ), diperoleh :

$$M_u = -23946,98 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 12310,08 \text{ kg}$$



Gambar 6.5. Sambungan balok interior pada sayap kolom

#### Kontrol Kekuatan Baut

Dipakai baut dengan diameter  $27 \text{ mm}$  ( $M-27 A325M Bolts$ ) dengan ulir pada bidang geser. Dipakai 10 buah baut. Tebal pelat  $15 \text{ mm}$

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 2,7^2 = 5,7256 \text{ cm}^2$$

#### Kontrol Kuat Geser Baut

$$V_u \text{ tiap baut} = \frac{V_u}{n} = \frac{12310,08}{8} = 1538,76 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{V_u \text{ tiap baut}}{A_b} = \frac{1538,76}{5,7256} = 268,751 \text{ kg/cm}^2 = 26,8751 \text{ Mpa}$$

$$\phi f_v = 0,75 \times 330 = 247,5 \text{ Mpa}$$

$$f_v < \phi f_v \rightarrow 26,8751 \text{ Mpa} < 247,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK!}$$



**Kontrol Kuat Tarik Baut**

$$\begin{aligned}
 Ft &= 807 - 2,5 f_v < 621 \text{ Mpa} \\
 &= 807 - 2,5 \times 26,8751 = 739,812 \text{ Mpa} < 621 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Dipakai  $Ft = 621 \text{ Mpa}$

$$T = \phi Ft \cdot Ab = 0,75 \times 6210 \times 5,7256 = 26666,982 \text{ kg}$$

$$\text{Garis netral : } a = \frac{\sum T}{b \times Fy} = \frac{8 \times 26666,982}{19,1263 \times 2900} = 3,346 \text{ cm}$$

**Kontrol Momen**

$$\begin{aligned}
 M_R = \phi Mn &= \frac{0,9 \times Fy \times a^2 \times b}{2} + \sum T \cdot d \\
 &= \frac{0,9 \times 2900 \times 3,846^2 \times 19,1263}{2} \\
 &\quad + 2 \times 26666,98 \times (4,154 + 14,154 + 24,154 + 34,154) \\
 &= 4496455,336 \text{ kg cm} = 44964,55336 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$Mu < \phi Mn \rightarrow 23946,98 \text{ kg.m} < 44964,55336 \text{ kg.m} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

**Kontrol Jarak Baut**

$$\text{Jarak tepi minimum} = 1,5 db = 1,5 \times 2,7 = 4,05 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak tepi maksimum} = 12tp = 12 \times 2 = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Dipasang jarak tepi baut} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar baut minimum} = 3db = 3 \times 2,7 = 8,1 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar baut maksimum} = 15tp = 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Dipasang jarak antar baut} = 10 \text{ cm}$$

**Kontrol Kekuatan Las**

$$\phi fn = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_{\text{eff max las badan}} = 0,707 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 0,99 = 0,5903 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t_w = 0,707 \times 0,5903 = 0,417 \text{ cm} \approx 0,5 \text{ cm}$$

$$a_{\text{eff max las sayap}} = 0,707 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 1,6 = 0,9539 \text{ cm}$$

$$\rightarrow tl_f = 0,707 \times 0,9539 = 0,674 \text{ cm} \approx 0,7 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{las}} &= 2(h - 2t_f)tl_w + 2(B - t_w)tl_f + 2(B \times tl_f) \\ &= 2 \times (45,97 - 2 \times 1,6) \times 0,5 + 2 \times (19,13 - 0,99) \times 0,7 + 2 \times (19,13 \times 0,7) \\ &= 42,77 + 25,396 + 26,782 = 94,948 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Yn &= \frac{1}{2}h \\ &= \frac{1}{2} \times 45,97 = 22,985 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} lx &= \frac{1}{12} tl_w (h - 2t_f)^3 + 2(B - t_w)tl_f \left(\frac{1}{2}h - t_f\right)^2 + 2(B \cdot tl_f \left(\frac{1}{2}h\right)^2) \\ &= \frac{1}{12} \times 0,5 \times (45,97 - 2 \times 1,6)^3 + \\ &\quad 2 \times (19,13 - 0,99) \times 0,7 \times \left(\frac{1}{2} \times 45,97 - 1,6\right)^2 + \\ &\quad 2 \times (19,13 \times 0,7 \times \left(\frac{1}{2} \times 45,97\right)^2) \\ &= 6519,8335 + 11614,0336 + 14149,2045 = 32283,09158 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Sx &= \frac{lx}{Yn} \\ &= \frac{32283,09158}{22,985} = 1404,5287 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} fv_p &= \frac{Vu}{A} \\ &= \frac{12310,08}{94,948} = 129,6508 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} fh_m &= \frac{M}{S} \\ &= \frac{2394698}{1404,5287} = 1704,9834 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{fv_p^2 + fh_m^2} = \sqrt{129,6508^2 + 1704,9834^2} = 1709,9057 \text{ kg/cm}^2$$

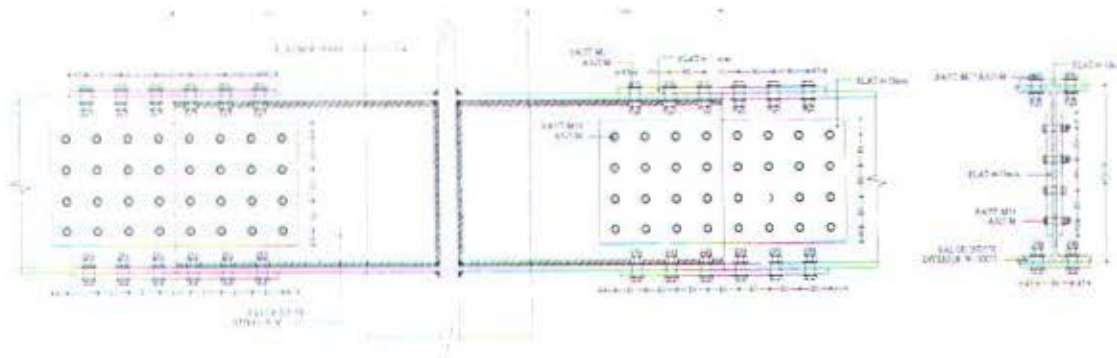
$$f_{\text{total}} < \phi fn \rightarrow 1709,9057 \text{ kg/cm}^2 < 2214,45 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

#### 6.4.2. Sambungan Balok Induk Interior $W 18 \times 55$ Pada Badan Kolom $W 14 \times 426$

Dari hasil output *ETABS* (Story 4, elemen B10), akibat kombinasi *COMB6* ( $1,2D + 0,5L + 1Spec$ ), diperoleh :

$$M_u = -45635,86 \text{ kg.m}$$

$$V_u = -33009,05 \text{ kg}$$



Gambar 6.6. Sambungan balok interior pada badan kolom

Karena badan kolom tidak mempunyai kekakuan yang cukup besar, maka pada balok dipasang pelat penyambung yang menghubungkan antara sayap balok dengan badan kolom dan sayap kolom. Sehingga gaya pada balok tidak diterima sendirian oleh badan kolom, melainkan diterima secara bersama – sama oleh sayap dan badan kolom. Pelat penyambung ini dihubungkan dengan sambungan las sepanjang sayap dan badan kolom.

Digunakan pelat penyambung :

$$\text{Pelat sayap } t = 1,6 \text{ cm} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Pelat badan } t = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

#### Kontrol Kekuatan Las

$$\phi f_n = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_{\text{eff max}} \text{ las badan} = 0,707 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 1 = 0,596 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t_l_w = 0,707 \times 0,596 = 0,4215 \text{ cm} \approx 0,5 \text{ cm}$$

$$a_{eff\ max\ las\ sayap} = 1,414 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 1,6 = 1,9079\ cm$$

$$\rightarrow tl_f = 0,707 \times 1,9079 = 1,349\ cm \approx 1,5\ cm$$

$$\begin{aligned} A_{las} &= 2(h - 2t_f)tl_w + 2(B - t_w)tl_f \\ &= 2 \times (45,97 - 2 \times 1,6) \times 0,5 + 2 \times (32 - 1) \times 1,5 \\ &= 42,77 + 93 = 135,77\ cm^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_n &= \frac{1}{2}h \\ &= \frac{1}{2} \times 45,97 = 22,985\ cm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12}tl_w(h - 2t_f)^3 + 2(B - t_w)tl_f\left(\frac{1}{2}h - t_f\right)^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 0,5 \times (45,97 - 2 \times 1,6)^3 + \\ &\quad 2 \times (32 - 1) \times 1,5 \times \left(\frac{1}{2} \times 45,97 - 1,6\right)^2 \\ &= 6519,8335 + 42530,5949 = 49050,4284\ cm^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= \frac{I_x}{Y_n} \\ &= \frac{49050,4284}{22,985} = 2134,0191\ cm^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{v_p} &= \frac{Vu}{A} \\ &= \frac{33009,05}{135,77} = 243,1248\ kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{h_m} &= \frac{M}{S} \\ &= \frac{4563586}{2134,0191} = 2138,4935\ kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$f_{total} = \sqrt{f_{v_p}^2 + f_{h_m}^2} = \sqrt{243,1248^2 + 2138,4935^2} = 2152,2696\ kg/cm^2$$

$$f_{total} < \phi f_n \rightarrow 2152,2696\ kg/cm^2 < 2214,45\ kg/cm^2 \quad \dots\dots\dots OK!$$



### Sambungan Pada Balok Sejarak 50 cm Dari Muka Kolom

Diperoleh :

$$Mu = -36752,91 \text{ kg.m}$$

$$Vu = -30715,02 \text{ kg}$$

#### Pembagian beban momen

$$\begin{aligned} Mu_{\text{badan}} &= \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} \times Mu \\ &= \frac{12 \times 0,99 \times 42,7742^3}{37045,18} \times 36752,91 = 6405,5977 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$Mu_{\text{sayap}} = Mu - Mu_{\text{badan}} = 36752,91 - 6405,5977 = 30347,3123 \text{ kg.m}$$

#### Sambungan pada sayap balok

Dipakai baut dengan diameter 27 mm (*M - 27 A325M Bolts*) dengan ulir pada bidang geser. Dipakai pelat dengan tebal = 15 mm

$$Ab = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 2,7^2 = 5,7256 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser } (\phi Rnv) &= \phi F_v \cdot Ab \cdot m = 0,75 \times 3300 \times 5,7256 \times 1 \\ &= 14170,86 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu } (\phi Rnt) &= \phi 1,8 \cdot F_y \cdot db \cdot tp \rightarrow tp = \text{tebal dari pelat} \\ &= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 2 \times 1,5 = 15855,75 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dipakai  $\phi Rnv = 15855,75 \text{ kg}$

$$\text{Gaya kopel pada sayap : } Tu = \frac{Mu_{\text{sayap}}}{d} = \frac{30347,31}{42,7742} = 70947,6974 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut yang diperlukan : } n &= \frac{Tu}{\phi Rnv} \\ &= \frac{70947,6974}{15855,75} = 4,47 \approx 6 \text{ buah baut} \end{aligned}$$

### Sambungan pada badan balok

Dipakai baut dengan diameter 16 mm (*M-16 A325M Bolts*) dengan ulir pada bidang geser. Dipakai pelat dengan tebal = 15 mm

$$Ab = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 1,6^2 = 2,0106 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kuat geser } (\phi Rnv) = \phi F_v \cdot Ab \cdot m = 0,75 \times 3300 \times 2,01 \times 2 = 9949,5 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu } (\phi Rnt) &= \phi 1,8 \cdot F_y \cdot db \cdot tp \rightarrow tp = tw \text{ dari } W 18 \times 55 \\ &= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 1,5 \times 0,99 = 6201,36 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dipakai  $\phi Rnt = 6201,36 \text{ kg}$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan badan :

$$\begin{aligned} Mu_{total} &= Mu_{badan} + (Vu \times e) \\ &= 6405,5977 + (30715,02 \times 0,1) = 11320,0009 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Perkiraan jumlah baut : } n &= \sqrt{\frac{6 \times Mu_{total}}{\mu Ru}} \\ &= \sqrt{\frac{6 \times 1132000,09}{8 \times (0,7 \times 1,2 \times 6201,36)}} \\ &= 12,766 \approx \text{pakai 16 buah baut} \end{aligned}$$

$$\text{Akibat } Vu \rightarrow Ku_{v1} = \frac{Vu}{n} = \frac{30715,02}{16} = 1919,6888 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Akibat } Mu_{total} \rightarrow \sum (x^2 + y^2)^2 &= 16 \times (4^2 + 12^2) + 16 \times (4^2 + 12^2) \\ &= 5120 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$Ku_{v2} = \frac{Mu_{total} \cdot X}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{1132000,09 \times 12}{5120} = 2653,1252 \text{ kg}$$

$$Ku_H = \frac{Mu_{total} \cdot Y}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{1132000,09 \times 12}{5120} = 2653,1252 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Ku_{total} &= \sqrt{(\sum Ku_v)^2 + (\sum Ku_H)^2} \\ &= \sqrt{(1919,6888 + 2653,1252)^2 + (2653,1252)^2} \\ &= 5286,7477 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Ku_{total} < \phi Rn \rightarrow 5286,7477 \text{ kg} < 6201,36 \text{ kg} \quad \text{.....OK!}$$



### Kontrol Kuat Geser Baut

$$Vu \text{ tiap baut} = \frac{Vu}{n} = \frac{131564,8914}{10} = 13156,48914 \text{ kg}$$

$$fv = \frac{Vu \text{ tiap baut}}{Ab} = \frac{13156,48914}{5,7256} = 2297,8359 \text{ kg/cm}^2 = 229,7836 \text{ Mpa}$$

$$\phi Fv = 0,75 \times 330 = 247,5 \text{ Mpa}$$

$$fv < \phi Fv \rightarrow 229,7836 \text{ Mpa} < 247,5 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots\text{OK!}$$

### Kontrol Kuat Tarik Baut

$$\begin{aligned} Mu &= Mu \text{ kolom} + Mu \text{ bracing} \\ &= 21505,36 + 301,11 = 21806,47 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ft &= 807 - 2,5 fv < 621 \text{ Mpa} \\ &= 807 - 2,5 \times 229,7836 = 232,541 \text{ Mpa} < 621 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } Ft = 232,541 \text{ Mpa}$$

$$T = \phi Ft \cdot Ab = 0,75 \times 232,541 \times 5,7256 = 9985,7756 \text{ kg}$$

$$\text{Garis netral : } a = \frac{\sum T}{b \times Fy} = \frac{10 \times 9985,7756}{19,1263 \times 2900} = 1,8 \text{ cm}$$

### Kontrol Momen

$$\begin{aligned} MR &= \phi Mn = \frac{0,9 \times Fy \times a^2 \times b}{2} + \sum T \cdot d \\ &= \frac{0,9 \times 2900 \times 1,8^2 \times 19,1263}{2} \\ &\quad + 2 \times 9985,7756 \times (6,2 + 16,2 + 26,2 + 36,2 + 53,17) \\ &= 2836344,741 \text{ kg.cm} = 28363,4474 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$Mu < \phi Mn \rightarrow 21806,47 \text{ kg.m} < 28363,4474 \text{ kg.m} \quad \dots\dots\dots\text{OK!}$$

### Kontrol Kekuatan Las

$$\phi fn = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{las} \text{ pada balok} = 135,77 \text{ cm}^2$$



$$Yna_{balok} = 22,985 + 18,01 = 40,995 \text{ cm}$$

$$a_{eff \text{ max}} \text{ las bracing} = 1,414 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 1,5875 = 1,893 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t_{l_s} = 0,707 \times 1,893 = 1,338 \text{ cm} \approx 1,5 \text{ cm}$$

$$A_{las} \text{ pada bracing} = 15,24 \times 1,5 + 2 \times (18,01 \times 1,5) = 76,89 \text{ cm}^2$$

$$Yna_{bracing} = 0,5 \times 18,01 = 9,005 \text{ cm}$$

$$A_{las} \text{ total} = 135,77 + 76,89 = 212,66 \text{ cm}^2$$

$$Yna_{total} = \frac{135,77 \times 40,995 + 76,89 \times 9,005}{212,66} = 29,4286 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_x &= (b_{brace} \times t_{lb} \times Yna_i^2) + (2 \times h_{brace} \times t_{lb} \times (Yna_i - Yna_{brace})^2) + \\ &\quad ((bf - tw) \times t_{lf} \times (Yna_i - h_{brace} - t_{lf})^2) + \left(\frac{1}{12} \times t_{lw} \times (h_{profil} - 2t_{lf})^3\right) + \\ &\quad ((bf - tw) \times t_{lf} \times (h_{total} - Yna_i - t_{lf})^2) + (bf \times t_{lf} \times (h_{total} - Yna_i)^2) \\ &= (15,24 \times 1,5 \times 29,4286^2) + (2 \times 18,01 \times 1,5 \times 20,4186^2) + \\ &\quad (18,1363 \times 0,7 \times 9,8186^2) + \left(\frac{1}{12} \times 0,5 \times 42,7742^3\right) + \\ &\quad (18,1363 \times 0,7 \times 32,9556^2) + (19,1263 \times 0,7 \times 34,5556^2) \\ &= 19797,7315 + 22526,1458 + 1223,8998 + 6521,7544 + \\ &\quad 13788,1239 + 15986,9597 = 79844,6151 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= \frac{I_x}{Yna_{total}} \\ &= \frac{79844,6151}{29,4286} = 2713,1639 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{Vu}{A_{total}} \\ &= \frac{131564,8914}{212,66} = 618,6631 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{h_m} &= \frac{M}{S} \\ &= \frac{2180647}{2713,1639} = 803,7284 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



$$= 21505,36 + 301,11 = 21806,47 \text{ kg.m}$$

$$f_t = 807 - 2,5 f_v < 621 \text{ Mpa}$$

$$= 807 - 2,5 \times 0,51431 = 805,7142 \text{ Mpa} < 621 \text{ Mpa}$$

Dipakai  $f_t = 621 \text{ Mpa}$

$$T = \phi F_t \cdot A_b = 0,75 \times 6210 \times 4,5239 = 21070,06425 \text{ kg}$$

$$T_u \text{ tiap baut} = \frac{T_u}{n} = \frac{184844}{10} = 18484,4 \text{ kg}$$

$$T_u < T \rightarrow 18484,4 \text{ kg} < 21070,06425 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### Kontrol Kekuatan Las

$$\phi f_n = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_{\text{eff max las bracing}} = 1,414 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 1,5875 = 1,893 \text{ cr}$$

$$\rightarrow t_l = 0,707 \times 1,893 = 1,338 \text{ cm} \approx 1,5 \text{ cm}$$

$$A_{\text{las pada bracing}} = (2 \times 15,24 \times 1,5) + (2 \times 30,48 \times 1,5) = 137,16 \text{ cm}^2$$

$$Y_n = \frac{1}{2} h$$

$$= \frac{1}{2} \times 30,48 = 15,24 \text{ cm}$$

$$I_x = \left( \frac{1}{12} \times t_l b \times h^3 \right) + \left( 2 \times b \times t_l b \times Y_n^2 \right)$$

$$= \left( \frac{1}{12} \times 1,5 \times 30,48^3 \right) + \left( 2 \times 15,24 \times 1,5 \times 15,24^2 \right)$$

$$= 7079,2117 + 10618,8175 = 17698,0292 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{Y_n}$$

$$= \frac{17698,0292}{15,24} = 1161,288 \text{ cm}^3$$

$$f_v_p = \frac{V_u}{A}$$

$$= \frac{184844}{137,16} = 1347,6524 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h_m = \frac{M}{S}$$

$$= \frac{30111}{1161,288} = 25,929 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{fv_p^2 + fh_w^2} = \sqrt{1347,6524^2 + 25,929^2} = 1347,9018 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} < \phi f_n \rightarrow 1347,9018 \text{ kg/cm}^2 < 2214,45 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots\text{OK!}$$

#### 6.6. PERENCANAAN SAMBUNGAN PADA KOLUM EKSTERIOR W 14×176

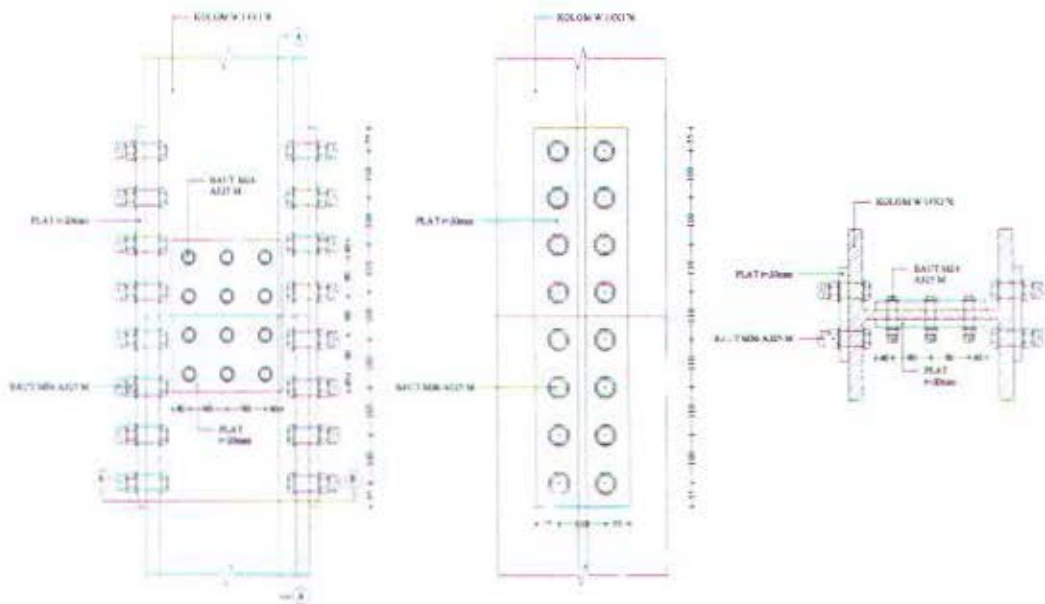
Dari hasil output *ETABS* (Story 3, elemen C35), akibat kombinasi *COMB6* (1,2D + 0,5L + 1Spec), diperoleh :

$$Mu = 2271,79 \text{ kg.m}$$

$$Vu = 4779,55 \text{ kg}$$

$$Pu = -495174 \text{ kg}$$

Sambungan pada kolom ini terletak diantara lantai dua dan tiga.



Gambar 6.9. Sambungan antar kolom eksterior

#### Pembagian Beban Momen

$$Mu_{badan} = \frac{I_{badan}}{I_{profil}} \times Mu$$





$$= \frac{1}{12} \times 2,1082 \times 32^3 \times 2271,79 = 146,8227 \text{ kg.m}$$

$$Mu \text{ sayap} = Mu - Mu \text{ badan} = 2271,79 - 146,8227 = 2124,9673 \text{ kg.m}$$

### Pembagian Beban Aksial

$$Pu \text{ badan} = \frac{A_{\text{badan}}}{A_{\text{profil}}} \times Pu$$

$$= \frac{2,1082 \times 32}{334,1955} \times 495174 = 99958,3371 \text{ kg}$$

$$Pu \text{ sayap} = Pu - Pu \text{ badan} = 495174 - 99958,3371 = 395215,6629 \text{ kg}$$

### Sambungan Pada Sayap Kolom

Dipakai baut dengan diameter 36 mm (*M-36 A325M Bolts*) dengan ulir pada bidang geser. Dipakai pelat dengan tebal = 20 mm

$$Ab = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 3,6^2 = 10,1788 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kuat geser } (\phi Rnv) = \phi Fv \cdot Ab \cdot m = 0,75 \times 3300 \times 10,18 \times 1$$

$$= 25195,5 \text{ kg}$$

$$\text{Kuat tumpu } (\phi Rnt) = \phi 1,8 \cdot Fy \cdot db \cdot tp \rightarrow tp = \text{tebal dari pelat}$$

$$= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 3,6 \times 2 = 28188 \text{ kg}$$

Dipakai  $\phi Rnv = 25195,5 \text{ kg}$

$$\text{Gaya kopel pada sayap : } T = \frac{Mu \text{ sayap}}{d} = \frac{2124,9673}{32} = 66,4052 \text{ kg}$$

$$\text{Jumlah gaya total pada sayap : } Tu = T + (Pu \text{ sayap}/2)$$

$$= 66,4052 + (395215,66/2)$$

$$= 197674,2352 \text{ kg}$$

$$\text{Jumlah baut yang diperlukan : } n = \frac{Tu}{\phi Rnv}$$

$$= \frac{197674,2352}{25195,5} = 7,85 \approx 8 \text{ buah baut}$$

### Sambungan Pada Badan Kolom

Dipakai baut dengan diameter 24 mm (*M - 24 A325M Bolts*) dengan ulir pada bidang geser. Dipakai pelat dengan tebal = 20 mm

$$Ab = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 2,4^2 = 4,5239 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser } (\phi Rnv) &= \phi Fv \cdot Ab \cdot m = 0,75 \times 3500 \times 4,5239 \times 2 \\ &= 22393,305 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu } (\phi Rnt) &= \phi 1,8 \cdot Fy \cdot db \cdot tp \rightarrow tp = \text{tebal dari pelat} \\ &= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 2,4 \times 2 = 18792 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dipakai  $\phi Rnt = 18792 \text{ kg}$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan badan :

$$\begin{aligned} Mu_{total} &= Mu_{badan} + (Vu \times e) \\ &= 146,8227 + (4779,55 \times 0,09) = 576,9822 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Perkiraan jumlah baut : } n &= \sqrt{\frac{6 \times Mu_{total}}{\mu Ru}} \\ &= \sqrt{\frac{6 \times 576,98,22}{8 \times (0,7 \times 1,2 \times 18792)}} \\ &= 1,66 \approx \text{dipakai 6 buah baut} \end{aligned}$$

$$\text{Akibat } Vu \rightarrow Ku_{V1} = \frac{Vu}{n} = \frac{4779,55}{6} = 796,5917 \text{ kg}$$

$$\text{Akibat } Pu \rightarrow Ku_{H1} = \frac{Pu}{n} = \frac{99958,3371}{6} = 16659,7229 \text{ kg}$$

$$\text{Akibat } Mu_{total} \rightarrow \sum(x^2 + y^2) = 4 \times 9^2 + 6 \times 4,5^2 = 445,5 \text{ cm}^2$$

$$Ku_{V2} = \frac{Mu_{total} \cdot X}{\sum(x^2 + y^2)} = \frac{57698,22 \times 9}{445,5} = 1165,621 \text{ kg}$$

$$Ku_{H2} = \frac{Mu_{total} \cdot Y}{\sum(x^2 + y^2)} = \frac{57698,22 \times 4,5}{445,5} = 582,81 \text{ kg}$$

$$Ku_{total} = \sqrt{(\sum Ku_{V1})^2 + (\sum Ku_{H1})^2}$$

$$= \sqrt{(796,59 + 1165,621)^2 + (16659,72 + 582,81)^2}$$

$$= 17353,8246 \text{ kg}$$

$$K_u \text{ total} < \phi R_n \rightarrow 17353,8246 \text{ kg} < 18792 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### 6.7. PERENCANAAN SAMBUNGAN PADA KOLOM INTERIOR W 14×426

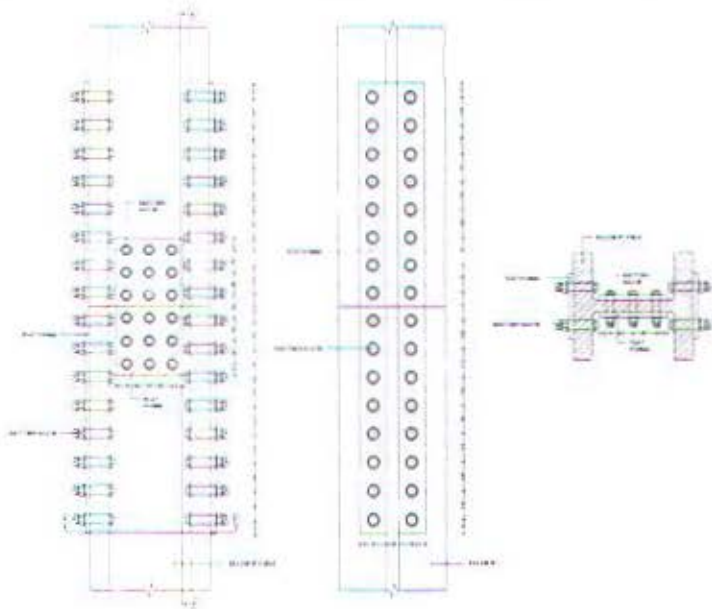
Dari hasil output *ETABS* (Story 3, elemen C47), akibat kombinasi *COMB6* ( $1,2D + 0,5L + 1Spec$ ), diperoleh :

$$M_u = -5640,75 \text{ kg.m}$$

$$V_u = -12285,28 \text{ kg}$$

$$P_u = -942519 \text{ kg}$$

Sambungan pada kolom ini terletak diantara lantai dua dan tiga.



