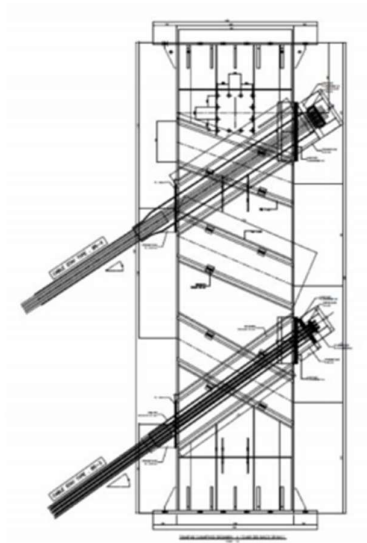


a. Angkur Hidup

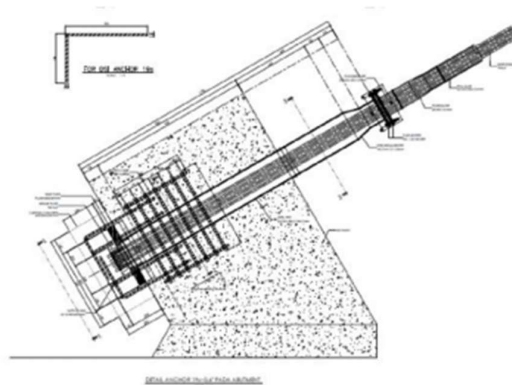
Pada sistem pengangkuran ini kabel diangkur pada bagian ujung ketika dilakukan pemberian tegangan. Angkur hidup biasanya digunakan untuk menghubungkan kabel ke menara/pylon.



Gambar 2.9 – Angkur hidup
(Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

b. Angkur mati

Angkur mati dilakukan dengan mengankur kabel di bagian ujung namun dalam keadaan tidak diberi tegangan. Sistem ankur mati biasanya digunakan untuk pengangkuran kabel di gelagar jembatan.

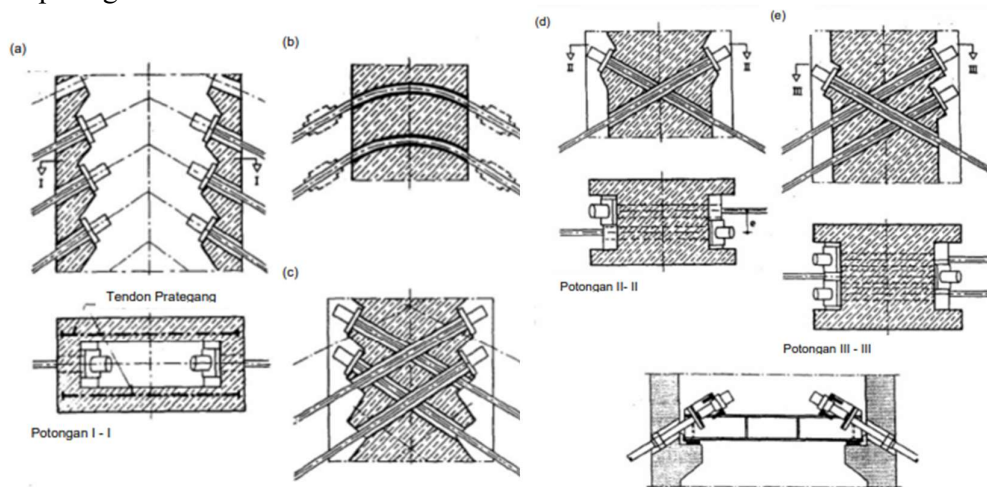


Gambar 2.10 – Angkur mati
(Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

c. Posisi dan Detai Pengankuran

1. Pengankuran pada menara

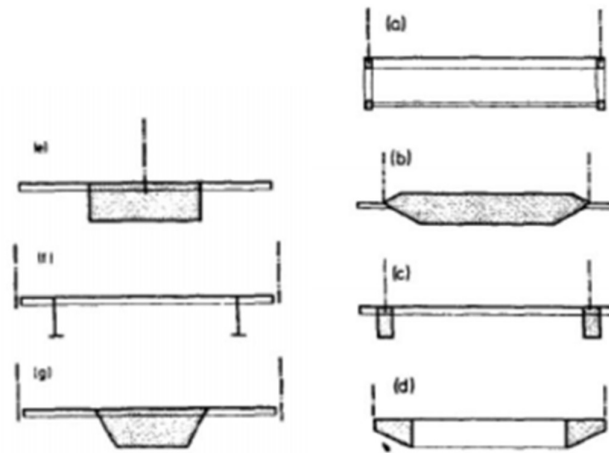
Ada beberapa tipe pengankuran yang bias dipilih untuk menghubungkan/menyambungkan kabel pada menara sebagaimana disajikan pada gambar dibawah.



Gambar 2.11 – Tipe pengankuran pada menara
(Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

2. Pengangkuran pada Dek Jembatan

Dalam perencanaan jembatan *cable-stayed* distribusi gaya harus sangat diperhatikan. Ada kasus dimana kabel diangkurkan langsung ke elemen utama gelagar jembatan dan ada juga kasus lainnya dimana kabel diangkur di luar elemen utama gelagar sehingga membutuhkan *bracket* khusus untuk penyaluran gaya yang diterima oleh elemen utama gelagar jembatan.

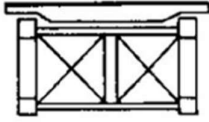
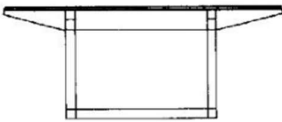
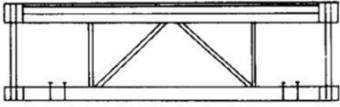
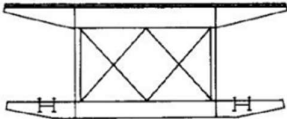


Gambar 2.12 – Lokasi ankur pada gelagar jembatan
(Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

2.4.4 Sistem Lantai Jembatan

1. Bentuk dan Material Gelagar Jembatan

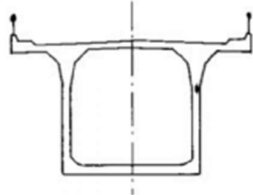
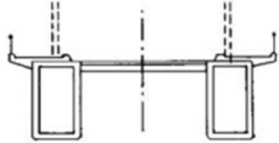

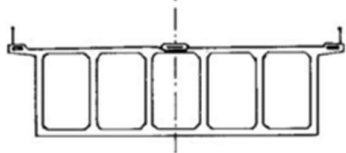
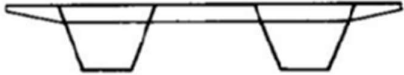
Dalam konstruksi gelagar jembatan *cable-stayed*, terdapat sangat banyak variasi bentuk gelagar yang bias digunakan, namun bentuk yang umum dan sering digunakan adalah rangka pengaku baja, *solid web* beton, dan *solid web* baja. *Stiffening truss* juga banyak digunakan pada awal perkembangan jembatan *cable-stayed* namun saat ini sudah jarang digunakan karena maintenance yang relatif sulit, membutuhkan biaya yang lebih tinggi karena pabrikan *stiffening truss* yang besar, serta estetika struktur yang kurang menarik.

No	Tipe jembatan	Penampang jembatan
1	Jalan raya	
2	Jalan raya dan kereta api	
3	Jalan raya dan kereta api	
4	Jalan raya dan kereta api	


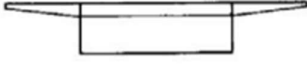
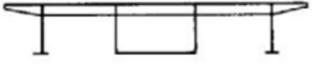
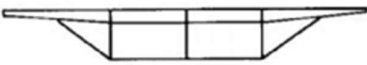



Gambar 2.13 - Gelagar jembatan *cabl-stayed* dengan rangka pengaku
(Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

Gelagar jembatan *cabl-stayed* dari *solid web* baja atau beton dapat berupa:

- Gelagar pelat (*plate girder*) yang terdiri dari dua atau lebih gelagar.
- Gelagar Box (*box girder*), yang terdiri dari satu atau beberapa box yang disusun yang membentuk trapesium atau persegi panjang.

No	Komposisi	Penampang Jembatan
1	<i>Single Box Girder</i>	
2	<i>Twin Box Girder</i>	
3	<i>Twin Box Girder</i>	
4	<i>Multiple Box Girder</i>	
5	<i>Twin Trapezoidal Box Girder</i>	

Gambar 2.14 Gelagar jembatan *cabl-stayed* dengan *solid web* beton
(Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

No	Komposisi	Penampang Jembatan
1	<i>Twin I Girder</i>	
2	<i>Single Rectangular Box Girder</i>	
3	<i>Central Box Girder dan Single Single Web Girder</i>	
4	<i>Single Twin Cellular Box Girder dan Sloping Struts</i>	
5	<i>Single Trapezoidal Box Girder</i>	
6	<i>Twin Rectangular Box Girder</i>	
7	<i>Twin Trapezoidal Box Girder</i>	

Gambar 2.15 – Gelagar jembatan *cabl-stayed* dengan *solid web* baja
(Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

Untuk bentang sampai dengan 350 m biasanya digunakan gelgar dengan material beton karena biaya pelaksanaan yang lebih ekonomis. Sedangkan pada jembatan dengan bentang yang lebih panjang karena massa jenis beton yang tinggi, penggunaan material beton pada gelagar jembatan akan mempengaruhi dimensi elemen struktur jembatan yang lain seperti *pylon*, ruji kabel, dan pondasi. Dengan mempertimbangkan hal tersebut, maka untuk bentang 350 m sampai dengan 500 m pada umumnya akan digunakan gelagar jembatan baja. Kelebihan dari penggunaan gelagar komposit adalah kemudahan dalam

pelaksanaan konstruksi. Dan untuk jembatan dengan bentang lebih dari 500 m gelagar yang umumnya digunakan adalah gelagar jembatan baja.

b. Tinggi Gelagar Jembatan

Untuk mendapatkan tinggi optimal gelagar jembatan maka dilakukan perbandingan kelangsingan antara tinggi lantai dan panjang antara titik penggantung kabel. Menurut Peraturan PU No. 08/SE/M/2015 estimasi awal rasio kelangsingan antara tinggi lantai jembatan dengan bentang utama sebesar $1/50 - 1/70$. Apabila kabel tepi diangkurkan ke pilar atau kepala jembatan maka dapat digunakan rasio $1/100$.

c. Berat Dek Jembatan

Dalam Pasal 4.6.3 Peraturan PU No. 08/SE/M/2015 dijelaskan tentang besaran yang dapat digunakan sebagai perkiraan awal untuk memperkirakan berat gelagar lantai jembatan *cable-stayed* yang dijabarkan pada poin-poin berikut:

Tabel 2.1 – Besaran yang dapat digunakan untuk memperkirakan berat gelagar (Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

No.	Jenis Gelagar	Besaran Untuk Memperkirakan Berat Gelagar
1	Gelagar Baja	2,5 – 3,5 kN/m ²
2	Gelagar Komposit	6,5 – 8,5 kN/m ²
3	Gelagar Beton	10 – 15 kN/m ²

Perhitungan berat sendiri semua gelagar, perkiraan persentase ditambah 30% untuk perhitungan berat ikatan pengaku, pelat simpul, sambungan *koppel*, dan baut.

Dalam perhitungan pendekatan, besaran momen inersia dari rangka baja dapat diperhitungkan dengan pengaruh luas batang tepi atas dan batang tepi bawah terhadap garis berat memanjang rata-rata pada pertengahan tinggi rangka. Pengaruh inersia diagonal dan besaran inersia terhadap sumbu sendiri dapat diabaikan. (Pasal 4.6.3 Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

d. Bentuk Dek dan Stabilitas Aerodinamik

Pengaruh angin dinamik terhadap kestabilan jembatan adalah salah satu aspek yang harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan *cable-stayed*. Beberapa hal yang mempengaruhi kestabilan jembatan terhadap beban angin yaitu:

1. Bentuk penampang dek jembatan

Penampang dek jembatan harus *stream line* atau aerodinamis untuk bisa tetap stabil terhadap beban angin. Pada bentang jembatan yang lebih panjang, dikembangkan menjadi *twin box* atau *triple box*.

2. Kekakuan Dek Jembatan

Untuk mampu menahan beban angin yang lebih besar diperlukan dek jembatan dengan kekakuan yang tinggi sehingga struktur dapat tetap stabil.

3. Berat Dek Jembatan

Semakin berat dek maka akan semakin stabil jembatan tersebut, namun demikian hal ini membutuhkan biaya konstruksi yang tinggi.

4. Keberadaan Alat Kontrol

Penggunaan alat kontrol diharapkan mampu menjadi *stabilizer* yang akan mengurangi pergerakan pada dek jembatan

Selain empat poin di atas aspek penting lainnya yang perlu diperhatikan adalah kekakuan torsional. Kekakuan torsional yang tinggi dibutuhkan untuk dapat menjaga kestabilan struktur terhadap beban dinamik angin.

