

JEMBATAN



DR. IR. BAMBANG SUPRIYADI, CES., DEA.
AGUS SETYO MUNTOHAR, ST.

JEMBATAN

**Dr. Ir. Bambang Supriyadi, CES., DEA.
Agus Setyo Muntohar, ST.**

JEMBATAN

Edisi Pertama

Cetakan Ke-4

Oleh: **Dr. Ir. Bambang Supriyadi, CES., DEA.**

Dosen Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik Universitas Gadjah Mada

Agus Setyo Muntohar, ST.

Dosen Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Yogyakarta

ISBN: 979-8541-17-0

HAK CIPTA DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG.

*Dilarang mengutip atau memperbanyak sebagian
Atau seluruh isi buku ini tanpa izin tertulis dari Penulis.*

KATA PENGANTAR



Perkembangan dan dinamisme materi dan catatan kuliah Analisis Struktur Jembatan di Teknik Sipil UGM dan referensi yang ada mendasari tersusunnya buku JEMBATAN yang terbit pada cetakan pertama tahun 2000.

Buku JEMBATAN ini di maksudkan untuk memberikan gambaran dan memudahkan khususnya kepada para mahasiswa dalam mengikuti kuliah Analisis Struktur Jembatan, dan umumnya kepada para praktisi untuk memahami bagaimana menganalisis dan merencanakan struktur atas jembatan. Diuraikan dalam buku ini mengenai sejarah jembatan, analisis dan perencanaan beberapa jenis jembatan, mulai dari Jembatan Sederhana sampai dengan jembatan yang cukup rumit seperti Jembatan Gantung, meskipun baru untuk struktur atasnya.

Dalam penulisan buku JEMBATAN ini, penulis bekerja sama dengan saudara Agus Setyo Muntohar, ST., yang pernah menjadi Asisten Tidak Tetap di Teknik Sipil UGM untuk mata kuliah Analisis Struktur Jembatan. Berkat dukungan dan kerjasamanya yang baik, terwujudlah buku JEMBATAN ini.

Sebagai manusia yang tidak luput dari kesalahan, kritik dan saran yang bersifat membangun untuk kesempurnaan buku ini sangat diharapkan. Semoga ada manfaatnya bagi para mahasiswa khususnya dan para praktisi pada umumnya.

Yogyakarta, Juni 2007

Dr. Ir. Bambang Supriyadi, CES., DEA.
Agus Setyo Muntohar, ST.

DAFTAR ISI

PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	v
1. SEJARAH JEMBATAN	
1.1 Pendahuluan	1
1.2 Perkembangan Tipe Jembatan	2
1.2.1 Periode Zaman Purba	5
1.2.2 Periode Romawi Kuno	6
1.2.3 Zaman Pertengahan	7
1.2.4 Zaman Jembatan Besi dan Baja	9
1.3 Era Jembatan Gantung	11
1.4 Era Jembatan Cable-Stayed	14
1.5 Era Jembatan Beton	16
1.5.1 Jembatan Beton Bertulang	18
1.5.2 Jembatan Beton Prategang	18
1.6 Bentuk dan Tipe Jembatan	18
1.6.1 Jembatan Lengkung - Batu (<i>Stone Arch Bridge</i>)	18
1.6.2 Jembatan Rangka (<i>Truss Bridge</i>)	19
1.6.3 Jembatan Gantung (<i>Suspension Bridge</i>)	20
1.6.4 Jembatan Beton (<i>Concrete Bridge</i>)	21
1.6.5 Jembatan <i>Haubans/Cable Stayed</i>	21
2. PROSES PERENCANAAN JEMBATAN	
2.1 Pendahuluan	23
2.2 Tahapan Perencanaan	23
2.3 Pemilihan Lokasi Jembatan	25
2.3.1 Aspek Lalulintas	26
2.3.2 Aspek Teknis	26
2.3.3 Aspek Estetika	27
2.4 Layout Jembatan	27
2.5 Pertimbangan Layout Jembatan Melintasi Sungai	29
2.6 Penyelidikan Lokasi (<i>Site Investigation</i>)	32
2.6.1 Pekerjaan Kantor (<i>Office Work</i>)	33
2.6.2 Pekerjaan Lapangan (<i>Field Work</i>)	33
2.7 Preliminary Design	33

3. PERATURAN PEMBEBANAN JEMBATAN	
3.1 Pendahuluan.....	35
3.2 Data Beban	36
3.3 Persyaratan Pelaksanaan	37
3.3.1. Beban Primer.....	37
3.3.1.1 Beban Mati.....	37
3.3.2 Beban Hidup	37
3.3.2.1 Macam Beban Hidup	37
3.3.2.2 Lantai Kendaraan dan Jalur Lalu-lintas	37
3.3.2.3 Beban "T".....	38
3.3.2.4 Beban "D".....	39
3.3.2.5 Beban pada Trotoir, Kerb dan Sandaran	41
3.3.3 Beban Kejut	41
3.3.4 Gaya Akibat Tekanan Tanah	42
3.3.5 Beban Sekunder	44
3.3.5.1 Beban Angin	44
3.3.5.2 Gaya Akibat Perbedaan Suhu	45
3.3.5.3 Gaya Rangkak dan Susut	46
3.3.5.4 Gaya Rem	46
3.3.5.5 Gaya Akibat Gempa Bumi.....	46
3.3.5.6 Gaya Akibat Gesekan pada Tumpuan-tumpuan Bergerak.....	46
3.3.6 Beban Khusus	47
3.3.6.1 Gaya Sentrifugal.....	47
3.3.6.2 Gaya Tumbuk pada Jembatan Layang	47
3.3.6.3 Beban dan Gaya Selama Pelaksanaan	48
3.3.6.4 Gaya Akibat Aliran Air dan Tumbukan Benda-benda Hanyutan	48
3.3.6.5 Gaya Angkat	49
3.4 Penyebaran Gaya (Distribusi Beban).....	49
3.4.1 Beban Mati	49
3.4.1.1 Beban Mati Primer	49
3.4.1.2 Beban Mati Sekunder	49
3.4.2 Beban Hidup	50
3.4.2.1 Beban "T".....	50
3.4.2.2 Beban "D".....	50
3.4.3 Kombinasi Pembebanan.....	52
3.5 Syarat Ruang Bebas	53
3.5.1 Profil Ruang Bebas Jembatan.....	53
3.5.2 Tinggi Bebas Minimum	53
3.5.3 Ruang Bebas untuk Lalu Lintas di Bawah Jembatan	54

3.6 Penggunaan Beban Hidup Tidak Penuh.....	54
3.6.1 Penggunaan Muatan Hidup Tidak Penuh.....	54
3.6.2 Bidang Kontak Roda	54
4. JEMBATAN SEDERHANA	
4.1 Pendahuluan.....	55
4.2 Sifat-sifat Jembatan Kayu	56
4.3 Bagian-bagian Jembatan.....	56
4.3.1 Balok Lantai Jembatan	56
4.3.2 Gelagar (Rasuk)	58
4.3.3 Tiang Sandaran dan Trotoar	58
4.4 Konstruksi Penghubung Balok Lantai – Rasuk.....	59
4.5 Contoh Analisis Perancangan.....	60
5. JEMBATAN BETON BERTULANG	
5.1 Jembatan Slab Beton Bertulang.....	67
5.2 Jembatan Gelagar Kotak (<i>Box Girder</i>).....	67
5.3 Jembatan Gelagar-Dek (<i>Deck-Girder</i>).....	68
5.4 Aplikasi Jembatan Balok Beton Bertulang	70
5.4.1 Jembatan Balok-T Jalan Raya	70
5.4.1.1 Kondisi Perancangan	71
5.4.1.2 Perencanaan.....	72
5.4.2 Jembatan Jalan Rel.....	87
5.4.2.1 Pendahuluan	87
5.4.2.2 Peraturan Pembebanan.....	87
6. JEMBATAN BETON PRATEGANG	
6.1 Latar Belakang.....	99
6.2 Prinsip Dasar Prategang	100
6.2.1 Definisi	100
6.2.2 Konsep Prategang.....	100
6.2.3 Cara Penarikan Baja Prategang	103
6.3 Tahap Pembebanan	103
6.3.1 Initial Stage	103
6.3.2 Final Stage	104
6.4 Pendekatan Perancangan	104
6.4.1 Perancangan Tegangan Kerja (<i>Working Stress Design/Wsd</i>).....	105
6.4.2 Perancangan Kuat Batas (<i>Ultimate Strength Design/Usd</i>)	106
6.5 Kehilangan Prategangan.....	108

6.6	Contoh Aplikasi.....	108
6.6.1	Perancangan Awal.....	108
6.6.2	Data dan Sifat Bahan.....	110
6.6.3	Perencanaan Pelat Lantai	110
6.6.4	Perancangan Arah A	114
6.6.5	Perancangan Arah B.....	115
6.6.6	Perencanaan Pelat Kantilever	116
6.6.7	Karakteristik Penampang Gelagar	118
6.6.8	Beban Mati	119
6.6.9	Beban Hidup	120
6.6.10	Penentuan Jalur Tendon	124
6.6.11	Perhitungan Momen Pratekan.....	125
6.6.12	PernilMan GM;a Jacking	129
6.6.13	Analisis Kehilangan Tegangan.....	132
6.6.14	Tegangan Pada Saat Transfer	134
6.6.15	Perhitungan Kuat Batas	136
6.6.16	Perhitungan Geser	141
6.6.17	Kontrol Lendutan	148
6.6.18	Desain Blok Ujung.....	150
6.6.19	Kontrol Tegangan Akibat Penurunan Pondasi	151

7. JEMBATAN GANTUNG

7.1.	Pendahuluan.....	167
7.2	Sistem Kabel.....	169
7.2.1	Bentuk Kabel pada Berbagai Pembebanan	170
7.2.2	Kabel Parabola.....	171
7.2.3	Lendutan Kabel.....	172
7.3.	Sistem Lantai	174
7.4.	Jembatan Gantung Tanpa Pengaku.....	174
7.4.1	Tegangan pada Kabel.....	174
7.4.2	Lendutan Akibat Beban Simetris.....	174
7.4.3	Lendutan Berkaitan dengan Panjang Kabel	176
7.5.	Jembatan Gantung dengan Pengaku	177
7.5.1	Tegangan Horisontal (H).....	178
7.5.2	Harga H pada Beberapa Kasus Pembebanan	181
7.5.2.1	Beban Terpusat	181
7.5.2.2	Beban Merata	182
7.5.2.3	Lendutan pada <i>Stiffening Truss</i>	183
7.5.2.4	<i>Straight Backstays</i>	184
7.6	Menara (<i>Tower</i>)	185
7.7	Kompatibilitas Lendutan Kabel dan <i>Truss</i>	185
7.8	Contoh Analisis 7-23	186

8. JEMBATAN CABLE STAYED

8.1	Pendahuluan	197
8.2	Komponen Jembatan Cable Stayed	198
8.2.1	Sistem Kabel	198
8.2.1.1	Tatanan Kabel Transversal	198
8.2.1.2	Tatanan Kabel Longitudinal	200
8.2.2	Menara	204
8.2.3	Gelagars	205
8.2.4	Susunan Bentang	210
8.3	Efek Non-Linier Pada Elemen Struktur	211
8.3.1	Non-Linier pada Kabel	211
8.3.2	Efek P-Delta.....	213
8.3.3	Non-Linier pada Sifat Material.....	213
8.4	Idealisasi Struktur	213
8.4.1	Analisis Frekuensi Alami dan Mode Shape	214
8.4.2	Analisis Beban Angin	216
8.4.3	Analisis Gempa Dinamik	226

SEJARAH JEMBATAN



1.1. Pendahuluan

Jembatan mempunyai arti penting bagi setiap orang. Akan tetapi tingkat kepentingannya tidak sama bagi tiap orang, sehingga akan menjadi suatu bahan studi yang menarik. Suatu jembatan tunggal diatas sungai kecil akan dipandang berbeda oleh tiap orang, sebab penglihatan/pandangan masing-masing orang yang melihat berbeda pula. Seseorang yang melintasi jembatan setiap hari pada saat pergi bekerja, hanya dapat melintasi sungai bila ada jembatan, dan ia menyatakan bahwa jembatan adalah sebuah jalan yang diberi sandaran pada tepinya. Tentunya bagi seorang pemimpin pemerintahan dan dunia bisnis akan memandang hal yang berbeda pula.

Dari keterangan di atas, dapat dilihat bahwa jembatan merupakan suatu sistem transportasi untuk tiga hal, yaitu:

1. Merupakan pengontrol kapasitas dari sistem,
2. Mempunyai biaya tertinggi per mil dari sistem,
3. Jika jembatan runtuh, sistem akan lumpuh.

Bila lebar jembatan kurang lebar untuk menampung jumlah jalur yang diperlukan oleh lalu lintas, jembatan akan menghambat laju lalu lintas. Dalam hal ini jembatan akan menjadi pengontrol volume dan berat lalu lintas yang dapat dilayani oleh sistem transportasi. Oleh karena itu, jembatan dapat dikatakan mempunyai fungsi keseimbangan (*balancing*) dari sistem transportasi.

Pada saat yang penting untuk membangun jembatan, akan muncul pertanyaan: *Jenis jembatan apa yang tepat untuk dibangun?* Dari catatan desain, ada banyak kemungkinan. Sehingga kreativitas dan kemampuan perencana memainkan peranan besar dalam menjawab pertanyaan di atas.

Kreativitas perencana jembatan seharusnya didasarkan pada disiplin bidang rekayasa (*engineering*). Hal tersebut juga penting untuk sebagai bahan masukan dalam penentuan material yang akan digunakan dalam pembangunan jembatan sebelum proses perencanaan.

Selain hal-hal tersebut di atas juga penting bagi perencana dalam mengumpulkan dan menganalisis data jembatan yang pernah dibangun dan mengaplikasikannya berdasarkan hasil analisis yang telah dibuatnya.

Pengetahuan akan teknik jembatan dan pengalaman praktis di lapangan juga memiliki nilai masukan yang sangat berarti. Oleh sebab itu tinjauan terhadap perspektif sejarah merupakan aspek yang tidak boleh diabaikan. Pada buku ini tidak meninjau secara keseluruhan tipe jembatan yang pernah dibangun sepanjang sejarah peradaban manusia, tetapi akan disajikan beberapa tipe dan konsep dasar asal mula jembatan.

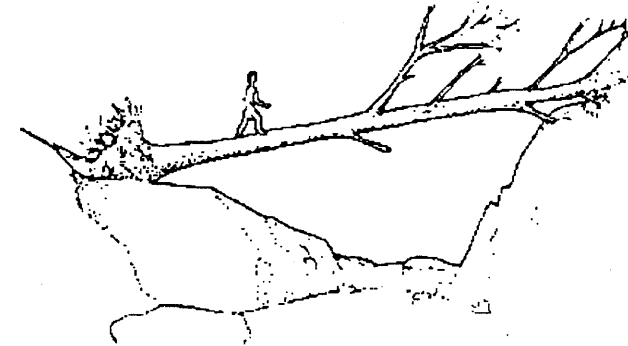
1.2. Perkembangan Tipe Jembatan

Dapat dikatakan bahwa sejarah jembatan sejalan dengan waktu sejarah peradaban manusia. Akan tetapi keberhasilan di bidang teknik jembatan bukan berarti suatu hal yang mudah untuk menjadi seperti sekarang ini. Jembatan, sebagaimana bidang keteknikan lainnya khususnya teknik struktur (*structure engineering*), diawali dengan proses "*cut and try*", atau banyak orang mengatakan proses "*try and fail*".

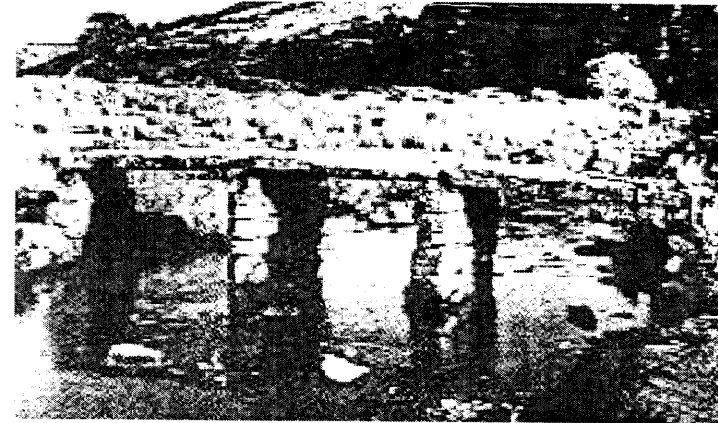
Sebagai awalnya digunakan metode empiris. Mereka membuat beberapa perkiraan-perkiraan intelegensi tentang kekuatan bahan dalam membangun jembatan yang sesuai. Beberapa abad lampau sebelum manusia mengategorikan lima tipe jembatan: balok (*beam*), kantilever (*cantilever*), pelengkung (*arch*), kabel gantung (*suspension*) dan rangka (*truss*). Empat tipe pertama jembatan diilhami dari kehidupan sebelum Masehi.

Contoh alami dari jembatan balok sederhana (*simple beam bridge*) adalah pohon yang tumbang melintas di atas sungai (Gambar 1.1). Perkembangan selanjutnya digunakan slab-slab batu alam sebagai jembatan (Gambar 1.2).

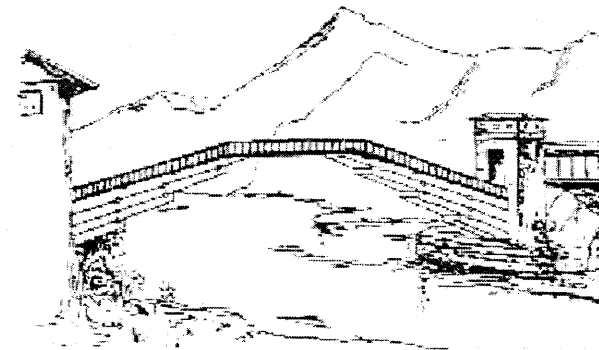
Suatu hal yang telah dicapai manusia purba saat itu adalah pemakaian prinsip-prinsip jembatan kantilever pada kedua pangkal jembatan. Mereka menggunakan prinsip tersebut untuk membangun bentang-bentang panjang agar jembatan balok sederhana dapat dibangun seperti ditunjukkan pada Gambar 1.3.



Gambar 1.1 Pohon yang tumbang digunakan sebagai jembatan pada masa lampau

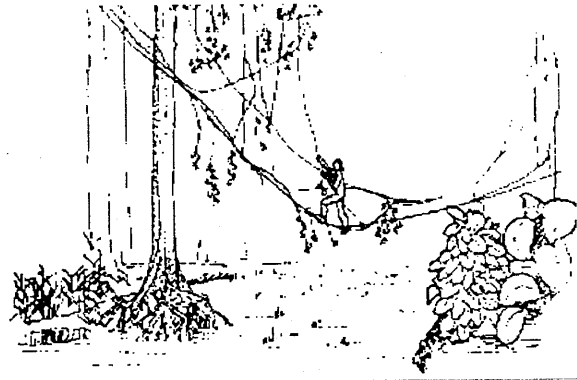


Gambar 1.2 Slab batu alam sebagai jembatan



Gambar 1.3 Jembatan kantilever dengan kombinasi balok sederhana di bagian tengahnya

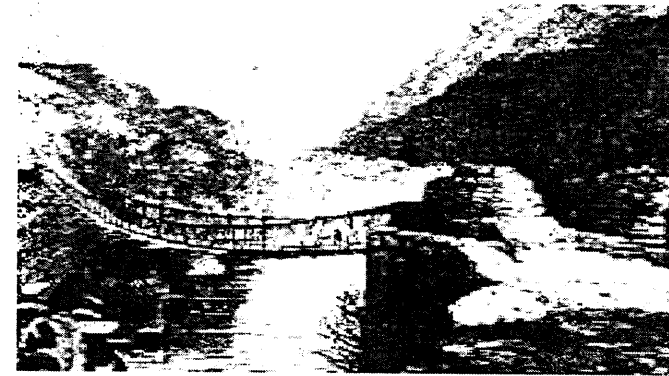
Jembatan gantung digambarkan di alam oleh akar-akar pohon yang bergantung dan digunakan oleh hewan dan manusia untuk melewati dari satu pohon ke pohon yang lainnya di atas sungai (Gambar 1.4). Bentuk yang sangat sederhana dari jembatan gantung hanya terdiri atas kabel dan jalan. Banyak jembatan kuno jenis ini yang dibangun seperti ditunjukkan pada Gambar 1.5 dan Gambar 1.6. Pada gambar tersebut ditunjukkan secara jelas bahwa masing-masing susunannya dapat disesuaikan keamanan dan kenyamanannya.



Gambar 1. 4 Akar-akar pohon yang bergantung sebagai jembatan gantung



Gambar 1. 5 Jembatan gantung kuno di Amerika Selatan



Gambar 1. 6 Jembatan gantung kuno di atas Sungai Pampas, Amerika Selatan

Pada jembatan-jembatan gantung pada zaman kuno, jalan sering diletakkan pada bagian atas kabel. Akan tetapi posisi tersebut tidak tepat, dan para pembuat jembatan akhirnya menemukan suatu bahan dari kabel rantai besi untuk menggantungkan jalan tersebut. Jembatan gantung yang pertama menggunakan sistem ini dibangun di Italia pada abad ke-enambelas. Sejak awal abad ke-sembilanbelas, besi batangan digunakan sebagai kabel. Terakhir, tipe jembatan rangka berkembang bersamaan dengan masa kehidupan modern. Pada abad ke-limabelas Leonardo da Vinci untuk pertama kalinya menyelidiki gaya-gaya dan kekuatan struktur balok segitiga.

1.2.1. Periode zaman purba

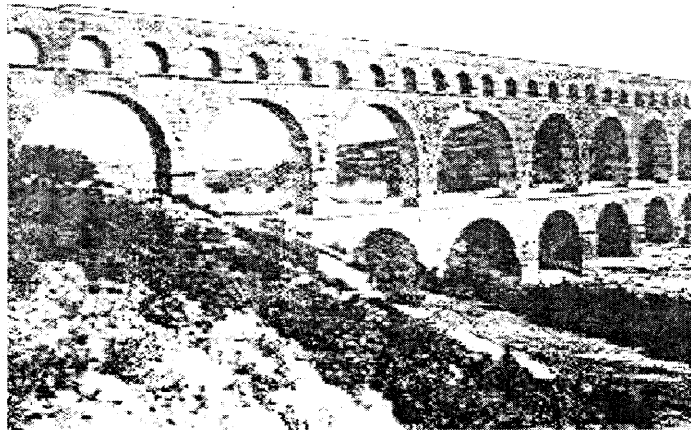
Dewasa ini teknik jembatan merupakan salah satu ilmu yang telah diakui. Akan tetapi, pada ± 100 tahun silam hampir tidak dihargai sebagai suatu hasil karya. Dalam bidang teknik jembatan, pemikiran-pemikiran di masa lampau telah memberikan kontribusi yang berharga seperti sekarang ini.

Pada periode ini manusia purba menyeberangi sungai dengan memasang tiang-tiang batu dan slab batu, kayu gelondongan, atau pohon yang tumbang yang terbatas untuk bentang sungai yang pendek. Untuk melewati sungai mereka memanfaatkan cabang-cabang atau akar-akar yang bergantung sebagai jembatan gantung dengan cara berayun dari pohon ke pohon. Dari penjelasan di atas dapat diketahui bahwa perkembangan teknik jembatan dihasilkan dari evolusi bentuk struktur, material, metode perencanaan, fabrikasi, dan cara pendiriannya.

Tipe jembatan yang telah digunakan adalah jembatan balok sederhana untuk bentang-bentang pendek, jembatan gantung, jembatan kantilever. Tipe jembatan terbaru pada periode ini adalah jembatan tipe pelengkung (*arch bridge*). Bentuk, dan material konstruksi yang digunakan pada umumnya masih relatif sederhana dan alami. Seperti yang dibangun di atas Sungai Euphrat dan Sungai Tigris di Babylonia kira-kira 2000 SM.

1.2.2. Periode Romawi Kuno

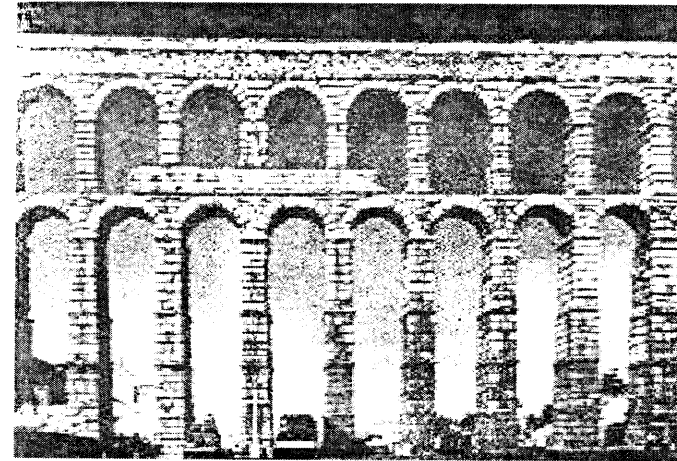
Zaman Romawi Kuno dimulai dari tahun 300 SM dan berlangsung kurang lebih selama 600 tahun. Bangsa Romawi merupakan ahli-ahli jembatan pertama. Mereka telah membangun jembatan dari kayu, batu, dan beton. Untuk jembatan batu dan beton, mereka membuat dalam bentuk lengkung (*arch*). Mereka berhasil mengatasi permasalahan-permasalahan yang rumit antara lain bagaimana membuat perhentian konstruksi yang dibangun di atas pilar yang berada dibawah air dan melindunginya dari bahaya banjir. Hingga saat ini, konstruksi-konstruksi pelengkung Bangsa Romawi masih berdiri di Italia, Spanyol, dan Perancis sebagai hasil karya monumental.



Gambar 1.7 Aquaduct Pont du Gard, Perancis

Untuk membangun pilar dibawah muka air, Bangsa Romawi menggunakan *cofferdam*. Mereka memancang tiang-tiang ke dasar sungai mengelilingi lokasi tiang-tiang tersebut, dan diselubungi dengan tanah lempung agar kedap air. Kemudian bagian dalamnya dapat dipompa keluar, dan beton dituangkan kedalam cetakan pilar. Untuk dasar sungai yang terlalu dalam bagi pekerja, penyelesaiannya adalah dengan cara menjatuhkan blok-blok beton ke dasar sebagai lantai kerja.

Beberapa dari jembatan-jembatan terbesar Bangsa Romawi merupakan *aqueduct*, yang dibangun bukan untuk lalu lintas manusia tetapi untuk saluran air. *Aqueduct* yang saat ini masih ada dan merupakan termegah adalah Pont du Gard, dekat daerah Nimes, Perancis seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1.7. Selain itu, dibangun pula *aqueduct* Segovia di Spanyol, yang dibangun dari batu pecah tanpa mortar (Gambar 1.8).

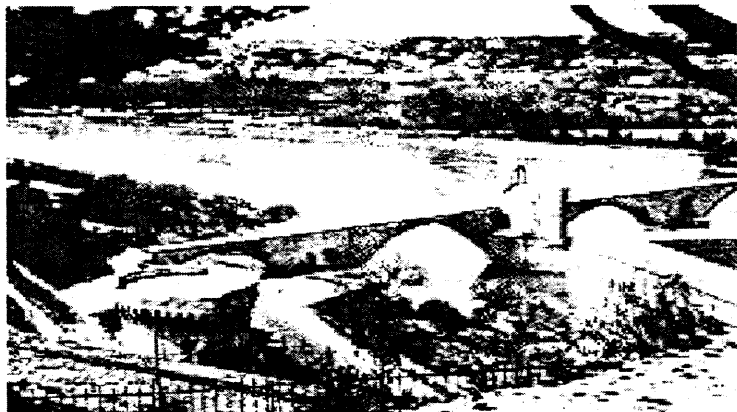


Gambar 1.8 Aquaduct Segovia, Spanyol

1.2.3. Zaman pertengahan

Zaman pertengahan di Eropa berlangsung dari abad ke-11 sampai dengan abad ke-16 sesudah runtuhnya Romawi. Secara prinsip konstruksi jembatan yang dibangun pada periode ini tidak jauh berbeda seperti pada zaman Romawi. Bentuk-bentuk lengkung (*arch bridge*) dan pilar-pilar batu masih sering digunakan seperti pada jembatan Old London yang dibangun pada abad ke-12.

Sekitar abad ke-12 juga, di Perancis dibangun jembatan Avignon yang melintasi Sungai Rhone, daerah Perancis Selatan. Bentuk yang digunakan adalah lengkung kurva ellips dengan bagian puncaknya dapat dibuat lebih tipis seperti ditunjukkan pada Gambar 1.9. Pilar jembatan dibuat dalam bentuk segi tiga pada bagian hulu. Prinsip ini sekarang dikenal dengan "*streamlining*".



Gambar 1.9 Sisa bentang Jembatan Avignon di Sungai Rhone, Perancis

Beberapa ahli mengatakan bahwa Jembatan Rialto yang dibangun pada abad ke-16 di atas Grand Canal, Venice adalah jembatan terbaik di zaman pertengahan dalam segi pengembangan teknik jembatan dan estetika seperti terlihat pada Gambar 1.10



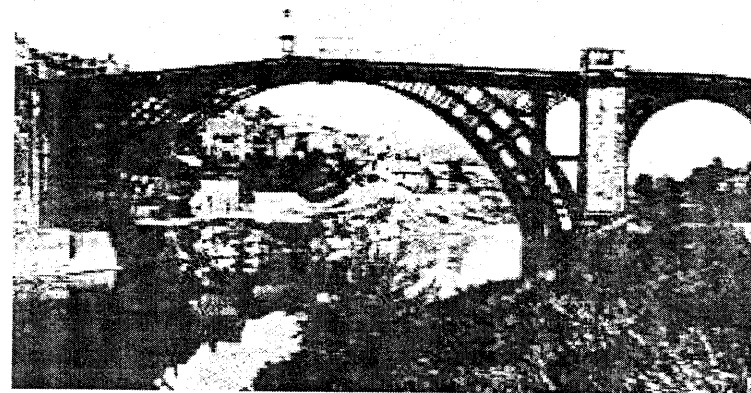
Gambar 1.10 Jembatan Rialto, Venice

Pada jembatan ini, jalan raya menghubungkan dua ruas kawasan perdagangan yang mempunyai jalan masuk menuju jalur pejalan kaki (*footwalks*) yang dibangun dibagian tepi dalam satu kesatuan konstruksi.

Dalam pelaksanaan pembangunan jembatan tersebut para pelaksana dihadapkan pada permasalahan tanah dasar yang digunakan sebagai fondasi berupa tanah lunak (*soft subsoil*). Untuk mengatasi hal tersebut, dipancang 6000 tiang kayu dibagian tepi kanal. Tiang-tiang tersebut dipancang dalam kelompok-kelompok jarak yang rapat membentuk satu kesatuan kelompok tiang kayu yang solid. Bagian atas tiang kemudian dilapisi tiga lapisan kayu sebagai kepala tiang (*pile cap*) dan diperkuat dengan penjepit besi. Selanjutnya, lapisan batu ditempatkan di atasnya sebagai pangkal jembatan dan kemudian dibuat bentuk lengkungnya.

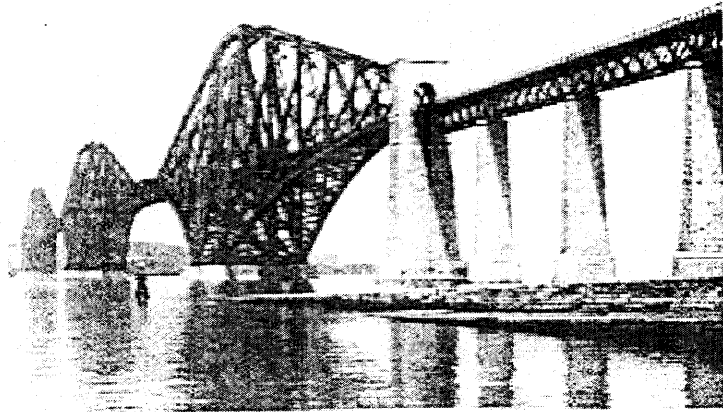
1.2.4. Zaman Jembatan Besi Dan Baja

Era jembatan besi dan baja sejalan dengan adanya Revolusi Industri. Untuk pertama kali konstruksi jembatan yang dibangun masih meniru konstruksi jembatan batu. Jembatan besi yang pertama kali dibangun adalah Jembatan Coalbrookdale yang melintasi Sungai Severn, Inggris tahun 1776 yang dibangun dengan bagian yang berbeda yang berbentuk setengah lingkaran (Gambar 1.11). Sampai dengan sangat ini jembatan ini masih tetap berdiri. Namun pada beberapa tahun baru-baru ini telah dilakukan renovasi perkuatan terhadap abutment dan konstruksi besi yang masih ada.

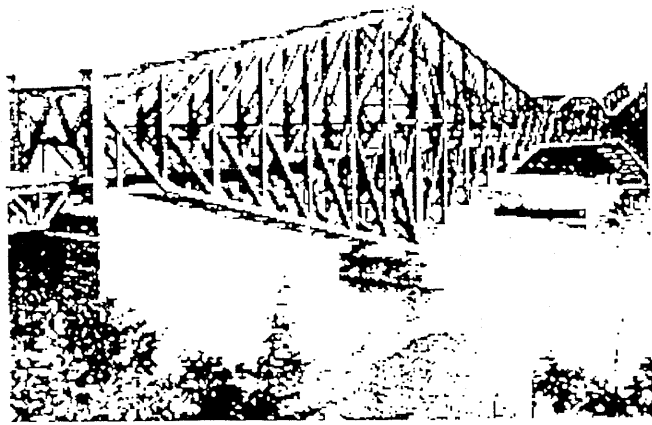


Gambar 1.11 Jembatan Coalbrookdale, Inggris

Di zaman pertengahan ini jembatan besi yang dibangun masih menggunakan prinsip-prinsip bentuk lengkung (*arch bridge*) terutama untuk jembatan jalan raya. Walaupun jembatan yang dibangun menggunakan sistem kantilever, masih tetap memakai bentuk lengkung murni atau dengan beberapa perubahan, seperti pada Jembatan *Firth of Forth* di Skotlandia dan Jembatan *Quebec* di Kanada.



Gambar 1.12 Jembatan *Firth of Forth*, Skotlandia



Gambar 1.13 Jembatan *Quebec*, Kanada

Untuk jembatan jalan rel, beberapa ahli pada saat itu menggunakan jembatan bentuk pipa (*tubular bridge*), seperti Jembatan *Britania* yang melintasi Selat Menai, Inggris, dan Jembatan *Victoria* melintasi Sungai *St. Lawrence* di Montreal, Kanada.

Pada awal pembangunan jembatan tersebut di atas, timbul keraguan berkenaan dengan kekuatan jembatan akibat getaran kereta. Untuk mengatasinya maka digunakan rantai penggantung untuk mendukung jalan rel yang ditumpukan pada tower yang dibangun di atas pilar. Namun setelah pembangunan selesai, diketahui bahwa jembatan cukup kaku dan kuat tanpa rantai penggantung tersebut. Jembatan ini sampai saat ini masih tetap berdiri tanpa rantai penggantung, meskipun dilintasi oleh kereta modern.

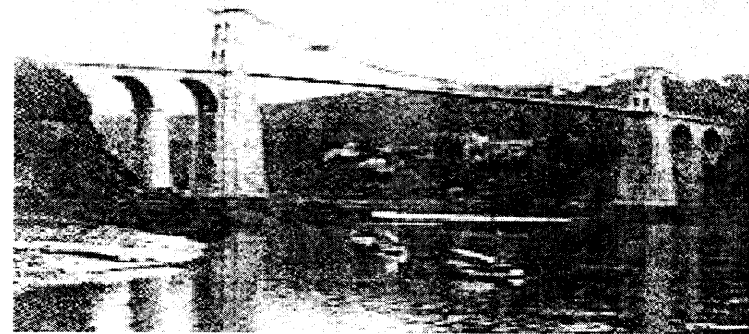


Gambar 1.14 Jembatan Britania, Inggris

Salah satu hasil karya pemikiran genius dan monumental James Eads adalah Jembatan *St. Louis* yang dibangun melintasi Sungai *Misissipi*, Amerika Serikat pada tahun 1860.

1.3. Era Jembatan Gantung

Jembatan gantung tertua dan terbesar pada abad ke-18 adalah Jembatan *Menai Straits* di Inggris yang dibangun pada tahun 1825. Jembatan ini masih menggunakan menara batu dan kabel dari rantai besi untuk menggantung jalan raya. Pada tahun 1939 kabel penggantung digantikan dengan baja batangan.

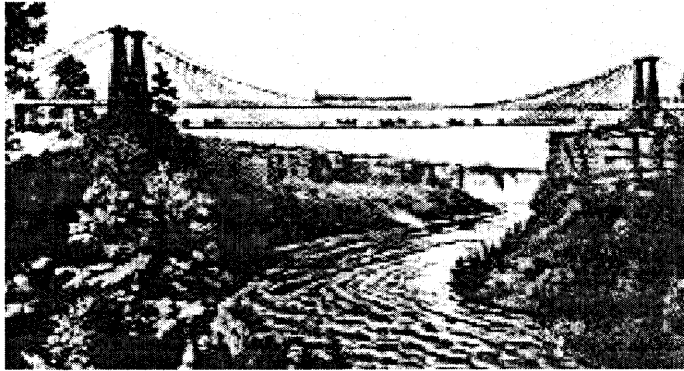


Gambar 1.15 Jembatan gantung Menai Straits, Inggris

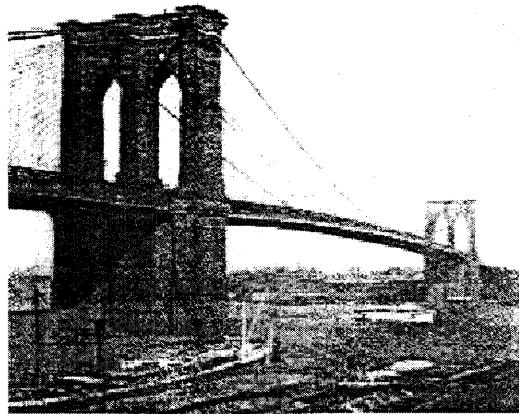
Awal kemajuan inovasi jembatan gantung dapat dikatakan adalah pada saat dibangunnya Jembatan Gantung Niagara yang dibangun pada tahun 1851 melintasi air terjun Niagara di Amerika Serikat. Struktur jembatan ini mempunyai dua dek, dek bagian atas untuk jalan rel dan bagian bawah untuk lalu lintas jalan raya. Dek ini berupa "*stiffening truss*" yang terbuat dari kayu. Bentang jembatan digantungkan pada 4 kelompok kabel, didukung dengan 4 bangunan menara dan ujung kabel diangkitkan dalam solid rock dibelakangnya.

Keberhasilan pembangunan jembatan Niagara ini merupakan sumbangan besar untuk kemajuan ilmu teknologi jembatan.

Penggunaan kabel baja (wire steel) menggantikan kabel besi untuk pertama kali digunakan di dunia pada Jembatan Gantung *Brooklyn*, New York (1867). Ciri khusus Jembatan *Brooklyn* adalah sistem kabel yang menjari terarah dek dari tower, yang lebih stabil terhadap angin, seperti ditunjukkan pada Gambar 1.17.

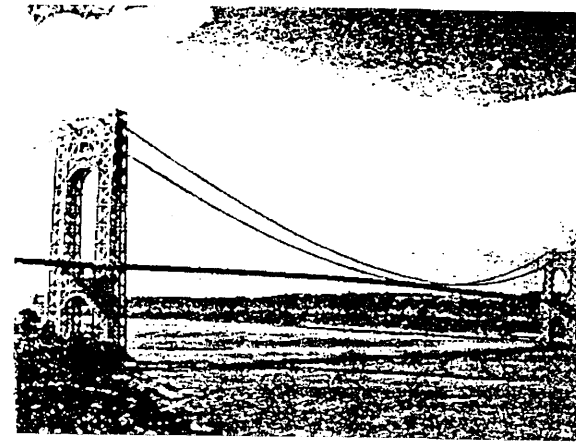


Gambar 1.16 Jembatan Gantung Niagara, pada air terjun Niagara Amerika Serikat



Gambar 1.17 Jembatan Brooklyn, New York, Amerika Serikat

Pada Jembatan George Washington yang dibangun tahun 1927, digunakan tower berupa rangka baja yang dilapisi dengan beton dan granit. Dekade ini awal dari penggunaan bentuk-bentuk tower berupa rangka. Perbedaan ini bisa dilihat pada Gambar 1.18.

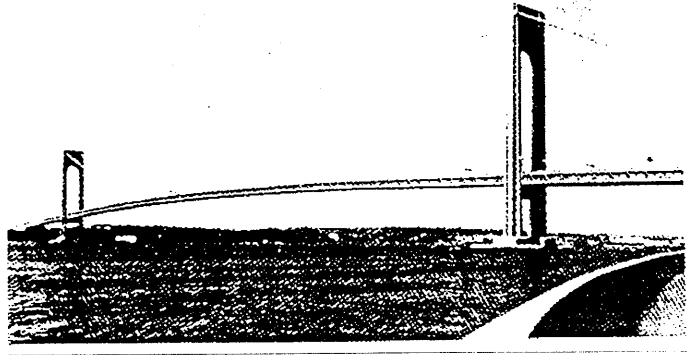


Gambar 1.18 Jembatan George Washington

Sebagaimana halnya jembatan-jembatan yang diuraikan di atas, Jembatan *Golden Gate* di California dan *Mackinac Straits* di Michigan menggunakan dek dan *stiffening truss*. Dengan berkembangnya gelagar *box* (*box girder*), penggunaan *stiffening truss* sebagai dek mulai berkurang seperti yang digunakan pada jembatan *Humber* dan *Verrazano-Narrows*. Terdapat kesamaan pada sistem kabel pada 5 jembatan terakhir yaitu digunakannya penggantung tegak.

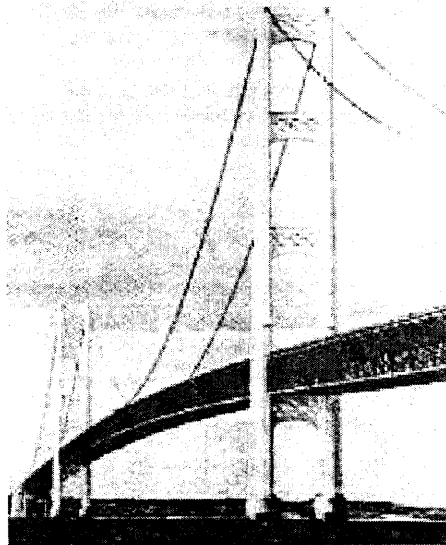


Gambar 1.19 Jembatan Golden Gate



Gambar 1.20 Jembatan Mackinac Straits

Walau bagaimanapun sistem dek dan penggantung pada dua jembatan terakhir dapat mengurangi berat sendiri dan biaya pembangunan jembatan.



Gambar 1.21 Jembatan Verrazano - Narrows

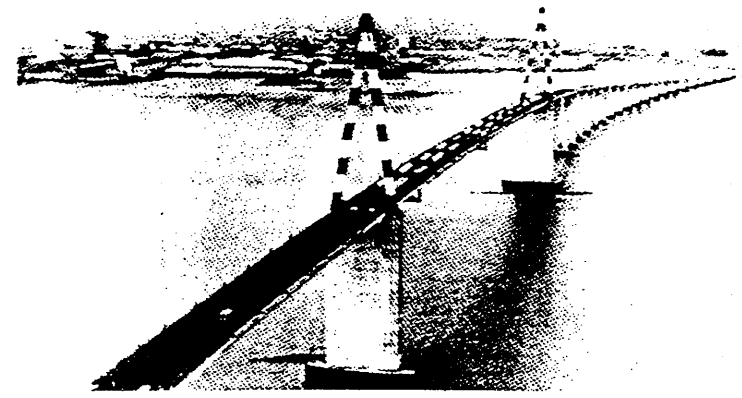
1.4. Era Jembatan Cable-Stayed

Selama lebih dari tiga dekade jembatan *cable stayed* digunakan secara luas terutama di Eropa Barat dan di bagian lain di dunia. Keberhasilan penggunaan sistem *cable stayed* dicapai dengan ditemukannya baja berkekuatan tinggi dan tipe deck-orthotropik, kemajuan teknik las. Kemajuan pengetahuan yang

secara luas dan tidak terbatas memungkinkan penyelesaian matematis sistem statis tak tentu dan untuk analisis statis yang lebih akurat model tiga-dimensi.

Suatu penelitian antara jembatan gantung dan jembatan *cable stayed* menunjukkan bahwa jembatan *cable stayed* lebih unggul daripada jembatan gantung. Kelebihan jembatan *cable stayed* antara lain rasio panjang bentang utama dan tinggi pylon yang lebih murah. Defleksi akibat pembebanan simetris dan asimetris pada lebih dari separuh bentang jembatan gantung mempunyai defleksi yang lebih besar ditengah bentang daripada *cable stayed*. Keuntungan yang menonjol dari *cable stayed* adalah tidak diperlukannya pengangkeringan kaber yang berat dan besar seperti pada jembatan gantung. Gaya-gaya anker pada ujung kabel bekerja secara vertikal dan biasanya diseimbangkan dengan berat dari pilar dan fondasi tanpa menambah biaya konstruksi lagi. Komponen horisontal gaya pada kabel dilimpahkan pada struktur atas gelagar berupa tekanan atau tarik.

Berikut ini diberikan beberapa jembatan *cable-stayed* yang telah dibangun.

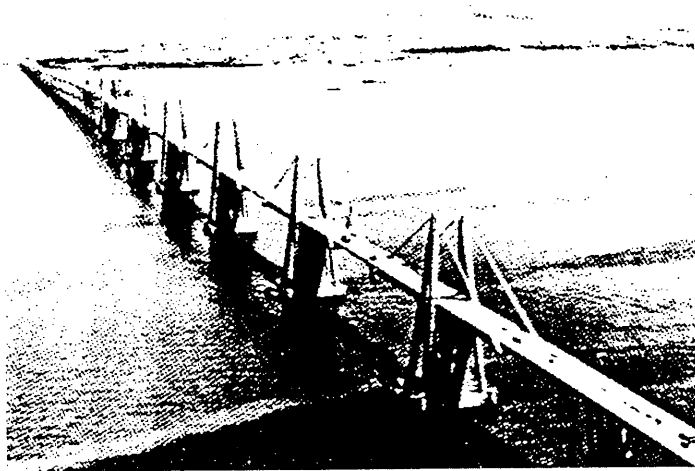


Gambar 1. 22 Jembatan Saint Nazzaire, Perancis

Jembatan *cable stayed* Saint Nazaire yang melintas diatas sungai Loire, Perancis adalah salah satu jembatan *cable stayed* terpanjang di dunia. Jembatan ini menggunakan dek baja dengan bentuk *streamline* dan tower berbentuk A. Jembatan *Saint-Nazaire* selesai dibangun tahun 1974.

Jembatan *cable stayed* Maracaibo, Venezuela yang selesai dibangun pada tahun 1962 berbeda dalam banyak aspek dari jembatan sebelumnya. Pertama, kedua pylon dan "*stiffening girder*" terbuat dari beton, yang belum pernah digunakan sebelumnya. Selanjutnya merupakan jembatan *cable stayed* pertama yang menggunakan *multispan*.

Dek beton dicetak ditempat di kedua ujung jembatan dan seterusnya menggunakan dek prefabrikasi. Sehingga dalam pemasangannya terdapat bagian kantilever.



Gambar 1.23 Jembatan Maracaibo, Venezuela

1.5. Era Jembatan Beton

1.5.1. Jembatan Beton Bertulang

Penggunaan semen alam untuk konstruksi jembatan pertama kali digunakan pada abad ke-19. Perkembangan industri semen portland mendominasi sebagai jembatan setelah tahun 1865. beton massa banyak digunakan untuk jembatan lengkung (*arch*) dan struktur bawah konstruksi jembatan. Jembatan beton bertulang yang pertama dibangun segera setelah ditemukannya teknik pembuatan beton bertulang untuk struktur. Jembatan yang pertama berupa jembatan lengkung, dibangun di Perancis tahun 1875.

Pada tahun 1890-an banyak dibangun jembatan beton lengkung (*concrete arch bridge*), dan semakin meningkat pemakaiannya selama awal dekade abad ke-20. Slab dan gelagar jembatan beton bertulang secara luas digunakan untuk bentang-bentang pendek selama beberapa dekade. Bentang terpanjang yang pernah dicapai dengan menggunakan gelagar beton bertulang adalah 256 *ft* (78 *m*).

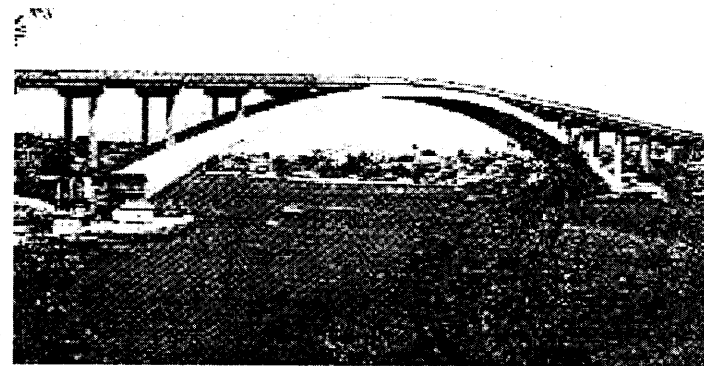
Pada dasarnya dari jembatan beton bertulang dan beton prategangan dapat berupa :

Pergunaan	Jenis	
	1. Jembatan Slab	Beton Bertulang
2. Jembatan Gelagar-Dek	Beton bertulang balok T	Beton prategang stringer
3. Jembatan <i>Box-girder</i>	Beton Bertulang	Beton Prategang
4. Jembatan Bentang Menerus		
5. Jembatan Lengkung	<i>Open Spandrel</i>	<i>Filled Spandrel</i>
6. Jembatan <i>Rigid-frame</i>		
7. Jembatan <i>Cable-stayed</i>		

Jembatan beton lengkung *Sydney* yang dibangun tahun 1964 melintas di Sungai *Porramatta* merupakan jembatan beton bertulang terpanjang di dunia yaitu 1000 *ft* (300 *m*). Bentuk serupa juga seperti dibangun di Swedia tahun 1943, yaitu Jembatan *Sando*



Gambar 1.24 Jembatan Sando, Swedia, lengkung beton bertulang



Gambar 1.25 Jembatan Sydney, Australia, lengkung beton bertulang

1.5.2. Jembatan Beton Prategang

Penggunaan beton prategang modern dikemukakan pertama kali oleh Freyssinet seorang Perancis. Pada tahun 1928, Ia mengaplikasikan kawat-kawat baja berkualitas tinggi (*high-strength steel wires*) pada balok beton prategang dengan sistem penegangan pra-penegangan (*pre tensioning*) dan pasca penegangan (*post tensioning*). Tahun 1940, Magnel mengembangkan sistem pasca penegangan yang lebih dikenal dengan *Magnel System of Belgium*.

Pada tahun 1950-an, dikembangkan jembatan beton prategang *segmental* (*cast in place*), untuk pertama kalinya di Eropa Barat menggunakan sistem ini pada Jembatan *Finsterwalder* yang melintasi Sungai Lahn, di Baldwinstein, Jerman. Kemudian tahun 1976, di Jepang dibangun sebuah jembatan beton prategang untuk jalan raya melintasi Pegunungan Hamana-Ko Lane terletak 150 mil sebelah baratdaya Tokyo. Panjang total jembatan 2066 ft (630 m), lebar 30 ft (9 m), menggunakan gelagar *box* kembar (*twin box girder*) sepanjang 787 ft (240 m) yang dibangun menerus dari *expansion joint* ditengah bentang sampai ujung pilar.

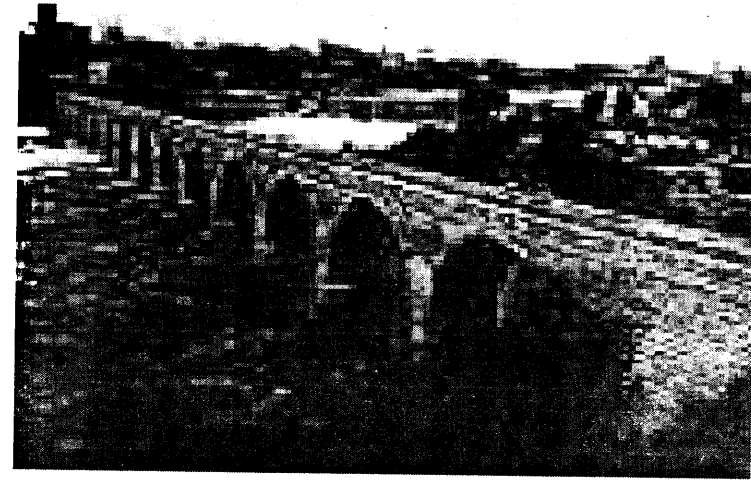
Jembatan *segmental* di atas dapat disebut pula pracetak (*precast*) atau cetak ditempat (*cast in place*) dengan menggunakan metode konstruksi kantilever yang dikerjakan bentang demi bentang, dipasang tahap demi tahap atau dengan sistem *incremental launching*. Konstruksi jembatan beton prategang segmental dapat mencapai panjang bentang 800 ft (250 m) atau bentang seri 1000 ft (300 m). Bila digunakan dalam jembatan *cable stayed*, jarak bentang dapat mencapai 1500 ft (450 m).

1.6. Bentuk dan Tipe Jembatan

Seperti telah diuraikan dalam paragraf-paragraf dimuka, bahwa kemajuan pengetahuan dan teknologi dibidang jembatan sejalan dengan kemajuan peradaban manusia. Dari penjelasan tentang runtutan perkembangan jembatan, dapat diklasifikasikan beberapa bentuk struktur atas jembatan yang telah berkembang hingga saat ini, seperti yang diuraikan berikut ini.

1.6.1. Jembatan lengkung – batu (*stone arch bridge*)

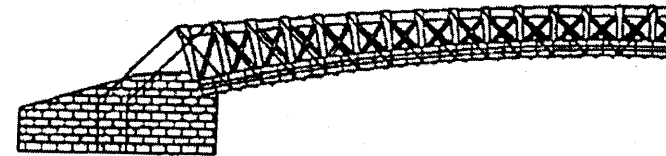
Jembatan pelengkung (busur) dari bahan batu, telah ditemukan pada masa lampau, di masa Babylonia. Pada perkembangannya jembatan jenis ini semakin banyak ditinggalkan, jadi saat ini hanya berupa sejarah.



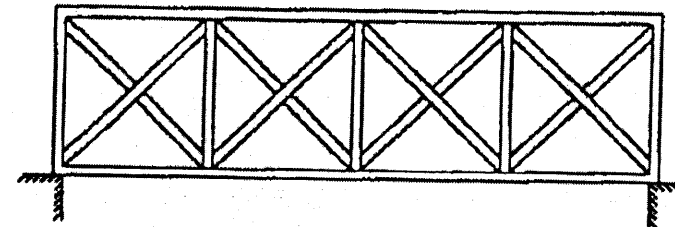
Gambar 1.26 Jembatan pelengkung dari batu (*Stone Arch Bridge*) di Minneapolis

1.6.2. Jembatan rangka (*truss bridge*)

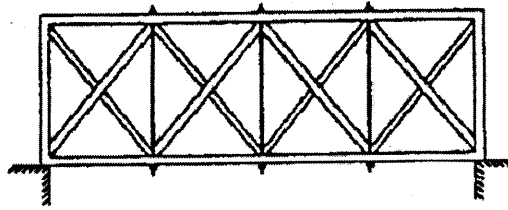
Jembatan rangka dapat terbuat dari bahan kayu atau logam. Jembatan rangka kayu (*wooden truss*) termasuk tipe klasik yang sudah banyak tertinggal mekanika bahannya. Jembatan rangka kayu, hanya terbatas untuk mendukung beban yang tidak terlalu besar. Pada perkembangannya setelah ditemukan bahan baja, tipe rangka menggunakan rangka baja, dengan berbagai macam bentuk



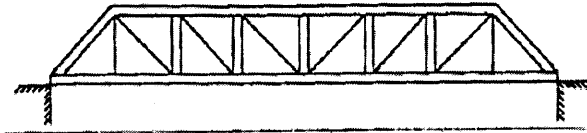
Gambar 1.27 Jembatan tipe rangka kayu (*wooden truss*)



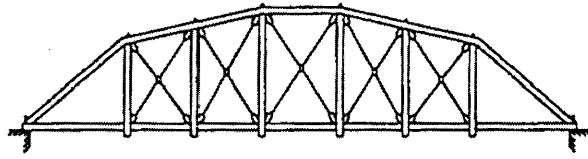
Gambar 1.28 Jembatan rangka baja tipe *King-Post*



Gambar 1.29 Jembatan rangka baja tipe Howe



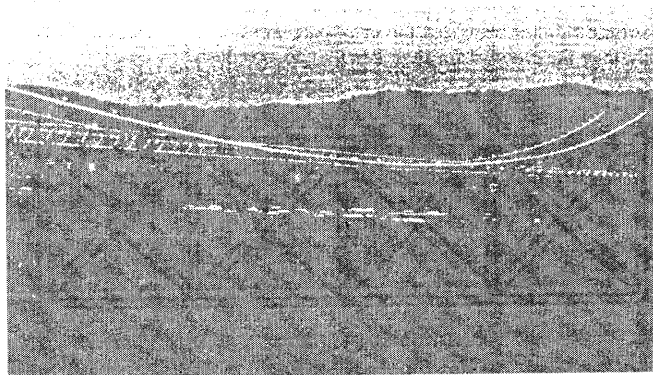
Gambar 1.30 Jembatan rangka baja tipe Pratt



Gambar 1.31 Jembatan rangka baja tipe Arch

1.6.3. Jembatan gantung (*suspension bridge*)

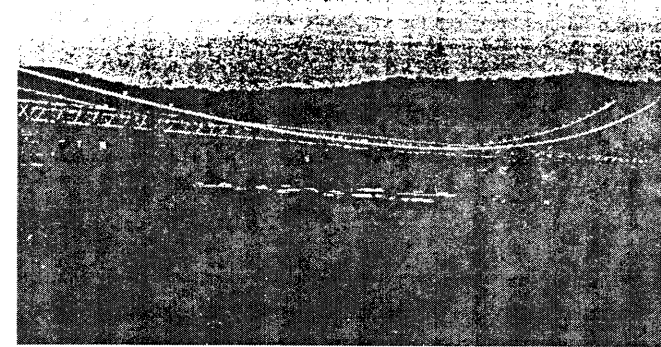
Dengan semakin majunya teknologi dan demikian banyak tuntutan kebutuhan transportasi, manusia mengembangkan tipe jembatan gantung, yaitu dengan memanfaatkan kabel-kabel baja. Tipe ini tentunya sangat menguntungkan bila digunakan, uraian secara rinci mengenai jembatan ini akan dibahas dalam bab tersendiri.



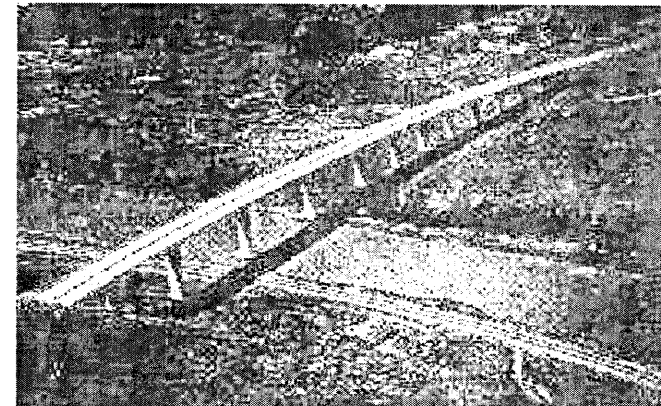
Gambar 1.32 Jembatan gantung

1.6.4 Jembatan beton (*concrete bridge*)

Beton telah banyak dikenal dalam dunia konstruksi. Dewasa ini, dengan kemajuan teknologi beton dimungkinkan untuk memperoleh bentuk penampang beton yang beragam Bahkan dalam kenyataan sekarang jembatan beton ini tidak hanya berupa beton bertulang konvensional saja, tetapi telah dikembangkan berupa jembatan prategang. Kedua tipe jembatan ini akan dibahas lebih lanjut dalam bab selanjutnya.



Gambar 1.33 Jembatan beton bertulang Bixby Creek



Gambar 1.34 Jembatan beton prategang Napa River

1.6.5. Jembatan haubans/cable stayed

Jembatan tipe ini sangat baik dan menguntungkan bila digunakan untuk jembatan bentang panjang. Kombinasi penggunaan kabel dan dek beton prategang merupakan keunggulan jembatan tipe ini. Pembahasan tentang jembatan cable stayed secara lebih mendalam disajikan pada bab selanjutnya.

PROSES PERENCANAAN JEMBATAN



2.1 Pendahuluan

Sering kali ahli merasa yakin bahwa dengan mengumpulkan data dan informasi tentang lokasi jembatan dan beban-beban yang bekerja telah cukup memadai dalam perencanaan. Maksud perencanaan antara lain untuk menentukan fungsi struktur secara tepat, dan bentuk yang sesuai, efisien serta mempunyai fungsi estetika.

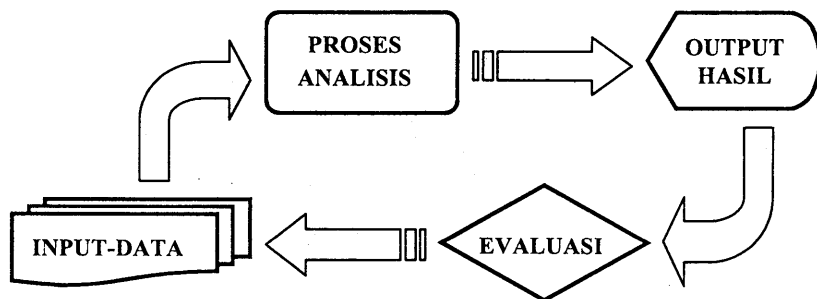
Perlu diakui bahwa terdapat beberapa perbedaan persepsi pada tahap perencanaan. Akan tetapi bila kita mampu menjelaskan dan mencari relevansi antara parameter-parameter yang berbeda tersebut, membatasi permasalahan, serta menyusun integritas batasan yang sesuai, maka akan dapat memberikan kepada kita konsep terbaik tentang analisis perancangan jembatan yang akan dibangun.

Pada kenyataannya, seringkali pula dijumpai bahwa setelah memperoleh data-data yang memadai, cukup sulit untuk menghubungkannya dengan rumus atau persamaan-persamaan yang telah ada. Bahkan rumus-rumus atau persamaan yang diinginkan belum ada sama sekali. Oleh karenanya, bagaimana mungkin kita akan menganalisis dan merancang serta melakukan proses penghitungan bila rumus-rumus yang diinginkan tidak ada? Untuk itu, perlu dipahami adanya suatu proses desain (*design process*) sebelum kita melakukan penghitungan dan pemilihan bentuk struktur.

2.2. Tahapan perencanaan

Dalam perencanaan jembatan dimungkinkan adanya perbedaan antara ahli satu dengan yang lainnya, tergantung latar belakang kemampuan dan pengalamannya. Akan tetapi perbedaan tersebut harus tidak boleh menyebabkan gagalnya proses perencanaan.

Sebelum sampai tahap pelaksanaan konstruksi, paling tidak seorang ahli atau perancang telah mempunyai data baik sekunder maupun primer yang berkaitan dengan pembangunan jembatan. Data tersebut merupakan bahan pemikiran dan pertimbangan sebelum kita mengambil suatu keputusan akhir. Pada Gambar 2.1 berikut ini ditunjukkan tentang suatu proses tahapan perencanaan yang paling tidak perlu dilaksanakan.

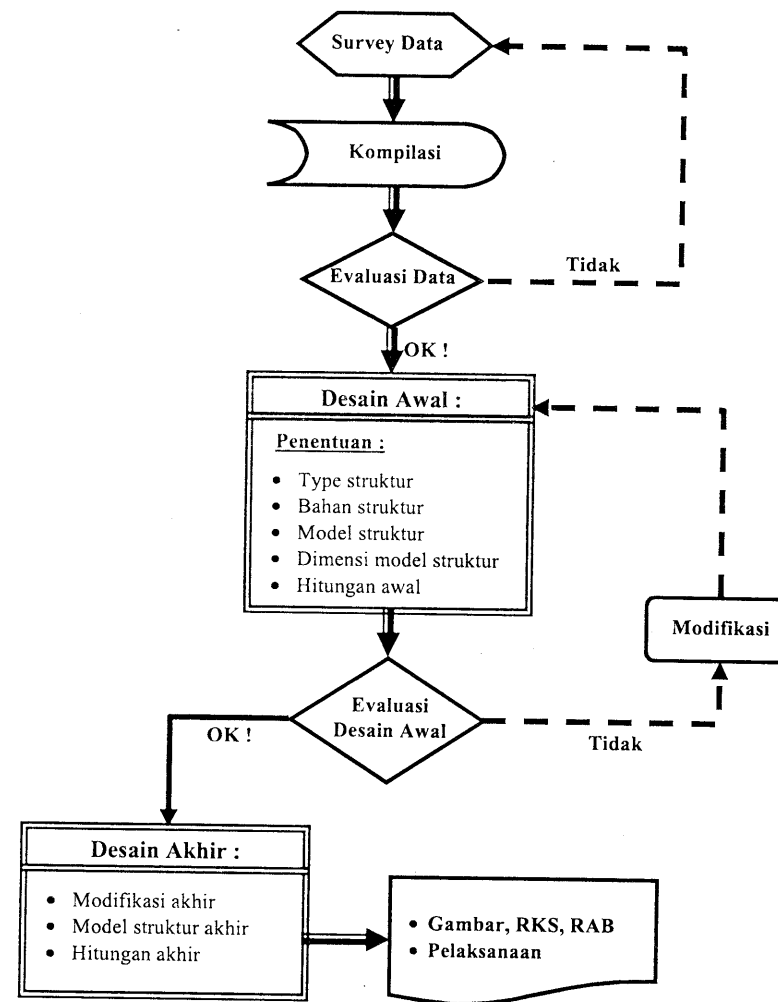


Gambar 2.1 Skema proses perencanaan

Data yang diperlukan dapat berupa :

- a. Lokasi :
 - Topografi
 - Lingkungan : kota dan luar kota
 - Tanah dasar
- b. Keperluan : melintas sungai, melintas jalan lain
- c. Bahan Struktur :
 - Karakteristik
 - Ketersediaannya
- d. Peraturan :

Proses perencanaan secara detail dapat dijelaskan dengan diagram alir yang ditunjukkan pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Diagram alir proses perencanaan

2.3. Pemilihan Lokasi Jembatan

Penentuan lokasi dan layout jembatan tergantung pada kondisi kondisi lalu lintas. Secara umum, suatu jembatan berfungsi untuk melayani arus lalu lintas dengan baik, kecuali bila terdapat kondisi-kondisi khusus. Prinsip dasar dalam pembangunan jembatan adalah "jembatan untuk jalan raya, tetapi bukan jalan raya untuk jembatan" (Troitsky, 1994). Oleh karenanya kondisi lalu lintas yang berbeda-beda dapat mempengaruhi lokasi jembatan pula.