Gambar 6.10. Sambungan antar kolom interior

#### Pembagian Beban Momen

$$M_u \text{ badan} = \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} \times M_u$$

$$= \frac{1_{12} \times 4,7625 \times 32^3}{274717,0671} \times 5640,75 = 267,0268 \text{ kg.m}$$

$$Mu \text{ sayap} = Mu - Mu \text{ badan} = 5640,75 - 267,0268 = 5373,7232 \text{ kg.m}$$

### Pembagian Beban Aksial

$$\begin{aligned} Pu \text{ badan} &= \frac{A_{\text{badan}}}{A_{\text{profil}}} \times Pu \\ &= \frac{4,7625 \times 32}{806,4564} \times 942519 = 178112,4133 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Pu \text{ sayap} = Pu - Pu \text{ badan} = 942519 - 178112,4133 = 764406,5867 \text{ kg}$$

### Sambungan Pada Sayap Kolom

Dipakai baut dengan diameter 36 mm (*M-36 A325M Bolts*) dengan ulir pada bidang geser. Dipakai pelat dengan tebal = 20 mm

$$Ab = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 3,6^2 = 10,1788 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kuat geser } (\phi Rnv) = \phi Fv \cdot Ab \cdot m = 0,75 \times 3300 \times 10,18 \times 1 = 25195,5 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu } (\phi Rnt) &= \phi 1,8 \cdot Fy \cdot db \cdot tp \rightarrow 'p = \text{tebal dari pelat} \\ &= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 3,6 \times 2 = 28188 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } \phi Rnv = 25195,5 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya kopel pada sayap : } T = \frac{Mu \text{ sayap}}{d} = \frac{5373,7232}{32} = 167,9289 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah gaya total pada sayap : } Tu &= T + (Pu \text{ sayap} / 2) \\ &= 167,9289 + (764406,5867 / 2) \\ &= 382371,2222 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut yang diperlukan : } n &= \frac{Tu}{\phi Rnv} \\ &= \frac{382371,2222}{25195,5} = 15,2 \approx 16 \text{ buah baut} \end{aligned}$$

### Sambungan Pada Badan Kolom

Dipakai baut dengan diameter 30 mm (*M-30 A325M Bolts*) dengan ulir pada bidang geser. Dipakai pelat dengan tebal = 20 mm



$$Ab = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 3^2 = 7,0686 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kuat geser } (\phi Rnv) = \phi Fv \cdot Ab \cdot m = 0,75 \times 3300 \times 7,07 \times 2 = 34996,5 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu } (\phi Rnt) &= \phi 1,8 \cdot Fy \cdot db \cdot tp \rightarrow t_n = \text{tebal dari pelat} \\ &= 0,75 \times 1,8 \times 2900 \times 3 \times 2 = 23490 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dipakai  $\phi Rnv = 23490 \text{ kg}$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan badan :

$$\begin{aligned} Mu_{\text{total}} &= Mu_{\text{badan}} + (Vu \times e) \\ &= 267,0268 + (12285,28 \times 0,135) = 1925,5396 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Perkiraan jumlah baut : } n &= \sqrt{\frac{6 \times Mu_{\text{total}}}{\mu Ru}} \\ &= \sqrt{\frac{6 \times 192553,96}{8 \times (0,7 \times 1,2 \times 23490)}} \\ &= 2,7 \approx \text{dipakai 9 buah baut} \end{aligned}$$

$$\text{Akibat } Vu \rightarrow Ku_{v1} = \frac{Vu}{n} = \frac{12285,28}{9} = 1365,0311 \text{ kg}$$

$$\text{Akibat } Pu \rightarrow Ku_{u1} = \frac{Pu}{n} = \frac{178112,4133}{9} = 19790,268 \text{ kg}$$

$$\text{Akibat } Mu_{\text{total}} \rightarrow \sum(x^2 + y^2) = 6 \times 9^2 + 6 \times 9^2 = 972 \text{ cm}^2$$

$$Ku_{v2} = \frac{Mu_{\text{total}} \cdot X}{\sum(x^2 + y^2)} = \frac{192553,96 \times 9}{972} = 1782,907 \text{ kg}$$

$$Ku_{u2} = \frac{Mu_{\text{total}} \cdot Y}{\sum(x^2 + y^2)} = \frac{192553,96 \times 9}{972} = 1782,907 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Ku_{\text{total}} &= \sqrt{(\sum Ku_{v1})^2 + (\sum Ku_{u1})^2} \\ &= \sqrt{(1365,0311 + 1782,907)^2 + (19790,268 + 1782,907)^2} \\ &= 21801,6376 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Ku_{\text{total}} < \phi Rn \rightarrow 21801,6376 \text{ kg} < 23490 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

## 6.8. PERENCANAAN SAMBUNGAN PADA KOLOM EKSTERIOR $W 14 \times 176$ DENGAN *BASE PLATE*

Dari hasil output *ETABS* (Story 1, elemen C35), akibat kombinasi *COMB6* ( $1,2 D + 0,5 L + 1 Spec$ ), diperoleh :

$$Mu = 15423,39 \text{ kg.m}$$

$$Vu = 5427,03 \text{ kg}$$

$$Pu = -618854 \text{ kg} = 1364,573 \text{ kips}$$

Direncanakan :

$$F_c' = 4 \text{ ksi} = 28 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 50 \text{ ksi}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas keseluruhan daerah beton: } A_2 &= 13 \text{ ft} \times 13 \text{ ft} \\ &= (13 \times 12) \times (13 \times 12) \\ &= 24336 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

### 6.8.1. Perhitungan *Base Plate*

Menentukan Nilai  $A_1$  ( Luas Pelat Dasar Kolom )

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \left[ \frac{Pu}{0,6(0,85 \times f_c)} \right]^2 \quad ; \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} > 2$$

$$= \frac{1}{24336} \left[ \frac{1364,573}{0,6 \times (0,85 \times 4)} \right]^2 = 18,3859 \text{ in}^2$$

$$\rightarrow \sqrt{\frac{24336}{18,3859}} = 36,3817 > 2 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{Pu}{0,6(1,7 \times f_c)} \\ &= \frac{1364,573}{0,6 \times (1,7 \times 4)} = 334,4542 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\rightarrow \sqrt{\frac{24336}{334,4542}} = 8,53 > 2 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$A_1 = bf \times d$$

$$= 15,65 \times 15,22 = 238,193 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \sqrt{\frac{24336}{238,193}} = 10,1079 > 2 \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$\text{Diambil : } A_1 = 334,4542 \text{ m}^2$$

#### Menentukan Besarnya $N$ dan $B$

$$\Delta = 0,5(0,95 \times d - 0,8 \times bf)$$

$$= 0,5 \times (0,95 \times 15,22 - 0,8 \times 15,65) = 0,9695 \text{ in}$$

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$= \sqrt{334,4542} + 0,9695 = 19,2576 \approx 23 \text{ in}$$

$$N > d \rightarrow \text{dipakai } N = 28 \text{ in}$$

$$B = \frac{A_1}{N}$$

$$= \frac{334,4542}{28} = 11,945 \rightarrow \text{dipakai } B = 26 \text{ in}$$

#### Menentukan Besarnya $m$ dan $n$

$$m = (N - 0,95 \times d) / 2$$

$$= (28 - 0,95 \times 15,22) / 2 = 6,7705 \text{ in}$$

$$n = (B - 0,8 \times bf) / 2$$

$$= (26 - 0,8 \times 15,65) / 2 = 6,74 \text{ in}$$

#### Menentukan Besarnya $P_0$

$$P_0 = \frac{Pu}{N \times B} \times bf \times d$$

$$= \frac{1364,573}{28 \times 26} \times 15,65 \times 15,22 = 446,4722 \text{ kips}$$

Menentukan  $A_H$

$$\begin{aligned}
 A_H &= \frac{P_0}{0,6 \times 0,85 \times \sqrt{\frac{A_2}{bf \times d \times fc}}} \geq \frac{P_0}{0,6 \times 1,7 \times fc} \\
 &= \frac{446,4722}{0,6 \times 0,85 \times \sqrt{15,65 \times 15,22 \times 4}} \geq \frac{446,4722}{0,6 \times 1,7 \times 4} \\
 &= 173,2184 \geq 109,4295
 \end{aligned}$$

Menentukan Nilai  $c$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{1}{4} \left[ d + bf - tf - \sqrt{(d + bf + tf)^2 - 4(A_H - tf \times bf)} \right] \\
 &= \frac{1}{4} \left[ 15,22 + 15,65 - 1,31 - \sqrt{(15,22 + 15,65 + 1,31)^2 - 4(173,2 - 1,31 \times 15,65)} \right] \\
 &= 2,238 \text{ in}
 \end{aligned}$$

Menentukan Tebal Pelat

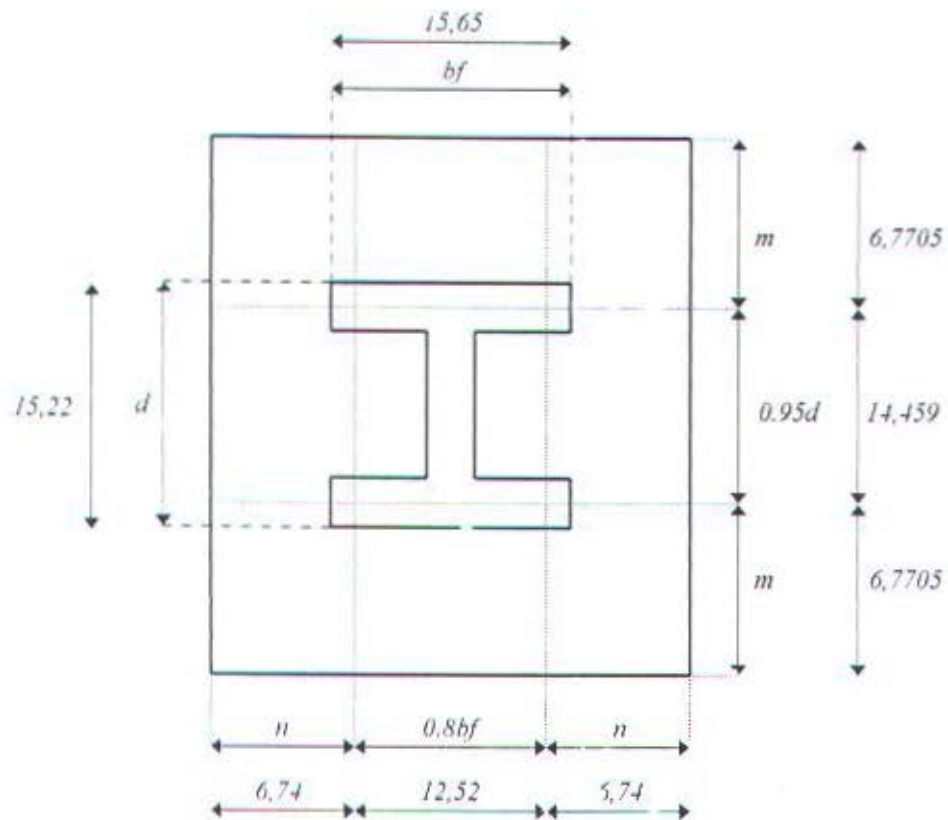
$$\begin{aligned}
 t_p &= m \sqrt{\frac{2Pu}{0,9 \times F_y \times B \times N}} \\
 &= 6,7705 \sqrt{\frac{2 \times 1364,573}{0,9 \times 50 \times 26 \times 28}} = 1,95 \text{ in}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_p &= n \sqrt{\frac{2Pu}{0,9 \times F_y \times B \times N}} \\
 &= 6,74 \sqrt{\frac{2 \times 1364,573}{0,9 \times 50 \times 26 \times 28}} = 1,945 \text{ in}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_p &= c \sqrt{\frac{2Pu}{0,9 \times F_y \times B \times A_H}} \\
 &= 2,238 \sqrt{\frac{2 \times 1364,573}{0,9 \times 50 \times 26 \times 173,218}} = 0,2597 \text{ in}
 \end{aligned}$$

Jadi digunakan  $PL \ 2 \text{ in} \times 26 \text{ in} \times 28 \text{ in}$





Dari perhitungan dasar kolom seperti diatas diperoleh ukuran dasar kolom sebagai berikut :

$$B = 26 \text{ in} = 66,04026 \text{ cm}$$

$$L = 28 \text{ in} = 71,12028 \text{ cm}$$

$$d' = 4 \text{ in} = 10,16 \text{ cm}$$

$$A \text{ dasar kolom} = B \times L = 66,04026 \times 71,12028 = 4696,8018 \text{ cm}^2$$

$$W \text{ dasar kolom} = \frac{1}{6} \times B \times L^2 = \frac{1}{6} \times 66,0103 \times 71,1203^2 = 55672,9763 \text{ cm}^3$$

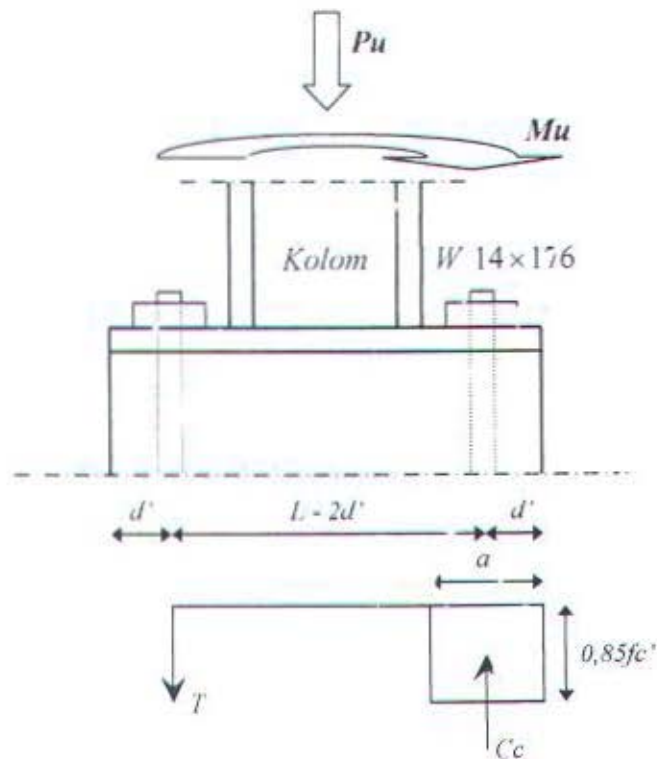


Diagram Tegangan Yang Terjadi Pada Dasar Kolom

#### Kontrol Kuat Tekan Base Plate

$$P_{total} = \frac{Mu}{L - 2d'} + Pu$$

$$= \frac{1542339}{(71,1203 - 2 \times 10,16)} + 618854 = 649214,8844 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0,6 \times 0,85 \times f_c' \times A$$

$$= 0,6 \times 0,85 \times 280 \times 4696,8018 = 670703,2945 \text{ kg}$$

$$P_{total} < \phi P_n \rightarrow 649214,8844 \text{ kg} < 670703,2945 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

#### Kontrol Tegangan Tekan Maksimum

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$= \frac{618854}{4696,8018} + \frac{1542339}{55672,9763} = 159,4643 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} < \phi f_c' \rightarrow 159,4643 \text{ kg/cm}^2 < 0,85 \times 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$159,4643 \text{ kg/cm}^2 < 238 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{OK!}$$

### 6.8.2. Perhitungan Angker

Dipakai angker dengan diameter = 3 cm

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 3^2 = 7,0686 \text{ cm}^2$$

$$T = C_c = \frac{Mu}{L - 2d} = \frac{15423,39}{(71,1203 - 2 \times 10,16)} = 30360,8844 \text{ kg}$$

#### Kontrol Kuat Leleh Angker

$$A_g \text{ perlu} = \frac{T}{\phi F_y} = \frac{30360,8844}{0,9 \times 2400} = 14,056 \text{ cm}^2$$

#### Kontrol Kuat Putus Angker

$$A_g \text{ perlu} = \frac{T}{0,75 \phi F_u} = \frac{30360,8844}{0,75 \times 0,75 \times 3700} = 14,5878 \text{ cm}^2$$

Jumlah angker untuk tiap sisi

$$n = \frac{A_g}{A_b} = \frac{14,5878}{7,0686} = 2,0638 \approx 3 \text{ buah angker tiap sisi}$$

Panjang angker yang dibutuhkan

$$f_c'_{\text{lekatkan}} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = \frac{T}{n \times \pi \times d \times f_c'_{\text{lekatkan}}} \geq 40d$$

$$= \frac{30360,8844}{3 \times \pi \times 3 \times 20} = 53,6898 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

Dipakai panjang angker =  $40 \times 3 = 120 \text{ cm}$

Kontrol Kekuatan Las

$$\phi f_n = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_{\text{eff max}} \text{ las badan} = 0,707 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 2,1082 = 1,258 \text{ cm}$$

$$\rightarrow tl_w = 0,707 \times 1,258 = 0,889 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm}$$

$$a_{\text{eff max}} \text{ las sayap} = 0,707 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 3,3274 = 1,9854 \text{ cm}$$

$$\rightarrow tl_f = 0,707 \times 1,9854 = 1,404 \text{ cm} \approx 1,5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{las}} &= 2(h - 2t_f)tl_w + 2(B - t_w)tl_f + 2(B \times tl_f) \\ &= 2 \times (38,66 - 2 \times 3,33) \times 1 + 2 \times (39,75 - 2,11) \times 1,5 + 2 \times (39,75 \times 1,5) \\ &= 63,998 + 112,92 + 119,25 = 296,168 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_n &= \frac{1}{2}h \\ &= \frac{1}{2} \times 38,66 = 19,3295 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} tl_w (h - 2t_f)^3 + 2(B - t_w) tl_f \left(\frac{1}{2}h - t_f\right)^2 + 2(B \cdot tl_f \left(\frac{1}{2}h\right)^2) \\ &= \frac{1}{12} \times 1 \times (38,66 - 2 \times 3,33)^3 + \\ &\quad 2 \times (39,75 - 2,11) \times 1,5 \times \left(\frac{1}{2} \times 38,66 - 3,33\right)^2 + \\ &\quad 2 \times (39,75 \times 1,5 \times \left(\frac{1}{2} \times 38,66\right)^2) \\ &= 5460,8214 + 28905,71331 + 44555,32625 = 78921,8609 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= \frac{I_x}{Y_n} \\ &= \frac{78921,8609}{19,3295} = 4082,9748 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{v_p} &= \frac{Vu}{A} \\ &= \frac{5427,03}{296,168} = 18,3242 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{h_m} &= \frac{M}{S} \\ &= \frac{1542339}{4082,9748} = 377,7488 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_{v_p}^2 + f_{h_m}^2} = \sqrt{18,3242^2 + 377,7488^2} = 378,193 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_{total} < \phi f_n \rightarrow 378,193 \text{ kg/cm}^2 < 2214,45 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots\text{OK!}$$

## 6.9. PERENCANAAN SAMBUNGAN PADA KOLOM INTERIOR W 14×426 DENGAN BASE PLATE

Dari hasil output *ETABS* (Story 1, elemen C47), akibat kombinasi *COMB6* (1,2 D + 0,5 L + 1 Spec), diperoleh :

$$M_u = -43140,94 \text{ kg.m}$$

$$V_u = -12659,67 \text{ kg}$$

$$P_u = -1157235 \text{ kg} = 2551,7032 \text{ kips}$$

Direncanakan :

$$f'_c = 4 \text{ ksi} = 28 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 50 \text{ ksi}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas keseluruhan daerah beton: } A_2 &= 13 \text{ ft} \times 13 \text{ ft} \\ &= (13 \times 12) \times (13 \times 12) = 24336 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

### 6.8.1. Perhitungan Base Plate

Menentukan Nilai  $A_1$  ( Luas Pelat Dasar Kolom )

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \left[ \frac{P_u}{0,6(0,85 \times f'_c)} \right]^2 \quad ; \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} > 2$$

$$= \frac{1}{24336} \left[ \frac{2551,7032}{0,6 \times (0,85 \times 4)} \right]^2 = 64,2911 \text{ in}^2$$

$$\rightarrow \sqrt{\frac{24336}{64,2911}} = 19,4556 > 2 \dots\dots\dots\text{OK!}$$

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{P_u}{0,6(1,7 \times f'_c)} \\ &= \frac{2551,7032}{0,6 \times (1,7 \times 4)} = 625,4175 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\rightarrow \sqrt{\frac{24336}{625,4175}} = 6,2379 > 2 \dots\dots\dots\text{OK!}$$

$$\begin{aligned}
 A_1 &= bf \times d \\
 &= 16,695 \times 18,67 = 311,6957 \text{ in}^2 \\
 &\rightarrow \sqrt{\frac{24336}{311,6957}} = 8,8361 > 2 \quad \dots\dots\dots\text{OK!}
 \end{aligned}$$

$$\text{Diambil : } A_1 = 625,4175 \text{ in}^2$$

#### Menentukan Besarnya $N$ dan $B$

$$\begin{aligned}
 \Delta &= 0,5(0,95 \times d - 0,8 \times bf) \\
 &= 0,5 \times (0,95 \times 18,67 - 0,8 \times 16,695) = 2,19025 \text{ in}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &\approx \sqrt{A_1} + \Delta \\
 &= \sqrt{625,4175} + 2,19025 = 27,1986 \approx 38 \text{ in}
 \end{aligned}$$

$$N > d \rightarrow \text{dipakai } N = 38 \text{ in}$$

$$\begin{aligned}
 B &= \frac{A_1}{N} \\
 &= \frac{625,4175}{38} = 16,4584 \rightarrow \text{dipakai } B = 26 \text{ in}
 \end{aligned}$$

#### Menentukan Besarnya $m$ dan $n$

$$\begin{aligned}
 m &= (N - 0,95 \times d) / 2 \\
 &= (38 - 0,95 \times 18,67) / 2 = 10,13175 \text{ in}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= (B - 0,8 \times bf) / 2 \\
 &= (35 - 0,8 \times 16,695) / 2 = 11,322 \text{ in}
 \end{aligned}$$

#### Menentukan Besarnya $P_0$

$$\begin{aligned}
 P_0 &= \frac{P_u}{N \times B} \times bf \times d \\
 &= \frac{2551,7032}{38 \times 36} \times 16,695 \times 18,67 = 581,3997 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

Menentukan  $A_H$

$$\begin{aligned} A_H &= \frac{P_0}{0,6 \times 0,85 \times \sqrt{\frac{A_2}{bf \times d \times fc}}} \geq \frac{P_0}{0,6 \times 1,7 \times fc} \\ &= \frac{581,3997}{0,6 \times 0,85 \times \sqrt{\frac{24336}{16,695 \times 18,67 \times 4}}} \geq \frac{581,3997}{0,6 \times 1,7 \times 4} \\ &= 258,0331 \geq 142,5 \end{aligned}$$

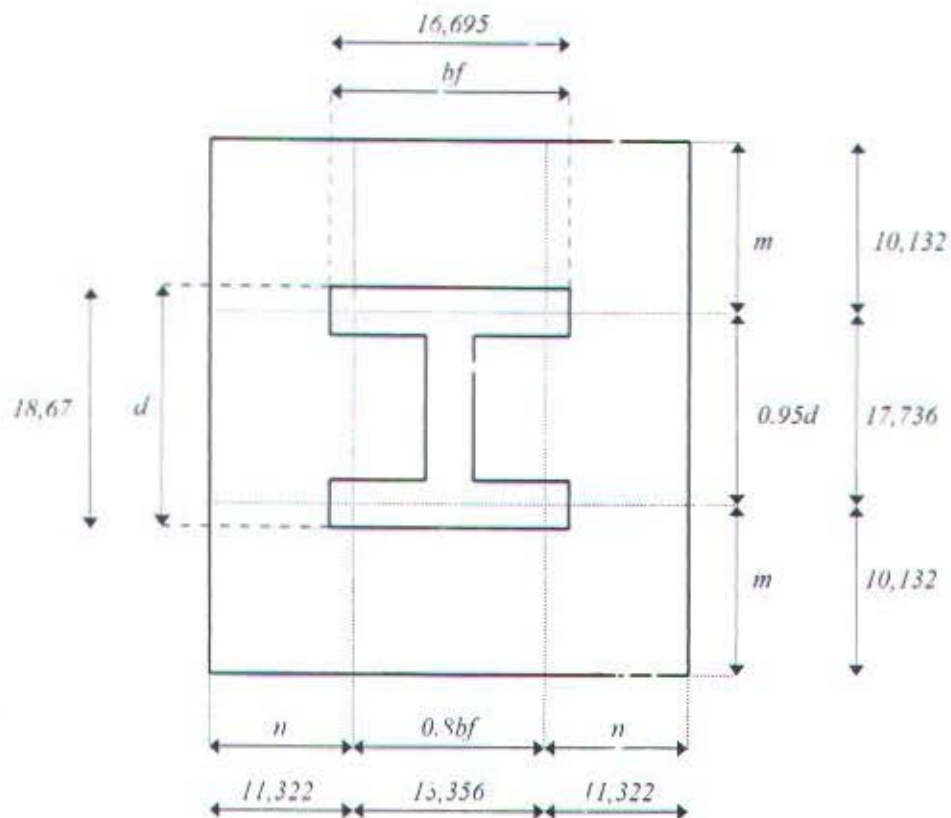
Menentukan Nilai  $c$

$$\begin{aligned} c &= \frac{1}{4} \left[ d + bf - tf - \sqrt{(d + bf + tf)^2 - 4(A_H - tf \times bf)} \right] \\ &= \frac{1}{4} \left[ 18,67 + 16,7 - 3,04 - \sqrt{(18,67 + 16,7 + 3,04)^2 - 4(258,03 - 3,04 \times 16,7)} \right] \\ &= 1,7328 \text{ in} \end{aligned}$$

Menentukan Tebal Pelat

$$\begin{aligned} t_p &= m \sqrt{\frac{2P_u}{0,9 \times F_y \times B \times N}} \\ &= 10,13175 \sqrt{\frac{2 \times 2551,7032}{0,9 \times 50 \times 36 \times 38}} = 2,917 \text{ in} \\ t_p &= n \sqrt{\frac{2P_u}{0,9 \times F_y \times B \times N}} \\ &= 11,322 \sqrt{\frac{2 \times 2551,7032}{0,9 \times 50 \times 36 \times 38}} = 3,2599 \text{ in} \\ t_p &= c \sqrt{\frac{2P_u}{0,9 \times F_y \times B \times A_H}} \\ &= 1,7328 \sqrt{\frac{2 \times 2551,7032}{0,9 \times 50 \times 36 \times 258,0331}} = 0,1915 \text{ in} \end{aligned}$$

Jadi digunakan  $PL \ 3\frac{1}{2} \text{ in} \times 36 \text{ in} \times 38 \text{ in}$



Dari perhitungan dasar kolom seperti diatas, diperoleh ukuran dasar kolom sebagai berikut :

$$B = 36 \text{ in} = 91,44036 \text{ cm}$$

$$l = 38 \text{ in} = 96,52038 \text{ cm}$$

$$d = 5 \text{ in} = 12,7001 \text{ cm}$$

$$A \text{ dasar kolom} = B \times L = 91,44036 \times 96,52038 = 8825,8583 \text{ cm}^2$$

$$W \text{ dasar kolom} = \frac{1}{6} \times B \times L^2 = \frac{1}{6} \times 91,4404 \times 96,5204^2 = 141979,199 \text{ cm}^3$$



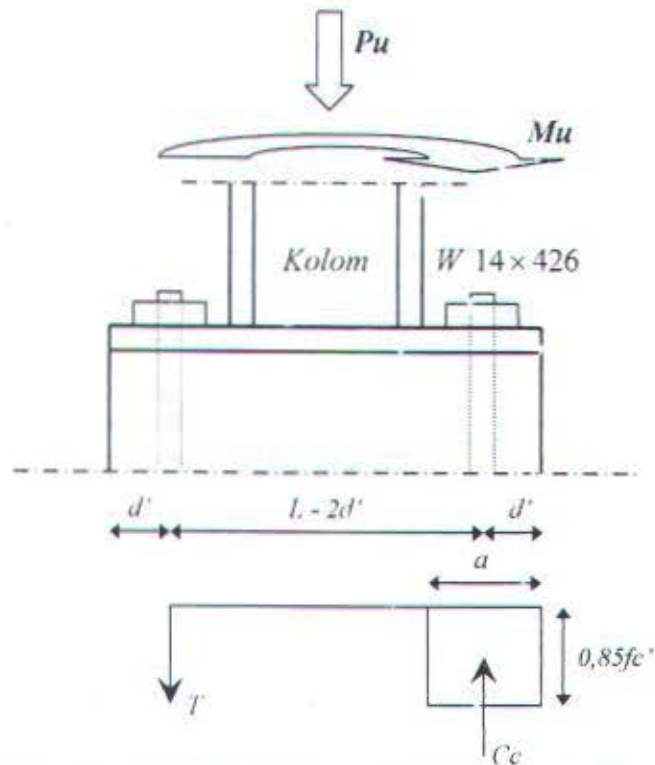


Diagram Tegangan Yang Terjadi Pada Dasar Kolom

#### Kontrol Kuat Tekan Base Plate

$$\begin{aligned}
 P_{total} &= \frac{Mu}{L - 2d'} + Pu \\
 &= \frac{4314094}{(96,5204 - 2 \times 12,7)} + 1157235 = 1217894,126 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,6 \times 0,85 \times f_c' \times A \\
 &= 0,6 \times 0,85 \times 280 \times 8825,8583 = 1260332,564 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$P_{total} < \phi P_n \rightarrow 1217894,126 \text{ kg} < 1260332,564 \text{ kg} \quad \text{.....OK!}$$

#### Kontrol Tegangan Tekan Maksimum

$$\begin{aligned}
 \sigma_{max} &= \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W} \\
 &= \frac{1157235}{8825,8583} + \frac{4314094}{141979,1994} = 161,5041 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{max} < \phi f_c' \rightarrow 161,5041 \text{ kg/cm}^2 < 0,85 \times 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$161,5041 \text{ kg/cm}^2 < 238 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{.....OK!}$$

### 6.8.3. Perhitungan Angker

Dipakai angker dengan diameter = 3 cm

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 3^2 = 7,0686 \text{ cm}^2$$

$$T = Cc = \frac{M_u}{L - 2d} = \frac{4314094}{(96,5204 - 2 \times 12,7)} = 60659,12564 \text{ kg}$$

#### Kontrol Kuat Lelah Angker

$$A_{g \text{ perlu}} = \frac{T}{\phi F_y} = \frac{60659,12564}{0,9 \times 2400} = 28,0829 \text{ cm}^2$$

#### Kontrol Kuat Putus Angker

$$A_{g \text{ perlu}} = \frac{T}{0,75 \phi F_u} = \frac{60659,12564}{0,75 \times 0,75 \times 3700} = 29,1455 \text{ cm}^2$$

Jumlah angker untuk tiap sisi

$$n = \frac{A_g}{A_b} = \frac{29,1455}{7,0686} = 4,123 \approx 5 \text{ buah angker tiap sisi}$$

#### Panjang angker yang dibutuhkan

$$f_c'_{\text{lekatannya}} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = \frac{T}{n \times \pi \times d \times f_c'_{\text{lekatannya}}} \geq 40d$$

$$= \frac{60659,12564}{5 \times \pi \times 3 \times 20} = 64,361 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Dipakai panjang angker =  $40 \times d = 120 \text{ cm}$

