



**ANALISIS KAPASITAS *FRAME* UNTUK PENGUJIAN LENTUR**

**SKRIPSI**

oleh

**TRI WAHYUDI  
NIM 111910301087**

**PROGRAM STUDI STRATA I  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS JEMBER  
2015**



**ANALISIS KAPASITAS *FRAME* UNTUK PENGUJIAN LENTUR**

**SKRIPSI**

diajukan guna melengkapi tugas akhir dan memenuhi salah satu syarat  
untuk menyelesaikan Program Studi Strata 1 Teknik Sipil  
dan mencapai gelar Sarjana Teknik

oleh

**TRI WAHYUDI  
NIM 111910301087**

**PROGRAM STUDI STRATA I  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS JEMBER  
2015**

## PERSEMBAHAN

Sebuah usaha kecil dari kewajiban dalam agama-Mu (menuntut ilmu), *Alhamdulillah* telah Engkau lapangkan jalannya. Ya Allah, terima kasih atas rahmat serta hidayah-Mu kepadaku dan kepada Nabi Muhammad SAW teladanku dan umatnya yang membawa cahaya di dunia-Mu.

Akhirnya, kupersembahkan tugas akhir ini untuk:

1. Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat, karunia serta kasih sayang-Nya kepadaku sehingga dapat menyelesaikan tugas akhir ini dengan baik;
2. Kedua Orangtuaku terkasih dan tersayang, Ibunda Mulyati dan Ayahanda Mustari, yang telah memberikan semangat, do'a dan semua pengorbanannya yang tak terhitung nilainya;
3. Kakaku, Luluk Ida Ratnaning S.Pd. dan Didik Mulyono S.T., serta keponakan tercinta Dida Bima Aflah, Mada Labib Assami, Attahira Wahyu yang selalu mendukung dan menghiburku selama melaksanakan studi ini hingga selesai;
4. Guru-guruku sejak taman kanak-kanak sampai perguruan tinggi yang telah memberikan ilmu dan membimbingku dengan sabar;
5. Keluarga besarku yang ada di Probolinggo, Mbah dan Nyai Sudiro yang saya tuakan, Bulek Satukah, Bulek Plik, Paklek Maen, Paklek Suroso dan semua yang tidak mungkin saya sebutkan satu per satu, yang selalu memberikan *support*, do'a dan bantuannya selama ini;
6. Almamater Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember.

**MOTTO**

Tunjukilah kami jalan yang lurus.  
(terjemahan Surat Al-Fatihah ayat 6)<sup>\*)</sup>

Karena sesungguhnya bersama kesulitan itu ada kemudahan.  
(terjemahan Surat Al-Insyirah ayat 5)<sup>\*\*)</sup>

Kebebasan bukan tujuan tapi jalan untuk menemukan batasan-batasan.<sup>\*\*\*)</sup>

---

\*) Departemen Agama Republik Indonesia. 2013. *Al-Qur'an dan Terjemahannya*. Solo: PT Tiga Serangkai Pustaka Mandiri.

\*\*) Departemen Agama Republik Indonesia. 2013. *Al-Qur'an dan Terjemahannya*. Solo: PT Tiga Serangkai Pustaka Mandiri.

\*\*\*) Emha Ainun Nadjib, [sumurkenduricinta.com](http://sumurkenduricinta.com)

**PERNYATAAN**

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama: Tri Wahyudi

NIM : 111910301087

menyatakan dengan sesungguhnya bahwa karya ilmiah yang berjudul ”*Analisis Kapasitas Frame Untuk Pengujian Lentur*” adalah benar-benar hasil karya sendiri, kecuali kutipan yang sudah saya sebutkan sumbernya, belum pernah diajukan pada institusi mana pun, dan bukan karya jiplakan. Saya bertanggung jawab penuh atas keabsahan dan kebenaran isinya sesuai dengan sikap ilmiah yang harus dijunjung tinggi.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya, tanpa adanya tekanan dan paksaan dari pihak manapun serta bersedia mendapat sanksi akademik jika ternyata di kemudian hari pernyataan ini tidak benar.

Jember, September 2015

Yang menyatakan,

Tri Wahyudi  
NIM 111910301087

**SKRIPSI**

**ANALISIS KAPASITAS *FRAME* UNTUK PENGUJIAN LENTUR**

oleh

Tri Wahyudi  
NIM 111910301087

Pembimbing

Dosen Pembimbing Utama : Erno Widayanto, S.T., M.T.

Dosen Pembimbing Anggota : Dwi Nurtanto, S.T., M.T.

**PENGESAHAN**

Skripsi berjudul “*Analisis Kapasitas Frame Untuk Pengujian Lentur*” telah diuji dan disahkan pada:

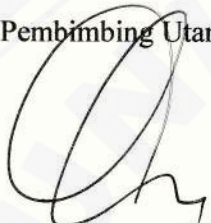
Hari : Rabu

Tanggal : 2 September 2015

Tempat : Fakultas Teknik Universitas Jember.

Tim Penguji:

Pembimbing Utama,



Erno Widayanto, S.T., M.T.  
NIP. 19700419 199803 1 002

Pembimbing Anggota,



Dwi Nurtanto, S.T., M.T.  
NIP. 19731015 199802 1 001

Penguji I,



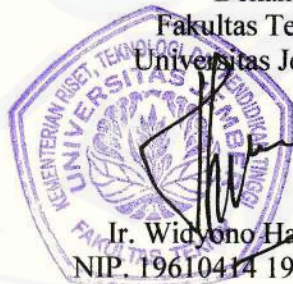
Ketut Aswatama, S.T., M.T.  
NIP. 19700713 200012 1 001

Penguji II,



Sri Sukmawati, S.T., M.T.  
NIP. 19650622 199803 2 001

Mengesahkan  
Dekan  
Fakultas Teknik  
Universitas Jember,



Ir. Widiono Hadi, M.T.  
NIP. 19610414 198902 1 001

## RINGKASAN

**Analisis Kapasitas *Frame* Untuk Pengujian Lentur;** Tri Wahyudi, 111910301087; 2015: 104 halaman; Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember.

Laboratorium Struktur Teknik Sipil Universitas Jember mempunyai peralatan uji material yang lengkap, namun tidak disertai dengan alat uji struktur yang memadai. Terjadinya perbedaan hasil yang signifikan antara teori dan aktual serta gagalnya *frame* pada saat pengujian benda uji, mendorong untuk merencanakan ulang *frame* yang digunakan sebagai tumpuan pengujian.

*Redesign* dilakukan guna menentukan bentuk *frame* yang sesuai untuk pengujian benda uji berupa balok lurus dan pelengkung. Pada tahap awal, perencanaan kapasitas tidak dilakukan karena bahan penyusun *frame* sudah tersedia, sehingga perencanaan hanya dilakukan sampai pada tahap gambar desain. Analisis untuk mengetahui kapasitas *frame* dilakukan dengan simulasi pembebanan ditengah bentang memanjang dan melintang secara bergantian dengan pembebanan bertahap, mulai dari beban 1 ton sampai dengan beban yang mendefinisikan lendutan dinyatakan pada batas aman ( $L/360$ ). Perhitungan dilakukan dengan menggunakan program SAP 2000 dengan kontrol hasil menggunakan metode statika.

Dari analisis simulasi pembebanan diketahui untuk kapasitas maksimum *frame* mempunyai dua definisi kekuatan, yaitu (a) kapasitas *frame* dengan tumpuan hidrolis dan (b) kapasitas *frame* tanpa tumpuan hidrolis dibentang melintang tengah bentang *frame*. (a) mempunyai kapasitas maksimum sebesar 20 ton dan (b) sebesar 10 ton. Jika *frame* yang ada dimaksudkan sebagai *frame* pengujian, maka pada setiap penambahan beban pada benda uji, *frame* akan menerima beban 40% lebih besar dari beban yang diberikan (Carpenter and Le-Wu-Lu, 1968). Dengan demikian, besar beban maksimum ijin yang diperbolehkan saat pengujian hanya sampai pada beban (a) sebesar 6 ton dan (b) sebesar 12 ton. Hasil tersebut didukung dengan kapasitas



sambungan yang memakai pelat siku sebesar 18,807 ton dan sambungan tipe *End-Plate* sebesar 36,62 ton. Untuk perencanaan pondasi didasarkan pada kapasitas maksimum *frame* sesuai kriteria aman dari komponen struktur lentur, yaitu pada beban 20 ton yang secara perhitungan manual didapatkan untuk gaya aksial akibat beban terfaktor,  $P_u$ , sebesar 33,57 ton, momen arah x,  $M_{ux}$ , sebesar 8,39 tonm, dan momen arah y,  $M_{uy}$ , sebesar 5,59 tonm. Dilengkapi data tanah yang didapat dari laboratorium tanah Universitas Jember, dihasilkan untuk kapasitas daya dukung tanah sebesar 142,27 kN/m<sup>2</sup> (metode Terzaghi dan Peck, 1943). Dari hasil perhitungan itu didapatkan tulangan yang digunakan untuk pondasi pada arah memanjang (searah x) adalah D22-200, arah melintang (searah y) adalah D19-100, serta ditentukan untuk material beton menggunakan beton  $f_c'$  20 MPa. Untuk memperkuat posisi *frame* digunakan *base-plate* setebal 16 mm. Sebagai angkur digunakan baut  $\phi$  22 mm yang setelah dianalisis diketahui untuk kuat tariknya sebesar 740,85 kN, kuat jebol beton 219,57 kN, dan kuat cabut beton sebesar 257,07 kN.

Adanya profil yang tidak seragam serta tidak adanya penambahan pengaku pada bagian-bagian penyusun menyebabkan kapasitas *frame* tidak bekerja maksimal. Hal ini menyebabkan kapasitas profil penyusun *frame* tidak terekplorasi secara keseluruhan sampai pada batas maksimum. Dengan adanya kekurangan tersebut, disarankan ada perencanaan ulang pada batang-batang yang tersusun dari Canal ganda dan penambahan pengaku pada profil-profil penyusunnya (lihat gambar 2.23 dan gambar 2.24) agar *frame* yang ada dapat bekerja maksimal.

## SUMMARY

**Analysis Capacity of Frame for Flexure Testing;** Tri Wahyudi, 111910301087; 2015: 104 pages; Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Jember.

Civil Engineering Structures Laboratory of the University of Jember have complete material test equipment, but not accompanied by adequate test equipment structure. The occurrence of a significant difference in the results between theory and actual as well as the failure of the frame at the time of the test specimen, pushing for the plan re-frame that is used as a stool test.

Redesign conducted to determine the shape of the frame corresponding to the test specimen in the form of a straight beam and arch. In the early stages, capacity planning is not carried out because the building blocks of the frame are readily available, so the planning is only done at the stage of design drawings. Analysis to determine the capacity of the frame is done by simulating loading spans the middle lengthwise and crosswise alternately with the gradual imposition, ranging from 1 ton to load the burden of defining the deflection expressed in safe limits ( $L / 360$ ). The calculation is performed using the SAP program in 2000 to control the results of using the method of statics.

From the simulation analysis of loading is known to the maximum capacity of the frame has two definitions of powers, namely (a) capacity frame with hydraulic pedestal and (b) the capacity of the hydraulic pedestal frame without dibentang transverse frame midspan. (a) has a maximum capacity of 20 tons and (b) by 10 tons. If the frames are intended as a test frame, then on each additional load on the specimen, the frame will receive a load 40% greater than a given load (Carpenter and Le-Wu-Lu, 1968). Thus, a large maximum load current permission is allowed only up

to the load testing (a) of 6 tons and (b) by 12 tons. These results are supported by means of plates connection capacity of 18.807 tons elbow and connection type End-Plate by 36.62 tons. For foundation design is based on the maximum capacity of the frame according to criteria of safety of flexible structural components, namely the 20-ton load in manual calculations obtained for the factored axial force due to load,  $P_u$ , amounted to 33.57 tons, the moment the direction of x,  $M_{ux}$ , at 8, 39 tonm, and the moment the y direction,  $M_{uy}$ , amounting to 5.59 tonm. Equipped soil data obtained from laboratory soil Jember University, produced for soil bearing capacity of 142.27 kN / m<sup>2</sup> (method Terzaghi and Peck, 1943). From the calculation results obtained reinforcement is used for the foundation in the longitudinal direction (the direction x) is D22-200, the transverse direction (the direction y) is D19-100, as well as concrete material is determined to use concrete  $f_c$  '20 MPa. To strengthen the position of the frame is used base-plate thickness of 16 mm. As used bolt anchors  $\phi$  22 mm which when analyzed is known for its tensile strength of 740.85 kN, strong concrete perforated 219.57 kN, and the strong pull of 257.07 kN concrete.

The presence of non-uniform profile as well as the absence of additional stiffeners on the parts making up lead frame capacity does not work optimally. This causes the capacity of constituent profile overall frame unexplored until the maximum limit. Given these shortcomings, it is suggested there redesign on the trunks are composed of a double Canal and the addition of stiffeners on constituent profiles (see Figure 2:23 and 2:24 picture) so that the existing frame can work optimally.

## PRAKATA

*Alhamdulillah*, Puji syukur kehadirat Allah SWT atas limpahan rahmat dan hidayah-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan skripsi yang berjudul “*Analisis Kapasitas Frame Untuk Pengujian Lentur*”. Skripsi ini disusun sebagai salah satu syarat untuk menyelesaikan program studi strata satu (S1) Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember.

Selama penyusunan skripsi ini penulis mendapat bantuan dari berbagai pihak, untuk itu penulis mengucapkan terima kasih kepada :

1. Ir. Widiono Hadi, M.T., selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Jember;
2. Erno Widayanto., S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing Utama dan pendanaan;
3. Dwi Nurtanto, S.T., M.T., selaku Dosen Pembimbing Anggota;
4. Ketut Aswatama W., S.T., M.T., selaku Dosen Penguji Utama;
5. Sri Sukmawati, S.T., M.T., selaku Dosen Penguji Anggota;
6. Kedua Orangtuaku tercinta, Ibunda Mulyati dan Ayahanda Mustari;
7. Kakakku, Luluk Ida Ratnaning, S.Pd. dan Didik Mulyono, S.T., yang selalu berbagi pengalaman dan sharing sesuatu yang membangkitkan motivasiku untuk terus maju
8. Keluarga besarku di Probolinggo, Mbah dan Nyai Sudiro yang saya tuakan, Bulek Satukah, Bulek Plik, Paklek Maen, Paklek Suroso, yang selalu memberikan cerita tersendiri dalam setiap kesempatan berkunjung ke kediamannya
9. Keponakanku Dida Bima Aflah, Mada Labib Assami, dan Attahira Wahyu yang selalu memberikan tawa dalam setiap kesempatan pulang ke kampung halaman.
10. Teman satu kontrakan selama masa studi Ahmad Said, Faizal Rachman, dan Abdul Aziz.

11. Andiani Herlina yang selalu memberikan waktu dan perhatian hingga terselesaikannya tugas akhir ini;
12. Saudara-saudaraku Teknik Sipil Angkatan 2011 yang tidak bisa saya sebutkan satu per satu, terimakasih atas persahabatan luar biasa yang tak akan pernah terlupakan, dukungan serta semangat tiada henti;
13. Almamater Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember.

Segala kritik dan saran yang membangun sangat penulis harapkan demi kesempurnaan skripsi ini. Akhirnya, semoga skripsi ini dapat bermanfaat bagi penulis maupun pembaca sekalian.

Jember, September 2015

Penulis

**DAFTAR ISI**

	Halaman
<b>HALAMAN SAMPUL</b> .....	<b>i</b>
<b>HALAMAN JUDUL</b> .....	<b>ii</b>
<b>HALAMAN PERSEMBAHAN</b> .....	<b>iii</b>
<b>HALAMAN MOTTO</b> .....	<b>iv</b>
<b>HALAMAN PERNYATAAN</b> .....	<b>v</b>
<b>HALAMAN PEMBIMBING</b> .....	<b>vi</b>
<b>HALAMAN PENGESAHAN</b> .....	<b>vii</b>
<b>RINGKASAN</b> .....	<b>viii</b>
<b>SUMMARY</b> .....	<b>x</b>
<b>PRAKATA</b> .....	<b>xii</b>
<b>DAFTAR ISI</b> .....	<b>xiv</b>
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	<b>xix</b>
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	<b>xxi</b>
<b>BAB 1. PENDAHULUAN</b> .....	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	3
1.3 Tujuan .....	4
1.4 Manfaat .....	4
1.5 Batasan Permasalahan .....	4
<b>BAB 2. TINJAUAN PUSATAKA</b> .....	<b>5</b>
2.1 Material dan Sifat-sifatnya .....	5
2.1.1 Baja.....	5
2.1.2 Sifat-sifat Mekanik Baja.....	7
2.1.2.1 Keuletan Material .....	9
2.1.2.2 Tegangan Multiaksial.....	10
2.2 Komponen Struktur .....	10

2.2.1 Batang Tarik .....	10
2.2.1.1 Tahanan Nominal .....	11
2.2.1.2 Geser Blok ( <i>Block Shear</i> ) .....	11
2.2.2 Batang Tekan .....	12
2.2.2.1 Tahanan Tekan Nominal .....	12
2.3 Komponen Struktur Lentur .....	13
2.3.1 Lentur Sederhana Profil Simetris .....	13
2.3.2 Lendutan Balok .....	14
2.3.3 Beban Terpusat pada Balok .....	16
2.4 Sambungan Baut .....	19
2.4.1 Tahanan Nominal Baut .....	19
2.4.2 Tahanan Geser Baut .....	20
2.4.3 Tahanan Tarik Baut .....	20
2.4.4 Tahanan Tumpu Baut .....	20
2.5 Balok Kolom .....	20
2.5.1 Desain LRFD Komponen Struktur Balok Kolom .....	21
2.5.2 Perbesaran Momen Untuk Struktur Tak Bergoyang .....	22
2.5.3 Perbesaran Momen Untuk Struktur Bergoyang .....	23
2.5.4 Tekuk Lokal Web pada Komponen Struktur Balok-Kolom.	24
2.6 Pondasi .....	25
2.6.1 Pengenalan Pondasi .....	25
2.6.1.1 Pengertian .....	25
2.6.1.2 Jenis Pondasi .....	25
2.6.1.3 Kriteria Perancangan Pondasi .....	28
2.6.2 Pondasi Telapak .....	29
2.6.2.1 Macam-macam Pondasi Telapak .....	29
2.6.3 Perencanaan Pondasi Telapak .....	31
2.6.3.1 Cara Perencanaan .....	31
2.7 Daftar Referensi Perencanaan dari Penelitian Sebelumnya .....	34

<b>BAB 3. METODE PENELITIAN .....</b>	<b>35</b>
3.1 Lingkup Perencanaan .....	35
3.2 Alat dan Bahan .....	35
3.3 Metodologi Penelitian .....	35
3.3.1 Perencanaan .....	35
3.3.2 Perakitan .....	36
3.3.3 Analisa Kapasitas <i>Frame</i> .....	36
3.3.4 Pengujian .....	37
3.3.5 Pembahasan .....	37
<b>BAB 4. HASIL DAN PEMBAHASAN .....</b>	<b>40</b>
4.1 Penyusun <i>Frame</i> .....	40
4.2 Model Pembebanan .....	43
4.3 Perhitungan Kapasitas <i>Frame</i> dan Sambungan .....	44
4.3.1 Perhitungan Aksi Kolom .....	45
4.3.2 Perhitungan Aksi Balok .....	48
4.3.2.1 Portal Balok Memanjang .....	48
4.3.2.1.1 Pencarian Penampang Kompak/Tak Kompak (Cek Klasifikasi Profil) .....	49
4.3.2.1.2 Parameter LTB Berdasarkan F2 (AISC 2010) .....	49
4.3.2.1.3 Perbesaran Momen, $\delta_b$ (Untuk Struktur Tak Bergoyang) .....	50
4.3.2.1.4 Menghitung Interaksi Gaya Aksial dan Momen Lentur .....	52
4.3.2.2 Portal Balok Melintang .....	54
4.3.2.2.1 Pencarian Penampang Kompak/Tak Kompak (Cek Klasifikasi Profil) .....	55
4.3.2.2.2 Parameter LTB Berdasarkan F2 (AISC 2010) .....	55



4.3.2.2.3	Perbesaran Momen, $\delta_b$ (Untuk Struktur Tak Bergoyang) .....	56
4.3.2.2.4	Menghitung Interaksi Gaya Aksial dan Momen Lentur .....	58
4.3.2.3	Portal Balok Melintang Kopel .....	60
4.3.2.3.1	Periksa Kelangsingan Penampang .....	61
4.3.2.3.2	Perbesaran Momen, $\delta_b$ (Untuk Struktur Tak Bergoyang) .....	62
4.3.2.3.3	Menghitung Interaksi Gaya Aksial dan Momen Lentur .....	64
4.3.3	Tinjau Kekuatan <i>Frame</i> dengan Statika Konstruksi, SAP 2000, dan Analisis Portal 3 Sendi .....	66
4.3.3.1	Statika Konstruksi .....	66
4.3.3.2	Metode SAP 2000 .....	70
4.3.3.3	Portal <i>Frame</i> Pembebanan Searah Melintang Asumsi Beban Pelengkung Dengan Metode Analisa Portal 3 Sendi.....	72
4.3.3.4	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Menggunakan 3 Metode .....	75
4.3.4	Sambungan .....	80
4.3.4.1	Tinjau Kuat Tumpu Pelat Sambung .....	80
4.3.4.2	Tinjau Kuat Geser Baut (1 Bidang Geser) .....	81
4.3.4.3	Tinjau Kuat Geser Blok .....	81
4.3.4.4	Tinjau Kapasitas Batang Tarik Profil Siku L 90.90.9 .....	82
4.3.4.5	Tinjau <i>End-Plate</i> .....	83
4.4	Pondasi .....	84
4.4.1	Data Tanah .....	84
4.4.2	Desain Pondasi .....	86

4.4.2.1 Kapasitas Daya Dukung Tanah .....	87
4.4.2.2 Kontrol Tegangan Tanah .....	89
4.4.2.3 Gaya Geser Pada <i>Footplate</i> .....	91
4.4.2.4 Pembesian <i>Footplate</i> .....	95
4.5 Rencana <i>Base-Plate</i> dan Baut Angkur .....	99
<b>BAB 5. PENUTUP .....</b>	<b>103</b>
5.1 Kesimpulan .....	103
5.2 Saran .....	104
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>105</b>
<b>LAMPIRAN-LAMPIRAN</b>	

**DAFTAR TABEL**

	Halaman
1.1 Data Lendutan Hasil Analisa Metode Elemen Hingga dan Pengujian .....	2
2.1 Sifat-sifat Mekanis Baja Struktural .....	9
2.2 Tipe-tipe Baut .....	19
4.1 Data Kebutuhan Profil WF 300.150.9.9 .....	41
4.2 Data Material Profil Baja WF 300.150.9.9 .....	41
4.3 Data Kebutuhan Profil Canal 150.75.9.12,5 .....	42
4.4 Data Material Profil Baja Canal 150.75.9.12,5 .....	42
4.5 Kebutuhan Pelat Sambung L 90.90.9 .....	42
4.6 Data Material Pelat Sambung L 90.90.9 .....	43
4.7 Data Baut .....	43
4.8 Total Berat <i>Frame</i> .....	43
4.9 Hasil Perhitungan Beban Terfaktor .....	45
4.10 Hasil Perhitungan Kapasitas Profil Pada Tiap P=1 ton.....	47
4.11 Hasil Perhitungan Kapasitas Profil Pada Tiap P=10 ton .....	48
4.12 Perbesaran Momen ( $\delta_b$ ) dan Lendutan ( $\Delta$ ) .....	51
4.13 Hasil Perhitungan Mux .....	53
4.14 Hasil Perhitungan Interaksi Gaya Aksial dan Momen Lentur .....	54
4.15 Perbesaran Momen ( $\delta_b$ ) dan Lendutan ( $\Delta$ ) .....	57
4.16 Hasil Perhitungan Mux .....	59
4.17 Hasil Perhitungan Interaksi Gaya Aksial dan Momen Lentur .....	60
4.18 Hasil Perhitungan Kekuatan Kopel .....	62
4.19 Hasil Perhitungan $\delta_b$ dan $\Sigma N_u$ .....	63
4.20 Hasil Perhitungan Mux .....	64
4.21 Hasil Perhitungan Interaksi Gaya Aksial dan Momen Lentur .....	65

4.22	Hasil Perhitungan Pembebanan Portal <i>Frame</i> Searah Melintang h=1,7 m .....	67
4.23	Hasil Perhitungan Pembebanan Portal <i>Frame</i> Searah Melintang h=0,3 m .....	68
4.24	Rekapitulasi Pembebanan <i>Frame</i> Searah Melintang .....	68
4.25	Hasil Perhitungan Pembebanan Portal <i>Frame</i> Searah Memanjang h=1,7 m.....	69
4.26	Hasil Perhitungan Pembebanan Portal <i>Frame</i> Searah Memanjang h=0,3 m.....	69
4.27	Rekapitulasi Pembebanan <i>Frame</i> Searah Memanjang .....	70
4.28	Hasil Perhitungan dengan SAP 2000 .....	71
4.29	Hasil Perhitungan dengan SAP 2000 .....	71
4.30	Hasil Perhitungan Gaya Dalam Portal 3 Sendi .....	73
4.31	Hasil Perhitungan Metode Statika .....	74
4.32	Hasil Perhitungan dengan SAP 2000 .....	75
4.33	Rekapitulasi Metode Statika .....	76
4.34	Rekapitulasi Perhitungan Dengan SAP 2000.....	76
4.35	Rekapitulasi Perhitungan Analisis Portal 3 Sendi.....	77
4.36	Rekapitulasi Metode Statika .....	78
4.37	Rekapitulasi Perhitungan Dengan SAP 2000.....	79

**DAFTAR GAMBAR**

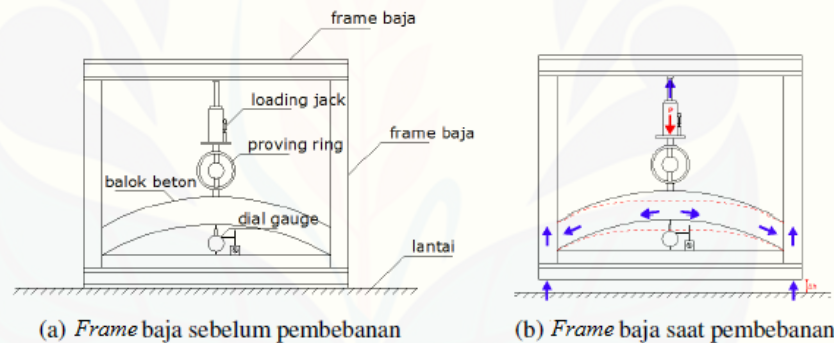
	Halaman
1.1 Alat Pengujian Struktur .....	1
1.2(a) <i>Frame</i> Baja Sebagai Tumpuan .....	3
1.2(b) <i>Frame</i> Baja Saat Pembebanan Benda Uji .....	3
2.1 Hubungan Tegangan-Regangan Tipikal .....	7
2.2 Kurva Hubungan Tegangan ( $f$ ) vs Regangan ( $\epsilon$ ) .....	8
2.3 Bagian Kurva Tegangan – Regangan yang Diperbesar .....	8
2.4 Beberapa Penampang Batang Tarik .....	10
2.5 Keruntuhan Geser Blok .....	12
2.6 Panjang Tekuk Untuk Beberapa Kondisi Perletakan .....	13
2.7 Modulus Penampang Berbagai Tipe Profil Simetri .....	14
2.8 Balok Dengan BebanTerpusat .....	17
2.9 Tekuk Web Bergoyang .....	18
2.10 Variasi Nilai $C_m$ pada Berbagai Pembebanan .....	23
2.11 Penampang Pondasi Dangkal .....	26
2.12 Pondasi <i>Staal</i> , <i>Telapak</i> , dan <i>Pylor</i> .....	27
2.13 Pondasi Sumuran .....	28
2.14 Pondasi Tiang Pancang .....	28
2.15 Tegangan Kontak Pada Pondasi .....	29
2.16 Pondasi Dinding .....	30
2.17 Pondasi Telapak Tunggal .....	30
2.18 Pondasi Gabungan .....	30
2.19 Pondasi Telapak Menerus .....	31
2.20 Pondasi <i>Mat</i> .....	31
2.21 Tekanan Tanah Pada Pondasi .....	32
2.22 Pemasangan Tulangan Pondasi .....	32
2.23 Baja <i>Frame</i> Pengujian Struktur .....	34

2.24	<i>Loading Frame</i> .....	34
3.1	<i>Flowchart</i> Alur Perencanaan .....	38
4.1	<i>Frame</i> Sebelum Perencanaan .....	40
4.2	<i>Redesign Frame</i> (Sesudah) .....	40
4.3	Dimensi <i>Frame</i> .....	40
4.4	Model Pembebanan .....	44
4.5	Pembebanan Searah Melintang Metode Statika.....	67
4.6	Pembebanan Searah Memanjang Metode Statika .....	69
4.7	Pembebanan Searah Melintang Metode SAP.....	71
4.8	Pembebanan Searah Memanjang Metode SAP .....	71
4.9	Grafik Hasil Perhitungan Momen Maksimum (Mmaks) .....	77
4.10	Grafik Hasil Perhitungan Geser Nominal (Vn) .....	78
4.11	Grafik Hasil Perhitungan Momen Maksimum (Mmaks) .....	79
4.12	Grafik Hasil Perhitungan Geser Nominal .....	80
4.13	Detail <i>End-Plate</i> .....	84
4.14	Bentuk Penampang Pondasi Rencana .....	87
4.15	Kontrol Tegangan Tanah .....	90
4.16	Geser Arah x .....	92
4.17	Geser Arah y .....	93
4.18	Geser Dua Arah .....	94
4.19	Tulangan Lentur Arah x .....	96
4.20	Tulangan Lentur Arah y .....	98
4.21	Detail Penulangan Pondasi .....	98
4.22	Rencana <i>Base-Plate</i> .....	99
4.23	Detail <i>Base-Plate</i> .....	100

## BAB 1. PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Laboratorium struktur teknik sipil Universitas Jember mempunyai peralatan uji material yang lengkap, namun belum disertai dengan alat uji struktur yang memadai. Alat pengujian struktur yang sudah ada digunakan untuk menguji kekuatan struktur dari balok, pelengkung, dan pelat beton. Alat tersebut berbentuk seperti gambar 1.1. Pada alat ini terdapat beberapa komponen yang sangat menentukan hasil pengujian. Dongkrak untuk memberi sejumlah beban pada struktur, *proving ring* untuk membaca besar beban yang diterima struktur, *dial gauge* untuk membaca besar lendutan yang terjadi pada struktur, serta *frame* baja sebagai tumpuan.



