

TUGAS AKHIR

**DEFORMASI JEMBATAN BETON DITINJAU SEBAGAI
SISTEM BALOK SILANG DAN BALOK SEDERHANA
(Studi Literatur)**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun Oleh:

RATIH DELIMA SARI
1307210061



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2017**

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Ratih Delima Sari

NPM : 1307210061

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Deformasi Jembatan Beton Ditinjau Sebagai Sistem Balok Silang Dan Balok Sederhana (Studi Literatur).

Bidang ilmu : Struktur.

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, Oktober 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Penguji

Tondi Amirsyah Putera P., S.T, M.T

Ir. Zurkiyah, M.T

Dosen Pembanding I / Penguji

Dosen Pembanding II / Penguji

Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T, M.Sc

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Ratih Delima Sari

Tempat /Tanggal Lahir: Gunungsitoli/ 19 Juli 1996

NPM : 1307210061

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil

menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“DEFORMASI JEMBATAN BETON DITINJAU SEBAGAI BALOK SILANG DAN BALOK SEDERHANA”,

bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, September 2017

Saya yang menyatakan,

Materai
Rp.6.000,-

(Ratih Delima Sari)

ABSTRAK

DEFORMASI JEMBATAN BETON DITINJAU SEBAGAI SISTEM BALOK SILANG DAN BALOK SEDERHANA (Studi Literatur)

Ratih Delima Sari

1307210061

Tondi Amirsyah Putera P., S.T, M.T

Ir. Zurkiyah, M.T

Jembatan memiliki peranan penting untuk menjaga aspek kehidupan manusia agar berlangsungnya hubungan antara suatu wilayah dengan wilayah lainnya. Pada struktur jembatan faktor kekuatan struktur harus diperhitungkan agar jembatan memiliki ketahanan dalam menopang beban-beban yang bekerja di atasnya. Masa layan sebuah struktur jembatan beton sangat ditentukan oleh besarnya lendutan yang dialami oleh struktur tersebut. Elemen lentur berupa balok yang dominan memikul gaya dalam berupa momen lentur, gaya geser maupun simpangan harus mampu menahan defleksi yang terjadi akibat aksi beban yang terdistribusi. Simpangan lendutan yang besar dapat menyebabkan defleksi pada balok sehingga menyebabkan keretakan pada struktur beton. Oleh karena itu, untuk menambah kekakuan pada sebuah konstruksi dilakukan studi perbandingan deformasi struktur jembatan beton dengan panjang 25 m dan lebar 9 m. Pada pemodelan struktur Model 1 dengan gelagar beton bertulang *simple spans*, Model 2 dengan sistem grid dengan penambahan balok diafragma lateral dan Model 3 dengan sistem grid dengan penambahan balok diafragma longitudinal dan diafragma lateral dengan jumlah yang sama pada pemodelan struktur yang kedua. Analisa struktur dilakukan dengan *software* SAP 2000 dan didapatkan nilai perbandingan simpangan lendutan pada Model 1 sebesar 0,018114 m, Model 2 sebesar 0,016854 m, dan Model 3 sebesar 0,015431 m, memenuhi persyaratan lendutan maksimum sebesar $L/800$ atau lendutan tidak boleh melampaui 0,03125 m.

Kata kunci: Jembatan, beton, balok silang, lendutan.

ABSTRACT

REINFORCED CONCRETE BRIDGE CONSIDERED AS GRID SYSTEM AND SIMPLE SPAN (Literature Study)

Ratih Delima Sari
1307210062

Tondi Amirsyah Putera P., S.T, M.T
Ir. Zurkiyah, M.T

The bridge has an important role to maintain the aspects of human life in order to make the connection between a region with other regions. On the structure of the bridge structure the power factor must be taken into account so that the bridge has a resilience in propping up loads that work on it. The period of a concrete bridge structure largely determined by the amount of deflection experienced by the structure. Elastic elements form the dominant beam bearing styles in the form of a moment of shear force bending as well as deviations must be able to withstand the deflection that occurs due to the action of a distributed load on it. Large deflection Byway can cause a deflection in beams causing cracks in the concrete structure. Therefore, to increase the stiffness of the construction carried out a comparative study of deformation of concrete bridge structure with length of 25 m and width of 9 m. On modeling the structure of Model 1 with reinforced concrete simple spans, Model 2 with grid systems addition of diaphragm lateral beam, and the Model 3 with grid systems too and addition of diaphragm longitudinal beam and diaphragm lateral beam with an equal number on the second structure modeling. Analysis of the structure with program SAP 2000 retrieves the value comparison of deflection on the Model 1 of 0,018114 m, Model 2 of 0,016854 m, and the Model 3 of 0,015431 m, satisfies the requirements of maximum deflection of $L/800$ or deflection should not exceed of 0,03125 m.

Keywords: Bridge, concrete, grid systems, deflection.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Deformasi Jembatan Beton Ditinjau Sebagai Balok Silang Dan Balok Sederhana” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terima kasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera P, S.T, M.T selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Ir. Zurkiyah, M.T selaku Dosen Pimbimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T, M.Sc selaku Dosen Pembanding I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Ade Faisal, S.T, MSc selaku Dosen Pembanding II dan Penguji sekaligus Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan arahan dan masukkan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Ibu Hj. Irma Dewi, S.T, M.Si selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Bapak Rahmatullah S.T, M.Sc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
8. Teristimewa untuk Orang tua penulis Ayahanda Ramlan Yatim dan Ibunda Teti Herawati yang telah memberikan banyak dukungan moril maupun material serta kasih sayang tulus selama ini kepada penulis.
9. Teristimewa untuk Kakak penulis Ferini Hidayati, dan Adik-adik penulis Mutiara, Refadli Herlando atas dukungannya kepada penulis.
10. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
11. Sahabat-sahabat penulis: Agung Imam Fadillah, Suryadi, M Fatah Arrizki, Suci Emi Ardiana, Brenda Ira Clara, Dila Syafira Zay, Dini Sarah Zaivina, Firza Aditya, Afif Prasetio, Teguh Jaya, Citra Ardila Laoli, Dewi Casandra, Fitri Yanna Zega, Yuli Agustina serta Teman-teman Teknik Sipil A1-Pagi 2013 dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, September 2017

Ratih Delima Sari

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	I
LEMBAR KEASLIAN TUGAS AKHIR	ii
ABSTRAK	iii
<i>ABSTRACT</i>	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR NOTASI	xviii
DAFTAR SINGKATAN	xxi
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Ruang Lingkup Pembahasan	3
1.4. Tujuan Penelitian	4
1.5. Manfaat Penelitian	4
1.6. Sistematika Penulisan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Defenisi Jembatan	6
2.2. Dasar-dasar Perencanaan Jembatan	6
2.3. Bagian-bagian Struktur Jembatan	7
2.4. Bentuk dan Tipe Jembatan	8
2.4.1. Jembatan Balok (<i>Beam Bridge</i>)	8
2.4.2. Jembatan Kantilver (<i>Cantilever Bridge</i>)	8
2.4.3. Jembatan Lengkung (<i>Arch Bridge</i>)	9
2.4.4. Jembatan Rangka (<i>Truss Bridge</i>)	10
2.4.5. Jembatan Gantung (<i>Suspension Bridge</i>)	10
2.4.6. Jembatan Kabel (<i>Cable Stayed Bridge</i>)	11
2.4.7. Jembatan Beton Bertulang	12
2.4.7.1. Elemen Struktur Beton Bertulang	12
	vii

2.5.	Pembebanan Jembatan Berdasarkan SNI 1725:2016	13
2.5.1.	Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan	13
2.5.2.	Keadaan Batas Kekuatan	14
2.5.3.	Keadaan Batas Daya Layan	14
2.5.3.1.	Lebar Retak	14
2.5.4.	Keadaan Batas Ekstrem	15
2.5.5.	Beban Permanen	19
2.5.6.	Berat Sendiri (<i>MS</i>)	19
2.5.7.	Beban Mati Tambahan/Utilitas (<i>MA</i>)	20
2.5.8.	Beban Lalu Lintas	20
2.5.8.1.	Beban Lajur “D”	20
2.5.8.2.	Distribusi Beban “D”	22
2.5.9.	Gaya Rem (<i>TB</i>)	23
2.5.10.	Pembebanan Untuk Pejalan Kaki (<i>TP</i>)	23
2.5.11.	Gaya Akibat Deformasi	23
2.5.11.1.	Temperatur merata (<i>EUn</i>)	23
2.5.11.2.	Pengaruh susut dan rangkai (<i>SH</i>)	24
2.5.12.	Beban angin (<i>EW</i>)	25
2.5.12.1.	Tekanan Angin Horizontal	25
2.5.12.2.	Beban Angin Pada Struktur (<i>EW_S</i>)	26
2.5.12.3.	Beban Angin Pada Kendaraan (<i>EW_I</i>)	27
2.5.12.4.	Tekanan Angin Vertikal	27
2.5.13.	Pengaruh Gempa (<i>EQ</i>)	27
2.6.	Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan Berdasarkan RSNI T-12-2004	29
2.6.1.	Syarat Umum Perencanaan Struktur Beton	29
2.6.2.	Perencanaan Kekuatan Struktur Beton Bertulang	29
2.6.3.	Asumsi dan Anggapan Perencanaan	30
2.6.4.	Perencanaan Berdasarkan Beban dan Kekuatan Terfaktor (<i>PBKT</i>)	30
2.6.5.	Perencanaan Berdasarkan Beban Layan (<i>PBL</i>)	32
2.6.6.	Kekuatan Nominal Beton	33

2.6.6.1.	Kuat Tekan	33
2.6.6.2.	Kuat Tarik	33
2.6.6.3.	Kuat Tarik Lentur	33
2.6.6.4.	Tegangan Ijin	33
2.6.6.5.	Modulus Elastisitas	35
2.6.6.6.	Angka Possion	35
2.6.6.7.	Koefisien Muai Panas	35
2.6.6.8.	Susut dan Rangkak Beton	35
2.6.7.	Pembatasan Lendutan untuk Balok dan Pelat	36
2.7.	Balok Silang (<i>Grid System</i>)	36
2.7.1.	Teori Balok Silang	36
2.7.2.	Analisis Balok Silang	38
2.8.	Pengaruh Gempa (EQ)	39
2.8.1.	Beban Horizontal Statis Ekuivalen	39
2.8.2.	Beban Vertikal Statis Ekuivalen	42
BAB 3 PEMODELAN STRUKTUR		
3.1.	Metode Penelitian	45
3.2.	Tinjauan Umum	46
3.2.1.	Klasifikasi dan Data Perencanaan Jembatan	46
3.2.2.	Bahan Struktur	48
3.2.3.	Perencanaan Perletakan	49
3.3.	Pemodelan Jembatan	49
3.3.1.	Model 1	50
3.3.2.	Model 2	51
3.3.3.	Model 3	53
3.4.	Pembebanan Jembatan	54
3.4.1.	Berat Mati Sendiri (MS)	54
3.4.2.	Beban Mati Tambahan (MA)	55
3.4.3.	Beban Lajur “D” (TD)	55
3.4.4.	Gaya Rem (TB)	56
3.4.5.	Pembebanan untuk Pejalan Kaki (TP)	56
3.4.6.	Beban Angin (EW)	57

3.4.6.1.	Beban Angin Struktur (EW_S)	57
3.4.6.2.	Beban Angin Kendaraan (EW_L)	57
3.4.7.	Temperatur Merata (EU_n)	58
3.4.8.	Pengaruh Susut dan Rangkak (SH)	59
3.4.8.1.	Pengaruh Susut (<i>Shrinkage</i>)	58
3.4.8.2.	Pengaruh Rangkak (<i>Creep</i>)	59
3.4.9.	Beban Gempa (EQ)	60
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHAN		
4.1.	Tinjauan Umum	62
4.2.	Hasil Analisa	62
4.3.	Keadaan Batas Kekuatan	63
4.3.1.	Kontrol Kekuatan Momen Nominal Penampang Balok	63
4.3.1.1.	Model 1	63
4.3.1.2.	Model 2	65
4.3.1.3.	Model 3	67
4.3.2.	Kontrol Kekuatan Gaya Geser Nominal Penampang	70
4.3.2.1.	Model	70
4.3.2.2.	Model 2	72
4.3.2.3.	Model 3	75
4.4.	Keadaan Batas Daya Layan	78
4.4.1.	Hasil Analisa Lendutan Model 1	78
4.4.2.	Hasil Analisa Lendutan Model 2	79
4.4.3.	Hasil Analisa Lendutan Model 3	79
4.4.4.	Analisa Momen Retak Model 1	81
4.4.5.	Analisa Momen Retak Model 2	83
4.4.6.	Analisa Momen Retak Model 3	85
4.4.7.	Kontrol Lebar Retak Pada Balok Girder	86
4.4.8.	Kontrol Lebar Retak Pada Balok Diafragma	86
4.5.	Keadaan Batas Ekstrem	87
4.5.1.	Hasil Analisa Periode Getar Model 1	87
4.5.2.	Hasil Analisa Periode Getar Model 2	89
4.5.3.	Hasil Analisa Periode Getar Model 3	91

BAB 5 HASIL DAN PEMBAHAN	
5.1. Kesimpulan	94
5.2. Saran	95
DAFTAR PUSTAKA	96
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Syarat lebar retak izin (ACI Committee 224)	15
Tabel 2.2	Kombinasi Beban dan Faktor Beban berdasarkan SNI 1726:2016	18
Tabel 2.3	Berat isi untuk beban mati berdasarkan SNI 1726:2016	19
Tabel 2.4	Faktor beban untuk berat sendiri berdasarkan SNI 1726:2016	20
Tabel 2.5	Faktor beban untuk beban mati tambahan berdasarkan SNI 1726:2016	20
Tabel 2.6	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana berdasarkan SNI 1726:2016	21
Tabel 2.7	Temperatur Jembatan Rata-Rata Nominal berdasarkan SNI 1726:2016	24
Tabel 2.8	Faktor Beban Akibat Susut dan Rangkak berdasarkan SNI 1726:2016.	25
Tabel 2.9	Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu berdasarkan SNI 1726:2016	26
Tabel 2.10	Tekanan Angin Dasar berdasarkan SNI 1726:2016	27
Tabel 2.11	Koefisien standar susut beton sebagai tambahan regangan jangka panjang (RSNI T-12-2004)	35
Tabel 2.12	Koefisien standar rangkak beton sebagai tambahan regangan jangka panjang (RSNI T-12-2004)	36
Tabel 2.13	Kondisi tanah untuk koefisien geser dasar (RSNI T-12-2004)	42
Tabel 2.14	Titik belok untuk garis dalam Gambar. 2.14 (RSNI T-12-2004)	42
Tabel 2.15	Faktor Kepentingan (RSNI T-12-2004)	43
Tabel 2.16	Faktor tipe bangunan (RSNI T-12-2004)	43
Tabel 3.1	LHR berdasarkan klasifikasi jalan (SNI 1725:2016)	47
Tabel 3.2	Ukuran penampang balok pada jembatan	49
Tabel 3.3	Berat isi untuk beban Mati dan beban mati tambahan (SNI 1725:2016)	55

Tabel 3.4	Periode (T) dari hasil analisis program analisa struktur	60
Tabel 4.1	Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok girder Model 1	63
Tabel 4.2	Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok diafragma Model 1	64
Tabel 4.3	Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok girder Model 2	65
Tabel 4.4	Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok diafragma Model 2	66
Tabel 4.5	Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok girder Model 3	67
Tabel 4.6	Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok diafragma lateral Model 3	68
Tabel 4.7	Tabel 4.7: Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok diafragma longitudinal Model 3	69
Tabel 4.8	Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser pada balok girder Model 1	71
Tabel 4.9	Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser pada balok diafragma Model 1	71
Tabel 4.10	Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser pada balok girder Model 2	73
Tabel 4.11	Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser pada balok diafragma Model 2	73
Tabel 4.12	Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser pada balok girder Model 3	75
Tabel 4.13	Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser maksimum pada balok diafragma lateral Model 3	76
Tabel 4.14	Hasil output nilai maksimum lendutan pada balok girder Model 1	78
Tabel 4.15	Hasil output nilai maksimum lendutan pada balok girder Model 2	78

Tabel 4.16	Hasil output nilai maksimum lendutan pada balok girder Model 3	79
Tabel 4.17	Hasil Periode getar (T) Model 1	87
Tabel 4.18	Data <i>output</i> hasil lendutan maksimum pada program analisa struktur akibat kombinasi ekstrem I Model 1	88
Tabel 4.19	Hasil Periode getar (T) Model 2	89
Tabel 4.20	Data <i>output</i> hasil lendutan maksimum pada program analisa struktur akibat kombinasi ekstrem I Model 2	90
Tabel 4.21	Hasil Periode getar (T) <i>output software</i> Model 3	91
Tabel 4.22	Data <i>output</i> hasil lendutan maksimum pada program analisa struktur akibat kombinasi ekstrem I Model 3	93

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Jembatan Balok Tipe Sederhana dan Menerus	8
Gambar 2.2	Jembatan Kantilever Tipe <i>Cantilever</i> dan <i>Cantilever Span</i>	9
Gambar 2.3	Tipe-Tipe Jembatan	9
Gambar 2.4	Tipe-Tipe Jembatan Rangka	10
Gambar 2.5	Jembatan Gantung	11
Gambar 2.6	Jembatan Kabel	11
Gambar 2.7	Jembatan Beton Bertulang	12
Gambar 2.8	Beban lajur “D” (SNI 1726:2016)	21
Gambar 2.9	Alternatif penempatan beban “D” dalam arah memanjang (SNI 1726:2016)	22
Gambar 2.10	Regangan dan tegangan pada penampang beton bertulang (RSNI T-12-2004)	31
Gambar 2.11	Sistem Grid Persegi	38
Gambar 2.12	Balok silang pada sistem <i>grid</i>	37
Gambar 2.13	Koefisien geser dasar (C) plastis untuk analisis statis	40
Gambar 2.14	Wilayah gempa Indonesia untuk periode ulang 500 tahun (SNI 2833:2008)	41
Gambar 3.1	Diagram alir perencanaan	45
Gambar 3.2	Tampak samping penampang jembatan	46
Gambar 3.3	Tampak samping jembatan beton bertulang	48
Gambar 3.4	Tampak atas pemodelan struktur pada program analisa struktur.	48
Gambar 3.5	Pemodelan struktur setelah di <i>constraints</i>	50
Gambar 3.6	Sketsa pemodelan struktur Model 1	50
Gambar 3.7	Pemodelan frame dan pelat jembatan Model 1 pada program analisa struktur	51
Gambar 3.8	Tampak atas 3D struktur jembatan Model 1	51
Gambar 3.9	Tampak samping 3D struktur jembatan Model 1	51
Gambar 3.10	Sketsa pemodelan struktur Model 2	52

Gambar 3.11	Pemodelan frame dan pelat jembatan Model 2 pada program analisa struktur	52
Gambar 3.12	Tampak atas 3D struktur jembatan Model 2	52
Gambar 3.13	Tampak atas 3D <i>frame</i> jembatan dengan pelat Model 2 pada program analisa struktur	52
Gambar 3.14	Sketsa pemodelan struktur Model 3	53
Gambar 3.15	Pemodelan frame struktur jembatan Model 3 pada program analisa struktur	53
Gambar 3.16	Tampak 3D struktur jembatan Model 3	53
Gambar 3.17	Tampak atas 3D <i>frame</i> jembatan dengan pelat Model 3 pada program analisa struktur	54
Gambar 3.18	Tampak samping 3D struktur jembatan Model 3 dengan penambahan balok longitudinal diantara balok girder	54
Gambar 3.19	Input Berat mati sendiri (MS)	54
Gambar 3.20	Input Beban mati tambahan (MA)	55
Gambar 3.21	Input beban terbagi rata (BTR)	56
Gambar 3.22	Input beban garis terpusat (BGT)	56
Gambar 3.23	Input beban akibat gaya rem (TB)	56
Gambar 3.24	Input beban akibat pembebanan untuk pejalan kaki (TP)	57
Gambar 3.25	Input beban angin struktur (EWs)	57
Gambar 3.26	Input beban angin kendaraan (EW _L)	58
Gambar 3.27	Input beban pengaruh temperatur (ET)	58
Gambar 4.1	Balok girder pada	62
Gambar 4.2	Balok Diafragma pada	62
Gambar 4.3	Diagram perbandingan nilai momen pada setiap balok girder	70
Gambar 4.4	Diagram perbandingan nilai momen maksimum antara balok girder dan balok diafragma pada setiap pemodelan	70
Gambar 4.5	Diagram perbandingan nilai gaya geser pada setiap balok girder	77
Gambar 4.6	Diagram perbandingan nilai gaya geser maksimum antara balok girder dan balok diafragma pada setiap pemodelan	78

Gambar 4.7	Diagram perbandingan lendutan pada setiap balok girder	80
Gambar 4.8	Diagram perbandingan nilai lendutan maksimum antara ketiga pemodelan struktur	80

DAFTAR NOTASI

A	=	luas Penampang, mm ²
A_v	=	luas tulangan geser, mm ²
A_g	=	luas bruto penampang, mm ²
A_s	=	luas tulangan tarik non prategang, mm
a	=	tinggi blok tegangan tekan persegi ekuivalen beton dalam analisis kekuatan batas penampang beton bertulang akibat lentur
b_w	=	lebar badan balok, mm
c	=	jarak dari serat tekan terluar ke garis netral mm
C_u	=	koefisien rangkai maksimum
C_{sm}	=	koefisien respon elastik
d	=	jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik, mm
d_c	=	tebal selimut beton diukur dari serat tarik ke pusat batang tulangan atau kawat yang terdekat, mm
E_c	=	modulus elastisitas beton, Mpa
E_s	=	modulus elastisitas tulangan, Mpa
EU_n	=	gaya akibat temperatur seragam
EW_L	=	beban angin pada kendaraan
EW_s	=	beban angin pada struktur
E_Q	=	gaya gempa
f_c'	=	kuat tekan beton, MPa
f_y	=	kuat leleh baja non-prategang, MPa
f_r	=	modulus keruntuhan dari beton, MPa
f_s	=	tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, MPa
g	=	gravitasi (9,9 m/s ²)
h	=	tinggi penampang, mm
I_{cr}	=	momen inersia retak penampang, dengan tulangan baja yang ditransformasikan kepenampang beton, mm ⁴
I_e	=	momen inersia efektif mm ⁴
I_g	=	momen inersia bruto terhadap sumbu berat penampang tanpa memperhitungkan tulangan baja, mm ⁴

K	=	konstanta kekakuan
K_{ac}^c	=	faktor pengaruh konsistensi (<i>slump</i>) adukan beton untuk rangkai
K_{ac}^s	=	pengaruh faktor kadar udara dalam beton untuk susut
K_b^s	=	faktor pengaruh semen dalam beton untuk susut
K_d^c	=	faktor pengaruh komponen ketebalan beton untuk susut
K_d^s	=	faktor pengaruh komponen ketebalan beton untuk rangkai
K_f^c	=	faktor pengaruh konsistensi (<i>slump</i>) adukan beton untuk rangkai
K_f^s	=	faktor pengaruh agregat halus dalam beton untuk susut
K_h^c	=	faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat untuk rangkai
K_h^s	=	faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat untuk susut
K_s^s	=	faktor pengaruh konsistensi (<i>slump</i>) adukan beton untuk susut
K_{to}^c	=	pengaruh umur beton saat dibebani untuk rangkai
L	=	panjang total jembatan yang dibebani, meter
M_{cr}	=	momen yang menyebabkan terjadinya retak lentur pada penampang akibat beban luar
M_n	=	momen (kekuatan) batas nominal lentur, mm, N
M_u	=	momen terfaktor (ultimit) akibat kombinasi beban luar yang paling berbahaya
MS	=	berat sendiri
MA	=	beban mati tambahan
n	=	perbandingan modulus elastisitas baja terhadap modulus elastisitas beton
η_i	=	faktor pengubah respon
P_n	=	kekuatan batas aksial nominal komponen struktur
P_u	=	gaya aksial terfaktor (ultimit) yang normal terhadap penampang
P	=	intensitas beban garis terpusat
q	=	intensitas beban terbagi rata dalam arah memanjang jembatan, kPa
Q_i	=	gaya atau beban yang bekerja pada jembatan
R_n	=	besaran ketahanan atau kekuatan nominal dari penampang komponen struktur
R_d	=	Faktor modifikasi respon
SH	=	gaya akibat susut/rangkai

T	=	periode alami
TB	=	gaya akibat rem
TD	=	beban lajur "D"
TP	=	beban pejalan kaki
t_a	=	tebal aspal
t_s	=	tebal pelat lantai
t_t	=	tebal trotoar
v	=	angka possion
V_n	=	kekuatan geser nominal penampang komponen struktur
V_u	=	gaya geser terfaktor akibat kombinasi pengaruh gaya luar yang terbesar pada penampang
V_s	=	kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser
W_t	=	berat total struktur bangunan atas yang dipikul
\emptyset	=	faktor reduksi beban
ε_e	=	regangan elastis beton akibat susut tegangan tetap
$\varepsilon_{cs,t}$	=	regangan rangkak pada beton pada umur t (hari) sejak saat dibebani oleh suatu tegangan tetap
$\varepsilon_{cs,u}$	=	nilai regangan susut maksimum beton
y_t	=	jarak dari serat tarik maksimum ke sumbu
γ_{cc}	=	faktor besaran rangkak yang dipengaruhi oleh material beton dan kondisi lingkungan pekerjaan
$\emptyset_{cc}(t)$	=	koefisien rangkak beton yang tergantung pada waktu t
λ_{cs}	=	faktor besaran susut yang dipengaruhi oleh material beton dan kondisi lingkungan pekerjaan
β_1	=	faktor tinggi blok tegangan tekan persegi ekuivalen beban
δ	=	lendutan simpangan maksimum

DAFTAR SINGKATAN

- BGT = Beban Garis Terpusat
BTR = Beban Terbagi Rata
PBKT = Perencanaan Berdasarkan Beban dan Kekuatan Terfaktor
PBL = Perencanaan Berdasarkan Beban Layan

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



PERSONAL INFO

Nama Lengkap : Ratih Delima Sari
Tempat, Tanggal Lahir : Gunungsitoli, 19 Juli 1996
Agama : Islam
Alamat KTP : Jl. Sutomo, Desa Mudik, Gunungsitoli, Nias.
No. Hp : 0822-8517-0151
E-mail : ratihdelimasari19@gmail.com

EDUCATION HISTORY

Nomor Pokok Mahasiswa : 1307210061
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara

No.	Tingkat Pendidikan	Tempat	Tahun Kelulusan
1	SD Negeri 070991, Mudik	Kota Gunungsitoli	2007
2	SMP Negeri 5	Kota Gunungsitoli	2010
3	SMA Negeri 1	Kota Gunungsitoli	2013
4	Melanjutkan studi di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2013 sampai selesai		

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia adalah salah satu negara berkembang yang sedang giat melaksanakan pembangunan di segala bidang. Jalan sebagai salah satu prasarana transportasi yang mempunyai peranan yang sangat penting untuk mendukung arus pergerakan manusia. Tetapi seperti yang kita ketahui, terkadang perjalanan dapat terganggu oleh sungai, selat, danau ataupun jalan lalu lintas biasa sehingga perlu adanya suatu penghubung agar dapat melintasinya dalam hal ini adalah jembatan (Santoso, 2009).

Jembatan adalah struktur yang dibangun dengan tujuan menghubungkan jalan yang terputus karena rintangan seperti sungai, lembah, laut. Jembatan merupakan bagian dari jalan yang sangat diperlukan dalam sistem jaringan transportasi darat.

Melihat perkembangan dunia konstruksi Indonesia secara kuantitas sangat banyak, hal ini dapat dilihat dengan banyaknya jembatan penghubung yang sudah didirikan di berbagai daerah di Indonesia baik jembatan sederhana dengan perletakan sederhana atau jembatan layang dengan perencanaan konstruksi yang super canggih.

Keamanan jembatan menjadi faktor utama yang harus diperhatikan dalam perencanaan jembatan. Beban primer, beban sekunder sampai beban khusus harus diperhitungkan dalam perancangan jembatan agar memiliki ketahanan dalam menopang beban-beban tersebut. Keselamatan dan keamanan pengguna jembatan menjadi hal penting yang harus diutamakan.

Suatu hal yang penting dalam perencanaan jembatan adalah menentukan jenis jembatan yang akan dibangun. Hal ini dibutuhkan untuk dapat merencanakan suatu konstruksi jembatan yang cukup kuat dan ekonomis. Beton dewasa ini sudah banyak dikenal di dunia konstruksi, karena selain perawatannya yang mudah beton juga dapat menahan beban yang cukup besar bila dibandingkan dengan material lainnya.

Dalam merencanakan struktur jembatan beton bertulang analisis struktur dan elemen struktur sangat mempengaruhi. Dimana analisis struktur merupakan perilaku untuk menentukan efek dari beban pada struktur fisik dan komponennya serta hasilnya digunakan untuk memverifikasi kekuatan struktur yang akan dibangun. Sedangkan, elemen struktur itu sendiri merupakan gabungan elemen struktur dengan materialnya. Elemen struktur diantaranya yaitu elemen tekan yang merupakan abutment ataupun pilar dan elemen lentur yang merupakan gelagar beton. Deformasi balok jembatan erat kaitannya dengan seberapa besar beban yang akan diterima sehingga balok akan terdefleksi atau melendut dari posisi awalnya apabila terbebani.

Aplikasi lendutan balok mempunyai peranan penting pada jembatan. Sebuah jembatan yang fungsinya menyeberangkan benda atau kendaraan di atasnya mengalami beban yang sangat besar dan dinamis bergerak di atasnya akan mengakibatkan terjadinya lendutan atau defleksi pada balok-balok yang berfungsi sebagai penopang. Defleksi yang terjadi secara berlebihan tentunya akan mengakibatkan keretakan pada jembatan dan hal ini tidak diinginkan dalam sebuah perencanaan struktur.

Pada Tugas Akhir ini penulis akan merencanakan struktur jembatan beton bertulang dengan bentang jembatan sebesar 25 m. Penulis mencoba membandingkan sistem balok sederhana dan balok silang (*grid system*) dengan melakukan analisis struktur sehingga dapat diketahui akibat terjadinya defleksi atau perubahan bentuk pada balok akibat beban yang bekerja di atasnya. Perubahan pada balok diukur dari permukaan netral awal ke posisi netral setelah terjadinya deformasi. Dan Tugas Akhir ini juga diharapkan dapat bermanfaat bagi penulis secara langsung dengan bertambahnya ilmu pengetahuan tentang perencanaan jembatan yang dapat diterapkan pada dunia kerja nantinya serta bermanfaat bagi pembaca.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah yang akan timbul pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Bagaimana tata cara perencanaan struktur atas jembatan beton bertulang berdasarkan Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan RSNI T-12-2004 dan SNI 1725-2016 “Pembebanan Pada Jembatan”?
2. Bagaimana pengaruh luas penampang dan pembebanan yang konstan pada sistem balok silang dan balok sederhana?
3. Berapa besar nilai simpangan lendutan yang terjadi akibat sistem struktur balok sederhana dengan sistem balok grid yang semakin rapat?

1.3 Ruang Lingkup Pembahasan

Ruang Lingkup dan aspek yang ditinjau pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Direncanakan perhitungan analisis struktur jembatan dengan material struktur yaitu beton bertulang dengan panjang bentang sebesar 25 m.
2. Perhitungan analisa struktur jembatan beton bertulang mengacu pada Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan RSNI T-12-2004.
3. Pembebanan struktur berdasarkan Pembebanan untuk Jembatan SNI 1725:2016.
4. Kuat tekan beton direncanakan dengan f'_c 35 MPa.
5. Jembatan ini direncanakan di suatu sungai pada Kota Medan, keberadaan lokasi jembatan disesuaikan asumsi penulis dikarenakan dalam parameter Tugas Akhir ini hanya untuk mengetahui deformasi yang terjadi pada balok akibat kedua sistem yang ditinjau.
6. Tidak membahas perencanaan dan analisa perhitungan bangunan bawah serta pengaruh aliran sungai di bawah jembatan tidak diperhitungkan dan tidak merencanakan perkerasan jalan pada jembatan.
7. Analisis struktur jembatan dan pemodelan struktur menggunakan program SAP2000 Ver 11.0.0.

1.4 Tujuan Penelitian

Tujuan penulisan tugas akhir ini diantaranya adalah:

1. Untuk mengetahui tata cara perencanaan jembatan serta menganalisa struktur dengan pembebanan sesuai dengan SNI 1725:2016.
2. Untuk mengetahui perbandingan struktur balok dengan menggunakan sistem balok sederhana dengan sistem balok silang (*grid system*).
3. Untuk mengetahui keadaan batas yang disyaratkan pada jembatan terkait keadaan batas daya layan, keadaan batas kekuatan, serta keadaan batas ekstrem pada ketiga model yang berbeda dan dengan nilai pembebanan yang tetap.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini adalah untuk memberikan gambaran tentang perbandingan kekakuan antara kedua sistem balok yaitu balok sistem grid dengan balok sederhana atau *simple spans* dalam mendistribusikan gaya-gaya yang bekerja.