#### Kontrol Kekuatan Las

$$\phi f_n = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_{\text{eff max}} \text{ las badan} = 0,707 \times \frac{4150}{70 \times 70,3} \times 4,7625 = 2,8395 \text{ cm}$$

$$\rightarrow t_w = 0,707 \times 2,8395 = 2,0076 \text{ cm} \approx 2,5 \text{ cm}$$

$$a_{eff\ max\ las\ sayap} = 0,707 \times \frac{4;50}{70 \times 70,3} \times 7,7089 = 4,5963\ cm$$

$$\rightarrow t_l_f = 0,707 \times 4,5963 = 3,2496\ cm \approx 3,5\ cm$$

$$\begin{aligned} A_{las} &= 2(h - 2t_f)t_w + 2(B - t_w)t_l_f + 2(B \times t_l_f) \\ &= 2 \times (47,42 - 2 \times 7,71) \times 2,5 + 2 \times (42,41 - 4,76) \times 3,5 + 2 \times (42,41 \times 3,5) \\ &= 160,021 + 263,501 + 296,8385 = 720,3605\ cm^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_n &= \frac{1}{2}h \\ &= \frac{1}{2} \times 47,422 = 23,711\ cm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} t_w (h - 2t_f)^3 + 2(B - t_w) t_l_f \left(\frac{1}{2}h - t_f\right)^2 + 2\left(B \cdot t_l_f \left(\frac{1}{2}h\right)^2\right) \\ &= \frac{1}{12} \times 2,5 \times (47,42 - 2 \times 7,71)^3 + \\ &\quad 2 \times (42,41 - 4,76) \times 3,5 \times \left(\frac{1}{2} \times 47,42 - 7,71\right)^2 + \\ &\quad 2 \times (42,41 \times 3,5 \times \left(\frac{1}{2} \times 47,42\right)^2) \\ &= 13658,71 + 67473,9644 + 166886,0246 = 248018,699\ cm^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= \frac{I_x}{Y_n} \\ &= \frac{248018,699}{23,711} = 10460,0691\ cm^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{v_p} &= \frac{Vu}{A} \\ &= \frac{12659,67}{720,3605} = 17,5741\ kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{h_m} &= \frac{M}{S} \\ &= \frac{4314094}{10460,0691} = 412,4346\ kg/cm^2 \end{aligned}$$

$$f_{total} = \sqrt{f_{v_p}^2 + f_{h_m}^2} = \sqrt{17,5741^2 + 412,4346^2} = 412,8088\ kg/cm^2$$

$$f_{total} < \phi f_n \rightarrow 412,8088\ kg/cm^2 < 2214,45\ kg/cm^2 \quad \dots\dots\dots OK!$$

## **BAB VII**

### **ANALISA *PUSHOVER***

Cipta Karya  
101104132



## BAB VII

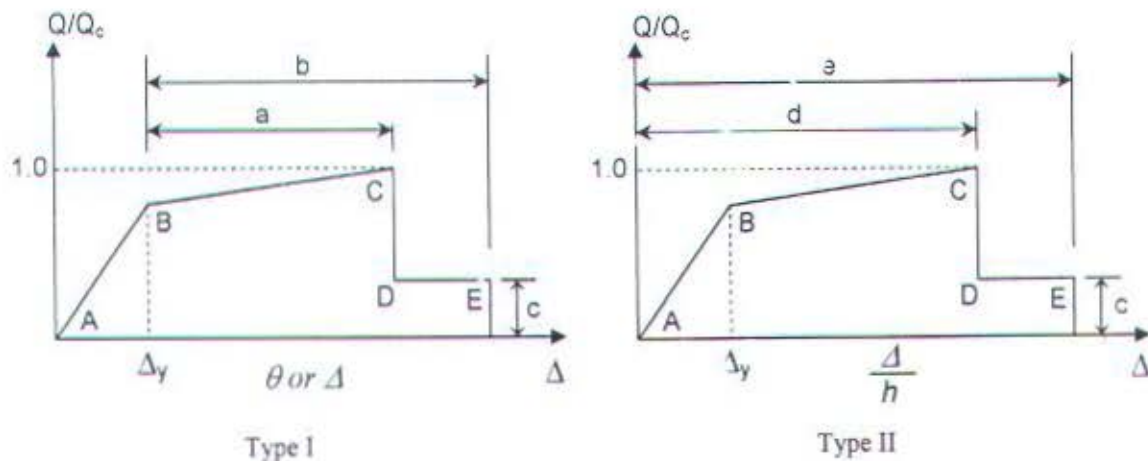
### ANALISA PUSHOVER



#### 7.1. ANALISA NON-LINEAR

Setelah analisa linier selesai maka kemudian analisa non-linear dapat dilakukan. Salah satu kelebihan utama analisa non-linear ini dibandingkan dengan analisa linear adalah analisa ini memungkinkan terjadinya respon non-linear pada komponen-komponen struktur akibat deformasi yang terjadi selama gedung mengalami pembebanan lateral yang besar, seperti pada saat terjadinya gempa.

Respon non-linear komponen-komponen struktur yang terjadi secara umum dapat diwakili oleh hubungan *load-deformation* seperti yang ditunjukkan oleh gambar 7.1 berikut ini :



*Gambar 7.1. Hubungan Load - Deformation*

Dari gambar diatas menunjukkan suatu hubungan *load-deformation* yang telah digeneralisasi yang dapat diterapkan untuk kebanyakan elemen struktur.  $Q$  menunjukkan beban yang diakibatkan oleh gaya lateral, sedangkan  $Q_c$  adalah kemampuan / kapasitas elemen struktur.

Seperti yang terlihat, terdapat dua cara untuk menjelaskan deformasi :

**Type I :** Dalam kurva ini, deformasi diekspresikan langsung sebagai regangan, kurvatur, rotasi, ataupun perpanjangan. Parameter  $a$  dan  $b$  mengacu pada bagian dari

deformasi yang terjadi setelah leleh, yaitu deformasi plastis. Parameter  $a$ ,  $b$ , dan  $c$  didefinisikan secara numeris dalam tabel 5.1 sampai tabel 5.3 (sesuai dengan peraturan dalam *FEMA-273, chap.6*)

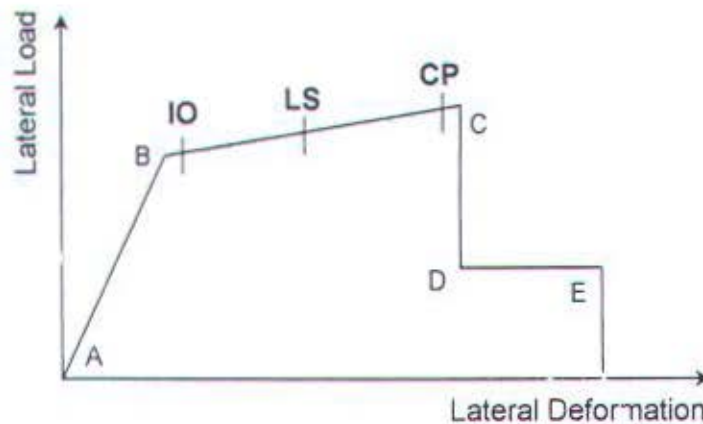
**Tipe II** : Dalam kurva ini, deformasi diekspresikan sebagai *shear angle* dan *tangential drift ratio*. Parameter  $d$  dan  $e$  mengacu pada defoimasi total yang diukur dari awal. Parameter  $a$ ,  $d$ , dan  $e$  juga didefinisikan secara numeris dalam tabel 5.1 sampai tabel 5.3 (sesuai dengan peraturan dalam *FEMA-273, chap.5*)

Adapun keterangan untuk gambar 7.1 adalah sebagai berikut :

- Titik A menunjukkan kondisi tanpa diberi beban.
- Garis A-B menunjukkan respons linier struktur, dengan turut memperhitungkan kekakuan retak masing-masing elemen struktur.
- Titik B adalah menyatakan kekuatan leleh efektif (*nominal yield strength*) elemen struktur.
- Garis B-C biasanya memiliki kemiringan 5% – 10% dari kemiringan garis A-B.
- Titik C menyatakan kekuatan nominal (*nominal strength*) dari elemen struktur. Dimana pada titik ini bisa dianggap bahwa kemampuan untuk menahan gaya lateral telah hilang. Oleh karena itu, komponen utama sistem penahan gaya lateral dari struktur tidak diperbolehkan berdeformasi melewati titik ini.
- Penurunan secara drastis dari garis C-D menyatakan kegagalan inisial dari elemen. Biasanya kegagalan ini berkaitan dengan fenomena seperti retaknya elemen struktur.
- Ketahanan sisa (*residual resistance*) dari titik D-E mungkin bernilai nol dalam beberapa kasus atau tidak nol untuk kasus lainnya. Biasanya jika tidak terdapat informasi tambahan, diasumsikan ketahanan sisa ini sama dengan 20% dari nilai kekuatan nominal. Tujuan utama dari adanya segmen ini adalah untuk memodelkan elemen struktur yang telah hilang kemampuan menahan gaya lateralnya, tapi masih mampu untuk menahan beban gravitasi.
- Titik E menyatakan kapasitas deformasi maksimum. Deformasi setelah melewati titik ini tidak diperbolehkan karena beban gravitasi tidak lagi mampu dipikul.



Seperti yang telah disinggung sebelumnya, analisa non-linear yang akan digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah *Pushover Analysis* dengan memakai bantuan program komputer *ETABS version 8.00*. Dimana untuk program ini, ada beberapa istilah mengenai kriteria penerimaan yang perlu diberikan, yaitu :



Gambar 7.2. Acceptance Criteria

Keterangan : IO = *Immediate Occupancy*  
 LS = *Life Safety*  
 CP = *Collapse Prevention*

Kemampuan dari suatu struktur untuk menahan gaya lateral yang bekerja dapat dilihat dari kurva kapasitasnya. Sedangkan mekanisme keruntuhan struktur dapat dilihat melalui gambaran lelak sendi-sendi plastis yang terjadi serta taraf kerusakan dari sendi plastis tersebut sesuai kriteria penerimaan seperti IO, LS, atau CP.

## 7.2. PENENTUAN SENDI PLASTIS

Penentuan jenis sendi plastis yang nantinya akan di-assign ke dalam *frame* struktur (*brace*, balok, dan kolom) adalah sebagai berikut :

Elemen Struktur	Jenis Sendi Plastis
<i>Brace</i>	P
Balok	M3
Kolom	PMM

### 7.3. PENENTUAN DEMAND (TARGET DISPLACEMENT) ATAU TARGET PERPINDAHAN RENCANA

Untuk mengetahui apakah hasil *displacement* dari analisa *Pushover* telah memenuhi kriteria ataukah belum, perlu ditentukan suatu target perpindahan rencana. Perhitungan target perpindahan rencana ini menggunakan perumusan dari Priestly dengan didasarkan pada rotasi drift ultimate ( $\theta_c$ ), yaitu suatu kondisi dimana struktur berada di ambang keruntuhannya.

Data perencanaan :

$$\begin{aligned} n &= 15 \text{ lantai} & h_{\text{lantai}} &= 3,5 \text{ m} \\ f_y &= 345 \text{ Mpa} & I_b &= \\ E_s &= 210000 \text{ Mpa} \\ \varepsilon_y &= f_y/E_s = 0,00164 \end{aligned}$$

Batasan Peraturan (untuk rotasi drift ultimate) :

$$\theta_c = 0,025$$

Rotasi Desain :

$$\theta_d = \theta_y + \theta_p \leq \theta_c$$

dimana :

$\theta_c$  = Rotasi elemen struktur sesuai batasan peraturan.

$\theta_d$  = Rotasi elemen struktur desain.

$\theta_p$  = Rotasi pada saat kondisi plastis.

$\theta_y$  = Rotasi pada saat leleh pertama.

Karena  $\theta_c$  adalah suatu kondisi dimana struktur berada di ambang keruntuhannya maka nilai  $\theta_d$  diambil sama dengan  $\theta_c = 0,025$

Profil Perpindahan Rencana ( $\Delta_i$ ) untuk *frame* dihitung berdasarkan persamaan :

$$\Delta_i = \theta_d h_i \left( 1 - \frac{0,5(n-4)h_i}{16h_n} \right) \rightarrow \text{Untuk } 4 \leq n \leq 20 :$$



dimana :

$\Delta_i$  = simpangan tingkat ke - i

$n$  = jumlah tingkat.

$h_i$  = tinggi lantai ke - i.

$h_n$  = tinggi total gedung.

Story	h (m)	$\Delta_i$
15	52,5	0.86133
14	49	0.83198
13	45,5	0.79862
12	42	0.76125
11	38,5	0.71987
10	35	0.67448
9	31,5	0.62508
8	28	0.57167
7	24,5	0.51425
6	21	0.45281
5	17,5	0.38737
4	14	0.31792
3	10,5	0.24445
2	7	0.16698
1	3,5	0.08550

Perpindahan rencana / target perpindahan rencana ( $\Delta_d$ ) struktur dapat dihitung berdasarkan perumusan :

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

### 7.3.1. Perhitungan Perpindahan Rencana ( $\Delta_d$ ) Arah X

Story	h (m)	$\Delta_i$	$m_i$	$m_i \times \Delta_i$	$m_i \times \Delta_i^2$
15	52.5	0.86133	14402.14	12404.9682	10684.748
14	49	0.83198	51813.34	43107.6194	35864.6413
13	45.5	0.79862	51813.34	41379.1588	33046.2152

12	42	0.76125	51813.34	39442.9051	30025.9115
11	38.5	0.71987	51813.34	37298.8583	26850.3213
10	35	0.67448	51813.34	34947.0184	23571.0358
9	31.5	0.62508	51813.34	32387.3854	20244.6462
8	28	0.57167	51813.34	29619.9594	16932.7434
7	24.5	0.51424	51813.34	26644.7402	13701.9189
6	21	0.45281	51813.34	23461.728	10623.7637
5	17.5	0.38737	51813.34	20070.9227	7774.86915
4	14	0.31792	86184.623	27399.5281	8710.76663
3	10.5	0.24445	119854.7	29298.8567	7162.19708
2	7	0.16698	119854.7	20013.2384	3341.79388
1	3.5	0.08549	119854.7	10246.9529	876.0611
$\Sigma$				427723.84	249411.633

Didapat  $\Delta_d = 0,583114 \text{ m}$

### 7.3.2. Perhitungan Perpindahan Rencana ( $\Delta_d$ ) Arah Y

Story	h (m)	$\Delta_i$	$m_i$	$m_i \times \Delta_i$	$m_i \times \Delta_i^2$
15	52.5	0.86133	20005.794	17231.553	14842.0213
14	49	0.83198	59911.074	49844.7654	41469.8064
13	45.5	0.79862	59911.074	47846.1694	38210.8979
12	42	0.76125	59911.074	45607.3051	34718.561
11	38.5	0.71987	59911.074	43123.1724	31046.6685
10	35	0.67448	59911.074	40408.7713	27254.8744
9	31.5	0.62508	59911.074	37449.1018	23408.6143
8	28	0.57167	59911.074	34249.164	19579.1054
7	24.5	0.51424	59911.074	30808.9578	15843.3461
6	21	0.45281	59911.074	27128.4832	12284.1163
5	17.5	0.38737	59911.074	23207.7403	8989.97751
4	14	0.31792	63498.64	20187.276	6417.87148
3	10.5	0.24445	23593.36	5767.47058	1409.87621
2	7	0.16698	23593.36	3939.59959	657.831057
1	3.5	0.08549	23593.36	2017.1094	172.452348
$\Sigma$				428821.639	276306.02

Didapat  $\Delta_d = 0,644338 \text{ m}$



#### 7.4. PENENTUAN *PERFORMANCE LEVELS*

Tingkatan kinerja (*performance levels*) ini diberikan agar dapat mengetahui tingkat kerusakan dari struktur akibat pengaruh dari gaya gempa, dimana tingkatan kinerja (*performance level*) mendeskripsikan suatu kondisi batasan kerusakan yang masih dianggap layak bagi gedung tersebut. Kondisi batas ditentukan antara lain dari kerusakan fisik bangunan, ancaman terhadap keselamatan para penghuni gedung akibat kerusakan tersebut, serta tingkat pelayanan / penggunaan gedung pasca-gempa. Dari tabel 2-4 ( *FEMA 273 chapter 5*), didapat :

Elemen	Tingkatan Kinerja ( <i>Structural Performance Levels</i> )		
	<i>Immediate Occupancy (IO)</i>	<i>Life Safety (LS)</i>	<i>Collapse Prevention (CP)</i>
<i>Braced Steel Frames</i>	Kecilnya tingkat leleh dan <i>buckling</i> dari <i>brace</i> .	Banyak terjadi leleh dan <i>buckling</i> dari <i>brace</i> tetapi tidak seluruhnya mengalami kegagalan. Banyak sambungan ( <i>connections</i> ) telah terjadi kegagalan.	Tingginya tingkat leleh dan <i>buckling</i> dari <i>brace</i> . Banyak terjadi kegagalan dari <i>brace</i> beserta sambungannya.
<i>Steel Moment Frames</i>	Kecilnya tingkat leleh dan <i>buckling</i> di beberapa balok.	Terjadi leleh dan <i>buckling</i> dari beberapa balok dan kolom. Beberapa sambungan ( <i>connections</i> ) terjadi kegagalan.	Tingginya tingkat leleh dan <i>buckling</i> dari balok dan kolom. Banyak terjadi kegagalan dari balok dan kolom beserta sambungannya.

Tabel 7.1. Tingkatan kinerja (*Performance Level*)

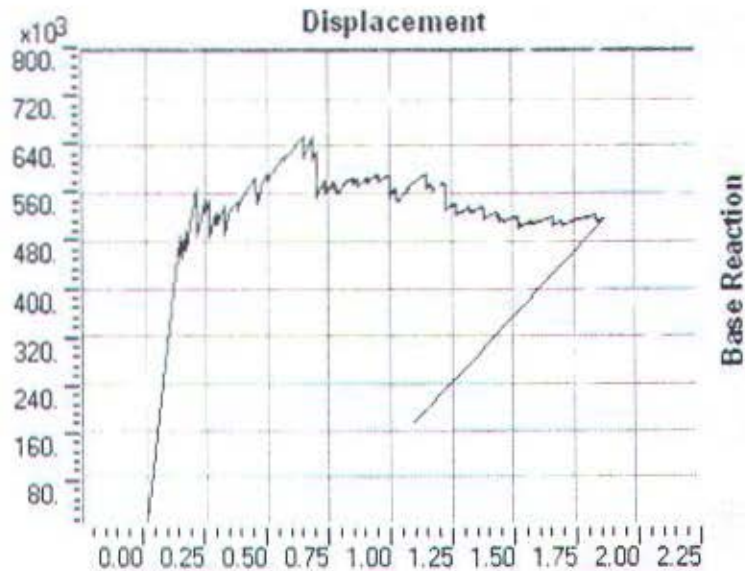
Dari tabel diatas ditentukan bahwa untuk mencapai target perpindahan rencana dari struktur gedung, *performance level*nya berada pada tingkat *life safety (LS)*.

#### 7.5. HASIL ANALISA *PUSHOVER*

Dari analisa *pushover* dihasilkan 3 hal penting yaitu : kurva kapasitas, mekanisme pembentukan sendi plastis pada elemen struktur, dan kurva spektrum kapasitas. Karena metode yang digunakan adalah metode koefisien perpindahan, maka hasil yang digunakan dari analisa *pushover* adalah kurva kapasitas.

### 7.5.1. Analisa Pushover Arah X

Dari *output Pushover* dengan *software ETABS* didapatkan kurva kapasitas beserta tabelnya sebagai berikut :



Gambar 7.3. Kurva kapasitas Arah X

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	Total
0	-2.80E-04	0	605	1	0	0	0	0	0	0	606
1	0.1449	487659.5	605	0	0	0	0	1	0	0	606
2	0.1453	488893.938	604	0	0	0	0	0	2	0	606
102	0.996	590010.063	425	19	58	31	0	1	4	68	606
206	1.8496	510695.438	391	25	22	20	0	1	3	144	606
207	1.8712	514433.031	390	26	21	19	0	1	3	146	606
208	1.0849	170692.563	606	0	0	0	0	0	0	0	606

Tabel 7.2. Tabel kurva kapasitas arah X

Sendi Plastis tiap level :

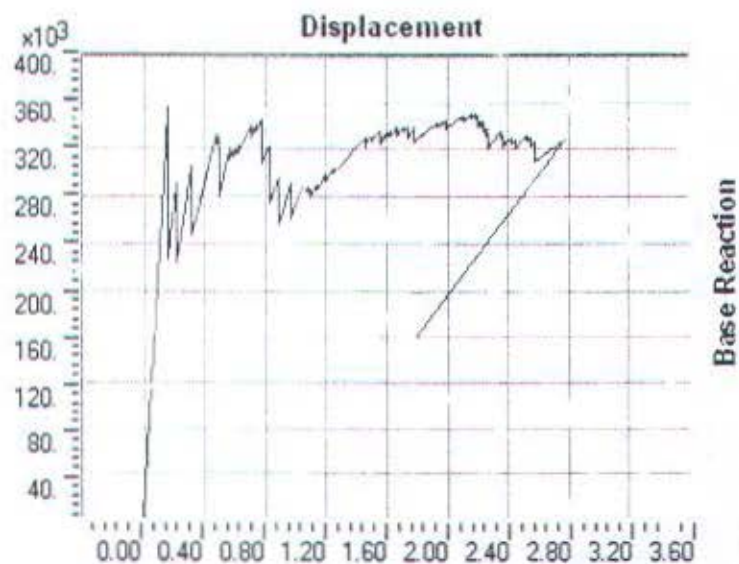
- B = 1 sendi plastis.
- IO = 2 sendi plastis.
- LS = 181 sendi plastis.
- CP = 215 sendi plastis.
- C = 216 sendi plastis.



Dari tabel diatas didapatkan bahwa level LS berada pada step 102, dimana harga *displacementnya* didapat 0,996 m. Ternyata hasil dari analisa *pushover* melebihi dari target *displacement* rencana, maka hal ini sesuai dengan perencanaan awal dimana  $displacement \geq \Delta_f$ .

### 7.5.2. Analisa Pushover Arah Y

Dari *output Pushover* dengan *software ETABS* didapatkan kurva kapasitas beserta tabelnya sebagai berikut :



Gambar 7.4. Kurva kapasitas Arah Y

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	> E	Total
0	-4.40E-03	0	299	1	0	0	0	0	0	0	300
1	0.1592	355227.219	299	0	0	0	0	1	0	0	300
2	0.1593	355572.5	297	2	0	0	0	0	1	0	300
64	1.6752	338613.969	213	10	46	10	0	0	2	19	300
130	2.5801	309983.344	199	9	28	14	0	1	1	48	300
131	2.7709	327793.219	193	15	27	14	0	0	1	50	300
132	1.7825	157833.469	300	0	0	0	0	0	0	0	300

Tabel 7.3. Tabel kurva kapasitas arah Y

Sendi Plastis tiap level :

B = 1 sendi plastis.

IO = 2 sendi plastis.

LS = 181 sendi plastis.

CP = 215 sendi plastis.

C = 216 sendi plastis.

Dari tabel diatas didapatkan bahwa level LS berada pada step 64, dimana harga *displacement*nya didapat 1,6752 m. Ternyata hasil dari analisa *pushover* melebihi dari target *displacement* rencana, maka hal ini sesuai dengan perencanaan awal dimana  $displacement \geq \Delta_d$ .

Dari hasil mekanisme pembentukan sendi plastis arah X maupun Y terlihat bahwa terjadinya sendi plastis terlebih dahulu pada *brace*, kemudian balok dan kolom. Hal ini sesuai dengan perencanaan awal yaitu struktur *dual system*, dimana fungsi dari *brace* menahan gaya lateral sebesar 25% atau kurang dari 75%. Sedangkan terjadinya sendi plastis terlebih dahulu balok daripada kolom, hal ini juga sesuai dengan perencanaan awal yaitu *strong column weak beam*.

## **BAB VIII**

### **EVALUASI DAKTILITAS**

## BAB VIII

### EVALUASI DAKTILITAS

#### 8.1. DAKTILITAS GLOBAL

Dengan mengevaluasi struktur diatas dengan evaluasi daktaliats kita dapat mengetahui lokasi terjadinya sendi plastis dan evaluasi daktilitas tersebut digunakan untuk mencapai daktilitas global

$$\text{Daktilitas global} = \mu = \frac{\delta u}{\delta y}$$

dimana :

$\delta u$  = simpangan pada saat terjadi putus terakhir.

$\delta y$  = simpangan pada saat terjadi leleh pertama.

Tujuan: standar desain daktil :

1. Mengurangi laju gelombang akibat gempa yang merambat melalui tanah yang dapat menyebabkan kerusakan pada struktur.
2. Mengurangi gaya gempa langsung tanpa menimbulkan kehancuran.

##### 8.1.1. Daktilitas Global Arah X

$$\text{Daktilitas global} = \mu = \frac{1,8712}{0,1449} = 12,9137$$

Gaya gempa dasar pada saat leleh = 487659,5 kg

Gaya gempa dasar pada saat putus = 514433,031 kg

##### 8.1.2. Daktilitas Global Arah Y

$$\text{Daktilitas global} = \mu = \frac{2,7709}{0,1592} = 17,4052$$

Gaya gempa dasar pada saat leleh = 355227,219 kg

Gaya gempa dasar pada saat putus = 327793,219 kg



## 8.2. DAKTILITAS TIAP LEVEL

### 8.2.1. Daktilitas Tiap Level Arah X

1. Daktilitas level A-B ( step 0 & 1 )

$$\text{Daktilitas} = \mu = \frac{0,1449}{0,0825} = 1,755$$

$$\text{Gaya gempa pada level A} = 278010,21 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya gempa pada level B} = 487659,5 \text{ kg}$$

2. Daktilitas level B-IO ( step 1 & 2 )

$$\text{Daktilitas} = \mu = \frac{0,1453}{0,1449} = 1,003$$

$$\text{Gaya gempa pada level IO} = 488893,938 \text{ kg}$$

3. Daktilitas level IO-LS ( step 2 & 102 )

$$\text{Daktilitas} = \mu = \frac{0,996}{0,1453} = 6,8548$$

$$\text{Gaya gempa pada level LS} = 590010,063 \text{ kg}$$

4. Daktilitas level LS-CP ( step 102 & 206 )

$$\text{Daktilitas} = \mu = \frac{1,8496}{0,996} = 1,857$$

$$\text{Gaya gempa pada level CP} = 510695,438 \text{ kg}$$

5. Daktilitas level CP-C ( step 206 & 207 )

$$\text{Daktilitas} = \mu = \frac{1,8712}{1,8496} = 1,0117$$

$$\text{Gaya gempa pada level C} = 514433,031 \text{ kg}$$

### 8.2.2. Daktilitas Tiap Level Arah Y

1. Daktilitas level A-B ( step 0 & 1 )

$$\text{Daktilitas} = \mu = \frac{0,1592}{0,0449} = 3,5417$$

$$\text{Gaya gempa pada level A} = 100297,39 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya gempa pada level B} = 355227,219 \text{ kg}$$

2. Daktilitas level B-IO ( step 1 & 2 )

$$\text{Daktilitas} = \mu = \frac{0,1593}{0,1592} = 1,001$$

$$\text{Gaya gempa pada level IO} = 355572,5 \text{ kg}$$

3. Daktilitas level IO-LS ( step 2 & 64 )

$$\text{Daktilitas} = \mu = \frac{1,6752}{0,1593} = 10,516$$

$$\text{Gaya gempa pada level LS} = 338613,969 \text{ kg}$$

4. Daktilitas level LS-CP ( step 64 & 130 )

$$\text{Daktilitas} = \mu = \frac{2,5801}{1,6752} = 1,5402$$

$$\text{Gaya gempa pada level CP} = 309983,344 \text{ kg}$$

5. Daktilitas level CP-C ( step 130 & 131 )

$$\text{Daktilitas} = \mu = \frac{2,7709}{2,5801} = 0,9311$$

$$\text{Gaya gempa pada level C} = 327793,219 \text{ kg}$$

## **BAB IX**

# **PERENCANAAN PONDASI**

Cipta Karya  
2011/2012

## BAB IX

### PERENCANAAN PONDASI

#### 9.1. UMUM

Dalam sebuah dunia konstruksi, keberadaan bangunan bawah sangatlah penting. Oleh karena itu, dalam setiap pembangunan, sekaku dibutuhkan suatu pondasi sebagai tempat berdiri suatu bangunan. Dalam perencanaan kali ini, digunakan sistem pondasi dalam dengan menggunakan tiang pancang beton (*Precas. Reinforced Concrete Pile*) produksi PT. WIKA dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*). Dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ( $D/B \geq 10$ ).

Dari data tanah yang didapat (*Standart Penetration Test*), diketahui bahwa tanah pada lokasi dibangunnya gedung ini didominasi oleh lanau.

#### 9.2. DATA TANAH

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

Perencanaan pondasi pada gedung perkantoran ini sesuai dengan penyelidikan tanah di lapangan. Dari data hasil penyelidikan tanah dapat diketahui jenis tanah yang ada dan nilai DCPT (*Dutch Cone Penetrometer Test*) dan SPT (*Standart Penetration Test*). Dalam menghitung daya dukung tanah, digunakan data tanah hasil uji dari *Cone Penetrometer Test (CPT)*.

#### 9.3. KRITERIA DESAIN

##### 9.3.1. Kekuatan dan Dimensi Tiang

- Dipakai tiang pancang beton pratekan (*Prestressed Concrete Pile*) dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*).
- Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm<sup>2</sup> at 28 days*).



- Tiang pancang yang direncanakan adalah menggunakan alternatif jenis tiang dengan spesifikasi sebagai berikut :

#### WKA PILE CLASSIFICATION

Pile Diameter (mm)	Thick (mm)	Class	PC Wire		Area of Steel (cm <sup>2</sup> )	Area of Concrete (cm <sup>2</sup> )	Section Modulus (cm <sup>3</sup> )	Effective Prestress (kg/cm <sup>2</sup> )	Allowable Axial(T)	Bending Moment	
			D (mm)	Numb						Crack (tm)	Ult (tm)
600	100	A1	7	20	7.7	1570.8	17255.6	46	235.4	17	25.5

#### 9.3.2. Tahapan Perencanaan

1. Perhitungan gaya-gaya yang bekerja (aksial, horisontal dan momen) akibat dari *upper* struktur.
2. Perhitungan daya dukung tanah dasar.
3. Perhitungan jumlah tiang dalam satu poer / klompok.
4. Perencanaan poer.
5. Perencanaan sloof.