Gambar 1.1 Alat pengujian struktur

Pada penelitian-penelitian sebelumnya memberikan hasil yang jauh berbeda antara analisa dengan pengujian di lapangan. Salah satu penyebab utama yaitu kondisi *frame* baja yang tidak stabil. Kejadian yang paling menarik saat penelitian terakhir yakni terangkatnya *frame* saat pengujian benda uji balok lengkung. *Frame* baja tersebut tidak dapat menahan gaya yang diterima balok lengkung, sehingga *frame* bergerak ke atas berlawanan dengan arah beban yang diberikan. Hipotesa awal menyimpulkan, penyebab terangkatnya *frame* adalah akibat dimensi *frame* baja yang digunakan tidak mampu menahan beban yang didistribusikan oleh balok lengkung

dengan dimensi yang telah direncanakan. Di samping itu, *frame* baja yang berfungsi sebagai tumpuan tidak dibuat terhadap alasnya. Ilustrasi pergerakan *frame* baja ditunjukkan dalam gambar 1.1 (b). Pada perbandingan antara lendutan hasil analisa dengan pengujian, terdapat perbedaan hasil yang sangat signifikan. Untuk mengetahui perbedaan tersebut dapat dilihat pada tabel 1.1.

Tabel 1.1 Data lendutan hasil analisa metode elemen hingga dan pengujian

fc <sub>r</sub> (Mpa)	P (N)	δ MEH 6 segmen (mm)	δ MEH 10 segmen (mm)	δ rerata pengujian (mm)
44.35	0	0	0	0
	1131.7	0.0164	0.0122	0.270
	2263.5	0.0327	0.0244	0.630
	3395.2	0.0491	0.0367	1.095
	4526.9	0.0655	0.0489	1.630
	5658.7	0.0818	0.0611	1.920
	6790.4	0.0982	0.0733	2.240
40.58	0	0	0	0
	1131.7	0.0171	0.0128	0.150
	2263.5	0.0342	0.0255	0.523
	3395.2	0.0513	0.0383	0.990
37.65	0	0	0	0
	1131.7	0.0178	0.0133	0.307
	2263.5	0.0355	0.0265	0.810
	3395.2	0.0533	0.0398	1.015

Sumber : Prativi, 2015

Selain kapasitas *frame*, ada beberapa persoalan yang menjadi sorotan, yaitu model tumpuan yang masih belum mewakili definisi tumpuan, peletakan hidrolis sebagai pendorong yang belum mempunyai posisi pasti di *frame*, serta jenis benda uji apa saja yang bisa diuji dengan *frame* yang ada. Berdasar pengalaman itulah ide muncul untuk merencanakan ulang *frame* pengujian. Gambar *frame* pengujian di



laboratorium struktur teknik sipil Universitas Jember, dapat dilihat pada gambar 1.2 (a) dan 1.2 (b).



(a)



(b)

Gambar 1.2 (a) *Frame* baja sebagai tumpuan

(b) *Frame* baja saat pembebanan benda uji

Dari penjabaran tersebut diharapkan mampu terealisasinya sebuah *frame* pengujian struktur yang sesuai standardisasi, sehingga bisa membantu para mahasiswa untuk menemukan hasil pengukuran dari penelitian struktur yang dilakukan. Di samping itu, adanya *frame* pengujian struktur ini diharapkan mampu memberikan solusi tersedianya alat uji struktur di laboratorium teknik sipil Universitas Jember guna menunjang prestasi belajar mahasiswanya.

## 1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka rumusan masalahnya adalah sebagai berikut:

1. Berapa kapasitas maksimum *frame*?

2. Berapa besar beban maksimum yang diijinkan saat pengujian benda uji pada *frame*?

### 1.3 Tujuan

1. Mengetahui kapasitas maksimum *frame*.
2. Mengetahui besar beban maksimum yang diijinkan untuk pengujian benda uji pada *frame*.

### 1.4 Manfaat

Manfaat dari perencanaan ini adalah dapat memberikan sumbangan pemikiran guna pemenuhan kebutuhan *frame* pengujian untuk laboratorium struktur Teknik Sipil Universitas Jember.

### 1.5 Batasan Masalah

1. Tidak meninjau perhitungan rencana *frame* dari lokasi lain yang digunakan sebagai daftar rujukan.
2. Dalam perhitungan kondisi batas (*limit*) tidak menggunakan metode ASD.
3. Dalam perhitungan analisa tidak meninjau kekuatan struktur akibat pengaruh gaya luar (gempa, angin).
4. Pada analisa sambungan element *frame* tidak digunakan sambungan las dan sambungan paku keling.
5. Tidak melakukan pengujian secara langsung pada *frame*.
6. Benda uji yang digunakan sebagai asumsi dalam pembebanan *frame* berupa balok lurus dan balok pelengkung.

## BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA

Dalam perencanaan struktur baja, ada dua metode yang umum digunakan yakni dengan metode *Allowable Stress Design* (ASD) dan *Load and Resistance Factor Design* (LRFD). Dua metode ini adalah rujukan yang selama ini digunakan oleh para konsultan maupun kontraktor dalam merencanakan bangunan baja. Kedua metode ini sama-sama mengadopsi peraturan yang dikeluarkan oleh American Institute of Steel Construction (AISC). “Pada dasarnya, ASD merupakan sebuah metode yang meninjau kekuatan baja dari materialnya. Dalam hal ini baja dianggap sebagai material elastis linier yang sempurna. Kekuatan dari sebuah material dibatasi sampai pada batas tegangan ijin (tegangan leleh dibagi dengan *safe faktor*), hal ini dimaksudkan untuk memastikan bahwa elemen struktur masih dalam kondisi elastis. Namun seiring perkembangan jaman, saat ini LRFD lebih banyak digunakan. Hal ini disebabkan karena LRFD tidak hanya meninjau kekuatan baja pada kondisi elastis, namun juga pada kondisi inelastis dari penampang. Dengan metode LRFD, perencana bisa merancang struktur baja yang optimum dengan mengandalkan daktilitas struktur serta mampu mengantisipasi kondisi beban yang tak terduga, semisal gempa” (Dewobroto,2015). Oleh karena itulah, dalam perancangan rangka *frame* pengujian ini digunakan metode LRFD sebagai rujukan untuk perhitungan kapasitasnya.

### 2.1 Material dan Sifat-sifatnya

#### 2.1.1 Baja

Baja yang dipakai untuk perancangan disamakan dengan baja yang digunakan dalam struktur pembangunan. Baja yang digunakan dalam struktur diklasifikasikan menjadi baja karbon, baja paduan rendah mutu tinggi, dan baja paduan.

a. Baja karbon

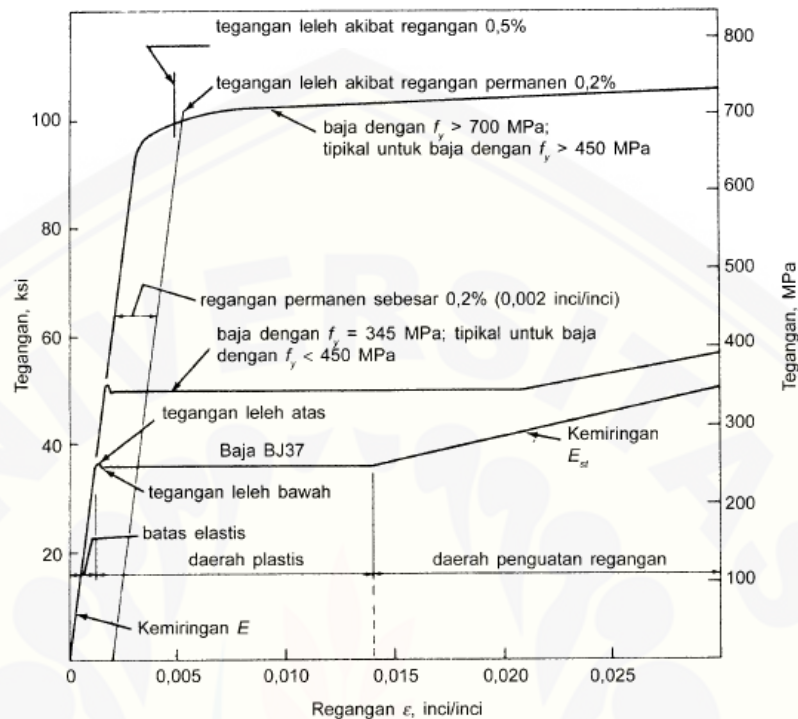
Baja yang sering digunakan dalam struktur adalah baja karbon medium, misalnya baja BJ 37. Naiknya persentase karbon meningkatkan tegangan leleh namun menurunkan daktilitas, salah satu dampaknya adalah membuat pekerjaan las menjadi lebih sulit. Baja karbon umumnya memiliki tegangan leleh ( $f_y$ ) antara 210-250 MPa. Baja karbon menunjukkan titik peralihan leleh yang jelas, seperti nampak pada gambar 2.1, kurva a.

b. Baja paduan rendah mutu tinggi

Yang termasuk dalam kategori baja paduan rendah mutu tinggi (*high-strength low-alloy steel/HSLA*) mempunyai tegangan leleh berkisar antara 290-550 MPa dengan tegangan putus ( $f_u$ ) antara 415-700 MPa. Titik peralihan leleh dari baja ini nampak pada gambar 2.1, kurva b.

c. Baja paduan

Baja paduan rendah (*low alloy*) dapat ditempa dan dipanaskan untuk memperoleh tegangan leleh antara 550-760 MPa. Titik peralihan leleh tidak tampak dengan jelas pada gambar 2.1, kurva c. Tegangan leleh dari baja paduan biasanya ditentukan sebagai tegangan yang terjadi saat timbul regangan permanen sebesar 0,2% atau ditentukan pula sebagai tegangan pada saat regangan mencapai 0,5%.

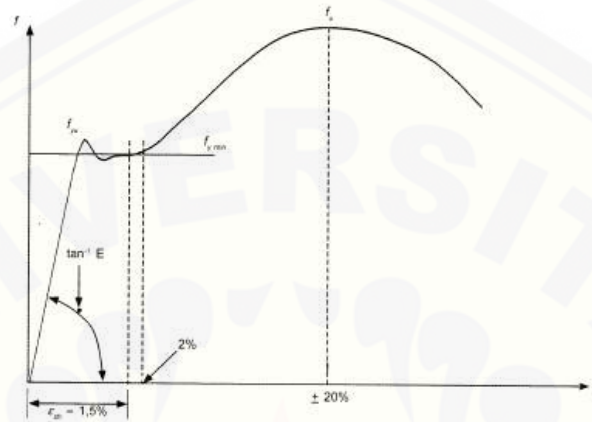


Gambar 2.1 Hubungan tegangan-regangan tipikal. (sumber: Salmon & Johnson, Steel Structure Design and Behavior, 4<sup>th</sup> ed, dalam *LRFD*).

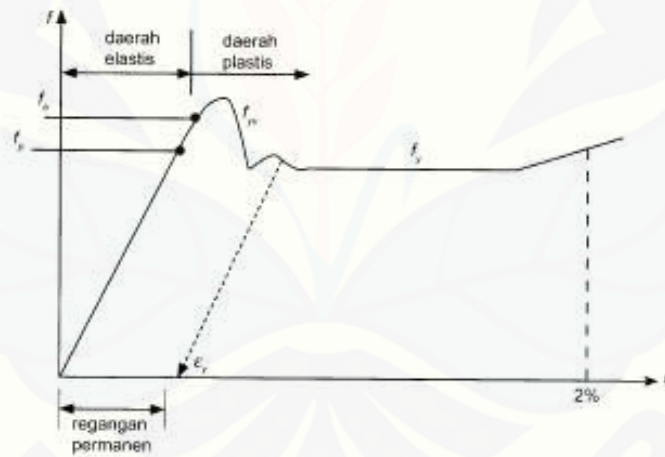
### 2.1.2 Sifat-sifat Mekanik Baja

Model pengujian yang paling tepat untuk mendapatkan sifat-sifat mekanik dari material baja adalah dengan melakukan uji tarik. Uji tekan tidak mampu memberikan data yang akurat terhadap sifat-sifat mekanik material baja, karena adanya potensi tekuk yang menyebabkan ketidakstabilan pada benda uji tersebut. Disamping itu, perhitungan tegangan yang terjadi lebih mudah dilakukan pada uji tarik daripada uji tekan. Gambar 2.2 dan 2.3 menunjukkan hasil pengujian uji tarik baja yang dilakukan pada suhu kamar serta memberikan laju regangan yang normal. Tegangan nominal ( $f$ ) yang terjadi dalam benda uji diplot pada sumbu vertikal, sedangkan regangan ( $\epsilon$ ) diplot pada sumbu horisontal. Gambar 2.2 merupakan hasil uji tarik baja yang dilakukan hingga benda uji mengalami keruntuhan sedangkan

Gambar 2.3 menunjukkan gambaran yang lebih detail dari perilaku benda uji hingga mencapai regangan sebesar  $\pm 2\%$ .



Gambar 2.2 Kurva hubungan tegangan ( $f$ ) vs regangan ( $\epsilon$ )



Gambar 2.3 Bagian kurva tegangan – regangan yang diperbesar

Titik penting dalam kurva tegangan-regangan antara lain :

$f_p$  : batas proporsional

$f_e$  : batas elastis

$f_{yu}, f_y$  : tegangan leleh atas dan bawah

$f_u$  : tegangan putus

$\mathcal{E}_{sh}$  : regangan saat mulai terjadi efek strain-hardening (penguatan regangan)

$\mathcal{E}_u$  : regangan saat tercapainya tegangan putus

Dalam perencanaan struktur baja, SNI 03-1729-2002 mengambil beberapa sifat-sifat mekanik dari material baja yang sama yaitu:

Modulus Elastisitas,  $E$  = 200.000 MPa

Modulus Geser,  $G$  = 80.000 MPa

Angka poisson = 0,30

Koefisien muai panjang,  $\alpha$  =  $12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Berdasarkan tegangan leleh dan tegangan putus, SNI 03-1729-2002 mengklasifikasikan mutu baja menjadi 5 kelas yang dapat dilihat pada tabel 2.1.

Tabel 2.1 Sifat-sifat mekanis baja struktural

Jenis Baja	Tegangan Putus Minimum, $f_u$ (MPa)	Tegangan Leleh Minimum, $f_y$ (MPa)	Regangan Minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sumber : SNI 03-1729-2002

#### 2.1.2.1 Keuletan Material

Dalam uji tarik uniaksial, keuletan material dapat dihitung sebagai luas total dari kurva tegangan-regangan hingga titik putus benda uji (pada saat kurva tegangan-regangan berakhir). Salah satu cara untuk mengukur keuletan adalah dengan melakukan eksperimen Charpy (*Charpy V-notch Test*). Uji Charpy menggunakan benda uji balok beton persegi yang tertumpu sederhana dan memiliki takikan (lubang) berbentuk V pada bagian tengah bentang. Balok ini kemudian dipukul dengan suatu bandul berayun hingga patah. Energi yang diserap oleh benda uji dapat dihitung dari

tinggi jatuh bandul hingga benda uji patah. Energi yang dapat diserap suatu benda uji akan bertambah seiring dengan kenaikan suhu pada saat pengujian dilakukan.

### 2.1.2.2 Tegangan Multiaksial

Untuk tiap kondisi tegangan multiaksial, diperlukan definisi leleh yang jelas, definisi ini dinamakan kondisi leleh yang merupakan suatu persamaan interaksi antara tegangan-regangan yang bekerja. Kriteria leleh untuk kondisi tegangan triaksial menurut Huber – von Mises – Hencky adalah:

$$\sigma_e^2 = \frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \leq f_y^2 \quad (2.1)$$

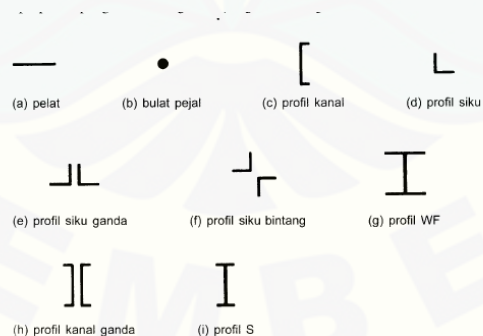
$$\text{Modulus Geser (G), dirumuskan sebagai } G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (2.2)$$

dengan  $E$  adalah modulus elastis bahan,  $\mu$  adalah angka Poisson  $\mu = 0.3$

## 2.2 Komponen Struktur

### 2.2.1 Batang Tarik

Batang tarik sangat efektif dalam memikul beban. Batang ini dapat terdiri dari profil tunggal ataupun profil-profil tersusun. Contoh-contoh penampang batang tarik adalah profil bulat, pelat, siku, siku ganda, siku bintang, kanal, WF, dan lain-lain dapat dilihat pada gambar 2.4.



Gambar 2.4 Beberapa penampang batang tarik



### 2.2.1.1 Tahanan Nominal

Menurut SNI 03-1729-2002 pasal 10.1 dinyatakan bahwa semua komponen struktur yang memiliki gaya tarik aksial terfaktor sebesar  $T_u$ , maka harus memenuhi:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (2.3)$$

Bila kondisi leleh yang menentukan, maka tahanan nominal,  $T_n$ , dari batang tarik memenuhi persamaan:

$$T_n = A_g f_y \quad (2.4)$$

Bila kondisi fraktur pada sambungan yang menentukan, maka tahanan nominal ( $T_n$ ), dari batang tersebut memenuhi persamaan :

$$T_n = A_e f_u \quad (2.5)$$

Dengan  $\phi$  adalah faktor tahanan, yang besarnya adalah:

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,90 \text{ untuk kondisi leleh} \\ \Phi &= 0,75 \text{ untuk kondisi fraktur} \end{aligned}$$

Faktor tahanan untuk kondisi fraktur diambil lebih kecil daripada untuk kondisi leleh, sebab kondisi fraktur lebih getas/berbahaya, dan sebaiknya tipe keruntuhan jenis ini dihindari.

### 2.2.1.2 Geser Blok (*Block Shear*)

Sebuah elemen pelat tipis menerima beban tarik yang disambungkan dengan alat pengencang. Tahanan dari komponen tarik tersebut ditentukan oleh kondisi batas sobek, atau sering disebut geser blok (lihat gambar 2.5). Pada tahanan nominal tarik dalam keruntuhan geser blok berlaku persamaan:

1. Geser Leleh - Tarik Fraktur ( $f_u \cdot A_{nt} \geq 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}$ )

$$T_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_{gv} = f_u \cdot A_{nt} \quad (2.6)$$

2. Geser Fraktur – Tarik Leleh ( $f_u \cdot A_{nt} < 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}$ )

$$T_n = 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + f_y \cdot A_{gt} \quad (2.7)$$

dengan:  $A_{gv}$  = luas kotor akibat geser

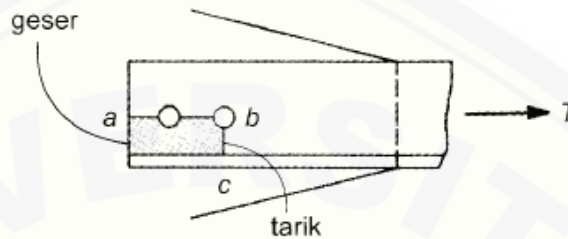
$A_{gt}$  = luas kotor akibat tarik

$A_{nv}$  = luas netto akibat geser

$A_{nt}$  = luas netto akibat tarik

$f_u$  = kuat tarik

$f_y$  = kuat leleh



Gambar 2.5 Keruntuhan geser blok

## 2.2.2 Batang Tekan

Dalam perhitungan komponen struktur tekan, terdapat beberapa nilai  $k$  yang ditentukan berdasarkan bentuk tumpuannya (lihat gambar 2.6). Komponen struktur yang dibebani secara konsentris, dimana seluruh serat bahan masih dalam kondisi elastik hingga terjadinya tekuk, perlahan-lahan melengkung yang mengakibatkan timbulnya momen lentur sekunder yang besarnya:

$$M(x) = P \cdot y(x) \quad (2.8)$$

### 2.2.2.1 Tahanan Tekan Nominal

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris, akibat beban terfaktor  $N_u$ , menurut SNI 03-1729'2002, pasal 9.1 harus memenuhi:

$$N_u < \phi_i N_n \quad (2.9)$$

dengan:  $\phi_i = 0,85$

$N_u$  = beban terfaktor

$N_n$  = kuat tekan nominal komponen struktur =  $A_g \cdot f_{cr}$

Daya dukung nominal,  $N_n$ , struktur tekan dihitung seperti persamaan 2.10.

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \quad (2.10)$$

Dengan besarnya  $\omega$  ditentukan oleh  $\lambda_c$ , yaitu:

- a. Untuk  $\lambda c < 0,25$                       maka  $\omega = 1$
- b. Untuk  $0,25 < \lambda c < 1,2$               maka  $\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda c}$
- c. Untuk  $\lambda c > 1,2$                         maka  $\omega = 1,25 \lambda c^2$

Garis putus menunjukkan posisi kolom pada saat tertekuk							
	Harga K teoretis	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
K desain	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0	
Keterangan							

Gambar 2.6 Panjang tekuk untuk beberapa kondisi perletakan (Gambar 7.6.1 SNI 03-1729-2002)

### 2.3 Komponen Struktur Lentur

#### 2.3.1 Lentur Sederhana Profil Simetris

Rumus umum perhitungan tegangan akibat momen lentur, seperti dipelajari dalam mata kuliah mekanika bahan dapat digunakan dalam kondisi yang umum. Tegangan lentur pada penampang profil yang mempunyai minimal satu sumbu simetri, dan dibebani pada pusat gesernya, dapat dihitung dari persamaan:

$$f = \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy} \quad (2.11)$$

dengan:

$$Sx = \frac{Ix}{cy} \text{ dan } Sy = \frac{Iy}{cx} \quad (2.12)$$

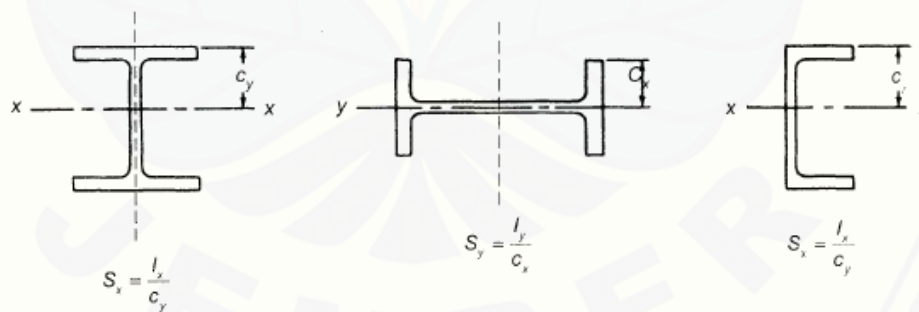
sehingga

$$f = \frac{Mx.cy}{Ix} + \frac{My.cx}{Iy} \quad (2.13)$$

dengan:

- $f$  = tegangan lentur
- $Mx, My$  = momen lentur arah x dan y
- $Sx, Sy$  = Modulus penampang arah x dan y
- $Ix, Iy$  = Momen Inersia arah x dan y
- $cx, cy$  = jarak antara berat ke tepi serat searah x dan y

Gambar 2.7 menunjukkan beberapa penampang yang mempunyai minimal satu buah sumbu simetri.

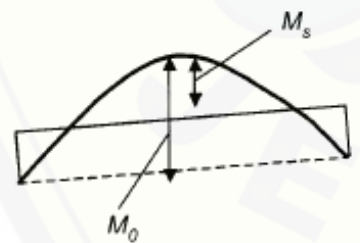
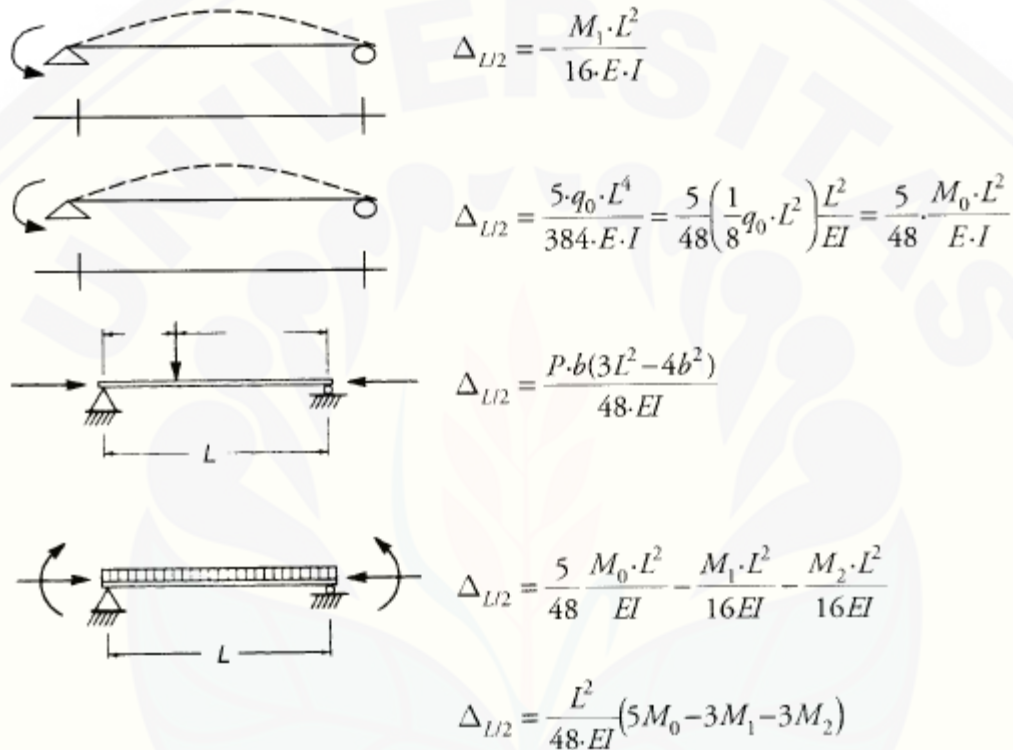


Gambar 2.7 Modulus penampang berbagai tipe profil simetri

### 2.3.2 Lentutan Balok

SNI 03-1729-2002 pasal 6.4.3 membatasi besarnya lendutan yang timbul pada balok. Dalam pasal ini disyaratkan lendutan maksimum untuk balok pemikul dinding

atau finishing yang getas adalah sebesar  $L/360$ , sedangkan untuk balok biasa lendutan tidak boleh lebih dari  $L/240$ . Pembatasan ini dimaksudkan agar balok memberikan kemampulayanan yang baik (*serviceability*). Besar lendutan pada beberapa jenis pembebanan balok yang umum terjadi dapat dilihat pada uraian di bawah ini.



Karena  $M_0 = M_s + 0,5(M_1 + M_2)$ , maka

$$\Delta_{L/2} = \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot EI} (M_s - 0,1 \cdot M_1 - 0,1 \cdot M_2)$$

Dalam beberapa kasus tertentu, terkadang masalah batas lendutan lebih menentukan dalam pemilihan profil balok daripada tahanan momennya.

### 2.3.3 Beban Terpusat pada Balok

Bila balok dikenai beban terpusat, leleh lokal akibat tegangan tekan yang tinggi diikuti dengan tekuk inelastis pada daerah *web* akan terjadi di sekitar lokasi beban terpusat tersebut (lihat gambar 2.8). Gaya tumpu perlu ( $R_u$ ) pada pelat *web* harus memenuhi persamaan:

$$R_u < \phi \cdot R_n \quad (2.14)$$

Dengan:

$\Phi$  = faktor reduksi

$R_n$  = kuat tumpu nominal pelat *web* akibat beban terpusat

Bila persamaan 2.14 terpenuhi, maka tak diperlukan pengaku (*stiffener*) pada pelat *web*. Besarnya  $R_u$  ditentukan menurut SNI 03-129-2002 pasal 8.10.

1. Lentur lokal pada *flens*

$$R_n = 6,25 \cdot t_f^2 \cdot f_{yf} \quad (2.15)$$

$$\Phi = 0,90$$

2. Leleh lokal pada *web*

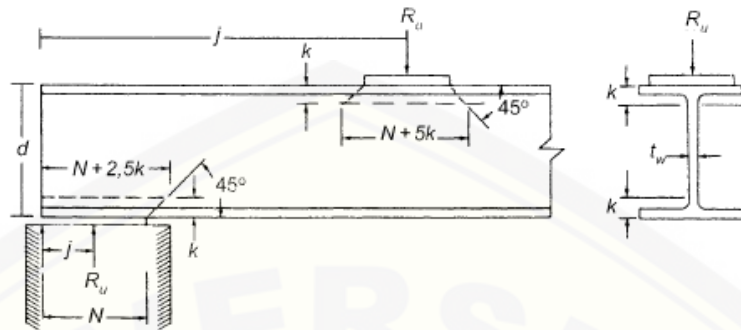
$$R_n = (\alpha \cdot k + N) \cdot f_{yw} \cdot t_w \quad (2.16)$$

$$\alpha = \begin{cases} 5 & j > d \\ 2,5 & j \leq d \end{cases}$$

$$\Phi = 1,0$$

$k$  adalah tebal pelat sayap ditambah jari-jari peralihan, mm

$N$  adalah dimensi longitudinal pelat perletakan, minimal sebesar  $k$ , mm



Gambar 2.8 Balok dengan beban terpusat

- N = panjang dukung  $\geq k$
- k = jarak dari muka sayap terluar ke kaki lengkungan badan  
(yang diberikan dalam AISC Manual dengan dimensi penampang)
- R = beban terpusat yang disalurkan ke gelegar

3. Lipat pada *web*

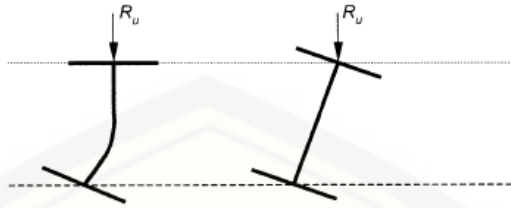
$$R_n = \alpha \cdot t_w^2 \left[ 1 + \eta \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E \cdot f_y \cdot t_f}{t_w}} \quad (2.17)$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,79 & j > d/2; \eta = 3N/d \\ 0,39 & j \leq d/2 \left\{ \begin{array}{l} \eta = 3N/d \quad \text{bila: } N/d \leq 0,2 \\ \eta = \left( \frac{4N}{d} - 0,2 \right) \quad \text{bila: } N/d > 0,2 \end{array} \right. \end{cases}$$

$$\phi = 0,75$$

4. Tekuk *web* bergoyang

Dalam perhitungan tekuk *web* bergoyang, gambar diasumsikan seperti tampak pada gambar 2.9.