Panjang-pendeknya bentang jembatan akan disesuaikan dengan lokasi jalan setempat. Penentuan bentangnya dipilih yang sangat layak dari beberapa alternatif bentang pada beberapa lokasi yang telah diusulkan. Beberapa pertimbangan terhadap lokasi akan sangat didasarkan pada kebutuhan.

Dalam penentuan lokasi akan dijumpai suatu permasalahan apakah akan dibangun di daerah perkotaan ataukah pinggiran kota bahkan di pedesaan. Perencanaan dan perancangan jembatan di daerah perkotaan terkadang tidak diperhatikan dengan cermat dan tepat. Kehadiran jembatan ditengah kota sangat mempengaruhi *landscape* atau tatakota tersebut. Dalam perencanaan dan perancangan tipe jembatan modern di daerah perkotaan, seorang ahli sebaiknya mempertimbangkan fungsi kebutuhan transportasi, persyaratan teknis dan estetika-arsitektural.

2.3.1. Aspek lalu lintas

Persyaratan transportasi meliputi kelancaran arus lalu lintas kendaraan dan pejalan kaki (*pedestrians*) yang melintasi jembatan tersebut. Perencanaan yang kurang tepat terhadap kapasitas lalu lintas perlu dihindarkan, karena akan sangat mempengaruhi lebar jembatan. Untuk itu sangatlah penting diperoleh hasil yang optimum dalam perencanaan lebar optimumnya agar didapatkan tingkat pelayanan lalu lintas yang maksimum. Mengingat jembatan akan melayani arus lalu lintas dari segala arah, maka muncul kompleksitas terhadap existing dan rencana, volume lalu lintas, oleh karenanya sangat diperlukan ketepatan dalam penentuan tipe jembatan yang akan digunakan.

Selain daripada itu, pendekatan ekonomi selayaknya juga sebagai bahan pertimbangan biaya jembatan perlu dibuat seminimum mungkin. Berdasarkan beberapa kasus biaya investasi jembatan di daerah perkotaan adalah sangat tinggi. Dalam hal ini akan sangat terkait dengan kesesuaian lokasi yang akan direncanakan.

2.3.2. Aspek teknis

Persyaratan teknis yang perlu dipertimbangkan antara lain :

- a. penentuan geometri struktur, alinemen horisontal dan vertikal, sesuai dengan lingkungan sekitarnya,
- b. pemilihan sistem utama jembatan dan posisi dek,
- c. penentuan panjang bentang optimum sesuai dengan syarat hidraulika, arsitektural, dan biaya konstruksi,
- d. pemilihan elemen-elemen utama struktur atas dan struktur bawah, terutama tipe pilar dan *abutment*,

- c. pendetailan struktur atas seperti: sandaran, parapet, penerangan, dan tipe perkerasan,
- f. pemilihan bahan yang paling tepat untuk struktur jembatan berdasarkan pertimbangan struktural dan estetika.

2.3.3. Aspek estetika

Dewasa ini jembatan modern di daerah perkotaan didesain tidak hanya didasarkan pada struktural dan pemenuhan transportasi saja, tetapi juga untuk ekonomi dan artistik. Aspek estetika jembatan di perkotaan merupakan faktor yang penting pula dipertimbangkan dalam perencanaan.

Kesesuaian estetika dan arsitektural akan memberikan nilai lebih kepada jembatan yang dibangun ditengah-tengah kota. Pada banyak kota-kota besar di dunia terdapat jembatan yang mempunyai nilai estetika yang maha tinggi disamping kekuatan strukturnya.

2.4. Layout Jembatan

Setelah lokasi jembatan ditentukan, variabel berikutnya yang penting pula sebagai pertimbangan adalah layout jembatan terhadap topografi setempat. Pada awal perkembangan sistem jalan raya, standar jalan raya lebih rendah dari jembatan. Biaya investasi jembatan merupakan proporsi terbesar dari total biaya jalan raya. Sebagai konsekuensinya, struktur tersebut hampir selalu dibangun pada tempat yang ideal untuk memungkinkan bentang jembatan sangat pendek, fondasi dapat dibuat sehematnya, dan melintasi sungai dengan layout berbentuk *square* layout.

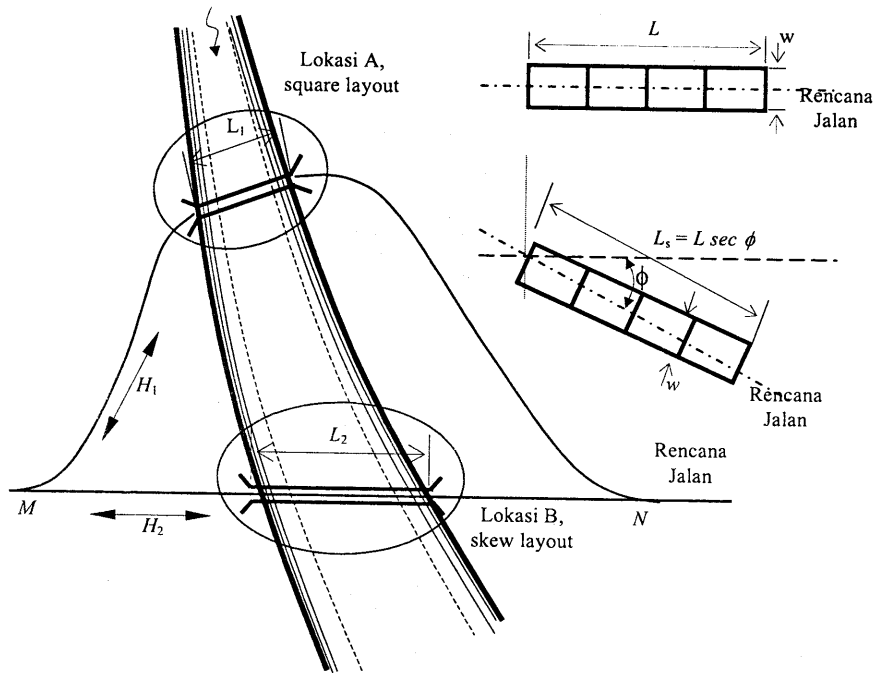
Dalam proses perencanaan terdapat dua sudut pandang yang berbeda antara seorang ahli jalan dan ahli jembatan (*Troitsy, 1994*). Berikut ini diberikan beberapa ilustrasi beberapa perbedaan kepentingan antara seorang ahli jalan dan jembatan.

- 1) *Pandangan Ahli Jembatan*. Perlintasan yang tegak lurus sungai, jurang atau jalan rel lebih sering dipilih, daripada perlintasan yang membentuk alinemen yang miring. Penentuan ini didasarkan pada aspek teknis dan ekonomi. Waddel (1916) menyatakan bahwa truktur yang dibuat pada alinemen yang miring adalah abominasi dalam lingkup rekayasa jembatan.
- 2) *Struktur jembatan sederhana*. Merupakan suatu kenyataan untuk struktur jembatan yang relatif sederhana sering diabaikan terhadap alinemen jalan. Para ahli jalan raya sering menempatkan alinemen jalan sedemikian sehingga struktur jembatan merupakan bagian penuh dari alinemen rencana jalan tersebut. Sehingga apabila melalui sungai seringkali kurang memperhatikan layout secara cermat.

- 3) *Layout jembatan bentang panjang*. Sebagai suatu struktur bertambahnya tingkat kegunaan jalan dan pajang bentang merupakan hal yang cukup penting untuk menentukan layout. Pada kasus seperti ini, dalam menentukan bagaimana layout jembatan yang sesuai perlu diselaraskan oleh kedua ahli tersebut guna menekan biaya konstruksi. Banyak faktor yang mempengaruhinya, salah satunya adalah sudut yang dibentuk terhadap bidang alinemen.

Dari keterangan-keterangan di atas, dapat dikatakan bahwa bentang jembatan dengan *skewed layout* lebih panjang dibanding *square layout*. Dapat diketahui hubungan antara besarnya sudut yang dibentuk terhadap biaya konstruksi jalan dan jembatan.

Untuk memberikan pengertian tentang square layout dan skewed layout, lihat Gambar 2.3 berikut ini.



Gambar 2.3 Perbandingan square layout dan skewed layout

Dari Gambar 2.3 di atas, bila panjang bentang *square layout* L dengan biaya C , maka pada *skewed layout* bentang jembatan menjadi $L \sec \phi$ dan biaya konstruksi $C \sec \phi$. Bila melihat alternatif pemilihan lokasi dan layout pada

Gambar 2.3 tersebut, perlu dikaji secara numeris tentang perbandingan biaya konstruksi akibat pemanjangan jalur jalan dan bentang jembatan. Secara numeris dapat diberikan gambaran sebagai berikut ini.

- Biaya konstruksi jalan per satuan panjang dinotasikan dengan K_H , dan biaya konstruksi jembatan per satuan panjang K_B .
- Panjang jalur alternatif I dinotasikan dengan H_1 dan alternatif II, H_2 , dan panjang jembatan pada jalur I, L_1 sedangkan jalur II dinotasikan dengan L_2 . Maka biaya konstruksi jalan jalur I setidak-tidaknya harus lebih kecil atau sama dengan jalur II, yang dapat dirumuskan sebagai berikut ini.

$$(H_1 - L_1)K_H + L_1K_B \leq (H_2 - L_2)K_H + L_2K_B$$

$$(H_1 - H_2)K_H \leq (K_B - K_H)(L_2 - L_1)$$

bila dibagi dengan K_H , menjadi :

$$(H_1 - H_2) \leq \left(\frac{K_B}{K_H} - 1 \right) (L_2 - L_1)$$

bila diambil, $K = \frac{K_B}{K_H}$

akan didapatkan :

$$(H_1 - H_2) \leq (K - 1)(L_2 - L_1)$$

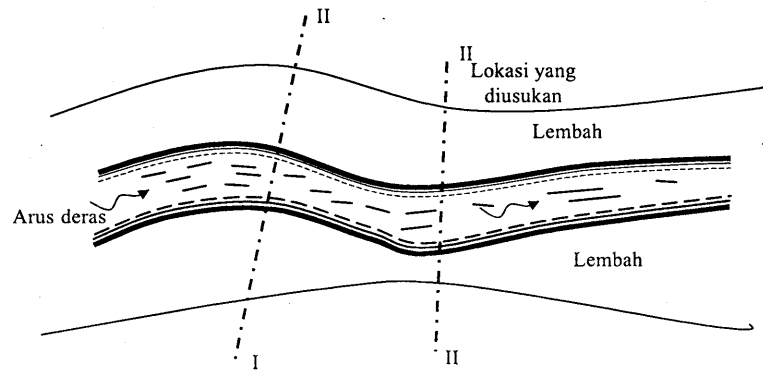
Dari persamaan di atas terlihat bahwa biaya konstruksi penambahan panjang jalur jalan masih lebih kecil dibandingkan dengan biaya penambahan panjang jembatan. Oleh karena itu dalam hal ini perlu dibuat suatu keputusan yang cermat dan seksama oleh para ahli jembatan dan ahli jalan.

2.5. Pertimbangan Layout Jembatan Melintasi Sungai

Kondisi umum yang membatasi penempatan jembatan di atas sungai dapat diringkaskan sebagai berikut ini.

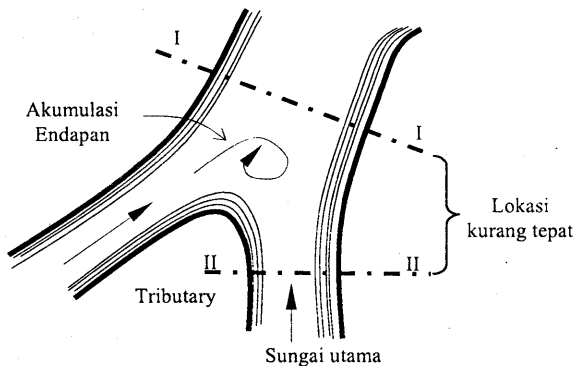
4. **Persilangan pada sungai (main channel) dan lembah datar (valley flats).** Layout jembatan sebaiknya ditempatkan pada bagian lembah yang sempit dan sungainya cukup lebar (Gambar 2.4).

Persilangan antara sungai jembatan sedemikian sehingga membentuk siku (*square layout*). Bila layout berupa *skew layout* akan terjadi gerusan pada pilar, dan akibatnya dapat tererosi pada bagian dasarnya. Kondisi ini akan lebih berbahaya bila arus sungai mempunyai kecepatan yang sangat tinggi.



Gambar 2.4 Layout jembatan yang melintasi sungai dan lembah datar

5. **Sungai dan tributary.** Pada daerah ini kemungkinan akan banyak terjadi sedimentasi, jembatan sebaiknya tidak ditempatkan secara langsung disebelah hilir mulut tributary seperti ditunjukkan oleh Potongan I-I Gambar 2.5. Tidaklah tepat pula, bila ditempatkan dekat hulu percabangan sungai (Potongan II-II Gambar 2.5). Oleh karena itu, dipilih bagian sungai yang tidak memiliki percabangan sehingga hanya ada satu jembatan yang perlu dibangun.

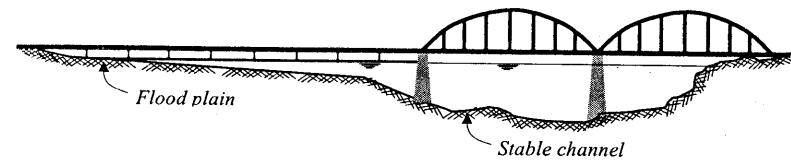


Gambar 2.5 Perlintasan jembatan pada sungai dan tributary

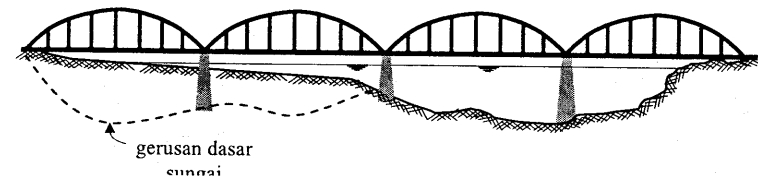
6. **Sungai permanen.** Perubahan arus atau arus yang berkelok-kelok (*meandering stream*) seringkali mengharuskan persilangan jembatan lebih panjang. Sehingga biaya konstruksi biasanya akan mahal. Selain panjangnya bentang jembatan, juga pilar yang dibuat akan sangat dalam. Pada Gambar 2.6 ditunjukkan beberapa sketsa tipikal (A dan B) pada kondisi sungai yang berbeda-beda. Sketsa A adalah tipikal melintang saluran

utama dengan kondisi lereng yang stabil di tepi kanannya dan bantaran yang datar di sisi lainnya. Bila saluran utama sungai stabil dan permanen, maka cukup dibangun dua bentang jembatan dan pada sisi bantaran dihubungkan dengan *viaduct*. Sehingga biaya konstruksi per satuan panjang dapat lebih kecil.

Bila arus sungai berubah-ubah sepanjang bantaran selama perkiraan umur jembatan (*life time of bridge*), lebih tepat dibangun sketsa tipikal B. Kondisi ini akan lebih menguntungkan agar daerah bantaran jembatan tipikal A tidak mengalami kerusakan akibat gerusan dan erosi di dasar sungai.



(a) Sketsa sungai tipikal A

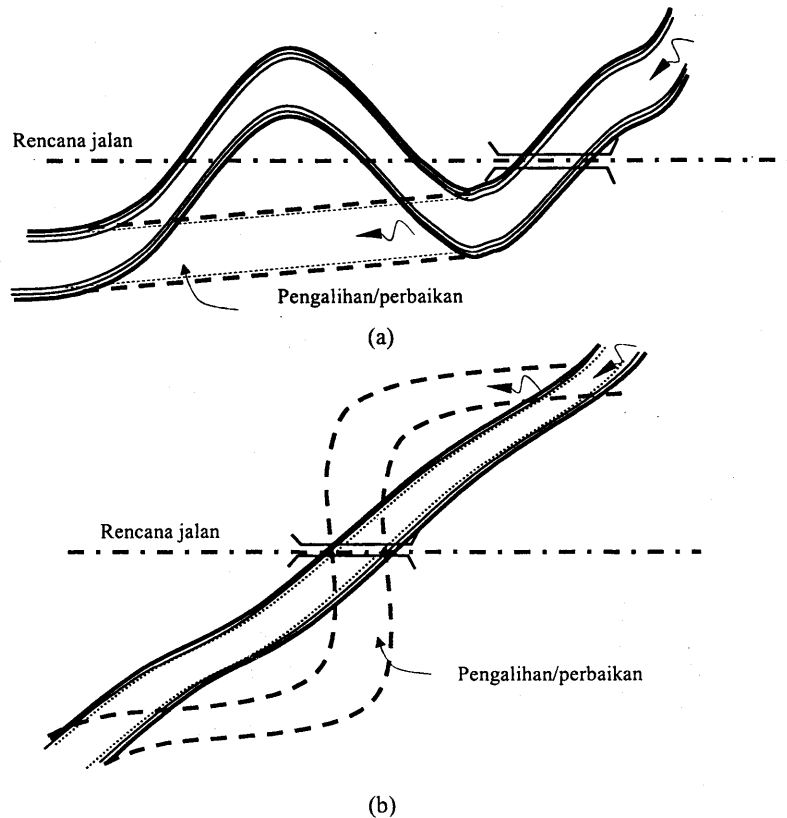


(b) Sketsa sungai tipikal B

Gambar 2.6 Alternatif perlintasan jembatan di atas sungai permanen

1. **Pengalihan/perbaikan aliran sungai.** Pada sungai dengan tipikal *meander* sangat tidak efisien bila dibangun jembatan mengikuti jejalah sungai yang akan dilintasi. Untuk itu sebaiknya dibuat *sudetan* untuk merubah arah aliran sungai yang berkelok-kelok, sehingga jembatan dibangun dalam jumlah yang lebih sedikit (Gambar 2.7a).

Pengalihan atau perbaikan aliran sungai dimungkinkan pula dibuat pada persilangan yang membentuk sudut tertentu (*skewed layout*). Pada keadaan seperti ini, justru kebalikan dari kasus yang pertama, alur sungai dapat dibuat berkelok-kelok dan pada bagian persilangan dibuat siku (*square layout*) seperti ditunjukkan pada Gambar 2.7b. Pengalihan atau perbaikan aliran sungai tersebut perlu memperhatikan aspek hidraulika sungai.



Gambar 2. 7 Pengalihan atau perbaikan alur sungai

2.6. Penyelidikan Lokasi (*site investigation*)

Setelah lokasi dan layout jembatan ditetapkan pada peta, tahap berikutnya adalah mempersiapkan tahap *preliminary design*. Akan tetapi, sebelum tahap *preliminary design*, hal penting untuk dipelajari adalah tentang keadaan lokasi jembatan, terutama kondisi rencana struktur bawah pada sungai.

Sehingga sering dikatakan bahwa "*jembatan dibangun dibawah air (bridges are built under the water)*". Oleh karenanya, langkah pertama dalam desain dan konstruksi jembatan adalah pendetailan penyelidikan lokasi. Tipe, panjang bentang dan biaya serta beberapa kejanggalan dalam tahap perencanaan dapat ditentukan dari hasil penyelidikan ini. Keseluruhan pekerjaan ini terbagi atas dua bagian yang saling melengkapi satu sama lainnya, yaitu pekerjaan di kantor (*office work*) dan pekerjaan lapangan (*field work*).

2.6.1. Pekerjaan kantor (*office work*)

Pekerjaan kantor atau sering disebut dengan *desk study* meliputi antara lain :

- melengkapi pemetaan topografi lokasi jembatan,
- pemetaan geometri sungai di sekitar jembatan pada *site plan* dengan skala yang sesuai,
- penggambaran layout jembatan pada *site plan*,
- pengolahan data lapangan.

2.6.2. Pekerjaan lapangan (*field work*)

Pada saat perkiraan lokasi ditetapkan, data lapangan tentang lokasi tersebut harus segera untuk disurvei dan dilengkapi dengan data yang akurat.

Penyelidikan lokasi. Penyelidikan lokasi perlu dilakukan untuk mengetahui kondisi fisik lokasi nanti, contohnya keadaan lereng sungai. Kemungkinan terjadinya longsor harus disurvei dan ditunjukkan dengan gambar. Pemotretan, dengan warna, akan memberikan suatu impresi tentang karakteristik lokasi termasuk singkapan-singkapan batuan lokal. Selain itu perlu dilakukan studi pula tentang situasi geografi dan geologi ketersediaan bahan, alat dan fasilitas lainnya seperti masalah transportasi ke lokasi.

Kondisi fondasi setempat. Kondisi fondasi termasuk titik-titik rencana pilar pada potongan melintang sungai, merupakan faktor-faktor yang perlu diperhatikan dengan seksama. Kondisi-kondisi lapangan yang kurang menguntungkan seperti gua-gua (*cavern*) pada batuan, daerah patahan geologi, atau terdapatnya tanah lunak pada kedalaman tertentu, mungkin perlu dihindari atau bahkan rencana sumbu jembatan dapat dipindahkan ke titik lain didekatnya. Pemandangan ini tidak boleh terlampau jauh, karena dimungkinkan akan mempunyai kondisi geologi yang berbeda dari pemboran yang dilakukan sebelumnya.

2.7. Preliminary Design

Perencanaan dan perancangan jembatan dapat dikatakan merupakan bagian dari unsur-unsur seni dalam bidang rekayasa, karena masing-masing jembatan, dengan mengabaikan fungsi manfaat dan analisis detail, merupakan manifestasi dari kemampuan kreatifitas seorang perencana, dimana terdapat unsur seni dan keindahan. Dalam bidang rekayasa jembatan tindakan dasar dari kemampuan kreatifitas adalah imajinasi (*Troitsky, 1994*). Untuk merencanakan sebuah jembatan, hal penting pertama adalah mengimajinasikannya. Bagaimanapun, untuk mengimajinasikan suatu jembatan, seorang perencana

seharusnya memiliki pengalaman pada pekerjaannya sebelumnya dan mengaplikasikan pengetahuannya pada lokasi setempat. Biasanya perencana mendekati penyelesaian masalah dalam dua tahapan. Pertama dan tahap terpenting adalah kreasi dari rencana jembatan. Selanjutnya, rencana ini dicek dan dituangkan dalam gambar, karena hanya dengan penggambaran memungkinkan untuk diketahui dan diperiksa kemampuan imajinasinya.

Pemeriksaan ini dilakukan sehubungan dengan aplikasinya terhadap kondisi lokasi (panjang bentang, tinggi konstruksi, profil, dan lain-lain), ekonomi (pemilihan konfigurasi dan struktur bentang), biaya dan estetika (pandangan yang sesuai dan harmonis dengan lokasi). Karena hal tersebut penting untuk memperoleh hasil secara cepat, dan hanya memungkinkan permasalahan aplikasi rencana jembatan yang dekati dengan metode, formula dan analogi yang lebih mudah. Disimpulkan bahwa dua tahap di atas memberikan hasil usulan rencana jembatan. Ruang lingkup dari kedua tahapan tersebut adalah untuk membuktikan kemungkinan dan rasionalitas dari aplikasi rencana jembatan yang dibuat oleh perencana. Bagaimanapun, beberapa rencana yang rasional yang tetap ada untuk dibandingkan. Pertama, suatu perbandingan kasar dari beberapa rencana dapat dibuat. Akan tetapi rencana dalam menyelesaikan permasalahan yang ada secara umum adalah sama, seperti suatu perbandingan sering tidak memberikan penyelesaian yang jelas. Untuk itu langkah selanjutnya yang cukup penting dilakukan adalah *preliminary design*, yang bertujuan membandingkan beberapa pendapat yang ada. Dan karena disini beberapa alternatif yang sama dibandingkan, sangatlah penting untuk mempertimbangkan elemen-elemen jembatan, seperti dek, struktur bentang, tumpuan, dan sebagainya, membandingkan masing-masing bagian secara terpisah dan menyimpulkan hasilnya. Hal penting pertama adalah mengimajinasikan masing-masing bagian, kemudian menggambarkannya, kemudian mengontrol rasionalitasnya, aplikasinya, dan nilai ekonomis, sebagai bahan masukan dalam analisis. Oleh karena itu penggambaran diikuti dengan analisis, yang dapat membantu dalam merivisinya.

Preliminary design tidak memberikan penyelesaian yang telah siap pakai (*ready solution*), akan tetapi merupakan suatu penentuan akhir alternatif yang disajikan.

PERATURAN PEMBEBANAN JEMBATAN



3.1. Pendahuluan

Sebagaimana telah diuraikan pada bab terdahulu, adalah penting pula bila sebelum melakukan analisis penghitungan struktur jembatan seorang perencana mencermati beban-beban yang akan bekerja yang disesuaikan dengan peraturan yang berlaku. Banyak sekali peraturan yang berlaku, sehingga terkadang membuat para perencana kesulitan untuk menggunakannya dalam desain. Peraturan khusus untuk pembebanan jembatan di setiap negara kemungkinan akan berbeda antara negara satu dengan yang lainnya, seperti memiliki JIS di Jepang, AASHTO di Amerika Serikat, BI di Inggris.

Di Indonesia peraturan tentang pembebanan jembatan jalan raya telah dikemas dalam Peraturan Pembebanan Jembatan Jalan Raya Tahun 1987 (PPJJR 1987). Peraturan tersebut tentunya perlu disesuaikan dengan perkembangan ilmu dan teknologi yang berkembang dewasa ini. Pada tahun 1992 dibuat suatu konsep untuk memperbaharui PPJJR 1987, yaitu dengan Bridge Management System (BMS 1992). BMS 1992 merupakan hasil kerjasama antara pemerintah Indonesia dengan Australia. Perbedaan antara kedua peraturan tersebut adalah pada konsep perancangannya. Pada PPJJR 1987 menggunakan konsep tegangan kerja, sedangkan pada BMS 1992 menggunakan prinsip beban batas.

Berhubung BMS 1992 masih merupakan konsep, maka pada buku ini hanya menguraikan PPJJR 1987.

Pada sub bab ini diberikan penjelasan dari peraturan tentang pembebanan jembatan jalan raya yang berlaku di Indonesia.

3.2. Data Beban

Beban dapat dikategorikan dalam :

a. Beban Primer

Yang termasuk beban primer adalah:

1. Beban mati
2. Beban hidup
3. Beban kejut
4. Gaya akibat tekanan tanah

b. Beban Sekunder

Yang termasuk beban sekunder adalah :

5. Beban angin
6. Gaya akibat perbedaan suhu
7. Gaya akibat rangkai dan susut
8. Gaya rem dan traksi
9. Gaya-gaya akibat gempa bumi
10. Gaya gesekan pada tumpuan-tumpuan bergerak

Pada umumnya beban ini mengakibatkan tegangan-tegangan relatif lebih kecil dari tegangan-tegangan akibat beban primer kecuali gaya akibat gempa bumi dan gaya gesekan yang kadang-kadang menentukan dan biasanya tergantung dari bentang, bahan, sistem konstruksi, tipe jembatan serta keadaan setempat.

c. Beban khusus

Yang termasuk beban khusus adalah:

11. Gaya sentrifugal.
12. Gaya tumbuk pada jembatan layang
13. Gaya dan beban selama pelaksanaan
14. Gaya aliran air dan tumbukan benda-benda hanyutan.

Beban-beban dan gaya-gaya selain di atas perlu diperhatikan, apabila hal tersebut menyangkut kekhususan jembatan, antara lain sistem konstruksi dan tipe jembatan serta keadaan setempat, misalnya gaya pratekan, gaya angkat (*buoyancy*), dan lain-lain.

3.3. Persyaratan Pelaksanaan

3.3.1. Beban Primer

3.3.1.1. Beban Mati

Dalam menentukan besarnya beban mati tersebut, harus digunakan nilai berat isi untuk bahan-bahan bangunan tersebut dibawah ini :

- ♦ Baja tuang 7,85 t/m³
- ♦ Besi tuang 7,25 t/m³
- ♦ Alumunium paduan 2,80 t/m³
- ♦ Beton bertulang/pratekan 2,50 t/m³
- ♦ Beton biasa, tumbuk, siklop 2,20 t/m³
- ♦ Pasangan batu/bata 2,00 t/m³
- ♦ Kayu 1,00 t/m³
- ♦ Tanah, pasir, kerikil (semua dalam keadaan padat) ... 2,00 t/m³
- ♦ Perkerasan jalan beraspal 2,00 t/m³ - 2,50 t/m³
- ♦ Air 1,00 t/m³

Untuk bahan-bahan yang belum disebut di atas, harus diperhitungkan berat isi yang sesungguhnya.

Apabila bahan bangunan setempat memberikan nilai berat isi yang jauh menyimpang dari nilai-nilai yang tercantum di atas, maka berat ini harus ditentukan tersendiri dan nilai yang didapat, setelah disetujui oleh yang berwenang, selanjutnya digunakan dalam perhitungan.

3.3.2. Beban hidup

3.3.2.1. Macam beban hidup

Beban hidup pada jembatan yang harus ditinjau dinyatakan dalam dua macam, yaitu beban "T" yang merupakan beban terpusat untuk lantai kendaraan dan beban "D" yang merupakan beban jalur untuk gelagar.

3.3.2.2. Lantai Kendaraan dan jalur lalu lintas

Jalur lalu lintas mempunyai lebar minimum 2,75 meter dan lebar maksimum 3,75 meter. Lebar jalur minimum ini harus digunakan untuk menentukan beban "D" per jalur.

Jumlah jalur lalu lintas untuk lantai kendaraan dengan lebar 5,50 meter atau lebih ditentukan menurut Tabel 3.1.

Untuk selanjutnya jumlah jalur jembatan ini digunakan dalam menentukan beban "D" pada perhitungan reaksi perletakan (lihat penjelasan pada sub bab 3.3.2.4)

Tabel 3.1 Jumlah Jalur Lalu Lintas

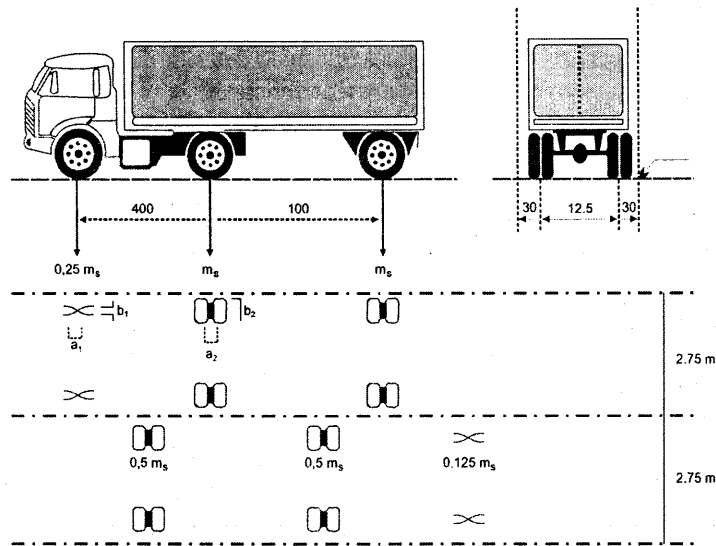
Lebar lantai kendaraan	Jumlah Jalur Lalu Lintas
5,50 sampai dengan 8,25 m.	2
lebih dari 8,25 m sampai dengan 11,25 m	3
lebih dari 11,25 m sampai dengan 15,00 m	4
lebih dari 15,00 m sampai dengan 18,75 m	5
lebih dari 18,75 m sampai dengan 32,50 m	6

Catatan : Dasar tersebut di atas hanya digunakan dalam menentukan jumlah jalur pada jembatan.

3.3.2.3 Beban "T"

Untuk perhitungan kekuatan lantai kendaraan atau sistem lantai kendaraan jembatan, harus digunakan beban "T" seperti dijelaskan berikut ini.

Beban "T" adalah beban yang merupakan kendaraan truk yang mempunyai beban roda ganda (dual wheel load) sebesar 10 ton dengan ukuran-ukuran serta kedudukan seperti tertera pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Ketentuan beban "T" yang dikerjakan pada jembatan jalan raya

dimana :

$$a_1 = a_2 = 30,00 \text{ cm}$$

$$b_1 = 12,50 \text{ cm}$$

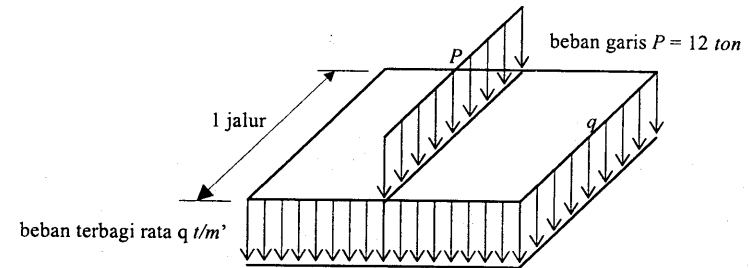
$$b_2 = 50,00 \text{ cm}$$

$$M_s = \text{muatan rencana sumbu} = 20 \text{ ton.}$$

3.3.2.4. Beban "D"

Untuk perhitungan kekuatan gelagar-gelagar harus digunakan beban "D". Beban "D" atau beban jalur adalah susunan beban pada setiap jalur lalu lintas yang terdiri dari beban terbagi rata sebesar "q" ton per meter panjang per jalur, dan beban garis "P" ton per jalur lalu lintas tersebut.

Beban "D" adalah seperti tertera pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Distribusi beban "D" yang bekerja pada jembatan

Besar "q" ditentukan sebagai berikut:

$$q = 2,2 \text{ t/m}', \text{ untuk } L < 30 \text{ m} \tag{3.1}$$

$$q = 22 - \frac{1,1}{60} x(L - 30) \text{ t/m}', \text{ untuk } 30 \text{ m} < L < 60 \text{ m} \tag{3.2}$$

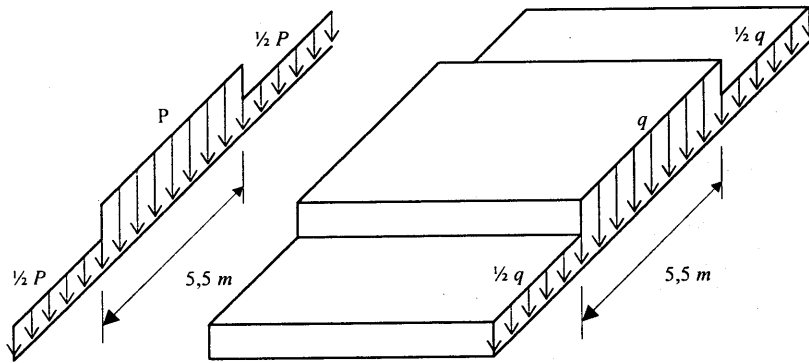
$$q = 1,1x \left(1 + \frac{30}{L} \right) \text{ t/m}', \text{ untuk } L > 60 \text{ m} \tag{3.3}$$

dengan, L adalah panjang dalam meter, ditentukan oleh tipe konstruksi jembatan sesuai Tabel 3.2.

Ketentuan penggunaan beban "D" dalam arah melintang jembatan adalah sebagai berikut:

- a. untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan sama atau lebih kecil dari 0,50 meter, beban "D" sepenuhnya (100%) harus dibebankan pada seluruh lebar jembatan,

- b. untuk jembatan dengan lebar lantai kendaraan lebih besar dari 5,50 meter sedang lebar selebihnya dibebani hanya separuh beban "D" (50%), seperti ditunjukkan pada Gambar 3.3,



Gambar 3.3 Ketentuan Penggunaan Beban "D"

Dalam menentukan beban hidup (beban terbagi rata dan beban garis) perlu diperhatikan ketentuan bahwa :

- panjang bentang (L) untuk muatan terbagi rata pada sub bab 3.3.2.4. adalah sesuai ketentuan dalam perumusan koefisien kejut,
- beban hidup per meter lebar jembatan menjadi sebagai berikut :

$$\text{Beban terbagi merata} = \frac{q \text{ ton / meter}}{2,75 \text{ m}} \quad (3.4)$$

$$\text{Beban garis} = \frac{p \text{ ton}}{2,75 \text{ m}} \quad (3.5)$$

Angka pembagi 2,75 meter di atas selalu tetap dan tidak tergantung pada lebar jalur lalu lintas.

Beban "D" tersebut harus ditempatkan sedemikian rupa sehingga menghasilkan pengaruh terbesar dengan pedoman sebagai berikut ini.

- dalam menghitung momen-momen maksimum akibat beban hidup (beban terbagi rata dan beban garis) pada gelagar menerus di atas beberapa perletakan digunakan ketentuan-ketentuan sebagai berikut:
 - ♦ Satu beban garis untuk momen positif yang menghasilkan pengaruh maksimum

III. PERATURAN PEMBEBANAN JEMBATAN

- ♦ Dua beban garis untuk momen negatif yang menghasilkan pengaruh maksimum
- ♦ Beban terbagi rata ditempatkan pada beberapa bentang/bagian bentang yang akan menghasilkan momen maksimum.

- Dalam menghitung momen maksimum positif akibat beban hidup (beban terbagi rata dan beban garis) pada gelagar dua perletakan digunakan beban terbagi rata sepanjang bentang gelagar dan satu beban garis.

Dalam menghitung reaksi perletakan pada pangkal jembatan dan pilar perlu diperhatikan jumlah jalur lalu lintas sesuai ketentuan pada sub bab 3.2.2.2. dan jumlah jalur lalu lintas mulai 4 (empat) jalur atau lebih, beban "D" harus diperhitungkan dengan menganggap jumlah median sebagaimana tercantum dalam Tabel 3.2.

3.3.2.5. Beban pada trotoir, kerb dan sandaran

Konstruksi trotoir harus diperhitungkan terhadap beban hidup sebesar 500 kg/m^2 . Dalam perhitungan kekuatan gelagar karena pengaruh beban hidup pada trotoir, diperhitungkan beban sebesar 60% beban hidup trotoir.

Tabel 3.2 Jumlah median anggapan untuk menghitung reaksi perletakan

Jumlah Jalur Lalu Lintas	Jumlah Median Anggapan	Jumlah Jalur Lalu Lintas	Jumlah Median Anggapan
$n = 4$	1	$n = 8$	3
$n = 5$	1	$n = 9$	3
$n = 6$	1	$n = 10$	3
$n = 7$	1		

Kerb yang terdapat pada tepi-tepi lantai kendaraan harus diperhitungkan untuk dapat menahan satu beban horisontal ke arah melintang jembatan sebesar 500 kg/m yang bekerja pada puncak kerb yang bersangkutan atau pada tinggi 25 cm di atas permukaan lantai kendaraan apabila kerb yang bersangkutan lebih tinggi dari 25 cm.

Tiang-tiang sandaran pada setiap tepi trotoir harus diperhitungkan untuk dapat menahan beban horisontal sebesar 100 kg/m , yang bekerja pada tinggi 90 cm di atas lantai trotoir.

3.3.3. Beban Kejut

Untuk memperhitungkan pengaruh-pengaruh getaran-getaran dan pengaruh-pengaruh dinamis lainnya, tegangan-tegangan akibat beban garis "P" harus dikalikan dengan koefisien kejut yang akan memberikan hasil maksimum, sedangkan beban merata "q" dan beban "T" tidak dikalikan dengan koefisien kejut.

Koefisien kejut ditentukan dengan rumus :

$$k = 1 + \frac{20}{(50 + L)} \quad (3.6)$$

dengan :

K : koefisien kejut, dan L : panjang bentang dalam meter, ditentukan oleh tipe konstruksi jembatan (keadaan statis) dan kedudukan muatan garis "P" sesuai Tabel 3.3.

Koefisien kejut tidak diperhitungkan terhadap bangunan bawah apabila bangunan bawah dan bangunan atas tidak merupakan satu kesatuan.

Bila bangunan bawah dan bangunan atas merupakan satu kesatuan maka koefisien kejut diperhitungkan terhadap bangunan bawah.

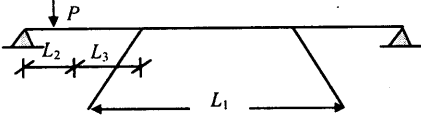
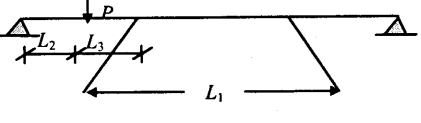
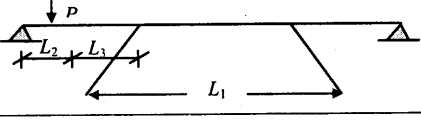
3.3.4. Gaya Akibat Tekanan Tanah

Bagian bangunan jembatan yang menahan tanah harus direncanakan dapat menahan tekanan tanah sesuai rumus-rumus yang ada. Beban kendaraan dibelakang bangunan penahan tanah diperhitungkan senilai dengan muatan tanah setinggi 60 cm.

Tabel 3.3 Bentang (L) Untuk Penentuan Koefisien Kejut

Type Bangunan Atas	Kedudukan Beban Garis "P"	Bentang (L)
Gelagar Menerus		L1
		1/2 (L1 + L2)
		L2

Gelagar Kantilever		L1
		L2 + L3
		L3
		1/2 (L1 + L2 + L3)
		L2 + L3
		L2 + L3
		1/2 (L1 + L2 + L3)
		L1
	Jembatan Portal	
		1/2 (L1 + L2)
		L1

	
	Design Portal : L_1 design Kantilever: $L_2 + L_2$
	Design Bentang Beban: L_2 Design Kantilever: $L_2 + L_2$

3.3.5. Beban Sekunder

3.3.5.1. Beban Angin

Pengaruh beban angin sebesar 150 kg/m^2 pada jembatan ditinjau berdasarkan bekerjanya beban angin horisontal terbagi rata pada bidang vertikal jembatan, dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Jumlah luas bidang vertikal bangunan atas jembatan yang dianggap terkena oleh angin ditetapkan sebesar suatu prosentase tertentu terhadap luas bagian-bagian sisi jembatan dan luas bidang vertikal beban hidup.

Bidang vertikal beban hidup ditetapkan sebagai suatu permukaan bidang vertikal yang mempunyai tinggi menerus sebesar 2 (dua) meter di atas lantai kendaraan.

Dalam menghitung jumlah luas bagian-bagian sisi jembatan yang terkena angin dapat digunakan ketentuan sebagai berikut ini.

a. Kendaraan tanpa beban hidup

15. untuk jembatan gelagar penuh diambil sebesar 100% luas bidang sisi jembatan yang langsung terkena angin, ditambah 50% luas bidang sisi lainnya,
16. untuk jembatan rangka diambil sebesar 30% luas bidang sisi jembatan yang langsung terkena angin ditambah 15% luas sisi-sisi lainnya.

b. Keadaan dengan beban hidup

17. untuk jembatan diambil sebesar 50% terhadap luas bidang menurut (a.1 dan b.2),
18. untuk beban hidup diambil sebesar 100% luas bidang sisi yang langsung terkena angin.

c. Jembatan menerus di atas lebih dari 2 perletakan

Untuk perletakan tetap perhitungkan beban angin dalam arah longitudinal jembatan yang terjadi bersamaan dengan beban angin yang sama besar dalam arah lateral jembatan, dengan beban angin masing-masing sebesar 40% terhadap luas bidang menurut keadaan (a dan b)

Pada jembatan yang memerlukan perhitungan pengaruh angin yang teliti, harus diadakan penelitian khusus.

3.3.5.2. Gaya Akibat Perbedaan Suhu

Peninjauan diadakan terhadap timbulnya tegangan-tegangan struktural karena adanya perubahan bentuk akibat perbedaan suhu antara bagian-bagian jembatan baik yang menggunakan bahan yang sama maupun dengan bahan yang berbeda. Perbedaan suhu ditetapkan sesuai dengan data perkembangan suhu setempat.

Pada umumnya pengaruh perbedaan suhu tersebut dapat dihitung dengan mengambil perbedaan suhu :

- bangunan baja :
 - perbedaan suhu maksimum-minimum = 30°C .
 - perbedaan suhu antara bagian-bagian jembatan = 15°C
- bangunan beton :
 - perbedaan suhu maksimum-minimum = 15°C
 - perbedaan suhu antara bagian-bagian jembatan $< 10^\circ\text{C}$, tergantung dimensi penampang.

Untuk perhitungan tegangan-tegangan dan pergerakan pada jembatan/ bagian-jebagian jembatan/perletakan akibat perbedaan suhu dapat diambil nilai modulus elastis Young (E) dan koefisien muai panjang (ϵ) sesuai Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Modulus Elastisitas Young (E) dan Koefisien Panjang (ϵ)

Jenis Bahan	$E \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\epsilon \text{ per derajat Celcius}$
Baja	$2,1 \times 10^6$	12×10^{-6}
Beton	$2 - 4 \times 10^{5*}$	10×10^{-6}
Kayu :		
□ sejajar serat	$1,0 \times 10^{5*}$	5×10^{-6}
□ tegak lurus serat	$1,0 \times 10^{4*}$	50×10^{-6}

*) tergantung pada mutu bahan.

3.3.5.3. Gaya Rangkak dan Susut

Pengaruh rangkak dan susut bahan beton terhadap konstruksi, harus ditinjau. Besarnya pengaruh tersebut apabila tidak ada ketentuan lain, dapat dianggap senilai dengan gaya yang timbul turunnya suhu sebesar 15°C.

3.3.5.4. Gaya Rem

Pengaruh gaya-gaya dalam arah memanjang jembatan akibat gaya rem, harus ditinjau.

Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan pengaruh gaya rem sebesar 5% dari beban "D" tanpa koefisien kejut yang memenuhi semua jalur lalu lintas yang ada, dan dalam satu jurusan.

Gaya rem tersebut dianggap bekerja horisontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,80 meter di atas permukaan lantai kendaraan.

3.3.5.5. Gaya Akibat Gempa Bumi

Jembatan-jembatan yang akan dibangun pada daerah-daerah dimana diperkirakan terjadi pengaruh-pengaruh gempa bumi tersebut sesuai dengan "Buku Petunjuk Perencanaan Tahan Gempa untuk Jembatan Jalan Raya 1986". Pengaruh-pengaruh gempa bumi pada jembatan dihitung senilai dengan pengaruh suatu gaya horisontal pada konstruksi yang ditinjau dan perlu ditinjau pula gaya-gaya lain yang berpengaruh seperti gaya gesek pada perletakan, tekanan hidro-dinamik akibat gempa, tekanan tanah akibat gempa dan gaya angkat apabila pondasi yang direncanakan merupakan pondasi terapung/pondasi langsung.

3.3.5.6. Gaya Akibat Gesekan pada Tumpuan-tumpuan Bergerak

Jembatan harus pula ditinjau terhadap gaya yang timbul akibat gesekan pada tumpuan bergerak, karena adanya pemuaian dan penyusutan dari jembatan akibat perbedaan suhu atau akibat-akibat lain.

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau akibat beban mati saja, sedang besarnya ditentukan berdasarkan koefisien gesek pada tumpuan yang bersangkutan dengan nilai sebagai berikut ini.

a. Tumpuan rol baja

1. Dengan satu atau dua rol 0,01
2. Dengan tiga atau lebih rol 0,05

b. Tumpuan gesekan :

1. Antara baja dengan campuran tembaga keras dan baja 0,15
2. Antara baja dengan baja atau besi tuang 0,25
3. Antara karet dengan baja/beton 0,15 - 0,18

Tumpuan-tumpuan khusus harus disesuaikan dengan persyaratan spesifikasi dari pabrik material yang bersangkutan atau didasarkan atas hasil percobaan dan mendapat persetujuan pihak yang berwenang.

3.3.6. Beban Khusus

3.3.6.1. Gaya sentrifugal

Konstruksi jembatan yang ada pada tikungan harus diperhitungkan terhadap suatu gaya horisontal radial yang dianggap bekerja pada tinggi 1,80 meter di atas lantai kendaraan.

Gaya horisontal tersebut dinyatakan dalam prosen terhadap beban "D" yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas tanpa dikalikan koefisien kejut.

Besarnya prosentase tersebut dapat ditentukan dengan rumus :

$$K_3 = 0,79x \frac{V^2}{R} \quad (3.7)$$

dengan,

K_3 : koefisien gaya sentrifugal (prosen),

V : kecepatan rencana (*km/jam*),

R : jari-jari tikungan (*meter*).

3.3.6.2. Gaya tumbuk pada jembatan layang

Gaya tumbuk antara kendaraan dan pilar dimaksudkan pada jembatan-jembatan layang dimana bagian dibawah jembatan digunakan untuk lalu lintas

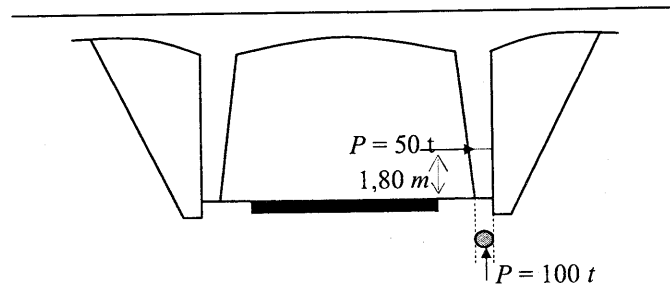
Bagian pilar yang mungkin terkena tumbukan kendaraan perlu diberi tembok pengaman. Bila tidak terdapat sarana pengaman, maka untuk menghitung gaya akibat tumbukan antara kendaraan dan pilar dapat digunakan salah satu dari kedua gaya tumbuk horisontal yang paling menentukan :

- ♦ Pada arah lalu lintas 100 ton
- ♦ Pada tegak lurus lalu lintas 50 ton

Gaya-gaya tumbuk tersebut dianggap bekerja pada tinggi 1,80 meter di atas permukaan jalan raya.

3.3.6.3. Beban dan gaya selama pelaksanaan

Gaya-gaya khusus yang mungkin timbul dalam masa pelaksanaan pembangunan jembatan, harus ditinjau dan besarnya dihitung sesuai dengan cara pelaksanaan pekerjaan yang digunakan.



Gambar 3.4 Gaya tumbuk pada jembatan layang

3.3.6.4. Gaya akibat aliran air dan tumbukan benda-benda hanyutan

Semua pilar dan bagian-bagian lain dari bangunan jembatan yang mengalami gaya-gaya aliran air, harus diperhitungkan dapat menahan tegangan-tegangan maksimum akibat gaya-gaya tersebut. Gaya tekanan aliran adalah hasil perkalian tekanan air dengan luas bidang pengaruh pada suatu pilar, yang dihitung dengan rumus :

$$A_h = k \times V_a^2 \quad (3.8)$$

dengan,

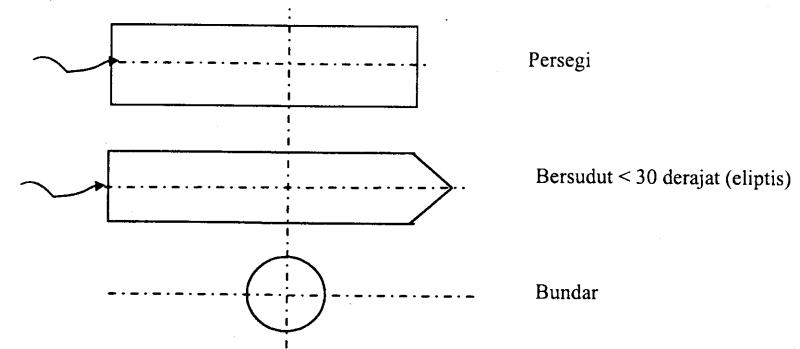
A_h : tekanan aliran air (ton/m^2)

V_a : kecepatan aliran air yang dihitung berdasarkan analisa hidrologi ($m/detik$), bila tidak ditentukan lain maka: $V_a = 3 m/detik$

k : koefisien aliran yang tergantung bentuk pilar dan dapat diambil menurut Tabel V berikut

Tabel 3.5 Koefisien aliran (k)

Bentuk depan pilar	k
Persegi (tidak disarankan)	0,075
Bersudut ≤ 30 derajat	0,025
Bundar	0,035



Gambar 3.5 Bentuk/Denah Pilar

Tegangan-tegangan akibat tumbukan benda-benda hanyutan (kayu, batu dan lain-lain pada aliran sungai) pada bangunan bawah harus diperhitungkan dan besarnya ditetapkan berdasarkan hasil penyelidikan setempat.

Gaya tumbuk untuk lalu lintas sungai perlu diperhitungkan secara khusus. Perencanaan bangunan bawah agar memperhatikan buku "Pedoman Perencanaan Hidraulik dan Hidrologi untuk Bangunan di Sungai".

3.3.6.5. Gaya Angkat

Bagian-bagian dasar bangunan bawah pada rencana pondasi langsung atau pondasi terapan harus diperhitungkan terhadap gaya angkat yang mungkin terjadi.

3.4. Penyebaran Gaya (Distribusi Beban)

3.4.1. Beban mati

3.4.1.1. Beban mati primer

Beban mati yang digunakan dalam perhitungan kekuatan gelagar-gelagar (baik gelagar tengah maupun gelagar pinggir) adalah berat sendiri pelat dan sistem lainnya yang dipikul langsung oleh masing-masing gelagar tersebut.

3.4.1.2. Beban mati sekunder

Beban mati sekunder yaitu kerb, trotoir, tiang sandaran dan lain-lain yang dipasang setelah pelat di cor, dan dapat dianggap terbagi rata di semua gelagar.

3.4.2. Beban Hidup

3.4.2.1. Beban "T"

Dalam menghitung kekuatan lantai akibat beban "T" dianggap bahwa beban tersebut menyebar ke bawah dengan arah 45° sampai ke tengah-tengah tebal lantai.

3.4.2.2. Beban "D"

Dalam menghitung momen dan gaya lintang dianggap bahwa gelagar-gelagar mempunyai jarak dan kekuatan yang sama atau hampir sama, sehingga penyebaran beban "D" melalui lantai kendaraan ke gelagar-gelagar harus dihitung dengan cara sebagai berikut :

a. Perhitungan momen

- Gelagar hidup yang diterima oleh tiap gelagar tengah adalah sebagai berikut :

$$\text{Beban merata : } q' = \frac{q}{2,75} \times \alpha \times s \quad (3.9)$$

$$\text{Beban garis : } P' = \frac{P}{2,75} \times \alpha \times s \quad (3.10)$$

dengan,

s : jarak gelagar yang berdekatan (yang ditinjau) dalam meter, diukur dari sumbu ke sumbu,

α : faktor distribusi,

$\alpha = 0,75$ bila kekuatan gelagar melintang di perhitungkan,

$\alpha = 1,00$ bila kekuatan gelagar melintang tidak diperhitungkan,

$\alpha = 1,00$ bila kekuatan gelagar melintang tidak diperhitungkan.

- Gelagar pinggir

Beban hidup yang diterima oleh gelagar pinggir adalah beban hidup memperhitungkan faktor distribusi ($\alpha = 1,00$). Bagaimana pun juga gelagar pinggir harus direncanakan minimum sama kuat dengan gelagar tengah.

Dengan demikian beban hidup yang diterima oleh tiap gelagar pinggir tersebut adalah sebagai berikut :

$$\text{Beban merata : } q' = \frac{q}{2,75} \times \alpha \times s' \quad (3.11)$$

$$\text{Beban garis : } P' = \frac{P}{2,75} \times \alpha \times s' \quad (3.12)$$

dengan s' adalah jarak gelagar yang berdekatan (yang ditinjau) dalam meter diukur dari sumbu ke sumbu

Semua gelagar harus diperhitungkan cukup kuat terhadap beban hidup total yang bekerja sesuai dengan lebar jalur yang bersangkutan (lihat uraian sub bab 3.3.2.4)

b. Perhitungan Gaya Lintang

- Gelagar tengah

Beban hidup diterima oleh gelagar tengah adalah sebagai berikut :

$$\text{Beban merata : } q' = \frac{q}{2,75} \times \alpha \times s \quad (3.13)$$

$$\text{Beban garis : } P' = \frac{P}{2,75} \times \alpha \times s \quad (3.14)$$

dengan,

s : jarak gelagar yang berdekatan (yang ditinjau) dalam meter diukur dari sumbu ke sumbu,

α : faktor distribusi,

$\alpha = 0,75$ bila kekakuan gelagar melintang tidak diperhitungkan,

$\alpha = 1,00$ bila kekakuan gelagar melintang tidak diperhitungkan.

- Gelagar Pinggir

Beban hidup baik beban merata maupun beban garis yang diterima oleh gelagar pinggir adalah beban tanpa perhitungan faktor distribusi

Bagaimana pun gelagar pinggir harus direncanakan minimum sama kuat dengan gelagar-gelagar tengah.

Dengan demikian beban hidup yang diterima oleh gelagar pinggir adalah sebagai berikut :

$$\text{Beban merata : } q' = \frac{q}{2,75} \times \alpha \times s' \quad (3.15)$$

$$\text{Beban garis : } P' = \frac{P}{2,75} \times \alpha \times s' \quad (3.16)$$

dengan s' adalah lebar pengaruh beban hidup pada gelagar pinggir

3.4.3. Kombinasi pembebanan

Konstruksi jembatan beserta bagian-bagiannya harus ditinjau terhadap kombinasi pembebanan dan gaya yang mungkin bekerja. Sesuai dengan sifat-sifat serta kemungkinan-kemungkinan pada setiap beban, tegangan yang digunakan dalam pemeriksaan kekuatan konstruksi yang bersangkutan dinaikkan terhadap tegangan yang diijinkan sesuai keadaan elastis.

Tegangan yang digunakan dinyatakan dalam proses terhadap tegangan yang diijinkan sesuai kombinasi pembebanan dan gaya pada Tabel 3.6 berikut ini.

Tabel 3.6 Kombinasi Pembebanan dan Gaya

Kombinasi Pembebanan dan Gaya	Tegangan yang digunakan dalam prosen terhadap tegangan izin keadaan elastis
I. $M + (11 + K) + Ta + Tu$	100 %
II. $M + Ta + Ah + Gg + A + SR + Tm$	125 %
III. Kombinasi (1) + $Rm + Gg + A + SR + Tm + S$	140 %
IV. $M + Gh + Tag + Gg + Ahg + Tu$	150 %
V. $M + P1$	130 %
VI. $M + (H + K) + Ta + S + Tb$	150 %

dengan,

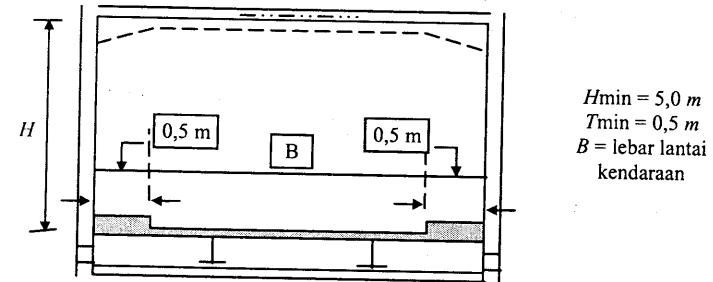
- A : beban angin
- A_h : gaya akibat aliran dan hanyutan
- A_{hg} : gaya akibat aliran dan hanyutan pada waktu gempa,
- G_g : gaya gesek pada tumpuan bergerak,
- G_h : gaya horisontal ekuivalen akibat gempa bumi,
- $(H+K)$: beban hidup dengan kejut,
- M : beban mati,
- P_1 : gaya-gaya pada waktu pelaksanaan,
- R_m : gaya rem,
- S : gaya sentrifugal,
- SR : gaya akibat perubahan suhu (selain susut dan rangkak),
- T_a : gaya tekanan tanah,
- T_{ag} : gaya tekanan tanah akibat gempa bumi,
- T_b : gaya tumbuk,
- T_u : gaya angkat (*buoyancy*).

1.5. Syarat Ruang Bebas

1.5.1. Profil ruang bebas jembatan

Yang dimaksud dengan profil ruang bebas jembatan adalah tinggi dan lebar ruang bebas jembatan dengan ketentuan :

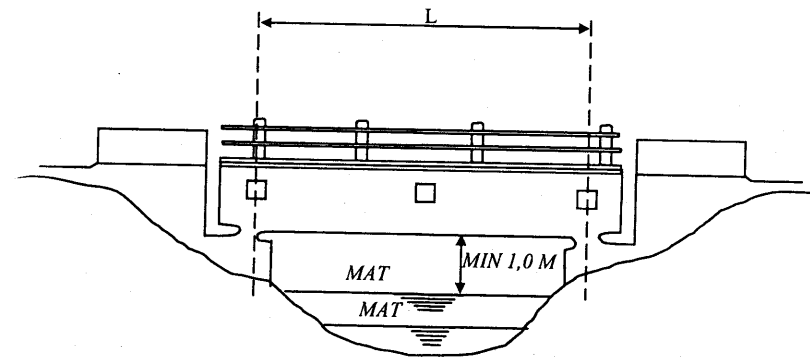
- 1. tinggi minimum untuk jembatan tertutup adalah 5 m,
- 2. lebar minimum untuk jembatan ditetapkan menurut jumlah jalur lalu lintas (B) ditambah dengan kebebasan samping minimum $2 \times 0,50$ meter (lihat Gambar 3.6)



Gambar 3.6 Lebar minimum jembatan dan kebebasan samping minimum

1.5.2. Tinggi bebas minimum

Tinggi bebas minimum terhadap banjir 50 tahunan ditetapkan sebesar 1,00 meter. Untuk sungai-sungai yang mempunyai karakteristik khusus, tinggi bebas disesuaikan dengan keperluan berdasarkan penelitian lebih lanjut (lihat Gambar 3.7).



Gambar 3.7 Tinggi bebas minimum terhadap banjir 50 tahunan

3.5.3. Ruang bebas untuk lalu lintas di bawah jembatan

Ruang bebas untuk lalu lintas jalan raya dan lalu lintas air di bawah jembatan disesuaikan dengan syarat ruang bebas untuk lalu lintas yang bersangkutan. Sedangkan ruang bebas untuk jalan kereta api di bawah jembatan adalah sebagai berikut :

1. tinggi minimum 6,50 meter terhadap tepi atas kepala rel,
2. lebar minimum 15,00 meter.

3.6. Penggunaan Beban Hidup Tidak Penuh

3.6.1. Penggunaan muatan hidup tidak penuh

Di dalam penggunaan beban hidup tidak penuh yang dikarenakan pertimbangan-pertimbangan khusus (misalnya jembatan semi permanen, jembatan di bawah standar, jembatan sementara), penggunaan beban hidup harus diperhatikan sesuai penjelasan berikut :

1. Beban 70%, untuk 70% beban "T" dan 70% beban "D"
2. Beban 50%, untuk 50% beban "T" dan 50% beban "D"

Dimana peraturan penggunaan beban "T" dan "D" adalah seperti pada sub bab 3.3.2.3 dan 3.3.2.4.

3.6.2. Bidang kontak roda

Dalam menggunakan beban "T" untuk perencanaan lantai kendaraan, lebar bidang kontak antara roda kendaraan dengan lantai kendaraan untuk masing-masing penggunaan muatan adalah sebagai berikut:

a. Beban 70%

$$\begin{aligned} a_1, a_2 &= 14 \text{ cm} \\ b_1 &= 9 \text{ cm} \\ b_2 &= 35 \text{ cm} \end{aligned}$$

b. Beban 50%

$$\begin{aligned} a_1, a_2 &= 10 \text{ cm} \\ b_1 &= 6 \text{ cm} \\ b_2 &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

dengan a_1, a_2 dan b_1, b_2 adalah seperti pada sub bab 3.3.2.3.

4

JEMBATAN SEDERHANA



4.1. Pendahuluan

Pengertian jembatan sederhana adalah ditinjau dari segi konstruksi yang mudah dan sederhana, atau dapat diterjemahkan struktur terbuat dari bahan kayu yang sifatnya darurat atau tetap, dan dapat dikerjakan/dibangun tanpa peralatan modern canggih.

Penggunaan bahan kayu untuk bahan jembatan adalah seiring dengan perkembangan jaman. Di masa lampau untuk menghubungkan sungai cukup dengan menggunakan bambu, atau kayu gelondongan. Sehingga bila dibandingkan dengan bahan lain seperti baja, beton atau lainnya, bahan kayu merupakan bahan yang potensial dan telah cukup lama dikenal oleh manusia.

Pada saat telah digunakannya bahan baja dan beton untuk bahan jembatan, penggunaan bahan kayu masih memegang fungsi sebagai lantai kendaraan. Sesederhana apapun struktur dalam perencanaan atau pembuatannya perlu memperhatikan dan mempertimbangkan ilmu gaya (mekanika), beban yang bekerja, kelas jembatan, peraturan teknis dan syarat-syarat kualitas (cheking).



Gambar 4.1 Struktur atas jembatan kayu

4.2. Sifat-sifat Jembatan Kayu

Jembatan kayu merupakan jembatan dengan material yang dapat diperbaharui (*renewable*). Kayu adalah sumber daya alam yang pemanfaatannya akhir-akhir ini lebih banyak pada bidang industri kayu lapis, furnitur. Dapat dikatakan sangat sedikit pemakaiannya dalam bidang jembatan secara langsung sebagai konstruksi utama. Paling tidak penggunaan kayu sebagai bekisting untuk jembatan beton.

Ketersediaan bahan kayu akan sangat terkait erat dengan potensi hutan di suatu wilayah. Seperti halnya Indonesia yang memiliki cukup luas hutan tropis tentunya akan sangat menunjang dalam proses konstruksi jembatan-jembatan sederhana dari kayu.

Kayu mempunyai beberapa keuntungan baik langsung maupun tidak langsung yang antara lain seperti berikut ini (*Barker & Pucket, 1997*).

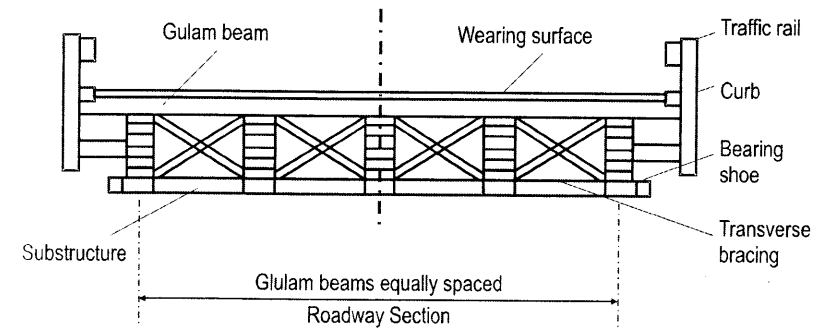
- Kayu relatif ringan, biaya transportasi dan konstruksi relatif murah, dan dapat dikerjakan dengan alat yang lebih sederhana.
- Pekerjaan-pekerjaan detail dapat dikerjakan tanpa memerlukan peralatan khusus dan tenaga ahli yang tinggi. Sebagai contohnya pada sambungan konstruksi jembatan baja memerlukan peralatan dan ketrampilan tenaga kerja tersendiri, sedangkan pada konstruksi kayu dapat menggunakan bor tangan.
- Jembatan kayu lebih suka menggunakan dek dari kayu, yang mana menguntungkan untuk lokasi yang terpencil dan jauh dari lokasi pembuatan beton siap pakai (*ready mix concrete*). Dek kayu dapat dipasang tanpa bekisting dan tulangan, sehingga menghemat biaya.
- Kayu tidak mudah dipengaruhi oleh korosi seperti pada baja atau beton.
- Kayu merupakan bahan yang sangat estetik, bila didesain dengan benar dan dipadukan dengan lingkungan sekitar.