#### 9.4. DAYA DUKUNG TANAH

##### 9.4.1. Daya Dukung Tiang Tunggal

Untuk menghitung daya dukung tiang pancang berdasarkan hasil uji CPT digunakan metode Philipponnat.

Daya dukung nominal total sebuah tiang pondasi :

$$Q_N = (Q_p)_a + (Q_s)_a$$

dimana :

$Q_N$  = daya dukung nominal total sebuah tiang.

$(Q_p)_a$  = daya dukung sebuah tiang akibat ujung tiang (ijin).

$(Q_s)_a$  = daya dukung sebuah tiang akibat selimut (*skin*) tiang (ijin).

dengan :

$$(Q_p)_a = \frac{A \times q_p}{2}, \text{ dari unsur ujung tiang dengan angka keamanan 2.}$$

$$(Q_s)_a = \frac{P}{2} \times \sum (f_{u_i} \times h_i), \text{ dari unsur lekatan dengan angka keamanan 2.}$$

Unsur Ujung Tiang :

$$q_p = \alpha_p \times \bar{R}_p \quad \text{dengan} \quad \bar{R}_p = \frac{1}{6B} \int_{z_p-3B}^{z_p+3B} R_p(z) dz$$

dimana :

- $R_p$  = rata-rata conus sepanjang 3B diatas hingga 3B dibawah pondasi
- $Z_p$  = posisi ujung bawah tiang
- $A$  = luas tiang bagian bawah
- $P$  = keliling tiang
- $B$  = diameter tiang
- $\alpha_p$  = koefisien jenis tanah
- $f_{u_i}$  = lekatan lateral batas dari lapisan  $i$  setebal  $h_i$

Tabel koefisien  $\alpha_p$

Jenis Tanah	$\alpha_p$
Lempung dan Kapur	0.50
Lanau	0.45
Pasir	0.40
Kerikil	0.35

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam Oleh Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Unsur Lekatan (*Frottement*) :

$$f_u = \alpha_f \frac{R_p}{\alpha_s}$$

- $\alpha_s$  = koefisien fungsi tanah
- $\alpha_f$  = koefisien tipe tiang
- $\sum h_i$  = kedalaman tiang ( $D$ )

Tabel koefisien  $\alpha_s$

Jenis Tanah	$\alpha_s$
Lempung dan Kapur	50
Lanau, lempung berpasir	60

Pasir berlempung	
Pasir Lepas	100
Pasir Sedang	150
Pasir padat	
Kerikil	200

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam Oleh Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Tabel koefisien  $\alpha_f$

Bahan Tiang	Tipe Tiang	$\alpha_f$
Beton	Tiang dipancang	1.25
	Tiang dibor dan divibrasi	1.00
	Tiang diinjeksi	0.85
	Tiang dibor untuk $\varnothing \leq 1.50$ m	
	Tiang dibor dengan $\varnothing > 1.50$ m	0.75
Baja	Tiang Profil H	1.10
	Tiang Baja dipancang	0.60
	Tiang Baja terbuka dipasang dengan cara Benoto	0.30

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam Oleh Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi



#### 9.4.2. Daya Dukung Tiang Kelompok

Disaat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah group, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari group tiang tersebut. Dari problema ini, dapat dibedakan dua fenomena sebagai berikut :

- Pengaruh group disaat pelaksanaan pemancangan tiang-tiang
- Pengaruh group akibat sebuah beban yang bekerja

Pada kasus tiang dipancang dalam tanah kohesif dan jenuh air, kenaikan tegangan air pori dapat menurunkan shear resistance dari tanah disekitarnya hingga 15 sampai dengan 30 % (BROMS).



Untuk pulih ke kekuatan semula, memerlukan waktu yang bervariasi tergantung dari jenis tanah dan cara eksekusi tiang pondasinya. Beberapa variasi waktu tersebut adalah :

Type Tanah \ Type Pondasi	Pasir padat	Lanau dan pasir Lepas jenuh air	Lempung
Tiang dibor	1 bulan	1 bulan	1 bu'an
Tiang pancang	8 hari	20 hari	1 bulan

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan di sekeliling tiang untuk tanah yang padat. Namun untuk kondisi tanah didominasi oleh pasir lepas atau dengan tingkat kepadatan sedang, pemancangan dapat menaikkan kepadatan disekitar tiang bila jarak antar tiang  $\leq 7$  s/d 8 diameter.

Untuk daya dukung batas, pengaruhan dari sebuah group tiang pondasi tidak perlu diperhitungkan bila jarak as ke as antar tiang adalah  $\geq 3$  diameter. Sebaliknya, jarak minimum antar tiang dalam group adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang.

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi  $C_e$ .

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(\text{tiang})} \times n \times C_e$$

dengan

$n$  = jumlah tiang dalam group

Untuk menghitung koefisien efisiensi  $C_e$ , digunakan cara *Converse – Labarre*

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

dimana:

$\phi$  = diameter tiang pondasi

$S$  = jarak as ke as antar tiang dalam group

$m$  = jumlah baris tiang dalam group



$n$  = jumlah kolom tiang dalam group

#### 9.4.3. Repartisi Beban-Beban Diatas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal ( $V$ ), horizontal ( $H$ ), dan momen ( $M$ ), maka besarnya beban vertikal ekivalen ( $P_v$ ) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\sum y^2}$$

dimana :

$P_v$  = beban vertikal ekivalen

$V$  = beban vertikal dari kolom

$n$  = banyaknya tiang dalam group

$M_x$  = momen terhadap sumbu x

$M_y$  = momen terhadap sumbu y

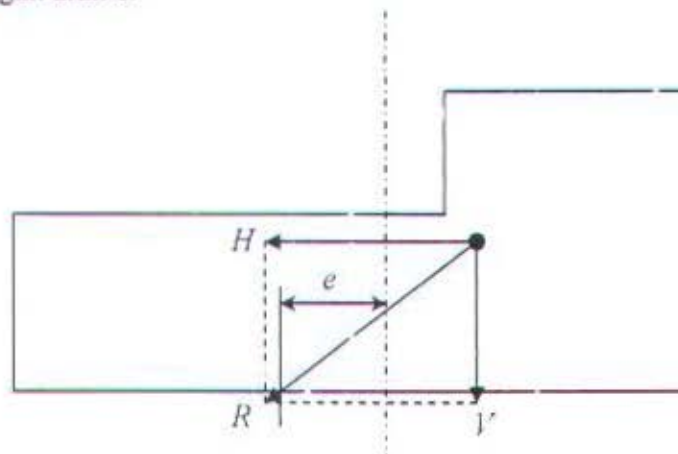
$x_{max}$  = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$y_{max}$  = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$  = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum y^2$  = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negative bila berlawanan dengan arah e.



#### 9.4.4. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Akibat Gaya Lateral

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

$$L_1 = f + 1,5 D$$

$$L_2 = 2,2 L_1$$

$$f = \frac{H}{9 \times Cr \times D}$$

$$Cr = 0,5 Cu$$

dimana :

$L_1$  = kedalaman dimana momen lentur adalah maksimum.

$L_2$  = kedalaman dimana momen lentur adalah nol.

$f$  = panjang daerah perlawanan.

$Cu$  = harga kohesi tanah.

Untuk single pile  $\rightarrow D$  = diameter tiang.

Untuk group pile  $\rightarrow D$  = lebar dari kelompok tiang yang tegak lurus arah beban.

Apabila  $L$  tiang  $> L_2$  maka tiang dianggap sebagai tiang panjang.

#### 9.5. PERHITUNGAN TIANG PANCANG

Data-data perhitungan pondasi tiang pancang (data beban nominal):

$$Pu = 1157235 \text{ kg} = 1157,235 \text{ t}$$

$$Mux = 43140,94 \text{ kg.m} = 43,14094 \text{ tm}$$

$$Muy = 22419,81 \text{ kg.m} = 22,41981 \text{ tm}$$

$$Hux = 8690,53 \text{ kg} = 8,69053 \text{ t}$$

$$Huy = 12659,67 \text{ kg} = 12,65967 \text{ t}$$

### 9.5.1. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

$$Q_N = (Q_p)_a + (Q_s)_a$$

dengan :

$$(Q_p)_a = \frac{A \times q_p}{2}, \text{ dari unsur ujung tiang dengan angka keamanan 2.}$$

$$(Q_s)_a = \frac{P}{2} \times \sum (f_{u_i} \times h_i), \text{ dari unsur lekatan dengan angka keamanan 2.}$$

Unsur Ujung Tiang :

$$q_p = \alpha_p \times \bar{R}_p \text{ dengan } \bar{R}_p = \frac{1}{6B} \int_{z_p-3B}^{z_p+3B} R_p(z) dz$$

diniana :

$R_p$  = rata-rata conus sepanjang 3B diatas hingga 3B dibawah pondasi

$Z_p$  = posisi ujung bawah tiang

$A$  =  $0,25 \times \pi \times 60^2 = 2827,43 \text{ cm}^2$

$P$  =  $\tau \times 60 = 188,496 \text{ cm}$

$B$  =  $60 \text{ cm}$

$\alpha_p$  = 1,25 (tiang pancang dari beton)

$f_{u_i}$  = lekatan lateral batas dari lapisan  $i$  setebal  $n_i$

Unsur Lekatan (*Frottement*) :

$$f_u = \alpha_f \frac{R_p}{\alpha_s}$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman ( $D$ ) 14 m dengan diameter ( $B$ ) 60 cm

Dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang dengan kedalaman 14 m dan diameter tiang 60 cm adalah  $284608,7 \text{ kg} < P_{kolom} = 1157235 \text{ kg}$ . Jadi diperlukan pondasi tiang kelompok.

### 9.5.2. Daya Dukung Tiang Kelompok

Dalam buku "Daya Dukung Pondasi Dalam" Oleh Prof. Dr. I. Herman Wahyudi BAB IX halaman 43, tertulis jarak minimum antar tiang dalam group (as ke as) adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang dan harus  $\leq 3$  diameter tiang. Jika jarak dari as ke as tiang pancang  $\geq 3$ , maka pengaruh dari sebuah group tiang pondasi tidak perlu



diperhitungkan. Berdasarkan hal tersebut, penulis merencanakan jarak dari as ke as tiang pancang,  $S$  adalah 150 cm.

$$2B = 2 \times 60 = 120 \text{ cm (jarak minimum)} \leq 150 \text{ cm (jarak pakai)}$$

$$2,5B = 2,5 \times 60 = 150 \text{ cm (jarak minimum)} \leq 150 \text{ cm (jarak pakai)}$$

$$3B = 3 \times 50 = 180 \text{ cm (jarak maksimum)} > 150 \text{ cm (jarak pakai)}$$

Jadi  $S = 150 \text{ cm}$  memenuhi persyaratan diatas.

### ➤ Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok

*Perhitungan Koefisien  $C_e$*

Dengan menggunakan perumusan *Converse - Laberre* :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{50}{150}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{3}\right) = 0,677$$

$$\begin{aligned} Q_{L(\text{group})} &= Q_{L(\text{tiang})} \times n \times C_e \\ &= 284608,7 \times 9 \times 0,677 = 1734120,809 \text{ kg} \end{aligned}$$

*Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok*

$$\text{a. reaksi kolom} = 1157235 \text{ kg}$$

$$\text{b. berat poer} = 4,5 \times 4,5 \times 1,5 = 72900 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total} = 1230135 \text{ kg}$$

$$1230135 \text{ kg} < 1734120,809 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots \text{OK!}$$

### ➤ Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok (Beban<sub>eq</sub> 1 Tiang Pancang)

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y^2}$$

$$P_v = \frac{1157235}{9} + \frac{22419,81 \times 1,5}{1,5^2} + \frac{43140,94 \times 1,5}{1,5^2} = 172288,833 \text{ kg}$$



Jadi beban maksimum yang diterima oleh satu buah tiang pancang yang dikelompokkan dengan kepala poer adalah :

$$P_v = 172288,833 \text{ kg} < Q_{lim} = 0,677 \times 284608,7 = 192680,09 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots OK!$$

$$P_v = 172288,833 \text{ kg} < P_{lim \text{ tiang}} = 235,40 \text{ ton} = 235400 \text{ kg} \quad \dots\dots\dots OK!$$

### 9.5.3. Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral

Agar tiang pancang mampu menerima beban lateral yang terjadi, maka kekuatan tiang pancang tersebut harus dikontrol terhadap beban lateral yang terjadi.

Dari spesifikasi data tiang pancang dan data beban lateral yang terjadi, didapatkan :

- Bending Momen (*crack*) = 17 tm
- Bending Momen (*ultimate*) = 25,5 tm
- L = 14 m

Terzaghi dan Pack memberikan korelasi antara  $N$  (jumlah pukulan dalam SPT) dan  $C_u$  (*Cohesion Undrained*) untuk tanah berlempung ( $C_u$  dalam  $KPa$ ) :

- Lempung Plastis,  $C_u$  = 12,5  $N$
- Lempung Berlanau,  $C_u$  = 10  $N$
- Lempung Berpasir,  $C_u$  = 6,7  $N$

Dari data boring No 1, didapatkan nilai  $N$  dan  $C_u$  :

Depth (m)	Soil Description	Jumlah Pukulan (N)	Cu (KPa)	Cu rata2	Cu rata2 (kg/cm <sup>2</sup> )
3	LL	3	30	72.3	0.723
6	LL	2	20		
9	LL	1	10		
12	LP	25	167.5		
15	LP	20	134		
Σ =			361.5		

LL = Lempung Lanau  
LP = Lempung Pasir

$$H_o = \sqrt{8,69^2 + 12,66^2}$$

$$= 15,3555 \text{ ton} \rightarrow \text{untuk 9 tiang}$$

$$= 1,7062 \text{ ton} \rightarrow \text{untuk 1 tiang}$$

$$C_u = 0,723 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_r = \frac{1}{2} C_u$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,723 = 0,3615 \text{ kg/cm}^2 = 3,615 \text{ t/m}^2$$

$$f = \frac{1,7062}{9 \times 3,615 \times 0,6} = 0,0874 \text{ m}$$

$$L_1 = f + 1,5D = 0,0874 + (1,5 \times 0,6) = 0,9874 \text{ m}$$

$$L_2 = 2,2L_1 = 2,2 \times 0,9874 = 2,17228 \text{ m} < \text{panjang tiang pancang} = 9 \text{ m}$$

Berarti tiang pancang tersebut termasuk tiang panjang.

Untuk *restraint pile* ( tiang pancang yang ujungnya tertahan ) didapatkan harga kuat geser tanah :

$$\begin{aligned} H_{o_{\text{tiang}}} &= 9 \times C_u \times D \times (L_1 - 1,5D) \\ &= 9 \times 7,23 \times 0,6 \times (0,9874 - 1,5 \times 0,6) = 3,4125 \text{ ton} > 1,7062 \text{ ton} \quad \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} H = 1,7062 \text{ ton} \rightarrow M_{\text{ult}} &= H \times (1,5D + 0,5f) \\ &= 1,7062 \times (1,5 \times 0,6 + 0,5 \times 0,0874) \\ &= 1,6101 \text{ tm} < M_{\text{ult tiang}} = 25,5 \text{ tm} \quad \dots \text{OK!} \\ &< M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm} \quad \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

#### 9.5.4. Perhitungan Poer

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer

- $P_u = 1157235 \text{ kg}$  (kolom C47 Combo 6)
- Jumlah tiang pancang = 9
- Dimensi kolom =  $W 14 \times 426$

Sedangkan untuk data-data dari poer adalah sebagai berikut

- Dimensi poer =  $4,5 \times 4,5 \times 1,5 \text{ m}$
- Mutu beton ( $f_c$ ) =  $35 \text{ Mpa}$
- Mutu baja ( $f_y$ ) =  $370 \text{ Mpa}$
- Diameter tulangan  $25 \text{ mm}$  ( $A_v = 490,625 \text{ mm}^2$ )
- Selimut beton =  $50 \text{ mm}$

Tinggi efektif (d) :

$$d_y = 1500 - 50 - 32 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 1421,5 \text{ mm}$$

$$d_x = 1500 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 32 = 1434 \text{ mm}$$

#### 9.5.4.1. Kontrol Geser Ponds

Pada pelat atau pondasi telapak, kuat geser terhadap beban terpusat ditentukan oleh kondisi aksi balok dan aksi dua arah. Perencanaan pondasi tersebut harus memenuhi ketentuan pasal 3.4.11 butir 1-2 SK SNI T-15-1991-03, yaitu aksi dua arah dari pondasi telapak, dengan suatu penampang kritis yang tegak lurus terhadap bidang pelat dan terletak sedemikian hingga perimeter,  $b_o$  penampang adalah minimum, tetapi tidak perlu lebih dekat dari  $d/2$  terhadap perimeter beban terpusat atau daerah reaksi.

Dalam merencanakan tebal poer harus dipenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Hal ini ditegaskan pada SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.11 butir 2-1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan sebagai berikut :

$$\phi V_c = \phi \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b_o d$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d$$

dimana :

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton.

$$= \frac{1270}{1270} = 1$$

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada poer

Akibat kolom

- Keliling penampang kritis

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2 (h_k + d)$$

dimana :

$b_k$  = lebar penampang kolom

$h_k$  = tinggi penampang kolom



$d$  = tinggi efektif poer

$$b_o = 2(1270 + 1434) + 2(1270 + 1434) = 10816 \text{ mm}$$

- Batas geser pons

$$\phi V_c = 0,6 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) \left( \frac{\sqrt{35}}{6} \right) \times 10816 \times 1434 = 27527774,81 \text{ N} = 2752,777 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 10816 \times 1434 = 18351849,87 \text{ N} = 1835,185 \text{ ton}$$

$$P_u = 1157,235 \text{ ton} < \phi V_c = 1835,185 \text{ ton}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons.

#### 9.5.4.2. Penulangan poer

##### *Penulangan lentur*

Pada penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang (gaya perlawanan tanah) sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$ . Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

Perhitungan :

$$q_u = (2400 \times (4,5/2) \times 1,5) \times 1,5 = 12150 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} P_u &= Q_{t. (1 \text{ tang})} \times SF \\ &= 284608,7 \times 2 = 569217,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (569217,4 \times 0,75) - \left( \frac{1}{2} \times 12150 \times 1,5^2 \right) \\ &= 413244,3 \text{ kg.m} = 413244,3 \times 10^4 \text{ N.m} \end{aligned}$$

##### *Penulangan lentur arah x*

$$\frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{413244,3 \times 10^4}{(4500/2) \times 1434^2 \times 35} = 0,0255$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi untuk tulangan rangkap  $\delta = 0,5$ , didapatkan nilai  $\omega = 0,103$

$$\rho = \omega \times f'_c / f_y$$



$$\rho = 0.103 \times 29.18 / 370 = 0.008123 > \rho_{\min} \dots\dots\dots \text{OK !}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{370} = 0,0038$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,008123 \times 1500 \times 1134 = 13817.223 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D32 – 80 ( $A_s = 14476.46 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1.5 m

Untuk tulangan atas (tekan),  $A_s'$  :

$$A_s' = 0.5 A_s$$

$$A_s' = 0.5 \times 13817.223 = 6908.6115 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D25 – 100 ( $A_s' = 7363.108 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1.5 m

*Penulangan lentur arah y*

$$\frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{413244,3 \times 10^4}{(4500/2) \times 1102^2 \times 29.18} = 0.0792$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi untuk tulangan rangkap  $\delta = 0.5$ , didapatkan nilai  $\omega = 0.109$

$$\rho = \omega \times f'c / f_y$$

$$\rho = 0.109 \times 29.18 / 370 = 0.0086 > \rho_{\min} \dots\dots\dots \text{OK !}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{370} = 0,0038$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0086 \times 1500 \times 1102 = 14215.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D32 – 80 ( $A_s = 14476.46 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1.5 m

Untuk tulangan atas (tekan),  $A_s'$  :

$$A_s' = 0.5 A_s$$

$$A_s' = 0.5 \times 14215.8 = 7107.9 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D25 – 100 ( $A_s' = 7363.108 \text{ mm}^2$ ) arah lebar 1.5 m

### 9.5.5. Perencanaan Sloof

Pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam dua arah yang pada umumnya saling tegak lurus oleh unsur-unsur penghubung yang

direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10 % dari beban vertical maksimum pada pembebanan gempa pada salah satu pondasi yang dihubungkan.

Untuk menghubungkan dua pondasi dalam dua arah yang pada umumnya saling tegak lurus, maka digunakan unsur penghubung berupa sloof. Sloof berfungsi untuk menghubungkan beban atau mendistribusikan beban yang diterima oleh sebuah pondasi ke pondasi yang lain. Selain itu sloof juga berfungsi untuk menahan beban dinding.

Adapun beban-beban yang diterima sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik (pada sloof) yang berasal dari 10 % beban aksial kolom.

### *Dimensi Sloof*

Pada perancangan sloof ini, penulis mengambil ukuran sloof berdasarkan sloof yang berhubungan dengan kolom yang mempunyai gaya aksial terbesar yaitu  $P_u = 1157235 \text{ kg}$

Penentuan dimensi dari sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan ijin beton (modulus keruntuhan) yaitu sebesar :

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots \text{SK SNI T-15-1991-03 Pers.3.2-10}$$

Data perencanaan :

- $f'_c = 29,18 \text{ MPa}$
- $f_y = 370 \text{ MPa}$
- $b = 450 \text{ mm}$
- $h = 600 \text{ mm}$
- $L = 7,2 \text{ m}$

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{29,18} = 3,7813 \text{ MPa}$$

$$f_{r\text{ada}} = \frac{10\% \times P_u}{b \times h} = \frac{0,1 \times 11572350}{450 \times 600} = 3,621 \text{ MPa} < f_r = 3,7813 \text{ MPa} \dots\dots \text{OK!}$$

### *Penulangan Sloof*

Kombinasi Lentur dan Aksial Tarik :

- Beban akibat lentur :

$$\text{- Berat sloof} = 0.45 \times 0.6 \times 2400 = 648.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat dinding} = 5 \times 250 \times 0.75 = 937.50 \text{ kg/m}$$

$$q_{ult} = 1.4 \times (648 + 937.5) = 2219.70 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 2219.7 \times 7.2^2 \\ &= 14383.656 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{14383.656 \times 10^4}{(450) \times 547.5^2 \times 29.18} = 0.0365$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi untuk tulangan rangkap  $\delta = 0.5$ , didapatkan nilai  $\omega = 0.0475$

$$\rho = \omega \times f'_c / f_y$$

$$\rho = 0.0475 \times 35 / 370 = 0.00375 < \rho_{\min} \rightarrow \text{pakai } \rho_{\min} \dots \text{OK!}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{370} = 0.0038$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0.0038 \times 450 \times 547.5 = 936.225 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan lentur 2 D25 ( $A_s = 981.748 \text{ mm}^2$ )

Untuk tulangan atas (tekan),  $A_s'$ :

$$A_s' = 0.5 A_s$$

$$A_s' = 0.5 \times 936.225 = 468.1125 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 D19 ( $A_s' = 567.057 \text{ mm}^2$ )

• Beban akibat aksial :

Beban Aksial yang dipikul oleh sloof = 10 % x  $P_u$  kolom = 1157235 N

$$A_s = P_u / f_y = 1157235 / 370 = 2642.292 \text{ mm}^2$$

• Kombinasi Beban Aksial dan Momen Lentur :

$$A_s = 936.225 + 2642.292 = 3578.517 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 5 D32 ( $A_s = 4021.24 \text{ mm}^2$ )

Kombinasi Lentur dan Aksial Tekan :

$$M_u = 14383.656 \times 10^4 \text{ N.mm}$$

$$P_u = 10 \% \times P_{u \text{ kolom}} = 1157235 \text{ N}$$

Dari analisa dengan program bantu PCACOL, didapat :

$$\rho : 3.64 \%$$

$$A_s : 9832.24 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 12 D32

Penulangan Geser :

Geser yang terjadi :

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 2219.70 \text{ kg/m} \times 7.2 = 79909.2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c_{\max}} &= \phi \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= 0.6 \times \frac{2}{3} \times \sqrt{29.18} \times 450 \times 544 = 528949.30 \text{ N} > V_u \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \left( 1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g} \right) \\ &= 0.6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{29.18} \times 450 \times 544 \left( 1 + \frac{977647.91}{14 \times 450 \times 600} \right) = 166438.793 \text{ N} > V_u \end{aligned}$$

Dipasang tulangan pra:tis  $\emptyset 10 - 200$



## BAB X

### KESIMPULAN

## BAB X

### KESIMPULAN

Secara garis besarnya bisa disimpulkan bahwa analisa statik non-linear (dalam hal ini analisa *Pushover*) merupakan suatu metode yang amat berguna untuk mengetahui *performance* sesungguhnya gedung yang kita tinjau pada saat mengalami beban lateral akibat gaya gempa. Tidak seperti metode konvensional yang ada (*force-based design*) yang hanya mampu memberikan gambaran perilaku struktur pada saat dalam kondisi elastis, analisa *Pushover* mampu menunjukkan perilaku gedung dalam kondisi elastis dan inelastis, bahkan sampai keruntuhannya.

Hasil *displacement* yang diperoleh melalui perumusan Priestly kita bandingkan dengan data dari kurva kapasitas hasil running analisa *Pushover*, yaitu *displacement* pada saat struktur akan mengalami kegagalan. Ternyata pada simpangan kritis struktur baik arah X maupun arah Y memenuhi kriteria *performance* yang kita tentukan, dimana toleransi yang diijinkan hanyalah sebesar 5 %.

Apabila ternyata hasil yang diperoleh tidak memenuhi kriteria *performance* yang ditentukan harus dilakukan redesign struktur. Dari beberapa sumber literatur mengenai *performance-based design*, bisa disimpulkan bahwa untuk merubah kemampuan berdefleksi struktur, setidaknya ada tiga hal yang dapat dirubah, antara lain:

1. Kemampuan lentur struktur, yakni dengan merubah nilai muatan dari baja.
2. Daktilitas struktur, yaitu dengan mendefinisikan ulang *hinge-properties* yang ada pada pemodelan komputer kita.
3. Kekakuan struktur, yakni dengan merubah dimensi elemen-elemen primer struktur.

Dari pengerjaan Tugas Akhir ini, bisa disimpulkan beberapa kelebihan yang dimiliki oleh analisa *Pushover* :

- Analisa ini mampu memberikan gambaran menyeluruh tentang perilaku struktur pada saat sedang mengalami gaya gempa, mulai dari simpangan total yang mampu diterima struktur, gaya gempa dasar yang dialami struktur

sebelum mengalami keruntuhan, hingga proses pembentukan serdi plastis pada masing-masing elemen struktur beserta *performance-level* masing-masing tahap.

- Dengan kemampuan untuk mengetahui *performance* gedung sesungguhnya akibat gempa yang terjadi, diharapkan kegagalan struktur di luar desain / perencanaan dapat dihindari. Sehingga keselamatan jiwa para penghuninya pun dapat semakin ditingkatkan.
- Metode ini tidak lagi membutuhkan faktor-faktor konversi dari respon elastis ke respon inelastis, seperti misalnya nilai  $R$  yang banyak dipakai dalam peraturan-peraturan gempa, untuk menebak / menggambarkan perilaku inelastis struktur.
- Analisa ini semakin lama semakin mudah dilakukan mengingat kini semakin banyak program bantu yang mampu melakukan analisa Pushover. Sehingga di masa mendatang diperkirakan metode ini akan berkembang pesat.



## DAFTAR PUSTAKA

Cipta Karya  
2012002



## DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago, Illionis, 1997.
- American Institute of Steel Construction, *Load and Resistance Factor Design Specification*, Chicago, Illionis, 1999.
- M.J.N. Priestly, *Performance Based Seismic Design*, Paper for the 12WCEE (2000), University of California, San Diego.
- Applied Technology Council (ATC), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings vol. 1*, California Seismic Safety Commisison, 1996.
- Computer and Structures Inc., *SAP2000 Manual*, Computer and Structures Inc., Berkley, California, 1998.
- UBC, *Uniform Building Code*, International Conference of Building Officals, Whittier, Ca, 1997.
- FEMA-273, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency.
- Ashraf Habibullah and Stephen Pyle, *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*, Paper in Structure Magazine, Winter, 1998.
- Priestley M.J.N., Kowalsky M.J., *Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings*, Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2000.
- Englekirk, Richard, *Steel Structure Controlling Behaviour Through Design*.
- Mazzolani, Federico M. and Piluso, Vincenzo, *Theory and Design of Seismic Resistance Steel Frame*, LONDON E. and FN SPON, 1996.
- Charles G. Salmon, *Steel Structures : Design and Behaviour, Emphasizing Load and Resistance Factor Design, Third Edition*, University of Wisconsin – Madison.

LAMPIRAN

Cipta Karya  
1011100000





FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

KOMPLEK ITS SAHELLO TELP. 031 5080111

PROJECT : Gedung Pelajar  
LOCATION : Widyadarmasari Surabaya  
BORING NO : 101  
DATE : 17-1-1977  
TIME : 13.00

LEGEND :  
 CLAY   
 SILT   
 SAND   
 GRAVEL   
 ROCK

DEPTH ( m )	B O R L O G	S O I L D E S C R I P T I O N	S P T ( N ) N U M B E R O F B L O W S / F E E T				
			20	30	40	50	60
- 0.00		Lempung lempung berpasir (abu-abu)	2	2	2	2	2
5.00		Lempung lempung berpasir & kerikil liat kuning (abu-abu)	4	4	4	4	4
10.00			6	6	6	6	6
15.00		Lempung berlanau (hijau)	12	12	12	12	12
20.00		Lempung pasir kerikil (abu-putih)	18	18	18	18	18
25.00	Lempung pasir (kekuningan)	22	22	22	22	22	
30.00			24	24	24	24	24



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

KAMPUS ITS SUKOLO TELP. 596034 SURABAYA (50111)

PROJECT : Gedung Falcon  
 LOCATION : Manyarkestendi Sukolilo  
 Surabaya

BORING NO : 20.1  
 DATE : 14-3-85  
 TIME : 0.00 H.