Gambar 2.9 Tekuk *web* bergoyang

Ada dua kasus pada tekuk *web* bergoyang:

- a. Bila sisi tekan *flens* dikekang terhadap rotasi pada posisi kerja  $R_u$  :  
untuk

$$\frac{h}{t_w} \cdot \frac{b_f}{L_b} \leq 2,3$$

$$R_n = \frac{C_r \cdot E \cdot t_w^3 \cdot t_f}{b^2} \left[ 1 + 0,4 \left( \frac{h}{t_w} \cdot \frac{b_f}{L_b} \right)^3 \right] \quad (2.18)$$

$$\text{Jika } \frac{h}{t_w} \cdot \frac{b_f}{L_b} > 2,3 \quad \rightarrow \quad R_n \rightarrow \infty$$

- b. Jika sisi tekan *flens* tak dikekang terhadap rotasi

Untuk

$$\frac{h}{t_w} \cdot \frac{b_f}{L_b} \leq 1,7 \quad (2.19)$$

$$R_n = \frac{C_r \cdot E \cdot t_w^3 \cdot t_f}{b^2} \left[ 0,4 \left( \frac{h}{t_w} \cdot \frac{b_f}{L_b} \right)^3 \right]$$

$$\text{Jika } \frac{h}{t_w} \cdot \frac{b_f}{L_b} > 1,7 \quad \rightarrow \quad R_n \rightarrow \infty$$

$$C_r = \begin{cases} 3,25 & \text{untuk: } M \leq M, \\ 1,62 & \text{untuk: } M > M, \end{cases}$$

$$\phi = 0,85$$



5. Lentur pada pelat *web*

$$R_n = \frac{24,08 \cdot t_w^3}{b} \sqrt{E \cdot f_{yw}} \quad (2.20)$$

$$\phi = 0,90$$

## 2.4 Sambungan Baut

Baut mutu normal dipasang kencang tangan. Baut mutu tinggi mula-mula dipasang kencang tangan, kemudian diikuti ½ putaran lagi (*turn-of-the-nut method*). Dalam tabel 2.2 ditampilkan tipe-tipe baut dengan diameter, *proof load*, dan kuat tarik minimumnya.

Tabel 2.2 Tipe-tipe Baut

Tipe Baut	Diameter (mm)	Proof Stress (MPa)	Kuat Tarik Min. (MPa)
A307	6,35 – 104	-	60
A325	12,7 – 25,4	585	825
28.6 – 38.1	510	725	-
A490	12,7 – 38,1	825	1035

Sambungan baut mutu tinggi dapat didesain sebagai sambungan tipe friksi (jika dikehendaki tak ada slip) atau juga sebagai sambungan tipe tumpu.

### 2.4.1 Tahanan Nominal Baut

Suatu baut yang memikul beban terfaktor,  $R_u$ , sesuai persyaratan LRFD harus memenuhi:

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad (2.21)$$

dengan  $R_n$  adalah tahanan nominal baut sedangkan  $\phi$  adalah faktor reduksi yang diambil sebesar 0,75. Besarnya  $R_n$  berbeda-beda untuk masing-masing tipe sambungan.

### 2.4.2 Tahanan Geser Baut

Tahanan nominal satu buah baut yang memikul gaya geser memenuhi persamaan:

$$R_n = m \cdot r_l \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (2.22)$$

Dengan:  $r_l = 0,5$  untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

$r_l = 0,4$  untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

$f_u^b =$  kuat tarik baut (MPa)

$A_b =$  luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

$m =$  adalah jumlah bidang geser

### 2.4.3 Tahanan Tarik Baut

Baut yang memikul gaya tarik tahanan nominalnya dihitung seperti persamaan 2.23.

$$R_n = 0,75 f_u^b \cdot A_b \quad (2.23)$$

Dengan:  $f_u^b =$  kuat tarik baut (MPa)

$A_b =$  luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

### 2.4.4 Tahanan Tumpu Baut

Tahanan tumpu nominal tergantung kondisi yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Besarnya ditentukan seperti persamaan 2.24.

$$R_n = 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \quad (2.24)$$

Dengan:

$d_b =$  diameter baut pada daerah tak berulir

$t_p =$  tebal pelat

$f_u =$  kuat tarik putus terendah dari baut atau pelat

## 2.5 Balok Kolom

Pada suatu komponen struktur terkadang efek gaya aksial maupun momen lentur tidak dapat diabaikan salah satunya. Kombinasi dari gaya aksial dan momen lentur tersebut dipertimbangkan dalam proses desain komponen struktur yang sering

disebut sebagai elemen balok kolom. Pada struktur-struktur statis tak tentu umumnya sering dijumpai elemen balok kolom ini. Contoh dari elemen balok kolom dapat ditemukan pada struktur rangka atap. Jika letak gording pada bagian atas rangk atap tepat terletak pada titik buhul, maka batang-batang atas dapat didesain sebagai suatu komponen struktur tekan saja. Namun terkadang gording terletak pada tengah-tengah batang atas, sehingga reaksi dari gording akan memberikan efek lentur pada batang atas tersebut. Dalam hal ini maka kombinasi aksial dan lentur harus diperhitungkan.

### 2.5.1 Desain LRFD Komponen Struktur Balok Kolom

Perencanaan struktur balok kolom telah diatur dalam SNI 03-1729-2002 pasal 11 yang menyatakan bahwa suatu komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan untuk memenuhi ketentuan seperti persamaan 2.25 dan 2.26.

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\Phi \cdot N_n} \geq 0,2$$

$$\frac{N_u}{\Phi \cdot N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\Phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (2.25)$$

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\Phi \cdot N_n} < 0,2$$

$$\frac{N_u}{2\Phi \cdot N_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\Phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi_b \cdot M_{ny}} \right) < 1,0 \quad (2.26)$$

dengan :

- $N_u$  : gaya tekan aksial terfaktor
- $N_n$  : tahanan tekan nominal dengan menganggap batang sebagai suatu elemen tekan murni.
- $\Phi$  : faktor reduksi tahanan tekan = 0,85
- $M_{ux}$  : momen lentur terfaktor terhadap sumbu x, dengan memperhitungkan efek orde kedua.
- $M_{nx}$  : tahanan momen nominal untuk lentur terhadap sumbu x
- $\Phi_b$  : faktor reduksi tahanan lentur 0,90
- $M_{uy}$  : sama dengan  $M_{ux}$ , namun dihitung dengan acuan sumbu y

$M_{ny}$  : sama dengan  $M_{nx}$ , namun dihitung dengan acuan sumbu y

### 2.5.2 Perbesaran Momen Untuk Struktur Tak Bergoyang

Untuk komponen struktur tak bergoyang, maka besarnya momen lentur terfaktor harus dihitung seperti persamaan 2.27.

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} \quad (2.27)$$

$M_{ntu}$  adalah momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang tidak menimbulkan goyangan, sedangkan  $\delta_b$  adalah faktor perbesaran momen untuk komponen struktur tak bergoyang, yang besarnya ditentukan seperti persamaan 2.28.

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{el}}\right)} \geq 1,0 \quad (2.28)$$

dengan:

$N_u$  : gaya tekan aksial terfaktor

$N_{el}$  : gaya tekan menurut Euler dengan  $kL/r$  terhadap sumbu lentur dan  $k \leq 1,0$  (untuk komponen struktur tak bergoyang)

Nilai  $C_m$  ditentukan sebagai berikut:

1. Untuk komponen struktur tak bergoyang dengan beban transversal diantara kedua komponen tumpuannya, maka besar  $C_m$  dapat ditentukan berdasarkan analisis rasional berikut.

$C_m =$  diambil dari gambar 2.10

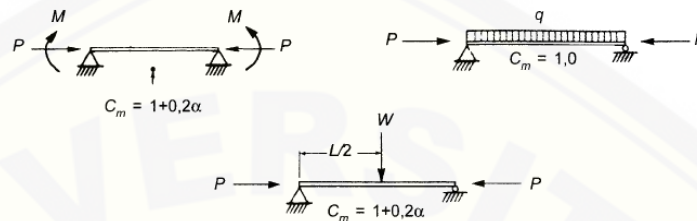
$C_m = 1,0$  untuk komponen struktur dengan ujung sederhana

$C_m = 0,85$  untuk komponen struktur dengan ujung kaku

2. Sedangkan untuk komponen struktur tak bergoyang tanpa beban transversal diantara kedua tumpuannya, namun mempunyai momen ujung  $M_1$  dan  $M_2$  ( $M_1 < M_2$ ), maka  $C_m$  akan mengkonversikan momen lentur yang bervariasi secara linear menjadi momen lentur seragam  $M_E = C_m \cdot M_2$ ,

$$C_m = 0,6 - 0,4(M_1/M_2) \quad (2.29)$$

Rasio  $M_1/M_2$  bernilai negatif untuk kelengkungan tunggal, dan bernilai positif untuk kelengkungan ganda.



Gambar 2.10 Variasi nilai  $C_m$  pada berbagai pembebanan

### 2.5.3 Perbesaran Momen Untuk Struktur Bergoyang

Untuk komponen struktur bergoyang, maka besarnya momen lentur terfaktor harus diperhitungkan seperti persamaan 2.30.

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} + \delta_s \cdot M_{ltu} \tag{2.30}$$

$M_{ltu}$  adalah momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang dapat menimbulkan goyangan. Faktor perbesaran momen,  $\delta_s$ , ditentukan seperti persamaan 2.31 dan 2.32.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \sum Nu \left( \frac{\Delta_0 h}{HL} \right)} \tag{2.31}$$

atau

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum Nu}{\sum Ne_2}} \tag{2.32}$$

dengan:  $\sum N_u$  : jumlah gaya aksial tekan terfaktor akibat beban gravitasi untuk seluruh kolom pada satu tingkat yang ditinjau

$N_{e2}$  : sama dengan  $N_{e1}$  namun dengan menggunakan  $k$  untuk komponen struktur bergoyang,  $k \geq 1,0$

$\Delta_0 h$  : simpangan antar lantai pada tingkat yang sedang ditinjau

$\Sigma H$  : jumlah gaya horizontal yang menghasilkan  $\Delta_0 h$  pada tingkat yang ditinjau.

$L$  : tinggi tingkat

#### 2.5.4 Tekuk Lokal *Web* Pada Komponen Struktur Balok-Kolom

Untuk menentukan tahanan lentur rencana dari suatu profil, maka terlebih dahulu harus diperiksa kekompakan dari penampang tersebut. Dengan notasi  $\lambda = h.t_w$ , maka kelangsingan dapat dikategorikan menjadi tiga bagian, yaitu:

1. Jika  $\lambda \leq \lambda_p$ , maka penampang kompak
2. Jika  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , maka penampang tak kompak
3. Jika  $\lambda > \lambda_r$ , maka penampang langsing

Tabel 7.5.1 SNI 03-1729-2002 memberikan batasan nilai untuk  $\lambda_p$  dan  $\lambda_r$ , seperti persamaan 2.33, 2.34, dan 2.35.

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} < 0,125, \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \left[ 1 - \frac{2,75 \cdot N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right] \quad (2.33)$$

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} > 0,125, \lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left[ 2,33 - \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right] > \frac{665}{\sqrt{f_y}} \quad (2.34)$$

$$\text{Untuk semua nilai, } \lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{f_y}} \left[ 1 - \frac{0,74 \cdot N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right] \quad (2.35)$$

Dengan  $N_y = A_g f_y$  adalah gaya aksial yang diperlukan untuk mencapai kondisi batas leleh.

## 2.6 Pondasi

### 2.6.1 Pengenalan Pondasi

#### 2.6.1.1 Pengertian

Pondasi adalah suatu konstruksi dasar struktur/bangunan (*sub structure*) yang berfungsi menyalurkan beban dari struktur bagian atas (*upper structure*) ke lapisan tanah di bawahnya gunaantisipasi terhadap keruntuhan geser dan penurunan (*settlement*) tanah yang berlebihan. Dengan fungsi yang demikian, maka dalam perencanaan pondasi harus diperhitungkan dengan cermat terhadap dua beban, yaitu beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi berhubungan dengan beban vertikal yang berasal dari dalam struktur, baik beban mati maupun beban hidup. Sedangkan untuk beban lateral berhubungan dengan beban horizontal yang berasal dari luar struktur bangunan, biasanya berupa beban akibat angin maupun gempa. Sangat pentingnya fungsi pondasi dalam suatu struktur bangunan, maka perhitungan mendetail mengenai unsur-unsur penyusun maupun yang berpengaruh pada pondasi haruslah teliti. Karena jika terjadi kegagalan pada pondasi, maka dapat berakibat fatal pada bangunan di atasnya.

#### 2.6.1.2 Jenis Pondasi

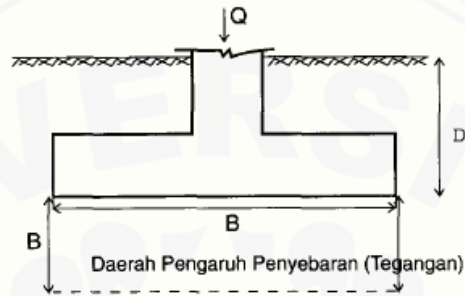
Berdasarkan letak kedalaman tanah kuat yang digunakan sebagai pendukung pondasi, maka klasifikasi pondasi dapat digolongkan menjadi 3 jenis, yaitu pondasi dangkal, pondasi sedang, dan pondasi dalam.

##### a. Pondasi dangkal

Kedalaman tanah kuat untuk pondasi dangkal diperkirakan mencapai 3 meter di bawah permukaan tanah. Kedalaman pondasi dangkal umumnya adalah  $D \leq B$ . Pada pendefinisian pondasi dangkal sangat tergantung dari masing-masing ahli tanah yang menginterpretasikan. Terzaghi mendefinisikan pondasi dangkal dengan anggapan:

##### a. Apabila kedalaman pondasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi, $D \leq B$ .

- b. Anggapan bahwa penyebaran tegangan pada struktur pondasi ke tanah di bawahnya yang berupa lapisan penyangga (*bearing stratum*) lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi,  $D_f \leq B$  (lihat gambar 2.11).



Gambar 2.11 Penampang pondasi dangkal

Keterangan :

$D$  : kedalaman pondasi dari permukaan tanah.

$B$  : lebar pondasi

Yang termasuk dalam golongan pondasi dangkal antara lain:

1. Pondasi *staal* atau pondasi lajur

Pondasi ini terbuat dari pasangan bata atau batu kali, dengan kedalaman tanah kuat sampai 1,5 meter di bawah permukaan tanah. Jika kedalaman tanah kuat sampai 2 meter, dapat pula digunakan pondasi *staal* yang diletakkan di atas timbunan pasir yang dipadatkan secara berlapis setiap kurang lebih 20 cm. Bentuk pondasi *staal* dapat dilihat pada gambar 2.12.

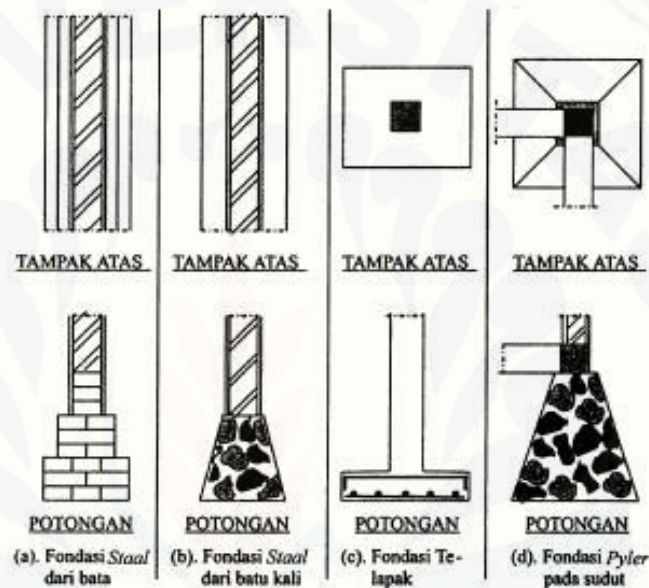
2. Pondasi telapak (*foot plate*)

Pondasi telapak terbuat dari beton bertulang, dengan kedalaman tanah kuat mencapai 2 meter di bawah permukaan tanah. Bentuk pondasi telapak dapat dilihat pada gambar 2.12.

3. Pondasi *Pylar*



Pondasi ini terbuat dari pasangan batu kali, berbentuk piramida terpancung. Pondasi ini biasanya dipasang pada sudut-sudut bangunan dan pada pertemuan tembok-tembok dengan jarak kurang lebih 2,5 meter sampai dengan 3,5 meter, dengan kedalaman tanah kuat 2,5 meter sampai dengan 3 meter di bawah permukaan tanah. Di atas pondasi *pyler* ini dipasang balok sloof. Bentuk pondasi *pyler* dapat dilihat pada gambar 2.12.



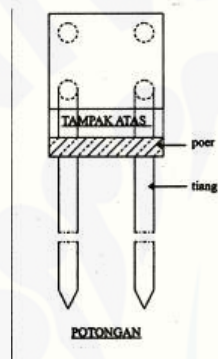
Gambar 2.12 Pondasi *Staal*, *Telapak*, dan *Pylar*

#### b. Pondasi sedang

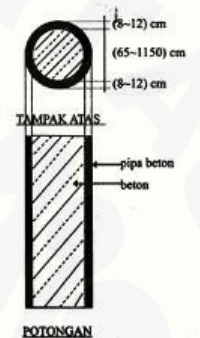
Kedalaman tanah kuat untuk pondasi jenis ini diperkirakan mencapai 4 meter di bawah permukaan tanah. Pondasi yang cocok pada kedalaman ini ialah pondasi sumuran. Pondasi sumuran terbuat dari pipa beton biasa atau pipa beton bertulang dengan tebal dinding berkisar antara 8 cm sampai 12 cm dimasukkan ke dalam tanah, kemudian diisi dengan campuran beton. Ukuran diameter pipa bagian dalam berkisar antara 65 cm sampai 150 cm tergantung dari hasil perhitungan. Pondasi sumuran biasanya dipasang pada sudut-sudut bangunan seperti pondasi *pyler*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 2.13.

c. Pondasi dalam

Kedalaman tanah kuat untuk pondasi jenis ini minimal 4,5 meter di bawah permukaan tanah atau  $D > 4$  sampai  $5B$ . Pondasi yang cocok pada kedalaman ini ialah pondasi tiang pancang. Pondasi tiang pancang dibuat dari bahan kayu, besi profil, pipa baja, maupun beton bertulang, yang dapat dipancang sampai kedalaman kurang lebih 60 m di bawah permukaan tanah. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 2.14.



Gambar 2.13 Pondasi sumuran



Gambar 2.14 Pondasi tiang pancang

### 2.6.1.3 Kriteria Perancangan Pondasi

Struktur pondasi dari suatu bangunan harus direncanakan sedemikian rupa sehingga proses pemindahan beban bangunan ke tanah dasar dapat berlangsung dengan baik dan aman. Dalam perancangan pondasi, terdapat dua kriteria yang digunakan :

1. Kapasitas daya dukung  $>$  beban luar yang ditransfer lewat sistem pondasi (tegangan kontak).

$$Q_{ult} > Q$$

$$SF = Q_{ult}/T_e$$

keterangan :

SF : Faktor keamanan (*Safety Factor*)

$Q_{ult}$  : Kapasitas daya dukung maksimum

$T_e$  : Tegangan kontak

2. Deformasi yang terjadi harus lebih kecil dari deformasi ijin .  $DWL < D$  ijin

Keterangan :

DWL : Deformasi akibat beban kerja

Dijin : Deformasi yang diijinkan

Gaya aksial

D ijin :

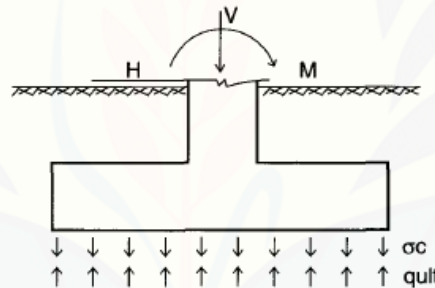
Penurunan seragam : 5 cm – 10 cm

Penurunan tak seragam : 2 cm – 5 cm

Gaya lateral

D ijin : 0,25 – 0,5 D ijin aksial

Untuk deskripsi selengkapnya lihat ilustrasi gambar 2.15.



Gambar 2.15 Tegangan kontak pada pondasi

## 2.6.2 Pondasi Telapak

### 2.6.2.1 Macam-Macam Pondasi Telapak

Secara garis besar dalam pengelompokannya, pondasi telapak dapat dibedakan menjadi 5 macam, yaitu:

1. Pondasi dinding

Pondasi ini sering disebut pondasi lajur (lihat gambar 2.16)

2. Pondasi telapak tunggal

Pondasi ini sering disebut pondasi kolom tunggal, artinya setiap kolom mempunyai pondasi sendiri-sendiri. Pondasi telapak tunggal dapat berbentuk bujur sangkar, lingkaran, dan persegi panjang (lihat gambar 2.17).

### 3. Pondasi gabungan

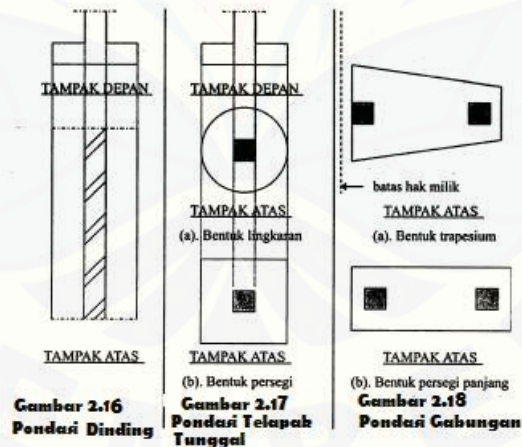
Jika letak kolom relatif dekat, pondasinya digabung menjadi satu. Bentuk pondasi berupa persegi panjang atau trapesium (gambar 2.18(a) dan gambar 2.18 (b)).

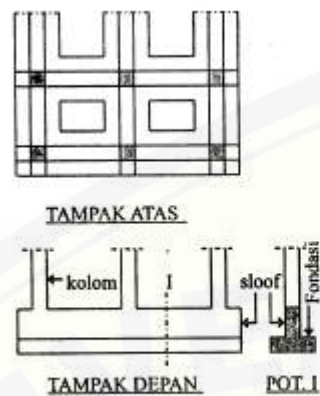
### 4. Pondasi telapak menerus

Jika letak kolom berdekatan dan daya dukung tanah relatif kecil, lebih baik dibuat pondasi telapak menerus. Agar kedudukan kolom lebih kokoh dan kuat, maka antara kolom satu dan lainnya dijepit oleh balok sloof. Balok sloof dicor bersamaan dengan pondasi (lihat gambar 2.19).

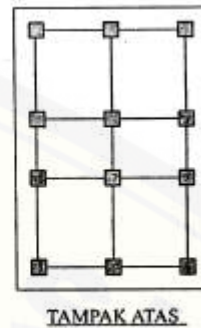
### 5. Pondasi mat

Pondasi ini sering disebut pondasi pelat, dipasang di bawah seluruh bangunan, karena daya dukung tanahnya sangat kecil (lihat gambar 2.20).





Gambar 2.19 Fondasi Telapak Menerus



Gambar 2.20 Fondasi Mat

## 2.6.3 Perencanaan Pondasi Telapak

### 2.6.3.1 Cara Perencanaan

Peraturan untuk perencanaan pondasi telapak tercantum pada pasal 13.12 dan pasal 17 SNI 03-2847-2002. Perencanaan pondasi harus mencakup segala aspek agar terjamin keamanannya sesuai dengan persyaratan yang berlaku, misalnya penentuan dimensi telapak pondasi, tebal pondasi, dan jumlah/jarak tulangan yang harus dipasang pada pondasi. Secara garis besar, perencanaan pondasi yang lengkap harus memenuhi 5 kriteria berikut:

a. Menentukan ukuran pondasi

Ukuran panjang dan lebar telapak pondasi harus ditetapkan, sehingga tegangan yang terjadi pada dasar pondasi tidak melampaui daya dukung tanah di bawahnya.

b. Mengontrol kuat geser satu arah

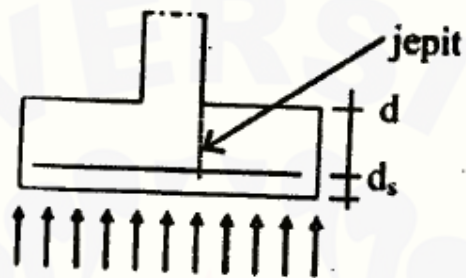
Gaya geser satu arah yang bekerja pada dasar pondasi dapat mengakibatkan retak pondasi pada jarak kurang lebih  $d$  dari muka kolom, dengan  $d$  adalah tebal efektif pondasi.

c. Mengontrol kuat geser dua arah

Akibat gaya geser dua arah (geser pons), maka pondasi akan retak di sekeliling kolom dengan jarak kurang lebih  $d/2$  dari muka kolom.

d. Menghitung tulangan pondasi

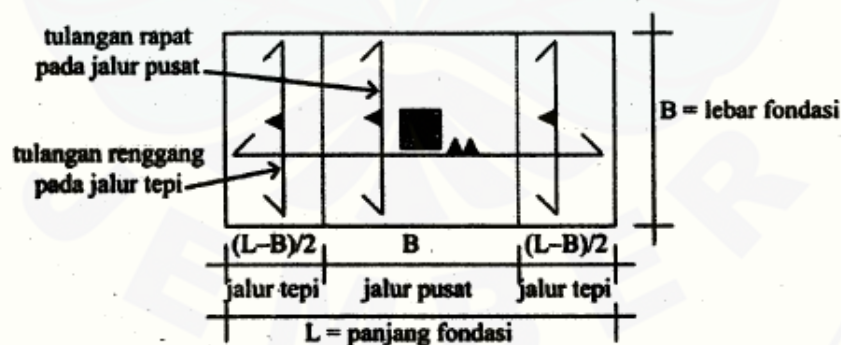
Beban yang bekerja pada pondasi berupa beban vertical dengan arah ke atas yang disebabkan oleh tekanan tanah di bawah pondasi. Tulangan pondasi dihitung berdasarkan besar momen maksimal yang terjadi pada pondasi, dengan asumsi bahwa pondasi dianggap sebagai pelat jepit oleh bagian tepi kolom (lihat gambar 2.21).



Gambar 2.21 Tekanan tanah pada pondasi

Menurut pasal 17.4.3 SNI 03-2847-2002, untuk pondasi berbentuk bujur sangkar, tulangan harus dipasang tersebar merata pada seluruh lebar pondasi telapak. Jika pondasi berbentuk persegi panjang, pemasangan tulangan diatur berdasarkan pasal 17.4.4 SNI 03-2847-2002 (lihat gambar 2.22).

1. Untuk tulangan sejajar sisi panjang (pasal 17.4.4.1) tulangan harus tersebar merata pada seluruh lebar pondasi telapak.



Gambar 2.22 Pemasangan tulangan pondasi

2. Untuk tulangan sejajar sisi pendek (pasal 17.4.4.2) ditentukan jalur pusat (jalur bujur sangkar yang berpusat di sumbu kolom dengan sisi = lebar pondasi) dan

jalur tepi (di luar jalur pusat), kemudian dipasang tulangan pada jalur pusat lebih rapat daripada jalur tepi, dengan luas tulangan yaitu :

$$A_{s, \text{pusat}} = (2 \cdot B \cdot A_{s,u}) / (L+B) \quad (2.36)$$

$$A_{s, \text{tepi}} = A_{s,u} - A_{s, \text{pusat}} \quad (2.37)$$

e. Mengontrol kuat dukung pondasi

Pondasi harus mampu mendukung semua beban yang bekerja pada bangunan di atasnya. Oleh karena itu disyaratkan bahwa beban aksial terfaktor pada kolom ( $P_u$ ) tidak boleh melampaui kuat dukung dari pondasi ( $P_u'$ ) yang dirumuskan seperti persamaan 2.38.

$$\frac{P_u}{\phi} \leq P_u' \quad (2.38)$$

$$P_u' = \theta \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot A_1$$

dengan:

$P_u$  = gaya aksial terfaktor (pada kolom), N.

$P_u'$  = kuat dukung pondasi yang dibebani, N.

$f_c'$  = mutu beton yang disyaratkan, MPa.

$A_1$  = luas daerah yang dibebani,  $\text{mm}^2$ .

$\theta$  = 0,7 (pasal 12.17.1)

## 2.7 Daftar Referensi Perencanaan Dari Penelitian Sebelumnya

Gambar 2.23 ini didapatkan dari bapak Krisnamukti, dosen Teknik Sipil Universitas Jember yang memberikan hasil dokumentasinya saat melakukan perkuliahan di Universitas Brawijaya, Malang.



Gambar 2.23 Baja *frame* pengujian struktur  
(sumber: Krisnamukti, 2015)

Gambar 2.24 merupakan salah satu referensi yang berhasil diperoleh saat *searching* di alamat *website* pada maret 2015, pukul 22.15 WIB.



Gambar 2.24 *Loading frame*  
(sumber: <http://www.fst.umac.mo/en/lab/structure/>)



## BAB 3. METODOLOGI PENELITIAN

### 3.1 Lingkup Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan merupakan perencanaan importif yaitu perencanaan yang ditujukan untuk meningkatkan, memperbaiki dan menyempurnakan keadaan dengan mencari *review* dari berbagai sumber yang relevan. Perencanaan ini dilakukan berdasarkan kajian pustaka pada beberapa buku referensi, jurnal, dan Standard Nasional Indonesia (SNI) tentang peraturan bangunan baja sebagaimana tertera pada daftar pustaka.

### 3.2 Alat dan Bahan

Alat dan bahan yang digunakan sebagai pendukung tercapainya perencanaan *frame* pengujian secara teoritis antara lain :

1. Alat uji tarik baja untuk mengetahui kapasitas kekuatan baut sebagai alat sambung.
2. Bahan yang diperlukan dalam perencanaan yaitu gambar rencana dan perhitungan rencana.

### 3.3 Metodologi Penelitian

Kegiatan dilakukan dengan beberapa tahapan, antara lain perencanaan, perakitan, analisa kapasitas rangka *frame*, pengujian, dan pembahasan.

#### 3.3.1 Perencanaan

Gambar-gambar yang didapat baik dari pengamatan langsung maupun referensi dari berbagai sumber digunakan sebagai acuan perencanaan. Perencanaan meliputi desain gambar 2 dimensi dan 3 dimensi dengan menginput data-data dari profil WF 300.150.9.9 yang telah ditentukan sebelumnya. Karena perencanaan ini merupakan bagian dari redesain dari rangka *frame* sebelumnya, maka ada sebagian bentang yang disusun dari profil baja *frame* tersebut untuk melengkapi kekurangan

profil yang ada. Profil yang digunakan pada desain *frame* sebelumnya yaitu profil Canal 150.75.9.12,5.

