

**PERENCANAAN ALTERNATIF STRUKTUR KOMPOSIT GEDUNG  
KAMPUS FAKULTAS ILMU BUDAYA UNIVERSITAS BRAWIJAYA  
MALANG**

**SKRIPSI  
TEKNIK SIPIL**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan  
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**UNIVERSITAS BRAWIJAYA  
FAKULTAS TEKNIK  
MALANG  
2018**

**LEMBAR PENGESAHAN**

**PERENCANAAN ALTERNATIF STRUKTUR KOMPOSIT GEDUNG  
KAMPUS FAKULTAS ILMU BUDAYA UNIVERSITAS BRAWIJAYA  
MALANG**

**SKRIPSI  
TEKNIK SIPIL**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan  
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**ILMA AUDIAN**

**NIM. 115060107111005**

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing  
Pada tanggal 23 Juli 2018

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Ir. M. Taufik Hidayat, MT  
NIP. 19611228 1998802 1 001

Dr.Eng. Devi Nuralinah, ST., MT.  
NIP. 19761208 200604 2 001

Mengetahui,  
Ketua Program Studi S1

Dr. Eng. Indradi Wijatmiko, ST., M.Eng (Prac.)  
NIP. 19810220 200604 1 002



**HALAMAN IDENTITAS TIM PENGUJI SKRIPSI**

Judul Skripsi :

Perencanaan Alternatif Struktur Komposit Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya  
Universitas Brawijaya Malang

Nama Mahasiswa : Ilma Audian

NIM : 115060107111005

Program Studi : Teknik Sipil

Minat : Struktur

Tim Dosen Penguji :

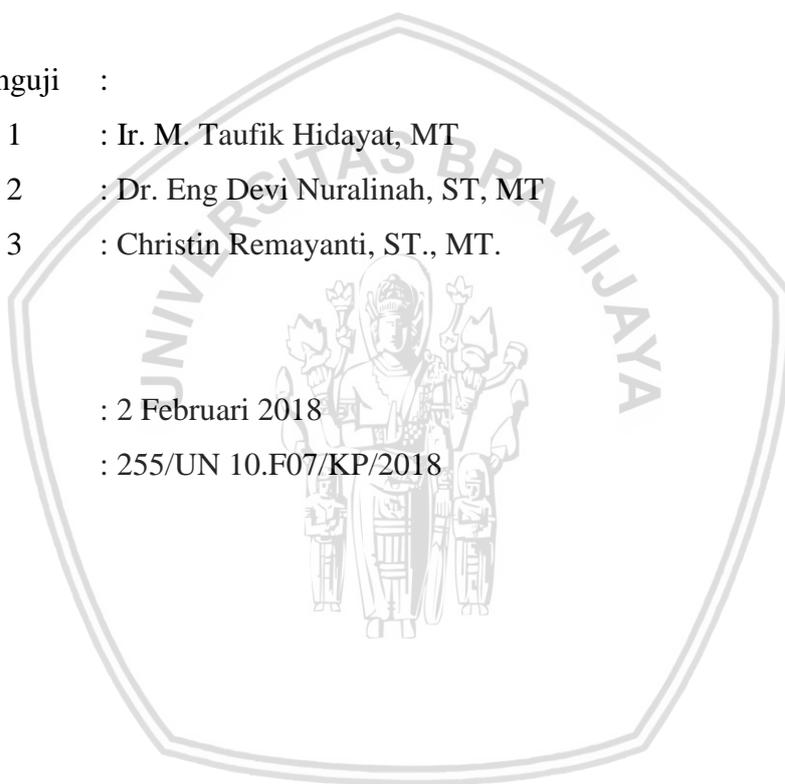
Dosen Penguji 1 : Ir. M. Taufik Hidayat, MT

Dosen Penguji 2 : Dr. Eng Devi Nuralinah, ST, MT

Dosen Penguji 3 : Christin Remayanti, ST., MT.

Tanggal Ujian : 2 Februari 2018

SK Penguji : 255/UN 10.F07/KP/2018



## LEMBAR PERNYATAAN ORISINALITAS

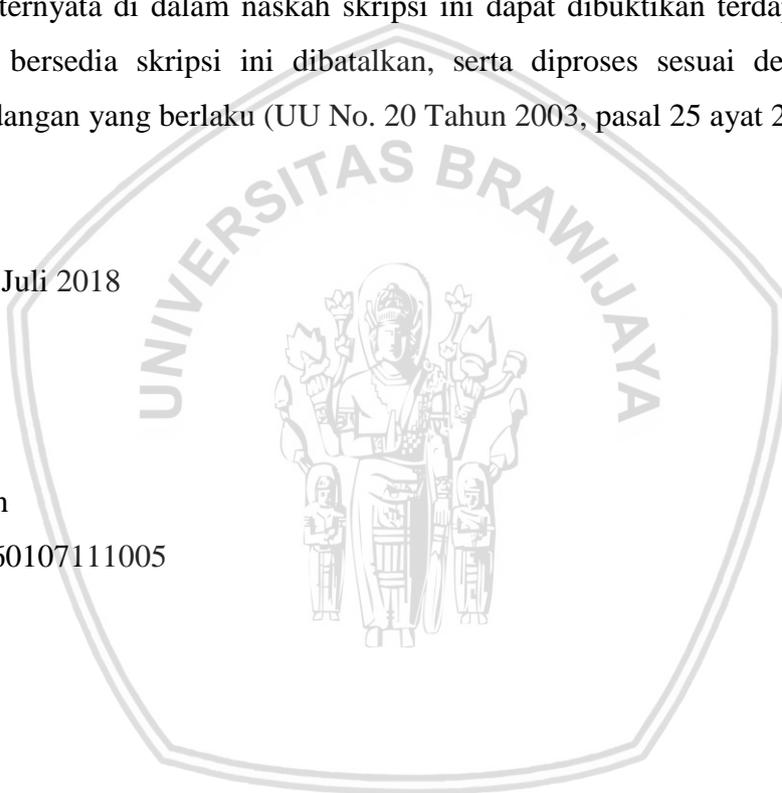
Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran sebagai karya ilmiah, gagasan dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas di dalam naskah skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya, tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu perguruan tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam naskah skripsi ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur plagiasi, saya bersedia skripsi ini dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No. 20 Tahun 2003, pasal 25 ayat 2 dan pasal 70)

Malang, 23 Juli 2018

Ilma Audian

NIM. 115060107111005



## RIWAYAT HIDUP

Ilma Audian, lahir di Jakarta, 22 Januari 1993, anak pertama dari dua bersaudara dari Bapak Iljamzuri dan Ibu Wiji Lestari. Mulai memasuki bangku sekolah di SDS Bhakti Tugas Jakarta Selatan sejak tahun 1999 dan lulus pada tahun 2005. Kemudian melanjutkan pendidikan di SMPI Al-Azhar 2 Pejaten dan lulus pada tahun 2008. Selanjutnya melanjutkan pendidikan di SMAI Al-Azhar 2 Pejaten dan lulus pada tahun 2011. Kemudian mengenyam bangku perkuliahan hingga lulus S1 (Strata 1) pada tahun 2018 dari Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, Malang.

Selama kuliah aktif dalam kegiatan organisasi kampus. Aktif sebagai anggota AMERA Bridge Club 2012/2013, anggota LPM Struktur 2013/2014 serta berbagai kepanitiaan yang diselenggarakan di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, Malang.

Malang, 23 Juli 2018

Penulis



## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis sampaikan kepada Allah SWT sehingga pada akhirnya penulis dapat menyelesaikan skripsi yang berjudul **“Perencanaan Alternatif Struktur Komposit Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang”**. Penulisan skripsi ini bertujuan sebagai salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya.

Penulis menyadari bahwa skripsi ini dapat terselesaikan berkat dukungan dan bimbingan beberapa pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati, penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Ibu, Bapak, dan keluarga besar yang selama ini memberikan dukungan, upaya dan do'a.
2. Bapak Dr. Eng. Alwafi Pujiraharjo, ST, MT., selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya,
3. Bapak Dr. Eng. Indradi W, ST., M. Eng.(Prac), selaku Ketua Program Studi Sarjana (S1) Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya,
4. Bapak Ir. M. Taufik Hidayat, MT., dan Ibu Dr. Eng. Devi Nuralinah, ST., MT., selaku dosen pembimbing yang selalu memberikan bimbingan serta perhatian, kesabaran dan pembelajaran untuk skripsi ini.
5. Ibu Christin Remayanti, ST., MT., selaku ketua majelis proposal dan penguji,
6. Staff Recording yang telah membantu dan memfasilitasi dalam administrasi dari awal hingga akhir,
7. Rekan – rekan Teknik Sipil Angkatan 2011 atas bantuan, dukungan dan kebersamaan selama ini.

Penulis menyadari bahwa skripsi ini masih terdapat kekurangan. Oleh karena itu, penulis mengharapkan saran dan kritik dari berbagai pihak demi pengembangan penulisan di masa mendatang. Semoga skripsi ini dapat bermanfaat dan menambah pengetahuan bagi semua pihak.

Malang, 26 Januari 2018

Penulis



## DAFTAR ISI

<b><u>KATA PENGANTAR</u></b> .....	i
<b><u>DAFTAR ISI</u></b> .....	iii
<b><u>DAFTAR TABEL</u></b> .....	vi
<b><u>DAFTAR GAMBAR</u></b> .....	viii
<b><u>DAFTAR LAMPIRAN</u></b> .....	ixx
<b><u>DAFTAR SIMBOL</u></b> .....	x
<b><u>RINGKASAN</u></b> .....	xii
<b><u>SUMMARY</u></b> .....	xiv
<b><u>BAB I</u></b> .....	1
<b><u>PENDAHULUAN</u></b> .....	1
<b><u>1.1. Latar Belakang Masalah</u></b> .....	1
<b><u>1.2. Identifikasi Masalah</u></b> .....	3
<b><u>1.3. Rumusan Masalah</u></b> .....	3
<b><u>1.4. Batasan Masalah</u></b> .....	3
<b><u>1.5. Maksud dan Tujuan</u></b> .....	4
<b><u>1.6. Manfaat</u></b> .....	4
<b><u>BAB II</u></b> .....	5
<b><u>TINJAUAN PUSTAKA</u></b> .....	5
<b><u>2.1 Bangunan tahan gempa</u></b> .....	5
<b><u>2.1.1 Umum</u></b> .....	5
<b><u>2.1.2 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa</u></b> .....	7
<b><u>2.2 Struktur Komposit</u></b> .....	8
<b><u>2.2.1 Umum</u></b> .....	8
<b><u>2.2.2 Aksi Komposit</u></b> .....	9
<b><u>2.3 Kriteria Perencanaan</u></b> .....	10
<b><u>2.3.1 Kombinasi Beban Terfaktor</u></b> .....	10
<b><u>2.3.2 Analisis Beban Gempa SNI 1726-2012</u></b> .....	11
<b><u>2.3.3 Sistem Struktur</u></b> .....	23
<b><u>2.4 Konsep Perencanaan</u></b> .....	24
<b><u>2.5 Metode Analisis dan Desain</u></b> .....	24
<b><u>2.5.1 Analisis Struktur</u></b> .....	24
<b><u>2.5.2 Analisis Portal 3 Dimensi</u></b> .....	26
<b><u>2.5.3 Analisis Statik Ekuivalen</u></b> .....	27
<b><u>2.6 Analisis Penampang Komponen Komposit</u></b> .....	28
<b><u>2.6.1 Lebar Efektif Balok Komposit</u></b> .....	28



<b><u>2.6.2</u></b>	<b><u>Kuat Lentur Nominal Balok Komposit</u></b> .....	29
<b><u>2.6.3</u></b>	<b><u>Kuat Geser Nominal Balok Komposit</u></b> .....	34
<b><u>2.6.4</u></b>	<b><u>Analisis Penampang Komposit</u></b> .....	34
<b><u>2.6.5</u></b>	<b><u>Balok-Kolom Baja</u></b> .....	35
<b><u>2.6.6</u></b>	<b><u>Sambungan</u></b> .....	39
<b><u>2.6.7</u></b>	<b><u>Penghubung Geser</u></b> .....	41
<b>BAB III</b> .....		44
<b>METODOLOGI PERENCANAAN</b> .....		44
<b><u>3.1</u></b>	<b><u>Pengumpulan Data</u></b> .....	44
<b><u>3.2</u></b>	<b><u>Data Perencanaan</u></b> .....	44
<b><u>3.2.1</u></b>	<b><u>Data umum gedung</u></b> .....	44
<b><u>3.2.2</u></b>	<b><u>Data Teknis gedung</u></b> .....	44
<b><u>3.3</u></b>	<b><u>Prosedur Perencanaan</u></b> .....	44
<b><u>3.3.1</u></b>	<b><u>Sistem Pelaksanaan Komponen Struktur Komposit</u></b> .....	45
<b><u>3.3.2</u></b>	<b><u>Analisis Pembebanan</u></b> .....	45
<b><u>3.3.3</u></b>	<b><u>Analisis Statika</u></b> .....	46
<b><u>3.3.4</u></b>	<b><u>Desain Penampang</u></b> .....	46
<b><u>3.3.5</u></b>	<b><u>Gambar struktur</u></b> .....	46
<b><u>3.3.6</u></b>	<b><u>Diagram Alir</u></b> .....	47
<b>BAB IV</b> .....		49
<b>HASIL DAN PEMBAHASAN</b> .....		49
<b><u>4.1</u></b>	<b><u>Data Dimensi Struktur</u></b> .....	49
<b><u>4.1.1</u></b>	<b><u>Dimensi pelat</u></b> .....	49
<b><u>4.1.2</u></b>	<b><u>Dimensi balok</u></b> .....	49
<b><u>4.1.3</u></b>	<b><u>Dimensi kolom</u></b> .....	49
<b><u>4.2</u></b>	<b><u>Data Pembebanan</u></b> .....	50
<b><u>4.2.1</u></b>	<b><u>Beban Mati (PPIUG 1983)</u></b> .....	50
<b><u>4.2.2</u></b>	<b><u>Beban Hidup (PPIUG 1983)</u></b> .....	50
<b><u>4.2.3</u></b>	<b><u>Beban Pelat</u></b> .....	50
<b><u>4.2.4</u></b>	<b><u>Beban Gempa</u></b> .....	52
<b><u>4.3</u></b>	<b><u>Kombinasi pembebanan</u></b> .....	56
<b><u>4.4</u></b>	<b><u>Input data SAP 2000</u></b> .....	57
<b><u>4.5</u></b>	<b><u>Perencanaan Balok</u></b> .....	58
<b><u>4.5.1</u></b>	<b><u>Perencanaan balok sebelum komposit</u></b> .....	60
<b><u>4.5.2</u></b>	<b><u>Perencanaan balok setelah komposit</u></b> .....	64
<b><u>4.6</u></b>	<b><u>Perencanaan Kolom</u></b> .....	73



<u>4.6.1</u>	<u>Syarat tebal pada daerah panel (SNI 03-1729-2002 pasal 15.7.3.2)</u> .....	74
<u>4.6.2</u>	<u>Kuat rencana</u> .....	75
<u>4.6.3</u>	<u>Hubungan balok-kolom</u> .....	80
<u>4.8</u>	<u>Perencanaan Penghubung Geser</u> .....	93
<u>4.9</u>	<u>Perencanaan Pengaku</u> .....	96
<u>4.10</u>	<u>Pengaku tumpuan</u> .....	96
<u>4.11</u>	<u>Pengaku vertikal</u> .....	98
<u>4.12</u>	<u>Perencanaan Sambungan</u> .....	98
<u>4.12.1</u>	<u>Sambungan Balok induk dan balok anak</u> .....	98
<u>4.12.2</u>	<u>Sambungan balok – kolom</u> .....	102
<u>4.12.3</u>	<u>Sambungan antar kolom</u> .....	106
<u>4.13</u>	<u>Pembahasan</u> .....	110
<u>4.13.1</u>	<u>Pembahasan Balok</u> .....	111
<u>4.13.2</u>	<u>Pembahasan Kolom</u> .....	112
<u>4.13.3</u>	<u>Pembahasan Penghubung Geser</u> .....	113
<u>4.13.4</u>	<u>Pembahasan Sambungan</u> .....	113
<u>BAB V</u>	.....	115
<u>HASIL DAN PEMBAHASAN</u>	.....	115
<u>5.1 Kesimpulan</u>	.....	115
<u>5.2 Saran</u> .....	.....	115
<u>DAFTAR PUSTAKA</u>	.....	117



## DAFTAR TABEL

NO	Judul	Halaman
Tabel 2.1	Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa	13
Tabel 2.2	Faktor keutamaan gempa	15
Tabel 2.3	Ketidakteraturan horisontal pada struktur	16
Tabel 2.4	Ketidakteraturan vertikal pada struktur	17
Tabel 2.5	Klasifikasi Situs (SNI 1726-2012 Pasal 5.3)	18
Tabel 2.6	Koefisien Situs, $F_a$ (SNI 1726-2012 Pasal 6.2)	19
Tabel 2.7	Koefisien Situs, $F_v$	19
Table 2.8	Ukuran minimum las sudut	40
Table 4.1	Tabel Hasil Output Variable Respons Spektrum	53
Table 4.2	Tabel Spektral Percepatan	54
Tabel 4.3	Rekapitulasi kelangsingan profil balok	59
Tabel 4.4	Rekapitulasi pengekang lateral	60
Tabel 4.5	Rekapitulasi kuat lentur balok sebelum komposit	61
Tabel 4.6	Rekapitulasi kuat geser balok sebelum komposit	62
Tabel 4.7	Rekapitulasi lendutan balok sebelum komposit	64
Tabel 4.8	Rekapitulasi kuat lentur positif dan negatif balok komposit	69
Tabel 4.9	Rekapitulasi geser balok setelah komposit	71
Tabel 4.10	Rekapitulasi lendutan balok setelah komposit	72
Tabel 4.11	Rekapitulasi tebal daerah panel	74
Tabel 4.12	Rekapitulasi kuat rencana kolom (portal tidak bergoyang)	78
Tabel 4.13	Rekapitulasi kuat rencana kolom (portal bergoyang)	80
Tabel 4.14	Rekapitulasi kelangsingan profil kolom (portal tidak bergoyang)	81
Tabel 4.15	Rekapitulasi kelangsingan profil kolom (portal bergoyang)	87
Tabel 4.16	Rekapitulasi kombinasi aksial lentur kolom	93
Tabel 4.17	Rekapitulasi jumlah dan jarak antar <i>stud</i>	96
Tabel 4.18	Rekapitulasi kuat tumpu balok	98
Tabel 4.19	Rekapitulasi tebal dan panjang las sudut antara Balok induk-balok anak	102
Tabel 4.20	Rekapitulasi tebal dan panjang las sudut sambungan Balok-kolom	106



## DAFTAR GAMBAR

NO	Judul	Halaman
Gambar 2.1	Efek tipe struktur pada respon kantilever	6
Gambar 2.2	$C_{RS}$ , koefisien resiko terpetakan, periode respons spektrum 0,2 detik	12
Gambar 2.3	$C_{R1}$ , koefisien resiko terpetakan, periode respons spektrum 1 detik	12
Gambar 2.4	Spektrum respons desain	21
Gambar 2.5	Portal Statis Tak Tentu	25
Gambar 2.6	Lebar efektif balok komposit	29
Gambar 2.7	Distribusi tegangan plastis	30
Gambar 2.8	Distribusi tegangan plastis	31
Gambar 2.9	Struktur Portal Statis Tak Tentu	36
Gambar 2.10	Profil Wide Flange	39
Gambar 2.11	Jenis-jenis penghubung geser	41
Gambar 4.1	Lokasi Gedung Fakultas Ilmu Budaya	52
Gambar 4.2	Respon spektral percepatan di permukaan	52
Gambar 4.3	Respon Spektrum Desain	55
Gambar 4.4	Distribusi tegangan plastis	65
Gambar 4.5	Nomogram faktor panjang tekuk, k (SNI 03-1729-2002 Gb.7.6-2)	77
Gambar 4.6	Nomogram faktor panjang tekuk, k (SNI 03-1729-2002 Gb.7.6-2)	79
Gambar 4.7	Momen ujung akibat portal tak bergoyang pada arah x	84
Gambar 4.8	Momen ujung akibat portal tak bergoyang pada arah y	85
Gambar 4.9	Momen ujung akibat portal bergoyang pada arah x	89
Gambar 4.10	Momen ujung akibat portal bergoyang pada arah y	91



## DAFTAR LAMPIRAN

NO	Judul	Halaman
Lampiran 1	Denah Gedung	119
Lampiran 2	Gambar detail	125
Lampiran 3	SAP2000 v19	147



## DAFTAR SIMBOL

Besaran dasar	Satuan dan singkatannya	Simbol
Beban persatuan panjang	kilogram/meter atau kg/m	w
Berat	kilogram atau kg	W
Faktor keamanan	-	I
Faktor respon gempa	-	C
Faktor keamanan	-	I
Faktor panjang efektif	-	$k_c$
Faktor reduksi tahanan	-	$\phi$
Gaya geser nominal	kilogram atau kg	$V_n$
Gaya geser perlu	kilogram atau kg	$V_u$
Gaya aksial tekan	kilogram atau kg	N
Gaya tarik baja	kilogram atau kg	$T_s$
Gaya tarik tulangan longitudinal	kilogram atau kg	$T_{sr}$
Gaya tekan baja	kilogram atau kg	$C_s$
Gaya tekan beton	kilogram atau kg	$C_c$
Jarak antar penghubung geser dan baut	milimeter atau mm	s
Jari-jari girasi	milimeter atau mm	r
Koefisien wilayah gempa	-	$\zeta$
Kuat tekan beton	Mega Pascal atau MPa	$f'_c$
Lebar efektif	milimeter atau mm	$b_E$
Luas penampang baja	milimeter kuadrat atau $mm^2$	$A_s$
Luas penampang <i>stud connector</i>	milimeter kuadrat atau $mm^2$	$A_c$
Luas penampang tulangan longitudinal	milimeter kuadrat atau $mm^2$	$A_r$
Lebar profil	milimeter atau mm	$b_f$
Lendutan	milimeter atau mm	$\Delta$
Modulus elastisitas	Mega Pascal atau MPa	E
Modulus geser baja	Mega Pascal atau MPa	G
Modulus penampang	milimeter kuadrat	S

	atau mm <sup>2</sup>	
Momen	kilogram meter atau kgm	M
Panjang bentang	meter atau m	L
Tahanan nominal	Kilogram atau kg	R <sub>n</sub>
Tebal badan profil	milimeter atau mm	t <sub>w</sub>
Tebal las	milimeter atau mm	a
Tebal pelat lantai	milimeter atau mm	t <sub>s</sub>
Modulus geser baja	Mega Pascal atau MPa	G
Tegangan leleh baja	Kilogram atau kg	f <sub>y</sub>
Tinggi profil	milimeter atau mm	d
Waktu getar alami	detik atau s	T



## RINGKASAN

**Ilma Audian**, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Desember 2017, *Perencanaan Alternatif Struktur Komposit Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang*, Dosen Pembimbing: Ir. M. Taufik Hidayat, MT., . Dr. Eng Devi Nuralinah, ST ,MT .,

Ketersediaan lahan dan ruang di kota besar semakin menipis seiring dengan perkembangan zaman dan waktu. Dalam keterbatasan lahan dan ruang yang terjadi di kota-kota besar termasuk Kota Malang, maka pembangunan infrastruktur bangunan secara horizontal tidak memungkinkan untuk dipilih dengan ketersediaan lahan yang ada. Dengan pemanfaatan lahan dan ruang yang ada kita mengharuskan untuk memilih alternative pembangunan infrastruktur bangunan secara vertical melalui bangunan gedung tinggi. Kondisi geografis Indonesia yang berada di antara pertemuan 3 lempeng bumi, dan berada di wilayah Ring of Fire di mana dari Sabang-Merauke terdapat banyak gunung berapi aktif maupun pasif mengakibatkan Indonesia memungkinkan mengalami gempa besar dari gempa tektonik maupun vulkanik. Maka dari itu perencanaan pada bangunan tinggi harus direncanakan mampu menahan gaya-gaya gempa yang terjadi. Penulisan skripsi ini bertujuan untuk menjelaskan bagaimana perencanaan struktur komposit yang mampu menahan gempa.

Perencanaan struktur komposit digunakan sebagai perencanaan alternative dalam skripsi ini. Balok komposit dan kolom baja digunakan sebagai substitusi dari perencanaan eksisting yang sebelumnya memakai perencanaan beton bertulang. Konsep perencanaan struktur komposit menggunakan metode LRFD yang merupakan metode perencanaan struktur baja dengan membandingkan kekuatan struktur yang telah diberi suatu factor resistensi ( $\phi$ ) terhadap kombinasi beban terfaktor yang direncanakan bekerja pada struktur tersebut ( $\sum \gamma_i Q_i$ ). Faktor resistensi diperlukan untuk mengantisipasi kemungkinan adanya kelebihan beban. Pembebanan yang diperhitungkan pada struktur ada beberapa macam yaitu beban gempa dan beban gravitasi yang ditahan oleh struktur itu sendiri. Beban yang gravitasi yang terjadi pada struktur ada dua kondisi dimana kondisi pertama yaitu pembebanan sebelum komposit dan pada kondisi kedua pembebanan setelah komposit. Beban gempa dianalisis dengan menggunakan *design respons spectrum*.

Pada perencanaan ini dilakukan beberapa kali trial and error dalam menentukan dimensi balok dan kolom, dengan menggunakan profil baja WF yang mampu menahan gaya-

gaya dalam yang terjadi dan memenuhi persyaratan yang ada di peraturan SNI 03-1729-2002. Agar terjadi aksi komposit antara baja dengan beton, maka digunakan penghubung geser. Sambungan untuk antara balok-kolom digunakan las, dan sambungan antar kolom digunakan baut. Keuntungan dari pemakaian struktur komposit ini adalah kekakuan lantai meningkat, dan panjang bentang layan untuk balok tertentu bisa lebih panjang.

Kata kunci: komposit, gaya gempa, LRF



## SUMMARY

**Ilma Audian**, *Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, July 2018, Alternative Design of Composite Structure on Faculty of Cultural Studies Building Brawijaya University Malang, Supervised by Ir. M. Taufik Hidayat, MT., . Dr. Eng Devi Nuralinah, ST ,MT .,*

The availability of land and space in large cities is diminishing along with the times and times. In the limitations of land and space in large cities including the city of Malang, the construction of building infrastructure horizontally is not possible to be selected with the availability of available land. With the utilization of existing land and space we require to choose the alternative of building the building infrastructure vertically through high building. Indonesia's geographical condition is between the meeting of the 3 plates of the earth, and in the Ring of Fire region where from Sabang-Merauke there are many active and passive volcanoes causing Indonesia to experience major earthquakes from tectonic and volcanic earthquakes. Therefore planning on high buildings must be planned to be able to withstand the earthquake forces that occur. Writing this thesis aims to explain how the planning of composite structures that can withstand earthquakes.

Composite structure planning is used as alternative planning in this thesis. Composite beams and steel columns are used as substitutes of previous existing planning using reinforced concrete planning. The concept of composite structure planning uses the LRFD method which is a steel structure planning method by comparing the strength of a structure that has been given a resistance factor ( $\phi$ ) to the combination of the factored load that is planned to work on the structure ( $\sum \gamma_i Q_i$ ). Resistance factors are needed to anticipate the possibility of overloading. The calculated load on the structure there are several kinds of earthquake loads and gravity loads held by the structure itself. Gravity loads that occur in the structure are two conditions where the first condition is loading before the composite and the second condition after loading the composite. The earthquake load was analyzed using the response spectrum design.

In this planning several trials and errors were carried out in determining the dimensions of the beams and columns, using WF steel profiles that were able to withstand the internal forces that occurred and meet the requirements in SNI 03-1729-2002. In order for a composite action to occur between steel and concrete, a sliding connector is used. The connection between the beam-column is used to weld, and the connection between the columns is used bolt. The advantage of using this composite structure is the increased stiffness of the floor, and the length of the span of the service for a particular beam may be longer.

Keywords: composite, earthquake

## BAB I

### PENDAHULUAN

#### 1.1. Latar Belakang Masalah

Kebutuhan akan ruang dan lahan semakin meningkat bersamaan dengan laju pertumbuhan penduduk yang sangat pesat. Dengan terbatasnya akan jumlah ruang dan lahan maka pembangunan infrastruktur bangunan secara horizontal tidak memungkinkan untuk dipilih. Keadaan yang demikian mengharuskan untuk memanfaatkan ruang dan lahan yang ada dengan cara membuat bangunan secara vertical dengan kata lain membangun bangunan tinggi.

Secara geografis Indonesia berada di wilayah pertemuan 3 lempeng besar yaitu, Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia, dan Lempeng Pasifik di mana kemungkinan terjadinya gempa tektonik sangat besar untuk terjadi di Indonesia. Selain itu Indonesia memiliki julukan sebagai Ring of Fire hal ini dikarenakan banyaknya gunung-gunung berapi aktif maupun yang tidak aktif terhampar dari Sabang sampai Merauke. Dengan kondisi geografis yang memungkinkan untuk terjadinya gempa tektonik dan gempa vulkanik sangatlah besar, maka perencanaan pada pembangunan bangunan tinggi harus direncanakan secara matang dan ekonomis. Perencanaan dimensi pada bangunan agar efisien dan kuat merupakan hal yang penting terlebih lagi bagaimana cara bangunan itu dapat menahan dan mengatasi beban-beban yang diakibatkan oleh gempa yang ada.

Malang sebagai salah satu kota besar di Indonesia, memiliki banyak gedung tinggi terutama pada wilayah universitas atau kampus. Kota Malang memiliki daya Tarik bagi para pelajar untuk melanjutkan ke jenjang perkuliahan, di mana terdapat banyak universitas yang ada di Malang. Salah satu universitas yang di Kota Malang adalah Universitas Brawijaya. Universitas Brawijaya memiliki beberapa gedung tinggi demi memfasilitasi para mahasiswanya. Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang adalah salah satu gedung tinggi yang berada di wilayah Universitas Brawijaya Malang. Dengan banyaknya jumlah mahasiswa di tiap tahunnya, maka Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya didirikan.