2.2 Menara/*Pylon*

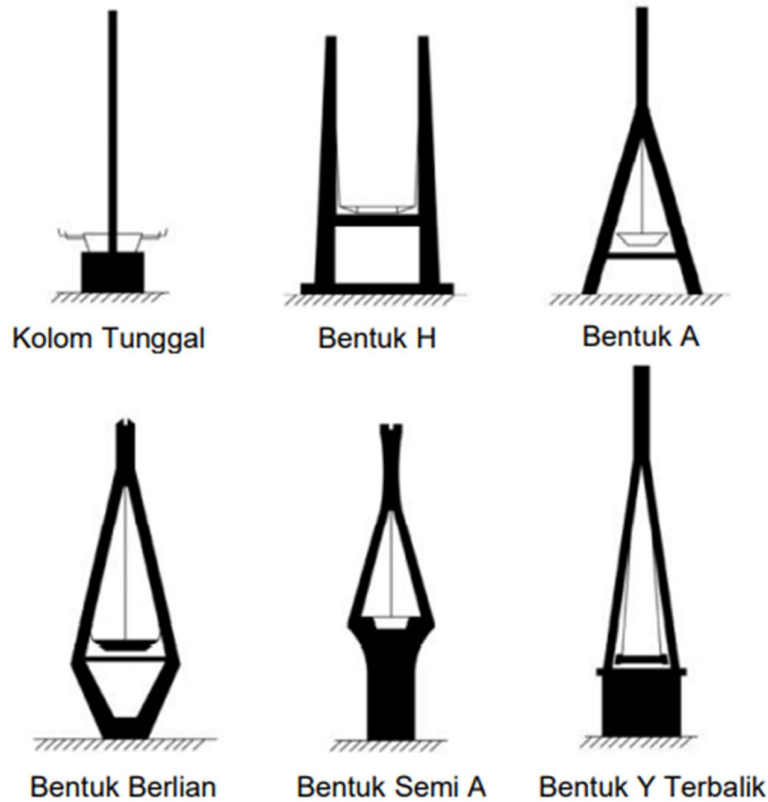
Menara/*pylon* merupakan salah satu elemen utama yang akan mempengaruhi estetika, keekonomisan serta kekuatan struktur jembatan *cabl-stayed*. Menara memikul seluruh beban sendiri dan beban hidup yang disalurkan oleh kabel. Menara biasanya dibuat langsing agar memiliki stabilitas yang dominan.

Mengingat menara akan menerima gaya aksial yang besar maka secara prinsip seharusnya penggunaan material beton adalah pilihan yang tepat. Namun perencanaan menara beton lebih rumit daripada menara baja karena mempunyai perilaku tegangan-regangan yang tidak linear sehingga akan membutuhkan pemeriksaan analisis kedua.

Menara komposit umumnya memiliki perilaku regangan-tegangan yang linear. Sehingga dalam pelaksanaan konstruksi di Indonesia para perencana lebih memilih material baja atau komposit untuk struktur menara.

Dalam pemilihan bentuk menara perlu memperhatikan konfigurasi kabel, bentang jembatan, serta aspek estetika struktur.

Tinggi menara direncanakan dengan mempertimbangkan berbagai aspek seperti bentang jembatan, konfigurasi kabel, jumlah kabel serta nilai estetika jembatan. Rasio antara bentang dan tinggi jembatan dihitung dari gelagar jembatan adalah 0,19 - 0,25.



Gambar 2.16 – Bentuk dasar menara/*pylon* jembatan *cable-stayed*
(Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

2.3 Tipe Hubungan Jembatan *Cable-Stayed*

Pada umumnya jembatan *cabel-stayed* mempunyai *expansion joint* pada ujung gelagarnya yang bertujuan agar dek jembatan dapat bergerak dalam arah memanjang.

Gaya aksial terbesar pada gelagar jembatan terjadi pada pertemuan gelagar dengan menara. Untuk meminimalkan pengaruh gaya aksial tersebut pada menara, maka gelagar jembatan dibuat menerus. Tidak digunakannya tumpuan vertikal pada pertemuan gelagar jembatan dengan menara juga akan mengurangi momen yang terjadi pada menara. Akan tetapi karena struktur beruji kabel memiliki kekakuan yang kurang baik dalam arah lateral, maka pada pertemuan gelagar jembatan

dengan menara diberikan tumpuan dalam arah lateral. (Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

Umumnya pada hubungan antara gelagar dan menara jembatan *cable-stayed* dipasang *Seismic Dumper* yang akan bekerja saat terjadi gempa untuk menahan gaya lateral yang disebabkan.

Secara umum terdapat tiga tipe hubungan antara gelagar dan menara jembatan *cable-stayed* antara lain:

1. Gelagar dan menara dalam kesatuan monolitik. Keuntungan dari tipe hubungan ini adalah momen yang diterima menara menjadi relatif kecil.
2. Gelagar melayang melalui menara, struktur tidak tertahan mempunyai keuntungan dalam pengaruh rangkai-susut, temperatur serta mengurangi dampak getaran akibat gempa.
3. Gelagar berada di atas permukaan menara, keuntungan terbesar dari tipe ini adalah struktur memiliki lebih banyak tumpuan tetap.

2.5 Pembebanan

Pembebanan yang digunakan dalam perencanaan jembatan *cable-stayed* sesuai dengan peraturan SNI 1725 – 2016 tentang pembebanan untuk jembatan.

2.5.1 Beban Permanen

1. Umum

Dalam perencanaan suatu struktur jembatan diperlukan perhitungan massa dari seluruh elemen struktur. Besar kerapatan massa dan berat isi berbagai material dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.2– Berat isi untuk beban mati
(SNI 1725 – 2016)

No.	Bahan	Berat isi (kN/m ³)	Kerapatan massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surface</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8 – 22,7	1920 – 2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25 – 19,6	1250 – 2000
7	Beton $f_c < 35$ 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>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Beban mati jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan nonstruktural. Setiap komponen ini harus dianggap sebagai suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan faktor beban normal dan faktor beban terkurangi. Perencana jembatan harus menggunakan keahliannya di dalam menentukan komponen-komponen tersebut. (SNI 1725-2016).

2. Berat Sendiri

Berat sendiri adalah seluruh beban yang diakibatkan oleh gaya gravitasi yang bekerja pada massa struktur, pada struktur jembatan yang termasuk beban mati adalah berat elemen-elemen struktural jembatan dan elemen nonstruktural tetap.

Tabel 2.3 – Faktor beban untuk berat sendiri
(SNI 1725-2016)

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

3. Beban Mati Tambahan/Utilitas (M_A)

Beban mati tambahan adalah beban yang disebabkan oleh elemen nonstructural yang nilainya dapat berubah selama masa pelayanan jembatan.

Tabel 2.4 – Faktor beban untuk beban mati tambahan
(SNI 1725-2016)

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

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

2.5.2 Beban Lalu Lintas

Dalam perencanaan jembatan, perhitungan beban lalu lintas terdiri dari beban lajur “D” dan beban truk “T”. Beban lajur “D” adalah beban yang bekerja pada lajur kendaraan dan mempengaruhi struktur jembatan dengan bobot yang setara dengan mobilisasi kendaraan yang sebenarnya. Jumlah dari beban “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

Beban truk “T” adalah satu beban kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam jalur lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas dua bidang kontak pembentukan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk “T” diterapkan per lajur lalu lintas rencana. (SNI 1725-2016)

Umumnya beban “D” adalah beban yang digunakan sebagai penentu dalam perencanaan jembatan yang memiliki bentang sedang sampai panjang, sedangkan untuk jembatan dengan bentang pendek digunakan beban truk “T”.

1. Lajur Lalu Lintas Rencana

Untuk menentukan jumlah lajur lalu lintas rencana jembatan, pada umumnya dilakukan dengan mengambil bagian *integer* dari hasil pembagian lebar bersih jembatan (w) dengan lebar lajur rencana sebesar 2750 mm. Dalam perencanaan lajur lalu lintas jembatan, perencana harus memperhitungkan kemungkinan berubahnya lebar bersih jembatan dimasa depan yang diakibatkan oleh perubahan fungsi dari bagian-bagian jembatan. Jumlah maksimum lajur lalu lintas untuk berbagai lebar jembatan disajikan pada tabel berikut:

Tabel 2.5 - Jumlah lajur lalu lintas rencana

Tipe Jembatan (1)	Lebar Bersih Jembatan (2) (mm)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana (n)
Satu Lajur	$3000 \leq w < 5250$	1
Dua Arah, tanpa Median	$5250 \leq w < 7500$	2
	$7500 \leq w < 10,000$	3
	$10,000 \leq w < 12,500$	4
	$12,500 \leq w < 15,250$	5
	$w \geq 15,250$	6
Dua Arah, dengan Median	$5500 \leq w \leq 8000$	2
	$8250 \leq w \leq 10,750$	3
	$11,000 \leq w \leq 13,500$	4
	$13,750 \leq w \leq 16,250$	5
	$w \geq 16,500$	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.		

2. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BTG). (SNI 1725-2016).

Tabel 2.6 - 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	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

3. Intensitas Beban “D”

Berdasarkan SNI 1725-2016, intensitas untuk beban terbagi rata adalah q kPa dimana nilai q bergantung pada panjang total bagian jembatan yang dibebani L seperti dijabarkan dalam persamaan dibawah ini:

Jika,

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa} \dots \dots \dots (2.1)$$

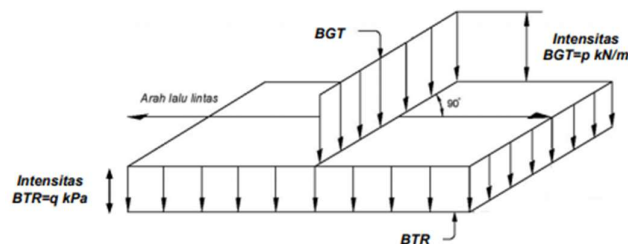
Jika,

$$L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \dots \dots \dots (2.2)$$

Keterangan :

q : intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L : panjang total jembatan yang dibebani (meter)



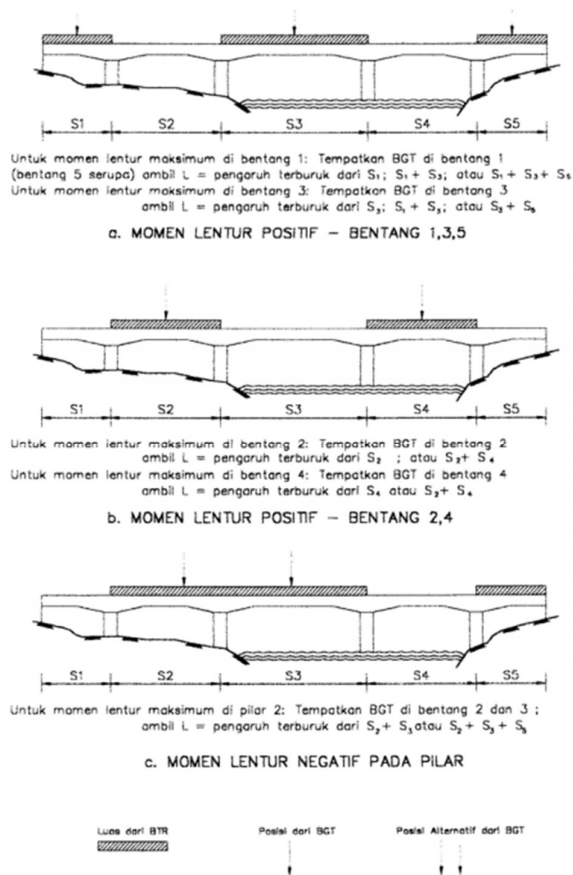
Gambar 2.17 – Beban lajur “D”
(SNI 1725 – 2016)

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m.

Untuk mendapatkan momen lentur negative maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang indentik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya. (SNI 1725 – 2016)

4. Distribusi Beban “D”

Dalam perencanaan jembatan, beban “D” disusun pada arah melintang untuk menghasilkan momen maksimum.



Gambar 2.18 – Alternatif penempatan beban “D” dalam arah melintang

(SNI 1725-2016)

5. Respon Terhadap Beban Lajur “D”

Distribusi beban “D” pada arah melintang dilakukan untuk menghitung momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal tersebut dilakukan dengan menyebarkan beban lajur “D” pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk pajang terbebani yang sesuai.

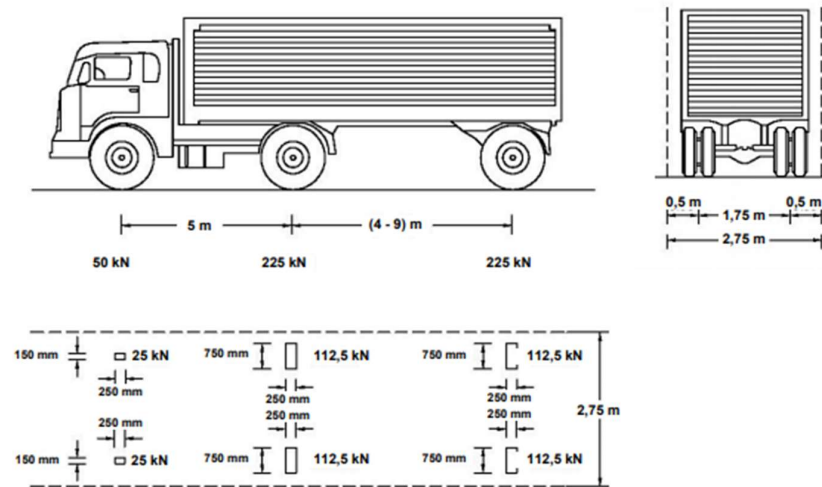
6. Beban Truk “T” (TT)

Selain beban “D”, dalam perencanaan struktur jembatan terdapat jenis beban lalu lintas lain yaitu beban truk “T”. Pembebanan truk “T” digunakan dalam perhitungan struktur lantai.