### 3.3.2 Perakitan

Kegiatan perakitan dilakukan sesuai dengan gambar rencana yang ada. Tahap perakitan dimulai dengan memotong profil WF 300.150.9.9 sesuai dimensi rencana. Kebutuhan profil untuk perancangan adalah 20 meter. Profil WF yang tersedia ada 3 lonjor, dimana untuk setiap lonjornya memiliki panjang 6 meter, maka total panjang yang bisa terpenuhi hanya 18 meter. Untuk melengkapi kekurangan bentang yang belum tersambung, disusunlah profil kanal yang ada secara kopel. Profil kanal kopel ini diletakkan dibagian bentang melintang rangka *frame* bagian atas. Tahap selanjutnya dari kegiatan perakitan adalah melakukan pelubangan pada titik-titik yang digunakan sebagai lokasi sambungan. Untuk menghindari kesalahan perakitan, dilakukan simulasi penyambungan pada masing-masing profil terpotong yang sudah berlubang.

### 3.3.3 Analisa Kapasitas Rangka *Frame*

Untuk mengetahui kapasitas dari rangka *frame* yang telah dirakit, maka dilakukanlah penghitungan dari masing-masing element pembentuknya. Penghitungan itu meliputi antara lain kekuatan profil terhadap tekan, kekuatan profil terhadap tarik, tinjauan kekuatan komponen struktur lentur yang didefinisikan dengan adanya lendutan, serta perencanaan dari kekuatan sambungan. Setelah semua komponen pendukung tercapainya kapasitas rangka *frame* diketahui, maka komponen pendukung lainnya yang juga diperlukan yaitu desain pondasi. Meskipun dalam hal ini peran pondasi tidak begitu signifikan, namun ini adalah salah satu alternatif yang sangat mendukung dalam kurun waktu yang lama. Beratnya rangka *frame* yang ada, memungkinkan untuk terjadinya *settlement* pada daerah alasnya. Yang mana jika hal ini sampai terjadi, dikhawatirkan akan menimbulkan efek pembacaan hasil pengukuran pada benda uji yang dilakukan. Oleh karena itulah untuk perencanaan desain pondasi harus tetap ada.

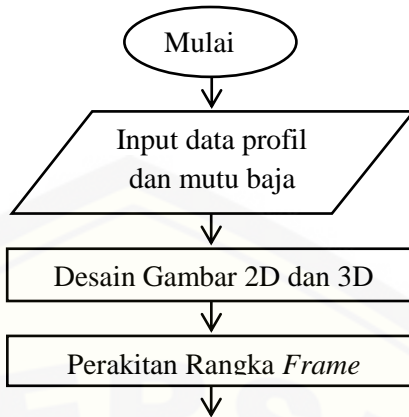
### 3.3.4 Pengujian

Untuk tahap pengujian dilakukan secara teori dan aktual. Secara aktual pengujian dilakukan dengan pembebanan menggunakan hidrolis dengan kapasitas 10.000 psi/700 bar yang dimiliki laboratorium struktur teknik sipil Universitas Jember. Pengujian dilakukan pada rangka *frame* yang telah terbentuk dengan pembebanan pada bentang memanjang dan melintang secara bergantian yang dibebani terpusat di tengah bentang. Pengujian dinyatakan selesai saat lendutan mencapai syarat aman lendutan ( $L/360$ ). Alat kelengkapan yang digunakan dalam pengujian antara lain hidrolis dengan kapasitas 10.000 psi/700 bar, *proving ring* dengan kapasitas 20.000 lbs sebagai pembaca besar beban yang dibebankan pada struktur, serta 2 *dial gauge* sebagai pembaca lendutan saat pembebanan berlangsung. Saat pengujian kekuatan rangka *frame* secara keseluruhan, posisi instrument-instrumennya dapat dilihat seperti pada gambar 1.1, dimana sebagai pengganti benda uji ditempatkanlah balok baja yang mutunya disamakan dengan baja penyusun rangka *frame*.

Secara teori, pengujian dilakukan dengan simulasi pembebanan dengan berbagai berat beban yang ditentukan. Pembebanan dilakukan dengan perhitungan manual, kemudian sebagai pembanding digunakan bantuan *software* SAP2000. Simulasi pembebanan bertujuan untuk mengetahui dua hal yakni, sampai pada beban berapa kapasitas *frame* tersebut dinyatakan aman, yang ditandai dengan batas syarat aman lendutan ( $L/360$ ), dan sampai pada beban berapa pengujian yang diijinkan pada benda uji.

### 3.3.5 Pembahasan

Dalam kegiatan pembahasan akan banyak membicarakan mengenai hasil pengujian di lapangan dengan hasil simulasi. Dari hasil simulasi akan coba dibandingkan antara hasil teori yang telah dihitung dengan hasil aktual dari pengujian. Hal ini dilakukan dengan maksud untuk mengetahui apakah perencanaan berupa simulasi bisa mewakili hasil pengujian lapangan yang dilakukan.



Menghitung Kapasitas Rangka *Frame*

Kekuatan profil terhadap tekan:

1. Tahanan tekan nominal

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega}$$

Kekuatan profil terhadap tarik:

1. Tahanan tarik nominal

- $T_u \leq \phi T_n$

- Ditentukan kondisi leleh

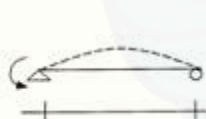
$$T_n = A_g f_y$$

- Ditentukan kondisi fraktur

$$T_n = A_e f_u$$

Tinjau kekuatan komponen struktur lentur:

- Lendutan



$$\Delta_{L/2} = -\frac{M_1 \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I}$$

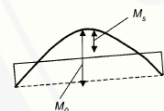


$$\Delta_{L/2} = -\frac{M_2 \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I}$$

$$\Delta_{L/2} = -\frac{5 \cdot q_0 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = -\frac{5 \cdot q_0 \cdot L^2}{48 \cdot 8 \cdot q_0 \cdot L^2}{48 \cdot 8 \cdot q_0 \cdot L^2} = \frac{5 \cdot M_0 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$\Delta_{L/2} = \frac{5 \cdot q_0 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5}{48} \left( \frac{1}{8} q_0 \cdot L^2 \right) \frac{L^2}{E \cdot I}$$

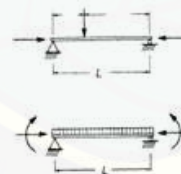
$$= \frac{5 \cdot M_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I}$$



Ka

$$\Delta_{L/2} = \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} (M_1 - 0,1 \cdot M_1 - 0,1 \cdot M_2)$$

$$\Delta_{L/2} = \frac{5 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} (M_1 - 0,1 \cdot M_1 - 0,1 \cdot M_2)$$



$$\Delta_{L/2} = \frac{P \cdot b(3L^2 - 4b^2)}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$\Delta_{L/2} = \frac{P \cdot b(3L^2 - 4b^2)}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$\Delta_{L/2} = \frac{5 \cdot M_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} - \frac{M_1 \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I} - \frac{M_2 \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I}$$

$$\Delta_{L/2} = \frac{5 \cdot M_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} - \frac{M_1 \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I} - \frac{M_2 \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I}$$

$$\Delta_{L/2} = \frac{L^2}{48 \cdot E \cdot I} (5M_0 - 3 \cdot M_1 - 3 \cdot M_2)$$

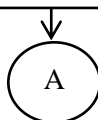
- Sambungan

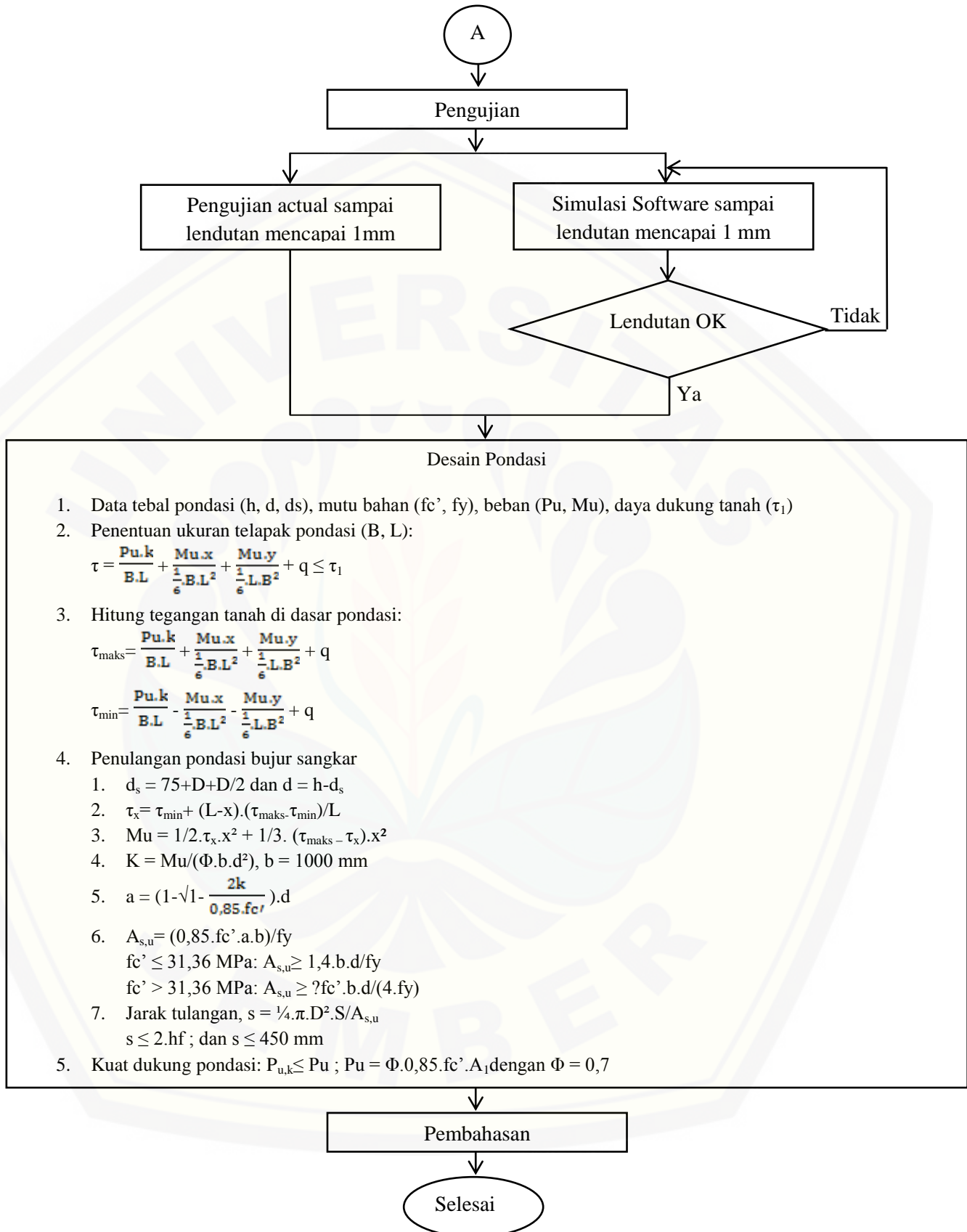
3. Tahanan nominal baut

$$R_u \leq \phi \cdot R_n$$

4. Tahanan geser baut

$$R_n = m \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b$$





Gambar 3.1 Flowchart alur perencanaan

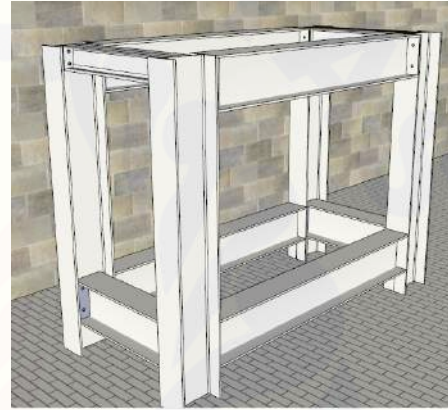
## BAB 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

### 4.1 Penyusun *Frame*

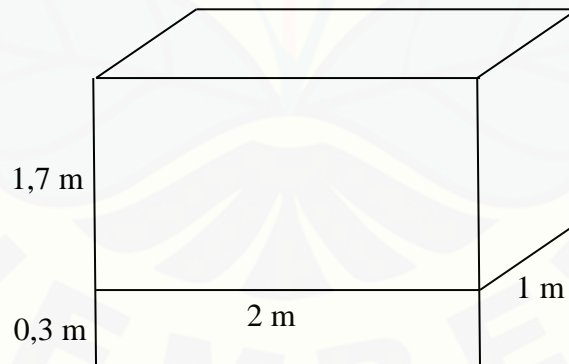
*Frame* baja yang menjadi objek utama dalam pembahasan merupakan langkah *redesign* dari *frame* sebelumnya. Untuk gambar *existing* dan hasil *redesign* dapat dilihat pada gambar 4.1 dan gambar 4.2, serta untuk dimensi dari masing-masing bentang dapat dilihat pada gambar 4.3.



Gambar 4.1 *Frame* sebelum perencanaan



Gambar 4.2 *Redesign frame* (sesudah)



Gambar 4.3 Dimensi *frame*

Dalam penyusunan, ada beberapa bahan yang dibutuhkan guna terwujudnya *frame* sesuai gambar *redesign*. Data total kebutuhan baja untuk penyusunan *frame* yaitu sepanjang 20 meter. Untuk bahan baja profil WF 300.150.9.9, di pasaran

tersedia dalam satuan lonjor. Dengan panjang perlonjor masing-masing 6 meter, sehingga dari total kebutuhan rangka yang ada, profil baja WF hanya mampu melengkapi sepanjang 18 meter. Rincian kebutuhan bentang yang dapat dipenuhi oleh profil WF dan data materialnya dapat dilihat pada tabel 4.1 dan tabel 4.2 :

Tabel 4.1 Data kebutuhan profil WF 300.150.9.9

Item	Kebutuhan	Jumlah
4 kolom	2 m	8m
4 bentang memanjang	2m	8m
2 bentang melintang bagian bawah	1m	2m
Total panjang		18m
Total berat		1200,06 kg

Tabel 4.2 Data material profil baja WF 300.150.9.9

Parameter	Dimensi	Satuan	Gambar Penampang Profil
d	300	mm	
b	150	mm	
tw	9	mm	
tf	9	mm	
$r_0$	13	mm	
$A_g$	5238	mm <sup>2</sup>	
W	66,67	kg/m	
$J_x$	73997230	mm <sup>4</sup>	
$J_y$	5079631	mm <sup>4</sup>	
$i_x$	119	mm	
$i_y$	31	mm	
$Z_x$	493314	mm <sup>3</sup>	
$Z_y$	67728	mm <sup>3</sup>	

Untuk memenuhi kekurangan tersebut, profil dari *frame* sebelumnya didesain ulang untuk dimanfaatkan. *Frame* sebelumnya tersusun dari profil baja Canal 150.75.9.12,5. Dalam penerapannya, profil Canal yang tersedia disusun secara kopel guna memenuhi estetika serta kekuatan yang diharapkan sebanding dengan profil WF yang telah tersusun. Untuk kebutuhan profil Canal dan data materialnya dapat dilihat pada tabel 4.3 dan tabel 4.4.

Tabel 4.3 Data kebutuhan profil Canal 150.75.9.12,5

Item	Kebutuhan	Jumlah
2bentang melintang bagian atas	1m	2m (karena Canal disusun secara kopel, maka setiap 1m bentang diperlukan 2m batang profil Canal, sehingga kebutuhan total keseluruhan adalah 4m)
Total panjang		4m
Total berat		96 kg

Tabel 4.4 Data material profil baja Canal 150.75.9.12,5

Parameter	Dimensi	Satuan	Gambar Penampang Profil
h	150	mm	
b	75	mm	
tw	9	mm	
tf	12,5	mm	
A	3059	mm <sup>2</sup>	
W	24	kg/m	
lx	10500	mm <sup>4</sup>	
ly	1470000	mm <sup>4</sup>	
ix	58,6	mm	
iy	21,9	mm	
Zx	140000	mm <sup>3</sup>	
Zy	28300	mm <sup>3</sup>	

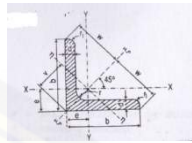
Pada bagian sambungan antara balok dan kolom digunakan pelat sambung siku yang terbuat dari baja profil L 90.90.9. Untuk kebutuhan dan data material dari pelat sambung dapat dilihat pada tabel 4.5 dan tabel 4.6.

Tabel 4.5 Kebutuhan pelat sambung L 90.90.9

Material	Kebutuhan (m)	Total
12 pelat siku samakaki	0,15 m	1,8 m
Berat profil 15,1 kg/m		21,96 kg



Tabel 4.6 Data material pelat sambung L 90.90.9

Parameter	Dimensi	Satuan	Gambar Penampang Profil
b	90	mm	
d	9	mm	
r	11	mm	
r1	5,5	mm	
F	15,5	mm <sup>2</sup>	

Disamping pelat sambung, komponen lain yang juga masuk dalam bagian sambungan yaitu baut, mur, dan ring. Untuk data baut dapat dilihat pada tabel 4.7.

Tabel 4.7 Data baut

Tipe Baut	Diameter (mm)	<i>Proof Stress</i> (MPa)	Kuat tarik min. (MPa)
A325	22	585	825

Dari uraian spesifikasi dan kebutuhan material yang telah dijabarkan di atas, dapat dirangkum untuk berat totalnya dapat dilihat pada tabel 4.8.

Tabel 4.8 Total berat *frame*

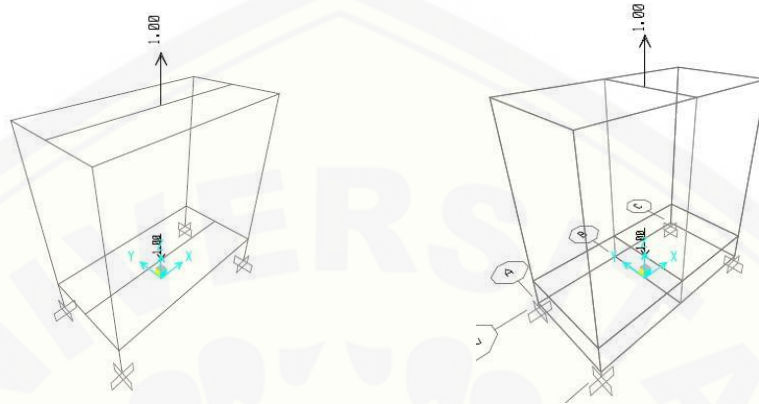
Data Profil	Total panjang	Total berat	Mutu Baja
Profil WF 300.150.9.9	18 m	1200.06 kg	BJ 37
Profil C 150.75.9.12,5	4 m	96 kg	fy 240 MPa
Pelat sambung L 90.90.9	1.8 m	21.96 kg	fu 370 MPa
Baut + Mur + Ring		0.127 kg	
Total		1318.15 kg	

Modulus Elastisitas ( $E$ ) = 200.000 Mpa, Modulus Geser ( $G$ ) = 80.000 Mpa, angka poisson 0.3, serta koefisien muai panjang  $0.000012/^\circ\text{C}$ .

#### 4.2 Model Pembebanan

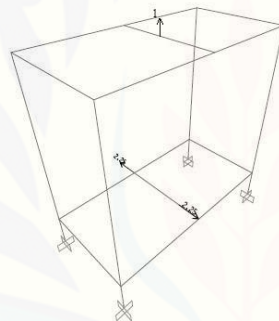
Simulasi pembebanan pada tahap perencanaan sangat dianjurkan. Hal ini dimaksudkan untuk mengetahui perilaku struktur sebelum diaplikasikan di lapangan, sehingga dengan itu berbagai kemungkinan yang ada bisa diantisipasi. Begitu juga dengan *frame* baja ini, perlu dilakukan simulasi-simulasi guna memprediksi perilaku struktur yang akan terjadi dikemudian hari saat digunakan untuk melakukan

pengujian pada benda uji. Model pembebanan yang dilakukan pada *frame* dapat dilihat pada gambar 4.4 (a), (b), (c).



(a) Pembebanan searah memanjang

(b) Pembebanan searah melintang



(c) Pembebanan searah melintang dengan asumsi beban pelengkung

Gambar 4.4 Gambar (a), (b), (c) Model pembebanan

### 4.3 Perhitungan Kapasitas *Frame* dan Sambungan

Untuk mengetahui kapasitas *frame*, ada beban-beban yang harus dimasukkan sebagai indikatornya, yaitu beban hidup (L) dan beban mati (D). Beban mati didapatkan dari total berat dari keseluruhan komponen penyusun *frame*, sedang untuk beban hidup ditentukan dari beban rencana yang akan dibebankan kepada *frame*. Dari kedua beban tersebut kemudian dihitung beban terfaktornya dengan menggunakan kombinasi pembebanan. Kombinasi pembebanan yang digunakan yaitu  $1,2D + 1,6L$ . Dengan demikian, dari hasil perhitungan yang dilakukan didapatkanlah hasil perhitungan yang dapat dilihat pada tabel 4.9.

Tabel 4.9 Hasil perhitungan beban terfaktor

Beban	P rencana (ton)	Beban Mati (ton)	Nu (ton) 1,2D+1,6L
1	1	1.3	3,182
2	2	1.3	4,782
3	3	1.3	6,382
4	4	1.3	7,982
5	5	1.3	9,582
6	6	1.3	11,182
7	7	1.3	12,782
8	8	1.3	14,382
9	9	1.3	15,982
10	10	1.3	17,582
11	11	1.3	19,182
12	12	1.3	20,782
13	13	1.3	22,382
14	14	1.3	23,982
15	15	1.3	25,582
16	16	1.3	27,182
17	17	1.3	28,782
18	18	1.3	30,382
19	19	1.3	31,982
20	20	1.3	33,582

#### 4.3.1 Perhitungan Aksi Kolom

Kolom tersusun dari profil WF 300.150.9.9. Pada perhitungan aksi kolom, terdapat nilai koefisien, k, untuk mendefinisikan model tumpuan yang digunakan. Di bawah ini adalah variasi nilai k desain (SNI gambar 7.6-1).

Jepit-jepit	: 0,65	Jepit-sendu	: 0,8
Jepit-rol	: 1,2	Sendu-sendu	: 1
Jepit-bebas	: 2,1	Sendu-rol	: 2

Periksa kelangsingan penampang :

$$\text{Flens : } \frac{b/2}{t_f} = 8,333 < \lambda r = 16,137$$

$$\frac{250}{\sqrt{f_y}} = 16,137$$

$$\text{Web : } \frac{h}{t_w} = 28 < \lambda r = 42,926$$

$$\frac{665}{\sqrt{f_y}} = 42,926$$

Kondisi tumpuan : Jepit-sendiri,  $k = 0,8$

Arah Sb kuat (Sb. X)

$$\lambda x = \frac{W}{r_x} = 13,445$$

$$\lambda c x = \frac{\frac{\lambda x}{\pi} \sqrt{f_y}}{E} = 0,1483$$

$$\lambda c < 0,25 \rightarrow \omega = 1$$

$$0,25 < \lambda c < 1,2 \rightarrow \omega = \frac{1,43}{1,6 + 0,67\lambda c} = 0,953$$

$$\lambda c > 1,2 \rightarrow \omega = 1,25\lambda = 0,028$$

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot f_y / \omega x = 125,712 \text{ ton}$$

$$\frac{N_u}{\phi_c \cdot N_n} = \dots < 1, \text{ OK } \text{ lihat tabel 4.10 dan 4.11}$$

Arah Sb lemah (Sb. Y)

$$\lambda x = \frac{k \cdot L_y}{r_y} = 51,613$$

$$\lambda c x = \frac{\lambda y \sqrt{f_y}}{E} = 0,569$$

$$\lambda c < 0,25 \rightarrow \omega = 1$$

$$0,25 < \lambda c < 1,2 \rightarrow \omega = \frac{1,43}{1,6 = 0,67\lambda c} = 1,174$$

$$\lambda c > 1,2 \rightarrow \omega = 1,25\lambda = 0,405$$

$$N_n = A_g.f_{cr} = A_g.f_y / \omega x = 107,120 \text{ ton ;}$$

$$\frac{N_u}{\phi_c.N_n} = \dots < 1, OK \text{ lihat tabel 4.10 dan tabel 4.11}$$

Tabel 4.10 Hasil perhitungan kapasitas profil pada tiap P=1 ton

Beban	Nu (ton)	Sb X	Sb Y	Syarat	Kriteria
	1,2D+1,6L	Nu/Φ.Nn	Nu/Φ.Nn		
1	3,182	0,030	0,035	< 1	cukup
2	4,782	0,045	0,053	< 1	cukup
3	6,382	0,060	0,070	< 1	cukup
4	7,982	0,075	0,088	< 1	cukup
5	9,582	0,090	0,105	< 1	cukup
6	11,182	0,105	0,123	< 1	cukup
7	12,782	0,120	0,140	< 1	cukup
8	14,382	0,135	0,158	< 1	cukup
9	15,982	0,150	0,176	< 1	cukup
10	17,582	0,165	0,193	< 1	cukup
11	19,182	0,180	0,211	< 1	cukup
12	20,782	0,194	0,228	< 1	cukup
13	22,382	0,209	0,246	< 1	cukup
14	23,982	0,224	0,263	< 1	cukup
15	25,582	0,239	0,281	< 1	cukup
16	27,182	0,254	0,299	< 1	cukup
17	28,782	0,269	0,316	< 1	cukup
18	30,382	0,284	0,334	< 1	cukup
19	31,982	0,299	0,351	< 1	cukup
20	33,582	0,314	0,369	< 1	cukup

Tabel 4.11 Hasil perhitungan kapasitas profil pada tiap P=10 ton

Beban (ton)	Nu (ton) 1,2D+1,6L	Sb X Nu/Φ.Nn	Sb Y Nu/Φ.Nn	Syarat	Kriteria
10	17.571	0.103	0.109	< 1	cukup
20	33.571	0.197	0.209	< 1	cukup
30	49.571	0.292	0.308	< 1	cukup
40	65.571	0.386	0.408	< 1	cukup
50	81.571	0.480	0.507	< 1	cukup
60	97.571	0.574	0.607	< 1	cukup
70	113.571	0.668	0.706	< 1	cukup
80	129.571	0.762	0.806	< 1	cukup
90	145.571	0.856	0.905	< 1	cukup
100	161.571	0.950	1.005	< 1	
110	177.571	1.044	1.104	< 1	
120	193.571	1.138	1.204	< 1	
130	209.571	1.232	1.303	< 1	
140	225.571	1.326	1.403	< 1	
150	241.571	1.421	1.502	< 1	
160	257.571	1.515	1.602	< 1	
170	273.571	1.609	1.701	< 1	
180	289.571	1.703	1.801	< 1	
190	305.571	1.797	1.900	< 1	
200	321.571	1.891	2.000	< 1	

### 4.3.2 Perhitungan Aksi Balok

#### 4.3.2.1 Portal Balok Memanjang

Diketahui : Bentang 2 meter

Data Profil : WF 300.150.9.9

Beban Mati (D) : 1318,15 kg = 1,32 ton (lihat tabel 4.8)

Beban hidup (L) : ditentukan (lihat tabel 4.9)

Nu = 1,2 D + 1,6 L (lihat tabel 4.9)

**4.3.2.1.1 Pencarian penampang kompak/tak kompak (cek klasifikasi profil)**

Untuk  $f_y = 240 \text{ Mpa}$

$$\lambda_f = \frac{b/2}{t_f} = 8,333 < \lambda_p = 10,973$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 28,444 < \lambda_p = 108,444$$

Kompak

$\lambda_p$		$\lambda_r$	
$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$	10,973	$\frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}}$	33,094
$\frac{1680}{\sqrt{f_y}}$	108,444	$\frac{2550}{\sqrt{f_y}}$	164,602

$$Z_x = \left( b \cdot t_f (d - t_f) + \frac{1}{4} t_w \cdot (d - 2t_f)^2 \right) \rightarrow d - t_f = 291 \text{ mm}$$

$$(d - 2t_f)^2 = 79524 \text{ mm}$$

$$= 571779 \text{ mm}^3$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 13,723 \text{ ton.m}$$

$$Z_x \text{ perlu} = 571779 \text{ mm}^3$$

$$\text{Syarat} \rightarrow M_p > M_u / \phi$$

**4.3.2.1.2 Parameter Lateral Torsional Buckling (LTB) berdasarkan F2 (AISC 2010)**

$$r_y = \left( \frac{I_y}{A} \right)^{0,5} = 31,14 \text{ mm}$$

$$L_p = \left( 1,76 r_y \left( \frac{E}{F_y} \right) \right)^{0,5} = 1582,18 \text{ mm}$$

$C = 0,85$  (Komponen struktur dengan ujung kaku)

$$h_0 = 256 \text{ mm}$$

$$C_w = l_y \cdot h_0^2 / 4 = 83230720000 \text{ mm}^6$$

$$C_w = (h_0^2 \cdot b^3 \cdot t) / 24 = 82944000000 \text{ mm}^6$$

$$r^2 = ((l_y \cdot C_w)^{0,5}) / S_x = 1,1481 \text{ mm}$$

$$r^2 = l_y \cdot h_0 / 2S_x = 1,1480 \text{ mm}$$

$$J = \frac{1}{3(2 \times t f^3 \times (b + t w^3) \times h_0)} = 135108 \text{ mm}^4$$

$$L_r = (1,95r \left( \frac{E}{0,7f_y} \right) \left( \left( \frac{J_c}{S_x h_0} \right) + \left( \left( \frac{J_c}{S_x h_0} \right)^2 + 6,76 \left( \frac{0,7F_y}{E} \right)^2 \right)^{0,5} \right)^{0,5}$$

$$A = 1,95 \times r \times \left( \frac{E}{0,7F_y} \right) = 2665,20 \text{ mm}$$

$$B = \left( \left( \frac{J_c}{S_x h_0} \right) + \left( \left( \frac{J_c}{S_x h_0} \right)^2 + 6,76 \left( \frac{0,7F_y}{E} \right)^2 \right)^{0,5} \right)^{0,5}$$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } L_r &= 0,059176 \text{ mm (Dewobroto, 2013)} \\ &= 157,716 \text{ mm} \\ &= 0,158 \text{ m} \end{aligned}$$

Syarat 1)  $L_p < L < L_r$

2)  $M_n \leq M_p$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 13,723 \text{ ton.m}$$

$$M_r = S_x (f_y - f_r) = 6,17 \text{ ton.m}$$

$$M_n = ((\lambda_r - \lambda) / (\lambda_r - \lambda_p)) M_p + ((\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)) M_r = 14,625 \text{ ton.m}$$

Karena  $M_n \gg M_p$ , maka  $M_n = M_p = 13,723 \text{ ton.m}$

Kuat lentur balok : ditentukan oleh kondisi leleh

$$M_u = \phi \cdot M_n = 12,350 \text{ ton.m}$$

#### 4.3.2.1.3 Perbesaran Momen, $\delta_b$ (Untuk struktur tak bergoyang)

$$\frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = 13,445$$

$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1 - M_2) = \dots$  atau dianggap 1 untuk momen konstan

$$N_{el} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\frac{k \cdot L^2}{r}} = 57135856,67 \text{ N} = 5713,585667 \text{ ton}$$

$N_u = \dots$  (lihat tabel 4.12)

$\delta_b = C_m / (1 - (N_u / N_{el}))$  (lihat tabel 4.12)



Lendutan  $\Delta = 0.25PL((k+1)/(k+2)) < L/360$  (5,55 mm) OK

dengan :P = P rencana (lihat table 4.12)

$$L = 2 \text{ m}$$

$$k = \frac{\text{Inersia Balok}}{\text{Inersia Kolom}} \left( \frac{\text{Tinggi kolom}}{\text{Bentang balok}} \right)$$

buku teknik sipil  
hal. 86

Tabel 4.12 Perbesaran Momen( $\delta_b$ ) dan Lendutan ( $\Delta$ )

Beban (ton)	P rencana (ton)	Nu (ton)	$\delta_b$	$\Sigma$ Nu	Lendutan $\Delta$ (mm)
					$0.25PL((k+1)/(k+2))$
1	1	3.182	1.0002	6.364	0.27
2	2	4.782	1.0004	9.564	0.53
3	3	6.382	1.0005	12.764	0.80
4	4	7.982	1.0007	15.964	1.07
5	5	9.582	1.0009	19.164	1.34
6	6	11.182	1.0011	22.364	1.60
7	7	12.782	1.0012	25.564	1.87
8	8	14.382	1.0014	28.764	2.14
9	9	15.982	1.0016	31.964	2.41
10	10	17.582	1.0018	35.164	2.67
11	11	19.182	1.0019	38.364	2.94
12	12	20.782	1.0021	41.564	3.21
13	13	22.382	1.0023	44.764	3.48
14	14	23.982	1.0025	47.964	3.74
15	15	25.582	1.0026	51.164	4.01
16	16	27.182	1.0028	54.364	4.28
17	17	28.782	1.0030	57.564	4.55
18	18	30.382	1.0032	60.764	4.81
19	19	31.982	1.0033	63.964	5.08
20	20	33.582	1.0035	67.164	5.35
21	21	35.182	1.0037	70.364	5.62

**Perbesaran Momen,  $\delta_s$  (untuk struktur bergoyang)**

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} + \delta_s \cdot M_{ltu}$$

$$\Sigma Nu = 2 * Nu \text{ (lihat tabel 4.12)}$$

$$N_{el} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\frac{k \cdot L^2}{r}} = 57135856,67 \text{ N} = 5713,585667 \text{ ton}$$

$$\Sigma N_{el} = 2 \cdot N_{el} = 11427,17133 \text{ ton}$$

$$\delta_s = 1 / (1 - (\Sigma N_u / \Sigma N_{el})) = 1,03$$

#### 4.3.2.1.4 Menghitung interaksi gaya aksial dan momen lentur

$$M_{ux} = \delta_b \cdot M_{ntu} + \delta_s \cdot M_{ltu} = \dots$$

$$N_u / \Phi \cdot N_n \geq 0,2 \quad \text{persamaan (1)}$$

$$N_u / \Phi \cdot N_n + 8/9 * ((M_{ux} / \Phi_b \cdot M_{nx}) + (M_{uy} / \Phi_b \cdot M_{ny})) \leq 1$$

$$N_u / \Phi \cdot N_n < 0,2 \quad \text{persamaan (2)}$$

$$N_u / 2\Phi \cdot N_n + ((M_{ux} / \Phi_b \cdot M_{nx}) + (M_{uy} / \Phi_b \cdot M_{ny})) < 1$$

Hasil selengkapnya lihat tabel 4.13 dan 4.14.