Gedung ini memiliki 7 lantai dan direncanakan dengan menggunakan struktur beton bertulang. Penggunaan struktur beton bertulang pada bangunan tinggi sering digunakan dikarenakan pengerjaannya yang relative lebih mudah dan tidak memerlukan tenaga ahli khusus dalam perencanaan dan pembangunannya. Namun, dengan beberapa kelebihan dari bangunan tinggi dengan struktur beton bertulang terdapat beberapa kekurangannya yaitu, memiliki beban mati yang lebih besar. Dengan beban mati yang lebih besar pada bangunan yang harus dipikul maka kurang keefektifannya. Beban gempa yang diterima oleh bangunan semakin besar akibat dari berat bangunan itu sendiri yang sudah besar. Perencanaan struktur komposit bias dijadikan sebuah alternative untuk perencanaan pada Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya. Penampang komposit memiliki kekakuan lebih besar disbanding penampang lempeng beton dan gelagar baja yang bekerja sendiri-sendiri sehingga dapat menahan beban yang lebih besar atau beban yang sama dengan lenturan yang lebih kecil pada bentang yang lebih panjang. Untuk mendapatkan aksi komposit bagian atas gelagar dibungkus dengan lempeng beton, maka didapat pengurangan pada tebal seluruh pelat lantai, dan untuk bangunan-bangunan pencakar langit keadaan ini memberikan penghematan yang relative besar dalam volume, pekerjaan pemasangan kabel-kabel, pekerjaan saluran pendingin ruangan, dinding-dinding, pekerjaan saluran air, dan lainnya. (Amon, Knobloch & Mazunder, 1999)

Kelebihan struktur komposit yang dipilih sebagai salah satu alternatif perencanaan struktur Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya, yaitu pengurangan berat baja, penggunaan balok baja tidak terlalu tinggi, panjang bentang layan untuk balok semakin besar, kapasitas untuk menahan beban lebih besar dan struktur bangunan yang lebih kaku. (Charles G. Salmon,1996)

## 1.2. Identifikasi Masalah

Pada Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang terdapat beberapa balok induk dengan panjang bentang yang panjang. Balok induk beton bertulang memiliki efektifitas dimensi pada panjang bentang tertentu, dengan panjang bentang balok yang panjang maka semakin besar pula dimensi balok tersebut. Hal ini bias diminimalisir dengan penggunaan balok komposit sebagai alternative perencanaan balok tersebut. Dengan bentang layan baja yang lebih panjang disbanding dengan beton bertulang, diharapkan struktur komposit ini dapat menjadi salah satu alternative dalam perencanaan.

## 1.3. Rumusan Masalah

Dengan penjelasan di atas dapat diketahui pembahasan masalah skripsi ini adalah bagaimana mencari kapasitas struktur balok komposit beserta kolom baja Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya?

## 1.4. Batasan Masalah

Batasan-batasan masalah dalam studi desain alternative Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya, yaitu:

1. Tidak menjadikan metode atau system yang sebelumnya digunakan dalam perencanaan Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang sebagai tinjauan.
2. Penganalisisan atas bangunan hanya pada balok dan kolom, tidak diikuti oleh perencanaan pondasi.
3. Menggunakan bahan komposit untuk balok dan bahan baja untuk kolom.
4. Beban gempa sebagai tinjauan untuk beban horizontal.
5. Tidak memperhitungkan pengaruh dari momen torsi.
6. Pengasumsian seluruh kaki portal terjepit pada pondasi.
7. Memperhitungkan rangka atap akan tetapi tidak masuk dalam pendesainan, reaksi atap yang dihasilkan dijadikan beban terpusat di portal.
8. Penggunaan SAP2000 19 untuk perhitungan analisis struktur
9. Gambar detail tidak masuk dalam pembahasan.

10. Analisis ekonomi tidak masuk dalam pembahasan.

11. Unsur arsitektur tidak masuk dalam analisis perhitungan.

### **1.5. Maksud dan Tujuan**

Maksud dan tujuan dari analisis struktur pembangunan Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya, yaitu:

1. Pengaplikasian ilmu teknik sipil yang telah dipelajari sebagai pegangan dan bekal untuk dunia kerja.
2. Pemaparan atas hasil analisis struktur balok komposit dan kolom baja pada Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang.

### **1.6. Manfaat**

Manfaat yang ingin diperoleh dari skripsi ini adalah:

1. Bagi Penulis  
Pemahaman atas perencanaan struktur komposit baja-beton tahan gempa pada gedung meningkat.
2. Bagi Teknisi dan Praktisi

Sebagai referensi bagi teknisi dan praktisi dalam perencanaan pembangunan gedung dan perbandingan dari perencanaan yang ada dengan perencanaan yang dibahas.

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Bangunan tahan gempa

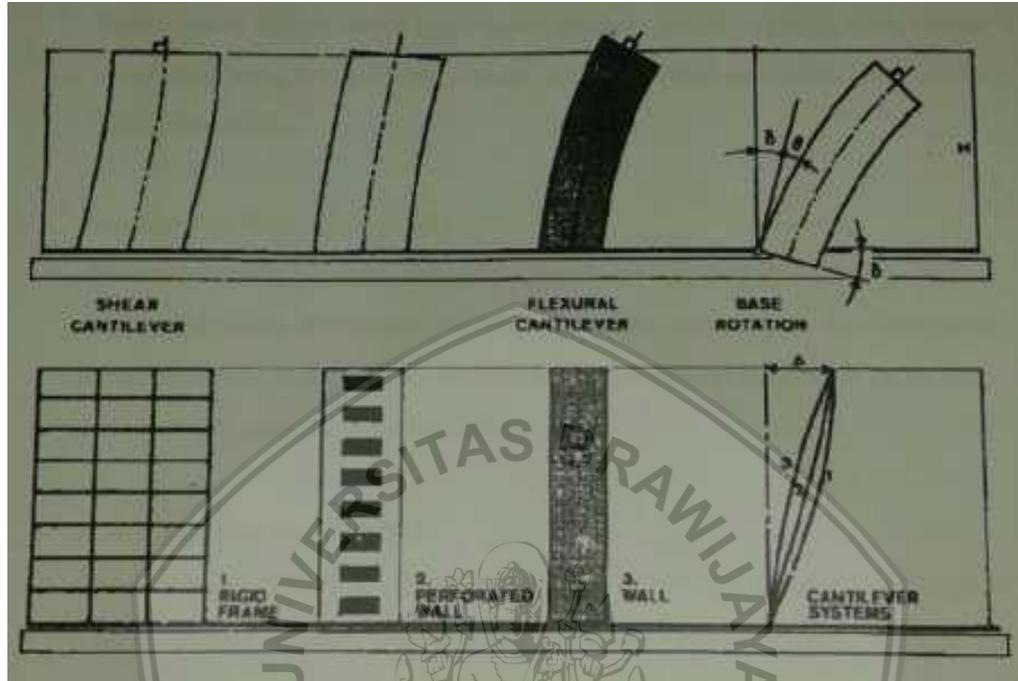
##### 2.1.1 Umum

Indonesia menjadi salah satu negara dengan tingkat rawan gempa besar yang tinggi, hal ini dikarenakan Indonesia berada dalam Ring of Fire di mana terdapat banyak gunung-gunung berapi yang aktif. Letak Indonesia juga berada di antara 3 lempeng tektonik terbesar, yaitu Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia, dan Lempeng Pacific. Di mana kejadian gempa besar yang diakibatkan oleh pergerakan lempeng dan aktivitas vulkanis dari gunung-gunung berapi aktif yang terdapat di Indonesia sangatlah tinggi. Kemajuan akan teknologi dan perkembangan zaman memaksa pembangunan bangunan secara vertical dilakukan, dengan banyaknya bangunan tinggi yang terdapat di Indonesia dan posisi Indonesia berada di wilayah dengan tingkat rawan gempa besar yang tinggi. Maka, resiko atau bahaya atas terjadinya gempa terhadap bangunan semakin besar.

Suatu bangunan dengan analisis struktur dan desain yang dipengaruhi beban lateral yang bekerja dan menyebabkan sebuah goyangan pada bangunan tersebut, maka bangunan tersebut dikatakan sebagai bangunan tinggi. Sebuah goyangan yang terjadi pada suatu bangunan adalah besarnya perpindahan lateral yang terjadi pada bagian atas bangunan terhadap bagian dasar bangunan. Tinggi dan rendahnya suatu bangunan sangat terkait dengan permasalahan system pembebanan lateralnya. Tinggi bangunan yang semakin tinggi berbanding lurus dengan system pembebanan lateral yang semakin besar. Desain bangunan tinggi, persyaratan kekuatan, kekakuan, dan stabilitas menjadi hal yang sangat dipertimbangkan dalam system strukturalnya. Persyaratan kekuatan adalah faktor yang dominan dalam sebuah desain. (Taranath, 1998).

Sistem pembebanan lateral terdiri dari beban angin dan beban gempa sangat mempengaruhi desain dari sebuah bangunan tinggi. Pada perencanaan struktur bangunan

tinggi, masalah yang timbul adalah kemampuan dari struktur itu sendiri sebagai suatu kesatuan sistem (Building System) untuk menahan gempa. (Taranath, 1998)



**Gambar 2.1** Efek tipe struktur pada respon kantilever  
(Sumber: Schueller, 1991)

Seperti pada Gambar 2.1, bangunan tinggi yang memiliki struktur terdiri dari portal dengan dinding geser atau pengaku menanggapi beban lateral sebagai *flexural cantilever*. Sistem ini pada umumnya dikontrol dengan rotasi karena mempunyai kekakuan terhadap geser yang disediakan oleh dinding masif atau gaya aksial batang diagonal, sehingga perpindahan akibat geser dapat diabaikan. Di sisi lain, bangunan tinggi dapat berperan sebagai *shear cantilever* pada saat strukturnya merupakan portal kaku dengan gaya geser ditahan oleh girder dan kolom. Pada hal ini, efek rotasi seperti perpendekan aksial dan perpanjangan kolom dapat diabaikan pada perencanaan awal. Kombinasi dari dua sistem tersebut, yaitu portal kaku dengan batang diagonal menghasilkan defleksi berbentuk kurva S dengan tipe struktur portal kaku (*shear cantilever*) berada di atas struktur *flexural cantilever*. Sistem tersebut berlaku pada bangunan tinggi yang mana dinding geser atau pengaku cukup langsing. (Schueller, 1991)

### 2.1.2 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Terdapat tiga filosofi pada bangunan tahan gempa.

1. Bila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun strukturnya.
2. Bila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-strukturalnya, akan tetapi komponen struktur tidak boleh rusak.
3. Bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun strukturalnya, akan tetapi jiwa penghuni bangunan tetap selamat. Artinya sebelum bangunan runtuh masih ada waktu bagi penghuni bangunan untuk mengungsi ke tempat aman. (Tular, 1984)

Bangunan yang merespon gempa dengan sifat daktilitas yang mampu bertahan dari keruntuhan, fleksibilitas dalam meredam getaran gempa dikatakan sebagai bangunan tahan gempa.

Prinsip- prinsip perencanaan bangunan tahan gempa: (Tular, 1984)

#### 1. Daktilitas

Perencanaan desain struktur rumah secara daktil, gedung serta semua unsur penahan gempa sesuai dengan pedoman sehingga berperilaku secara daktil atau ulet.

#### 2. Konfigurasi bentuk bangunan

Baik konfigurasi secara mendatar (horizontal) maupun keatas (vertikal) harus diletakkan sesimetris mungkin terhadap pusat massa dari bangunan tersebut untuk menghindari terjadinya pemusatan gaya gempa pada titik-titik tertentu pada struktur bangunan.

#### 3. Diafragma dan ikatan lantai

Diperlukan perencanaan yang tepat demi membagi beban-beban tingkat akibat gempa kepada unsur-unsur penahan gempa dalam tingkat itu sebanding dengan kekakuan lateral masing-masing.

#### 4. Hubungan dinding antar lantai dan atap

Dinding beton dan dinding pasangan harus dijangkarkan kepada semua lantai dan atap yang diperlukan untuk menghasilkan dukungan atau stabilitas horizontal.

#### 5. Hubungan antar pondasi

Pondasi-pondasi harus saling berhubungan dalam dua arah yang pada umumnya saling tegak lurus oleh unsur-unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik

dan tekan sebesar 10 persen dari beban vertikal maksimum pada pembebanan dengan gempa pada salah satu pondasi yang dihubungkan.

6. Bobot yang ringan

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa dikenal istilah bahwa semakin ringan bobot bangunan, maka gaya gempa yang diterima bangunan akan jauh berkurang. Hal ini terjadi karena besarnya gaya gempa yang diterima suatu bangunan tergantung dari besarnya percepatan gempa dan berat total bangunan itu sendiri. Semakin berat suatu bangunan maka semakin besar pula gaya gempa yang akan terjadi pada bangunan tersebut.

7. Ketahanan terhadap kebakaran

Gempa bumi sering kali diikuti oleh terjadinya bahaya kebakaran yang terjadi karena besarnya kemungkinan terjatuhnya kompor, lilin atau lampu penerangan, sambungan arus pendek pada instalasi listrik dan lain sebagainya. Oleh karena itu, struktur bangunan harus tahan terhadap kebakaran, supaya tidak terjadi bahaya yang lebih besar.

Tujuan dari struktur gedung yang direncanakan tahan gempa adalah:

1. Menghindari jatuhnya korban jiwa akibat terjadinya runtuhnya gedung dari gempa.
2. Mengizinkan gedung mengalami kerusakan non-struktural yang minim akibat gempa kecil dan sedang sehingga bisa diatasi.
3. Membatasi ketidaknyamanan penghunian bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang.
4. Mempertahankan setiap layanan vital dari fungsi gedung.

## 2.2 Struktur Komposit

### 2.2.1 Umum

Struktur komposit adalah suatu struktur yang terdiri dari 2 elemen struktur dengan bahan material yang berbeda dan bekerja bersama-sama membentuk satu kesatuan, di mana pada masing-masing bahan/material tersebut mempunyai kekuatan tersendiri. Komposisi antara material beton dan baja akan membentuk material komposit yang lebih ekonomis serta efisien melalui kekuatan lekat pada interface kedua material tersebut. Komponen struktur komposit ini dapat menahan beban sekitar 33% hingga 50% lebih besar dari pada beban yang dapat dipikul oleh balok baja saja tanpa adanya perilaku komposit. Contoh struktur komposit: (Viest, 1958)

- a) Baja dengan beton
- b) Kayu dengan beton
- c) Beton bertulang biasa dengan beton prategang

Struktur komposit dibentuk oleh elemen baja dan beton dengan memanfaatkan perilaku interaksi yang terjadi antara baja dan beton. Serta memobilisasikan kemampuan optimal dari masing-masing bahan dalam dalam memikul beban. (Setiawan, 2008).

Dengan menggunakan komnstruksi komposit dalam desai suatu komponen struktur ternyata dapat diperoleh beberapa keuntungan sebagai berikut: (Setiawan, 2008)

- a) Berat profil baja yang dipakai tereduksi.
- b) Tinggi profil baja yang dipakai berkurang.
- c) Peningkatan kekuatan lantai.
- d) Panjang bentang layan bertambah.

### 2.2.2 Aksi Komposit

Perilaku komposit hanya akan terjadi jika potensi terjadinya selip antara kedua material ini dapat dicegah. Telah dijelaskan sebelumnya bahwa hal ini dapat teratasi jika gaya geser horizontal pada kedua permukaan baja dan beton dapat ditahan dengan menggunakan penghubung geser. Penghubung geser ini selanjutnya dihubungkan pada bagian *flens* atas balok engan jarak tertentu dan akan memberikan sambungan secara mekanik melalui mekanisme pengankuran dalam beton yang telah mengeras. Penghubung geser tipe stud paling banyak digunakan, dan lebih dari satu buah stud dapat dipasangkan pada tiap lokasi, jika lebar *flens* memungkinkannya. Disamping itu, pemasangan stud juga relatif lebih mudah dan hanya membutuhkan tenaga kerja dalam jumlah yang sedikit. (Viest, 1958).

Tingkatan sambungan yang diberikan pada permukaan (*interface*) pelat beton dengan balok baja menghasilkan serangkaian peningkatan perilaku.

1. Pada suatu kondisi ekstrim dapat diasumsikan bahwa tidaka ada sambungan sama sekali. Respon pelat beton dan balok baja terhadap pembebanan secara independen dan kekuatan yang dapat diandalkan diberikan oleh kapasitas plastis dari balok itu sendiri. Hal tersebut terjadi pada struktur baja yang tidak mendapat sambungan mekanis antar balok dan pelatnya. (Viest, 1958)

2. Pada kondisi ekstrim yang lain kita dapat mengasumsikan terjadi aksi komposit penuh. Balok baja dan pelat beton merespon sebagai kesatuan karena tidak adanya pemutusan tegangan pada permukaan (*interface*). Aksi komposit penuh memerlukan sambungan yang mempunyai gaya geser, lentur, dan kekakuan axial yang tak terbatas. Karena tidak ada sambungan geser mekanis yang mampu memberikan tingkat kekakuan sambungan sempurna, maka ini menjadi tidak praktis. (Viest, 1958)
3. Pada gambar di bawah ini, kondisi antara tanpa aksi komposit dengan aksi komposit penuh terdapat aksi komposit parsial. Pada kasus ini jumlah sambungan yang diberikan lebih kecil dari  $A_{sf}$  dan  $0,85 A_{cf}$ . Kekuatan yang diberikan oleh interaksi parsial dapat diambil sebagai interpolasi linier antara tanpa aksi komposit dengan aksi komposit penuh. Pada kondisi ini, jumlah pada sambungan geser dapat disesuaikan dengan batas keperluan minimum yang diperlukan. (Viest, 1958).

Reduksi berat sekitar 20%-30% dapat diperoleh dengan memanfaatkan perilaku sistem komposit penuh. Dengan adanya reduksi berat ini maka secara langsung juga dapat mengurangi tinggi profil baja yang dipakai. Berkurangnya tinggi profil baja yang dipakai akan mengakibatkan berkurangnya tinggi bangunan secara keseluruhan, dan membawa dampak pula berupa penghematan material bangunan, terutama untuk dinding luar dan tangga. (Setiawan, 2008)

## 2.3 Kriteria Perencanaan

### 2.3.1 Kombinasi Beban Terfaktor

Sebelum dilakukan kombinasi pembebanan, beban mati dan beban hidup pada pelat akan ditransfer pada balok sebagai beban segitiga dan trapesium. Beban segitiga dan trapesium tersebut harus diekuivalenkan sebagai beban merata. Perhitungan beban merata ekuivalen adalah sebagai berikut : (Budiadi, 2008)

1. Beban Segitiga

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \cdot q \cdot l_x \quad (2.1.a)$$

2. Beban Trapesium

$$q_{ek} = \frac{1}{2} \cdot q \left( \frac{l_x}{l_y^2} \right) \cdot (l_y^2 - \frac{1}{3} \cdot l_x^2) \quad (2.1.b)$$

SNI 2847-2013 menentukan kombinasi beban untuk metode ultimit sebagai berikut :

1.  $1,4 D$  (2.2.a)
2.  $1,2 D + 1,6 L + 0,5( Lr \text{ atau } R )$  (2.2.b)
3.  $1,2 D + 1,6 ( Lr \text{ atau } R ) + ( L \text{ atau } 0,5W)$  (2.2.c)
4.  $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5( Lr \text{ atau } R )$  (2.2.d)
5.  $1,2 D + 1,0 E + L$  (2.2.e)
6.  $0,9 D + 1,0 W$  (2.2.f)
7.  $0,9 D + 1,0 E$  (2.2.g)

Keterangan :

- D = beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen.  
 L = beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung  
 Lr = beban hidup yang diakibatkan oleh pembebanan atap  
 R = beban hujan  
 W = beban angin  
 E = beban gempa

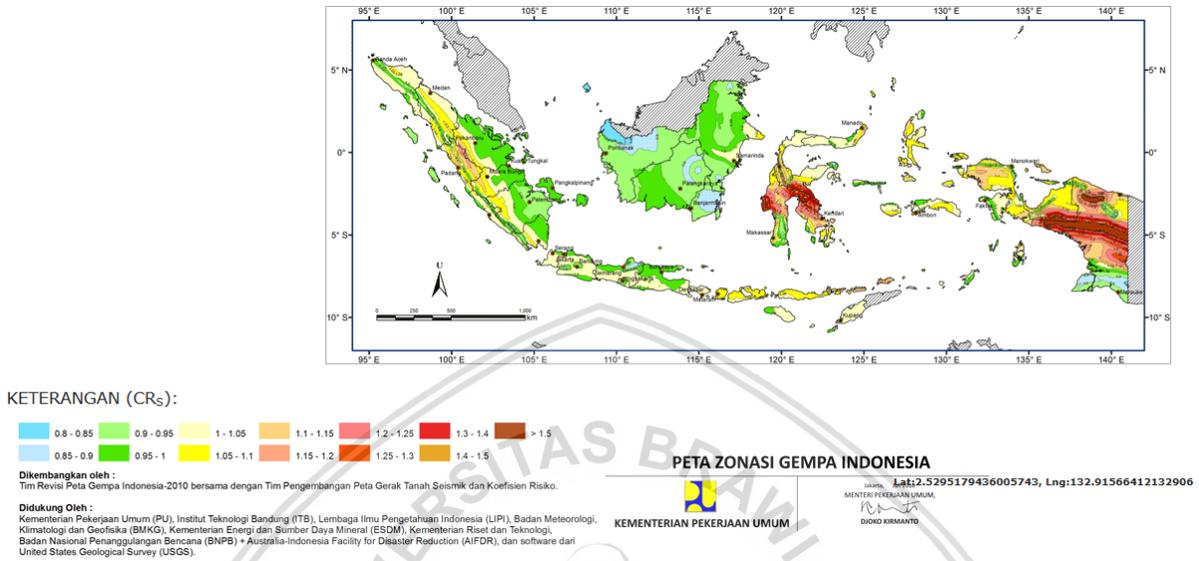
### 2.3.2 Analisis Beban Gempa SNI 1726-2012

#### 2.3.2.1 Wilayah Gempa

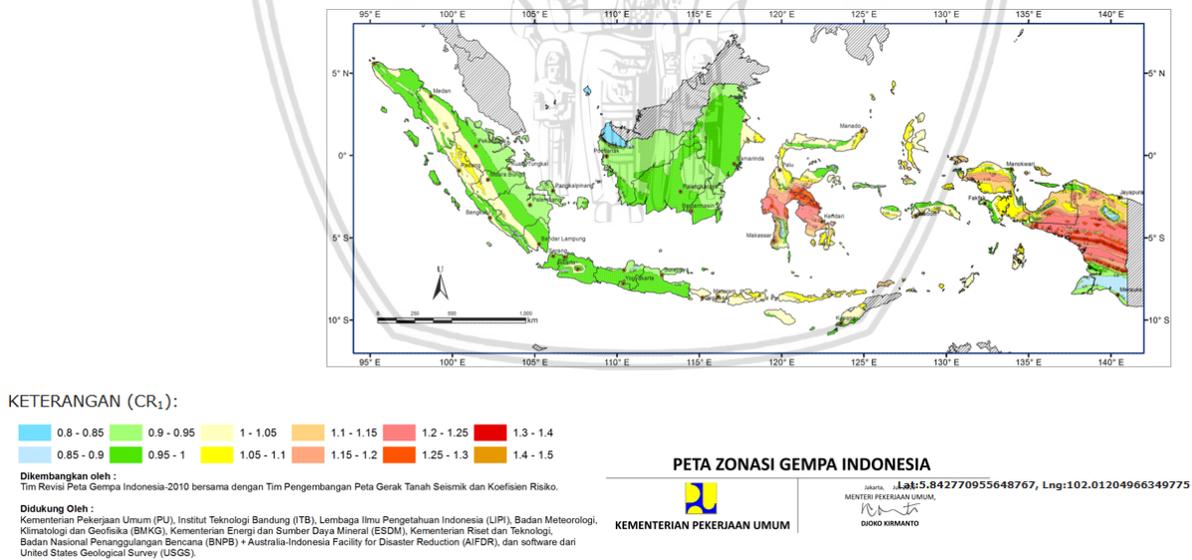
Parameter percepatan gempa ditentukan berdasarkan 2 hal yaitu, Parameter percepatan terpetakan dan Kelas Situs. Parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun ( MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Bila  $S_1 \leq 0,04 g$  dan  $S_s \leq 0,15 g$ , maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A. (SNI 1762-2012 Pasal 6.1.1)

Sedangkan Kelas situs mengatur klasifikasi berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD,SE, atau SF. Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas situsnya, maka kelas situs

SE dapat digunakan kecuali jika pemerintah/dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF. (SNI- 1762-2012 Pasal 6.1.2)



Gambar 2.2  $CR_S$ , koefisien resiko terpetakan, periode respon spectrum 0,2 detik



Gambar 2.3  $CR_1$ , koefisien resiko terpetakan, periode respon spectrum 1 detik

### 2.3.2.2 Kategori Gedung

Pada SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2, berdasarkan fungsinya gedung akan diklasifikasikan sebagai berikut:

Tabel 2.1 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar.</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul>	III

<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul>	
<p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dinatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat.</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> </ul>	<p>IV</p>



<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya                         <ul style="list-style-type: none"> <li>untuk tanggap darurat</li> </ul> </li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada                         <ul style="list-style-type: none"> <li>saat keadaan darurat</li> </ul> </li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang diisyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul>	
<p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV.</p>	

Tabel 2.2 Faktor keutamaan gempa

Kategori Resiko	Faktor keutamaan gempa, $I_c$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

### 2.3.2.3 Konfigurasi Struktur Gedung

Struktur Gedung dibedakan menjadi 2 golongan, yaitu beraturan dan tidak beraturan. Pada SNI 1726-2012 Pasal 7.3.2 syarat-syarat yang kemudian dapat menentukan suatu gedung beraturan atau tidak.

Analisis gedung beraturan dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen. Sedangkan gedung tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai



pengaruh pembebanan dinamik yang analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respon dinamis.

**Tabel 2.3** Ketidakberaturan horisontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidak beraturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismic
1a.	<b>Ketidak beraturan torsi</b> didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidak beraturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	D, E dan F B, C, D, E dan F C, D, E dan F C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F
1b.	<b>Ketidak beraturan torsi berlebihan</b> didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidak beraturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	E dan F D B, C dan D C dan D C dan D D B, C dan D
2	<b>Ketidak beraturan sudut dalam</b> didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E dan F D, E dan F
3	<b>Ketidak beraturan diskontinuitas difragma</b> didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih dari 50 persen daerah difragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan difragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E dan F D, E dan F
4	<b>Ketidak beraturan pergeseran melintang terhadap bidang</b> didefinisikan ada jika terhadap diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	B, C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F
5	<b>Ketidak beraturan sistem non-paralel</b> didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	C, D, E dan F B, C, D, E dan F D, E dan F B, C, D, E dan F



**Tabel 2.4 - Ketidakberaturan vertikal pada struktur**

	Tipe dan penjelasan ketidak beraturan	Pasal Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismic
1a.	<b>Ketidak beraturan Kekuan Tingkat Lunak</b> didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuanrata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F
1b.	<b>Ketidak beraturan Kekuan Tingkat Lunak</b> didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuanrata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F
2	<b>Ketidak beraturan Berat (Massa)</b> didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 13	D, E dan F
3	<b>Ketidak beraturan Geometri Vertikal</b> didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya.	Tabel 13	D, E dan F
4	<b>Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidak beraturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal</b> didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E dan F D, E dan F D, E dan F
5a.	<b>Diskontinuitas dalam Ketidak beraturan Kuat Lateral Tingkat</b> didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F
5b.	<b>Diskontinuitas dalam Ketidak beraturan Kuat Lateral Tingkat yang Berlebihan</b> didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 13	E dan F B dan C D, E dan F

Pada Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya memiliki konfigurasi gedung yang tergolong tidak beraturan. Sehingga perencanaan gedung ini, akan menggunakan metode analisis respon dinamis.