Dan diharapkan juga nantinya Tugas Akhir ini bisa digunakan sebagai acuan dalam merencanakan pembangunan struktur jembatan beton dengan penggunaan sistem grid atau dengan ditambahkannya jumlah balok pengaku diafragma, sehingga struktur mampu menahan defleksi berlebih akibat pembebanan baik dari berat struktur itu sendiri maupun beban-beban yang bekerja di atasnya.

1.6 Sistematika Penulisan

Adapun sistematika penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

BAB 1 PENDAHULUAN

Menguraikan hal-hal umum mengenai Tugas Akhir, seperti latar belakang, rumusan masalah, ruang lingkup pembahasan, tujuan penelitian, dan manfaat penelitian.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Pada bab ini berisi teori-teori dasar atau prosedur yang dilakukan penulis untuk memperoleh jawaban yang sesuai dengan kasus permasalahan.

BAB 3 METODE PENELITIAN

Pada bab ini menjelaskan perencanaan pemodelan struktur serta nilai-nilai analisis struktur berdasarkan peraturan yang terkait.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bab ini menguraikan hasil pembahasan analisis desain dan kinerja struktur.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Berisi kesimpulan sesuai dengan analisis terhadap studi literatur dan berisi saran untuk pengembangan lebih lanjut yang baik untuk kedepannya.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Defenisi Jembatan

Jembatan adalah suatu konstruksi yang gunanya untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah. Rintangan ini biasanya jalan lain (jalan air atau jalan lalu lintas biasa). Jika jembatan berada diatas jalan lalu lintas biasa maka dinamakan *Viaduct*. Jembatan sebagai salah satu prasarana transportasi strategis bagi perencanaan pergerakan lalu lintas (Struyk dan Van Der Veen, 1995).

Jembatan adalah suatu bangunan yang memungkinkan suatu jalan menyilang sungai atau saluran air, lembah atau menyilang jalan lain yang tidak sama tinggi permukaannya. Secara umum suatu jembatan berfungsi untuk melayani arus lalu lintas dengan baik. Dalam perencanaan dan perancangan jembatan sebaiknya mempertimbangkan fungsi kebutuhan transportasi, persyaratan teknis dan estetika-arsitektual yang meliputi aspek lalu lintas, aspek teknis, dan aspek estetika.

2.2 Dasar-dasar Perencanaan Jembatan

Berdasarkan SNI 1725:2016 jembatan harus direncanakan sesuai dengan keadaan batas yang disyaratkan untuk mencapai target pembangunan, keamanan, dan aspek layan, dengan memperhatikan kemudahan inspeksi, faktor ekonomi, dan estetika.

Dalam perencanaan struktur jembatan Pers. 2.1 harus dipenuhi untuk semua pengaruh gaya yang bekerja beserta kombinasinya, tidak tergantung dari jenis analisis yang digunakan. Setiap komponen dan sambungan harus memenuhi Pers. 2.1 untuk setiap keadaan batas. Seluruh keadaan batas harus dianggap memiliki tingkat kepentingan yang sama besar.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2.1)$$

Dengan memperhatikan hal-hal sebagai berikut:

Untuk beban-beban dengan nilai maksimum γ_i lebih sesuai maka:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95 \quad (2.2)$$

Untuk beban-beban dengan nilai minimum γ_i lebih sesuai maka:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1 \quad (2.3)$$

2.3 Bagian-bagian Struktur Jembatan

Pada jembatan bangunan atas dan bangunan bawah saling menunjang satu sama lainnya dalam menahan beban yang bekerja. Menurut (Agus Iqbal Manu, 1995) pada buku Dasar-dasar Perencanaan Jembatan Beton Bertulang menyatakan adapun jembatan terdiri dari:

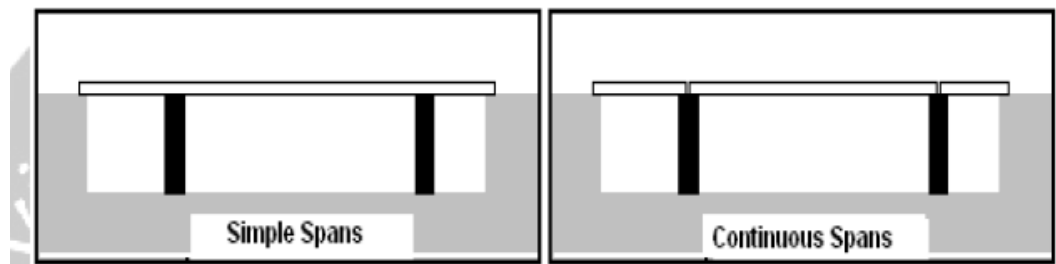
1. Bagian atas jembatan (superstruktur) adalah bagian dari struktur jembatan yang langsung berhubungan dengan beban yang bekerja di atas yaitu kendaraan yang melewatinya kemudian menyalurkannya ke bangunan bawah.
2. Landasan adalah bagian ujung bawah dari suatu bagian atas jembatan yang berfungsi menyalurkan gaya-gaya reaksi dari bangunan atas ke bangunan bawah.
3. Bagian bawah jembatan (substruktur) adalah bagian struktur jembatan yang berada di bawah struktur atas jembatan yang berfungsi untuk menerima atau memikul beban-beban yang diberikan bangunan atas dan kemudian menyalurkan ke pondasi.
4. Abutment merupakan tumpuan dari gelagar jembatan yang berfungsi menerima gaya dari struktur atas lalu menyalurkan ke pondasi di bawahnya yang kemudian diteruskan ke tanah.
5. Pilar merupakan tumpuan gelagar yang terletak di antara dua abutment yang berfungsi untuk membagi kedua bentang jembatan agar di dapatkan bentang jembatan yang kecil atau tidak terlalu panjang untuk menghindari adanya penurunan yang besar pada bangunan atas.
6. Pondasi merupakan bagian struktur jembatan yang berfungsi untuk menerima beban-beban dari bangunan bawah dan menyalurkannya ke tanah.

2.4 Bentuk dan Tipe Jembatan

Struktur jembatan mempunyai berbagai macam tipe, baik dilihat dari bahan strukturnya maupun bentuk strukturnya. Masing-masing tipe struktur jembatan cocok digunakan untuk kondisi yang berbeda sesuai perkembangan (Manullang, 2010). Secara garis besar adapun bentuk-bentuk jembatan sebagai berikut:

2.4.1. Jembatan Balok (*Beam Bridge*)

Jembatan balok adalah jenis jembatan yang paling sederhana yang dapat berupa balok dengan perletakan sederhana (*simple spans*) maupun dengan perletakan menerus (*continous spans*) yang tercantum pada Gambar 2.1.

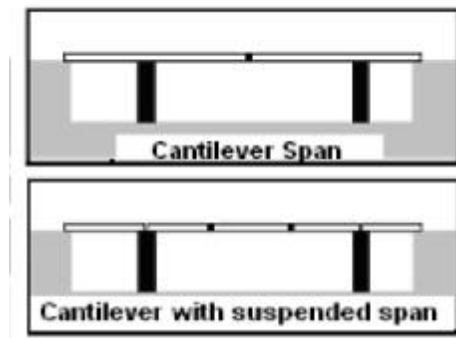


Gambar 2.1: Jembatan Balok Tipe Sederhana dan Menerus (Manullang, 2010).

Jembatan balok terdiri dari struktur berupa balok yang didukung pada kedua ujungnya, baik langsung pada tanah/batuan atau pada struktur vertikal yang disebut pilar atau *pier*. Jembatan balok tipe dengan perletakan sederhana biasa digunakan untuk jembatan dengan bentang antara 15 m sampai 30 m dimana untuk bentang yang kecil sekitar 15 m menggunakan baja (*rolled steel*) atau beton bertulang dan bentang yang berkisar antara 30 meter menggunakan beton prategang.

2.4.2. Jembatan Kantilever (*Cantilever Bridge*)

Jembatan kantilever merupakan pengembangan jembatan balok. Tipe jembatan kantilever ini ada dua macam yaitu tipe *cantilever* dan tipe *cantilever with suspended spans*, dapat dilihat pada Gambar 2.2.

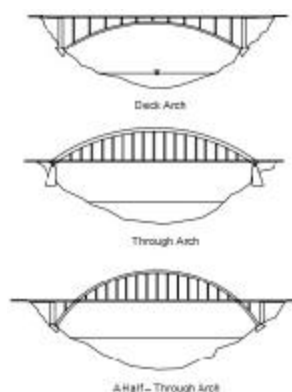


Gambar 2.2: Jembatan Kantilever Tipe *Cantilever* dan *Cantilever Span* (Manullang, 2010).

Pada jembatan kantilever sebuah pilar atau tower dibuat masing-masing sisi bagian yang akan disebrangi dan jembatan dibangun menyamping berupa kantilever dari masing-masing tower. Pilar atau tower ini mendukung seluruh beban pada lengan kantilver. Jembatan kantilever dapat digunakan untuk jembatan dengan bentang antara 400 m sampai 500 m. Umumnya konstruksi jembatan kantilever berupa *box girder* dengan bahan beton *prestress* pracetak.

2.4.3. Jembatan Lengkung (*Arch Bridge*)

Jembatan lengkung adalah suatu tipe jembatan yang menggunakan prinsip kestabilan dimana gaya-gaya yang bekerja di atas jembatan di transformasikan ke bagian akhir lengkung atau *abutment*. Jembatan lengkung dapat dibuat dari bahan batu, bata, kayu, besi cor, baja maupun beton bertulang dan dapat digunakan untuk bentang yang kecil maupun yang besar. Tipe-tipe jembatan pelengkung dapat dilihat pada Gambar 2.3.

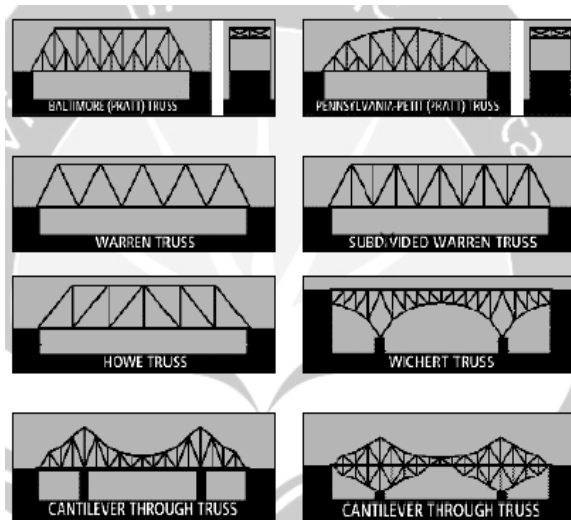


Gambar 2.3: Tipe-Tipe Jembatan Lengkung (Wikibuku, 2012).

Untuk bentang besar jembatan lengkung dapat digunakan untuk bentang sampai 500 m.

2.4.4. Jembatan Rangka (*Truss Bridge*)

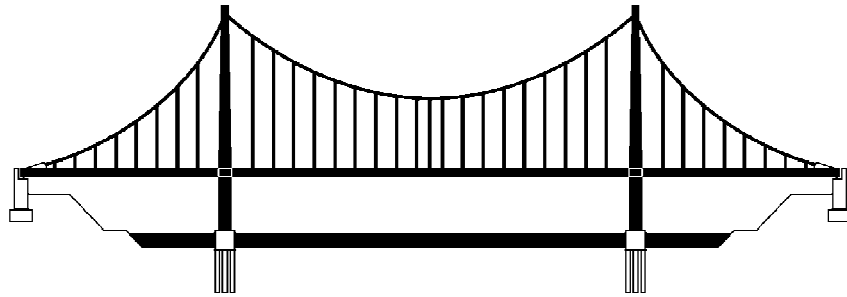
Jembatan rangka dibuat dari struktur rangka yang biasanya terbuat dari bahan baja dan dibuat dengan menyambung beberapa batang dengan las dan baut yang membentuk pola segitiga. Jembatan rangka biasanya digunakan untuk bentang 20 m sampai 375 m. Ada banyak tipe jembatan rangka yang dapat digunakan dapat dilihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4: Tipe-Tipe Jembatan Rangka (Manullang, 2010).

2.4.5. Jembatan Gantung (*Suspension Bridge*)

Jembatan gantung terdiri dari dua kabel besar atau kabel utama yang menggantung dari dua pilar atau tiang utama dimana ujung-ujung kabel tersebut diangkurkan pada pondasi yang biasanya terbuat dari beton. Dek jembatan digantungkan pada kabel utama dengan menggunakan kabel-kabel yang lebih kecil ukurannya. Pilar atau tiang dapat terbuat dari beton atau rangka baja. Struktur dek dapat terbuat dari beton atau rangka baja. Jembatan gantung yang terlihat pada Gambar 2.5 dimana kabel utama mendukung beban struktur jembatan dan mentransfer beban tersebut ke pilar utama dan ke angkur.

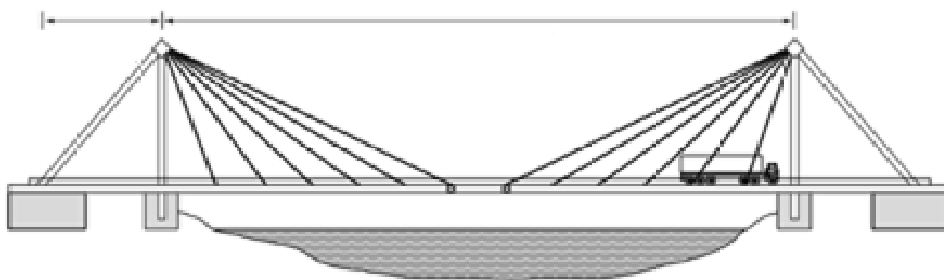


Gambar 2.5: Jembatan Gantung (Manullang, 2009).

Jembatan gantung merupakan jenis jembatan yang digunakan untuk bentang-bentang besar yaitu antara 500 m sampai 2000 m atau 2 km.

2.4.6. Jembatan Kabel (*Cable Stayed Bridge*)

Jembatan kabel merupakan suatu pengembangan dari jembatan gantung dimana terdapat juga dua pilar atau tower. Akan tetapi, pada jembatan kabel dek jembatan langsung dihubungkan ke tower dengan menggunakan kabel-kabel yang membentuk formasi diagonal. Pada jembatan gantung struktur dek dapat terbuat dari rangka baja maupun beton, pada jembatan kabel umumnya deknya terbuat dari beton seperti Gambar 2.6.

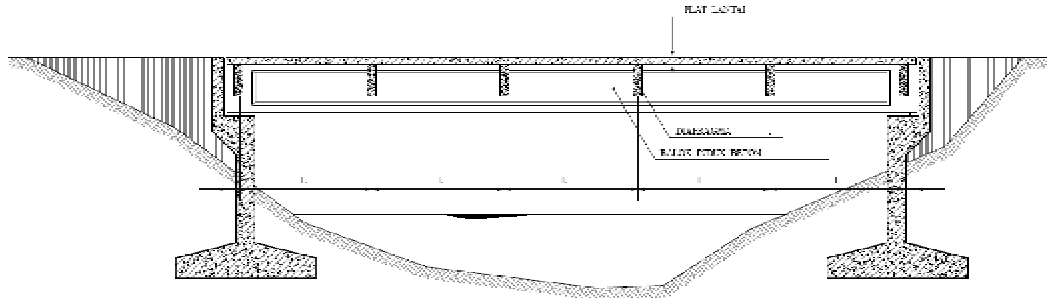


Gambar 2.6: Jembatan Kabel (Manullang, 2010).

Jembatan kabel ini juga digunakan untuk bentang-bentang besar tetapi tidak sebesar bentang pada jembatan gantung. Besar bentang maksimum untuk jembatan kabel sekitar 500 m sampai 900 m.

2.4.7. Jembatan Beton Bertulang

Jembatan beton bertulang merupakan jembatan yang konstruksinya terbuat dari material utama bersumber dari beton.



Gambar 2.7: Jembatan Beton Bertulang (Setiawan, 2013).

Pada pembangunan jembatan jalan raya dengan bentang pendek, sebaiknya digunakan konstruksi beton bertulang sebagai gelagar utama seperti pada Gambar 2.7. Mengingat dalam tahun-tahun mendatang pemerintah masih membangun jembatan-jembatan jalan raya dengan bentang yang pendek untuk menghubungkan daerah satu dengan daerah yang lain dan sampai saat ini jenis konstruksi beton bertulang merupakan jenis konstruksi yang baik untuk diterapkan pada pembangunan jembatan dengan bentang yang pendek.

Proses desain suatu struktur secara garis besar dilakukan melalui dua tahapan yaitu menentukan gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur tersebut dengan menggunakan metode-metode analisa struktur yang tepat, menentukan dimensi ukuran dari tiap elemen struktur secara ekonomis dengan mempertimbangkan faktor keamanan, stabilitas, kemampuan layan, serta fungsi dari struktur tersebut.

2.4.7.1. Elemen Struktur Beton Bertulang

Setiap struktur direncanakan dan didesain sedemikian rupa sehingga dapat memenuhi tuntutan fungsi bangunan dan dapat beroperasi dengan baik pada saat bangunan digunakan. Tuntutan dari suatu bangunan makin lama makin berkembang, bangunan juga dituntut memiliki bentuk yang atraktif serta efisien dan ekonomis dari segi konstruksi maupun operasionalnya. Agar suatu bangunan struktur beton bertulang dapat berfungsi dengan baik, maka perencanaan struktur

wajib mendesain elemen-elemen strukturnya dengan benar dan tepat (Agus Setiawan, 2013).

Pada suatu struktur beton bertulang dikenal beberapa jenis elemen yang sering digunakan yaitu:

1. Pelat lantai adalah suatu elemen horizontal utama yang berfungsi untuk menyalurkan beban hidup, baik yang bergerak maupun statis ke elemen pemikul beban vertikal, yaitu balok. Pelat lantai dapat direncanakan sehingga dapat berfungsi menyalurkan beban dalam satu arah (pelat satu arah, *one way slab*) atau dapat pula direncanakan untuk menyalurkan beban dalam dua arah (pelat dua arah, *two way slab*). Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2, tebal minimum pelat lantai (t_s) pada jembatan harus memenuhi kedua syarat ketentuan pada Pers. 2.4 dan Pers. 2.5.

$$t_s \leq 200 \text{ mm} \quad (2.4)$$

$$t_s \leq (100 + 40 l) \text{ mm} \quad (2.5)$$

Dengan pengertian:

l = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter).

2. Balok adalah elemen horizontal ataupun miring yang panjang dengan ukuran lebar serta tinggi yang terbatas. Balok berfungsi untuk menyalurkan beban dari pelat. Pada umumnya balok dicetak secara monolit dengan pelat lantai. Pada suatu balok beton bertulang, gaya tarik yang timbul sebagai akibat dari momen lentur ditahan oleh tulangan baja, sedangkan beton sendiri bekerja menahan gaya tekan yang timbul. Perilaku tersebut dapat terjadi dengan anggapan bahwa antara tulangan baja dan beton terdapat lekatan yang cukup untuk mencegah terjadinya slip antara tulangan baja dan beton.

2.5 Pembebanan Jembatan Berdasarkan SNI 1725:2016

2.5.1. Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Gaya total terfaktor yang digunakan dalam perencanaan harus dihitung dengan menggunakan Pers. 2.6.

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (2.6)$$

2.5.2. Keadaan Batas Kekuatan

Keadaan batas kekuatan diisyaratkan dalam perencanaan untuk memastikan adanya kekuatan dan kestabilan jembatan yang memadai untuk memikul kombinasi pembebanan yang secara statistik mempunyai kemungkinan cukup besar untuk terjadi selama masa layan jembatan. Keadaan batas kekuatan yaitu kondisi pembebanan untuk analisa gaya-gaya dalam yang timbul akibat kombinasi pembebanan (Kuat I, Kuat III, Kuat IV, dan Kuat V), dimana pada keadaan batas ini untuk menunjukkan kemungkinan adanya kelebihan batas tegangan yang terjadi pada keadaan normal, diantara gaya-gaya normal yang dihasilkan berupa momen ultimit/lentur, gaya geser dan gaya aksial. Secara khusus untuk elemen struktur yang memikul momen lentur dan gaya geser, harus memenuhi Pers. 2.7 dan Pers. 2.8.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (2.7)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.8)$$

2.5.3. Keadaan Batas Daya Layan

Keadaan batas daya layan disyaratkan dalam perencanaan dengan melakukan pembatasan pada tegangan, deformasi, dan lebar retak pada kondisi pembebanan layan agar jembatan mempunyai kinerja yang baik selama umur rencana.

2.5.3.1. Lebar Retak

Retak pada komponen struktur dengan penulangan dapat mengakibatkan korosi terhadap baja tulangan. Karena volume karat lebih besar dari volume baja semula, maka pembentukan karat memungkinkan beton disekitar tulangan akan pecah dan lepas. Pengaratan tidak hanya mengakibatkan pengecilan penampang tulangan, tetapi penampang beton pun dapat rusak.

Retak pada balok diawali dengan munculnya bukaan kecil pada penampang balok yang disebabkan oleh tegangan tarik internal yang timbul. Tegangan tarik internal ini dapat disebabkan oleh gaya eksternal (seperti gaya tarik aksial, geser, lentur), susut, rangkai dan ekspansi internal yang disebabkan oleh perubahan sifat

material penyusun beton. Lebar retak dapat ditentukan dengan Pers. 2.9 yang diusulkan oleh Gergely-Lutz:

$$w = 11,0\beta f_s \sqrt[3]{A \times d_c} \times 10^{-6} \quad (2.9)$$

Lebar retak yang terjadi pada suatu struktur beton bertulang dibatasi besarnya sesuai rekomendasi oleh ACI Committee 224, yang nilai syaratnya pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Syarat lebar retak izin (ACI Committee 224).

Kondisi Lingkungan	Lebar retak yang diizinkan (mm)
Udara kering	0,40
Udara lembab, tanah	0,30

2.5.4. Keadaan Batas Ekstrem

Keadaan batas ekstrem diperhitungkan untuk memastikan struktur jembatan dapat bertahan akibat gempa besar. Keadaan batas ekstrem merupakan kejadian dengan frekuensi kemunculan yang unik dengan periode ulang yang lebih besar secara signifikan dibandingkan dengan umur rencana jembatan.

Komponen dan sambungan pada jembatan harus memenuhi Pers. 2.6 untuk kombinasi beban-beban ekstrem seperti yang ditentukan pada setiap keadaan batas sebagai berikut:

- Kuat I : Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.
- Kuat II : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
- Kuat III : Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

- Kuat IV : Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.
- Kuat V : Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Ekstrem I : Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup γ_{EQ} yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
- Ekstrem II : Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup terkurangi dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (*TC*). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.
- Layan I : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang; dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.
- Layan II : Kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.
- Layan III : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan

untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.

Layan IV : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.

Fatik : Kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Berdasarkan SNI 1725:2016 Pasal 6.1 Faktor beban untuk setiap kombinasi pembebanan harus diambil seperti dalam Tabel 2.2 Perencana harus menyelidiki bagian parsial dari kombinasi pembebanan yang dapat terjadi harus diinvestigasi dimana setiap beban yang diindikasikan untuk perhitungan dalam kombinasi pembebanan harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai. Hasil perkalian harus dijumlahkan sebagaimana ditentukan dalam Pasal 5 pada SNI 1725:2016.

Faktor beban harus dipilih sedemikian rupa dan menghasilkan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja. Dalam kombinasi pembebanan dimana efek salah satu gaya mengurangi efek gaya yang lain, maka harus digunakan faktor beban terkurangi untuk gaya yang mengurangi tersebut. Untuk beban permanen, harus dipilih faktor beban yang menghasilkan kombinasi pembebanan kritis. Jika pengaruh beban permanen adalah meningkatkan stabilitas atau kekuatan jembatan, maka perencana harus memperhitungkan pengaruh faktor beban terkurangi (minimum). Faktor beban γ_{EQ} untuk beban hidup pada keadaan batas ekstrem I harus ditentukan berdasarkan kondisi spesifik jembatan. Sebagai pedoman dapat digunakan faktor beban γ_{EQ} sebagai berikut:

1. $\gamma_{EQ} = 0,5$ (jembatan sangat penting)
2. $\gamma_{EQ} = 0,3$ (jembatan penting)
3. $\gamma_{EQ} = 0,3$ (jembatan standar)

Tabel 2.2: Kombinasi Beban dan Faktor Beban berdasarkan SNI 1726:2016.

Keadaan Batas	MS MA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _S	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_P	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_P	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_P	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_P	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_P	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_P	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_P	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan II	1,00	1,30	1,00			1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1,00	0,80	1,00			1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Fatig (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

- Catatan :
- γ_P dapat berupa $\gamma_{MS}, \gamma_{MA}, \gamma_{TA}, \gamma_{PR}, \gamma_{PL}, \gamma_{SH}$, tergantung beban yang ditinjau
 - γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

2.5.5. Beban Permanen

Massa setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah $9,81 \text{ m/detik}^2$. Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan diberikan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3: Berat isi untuk beban mati berdasarkan SNI 1726:2016.

No	Bahan	Berat isi (kN/m^3)	Kerapatan massa (kg/m^3)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f'c < 35 \text{ Mpa}$	22,0-25,0	2320
	$35 < f'c < 105 \text{ Mpa}$	$22 + 0,022 f'c$	$2240 + 2,29 f'c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Berat mati jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan non struktural. Setiap komponen harus dianggap sebagai suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan faktor beban normal dan faktor terkurangi. Adapun yang termasuk dalam kelompok beban permanen diantaranya:

2.5.6. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bagian tersendiri dan elemen-elemen struktural lain yang dipikul, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4: Faktor beban untuk berat sendiri berdasarkan SNI 1726:2016.

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

2.5.7. Beban Mati Tambahan/Utilitas (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Dalam hal tertentu, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada Tabel 2.5 boleh digunakan dengan persetujuan instansi yang berwenang. Hal ini bisa dilakukan apabila instansi tersebut melakukan pengawasan terhadap beban mati tambahan pada jembatan, sehingga tidak dilampaui selama umur jembatan

Tabel 2.5: Faktor beban untuk beban mati tambahan berdasarkan SNI 1726:2016.

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MA}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80
	Beton pracetak	1,00	1,20	0,85

Catatan ⁽¹⁾: Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

2.5.8. Beban Lalu Lintas

2.5.8.1. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti terlihat dalam Gambar 2.8. Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur “D” seperti Tabel 2.6.

Tabel 2.6: Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana berdasarkan SNI 1726:2016.

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TD}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Box Girder Baja	1,00	2,00

Beban terbagi rata (BTR) memiliki intensitas q kPa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu seperti pada Pers. 2.10 dan Pers. 2.11.

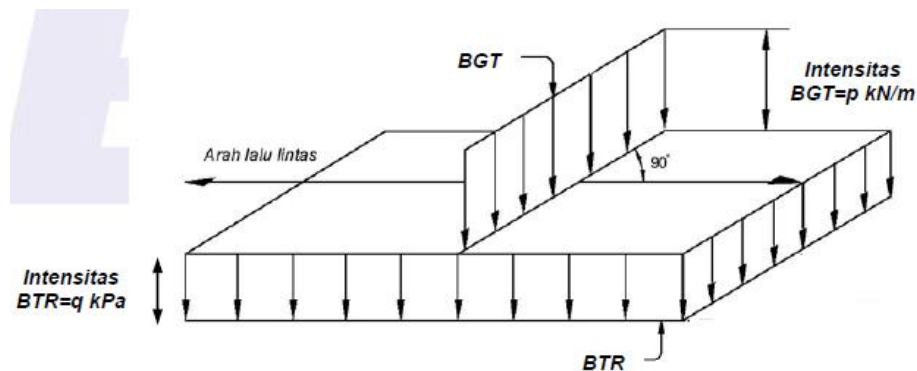
$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa} \quad (2.10)$$

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \quad (2.11)$$

dimana:

q = adalah intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa).

L = adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter).

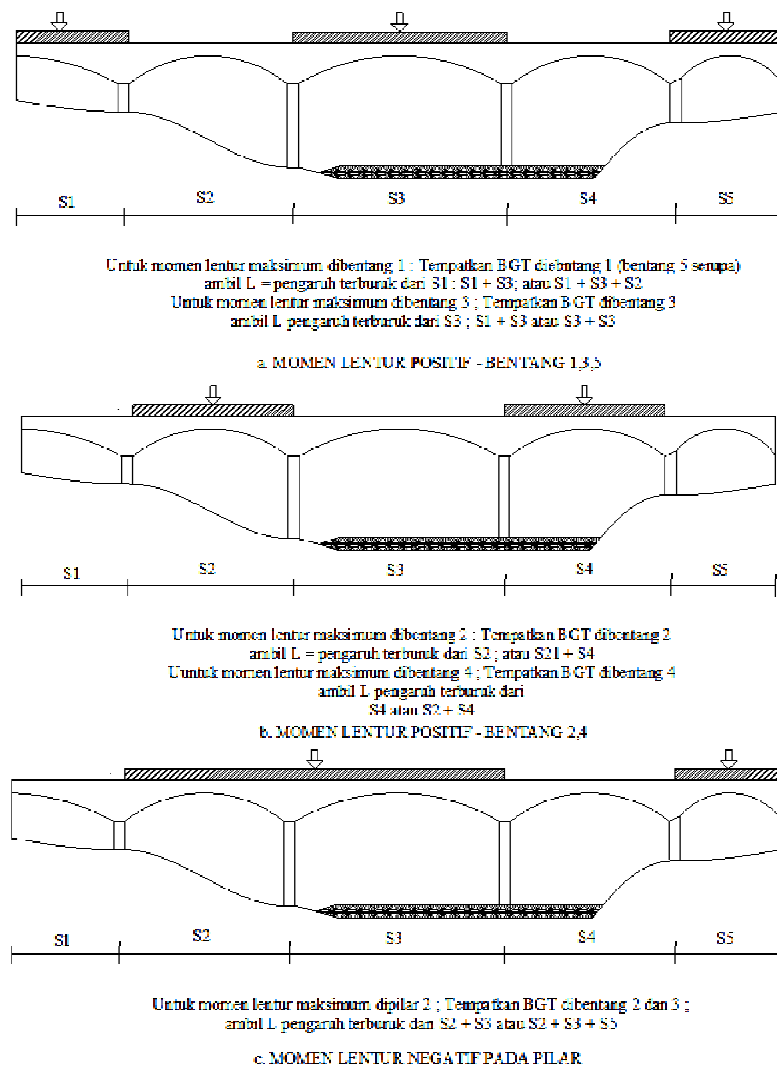


Gambar 2.8: Beban lajur “D” (SNI 1726:2016).

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

2.5.8.2. Distribusi Beban “D”

Beban “D” harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban “D” secara umum dapat dilihat pada Gambar 2.9. Kemudian untuk alternatif penempatan dalam arah memanjang dapat dilihat pada Gambar 2.9. Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal ini dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb, dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai.



Gambar 2.9: Alternatif penempatan beban “D” dalam arah memanjang (SNI 1726:2016).

2.5.9. Gaya Rem (*T_B*)

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari 25% dari berat truk desain atau 5% berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan.

2.5.10. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki (*T_P*)

Semua komponen trotoar yang lebih besar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan. Jika trotoar dapat dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan lainnya.

2.5.11. Gaya Akibat Deformasi

Gaya dalam yang terjadi karena deformasi akibat rangkai dan susut harus diperhitungkan dalam perencanaan. Selain itu pengaruh temperatur gradien harus dihitung jika diperlukan. Gaya-gaya yang terjadi akibat pengekangan deformasi komponen maupun tumpuan serta deformasi pada lokasi dimana beban bekerja harus diperhitungkan dalam perencanaan.

2.5.11.2. Temperatur merata (*E_{Un}*)

Deformasi akibat perubahan temperatur yang merata dapat dihitung dengan menggunakan prosedur seperti yang dijelaskan berikut. Prosedur ini dapat digunakan untuk perencanaan jembatan yang menggunakan gelagar yang terbuat dari beton atau baja. Rentang temperatur harus seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.6. Perbedaan antara temperatur minimum dan maksimum dengan temperatur nominal yang diasumsikan dalam perencanaan harus digunakan untuk menghitung pengaruh akibat deformasi yang terjadi akibat perbedaan suhu

tersebut. Temperatur minimum dan maksimum yang ditentukan dalam Tabel 2.7 harus digunakan sebagai $T_{\text{mindesain}}$ dan $T_{\text{maxdesain}}$ pada persamaan.