Tabel 4.13 Hasil Perhitungan Mux

Beban (ton)	P rencana (ton)	P mati (ton)	Pu (ton)		Mux (ton.m)		Mntu ato Mltu	
			1,2D+1,6L	1/8*Pu.L	Muy (ton.m)	1/12*Pu.L	(ton.m)	Mux (ton.m)
1	1	1.32	3.182	0.795	0.530	1.803	3.699	
2	2	1.32	4.782	1.195	0.797	2.710	5.560	
3	3	1.32	6.382	1.595	1.064	3.616	7.421	
4	4	1.32	7.982	1.995	1.330	4.523	9.282	
5	5	1.32	9.582	2.395	1.597	5.430	11.144	
6	6	1.32	11.182	2.795	1.864	6.336	13.006	
7	7	1.32	12.782	3.195	2.130	7.243	14.868	
8	8	1.32	14.382	3.595	2.397	8.150	16.730	
9	9	1.32	15.982	3.995	2.664	9.056	18.593	
10	10	1.32	17.582	4.395	2.930	9.963	20.456	
11	11	1.32	19.182	4.795	3.197	10.870	22.320	
12	12	1.32	20.782	5.195	3.464	11.776	24.184	
13	13	1.32	22.382	5.595	3.730	12.683	26.048	
14	14	1.32	23.982	5.995	3.997	13.590	27.912	
15	15	1.32	25.582	6.395	4.264	14.496	29.777	
16	16	1.32	27.182	6.795	4.530	15.403	31.642	
17	17	1.32	28.782	7.195	4.797	16.310	33.508	
18	18	1.32	30.382	7.595	5.064	17.216	35.374	
19	19	1.32	31.982	7.995	5.330	18.123	37.240	
20	20	1.32	33.582	8.395	5.597	19.030	39.106	
21	21	1.32	35.182	8.795	5.864	19.936	40.973	

Tabel 4.14 Hasil perhitungan interaksi gaya aksial dan momen lentur

Beban (ton)	Nu (ton)	Sb X	Sb Y	syarat	Kriteria		Ketentuan
		Nu/ $\Phi$ .Nn	Nu/ $\Phi$ .Nn		Pers. 1	Pers. 2	
1	3.1818	0.0298	0.0349	< 0.2		0.122	< 1
2	4.7818	0.0448	0.0525	< 0.2		0.184	< 1
3	6.3818	0.0597	0.0701	< 0.2		0.245	< 1
4	7.9818	0.0747	0.0877	< 0.2		0.307	< 1
5	9.5818	0.0897	0.1052	< 0.2		0.368	< 1
6	11.1818	0.1046	0.1228	< 0.2		0.430	< 1
7	12.7818	0.1196	0.1404	< 0.2		0.491	< 1
8	14.3818	0.1346	0.1580	< 0.2		0.552	< 1
9	15.9818	0.1496	0.1755	< 0.2		0.614	< 1
10	17.5818	0.1645	0.1931	< 0.2		0.675	< 1
11	19.1818	0.1795	0.2107	< 0.2		0.737	< 1
12	20.7818	0.1945	0.2282	< 0.2		0.798	< 1
13	22.3818	0.2095	0.2458	$\geq 0.2$	0.881		$\leq 1$
14	23.9818	0.2244	0.2634	$\geq 0.2$	0.944		$\leq 1$
15	25.5818	0.2394	0.2810	$\geq 0.2$	1.007		$\leq 1$
16	27.1818	0.2544	0.2985	$\geq 0.2$	1.070		$\leq 1$
17	28.7818	0.2694	0.3161	$\geq 0.2$	1.132		$\leq 1$
18	30.3818	0.2843	0.3337	$\geq 0.2$	1.195		$\leq 1$
19	31.9818	0.2993	0.3513	$\geq 0.2$	1.258		$\leq 1$
20	33.5818	0.3143	0.3688	$\geq 0.2$	1.321		$\leq 1$
21	35.1818	0.3292	0.3864	$\geq 0.2$	1.384		$\leq 1$

#### 4.3.2.2 Portal Balok Melintang

Diketahui : Bentang 1 meter

Data Profil : WF 300.150.9.9

Beban Mati (D) : 1318,15 kg = 1,32 ton (lihat tabel 4.8)

Beban hidup (L) : ditentukan (lihat tabel 4.9)

$P_u = 1,2 D + 1,6 L$  (lihat tabel 4.9)

#### 4.3.2.2.1 Pencarian penampang kompak/tak kompak (cek klasifikasi profil)

Untuk  $f_y = 240 \text{ Mpa}$

$$\lambda_f = \frac{b/2}{t_f} = 8,333 < \lambda_p = 10,973$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 28,444 < \lambda_p = 108,444$$

Kompak

$\lambda_p$		$\lambda_r$	
170	10,973	370	33,094
$\frac{\sqrt{f_y}}{1680}$	108,444	$\frac{\sqrt{f_y - f_r}}{2550}$	164,602
$\frac{\sqrt{f_y}}{\sqrt{f_y}}$		$\frac{\sqrt{f_y}}{\sqrt{f_y}}$	

$$Z_x = \left( b \cdot t_f (d - t_f) + \frac{1}{4} t_w \cdot (d - 2t_f) \right)^2 \rightarrow d - t_f = 291 \text{ mm}$$

$$(d - 2t_f)^2 = 79524 \text{ mm}$$

$$= 571779 \text{ mm}^3$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 13,723 \text{ ton.m}$$

$$Z_x \text{ perlu} = 571779 \text{ mm}^3$$

$$\text{Syarat} \rightarrow M_p > M_u/\phi$$

#### 4.3.2.2.2 Parameter *Lateral Torsional Buckling* (LTB) berdasarkan F2 (AISC 2010)

$$r_y = \left( \frac{l_y}{A} \right)^{0,5} = 31,14 \text{ mm}$$

$$L_p = \left( 1,76 r_y \left( \frac{E}{F_y} \right) \right)^{0,5} = 1582,18 \text{ mm}$$

$C = 0,85$  (Komponen struktur dengan ujung kaku)

$$h_0 = 256 \text{ mm}$$

$$C_w = l_y \cdot h_0^2 / 4 = 83230720000 \text{ mm}^6$$

$$C_w = (h_0^2 \cdot b^3 \cdot t) / 24 = 82944000000 \text{ mm}^6$$

$$r^2 = ((l_y \cdot C_w)^{0,5}) / S_x = 1,1481 \text{ mm}$$

$$r^2 = l_y \cdot \frac{h_0}{2S_x} = 1,1480 \text{ mm}$$

$$J = \frac{1}{3(2 \times t f^3 \times (b + t w^3) \times h_0)} = 135108 \text{ mm}^4$$

$$L_r = (1,95r \left( \frac{E}{0,7f_y} \right) \left( \left( \frac{J_c}{S_x h_0} \right) + \left( \left( \frac{J_c}{S_x h_0} \right)^2 + 6,76 \left( \frac{0,7F_y}{E} \right)^2 \right)^{0,5} \right)^{0,5}$$

$$A = 1,95 \times r \times \left( \frac{E}{0,7F_y} \right) = 2665,20 \text{ mm}$$

$$B = \left( \left( \frac{J_c}{S_x h_0} \right) + \left( \left( \frac{J_c}{S_x h_0} \right)^2 + 6,76 \left( \frac{0,7F_y}{E} \right)^2 \right)^{0,5} \right)^{0,5}$$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } L_r &= 0,059176 \text{ mm (Dewobroto, 2013)} \\ &= 157,716 \text{ mm} \\ &= 0,158 \text{ m} \end{aligned}$$

Syarat 1)  $L_p < L < L_r$

Syarat 2)  $M_n \leq M_p$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 13,723 \text{ ton.m}$$

$$M_r = S_x (f_y - f_r) = 6,166425 \text{ ton.m}$$

$$M_n = ((\lambda_r - \lambda) / (\lambda_r - \lambda_p)) M_p + ((\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)) M_r = 14,625 \text{ ton.m}$$

Karena  $M_n \gg M_p$ , maka  $M_n = M_p = 13,723 \text{ ton.m}$

Kuat lentur balok : ditentukan oleh kondisi leleh

$$M_c = \phi \cdot M_n = 12,350 \text{ ton.m}$$

#### 4.3.2.2.3 Perbesaran Momen, $\delta_b$ (Untuk struktur tak bergoyang)

$$\frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = 6,7227$$

$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1 - M_2) = \dots$  atau dianggap 1 untuk momen konstan

$$N_e l = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\frac{k \cdot L^2}{r}} = 228543426,7 \text{ N} = 22854,34267 \text{ ton}$$

$N_u =$  (lihat tabel 4.15)

$$\delta_b = C_m / (1 - (N_u / N_{ell})) \quad (\text{lihat tabel 4.15})$$

$$\text{Lendutan } \Delta = 0.25PL((k+1)/(k+2)) < L/360 \text{ (5,55 mm) OK}$$

dengan : P = P rencana (lihat table 4.14)

$$L = 1 \text{ m}$$

$$k = \frac{\text{Inersia Balok}}{\text{Inersia Kolom}} \left( \frac{\text{Tinggi kolom}}{\text{Bentang balok}} \right)$$

buku teknik sipil

hal. 86

Tabel 4.15 Perbesaran Momen ( $\delta_b$ ) dan Lendutan ( $\Delta$ )

Beban (ton)	P rencana (ton)	Nu (ton)	$\delta_b$	$\sum Nu$	Lendutan $\Delta$ (mm)
					$0.25PL((k+1)/(k+2))$
1	1	3.182	1.00004	6.36	0.134
2	2	4.782	1.00009	9.56	0.267
3	3	6.382	1.00013	12.76	0.401
4	4	7.982	1.00018	15.96	0.535
5	5	9.582	1.00022	19.16	0.669
6	6	11.182	1.00026	22.36	0.802
7	7	12.782	1.00031	25.56	0.936
8	8	14.382	1.00035	28.76	1.070
9	9	15.982	1.00039	31.96	1.203
10	10	17.582	1.00044	35.16	1.337
11	11	19.182	1.00048	38.36	1.471
12	12	20.782	1.00053	41.56	1.605
13	13	22.382	1.00057	44.76	1.738
14	14	23.982	1.00061	47.96	1.872
15	15	25.582	1.00066	51.16	2.006
16	16	27.182	1.00070	54.36	2.140
17	17	28.782	1.00074	57.56	2.273
18	18	30.382	1.00079	60.76	2.407
19	19	31.982	1.00083	63.96	2.541
20	20	33.582	1.00088	67.16	2.674
21	21	35.182	1.00092	70.36	2.808

**Perbesaran Momen,  $\delta_s$  (untuk struktur bergoyang)**

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} + \delta_s \cdot M_{ltu}$$

$$\Sigma N_u = 2 \cdot N_u \quad (\text{lihat tabel 4.15})$$

$$N_{el} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\frac{k \cdot L^2}{r}} = 228543426,7 \text{ N} = 22854,34267 \text{ ton}$$

$$\Sigma N_{el} = 2 \cdot N_{el} = 45708,68533 \text{ ton}$$

$$\delta_s = 1 / (1 - (\Sigma N_u / \Sigma N_{el})) = 1,01$$

**4.3.2.2.4 Menghitung interaksi gaya aksial dan momen lentur**

$$M_{ux} = \delta_b \cdot M_{ntu} + \delta_s \cdot M_{ltu} = \dots$$

$$N_u / \Phi \cdot N_n \geq 0,2 \quad \text{persamaan (1)}$$

$$N_u / \Phi \cdot N_n + 8/9 * ((M_{ux} / \Phi_b \cdot M_{nx}) + (M_{uy} / \Phi_b \cdot M_{ny})) \leq 1$$

$$N_u / \Phi \cdot N_n < 0,2 \quad \text{persamaan (2)}$$

$$N_u / 2\Phi \cdot N_n + ((M_{ux} / \Phi_b \cdot M_{nx}) + (M_{uy} / \Phi_b \cdot M_{ny})) < 1$$

Hasil selengkapnya lihat tabel 4.16 dan 4.17.



Tabel 4.16 Hasil Perhitungan Mux

Beban (ton)	P rencana (ton)	P mati (ton)	Pu (ton)	Mux (ton.m)	Muy (ton.m)	Mntu ato Mltu	Mux (ton.m)
			1,2D+1,6L	1/8*Pu.L	1/12*Pu.L	(ton.m)	
1	1	1.32	3.182	0.3977	0.2651	0.9015	1.8142
2	2	1.32	4.782	0.5977	0.3985	1.3548	2.7266
3	3	1.32	6.382	0.7977	0.5318	1.8082	3.6390
4	4	1.32	7.982	0.9977	0.6651	2.2615	4.5514
5	5	1.32	9.582	1.1977	0.7985	2.7148	5.4639
6	6	1.32	11.182	1.3977	0.9318	3.1682	6.3764
7	7	1.32	12.782	1.5977	1.0651	3.6215	7.2890
8	8	1.32	14.382	1.7977	1.1985	4.0748	8.2016
9	9	1.32	15.982	1.9977	1.3318	4.5282	9.1142
10	10	1.32	17.582	2.1977	1.4651	4.9815	10.0269
11	11	1.32	19.182	2.3977	1.5985	5.4348	10.9396
12	12	1.32	20.782	2.5977	1.7318	5.8882	11.8524
13	13	1.32	22.382	2.7977	1.8651	6.3415	12.7652
14	14	1.32	23.982	2.9977	1.9985	6.7948	13.6780
15	15	1.32	25.582	3.1977	2.1318	7.2482	14.5909
16	16	1.32	27.182	3.3977	2.2651	7.7015	15.5038
17	17	1.32	28.782	3.5977	2.3985	8.1548	16.4168
18	18	1.32	30.382	3.7977	2.5318	8.6082	17.3298
19	19	1.32	31.982	3.9977	2.6651	9.0615	18.2428
20	20	1.32	33.582	4.1977	2.7985	9.5148	19.1559
21	21	1.32	35.182	4.3977	2.9318	9.9682	20.0690

Tabel 4.17 Hasil perhitungan interaksi gaya aksial dan momen lentur

Beban (ton)	Nu (ton)	Sb X Nu/ $\Phi$ .Nn	Sb Y Nu/ $\Phi$ .Nn	syarat	Kriteria		Ketentuan
					Pers. 1	Pers. 2	
1	3.1818	0.0298	0.0349	< 0.2		0.0686	< 1
2	4.7818	0.0448	0.0525	< 0.2		0.1030	< 1
3	6.3818	0.0597	0.0701	< 0.2		0.1375	< 1
4	7.9818	0.0747	0.0877	< 0.2		0.1720	< 1
5	9.5818	0.0897	0.1052	< 0.2		0.2065	< 1
6	11.1818	0.1046	0.1228	< 0.2		0.2409	< 1
7	12.7818	0.1196	0.1404	< 0.2		0.2754	< 1
8	14.3818	0.1346	0.1580	< 0.2		0.3099	< 1
9	15.9818	0.1496	0.1755	< 0.2		0.3444	< 1
10	17.5818	0.1645	0.1931	< 0.2		0.3788	< 1
11	19.1818	0.1795	0.2107	< 0.2		0.4133	< 1
12	20.7818	0.1945	0.2282	< 0.2		0.4478	< 1
13	22.3818	0.2095	0.2458	$\geq 0.2$	0.545		$\leq 1$
14	23.9818	0.2244	0.2634	$\geq 0.2$	0.584		$\leq 1$
15	25.5818	0.2394	0.2810	$\geq 0.2$	0.623		$\leq 1$
16	27.1818	0.2544	0.2985	$\geq 0.2$	0.662		$\leq 1$
17	28.7818	0.2694	0.3161	$\geq 0.2$	0.701		$\leq 1$
18	30.3818	0.2843	0.3337	$\geq 0.2$	0.740		$\leq 1$
19	31.9818	0.2993	0.3513	$\geq 0.2$	0.779		$\leq 1$
20	33.5818	0.3143	0.3688	$\geq 0.2$	0.818		$\leq 1$
21	35.1818	0.3292	0.3864	$\geq 0.2$	0.857		$\leq 1$

#### 4.3.2.3 Portal Balok Melintang Kopel

Diketahui : Bentang 1 meter

Jenis Profil : Canal 150.75.9.12,5

#### 4.3.2.3.1 Periksa Kelangsingan Penampang

$$\text{Flens : } \frac{b}{t_f} = 6,000 < \lambda r = 16,1$$

$$\frac{250}{\sqrt{f_y}} = 16,137$$

$$\text{Web : } \frac{h}{t_w} = 17 < \lambda r = 42,926$$

$$\frac{665}{\sqrt{f_y}} = 42,926$$

Kondisi tumpuan : Jepit-sendi,  $k = 0,8$

Arah Sb kuat (Sb. X)

$$\lambda x = \frac{k \cdot L_x}{r_x} = 13,652$$

$$\lambda c x = \frac{\frac{\lambda x}{\pi} \sqrt{f_y}}{E} = 0,1506$$

$$\lambda c < 0,25 \rightarrow \omega = 1$$

$$0,25 < \lambda c < 1,2 \rightarrow \omega = \frac{1,43}{1,6 = 0,67\lambda c} = 0,954$$

$$\lambda c > 1,2 \rightarrow \omega = 1,25\lambda = 0,028$$

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot f_y / \omega x = 146,83 \text{ ton}$$

$$\frac{N_u}{\phi_c \cdot N_n} = \dots < 1, OK \text{ (lihat tabel 4.18)}$$

Arah Sb lemah (Sb. Y)

$$\lambda x = \frac{k \cdot L_y}{r_y} = 36,530$$

$$\lambda c x = \frac{\frac{\lambda y}{\pi} \sqrt{f_y}}{E} = 0,403$$

$$\lambda c < 0,25 \rightarrow \omega = 1$$

$$0,25 < \lambda c < 1,2 \rightarrow \omega = \frac{1,43}{1,6 = 0,67\lambda c} = 1,075$$

$$\lambda c > 1,2 \rightarrow \omega = 1,25\lambda = 0,203$$

$$Nu = 2 * Ag.fcr = 2 * Ag.fy / \omega x = 2,616 \text{ ton}$$

$$\frac{Nu}{\phi_c \cdot N_n} = \dots < 1 \text{ OK (lihat tabel 4.18)}$$

Tabel 4.18 Hasil perhitungan kekuatan kopel

Beban (ton)	Nu (ton)	Sb X Nu/Φ.Nn	Sb Y Nu/Φ.Nn	Cek kekuatan kopel 0.02*Nu	Syarat	Kriteria
1	3,182	0,025	1,431	0,0636	< 1	Cukup
2	4,782	0,038	2,150	0,0956	< 1	Cukup
3	6,382	0,051	2,870	0,1276	< 1	Cukup
4	7,982	0,064	3,589	0,1596	< 1	Cukup
5	9,582	0,077	4,309	0,1916	< 1	Cukup
6	11,182	0,090	5,029	0,2236	< 1	Cukup
7	12,782	0,102	5,748	0,2556	< 1	Cukup
8	14,382	0,115	6,468	0,2876	< 1	Cukup
9	15,982	0,128	7,187	0,3196	< 1	Cukup
10	17,582	0,141	7,907	0,3516	< 1	Cukup
11	19,182	0,154	8,626	0,3836	< 1	Cukup
12	20,782	0,167	9,346	0,4156	< 1	Cukup
13	22,382	0,179	10,065	0,4476	< 1	Cukup
14	23,982	0,192	10,785	0,4796	< 1	Cukup
15	25,582	0,205	11,504	0,5116	< 1	Cukup
16	27,182	0,218	12,224	0,5436	< 1	Cukup
17	28,782	0,231	12,943	0,5756	< 1	Cukup
18	30,382	0,243	13,663	0,6076	< 1	Cukup
19	31,982	0,256	14,382	0,6396	< 1	Cukup
20	33,582	0,269	15,102	0,6716	< 1	Cukup

#### 4.3.2.3.2 Perbesaran Momen, δb (Untuk struktur tak bergoyang)

$$\frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = 13,652$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1 - M_2) = \dots \text{ dianggap 1 untuk momen konstan}$$

$$N_{el} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot Ag}{\frac{k \cdot L^2}{r}} = 32365627 \text{ N} = 3236,563 \text{ ton}$$

$$Nu = \text{ (lihat tabel 4.18)}$$

$$\delta b = C_m / (1 - (Nu/N_{el})) \quad (\text{lihat tabel 4.19})$$

**Perbesaran Momen,  $\delta s$  (untuk struktur bergoyang)**

$$M_{ux} = \delta b \cdot M_{ntu} + \delta s \cdot M_{ltu}$$

$$\Sigma Nu = 2 \cdot Nu \quad (\text{lihat tabel 4.19})$$

$$N_{el} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\frac{k \cdot L^2}{r}} = 32365627 \text{ N} = 3236,563 \text{ ton}$$

$$\Sigma N_{el} = 2 \cdot N_{el} = 6473,125 \text{ ton}$$

$$\delta s = 1 / (1 - (\Sigma Nu / \Sigma N_{el})) = 2,100508$$

Tabel 4.19 Hasil perhitungan  $\delta b$  dan  $\Sigma Nu$

Beban (ton)	P rencana (ton)	P rencana Nu (ton)	$\delta b$	$\Sigma Nu$
1	1	3,182	1,00004	6,36355
2	2	4,782	1,00009	9,56355
3	3	6,382	1,00013	12,7636
4	4	7,982	1,00018	15,9636
5	5	9,582	1,00022	19,1636
6	6	11,182	1,00026	22,3636
7	7	12,782	1,00031	25,5636
8	8	14,382	1,00035	28,7636
9	9	15,982	1,00039	31,9636
10	10	17,582	1,00044	35,1636
11	11	19,182	1,00048	38,3636
12	12	20,782	1,00053	41,5636
13	13	22,382	1,00057	44,7636
14	14	23,982	1,00061	47,9636
15	15	25,582	1,00066	51,1636
16	16	27,182	1,00070	54,3636
17	17	28,782	1,00074	57,5636
18	18	30,382	1,00079	60,7636
19	19	31,982	1,00083	63,9636
20	20	33,582	1,00088	67,1636
$\Sigma$		367,636		

#### 4.3.2.3.3 Menghitung interaksi gaya aksial dan momen lentur

$$M_{ux} = \delta_b \cdot M_{ntu} + \delta_s \cdot M_{ltu} = \dots$$

$$N_u / \Phi \cdot N_n \geq 0,2 \quad \text{persamaan (1)}$$

$$N_u / \Phi \cdot N_n + 8/9 * ((M_{ux} / \Phi_b \cdot M_{nx}) + (M_{uy} / \Phi_b \cdot M_{ny})) \leq 1$$

$$N_u / \Phi \cdot N_n < 0,2 \quad \text{persamaan (2)}$$

$$N_u / 2\Phi \cdot N_n + ((M_{ux} / \Phi_b \cdot M_{nx}) + (M_{uy} / \Phi_b \cdot M_{ny})) < 1$$

$$M_c = \phi \cdot M_n = 20,80514 \text{ ton.m}$$

Hasil selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.20 dan 4.21.

Tabel 4.20 Hasil perhitungan  $M_{ux}$

Beban (ton)	P rencana (ton)	P mati (ton)	Pu (ton) 1,2D+1,6L	$M_{ux}$ (ton.m) 1/8*Pu.L	$M_{uy}$ (ton.m) 1/12*Pu.L	$M_{ntu}$ ato $M_{ltu}$ (ton.m)	$M_{ux}$ (ton.m)
1	1	1,32	3,18	0,398	0,265	0,902	1,857
2	2	1,32	4,78	0,598	0,398	1,355	2,791
3	3	1,32	6,38	0,798	0,532	1,808	3,725
4	4	1,32	7,98	0,998	0,665	2,262	4,660
5	5	1,32	9,58	1,198	0,798	2,715	5,594
6	6	1,32	11,18	1,398	0,932	3,168	6,528
7	7	1,32	12,78	1,598	1,065	3,622	7,462
8	8	1,32	14,38	1,798	1,198	4,075	8,396
9	9	1,32	15,98	1,998	1,332	4,528	9,331
10	10	1,32	17,58	2,198	1,465	4,982	10,265
11	11	1,32	19,18	2,398	1,598	5,435	11,200
12	12	1,32	20,78	2,598	1,732	5,888	12,134
13	13	1,32	22,38	2,798	1,865	6,342	13,068
14	14	1,32	23,98	2,998	1,998	6,795	14,003
15	15	1,32	25,58	3,198	2,132	7,248	14,938
16	16	1,32	27,18	3,398	2,265	7,702	15,872
17	17	1,32	28,78	3,598	2,398	8,155	16,807
18	18	1,32	30,38	3,798	2,532	8,608	17,741
19	19	1,32	31,98	3,998	2,665	9,062	18,676
20	20	1,32	33,58	4,198	2,798	9,515	19,611

Tabel 4.21 Hasil perhitungan interaksi gaya aksial dan momen lentur

Beban (ton)	Nu (ton)	Sb X	Sb Y	Cek kekuatan kopel 0.02*Nu	Ketentuan	Keterangan		Syarat
		Nu/Φ.Nn	Nu/Φ.Nn			Pers. 1	Pers. 2	
1	3,182	0,025	1,431	0,0636	< 0.2		0,1631	< 1
2	4,782	0,038	2,150	0,0956	< 0.2		0,2452	< 1
3	6,382	0,051	2,870	0,1276	< 0.2		0,3272	< 1
4	7,982	0,064	3,589	0,1596	< 0.2		0,4093	< 1
5	9,582	0,077	4,309	0,1916	< 0.2		0,4913	< 1
6	11,182	0,090	5,029	0,2236	≥ 0.2	0,5594		< 1
7	12,782	0,102	5,748	0,2556	≥ 0.2	0,6395		< 1
8	14,382	0,115	6,468	0,2876	≥ 0.2	0,7195		< 1
9	15,982	0,128	7,187	0,3196	≥ 0.2	0,7996		< 1
10	17,582	0,141	7,907	0,3516	≥ 0.2	0,8797		< 1
11	19,182	0,154	8,626	0,3836	≥ 0.2	0,9597		< 1
12	20,782	0,167	9,346	0,4156	≥ 0.2	1,0398		< 1
13	22,382	0,179	10,065	0,4476	≥ 0.2	1,1199		< 1
14	23,982	0,192	10,785	0,4796	≥ 0.2	1,2000		< 1
15	25,582	0,205	11,504	0,5116	≥ 0.2	1,2801		< 1
16	27,182	0,218	12,224	0,5436	≥ 0.2	1,3601		< 1
17	28,782	0,231	12,943	0,5756	≥ 0.2	1,4402		< 1
18	30,382	0,243	13,663	0,6076	≥ 0.2	1,5203		< 1
19	31,982	0,256	14,382	0,6396	≥ 0.2	1,6004		< 1
20	33,582	0,269	15,102	0,6716	≥ 0.2	1,6805		< 1

**4.3.3 Tinjau Kekuatan *Frame* dengan Metode Statika Konstruksi, SAP 2000, dan Analisis Portal 3 Sendi (khusus untuk simulasi pelengkung)**

**4.3.3.1 Statika Konstruksi**

Dalam perhitungan metode statika konstruksi, uraian dan ilustrasi dapat dilihat pada penjelasan di bawah ini.

$$H_A = H_D = \frac{3Pab}{2hl(k+2)}$$

$$V_A = \frac{Pb}{L} + \frac{Pab(l-2a)}{(6k+1)L^2}; \quad V_D = P - V_A$$

$$M_A = \frac{(5k-1)l+2a(k+2)}{2(k+2)(6k+1)L^2} Pab$$

$$M_B = +M_A - H_A \cdot h$$

$$M_D = \frac{(7k+3)l-2a(k+2)}{2(k+2)(6k+1)L^2} Pab$$

$$M_C = +M_D - H_D \cdot h$$

$$M_E = \frac{(13k+4)l-2a(k+2)}{2(k+2)(6k+1)L^2} Pab + \frac{Pab}{L} + \frac{Pa^2b(l-2a)}{(6k+1)L^3}$$

bila ;  $a = b$   $H_A = H_D = \frac{3PL}{8h(k+2)}$

$$V_A = V_D = \frac{1}{2}P; \quad M_A = M_D = H_A \cdot h/3$$

$$M_B = M_C = -H_A \cdot \frac{2h}{3}; \quad M_{maks} = \frac{1}{4}PL \left( \frac{k+1}{k+2} \right)$$

$$V_A = (1-x)P; \quad V_D = xP$$

$$H = \frac{5PL}{2} \cdot \frac{3h+2f[x(1-x)+1]}{\delta} \cdot x(1-x)$$

$k = \frac{I_2}{I_1} (h/L)$

$K_1 = I_1/h; \quad K_2 = I_2/L$   
 $k = K_2/K_1$   
 $\delta = 5h^2(2k+3)+4f(5h+2f)$

Sumber : buku teknik sipil

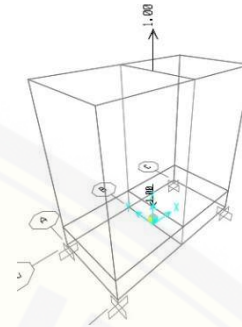
a. Portal *frame* dengan pembebanan searah melintang (lihat gambar 4.5)

- P = 1 ton k (untuk H1=1,7m) = 0,85
- I1 =  $1,33 \times 10^{-7} \text{ m}^4$  k (untuk H2= 0,3m = 0,15
- I2 =  $1,33 \times 10^{-7} \text{ m}^4$  a=b = 1 m
- H1 = 1,7 m
- H2 = 0,3 m
- L = 1 m



Tinjau kolom sepanjang 1,7 m  
 HA = HD = 0,155 ton  
 VA = VD = 0,500 ton  
 MA = MD = 0,088 ton  
 MB = MC = -0,175 ton  
 Mmaks = 0,325 ton.m  
 ME = 0,675 ton.m

Tinjau kolom sepanjang 0,3 m  
 HA = HD = 1,163 ton  
 VA = VD = 0,500 ton  
 MA = MD = 0,116 ton  
 MB = MC = -0,233 ton  
 Mmaks = 0,325 ton.m  
 ME = 0,733 ton.m



Gambar 4.5 Pembebanan searah melintang Metode Statika Konstruksi

Dari sebagian perhitungan yang dilakukan di atas, didapatkan hasil yang di tabelkan untuk beban 1 ton sampai 10 ton seperti yang dapat dilihat pada tabel 4.22 dan tabel 4.23.