LEGEND :

CLAY   
 SILT   
 SAND   
 GRAVEL   
 SHELL

DEPTH ( m )	BORING LOG	SOIL DESCRIPTION	SPT (N) NUMBER OF BLOWS/FEET			
			10	20	30	40
0.00		Lempung lempung (abu-abu)	10	10	10	10
5.00			10	10	10	10
10.00		Lempung berpasir berkrilik (abu-abu)	10	10	10	10
15.00			10	10	10	10
20.00			Pasir krikil berlanau (abu-abu coklat)	10	10	10
25.00	Pasir berlanau (abu-abu coklat)		10	10	10	10
30.00	Lempung pasir (coklat)		10	10	10	10





# LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

KAMPUS ITS SURABAYA TELP. 595034 SURABAYA (60111)

PROJECT : Gedung Tolson  
 LOCATION : Menyakerboadi Surabaya  
 SURABAYA

BORING NO : 131.3  
 DATE : 21-04-56  
 D.P. : 0.70 m

LEGEND :

CLAY   
 SILT   
 SAND   
 GRAVEL   
 SHELL

DEPTH ( m )	BOR LOG	SOIL DESCRIPTION	S P T (N) NUMBER OF BLOWS/FEET				
			10	20	30	40	50
0.00		Lempung berpasir (abu-abu)	1	2	2	2	2
5.00			2	2	2	2	2
10.00		Lempung pasir berkulit (abu-abu)	8	8	8	8	8
15.00			9	9	9	9	9
20.00		Pasir berkulit berlanau (abu-abu coklat)	10	10	10	10	10
25.00			26	26	26	26	
30.00		Lempung pasir (coklat)	35	35	35	35	
			31	31	31	31	
			30	30	30	30	
			32	32	32	32	

Depth (ft)	Sieve & Hydrometer (Z)		Grading		Natural state											Coef. of Permeability									
	6	5	S+C	Passing Sieve No. (Z)	Gs	Yt	Nc	Yd	e	n	Sr	qs	qu	f	θ		fu	Qu	Qv	1	Pe	Ec	Cv	(1.50)	K
15-17.06	0	14	85	100	99	86	2.673	1.715	56.17	1.142	1.341	57.29	100	6.153	*	*	*	*	*	*	1.650	0.655	3.46E-04	*	1.18E-08
15-18.06	0	7	93	100	99	93	2.652	1.426	54.16	1.094	1.451	59.29	100	0.75	*	*	*	*	*	*	1.700	0.230	5.29E-04	*	1.72E-09
15-19.06	0	10	90	100	97	90	2.732	1.729	45.90	1.212	1.254	55.63	100	0.174	*	*	*	*	*	*	1.650	0.524	8.89E-04	*	1.57E-08
15-20.06	0	5	95	100	100	95	2.701	1.658	58.76	1.044	1.527	61.25	100	2.959	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	2.37E-06
15-21.06	0	25	73	99	89	73	2.716	1.714	52.76	1.126	1.442	57.85	100	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	1.74E-08
15-22.06	0	6	90	97	94	96	2.723	1.864	36.50	1.366	0.994	49.05	100	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	2.64E-08
15-23.06	0	69	29	98	75	29	2.672	1.845	36.64	1.359	0.979	49.47	100	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	3.07E-08
15-24.06	0	42	50	92	86	50	2.725	1.935	30.79	1.400	0.859	45.22	100	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	2.30E-08
15-25.06	0	35	45	97	77	45	2.735	1.943	30.93	1.412	0.668	45.83	100	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	5.10E-08
15-26.06	0	28	42	100	82	28	2.758	1.887	35.87	1.309	0.973	47.82	100	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	1.92E-03

NOTES: G = GRAVEL  
 S = SAND  
 S+C = SILT + CLAY  
 G<sub>s</sub> = SPECIFIC GRAVITY  
 Y<sub>t</sub> = NET DENSITY (percent)  
 N<sub>c</sub> = WATER CONTENT (percent)  
 Y<sub>d</sub> = DRY DENSITY (percent)  
 e = VOID RATIO  
 n = POROSITY (%)  
 S<sub>r</sub> = SATURATION (%)  
 P<sub>y</sub> = PRECONSOLIDATION PRESSURE (kg/cm<sup>2</sup>)  
 E<sub>c</sub> = COMPRESSION INDEX  
 C<sub>v</sub> = COEFF. OF CONSOLIDATION (kg/cm<sup>2</sup>)  
 P<sub>e</sub> = COEFF. PERMEABILITY (kg/cm<sup>2</sup>)  
 K = 400 (cm/d)

C = CONCRETE (kg/cm<sup>2</sup>)  
 θ = RATIO OF INTERNAL FRICTION (degrees/minutes)  
 q<sub>s</sub> = UNCONFINED COMPRESSIBILITY  
 q<sub>u</sub> = UNCONFINED COMPRESSIBILITY  
 S<sub>4</sub> = SENSITIVITY RATIO (kg/cm<sup>2</sup>)  
 E<sub>1</sub> = STRESSING CAPACITY (kg/cm<sup>2</sup>)  
 E<sub>2</sub> = MAX. STRESSING CAPACITY (kg/cm<sup>2</sup>)



Depth (m)	Sieve & Hydrometer (1)			Grading Passing Sieve No. (2)			Natural state							Unconfined		Direct Shear		Triaxial UU		Vane Test	Consolidation test			Coeff. of Permeability	
	G	S	S+C	4	40	200	G <sub>s</sub>	Y <sub>t</sub>	W <sub>c</sub>	Y <sub>d</sub>	e	n	S <sub>r</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>u</sub> *	σ	δ	C <sub>u</sub>	C <sub>v</sub>	T	P <sub>p</sub>	E <sub>c</sub>	E <sub>v</sub> (1/50)	K	
2.50-3.00	0	0	92	100	92	92	2.672	1.670	55.91	1.071	1.494	59.90	100	0.267	*	*	*	*	*	*	1.850	0.800	4.21E-04	1.35E-08	
5.50-6.00	3	9	88	98	94	88	2.723	1.501	59.61	0.792	2.440	70.93	100	0.200	*	*	*	*	*	*	0.701	0.815	2.34E-04	8.40E-08	
8.50-9.00	9	6	82	100	90	92	2.770	1.553	79.70	0.864	2.214	62.59	100	0.150	*	*	*	*	*	*	0.517	0.871	2.43E-04	7.53E-09	
11.50-12.00	2	18	80	98	91	80	2.658	1.596	67.12	0.955	1.784	61.60	100	1.250	*	*	*	*	*	*	0.150	0.840	5.66E-05	1.22E-09	
14.50-15.00	0	12	88	100	90	80	2.671	1.605	65.97	0.967	1.762	63.79	100	0.650	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	5.52E-09
17.50-18.00	0	41	59	100	92	59	2.634	1.456	87.02	0.800	2.292	69.62	100	*	*	*	38	*	*	*	*	*	*	2.50E-05	
19.50-21.00	0	34	66	100	92	66	2.672	1.787	42.10	1.257	1.125	52.94	100	*	*	*	38	*	*	*	*	*	*	7.04E-05	
21.50-24.00	1	14	85	100	92	81	2.721	1.770	44.10	1.229	1.014	54.93	100	*	*	*	20	*	*	*	*	*	*	1.02E-05	
26.50-27.00	0	25	75	100	90	85	2.717	1.890	32.41	1.403	0.909	49.02	100	*	*	*	20	*	*	*	*	*	*	0.09E-04	
39.50-50.00	0	50	50	100	90	50	2.682	1.930	37.55	1.336	1.007	50.17	100	*	*	*	34	*	*	*	*	*	*	2.56E-04	

SYMBOLS : G = GRAVEL      e = VOID RATIO      C = CONSOLIDATION (kg/cm<sup>2</sup>)  
 S = SAND                  n = POROSITY (%)      δ = ANGLE OF INTERNAL FRICTION (degrees)  
 S+C = SILT + CLAY      S<sub>r</sub> = SATURATION (%)      q<sub>u</sub> = UNCONFINED (UNDISTURBED)  
 G<sub>s</sub> = SPECIFIC GRAVITY      P<sub>p</sub> = PRECONSOLIDATION PRESSURE (kg/cm<sup>2</sup>)      q<sub>u</sub>\* = UNCONFINED (REMOLDED)  
 Y<sub>t</sub> = WET DENSITY (kg/cm<sup>3</sup>)      C<sub>c</sub> = COMPRESSION INDEX      σ = SENSITIVITY RATIO (kg/cm<sup>2</sup>)  
 W<sub>c</sub> = WATER CONTENT (%)      C<sub>v</sub> = COEFF. OF VARIATION (undrained)      E<sub>c</sub> = UNCONFINED COMPRESSION (kg/cm<sup>2</sup>)







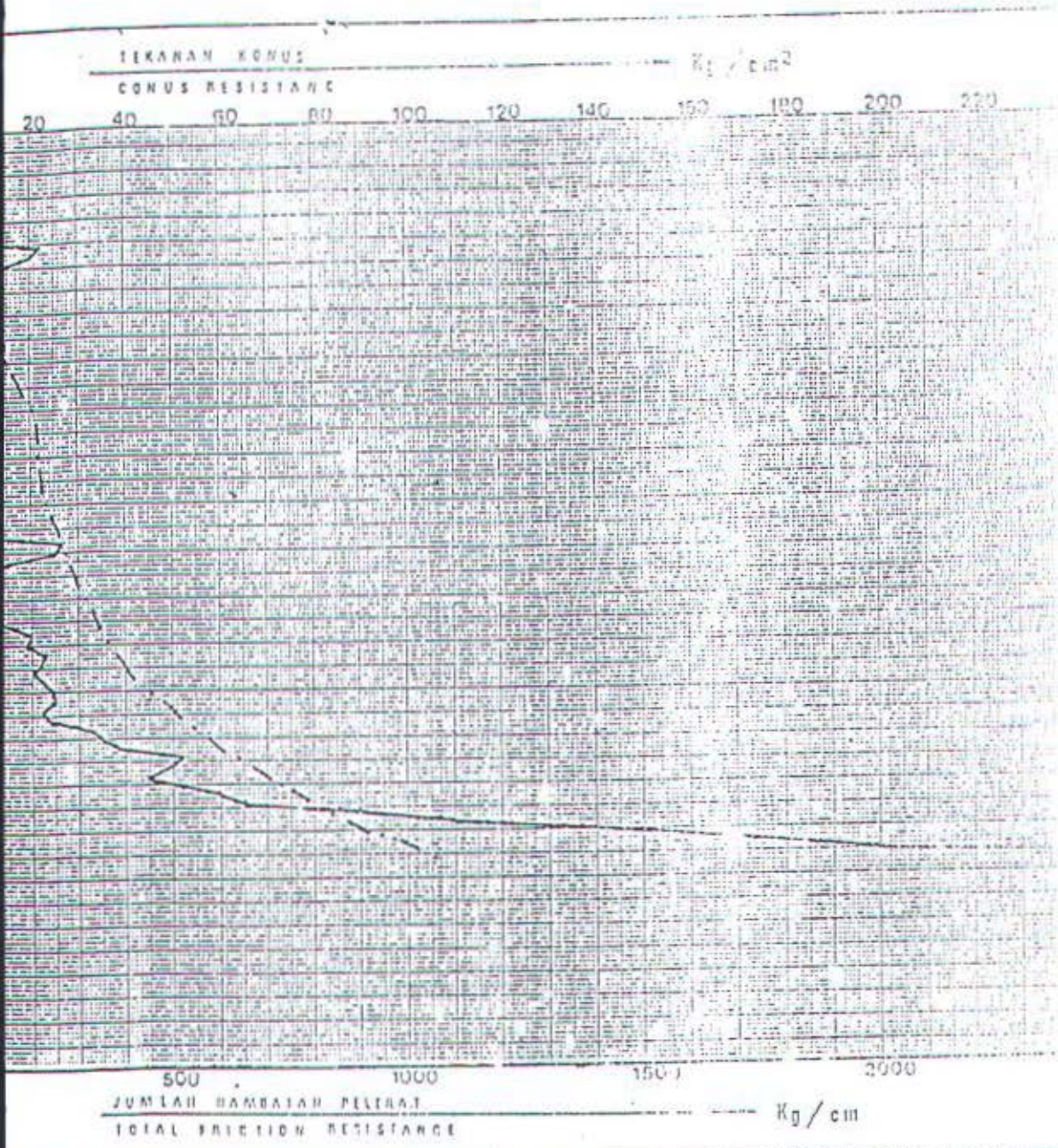


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
KAMPUS ITS KEPUTIH SIKOMLO TELP. 596094 5160101 6010

PROJECT : GEDUNG TELKOM  
LOCATION : Mampangkerta

DUTCH CONE  
PENETROMETER TEST

POINT No. : 8.1  
DATE : 14 - Maret - 1971



KEYERANGAN :

- : TEKANAN KONUS.
- - - : JUMLAH HAMBATAN PELAYAT.



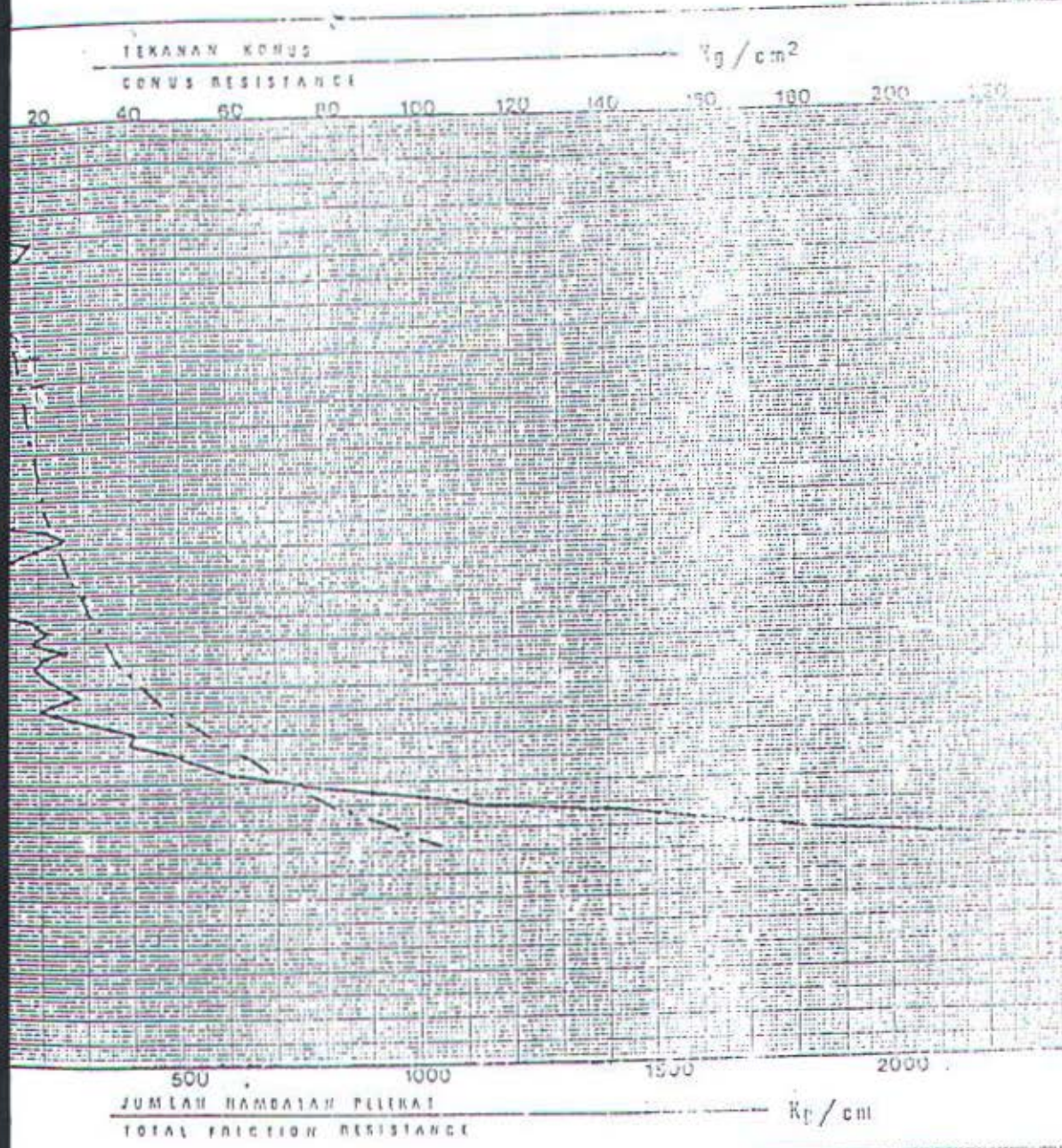


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
KAMPUS ITS KEPUTIH SUKOLILO TELP. 5160094 SURABAYA 6011

DUTCH CONE  
PENETROMETER TEST

PROJECT : Gedung TELKOM  
LOCATION : Kanyarbertan

POINT No. : S.2  
DATE : 15 - Maret - 81



KETERANGAN :

- : TEKANAN KONUS.
- - - : JUMLAH HAMBATAN PELEKAT.



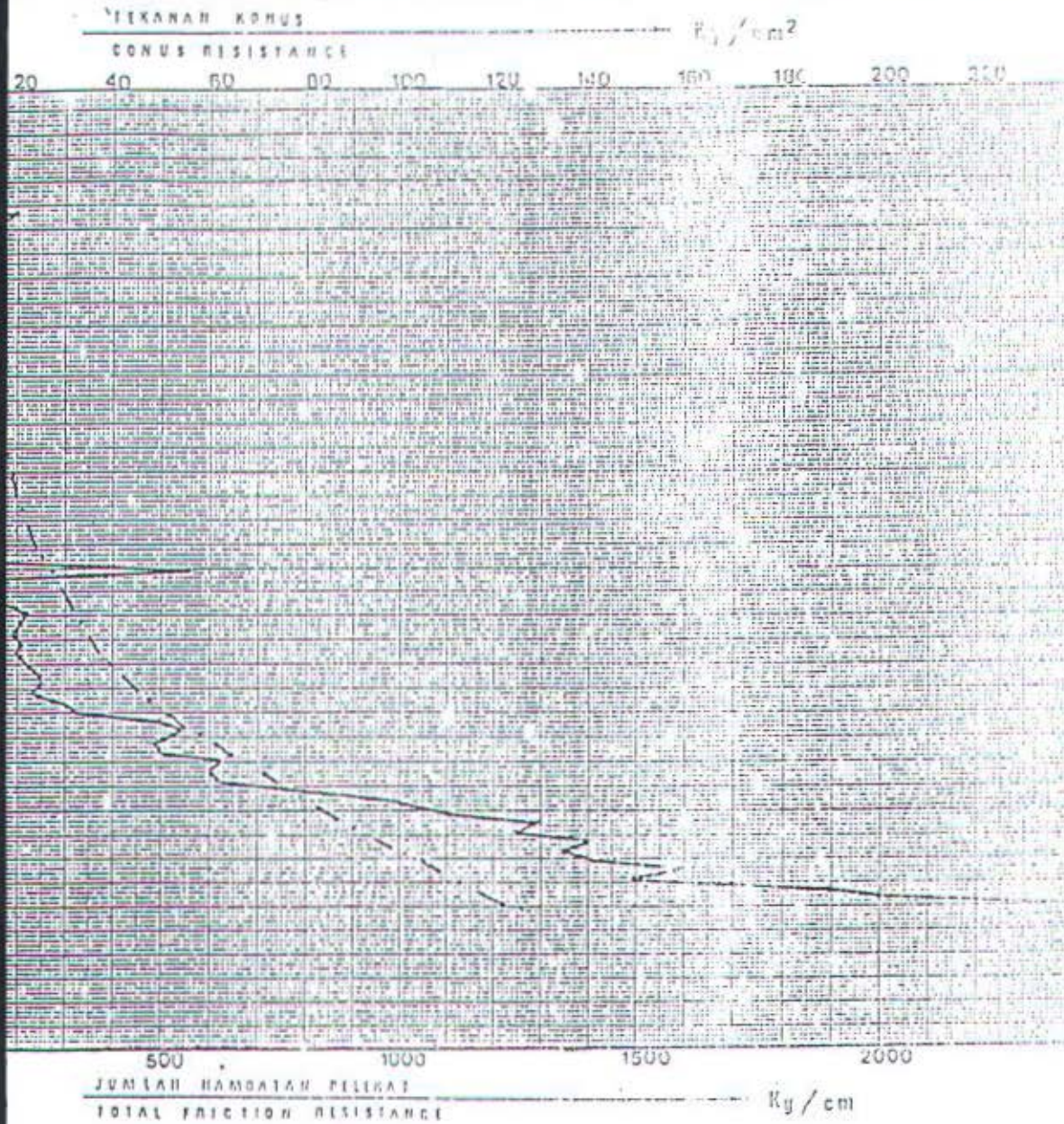


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
KAMPUS ITS, KEPURUH, SUMOLUPO TELP. 5960194 SURABAYA 50132

PROJECT : GEDUNG BANGKON  
LOCATION : Manyarkebon

DUTCH CONE  
PENETROMETER TEST

POINT No. : S.3  
DATE : 18 Maret 1981



KETERANGAN :

- : TEKANAN KONUS.
- - - : JUMLAH HAMBATAN PELEKAT.

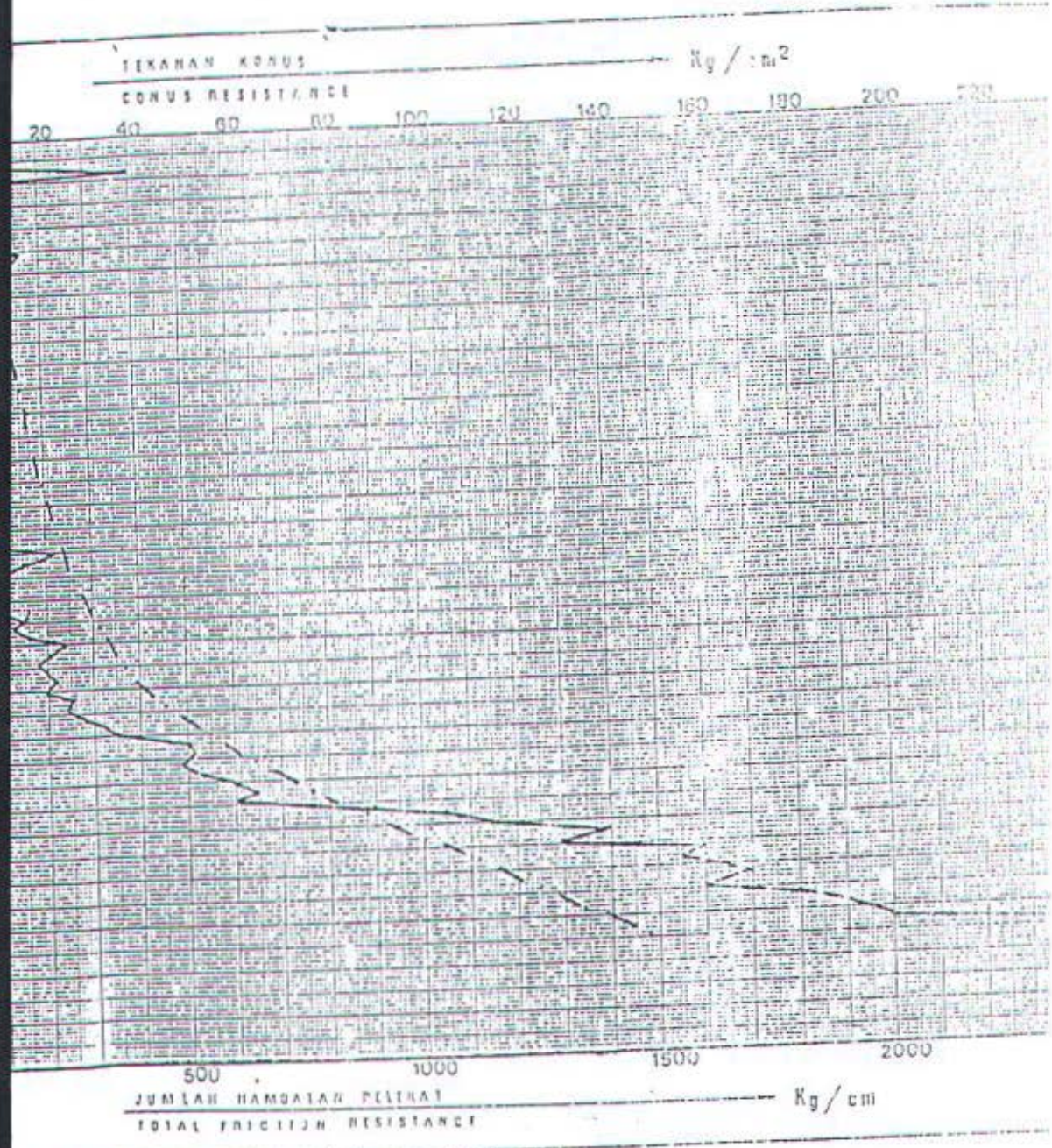




INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
 KOMPIUS ITS, KEPUTRI SIMOLU, TELP. 5966314 SURABAYA 60131

PROJECT : GEDUNG TERAKON  
 LOCATION : Manyarkertoadd  
 POINT No. : S.4  
 DATE : 20 - Maret - 1968

DUTCH CONE  
 PENETROMETER TEST



KETERANGAN :

- : TEKORAN KORUS.
- - - : JUMLAH HAMBATAN PELEKAT.



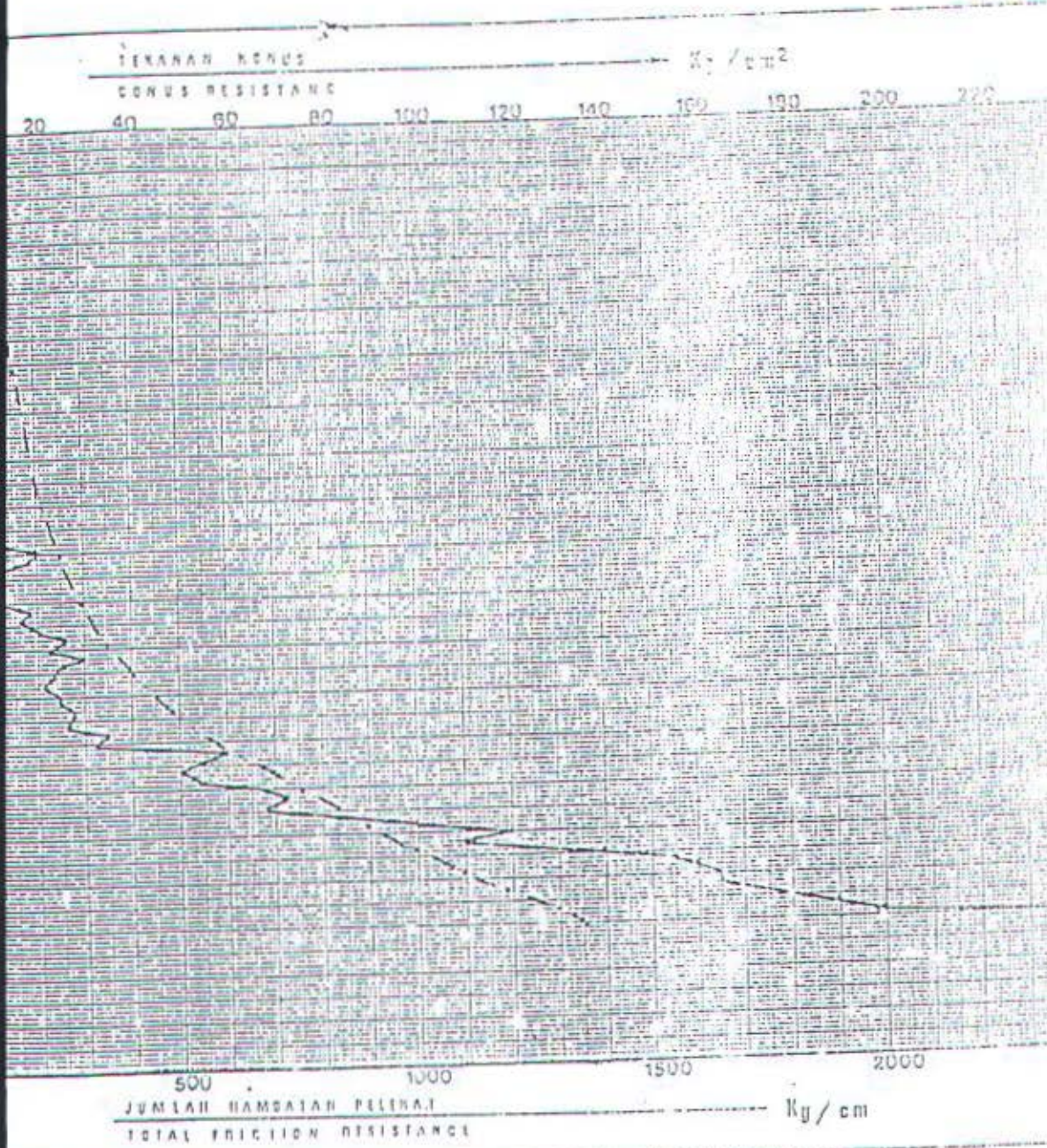


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
KAMPUS ITS KEPUTIH SURABAYA TELP. 596094 SURABAYA 60131

PROJECT : GEDUNG TEKNIK  
LOCATION : Manyarkebo

DUTCH CONE  
PENETROMETER TEST

POINT No. : S.5  
DATE : 22 - Maret - 64



KETERANGAN :

- : TEKANAN KONUS.
- - - : JUMLAH HAMBATAN PELEKAT.



