

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERILAKU STRUKTUR JEMBATAN *COMPOSITE GIRDER* DENGAN BENTANG TERTENTU”

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

Disusun Oleh:

WIDIANTORO
1307210261



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

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Widianoro

NPM : 1307210261

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : ANALISIS PERILAKU STRUKTUR JEMBATAN
COMPOSITE GIRDER DENGAN BENTANG TERTENTU

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, September 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Penguji

Tondi Amirsyah Putera P, ST, MT

Dr. Fahrizal Zulkarnain

Dosen Pembanding I / Penguji

Dosen Pembanding II / Penguji

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Bambang Hadibroto, ST, MT

Program Studi Teknik Sipil

Ketua

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Widianoro

Tempat /Tanggal Lahir: Medan / 07 September 1995

NPM : 1307210261

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil

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

“Analisis Perilaku Struktur Jembatan *Composite Girder* Dengan Bentang Tertentu”

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 orisinil dan otentik.

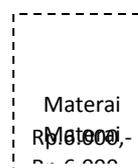
Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kesarjanaan saya.

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,

Widianoro



ABSTRAK

ANALISIS PERILAKU JEMBATAN *COMPOSITE GIRDER* DENGAN BENTANG TERTENTU

Widiantoro
1307210261

Tondi Amirysah Putera P, S.T,MT
Dr. Fahrizal Zulkarnain

Struktur jembatan merupakan bagian penting dan paling mahal dari suatu sistem transportasi. Sehingga dalam mendesain suatu perencanaan struktur jembatan diperlukan data-data pembebanan yang lengkap dan lokasi yang tepat dimana jembatan tersebut akan dibangun, serta memilih struktur yang tepat untuk digunakan untuk desain jembatan tersebut. Tugas akhir ini, bertujuan untuk mengetahui perilaku struktur jembatan terhadap letak penempatan *slab* yang berbeda. Analisis yang digunakan pada tugas akhir ini adalah analisis menggunakan metode statik ekuivalen untuk perhitungan beban gempa nantinya. Analisa pembebanan berdasarkan SNI 1725:2016. Dalam tugas akhir ini, terdapat 2 Model dengan penempatan *slab* yang berbeda, yaitu *slab* Model 1 tidak terbenam sebagian dengan profil baja dan *slab* Model 2 terbenam sebagian dengan profil baja sedalam 8 cm. Jembatan memiliki panjang 70 m dan lebar 12 m, tetapi yang dihitung hanya 35 m karena jembatan tidak menerus dengan dibatasi pier ditengah bentang. Dimensi untuk balok *girder* dan *diafragma* direncanakan sama untuk memikul beban-beban yang bekerja. Bangunan dimodelkan dengan menggunakan bantuan program analisis struktur. Hasil analisis, periode terbesar terjadi pada Model 2 sebesar 0,19211 (Detik).

Kata kunci: Gempa, lendutan, gaya geser, periode getar.

ABSTRACT

BEHAVIOR ANALYSIS OF GIRDER COMPOSITE BRIDGE WITH CERTAIN SPECIES

Widiantoro

1307210261

Tondi Amirysah Putera P, S.T, MT

Dr. Fahrizal Zulkarnain

The structure of the bridge is an important and most expensive part of a transportation system. So in designing a bridge structure planning, we need complete loading data and the exact location where the bridge will be built, as well as choosing the right structure to be used for the design of the bridge. This final project, aims to know the behavior of the bridge structure to the location of different slab placement. The analysis used in this final project is the analysis using equivalent static method for the calculation of earthquake load later. Load analysis based on SNI 1725: 2016. In this final project, there are 2 models with different slab placement, ie Model 1 slab is not immersed in part with steel profile and slab Model 2 is partially immersed with steel profile as deep as 8 cm. The bridge has a length of 70 m and a width of 12 m, but it is calculated only 35 m because the bridge is not continuous with pier bounded in the middle of the span. Dimensions for girder beams and diaphragms are planned to bear the loads that work. Buildings are modeled with the help of the analysis program. Results of analysis, the largest period occurred in Model 2 of 0.19211 (Seconds).

Keywords: Earthquake, deflection, shear force, vibration period.

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 “Analisis Perilaku Struktur Jembatan *Cocomposite Girder* Dengan Bentang Tertentu” 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 terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera, ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Bapak Bambang Hadibroto, ST, MT selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Rahmatullah ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

7. Orang tua penulis: Suratman dan Almarhuma Misiatik, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Sahabat-sahabat penulis: Ratih Delima Sari, Agung Imam Fadila, Suriadi, M. Fattah, Indra Bayu Sukma, Muhammad Lutfy Sofyan Lubis, Muhammad Prayuda, Muhammad Taruna, Abdi Gunawan, Mhd Eka Kurniawan, M Hari Setiawan, Dian Ramadhan 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

Widiantoro

DAFTAR ISI

ABSTRAK	iv
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR NOTASI	xix
DAFTAR SINGKATAN	xxiii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Ruang lingkup penelitian	2
1.4 Tujuan Penelitian	2
1.5 Manfaat Penelitian	3
1.6 Sistematika Pembahasan	3
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 Sistem balok komposit	4
2.1.1 Pengertian balok komposit	4
2.1.2 Keuntungan dibandingkan dengan konstruksi non-komposit	5
2.2 Persyaratan umum perencanaan struktur baja	6
2.2.1 Umur rencana jembatan	6
2.2.2.1 Dasar umum perencanaan	6
2.2.2.2 Asumsi dan anggapan perencanaan	7
2.2.2.3 Perencanaan berdasarkan beban dan kekuatan terfaktor (PBKT)	7
2.2.2.4 Perencanaan berdasarkan batas layan (PBL)	8
	11

2.2.2.5 Metode perencanaan khusus	9
2.2.2.6 Metode analisis	9
2.2.3 Sifat dan karakteristik material baja	10
2.3 Perencanaan gelagar komposit	10
2.4 Analisis gelagar komposit	11
2.4.1 Lebar efektif sayap beton	11
2.4.2 Lendutan pada beban layan	11
2.4.3 Gelagar komposit menerus	12
2.5 Kekuatan lentur gelagar komposit	12
2.5.1 Rencana keadaan batas ultimit	12
2.5.1.1 Kekuatan gelagar	12
2.5.1.2 Daerah momen positif	12
2.5.1.3 Daerah momen negatif	16
2.5.2 Gelagar hibrida	16
2.5.3 Kekuatan lentur dengan penahan lateral penuh	16
2.5.4 Kekuatan lentur tanpa penahan lateral penuh	17
2.6 Kapasitas geser vertikal	17
2.7 Permasalahan cara pelaksanaan	17
2.8 Perencanaan hubungan geser	17
2.8.1 Umum	17
2.8.2 Cara perencanaan	17
2.8.3 Detail hubungan geser	19
2.8.4 Perencanaan penghubung geser	20
2.8.4.1 Umum	20
2.8.4.2 Perencanaan untuk geser memanjang	20

2.8.4.3 Perencanaan untuk geser dan tarik antar permukaan	21
2.8.5 Perencanaan tulangan melintang	22
2.8.5.1 Umum	22
2.8.5.2 Perencanaan untuk geser antar permukaan	23
2.8.5.3 Interaksi antara geser antar permukaan dan lentur melintang	23
2.8.5.4 Tulangan melintang minimum	24
2.8.5.5 Tulangan melintang minimum dalam gelagar dengan peninggian	25
2.8.5.6 Pemberhentian tulangan melintang	25
2.9 Komponen dan penahan melintang	25
2.10 Peraturan gempa yang dimodifikasi	25
2.10.1 Cara analisis tahan gempa	25
2.10.2 Koefisien geser dasar (<i>base shear</i>)	38
2.11 Prinsip analisis riwayat waktu	31
2.11.1 Umum	31
2.11.2 Cara analisis dinamis	31
2.12 Pengaruh gaya inersia	32
2.13 Perumusan prioda alami jembatan	33
2.14 Filosofi perencanaan (Pembebanan)	35
2.14.1 Keadaan batas layan	36
2.14.2 Keadaan batas fatik dan fraktur	36
2.14.3 Keadaan batas kekuatan	36
2.14.4 Keadaan batas ekstrem	36
2.14.5 Daktilitas	37
2.14.6 Redundansi(prediksi)	37

2.14.7	Kepentingan operasional	37
2.14.8	Kelompok pembebanan dan simbol untuk beban	38
2.15	Faktor beban dan kombinasi pembebanan	39
2.15.1	Faktor beban dan kombinasi pembebanan	39
2.15.2	Faktor beban pada masa konstruksi	44
2.15.2.1	Evaluasi pada keadaan batas kekuatan	44
2.15.2.2	Evaluasi lendutan pada keadaan batas layan	45
2.15.3	Faktor beban untuk pendongkrakan dan gaya paska tarik	45
2.15.3.1	Gaya dongkrak	45
2.15.3.2	Gaya untuk perencanaan zona angkur tendon paska tarik	45
2.16	Beban permanen	45
2.16.1	Umum	45
2.16.2	Berat sendiri (<i>MS</i>)	46
2.16.3	Beban mati tambahan/utilitas (<i>MA</i>)	47
2.16.3.1	Ketebalan yang diizinkan untuk pelapisan kembali permukaan	47
2.16.3.2	Sarana lain di jembatan	48
2.16.4	Pengaruh tetap pelaksanaan	48
2.17	Beban lalu lintas	48
2.17.1	Umum	48
2.17.2	Lajur lalu lintas rencana	49
2.17.3	Beban lajur “D” (<i>TD</i>)	50
2.17.3.1	Intensitas beban “D”	50
2.17.3.2	Distribusi beban “D”	51
2.17.3.3	Respon terhadap beban lajur “D”	52
2.17.4	Beban truk “T” (<i>TT</i>)	53

2.17.4.1	Besarnya pembebanan truk (T)	53
2.17.4.2	Posisi dan penyebaran pembebanan truk “T” dalam arah melintang	54
2.17.4.3	Kondisi faktor kepadatan jembatan	54
2.17.4.4	Bidang kontak roda kendaraan	55
2.17.4.5	Penerapan beban hidup kendaraan	55
2.17.4.6	Beban hidup untuk evaluasi lendutan	56
2.17.4.7	Beban rencana untuk pelat lantai kendaraan, sistem lantai kendaraan	56
2.17.5	Klarifikasi pembebanan lalu lintas	57
2.17.5.1	Pembebanan lalu lintas yang dikurangi	57
2.17.5.2	Pembebanan lalu lintas yang berlebih	57
2.17.6	Faktor beban dinamis	57
2.18	Gaya rem (<i>TR</i>)	59
2.19	Pembebanan untuk pejalan kaki (<i>TP</i>)	59
2.20	Beban angin	60
2.20.1	Tekanan angin horizontal	60
2.20.1.1	Beban angin pada struktur (EW_s)	60
2.20.1.2	Beban dari struktur atas	61
2.20.1.3	Gaya angin yang langsung bekerja pada struktur bawah	61
2.20.1.4	Gaya angin pada kendaraan (EW_l)	62
2.20.2	Tekanan angin vertikal	62
2.21	Pengaruh gempa	63
BAB 3 PEMODELAN STRUKTUR		65
3.1	Metodologi penelitian	65
3.2	Metode analisis	66

3.3	Pemodelan struktur	66
3.3.1	Data perencanaan struktur jembatan	66
3.3.2	Data material struktur jembatan	67
3.4	Konfigurasi struktur jembatan	67
3.4.1	Dimensi gelagar memanjang dan melintang	67
3.4.2	Denah struktur jembatan	68
3.5	Analisa beban pada jembatan	70
3.5.1	Berat sendiri (MS)	71
3.5.2	Beban mati tambahan (MA)	71
3.5.3	Beban lajur (TD)	72
3.5.4	Gaya rem (TB)	73
3.5.5	Beban untuk pejalan kaki (TP)	74
3.5.6	Beban angin (EW)	75
3.5.7	Pengaruh temperatur (ET)	76
3.5.8	Beban akibat gempa (EQ)	77
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		82
4.1	Tinjauan umum	82
4.2	Hasil analisa	82
4.2.1	Hasil analisa periode getar Model 1	82
4.2.2	Hasil analisa periode getar Model 2	83
4.2.3	Hasil analisa lendutan Model 1	84
4.2.4	Hasil analisa lendutan Model 2	85
4.2.5	Hasil analisa besarnya momen (M3) pada Model 1	87
4.2.6	Hasil analisa besarnya momen (M3) pada Model 2	89
4.2.7	Hasil analisa gaya geser (V2) untuk arah X pada Model 1	91
4.2.8	Hasil analisa gaya geser (V2) untuk arah X pada model 2	92

4.2.9 Hasil analisa gaya geser (V2) untuk arah Y pada Model 1	94
4.2.10 Hasil analisa gaya geser (V2) untuk arah Y pada model 2	94
4.2.11 Hasil analisa besarnya gaya aksial (P) pada Model 1	96
4.2.12 Hasil analisa besarnya gaya aksial (P) pada Model 2	96
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	98
5.1 Kesimpulan	98
5.1 Saran	99
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 : Sifat mekanis baja struktural	10
Tabel 2.2 : Kategori kinerja seismik	26
Tabel 2.3 : Prosedur analisis berdasarkan kategori kinerja seismik (A-D)	27
Tabel 2.4 : Faktor modifikasi respon (R_d) untuk kolom dan hubungan dengan bangunan bawah	27
Tabel 2.5 : Kriteria panjang perletakan minimum	27
Tabel 2.6 : Koefisien tanah	30
Tabel 2.7 : Kombinasi beban dan faktor beban	43
Tabel 2.8 : Berat isi untuk beban mati	46
Tabel 2.9 : Faktor beban untuk berat sendiri	47
Tabel 2.10 : Faktor beban untuk beban mati tambahan	47
Tabel 2.11 : Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan	48
Tabel 2.12 : Jumlah lajur lalu lintas rencana	49
Tabel 2.13 : Faktor beban untuk beban lajur “D”	50
Tabel 2.14 : Faktor beban untuk “T”	53
Tabel 2.15 : Faktor kepadatan lajur (m)	65
Tabel 2.16 : Tekanan angin dasar	61
Tabel 2.17 : Tekanan angin dasar (P_B) untuk berbagai sudut serang	61
Tabel 2.18: Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan	62
Tabel 3.1 : Konfigurasi dan dimensi gelagar	67
Tabel 3.2 : Berat isi untuk beban mati	71
Tabel 4.1 : Data periode getar (T) <i>output software</i> SAP2000 Model 1	82

Tabel 4.2 : Data periode getar (T) <i>output software</i> SAP2000 Model 2	83
Tabel 4.3 : Hasil output program SAP2000 lendutan pada setiap balok girder Model 1	84
Tabel 4.4 : Hasil output program SAP2000 lendutan pada setiap balok girder Model 2	85
Tabel 4.5 : Hasil output SAP2000 momen (M3) maksimum pada setiap girder Model 1	87
Tabel 4.6 : Hasil output SAP2000 momen (M3) maksimum pada setiap girder Model 2	89
Tabel 4.7 : Hasil output SAP2000 gaya geser (V2) maksimum pada setiap girder Model 1	91
Tabel 4.8 : Hasil output SAP2000 gaya geser (V2) maksimum pada setiap girder Model 2	92
Tabel 4.9 : Hasil output SAP2000 gaya geser (V3) maksimum pada setiap girder Model 1	94
Tabel 4.10 : Hasil output SAP2000 gaya geser (V3) maksimum pada setiap girder Model 2	94
Tabel 4.11 : Hasil output SAP2000 gaya aksial (P) maksimum pada setiap girder Model 1	96
Tabel 4.12 : Hasil output SAP2000 gaya aksial (P) maksimum pada setiap girder Model 1	96

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 : Balok komposit baja-beton	4
Gambar 2.2 : Komposit penuh dengan konektor	5
Gambar 2.3 : Komposit selubung beton dengan flens	5
Gambar 2.4 : Komposit selubung beton	6
Gambar 2. 5 : Distribusi tegangan plastis	14
Gambar 2.6 : Dimensi peninggian	19
Gambar 2.7 : Bidang geser dan tulangan melintang	22
Gambar 2.8 : Prosedur analisis tahan gempa	26
Gambar 2.9 : Dimensi panjang dudukan perletakan minimum	28
Gambar 2.10 : Faktor reduksi pengaruh daktilitas dan risiko(Z)	29
Gambar 2.11: Koefisien geser dasar(C) elastis untuk analisi dinamis priode ulang 500 tahun	30
Gambar 2.12: Wilayah gempa indonesia priode 500 tahun	31
Gambar 2.13 : Arah gerakan gaya inersia	33
Gambar 2.14 : Model perhitungan prioda alami (mode tunggal)	35
Gambar 2.15 : Beban lajur “D”	51
Gambar 2.16 : Momen lentur positif – bentang 1,3,5	51
Gambar 2.17 : Momen lentur positif – bentang 2,4	52
Gambar 2.18 : Momen lentur negatif pada pilar	52
Gambar 2.19 : Pembebanan truk “T” (500 kN)	53
Gambar 2.20 : Penempatan beban truk untuk momen negatif maksimum	56

Gambar 2.21 : Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D”	59
Gambar 3.1 : Bagan alir	65
Gambar 3.2 : Tampak atas jembatan	68
Gambar 3.3 : Tampak atas jembatan denah/potongan balok memanjang dan melintang	68
Gambar 3.4 : Tampak samping jembatan tidak menerus dibatasi <i>pier</i> di tengah bentang	68
Gambar 3.5 : Model 1 (Balok girder tidak terbenam dengan <i>slab</i> beton)	69
Gambar 3.6 : Tampak atas jembatan pemodelan dengan SAP2000	69
Gambar 3.7 : Tampak depan jembatan (Model 1) pemodelan dengan SAP2000	69
Gambar 3.8 : Model 2 (Balok girder terbenam sebagian dengan <i>slab</i> beton)	70
Gambar 3.9 : Tampak depan jembatan (Model 1) pemodelan dengan SAP2000	70
Gambar 3.10 : Input beban berat sendiri (MS) menggunakan SAP2000	71
Gambar 3.11 : Input beban mati tambahan (MA) pemodelan dengan SAP2000	72
Gambar 3.12 : Input beban terbagi rata (BTR) pemodelan dengan SAP2000	73
Gambar 3.13 : Input beban garis terpusat (BGT) pemodelan dengan SAP2000	73
Gambar 3.14 : Input beban garis terpusat (BGT) pemodelan dengan SAP2000	74
Gambar 3.15 : Input beban pejalan kaki pemodelan dengan SAP2000	74
Gambar 3.16 : Input beban angin struktur (EWs) pemodelan dengan SAP2000	75
Gambar 3.17 : Input beban angin kendaraan (EW _L) pemodelan dengan SAP2000	76
Gambar 3.18 : Input pengaruh temperatur (ET) pemodelan dengan SAP2000	76
Gambar 3.19 : Mode 1 arah melintang jembatan (arah Y) dengan waktu getar T = 0,19034 Detik	77

Gambar 3.20 : Mode 2 arah memanjang (X) jembatan dengan waktu getar $T = 0,09327$ Detik	78
Gambar 3.21 : Mode 1 arah melintang jembatan (arah Y) dengan waktu getar $T = 0,19211$ Detik	78
Gambar 3.22 : Mode 2 arah memanjang (X) jembatan dengan waktu getar $T = 0,09574$ Detik	79
Gambar 3.23 : Input beban gempa arah (Y) menggunakan SAP2000	81
Gambar 3.24 : Input beban gempa arah (X) menggunakan SAP2000	81

DAFTAR NOTASI

E	= Modus elastisitas (Mpa)
G	= Modulus geser (Mpa)
H_{cp}	= Tinggi badan profil baja yang tertekan (mm)
t_w	= ketebalan pelat badan profil pelat baja (mm)
H_{cp}	= tinggi badan profil baja yang tertekan (mm)
t_p	= Ketebalan pelat lantai, dinyatakan dalam millimeter (mm)
H	= Tinggi total girder (mm)
t_h	= Tebal bantalan antara pelat lantai dengan serat atas profil baja (mm)
b_p	= Lebar pelat lantai efektif (mm)
y	= Garis netral dari serat atasprofil baja (mm)
t_f	= Ketebalan pelat baja pada serat atas (mm)
D	= Tinggi bersih badan profil baja(mm)
M_p	= Kekuatan lentur nominal (N-m)
M_s	= M_p
M_y	= Momen kapasitas pada saat terjadi leleh(N-m)
M_r	= Momen batas tekuk (N-m)
λ	= Parameter kelangsingan
λ_r	= Batas maksimum parameter kelangsingan penampang tidak kompak
λ_p	= Batas maksimum parameter kelangsingan penampang kompak
V_L	= Gaya geser longitudinal rencana persatuan panjang pada rencana beban tegangan kerja (N)
V	= Gaya geser rencana untuk keadaan batas sesuai akibat lentur(N)
V_L^*	= Gaya geser longitudinal rencana persatuan panjang pada salahs satu keadaan batas ultimit (N)

A_t	= Luas transformasi dari lantai beton (mm^2)
Y_c	= Jarak garis netral penampang komposit terhadap titik berat luas A_t (mm^2)
I_t	= Momen kedua dari luas penampang komposit transformasi
\emptyset	= Faktor reduksi
n	= Jumlah penghubung geser persatuan panjang
V_{su}	= Kekuatan geser statik (N)
A_{ts}	= Luas penampang dari tulangan melintang (mm^2/m)
b_{sh}	= Lebar bidang geser yang ditinjau (mm)
f_{ry}	= Kekuatan leleh karakteristik tulangan (Mpa)
f_c'	= Kekuatan karakteristik beton (Mpa)
f_y	= Kekuatan karakteristik baja (Mpa)
N_t^*	= Gaya tarik minimum tulangan melintang pada tepi atas lantai (N/m)
d_s	= Tinggi lantai beton yang membentuk flens gelagar komposit (mm)
$C_{elastis}$	= Koefisien geser dasar tanpa faktor daktilitas dan risiko (Z)
$C_{plastis}$	= Koefisien geser dasar termasuk daktilitas dan risiko (Z)
A	= Percepatan/akselerasi puncak PGA di batuan dasar (g)
R	= Respon batuan dasar
S	= Amplikasi dipermukaan sesuai tipe tanah
Z	= Faktor reduksi sehubungan daktilitas dan risiko
T	= Periode alami struktur (detik)
c_d	= Faktor modifikasi nilai redaman terhadap standar 5%
S_o	= Akselerasi wilayah gempa dari respon (g)
h_i	= Konstanta redaman moda
W	= Berat bangunan bawah jembatan dan bagian bangunan atas (tf)
K	= Konstanta kekakuan (tf/m)
g	= Gaya gravitasi ($9,8 \text{ m/s}^2$)

δ	= Simpangan pada kedudukan gaya inersia(m)
\int	= Integrasi dari seluruh unit getar rencana
γ_i	= Faktor beban ke-i
η_I	= Faktor pengubah respon berkaitan dengan klasifikasi operasional
η_D	= Faktor pengubah respon berkaitan dengan daktilitas
η_R	= Faktor pengubah respon berkaitan dengan redundansi
Q_i	= Pengaruh gaya
R_n	= Tahanan nominal
R_r	= Tahanan terfaktor
MS	= Beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan
MA	= Beban mati perkerasan dan utilitas
TA	= Gaya horizontal akibat tekanan tanah
PL	= Gaya akibat proses pelaksanaan
SH	= Gaya akibat susut/rangkak
TB	= Gaya akibat rem
TR	= Gaya sentrifugal
TC	= Gaya akibat tumbukan kendaraan
TV	= Gaya akibat tumpukan kapal
EQ	= Gaya gempa
BF	= Gaya friksi
TD	= Beban lajur "D"
TT	= Beban truk "T"
TP	= Beban pejala kaki
SE	= Beban akibat penurunan
ET	= Gaya akibat temperatur gradien
EU_z	= Gaya akibat temperatur seragam

- EF = Gaya apung
 EW_S = Beban angin struktural
 EW_L = Beban angin pada kendaraan
 EU = Beban arus dan hanyutan
 q = intensitas beban terbagi rata(BTR) dalam arah memanjang (Kpa)
 L = Panjang total jembatan yang dibebani (m)
 L_{av} = Panjang bentang rata-rata dari bentang yang disambungkan(m)
 L_{max} = Panjang bentang maksimum (m)
 P_B = Tekanan angin dasar
 E_Q = Gaya gempa hrizontal (kN)
 C_{sm} = Koefisien respon gempa elastis
 R_d = Faktor modifikasi respon
 W_t = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)

DAFTAR SINGKATAN

SNI = Standar Nasional Indonesia

RSNI = Revisi Standar Nasional Indonesia

BSN = Badan Standarisasi Nasional

PBKT = Perencanaan Beban dan Kekuatan Terfaktor

PBL = Perencanaan berdasarkan Batas Layan

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan dibidang transportasi merupakan sebagian prioritas penting bagi pemerintah untuk mempercepat perkembangan daerah tertinggal. Sebagai salah satu jalur transportasi, transportasi darat merupakan transportasi yang paling efisien dibandingkan jalur transportasi lainnya. Jalan raya merupakan bagian dari jalur transportasi darat. Jalan raya ketika harus melewati suatu jalur sungai atau penghalang lainnya diperlukan struktur jembatan untuk menghubungkan wilayah satu dengan wilayah lainnya (Agung Supriadi, 2009).

Struktur jembatan merupakan bagian penting dan paling mahal dari suatu sistem transportasi. Sehingga dalam mendesain suatu perencanaan struktur jembatan diperlukan data-data pembebanan yang lengkap dan lokasi yang tepat dimana jembatan tersebut akan dibangun, serta memilih struktur yang tepat untuk digunakan untuk desain jembatan tersebut.

Perkembangan ilmu Teknik Sipil pada saat ini sangat pesat dengan berbagai penemuan yang dilakukan oleh para ahli. Perkembangan itu juga ditunjukkan oleh berbagai material yang dipakai para desainer dalam mendesain strukturnya sehingga memperoleh material yang efisien dan optimal untuk menerima beban yang direncanakan.

Struktur yang sering dipakai dalam desain struktur jembatan diantaranya adalah struktur baja, struktur baja komposit beton, struktur beton bertulang dan struktur beton prategang. Dari berbagai pilihan yang ada, penulis akan menggunakan struktur baja komposit beton dalam mendesain struktur jembatan. Struktur baja komposit beton ini merupakan kombinasi pemakaian baja dengan beton sehingga diperoleh material dengan kekuatan dan kekakuan yang maksimum.

Untuk menganalisis struktur baja komposit beton yang dapat menerima beban sesuai dengan spesifikasi pembebanan yang direncanakan dan disyaratkan maka direncanakan suatu perencanaan struktur komposit dengan type profil baja yang

tepat sehingga mendapatkan kekuatan dan kestabilan struktur untuk menerima beban yang direncanakan.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang tersebut, rumusan masalah dapat diuraikan sebagai berikut:

1. Analisis besarnya periode getar yang dialami jembatan *composite girder*.
2. Pengaruh material jembatan terhadap perilaku struktur jembatan terhadap gempa. Panjang bentang yang direncanakan adalah 70 meter.
3. Pengaruh letak geografis jembatan terhadap perilaku jembatan.
4. Efek dari sistem balok girder menerus dan tidak menerus.

1.3 Ruang Lingkup Penelitian

Penelitian dilakukan dengan ruang lingkup sebagai berikut:

1. Struktur jembatan yang ditinjau adalah *composite girder*.
2. Perencanaan jembatan dilakukan dengan 2 model yaitu : pertama, girder baja tidak terbenam dengan *slab*. Kedua, girder terbenam sebagian dengan *slab* sedalam 5 cm. Jembatan yang direncanakan adalah jembatan komposit tidak menerus dengan dibatasi pier ditengah bentang.
3. Perencanaan jembatan dilakukan pada zona 3.
4. Balok girder dari jembatan adalah balok girder tidak menerus dengan dibatasi pier di tengah bentang. Struktur jembatan yang ditinjau sepanjang 35 m.

1.4 Tujuan Penelitian

Penelitian ini memiliki tujuan sebagai berikut:

1. Untuk menganalisis besarnya periode getar yang dialami jembatan *composite girder*.
2. Untuk mengetahui perbedaan periode getar, lendutan dan perilaku jembatan dengan penempatan *slab* yang berbeda.

3. Untuk menganalisis pengaruh penggunaan metode statik ekuivalen yang digunakan untuk menghitung pengaruh gempa terhadap jembatan.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah mengaplikasikan ilmu pengetahuan di bidang Teknik Sipil dan Lingkungan. Selain itu, hasil dari penelitian ini diharapkan dapat menjadi masukan atau alternatif pemilihan panjang bentang (variasi span) dalam teknik perencanaan jembatan tidak menerus dengan profil *composite girder*.

1.6 Sistematika Penulisan

Proposal penelitian atau skripsi ini terdiri dari lima bab yang direncanakan dan diharapkan dapat menjelaskan perihal topik bahasan, yaitu :

BAB 1 PENDAHULUAN

Bab ini menguraikan latar belakang permasalahan, identifikasi dan rumusan permasalahan, ruang lingkup pembahasan, tujuan dilakukannya penelitian dan manfaat penelitian.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menguraikan teori-teori tentang jembatan, metode analisa yang akan digunakan serta ketentuan dalam desain yang harus dipenuhi sesuai syarat.