Tabel 4.22 Hasil perhitungan pembebanan portal *frame* searah melintang

H1=1,7m	Beban (P) dalam satuan ton									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
HA=HD	0,155	0,310	0,46	0,619	0,77	0,93	1,08	1,23	1,39	1,55
VA=VD	0,500	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
MA=MD	0,088	0,175	0,26	0,35	0,44	0,53	0,61	0,7	0,79	0,88
MB=MC	-0,175	-0,351	-0,53	-0,70	-0,87	-	-1,22	-1,40	-1,58	-1,75
Mmaks	0,325	0,649	0,97	1,298	1,62	1,95	2,27	2,59	2,92	3,25
ME	0,675	1,35	2,02	4,65	3,37	4,05	4,73	5,4	6,07	6,75

Tabel 4.23 Hasil perhitungan pembebanan portal *frame* searah melintang

H1=0,3m	Beban (P) dalam satuan ton									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
HA=HD	1,163	2,326	3,48	4,65	5,81	6,97	8,14	9,3	10,47	11,63
VA=VD	0,500	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
MA=MD	0,116	0,233	0,35	0,46	0,58	0,69	0,81	0,93	1,05	1,16
MB=MC	-0,233	-0,47	-0,69	-0,93	-	-	-	-1,86	-2,09	-2,33
Mmaks	0,267	0,535	0,8	1,07	1,33	1,6	1,87	2,14	2,4	2,67
ME	0,733	1,465	2,19	2,93	3,66	4,39	5,13	5,86	6,59	7,33

Dari tabel tersebut, dapat ditampilkan untuk rekapitulasi hasil perhitungan momen maksimum dan geser di tumpuan seperti yang dapat dilihat pada tabel 4.24.

Tabel 4.24 Rekapitulasi pembebanan *frame* searah melintang

Beban (ton)	M maks (ton.m)	Vn tumpuan (ton)
1	0,267	0,5
2	0,535	1,0
3	0,802	1,5
4	1,070	2,0
5	1,337	2,5
6	1,605	3,0
7	1,872	3,5
8	2,140	4,0
9	2,407	4,5
10	2,674	5,0

b. Portal *frame* dengan pembebanan searah memanjang (lihat gambar 4.6)

$$P = 1 \text{ ton} \quad k \text{ (untuk } H1=1,7\text{m)} = 0,134$$

$$I1 = 1,33 \times 10^{-7} \text{ m}^4 \quad k \text{ (untuk } H2=0,3\text{m)} = 0,024$$

$$I2 = 0,105 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$H1 = 1,7 \text{ m}$$

$$H2 = 0,3 \text{ m}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

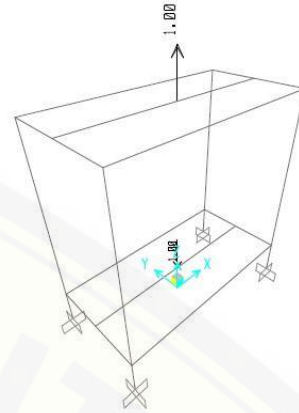
$$a=b = 0,5 \text{ m}$$

Tinjau kolom sepanjang 1,7 m

HA = HD	= 0,103	ton
VA = VD	= 0,500	ton
MA = MD	= 0,059	ton
MB = MC	= -0,117	ton
Mmaks	= 0,133	ton.m
ME	= 0,367	ton.m

Tinjau kolom sepanjang 0,3 m

HA = HD	= 0,618	ton
VA = VD	= 0,500	ton
MA = MD	= 0,062	ton
MB = MC	= -0,124	ton
Mmaks	= 0,126	ton.m
ME	= 0,374	ton.m



Gambar 4.6 Pembebanan searah memanjang Metode Statika Konstruksi

Dari sebagian perhitungan yang dilakukan di atas, didapatkan hasil yang di tabelkan untuk beban 1 ton sampai 10 ton seperti yang dapat dilihat pada tabel 4.25 dan tabel 4.26.

Tabel 4.25 Hasil perhitungan pembebanan portal *frame* searah memanjang

H1=1,7m	Beban (P) dalam satuan ton									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
HA=HD	0,103	0,207	0,310	0,413	0,517	0,62	0,724	0,83	0,93	1,03
VA=VD	0,500	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
MA=MD	0,059	0,117	0,176	0,234	0,293	0,35	0,41	0,47	0,53	0,58
MB=MC	-	-	-0,35	-0,47	-0,58	-0,7	-0,82	-	-	-
	0,117	0,234						0,94	1,054	1,17
Mmaks	0,133	0,266	0,399	0,531	0,66	0,797	0,93	1,06	1,19	1,33
ME	0,367	0,734	1,1	1,47	1,84	2,2	2,57	2,94	3,3	3,67

Tabel 4.26 Hasil perhitungan pembebanan portal *frame* searah memanjang

H1=0,3m	Beban (P) dalam satuan ton									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
HA=HD	0,618	1,24	1,85	2,47	3,08	3,71	4,32	4,94	5,56	6,18
VA=VD	0,500	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
MA=MD	0,062	0,124	0,18	0,247	0,31	0,37	0,43	0,49	0,57	0,62
MB=MC	-0,124	-	-0,37	-0,49	-	-	-	-0,98	-1,11	-1,24
		0,247			0,618	0,74	0,86			
Mmaks	0,126	0,253	0,379	0,5	0,63	0,76	0,88	1,01	1,14	1,27
ME	0,37	0,747	1,12	1,49	1,87	2,24	2,61	2,99	3,36	3,74

Dari tabel tersebut, dapat ditampilkan untuk rekapitulasi hasil perhitungan momen maksimum dan geser di tumpuan seperti yang dapat dilihat pada tabel 4.27.

Tabel 4.27 Rekapitulasi pembebanan *frame* searah memanjang

Beban (ton)	M maks (ton.m)	Vn tumpuan (ton)
1	0,126	0,5
2	0,253	1,0
3	0,379	1,5
4	0,506	2,0
5	0,632	2,5
6	0,759	3,0
7	0,885	3,5
8	1,012	4,0
9	1,138	4,5
10	1,265	5,0

#### 4.3.3.2 Metode SAP 2000

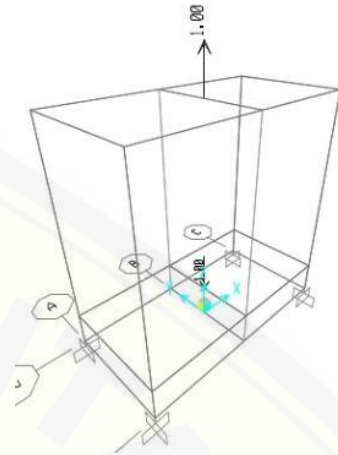
Metode ini digunakan sebagai pembandingan untuk hasil perhitungan momen maksimum dan gaya geser yang telah dihitung menggunakan metode statika.

a. Portal *frame* dengan pembebanan searah melintang (lihat gambar 4.7)

Dari hasil simulasi, didapatkan hasil untuk nilai momen maksimum dan gaya geser seperti terlihat pada tabel 4.28.

Tabel 4.28 Hasil Perhitungan dengan SAP 2000

Beban (ton)	M maks (ton.m)	Vn tumpuan (ton)
1	0,2485	0,5
2	0,4969	1
3	0,7454	1,5
4	0,9939	2
5	1,2423	2,5
6	1,4908	3
7	1,7393	3,5
8	1,9877	4
9	2,2362	4,5
10	2,4847	5



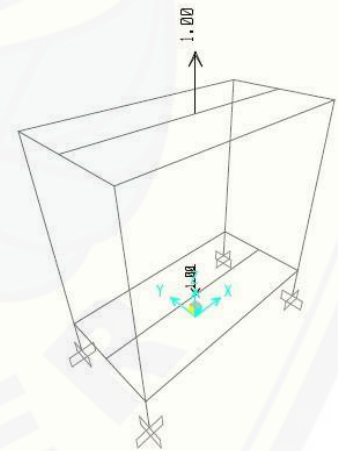
Gambar 4.7 Pembebanan searah melintang Metode SAP

- b. Portal *frame* dengan pembebanan searah memanjang (lihat gambar 4.8)

Dari hasil simulasi, didapatkan hasil untuk nilai momen maksimum dan gaya geser seperti terlihat pada tabel 4.29.

Tabel 4.29 Hasil perhitungan dengan SAP 2000

Beban (ton)	M maks (ton.m)	Vn tumpuan (ton)
1	0,4882	0,5
2	0,9763	1
3	1,4645	1,5
4	1,9526	2
5	2,4408	2,5
6	2,9289	3
7	3,4171	3,5
8	3,9053	4
9	4,3934	4,5
10	4,8816	5



Gambar 4.8 Pembebanan searah memanjang Metode SAP

#### 4.3.3.3 Portal *Frame* Pembebanan Searah Melintang Asumsi Beban Pelengkung Dengan Metode Analisis Portal 3 Sendi.

Metode analisi portal 3 sendi digunakan untuk mendapatkan hasil reaksi akibat beban lateral sewaktu pembebanan. Pengujian dilakukan dengan meletakkan hidrolis pada bagian melintang tengah *frame*. Saat hidrolis mulai dipompa dengan sudut  $90^\circ$  terhadap posisi pelengkung, gaya aksial akan menekan batang tumpuan ke atas, sedang bagian hidrolis yang menekan akan memberikan gaya pada benda uji pelengkung. Benda uji berupa pelengkung yang terbebani oleh hidrolis akan memberikan reaksi berupa gaya horisontal dan vertikal pada *frame*. Reaksi inilah yang akan memberikan gaya pada *frame*. Untuk melakukan metode ini, data yang digunakan yaitu :

P	= 1 ton	$k_1 = 4,4 \times 10^{-7}$
I1 baja	= $1,33 \times 10^{-7} \text{ m}^4$	$k_2 = 4,4 \times 10^{-3}$
I2 beton	= $4,4 \times 10^{-3} \text{ m}^4$	$k = 1 \times 10^4$
H	= 0,3 m	$\delta = 9023,4$
L	= 1 m	
ro	= 0,5 m	

Dari perhitungan yang telah dilakukan, didapatkan hasil yang dapat dilihat pada tabel 4.30.

Tabel 4.30 Hasil perhitungan gaya dalam portal 3 sendi

q (ton)	$\sum MB$ Rav	$\sum MA$ Rbv	$\sum Ms_{ki}$ Rah	$\sum Ms_{ka}$ Rbh	$\sum V$	$\sum H$	sudut 90	BMD Mc	NFD Nc	Vc	SFD Vc
1	0.5	0.5	0.25	0.25	0	0		0.088	-0.324	0.088	0.515
2	1	1	0.5	0.5	0	0		0.177	-0.648	0.177	1.030
3	1.5	1.5	0.75	0.75	0	0		0.265	-0.972	0.265	1.545
4	2	2	1	1	0	0		0.353	-1.296	0.353	2.060
5	2.5	2.5	1.25	1.25	0	0		0.441	-1.619	0.441	2.575
6	3	3	1.5	1.5	0	0		0.530	-1.943	0.530	3.090
7	3.5	3.5	1.75	1.75	0	0		0.618	-2.267	0.618	3.605
8	4	4	2	2	0	0		0.706	-2.591	0.706	4.120
9	4.5	4.5	2.25	2.25	0	0		0.794	-2.915	0.794	4.635
10	5	5	2.5	2.5	0	0		0.883	-3.239	0.883	5.150
11	5.5	5.5	2.75	2.75	0	0		0.971	-3.563	0.971	5.665
12	6	6	3	3	0	0		1.059	-3.887	1.059	6.180
13	6.5	6.5	3.25	3.25	0	0		1.148	-4.210	1.148	6.695
14	7	7	3.5	3.5	0	0		1.236	-4.534	1.236	7.210
15	7.5	7.5	3.75	3.75	0	0		1.324	-4.858	1.324	7.725
16	8	8	4	4	0	0		1.412	-5.182	1.412	8.240
17	8.5	8.5	4.25	4.25	0	0		1.501	-5.506	1.501	8.755
18	9	9	4.5	4.5	0	0		1.589	-5.830	1.589	9.270
19	9.5	9.5	4.75	4.75	0	0		1.677	-6.154	1.677	9.785
20	10	10	5	5	0	0		1.765	-6.478	1.765	10.300

Sebagai kontrol dari perhitungan pada tabel 4.30, dilakukan cek dengan menggunakan metode statika yang dikombinasikan dengan SAP 2000. Untuk melihat hasil perhitungan kombinasi tersebut, lihat pada tabel 4.31 dan tabel 4.32.

Tabel 4.31 Hasil perhitungan metode statika

P (ton)	Va (ton)	Vb (ton)	H (ton)
1	0.5	0.5	2.250
2	1	1	4.500
3	1.5	1.5	6.750
4	2	2	9.000
5	2.5	2.5	11.250
6	3	3	13.501
7	3.5	3.5	15.751
8	4	4	18.001
9	4.5	4.5	20.251
10	5	5	22.501
11	5.5	5.5	24.751
12	6	6	27.001
13	6.5	6.5	29.251
14	7	7	31.501
15	7.5	7.5	33.751
16	8	8	36.001
17	8.5	8.5	38.251
18	9	9	40.502
19	9.5	9.5	42.752
20	10	10	45.002

Dari tabel 4.31, data yang dimasukkan ke dalam SAP 2000 yaitu data H yang mewakili reaksi horisontal dari hasil beban 1 ton yang dilakukan. Dari *input* data tersebut didapatkan hasil perhitungan dengan SAP 2000 yang dapat dilihat pada tabel 4.32.



Tabel 4.32 Hasil Perhitungan dengan SAP 2000.

P (ton)	Mmaks tm	Vnmaks tm
1	0.086	0.5
2	0.174	1
3	0.259	1.5
4	0.346	2
5	0.433	2.5
6	0.519	3
7	0.606	3.5
8	0.693	4
9	0.78	4.5
10	0.867	5
11	0.954	5.5
12	1.041	6
13	1.128	6.5
14	1.215	7
15	1.302	7.5
16	1.389	8
17	1.476	8.5
18	1.563	9
19	1.65	9.5
20	1.737	10

#### 4.3.3.4 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Menggunakan 3 Metode

Untuk memastikan hasil dari masing-masing simulasi dan perhitungan yang dilakukan, baik pembebanan pada bentang searah melintang maupun pada bentang searah memanjang dengan menggunakan metode SAP 2000, dilakukan kontrol/cek perhitungan dengan menggunakan metode statika. Begitu juga hasil yang telah dilakukan dengan metode portal 3 sendi, untuk kontrol/cek, hasil dibandingkan dengan metode statika. Dari ketiga pendekatan perhitungan yang dilakukan, hasil rekapitulasi dapat dilihat pada uraian di bawah ini.

a. Portal *frame* dengan pembebanan searah melintang

Dari uraian yang telah dijelaskan dalam pembahasan pada ketiga metode yang digunakan, dapat ditampilkan hasil rekapitulasi seperti tampak pada tabel 4.33, tabel 4.34, dan tabel 4.35.

Tabel 4.33 Rekapitulasi metode statika

Beban (ton)	M maks (ton.m)	Vn tumpuan (ton)
1	0,267	0,5
2	0,535	1,0
3	0,802	1,5
4	1,070	2,0
5	1,337	2,5
6	1,605	3,0
7	1,872	3,5
8	2,140	4,0
9	2,407	4,5
10	2,674	5,0

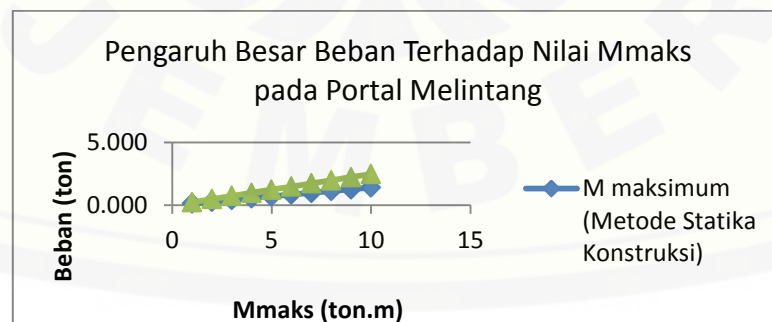
Tabel 4.34 Rekapitulasi perhitungan dengan SAP 2000

Beban (ton)	M maks (ton.m)	Vn tumpuan (ton)
1	0,2485	0,5
2	0,4969	1
3	0,7454	1,5
4	0,9939	2
5	1,2423	2,5
6	1,4908	3
7	1,7393	3,5
8	1,9877	4
9	2,2362	4,5
10	2,4847	5

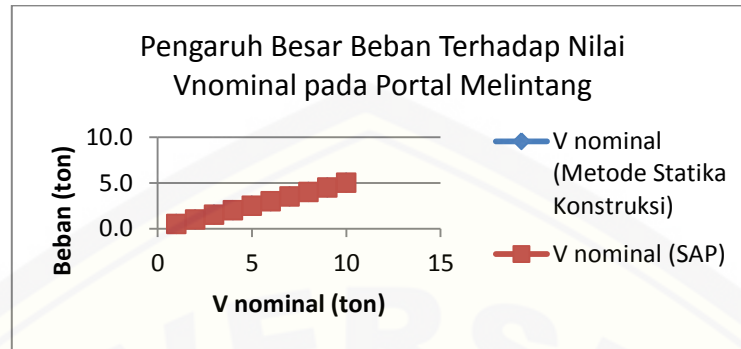
Tabel 4.35 Rekapitulasi perhitungan analisis portal 3 sendi

q (ton)	BMD		NFD		SFD
	Mc	Nc	Vc	Vc	Vc
1	0.088	-0.324	0.088	0.515	0.515
2	0.177	-0.648	0.177	1.030	1.030
3	0.265	-0.972	0.265	1.545	1.545
4	0.353	-1.296	0.353	2.060	2.060
5	0.441	-1.619	0.441	2.575	2.575
6	0.530	-1.943	0.530	3.090	3.090
7	0.618	-2.267	0.618	3.605	3.605
8	0.706	-2.591	0.706	4.120	4.120
9	0.794	-2.915	0.794	4.635	4.635
10	0.883	-3.239	0.883	5.150	5.150
11	0.971	-3.563	0.971	5.665	5.665
12	1.059	-3.887	1.059	6.180	6.180
13	1.148	-4.210	1.148	6.695	6.695
14	1.236	-4.534	1.236	7.210	7.210
15	1.324	-4.858	1.324	7.725	7.725
16	1.412	-5.182	1.412	8.240	8.240
17	1.501	-5.506	1.501	8.755	8.755
18	1.589	-5.830	1.589	9.270	9.270
19	1.677	-6.154	1.677	9.785	9.785
20	1.765	-6.478	1.765	10.300	10.300

Dari tabel 4.33 dan tabel 4.34, digambarkan dalam bentuk grafik seperti tampak pada gambar 4.9 dan gambar 4.10.



Gambar 4.9 Grafik hasil perhitungan momen maksimum (mmaks)



Gambar 4.10 Grafik hasil perhitungan geser nominal ( $V_n$ )

- b. Portal *frame* dengan pembebanan searah memanjang

Dari uraian yang telah dijelaskan dalam pembahasan pada metode statika dan metode SAP 2000, dapat ditampilkan hasil rekapitulasi seperti tampak pada tabel 4.36 dan tabel 4.37.

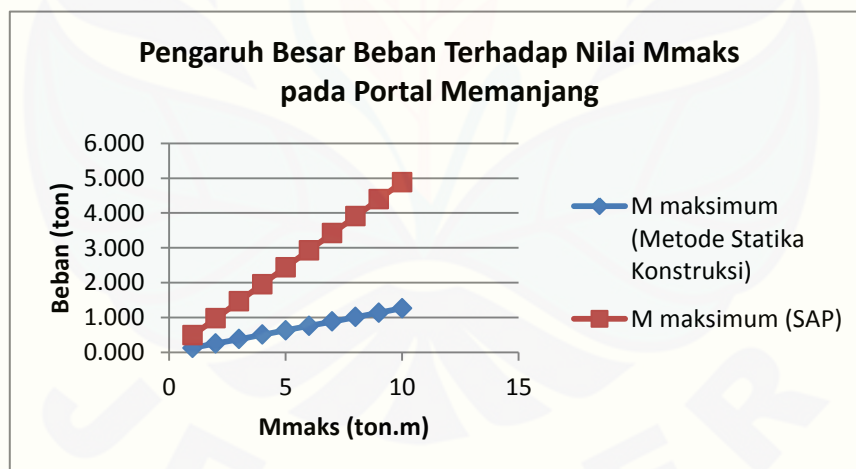
Tabel 4.36 Rekapitulasi metode statika

Beban (ton)	M maks (ton.m)	$V_n$ tumpuan (ton)
1	0,126	0,5
2	0,253	1,0
3	0,379	1,5
4	0,506	2,0
5	0,632	2,5
6	0,759	3,0
7	0,885	3,5
8	1,012	4,0
9	1,138	4,5
10	1,265	5,0

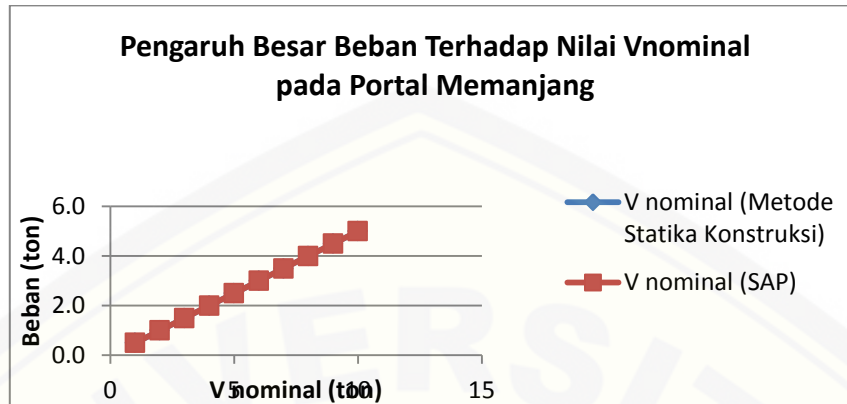
Tabel 4.37 Rekapitulasi perhitungan dengan SAP 2000

Beban (ton)	M maks (ton.m)	Vn tumpuan (ton)
1	0,4882	0,5
2	0,9763	1
3	1,4645	1,5
4	1,9526	2
5	2,4408	2,5
6	2,9289	3
7	3,4171	3,5
8	3,9053	4
9	4,3934	4,5
10	4,8816	5

Dari tabel 4.36 dan tabel 4.37, digambarkan dalam bentuk grafik seperti tampak pada gambar 4.11 dan gambar 4.12.



Gambar 4.11 Grafik hasil perhitungan momen maksimum (Mmaks)



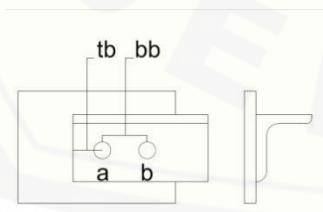
Gambar 4.12 Grafik hasil perhitungan geser nominal ( $V_n$ )

#### 4.3.4 Sambungan

Sambungan berperan sangat aktif dalam membantu profil menahan beban yang ada. Bahkan, sambungan inilah yang sangat menentukan kekuatan sebuah konstruksi. Sebelum profil dari suatu konstruksi itu gagal, sambunganlah yang akan gagal terlebih dahulu akibat adanya interaksi antara balok dan kolom. Pada sebuah sambungan, terdapat pelat sebagai pendukung baut dalam menahan geser, serta baut itu sendiri sebagai penahan gaya tarik yang muncul akibat beban tekan pada profil. Berikut ini adalah uraian perhitungan analisa dari sambungan yang terpasang.

##### 4.3.4.1 Tinjau kuat tumpu pelat sambung

Dipakai baut  $\Phi$  22 mm, dengan lubang baut standar  $\Phi$  24 mm, untuk perhitungan dipakai lubang imajiner yang didapatkan dari  $\Phi$  lubang baut standar ditambah 2 mm.



Keterangan :

tb : jarak tepi ke baut (50 mm)

bb : jarak baut ke baut (100 mm)

tp : tebal pelat

db : diameter baut

Kekuatan nominal baut harus memenuhi persamaan berikut :

$$R_n = 1,2.tb.tp.f_u \leq 2,4.db.tp.f_u$$

Baut a

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2.tb.tp.fu &\leq & 2,4.db.tp.fu \\ R_n &= 1,2.50.9.370 &\leq & 2,4.22.9.370 \\ &199.800 \text{ N} &\leq & 175.824 \text{ N} \end{aligned}$$

Baut b

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2.tb.tp.fu &\leq & 2,4.db.tp.fu \\ R_n &= 1,2.100.9.370 &\leq & 2,4.22.9.370 \\ &399.600 \text{ N} &\leq & 175.824 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat tumpu didasarkan pada kondisi deformasi terkecil, sehingga dari nilai-nilai di atas diambil nilai 175.824 N. Untuk mengetahui kekuatan tumpu totalnya, maka

$$\begin{aligned} R_n &= R_{na} + R_{nb} \\ &= 175.824 + 175.824 \\ &= 351,65 \text{ kN} = 35,165 \text{ ton} \end{aligned}$$

#### 4.3.4.2 Tinjau kuat geser baut (1 bidang geser )

$$R_n = F_{nv}.A_b$$

$$R_{na} = R_{nb} = 125.380,2 \text{ N} = 125,3802 \text{ kN}$$

$$\text{Total } R_n = 2 \times R_n$$

$$\begin{aligned} &= 2 \times 125.380,2 &= & 250.760,4 \text{ N} \\ &&= & 25,076 \text{ ton} \end{aligned}$$

#### 4.3.4.3 Tinjau kuat geser blok

Kuat nominal sambungan terhadap keruntuhan geser blok

$$R_n = 0.6.F_u.A_{nv} + U_{bs}.F_u.A_{nt} \leq 0.6.f_y.A_{gv} + U_{bs}.F_u.A_{nt}$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= ((tb+bb)-(\Phi \text{ im} * 2.5)) * \text{tebal pelat} \\ &= ((50+100)-(26.2,5)).9 \\ &= 999 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ant} &= 37 \cdot t_p \\ &= 37 \cdot 9 = 333 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Ubs ditentukan dengan nilai 1

Sehingga,

$$\begin{aligned} R_n &= 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot f_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \\ &= 0.6 \cdot 370 \cdot 999 + 1.370 \cdot 333 \leq 0.6 \cdot 240 \cdot 200 \cdot 10 + 1.370 \cdot 333 \\ R_n &= 344988 \text{ N} \leq 382410 \text{ N} \\ &= 34,49 \text{ ton} \leq 38,24 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kuat geser didasarkan pada kuat nominal sambungan terhadap keruntuhan geser blok dengan nilai terkecil, sehingga :  $R_n = 34,49 \text{ ton}$

Terdapat tiga kondisi batas untuk menghitung kuat sambungan, yaitu

1. Kuat tumpu profil : 35,165 ton
2. Kuat geser baut : 25,076 ton (menentukan)
3. Kuat geser blok : 34,499 ton

Dari tiga kondisi batas tersebut, dipilih kuat nominal terkecil, yaitu dari kondisi batas kuat geser baut 25,076 ton. Jadi dapat ditentukan untuk kuat sambungan sebesar  $P_u = \Phi R_n = 18,807 \text{ ton}$ .