Dari keterangan di atas, dapat dikatakan pula bahwa untuk konstruksi jembatan berat dengan bentang yang sangat panjang, tentunya jembatan dari kayu sudah tidak ekonomis lagi. Barker dan Pucket (1997), mengatakan bahwa jembatan kayu lebih sesuai untuk konstruksi sederhana dengan bentang pendek. Hal ini mengingat dibatasi oleh panjang dan kemampuan bahan.

4.3. Bagian-Bagian Jembatan

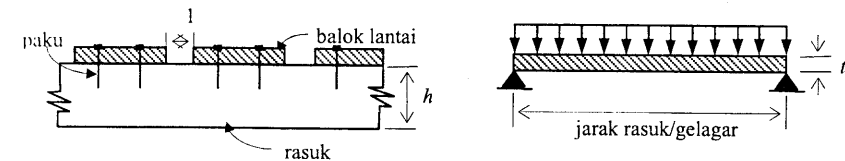
4.3.1. Balok lantai jembatan

Lantai jembatan berfungsi sebagai lantai untuk lalu lintas, merupakan balok yang disusun sedemikian sehingga mampu mendukung beban. Biasanya dipasang dalam arah melintang jembatan, di atas gelagar (*rasuk*).



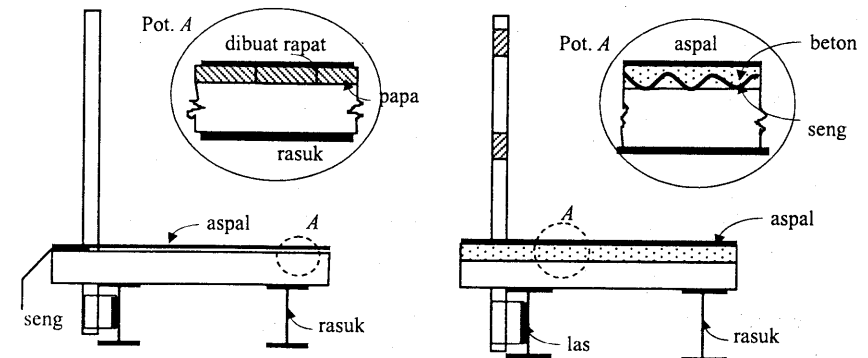
Gambar 4.2 Bagian-bagian jembatan kayu

Dalam perhitungan mekanika (perancangan) dibuat penyederhanaan (asumsi) modal, dimana balok lantai didukung oleh tumpuan sederhana, seperti ditunjukkan pada gambar berikut ini.



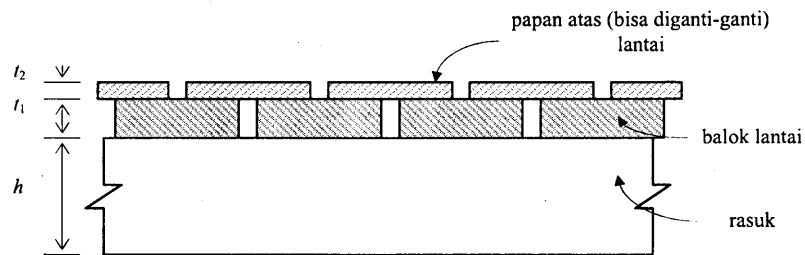
Gambar 4.3 Asumsi dalam penghitungan balok lantai

Agar balok lantai jembatan lebih baik, dapat diberi lapis aus permukaan berupa aspal atau beton. Bila diberi aspal, maka balok lantai jembatan harus disusun rapat tanpa spasi, sedangkan bila menggunakan beton dapat dikombinasikan dengan seng. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat gambar berikut ini.



Gambar 4.4 Penggunaan lapis aus untuk lantai jembatan

Bila bahan aspal dan beton sulit didapat atau tidak tersedia, dapat menggunakan papan (kayu) yang disusun di atas balok lantai.



Gambar 4.5 Lantai dengan menggunakan kayu

4.3.2. Gelagar (Rasuk)

Gelagar jembatan akan mendukung semua beban yang bekerja pada jembatan. Bahan gelagar berupa bahan kayu dan atau profil baja berupa profil kanal, profil H atau I (Gambar 4.4). Bila menggunakan bahan baja, tentunya akan memberikan kekuatan struktur yang lebih baik dibandingkan bahan kayu. Akan tetapi, bila kondisi tidak memungkinkan dapat digunakan bahan kayu, yang berupa balok tunggal dan atau balok susun, tergantung perencanaannya.

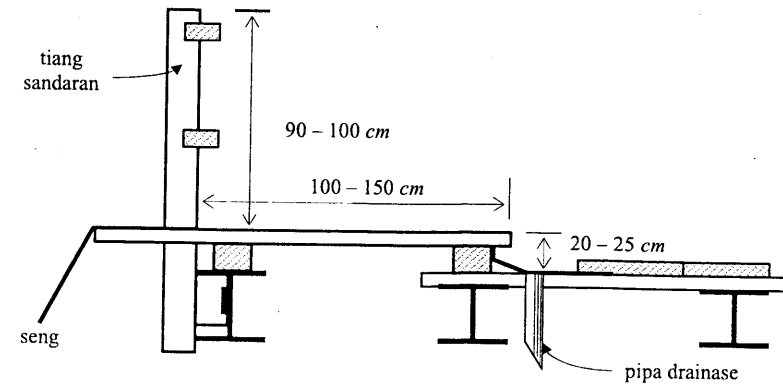
Seperti telah dikemukakan di depan, bahwa untuk kontrol lendutan ijin jembatan tidak boleh dilampaui. Untuk mengurangi/memperkecil lendutan dapat menambahkan balok melintang sebagai perkuatan sekaligus untuk meratakan beban.

Untuk bentang jembatan lebih dari 8 m , guna memperkaku konstruksi jembatan perlu diberi pertambahan angin. Fungsinya adalah untuk menahan gaya akibat tekanan angin. Letak pertambahan angin biasanya di bagian bawah gelagar, yang dibuat bersilangan.

4.3.3. Tiang Sandaran dan Trotoar

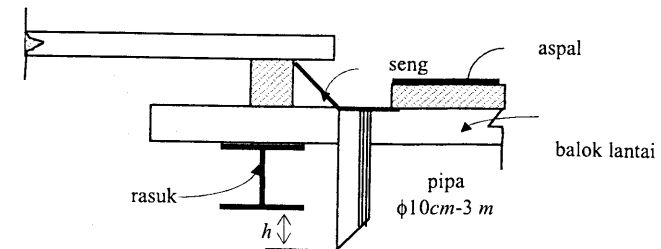
Tiang sandaran merupakan kelengkapan jembatan yang berfungsi untuk keselamatan sekaligus untuk membuat struktur lebih kaku. Sedangkan trotoar bisa dibuat dan bisa juga tidak, tergantung perencanaan. Secara umum, lebar trotoar minimum adalah untuk simpangan 2 orang ($\pm 100 - 150\text{ cm}$).

Tiang sandaran umumnya direncanakan/dibuat dengan tinggi $\pm 90-100\text{ cm}$ dari muka trotoar, dan trotoar dibuat lebih tinggi $20 - 25\text{ cm}$ dari lantai jembatan.



Gambar 4.6 Susunan tiang sandaran dan trotoar

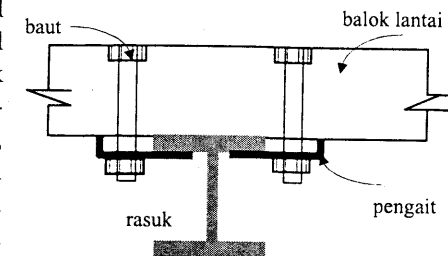
Satu hal yang perlu mendapat perhatian adalah saluran/pipa drainase pada jembatan, guna mendrain genangan yang ada pada jembatan terutama bila lantai diberi lapis aus. Pemasangan pipa drainase dapat dilakukan sebagai berikut ini.



Gambar 4.7 Pipa drainase pada jembatan

4.4. Konstruksi Penghubung Balok Lantai - Rasuk

Bila rasuk menggunakan profil baja, seperti tipe I atau tipe kanal (C), untuk menghubungkan rasuk dan balok lantai diusahakan agar tidak melubangi sayap dari rasuk, karena akan mengurangi kekuatan struktur jembatan. Berbeda halnya bila rasuk menggunakan bahan kayu (balok kayu), alat sambung yang digunakan bisa berupa kokot - baut, baut, atau kokot - paku.



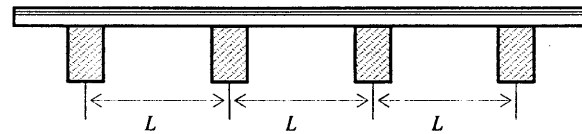
Gambar 4.8 Hubungan rasuk baja tipe I dan balok lantai

4.5. Contoh Analisis Perancangan

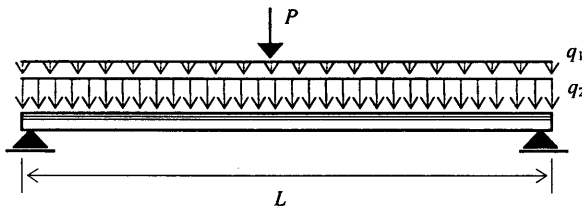
Agar bisa lebih memahami analisis perancangan jembatan sederhana, berikut ini diberikan contoh analisis dan perancangan jembatan kayu (*wood bridges*). Perancangan meliputi : balok lantai, dan gelagar (rasuk).

1. Analisis hitungan balok lantai

Dalam analisis, Gambar 4.9a dapat disederhanakan sebagai balok yang didukung oleh tumpuan sederhana seperti Gambar 4.9b.



a. susunan balok lantai di atas rasuk



b. balok di atas tumpuan sederhana

Gambar 4.9 Penyederhanaan dalam penghitungan balok lantai

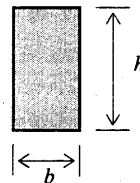
Beban-beban yang mungkin bekerja antara lain :

- beban merata :
- lapis aus aspal dan atau papan atas (q_1),
- berat sendiri balok lantai (q_2).
- beban terpusat
- tekanan roda (P).

Untuk menentukan dimensi balok lantai yang akan digunakan, terlebih dahulu dihitung rekasi dari gaya yang bekerja, seperti momen lentur, gaya lintang. Dari Gambar 4.9b di atas dapat dihitung momen lentur yang terjadi adalah sebesar :

$$M_{\max} = \frac{1}{8}(q_1 + q_2)L^2 + \frac{1}{4}P.L$$

Jika tegangan lentur izin kayu adalah $\bar{\sigma}_{lt}$, maka :



$$W = \frac{M}{\sigma_{lt}}, \text{ dimana } W = \frac{1}{6}bh^2$$

$$\text{tinggi balok : } h = \sqrt{\frac{6W}{b}}$$

1. Perancangan jembatan

Direncanakan jembatan dengan ketentuan sebagai berikut ini.

- lebar lantai jembatan = 3,5 m
- panjang bentang jembatan = 5 m
- jarak rasuk = 70 cm
- beban bergerak dengan tekanan gander 3,5 t atau tekanan roda sebesar:

$$\frac{35}{2} = 175t$$
- tebal lapis aspal = 4 cm
- berat jenis aspal = 2 t/m³
- berat jenis kayu = 0,8 t/m³
- $\bar{\sigma}_{lt}$ kayu = 100 kg/cm²

Balok lantai (dicoba kayu 8/25) :

- berat aspal : 0,04x0,25x2 = 0,020 t/m
 - berat balok : 0,08 x 0,25 x 0,8 = 0,016 t/m
-
- = 0,036 t/m

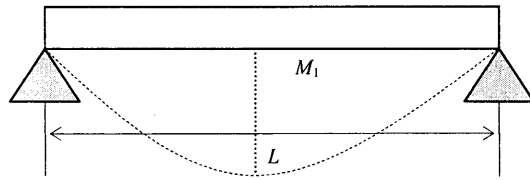
$$M_{\max} = \frac{1}{8}(0,036)(0,7)^2 + \frac{1}{4} \times 175 \times 0,7$$

$$= 0,3082 \text{ t.m} = 30820 \text{ kg.cm}$$

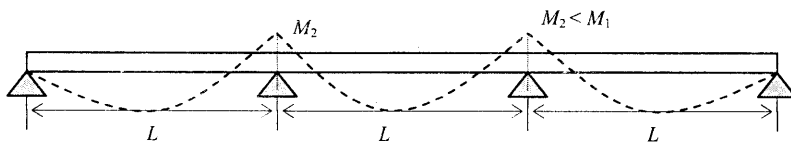
$$W = \frac{30820}{100} = 308,2 \text{ cm}^3$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 308,2}{25}} = 8,6 \text{ cm} \approx 8,0 \text{ cm}$$

Analisis mekanika tersebut di atas akan lebih akurat bila balok lantai diasumsikan terletak di atas tumpuan menerus seperti gambar berikut ini.

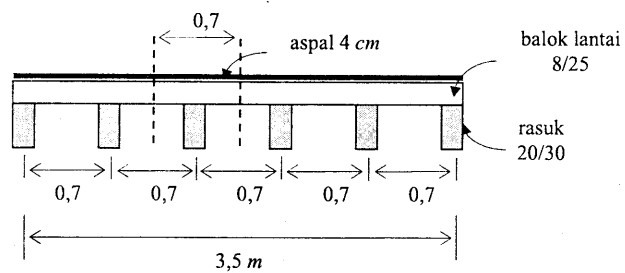
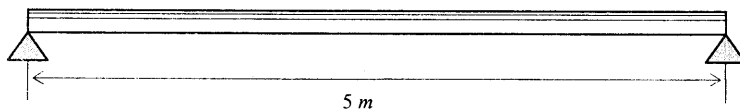


(a) Momen lentur dengan asumsi balok lantai pada tumpuan sederhana



(b) Momen lentur dengan asumsi balok lantai pada tumpuan menerus

Gambar 4.10 Perbedaan perilaku asumsi analisis mekanika balok lantai

Rasuk (gelagar)**Beban mati (M)**

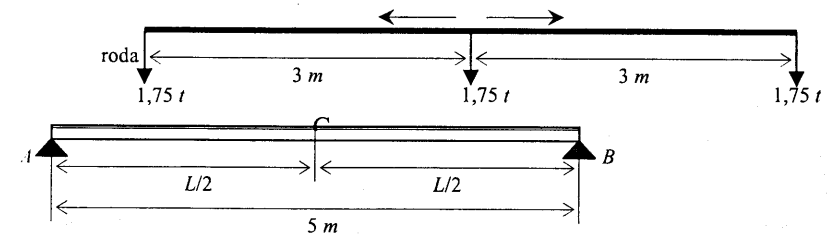
Untuk menentukan beban mati, ditinjau pias selebar 0,7 m.

- berat aspal = $0,7 \times 0,04 \times 2 = 0,056 \text{ t/m}$
 - berat balok lantai = $0,7 \times 0,08 \times 0,8 = 0,045 \text{ t/m}$
 - berat rasuk (taksir 20/30) = $0,2 \times 0,3 \times 0,8 = 0,048 \text{ t/m}$
- $= 0,149 \text{ t/m}$

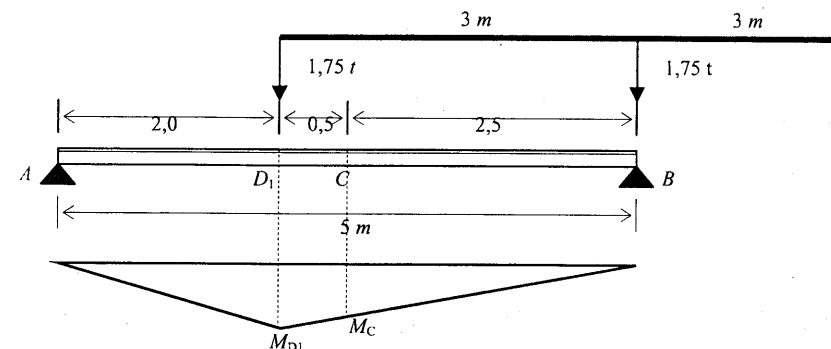
$$M_m = \frac{1}{8} (0,149)(5,0)^2 = 0,469 \text{ t.m}$$

Beban hidup bergerak (H)

Momen maksimum akibat beban hidup bergerak ditentukan dengan beberapa alternatif posisi beban.



Gambar 4.11 Posisi beban hidup bergerak

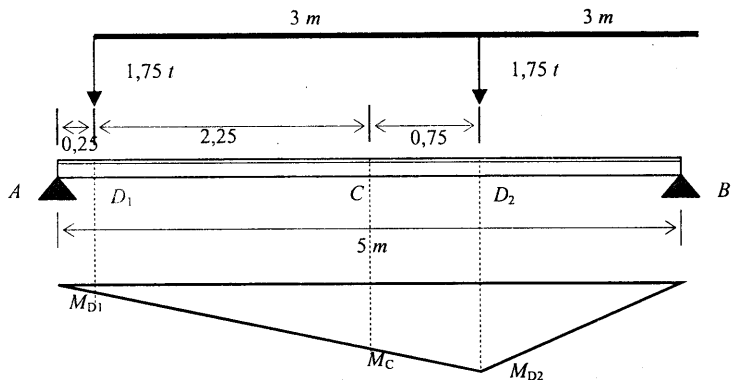
Alternatif 1

$$R_A = \frac{175 \times (5,0 - 2,0)}{5} = 1,05 \text{ ton}$$

$$M_{D1} = 1,05 \times 2,0 = 2,10 \text{ t.m}$$

$$M_C = 1,05 \times 2,5 - 1,75 \cdot 0,5 = 1,75 \text{ t.m}$$

Alternatif 2

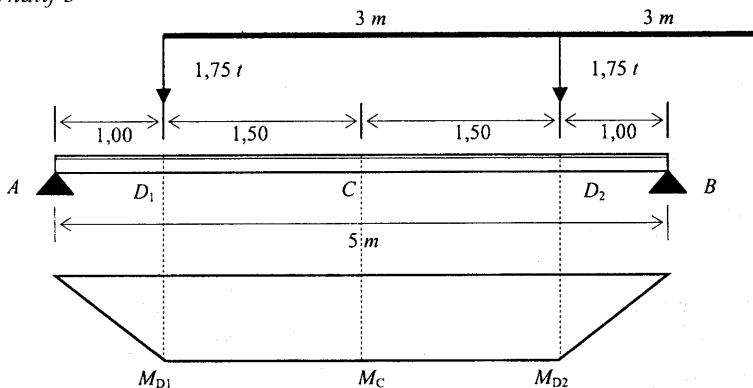


$$R_B = \frac{(1,75 \times 0,25) + (1,75 \times 3,25)}{5,0} = 1,225 \text{ ton}$$

$$M_{D2} = 1,225 \times 1,75 = 2,144 \text{ t.m}$$

$$M_C = 1,225 \times 2,50 - 1,75 \times 0,75 = 1,75 \text{ t.m}$$

Alternatif 3

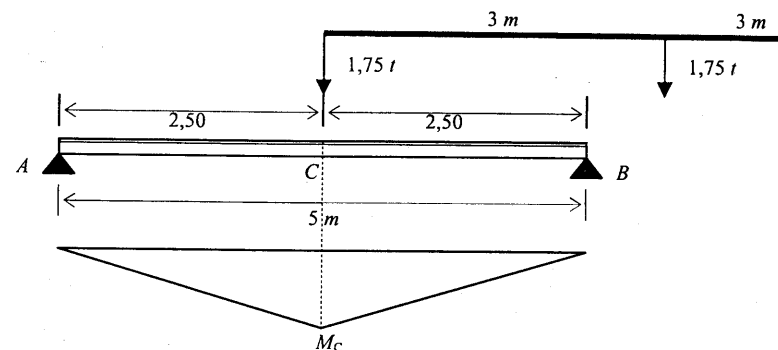


$$R_A = \frac{(1,75 \times 1,0) + (1,75 \times 1,0)}{5,0} = 1,75 \text{ ton}$$

$$M_{D2} = 1,75 \times 1,0 = 1,75 \text{ t.m}$$

$$M_C = 1,75 \times 2,5 - 1,75 \times 1,5 = 1,75 \text{ t.m}$$

Alternatif 4



$$R_A = \frac{1}{2} P = 0,875 \text{ ton}$$

$$M_C = 0,875 \times 2,5 = 2,1875 \text{ t.m}$$

Dari empat posisi pembebanan di atas diperoleh hasil momen maksimum akibat beban hidup terjadi pada posisi beban seperti pada alternatif 4, dengan $M_C = 2,1875 \text{ t.m}$

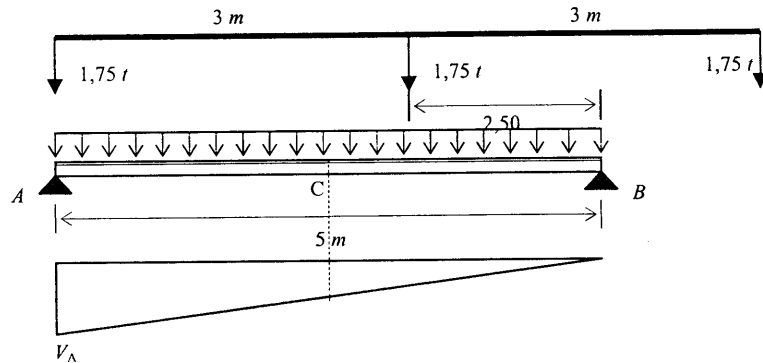
$$M_{\max. \text{ total}} = M_M + M_H = 0,469 + 2,1875 = 2,6565 \text{ t.m}$$

$$= 265650 \text{ kg.cm}$$

Tegangan Lentur yang terjadi

$$\sigma_{ll} = \frac{M_{\max. \text{ total}}}{W} = \frac{265650}{\frac{1}{6} \times 20 \times 30^2} = 88,55 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

Gaya Lintang (akibat beban mati + beban hidup)



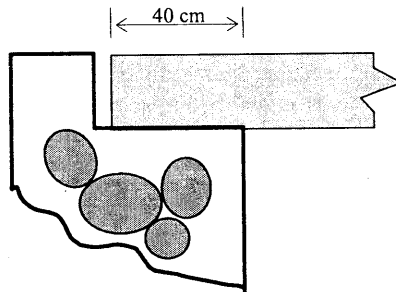
$$V_A = \left(\frac{1}{2} \times 0.49 \times 5.0^2 \right) + \left\{ 1.75 + \frac{(1.75 \times 2.0)}{5.0} \right\} = 2.833 \text{ ton} = 2833 \text{ kg}$$

Tegangan geser terbesar pada rasuk

$$\tau = \frac{3V}{2b \cdot h} = \frac{3 \times 2833}{2 \times (20 \times 30)} = 7.08 \text{ kg/cm}^2$$

Tegangan pada tumpuan

$$\sigma_{tu} = \frac{V}{b_1} = \frac{2833}{20 \times 40} = 3.54 \text{ kg/cm}^2$$



Nilai tegangan tekan pada tumpuan (tembok pangkal) :

- ♦ batu alam : 8 - 20 kg/cm²
- ♦ beton biasa : 20 kg/cm²

Jadi tegangan yang terjadi pada tumpuan belum melampaui tegangan ijin bahan pada pangkal jembatan.

5

JEMBATAN BETON BERTULANG



5.1 Jembatan Slab Beton Bertulang

Suatu jembatan slab pada tumpuan sederhana tersusun dari pelat monolit, dengan bentang dari tumpuan ke tumpuan tanpa didukung oleh gelagar atau balok melintang (*stringer*). Jembatan beton bertulang dengan tipe struktur atas berupa slab akan lebih efisien bila digunakan untuk bentang pendek. Hal ini disebabkan berat slab yang tidak ekonomis lagi untuk bentang yang lebih panjang lagi. Struktur slab lebih sesuai untuk bentang sampai dengan 35 ft (+10 m), akan tetapi banyak perencana menyatakan bahwa penggunaannya lebih ekonomis bila tidak lebih dari 20 - 25 ft ($\pm 6 - 8$ m). Sistem bentang menerus akan menambah penghematan panjang bentang, dengan pertimbangan kesederhanaan dalam desain dan pekerjaan lapangan. Pada bentang sederhana, panjang bentang adalah jarak ke pusat tumpuan.

Jembatan slab beton diberi perkuatan baja tulangan pada arah longitudinal dan juga harus diperkuat dalam arah melintangnya guna mendistribusikan beban hisap lateral. Jumlah minimal sesuai dengan prosentase dari baja tulangan utama yang diperlukan untuk momen positif, $\frac{100}{\sqrt{S}}$, dengan S adalah

panjang bentang dalam feet (atau $\frac{100}{0.55\sqrt{S}}$, S dalam meter), tetapi tidak boleh

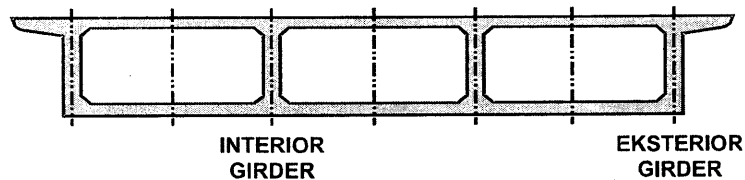
lebih dari 50 %. Slab harus diperkuat pada semua bagian tepi yang tidak diptumpu. Dalam arah longitudinal, perkuatan dapat berupa bagian slab dengan penulangan tambahan, balok yang terintegral dengan slab dan lebih tinggi dari slab, atau yang terintegral antara slab dan kerb.

5.2 Jembatan Gelagar Kotak (*box girder*)

Jembatan gelagar kotak (*box girder*) tersusun dari gelagar longitudinal dengan slab di atas dan di bawah yang berbentuk rongga (*hollow*) atau gelagar

kotak (Gambar 5.1). Tipe gelagar ini digunakan untuk jembatan bentang-bentang panjang. Bentang sederhana sepanjang 40 ft ($\pm 12 \text{ m}$) menggunakan tipe ini, tetapi biasanya bentang gelagar kotak beton bertulang lebih ekonomis antara $60\text{-}100 \text{ ft}$ ($\pm 18 - 30 \text{ m}$) dan biasanya didesain sebagai struktur menerus di atas pilar. Gelagar kotak beton prategang dalam desain biasanya lebih menguntungkan untuk bentang menerus dengan panjang bentang $\pm 300 \text{ ft}$ ($\pm 100 \text{ m}$). Keutamaan gelagar kotak adalah pada tahanan terhadap beban torsi.

Pada kondisi lapangan dimana tinggi struktur tidak terlalu dibatasi, penggunaan gelagar kotak dan balok-T kurang lebih mempunyai nilai yang sama pada bentang 80 ft ($\pm 25 \text{ m}$). Untuk bentang yang lebih pendek, tipe balok-T biasanya lebih murah, dan untuk bentang lebih panjang, lebih sesuai menggunakan gelagar kotak.



Gambar 5.1 Tipikal penampang melintang jembatan gelagar kotak (*box girder bridge*)

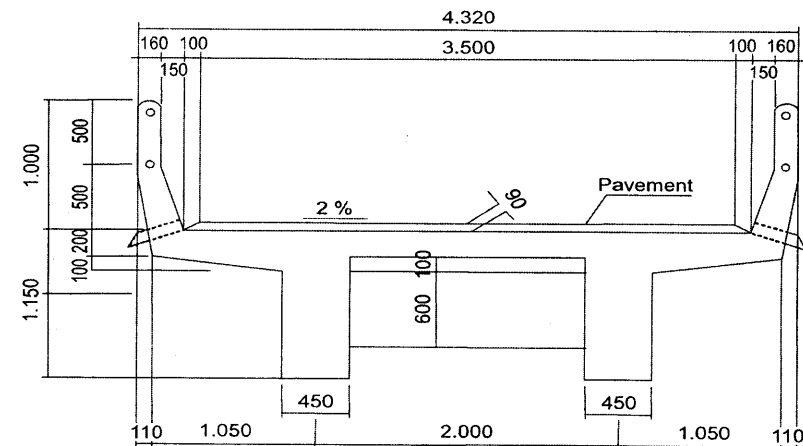
5.3 Jembatan Gelagar-Dek (*deck-girder*)

Jembatan gelagar-dek terdiri atas gelagar utama arah longitudinal dengan slab beton membentangi diantara gelagar. Spasi gelagar longitudinal atau balok lantai dibuat sedemikian sehingga hanya cukup mampu menggunakan slab tipis, sehingga beban mati menjadi relatif kecil. Jembatan gelagar dek mempunyai banyak variasi dalam desain dan fabrikasi. Salah satunya yang dibahas dalam sub bab ini adalah jembatan beton balok-T (T-Beam).

Jembatan tipe ini digunakan secara luas dalam konstruksi jalan raya, tersusun dari slab beton yang didukung secara integral dengan gelagar. Penggunaannya akan lebih ekonomis pada bentang $40 - 80 \text{ ft}$ ($\pm 15 - 25 \text{ m}$) pada kondisi normal (tanpa kesalahan pekerjaan). Karena kondisi lalu lintas atau batasan-batasan ruang bebas, konstruksi beton pracetak atau beton prategang dimungkinkan untuk digunakan. Akan tetapi perlu dijamin penyediaan tahanan geser dan daya lekat pada pertemuan gelagar dan slab. Untuk itu diasumsikan sebagai satu kesatuan struktur balok-T.

Jembatan gelagar-dek, lebih sederhana dalam desain dan relatif mudah untuk dibangun, serta akan ekonomis bila dibangun pada bentang yang sesuai. Beberapa variasi gelagar-dek dalam desain dan fabrikasi antara lain :

1. Balok T beton bertulang
 - a. Balok dan lantai dicetak ditempat (*cast in place*) secara monolit,
 - b. Balok pracetak dan lantai dicetak di tempat,
 - c. Balok pracetak dan lantai pracetak.
2. Beton Prategang
 - a. Gelagar prategang dan lantai dicetak di tempat (*cast in place*),
 - b. Gelagar prategang pracetak dengan slab lantai beton bertulang cetak di tempat,
 - c. Gelagar prategang pracetak dengan berbagai kemungkinan metode fabrikasi dan pencetakan lantai.



Gambar 5.2. Cross section of Bridge for upper structure portion

Bila gelagar searah dengan arah lalu lintas, tulangan utama slab diletakan pada arah tegak lurus arah lalu lintas tersebut (yaitu arah melintang). Pada slab dengan tumpuan sederhana, bentang jembatan diambil jarak dari pusat ke pusat tumpuan tetapi tidak perlu lebih dari jarak bersih, ditambah tebal slab. Untuk slab menerus di atas tumpuan lebih dari dua gelagar, jarak bersih termasuk sebagai panjang bentang.

Rasio tinggi balok dan panjang bentang yang digunakan dalam jembatan balok-T biasanya antara $0,065 - 0,075$. Tinggi balok yang ekonomis akan diperoleh bila jumlah tulangan desak pada tumpuan bagian dalam (*interior support*) sesedikit mungkin. Jarak gelagar ekonomis biasanya berkisar $7 - 9 \text{ ft}$ ($\pm 2 - 3 \text{ m}$) dengan slab dek yang menonjol (*overhang*) maksimal $2 \text{ ft } 6 \text{ in}$ ($\pm 2 \text{ m}$). Bila slab dibuat menjadi satu kesatuan dengan gelagar, lebar efektif

dalam desain tidak boleh lebih dari jarak pusat ke pusat gelagar, seperempat panjang bentang gelagar atau 12 kali tebal slab terkecil ditambah lebar badan gelagar. Untuk gelagar terluar, lebar efektif kantilever tidak boleh lebih dari setengah jarak terhadap gelagar berikutnya, atau seperduabelas panjang bentang atau 6 kali tebal slab.

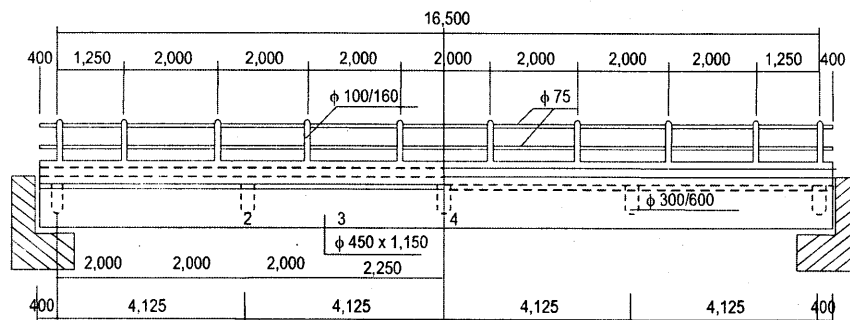
Demikian luasnya penggunaan jembatan balok-T, maka dalam bab ini diberikan beberapa aplikasinya untuk jembatan jalan raya dan jembatan jalan rel. Sedangkan aplikasi balok-T beton prategang disajikan dalam bab berikutnya.

5.4 Aplikasi Jembatan Balok Beton Bertulang

5.4.1 Jembatan balok-T jalan raya

Prinsip pembebanan jembatan jalan raya telah diuraikan pada bab terdahulu. Pada bab ini akan diberikan contoh perancangan sederhana jembatan balok beton bertulang konvensional. Di Indonesia jembatan balok beton bertulang ini telah dibuat menjadi suatu paket, seperti paket dengan bentang jembatan 10 m, 15 m, 20 m, 26 m, dan sebagainya. Sehingga pada kebanyakan penggunaan di Indonesia telah menjadi suatu standar (acuan).

Akan tetapi, tidak menutup kemungkinan bila akan merancang sendiri tipe jembatan selain yang telah dikeluarkan oleh tersebut. Tetapi yang perlu diperhatikan adalah perlu ada tambahan biaya untuk perencanaannya.



Gambar 5.3. Longitudinal section of bridge for upper structure portion

Dalam perancangan beton bertulangnya, di Indonesia masih banyak yang menggunakan peraturan beton PBI 1971, walau telah ada peraturan yang telah disempurnakan yaitu SNI 1992. Meskipun SNI 1992 adalah peraturan untuk bangunan gedung, secara prinsip perancangan tulangan pada struktur beton bertulang untuk jembatan adalah sama dengan bangunan gedung.

Perancangan struktur atas jembatan balok beton bertulang dapat meliputi:

1. Tiang sandaran dan sandaran
2. Pelat lantai kendaraan
3. Gelagar melintang/difragma
4. Gelagar memanjang/utama

Untuk lebih memperjelas bagian-bagian jembatan jalan raya yang didesain, berikut ini diberikan contoh analisis perancangannya.

5.4.1.1 Kondisi Perancangan

1. Kondisi jembatan (lihat gambar)

- ♦ Panjang jembatan total : 105 m
- ♦ Jumlah bentang : 6 buah
- ♦ Panjang bentang : 17.500 m
- ♦ Lebar jembatan : 4.320 m
- ♦ Lebar perkerasan : 3.500 m
- ♦ Tipe jembatan : Beton bertulang dengan gelagar balok T
- ♦ Jumlah balok/gelagar : 2 buah
- ♦ Panjang bersih gelagar : 16.500 m

2. Spesifikasi Pembebanan

a. Beban hidup : PPJJR No.12/1970 (BM 70 %)

- ♦ Beban roda T = 70 % x 10 t = 7 t
- ♦ Beban garis P = 70 % x 12 t/m = 8,40 t/m
- ♦ Beban merata q = 70 % x 2.20 t/m² = 1.54 t/m² (L < 30 m)

$$b. \text{Beban kejut, } k = 1 + \frac{20}{50 + L} = 1 + \frac{20}{50 + 17500} = 1,299$$

3. Spesifikasi Beton dan Baja Tulangan

a. Beton :

- ♦ Kuat tekan, f_c' = 20 MPa
- ♦ Kuat tekan ijin, \bar{f}_c' = 10 MPa
- ♦ Modulus Elastisitas, $E_c = 4700 \times \sqrt{20} = 21,019 \text{ MPa}$

b. Baja Tulangan :

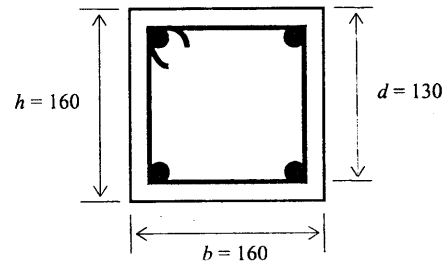
- ♦ Kuat leleh, f_y = 200 MPa
- ♦ Modulus Elastisitas, $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

5.4.1.2 Perencanaan

1. Tiang sandaran (lihat gambar 5.4)

$$\text{Momen lentur, } M = 2 \times 100 \times 1.0 = 200 \text{ kg.m} = 2000 \text{ N.m}$$

$$\text{Gaya geser, } V = 2 \times 100 = 200 \text{ kg} = 2000 \text{ N}$$



$$M_n = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot k$$

$$M_u = M_n$$

$$k = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2000 \times 10^3}{0.8 \times 160 \times 130^2} = 0,925 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0.85 f_c'}} \right) = \frac{0.85 \times 20}{200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.9246}{0.85 \times 20}} \right)$$

$$= 0,00476$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{200} = 0,07$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} \rightarrow \rho = \rho_{\text{min}} = 0,07$$

$$A_s = \rho b d = 0,07 \times 160 \times 130 = 145,60 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $2\phi 10$ ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)

Kontrol kapasitas momen balok :

Dianggap baja tulangan telah mencapai luluh pada saat beton mulai retak ($\epsilon_c = 0.003$), $f_s = f_y$

$$N_T = N_D$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{157 \times 200}{0.85 \times 20 \times 160} = 11,55 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11,55}{0,85} = 13,588 \text{ mm}$$

$$f_s = 600 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 600 \left(\frac{130 - 13.588}{13.588} \right) = 5143,741 \text{ MPa} > f_y \text{ OK}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = (157 \times 200) \times \left(130 - \frac{11.55}{2} \right) = 3900665 \text{ Nmm}$$

$$= 3900,665 \text{ Nm}$$

$$\frac{M_n}{M_u} = 1,625$$

OK

Perencanaan tulangan geser :

$$V_u = 2000 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b d = \left(\frac{1}{3} \sqrt{20} \right) \times 160 \times 130 = 15503,405 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \cdot 0.6 \times 15503.405 = 46510215 \text{ N} > V_u \text{ (teoritis tidak perlu sengkang)}$$

Walaupun secara teoritis tidak perlu sengkang tetapi untuk kestabilan struktur dan peraturan mensyaratkan dipasang tulangan minimum (spasi maksimum).

$$s_{\text{maksimum}} = \frac{1}{2} d = \frac{1}{2} \times 130 = 65 \text{ mm}$$

atau

$$s_{\text{maksimum}} = 600 \text{ mm}$$

digunakan spasi = 65 mm, dengan luas tulangan minimum :

$$A_{v \text{ min}} = \frac{\frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot s}{f_y} = \frac{\left(\frac{1}{3} \sqrt{20} \right) \times 160 \times 65}{200} = 16 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\phi 8 \text{ mm}$ ($A_v = 100,531 \text{ mm}^2$), maka jarak sengkang :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{\frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b} = \frac{100,531 \times 200}{\left(\frac{1}{3} \sqrt{20} \right) \times 160} = 84,298 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan $\phi 8\text{-}80 \text{ mm}$ untuk geser, dan $2\phi 10$ untuk lentur.

2. Perhitungan pelat kantilever (lihat Gambar 5.4)

a. Momen lentur (Bending moment)

Tabel 5.1 Penghitungan momen lentur

No	Volume (m^3)	γ (kg/m^3)	W (kg)	Lengan (m)	Momen ($kg.m$)
1	$0,10 \times 0,16 \times 0,50 = 0,008$	2400	19,20	0,855	16,420
2	$0,10 \times (0,70 \times 0,110)/2 = 0,004$	2400	9,24	0,862	7,960
3	$0,10 \times 0,05 \times 0,50 = 0,003$	2400	6,00	0,800	4,800
4	$0,10 \times (0,15 \times 0,50)/2 = 0,004$	2400	9,000	0,725	6,530
5	$1,00 \times 0,825 \times 0,20 = 0,165$	2400	396,00	0,413	163,550
6	$1,00 \times (0,825 \times 0,10)/2 = 0,041$	2400	99,00	0,275	27,23
7	$1,00 \times 0,625 \times 0,07 = 0,044$	2200	96,25	0,313	30,13
P	$2,0 \times 100 \text{ kg/m}$		200,00	1,200	2400,000
T	$1,299 \times 7,00$ (wheel load)		9093,00	0,275	2500,560
	Air hujan = $2 \times 0,625 \times 0,05$	1000	62,50	0,313	19,560
	Railing = $2 \times 2m \times 6 \text{ kg/m}$		24,00	0,825	19,800
	Total momen lentur, M				3036,540
					= 30365,40 Nm

b. Gaya geser (Shear Force)

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang sandaran} &= 1+2+3+4+\text{railing} &= & 67,440 \text{ kg} \\ \text{Slab kantilever dan perkerasan} &= 5 + 6 + 7 &= & 591,250 \text{ kg} \\ \text{Beban roda} & &= & 9093,000 \text{ kg} \\ \text{Beban genangan air hujan} & &= & 62,500 \text{ kg} \\ \text{Total gaya lintang, } V & &= & 9814,190 \text{ kg} \\ & &= & 98141,900 \text{ N} \end{aligned}$$

c. Perhitungan baja tulangan

$$M_u = 30370,000 \text{ N.m}$$

$$V_u = 98150,000 \text{ N}$$

$$h_f = 300 \text{ mm} \rightarrow d = 300 - 40 = 260 \text{ mm}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{30370 \times 10^3}{0,8 \times 1000 \times 260^2} = 0,5616 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f_c'}} \right) = \frac{0,85 \times 20}{200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,5616}{0,85 \times 20}} \right) = 0,003$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} \rightarrow \rho = \rho_{\text{min}} = 0,007$$

$$A_s = \rho b d = 0,007 \times 1000 \times 260 = 1820 \text{ mm}^2$$

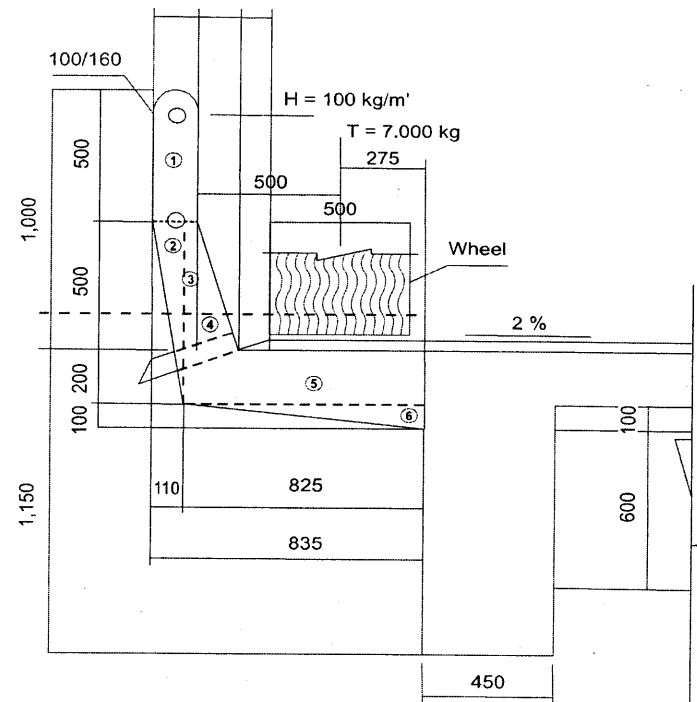
Dipakai tulangan $\phi 16$ ($A_s = 201,062 \text{ mm}^2$), dengan jarak antar tulangan

$$s_{\text{perlu}} = \frac{201,062}{1820} \times 1000 = 110,474 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan $\phi 16-100 \text{ mm}$,

Kontrol terhadap geser beton :

$$\tau_c = \frac{V}{\frac{7}{8} b h} = \frac{98150}{\frac{7}{8} \times 1000 \times 260} = 0,431 \text{ Mpa} < 0,45 f_c' \quad \text{OK}$$



Gambar 5.4. Cantifuer Slab load

3. Perhitungan pelat bagian dalam (inner slab) (lihat Gambar 5.5)

a. Momen lentur akibat beban hidup

Dari tabel (pada PBI 1970) diperoleh :

$$f_{xm} = 0,1500$$

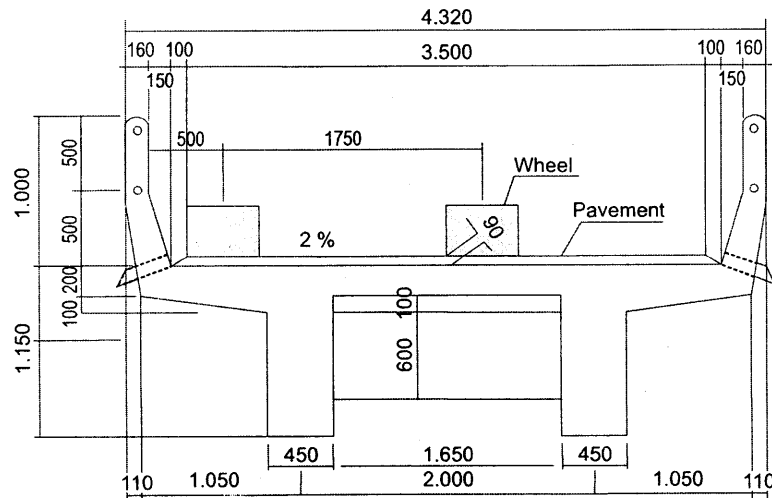
$$f_{ym} = 0,0933$$

$$M_{xm} = f_{xm} \times T \times t_x \times t_y = 0,1500 \times 20046,3 \times 0,84 \times 0,54 = 1364 \text{ kg.m}$$

$$= 13640 \text{ N.m}$$

$$M_{ym} = f_{ym} \times T \times t_x \times t_y = 0,0933 \times 20046,3 \times 0,84 \times 0,54 = 849 \text{ kg.m}$$

$$= 8490 \text{ N.m}$$



Gambar 5.5. Wheel Position

b. Momen lentur akibat beban mati

$$\text{Berat slab} = 0,20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

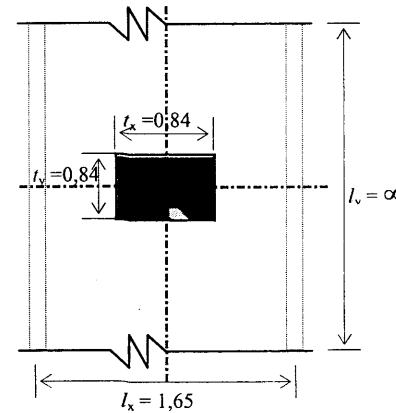
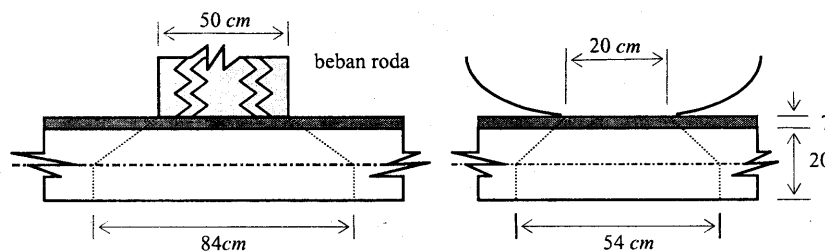
$$\text{Berat perkerasan} = 0,06 \times 2200 = 154 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat air hujan} = 0,05 \times 1000 = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total } q_{DL} = 684 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{xm} = \frac{1}{10} \times q_{DL} \times l_x^2 = \frac{1}{10} \times 684 \times 1,65^2 = 187 \text{ kgm} = 1870 \text{ Nm}$$

$$M_{ym} = \frac{1}{3} \times M_{xm} = \frac{1}{3} \times 187 = 63 \text{ kgm} = 630 \text{ Nm}$$



Gambar 5.6. Beban roda pada slab

Beban roda, $T = 7000 \text{ kg}$ Bidang kontak = $84 \times 54 \text{ cm}$

Penyebaran beban roda,

$$T = \frac{7000 \times 1,299}{0,84 \times 0,54}$$

$$= 20046,300 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0,20046 \text{ MPa}$$

$$l_x = 1,65; l_y = \infty$$

$$t_x/l_x = 0,84/1,65 = 0,509$$

$$t_y/l_x = 0,54/1,65 = 0,327$$

c. Momen total

$$M_x = 13640 + 1870 = 15510 \text{ N.m}$$

$$M_y = 8490 + 630 = 9120 \text{ N.m}$$

d. Perhitungan baja tulangan

Arah melintang (l_x)

$$M_{ux} = 15510 \text{ N.m}$$

$$h_f = 200 \text{ mm}$$

$$d = 200 - 40 = 160 \text{ mm}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{15510 \times 10^3}{0,8 \times 1000 \times 160^2} = 0,7573 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right) = \frac{0,85 \times 20}{200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,7573}{0,85 \times 20}} \right)$$

$$= 0,00387$$

$$\rho_{perlu} < \rho_{min} \rightarrow \rho_{perlu} = \rho_{perlu} = 0,007$$

$$A_s = \rho b d = 0,007 \times 1000 \times 260 = 1820 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\phi 16$ ($A_s = 201,062 \text{ mm}^2$), dengan jarak antar tulangan p.k.p.

$$s_{perlu} = \frac{201,062}{1820} \times 1000 = 110,474 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan $\phi 16-100 \text{ mm}$,

Arah memanjang (I_y)

$$M_{uy} = 9120 \text{ Nm}$$

$$h_f = 200 \text{ mm}$$

$$d = 200 - 40 - 16 = 144 \text{ mm}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{9120 \times 10^3}{0.8 \times 1000 \times 144^2} = 0,5498 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0.85 f_c'}} \right) = \frac{0.85 \times 20}{200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.5498}{0.85 \times 20}} \right)$$

$$= 0,00279$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} \rightarrow \rho_{\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} = 0,007$$

$$A_s = \rho b d = 0,007 \times 1000 \times 144 = 1008 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan $\phi 16$ ($A_s = 201,062 \text{ mm}^2$), dengan jarak antar tulangan p.k.p.

$$s_{\text{perlu}} = \frac{201,062}{1008} \times 1000 = 199,466 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan $\phi 16-100 \text{ mm}$.

4. Perhitungan gelagar (lihat Gambar 5.7 dan Gambar 5.8.)

a. Beban mati (*dead load*)

<i>Hand rail</i>	=	$\frac{0.10 \times 0.16 \times 1.00 \times 2400}{2} \times 1.580$	
			= 0,336 kg/m
<i>Railing</i>	=	$2 \times 1,00 \times 6 \times 1,580$	= 18,960 kg/m
<i>Perkerasan</i>	=	$0,07 \times 2200 \times 2,031$	= 312,774 kg/m
<i>Air hujan</i>	=	$0,05 \times 1000 \times 2,031$	= 101,550 kg/m
<i>Pelat lantai</i>	=	$0,20 \times 2400 \times 2,031$	= 974,880 kg/m
<i>Gelagar</i>	=	$0,95 \times 0,54 \times 2400 \times 1,00$	= 1026,000 kg/m
Total q_{DL}			= 2464,500 kg/m

Balok melintang (*diafragma*), $T_b = 0,30 \times 0,60 \times 2400 \times 0,5 = 356,400 \text{ kg}$

b. Momen lentur akibat beban mati

$$M_{qDL} \rightarrow M_x = \frac{1}{2} q_{DL} \cdot L^2 \left\{ \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \right\}$$

Momen pada potongan 1, $x = 2,0 \text{ m}$ ($M_{1,DL}$)

$$M_{qDL} = \frac{1}{2} \times 2464,500 \times 16,50^2 \left\{ \frac{2}{16,50} \left(1 - \frac{2}{16,50} \right) \right\} = 3573500 \text{ kgm}$$

$$M_{Tb} = \frac{1}{2} \times 356,400 \times 2,00 = 357,000 \text{ kgm}$$

$$M_{1,DL} = 36092 \text{ kgm}$$

$$= 360920 \text{ Nm}$$

Momen pada potongan 2, $x = 4,0 \text{ m}$ ($M_{2,DL}$)

$$M_{qDL} = \frac{1}{2} \times 2464,500 \times 16,50^2 \left\{ \frac{4,0}{16,50} \left(1 - \frac{4,0}{16,50} \right) \right\} = 61613,00 \text{ kgm}$$

$$M_{Tb} = \frac{1}{2} \times 356,400 \times 4,00 = 713,00 \text{ kgm}$$

$$M_{2,DL} = 62326 \text{ kgm}$$

$$= 623,260 \text{ Nm}$$

Momen pada potongan 3, $x = 6 \text{ m}$ ($M_{3,DL}$)

$$M_{qDL} = \frac{1}{2} \times 2464,500 \times 16,50^2 \left\{ \frac{6,0}{16,50} \left(1 - \frac{6,0}{16,50} \right) \right\} = 77632,00 \text{ kgm}$$

$$M_{Tb} = \frac{1}{2} \times 356,400 \times 6,00 = 1069,00 \text{ kgm}$$

$$M_{3,DL} = 78701 \text{ kg.m}$$

$$= 787010 \text{ N.m}$$

Momen pada potongan 4, $x = 8,25 \text{ m}$ ($M_{4,DL}$)

$$M_{qDL} = \frac{1}{2} \times 2464,500 \times 16,50^2 \left\{ \frac{8,25}{16,50} \left(1 - \frac{8,25}{16,50} \right) \right\} = 83870,00 \text{ kgm}$$

$$M_{Tb} = \frac{1}{2} \times 356,400 \times 8,25 = 1470,00 \text{ kgm}$$

$$M_{4,DL} = 85340 \text{ kg.m}$$

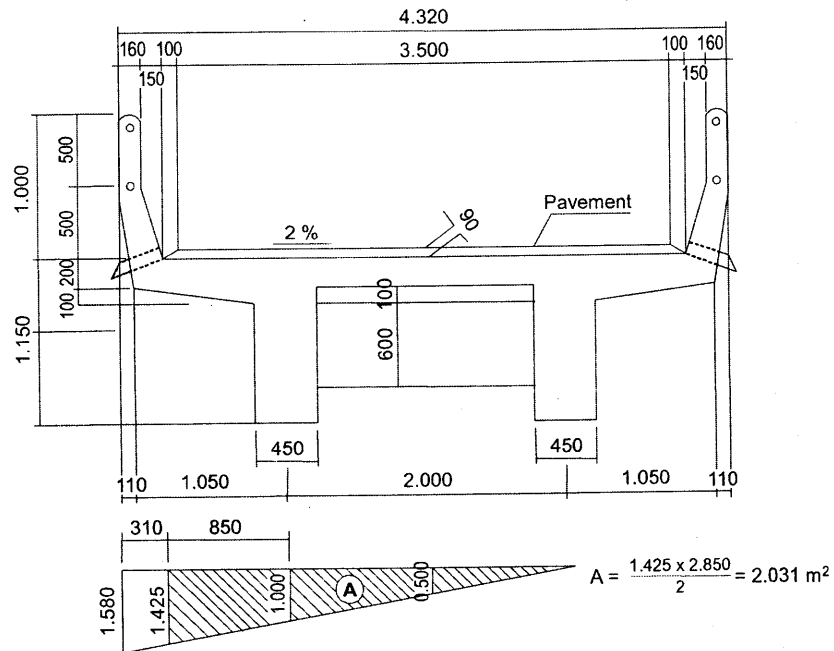
$$= 853400 \text{ N.m}$$

c. Beban hidup (*live load*)

Koefisien kejut = 1,299

$$\text{Beban garis, } P = 1,299 \times \frac{8400}{2,75} \times 2,031 = 8059 \text{ kg}$$

$$\text{Beban terbagi merata, } q = \frac{1540}{2,75} \times 2,031 = 1137,36 \text{ kg/m}$$



Gambar 5.7. Moment Influence line of girder

d. Momen lentur akibat beban hidup

$$M_x(P) = P \cdot L \left\{ \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \right\}$$

$$M_x(q) = \frac{1}{2} q \cdot L^2 \left\{ \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \right\}$$

Momen pada potongan 1, $x = 2,0 \text{ m}$ ($M_{1,LL}$)

$$M_x(P) = 8059 \times 16,50 \left\{ \frac{2,0}{16,50} \left(1 - \frac{2}{16,50} \right) \right\} = 14164,00 \text{ kgm}$$

$$M_x(q) = \frac{1}{2} \times 1137,36 \times 16,50^2 \left\{ \frac{2,0}{16,50} \left(1 - \frac{2}{16,50} \right) \right\} = 21417,00 \text{ kgm}$$

$$M_{1,LL} = 35518 \text{ kgm}$$

$$= 355180 \text{ N.m}$$

Momen pada potongan 2, $x = 4,0 \text{ m}$ ($M_{2,LL}$)

$$M_x(P) = 8059 \times 16,50 \left\{ \frac{4,0}{16,50} \left(1 - \frac{4,0}{16,50} \right) \right\} = 24421,00 \text{ kgm}$$

$$M_x(q) = \frac{1}{2} \times 1137,36 \times 16,50^2 \left\{ \frac{4,0}{16,50} \left(1 - \frac{4,0}{16,50} \right) \right\} = 36925,00 \text{ kgm}$$

$$M_{2,LL} = 61346 \text{ kgm}$$

$$= 613460 \text{ Nm}$$

Momen pada potongan 3, $x = 6,0 \text{ m}$ ($M_{3,LL}$)

$$M_x(P) = 8059 \times 16,50 \left\{ \frac{6,0}{16,50} \left(1 - \frac{6,0}{16,50} \right) \right\} = 30760,00 \text{ kgm}$$

$$M_x(q) = \frac{1}{2} \times 1137,36 \times 16,50^2 \left\{ \frac{6,0}{16,50} \left(1 - \frac{6,0}{16,50} \right) \right\} = 46509,00 \text{ kgm}$$

$$M_{3,LL} = 77269 \text{ kgm}$$

$$= 772690 \text{ Nm}$$

Momen pada potongan 4, $x = 8,25 \text{ m}$ ($M_{4,LL}$)

$$M_x(P) = 8059 \times 16,50 \left\{ \frac{8,25}{16,50} \left(1 - \frac{8,25}{16,50} \right) \right\} = 333243,00 \text{ kgm}$$

$$M_x(q) = \frac{1}{2} \times 1137,36 \times 16,50^2 \left\{ \frac{8,25}{16,50} \left(1 - \frac{8,25}{16,50} \right) \right\} = 50264,00 \text{ kgm}$$

$$M_{4,LL} = 83507 \text{ kgm}$$

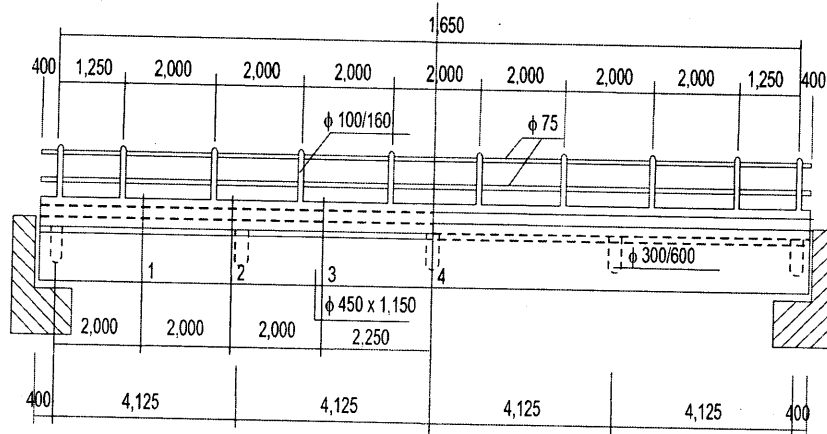
$$= 835070 \text{ Nm}$$

Tabel 5.2 Momen lentur total (Nm)

Pembebanan	M.1	M.2	M.3	M.4
Beban mati, DL	360920	623260	787010	853400
Beban hidup, LL	355180	613460	772690	835070
Total	716100	1236720	1559700	1688470

c. Momen pada tumpuan

$$M_s = \frac{1}{3} M_{\max} = \frac{1}{3} \times 1688470 = 562820 \text{ Nm}$$



Gambar 5.8. Section of girder for bending moment

f. Gaya geser (*shearing force*)

$$\begin{aligned} \text{Beban mati terbagi merata} &= \frac{1}{2} \times 2464,5 \times 16,5 = 20332 \text{ kg} \\ \text{Balok melintang} &= 2,5 \times 356,40 = 891 \text{ kg} \\ \text{Beban hidup garis} &P = \frac{1}{2} \times 8059 = 4030 \text{ kg} \\ \text{Beban hidup terbagi merata, } q &= \frac{1}{2} \times 1137,36 \times 16,5 = 12185 \text{ kg} \\ \hline V &= 37438 \text{ kg} = 374380 \text{ N} \end{aligned}$$

g. Perhitungan baja tulangan

Pada tumpuan :

$$\begin{aligned} M_{\text{support}} &= 562820 \text{ N,m} \\ V &= 374380 \text{ N} \\ b &= 450 \text{ mm} \\ h &= 1150 \text{ mm} \\ d &= 1150 - 60 = 1090 \text{ mm} \\ k &= \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{562820 \times 10^3}{0,8 \times 450 \times 1090^2} = 1,316 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f'_c}} \right) = \frac{0,85 \times 20}{200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,3158}{0,85 \times 20}} \right) \\ &= 0,00686 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{200} = 0,007$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} \rightarrow \rho = \rho_{\text{min}} = 0,007$$

$$A_s = \rho b d = 0,007 \times 450 \times 1090 = 3433,50 \text{ mm}^2$$

Dipakai baja tulangan 5 ϕ 30 ($A_s = 3534,292 \text{ mm}^2$)

$$N_T = N_D$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{3534,292 \times 200}{0,85 \times 20 \times 450} = 92,4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{92,40}{0,85} = 108,71 \text{ mm}$$

$$f_s = 5416,248 \text{ MPa} > f_y \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = (3534,292 \times 200) \times \left(1090 - \frac{92,40}{2} \right) \\ &= 737818868,60 \text{ Nmm} = 737818,8686 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\frac{M_n}{M_u} = 1,311$$

OK

Perencanaan tulangan geser :

$$V_u = 374380 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b d = \left(\frac{1}{3} \sqrt{20} \right) \times 450 \times 1090 = 3468358,761 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 15503,405 = 1040507,628 \text{ N} > V_u \text{ (Teoritis tidak perlu sengkang)}$$

Walaupun secara teoritis tidak perlu sengkang tetapi untuk kestabilan struktur dan peraturan mensyaratkan dipasang tulangan minimum (spasi maksimum),

$$s_{\text{maksimum}} = \frac{1}{2} d = \frac{1}{2} \times 450 = 225 \text{ mm}$$

atau

$$s_{\text{maksimum}} = 600 \text{ mm}$$

digunakan spasi = 225 mm, dengan luas tulangan minimum :

$$A_{v \min} = \frac{\frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot s}{f_y} = \frac{\left(\frac{1}{3} \sqrt{20}\right) \times 450 \times 225}{200} = 754,673 \text{ mm}^2$$

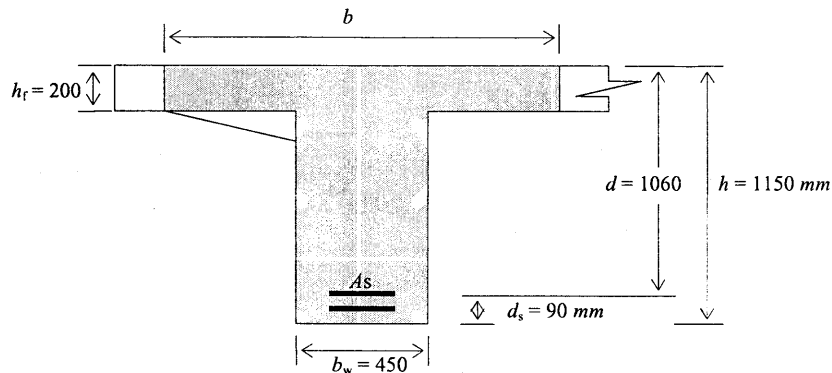
Dipakai tulangan $\phi 12 \text{ mm}$ ($A_v = 226,195 \text{ mm}^2$), maka jarak sengkang :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{\frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b} = \frac{2 \times 226,195 \times 200}{\left(\frac{1}{3} \sqrt{20}\right) \times 450} = 134,876 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan $\phi 12-150 \text{ mm}$ untuk geser, dan $5\phi 30$ untuk lentur.