Tabel 2.7 – Faktor beban untuk beban “T”
(SNI 1725 – 2016)

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

Beban truk “T” terdiri atas kendaraan truk *semi-trailer* yang memiliki susunan berat gandar seperti pada gambar 2.18. Beban dari tiap gardar tersebut tersebar secara merata kepada kedua bidang kontak roda dengan permukaan lantai. Jarak antara kedua gandar tersebut dapat diubah dari 4,0 m hingga 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah arah melintang jembatan.

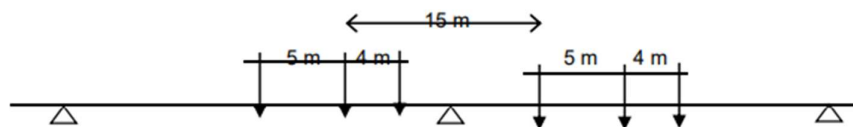


Gambar 2.19 – Beban Truk “T” (500 kN)
(SNI 1725 – 2015)

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

- a. Pengaruh beban truk dikalikan dengan factor beban dinamis (FBD), atau
- b. Pengaruh beban terdistribusi “D” dan beban garis KEL dikalikan FBD

Untuk momen negatif, beban truk dikerjakan pada dua bentang yang berdampingan dengan jarak antar gandar tengah truk terhadap gandar depan truk dibelakangnya adalah 15 m, dengan jarak antara gandar tengah dan gandar belakang adalah 4 m. (SNI 1725 – 2016)



Gambar 2.20 – Penempatan beban truk untuk kondisi momen negatif maksimum
(SNI 1725 – 2016)

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:

- a. Untuk perencanaan pelat kantilever : 250 mm dari tepi parapet atau *railing*, dan
- b. 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 terdistribusi “D”.

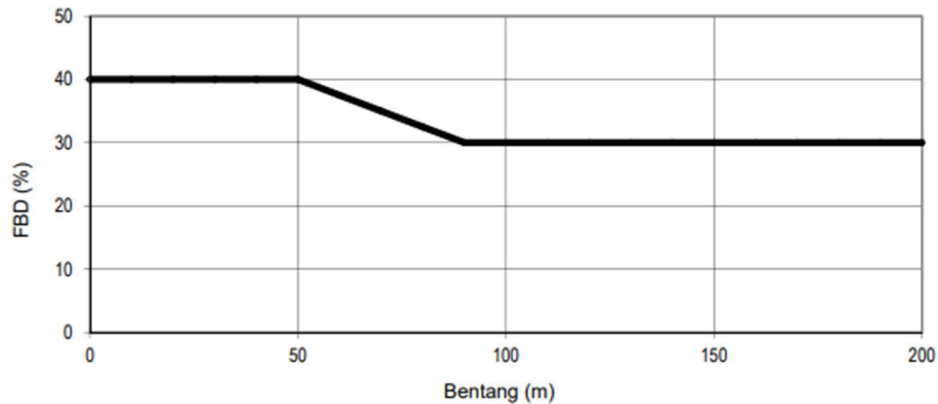
7. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi dari 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 dari getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen. (SNI 1725-2016)

Faktor beban dinamis diterapkan untuk beban statis truk rencana, sedangkan untuk beban pejalan kaki dan beban terbagi rata (BTR) tidak perlu diperbesar dengan FBD. Untuk gaya sentrifugal dan gaya rem juga tidak perlu diterapkan faktor beban dinamis.

Beban BGT dari pembebanan lajur “D” dan beban truk “T” harus cukup untuk memberikan interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dikalikan FBD.

Gaya sentrifugal dan gaya rem tidak perlu diperbesar dengan faktor beban dinamis. Besarnya nilai tambah hasil perkalian dengan faktor beban dinamis dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. Faktor beban dinamis untuk beban truk “T” diambil senilai 30%.



Gambar 2.21 – Faktor beban dinamis untuk beban T pada pembebanan lajur “D”
(SNI 1725-2016)

8. Gaya Rem (*TB*)

Berdasarkan pasal 8.7 SNI 1725-2016, gaya rem harus diambil yang 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 8.2 SNI 1725-2016 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. Faktor kepadatan lajur yang ditentukan pada Pasal 8.4.3 SNI 1725-2016 berlaku untuk menghitung gaya rem.

9. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki

Komponen trotoar yang memiliki lebar lebih dari 600 mm harus direncanakan untuk dapat memikul beban pejalan kaki dengan besar 5 kPa dan dianggap bekerja bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan.

2.5.3 Aksi Lingkungan

Dalam perencanaan jembatan aksi lingkungan yang dapat mempengaruhi struktur jembatan seperti pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa dan penyebab-penyebab alami lainnya diperhitungkan sebagai beban.

1. Beban Angin
 - a. Tekanan Angin Horizontal

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

Menurut Pasal 9.6.1 SNI 1725-2016, untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, V_{DZ} , harus dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_{DZ} = 2,5v_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{20} \right) \dots\dots\dots(2.3)$$

Keterangan :

- V_{DZ} : Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)
- V_{10} : kecepatan angin rencana pada elevasi 10000 mm di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam)
- V_B : kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam
- Z : elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z < 1000$ mm)
- V_0 : kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meterologi untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)
- Z_0 : panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meterologi

V_{10} dapat diperoleh dari :

- Grafik kecepatan angin rencana untuk berbagai periode ulang,
- Survei angin pada lokasi jembatan, dan
- Jika tidak ada data yang lebih baik, nilai V_{10} dapat diasumsikan sebesar 90 – 126 km/jam.

Tabel 2.8 – Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu (SNI 1725 – 2015)

Kondisi	Lahan terbuka	Sub urban	Kota
V_{10}	13,2	17,6	19,3
Z_0	70	1000	2500

Apabila terdapat kekurangan data, maka tekanan angin rencana dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \dots\dots\dots (2.4)$$

Keterangan :

P_D : tekanan angin rencana (MPa)

P_B : tekanan angin dasar (MPa)

Tabel 2.9 – Tekanan angin dasar

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

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

➤ **Beban dari struktur atas**

Apabila angin bekerja tidak tegak lurus pada struktur, maka dapat diambil berbagai sudut serang dalam arah tegak lurus longitudinal untuk tekanan angin dasar P_B . Arah angin yang digunakan untuk perencanaan adalah arah angin yang akan memberikan dampak paling buruk pada komponen jembatan yang ditinjau. Dalam perencanaan, tekanan angin melintang dan memanjang harus diterapkan secara bersamaan.

Tabel 2.10 – Tekanan angin dasar (P_B) untuk berbagai sudut serang (SNI 1725-2016)

Sudut serang	Rangka, kolom, dan pelengkung		Gelagar	
	Beban lateral	Beban longitudinal	Beban lateral	Beban longitudinal
	MPa	MPa	MPa	MPa
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

➤ **Gaya angin pada kendaraan**

Struktur jembatan harus direncanakan untuk dapat memikul tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut diasumsikan bekerja dalam arah tegak lurus dan bekerja pada elevasi 1800 mm diatas permukaan jalan. Tekanan angin pada kendaraan diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm.

Tabel 2.11 – Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan

(SNI 1725-2016)

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

b. Tekanan Angin Vertikal

Dalam perencanaannya, jembatan harus didesain untuk mampu menahan beban garis memanjang yang merepresentasikan tekanan angin vertikal ke atas sebesar $9,6 \times 10^{-4}$ MPa dikalikan lebar jembatan, dalam hal ini termasuk trotoar dan parapet.

c. Instabilitas Aeroelastik

Pengaruh gaya aeroelastik terhadap komponen-komponen jembatan yang rentan terhadap angin harus diperhitungkan dalam perencanaannya. Dimana semua struktur jembatan yang memiliki rasio panjang terhadap lebar lebih dari 30 dianggap rentan terhadap pengaruh aeroelastik angin.

d. Fenomena Aeroelastik

Berdasarkan SNI 1725-2016, dalam perencanaan jembatan fenomena aeroelastik yang perlu ditinjau berupa *vortex*, *galloping*, *flutter*, dan *divergensi*.

2. Beban Gempa

Untuk perhitungan pengaruh beban gempa terhadap struktur mengacu pada SNI 2833:2016 tentang "Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa".

Untuk jembatan dengan bentang majemuk atau memiliki lebih dari satu bentang, maka dalam melakukan analisis gempa harus sesuai dengan klasifikasi dalam tabel 2.12.

Tabel 2.12 – Persyaratan analisis minimum untuk pengaruh gempa
(SNI 2833 – 2016)

Zona Gempa	Jembatan bentang tunggal	Jembatan dengan bentang >1					
		Jembatan lainnya		Jembatan penting		Jembatan sangat penting	
		Beraturan	Tdk beraturan	Beraturan	Tidak beraturan	Beraturan	Tidak beraturan
1	Tidak	*	*	*	*	*	*
2	dibutuhkan	SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3	analisis gempa	SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Keterangan :

- * : tidak diperlukan analisis dinamik
- UL : Metode beban elastis (*Uniform Load*)
- SM : Metode spektra moda tunggal (*Single Mode Elastic*)
- MM : Metode spectra miltimoda (*Multimode Mode Elastic*)
- TH : Metode riwayat waktu (*Time History*)

Jumlah bentang dan distribusi berat serta kekakuan adalah faktor-faktor yang mempengaruhi keberaturan jembatan. Jembatan beraturan adalah jembatan yang memiliki kurang dari tujuh bentang, dan tidak memiliki perbedaan yang besar dalam hal berat, kekakuan, dan geometri pada tiap bentangnya.

Tabel 2.13 – Persyaratan jembatan beraturan
(SNI 2833-2016)

Parameter	Nilai				
	2	3	4	5	6
Maksimum sudut pada curve bridge*	90°	90°	90°	90°	90°
Rasio bentang maksimum dari bentang ke bentang	3	2	2	1,5	1,5
Rasio maksimum kekakuan pilar dari batang ke bentang. tidak termasuk kepala jembatan	-	4	4	2	2

Catatan: - Semua nilai rasio direferensikan terhadap nilai terkecil,
- *) sudut pada titik pusat jari-jari jembatan dengan besar sudut yang menghubungkan kedua ujung jembatan. (SNI 2833-2016)

Perhitungan beban gempa dilakukan dengan menggunakan analisis dinamis. Data yang digunakan dalam analisa beban gempa dinamis adalah data Respon Spektrum gempa yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2017 (PGA , S_s dan S_I) faktor amplifikasi F_{PGA} , F_a , F_v . Analisis Respon Spektrum dihitung dengan Menggunakan rumus berikut:

$$A_s = F_{PGS} \times PGA \dots\dots\dots(2.5)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots(2.6)$$

$$S_{DI} = F_v \times S_I \dots\dots\dots(2.7)$$

Koefisien respons gempa elastik:

1. Untuk $T < T_0$:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \dots\dots\dots(2.8)$$

2. Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$:

$$C_{sm} = S_{DS} \dots \dots \dots (2.9)$$

3. Untuk $T_s < T$:

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \dots \dots \dots (2.10)$$

Keterangan :

S_{DS} : nilai percepatan spektra 0,2 detik

S_{D1} : nilai percepatan spektra 0,1 detik

T_0 : 0,2 T_s

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots \dots \dots (2.11)$$

Dalam perencanaan jembatan, kombinasi untuk gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur dibagi menjadi dua tinjauan, yaitu:

- 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y.
- 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x.

$$1. \quad DL + EQLL \pm EQ_x \pm 0,3 EQ_y \dots \dots \dots (2.12)$$

$$2. \quad DL + EQLL \pm EQ_y \pm 0,3 EQ_x \dots \dots \dots (2.13)$$

Keterangan:

DL : beban mati yang bekerja (kN)

γ_{EQ} : faktor beban hidup kondisi gempa

γ_{EQ} : 0,5 (jembatan sangat penting)

γ_{EQ} : 0,3 (jembatan penting)

γ_{EQ} : 0 (jembatan lainnya)

LL : beban hidup yang bekerja (kN)

EQ_x : beban gempa yang bekerja pada arah x

EQ_y : beban gempa yang bekerja pada arah y

2.5.4 Kombinasi Pembebanan

Untuk menghitung kombinasi pembebanan pada jembatan, digunakan tabel 1 SNI 1725-2016 sebagai acuan.