Daya Dukung Tanah Untuk 1 buah Tiang Pancang

Kedalaman (m)	B (m)	Zp (1)	Zp + 3B (2)	Zp - 3B (3)	Data konus (kg/cm <sup>2</sup> )			Rp (kg/cm <sup>2</sup> )	HP	JHP	Cleef	FR	jenis tanah	$\alpha_p$	$\alpha_s$	$f_w$	$\sum f_s \times h_i$ (kg/cm)	$q_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Q <sub>p</sub> (kg)	Q <sub>s</sub> (kg)	Q <sub>ti</sub> (kg)
					1	2	3														
1	0.6	1	2.8	0	5	20	0	8.33	25.00	25.00	25.00	5.0	SCL	0.5	50	0.21	20.83	4.17	5890.5	1963.5	7854.0
2	0.6	2	3.8	0.2	3	12	10	8.33	25.00	50.00	12.50	4.2	VSCL	0.5	50	0.21	41.67	4.17	5890.5	3927.0	9817.5
3	0.6	3	4.8	1.2	14	5	2.5	7.17	30.00	80.00	10.00	0.7	VS	0.45	60	0.15	44.79	3.23	4559.2	4221.5	8780.8
4	0.6	4	5.8	2.2	8.5	2.5	2.5	4.50	45.00	125.00	11.25	1.3	VS	0.45	60	0.09	37.50	2.03	2862.8	3534.3	6397.1
5	0.6	5	6.8	3.2	4	2.5	12.5	6.33	25.00	150.00	5.00	1.3	VS	0.45	60	0.13	65.97	2.85	4029.1	6217.7	10246.8
6	0.6	6	7.8	4.2	3	3	7	4.33	50.00	200.00	8.33	2.8	VS	0.45	60	0.09	54.17	1.95	2756.7	5105.1	7861.8
7	0.6	7	8.8	5.2	3	26	5	11.33	20.00	220.00	2.86	1.0	VS	0.45	60	0.24	165.28	5.10	7210.0	15577.1	22787.0
8	0.6	8	9.8	6.2	2.5	7	3	4.17	20.00	240.00	2.50	1.0	VS	0.45	60	0.09	69.44	1.88	2650.7	6545.0	9195.7
9	0.6	9	10.8	7.2	25	20	3	16.00	35.00	275.00	3.89	0.2	S	0.4	80	0.25	225.00	6.40	9047.8	21205.8	30253.5
10	0.6	10	11.8	8.2	6	22.5	2	10.17	50.00	325.00	5.00	0.3	VS	0.45	60	0.21	211.81	4.58	6467.8	19962.2	26430.0
11	0.6	11	12.8	9.2	19	33	17.5	23.17	45.00	370.00	4.09	0.2	S	0.4	80	0.36	398.18	9.27	13100.4	37527.3	50627.7
12	0.6	12	13.8	10.2	25	47	8	26.67	80.00	450.00	6.67	0.3	S	0.4	80	0.42	500.00	10.67	15079.6	47123.9	62203.5
13	0.6	13	14.8	11.2	35	105	22.5	54.17	125.00	575.00	9.62	0.3	S	0.4	80	0.85	1100.26	21.67	30630.5	103697.1	134327.6
14	0.6	14	15.8	12.2	50	250	25	109.33	150.00	725.00	10.71	0.2	S	0.4	80	1.69	2369.79	43.33	61261.1	223347.6	284608.7
15	0.6	15	16.8	13.2	145	200	38	174.33	175.00	900.00	11.67	0.1	S	0.4	80	2.26	3382.81	57.70	81618.6	318822.6	400441.1

Ket :

SCL : Soft Inorganik Clay

VSCL : Very Soft Inorganik Clay

VS : Very Silty Soils

S : Sand





ST0001	11.000	0000	11.00	0.000
ST0002	Beam	0000	11.00	0.000
ST0003	Beam	0000	11.00	0.000
ST0004	11.000	0000	11.00	0.000
ST0005	Beam	0000	11.00	0.000
ST0006	Beam	0000	11.00	0.000
ST0007	11.000	0000	11.00	0.000
ST0008	Beam	0000	11.00	0.000
ST0009	Beam	0000	11.00	0.000
ST0010	11.000	0000	11.00	0.000
ST0011	Beam	0000	11.00	0.000
ST0012	Beam	0000	11.00	0.000
ST0013	11.000	0000	11.00	0.000
ST0014	Beam	0000	11.00	0.000
ST0015	Beam	0000	11.00	0.000
ST0016	11.000	0000	11.00	0.000
ST0017	Beam	0000	11.00	0.000
ST0018	Beam	0000	11.00	0.000
ST0019	11.000	0000	11.00	0.000
ST0020	Beam	0000	11.00	0.000
ST0021	Beam	0000	11.00	0.000
ST0022	11.000	0000	11.00	0.000
ST0023	Beam	0000	11.00	0.000
ST0024	Beam	0000	11.00	0.000
ST0025	11.000	0000	11.00	0.000
ST0026	Beam	0000	11.00	0.000
ST0027	Beam	0000	11.00	0.000
ST0028	11.000	0000	11.00	0.000
ST0029	Beam	0000	11.00	0.000
ST0030	Beam	0000	11.00	0.000
ST0031	11.000	0000	11.00	0.000
ST0032	Beam	0000	11.00	0.000
ST0033	Beam	0000	11.00	0.000
ST0034	11.000	0000	11.00	0.000
ST0035	Beam	0000	11.00	0.000
ST0036	Beam	0000	11.00	0.000
ST0037	11.000	0000	11.00	0.000
ST0038	Beam	0000	11.00	0.000
ST0039	Beam	0000	11.00	0.000
ST0040	11.000	0000	11.00	0.000
ST0041	Beam	0000	11.00	0.000
ST0042	Beam	0000	11.00	0.000
ST0043	11.000	0000	11.00	0.000
ST0044	Beam	0000	11.00	0.000
ST0045	Beam	0000	11.00	0.000
ST0046	11.000	0000	11.00	0.000
ST0047	Beam	0000	11.00	0.000
ST0048	Beam	0000	11.00	0.000
ST0049	11.000	0000	11.00	0.000
ST0050	Beam	0000	11.00	0.000
ST0051	Beam	0000	11.00	0.000
ST0052	11.000	0000	11.00	0.000
ST0053	Beam	0000	11.00	0.000
ST0054	Beam	0000	11.00	0.000
ST0055	11.000	0000	11.00	0.000
ST0056	Beam	0000	11.00	0.000
ST0057	Beam	0000	11.00	0.000
ST0058	11.000	0000	11.00	0.000
ST0059	Beam	0000	11.00	0.000
ST0060	Beam	0000	11.00	0.000
ST0061	11.000	0000	11.00	0.000
ST0062	Beam	0000	11.00	0.000
ST0063	Beam	0000	11.00	0.000
ST0064	11.000	0000	11.00	0.000
ST0065	Beam	0000	11.00	0.000
ST0066	Beam	0000	11.00	0.000
ST0067	11.000	0000	11.00	0.000
ST0068	Beam	0000	11.00	0.000
ST0069	Beam	0000	11.00	0.000
ST0070	11.000	0000	11.00	0.000
ST0071	Beam	0000	11.00	0.000
ST0072	Beam	0000	11.00	0.000
ST0073	11.000	0000	11.00	0.000
ST0074	Beam	0000	11.00	0.000
ST0075	Beam	0000	11.00	0.000
ST0076	11.000	0000	11.00	0.000
ST0077	Beam	0000	11.00	0.000
ST0078	Beam	0000	11.00	0.000
ST0079	11.000	0000	11.00	0.000
ST0080	Beam	0000	11.00	0.000
ST0081	Beam	0000	11.00	0.000
ST0082	11.000	0000	11.00	0.000
ST0083	Beam	0000	11.00	0.000
ST0084	Beam	0000	11.00	0.000
ST0085	11.000	0000	11.00	0.000
ST0086	Beam	0000	11.00	0.000
ST0087	Beam	0000	11.00	0.000
ST0088	11.000	0000	11.00	0.000
ST0089	Beam	0000	11.00	0.000
ST0090	Beam	0000	11.00	0.000
ST0091	11.000	0000	11.00	0.000
ST0092	Beam	0000	11.00	0.000
ST0093	Beam	0000	11.00	0.000
ST0094	11.000	0000	11.00	0.000
ST0095	Beam	0000	11.00	0.000
ST0096	Beam	0000	11.00	0.000
ST0097	11.000	0000	11.00	0.000
ST0098	Beam	0000	11.00	0.000
ST0099	Beam	0000	11.00	0.000
ST0100	11.000	0000	11.00	0.000
ST0101	Beam	0000	11.00	0.000
ST0102	Beam	0000	11.00	0.000
ST0103	11.000	0000	11.00	0.000
ST0104	Beam	0000	11.00	0.000
ST0105	Beam	0000	11.00	0.000
ST0106	11.000	0000	11.00	0.000
ST0107	Beam	0000	11.00	0.000
ST0108	Beam	0000	11.00	0.000
ST0109	11.000	0000	11.00	0.000
ST0110	Beam	0000	11.00	0.000
ST0111	Beam	0000	11.00	0.000
ST0112	11.000	0000	11.00	0.000
ST0113	Beam	0000	11.00	0.000
ST0114	Beam	0000	11.00	0.000
ST0115	11.000	0000	11.00	0.000
ST0116	Beam	0000	11.00	0.000
ST0117	Beam	0000	11.00	0.000
ST0118	11.000	0000	11.00	0.000
ST0119	Beam	0000	11.00	0.000
ST0120	Beam	0000	11.00	0.000
ST0121	11.000	0000	11.00	0.000
ST0122	Beam	0000	11.00	0.000
ST0123	Beam	0000	11.00	0.000
ST0124	11.000	0000	11.00	0.000
ST0125	Beam	0000	11.00	0.000
ST0126	Beam	0000	11.00	0.000
ST0127	11.000	0000	11.00	0.000
ST0128	Beam	0000	11.00	0.000
ST0129	Beam	0000	11.00	0.000
ST0130	11.000	0000	11.00	0.000
ST0131	Beam	0000	11.00	0.000
ST0132	Beam	0000	11.00	0.000
ST0133	11.000	0000	11.00	0.000
ST0134	Beam	0000	11.00	0.000
ST0135	Beam	0000	11.00	0.000
ST0136	11.000	0000	11.00	0.000
ST0137	Beam	0000	11.00	0.000
ST0138	Beam	0000	11.00	0.000
ST0139	11.000	0000	11.00	0.000
ST0140	Beam	0000	11.00	0.000
ST0141	Beam	0000	11.00	0.000
ST0142	11.000	0000	11.00	0.000
ST0143	Beam	0000	11.00	0.000
ST0144	Beam	0000	11.00	0.000
ST0145	11.000	0000	11.00	0.000
ST0146	Beam	0000	11.00	0.000
ST0147	Beam	0000	11.00	0.000
ST0148	11.000	0000	11.00	0.000
ST0149	Beam	0000	11.00	0.000
ST0150	Beam	0000	11.00	0.000
ST0151	11.000	0000	11.00	0.000
ST0152	Beam	0000	11.00	0.000
ST0153	Beam	0000	11.00	0.000
ST0154	11.000	0000	11.00	0.000
ST0155	Beam	0000	11.00	0.000
ST0156	Beam	0000	11.00	0.000
ST0157	11.000	0000	11.00	0.000
ST0158	Beam	0000	11.00	0.000
ST0159	Beam	0000	11.00	0.000
ST0160	11.000	0000	11.00	0.000
ST0161	Beam	0000	11.00	0.000
ST0162	Beam	0000	11.00	0.000
ST0163	11.000	0000	11.00	0.000
ST0164	Beam	0000	11.00	0.000
ST0165	Beam	0000	11.00	0.000
ST0166	11.000	0000	11.00	0.000
ST0167	Beam	0000	11.00	0.000
ST0168	Beam	0000	11.00	0.000
ST0169	11.000	0000	11.00	0.000
ST0170	Beam	0000	11.00	0.000
ST0171	Beam	0000	11.00	0.000
ST0172	11.000	0000	11.00	0.000
ST0173	Beam	0000	11.00	0.000
ST0174	Beam	0000	11.00	0.000
ST0175	11.000	0000	11.00	0.000
ST0176	Beam	0000	11.00	0.000
ST0177	Beam	0000	11.00	0.000
ST0178	11.000	0000	11.00	0.000
ST0179	Beam	0000	11.00	0.000
ST0180	Beam	0000	11.00	0.000
ST0181	11.000	0000	11.00	0.000
ST0182	Beam	0000	11.00	0.000
ST0183	Beam	0000	11.00	0.000
ST0184	11.000	0000	11.00	0.000
ST0185	Beam	0000	11.00	0.000
ST0186	Beam	0000	11.00	0.000
ST0187	11.000	0000	11.00	0.000
ST0188	Beam	0000	11.00	0.000
ST0189	Beam	0000	11.00	0.000
ST0190	11.000	0000	11.00	0.000
ST0191	Beam	0000	11.00	0.000
ST0192	Beam	0000	11.00	0.000
ST0193	11.000	0000	11.00	0.000
ST0194	Beam	0000	11.00	0.000
ST0195	Beam	0000	11.00	0.000
ST0196	11.000	0000	11.00	0.000
ST0197	Beam	0000	11.00	0.000
ST0198	Beam	0000	11.00	0.000
ST0199	11.000	0000	11.00	0.000
ST0200	Beam	0000	11.00	0.000
TOTAL	All	All	2101.14	0.000

STAR8 v9.00 File: T0202 ARK1A Kgf= Units: PAGE 9  
January 01, 2004 10:16

Twelve Digit ID

STATISTICAL TABLE

STAT.	AGE	AUT. LAB	REF. NO
CASE	TYPE	SCALE	MULTIPLIER
MATI	DEAD	N/A	0.0000
BIDUP	LIVE	N/A	0.0000
RELAT	FURER DEAD	N/A	0.0000
CLADDIN	FURER DEAD	N/A	0.0000
ANGIM	MISC	1000	0.0000
QUARKE	QUAKE	10000	0.0000
QUARKE	QUAKE	10000	0.0000

STAR8 v9.00 File: T0202 ARK1A Kgf= Units: PAGE 9  
January 01, 2004 10:16

Twelve Digit ID

RESPONSE SPECTRUM TABLE

\*\*\*\*\*  
REF SPEC CASE: 0001  
\*\*\*\*\*

BASIC RESPONSE SPECTRUM DATA

MODAL COMB	DIRECTION COMB	MODAL DAMPING	RESPONSE ANGLE
000	0000	0.0500	0.0000

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION ASSIGNMENT DATA

DIRECTION	FUNCTION	SCALE FACT
01	SPECTRA	0.0000
02	SPECTRA	0.0000

10                      \*\*\*\*\*                      101  
 ETABS v9.0.0 Bldg: TUGAN ARVIN - Kof-e Vazir - VIBE 1  
 January 6, 2004 10:17  
 Teknik steel 101

LOADINGS COMBINATION

COMB	TYPE	TYPE	TYPE	COEFF
COMB1	ALL	DEAD	STATIC	1.0000
		WIND	STATIC	1.0000
		SEISMIC	STATIC	1.0000
COMB2	ALL	DEAD	STATIC	1.0000
		WIND	STATIC	1.0000
		SEISMIC	STATIC	1.0000
COMB3	ALL	DEAD	STATIC	1.0000
		WIND	STATIC	1.0000
		SEISMIC	STATIC	1.0000
COMB4	ALL	DEAD	STATIC	1.0000
		WIND	STATIC	1.0000
		SEISMIC	STATIC	1.0000
COMB5	ALL	DEAD	STATIC	1.0000
		WIND	STATIC	1.0000
		SEISMIC	STATIC	1.0000
COMB6	ALL	DEAD	STATIC	1.0000
		WIND	STATIC	1.0000
		SEISMIC	STATIC	1.0000
COMB7	ALL	DEAD	STATIC	1.0000
		WIND	STATIC	1.0000
		SEISMIC	STATIC	1.0000
COMB8	ALL	DEAD	STATIC	1.0000
		WIND	STATIC	1.0000
		SEISMIC	STATIC	1.0000

ETABS v9.0.0 Bldg: TUGAN ARVIN - Kof-e Vazir - VIBE 1  
 January 6, 2004 10:17  
 Teknik steel 101

AUTOMATIC BRIDGE DESIGN

AUTO BRIDGE DESIGN DATA  
 Direction: X + East  
 Typical Eccentricity: 10  
 Eccentricity Overrides: No  
 Period Calculation Method: 2  
 Ct = 0.755 (in feet units)  
 Top Story: STOREY  
 Bottom Story: BASE  
 R = 7.5  
 I = 1  
 W = 10000 (Building Weight)  
 Soil Profile Type = 2D  
 Cs = 0.14  
 Cw = 1.0000  
 Cv = 1.0000  
 Seismic Source Type = 2  
 Distance to Source = 1.00  
 Na = 1.0000  
 Nv = 1.0000

AUTO BRIDGE CALCULATION FORMULAS  
 Ta = Ct (Wn)^(0.75)





		21847.74	0.00	0.00	0.000	0.000	-724260.273
STORY1	21	(Point reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 31.5000)	27145.59	0.00	0.00	0.000	0.000 -660324.216
STORY2	21	(Point reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 19.0000)	64241.77	0.00	0.00	0.000	0.000 -107189.219
STORY3	21	(Point reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 11.5000)	24124.04	0.00	0.00	0.000	0.000 -51401.189
STORY4	21	(Point reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 21.0000)	24943.82	0.00	0.00	0.000	0.000 -440610.104
STORY5	21	(Point reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 17.5000)	20247.77	0.00	0.00	0.000	0.000 -367160.139
STORY6	21	(Point reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 14.0000)	47745.00	0.00	0.00	0.000	0.000 -657961.744
STORY7	21	(Point reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 10.5000)	24194.51	0.00	0.00	0.000	0.000 -515496.434
STORY8	21	(Point reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 7.0000)	27722.14	0.00	0.00	0.000	0.000 -343665.621
STORY9	10	(Point reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 3.5000)	4131.13	0.00	0.00	0.000	0.000 -165351.200

AMV 2110M / 1 100 0000

STORY	POINT	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY10	29	(Point and forces located at X = 13.5000, Y = 20.0000, Z = 49.0000)	49.41	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY14	29	(Point and forces located at X = 49.5000, Y = 20.0000, Z = 49.0000)	49.41	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY10	09	(Point and forces located at X = 13.5000, Y = 20.0000, Z = 4.5000)	49.49	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY13	29	(Point and forces located at X = 43.5000, Y = 20.0000, Z = 45.5000)	49.49	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY10	49	(Point and forces located at X = 13.5000, Y = 20.0000, Z = 42.0000)	42.39	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY11	29	(Point and forces located at X = 43.5000, Y = 20.0000, Z = 41.0000)	42.39	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY11	49	(Point and forces located at X = 13.5000, Y = 20.0000, Z = 3.5000)	39.42	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY11	29	(Point and forces located at X = 43.5000, Y = 20.0000, Z = 38.5000)	39.42	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY11	49	(Point and forces located at X = 13.5000, Y = 20.0000, Z = 35.0000)	35.39	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY11	29	(Point and forces located at X = 43.5000, Y = 20.0000, Z = 35.0000)	35.39	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY3	07	(Point and forces located at X = 13.5000, Y = 20.0000, Z = 31.5000)	31.74	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY3	29	(Point and forces located at X = 43.5000, Y = 20.0000, Z = 31.5000)	31.74	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY3	49	(Point and forces located at X = 13.5000, Y = 20.0000, Z = 2.5000)	29.23	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY3	29	(Point and forces located at X = 43.5000, Y = 20.0000, Z = 28.0000)	29.23	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY7	49	(Point and forces located at X = 13.5000, Y = 20.0000, Z = 24.5000)	24.70	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY7	29	(Point and forces located at X = 43.5000, Y = 20.0000, Z = 24.5000)	24.70	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY4	49	(Point and forces located at X = 13.5000, Y = 20.0000, Z = 21.0000)	21.17	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY4	29	(Point and forces located at X = 43.5000, Y = 20.0000, Z = 21.0000)	21.17	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY1	49	(Point and forces located at X = 13.5000, Y = 20.0000, Z = 17.5000)	17.43	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY1	29	(Point and forces located at X = 43.5000, Y = 20.0000, Z = 17.5000)	17.43	0.00	0.00	0.000	0.000 0.000
STORY1	1	(Point and forces located at X = 13.5000, Y = 20.0000, Z = 3.5000)					

		17.04	0.00	0.00	-0.770	0.000	0.000
STORY	1	13000 and 13000 lbs/ft at X = 11.0000, Y = 0.0000, Z = 3.0000	17.04	0.00	0.00	0.000	0.000
STORY	2	14000 and 14000 lbs/ft at X = 11.0000, Y = 0.0000, Z = 3.5000	17.04	0.00	0.00	0.000	0.000
STORY	3	15000 and 15000 lbs/ft at X = 11.0000, Y = 0.0000, Z = 3.5000	17.04	0.00	0.00	0.000	0.000
STORY	4	16000 and 16000 lbs/ft at X = 11.0000, Y = 0.0000, Z = 3.5000	17.04	0.00	0.00	0.000	0.000
STORY	5	17000 and 17000 lbs/ft at X = 11.0000, Y = 0.0000, Z = 3.5000	17.04	0.00	0.00	0.000	0.000
STORY	6	18000 and 18000 lbs/ft at X = 11.0000, Y = 0.0000, Z = 3.5000	17.04	0.00	0.00	0.000	0.000
STORY	7	19000 and 19000 lbs/ft at X = 11.0000, Y = 0.0000, Z = 3.5000	17.04	0.00	0.00	0.000	0.000
STORY	8	20000 and 20000 lbs/ft at X = 11.0000, Y = 0.0000, Z = 3.5000	17.04	0.00	0.00	0.000	0.000

STARS v4.20 File: C:\PROG\STARS\apps\1011\1011.P  
January 05, 2004 10:52

Input/Output File

AUTOMATICALLY GENERATED  
Case: 10000

AUTO DEFINED INPUT DATA

Dimension: T = 3.0  
Typical Elementarity: 14  
Elasticity: 70000000.0  
Period Calculation Method: A  
Ct = 0.01 (in lbs/ft)  
Top Story: STORIES  
Bottom Story: BASE  
N = 7.5  
I = 1  
Ns = 10000 (Building Weight)  
Soil Profile: Type = 30  
Z = 0.4  
Ca = 0.001  
Cs = 0.000  
Seismic Source Type = A  
Distance to Source = 2.0  
Ms = 1.5000  
Mw = 1.0000

AUTO DEFINED CALCULATION FORMULAS

Ts = 0.1 (Sec) (Eqn. 1)  
V = 0.1 (Eq. 2) (Eq. 1)  
V = 0.1 (Eq. 3) (Eq. 2)  
V = 0.1 (Eq. 4) (Eq. 3)  
V = 0.1 (Eq. 4) (Eq. 4)  
If T < 0.7 sec, then Ft = 0  
If T > 0.7 sec, then Ft = 0.01 \* V = 0.001 V

AUTO DEFINED CALCULATION RESULTS

Ts = 0.1000 sec  
C Used = 1.0000 sec  
W Used = 100000.00  
V (Eqn. 1) = 10.0000  
V (Eqn. 2) = 10.0000  
V (Eqn. 3) = 10.0000  
V (Eqn. 4) = 10.0000  
V Used = 0.1000 \* W = 100000.00  
Ft Used = 1000.00

AUTO DEFINED STORY FORCES

STORY	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
STORIES	(Forces reported at Z = 11.0000, Y = 0.0000, X = 11.0000)					





APRIL 2000 / JUNE 2000

NO	NO	JK	JK	JK	JK	JK	JK
STOR01	01	Point and force located at X = 49.41, Y = 0.00, Z = 49.41000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR02	02	Point and force located at X = 48.5000, Y = 0.00, Z = 48.50000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR03	03	Point and force located at X = 47.6000, Y = 0.00, Z = 47.60000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR04	04	Point and force located at X = 46.7000, Y = 0.00, Z = 46.70000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR05	05	Point and force located at X = 45.8000, Y = 0.00, Z = 45.80000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR06	06	Point and force located at X = 44.9000, Y = 0.00, Z = 44.90000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR07	07	Point and force located at X = 44.0000, Y = 0.00, Z = 44.00000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR08	08	Point and force located at X = 43.1000, Y = 0.00, Z = 43.10000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR09	09	Point and force located at X = 42.2000, Y = 0.00, Z = 42.20000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR10	10	Point and force located at X = 41.3000, Y = 0.00, Z = 41.30000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR11	11	Point and force located at X = 40.4000, Y = 0.00, Z = 40.40000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR12	12	Point and force located at X = 39.5000, Y = 0.00, Z = 39.50000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR13	13	Point and force located at X = 38.6000, Y = 0.00, Z = 38.60000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR14	14	Point and force located at X = 37.7000, Y = 0.00, Z = 37.70000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR15	15	Point and force located at X = 36.8000, Y = 0.00, Z = 36.80000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR16	16	Point and force located at X = 35.9000, Y = 0.00, Z = 35.90000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR17	17	Point and force located at X = 35.0000, Y = 0.00, Z = 35.00000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR18	18	Point and force located at X = 34.1000, Y = 0.00, Z = 34.10000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR19	19	Point and force located at X = 33.2000, Y = 0.00, Z = 33.20000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR20	20	Point and force located at X = 32.3000, Y = 0.00, Z = 32.30000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR21	21	Point and force located at X = 31.4000, Y = 0.00, Z = 31.40000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR22	22	Point and force located at X = 30.5000, Y = 0.00, Z = 30.50000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR23	23	Point and force located at X = 29.6000, Y = 0.00, Z = 29.60000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR24	24	Point and force located at X = 28.7000, Y = 0.00, Z = 28.70000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR25	25	Point and force located at X = 27.8000, Y = 0.00, Z = 27.80000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR26	26	Point and force located at X = 26.9000, Y = 0.00, Z = 26.90000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR27	27	Point and force located at X = 26.0000, Y = 0.00, Z = 26.00000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR28	28	Point and force located at X = 25.1000, Y = 0.00, Z = 25.10000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR29	29	Point and force located at X = 24.2000, Y = 0.00, Z = 24.20000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR30	30	Point and force located at X = 23.3000, Y = 0.00, Z = 23.30000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR31	31	Point and force located at X = 22.4000, Y = 0.00, Z = 22.40000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR32	32	Point and force located at X = 21.5000, Y = 0.00, Z = 21.50000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR33	33	Point and force located at X = 20.6000, Y = 0.00, Z = 20.60000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR34	34	Point and force located at X = 19.7000, Y = 0.00, Z = 19.70000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR35	35	Point and force located at X = 18.8000, Y = 0.00, Z = 18.80000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR36	36	Point and force located at X = 17.9000, Y = 0.00, Z = 17.90000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR37	37	Point and force located at X = 17.0000, Y = 0.00, Z = 17.00000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR38	38	Point and force located at X = 16.1000, Y = 0.00, Z = 16.10000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR39	39	Point and force located at X = 15.2000, Y = 0.00, Z = 15.20000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR40	40	Point and force located at X = 14.3000, Y = 0.00, Z = 14.30000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR41	41	Point and force located at X = 13.4000, Y = 0.00, Z = 13.40000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR42	42	Point and force located at X = 12.5000, Y = 0.00, Z = 12.50000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR43	43	Point and force located at X = 11.6000, Y = 0.00, Z = 11.60000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR44	44	Point and force located at X = 10.7000, Y = 0.00, Z = 10.70000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR45	45	Point and force located at X = 9.8000, Y = 0.00, Z = 9.80000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR46	46	Point and force located at X = 8.9000, Y = 0.00, Z = 8.90000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR47	47	Point and force located at X = 8.0000, Y = 0.00, Z = 8.00000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR48	48	Point and force located at X = 7.1000, Y = 0.00, Z = 7.10000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR49	49	Point and force located at X = 6.2000, Y = 0.00, Z = 6.20000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STOR50	50	Point and force located at X = 5.3000, Y = 0.00, Z = 5.30000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



AUTO WIND LOAD  
Case: A000

AUTO WIND INPUT DATA

Exposure Factor: Aest. (as per code)  
Direction Angle = 0 degrees  
Windward Cg = 0.8  
Leeward Cg = 0.1

Top Story: STOR11  
Bottom Story: STOR4

No parapet is included

Roof Wind Speed, V = 100 mph  
Exposure Type = 2  
Importance Factor = 1.0

AUTO WIND EXPOSURE WIND INFORMATION (Exposure wind are from diagram - external)