Pada potongan 1.

$$M_1 = 716100 \text{ N.m}$$



Lebar efektif balok (b), dipilih yang terkecil diantara :

$$b = \frac{1}{4} \times L = \frac{1}{4} \times 16500 = 4125 \text{ mm}$$

$$b = b_w + 16 h_f = 450 + (16 \times 200) = 3650 \text{ mm}$$

$$b = \text{jarak p.k.p} = 2000 \text{ mm}$$

Kontrol penampang balok-T :

Dianggap seluruh flens menerima desakan sepenuhnya.

$$\begin{aligned} M_{nr} &= 0,85 f_c' b h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 0,85 \times 20 \times 2000 \times 200 \left(1060 - \frac{200}{2} \right) \\ &= 6528 \times 10^3 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$M_{nr} > M_1$, maka balok berperilaku sebagai balok -T persegi.

$$k = \frac{M_{ul}}{\phi b d^2} = \frac{716100 \times 10^3}{0,8 \times 450 \times 1060^2} = 1,770 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f_c'}} \right) = \frac{0,85 \times 20}{200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,7704}{0,85 \times 20}} \right) \\ &= 0,00937 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{200} = 0,007$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min} \rightarrow \rho = 0,00937$$

$$A_s = \rho b d = 0,00937 \times 450 \times 1060 = 4468,530 \text{ mm}^2$$

Dipakai baja tulangan $6\phi 30$ ($A_s = 4241,150 \text{ mm}^2$)

$$N_T = N_D$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{4241,150 \times 200}{0,85 \times 20 \times 450} = 110,880 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{110,8797}{0,85} = 130,447 \text{ mm}$$

$$f_s = 600 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 600 \left(\frac{1060-130,447}{130,447} \right) = 4275,555 \text{ MPa} > f_y \text{ OK}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = (4241,150 \times 200) \times \left(1060 - \frac{110,880}{2} \right) \\ &= 852,098 \times 106 \text{ Nmm} = 852,098 \times 103 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\frac{M_n}{M_u} = 1,19$$

OK

Cek daktilitas tulangan :

$$\begin{aligned} A_{s \max} &= 0,0319 h_f \left\{ b + b_w \left(\frac{0,510 d}{h_f} - 1 \right) \right\} \\ &= 0,0319 \times 200 \left\{ 2000 + 450 \left(\frac{0,510 \times 1060}{200} - 1 \right) \right\} \\ &= 17649,313 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b d = 0,007 \times 450 \times 1060 = 3339,000 \text{ mm}^2$$

Dengan demikian penampang balok memenuhi syarat daktililitas,

Pada potongan 4.

$$M_4 = 1,688,470 \text{ N}\cdot\text{m} < M_{nf} = 6528 \times 10^3 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Perilaku balok sebagai balok -T persegi.

$$k = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1688470 \times 10^3}{0,8 \times 450 \times 1060^2} = 4,174 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 f_c'}} \right) = \frac{0,85 \times 20}{200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,1742}{0,85 \times 20}} \right)$$

$$= 0,0244$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{200} = 0,007$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \frac{0,85 f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,75 \times \frac{0,85 \times 20 \times 0,85 \left(\frac{600}{600 + 200} \right)}{200} = 0,0542$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}} \rightarrow \rho = 0,0244$$

$$A_s = \rho b d = 0,0244 \times 450 \times 1060 = 11638,800 \text{ mm}^2$$

Dipakai baja tulangan 16 ϕ 30 ($A_s = 11309,734 \text{ mm}^2$)

$$N_T = N_D$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{11309,734 \times 200}{0,85 \times 20 \times 450} = 295,679 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{295,679}{0,85} = 347,858 \text{ mm}$$

$$f_s = 600 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 600 \left(\frac{1060 - 347,858}{347,858} \right)$$

$$= 1228,332 \text{ MPa} > f_y \quad \text{OK}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = (11309,734 \times 200) \times \left(1060 - \frac{295,6793}{2} \right)$$

$$= 2063,258 \times 10^6 \text{ Nmm} = 2063,258 \times 10^3 \text{ Nm}$$

$$\frac{M_n}{M_u} = 1,22 \quad \text{OK}$$

Tulangan disusun 4 lapis

$$d_{\text{aktual}} = 1150 - 40 - 25 \times 2 = 1060 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

5.4.2 Jembatan jalan rel

5.4.2.1 Pendahuluan

Kereta api adalah salah satu alat transportasi darat yang banyak dan sering diminati oleh masyarakat golongan menengah ke bawah, sehingga sering disebut sebagai moda massal. Di Indonesia, keperluan akan jasa angkutan ini, dewasa ini semakin banyak "digandrungi" oleh masa, hal ini dapat dilihat pada masa-masa liburan dan pada keadaan mudik lebaran.

Dalam peraturan di Indonesia, dan secara umum di dunia bahwa perjalanan moda jalan rel harus mendapat prioritas dalam lalu lintas di pertemuan/ persilangan antara jalan rel dan jalan raya. Kondisi ini tentunya sangat kurang menguntungkan bila volume lalu lintas sangat padat, untuk mengatasi dapat di buat terowongan, jembatan atau under pass bagi kendaraan atau KA. Biasanya penggunaan jembatan jalan rel banyak digunakan bila jalan rel melintasi sungai atau jalan raya. Oleh karenanya, dalam perencanaan dan perancangan struktur perlu dibuat struktur yang kuat bila ditinjau dari segi teknis, estetika dan sebagainya.

5.4.2.2 Peraturan Pembebanan

Setiap negara mempunyai peraturan tentang pembebanan untuk jembatan, yang tentunya negara satu dengan lainnya akan berbeda walaupun negara tersebut mengadopsi peraturan dari negara lain, hal ini karena telah disesuaikan dengan kondisi dan kesesuaian dengan wilayah setempat, Indonesia mempunyai SBG-1988.

Tabel 5.3 Kombinasi pembebanan jembatan jalan rel

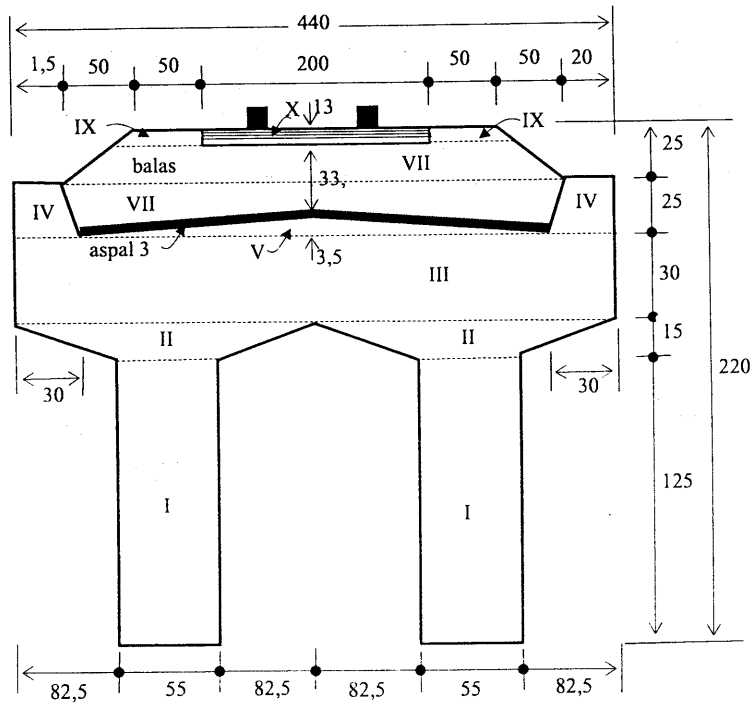
Kombinasi	Kombinasi Beban
I	1,2 BM + 1,6 BH _K + B _{kejut}
II A	0,9 BM + 1,2 BH + B _{kejut} + Traksi + Tumbukan + BA
II B	0,9 BM + 1,2 BH + B _{kejut} + Rem + Tumbukan + BA
III	1,2 BM + 1,2 (Pengaruh rangkai/susut)

Seperti telah diuraikan pada bab di muka, beban yang bekerja tidak hanya beban mati dan beban hidup saja, Kombinasi gaya/beban angin, gempa dan lain-lain, juga perlu dipertimbangkan dalam perencanaan jembatan jalan rel, Peraturan SBG 1988 memberikan syarat kombinasi beban untuk menjamin kekuatan struktur, sebagai berikut ini.

Untuk lebih memahami analisis pembebanan jembatan jalan rel, diberikan contoh sebagai berikut ini.

Contoh Aplikasi

Diketahui rencana jembatan jalan rel seperti tergambar. Panjang bentang jembatan adalah 14 meter terbuat dari bahan beton bertulang. Tentukan beban-beban yang bekerja dan gaya-gaya dalam yang dihasilkan (momen lentur dan gaya lintang).

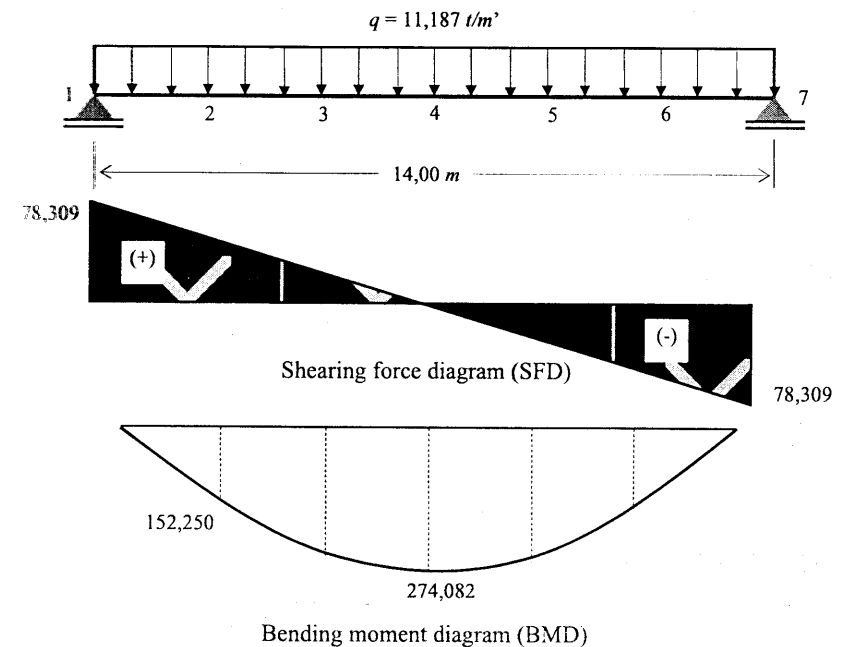


A. Pembebanan

Beban mati

No.	Volume (m^3)	BJ (t/m^3)	Berat (ton)	
I	$2 \times 0,55 \times 1,25$	1,375	2,4	3,300
II	$2 \times 1/2(0,55 + 2 \times 27) \times 0,15$	0,413	2,4	0,991
III	$4 \times 4 \times 0,3$	1,320	2,4	3,168
IV	$2 \times 1/2(0,2 + 0,3) \times 0,25$	0,125	2,4	0,300
V	$2 \times 1/2(0,035) \times 1,9$	0,066	2,4	0,158
VI	$2 \times 0,03 \times 1,91$	0,119	2,5	0,286
VII	$4 \times 0,25 - 2 \times 1/2(0,1 \times 0,25) - V - VI$	0,794	1,8	1,429
VIII	$1/2(4,0 + 3,52) \times 0,12$	0,450	1,8	0,810
IX	$2 \times 1/2(0,50 + 0,76) \times 0,13$	0,164	1,8	0,285
X	Spoor			0,450
	Total (t/m')			11,187

Momen dan gaya lintang dihitung pada setiap potongan dengan jarak seperti pada gambar berikut ini.



$$n = 14/(7-1) = 2,33 \text{ m}$$

$$R_1 = 11,187 \times 7,00 = 78,309 \text{ ton}$$

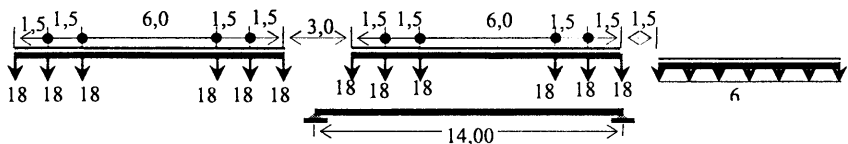
$$M_2 = 78,309 \times 2,333 - 11,187 \times 2,333 \times (2,33/2) = 152,250 \text{ t.m}$$

Hasil penghitungan selanjutnya ditabelkan pada Tabel 5.4 berikut ini.

Titik	Momen (t.m)	Gaya lintang (ton)
1	0	78,309
2	152,250	52,204
3	243,611	26,102
4	274,082	0
5	243,611	-26,102
6	152,250	-52,204
7	0	-78,309

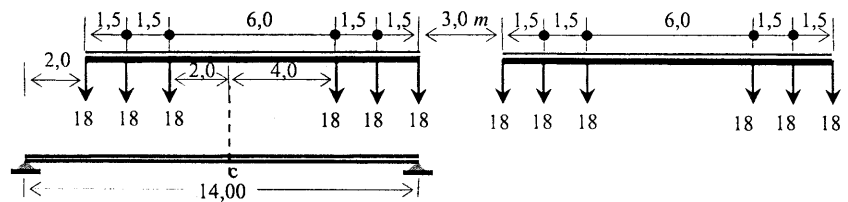
Beban hidup

Beban hidup yang bekerja adalah beban lokomotif dan bogi sesuai dengan SBG 1988 sebagai berikut.



Untuk menentukan gaya-gaya maksimum, maka dibuat beberapa alternatif posisi beban hidup bergerak sedemikian sehingga gaya-gaya dalam yang terjadi adalah maksimum.

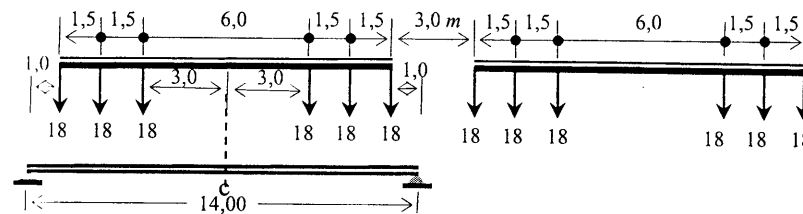
Alternatif I



$$R = 46,29 \text{ ton}$$

$$M_c = 46,29 \times 7,0 - 18 (2 + 3,5 + 5) = 13,03 \text{ t.m}$$

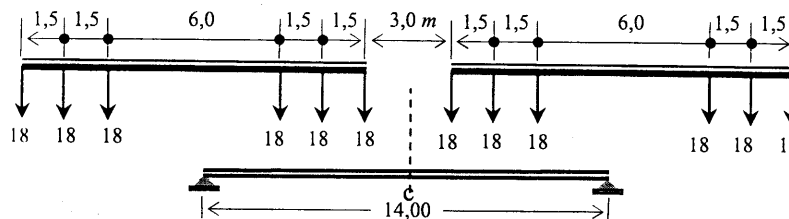
Alternatif II



$$R = 46,29 \text{ ton}$$

$$M_c = 54,70 - 18 (3 + 4,5 + 6) = 135 \text{ t.m}$$

i) Alternatif III



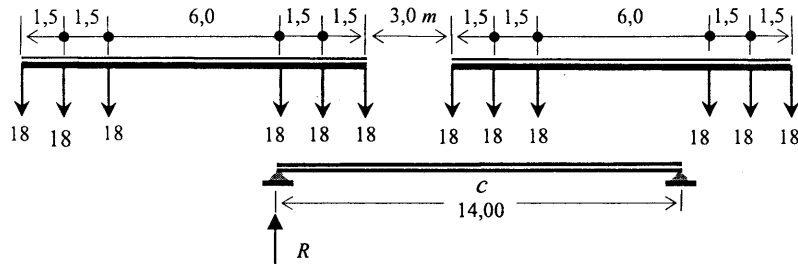
$$R = 54 \text{ ton}$$

$$M_c = 54 \times 7,0 - 18 (1,5 + 3,0 + 4,5) = 216 \text{ t.m}$$

Dari ketiga alternatif posisi beban, alternatif III memberikan hasil momen lentur yang maksimum. Selanjutnya penghitungan didasarkan pada posisi beban pada alternatif III.

Titik	Momen(t.m)	Gaya lintang(ton)
1	0	73,286
2	129	50,196
3	201	37,286
4	216	21,240
5	201	37,286
6	129	50,196
7	0	73,286

Untuk gaya lintang (contoh) sebagai berikut :



$$R \times 14 = 18 (14 + 12,5 + 11 + 8 + 6,5 + 5)$$

$$R = 1026/14 = 73,286 \text{ ton}$$

Pengaruh kejut

$$\text{Faktor kejut, } FK = \frac{538.k.v}{(L+6) \times U \times D} + 0,25$$

dengan :

- k : koefisien (= 1,5)
- v : kecepatan yang dipakai (maksimum, dalam contoh ini = 120 km/jam)
- D : diameter roda (= 900 mm)
- U : beban hidup rata-rata

$$= \frac{8M_{\max}}{L^2} = \frac{8 \times 216}{14^2} = 8,8163 \text{ t/m}^2$$

$$FK = \frac{538 \times 1,5 \times 120}{(14+6) \times 8,8163 \times 900} + 0,25 = 0,86$$

Beban kejut = Beban hidup x Faktor kejut

Ditabelkan sebagai berikut :

Titik	Momen (t.m)	Gaya lintang (ton)
1	0	63,026
2	110,94	43,169
3	172,86	32,066
4	185,76	18,266
5	172,86	32,066
6	110,94	43,169
7	0	63,026

Gaya tumbukan (Tu)

Gaya tumbukan yang diakibatkan lokomotif dihitung hanya untuk roda terdepan pada tiap-tiap bogi. Beban roda terdepan, $P = 18 \text{ ton}$, gaya tumbukan :

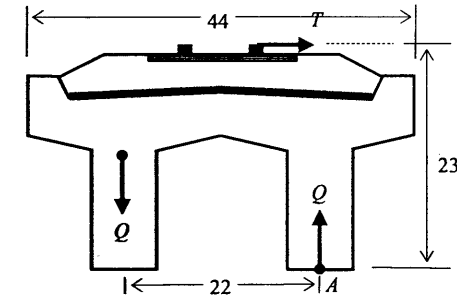
$$T_u = \frac{P}{10} = \frac{18}{10} = 1,8 \text{ ton}$$

Hitungan momen :

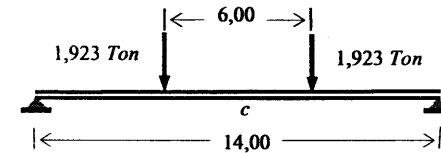
$$\sum M_A = 0$$

$$1,8 \times 2,35 = Q \times 2,20$$

$$Q = 1,923 \text{ ton}$$



Beban Q berupa kopel gaya, yang diperhitungkan dalam perencanaan adalah beban Q arah ke bawah.

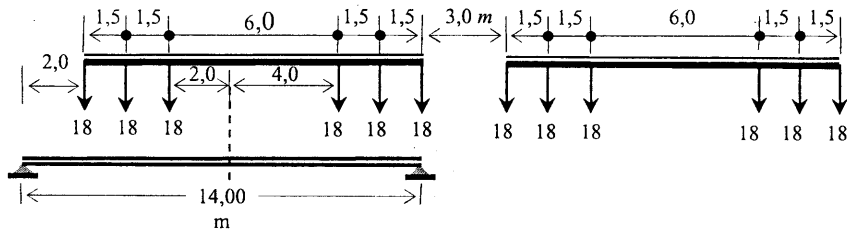


Hasil penghitungan momen lentur dan gaya lintang diberikan pada tabel berikut.

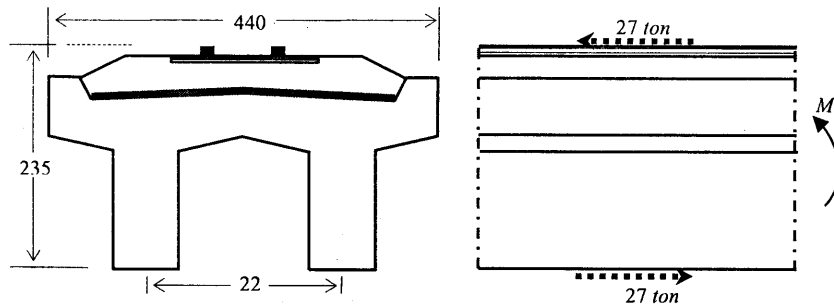
Titik	Momen maksimum (t.m)	Gaya lintang maksimum (ton)
1	0	3,021
2	5,554	2,380
3	6,117	1,739
4	7,690	1,099
5	6,117	2,380
6	5,554	3,021
7	0	1,739

Gaya traksi

Rangkaian beban lokomotif menurut SBG 1988 yang masuk jembatan maksimum 2 bogi atau 6 gandar dengan beban tiap gandar 18 ton.



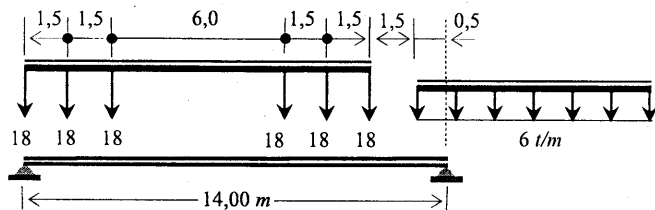
Beban gandar = $6 \times 18 = 108 \text{ ton}$
 Pengaruh traksi = $25\% \times 108 \text{ ton} = 27 \text{ ton}$



Momen = $27 \times 2,35 = 63,45 \text{ t.m}$
 Gaya lintang = $\frac{63,450}{14} = 4,5321 \text{ ton}$

Gaya rem

Beban maksimum yang masuk pada bentang jembatan :



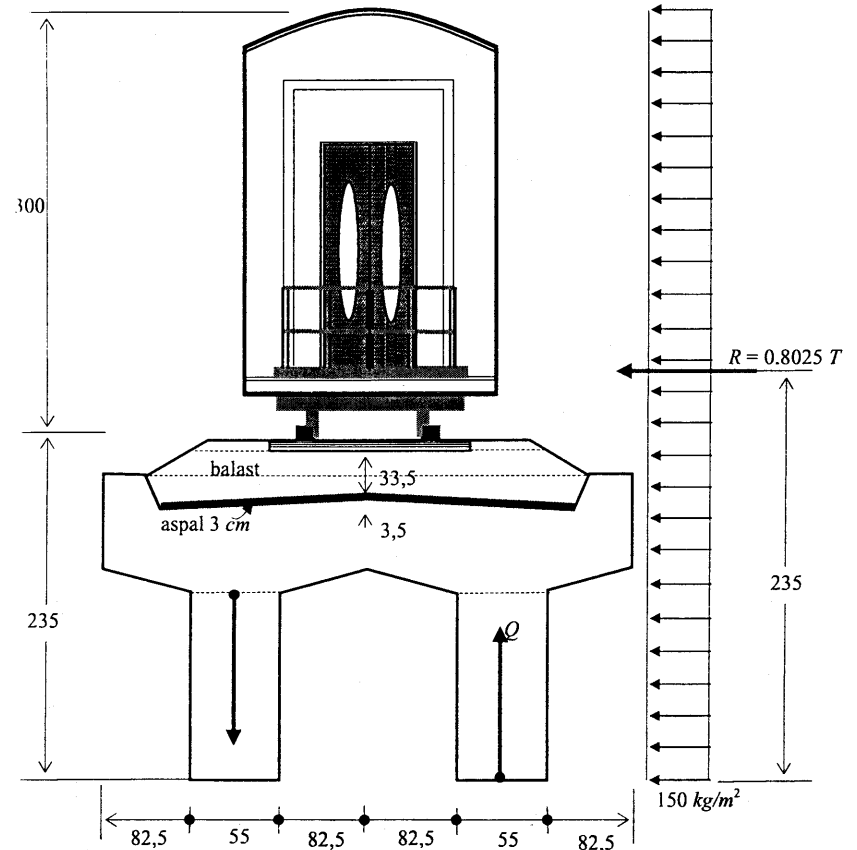
Berat lokomotif = $6 \times 18 = 108 \text{ ton}$
 Berat gerbong = $0,50 \times 6 = 3 \text{ ton}$

$$\begin{aligned} \text{Gaya rem } (R_m) &= \frac{1}{6} \times \text{berat lokomotif} + \frac{1}{10} \times \text{berat gerbong} \\ &= \frac{1}{6} \times 108 + \frac{1}{10} \times 3 \\ &= 18,30 \text{ ton} \end{aligned}$$

Gaya rem dan traksi tidak akan bekerja bersama-sama. Gaya rem (18,3 ton) < Gaya traksi (27 ton). Untuk selanjutnya gaya rem tidak dihitung.

Pengaruh angin

Beban angin yang ditinjau adalah arah melintang (kanan-kiri) potongan melintang, yang bekerja pada setinggi gelagar ditambah tinggi gerbong, 3 meter, di atas spoor.



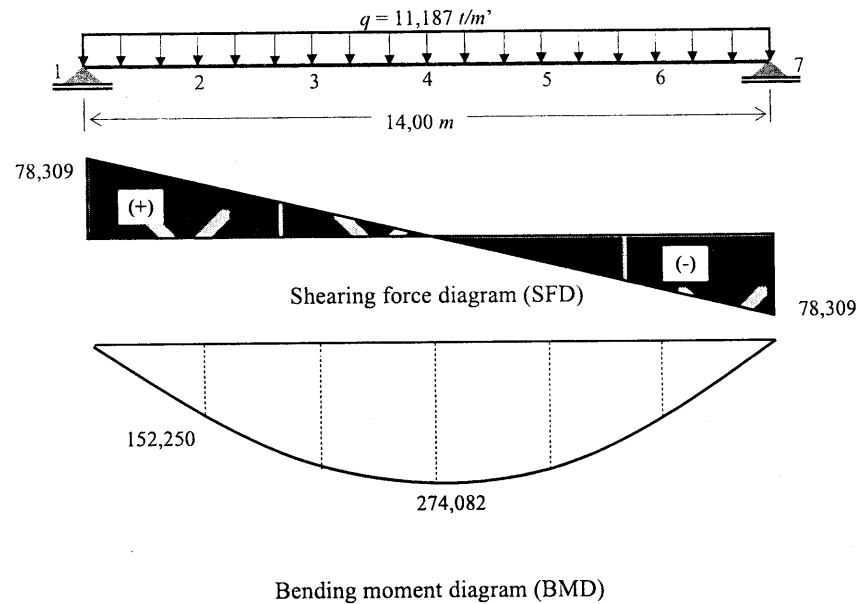
$$\sum M_A = 0$$

$$0,8025 \times 2,675 = q \times 2,20$$

sehingga :

$$q = 0,97576 \text{ t,m}^2$$

Beban terbagi merata q berupa kopel gaya, yang diperhitungkan adalah q arak ke bawah.



Hasil perhitungan ditabelkan sebagai berikut :

Titik	Momen (t,m)	Gaya lintang(ton)
1	0	6,83
2	13,26	4,55
3	21,25	2,28
4	23,91	0
5	21,25	- 2,28
6	13,26	- 4,55
7	0	- 6,83

Kombinasi pembebanan

Kombinasi	Kombinasi beban
I	1,2 x beban mati + 1,6 x beban hidup + kejut
II A	0,9 x beban mati + 1,2 x beban hidup + kejut + traksi + tumbukan + angin
IIB	0,9 x beban mati + 1,2 x beban hidup + kejut + rem + tumbukan + angin
III	1,2 x beban mati + 1,2 x (pengaruh rangkak dan susut)

Catatan :

Dalam contoh ini, jembatan berupa struktur statis tertentu, maka pengaruh rangkak dan susut tidak ditinjau.

JEMBATAN BETON PRATEGANG



6.1. Latar Belakang

Jika dibandingkan kayu, beton bertulang atau baja, penggunaan beton prategang pada struktur atas jembatan tergolong relatif baru. Hal ini tidak terlepas dari kemajuan teknologi bahan. Perkembangan teknologi prategang dimulai sejak **Eugene Freyssinet** memperkenalkan penggunaan kawat baja berkekuatan tinggi disamping beton mutu tinggi, sebagai beton prategang yang kemudian dipatenkan pada tahun 1928. Sejak itu penggunaan sistem beton prategang untuk struktur jembatan khususnya bentang menengah dan panjang melaju dengan pesat dan bersaing dengan struktur baja, bahkan dengan dikembangkannya sistem kantilever dan cable stayed, struktur beton prategang menjadi trend jembatan berbentang panjang mengalahkan struktur baja yang telah berkembang terlebih dahulu.

Saat ini lebih dari 50 % jembatan dibuat dengan beton prategang, baik berupa balok pracetak dengan perletakan sederhana, struktur menerus dengan gelagar profil dan *box* maupun *cable stayed*. Di Indonesia, trend penggunaan teknologi prategang lebih banyak didominasi oleh jembatan jalan layang sedangkan jembatan yang melintasi sungai lebih banyak digunakan struktur rangka baja atau beton bertulang konvensional. Kondisi ini disebabkan antara lain oleh dua hal berikut ini :

1. Teknologi bahan khususnya beton mutu tinggi belum memadai. Sebelum PD II, beton yang dibuat di Indonesia hanya bisa mencapai kekuatan sekitar 100 kg/cm^2 . Namun dewasa ini, kekuatan beton yang biasa dipakai di Indonesia sudah berkisar antara $250\text{-}350 \text{ kg/cm}^2$ untuk bangunan biasa serta $350\text{-}500 \text{ kg/cm}^2$ untuk jembatan beton prategang bentang panjang dan bangunan tinggi.
2. Umumnya jembatan yang dibangun di Indonesia yang banyak berlokasi di Pulau Jawa adalah jembatan berbentang pendek sampai menengah menggunakan struktur rangka baja dan atau beton bertulang. Namun

dengan semakin meningkatnya tuntutan transportasi khususnya di pulau Sumatera dan Kalimantan maupun KATIMIN, atau untuk transportasi antar pulau maka penggunaan beton prategang merupakan salah satu alternatif yang paling cocok.

6.2. Prinsip Dasar Prategang

Dalam buku ini tidak akan membahas secara detail tentang beton prategang, tetapi hanya secara garis besarnya saja. Materi tentang beton prategang telah banyak dibahas dalam materi struktur beton secara terpisah dari buku ini. Pembahasan secara terperinci dapat dilihat dalam beberapa buku referensi.

6.2.1. Definisi

Beton prategang adalah jenis beton dimana tulangan bajanya ditarik/ditegangkan terhadap betonnya. Penarikan ini menghasilkan sistem kesetimbangan pada tegangan dalam (tarik pada baja dan tekan pada beton) yang akan meningkatkan kemampuan beton menahan beban luar. Karena beton cukup kuat dan daktil terhadap tekanan dan sebaliknya lemah serta rapuh terhadap tarikan maka kemampuan menahan beban luar dapat ditingkatkan dengan pemberian pratekanan (*Collins & Mitchell, 1991*). Sedangkan menurut komisi ACI, beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan dalam dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban luar. Pada elemen beton bertulang, sistem prategang dilakukan dengan menarik tulangnya.

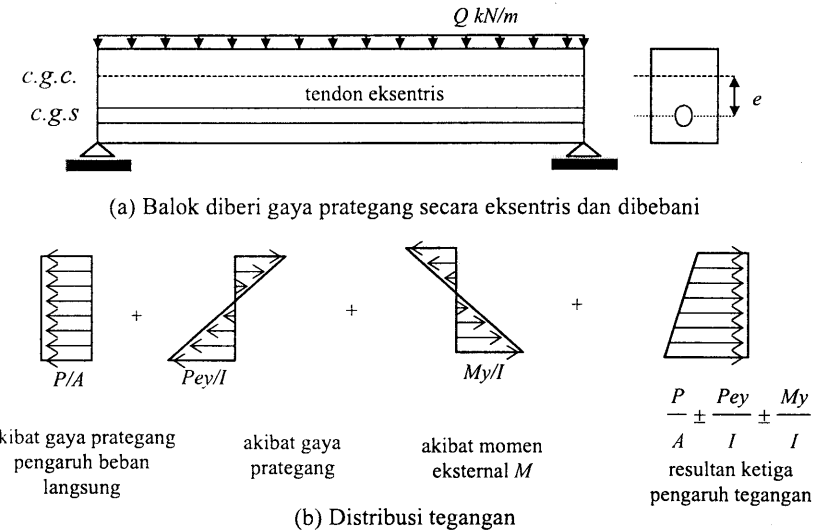
6.2.2. Konsep Prategang

Menurut T.Y. Lin dan Burns (1982), ada tiga konsep yang berbeda yang dapat dipakai untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar dari beton prategang.

1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan yang elastis.

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis dan merupakan pendapat yang umum dari para insinyur. Ini merupakan buah pemikiran Eugene Freyssinet yang memvisualisasikan beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan (desakan) terlebih dahulu (pratekan) pada bahan tersebut. Beton yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan sedemikian rupa sehingga bahan yang getas dapat memikul tegangan tarik. Dari konsep ini lahirlah kriteria "*tidak ada tegangan tarik*" pada beton. Atas dasar pandangan ini, beton divisualisasikan sebagai

benda yang mengalami dua sistem pembebanan yaitu : gaya internal prategang dan beban eksternal, dengan tegangan tarik akibat gaya eksternal dilawan oleh tegangan tekan akibat gaya prategang. distribusi tegangan menurut konsep ini dapat dilihat pada Gambar 6.1.



Gambar 6.1 Distribusi tegangan sepanjang penampang beton prategang eksentris

Dari Gambar 6.1. dapat dihitung distribusi tegangan yang dihasilkan yaitu

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I} \pm \frac{P \cdot e \cdot y}{I} \quad (6.1)$$

dengan :

P = gaya prategang

A = luas penampang

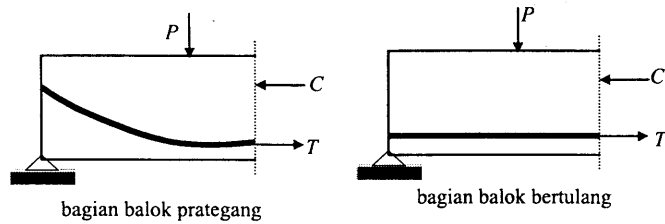
e = jarak pusat tendon terhadap c.g.c.

y = jarak dari sumbu yang melalui titik berat

I = momen inersia penampang

2. Sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton seperti pada beton bertulang, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan desakan. dengan demikian kedua bahan membentuk tahanan untuk menahan momen eksternal, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 6.2.



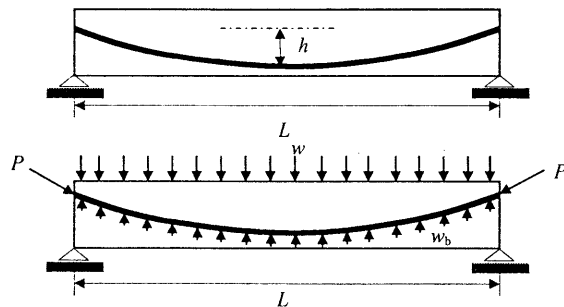
Gambar 6.2 Momen tahanan internal pada balok beton prategang dan beton bertulang

Konsep ini mendasari metode perancangan kuat batas dan juga dapat dipakai pada keadaan elastis.

3. Sistem prategang untuk mencapai perimbangan beban.

Konsep ini terutama menggunakan prategang sebagai usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Penerapan dari konsep ini menganggap beton diambil sebagai benda bebas dan menggantikan tendon dengan gaya-gaya pada beton sepanjang bentang.

Pada keseluruhan desain struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan seperti pelat, balok, dan gelagar tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi. ini memungkinkan transformasi dari batang lentur menjadi batang yang mengalami tegangan langsung dan sangat menyederhanakan persoalan baik di dalam desain maupun analisis dari struktur yang rumit.



Gambar 6.3 Balok prategang dengan tendon parabola

Dari Gambar 6.3. beban yang bekerja yang terdistribusi secara merata ke arah atas dinyatakan dalam :

$$w_b = \frac{8Fh}{L^2} \quad (2)$$

dengan,

F : gaya prategang

h : tinggi parabola

L : panjang bentang

6.2.3. Cara Penarikan Baja Prategang

Penarikan baja prategang dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu :

1. Dilakukan sebelum pencoran beton (*pre tensioning*)
2. Dilakukan setelah beton mengeras (*post tensioning*)

Cara yang umum dilakukan oleh perusahaan beton *precast* adalah dengan cara *pre tensioning*, karena tempat pencoran permanen dan dalam jumlah yang cukup banyak. Pada cara *post tensioning*, penarikan baja prategang dilakukan setelah beton mengeras dan lubang (*duct*) selanjutnya di *grouting*. Perbedaan penarikan ini akan berpengaruh terhadap luas penampang yang digunakan dalam perhitungan tegangan-tegangan yang terjadi baik dalam tahap *initial stage* atau *final stage*. Perbedaan perhitungan luas penampang dapat diberikan sebagai berikut :

Cara penegangan	Parameter yang digunakan	
	initial stage	final stage
Pre-tensioning	$A_{transformasi}, y_{trans}, I_t$	$A_{transformasi}, y_{trans}, I_t$
Post-tensioning	A_{gross}, y_g, I_g	$A_{trans}, y_{trans}, I_{trans}$

6.3. Tahap Pembebanan

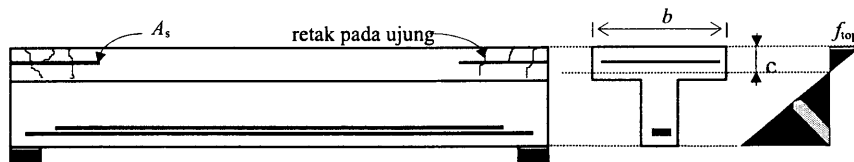
Dalam perancangan beton prategang, pembebanan tidak hanya ditinjau berdasarkan beban eksternal yang bekerja seperti beban mati dan beban hidup, tetapi juga terhadap kombinasi dari beban-beban tersebut dengan gaya prategang yang bekerja pada penampang beton. Diantara tahap pembebanan tersebut yang paling kritis biasanya pada tahap sesaat setelah baja ditegangkan (*initial stage*) dan pada masa pelayanan/akhir (*service/final stage*).

6.3.1. Initial stage

Initial stage adalah tahap dimana gaya prategang dipindahkan pada beton dan tidak ada beban luar yang bekerja selain berat sendiri. Pada tahap ini gaya prategang maksimum sebab belum ada kehilangan prategangan dan kekuatan beton minimum sebab umur beton masih muda, konsekuensinya tegangan pada beton menjadi kritis. Pada sistem penarikan awal (*pre tensioning*), untuk mempercepat proses penarikan, tendon dilepaskan pada saat beton mencapai

60% - 80% kekuatan yang diisyaratkan yaitu pada umur 28 hari. Pada sistem penarikan akhir (*post tensioning*), tendon tidak ditarik sekaligus tetapi ditarik dalam dua atau tiga tahap untuk memberikan kesempatan kepada beton untuk mencapai kekuatan yang diisyaratkan gaya prategang diterapkan sepenuhnya.

Menurut Collins dan Mitchel (1991), untuk balok prategang perletakan sederhana dengan tendon lurus akan timbul tegangan yang tinggi pada bagian atas ujung balok. Pengalaman menunjukkan bahwa timbulnya retak dalam jumlah yang kecil pada daerah ini dapat ditolerir, sehingga peningkatan tegangan tarik diijinkan. Batas tegangan tarik dapat dinaikkan jika digunakan batang tulangan baja untuk mengontrol retak. Tulangan ini terdiri atas tulangan dengan diameter kecil yang diatur dengan baik.



$$A_s = \frac{N_c}{0,5f_y} = \frac{0,5f_{top}cb}{0,5f_y}$$

tulangan diperlukan bila : $f_{top} > 0,5\sqrt{f'_c}$ MPa

Gambar 6.4 Retak pada saat *initial stage*

6.3.2. Final stage

Tahap ini adalah pembebanan yang paling berat untuk kondisi masa pelayanan, dengan asumsi bahwa semua kehilangan prategang telah terjadi sehingga gaya prategang telah mencapai nilai terkecil dan kombinasi beban luar mencapai nilai terbesar yaitu meliputi berat sendiri, beban mati, beban hidup, beban kejut dan sejenisnya.

6.4. Pendekatan Perancangan

Untuk memperoleh hasil perancangan yang menjamin keamanan, beberapa pendekatan perancangan dapat diterapkan. Pendekatan ini umumnya berdasarkan teori yang didukung oleh bukti-bukti/hasil penelitian. Beberapa pendekatan ini antara lain: perancangan tegangan kerja (*working stress design*), perancangan kekuatan batas (*ultimate strength design*), perancangan plastis (*limit or plastic design*), perancangan keadaan batas (*limit state design*), perancangan non-linear (*non-linear design*) dan perancangan probabilistik (*probabilistic design*). Meskipun perancangan dengan satu cara sudah cukup,

perancangan prategang pada saat ini biasanya merupakan kombinasi perancangan tegangan kerja dan kekuatan batas (*Naaman, 1982*).

6.4.1. Perancangan tegangan kerja (*working stress design/WSD*)

Pada pendekatan ini tegangan dibawah beban kerja dibatasi dengan tegangan ijin dan struktur diasumsikan elastis linear. Keamanan dipenuhi dengan memilih tegangan kerja sebagai bagian kecil dari karakteristik kekuatan komponen material. Tegangan ijin ditetapkan dalam bermacam-macam peraturan dan kemungkinan berbeda satu sama lain. Sebagai contoh, tegangan tekan ijin maksimum terhadap lentur pada beton dapat diambil sebesar $0,45 f'_c$, hal ini memberikan angka keamanan sebesar $1/0,45 = 2,22$. Perlu diperhatikan bahwa pada perancangan tegangan kerja semua jenis beban diperlakukan sama.

Pada perancangan tegangan kerja tegangan-tegangan pada serat terluar umumnya ditinjau dalam dua keadaan yaitu pada saat setelah baja ditegangkan (*initial stage*) dan pada masa pelayanan (*final stage*).

1. Pada sisi atas :

$$\text{initial stage} : -\frac{P}{A} + \frac{P.e.y_t}{I} - \frac{M_i.y_t}{I} \leq f_{t,i} \quad (3.a)$$

$$\text{final stage} : -\frac{P}{A} + \frac{P.e.y_t}{I} - \frac{M_f.y_t}{I} \leq f_{c,f} \quad (3.b)$$

2. Pada sisi bawah :

$$\text{initial stage} : -\frac{P}{A} - \frac{P.e.y_b}{I} + \frac{M_i.y_b}{I} \leq f_{c,i} \quad (3.c)$$

$$\text{final stage} : -\frac{P}{A} - \frac{P.e.y_b}{I} + \frac{M_f.y_b}{I} \leq f_{c,f} \quad (3.d)$$

dimana :

$f_{t,i}$: tegangan tarik ijin pada *initial stage*,

$f_{t,f}$: tegangan tarik ijin pada *final stage*,

$f_{c,i}$: tegangan desak ijin pada *initial stage*,

$f_{c,f}$: tegangan desak ijin pada *final stage*.

Tegangan ijin beton untuk komponen struktur lentur menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.11.4, pada tahap beban kerja :

Sesaat sesudah pemindahan gaya prategang :

Tarik : $f_{t,i} = 0,25 \sqrt{f_{ci}}$

Tekan : $f_{c,i} = 0,60 \sqrt{f_{ci}}$

3. Pada kondisi beban kerja/beban pelayanan (*service*):

$$\text{tarik} : f_{t,s} = 0.50 \sqrt{f'_c}$$

$$\text{tekan} : f_{c,s} = 0.45 \sqrt{f'_c}$$

Tegangan tarik ijin tendon prategang (pasal 3.11.5):

$$1. \text{ akibat gaya penjangkaran} : f_{s,i} \leq 0.94 f_{py}$$

$$\leq 0.85 f_{pu}$$

$$2. \text{ sesaat setelah pemindahan gaya prategang} : f_{s,i} \leq 0.82 f_{py}$$

$$\leq 0.74 f_{pu}$$

$$3. \text{ tendon post tensioning} : f_{s,i} \leq 0.70 f_{py}$$

6.4.2. Perancangan kuat batas (ultimate strenght design/USD)

Pada pendekatan ini beban kerja rencana dikalikan dengan faktor beban dan struktur direncanakan untuk menahan beban terfaktor tersebut pada kapasitas batasnya. Beban terfaktor yang berhubungan dengan jenis beban ditujukan untuk mengurangi pengaruh derajat kemajemukan dan ketidak-tentuan dari beban-beban tersebut. Pendekatan ini lebih realistis daripada perancangan tegangan kerja dimana semua beban diperlakukan sama.

Pada kondisi batas, kuat batas lentur harus dihitung berdasarkan konsep kompatibilitas regangan dengan memperhitungkan regangan-regangan yang terjadi pada saat transfer prategang. Dalam SNI 1992, untuk perhitungan kuat batas nilai f_y harus diganti dengan f_{ps} . ACI memberikan persamaan perkiraan nilai f_{ps} sebagai berikut ini.

1. Untuk komponen struktur dengan tendon terekat :

$$f_{ps} = f_{pu} \left(f_{pu} \frac{\gamma_p}{\beta_t} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right) \quad (4.a)$$

dengan,

γ_p : faktor berdasarkan bentuk hubungan tegangan regangan kawat prategang

ρ_p : rasio tulangan prategang = $A_{ps}/b \cdot d_p$

d : jarak titik tangkap gaya tekan ke pusat tulangan non prategang

d_p : jarak titik tangkap gaya tekan ke pusat tulangan prategang

$$\omega = \rho \cdot f_y / f'_c \quad \omega' = \rho' \cdot f_y / f'_c$$

2. Untuk komponen struktur tidak terekat

Untuk struktur dengan rasio bentang terhadap tinggi tidak lebih dari 35:

$$f_{ps} = f_{se} + 69 + \frac{f'_c}{1450 \cdot \rho_p} \quad (4.b)$$

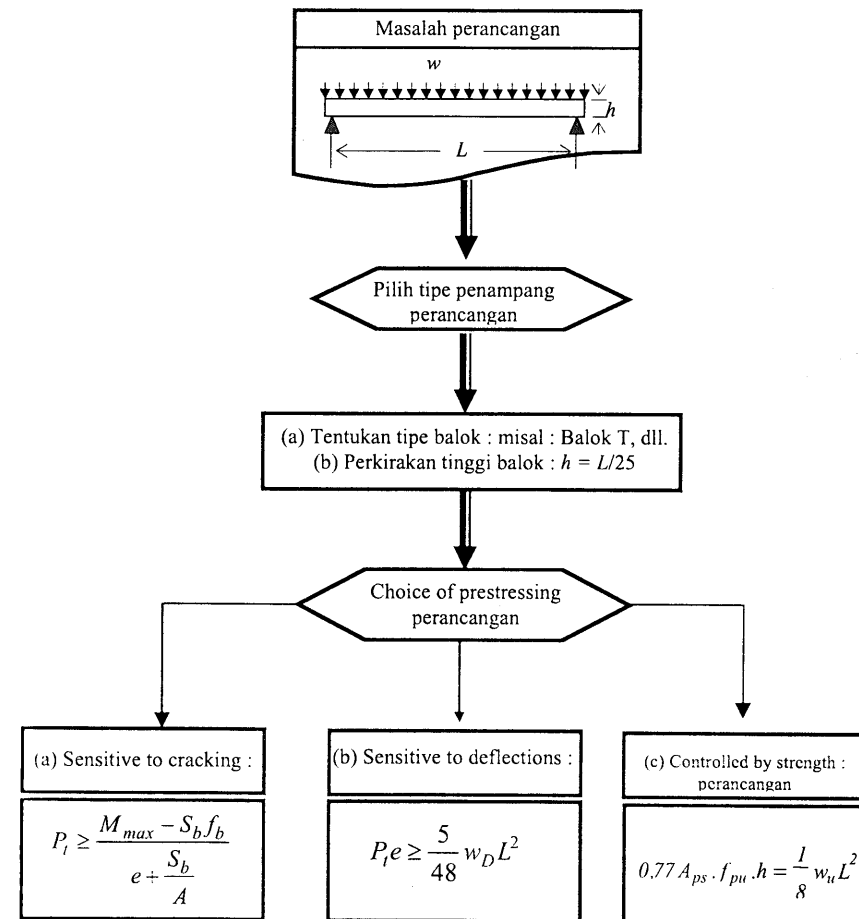
tetapi tidak boleh lebih besar dari f_{py} atau $f_{se} + 414 \text{ Mpa}$.

a). untuk struktur dengan rasio bentang terhadap tinggi lebih besar dari 35 :

$$f_{ps} = f_{se} + 69 + \frac{f'_c}{43500 \cdot \rho_p} \quad (4.c)$$

tetapi tidak lebih dari f_{py} atau $f_{se} + 207 \text{ Mpa}$.

Flow chart untuk perencanaan balok beton prategang diberikan sebagai berikut :



Gambar 6.5 Diagram alir perencanaan balok beton prategang

6.5. Kehilangan Prategangan

Tegangan pada tendon beton prategang berkurang secara kontinyu seiring dengan waktu. Total pengurangan tegangan ini disebut kehilangan prategang total. Kehilangan prategang total ini adalah faktor utama yang mengganggu perkembangan awal beton prategang.

Menurut Naaman (1982), kehilangan prategang total umumnya merupakan kontribusi dari beberapa atau semua hal-hal berikut ini :

- Perpendekan elastik beton,
- Relaksasi tendon prategang,
- Susut pada beton,
- Rangak pada beton,
- Gesekan Pengangkeran

6.6. Contoh Aplikasi

Struktur jembatan pada aplikasi hitungan adalah jembatan menerus tiga bentang dengan panjang total 150 m. Gelagar berupa kotak tunggal (*single box*) dua lajur dengan lebar 9 m (termasuk trotoar).

6.6.1. Perancangan awal

Perancangan awal meliputi : penentuan bentang jembatan dan pemilihan tampang melintang gelagar. Bentang jembatan biasanya ditentukan oleh data keadaan tanah dan lebar sungai/lembah, namun karena data tersebut tidak tersedia maka pemilihan bentang pada perancangan ini hanya didasarkan pada momen akibat beban merata sepanjang jembatan.

Adapun pedoman dalam pemilihan tampang melintang gelagar diberikan oleh Podolny & Muller (1982), sebagai berikut :

1. Lebar jembatan dan jarak web

Untuk gelagar kotak tunggal, lebar jembatan tidak lebih dari 12 m

- Jarak web : 4 - 7,5 m
- Panjang bagian kantilever : $\frac{1}{4}$ lebar gelagar

2. Tebal sayap atas

Tebal minimum untuk sayap atas yang didasarkan pada panjang bentang antar web adalah :

Tabel 6.1 Tebal minimum sayap atas

Bentang antar web	Tebal minimum sayap atas
Kurang dari 3 m	175 mm
Antara 3 sampai 4,5 m	200 mm
Antara 4,5 sampai 7,5	250 mm
Lebih dari 7,5 m	digunakan sistem <i>rib</i> atau <i>hollow slab</i>

1. Tebal web

Tebal web minimum diambil sebagai berikut :

- 200 mm, jika tidak terdapat tendon pada web
- 250 mm, jika terdapat duct kecil baik vertikal maupun longitudinal pada web
- 300 mm, jika digunakan tendon dengan strand 12,5 mm
- 350 mm, jika tendon diangkurkan pada web

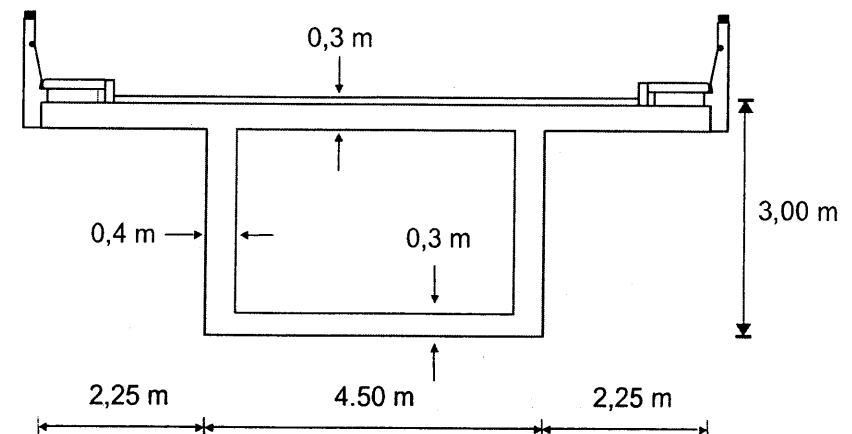
2. Tebal sayap bawah

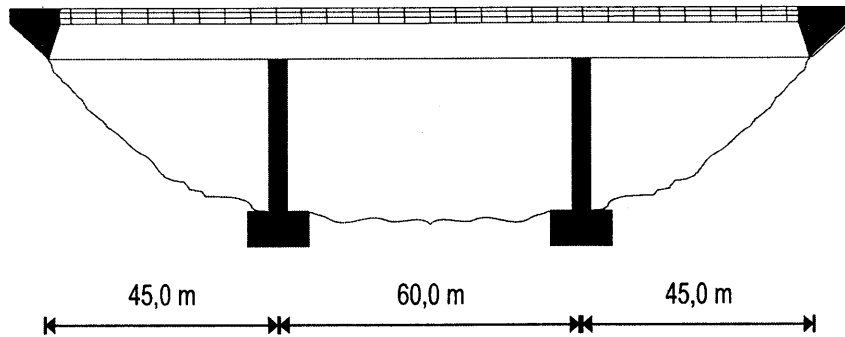
- 175 mm, jika duct tidak diletakkan pada sayap
- 200 - 250 mm, jika duct diletakkan pada sayap

3. Rasio tinggi terhadap bentang

Rasio tinggi terhadap bentang adalah $1/15 < h/L < 1/30$ dengan nilai optimum sebesar $1/18 - 1/20$

Berdasarkan pedoman di atas maka dipilih tampang melintang gelagar dan bentang jembatan seperti pada Gambar 6.6.





Gambar 6.6 Tampang melintang gelagar dan bentang jembatan

6.6.2. Data dan Sifat Bahan

1. Beton

- $f_c = 40 \text{ MPa}$
- $f_{ci} = 32 \text{ MPa}$
- $E_c = 4700 \sqrt{40} = 29725 \text{ MPa}$
- $E_{ci} = 4700 \sqrt{32} = 26587 \text{ MPa}$

2. Baja pratekan

- Diameter = 12,7 mm
- $f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$
- $f_{py} = 1674 \text{ Mpa}$
- $E_p = 197000 \text{ Mpa}$

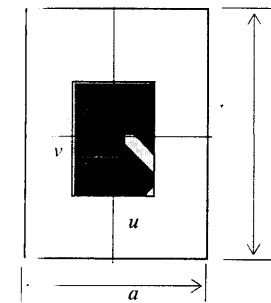
3. Baja tulangan

- $f_y = 400 \text{ Mpa}$

6.6.3. Perencanaan Pelat Lantai

1. Momen akibat beban mati

Beban mati :	
Slab	: $0,3 \times 2400 \times 9,81 = 7063,2 \text{ N/m}^2$
Lapisan aspal	: $0,09 \times 2200 \times 9,81 = 1942,38 \text{ N/m}^2$
Air hujan	: $0,05 \times 1000 \times 9,81 = 490,5 \text{ N/m}^2$



$$P = 4,5 \times 60 \times 9496,08 = 2563941,6 \text{ N}$$

$$a = u = 4,5 \text{ m}$$

$$b = v = 60 \text{ m}$$

$$u/a = 1$$

$$v/b = 1$$

$$f = 1$$

$$\rho = \frac{a}{fb} = \frac{4,5}{1 \times 60} = 0,075$$

Gambar 6.7 Beban mati untuk perencanaan pelat

Dari kurva *M. Pigeaud* diperoleh : $\rho = 0$

$$M_1 = 7,75E-02$$

$$M_2 = 2,00E-02$$

$$M_a^+ = -M_a^- = (M_1 + 0,15 M_2)P = 206397,30 \text{ Nm/m'}$$

$$M_b^+ = -M_b^- = (0,15M_1 + M_2)P = 81084,65 \text{ Nm/m'}$$

2. Momen akibat beban hidup :

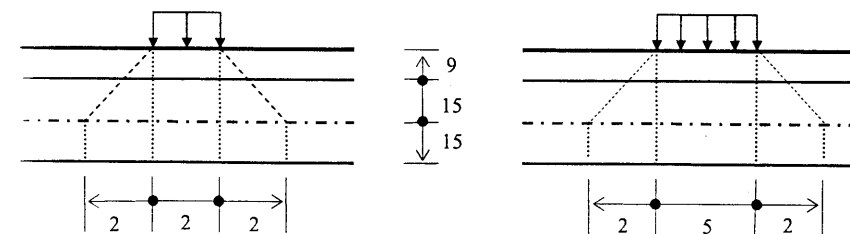
Diketahui :

$$a_1 = a_2 = 20 \text{ cm} \quad a = 4,5 \text{ m}$$

$$b_1 = 12,5 \text{ cm}$$

$$b_2 = 50 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ m}$$

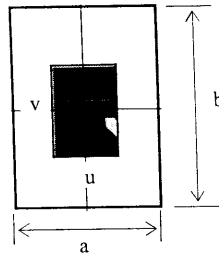


Gambar 6.8 Penyebaran beban beban roda pada pelat

$$u = 50 + 2 \times 24 = 0,98 \text{ m}$$

$$v = 20 + 2 \times 24 = 0,68 \text{ m}$$

a. Beban di sumbu simetri pelat lantai



$$\begin{aligned}
 P &= 0,5 \times M_s = 0,5 \times 20 \times 9,81 \times 10^3 = 98100 \text{ N} \\
 u/a &= 0,218 \\
 v/b &= 0,011 \\
 f &= 1 \\
 \rho &= 0,075
 \end{aligned}$$

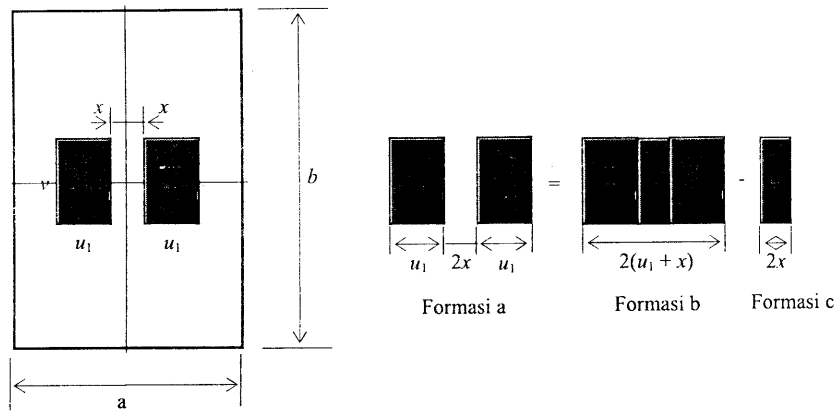
Gambar 6.9 Beban hidup di sumbu simetri pelat

Dari Kurva *M. Pigeaud* diperoleh :

$$\begin{aligned}
 \rho = 0 \rightarrow M_1 &= 2,16 \text{ E-01} \\
 M_2 &= 2,10 \text{ E-01} \\
 M_a^+ &= -M_a^- = (M_1 + 0,15 M_2) P = 24279,750 \text{ Nm/m}^2 \\
 M_b^+ &= -M_b^- = (0,15 M_1 + M_2) P = 23779,445 \text{ Nm/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Beban di sumbu simetri pelat lantai

$$\begin{aligned}
 u_1 &= 0,98 \text{ m} \\
 x &= 0,1 \text{ m} \\
 u &= 2(u_1 + x) = 2,16 \text{ m} \\
 v &= 0,68 \text{ m}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.10 Dua beban hidup simetris pada pelat

$$a = 4,5 \text{ m}, \quad b = 60 \text{ m}, \quad f = 1, \quad P = 98100$$

Formasi b

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,075 \\
 u/a &= 0,48; \quad v/b = 0,0113
 \end{aligned}$$

Dari kurva *M. Pigeaud* diperoleh :

$$\begin{aligned}
 \rho = 0 \rightarrow M_1 &= 1,55 \text{ E-01} \\
 M_2 &= 1,50 \text{ E-01} \\
 M_1 &= (u_1 + x) M_1^* = 0,1674 \\
 M_2 &= (u_1 + x) M_2^* = 0,162
 \end{aligned}$$

Formasi c

$$\begin{aligned}
 2x/a &= 0,0444 \\
 v/b &= 0,0113
 \end{aligned}$$

Dari kurva *M. Pigeaud* diperoleh :

$$\begin{aligned}
 \rho = 0 \rightarrow M_1^* &= 3,00 \text{ E-01} \\
 M_2^* &= 3,00 \text{ E-01} \\
 M_a &= x M_1^* = 0,03 \\
 M_2 &= x M_2^* = 0,03
 \end{aligned}$$

Formasi a

$$\begin{aligned}
 M_1 &= (0,1674 - 0,03) = 0,1374 \\
 M_1 &= (0,162 - 0,03) = 0,132 \\
 M_a^+ = M_a^- &= \frac{2P}{u_1} (M_1 + 0,15 M_2) = 31472,08 \text{ Nm/m}^2 \\
 M_b^+ = M_b^- &= \frac{2P}{u_1} (0,15 M_1 + M_2) = 30553,14 \text{ Nm/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Momen total

Tabel 6.2 Momen perencanaan pelat

Beban	Momen (Nm)	
	Arah a	Arah b
♦ Mati		
M^+	206397,2988	81084,6531
M^-	-206397,2988	-81084,6531
♦ Hidup		
M^+	31472,08163	30553,1449
M^-	-31472,08163	-30553,1449
M_u	298032,0892	146186,6156

4. Penulangan pelat

$$\begin{aligned} f'_c &= 40 \text{ MPa} & h &= 300 \text{ mm} \\ \beta_1 &= 0,77 & b &= 1000 \text{ mm} \\ f_y &= 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dari Tabel D.1 : $\rho_{\text{maks}} = 0,0295$

Pembatasan tulangan (jarak maksimum) :

- 1) $3h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$
- 2) 500 mm

dipakai $s_{\text{maks}} = 500 \text{ mm}$

6.6.4. Perancangan arah a

Direncanakan bertulangan tunggal, ditinjau permeter panjang

$$\begin{aligned} D &= 300 - 25 - 36/2 = 257 \text{ mm} \\ M_u &= 298032089,2 \text{ Nm/m} \\ k &= \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{298032089,2}{0,8 \times 1000 \times 257^2} = 5,640 \end{aligned}$$

Dari Tabel D.3 : $\rho = 0,01552 < \rho_{\text{maks}}$

$$A_s = \rho b d = 0,01552 \times 1000 \times 257 = 3988,64 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Tabel D.2 : digunakan D36 - 250 ($A_s = 4071,5 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

$$\rho = A_s/bd = 0,01584$$

Tabel D.3 : $k = 5,7308$

$$\begin{aligned} M_R &= \phi b d^2 k = 0,8 \times 1000 \times 257^2 \times 5,7308 \\ &= 3,028109E + 08 \text{ Nmm} > M_u \end{aligned}$$

Checking kapasitas

Sebagai tulangan rangkap, ditinjau permeter panjang, dianggap tulangan desak atas belum leleh

$$\begin{aligned} (0,85 f'_c \beta b) c^2 + (600 A_s') c - (600 d' A_s') &= 0 \\ d' &= 50 + 36/2 = 68 \text{ mm} \\ (0,85 \times 40 \times 1000 \times 0,77) c^2 + (600 \times 4071,5 \times 400) c - & \\ (600 \times 68 \times 4071,5) &= 0 \end{aligned}$$

diperoleh :

$$\begin{aligned} c &= 65,61 \text{ mm} \\ a &= \beta_1 c = 0,77 \times 65,61 = 50,52 \text{ mm} \\ C_c &= 0,85 f'_c \beta b a = 0,85 \times 40 \times 1000 \times 50,52 = 1717636,8 \text{ N} \\ T_{s1} &= \frac{600 A_{s1} (d' - c)}{c} = \frac{600 \times 4071,5 (68 - 65,61)}{65,61} = 89037,100 \text{ N} \\ T_{s2} &= A_s f_y = 4071,5 \times 400 = 1628600 \text{ N} \end{aligned}$$

$T_{s1} < T_{s2}$ berarti asumsi benar

$$\begin{aligned} M_n &= C_c (h/2 - a/2) - T_{s1} (h/2 - d') + T_{s2} (d - h/2) \\ M_n &= 1717636,8 (300/2 - 50,52/2) - 89037,1 (300/2 - 68) \\ &\quad + 1628600 (257 - 300/2) \\ &= 3,81218E+08 > M_u/\phi = 3,725401E+08 \end{aligned}$$

6.6.5. Perancangan arah b

Direncanakan bertulangan tunggal, ditinjau permeter panjang

$$\begin{aligned} d &= 300 - 25 - 36 - 36/2 = 221 \text{ mm} \\ M_u &= 1,461866E+08 \text{ Nmm} \\ k &= \frac{14618660}{0,8 \times 1000 \times 221^2} = 3,741 \end{aligned}$$

Tabel D.3 : $\rho = 0,00994 < \rho_{\text{maks}}$

$$A_s = \rho b d = 0,00994 \times 1000 \times 221 = 2196,74 \text{ mm}^2/\text{m}'$$

Tabel D.2 : digunakan D29 - 300 ($A_s = 2201,7 \text{ mm}^2/\text{m}'$)

$$\rho = A_s/bd = 0,00996$$

Tabel D.3 : $k = 3,7499$

$$\begin{aligned} M_R &= \phi b d^2 k = 0,8 \times 1000 \times 221^2 \times 3,7499 \\ &= 1,465191E + 08 \text{ Nmm} > M_u \end{aligned}$$

Checking kapasitas

Sebagai tulangan rangkap, ditinjau permeter panjang, dianggap tulangan desak atas belum leleh.

$$(0,85 f_c' b \beta) c^2 + (600 A_s') c - (600 d' A_s') = 0$$

$$d' = 50 + 29/2 = 64,5 \text{ mm}$$

$$(0,85 \times 40 \times 1000 \times 0,77) c^2 + (600 \times 2201,7 \times 400) c -$$

$$(600 \times 64,5 \times 2201,7) = 0$$

diperoleh : $c = 49,26 \text{ mm}$

$$a = \beta_1 c = 0,77 \times 49,26 = 37,93 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 f_c' b a = 0,85 \times 40 \times 1000 \times 37,93 = 1289626,8 \text{ N}$$

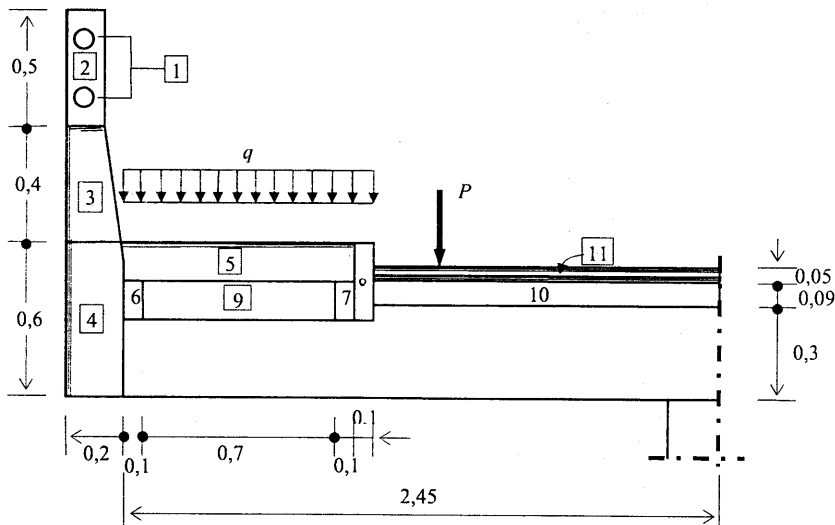
$$T_{s1} = \frac{600 A_{s1} (d' - c)}{c} = \frac{600 \times 2201,70 (64,5 - 49,26)}{49,26} = 408695,600 \text{ N}$$

$T_{s2} < T_{s1}$ berarti asumsi benar

$$M_n = 1289626,8 (300/2 - 37,93/2) - 408695,6 (300/2 - 64,5) + 880680 (221 - 300/2) = 1,965709E+08 > M_u/\phi = 1,827333E+08$$