Tabel 2.14 – Kombinasi pembebanan
(SNI 1725-2016)

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _s	EW _l	BF	EU _s	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TC}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TC}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TC}	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_{TC}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,0	0	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,0	1,0
Daya Javan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TC}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Javan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya Javan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TC}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Javan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatig (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan : - γ_p dapat berupa γ_{TC} , γ_{ES} , γ_{TC} , γ_{ES} , γ_{TC} , γ_{ES} tergantung beban yang ditinjau
- γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

2.6 Tahapan Perencanaan

2.6.1 Perencanaan Lantai Kendaraan

Berdasarkan Pasal 4.6.2 Peraturan PU No. 08/SE/M/2015, tinggi awal gelagar jembatan *cabl-stayed* diestimasikan sebesar 1/50 – 1/70 dari bentang utama jembatan.

Pada Pasal 4.6.3 Peraturan PU. No/08/SE/M/2015, estimasi awal berat dek pada jembatan *cabl-stayed* yaitu:

- Gelagar baja : 2,5 – 3,5 kN/m² (*box*, rangka)
- Gelagar komposit baja-beton : 6,5 – 8,5 kN/m²
- Gelagar beton : 10,0 – 15 kN/m²

Untuk perhitungan berat sendiri, disyaratkan penambahan 30% untuk ikatan pengaku, pelat simpul, sambungan kopel, dan baut.

2.6.2 Perencanaan Kabel

1. Jarak Antar Kabel

Dalam Pasal 4.4.3 Peraturan PU No. 08/SE/M/2015, dijelaskan mengenai jarak antar ruji kabel yang umum digunakan, antara lain yaitu:

- Dek jembatan yang terbuat dari baja atau material komposit, jarak antar ruji kabel adalah 15-25 meter;
- Pada dek jembatan beton, jarak antar ruji kabel adalah 5-10 m.

Untuk segmen tengah dimana dek tidak mengalami gaya tekan akibat inklinasi kabel, dimungkinkan untuk penggunaan jarak yang lebih lebar. Pada umumnya jarak kabel pada segmen tengah diambil 20% - 30% lebih besar dari jarak kabel pada segmen yang lain.

2. Dimensi Kabel

Pada perencanaan jembatan Hasan Basri digunakan konfigurasi kabel longitudinal dengan tipe kipas (*fan*). Untuk menentukan dimensi awal kabel pada jembatan *cable-stayed* ditentukan dengan memperhatikan ketentuan yang ada pada Pasal 11 Peraturan PU No. 08/SE/M/2015, sebagai berikut:

Dengan mengabaikan pengaruh kelengkungan kabel, gaya tarik pada kabel ke- *i* $T_{sc,i}$ ditentukan sebagai berikut:

$$T_{sc,i} = \left(g + p + \frac{p}{30d} \right) \frac{\lambda_i + \lambda_{i+1}}{2 \times \sin \theta_i} + \lambda_{cb} A_{sc,i} \frac{a_1}{\sin \theta_i \cos \theta_i} \dots \dots \dots (2.14)$$

Luas penampang ruji kabel dibentuk berdasarkan persamaan berikut:

$$T_{sc,i} = A_{sc,i} f_{cbd} \dots \dots \dots (2.15)$$

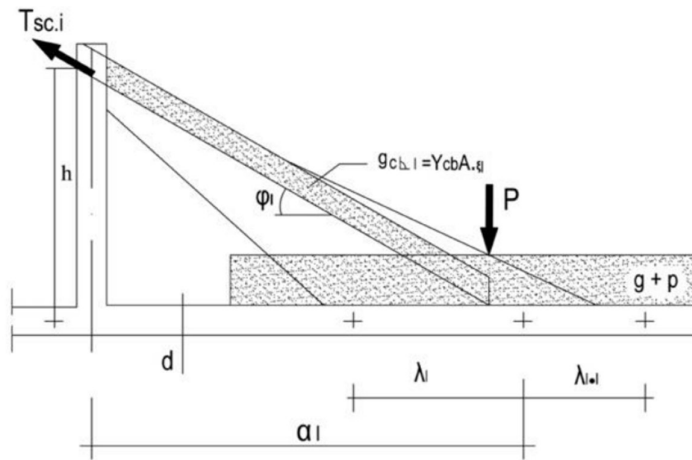
Sehingga:

$$A_{sc,i} \cong \frac{\left(g + p + \frac{p}{30d} \right) (\lambda_i + \lambda_{i+1}) \cos \theta_i}{2(f_{cbd} \sin \theta_i \cos \theta_i - \gamma_{cb} a_1)} \dots \dots \dots (2.16)$$

Keterangan:

$T_{sc,i}$: gaya tarik pada kabel ke- *i*

- g : beban merata mati
- p : beban merata hidup
- d : tinggi gelagar jembatan
- P : beban terpusat
- λ_i : jarak antar kabel
- ϕ_i : sudut kabel ke- i terhadap bidang horizontal
- γ_{cb} : berat jenis kabel
- $A_{sc,i}$: luas penampang kabel ke-i
- f_{cbd} : tegangan ijin kabel
- h : tinggi menara dari elevasi gelagar
- A_{ac} : luas penampang kabel angkur

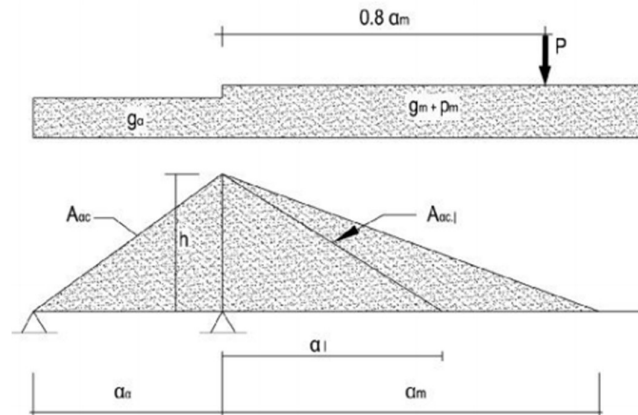


Gambar 2.22 – Notasi gaya pada kabel jembatan *cable-stayed*
(Peraturan PU No. 08/SE/M/2015)

Gaya tarik terbesar terjadi pada ujung kabel yang terhubung dengan angkur seperti yang terlihat pada gambar. Dimensi awal luas kabel angkur dihitung menggunakan rumus berikut:

$$A_{sc,i} = \frac{\frac{1}{2}(g+p)a_m^2 - \frac{1}{2}g_a a_a^2 + 0,8 \times P a_m + \frac{1}{2}\gamma_{cb} \sum_{i=1}^n \left(\frac{A_{sc,i} a_i^2}{\cos \phi_i} \right)}{h f_{cb} \cos \phi_{ac}} \dots \dots \dots (2.17)$$

Notasi gaya pada kabel angkur ditunjukkan pada gambar berikut:



Gambar 2.23 – Notasi gaya pada kabel angkur

3. Modulus Elastisitas Kabel

Menurut Troitsky (1997) nilai modulus elastisitas optimum atau ekivalen dari kabel E_i bergantung pada E_f akibat kelengkungan kabel dan E_e akibat Elastisitas kabel.

$$E_i = \frac{E_e}{1 + \left[\frac{(\gamma L)^2}{12\sigma^3} \right] E_e}$$

Keterangan:

E_i : Modulus Young optimum akibat lengkungan

E_e : Modulus Young kabel pada kondisi lurus

γ : berat jenis kabel

L : panjang horizontal kabel

σ : tegangan tarik kabel

4. Tegangan ijin kabel

Menurut Troitsky (1977), berdasarkan praktek di lapangan, tegangan ijin kabel berikut direkomendasikan.

Secara umum *safety factor* untuk kabel diambil $K = 2,5$. Koefisien ini mewakili kekuatan cadangan dalam kabel setelah diberi beban.

Dengan asumsi bahwa beban mati struktur atas berkisar antara 60 – 70% dari total beban, dan beban hidup antara 30 – 40%, kemudian nilai koefisien dari kekuatan cadangan dalam kabel adalah:

$$K_{res} = \frac{K}{0,65n_1 + 0,35n_2(1+\mu)} \dots\dots\dots(2.18)$$

Keterangan:

$n_1 = 1,1$ = koefisien *overloading* untuk beban mati

$n_2 = 1,4$ = koefisien *overloading* untuk beban hidup

$1 + \mu = 1,1$ = koefisien dinamis

Dengan substitusi nilai K , n_1 , n_2 , dan $1 + \mu$, maka diperoleh

$$K_{res} = \frac{2,5}{0,65 \times 1,1 + 0,35 \times 1,4 \times 1,1} \approx 2 \dots\dots\dots(2.19)$$

Kekuatan kabel dapat dihitung menggunakan rumus:

$$R = R_{a11} K_{m1} m_2 \dots\dots\dots(2.20)$$

Dengan $m_1 = 0,8$ adalah koefisien dari kinerja material pada struktur, maka:

$$m_2 = \frac{1}{K_{m1} K_{res}} = \frac{1}{0,8 \times 0,8 \times 2} = 0,78 \dots\dots\dots(2.21)$$

Beberapa ahli merekomendasikan pengurangan 5% pada perhitungan kekuatan kabel untuk menghitung pengurangan daya dukungnya akibat kompresi transversal pada tumpuan.

$$m_2 = 0,95 \times 0,78 = 0,74 \dots\dots\dots(2.22)$$

2.6.3 Perencanaan Menara

1. Tinggi Menara

Berdasarkan Pasal 4.7.1 Peraturan PU No. 08/SE/M/2015, tinggi awal menara adalah 0,19 – 0,25 dari rasio antara tinggi menara dari elevasi gelagar dan bentang terpanjang jembatan.

2. Dimensi Menara

Dimensi awal menara atau *pylon* ditentukan berdasarkan ketentuan dalam Pasal 11.2.1 Peraturan PU No. 08/SE/M/2015. Untuk menentukan dimensi awal menara dengan konfigurasi kabel longitudinal tipe kipas atau *fan*, dihitung gaya maksimum yang bekerja pada puncak menara dengan persamaan berikut:

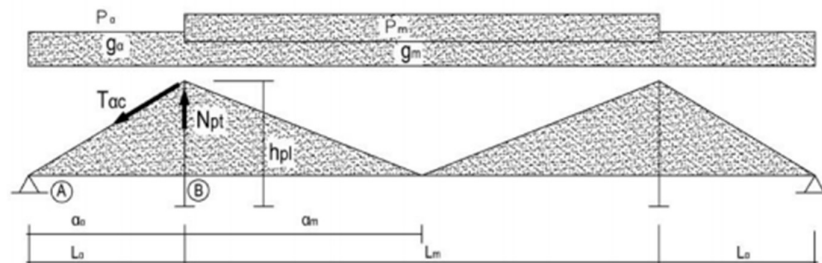
$$N_{pt} = \frac{1}{2}(g_a + p_a)a_a + \frac{1}{2}(g_m p_m) \left(2 + \frac{a_m}{a_a} \right) a_m + \frac{2}{3} Q_{Fa} + Q_{Fm} \left(1 + \frac{a_m}{3a_a} \right) + \frac{1}{2} Q_a \quad (2.23)$$

Keterangan:

Q_{Fa} : kuantitas dari kabel di bentang tepi untuk jembatan tipe kipas/fan

Q_{Fm} : kuantitas dari kabel di bentang tengah untuk jembatan tipe kipas/fan

Q_a : kuantitas dari kabel angkur



Gambar 2.24 – Gaya di puncak menara jembatan beruji kabel tipe kipas/fan

2.7 Perhitungan Struktur

2.7.1 Perhitungan Struktur Baja

Perhitungan struktur baja dalam perencanaan jembatan Hasan Basri ini mengacu pada AISC 360-16.

3. Sifat Mekanis Baja

Tabel 2.16 Sifat baja struktural

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, f_u (MPa)	Tegangan leleh minimum, f_y (MPa)	Perencanaan Minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sifat mekanis lain dari baja structural yang diperlukan dalam perencanaan struktur baja adalah sebagai berikut:

Modulus elastisitas	: $E = 200.000$ MPa
Modulus geser	: $G = 80.000$ MPa
Angka <i>poisson</i>	: $\mu = 0,3$
Koefisien pemuaian	: $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ per °C

4. Perencanaan Komponen Struktur

a. Struktur Tarik

Dalam Chapter D AISC 360-16 dijelaskan bahwa kekuatan Tarik rencana, $\phi_t P_n$, dan kekuatan tarik ijin, P_n/Ω_t , pada komponen tarik harus lebih kecil dari batas tarik leleh pada penampang bruto dan batas tarik *rupture* pada penampang netto.

- Untuk kekuatan tarik leleh pada penampang bruto:

$$P_n = F_y A_g \quad \dots\dots(2.22)$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \quad \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

- Untuk kekuatan tarik rupture pada penampang netto:

$$P_n = F_u A_e \quad \dots\dots(2.23)$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \quad \quad \Omega_t = 2,00 \text{ (ASD)}$$

Keterangan:

A_e = area netto efektif (mm²)

A_g = arena penampang bruto (mm²)

F_y = Tegangan leleh minimum yang ditentukan (MPa)

F_u = Tegangan tarik minimum yang ditentukan (MPa)

Untuk komponen tanpa lubang dihubungkan sepenuhnya dengan las, luas efektif area netto dihitung menggunakan persamaan 2.22. Untuk komponen struktur dengan lubang yang dihubungkan dengan las, area efektif netto dihitung menggunakan persamaan 2.23.

b. Struktur Tekan

Perhitungan struktur tekan untuk komponen baja mengacu pada AISC 360-16 Chapter E.