STORY	DIRECTION	WIDTH	Z	Y
STOR11	01	41.000	28.500	16.000
STOR11	02	30.000	28.500	16.000
STOR11	03	30.000	28.500	16.000
STOR11	04	30.000	28.500	16.000
STOR11	05	30.000	28.500	16.000
STOR11	06	30.000	28.500	16.000
STOR11	07	30.000	28.500	16.000
STOR11	08	30.000	28.500	16.000
STOR11	09	30.000	28.500	16.000
STOR11	10	30.000	28.500	16.000
STOR11	11	30.000	28.500	16.000
STOR11	12	30.000	28.500	16.000
STOR11	13	30.000	28.500	16.000
STOR11	14	30.000	28.500	16.000
STOR11	15	30.000	28.500	16.000
STOR11	16	30.000	28.500	16.000
STOR11	17	30.000	28.500	16.000
STOR11	18	30.000	28.500	16.000
STOR11	19	30.000	28.500	16.000
STOR11	20	30.000	28.500	16.000
STOR11	21	30.000	28.500	16.000
STOR11	22	30.000	28.500	16.000
STOR11	23	30.000	28.500	16.000
STOR11	24	30.000	28.500	16.000
STOR11	25	30.000	28.500	16.000
STOR11	26	30.000	28.500	16.000
STOR11	27	30.000	28.500	16.000
STOR11	28	30.000	28.500	16.000
STOR11	29	30.000	28.500	16.000
STOR11	30	30.000	28.500	16.000
STOR11	31	30.000	28.500	16.000
STOR11	32	30.000	28.500	16.000
STOR11	33	30.000	28.500	16.000
STOR11	34	30.000	28.500	16.000
STOR11	35	30.000	28.500	16.000
STOR11	36	30.000	28.500	16.000
STOR11	37	30.000	28.500	16.000
STOR11	38	30.000	28.500	16.000
STOR11	39	30.000	28.500	16.000
STOR11	40	30.000	28.500	16.000
STOR11	41	30.000	28.500	16.000
STOR11	42	30.000	28.500	16.000
STOR11	43	30.000	28.500	16.000
STOR11	44	30.000	28.500	16.000
STOR11	45	30.000	28.500	16.000
STOR11	46	30.000	28.500	16.000
STOR11	47	30.000	28.500	16.000
STOR11	48	30.000	28.500	16.000
STOR11	49	30.000	28.500	16.000
STOR11	50	30.000	28.500	16.000
STOR11	51	30.000	28.500	16.000
STOR11	52	30.000	28.500	16.000
STOR11	53	30.000	28.500	16.000
STOR11	54	30.000	28.500	16.000
STOR11	55	30.000	28.500	16.000
STOR11	56	30.000	28.500	16.000
STOR11	57	30.000	28.500	16.000
STOR11	58	30.000	28.500	16.000
STOR11	59	30.000	28.500	16.000
STOR11	60	30.000	28.500	16.000
STOR11	61	30.000	28.500	16.000
STOR11	62	30.000	28.500	16.000
STOR11	63	30.000	28.500	16.000
STOR11	64	30.000	28.500	16.000
STOR11	65	30.000	28.500	16.000
STOR11	66	30.000	28.500	16.000
STOR11	67	30.000	28.500	16.000
STOR11	68	30.000	28.500	16.000
STOR11	69	30.000	28.500	16.000
STOR11	70	30.000	28.500	16.000
STOR11	71	30.000	28.500	16.000
STOR11	72	30.000	28.500	16.000
STOR11	73	30.000	28.500	16.000
STOR11	74	30.000	28.500	16.000
STOR11	75	30.000	28.500	16.000
STOR11	76	30.000	28.500	16.000
STOR11	77	30.000	28.500	16.000
STOR11	78	30.000	28.500	16.000
STOR11	79	30.000	28.500	16.000
STOR11	80	30.000	28.500	16.000
STOR11	81	30.000	28.500	16.000
STOR11	82	30.000	28.500	16.000
STOR11	83	30.000	28.500	16.000
STOR11	84	30.000	28.500	16.000
STOR11	85	30.000	28.500	16.000
STOR11	86	30.000	28.500	16.000
STOR11	87	30.000	28.500	16.000
STOR11	88	30.000	28.500	16.000
STOR11	89	30.000	28.500	16.000
STOR11	90	30.000	28.500	16.000
STOR11	91	30.000	28.500	16.000
STOR11	92	30.000	28.500	16.000
STOR11	93	30.000	28.500	16.000
STOR11	94	30.000	28.500	16.000
STOR11	95	30.000	28.500	16.000
STOR11	96	30.000	28.500	16.000
STOR11	97	30.000	28.500	16.000
STOR11	98	30.000	28.500	16.000
STOR11	99	30.000	28.500	16.000
STOR11	100	30.000	28.500	16.000

AUTO WIND CALCULATION FORMULAS

$P = \text{wind pressure} = \text{surface} \times q \times C_e$  (Method 1)  
 $C_e$ , the combined height, exposure and gust factor coefficient, is from UBC97 Table 16-G  
 $q$  is the wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet  
 $q = 1.02256 V^2 \times 10 \text{ psf}$

AUTO WIND CALCULATION RESULTS

$q = 16.3940 \text{ psf}$

AUTO WIND STORY VALUES

STORY	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
STOR10	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.7700, Z = 22.5000) 10029.44	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000 -195411.027
STOR11	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 49.0000) 14202.13	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000 -387202.142
STOR12	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 45.5000) 13994.28	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000 -382179.202
STOR13	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 42.0000) 13443.14	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000 -382147.734
STOR14	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 38.5000) 12921.17	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000 -381122.722
STOR15	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 35.0000) 12327.38	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000 -373407.691
STOR16	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 31.5000) 11652.41	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000 -370441.807
STOR17	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 28.0000) 10998.17	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000 -366370.703
STOR18	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 24.5000) 10354.44	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000 -361902.253
STOR19	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 21.0000) 9722.73	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000 -357809.483
STOR20	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 17.5000) 9104.13	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000 -351491.104
STOR21	(Forces reported at X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 14.0000)					



STORY	FORCE REPORTED AT	X	Y	Z	U	V	W
STORY1	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 10.0000	0.00	0.00	0.000	0.000	-347833.991
STORY1	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 10.0000	0.00	0.00	0.000	0.000	336129.853
STORY1	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 7.0000	0.00	0.00	0.000	0.000	-322814.189
STORY1	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 3.0000	0.00	0.00	0.000	0.000	-311784.937

AUTO WIND LOAD FRAME

STORY	LOAD FRAME	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY12	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 50.0000	0.00	0.00	0.000	-195672.027
STORY14	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 49.0000	0.00	0.00	0.000	-387202.242
STORY16	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 48.0000	0.00	0.00	0.000	-382179.200
STORY17	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 1.0000	0.00	0.00	0.000	-381567.734
STORY11	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 38.0000	0.00	0.00	0.000	-381122.722
STORY13	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 35.0000	0.00	0.00	0.000	-373407.693
STORY9	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 31.0000	0.00	0.00	0.000	-370441.807
STORY4	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 28.0000	0.00	0.00	0.000	-366370.703
STORY7	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 24.0000	0.00	0.00	0.000	-362300.253
STORY6	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 21.0000	0.00	0.00	0.000	-357828.483
STORY5	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 17.0000	0.00	0.00	0.000	-351491.104
STORY4	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 11.0000	0.00	0.00	0.000	-347333.991
STORY3	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 10.0000	0.00	0.00	0.000	-336129.853
STORY1	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 7.0000	0.00	0.00	0.000	-322814.189
STORY1	01	Forces reported at	X = 0.0000, Y = 0.0000, Z = 3.0000	0.00	0.00	0.000	-311784.937

AUTO WIND LOAD FRAME

STORY	LOAD FRAME	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
-------	------------	----	----	----	----	----	----

ETABS v9.7.0 File: TOWER.AESK - Krtw Univ - SAFE 11  
January 21, 2004 16:24

Tekla@0111 278

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION - UBC97

FUNCTION NAME: SPECTRA

TA	SA
0.4400	0.6400
PERIOD	ACCEL
0.0000	0.4400
0.1164	1.1000
0.3814	1.1000
0.8000	0.8000
1.0000	0.6400
1.2000	0.5333
1.4000	0.4571
1.6000	0.4000
1.8000	0.3556
2.0000	0.3200

000000	000000
000001	000001
000002	000002
000003	000003
000004	000004
000005	000005
000006	000006
000007	000007
000008	000008
000009	000009
000010	000010
000011	000011
000012	000012
000013	000013
000014	000014
000015	000015
000016	000016
000017	000017
000018	000018
000019	000019
000020	000020
000021	000021
000022	000022
000023	000023
000024	000024
000025	000025
000026	000026
000027	000027
000028	000028
000029	000029
000030	000030
000031	000031
000032	000032
000033	000033
000034	000034
000035	000035
000036	000036
000037	000037
000038	000038
000039	000039
000040	000040
000041	000041
000042	000042
000043	000043
000044	000044
000045	000045
000046	000046
000047	000047
000048	000048
000049	000049
000050	000050
000051	000051
000052	000052
000053	000053
000054	000054
000055	000055
000056	000056
000057	000057
000058	000058
000059	000059
000060	000060
000061	000061
000062	000062
000063	000063
000064	000064
000065	000065
000066	000066
000067	000067
000068	000068
000069	000069
000070	000070
000071	000071
000072	000072
000073	000073
000074	000074
000075	000075
000076	000076
000077	000077
000078	000078
000079	000079
000080	000080
000081	000081
000082	000082
000083	000083
000084	000084
000085	000085
000086	000086
000087	000087
000088	000088
000089	000089
000090	000090
000091	000091
000092	000092
000093	000093
000094	000094
000095	000095
000096	000096
000097	000097
000098	000098
000099	000099
000100	000100

: Case - Modal 1 - General

Case	ModeType	MaxNumModes	MinNumModes	EigenShift	EigenCutOff	EigenTol
Text	Text	Unitless	Unitless	Cyc/sec	Cyc/sec	Unitless
MODAL	Eigen	12	1	0.0000E+00	0.0000E+00	1.0000E-07

: Case - Static 1 - Load Assignments

Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
DEAD	Load case	DEAD	1.000000
LIVE	Load case	LIVE	1.000000

: Combination Definitions, Part 1 of 2

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ConcDesign
Text	Text	Text	Text	Unitless	Yes/No	Yes/No
COMBO	Linear Add	Linear Static	DEAD	1.200000	No	No
COMBO		Linear Static	LIVE	1.600000		

: Combination Definitions, Part 2 of 2

ComboName	CaseName	AlumDesign	ColdDesign
Text	Text	Yes/No	Yes/No
COMBO	DEAD	No	No
COMBO	LIVE		

: Load Case Definitions

LoadCase	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
Text	Text	Unitless	Text
DEAD	DEAD	0.000000	
LIVE	DEAD	0.000000	



Teknis: DGL1 ITD

LOADING COMBINATIONS

COMB	TYPE	DATE	TYPE	SCALE
COMB4	ALL	MAX	Static	1.0000
		SELS	Static	1.0000
		TRACING	Static	1.0000
		SELS	Static	1.0000
		SELS	Dynamic	1.0000

Teknis: DGL1 ITD

DISPLACEMENTS AT JOINTS - CENTER OF MASS

STORY	DIAPHRAGM	LOAD	POINT	X	Y	UX	UY	UZ
STORY10	01	COMB4 MAX	3491	18.500	16.040	0.1041	0.0991	0.00011
STORY10	01	COMB4 MIN	3491	18.500	16.040	-0.1041	-0.1145	-0.00011
STORY14	01	COMB4 MAX	3411	18.500	16.241	0.0985	0.0935	0.00009
STORY14	01	COMB4 MIN	3411	18.500	16.241	-0.0985	-0.1073	+0.00009
STORY13	01	COMB4 MAX	3457	18.500	16.241	0.0920	0.0970	0.00008
STORY13	01	COMB4 MIN	3457	18.500	16.241	-0.0920	-0.0991	-0.00008
STORY11	01	COMB4 MAX	3419	18.500	16.241	0.0849	0.0800	0.00007
STORY11	01	COMB4 MIN	3419	18.500	16.241	-0.0849	-0.0905	-0.00007
STORY11	01	COMB4 MAX	3429	18.500	16.241	0.0773	0.0727	0.00006
STORY11	01	COMB4 MIN	3429	18.500	16.241	-0.0773	-0.0815	-0.00006
STORY10	01	COMB4 MAX	3441	18.500	16.241	0.0694	0.0651	0.00005
STORY10	01	COMB4 MIN	3441	18.500	16.241	-0.0694	-0.0724	-0.00005
STORY9	01	COMB4 MAX	3401	18.500	16.241	0.0611	0.0575	0.00004
STORY9	01	COMB4 MIN	3401	18.500	16.241	-0.0611	-0.0634	-0.00004
STORY9	01	COMB4 MAX	3401	18.500	16.241	0.0529	0.0498	0.00003
STORY9	01	COMB4 MIN	3401	18.500	16.241	-0.0529	-0.0543	-0.00003
STORY7	01	COMB4 MAX	3403	18.500	16.241	0.0447	0.0421	0.00002
STORY7	01	COMB4 MIN	3403	18.500	16.241	-0.0447	-0.0455	-0.00002
STORY6	01	COMB4 MAX	3404	18.500	16.241	0.0365	0.0344	0.00001
STORY6	01	COMB4 MIN	3404	18.500	16.241	-0.0365	-0.0379	-0.00001
STORY5	01	COMB4 MAX	3401	18.500	16.241	0.0285	0.0268	0.00000
STORY5	01	COMB4 MIN	3401	18.500	16.241	-0.0285	-0.0283	0.00000
STORY4	01	COMB4 MAX	3410	18.500	15.819	0.0211	0.0197	0.00000
STORY4	01	COMB4 MIN	3410	18.500	15.819	-0.0211	-0.0206	0.00000
STORY3	01	COMB4 MAX	3407	18.500	15.819	0.0159	0.0146	0.00000
STORY3	01	COMB4 MIN	3407	18.500	15.819	-0.0159	-0.0151	0.00000
STORY2	01	COMB4 MAX	3404	18.500	15.819	0.0091	0.0092	0.00000
STORY2	01	COMB4 MIN	3404	18.500	15.819	-0.0091	-0.0094	0.00000
STORY1	01	COMB4 MAX	3403	18.500	17.558	0.0033	0.0036	0.00000
STORY1	01	COMB4 MIN	3403	18.500	17.558	-0.0033	-0.0036	0.00000

Teknis: DGL1 ITD

STORY DRIFT

STORY	DIRECTION	LOAD	POINT	X	Y	Z	MAX DRIFT
STORY10	X	COMB4	100	37.500	0.000	50.500	0.001803
STORY10	Y	COMB4	94	43.500	17.000	50.500	0.002216
STORY14	X	COMB4	100	37.500	0.000	49.000	0.002108
STORY14	Y	COMB4	99	43.500	17.000	49.000	0.002593
STORY13	X	COMB4	100	37.500	0.000	45.500	0.002327
STORY13	Y	COMB4	99	43.500	20.000	45.500	0.002805
STORY11	X	COMB4	101	37.500	0.000	41.000	0.002489
STORY11	Y	COMB4	94	43.500	20.000	41.000	0.002942

STORY1	H	COMB	10	37,500	0.000	39,500	0.001540
STORY1	S	COMB	14	43,500	12.000	39,500	0.002333
STORY10	X	COMB	100	47,500	0.000	45,000	0.001651
STORY10	Y	COMB	14	43,500	12.000	45,000	0.002390
STORY9	X	COMB	100	37,500	0.000	31,500	0.001664
STORY9	Y	COMB	14	43,500	12.000	31,500	0.002335
STORY8	X	COMB	100	37,500	0.000	28,000	0.002040
STORY8	Y	COMB	14	43,500	12.000	28,000	0.002650
STORY7	X	COMB	100	37,500	0.000	24,500	0.002581
STORY7	Y	COMB	14	43,500	12.000	24,500	0.002748
STORY6	X	COMB	100	37,500	0.000	21,000	0.002484
STORY6	Y	COMB	14	43,500	12.000	21,000	0.002638
STORY5	X	COMB	100	37,500	0.000	17,500	0.002230
STORY5	Y	COMB	14	43,500	12.000	17,500	0.002370
STORY4	X	COMB	100	0.000	4.000	14,000	0.001744
STORY4	Y	COMB	14	0.000	4.000	14,000	0.001653
STORY3	X	COMB	100	0.000	4.000	10,500	0.001772
STORY3	Y	COMB	100	0.000	4.000	10,500	0.001657
STORY2	X	COMB	100	37,500	0.000	7,000	0.001774
STORY2	Y	COMB	14	43,500	0.000	7,000	0.002004
STORY1	X	COMB	7	12,500	0.000	3,500	0.001130
STORY1	Y	COMB	3	11,500	0.000	3,500	0.001407

ETABS v9.1.00 File: TUNAS AKHIN (Fah) Units: PAGE 4  
 January 01, 2004 10:15

Technic Dept. 107

D I A P H R A G R A M D R I F T

STORY	CLAMPING	DIRECTION	LEVEL	POINT	X	Y	Z	MAX DRIFT
STORY15	01	X	COMB	100	17,500	0.000	52,500	0.001803
STORY15	01	Y	COMB	94	43,500	12.000	52,500	0.002216
STORY14	01	X	COMB	100	37,500	0.000	49,000	0.002108
STORY14	01	Y	COMB	94	43,500	12.000	49,000	0.002583
STORY13	01	X	COMB	100	37,500	0.000	45,500	0.002307
STORY13	01	Y	COMB	94	43,500	12.000	45,500	0.002605
STORY12	01	X	COMB	100	37,500	0.000	42,000	0.002499
STORY12	01	Y	COMB	94	43,500	12.000	42,000	0.002962
STORY11	01	X	COMB	100	37,500	0.000	38,500	0.002596
STORY11	01	Y	COMB	94	43,500	12.000	38,500	0.002999
STORY10	01	X	COMB	100	37,500	0.000	35,000	0.002631
STORY10	01	Y	COMB	94	43,500	12.000	35,000	0.002990
STORY9	01	X	COMB	100	37,500	0.000	31,500	0.002484
STORY9	01	Y	COMB	94	43,500	12.000	31,500	0.002935
STORY8	01	X	COMB	100	37,500	0.000	28,000	0.002640
STORY8	01	Y	COMB	94	43,500	12.000	28,000	0.002950
STORY7	01	X	COMB	100	37,500	0.000	24,500	0.002581
STORY7	01	Y	COMB	94	43,500	12.000	24,500	0.002748
STORY6	01	X	COMB	100	37,500	0.000	21,000	0.002484
STORY6	01	Y	COMB	94	43,500	12.000	21,000	0.002638
STORY5	01	X	COMB	100	37,500	0.000	17,500	0.002230
STORY5	01	Y	COMB	94	43,500	12.000	17,500	0.002370
STORY4	01	X	COMB	100	0.000	4.000	14,000	0.001744
STORY4	01	Y	COMB	100	0.000	4.000	14,000	0.001653
STORY3	01	X	COMB	100	0.000	4.000	10,500	0.001772
STORY3	01	Y	COMB	100	0.000	4.000	10,500	0.001657
STORY2	01	X	COMB	100	37,500	0.000	7,000	0.001774
STORY2	01	Y	COMB	14	43,500	0.000	7,000	0.002004
STORY1	01	X	COMB	80	52,500	24.000	3,500	0.000957
STORY1	01	Y	COMB	80	52,500	24.000	3,500	0.001093

January 6, 2004 11:33

Temix Page 179

MODE VEA VIEW

STORY	COORDINATE	MODE	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY1	01	Mode 1	0.00000	-0.33384	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY1	01	Mode 2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY1	01	Mode 3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY1	01	Mode 4	0.00000	-0.26123	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY1	01	Mode 5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY1	01	Mode 6	0.00000	-0.15177	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY1	01	Mode 7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY1	01	Mode 8	0.00000	-0.18035	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY1	01	Mode 9	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY1	01	Mode 10	0.00000	-0.12327	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY1	01	Mode 11	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY1	01	Mode 12	0.00000	-0.08477	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY14	01	Mode 1	0.00000	-0.31493	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY14	01	Mode 2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY14	01	Mode 3	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY14	01	Mode 4	0.00000	-0.20538	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY14	01	Mode 5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY14	01	Mode 6	0.00000	-0.16441	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY14	01	Mode 7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY14	01	Mode 8	0.00000	-0.10403	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY14	01	Mode 9	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY14	01	Mode 10	0.00000	-0.08267	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY14	01	Mode 11	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY14	01	Mode 12	0.00000	-0.06465	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY13	01	Mode 1	0.00000	-0.19310	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY13	01	Mode 2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY13	01	Mode 3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY13	01	Mode 4	0.00000	-0.11433	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY13	01	Mode 5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY13	01	Mode 6	0.00000	-0.04460	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY13	01	Mode 7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY13	01	Mode 8	0.00000	-0.08251	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY13	01	Mode 9	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY13	01	Mode 10	0.00000	-0.08421	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY13	01	Mode 11	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY13	01	Mode 12	0.00000	-0.07146	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 1	0.00000	-0.26920	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY12	01	Mode 4	0.00000	-0.08866	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 6	0.00000	-0.07525	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 8	0.00000	-0.12863	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 9	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY12	01	Mode 10	0.00000	-0.11745	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 11	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 12	0.00000	-0.08507	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 13	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY12	01	Mode 14	0.00000	-0.10443	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY12	01	Mode 15	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 1	0.00000	-0.24346	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY11	01	Mode 4	0.00000	-0.04487	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 5	0.00000	-0.01234	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 6	0.00000	0.17764	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 8	0.00000	-0.17795	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 9	0.00000	0.17281	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 10	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY11	01	Mode 11	0.00000	-0.11302	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 12	0.00000	0.11302	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 13	0.00000	-0.11433	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY11	01	Mode 14	0.00000	0.05738	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY10	01	Mode 1	0.00000	-0.21623	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY10	01	Mode 2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY10	01	Mode 3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY10	01	Mode 4	0.00000	-0.10756	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY10	01	Mode 5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY10	01	Mode 6	0.00000	0.24009	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY10	01	Mode 7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY10	01	Mode 8	0.00000	-0.20443	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY10	01	Mode 9	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY10	01	Mode 10	0.00000	-0.00108	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY10	01	Mode 11	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY10	01	Mode 12	0.00000	-0.07940	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY9	01	Mode 1	0.00000	-0.18732	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY9	01	Mode 2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY9	01	Mode 3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000
STORY9	01	Mode 4	0.00000	-0.16543	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY9	01	Mode 5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY9	01	Mode 6	0.00000	0.24950	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY9	01	Mode 7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY9	01	Mode 8	0.00000	-0.18881	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY9	01	Mode 9	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
STORY9	01	Mode 10	0.00000	-0.10570	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000







ETABS V8.00 File: TUSA2 ABRN1 Egitim Ustun EABR12  
January 6, 2004 15:39

Technik Sipiri 117

MODAL LOAD PARTICIPATION FACTORS  
(STATIC AND DYNAMIC VALUES ARE IN BRACKETS)

TYPE	LOAD	AXIS	STOREY	MODE	DOS	STATIC	DYNAMIC
Load	MASS					0.0694	0.0437
Load	WIND					0.0069	0.0000
Load	SEISM					0.0000	0.0000
Load	CLADDING					0.0000	0.0000
Load	WINDM					99.9889	97.0879
Load	WINDM					0.0000	93.1079
Load	WINDM					-0.0000	93.8252
Accel		UX				100.0000	99.1697
Accel		UY				100.0000	91.8099
Accel		UZ				0.0000	0.0000
Accel		R1				100.0000	99.9951
Accel		R2				100.0000	99.9954
Accel		R3				0.0000	29.2609

ETABS V8.00 File: TUSA2 ABRN1 Egitim Ustun EABR12  
January 6, 2004 15:39

Technik Sipiri 117

RESPONSE SPECTRUM ACCELERATION  
(IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORDINATES)

SPEC	MODE	PERIOD	DAMP-RATIO	ENR-FAC	U1	U2	U3
SPEC	Mode 1	1.107713	0.050000	1.000000	1.366307	1.100253	0.000000
SPEC	Mode 2	0.910240	0.050000	1.000000	1.582775	1.995321	0.000000
SPEC	Mode 3	0.894224	0.050000	1.000000	2.506382	2.201541	0.000000
SPEC	Mode 4	0.497422	0.050000	1.000000	3.568400	3.145780	0.000000
SPEC	Mode 5	0.441324	0.050000	1.000000	3.568400	3.145780	0.000000
SPEC	Mode 6	0.295544	0.050000	1.000000	3.568400	3.145780	0.000000
SPEC	Mode 7	0.251980	0.050000	1.000000	3.568400	3.145780	0.000000
SPEC	Mode 8	0.192072	0.050000	1.000000	3.568400	3.145780	0.000000
SPEC	Mode 9	0.152819	0.050000	1.000000	3.568400	3.145780	0.000000
SPEC	Mode 10	0.130457	0.050000	1.000000	3.568400	3.145780	0.000000
SPEC	Mode 11	0.087522	0.050000	1.000000	2.037730	2.477961	0.000000
SPEC	Mode 12	0.074490	0.050000	1.000000	2.036438	2.502261	0.000000

ETABS V8.00 File: TUSA2 ABRN1 Egitim Ustun EABR12  
January 6, 2004 15:39

Technik Sipiri 117

RESPONSE SPECTRUM MODAL AMPLITUDES  
(IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORD. AT12)

SPEC	MODE	PERIOD	U1	U2	U3
SPEC	Mode 1	1.107713	0.000000	-0.331203	0.000000
SPEC	Mode 2	0.910240	0.314442	0.000000	0.000000
SPEC	Mode 3	0.894224	0.001177	0.000000	0.000000
SPEC	Mode 4	0.497422	0.000000	0.009805	0.000000
SPEC	Mode 5	0.441324	-0.001000	0.000000	0.000000
SPEC	Mode 6	0.295544	0.000000	-0.001962	0.000000
SPEC	Mode 7	0.251980	0.002846	0.000000	0.000000
SPEC	Mode 8	0.192072	0.000000	0.002388	0.000000
SPEC	Mode 9	0.152819	-0.002102	0.000000	0.000000
SPEC	Mode 10	0.130457	0.000000	-0.001459	0.000000
SPEC	Mode 11	0.087522	0.000758	0.000000	0.000000
SPEC	Mode 12	0.074490	0.000000	0.000353	0.000000

ETABS V8.00 File: TUSA2 ABRN1 Egitim Ustun EABR12  
January 6, 2004 15:39

Technik Sipiri 117

RESPONSE SPECTRUM BASE REACTIONS  
(IN RESPONSE SPECTRUM LOCAL COORDINATES)

SPEC	MODE	DIR	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SPEC	Mode 1	UX	0.00	0.01	0.00	-0.809	0.000	0.000
SPEC	Mode 2	UY	991.9912	-0.02	0.00	1.598	20900000	-9451417
SPEC	Mode 3	UZ	106.63	0.00	0.00	0.027	3609.981	-1976.330
SPEC	Mode 4	UX	0.00	0.01	0.00	-0.076	.000	0.351
SPEC	Mode 5	UY	991973.50	-0.01	0.00	0.014	2796890.596	-8891429



SPFC	Node 4	UT	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPFC	Node 7	UT	109811.29	0.00	0.00	0.011	629688.238	-1220800
SPFC	Node 8	UT	0.00	0.00	0.00	-0.005	0.000	0.000
SPFC	Node 9	UT	24750.27	-0.00	0.00	0.003	36366.813	-1628071
SPFC	Node 10	UT	0.00	0.00	0.00	-0.005	0.000	0.000
SPFC	Node 11	UT	44750.27	-0.00	0.00	-0.003	147857.131	-11578073
SPFC	Node 12	UT	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SPFC	Node 1	UT	0.00	408801.79	0.00	-15680290	0.456	121.3849
SPFC	Node 2	UT	-0.00	0.00	0.00	0.000	-0.898	0.000
SPFC	Node 3	UT	0.00	0.00	0.00	0.000	-0.000	0.000
SPFC	Node 4	UT	0.00	116889.14	0.00	-31.4922	0.110	14331800
SPFC	Node 5	UT	-0.00	0.00	0.00	-0.000	-0.043	0.000
SPFC	Node 6	UT	0.00	163942.70	0.00	-98.417.822	0.000	4728951.840
SPFC	Node 7	UT	0.00	0.00	0.00	0.000	-0.007	0.000
SPFC	Node 8	UT	0.00	37041.22	0.00	-14753.417	-0.003	1050814.571
SPFC	Node 9	UT	-0.00	0.00	0.00	0.000	-0.008	0.000
SPFC	Node 10	UT	0.00	408811.79	0.00	-52602.862	0.162	37.178719
SPFC	Node 11	UT	-0.00	0.00	0.00	0.000	-0.000	0.000
SPFC	Node 12	UT	0.00	408811.79	0.00	-52602.862	0.162	37.178719
SPFC	All	All	445304.00	704280.37	0.00	16.66339	21212812	24178019

ETABS v9.00 File: TOWER.AEHS Job-01.DWG PAGE 13  
January 01, 2004 11:39

Technic (p) 100

CENTERS OF CUMULATIVE MASS & CENTERS OF RIGIDITY

STORY LEVEL	CORNER NAME	*****CENTER OF MASS*****		**CENTER OF RIGIDITY**	
		X ORDNATE	Y ORDNATE	X ORDNATE	Y ORDNATE
STORY13	01	1178.0798	16.640	16.640	16.640
STORY14	01	62396.0357	16.100	16.444	16.241
STORY15	01	30019.0110	16.600	16.377	16.340
STORY16	01	129446.0382	16.500	16.343	16.241
STORY17	01	164278.0244	16.500	16.329	16.241
STORY18	01	194908.0107	16.500	16.309	16.241
STORY19	01	218137.9969	16.500	16.300	16.241
STORY20	01	240167.9880	16.500	16.270	16.241
STORY21	01	270797.9894	16.500	16.247	16.241
STORY22	01	307427.9856	16.500	16.240	16.241
STORY23	01	339057.9819	16.500	16.219	16.241
STORY24	01	408884.9257	16.500	16.198	16.241
STORY25	01	447514.9223	16.500	16.140	16.241
STORY26	01	500144.9189	16.500	16.098	16.241
STORY27	01	552774.9155	16.500	16.049	16.241

ETABS v9.00 File: TOWER.AEHS Job-01.DWG PAGE 14  
January 01, 2004 11:39

Technic (p) 100

STORY COMBINATION

STORY	LOAD	LOCATION	X	Y	Z	MX	MY	
STORY13	COMB MAX	Top	98816.80	14184.60	107560.67	3595318.456	15135737	-25830009
		Bottom	984433.35	124184.60	107560.67	3695303.339	16277796	-26764699
STORY14	COMB MIN	Top	-98816.80	-14184.60	-107560.67	-3595318.456	15135737	-25830009
		Bottom	-984433.35	-124184.60	-107560.67	-3695303.339	16277796	-26764699
STORY14	COMB MAX	Top	2116107.90	223028.82	190489.92	6549435.306	33420508	-57024320
		Bottom	2264283.15	223028.82	190489.92	659620.878	34854461	-57611370
STORY14	COMB MIN	Top	-2116107.90	-223028.82	-190489.92	-6549435.306	32663648	-57497327
		Bottom	-2264283.15	-223028.82	-190489.92	-6549621	32756217	-58052962
STORY13	COMB MAX	Top	3140019.27	297903.27	249266.31	8614834.213	51997373	-87870793
		Bottom	314136.75	297903.27	249266.31	8614818.183	52636936	-88195899
STORY13	COMB MIN	Top	-3140019.27	-297903.27	-249266.31	-8614834.213	49898929	-90311220
		Bottom	-314136.75	-297903.27	-249266.31	-8614818.183	49785610	-90719968
STORY12	COMB MAX	Top	4235871.10	380573.60	286313.36	9963953.373	70779648	-118455321