6.6.6. Perencanaan Pelat Kantilever

1. Momen kantilever



Gambar 6.11 Pembebanan pelat kantilever

Tabel 6.3 Beban pada pelat kantilever perimeter panjang

Beban	Gaya yang bekerja (N)	Faktor beban	Lengan (m)	Momen (Nm)
W_1	$2 \times 2,5 \times 9,81 = 490,50$	1,2	2,58	1518,59
W_2	$0,5 \times 0,15 \times 0,15 \times 2400 \times 9,81 = 26487$	1,2	2,58	820,03
W_3	$0,4(0,2+0,15)/2 \times 0,15 \times 2400 \times 9,81 = 247,21$	1,2	2,56	7,59,44
W_4	$0,6 \times 0,2 \times 2400 \times 9,81 \times 1 = 2825,28$	1,2	2,55	8645,36
W_5	$0,1 \times 0,9 \times 2200 \times 9,81 \times 1 = 1942,38$	1,2	2,00	4661,71
W_6	$0,2 \times 0,1 \times 2400 \times 9,81 \times 1 = 470,88$	1,2	2,40	1356,13
W_7	$0,2 \times 0,1 \times 2400 \times 9,81 \times 1 = 470,88$	1,2	1,60	904,09
W_8	$0,3 \times 0,1 \times 2400 \times 9,81 \times 1 = 706,32$	1,2	1,50	1271,38
W_9	$0,2 \times 0,7 \times 2200 \times 9,81 \times 1 = 3021,48$	1,2	2,00	7251,55
W_{10}	$0,09 \times 1,45 \times 2200 \times 9,81 \times 1 = 2816,45$	1,2	0,73	2467,21
W_{11}	$0,05 \times 1,45 \times 1000 \times 9,81 \times 1 = 711,23$	1,2	0,73	623,03
W_{12}	$0,3 \times 2,45 \times 2400 \times 9,81 \times 1 = 17304,84$	1,2	1,23	25541,94
P	$0,25 \times 2000 \times 9,81 = 49050,00$	1,6	1,15	90252,00
q	$500 \times 9,81 \times 1 = 4905,800$	1,6	1,95	15303,60
				161376,07

Penulangan pelat kantilever

Direncanakan bertulangan tunggal, ditinjau per meter panjang

$$d = 300 - 25 - 36 - 29/2 = 224,5 \text{ mm}$$

$$M_u = 1,6137607E+08 \text{ Nmm}$$

$$k = \frac{161376070}{0,8 \times 1000 \times 224,5^2} = 4,002$$

Label D.3 : $\rho = 0,0107 < \rho_{maks}$

$$A_s = \rho b d = 0,0107 \times 1000 \times 224,5 = 2402,15 \text{ mm}^2/m$$

Label D.2: digunakan D29 - 250 ($A_s = 2642,1 \text{ mm}^2/m$)

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{2642,10}{1000 \times 224,5} = 0,0118$$

Label D.3 : $k = 4,3914$

$$M_R = \phi b d^2 k = 0,8 \times 1000 \times 224,5^2 \times 4,3914 = 1,77062126E+08 \text{ Nmm} > M_u$$

Checking kapasitas

Sebagai tulangan rangkap, ditinjau perimeter panjang, dianggap tulangan desak atas belum leleh.

$$(0,85 f_c' b \beta) c^2 + (600 A_s' - A_f f_y) c - (600 d' A_s') = 0$$

$$d' = 50 + 29/2 = 64,5 mm$$

$$(0,85 \times 40 \times 1000 \times 0,77)c^2 + (600 \times 2642,1 \times 400) c - (600 \times 64,5 \times 2642,1) = 0$$

diperoleh $c = 53,21 mm$

$$a = \beta_1 c = 0,77 \times 53,21 = 40,97 mm$$

$$C_c = 0,85 f_c' b a = 0,85 \times 40 \times 1000 \times 40,97 = 1393037,8 N$$

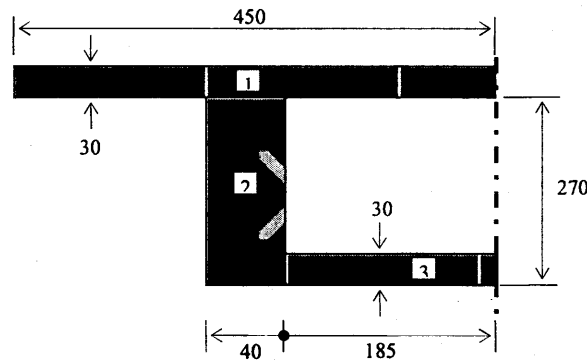
$$T_{s1} = \frac{600 A_s (d' - c)}{c} = \frac{600 \times 2642,1 (64,5 - 53,21)}{53,21} = 336357,550 N$$

$$T_{s2} = A_f f_y = 2642,1 \times 400 = 1056840 N$$

$T_{s2} < T_{s1}$ berarti asumsi benar

$$M_n = 1393037,8 (300/2 - 40,97/2) - 336357,6 (300/2 - 64,5) + 1056840 (224,5 - 300/2) = 2,303941158E+08 > M_u/\phi = 2,01720087E+08$$

6.6.7. Karakteristik Penampang Gelagar



Gambar 6.12 Dimensi potongan melintang gelagar

Tabel 6.4 Karakteristik penampang gelagar

No	A cm ²	y _b cm	A.y _b ³ cm ³	y cm	A.y ² cm ⁴	L _u cm ⁴	I _T cm ⁴
1	27000	285	7695000	104,472	294690808	2025000	296715808
2	21600	135	2916000	-45,528	44771742,1	131220000	175991742
3	11100	15	166500	-165,53	303133329	832500	304965829
	59700		10777500				777673379

dengan :

y_b : jarak pusat berat elemen terhadap sisi bawah

$$y_b = \frac{10777500}{59700} = 180,50 cm$$

$$y_t = 300 - 180,50 = 119,50 cm$$

$$S_b = \frac{777673379}{180,50} = 4307780 cm^3$$

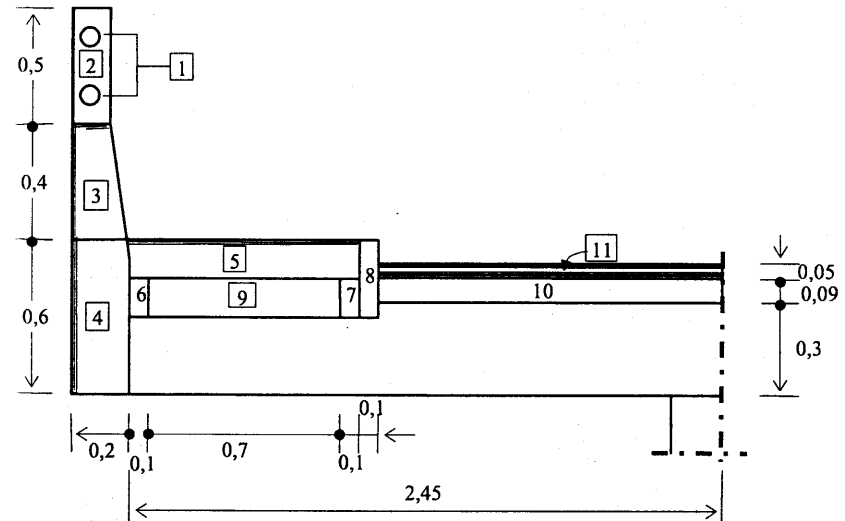
$$S_t = \frac{777673379}{119,50} = 6509232 cm^3$$

$$k_b = \frac{6509232}{59700} = 109 cm$$

$$k_t = \frac{4307780}{59700} = 72,2 cm$$

Berat gelagar (W_G) = 5,97 x 2400 x 9,81 = 140557,7 N/mm

6.6.8. Beban Mati



Gambar 6.13 Berat bagian-bagian gelagar

Tabel 6.5 Beban mati

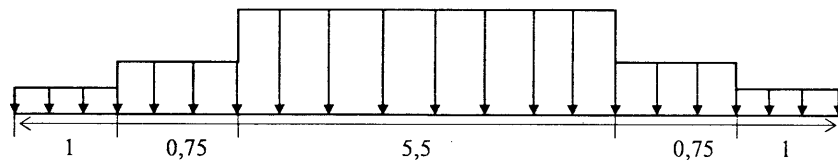
Notasi	Keterangan	Hitungan	Hasil	Satuan
W_1	Pipa sandaran	$10 \times 2,5 \times 9,81$	245,25	N
W_2	Tiang sandaran	$0,5 \times 0,15 \times 0,15 \times 2400 \times 9,81$	264,87	N
W_3	Tiang sandaran	$0,4(0,2+0,15)/2 \times 0,15 \times 2400 \times 9,81$	247,212	N
W_4	Kerb	$0,6 \times 0,2 \times 2400 \times 9,81$	2825,28	N/m
W_5	Pelat trotoar	$0,1 \times 0,9 \times 2200 \times 9,81$	1942,38	N/m
W_6	Kerb	$0,2 \times 0,1 \times 2400 \times 9,81$	470,88	N/m
W_7	Kerb	$0,2 \times 0,1 \times 2400 \times 9,81$	470,88	N/m
W_8	Kerb	$0,3 \times 0,1 \times 2400 \times 9,81$	706,32	N/m
W_9	Beton siklop	$0,2 \times 0,7 \times 2200 \times 9,81$	3021,48	N/m

- ♦ Tiang sandaran = $2 \times [24 \times (264,87 + 247,212)]/60 = 409,67 \text{ N/m}$
- ♦ Pipa sandaran = $2 \times (245,25 \times 2)/60 = 16,35 \text{ N/m}$
- ♦ Trotoar,kerb = $W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8 + W_9 = 9437,22 \text{ N/m}$
- ♦ Lapisan aspal = $0,09 \times 7 \times 2200 \times 9,81 = 13596,66 \text{ N/m}$
- ♦ Genangan air = $0,05 \times 7 \times 9,81 \times 1000 = 3433,5 \text{ N/m}$
- ♦ Lain-lain = $10 \times 9,81 = 98,1 \text{ N/m}$

Total = 26991,5 N/m

6.6.9 Beban Hidup

Potongan melintang distribusi beban hidup menurut PPJJR 1987 :



Gambar 6.14 Distribusi beban hidup pada arah melintang gelagar

$$q = 2,2 - \frac{1,1}{60}(L - 30) = 2,2 - \frac{1,1}{60}(60 - 30) = 2,2 - \frac{1,1}{60}(60 - 30)$$

$$= 1,65 \text{ t / m' / lajur}$$

$$2,2 - \frac{1,1}{60}(60 - 30) = 1,65 \text{ t / m' lajur}$$

$$= 16186,50 \text{ N/m/lajur}$$

$$p = 12 \text{ ton} = 117720 \text{ N}$$

$$\text{Koefisien kejut, } K = 1 + \frac{20}{50 + L} = 1 + \frac{20}{50 + 60} = 1,182$$

Lantai kendaraan

Beban merata

$$q = \frac{16186,5}{2,75} \times 5,5 + \frac{16186,5}{2,75} \times 1,5 \times 0,5 = 36787,5 \text{ N / m'}$$

Beban garis

$$p = \frac{17720}{2,75} \times 5,5 + \frac{17720}{2,75} \times 1,5 \times 0,5 = 267545,45 \text{ N / m'}$$

Trotoar

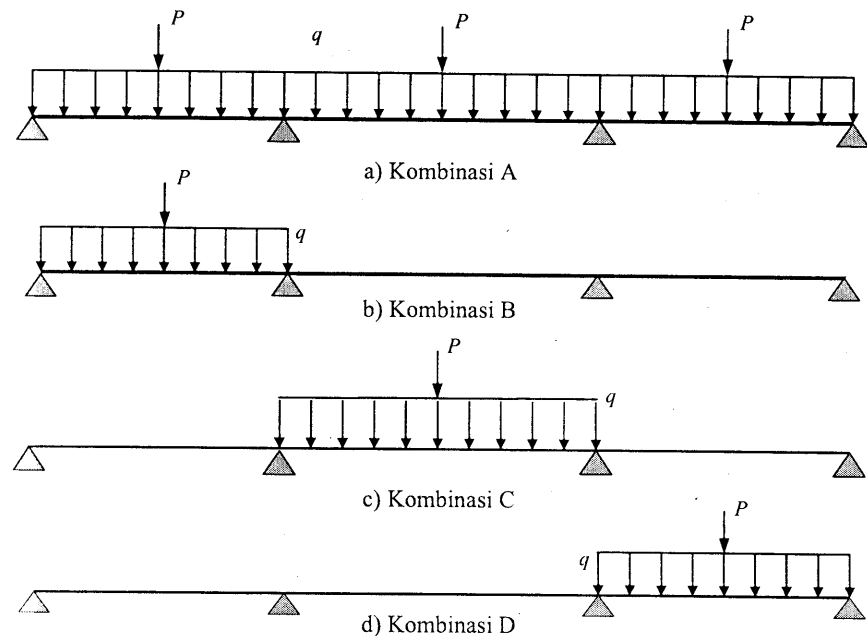
$$q = 0,6 \times 1 \times 500 \times 9,81 = 2943 \text{ N/m'}$$

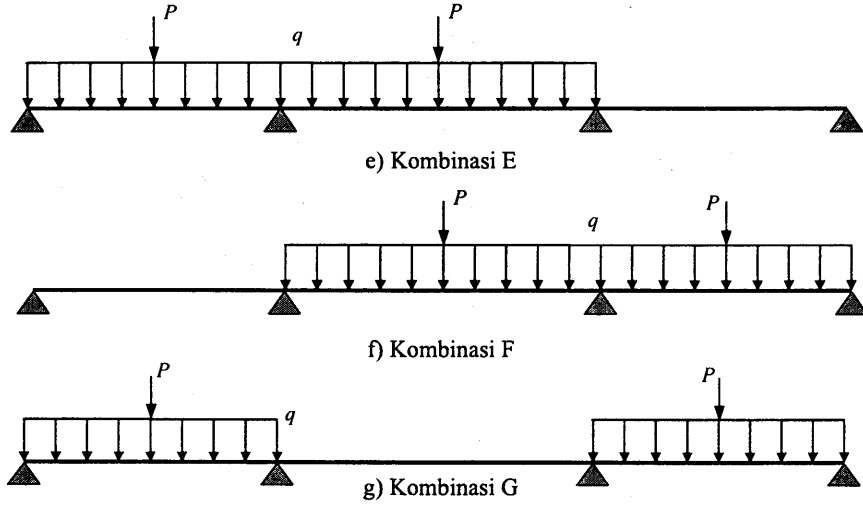
Beban hidup total

$$q = 36787,5 + 2943 = 39730,5 \text{ N/m'}$$

$$P + \text{beban kejut} = 316190,08 \text{ N}$$

Kombinasi beban hidup dapat dilihat pada Gambar 4.10. Sedangkan momen akibat pembebanan dihitung dengan program SAP90 Ver.5.4 (input & output pada Apendix), hasil hitungan dapat dilihat pada Tabel 6.6.





Gambar 6.15 Kombinasi beban hidup pada gelagar

Tabel 6.6 Momen akibat berat gelagar, beban mati dan beban hidup

Lokasi Blok	Migelagar (Nm)	Mnsab (Nm)	Mhidup (Nm)							Posisi G	Mmaks (Nm)	Mmin (Nm)	Mu (Nm)
			Posisi A	Posisi B	Posisi C	Posisi D	Posisi E	Posisi F	Posisi 9				
A	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	8,8112E+06	1,6921E+06	2,9550E+06	3,7381E+06	-9,5271E+05	1,6966E+05	-2,7835E+06	-7,8304E+05	3,9077E+06	1,4411E+07	9,5596E+06	1,8856E+07	1,8856E+07
0.2	1,4776E+07	2,8078E+06	5,1055E+06	6,6716E+06	-1,9054E+06	3,3932E+05	4,7662E+06	-1,5961E+06	7,0109E+06	2,4625E+07	1,8473E+07	3,2354E+07	3,2354E+07
0.3	1,7895E+07	3,4365E+06	6,4514E+06	8,8005E+06	-2,8581E+06	5,0895E+05	5,9424E+06	-2,3491E+06	9,3085E+06	3,0641E+07	1,8707E+07	4,0493E+07	4,0493E+07
0.4	1,8167E+07	3,4888E+06	6,9292E+06	1,0125E+07	-3,8108E+06	6,7665E+05	6,3141E+06	-3,1022E+06	1,0804E+07	3,2459E+07	1,7845E+07	4,3273E+07	4,3273E+07
0.5	1,5893E+07	2,9945E+06	6,7296E+06	1,0645E+07	-4,7635E+06	8,4831E+05	5,8813E+06	-3,8152E+06	1,1493E+07	3,0081E+07	1,3024E+07	4,0694E+07	4,0694E+07
0.6	1,0173E+07	1,9636E+06	4,2391E+06	8,9373E+06	-5,7162E+06	1,0180E+06	3,2211E+06	-4,6893E+06	9,9535E+06	2,2082E+07	6,4102E+06	3,0480E+07	3,0480E+07
0.7	1,9063E+06	3,6608E+05	9,4396E+05	6,4253E+06	-6,6689E+06	1,1876E+06	-2,4367E+05	-5,4813E+06	7,8129E+06	9,8853E+06	-4,3965E+06	2,0315E+07	2,0315E+07
0.8	-9,2065E+06	-1,7689E+06	-3,1557E+06	3,1087E+06	-7,6216E+06	1,3573E+06	-4,5130E+06	-6,2643E+06	4,4690E+06	-5,5088E+06	-1,8596E+07	4,6033E+07	4,6033E+07
0.9	-3,9971E+07	-4,4487E+06	-8,0599E+06	-1,0125E+06	-8,5743E+06	1,5270E+06	-9,5868E+06	-7,0474E+06	5,1448E+05	-2,6097E+07	-3,7201E+07	7,9206E+07	7,9206E+07
B	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	-1,7201E+07	-3,3032E+06	-6,3837E+06	-5,1747E+06	-2,1421E+06	9,3314E+05	-7,3168E+06	-1,2094E+06	-1,2094E+06	-1,2094E+06	-1,2094E+06	-2,7821E+07	-2,7821E+07
0.2	5,0952E+05	9,7847E+04	-4,2307E+05	4,4112E+06	3,8125E+06	1,6968E+05	-5,9873E+05	3,9821E+06	-4,215E+06	4,5695E+06	-3,8039E+06	2,5611E+07	2,5611E+07
0.3	1,3160E+07	2,5272E+06	4,0952E+06	3,6477E+06	8,3368E+06	-5,9382E+05	6,6891E+06	7,7439E+06	-4,215E+06	2,4024E+07	1,1445E+07	4,1184E+07	4,1184E+07
0.4	2,0750E+07	3,9847E+06	7,1893E+06	-2,8843E+06	1,1431E+07	-1,3573E+06	8,5466E+06	1,0074E+07	-4,215E+06	3,6165E+07	2,0493E+07	4,7465E+07	4,7465E+07
0.5	2,3280E+07	4,4706E+06	8,8339E+06	-2,1208E+06	1,3095E+07	-2,1208E+06	1,0974E+07	1,0974E+07	-4,215E+06	4,0845E+07	2,3598E+07	4,1184E+07	4,1184E+07
0.6	2,0750E+07	3,9847E+06	7,1893E+06	-1,3573E+06	1,1431E+07	-2,8843E+06	1,0074E+07	8,5466E+06	-4,215E+06	3,6165E+07	2,4093E+07	4,7465E+07	4,7465E+07
0.7	1,3160E+07	2,5272E+06	4,0952E+06	3,6477E+06	8,3368E+06	-5,9382E+05	6,6891E+06	7,7439E+06	-4,215E+06	2,4024E+07	1,1445E+07	4,1184E+07	4,1184E+07
0.8	5,0952E+05	9,7847E+04	-4,2307E+05	4,4112E+06	3,8125E+06	1,6968E+05	-5,9873E+05	3,9821E+06	-4,215E+06	4,5695E+06	-3,8039E+06	2,5611E+07	2,5611E+07
0.9	-1,7201E+07	-3,3032E+06	-6,3837E+06	-5,1747E+06	-2,1421E+06	9,3314E+05	-7,3168E+06	-1,2094E+06	-1,2094E+06	-1,2094E+06	-1,2094E+06	-2,7821E+07	-2,7821E+07
C	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	-3,9971E+07	-4,4487E+06	-8,0599E+06	-1,0125E+06	-8,5743E+06	1,5270E+06	-9,5868E+06	-7,0474E+06	5,1448E+05	-2,6097E+07	-3,7201E+07	7,9206E+07	7,9206E+07
0.2	-9,2065E+06	-1,7689E+06	-3,1557E+06	3,1087E+06	-7,6216E+06	1,3573E+06	-4,5130E+06	-6,2643E+06	4,4690E+06	-5,5088E+06	-1,8596E+07	4,6033E+07	4,6033E+07
0.3	1,9063E+06	3,6608E+05	9,4396E+05	6,4253E+06	-6,6689E+06	1,1876E+06	-2,4367E+05	-5,4813E+06	7,8129E+06	9,8853E+06	-4,3965E+06	2,0315E+07	2,0315E+07
0.4	1,0173E+07	1,9636E+06	4,2391E+06	8,9373E+06	-5,7162E+06	1,0180E+06	3,2211E+06	-4,6893E+06	9,9535E+06	2,2082E+07	6,4102E+06	3,0480E+07	3,0480E+07
0.5	1,5893E+07	2,9945E+06	6,7296E+06	1,0645E+07	-4,7635E+06	8,4831E+05	5,8813E+06	-3,8152E+06	1,1493E+07	3,0081E+07	1,3024E+07	4,0694E+07	4,0694E+07
0.6	1,8167E+07	3,4888E+06	6,9292E+06	1,0125E+07	-3,8108E+06	6,7665E+05	6,3141E+06	-3,1022E+06	1,0804E+07	3,2459E+07	1,7845E+07	4,0493E+07	4,0493E+07
0.7	1,7895E+07	3,4365E+06	6,4514E+06	5,0895E+06	-2,8581E+06	5,0895E+05	5,9424E+06	-2,3491E+06	9,3085E+06	3,0641E+07	1,8707E+07	3,2354E+07	3,2354E+07
0.8	1,4776E+07	2,8078E+06	5,1055E+06	6,6716E+06	-1,9054E+06	3,3932E+05	4,7662E+06	-1,5961E+06	7,0109E+06	2,4625E+07	1,8473E+07	4,0493E+07	4,0493E+07
0.9	8,8112E+06	1,6921E+06	2,9550E+06	3,7381E+06	-9,5271E+06	1,6966E+05	-2,7835E+06	-7,8304E+05	3,9077E+06	1,4411E+07	9,5596E+06	1,8856E+07	1,8856E+07

6.6.10. Penentuan Jalur Tendon

1. Data tendon pratekan

Digunakan tendon dengan 7 strand (grade 270) dengan data-data sebagai berikut:

- Diameter = 12,7 mm
- Luas = 98,71 mm²/strand
- $f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$
- $f_{py} = 0,9 f_{pu} = 1674 \text{ Mpa}$
- Batas-batas tegangan
- Saat jacking, $0,8 f_{pu} = 1488 \text{ Mpa}$
- Saat transfer,
- pada ankur, $0,7 f_{pu} = 1302 \text{ Mpa}$
- sepanjang balok $0,74 f_{pu} = 1376,4 \text{ Mpa}$
- Saat pelayanan, $0,8 f_{py} = 1339,2 \text{ Mpa}$

2. Eksentrisitas

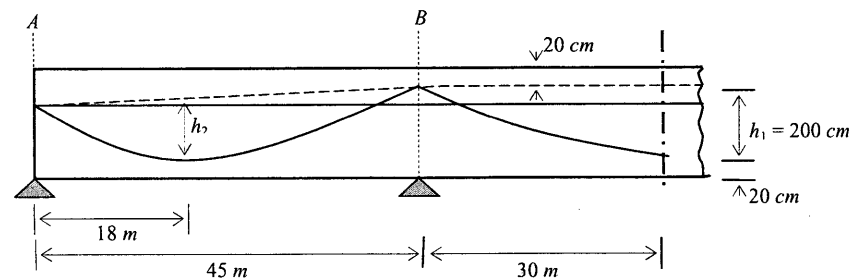
Eksentrisitas maksimum :

Pada titik B

$$E_{\max} = y_i - t_i - 20 = 69,47 \text{ cm}$$

Pada titik 0,5 BC

$$E_{\max} = y_b - b_i - 20 = 130,53 \text{ cm}$$



Gambar 6.16 Tata letak tendon ideal

Perimbangan beban pada bentang BC

$$H_l = h - b_f - t_f - 40 = 300 - 30 - 30 - 40 = 200 \text{ cm}$$

$$P = \frac{w_b L^2}{8h_1} = \frac{w_b \times 60^2}{8 \times 2}$$

Pada bentang AB :

$$P = \frac{w_b \times 45^2}{8 \times h_2}$$

dengan menyeimbangkan beban pada bentang AB & BC :

$$\frac{w_b \times 45^2}{8 \times h^2} = \frac{w_b \times 60^2}{8 \times 2}$$

$$h_2 = \frac{2 \times 45^2}{60^2} = 1,125 \text{ m}$$

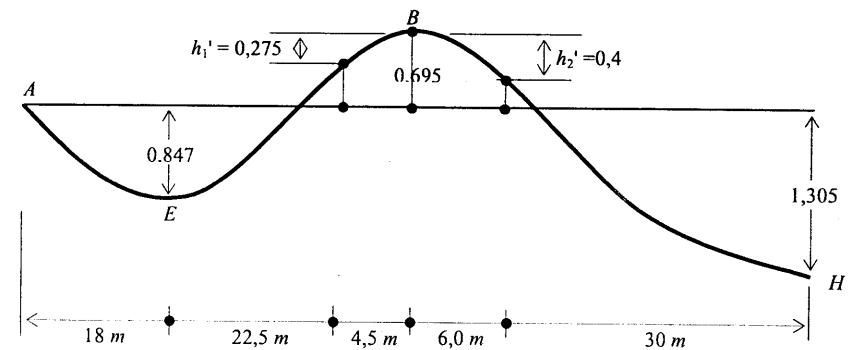
Eksentrisitas maksimum pada AB adalah :

$$e = 1,125 - 0,6947 \times \frac{18}{45} = 0,847 \text{ m}$$

$$h_1' = \frac{4,5}{27} \times (0,847 + 0,695) = 0,257 \text{ m}$$

$$h_2' = \frac{6}{30} \times (0,847 + 0,695) = 0,4 \text{ m}$$

Tata letak tendon seperti pada Gambar 6.17



Gambar 6.17 Tata letak tendon akhir

6.6.11. Perhitungan Momen Pratekan

1. Kehilangan tegangan akibat gesekan

$$P_x = P_A e^{-\sum [\mu \alpha + Kx]}$$

Diketahui :

- ♦ $F_1 = 1488 \text{ MPa}$
- ♦ Tabel B.5. (Apendix B)
- ♦ $\mu = 0,2$
- ♦ $K = 0,002$
- ♦ Penarikan pada kedua ujung

$$\alpha_{12} = \frac{2y}{x}$$

$$\alpha_{AE} = \frac{2 \times 0,847}{18} = 0,094$$

Selanjutnya hasil hitungan dapat dilihat pada Tabel 6.7 berikut ini.

Tabel 6.7 Kehilangan tegangan akibat gesekan

Segmen	α	$(\mu\alpha+Kx)$	$\Sigma(\mu\alpha+Kx)$	$e^{\Sigma(\mu\alpha+Kx)}$	f
AE	0,0941	0,0548	0,0548	0,9467	1408,62
EF	0,1142	0,0678	0,1227	0,8846	1316,22
FB	0,1142	0,0318	0,1545	0,8568	1274,97
BG	0,1333	0,0387	0,1932	0,8243	1226,61
GH	0,1333	0,0747	0,2678	0,7650	1138,36

2. Kehilangan tegangan akibat pengangukuran

Diketahui :

$$E_p = 195000 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{set} = 6 \text{ mm}$$

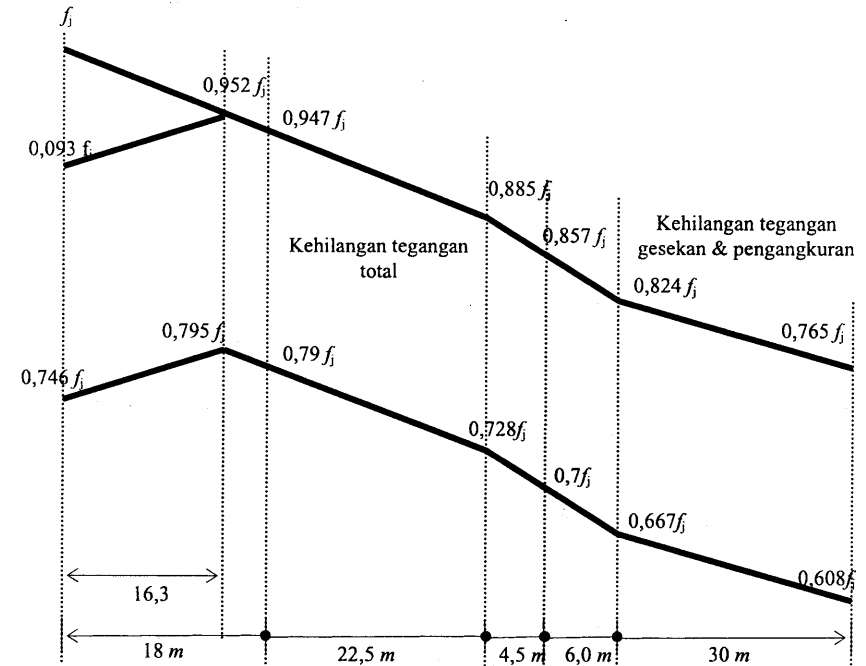
$$p = \frac{1488 - 1408,6}{18000} \times A_p = 0,00441 A_p$$

$$x = \sqrt{\frac{\Delta_{set} A_p E_p}{P}} = \sqrt{\frac{6 \times A_p \times 195000}{0,00441 A_p}} = 16286 \text{ mm} = 16,3$$

$$\Delta P = 2px = 2 \times 0,00441 \times 16,3 = 143,68 \text{ Mpa}$$

3. Tegangan sepanjang bentang

Kehilangan tegangan total menurut AASHTO (ekstrapolasi Tabel B.6)
 $= 233 \text{ N/mm}^2 = 0,157 f_j$



Gambar 6.18 Tegangan sepanjang bentang setelah kehilangan tegangan total

4. Beban ekuivalen

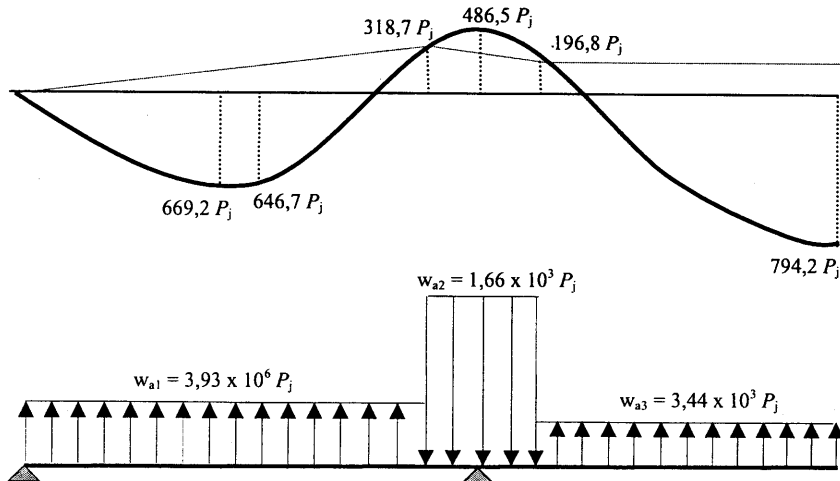
Tabel 6.8 Pembebanan ekuivalen pada saat pelayanan

Titik	$P(xP_j)$ (N)	e (mm)	$Pe (xP_j)$ (nmm)
A	0,747	0,0	0,0
E	0,790	847,0	669,2
0,5 AF	0,784	825,0	646,7
F	0,728	437,8	318,7
B	0,700	694,7	486,5
G	0,668	294,7	196,8
H	0,608	1305,3	794,2

$$w_{el} = \frac{8P_j \left(\frac{318,7}{2} + 646,7 \right)}{40500^2} = 3,931 \times 10^{-6} P_j \text{ N/mm}$$

$$w_{e2} = \frac{8P_j \left(486,5 - \frac{318,7}{2} - \frac{196,8}{2} \right)}{(4500 + 6000)^2} = 1,660 \times 10^{-6} P_j \text{ N/mm}$$

$$w_{e1} = \frac{8P_j (749,2 + 196,8)}{48000^2} = 3,44 \times 10^{-6} P_j \text{ N/mm}$$



Gambar 6.19 Beban ekuivalen untuk penghitungan momen pratekan

Dari hasil analisis struktur diperoleh hasil seperti pada Tabel 6.9

Tabel 6.9 Momen dan gaya pada saat pelayanan

Titik	Jarak (mm)	Momen ($xP_j \text{ Nmm}$)	Gaya (xP_j)
A	0	0	0,750
0,1	4500	-264,07	0,764
0,2	9000	-448,56	0,777
0,3	13500	-553,47	0,790
0,4	18000	-578,8	0,793
0,5	22500	-524,54	0,781
0,6	27000	-390,7	0,769
0,7	31500	-177,28	0,756
0,8	36000	115,72	0,744
0,9	40500	488,31	0,731
	45000	732,61	0,704

B	0	732,61	0,704
0,1	6000	536,05	0,671
0,2	12000	102,61	0,656
0,3	18000	-206,99	0,641
0,4	24000	-392,75	0,627
0,5	30000	-454,67	0,612

6.6.12. Pemilihan Gaya Jacking

1. Penentuan gaya jacking pada titik-titik kritis

Tegangan ijin

$$f_t = 3,16 \text{ MPa}$$

$$f_c = 18 \text{ MPa}$$

$$f_t = -\frac{P}{A} - \frac{M_{ub}}{S_t}$$

$$f_b = -\frac{P}{A} - \frac{M_{ub}}{S_t}$$

Titik 0,4 AB

$$M_{max} = 32459441660 \text{ Nmm}$$

$$S_b = 4307780000 \text{ mm}^3$$

$$M_p = -578,8 \times P_j \text{ Nmm}$$

$$S_t = 6509230000 \text{ mm}^3$$

$$f_t = \frac{0,790P_j (-578,8P_j + 32459441660)}{5970000 \quad 4307780000}$$

$$P_j = 16404429,94 \text{ N}$$

Kontrol tegangan :

$$f_t = \frac{0,790 \times 16404429,94}{5970000} - \frac{(-578,8 \times 16404429,94 + 32459441660)}{6509230000}$$

$$f_t = -5,699 \text{ MPa}$$

Titik B

$$M_{max} = 4,595 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$S_b = 4307780000 \text{ mm}^3$$

$$M_p = 732,61 \times P_j \text{ Nmm}$$

$$S_t = 6509230000 \text{ mm}^3$$

$$P_E = 0,700 \times P_j \text{ N}$$

Kontrol tegangan

$$f_b = -\frac{0,700 \times 16964829,71}{5970000} - \frac{9732,61 \times 16964829,71 - 4,595 \times 10^{10}}{4307780000}$$

$$f_b = -9,772 \text{ MPa}$$

Titik 0,5 BC

$$M_{max} = 40844994750 \text{ Nmm} \quad S_b = 4307780000 \text{ mm}^3$$

$$M_p = -454,67 \times P_j \text{ Nmm} \quad S_t = 6509230000 \text{ mm}^3$$

$$P_E = 0,608 \times P_j \text{ N} \quad A = 5970000 \text{ mm}^2$$

$$f_b = -\frac{0,608 P_j}{5970000} + \frac{(-454,67 P_j + 40844994750)}{4307780000}$$

$$P_j = 30471373,45 \text{ N}$$

Kontrol tegangan

$$f_t = -\frac{0,608 \times 3471373,45}{5970000} - \frac{(-454,67 \times 30471373,45 + 40844994750)}{6509230000}$$

$$f_t = -7,252 \text{ MPa}$$

Gaya jacking yang menentukan adalah = 304713373,45 N

Untuk 1 strand :

$$F_j = 1488 \text{ MPa}$$

$$P_j = 146880,48 \text{ N}$$

$$\text{Jumlah strand yang diperlukan} = \frac{30471373,45}{146880,48} = 207,46 \text{ strand}$$

$$\text{Jika digunakan 6 duct maka jumlah strand} = \frac{207,46}{6} = 34,57 \text{ strand / duct}$$

Dipakai 35 strand/duct

$$A_{ps} = 3454,85 \text{ mm}^2/\text{duct}$$

$$P_{jacking} = 30844900,8 \text{ N}$$

Kontrol tegangan pada saat pelayanan

$$M_{max} = 40844994750 \text{ Nmm} \quad S_b = 4307780000 \text{ mm}^3 M_p$$

$$= -14024251046,7 \text{ Nmm} \quad S_t = 6509230000 \text{ mm}^3$$

$$P_E = 18767352,69 \text{ N} \quad A = 5970000 \text{ mm}^2$$

$$f_b = \frac{18767352,69}{5970000} - \frac{(-14024251046,7 + 40844994750)}{6509230000}$$

$$f_t = -7,26 \text{ MPa}$$

Hasil selengkapnya seperti pada Tabel 6.10.

Tabel 6.10. Tegangan pada saat pelayanan

Titik	Jarak (m)	Gaya pratekan (N)	Momen pratekan (Nmm)	Momen positif			Momen negatif				
				Momen maks (Nmm)	Momen tidak berimbang	f _t (MPa)	f _d (Mpa)	Momen maks (Nmm)	Momen tidak berimbang	f _t (MPa)	f _d (MPa)
A		23036975,09	0,0	0	0	-3,86	-3,86	0	0	-3,86	-3,86
0,1	4,5	23448360,46	-8145212954,3	14411005610	6265792656	-4,89	-2,47	9550585580	1405372626	-4,14	-3,60
0,2	9	23859745,84	-13835788702,8	24624581080	10788792377	-5,65	-1,49	15708283650	1872494947	-4,28	-3,56
0,3	13,5	24271131,21	-17071727245,8	30640726430	13368999184	-6,15	-0,92	18473094220	1401366974	-4,28	-3,74
0,4	18	24369479,01	-17853028583,0	32459441660	14606413077	-6,33	-0,69	17845017300	-8011283	-4,08	-4,08
0,5	22,5	23986430,78	-16179384265,6	30080726760	13901342494	-6,15	-0,79	13824052870	-2355331396	-3,66	-4,56
0,6	27	23603382,54	-12051102742,6	22081726290	10030623547	-5,49	-1,63	6410200950	-5640901793	-3,09	-5,26
0,7	31,5	23220334,31	-5468184013,8	9885295700	4417111686	-4,57	-2,86	-4396538470	-9864722484	-2,37	-6,18
0,8	36	22837286,08	3569371920,6	-6508565020	-2939193099	-3,37	-4,51	-18596165400	-15026793479	-1,52	-7,31
0,9	40,5	22454237,84	15061873509,6	-26087377960	-11025504450	-2,07	-6,32	-37201157730	-22139284220	-0,36	-8,90
	45	21599143,49	22597282775,1	-45950413010	-23353130235	-0,03	-9,04	-63112245580	-40514962805	2,61	-13,02
B		21599143,49	22597282775,1	-45950413010	-23353130235	-0,03	-9,04	-63112245580	-40514962805	2,61	-13,02
0,1	6	20596726,19	16534409073,8	-19570791220	-3036382146	-2,98	-4,15	-27820756070	-11286346996	-1,72	-6,07
0,2	12	20139382,82	3164995271,1	4589504670	7754499941	-4,56	-1,57	-3803838670	-63884339	-3,28	-3,52
0,3	18	19682039,44	-6384586016,6	24023658150	17639072133	-6,01	0,80	11445323160	5060737143	-4,07	-2,12
0,4	24	19224696,06	-12114334789,2	36165375450	24051040661	-6,92	2,36	20493023160	8378688371	-4,51	-1,28
0,5	30	18767352,69	-14024251046,7	40844994750	26820743703	-7,26	3,08	23508923160	9484672113	-4,60	-0,94

6.6.13. Analisis Kehilangan Tegangan

1. Kehilangan tegangan karena perpendekan elastis beton

$$(\Delta f_{pES})_j = n_{pi} \sum_{k=j+1}^N \frac{f_{pk} \times A_{pk}}{A_c} \left(1 + \frac{e_j \times e_k}{r^2} \right)$$

Diketahui

$$\begin{aligned} f_{pj} &= 1138,36 \text{ Mpa} & A_c &= 5970000 \text{ mm}^2 \\ E_p &= 195000 \text{ Mpa} & e_1 &= 1075 \text{ mm} \\ E_{ci} &= 26587,2 \text{ Mpa} & e_2 &= 1305 \text{ mm} \\ N_i &= 7,3 & e_3 &= 1535 \text{ mm} \\ A_p &= 3454,85 \text{ mm}^2 & r &= 1141,33 \text{ mm} \end{aligned}$$

2 tendon ditegangkan bersamaan

Kehilangan tegangan tendon 2 akibat penegangan tendon 3

$$\begin{aligned} (\Delta f_{pES})_2 &= 7,3 \left(\frac{1138,36 \times 2 \times 3454,85}{5970000} \left(1 + \frac{1305 \times 1535}{1141,33^2} \right) \right) \\ &= 24,52 \text{ MPa} \end{aligned}$$

tegangan tendon

$$2 = 1138,36 - \frac{24,52}{6} = 1126,1 \text{ MPa}$$

Kehilangan tegangan tendon 1 akibat penegangan tendon 2 & 3

$$\begin{aligned} (\Delta f_{pES})_2 &= 7,3 \left(\frac{1138,36 \times 2 \times 3454,85}{5970000} \left(1 + \frac{1075 \times 1535}{1141,33^2} \right) \right) \\ &+ 7,3 \left(\frac{1126,1 \times 23454,85}{5970000} \left(1 + \frac{1075 \times 1305}{1141,33^2} \right) \right) = 39,65 \text{ MPa} \end{aligned}$$

tegangan tendon 1 = 1118,54 MPa

$$\text{Kehilangan tegangan rata-rata} = \frac{24,52 + 39,65 + 0}{6} = 10,6955 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan rata-rata} = 1138,36 - 10,6955 = 1127,667 \text{ MPa}$$

2. Kehilangan tegangan karena rayapan

$$\Delta f_{pc}(t_i, t_j) = n_p C_{CU} K_{CH} K_{CA} K_{CS} f_{cgs}(t_i) \times \ln \left(\frac{t_j}{t_i} \right)$$

$$\Delta f_{cgs}(t_i) = \frac{f_{ps}(t_i) A_{ps}}{A_c} \left(1 + \frac{M_D e_a}{l} \right)$$

Diketahui :

$$\begin{aligned} N &= 7,3 \\ A_{ps} &= 20729,1 \text{ mm}^2 \\ A_c &= 5970000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Lampiran B:

$$\begin{aligned} t_A &= 7 \text{ hari} \\ H &= 60 \% \\ C_{CU} &= 2,04 \text{ (Tabel B.4)} & K_{CH} &= 0,87 \text{ (Tabel B.2)} \\ K_{CA} &= 1 \text{ (Tabel B.1)} & K_{CS} &= 0,93 \text{ (Tabel B.3)} \\ f_{ps} &= 1104,47 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cgs}(7) &= \frac{1104,47 \times 20729,1}{5970000} \left(1 + \frac{1305^2}{1141,33^2} \right) - \frac{23279869 \times 10^3 \times 1305}{777673379 \times 10^4} \\ &= 4,94 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\Delta f_{pc} = (2,08;7) = 7,3 \times 2,04 \times 0,87 \times 1 \times 0,93 \times 4,94 \times \ln \left(\frac{7}{2,08} \right)$$

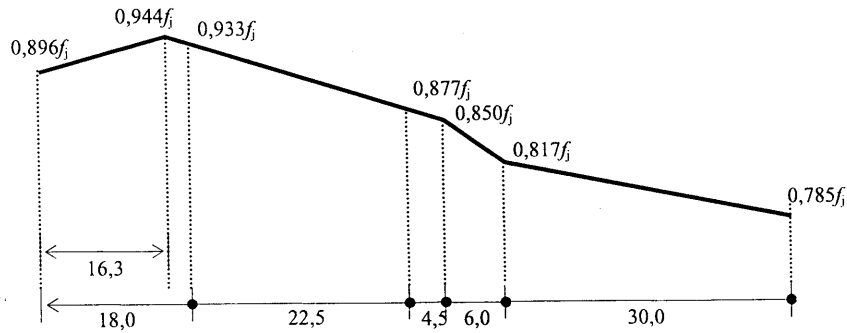
Hasil hitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 6.11

Tabel 6.11 Kehilangan tegangan

	Waktu (hari)						Waktu (Tahun)		Kehilangan Total 40 th
	1	2,08	7	30	90	365	5	40	
"	7,30	7,30	7,30	6,56	6,56	6,56	6,56	6,56	
$f_{ps}(t_i)$	1127,6	1108,4	1104,4	1071,5	1037,4	1013,4	984,22	952,61	
$f_{ps}(t_j)$			4,94	3,93	3,66	3,46	3,23	2,98	
$\Delta f_{pc}(t_i, t_j)$			11,35	9,72	6,83	8,24	8,83	10,52	55,48
$\Delta f_{ps}(t_i, t_j)$			15,21	18,24	13,77	17,55	20,17	26,06	110,99
$\Delta f_{pk}(t_i, t_j)$	19,24	3,95	6,39	6,10	3,45	3,41	2,61	1,64	46,80
$\Delta f_{pi}(t_i, t_j)$	19,24	3,95	32,94	34,06	24,05	29,20	31,61	38,22	213,27
$\Delta f_{ps}(t_i, t_j)$	1108,4	1104,4	1071,5	1037,4	1013,4	984,22	952,61	914,39	
$\Delta f_{pi}(t_i, t_j)$	19,24	23,20	56,14	90,20	114,24	143,44	175,06	213,27	
Total $\Sigma \Delta f_{pi}$	9	10,9	26,3	42,3	53,6	67,3	82,1	100	
f_{ps} / f_{pu}	0,596	0,594	0,576	0,558	0,545	0,529	0,512	0,492	

6.6.14. Tegangan Pada Saat Transfer

1. Tegangan sepanjang bentang



Gambar 6.20. Tegangan sepanjang bentang pada saat transfer

2. Beban ekuivalen

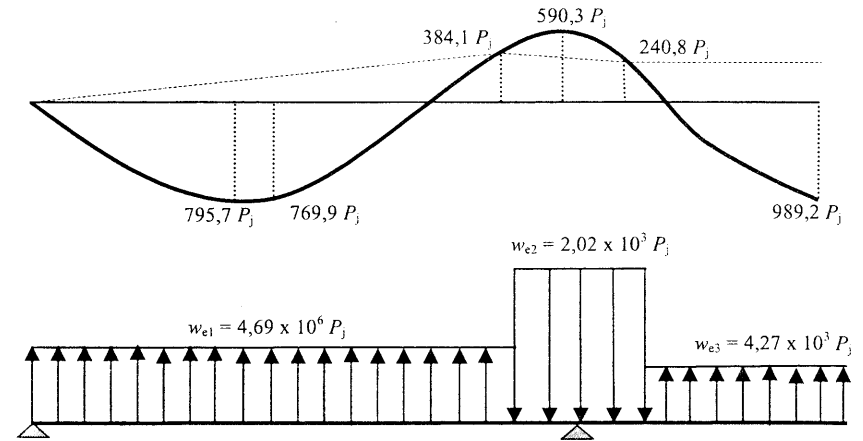
Tabel 6.12 Beban ekuivalen pada saat transfer

Titik	$P (xP_j)$ (N)	E (mm)	$Pe (xP_j)$ (Nmm)
A	0,896	0,0	0,0
E	0,939	847,0	795,7
0,5 AF	0,933	825,0	769,9
F	0,877	437,8	384,1
B	0,850	694,7	590,3
G	0,817	294,7	240,8
H	0,758	1305,3	898,2

$$w_{e1} = \frac{8P_j \left(\frac{384,1}{2} + 769,9 \right)}{405002} = 4,69 \times 10^{-6} P_j N / mm$$

$$w_{e2} = \frac{8P_j \left(590,3 - \frac{384,1}{2} - \frac{240,8}{2} \right)}{(40500 + 6000)^2} = 2,02 \times 10^{-6} P_j N / mm$$

$$w_{e3} = \frac{8P_j (989 + 1240,8)}{48000^2} = 4,27 \times 10^{-6} P_j N / mm$$



Gambar 6.21 Beban ekuivalen untuk penghitungan momen pratekan saat transfer

Dari hasil analisis struktur diperoleh momen pratekan pada Tabel 6.13

Tabel 6.13 Momen pratekan pada saat transfer

Titik	Jarak (mm)	Momen (xP_j Nmm)	$P (xP_j)$ (N)
A	0	0	0,896
	0,1	4500	-312,32
	0,2	9000	-529,63
	0,3	13500	-651,92
	0,4	18000	-679,2
	0,5	22500	-611,47
	0,6	27000	-448,72
	0,7	31500	-190,96
	0,8	36000	161,81
	0,9	40500	609,59
B	45000	900,76	0,850
	0	900,76	0,850
	0,1	6000	648,62
	0,2	12000	110,47
	0,3	18000	-273,92
	0,4	24000	-504,55
0,5	30000	-581,43	0,758

3. Kontrol tegangan pada saat transfer

Titik 0,5 BC

$$M_G = 23279869060,0 \text{ Nmm} \quad S_b = 4307780000 \text{ mm}^3$$

$$M_p = -17934150672,1 \text{ Nmm} \quad S_t = 6509230000 \text{ mm}^3$$

$$P_E = 23375524,5 \text{ N} \quad A = 5970000 \text{ mm}^2$$

$$f_b = \frac{23375524,5}{5970000} + \frac{(-17934150672,1 + 23279869060)}{4307780000}$$

$$f_b = -2,67 \text{ MPa}$$

$$f_b = \frac{23375524,5}{5970000} + \frac{(-17934150672,1 + 23279869060)}{6509230000}$$

$$f_b = -4,74 \text{ MPa}$$

Hasil selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 6.14.

6.6.15. Perhitungan Kuat Batas

Kekuatan batas

Diketahui :

$$A_{ps} = 20729,1 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_p = 0,28$$

$$\beta_1 = 0,85 - (40 - 30) \times 0,008 \geq 0,65$$

$$= 0,77$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} \right) \right]$$

$$= 1860 \left[1 - \frac{0,28}{0,77} \left(\rho_p \frac{1860}{40} \right) \right] = 1860(1 - 16,909 \rho_p)$$

Asumsi bagian desak seluruhnya terletak pada sayap.

Kekuatan batas pada titik-titik kritis

Titik 0,4 AB

$$d = 2042 \text{ mm}$$

$$b = 9000 \text{ mm}$$

$$\rho_p \frac{20729,1}{2042 \times 9000} = 0,00113$$

$$f_{ps} = 1860 (1 - 16,909 \times 0,00113) = 1824,5 \text{ MPa}$$

(Nilai f_{ps} dapat dilihat pada Tabel 6.15)

$$T = f_{ps} \times A_{ps} = 1924,5 \times 20729,1 = 37820677 \text{ N}$$

Tabel 6.14 Tegangan pada saat transfer

Titik	Gaya Pratekan (N)	Momen pratekan (Nmm)	Momen gelagar (Nmm)	Momen tidak berimbang	f_t (MPa)	f_b (MPa)
A	27645146,9	0,0	0,0	0,0	-4,63	-4,63
0,1	23448360,46	-9633479417,9	8811210820,0	-822268597,9	-3,80	-4,12
0,2	23859745,84	-16336384810,7	14776128210,0	-1560256600,7	-3,76	-4,36
0,3	24271131,21	-20108407729,5	17894752180,0	-2213655549,5	-3,73	-4,58
0,4	28977650,82	-20949856623,4	18167082730,0	-2782773893,4	4,43	-5,50
0,5	23986430,78	-18860731492,2	15593119840,0	-3267611652,2	-3,52	-4,78
0,6	23603382,54	-13840723887,0	10172863540,0	-3667860347,0	-3,39	-4,81
0,7	23220334,31	-5890142256,8	1906313810,0	-3983828446,8	-3,28	-4,81
0,8	22837286,08	4991013398,4	-9206529350,0	-4215515951,6	-3,18	-4,80
0,9	27062409,66	18802743078,7	-23165665930,0	-4362922851,3	-3,86	-5,55
	26207315,3	27783852844,6	-39971095940,0	-12187243095,4	-2,52	-7,22
B	26207315,3	27783852844,6	-39971095940,0	-12187243095,4	-2,52	-7,22
0,1	25204898,01	20006619556,9	-17200748540,0	2805871016,9	-4,65	-3,57
0,2	20139382,82	3407436191,4	509521660,0	3916957581,4	-3,98	-2,46
0,3	19682039,44	-8449035227,1	13159714660,0	4710679432,9	-4,02	-2,20
0,4	19224696,06	-15562794698,6	20749830460,0	5187035761,4	-4,02	-2,02
0,5	23375524,5	-17934150672,1	23279869060,0	5345718387,9	-4,74	-2,67
0,6	19224696,06	-15562794698,6	20749830460,0	5187035761,4	-4,02	-2,02
0,7	19682039,44	-8449035227,1	13159714660,0	4710679432,9	-4,02	-2,20
0,8	20139382,82	3407436191,4	509521660,0	3916957851,4	-3,98	-2,46
0,9	25204898,01	20006619555,9	-17200748540,0	2805871016,9	-4,65	-3,57
	26207315,3	27783852844,6	-39971095940,0	-12187243095,4	-2,52	-7,22
C	26207315,3	27783852844,6	-39971095940,0	-12187243095,4	-2,52	-7,22
0,1	27062409,66	18802743078,7	-23165665930,0	-4362922851,3	-3,86	-5,55
0,2	22837286,08	4991013398,4	-9206529350,0	-4215515951,6	-3,18	-4,80
0,3	23220334,31	-5890142256,8	1906313810,0	-3983828446,8	-3,28	-4,81
0,4	23603382,54	-13840723887,0	10172863540,0	-3667860347,0	-3,39	-4,81
0,5	23986430,78	-18860731492,2	15593119840,0	-3267611652,2	-3,52	-4,78
0,6	28977650,82	-20949856623,4	18167082730,0	-2782773893,4	-4,43	-5,50
0,7	24271131,21	-20108407729,5	17894752180,0	-2213655549,5	-3,73	-4,58
0,8	23859745,84	-16336384810,7	14776128210,0	-1560256600,7	-3,76	-4,36
0,9	23448360,46	-9633479417,9	8811210820,0	-822268597,9	-3,80	-4,12
	27645146,9	0,0	0,0	0,0	-4,63	-4,63

$$A_c = \frac{T}{0,85 f_c'} = 1112373 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_c}{b} = 123,6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_{ps} f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 37820677 \left(2042 - \frac{123,6}{2} \right) = 5,9906 \times 10^{10} \text{ Nmm} > M_u \end{aligned}$$

(nilai M_u dapat dilihat pada Tabel 6.6)

$$\omega_p = \frac{P_p f_{ps}}{f_c'} \leq 0,31 \beta_1$$

$$\omega_p = \frac{0,00113 \times 1825,5}{40} \leq 0,31 \times 0,77 \rightarrow 0,05 < 0,24$$

Titik B

$$d = 2500 \text{ mm}$$

$$b = 4500 \text{ mm}$$

$$\rho_p = \frac{20729,1}{2500 \times 4500} = 0,00184$$

$$f_{ps} = 1860(1 - 16,909 \times 0,00184) = 1802 \text{ Mpa}$$

$$T = 1802 \times 20729,1 = 37354993 \text{ N}$$

$$A_c = \frac{37354993}{0,85 \times 40} = 1098676 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1098676}{4500} = 244,2 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = 0,8 \times 378354993 \left(2500 - \frac{224,2}{2} \right) = 7,107 \times 10^{10} \text{ Nmm} > M_u$$

maka diperlukan tulangan non pratekan

$$\text{Asumsi : } \rho' = 0,0012$$

$$d_s = 2850 \text{ mm}$$

$$\omega' = \rho \frac{f_y}{f_c'} = 0,00184 \times \frac{400}{40} = 0,0184$$

$$\omega' = \rho' \frac{f_y}{f_c'} = 0,0012 \times \frac{400}{40} = 0,012$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_y}{f_c'} + \frac{d_s}{d} (\omega - \omega') \right) \right]$$

$$f_{ps} = 1860 \left[1 - \frac{0,28}{0,77} \left(0,00184 \frac{400}{40} + \frac{2850}{2500} (0,0184 - 0,012) \right) \right] = 1797$$

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y = 0,85 f_c' ab$$

$$20729,1 \times 1797 + A_s \times 400 = 0,85 \times 40 \times a \times 4500$$

$$a = 243,5 + 0,00261 A_s$$

$$\frac{M_u}{\phi} = A_{ps} f_{pu} \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} \frac{8,1921 \times 10^{10}}{0,8} &= 20729,1 \times 1797 \left(2500 - \frac{243,5 + 0,00261 A_s}{2} \right) \\ &+ 400 A_s \left(2850 - \frac{243,5 + 0,00261 A_s}{2} \right) \end{aligned}$$

diperoleh $A_s = 13334 \text{ mm}^2$, dipakai 11 ϕ 40 ($A_s = 13822,6 \text{ mm}^2$)

check :

$$a = 243,5 + (0,00261 \times 13822,6) = 280 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{13822,6}{4500 \times 2500} = 0,0012$$

$$\phi Mn = 0,8 \left(20729,1 \times 1797 \left(2500 - \frac{280}{2} \right) + 13822,6 \times 400 \left(2500 - \frac{280}{2} \right) \right)$$

$$= 8,233 \times 10^{10} \text{ Nmm} > M_u = 8,192 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$\omega_p = \frac{\rho_p f_{ps}}{f_c'} \leq 0,31 \beta_1$$

$$\omega_p = \frac{0,00184 \times 1797}{40} \leq 0,31 \times 0,77 \rightarrow 0,083 < 0,24$$

Titik 0,5 BC

$$d = 2500 \text{ mm}$$

$$b = 9000 \text{ mm}$$

$$\rho_v = \frac{20729,1}{2500 \times 9000} = 0,00092$$

$$f_{ps} = 1860 (1 - 16,909 \times 0,00092) = 1831 \text{ MPa}$$

$$T = 1831 \times 20729,1 = 37955427 \text{ N}$$

$$A_c = \frac{37955427}{0,85 \times 40} = 1116336 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1116336}{9000} = 124 \text{ mm}^2$$

$$\phi Mn = 0,8 \times 37955427 \times \left(2500 - \frac{124}{2}\right) = 7,401 \times 10^{10} \text{ Nmm} > Mu$$

$$\omega_p = \frac{\rho_p f_{ps}}{f_c'} \leq 0,31\beta_1$$

$$= \frac{0,00092 \times 1831}{40} \leq 0,31 \times 0,77$$

$$0,04 < 0,24$$

Hasil perhitungan untuk titik yang lain dapat dilihat pada Tabel 6.15 sampai 6.16

Tabel 6.25 Tegangan pada tendon pratekan untuk kuat batas

Titik	b_f (mm)	d (mm)	ρ	f_{ps} (MPa)	$P(f_{ps}/f_c')$
A	9000	1195	0,00193	1799	0,09
0,1	9000	1495	0,00154	1812	0,07
0,2	9000	1695	0,00136	1817	0,06
0,3	9000	1895	0,00122	1822	0,06
0,4	9000	2042	0,00113	1825	0,05
0,5	9000	1945	0,00118	1825	0,05
0,6	9000	1695	0,00136	1823	0,06
0,7	9000	1395	0,00165	1808	0,07
0,8	4500	1905	0,00242	1784	0,11
0,9	4500	2255	0,00204	1796	0,09
	4500	2500	0,00184	1802	0,08
B	4500	2500	0,00184	1802	0,08
0,1	4500	1445	0,00219	1791	0,10
0,2	9000	1945	0,00159	1810	0,07
0,3	9000	2295	0,00118	1823	0,05
0,4	9000	2295	0,00100	1828	0,05
0,5	9000	2500	0,00092	1831	0,04

Tabel 6.36 Hitungan kuat batas

Titik	b_f mm	T N	A_c Mm ²	a	$d-a/2$	ϕM_n
A	9000	3,729E+07	1097038	122	1134	3,3831E+10
0,1	9000	3,7552E+07	1104457	123	1433	4,3060E+10
0,2	9000	3,7760E+07	1107944	123	1633	4,9217E+10
0,3	9000	3,7764E+07	1110695	123	1833	5,5377E+10
0,4	9000	3,7821E+07	1112373	124	1980	5,9906E+10
0,5	9000	3,7784E+07	1111294	123	1833	5,6917E+10
0,6	9000	3,7670E+07	1107944	123	1633	4,9217E+10
0,7	9000	3,7480E+07	1107944	122	1333	3,9983E+10
0,8	4500	3,6980E+07	1087644	242	1784	5,2790E+10
0,9	4500	3,7225E+07	1094838	243	2134	6,3539E+10
	4500	3,7355E+07	1098676	244	2378	7,1070E+10
B	4500	3,7355E+07	1098676	244	2378	7,1070E+10
0,1	4500	3,7130E+07	1092048	243	1984	5,8930E+10
0,2	9000	3,7517E+07	1103434	123	1383	4,1521E+10
0,3	9000	3,7784E+07	1111294	123	1883	5,6917E+10
0,4	9000	3,7902E+07	1114758	124	2233	6,7701E+10
0,5	9000	3,7955E+07	1116336	124	2438	7,4019E+10

6.6.16. Perhitungan Geser

Titik 0,5 BC :

Kuat retak geser badan

Diketahui :

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

$$b_w = 2 \times 400 = 800 \text{ mm}$$

$$f_{pc} = \frac{18767352,69}{5970000} = 3,14 \text{ N/mm}$$

$$d = 2500 \text{ mm} > 0,8 h = 2400 \text{ mm}$$

$$V_p = 0 \text{ (Tabel 6.17)}$$

$$V_{cw} = 0,3 \left(\sqrt{f_c'} + f_{pc} \right) b_w d + V_p$$

$$= 0,3 \left(\sqrt{40} + 3,14 \right) 800 \times 2500 + 0 = 5,680 \times 10^6 \text{ N}$$

Kuat retak geser lentur

Diketahui :

$$V_d = V_G = 0 \text{ N (Tabel 6.18)}$$

$$V_i = 1,2 V_D + 1,6 V_L = -456546 \text{ N (} V_D \text{ \& } V_L \text{)} \rightarrow \text{Tabel 6.18}$$

$$M_{\text{maks}} = 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ = 2,632 \times 10^{10} \text{ Nmm (} M_D \text{ \& } M_G \text{)} \rightarrow \text{Tabel 6.6)}$$

$$M_{cr} = \left(\frac{P}{A} - \frac{M_p + M_G}{S_b} + 0,5 \sqrt{f_c'} \right) \times S_b$$

$$M_{cr} = \left(\frac{18767353}{5,94 \times 10^4} - \frac{(-1,4024 + 2,32799) \times 10^{10}}{4307780000} + 0,5 \sqrt{40} \right) \times 4307780000 \\ = 1,790 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$V_{ci} = \left(\sqrt{f_c'} / 20 \right) b_w + d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{\text{maks}}}$$

$$V_{ci} = \left(\sqrt{40} / 20 \right) 800 \times 2500 + 0 + \frac{-456546 \times 1,790 \times 10^{10}}{2,632 \times 10^{10}} \\ = 3,219 \times 10^5 \text{ N}$$

Check :

$$0,14 \sqrt{40} \times 800 \times 2500 = 1,771 \times 10^6 \text{ N} > V_{ci}$$

maka digunakan $V_{ci} = 1,771 \times 10^6 \text{ N}$

Tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Nilai V_u dapat dilihat pada tabel 4.18 dan nilai V_c adalah nilai terkecil diantara V_{ci} dan V_{cw}

$$V_s = \frac{456546,3}{0,6} - 1,771 \times 10^6 = -1,010 \times 10^6 \text{ N} \\ = -5,049 \times 10^5 \text{ N / web}$$

karena V_s bernilai negatif maka dipakai spasi maksimum

$$1/3 \sqrt{40} \times 400 \times 2500 = 2,107952 \times 10^6 > 5,049 \times 10^5$$

maka dipakai spasi maksimum = 600 mm

Titik 0,9 AB

1. Kuat retak geser badan

Diketahui :

$$f_c' = 40 \text{ Mpa}$$

$$b_w = 2 \times 400 = 800 \text{ mm}$$

$$f_{pc} = \frac{22454238}{59700000} = 3,76 \text{ N / mm}$$

$$d = 2255 \text{ mm} < 0,8 h = 2400 \text{ mm, maka } d = 2400 \text{ mm}$$

$$V_p = 2588724 \text{ N (tabel 4.17)}$$

$$V_{cw} = \left(0,3 \left(\sqrt{40} + 3,76 \right) 80 \times 2400 + 2588724 \right) = 8,398107 \times 10^6 \text{ N}$$

2. Kuat retak geser lentur

Diketahui :

$$V_d = -3418285 \text{ N}$$

$$V_i = -2734790 \text{ N}$$

$$M_{\text{maks}} = -2,068 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = \left(-\frac{P}{A} - \frac{M_p M_G}{S_t} - 0,5 \sqrt{f_c'} \right) \times S_t$$

$$M_{cr} = \left(-\frac{22454238}{5,97 \times 10^4} - \frac{(1,5062 - 2,316566) \times 10^{10}}{6509232000} - 0,5 \sqrt{40} \right) \\ \times 6509232000 = -3,695 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$V_{cr} = \left(\sqrt{40} / 20 \right) 800 \times 2400 - 3418285 + \frac{-2734790 \times -3,695 \times 10^{10}}{-3,695 \times 10^{10}} \\ = 7,697854 \times 10^6 \text{ N}$$

check :

$$0,14 \sqrt{40} \times 800 \times 2400 = 1,700 \times 10^8 \text{ N} < V_{ci}$$

maka digunakan $V_{ci} = 7,697854 \times 10^6 \text{ N}$

3. Tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Nilai V_u dapat dilihat pada tabel 4.18 dan nilai V_c adalah nilai terkecil diantara V_{ci} dan V_{cw}

$$V_s = \frac{6836732}{0,6} - 7,698 \times 10^6 = 3,697 \times 10^6 N$$

$$= 1,848 \times 10^6 N / web$$

digunakan 2D15 ($A_w = 706,86 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_y f_y d}{V_s} = \frac{706,86 \times 400 \times 2400}{1,848 \times 10^6} = 367 \text{ mm}$$

Hasil-hasil hitungan untuk titik yang lain dapat dilihat pada Tabel 6.17 sampai 6.20

Tabel 6.17. Gaya vertikal akibat pratekan

Titik	Jarak (m)	c (m)	y (m)	L (m)	slope	Pf (N)	Vp (N)
A	0	0	0,847	18	0,094111	23036975	2168035,3
	0,1	4,5	-0,3	0,547	13,5	0,081037	23448360
	0,2	9	-0,5	0,347	9	0,077111	23859746
	0,3	13,5	-0,7	0,147	4,5	0,065333	24271131
	0,4	18	-0,847	0	0	0	24369479
	0,5	22,5	-0,75	0,097	4,5	0,043111	23986431
	0,6	27	-0,5	0,347	9	0,077111	23603383
	0,7	31,5	-0,2	0,647	13,5	0,095852	23220334
	0,8	36	0,1	0,947	18	0,105222	22837286
B	0,9	40,5	0,45	1,297	22,5	0,115289	22454238
	0,1	6	0,695	0	0	21599143	0
	0,2	12	0,3	1,605	24	0,13375	20596726
	0,3	18	-0,25	1,055	18	0,117222	21039383
	0,4	24	-0,75	0,555	12	0,0925	19682039
	0,5	30	-1,1	0,205	6	0,068333	19224696
	0,6	36	-1,305	0	0	0	18767353
	0,7	42	-1,1	0,205	6	0,068333	19224696
	0,8	48	-0,75	0,555	12	0,0925	19682039
C	0,9	54	-0,25	1,055	18	0,117222	20139383
	0,1	60	0,3	1,605	24	0,13375	20596726
	0,2	0	0,695	0	0	21599143	0
	0,3	4,5	0,45	1,297	22,5	0,115289	22454238
	0,4	9	0,1	0,947	18	0,105222	22837286
	0,5	13,5	-0,2	0,647	13,5	0,095852	23220334
	0,6	18	-0,5	0,347	9	0,077111	23603383
	0,7	22,5	-0,75	0,097	4,5	0,043111	23986431
	0,8	27	-0,847	0	0	0	24369479
0,9	31,5	-0,7	0,147	4,5	0,065333	24271131	
0,1	36	-0,5	0,347	9	0,077111	23859746	
0,2	40,5	-0,3	0,547	13,5	0,081037	23448360	
0,3	45	0	0,847	18	0,094111	23036975	