- Nilai kekuatan tekan, P_n , harus dihitung berdasarkan keadaan batas tekuk lentur dengan persamaan sebagai berikut:

$$P_n = F_{cr} A_g \dots\dots\dots(2.23)$$

Nilai tegangan kritis, F_{cr} , dihitung menggunakan rumus berikut:

a) Untuk $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (atau $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_u} \right] F_y \dots\dots\dots(2.24)$$

b) Untuk $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (atau $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e \dots\dots\dots(2.25)$$

Keterangan:

F_e = tegangan elastis tekuk dihitung berdasarkan persamaan berikut.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \dots\dots\dots(2.26)$$

- Persyaratan kelangsingan

Kelangsingan komponen struktur tekan harus memenuhi persyaratan berikut:

$$\lambda = \frac{Lk}{r} \leq 140 \dots\dots\dots(2.27)$$

Keterangan:

Lk : panjang efektif

R : jari-jari girasi penampang

Rasio antara tebal dan lebar elemen penampang, λ_r , dapat dilihat pada AISC 360 – 16 Table B4. 1.a.

c. Struktur Lentur

Untuk menghitung struktur lentur baja digunakan AISC 360-16 Chapter F sebagai acuan. Kekuatan rencana elemen struktur lentur harus memenuhi ketentuan berikut:

$$M_r \leq M_c = \phi M_n \text{ (LRFD)} \dots\dots\dots(2.28)$$

$$M_r \leq M_c = M_n / \Omega \text{ (ASD)} \dots\dots\dots(2.29)$$

Keterangan :

M_r : Momen akibat gaya dalam

M_c : kapasitas tahanan momen elemen struktur
 M_n : nilai M_n dihitung berdasarkan klasifikasi pada TABLE USER NOTE F.1.1 AISC 360 – 16, serta mengikuti ketentuan-ketentuan dalam Chapter F.

d. Struktur Geser

Untuk menghitung struktur lentur baja digunakan AISC 360-16 Chapter F sebagai acuan. Kekuatan rencana elemen struktur lentur harus memenuhi ketentuan berikut:

$$V_r \leq V_c = \phi V_n \text{ (LRFD)} \dots \dots \dots (2.30)$$

$$V_r \leq V_c = V_n / \Omega \text{ (ASD)} \dots \dots \dots (2.31)$$

Dimana nilai V_n diperoleh dari perhitungan sesuai ketentuan dalam Chapter G.

2.7.2 Perhitungan Dek *Orthotropic*

Untuk lantai kendaraan, perencanaan jembatan Hasan Basri ini menggunakan *orthotropic steel plate* dengan AISC 1963 sebagai acuan perencanaan.

1. Tebal Pelat Lantai

Tebal pelat lantai ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$t_p = 0,0065a \sqrt[3]{P} \dots \dots \dots (2.32)$$

Keterangan:

t_p : tebal minimum pelat (in)

a : jarak antar *ribs* (in)

P : tekanan yang disebabkan karena beban roda truk (ditambah faktor beban dinamis sebesar 30%) (psi)

$$P = \frac{(100\%+30\%)T}{A} \dots \dots \dots (2.33)$$

Keterangan:

A : luas bidang kontak sesuai Pasal 8.4.1 SNI 1725 – 2016 dan ditambah 2 kali tebal aspal pada masing-masing sisi

Setelah perhitungan tebal, dilanjutkan dengan perhitungan lendutan pada pelat lantai kendaraan. Lendutan yang terjadi pada pelat lantai sama dengan 5/6 kali lendutan yang terjadi pada balok.

$$W = \frac{5}{6} \frac{1}{384} \frac{p \times a^4}{EI} \leq \frac{l}{300} \dots \dots \dots (2.34)$$

Keterangan:

W : lendutan maksimum pelat akibat beban roda

p : beban roda per satuan luas

l : $\frac{t_p^3}{12}$

E : Modulus elastisitas pelat lantai

Setelah perhitungan lendutan pelat maka dilakukan kontrol tegangan pada pelat lantai kendaraan.

2. Perencanaan *Ribs*

Direncanakan *ribs* yang digunakan untuk *orthotropic steel box girder* dengan *closed ribs* dengan bentuk *trapezoidal*. Dimensi awal untuk rencana *ribs* diambil dari APENDIX A dalam *Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Deck Bridges, 2012*.

3. Dimensi *Floor Beam*

Untuk *floor beam* (gelagar melintang) direncanakan menggunakan baja profil T yang kemudian dilas dengan pelat lantai dengan tinggi balok (d) direncanakan sebagai berikut:

$$d \geq \frac{L}{38} \dots \dots \dots (2.35)$$

2.7.3 Perhitungan Struktur Beton

Untuk perencanaan struktur beton pada menara digunakan SNI T 12 – 2004 sebagai acuan. Perencanaan menara dilakukan dengan pertimbangan gaya aksial dan lentur menggunakan metode interaksi.


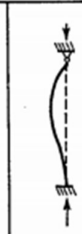








1. Perhitungan Kolom Langsing

Dalam Pasal 5.3.3 SNI T 12 – 2004, dijelaskan mengenai desain kekuatan lentur dan aksial komponen struktur tekan pada menara. Nilai beban aksial terfaktor, P_u , dengan eksentrisitas yang ada, tidak boleh melampaui kuat rancang beban aksial $\phi P_{n(max)}$.

$$\phi P_{n(max)} = 0,85 \phi [0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \dots \dots \dots (2.36)$$

Mengacu pada Pasal 5.7.3 SNI T 12 – 2004, momen lentur rencana yang digunakan tidak boleh kurang dari N_u dikali 0,05h (tebal total dari kolom pada bidang lentur).

Dalam perencanaan kolom, terdapat dua jenis kolom yaitu kolom pendek dan kolom langsing. Perencanaan kolom terdapat pada Pasal 5.7.6 SNI T 12 – 2004.

	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	 = Rotasi terjepit, translasi terjepit  = Rotasi bebas, translasi terjepit			 = Rotasi terjepit, translasi bebas  = Rotasi bebas, translasi bebas		

Gambar 2.25 – Faktor panjang efektif (SNI T 12 – 2004)

Dalam perencanaan kolom langsing, kolom dikelompokkan menjadi kolom bergoyang dan tidak bergoyang.

Apabila pembesaran momen-momen ujung akibat pengaruh orde-dua tidak melebihi 5% dari momen-momen ujung orde-satu maka kolom tersebut data dianggap sebagai kolom tak bergoyang.

$$Q = \frac{\sum P_n \Delta_o}{V_u l_c} \dots\dots\dots(2.37)$$

Keterangan:

- ΣP_u : jumlah beban vertical terfaktor pada tingkat yang ditinjau
- V_u : gaya geser total pada tingkat yang ditinjau
- Δ_o : simpangan relatif antar tingkat orde-pertama akibat V_u

Untuk komponen struktur tekan tak bergoyang, pengaruh kelangsingan dapat diabaikan apabila:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - \left(12 \frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots(2.38)$$

Untuk komponen struktur tekan bergoyang, pengaruh kelangsingan dapat diabaikan apabila:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \dots\dots\dots(2.39)$$

Untuk komponen struktur tekan dengan $\frac{kl_u}{r} > 100$, harus dilakukan analisis sesuai Pasal 5.7.4 SNI T 12 – 2004.

a. Kolom Tak Bergoyang

Pembesaran momen untuk kolom tak bergoyang dihitung dengan menggunakan Pasal 5.7.6.1 SNI T 12 -2004 sebagai acuan.

Untuk komponen struktur tekan, perencanaannya harus menggunakan beban aksial terfaktor P_u dan momen faktor yang diperbesar, M_c , yang didefinisikan dalam persamaan berikut:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \dots\dots\dots(2.40)$$

Dengan Nilai M_2 tidak boleh diambil lebih kecil dari:

$$M_{2min} = P_u (15 + 0,03h) \dots\dots\dots(2.41)$$

Untuk masing-masing sumbu yang dihitung secara terpisah, dimana h dalam millimeter. Untuk komponen struktur dengan $M_{2min} > M_2$, nilai C_m harus ditentukan:

- Sama dengan 1,0 atau
- Berdasarkan pada rasio antara M_1 dan M_2 yang dihitung.

Faktor pembesaran momen untuk kolom tak bergoyang, δ_{ns} adalah sebesar:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} > 1,0 \dots\dots\dots(2.42)$$

Nilai C_m untuk komponen struktur yang tak bergoyang dan tanpa beban transversal di antara tumpuan dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) > 0,4 \dots\dots\dots(2.43)$$

Nilai $\frac{M_1}{M_2}$ bernilai positif apabila kolom melentur dengan kelengkungan tunggal. Sedangkan untuk komponen struktur dengan beban transversal di antara tumpuannya, C_m harus diambil sama dengan 1,0.

b. Kolom Bergoyang

Perhitungan pembesaran momen untuk kolom bergoyang mengacu pada Pasal 5.7.6.2 SNI T 02 – 2004.

Komponen struktur tekan yang tidak tertahan terhadap goyangan samping harus diambil faktor efektif, k , lebih besar dari 1,0.

Untuk momen M_1 dan M_2 pada ujung-ujung komponen struktur tekan harus dihitung dengan persamaan berikut:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \dots\dots\dots(2.44)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \dots\dots\dots(2.45)$$

Dengan nilai $\delta_s M_s$ dihitung dengan persamaan berikut:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s \dots \dots \dots (2.46)$$

Jika nilai δ_s yang diperoleh lebih besar dari 1,5 maka $\delta_s M_s$ harus dihitung dengan menggunakan analisis elastis orde-dua dengan persamaan sebagai berikut:

$$\delta_{ns} = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} > 1,0 \dots \dots \dots (2.47)$$

Keterangan:

$\sum P_u$: jumlah seluruh beban vertical terfaktor yang bekerja pada satu tingkat lantai kendaraan

$\sum P_c$: jumlah seluruh kapasitas tekan kolom-kolom bergoyang pada satu tingkat lantai kendaraan

Perhitungan tulangan kolom dilakukan dengan menggunakan program bantu PCACol.

b. Persyaratan Tulangan Memanjang Kolom

Persyaratan luas tulangan memanjang kolom diatur dalam Pasal 5.7.8.1 SNI 12 – 2004.

$$0,01A_g \leq A_{st} \leq 0,08A_g \dots \dots \dots (2.48)$$

Persyaratan jarak bersil minimum antar tulangan sejajar, seikat tulangan dan sejenisnya tidak boleh kurang dari:

- 1,5 kali ukuran nominal maksimum agregat.
- 1,5 kali diameter tulangan.
- 40 mm.

c. Ketentuan Tulangan Sengkang

Jarak antara sengkang atau spiral pada kolom tidak boleh melebihi harga terkecil dari:

- h_c atau $15 d_b$ untuk tulangan tunggal.
- $05 h_c$ atau $7,5 d_b$ untuk tulangan ganda
- 300 mm

d. Perencanaan Tulangan Geser Menara

Kekuatan geser struktur menara direncanakan dengan persamaan berikut:

$$V_u \leq \phi V_n \dots \dots \dots (2.49)$$

Kekuatan geser nominal, V_n , dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_n = V_c + V_s \dots \dots \dots (2.50)$$

Dimana untuk menghitung nilai V_c pada struktur yang dibebani tekan aksial dihitung dengan persamaan berikut:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot bw \cdot d \dots \dots \dots (2.51)$$

Sedangkan untuk menghitung kekuatan geser tulangan V_s dilakukan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots \dots \dots (2.52)$$

Dengan jarak antar tulangan geser maksimum harus sesuai dengan ketentuan berikut:

- Apabila $V_s \leq \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} bw \cdot d$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} \text{ atau } 600 \text{ mm (diambil nilai terkecil)} \dots \dots \dots (2.53)$$

- Apabila $V_s > \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} bw \cdot d$

$$S_{\max} = \frac{d}{4} \text{ atau } 300 \text{ mm (diambil nilai terkecil)} \dots\dots\dots(2.54)$$

e. Desain Tulangan Torsi Menara

Pengaruh torsi dapat diabaikan apabila momen torsi terfaktor kurang dari:

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}} \dots\dots\dots(2.55)$$

Dimensi untuk penampang struktur yang dibebani torsi harus memenuhi persamaan berikut:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right) \dots\dots\dots(2.56)$$

Apabila diperlukan tulangan torsi, maka kuat rencana torsi dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\phi T_n \geq T_u \dots\dots\dots(2.57)$$

Kuat torsi nominal. T_n , dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \dots\dots\dots(2.58)$$

Dimana nilai A_o diambil sebesar $0,85 A_{oh}$, dimana A_{oh} adalah luasan yang dibatasi oleh tulangan Senggang tertutup. Sedangkan sudut θ diambil sebesar 45° .