STOK11	COMB MIN	Top	423871.00	+25787.02	-284313.36	+9903953	66928322	+122399287
		Bottom	423871.00	+25787.02	-284313.36	+9903953	66928322	+122399287
STOK12	COMB MAX	Top	826172.00	340190.65	307758.30	10794272	89784444	+148861038
		Bottom	826172.00	340190.65	307758.30	10794254	89784444	+148861038
STOK13	COMB MIN	Top	3243700.70	+240590.65	+307758.30	+10794272	92824760	+158844500
		Bottom	3243700.70	+240590.65	+307758.30	+10794254	92824760	+158844500
STOK14	COMB MAX	Top	4405574.30	413127.47	322886.85	11343627	108645381	+178155251
		Bottom	4405574.30	413127.47	322886.85	11343610	108645381	+178155251
STOK15	COMB MIN	Top	823874.80	+42307.47	+320420.85	+11343627	100684695	+188809417
		Bottom	823874.80	+42307.47	+320420.85	+11343610	100684695	+188809417
STOK16	COMB MAX	Top	7505420.90	436383.94	332351.00	11927973	127617948	+229396820
		Bottom	7505420.90	436383.94	332351.00	11927956	127617948	+229396820
STOK17	COMB MIN	Top	7888421.30	+426583.94	+332351.00	+11927973	117522691	+221492378
		Bottom	7888421.30	+426583.94	+332351.00	+11927956	117522691	+221492378
STOK18	COMB MAX	Top	4471277.00	460183.00	348110.58	12414510	146578106	+238199521
		Bottom	4471277.00	460183.00	348110.58	12414510	146578106	+238199521
STOK19	COMB MIN	Top	6478277.50	+41183.00	+348110.58	+12414510	134371500	+254691203
		Bottom	6478277.50	+41183.00	+348110.58	+12414510	134371500	+254691203
STOK20	COMB MAX	Top	9481278.10	468704.34	370870.37	13187420	165027808	+269777107
		Bottom	9481278.10	468704.34	370870.37	13187407	165027808	+269777107
STOK21	COMB MIN	Top	3788123.10	+468704.34	+370870.37	+13187420	151133545	+287995150
		Bottom	3788123.10	+468704.34	+370870.37	+13187407	151133545	+287995150
STOK22	COMB MAX	Top	1442490.70	516865.48	391933.88	1517525	164477816	+299925030
		Bottom	1442490.70	516865.48	391933.88	1517525	164477816	+299925030
STOK23	COMB MIN	Top	1219480.70	+516865.48	+391933.88	+1517525	16093943	+321088757
		Bottom	1219480.70	+516865.48	+391933.88	+1517525	16093943	+321088757
STOK24	COMB MAX	Top	1200883.30	548597.93	428581.70	15108879	203454970	+330030070
		Bottom	1200883.30	548597.93	428581.70	15108879	203454970	+330030070
STOK25	COMB MIN	Top	1200883.30	+548597.93	+428581.70	+15108879	184927454	+354244636
		Bottom	1200883.30	+548597.93	+428581.70	+15108879	184927454	+354244636
STOK26	COMB MAX	Top	1432104.38	635548.13	509402.70	17764940	239728063	+391925010
		Bottom	1432104.38	635548.13	509402.70	17764940	239728063	+391925010
STOK27	COMB MIN	Top	1432104.38	+635548.13	+509402.70	+17764940	218953557	+419304793
		Bottom	1432104.38	+635548.13	+509402.70	+17764940	218953557	+419304793
STOK28	COMB MAX	Top	1854160.48	728246.97	599691.80	20691422	274441819	+456094048
		Bottom	1854160.48	728246.97	599691.80	20691416	274441819	+456094048
STOK29	COMB MIN	Top	1854160.48	+728246.97	+599691.80	+20691422	254307958	+486779077
		Bottom	1854160.48	+728246.97	+599691.80	+20691416	254307958	+486779077
STOK30	COMB MAX	Top	1980258.57	804016.75	671879.26	23288907	315327563	+520092560
		Bottom	1980258.57	804016.75	671879.26	23288906	315327563	+520092560
STOK31	COMB MIN	Top	1887108.53	+804016.75	+671879.26	+23288906	289490886	+554423878
		Bottom	1887108.53	+804016.75	+671879.26	+23288906	289490886	+554423878
STOK32	COMB MAX	Top	2088683.94	837995.44	704398.23	24160759	350403414	+576396401
		Bottom	2088683.94	837995.44	704398.23	24160753	350403414	+576396401
STOK33	COMB MIN	Top	2088683.94	+837995.44	+704398.23	+24160759	323387781	+614826548
		Bottom	2088683.94	+837995.44	+704398.23	+24160753	323387781	+614826548

Base Reactions, Part 1 of 2

OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	GlobalMZ Kgf-m
COMBO	Combination	-1.444E-10	0.00	3595.10	0.00	-10395.06	0.00

Base Reactions, Part 2 of 2

OutputCase Text	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
COMBO	0.00000	0.00000	0.00000

Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame Text	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	P Kgf	V2 Kgf	V3 Kgf	T Kgf-m
1	0.00000	COMBO	Combination	-746.58	-1706.47	0.00	0.00
1	2.18303	COMBO	Combination	-240.17	-548.95	0.00	0.00
1	4.36606	COMBO	Combination	766.25	608.57	0.00	0.00
2	0.00000	COMBO	Combination	0.00	916.50	0.00	0.00
2	0.50000	COMBO	Combination	0.00	936.14	0.00	0.00
2	1.00000	COMBO	Combination	0.00	955.79	0.00	0.00
2	1.00000	COMBO	Combination	0.00	1440.98	0.00	0.00
2	1.50000	COMBO	Combination	0.00	1460.63	0.00	0.00
2	2.00000	COMBO	Combination	0.00	1480.27	0.00	0.00

Element Forces - Frames, Part 2 of 2

Frame Text	Station m	OutputCase Text	M2 Kgf-m	M3 Kgf-m
1	0.00000	COMBO	0.00	-4.547E-13
1	2.18303	COMBO	0.00	2461.84
1	4.36606	COMBO	0.00	2396.77
2	0.00000	COMBO	0.00	2396.77
2	0.50000	COMBO	0.00	1933.61
2	1.00000	COMBO	0.00	1460.63
2	1.00000	COMBO	0.00	1460.63
2	1.50000	COMBO	0.00	735.22
2	2.00000	COMBO	0.00	4.103E-13

Joint Reactions, Part 1 of 2

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 Kgf	U2 Kgf	U3 Kgf	R1 Kgf-m	R2 Kgf-m
1	COMBO	Combination	-1.687E-10	0.00	1862.64	0.00	0.00
3	COMBO	Combination	0.00	0.00	1732.51	0.00	0.00

Joint Reactions, Part 2 of 2

Joint Text	OutputCase Text	R3 Kgf-m
1	COMBO	0.00
3	COMBO	0.00



### : Objects And Elements - Frames

Elem	FrameObject
Text	Text
	1
	2

### : Objects And Elements - Joints

Elem	JointObject	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	m	m	m
	1	0.00000	0.00000	0.00000
	2	4.00000	0.00000	1.75000
	3	6.00000	0.00000	1.75000

STAGE 08.00 FILE TUGAS ARKIB Kjt-H Unit PAGE 1  
January 6, 2024 10:22

TEKNIK SIPIL 002

MATERIAL PROPERTY DATA

MATERIAL NAME	MATERIAL TYPE	SECTION TYPE	MATERIAL CONCRETE	MODULUS OF ELASTICITY	POISSON'S RATIO	THERMAL COEFF	SHEAR MODULUS
STEEL	100	STEEL	ALL	2.000E+10	0.3000	0.0000E+00	7.639E+047
BEAM	100	STEEL	ALL	2.000E+10	0.3000	0.0000E+00	7.639E+047
BRACE	100	STEEL	ALL	2.000E+10	0.3000	0.0000E+00	7.639E+047

MATERIAL PROPERTY MASS AND WEIGHT

MATERIAL NAME	MASS PER UNIT VOL	WGT PER UNIT VOL
STEEL	7.850E+01	7.850E+01
BEAM	7.850E+01	7.850E+01
BRACE	7.850E+01	7.850E+01

MATERIAL DESIGN DATA FOR STEEL MATERIALS

MATERIAL NAME	STEEL FY	STEEL FU	STEEL COMPT
STEEL	315000.0	480000.0	1.00
BEAM	295000.0	420000.0	1.00
BRACE	295000.0	407000.0	1.00

MATERIAL DESIGN DATA FOR CONCRETE MATERIALS

MATERIAL NAME	LIGHTWEIGHT CONCRETE	CONCRETE FC	REBAR FY	REBAR FYR	LIGHTW REDUC FACT
------------------	-------------------------	----------------	-------------	--------------	----------------------

STAGE 08.00 FILE TUGAS ARKIB Kjt-H Unit PAGE 1  
January 6, 2024 10:22

TEKNIK SIPIL 002

FRAME SECTION PROPERTY DATA

FRAME SECTION NAME	MATERIAL NAME	SECTION SHAPE NAME OR NAME IN SECTION DATABASE FILE	CONC COL	REF BEAM
W1X19	STEEL	W1X19		
W1X145	STEEL	W1X145		
W1X176	STEEL	W1X176		
W1X233	STEEL	W1X233		
W1X233	STEEL	W1X233		
W1X424	STEEL	W1X424		
W1X40	SM	W1X40		
W1X55	BEAM	W1X55		
HSS7X5X.500	BRACE	HSS7X5X.500		
HSS8X6X.375	BRACE	HSS8X6X.375		
HSS8X6X.500	BRACE	HSS8X6X.500		
HSS12X6X.625	BRACE	HSS12X6X.625		

FRAME SECTION PROPERTY DATA

FRAME SECTION NAME	SECTION DEPTH	FLANGE WIDTH TOP	FLANGE THICK TOP	WEB THICK	FLANGE WIDTH BOT	FLANGE THICK BOT
W1X19	0.2078	0.1260	0.0169	0.0091	0.2540	0.0163
W1X145	0.3712	0.3997	0.0277	0.0173	0.3937	0.0277
W1X176	0.3941	0.3988	0.0333	0.0211	0.3988	0.0333
W1X233	0.4004	0.4039	0.0437	0.0272	0.4039	0.0437
W1X233	0.4040	0.4069	0.0526	0.0328	0.4069	0.0526
W1X424	0.4730	0.4242	0.0772	0.0478	0.4242	0.0772
W1X40	0.4004	0.1778	0.0128	0.0077	0.1778	0.0128
W1X55	0.4597	0.1913	0.0160	0.0099	0.1913	0.0160
HSS7X5X.500	0.2776	0.127	0.0118	0.0118	0.0000	0.0000
HSS8X6X.375	0.2232	0.1524	0.0069	0.0119	0.0000	0.0000
HSS8X6X.500	0.2232	0.1524	0.0118	0.0119	0.0000	0.0000
HSS12X6X.625	0.3049	0.1624	0.0148	0.0118	0.0000	0.0000

FRAME SECTION PROPERTY DATA

FRAME SECTION NAME	SECTION AREA	TORSIONAL CONSTANT	MOMENTS OF INERTIA		SHEAR AREA	
			Ixx	Iyy	Az	A1
W1X19	0.0110	0.0000	0.0002	0.0000	0.0118	0.0069
W1X145	0.0272	0.0000	0.0007	0.0003	0.0165	0.0192
W1X176	0.0334	0.0000	0.0009	0.0003	0.0081	0.0221
W1X233	0.0442	0.0000	0.0013	0.0005	0.0110	0.0214

W14L11	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L12	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L13	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L14	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L15	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L16	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L17	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L18	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L19	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

FRAME SECTION ELASTICITY DATA

FRAME SECTION NAME	SECTION MODULI		PLASTIC MODULI		RADIUS OF GYRATION	
	E22	E33	P22	P33	R22	R33
W14L11	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L12	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L13	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L14	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L15	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L16	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L17	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L18	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L19	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
W14L20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000



MILIK PERPUSTAKAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI  
 SEPULUH - NOPEMREK



Teknik Sipil ITS

PUSHOVER CURVE

Pushover Case PUSHX

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-2.803E-04	0.0000	605	1	0	0	0	0	0	0	606
1	0.1449	487659.5000	605	0	0	0	0	1	0	0	606
2	0.1453	488893.9375	604	0	0	0	0	0	2	0	606
3	0.1454	456348.4688	602	0	1	0	0	1	2	0	606
4	0.1521	476847.5625	602	0	0	0	0	0	4	0	606
5	0.1522	451609.2813	597	6	0	0	0	1	4	0	606
6	0.1684	497539.4688	590	10	0	0	0	0	6	0	606
7	0.1685	462812.6875	563	36	0	0	0	1	6	0	606
8	0.2145	566415.3750	546	50	0	0	0	0	10	0	606
9	0.2146	487499.6250	530	66	0	0	0	0	9	1	606
10	0.2446	550809.5000	524	70	2	0	0	0	8	2	606
11	0.2447	535784.5000	524	68	4	0	0	0	7	3	606
12	0.2505	544812.9375	524	66	6	0	0	0	6	4	606
13	0.2506	528003.6250	516	66	13	0	0	1	6	4	606
14	0.2667	548402.0000	506	75	13	0	0	0	6	6	606
15	0.2668	485659.6563	502	74	18	0	0	0	4	8	606
16	0.2923	526691.6875	502	70	22	0	0	0	4	8	606
17	0.2924	510178.0625	501	65	28	0	0	0	3	9	606
18	0.3036	525027.7500	499	65	30	0	0	0	2	10	606
19	0.3037	510020.2188	493	61	39	0	0	1	2	10	606
20	0.3255	536450.1875	486	65	41	0	0	0	4	10	606
21	0.3257	490466.5625	481	67	44	0	0	0	4	10	606
22	0.3565	533175.1250	477	70	45	0	0	0	3	11	606
23	0.3752	545984.1250	476	66	50	0	0	0	2	12	606
24	0.3753	531492.8750	475	67	50	0	0	0	2	12	606
25	0.3853	544873.0625	465	71	76	0	0	1	2	12	606
26	0.4536	585557.0000	459	52	79	0	0	0	4	12	606
27	0.4538	540412.2500	458	50	82	0	0	0	4	12	606
28	0.4863	582112.8750	458	44	88	0	0	0	3	13	606
29	0.5045	592774.3750	456	45	89	0	0	0	2	14	606
30	0.5046	578872.6250	455	46	89	0	0	0	2	14	606
31	0.5149	591708.6875	452	34	98	6	0	0	1	15	606
32	0.5751	623204.9375	452	33	99	6	0	0	1	15	606
33	0.5751	619484.9375	452	32	100	6	0	0	0	16	606
34	0.5759	620555.0000	452	30	102	6	0	0	0	16	606
35	0.5760	616979.1875	452	29	103	6	0	0	0	16	606
36	0.5811	622137.1250	444	25	83	37	0	1	0	16	606
37	0.6498	657301.8125	441	23	87	37	0	0	2	16	606
38	0.6500	617682.5000	441	18	90	38	0	1	2	16	606
39	0.6836	654644.5625	439	19	91	34	0	0	4	19	606
40	0.6837	622537.3125	439	19	91	33	0	1	4	19	606
41	0.6844	623394.1250	439	19	91	33	0	0	4	20	606
42	0.6846	616758.6250	439	19	91	33	0	0	3	21	606
43	0.6914	624950.0625	439	19	91	31	0	0	3	21	606
44	0.6915	621694.6875	439	19	91	33	0	0	2	22	606
45	0.7006	630935.1875	439	19	91	31	0	1	2	23	606
46	0.7007	621677.4375	435	19	91	26	0	0	4	27	606
47	0.7009	582792.6250	439	19	91	24	0	2	4	27	606
48	0.7023	584615.8125	439	19	91	23	0	0	3	31	606
49	0.7025	564209.5000	439	19	91	23	0	0	2	32	606
50	0.7029	564761.0000	439	19	91	22	0	0	2	33	606
51	0.7030	554459.5000	439	19	89	23	0	1	2	33	606
52	0.7274	579283.1875	439	19	89	23	0	0	2	34	606
53	0.7275	573251.3750	439	18	89	22	0	2	2	34	606
54	0.7360	580863.6875	438	19	89	21	0	1	2	36	606
55	0.7361	567782.9375	438	19	89	21	0	0	2	37	606
56	0.7361	561698.7500	438	19	89	20	0	1	2	37	606
57	0.7441	569365.9375	438	19	89	20	0	0	2	38	606
58	0.7442	565160.8750	438	19	88	20	0	1	2	38	606
59	0.7513	571575.0625	438	19	88	20	0	0	2	39	606
60	0.7514	566477.4375	438	19	87	20	0	1	2	39	606
61	0.7637	577019.5625	438	19	86	21	0	0	2	40	606
62	0.7638	571959.8750	437	20	86	20	0	1	2	40	606
63	0.7709	578080.5000	437	20	83	22	0	0	4	40	606
64	0.7711	569091.1250	437	20	83	21	0	1	4	40	606
65	0.7786	575628.7500	437	20	83	19	0	0	4	43	606
66	0.7787	561626.5625	437	20	83	19	0	0	3	44	606
67	0.7830	565405.2500	437	20	83	19	0	0	2	45	606
68	0.7830	562728.8125	437	20	83	19	0	0	2	45	606
69	0.7831	560122.0000	437	20	83	18	0	1	2	45	606
70	0.7902	565824.5000	437	20	83	18	0	0	2	46	606
71	0.7902	561241.7500	436	20	82	19	0	1	2	46	606
72	0.8166	579002.1875	436	20	82	19	0	0	2	47	606
73	0.8166	574721.1875	436	20	81	19	0	1	2	47	606
74	0.8280	582209.3750	436	20	79	21	0	0	2	48	606
75	0.8281	577919.9375	436	20	77	22	0	1	2	48	606
76	0.8395	585189.1875	436	20	76	23	0	0	2	49	606
77	0.8396	580757.0000	435	21	71	27	0	1	2	49	606
78	0.8488	586835.7500	435	21	70	26	0	0	4	50	606
79	0.8489	574510.5000	434	22	70	25	0	1	4	50	606

80	0.8697	587711.6875	434	22	70	13	0	0	2	55	606
81	0.8697	571548.8750	434	22	70	22	0	1	2	55	606
82	0.8731	573771.1250	434	22	70	22	0	0	2	56	606
83	0.8731	569899.6250	431	23	69	24	0	1	2	56	606
84	0.9054	587915.3125	431	22	69	24	0	0	2	58	606
85	0.9055	580420.2500	431	20	70	24	0	0	2	58	606
86	0.9154	586155.2500	431	20	68	25	0	0	2	60	606
87	0.9154	578760.5625	428	19	71	25	0	1	2	60	606
88	0.9465	594318.0000	428	19	71	24	0	0	4	60	606
89	0.9466	587274.3125	428	19	70	24	0	0	4	60	606
90	0.9525	590736.1875	428	19	68	25	0	0	4	62	606
91	0.9526	584207.7500	428	1	68	23	0	2	4	62	606
92	0.9536	584854.1250	428	19	67	24	0	0	4	64	606
93	0.9536	578463.6250	428	19	65	26	0	0	3	65	606
94	0.9584	581358.7500	427	20	65	26	0	0	3	65	606
95	0.9585	579451.0000	427	19	66	26	0	0	2	66	606
96	0.9593	579887.2500	427	13	66	26	0	0	2	66	606
97	0.9593	576008.6250	427	18	59	33	0	1	2	66	606
98	0.9807	588424.1250	427	18	59	33	0	0	3	66	606
99	0.9808	584663.4375	427	18	58	34	0	0	2	67	606
100	0.9836	586370.1250	427	18	53	34	0	0	2	67	606
101	0.9837	584508.3125	426	19	57	34	0	1	2	67	606
102	0.9960	590010.0625	425	19	58	31	0	0	4	68	606
103	0.9961	572314.1875	425	19	58	31	0	0	4	69	606
104	0.9962	566679.3125	425	19	58	30	0	1	4	69	606
105	1.0008	570224.0625	425	19	58	23	0	0	2	73	606
106	1.0009	554029.5000	424	19	59	28	0	1	2	73	606
107	1.0189	566876.8125	424	19	59	28	0	0	2	74	606
108	1.0189	561935.3125	424	19	59	28	0	0	1	75	606
109	1.0272	567413.8750	420	23	59	26	0	0	0	78	606
110	1.0274	547542.7500	420	23	59	25	0	1	0	78	606
111	1.0318	550683.5625	419	23	60	25	0	0	0	79	606
112	1.0320	545719.6875	419	23	59	25	0	1	0	79	606
113	1.0759	571823.5000	419	23	58	26	0	0	1	79	606
114	1.0759	568888.5000	418	23	59	26	0	0	0	80	606
115	1.0800	571300.9375	418	23	59	26	0	0	0	80	606
116	1.0801	569710.6875	414	27	49	34	0	2	0	80	606
117	1.1457	592629.2500	413	28	47	32	0	0	0	86	606
118	1.1456	568536.1875	413	28	45	33	0	1	0	86	606
119	1.1647	577976.6875	411	30	45	33	0	0	0	87	606
120	1.1648	573713.1875	411	29	46	32	0	1	0	87	606
121	1.1671	574922.8125	411	29	46	32	0	0	0	88	606
122	1.1671	571101.5000	411	29	46	31	0	1	0	88	606
123	1.1711	573135.8125	411	29	45	31	0	0	0	90	606
124	1.1710	564911.1875	404	34	39	38	0	1	0	90	606
125	1.2083	578644.8750	404	34	39	38	0	0	1	90	606
126	1.2084	574065.7500	404	33	40	38	0	0	1	90	606
127	1.2145	577057.1250	404	33	40	37	0	1	1	90	606
128	1.2186	578230.0625	404	33	40	37	0	0	1	91	606
129	1.2187	574322.5000	404	33	40	36	0	1	1	91	606
130	1.2236	576274.6875	404	33	40	31	0	0	2	96	606
131	1.2236	552964.1250	404	33	40	30	0	1	2	96	606
132	1.2284	555202.3750	404	33	40	30	0	0	2	97	606
133	1.2284	551518.0000	404	33	40	30	0	1	2	97	606
134	1.2292	551855.5625	404	33	39	26	0	0	1	103	606
135	1.2290	531785.0625	404	33	39	26	0	0	0	104	606
136	1.2543	541705.8750	404	33	39	26	0	0	0	104	606
137	1.2544	539578.5625	404	33	39	25	0	1	0	104	606
138	1.2611	542291.3750	404	33	39	25	0	0	1	104	606
139	1.2611	539714.5625	404	33	39	25	0	0	0	105	606
140	1.2700	542808.3750	404	33	39	24	0	1	0	105	606
141	1.2701	541471.6250	404	33	39	24	0	1	1	105	606
142	1.2702	538944.0625	404	33	39	23	0	1	1	105	606
143	1.2739	540258.8750	404	33	38	20	0	1	1	110	606
144	1.2736	521982.0938	402	34	38	21	0	0	0	111	606
145	1.2967	530031.3750	402	34	38	21	0	0	0	111	606
146	1.2967	528433.3750	401	35	38	20	0	1	0	111	606
147	1.3275	537724.4375	400	36	37	20	0	1	0	112	606
148	1.3274	534429.1250	399	37	37	20	0	0	0	113	606
149	1.3274	531187.0000	399	37	37	19	0	1	0	113	606
150	1.3289	531703.3750	399	37	37	19	0	0	0	114	606
151	1.3288	528185.8750	399	36	38	18	0	1	0	114	606
152	1.3401	532050.1250	399	36	37	19	0	0	0	115	606
153	1.3400	528614.5625	399	35	37	18	0	2	0	115	606
154	1.3794	538760.5625	399	35	37	18	0	0	0	117	606
155	1.3792	532755.8125	399	35	37	17	0	1	0	117	606
156	1.383	534366.5000	399	35	36	13	0	0	0	123	606
157	1.3838	515564.4375	399	30	37	16	0	1	0	123	606
158	1.4366	527533.8125	397	28	39	17	0	0	1	124	606
159	1.4364	520511.7500	397	27	40	16	0	1	1	124	606
160	1.4424	521947.6875	397	27	39	17	0	0	2	124	606
161	1.4423	518965.7813	397	27	35	16	0	1	2	124	606
162	1.4488	520394.8125	397	24	39	18	0	0	2	126	606
163	1.4487	511259.5000	397	23	40	18	0	0	1	127	606
164	1.4638	514761.6250	397	23	40	18	0	0	1	127	606
165	1.4639	513208.7813	397	23	40	18	0	0	0	128	606
166	1.4643	513294.9063	397	23	39	19	0	0	0	128	606
167	1.4643	511254.0938	396	24	38	19	0	1	0	128	606
168	1.5123	520391.6250	396	24	38	19	0	0	1	128	606
169	1.5122	517704.2813	396	24	38	19	0	0	0	129	606
170	1.5197	519386.7188	396	24	38	19	0	0	0	129	606
171	1.5197	518026.3750	396	24	38	18	0	1	0	129	606
172	1.5269	519484.8438	396	24	37	17	0	0	1	131	606







Teknik Sipil ITS

PUSHOVER CURVE

Pushover Case PUSHY

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E TOTAL
0	-0.1746	0.0000	299	1	0	0	0	0	0	0
1	6.2658	783.1420	299	0	0	0	0	1	0	0
2	6.2731	783.9031	297	2	0	0	0	0	1	0
3	6.2771	688.2033	297	1	0	0	0	1	1	0
4	6.2836	688.7098	293	5	0	0	0	0	0	2
5	6.2866	500.8515	290	5	2	0	0	1	0	2
6	8.4006	640.4354	287	8	2	0	0	0	0	3
7	8.3978	491.7732	277	11	8	0	0	1	0	3
8	12.4935	675.8238	275	13	8	0	0	0	0	4
9	12.4898	545.7048	265	17	12	1	0	1	0	4
10	18.9010	737.4222	265	17	12	1	0	0	1	4
11	18.9041	715.2052	265	16	12	1	0	1	1	4
12	19.3871	726.9042	262	19	12	1	0	0	1	5
13	19.3896	616.9803	260	17	16	0	0	1	1	5
14	22.4680	708.1034	260	15	18	0	0	0	2	5
15	22.4709	686.4941	259	15	15	0	0	0	1	6
16	23.1110	701.1327	259	15	19	0	0	0	1	6
17	23.1145	690.5759	259	14	18	2	0	0	0	7
18	24.1888	710.9417	259	14	18	2	0	0	0	7
19	24.1927	700.1490	253	16	22	1	0	1	0	7
20	27.6914	751.5988	253	15	23	1	0	1	1	7
21	27.6952	728.6683	252	15	24	1	0	0	0	8
22	29.0021	751.1357	251	13	26	1	0	0	0	8
23	29.0060	739.2925	251	12	27	1	0	1	0	8
24	30.3197	758.8136	246	14	30	1	0	0	0	9
25	30.3194	677.1149	245	13	31	1	0	1	0	9
26	32.6535	709.1465	237	20	32	1	0	0	0	10
27	32.6572	603.7960	236	20	31	2	0	1	0	10
28	34.7858	654.8801	229	26	32	2	0	0	0	11
29	34.7891	564.4971	228	19	38	3	0	1	0	11
30	38.3750	641.0516	221	24	40	3	0	0	0	12
31	38.3778	577.0856	221	22	42	3	0	0	0	12
32	41.1186	633.3176	221	22	42	2	0	1	0	12
33	41.2389	634.9488	221	20	44	2	0	0	1	12
34	41.2431	616.4780	221	19	44	3	0	0	0	13
35	42.5993	635.3873	221	19	44	3	0	0	0	13
36	42.6032	625.9962	221	19	43	3	0	1	0	13
37	42.9688	631.5317	221	19	43	3	0	0	1	13
38	42.9724	615.7027	220	18	45	3	0	0	0	14
39	44.7127	638.4386	220	18	45	3	0	0	0	14
40	44.7162	630.3830	220	17	45	3	0	1	0	14
41	47.2224	660.1265	219	18	45	3	0	0	1	14
42	47.2256	645.8851	215	20	45	5	0	0	0	15
43	49.2221	669.7482	215	20	45	5	0	0	0	15
44	49.2256	662.3047	214	20	46	5	0	0	0	15
45	49.6510	668.1413	214	15	47	8	0	1	0	15
46	57.5202	725.6367	214	15	47	8	0	0	1	15
47	57.5223	710.9866	214	15	47	8	0	0	1	15
48	58.2806	723.4133	214	14	47	8	0	1	1	15
49	58.9940	728.7549	214	14	46	9	0	0	2	15
50	58.9970	719.8032	214	13	46	10	0	0	2	15
51	59.4620	725.9485	214	10	49	9	0	1	2	15
52	61.1143	737.8661	214	10	49	9	0	2	2	16
53	61.1160	724.7098	214	10	49	8	0	1	2	16
54	61.3108	728.0591	214	10	49	8	0	0	2	17
55	61.3142	715.5352	214	10	49	8	0	1	1	18
56	62.1472	728.0513	214	10	49	8	0	0	1	18
57	62.1507	721.1949	214	10	48	9	0	0	0	19
58	63.2551	734.5106	214	10	48	9	0	0	0	19
59	63.2576	730.3899	214	10	47	10	0	0	0	19
60	63.3558	731.9344	214	10	46	10	0	1	0	19
61	64.2450	738.9609	214	10	46	10	0	0	1	19
62	64.2436	729.5692	214	10	46	10	0	0	1	19
63	64.7499	737.1740	214	9	46	10	0	1	1	19
64	65.9535	746.5160	213	10	46	10	0	2	1	19
65	65.9529	732.2659	213	10	46	10	0	0	2	19
66	67.0270	745.1050	213	10	46	10	0	0	1	20
67	67.1742	746.2383	213	10	46	10	0	0	1	20
68	67.1780	738.6757	213	10	46	10	0	0	1	20
69	67.7255	745.4130	213	10	46	10	0	0	0	21
70	68.2771	749.5785	213	10	45	10	0	1	0	21
71	68.2797	745.0408	213	10	45	10	0	0	1	21
72	68.2745	735.9080	213	10	45	9	0	1	1	21
73	68.5035	739.9592	213	10	45	9	0	0	1	22
74	68.4975	726.6740	211	10	45	11	0	0	1	22
75	69.8771	745.4398	211	9	44	12	0	1	1	22
76	69.9295	745.8367	205	10	47	13	0	2	2	23
77	69.9130	719.2723	205	10	48	13	0	0	0	24
78	72.3059	735.8452	205	10	48	13	0	0	0	24
79	72.3097	730.7978	205	10	48	13	0	0	0	24