Tabel 6.18. Gaya geser terfaktor akibat pembebanan

Titik	Jarak (m)	Gelagar (N)	Mali (N)	Hidup (N)									Vu (N)
				Posisi A	Posisi B	Posisi C	Posisi D	Posisi E	Posisi F	Posisi G			
A	0	2274302	436750	7460673	920072,1	-211712,2	37702,63	708359,87	-174009,61	957774,7	4785702		
	0,1	1641792	315285	567275	741284,9	-211712,2	37702,63	529572,62	-174009,61	778987,5	3594872		
	0,2	1009282	193820	388488	562497,6	-211712,2	37702,63	350785,37	-174009,61	600200,2	2404043		
	0,3	376772,7	72354,4	209701	383710,4	-211712,2	37702,63	171998,12	-174009,61	421413	1213213		
	0,4	255737	-4911	30913,5	204923,1	-211712,2	37702,63	-6789,13	-174009,61	242825,7	704557,1		
	0,5	-868247	-170576	-464064	-290054,3	-211712,2	37702,63	-501766,48	-174009,61	-252351,6	2073414		
	0,6	-1520756	-292042	-642851	-469841,5	-211712,2	37702,63	-680563,73	-174009,61	-431138,9	3264243		
	0,7	-2153266	-413507	-821638	-647628,8	-211712,2	37702,63	-859340,98	-174009,61	-609926,1	4455073		
	0,8	-2785776	-534972	-1E+06	-826416	-211712,2	37702,63	-1038128,23	-174009,61	-788713,4	5645903		
B	0,9	-3418285	-656438	-1E+06	-1005203	-211712,2	37702,63	-1216915,48	-174009,61	-967500,6	6836732		
	0,1	-4050795	-777903	-1E+06	-1183991	-211712,2	37702,63	-1395702,73	-174009,61	-1146288	8027562		
	0,2	4216731	809769	1350010	127246,4	1350010,1	-127246,4	1477256,42	1222763,68	0	8395410		
	0,3	3373385	647815	1111627,1	127246,4	1111627,1	-127246,4	1238873,42	984380,68	0	6807637		
	0,4	2530039	485861	873244,05	127246,4	873244,05	-127246,4	1000490,42	745997,68	0	5219865		
	0,5	1686692	323908	634861,05	127246,4	634861,05	-127246,4	762107,42	507614,68	0	3632092		
	0,6	843346,2	161954	396478	127246,4	396478,05	-127246,4	523724,42	269231,68	0	2044319		
	0,7	0	0	-158095	127246,4	-158095,1	-127246,4	-30848,68	-285341,42	0	456546,3		
	0,8	-843346	-161954	-396478	127246,4	-396478,1	-127246,4	-269231,66	-523724,42	0	2044319		
C	0,9	-1686692	-323908	-634861	127246,4	-634861,1	-127246,4	-507614,68	-762107,42	0	3632092		
	0,1	-2530039	-485861	-873244	127246,4	-873244,1	-127246,4	-745997,68	-1000490,42	0	5219865		
	0,2	-3373385	-647815	-1E+06	127246,4	-1111627	-127246,4	-984380,68	-1238873,42	0	6807637		
	0,3	-4216731	-809769	-1E+06	127246,4	-1360010	-127246,4	-1222763,68	-1477256,42	0	8395410		
	0,4	4050795	777903	1350000	-37702,63	211712,23	1183990,5	174009,61	1395702,73	1146288	8027562		
	0,5	3418285	656438	119213	-37702,63	211712,23	1005203,3	174009,61	1216915,48	967500,6	6836732		
	0,6	2785776	534972	1000426	-37702,63	211712,23	826416	174009,61	1216915,48	788713,4	5645903		
	0,7	2153266	413507	821638	-37702,63	211712,23	647628,75	174009,61	859340,98	609926,1	4455073		
	0,8	1520756	292042	642851	-37702,63	211712,23	468841,5	174009,61	680563,73	431138,9	3264243		
0,9	888246,6	170576	147874	-37702,63	211712,23	-26135,85	174009,61	185576,38	-63838,46	1609327			
0,1	255736,9	4911	-30914	-37702,63	211712,23	-204923,1	174009,61	6789,13	-242625,7	704557,1			
0,2	376773	-72354	-209701	-37702,63	211712,23	-383710,4	174009,61	-171998,12	-421413	1213213			
0,3	-1009282	-193820	-388488	-37702,63	211712,23	-562497,6	174009,61	-350785,37	-600200,2	2404043			
0,4	-1641792	-315285	-567275	-37702,63	211712,23	-741264,9	174009,61	-529572,62	-778987,5	3594872			
0,5	-2274302	-436750	-7460673	-37702,63	211712,23	-920072,1	174009,61	-708359,87	-957774,7	4785702			

Tabel 6.19. Kuat geser retak lentur dan kuat geser retak badan

Titik	d mm	P N	Kuat geser retak badan			Kuat geser retak lentur				V _c
			V _p (N)	F _{pc} (Mpa)	V _{crw} (N)	M _{cr}	V _i	V _d	V _{cr}	
A	0,1	23448360	1900186	3,9277	7805484	2,987E+10	1624722,04	1641792,02	8107369	
	0,2	23859746	1839852	3,99661	7784841	2,989E+10	1192904,02	1009282,37	4054765	
	0,3	24271131	1585714	4,06552	7570395	3,030E+10	761086	376772,72	21966567	
	0,4	24389479	0	4,08199	5984170	3,088E+10	-397672,756	-255736,93	1700040	
	0,5	2400	1034082	4,01783	6991294	3,151E+10	-1007517,976	-888246,58	1725138	
	0,6	23603383	1820083	3,96367	7740338	3,252E+10	-1439335,996	-1520756,23	3475368	
	0,7	23220334	2225712	3,8895	8109010	3,393E+10	-1871154,016	-2153265,88	6576836	
	0,8	22837286	2402990	3,82534	8249330	-3,985E+10	-2302972,036	-2785775,53	8586184	
	0,9	22454238	2588724	3,76118	8398107	-2,068E+10	-374790,056	-3418285,18	7697854	
B	0,1	21599143	0	3,61795	5966161	-3,396E+10	-3166608,076	-4050794,83	5912485	
	0,2	20596726	2754812	3,61795	5966161	-3,396E+10	-2,675E+10	4216731	7476371	
	0,3	20139383	2360783	3,37343	8384978	-1,567E+10	2759575,712	3373384,8	11440015	
	0,4	19682039	1820589	3,29682	7946823	6,489 E+09	2183818,352	2530038,6	11372602	
	0,5	2400	1313688	3,22022	6811476	1,637E+10	1608060,992	1866692,4	4360418	
	0,6	19224696	0	3,14361	5680271	2,832E+10	-456546,272	843346,2	2293900	
	0,7	19682039	1820589	3,29682	7362503	1,637E+10	-1608060,992	-843346,2	1700680	
	0,8	20139383	2360783	3,37343	7946823	2,447E+10	-2183818,352	-2530038,6	10158287	
	0,9	20596726	2754812	3,45004	8384978	-1,567E+10	-2759575,712	-3373384,8	10225700	
C	0,1	2400	0	3,61795	5966161	-3,396E+10	-2,675E+10	-4216731	6211320	
	0,2	2400	2588724	3,61795	5966161	-3,396E+10	-2,675E+10	4050794,83	3177536	
	0,3	2400	22837286	3,82534	8249330	-1,432E+10	-9,067E+09	3418285,18	11976068	
	0,4	2400	23220334	3,8896	8109010	1,262E+10	5,900E+10	2153265,88	4851570	
	0,5	2400	23603383	3,95367	7740338	1,827E+10	5,190E+10	1520756,23	6216189	
	0,6	2400	23866431	4,01783	6991294	2,198E+10	4,519E+10	888246,58	2612644	
	0,7	2400	24369479	4,08199	5994170	2,147E+10	3,97672,756	255736,93	1700040	
	0,8	24271131	1585714	4,06552	7570395	1,902E+10	-761086	-376772,72	1700040	
	0,9	23859746	1839852	3,99661	7784841	1,482E+10	-1192904,02	-1009282,37	2563816	
0,9	23448360	1900186	3,9277	7805484	8,283E+09	-1624722,04	-1641792,02	5111271		

Tabel 6. 20. Spasi tulangan geser

Titik	V _c	V _{u/φ}	V _s	Per web		Check spasi	
				V _s	S	S _{max}	S _{terpakai}
A	0,1	7,805E+06	5,991E+06	-1,814E+06	-9,070E+05	600	600
	0,2	4,055E+06	4,007E+06	-4,803E+04	-2,401E+05	600	600
	0,3	2,197E+06	2,022E+06	-1,745E+04	-8,727E+04	600	600
	0,4	1,700E+06	1,174E+06	-5,258E+05	-2,629E+05	600	600
	0,5	1,725E+06	3,456E+06	1,731E+06	8,653E+05	784	600
	0,6	3,475E+06	5,440E+06	1,965E+06	9,825E+05	691	600
	0,7	6,577E+06	7,425E+06	8,483E+05	4,241E+05	1600	600
	0,8	8,249E+06	9,410E+06	1,161E+06	5,803E+05	1169	600
	0,9	7,698E+06	1,139E+07	3,697E+06	1,848E+06	367	367
B	0,1	5,966E+06	1,399E+07	8,026E+06	4,013E+06	176	176
	0,2	8,385E+06	1,135E+07	2,961E+06	1,481E+06	458	600
	0,3	7,947E+06	8,700E+06	7,530E+05	3,765E+05	1802	600
	0,4	4,360E+06	6,053E+06	1,693E+06	8,465E+05	802	600
	0,5	2,294E+06	3,407E+06	1,113E+06	5,566E+05	1219	600
	0,6	1,771E+06	7,609E+05	-1,010E+06	-5,049E+05	600	600
	0,7	1,700E+06	3,407E+06	1,707E+06	8,536E+05	795	600
	0,8	3,146E+06	6,053E+06	2,907E+06	1,454E+06	467	600
	0,9	7,947E+06	8,700E+06	7,530E+05	3,765E+05	1802	600
C	0,1	5,966E+06	1,399E+07	8,026E+06	4,013E+06	176	176
	0,2	8,385E+06	1,135E+07	2,961E+06	1,481E+06	458	600
	0,3	7,947E+06	8,700E+06	7,530E+05	3,765E+05	1802	600
	0,4	4,360E+06	6,053E+06	1,693E+06	8,465E+05	802	600
	0,5	2,294E+06	3,407E+06	1,113E+06	5,566E+05	1219	600
	0,6	1,700E+06	3,407E+06	1,707E+06	8,536E+05	795	600
	0,7	3,146E+06	6,053E+06	2,907E+06	1,454E+06	467	600
	0,8	7,947E+06	8,700E+06	7,530E+05	3,765E+05	1802	600
	0,9	8,385E+06	1,135E+07	2,961E+06	1,481E+06	458	458
C	0,1	5,966E+06	1,388E+07	7,413E+07	3,707E+06	191	191
	0,2	8,398E+06	1,139E+07	2,996E+06	1,498E+06	453	600
	0,3	4,852E+06	9,410E+06	4,558E+06	2,279E+06	298	300
	0,4	8,109E+06	7,425E+06	-6,839E+05	-3,419E+05	600	600
	0,5	6,216E+06	5,440E+06	-7,758E+05	-3,879E+05	600	600
	0,6	2,613E+06	2,682E+06	6,957E+04	3,478E+04	19508	600
	0,7	1,700E+06	1,174E+06	-5,258E+05	-2,629E+05	600	600
	0,8	1,700E+06	2,022E+06	3,220E+05	1,610E+05	4215	600
	0,9	2,564E+06	4,007E+06	1,443E+06	7,215E+05	941	600

6.6.17. Kontrol Lendutan

1. Lendutan akibat gaya pratekan

Diketahui :

$$P_i = 23375524,5 \text{ N}$$

$$E_{ci} = 26587,2 \text{ Mpa}$$

$$I = 7,77673 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$P_e = 18767352,69 \text{ N}$$

$$E_c = 695 \text{ mm}$$

$$E_c = 1305 \text{ mm}$$

$$L = 60000 \text{ mm}$$

$$C_u = 2,04 \text{ (Tabel B.2)}$$

$$\Delta_{pi} = \frac{5P_i(e_c - e_c)L^2}{48E_dI} - \frac{P_i e_c L^2}{8E_dI}$$

$$= \frac{5 \times 23375524,2(1305 - 695)60000^2}{48 \times 26587,2 \times 7,776 \times 10^{12}} - \frac{23375524,2 \times 1305 \times 60000^2}{826587,2 \times 7,776 \times 10^{12}}$$

$$= 49,43 \text{ mm}$$

$$\Delta_{pe} = \Delta_{pi} \frac{P_c}{P_i} = 49,43 \times \frac{18767352,69}{23375524,5} = 39,69 \text{ mm}$$

2. Lendutan akibat berat gelagar

Diketahui :

$$M_m = 23279869060 \text{ Nmm}$$

$$M_1 = M_2 = -3,9971 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$\Delta_o = \frac{5L^2}{48E_cI} \left(M_m - \frac{1}{10}(M_1 + M_2) \right)$$

$$= \frac{5 \times 60000^2}{48 \times 26587,2 \times 7,776 \times 10^{12}} \left(23279869060 - \frac{1}{10}(2 \times 3,997 \times 10^{10}) \right)$$

$$= 27,72 \text{ mm}$$

3. Lendutan akibat beban mati

Diketahui :

$$M_m = 4470599690 \text{ Nmm}$$

$$M_1 = M_2 = 7675935310 \text{ Nmm}$$

$$E_c = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$\Delta_d = \frac{5L^2}{48E_cI} \left(M_m - \frac{1}{10}(M_1 + M_2) \right)$$

$$= \frac{5 \times 60000^2}{48 \times 29725,4 \times 7,776 \times 10^{12}} \left(4470599690 - \frac{1}{10}(2 \times 7675935310) \right)$$

$$= 4,76 \text{ mm}$$

4. Lendutan akibat beban lalu-lintas (Posisi C)

Diketahui :

$$M_m = 13094526000 \text{ Nmm}$$

$$M_1 = M_2 = -9527050500 \text{ Nmm}$$

$$E_c = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$\Delta_1 = \frac{5L^2}{48E_cI} \left(M_m - \frac{1}{10}(M_1 + M_2) \right)$$

$$= \frac{5 \times 60000^2}{48 \times 29725,4 \times 7,776 \times 10^{12}} \left(13094526000 - \frac{1}{10}(2 \times 9527050500) \right)$$

$$= 18,15 \text{ mm}$$

5. Lendutan total tengah bentang

Diketahui :

$$(C_u)_F = 2,04 \times 0,93 = 1,9 \text{ (Tabel B.3 & B.4)}$$

$$\Delta = -\Delta_{pe} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} C_u + (\Delta_o + \Delta_d)(1 + C_u) + \Delta_1$$

$$= -39,69 - \left(\frac{49,43 + 36,69}{2} \right) \times 1,9 + (27,72 + 4,76)(1 + 1,9) + 18,15$$

$$= -12,01 \text{ mm}$$

Berdasarkan rumus pendekatan ACI (Tabel 3.1)

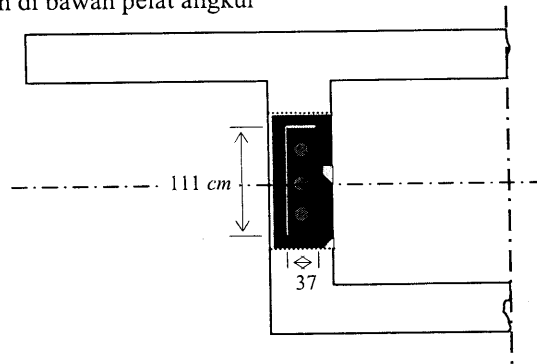
$$\Delta = 27,72 \times 2,7 - 49,43 \times 2,45 + 4,76 \times 3 + 18,15 = -13,83 \text{ mm}$$

Menurut SK SNI 1991 Pasal 3.2.5

Batas lendutan adalah $L/480 = 125 \text{ mm} > 18,64 \text{ mm}$

6.6.18. Desain Blok Ujung

1. Tegangan di bawah pelat angkur



Gambar 6.22 Blok ujung

Diketahui :

$$f_{ci} = 28 \text{ MPa}$$

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

$$A_1 = 37 \times 111 = 4107 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 40 \times (111 + 2 + 1,5) = 4560 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bi} = 0,8 f_{ci} \sqrt{\left(\frac{A_2}{A_1} - 0,2\right)}$$

$$= 0,8 \times 28 \sqrt{\left(\frac{4560}{4170} - 0,2\right)} = 21,37 \text{ Mpa} < 1,25 \times 28 = 35 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,6 \times 40 \sqrt{\frac{4560}{4170}} = 25,29 \text{ MPa}$$

2. Penentuan gaya tarik transversal

Diketahui :

$$H = 3000 \text{ mm}$$

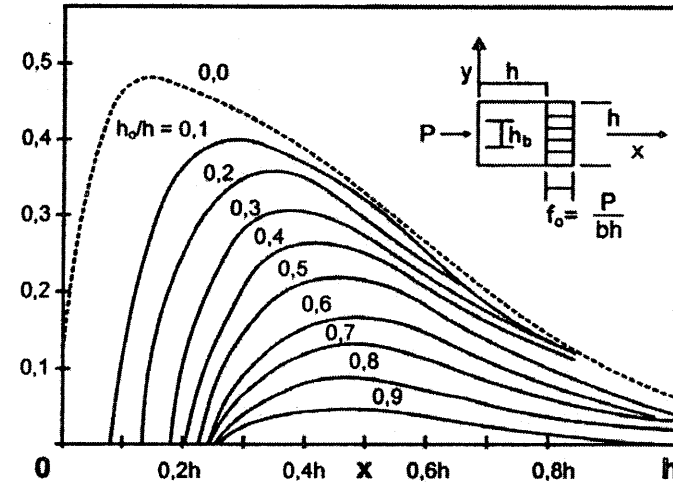
$$h_b = 1111 \text{ mm}$$

$$P = 3 \times 35 \times 98,71 \times 1488 = 15422450,4 \text{ N}$$

$$h_b/h = 1111/3000 = 0,37$$

$$T = 0,25P \left(1 - \frac{h_b}{h}\right) = 0,25 \times 15422450,4 (1 - 0,37)$$

$$= 2427750,734 \text{ N}$$



Gambar 6.23 Distribusi tegangan tarik transversal pada *bursting zone* (Iyengar, 1962 dalam Collins & Miychell, 1991)

Dari grafik Gambar 6.22, untuk $h_b/h = 0,37$, maka gaya tarik transversal akan berawal dari $0,19 \times 3000 = 564 \text{ mm}$ sampai 3000 mm

3. Penulangan transversal

$$A_s = \frac{2427750,734}{0,5 \times 400} = 12138,75 \text{ mm}^2$$

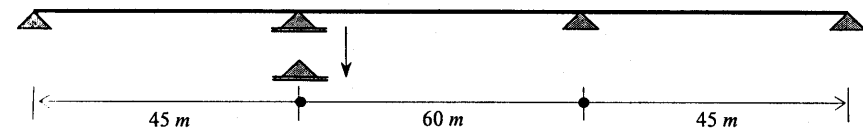
jika digunakan tulangan 2D15, ($A_s = 353,4 \text{ mm}^2$)

maka diperlukan tulangan sebanyak : $n = \frac{12138,75}{2 \times 353,4} = 17,17 \text{ buah}$

Jadi digunakan 18 buah tulangan dengan tulangan pertama diletakkan pada jarak 550 dari ujung sedangkan sisanya ditempatkan dengan spasi 140 mm

6.6.19. Kontrol Tegangan Akibat Penurunan Pondasi

1. Penurunan 1 cm pada salah satu perletakan



Gambar 6.24 Fondasi, mengalami penurunan pada salah satu perletakan

Persamaan slope deflection :

$$M_{AB} = M_{AB}^F + \frac{2EI}{L_{AB}} \left(2\theta_A + \theta_B - \frac{3d_{AB}}{L_{AB}} \right)$$

$$M_{BA} = M_{BA}^F + \frac{2EI}{L_{BA}} \left(2\theta_B + \theta_A - \frac{3d_{AB}}{L_{AB}} \right)$$

Diketahui :

$$E = 29725 \text{ N/mm}^2 = 2,9725 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$I = 777673379 \text{ cm}^4 = 7,77673379 \text{ m}^4$$

$$EI = 2,311634119 \times 100^1$$

$$M_{AB} = \frac{2EI}{45} \left(2\theta_A + \theta_B - \frac{3 \times 0,01}{45} \right)$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{45} \left(2\theta_B + \theta_A - \frac{3 \times 0,01}{45} \right)$$

$$M_{BC} = \frac{2EI}{60} \left(2\theta_B + \theta_C - \frac{3 \times 0,01}{60} \right)$$

$$M_{CB} = \frac{2EI}{60} \left(2\theta_C + \theta_B - \frac{3 \times 0,01}{45} \right)$$

$$M_{CD} = \frac{2EI}{45} (2\theta_C + \theta_D)$$

$$M_{DC} = \frac{2EI}{45} (2\theta_D + \theta_C)$$

Persamaan kesetimbangan pada joint

$$\sum M_A = 0, \quad M_{AB} = 0$$

$$\theta_B = 0,03/45 - 2\theta_A$$

$$\sum M_B = 0 \quad M_{BA} + M_{BC} = 0$$

$$\frac{2EI}{45} \left(2\theta_B + \theta_A - \frac{3 \times 0,01}{45} \right) + \frac{2EI}{60} \left(2\theta_B + \theta_C - \frac{3 \times 0,01}{45} \right) = 0$$

$$\sum M_C = 0 \quad M_{CB} + M_{CD} = 0$$

$$0$$

$$\sum M_D = 0 \quad M_{DC} = 0$$

$$\theta_D = -0,05 - \theta_C$$

Dengan menyelesaikan persamaan di atas diperoleh :

$$\theta_A = 3,24074074 \times 10^{-4}$$

$$\theta_B = 1,85185185 \times 10^{-5}$$

$$\theta_C = -1,29962963 \times 10^{-4}$$

$$\theta_D = 6,48148148 \times 10^{-5}$$

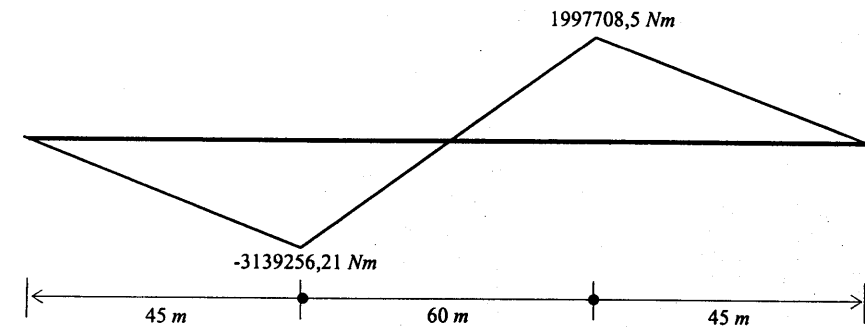
Dengan memasukkan nilai-nilai di atas ke persamaan awal diperoleh :

$$M_{AB} = 0$$

$$M_{BA} = -M_{BC} = -3,13925621 \times 10^6 \text{ Nm}$$

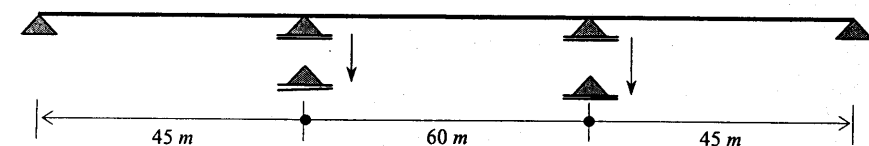
$$M_{CB} = -M_{CD} = 1,9977085 \times 10^6 \text{ Nm}$$

$$M_{DC} = 0$$



Gambar 6.25. Momen akibat penurunan salah satu perletakan

2. Penurunan 1 cm pada kedua perletakan



Gambar 6. 26 Fondasi, mengalami penurunan pada kedua perletakan

$$M_{AB} = \frac{2EI}{45} \left(2\theta_A + \theta_B - \frac{3 \times 0,01}{45} \right)$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{45} \left(2\theta_B + \theta_A - \frac{3 \times 0,01}{45} \right)$$

$$M_{BC} = \frac{2EI}{60} (2\theta_B + \theta_C)$$

$$M_{CB} = \frac{2EI}{60} (2\theta_C + \theta_B)$$

$$M_{CD} = \frac{2EI}{45} \left(2\theta_C + \theta_D + \frac{3 \times 0,01}{45} \right)$$

$$M_{DC} = \frac{2EI}{45} \left(2\theta_D + \theta_C + \frac{3 \times 0,01}{45} \right)$$

Persamaan kesetimbangan pada joint

$$\sum M_A = 0 \quad M_{AB} = 0$$

$$\theta_B = 0,03/45 - 2\theta_A$$

$$\sum M_B = 0 \quad M_{BA} + M_{BC} = 0$$

$$\frac{2EI}{45} \left(2\theta_B + \theta_A - \frac{3 \times 0,01}{45} \right) + \frac{2EI}{60} (2\theta_B + \theta_C) = 0$$

$$\sum M_C = 0 \quad M_{CB} + M_{CD} = 0$$

$$\frac{2EI}{60} (2\theta_C + \theta_B) + \frac{2EI}{45} \left(2\theta_C + \theta_D + \frac{0,03}{45} \right) = 0$$

$$\sum M_D = 0 \quad M_{DC} = 0$$

$$\theta_D = -0,03/90 - 0,5\theta_C$$

Dengan menyelesaikan persamaan di atas diperoleh

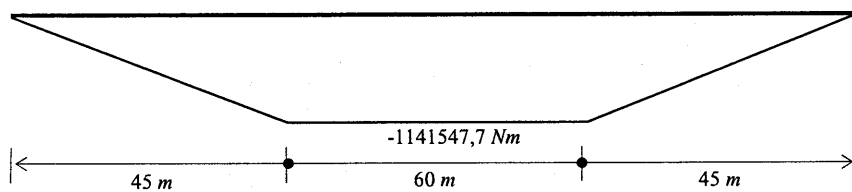
$$\theta_A = 2,5925926 \times 10^{-4} \quad \theta_B = 1,4814815 \times 10^{-4}$$

$$\theta_C = -1,4814815 \times 10^{-4} \quad \theta_D = -2,5925926 \times 10^{-4}$$

Dengan memasukkan nilai-nilai di atas ke persamaan awal diperoleh :

$$M_{AB} = 0 \quad M_{BA} = -M_{BC} = -1,1415477 \times 10^6 \text{ Nm}$$

$$M_{CB} = -M_{CD} = -1,1415477 \times 10^6 \text{ Nm} \quad M_{CD} = 0$$



Gambar 6.27 Momen akibat penurunan kedua perletakan

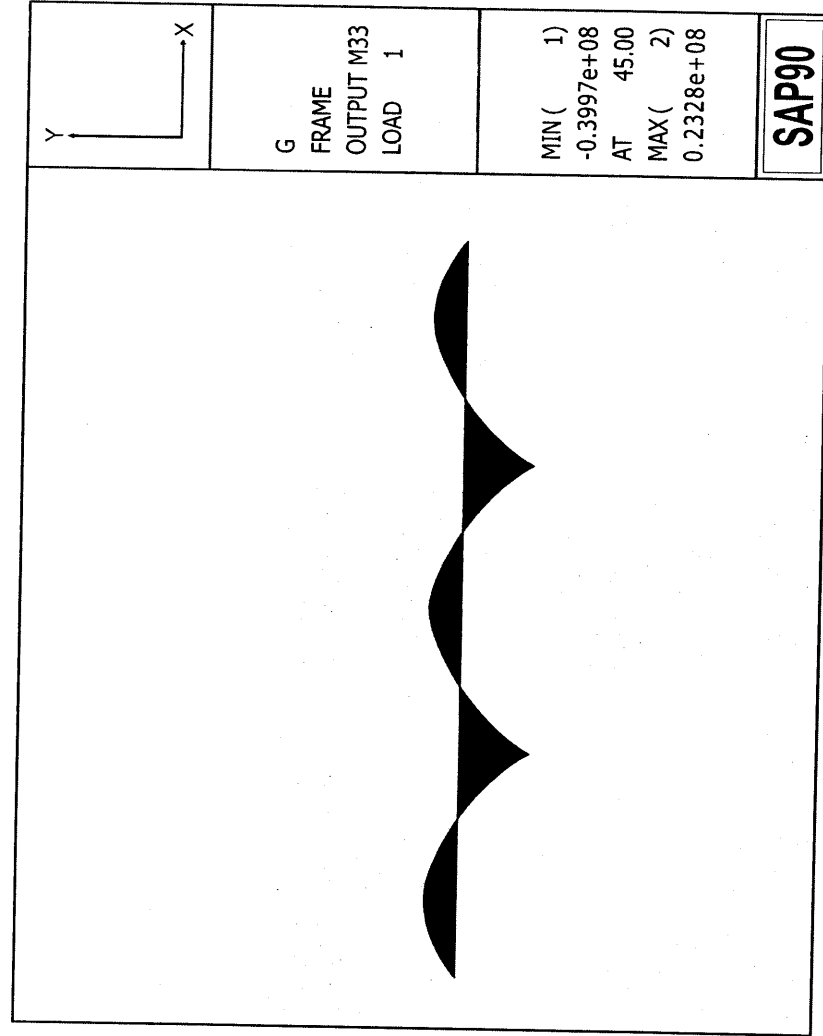
Tabel 6. 21 Kontrol tegangan akibat penurunan 1 cm pada kedua perletakan

Titik	Momen akibat penurunan (Nm)	Tegangan akibat penurunan pondasi		Tegangan perencanaan (Mpa)				Tegangan total (Mpa)			
		f _t	f _b	Momen Positif	Momen Negatif	Momen positif	Momen negatif	f _t	f _b	f _t	f _b
A	0	0,000	0,000	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86
0.1	-1,14155E+05	0,018	-0,026	-2,47	-4,14	-4,87	-4,13	-4,13	-4,13	-4,13	-3,63
0.2	-2,28310E+05	0,035	-0,053	-1,49	-4,28	-5,62	-4,25	-4,25	-4,25	-4,25	-3,61
0.3	-3,42464E+05	0,053	-0,079	-0,92	-4,28	-6,10	-4,23	-4,23	-4,23	-4,23	-3,82
0.4	-4,56619E+05	0,070	-0,106	-0,69	-4,08	-6,26	-4,01	-4,01	-4,01	-4,01	-4,19
0.5	-5,70774E+05	0,088	-0,132	-0,79	-3,66	-6,07	-3,57	-3,57	-3,57	-3,57	-4,70
0.6	-6,84929E+05	0,105	-0,159	-1,63	-3,09	-5,39	-2,98	-2,98	-2,98	-2,98	-5,42
0.7	-7,99083E+05	0,123	-0,185	-2,86	-2,37	-4,45	-2,25	-2,25	-2,25	-2,25	-6,36
0.8	-9,13238E+05	0,140	-0,212	-4,51	-1,52	-3,23	-1,38	-1,38	-1,38	-1,38	-7,53
0.9	-1,02739E+06	0,158	-0,238	-6,32	-0,36	-1,91	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-9,14
B	-1,14155E+06	0,175	-0,265	-9,04	2,61	0,15	2,78	2,78	2,78	2,78	-13,29
0.1	-1,14155E+06	0,175	-0,265	-9,04	2,61	0,15	2,78	2,78	2,78	2,78	-13,29
0.2	-1,14155E+06	0,175	-0,265	-4,15	-1,72	-2,81	-1,54	-1,54	-1,54	-1,54	-6,34
0.3	-1,14155E+06	0,175	-0,265	-1,57	-3,28	-4,39	-3,10	-3,10	-3,10	-3,10	-3,79
0.4	-1,14155E+06	0,175	-0,265	0,80	-4,07	-5,83	-3,90	-3,90	-3,90	-3,90	-2,39
0.5	-1,14155E+06	0,175	-0,265	2,36	-4,51	-6,74	-4,33	-4,33	-4,33	-4,33	-1,54
		0,175	-0,265	3,08	-4,60	-7,09	-4,43	-4,43	-4,43	-4,43	-1,21

Tabel 6.22 Kontrol tegangan akibat penurunan fondasi 2 cm

Titik	Momen akibat penurunan (Nm)	Tegangan akibat penurunan pondasi		Tegangan perencanaan (Mpa)				Tegangan total (Mpa)					
		f _t	f _b	Momen positif		Momen negatif		Momen positif		Momen negatif			
				f _t	f _b	f _t	f _b	f _t	f _b	f _t	f _b		
A	0	0,000	0,000	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86	-3,86
0,1	-1,14155E+05	0,018	-0,026	-4,89	-2,47	-4,14	-3,60	-4,87	-2,50	-4,13	-4,25	-3,61	-3,63
0,2	-2,28310E+05	0,035	-0,053	-5,65	-1,49	-4,28	-3,56	-5,62	-1,55	-4,25	-4,23	-3,82	-3,82
0,3	-3,42464E+05	0,053	-0,079	-6,15	-0,92	-4,28	-3,74	-6,10	-1,00	-4,23	-4,10	-4,19	-4,19
0,4	-4,56619E+05	0,070	-0,106	-6,33	-0,69	-4,08	-4,08	-6,26	-0,80	-4,10	-3,57	-4,70	-4,70
0,5	-5,70774E+05	0,088	-0,132	-6,15	-0,79	-3,66	-4,56	-6,07	-0,92	-3,57	-2,98	-5,42	-5,42
0,6	-6,84929E+05	0,105	-0,159	-5,49	-1,63	-3,09	-5,26	-5,39	-1,78	-2,98	-2,25	-6,36	-6,36
0,7	-7,99083E+05	0,123	-0,185	-4,57	-2,86	-2,37	-6,18	-4,45	-4,72	-1,38	-7,53	-7,53	-7,53
0,8	-9,13238E+05	0,140	-0,212	-3,37	-4,51	-1,52	-7,31	-3,23	-4,72	-1,38	-9,14	-9,14	-9,14
0,9	-1,02739E+06	0,158	-0,238	-2,07	-6,32	-0,36	-8,90	-1,91	-6,56	-0,20	-13,29	-13,29	-13,29
B	-1,14155E+06	0,175	-0,265	-0,03	-9,04	2,61	-13,02	0,15	-9,30	2,78	-13,29	-13,29	-13,29
0,1	-1,14155E+06	0,175	-0,265	-0,03	-9,04	2,61	-13,02	0,15	-9,30	2,78	-13,29	-13,29	-13,29
0,2	-1,14155E+06	0,175	-0,265	-2,98	-4,15	-1,72	-6,07	-2,81	-4,42	-1,54	-6,34	-6,34	-6,34
0,3	-1,14155E+06	0,175	-0,265	-4,56	-1,57	-3,28	-3,52	-4,39	-1,84	-3,10	-3,79	-3,79	-3,79
0,4	-1,14155E+06	0,175	-0,265	-6,01	0,80	-4,07	-2,12	-5,83	0,53	-3,90	-2,39	-2,39	-2,39
0,5	-1,14155E+06	0,175	-0,265	-6,92	2,36	-4,51	-1,28	-6,74	2,10	-4,33	-1,54	-1,54	-1,54
		0,175	-0,265	-7,26	3,08	-4,60	-0,94	-7,09	2,82	-4,43	-1,21	-1,21	-1,21

LAMPIRAN A-1



LAMPIRAN A-2

CSI / SAP 90 - - FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STRUCTURES PAGE 1
BALOK MENERUS (BEBAN GELAGAR N.M)
FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COND	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANE		1-3 PLANE		AXIAL TORQ
				SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	
1	1	.00	.0	2274301.67				
			4.5	1641792.02	8811310.82			
			9.0	1009282.37	14776128.21			
			13.5	376772.72	17894752.18			
			18.0	-255736.93	18167082.73			
			22.5	-888246.58	15593119.84			
			27.0	-1520756.23	10172863.54			
			31.5	-2153265.88	1906313.81			
			36.0	-2785775.53	-9206529.35			
			40.5	-3418285.18	-23165665.93			
			45.0	-4050794.83	-39971095.94			
2	1	.00	.0	4216731.00	-39971095.94			
			6.0	3373384.80	-17200748.54			
			12.0	2530038.60	509521.66			
			18.0	1686692.40	13159714.66			
			24.0	843346.20	20749830.46			
			30.0	.00	23279869.06			
			36.0	-843346.20	20749830.46			
			42.0	-1686692.40	13159714.66			
			48.0	-2530038.60	509521.66			
			54.0	-3373384.80	-17200748.54			
			60.0	-4216731.00	-39971095.94			
3	1	.00	.0	4050794.83	-39971095.94			
			4.5	3418285.18	-23165665.93			
			9.0	2785775.53	-9206529.35			
			13.5	2153265.88	1906313.81			
			18.0	1520756.23	10172863.54			
			22.5	888246.58	15593129.84			
			27.0	255736.93	18167082.73			
			31.5	-376772.72	17894752.18			
			36.0	-1009282.37	14776128.21			
			40.5	-1641792.02	8811210.82			
			45.0	-2274301	.00			

LAMPIRAN B-1

Tabel B.1. Faktor koreksi rayapan untuk variasi umur pembebanan (Branson, 1977)

Umur pembebanan	Koefisien rayapan, K_{CA}	
	Moist-cured	Steam-cured
7	1,00	0,97
10	0,95	0,90
20	0,87	0,85
28	0,84	0,83
60	0,77	0,76
90	0,74	0,74

Tabel B.2. Faktor koreksi rayapan dan susut untuk variasi Kelembaban relatif (Branson, 1977)

Kelembaban relatif, H	Koefisien rayapan, K_{CH}	Koefisien susut, K_{SA}
40 atau kurang	1,00	1,00
50	0,94	0,90
60	0,87	0,80
70	0,80	0,70
80	0,73	0,60
90	0,67	0,30
100	0,60	0,00

Tabel B.2. Faktor koreksi rayapan dan susut untuk ketebalan rata-rata $\leq 5,1$ cm (Branson, 1977)

Ketebalan rata-rata, T (Cm)	Rayapan, KCS		Susut KSS	
	≤ 1 tahun	Ultimit	≤ 1 tahun	≤ 1 tahun
5,1		1,30	1,35	1,35
7,6		1,17	1,25	1,25
10,2	1,11	1,11	1,17	1,17
12,7	1,04	1,04	1,08	1,08
15,2	1,00	1,00	1,00	1,00
20,3	0,96	0,96	0,93	0,94
25,4	1,30	0,93	0,85	0,88
30,5	1,17	0,90	0,77	0,82
38,1	0,80	0,85	0,66	0,74
50,8	0,68	0,76	0,47	0,59

Tabel B.4 Koefisien rayapan ultimit dan tegangan susut, termasuk pengaruh kelembaban relatif untuk moist cured dan steam cured (Branson, 1977)

Umur (hari)	Kelembaban rata-rata																	
	90 %			80 %			70 %			60 %			50 %			40 %		
	Moist cured	Steam cured	ϵ_{sh}	Moist cured	Steam cured	ϵ_{sh}	Moist cured	Steam cured	ϵ_{sh}	Moist cured	Steam cured	ϵ_{sh}	Moist cured	Steam cured	ϵ_{sh}	Moist cured	Steam cured	ϵ_{sh}
1	281	1,57	234	562	1,72	468	655	1,88	546	749	2,04	624	842	2,21	702	936	2,35	780
7	1,57	234	1,53	1,72	468	1,66	1,88	546	1,82	487	2,04	624	2,21	702	2,14	626	2,35	780
10	1,50	182	1,42	1,63	364	1,54	1,79	425	1,69	462	1,94	485	2,10	546	1,99	594	2,23	607
20	1,37	142	1,34	1,49	298	1,46	1,64	347	1,60	400	1,78	397	1,74	458	1,88	515	2,05	496
28	1,32	130	1,31	1,44	260	1,42	1,58	303	1,56	362	1,72	347	1,70	414	1,86	390	1,97	433
60	1,21	86	1,20	1,32	172	1,30	1,45	201	1,43	261	1,57	230	1,70	259	1,68	336	1,81	287
90	1,17	66	1,17	1,27	131	1,27	1,39	153	1,69	207	1,51	175	1,63	197	1,63	266	1,74	218

LAMPIRAN B-3

Tabel B.5 Koefisien gesekan untuk tendon post-tension (Naaman, 1982)

Type of tendon	Wobble coefficient K		Curvature coefficient μ
	Per foot	Per meter	Per radian
Tendon is flexible metal sheathing			
Wire tendons	0,0010 - 0,0015	0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
7-wire strand	0,0005 - 0,0020	0,0016 - 0,0066	0,15 - 0,25
High-strenght bars	0,0001 - 0,0006	0,0003 - 0,0020	0,08 - 0,30
Tendons is Rigid Metal Duet			
7-wire strand	0,0002	0,00066	0,15 - 0,25
Pregreased tendons			
Wire tendons and 7-wire strand	0,0003 - 0,0020	0,0019 - 0,0066	0,05 - 0,15
Mastic-Coated Tendons			
Wire tendons and 7-wire strand	0,0010 - 0,0020	0,0033 - 0,0066	0,05 - 0,15

LAMPIRAN B-4

Tabel B.6 AASHTO LUMP-SUM LOSSES

Type of prestressing steel	Total loss	
	$f'_c = 4,000$ psi (27,6 N/mm ²)	$f'_c = 5,000$ psi (34,5 N/mm ²)
Pretensioning strand		45,000 psi (310 N/mm ²)
Pretensioning* wire or strand	32,000 psi (221 N/mm ²)	33,000 psi (228 N/mm ²)
Bars	22,000 psi (152 N/mm ²)	23,000 psi (159 N/mm ²)

* Losses due to friction are excluded. Such losses should be computed according to Section 6,5 of the AASHTO specifications.

Tabel B.7 APPROXIMATE PRESTRESS LOSS VALUES FOR POST-TENSIONING

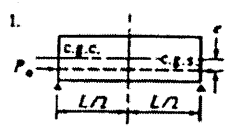
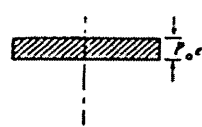
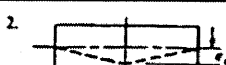
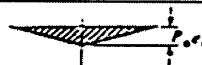
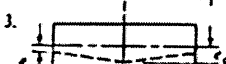

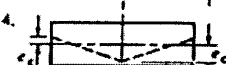


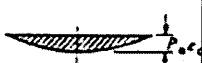
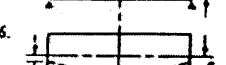



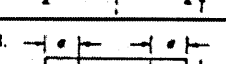
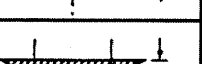
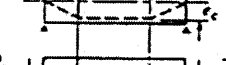

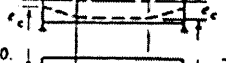

Post-tensioning tendons material	Total loss	
	Slabs	Beams and Joists
Stress-relieved 270K strand and stress relieved 240 K wire	30,000 (207 N/mm ²)	35,000 (241 N/mm ²)
Bar	20,000 (138 N/mm ²)	25,000 (172 N/mm ²)
Low-relaxation 270 K strand	15,000 (103 N/mm ²)	20,000 (138 N/mm ²)

Note : This table is approximate prestress losses was developed to provide a common post-tensioning industry basis for determining tendon requirements on projects in which the magnitude of prestress losses is not specified by the designer. These loss values are based on use of normal-weight concrete and on average values of concrete strength, prestress level, and exposure conditions. Actual values of losses may vary strengths, where the concrete is highly prestressed, or in very dry or very wet exposure conditions. The table values do not include losses due to friction.

Source : Post-Tensioning Institute.

LAMPIRAN C

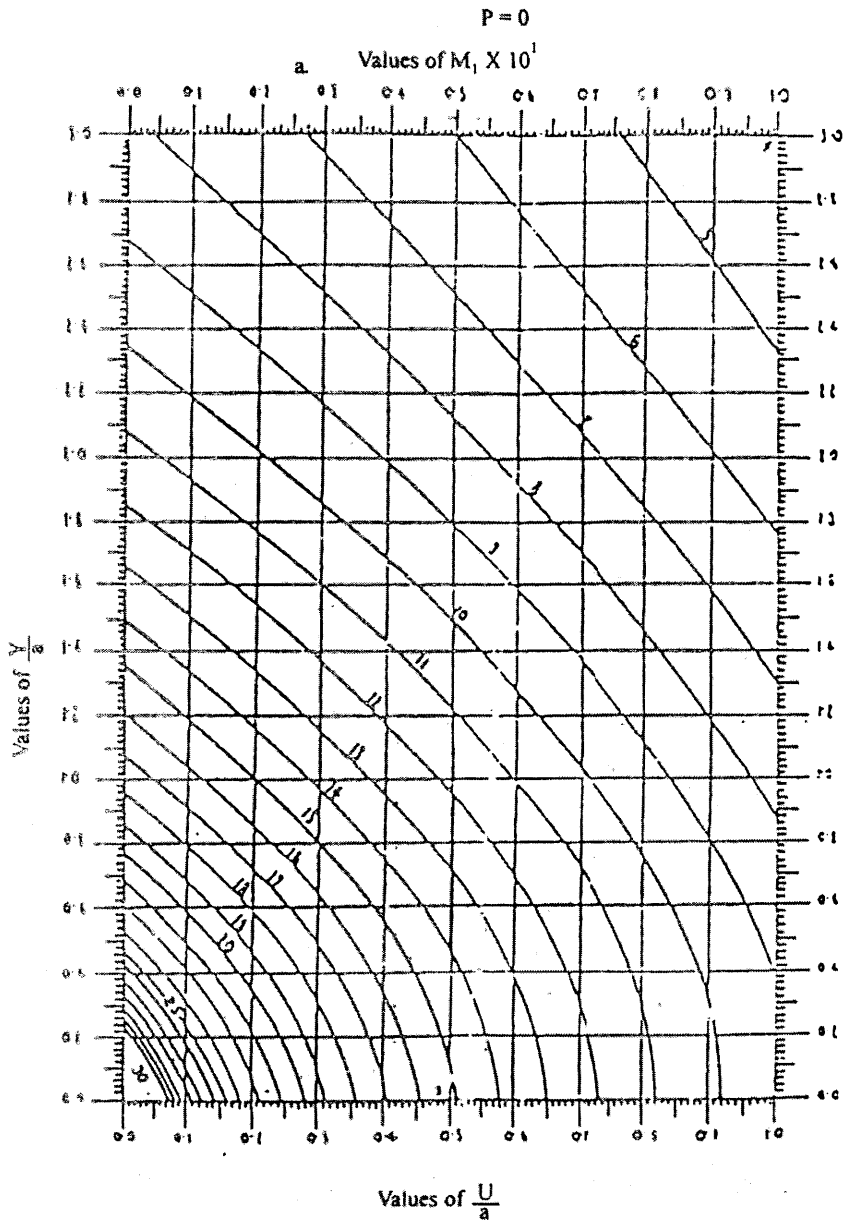
COMMON CASES OF PRESTRESS MOMENT DIAGRAMS WITH FORMULAS FOR COMPUTING CAMBER

Prestressed beam	$P_0 e$ moment diagram	Midspan camber due to $P_0 e$ moments
1. 		$(\Delta_1)_{P_0} = P_0 e L^3 / 8 E I_g$
2. 		$(\Delta_2)_{P_0} = P_0 e L^2 / 12 E I_g$
3. 		$(\Delta_3)_{P_0} = \frac{P_0 (e_c - e_2) L^2}{12 E I_g} + \frac{P_0 e_2 L^2}{8 E I_g}$
4. 		$(\Delta_4)_{P_0} = \frac{P_0 (e_c + e_2) L^2}{12 E I_g} - \frac{P_0 e_2 L^2}{8 E I_g}$
5. 		$(\Delta_5)_{P_0} = 5 P_0 e_c L^2 / 48 E I_g$
6. 		$(\Delta_6)_{P_0} = \frac{5 P_0 (e_c - e_2) L^2}{48 E I_g} + \frac{P_0 e_2 L^2}{8 E I_g}$
7. 		$(\Delta_7)_{P_0} = \frac{5 P_0 (e_c + e_2) L^2}{48 E I_g} - \frac{P_0 e_2 L^2}{8 E I_g}$
8. 		$(\Delta_8)_{P_0} = \frac{P_0 e_c}{E I_g} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{a^2}{6} \right)$
9. 		$(\Delta_9)_{P_0} = \frac{P_0 (e_c - e_2)}{E I_g} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{a^2}{6} \right) + \frac{P_0 e_2 L^2}{8 E I_g}$
10. 		$(\Delta_{10})_{P_0} = \frac{P_0 (e_c + e_2)}{E I_g} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{a^2}{6} \right) - \frac{P_0 e_2 L^2}{8 E I_g}$

For Practical reasons I_g is recommended instead of I_t for most purposed

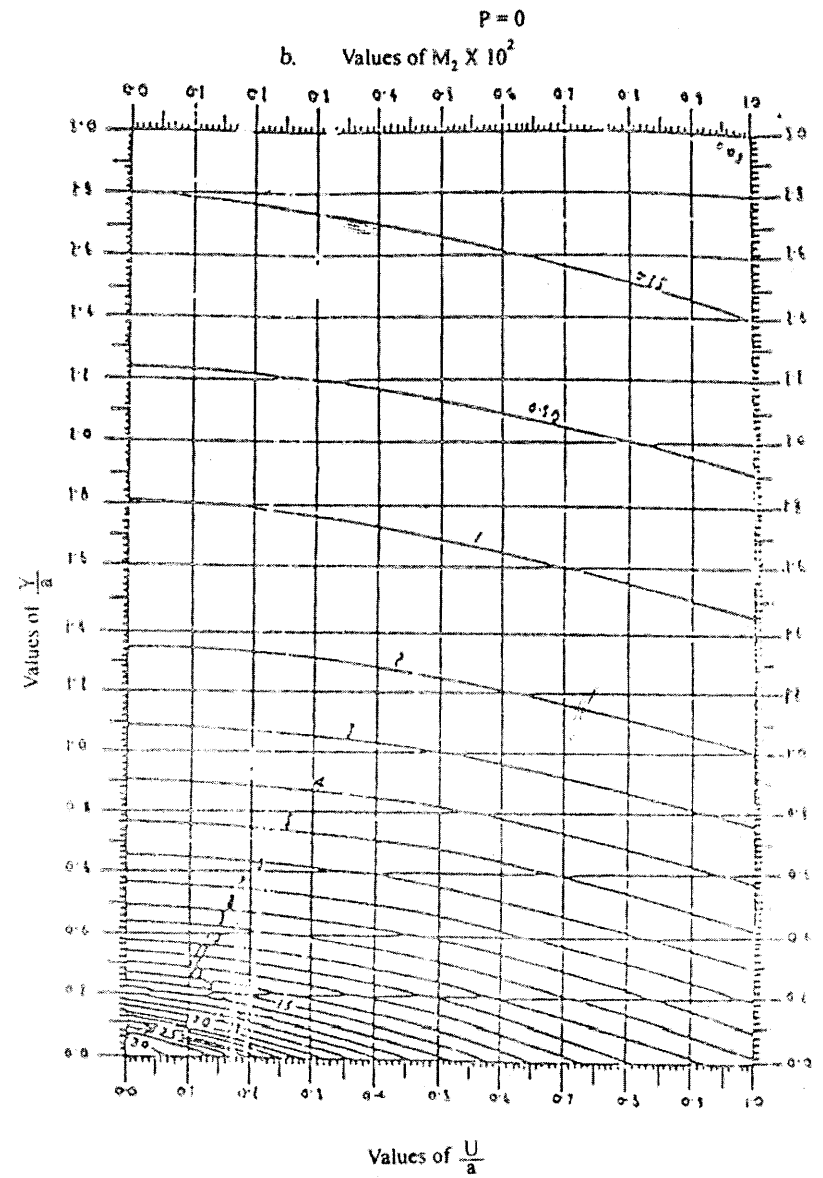
LAMPIRAN D-1

CONCRETE BRIDGE DESIGN



LAMPIRAN D-2

CONCRETE BRIDGE DESIGN



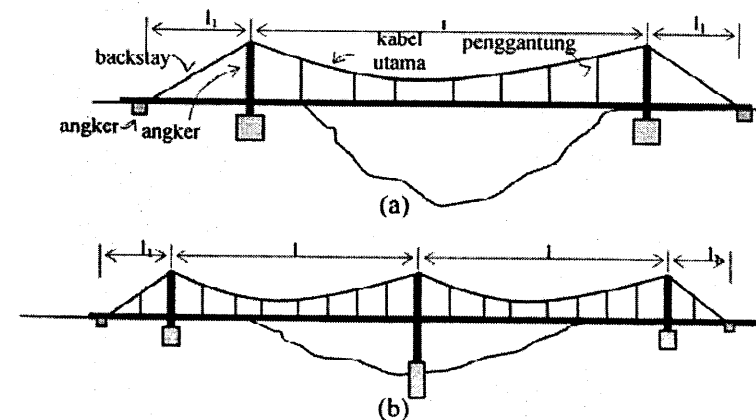
JEMBATAN GANTUNG



7.1. Pendahuluan

Salah satu tipe bentuk jembatan adalah jembatan gantung. Tipe ini sering digunakan untuk jembatan bentang panjang. Pertimbangan pemakaian tipe jembatan gantung adalah dapat dibuat untuk bentang panjang tanpa pilar ditengahnya. Jembatan gantung terdiri atas pelengkung penggantung dan batang penggantung (*hanger*) dari kabel baja, dan bagian yang lurus berfungsi mendukung lalu lintas (dek jembatan).

Selain bentang utama, biasanya jembatan gantung mempunyai bentang luar (*side span*) yang berfungsi untuk mengikat/mengangkerkan kabel utama pada blok angker. Walaupun pada kondisi tertentu terdapat keadaan dimana kabel utama dapat langsung diangkerkan pada ujung jembatan dan tidak memungkinkan adanya bentang luar, bahkan kadangkala tidak membutuhkan dibangunnya pilar.



Gambar 7.1 Bentuk umum jembatan gantung (a) *side span free*, (b) *side span suspended*

Berkaitan dengan bentang luar (*side span*) terdapat bentuk struktur jembatan gantung sebagai berikut:

1. Bentuk bentang War bebas (*side span free*)

Pada bentang luar, kabel utama tidak menahan/dihubungkan dengan lantai jembatan oleh *hanger*, jadi tidak terdapat *hanger* pada bentang luar. Disebut juga dengan tipe *straight backstays* atau kabel utama pada bentang luar berbentuk lurus.

2. Bentuk bentang luar digantungi (*side span suspended*)

Pada bentuk ini kabel utama pada bentang luar menahan struktur lantai jembatan dengan dihubungkan oleh *hanger*.

Steinman (1953), membedakan jembatan gantung menjadi 2 jenis yaitu :

1. Jembatan gantung tanpa pengaku

Jembatan gantung tanpa pengaku adalah tipe jembatan gantung dimana seluruh beban sendiri dan lalu lintas didukung penuh oleh kabel. Hal ini dikarenakan tidak terdapatnya elemen struktur kaku pada jembatan. Dalam hal ini bagian lurus yang berfungsi untuk mendukung lantai lalu lintas berupa struktur sederhana, yaitu berupa balok kayu biasa atau bahkan mungkin terbuat dari bambu. Dalam perhitungan struktur secara keseluruhan, struktur pendukung lantai lalu lintas ini kekakuannya (EI) dapat diabaikan, sehingga seluruh beban mati dan beban lalu lintas akan didukung secara penuh oleh kabel baja melalui *hanger*.

2. Jembatan gantung dengan pengaku

Jembatan dengan pengaku adalah tipe jembatan gantung dimana pada salah satu bagian strukturnya mempunyai bagian yang lurus yang berfungsi untuk mendukung lantai lalu lintas (dek). Dek pada jembatan gantung jenis ini biasanya berupa struktur rangka, yang mempunyai kekakuan (EI) tertentu. Dalam perhitungan struktur secara keseluruhan, beban dari lantai jembatan didukung secara bersama-sama oleh kabel dan gelagar pengaku berdasarkan prinsip kompatibilitas lendutan (kerjasama antara kabel dan dek dalam mendukung lendutan).

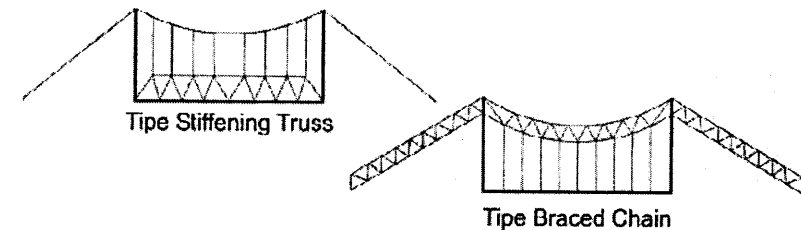
Jembatan gantung dengan pengaku mempunyai dua dasar bentuk umum, yaitu:

1. Tipe rangka batang kaku (*stiffening truss*)

Pada tipe ini jembatan mempunyai bagian yang kaku atau diperkaku yaitu pada bagian lurus pendukung lantai jembatan (dek) yang dengan *hanger* dihubungkan pada kabel utama.

2. Tipe rantai kaku (*braced chain*)

Pada tipe ini bagian yang kaku atau diperkaku adalah bagian yang berfungsi sebagai kabel utama.



Gambar 7.2 Tipe jembatan gantung dengan pengaku

7.2. Sistem Kabel

Kabel merupakan bahan atau material utama dalam struktur jembatan gantung. Karakteristik kabel kaitannya dengan struktur jembatan gantung antara lain :

- mempunyai penampang yang seragam/homogen pada seluruh bentang,
- tidak dapat menahan momen dan gaya desak,
- gaya-gaya dalam yang bekerja selalu merupakan gaya tarik aksial,
- bentuk kabel tergantung pada beban yang bekerja padanya,
- bila kabel menderita beban terbagi merata, maka wujudnya akan merupakan lengkung parabola,
- pada jembatan gantung kabel menderita beberapa beban titik sepanjang beban mendatar.

Schodek (1991) menyatakan bahwa kabel bersifat fleksibel cenderung berubah bentuk drastis apabila pembebanan berubah. Dalam hal pemakaiannya kabel berfungsi sebagai batang tarik.

Pada jembatan gantung, karena perubahan beban selalu menyebabkan kabel utama mengalami perubahan bentuk, maka pada dek jembatan perlu dibuat kaku yang dimaksudkan agar permukaan lantai jembatan tetap datar dan beban yang diterima oleh kabel tetap. Penggunaan jembatan gantung dengan dek jembatan yang diperkaku pertama kali dikembangkan oleh James Findley pada awal abad ke-19.

7.2.1. Bentuk kabel pada berbagai pembebanan

Jika beban vertikal dikenakan pada kabel gantung yang diikatkan pada 2 tumpuan, maka akan memberikan bentuk segi banyak terbatas yang ditentukan oleh hubungan antar beban (lihat Gambar 7.3).

Reaksi tumpuan (T_1 dan T_2) akan miring/membentuk sudut sehingga akan menimbulkan reaksi arah horisontal/komponen horisontal ke H . H disebut juga tegangan horisontal kabel.

Momen total pada sebarang titik kabel dapat dihitung seperti pada balok sederhana, yaitu:

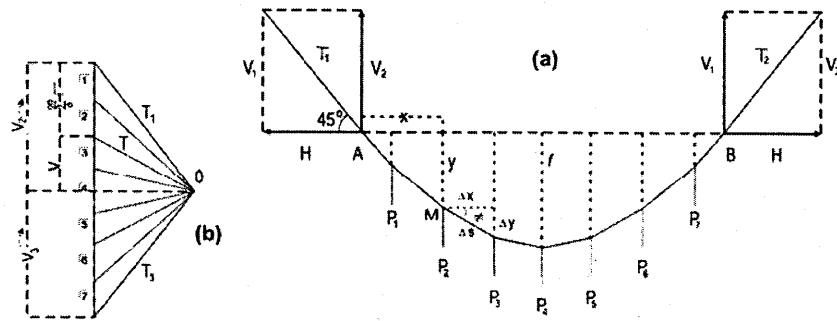
$$M = M' - H.y \tag{7.1}$$

dengan M' adalah momen lentur paa berbagai titik batang akibat dari beban vertikal dan reaksi. Momen pada persamaan (7.1) harus berharga nol, karena kabel diasumsikan fleksibel. Maka:

$$M' = H.y \tag{7.2}$$

$$y = \frac{M'}{H} \tag{7.3}$$

Persamaan (3) memberikan ordinat kelengkungan kabel untuk setiap pembebanan, jika gaya horisontal H diketahui.



Gambar 7.3 Kabel sebagai Poligon Funicular

Jika f adalah kedalaman lengkungan/simpangan kabel (*sag*) atau ordinat dari titik terendah adalah C , dan M_c adalah momen lentur balok sederhana pada titik C , maka H didapat dari :

$$H = \frac{M_c}{f} \tag{7.4}$$

Besarnya tegangan pada kabel T , diberikan oleh :

$$T = H \cdot \frac{\Delta s}{\Delta x} = H \cdot \sec \phi \tag{7.5}$$

dengan ϕ adalah sudut kabel terhadap horisontal pada setiap titik. Dimana tegangan T berturut-turut dari setiap anggota poligon meningkat kearah tumpuan dan mencapai maksimum pada ujung kabel (tumpuan). Komponen vertikal V dapat diperoleh dari :

$$V = V_1 - \sum_0^{00} P \tag{7.6}$$

$$V = H \frac{\Delta y}{\Delta x} = H \tan \phi$$

Persamaan diferensial untuk kurva kabel :

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{w}{H} \tag{7.7}$$

7.2.2. Kabel Parabola

Untuk beban terbagi merata, diagram momen lentur adalah parabola. Maka dengan persamaan (7.3) jika kabel dibebani beban merata (w per satuan panjang horisontal), hasil dari keseimbangan kurva akan parabola.

Momen lentur maksimum pada balok sederhana akan menjadi :

$$M_c = \frac{w.l^2}{8} \tag{7.8}$$

dengan mensubstitusikan persamaan ini ke persamaan (7.4) maka tegangan horisontal H adalah :

$$H = \frac{w.l^2}{8f} \tag{7.9}$$

Untuk mendapatkan persamaan kurva kabel, dengan mengintegalkan persamaan (7.7) didapat :

$$y = \frac{w.x^2}{2H} \tag{7.10a}$$

$$y = 4f \frac{x^2}{l^2}$$

Jika koordinat diambil dari salah satu tumpuan, persamaan menjadi :

$$y = 4f \frac{x}{l^2} (l - x) \tag{7.10b}$$

Tegangan maksimum pada kabel yang terjadi pada kedua buah tumpuan menjadi :

$$T_1 = \sqrt{H^2 + \left(\frac{wl}{2}\right)^2} \quad (7.11)$$

$$T_1 = \frac{wl^2}{8f} \sqrt{1 + 16n^2}$$

dengan :

$$n = f/l$$

Persamaan (7.11) dapat juga diperoleh dari persamaan (7.5) dengan catatan bahwa sudut kabel parabola pada tumpuan adalah :

$$\tan \phi_1 = \frac{4f}{l} \quad (7.12)$$

Untuk mendapatkan panjang kabel (L) dipakai rumus umum yaitu :

$$L = 2 \int_0^{l/2} \left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 \right]^{1/2} dx \quad (7.13)$$

Substitusi harga dy/dx dari persamaan (10), didapat :

$$L = 2 \int_0^{l/2} \left[1 + \left(\frac{64f^2x^2}{l^4}\right) \right]^{1/2} dx \quad (7.14)$$

persamaan (7.14) di integralkan menjadi :

$$L = l \left(1 + \frac{8}{3}n^2 - \frac{32}{5}n^4 + \dots \right) \cong l \left(1 + \frac{8}{3}n^2 \right) \quad (7.15)$$

Rumus ini memberikan panjang kabel parabola diantara dua tumpuan dengan elevasi yang sama.

7.2.3. Lendutan Kabel

Perubahan panjang kabel diantara dua tumpuan (ΔL) adalah sebagai hasil dari pemanjangan elastis, gelinciran sadel, atau perubahan suhu, sedangkan akibat dari lendutan pilar dan lendutan kabel perubahan panjang bentang adalah Δl . Dan Δf adalah perubahan simpangan (*sag*) kabel.

Untuk kurva parabola kabel, panjang kabel diberikan oleh persamaan (7.15) dengan cukup akurat. Pendiferensialan perbagian dari persamaan untuk harga l dan f , masing-masing menghasilkan:

$$\Delta L = \frac{1}{15} (15 - 40n^2 + 288n^4) \Delta l \quad (7.16)$$

$$\Delta L = \frac{16}{15} n(5 - 24n^2) \Delta f$$

Dari persamaan (7.16) dan (7.17) didapat harga Δf yaitu :

$$\Delta f = -\frac{15 - 40n^2 + 288n^4}{16n(5 - 2n^2)} \Delta l \quad (7.18)$$

Lendutan pada tengah bentang dapat dihitung dari nilai rata-rata persamaan (17) dan (18) jika ΔL dan Δl diketahui. Untuk perubahan suhu t° dan koefisien pemanjangan ω , perubahan panjang kabel adalah :

$$\Delta L = \omega t L \quad (7.19)$$

Untuk sebarang pembebanan yang menghasilkan tegangan horisontal H , rata-rata tegangan kabel akan berkisar:

$$\frac{L}{l} \times H \quad (7.20)$$

dan pemanjangan elastis kabel adalah:

$$\Delta L = \frac{L}{l} \frac{HL}{EA} \quad (7.21)$$

dengan :

E : koefisien elastis kabel, dan

A : luas penampang kabel

Bentuk lain dari pernyataan pemanjangan elastis kabel adalah:

$$\Delta L = \frac{HL}{EA} \int_0^L \frac{ds^2}{dx} = \frac{HL}{EA} \left(1 + \frac{16}{3}n^2 \right) \quad (7.22)$$

Untuk perubahan kecil dari *sag* kabel Δf , hasil dari perubahan tegangan didapat dari pendiferensialan persamaan (7.10):

$$\Delta H = -\frac{H}{f} \times \Delta f \quad (7.23)$$

Dengan persamaan (7.23), (7.22), (7.17) dan (7.18) dapat diperoleh harga lendutan kabel yang dihasilkan oleh perubahan tegangan kabel.