Besaran rentang simpangan akibat beban temperatur (Δ_T) harus berdasarkan temperatur maksimum dan minimum yang didefinisikan dalam desain dengan Pers. 2.12:

$$\Delta_T = \alpha L (T_{\text{max desain}} - T_{\text{min desain}}) \quad (2.12)$$

dimana:

L = panjang komponen jembatan (mm).

α = koefisien muai temperatur (mm/mm/°C).

Tabel 2.7: Temperatur Jembatan Rata-Rata Nominal berdasarkan SNI 1726:2016.

Tipe bangunan atas	Temperatur jembatan rata-rata minimum (1)	Temperatur jembatan rata-rata maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton	15°C	40°C
Lantai beton diatas gelagar, boks, atau rangka baja	15°C	40°C
Lantai baja di atas gelagar, boks, atau rangka baja	15°C	45°C
Catatan (1): Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.		

2.5.11.2. Pengaruh susut dan rangkai (SH)

Pengaruh rangkai dan penyusutan harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini dihitung menggunakan beban mati jembatan. Apabila rangkai dan penyusutan bisa mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka

nilai dari rangkai dan penyusutan tersebut harus diambil minimum (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang).

Tabel 2.8: Faktor Beban Akibat Susut dan Rangkai berdasarkan SNI 1726:2016.

Tipe beban	Faktor beban (γ_{SH})	
	Keadaan batas layan (γ_{SH}^S)	Keadaan batas ultimit (γ_{SH}^U)
Tetap	1,0	0,5
Catatan: Walaupun susut dan rangkai bertambah lambat menurut waktu, akan tetapi pada akhirnya akan mencapai nilai yang konstan.		

2.5.12. Beban angin (EW)

2.5.12.1. Tekanan Angin Horizontal

Tekanan angin yang ditentukan ini diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen termasuk sistem lantai dan *railing* yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Arah ini harus divariasikan untuk mendapatkan pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponennya. Luasan yang tidak memberikan kontribusi dapat diabaikan dalam perencanaan

Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, V_{DZ} , harus dihitung dengan Pers. 2.13.

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (2.13)$$

dimana:

V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam).

V_{10} = kecepatan angin pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam).

- V_B = kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm.
- Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10000$ mm).
- V_0 = kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi, sebagaimana ditentukan dalam tabel, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam).
- Z_0 = panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi, ditentukan dalam tabel (mm).

V_{10} dapat diperoleh dari :

- Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang.
- Survei angin pada lokasi jembatan, dan
- Jika tidak ada data yang lebih baik, perencana dapat mengasumsikan bahwa $V_{10} = 90$ s/d 126 km/jam.

Tabel 2.9: Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu berdasarkan SNI 1726:2016.

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

2.5.12.2. Beban Angin Pada Struktur (EW_S)

Jika dibenarkan dalam kondisi setempat, perencanaan dapat menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah angin rencana harus diasumsikan horizontal. Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin rencana dalam MPa dapat ditetapkan pada Pers. 2.14.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (2.14)$$

dimana:

P_B = tekanan angin dasar seperti yang ditentukan didalam tabel (MPa)

Tabel 2.10: Tekanan Angin Dasar berdasarkan SNI 1726:2016.

Komponen bangunan atas	Angin tekan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar.

2.5.12.3. Beban Angin Pada Kendaraan (EW_l)

Tekanan angin rencana harus dikerjakan pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan.

2.5.12.4. Tekanan Angin Vertikal

Jembatan harus mampu memikul beban garis memanjang jembatan yang merepresentasikan gaya angin vertikal keatas sebesar $9,6 \times 10^{-4}$ MPa dikalikan lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Gaya ini harus ditinjau hanya untuk keadaan batas Kuat III dan Layan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, dan hanya ditinjau untuk kasus pembebanan dimana arah angin dianggap bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan. Gaya memanjang tersebut mempunyai titik tangkap pada seperempat lebar jembatan, dan bekerja secara bersamaan dengan beban angin horizontal.

2.5.13. Pengaruh Gempa (E_Q)

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus. Kinerja yang lebih tinggi seperti kinerja operasional dapat ditetapkan oleh pihak yang berwenang.

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R_d) dapat dilihat pada Pers. 2.15.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \quad (2.15)$$

dimana:

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN).

C_{sm} = koefisien respon gempa elastis.

R_d = faktor modifikasi respons.

W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN).

Koefisien respon elastik C_{sm} diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan. Perhitungan pengaruh gempa terhadap jembatan termasuk beban gempa, cara analisis, peta gempa, dan detail struktur mengacu pada SNI 2833:2008 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan.

2.6 Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan Berdasarkan RSNI T- 12-2004

2.6.1. Syarat Umum Perencanaan Struktur Beton

Standar perencanaan struktur beton untuk jembatan digunakan untuk merencanakan jembatan jalan raya dan jembatan jalan kaki di Indonesia, yang menggunakan komponen struktur beton bertulang dan beton prategang dengan memakai beton normal, dan dengan panjang bentang tidak lebih dari 100 m.

Dasar perencanaan jembatan harus berdasarkan suatu prosedur yang memberikan jaminan keamanan pada tingkat wajar, berupa kemungkinan yang dapat diterima untuk mencapai suatu keadaan batas selama umur rencana jembatan. Umur rencana jembatan pada umumnya disyaratkan 50 tahun. Namun untuk jembatan penting dan berbentuk panjang ataupun bersifat khusus, disyaratkan umur rencana jembatan 100 tahun.

2.6.2. Perencanaan Kekuatan Struktur Beton Bertulang

Perencanaan kekuatan balok, pelat, kolom beton bertulang sebagai komponen struktur jembatan yang diperhitungkan terhadap lentur, geser, lentur dan aksial, geser dan puntir, harus didasarkan pada cara Perencanaan berdasarkan Beban dan Kekuatan Terfaktor (PBKT). Untuk perencanaan komponen struktur jembatan yang mengutamakan suatu pembatasan tegangan kerja, seperti perencanaan terhadap lentur dari komponen struktur beton prategang penuh, atau komponen struktur lain sesuai kebutuhan perilaku deformasinya, atau sebagai cara perhitungan alternatif, dapat digunakan cara Perencanaan berdasarkan Batas Layan (PBL).

Disamping itu, perencanaan harus memperhatikan faktor integriti komponen-komponen struktur maupun keseluruhan jembatan, dengan mempertimbangkan faktor-faktor berikut:

1. Kontinuitas dan redundansi.
2. Semua komponen struktur jembatan harus mempunyai ketahanan yang terjamin terhadap kerusakan dan instabilitas sesuai umur jembatan yang direncanakan.

3. Aspek perlindungan eksternal terhadap kemungkinan adanya beban yang tidak direncanakan atau beban berlebih.

2.6.3. Asumsi dan Anggapan Perencanaan

Jembatan perlu dihitung sesuai dengan persyaratan yang berlaku, walaupun kemungkinan jembatan tidak direncanakan untuk seluruh kondisi pembebanan, namun setiap jenis pembebanan atau pengaruh yang mungkin terjadi harus dipertimbangkan dalam perencanaan. Untuk prosedur dan asumsi dalam perencanaan serta besarnya beban rencana harus mengikuti ketentuan berikut:

1. Didasarkan pada asumsi bahwa struktur direncanakan untuk menahan semua beban yang mungkin bekerja padanya.
2. Beban kerja dihitung berdasarkan Standar Pembebanan untuk Jembatan Jalan Raya.
3. Perencanaan beban angin dan gempa, dimana seluruh bagian struktur yang membentuk kesatuan harus direncanakan untuk menahan beban lateral total.
4. Pertimbangan lainnya seperti susut, rangkai, perubahan suhu, perbedaan penurunan, dan beban-beban khusus lainnya yang mungkin bekerja.

2.6.4. Perencanaan Berdasarkan Beban dan Kekuatan Terfaktor (PBKT)

Perencanaan komponen struktur jembatan harus didasarkan terutama pada cara Perencanaan berdasarkan Beban dan Kekuatan Terfaktor (PBKT), yang harus memenuhi kriteria keamanan untuk semua jenis gaya dalam pada semua komponen struktur jembatan dalam Pers. 2.16.

$$\phi R_n \geq \text{Dampak dari } \sum \gamma_i Q_i \quad (2.16)$$

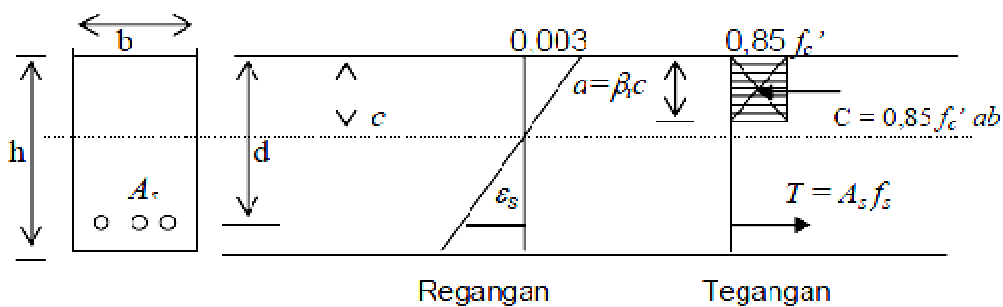
Dimana pada sisi kiri mewakili kekuatan rencana dari penampang komponen struktur jembatan, yang bisa dihitung dari R_n (besaran ketahanan atau nominal dari penampang komponen struktur) dikalikan dengan suatu faktor reduksi kekuatan ϕ , dan sisi kanan mewakili dampak batas ultimit atau yang paling membahayakan dari beban-beban, yang bisa dihitung berdasarkan penjumlahan

terkombinasi dari jenis-jenis beban yang berbeda Q_i , yang masing-masing diberikan suatu faktor beban γ_i .

Kekuatan lentur dari balok beton bertulang sebagai komponen struktur jembatan harus direncanakan dengan menggunakan cara ultimit atau cara Perencanaan berdasarkan Beban Kekuatan Terfaktor (PBKT). Asumsi perencanaan perhitungan kekuatan dari suatu penampang yang terlentur harus memperhitungkan keseimbangan dari tegangan dan kompatibilitas regangan, serta konsisten dengan anggapan:

1. Bidang rata yang tegak lurus sumbu tetap rata setelah mengalami lentur.
2. Beton tidak diperhitungkan dalam memikul tegangan tarik.
3. Distribusi tegangan tekan ditentukan dari hubungan tegangan-regangan beton.
4. Regangan batas beton yang tertekan diambil sebesar 0,003.

Walaupun demikian, hubungan distribusi tegangan tekan beton dan regangan dapat dianggap dipenuhi oleh distribusi tegangan beton persegi ekuivalen, yang diasumsikan bahwa tegangan beton = $0,85 \cdot f_c'$ terdistribusi merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi tertekan terluar dari penampang dan suatu garis yang sejajar dengan sumbu netral sejarak $a = \beta_1 \cdot c$ dari tepi tertekan terluar tersebut. Jarak c dari tepi dengan regangan tekan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus sumbu tersebut.



Gambar 2.10: Regangan dan tegangan pada penampang beton bertulang (RSNI T-12-2004).

Faktor β_1 harus diambil sebesar:

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{untuk } f_c' \leq 30 \text{ MPa} \quad (2.17)$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30) \quad \text{untuk } f_c' > 30 \text{ MPa} \quad (2.18)$$

tetapi β_1 pada Pers. 2.15 tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

Dalam RSNI-T-12-2004 perencanaan kekuatan pada penampang terhadap momen lentur harus berdasarkan kekuatan nominal yang dikalikan dengan suatu faktor reduksi kekuatan. Faktor reduksi kekuatan diambil dari nilai-nilai dalam RSNI-T-12-2004 Pasal 4.52 sebagai berikut:

- Lentur = 0,80
- Geser dan torsi = 0,70
- Aksial Tekan
 - dengan tulangan spiral = 0,70
 - dengan tulangan biasa = 0,65
- Tumpuan beton = 0,70

2.6.5. Perencanaan Berdasarkan Beban Layan (PBL)

Perencanaan Berdasarkan Batas Layan (PBL), yang pada umumnya dibatasi oleh suatu nilai tegangan ijin dari material struktur, dan atau suatu nilai deformasi ijin, atau perilaku lainnya yang diijinkan pada komponen struktur bersangkutan. Dengan demikian perencanaan secara PBL dilakukan untuk mengantisipasi suatu kondisi batas layan, yang terdiri antara lain dari:

- Tegangan kerja dari suatu komponen struktur jembatan, yang melampaui nilai tegangan yang diijinkan, seperti halnya tegangan tarik, sehingga berpotensi mengakibatkan keretakan pada komponen beton.
- Deformasi permanen dari komponen struktur jembatan, yang melampaui nilai deformasi ijinnya, atau hal-hal lain yang menyebabkan jembatan tidak layak pakai pada kondisi layan, atau hal-hal yang menyebabkan kekhawatiran umum terhadap keamanan jembatan pada kondisi layan akibat beban kerja.
- Vibrasi yang terjadi sehingga menimbulkan instabilitas dan kekhawatiran struktural lainnya terhadap keamanan jembatan pada kondisi layan.
- Bahaya permanen termasuk korosi, retak dan fatik yang mengurangi kekuatan struktural lainnya terhadap keamanan jembatan pada kondisi layan.

- Bahaya banjir di daerah sekitar jembatan.

Bangunan dan bagian-bagian komponennya harus direncanakan untuk daya layan dengan mengontrol atau membatasi lendutan, retak dan getaran yang terjadi.

2.6.6. Kekuatan Nominal Beton

2.6.6.1. Kuat Tekan

Bila tidak disebutkan lain dalam spesifikasi teknik, kuat tekan harus diartikan sebagai kuat tekan beton pada umur 28 hari, f'_c , dengan berdasarkan suatu kriteria perancangan dan keberhasilan sebagai berikut:

Dengan segala hal, beton dengan kuat tekan (benda uji silinder) yang kurang dari 20 MPa tidak dibenarkan untuk digunakan dalam pekerjaan struktur beton untuk jembatan, kecuali untuk pembetonan yang tidak dituntut persyaratan kekuatan. Dalam hal komponen struktur beton prategang, sehubungan dengan pengaruh gaya prategang pada tegangan dan regangan beton, baik dalam jangka waktu pendek maupun jangka panjang, maka kuat tekan beton disyaratkan untuk tidak lebih rendah dari 30 MPa.

2.6.6.2. Kuat Tarik

Kuat tarik langsung dari beton, f'_{cb} , bisa diambil dari ketentuan:

- $0,33 \sqrt{f'_c}$ MPa pada umur 28 hari, dengan perawatan standar, atau
- Dihitung secara probabilitas statistik dari hasil pengujian.

2.6.6.3. Kuat Tarik Lentur

Kuat tarik lentur beton, f'_{cf} , bisa diambil sebesar:

- $0,6 \sqrt{f'_c}$ MPa pada umur 28 hari, dengan perawatan standar, atau
- Dihitung secara probabilitas statistik dari hasil pengujian.

2.6.6.4. Tegangan Ijin

- a. Tegangan ijin tekan pada kondisi batas layan.

Tegangan tekan dalam penampang beton, akibat semua kombinasi beban tetap pada kondisi batas layan lentur dan atau aksial tekan tidak boleh melampaui nilai $0,45 f'_c$, dimana f'_c adalah kuat tekan beton yang direncanakan pada umur 28 hari, dinyatakan dalam satuan MPa.

- b. Tegangan ijin tekan pada kondisi beban sementara atau kondisi transfer gaya prategang untuk komponen beton prategang.

Untuk kondisi beban sementara, atau untuk komponen beton prategang pada saat transfer gaya prategang, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai $0,60 f'_{ci}$, dimana f'_{ci} adalah kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dibebani atau dilakukan transfer gaya prategang, dinyatakan dalam satuan MPa.

Tegangan ijin tarik pada kondisi batas layan

Tegangan tarik yang diijinkan terjadi pada penampang beton, boleh diambil pada Pers. 2.19 dan Pers. 2.20.

- Beton tanpa tulangan : $0,15 \sqrt{f'_c}$ (2.19)

- Beton prategang penuh : $0,5 \sqrt{f'_c}$ (2.20)

Tegangan ijin tarik dinyatakan dalam satuan MPa.

- c. Tegangan ijin tarik pada kondisi transfer gaya prategang untuk komponen beton prategang.

Tegangan tarik yang diijinkan terjadi pada penampang beton untuk kondisi transfer gaya prategang, diambil dari nilai-nilai:

- Serat terluar mengalami tegangan tarik, tidak boleh melebihi nilai $0,25 \sqrt{f'_{ci}}$, kecuali untuk kondisi di bawah ini.
- Serat terluar pada ujung komponen struktur yang didukung sederhana dan mengalami tegangan tarik, tidak boleh melebihi nilai $0,5 \sqrt{f'_{ci}}$.

Tegangan ijin tarik dinyatakan dalam satuan MPa.

2.6.6.5. Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas beton, E_c , nilainya tergantung pada mutu beton, yang terutama dipengaruhi oleh material dan proporsi campuran beton. Untuk beton normal pada umumnya, nilai modulus elastisitas dapat diambil pada Pers. 2.21.

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (2.21)$$

2.6.6.6. Angka Possion

Angka Possion untuk beton, ν , bisa diambil sebesar 0,2 atau ditentukan dari hasil pengujian.

2.6.6.7. Koefisien Muai Panas

Koefisien muai panjang beton akibat panas, bisa diambil sebesar:

- 10×10^{-6} per °C, dengan pertimbangan bisa bervariasi $\pm 20\%$; atau
- Ditentukan dari hasil pengujian.

2.6.6.8. Susut dan Rangkak Beton

Selama beton dalam proses pengerasan setelah dicetak, beton akan mengalami perubahan volume. Jika kadar air dalam beton berkurang karena proses evaporasi, maka beton akan menyusut, namun apabila beton direndam didalam air, maka beton akan mengembang. Seiring dengan mengeringnya beton, maka volume akan menyusut, yang memungkinkan diakibatkan oleh adanya tegangan tarik kapiler dari air yang ada dalam beton. Koefisien standar susut beton dapat dilihat pada Tabel 2.11. Beton merupakan material yang bersifat elastoplastis, dan diawali dengan tegangan kecil, regangan plastis yang akan muncul sebagai tambahan dari regangan elastis. Setelah beban tetap bekerja, maka deformasi plastis akan berlanjut hingga jangka waktu kurang lebih satu tahun. Deformasi ini akan bertambah dengan cepat pada sekitar 4 bulan pertama setelah beban bekerja. Deformasi plastis yang terjadi selama beban tetap bekerja sering dikenal dengan istilah rangkak atau *creep*. Koefisien standar rangkak beton dapat dilihat pada Tabel 2.12.

Tabel 2.11: Koefisien standar susut beton sebagai tambahan regangan jangka panjang (RSNI T-12-2004).

Kekuatan karakteristik f'_c [MPa]	20	25	30	35	40-60
Koef susut maksimum ϵ_{cst}	0,000174	0,000170	0,000163	0,000161	0,000153

Tabel 2.12: Koefisien standar rangkai beton sebagai tambahan regangan jangka panjang (RSNI T-12-2004).

Kekuatan karakteristik f'_c [MPa]	20	25	30	35	40-60
Koef susut maksimum ϵ_{cst}	2,8	2,5	2,3	2,15	2,0

2.6.7. Pembatasan Lendutan untuk Balok dan Pelat

Berdasarkan *Bridge Management System* Bagian 6 Pasal 6.2.2.3 lendutan balok dan pelat akibat beban layan harus dikontrol seperti berikut:

1. Geometrik dari bagian komponen harus direncanakan untuk melawan lendutan akibat pengaruh tetap sehingga sisa lengkungan positif dan negatif masih dalam batas yang bisa diterima.
2. Lendutan akibat beban hidup daya layan, termasuk kejutan harus ada dalam batas yang cocok untuk bangunan dan kegunaannya. Lendutan ini tidak boleh melampaui $L/800$ untuk bentang dan $L/400$ untuk kantilever.

2.7 Balok Silang (*Grid System*)

2.7.1 Teori Balok Silang

Struktur balok *grid* merupakan struktur yang terdiri dari balok-balok silang yang berpotongan saling tegak lurus atau berpotongan saling diagonal. Balok dengan ukuran yang sangat pendek dibandingkan dengan panjang bentangnya mempunyai kekuatan dan sifat kekakuan yang sangat kurang, sehingga mengakibatkan lendutan atau defleksi dari balok atau menjadi besar (Priyanto, 2012).

Lendutan atau defleksi yang besar harus dicegah agar balok masih dapat berfungsi memberikan kenyamanan untuk berpijak bagi para penghuninya.

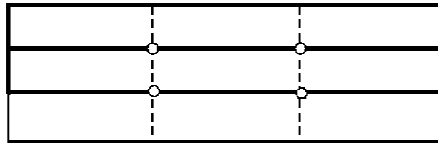
Struktur *grid* dapat dipakai pada bentangan yang cukup lebar, karena bentuknya dapat dibuat sesuai keinginan. Struktur *grid* mempunyai sifat utama mampu mendistribusi beban pada kedua arah secara seimbang. Suatu sistem stuktur terdiri dari elemen-elemen struktur dimana satu dengan lainnya saling terjadi keterikatan, untuk membentuk satu kesatuan struktur dan saling memberikan perkuatan. Pengaruh gaya atau beban dari luar yang bekerja pada sistem struktur adalah berat sendiri struktur, pengaruh angin dan semua jenis beban yang diasumsikan bekerja pada suatu struktur.

Setiap sistem struktur direncanakan tidak hanya sekedar aman atau kuat saat menahan beban dari luar, namun harus mempertimbangkan faktor kenyamanan dan efisiensi biaya. Agar hal tersebut dapat dicapai, maka pada praktek perencanaan struktur harus dipertimbangkan jenis struktur dan model struktur yang akan diterapkan. Sistem struktur *grid* atau balok silang yang dipakai dalam pekerjaan struktur salah satunya adalah struktur balok *grid* persegi, dimana sistem kerjanya yang mendekati kenyataan praktek serta sistem struktur balok silang mampu mendistribusikan beban dan momen secara merata pada arah bentangan.

Dari segi bentuk dan sistem balok silang yang membentuk segmen-segmen balok dengan sistem *grid* mempunyai kekakuan jauh lebih besar dibandingkan dengan balok biasa. Struktur *grid* didefinisikan sebagai struktur yang dibebani dengan beban tegak lurus terhadap bidang dari struktur tersebut.

Umumnya struktur *grid* ini menggunakan bahan dari konstruksi beton bertulang dengan ketebalan pelat yang tipis dan dengan pemakaian tulangan yang lebih hemat. Adapun keuntungan dari sistem struktur *grid* adalah:

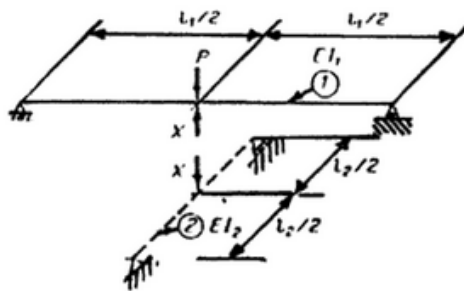
1. Mempunyai kekakuan yang besar, terutama pada bentang lebar, sehingga dapat memberikan kekakuan arah horizontal yang lebih besar pada portal bangunannya.
2. Mampu mendistribusikan beban dan momen secara merata pada kedua arah bentangan.
3. Mempunyai bentuk yang seragam dengan berbagai variasi dan cetaknya dapat digunakan berulang kali.



Gambar 2.11: Sistem *grid* Persegi (Zacoeb, 2017).

2.7.2. Analisis Balok Silang

Untuk menganalisis struktur grid dapat dilakukan dengan metode gaya, pengaruh puntir tidak diperhitungkan. Sifat dan karakteristik dari pemindahan beban pada dua arah yang dilukiskan secara jelas oleh kekakuan dua balok yang saling tegak lurus dan saling mempengaruhi sehingga lendutan kedua balok tersebut dapat dianggap sama.



Gambar 2.12: Balok silang pada sistem *grid* (Puspantoro, 1993).

Pada Gambar 2.12 diperlihatkan suatu sistem struktur balok grid. Kedua balok silang tersebut dapat dinyatakan sebagai balok atas (balok-a) dengan bentang l_1 dan balok balok bawah (balok-b) dengan bentang l_2 . Pada titik silang kedua balok di tengah bentang bekerja gaya sebesar P .

Akibat aksi dari beban P ini maka balok atas (balok-a) akan melendut dan mendesak balok bawah (balok-b) ke bawah sehingga timbul suatu reaksi ke atas sebesar x pada balok atas. Jadi seolah-olah pada balok atas bekerja gaya sebesar $P - X$, dan balok bawah mendukung beban sebesar X pada titik silang balok. Dengan menyatakan bahwa momen inersia dari kedua balok adalah I_1 dan I_2 dengan bahan yang sama (E sama).

2.8 Pengaruh Gempa (EQ)

2.8.1. Beban Horizontal Statis Ekuivalen

Berdasarkan SNI 2833:2008 dan RSNI T-02-2005 metoda untuk menghitung beban statis ekuivalen untuk jembatan dimana analisa statis ekuivalen adalah sesuai. Untuk jembatan besar, rumit dan penting mungkin diperlukan analisa dinamis. Beban rencana gempa minimum diperoleh dari Pers. 2.22 dan Pers. 2.23.

$$T_{EQ} = K_h * I * W_t \quad (2.22)$$

$$K_h = C * S \quad (2.23)$$

Dimana:

T_{EQ} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai.

I = Faktor kepentingan

S = Faktor tipe bangunan

W_t = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (kN).

Koefisien geser dasar (C) diperoleh dari Gambar 2.13 dan sesuai dengan daerah gempa, fleksibilitas tanah di bawah permukaan dan waktu getar bangunan..

Kondisi tanah di bawah permukaan dicantumkan berupa garis dalam Gambar 2.13 dan digunakan untuk memperoleh koefisien geser dasar. Kondisi tanah di bawah permukaan didefinisikan sebagai teguh, sedang, dan lunak sesuai dengan kriteria yang tercantum dalam Tabel. 2.13.

Waktu dasar getaran jembatan yang digunakan untuk menghitung geser dasar harus dihitung dari analisa yang meninjau seluruh elemen bangunan yang memberikan kekakuan dan fleksibilitas dari sistem pondasi.

Untuk bangunan yang mempunyai satu derajat kebebasan yang sederhana, dapat dilihat dalam Pers. 2.24.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g \times K_p}} \quad (2.24)$$

Dimana:

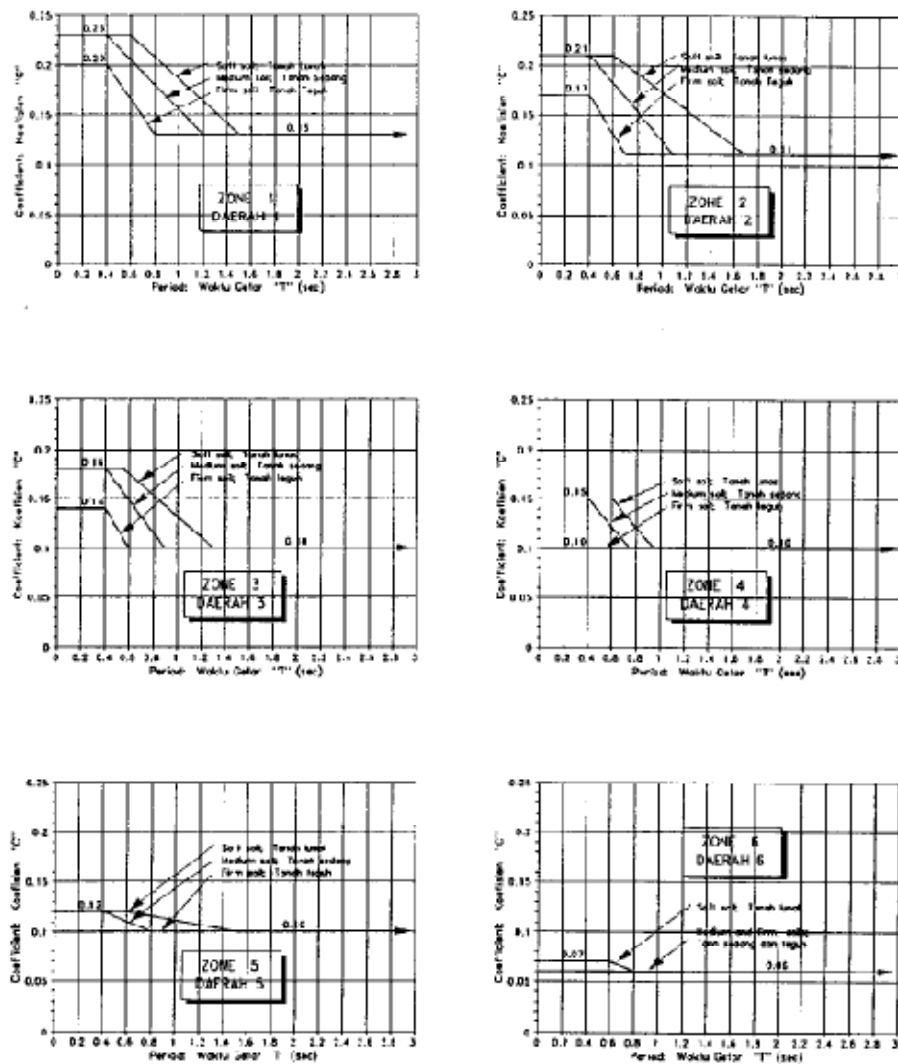
T = Waktu getar dalam detik

g = Percepatan gravitasi $9,8 \text{ m/det}^2$

W_{TP} = Berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat dari pilar (bila perlu dipertimbangan) (kN)

K_p = Kekakuan gabungan sebagai gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan pada bagian atas pilar (kN/m).

Perhatikan bahwa jembatan biasanya mempunyai waktu gelar yang berbeda pada arah memanjang dan melintang sehingga beban rencana statis ekuivalen yang berbed a harus dihitung untuk masing-masing arah.



Gambar 2.13: Koefisien geser dasar (C) plastis untuk analisis statis.



Gambar 2.14: Wilayah gempa Indonesia untuk periode ulang 500 tahun (SNI 2833:2008)

Tabel 2.13: Kondisi tanah untuk koefisien geser dasar (RSNI T-12-2004).

Jenis Tanah	Tanah Teguh	Tanah Sedang	Tanah Lunak
Untuk seluruh jenis tanah	≤ 3 m	> 3 m sampai 25 m	> 25 m
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 50 kPa:	≤ 6 m	> 6 m sampai 25 m	> 25 m
Pada tempat dimana hamparan tanah salah satunya mempunyai sifat kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata lebih besar dari 100 kPa, atau tanah berbutir yang sangat padat:	≤ 9 m	> 9 m sampai 25 m	> 25 m
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 200 kPa	≤ 12 m	> 12 m sampai 25 m	> 30 m
Untuk tanah berbutir dengan ikatan matrik padat	≤ 20 m	> 20 m sampai 25 m	> 40 m
Catatan (1) : Kekuatan ini harus digunakan dengan mengabaikan apakah tiang pancang diperpanjang sampai lapisan tanah keras yang lebih dalam.			

2.8.2. Beban Vertikal Statis Ekuivalen

Untuk perencanaan perletakan dan sambungan, gaya gempa vertikal dihitung dengan menggunakan percepatan vertikal (keatas atau kebawah) sebesar 0.1 g yang harus bekerja secara bersamaan dengan gaya horizontal yang dihitung berdasarkan RSNI T-02-2005 Pasal 2.8.1. Gaya ini jangan dikurangi oleh berat sendiri jembatan dan bangunan pelengkapny. Gaya gempa vertikal bangunan atas dan bangunan bawah harus sebanding dengan kekakuan relatif dari perletakan atau sambungny.

Tabel 2.14: Titik belok untuk garis (RSNI T-12-2004).

Daerah No	“T”	“C”	“T”	“C”	“T”	“C”
1	0,40	0,20	0,40	0,23	0,60	0,23
	0,80	0,13	1,20	0,13	1,50	0,13
2	0,40	0,17	0,40	0,21	0,60	0,21
	0,70	0,11	1,10	0,11	1,70	0,11
3	0,40	0,14	0,40	0,18	0,55	0,18
	0,60	0,10	0,90	0,10	1,30	0,10

Tabel 2.14: Lanjutan.

Daerah No	“T”	“C”	“T”	“C”	“T”	“C”
4	-	0,10	0,40	0,15	0,60	0,15
			0,75	0,10	0,95	0,10
5	-	0,10	0,40	0,12	0,60	0,12
			0,80	0,10	1,50	0,10
6	-	0,06	-	0,06	0,60	0,07
					0,80	0,06

Tabel 2.15: Faktor Kepentingan (RSNI T-12-2004).

1. Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif.	1,2
2. Seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi.	1,0
3. Jembatan sementara (misal: <i>Bailey</i>) dan jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi sesuai dengan pasal 6.5.	0,8

Tabel 2.16: Faktor tipe bangunan (RSNI T-12-2004).

Tipe Jembatan (1)	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Bertulang atau Baja	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Prategang	
		Prategang Parsial (2)	Prategang Penuh (2)
Tipe A (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe B (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe C (3)	3,0	3,0	3,0

CATATAN (1):
Jembatan mungkin mempunyai tipe bangunan yang berbeda pada arah melintang dan memanjang, dan tipe bangunan yang sesuai harus digunakan untuk masing-masing arah.

CATATAN (2):
Yang dimaksud dalam tabel ini, beton prategang parsial mempunyai prapenegangan cukup untuk kira-kira mengimbangi pengaruh dari beban tetap rencana dan selebihnya diimbangi oleh tulangan biasa. Beton prategang penuh mempunyai prapenegangan yang cukup untuk mengimbangi pengaruh beban total rencana.

CATATAN (3):
F = Faktor perangkaan
= 1,25 – 0,025 n : F ≥ 1,00

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

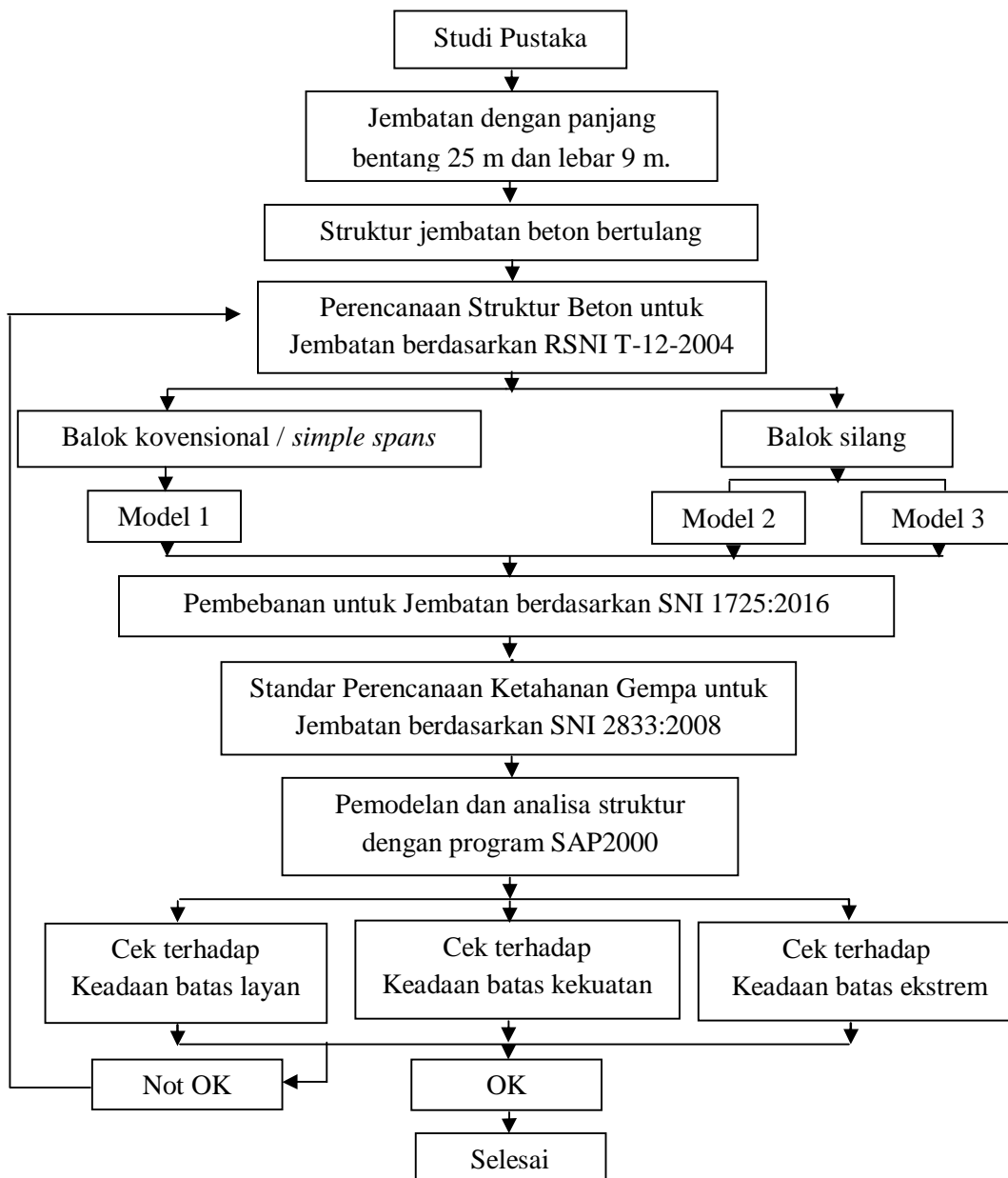
Tipe Jembatan (1)	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Bertulang atau Baja	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Prategang	
		Prategang Parsial (2)	Prategang Penuh (2)
<p>n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral pada masing bagian monolit dari jembatan yang berdiri sendiri-sendiri (misalnya: bagian-bagian yang dipisahkan oleh sambungan siar muai yang memberikan keleluasan untuk bergerak dalam arah lateral secara sendiri-sendiri)</p>			
<p>CATATAN (3): bagian-bagian yang dipisahkan oleh sambungan siar muai yang memberikan keleluasan untuk bergerak dalam arah lateral secara sendiri-sendiri)</p> <p>CATATAN (4): Tipe A : Jembatan daktail (bangunan atas bersatu dengan bangunan bawah) Tipe B : Jembatan daktail (bangunan atas terpisah dengan bangunan bawah) Tipe C : Jembatan tidak daktail (tanpa sendi plastis)</p>			

BAB 3

PEMODELAN STRUKTUR

3.1 Metode Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur jembatan beton bertulang pada Tugas Akhir ini dilakukan dalam beberapa tahapan. Adapun tahapan-tahapan parameter tugas akhir dijelaskan pada Gambar. 3.1.



Gambar 3.1: Diagram metode penelitian.

3.2 Tinjauan Umum

Pada Tugas Akhir ini, perencanaan dilakukan dengan mengambil studi literatur. Analisis struktur jembatan beton bertulang dilakukan dengan *software* atau program analisa struktur. Studi dilakukan dengan membandingkan deformasi struktur jembatan dengan menggunakan dua sistem yaitu sistem balok sederhana (*simple spans*) dengan struktur *grid* (balok silang). Permodelan dilakukan dengan memodelkan 3 jenis struktur jembatan.. Struktur jembatan dirancang mampu menahan defleksi atau deformasi yang terjadi pada balok akibat beban-beban yang bekerja sesuai dengan peraturan yang berlaku yaitu Peraturan Pembebanan untuk Jembatan berdasarkan SNI 1725:2016, Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan berdasarkan RSNI T-12-2004, Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan berdasarkan SNI 2833:2008 serta RSNI T-02-2005 terkait pengaruh gempa untuk jembatan.

3.2.1 Klasifikasi dan Data Perencanaan Jembatan

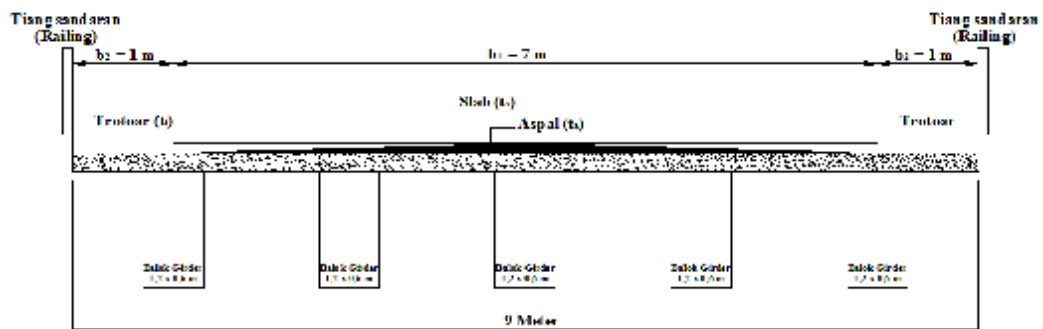
Jembatan yang akan direncanakan adalah jembatan beton bertulang yang melewati sebuah sungai dan memiliki tingkat kepadatan lalu lintas padat karena kelas jalan dikategorikan sebagai kelas I jalan arteri primer dengan LHR > 10.000. Sketsa penampang jembatan dapat dilihat pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3. Adapun spesifikasi jembatan yang direncanakan sebagai berikut:

Panjang total jembatan (L)	: 25 m
Lebar total jembatan	: 9 m (1+7+1) m sesuai dengan Peraturan Muatan Bina Marga Loading Spec) dengan mempergunakan Loading Bina Marga sebesar 100 untuk kelas standard.
Lebar jalan jalur lalu-lintas (b_1)	: 7 m
Jumlah bentang	: 1 bentang
Jumlah lajur	: 2
Tinggi jembatan (H)	: 8 m
Tebal lapisan aspal (t_a)	: 0,10 m
Tebal slab lantai jembatan (t_s)	: 0,20 m
Tinggi trotoar (t_t)	: 0,2 m
Lebar trotoar (b_2)	: 1 m

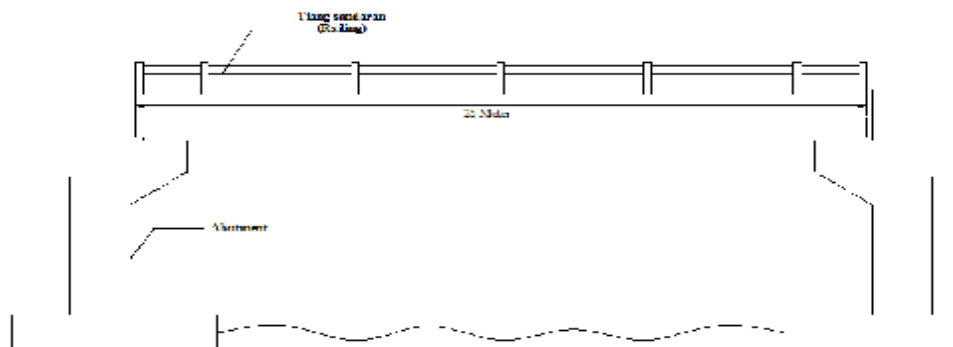
Berdasarkan Peraturan Pembebanan untuk Jembatan SNI 1725:2016 pada Pasal 8.11.2 bila tidak terdapat informasi yang akurat mengenai lalu lintas harian rata-rata, maka dapat digunakan LHR berdasarkan klasifikasi jalan sesuai dengan Tabel 3.1.

Tabel 3.1: LHR berdasarkan klasifikasi jalan (SNI 1725:2016).

Kelas fungsional		Kelas rencana		
		Tipe I : kelas	Tipe II	
			LHR	Kelas
Primer	Arteri	I	Semua lalu lintas	I
	Kolektor	II	≥ 10.000 < 10.000	I II
Sekunder	Arteri	II	≥ 20.000	I
			< 20.000	II
	Kolektor	NA	≥ 6.000	II
			< 6.000	III
Lokal	NA	≥ 500	III	
		< 500	IV	



Gambar 3.2: Tampak depan penampang jembatan.

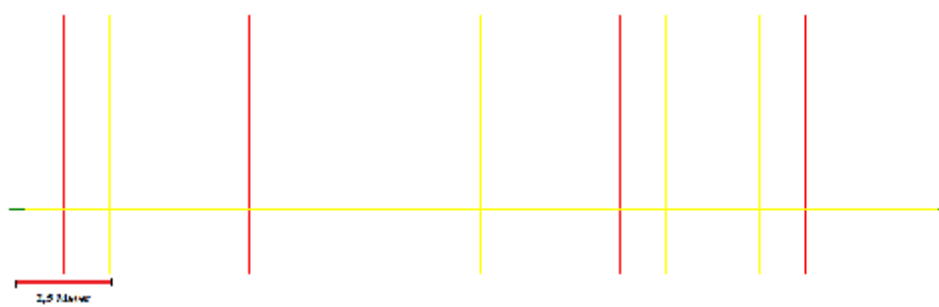


Gambar 3.3: Tampak samping jembatan beton bertulang.

Lantai jembatan direncanakan dengan tebal pelat lantai kendaraan direncanakan sesuai dengan Peraturan Struktur Beton untuk Jembatan RSNI T-12-2004 pada Pasal 5.5.2 dengan persyaratan:

$$t_s \leq 200 \text{ mm} \quad (3.1)$$

$$t_s \leq (100 + 40 l) \text{ mm} \quad (3.2)$$



Gambar 3.4: Tampak atas pemodelan jembatan pada program analisa struktur.

Pada bahan struktur jembatan direncanakan kuat tekan beton dengan $f_c' 35$ MPa. Berdasarkan RSNI T-12-2004 pada Pasal 4.5.1.5 nilai Modulus elastik (E_c) dengan kuat tekan yang tidak melampaui 40 MPa.

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{35} = 27805,60 \text{ MPa}$$

Angka Poisson ν pada Pasal 4.4.1.4 (RSNI T-12-2004) diambil sebesar 0,2. Koefisien muai panjang beton akibat panas pada Pasal 4.4.1.7 (RSNI T-12-2004) diambil sebesar 10×10^{-6} per $^{\circ}\text{C} \approx 0,00001$ per $^{\circ}\text{C}$.

3.2.3. Perencanaan Perletakan

Sistem struktur adalah statis tertentu dengan sendi (*Hinge*) dan rol (*Roller*) sebagai perletakan. Perencanaan perletakan direncanakan berdasarkan beban yang akan diterima oleh perletakan tersebut.

3.3 Pemodelan Jembatan

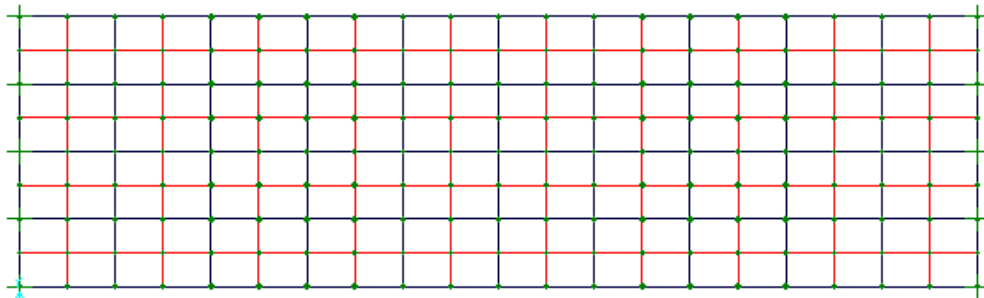
Pemodelan struktur jembatan menggunakan program analisa struktur dengan ukuran penampang balok pada Tabel 3.4. Adapun pemodelan dilakukan dengan

menginput seluruh data spesifikasi jembatan yang akan direncanakan, bahan struktur, perletakan pada jembatan, dan dimensi ukuran penampang.

Tabel 3.2: Ukuran penampang balok pada jembatan.

Uraian	Dimensi (m)
Balok Girder	1,2 x 0,6 m
Balok Diafragma	0,6 x 0,3 m

Pada pemodelan dengan program analisa struktur, pemodelan balok digunakan dengan perintah *draw frame* sesuai dengan dimensi penampang baik balok girder dan balok diafragma. Sedangkan, pelat dengan perintah *draw rectangular area elements*. Agar pelat dan frame bekerja secara bersamaan maka digunakan perintah *constraints-diaphragm* dengan sumbu arah Z.

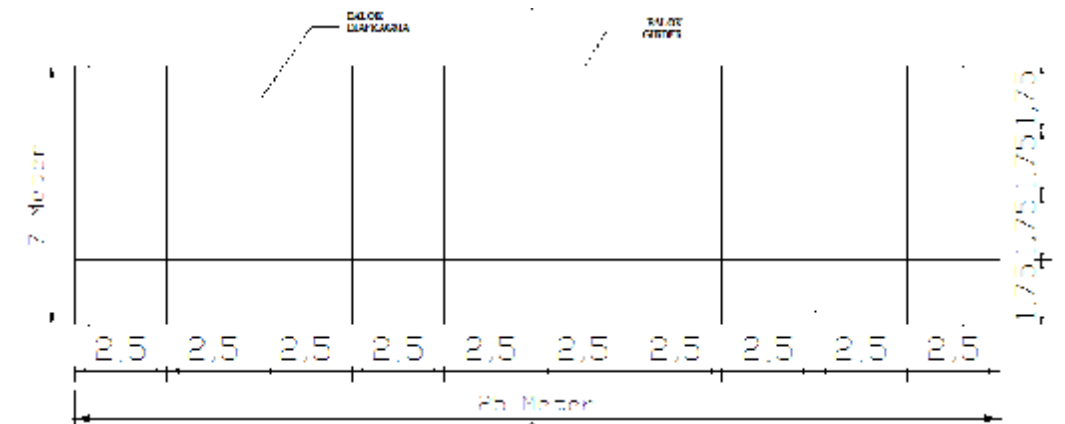


Gambar 3.5: Pemodelan struktur setelah di *constraints*.

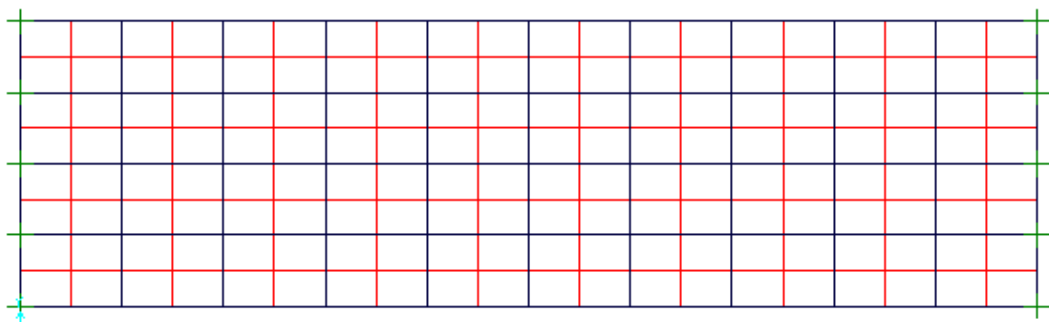
Agar sesuai dengan gambar perencanaan, balok girder harus dinaikkan sampai perletakan tepat berada dibawah balok girder dengan perintah (*assign-frame-insertion point-cardinal point (centroid)*) dengan mengatur (*End-I* dan *End-J*), perintah ini berlaku juga untuk balok diafragma.. Pelat lantai dinaikkan tepat berada diatas balok dengan perintah (*assign-area-area thickness overwritess (shells)-user defined joint offset specified by points*) dengan mengatur *joint offset*. Semua input pemodelan yang telah dijelaskan di atas dilakukan hal yang sama pada pemodelan kedua dan ketiga.

3.3.1. Model 1

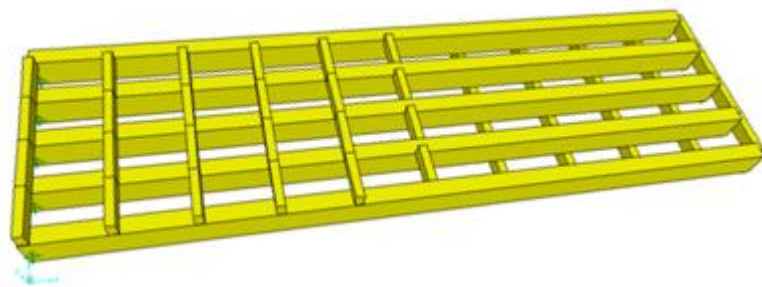
Jembatan model pertama merupakan struktur balok sederhana dimodelkan dengan balok girder pada sumbu Y sebanyak 5 *grid lines* dengan jarak antar balok 1,75 m dan balok diafragma pada sumbu X sebanyak 11 *grid lines* dengan jarak antar balok 2,5 m.



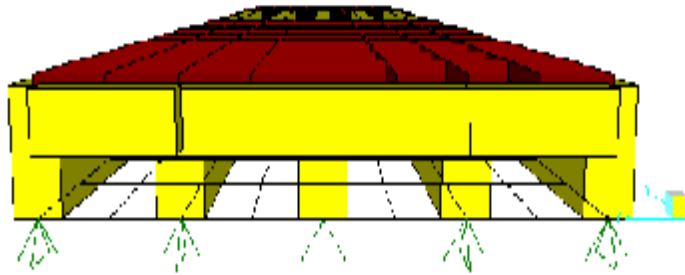
Gambar 3.6: Sketsa pemodelan struktur Model 1.



Gambar 3.7: Pemodelan frame dan pelat jembatan Model 1 pada program analisa struktur.



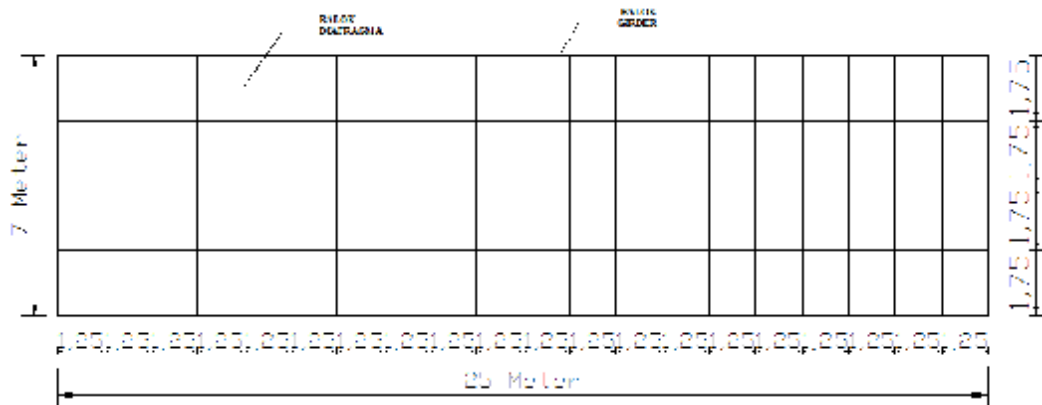
Gambar 3.8: Tampak atas 3D struktur jembatan Model 1.



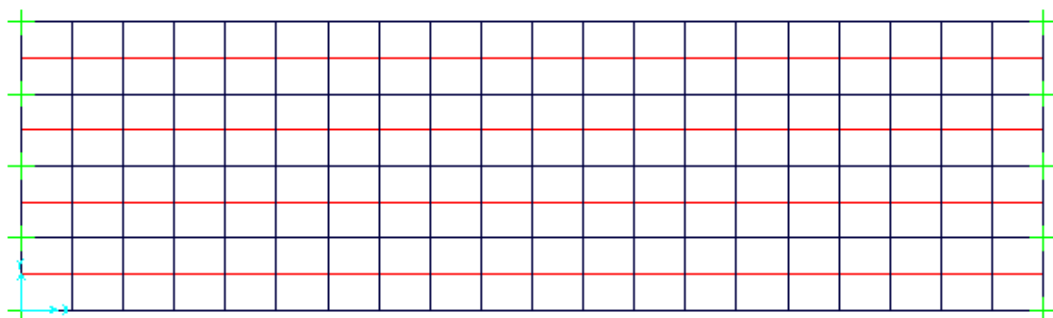
Gambar 3.9: Tampak samping 3D struktur jembatan Model 1.

3.3.2. Model 2

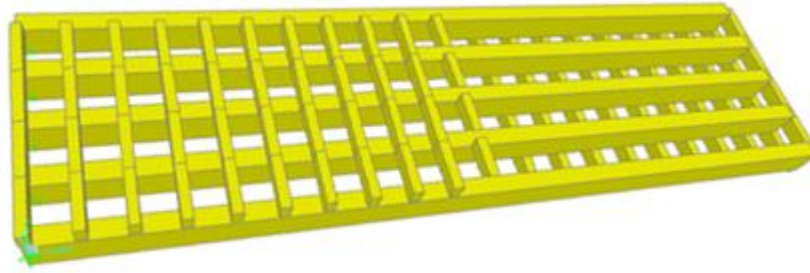
Jembatan model kedua merupakan struktur balok silang (*grid system*) dimodelkan dengan balok girder pada sumbu Y sebanyak 5 *grid lines* dengan jarak antar balok 1,75 m dan balok diafragma pada sumbu X sebanyak 21 *grid lines* dengan jarak antar balok 1,25 m.



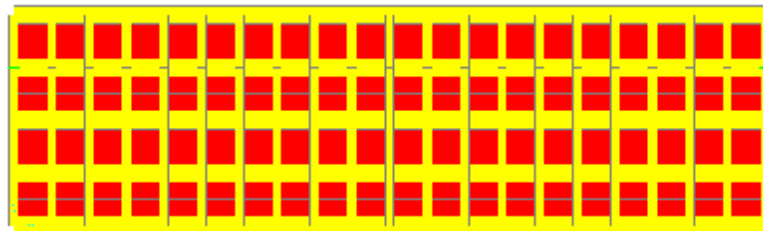
Gambar 3.10: Sketsa pemodelan struktur Model 2.



Gambar 3.11: Pemodelan frame dan pelat jembatan Model 2 pada program analisa struktur.



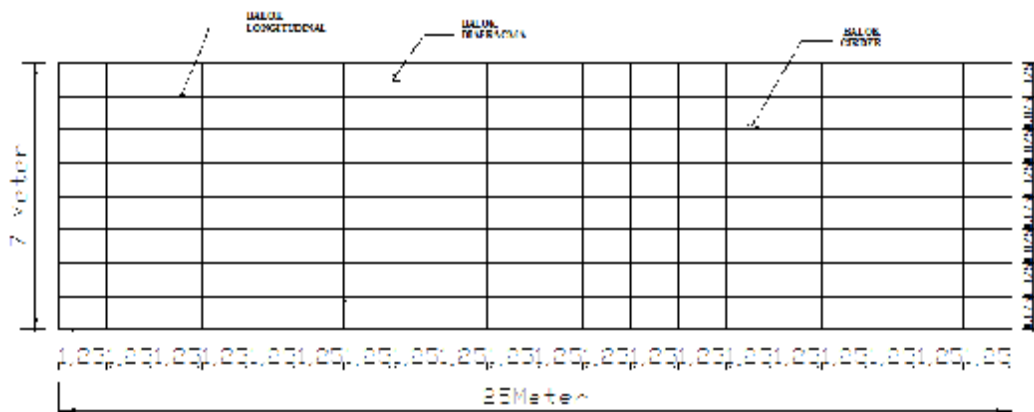
Gambar 3.12: Tampak atas 3D struktur jembatan Model 2.



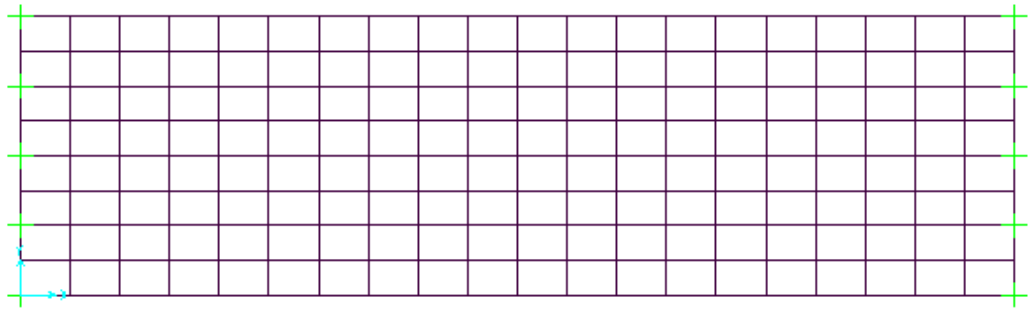
Gambar 3.13: Tampak atas 3D *frame* jembatan dengan pelat Model 2 pada program analisa struktur.

3.3.3. Model 3

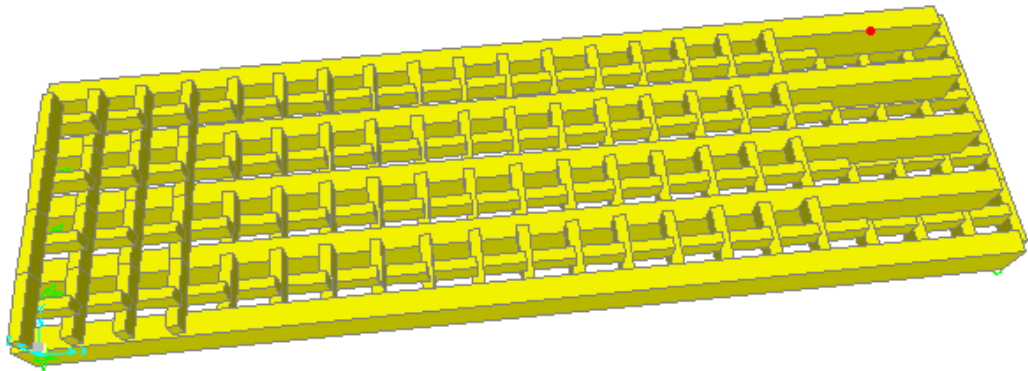
Jembatan model ketiga merupakan struktur balok silang (*grid system*) yang ditambahkan balok longitudinal diantara balok girder sejarak 0,875 m dan diafragma lateral dengan jumlah balok yang sama pada model kedua.



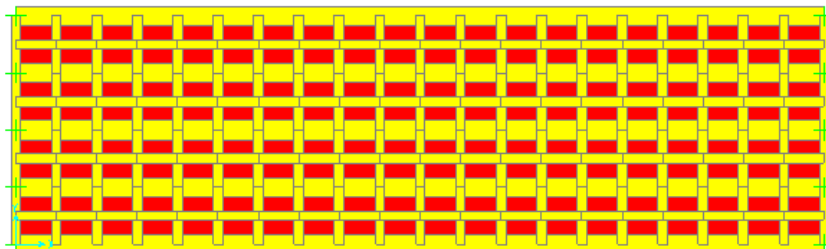
Gambar 3.14: Sketsa pemodelan struktur Model 3.



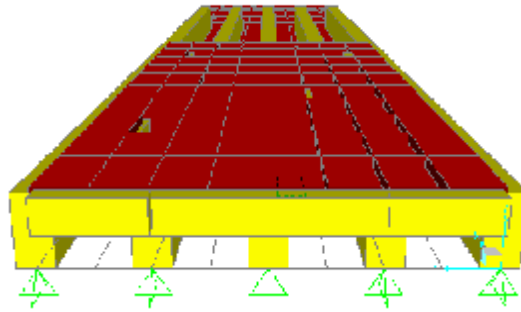
Gambar 3.15: Pemodelan frame struktur jembatan Model 3 pada program analisa struktur.



Gambar 3.16: Tampak 3D struktur jembatan Model 3.



Gambar 3.17: Tampak atas 3D *frame* jembatan dengan pelat Model 3 pada program analisa struktur.

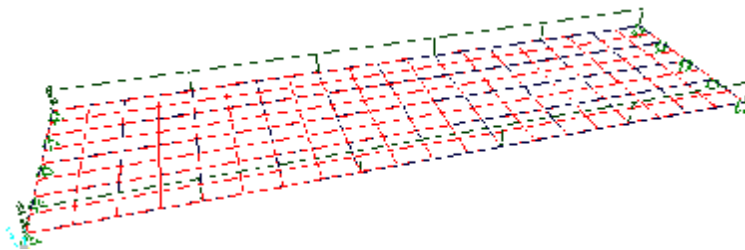


Gambar 3.18: Tampak samping 3D struktur jembatan Model 3 dengan penambahan balok longitudinal diantara balok girder.

3.4 Pembebanan Jembatan

3.4.1. Berat Mati Sendiri (MS)

Berat mati sendiri merupakan berat bahan bagian elemen struktural dan non struktural jembatan yang dianggap tetap meliputi beban trotoar dan railing dengan perhitungan beban terlampir. Berat mati sendiri diinput pada balok girder kanan dan kiri dan dimasukkan sebagai beban terbagi merata (*assign-frame load-distributed- direction gravity*) dalam program analisa struktur.

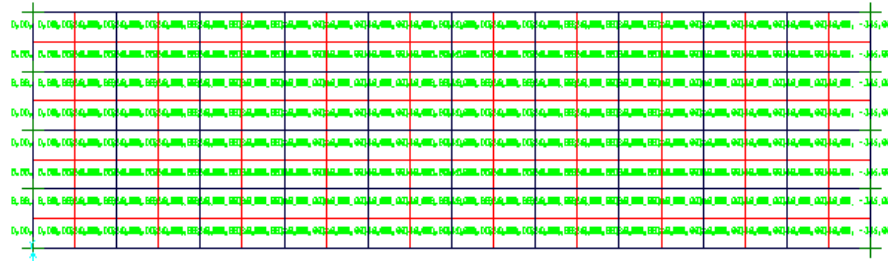


Gambar 3.19: Input Berat mati sendiri (MS).