Luas tulangan longitudinal tambahan untuk tulangan torsi. A_l , dihitung dengan persamaan berikut:

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \dots\dots\dots(2.59)$$

2.8 Analisa Dinamis Struktur Jembatan

2.8.1 Frekuensi Alami

1. Frekuensi Lentur

a. Metode Klasik:

- Untuk SDOF (Single Degree of Freedom System)

$$(k - \omega^2 \cdot m) \cdot \hat{v} = 0 \quad : \text{problem eigen value}$$

$$\omega = \frac{\sqrt{\frac{k}{m}} \text{rad}}{\text{detik}} \quad : \text{frekuensi alami} = \text{nilai eigen}$$

$$f = \frac{\omega}{2 \cdot \pi} \text{ (Hertz)} \quad : \text{frekuensi sudut}$$

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \frac{1}{f} = \text{periode} \dots \dots \dots (2.60)$$

\hat{v} = amplitudo = vector eigen

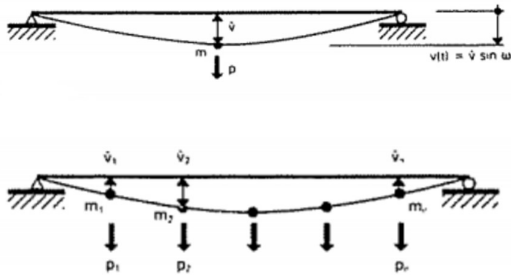
- Untuk MDOF (Multi Degree of Freedom System)

$$|K - \omega_n \cdot M| = 0$$

$$\omega_n = \omega_1 \dots \dots \dots \omega_n \rightarrow \text{dicari} \dots \dots \dots (2.61)$$

b. Metode Rayleigh:

Prinsip konservasi energi, dimana energi potensial sama dengan energi kinetic ($E_p = E_k$)



Gambar 2.26 – Prinsip konservasi energi (Walter 1988)

Persamaan gerak:

$$v(t) = \hat{v} \cdot \sin \omega \cdot t \dots \dots \dots (2.62)$$

$$\dot{v}(t) = \omega \cdot \hat{v} \cdot \cos \omega \cdot t \dots \dots \dots (2.63)$$

$$E_p = \frac{p \cdot v(t)}{2} \dots \dots \dots (2.64)$$

Energi kinetic maksimum didapat apabila $\omega t = 1$, maka

$$E_{k.maks} = \frac{m \cdot \hat{v}^2}{2} \cdot \omega^2 \dots \dots \dots (2.65)$$

$$E_{p.maks} = \frac{p \cdot \hat{v}}{2} \dots \dots \dots (2.66)$$

$$E_k = E_p \dots \dots \dots (2.67)$$

Untuk SDOF:

$$\omega^2 = \frac{p \cdot \hat{v}}{m \cdot \hat{v}^2} \dots \dots \dots (2.68)$$

Apabila $p_i = g \cdot m_i$, maka:

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \hat{v}_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \hat{v}_i^2} \dots \dots \dots (2.69)$$

Dari persamaan tersebut, masih dimungkinkan untuk membatasi perhitungan numerik dengan memilih P_i sebagai beban tunggal p_i pada masa m_i , dengan *displacement* maksimum. Jika $p_i = 1$, maka diperoleh:

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\hat{v}_{maks}}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \hat{v}_i^2} \dots \dots \dots (2.70)$$

Dengan menggunakan persamaan tersebut, maka dengan mengganti beban unit $p_i = 1$ berat sendiri dengan perpindahan maksimum didapatkan:

$$\omega^2 = \frac{g}{v_{maks}} \dots \dots \dots (2.71)$$

Sehingga diperoleh:

$$f_B = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{g}{v_{maks}} \right)^{1/2} \dots\dots\dots(2.72)$$

Menurut Walther (1988) faktor error dalam perhitungan disarankan untuk diperbesar 10%, sebagai taksiran yang lebih ideal dengan mempertimbangkan distribusi massa sepanjang dek, sehingga diperoleh:

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \left(\frac{g}{v_{maks}} \right)^{1/2} \dots\dots\dots(2.73)$$

2. Frekuensi Torsi

a. Rantai Kendaraan Fleksibel

$$f_r = \frac{\bar{b}}{2 \cdot r} \cdot f_B \dots\dots\dots(2.74)$$

Keterangan:

b : jarak antar gelagar melintang

r : jari-jari girasi gelagar rantai = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

b. Rantai Kendaraan Kaku

$$f_r = \frac{1}{2L} \left(\frac{G \cdot J_t}{J_p} \right)^2 \dots\dots\dots(2.75)$$

Keterangan:

Jp : inersia polar rantai kendaraan per satuan panjang

Jt : konstanta torsi

$G \cdot J_t$: kekakuan torsi penampang rantai kendaraan

L : bentang utama jembatan

2.8.2 Perilaku Aerodinamis

Peraturan PU No. 08/SE/M/2015 menyatakan bahwa jembatan *cable-stayed* bentang panjang untuk harus dilakukan uji terowongan angin. Untuk menguji terowongan angin pada jembatan cabel-stayed, 3 jenis pengujian yang dilakukan adalah *Static Section Model Test*, *Dinamic Section Model Test*, dan *Full Model Test*. Namun berhubung jembatan yang direncanakan dalam tugas akhir ini tidak termasuk dalam jembatan bentang panjang, maka pengujian terowongan angin tidak dilakukan.

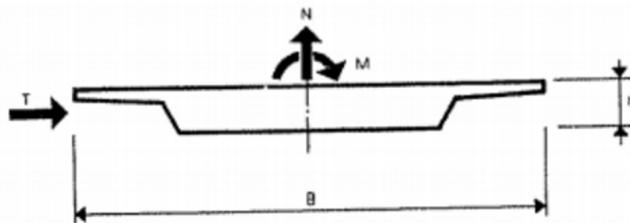
Angin dapat membawa dampak osilasi lentur dan torsi pada struktur. Angin lateral yang membentuk sudut terhadap horizontal akan menimbulkan efek angkat pada struktur jembatan.

Menurut Walther (1988), beban angin terhadap lantai kendaraan menyebabkan beban statis yang dibagi menjadi 3 jenis, diantaranya yaitu:

- Beban horizontal T
- Beban vertical N
- Beban torsi M

Besaran ketiga beban tersebut bergantung pada faktor-faktor berikut:

- Tekanan angin q
- Bentuk penampang (koefisien C_T , C_N dan C_M)
- Sudut insidensi angin pada dek α



Gambar 2.27 – Efek angin pada lantai kendaraan
(Walther 1988)

$$T = C_T \cdot q \cdot h \cdot l \dots\dots\dots (2.76)$$

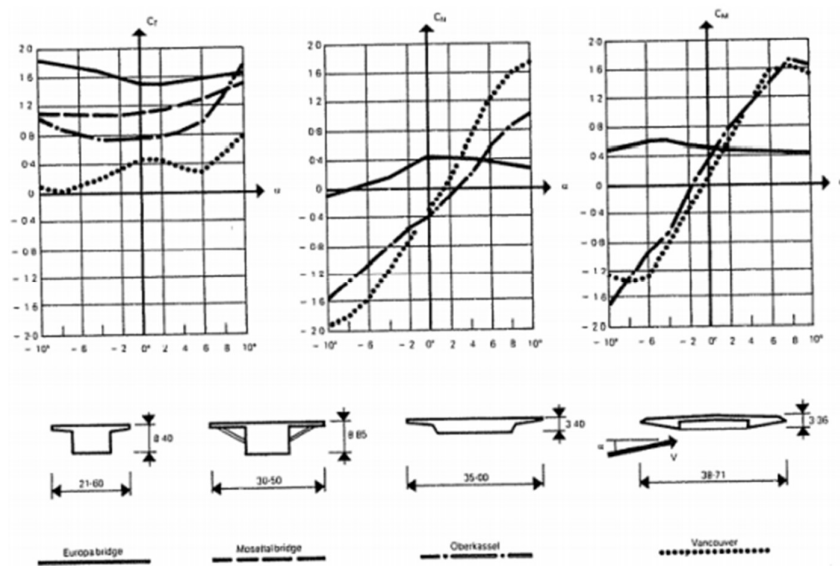
$$N = C_N \cdot q \cdot h \cdot l \dots\dots\dots (2.77)$$

$$M = C_M \cdot q \cdot B \cdot h \cdot l \dots\dots\dots (2.78)$$

Keterangan:

- l : panjang struktur jembatan
- h : tinggi total lantai kendaraan
- B : lebar lantai kendaraan

Nilai koefisien C_T , C_N , C_M didapatkan dengan membaca grafik hubungan antara bentuk dek dan sudut serang angin berikut:



Gambar 2.28 – Grafik koefisien C_T , C_N , dan C_M
(Walther 1988)

3. Osilasi Gaya Akibat Pusaran Angin (Vortex Shedding)

1. Angka Strouhal (S)

Kecepatan angin yang pada lantai kendaraan dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$S = \frac{f \cdot h}{V} \dots\dots\dots (2.79)$$

Keterangan:

- f : frekuensi pusaran
- h : tinggi dek jembatan
- S : 0,20 untuk silinder dengan diameter h
: 0,10 – 0,20 untuk rantai kendaraan dengan tinggi h
: 1,10 jika arah angin hanya pada salah satu sisi
- V : kecepatan angin

2. Angka Reynold (Re)

Angka Reynol (Re) akibat kecepatan angin yang bekerja harus memenuhi persamaan berikut dengan $Re = 10^5$ s/d 10^7 :

$$Re = \frac{V \cdot B}{\bar{v}} \dots \dots \dots (2.80)$$

Keterangan:

- V : kecepatan angin dihitung berdasarkan angka Strouhal
- B : lebar dek jembatan
- \bar{v} : viskolitas kinematika udara (0,5 cm²/det)

3. Amplitudo Akibat Osilasi (v)

$$v = \frac{\pi}{\delta} \cdot v_{statik} \dots \dots \dots (2.81)$$

Keterangan:

- δ : penurunan logaritmik (dumping ratio) = 0,5
- v_{statik} : perpindahan static akibat F_o

$$F_o = \frac{\rho \cdot V^2}{2} \cdot c \cdot h \dots \dots \dots (2.82)$$

Keterangan:

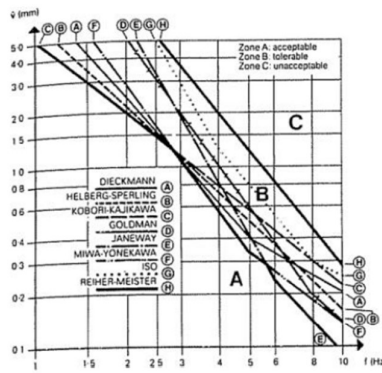
- P : densitas udara = 1,3 kg/m³
- C : koefisien gaya angkat pada penampang, bergantung pada nilai f dan V

4. Percepatan Akibat Osilasi, \ddot{v}

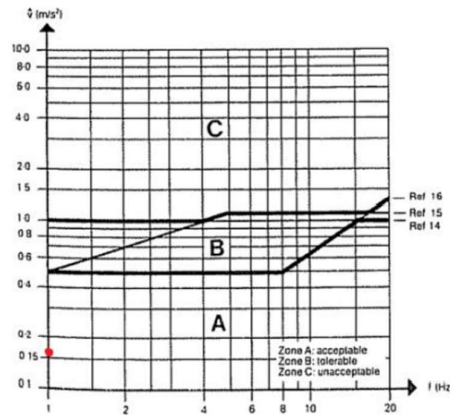
$$\ddot{v} = 4 \cdot \pi^2 \cdot f^2 \cdot v \dots \dots \dots (2.83)$$

5. Kontrol Keamanan Struktur Akibat Osilasi

Setelah dilakukan perhitungan amplitudo dan percepatan akibat osilasi, selanjutnya diplotkan pada grafik klasifikasi efek psikologis untuk mengetahui tingkat keamanan struktur terhadap osilasi.