7.3. Sistem Lantai

Dalam desain sistem lantai sebagai pertimbangan sebaiknya untuk mengurangi beban mati dan tahanan terhadap aliran udara vertikal. Seperti telah diuraikan pada paragraf-paragraf terdahulu, penggunaan sistem lantai dapat menambah pula kekakuan dari konstruksi jembatan gantung.

Dek biasanya berupa beton dengan berat yang relatif ringan, dek orthotropic, atau baja berrongga yang sebagian diisi dengan beton (komposit baja-beton). Pada sistem lantai atau dek ini, pengaruh kembang-susut material baja atau beton perlu diperhatikan dengan seksama. Kembang-susut yang tidak terkontrol dapat menyebabkan penambahan tegangan pada struktur dek itu sendiri, selain tentunya menimbulkan kerusakan pada konstruksi dek. Untuk itu penggunaan expansion joint sebaiknya diberikan setiap 30 - 40 m untuk mencegah kerusakan dek dan struktur utama (Troitsky, 1994).

Bila menggunakan sistem lantai dengan dek yang diperkuat (*stiffening floor*), balok-balok stringer sebaiknya dibuat secara komposit dengan dek agar mendapatkan kekakuan dan kekuatan yang lebih besar. Sebagai balok lantai (*floor beam*) boleh digunakan *plate girder* atau *truss*.

7.4. Jembatan Gantung Tanpa Pengaku

Jembatan gantung tanpa pengaku hanya digunakan untuk struktur yang sederhana (bukan untuk struktur yang rumit dan berfungsi untuk menahan beban yang terlalu berat), karena tidak adanya pendukung lantai jembatan yang kaku atau kurang memenuhi syarat untuk diperhitungkan sebagai struktur kaku /balok menerus.

7.4.1. Tegangan pada kabel

Bila beban mati, w dan beban hidup terbagi merata, p membebani seluruh bentang yang diperhitungkan sebagai beban terdistribusi merata sepanjang bentang horisontal, akan menghasilkan tegangan maksimum dibagian ujung kabel. Besarnya tegangan tersebut diberikan pada persamaan 7.24 berikut ini.

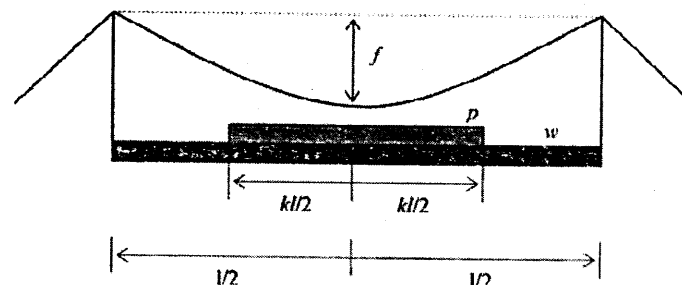
$$Tw + p = \frac{(w + p)l^2}{8f} (1 + 16n^2)^{1/2} \quad (7.24)$$

7.4.2. Lentutan akibat beban simetris

Harga lentutan yang diakibatkan oleh perubahan kurva kabel dihitung dengan mengabaikan adanya pemanjangan kabel atau adanya lentutan pada sadel (tumpuan di atas menara).

Lentutan vertikal maksimum di tengah bentang akan terjadi ketika kabel pada bagian tengah tertentu sepanjang kl dikenai beban hidup terbagi merata (p). Termasuk beban mati (w) yang terdapat di sepanjang bentang (lihat Gambar 7.4).

$$f' = \frac{wl}{8H} + \frac{pl^2}{8H} k(2k) \quad (7.25)$$



Gambar 7.4 Pembebanan simetris

Dari persamaan untuk panjang kabel pada keadaan awal dan setelah melendut akibat adanya beban, secara terpisah panjangnya ditentukan oleh persamaan (7.26) dan dengan $q = p/w$, didapatkan :

$$L = l \left(1 + \frac{8n^2}{3} \right) = l + \frac{w^2 l^3}{24H^2} (1 + 3qk + 3q^2 k^3 - qk^3 - 2q^2 k^3) \quad (7.26a)$$

Selanjutnya penyelesaian persamaan di atas untuk harga H , dan disubstitusikan ke persamaan (7.25), akan didapatkan :

$$\frac{f'}{f} = \frac{(1 + 2qk - qk^2)}{(1 + 3qk + 3q^2 k^3 - qk^3 - 2q^2 k^3)^{1/2}} \quad (7.26b)$$

Dari pendiferensialan persamaan (7.26b) untuk harga k , didapatkan harga maksimum dari f' sebagai berikut :

$$qk^4 (1 + 2q) + 2qk^3 (1 - q) + 3k^2 (1 - q) - 4k + 1 = 0 \quad (7.27)$$

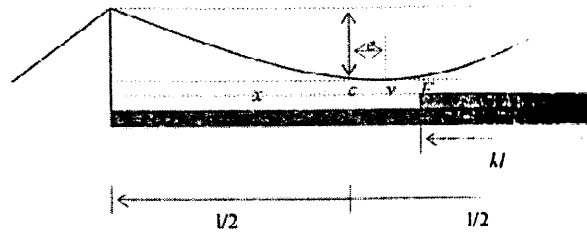
Dengan mensubstitusikan harga k dari persamaan (7.27) ke persamaan (7.26b) didapat harga-harga lentutan $\Delta f = f' - f$.

7.4.2. Lentutan akibat beban asimetris

Lentutan terbesar dari kabel akibat beban asimetris dihasilkan oleh beban terbagi merata menerus, memanjang untuk jarak kl dari tumpuan (Gambar 7.5).

Dari persamaan 7.3, titik terendah dari kelengkungan kabel $\frac{dM'}{dx} = 0$ ketika titik puncak v terletak disebelah kiri dari titik pusat beban (E).

$$\frac{dM'}{dx} = \frac{w}{2}(l-2x) + \frac{1}{2}pk^2l = 0$$



Gambar 7.5 Pembebanan asimetris

Nilai x akan berharga maksimum jika harga k cukup kecil. Ketika $kl = l - x$, dengan kata lain lendutan lateral terbesar terjadi ujung beban bergerak menyentuh titik terendah v . Bila nilai k dimasukkan ke persamaan (7.28), akan diperoleh :

$$k = -\frac{w}{p} + \sqrt{\frac{w}{p} + \frac{w}{p}}$$

Selanjutnya penyimpangan terbesar puncak v dari pusat beban E (lihat Gambar 7.5) :

$$\frac{e}{l} = \frac{1}{2} + \frac{w}{p} - \sqrt{\frac{w}{p} + \frac{w}{p^2}}$$

Kelengkungan total kabel kenyataannya tidak berubah untuk p/w . Oleh karena itu, naiknya atau terangkatnya kabel pada tumpuan akan bernilai:

$$\Delta f = \left(\frac{2e}{1+2e} \right) \times f$$

7.4.3. Lendutan berkaitan dengan panjang kabel

Panjang kabel termasuk bentang luar (*backstays*) adalah ditunjukkan dalam persamaan (7.32).

$$L + 2L_1 = l \left[1 + \frac{8}{3}n^2 - \frac{32}{5}n^4 \right] + 2l_1 \times \sec \alpha_1$$

penampang kabel kaitannya dengan regangan elastis, sesuai dengan persamaan (7.30)

$$L = \frac{H}{E A} \left[l \left(1 + \frac{16}{3}n^2 \right) \right] + 2l_1 \times \sec \alpha_1 \tag{7.33}$$

Untuk tanah terhadap gelinciran pada tumpuan di atas menara, jumlah lendutan dengan mensubstitusikan harga ΔL di atas pada persamaan (7.33) didapat lendutan dari kabel utama (Δf) :

$$\Delta f = \frac{15}{16(5n - 24n^3)} \Delta l - \frac{15 - 40n^2 + 288n^4}{16(5n - 24n^3)} \times \Delta l \tag{7.34}$$

Nilai Δl dari tumpuan (Δl) digabung dengan tergelincirnya kabel terhadap tumpuan dari ujung angker tidak berubah. Oleh karena itu perubahan lendutan bentang dari kabel utama harus mengingat:

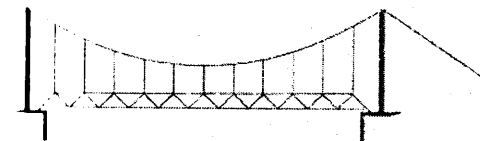
$$\Delta f = \Delta l \cos \alpha_1 \tag{7.35}$$

Substitusikan di atas dengan persamaan (7.30), lendutan puncak

$$\Delta f = \Delta l \cos \alpha_1 = \frac{(15 - 40n^3 + 288n^4)}{16(5n - 24n^3)} \tag{7.36}$$

7.4.4. Dakan Gantung Dengan Pengaku

Dakan gantung dengan pengaku adalah tipe jembatan gantung yang harus memenuhi persyaratan keamanan dan kenyamanan, memiliki kekakuan tertentu. Dalam buku ini hanya membahas jembatan dengan pengaku truss dua sendi (bagian yang mempunyai dua bagian pendukung lantai jembatan).

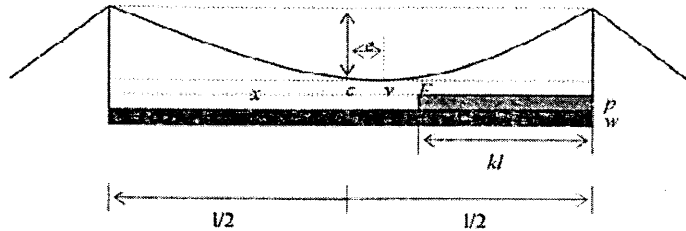


Gambar 7.6 Jembatan gantung dengan truss kaku

Salah satu fungsi dari bagian yang mempunyai kekakuan tertentu pada dakan gantung adalah untuk:

Dari persamaan 7.3, titik terendah dari kelengkungan kabel, terletak pada $\frac{dM'}{dx} = 0$ ketika titik puncak v terletak disebelah kiri dari tepi beban/pembebanan (E).

$$\frac{dM'}{dx} = \frac{w}{2}(l - 2x) + \frac{1}{2}pk^2l = 0 \tag{7.28}$$



Gambar 7.5 Pembebanan asimetris

Nilai x akan berharga maksimum jika harga k juga maksimum, yaitu ketika $kl = l - x$, dengan kata lain lendutan lateral terbesar terjadi ketika tepi ujung beban bergerak menyentuh titik terendah v . Bila nilai ini disubstitusikan ke persamaan (7.28), akan diperoleh :

$$k = -\frac{w}{p} + \sqrt{\frac{w}{p} + \frac{w}{p}} \tag{7.29}$$

Selanjutnya penyimpangan terbesar puncak v dari pusat bentang c adalah (lihat Gambar 7.5) :

$$\frac{e}{l} = \frac{1}{2} + \frac{w}{p} - \sqrt{\frac{w}{p} + \frac{w^2}{p^2}} \tag{7.30}$$

Kelengkungan total kabel kenyataannya tidak berubah untuk semua harga p/w . Oleh karena itu, naiknya atau terangkatnya kabel pada tengah bentang akan bernilai:

$$\Delta f = \left(\frac{2e}{1+2e} \right) \times f \tag{7.31}$$

7.4.3. Lendutan berkaitan dengan panjang kabel

Panjang kabel termasuk bentang luar (*backstays*) adalah sebagaimana ditunjukkan dalam persamaan (7.32).

$$L + 2L_1 = l \left(1 + \frac{8}{3}n^2 - \frac{32}{5}n^4 \right) + 2l_1 \times \sec \alpha_1 \tag{7.32}$$

Untuk panjang kabel kaitannya dengan regangan elastis, sesuai dengan persamaan (7.28) :

$$\Delta L = \frac{H}{EA} \left[l \left(1 + \frac{16}{3}n^2 \right) \right] + 2l_1 \times \sec \alpha_1 \tag{7.33}$$

Jika kabel tanah terhadap gelinciran pada tumpuan di atas menara, jumlah lendutan Δf dihitung dengan mensubstitusikan harga ΔL di atas pada persamaan (7.17) dan (7.18), didapat lendutan dari kabel utama (Δf) :

$$\Delta f = \frac{15}{16(5n - 24n^3)} \Delta l - \frac{15 - 40n^2 + 288n^4}{16(5n - 24n^3)} \times \Delta l \tag{7.34}$$

Jika lendutan dari tumpuan (Δl) digabung dengan tergelincirnya kabel maka panjang total dari ujung angker tidak berubah. Oleh karena itu perubahan pada panjang dan bentang dari kabel utama harus mengingat:

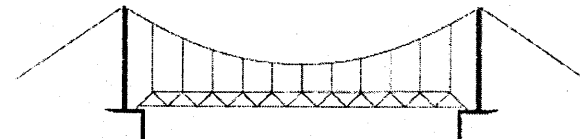
$$\Delta L = \Delta l \times \cos \alpha_1 \tag{7.35}$$

Substitusi persamaan di atas dengan persamaan (7.30), lendutan puncak menjadi :

$$\Delta f = \frac{15 \cos \alpha_1 - (15 - 40n^2 + 288n^4)}{16(5n - 24n^3)} \tag{7.36}$$

7.5. Jembatan Gantung Dengan Pengaku

Jembatan gantung dengan pengaku adalah tipe jembatan gantung yang karena kebutuhan akan persyaratan keamanan dan kenyamanan, memiliki bagian struktur dengan kekakuan tertentu. Dalam buku ini hanya membahas jembatan gantung dengan pengaku truss dua sendi (bagian yang mempunyai kekakuan adalah bagian pendukung lantai jembatan).



Gambar 7.6 Jembatan gantung dengan truss kaku

Secara umum fungsi dari bagian yang mempunyai kekakuan tertentu pada jembatan gantung adalah untuk:

1. bersama-sama dengan kabel mendukung beban lalu lintas pada lantai jembatan,
2. mendistribusikan beban titik, dan beban asimetris untuk menjaga kabel tetap parabolik,
3. membatasi terjadinya lendutan statis pada kabel.

7.5.1. Tegangan horisontal (H)

Tegangan horisontal H tak tentu secara statis. Harga H dihitung berdasarkan lendutan elastis dari struktur.

Pada analisis tegangan horisontal, ditinjau suatu potongan kabel sembarang yang dipotong dekat angker. Kemudian (dengan $H = 0$), pada saat beban bekerja pada jembatan, 2 ujung kabel akan terpisah berjarak horisontal sejauh Δ . Satu satuan gaya horisontal ($H=1$) dipakai untuk menarik kembali, masing-masing berjarak δ . Gaya horisontal H total yang dibutuhkan untuk membawa 2 ujung bersama lagi, adalah perbandingan dari 2 lendutan khayalan ini, seperti diberikan pada persamaan (7.37).

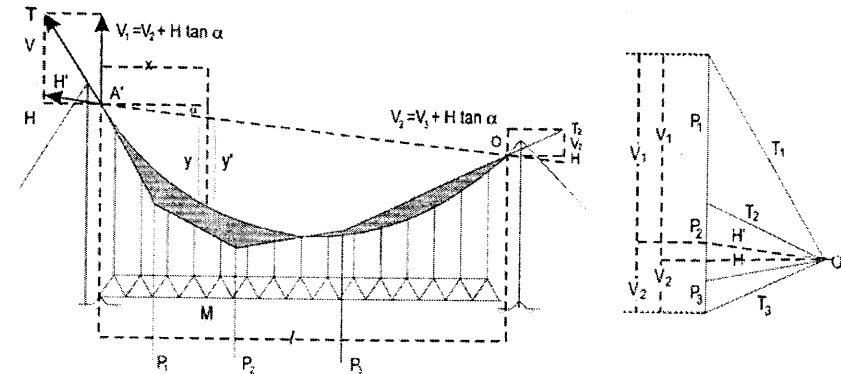
$$H = \frac{\Delta}{\delta} \tag{7.38}$$

Substitusi harga Δ dan δ pada pernyataan umum untuk lendutan titik di sistem elastis, sehingga persamaan (7.38) menjadi :

$$H = \frac{\Delta}{\delta} = \frac{\int \frac{M' \times m}{EI} dx}{\int \frac{m^2}{EI} dx + \int \frac{u^2}{EA} ds} \tag{7.39}$$

dengan,

- M' : momen lentur truss kaku, untuk $H = 0$,
- m : momen lentur truss kaku, dengan pembebanan = 0, untuk $H= 1$,
- u : tegangan langsung kabel dengan pembebanan = 0, untuk $H= 1$,
- I : momen inersia truss kaku,
- A : luas potongan kabel.



Gambar 7.7 Gaya-gaya pada truss kaku

Pada penyebut persamaan (7.39) terdapat dua batasan, yaitu sistem terbuat dari beberapa bahan penyusun yang pada sebagian darinya bekerja bending momen, dan pada sebagian lainnya bekerja tegangan aksial, dan juga untuk kondisi pembebanan yang menghasilkan D , tegangan kabel $H = 0$, dan semua tegangan aksial (pada kabel, pilar/menara dan hanger) tidak ada.

Persamaan (7.39) adalah bentuk paling umum dari pernyataan mengenai H , dan dapat digunakan untuk semua tipe dari jembatan gantung dengan pengaku. Ketika ada beban pada bentang, momen lentur di kedua sendi truss kaku, diberikan oleh persamaan berikut ini.

$$M = -H \cdot y \tag{7.40}$$

untuk $H = 1$, maka :

$$M = -y \tag{7.41}$$

Tegangan pada sembarang potongan kabel diberikan oleh persamaan (7.5), dengan $H = 1$, menjadi:

$$u = \frac{ds}{dx} \tag{7.42}$$

Substitusi persamaan (7.41) dan (7.42) kedalam persamaan (7.39) akan didapatkan persamaan dasar H untuk 2 sendi truss kaku.

$$H = \frac{\Delta}{\delta} = \frac{\int \frac{M' m}{EI} dx}{\int \frac{y^2}{EI} dx + \int \frac{ds^3}{EA dx^2}} \tag{7.43}$$

Integral pada penyebut dan bagian pertama pada pembilang menghasilkan masukan dari bending truss kaku untuk Δ dan δ ; masing-masing integrasi

pemanjangan pada panjang penuh dari truss kaku gantung dari kabel. Integral bagian kedua pada pembilang menghasilkan regangan/rentangan kabel (*cable stretch*) untuk harga δ ; integrasi dari pemanjangan sepanjang panjang penuh dari kabel.

Substitusi y dari persamaan (7.44), integral yang pertama dari pembilang memanjang pada bentang utama dan luar menjadi persamaan (7.45).

$$Y = 4 \frac{fx}{l^2} (l-x) \quad (7.44)$$

$$\int \frac{y^2 dx}{EI} = \frac{1}{EI} \int_0^l y^2 dx + \frac{2}{EI} \int_0^l y_1^2 dx = \frac{8f^2 l}{15EI} + 2 \left(\frac{8f_1^2 l_1}{EI_1} \right) \quad (7.45)$$

Integral pada bagian kedua pada persamaan (7.43), dengan persamaan (7.16) dan persamaan (7.10), dapat ditulis :

$$\int \frac{ds^3}{EA dx^2} = \frac{2}{EA} \int_0^l \left(1 + \frac{64f^2 x^2}{l^4} \right)^{3/2} dx + \frac{2}{EA} \int_0^{l_1} \left[\left(\frac{4f_1}{l_1} - \frac{8f_1 x_1}{l_1^2} + \tan \alpha_1 \right)^2 \right]^{3/2} dx_1 \quad (7.46)$$

Penampang kabel dianggap seragam untuk seluruh bentang. Perluasan binominal dan pengintegralan didapat :

$$\int \frac{ds^3}{EA dx^2} = \frac{1}{E_c A} (1+8n^2) + \frac{2l_1}{E_c A_1} \sec^3 \alpha_1 (1+8n_1^2) \quad (7.47)$$

dengan n dan n_1 adalah *sag ratio* pada bentang utama dan bentang luar $\left(n = \frac{f}{l} \text{ dan } n_1 = \frac{f_1}{l_1} \right)$

Dengan persamaan (7.45) dan (7.47) disubstitusikan ke persamaan (7.44), dan dikalikan dengan $\frac{3EI}{f^2 l}$, rumus dari H menjadi:

$$H = \frac{\frac{3}{f^2 l} \left[\int_0^l M' \cdot y dx - \int_0^{l_1} M' \cdot y_1 dx_1 \right]}{\frac{8}{5} \left(1 + 2 \frac{f_1^2 l_1}{fl} \right) + \frac{3l}{Af^2} (1+8n^2) + \frac{6l_1}{A_1 f^2 l} \sec^3 \alpha_1 (1+8n^2)} \quad (7.48)$$

dengan $r = \frac{l_1}{l}$ dan $v = \frac{f_1}{f}$

Pembilang dari persamaan (7.48) digunakan untuk semua jembatan gantung tipe *side span suspended* yang dinotasikan dengan N .

Bentuk kedua dari penyebut menghasilkan kontribusi untuk beberapa pembebanan pada bentang luar, dan jika bentang luar dibuat berdiri sendiri dari *backstays*, *straight backstays* (*side span free*), bentuk y_1 , f_1 , dan n_1 tidak dipakai lagi, dan persamaan (7.48) menjadi persamaan (7.49).

$$H = \frac{\frac{3}{f^2 l} \left[\int_0^l M' \cdot y dx \right]}{\frac{8}{5} + \frac{3l}{Af^2} (1+8n^2) + \frac{6l_1}{A_1 f^2 l}} \sec^3 \alpha_1 H \quad (7.49)$$

dengan α_1 adalah kemiringan dari *backstays*.

7.5.2. Harga H pada beberapa kasus pembebanan

7.5.2.1. Beban terpusat

Harga M' sebagai fungsi x tergantung pada kondisi pembebanan, dan dengan harga y dari persamaan (7.10b), untuk beban terpusat P pada jarak kl dari tumpuan, didapatkan :

$$\int M' y dx = -\frac{1}{3} P f l^2 k (1-2k^2+3k^3) \quad (7.50)$$

Dengan persamaan (7.47), harga H menjadi :

$$H = \frac{1}{nN} B(k) P \quad (7.51)$$

dengan N adalah pembilang persamaan (7.47), dan :

$$B(k) = k(1-2k^2+3k^3) \quad (7.52)$$

H maksimum terjadi pada saat beban P bekerja pada tengah bentang, $k = 1/2$, dan persamaan (7.51) menjadi :

$$H_{\max} = \frac{5P}{16nN} \quad (7.53)$$

Analogi untuk bentang luar, beban terpusat P berjarak $k_1 l_1$ dari tumpuan :

$$H = \frac{1}{n_1 N} r^2 v B(k_1) P \quad (7.54)$$

dengan $B(k_1)$ adalah fungsi yang sama dengan persamaan (7.54). Harga H maksimum ketika beban P pada tengah bentang luar, $k_1 = 1/2$, maka persamaan (7.53) menjadi:

$$H_{\max} = \frac{5}{16nN} r^2 v P \quad (7.55)$$

7.5.2.2. Beban merata

Untuk beban merata, p (kg/m), memanjang berjarak kl untuk setiap tumpuan dari bentang utama, dari pengintegralan fungsi $B(k)$ pada persamaan (7.52) didapatkan:

$$H = \frac{1}{5nN} F(k) pl \quad (7.56)$$

dengan

$$F(k) = \frac{5}{2} k^2 - \frac{5}{2} k^4 + k^5 \quad (7.56a)$$

Untuk $k = 1$, $F(k) = 1$

Untuk kondisi yang sama pada bentang luar, didapat untuk beban memanjang $k_1 l_1$,

$$H = \frac{1}{5nN} r^3 v F(k_1) pl_1 \quad (7.57)$$

dengan fungsi $F(k_1)$ sama dengan fungsi persamaan (7.56a).

Harga H akan maksimum jika seluruh bentang dibebani, atau $k = 1$ dan $k_1 = 1$, maka persamaan (7.56) dan (7.57) menjadi :

$$H_{\max} = \frac{1}{5nN} (1 + 2r^3 v) pl \quad (7.58)$$

Untuk beban hidup merata pada sebagian bentang, JK , pada bentang utama, sembarang potongan $x = jl$, untuk potongan lain $x = kl$, aplikasi dari persamaan (7.56) menjadi :

$$H = \frac{1}{5nN} [F(k) - F(j)] pl \quad (7.59)$$

Dimana $F(j)$ dan $F(k)$ adalah fungsi yang sama seperti dinyatakan pada persamaan (7.56a).

Perbedaan antara dua ordinat untuk setiap potongan, J dan K , dikalikan dengan $\frac{pl}{5Nn}$ atau dengan $\frac{p_1 l r^3 v}{5Nn}$ dengan $r = \frac{l_1}{l}$, $v = \frac{f_1}{f}$ akan memberikan harga H .

Untuk kondisi pembebanan yang berlawanan, yaitu bagian yang dibebani adalah bagian diluar JK , harga H menjadi :

$$H = \frac{Pl}{5nN} [1 - F(k) + F(j)] + \frac{2p_1 l}{5Nn} r^3 v \quad (7.60)$$

7.5.3. Lentutan pada stiffening truss

Lentutan pada *stiffening truss* dihitung dari perbedaan antara lentutan ke bawah karena pembebanan dan lentutan ke atas karena gaya *suspenders*. Stiffening turss dianggap seperti balok sederhana. Gaya *suspenders* sama dengan gaya ke atas beban terbagi merata sepanjang bentang dan sebesar:

$$S = \frac{8fH}{l^2} \quad (7.61)$$

Untuk beban merata p pada bentang utama, beban efektif yang bekerja pada stiffening truss, oleh persamaan (7.43) dan (7.62) adalah seperti pada persamaan (7.63).

$$V = V' - H \tan \phi \quad (7.62)$$

$$p - s = p \left(1 - \frac{8}{5N} \right) \quad (7.63)$$

Jumlah lentutan menjadi :

$$d = \frac{5}{358} \left(1 - \frac{8}{5N} \right) \frac{pl^4}{EI} \quad (7.64)$$

Untuk kasus umum, pembebanan akan menghasilkan lentutan pada jarak x sebesar:

$$d' = \frac{l-x}{l} \int_0^x \frac{M'}{EI} x dx + \frac{x}{l} \int_x^l \frac{M'}{EI} (l-x) dx \quad (7.65)$$

Gaya *suspenders* akan memberikan lentutan ke atas pada jarak x sebesar:

$$d'' = \frac{1}{3EI} x(l^3 + 2lx^2 + x^3) \frac{f}{l^2} H \quad (7.66)$$

Harus dicatat bahwa kurva lentutan pada persamaan (7.66) adalah sama untuk kurva pengaruh H yang diberikan oleh persamaan (7.51). Dengan persamaan-persamaan tersebut dapat ditulis menjadi:

$$d'' = \frac{fl^2}{3EI} B \left(\frac{x}{l} \right) H \quad (7.66a)$$

Hasil lentutan *stiffening truss* pada sembarang titik didapat dari persamaan (7.65) dan (7.66), sebagai berikut.

$$d = d' - d'' \quad (7.67)$$

Persamaan (7.64), untuk beban penuh, dapat langsung diperoleh dari persamaan (7.66)

Jika hanya setengah bentang yang dibebani dengan p kg per satuan panjang, maka lentutan pada seperempat bentang adalah, untuk bagian yang dibebani:

$$d = \frac{1}{6144} \left(31 - \frac{57}{2} \cdot \frac{8}{5N} \right) \frac{pl^4}{EI} \quad (7.68)$$

dan untuk bagian yang tidak dibebani :

$$d = -\frac{1}{6144} \left(\frac{57}{2} \cdot \frac{8}{5N} - 26 \right) \frac{pl^4}{EI} \quad (7.68a)$$

Dengan persamaan (7.49), N selalu lebih besar dari $8/5$. Substitusikan harga minimum ini ke persamaan (7.68) dan (7.68a), didapatkan lendutan ke atas dan ke bawah pada seperempat bentang :

$$d = \frac{1}{2} \left[\frac{5}{358} \frac{p}{EI} \left(\frac{1}{2} \right)^4 \right] \quad (7.69)$$

Lendutan akibat pengaruh temperatur, atau karena lendutan angker, diberikan oleh persamaan (7.70), dengan substitusi untuk H yang diakibatkan karenanya. Substitusi pernyataan dari persamaan (7.65) didapat :

$$d'' = B \left(\frac{x}{l} \right) \frac{\Delta L}{Nn} \quad (7.70)$$

dengan fungsi $B \left(\frac{x}{l} \right)$ dihasilkan oleh persamaan (7.52).

7.5.4. Straight backstays

Pada jembatan gantung dengan bentang luar *straight backstays*, kabel utama akan lurus dan $f_1 = 0$. Akibatnya semua bentuk f_1 , y_1 , n_1 , atau v akan tereduksi dari persamaan (7.47) dan (7.70).

Bentang luar kemudian akan berperilaku seperti balok sederhana, tidak terpengaruh oleh beban pada bentang lain. Bentang utama dan tegangan kabel akan tidak terpengaruh oleh beban pada bentang luar.

Penyebut pada pernyataan umum untuk H pada persamaan (7.46) akan dikurangkan pada penyebut dalam persamaan (7.47), menjadi seperti pada persamaan (7.71). Sedangkan persamaan (7.56) dan (7.56a) diabaikan.

$$N = \frac{8}{5} + \frac{3EI}{AE_c f^2 l} \frac{l'}{l} (1 + 8n^2) + \frac{6EI}{A_1 E_c f^2 l} \frac{l_2}{l} \sec^3 \alpha_1 \quad (7.71)$$

Harga H maksimum akan dihasilkan karena beban seragam p pada bentang utama dan dengan persamaan (7.68) menjadi :

$$H_{\max} = \frac{1}{5Nn} pl \quad (7.72)$$

Panjang total kabel dengan persamaan (7.60) adalah sebesar :

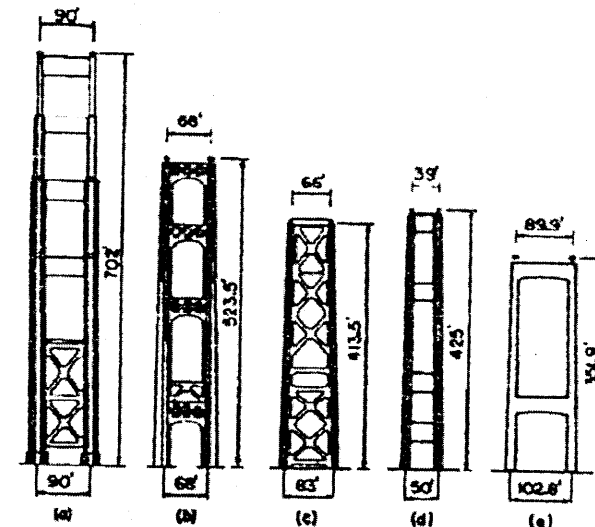
$$L = l' \left(1 + \frac{8}{3} n^2 \right) + 2l_2 \sec \alpha_1 \quad (7.73)$$

7.6. Menara (tower)

Menara pada sistem jembatan gantung akan menjadi tumpuan kabel utama. Beban yang dipikul oleh kabel selanjutnya diteruskan ke menara yang kemudian disebarkan ke tanah melalui fondasi. Dengan demikian agar dapat menyalurkan beban dengan baik, perlu diketahui pula bentuk atau macam menara yang akan digunakan.

Bentuk menara dapat berupa portal, *multistory*, atau *diagonally braced frame* sebagaimana yang ditunjukkan pada Gambar 7.4. Konstruksi menara tersebut dapat juga berupa konstruksi *cellular*, yang terbuat dari pelat baja lembaran, baja berrongga, atau beton bertulang.

Tumpuan menara baja biasanya dapat diasumsikan jepit atau sendi. Sedangkan tumpuan kabel di bagian atas menara, sering digunakan tumpuan rol untuk mengurangi pengaruh ketidakseimbangan menara akibat lendutan kabel.



Gambar 7.8 Tipe menara (Trotsky, 1994)

7.7. Kompatibilitas Lendutan Kabel dan Truss

Kabel dan dek pada jembatan gantung dengan pengaku tipe rangka batang kaku (*stiffening truss*) akan bersama-sama mendukung beban sesuai dengan

prinsip kompatibilitas lendutan yaitu bahwa lendutan yang terjadi pada jembatan adalah hasil perubahan bentuk dan penambahan panjang kabel serta lendutan dek (rangka batang). Kekakuan dek (rangka batang) harus diperhitungkan dengan tepat agar kabel benar-benar berfungsi dengan baik. Karena untuk kekakuan rangka batang yang berlebihan dapat menjadikan kabel tidak berfungsi sama sekali (struktur menjadi boros).

Hubungan antara kabel dengan kekakuan rangka batang dinyatakan dalam bentuk N yaitu :

$$N = \frac{8}{5} + \frac{3EI}{Af^2 E_s} (1 + 8n^2) \quad (7.24)$$

dengan,

- E : modulus elastisitas bahan dek,
- I : momen inersia penampang bahan dek,
- A : luas penampang kabel utama,
- E_s : modulus elastisitas kabel utama.

Komponen horisontal atau tegangan horisontal kabel :

$$H_{\max} = \frac{1}{(5Nn)} Pl \quad (7.25)$$

Dan lendutan pada dek adalah :

$$d = \frac{5Pl^4}{384EI} \left(1 - \frac{8}{5N}\right) \quad (26)$$

7.8. Contoh Analisis

1. Analisis lendutan dan tegangan kabel

Diketahui data:

- Main cable : $E_s = 2 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2$
- $A = 1,2667 \times 10^{-4} \text{ m}^2$
- Kayu : $E = 1 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$

$$I = 1,296 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \text{ (9/12)}$$

Beban mati (w) + beban hidup (p) = 635 kg/m

Panjang kabel = bentang = 12 m , dengan ordinat (sag) maksimum = $1,6 \text{ m}$.

Penyelesaian:

1. Bila jembatan tanpa pangaku

Sag ratio awal:

$$n = \frac{f}{l} = \frac{1,6}{12} = \frac{1}{7,5}$$

Tegangan kabel awal:

$$T = \frac{Pl^2}{8f} (1 + 16n^2)^{1/2} + \frac{635 \times 12^2}{8 \times 1,6} \left(1 + 16 \left(\frac{1}{7,5}\right)^2\right)^{1/2} = 8096,25 \text{ kg}$$

Komponen horisontal awal:

$$\tan \phi = 4n = 4 \times \frac{1}{7,5}$$

$$\phi = \text{arc. tan } 4n = 28,0725$$

$$H = \frac{T}{\sec \phi} = \frac{8096,25}{\sec(28,0725)} = 7143,96 \text{ kg}$$

Panjang kabel setelah pembebanan:

$$\begin{aligned} \Delta L &= \frac{HL}{E_s A} \left(1 + \frac{16}{3} n^2\right) \\ &= \frac{7143,96 \times 12}{(2 \times 10^{10} \times 2 \times 1,2667 \times 10^{-4})} \left(1 + \frac{16}{3} \left(\frac{1}{7,5}\right)^2\right) = 0,018524 \text{ m} \end{aligned}$$

Lendutan sag :

$$\Delta f = \frac{\Delta L}{\frac{16}{15} n(5 - 24n^2)} = \frac{0,018524}{\frac{16}{15} \times \frac{1}{7,5} \left(5 - 24 \left(\frac{1}{7,5}\right)^2\right)} = 0,02848 \text{ m}$$

Tambahan komponen horisontal akhir:

$$H = -\frac{H}{f} \times \Delta f = -\frac{7143,96}{1,6} \times 0,02846 = -127,1609 \text{ kg}$$

Komponen horisontal akhir:

$$H = 7143,96 - 127,1609 = 7016,799 \text{ kg}$$

2. Bila jembatan dengan pengaku

Harga N :

$$N = \frac{8}{5} + \frac{3EI}{AE_s f^2} (1 + 8n^2)$$

$$= \frac{8}{5} + \frac{3 \times 2,592 \times 10^{-3} \times 1,0 \times 10^9}{2 \times 1,2667 \times 10^{-4} \times 1,6^2 \times 2 \times 10^{10}} \left(1 + 8 \left(\frac{1}{7,5} \right)^2 \right)$$

Komponen horisontal H :

$$H = \frac{Pl}{5Nn} = \frac{635 \times 12}{5 \times 2,284 \times \left(\frac{1}{7,5} \right)} = 5002,732 \text{ kg}$$

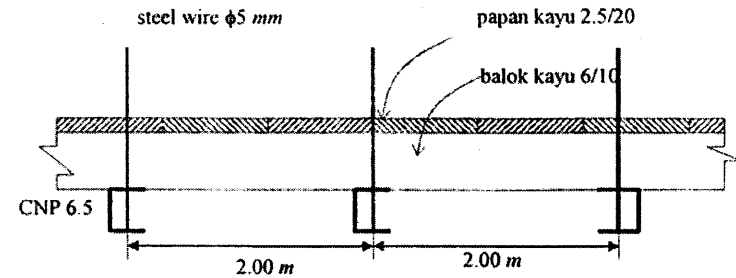
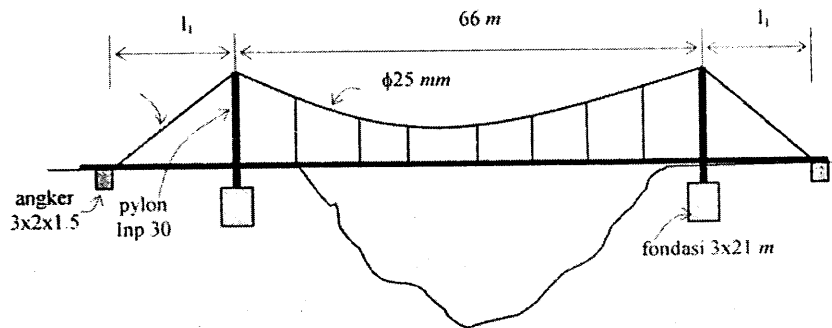
Lendutan pada dek :

$$d = \frac{5Pl^4}{384EI} \left(1 - \frac{8}{5N} \right)$$

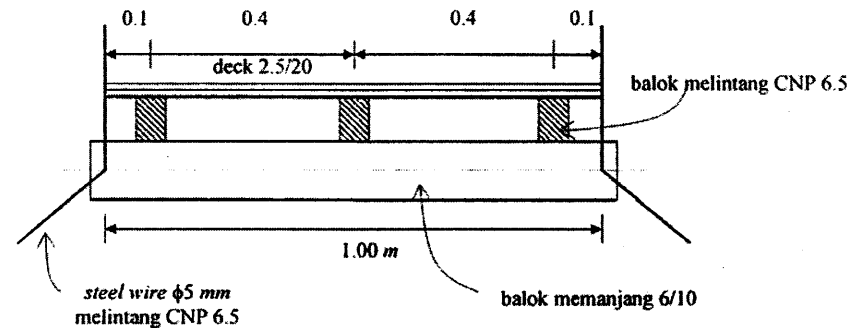
$$= \frac{5 \times 635 \times 12^4}{384 \times 1,0 \times 10^9 \times 2,592 \times 10^{-3}} \left(1 - \frac{8}{2,28475} \right) = 0,01983 \text{ m}$$

3. Analisis Jembatan gantung

Jembatan gantung (*suspension bridge*) Asahan River, panjang 66.00 m, lebar 1.00 m pada elevasi +7.00 m dari muka air sungai. Tipe jembatan *deck backsaty* tanpa pengaku. Beban yang bekerja antara lain, beban hidup sebesar 100 kg/m^2 , beban mati berat sendiri struktur ($\gamma_{\text{wood}} = 980 \text{ kg/m}^3$, $\gamma_{\text{wood (plan)}} = 2300 \text{ kg/m}^3$, $\sigma_{\text{ijin, kayu}} = 60 \text{ kg/cm}^2$). Gambar tampak sebagai berikut:



Potongan memanjang



Potongan melintang

Hitung dan kontrol kekuatan :

- a) Deck
- b) Longitudinal beam
- c) Transversal beam
- d) Hangers
- e) Main cable
- f) Pylon
- g) Foundation
- h) Block anchor

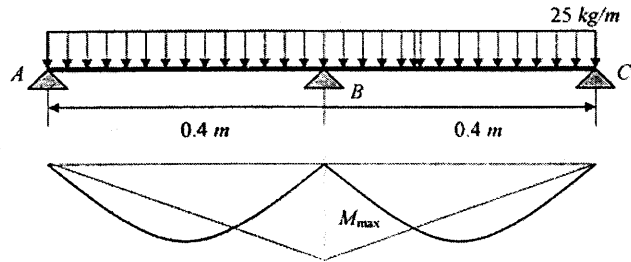
Penyelesaian :

a) Deck (2,5/20 cm)

Beban mati = $0.025 \times 0.20 \times 980 = 4.90 \text{ kg/m}$

Beban hidup = $100 \times 0.20 = 20 \text{ kg/m}$

Total = 25 kg/m



$$M_{max} = M_B = 1/8 \times 25 \times 0.40^2 = 0.50 \text{ kg.m}$$

$$R_A = R_C = 1/2 \times 25 \times 0.40 - 0.50/0.40 = 3.75 \text{ kg}$$

$$R_B = 25 \times 0.40 + (2 \times 0.50/0.40) = 12.50 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0,50 \times 102}{\left(\frac{1}{6} \times 20 \times 25^2\right)} = 24 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

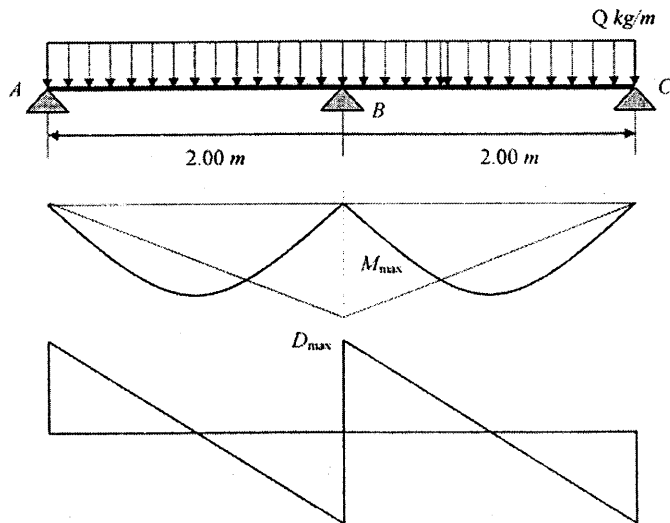
b) Longitudinal beam (6/10)

1) Middle Beam (6/10)

$$\text{Dead load} = 0.06 \times 0.10 \times 980 = 5.88 \text{ kg/m}$$

$$\text{Deck load} = 12.5/0.20 = 62.50 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total load} = 68.38 \text{ kg/m}$$



BMD

SFD

2) Side beam (6/10)

$$\text{Dead load} = 0.06 \times 0.10 \times 980 = 5.88 \text{ kg/m}$$

$$\text{Deck load} = 3.75/0.20 = 18.75 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total load} = 24.63 \text{ kg/m}$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times 24.63 \times 2^2 = 12.315 \text{ kgm}$$

$$R_A = \frac{1}{2} \times 24.63 \times 2.0 - \frac{12.315}{2.0} = 18.4725 \text{ kg}$$

$$R_B = \frac{1}{2} \times 24.63 \times 2.0 + \frac{12.315}{2.0} = 61.575 \text{ kg}$$

$$D_{max} = \frac{61.575}{2} = 30.7875 \text{ kg}$$

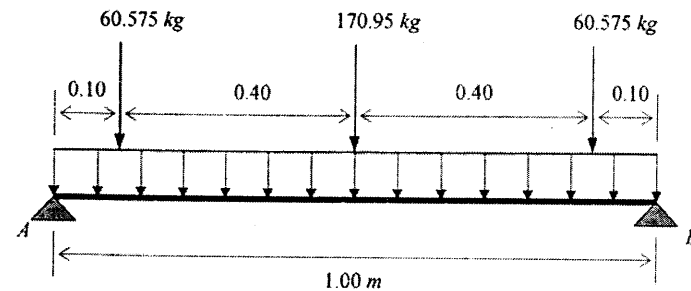
$$\sigma = \frac{12.315 \times 10^2}{\left(\frac{1}{6} \times 6.0 \times 10^2\right)} = 12.315 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{30.7875}{6.0 \times 10} = 0.77 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{ijin} \quad \text{OK!}$$

3. Transversal beam (C_{np} 6.5)

Beban yang bekerja seperti yang terlihat pada gambar berikut ini.

Berat profil, C_{np} 65 = 7.043 kg/m



Sehingga profil baja C_{np} 6.5 dapat digunakan, kemungkinan lain dapat digunakan profil minimum.

4. Hanger

$$R_{max} = 150,5715 \text{ kg (dari reaksi tumpuan transversal beam)}$$

Diameter kabel baja, $\phi 5 \text{ mm}$ (6 x 7), dengan kapasitas beban 1550 kg (*min breaking load*). Faktor aman:

OK!

5. Main cable

Pembebanan :

a. Dead load:

- longitudinal beam, (3 buah) = $3 \times 5,88 = 17,64 \text{ kg/m}$
 - deck (2.5/20) = $1.0 \times 0.025 \times 980 = 24,50 \text{ kg/m}$
 - transversal beam (33 buah) = $(33 \times 7.043)/66.00 = 3,522 \text{ kg/m}$
 - hanger, diasumsikan = $2,00 \text{ kg/m}$
 - main cable, $\phi 25 \text{ mm}$: berat satuan = $3,023 \text{ kg/m}$
- sag ratio:

$$\text{Berat untuk jembatan} = 2 \times \frac{3,023 \times 66,162}{66,0} = 6,06 \text{ kg/m}$$

$$\text{Subtotal} = 53,722 \text{ kg/m}$$

$$\text{lain-lain} = 1,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{b. Live load} = \frac{750}{66,00} = 11,3636 \text{ kg/m}$$

$$\text{Grand total} = 66,10 \text{ kg/m}$$

$$\tan \alpha = 4n = 4(1/33) \Rightarrow \alpha = \arctan 4/33 = 6^\circ 54' 40''$$

$$H \frac{Pl^2}{8f} = \frac{66,10 \times 66,00^2}{8 \times 2,00} = 17995,725 \text{ kg}$$

$$T = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{17995,725}{\cos(6^\circ 54' 40'')} = 18127,438 \text{ kg}$$

Untuk satu kabel :

$$T_1 = \frac{18127,438}{2} = 9063,720 \text{ kg}$$

Kapasitas beban kabel $\phi 25 \text{ mm} = 37 \text{ ton}$ (*minimum breaking load*). Maka faktor aman :

$$n = \frac{37000}{9063,72} = 4.08 \quad \text{OK!}$$

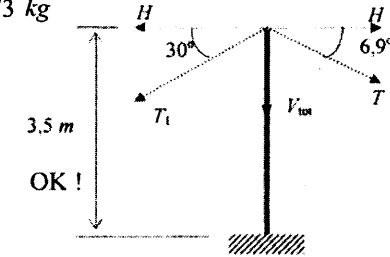
Back satys ($\phi 25 \text{ mm}$)

$$T_1 = \frac{H}{\cos \phi} \times \frac{17995,925}{\cos 30^\circ} = 20779,673 \text{ kg}$$

Untuk satu kabel: $T_1 = 10389,837 \text{ kg}$

Faktor aman:

$$n = \frac{37000}{10389,837} = 3,56$$



6. Pylon (kontrol terhadap buckling)

$$V_{\text{tot}} = (9063,72 \sin 6,9^\circ) + (10389,84 \sin 30^\circ) = 6285,534 \text{ kg}$$

Data profil baja ($I_{np} 18$) :

$$F = 27,90 \text{ cm}^2 \quad L_k = 2 \times 3,50 = 7,00 \text{ m}$$

$$I_x = 1450 \text{ cm}^4 \quad I_y = 81,30 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 161 \text{ cm}^3 \quad W_y = 19,80 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 7,2 \text{ cm} \quad i_y = 1,71 \text{ cm}$$

Tekuk arah sumbu X - X :

$$\lambda_x = \frac{L_k}{i_x} = \frac{700}{7,20} = 97,222$$

$$\omega_x = 0,446 \Rightarrow \sigma_{tk-x} = 0.446 \times 1600 = 713.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{tk-x} = \sigma_{tk-x} \times F = 713.60 \times 27.90 = 19909.440 \text{ kg} > V_{\text{tot}} \quad \text{OK!}$$

Tekuk arah sumbu Y-Y :

$$\lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{700}{1,71} = 409,356 > 209 = 1131,201 \text{ kg} < 6285,534 \text{ kg}$$

Pylon $I_{np} 18$ tidak memenuhi, perlu dirancang ulang sebagai berikut :

$$V = 6285,534 \text{ kg}$$

$$I_{\text{min}} = 1,5 PL_k^2 = 1,5 \times 6285,534 \times 7,0^2 = 461,947 \text{ cm}^4$$

Dicoba menggunakan profil $I_{np} 32$ dengan data sebagai berikut :

$$I_y = 555 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 2,67 \text{ cm}$$

$$F = 77,80 \text{ cm}^2 \\ = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^2 \times 555}{3,04 \times 700^2} = 772200 \text{ kg} > V_{tot} \quad \text{OK}$$

Bila menggunakan profil I_{np} 30 dengan $I_y = 451 \text{ cm}^4$, dan $F = 69,10 \text{ cm}^2$,

$$\text{maka : } P = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 102 \times 451}{3,04 \times 700^2} = 6275,20 \text{ kg} \approx V_{tot}$$

Dengan demikian profil I_{np} 30 dapat digunakan sebagai *pylon*.

7. Fondasi

$$\text{Gaya vertikal} = 2 \times 628.534 \text{ kg} = 12571.068 \text{ kg}$$

$$\sigma_{ijin \text{ tanah}} = 0,60 \text{ kg/cm}^2$$

Ukuran fondasi $2.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$.

Berat fondasi :

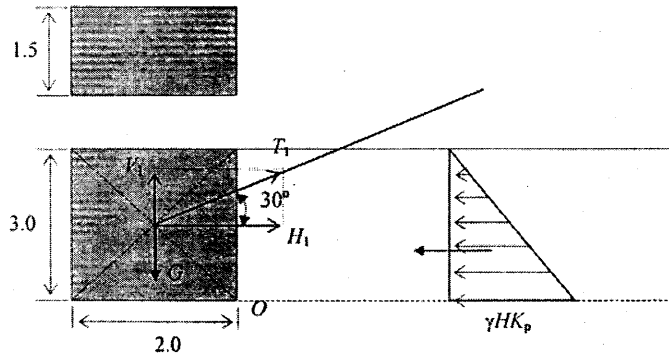
$$G = 2.0 \times 2.0 \times 1.0 \times 2.30 = 9.20 \text{ ton}$$

$$\sigma = \frac{12571,068 + 9200}{40000} = 0,544 \text{ kg/cm}^2 < 0,60 \text{ kg/m}^2$$

8. Block anchor

Diketahui :

$$\begin{aligned} \gamma_{tanah} &= 1.5 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{beton} &= 2.3 \text{ t/m}^3 \\ H &= 3.00 \text{ m} \end{aligned}$$



$$V_1 = 10389.837 \sin 30^\circ = 519 \text{ kg}$$

$$H_1 = 10389.837 \cos 30^\circ = 8997.86 \text{ kg}$$

Berat blok anker :

$$G = 1.50 \times 2.0 \times 3.0 \times 2.3 = 20.70 \text{ ton}$$

Stabilitas terhadap guling :

koefisien gesek beton terhadap tanah = 0.30

$$\Sigma V = 20700 - 5195 = 15505 \text{ kg}$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 3.0$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma_{tanah} \times H^2 \times K_p = \frac{1}{2} \times 1.5 \times 3.0^2 \times 3.0 = 20.25 \text{ ton} = 2025 \text{ kg}$$

$$HR = 20250 + (15505 \times 0.30) = 24901.50 \text{ kg}$$

$$SF = \frac{24901.50}{8997.86} = 2.77$$

Stabilitas terhadap daya dukung :

$$\sigma_{tanah} = \frac{15505}{30.00} \pm \frac{(8997.86 \times 150)}{\frac{1}{6} \times 150 \times 200^2}$$

$$\sigma_{max} = 1.866 \text{ kg/cm}^2 > 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

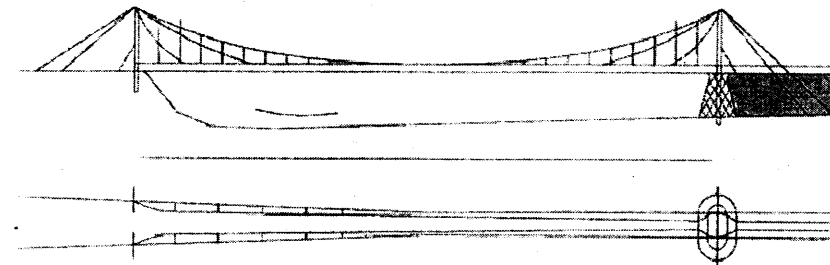
$$\sigma_{min} = -0.833 \text{ kg/cm}^2 < 0 \text{ (mengalami tarik)}$$

JEMBATAN CABLE STAYED



8.1. Pendahuluan

Jembatan cable stayed sudah dikenal sejak lebih dari 200 tahun yang lalu (Walther, 1988) yang pada awal era tersebut umumnya dibangun dengan menggunakan kabel vertikal dan miring seperti *Dryburgh Abbey Footbridge* di Skotlandia yang dibangun tahun 1817 (Gambar 8.1). Jembatan seperti ini masih merupakan kombinasi dari jembatan *cable stayed* modern. Sejak saat An jembatan *cable stayed* mengalami banyak perkembangan dan mempunyai bentuk yang bervariasi baik dari segi jenis material yang digunakan maupun segi estetika.

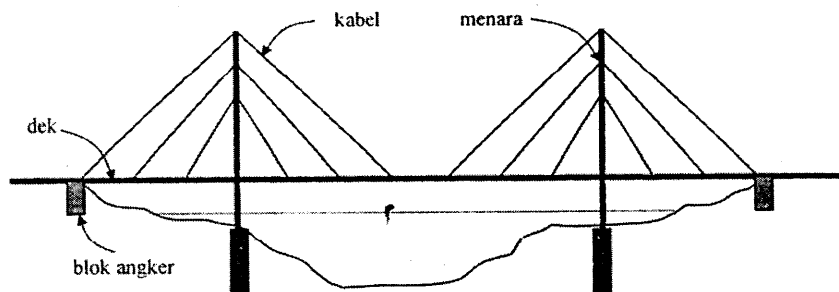


Gambar 8.1 Jembatan Dryburgh Abbey Footbridge (Walther, 1988)

Pada umumnya jembatan cable stayed menggunakan gelagar baja, rangka, beton atau beton pratekan sebagai gelagar utama (Zarkasi dan Rosliansjah, 1995). Pemilihan bahan gelagar tergantung pada ketersediaan bahan, metode pelaksanaan dan harga konstruksi. Penilaian parameter tersebut tidak hanya tergantung pada perhitungan semata melainkan masalah ekonomi dan estetika lebih dominan. Kecenderungan sekarang adalah menggunakan gelagar beton, *cast in situ* atau *prefabricated (pre cast)*.

8.2. Komponen Jembatan Cable Stayed

Pada dasarnya komponen utama jembatan *cable stayed* terdiri atas gelagar, sistem kabel, dan menara atau pylon (Gambar 8.2).



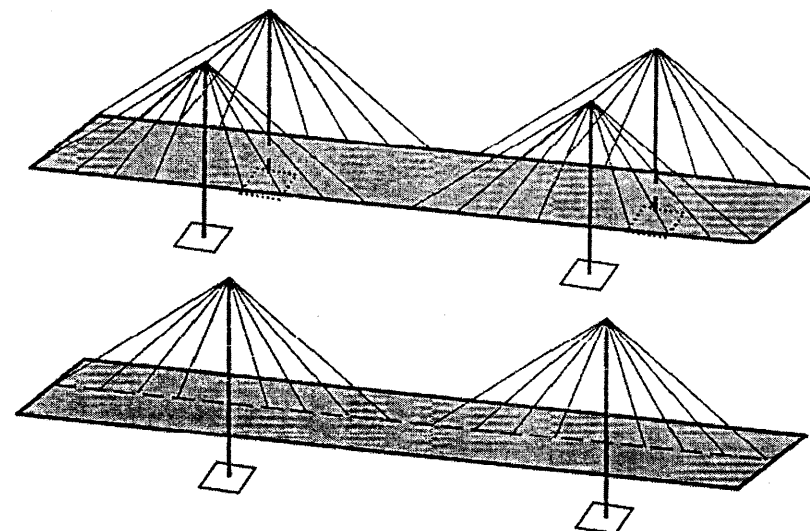
Gambar 8.2 Komponen utama jembatan *cable stayed*

8.2.1. Sistem kabel

Sistem kabel merupakan salah satu hal mendasar dalam perencanaan jembatan *cable stayed*. Kabel digunakan untuk menopang gelagar di antara dua tumpuan dan memindahkan beban tersebut ke menara. Secara umum sistem kabel dapat dilihat sebagai tatanan kabel transversal dan tatanan kabel longitudinal. Pemilihan tatanan kabel tersebut didasarkan atas berbagai hal karena akan memberikan pengaruh yang berlainan terhadap perilaku struktur terutama pada bentuk menara dan tampang gelagar. Selain itu akan berpengaruh pula pada metode pelaksanaan, biaya dan arsitektur jembatan. Sebagian besar struktur yang sudah dibangun terdiri atas dua bidang kabel dan diangkerkan pada sisi-sisi gelagar (Walther, 1988). Namun ada beberapa yang hanya menggunakan satu bidang. Penggunaan tiga bidang atau lebih mungkin dapat dipikirkan untuk jembatan yang sangat lebar agar dimensi balok melintang dapat lebih kecil.

8.2.1.1. Tatanan kabel transversal

Tatanan kabel transversal terhadap arah sumbu longitudinal jembatan dapat dibuat satu atau dua bidang dan sebaliknya ditempatkan secara simetri. Ada juga perencana yang menggunakan tiga bidang kabel sampai sekarang belum dapat diterapkan di lapangan. Secara tatanan kabel transversal dapat dilihat pada Gambar 8.3 berikut.



Gambar 8.3 Tatanan kabel transversal, dua bidang dan satu bidang (Podolny and Scalzi, 1976)

1. Sistem satu bidang.

Sistem ini sangat menguntungkan dari segi estetika karena tidak terjadi kabel bersilangan yang terlihat oleh pandangan sehingga terlihat penampilan struktur yang indah. Kabel ditempatkan ditengah-tengah dek dan membatasi dua arah jalur lalu lintas. Penempatan kabel ditengah-tengah dek menyebabkan torsi pada dek menjadi besar akibat beban lalu lintas yang tidak simetri dan tiupan angin. Kelemahan tersebut diatasi dengan menggunakan dek kaku berupa gelagar kotak (*box girder*) yang mempunyai kekakuan torsi yang sangat besar. Penempatan menara yang mengikuti bidang kabel di tengah dek mengurangi lebar lantai kendaraan sehingga perlu dilakukan penambahan lebar sampai batas minimum yang dibutuhkan. Untuk jembatan bentang panjang biasanya memerlukan menara yang tinggi menyebabkan lebar menara di bawah dek sangat besar. Penyebaran kaki ke sisi-sisi dek dapat mengatasi hal tersebut dengan tidak mengurangi lebar lantai kendaraan yang dibutuhkan. Secara umum jembatan yang sangat panjang atau sangat lebar tidak cocok dengan penggantung kabel satu bidang.

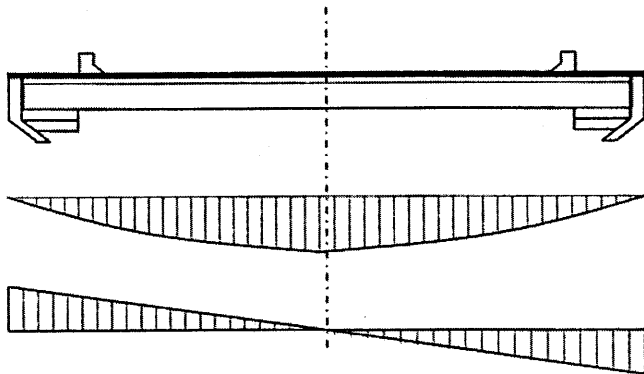
2. Sistem dua bidang

Penggantung dengan dua bidang dapat berupa dua bidang vertikal sejajar atau dua bidang miring yang pada sisi atas lebih sempit. Penggunaan bidang miring dapat menimbulkan masalah pada lalu lintas yang lewat diantara dua bidang kabel, terlebih bila jembatan mempunyai bentang yang relatif pendek

atau menengah. Kemiringan kabel akan sangat curam sehingga mungkin diperlukan pelebaran dek jembatan. Pada ujung balok melintang dimana akan dipasang angker kabel, mungkin akan terjadi kesulitan pada pendetailan struktur, khususnya bila menggunakan beton pratekan. Pengangkeran kabel dapat bertentangan dengan kabel prategang balok melintang.

3. Sistem tiga bidang

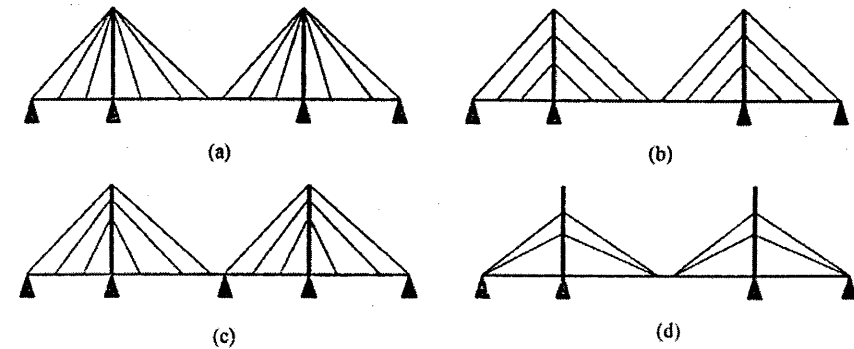
Pada perencanaan jembatan yang sangat lebar atau membutuhkan jalur lalu lintas yang banyak, akan ditemui torsi yang sangat besar bila menggunakan sistem kabel satu bidang dan momen lentur yang besar pada tengah balok melintang bila menggunakan sistem dua bidang (Gambar 8.4). Kejadian ini menyebabkan gelagar sangat besar dan menjadi tidak ekonomis lagi. Penggunaan penggantung tiga bidang dapat mengurangi torsi, momen lentur, dan gaya geser yang berlebihan. Penggunaan penggantung tiga bidang sampai saat ini masih berupa inovasi dan baru sampai pada tahap desain (Walther, 1988).



Gambar 8.4 Diagram momen dan gaya geser akibat beban mati pada gelagar dengan penggantung dua bidang (Walther, 1988)

8.2.1.2 Tatanan kabel longitudinal

Tatanan kabel longitudinal jembatan mempunyai banyak variasi tergantung pada pengalaman perencana menentukan perbandingan antara bentang dengan tinggi menara. Untuk bentang yang lebih pendek kabel tunggal mungkin sudah cukup untuk menahan beban rencana. Untuk bentang utama yang panjang dan bentang tidak sometris yang menggunakan angker, variasi tatanan kabel tidak cukup dengan kebutuhan secara teknis tetapi harus menghasilkan konfigurasi dasar tatanan kabel longitudinal (lihat Gambar 8.5) yaitu *radiating*, *harp*, *fan*, dan *star* (Podolny dan Scalzi, 1976).



Gambar 8.5 Tatanan kabel longitudinal (a) *radiating*, (b) *harp*, (c) *fan*, (d) *star* (Troitsky, 1977)

1. Tipe *radiating*

Merupakan sebuah susunan dimana kabel dipusatkan pada ujung atas menara dan disebar sepanjang bentang pada gelagar. Kelebihan tipe ini adalah kemiringan rata-rata kabel cukup besar sehingga komponen gaya horisontal tidak terlalu besar kabel yang terkumpul di atas kepala menara menyulitkan dalam perencanaan dan pendetailan sambungan.

2. Tipe *harp*



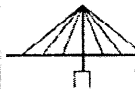
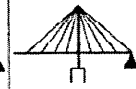
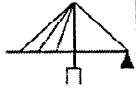
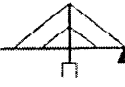
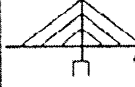
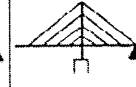

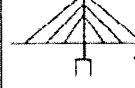
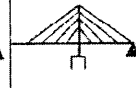
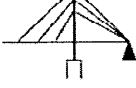
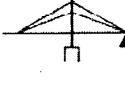
Terdiri atas kabel-kabel penggantung yang dipasang sejajar dan disambungkan ke menara dengan ketinggian yang berbeda-beda satu terhadap yang lainnya. Susunan kabel yang sejajar memberikan efek estetika yang sangat indah namun terjadi lentur yang besar pada menara.

3. Tipe *fan*

Merupakan solusi tengah antara tipe *radiating* dengan tipe *harp*. Kabel disebar pada bagian atas menara dan pada dek sepanjang bentang, menghasilkan kabel tidak sejajar. Penyebaran kabel pada menara akan memudahkan pendetailan tulangan.

4. Tipe *star*

Memiliki bentuk yang berlawanan dengan tipe *radiating* dimana kabel terpusat pada gelagar. Bentuk ini memberikan efek estetika yang baik namun menyulitkan pendetailan sambungan pada gelagar. Dukungan antara dua tumpuan tetap jembatan hanya ada pada pertemuan kabel sehingga momen lentur yang akan terjadi menjadi lebih besar.

Tunggal	Ganda	Triple	Multiple	Kombinasi	Ket.
					Radiating
					Harp
					Fan
					Star

Gambar 8.6 Variasi gabungan bentuk dasar tatanan kabel longitudinal (Podolny and Scalzi, 1976)

Keempat bentuk dasar tersebut dapat digabung satu dengan yang lainnya dan akan memberikan bentuk yang bervariasi seperti yang ada pada Gambar 8.6. Pemilihan tatanan dan jumlah kabel tergantung pada panjang bentang, jenis beban, jumlah jalur atau lebar jembatan, tinggi menara, biaya, dan rasa estetika perencana. Biaya merupakan faktor utama dalam menentukan tatanan kabel dan jumlah kabel yang akan digunakan, karena kabel akan mempengaruhi semua bentuk elemen struktur.

Sudut kemiringan kabel berhubungan dengan kekakuan gelagar yang meningkat, tegangan dalam kabel berkurang, dan dibutuhkan tampang menara yang berkurang pula. Akan tetapi bila tinggi menara bertambah, kabel penggantung akan bertambah dan panjang deformasi aksial akan semakin besar yang berakibat pada bertambahnya momen lentur pada gelagar akibat beban hidup.

Sudut kemiringan optimum kabel terluar adalah 45° namun masih dapat divariasikan dalam batas-batas yang dapat diterima (*reasonable limits*) yaitu antara 25° - 65° (Troitsky, 1977). Sudut kemiringan terkecil terjadi pada kabel terluar sedangkan sudut paling besar terdapat pada kabel yang terdekat dengan menara. Nilai batas di atas diperoleh dari hasil analisis dengan mengadakan penyederhanaan pada pertemuan kabel dengan gelagar. Penyederhanaan tersebut menganggap *joint* berupa sendi.