#### 4.3.4.4 Tinjau kapasitas batang tarik profil siku L 90.90.9

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - (\text{luas lubang} \cdot \text{tebal pelat}) \\ &= 1316 \text{ mm}^2 \\ A_e &= U \cdot A_n \quad \rightarrow U = 1 - x/L = 0,63 \\ &= 0,63 \cdot 1316 \text{ mm}^2 = 829,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas tarik dari kriteria leleh penampang utuh :

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0.9 \cdot f_y \cdot A_g \\ &= 334.800 \text{ N} = 33,48 \text{ ton} \end{aligned}$$



Kapasitas tarik dari kriteria fraktur penampang berlubang :

$$\begin{aligned}\Phi P_n &= 0.75 \cdot f_u \cdot A_e \\ &= 230.069,7 \text{ N} = 23 \text{ ton}\end{aligned}$$

Kesimpulan :

1. Kuat batang tarik = 37,957 ton
2. Kuat sambungan = 18,807 ton

Kuat batang tarik > kuat sambungan, sehingga dapat disimpulkan bahwa sambungan tidak mencukupi untuk mendukung kinerja batang tarik, maka harus didesain ulang.

#### 4.3.4.5 Tinjau *End-Plate*

Untuk melakukan perhitungan kapasitas *end-plate*, terlebih dahulu mengasumsikan bahwa sambungan mempunyai kuat minimal sama dengan kuat balok.

$$\begin{aligned}M_u = \Phi \cdot M_p &= \Phi \cdot Z_x \cdot f_y \\ &= 0,9 \cdot 493314 \cdot 240 / 10^6 \\ &= 106555824 \text{ Nmm} \\ &= 106,55 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Digunakan  $\phi$  baut ASTM A325 :

$$\begin{aligned}T_u &= M_u / (d - t_f) = 106,55 / (300 - 9) \\ &= 366,17 \text{ kN (4 baut)} = 36,62 \text{ ton (4 baut)}\end{aligned}$$

$P_t > T_u / 4$  (91,54 kN/ baut)

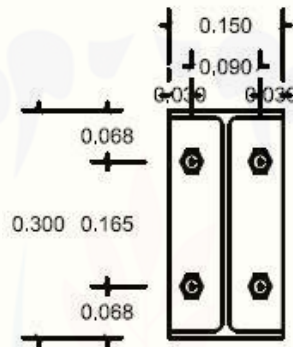
Kuat sambungan :

$$\begin{aligned}M_{np} &= 2P_t \cdot d & \rightarrow P_t &= A_b \cdot F_{ub} \\ &= 2 \cdot 313451 \cdot 228,5 & &= 379,94 \cdot 825 = 313451 \text{ MPa} \\ &= 143246879 \text{ Nmm} & \rightarrow d &= 165 + (68 - 4,5) = 228,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi M_{np} &= 0,75 \cdot 143246879 \\ &= 107435159 \text{ Nmm} \\ &= 107,435 \text{ kNm} = 10,74 \text{ tonm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat } \Phi M_{np} &> M_u \\ 107435159 &> 106555824 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

Untuk deskripsi detail dari perhitungan di atas, lihat gambar 4.13.



Gambar 4.13 Detail *End Plate*

## 4.4 Pondasi

### 4.4.1 Data Tanah

Pada struktur *frame* yang terdapat di laboratorium struktur teknik sipil Universitas Jember diletakkan begitu saja di atas lantai. Tidak ada landasan guna menanggulangi terjadinya *settlement* dikemudian hari. Karena jika dianalisa lebih lanjut, luas penampang *frame* yang menapak pada lantai tidaklah luas, hal ini karena landasan yang digunakan adalah bagian penampang melintang dari profil WF tersebut. Untuk mengatasi terjadinya *settlement* dikemudian hari serta memperkuat *frame* dari pengaruh pengujian yang *overload*, maka direncanakanlah pondasi. Dalam perencanaan pondasi, diperlukan data tanah lingkungan sekitar ditentukannya pondasi

akan dibangun. Dari data praktikum tanah yang dihimpun oleh laboratorium struktur tanah, didapatkan data sebagai berikut:

Kadar air	:	34,08 %
Berat isi tanah	:	1,8264 gr/cm <sup>3</sup>
Specific Gravity (Gs)	:	2,2478
Batas cair (LL)	:	38,893%
Batas plastis (PL)	:	26,231 %
Index Plastis (IP)	:	12,662
CBR	:	7,8071 % (untuk 56x tumbukan)

Hubungan CBR dengan kohesi (Purnomo, Jurnal Teknik Sipil UNNES)

$$Y_a = 0,165x - 0,28$$
$$= 1,0082$$

$$Y_b = 0,174x - 0,56$$
$$= 0,7984$$

Keterangan:  $Y_a$  : batas atas kohesi (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $Y_b$  : batas bawah kohesi (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $x$  : nilai CBR (%)

Hubungan PI dengan sudut geser dalam (Purnomo, Jurnal Teknik Sipil UNNES)

$$\Phi = 49,916 - 0,4IP$$
$$= 44,851^\circ$$

Keterangan:  $\Phi$  : sudut geser dalam (°)  
IP : Index Plastis (%)

#### 4.4.2 Desain Pondasi

Pondasi yang akan digunakan sebagai pijakan *frame* adalah pondasi *footplate* bentuk empat persegi panjang. Perencanaan pondasi mengacu pada metode Terzaghi dan Peck (1943). Dalam metode tersebut, data yang digunakan yaitu :

1. Berat volume tanah ( $\gamma$ ) : 0,3204 kN/m<sup>3</sup>
2. Sudut gesek dalam ( $\Phi$ ) : 44,85 °
3. Kohesi (c) : 1,01 kPa

Dimensi rencana pondasi adalah sebagai berikut:

- Lebar pondasi arah x , Bx : 3 m  
 Lebar pondasi arah y , By : 1,5 m  
 Tebal pondasi, h : 0,8 m  
 Lebar kolom arah x, bx : 0,8 m  
 Lebar kolom arah y, by : 0,8 m

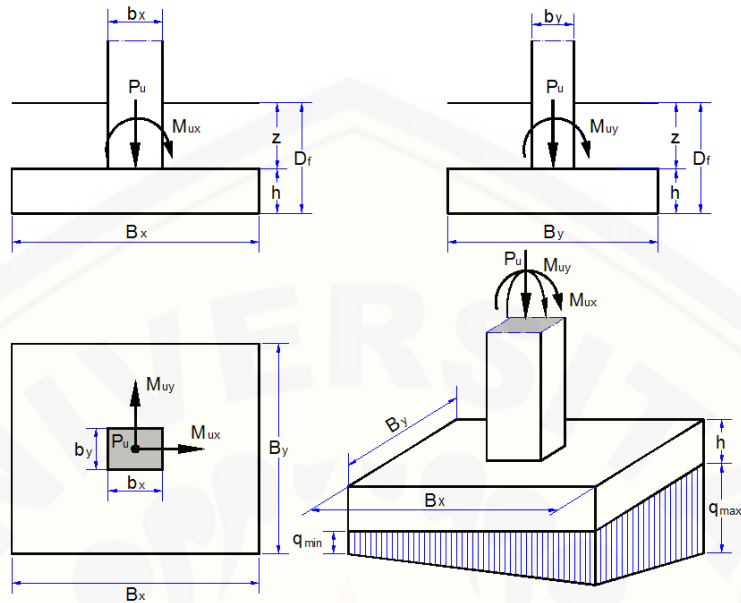
Bahan konstruksi yang akan digunakan yaitu :

- Beton dengan kuat tekan,  $f_c'$  : 20 Mpa  
 Kuat leleh baja tulangan,  $f_y$  : 240 Mpa  
 Berat beton bertulang,  $\gamma_c$  : 24 kN/m<sup>3</sup>

Beban rencana pondasi ditentukan dari kapasitas kecukupan *frame* yang sesuai dengan persyaratan pada perhitungan interaksi gaya aksial dan momen lentur terbesar dari masing-masing perhitungan aksi balok yang dibatasi oleh syarat lendutan  $\Delta < L/360$  (5,55 mm)

- Gaya aksial akibat beban terfaktor,  $P_u$  : 335,82 kN (lihat table 4.11)  
 Momen arah x akibat beban terfaktor,  $M_{ux}$  : 83,95 kNm (lihat table 4.12)  
 Momen arah y akibat beban terfaktor,  $M_{uy}$  : 55,97 kNm (lihat table 4.12)

Untuk lebih memahami hasil perhitungan tersebut, perhatikan gambar 4.14.



Gambar 4.14 Bentuk penampang pondasi rencana

#### 4.4.2.1 Kapasitas Daya Dukung Tanah

##### a. Kapasitas dukung ultimit tanah menurut Terzaghi dan Peck (1943):

$$q_u = c * N_c * (1 + 0.3 * B / L) + D_f * \gamma * N_q + 0.5 * B * N_\gamma * (1 - 0.2 * B/L)$$

Mencari sudut gesek dalam,

$$\Phi = 44,581/180 * \pi = 0,783 \text{ rad}$$

$$a = e^{(3 * \pi / 4 - \Phi / 2) * \tan \Phi} = 7,061$$

$$K_{\gamma} = 3 * \tan^2(45^0 + \frac{1}{2} * (\Phi + 33^0)) = 264,9$$

Mencari faktor kapasitas daya dukung tanah

$$N_c = 1 / \tan \Phi * [ a^2 / (2 * \cos^2(45 + \Phi/2) - 1) ] = 169,044$$

$$N_q = a^2 / [ (2 * \cos^2(45 + \Phi/2) ) ] = N_c * \tan \Phi + 1 = 169,167$$

$$N_\gamma = 1/2 * \tan \Phi * [ K_{pg} / \cos^2 \Phi - 1 ] = 261,665$$

Kapasitas dukung ultimate tanah menurut Terzaghi :

$$q_u = c * N_c * (1 + 0.3 * B / L) + D_f * \gamma * N_q + 0.5 * B * N_\gamma * (1 - 0.2 * B/L)$$

$$= 426,82 \text{ kN/m}^2$$

Jadi, kapasitas dukung tanahnya yaitu

$$q_a = q_u / 3 = 426,82 / 3 = 142,27 \text{ kN/m}^2$$

**b. Kapasitas dukung tanah menurut Meyerhof (1956) :**

$$q_a = q_c / 33 * [ ( B + 0.3 ) / B ]^2 * K_d$$

dengan

$$K_d = 1 + 0,33 * D_f / B \leq 1,33$$

$q_c$  = tahanan konus rata-rata hasil sondir pada dasra pondasi (kg/cm<sup>2</sup>)

$B$  = lebar pondasi (m)

$D_f$  = kedalaman pondasi (m)

Diketahui:  $B = 1,5 \text{ m}$

$$D_f = 1 \text{ m}$$

$$K_d = 1,22$$

$$q_c = 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_a = 0 \text{ kg/cm}^2$$

Jadi, kapasitas daya dukung tanahnya yaitu 0 kN/m<sup>2</sup>. Atau dapat dikatakan tidak mempunyai daya dukung tanah.

**c. Kapasitas dukung tanah menurut Skempton (1986)**

$$q_a = 12.5 * N' * [ ( B + 0.3 ) / B ]^2 * K_d$$

dengan :

$$N' = C_N * N \rightarrow \text{nilai SPT terkoreksi}$$

$$C_N = 2 / (1 + p_o / p_r) \rightarrow \text{faktor koreksi overburden}$$

$p_o$  = tekanan *overburden* efektif

$p_r$  = tegangan efektif referensi

$$K_d = 1 + 0,33 * D_f / B \leq 1,33$$

$$\begin{aligned}
 \text{Diketahui : } D_f &= 1 && \text{m} \\
 B &= 1,5 && \text{m} \\
 p_o &= D_f * \gamma \\
 &= 0,3204 && \text{kN/m}^2 \\
 p_r &= 100 && \text{kN/m}^2 \\
 C_N &= 1,99 \\
 N' &= 35,89 \\
 K_d &= 1,22
 \end{aligned}$$

Jadi, kapasitas dukung ijin tanahnya adalah :

$$q_a = 12.5 * N' * [ ( B + 0.3 ) / B ]^2 * K_d = 788,04 \text{ kN/m}^2$$

Kesimpulan yang dapat diambil dari 3 metode untuk mencari kapasitas dukung tanah adalah sebagai berikut :

1. Kapasitas dukung ultimit tanah menurut Terzaghi dan Peck (1943) didapatkan hasil  $q_a = 142,27 \text{ kN/m}^2$
2. Kapasitas dukung tanah menurut Meyerhof (1956) didapatkan hasil  $q_a = 0 \text{ kN/m}^2$
3. Kapasitas dukung tanah menurut Skemton (1986) didapatkan hasil  $q_a = 788,04 \text{ kN/m}^2$

Sehingga sebagai dasar perhitungan selanjutnya dipakailah kapasitas daya dukung tanah terkecil, yaitu hasil dari penggunaan metode Meyerhof yang mendapatkan hasil  $q_a = 0 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4.4.2.2 Kontrol Tegangan Tanah

Agar tidak terjadi kesalahan dikemudian hari, terlebih dahulu harus dikontrol keadaan tanah yang ada disekitar lokasi rencana *frame*. Untuk melakukan hal itu, dibutuhkan data-data antara lain :

$$\begin{aligned}
 \text{Luas dasar } footplate (A) &= 1,5.3 && = 4,5 && \text{m}^2 \\
 \text{Tahanan momen (W)} &= 1/6.1,5.3^2 && = 2,25 && \text{m}^3 \\
 \text{Tinggi tanah diatas } footplate, z = D_f - h &= 1-0,8 && = 0,2 && \text{m} \\
 \text{Tekanan akibat berat } footplate \text{ dan tanah (q)} = h*\gamma_c + z*\gamma &= 19,26 && \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas pada pondasi:

$$e_x = M_{ux} / P_u = 1,2623 \text{ m} \quad \rightarrow Bx/6 = 0,5 \text{ m}$$

$$e_y = M_{uy} / P_u = 1,2623 \text{ m} \quad \rightarrow By/6 = 0,25 \text{ m}$$

Tegangan tanah maksimum yang terjadi pada dasar pondasi :

$$q_{\max} = P_u / A + M_{ux} / W_x + q = 76,424 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} > qa$$

$$76,424 > 0 \quad \rightarrow \text{tidak aman}$$

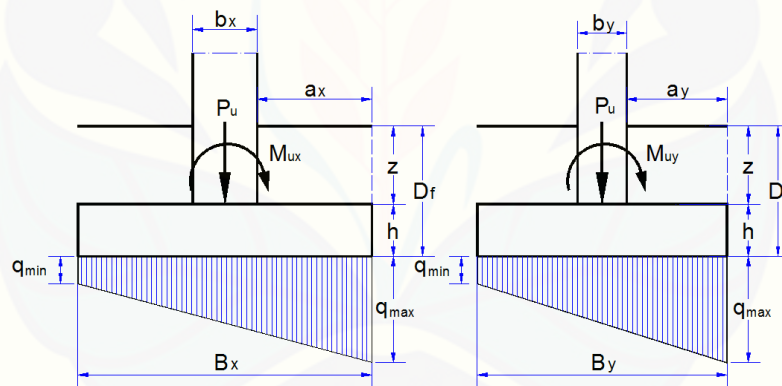
Tegangan tanah minimum yang terjadi pada dasar pondasi:

$$q_{\min} = P_u / A - M_{ux} / W_x + q = -24,56 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} < qa$$

$$-24,56 < 0 \quad \rightarrow \text{ukuran pondasi kurang besar}$$

Untuk lebih memahami perhitungan tersebut, perhatikan gambar 4.15



Gambar 4.15 Kontrol tegangan tanah



#### 4.4.2.3 Gaya geser pada *footplate*

a. Tinjau geser arah x

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton,  $d' = 0,075$  m

Tebal efektif *footplate*,  $d = h - d' = 0,725$  m

Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar *footplate*,  $a_x = (B_x - b_x - d) / 2 = 0,738$  m

Tegangan tanah pada bidang kritis geser arah x,

$$q_x = q_{\min} + (B_x - a_x) / B_x * (q_{\max} - q_{\min}) = 51,59 \text{ kN/m}^2$$

Gaya geser arah x,

$$V_{ux} = [q_x + (q_{\max} - q_x) / 2 - q] * a_x * B_y = 49,501 \text{ kN}$$

Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x,  $b = B_y = 1500$  mm

Tebal efektif *footplat*,  $d = 725$  mm

Rasio sisi panjang thd. sisi pendek kolom,  $\beta_x = \beta_\xi / \beta_\psi = 1$

Kuat geser foot plat arah x, diambil nilai terkecil dari  $V_c$  yang diperoleh dari persamaan sebagai berikut:

$$V_c = [1 + 2 / \beta_c] * \sqrt{f_c'} * b * d / 6 * 10^{-3} = 2431,724 \text{ kN}$$

$$V_c = [\alpha_s * d / b + 2] * \sqrt{f_c'} * b * d / 12 * 10^{-3} = 8646,130 \text{ kN}$$

$$V_c = 1 / 3 * \sqrt{f_c'} * b * d * 10^{-3} = 1621,149 \text{ kN}$$

Diambil, kuat geser *foot plat*,  $V_c = 1621,149$  kN

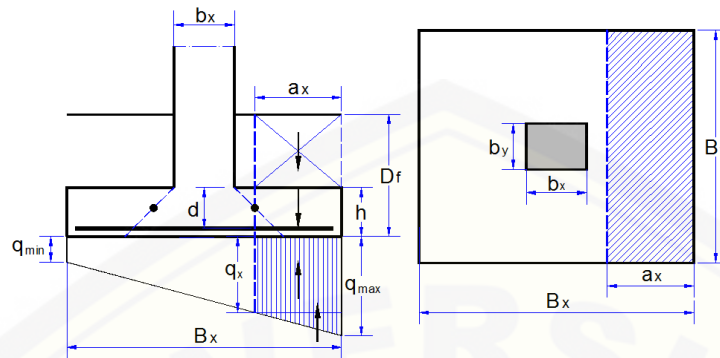
Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,75$

Kuat geser *foot plat*,  $\phi * V_c = 1215,862$  kN

Deskripsi dari perhitungan bisa dilihat pada gambar 4.16.

Syarat yang harus dipenuhi,

$$\begin{array}{lcl} \phi * V_c & \geq & V_{ux} \\ 1215,862 & \geq & 49,5 \rightarrow \text{Aman OK} \end{array}$$



Gambar 4.16 Geser arah x

## b. Tinjau geser arah y

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton,  $d' = 0,085$  m

Tebal efektif *footplate*,  $d = h - d' = 0,715$  m

Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar *footplate*,  $a_y = (B_y - b_y - d) / 2 = -0,008$ m

Tegangan tanah pada bidang kritis geser arah y,

$$q_y = q_{\min} + (B_y - a_y) / B_y * (q_{\max} - q_{\min}) = 76,929 \text{ kN/m}^2$$

Gaya geser arah y,

$$V_{uy} = [q_y + (q_{\max} - q_y) / 2 - q] * a_y * B_x = -1,292 \text{ kN}$$

Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x,  $b = B_y = 3000$  mm

Tebal efektif *footplat*,  $d = 715$  mm

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom,  $\beta_c = b_x / b_y = 1$

Kuat geser *foot plat* arah x, diambil nilai terkecil dari  $V_c$  yang diperoleh daripers.sbb.

$$V_c = [1 + 2 / \beta_c] * \sqrt{f_c'} * b * d / 6 * 10^{-3} = 4796,366 \text{ kN}$$

$$V_c = [\alpha_s * d / b + 2] * \sqrt{f_c'} * b * d / 12 * 10^{-3} = 9219,681 \text{ kN}$$

$$V_c = 1 / 3 * \sqrt{f_c'} * b * d * 10^{-3} = 3197,577 \text{ kN}$$

Diambil, kuat geser *foot plat*,  $V_c = 3197,577$  kN

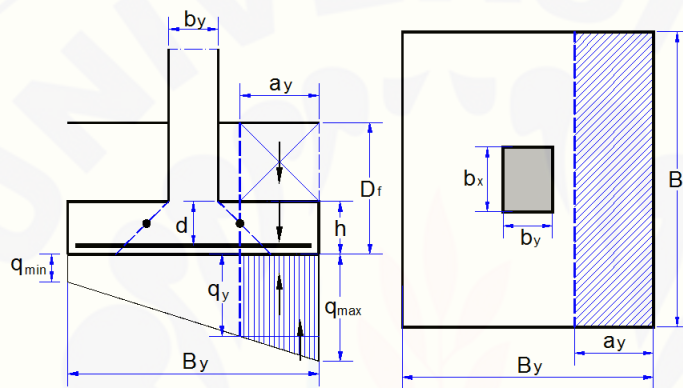
Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,75$

Kuat geser *foot plat*,  $\phi * V_c = 2398,183 \text{ kN}$

Syarat yang harus dipenuhi,

$$\begin{aligned} \phi * V_c &\geq V_{ux} \\ 2398,183 &\geq -1,292 \rightarrow \text{Aman OK} \end{aligned}$$

Untuk deskripsi dari perhitungan dapat dilihat pada gambar 4.17.



Gambar 4.17 Geser arah y

c. Tinjau geser dua arah (PONS)

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton,  $d' = 0,085 \text{ m}$

Tebal efektif *foot plat*,  $d = h - d' = 0,72 \text{ m}$

Lebar bidang geser pons arah x,  $c_x = b_x + d = 1,515 \text{ m}$

Lebar bidang geser pons arah y,  $c_y = b_y + d = 1,515 \text{ m}$

Gaya geser pons yang terjadi,

$$V_{up} = (B_x * B_y - c_x * c_y) * [(q_{max} + q_{min}) / 2 - q] = 14,699 \text{ kN}$$

Luas bidang geser pons,  $A_p = 2 * (c_x + c_y) * d = 4,333 \text{ m}^2$

Lebar bidang geser pons,  $b_p = 2 * (c_x + c_y) = 6,06 \text{ m}$

Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom,  $\beta_c = b_x / b_y = 1$

Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari  $f_p$  yang diperoleh dari persamaan sebagai berikut:

$$f_p = [ 1 + 2 / \beta_c ] * \sqrt{f_c'} / 6 = 2,236 \text{ MPa}$$

$$f_p = [ \alpha_s * d / b_p + 2 ] * \sqrt{f_c'} / 12 = 2,504 \text{ MPa}$$

$$f_p = 1 / 3 * \sqrt{f_c'} = 1,491 \text{ MPa}$$

Tegangan geser pons yang disyaratkan,  $f_p = 1,491 \text{ MPa}$

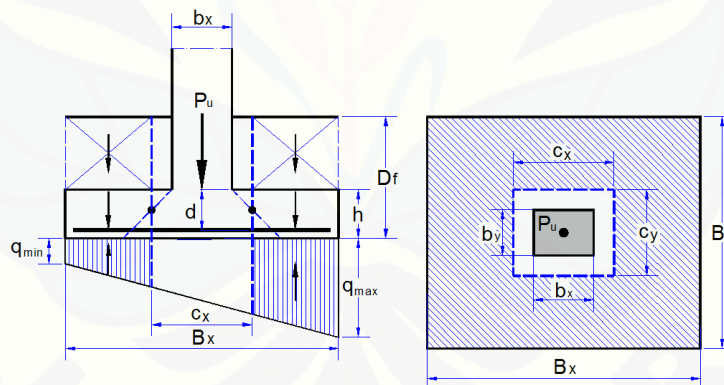
Faktor reduksi kekuatan geser pons,  $\phi = 0,75$

Kuat geser pons,

$$\phi * V_{np} = \phi * A_p * f_p * 10^3 = 4844,33 \text{ kN}$$

Syarat :	$\phi * V_{np}$	$\geq$	$V_{up}$	
	4844,329	$\geq$	14,699	→ Aman (OK)
	$\phi * V_{np}$	$\geq$	$P_u$	
	4844,329	$\geq$	30	→ Aman (OK)

Untuk deskripsi dari perhitungan dapat dilihat pada gambar 4.18.



Gambar 4.18 Geser dua arah

#### 4.4.2.4 Pembesian *Footplat*

a. Tulangan Lentur arah X

Jarak tepi kolom terhadap sisi luar *foot plat*,

$$a_x = (B_x - b_x) / 2 = 1,1 \text{ m}$$

Tegangan tanah pada tepi kolom,

$$q_x = q_{\min} + (B_x - a_x) / B_x * (q_{\max} - q_{\min}) = 117,107 \text{ kN/m}^2$$

Momen yang terjadi pada plat fondasi akibat tegangan tanah,

$$M_{ux} = 1/2 * a_x^2 * [ q_x + 2/3 * ( q_{\max} - q_x ) - q ] * B_y = 127,419 \text{ kN/m}^2$$

Lebar plat fondasi yang ditinjau,  $b = B_y = 1500 \text{ mm}$

Tebal plat fondasi,  $h = 800 \text{ mm}$

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton,  $d' = 75 \text{ mm}$

Tebal efektif plat,  $d = h - d' = 725 \text{ mm}$

Kuat tekan beton,  $f_c' = 20 \text{ MPa}$

Kuat leleh baja tulangan,  $f_y = 240 \text{ MPa}$

Modulus elastis baja,  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Faktor distribusi tegangan beton,  $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / ( 600 + f_y ) = 0,043$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,

$$R_{\max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [ 1 - 1/2 * 0.75 * \rho_b * f_y / ( 0.85 * f_c' ) ] = 5,979$$

$$M_n = M_{ux} / \phi = 159,274 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n * 10^6 / ( b * d^2 ) = 0,202 \quad R_n < R_{\max}$$

Rasio tulangan yang diperlukan,

$$\rho = 0.85 * f_c' / f_y * [ 1 - \sqrt{ 1 - 2 * R_n / ( 0.85 * f_c' ) } ] = 0,0008$$

Rasio tulangan minimum,  $\rho_{\min} = 0,0025$

Rasio tulangan yang digunakan,  $\rho = 0,0025$

Luas tulangan yang diperlukan,  $A_s = \rho * b * d = 2718,75 \text{ mm}^2$

Diameter tulangan yang digunakan :100-D16

Jarak tulangan yang diperlukan,  $s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 111 \text{ mm}$

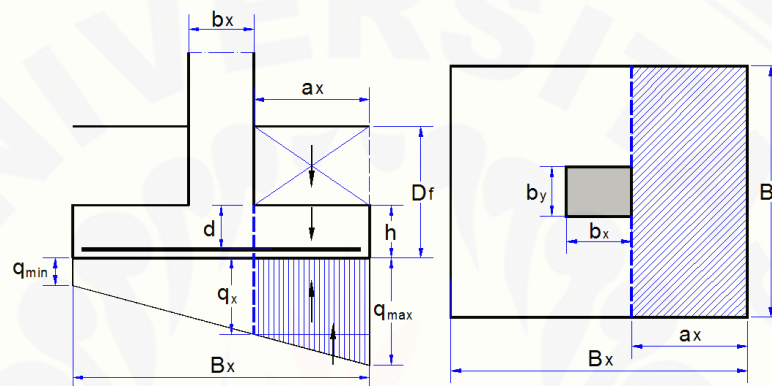
Jarak tulangan maksimum,  $s_{\max} = 200 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang digunakan,  $s = 111 \text{ mm}$

Digunakan tulangan, 200-D22

Luas tulangan terpakai,  $A_s = \pi/4 * D^2 * b / s = 2741,75 \text{ mm}^2$

Untuk dekripsi gambar dapat dilihat pada gambar 4.19 dan gambar 21.



Gambar 4.19 Tulangan lentur arah x

#### b. Tulangan Lentur arah Y

Jarak tepi kolom terhadap sisi luar *foot plat*,

$$a_y = (B_y - b_y) / 2 = 0,350 \text{ m}$$

Tegangan tanah pada tepi kolom,

$$q_y = q_{\min} + (B_y - a_y) / B_y * (q_{\max} - q_{\min}) = 140,324 \text{ kN/m}^2$$

Momen yang terjadi pada plat fondasi akibat tegangan tanah,

$$M_{uy} = 1/2 * a_y^2 * [q_y + 2/3 * (q_{\max} - q_y) - q] * B_y = 27,222 \text{ kN/m}^2$$

Lebar plat fondasi yang ditinjau,  $b = B_x = 3000 \text{ mm}$

Tebal plat fondasi,  $h = 800 \text{ mm}$

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton,  $d' = 85 \text{ mm}$

Tebal efektif plat,  $d = h - d' = 715 \text{ mm}$

Kuat tekan beton,  $f'_c = 20 \text{ MPa}$

Kuat leleh baja tulangan,  $f_y = 240 \text{ MPa}$

Modulus elastis baja,  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Faktor distribusi tegangan beton,  $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / ( 600 + f_y ) = 0,043$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,8$

$$R_{\max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [ 1 - 1/2 * 0.75 * \rho_b * f_y / ( 0.85 * f_c' ) ] = 5,979$$

$$M_n = M_{ux} / \phi = 34,027 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n * 10^6 / ( b * d^2 ) = 0,022 \quad R_n < R_{\max}$$

Rasio tulangan yang diperlukan,

$$\rho = 0.85 * f_c' / f_y * [ 1 - \sqrt{ 1 - 2 * R_n / ( 0.85 * f_c' ) } ] = 0,0001$$

Rasio tulangan minimum,  $\rho_{\min} = 0,0025$

Rasio tulangan yang digunakan,  $\rho = 0,0025$

Luas tulangan yang diperlukan,  $A_s = \rho * b * d = 5362,50 \text{ mm}^2$

Diameter tulangan yang digunakan : D22-200

Jarak tulangan yang diperlukan,  $s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 112 \text{ mm}$

Jarak tulangan maksimum,  $s_{\max} = 200 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang digunakan,  $s = 112 \text{ mm}$

Digunakan tulangan, 100-D19

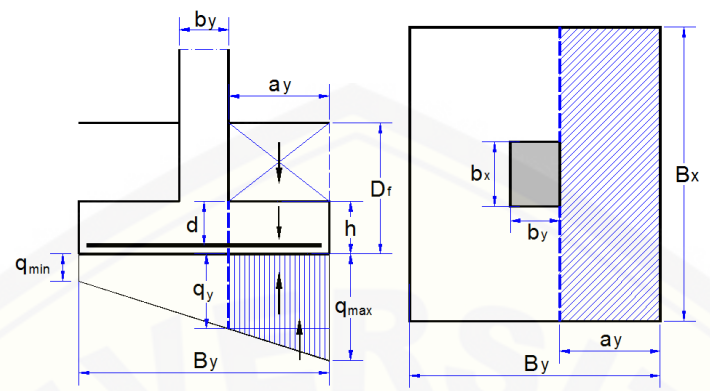
Luas tulangan terpakai,

$$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 5483,51 \text{ mm}^2$$

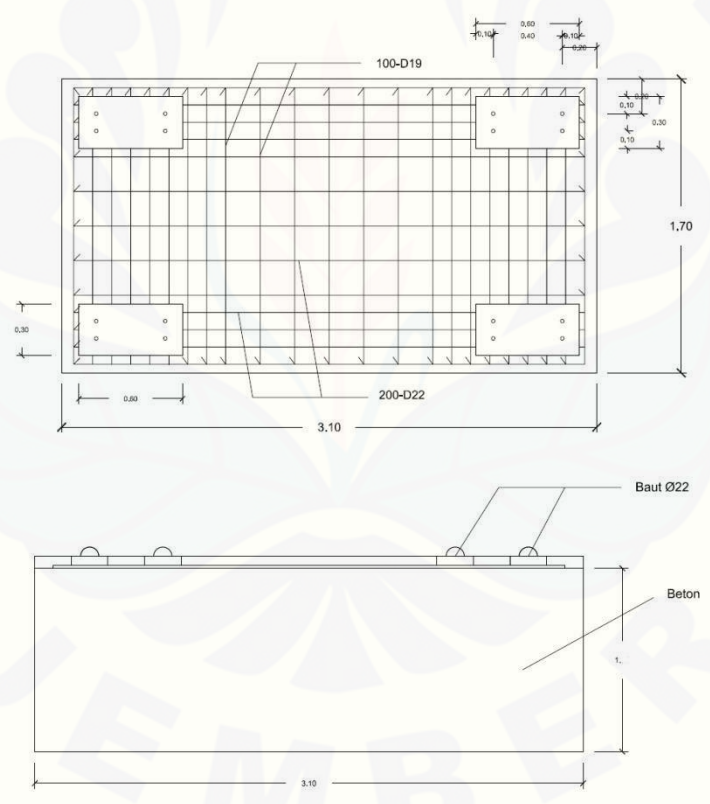
Dimensi pondasi :

Panjang = 3,1 meter, lebar 1,7 meter, kedalaman 1 meter

Untuk deskripsi gambar dapat dilihat pada gambar 4.20 dan 4.21.