3.4.2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan/utilitas adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada balok girder jembatan yang merupakan elemen non struktural dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Adapun beban meliputi berat aspal, berat lapisan kembali aspal dan berat genangan air dengan perhitungan beban terlampir.

Beban mati tambahan diinput pada semua elemen area struktur (*assign-area loads-uniform (shell)- direction gravity*) dalam program analisa struktur.



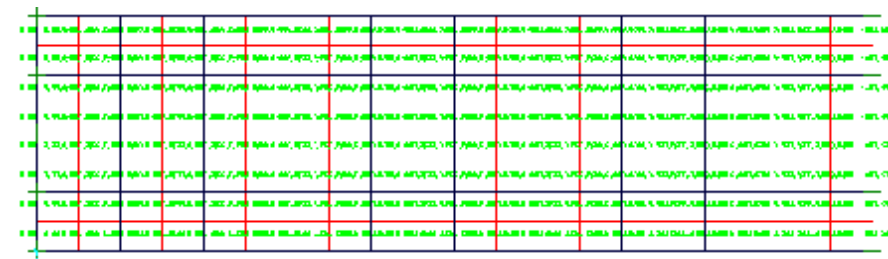
Gambar 3.20: Input Beban mati tambahan (MA).

Tabel 3.3: Berat isi untuk beban Mati dan beban mati tambahan (SNI 1725:2016).

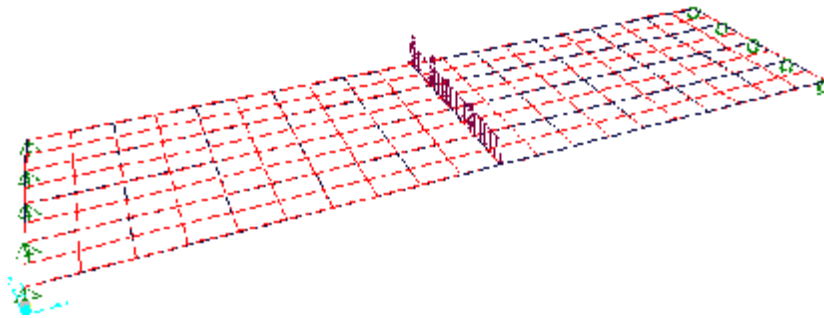
Bahan	Besarnya Beban
Beton Bertulang	2400 Kg/m ³
Aspal	2240 Kg/m ³
Air hujan	1000 Kg/m ³

3.4.3. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari Beban Terbagi Merata (*Uniformly Distributed Load*) BTR dan Beban Garis Terpusat (*Knife Edge Load*) BGT dengan perhitungan beban terlampir. Setelah beban diperoleh dari perhitungan beban, BTR didistribusikan sebagai beban area (*assign-area loads-uniform (shell)-direction gravity*). Sedangkan, BGT ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan dan didistribusikan sebagai beban garis ditengah bentang struktur (*assign-frame load-distributed-direction gravity*) dalam program analisa struktur.



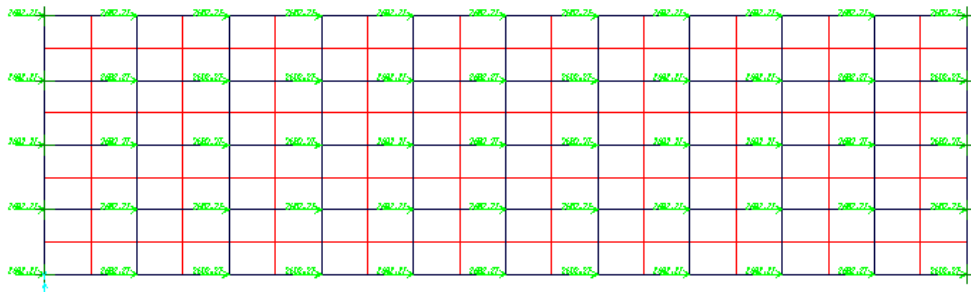
Gambar 3.21: Input beban terbagi rata (BTR).



Gambar 3.22: Input beban garis terpusat (BGT).

3.4.4. Gaya Rem (TB)

Beban gaya rem dapat dilihat dalam perhitungan beban terlampir. Gaya rem didistribusikan bekerja secara horizontal pada setiap joint antara pertemuan balok girder dan balok diafragma ataupun pertemuan balok diafragma dengan balok diafragma. Input beban rem (*assign-joint loads-forces-force global-direction* arah X) pada program analisa struktur.

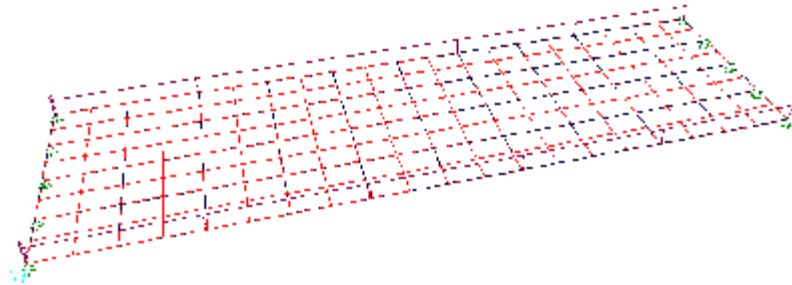


Gambar 3.23: Input beban akibat gaya rem (TB).

3.4.5. Pembebanan untuk Pejalan Kaki (TP)

Berdasarkan peraturan pembebanan SNI 1725:2016 pada Pasal 8.9 semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas beban pejalan kaki sebesar 5 kPa \approx 500 Kg/m dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan.

Pembebanan untuk pejalan kaki diinput pada balok girder kanan dan kiri dan dimasukkan sebagai beban terbagi merata (*assign-frame load-distributed-direction gravity*) dalam program analisa struktur.

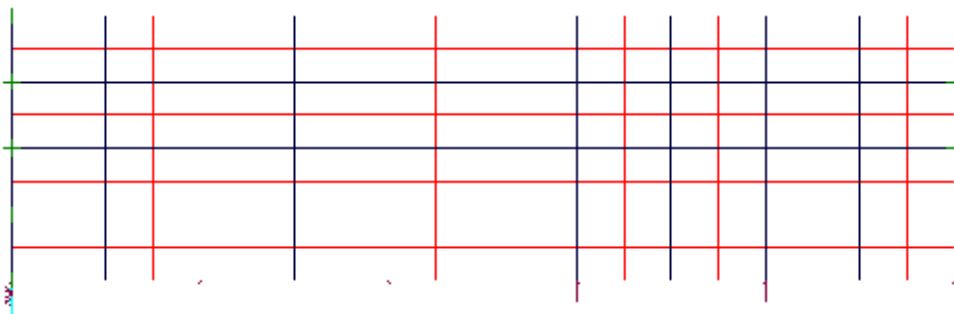


Gambar 3.24: Input beban akibat pembebanan untuk pejalan kaki (TP).

3.4.6. Beban Angin (EW)

3.4.6.1. Beban Angin Struktur (EW_s)

Arah angin rencana pada beban angin struktur diasumsuikan bekerja secara horizontal dengan perhitungan beban terlampir. Beban angin diinput pada balok girder ujung kanan dan dimasukkan sebagai beban terbagi merata (*assign-frame load-distributed- direction arah Y*) dalam program analisa struktur.



Gambar 3.25: Input beban angin struktur (EW_s).

3.4.6.2. Beban Angin Kendaraan (EW_L)

Berdasarkan SNI 1725-2016 pada Pasal 9.6.1.2 gaya angin pada jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan perhitungan beban

3.4.8. Pengaruh Susut dan Rangkak (SH)

3.4.8.1. Pengaruh Susut (*Shrinkage*)

Besaran faktor-faktor K_h^s , K_d^s , K_s^s , K_f^s , K_b^s dan K_{ac}^s dapat diambil berdasarkan grafik 4.4-1 pada RSNI T-12-2004.

K_h^s = Faktor pengaruh kelembaban relatif udara setempat, berdasarkan grafik diperoleh 0,92 %.

K_d^s = Faktor pengaruh komponen ketebalan beton, berhubungan dengan cuaca dan air berdasarkan grafik diperoleh 1,186 cm.

K_s^s = Faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton, berdasarkan grafik diperoleh 1,082 cm.

K_f^s = Faktor pengaruh agregat halus dalam beton berdasarkan grafik diperoleh 0,972 %.

K_b^s = Faktor pengaruh semen dalam beton berdasarkan grafik diperoleh 29,65 Kg/m³.

K_{ac}^s = Pengaruh faktor kadar udara dalam beton berdasarkan grafik diperoleh 0,966 %.

Sehingga koefisien susut maksimum untuk f'_c 35 MPa $\epsilon_{cs,t} = 0,000161$.

3.4.8.2. Pengaruh Rangkak (*Creep*)

Besaran faktor-faktor K_h^c , K_d^c , K_s^c , K_f^c , K_{ac}^c dan K_{io}^c dapat diambil berdasarkan grafik 4.4-2 pada RSNI T-12-2004.

K_h^c = Faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat, berdasarkan grafik diperoleh 0,95 %.

K_d^c = Faktor pengaruh komponen ketebalan beton, berhubungan dengan cuaca dan air berdasarkan grafik diperoleh 1.116 cm.

K_s^c = Faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton, berdasarkan grafik diperoleh 1,132 cm.

K_f^c = Faktor pengaruh agregat halus dalam beton berdasarkan grafik diperoleh 0,995 %.

K_{ac}^c = Faktor pengaruh semen dalam beton berdasarkan grafik diperoleh 1%.

K_{to}^c = Pengaruh umur beton saat dibebani saat kondisi *Moist cured 7 days* berdasarkan grafik diperoleh 0,843.

Koefisien rangkai maksimum (C_u) beton sebagai tambahan regangan jangka panjang dengan kuat tekan beton sebesar f'_c 35 MPa adalah 2,15. Sehingga didapatkan nilai $\epsilon_{cc.t} = 0,002740$.

Maka regangan akibat susut dan rangkai adalah:

$$\epsilon_{SH} = \epsilon_{cs.t} + \epsilon_{cc.t} = 0,0029007$$

Beban akibat susut dan rangkai diinput pada seluruh balok girder dan dimasukkan sebagai beban terbagi merata (*assign-frame loads-strains-component Strain12*) lalu memasukkan *load* sebesar nilai beban akibat susut dan rangkai dalam program analisa struktur.

3.4.9. Beban Gempa (EQ)

Lokasi struktur jembatan direncanakan disuatu sungai di kota Medan. Sehingga, pada peta wilayah gempa di Indonesia, Medan merupakan lokasi wilayah gempa pada Zona 3 dengan konfigurasi jenis tanah diasumsikan yaitu tanah sedang (*medium*). Berdasarkan RSNI-02-2005 untuk jembatan yang memuat > 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif maka faktor kepentingan (I) adalah 1,2 dan untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang. Pada analisa struktur periode gempa didapatkan pada setiap model pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Periode (T) dari hasil analisis program analisa struktur.

	Periode (T) Sec
Model 1	0,14516
Model 2	0,15146
Model 3	0,14917

Maka beban gempa pada setiap model didapatkan:

$$\text{Model 1: } Q_{EQ} = T_{EQ} / (L * \text{lebar total jembatan}) = \frac{97548,706}{25 \times 9} = \mathbf{433,550 \text{ Kg/m}^2}$$

$$\text{Model 2: } Q_{EQ} = T_{EQ} / (L * \text{lebar total jembatan}) = \frac{98863,239}{25 \times 9} = \mathbf{439,392 \text{ Kg/m}^2}$$

$$\text{Model 3: } Q_{EQ} = T_{EQ} / (L * \text{lebar total jembatan}) = \frac{99171,868}{25 \times 9} = \mathbf{440,764 \text{ Kg/m}^2}$$

Beban gaya gempa pada struktur atas dihitung menggunakan metode analisa statis ekuivalen. Adapun perhitungan beban terlampir pada ketiga pemodelan. Beban gempa didistribusikan sebagai beban area pada struktur jembatan (*assign-area loads-uniform (shell)- direction gravity*).

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

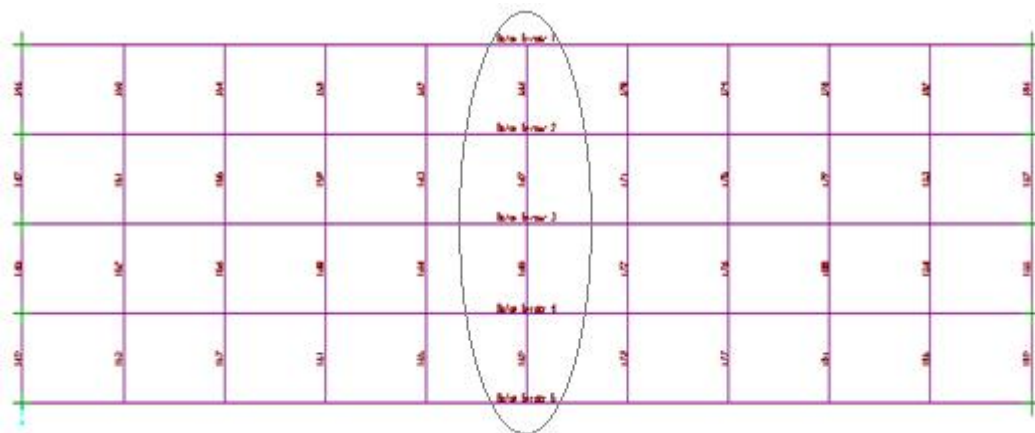
4.1 Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas beberapa nilai perbedaan hasil analisis oleh program analisa struktur pada setiap pemodelan. Diantaranya adalah nilai simpangan, gaya-gaya dalam yang bekerja akibat pembebanan sesuai dengan peraturan.

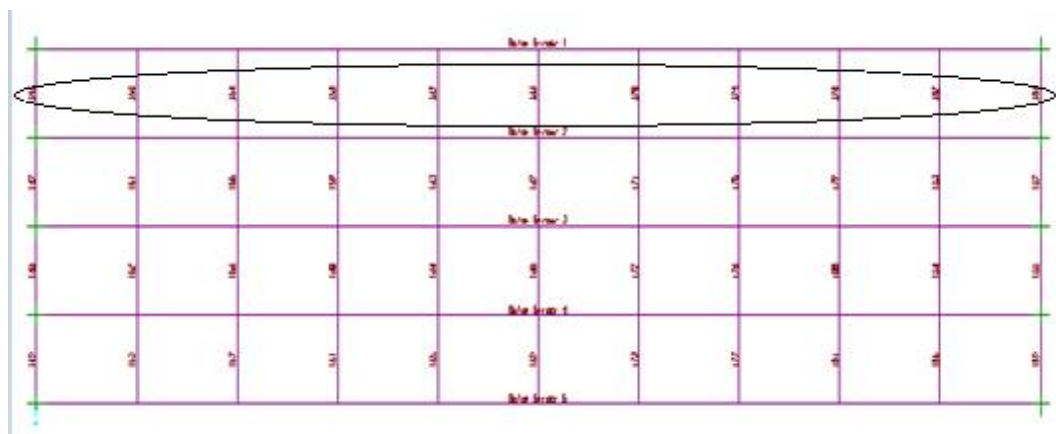
Analisa dilakukan terhadap tiga model yang berbeda, dengan melihat pengaruh kerapatan balok diafragma pada struktur baik secara lateral maupun longitudinal terhadap perilaku struktur jembatan.

4.2 Hasil Analisa

Berdasarkan hasil analisa yang telah dilakukan dengan menggunakan program analisa struktur, didapati nilai-nilai *output* maksimum yang telah direkapitulasi akan dilakukan pengecekan pada seluruh keadaan batas, diantaranya keadaan batas kekuatan yang mencakup gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur, keadaan batas daya layan yang mencakup tegangan, deformasi serta lebar retak dan keadaan batas ekstrem yang mencakup periode alami jembatan.



Gambar 4.1: Balok girder pada program analisa struktur.



Gambar 4.2: Balok Diafragma pada program analisa struktur.

Pada balok diafragma semua gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur hanya ditinjau pada balok diafragma yang berada dekat dengan tumpuan, dikarenakan momen dan gaya geser maksimum terjadi pada balok Gambar 4.2.

4.3 Keadaan Batas Kekuatan

4.3.1. Kontrol Kekuatan Momen Nominal Penampang Balok

4.3.1.1. Model 1

Dari hasil program analisa struktur terhadap pemodelan struktur dengan balok sistem sederhana akibat pembebanan yang sesuai dengan peraturan SNI 1725-2016, didapatkan hasil data output momen maksimum akibat kombinasi pembebanan yang ditinjau pada setiap balok girder tertera pada Tabel 4.1

Tabel 4.1: Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok girder

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg.m)	Kuat III (Kg.m)	Kuat IV (Kg.m)	Kuat V (Kg.m)
Balok Girder 1	106341,19	74675,77	74604,64	97486,03
Balok Girder 2	103957,66	71901,19	71879,3	94831,61
Balok Girder 3	104627,66	72496,3	72497,32	97040,83
Balok Girder 4	103594,94	71490,29	71516,58	94492,07
Balok Girder 5	106239,76	74624,07	74699,41	98692,55

Pada Tabel 4.1 didapatkan nilai momen maksimum terjadi pada balok girder 1 akibat kombinasi Kuat I sebesar 106.341,19 Kg.m. Hal tersebut terjadi dikarenakan momen maksimum pada balok girder satu memikul beban trotoar, beban pejalan kaki dan railing, sehingga pada balok yang berada pada ujung bentang jembatan yaitu Girder 1 dan Girder 5 lebih dominan memikul beban berlebih dibanding balok girder lainnya.

Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan kuat momen nominal (ϕM_n) penampang sebesar 522.453,88 Kg.m

$$\text{Kontrol: } \phi M_n \geq M_u$$

$$522.453,88 \text{ Kg.m} \geq 106.341,19 \text{ Kg.m} \quad \text{OK!}$$

Tabel 4.2: Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok diafragma.

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg.m)	Kuat III (Kg.m)	Kuat IV (Kg.m)	Kuat V (Kg.m)
Diafragma 1	-29059,52	-24197,23	-24262,33	54603,13
Diafragma 2	-27453,97	-26906,94	-26936,11	-27901,41
Diafragma 3	-28104,79	-27603,29	-27617,78	-28878,57
Diafragma 4	-28259,18	-27662,45	-27673,62	-29058,91
Diafragma 5	-28353,06	-27608,47	-27619,21	-29056,18
Diafragma 6	-30083,43	-27579	-27589,76	-29041,06
Diafragma 7	-28335,2	-27590,61	-27601,35	-29038,32
Diafragma 8	-28206,96	-27610,23	-27621,4	-29006,68
Diafragma 9	-28001,91	-27500,41	-27514,9	-28775,7
Diafragma 10	-27451,52	-26904,48	-26933,66	-27898,95
Diafragma 11	-28465,22	-27630,55	-27705,17	-27896,74

Pada Tabel 4.2 didapatkan momen maksimum terjadi pada balok diafragma 6 atau balok tengah diafragma yang berada pada jarak 12,5 m pada bentang jembatan dengan nilai sebesar 30083,43 Kg.m akibat kombinasi Kuat I.

Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan ϕM_n penampang sebesar 57.471,88 Kg.m

$$\begin{aligned} \text{Kontrol: } \phi M_n &\geq \mu \\ 57.471,88 \text{ Kg.m} &\geq 30.083,43 \text{ Kg.m} \end{aligned} \quad \text{OK!}$$

4.3.1.2. Model 2

Dari hasil program analisa struktur terhadap pemodelan struktur dengan sistem balok grid dengan menambahkan jumlah balok arah lateral, didapatkan hasil data output momen maksimum akibat kombinasi pembebanan yang ditinjau pada setiap balok girder tertera pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3: Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok girder.

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg.m)	Kuat III (Kg.m)	Kuat IV (Kg.m)	Kuat V (Kg.m)
Balok Girder 1	89885,85	59176,07	59022,73	80997,16
Balok Girder 2	96347,4	86516,11	86441,16	86481,02
Balok Girder 3	97501,56	64229,94	64231,41	88256,8
Balok Girder 4	96396,82	63154,16	63178,14	86382,39
Balok Girder 5	89749,23	57078,43	57148,15	80664,63

Pada Tabel 4.3 momen maksimum terjadi pada balok girder 3 atau balok yang berada pada tengah bentang jembatan dengan nilai sebesar 89096,68 Kg.m akibat kombinasi Kuat I. Nilai momen maksimum yang terjadi pada model 2 lebih kecil dibandingkan dengan model 1. Hal ini dipengaruhi oleh struktur grid yang menambah kekakuan struktur serta elemen-elemen linear berupa balok diafragma yang mendistribusikan momen dan geser pada kedua arah secara seimbang, serta pada saat menerima beban, balok girder akan melendut dan mendesak balok diafragma ke bawah sehingga timbul reaksi perlawanan ke atas oleh diafragma untuk menahan beban dari girder

Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan ϕM_n penampang sebesar 522.453,88 Kg.m.

$$\begin{aligned} \text{Kontrol: } \phi M_n &\geq \mu \\ 522.453,88 \text{ Kg.m} &\geq 97.501,65 \text{ Kg.m} \end{aligned} \quad \text{OK!}$$

Tabel 4.4: Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok diafragma.

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg.m)	Kuat III (Kg.m)	Kuat IV (Kg.m)	Kuat V (Kg.m)
Diafragma 1	-22187,79	-21279,64	-21344,11	-21777,72
Diafragma 2	-18269,71	-17834,26	-17868,67	-18385,32
Diafragma 3	-18360,49	-18020,43	-18039,75	-18729,78
Diafragma 4	-18460,45	-18017,92	-18120,33	-18923,95
Diafragma 5	-18540,83	-18145	-18154,54	-19031,8
Diafragma 6	-18378,59	-17968,65	-17977,88	-17561,55
Diafragma 7	-18646,43	-18153,14	-18161,33	-19119,77
Diafragma 8	-18696,04	-18149,88	-18158,04	-19138,28
Diafragma 9	-18758,35	-18147,38	-18155,61	-19149,83
Diafragma 10	-18838,85	-18154,03	-18154,03	-19156,1
Diafragma 11	20495,92	-18144,23	-18152,53	-19157,14
Diafragma 12	-18835,17	-18142,06	-18150,34	-19152,42
Diafragma 13	-18749,58	-18138,61	-18146,84	-19141,06
Diafragma 14	-18679,11	-18132,95	-18141,11	-19121,35
Diafragma 15	-18616,18	-18122,9	-18131,09	-19089,53
Diafragma 16	-18548,39	-18103,99	-18112,47	-19038,34
Diafragma 17	-18465,66	-18069,84	-18079,38	-18956,64
Diafragma 18	-18372,02	-18019,49	-18031,91	-18835,53
Diafragma 19	-18328,45	-17988,4	-18007,71	-18697,74
Diafragma 20	-18545,77	-18110,32	-18144,74	-18661,39
Diafragma 21	-21714,29	-21423,07	-21485,52	-21645,7

Pada Tabel 4.4 di dapatkan momen maksimum terjadi pada balok diafragma 1 atau balok yang berada pada ujung bentang jembatan sebesar 22.187,79 Kg.m akibat kombinasi pembebanan Kuat I. Hal ini menunjukkan perbedaan antara distribusi balok diafragma pada model 2 lebih besar dibandingkan dengan model 1 yang pada saat menerima aksi beban mengalami momen maksimum pada tengah bentang, dikarenakan balok diafragma struktur grid mendistribusikan

beban dan momen pada kedua arah bentangnya secara merata, serta dengan jumlah balok grid yang banyak lebih berperan untuk mendukung seluruh aksi beban yang terjadi.

Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan ϕM_n penampang sebesar 57.471,88 Kg.m.

$$\begin{aligned} \text{Kontrol: } \phi M_n &\geq Mu \\ 57.471,88 \text{ Kg.m} &\geq 22.187,79 \text{ Kg.m} \qquad \text{OK!} \end{aligned}$$

4.3.1.3. Model 3

Dari hasil program analisa struktur terhadap pemodelan struktur balok sistem grid dengan menambahkan jumlah balok diafragma arah lateral dengan jumlah yang sama pada model 2 dan menambahkan balok diafragma arah longitudinal yang berada diantara balok girder, didapatkan hasil data output momen maksimum akibat kombinasi pembebanan yang ditinjau pada setiap balok girder tertera pada Tabel 4.5.

Tabel 4.5: Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok girder.

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg.m)	Kuat III (Kg.m)	Kuat IV (Kg.m)	Kuat V (Kg.m)
Balok Girder 1	82501,53	56755,96	56608,27	74944,81
Balok Girder 2	88194,66	59509,02	59490,25	79671,04
Balok Girder 3	89096,68	60205,74	60206,92	81186,05
Balok Girder 4	88218,44	59350,32	59372,7	79541,73
Balok Girder 5	82322,69	54020,12	54087,21	74575,45

Pada Tabel 4.5 terlihat momen maksimum terjadi pada balok girder 3 dengan nilai sebesar 89.096,68 Kg.m akibat kombinasi pembebanan Kuat I. Nilai momen maksimum yang terjadi pada model 3 lebih kecil dibandingkan dengan model 2, hal ini dikarenakan penambahan balok diafragma arah longitudinal saling berinteraksi dan membuat struktur semakin kaku. Dengan adanya balok diafragma lateral dan longitudinal akan mengurangi momen maksimum yang terjadi pada

balok girder, sehingga beban yang bekerja pada balok girder akan semakin terdistribusi pada balok diafragma lateral maupun longitudinal.

Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan kuat momen nominal (ϕM_n) penampang sebesar 522.453,88 Kg.m.

$$\text{Kontrol: } \phi M_n \geq M_u$$

$$522.453,88 \text{ Kg.m} \geq 89.096,68 \text{ Kg.m}$$

OK!

Tabel 4.6: Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok diafragma lateral.

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg.m)	Kuat III (Kg.m)	Kuat IV (Kg.m)	Kuat V (Kg.m)
Diafragma 1	-23321,46	-21802,58	-21869,39	-22782,78
Diafragma 2	-18822,52	-18388,83	-18422,76	-18934,2
Diafragma 3	-18352,29	-18095,25	-18114,01	-18724,14
Diafragma 4	-18342,67	-18094,17	-18106,26	-18816,3
Diafragma 5	-18380,96	-18094,88	-18104,21	-18879,77
Diafragma 6	-18411,33	-18086,12	-18094,42	-18912,2
Diafragma 7	-18442,03	-18076,33	-18084,32	-18930,04
Diafragma 8	-18480,23	-18069,43	-18077,38	-18941,73
Diafragma 9	-18538,19	-18065,61	-18073,6	-18949,93
Diafragma 10	-18676,34	-18063,63	18071,66	-18954,73
Diafragma 11	-19854,06	-18062,18	-18070,23	-18955,48
Diafragma 12	-18673,15	-18060,44	-18068,47	-18951,54
Diafragma 13	-18530,71	-18058,12	-18066,11	-18942,44
Diafragma 14	-18466,03	-18055,23	-18063,18	18927,53
Diafragma 15	-18417,12	-18051,41	-18059,4	-18905,13
Diafragma 16	-18370,35	-18045,14	-18053,43	-18871,22
Diafragma 17	-18319,61	-18033,52	-18042,85	-18818,42
Diafragma 18	-18269,51	-18016,01	-18028,1	-18738,14
Diafragma 19	-18266,59	-18009,56	-18028,31	-18638,45

Tabel 4.6: *Lanjutan.*

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg.m)	Kuat III (Kg.m)	Kuat IV (Kg.m)	Kuat V (Kg.m)
Diafragma 20	-18521,19	-18087,5	-18121,44	-18632,88
Diafragma 21	-20167,77	-18748,74	-18807,38	-19629,1

Pada Tabel 4.6 momen maksimum terjadi pada balok diafragma 1 atau balok yang berada pada ujung bentang jembatan sebesar 23.321,46 Kg.m akibat kombinasi pembebanan Kuat I. Hal ini menunjukkan perbedaan antara distribusi balok diafragma lateral pada model 3 lebih sedikit besar dibandingkan dengan model 2 yang pada saat menerima aksi beban mengalami momen maksimum lebih kecil, dikarenakan balok diafragma longitudinal bertumpu pada balok diafragma lateral, sehingga menambah gaya yang terjadi pada balok diafragma lateral.

Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan kuat momen nominal (ϕM_n) penampang sebesar 57.451,88 Kg.m.

$$\text{Kontrol: } \phi M_n \geq M_u$$

$$57.451,88 \text{ Kg.m} \geq 23.321,46 \text{ Kg.m}$$

OK!

Tabel 4.7: Rekapitulasi kombinasi nilai momen maksimum pada balok diafragma longitudinal

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg.m)	Kuat III (Kg.m)	Kuat IV (Kg.m)	Kuat V (Kg.m)
Diafragma 1	-11798,57	-9487,36	-9477,47	-11309,49
Diafragma 2	-11399,78	-8998,28	8994,97	-10936,13
Diafragma 3	-11255,37	-8850,34	-8850,56	-10790,71
Diafragma 4	-11197,42	-8866,39	-8876,32	-10702,68

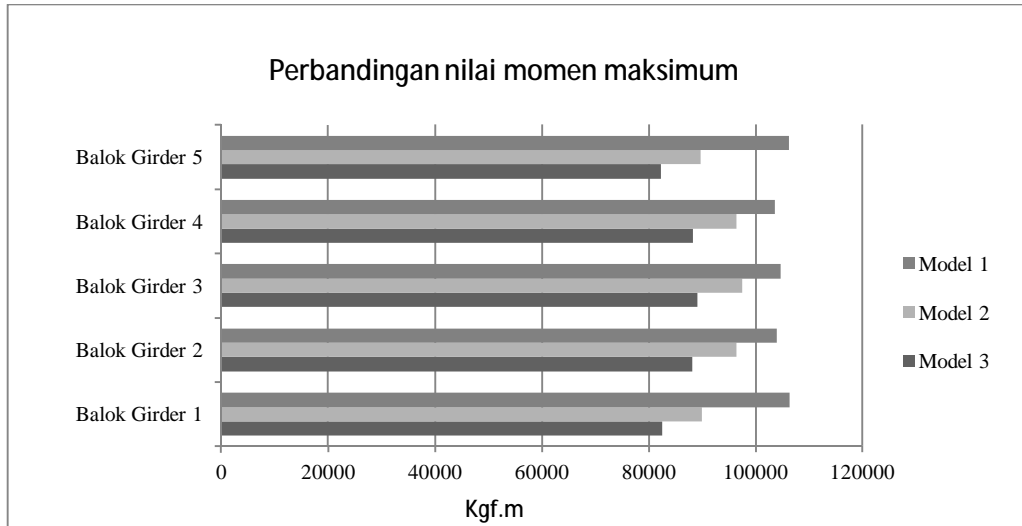
Pada Tabel 4.7 menunjukkan nilai momen maksimum pada balok longitudinal terjadi pada balok diafragma 1 akibat kombinasi pembebanan Kuat I dengan nilai sebesar 11.798,57 Kg.m. Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada

lampiran didapatkan kuat momen nominal (ϕM_n) penampang sebesar 57.451,88 Kg.m.:

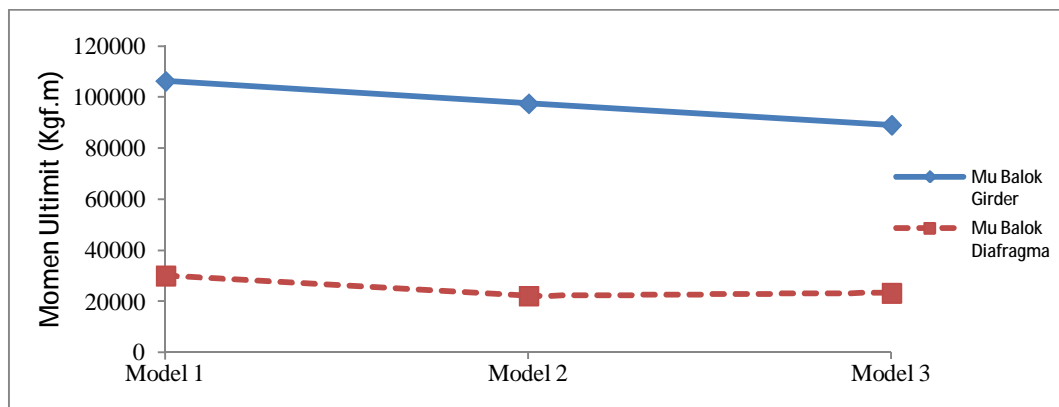
$$\text{Kontrol: } \phi M_n \geq M_u$$

$$57.451,88 \text{ Kg.m} \geq 11.798,57 \text{ Kg.m}$$

OK!