Kemiringan kabel optimum tidak selalu digunakan dalam perencanaan karena pemilihan sudut masih ditentukan oleh bentuk arsitektur struktur. Selain itu pengaruh lain berupa panjang kabel, kemudahan pelaksanaan dan berbagai kondisi lokal dapat menjadi pertimbangan berikutnya.

Jembatan *cabl stayed* modern pertama hanya menggunakan kabel dalam jumlah terbatas yang digunakan untuk mendukung gelagar yang kaku. Penggunaan kabel dalam jumlah kecil akan menyebabkan gaya pada kabel sangat besar sehingga dibutuhkan diameter kabel yang besar, penjangkaran yang kuat dan rumit, dan area yang luas pada gelagar untuk mendistribusikan gaya-gaya kabel tersebut. Selain itu dibutuhkan gelagar yang tinggi. Bentuk ini tidak ekonomis karena memerlukan material dalam jumlah yang besar dan pelaksanaan pembangunan membutuhkan peralatan yang sangat banyak.

Pada jembatan *cabl stayed* modern jumlah kabel yang digunakan cukup banyak dan jarak antar kabel atau panjang panel akan menjadi lebih kecil. Cara ini akan memudahkan penjangkaran dan memungkinkan untuk menggunakan gelagar yang lebih ramping. Tinggi gelagar yang kecil akan memberikan stabilitas aerodinamik yang baik dan pelaksanaan pembangunan lebih mudah (Troitsky, 1977).

Keuntungan jembatan *cabl stayed* dengan jumlah kabel banyak dapat disebutkan sebagai berikut ini.

1. jumlah dukungan elastik yang besar menyebabkan lentur yang sedang pada arah longitudinal dek, baik selama pelaksanaan maupun dalam pengoperasian, membuat metode pelaksanaan sederhana dan ekonomis,
2. kabel individual lebih kecil dibandingkan sebuah struktur kabel penggantung yang terkonsentrasi, sederhana dalam pemasangan dan pengangkerannya,
3. penggantian kabel relatif mudah bila diperlukan, meskipun kabel telah diberi pelindung terhadap korosi.

Jarak antar kabel maksimum tergantung pada beberapa parameter, khususnya lebar dan bentuk dek. Jika dek dari baja atau beton komposit, pelaksanaan konstruksi dapat diselesaikan dengan *corbeling out*, jarak kabel yang sangat rapat tidak memberikan keuntungan yang besar. Sebagai ketentuan umum, jarak antara 15 m dan 25 m dapat digunakan. Penggunaan jarak yang lebih besar masih dapat dimungkinkan dengan alasan tertentu. Jika dek dari beton, desain dengan banyak kabel penggantung terpisah 5 m - 10 m memberikan banyak keuntungan dan mungkin sangat penting untuk struktur dengan bentang panjang (Walther, 1988).

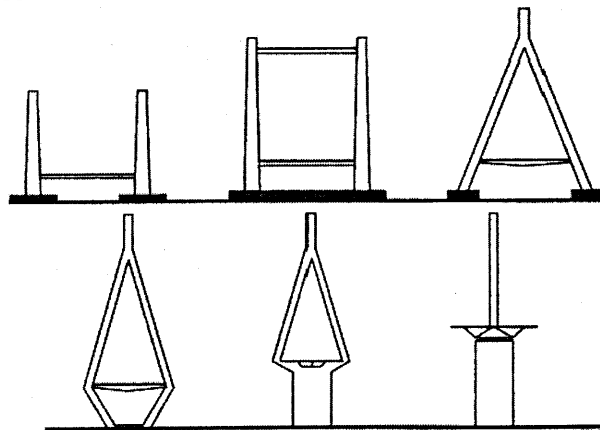
Perbandingan jarak antar kabel atau panjang panel yang diperoleh dari struktur yang sudah ada (Troitsky, 1977) memberikan nilai optimum sebagai berikut ini.

- untuk bentang tengah 450 ft – 490 ft (130 m – 150 m), direkomendasikan panjang panel 65 ft (20 m),
- untuk bentang tengah yang lebih kecil, panjang panel antara 50 ft – 55 ft (15 m – 17 m),
- untuk bentang tengah yang lebih dari 550 ft (170 m) panjang panel seharusnya 100 ft (30 m).

Panel tengah berbeda dengan panel lainnya karena tidak tertekan oleh komponen horisontal gaya kabel dan dimungkinkan menggunakan panjang panel tengah yang lebih besar. Pengalaman memberikan bahwa panjang panel tengah 20% – 30% lebih panjang dari panel lainnya.

8.2.2. Menara

Pemilihan bentuk menara sangat dipengaruhi oleh konfigurasi kabel, estetika, dan kebutuhan perencanaan serta pertimbangan biaya. Bentuk-bentuk menara dapat berupa rangka portal *trapezoidal*, menara kembar, menara *A*, atau menara tunggal.



Gambar 8.7 Tipe menara (Zarkasi dan Roliansjah, 1995)

Selain bentuk menara yang telah disebutkan, masih banyak bentuk menara lain namun jarang digunakan seperti menara *Y*, menara *V*, dan lain sebagainya. Bentuk-bentuk menara yang umum digunakan adalah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8.7 di atas.

Tinggi menara merupakan fungsi dari panjang panel (Troitsky, 1977) yang dapat ditulis :

$$H = n \cdot a \cdot \tan 25^\circ = 0,465 n \cdot a \quad (8.1)$$

dengan n dan a masing-masing jumlah kabel dan panjang panel. Misalnya menggunakan tiga kabel pada tiap sisi menara maka tinggi menara yang diperlukan $H = 0,465 \times 3 \times a = 1,4 a$.

Biasanya panel tengah lebih panjang dari panel lain dan boleh diambil sebesar 1,3a sehingga perhitungannya menjadi :

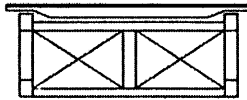
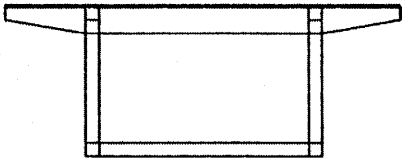
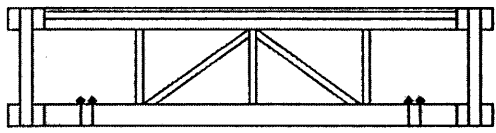
$$\frac{H}{L} = \frac{1,4a}{(n+1,3)a} \quad (8.2)$$

Menurut Podolny (1976), tinggi menara ditentukan dari beberapa hal seperti tipe sistem kabel, jumlah kabel dan perbandingan estetika dalam tinggi menara dan panjang bentang, untuk itu direkomendasikan perbandingan antara bentang terpanjang dan tinggi menara antara 0,19 – 0,25.

8.2.3. Gelagars

Bentuk gelagar jembatan cable stayed sangat bervariasi namun yang paling sering digunakan ada dua yaitu stiffening truss dan solid web (Podolny and Scalzi, 1976). Stiffening truss digunakan untuk struktur baja dan solid web digunakan untuk stmktur baja atau beton baik beton bertulang maupun beton prategang.

Pada awal perkembangan jembatan cable stayed modern, stiffening truss banyak digunakan tetapi sekarang sudah mulai ditinggalkan dan jarang digunakan dalam desain, karena mempunyai banyak kekurangan. Kekurangannya adalah membutuhkan fabrikasi yang besar, perawatan yang relatif sulit, dan kurang menarik dari segi estetika. Meskipun demikian dapat digunakan sebagai gelagar dengan alasan memiliki sifat aerodinamik yang baik. Dalam keadaan jembatan jalan raya disatukan dengan jembatan jalan rel dan biasanya menggunakan dek ganda yang bertingkat, *truss* dapat dipertimbangkan sebagai elemen utama dek. Beberapa bentuk tampang stiffening truss dapat dilihat pada Gambar 8.8.

Tipe Jembatan	Tipikal potongan melintang
Jalan raya	
Jalan raya dan jalan rel	
Jalan raya dan jalan rel	


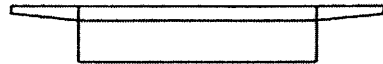


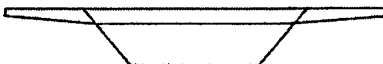
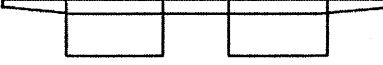
Gambar 8.8 Gelagar stiffening truss (Troitsky, 1977)

Gelagar yang tersusun dari *solid web* yang terbuat dari baja atau beton cenderung terbagi atas dua tipe (Gambar 8.9) yaitu :

- gelagar pelat (*plate girder*), dapat terdiri atas dua atau banyak gelagar,
- gelagar box (*box girder*), dapat terdiri atas satu atau susunan *box* yang dapat berbentuk persegi panjang atau trapesium.

Susunan dek yang tersusun dari gelagar pelat tidak memiliki kekakuan torsi yang besar sehingga tidak dapat digunakan untuk jembatan yang bentangnya panjang dan lebar atau jembatan yang direncanakan hanya menggunakan satu bidang kabel pengantung. Dek jembatan yang menggunakan satu atau susunan *box* akan memiliki kekakuan torsi yang sangat besar sehingga cocok untuk jembatan yang mengalami torsi yang sangat besar. Jembatan yang menggunakan satu bidang kabel penggantung biasanya menggunakan gelagar *box* tunggal, sedangkan jembatan yang lebar menggunakan susunan gelagar *box*. Gelagar pelat atau *box* yang terbuat dari baja mempunyai masalah seperti pada truss berupa perawatan terhadap korosi yang relatif mahal meskipun biaya konstruksi lebih murah:

Perkembangan teknologi beton yang sangat cepat membuat baja mulai ditinggalkan dan beralih ke gelagar beton yang dapat berupa beton precast atau cetak setempat. Gelagar beton umumnya berupa gelagar *box* tunggal yang diberi pengaku lateral pada jarak tertentu.

Tipe gelagar utama	Susunan	Tipikal potongan melintang
	Gelagar I Kembar	
	Gelagar box persegi	
	Kombinasi gelagar box (tengah) - gelagar I individual (tepi)	
	Kombinasi gelagar box seluler kembar individual dan <i>sloping struts</i>	
	Gelagar box trapezoidal individual	
Gelagar box persegi kembar		

Gambar 8.9 Gelagar *solid web* (Troitsky, 1977)

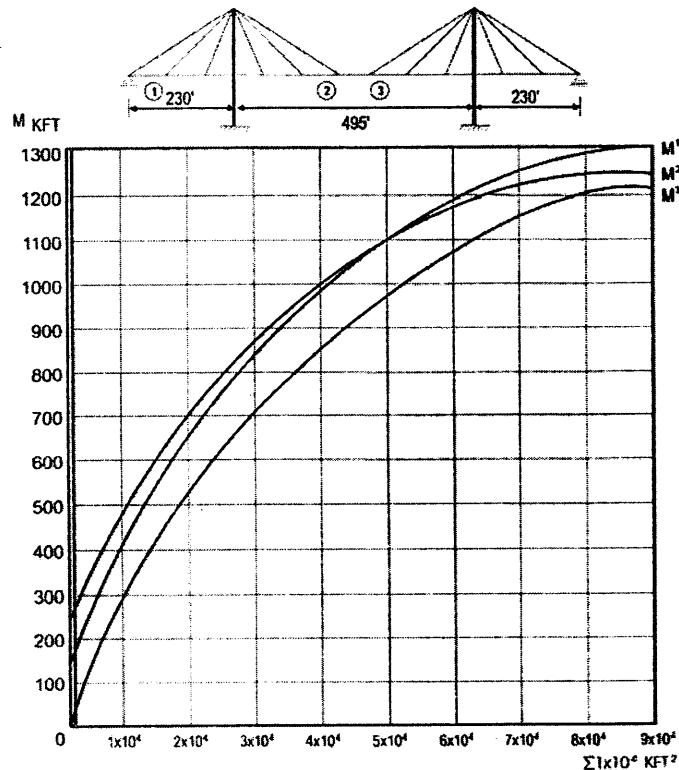
Solid web yang terbuat dari beton precast mempunyai banyak keuntungan (Zarkasi dan Roliansjah, 1995) antara lain:

- struktur dek beton cenderung untuk tidak bergetar dan dapat berbentuk aerodinamis yang menguntungkan,
- komponen gaya horisontal pada kabel akan mengaktifkan gaya tekan pada sistem dek dimana beton sangat cocok untuk menahan gaya desak,
- beton mempunyai berat yang sangat besar sehingga perbandingan beban hidup dan beban mati menjadi kecil, sehingga perbandingan lendutan akibat beban hidup dan beban mati tidak besar,
- pemasangan bangunan atas dan kabel yang relatif mudah dengan teknik prestressing masa kini, prefabrikasi, segmental, dan mempunyai kandungan lokal yang tinggi,
- pemeliharaan yang lebih mudah karena beton tidak berkarat seperti pada baja.

Perilaku gelagar sebagai bagian yang terintegral dari sebuah jembatan *cable stayed* mirip dengan perilaku gelagar menerus di atas perletakan elastis. Akan tetapi selama tahap awal pembangunan dan prapeneggangan kabel akibat beban mati, dukungan kabel dapat dianggap sebagai perletakan tetap.

Pada tahap kedua pembebanan termasuk beban mati dan hidup total, tempat dimana terdapat dukungan kabel akan terdeformasi secara elastis tergantung pada penambahan panjang kabel dan lendutan pada ujung menara. Defleksi akhir pertemuan kabel dengan gelagar mereduksi kekakuan dan momen lentur yang terjadi pada gelagar.

Penelitian eksperimen *Kireenko, 1967* (dalam *Troitsky, 1977*) menunjukkan bahwa gelagar dengan kekakuan tampang yang berbeda-beda terpengaruh pada momen lentur secara tidak linear (lihat Gambar 8.10).



Gambar 8.10 Variasi momen lentur akibat beban tetap pada gelagar sebagai fungsi EI (*Troitsky, 1977*)

Perubahan momen inersia gelagar mempunyai efek yang tidak penting pada tegangan dalam kabel, dan tegangan lentur pada gelagar dan menara (*Troitsky, 1977*). Sifat ini memungkinkan mengembangkan sebuah metode analisis pendekatan untuk kabel dengan mengabaikan deformasi lentur dan memanjang gelagar.

Pengaruh kekakuan gelagar pada defleksi pertemuan kabel dan gelagar dapat pula diabaikan karena perubahannya sangat kecil. Jika momen inersia gelagar digandakan, defleksi pada sambungan tersebut akibat beban maksimum hanya berkurang sekitar 0,8% – 2,3%. Berlainan dengan pertemuan antara kabel dengan menara, pengaruh kekakuan gelagar berdeformasi akibat pembebanan lebih besar. Akan tetapi deformasi pada gelagar ditentukan oleh defleksi pada bagian tengah bentang, sehingga pengaruh kekakuan gelagar pada defleksi dapat dianggap kecil dan dapat diterima agar perancangan gelagar mempunyai momen inersia yang seminimum mungkin.

Pengalaman dalam perancangan jembatan *cable stayed* (*Troitsky, 1977*) menunjukkan bahwa tinggi gelagar dapat digunakan antara $\frac{1}{15} - \frac{1}{18}$ panjang panel atau $\frac{1}{100} - \frac{1}{200}$ panjang bentang utama.

Hasil survai yang telah dilakukan terhadap 20 jembatan *cable stayed* di dunia memberikan perbandingan antara tinggi gelagar dengan bentang jembatan yang bervariasi mulai dari $\frac{1}{40} - \frac{1}{100}$ (*Podolny, 1976*). Sedangkan menurut *Leonhardt* (dalam *Zarkasi dan Roliansjah, 1995*), perbandingan antar tinggi gelagar dengan bentang utama jembatan sangat tergantung pada rasio lendutan maksimum akibat beban hidup dan beban mati, dan memberikan nilai yang ekonomis bila nilainya berkisar antara $\frac{1}{10} - \frac{1}{90}$. Khusus untuk jembatan *cable stayed* beton dengan sistem kabel dua bidang, pada kedua ujung tidak menunjukkan gejala aerodinamis yang mengkhawatirkan bila memenuhi persyaratan:

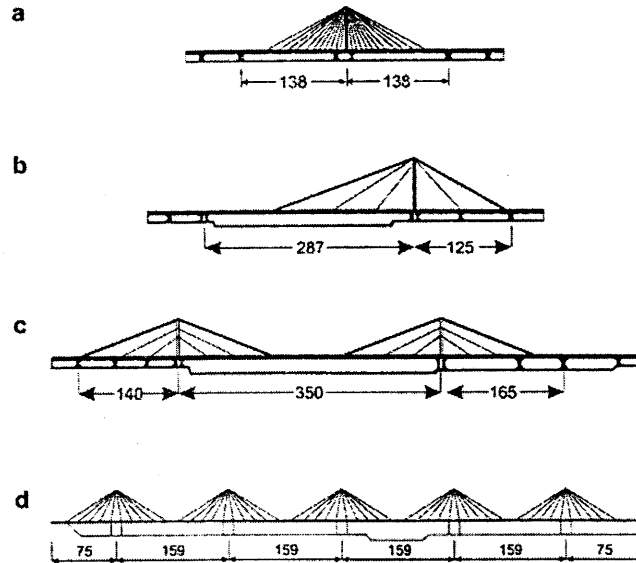
$$B \geq 10H \quad \text{atau} \quad B \geq \frac{L}{30}$$

dengan B adalah lebar jembatan, H adalah tinggi gelagar, dan L menyatakan panjang bentang utama.

Untuk jembatan baja yang relatif ringan dan bentang di atas 400 m sehingga cenderung mudah bergetar, persyaratan di atas masih berlaku namun sebaiknya digantung ke menara bentuk *A* dan harus mempunyai $B \geq \frac{L}{25}$.

8.2.4. Susunan bentang

Susunan bentang sangat berpengaruh pada bentuk arsitektur dan terlebih pada struktur jembatannya sendiri. Susunan bentang terdiri atas tiga jenis seperti ditunjukkan pada Gambar 8.11, yaitu : dua bentang simetri, dua bentang tidak simetri, dan tiga bentang.



Gambar 8.11 Susunan bentang yang sering dipakai pada jembatan *cable stayed*, (a) dua bentang simetri, (b) dua bentang asimetri, (c) tiga bentang, (d) multi bentang (Troitsky, 1977)

Untuk jenis dua bentang asimetri, bentang utama biasanya sekitar 60%–70% dari total bentang jembatan dan jenis tiga bentang biasanya bentang utama $\pm 55\%$ dari panjang total.

Bentang asimetri tidak dapat terjadi karena berbagai kondisi lokal yang berpengaruh seperti tidak memungkinkan manara pada tengah bentang sehingga panjang salah satu bentang harus dikurangi. Pengurangan panjang bentang dapat dibarengi dengan pengurangan jumlah kabel dan gelagar sehingga menjadi lebih kaku. Kelemahan bentang asimetri adalah pada ujung bentang yang lebih pendek akan terjadi reaksi negatif yang besar, karena itu dibutuhkan susunan kabel yang khusus agar kondisi tersebut dapat diminimalkan (Troitsky, 1977).

Selain ketiga bentuk di atas, pada beberapa jembatan yang sudah dibangun berupa multi bentang (Gambar 8.11d) yang terdiri atas beberapa susunan jembatan dua bentang simetri. Bentang ini terjadi jika panjang bentang total jembatan sangat besar dan tidak memungkinkan lagi untuk membuat jembatan dengan jumlah bentang yang lebih sedikit. Selain alasan tersebut mungkin juga karena alasan arsitektural. masalah utama bentuk ini adalah bagaimana memperoleh stabilitas longitudinal yang memadai akibat beban asimetri yang ditimbulkan lalu lintas. Secara umum gelagar tidak dapat memberikan stabilitas yang memadai sehingga digunakan menara yang kaku.

8.3. Efek Non-linier pada Elemen Struktur

Struktur jembatan *cable stayed* merupakan struktur yang mempunyai efek non-linier yang cukup berpengaruh. Meskipun struktur memiliki efek nonlinier, perhitungan gaya-gaya dalam dengan mengabaikan sifat non-linier dapat dilakukan dengan memberikan anggapan-anggapan tertentu. Tiga penyebab sifat non-linier adalah *sag* pada kabel, efek *P-delta*, dan sifat material.

8.3.1. Non-linier pada Kabel

Akibat berat sendiri kabel, menyebabkan terjadinya deformasi sepanjang kabel yang cukup besar sehingga mengurangi kekakuan kabel. Ketidaklinieran kabel terjadi ketika beban yang didukung bertambah dan *sag* pada kabel berkurang sehingga panjang chord kabel akan bertambah. Untuk menempatkan kabel sebagai komponen yang linier maka modulus kabel harus diidealisasikan. Modulus elastisitas ideal akan diperoleh melalui suatu penurunan rumus dengan memperhatikan kabel miring pada Gambar 8.12 yang pada ujung bawah diberi perletakan sendi dan pada ujung atas diberi perletakan bergerak. Akibat gaya F , kabel akan mengambil bentuk seperti rantai yang digantung (catenary), dimana $L > 1$ dan L adalah L adalah panjang kabel antara dua dukungan. Jika F menjadi sangat besar (*infinite*), kabel akan menjadi lurus. Ujung C bergerak ke posisi C_1 dan perpindahannya adalah $\Delta l = \Delta l - \Delta l_1$, dan pertambahannya $\varepsilon_f = \Delta l / l$. Modulus elastisitas yang diperoleh dapat diberikan sebagai :

$$E_f = \frac{\sigma}{\varepsilon_f} \quad (8.3)$$

Akibat beban aksial kabel akan mengalami *elastic stretch* :

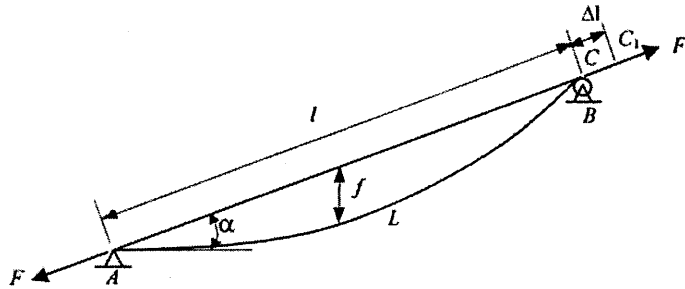
$$\varepsilon_f = \frac{\sigma}{E_e} \quad (8.4)$$

dengan E_e menggambarkan modulus elastisitas. Modulus elastisitas ideal atau equivalen kabel E_i tergantung pada E_f yang berhubungan dengan sag dan E_e yang berhubungan dengan elastisitas atau:

$$E_i = \frac{\sigma}{(\varepsilon_f + \varepsilon_e)} \quad (8.5)$$

dimana $\varepsilon_f = \sigma / E_f$ dan $\varepsilon_e = \sigma / E_e$. Bila nilai-nilai ε_f dan ε_e dimasukkan ke dalam persamaan 4.5 akan diperoleh:

$$E_i = \frac{E_f E_e}{(E_f + E_e)} \quad (8.6)$$



Gambar 8.12 Perilaku kabel yang dipasang miring pada tumpuan sederhana (Toitsky, 1977)

Kemudian Ernest memberikan bahwa $E_f = 12\sigma^3/(\gamma l)^2$ dan disubstitusikan ke persamaan 8.6 dan diperoleh:

$$E_i = \frac{E_e}{\left[1 + \left\{(\gamma^2)/12\sigma^3\right\}E_e\right]} \quad (8.7)$$

dengan,

- E_i : modulus elastisitas idealisasi,
- E_e : modulus elastisitas,
- γ : berat jenis kabel,
- σ : tegangan ijin kabel,
- l : jarak antara dukungan kabel,
- L : panjang aktual kabel.

Pada umumnya faktor reduksi kabel atau perbandingan antara modulus elastisitas idealisasi dan modulus elastisitas kabel yang dipakai pada jembatan *cable stayed* bervariasi dari 1 untuk kabel pendek dan 0,988 untuk kabel terpanjang (Zarkasi dan Rosliansjah, 1995).

8.3.2. Efek P-delta

Efek non-linier ini disebabkan oleh gaya-gaya aksial tekan dan momen lentur yang bekerja secara simultan pada struktur (gelagar dan menara) sehingga terjadi beban yang eksentris. Akibat lendutan yang terjadi pada struktur maka gaya aksial tekan yang bekerja memberikan momen tambahan. Tingkat ketidakinleran tergantung pada besarnya beban aksial tekan dibandingkan dengan beban *Euler* dan besar lendutan yang dihasilkan akibat beban lentur. Secara umum pengaruh ketidakinleran akibat efek *P-delta* dapat dianggap kecil. Anggapan ini tetap dapat digunakan untuk gelagar yang tipis atau menara yang mempunyai momen inersia kecil dengan memberikan pembebanan yang ekstrim dan menguji kebenaran anggapan.

8.3.3. Non-linier pada sifat material

Bahan struktur yang menderita suatu beban aksial tertentu akan mengalami penegangan dan disertai pertambahan atau pengurangan panjang sesuai dengan arah beban. Selama beban tersebut masih kecil, pertambahan atau pengurangan panjang akan berbanding lurus dengan tegangan yang terjadi. Bila beban bertambah terus batas perbandingan tetap akan dilampaui dan kurva perbandingan tidak sebanding atau perbandingan antara tegangan dan regangan bahan sudah tidak linier lagi. Sifat non-linier ini dapat diabaikan karena secara umum pembebanan yang terjadi tidak akan menimbulkan tegangan yang berlebih hingga mendekati beban runtuh.

8.4. Idealisasi Struktur

Pemodelan elemen struktur dilakukan agar perilaku jembatan dapat dianalisis dan masih dalam ketepatan yang cukup dan perhitungan pada kepentingan struktur dan tingkat perencanaan yang diinginkan. Pemodelan ini dapat berupa sistem bidang (*plane frame model*) atau ruang (*space frame model*), meliputi seluruh struktur atau sebagian dan dapat melibatkan sejumlah besar elemen tergantung kerumitan struktur (Walther, 1988).

Menara dapat dimodelkan sebagai *frame 3D* atau elemen *solid*/pelat tebal (*solid/thick plate type element*) bila dilakukan analisis lebih lanjut untuk mempelajari masalah lokal misalnya untuk perencanaan kedudukan kabel (Zarkasi dan Rosliansjah, 1995).

Gelagar bisa dimodelkan sebagai elemen batang pada balok memanjang dan melintang dengan menganggap perilakunya sebagai balok elemen dan plat lantai kendaraan sebagai *shell type element*. Untuk gelagar berbentuk bus kaku dengan gantungan vertikal dan dianggap dengan perubahan bentuk yang kecil

dapat dimodelkan sebagai elemen batang. Modelisasi sebagai elemen membran dapat juga dilakukan jika perilakunya mempunyai perubahan bentuk yang besar misalnya pada jembatan yang menggunakan *single plane type*. Untuk mempelajari masalah lokal dengan pemodelan sebagian dapat dimodelkan sebagai pelat tebal.

Kabel dapat dimodelkan sebagai elemen batang yang hanya dapat menerima gaya tarik saja dengan memberikan momen inersia lentur yang kecil sekali dan modulus elastis idealisasi (*Ernst's Modulus*) yang sudah memperhitungkan *sag* pada kabel. Pemodelan kabel seperti ini mungkin hanya berlaku pada struktur dimana kabel tertarik dengan gaya yang cukup besar akibat beban mati, dan timbul tekanan akibat hidup yang menyebabkan pengurangan beban tarik awal dalam kabel.

Pemodelan dengan sistem bidang digunakan untuk menggambarkan perilaku jembatan *cable stayed* akibat beban hidup secara sederhana. Sistem ini digunakan pada tahap awal perencanaan dimana seluruh elemen digambarkan sebagai batang. Salah satu kesulitan terletak pada penggambaran hubungan antara menara dengan gelagar. Penggunaan data yang disederhanakan dan penyelesaian analisis yang dapat dilakukan dengan cepat menyebabkan model ini sangat penting sebagai dasar pemilihan dimensi struktur dan sebagai sarana untuk menguji konsep rencana. Pada kasus tertentu (*Brotton Bridge* dan *Pasco Kennewick Bridge*) dimana menara tidak mengalami lentur transversal akibat beban mati dan beban hidup berupa lalu lintas, dapat digunakan untuk menentukan dimensi akhir. Beban transversal ditentukan dengan metode tradisional dan gaya kabel diperkirakan seperti pada balok dengan dukungan sederhana. Lentur transversal tidak terjadi pada struktur yang menggunakan penggantung sistem satu bidang atau pada struktur yang menggunakan sistem dua bidang dengan diberi pengaku pada ujung atas menara.

Pada kasus penting dan khusus untuk jembatan yang memiliki nilai ekonomi yang sangat tinggi pemodelan dengan sistem ruang perlu dilakukan agar banyak analisis yang dapat diselesaikan meliputi berbagai aspek. Efek angin, gradien temperatur, efek transversal pada menara, pengaruh beban yang tidak simetri pada jembatan tertentu dapat dianalisis dengan sistem ruang.

Masalah khusus atau lokal pada bagian tertentu struktur perlu diketahui secara pasti karena dapat menjadi kegagalan struktur secara keseluruhan. Peninjauan secara khusus bagian-bagian tertentu dari suatu struktur menggunakan pemodelan sebagian.

8.4.1. Analisis Frekuensi Alami dan *Mode Shape*

Analisis dinamik pada jembatan *cable stayed* sangat penting dan dapat menjadi suatu tahap analisis yang paling menentukan terutama untuk jembatan

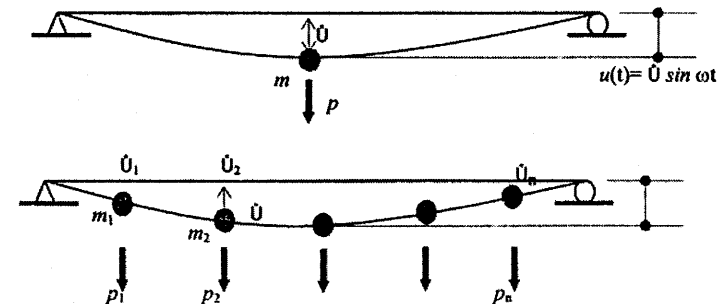
yang sangat panjang. Analisis dinamik digunakan untuk mengetahui frekuensi alami dan mode getar struktur.

Beban yang berpengaruh pada struktur jembatan dan berperilaku sebagai beban dinamik adalah beban angin, beban gempa dan beban dinamik akibat lalu lintas. Pengaruh beban dinamis akibat lalu lintas sulit ditentukan karena tergantung pada frekuensi dasar dari suspensi kendaraan dan frekuensi dari getaran lentur jembatan.

Ada tiga jenis permasalahan dinamika struktur (*Walther, 1988*) yaitu:

- aspek stabilitas aerodinamis,
- aspek struktur tahan gempa,
- aspek efek psikologis.

Permasalahan stabilitas aerodinamik dan struktur anti seismik sangat penting untuk keamanan dan keselamatan struktur, berlaku secara umum namun tetap disesuaikan dengan kondisi lingkungan dan besar kecilnya beban. Sedangkan efek psikologis lebih berpengaruh pada pelayanan dan kenyamanan pemakai yang tergantung pada peraturan-peraturan yang berlaku di suatu tempat atau negara.



Gambar 8.13 Idealisasi struktur lump masses (*Walther, 1988*)

Analisa frekuensi alami dilakukan dengan memberikan idealisasi pada struktur dan tetap mendekati perilaku sebenarnya. Idealisasi yang diberikan berupa pengumpulan massa pada titik-titik modal dan menganggap struktur tidak memiliki massa. Idealisasi ini diperlukan agar model matematik dapat diterapkan pada struktur dan memungkinkan dilakukannya analisa yang lebih sederhana. Perhatikan Gambar 8.13 yang telah diidealisasikan dari sebuah struktur berderajat kebebasan banyak yang melakukan osilasi bebas. Persamaan gerak sistem tersebut bila jumlah derajat kebebasan n dapat dituliskan dalam bentuk matriks

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (8.8)$$

Penyelesaian persamaan diferensial di atas adalah :

$$\{u(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \alpha) \quad (8.9a)$$

atau

$$\{\ddot{u}(t)\} + = -\{A\}\omega^2 \sin(\omega t + \alpha) \quad (8.9b)$$

dengan,

$\{A\}$: matriks karateistik deformasi,

$\{K\}$: matriks kekakuan struktur,

$[M]$: matriks massa,

ω : frekuensi sudut,

α : sudut fase,

$\{u\}$: matriks deformasi.

Persamaan (8.9a) dan (8.9b) kemudian disubstitusikan ke dalam persamaan (8.8) dan diperoleh:

$$(\omega^2 [D] [M] - [I]) \cdot \{A\} = \{0\} \quad (8.10)$$

atau bila dikalikan dengan $[D]^{-1}$ (invers matriks fleksibilitas) diperoleh:

$$(\omega^2 [M] - [K]) \cdot \{A\} = \{0\} \quad (8.11)$$

atau :

$$([K] - \omega^2 [M]) \cdot \{A\} = \{0\} \quad (8.11b)$$

untuk memperoleh nontrivial solution harus memenuhi:

$$\text{determinan } ([K] - \omega^2 [M]) = 0 \quad (8.12a)$$

atau :

$$\text{determinan } (\omega^2 [D] [M] [I]) = 0 \quad (8.12b)$$

Penyelesaian persamaan di atas memberikan nilai yang eksak.

Untuk penentuan frekuensi lentur fundamental dapat dilakukan dengan nilai pendekatan sesuai dengan persamaan (Walther, 1988):

$$f_b = \frac{1,1}{2\pi} \left(\frac{g}{v_{\max}} \right)^{1/2} \quad (8.13)$$

dimana v_{\max} adalah lendutan maksimum akibat berat sendiri dan g adalah percepatan gravitasi.

8.4.2. Analisis Beban Angin

Dimensi jembatan *cable stayed* umumnya cukup besar sehingga pengaruh angin perlu untuk diperhitungkan. Aliran udara cenderung untuk mengenga-

ruhi osilasi torsional dan lentur struktur dan perubahan sudut datang terhadap gelagar akan mengubah besarnya gaya angkat. Efek yang timbul akibat aliran angin tersebut diketahui sebagai flutter yang telah menyebabkan runtuhnya *Tocamo Narrow Bridge* di Amerika pada tahun 1940. Akibat adanya *flutter* maka timbul gaya yang bekerja pada gelagar dan bersifat periodik. Pengalaman pada berbagai jembatan yang sudah dibangun menunjukkan bahwa frekuensi osilasi torsional dan frekuensi osilasi lentur harus mempunyai nilai yang cukup jauh berbeda. *Mathivat* telah menunjukkan bahwa perbandingan kedua nilai tersebut cukup memuaskan bila berada diantara 2,5 dan 2,0. Pertimbangan secara kualitatif ini hanya *valid* untuk jembatan yang mempunyai dimensi relatif kecil dan untuk perencanaan awal. Untuk sebuah struktur yang aktual dan penting harus diuji dalam terowongan angin (Walther, 1988).

Analisis beban angin dapat dilakukan secara relatif sederhana dengan menjabarkan gaya-gaya yang bekerja pada struktur jembatan berupa:

- Komponen gaya horizontal (T),
- Komponen gaya vertikal (N),
- Momen torsi (M).

yang besarnya tergantung pada faktor:

- Intensitas angin (q),
- Bentuk penampang struktur lantai jembatan (koefisien C_T , C_N , dan C_M),
- Sudut singgung angin terhadap lantai jembatan (α).

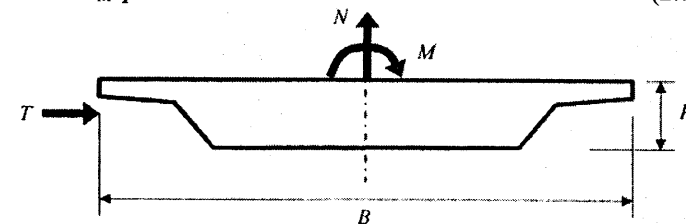
Beban yang bekerja pada dek jembatan akan seperti pada Gambar 8.14.

Penentuan besarnya nilai koefisien C_T , C_N , C_M dilakukan dengan mengadakan pengujian terhadap beberapa bentuk tampang dengan menggunakan *wind tunnel*. Besar beban pada struktur menjadi

$$T = C_T qhl \quad (2.14a)$$

$$N = C_N qhl \quad (2.14b)$$

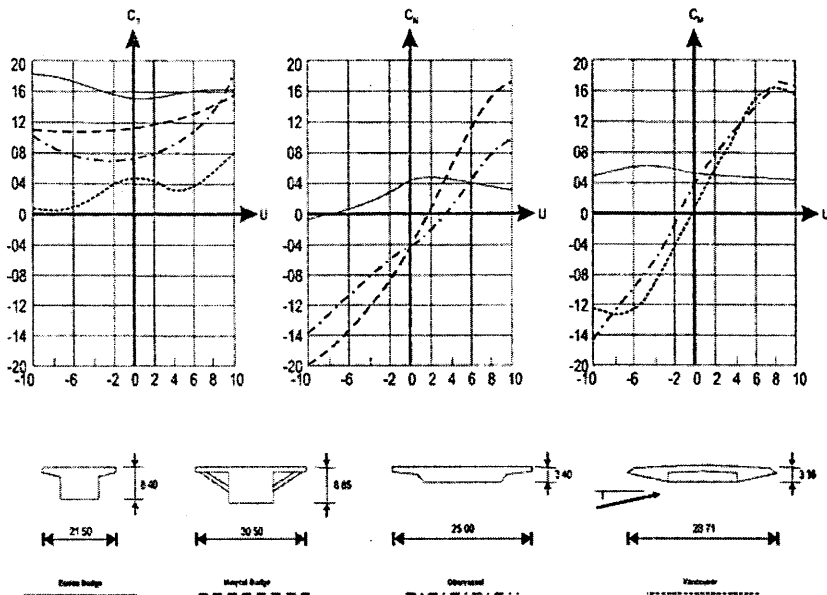
$$M = C_M qhl \quad (2.14c)$$



Gambar 8.14 Pendekatan aksi beban angin pada dek jembatan (Walther, 1988)

Hasil pengujian pada empat jembatan dapat dilihat pada Gambar 8.15. Kurva untuk setiap koefisien telah digambarkan sebagai fungsi sudut singgung dengan terhadap lantai jembatan (Walther, 1988).

Mekanisme interaksi antara angin dengan struktur akan menghasilkan getaran pada struktur dan dimasukkan dalam perencanaan struktur. Getaran tersebut timbul karena adanya gaya angin yang memaksa struktur bergetar. Mekanisme penting dalam perencanaan struktur adalah *vortex-shedding*, flutter, dan turbulensi.



Gambar 8.15 Koefisien bentuk C_T , C_N , dan C_M (Walther, 1988)

Flutter dapat dipengaruhi oleh pusaran angin (*vortex-shedding*) seperti yang terlihat pada Gambar 8.16. Bentuk tampang yang tidak aerodinamis akan menyebabkan pengaruh ini semakin besar dan dapat membahayakan struktur.

Fenomena pusaran pada gelagar jembatan telah dipelajari oleh Von Karman (Walther, 1988) dengan menggunakan angka Reynolds (Re) dan angka Strouhal (S). Angka Reynolds (Re) dan angka Strouhal (S) dapat didefinisikan dengan persamaan sebagai berikut:

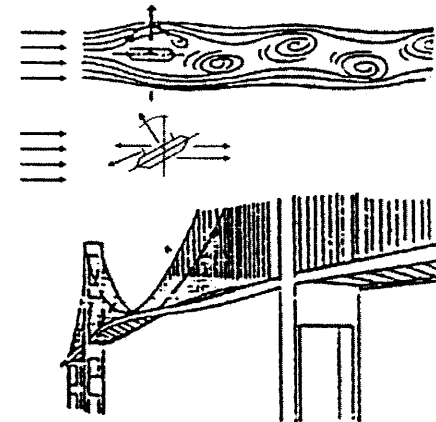
$$Re = \frac{VB}{\nu} \tag{2.15}$$

$$S = \frac{fh}{V} \tag{2.16}$$

dengan,

- V : kecepatan angin,
- B : lebar dek,
- ν : viskositas kinematik udara ($\approx 0,15 \text{ cm}^2/\text{s}$),
- f : frekuensi pusaran (*vortices*),
- h : kedalaman dek.

Frekuensi pusaran tergantung pada besarnya kecepatan angin V . Jika frekuensinya dekat dengan salah satu frekuensi alami struktur khususnya lentur, ada bahaya resonansi yang membuat getaran semakin besar dan struktur akan runtuh. Angka Strouhal (S) mempunyai nilai rata-rata 0,20 untuk sebuah silinder dengan diameter h dan 0,10 - 0,20 untuk dek jembatan dengan kedalaman h (0,10 jika udara mengalir hanya dari satu sisi). Nilai rata-rata S dapat digunakan untuk menghitung kecepatan angin kritis dengan persamaan 8.16. Secara umum untuk menghitung kecepatan angin kritis digunakan angka Reynolds (Re dengan order $10^5 - 10^7$) yang merupakan fungsi dari kecepatan angin V dan lebar dek B .



Gambar 8.16 Gambaran fenomena flutter yang disederhanakan (Walther, 1988)

Intensitas gaya periodik yang ditimbulkan oleh flutter merupakan fungsi dari kecepatan angin dan bentuk tampang. Untuk mengevaluasi gaya periodik yang berhubungan dengan respon dinamik digunakan (Walther, 1988) :

$$F(t) = F_0 \sin \omega t \tag{8.17}$$

dengan,

- ω : frekuensi pusaran (Re, S)
- F_o : $(\rho V^2/2) Ch$
- ρ : massa udara ($\approx 1,3 \text{ kg/m}^3$)
- C : koefisien karakteristik gaya angkat, tergantung V dan f

$$V(t) = \frac{\pi V k}{\delta B} \rho \frac{V^2}{2} Ch \sin \omega t \quad (8.18)$$

dengan,

- S : pengurangan logaritma ($\approx 0,05$)
- $1/k$: fleksibilitas beban persatuan luas permukaan dek $F_o b$
- B : lebar dek

amplitudo osilasi:

$$v = \frac{\pi}{\delta} \frac{1}{kB} \rho \frac{V^2}{2} Ch = \frac{\pi}{\delta} \frac{1}{k} \frac{F_o}{B} = \frac{\pi}{\delta} V_{stat} \quad (8.19)$$

dengan V_{stat} adalah deformasi statis yang berhubungan dengan F_o

Pada kasus dimana $V = fh/S$

$$kV = \frac{\pi F_o}{\delta B} = \frac{\pi \rho C f^2}{\delta B 2S^2} h^3 \quad (8.20)$$

yang menunjukkan bahwa amplitudo getaran bertambah bila:

- a. Lebar dek berkurang,
- b. Frekuensi f bertambah,
- c. Kedalaman dek h bertambah.

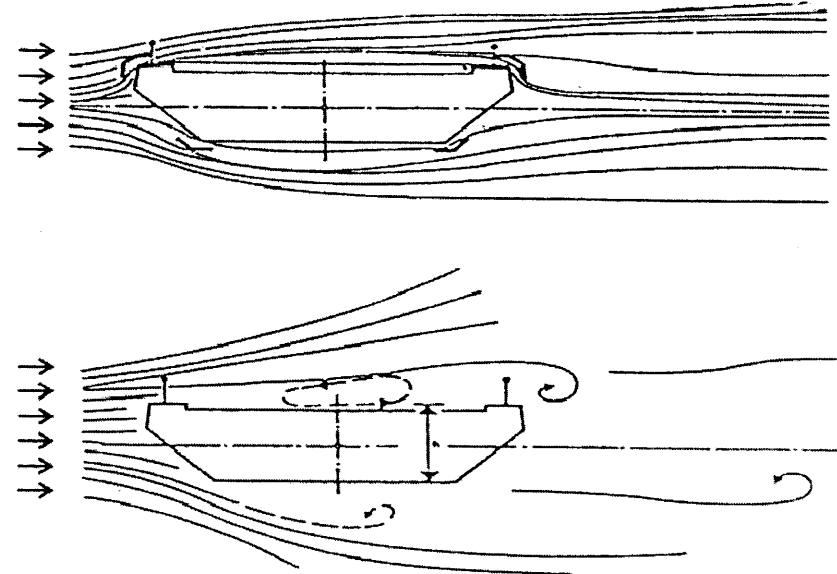
Fenomena pusaran angin (*vortex-shedding*) dapat memberikan batas yang aman bila:

- a. bentuk dek yang digunakan berupa slab (*streamlined*) dengan ujung tepi runcing yang dapat mengurangi intensitas pusaran,
- b. menyusun deflektor untuk aliran udara sekitar sudut pada tampang.

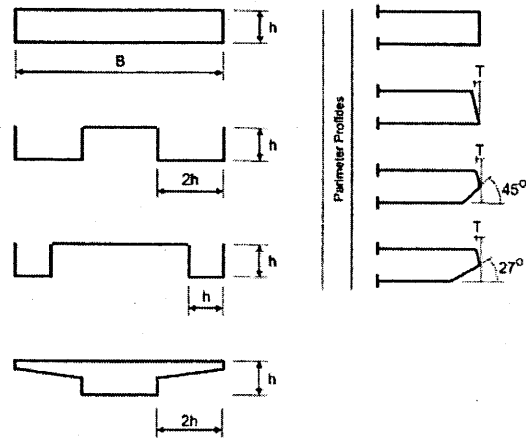
Gambaran kualitatif perilaku beberapa bentuk tampang yang dites dalam terowongan angin dapat dilihat pada Gambar 8.18, sedangkan hasil pengujian untuk tampang yang diberi deflektor dan yang tidak diberi deflektor dapat dilihat pada Gambar 8.17 (Walther, 1988).

Berbeda dengan *vortex-shedding*, *flutter* menimbulkan gaya yang dikontrol oleh gerakannya sendiri. Mekanisme flutter secara sederhana dapat dilihat pada Gambar 8.19 yang memberikan gambaran lentur dan torsi pada kondisi

beda fase $\pi/2$. Kecepatan kritis yang menyebabkan *flutter* pada sebuah jembatan *cabl stayed* harus lebih tinggi dari kecepatan angin yang mungkin terjadi di lapangan, yang dapat dianggap sebagai cadangan keamanan. Untuk mengurangi bahaya *flutter* sebaiknya menggunakan dek sekaku mungkin terhadap torsi dan menggunakan dua bidang kabel lateral yang digantung pada menara yang berbentuk A . Hal tersebut mengindikasikan penggunaan dek yang lebar dan menghindari rasio kelangsingan antara bentang dengan lebar jembatan yang besar.



Gambar 8.17 Mekanisme *flutter* pada tampang tanpa dan dengan deflektor (Walther, 1988)



B/h					B/h
6-0	*	*	*	*	6-0
7-7	**	**	*	*	7-7
8-8	**	**	*	*	8-8
10-0	***	***	*	*	10-0

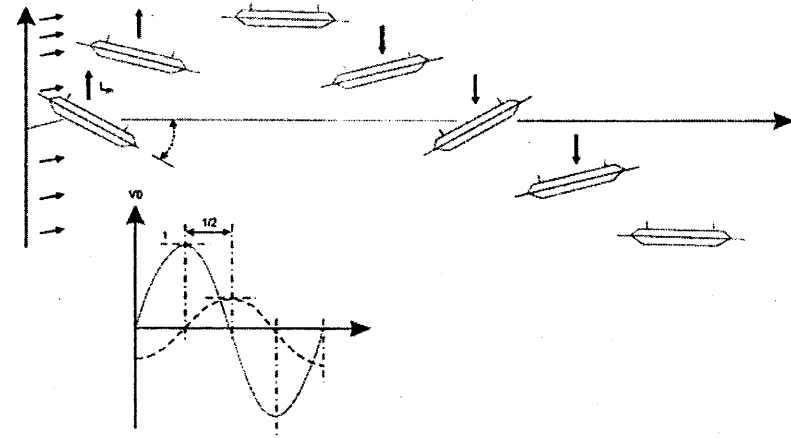
B/h					B/h
6-0	*	*	***	***	6-0
7-7	*	*	***	***	7-7
8-8					8-8
10-0	*	*	***	***	10-0

B/h					B/h
6-0	*	*	*	*	6-0
7-7	*	*	*	*	7-7
8-8					8-8
10-0	*	*	***	***	10-0

B/h			B/h
6-7	*	*	6-7
7-5	**	**	7-5
8-4	****	****	8-4
10-0	****	****	10-0

* Bad *** Fairly good
 ** Avarage **** Good

Gambar 8.18 Gambaran kualitatif perilaku vortex-shedding (Walther, 1988)



Gambar 8.19 Gambaran sederhana flutter pada dek jembatan (Walther, 1988)

Pengaruh *turbulensi* angin perlu diperiksa karena dapat terjadi tanpa dapat diperkirakan sebelumnya. *Turbulensi* yang timbul menyebabkan fluktuasi kecepatan dalam arah vertikal dan horisontal. Fluktuasi kecepatan tersebut bersifat random karena tidak terjadi pada frekuensi tertentu tetapi disebar atas gabungan frekuensi. Jika fluktuasi random yang terjadi mempunyai frekuensi yang dekat dengan frekuensi alami struktur maka struktur akan merespon fluktuasi tersebut.

Aksi angin pada struktur juga memiliki variasi ruang, yaitu mendistribusikan gaya sepanjang tinggi dan bentang struktur secara tidak merata (Podolny dan Scalzi, 1976). Konsekuensi dari adanya turbulensi adalah pengaruh vortex-shedding semakin sulit untuk ditentukan dibanding pada aliran rata.

Untuk mengetahui efek dinamis dari tekanan angin, dilakukan uji model dari jembatan di laboratorium yang menggunakan lorong angin. Pengujian ini sangat penting untuk mengetahui terjadi tidaknya resonansi yang secara analitis hanya ditentukan dengan nilai pendekatan.

Analisis dinamik beban angin yang bekerja pada struktur sama dengan analisis dinamik struktur *forced vibration*. Untuk An perhatikan lagi gambar 8.13 yang telah diidealisasikan menjadi sebuah struktur berderajat kebebasan banyak. Persamaan gerak sistem tersebut bila jumlah derajat kebebasan *n* dan mengalami beban luar sebagai fungsi waktu dapat dituliskan dalam bentuk matriks

$$[M] \{\ddot{Y}\} + [K] \{Y\} = \{P\} \tag{8.21}$$

dengan,

- [M]s : matrik massa
- [K] : matriks kekakuan
- {Y} : vektor perpindahan
- {P} : vektor beban

Penyelesaian persamaan gerak diatas dilakukan dengan *transformation of variables (normal modes method)* dengan substitusi variabel atau:

$$\{Y\} = [\phi]\{Q\} \tag{8.22}$$

dengan $[\phi]$ = modal matrix.

$$\{Q\} = \begin{bmatrix} q_1(t) \\ q_2(t) \\ \vdots \\ q_n(t) \end{bmatrix}$$

sehingga diperoleh:

$$\{\dot{Y}\} = [\phi]\{\dot{Q}\} \tag{8.23a}$$

$$\{\ddot{Y}\} = [\phi]\{\ddot{Q}\} \tag{8.23b}$$

dan

$$[M]\{\ddot{Y}\} = [M][\phi]\{\ddot{Q}\} \tag{8.23c}$$

$$[K]\{Y\} = [K][\phi]\{Q\} \tag{8.23d}$$

Persamaan (2.23c) dan (2.23d) disubstitusikan ke persamaan (8.21) diperoleh

$$[M][\phi]\{\ddot{Q}\} + [K][\phi]\{Q\} = \{P\} \tag{8.24}$$

bila dipra-kalikan dengan $[\phi]^T$ diperoleh

$$([\phi]^T [M] [\phi])\{\ddot{Q}\} + ([\phi]^T [K] [\phi])\{Q\} = [\phi]^T \{P\} \tag{8.25}$$

Penyelesaian perkalian matriks di atas akan memberikan *n unclouped equations* yang dapat diselesaikan secara sendiri-sendiri secara terpisah sebagai berikut:

$$\begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & M_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \vdots \\ q_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_1^2 M_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \omega_1^2 M_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \omega_1^2 M_1 & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & \omega_1^2 M_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \vdots \\ q_n \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} \{\phi_1\}^T \{P\} \\ \{\phi_{21}\}^T \{P\} \\ \{\phi_{31}\}^T \{P\} \\ \vdots \\ \{\phi_{n1}\}^T \{P\} \end{bmatrix} \tag{8.26}$$

sehingga dapat pula ditulis menjadi:

$$M_i \cdot q_i + \omega_i^2 \cdot M_i \cdot q_i = \{\phi_i\}^T \cdot \{P\} \tag{8.27}$$

dimana : $i = 1, 2, 3, \dots, n$

Kondisi awal:

$$\{Y_{(0)}\} = [\phi]\{Q_{(0)}\}$$

Pra-kalikan dengan $[\phi]^T [M]$ diperoleh:

$$[\phi]^T [M] \{Y_{(0)}\} = ([\phi]^T [M] [\phi])\{Q_{(0)}\} \tag{8.28}$$

$$\begin{bmatrix} \{\phi_1\}^T [M] \{Y_{(0)}\} \\ \{\phi_2\}^T [M] \{Y_{(0)}\} \\ \{\phi_3\}^T [M] \{Y_{(0)}\} \\ \vdots \\ \{\phi_n\}^T [M] \{Y_{(0)}\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & M_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1(0) \\ q_2(0) \\ q_3(0) \\ \vdots \\ q_n(0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 q_1(0) \\ m_2 q_2(0) \\ \dots \\ m_n q_n(0) \end{bmatrix}$$

.....(8.29)

atau :

$$\{\phi_i\}^T [M] \{Y_{(0)}\} = M_i \cdot q_{i(0)} \tag{8.30}$$

dimana: $M_i = \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} > 0$ (bilangan skalar)

Rumus-rumus kondisi awal transformasi menjadi:

$$q_{i(0)} = \frac{\{\phi_i\}^T [M] \{Y_{(0)}\}}{M_i} \quad t = 0 \tag{8.31a}$$

$$q_{i(0)} = \frac{\{\phi_i\}[M]\{Y_{(0)}\}}{M_i} \quad t = 0 \quad (8.31b)$$

dan persamaan gerak transformasi menjadi :

$$M_i \cdot \ddot{q}_i + \omega_i^2 \cdot M_i \cdot q_i = \{\phi_i\}^T \{P\} \quad t > 0 \quad (8.32)$$

dengan $i = 1, 2, 3, \dots, n$

Untuk setiap i persamaan gerak (dengan kondisi awalnya) dapat diselesaikan sehingga dapat diperoleh $q_{i(t)}$. Respon lendutan pada titik i dapat diperoleh dengan dari persamaan:

$$Y_i(t) = \phi_{i1} \cdot q_1(t) + \phi_{i2} \cdot q_2(t) + \dots + \phi_{in} \cdot q_n(t) \quad (8.33)$$

Dalam praktek diperlukan untuk mengetahui harga maksimum gaya-gaya dalam yang terjadi pada setiap elemen sehingga diperlukan nilai displacement maksimum yang terjadi pada setiap simpul. *Displacement* maksimum pada setiap join tidak selalu terjadi dalam suatu harga t yang sama, sehingga digunakan cara praktis yang dikenal sebagai *square roots of square sum (SRSS)* sebagai berikut :

$$u_{i,\text{maks}} = \sqrt{(\phi_{i1} \times q_{1,\text{maks}})^2 + (\phi_{i2} \times q_{2,\text{maks}})^2 + \dots + (\phi_{in} \times q_{n,\text{maks}})^2} \quad (8.34)$$

dimana : $i = 1, 2, 3, \dots, n$

8.4.3. Analisis Gempa Dinamik

Sampai saat ini arah gempa yang berbahaya adalah gempa horizontal sejajar sumbu longitudinal dan tegak lurus sumbu longitudinal jembatan. Gempa arah vertikal biasanya lebih kecil dan dapat diabaikan kecuali pada kasus-kasus struktur tertentu. Pada saat terjadi gempa gerakan tanah dapat terjadi pada ketiga arah tersebut secara simultan.

Kekuatan jembatan cable stayed terhadap beban gempa terletak pada bentuk strukturnya yang lain dari bentuk struktur umumnya. Bentuk struktur jembatan *cable stayed* yang digantung di atas sebuah titik dukungan memiliki efek getaran yang paling kecil dan dapat menyerap energi akibat perpindahan selama terjadi gempa. Akibat perbedaan geologi dan geografis tanah penyerapan gelombang gempa tidak merata yang menyebabkan perpindahan suatu titik dukungan dapat berbeda dengan perpindahan titik dukungan lainnya.

Perbedaan gerakan pada dukungan dapat menyebabkan bahaya pada struktur khususnya jika aksi gempa searah sumbu longitudinal dan atau transversal.

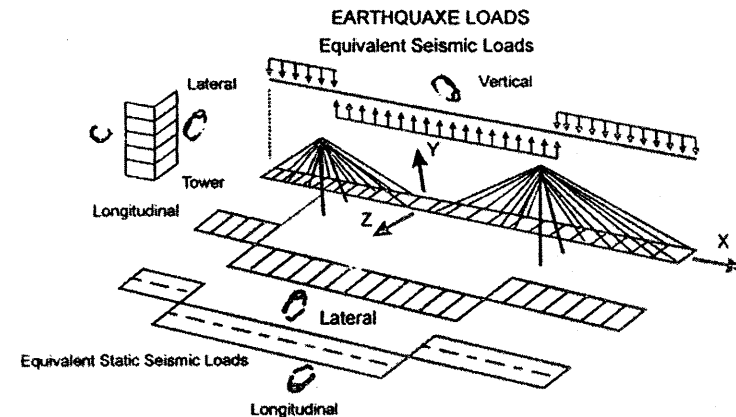
Perencanaan tahan gempa pada jembatan *cable stayed* tidak berbeda dengan konsep perencanaan tahan gempa pada struktur pada umumnya, yang

bisa didekati dengan analisa statik equivalen dan dinamis secara lengkap. Secara umum kedua analisa tersebut diatas dapat dilakukan berdasarkan peraturan manual perencanaan jembatan dari Bina Marga.

Analisa statik equivalen hanya dipakai pada struktur jembatan yang tidak terlalu panjang dilakukan dengan mensubstitusi beban secara hati-hati. Gambaran untuk mengganti beban statik equivalen pada efek dinamik maksimum atau memberikan pengaruh paling merugikan struktur diambil bentuk.

$$H = \lambda G \quad (8.35)$$

dimana λ merupakan sebuah koefisien bilangan beban permanen G yang bervariasi dari 0,05 - 0,20. Gaya H dianggap aksi secara horisontal didistribusikan pada struktur sesuai dengan hukum dinamik. Pendekatan analisa statik equivalen yang sederhana dapat dilihat pada Gambar 8.20.



Gambar 8.20 Gaya gempa statik equivalen pada jembatan (Zarkasi dan Rosliarasjah, 1994)

Analisa dinamik secara lengkap memberikan gambaran yang lebih jelas tentang pengaruh gempa pada struktur. Perilaku struktur selama terjadi gempa dapat diketahui dengan menyelesaikan persamaan gerak. Analisa ini dapat memasukkan interaksi antara pier, dek dan fondasi. Karena besarnya derajat kebebasan struktur, analisa dinamik memerlukan komputer sebagai alat bantu. Program komptkter telah banyak yang mampu menghitung analisis struktur secara linier dan non-linier.

Berbeda dengan beban angin yang analisis dinamiknya dengan force vibration, beban gempa menyebabkan getaran pada tanah dasarnya atau base

mation. persamaan gerak dari struktur yang mengalami getaran pada tanah dukungnya adalah:

$$[M] \{\ddot{U}\} + [K] \{u\} = [M] \{R\} \{-\ddot{y}_s\} \tag{8.36}$$

dengan,

- [M] : matriks massa
- [K] : matriks kekakuan
- {U} : vektor perpindahan
- {-ÿs} : vektor percepatan gerakan tanah

$$\{R\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ \cdot \\ \cdot \\ 1 \end{Bmatrix}$$

dengan substitusi variabel:

$$\{U\} = [\phi] \{Q\} \tag{8.37}$$

akan menghasilkan:

$$q_i + \omega_i^2 q_i = \Gamma_i (\ddot{Y}_s) \tag{8.38}$$

dimana:

$$\Gamma_i = \frac{\{\phi_i\}^T [M] \{R\}}{m_i} \dots\dots\dots (i = 1, 2, 3, \dots, n)$$

Persamaan (8.38) adalah *n* persamaan *uncoupled* yang dapat diselesaikan dan menghasilkan nilai skalar *q_i(t)* dan displacement dapat diperoleh dengan mensubstitusikan ke persamaan:

$$u_i = \phi_{i1} \cdot q_1 + \phi_{i2} \cdot q_2 + \dots + \phi_{in} \cdot q_n \tag{8.39}$$

maka solusi *u_i(t)* dapat diperoleh. Sama seperti pada *forced vibratio*, *displacement* maksimum ditentukan dengan *SRSS*.

DAFTAR PUSTAKA



Anonim, 1972, *Peraturan-peraturan untuk Merencanakan Jembatan Konstruksi Baja*, Dep. PU dan Tenaga Listrik, Bandung.

Anonim, 1979, *Peraturan Konstruksi Kayu Indonesia NI-5 I 1961*, Yayasan LPMB Dep. PUTL, Bandung.

Anonim, 1987, *Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya*, Yayasan Badan Penerbit PU, Jakarta.

Anonim, 1987, *Pedoman Perencanaan Pembebanan Jembatan Jalan Raya*, Yayasan Badan Penerbit PU, Jakarta.

Anonim, 1988, *Standart Beban Gandar (SBG)*, Jakarta.

Anonim, 1991, *Tata Cara Penghitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, SK SNI T-15-1991-03, Yayasan LPMB, Bandung.

Anonim, 1992, *Bridge Design Manual (Panduan Perencanaan)*, Bridge Management System 1992, Jakarta.

Anonim, 1992, *Bridge Management System*, Bagian 2 (Beban Jembatan), Dep. PU RI, Jakarta.

Anonim, 1992, *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan dan Penjelasan*, Bridge Management System 1992, Jakarta.

Anonim, 1992, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan Jalan Raya (SNI 03-2833-1992)*, Dewan Standarisasi Nasional, Jakarta.

Anonim, 1997, *Peraturan Konstruksi Kayu Indonesia NI-5 I 1961*, Yayasan LPMB Dep. PUTL, Bandung.

Barker, M.R., Puckett, A.J., 1997, *Design of Highway Bridges: Based on AASHTO LRFD Bridges Design Specifications*, John Wiley & Sons, Inc. New York, USA.

- Branson, D.E., 1997, *Deformation of Concrete Structures*, 1st ed., Mc. Graw Hill, New York.
- Collins and Mitchel, 1953, *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall, New Jersey.
- Dipohusodo, I, 1994, *Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI T-151991-03*, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Hadipratomo, W., 1994, *Struktur Beton Prategang*, Penerbit Nova, Bandung.
- Irvine, H.M., 1988, *Cable Structures*, Penerbit ITB, Bandung.
- Kell, R.A., Irvine H.M.; Woods, R.F., 1994, The Use of Twin Dual Cable Suspension Bridges Over the Barito River on Trans-Kalimantan Highway, *Makalah Teknik Jalan*, Bina Marga; DPU, Jakarta.
- Lambe, T.W., Whitman, UR., 1969, *Soil Mechanics*; John Wiley & Sons, New York USA
- Leon Hardt, F, 1964, *Prestressed Concrete; Design and Construction*, English Translation, 2nd ed., Wilhelm Ernst & Sons, Berlin.
- Lin, T.Y, & Burns, N.H., 1982, *Design of Prestressed Concrete Structures*, 3rd ed., John Wiley & Sons Inc., New York, USA
- Mathivat, J., 1983, *The Cantilever Construction of Prestressed Concrete Bridges*; John Wiley & Sons Inc., New York, USA.
- Mosley, W.H., & Bungey, J.H., 1994, *Perencanaan Beton Bertulang (Alih Bahasa)*, Edisi Kedua, Penerbit Erlangga, Jakarta.
- Naaman; A.E., 1982, *Prestressed Concrete Analysis and Design*, Mc. Graw Hill Inc., New York, USA.
- Nawy, E.G., 1996, *Prestressed Concrete: A Fundamental Approach*, 2nd ed., Prentice Hall, New Jersey, USA.
- Nilson & Arthur, H., 1978, *Design of Prestressed Concrete*, John Wiley & Sons Inc., New York, USA.
- Nobuaki F, 1990, *Long Span Bridges Engineering*, BIPRAN Bina Marga, Dep. PU RI, Jakarta.
- Paz, M., 1987, *Dinamika Struktur Teori dan Perhitungan*, Edisi Kedua, PenerbA Edangga, Jakarta.
- Podolny & Scalm J.B., 1976, *Construction and Design of Cable Stayed Bridges*, John Wiley & Sons Inc., New York, USA.
- Podolny Jr, W. & Muller, J.M., 1982, *Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges*, John Wiley & Sons Inc., New York, USA.

- Popov, E.P., 1976, *Mechanics of Materials*, Prentice Hall; New Jersey, USA.
- Ras, S.A., 1974, *Anditycal Methods in Structural Engineering*, Woley & Sons Inc., New York, USA.
- Roliansjah, S., & Zarkast I, 1995, *Perkembangan Akhir Jembatan Cable Stayed*, Makalah Pada Konferensi Regional Teknik Jalan (KRTJ) IV, Padang.
- Schodek, 1991, *Struktur* (Alih Bahasa: Suryoatmojo), PT. Eresco, Jakarta.
- Soekoto, I, 1984, *Mempersiapkan Lapisan Dasar Konstruksi*, DPU, Jakarta
- Steiveman, D.B., 1953, *A Practical Treatise on Suspension Bridges*, John Wiley & Sons Inc., New York, USA.
- Supartono, FX., 1994, Trend Jembatan Beton Prategang Berbentang Panjang Menyongsong Abad 21, *Seminar Perancangan dan Pelaksanaan pada Rekayasa Jembatan Panjang*, 24 - 25 Mei 1994, ITB, Bandung.
- Supriyadi, B., 1997, *Analisis Struktur Jembatan*, Biro Penerbit KMTS FT UGM, Yogyakarta.
- Tarjomihardja, S., 1994, *Laporan Penelitian Struktur Jembatan Gantung Untuk Pejalan Kaki*, Puslitbang Jalan DPU, Bandung.
- Tarjomihardja, S., 1994, *Laporan Pengkajian Jembatan Gantung Sistem Kabel Pengaku Untuk Satu Jalur Lalu Lintas*, Puslitbang Jalan DPU, Bandung.
- Troitsky, M.S., 1994, *Planning and Degin of Bridges*, John Wiley & Sons Inc. New York, USA.
- Troitsky, M.S., 1997, *Cable Stayed Bridges Theory and Design*, BSP Professional Book, London.
- Walther, R, 1988, *Cable Stayed Bridges*, Thomas Telford, London.