BAB 3 METODE PENELITIAN DAN PEMODELAN

Bab ini menjelaskan rencana atau prosedur yang dilakukan penulis memperoleh jawaban yang sesuai dengan kasus permasalahan.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini menguraikan hasil pembahasan analisis desain dan kinerja struktur.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini berisi kesimpulan sesuai dengan analisis terhadap studi literatur dan berisi saran untuk pengembangan lebih lanjut yang baik di masa yang akan datang.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

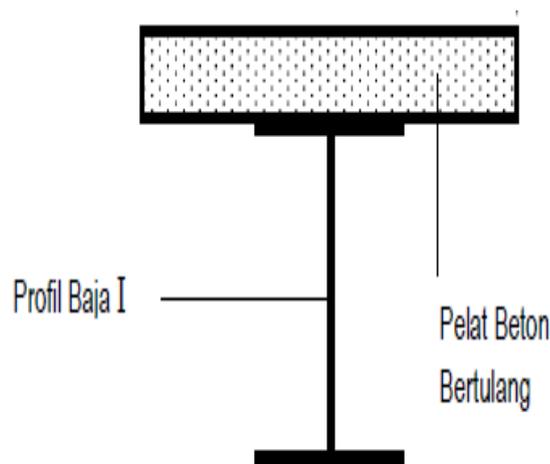
2.1 Sistem balok komposit

2.1.1 Pengertian balok komposit

Unsur komposit dalam lentur terdiri dari gelagar baja dan lantai beton, tahanan geser antara permukaan lantai dan gelagar diadakan dengan hubungan mekanikal. Kekuatan lentur gelagar komposit ditentukan dengan rencana keadaan batas ultimit (Supriadi, 2009).

Yang dimaksud dengan sistem komposit (gabungan) adalah sistem konstruksi yang terdiri lebih dari dua bahan/material dan mempunyai kerjasama diantara material tersebut dalam memikul beban yang bekerja.

Sistem komposit yang dipelajari: sistem komposit bahan (profil) baja dengan plat beton bertulang, sebagai contoh: pada bangunan gedung dan jembatan. Sistem lantai beton dengan pemikul yang berupa balok (profil) baja banyak sekali dijumpai sehingga diperlukan desain yang efisien untuk mendapatkan sistem struktur yang ekonomis.



Gambar 2.1: Balok komposit baja-beton.

2.1.2 Keuntungan dibandingkan dengan konstruksi non-komposit.

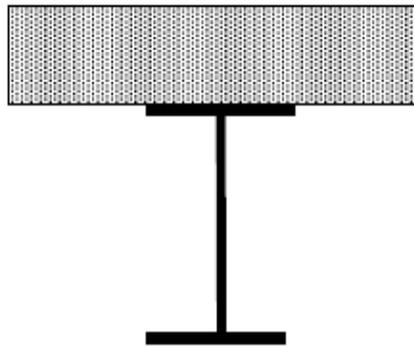
Berikut adalah beberapa keuntungan menggunakan konstruksi komposit:

- a. Luas penampang baja yang diperlukan dapat berkurang.
- b. Pada perhitungan *ultimate load*, dapat diperoleh penambahan *over load capacity*.
- c. Tinggi konstruksi dapat berkurang, sehingga dapat dihemat biaya konstruksi yang diperlukan

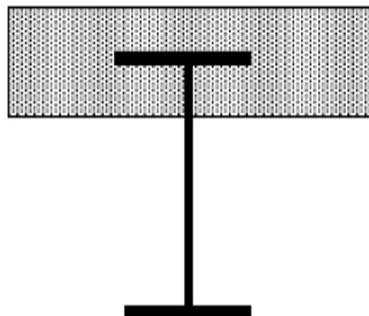
Contoh: pada struktur jembatan: penghematan biaya *embankment*.

- d. Penghematan biaya struktur 10% s.d 20 %.

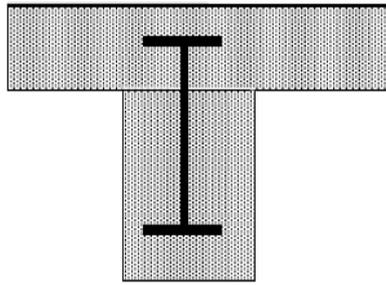
Adapun bentuk-bentuk balok komposit baja-beton, yaitu:



Gambar 2.2: Komposit penuh dengan konektor.



Gambar 2.3: Komposit selubung beton dengan flens.



Gambar 2.4: Komposit selubung beton.

2.2 Persyaratan umum perencanaan struktur baja

2.2.1 Umur rencana jembatan

Umur rencana jembatan pada umumnya disyaratkan 50 tahun, namun untuk jembatan penting, jembatan bentang panjang atau yang bersifat khusus, disyaratkan mempunyai umur rencana 100 tahun.

2.2.2 Prinsip umum perencanaan

2.2.2.1 Dasar umum perencanaan

Perencanaan harus berdasarkan pada suatu prosedur yang memberikan jaminan keamanan, kenyamanan dan keawetan selama umur rencana jembatan.

Berdasarkan RSNI T-03-2005, perencanaan kekuatan elemen baja sebagai komponen struktur jembatan yang diperhitungkan terhadap lentur, geser, aksial, puntir serta kombinasinya, harus didasarkan pada perencanaan berdasarkan Beban dan Kekuatan Terfaktor (PBKT).

Sebagai pembanding atau alternatif lain dapat digunakan cara perencanaan yang berdasarkan batas layan untuk perencanaan kekuatan elemen baja sebagai komponen struktur jembatan.

Dalam perencanaan kekuatan elemen baja sebagai komponen struktur jembatan harus memperhatikan faktor integritas komponen-komponen struktural maupun keseluruhan struktur jembatan, dengan mempertimbangkan faktor-faktor:

- a. Kontinuitas dan redundansi.

- b. Ketahanan komponen struktur jembatan yang terjamin terhadap kerusakan dan instabilitas sesuai umur jembatan yang direncanakan.
- c. Aspek perlindungan eksternal terhadap kemungkinan adanya beban yang tidak direncanakan atau beban berlebih.

2.2.2.2 Asumsi dan anggapan perencanaan

Perencanaan kekuatan elemen baja sebagai komponen struktur jembatan harus didasarkan pada persyaratan yang berlaku di dalam standar ini. Dalam perencanaan tersebut harus mempertimbangkan pengaruh terhadap jembatan yang mungkin terjadi, yaitu kondisi pembebanan yang tidak direncanakan seperti dalam kondisi perang. Setiap jenis pembebanan yang mungkin terjadi tersebut harus dapat diramalkan sebelumnya secara rasional.

Untuk prosedur dan asumsi dalam perencanaan serta besarnya beban rencana harus mengikuti ketentuan berikut:

- a. Struktur direncanakan untuk menahan semua beban yang mungkin bekerja.
- b. Beban kerja dihitung berdasarkan kepada besarnya aksi rencana yang bekerja.
- c. Perencanaan beban angin dan gempa, dimana seluruh bagian struktur yang membentuk kesatuan harus direncanakan untuk menahan beban lateral total.
- d. Pertimbangan lain yaitu gaya prategang, beban crane, vibrasi, kejutan, susut, rangkakan, perubahan suhu, perbedaan penurunan, dan beban-beban khusus lainnya yang mungkin bekerja.

2.2.2.3 Perencanaan berdasarkan beban dan kekuatan terfaktor (PBKT)

Perencanaan komponen struktur jembatan harus didasarkan pada Perencanaan Beban dan Kekuatan Terfaktor (PBKT), yang harus memenuhi kriteria keamanan untuk semua jenis gaya dalam. Kekuatan rencana tidak kurang dari pengaruh aksi rencana sebagai berikut:

$$\phi R_n > \text{dampak dari } \sum \gamma_i Q_i \quad (2.1)$$

Dimana pada sisi kiri mewakili kekuatan rencana dari penampang komponen struktur jembatan, yang bisa dihitung dari R_n (besaran ketahanan atau kekuatan 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 dihitung berdasarkan penjumlahan terkombinasi dari jenis-jenis beban yang berbeda Q_i , yang masing-masing diberikan suatu faktor beban γ_i .

Perencanaan secara PBKT dilakukan untuk mengantisipasi suatu kondisi batas ultimit, yang terjadi antara lain:

- a. Terjadi keruntuhan lokal pada satu atau sebagian komponen struktur jembatan.
- b. Kehilangan keseimbangan statis akibat keruntuhan atau kegagalan pada sebagian komponen struktur atau keseluruhan struktur jembatan.
- c. Keadaan purna-elastis atau purna-tebuk dimana satu bagian komponen struktur jembatan atau lebih mencapai kondisi runtuh.
- d. Kerusakan akibat fatik atau korosi sehingga terjadi kehancuran.
- e. Kegagalan dari pondasi yang menyebabkan pergeseran yang berlebihan atau keruntuhan bagian utama dari jembatan.

2.2.2.4 Perencanaan berdasarkan batas layan (PBL)

Cara 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 dapat digunakan untuk perencanaan komponen struktur jembatan yang mengutamakan suatu pembatasan tegangan kerja, seperti untuk perencanaan terhadap lentur dari komponen-komponen struktur baja yang dianggap sesuai kebutuhan perilaku deformasinya, atau sebagai cara perhitungan alternatif.

Perencanaan berdasarkan batas layan (PBL) dilakukan untuk mengantisipasi suatu kondisi batas layan, antara lain:

- a. Tegangan kerja dari suatu komponen struktur jembatan, yang melampaui nilai tegangan yang diijinkan, sehingga berpotensi mengakibatkan kelelahan pada komponen baja.

- b. 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.
- c. Vibrasi yang terjadi sehingga menimbulkan instabilitas atau kekhawatiran struktural lainnya terhadap keamanan jembatan pada kondisi layan.
- d. Bahaya permanen termasuk korosi dan fatik yang mengurangi kekuatan struktur dan umur layan jembatan.
- e. Bahaya banjir di daerah sekitar jembatan.

2.2.2.5 Metode perencanaan khusus

Bila suatu analisis perencanaan yang rasional diusulkan untuk menggantikan ketentuan yang ada dalam standar ini, atau bila diusulkan menyimpang dari persyaratan yang digunakan dalam standar ini, terutama untuk suatu jenis atau sistem struktur jembatan yang khusus, maka usulan dan analisis rinci harus diserahkan kepada yang berwenang beserta semua pembuktian kebenarannya.

2.2.2.6 Metode analisis

Berdasarkan RSNI T-03-2005, Analisis untuk semua keadaan batas harus didasarkan pada anggapan-anggapan elastis linier, kecuali bila cara-cara non-linier secara khusus memang dianggap perlu atau secara tidak langsung dinyatakan dalam standar ini, dan/atau bila disetujui oleh yang berwenang.

Disamping itu, perhitungan struktur baja juga harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- a. Analisis perhitungan struktur harus dilakukan dengan cara mekanika teknik yang baku.
- b. Bila dilakukan analisi struktur dengan menggunakan program komputer yang khusus, maka perlu disampaikan penjelasan prinsip dan alur kerja dari program bersangkutan.

- c. Percobaan model komponen atau keseluruhan struktur jembatan terhadap suatu perbedaan khusus bisa dilakukan bila diperlukan untuk menunjang analisis teoritis.
- d. Analisis dengan menggunakan model matematik bisa dilakukan, asalkan model tersebut memang bisa diterapkan pada struktur jembatan dan dapat dibuktikan kebenarannya.

2.2.3 Sifat dan karakteristik material baja

Sifat mekanis baja struktural yang digunakan dalam perencanaan harus memenuhi persyaratan yang diberikan Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Sifat mekanis baja struktural.

Jenis baja	Tegangan putus minimum, f_u (Mpa)	Tegangan leleh minimum, f_y (Mpa)	Peregangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sifat-sifat mekanis baja struktural lainnya untuk maksud perencanaan ditetapkan sebagai berikut:

- Modulus elastisitas : $E = 200.000 \text{ Mpa}$
- Modulus geser : $G = 80.000 \text{ Mpa}$
- Angka poisson : $\mu = 0,3$
- Koefisien pemuaian : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$

2.3 Perencanaan gelagar komposit

Unsur komposit dalam lentur terdiri dari gelagar baja dan lantai beton, tahanan geser pada permukaan antara lantai dan gelagar diadakan dengan

hubungan mekanikal. Kekuatan lentur gelagar komposit ditentukan dengan cara rencana keadaan batas ultimit.

2.4 Analisis gelagar komposit

2.4.1 Lebar efektif sayap beton

Berdasarkan RSNI T-03-2005, pengaruh geser dalam lantai beton harus diperhitungkan. Kecuali Ahli Teknik Perencana melakukan analisis lengkap, geser dapat diperhitungkan dengan menggunakan suatu lebar efektif lantai seperti yang dijelaskan dalam pasal ini. Bila lantai beton meliputi kedua sisi badan gelagar, lebar efektif lantai harus diambil sebagai nilai terkecil dari:

- a. $1/5$ x panjang bentang gelagar untuk bentang sederhana atau $1/7$ panjang bentang gelagar untuk bentang menerus
- b. Jarak pusat-pusat antara badan gelagar
- c. $1/12$ x tebal minimum lantai

Bila lantai beton hanya ada pada satu sisi dari gelagar, lebar efektif lantai harus diambil sebagai setengah dari nilai yang dihitung dalam butir-butir a, b atau c di atas. Lebar efektif lantai harus digunakan untuk menghitung besaran penampang gelagar komposit pada keadaan batas layan dan ultimit.

2.4.2 Lendutan pada beban layan

Dalam perhitungan lendutan pada keadaan batas layan atau keadaan tegangan kerja, Perencana harus memperhatikan urutan pelaksanaan dan pengaruh setiap beban yang bekerja pada gelagar baja sebelum terjadi aksi komposit penuh.

Lendutan dapat dihitung dengan menggunakan teori elastis dengan menganggap interaksi penuh antara beton dan gelagar baja dan mengabaikan beton yang tertarik. Modulus elastisitas beton pada umur tertentu, E_{cj} bisa diambil dari salah satu seperti berikut:

- a. Diambil berikut:

$$E_{cj} = Wc^{1.5} (0,043 \sqrt{f'c}) \quad (2.2)$$

Dengan Wc , dikatakan dengan kg/m^3 dan $f'c$ dikatakan dengan MPa, dengan pertimbangan bahwa kenyataannya harga ini berkisar $\pm 20\%$, atau

- b. Ditentukan dari hasil pengujian sehubungan dengan bagian-bagian yang cocok dari spesifikasi yang dikeluarkan.

Bila beban tetap bekerja pada gelagar komposit, pengaruh rangkai beton harus diperhitungkan dengan menggunakan nilai reduksi dari nilai modulus elastisitas beton.

2.4.3 Gelagar komposit menerus

Analisis untuk momen lentur memanjang dan gaya geser serta reaksi yang berkaitan, harus dihitung dengan menggunakan momen inersia transformasi dari penampang komposit dengan menganggap:

- a. Beton tidak retak dalam daerah momen positif maupun negatif.
- b. Lantai beton mempunyai lebar efektif yang ditentukan.
- c. Beton telah mencapai kekuatan minimal $0,5 f_c'$ sebelum beban bekerja.

2.5 Kekuatan lentur gelagar komposit

2.5.1 Rencana keadaan batas ultimit

2.5.1.1 Kekuatan gelagar

Gelagar komposit harus memenuhi syarat sebagai berikut:

$$M^* < \phi M_s \quad (2.3)$$

2.5.1.2 Daerah momen positif

Dalam daerah momen positif di mana lantai beton berada dalam tekanan, boleh dianggap bahwa lantai beton menyediakan kekangan menerus kepada sayap atas gelagar baja. Dalam hal ini penampang komposit harus direncanakan sesuai ketentuan dibawah ini:

- a. Penampang kompak

Untuk penampang komposit dalam daerah momen positif dengan gelagar tanpa menggunakan pengaku badan memanjang dan tanpa lubang pada pelat sayap profil baja yang tertarik serta sumbu garis netral momen plastis berada di atas bagian badan, harus direncanakan memenuhi persyaratan pada persamaan dibawah ini:

$$\frac{2h_{cp}}{tw} < 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.4)$$

Dengan pengertian:

H_{cp} = Tinggi badan profil baja yang tertekan pada perhitungan plastis

tw = Ketebalan pelat badan profil pelat baja

$$\frac{h_{cp}}{h'} < 5 \quad (2.5)$$

Dengan pengertian:

$$h' = \beta \frac{H+tp+th}{7,5} \quad (2.6)$$

Dimana:

B = $\beta = 0,9$, untuk $f_y \leq 250$ MPa dan $\beta = 0,7$, untuk $f_y > 250$ MPa.

H = Tinggi total girder (dari serat atas sampai serat bawah)

t_p = Ketebalan pelat lantai

t_h = Tebal bantalan antara pelat lantai dengan serat atas profil baja

Untuk distribusi tekanan plastis dihitung sebagai berikut:

1. Kekuatan tekanan pada pelat lantai C , sama dengan yang paling kecil untuk nilai-nilai yang diberi oleh persamaan berikut:

$$C = 0,85f_c' b_p t_p + (Afy)_c \quad (2.7)$$

Dengan pengertian:

b_p = Lebar pelat lantai efektif

t_p = Ketebalan plat lantai

$(Afy)_c = A$, luas daerah pelat lantai beton yang tertekan, dinyatakan dalam milimeter persegi (mm^2); dan f_y adalah tegangan leleh baja tulangan yang tertekan pada pelat lantai

$$C = (Afy)_{bf} + (Afy)_{tf} + (Afy)_w \quad (2.8)$$

Dengan pengertian:

$(Afy)_{bf} = A$, luas daerah pelat baja serat bawah, dinyatakan dalam milimeter persegi (mm^2); dan f_y adalah tegangan leleh pelat baja serat bawah

$(Afy)_{tf} = A$, luas daerah pelat baja serat atas dan f_y adalah tegangan leleh pelat baja serat atas

$(Afy)_w = A$, luas daerah badan dan f_y adalah tegangan leleh pelat baja serat atas

2. Kedalaman daerah tekan pada pelat lantai a , yang dinyatakan dalam milimeter (mm) dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$a = \frac{C - (Afy)_c}{0,85 f_c b_p} \quad (2.9)$$

3. Ketika kekuatan tekan pada pelat lantai kurang dari nilai yang diberi oleh persamaan diatas, maka bagian serat atas profil baja akan tertekan dengan nilai yang diberi oleh persamaan yang berikut:

$$C' = \frac{\Sigma(Afy) - C}{2} \quad (2.10)$$

4. Penempatan garis netral, di dalam profil baja yang diukur dari puncak profil baja adalah ditentukan sebagai berikut:

Untuk $C < (Afy)_{tf}$,

$$\bar{y} = \frac{C'}{(Afy)_{tf}} t_{tf} \quad (2.11)$$

Untuk $C > (Afy)_{tf}$,

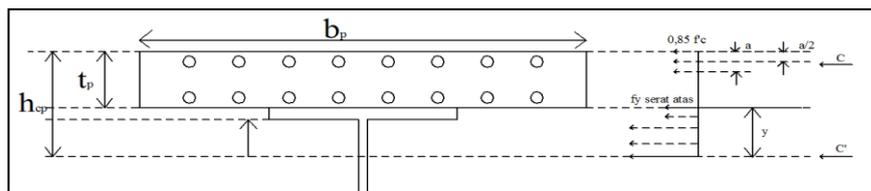
$$\bar{y} = t_f + \frac{C' - (Afy)_{tf}}{(Afy)_w} D \quad (2.12)$$

Dengan pengertian:

y = Garis netral dari serat atas profil pelat baja

t_f = Ketebalan profil pelat baja pada daerah serat atas

D = Tinggi bersih badan profil baja



Gambar 2.5: Distribusi tegangan plastis.

Untuk kekuatan lentur nominal penampang M_s , harus ditentukan dari rumus sebagai berikut:

1. untuk $h_{cp} \leq h'$

$$M_s = M_p \quad (2.13)$$

2. untuk $h' \leq h_{cp} \leq 5h'$

$$M_s = \frac{5M_p - 0,85M_y}{4} + \frac{0,85M_y - M_p}{4} \chi \frac{h_{cp}}{h'} \quad (2.14)$$

Dengan pengertian:

M_p = Kekuatan lentur nominal penampang yang ditentukan dengan teori plastis sederhana

M_y = Momen kapasitas pada saat terjadi leleh pertama pada gelagar baja komposit akibat momen positif, $f_y \cdot Z$

Z = Modulus penampang bagian profil gelagar yang tertarik, dan untuk transformasi penampang beton menjadi baja dapat digunakan modulus rasio, n .

H = Tinggi total girder dari serat atas sampai serat bawah

t_p = Ketebalan pelat lantai, dinyatakan dalam milimeter

t_h = Tebal bantalan antara pelat lantai dengan serat atas profil baja

- b. Penampang tidak kompak

Penampang tidak kompak adalah suatu dimana serat-serat tertekan akan menekuk setempat setelah mencapai tegangan leleh, tetapi sebelum pengerasan regangan. Penampang tidak kompak memiliki daktilitas terbatas dan mungkin tidak mampu mengembangkan kekuatan lentur plastis penuh. Untuk penampang yang memenuhi $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, kuat lentur nominal penampang ditentukan sebagai berikut:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \quad (2.15)$$

Dengan pengertian:

M_p = Momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh disebut juga momen lentur plastis penampang

M_r = Momen batas tekuk, M_{cr} , jika $\lambda = \lambda_r$, (N-mm)

λ = Parameter kelangsingan

λ_r = Batas maksimum parameter kelangsingan penampang tidak kompak

λ_p = Batas maksimum parameter kelangsingan untuk penampang kompak

2.5.1.3 Daerah momen negatif

a. Penampang kompak

Untuk penampang komposit kompak dalam daerah momen negatif dengan gelagar tanpa menggunakan pengaku badan memanjang dan tanpa lubang pada pelat sayap profil baja yang tertarik serta sumbu garis netral momen plastis berada di atas bagian badan, harus direncanakan memenuhi persyaratan. Untuk kekuatan lentur nominal penampang M_s , harus menghitung resultan momen pada distribusi tegangan plastis penuh dan memperhitungkan tulangan baja pelat lantai komposit.

b. Penampang tidak kompak

Dalam daerah momen negatif dimana lantai beton mengalami tarik, penampang tarik harus direncanakan sesuai dengan persyaratan, tergantung pada kelangsingan penampang.

2.5.2 Gelagar hibrida

Kekuatan lentur nominal penampang M_s , atau momen efektif kedua dari luas, I_{se} , I_{pe} dan I_{te} , dari gelagar hibrid harus ditentukan dengan mengalikan nilai relevan yang diperoleh dari sub-pasal 2.4.1. Dalam daerah momen positif dimana lantai beton berada dalam tekanan boleh dianggap bahwa lantai beton mengadakan tahanan menerus pada flens atas dari gelagar baja. Dalam hal ini, penampang komposit harus direncanakan yang sesuai, dengan faktor reduksi, α_h , untuk penampang tidak simetris.

2.5.3 Kekuatan lentur dengan penahan lateral penuh

Kekuatan lentur nominal gelagar dari segmen dengan penahan lateral penuh harus diambil sebagai kekuatan lentur nominal penampang pada potongan kritikal.

2.5.4 Kekuatan lentur tanpa penahan lateral penuh

Kekuatan lentur gelagar dari segmen tanpa sokongan lateral penuh harus ditentukan dengan mengabaikan pengaruh lantai beton.

2.6 Kapasitas geser vertikal

Kapasitas geser vertikal penampang komposit harus ditentukan hanya untuk penampang baja, dengan mengabaikan setiap aksi komposit.

2.7 Permasalahan cara pelaksanaan

Dalam peninjauan kekuatan dan kekakuan balok komposit perlu diperhatikan cara pelaksanaan seperti *unshored* dan *shored construction*.

2.8 Perencanaan hubungan geser

2.8.1 Umum

Hubungan geser dan tulangan melintang harus disediakan sepanjang gelagar untuk menyalurkan gaya geser memanjang dan gaya pemisah antara lantai beton dan gelagar baja, dengan mengabaikan pengaruh ikatan antara kedua bahan tersebut.

2.8.2 Cara perencanaan

Geser memanjang per satuan panjang gelagar komposit V_L^* harus ditentukan dengan cara sebagai berikut:

- a. Untuk cara perencanaan keadaan batas

$$V_L^* = \frac{V^* A_t Y_c}{I_t} \quad (2.16)$$

Dengan pengertian:

V_L^* = Gaya geser longitudinal rencana persatuan panjang pada salah satu keadaan batas ultimit atau keadaan batas kelayanan

V^* = Gaya geser rencana untuk keadaan batas sesuai akibat lentur pada potongan yang ditinjau

b. Untuk rencana tegangan kerja

$$V_L = \frac{V A_t Y_c}{I_t} \quad (2.17)$$

Dengan pengertian:

V_L = Gaya geser longitudinal rencana persatuan panjang pada rencana beban tegangan kerja

V = Gaya geser rencana pada beban tegangan kerja, akibat lentur pada potongan yang ditinjau

Dalam kedua kasus:

A_t = Luas transformasi dari lantai beton, diperhitungkan untuk lebar efektif

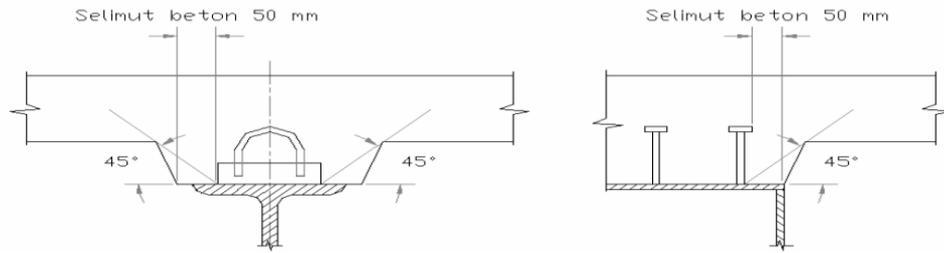
Y_c = Jarak garis netral penampang komposit terhadap titik berat luas A_t

I_t = Momen kedua dari luas penampang komposit transformasi, menganggap beton tanpa retak dan memperhitungkan lebar efektif lantai.

Apabila momen kedua dari luas penampang komposit bervariasi cukup besar sepanjang segmen harus diperhatikan variasi kekakuan dalam perhitungan aliran geser. Hubungan geser sendiri harus direncanakan dengan cara perencanaan keadaan batas.

2.8.3 Detail hubungan geser

- a. Permukaan hubungan yang menahan gaya pemisah (yaitu tepi bawah kepala paku penghubung atau sayap atas dari kanal) harus diteruskan tidak kurang dari 40 mm bersih di atas tulangan melintang bawah, dan tidak kurang dari 40 mm ke dalam daerah tekan sayap dalam daerah momen positif memanjang. Sebagai alternatif, apabila digunakan peninggian beton antara gelagar baja dan dasar lantai, permukaan dari hubungan yang menahan gaya pemisah dapat ditempatkan tidak kurang dari 40 mm.
- b. Bila digunakan peninggian beton antara sayap baja dan dasar lantai beton, sisi peninggian harus berada diluar suatu garis pada 45° dari ujung luar dasar penghubung lihat Gambar 2.6:



Gambar 2.6: Dimensi peninggian.

- c. Tebal bebas selimut beton di atas tepi atas penghubung geser tidak boleh kurang dari 50 mm. Selimut beton bebas horizontal pada tiap penghubung geser juga tidak boleh kurang dari 60 mm.
- d. Bila hubungan geser berada dekat pada ujung memanjang pada lantai beton, tulangan melintang harus disediakan dan harus dijangkar penuh ke dalam beton antara ujung lantai dan baris penghubung yang berdekatan.
- e. Pendetilan penghubung geser harus sedemikian rupa agar beton dapat dipadatkan dengan baik sekeliling dasar penghubung.
- f. Pada ujung suatu kantilever, sebagai contoh dalam kantilever dan bentang struktur gantung, tulangan melintang dan memanjang yang jumlahnya memadai harus ditempatkan berdekatan pada ujung bebas lantai beton untuk menyalurkan beban penghubung geser memanjang ke lantai.
- g. Jarak memanjang antara penghubung tidak boleh lebih besar dari setiap nilai berikut ini:

1. 600 mm
2. Dua kali tebal lantai
3. Empat kali tinggi penghubung

Sebagai alternatif, penghubung dapat ditempatkan dalam kelompok dengan jarak antarkelompok yang lebih besar dari ketentuan penghubung tunggal, dengan syarat telah dipertimbangkan dalam perencanaan masalah di bawah ini:

1. Aliran tidak merata dari geser memanjang.
2. Kemungkinan yang lebih besar akan terjadinya gelincir dan pemisahan antara lantai dan unsur baja.

- h. Kedalaman minimum dari paku penghubung geser dalam tiap arah adalah 75 mm. Kedalaman paku penghubung geser sepanjang sayap sebaiknya tidak kurang dari tingg paku penghubung geser.
- i. Jarak bebas antara ujung sayap gelagar dan ujung penghubung geser tidak boleh kurang dari 25 mm.
- j. Diameter paku penghubung yang dilas pada pelat sayap tidak boleh melebihi:
 1. 1,5 kali tebal pelat sayap bila pelat sayap memikul tegangan tarik, atau
 2. 2,0 kali tebal pelat sayap bila tidak terdapat tegangan tarik.
- k. Panjang kaki dari sambungan las jenis penghubung lain pada pelat sayap tidak boleh melebihi setengah tebal pelat sayap. Kanal penghubung geser harus mempunyai paling sedikit 5 mm las sudut yang ditempatkan sepanjang tumit dan kaki kanal (pengadaan tersebut melarang pemasangan kanal penghubung geser pada pelat dengan tebal kurang dari 10 mm).
- l. Jarak antara batang tulangan bawah yang direncanakan harus kurang dari empat kali proyeksi vertikal penghubung diatas dasar tulangan melintang.

2.8.4 Perencanaan penghubung geser

2.8.4.1 Umum

Penghubung geser harus direncanakan agar memenuhi Keadaan Batas Layan sesuai subpasal 2.8.4.2. Perencanaan fatik penghubung harus sesuai dengan pembebanan fatigue bersama dengan persyaratan sub-pasal 2.8.4.3 yang resmi. Kecuali yang disyaratkan dalam sub-pasal 2.8.4.3, tidak perlu diadakan pemeriksaan kekuatan statik penghubung geser pada Keadaan Batas Kekuatan Ultimit. Kekuatan geser statik nominal dari paku dan kanal penghubung yang dilas pada gelagar.

2.8.4.2 Perencanaan untuk geser memanjang

Gaya geser memanjang rencana per satuan panjang, V_L^* , harus memenuhi:

$$V_L^* < \phi V_{LS} \quad (2.18)$$

$$V_{LS} = 0,55 n V_{SU} \quad (2.19)$$

Dengan pengertian:

ϕ = Faktor reduksi.

n = Jumlah penghubung geser persatuan panjang

V_{SU} = Kekuatan geser statik dari penghubung, ukuran dan jarak antara penghubung dapat dipertahankan konstan pada setiap panjang dimana gaya geser rencana maksimum per satuan panjang tidak melebihi kapasitas geser dengan lebih dari 10%. Ukuran dan jarak antara penghubung geser pada ujung tiap bentang harus dipertahankan untuk paling sedikit 10% panjang tiap bentang.

2.8.4.3 Perencanaan untuk geser dan tarik antar permukaan

Bila penghubung geser memikul tarik langsung berarti yang dapat dihitung akibat salah satu:

- Gaya yang cenderung memisahkan lantai dari gelagar, atau
- Momen melintang pada kelompok penghubung yang dihasilkan oleh lentur melintang dari lantai, khususnya dalam daerah diafragma atau ikatan melintang. Maka pengikat tambahan, yang cukup terjangkau, harus disediakan untuk menahan gayagaya tersebut. Sebagai alternatif, paku penghubung geser dapat digunakan dengan syarat:

- Gaya geser total rencana antar permukaan per satuan panjang pada Keadaan Batas Ultimit memenuhi:

$$V_L^* < \phi n \left(V_{su} - \frac{N^*}{\phi \sqrt{3}} \right) \quad (2.20)$$

- Ketentuan fatik harus terpenuhi untuk umur rencana struktur. Nilai gaya geser longitudinal rencana, V^* , yang digunakan untuk perhitungan batas variasi geser harus diambil sesuai rumus berikut ini:

$$V^* = \sqrt{(V^*)^2 + \left(\frac{N^*}{3} \right)^2} \quad (2.21)$$

Dengan pengertian:

ϕ = Faktor reduksi

n = Jumlah penghubung geser persatuan panjang

V_{SU} = Kekuatan geser statik dari penghubung

N = Tarik aksial rencana per satuan pajang pada keadaan batas ultimit

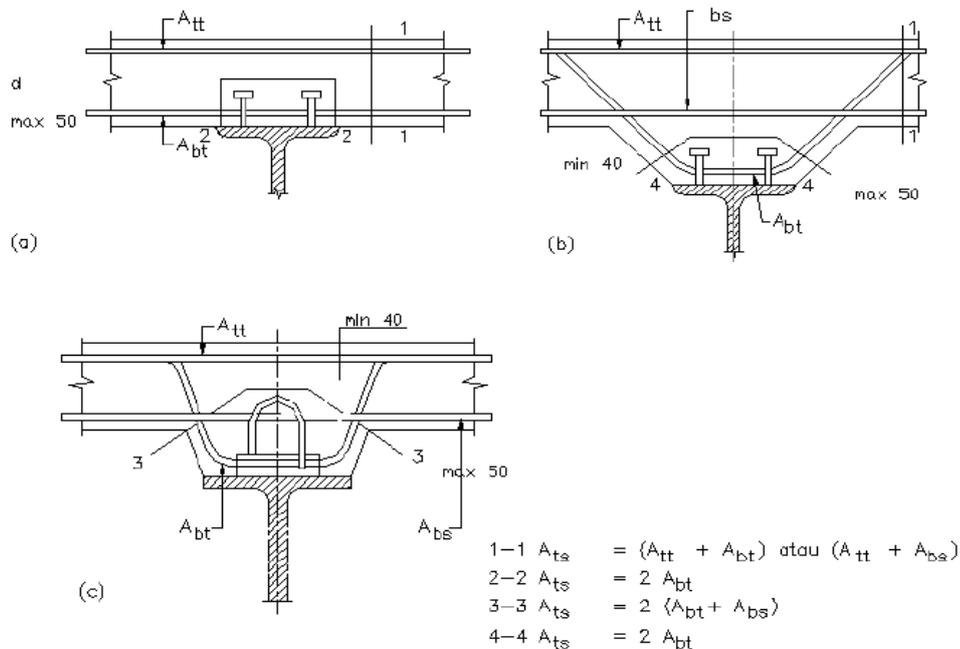
2.8.5 Perencanaan tulangan melintang

2.8.5.1 Umum

Tulangan melintang terhadap gelagar baja harus disediakan, untuk memotong kedua sisi bidang keruntuhan geser memanjang yang mungkin terjadi bidang geser.

Tulangan melintang harus dijangkar pada kedua sisi bidang geser. Gaya yang dihitung dalam baja tulangan pada setiap penampang harus disalurkan pada masing-masing sisi dari penampang tersebut.

Ukuran dan jarak antara tulangan melintang pada ujung tiap bentang harus dipertahankan untuk minimal 10% panjang tiap bentang. Di lain tempat, ukuran dan jarak antara tulangan melintang dapat dipertahankan konstan pada tiap panjang dimana gaya geser maksimum per satuan panjang tidak melebihi kapasitas geser dengan lebih dari 10%.



Gambar 2.7: Bidang geser dan tulangan melintang.

2.8.5.2 Perencanaan untuk geser antar permukaan

Gaya geser total rencana antar permukaan per satuan panjang V_L^* pada Keadaan Batas Ultimit di setiap bidang geser melalui beton harus memenuhi salah satu dari rumus berikut ini:

$$V_L^* < 0,9 b_{sh} + 0,7 f_{ry} \frac{A_{ts}}{1000} \quad (2.22)$$

$$V_L^* < 0,15 b_{sh} f_c' \quad (2.23)$$

Dengan pengertian:

A_{ts} = Luas penampang dari tulangan melintang per satuan panjang gelagar

b_{sh} = Lebar bidang geser yang ditinjau

f_{ry} = Kekuatan leleh karakteristik tulangan melintang

f_c' = Kekuatan karakteristik beton

Dalam gelagar dengan peninggian, paling sedikit 50% dari tulangan yang diperlukan untuk memenuhi mengikat bidang geser melalui peninggian (bidang 3-3 dan 4-4 dalam Gambar 2.7) harus ditempatkan pada tepi bawah lantai atau peninggian. Tulangan bawah tersebut harus mempunyai jarak bersih maksimum sebesar 50 mm terhadap permukaan terdekat dari gelagar baja.

Bila kedalaman peninggian tidak melebihi, 50 mm, tulangan pada tepi bawah lantai dapat termasuk dengan syarat ditempatkan pada:

- Jarak bersih minimum sebesar 40 mm di bawah permukaan dari tiap penghubung geser yang menahan gaya angkat, dan
- Jarak bersih maksimum sebesar 80 mm terhadap permukaan terdekat dari gelagar baja.

2.8.5.3 Interaksi antara geser antar permukaan dan lentur melintang

Untuk bidang geser yang melewati seluruh tinggi penuh dari lantai, interaksi geser antar permukaan dan lentur melintang boleh diabaikan. Dalam gelagar tanpa peninggian di mana lentur melintang menyebabkan tarik dalam daerah penghubung geser, gaya geser antar permukaan per satuan panjang, V_L^* (kN/m) pada tiap bidang geser melalui beton harus memenuhi rumus berikut:

$$V_L^* < 0,9 b_{sh} + 1,4 f_{ry} \frac{A_{ts}}{1000} \quad (2.24)$$

Dalam gelagar tanpa peninggian dimana lentur melintang menyebabkan tekan dalam daerah penghubung geser gaya geser antar permukaan per satuan panjang, V_L^* pada tiap bidang geser melalui beton harus memenuhi rumus berikut:

$$V_L^* < 0,9 b_{sh} + 0,7 f_{ry} \frac{A_{ts}}{1000} + 1,6 N_t^* \quad (2.25)$$

Dengan pengertian:

A_{bv} = Luas penampang dari tulangan melintang per satuan panjang gelagar yang ditempatkan pada tepi bawah lantai atau peninggian

N_t^* = Gaya tarik minimum per satuan panjang gelagar dalam tulangan melintang pada tepi atas lantai, akibat lentur melintang dalam lantai

Untuk gelagar dengan peninggian yang memikul lentur melintang, tidak perlu diperhitungkan interaksi geser antar permukaan dan lentur melintang dengan syarat sisi peninggian berada diluar suatu garis pada 45° dari ujung luar penghubung seperti ditunjukkan dalam Gambar 2.7.

2.8.5.4 Tulangan melintang minimum

Luas penampang total per satuan panjang gelagar (mm^2/m), dari tulangan lantai yang melintang pada gelagar baja harus memenuhi:

$$A_{te} > \frac{800 d_s}{f_{ry}} \quad (2.26)$$

Dengan pengertian:

d_s = Tinggi lantai beton yang membentuk flens gelagar komposit

Tidak kurang dari 50% luas tulangan tersebut harus ditempatkan dekat tepi bawah lantai sehingga memenuhi ketentuan A_{bv} , yang diberikan sub-pasal 2.8.5.3. Bila panjang bidang keruntuhan geser yang mungkin sekeliling penghubung (bidang geser 2-2 dalam gambar 2.7) adalah lebih dari dua kali tebal lantai, penambahan tulangan pada yang diperlukan untuk lentur harus disediakan pada tepi bawah lantai (melintang terhadap gelagar baja) untuk mencegah retak

memanjang sekitar penghubung. Luas penampang tulangan tambahan tersebut per satuan panjang gelagar tidak boleh kurang dari A_{te} .

2.8.5.5 Tulangan melintang minimum dalam gelagar dengan peninggian

Luas penampang per satuan panjang gelagar (mm^2/m), dari tulangan melintang pada daerah peninggian harus memenuhi:

$$A_{bv} > \frac{400 b_{sh}}{f_{ry}} \quad (2.27)$$

Dengan pengertian:

b_{sh} = Panjang bidang keruntuhan geser yang mungkin sekeliling penghubung (lihat bidang geser jenis 3-3 atau 4-4 pada Gambar 2.7).

2.8.5.6 Pemberhentian tulangan melintang

Tulangan melintang yang disediakan untuk menahan geser antar permukaan dapat dihentikan dengan menganggap bahwa gaya geser antar permukaan, V_L , berkurang secara linier, dalam arah melintang, dari nilai maksimum bidang geser sampai nol pada salah satu tempat dibawah ini:

- a. Ujung bebas dari lantai
- b. Garis tengah antara gelagar berdekatan

2.9 Komponen dan penahan melintang

Sistem komponen dan penahan melintang yang cukup harus disediakan antara unsur-unsur agar menjamin bahwa semua beban luar dan pengaruh beban dapat disalurkan kepada struktur pendukung, dan bahwa penahan yang memadai disediakan di mana penahan demikian dianggap ada dalam perencanaan.

2.10 Peraturan gempa yang dimodifikasi

2.10.1 Cara analisi tahan gempa

Analisis seismik rinci tidak harus dilakukan untuk jembatan dengan bentang tunggal sederhana. Bagaimanapun disyaratkan panjang perletakan minimum serta

hubungan antara bangunan atas dan bangunan bawah direncanakan menahan gaya inersia yaitu perkalian antara reaksi beban mati dan koefisien gempa.

Berdasarkan SNI 2833:2008, pilihan prosedur perencanaan tergantung pada tipe jembatan, besarnya koefisien akselerasi gempa dan tingkat kecermatan. Terdapat empat prosedur analisis (lihat Gambar 2.7), dimana prosedur 1 dan 2 sesuai untuk perhitungan tangan dan digunakan untuk jembatan beraturan yang terutama bergetar dalam moda pertama. Prosedur 3 dapat diterapkan pada jembatan tidak beraturan yang bergetar dalam beberapa moda sehingga diperlukan program analisis rangka ruang dengan kemampuan dinamis (lihat Tabel 2.2 dan Tabel 2.3). Prosedur 4 diperlukan untuk struktur utama dengan geometrik yang rumit dan atau berdekatan dengan patahan gempa aktif.



Gambar 2.8: Prosedur analisis tahan gempa.

Tabel 2.2: Kategori kinerja seismik.

Koefisien percepatan puncak di batuan dasar (a/g)	Klasifikasi kepentingan I (jembatan utama dengan faktor keutamaan 1,25)	Klasifikasi kepentingan II (jembatan utama dengan faktor keutamaan 1)
>0,30	D	C
0,20-0,29	C	B
0,11-0,19	B	B
<0,10	A	A

Tabel 2.3: Prosedur analisis berdasarkan kategori kinerja seismik (A-D).

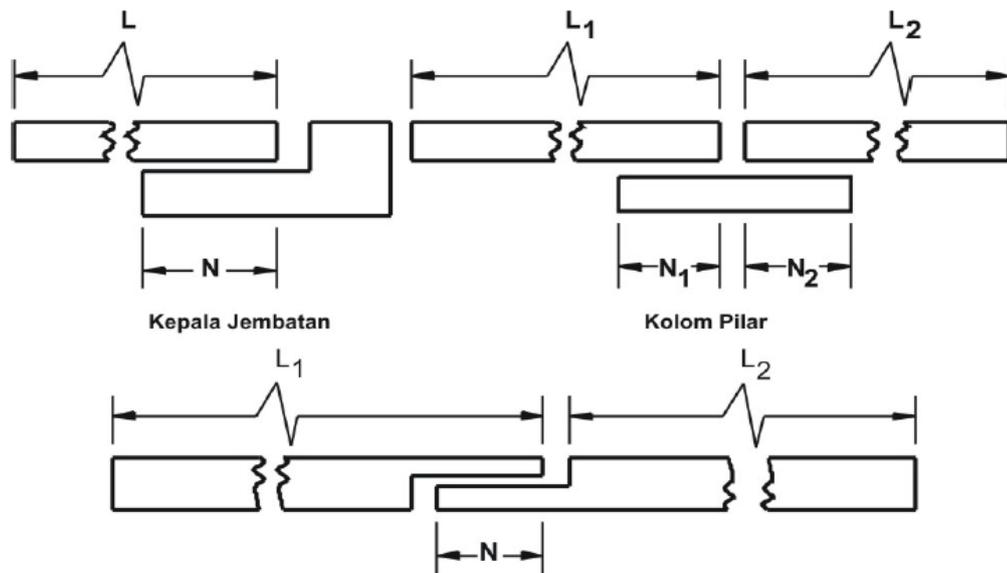
Jumlah bentang	D	C	B	A
Tunggal sederhana	1	1	1	-
2 atau lebih menerus	2	1	1	-
2 atau lebih dengan 1 sendi	3	2	1	-
2 atau lebih dengan 2 atau lebih sendi	3	3	1	-
Struktur rumit	4	3	2	1

Tabel 2.4: Faktor modifikasi respon (R_d) untuk kolom dan hubungan dengan bangunan bawah.

	Kolom atau pilar	Penghubung (connection) bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (b)	Kolom, pilar atau tiang (c)	Sambungan dilatasi
pilar tipe dinding (a)	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1	0,8
kolom tunggal	3-4			
kolom majemuk	5-6			
pile cap beton	2-3			
<p>Catatan:</p> <p>a. Pilar tipe dinding tepat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar.</p> <p>b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor $R_d = 2,5$ untuk hubungan pada kepala jembatan</p> <p>c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom</p>				

Tabel 2.5: Kriteria panjang perletakan minimum (N).

Panjang perletakan minimum, N (mm)	Kategori kinerja seismik
$N = (203 + 1,67 L + 6,66 H) (1 + 0,00125 S^2)$	A Dan B
$N = (305 + 2,5 L + 10H) (1 + 0,00125 S^2)$	C Dan D
<p>Catatan :</p> <ul style="list-style-type: none"> - L adalah panjang lantai jembatan (m) - H adalah tinggi rata-rata dari kolom (m), sama dengan nol untuk bentang tunggal sederhana. - S adalah sudut kemiringan / skew perletakan (derajat). 	



Sambungan antar bentang
Hubungan dilatasi atau ujung pelat lantai jembatan

Gambar 2.9: Dimensi panjang dukungan perletakan minimum.

2.10.2 Koefisien geser dasar (base shear)

Koefisien geser dasar elastis dan plastis berdasarkan program 'Shake' dari *California Transportation Code* ditentukan dengan rumus dan Gambar 2.10 sebagai berikut:

$$C_{elastis} = A.R.S \quad (2.28)$$

$$C_{plastis} = \frac{A.R.S}{Z} \quad (2.29)$$

Dengan pengertian:

$C_{elastis}$ = Koefisien geser dasar tanpa faktor daktilitas dan risiko (Z)

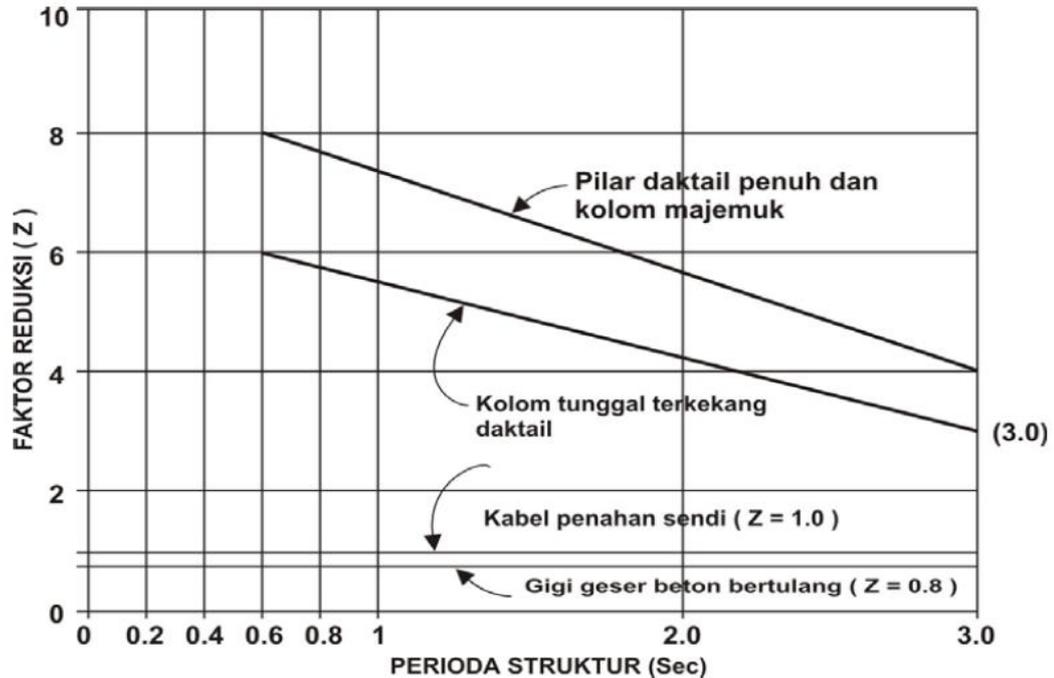
$C_{plastis}$ = Koefisien geser dasar termasuk faktor daktilitas dan risiko (Z)

A = Percepatan/akselerasi puncak PGA di batuan dasar (g)

R = Respon batuan dasar

S = Amplifikasi di permukaan sesuai tipe tanah

Z = Faktor reduksi sehubungan daktilitas dan risiko



Gambar 2.10: Faktor reduksi pengaruh daktilitas dan risiko(Z).

Dengan menghilangkan faktor Z dari spektra respon, diperoleh koefisien geser dasar elastis yang memberikan kebebasan untuk menentukan tingkat daktilitas serta tingkat plastis. Spektra tanpa faktor Z digunakan dalam analisis dinamis, karena versi spektra yang telah direduksi akan membingungkan. Analisis dinamis menggunakan faktor reduksi R_d (lihat Tabel 2.4) sebagai pengganti faktor Z .

Berdasarkan SNI 2833-2008, koefisien geser dasar elastis ($A.R.S$) diturunkan untuk percepatan/akselerasi puncak (PGA) wilayah gempa Indonesia dari respon spektra “*Shake*” sesuai konfigurasi tanah (lihat Gambar 2.10). Perkalian tiga faktor A , R dan S menghasilkan spektra elastis dengan 5% redaman. Konfigurasi tanah terbagi dalam tiga jenis: tanah teguh dengan kedalaman batuan (0 m sampai dengan 3 m), tanah sedang dengan kedalaman batuan (3 m sampai dengan 25 m), tanah lembek dengan kedalaman batuan melebihi 25 m. Fondasi pada tanah lembek harus direncanakan lebih aman dari fondasi pada tanah baik. Koefisien geser dasar C elastis juga dapat ditentukan Pers. 2.30 berikut:

$$C_{elastis} = \frac{1,2.A.S}{T^{2/3}} \text{ dengan syarat } C_{elastis} < 2,5.A \quad (2.30)$$

Dengan pengertian:

A = Akselerasi puncak dibatuan dasar (g)

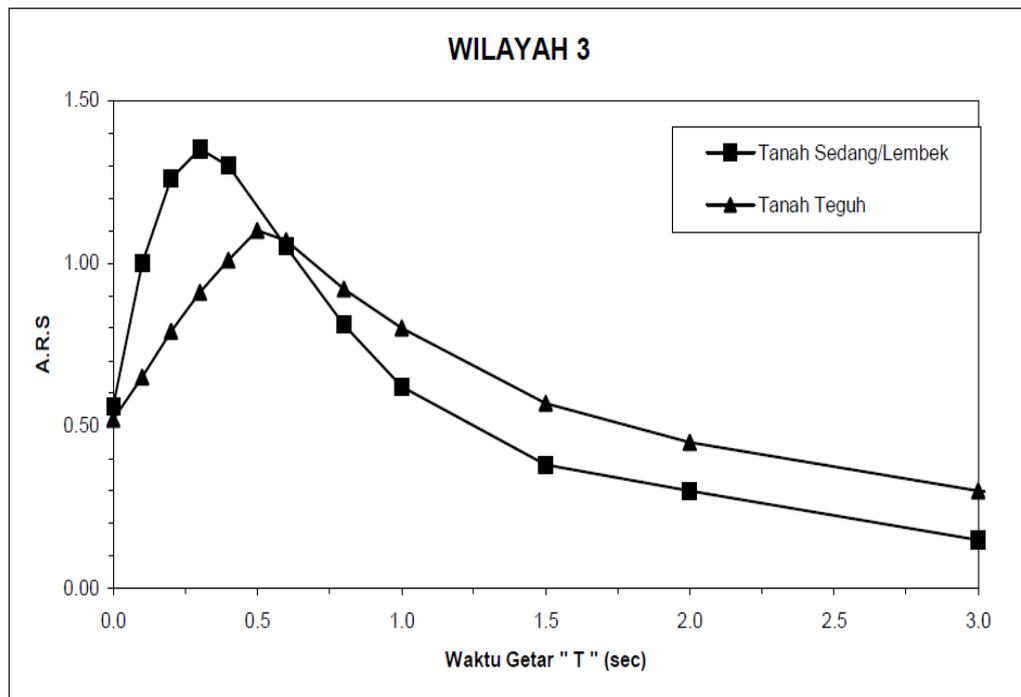
T = Prioda alami struktur (detik)

S = Koefisien tanah

Tabel 2.6: Koefisien tanah (S).

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1= 1,0$	$S_2= 1,2$	$S_3= 1,5$

Peraturan gempa yang selama ini berlaku, menggunakan koefisien geser dasar plastis ($A.R.S/Z$) dimana termasuk faktor daktilitas rata-rata sebesar 4 dan faktor risiko 1 serta redaman 5%, sehingga langsung dapat digunakan oleh perencana dalam menentukan nilai koefisien gempa untuk analisis statis.



Gambar 2.11: Koefisien geser dasar(C) elastis untuk analisi dinamis, priode ulang 500 tahun.



Gambar 2.12: Wilayah gempa indonesia priode 500 tahun.

2.11 Prinsip analisis riwayat waktu

2.11.1 Umum

Analisis dinamis diperlukan sebagai verifikasi, bila kinerja struktur terhadap gempa tidak diwakili sepenuhnya oleh prosedur perhitungan statis dan semi dinamis (lihat Tabel 2.2).

Analisis dinamis perlu dipertimbangkan untuk tipe jembatan dengan kinerja rumit sebagai berikut:

- a. Bentang utama melebihi 200 m.
- b. Jembatan fleksibel dengan periode panjang yang melebihi 1,5 detik.
- c. Jembatan dengan pilar tinggi yang melebihi 30 m.
- d. Jembatan pelengkung dengan lantai di atas, struktur kabel (*cable-stayed*) jembatan gantung, jembatan yang menggunakan isolasi dasar.

2.11.2 Cara analisis dinamis

Berdasarkan SNI 2833:2008, cara yang digunakan untuk analisis dinamis adalah cara respon spektra berdasarkan analisis riwayat waktu dan analisis moda,

serta cara integral langsung yang menggunakan rumus pergerakan *equation of motion*.

Untuk analisis riwayat waktu diperlukan data gempa besar tipikal yang umumnya terjadi di luar lokasi jembatan. Gerakan gempa masukan berupa gelombang akselerasi dengan amplitudo yang dimodifikasi berdasarkan wilayah frekuensi (*frequency zone*) sehingga sesuai akselerasi standar respon spektra. Gempa tipikal harus dipilih berdasarkan kondisi tanah dan topografi yang serupa dengan lokasi jembatan, sehingga dapat dilakukan modifikasi amplitudo.

Gempa masukan di permukaan tanah anggapan dimodifikasi dengan rumus berikut:

$$S = c_D \cdot S_o \quad (2.31)$$

Dengan pengertian:

S = Akselerasi gempa masukan (g)

c_D = Faktor modifikasi nilai redaman terhadap standar 5% sesuai konstanta redaman moda h_i ,

S_o = Akselerasi wilayah gempa dari respon spektra (g).

$$c_D = \frac{1,5}{40^{h_i+1}} + 0,5 \quad (2.32)$$

Dengan pengertian:

h_i = Konstanta redaman moda

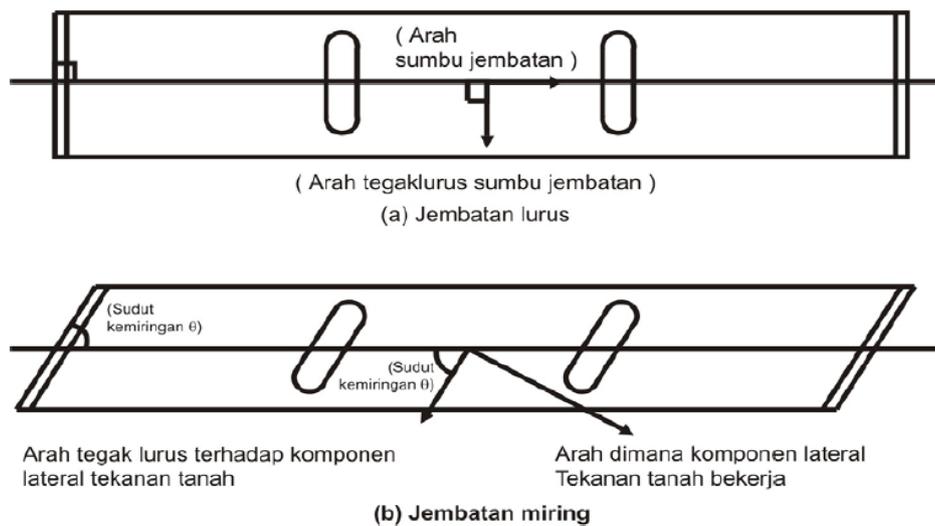
Bilamana analisis dinamis menunjukkan hasil yang jauh lebih kecil dari analisis statis, maka perencanaan seismik umumnya didasarkan pada hasil analisis statis.

2.12 Pengaruh gaya inersia

Gaya inersia diperhitungkan pada setiap unit getar rencana (*vibration unit*) yang sesuai dengan anggapan struktur untuk periode alami (T) yang dibahas lebih lanjut dalam sub-bab 2.13.

Perencanaan tahan gempa secara plastis (dengan koefisien gempa horizontal rencana) dan secara elasto-plastis (dengan tingkat daktilitas pilihan) menggunakan gaya inersia dalam dua arah horizontal yang saling tegak lurus. Untuk

perencanaan tumpuan juga ditinjau gaya inersia dalam arah vertikal. Gaya inersia dalam dua arah horizontal bekerja umumnya dalam arah sumbu jembatan dan arah tegak lurus sumbu jembatan. Tetapi bila arah komponen horizontal tekanan tanah berlainan dengan arah sumbu jembatan dalam perencanaan bangunan bawah, gaya inersia harus mengikuti arah komponen horizontal tekanan tanah dan arah yang tegak lurus padanya (Gambar 2.13).



Gambar 2.13: Arah gerakan gaya inersia.

Gaya gempa dalam arah ortogonal dikombinasikan sebagai berikut:

- Kombinasi beban 1: 100% gaya gerakan memanjang ditambah 30% gaya gerakan melintang.
- Kombinasi beban 2: 100% gaya gerakan arah melintang ditambah 30% gerakan arah memanjang.

2.13 Perumusan prioda alami jembatan

Berdasarkan SNI 2833:2008, rumus prioda alami ditentukan berdasarkan sistem dinamis dengan satu derajat kebebasan tunggal sebagai berikut:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (2.33)$$

Dengan pengertian:

W = Berat bangunan bawah jembatan dan bagian bangunan atas yang dipikul (tf),

K = Konstanta kekakuan (tf/m),

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

Bila gaya W bekerja dalam arah horizontal, deformasi simpangan horizontal δ pada bangunan atas menjadi sebagai berikut:

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

$$\text{Sehingga } T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} = 2\pi \sqrt{\frac{\delta}{g}} = 2,01 \sqrt{\delta} \quad (2.34)$$

Bila unit getar rencana terdiri dari satu bangunan bawah dan bagian bangunan atas yang didukungnya, prioda alami dihitung dengan rumus empiris sebagai berikut:

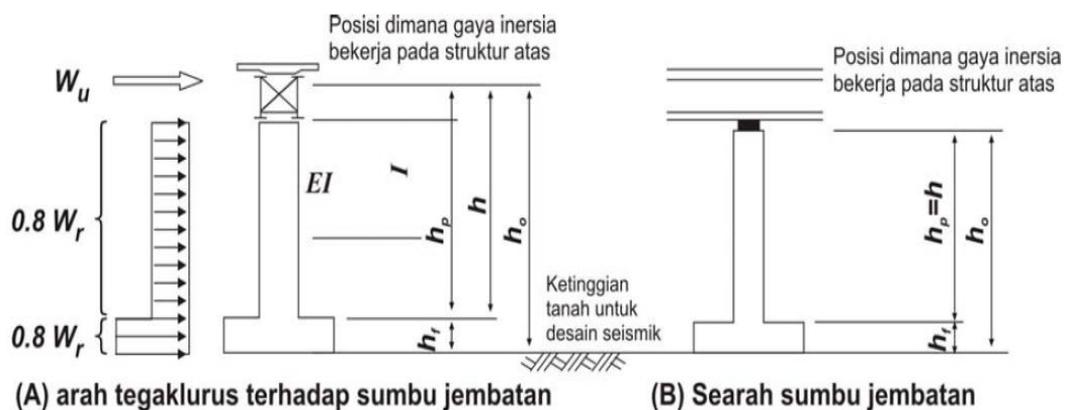
$$T = 2,01 \sqrt{\delta} \quad (2.35)$$

Dengan pengertian:

T = Prioda alami dari unit getar rencana (detik)

δ = Simpangan pada kedudukan gaya inersia bangunan atas

Dalam perhitungan prioda alami digunakan teori getaran moda tunggal (Gambar 2.14):



Gambar 2.14: Model perhitungan prioda alami (mode tunggal).

2.14 Filosofi perencanaan (Pembebanan)

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, persamaan dibawah harus dipenuhi untuk semua pengaruh gaya yang bekerja beserta kombinasinya, tidak tergantung dari jenis analisis yang digunakan. Setiap komponen dan sambungan harus memenuhi persamaan untuk setiap keadaan batas. Untuk keadaan batas layan dan ekstrem, faktor tahanan harus diambil sebesar 1, kecuali untuk baut yang ditentukan dalam perencanaan jembatan baja, serta kolom-kolom beton pada zona gempa 2, 3, dan 4 yang ditentukan dalam perencanaan jembatan beton. Seluruh keadaan batas harus dianggap memiliki tingkat kepentingan yang sama besar.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i < \phi R_n = R_r \quad (2.36)$$

Dengan memperhatikan hal-hal sebagai berikut:

Untuk beban-beban dengan nilai maksimum γ_1 lebih sesuai maka:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I > 0,95 \quad (2.37)$$

Untuk beban-beban dengan nilai minimum γ_1 lebih sesuai maka:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} < 1 \quad (2.38)$$

Keterangan:

- γ_i = Faktor beban ke -i
- η_I = Faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas, redundansi, dan klasifikasi operasional
- η_D = Faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas
- η_R = Faktor pengubah respons berkaitan dengan redundansi
- η_I = Faktor pengubah respons berkaitan dengan klasifikasi operasional
- Q_i = Pengaruh gaya
- R_n = Tahanan nominal

R_r = Tahanan terfaktor

2.14.1 Keadaan batas 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.

2.14.2 Keadaan batas fatik dan fraktur

Keadaan batas fatik disyaratkan agar jembatan tidak mengalami kegagalan akibat fatik selama umur rencana. Untuk tujuan ini, perencana harus membatasi rentang tegangan akibat satu beban truk rencana pada jumlah siklus pembebanan yang dianggap dapat terjadi selama umur rencana jembatan. Keadaan batas fraktur disyaratkan dalam perencanaan dengan menggunakan persyaratan kekuatan material sesuai spesifikasi.

Berdasarkan SNI 1725-2016, keadaan batas fatik dan fraktur dimaksudkan untuk membatasi penjalaran retak akibat beban siklik yang pada akhirnya akan menyebabkan terjadinya kegagalan fraktur selama umur desain jembatan.

2.14.3 Keadaan batas kekuatan

Keadaan batas kekuatan disyaratkan dalam perencanaan untuk memastikan adanya kekuatan dan kestabilan jembatan yang memadai, baik yg sifatnya lokal maupun global, untuk memikul kombinasi pembebanan yang secara statistik mempunyai kemungkinan cukup besar untuk terjadi selama masa layan jembatan. Pada keadaan batas ini, dapat terjadi kelebihan tegangan ataupun kerusakan struktural, tetapi integritas struktur secara keseluruhan masih terjaga.

2.14.4 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 priode ulang yang lebih besar secara signifikan dibandingkan dengan umur rencana jembatan.

2.14.5 Daktilitas

Sistem struktur jembatan harus diproporsi dan didetailkan agar diperoleh perilaku deformasi inelastik pada keadaan batas ultimit dan ekstrem sebelum mengalami kegagalan. Perangkat disipasi (energi yang hilang dari suatu sistem, berubah menjadi energi lain yang tidak menjadi tujuan suatu sistem) energi gempa dapat digunakan untuk menggantikan sistem pemikul beban gempa konvensional beserta metodologi perencanaan tahan gempa yang dimuat dalam Peraturan Perencanaan Gempa untuk Jembatan.

Untuk keadaan batas ultimit maka:

$\eta_D = 1,05$ untuk komponen tidak daktil dan sambungan

$\eta_D = 1,00$ untuk perencanaan konvensional serta pendetailan yang mengikuti peraturan ini

$\eta_D = 0,95$ untuk komponen-komponen dan sambungan yang telah dilakukan tindakan tambahan untuk meningkatkan daktilitas lebih dari yang disyaratkan oleh peraturan ini

Untuk keadaan batas lain termasuk keadaan batas ekstrem (gempa) maka: $\eta_D = 1$

2.14.6 Redundansi (prediksi)

Alur gaya mejemuk dan struktur menerus harus digunakan kecuali terdapat alasan kuat yang mengharuskan untuk tidak menggunakan struktur tersebut.

Untuk keadaan batas ultimit maka:

$\eta_R = 1,05$ untuk komponen non redundan

$\eta_R = 1,00$ untuk komponen redundansi konvensional

$\eta_R = 0,95$ untuk komponen dengan redundansi melampaui kontinuitas girder dan penampang torsi tertutup

Untuk keadaan batas lain termasuk keadaan batas ekstrem (gempa) maka: $\eta_R = 1$

2.14.7 Kepentingan operasional

Pemilik pekerjaan dapat menetapkan suatu jembatan atau elemen struktur dan sambungannya sebagai prioritas operasional. Pengklasifikasian harus dilakukan

oleh otoritas yang berwenang terhadap jaringan transportasi dan mengetahui kebutuhan operasional.

Untuk keadaan batas ultimit maka:

$\eta_I = 1,05$ untuk jembatan penting atau sangat penting

$\eta_I = 1,00$ untuk jembatan tipikal

$\eta_I = 0,95$ untuk jembatan kurang penting

Untuk keadaan batas lain termasuk keadaan batas ekstrem (gempa) maka: $\eta_I = 1$

2.14.8 Kelompok pembebanan dan simbol untuk beban

Berdasarkan SNI 1725-2016, beban permanen dan transien sebagai berikut harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan:

- Beban permanen

MS = Beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan

MA = Beban mati perkerasan dan utilitas

TA = Gaya horizontal akibat tekanan tanah

PL = Gaya-gaya yang terjadi pada struktur jembatan yang disebabkan oleh proses pelaksanaan, termasuk semua gaya yang terjadi akibat perubahan statika yang terjadi pada konstruksi segmental

- Beban transien

SH = Gaya akibat susut/rangkak

TB = Gaya akibat rem

TR = Gaya sentrifugal

TC = Gaya akibat tumbukan kendaraan

TV = Gaya akibat tumbukan kapal

EQ = Gaya gempa

BF = Gaya friksi

TD = Beban lajur "D"

TT = Beban truk "T"

TP = Beban pejalan kaki

SE = Beban akibat penurunan

ET = Gaya akibat temperatur gradien

EU_z = Gaya akibat temperatur seragam

EF = Gaya apung

EW_s = Beban angin struktural

EW_L = Beban angin pada kendaraan

EU = Beban arus dan hanyutan

2.15 Faktor beban dan kombinasi pembebanan

2.15.1 Faktor beban dan kombinasi pembebanan

Gaya total terfaktor yang digunakan dalam perencanaan harus dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (2.39)$$

Keterangan:

η_i = Faktor pengubah respon

γ_i = Faktor beban

Q_i = Gaya atau beban yang bekerja pada jembatan

Komponen dan sambungan pada jembatan harus memenuhi 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 berkurang 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.

Faktor beban untuk setiap kombinasi pembebanan harus diambil seperti yang ditentukan. Perencana harus menyelidiki bagian parsial dari kombinasi pembebanan yang dapat terjadi harus diinvestigasi dimana setiap beban yang diindikasikan untuk diperhitungkan dalam kombinasi pembebanan harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai. Hasil perkalian harus dijumlahkan sebagaimana ditentukan dalam persamaan diatas dan dikalikan dengan faktor pengubah seperti yang ditentukan.

Faktor beban harus dipilih sedemikian rupa untuk menghasilkan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja. Untuk setiap kombinasi pembebanan harus diselidiki kondisi ekstrem maksimum dan minimum. Dalam kombinasi pembebanan dimana efek salah satu gaya mengurangi efek gaya yang lain, maka harus digunakan faktor beban berkurang 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 komponen jembatan, maka perencana harus memperhitungkan pengaruh faktor beban berkurang (minimum).

Untuk beban akibat temperatur seragam (EU_n), terdapat dua faktor beban. Dalam hal ini nilai terbesar digunakan untuk menghitung deformasi sedangkan nilai terkecil digunakan untuk menghitung semua efek lainnya. Perencana dapat menggunakan $\gamma_{EU_n} = 0,50$ untuk keadaan batas kekuatan asalkan perhitungan dilakukan dengan memakai momen inersia bruto untuk menghitung kekakuan kolom atau pilar. Jika perencana melakukan jenis analisis yang lebih rinci dimana perhitungan dilakukan dengan memakai momen inersia penampang retak yang diperoleh dari hasil analisis untuk menghitung kekakuan kolom atau pilar, maka perencana harus menggunakan $\gamma_{EU_n} = 1,00$ untuk keadaan batas kekuatan. Sama halnya seperti sebelumnya, untuk keadaan batas kekuatan perencana dapat

menggunakan faktor beban = 0,50 untuk γ_{PR} dan γ_{SH} saat menghitung pengaruh masing-masing gaya pada jembatan non-segmental jika perencana menggunakan momen inersi bruto pada waktu menghitung kekakuan kolom atau pilar yang menggunakan struktur beton. Jika kolom atau pilar menggunakan struktur baja, maka harus digunakan faktor beban= 1,00 untuk γ_{EU_n} , γ_{Pr} dan γ_{SH} . Evaluasi global timbunan, serta lereng dengan atau tanpa pondasi dangkal atau pondasi dalam harus diselidiki pada Kondisi Layan I dengan menggunakan faktor tahanan yang berlaku.

Untuk jembatan box girder baja yang memenuhi ketentuan pada Peraturan Perencanaan Jembatan Baja, faktor beban untuk beban kendaraan TT dan TD harus diambil sebesar 2,0.

Faktor beban gradien temperatur (γ_{TG}) ditentukan berdasarkan kondisi pekerjaan. Jika tidak ada hal yang bisa menyebabkan perubahan nilai, maka γ_{TG} dapat diambil sebagai berikut:

- 0,00 : Untuk keadaan batas kekuatan dan keadaan batas ekstrem
- 1,00 : Untuk keadaan batas daya layan dimana beban hidup tidak ada
- 0,50 : Pada keadaan batas daya layan dimana beban hidup bekerja

Faktor beban untuk beban akibat penurunan (γ_{SE}) ditentukan berdasarkan kondisi proyek. Jika tidak ada hal yang bisa menyebabkan perubahan nilai, maka γ_{SE} dapat diambil sebesar 1,0. Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan penurunan pondasi juga harus memperhitungkan kondisi bila penurunan tidak terjadi.

Tabel 2.7: Kombinasi beban dan faktor beban.

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EWS	EWL	BF	EUN	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,80	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,40	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}	-	-	-
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

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

Jika komponen pracetak dan prategang digunakan dan dikombinasikan dengan balok baja, pengaruh dari hal-hal berikut harus diperhitungkan sebagai beban konstruksi (*PL*):

- Friksi antara dek pracetak dan balok baja jika penarikan *strand* longitudinal pada pelat disatukan dengan balok menjadi penampang komposit.
- Gaya induksi pada balok baja dan *shear connector* jika penarikan tendon/*strand* longitudinal pada pelat pracetak dilakukan setelah dek disatukan dengan balok menjadi penampang komposit.
- Pengaruh adanya rangkai dan susut yang berbeda pada balok baja dan pelat beton.
- Pengaruh efek *poisson* yang berbeda pada balok baja dan pelat beton.

Faktor beban γ_{EQ} untuk beban hidup pada keadaan batas ekstrem I harus ditentukan berdasarkan kondisi spesifik jembatan. Sebagai pedoman dapat digunakan faktor γ_{EQ} sebagai berikut:

$$\gamma_{EQ} = 0,5 \text{ (jembatan sangat penting)}$$

$$\gamma_{EQ} = 0,3 \text{ (jembatan penting)}$$

$$\gamma_{EQ} = 0 \text{ (untuk standar)}$$

2.15.2 Faktor beban pada masa konstruksi

2.15.2.1 Evaluasi pada keadaan batas kekuatan

Perencana harus menyelidiki semua kombinasi pembebanan pada keadaan batas kekuatan yang dimodifikasi pada pasal ini. Faktor beban untuk berat sendiri struktur dan kelengkapannya *MS* dan *MA*, tidak boleh diambil kurang dari 1,25 pada waktu melakukan pemeriksaan keadaan batas kekuatan kombinasi I, III dan V selama masa konstruksi. Kecuali ditentukan lain oleh pemilik pekerjaan, faktor beban untuk beban pelaksanaan dan setiap efek dinamis yang terkait harus diambil tidak kurang dari 1,5 untuk keadaan batas kekuatan kombinasi I. Faktor beban untuk beban angin pada Keadaan Batas Kekuatan Kombinasi III tidak boleh kurang dari 1,25.

2.15.2.2 Evaluasi lendutan pada keadaan batas layan

Jika dalam kontrk disebutkan bahwa harus dilakukan evaluasi lendutan selm masa pembangunan, maka harus digunakan keadaan batas daya layan kombinasi I untuk menghitung besarnya lenduutan yang terjadi, kecuali ada ditentukan khusus yang merubah ketentuan ini.

Beban mati akibat peralatan konstruksi harus dianggap sebagai bagian dari beban permanen dan beban hidup yang terjadi selama pelaksanaan harus dianggap sebagai bagian dari beban hidup.

2.15.3 Faktor beban untuk pendongkrakan dan gaya paska tarik

2.15.3.1 Gaya dongkrak

Kecuali ditentukan oleh pemilik pekerjaan, besarnya gaya rencana minimum untuk pendongkrakan adalah 1,3 kali besarnya reaksi akibat beban permanen pada perletakan, diberlakukan pada posisi dengan dongkrak dipasang.

Jika jembatan tidak ditutup untuk lalu lintas selama proses pengangkatan, maka gaya pendongkrakan harus memperhitungkan reaksi yang timbul akibat beban hidup tersebut, konsisten dengan pengaturan lalu lintas selama masa pengangkatan , dikalikan dengan faktor beban untuk beban hidup.

2.15.3.2 Gaya untuk perencanaan zona angkur tendon paska tarik

Gaya rencana minimum yang digunakan dalam perencanaan zona angkur tendon paska tarik adalah 1,2 kali gaya pendongkrakan maksimum.

2.16 Beban permanen

2.16.1 Umum

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 $9,81 \text{ m/detik } m^2$. Besarnya kerapatan massa dan berat ini untuk berbagai macam bahan diberikan dalam Tabel 2.8.

Tabel 2.8: Berat isi untuk beban mati.

No	Bahan	Berat isi (kN/m ³)	Kerapatan massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,00	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,00	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,20	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8 -22,7	1920-2315
5	Beton aspal (<i>aspalt concrete</i>)	22,00	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,5 - 19,6	1250-2000
7	Beton $f_c' < 35$ Mpa	22,0 - 25,0	2320
	$35 < f_c' < 105$ Mpa	$22 + 0,022 f_c'$	$2240 + 2,29 f_c'$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,50	7850
9	Kayu (<i>ringan</i>)	7,80	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,00	1125

Pengambilan kerapatan massa yang besar, aman untuk suatu keadaan batas akan tetapi tidak untuk keadaan yang lainnya. Untuk mengatasi hal tersebut dapat digunakan faktor beban terkurangi. Akan tetapi, apabila kerapatan massa diambil dari suatu jajaran nilai, dan nilai yang sebenarnya tidak bisa ditentukan dengan tepat, perencana harus memilih diantara nilai tersebut yang memberikan keadaan yang paling kritis.

Beban mati jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan non-struktural. Setiap komponen ini harus dianggap suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan faktor faktor beban normal dan faktor beban terkurangi.

2.16.2 Berat sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9: Faktor beban untuk berat sendiri.

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
	Alumunium	1,00	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton Di Cor Di Tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

2.16.3 Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Dalam hal tertentu, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada Tabel 2.9 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 2.10: Faktor beban untuk beban mati tambahan.

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	1,10	0,90
	Khusus (terawasi)	1,00	1,10	0,90

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

2.16.3.1 Ketebalan yang diizinkan untuk pelapisan kembali permukaan

Semua jembatan harus direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali di kemudian hari kecuali ditentukan lain oleh instansi yang berwenang. Lapisan ini harus ditambahkan pada lapisan permukaan yang tercantum dalam gambar rencana.

2.16.3.2 Sarana lain di jembatan

Pengaruh dari alat pelengkap dan sarana umum yang ditempatkan pada jembatan harus dihitung seakurat mungkin. Berat pipa untuk saluran air bersih, saluran air kotor dan lain-lainnya harus ditinjau pada keadaan kosong dan penuh sehingga keadaan yang paling membahayakan dapat diperhitungkan.

2.16.4 Pengaruh tetap pelaksanaan

Pengaruh tetap pelaksanaan adalah beban yang disebabkan oleh metode dan urutan pelaksanaan pekerjaan jembatan. Beban ini biasanya mempunyai kaitan dengan aksi-aksi lainnya, seperti pra-penengangan dan berat sendiri. Dalam hal ini, pengaruh faktor ini tetap harus dikombinasikan dengan aksi-aksi tersebut dengan faktor beban yang sesuai.

Bila pengaruh tetap yang terjadi tidak begitu terkait dengan aksi rencana lainnya, maka pengaruh tersebut harus dimaksudkan dalam batas daya layan dan batas ultimit menggunakan faktor beban sesuai dengan Tabel 2.11.

Tabel 2.11: Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan.

Tipe beban	Faktor beban(γ_{PL})		
	Keadaan Batas Layan(γ_{PL}^S)	Keadaan Batas Ultimit(γ_{PL}^U)	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	1	1	1

2.17 Beban lalu lintas

2.17.1 Umum

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur “D” dan beban truk “T”. Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

Beban truk “T” satu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas dua bidang

kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk “T” diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

Secara umum, beban “D” akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang, sedangkan beban “T” digunakan untuk beban pendek dan rantai kendaraan. Dalam keadaan tertentu beban “D” yang nilai telah diturunkan atau dinaikkan dapat digunakan (lihat pasal 8.5, SNI 1725-2016).

2.17.2 Lajur lalu lintas rencana

Secara umum, jumlah lajur lalu lintas rencana ditentukan dengan mengambil bagian *integer* dari hasil pembagian lebar bersih jembatan (w) dalam mm dengan lebar jalur rencana sebesar 2750 mm. Jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan bisa dilihat dalam Tabel 12. Lajur lalu lintas harus disusun sejajar dengan sumbu memanjang jembatan.

Tabel 2.12: Jumlah lajur lalu lintas rencana.

Tipe jembatan (1)	Lebar bersih jembatan	Jumlah Lajur lalu lintas rencana (n)
Satu jalur	$3,000 < w < 5,250$	1
Dua arah, tanpa median	$5,250 < w < 7,500$	2
	$7,500 < w < 10,000$	3
	$10,000 < w < 12,500$	4
	$12,500 < w < 15,250$	5
	$w > 15,250$	6
Dua arah, dengan median	$5,500 < w < 8,000$	2
	$8,250 < w < 10,000$	3
	$11,000 < w < 13,500$	4
	$13,750 < w < 16,250$	5
	$w > 16,500$	6
Catatan (1): Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi yang berwenang		
Catatan (2): Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dan median untuk banyak arah.		

Berdasarkan Tabel 2.12, bila lebar bersih jembatan antara 3.000 mm sampai 5.000 mm, maka jumlah jalur rencana harus diambil satu lajur lalu lintas rencana dan lebar jalur rencana harus diambil sebagai lebar jalur lalu lintas. Jika jembatan mempunyai lebar bersih antara 5.250 mm dan 7.500 mm, maka jembatan harus direncanakan memiliki dua lajur rencana, masing-masing selebar bersih jembatan dibagi dua. Jika jembatan mempunyai lebar bersih antara 7.750 mm dan 10.000 mm, maka jembatan harus direncanakan memiliki tiga lajur rencana, masing-masing selebar bersih jembatan dibagi tiga.

2.17.3 Beban lajur “D”(TD)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti terlihat pada Gambar 3.1. Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur “D” seperti pada Tabel 2.13.

Tabel 2.13: Faktor beban untuk beban lajur “D”.

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
		Keadaan batas layan γ_{TD}^s	Keadaan batas ultimit γ_{TD}^U
Transien	Beton	1	1,8
	Boks girder baja	1	2

2.17.3.1 Intensitas beban “D”

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q kPa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu sebagai berikut:

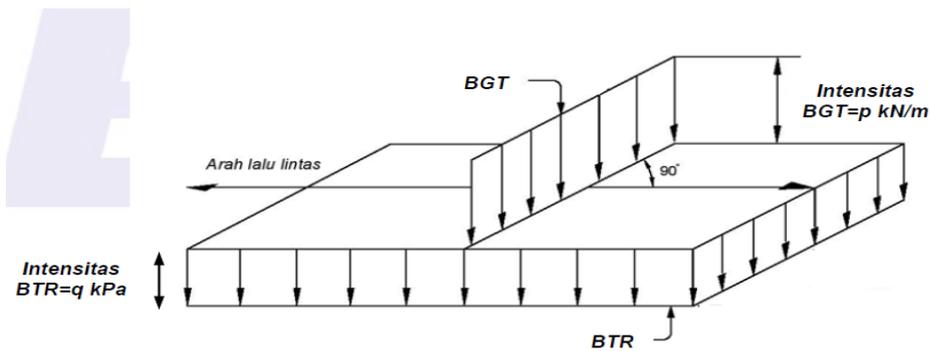
$$\text{Jika } L < 30 \text{ m: } q = 9,0 \text{ kPa} \quad (2.40)$$

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m: } q = 9,0 \left(0,5 \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad (2.41)$$

Keterangan:

q = Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L = Panjang total jembatan yang dibebani (meter)

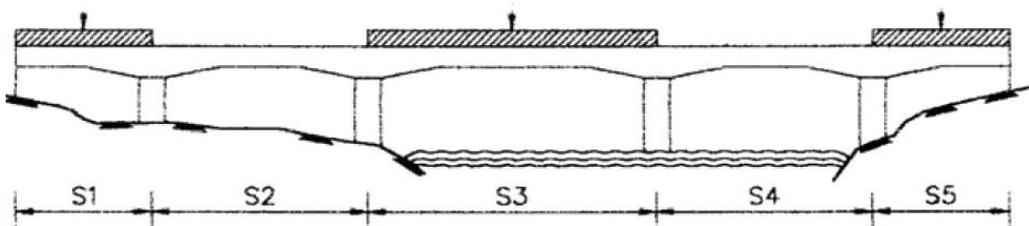


Gambar 2.15: Beban lajur “D”.

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p 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.

2.17.3.2 Distribusi beban “D”

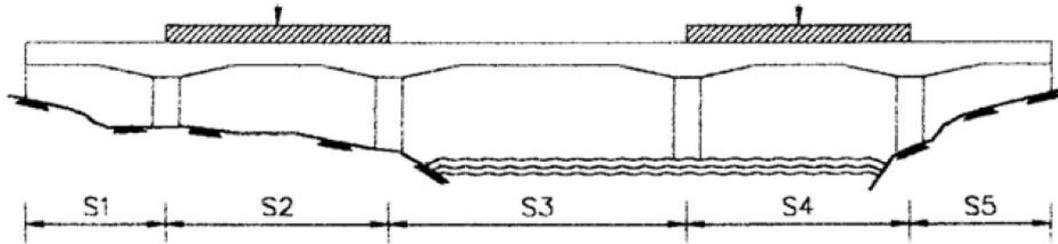
Beban “D” harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban “D” secara umum dapat dilihat pada Gambar 2.16. kemudian alternatif penempatan dalam arah memanjang dapat dilihat pada Gambar 2.17.



Gambar 2.16 : Momen lentur positif – bentang 1,3,5.

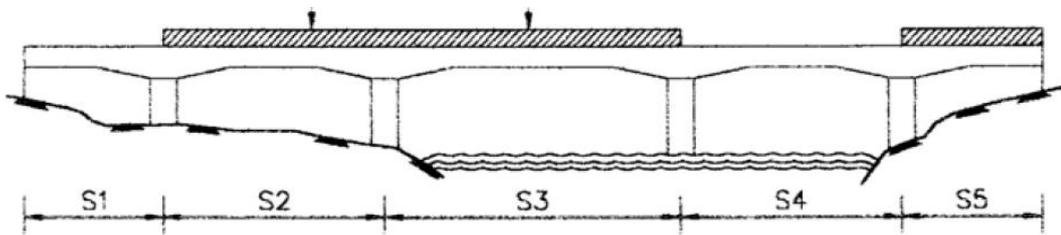
Untuk momen maksimum pada bentang 1 tempatkan BGT di bentang 1 (bentang 5 serupa) ambil $L =$ pengaruh terburuk dari S_1 ; S_1+S_3 ; atau $S_1+S_3+S_5$.

Untuk momen lentur maksimum di bentang 3, tempatkan BGT di bentang 3, ambil L = pengaruh terburuk dari S_3 ; S_1+S_3 atau S_3+S_5



Gambar 2.17: Momen lentur positif – bentang 2,4.

Untuk momen lentur maksimum di bentang 2: tempatkan BGT di bentang 2, ambil L = pengaruh terburuk dari S_2 ; atau $S_2 + S_4$. Untuk momen lentur maksimum di bentang 4: tempat BGT di bentang 4. Ambil L = pengaruh terburuk dari S_4 atau $S_2 + S_4$.



Gambar 2.18: Momen lentur negatif pada pilar .

Untuk momen lentur maksimum di pilar 2: tempatkan BGT di bentang 2 dan 3 ; ambil L = pengaruh terburuk dari $S_2 + S_3$ atau $S_2+ S_3+ S_5$

2.17.3.3 Respon terhadap beban lajur “D”

Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal itu 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.

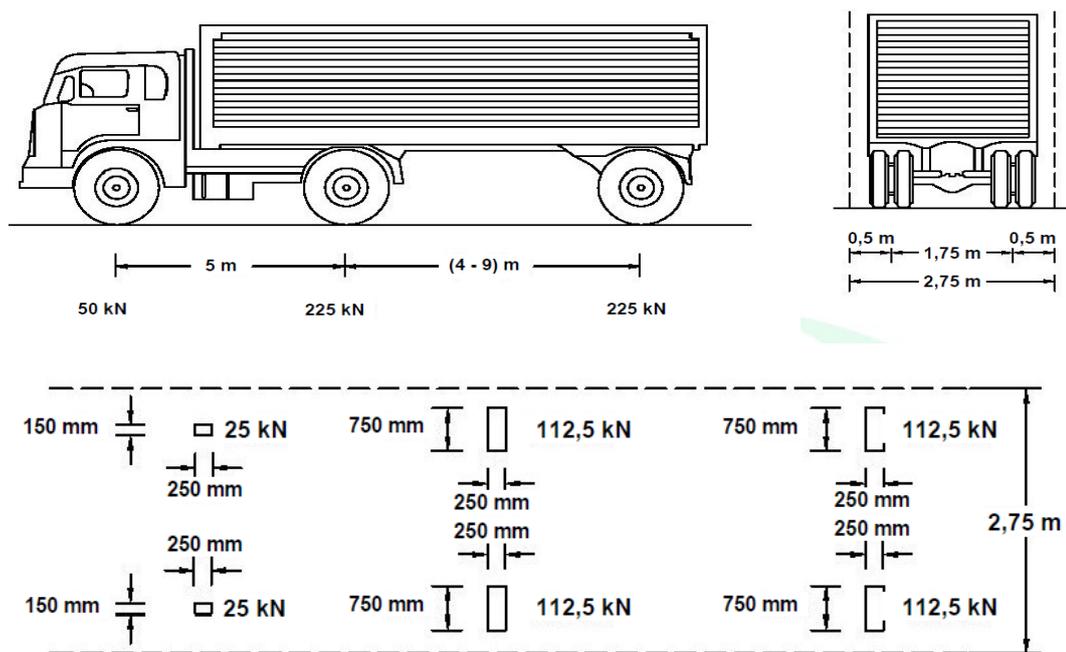
2.17.4 Beban truk “T”(TT)

Selain beban “D”, terdapat beban lalu lintas lainnya yaitu beban truk “T”. Beban truk “T” tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban “D”. Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. adapun faktor untuk beban “T” seperti terlihat pada Tabel 2.14.

Tabel 2.14: Faktor beban untuk “T”.

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TT})	
		Keadaan batas layan γ_T^s	Keadaan batas ultimit γ_{TT}^U
Transien	Beton	1	1,8
	Boks girder baja	1	2

2.17.4.1 Besarnya pembebanan truk”T”



Gambar 2.19: Pembebanan truk “T” (500 kN).

Pembebanan truk “T” terdiri atas kendaraan truk *semi-trailer* yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat pada Gambar 2.18. Berat dari tiap-tiap gandar disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang

merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 gandar tersebut diubah—ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.

2.17.4.2 Posisi dan penyebaran pembebanan truk “T” dalam arah melintang

Terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, umumnya hanya ada satu kendaraan truk ‘T’ yang bisa ditempatkan pada satu jalur lalu lintas rencana. Untuk jembatan sangat panjang dapat ditempatkan lebih dari satu truk pada satu lajur lalu lintas rencana. Kendaraan truk “T” ini harus ditempatkan ditengah-tengah lajur lalu lintas rencana seperti terlihat pada Gambar 3.3. Jumlah maksimum lajur lalu lintas rencana dapat dilihat dalam Tabel 2.12, tetapi jumlah lebih kecil bisa digunakan dalam perencanaan apabila menghasilkan pengaruh yang lebih besar. Hanya jumlah lajur lalu lintas rencana dalam nilai bulat harus digunakan. Lajur lalu lintas rencana bisa ditempatkan dimana saja pada lajur jembatan.

2.17.4.3 Kondisi faktor kepadatan jalur

Ketentuan pasal ini tidak boleh digunakan untuk perencanaan keadaan batas fatik dan fraktur, dimana hanya satu jalur rencana yang diperhitungkan dan tidak tergantung dari jumlah total lajur rencana. Jika perencana menggunakan faktor distribusi beban kendaraan untuk satu jalur, maka pengaruh beban truk harus direduksi dengan faktor 1,20. Tetapi jika perencana menggunakan *lever rule* atau metode statika lainnya untuk mendapatkan faktor distribusi beban kendaraan, maka pengaruh beban truk tidak perlu direduksi.

Kecuali ditentukan lain pada pasal ini, pengaruh beban hidup harus ditentukan dengan mempertimbangkan setiap kemungkinan kombinasi jumlah jalur yang terisi dikalikan dengan faktor kepadatan lajur yang sesuai untuk memperhitungkan kemungkinan terisinya jalur rencana oleh beban hidup. Jika perencana tidak mempunyai data yang diperlukan maka nilai-nilai Tabel 2.15.

- Dapat digunakan saat meneliti jika hanya satu jalur terisi
- Boleh digunakan saat meneliti pengaruh beban hidup jika ada tiga atau lebih jalur terisi

Tabel 2.15: Faktor kepadatan lajur (m).

Jumlah lajur yang dibebani	Faktor kepadatan lajur
1	1,2
>2	1

Untuk tujuan menentukan jumlah lajur ketika kombinasi pembebanan mencakup beban pejalan kaki seperti yang ditentukan pada SNI 1725-2016) dengan satu atau lebih lajur kendaraan, maka perencana harus menentukan bahwa beban pejalan kaki akan mengisi salah satu lajur kendaraan.

Faktor-faktor yang ditentukan dalam Tabel 15 tidak boleh digunakan untuk menentukan faktor distribusi beban kendaraan. Dalam hal ini perencana harus menggunakan *lever rule* untuk menentukan beban yang bekerja pada balok eksterior.

2.17.4.4 Bidang kontak roda kendaraan

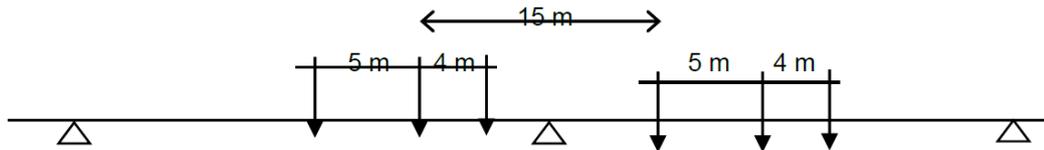
Bidang kontak roda kendaraan yang terdiri atas satu atau dua roda diasumsikan mempunyai bentuk persegi panjang dengan panjang 750 mm dan lebar 250 mm. Tekanan ban harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan bidang kontak.

2.17.4.5 Penerapan beban hidup kendaraan

Kecuali ditentukan lain, pengaruh beban hidup pada waktu menentukan momen positif harus diambil nilai yang terbesar dari:

- Pengaruh beban truk dikalikan dengan faktor beban dinamis (FBD), atau
- Pengaruh beban terdistribusi “D” dan beban KEL dikalikan FBD

Untuk momen negatif, beban truk dikerjakan pada dua bentang yang berdampingan dengan jarak gandar tengah truk terhadap gandar depan truk dibelakangnya adalah 15 m (Gambar 2.20), dengan jarak antara gandar tengah dan gandar belakang adalah 4 m.



Gambar 2.20: Penempatan beban truk untuk momen negatif maksimum.

Gandar yang tidak memberikan kontribusi pada gaya total harus diabaikan dalam perencanaan. Beban kendaraan dimuat pada masing-masing jalur dan harus diposisikan untuk mendapatkan pengaruh yang terbesar dalam perencanaan. Beban truk harus diposisikan pada lebar jembatan sehingga sumbu roda mempunyai jarak sebagai berikut:

- Untuk perencanaan pelat kantilever: 250 mm dari tepi parapet atau *railing*, dan
- Untuk perencanaan komponen lainnya: 1000 mm dari masing-masing sumbu terluar roda truk. Kecuali ditentukan lain, panjang lajur rencana atau sebagian dari panjang lajur rencana harus dibebani dengan beban terdistribus “D”.

2.17.4.6 Beban hidup untuk evaluasi lendutan

Jika pemilik pekerjaan menginginkan agar jembatan memenuhi kriteria lendutan akibat beban hidup, maka beban hidup harus diambil sebagai nilai terbesar dari:

- Lendutan akibat beban satu truk, atau
- Lendutan akibat BTR

2.17.4.7 Beban rencana untuk pelat lantai kendaraan, sistem lantai kendaraan

Ketentuan pada pasal ini tidak berlaku jika pelat direncanakan berdasarkan perencanaan empiris. Jika perencana menggunakan metode strip untuk menganalisis pelat lantai kendaraan dan pelat atap gorong-gorong, maka gaya-gaya rencana harus dihitung dengan ketentuan sebagai berikut:

- Jika pelat membentang dalam arah melintang tegak lurus terhadap arus lalu lintas, maka hanya satu gandar dari beban truk yang digunakan untuk menghitung gaya geser atau momen lentur rencana.

Beban roda harus diasumsikan sama besarnya pada setiap gandar, amplifikasi beban gandar akibat gaya sentrifugal dan pengereman tidak perlu dipertimbangkan untuk perencanaan pelat lantai kendaraan.

2.17.5 Klasifikasi pembebanan lalu lintas

2.17.5.1 Pembebanan lalu lintas yang dikurangi

Dalam keadaan khusus, dengan persetujuan instansi berwenang, pembebanan “D” setelah dikurangi 70% bisa digunakan. Pembebanan lalu lintas yang dikurangi hanya berlaku untuk jembatan darurat atau semipermanen.

Faktor sebesar 70% ini diterapkan untuk BTR dan BGT yang tercantum pada pasal 3.7.3. Faktor pengurangan sebesar 70% tidak boleh digunakan untuk pembebanan truk “T” atau gaya rem pada arah memanjang jembatan.

2.17.5.2 Pembebanan lalu lintas yang berlebih

Dengan persetujuan instansi yang berwenang, pembebanan “D” dapat diperbesar di atas 100% untuk jaringan jalan yang dilewati kendaraan berat. Faktor pembesaran 100% ini diterapkan untuk BTR dan BGT yang tercantum pada pasal 3.7.3. Faktor pembesaran di atas 100% tidak boleh digunakan untuk pembebanan truk “T” atau gaya rem pada arah memanjang jembatan.

2.17.6 Faktor beban dinamis

Kecuali diperbolehkan pada pasal 3.7.6.1, beban statik truk rencana harus diperbesar sesuai dengan FBD berdasarkan gambar. Gaya sentrifugal dan gaya rem tidak perlu diperbesar. Faktor beban dinamis tidak perlu diterapkan pada beban pejalan kaki atau beban terbagi rata BTR.

Faktor beban dinamis tidak perlu diterapkan untuk:

- Dinding penahan yang tidak memikul reaksi vertikal dari struktur atas jembatan, dan
- Komponen fondasi yang seluruhnya berada dibawah permukaan tanah

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Besarnya FBD tergantung pada frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, biasanya antara 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat dan frekuensi getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen.

Besarnya BGT dari pembebanan “D” dan beban roda dari pembebanan truk “T” harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali FBD. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan lajur “D” tidak dikali dengan FBD. Untuk pembebanan “D”, FBD merupakan fungsi panjang bentang ekuivalen seperti tercantum dalam gambar. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen L_E diberikan dengan Pers. 2.42.

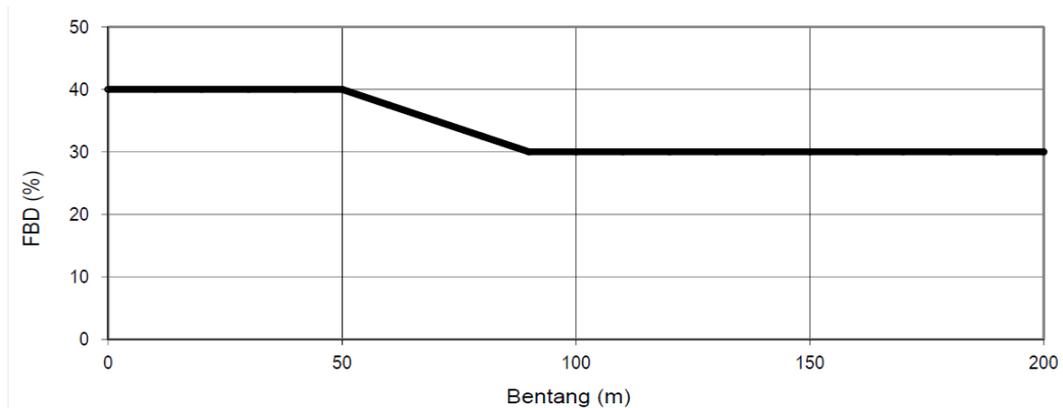
$$L_E = \sqrt{L_{av} L_{max}} \quad (2.42)$$

Keterangan:

L_{av} = Panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

L_{max} = Panjang bentang maksimum

Untuk pembebanan truk “T”, FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada diatas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan bawah dan fondasi yang berada di bawah garis permukaan, nilai FBD harus diambil sebagai peralihan linier dari nilai pada garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 m.



Gambar 2.21: Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D”.

2.18 Gaya rem (*TR*)

Gaya rem harus diambil terbesar dari:

- 25% dari berat gandar truk desain, atau
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati sesuai dengan pasal 2.17 dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem. Faktor kepadatan lajur yang ditentukan pada pasal 2.17.4.3 berlaku untuk menghitung gaya rem.

2.19 Pembebanan untuk pejalan kaki (*TP*)

Semua komponen trotoar yang lebih lebar 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. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi di masa depan menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus

diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan lainnya. Dalam hal ini, faktor beban dinamis tidak perlu dipertimbangkan.

2.20 Beban angin

2.20.1 Tekanan angin horizontal

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

Berdasarkan SNI 1725-2016, 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. Luas yang tidak memberikan kontribusi dapat diabaikan dalam perencanaan.

2.20.1.1 Beban angin pada struktur (EW_s)

Jika dibenarkan oleh kondisi setempat, perencana dapat menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah rencana kendaraan harus diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan lain pada pasal 2.20.3. Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin rencana dalam MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{VDZ}{V_B} \right)^2 \quad (2.43)$$

Keterangan:

P_B = Tekanan angin dasar

Tabel 2.16: Tekanan angin dasar.

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.

2.20.1.2 Beban dari struktur atas

Kecuali jika ditentukan lain pada pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka tekanan angin dasar P_B untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.17 dan harus dikerjakan pada titik berat dari area yang terkena beban angin. Arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah longitudinal. Tekanan angin melintang dan memanjang harus diterapkan secara bersamaan dalam perencanaan.

Tabel 2.17: Tekanan angin dasar (P_B) untuk berbagai sudut serang.

Sudut serang	Rangka, kolom, dan pelengkung		Gelagar	
	Beban lateral	Beban longitudinal	Beban lateral	Beban longitudinal
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

2.20.1.3 Gaya angin yang langsung bekerja pada struktur bawah

Gaya melintang dan longitudinal yang harus dikerjakan secara langsung pada bangunan bawah harus dihitung berdasarkan tekanan angin dasar sebesar 0,0019

MPa. Untuk angin dengan sudut serang tidak tegak lurus terhadap bidang tepi dan bidang muka dari bangunan bawah. Komponen-komponen ini bekerja tegak lurus terhadap pada masing-masing permukaan yang mengalami tekanan dan perencana harus menerapkan gaya-gaya tersebut bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada struktur atas.

2.20.1.3 Gaya angin pada kendaraan (*EW*)

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Kecuali ditentukan pada pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.18 dimana arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 2.18: Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan.

Sudut	Komponen tegak lurus	Komponen sejajar
Derajat	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

2.20.2 Tekanan angin vertikal

Jembatan harus mampu memikul beban garis memanjang jembatan yang mempresentasikan gaya angin vertikal ke atas sebesar 9.6×10^{-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 yang ditentukan dalam pasal 2.20.1.

2.21 Pengaruh gempa

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 diterapkan 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) dengan formulasi sebagai berikut:

$$E_Q = (C_{sm}/R_d) \times W_t \quad (2.44)$$

Keterangan:

E_Q = Gaya gempahorizontal statis (kN)

C_{sm} = Koefisien respons gempa elastis

R_d = Faktor modifikasi respons

W_t = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai

Koefisien respons 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 yang sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30 m dibawah struktur jembatan.

Ketentuan pada standar ini berlaku untuk jembatan konvensional (standar). Pemilik pekerjaan harus menentukan dan menyetujui ketentuan yang sesuai untuk jembatan nonkonvensional. Ketentuan ini tidak perlu digunakan untuk struktur

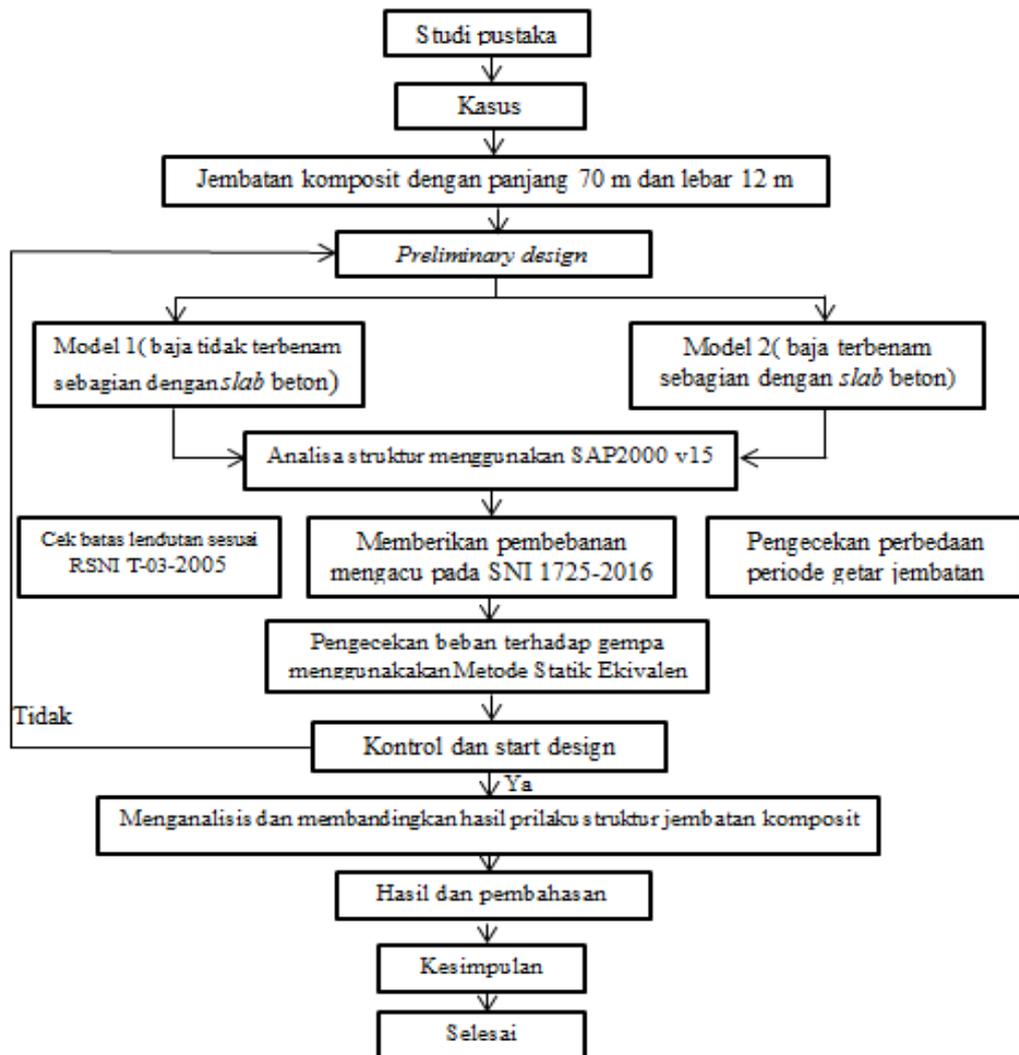
bawah tanah, kecuali ditentukan lain oleh pemilik pekerjaan. Pengaruh gempa terhadap gorong-gorong persegi dan bangunan bawah tanah tidak perlu diperhitungkan kecuali struktur tersebut melewati patahan aktif. Pengaruh ketidakstabilan keadaan tanah (misalnya : likuifaksi, longsor dan perpindahan patahan) terhadap fungsi jembatan harus diperhitungkan. Perhitungan pengaruh gempa terhadap jembatan termasuk beban gempa, cara analisis, peta gempa, dan detail struktur mengacu pada SNI 2833:2008 *Standar Ketahanan Gempa Untuk Jembatan*.

BAB 3

PEMODELAN STRUKTUR

3.1 Metodologi penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur jembatan pada tugas akhir ini dilakukan dengan beberapa tahapan, seperti tujuan perencanaan struktur jembatan hingga pemodelan atau pendesainan struktur jembatan. Langkah-langkah perencanaan struktur jembatan dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Pelaksanaan studi.

3.2 Metode analisis

a. Start analisis

Start analisis merupakan langkah awal dari analisis struktur jembatan komposit. Dalam langkah awal ini kita melaksanakan perencanaan gambar struktur jembatan baja komposit beton dengan mempertimbangkan berbagai peraturan yang harus dilaksanakan dalam desain suatu struktur jembatan.

b. Analisis awal

Langkah selanjutnya dari gambar struktur jembatan yang ada kita bisa melanjutkan dengan analisis awal yaitu : pemilihan bahan struktur, type struktur jembatan, dimensi struktur dan pembebanan yang harus diterima struktur tersebut sesuai peraturan yang berlaku.

c. Analisis komposit struktur

Analisis komposit struktur merupakan langkah lanjutan dari perhitungan awal yang sudah dilakukan untuk menentukan type struktur komposit yang tepat dan aman dengan di bantu aplikasi analisis.

d. Hasil akhir analisis jembatan komposit

Langkah akhir dalam analisis ini adalah menyusun hasil analisis yang ada dalam bentuk tabel yang menunjukkan hasil akhir dari analisis.

3.3 Pemodelan struktur

3.3.1 Data perencanaan struktur jembatan

Data struktur jembatan yang digunakan dalam analisis ini antara lain:

- Panjang struktur jembatan : 70 meter
- Lebar struktur jembatan : 12 meter
- Jarak gelagar melintang : 4,38 meter
- Jarak gelagar memanjang : 1,25 meter
- Tebal slab : 0,2 meter
- Tebal lapisan finishing (aspal) : 0,05 meter
- Lebar jalur lalu lintas : 10 m
- Lebar trotoar : 1 m

- Tebal trotoar : 0,2 m
- Kondisi tanah : Tanah sedang
- Letak geografis : Zona 3, Perkotaan

3.3.2 Data material struktur jembatan

Data material yang digunakan dalam struktur jembatan ini antara lain:

- Berat jenis beton : 2400 kg/m³
- Berat jenis aspal : 2240 kg/m³
- Berat jenis baja : 7850 kg/m³
- Kuat tekan beton (f'_c) : 40 MPa
- Tegangan leleh baja (f_y) : BJ 50

3.4 Konfigurasi struktur jembatan

Pada tugas akhir ini, struktur yang direncanakan adalah struktur jembatan dengan sistem komposit. Adapun model yang digunakan pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Balok girder tidak terbenam dengan *slab* beton.
2. Balok girder terbenam sebagian dengan *slab* beton.

3.5 Dimensi gelagar memanjang dan gelagar melintang

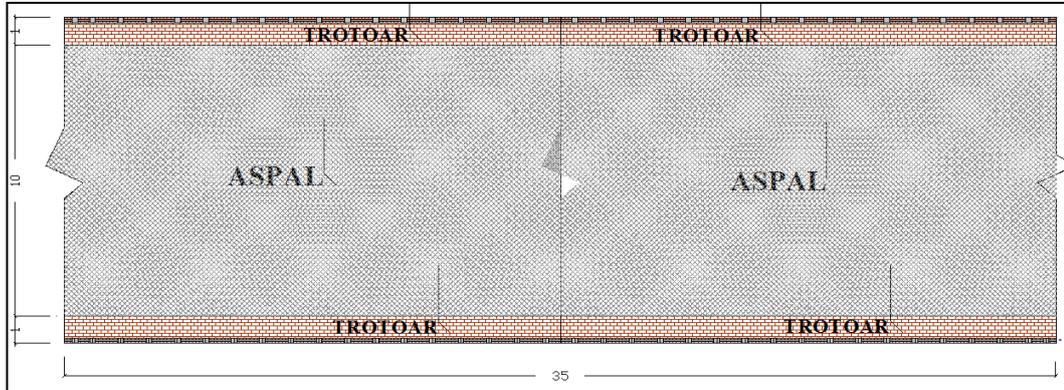
Jembatan yang direncanakan adalah jembatan komposit dengan bentang 70 m, sehingga menggunakan dimensi gelagar memanjang dan dimensi gelagar melintang yang berbeda. Untuk Model 1 dan Model menggunakan profil yang sama, yang membeakan hanya peletakan *slab* beton saja. Ukuran gelagar memanjang dan melintang dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1: Konfigurasi dan dimensi gelagar.

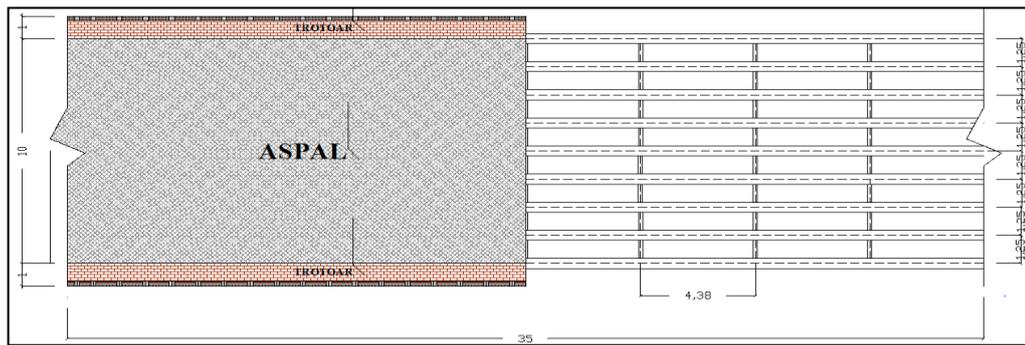
Konfigurasi struktural	Dimensi profil (d, b_f, t_w, t_f)	Keterangan
Gelagar memanjang	1500.450.26.45	Untuk semua gelagar memanjang
Gelagar melintang	700.400.12.28	Untuk semua gelagar melintang

3.5 Denah struktur jembatan.

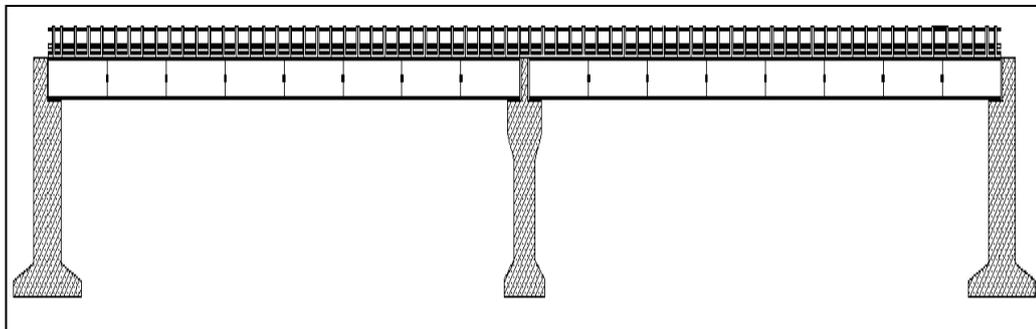
Berikut ini adalah denah jembatan yang direncanakan:



Gambar 3.2: Tampak atas jembatan.



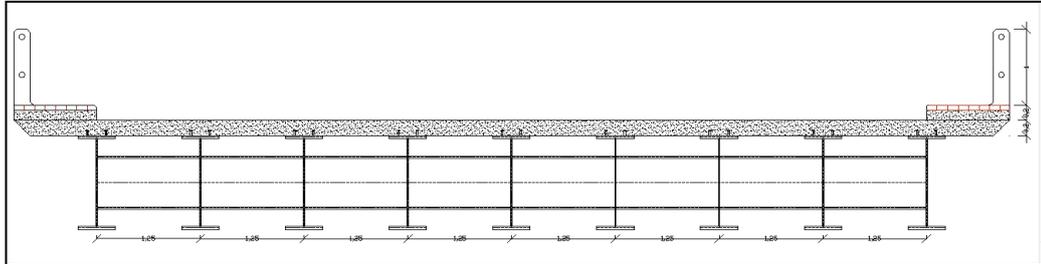
Gambar 3.3: Tampak atas jembatan, potongan balok memanjang dan melintang.



Gambar 3.4: Tampak samping jembatan tidak menerus dibatasi pier ditengah bentang.

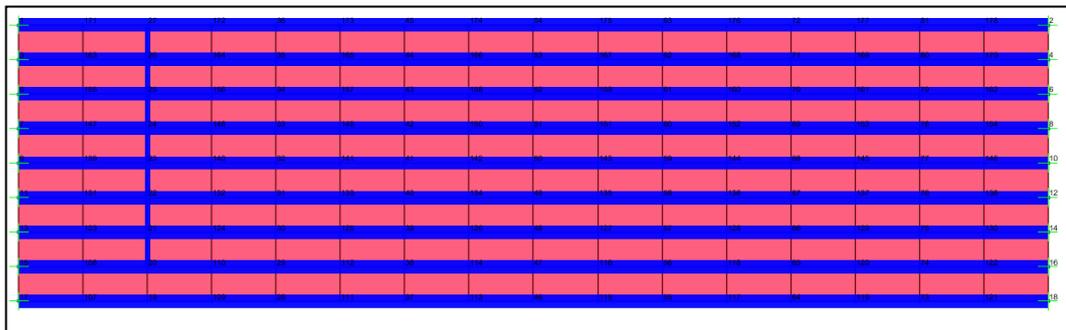
a. Model 1 (Balok girder tidak terbenam dengan *slab* beton).

Berikut ini adalah tampak potongan jembatan dengan *slab* beton yang terletak di atas profil baja, yang dimensinya sudah dijelaskan pada Tabel 19.

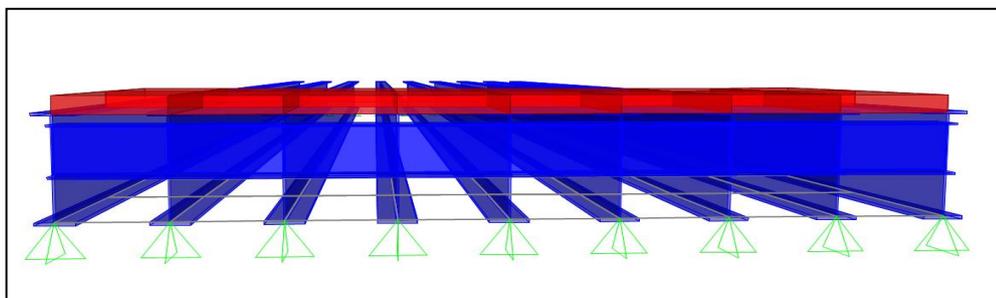


Gambar 3.5: Model 1 (Balok girder tidak terbenam dengan *slab* beton).

Pemodelan struktur jembatan komposit dengan menggunakan *software* analisis struktur seperti terlihat pada Gambar 3.6:



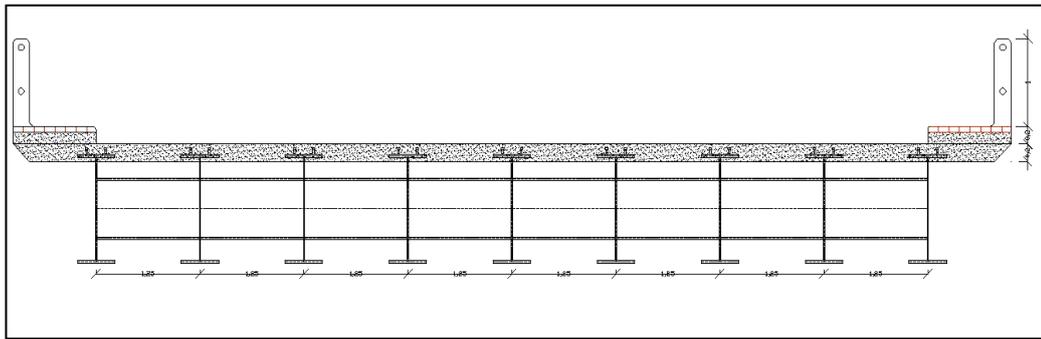
Gambar 3.6: Tampak atas jembatan.



Gambar 3.7: Tampak depan jembatan (Model 1).

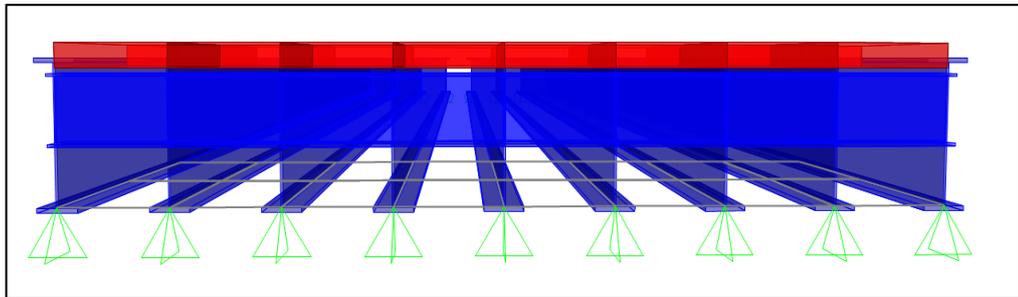
b. Model 2 (Balok girder terbenam sebagian dengan *slab* beton).

Berikut ini adalah tampak potongan jembatan dengan *slab* beton yang terbenam sebagian pada profil baja, yang dimensinya sudah dijelaskan pada Tabel 19.



Gambar 3.8: Model 2 (Balok girder terbenam sebagian dengan *slab* beton).

Pemodelan struktur jembatan komposit dengan menggunakan *software* analisis struktur seperti terlihat pada Gambar 3.6:



Gambar 3.9: Tampak depan jembatan (Model 2).

3.6 Analisis beban pada jembatan

Beban gravitasi yang bekerja pada struktur jembatan adalah beban mati dan beban hidup. Beban mati adalah beban yang berhubungan dengan komponen material jembatan yang diambil dari SNI 1725-2016. Adapun nilai beban mati komponen jembatan dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut:

Tabel 3.2: Berat isi untuk beban mati.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Baja	7850 kg/m ³

3.6.1 Berat sendiri (MS)

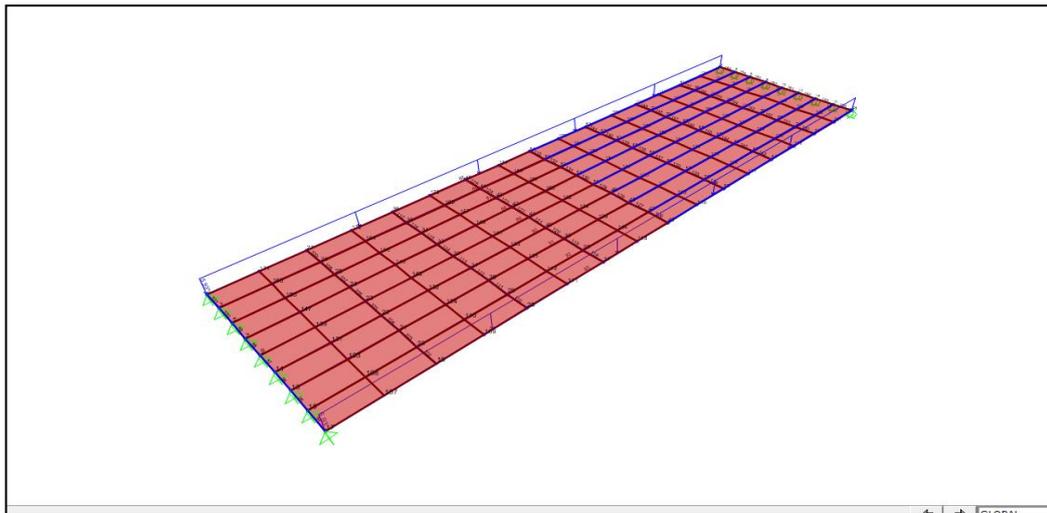
a. Berat sendiri trotoar

- Lebar = 1 m
- Tebal = 0,20 m

$$\begin{aligned} \text{Rumus berat sendiri trotoar} &= \text{lebar} \times \text{tebal} \times \text{berat jenis} \\ &= 1 \times 0,20 \times 2400 \\ &= 480 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Berat pipa railing

Untuk berat sendiri pipa railing diambil 125 kg/m

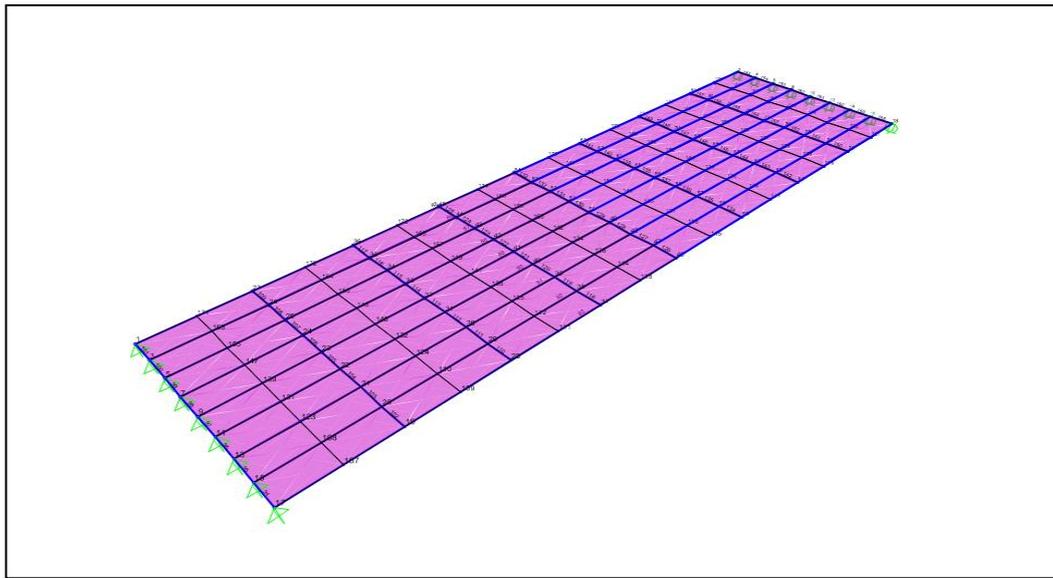


Gambar 3.10: Input beban berat sendiri(MS).

3.6.2 Beban mati tambahan (MA)

Beban mati tambahan yang ada pada lantai jembatan yaitu:

- a. Lapisan aspal dengan tebal 0,1 m + overlay = $0,1 \times 2245$
= 224,5 kg/m
- b. Lapisan genangan air tebal 0,05 = $980 \times 0,05$
= 49 kg/m



Gambar 3.11: Input beban mati tambahan (MA).

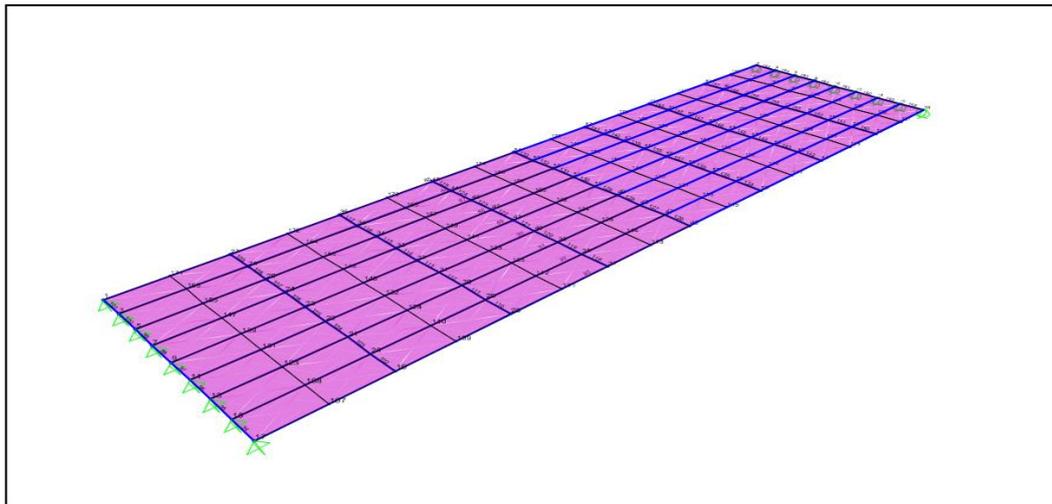
3.6.3 Beban lajur (TD)

Beban lajur terdiri atas "D" terdiri atas beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) dinyatakan dengan Pers. sebagai berikut:

- $q = 9.0 * (0.5 + 15 / L) \text{ kPa}$ untuk $L > 30 \text{ m}$
 $= 9,0 * (0,5 + 12/ 35)$
 $= 642,847 \text{ kg/m}^2$
- $p = 4900 \text{ kg/m}$
- faktor beban dinamis untuk BGT = 0,4

a. Beban terbagi rata (BTR)

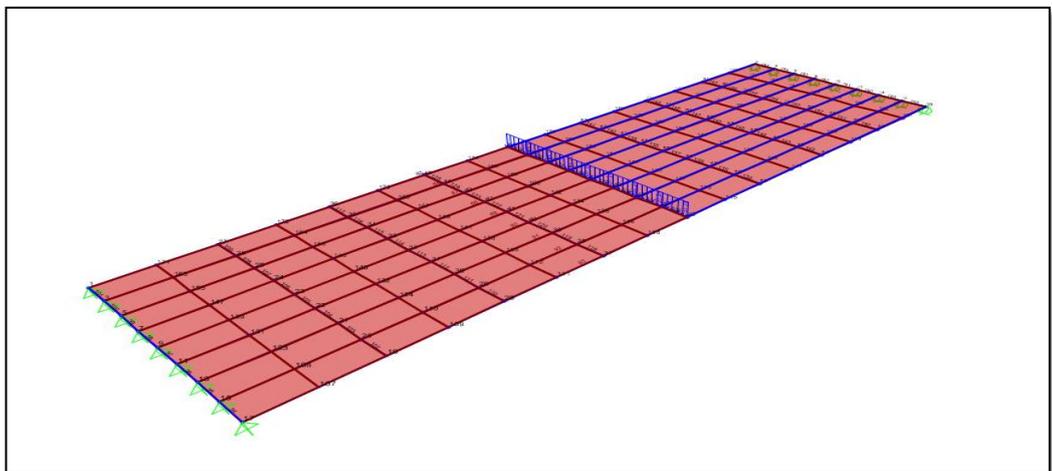
$$\begin{aligned} \text{BTR} &= [(5,5 \times q \times 1) + (12-5,5) \times q \times 0,5] / 12 \\ &= [(5,5 \times 642,847 \times 1) + (12-5,5) \times 642,847 \times 0,5] / 12 \\ &= 498,214 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



Gambar 3.12: Input beban terbagi rata (BTR).

b. Beban garis terpusat (BGT)

$$\begin{aligned}
 \text{BGT} &= [(5,5 \times p \times 1) + (12-5,5) \times p \times 0,5] / 12 \\
 &= [(5,5 \times 4900 \times 1) + (12-5,5) \times 4900 \times 0,5] / 12 \\
 &= 3797,5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$



Gambar 3.13: Input beban garis terpusat (BGT).

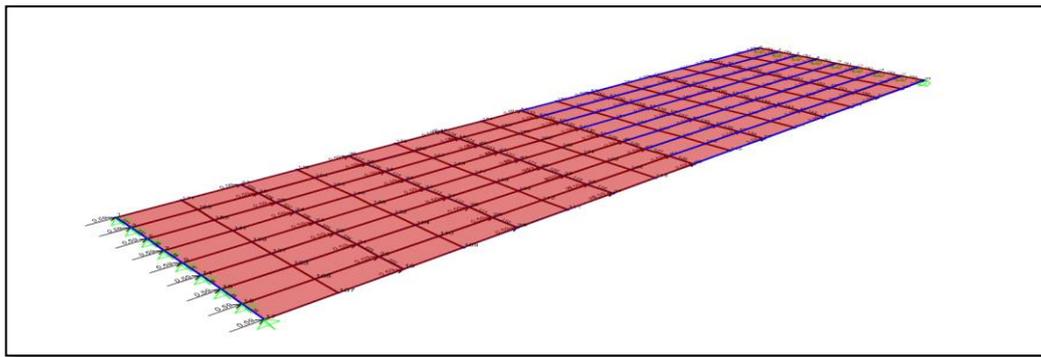
3.6.4 Gaya rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu lintas ini diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya

gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan sebagai berikut:

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

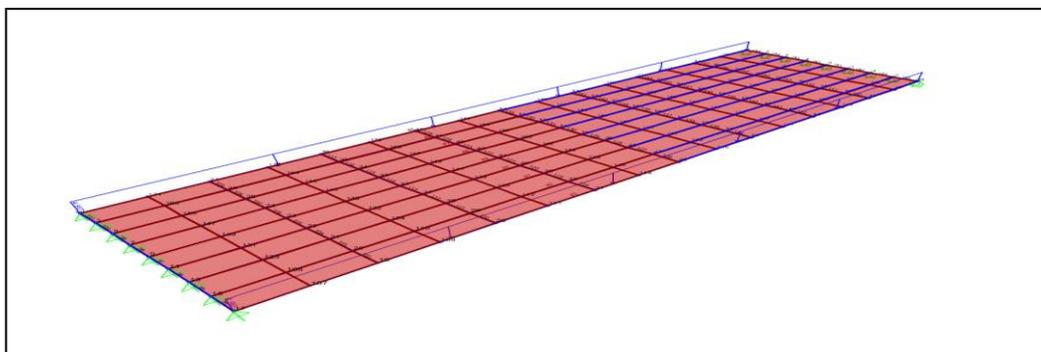
- 25 % dari berat gandar truk desain = $0,25 \times 45.000 = 1.250 \text{ Kg}$
- 5% dari berat truk rencana + BTR = $0,05 \times 50.000 + (\text{BTR} \times 12 \times 35)$
= $0,05 \times 50.000 + (498,214 \times 12 \times 35)$
= $4878,473 \text{ kg}$



Gambar 3.14: Input beban rem (TB).

3.6.5 Beban untuk pejalan kaki (TP)

Berdasarkan SNI 1725-2016, semua komponen trotoar yang lebih dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa (500 kg/m) dan diamsusikan diletakan pada girder yang berada di ujung seperti terlihat pada Gambar 3.11.



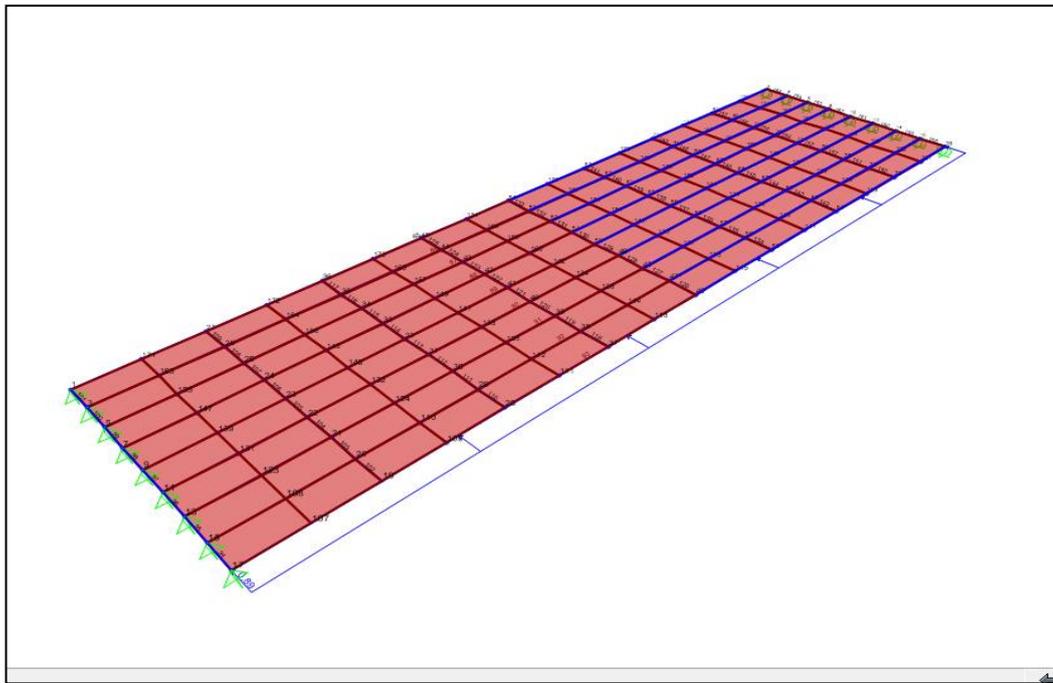
Gambar 3.15: Input beban pejalan kaki (TP).

3.6.6 Beban angin

Beban angin terbagi atas beban angin struktur (EWs) dan beban angin kendaraan (EW_L) . Untuk perhitungan beban angin dapat dilihat sebagai berikut:

a. Beban angin struktur (EWs)

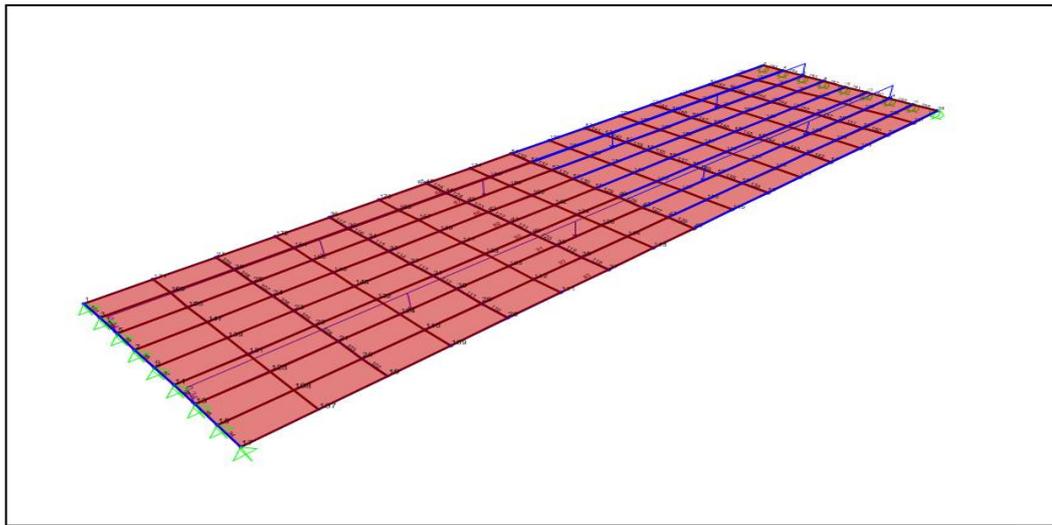
- Angin tekan untuk permukaan datar = $0,0019 \times 1,2 = 0,0028$ Mpa
- Beban angin stuktur = $400 \times 0,00228$
= $0,912$ N/mm
= $91,2$ Kg/m



Gambar 3.16: Input beban angin struktur (EWs).

b. Beban angin kendaraan (EW_L)

- Beban angin kendaraan = $((0,5 \times 1800)/1750) \times 1,46$
= $0,7508$ N/mm
= $((0,7508/10) \times 1000) \times 2/4,32$
= $34,761$ Kg/m

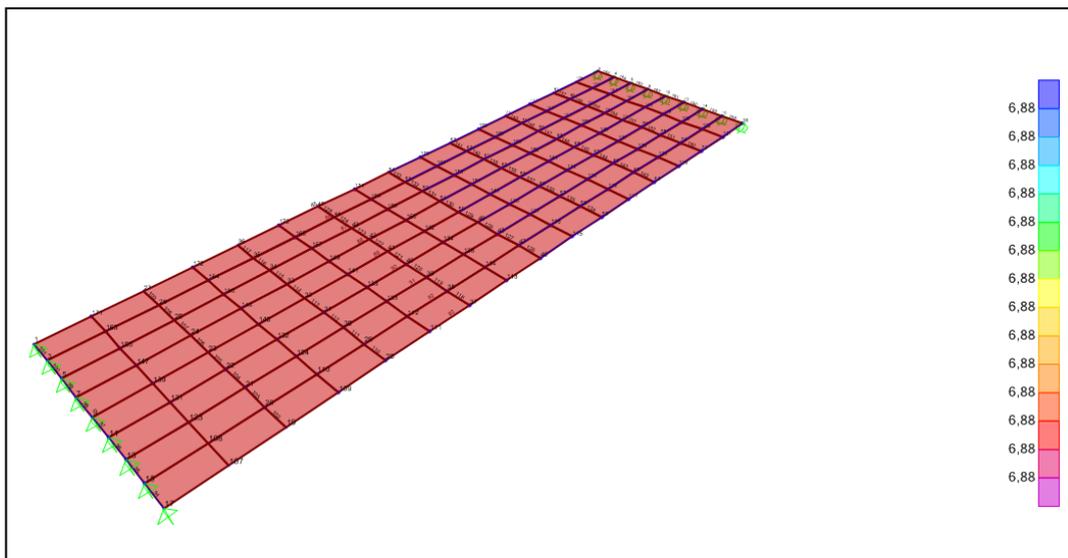


Gambar 3.17: Input beban angin kendaraan (EW_L).

3.6.7 Pengaruh temperatur (ET)

Besaran rentang simpangan akibat beban temperatur (ΔT) harus berdasarkan temperatur maksimum dan minimum yang didefinisikan dalam desain sebagai berikut:

- Temperatur maksimum : 40°C
- Temperatur minimum : 15°C



Gambar 3.18: Input pengaruh temperatur (ET).

Setelah semua beban di *input*, hal selanjutnya yang dilakukan adalah pengecekan syarat lendutan dan periode getar yang didapat. Hal ini dilakukan untuk memenuhi hasil nilai yang diperlukan untuk menghitung beban gempa. Dari analisis di dapat nilai lendutan yaitu : 0,0261 m. Syarat lendutan maksimum adalah L/800.

$$L/800 = 35/ 800 = 0,0437 \text{ m}$$

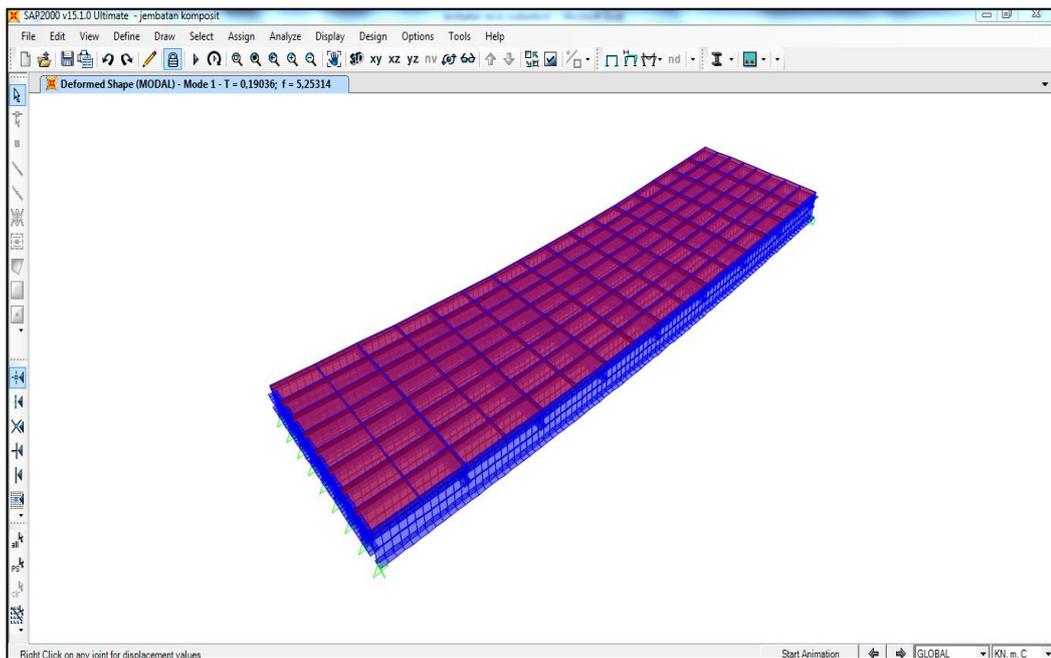
Jadi, $0,0261 < 0,0437$

OK

3.6.8 Beban akibat gempa (EQ)

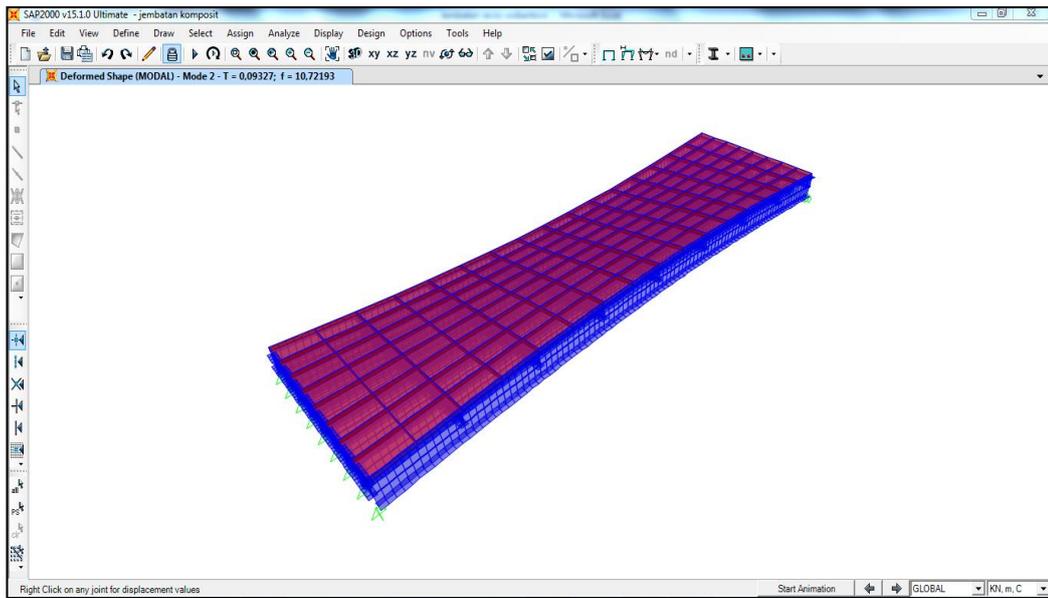
Dari hasil analisis maka diperoleh hasil waktu getar untuk Model 1 dan Model 2 dapat dilihat pada gambar berikut ini:

a. Model 1.



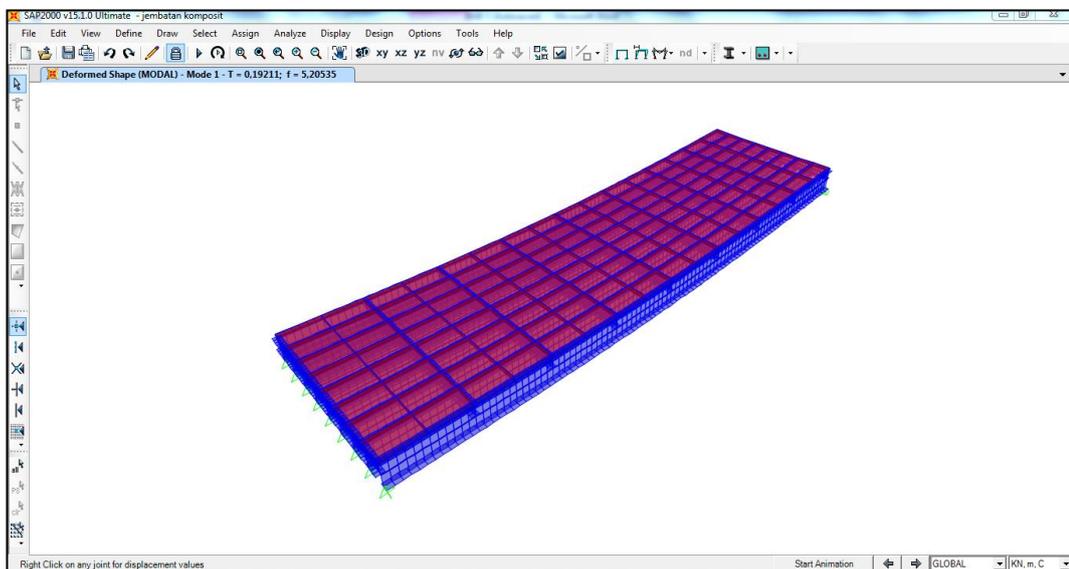
Gambar 3.19: Mode 1 arah melintang jembatan (arah Y) dengan waktu getar $T = 0,19034$ Detik.

Sedangkan untuk arah memanjang (X) jembatan diperoleh hasil waktu getar sebagai berikut:



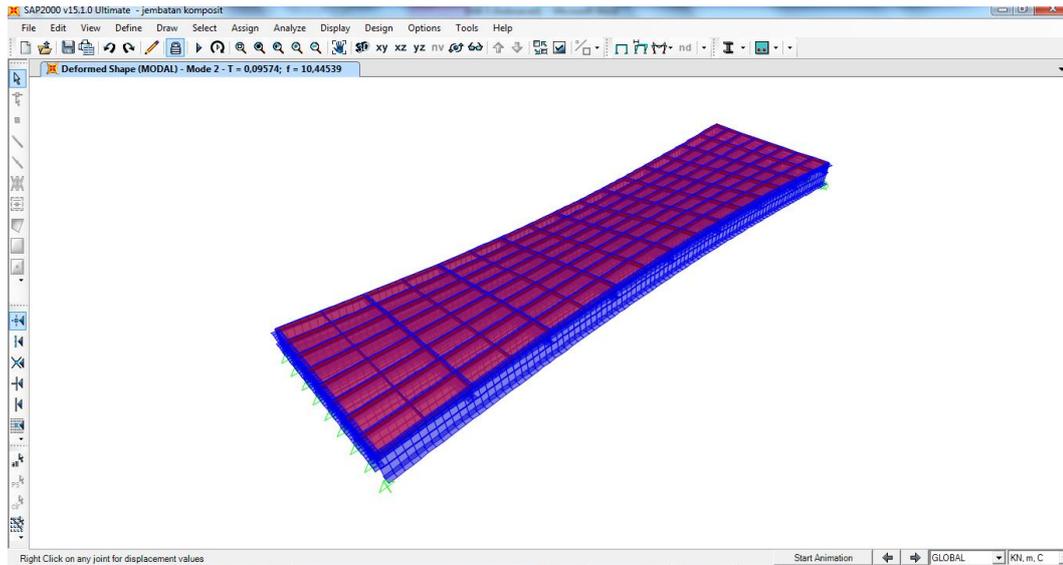
Gambar 3.20: Mode 2 arah memanjang (X) jembatan dengan waktu getar $T = 0,09327$ Detik.

b. Model 2.



Gambar 3.21: Mode 1 arah melintang jembatan (arah Y) dengan waktu getar $T = 0,19211$ Detik.

Sedangkan untuk arah memanjang jembatan (arah X) diperoleh hasil waktu getar dapat dilihat pada Gambar 3.16 berikut:



Gambar 3.22: Mode 2 arah memanjang (X) jembatan dengan waktu getar $T = 0,09574$ Detik.

Dari hasil analisis yang didapat, maka besarnya beban gempa dapat dihitung dengan rumus: $T_{EQ} = K_h * I * W_t$

- Wilayah gempa: Zona 3, maka dari kurva spektrum diperoleh $C = 0,18$
- S tipe struktur bangunan = $1,0 \times F$
- $F = 1,23 - 0,025 \times N : F > 1 \quad N = 1$

Jadi S tipe struktur bangunan = $(1,25 - 0,025) \times 1 = 1,225$

- Koefisien beban gempa horizontal
 $K_h = C \times S = 0,18 \times 1,225 = 0,2205$

Untuk memenuhi persyaratan perhitungan beban gempa terlebih dahulu harus menghitung berat total MA dan MS (W_t)

- Berat total MS dan MA (W_t)

Volume MS dan MA dihitung dengan rumus sebagai berikut:

- Berat girder = Jumlah girder x panjang bentang x berat jenis baja x Tinggi profil x Lebar profil x tebal badan x tebal sayap
 $= 9 \times 35 \times 7850 \times 1,5 \times (0,45 \times 2) \times 0,026 \times (0,045 \times 2)$
 $= 7811,41 \text{ kg}$

- Berat diafragma = Jumlah girder x lebar bersih jembatan x BJ baja x tinggi profil x lebar profil x tebal badan x tebal sayap

$$= 9 \times 10 \times 7850 \times 0,7 \times (0,4 \times 2) \times (0,028 \times 2) \times 0,012$$

$$= 265,870 \text{ kg}$$
- Berat slab beton = Tebal slab x panjang bentang x lebar bentang x BJ beton

$$= 0,25 \times 35 \times 12 \times 2400$$

$$= 252.000 \text{ kg}$$
- Berat aspal = Tebal aspal x panjang jembatan x lebar jalan bersih x BJ aspal

$$= 0,05 \times 35 \times 10 \times 2245$$

$$= 39.287,5 \text{ kg}$$

Maka berat total untuk MS dan MA(Wt) = $7811,41 + 265,870 + 252.000 + 39.287,5$
 $= 299.364,78 \text{ kg}$

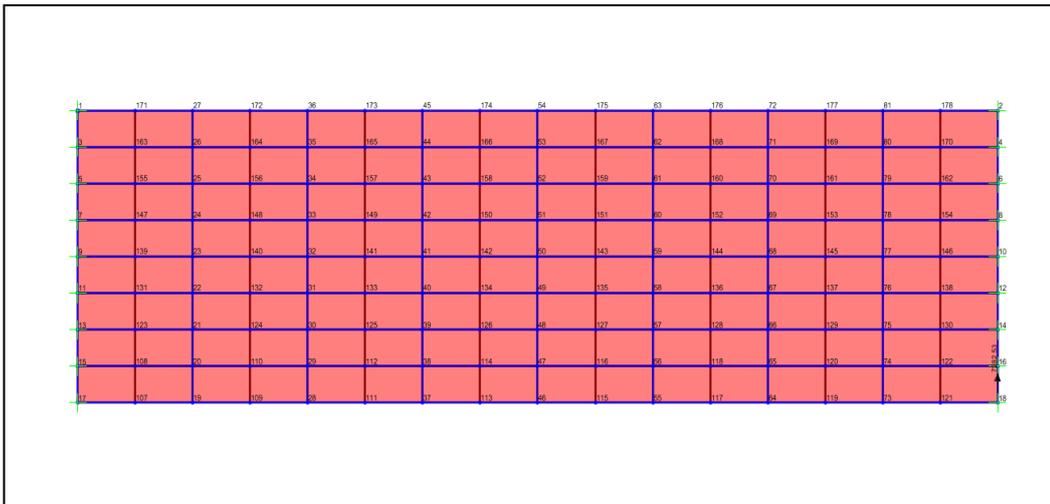
- **Beban akibat gempa**

Beban gempa dapat dihitung dengan rumus:

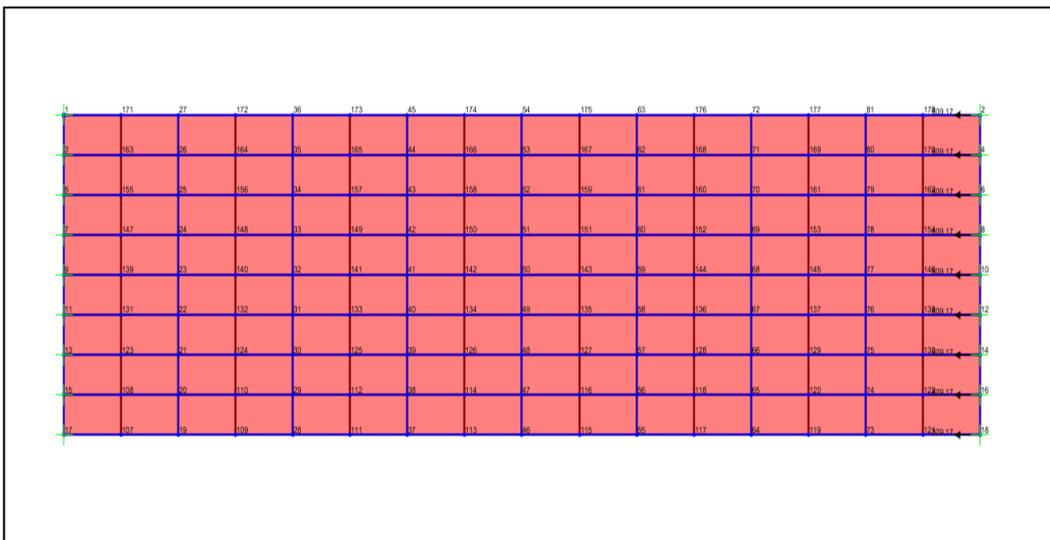
$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_t$$

$$= 1,9845 \times 1,25 \times 299.364,78$$

$$= 742.261,75 \text{ kg}$$



Gambar 3.23: Input beban gempa arah (Y).



Gambar 3.24: Input beban gempa arah (X).

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Tinjauan umum

Pada Bab ini akan membahas tentang hasil studi dan membandingkan hasil analisis dari SAP2000 v15 berdasarkan dua jenis struktur jembatan yaitu, balok *girder* tidak terselubung dengan *slab* (Model 1) dan balok *girder* terselubung sebagian dengan *slab beton* (Model 2) dengan menggunakan analisa statik ekuivalen

4.2 Hasil analisis

Dari hasil analisis terhadap struktur jembatan komposit akibat pembebanan sesuai dengan SNI 1725-2016 pembatasan pada deformasi pada kondisi pembebanan dilakukan pada keadaan batas layan, selain itu juga didapat nilai perioda yang berbeda pada setiap Model yang diperlukan untuk menghitung beban gempa.

4.2.1 Hasil analisis periode getar Model 1

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit *slab* berada diatas profil baja menghasilkan nilai priode getar (T) sebagai berikut:

Tabel 4.1: Data periode getar (T) pada Model 1.

Case	Mode	Priode (T) Sec
Modal	Mode 1	0,190342
Modal	Mode 2	0,093056
Modal	Mode 3	0,051893
Modal	Mode 4	0,039452
Modal	Mode 5	0,027415
Modal	Mode 6	0,026062
Modal	Mode 7	0,022835
Modal	Mode 8	0,022808

Tabel 4.1: *lanjutan.*

Case	Mode	Priode (T) Sec
Modal	Mode 9	0,018512
Modal	Mode 10	0,017575
Modal	Mode 11	0,016853
Modal	Mode 12	0,016555

Dari hasil analisis di atas didapat nilai *mode* yang terbesar berada pada *Mode* 1 yaitu sebesar: 0,190342 detik.

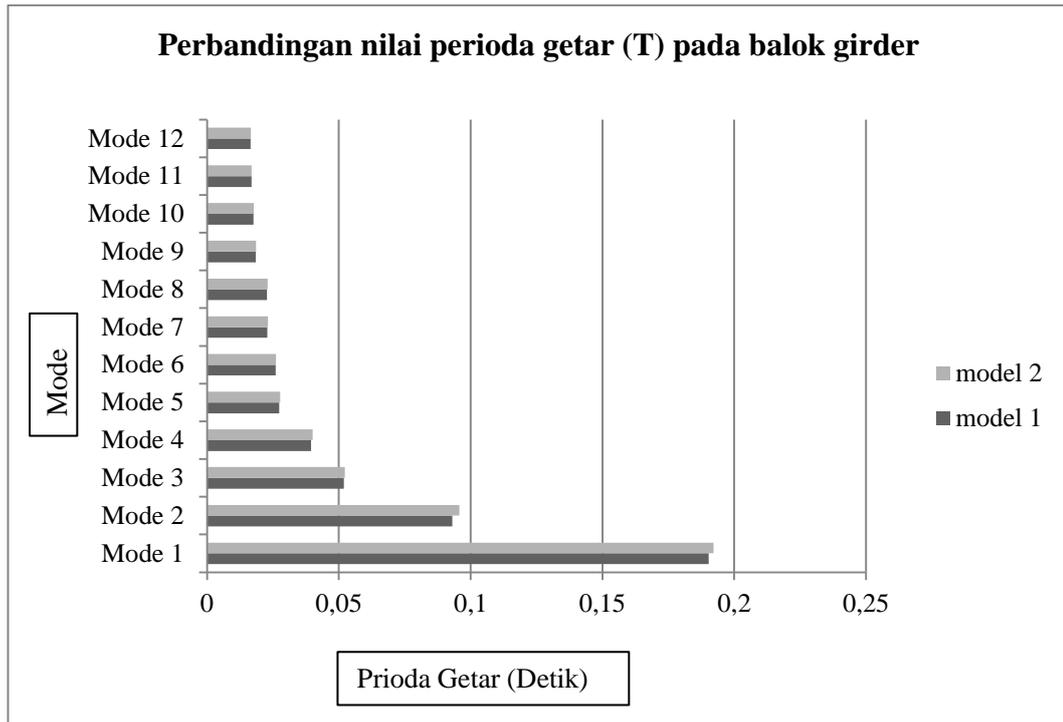
4.2.2 Hasil analisis periode getar Model 2

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit slab berada terbenam sebagian dengan profil baja menghasilkan nilai priode getar (T) sebagai berikut:

Tabel 4.2: Data periode getar (T) Model 2.

Case	Mode	Periode (T) Sec
Modal	Mode 1	0,19211
Modal	Mode 2	0,095736
Modal	Mode 3	0,052297
Modal	Mode 4	0,04008
Modal	Mode 5	0,027701
Modal	Mode 6	0,026222
Modal	Mode 7	0,023062
Modal	Mode 8	0,023035
Modal	Mode 9	0,018589
Modal	Mode 10	0,017729
Modal	Mode 11	0,016932
Modal	Mode 12	0,016664

Berikut ini adalah grafik perbandingan nilai perioda getar (T) dari Model 1 dan Model 2 yang dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut ini:



Gambar 4.1: Grafik perbandingan nilai perioda getar pada balok girder dari Model 1 dan Model 2.

Dari grafik diatas diperoleh perbedaaan nilai perioda getar (T) antara Model 1 dan Model 2, perbedaan tersebut diakibatkan oleh penempatan *slab* yang berbeda yang mempengaruhi kekakuan balok girder jembatan, dimana Model 1 memiliki kekakuan yang melebihi kekakuan pada Model 2 yang dibuktikan pada hasil analisis.

4.2.3 Hasil analisis lendutan Model 1

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit *slab* berada diatas profil baja menghasilkan nilai lendutan sebagai berikut:

Tabel 4.3: Hasil analisis nilai lendutan pada setiap balok girder Model 1.

Komponen	Joint	Kombinasi Daya Layan I (m)	Kombinasi Daya Layan II (m)
Balok girder 93	46	-0,026114	-0,028269

Tabel 4.3: *Lanjutan.*

Komponen	Joint	Kombinasi Daya Layan I (m)	Kombinasi Daya Layan II (m)
Balok girder 92	47	-0,025985	-0,028129
Balok girder 91	48	-0,025888	-0,028022
Balok girder 90	49	-0,025829	-0,027957
Balok girder 89	50	-0,025809	-0,027936
Balok girder 88	51	-0,02583	-0,027957
Balok girder 87	52	-0,025891	-0,028022
Balok girder 86	53	-0,025988	-0,028129
Balok girder 85	54	-0,026118	-0,028269

Dari hasil analisis diatas didapat nilai lendutan maksimum sebesar -0,028269, dimana nilai tersebut masih memenuhi persyaratan lendutan maksimum pada baja yang terdapat pada RSNI T-03-2005 dihitung dengan rumus : $L/800 = 35/800 = 0,04375$ m.

Dimana:

$$0,028269 \text{ m} < 0,04375 \text{ m}$$

OKE!!

4.2.4 Hasil analisis lendutan Model 2

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit *slab* berada terselubung sebagian dengan profil baja menghasilkan nilai lendutan sebagai berikut:

Tabel 4.4: Hasil analisis nilai lendutan pada setiap balok girder Model 2.

Komponen	Joint	Kombinasi Daya Layan I (m)	Kombinasi Daya Layan II (m)
Balok girder 93	46	-0,026596	-0,028791
Balok girder 92	47	-0,026472	-0,028652

Tabel 4.4: *Lanjutan.*

Komponen	Joint	Kombinasi Daya Layan I (m)	Kombinasi Daya Layan II (m)
Balok girder 91	48	-0,026373	-0,028546
Balok girder 90	49	-0,026315	-0,028482
Balok girder 89	50	-0,026294	-0,028461
Balok girder 88	51	-0,026315	-0,028482
Balok girder 87	52	-0,026373	-0,028546
Balok girder 86	53	-0,026472	-0,028652
Balok girder 85	54	-0,026596	-0,028791

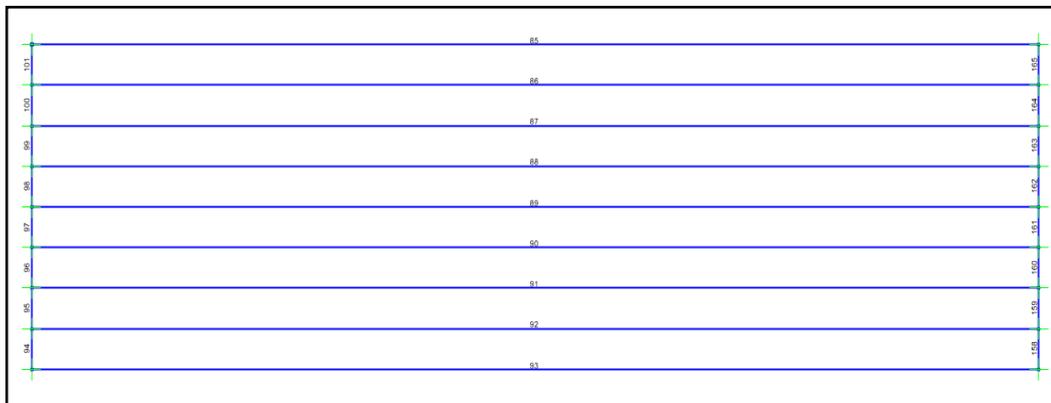
Dari hasil analisis diatas didapat nilai lendutan maksimum sebesar -0,028791, dimana nilai tersebut masih memenuhi persyaratan lendutan maksimum pada baja yang terdapat pada RSNI T-03-2005 dihitung dengan rumus: $L/800 = 35/800 = 0,04375$ m.

Dimana:

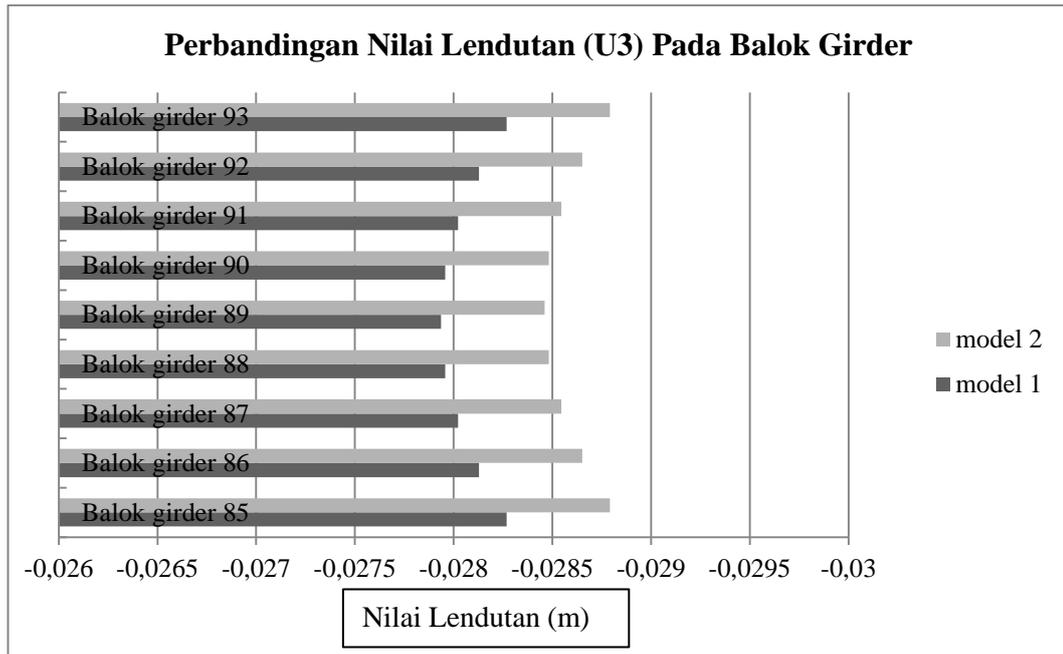
$$0,028791 \text{ m} < 0,04375 \text{ m}$$

OKE!!

Berikut ini adalah denah balok girder dan gambar grafik perbandingan nilai lendutan dari Model 1 dan Model 2, dimana grafik hanya menunjukkan nilai kombinasi yang terbesar yaitu pada Kombinasi Daya Layan II yang dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan 4.3 dibawah ini:



Gambar 4.2: Denah balok girder.



Gambar 4.3: Grafik perbandingan nilai lendutan pada balok girder Model 1 dan Model 2.

Dari gambar diatas diketahui bahwa nilai lendutan pada Model 2 lebih besar dibandingkan dengan Model 1 dikarenakan penempatan *slab* yang berbeda, yang dimana pada Model 2 *slab* diturunkan sepanjang 8 cm yang mempengaruhi kekuatan balok girder untuk menahan momen yang terjadi. Dimana Model 1 memiliki kekakuan yang melebihi Model 2 yang dibuktikan dengan hasil analisis.

4.2.5 Hasil analisis besarnya momen (M3) pada Model 1

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit *slab* berada diatas profil baja menghasilkan nilai momen maksimum pada setiap balok girder sebagai berikut:

Tabel 4.5: Hasil analisis nilai momen (M3) maksimum pada setiap girder Model 1.

Komponen	Kombinasi Kuat I (Kgf-m)	Kombinasi Kuat II (Kgf-m)	Kombinasi Kuat III (Kgf-m)	Kombinasi Kuat IV (Kgf-m)	Kombinasi Kuat V (Kgf-m)
Balok girder 85	324589,85	320839,66	212811,37	212737,58	213424,9
Balok girder 86	325806,74	321522,02	212137,21	212077,1	212758,32

Tabel 4.5: Lanjutan.

Komponen	Kombinasi Kuat I (Kgf-m)	Kombinasi Kuat II (Kgf-m)	Kombinasi Kuat III (Kgf-m)	Kombinasi Kuat IV (Kgf-m)	Kombinasi Kuat V (Kgf-m)
Balok girder 87	325194,79	320819,11	211384,55	211343,39	211979,39
Balok girder 88	324697,71	320300,6	210927,74	210907,81	211575,69
Balok girder 89	324518,07	320117,57	210760,95	210763,54	211425,36
Balok girder 90	324697,71	320300,6	210882,02	210907,81	211562,63
Balok girder 91	325194,79	320819,11	211294,49	211343,39	211953,66
Balok girder 92	325806,74	321522,02	212137,21	212077,1	212721,03
Balok girder 93	324589,85	320300,6	212652,6	212737,58	213379,53

Hasil analisis diatas didapat nilai momen (M3) maksimum yaitu sebesar : 325806,74 Kgf-m.

Cek:

$$Mu = 325806,74 \text{ Kgf-m} = 3258067400 \text{ N.mm}$$

Syarat: $M_p > Mu/\phi$

$$Mu/\phi = 3258067400 / 0,90 = 3620074889 \text{ N.mm}$$

Untuk profil 1500 x 450 x 26 x 45

$$\lambda_f = \frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{450}{2 \cdot 45} = 5$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{1410}{26} = 54,23$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{290}} = 9,982$$

$$\frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{290}} = 98,652$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}} = \frac{370}{\sqrt{290 - 70}} = 24,945$$

$$\frac{370}{\sqrt{f_y -}} = \frac{370}{\sqrt{290}} = 149,741$$

Karena $\lambda_f < \lambda_p$ maka penampang dinyatakan kompak, karena penampang kompak maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} Z_x &= b \times t_f \times (d - t_f) + \frac{1}{4} \times t_w \times (d - 2t_f)^2 \\ &= ((450 \times 45 \times (1500 - 45)) + 0,25 \times 26 \times ((1500 - (2 \times 45)))^2) \\ &= 29.420.850 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z_y &= \frac{1}{2} \times b^2 \times t_f + \frac{1}{4} \times t_w^2 \times (d-2t_f) \\
 &= (0,5 \times 450^2 \times 45) + 0,25 \times 426^2 \times ((1500-(2 \times 45))) \\
 &= 4794540 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h &= d - 2(ro+ t_f) \\
 &= 1500 - ((2(0+45)) \\
 &= 1410
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_x \times F_y \\
 &= 29.420.850 \times 290 = 8532046500 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$M_p > M_u / \phi$$

$$8532046500 \text{ .N.mm} > 3620074889 \text{ N.mm}$$

OKE!!

4.2.6 Hasil analisis besarnya momen (M3) pada Model 2

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit *slab* berada terbenam sebagian dengan profil baja menghasilkan nilai momen maksimum pada setiap balok girder sebagai berikut:

Tabel 4.6: Hasil analisis nilai momen (M3) maksimum pada setiap girder Model 2.

Komponen	Kombinasi Kuat I (Kgf-m)	Kombinasi Kuat II (Kgf-m)	Kombinasi Kuat III (Kgf-m)	Kombinasi Kuat IV (Kgf-m)	Kombinasi Kuat V (Kgf-m)
Balok girder 85	330874,17	327064,93	216983,69	216903,43	217605,48
Balok girder 86	332140,22	327787,9	216314,23	216249,09	216944,69
Balok girder 87	331538,83	327092,73	215557,12	215512,54	216162,50
Balok girder 88	331045,47	326577,16	215097,82	215076,08	215757,52
Balok girder 89	330866,78	326394,95	214929,24	214931,67	215606,60
Balok girder 90	331045,47	326577,16	215048,75	215076,08	215743,50
Balok girder 91	331538,83	327092,73	215460,30	215512,54	216134,84
Balok girder 93	332140,22	327787,90	216811,74	216249,09	216904,48
Balok girder 94	330874,17	327064,93	216811,74	216903,43	217556,35

Hasil analisis diatas didapat nilai momen (M3) maksimum yaitu sebesar :
332140,22 Kgf-m.

Cek:

$$Mu = 332140,22 \text{ Kgf-m} = 3321402200 \text{ N.mm}$$

Syarat: $M_p > Mu/\phi$

$$Mu/\phi = 3321402200 / 0,90 = 3690446889 \text{ N.mm}$$

Untuk profil 1500 x 450 x 26 x 45

$$\lambda_f = \frac{b}{2.t_f} = \frac{450}{2.45} = 5$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{1410}{26} = 54,23$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{290}} = 9,982$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}} = \frac{370}{\sqrt{290 - 70}} = 24,945$$

$$\frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{290}} = 98,652$$

$$\frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}} = \frac{370}{\sqrt{290}} = 149,741$$

Karena $\lambda_f < \lambda_p$ maka penampang dinyatakan kompak, karena penampang kompak maka $M_n = M_p$.

$$\begin{aligned} Z_x &= b \times t_f \times (d - t_f) + \frac{1}{4} \times t_w \times (d - 2t_f)^2 \\ &= ((450 \times 45 \times (1500 - 45)) + 0,25 \times 26 \times ((1500 - (2 \times 45))^2) \\ &= 29.420.850 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_y &= \frac{1}{2} \times b^2 \times t_f + \frac{1}{4} \times t_w^2 \times (d - 2t_f) \\ &= (0,5 \times 450^2 \times 45) + 0,25 \times 26^2 \times ((1500 - (2 \times 45))) \\ &= 4794540 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h &= d - 2(ro + t_f) \\ &= 1500 - ((2(0 + 45))) \\ &= 1410 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times F_y \\ &= 29.420.850 \times 290 = 8532046500 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Kontrol:

$$M_p > M_u / \phi$$

$$8532046500 \text{ .N.mm} > 3690446889 \text{ N.mm}$$

OKE!!

4.2.7 Hasil analisis besarnya gaya geser (V2) untuk arah X pada Model 1

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit *slab* berada diatas profil baja menghasilkan nilai gaya geser maksimum pada setiap balok girder sebagai berikut:

Tabel 4.7: Hasil analisis nilai gaya geser (V2) maksimum pada setiap girder Model 1.

Komponen	Kombinasi Ekstrem I (Kgf)
Balok girder 85	46561,47
Balok girder 86	45080,66
Balok girder 87	44750,39
Balok girder 88	44500,38
Balok girder 89	44269,11
Balok girder 90	44043,94
Balok girder 91	43954,88
Balok girder 92	44843,01
Balok girder 93	52239,56

Hasil analisis diatas didapat nilai gaya geser (V2) maksimum yaitu sebesar: 52239,56 Kgf.

- Cek terhadap kelangsingan untuk tebal pelat web

$$\begin{aligned} \text{Syarat} & : \frac{h}{t_w} < \frac{1100}{\sqrt{f_y}} & h & = d - 2(r_o + t_f) \\ & & & = 1500 - (2 \times (0 + 45)) = 1410 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{1410}{26} < \frac{1100}{\sqrt{290}}$$

$$54,230 < 64,594$$

OKE!!

Karena Pers. diatas telah terpenuhi maka:

$$V_n = 0,6 \times f_y \times d \times t_w = 0,6 \times 290 \times 1500 \times 26 = 6.786.000 \text{ N} = 678.600 \text{ kg}$$

- Cek terhadap kuat geser

$$\text{Syarat} : \phi_v \cdot V_n > V_u,$$

$$0,9 \times 678.600 \text{ kg} > 52239,56 \text{ kg}$$

$$610.740 \text{ kg} > 52239,56 \text{ kg}$$

OKE!!

4.2.8 Hasil analisis besarnya gaya geser (V2) arah X pada Model 2

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit *slab* berada terselubung sebagian dengan profil baja menghasilkan nilai gaya geser maksimum pada setiap balok girder sebagai berikut:

Tabel 4.8: Hasil analisis nilai gaya geser (V2) maksimum pada setiap girder Model 2.

Balok Girder	Kombinasi Ekstrem I (Kgf)
85	46573,29
86	45090,72
87	44763,72
88	44512,85
89	44275
90	44032,44
91	43904,09
92	44738,21
93	52353,8

Hasil analisis diatas didapat nilai gaya geser (V2) maksimum yaitu sebesar: 52353,8 Kgf.

- Cek terhadap kelangsingan untuk tebal pelat web

$$\text{Syarat} : \frac{h}{t_w} < \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$h = d - 2 (r_o + t_f)$$

$$= 1500 - (2 \times (0 + 45)) = 1410 \text{ mm}$$

$$\frac{1410}{26} < \frac{1100}{\sqrt{290}}$$

$$54,230 < 64,594$$

OKE!!

Karena Pers. diatas telah terpenuhi maka:

$$V_n = 0,6 \times f_y \times d \times t_w = 0,6 \times 290 \times 1500 \times 26 = 6.786.000 \text{ N} = 678.600 \text{ kg}$$

- Cek terhadap kuat geser

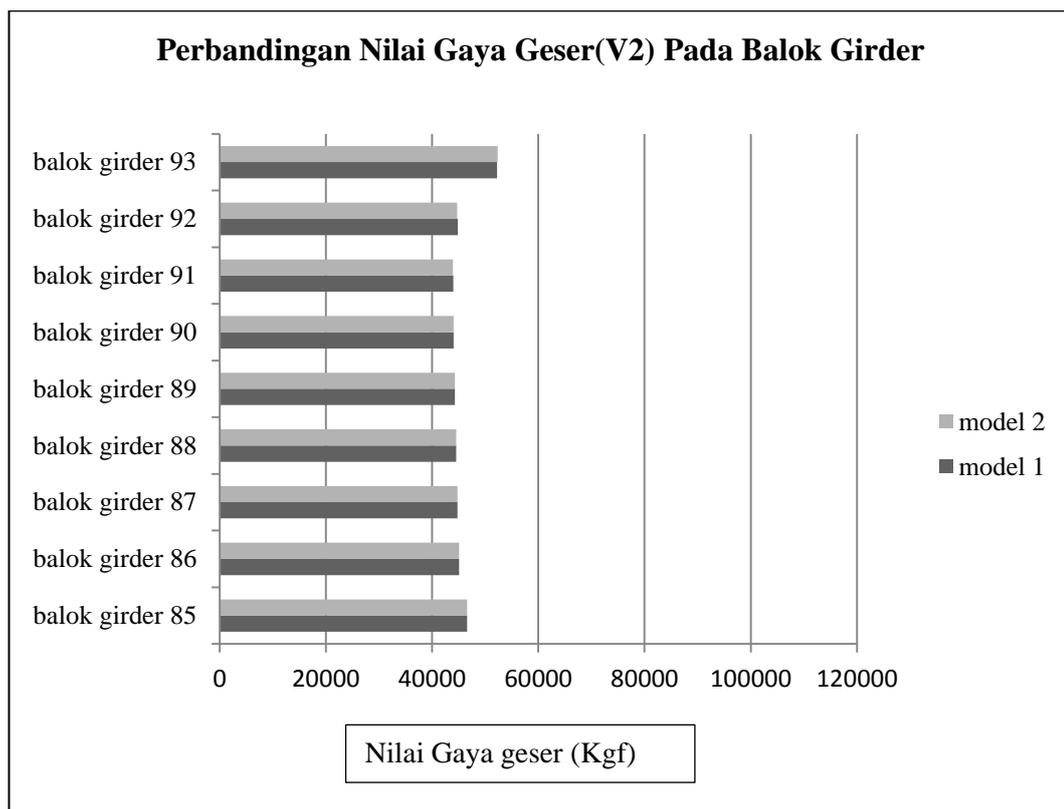
$$\text{Syarat} : \phi_v \cdot V_n > V_u,$$

$$0,9 \times 678.600 \text{ kg} > 52353,8 \text{ kg}$$

$$610.740 \text{ kg} > 52353,8 \text{ kg}$$

OKE!!

Berikut ini adalah grafik perbandingan nilai maksimum gaya geser (V2) pada setiap balok girder yang ditunjukkan pada Gambar 4.3:



Gambar 4.4 : Perbandingan nilai gaya geser maksimum (V2) balok girder pada Model 1 dan Model 2.

4.2.9 Hasil analisis besarnya gaya geser (V3) untuk arah Y pada Model 1

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit *slab* berada diatas profil baja menghasilkan nilai gaya geser maksimum pada setiap balok girder ditunjukkan pada Tabel 4.9:

Tabel 4.9: Hasil analisis nilai gaya geser (V3) maksimum pada setiap girder Model 1.

Komponen	Kombinasi Ekstrem I (Kgf)
Balok Girder 85	858,22
Balok Girder 86	477,66
Balok Girder 87	295,74
Balok Girder 88	170,66
Balok Girder 89	87,48
Balok Girder 90	42,23
Balok Girder 91	165,16
Balok Girder 92	346,33
Balok Girder 93	755,99

Hasil analisis diatas didapat nilai gaya geser (V3) maksimum yaitu sebesar: 858,22 Kgf.

Syarat: $\phi_v \cdot V_n > V_u$,

$$610.740 \text{ kg} > 858,22 \text{ kg}$$

OKE!!

4.2.10 Hasil analisis besarnya gaya geser (V3) arah Y pada Model 2

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit *slab* berada terselubung sebagian dengan profil baja menghasilkan nilai gaya geser maksimum pada setiap balok girder ditunjukkan pada Tabel 4.10:

Tabel 4.10: Hasil analisis nilai gaya geser (V3) maksimum setiap girder Model 2.

Komponen	Kombinasi Ekstrem I (Kgf)
Balok Girder 85	896,86
Balok Girder 86	45,43

Tabel 4.10: *Lanjutan.*

Komponen	Kombinasi Ekstrem I (Kgf)
Balok Girder 87	308,06
Balok Girder 88	181,13
Balok Girder 89	95,12
Balok Girder 90	36,4
Balok Girder 91	161,03
Balok Girder 92	347,62
Balok Girder 93	785,08

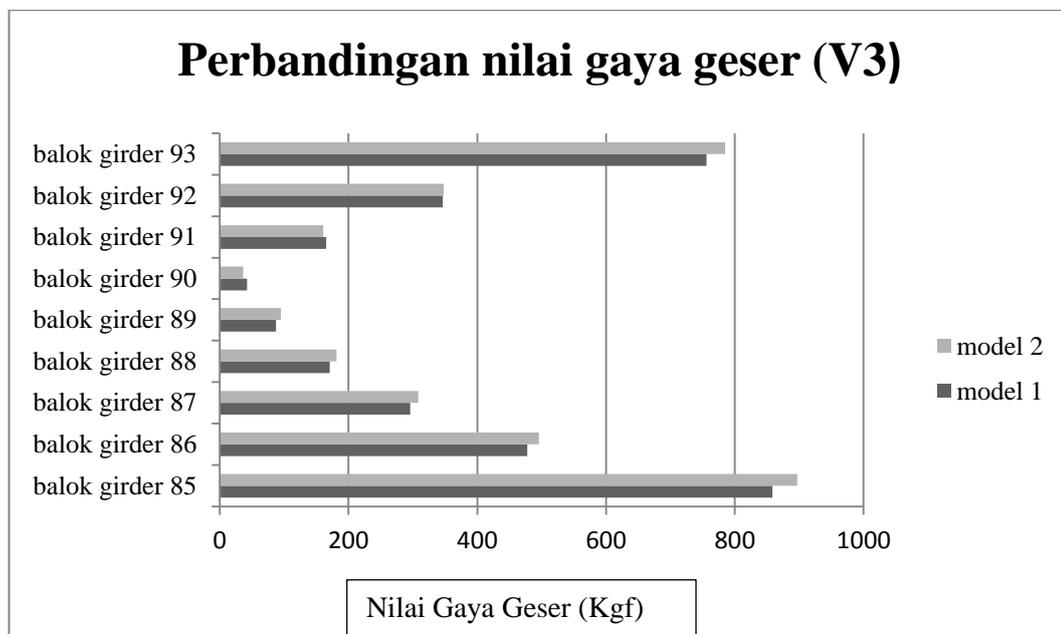
Hasil analisis diatas didapat nilai gaya geser (V3) maksimum yaitu sebesar: 785,08 Kgf.

Syarat: $\phi_v \cdot V_n > V_u$,

$$610.740 \text{ kg} > 785,08 \text{ kg}$$

OKE!!

Berikut ini adalah grafik perbandingan nilai maksimum gaya geser (V2) pada setiap balok girder yang ditunjukkan pada Gambar 4.3:



Gambar 4.5: Grafik perbandingan nilai gaya geser (V3) Arah Y Model 1 dan Model 2.

4.2.11 Hasil analisis besarnya gaya aksial (P) pada Model 1

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit slab berada diatas profil baja menghasilkan nilai gaya aksial maksimum pada setiap balok girder sebagai berikut:

Tabel 4.1: Hasil analisis nilai gaya aksial (P) maksimum pada setiap girder Model 1.

Komponen	Kombinasi Daya Layan I (Kgf)	Kombinasi Daya Layan II (Kgf)
Balok Girder 85	-169613,31	-183907,5
Balok Girder 86	-169037,56	-183324,05
Balok Girder 87	-168580,92	-182854,07
Balok Girder 88	-168276,83	-182536,71
Balok Girder 89	-168169,3	-182425,94
Balok Girder 90	-168270,53	-182536,71
Balok Girder 91	-168568,58	-182854,07
Balok Girder 92	-169019,93	-183324,05
Balok Girder 93	-169592,76	-183907,5

Dari analisis diatas bahwa gaya aksial maksimum berada pada balok girder 85 dan 93 yaitu sebesar: 183907,5 Kgf-m.

4.2.12 Hasil analisis besarnya gaya aksial (P) pada Model 2

Hasil analisis terhadap pemodelan struktur jembatan dengan sistem komposit slab berada terselubung sebagian dengan profil baja menghasilkan nilai gaya aksial maksimum pada setiap balok girder sebagai berikut:

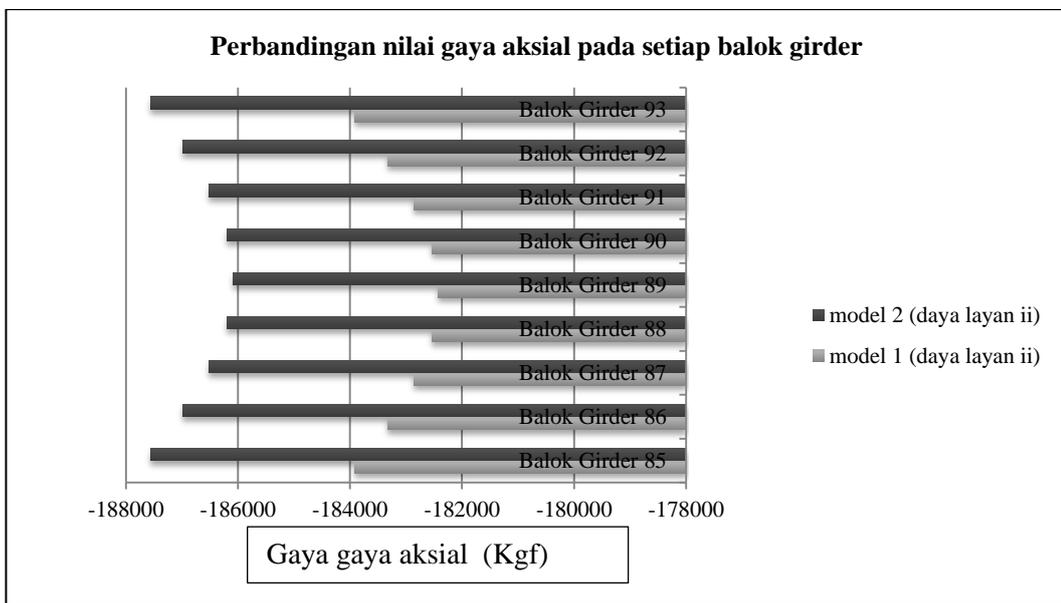
Tabel 4.12: Hasil analisis nilai gaya aksial (P) maksimum pada setiap girder Model 2.

Komponen	Kombinasi Daya Layan I (Kgf)	Kombinasi Daya Layan II (Kgf)
Balok Girder 85	-172974,64	-187549,26
Balok Girder 86	-172405,33	-186976,1
Balok Girder 87	-171951,12	-186510,07
Balok Girder 88	-171648,00	-186194,35
Balok Girder 89	-171540,61	-186084,04
Balok Girder 90	-171641,25	-186194,35

Tabel 4.12: *Lanjutan.*

Komponen	Kombinasi Daya Layan I (Kgf)	Kombinasi Daya Layan II (Kgf)
Balok Girder 91	-171937,84	-186510,07
Balok Girder 92	-172386,28	-186976,1
Balok Girder 93	-172952,26	-187549,26

Dari analisis diatas bahwa gaya aksial maksimum berada pada balok girder 85 dan 93 yaitu sebesar: 187549,26 Kgf



Gambar 4.6: Perbandingan nilai gaya aksial (P) pada setiap girder Model 1 dan Model 2 .

Dari grafik diatas bisa diambil kesimpulan bahwa nilai gaya aksial (P) yang terbesar berada pada Model 2 (Kombinasi daya layan II) yaitu sebesar 187549,26 Kgf.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan pembahasan mengenai “Analisis Perilaku Struktur Jembatan Komposit Girder”, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Pengaruh penempatan *slab* yang berbeda mempengaruhi perilaku struktur jembatan, bisa dilihat pada hasil periode getar, lendutan dan gaya geser yang berbeda.
 - Untuk periode getar
 - Model 1 : 0,190342 (detik)
 - Model 2 : 0,19211 (detik)
 - Untuk lendutan maksimum
 - Model 1 : -0,028269 m
 - Model 2 : -0,028791 m
 - Untuk gaya geser maksimum terjadi pada arah X
 - Model 1 : 52239,56 Kgf
 - Model 2 : 52353,8 Kgf.
2. Dimensi pada setiap Model sama disesuaikan untuk memenuhi persyaratan lendutan, dimana dimensi profil yang digunakan adalah 1500 x 450 x 26 x 45.
3. Pada pemodelan yang membedakan hanya penempatan *slab* saja. Dari hasil analisa bahwa didapat nilai-nilai maksimum untuk setiap kombinasi terjadi pada Model 2, baik itu yang terjadi akibat gempa ataupun beban-beban lainnya.

5.2 Saran

1. Pada tugas akhir ini, analisa beban struktur gempa hanya menggunakan analisis statik ekuivalen. Penulis menyarankan agar dilakukan peninjauan lebih dalam lagi menggunakan analisis lainnya.
2. Penulis menyarankan nantinya dalam tugas akhir ini dilakukan perbandingan perencanaan wilayah , sehingga diperoleh perbandingan dalam analisi terhadap gempa.
3. Untuk mendapatkan hasil yang akurat sebaiknya tanah yang ditinjau ada jenis yaitu tanah keras, tanah sedang dan tanah lembek. Disini penulis hanya meninjau 1 jenis tanah yaitu tanah sedang.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Indonesia (2005) *Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan RSNI T – 03 - 2005*
- Badan Standarisasi Indonesia (2008) *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833:2008*
- Badan Standarisasi Indonesia (2016) *Pembebanan Untuk Jembatan SNI 1725:2016*
- Dewobroto, W. (2016) *Struktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010 Edisi Ke-2*. Tangerang: Universitas Pelita Harapan.
- Faisal, A. (2014) *Catatan Kuliah M.K. Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Setiawan, A. (2002) *Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD sesuai SNI 03-1729-2002*
- Supriadi, A. (2009) *Analisis Struktur Jembatan Baja Komposit Beton*. Laporan Tugas akhir. Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Mercu Buana

LAMPIRAN

A. Hasil analisis Mode *output* SAP2000

A1. Model 1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,190342	0	0	0,86089	0	0	0,86089
MODAL	Mode	2	0,093056	0	0	6,78E-19	0	0	0,86089
MODAL	Mode	3	0,051893	0	0	9,328E-20	0	0	0,86089
MODAL	Mode	4	0,039452	0	0	8,846E-19	0	0	0,86089
MODAL	Mode	5	0,027415	0	0	0,000002218	0	0	0,86089
MODAL	Mode	6	0,026062	0	0	0,08982	0	0	0,95071
MODAL	Mode	7	0,022835	0	0	7,361E-17	0	0	0,95071
MODAL	Mode	8	0,022808	0	0	5,964E-16	0	0	0,95071
MODAL	Mode	9	0,018512	0	0	1,119E-14	0	0	0,95071
MODAL	Mode	10	0,017575	0	0	0,00022	0	0	0,95092
MODAL	Mode	11	0,016853	0	0	9,729E-15	0	0	0,95092
MODAL	Mode	12	0,016555	0	0	1,056E-16	0	0	0,95092

A2. Model 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,19211	0	0	0,86089	0	0	0,86089
MODAL	Mode	2	0,095736	0	0	4,418E-19	0	0	0,86089
MODAL	Mode	3	0,052297	0	0	6,225E-20	0	0	0,86089
MODAL	Mode	4	0,04008	0	0	6,191E-19	0	0	0,86089
MODAL	Mode	5	0,027701	0	0	0,000002397	0	0	0,86089
MODAL	Mode	6	0,026222	0	0	0,0898	0	0	0,95069
MODAL	Mode	7	0,023062	0	0	4,821E-16	0	0	0,95069
MODAL	Mode	8	0,023035	0	0	0	0	0	0,95069
MODAL	Mode	9	0,018589	0	0	9,695E-15	0	0	0,95069
MODAL	Mode	10	0,017729	0	0	0,00023	0	0	0,95092
MODAL	Mode	11	0,016932	0	0	9,639E-15	0	0	0,95092
MODAL	Mode	12	0,016664	0	0	5,747E-16	0	0	0,95092

B. Hasil analisis *displacement output* SAP2000

B.1 Model 1

NILAI U3 MAKSIMUM PADA SETIAP GIRDER

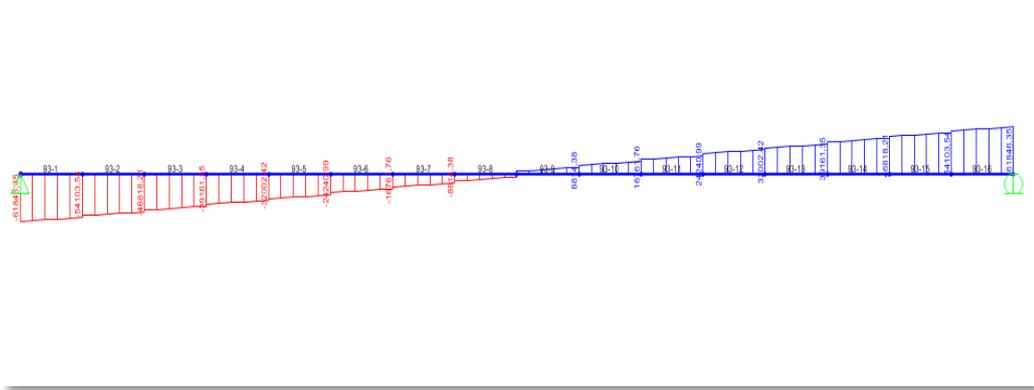
KOMPONEN	JOINT	KOMBINASI DAYA LAYAN I (m)	KOMBINASI DAYA LAYAN II (m)	KOMBINASI DAYA LAYAN III (m)	KOMBINASI DAYA LAYAN IV (m)	KOMBINASI EKSTREM I (m)	KOMBINASI EKSTREM II (m)	KOMBINASI KUAT I (m)	KOMBINASI KUAT II (m)	KOMBINASI KUAT III (m)	KOMBINASI KUAT IV (m)	KOMBINASI KUAT V (m)
Balok girder 93	46	-0,026114	-0,028269	-0,024572	-0,01865	-0,019593	-0,021072	-0,031967	-0,03172	-0,021355	-0,021366	-0,021429
Balok girder 92	47	-0,025985	-0,028129	-0,024449	-0,018557	-0,019827	-0,021299	-0,031809	-0,031567	-0,021255	-0,021263	-0,021327
Balok girder 91	48	-0,025888	-0,028022	-0,024357	-0,01849	-0,020104	-0,02157	-0,031688	-0,031453	-0,021184	-0,021189	-0,021254
Balok girder 90	49	-0,025829	-0,027957	-0,024301	-0,01845	-0,020417	-0,021879	-0,031614	-0,031383	-0,021142	-0,021145	-0,02121
Balok girder 89	50	-0,025809	-0,027936	-0,024283	-0,018437	-0,020754	-0,022215	-0,031589	-0,031359	-0,02113	-0,02113	-0,021196
Balok girder 88	51	-0,02583	-0,027957	-0,024301	-0,018452	-0,021108	-0,022571	-0,031614	-0,031383	-0,021147	-0,021145	-0,021212
Balok girder 87	52	-0,025891	-0,028022	-0,024357	-0,018494	-0,021476	-0,022942	-0,031688	-0,031453	-0,021194	-0,021189	-0,021257
Balok girder 86	53	-0,025988	-0,028129	-0,024449	-0,018564	-0,021858	-0,02333	-0,031809	-0,031567	-0,02127	-0,021263	-0,021331
Balok girder 85	54	-0,026118	-0,028269	-0,024572	-0,01866	-0,022257	-0,023736	-0,031967	-0,03172	-0,021375	-0,021366	-0,021435

B.2 Model 2

NILAI U3 MAKSIMUM PADA SETIAP GIRDER

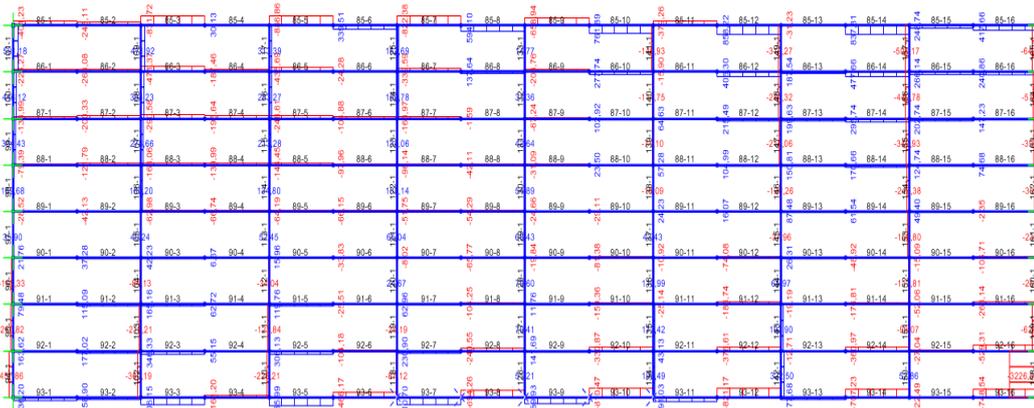
KOMPONEN	JOINT	KOMBINASI DAYA LAYAN I (m)	KOMBINASI DAYA LAYAN II (m)	KOMBINASI DAYA LAYAN III (m)	KOMBINASI DAYA LAYAN IV (m)	KOMBINASI EKSTREM I (m)	KOMBINASI EKSTREM II (m)	KOMBINASI KUAT I (m)	KOMBINASI KUAT II (m)	KOMBINASI KUAT III (m)	KOMBINASI KUAT IV (m)	KOMBINASI KUAT V (m)
Balok girder 93	46	-0,026596	-0,028791	-0,025026	-0,018994	-0,019593	-0,021072	-0,019881	-0,021388	-0,020773	-0,032557	-0,032306
Balok girder 92	47	-0,026468	-0,028652	-0,024904	-0,018902	-0,019827	-0,021299	-0,02014	-0,021639	-0,020699	-0,0324	-0,032155
Balok girder 91	48	-0,026373	-0,028546	-0,024813	-0,018836	-0,020104	-0,02157	-0,020443	-0,021937	-0,020645	-0,03228	-0,032041
Balok girder 90	49	-0,026314	-0,028482	-0,024757	-0,018796	-0,020417	-0,021879	-0,020781	-0,022271	-0,020612	-0,032207	-0,031972
Balok girder 89	50	-0,026294	-0,028461	-0,024739	-0,018784	-0,020754	-0,022215	-0,021142	-0,022631	-0,020601	-0,032182	-0,031949
Balok girder 88	51	-0,026315	-0,028482	-0,024757	-0,018799	-0,021108	-0,022571	-0,02152	-0,02301	-0,020612	-0,032207	-0,031972
Balok girder 87	52	-0,026375	-0,028546	-0,024813	-0,018841	-0,021476	-0,022942	-0,021911	-0,023404	-0,020645	-0,03228	-0,032041
Balok girder 86	53	-0,026472	-0,028652	-0,024904	-0,01891	-0,021858	-0,02333	-0,022315	-0,023814	-0,020699	-0,0324	-0,032155
Balok girder 85	54	-0,026601	-0,028791	-0,025026	-0,019005	-0,022257	-0,023736	-0,022735	-0,024241	-0,020773	-0,032557	-0,032306

D.2 model 2



E. Diagram gaya geser akibat gempa Y pada kombinasi maksimum (Ekstrem I)

E.1 Model 1



E.2 Model 2