Gambar 4.3: Diagram perbandingan nilai momen pada setiap balok girder.



Gambar 4.4: Diagram perbandingan nilai momen maksimum antara balok girder dan balok diafragma pada setiap pemodelan.

4.3.2. Kontrol Kekuatan Gaya Geser Nominal Penampang

4.3.2.1. Model 1

Hasil program analisa struktur terhadap pemodelan struktur dengan balok sistem sederhana akibat pembebanan yang sesuai dengan peraturan SNI 1725-

2016, didapatkan hasil data output gaya geser ultimit akibat kombinasi pembebanan yang ditinjau pada setiap balok girder tertera pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8: Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser pada balok girder.

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg)	Kuat III (Kg)	Kuat IV (Kg)	Kuat V (Kg)
Balok Girder 1	148909,24	116841,76	116634,73	138304,12
Balok Girder 2	129526,17	96950,71	96885,42	131223,67
Balok Girder 3	126368,73	93667,01	93645,41	118587,25
Balok Girder 4	123395,41	90720,64	90754,66	125064,53
Balok Girder 5	126865,92	97286,31	97506,53	118432,87

Dari Tabel 4.8 gaya geser maksimum terjadi pada balok girder 1 dengan nilai gaya geser ultimit sebesar 148.909,24 Kg akibat kombinasi pembebanan Kuat I. Gaya geser maksimum terjadi pada balok girder 1 dikarenakan girder yang berada pada ujung bentang lebih besar mendistribusikan beban-beban yang bekerja pada kombinasi Kuat I berupa beban pejalan kaki, trotoar, dan railing. Beban tersebut secara transversal terhadap sumbu panjangnya mendeformasikan momen lentur dan gaya lintang bekerja secara bersamaan pada penampang.

Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan kuat geser batas nominal dari penampang komponen struktur (ϕV_n) sebesar 148.909,24 Kg.

$$\text{Kontrol: } \phi V_n \geq V_u$$

$$148.909,24 \text{ Kg} \geq 148.909,24 \text{ Kg} \quad \text{OK!}$$

Tabel 4.9: Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser pada balok diafragma.

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg)	Kuat III (Kg)	Kuat IV (Kg)	Kuat V (Kg)
Diafragma 1	64836,55	61758,95	61927,64	62924,8
Diafragma 2	60702,92	59785,7	59845,07	61916,6
Diafragma 3	61685,14	61018,1	61043,98	63686,97

Tabel 4.9: *Lanjutan.*

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg)	Kuat III (Kg)	Kuat IV (Kg)	Kuat V (Kg)
Diafragma 4	61662,61	60896,36	60914,77	63761,96
Diafragma 5	61646,68	60623,63	60641,12	63556,88
Diafragma 6	67853,3	60507,44	60524,98	63456,84
Diafragma 7	61605,34	60582,29	60599,78	63515,54
Diafragma 8	61541,57	60755,32	60793,73	63640,92
Diafragma 9	61443,83	60776,79	60802,67	63445,66
Diafragma 10	60667,44	59750,22	59809,58	61881,11
Diafragma 11	63302,6	61676,89	61842,74	62205,04

Dari Tabel 4.9 gaya geser maksimum terjadi pada balok diafragma 6 yang merupakan balok diafragma arah lateral yang berada pada tengah bentang dengan dengan nilai gaya geser ultimit sebesar 67.853,30 Kg akibat kombinasi pembebanan Kuat I.

Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan kuat geser batas nominal dari penampang komponen struktur (ϕV_n) sebesar 67853,30 Kg.

$$\text{Kontrol: } \phi V_n \geq V_u$$

$$67.853,30 \text{ Kg} \geq 67.853,30 \text{ Kg} \quad \text{OK!}$$

4.3.2.2. Model 2

Dari hasil program analisa struktur terhadap pemodelan struktur dengan sistem balok grid dengan menambahkan jumlah balok arah lateral, didapatkan hasil data output gaya geser maksimum akibat kombinasi pembebanan yang ditinjau pada setiap balok girder tertera pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10: Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser pada balok girder.

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg)	Kuat III (Kg)	Kuat IV (Kg)	Kuat V (Kg)
Balok Girder 1	127469,81	96293,73	96065,81	118507,28
Balok Girder 2	119758,34	86516,11	86411,16	119531,69
Balok Girder 3	117057,11	83450,55	83426,09	109348,24
Balok Girder 4	115753,67	82296,35	82336,48	115394,14
Balok Girder 5	113571,22	81878,06	82167,22	104460,95

Pada Tabel 4.10 gaya geser maksimum terjadi pada balok girder 1 dengan nilai gaya geser ultimit sebesar 127.469,81 Kg akibat kombinasi pembebanan Kuat I. Nilai gaya geser maksimum Model 1 didapatkan sebesar 148.090,24 Kg lebih besar dibandingkan dengan nilai hasil analisa gaya geser ultimit pada Model 2, sehingga dengan bertambahnya jumlah balok grid pada suatu bentang, distribusi gaya geser pada balok utama sebagian kecil tetahan pada balok grid.

Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan kuat geser batas nominal dari penampang komponen struktur (ϕV_n) sebesar 12.7469,81 Kg.

$$\text{Kontrol: } \phi V_n \geq V_u$$

$$12.7469,81 \text{ Kg} \geq 12.7469,81 \text{ Kg} \quad \text{OK!}$$

Tabel 4.11: Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser pada balok diafragma.

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg)	Kuat III (Kg)	Kuat IV (Kg)	Kuat V (Kg)
Diafragma 1	49360,36	47387,67	47529,57	48452,66
Diafragma 2	40143,73	39266,4	39337,94	40444,79
Diafragma 3	40048,66	39459,52	39495,57	40946,44
Diafragma 4	40043,88	39500,34	39521,63	41177,21
Diafragma 5	40019,9	39446,28	39461,05	41235,38
Diafragma 6	39589,79	39019,04	39035,13	37884,63

Tabel 4.11: *Lanjutan.*

Diafragma 7	39938,53	39256,96	39268,73	41149,29
Diafragma 8	39937,01	39178,85	39190,61	41092,65
Diafragma 9	39995,33	39123,41	39135,32	41048,98
Diafragma 10	40129,15	39090,11	39102,15	41021,49
Diafragma 11	46228,19	39076,76	39088,85	41009,9
Diafragma 12	40120,52	39081,47	39093,52	41012,86
Diafragma 13	39974,83	39102,9	39114,82	41028,47
Diafragma 14	39897,45	39139,29	39151,05	41053,08
Diafragma 15	39867,85	39186,28	39198,05	41078,61
Diafragma 16	39857,41	39234,31	39246,72	41088,87
Diafragma 17	39842,6	39268,98	39283,75	41058,08
Diafragma 18	39830,81	39287,28	39308,57	40964,15
Diafragma 19	39950,89	39361,75	39398,8	40848,68
Diafragma 20	40170,85	39833,52	39905,06	41011,91
Diafragma 21	47966,83	47443,78	47582,19	47874,29

Pada Tabel 4.11 gaya geser maksimum terjadi pada balok diafragma 1 dengan nilai sebesar 49.360,36 Kg. Nilai gaya geser ultimit pada Model 2 jauh lebih kecil dibandingkan dengan nilai gaya geser ultimit pada balok diafragma Model 1 sebesar 67.853,3 Kg. Hal ini dikarenakan dengan bertambahnya jumlah balok diafragma lateral pada Model 2, gaya geser yang terjadi semakin kecil dan terdistribusi sebagian pada tambahan balok diafragma. Sehingga, jarak grid sangat berpengaruh dalam reduksi gaya yang bekerja pada balok lateral.

Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan kuat geser batas nominal dari penampang komponen struktur (ϕV_n) sebesar 49.360,36 Kg.

$$\text{Kontrol: } \phi V_n \geq V_u$$

$$49.360,36 \text{ Kg} \geq 49.360,36 \text{ Kg}$$

OK!

4.3.2.3. Model 3

Hasil analisa pada program analisa struktur terhadap pemodelan struktur balok sistem grid dengan menambahkan jumlah balok diafragma arah lateral dengan jumlah yang sama pada Model 2 dan menambahkan balok diafragma arah longitudinal yang berada diantara balok girder, didapatkan hasil data output gaya geser maksimum akibat kombinasi pembebanan yang ditinjau pada setiap balok girder tertera pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12: Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser pada balok girder.

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg)	Kuat III (Kg)	Kuat IV (Kg)	Kuat V (Kg)
Balok Girder 1	120664,98	92400,78	92181,16	112304,23
Balok Girder 2	110983,01	80688,73	80169,4	111341,71
Balok Girder 3	108190,35	77577,91	77554,97	101057,1
Balok Girder 4	107131,32	76731,26	76767,71	107459,78
Balok Girder 5	107094,37	78349,7	78630,55	98610,63

Pada Tabel 4.12 didapatkan gaya geser maksimum terjadi pada balok girder 1 dengan nilai gaya geser ultimit sebesar 120.664,98 Kg akibat kombinasi pembebanan Kuat I. Perbandingan antara kenaikan gaya geser maksimum pada Model 2 dengan pemodelan struktur Model 3 tidak terlalu signifikan.

Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan kuat geser batas nominal dari penampang komponen struktur (ϕV_n) sebesar 120.664,98 Kg.

$$\text{Kontrol: } \phi V_n \geq V_u$$

$$120.664,98 \text{ Kg} \geq 120.664,98 \text{ Kg} \quad \text{OK!}$$

Tabel 4.13: Rekapitulasi kombinasi nilai gaya geser maksimum pada balok diafragma lateral.

Komponen	Kombinasi Pembebanan			
	Kuat I (Kg)	Kuat III (Kg)	Kuat IV (Kg)	Kuat V (Kg)
Diafragma 1	51984,57	48585,63	48733,03	50776,32
Diafragma 2	41385,04	40492,24	40562,76	41672,68
Diafragma 3	40053,1	39628,84	39664,64	40951,1
Diafragma 4	39820,58	39469,55	39490,09	40957,71
Diafragma 5	39704,94	39339,34	39353,62	40928,08
Diafragma 6	39611,98	39210,29	39222,27	40855,84
Diafragma 7	39548,85	39100,65	39111,97	40778,27
Diafragma 8	39531,43	39018,27	39029,53	40713,96
Diafragma 9	39588,01	38962,61	38974,01	40668,26
Diafragma 10	39858,51	38930,24	38941,71	40640,78
Diafragma 11	44852,69	38917,63	38929,13	40629,65
Diafragma 12	39851,04	38922,76	38934,23	40633,3
Diafragma 13	39570,49	38945,12	38956,48	40650,73
Diafragma 14	39498,2	38985,04	38996,3	40680,73
Diafragma 15	39490,51	39042,31	39053,62	40719,92
Diafragma 16	39515,78	39114,09	39126,07	40759,64
Diafragma 17	39559,82	39194,22	39208,5	40782,96
Diafragma 18	39631,8	39280,77	39301,31	40768,93
Diafragma 19	39832,1	39407,84	39443,63	40730,09
Diafragma 20	40632,68	39739,87	39810,39	40920,32
Diafragma 21	44471,03	41397,58	41527,39	43262,77

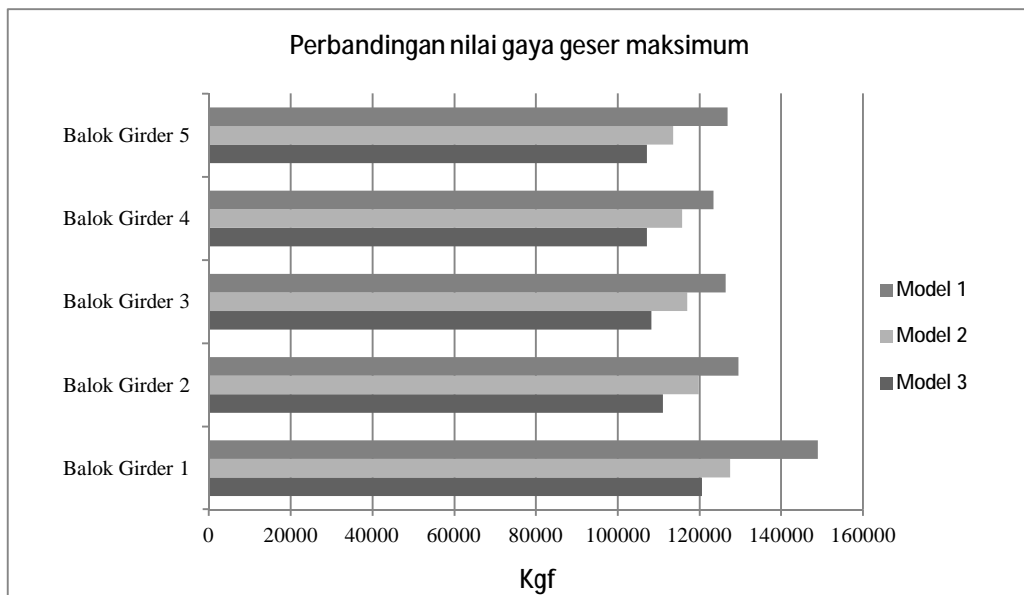
Pada Tabel 4.13 gaya geser maksimum terjadi pada balok diafragma 1 dengan nilai gaya geser ultimit sebesar 51984,57 Kg akibat kombinasi pembebanan Kuat I. Hal ini menunjukkan perbedaan antara distribusi balok diafragma lateral pada saat menerima beban pada Model 3 lebih sedikit besar dibandingkan dengan Model 2 yang mengalami gaya geser maksimum lebih kecil, dikarenakan balok

diafragma longitudinal bertumpu pada balok diafragma lateral, sehingga menambah gaya yang terjadi pada balok diafragma arah lateral.

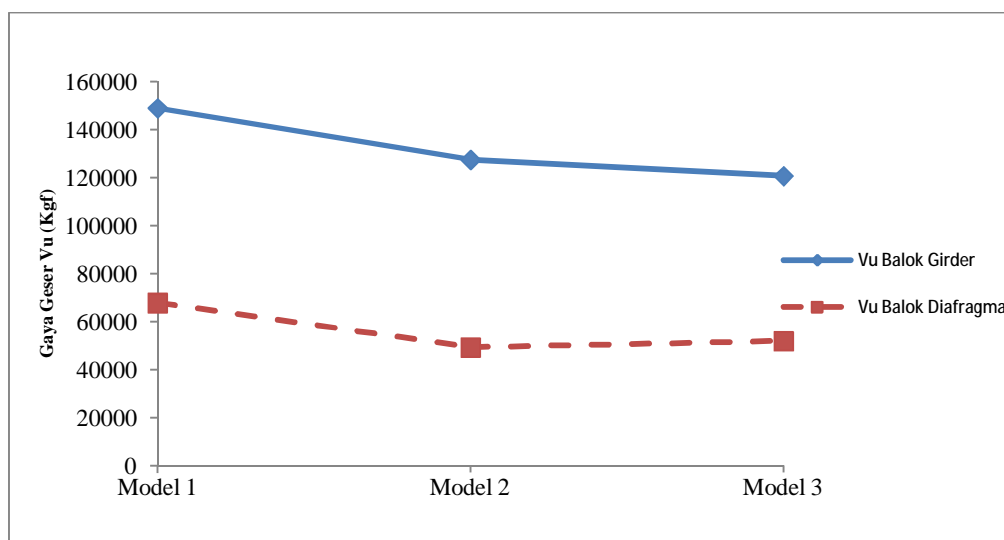
Setelah dilakukan analisa perhitungan yang tertera pada lampiran didapatkan kuat geser batas nominal dari penampang komponen struktur (ϕV_n) sebesar 51984,57 Kg.

$$\text{Kontrol: } \phi V_n \geq V_u$$

$$51.984,57 \text{ Kg} \geq 51.984,57 \text{ Kg} \quad \text{OK!}$$



Gambar 4.5: Diagram perbandingan nilai gaya geser pada setiap balok girder.



Gambar 4.6: Diagram perbandingan nilai gaya geser maksimum antara balok girder dan balok diafragma pada setiap pemodelan.

4.4 Keadaan Batas Daya Layan

4.4.1. Hasil Analisa Lendutan Model 1

Batasan lendutan untuk balok harus memenuhi persyaratan lendutan maksimum tidak boleh melampaui $L/800 = 25/800 = 0,03125$ m. Dari hasil program analisa struktur terhadap pemodelan struktur dengan balok *simple spans*, di peroleh nilai maksimum lendutan pada setiap balok girder tertera Tabel 4.14.

Tabel 4.14: Hasil output nilai maksimum lendutan pada balok girder.

Komponen	Kombinasi Daya Layan I	Batasan
Balok Girder 1	-0,018114 m	> L/800 OK!
Balok Girder 2	-0,017398 m	> L/800 OK!
Balok Girder 3	-0,016855 m	> L/800 OK!
Balok Girder 4	-0,016653 m	> L/800 OK!
Balok Girder 5	-0,016676 m	> L/800 OK!

Dari hasil Tabel 4.14 menunjukkan lendutan maksimum terjadi pada balok girder 1 dengan nilai defleksi sebesar -0,018114 m.

4.4.2. Hasil Analisa Lendutan Model 2

Batasan lendutan untuk balok harus memenuhi persyaratan lendutan maksimum tidak boleh melampaui $L/800 = 25/800 = 0,03125$ m. Dari hasil program analisa struktur terhadap pemodelan struktur dengan sistem balok *grid* dengan menambahkan jumlah balok arah lateral di peroleh nilai maksimum lendutan pada Tabel 4.15.

Tabel 4.15: Hasil output nilai maksimum lendutan pada balok girder.

Komponen	Kombinasi Daya Layan I	Batasan
Balok Girder 1	-0,016854 m	> L/800 OK!
Balok Girder 2	-0,016350 m	> L/800 OK!
Balok Girder 3	-0,016034 m	> L/800 OK!

Tabel 4.15: *Lanjutan.*

Balok Girder 4	-0,016001 m	> L/800 OK!
Balok Girder 5	-0,016161 m	> L/800 OK!

Dari hasil Tabel 4.15 didapatkan lendutan maksimum terjadi pada balok girder 1 dengan nilai defleksi sebesar -0,016854 m. Deformasi lendutan pada Model 2 menunjukkan persentase nilai perbandingan lendutan sebesar 6,9 % dari hasil nilai lendutan Model 1. Hal ini dikarenakan struktur pada Model 2 dengan ditambahkannya balok pengaku arah lateral sehingga berpengaruh terhadap besarnya lendutan yang terjadi.

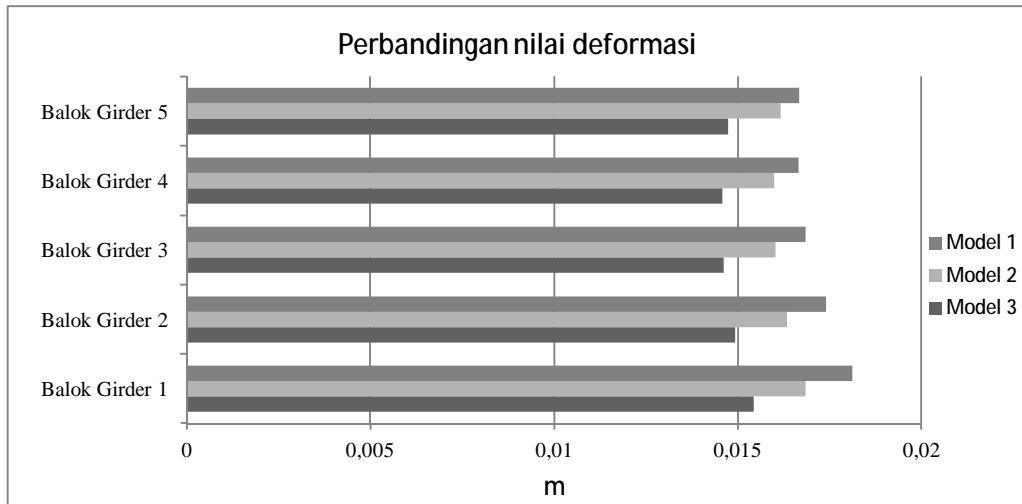
4.4.3. Hasil Analisa Lendutan Model 3

Dari hasil program analisa struktur terhadap pemodelan struktur balok sistem grid dengan menambahkan jumlah balok diafragma arah lateral dengan jumlah yang sama pada Model 2 dan menambahkan balok diafragma arah longitudinal yang berada diantara balok girder di peroleh nilai maksimum lendutan pada setiap kombinasi pembebanan yang tertera pada Tabel 4.16.

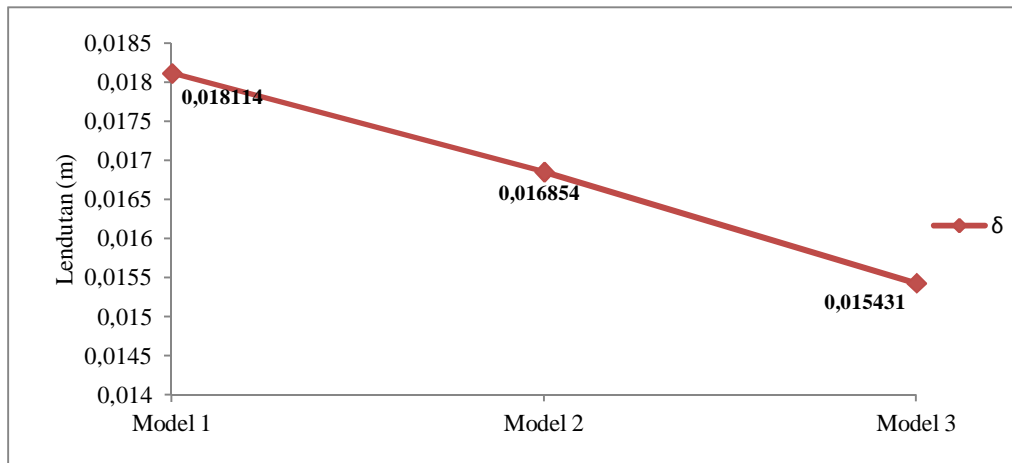
Tabel 4.16: Hasil output nilai maksimum lendutan pada balok girder.

Komponen	Kombinasi Daya Layan I	Batasan
Balok Girder 1	-0,015431 m	> L/800 OK!
Balok Girder 2	-0,014936 m	> L/800 OK!
Balok Girder 3	-0,014624 m	> L/800 OK!
Balok Girder 4	-0,014589 m	> L/800 OK!
Balok Girder 5	-0,014744 m	> L/800 OK!

Dari hasil Tabel 4.16 didapatkan lendutan maksimum terjadi pada balok girder 1 dengan nilai defleksi sebesar -0,015431 m. Deformasi lendutan pada Model 3 menunjukkan persentase nilai perbandingan lendutan sebesar 8,4 % dari hasil nilai lendutan Model 2.



Gambar 4.7: Diagram perbandingan lendutan pada setiap balok girder.



Gambar 4.8: Diagram perbandingan nilai lendutan maksimum antara ketiga pemodelan struktur.

Berdasarkan diagram Gambar 4.7 dan Gambar 4.8 menunjukkan adanya perubahan nilai lendutan pada setiap pemodelan. Dengan bertambahnya jumlah grid pada balok diafragma, membuat struktur semakin kaku sehingga besarnya defleksi yang terjadi dapat berkurang. Ketika pada saat pembebanan terjadi perpindahan beban pada dua arah dilukiskan secara jelas oleh kekakuan dari dua balok yang saling tegak lurus dan saling mempengaruhi sehingga lendutan pada kedua balok tersebut dapat dianggap sama sehingga deformasi yang terjadi semakin kecil.

4.4.4. Analisa Momen Retak Model 1

Diketahui:

W (berat struktur)

Pelat (0,2 x 1,75 x 2400)	=	840 Kg/m
Aspal (0,15 x 1,75 x 2240)	=	588 Kg/m
TD (803,6 x 1,75)	=	1406,3 Kg/m
Girder (1,2 x 0,6 x 2400)	=	1728 Kg/m
Diafragma (0,6 x 0,3 x 11 x (1,75-0,6) x 2400)	=	218,592 Kg/m
ΣW	=	4.780,892 Kg/m
Ma	=	57.312,57 Kg.m
		$\approx 573,1257 \text{ kN.m}$
Mutu beton (f_c')	=	35 MPa
Kuat leleh baja (f_y)	=	400 MPa
Modulus elastisitas beton (E_c)	=	$4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35}$
	=	27805,60 MPa
Modulus elastisitas baja (E_s)	=	200.000 MPa
Tinggi balok (h)	=	1200 mm
Lebar balok (b)	=	600 mm
Tinggi efektif balok (d)	=	1121 mm
Inersia bruto penampang balok (I_g)	=	$\frac{1}{12}bh^3$
	=	86.400.000.000 mm ⁴
Modulus keruntuhan lentur beton (f_r)	=	$0,7\sqrt{f_c'} = 3,68 \text{ MPa}$
Y_t	=	$h/2 = 600 \text{ mm}$
Momen Retak (M_{cr})	=	$f_r * I_g / Y_t$
	=	528.187.603 N.mm
	\approx	528,187603 kN.m

Dikarenakan momen (M_a) yang bekerja atau melebihi M_{cr} , maka analisis dilakukan berdasarkan penampang retak. Momen inersia yang digunakan adalah momen inersia retak, (I_{cr}) penampang yang belum retak serta luas tulangan baja yang ditransformasikan sebesar n.As.

Untuk menghitung momen retak, I_{cr} terlebih dahulu ditentukan letak sumbu netral untuk penampang retak, untuk penampang pesegi dengan tulangan tarik, maka untuk menghitung nilai x :

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_s(d - x) = 0$$

dengan $n = 7,0$ $A_s (20D32) = 16.091,43 \text{ mm}^2$

$$\frac{600 x x^2}{2} - 7(16.091,43)(1121 - x) = 0$$

$$300 x^2 + 112.640,01x - 126.269.451,2 = 0$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x = \frac{-112.640,01 \pm \sqrt{112.640,01^2 - 4(300)(-126.269.451,2)}}{2(300)}$$

$$x = 487,65 \text{ m}$$

momen inersia retak:

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + n.A_s(d - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{600 x 487,65^3}{3} + 7(16.091,43)(1121 - 487,65)^2$$

$$I_{cr} = 23.121.466.729 \text{ mm}^4$$

Sehingga momen inersia efektif dapat dihitung:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e = 80.195.211.202 \text{ mm}^4$$

Lendutan sesaat akibat beban yang bekerja:

$$\Delta_{maks} = \frac{5}{384} \times \frac{WL^3}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{4780,892 \times 2500^3}{27805,60 \times 80.195.211.202} = 0,000436202 \text{ m}$$

$$\text{Kontrol: } \Delta_{maks} \leq L/800$$

$$0,000436202 \text{ m} \leq 0,03125 \text{ m} \quad \text{OK!}$$

Kontrol momen retak terhadap kekuatan nominal penampang balok:

$$M_{cr} \leq \phi M_n$$

$$528,187603 \text{ kN.m} \leq 5.224,54 \text{ kN.m} \quad \text{OK!}$$

Maka, penampang masih mampu menahan momen yang mengakibatkan tercapainya tegangan atau momen retak.

4.4.5. Analisa Momen Retak Model 2

Diketahui:

W (berat struktur

Pelat (0,2 x 1,75 x 2400)	=	840 Kg/m
Aspal (0,15 x 1,75 x 2240)	=	588 Kg/m
TD (803,6 x 1,75)	=	1406,3 Kg/m
Girder (1,2 x 0,6 x 2400)	=	1728 Kg/m
Diafragma (0,6 x 0,3 x 21 x (1,75-0,6) x 2400	=	417,312 Kg/m
ΣW	=	4.979,612 Kg/m
Ma	=	54.091,04 Kg.m
		$\approx 540,9104 \text{ kN.m}$
Mutu beton (f_c')	=	35 MPa
Kuat leleh baja (f_y)	=	400 MPa
Modulus elastisitas beton (E_c)	=	$4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35}$
	=	27805,60 MPa
Modulus elastisitas baja (E_s)	=	200.000 MPa
Tinggi balok (h)	=	1200 mm
Lebar balok (b)	=	600 mm
Tinggi efektif balok (d)	=	1121 mm
Inersia bruto penampang balok (I_g)	=	$\frac{1}{12}bh^3$
	=	86.400.000.000 mm ⁴
Modulus keruntuhan lentur beton (f_r)	=	$0,7\sqrt{f_c'} = 3,68 \text{ MPa}$
Y_t	=	$h/2 = 600 \text{ mm}$
Momen Retak (M_{cr})	=	$f_r * I_g / Y_t$
	=	528.187.603 N.mm
	\approx	528,187603 kN.m

Dikarenakan momen (M_a) yang bekerja atau melebihi M_{cr} , maka analisis dilakukan berdasarkan penampang retak. Momen inersia yang digunakan adalah momen inersia retak, (I_{cr}) penampang yang belum retak serta luas tulangan baja yang ditransformasikan sebesar n.As.

Untuk menghitung momen retak, I_{cr} terlebih dahulu ditentukan letak sumbu netral untuk penampang retak, untuk penampang pesegi dengan tulangan tarik, maka untuk menghitung nilai x :

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_s(d - x) = 0$$

dengan $n = 7,0$ $A_s (20D32) = 16.091,43 \text{ mm}^2$

$$\frac{600 x x^2}{2} - 7(16.091,43)(1121 - x) = 0$$

$$300 x^2 + 112.640,01x - 126.269.451,2 = 0$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x = \frac{-112.640,01 \pm \sqrt{112.640,01^2 - 4(300)(-126.269.451,2)}}{2(300)}$$

$$x = 487,65 \text{ m}$$

momen inersia retak:

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + n.A_s(d - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{600 x 487,65^3}{3} + 7(16.091,43)(1121 - 487,65)^2$$

$$I_{cr} = 23.121.466.729 \text{ mm}^4$$

Sehingga momen inersia efektif dapat dihitung:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e = 91.012.125.363 \text{ mm}^4$$

Lendutan sesaat akibat beban yang bekerja:

$$\Delta_{maks} = \frac{5}{384} \times \frac{WL^3}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{4780,892 \times 2500^3}{27805,60 \times 91.012.125.363} = 0,000400335 \text{ m}$$

$$\text{Kontrol: } \Delta_{maks} \leq L/800$$

$$0,000400335 \text{ m} \leq 0,03125 \text{ m} \quad \text{OK!}$$

Kontrol momen retak terhadap kekuatan nominal penampang balok:

$$M_{cr} \leq \phi M_n$$

$$528,187603 \text{ kN.m} \leq 5.224,54 \text{ kN.m} \quad \text{OK!}$$

Maka, penampang masih mampu menahan momen yang mengakibatkan tercapainya tegangan atau momen retak.

4.4.6. Analisa Momen Retak Model 3

Diketahui:

W (berat struktur

Pelat (0,2 x 1,75 x 2400)	=	840 Kg/m
Aspal (0,15 x 1,75 x 2240)	=	588 Kg/m
TD (803,6 x 1,75)	=	1406,3 Kg/m
Girder (1,2 x 0,6 x 2400)	=	1728 Kg/m
Diafragma (0,6 x 0,3 x 21 x (1,75-0,6) x 2400	=	417,312 Kg/m
Longitudinal (0,6 x 0,3 x 20 x (1,25-0,3) x 2400	=	328,32 Kg/m
ΣW	=	5.307,932 Kg/m
Ma	=	50.295,04 Kg.m $\approx 502,9504 \text{ kN.m}$
Mutu beton (f_c')	=	35 Mpa
Kuat leleh baja (f_y)	=	400 Mpa
Modulus elastisitas beton (E_c)	=	$4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35}$ $= 27805,60 \text{ Mpa}$
Modulus elastisitas baja (E_s)	=	200.000 Mpa
Tinggi balok (h)	=	1200 mm
Lebar balok (b)	=	600 mm
Tinggi efektif balok (d)	=	1121 mm
Inersia bruto penampang balok (I_g)	=	$\frac{1}{12}bh^3$ $= 86.400.000.000 \text{ mm}^4$
Modulus keruntuhan lentur beton (f_r)	=	$0,7\sqrt{f_c'} = 3,68 \text{ MPa}$
Y_t	=	$h/2 = 600 \text{ mm}$
Momen Retak (M_{cr})	=	$f_r * I_g / Y_t$ $= 528.187.603 \text{ N.mm}$ $\approx 528,187603 \text{ kN.m}$

Pada Model 3 momen (M_a) yang bekerja tidak melebihi momen retak M_{cr} maka analisis dilakukan hanya sampai persamaan lentur sederhana atau $M_{cr} =$

$f_r * I_g / Y_t$. Hal tersebut terjadi dikarenakan momen yang bekerja pada penampang belum mencapai momen kritis retak sehingga analisis tidak dilakukan berdasarkan penampang retak

4.4.7. Kontrol Lebar Retak Pada Balok Girder

Analisa pengecekan lebar retak dilakukan pada balok girder untuk semua pemodelan struktur, dikarenakan dimensi untuk balok utama pada ketiga pemodelan struktur adalah sama. Lebar retak dibatasi besarnya sesuai kondisi lingkungan dimana balok girder untuk kondisi lingkungan udara lembab, syarat lebar retak yang diizinkan yaitu 0,30 mm.

Digunakan tulangan tarik 20D32 dengan $A_s = 16.091,43 \text{ mm}^2$

Dimensi ukuran penampang 600 x 1200 mm

$$B = 1,2 \text{ (umumnya berlaku untuk balok)}$$

$$f_s = 0,7 \times f_y = 0,7 \times 400 = 280 \text{ MPa}$$

$$d_c = P + \phi_{\text{senggang}} + 1/2\phi_{db}$$

$$= 50 + 13 + 16$$

$$= 79 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2d_c b}{n}$$

$$= \frac{2 \times 79 \times 600}{20}$$

$$= 4740 \text{ mm}^2$$

Maka:

$$W = 11,0\beta f_s^3 \sqrt{A \times d_c} \times 10^{-6}$$

$$= 11,0(1,2)(280)^3 \sqrt{4740 \times 79} \times 10^{-6}$$

$$= 0,27 \text{ mm}$$

Nilai $w = 0,27 \text{ mm} < 0,30 \text{ mm}$

OK!

4.4.8. Kontrol Lebar Retak Pada Balok Diafragma

Analisa pengecekan lebar retak dilakukan pada balok diafragma untuk semua pemodelan struktur, dikarenakan dimensi untuk balok diafragma pada ketiga pemodelan struktur adalah sama. Lebar retak dibatasi besarnya sesuai kondisi

lingkungan dimana balok girder untuk kondisi lingkungan udara lembab, syarat lebar retak yang diizinkan yaitu 0,30 mm.

Digunakan tulangan tarik 6D32 dengan $A_s = 4.827,43 \text{ mm}^2$

Dimensi ukuran penampang 300 x 600 mm.

$$B = 1,2 \text{ (umumnya berlaku untuk balok)}$$

$$f_s = 0,7 \times f_y = 0,7 \times 400 = 280 \text{ MPa}$$

$$d_c = P + \emptyset_{\text{sengkang}} + 1/2\emptyset_{db}$$

$$= 50 + 13 + 16$$

$$= 79 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2d_c b}{n}$$

$$= \frac{2 \times 79 \times 300}{6}$$

$$= 7900 \text{ mm}^2$$

Maka:

$$W = 11,0\beta_s^3 \sqrt{A \times d_c} \times 10^{-6}$$

$$= 11,0(1,2)(280)^3 \sqrt{7900 \times 79} \times 10^{-6}$$

$$= 0,30 \text{ mm}$$

Nilai $w = 0,30 \text{ mm} \leq 0,30 \text{ mm}$

OK!

4.5 Keadaan Batas Ekstrem

4.5.1. Hasil Analisa Periode Getar Model 1

Hasil program analisa struktur terhadap struktur pemodelan pertama menghasilkan nilai periode (T) yang tertera pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17: Hasil Periode getar (T) Model 1.

Case	Mode	Periode (T) Sec
Modal	Mode 1	0,14516
Modal	Mode 2	0,05151
Modal	Mode 3	0,03947
Modal	Mode 4	0,02467

Tabel 4.17: *Lanjutan.*

Case	Mode	Periode (T) Sec
Modal	Mode 5	0,01974
Modal	Mode 6	0,01559
Modal	Mode 7	0,01428
Modal	Mode 8	0,01271
Modal	Mode 9	0,01252
Modal	Mode 10	0,11112
Modal	Mode 11	0,01050
Modal	Mode 12	0,00984

Dari Tabel 4.17 di peroleh nilai periode getar alami struktur terbesar pada Mode 1 yaitu 0,14516 detik.

Tabel 4.18: Data *output* hasil lendutan maksimum pada program analisa struktur akibat kombinasi ekstrem I.

Komponen	Kombinasi (Ekstrem I)
Balok Girder 1	0,018804 m
Balok Girder 2	0,018476 m
Balok Girder 3	0,018239 m
Balok Girder 4	0,018105 m
Balok Girder 5	0,018086 m

Pada Tabel 4.18 lendutan maksimum terjadi pada balok girder 1 dengan nilai 0,018804 m dengan syarat kontrol lendutan $L/800$.

$$0,018804 \text{ m} < L/800 = 0,03125$$

OK!

Setelah distribusi beban gempa pada struktur jembatan diketahui, maka perlu dilakukan pemeriksaan terhadap waktu getar sebenarnya dari struktur dengan menggunakan rumus Rayleigh yang merupakan rumus empiris untuk mengetahui

waktu getar sebenarnya untuk setiap arah dari struktur, dihitung berdasarkan besarnya simpangan horizontal yang terjadi pada struktur jembatan akibat gaya gempa horizontal.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

$$W = 368.664,8 \text{ Kg (Analisa tertera pada lampiran)}$$

$$G = \text{gravitasi (9,8 m/s}^2\text{)}$$

$$\Delta = \text{lendutan simpangan maksimum pada model 1 sebesar 0,018804 m}$$

$$K = \frac{W}{\delta}$$

$$= \frac{368.664,8}{0,018804}$$

$$= 19.605.658,37$$

Sehingga:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{368.664,8}{9,81 \times 19.605.658,37}}$$

$$= 0,27508 \text{ detik}$$

Hasil periode dari program analisa struktur didapatkan T sebesar 0,14516 detik dibandingkan dengan menggunakan rumus empiris didapatkan waktu getar alami struktur sebesar 0,27508 detik. Maka, diperoleh persentase nilai perbandingan waktu periode alami struktur sebesar 47,23%.

4.5.2. Hasil Analisa Periode Getar Model 2

Hasil program analisa struktur terhadap struktur pemodelan kedua menghasilkan nilai periode (T) yang tertera pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19: Hasil Periode getar (T) Model 2.

Case	Mode	Periode (T) Sec
Modal	Mode 1	0,15146
Modal	Mode 2	0,05174

Tabel 4.19: *Lanjutan.*

Case	Mode	Periode (T) Sec
Modal	Mode 3	0,04118
Modal	Mode 4	0,02464
Modal	Mode 5	0,02059
Modal	Mode 6	0,01558
Modal	Mode 7	0,01325
Modal	Mode 8	0,01233
Modal	Mode 9	0,01118
Modal	Mode 10	0,01112
Modal	Mode 11	0,00975
Modal	Mode 12	0,00962

Dari Tabel 4.19 di peroleh nilai periode getar alami struktur terbesar pada Mode 1 yaitu 0,15146 detik.

Tabel 4.20: Data *output* hasil lendutan maksimum pada program analisa struktur akibat kombinasi ekstrem I.

Komponen	Kombinasi (Ekstrem I)
Balok Girder 1	0,016669 m
Balok Girder 2	0,016454 m
Balok Girder 3	0,016324 m
Balok Girder 4	0,016280 m
Balok Girder 5	0,016324 m

Pada Tabel 4.20 lendutan maksimum terjadi pada balok girder 1 dengan nilai 0,016669 m dengan syarat kontrol lendutan $L/800$.

$$0,016669 \text{ m} < L/800 = 0,03125$$

OK!

Setelah distribusi beban gempa pada struktur jembatan diketahui, maka perlu dilakukan pemeriksaan terhadap waktu getar sebenarnya dari struktur dengan

menggunakan rumus Rayleigh yang merupakan rumus empiris untuk mengetahui waktu getar sebenarnya untuk setiap arah dari struktur, dihitung berdasarkan besarnya simpangan horizontal yang terjadi pada struktur jembatan akibat gaya gempa horizontal.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

$$W = 373.633 \text{ Kg (Analisa tertera pada lampiran)}$$

$$G = \text{gravitasi (9,8 m/s}^2\text{)}$$

$$\Delta = \text{lendutan simpangan maksimum pada model 1 sebesar 0,018804 m}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{W}{\delta} \\ &= \frac{373.633}{0,016669} \\ &= 22.414.841,92 \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{373.633}{9,81 \times 22.414.841,92}} \\ &= 0,25900 \end{aligned}$$

Hasil periode dari program analisa struktur didapatkan T sebesar 0,15146 detik dibandingkan dengan menggunakan rumus empiris didapatkan waktu getar alami struktur sebesar 0,25900 detik. Maka, diperoleh persentase nilai perbandingan waktu periode alami struktur sebesar 41,52%.

4.5.3. Hasil Analisa Periode Getar Model 3

Hasil program analisa struktur terhadap struktur pemodelan ketiga menghasilkan nilai periode (T) yang tertera pada Tabel 4.21.

Tabel 4.21: Hasil Periode getar (T) Model 3.

Case	Mode	Periode (T) Sec
Modal	Mode 1	0,14917

Tabel 4.21: *Lanjutan.*

Case	Mode	Periode (T) Sec
Modal	Mode 2	0,05338
Modal	Mode 3	0,04073
Modal	Mode 4	0,02520
Modal	Mode 5	0,02046
Modal	Mode 6	0,01583
Modal	Mode 7	0,01321
Modal	Mode 8	0,01277
Modal	Mode 9	0,01148
Modal	Mode 10	0,01131
Modal	Mode 11	0,00989
Modal	Mode 12	0,00973

Dari Tabel 4.21 di peroleh nilai periode getar alami struktur terbesar pada Mode 1 yaitu 0,14917 detik.

Tabel 4.22: Data *output* hasil lendutan maksimum pada program analisa struktur akibat kombinasi ekstrem I.

Komponen	Kombinasi (Ekstrem I)
Balok Girder 1	0,015445 m
Balok Girder 2	0,015240 m
Balok Girder 3	0,015113 m
Balok Girder 4	0,015067 m
Balok Girder 5	0,015104 m

Pada Tabel 4.22 lendutan maksimum terjadi pada balok girder 1 dengan nilai 0,015445 m dengan syarat kontrol lendutan $L/800$.

$$0,015445 \text{ m} < L/800 = 0,03125$$

OK!

Setelah distribusi beban gempa pada struktur jembatan diketahui, maka perlu dilakukan pemeriksaan terhadap waktu getar sebenarnya dari struktur dengan menggunakan rumus Rayleigh yang merupakan rumus empiris untuk mengetahui waktu getar sebenarnya untuk setiap arah dari struktur, dihitung berdasarkan besarnya simpangan horizontal yang terjadi pada struktur jembatan akibat gaya gempa horizontal.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

$$W = 374.799 \text{ Kg (Analisa tertera pada lampiran)}$$

$$G = \text{gravitasi (9,8 m/s}^2\text{)}$$

$$\delta = \text{lendutan simpangan maksimum pada model 1 sebesar 0,018804 m}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{W}{\delta} \\ &= \frac{374.799}{0,015445} \\ &= 24.266.688,25 \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{374.799}{9,81 \times 24.266.688,25}} \\ &= 0,24930 \end{aligned}$$

Hasil periode dari program analisa struktur didapatkan T sebesar 0,14917 detik dibandingkan dengan menggunakan rumus empiris didapatkan waktu getar alami struktur sebesar 0,24930 detik. Maka, diperoleh persentase nilai perbandingan waktu periode alami struktur sebesar 40,16%.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan pembahasan mengenai “Deformasi Jembatan Beton Ditinjau Sebagai Sistem Balok Silang Dan Balok Sederhana”, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Perencanaan struktur jembatan beton berdasarkan pembebanan sesuai dengan peraturan terkait menghasilkan perubahan pada setiap gaya-gaya yang bekerja pada ketiga model struktur jembatan.
2. Dimensi penampang yang tetap pada setiap pemodelan serta nilai pembebanan yang konstan menunjukkan perubahan pada elemen struktur diantaranya momen ultimit, gaya geser maupun simpangan lendutan yang terjadi.

Perubahan nilai momen maksimum pada setiap pemodelan diantaranya:

Model 1 = 106341,19 Kg.m

Model 2 = 97501,56 Kg.m

Model 3 = 89096,68 Kg.m

Perubahan nilai gaya geser maksimum pada setiap pemodelan:

Model 1 = 148909,24 Kg

Model 2 = 127469,81 Kg

Model 3 = 120664,98 Kg

3. Adapun hasil perbandingan simpangan lendutan atau *Displacement* antara ketiga model adalah sebagai berikut:

Model 1 = 0,018114 m

Model 2 = 0,016854 m

Model 3 = 0,015431 m

- Persentase perbedaan nilai lendutan antara Model 1 dengan Model 2 sebesar 6,95%.
- Persentase perbedaan nilai lendutan antara Model 2 dengan Model 3 diperoleh kenaikan hasil perbandingan sebesar 8,44%.

- Persentase perbedaan nilai lendutan antara Model 3 dengan Model 1 diperoleh kenaikan hasil perbandingan sebesar 14,81%.

Hal tersebut membuktikan sistem *grid* mempunyai kekakuan jauh lebih besar dibandingkan dengan balok biasa. Dengan semakin banyaknya jumlah struktur *grid* (balok diafragma), berat sendiri juga akan berpengaruh pada besarnya lendutan yang terjadi. Namun, dikarenakan struktur *grid* mempunyai sifat utama mampu mendistribusi beban pada kedua arah secara seimbang sehingga lendutan yang terjadi semakin kecil.

5.2 Saran

1. Diharapkan nantinya dalam perhitungan sebaiknya mengumpulkan data-data yang diperlukan terlebih dahulu agar perhitungan sesuai dengan data-data lapangan dan data yang telah di uji laboratirium.
2. Penulis berharap akan adanya studi lanjutan dengan pemodelan struktur dengan sistem *grid* miring ataupun sistem *grid* majemuk untuk mengetahui perilaku struktur yang lebih efisien.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional (2016) *Pembeban Untuk Jembatan SNI 1725-2016*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2005) *Pembebanan Untuk Jembatan RSNI T-02-2005*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2004) *Perencanaan Struktur Jembatan Beton RSNI T-12-2004*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2008) *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833-2008*. Jakarta, Departemen Pekerjaan Umum.
- Bridge Management System (1992) *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan*. Departemen Pekerjaan Umum Bagian 1,2,3 dan 6.
- Cahaya, NH (2011) *Perencanaan Jembatan Tahan Gempa Bentang < 30 M Dengan Gelagar Berdasarkan SNI 2883-2008*. Medan. Departemen Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara.
- Departemen Pekerjaan Umum (2008) *Prinsip Dasar Teknik Jembatan dan Aplikasinya (Perencanaan, Pelaksanaan & Pemeliharaan)*. Jakarta: Direktorat Jendral Bina Marga.
- Kementrian Pekerjaan Umum (2010) *Perencanaan Teknik Jembatan*. Jakarta:: Direktorat Jendral Bina Marga.
- Ma'arif, F (2012) *Analisis Struktur Jembatan*. Yogyakarta: Jurusan Pendidikan Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Negeri Yogyakarta.
- Manullang, THH (2010) *Perancangan Jembatan Sui. Dak Kabupaten Sintang Provinsi Kalimantan Barat*. Yogyakarta: UAJY.
- Priyanto, KJ (2012) *Kajian Kekuatan Pada Balok Grid Persegi (online)* . <http://e-journal.itp.ac.id>. Diakses 20 Juli 2017.
- Setiawan, A (2013) *Perencanaan Struktur Beton Bertulang*. Jakarta. Erlangga.
- Struyk, H.J (2013) *Jembatan*. Jakarta: Pradnya Paramitha.
- Supriyadi, B dkk (2007) *Jembatan*. Yogyakarta. Beta Offset.

LAMPIRAN

LAMPIRAN

A. Data Umum Jembatan

- a. Klasifikasi kelas jalan I jalan arteri primer dengan LHR > 10.000 berdasarkan SNI 1725-2016 tabel 16.
- b. Tipe jembatan kelas A berdasarkan Peraturan Bina Marga Spesifikasi Pembebanan untuk jembatan & Jalan Raya No. 12/1970 (Revisi 1988):

Tabel L.1: Tipe Jembatan berdasarkan kelas

Kelas	Lebar (m)	% loading
A	1 + 7 + 1	100%
B	0,5 + 6 + 0,5	70%
C	0,5 + 3,5 + 0,5	70%

- c. Lokasi jembatan direncanakan di daerah perkotaan pada kota Medan



Gambar L.1 : Peta lokasi perencanaan jembatan.

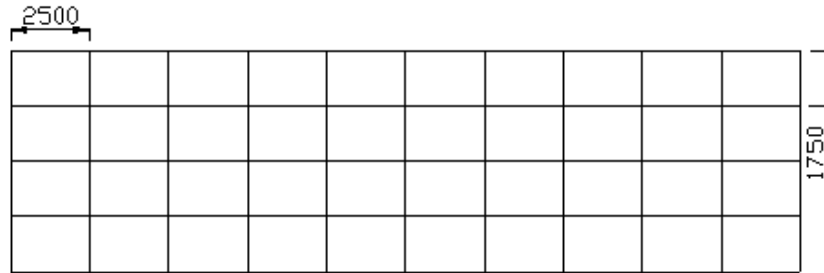
B. Data Perencanaan Jembatan

- a. Tebal pelat lantai kendaraan diambil sebesar 0,2 m

Jembatan direncanakan memiliki tebal pelat sebesar 200 mm, sesuai dengan persyaratan ketebalan pelat menurut RSNI T-14 2004, pasal 5.5.2.

$$t_p \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_p \geq (100 + 40 L) \text{ mm}$$



Gambar L.2 : Tampak atas jembatan.

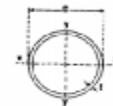
Maka :

$$t_p = (100 + 40 \cdot 2,5) = 200 \text{ mm}$$

Sehingga diambil tebal pelat sebesar 200 mm

- b. Panjang jembatan direncanakan 25 m.
- c. Tinggi trotoar direncanakan sebesar 200 mm diatas pelat lantai kendaraan sesuai dengan Permen PU No.19 tahun 2011 ayat (4): Bagian atas trotoar harus lebih tinggi dari jalur lalu lintas
- d. Railing menggunakan pipa galvanis dengan diameter 3” sebanyak 2 pipa sandaran mengacu pada pedoman Standar Bina Marga No. 04/BM/2005 dengan berat 14,26 kg/m

CIRCULAR HOLLOW SECTIONS



DIMENSIONS, WEIGHTS AND SECTIONAL PROPERTIES OF CARBON STEEL TUBES FOR GENERAL STRUCTURAL PURPOSES

Outside diameter (mm)	Wall thickness (mm)	Weight (kg/m)	Sectional area (cm ²)	Moment of inertia (cm ⁴)	Section modulus (cm ³)	Radius of gyration (cm)
21.7	2.0	0.972	1.238	0.007	0.560	0.700
27.2	2.0	1.34	1.683	1.26	0.603	0.890
	2.3	1.41	1.799	1.41	0.652	
36.0	2.3	1.80	2.291	2.89	1.70	1.12
42.7	2.3	2.29	2.918	5.97	2.60	1.23
	3.8	2.76	3.618	7.02	3.29	1.41
48.0	3.3	2.63	3.316	3.09	3.70	1.64
	2.8	3.16	4.029	10.8	4.26	1.62
	3.2	3.58	4.564	11.8	4.86	1.61
60.5	3.3	3.30	4.206	17.8	5.90	2.08
	3.2	4.52	5.790	23.7	7.84	2.63
	4.0	5.67	7.108	29.5	9.41	2.00
76.3	2.8	5.08	6.406	43.7	11.5	2.60
	3.2	5.77	7.349	49.2	12.9	2.59
	4.0	7.13	9.085	69.5	16.6	2.66

Gambar L.3 : Tabel profil baja *circular hollow sections*.

C. Perhitungan Beban Struktur Jembatan

a. Berat Mati Sendiri (MS)

Diketahui:

$$\text{Lebar trotoar} = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{Tebal trotoar} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Berat pipa galvanis 3"} = 7,13 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Jumlah pipa} = 2 \text{ Buah}$$

$$\text{Berat jenis beton bertulang} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

Maka:

$$\text{- Berat trotoar} = t \times l \times bj = 0,2 \times 1 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}$$

$$\text{- Berat railing} = 2 \times 7,13 = 14,26 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Total berat mati sendiri } Q_{MS} = 480 + 14,26 = 494,26 \text{ Kg/m}$$

b. Beban Mati Tambahan (MA)

Diketahui:

$$\text{Tebal aspal + overlay} = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi genangan air} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis aspal} = 2240 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Berat jenis air} = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

Maka:

$$\text{- Berat perkerasan} = t \times bj = 0,15 \times 2240 = 336 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Berat genangan} = t \times bj = 0,05 \times 1000 = 50 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total beban mati tambahan } Q_{MA} = 336 + 50 = 386 \text{ Kg/m}^2$$

c. Beban Lajur (TD)

Berdasarkan SNI 1725:2016 beban lajur "D" terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT).

$$q = 9 \text{ kPa} \approx 900 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Lebar jalur} = 7 \text{ m}$$

$$\text{- BTR 100\%} = 5,5 \times q \times 100\% = 5,5 \times 900 \times 100\% = 4950 \text{ Kg/m}$$

$$\text{- BTR 50\%} = (7 - 5,5) \times q \times 50\% = 1,5 \times 900 \times 50\% = 675 \text{ Kg/m}$$

$$\text{BTR rata-rata} = \frac{(\text{BTR 100\%} + \text{BTR 50\%})}{L} = \frac{(4950 + 675)}{7} = 803,6 \text{ Kg/m}^2$$

$$p = 49 \text{ kN/m} \approx 4900 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Lebar jalur} = 7 \text{ m}$$

$$\text{- BGT 100\%} = 5,5 \times p \times 100\% = 5,5 \times 4900 \times 100\% = 26950 \text{ Kg}$$

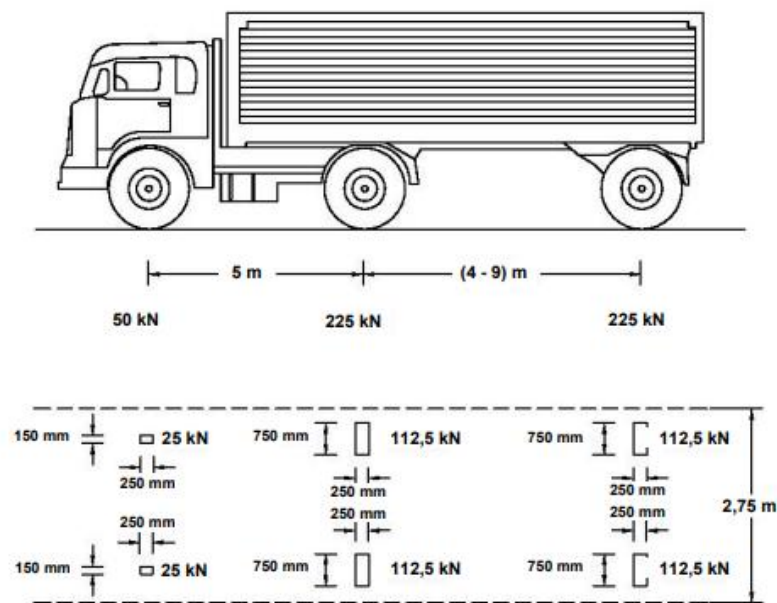
$$\text{- BGT 50\%} = (7 - 5,5) \times p \times 50\% = 1,5 \times 4900 \times 50\% = 675 \text{ Kg}$$

$$\text{BGT rata-rata} = \frac{(\text{BGT 100\%} + \text{BGT 50\%})}{L} = \frac{(26950 + 675)}{7} = 4375 \text{ Kg/m}$$

d. Gaya Rem (TB)

Intensitas gaya ditentukan berdasarkan:

1. 25% berat gandar truk



Gambar L.4: Pembebanan truk.

Berat gandar truk yang dimaksud adalah berat beban yang dipikul roda belakang truk desain yaitu sebesar $225 + 225 = 450 \text{ kN}$.

2. 5% berat truk rencana + BTR

Berdasarkan SNI 1725 2016 pasal 8.4.1, berat truk rencana yaitu 500 kN

Maka:

$$\text{- 25\% berat gandar truk} = 25\% \times 45000 = 11250 \text{ Kg}$$

$$\text{- 5\% berat truk + BTR} = (5\% \times 50000) + (803,6 \times 7 \times 25) = 143125 \text{ Kg}$$

Sehingga digunakan nilai yang terbesar diantara keduanya yaitu 143125 Kg.

Nilai gaya tersebut di distribusikan ke setiap joint antara pertemuan balok girder dan balok diafragma ataupun pertemuan balok diafragma dengan balok

diafragma sebanyak 55 titik pada Model 1, 105 titik pada model 2, dan 189 titik pada Model 3.

Maka, total beban akibat gaya rem (Q_{TB}):

$$\text{- Model 1 Gaya rem} = \frac{143125}{55} = \mathbf{2602,273 \text{ Kg}}$$

$$\text{- Model 2 Gaya rem} = \frac{143125}{105} = \mathbf{1363,095 \text{ Kg}}$$

$$\text{- Model 3 Gaya rem} = \frac{143125}{189} = \mathbf{757,275 \text{ Kg}}$$

e. Pembebanan untuk Pejalan Kaki (TP)

Berdasarkan SNI 1725 2016 pasal 8.9, semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm, harus direncanakan memikul beban pejalan kaki dengan intensitas beban sebesar $5 \text{ kPa} \approx 500 \text{ Kg/m}^2$

l = lebar trotoar sebesar 1 m.

$$\text{Total beban untuk pejalan kaki (} Q_{TP} \text{)} = \mathbf{500 \times 1 = 500 \text{ Kg/m}}$$

f. Beban Angin Struktur (EWs)

Berdasarkan SNI 1725 2016 pasal 9.6.1.1, tabel 2.9, tekanan angin dasar untuk komponen bangunan atas yang berupa balok beton, angin tekan diambil sebesar 0,0024 Mpa. Beban ini didistribusikan sebagai beban terbagi merata lateral dengan cara mengalikan tinggi balok dengan koefisien beban angin.

Diketahui:

$$\text{Tinggi balok girder} = \mathbf{1,2 \text{ m} \approx 1200 \text{ mm}}$$

$$\text{Beban angin} = \mathbf{0,0024 \times 1200 = 2,88 \text{ N/mm} = 288 \text{ Kg/m}}$$

g. Beban Angin Kendaraan (EW₁)

Berdasarkan SNI 1725 2016, pasal 9.6.1.2, gaya angin pada jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Perhitungan beban angin pada kendaraan diasumsikan terdistribusi pada ban truk dengan cara mengalikan gaya terhadap jarak pada ban menggunakan persamaan momen.

$$\text{- Beban akibat angin } RA = \frac{1,46 \times 9000 \times 1800}{1750} = \mathbf{13515,4 \text{ N} = 1351,54 \text{ Kg}}$$

$$\text{- Beban angin + berat truk} = \mathbf{1351,54 + 50000 = 51351,54 \text{ Kg}}$$

Beban ini diasumsikan terdistribusi merata pada roda kendaraan sepanjang 9 m (panjang truk), maka:

$$\text{Maka, Beban angin pada truk} = \frac{51351,54}{9} = 5705,73 \text{ Kg/m}$$

Beban ini di distribusikan pada girder yang memikul lajur kendaraan.

h. Temperatur Merata (EU_n)

Berdasarkan SNI 1725:2016 pada Pasal 9.3.1.1 pada Tabel.18 tipe bangunan atas dengan lantai beton di atas gelagar atau boks beton yaitu temperatur maksimum sebesar 40°C dan temperatur minimum sebesar 15°C .

Maka, besaran rentang simpang akibat beban temperatur (Δ_T) adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\Delta_T &= \alpha L (T_{\max \text{ desain}} - T_{\min \text{ desain}}) \\ &= (0,00001 \times 25 \times 1000 (40 - 15)) \\ &= 6,25^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Beban temperatur muncul akibat perubahan suhu pada lingkungan, yang mengakibatkan pertambahan panjang akibat pemuaian yang mendesak permukaan lantai beton melendut. Beban ini di distribusikan pada pelat lantai saja.

i. Pengaruh Susut dan Rangkak (SH)

Diketahui: data diasumsikan

Kelembaban relatif udara setempat H = 48%

Ketebalan minimum komponen beton d = 0,5 cm

Konsistensi (Slump) adukan beton s = 12 cm

Kadar agregat halus dalam beton F = 48%

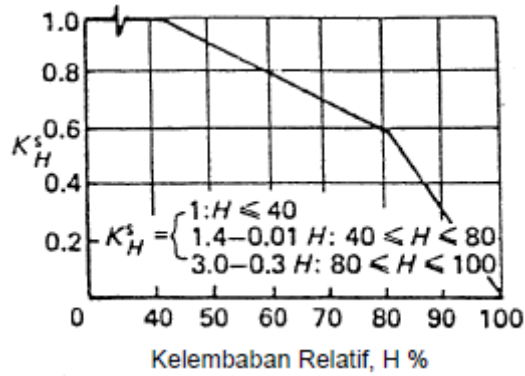
Pengaruh semen dalam beton B = 850 Kg/m^3

Kadar udara dalam beton AC = 2%

1. Pengaruh Susut (*Shrinkage*)

Besarnya faktor-faktor dapat diambil pada grafik 4.4-1 pada RSNI T-12-2004.

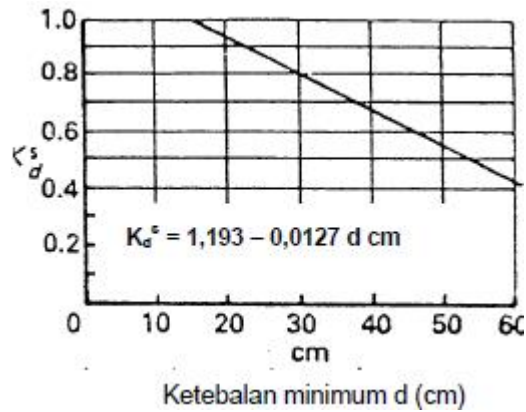
- Faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat, adapun kondisi $40 < H < 80$, maka:



Gambar L.5: Diagram faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat untuk susut.

$$K_h^s = 1,4 - (0,01 \times 48) = 0,92 \%$$

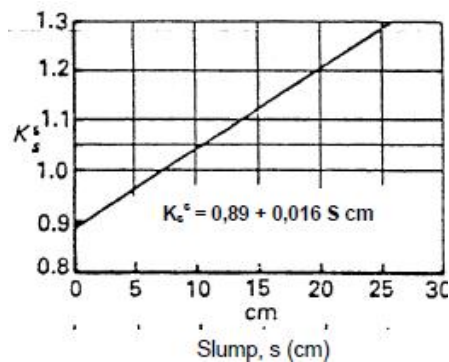
- Faktor pengaruh komponen ketebalan beton, berhubungan dengan cuaca dan air, maka:



Gambar L.6: Diagram faktor pengaruh komponen ketebalan beton untuk susut.

$$K_d^s = 1,193 - (0,0127 \times 0,5) = 1,186 \text{ cm}$$

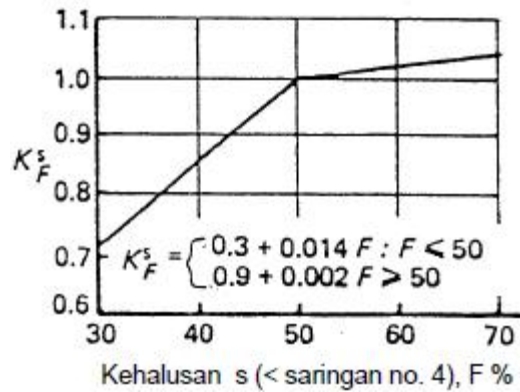
- Faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton, diambil maksimum penurunan 12 cm, maka:



Gambar L.7: Diagram faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton untuk susut.

$$K_s^s = 0,89 + (0,016 \times 12) = 1,082 \text{ cm}$$

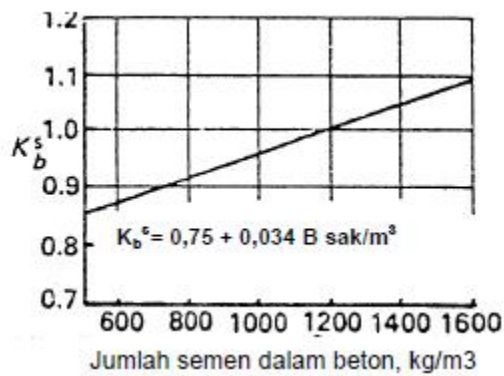
- Faktor pengaruh agregat halus dalam beton dengan $F = 48\% < 50\%$, maka:



Gambar L.8: Diagram faktor pengaruh agregat halus dalam beton untuk susut.

$$K_f^s = 0,3 + (0,014 \times 48) = 0,972\%$$

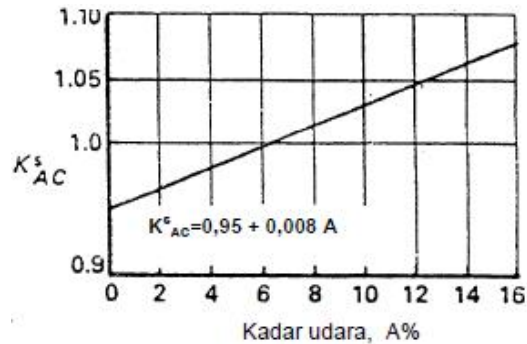
- Faktor pengaruh semen dalam beton, maka:



Gambar L.9: Diagram faktor pengaruh semen dalam beton untuk susut.

$$K_b^s = 0,75 + (0,034 \times 850) = 29,65 \text{ Kg/m}^3$$

- Pengaruh faktor kadar udara dalam beton, maka:



Gambar L.10: Diagram pengaruh faktor kadar udara dalam beton untuk susut.

$$K_{ac}^s = 0,95 + (0,008 \times 2) = 0,966\%$$

$$\lambda_{cs} = K_h^s \cdot K_d^s \cdot K_s^s \cdot K_f^s \cdot K_b^s \cdot K_{ac}^s = 32,885$$

$$\varepsilon_{cs.u} = 780 \times 10^{-6} \lambda_{cs} = 0,0256$$

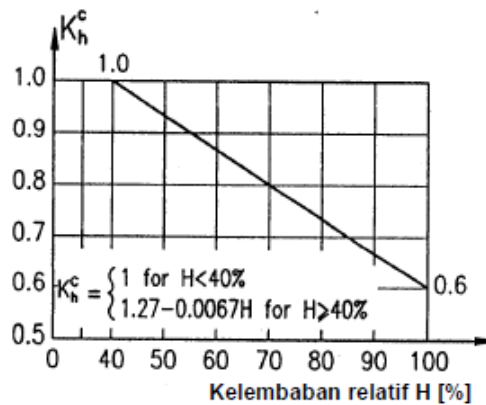
$$\varepsilon_{cs.t} = (t/35 + t) \varepsilon_{cs.u} = \left(\frac{28}{35+28}\right) \times 0,0256 = 0,0114$$

Maka, berdasarkan pada tabel 4.4-1 pada RSNI T-12-2004 koefisien standar susut maksimum untuk f'_c 35 MPa yaitu $\varepsilon_{cs.t}$ sebesar 0,000161.

2. Pengaruh Rangkak (Creep)

Besarnya faktor-faktor dapat diambil pada grafik 4.4-2 pada RSNI T-12-2004.

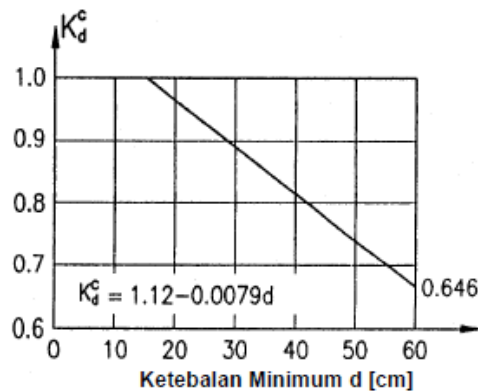
- Faktor Pengaruh kelembaban relatif udara setempat, adapun kondisi $H > 40\%$, maka:



Gambar L.11: Diagram faktor pengaruh kelembaban relatif udara setempat untuk rangkak.

$$K_h^c = 1,27 - (0,006 \times 48) = 0,95\%$$

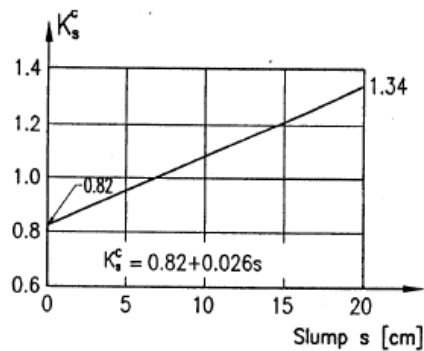
- Faktor pengaruh komponen ketebalan beton, maka:



Gambar L.12: Diagram faktor pengaruh komponen ketebalan beton untuk rangkak.

$$K_d^c = 1,12 - (0,0079 \times 0,5) = 1,116 \text{ cm}$$

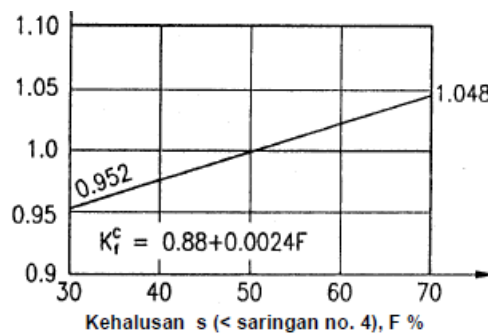
- Faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton, maka:



Gambar L.13: Diagram faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton rangkak.

$$K_s^c = 0,82 - (0,02 \times 12) = 1,132 \text{ cm}$$

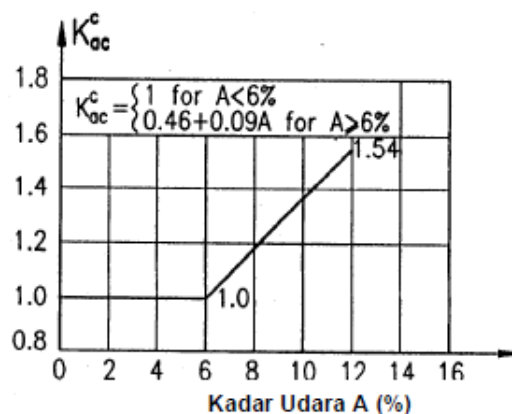
- Faktor pengaruh agregat halus dalam beton, maka:



Gambar L.14: Diagram faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton untuk rangkak.

$$K_f^c = 0,88 + (0,002 \times 48) = 0,995 \%$$

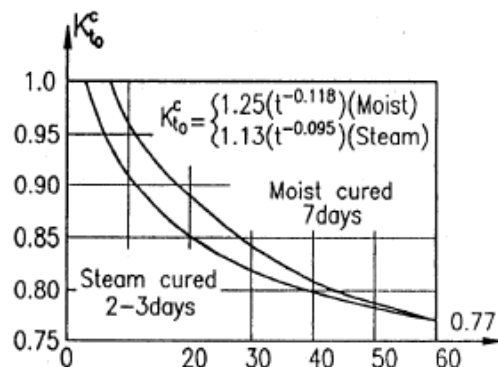
- Faktor pengaruh semen dalam beton 2% < 6% maka:



Gambar L.15: Diagram faktor pengaruh konsistensi (*slump*) adukan beton unntuk rangkak.

$$K_{ac}^c = 1 \%$$

- Pengaruh umur beton saat dibebani saat kondisi *Moist cured 7 days* dengan $t = 28$ hari



Gambar L.16: Diagram pengaruh umur beton saat dibebani untuk rangkak.

$$K_{to}^c = 1,25 \times (28^{-0,118}) = 0,843$$

$$\gamma_{cc} = K_h^c \cdot K_d^c \cdot K_s^c \cdot K_f^c \cdot K_{ac}^c \cdot K_{to}^c = 1,006$$

Berdasarkan pada tabel 4.4-2 pada RSNI T-12-2004 koefisien rangkak maksimum beton sebagai tambahan regangan jangka panjang dengan kuat tekan beton sebesar f'_c 35 MPa maka:

$$C_u = 2,15$$

$$\phi_{cc}(t) = (t^{0,6} / (10 + t^{0,6})) C_u = \left(\frac{28^{0,6}}{10 + 28^{0,6}} \right) \times 2 = 0,91323$$

$$\epsilon_e = 0,003 \text{ (regangan ultimit beton)}$$

Kondisi rangkak yang terjadi adalah:

$$\epsilon_{cc.t} = \phi_{cc}(t) \cdot \epsilon_e = 0,850 \times 0,003 = 0,002740$$

Maka regangan akibat susut dan rangkak adalah:

$$\epsilon_{rs} = \epsilon_{cs.t} + \epsilon_{cc.t} = 0,000161 + 0,002740 = 0,0029007$$

j. Beban Gempa (EQ)

1. Model 1

Beban gempa dihitung dengan metode Statik Ekuivalen. Beban rencana gempa minimum diperoleh dari:

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T$$

dimana:

$$K_h = C.S$$

Dimana:

T_{EQ} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

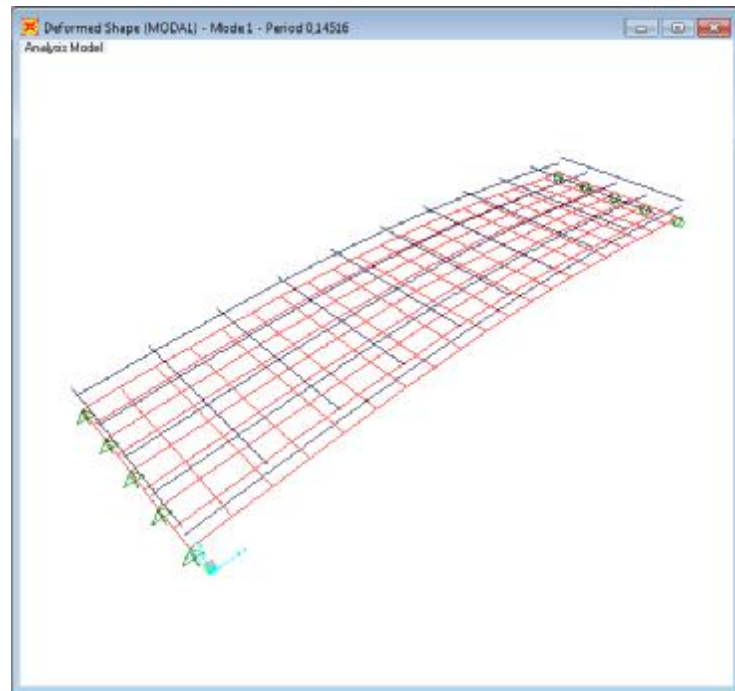
C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai

I = Faktor kepentingan

S = Faktor tipe bangunan

W_T = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan

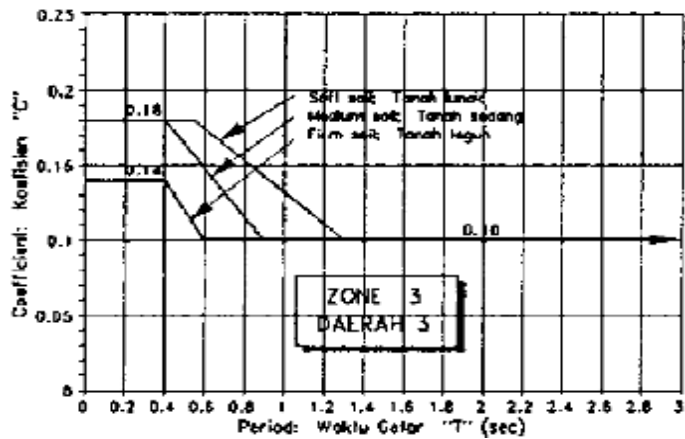
Waktu getar alami (T) = 0,14516



Gambar L.17: Periode Model 1 pada SAP2000.

Lokasi wilayah gempa kota Medan = Zona 3

Kondisi tanah dasar = Tanah sedang



Gambar L.18: Koefisien geser dasar (C) plastis untuk analisis statis.

Koefisien respon spektrum (C) = 0,18

Faktor kepentingan (I) = 1,2 dikarenakan jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan tidak ada rute alternatif.

Faktor tipe bangunan (S) = 1,0.F Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis berupa beton bertulang dan bangunan atas bersatu dengan bangunan bawah, dengan $F = 1,25 - 0,025 \times n$

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral sebesar 1.

$$F = 1,25 - (0,025 \times 1) = 1,225$$

$$S = 1,0 \times 1,225 = 1,225$$

Koefisien beban gempa horizontal:

$$K_h = C.S = 0,18 \times 1,225 = 0,2205$$

W_T = Berat total nominal bangunan

- Berat Sendiri

$$\text{Berat girder} = 1,2 \times 0,6 \times 5 \times 25 \times 2400 = 216.000 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat diafragma} = 0,6 \times 0,3 \times 11 \times 1,15 \times 2400 = 5464,8 \text{ Kg}$$

Keterangan:

Nilai 1,15 m didapatkan dari jarak antar balok girder dikurang tinggi balok diafragma $b = 600 \text{ m}$.

$$1,75 - 0,6 = 1,15 \text{ m}$$

- Beban mati tambahan

$$\text{Berat pelat} = 0,2 \times 9 \times 25 \times 2400 = 108.000 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat aspal} = 0,1 \times 7 \times 25 \times 2240 = 39.200 \text{ Kg}$$

Berat total MA dan MS

$$(W_T) = 216.000 + 5464,8 + 108.000 + 39.200 = 368.664,8 \text{ Kg}$$

Maka, beban gempa diperoleh:

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T = 0,2205 \times 1,2 \times 368.664,8 = 97548,706 \text{ Kg}$$

$$Q_{EQ} = T_{EQ} / (L \cdot \text{lebar total jembatan}) = \frac{97548,706}{25 \times 9} = 433,550 \text{ Kg/m}^2$$

D. Perencanaan Kekuatan Momen Nominal Penampang Balok

D.1 Balok Girder

D.1.1 (Model 1)

Diketahui:

$$M_u = 106.341,19 \text{ Kg.m} \approx 1.063.411.900 \text{ Nmm}$$

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

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b \text{ (lebar balok)} = 600 \text{ mm}$$

$$H \text{ (tinggi balok)} = 1200 \text{ mm}$$

$$E_s = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = 0,85 \times \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,008(f'_c - 30) && \text{untuk } f'_c > 30 \text{ Mpa} \\ &= 0,85 - 0,008(35 - 30) \\ &= 0,81 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \times 0,81 \frac{35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,03614625 \end{aligned}$$

Selanjutnya dapat dihitung nilai ρ_{maks} :

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= \left(\frac{0,003 + f_y/E_s}{0,008} \right) \rho_b \\ &= \left(\frac{0,003 + 400/200.000}{0,008} \right) 0,03614625 \\ &= 0,022591406 \end{aligned}$$

$$R_{u_{maks}} = \phi \rho_{maks} f_y \left(1 - \frac{\rho_{maks} f_y}{1,7 f'_c} \right)$$

$$= 0,9 \times 0,022591406 \times 400 \left(1 - \frac{0,022591406 \times 400}{1,7 \times 35} \right)$$

$$= 6,8977 \text{ Mpa}$$

dari hasil perhitungan di atas, nilai bd^2 dapat dihitung sebagai berikut:

$$bd^2 = M_u / R_u$$

$$= 1063411900 / 6,8977$$

$$= 154168584,5 \text{ mm}^3$$

$$d = 1200 - 50 - 13 - 32/2$$

$$= 1121 \text{ mm}$$

$$A_s = \rho bd$$

$$= 0,022591406 \times 600 \times 1121$$

$$= 15.194,98 \text{ mm}^2$$

Syarat tulangan minimum berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 5.1.1.5

a. As tidak boleh kurang dari :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} b_w d$$

$$= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} \times 600 \times 1121$$

$$= 2.486,97 \text{ mm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{OK}$$

b. As tidak lebih kecil dari :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} b_w d$$

$$= \frac{1,4}{400} \times 600 \times 1121$$

$$= 2.354,1 \text{ mm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{OK}$$

Sehingga dapat digunakan tulangan tarik 20D32, $A_s = 16.091,43 \text{ mm}^2$. Gambar penampang balok dan penempatan tulangan ditunjukkan dalam Gambar L.23.

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 f_c'}$$

$$= \frac{16.091,43 \times 400}{0,85 \times 35}$$

$$= 360,60 \text{ mm}$$

$$C = a / \beta_1$$

$$= 360,60 / 0,81$$

$$= 445,1756 \text{ mm}$$

$$c/dt = 445,1756/1121 = 0,3946 > 0,375$$

Pada saat regangan tulangan menjadi 0,005, nilai c/dt akan sama dengan 0,375 dan penampang berada pada daerah transisi. Untuk penampang dengan tulangan sengkang biasa nilai faktor reduksi diambil 0,65. Sehingga, nilai ϕ pada daerah transisi adalah:

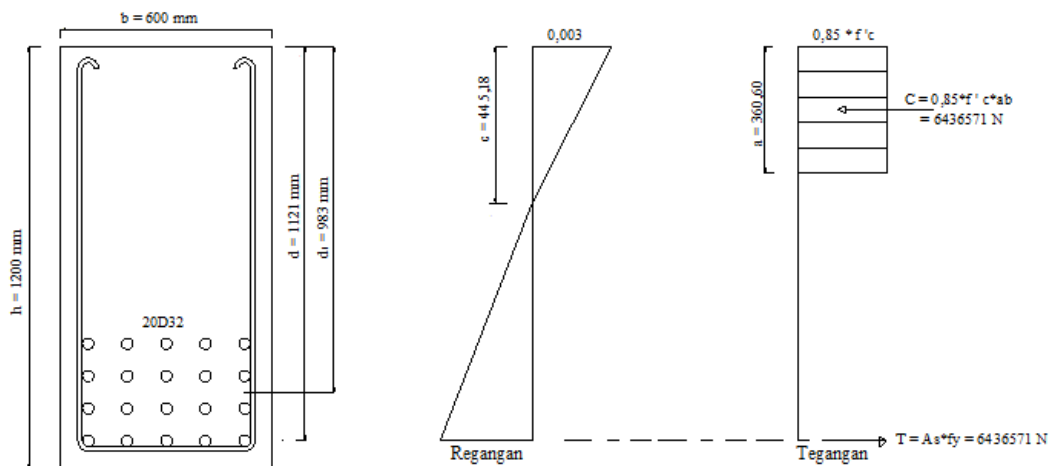
$$\begin{aligned}\Phi &= 0,65 + 0,25 \left(\frac{1}{c/dt} - \frac{5}{3} \right) \\ &= 0,65 + 0,25 \left(\frac{1}{0,3946} - \frac{5}{3} \right) \\ &= 0,86\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,86 \times 16.091,43 \times 400 \left(1121 - \frac{360,60}{2} \right) \\ &= 5.224.538.875 \text{ Nmm} \approx 522.453,8875 \text{ Kg.m}\end{aligned}$$

$$\text{Kontrol: } \phi M_n \geq M_u$$

$$522.453,88 \text{ Kg.m} \geq 106.341,19 \text{ Kg.m}$$

OK!



Gambar L.19: Penampang balok girder Model 1,2,3 dan penempatan tulangan.

D.2 Balok Diafragma

D.2.1 (Model 1)

$$M_u = 30.083,43 \text{ Kg.m} \approx 300.843.300 \text{ Nmm}$$

$$f'c = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b \text{ (lebar balok)} = 300 \text{ mm}$$

$$H \text{ (tinggi balok)} = 600 \text{ mm}$$

$$E_s = 20000 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = 0,85 \times \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(f'_c - 30) \quad \text{untuk } f'_c > 30 \text{ Mpa}$$

$$= 0,85 - 0,008(35 - 30)$$

$$= 0,81$$

$$\rho_b = 0,85 \times 0,81 \frac{35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,03614625$$

Selanjutnya dapat dihitung nilai ρ_{maks} :

$$\rho_{maks} = \left(\frac{0,003 + f_y/E_s}{0,008} \right) \rho_b$$

$$= \left(\frac{0,003 + 400/200.000}{0,008} \right) 0,03614625$$

$$= 0,022591406$$

$$R_{u_{maks}} = \phi \rho_{maks} f_y \left(1 - \frac{\rho_{maks} f_y}{1,7 f'_c} \right)$$

$$= 0,9 \times 0,022591406 \times 400 \left(1 - \frac{0,022591406 \times 400}{1,7 \times 35} \right)$$

$$= 6,8977 \text{ Mpa}$$

dari hasil perhitungan di atas, nilai bd^2 dapat dihitung sebagai berikut:

$$bd^2 = M_u / R_u$$

$$= 300.843.300 / 6,8977$$

$$= 43.613.578,32 \text{ mm}^3$$

$$d = 600 - 50 - 13 - 32/2$$

$$= 521 \text{ mm}$$

$$A_s = \rho b d$$

$$= 0,022591406 \times 600 \times 521$$

$$= 3.531,04 \text{ mm}^2$$

Syarat tulangan minimum berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 5.1.1.5

a. As tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}
A_{s \min} &= \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} b_w d \\
&= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} \times 600 \times 521 \\
&= 577,92 \text{ mm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{OK}
\end{aligned}$$

b. As tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned}
A_{s \min} &= \frac{1,4}{f_y} b_w d \\
&= \frac{1,4}{400} \times 600 \times 521 \\
&= 547,05 \text{ mm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{OK}
\end{aligned}$$

Sehingga dapat digunakan tulangan tarik 6D32, $A_s = 4.827,43 \text{ mm}^2$. Gambar penampang balok dan penempatan tulangan ditunjukkan dalam Gambar L.24.

$$\begin{aligned}
a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 f_c'} \\
&= \frac{4.827,43 \times 400}{0,85 \times 35} \\
&= 216,355 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
c &= a / \beta_1 \\
&= 216,355 / 0,81 \\
&= 267,105 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$c/dt = 267,105 / 521 = 0,5126 > 0,375$$

Pada saat regangan tulangan menjadi 0,005, nilai c/dt akan sama dengan 0,375 dan penampang berada pada daerah transisi. Untuk penampang dengan tulangan sengkang biasa nilai faktor reduksi diambil 0,65. Sehingga, nilai ϕ pada daerah transisi adalah:

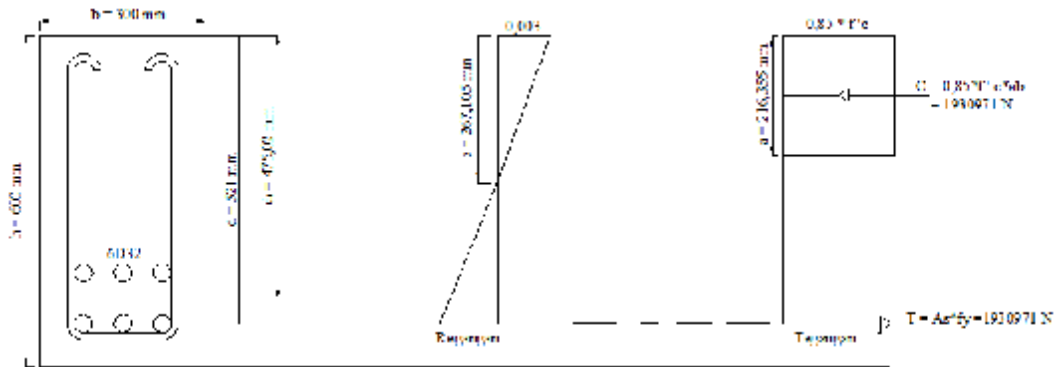
$$\begin{aligned}
\Phi &= 0,65 + 0,25 \left(\frac{1}{c/dt} - \frac{5}{3} \right) \\
&= 0,65 + 0,25 \left(\frac{1}{0,5126} - \frac{5}{3} \right) \\
&= 0,72
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
&= 0,72 \times 4.827,43 \times 400 \left(521 - \frac{216,355}{2} \right) \\
&= 574.718.784,3 \text{ Nmm} \approx 57.471,8784 \text{ Kg.m}
\end{aligned}$$

$$\text{Kontrol: } \phi M_n \geq M_u$$

$$57.471,8784 \text{ Kg.m} \geq 30.083,43 \text{ Kg.m}$$

OK



Gambar L.20: Penampang balok diafragma Model 1,2,3 dan penempatan tulangan.

E. Perencanaan Kekuatan Gaya Geser Nomial Penampang

E.1 Balok Girder

E.1.1 Model 1

Diketahui:

Gaya geser ultimit rencana (V_u) = 148.909,24 Kg \approx 1489,0924 kN

f'_c = 35 MPa

f_y = 400 MPa

b_w (lebar balok) = 600 mm

d (tinggi efektif) = 1121 mm

h (tinggi total penampang) = 1200 mm

Faktor reduksi kekuatan (ϕ) = 0,7

Kuat geser nominal beton (V_c):

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d$$

$$= \left(\frac{\sqrt{35}}{6} \right) 600 \times 1121$$

$$= 663.192,5437 \text{ Kn}$$

$$\phi V_c = 0,7 \times 663.192,5437$$

$$= 464.234,7806 \text{ kN}$$

$$\text{Kontrol: } V_u \geq \phi V_c$$

$$1489,0924 \text{ kN} \geq 464.234,7806 \text{ kN} \quad \text{Perlu tulangan geser}$$

Gaya geser yang dipikul tulangan geser:

$$\begin{aligned} V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= 1489,0924 - 464.234,7806 \\ &= 1464,082313 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ max}} &= \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d \\ &= \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 600 \times 1121 \\ &= 2652,770175 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Kontrol: } V_s < V_{s \text{ maks}}$$

$$1489,0924 \text{ kN} < 2652,770175 \text{ kN}$$

Dimensi balok memenuhi persyaratan Kuat Geser

OK!

Digunakan sengkang berpenampang 10 \emptyset 13

$$\text{Luas tulangan geser (A}_v) = n \times \pi/4 * D^2 = 1327,87 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan sengkang yang diperlukan:

$$\begin{aligned} s &= A_v * f_y * d / V_s \text{ kN} \\ &= 1327,87 \times 400 \times 1121 / 1464,082313 \\ &= 406 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan sengkang berpenampang 10 \emptyset 13 – 250

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 663.192,5437 + 1464,082313 \\ &= 2127,2750 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,7 \times 2127,2750 \\ &= 1489,0924 \text{ kNm} \approx 148.909,24 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\text{Kontrol: } \phi V_n \geq V_u$$

$$148.909,24 \text{ Kg} \geq 148.909,24 \text{ Kg}$$

OK!

E.1.2 Model 2

Diketahui:

$$\text{Gaya geser ultimit rencana (V}_u) = 127.469,81 \text{ Kg} \approx 1274,6981 \text{ kN}$$

$$f_c = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
b_w \text{ (lebar balok)} &= 600 \text{ mm} \\
d \text{ (tinggi efektif)} &= 1121 \text{ mm} \\
h \text{ (tinggi total penampang)} &= 1200 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan (ϕ) = 0,7

Kuat geser nominal beton (V_c):

$$\begin{aligned}
V_c &= \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d \\
&= \left(\frac{\sqrt{35}}{6}\right) 600 \times 1121 \\
&= 663.192,5437 \text{ Kn}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 0,7 \times 663.192,5437 \\
&= 464.234,7806 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Kontrol: $V_u \geq \phi V_c$

$$1274,6981 \text{ kN} \geq 464.234,7806 \text{ kN} \quad \text{Perlu tulangan geser}$$

Gaya geser yang dipikul tulangan geser:

$$\begin{aligned}
V_s &= V_u - \phi V_c \\
&= 1274,6981 - 464.234,7806 \\
&= 1157,8047 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{s \text{ max}} &= \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \\
&= \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 600 \times 1121 \\
&= 2652,770175 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Kontrol: $V_s < V_{s \text{ maks}}$

$$1157,8047 \text{ kN} < 2652,770175 \text{ kN}$$

Dimensi balok memenuhi persyaratan Kuat Geser OK!

Digunakan sengkang berpenampang 10 \emptyset 13

$$\text{Luas tulangan geser } (A_v) = n \times \pi/4 * D^2 = 1327,87 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan sengkang yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
s &= A_v * f_y * d / V_s \text{ kN} \\
&= 1327,87 \times 400 \times 1121 / 1157,8047 \\
&= 514 \text{ mm} > 250 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Digunakan sengkang berpenampang 10 \emptyset 13 – 250

$$\begin{aligned}
V_n &= V_c + V_s \\
&= 663.192,5437 + 1157,8047 \\
&= 1820,997286 \text{ kN} \\
\phi V_n &= 0,7 \times 1820,997286 \\
&= 1274,6981 \text{ kN} \approx 127.469,81 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Kontrol: } \phi V_n &\geq V_u \\
127.469,81 \text{ Kg} &\geq 127.469,81 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

OK!

E.1.3 Model 3

Diketahui:

Gaya geser ultimit rencana (V_u) = 120.664,98 Kg \approx 1206,6498 kN

$$\begin{aligned}
f'_c &= 35 \text{ MPa} \\
f_y &= 400 \text{ MPa} \\
b_w \text{ (lebar balok)} &= 600 \text{ mm} \\
d \text{ (tinggi efektif)} &= 1121 \text{ mm} \\
h \text{ (tinggi total penampang)} &= 1200 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan (ϕ) = 0,7

Kuat geser nominal beton (V_c):

$$\begin{aligned}
V_c &= \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d \\
&= \left(\frac{\sqrt{35}}{6} \right) 600 \times 1121 \\
&= 663.192,5437 \text{ kN} \\
\phi V_c &= 0,7 \times 663.192,5437 \\
&= 464.234,7806 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\text{Kontrol: } V_u \geq \phi V_c$$

$$1206,6498 \text{ kN} \geq 464.234,7806 \text{ kN}$$

Perlu tulangan geser

Gaya geser yang dipikul tulangan geser:

$$\begin{aligned}
V_s &= V_u - \phi V_c \\
&= 1206,6498 - 464.234,7806 \\
&= 1060,579599 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{s \max} &= \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d \\
&= \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 600 \times 1121 \\
&= 2652,770175 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Kontrol: $V_s < V_{s \max}$

$$1060,579599 \text{ kN} < 2652,770175 \text{ kN}$$

Dimensi balok memenuhi persyaratan Kuat Geser

OK!

Digunakan sengkang berpenampang 10 Ø 13

$$\text{Luas tulangan geser } (A_v) = n \times \pi/4 * D^2 = 1327,87 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan sengkang yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
s &= A_v * f_y * d / V_s \text{ kN} \\
&= 1327,87 \times 400 \times 1121 / 1060,579599 \\
&= 561 \text{ mm} > 250 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Digunakan sengkang berpenampang 10 Ø 13 – 250

$$\begin{aligned}
V_n &= V_c + V_s \\
&= 663.192,5437 + 1060,579599 \\
&= 1723,71143 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_n &= 0,7 \times 1820,997286 \\
&= 1206,6498 \text{ kN} \approx 120.664,98 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

Kontrol: $\phi V_n \geq V_u$

$$120.664,98 \text{ Kg} \geq 120.664,98 \text{ Kg}$$

OK!

E.2 Balok Diafragma

E.2.1 Model 1

Diketahui:

$$V_u = 67.853,3 \text{ Kg} \approx 678,533 \text{ kN}$$

$$f_c = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b \text{ (lebar balok)} = 300 \text{ mm}$$

$$d \text{ (tinggi efektif)} = 521 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan } (\phi) = 0,7$$

Kuat geser nominal beton (V_c):

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right) b_w d \\
 &= \left(\frac{\sqrt{35}}{6} \right) 300 \times 521 \\
 &= 308,2277567 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,7 \times 308,2277567 \\
 &= 215,7594297 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol: $V_u \geq \phi V_c$

$$678,533 \text{ kN} \geq 215,7594297 \text{ kN}$$

Perlu tulangan geser

Gaya geser yang dipikul tulangan geser:

$$\begin{aligned}
 V_s &= V_u - \phi V_c \\
 &= 678,533 - 215,7594297 \\
 &= 661,10510004 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ max}} &= \frac{2}{3} \sqrt{f'c} b_w d \\
 &= \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 300 \times 521 \\
 &= 1232,911027 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kontrol: $V_s < V_{s \text{ maks}}$

$$661,10510004 \text{ kN} < 1232,911027 \text{ kN} \quad \text{Dimensi balok memenuhi persyaratan}$$

Kuat Geser OK!

Digunakan sengkang berpenampang 10 \emptyset 13

$$\text{Luas tulangan geser } (A_v) = n \times \pi/4 * D^2 = 1327,87 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan sengkang yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 S &= A_v * f_y * d / V_s \text{ kN} \\
 &= 1327,87 \times 400 \times 1121 / 661,10510004 \\
 &= 481 \text{ mm} > 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan sengkang berpenampang 10 \emptyset 13 – 250

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \\
 &= 308,2277567 + 661,10510004 \\
 &= 996,3328571 \text{ kN} \\
 \phi V_n &= 0,7 \times 996,3328571 \\
 &= 678,533 \text{ kN} \approx 67.853,3 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol: } \varphi V_n &\geq V_u \\ 67.853,3 \text{ Kg} &\geq 67.853,3 \text{ Kg} \end{aligned}$$

OK!