#### 2.3.2.4 Respon Spektrum Percepatan Gempa Maksimum

Penentuan respons spektrum percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismic periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi

faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2.3.a)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.2.b)$$

Keterangan

$S_s$  : parameter respons spektrum percepatan gempa MCER terpetakan periode pendek

$S_1$  : parameter respons spektrum percepatan gempa MCER terpetakan periode 1,0 detik

**Tabel 2.5** Klasifikasi Situs (SNI 1726-2012 Pasal 5.3)

**Tabel 3** Klasifikasi situs

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{cs}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

**Tabel 3** Klasifikasi situs (lanjutan)

Kelas situs	$\bar{v}$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_c$	$\bar{s}$ (kPa)
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

**CATATAN:** N/A = tidak dapat dipakai



**Tabel 2.6** Koefisien Situs,  $F_a$  (SNI 1726-2012 Pasal 6.2)

**Tabel 4** Koefisien situs,  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_i$				
	$S_i \leq 0,25$	$S_i = 0,5$	$S_i = 0,75$	$S_i = 1,0$	$S_i \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN:**

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_i$  dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

**Tabel 2.7** Koefisien Situs,  $F_v$

**Tabel 5** Koefisien situs,  $F_v$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_i$				
	$S_i \leq 0,1$	$S_i = 0,2$	$S_i = 0,3$	$S_i = 0,4$	$S_i \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN:**

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_i$  dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

**2.3.2.5 Parameter Percepatan Spektrum Desain**

Parameter percepatan spektrum desain untuk periode pendek,  $S_{DS}$  dan pada periode 1 detik,  $S_{D1}$ , harus ditentukan melalui perumusan sebagai berikut:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \tag{2.4.a}$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \tag{2.4.b}$$

(SNI 1726-2012 Pasal 6.3)

**2.3.2.6 Parameter Periode Fundamental Pendekatan**



Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan,  $T_a$ , dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa untuk Sistem Rangka

Pemikul Momen secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m:

$$T_a = 0,1N \quad (2.5)$$

Keterangan:

$N$  = Jumlah tingkat

(SNI 1726-2012 Pasal 7.8.2.1)

### 2.3.2.7 Spektrum Respon Desain

Penggambaran respons spektrum pada masing-masing wilayah gempa dan jenis tanah adalah sebagai berikut:

- a) Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = SDS \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.6.a)$$

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

- c) Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (2.6.b)$$

Keterangan:

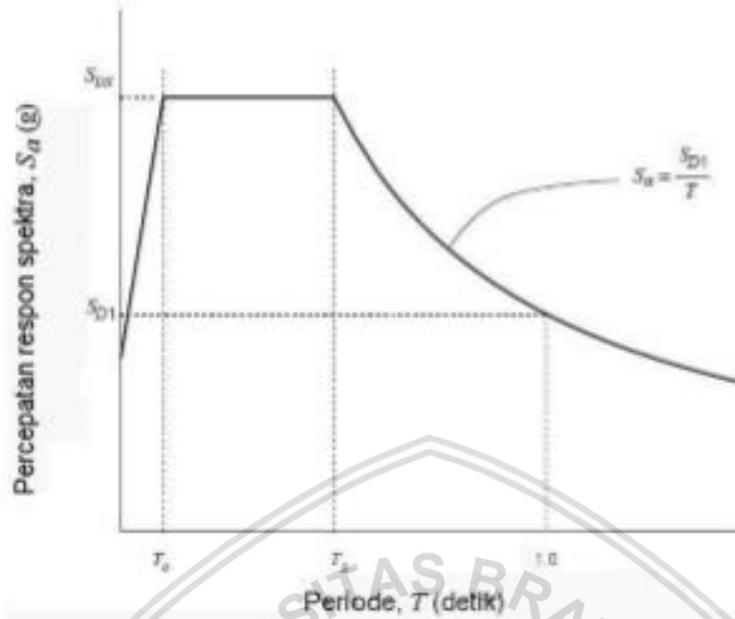
$S_{DS}$  = parameter respons spectral percepatan desain pada periode pendek

$S_{D1}$  = parameter respons spectral percepatan desain pada periode 1 detik

$T$  = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS} \quad (2.6.c)$$

$$T_0 = \frac{SD1}{SDS} \quad (2.6.d)$$



**Gambar 1 - Spektrum respons desain**

**Gambar 2.4** Spektrum respons desain (SNI 1726-2012 Pasal 6.4)

### 2.3.2.8 Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik,  $V$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut: (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1)

$$V = C_s \cdot W_{\text{tot}} \quad (2.7.a)$$

Keterangan:

$C_s$  = koefisien respon seismik

$W_{\text{tot}}$  = berat seismik efektif gedung

Perhitungan koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut: (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1)

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.7.b)$$

Keterangan:

$SDS$  = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

$R$  = faktor modifikasi respons

$I_e$  = faktor keutamaan gempa

Ketentuan:

a) Nilai  $C_s$ , yang dihitung tidak perlu melebihi hasil persamaan berikut:

$$C_s(\text{max}) = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.7.c)$$

b) Dan juga besarnya nilai  $C_s$  yang dihitung tidak kurang dari hasil persamaan berikut:

$$C_s(\text{min}) = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.7.d)$$

### 2.3.2.9 Distribusi Gaya Gempa

Gaya gempa yang akan direncanakan pada elemen struktur dibagi menjadi:

a. Gaya gempa lateral ( $F_x$ ), gaya yang akan timbul pada semua tingkat, yang harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_i = C_v x V = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.8.a)$$

b. Gempa horizontal ( $V_x$ ), geser tingkat desain gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.8.b)$$

Keterangan:

$F_i$  = bagian dari geser dasar seismik ( $V$ ) yang timbul di tingkat  $I$  (kg)

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertical

$V$  = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kg)

$w_i$  = bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $i$

$h_i$  = tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  (m)

$k$  = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut:

- Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 0,5 detik atau kurang,  $k = 1$
- Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2,5 detik atau lebih,  $k = 2$

Untuk struktur yang mempunyai periode antara 0,5 dan 2,5 detik,  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

### 2.3.3 Sistem Struktur

Pada dasarnya setiap struktur pada suatu bangunan merupakan penggabungan berbagai elemen struktur secara tiga dimensi. Fungsi utama dari sistem struktur adalah untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur, sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa), SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah), dan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus).

a. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

SRPMB pada struktur bangunan diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas pada komponen struktur sambungannya akibat gaya gempa rencana. SRPMB diterapkan pada wilayah gempa 1 dan 2.

b. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem Struktur bangunan ini diharapkan dapat menahan resiko kegempaan sedang yaitu, wilayah gempa 3 dan 4. Dan sistem SRPMM ini akan digunakan pada Skripsi ini.

c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

SRPMK pada struktur bangunan diharapkan dapat mengalami deformasi besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana. SRPMK diterapkan pada wilayah gempa 5 dan 6.

## 2.4 Konsep Perencanaan

Sampai saat ini paling tidak ada dua metode perencanaan struktur beton, yaitu metode beban kerja (*working stress method*) dan metode beban batas (*limit states method*). Metode beban kerja dilakukan dengan menghitung tegangan yang terjadi dan membandingkannya dengan tegangan ijin yang bersangkutan. Apabila tegangan yang terjadi lebih kecil dari tegangan yang diijinkan maka dinyatakan aman. Dalam menghitung tegangan, semua beban tidak dikalikan dengan faktor beban. Tegangan ijin dikalikan dengan suatu faktor kelebihan tegangan (*overstress faktor*). Untuk struktur beton, metode ini diterapkan pada peraturan Beton Indonesia (PBI 1971).

Metode beban batas didasarkan pada batas-batas tertentu yang bisa dilampaui oleh suatu sistem struktur. Batas-batas tersebut yang bisa dilampaui oleh suatu sistem struktur. Batas-batas tersebut, terutama adalah kekuatan, kemampuan layan, keawetan, ketahanan terhadap api, ketahanan terhadap beban kelelahan dan persyaratan khusus yang berhubungan dengan penggunaan sistem struktur tersebut. Setiap batas dinyatakan aman apabila aksi rencana lebih kecil dari kapasitas komponen struktur. Aksi rancangan dihitung dengan menggunakan faktor beban, sedangkan kapasitas bahan dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan. Peraturan beton saat ini menggunakan pendekatan ini, termasuk di Indonesia, SNI T15-1991-03, SNI 03-2874-2002 atau edisi barunya, SNI 03-2874-2012.

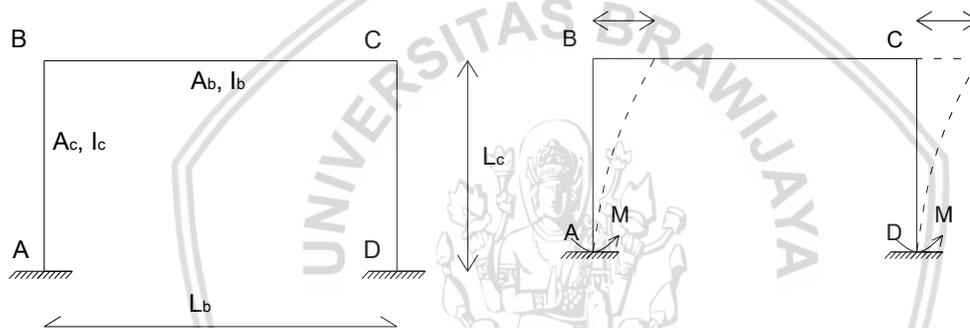
## 2.5 Metode Analisis dan Desain

### 2.5.1 Analisis Struktur

Analisis struktur menurut cara-cara mekanika teknik yang baku merupakan praperencanaan bagi desain struktur. bentuk dan besarnya ukuran penampang akibat pembebanan akan menentukan desain. Analisis dengan bantuan computer menggunakan aplikasi analisis struktur dalam mendapatkan bentuk dan besarnya sistem struktur berupa gaya-gaya dalam harus dilakukan dengan model-model matematik yang mensimulasikan

keadaan struktur yang sesungguhnya dilihat dari bahan dan kekakuan unsur-unsurnya. Dengan menggunakan bantuan aplikasi computer akan mempermudah perhitungan analisis struktur, khususnya struktur statis tak tentu.

Struktur statis tak tentu mempunyai beberapa kelebihan dibanding struktur statis tertentu. Kelebihan tersebut diantaranya : momen lentur lebih kecil sehingga defleksinya berkurang dan penampang juga menjadi lebih kecil. Perbedaan yang signifikan ada struktur statis tertentu dan statis tak tentu adalah adanya aksi tahanan yang berkembang pada struktur statis tak tentu akibat adanya perubahan bentuk yang ada padanya. Reaksi yang dihasilkan oleh tumpuan akibat aksi prategang disebut reaksi sekunder. Reaksi sekunder ini menghasilkan momen dan geser sekunder.



Gambar 2.5 Portal Statis Tak Tentu

Portal Statis Tak Tentu, pada rangka statis tak tentu terjadi hal yang sama dengan balok statis tak tentu. Untuk mendapatkan pengaruh sekunder dari prategang dapat digunakan metode beban ekuivalen.

Pada portal tunggal seperti pada gambar, bagian atas portal pindah secara horizontal sebesar  $\Delta = \frac{P.L_b}{2 E_c.A_b}$ . Momen jepit pada kolom akibat perpindahan  $\Delta$  adalah  $M = \frac{6 E_c.I_c}{L^2_c} \Delta$ . Tidak seperti pada balok statis tak tentu, perpendekan aksial pada balok dapat ditahan oleh kekakuan kolom pendukungnya sehingga berkurang secara signifikan. Dengan demikian kekakuan kolom sangat menentukan perpendekan aksial dari balok pada portal. Perpendekan aksial juga bisa disebabkan oleh susut dan rangkak. Apabila kolom mengalami perpendekan aksial pada baloknya, maka analisis tambahan harus dilakukan. Perpendekan aksial atau hal-hal lain yang mempengaruhi portal, seperti susut, rangkak, pengaruh P- $\delta$  dan lain-lain, diperhitungkan sebagai pengaruh tersier. Pengaruh tersier bisa ditambahkan pada

pengaruh sekunder dan primer untuk memperoleh pengaruh total struktur portal. (Budiadi, 2008)

Pada portal yang berada pada suatu sistem struktur yang terdiri dari portal berbagai arah, pengaruh prategang pada umumnya sangat kecil sehingga bias diabaikan. Tetapi untuk portal dua dimensi, perpendekan aksial sangat mempengaruhi momen primer maupun sekunder sehingga pengaruh perpendekan tersebut diakomodasi dalam desain. Dalam perencanaan portal beton prategang, pengaruh utama seperti beban hidup, beban mati, dan beban lateral (angin, gempa) ditentukan terlebih dahulu, kemudian pengaruh sekunder dan tersier ditentukan. Penjumlahan dari pengaruh-pengaruh tersebut digunakan untuk pendimensian ulang komponen portal. Prosedur perencanaan portal beton prategang melibatkan perhitungan momen primer, sekunder dan tersier; serta melakukan analisis lentur, geser, puntir, dan lain-lain. (Budiadi, 2008)

### 2.5.2 Analisis Portal 3 Dimensi

Struktur terbentuk dari elemen-elemen batang lurus (lazimnya prismatic) yang dirangkai dalam ruang tiga dimensi, dengan sambungan antar ujung-ujung batang diasumsikan kaku sempurna. Namun, dapat dipindah tempat dan berputar dalam ruang tiga dimensi. Beban luar yang bekerja boleh berada pada titik-titik buhul maupun pada titik-titik di sepanjang batang dengan arah sembarang. Posisi tumpuan yang berupa jepit atau sendi, harus berada pada titik-titik buhul. Mengingat sambungan antar ujung-ujung batang adalah kaku sempurna yang dapat menjamin stabilitas elemen, maka sistem portal tiga dimensi ini meskipun lazim mendekati bentuk-bentuk segiempat, namun, pada prinsipnya diperbolehkan berbentuk sembarang. Elemen-elemen pembentuk portal tiga dimensi (*space frame sistem*) tersebut akan dapat mengalami gaya-gaya dalam (*internal forces*) berupa: momen lentur (*bending moment*) dalam dua sumbu putar, momen torsi (*torsional moment*), gaya geser dalam dua arah, dan gaya aksial. Berbagai contoh struktur di lapangan yang dapat diidealisasikan menjadi system portal tiga dimensi antara lain adalah struktur portal gedung bertingkat banyak, struktur bangunan industri/pabrik, struktur jembatan berbentang panjang, struktur dermaga, dan sejenisnya, yang ditinjau secara tiga dimensi. (Nasution, 2000)

Portal ruang mempunyai enam komponen reaksi disetiap tumpuan. Tiga komponen  $x$ ,  $y$ ,  $z$  serta tiga kopel  $M_x$ ,  $M_y$ , dan  $M_z$ . Pada titik kumpul kaku mempunyai tiga persamaan

gaya dan tiga persamaan momen, resultan tegangan disetiap batang bias enam dari 12 gaya diketahui sehingga setiap batang memberi enam gaya yang tak diketahui. (Nasution, 2000)

### 2.5.3 Analisis Statik Ekuivalen

Analisis gempa dengan metode static ekuivalen digunakan untuk memperhitungkan respon struktur terhadap gaya gempa. Dimana akibat gaya gempa, struktur akan bergoyang berdasarkan periode natural sistem. Dalam analisis ini, penambahan gaya akibat gempa akan dijadikan beban lateral statik yang nilainya ekuivalen berdasarkan gempa maksimum yang mungkin terjadi. Adapun besarnya gaya tersebut tergantung dari periode natural dan jenis tanah. (Alkaf, 2006)

Pada struktur gedung beraturan pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dapat ditampilkan sebagai beban-beban gempa nominal statik ekuivalen  $F_i$  yang menangkap pada pusat massa lantai-lantai tingkat. Maka pengaruh bebanbeban gempa nominal statik ekuivalen tersebut dapat dianalisis dengan metode analisis statik tiga dimensi biasa yang dalam hal ini disebut dengan analisis static ekuivalen tiga dimensi. Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut: (SNI 1726:2002)

- 1) Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40m.
- 2) Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan kalau mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan gedung tersebut.
- 3) Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan kalau mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.
- 4) Sistem struktur gedung terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama orthogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.
- 5) Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan kalaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing-masing arah, tidak kurang dari 75% dari ukuran

terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari dua tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.

- 6) Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud tingkat lunak adalah suatu tingkat, di mana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata tiga tingkat di atasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang apabila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar tingkat.
- 7) Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150% dari berat lantai tingkat di atasnya atau dibawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.
- 8) Sistem struktur gedung memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
- 9) Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Walaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

Struktur gedung yang tidak memenuhi ketentuan-ketentuan di atas, ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan. Untuk struktur gedung tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik. (SNI 03-1726-2012)

## **2.6 Analisis Penampang Komponen Komposit**

### **2.6.1 Lebar Efektif Balok Komposit**

Lebar lantai beton yang diperhitungkan dalam perencanaan balok komposit adalah lebar lantai beton yang dapat bekerjasama dengan baja atau disebut juga dengan lebar efektif. Dalam struktur komposit, konsep lebar efektif slab dapat diterapkan sehingga akan

memudahkan perencanaan. Spesifikasi LRFD-13.1 telah menetapkan lebar efektif untuk slab beton yang bekerja secara komposit dengan balok baja, sebagai berikut: (Setiawan, 2008)

Untuk gelagar dalam (interior)

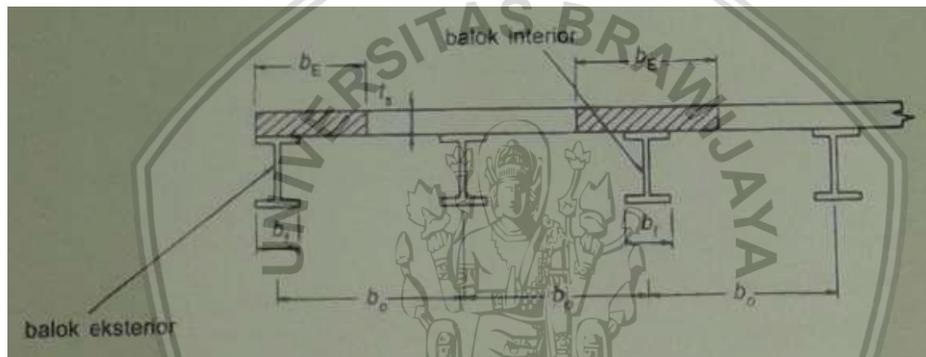
a.  $b_E = L/4$  (2.9.a)

b.  $b_E = b_0$  (2.9.b)

Untuk gelagar luar (ekterior)

a.  $b_E = L/8 + (\text{jarak pusat balok ke tepi pelat})$  (2.9.c)

b.  $b_E = 0,5 b_0 + (\text{jarak pusat balok ke tepi pelat})$  (2.9.d)



Gambar 2.6 Lebar efektif balok komposit

(sumber: Setiawan 2008)

Lebar efektif yang dipakai dipilih yang terkecil.

Keterangan:

L adalah panjang bentang

$b_0$  adalah jarak antar as balok ke baja

## 2.6.2 Kuat Lentur Nominal Balok Komposit

Kuat lentur dari balok komposit di daerah momen positif dikontrol dari kekuatan plastis penampang atau kekuatan pelat beton, ataupun dari kekuatan penhubung geser. Bila badan dari penampang baja sangat langsing dan badan menerima tekan dengan porsi besar sehingga terjadi tekuk pada badan, menyebabkan ada batasan terhadap kekuatan nominal balok. (Setiawan, 2008)

a. Kuat lentur positif

Kuat lentur nominal komposit pada kondisi momen positif, kondisi penampang beton adalah tekan. Kuat lentur nominal dari suatu komponen struktur komposit menurut SNI 03-1729-2002 pasal 12.4.2.1 ditentukan sebagai berikut (Setiawan, 2008):

a) Untuk  $h/t_w \leq 1680 / \sqrt{f_y}$  (2.10.a)

Mn kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan plasti pada penampang komposit.

$\Phi = 0,85$

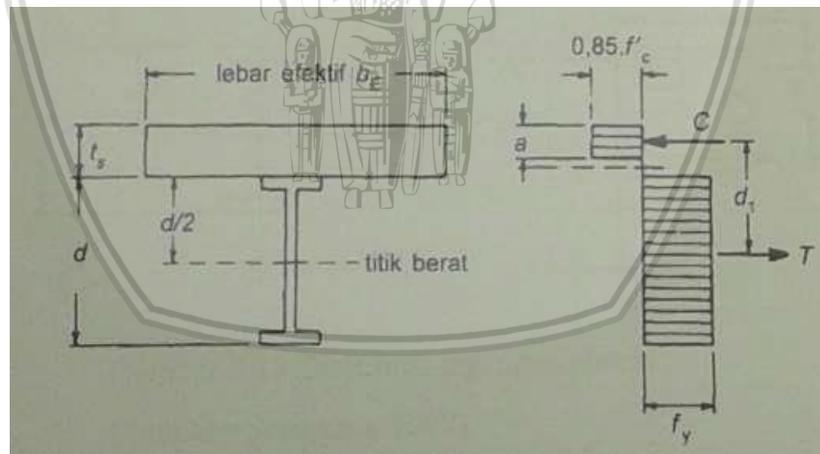
b) Untuk  $h/t_w > 1680 / \sqrt{f_y}$  (2.10.b)

Mn kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan superposisi tegangan – tegangan elastis yang memperhitungkan pengaruh tumpuan sementara (perancah)

$\Phi = 0,9$

Kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis, dapat dikategorikan menjadi dua kasus sebagai berikut (Setiawan, 2008):

1. Sumbu netral plastis (PNA) jatuh pada pelat beton



Gambar 2.7 Distribusi tegangan plastis

(sumber: Setiawan,2008)

Dengan mengacu pada Gambar 2.8 maka besar gaya tekan C adalah :

$C = 0,85. f_c' . a . bE$  (2.10.c)

Gaya Tarik T pada profil baja adalah sebesar:

$$T = A_s \cdot f_y \quad (2.10.d)$$

Untuk menentukan kapasitas momen nominal, harus dicapai keseimbangan gaya yaitu bila kondisi distribusi tegangan plastis memenuhi  $C = T$ , maka diperoleh:

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_g} \quad (2.10.e)$$

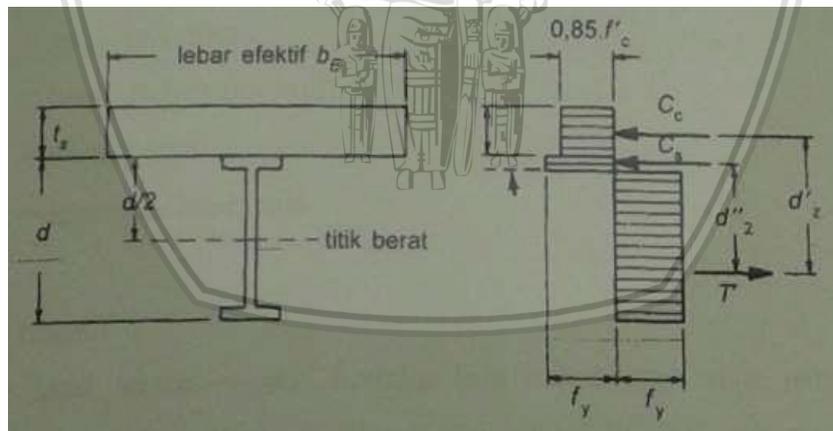
Kuat lentur nominal dapat dihitung dari Gambar 2.8:

$$M_n = C \cdot d_1 \quad (2.10.f)$$

$$\text{atau } T \cdot d_1 = A_s \cdot f_y (d/2 + t_s - a/2) \quad (2.10.g)$$

Jika dari hasil perhitungan ternyata  $a > t_s$ , maka asumsi harus diubah. Hasil ini menyatakan bahwa pelat beton tidak cukup kuat untuk mengimbangi gaya tarik yang timbul pada profil baja.

2. Sumbu netral plastis (PNA) jatuh pada profil baja



Gambar 2.8 Distribusi tegangan plastis

(sumber: Setiawan, 2008)

Apabila dalam blok tegangan beton,  $a$  ternyata melebihi tebal pelat beton maka distribusi tegangan dapat ditunjukkan seperti pada Gambar 2.9 gaya tekan  $C_c$  yang bekerja pada beton adalah sebesar (Setiawan, 2008):

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_E \quad (2.10.h)$$

Dari keseimbangan gaya, diperoleh hubungan.

$$T' = C_c + C_s \quad (2.10.i)$$

Besarnya  $T'$  sekarang lebih kecil daripada  $A_s \cdot f_y$  yaitu:

$$T' = A_s \cdot f_y - C_s \quad (2.10.j)$$

Dari 2 persamaan di atas, maka diperoleh:

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - C_m}{2} \quad (2.10.k)$$

Atau dengan mensubstitusikan persamaan pertama, diperoleh bentuk:

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - 0,85 f'_c \cdot b \cdot t_s}{2} \quad (2.10.l)$$

Kuat lentur nominal diperoleh dengan memperhatikan Gambar 2.9:

$$M_n = C_c \cdot d_2' + d_2'' \quad (2.10.m)$$

Keterangan:

$C$  = gaya tekan total

$T$  = gaya tarik total

$A_s$  = luas penampang profil baja

$f'_c$  = mutu beton

$f_y$  = tegangan leleh baja

**b. Kuat lentur negative**

Desain kuat lentur negative berlaku bila baja atau penampang komposit yang digunakan sederhana. Untuk penampang komposit, beton dengan gaya tarik diabaikan, tetapi memperhitungkan gaya Tarik dari baja tulangan pada pelat beton. Persamaan keseimbangan berlaku dengan ketentuan sebagai berikut: (Setawan, 2008)

- 1) Balok baja berupa penampang kompak harus diberi pengaku.
- 2) Penghubung geser dipasang pada daerah momen negatif luas penampang balok.



- 3) Batang tulangan longitudinal pada daerah lebar efektif pelat, harus dijangkar dengan baik.

Dengan menggunakan prinsip kesetimbangan:

$$T_{sr} \text{ (Tarik-tulangan)} + T_s \text{ (Tarik-profil baja)} = C_s \text{ (Tekan-profil baja)}$$

Nilai  $T_{sr}$  diambil sebagai nilai terkecil dari:

$$a) A_r \cdot f_{yr} \quad (2.10.n)$$

$$b) \Sigma Q_n \quad (2.10.o)$$

Gaya tekan nominal maksimum dalam penampang balok baja

$$C_{max} = A_s \cdot f_y \quad (2.10.p)$$

Dari persamaan kesetimbangan:

$$C_s = T_{sr} + T_s \quad (2.10.q)$$

$$C_s = C_{max} - T_s \quad (2.10.r)$$

Maka diperoleh:

$$T_s = \frac{C_{max} - T_{sr}}{2} \quad (2.10.s)$$

$$\text{Yang mana } T_{sr} = A_{sr} \cdot f_y \quad (2.10.t)$$

Letak garis netral penampang (PNA) ditentukan dengan asumsi bila nilai  $C_{max}$  lebih besar dari  $T_{sr}$ , maka PNA terletak di dalam baja. Diasumsikan PNA berada di flens atas penampang baja, maka dapat ditentukan: (Setiawan, 2008)

Jarak serat atas pelat sayap ke PNA

$$y_3 = \frac{T_s}{A_s \cdot f_y} \quad (2.10.u)$$

$$y = \frac{A_s \left( \frac{d}{2} \right) - b_f \cdot y_3 \left( d - \frac{y_3}{2} \right)}{A_s - (b_f \cdot y_3)} \quad (2.10.v)$$

Kuat lentur nominal negative ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$\Phi_b M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (2.10.w)$$

Yang mana

$$M_{n1} = T_{sr} \cdot d_3' = A_{sr} \cdot f_{yr} (d - y + T_s - (T_s/2)) \quad (2.10.x)$$

$$M_{n2} = T_{sr} \cdot d'_3 = y_3 = \frac{A_s \cdot f_y \cdot A_{sr} \cdot f_{yr}}{A_s \cdot f_y} \left( d - y - \left( \frac{y_3}{2} \right) \right) \quad (2.10.y)$$

### 2.6.3 Kuat Geser Nominal Balok Komposit

Kuat geser rencana balok komposit, ditentukan berdasarkan kuat geser pelat badan penampang baja. Gaya geser yang terjadi pada balok komposit harus memenuhi 1 persamaan dibawah ini: (Smith,1996)

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (2.11.a)$$

$$0,9 V_n \geq 0,6 \cdot f_y \cdot A_w, \quad (2.11.b)$$

dimana  $A_w$  = luas kotor pelat badan

### 2.6.4 Analisis Penampang Komposit

Ada dua cara analisis yang dapat digunakan untuk mencari tegangan pada struktur komposit yaitu :

#### a. Rumus lentur untuk balok komposit

Menurut Timoshenko untuk menghitung tegangan normal pada balok komposit diperoleh dengan memasukkan rumus kelengkungan ke dalam rumus  $\sigma_{x1}$  dan  $\sigma_{x2}$ , yang mana (Gare & Timoshenko, 1972) :

$$\sigma_{x1} = - \frac{My E1}{E1 I1 + E2 I2} \quad (2.12.a)$$

$$\sigma_{x2} = - \frac{My E2}{E1 I1 + E2 I2} \quad (2.12.b)$$

Rumus tegangan diatas tidak digunakan dalam metode LRFD, karena rumus yang terdapat dalam LRFD sudah memperhitungkan tegangan yang terjadi.

#### b. Metode penampang tertransformasi

Metode ini terdiri atas transformasi penampang suatu balok komposit menjadi suatu penampang ekuivalen balok imajiner yang terdiri hanya satu bahan (Gare & Timoshenko, 1972).

Pada metode ini, luas bagian beton adalah lebar efektif kali tebal bagian yang tertekan diganti dengan suatu luas baja ekivalen  $A_{ek}$  (Soehardjono, 2006).

$$A_{ek} = \frac{A_c}{n} \quad (2.12.c)$$

Dimana:

$A_c$  = Luas beton yang tertekan

$n$  = rasio modular =  $\frac{E_s}{E_c}$  = perbandingan antara modulus elastisitas baja dan beton

$E_s$  = modulus elastisitas baja (200.000 N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  = modulus elastisitas beton ( $4.700 \sqrt{f_c}$  N/mm<sup>2</sup>)

$f_c'$  = tegangan tekan beton dengan karakteristik umur 28 hari dengan benda uji berbentuk silinder (N/mm<sup>2</sup>)

Pada analisis perhitungan ini, perlu adanya beberapa asumsi :

1. Penghubung geser (shear connector) antara baja dan beton dianggap cukup kaku, sehingga slip dapat diabaikan.
2. Baja dan beton merupakan bahan elastis linier (linearly elastic materials)
3. Beton yang mengalami tegangan tarik dianggap tidak bekerja.

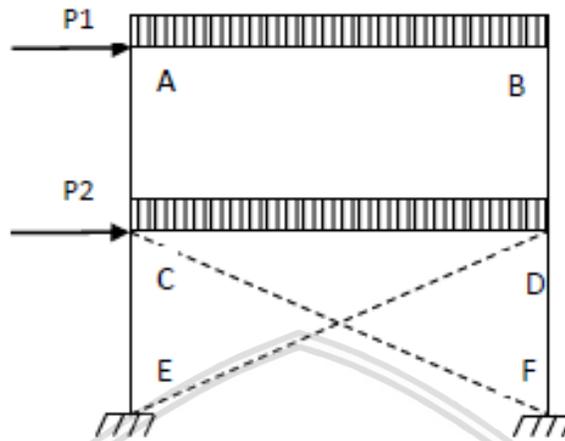
(Soehardjono, 2006)

Dengan cara diatas kita bisa mencari besar momen inersia dari penampang komposit.

### 2.6.5 Balok-Kolom Baja

Suatu komponen struktur harus mampu memikul beban aksial (tarik/tekan) serta momen lentur. Apabila besarnya gaya aksial yang bekerja cukup kecil dibandingkan momen lentur yang bekerja, maka efek dari gaya aksial tersebut dapat diabaikan dan komponen struktur tersebut dapat didesain sebagai komponen balok lentur. Namun apabila komponen struktur memikul gaya aksial dan momen lentur yang tidak dapat diabaikan salah satunya, maka komponen struktur tersebut dinamakan balok-kolom (*beam-column*) (Agus Setiawan : 2008).

Elemen balok-kolom umumnya dijumpai pada struktur-struktur statis tak tertentu. Misalkan pada struktur portal statis tak tertentu pada Gambar 2.10.



Gambar 2.9 Struktur Portal Statis Tak Tentu.

Akibat kondisi pembebanan yang bekerja, maka batang AB tidak hanya memikul beban merata saja namun juga memikul beban lateral P1. Dalam hal ini efek lentur dan gaya tekan P1 yang bekerja pada batang AB harus dipertimbangkan dalam proses desain penampang batang AB, maka batang AB harus didesain sebagai suatu elemen balok-kolom. Selain, batang AB yang didesain sebagai elemen balok-kolom, batang AC, BD, CE, DF, juga didesain sebagai elemen balok kolom. Karena selain memikul gaya aksial akibat reaksi dari balok-balok AB dan CD, efek lentur dan efek gaya aksial yang bekerja tidak bisa diabaikan salah satunya. Berbeda dengan batang CD yang hanya didominasi oleh efek lentur, gaya lateral P2 telah dipikul oleh pengaku-pengaku (*bracing*) bentuk X. Sehingga batang CD dapat didesain sebagai suatu elemen balok tanpa pengaruh gaya aksial (Agus Setiawan : 2008).

a) Interaksi Momen Aksial

Dalam perencanaan komponen struktur balok-kolom, diatur dalam SNI 03-1729-2002 pasal 11.3 yang menyatakan bahwa suatu komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan untuk memenuhi ketentuan sebagai berikut :

$$\text{Untuk } \frac{Nu}{\phi N_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{Nu}{2\phi N_n} + \left( \frac{Mux}{\phi b Mnx} + \frac{Muy}{\phi b Mny} \right) \leq 1,0 \quad (2.13.a)$$

$$\text{Untuk } \frac{Nu}{\phi N_n} \geq 0,2 \text{ maka } \frac{Nu}{2\phi N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mux}{\phi b Mnx} + \frac{Muy}{\phi b Mny} \right) \leq 1,0 \quad (2.13.b)$$

Dengan,

- $N_u$  = gaya tekan aksial terfaktor, N.  
 $\phi N_n$  = kuat nominal penampang, N.  
 $\phi$  = faktor reduksi tahanan tekan (0,85).  
 $M_{ux}, M_{uy}$  = momen lentur terfaktor sumbu x, sumbu y.  
 $M_{nx}, M_{ny}$  = momen nominal untuk lentur sumbu x, sumbu y.  
 $\phi_b$  = faktor reduksi tahanan lentur = 0,9.

b) Pembesaran Momen untuk Komponen Struktur Tak Bergoyang

Untuk suatu komponen struktur tak bergoyang, maka besarnya momen lentur terfaktor harus dihitung sebagai berikut :

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} \quad (2.13.c)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{cr}}\right)} \geq 1,0 \quad (2.13.d)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EAg}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (2.13.e)$$

Dengan,

$M_{ntu}$  = momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang tidak menimbulkan goyangan.

$\delta_b$  = faktor pembesaran momen untuk komponen struktur tak bergoyang.

$N_u$  = gaya tekan aksial terfaktor.

$N_{cr}$  = 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 di antara kedua tumpuannya, maka besar  $C_m$  dapat ditentukan berdasarkan analisis rasional sebagai berikut :

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

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

- 2) Sedangkan untuk komponen struktur tak bergoyang dengan beban transversal di antara 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

$$M_E = C_m \cdot M_2 \quad (2.13.f)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} \quad (2.13.g)$$

Rasio  $\frac{M_1}{M_2}$  bernilai negatif untuk kelengkungan tunggal dan bernilai positif untuk kelengkungan ganda.

- c) Pembesaran Momen untuk Komponen Struktur Bergoyang

Untuk komponen struktur bergoyang, maka besarnya momen lentur terfaktor harus dihitung sebagai berikut :

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} + \delta_s \cdot M_{ltu} \quad (2.13.h)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \sum N_u \left( \frac{\Delta o h}{H \cdot L} \right)} \quad (2.13.i)$$

Atau

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{\sum N_{cr}}} \quad (2.13.j)$$

Dengan,

$M_{ltu}$  = momen lentur terfaktor orde pertama yang diakibatkan oleh beban-beban yang dapat menimbulkan goyangan.

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

$N_{cr}$  = gaya tekan menurut Euler dengan  $kL/r$  terhadap sumbu lentur dan  $k \geq 1,0$ .

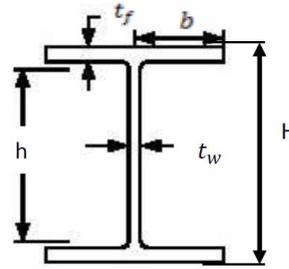
$\Delta o h$  = simpangan antar lantai pada tingkat yang seang ditinjau.

$L$  = tinggi tingkat.

- d) 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. Syarat kelangsingan badan atau kekompakan badan sebagai berikut :

Nilai banding  $\frac{h}{t_w}$ , Akan lebih kritis jika  $h = H - (2.C_x)$



**Gambar 2.10.** Profil Wide Flange.

Kelangsingan dari web dapat dikategorikan menjadi tiga bagian :

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

Table 7.5.1 SNI 03-1729-2002 memberikan batasan nilai untuk  $\lambda_p$  dan  $\lambda_r$  sebagai berikut :

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\phi_b N_y} < 0,125, \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \left[ 1 - \frac{2,75 \cdot N_u}{\phi_b N_y} \right] \quad (2.13.k)$$

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\phi_b N_y} > 0,125, \lambda_p = \frac{550}{\sqrt{f_y}} \left[ 2,33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right] > \frac{665}{\sqrt{f_y}} \quad (2.13.l)$$

$$\text{Untuk semua nilai, } \lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{f_y}} \left[ 1 - \frac{0,74 \cdot N_u}{\phi_b N_y} \right] \quad (2.13.m)$$

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

### 2.6.6 Sambungan

a) Sambungan baut

$$\text{Tahanan geser} \quad (\Phi R_n) = m \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (2.14.a)$$

$$\text{Tahanan tarik} \quad (\Phi R_n) = 0,75 \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (2.14.b)$$

$$\text{Tahanan tumpu} \quad (\Phi R_n) = 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \quad (2.14.c)$$

Tahanan nominal yang diambil adalah yang terkecil.

$$\text{Jumlah baut, } n = \frac{V_u}{\Phi R_n} \quad (2.14.d)$$

Keterangan:

$r_1 = 0,5$  (baut tanpa ulir pada bidang geser)

$= 0,4$  (baut dengan ulir pada bidang geser)



$f_u^b$  adalah tegangan tarik putus baut

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

$f_u$  adalah tegangan tarik putus terendah dari baut atau pelat

$t_p$  adalah tebal pelat

$m$  adalah jumlah bidang geser

kontrol jarak baut:

jarak tepi minimum : 1,5 db (2.14.e)

jarak tepi maksimum : (4  $t_p$  + 100 mm) atau 200 mm (2.14.f)

jarak minimum antar baut : 3 db (2.14.g)

jarak maksimum antar baut : 1,5  $t_p$  atau 200 mm (2.14.h)

(SNI 03-1729-2002)

b) Sambungan las

Tahanan nominal las sudut

Dengan  $R_u \leq \Phi R_{nw} = 0,75 \cdot t_c \cdot (0,6 f_{uw})$  (las) (2.14.i)

$R_u \leq \Phi R_{nw} = 0,75 \cdot t_c \cdot (0,6 f_u)$  (bahan dasar) (2.14.h)

Keterangan:

$f_{uw}$  adalah tegangan Tarik putus logam las

$f_u$  adalah tegangan Tarik putus bahan dasar

$t_c$  adalah tebal efektif las (mm)

(SNI 03-1726-2012)

Panjang efektif las sudut

$$Lw = \frac{R_u}{\Phi R_{nw}} \tag{2.14. j}$$

**Table 2.8** Ukuran minimum las sudut

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



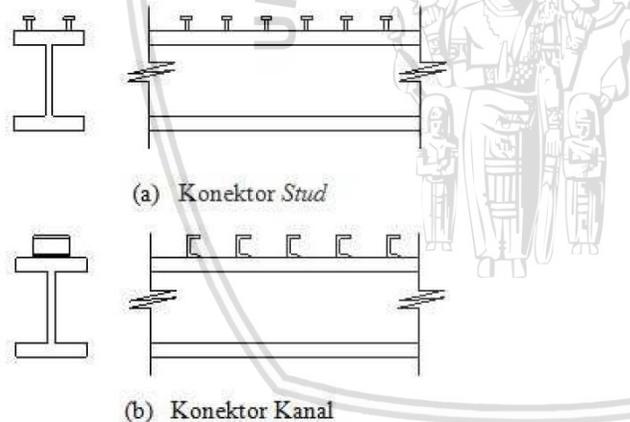
Sedangkan pembatasan ukuran maksimum las sudut:

- a) Untuk komponen dengan tebal kurang dari 6,4 mm, diambil setebal komponen
- b) Untuk komponen dengan tebal 6,4 atau lebih, diambil 1,6 mm kurang dari tebal komponen.

(SNI 03-1726-2012)

### 2.6.7 Penghubung Geser

Supaya sebuah gelagar baja dan lempeng beton dapat bertingkah laku sebagai satu kesatuan, kedua material harus disambung sedemikian antara yang satu dengan yang lainnya sehingga geseran longitudinal bisa disalurkan di antara keduanya. Apabila gelagar baja dibungkus sepenuhnya dengan lempengan beton, maka tidak perlu dipakai alat penyambung mekanis, karena geseran longitudinal bisa disalurkan sepenuhnya oleh ikatan antara baja dan beton. Apabila gelagar baja tidak dibungkus sepenuhnya maka perlu dipakai *shear connector* mekanis. (Amon, dkk, 1999).



**Gambar 2.11** Jenis-jenis penghubung geser

Penghubung geser yang umum dipakai berupa potongan baja kanal atau stud berkepala yang dilas pada sayap atas dari balok baja. Panjang stud terpasang minimal empat kali diameter batang stud. Tebal beton diatas puncak penghubung geser minimal 25 mm, kecuali jika penghubung geser dipasang di atas dek baja berprofil. (Setiawan, 2008).

Untuk komposit yang bekerja menahan momen lentur positif, gaya geser horisontal total antara titik momen nol harus diambil nilai terkecil dari: (Setiawan, 2008)

$$1. 0,85 \cdot f_c' \cdot A_c \quad (2.15.a)$$

$$2. A_s \cdot f_y \quad (2.15.b)$$

$$3. \Sigma Q_n \quad (2.15.c)$$

a) Kuat geser stud

Kuat geser nominal ( $Q_n$ ) untuk satu stud baja yang tertanam dalam pelat beton adalah:

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot E_c \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (2.15.d)$$

Keterangan:

$A_{sc}$  adalah luas penampang bersih stud ( $\text{mm}^2$ )

$f_u$  adalah kuat tarik minimum stud (Mpa)

$E_c$  adalah modulus elastisitas beton

$E_c = w_{1,5} \cdot \sqrt{f_c'}$ , dimana  $w$  = berat volume beton

Diameter stud maksimal adalah 2,5 kali tebal sayap balok baja, kecuali jika stud dilas tepat diatas badan balok baja. (Setiawan, 2008).

b) Kuat geser kanal

Kuat geser nominal ( $Q_n$ ) penghubung geser kanal yang tertanam dalam pelatbeton adalah:

$$Q_n = 0,3 \cdot (t_f + 0,5 t_b) \cdot L_c \cdot \sqrt{f_c'} \cdot E_c \quad (2.15.e)$$

Keterangan:

$t_f$  adalah tebal sayap kanal

$t_b$  adalah tebal badan kanal

$L_c$  adalah panjang kanal

Jumlah penghubung geser yang diperlukan pada daerah yang dibatasi oleh titik momen lentur maksimum, positif atau negatif dan momen nol yang berdekatan adalah sama dengan gaya geser horizontal total  $V_h$  yang bekerja dibagi dengan kuat nominal satu sambungan geser  $Q_n$

$$N = \frac{V_h}{Q_n} \quad (2.15.f)$$

(Setiawan, 2008)

(Halaman Kosong)



## BAB III

### METODOLOGI PERENCANAAN

#### 3.1 Pengumpulan Data

Pengumpulan gambar dari tim teknis proyek gambar rencana sebagai data dan acuan untuk perencanaan ulang gedung dalam skripsi.

#### 3.2 Data Perencanaan

##### 3.2.1 Data umum gedung

Data-data lain mengenai gedung adalah sebagai berikut:

Gedung	: Gedung Kuliah Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang
Lokasi	: Jalan Veteran Malang
Fungsi	: lantai 1 sebagai ruang kegiatan mahasiswa serta ruang kelas, lantai 2 sampai 3 sebagai ruang kelas perkuliahan, lantai 4 sebagai pusat pelayanan mahasiswa, lantai 5 samapi 6 sebagai ruang staff pengajar, karyawan serta ketua-ketua jurusan dan dekan dan lantai 7 sebagai ruang multimedia dan ruang pentas budaya.

##### 3.2.2 Data Teknis gedung

Struktur Gedung	: lantai 1 sampai 7 menggunakan struktur beton bertulang,
Jumlah Lantai	: 7 lantai
Tinggi Bngunan	: $\pm 42,3$ m
Tinggi Tiap Lantai	: 4,5 m

#### 3.3 Prosedur Perencanaan

Berikut ini adalah langkah-langkah perencanaan struktur pada Gedung Kuliah Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang secara garis besar, yaitu:

### 3.3.1 Sistem Pelaksanaan Komponen Struktur Komposit

Sistem pelaksanaan yang digunakan dalam skripsi ini tidak menggunakan tumpuan sementara (*unshored*).

Profil baja akan bertindak sebagai penumpu dari bekisting pelat beton selama pelat beton belum mengeras maupun setelah pelat beton mengeras pada system unshored. Balok baja harus mampu menahan beban-beban seperti berat beton yang belum mengeras, berat dari bekisting pelat termasuk berat dari balok baja itu sendiri. Setelah beton mengeras maka aksi komposit akan mulai bekerja, sehingga semua beban layan yang ada (beban mati dan beban hidup) akan dipikul oleh komponen struktur komposit. (Setiawan,2008)

### 3.3.2 Analisis Pembebanan

Pembebanan yang diperhitungkan pada perencanaan pada Gedung Kuliah Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang secara garis besar adalah sebagai berikut:

1. Beban Mati
2. Beban Hidup
3. Beban Angin
4. Beban Gempa

Berdasarkan beban-beban tersebut di atas, maka harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan berikut ini:

1.  $1,4 D$
2.  $1,2 D + 1,6 L + 0,5( L_r \text{ atau } R )$
3.  $1,2 D + 1,6 ( L_r \text{ atau } R ) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4.  $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5( L_r \text{ atau } R )$
5.  $1,2 D + 1,0 E + L$
6.  $0,9 D + 1,0 W$
7.  $0,9 D + 1,0 E$

Keterangan:

D : beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen

L : beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung

A : beban atap

R : beban hidup

W : beban angin

E : beban gempa

### 3.3.3 Analisis Statika

Analisis respon dinamis digunakan untuk menghitung gaya pada struktur akibat gaya gempa. Penggunaan aplikasi analisis struktur SAP2000 19 untuk mendapatkan besarnya gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur (momen, gaya aksial, dan gaya geser). Malang berada di wilayah gempa 4 maka penganalisisan system struktur menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Momen Menengah (SRPMM).

### 3.3.4 Desain Penampang

Prinsip dasar yang digunakan untuk mendesain penampang pada Gedung Kuliah Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang adalah dengan menggunakan konsep LRFD.

Detail penampang yang akan digunakan pada balok dan kolom adalah berupa balok baja profil WF yang dikompositkan dengan pelat beton.

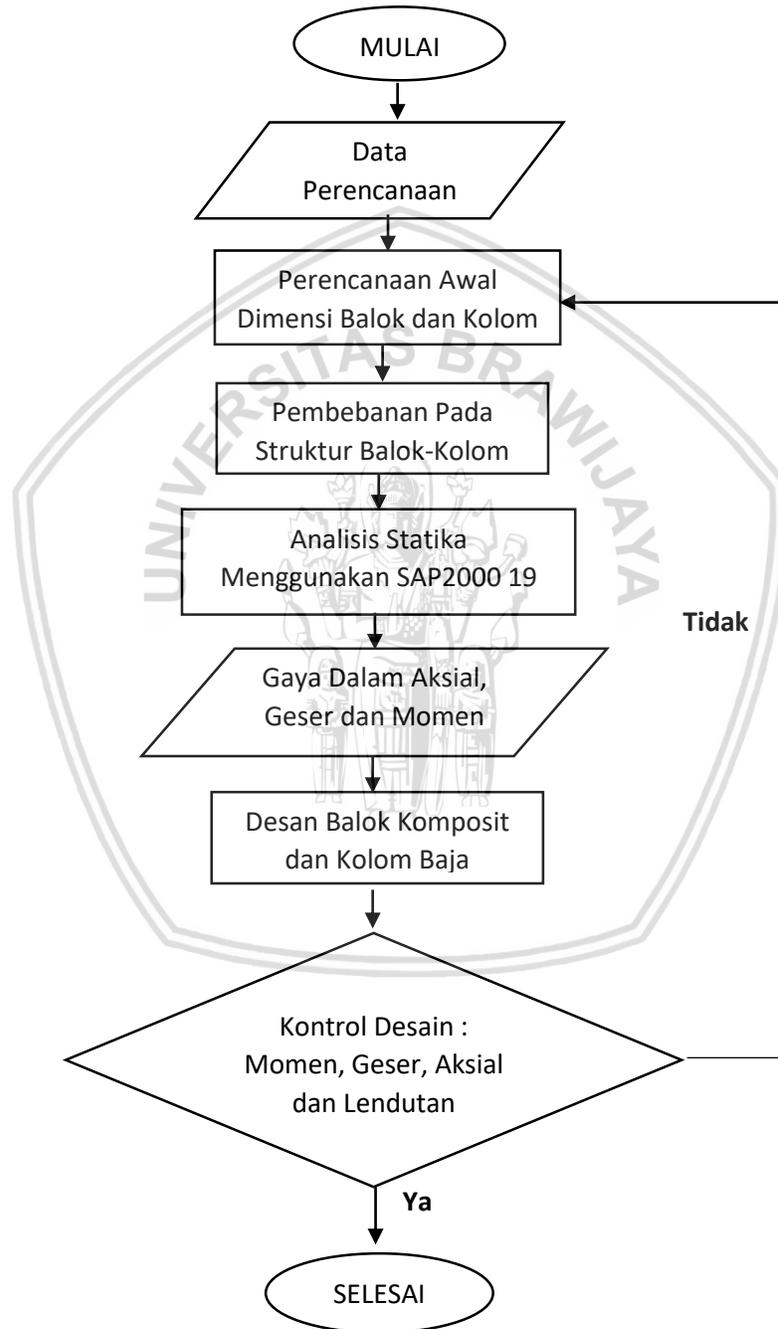
Setelah perencanaan awal dimensi, pada penampang balok harus dilakukan kontrol dalam kondisi, yaitu kondisi sebelum komposit dan kondisi setelah komposit. Pada kondisi sebelum komposit, pembebanan meliputi berat sendiri pelat, spesi, keramik, plafond, instalasi, dinding dan beban guna (hidup). Setelah perencanaan awal dimensi, pada penampang balok dan kolom harus dilakukan kontrol penampang.

### 3.3.5 Gambar struktur

Penggambaran dalam perencanaan dan perhitungan dalam gambar teknik ini menggunakan program bantu AutoCAD 2007.

### 3.3.6 Diagram Alir

Dalam pengerjaan tugas akhir ini akan membahas tentang sambungan balok-plat dengan sistem pracetak. Dalam penghitungan dan pengecekan bahwa semua komponen beton pracetak sudah aman atau belum harus sesuai dengan diagram alir seperti berikut :



(halaman dikosongkan)



## BAB IV

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Data Dimensi Struktur

##### 4.1.1 Dimensi pelat

Sistem lantai yang digunakan adalah sistem diafragma (kaku).Tebal pelat yang digunakan pada perencanaan gedung ini adalah 12 cm sesuai dengan keadaan existing gedung tersebut.

##### 4.1.2 Dimensi balok

Pada perencanaan ini dimensi balok didasarkan pada bentang balok dan besar gaya dalam yang ditahan balok tersebut, adapun macam-macam dimensi yang digunakan dalam perencanaan sebagai berikut (tabel AISC edisi ke-13)

- a. Profil WF 18x143 (B1)
- b. Profil WF 18x258 (B2)

Untuk mempermudah perencanaan dapat dilihat denah pembalokan pada **Lampiran**

##### 4.1.3 Dimensi kolom

Pada perencanaan ini dimensi kolom harus memiliki inersia yang lebih besar dari balok, sehingga dimensi kolom direncanakan sebagai berikut (tabel AISC edisi ke-13)

- a. Kolom portal tengah lantai 1 sampai 8 digunakan profil WF 33x318 (K1)

Untuk mempermudah perencanaan dapat dilihat denah pembalokan pada **Lampiran**

## 4.2 Data Pembebanan

### 4.2.1 Beban Mati (*PPIUG 1983*)

Mengacu kepada Peraturan Pembebanan Beton Bertulang Indonesia untuk Gedung Tahun 1983 (*PPIUG 1983*), beban mati diatur sebagai berikut:

- Bahan Bangunan:
  - Beton bertulang = 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Komponen Gedung:
  - Spesi per cm tebal = 21 kg/m<sup>3</sup>
  - Keramik = 24 kg/m<sup>3</sup>
  - Dinding bata merah ½ batu = 250 kg/m<sup>2</sup>
  - Eternit + Penggantung langit – langit = 11 kg/m<sup>3</sup>

### 4.2.2 Beban Hidup (*PPIUG 1983*)

Mengacu kepada Peraturan Pembebanan Beton Bertulang Indonesia untuk Gedung Tahun 1983 (*PPIUG 1983*), beban hidup diatur sebagai berikut:

- Ruang kuliah dan kantor = 250 kg/m<sup>3</sup>
- Ruang pertemuan dan rapat = 400 kg/m<sup>3</sup>
- Ruang alat – alat mesin dan gedung = 400 kg/m<sup>3</sup>
- Tangga dan lorong kuliah = 300 kg/m<sup>3</sup>
- Tangga dan lorong ruang pertemuan = 500 kg/m<sup>3</sup>

### 4.2.3 Beban Pelat

Mengacu kepada Peraturan Pembebanan Beton Bertulang Indonesia untuk Gedung Tahun 1983 (*PPIUG 1983*), beban pelat diatur sebagai berikut:

- Bahan Bangunan:
  - Beton bertulang = 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Komponen Gedung:
  - Spesi per cm tebal = 21 kg/m<sup>3</sup>
  - Keramik = 24 kg/m<sup>3</sup>
- Beban Hidup:
  - Beban Guna = 250 kg/m<sup>2</sup>

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

a. Beban pelat sebelum komposit

1. Beban mati pelat lantai dan lantai atap

Berat sendiri = -1 berat sendiri pelat (untuk pelat lantai  $0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$  dan untuk pelat atap  $0,1 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$ )

2. Beban hidup pelat lantai dan atap

Diambil beban hidup dari komponen beban hidup yang ada yaitu  $100 \text{ kg/m}^2$

b. Beban pelat setelah komposit

1. Beban mati pelat lantai dan pelat atap

berat sendiri = -1 selfweight pelat (untuk pelat lantai  $0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$  dan untuk pelat atap  $0,1 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$ )

berat spesi =  $3 \cdot 21 = 63 \text{ kg/m}^2$

berat keramik =  $1 \cdot 24 = 24 \text{ kg/m}^2$

plafond =  $11 = 11 \text{ kg/m}^2$

berat instalasi =  $25 \text{ kg/m}^2$

---

total berat =  $123 \text{ kg/m}^2$

2. Beban hidup pelat lantai (beban guna)

Diambil beban hidup dari komponen beban hidup yang ada dalam gedung ini yaitu  $250 \text{ kg/m}^2$

3. Beban hidup pelat atap

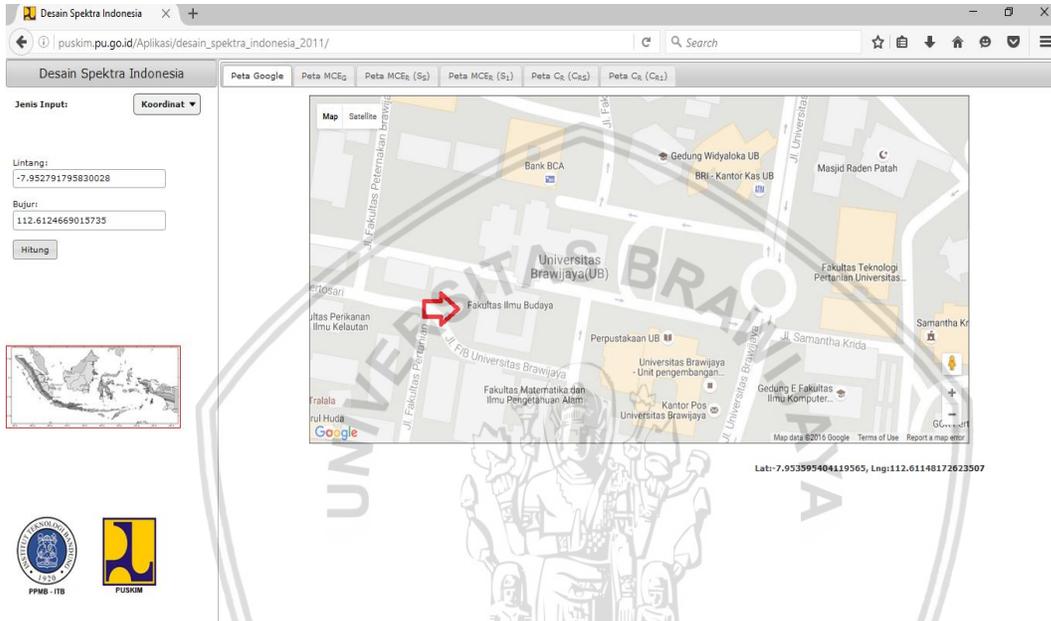
Diambil beban hidup dari komponen beban hidup yang ada dalam gedung ini yaitu  $100 \text{ kg/m}^2$

### 4.2.4 Beban Gempa

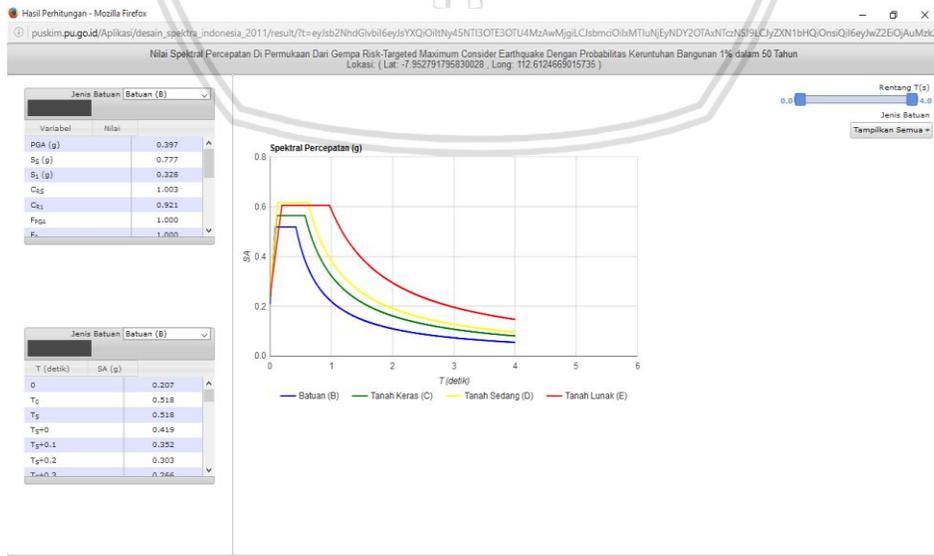
Berdasarkan prosedur SNI 1726-2002 perhitungan beban gempa pada Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang, perhitungan spektrum respons desain menggunakan program yang telah disediakan PU:

[http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/).

Dengan memasukkan jenis input koordinat tempat yang akan ditinjau.



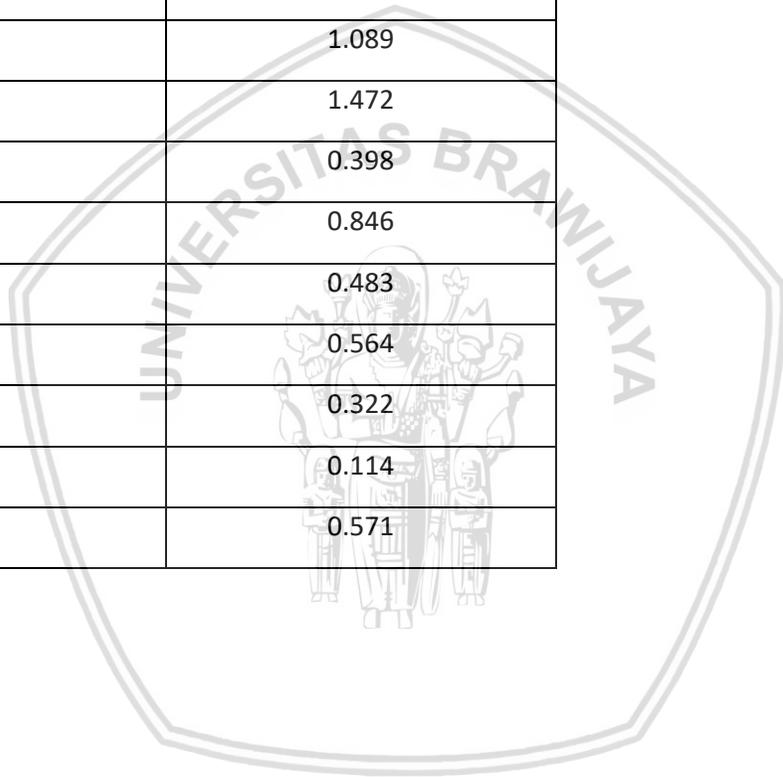
Gambar 4.1 Lokasi Gedung Fakultas Ilmu Budaya



Gambar 4.2 Respon spektral percepatan di permukaan

Tabel 4.1 Tabel Hasil Output Variable Respons Spektrum

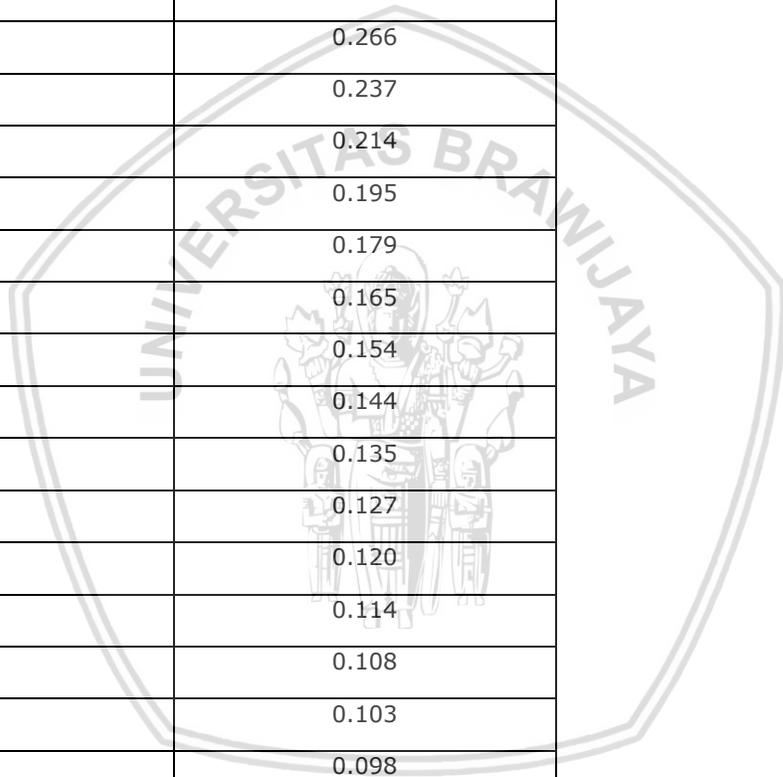
Variabel	Nilai
PGA (g)	0.397
S <sub>s</sub> (g)	0.777
S <sub>1</sub> (g)	0.328
C <sub>RS</sub>	1.003
C <sub>R1</sub>	0.921
F <sub>PGA</sub>	1.003
F <sub>A</sub>	1.089
F <sub>V</sub>	1.472
PSA (g)	0.398
S <sub>MS</sub> (g)	0.846
S <sub>M1</sub> (g)	0.483
S <sub>DS</sub> (g)	0.564
S <sub>D1</sub> (g)	0.322
T <sub>0</sub> (detik)	0.114
T <sub>s</sub> (detik)	0.571



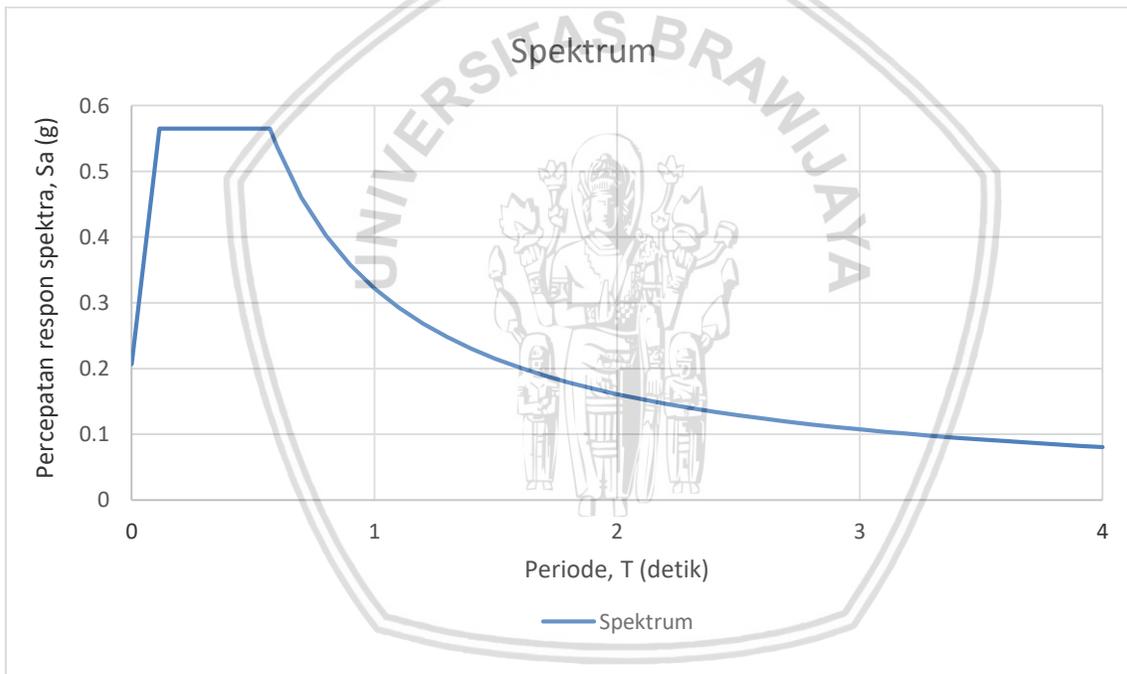
Tabel 4.2

Tabel Spektral Percepatan

T (detik)	SA (g)
0	0.207
T <sub>0</sub>	0.518
T <sub>s</sub>	0.518
T <sub>s</sub> +0	0.419
T <sub>s</sub> +0.1	0.352
T <sub>s</sub> +0.2	0.303
T <sub>s</sub> +0.3	0.266
T <sub>s</sub> +0.4	0.237
T <sub>s</sub> +0.5	0.214
T <sub>s</sub> +0.6	0.195
T <sub>s</sub> +0.7	0.179
T <sub>s</sub> +0.8	0.165
T <sub>s</sub> +0.9	0.154
T <sub>s</sub> +1	0.144
T <sub>s</sub> +1.1	0.135
T <sub>s</sub> +1.2	0.127
T <sub>s</sub> +1.3	0.120
T <sub>s</sub> +1.4	0.114
T <sub>s</sub> +1.5	0.108
T <sub>s</sub> +1.6	0.103
T <sub>s</sub> +1.7	0.098
T <sub>s</sub> +1.8	0.094
T <sub>s</sub> +1.9	0.090
T <sub>s</sub> +2	0.087
T <sub>s</sub> +2.1	0.083
T <sub>s</sub> +2.2	0.080
T <sub>s</sub> +2.3	0.078
T <sub>s</sub> +2.4	0.075
T <sub>s</sub> +2.5	0.072



T <sub>s</sub> +2.6	0.070
T <sub>s</sub> +2.7	0.068
T <sub>s</sub> +2.8	0.066
T <sub>s</sub> +2.9	0.064
T <sub>s</sub> +3	0.062
T <sub>s</sub> +3.1	0.060
T <sub>s</sub> +3.2	0.059
T <sub>s</sub> +3.3	0.057
T <sub>s</sub> +3.4	0.056
4	0.055



**Gambar 4.3** Respon Spektrum Desain

[http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011)

### 4.3 Kombinasi pembebanan

Struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua paenampang mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu, yang dihitung berdasarkan kombonasi beban dan gaya yang sesuai dengan ketentuan. Kombinasi pembebanan pokok yang diperhitungkan adalah sebagai berikut:

- a. Bila kuat perlu  $U$  untuk menahan beban mati  $D$ , dan beban hidup  $L$ , dan juga beban atap  $L_r$  atau beban hujan  $R$ , paling tidak harus sama dengan:

$$U = 1,4 D$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$$

- b. Bila ketahanan struktur terhadap beban angin  $W$ , maka harus dipertimbangkan dalam perencanaan. Pengaruh kombinasi  $D$ ,  $L$ , dan  $W$  yang akan dihitung menentukan nilai  $U$  yang terbesar, yaitu:

$$U = 1,2 D + 1,6 L (L_r \text{ atau } R) + (L_r \text{ atau } 0,5W)$$

$$U = 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } W)$$

$$U = 0,9 D + 1,0 W$$

- c. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa  $E$ , maka harus dipertimbangkan dalam perencanaan. Pengaruh kombinasi  $D$ ,  $L$ , dan  $E$  yang akan dihitung menentukan nilai  $U$  yang terbesar yaitu:

$$U = 1,2 D + 1 E1 + 1,0 L$$

$$U = 1,2 D + 1 E2 + 1,0 L$$

$$U = 0,9 D + 1,0 E1$$

$$U = 0,9 D + 1,0 E1$$

Keterangan :

$E1$  : gempa arah utara – selatan dan barat – timur

$E2$  : gempa arah selatan – utara dan timur – barat

Faktor beban untuk  $L$  boleh direduksi menjadi  $0,5 L$  kecuali untuk ruangan garasi, ruangan pertemuan, dan semua ruangan dengan beban hidup  $L$ -nya lebih besar dari  $500 \text{ kg/m}$ .

#### 4.4 Input data SAP 2000

Ada beberapa tahapan yang dilakukan untuk membuat pemodelan struktur pada aplikasi SAP2000 v18. Berikut adalah beberapa tahapan dan input yang dimasukkan pada aplikasi SAP2000 v18:

a. *Grid System*

Grid system adalah untuk memuat informasi tentang letak koordinat titik-titik pada struktur dalam sumbu x, y dan z.

b. *Define → Materials*

Memuat informasi tentang data material atau mutu bahan yang akan digunakan dalam pemodelan struktur.

c. *Define → Section Properties*

Memuat informasi tentang data dimensi balok, kolom dan pelat. Juga data-data dari elemen struktur batang tiga dimensi pada struktur yang dianalisis melalui *property*, dan momen inersia dari setiap elemen.

d. *Function → Respons Spektrum*

Memuat tentang data respons spektrum yang akan bekerja sebagai beban gempa pada pemodelan struktur.

e. *Define → Load Patterns*

Memuat informasi tentang data-data dari elemen batang tiga dimensi pada struktur yang dianalisis meliputi beban yang bekerja pada elemen. Beban yang bekerja dari analisis struktur yang dilakukan antara lain sebagai berikut:

- Dead load
- Live load
- Quake
- Other

f. *Define → Load Combination*

Memuat informasi mengenai kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisis struktur utama.

g. *Analyze → Run Analyze*

Memuat informasi untuk mendapatkan hasil dari data input yang telah dimasukkan.

#### 4.5 Perencanaan Balok

Setelah dilakukan perhitungan menggunakan program aplikasi analisis struktur, maka diperoleh gaya-gaya dalam. Pada perencanaan balok ini, digunakan momen dan gaya lintang. Selanjutnya dilakukan pada balok C 6-7 (B1) lantai 2 yang menggunakan profil WF 18x143 dengan mutu baja A36 sesuai dengan profil baja AISC.

Data-data profil WF 18x143:

$$b_f = 284,48 \text{ mm}$$

$$t_f = 33,528 \text{ mm}$$

$$t_w = 18,542 \text{ mm}$$

$$r_y = 69,088 \text{ mm}$$

$$f_y = 253,1 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$t_s = 120 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$d = 495,30 \text{ mm}$$

$$h = 377,825 \text{ mm}$$

$$A_s = 27161,236 \text{ mm}^2$$

$$Z_x = 5276634,608 \text{ mm}^3$$

a. Cek kelangsingan penampang profil WF 18x143

Tekuk lokal sayap

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{253,1}} = 10,686$$

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{284,480}{2.33,528} = 4,242$$

$$\lambda < \lambda_p$$

Maka sayap kompak

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{253,1}} = 105,6$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{377,825}{18,542} = 20,4$$

$$\lambda < \lambda_p$$

Maka badan kompak

Selanjutnya untuk profil lainnya digunakan cara yang sama untuk memperoleh hasil kelangsingan profil balok

**Tabel 4.3** Rekapitulasi kelangsingan profil balok

Balok	Profil	$\frac{bf}{2tf}$	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{h}{tw}$	$\frac{1680}{\sqrt{f_y}}$	Penampang
B1	WF 18x143	4,242	10,686	20,4	105,6	Kompak
B2	WF 18x258	2,559	10,686	11,3	105,6	Kompak



## b. Pengekang lateral

Jarak antar pengekang lateral pada balok tidak boleh melampaui  $L_b$  (SNI 03-1729-2002 pasal 15.8.4)

$$L_b = \frac{25250 \cdot r_y}{f_y}$$

$$L_b = \frac{25250 \cdot 69,088}{253,1}$$

$$= 6892,422 \text{ mm}$$

$$L \leq L_b$$

$$5400 \text{ mm} \leq 6892,422 \text{ mm}$$

Dengan cara yang sama, diperoleh jarak antar pengekang lateral pada balok bentang lain seperti pada tabel berikut

**Tabel 4.4** Rekapitulasi pengekang lateral

Balok	Profil	L (mm)	$L_b$ (mm)	Kontrol
B1	WF 18x143	5400	6892,422	Ok
B2	WF 18x258	7200	7289.188	Ok

#### 4.5.1 Perencanaan balok sebelum komposit

## a. Kuat lentur

Balok WF 18x143

$$M_{u \text{ max}} = 13653,94 \text{ kgm}$$

$$M_u = Z_x \cdot f_y$$

$$= 5.276.634,608 \cdot 253,1$$

$$= 1.335.516.219,285 \text{ Nmm}$$

$$= 133.551,622 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \Phi_b \cdot M_n$$

$$13.653,94 \leq 0,85 \cdot 133.551,622$$

$$13.653,94 \text{ kgm} \leq 113.518,879 \text{ kgm}$$

**OK**

Dengan cara yang sama maka diperoleh hasil kuat lentur balok pada bentang lain seperti dalam Tabel berikut:

**Tabel 4.5** Rekapitulasi kuat lentur balok sebelum komposit

Balok	Profil	$M_u$ (kgm)	$\Phi_b M_n$ (kgm)	Kontrol
B1	WF 18x143	13.653,94	113.518,879	Ok
B2	WF 18x258	18.991,57	215.403,83	Ok

b. Kuat geser

Balok WF 18x143

$$V_{u \text{ maks}} = 1.213,94 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{b_f - t_w}{2} + t_w \\ &= \frac{284,480 - 18,542}{2} + 18,542 \\ &= 151,511 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$\begin{aligned} k_n &= 5 + \frac{5}{\left(\frac{151,511}{377,825}\right)^2} \\ &= 36,09 \end{aligned}$$

Asumsikan:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n \cdot E_s}{f_y}}$$

Maka:

$$\frac{377,825}{18,542} \leq 1,10 \sqrt{\frac{36,09 \cdot 200000}{253,1}}$$

$$20,3767 \leq 185,7690$$

Jadi asumsi benar, sehingga:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \\ &= 0,6 \cdot f_y \cdot ((d - 2t_f)t_w) \\ &= 0,6 \cdot 253,1 \cdot ((495,30 - 2 \cdot 33,528) \cdot 18,542) \\ &= 1205844,368 \text{ N} \\ &= 120584,437 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \Phi_b \cdot V_n$$

$$1.213,94 \leq 0,85 \cdot 120.584,437$$

$$1.213,94 \text{ kg} \leq 102.496,771 \text{ kg}$$

Dengan cara yang sama, diperoleh hasil kuat geser balok pada bentang lain seperti dalam tabel berikut:

**Tabel 4.6** Rekapitulasi kuat geser balok sebelum komposit

Balok	Profil	$V_u$ (kg)	$\Phi_b V_n$ (kg)	Kontrol
B1	WF 18x143	1.213,94	102.496,771	Ok
B2	WF 18x258	2.494,76	179.720,3660	Ok



## c. Lendutan

Menurut Tabel 6.4-1 SNI 03-1729-2002, batas lendutan untuk balok pemikul dinding atau finishing yang getas adalah  $L/360$ , dengan  $L$  adalah bentang balok.

Balok WF 18x258

$$\begin{aligned} \text{Panjang bentang (L)} &= 5,4 \text{ m} \\ &= 5400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Lendutan maksimum } (\Delta_{\text{maks}}) = 1,645 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan ijin } (\Delta_{\text{ijin}}) &= \frac{L}{360} \\ &= \frac{5400}{360} \\ &= 15 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{maks}} &\leq \Delta_{\text{ijin}} \\ 1,645 \text{ mm} &\leq 15 \text{ mm} \end{aligned}$$

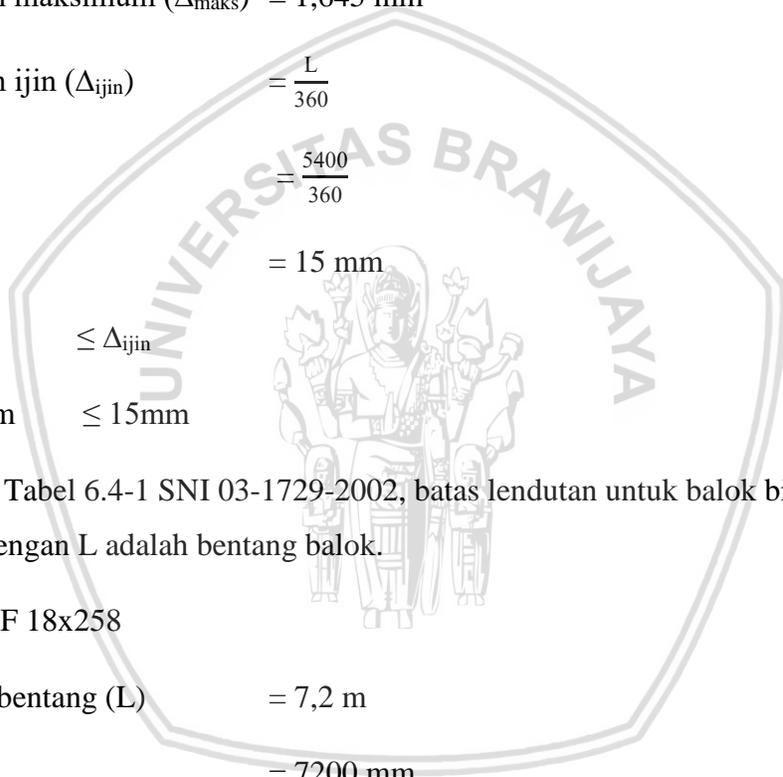
Menurut Tabel 6.4-1 SNI 03-1729-2002, batas lendutan untuk balok biasa adalah  $L/240$ , dengan  $L$  adalah bentang balok.

Balok WF 18x258

$$\begin{aligned} \text{Panjang bentang (L)} &= 7,2 \text{ m} \\ &= 7200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Lendutan maksimum } (\Delta_{\text{maks}}) = 7,307 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan ijin } (\Delta_{\text{ijin}}) &= \frac{L}{240} \\ &= \frac{7200}{240} \\ &= 30 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$\Delta_{\text{maks}} \leq \Delta_{\text{ijin}}$$

$$7,307 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm}$$

Dengan cara yang sama, diperoleh lendutan balok pada bentang lain seperti dalam Tabel berikut:

**Tabel 4.7** Rekapitulasi lendutan balok sebelum komposit

Balok	Bentang (m)	$\Delta_{\text{maks}}$ (mm)	$\Delta_{\text{ijin}}$	$\Delta_{\text{ijin}}$ (mm)	Kontrol
WF 18X143	5,4	9,985	L/360	15	Ok
WF 18X143	1,8	0,014	L/240	7,5	Ok
WF 18X258	7,2	7,307	L/240	30	Ok
WF 18X258	5,4	1,645	L/360	15	Ok
WF 18X258	3,6	0,221	L/360	10	Ok
WF 18X258	1,8	0,007	L/360	5	Ok

#### 4.5.2 Perencanaan balok setelah komposit

##### a. Kuat lentur

Kuat lentur positif

$$M_{u \text{ maks}} = 1.926,62 \text{ Kgm}$$

Menentukan lebar efektif

$$b_e = L/4 = 5400/4 = 1350 \text{ mm}$$

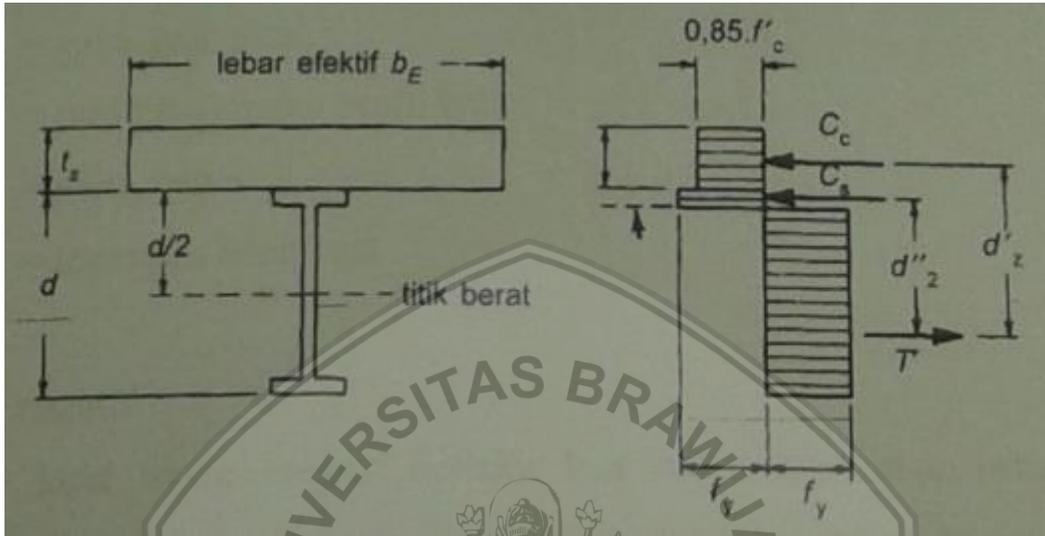
$$b_e = b_o = L = 5400 \text{ mm}$$

Jadi lebar efektifnya = 1350 mm (diambil yang terkecil)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_e}$$

$$a = \frac{27.161,236 \times 253,1}{0,85 \times 30 \times 1350}$$

$$a = 199,695 > 120$$



**Gambar 4.4** Distribusi tegangan plastis  
(Sumber: Setiawan, 2008)

Sumbu netral plastis (PNA) jatuh pada profil baja, sehingga:

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot t_s \cdot b_E$$

$$C_c = 0.85 \cdot 30 \cdot 120 \cdot 1350$$

$$C_c = 4131000 \text{ N}$$

$$T' = C_c + C_s$$

Besarnya  $T'$  sekarang lebih kecil daripada  $A_s \cdot f_y$  yaitu

$$T' = A_s \cdot f_y - C_s$$

Sehingga

$$C_c + C_s = A_s \cdot f_y - C_s$$

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - C_c}{2}$$

$$C_s = \frac{27.161,236 \times 253,1 - 4.131.000}{2}$$

$$C_s = 1.371.754,416$$

tinggi blok tekan pada sayap baja dihitung sebagai berikut

$$df = \frac{C_s}{bf \cdot fy}$$

$$df = \frac{1.371.754,416}{284,480 \times 253,1}$$

$$df = 19,052 \text{ mm} < tf = 33,528 \text{ mm}$$

Letak titik berat dari profil baja diukur dari serat bawah profil

$$\bar{Y} = \frac{A_s \cdot (0,5 \cdot d) - df \cdot bf \cdot (d - 0,5 \cdot df)}{A_s - df \cdot bf}$$

$$\bar{Y} = \frac{27.161,236 \cdot (0,5 \cdot 495,3) - 19.052 \cdot 284,48 \cdot (495,3 - 0,5 \cdot 19.052)}{27.161,236 - 19.052 \cdot 284,48}$$

$$\bar{Y} = 188,289 \text{ mm}$$

Momen nominal

$$M_n = C_c \cdot d2' + C_s \cdot d2''$$

$$d2' = (d - \bar{Y}) + \frac{ts}{2}$$

$$d2' = (495,3 - 188,289) + \frac{12}{2}$$

$$d2' = 367,011 \text{ mm}$$

$$d2'' = (d - \bar{Y}) - \frac{df}{2}$$

$$d2'' = (495,3 - 188,289) + \frac{19,052}{2}$$

$$d2'' = 297,485 \text{ mm}$$

$$M_n = 4.131.000 \times 367,011 + 1.371.754,416 \times 297,485$$

$$M_n = 1.517.493.657,399 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 151.749,366 \text{ Kgm}$$

Kuat lentur negatif

$$M_{u \max} = 160,95 \text{ kgm}$$

$$a = \frac{1,4}{f_y}$$

$$a = \frac{1,4}{253,1}$$

$$a = 0,0055$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot t_s$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \cdot 1000 \cdot 120$$

$$A_{s \min} = 663,769$$

Maka digunakan tulangan  $\emptyset$  10-110

Menentukan gaya Tarik tulangan

$$T_{sr} = n \cdot A_{sr} \cdot f_{yr}$$

$$T_{sr} = 12 \cdot 78,5 \cdot 253,1$$

$$T_{sr} = 238420,2 \text{ N}$$

$$C_{maks} = A_s \cdot f_y$$

$$C_{maks} = 27161,236 \cdot 253,1$$

$$C_{maks} = 6874508,832 \text{ N}$$

Karena  $C_{maks} > T_{sr}$  maka sumbu netral plastis jatuh pada profil baja

$$T_s = \frac{C_{maks} - T_{sr}}{2}$$

$$T_s = \frac{6874508,832 - 238420,2}{2}$$

$$T_s = 3318044,316 \text{ N}$$

Jarak sumbu netral plastis dari tepi atas flens

$$\frac{T_s}{f_y \cdot b_f} = \frac{3318044,316}{284,48 \cdot 253,1}$$

$$\bar{Y} = 46,083 \text{ mm}$$

Menentukan letak garis kerja  $T_s$  diukur dari bagian bawah profil

	Luas mm <sup>2</sup> (mm)	lengan y (mm)	momen (A.y)
profil Wf	27161.236	247.650	6726480.095
flens daerah $\bar{Y}$	9538.045	478.536	4564298.113
web daerah $\bar{Y}$	232.790	455.495	106034.594
	17390.401		2056147.389

$$y = \frac{2056147,389}{17390,401}$$

$$y = 118,235 \text{ mm}$$

Momen nominal

$$M_{n1} = T_{sr} (d - y \cdot t_s - 30)$$

$$M_{n1} = 238420,2 (495,3 - 118,235 \cdot 120 - 30)$$

$$M_{n1} = 11357821,492 \text{ Nmm}$$

$$M_{n1} = 11357,821 \text{ kgm}$$

$$M_{n2} = T_s (d - y - (x/2))$$

$$M_{n2} = 3318044,316 (495,3 - 118,235 \cdot (46083/2))$$

$$M_{n2} = 1174667355,802 \text{ Nmm}$$

$$M_{n2} = 117466,735 \text{ kgm}$$

$$M_n = 11357,821 + 117466,735$$

$$M_n = 128602,517 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi_b \cdot M_n$$

$$160,95 \leq 0,85 \cdot 128602,517$$

$$160,95 \text{ kgm} \leq 109312,140 \text{ kgm}$$

Dengan cara yang sama, diperoleh hasil kuat lentur positif dan kuat lenturnegatif balok pada bentang yang lain seperti dalam Tabel berikut:

**Tabel 4.8** Rekapitulasi kuat lentur positif dan negatif balok komposit

profil	bentang (m)	Mu (+) kgm	Mn (+) kgm	kontrol
WF 18x143	1,8	13.363,93	63.606,965	Ok
WF 18x143	5,4	1.926,62	151.749,366	Ok
WF 18x258	1,8	18.411,8	72.355,759	Ok
WF 18x258	3,6	13.400,7	134.247,689	Ok
WF 18x258	5,4	18.834	188.443,218	Ok
WF 18x258	7,2	14.940,7	236.429,233	Ok
profil	bentang (m)	Mu (-) kgm	Mn (-) kgm	kontrol
WF 18x143	1,8	15.137,2	109.312,140	Ok
WF 18x143	5,4	160,95	109.312,140	Ok
WF 18x258	1,8	19.697,5	204.018,136	Ok
WF 18x258	3,6	15.789	204.018,136	Ok
WF 18x258	5,4	20.916,4	204.018,136	Ok
WF 18x258	7,2	24.145,7	204.018,136	Ok

b. Kuat geser

Balok WF 18x143

$$V_{u \text{ maks}} = 1.213,94 \text{ kg}$$

$$a = \frac{b_f - t_w}{2} + t_w$$

$$= \frac{284,480 - 18,542}{2} + 18,542$$

$$= 151,511 \text{ mm}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{151,511}{377,825}\right)^2}$$

$$= 36,09$$

Asumsikan:

Maka:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n \cdot E_s}{f_y}}$$

$$\frac{377,825}{18,542} \leq 1,10 \sqrt{\frac{36,09 \cdot 200000}{253,1}}$$

$$20,3767 \leq 185,7690$$

Jadi asumsi benar, sehingga:

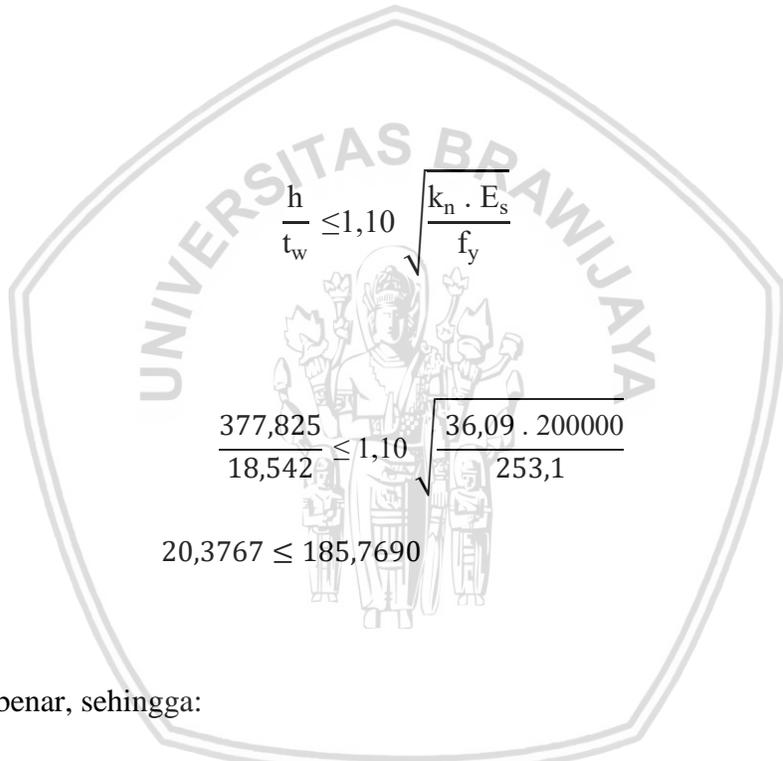
$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w$$

$$= 0,6 \cdot f_y \cdot ((d - 2t_f)t_w)$$

$$= 0,6 \cdot 253,1 \cdot ((495,30 - 2 \cdot 33,528) \cdot 18,542)$$

$$= 1205844,368 \text{ N}$$

$$= 120584,437 \text{ kg}$$



$$V_u \leq \Phi_b \cdot V_n$$

$$1.213,94 \leq 0,85 \cdot 120.584,437$$

$$1.213,94 \text{ kg} \leq 102.496,771 \text{ kg}$$

Dengan cara yang sama, diperoleh hasil kuat geser balok pada bentang lain seperti dalam tabel berikut:

**Tabel 4.9** Rekapitulasi kuat geser balok setelah komposit

Balok	Profil	$V_u$ (kg)	$\Phi_b V_n$ (kg)	Kontrol
B1	WF 18x143	1.403,38	102.496,771	Ok
B2	WF 18x258	2.603,01	179.720,3660	Ok

c. Lendutan

Menurut Tabel 6.4-1 SNI 03-1729-2002, batas lendutan untuk balok pemikul dinding atau finishing yang getas adalah  $L/360$ , dengan  $L$  adalah bentang balok.

Balok WF 18x258

$$\text{Panjang bentang (L)} = 5,4 \text{ m}$$

$$= 5400 \text{ mm}$$

$$\text{Lendutan maksimum } (\Delta_{\text{maks}}) = 5,050 \text{ mm}$$

$$\text{Lendutan ijin } (\Delta_{\text{ijin}}) = \frac{L}{360}$$

$$= \frac{5400}{360}$$

$$= 15 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{maks}} \leq \Delta_{\text{ijin}}$$

$$5,050 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$$

Menurut Tabel 6.4-1 SNI 03-1729-2002, batas lendutan untuk balok biasa adalah  $L/240$ , dengan  $L$  adalah bentang balok.

Balok WF 18x258

$$\begin{aligned} \text{Panjang bentang (L)} &= 7,2 \text{ m} \\ &= 7200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Lendutan maksimum } (\Delta_{\text{maks}}) = 22,448 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan ijin } (\Delta_{\text{ijin}}) &= \frac{L}{240} \\ &= \frac{7200}{240} \\ &= 30 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{maks}} &\leq \Delta_{\text{ijin}} \\ 22,448 \text{ mm} &\leq 30 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama, diperoleh lendutan balok pada bentang lain seperti dalam Tabel berikut:

**Tabel 4.10** Rekapitulasi lendutan balok sebelum komposit

Balok	Bentang (m)	$\Delta_{\text{maks}}$ (mm)	$\Delta_{\text{ijin}}$	$\Delta_{\text{ijin}}$ (mm)	Kontrol
WF 18X143	5,4	9,985	L/360	15	Ok
WF 18X143	1,8	0,044	L/240	7,5	Ok
WF 18X258	7,2	22,448	L/240	30	Ok
WF 18X258	5,4	5,050	L/360	15	Ok
WF 18X258	3,6	0,677	L/360	10	Ok
WF 18X258	1,8	0,022	L/360	5	Ok

#### 4.6 Perencanaan Kolom

Setelah dilakukan perhitungan menggunakan program aplikasi analisi struktur, maka diperoleh gaya-gaya dalam. Pada perencanaan kolom ini, digunakan momen dan gaya normal (aksial). Selanjutnya dilakukan analisis pada kolom berdasarkan SNI 03-1729-2002. Contoh perhitungan dilakukan pada kolom E-4 (K1) lantai 1 yang menggunakan profil WF 33x318.

Data-data profil WF 33x318

$$b_f = 406.4 \text{ mm}$$

$$t_f = 48.006 \text{ mm}$$

$$t_w = 26.416 \text{ mm}$$

$$r_x = 368,3 \text{ mm}$$

$$r_y = 94.234 \text{ mm}$$

$$f_y = 253,1 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$t_s = 120 \text{ mm}$$

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$d = 894.08 \text{ mm}$$

$$h = 758.1392 \text{ mm}$$

$$A_s = 60386.976 \text{ mm}^2$$

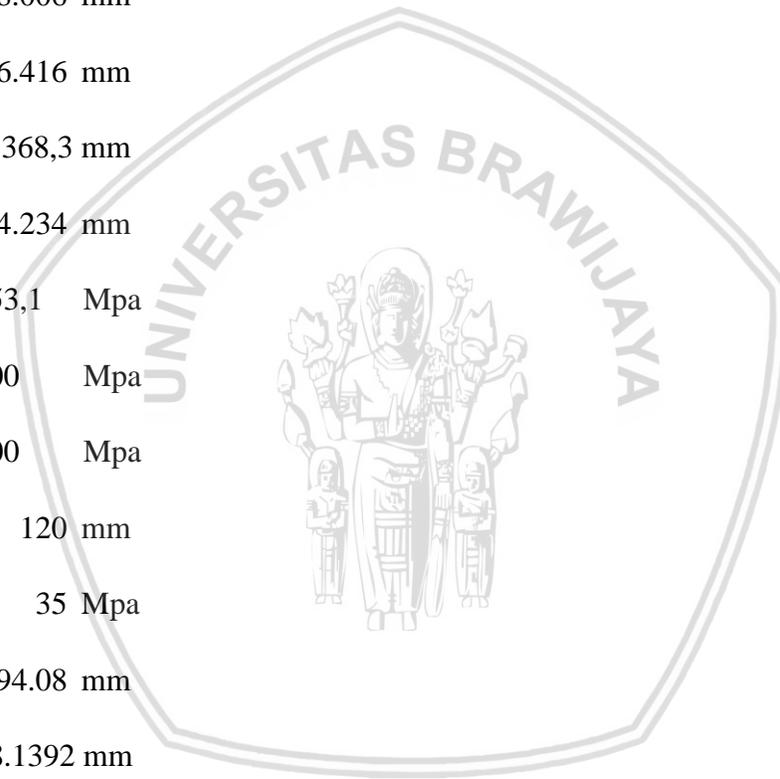
$$Z_x = 20811571.28 \text{ mm}^3$$

$$J = 35129932.32 \text{ mm}^4$$

$$G = 80000 \text{ MPa}$$

$$S_x = 18189641.04 \text{ mm}^3$$

$$C_w = 95867304354814.30 \text{ mm}^6$$



$$I_x = 8116512799 \quad \text{mm}^4$$

$$f_r = 70 \quad \text{Mpa}$$

$$E_c = 20000 \quad \text{MPa}$$

$$I_y = 536938539 \quad \text{mm}^4$$

**4.6.1 Syarat tebal pada daerah panel (SNI 03-1729-2002 pasal 15.7.3.2)**

Tinggi daerah panel (tinggi kotor pelat badan profil balok).

$$d_z = d - (2 \cdot t_f)$$

$$d_z = 545,084 - (2 \cdot 58,42)$$

$$d_z = 428,244 \text{ mm}$$

lebar daerah panel antara kedua sayap kolom (tinggi kotor pelat badan profil kolom).

$$w_z = d - (2 \cdot t_f)$$

$$w_z = 894,080 - (2 \cdot 48,006)$$

$$w_z = 798,068 \text{ mm}$$

$$t_w \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

$$t_w \geq \frac{428,244 + 798,068}{90}$$

$$t_w \geq 13,626 \text{ mm}$$

Dengan cara yang sama, diperoleh tebal daerah panel pada kolom lain seperti dalam tabel berikut:

**Tabel 4.11** Rekapitulasi tebal daerah panel

kolom	profil	Tw	(dz+wz)/90	kontrol
K1	WF 33x318	26.416	13,626	ok



#### 4.6.2 Kuat rencana

$$N_{u \max} = 243.101,69 \text{ kg}$$

Periksa kelangsingan penampang

Flens

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{406.400/2}{48.006} = 4,232$$

$$\frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{253,1}} = 15,714$$

$$\frac{b/2}{t_f} < \lambda_r$$

Web

$$\frac{h}{t_w} = \frac{758.139}{26.416} = 28,7$$

$$\frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{253,1}} = 41,8$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_r$$

Faktor panjang efektif

$$G_A = 1 \text{ (jepit)}$$

Momen inersia kolom WF 33x318

$$I_x = 8116512799,2 \text{ mm}^4$$

Momen inersia balok WF 18x258 (bentang 5,4 m)

$$Y_b \text{ komposit} = \frac{be \cdot ts \cdot (0,5 \cdot ts + d) + bf \cdot tf \cdot (d - 0,5 \cdot tf)}{be \cdot ts + As} + \frac{tw \cdot h \cdot (tf + 0,5 \cdot h) + bf \cdot tf \cdot 0,5 \cdot tf}{be \cdot ts + As}$$

$$Y_b \text{ komposit} = 263.252 \text{ mm}$$

$$I_x = \left(\frac{1}{12}\right) \cdot be \cdot ts^3 + \left(\frac{1}{12}\right) bf \cdot tf^3 + \left(\frac{1}{12}\right) tw \cdot h^3 + \left(\frac{1}{12}\right) bf \cdot tf^3 \\ + be \cdot ts \cdot ((0,5 \cdot ts + d) - yb)^2 + bf \cdot tf \cdot ((d - 0,5 \cdot tf) - yb)^2 \\ + tw \cdot h \cdot ((tf + 0,5 \cdot h) - yb)^2 + bf \cdot tf \cdot (0,5 \cdot tf - yb)^2$$

$$I_x = 2355892434.657 \text{ mm}^4$$

Momen inersia balok WF 18x258 (bentang 7,2 m)

$$Y_b \text{ komposit} = \frac{be \cdot ts \cdot (0,5 \cdot ts + d) + bf \cdot tf \cdot (d - 0,5 \cdot tf)}{be \cdot ts + A_s} \\ + \frac{tw \cdot h \cdot (tf + 0,5 \cdot h) + bf \cdot tf \cdot 0,5 \cdot tf}{be \cdot ts + A_s}$$

$$Y_b \text{ komposit} = 266.292 \text{ mm}$$

$$I_x = \left(\frac{1}{12}\right) \cdot be \cdot ts^3 + \left(\frac{1}{12}\right) bf \cdot tf^3 + \left(\frac{1}{12}\right) tw \cdot h^3 + \left(\frac{1}{12}\right) bf \cdot tf^3 \\ + be \cdot ts \cdot ((0,5 \cdot ts + d) - yb)^2 + bf \cdot tf \cdot ((d - 0,5 \cdot tf) - yb)^2 \\ + tw \cdot h \cdot ((tf + 0,5 \cdot h) - yb)^2 + bf \cdot tf \cdot (0,5 \cdot tf - yb)^2$$

$$I_x = 2396842540.473 \text{ mm}^4$$

Faktor panjang efektif k

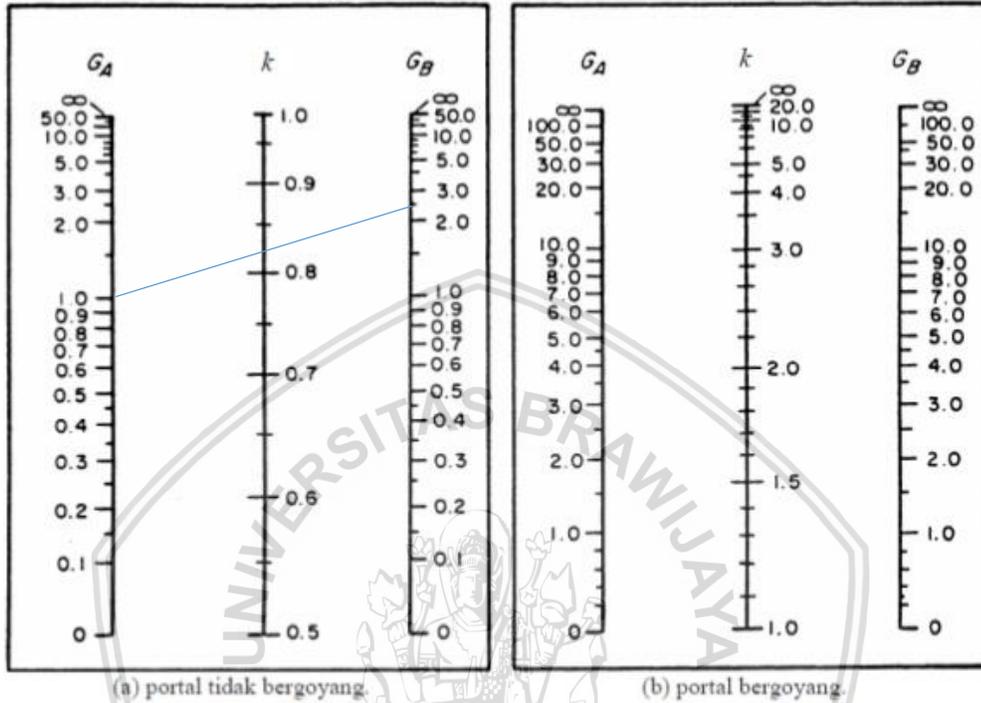
$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{\text{kolom}}}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{\text{balok}}}$$

$$G_B = \frac{3607339,022}{1308829.130 + 332894.797}$$

$$G_B = 2.197$$

Portal Tak Bergoyang

Nomogram



Gambar 4.5 Nomogram faktor panjang tekuk,  $k$  (SNI 03-1729-2002 Gb.7.6-2)

$k_c = 0,82$  (dari nomogram diagram) – portal tak bergoyang

$$\lambda_c = \frac{k_c \cdot L}{r_x \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}}$$

$$\lambda_c = \frac{0,82 \cdot 4500}{368.300 \cdot \pi} \sqrt{\frac{253,1}{200000}}$$

$$\lambda_c = 0,114$$

Karena  $0,25 > \lambda_c = 0,114$

$$\omega = 1$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega}$$

$$f_{cr} = \frac{253,1}{1}$$

$$f_{cr} = 253,1 \text{ Mpa}$$

Kuat rencana nominal

$$N_n = A_s \cdot f_{cr}$$

$$N_n = 60386,976 \cdot 253,1$$

$$N_n = 15283943,63 \text{ N}$$

$$N_n = 1528394,363 \text{ Kg}$$

$$N_u \leq \phi \cdot N_n$$

$$243.101,69 \leq 0,85 \cdot 1528394,363$$

$$243.101,69 \text{ Kg} \leq 1299135,208 \text{ Kg}$$

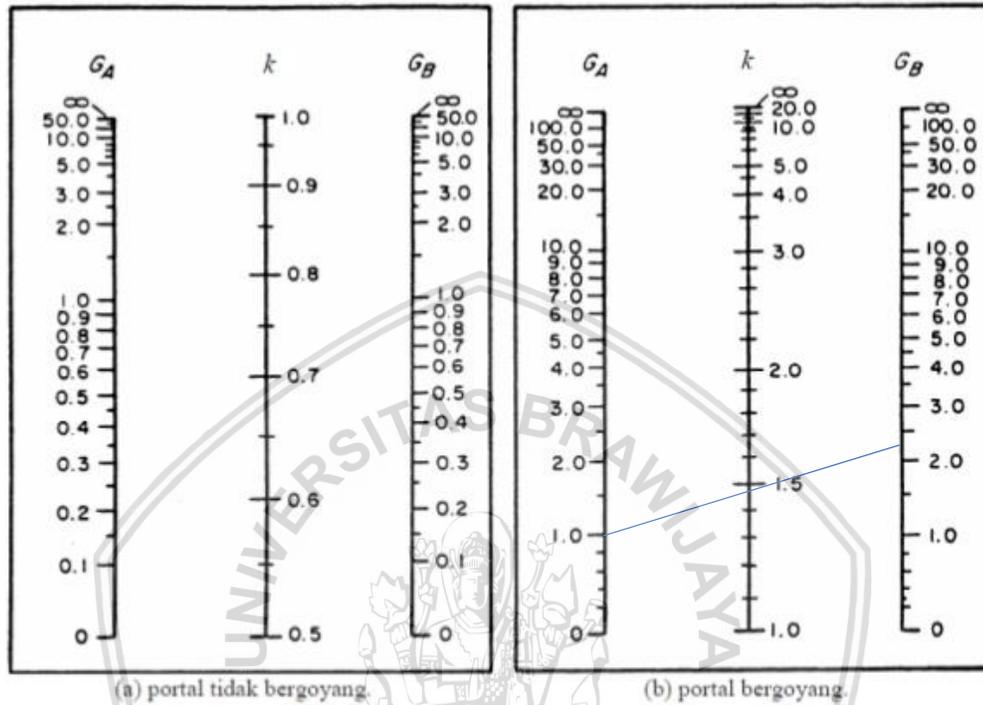
Dengan cara yang sama, didapatkan hasil kuat rencana kolom pada kolom lain seperti dalam tabel berikut :

**Tabel 4.12** Rekapitulasi kuat rencana kolom (portal tidak bergoyang)

Kolom	profil	Nu (kg)	$\Phi N_n$	kontrol
K1	WF 33x318	243.101,69	1.299.135,208	ok

Portal Bergoyang

Nomogram



Gambar 4.6 Nomogram faktor panjang tekuk,  $k$  (SNI 03-1729-2002 Gb.7.6-2)

$k_c = 1,45$  (dari nomogram diagram) – portal bergoyang

$$\lambda_c = \frac{k_c \cdot L}{r_x \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}}$$

$$\lambda_c = \frac{1,45 \cdot 4500}{368.300 \cdot \pi} \sqrt{\frac{253,1}{200000}}$$

$$\lambda_c = 0,201$$

Karena  $0,25 < \lambda_c = 0,201$

$$\omega = 1$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega}$$

$$f_{cr} = \frac{253,1}{1}$$

$$f_{cr} = 253,1 \text{ Mpa}$$

Kuat rencana nominal

$$N_n = A_s \cdot f_{cr}$$

$$N_n = 60386,976 \cdot 253,1$$

$$N_n = 15283943,63 \text{ N}$$

$$N_n = 1528394,363 \text{ Kg}$$

$$N_u \leq \phi \cdot N_n$$

$$220.556,53 \leq 0,85 \cdot 1528394,363$$

$$220.556,53 \text{ Kg} \leq 1299135,208 \text{ Kg}$$

Dengan cara yang sama, didapatkan hasil kuat rencana kolom pada kolom lain seperti dalam tabel berikut :

**Tabel 4.13** Rekapitulasi kuat rencana kolom (portal bergoyang)

Kolom	profil	Nu (kg)	ΦNn	kontrol
K1	WF 33x318	220.556,53	1.299.135,208	ok

### 4.6.3 Hubungan balok-kolom

#### Portal Tak Bergoyang

Cek kelangsingan penampang profil

$$\frac{N_u}{\phi_b N_y} = \frac{243.101,69}{1.299.135,208}$$

$$= 0,187 > 0,125$$

Maka menggunakan persamaan  $\frac{N_u}{\phi_c N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$



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

$$\lambda = \frac{758,139}{26,416}$$

$$\lambda = 28,7$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left( 2,33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right) > \frac{665}{\sqrt{f_y}}$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{253,1}} \left( 2,33 - \frac{243.101,69}{1.299.135,208} \right) > \frac{665}{\sqrt{253,1}}$$

$$\lambda_p = 67,347 > 41,80$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$28,7 < 67,347$$

Maka penampang kompak

Dengan cara yang sama, didapatkan hasil kelangsingan profil kolom pada kolom yang lain seperti dalam tabel berikut :

**Tabel 4.14** Rekapitulasi kelangsingan profil kolom (portal tidak bergoyang)

kolom	profil	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{500}{\sqrt{f_y}} \left( 2,33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right)$	$\frac{665}{\sqrt{f_y}}$	kontrol
K1	WF 33x318	28.700	67,347	41.800	ok

Kontrol tekuk lateral :

$$L_p = \frac{790}{\sqrt{f_y}} \cdot r_y$$

$$L_p = \frac{790}{\sqrt{253,1}} \cdot 94,234$$

$$L_p = 4679,384 \text{ mm}$$



$$f_L = f_y - f_r$$

$$f_L = 253,1 - 70$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E_s \cdot G \cdot J \cdot A}{2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{18189641,040} \sqrt{\frac{200000 \cdot 80000 \cdot 35129932,321 \cdot 60386,976}{2}}$$

$$X_1 = 22488,517 \text{ Mpa}$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G \cdot J} \right)$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot 95867304354814,3}{536938539,024} \left( \frac{18189641,040}{80000 \cdot 35129932,321} \right)$$

$$X_2 = 4,622 \text{ mm}^4 / \text{N}^2$$

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

$$L_r = 94,234 \frac{22488,517}{183,1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 4,622 (183,1)^2}}$$

$$L_r = 229927,844 \text{ mm}$$

$$L < L_p$$

$$4500 \text{ mm} < 4679,384 \text{ mm}$$

Sehingga  $M_n = M_p$

$M_{nx}$

$$M_{px} = Z_x \cdot f_y$$

$$M_{px} = 20811571,280 \cdot 253,1$$

$$M_{px} = 5267408690,968 \text{ Nmm}$$

$$M_{px} = 526740,869 \text{ kgm}$$

$$\phi M_{nx} = 0,9 \cdot M_{px}$$

$$\phi M_{nx} = 0,9 \cdot 526740,869$$

$$\phi M_{nx} = 474066,782 \text{ kgm}$$

$$M_{ny}$$

$$M_{py} = Z_y \cdot f_y$$

$$M_{py} = 4096766 \cdot 253,1$$

$$M_{py} = 1036891475 \text{ Nmm}$$

$$M_{py} = 103689,1475 \text{ kgm}$$

$$\phi M_{ny} = 0,9 \cdot M_{py}$$

$$\phi M_{ny} = 0,9 \cdot 103689,1475$$

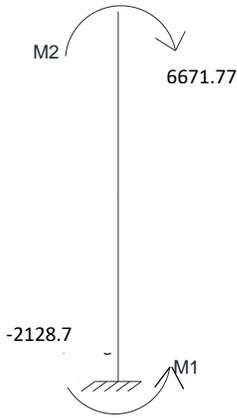
$$\phi M_{nx} = 93320,233 \text{ kgm}$$

Menentukan perbesaran momen  $\delta_s$  *Mux* :

Hubungan Balok – Kolom

$$M_1 = -2.128,7 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 6.671,7 \text{ kgm}$$



**Gambar 4.7** Momen ujung akibat portal tidak bergoyang pada arah x.

$$\frac{k_c \cdot L}{r_x} = \frac{0,82 \cdot 4500}{368,3}$$

$$\frac{k_c \cdot L}{r_x} = 10,019$$

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

$$C_m = 0,6 - 0,4 \cdot (-2.128,7 / 6.671.7)$$

$$C_m = 0,728$$

$$N_{el} = \frac{\pi \cdot E_s \cdot A_g}{\left(k \cdot \frac{L}{r}\right)^2}$$

$$N_{el} = \frac{\pi \cdot 200000 \cdot 60386,976}{(10,019)^2}$$

$$N_{el} = 377793231,2 \text{ N}$$

$$N_{el} = 37779323,12 \text{ kg}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{N_{el}}}$$

$$\delta_b = \frac{0,728}{1 - \frac{243.101,69}{37779323,12}}$$

$$\delta_b = 0,733 \leq 1 \text{ (maka diambil 1)}$$

$$M_{ux} = \delta_b \cdot M_{ntux \text{ maks}}$$

$$M_{ux} = 1 \cdot 6.671,7$$

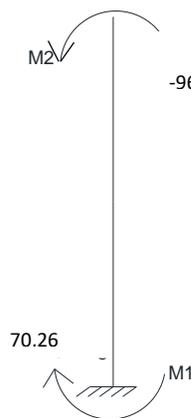
$$M_{ux} = 6.671,7 \text{ kgm}$$

Menentukan perbesaran momen  $\delta_s$   $M_{uy}$  :

Hubungan Balok – Kolom

$$M_1 = 70,26 \text{ kgm}$$

$$M_2 = -96,06 \text{ kgm}$$



**Gambar 4.8** Momen ujung akibat portal tidak bergoyang pada arah y.

$$\frac{k_c \cdot L}{r_y} = \frac{0,82 \cdot 4500}{94.234}$$

$$\frac{k_c \cdot L}{r_y} = 39,158$$

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

$$C_m = 0,6 - 0,4 \cdot (70,26/-96,06)$$

$$C_m = 0,893$$

$$N_{el} = \frac{\pi \cdot E_s \cdot A_g}{\left(k \cdot \frac{L}{r}\right)^2}$$

$$N_{el} = \frac{\pi \cdot 200000 \cdot 60386,976}{(39,158)^2}$$

$$N_{el} = 24732152,84 \text{ N}$$

$$N_{el} = 2473215,284 \text{ kg}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{N_{el}}}$$

$$\delta_b = \frac{0,154}{1 - \frac{243.101,69}{2473215,284}}$$

$$\delta_b = 0,171 \leq 1 \text{ (maka diambil 1)}$$

$$M_{uy} = \delta_b \cdot M_{ntuy \text{ maks}}$$

$$M_{uy} = 1 \cdot 70,26$$

$$M_{uy} = 70,26 \text{ kgm}$$

### Portal Bergoyang

Cek kelangsingan penampang profil

$$\frac{N_u}{\phi_b N_y} = \frac{220.556,53}{1.299.135,208}$$

$$= 0,168 > 0,125$$

Maka menggunakan persamaan  $\frac{N_u}{\phi_c N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$

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

$$\lambda = \frac{758,139}{26,416}$$

$$\lambda = 28,7$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left( 2,33 - \frac{N_u}{\Phi_b N_y} \right) > \frac{665}{\sqrt{f_y}}$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{253,1}} \left( 2,33 - \frac{220.556,53}{1.299.135,208} \right) > \frac{665}{\sqrt{253,1}}$$

$$\lambda_p = 67,893 > 41,80$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$28,7 < 67,893$$

Maka penampang kompak

Dengan cara yang sama, didapatkan hasil kelangsingan profil kolom pada kolom yang lain seperti dalam tabel berikut :

**Tabel 4.15** Rekapitulasi kelangsingan profil kolom (portal bergoyang)

kolom	profil	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{500}{\sqrt{f_y}} \left( 2,33 - \frac{N_u}{\Phi_b N_y} \right)$	$\frac{665}{\sqrt{f_y}}$	kontrol
K1	WF 33x318	28.700	67.893	41.800	ok

Kontrol tekuk lateral :

$$L_p = \frac{790}{\sqrt{f_y}} \cdot r_y$$

$$L_p = \frac{790}{\sqrt{253,1}} \cdot 94,234$$

$$L_p = 4679,384 \text{ mm}$$

$$f_L = f_y - f_r$$

$$f_L = 253,1 - 70$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E_s \cdot G \cdot J \cdot A}{2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{18189641,040} \sqrt{\frac{200000 \cdot 80000 \cdot 35129932,321 \cdot 60386,976}{2}}$$

$$X_1 = 22488,517 \text{ Mpa}$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G \cdot J} \right)$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot 95867304354814,3}{536938539,024} \left( \frac{18189641,040}{80000 \cdot 35129932,321} \right)$$

$$X_2 = 4,622 \text{ mm}^4 / \text{N}^2$$

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

$$L_r = 94,234 \frac{22488,517}{183,1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 4,622 (183,1)^2}}$$

$$L_r = 229927,844 \text{ mm}$$

$$L < L_p$$

$$4500 \text{ mm} < 4679,384 \text{ mm}$$

Sehingga  $M_n = M_p$

$M_{nx}$

$$M_{px} = Z_x \cdot f_y$$

$$M_{px} = 20811571,280 \cdot 253,1$$

$$M_{px} = 5267408690,968 \text{ Nmm}$$

$$M_{px} = 526740,869 \text{ kgm}$$

$$\phi M_{nx} = 0,9 \cdot M_{px}$$

$$\phi M_{nx} = 0,9 \cdot 526740,869$$

$$\phi M_{nx} = 474066,782 \text{ kgm}$$

$$M_{ny}$$

$$M_{py} = Z_y \cdot f_y$$

$$M_{py} = 4096766 \cdot 253,1$$

$$M_{py} = 1036891475 \text{ Nmm}$$

$$M_{py} = 103689,1475 \text{ kgm}$$

$$\phi M_{ny} = 0,9 \cdot M_{py}$$

$$\phi M_{ny} = 0,9 \cdot 103689,1475$$

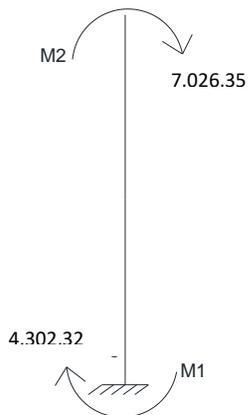
$$\phi M_{nx} = 93320,233 \text{ kgm}$$

Menentukan perbesaran momen  $\delta_s$  *Mux* :

Hubungan Balok – Kolom

$$M_1 = 4.302,32 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 7.026,35 \text{ kgm}$$



**Gambar 4.9** Momen ujung akibat portal bergoyang pada arah x.

$$\frac{k_c \cdot L}{r_x} = \frac{1,45 \cdot 4500}{368,3}$$

$$\frac{k_c \cdot L}{r_x} = 17,717$$

$$\begin{aligned} \sum N_u &= 220556.53 + 207595.71 + 186337.62 + 175214.82 + 174305.48 + 173258.05 + \\ &169153.25 + 164277.96 + 163625.6 + 161915.78 + 156906.77 + 151179 + \\ &149298 + 146627 + 146552 + 144303 + 143807 + 142183 + 141537 + 141259 + \\ &140496 + 139831 + 136890 + 135840 + 135446 + 134224 + 135482 + 129067 + \\ &128378 + 124142 + 117313 + 116724 + 115451 + 116282 + 114003 + 112986 + \\ &107175 + 103662 \end{aligned}$$

$$\sum N_u = 5503284.570 \text{ kg}$$

$$N_{el} = \frac{\pi \cdot E_s \cdot A_g}{\left(k \cdot \frac{L}{r}\right)^2}$$

$$N_{el} = \frac{\pi \cdot 200000 \cdot 60386,976}{(17,717)^2}$$

$$N_{el} = 120821808,31 \text{ N}$$

$$N_{el} = 12082180.831 \text{ kg}$$

$$\sum N_{el} = 38 \times 12082180.831 = 459122871,6 \text{ kg}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{\sum N_{el}}}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{5503284.570}{459122871,6}}$$

$$\delta_s = 1,012 \geq 1 \text{ (maka diambil 1,012)}$$

$$M_{ux} = \delta_s \cdot M_{I_{tux} \text{ maks}}$$

$$M_{ux} = 1,008 \cdot 7.026,35$$



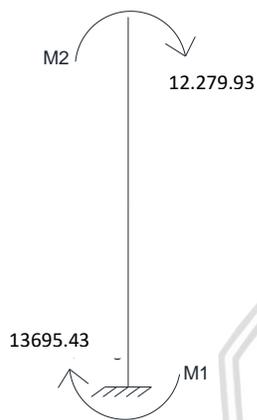
$$M_{ux} = 7.111,5932 \text{ kgm}$$

Menentukan perbesaran momen  $\delta_s M_{uy}$  :

Hubungan Balok – Kolom

$$M_1 = 13.695.43 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 12.279.93 \text{ kgm}$$



**Gambar 4.10** Momen ujung akibat portal bergoyang pada arah y.

$$\frac{k_c \cdot L}{r_y} = \frac{1,45 \cdot 4500}{94.234}$$

$$\frac{k_c \cdot L}{r_y} = 69,243$$

$$\begin{aligned} \Sigma N_u = & 220556.53 + 207595.71 + 186337.62 + 175214.82 + 174305.48 + 173258.05 + \\ & 169153.25 + 164277.96 + 163625.6 + 161915.78 + 156906.77 + 151179 + 149298 + \\ & 146627 + 146552 + 144303 + 143807 + 142183 + 141537 + 141259 + 140496 + \\ & 139831 + 136890 + 135840 + 135446 + 134224 + 135482 + 129067 + 128378 + \\ & 124142 + 117313 + 116724 + 115451 + 116282 + 114003 + 112986 + 107175 + \\ & 103662 \end{aligned}$$

$$\Sigma N_u = 5503284.570 \text{ kg}$$

$$N_{el} = \frac{\pi \cdot E_s \cdot A_g}{\left(k \cdot \frac{L}{r}\right)^2}$$

$$N_{el} = \frac{\pi \cdot 200000 \cdot 60386,976}{(69,243)^2}$$

$$N_{el} = 7909539,045 \text{ N}$$

$$N_{el} = 790953,9045 \text{ kg}$$

$$\sum N_{el} = 38 \times 790953,9045 = 300562483,7 \text{ kg}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{\sum N_{el}}}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{5503284,570}{300562483,7}}$$

$$\delta_s = 1,019 \geq 1 \text{ (maka diambil 1,019)}$$

$$M_{uy} = \delta_s \cdot M_{Ituy \text{ maks}}$$

$$M_{uy} = 1,019 \cdot 13.695,43$$

$$M_{uy} = 13.950,87 \text{ kgm}$$

Persamaan

$$M_{ux} = \delta_b \cdot M_{ntux \text{ maks}} + \delta_s \cdot M_{Itux \text{ maks}}$$

$$M_{ux} = 1 \cdot 6.671,7 + 1,008 \cdot 7.026,35$$

$$M_{ux} = 13.783,29 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = \delta_b \cdot M_{ntuy \text{ maks}} + \delta_s \cdot M_{Ituy \text{ maks}}$$

$$M_{uy} = 1 \cdot 70,26 + 1,019 \cdot 13.695,43$$

$$M_{uy} = 14.021,13 \text{ kgm}$$

Kontrol

$$\frac{N_u}{\phi_b N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) < 1$$

$$\frac{220.556,53}{1.299.135,208} + \frac{8}{9} \left( \frac{13.783,29}{474.066,782} + \frac{14.021,13}{93.320,233} \right) < 1$$

$$0,329 < 1$$

Dengan cara yang sama, diperoleh hasil kombinasi aksial lentur kolom pada kolom yang lain seperti dalam tabel berikut:

**Tabel 4.16** Rekapitulasi kombinasi aksial lentur kolom

kolom	Profil	M <sub>u</sub>	$\frac{N_u}{\phi_b N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right)$	kontrol
K1	WF 33x318	14.021,13	0.329	Ok

#### 4.7 Perencanaan Penghubung Geser

Aksi komposit akan tercapai saat profil baja dan pelat beton menjadi satu kesatuan. Oleh sebab itu, pemberian penghubung geser di atas flens profil baja untuk menyatukan profil baja dan pelat beton. Analisis terhadap jumlah dan jarak antar penghubung geser dilakukan memakai acuan dari SNI 03-1729-2002. Contoh perhitungan dilakukan pada penghubung geser yang dipasang pada balok EF-7 (B1) lantai 2 dengan profil WF 18x143 bentang 5,4 m.

Data-data penghubung geser:

Dipakai penghubung geser *stud*

Diameter *stud* = ¾” = 19,05 mm

Tinggi *stud* = 70 mm

f<sub>u stud</sub> = 400 Mpa

Menentukan gaya geser horizontal pada balok

$$A_s \cdot f_y = 27161,236 \cdot 253,1$$

$$A_s \cdot f_y = 6874508,8 \text{ N}$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot A_c = 0,85 \cdot 30 \cdot t_s \cdot b_E$$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot A_c = 0,85 \cdot 30 \cdot 120 \cdot 1350$$



$$0,85 \cdot f'_c \cdot A_c = 4131000 \text{ N}$$

$$V_h = 4131000 \text{ N (diambil yang terkecil)}$$

Syarat diameter maksimum *stud* (SNI 03-1729-2002 pasal 12.6.6)

$$\emptyset < 2,5 \cdot t_f$$

$$19,05 < 2,5 \cdot 33,528$$

$$19,05 \text{ mm} < 83,820 \text{ mm}$$

Luas penampang melintang *stud*

$$A_{sc} = \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi \cdot 19,05^2}{4}$$

$$A_{sc} = 284,878 \text{ mm}^2$$

Menentukan kuat geser sebuah *stud*

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} (f'_c \cdot E_c)^{0,5}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot 284,878 (30 \cdot 20000)^{0,5}$$

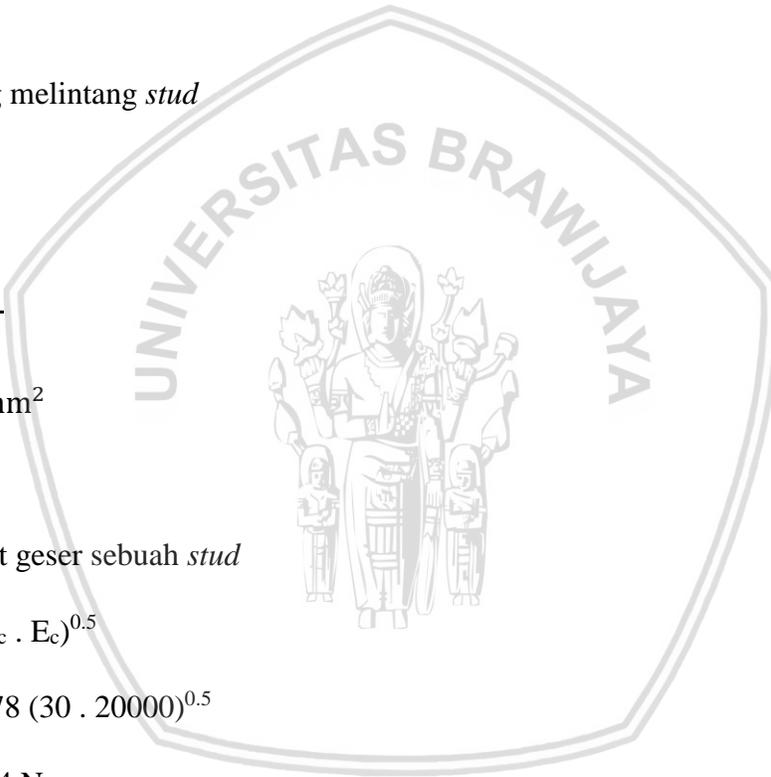
$$Q_n = 110.332.954 \text{ N}$$

$$Q_n = A_{sc} f_u \text{ stud}$$

$$Q_n = 284,878 \cdot 400$$

$$Q_n = 113.951.385 \text{ N}$$

$$Q_n = 110.332.954 \text{ N (diambil yang terkecil)}$$



Syarat jarak antar *stud* (SNI 03-1729-2002 pasal 12.6.6)

$$\begin{aligned}\text{Jarak minimum longitudinal} &= 6 \cdot \emptyset \\ &= 6 \cdot 19,05 \\ &= 114,3 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak minimum transfersal} &= 4 \cdot \emptyset \\ &= 4 \cdot 19,05 \\ &= 76,2 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak maksimum longitudinal} &= 8 \cdot t_s \\ &= 8 \cdot 120 \\ &= 960 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jumlah *studi* yang diperlukan untuk setengah bentang balok.

$$N = V_h / Q_n$$

$$N = 4.131.000 / 110.332,954$$

$$N = 37,441$$

$$N = 38 \text{ buah}$$

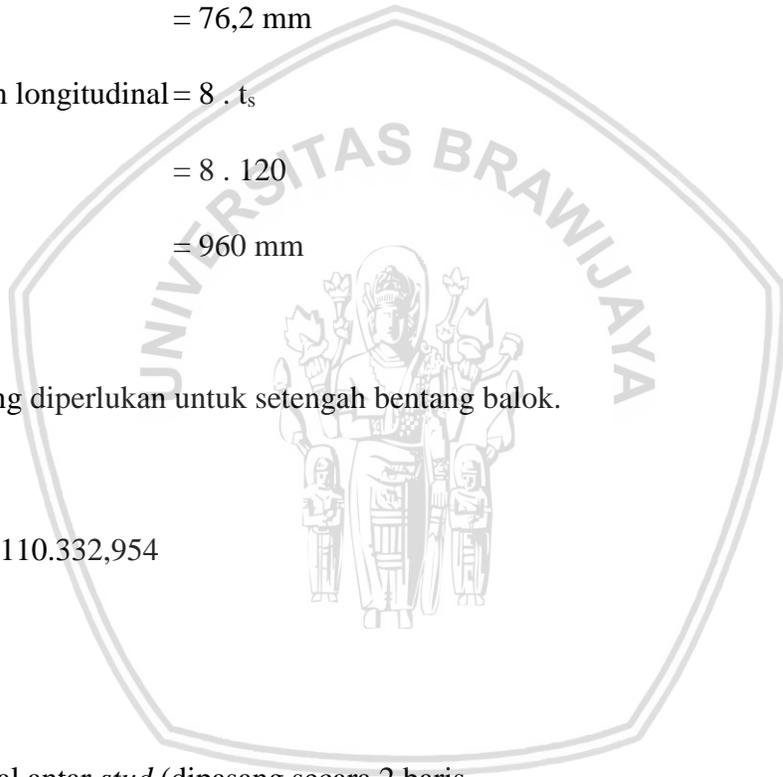
Jarak longitudinal antar *stud* (dipasang secara 2 baris)

$$s = \frac{\frac{1}{2}L \cdot 2}{N}$$

$$s = \frac{\frac{1}{2}5400 \cdot 2}{38}$$

$$s = 142,105 \text{ mm}$$

$$114,3 \text{ mm} < s < 960 \text{ mm}$$



Dengan cara yang sama, didapatkan jumlah dan jarak *stud* pada bentang lain seperti dalam tabel berikut:

**Tabel 4.17** Rekapitulasi jumlah dan jarak antar *stud*

bentang (mm)	Profil	N 1/2 bentang	S (mm)
5.400	WF 18x143	38	142,105
1.800	WF 18x143	13	138,462
7.200	WF 18x258	50	144,000
5.400	WF 18x258	38	142,105
3.600	WF 18x258	25	144
1.800	WF 18x258	13	138,462

#### 4.8 Perencanaan Pengaku

Pengaku pada struktur diperlukan agar struktur tersebut lebih stabil. Terdapat 2 macam pengaku yang dianalisis, yaitu pengaku tumpuan dan pengaku vertikal. Analisis terhadap pengaku ini dilakukan berdasarkan SNI 03-1729-2002. Contoh perhitungan dilakukan pada balok EF-7 (B1) lantai 2 menggunakan profil WF 18x143.

#### 4.9 Pengaku tumpuan

Dimensi penampang balok yang telah direncanakan sebelumnya, sudah aman terhadap lentur, geser dan lendutan. Tapi, pada penampang balok masih ada kemungkinan terjadi tekuk atau leleh pada badan dan sayap profil baja di daerah tumpuan akibat reaksi balok. Oleh karena itu, perlu direncanakan ada tidaknya pengaku pada balok.

Data balok:

$$V_{u \text{ maks}} = 1.403,38 \text{ kg}$$

Lentur pelat sayap

$$R_b = 6,25 \cdot t_f^2 \cdot f_y$$

$$R_b = 6,25 \cdot 33,528 \cdot 253,1$$

$$R_b = 1778228,056 \text{ N}$$

Kuat leleh pelat badan

$$R_b = (5k + N) \cdot f_y \cdot t_w$$

$$R_b = (5 \cdot 43,688 + 43,688) \cdot 253,1 \cdot 18,542$$

$$R_b = 1230161,514 \text{ N}$$

Kuat tekuk dukung pelat badan

$$R_b = 0,8 \cdot t_w^2 \cdot \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E_s \cdot f_y \cdot t_f}{t_w}}$$

$$R_b = 0,8 \cdot 18,542^2 \cdot \left[ 1 + 3 \left( \frac{43,688}{495,3} \right) \left( \frac{18,542}{33,528} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{200000 \cdot 253,1 \cdot 33,528}{18,542}}$$

$$R_b = 2917787,895 \text{ N}$$

Kuat lentur pelat badan

$$R_b = \frac{24,08 \cdot \sqrt{E_s \cdot f_y}}{h}$$

$$R_b = \frac{24,08 \cdot 18,542^3 \cdot \sqrt{200000 \cdot 253,1}}{407,924}$$

$$R_b = 2677367,737 \text{ N}$$

Sehingga  $R_b = 1778228,056 \text{ N}$  (diambil yang terkecil)

$$R_b = 177822,806 \text{ kg}$$

$$R_u \leq \phi_b \cdot R_b$$

$$R_u \leq 0,9 \cdot 177822,806$$

$$1.403,38 \text{ kg} \leq 1600405,251 \text{ kg}$$

jadi, penampang balok tidak memerlukan pengaku pada tumpuan.

Dengan cara yang sama, diperoleh hasil kuat tumpu balok pada bentang lain seperti dala Tabel berikut:

**Tabel 4.18** Rekapitulasi kuat tumpu balok

Balok	Profil	Vu kg	Vn kg	0.9 Rb (kg)	kontrol
B1	WF 18x143	1.403,38	102496.771	160040.525	ok
B2	WF 18x258	2.603,01	179720.366	485889.794	ok

#### 4.10 Pengaku vertikal

Pengaku vertikal diperlukan jika pelat badan tidak kuat menahan gaya geser yang terjadi akibat beban. Pada analisa kuat geser sebelumnya, semua pelat badan penampang balok aman terhadap gaya geser yang terjadi. Sehingga, pada balok tidak diperlukan pengaku vertikal.

#### 4.11 Perencanaan Sambungan

Sambungan pada suatu struktur gedung diperlukan untuk menyambung pertemuan balok induk dan balok anak, menyambung pertemuan antara balok dan kolom serta pertemuan antar kolom. Pada skripsi ini, sambungan antara balok baja induk dan balok baja anak serta antara balok baja dan kolom baja menggunakan las, sedangkan sambungan antar kolom menggunakan baut. Analisis terhadap sambungan ini dilakukan berdasarkan SNI 03-1729-2002.

##### 4.11.1 Sambungan Balok induk dan balok anak

Untuk menyambungkan balok anak baja ke balok induk baja digunakan sambungan berupa las. Contoh perhitungan dilakukan pada balok FE-7 (B1) lantai 2 yang menggunakan profil WF 18x143

Data-data las:

Digunakan electrode las E70

$$f_{u w} = 490 \text{ Mpa}$$

Data-data pada balok

$$M_{u \text{ maks}} = 1926.62 \text{ kgm}$$

$$V_{u \text{ maks}} = 192.71 \text{ kg}$$

Las pada badan

Persyaratan ukuran las

$$a_{\text{maks}} = t_w - 1,6$$

$$a_{\text{maks}} = 18,542 - 1,6$$

$$a_{\text{maks}} = 16,942 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min}} = 6 \text{ mm (tabel 13.5-1 SNI 03-1729-2002)}$$

Diambil nilai  $a = 6 \text{ mm}$

$$t_e = 0,707 \cdot a$$

$$t_e = 0,707 \cdot 6$$

$$t_e = 4,242 \text{ mm}$$

Gaya akibat geser

$$R_{u \text{ v}} = V_u$$

$$R_{u \text{ v}} = 1927,1 \text{ N}$$

Kuat rencana las ukuran 10 mm per mm panjang

$$\phi R_{u \text{ w}} = \phi \cdot t_e \cdot 0,6 \cdot f_{u \text{ w}}$$

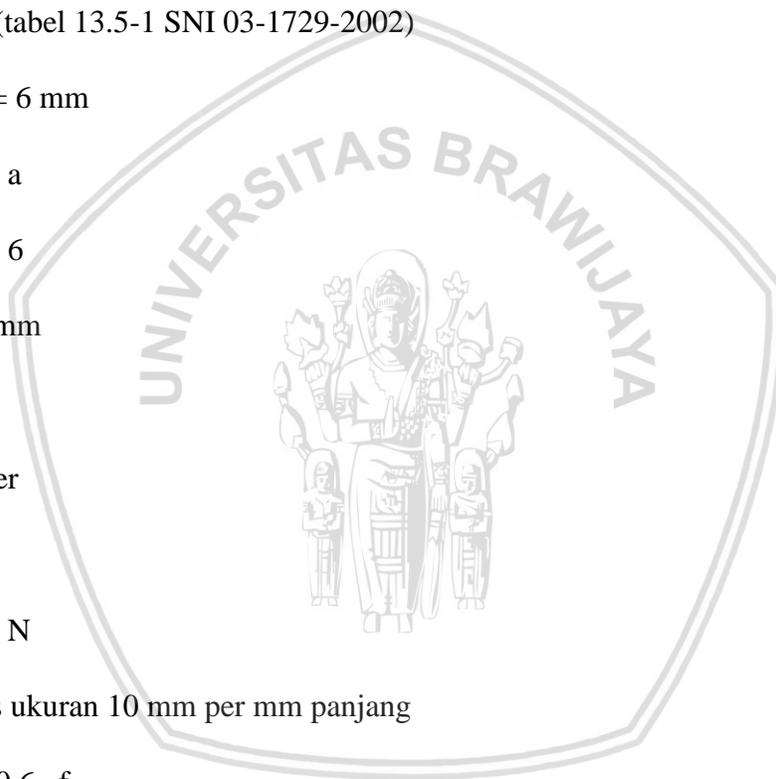
$$\phi R_{u \text{ w}} = 0,75 \cdot 4,242 \cdot 0,6 \cdot 490$$

$$\phi R_{u \text{ w}} = 935,361 \text{ N/mm}$$

Panjang total las yang dibutuhkan

$$L_w = \frac{R_{u \text{ v}}}{\phi R_{n \text{ w}}}$$

$$L_w = \frac{1927,1}{935,361}$$



100

$$L_w = 2,060 \text{ mm}$$

$$L_w \approx 3 \text{ mm}$$

Syarat panjang minimum las sudut (SNI 03-1729-2002 pasal 13.5.3.5)

$$L_{\min} = 40 \text{ mm}$$

$$L_{\min} = 4 \cdot a$$

$$L_{\min} = 4 \cdot 6$$

$$L_{\min} = 24 \text{ mm}$$

$$L_{\min} = 40 \text{ mm (diambil yang terbesar)}$$

Syarat jarak maksimum antara las sudut yang berdekatan (SNI 03-1729-2002 pasal 13.5.3.7)

$$L_{\text{maks}} = 300 \text{ mm}$$

$$L_{\text{maks}} = 16 \cdot t_w$$

$$L_{\text{maks}} = 16 \cdot 18,542$$

$$L_{\text{maks}} = 296,672$$

$$L_{\text{maks}} = 297 \text{ mm (diambil yang terkecil)}$$

Las pada sayap

Persyaratan ukuran las

$$a_{\text{maks}} = t_f - 1,6$$

$$a_{\text{maks}} = 33,528 - 1,6$$

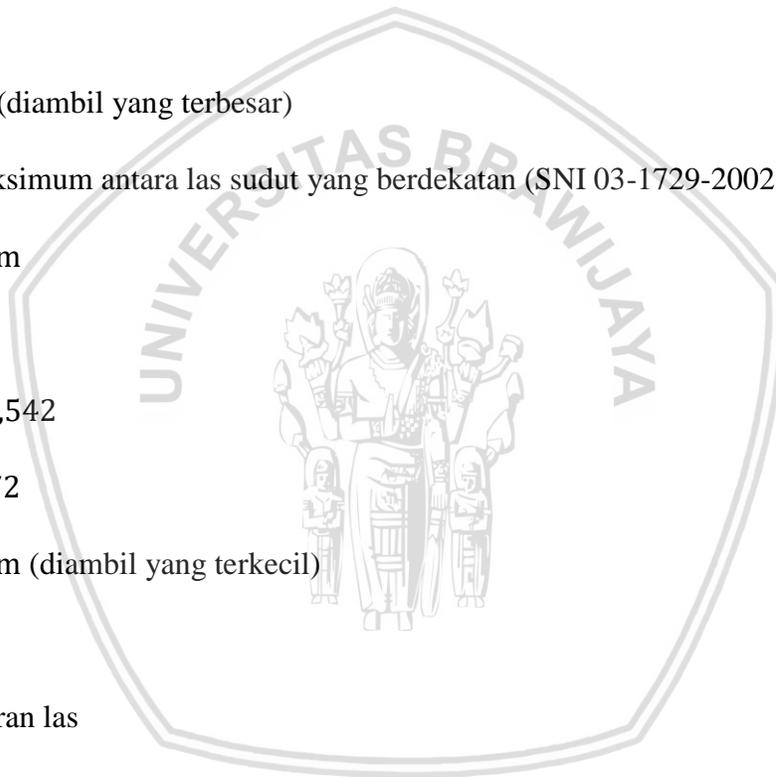
$$a_{\text{maks}} = 31,928 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 6 \text{ mm (tabel 13.5-1 SNI 03-1729-2002)}$$

diambil nilai  $a = 6 \text{ mm}$

$$t_e = 0,707 \cdot a$$

$$t_e = 0,707 \cdot 6$$



$$t_e = 4,242 \text{ mm}$$

Gaya akibat geser

$$R_{uM} = M_u / d$$

$$R_{uM} = 19266200,000 / 495,3$$

$$R_{uM} = 38898,042 \text{ N}$$

Kuat rencana las ukuran 20 mm per mm panjang

$$\phi R_{uw} = \phi \cdot t_e \cdot 0,6 \cdot f_{uw}$$

$$\phi R_{uw} = 0,75 \cdot 4,242 \cdot 0,6 \cdot 490$$

$$\phi R_{uw} = 935,361 \text{ N/mm}$$

Panjang total las yang dibutuhkan

$$L_w = \frac{R_{uM}}{\phi R_{nw}}$$

$$L_w = \frac{38898,042}{935,361}$$

$$L_w = 41,5861 \text{ mm}$$

$$L_w \approx 42 \text{ mm}$$

Syarat panjang minimum las sudut (SNI 03-1729-2002 pasal 13.5.3.5)

$$L_{\min} = 40 \text{ mm}$$

$$L_{\min} = 4 \cdot a$$

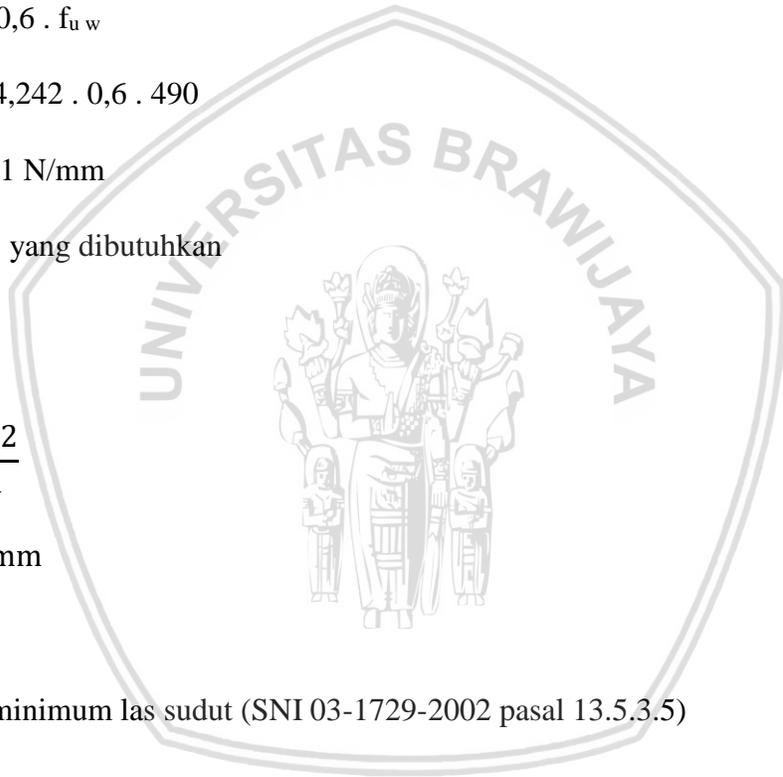
$$L_{\min} = 4 \cdot 6$$

$$L_{\min} = 24 \text{ mm}$$

$$L_{\min} = 40 \text{ mm (diambil yang terbesar)}$$

Syarat jarak maksimum antara las sudut yang berdekatan (SNI 03-1729-2002 pasal 13.5.3.7)

$$L_{\text{maks}} = 300 \text{ mm}$$



$$L_{maks} = 16 \cdot t_w$$

$$L_{maks} = 16 \cdot 33,528$$

$$L_{maks} = 536,448$$

$$L_{maks} = 300 \text{ mm (diambil yang terkecil)}$$

Dengan cara yang sama, didapatkan tebal dan panjang las sudut pada balok bentang lain seperti dalam tabel berikut:

**Tabel 4.19** Rekapitulasi tebal dan panjang las sudut antara balok induk dan balok anak

Balok	profil	badan		sayap	
		a (mm)	Lw (mm)	a (mm)	Lw (mm)
B1	WF 18x143	6	3	6	42
B2	WF 18x258	6	45	6	480

#### 4.11.2 Sambungan balok – kolom

Untuk menyambungkan balok baja ke kolom baja digunakan sambungan berupa las. Contoh perhitungan dilakukan pada balok GF-3 (B1) lantai 2 yang menggunakan profil WF 18x143

Data-data las:

Digunakan electrode las E70

$$f_{u w} = 490 \text{ Mpa}$$

Data-data pada balok

$$M_{u maks} = 15.137,2 \text{ kgm}$$

$$V_{u maks} = 1403,38 \text{ kg}$$

Las pada badan

Persyaratan ukuran las

$$a_{maks} = t_w - 1,6$$



$$a_{maks} = 18,542 - 1,6$$

$$a_{maks} = 16,942 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 6 \text{ mm (tabel 13.5-1 SNI 03-1729-2002)}$$

Diambil nilai  $a = 6 \text{ mm}$

$$t_e = 0,707 \cdot a$$

$$t_e = 0,707 \cdot 6$$

$$t_e = 4,242 \text{ mm}$$

Gaya akibat geser

$$R_{uV} = V_u$$

$$R_{uV} = 14033,800 \text{ N}$$

Kuat rencana las ukuran 10 mm per mm panjang

$$\phi R_{uW} = \phi \cdot t_e \cdot 0,6 \cdot f_{uW}$$

$$\phi R_{uW} = 0,75 \cdot 4,242 \cdot 0,6 \cdot 490$$

$$\phi R_{uW} = 935,361 \text{ N/mm}$$

Panjang total las yang dibutuhkan

$$L_w = \frac{R_{uV}}{\phi R_{nW}}$$

$$L_w = \frac{14033,800}{935,361}$$

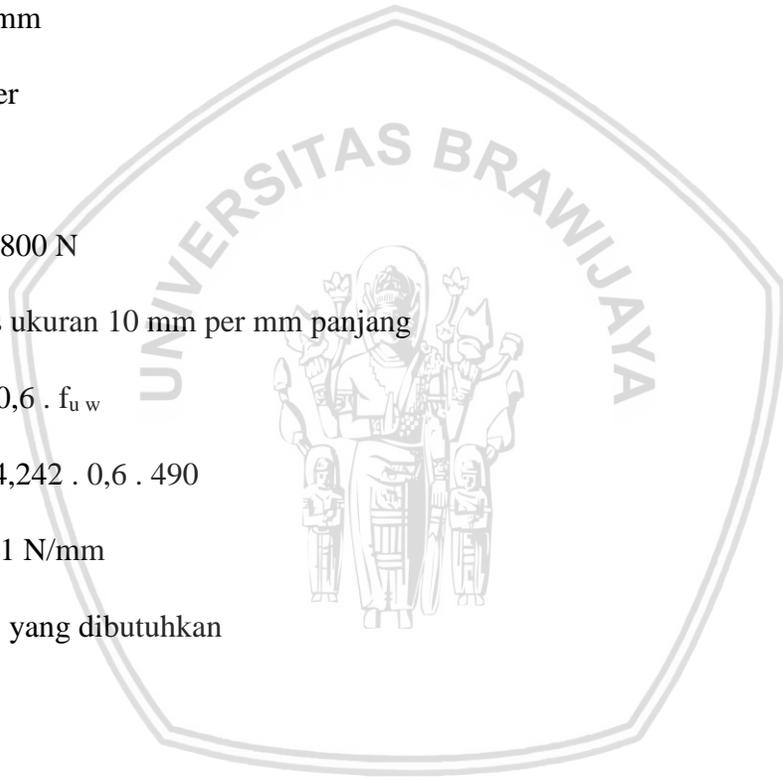
$$L_w = 9,002 \text{ mm}$$

$$L_w \approx 10 \text{ mm}$$

Syarat panjang minimum las sudut (SNI 03-1729-2002 pasal 13.5.3.5)

$$L_{min} = 40 \text{ mm}$$

$$L_{min} = 4 \cdot a$$



104

$$L_{\min} = 4 \cdot 6$$

$$L_{\min} = 24 \text{ mm}$$

$$L_{\min} = 40 \text{ mm (diambil yang terbesar)}$$

Syarat jarak maksimum antara las sudut yang berdekatan (SNI 03-1729-2002 pasal 13.5.3.7)

$$L_{\text{maks}} = 300 \text{ mm}$$

$$L_{\text{maks}} = 16 \cdot t_w$$

$$L_{\text{maks}} = 16 \cdot 18,542$$

$$L_{\text{maks}} = 296,672$$

$$L_{\text{maks}} = 297 \text{ mm (diambil yang terkecil)}$$

Las pada sayap

Persyaratan ukuran las

$$a_{\text{maks}} = t_f - 1,6$$

$$a_{\text{maks}} = 33,528 - 1,6$$

$$a_{\text{maks}} = 31,928 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 6 \text{ mm (tabel 13.5-1 SNI 03-1729-2002)}$$

diambil nilai  $a = 6 \text{ mm}$

$$t_e = 0,707 \cdot a$$

$$t_e = 0,707 \cdot 6$$

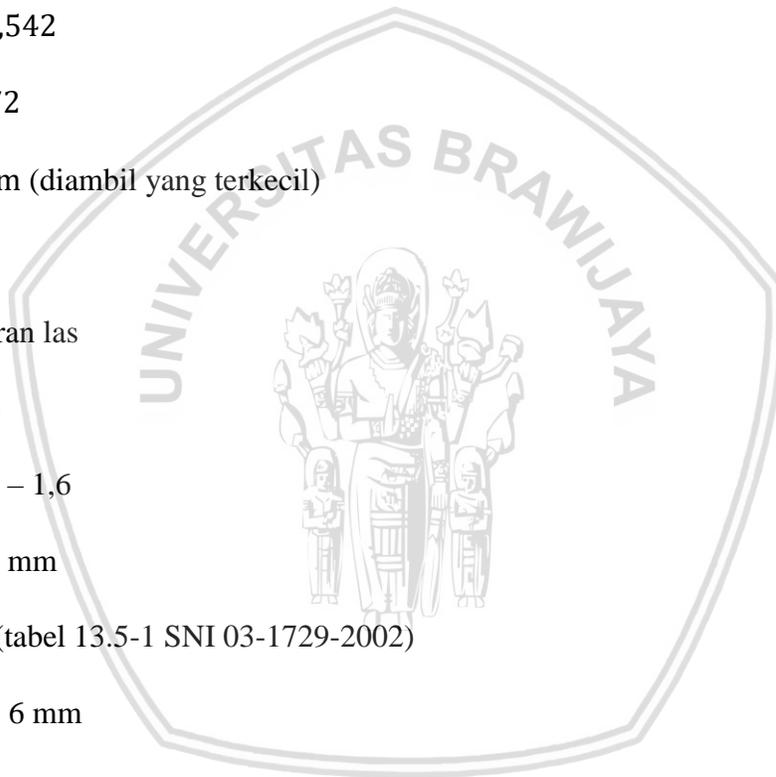
$$t_e = 4,242 \text{ mm}$$

Gaya akibat geser

$$R_{uM} = M_u / d$$

$$R_{uM} = 151372000.000 / 495,3$$

$$R_{uM} = 305616.798 \text{ N}$$



Kuat rencana las ukuran mm per mm panjang

$$\phi R_{u w} = \phi \cdot t_e \cdot 0,6 \cdot f_{u w}$$

$$\phi R_{u w} = 0,75 \cdot 4,242 \cdot 0,6 \cdot 490$$

$$\phi R_{u w} = 935,361 \text{ N/mm}$$

Panjang total las yang dibutuhkan

$$L_w = \frac{R_{u M}}{\phi R_{n w}}$$

$$L_w = \frac{305616,798}{935,361}$$

$$L_w = 326,737 \text{ mm}$$

$$L_w \approx 330 \text{ mm}$$

Syarat panjang minimum las sudut (SNI 03-1729-2002 pasal 13.5.3.5)

$$L_{\min} = 40 \text{ mm}$$

$$L_{\min} = 4 \cdot a$$

$$L_{\min} = 4 \cdot 6$$

$$L_{\min} = 24 \text{ mm}$$

$$L_{\min} = 40 \text{ mm (diambil yang terbesar)}$$

Syarat jarak maksimum antara las sudut yang berdekatan (SNI 03-1729-2002 pasal 13.5.3.7)

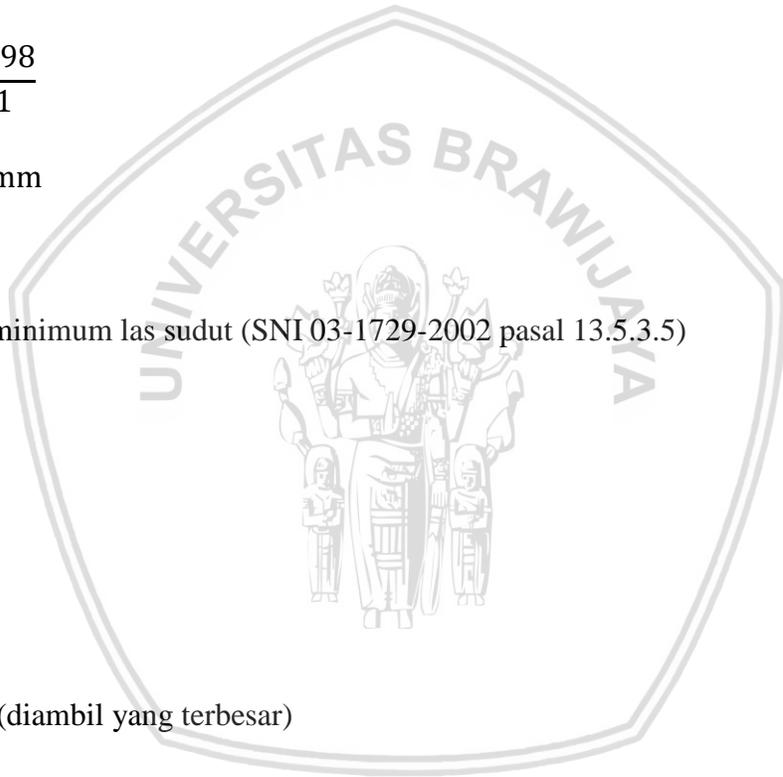
$$L_{\text{maks}} = 300 \text{ mm}$$

$$L_{\text{maks}} = 16 \cdot t_w$$

$$L_{\text{maks}} = 16 \cdot 33,528$$

$$L_{\text{maks}} = 536,448$$

$$L_{\text{maks}} = 300 \text{ mm (diambil yang terkecil)}$$



Dengan cara yang sama, didapatkan tebal dan panjang las sudut pada balok bentang lain seperti dalam tabel berikut:

**Tabel 4.20** Rekapitulasi tebal dan panjang las sudut sambungan balok-kolom

Balok	profil	badan		sayap	
		a (mm)	Lw (mm)	a (mm)	Lw (mm)
B1	WF 18x143	6	10	6	330
B2	WF 18x258	6	20	6	130

### 1.11.3 Sambungan antar kolom

Untuk menyambung antar kolom baja digunakan sambungan berupa baut. Contoh perhitungan dilakukan pada kolom E-6 (K1) lantai 1 yang menggunakan profil WF 33x318.

Data-data baut:

Digunakan baut A325

$$\emptyset = 16 \text{ mm}$$

$$A_b = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$f_u^b = 825 \text{ Mpa}$$

Data-data pada kolom

$$f_u = 400 \text{ Mpa}$$

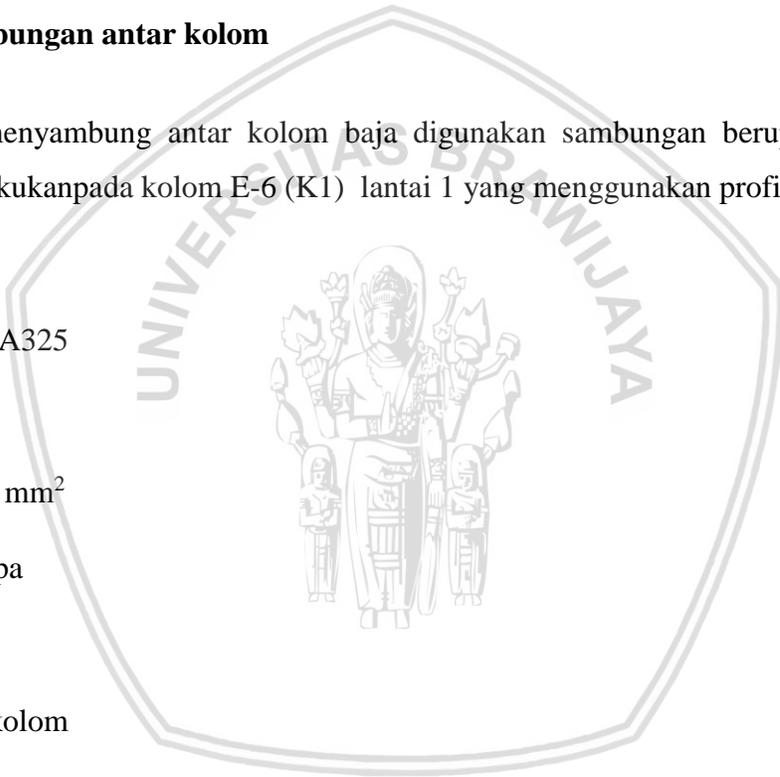
$$f_{u \text{ ijin}} = 266,7 \text{ Mpa}$$

$$M_{u \text{ maks}} = 25.001,7 \text{ kgm}$$

$$V_{u \text{ maks}} = 14.387,28 \text{ kg}$$

Tahanan nominal baut ( $\phi R_{nw}$ )

Geser



$$1 \text{ bidang geser} = 0,75 \cdot 0,4 \cdot f_u^b \cdot A_b$$

$$1 \text{ bidang geser} = 0,75 \cdot 0,4 \cdot 825 \cdot 200,96$$

$$1 \text{ bidang geser} = 49737,6 \text{ N}$$

$$2 \text{ bidang geser} = 2 \cdot 49737,6$$

$$2 \text{ bidang geser} = 99475,2 \text{ N}$$

Tumpu

$$\text{Badan profil} = 0,75 \cdot 2,4 \cdot f_{u p} \cdot \emptyset \cdot t_w$$

$$\text{Badan profil} = 0,75 \cdot 2,4 \cdot 400 \cdot 16 \cdot 26,416$$

$$\text{Badan profil} = 304312,32 \text{ N}$$

$$\text{Sayap profil} = 0,75 \cdot 2,4 \cdot f_{u p} \cdot \emptyset \cdot t_f$$

$$\text{Sayap profil} = 0,75 \cdot 2,4 \cdot 400 \cdot 16 \cdot 48,006$$

$$\text{Sayap profil} = 553029,12 \text{ N}$$

Baut pada badan

Tinggi pelat penyambung direncanakan 700 mm

Menghitung tebal pelat penyambung

$$I_{\text{pelat penyambung}} \geq I_{\text{badan}}$$

$$2 \cdot 1/12 \cdot t_p \cdot h_p^3 \geq 1/12 \cdot t_w \cdot h^3$$

$$2 \cdot 1/12 \cdot t_p \cdot 700^3 \geq 1/12 \cdot 26,416 \cdot 758,139^3$$

$$t_p \geq 16,780 \text{ mm}$$

$$t_p \approx 18 \text{ mm}$$

Tahanan geser nominal 2 bidang lebih kecil dari pada tahanan tumpu, sehingga tahanan nominal baut ditentukan oleh tahanan geser nominal 2 bidang.

108

$$n = \frac{R_{uv}}{\phi R_{nw}}$$

$$n = \frac{143.872,8}{99.475,2}$$

$$n = 1,446$$

$$n \approx 4 \text{ buah}$$

Syarat jarak baut (SNI 03-1729-2002 pasal 13.4)

$$1,5 \varnothing = 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ mm}$$

$$3 \varnothing = 3 \cdot 16 = 48 \text{ mm}$$

$$15 \cdot t_w = 15 \cdot 26,416 = 396,240 \text{ mm}$$

$$4 \cdot t_w + 100 = 4 \cdot 26,416 + 100 = 205,664 \text{ mm}$$

Jarak antar baut

$$3 \varnothing < S < 15 \cdot t_w \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$48 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm} \text{ (diambil yang terkecil)}$$

Jarak baut dengan tepi pelat

$$1,5 \varnothing < S < 4 \cdot t_w + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$24 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm} \text{ (diambil yang terkecil)}$$

Baut pada sayap

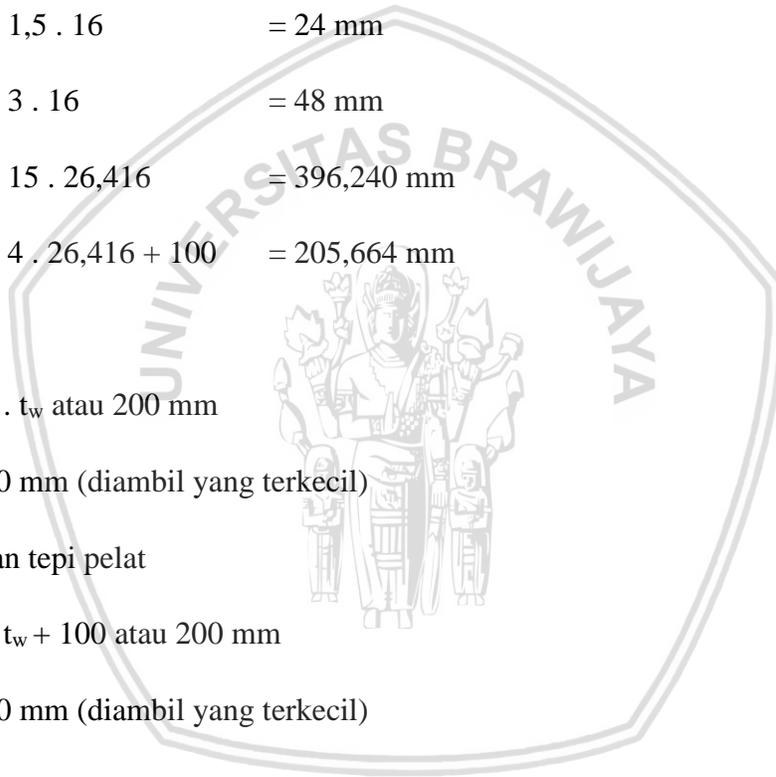
Tinggi pelat penyambung direncanakan 300 mm

Menghitung tebal pelat penyambung

$$S = \frac{M_u}{d}$$

$$S = \frac{250017}{894,080}$$

$$S = 279636.0505 \text{ N}$$



$$A_n = \frac{S}{f_{u \text{ ijin}}^p}$$

$$A_n = \frac{279636.0505}{266,7}$$

$$A_n = 1048.5041 \text{ mm}^2$$

$$t_p = \frac{A_n}{h_1}$$

$$t_p = \frac{1048.5041}{300}$$

$$t_p = 3,495 \text{ mm}$$

$$t_p \approx 4 \text{ mm}$$

Tahanan geser nominal 1 bidang lebih kecil daripada tahanan tumpu, sehingga tahanan nominal baut ditentukan oleh tahanan geser nominal 1 bidang.

Jumlah baut yang dibutuhkan

$$n = \frac{S}{\phi R_{n w}}$$

$$n = \frac{279.636,0505}{49.737,6}$$

$$n = 5,622$$

$$n \approx 8 \text{ buah}$$

Syarat jarak baut (SNI 03-1729-2002 pasal 13.4)

$$1,5 \emptyset = 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ mm}$$

$$3 \emptyset = 3 \cdot 16 = 48 \text{ mm}$$

$$15 \cdot t_f = 15 \cdot 48,006 = 720,090 \text{ mm}$$

$$4 \cdot t_f + 100 = 4 \cdot 48,006 + 100 = 292,024 \text{ mm}$$

Jarak antar baut

$$3 \varnothing < S < 15 \cdot t_f \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$48 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm (diambil yang terkecil)}$$

Jarak baut dengan tepi pelat

$$1,5 \varnothing < S < 4 \cdot t_f + 100 \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$24 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm (diambil yang terkecil)}$$

Dengan cara yang sama, didapat tebal pelat penyambung dan jumlah baut pada bentang lain seperti data tabel berikut:

**Tabel 4.21** Rekapitulasi tebal pelat penyambung dan jumlah baut

kolom	profil	badan		sayap	
		tp (mm)	n baut	tp (mm)	n baut
K1	WF 33x318	18	4	4	8

#### 4.12 Pembahasan

Perancangan ulang Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang memakai bahan komposit baja beton pada bagian baloknya dan memakai bahan baja pada kolomnya. Menggunakan profil WF pada balok dan kolomnya dengan mutu baja A36. Menggunakan mutu beton K-300. Menggunakan las dengan electrode E80 pada sambungan antara balok induk dan balok anak serta sambungan antara balok dan kolom, sedangkan menggunakan baut mutu A325 untuk sambungan antar kolom.

Beban yang dimasukkan dalam pembebanan struktur adalah beban gempa dan beban gravitasi, di mana seluruh beban tersebut dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. Karena struktur gedung terdiri dari tujuh lantai, sehingga beban lateral dalam hal ini gempa cukup berpengaruh.

Analisis yang digunakan adalah analisis respon spectra dengan menggunakan program aplikasi analisis struktur. Data yang dimasukkan yaitu beban gravitasi dan beban gempa yang telah dikombinasikan berdasarkan SNI 03-1729-2002. Sedangkan output yang dihasilkan adalah berupa gaya-gaya dalam dari struktur yang berupa momen, gaya lintang dan gaya aksial. Gaya-gaya dalam tersebut dipakai untuk mengontrol balok dan kolom yang telah diesimasi di awal



perancangan serta untuk merencanakan sambungan balok induk dan balok anak, sambungan balok-kolom maupun sambungan antar kolom.

Dengan memakai filosofi “Capacity Design” yang dipakai dalam perancangan, kolom diberikan kekuatan sehingga kolom tidak leleh atau runtuh terlebih dahulu sebelum balok saat terjadi goyangan lateral. Dalam hal ini untuk merancang kekuatan lentur kolom dilakukan control terhadap persyaratan strong column, weak beam, yaitu bahwa kapasitas yang ada dari penampang kolom harus lebih besar dibanding kapasitas penampang balok.

Setelah trial and error percobaan dimensi balok, ditemukan profil balok dan kolom yang mampu memikul gaya dalam yang terjadi. Gaya dalam yang terjadi juga dipakai untuk merancang sambungan antara balok induk-balok anak, sambungan balok-kolom dan sambungan antar kolom.

#### 4.12.1 Pembahasan Balok

Balok yang direncanakan ada 2 tipe yaitu balok 1 dengan profil WF 18X143 balok 2 dengan profil WF 18X258. Setelah mendapatkan *output* dari analisis pemodelan pada SAP2000 yang berupa gaya-gaya dalam dari struktur yaitu momen, gaya lintang dan gaya aksial, selanjutnya akan dikontrol terhadap kapasitas tahanan dari balok tersebut. Perencanaan balok sendiri terdiri dari dua macam yaitu balok sebelum komposit dan balok setelah komposit.

Pada perencanaan balok sebelum komposit, balok dikontrol terhadap kapasitas tahanan momen lentur nominal, kapasitas tahanan geser nominal dan lendutan. Pada hasil analisis kapasitas tahanan lentur nominal balok sebelum komposit bisa dilihat pada Tabel 4.5. Rekapitulasi kuat lentur balok sebelum komposit dengan hasil pada balok 1 memiliki kapasitas momen lentur nominal sebesar 113.518,879 kgm yang masih lebih besar dibandingkan dengan momen lentur *ultimate* yang terjadi pada balok 1 sebesar 13.653,94 kgm. Untuk balok 2 memiliki kapasitas momen lentur nominal sebesar 215.403,83 kgm yang masih lebih besar dibandingkan dengan momen lentur *ultimate* yang terjadi pada balok 2 sebesar 18.991,57 kgm, sehingga dapat disimpulkan bahwa masing-masing balok mampu menahan lentur *ultimate* yang terjadi pada balok. Sedangkan hasil analisis tahanan geser nominalnya bisa dilihat pada Tabel 4.6. Rekapitulasi kuat geser balok sebelum komposit dan dari tabel tersebut didapat hasil pada balok 1 memiliki kapasitas tahanan geser nominal sebesar 102.496,771 kg yang masih lebih besar dibandingkan dengan geser lentur *ultimate* yang terjadi pada balok 1 sebesar 1.213,94 kg dan bisa dikatakan aman. Untuk balok 2 memiliki kapasitas geser lentur nominal sebesar

179.720,3660 kg yang masih lebih besar dibandingkan dengan geser lentur *ultimate* yang terjadi pada balok 2 sebesar 2.494,76 kg, jadi masing-masing balok mampu menahan geser *ultimate* yang terjadi pada balok. Untuk lendutan maksimum yang terjadi pada balok sebesar 5,050 mm dimana masih lebih kecil dari lendutan yang diijinkan yaitu sebesar 15 mm.

Selanjutnya perencanaan balok dengan kondisi setelah komposit. Perbedaan balok sebelum komposit dengan setelah komposit yaitu pada pembebanannya dan juga cara analisisnya. Pada pembebanan sebelum komposit beban hidup yang ditahan oleh struktur sebesar  $100 \text{ kg/m}^2$  dan beban mati sebesar berat sendiri bangunan pada saat pembebanan setelah komposit beban hidup yang bekerja sebesar  $250 \text{ kg/m}^2$  dan beban mati sebesar berat sendiri bangunan ditambah plafond, spesi, kramik dan berat instalasi yang jumlahnya sebesar  $123 \text{ kg/m}^2$ . Dilakukan kontrol yang sama seperti balok sebelum komposit namun dengan cara analisis yang berbeda. Untuk menghitung kapasitas tahanan momen lentur pada balok sebelum komposit yaitu dengan  $M_n = Z_x \cdot f_y$ , berbeda dengan cara menghitung kapasitas tahanan lentur nominal balok setelah komposit yaitu dengan cara  $M_n = C \cdot d_1$ . Pada analisis kuat lentur balok setelah komposit terjadi dua kondisi yaitu kontrol kuat lentur positif dan kuat lentur negatif. Pada hasil analisis balok kuat lentur positif dan kuat lentur negatif pada Tabel 4.8. Rekapitulasi kuat lentur negatif, dari hasil kedua analisis tersebut memberikan kesimpulan bahwa balok mampu menahan lentur positif *ultimate* maupun lentur negatif *ultimate*. Untuk analisis pada tahanan geser nominal balok setelah komposit bisa dilihat pada Tabel 4.9. Rekapitulasi kuat geser balok setelah komposit yang menunjukkan bahwa masing-masing balok mampu menahan geser *ultimate* yang terjadi pada balok. Lendutan maksimum yang terjadi pada balok setelah komposit sebesar 9,985 mm dimana masih lebih kecil dari lendutan yang diijinkan yaitu sebesar 15 mm.

#### 4.12.2 Pembahasan Kolom

Kolom yang direncanakan pada struktur bangunan ini menggunakan material baja dengan profil WF33X318. Kolom harus memiliki inersia yang lebih besar dari balok dan juga mutu baja yang digunakan untuk kolom adalah A36. Setelah dilakukan perhitungan menggunakan SAP2000, maka diperoleh gaya-gaya dalam. Pada perencanaan kolom ini, digunakan lentur dan gaya normal. Selanjutnya dilakukan analisis pada kolom berdasarkan SNI 03-1729-2002.

Hasil *output* dari perhitungan SAP2000 pada gaya normal *ultimate* atau  $N_u$  adalah sebesar 243.101,69 kg. Untuk menghitung kapasitas tahanan normal nominal adalah dengan rumus  $N_n = A_s \cdot f_{cr}$ , dan hasil analisis kapasitas tahanan normal nominal atau  $N_n$  sebesar 1.183.547,067 kg yang menunjukkan bahwa kolom mampu menahan gaya normal *ultimate* yang terjadi.

Pada suatu komponen struktur terkadang efek gaya aksial maupun momen lentur tidak dapat diabaikan salah satunya, kombinasi dari gaya aksial dan momen lentur harus dipertimbangkan dalam proses desain komponen struktur tersebut. Komponen tersebut disebut sebagai elemen balok-kolom (*beam-column*). Oleh karena itu dilakukan analisis balok-kolom pada perencanaan alternatif ini karena efek gaya aksial dan momen lentur yang tidak dapat diabaikan salah satunya. Perencanaan struktur balok-kolom, diatur dalam SNI 03-1729-2002 pasal 11.3. Untuk analisis balok-kolom sendiri terdiri dari analisis balok-kolom akibat portal bergoyang dan analisis balok-kolom akibat portal bergoyang yang bisa dilihat pada sub bab **4.6.3**.

#### **4.12.3 Pembahasan Penghubung Geser**

Gaya geser yang terjadi antara pelat beton dan profil baja harus dipikul oleh sejumlah penghubung geser, sehingga tidak terjadi slip saat masa layan. Besarnya gaya horizontal yang dipikul oleh penghubung geser diatur dalam SNI 03-1729-2002 pasal 12.6.2. Sedangkan persyaratan mengenai jarak antar penghubung geser diatur dalam SNI 03-1729-2002 pasal 12.6.6.

Penghubung geser yang direncanakan menggunakan penghubung geser tipe *stud* diameter *stud*  $\frac{3}{4}$ " atau 19,05 mm dan tinggi *stud* 70 mm dengan mutu  $f_u \text{ stud} = 400$  MPa. Gaya geser per tiap *stud* sebesar 110.332.954 N. Hasil perencanaan penghubung geser bisa dilihat pada Tabel 4.17. Rekapitulasi jumlah dan jarak antar *stud*.

#### **4.12.4 Pembahasan Sambungan**

Sambungan pada perencanaan ini terdiri dari sambungan antara balok-kolom dan sambungan antar kolom. Untuk sambungan antara balok induk dan balok anak serta sambungan balok-kolom digunakan las. Sambungan las yang digunakan adalah sambungan las elektroda dengan  $f_u \text{ w} = 490$  Mpa. Setelah dilakukan perhitungan untuk perencanaan sambungan las didapat tebal dan panjang kebutuhan las yang bisa dilihat pada Tabel.4.19. Rekapitulasi tebal

dan panjang las sudut antara balok induk dan balok anak dan pada Tabel 4.20 Rekapitulasi tebal dan panjang las sudut antara balok dan kolom.

Untuk sambungan antar kolomnya sendiri menggunakan baut A325 dengan  $\emptyset = 16$  mm. Data yang digunakan dalam perencanaan sambungan antar kolom menggunakan baut adalah lentur *ultimate* dan geser *ultimate* dari kolom. Pada perencanaan sambungan antar kolom menggunakan baut didapat jumlah kebutuhan baut untuk *web* sejumlah 4 buah baut dan untuk *flens* sejumlah 8 buah baut. Perhitungan jarak antar baut sudah disesuaikan dengan persyaratan jarak antar baut menurut SNI 03-1729-2002 pasal 13.4.



## BAB V

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 5.1 Kesimpulan

Perancangan Gedung Kampus Fakultas Ilmu Budaya Universitas Brawijaya Malang memakai struktur komposit mempunyai beberapa kelebihan, seperti menghemat tinggi profil baja, menambah kekakuan lantai, dan memiliki bentang layan untuk balok tertentu bisa lebih panjang. Balok dan kolom yang dipakai pada perancangan ini adalah balok baja dan kolom baja dengan profil WF. Pada balok memiliki 2 tipe profil yaitu untuk balok 1 dengan profil WF 18X143, balok 2 dengan profil WF 18X258. Untuk kolom memakai profil WF WF33X318. Gedung ini dirancang menggunakan konsep berdasarkan LRFD (Load Resistance Factor Design). Beban dianalisis dengan metode respon spectrum dengan program analisis struktur.

#### 5.2 Saran

Dengan kemajuan teknologi pada saat ini, perancangan struktur bangunan gedung 3D dapat dilakukan melalui aplikasi analisis struktur yang akan menampilkan gaya-gaya dalam yang terjadi setelah pembenanan secara langsung. Hasil yang didapatkan dari program analisis struktur harus sesuai dengan persyaratan yang terdapat dalam peraturan yang berlaku, dan agar memperoleh hasil yang lebih efisien. Akan tetapi kita sebagai perencana harus memperhatikan secara teliti dan saat memasukkan input data-data yang dipakai pada program aplikasi analisis struktur karena jika terjadi kesalahan dalam memasukkan input data akan mengakibatkan kesalahan yang fatal.

Pada perancangan struktur komposit agar dapat memikul gaya gempa, yang harus diperhatikan adalah saat mengontrol tahanan balok dan kolom sehingga memenuhi batasan-batasan balok dan kolom sesuai SRPMM serta perlu adanya ketelitian saat merencanakan sambungan. Setelah merealisasikan hitungan menjadi sebuah gambar, perlu adanya kontrol apakah sudah sesuai dengan rencana awal. Selain itu pemilihan profil WF harus tepat, sehingga didapatkan dimensi balok dan kolom yang hemat dan efisien.

*(Halaman kosong)*



## DAFTAR PUSTAKA

- Amon, Rene ; Knobloch, Bruce & Mazumder, Atanu 1999. *Perencanaan Konstruksi Baja Untuk Insinyur dan Arsitek 2*. Bandung: PT. Pradinya Paramita.
- Badan Standarisasi Nasional. (1983). *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*. Bandung: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung, Standar Nasional Indonesia 03-1726-2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *Tata Cara Perhitungan Beton untuk Bangunan Gedung, Standar Nasional Indonesia 03-2487-2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *Tata Cara Perhitungan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung, Standar Nasional Indonesia 03-1729-2002*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B., & Supriatna, L. (2002). *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 Dan RSNI 03-1726-201x*. Jakarta: Erlangga.
- Gere, James. M., & Timoshenko, Stephen. P. 1972. *Mekanika Bahan Jilid 1 Edisi Keempat*. Jakarta: Erlangga.
- Nasution, A. (2000). *Analisa Struktur dengan Metoda Matrik*. Bandung: Penerbit ITB.
- Salmon, C. G., & Johnson, J. E. (1991). *Struktur Baja Desain Dan Perilaku jilid 2 Edisi Kedua*. Diterjemahkan oleh: Ir. Wira M. S. CE. Jakarta: Erlangga.
- Schueller, W. (1991). *Struktur Bangunan Bertingkat Tinggi*. Bandung: Refika Aditama.
- Smith, J. C. (1996). *Structural steel design LRFD Approach Second Edition*. John Wiley & Son, Inc: United Stated of America.
- Setiawan, A. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03-1729-2002)*. Jakarta: Erlangga.
- Taranath, B. S. 1998. *Steel, Concrete, and Composite Design of Tall Buildings*. USA: Mc Graw-Hill.
- Tular, R. B. 1984. *Perencanaan Bangunan Tahan Gempa*. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.

Viest, I. M. & Fountain, R. S. (1958). *Composite Construction In Steel and Concrete*. Ohio: Lorain.