Gambar 2.29 – Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitude (Walther 1988)

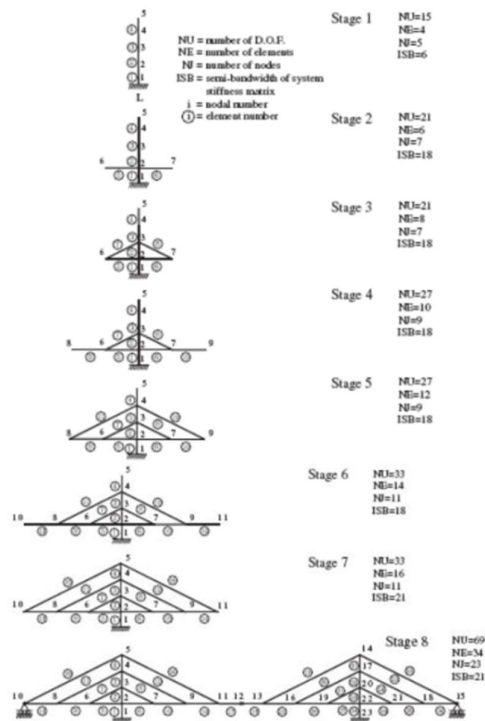


Gambar 2.30 – Klasifikasi psikologis berdasarkan percepatan (Walther 1988)

2.9 Metode Pelaksanaan

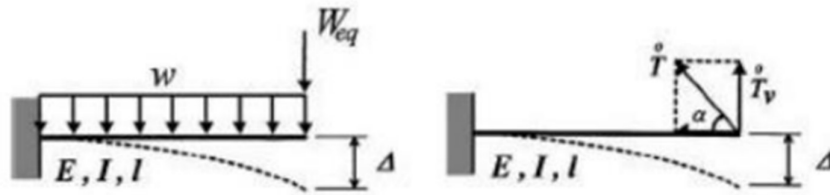
2.9.1 Forward Process Analysis (FPA)

Forward Process Analysis (FPA) dilakukan secara bertahap selama konstruksi, dimulai dengan tahap pedirian pylon atau bentang tepi kemudian dilanjutkan dengan memasang girder, lalu pemasangan kabel. Tahapan FPA diilustrasikan dalam gambar berikut:



Gambar 2.31 – urutan Forward Process Analysis (FPA)

Forward Process Analysis (FPA) dimulai dengan perhitungan *pylon* pada tahap 1 sampai tahap akhir yaitu tahap 8 di mana jembatan akan terhubung pada bentang tengah gelagar utama. Pada tahap 2, 4, 6 hanya girder yang dipasang dan kabel belum terpasang sehingga pada tahap ini akan terjadi penurunan vertikal (*vertical displacement*) dan momen tekuk yang cukup besar. Pada tahap 3, 5, 7 kabel mulai diangkur kemudian kabel akan ditarik untuk menahan beban bentang tengah gelagar utama sampai elevasi tertentu untuk menghilangkan momen tekuk dan gelagar utama dapat mencapai elevasi dan posisi yang diinginkan.



Gambar 2.32 – Perhitungan gaya kabel saat pelaksanaan

Keterangan:

W : beban mati balok kantileber $\Delta = \frac{Tl^3}{3EI} \dots\dots\dots(2.84)$

W_{eq} : berat mesin peralatan \dot{T} : Beban *initial* kabel

$\Delta = \frac{wl^4}{8E} + \frac{W_{eq}l^3}{3EI} \dots\dots\dots(2.85)$ $\dot{T}_v = \frac{3wl}{8} + W_{eq} \dots\dots\dots(2.86)$

$\dot{T} = \frac{3wl+8}{\delta \sin \alpha} q \dots\dots\dots(2.87)$

2.9.2 Backward Process Analysis (BPA)

Backward Process Analysis (BPA) adalah metode analisa yang berkebalikan dengan analisa maju (FPA), dimana *Backward Process Analysis* dilakukan dengan menghitung besar gaya – gaya yang terjadi pada seluruh struktur jembatan, baru kemudian secara bertahap dilakukan pelepasan kabel pada bentang tengah atau ujung jembatan. Setelah kabel dilepas, kemudian struktur jembatan dianalisa terhadap beban mati dan gaya dalam tiap bentang. Proses ini bertahap mulai dari girder dan kabel dilepas dan dihitung dari ujung jembatan hingga pada akhirnya sampai ke pylon.

BAB III

METODOLOGI

3.1 Studi Literatur

Dalam pengerjaan tugas akhir ini penulis menggunakan literatur-literatur resmi berupa buku dan juga menggunakan peraturan-peraturan pemerintah terkait perencanaan struktur jembatan *cable-stayed* sebagai acuan perencanaan. Selain itu penulis juga mempelajari jurnal-jurnal resmi untuk menjadi patokan dalam penyusunan tugas akhir ini.

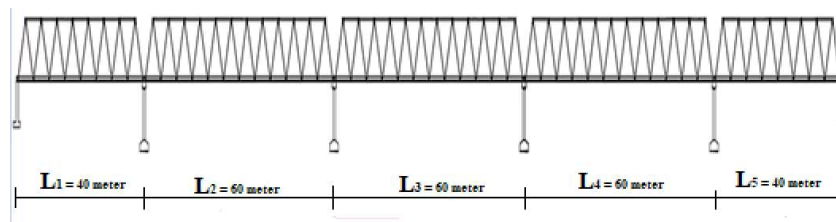
Berikut adalah buku, peraturan pemerintah serta jurnal yang digunakan sebagai acuan dalam penyusunan tugas akhir ini:

5. Walther, Rene. 1999. *Cable Stayed Bridges*. London. Thomas Telford.
6. Troitsky, M. S. 1988. *Cable Stayed Bridges: Theory and Design – Second Edition*. Boston. BSP Professional Books.
7. Heins, C., P., Firmage, D., A. 1979. *Design of Modern Steel Highway Bridges*. Wiley.
8. Bambang S., Agus S. M., 2007. *Jembatan*. Yogyakarta.
9. SNI 1725-2016 tentang “Pembebanan untuk Jembatan”.
10. Peraturan Kementerian Pekerjaan Umum Nomor 08/SE/M/2015 tentang “Perencanaan Jembatan Beruji Kabel”.
11. RSNI 2833-2013 tentang “Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa”.
12. RSNI T 12-2004 tentang “Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan”.
13. AISC 360-16 “Specification for Structural Steel Building”.
14. Connor, Robert J. *Manual for design, construction, and maintenance of orthotropic steel deck bridges*. No. FHWA-IF-12-027. United States. Federal Highway Administration, 2012.

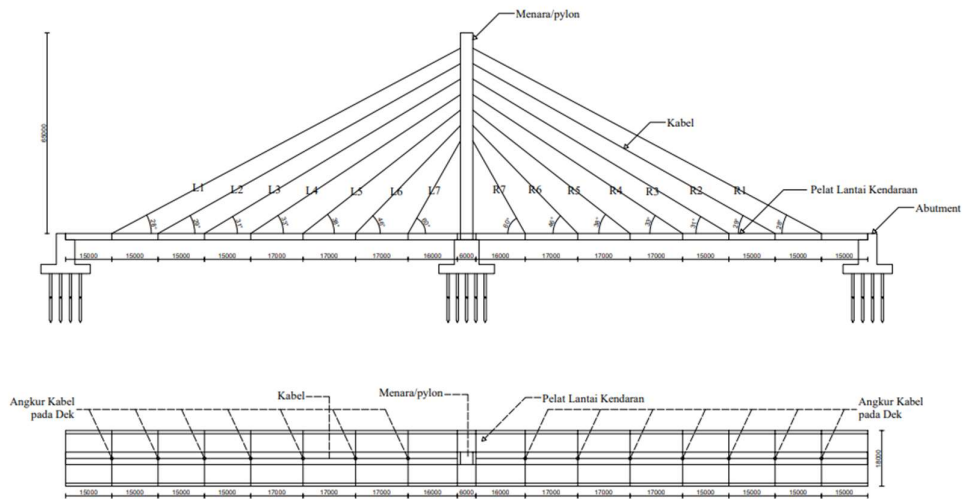
3.2 Pengumpulan Data

3.2.1 Data Umum Jembatan

Nama Struktur : Jembatan Hasan Basri
Lokasi : Jl. Yestro Sinseng, Lanjas, Kec. Teweh Tengah,
Kabupaten Barito Utara, Kalimantan Tengah
Fungsi Jembatan : Jembatan
Panjang Jembatan : 260 m
Lebar Jembatan : 7 m

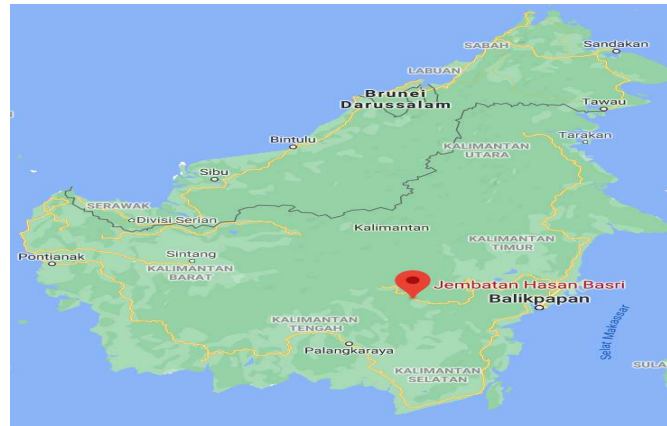


Gambar 3.1 – Potongan memanjang eksisting jembatan Hasan Basri



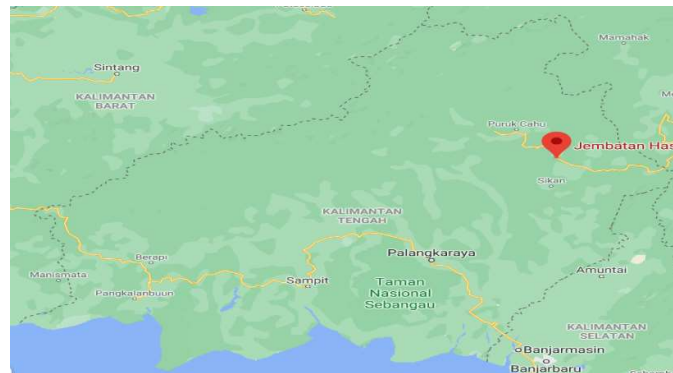
Gambar 3.2 – Preliminary Design Jembatan Hasan Basri

3.2.2 Lokasi Jembatan



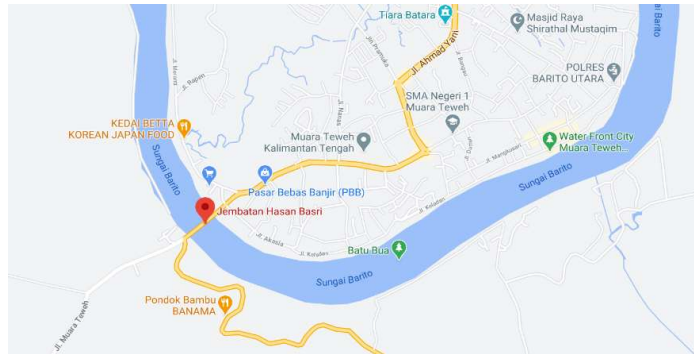
Gambar 3.3 - Detail Peta Lokasi Jembatan Hasan Basri

(sumber : www.goglemaps.com)



Gambar 3.4 - Detail Peta Lokasi Jembatan Hasan Basri

(sumber : www.goglemaps.com)



Gambar 3.5 - Detail Peta Lokasi Jembatan Hasan Basri

(sumber : www.goglemaps.com)



Gambar 3.6 - Detail Peta Lokasi Jembatan Hasan Basri

(sumber : dokumentasi pribadi)

3.3 Preliminary Design

Tahap pertama yang perlu dilakukan dalam perencanaan struktur atas jembatan *cable-stayed* adalah menentukan *preliminary design*. Tahap *Preliminary design* adalah tahap dimana dimensi awal masing-masing elemen struktur jembatan ditentukan. *Preliminary design* ditentukan dengan mengacu kepada peraturan-peraturan yang berlaku seperti SNI, dan AISC serta dapat pula berdasarkan literatur yang berasal dari buku. Penentuan dimensi awal struktur jembatan *cable-stayed* dibagi menjadi dua tahapan, dimulai dari penentuan dimensi awal geometris jembatan seperti panjang, lebar dan jumlah lajur kemudian dilakukan *preliminary design* elemen-elemen struktur seperti dek, kabel, pylon, dan angkur.

1. *Preliminary Design Orthotropic Steel Box Girder*

Dalam perencanaan jembatan Hasan Basri ini direncanakan menggunakan *Orthotropic Steel Box Girder* dengan ribs tertutup sebagai dek jembatan. *Orthotropic Steel Box Girder* dipilih karena pelaksanaan pekerjaan yang lebih mudah dari baja serta memiliki kekuatan yang relatif lebih tinggi dari beton pada dimensi yang sama.

2. *Preliminary Design Kabel*

Dalam tahap ini dilakukan perencanaan dimensi awal serta konfigurasi kabel yang akan digunakan, dimana pada perencanaan ini dipilih konfigurasi kabel satu bidang (*single plane*) untuk arah transversal dan konfigurasi *fan pattern* untuk arah longitudinal.

3. *Preliminary Design Menara*

Dalam perencanaan ini dipilih jenis menara/*pylon* model kolom tunggal dengan material beton bertulang. Pemilihan model ini dilakukan untuk menyesuaikan dengan konfigurasi kabel transversal yang menggunakan sistem satu bidang (*single plane*). *Preliminary design* menara/*pylon* ditentukan berdasarkan Peraturan PU No. 08/SE/M/2015.

3.4 Penentuan Beban yang Bekerja

Penentuan beban yang bekerja pada struktur atas jembatan *cable-stayed* dilakukan berdasarkan SNI 1725-2016 tentang “Pembebanan untuk Jembatan”.

3.5 Preliminary Design Struktur Sekunder

Dalam tahap ini dilakukan perencanaan dimensi awal *railing* jembatan, dimensi awal penyangga *railing*, dan desain sambungan *railing*.