Gambar 4.20 Tulangan lentur arah y

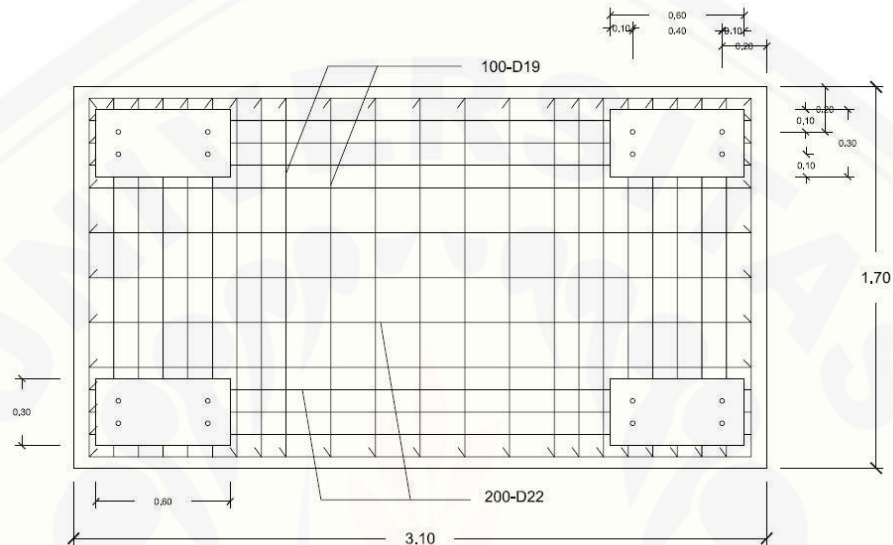


Gambar 4.21 Detail penulangan pondasi



#### 4.5 Rencana *Base-Plate* dan Baut Angkur

Dalam perhitungan *base-plate* dan baut angkur, untuk gambar rencana dapat dilihat pada gambar 4.22 dan 4.23.



Gambar 4.22 Rencana *base-plate*

*Base-plate* kolom WF 300.200.9.14 diberi beban tekan konsentris  $P_u = 200$  kN.

Material baja BJ 37 ( $f_y = 240$  MPa,  $f_u = 370$  MPa), beton pondasi  $f_c' = 20$  MPa.

Dimensi *base-plate* : B.N = 300.600 = 180.000 mm

Cek daya dukung beton :  $f_p(\max) = \phi_c \cdot 0,85 \cdot f_c'$   
 $= 0,65 \cdot 0,85 \cdot 20 = 11,05$  MPa

Tebal pelat perlu :  $\frac{P_u}{B \cdot N} \leq f_p(\max)$   
 $\frac{200.000}{300.600} = 1,11 \leq 11,05$  OK

Kuat perlu pelat landasan :  $M_{pl} = 1/2 \cdot f_p I^2$

dimana I adalah nilai terbesar dari m, n dan  $\lambda n'$

$$m = \frac{N - 0,95d}{2} = \frac{600 - 0,95 \cdot 300}{2} = 157,5 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0,8 \cdot bf}{2} = \frac{300 - 0,8 \cdot 200}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$\phi_c P_p = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 300 \cdot 600 = 1989000 \text{ N} = 1989 \text{ kN}$$

$$X = \left\{ \frac{4 \cdot dbf}{(d+bf)^2} \right\} \frac{P_u}{\phi_c P_p}$$

$$= \left\{ \frac{4 \cdot 300 \cdot 200}{(300+200)^2} \right\} \frac{200}{1989} = 0,0965$$

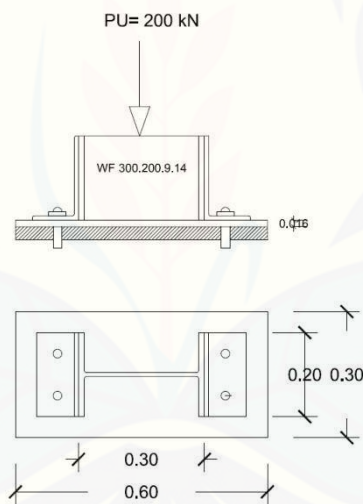
$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1+\sqrt{1-X}} = \frac{2\sqrt{0,0965}}{1+\sqrt{1-0,0965}} = 0,3185 \leq 1$$

$$\lambda n' = \frac{1}{4} \lambda \sqrt{dbf} = \frac{1}{4} \cdot 0,3185 \sqrt{300 \cdot 200} = 1,3796 \text{ mm}$$

$$M_{pl} = \frac{1}{2} \cdot f_y I^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,1 \cdot 11,157,5^2 = 13767,469 \text{ Nmm/mm}$$

Untuk kondisi batas leleh maka tebal minimum yang diperlukan untuk pelat landasan adalah.

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 13767,469}{0,9 \cdot 240}} = 15,967 \text{ mm} \approx 16 \text{ mm}$$



Gambar 4.23 Detail *base-plate*

### Rencana Baut Angkur

#### Kuat baut angkur terhadap gaya tarik

Baut angkur  $\phi 22 \text{ mm} \approx 7/8 \text{ in}$  (tabel 8.14 Dewobroto)  $\rightarrow n_t = 9 \text{ ulir/in}$  atau  $0,4 \text{ ulir/mm}$ . Panjang benam, hef = 300 mm

$$A_{se,N} = \pi/4 (22 - (0,9743/0,4))^2 = 299,33 \text{ mm}^2$$

$$N_{sa} = A_{se} \cdot N \cdot f_u$$

$$= \frac{299,33 \cdot 825}{1000} = 246,95 \text{ kN}$$

$$\phi N_{sa} = 0,75 \cdot 246,95 = 185,213 \text{ kN} \quad (\text{angkur tunggal})$$

$$= 4 \cdot 185,213 = 740,85 \text{ kN} \quad (\text{angkur kelompok})$$

### Kuat jebol (*breakout*) beton terhadap tarik

Posisi angkur dipinggir  $c_{a1} = 200 \text{ mm} < 1,5 \text{ hef} = 450 \text{ mm}$

$$A_{Nco} = 9 \text{ hef}^2 = 9 \cdot 300^2 = 810.000 \text{ mm}^2$$

Angkur kelompok  $c_{a1} < 1,5 \text{ hef}$ ,  $s_1 < 3 \text{ hef}$  dan  $s_2 < 3 \text{ hef}$ , maka

$$A_{Nc} = (2 \cdot 1,5 \text{ hef} + s_2) \cdot (c_{a1} + s_1 + 1,5 \text{ hef})$$

$$A_{Nc} = (2 \cdot 1,5 \cdot 300 + 240) \cdot (200 + 240 + 1,5 \cdot 300) = 1.014.600 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nc} / A_{Nco} = 1,5$$

Untuk  $c_{a, \min} < 1,5 \text{ hef}$  maka

$$\psi_{ed, N} = 0,7 + 0,3 \cdot c_{a, \min} / 1,5 \text{ hef}$$

$$= 0,7 + 0,3 \cdot 200 / 1,5 \cdot 300 = 0,83$$

$$\psi_{c, N} = 1$$

$$\psi_{cp, N} = 1$$

$$K_c = 10$$

$$\lambda_a = \lambda = 1$$

$$N_b = 3,7 \lambda_a \sqrt{f_c} \text{ hef}^{5/3}$$

$$= (3,7 \cdot 1 \cdot \sqrt{20} \cdot 300^{5/3}) / 1000 = 222,46 \text{ kN}$$

$$N_{cb} = A_{Nc} / A_{Nca} \cdot \psi_{ed, N} \cdot \psi_{c, N} \cdot \psi_{cp, N} \cdot N_b$$

$$= 1,5 \cdot 0,94 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 222,46 = 313,67 \text{ kN}$$

$$\psi_{ec, N} = 1$$

$$N_{cbg} = \psi_{ec, N} \cdot N_{cb} = 313,67 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0,7$$

$$\phi N_{cbg} = 0,7 \cdot 313,67 = 219,57 \text{ kN}$$

**Kuat cabut (*pullout*) baut angkur dari beton**

$$\Psi_{c,p} = 1$$

Baut angkur  $\phi$  22 mm (7/8") dari table 8.14 Dewobroto  $\rightarrow A_{brg} \approx 573,8 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} N_p &= 8 A_{brg} f_c' - \\ &= 8 * 573,8 * 20 * \frac{1}{1000} = 91,808 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{pn} = \psi_{c,p} N_p = 91,808 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0,7$$

$$\phi N_{pn} = 0,7 * N_{pn} = 64,267 \text{ kN} \quad (\text{baut angkur tunggal})$$

$$= 4 * 64,267 = 257,068 \text{ kN} \quad (\text{angkur kelompok})$$

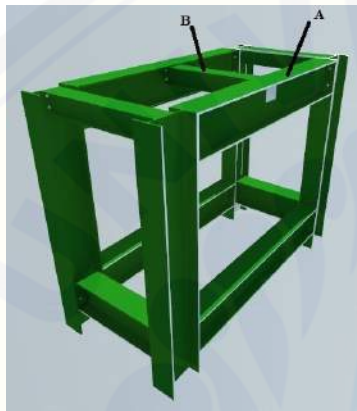
Rekapitulasi kuat batas baut angkur terhadap tarik

- Kuat tarik baut angkur = 740,85 kN
- Kuat jebol beton = 219,57 kN  $\rightarrow$  menentukan
- Kuat cabut beton = 257,068 kN

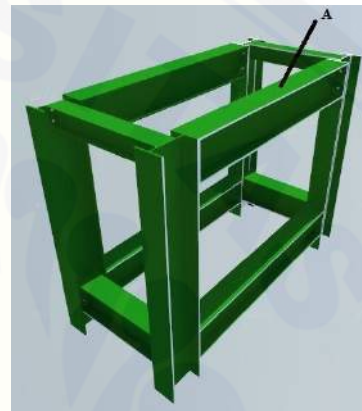
## BAB 5. PENUTUP

### 5.1. Kesimpulan

Mengenai kesimpulan dari pembahasan yang telah dilakukan pada bab sebelumnya, dapat dilihat pada gambar 5.1.



(a) Dengan tumpuan hidrolis



(b) Tanpa tumpuan hidrolis

Gambar 5.1 Analisis kekuatan *frame*

Berdasarkan hasil analisa data dan pembahasan pada bab sebelumnya, dapat disimpulkan bahwa *frame* yang tersusun dari profil WF 300.150.9.9 dan Canal 150.75.9.12,5 mempunyai spesifikasi yaitu:

1. *Frame* seperti tampak pada gambar (a) mempunyai kapasitas sebesar 10 ton. Sedangkan untuk *frame* yang tampak pada gambar (b) mempunyai kapasitas sebesar 20 ton. Perbedaan kapasitas terdapat pada keberadaan balok canal ganda sebagai tumpuan hidrolis. Kapasitas ini sudah sesuai syarat lendutan aman ( $L/360$ ).
2. Jika *frame* yang ada dimaksudkan sebagai *frame* pengujian, maka pada setiap penambahan beban pada benda uji, *frame* akan menerima beban 40% lebih besar dari beban yang diberikan (Carpenter and Le-Wu-Lu, 1968). Dengan demikian, besar beban maksimum ijin yang diperbolehkan saat pengujian hanya sampai pada beban

(a) sebesar 6 ton dan (b) sebesar 12 ton. Hasil tersebut didukung dengan kapasitas sambungan yang memakai pelat siku sebesar 18,807 ton dan sambungan tipe *End-Plate* sebesar 36,62 ton.

## 5.2 Saran

Adanya profil yang tidak seragam serta tidak adanya penambahan pengaku pada bagian badan profil menyebabkan kapasitas *frame* belum tereksplorasi secara keseluruhan sampai pada batas maksimum. Dengan adanya kekurangan tersebut, disarankan ada perencanaan ulang pada batang-batang yang tersusun dari canal ganda dan penambahan pengaku pada profil-profil penyusunnya (lihat gambar 2.23 dan gambar 2.24) agar *frame* dapat berfungsi maksimal.

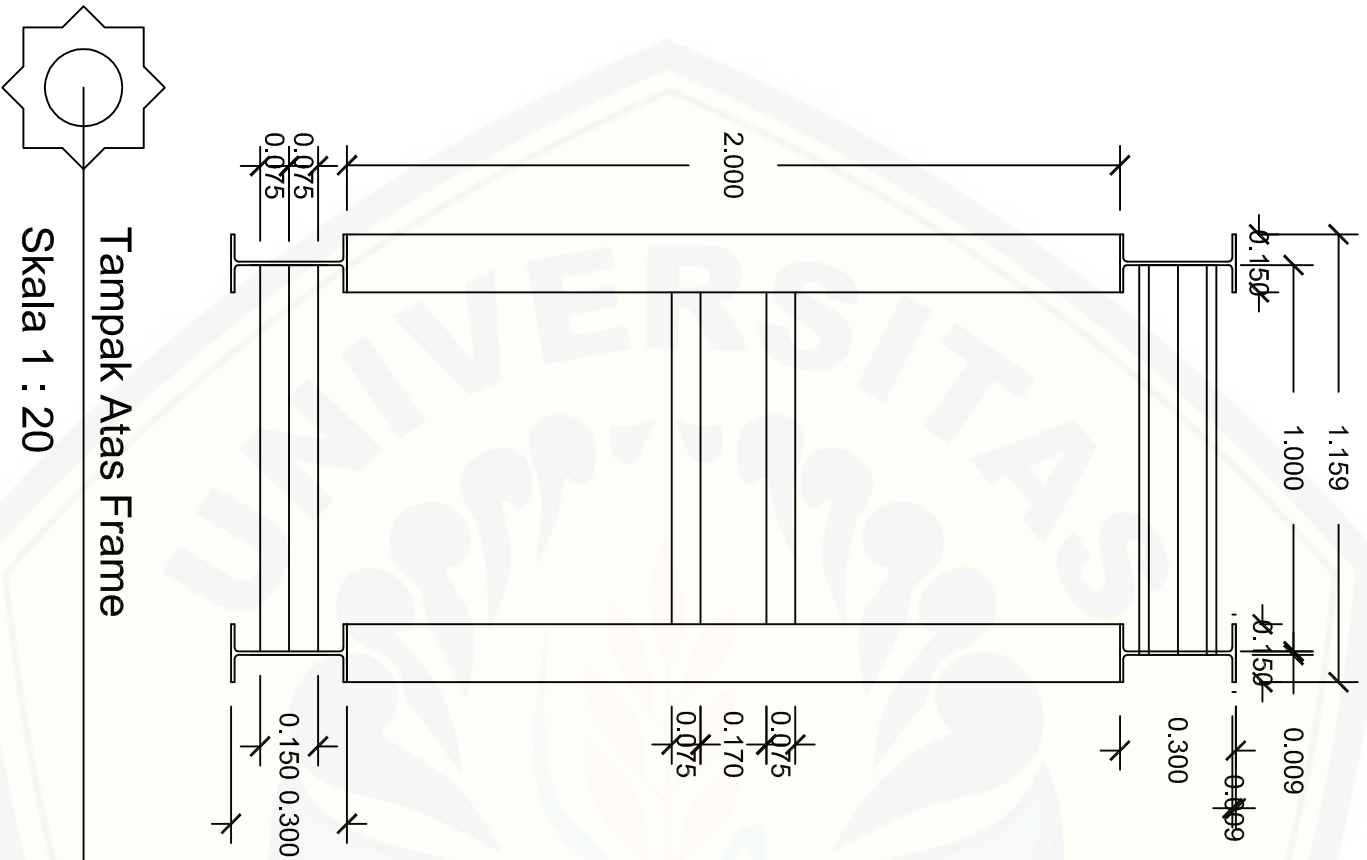
**DAFTAR PUSTAKA**

- Setiawan, A. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*. Semarang: Erlangga.
- Departemen Pekerjaan Umum. 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum SNI 03-1729-2002.
- Gunawan, R. dan Morisco. 1987. *Tabel Profil Konstruksi Baja*. Yogyakarta: Kanisius
- Dewobroto, W. 2013. *Komputer Rekayasa Struktur dengan SAP2000*. Karawaci: Dapur Buku
- Asroni, A. 2010. *Kolom Pondasi dan Balok T Beton Bertulang*. Surakarta: Graha Ilmu
- <https://wiryanto.wordpress.com/2015/05/09/asd-dan-lrfd-mana-yang-sebaiknya-dipilih/>  
diakses pada 27 Juni 2015 pukul 23:37 WIB.
- Universitas Jember. 2011. *Pedoman Penulisan Karya Ilmia*. Jember: Jember University Press.

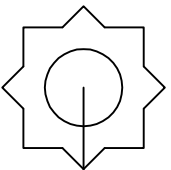
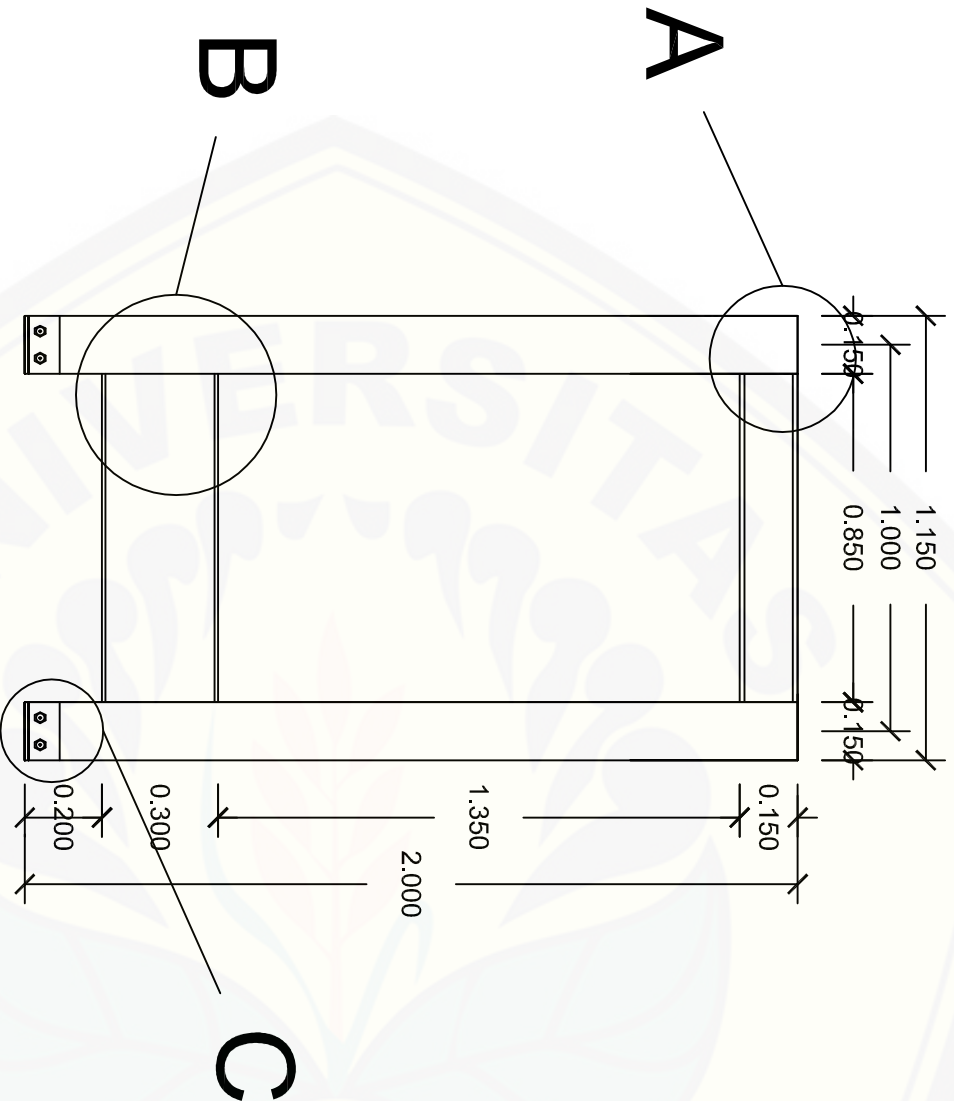
**LAMPIRAN-LAMPIRAN**







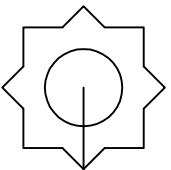
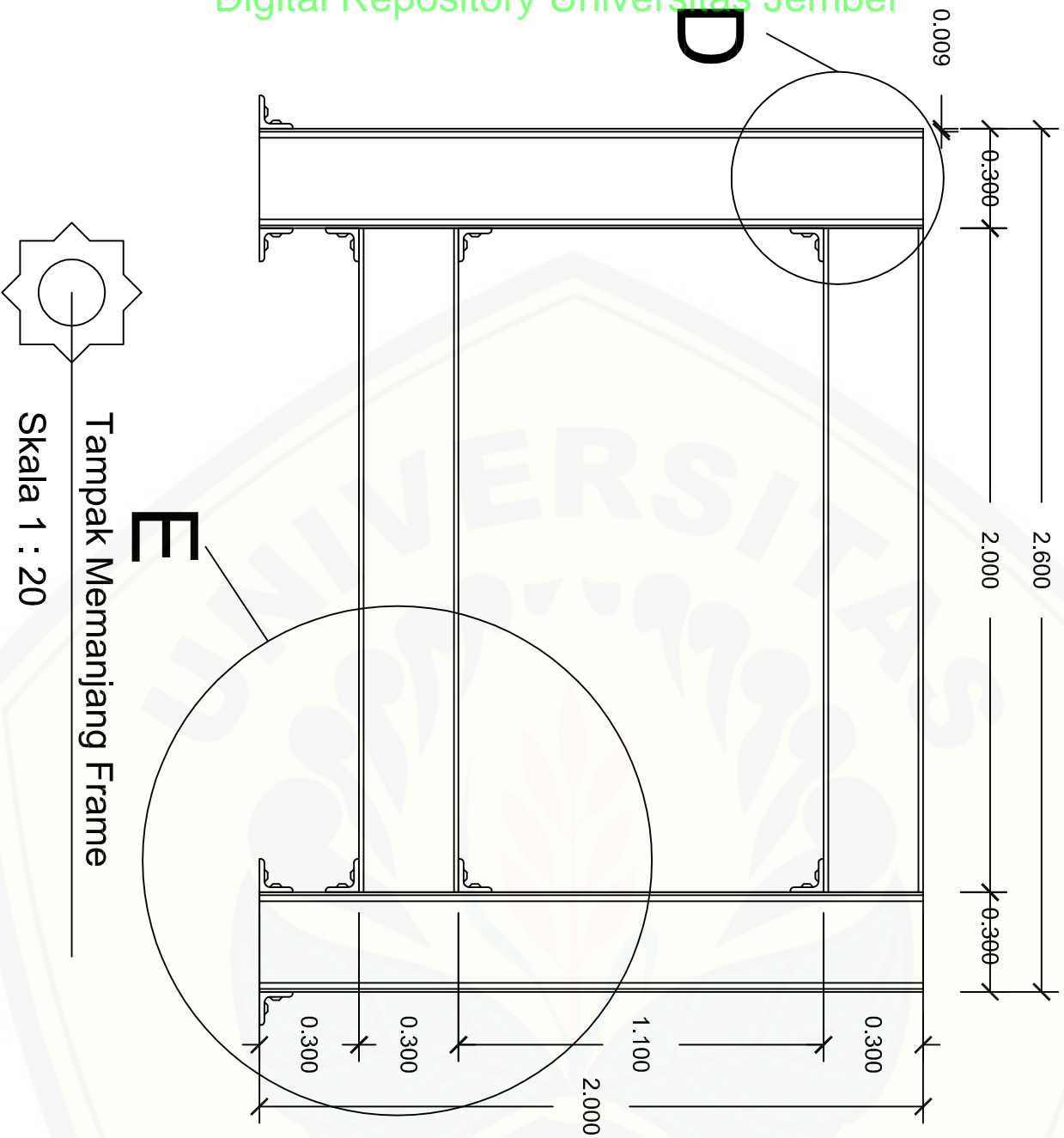
Perencanaan Frame	
Penguujian Lentur	
Kegiatan	
Skripsi	
Perencana	
Tri Wahyudi	
Digambar	Diperiksa
Tri Wahyudi NIM 111910301087	Erno Widayanto, S.T.,M.T. NIP 197004191998031001
Gambar	Skala
1	1 : 20



Tampak Melintang Frame

Skala 1 : 20

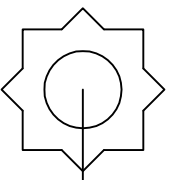
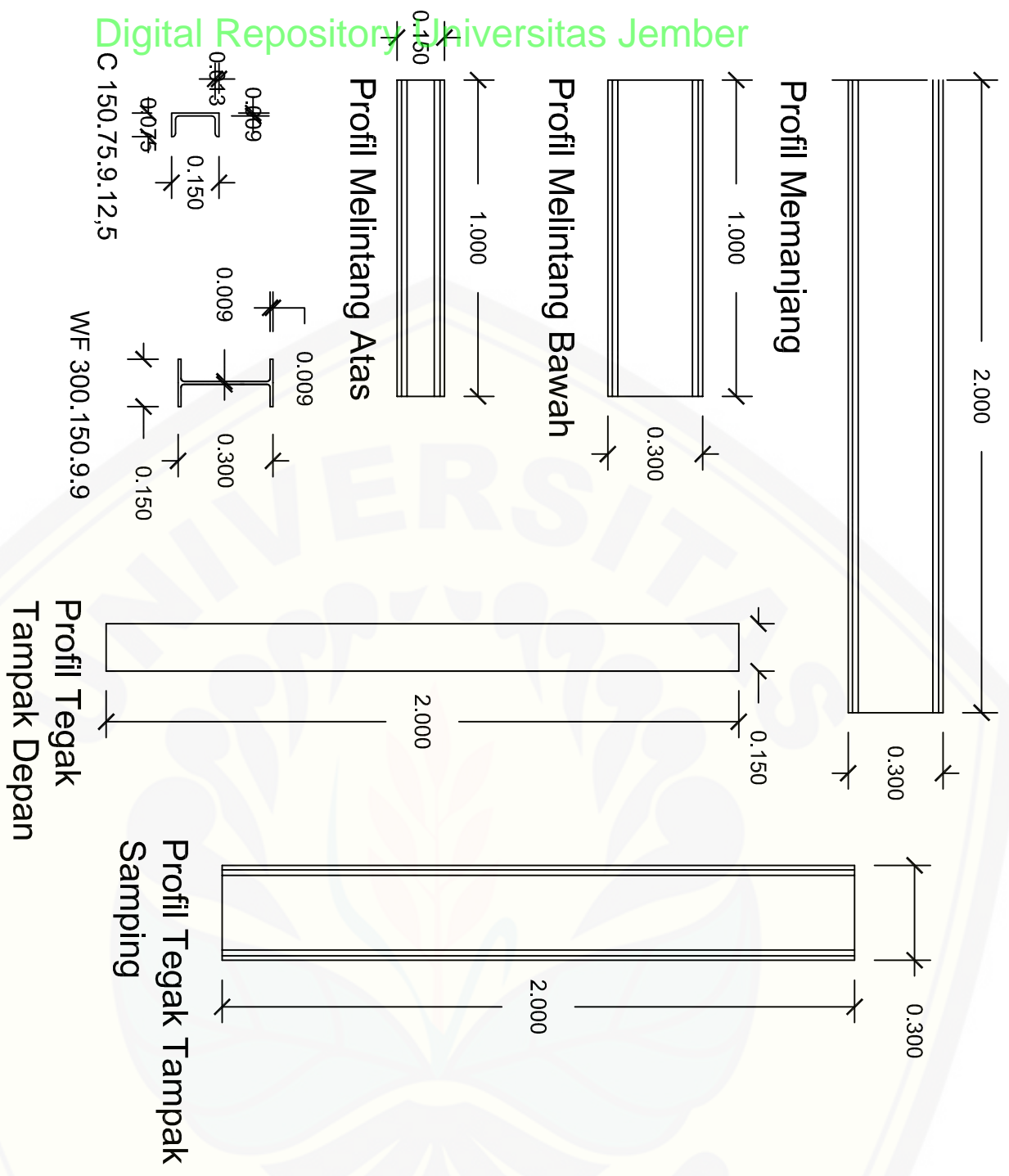
Perencanaan Frame Pengujian Lentur	
Kegiatan	
Skripsi	
Perencana	
Tri Wahyudi	
Digambar	Diperiksa
Tri Wahyudi NIM 111910301087	Erno Widayanto, S.T.,M.T. NIP 197004191998031001
Gambar	Skala
2	1 : 20



Tampak Memanjang Frame

Skala 1 : 20

Perencanaan Frame	
Pengujian Lentur	
Kegiatan	
Skripsi	
Perencanaan	
Tri Wahyudi	
Digambar	Diperiksa
Tri Wahyudi NIM 111910301087	Erno Widayanto, S.T.,M.T. NIP 197004191998031001
Gambar	Skala
3	1 : 20



Detail Profil

Skala 1 : 20

Perencanaan Frame Penguujian Lentur	
Kegiatan	
Skripsi	
Perencanaan	
Tri Wahyudi	
Digambar	Diperiksa
Tri Wahyudi NIM 111910301087	Erno Widayanto, S.T.,M.T. NIP 1970041971998031001
Gambar	Skala
4	1 : 20



LAMPIRAN FOTO *FRAME*