3.6 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu MIDAS CIVIL.

3.7 Analisa Struktur Utama

Analisa struktur utama dilakukan untuk mengetahui apakah elemen-elemen struktur yang direncanakan dalam *preliminary design* lolos kontrol kekuatan struktur atau tidak. Jika elemen-elemen struktur tersebut tidak lolos kontrol kekuatan struktur maka harus di rencanakan ulang pada *preliminary design*. Elemen-elemen struktur yang dikontrol pada analisa ini meliputi:

1. Kontrol kekuatan *orthotropic steel box girder*
2. Kontrol lendutan.
3. Perencanaan kebutuhan Kabel
4. Kontrol kekuatan struktur menara

3.8 Perencanaan Angkur pada Gelagar dan Menara

Perencanaan angkur pada gelagar didesain sebagai angkur mati sedangkan pada menara dimana pemberian tekanan dilakukan didesain sebagai angkur hidup. Pada tahap ini juga dilakukan kontrol kebutuhan tebal pelat angkur pada gelagar.

3.9 Analisa Dinamis

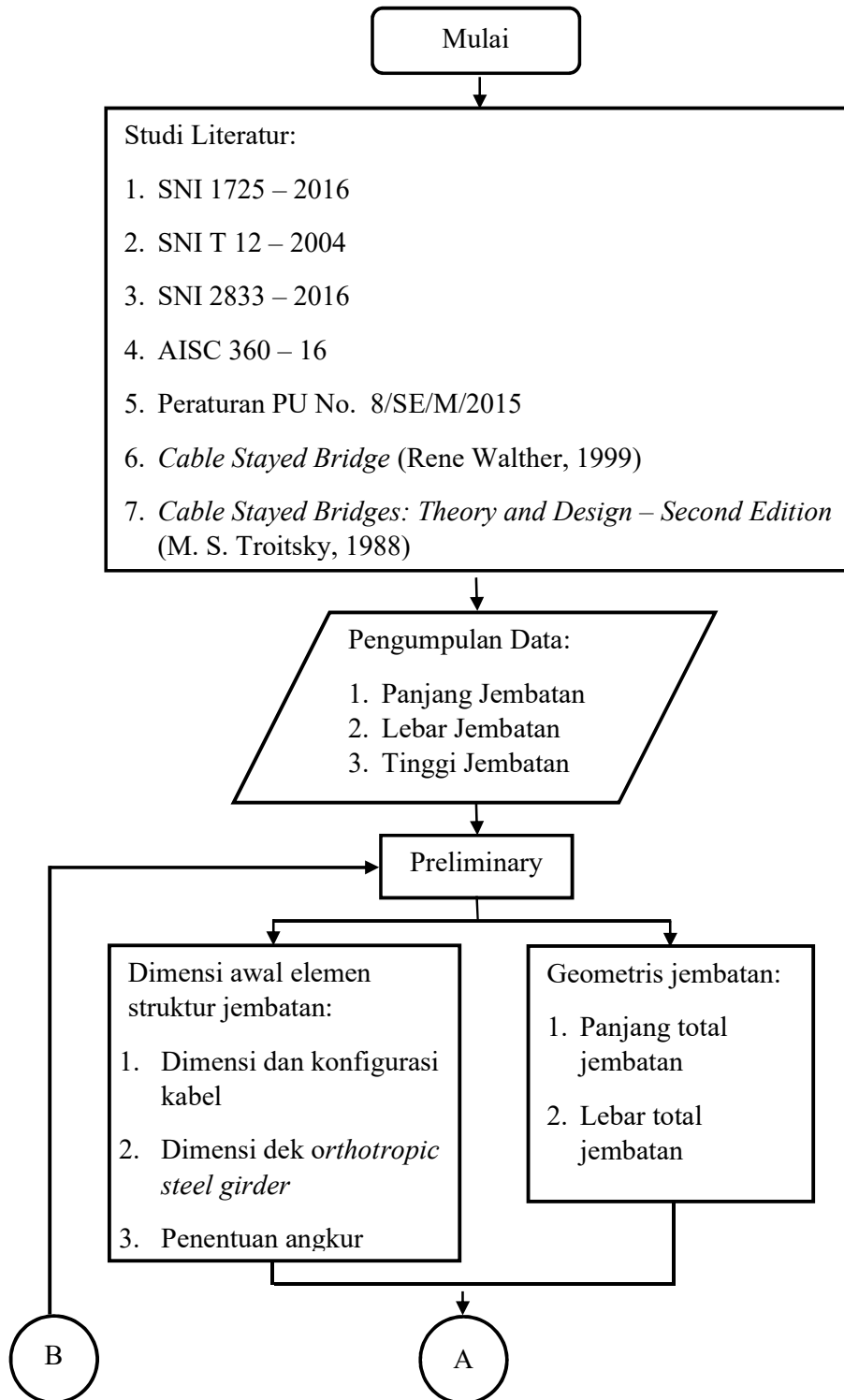
Analalisa dinamis dilakukan untuk menghitung stabilitas jembatan akibat beban gempa dan beban angin. Analisa dinamis struktur meliputi:

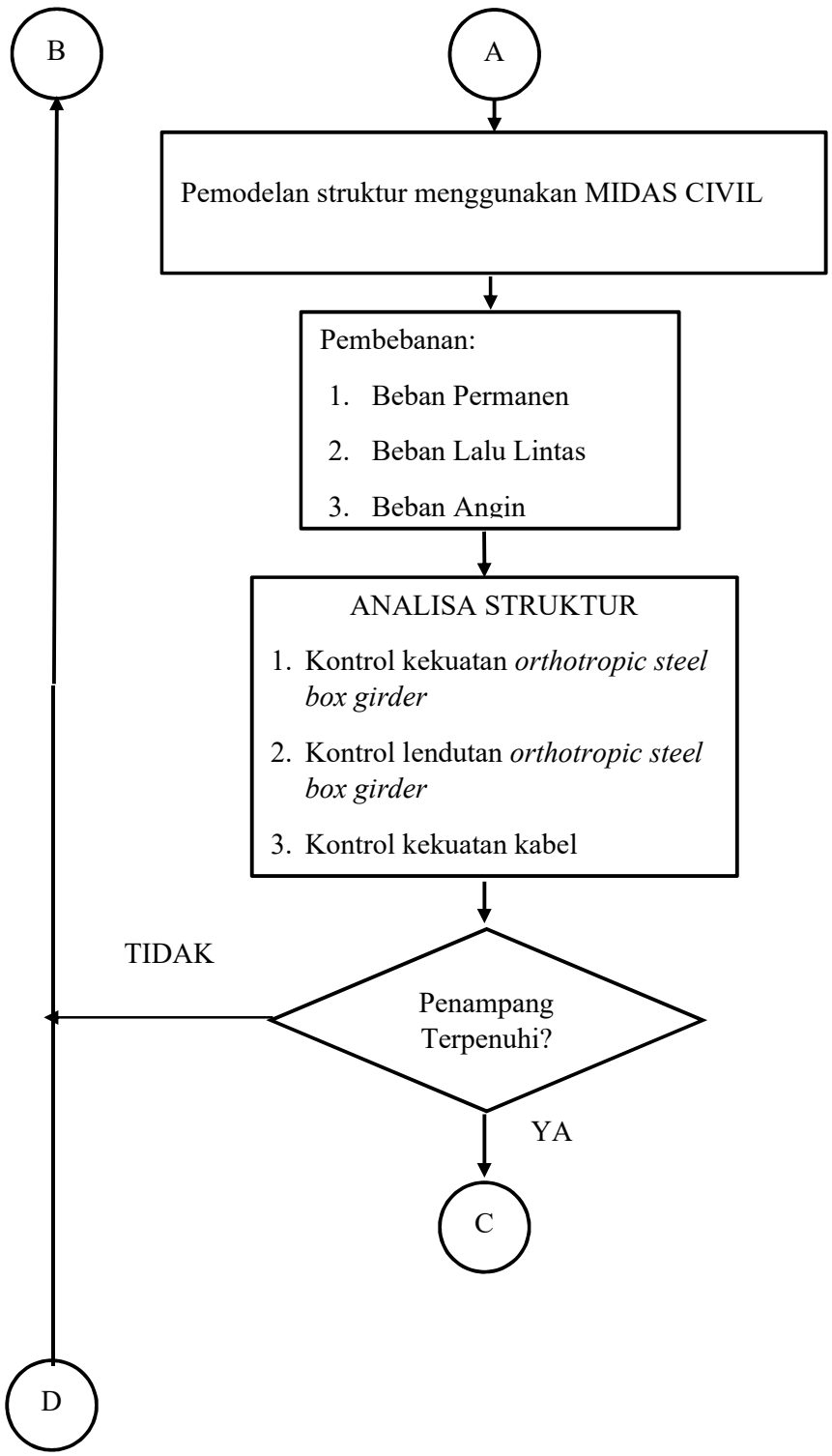
1. Kontrol frekuensi alami.
2. Kontrol vortex shedding (osilasi gaya akibat pusaran angin).
3. Efek *flutter*.

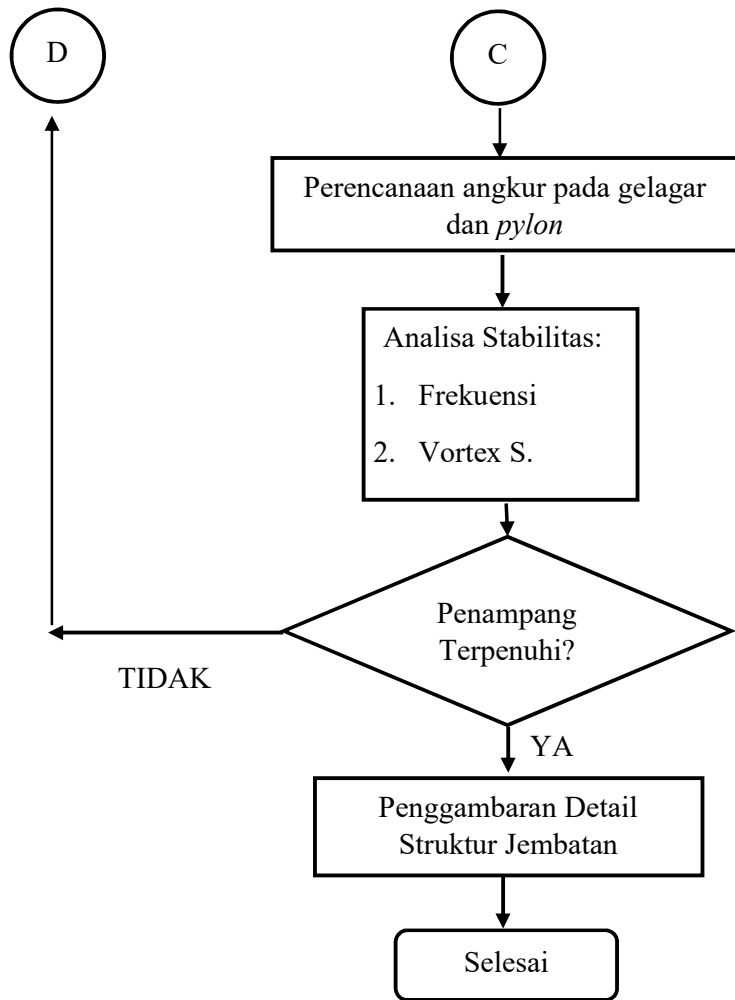
3.10 Penggambaran Detail Struktur Jembatan

Penggambaran detail struktur jembatan dilakukan setelah semua analisa selesai dilakukan. Penggambaran dilakukan dengan menggunakan program bantu AutoCAD.

3.11 Bagan Alir







Gambar 3.7 – Bagan alir

BAB 4

PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Design

Sebelum dilakukan perhitungan struktur harus dilakukan *preliminary design* sebagai taksiran dari dimensi awal komponen-komponen struktur. Dalam perencanaan jembatan *cable-stayed*, preliminary design dilakukan dengan mengacu pada Peraturan PU No. 08/SE/M/2015 seperti yang telah diuraikan dalam Studi Pustaka.

4.1.1 Preliminary Design Geometris Jembatan

1. Panjang Total Jembatan

Dalam perencanaan jembatan Hasan Basri ini panjang total jembatan direncanakan sama dengan panjang total eksisting yaitu 260 m.

2. Lebar Total Jembatan

Direncanakan lebar total jembatan sebesar 18 m yang terdiri dari 2 buah *aerodynamic shapes* selebar 1 m, 4 lajur jalan masing-masing 3 m serta median tempat pengangkuran kabel yang disesuaikan dengan lebar pylon yaitu 4 m.

3. Posisi Menara

Menara direncanakan untuk diletakan di tengah bentang sehingga membagi jembatan menjadi 2 bentang dengan panjang masing-masing 170 m.

4.1.2 Dimensi Awal Elemen Struktur Jembatan

1. Dimensi dan Konfigurasi Kabel

Dalam perencanaan ini digunakan sistem satu bidang untuk konfigurasi kabel transversal dan model kipas untuk konfigurasi kabel longitudinal. Untuk detail lainnya diuraikan dalam poin-poin berikut: