

**LAPORAN KERJA PRAKTEK
PROYEK PEMBANGUNAN JEMBATAN KOMPOSITE
DI TANJUNG ANOM MEDAN**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Sarjana

Oleh :

SAHALA MODESTO SITANGGANG

NIM : 078110032



**FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
UNIVERSITAS MEDAN AREA
SUMATERA UTARA**

MEDAN

2009

LAPORAN KERJA PRAKTEK
PROYEK PEMBANGUNAN JEMBATAN KOMPOSITE
DI TANJUNG ANOM MEDAN

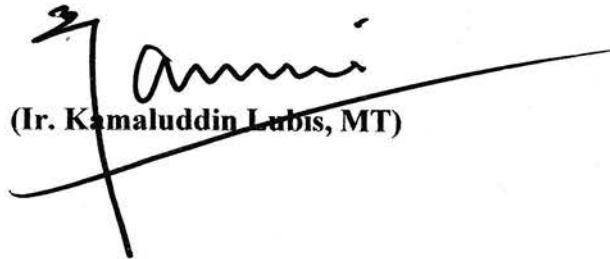
Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Sarjana

Oleh :

SAHALA MODESTO SITANGGANG

NIM : 078110032

Disetujui Oleh,


(Ir. Kamaluddin Lubis, MT)

Diketahui Oleh,



(Ir. H. Edy Hermanto, MT)

Koordinnator Kerja Praktek

Disahkan Oleh,



(Ir. H. Edy Hermanto, MT)

Ketua Jurusan Sipil

FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
UNIVERSITAS MEDAN AREA
SUMATERA UTARA
MEDAN

2009

KATA PENGANTAR

Penyusun mengucapkan puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah mencurahkan berkat dan rahmat-Nya sehingga kami dapat melaksanakan dengan baik seluruh rangkaian Pelaksanaan Kerja Praktek hingga penyelesaian Laporan Kerja Praktek ini.

Laporan ini kami susun sebagai pertanggungjawaban atas Kerja Praktek Yang kami laksanakan di Proyek Pembangunan Jembatan Gelagar Komposite di Tanjung Anom.

Berkenaan dengan selesainya Pelaksanaan Kerja Praktek dan penulisan laporan Kerja Praktek ini, penyusun mengucapkan terima Kasih kepada:

1. Bapak Drs. Dadan Ramdan, MEng., M.Sc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Medan Area, Sumatera Utara.
2. Bapak Ir. Edy Hermanto, selaku Ketua Jurusan Fakultas Teknik Jurusan Sipil, Universitas Medan Area, Sumatera Utara.
3. Bapak Ir.Kamaluddin, MT sebagai dosen Pembimbing Penyelesaian Laporan Kerja Praktek.
4. PT. PUTRAINDO TATA BANGUN RAYA yang telah berkenan memberikan izin bagi penyusun untuk melaksanakan Kerja Praktek Pada Proyek Pembangunan Jembatan Gelagar Komposite di Tanjung Anom.
5. Bapak Irvan Simanjuntak, ST dan Bapak Robert Silalahi, ST sebagai pembimbing Kerja Praktek di lapangan.
6. Rekan-rekan mahasiswa Fakultas Teknik Sipil yang memberikan bantuan dan dukungan serta semua teman-teman yang tidak mungkin kami sebutkan namanya satu persatu.

Dalam laporan ini penyusun berusaha untuk memberikan hasil terbaik. Namun karena faktor ketelitian dan pengetahuan yang kami miliki kurang sempurna, mungkin banyak ditemukan kesahan. Maka penyusun meminta bimbingan dan saran agar dalam analisa selanjutnya bisa memberikan hasil semaksimal mungkin.

Penulis,

DAFTAR ISI

Halaman :

Lembar Pengesahan	
Kata Pengantar	i
Daftar Isi	ii

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Kerja Praktek	1
1.2 Maksud dan Tujuan Kerja Praktek	2
1.3 Pembatasan Lingkup Laporan	2

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Perencanaan Elemen Superstruktur Jembatan	3
2.1.1 Superstruktur Baja	3
2.1.2 Elemen Kedua	4
2.2 Pelat Beton	5
2.3 Jenis Permukaan Kering (<i>Wearing Surface</i>)	5
2.4 Beban Rencana	6
2.4.1 Beban Tetap	6
2.4.2 Beban Sementara	7
2.4.3 Deformasi dan Respon Beban	11
2.5 Spesifikasi LRFD AASHTO	13
2.6 Perencanaan Kondisi Batas	17
2.7 Distribusi Beban	18
2.8 Pelat Lantai Beton	21
2.9 Balok Komposit Baja	23
2.9.1 Aksi Komposit	23
2.9.2 Lebar Sayap Efektif	26
2.9.3 Transformasi Penampang	27
2.9.4 Pemilihan Penampang	30

2.10 Kekuatan Penampang Komposit-Metode LRFD	30
2.10.1 Perencanaan Shear Connector	34
2.10.2 Kekuatan Ultimate	39
2.10.3 Pelat Perkuatan Sayap	44
2.10.4 Lendutan	48
2.11 Bantalan Untuk Gelagar	50
2.11.1 Gaya Yang Bekerja Pada Jembatan	51
2.11.2 Perpindahan Bantalan	52
2.11.3 Jenis Bantalan	53

BAB III PERENCANAAN GELAGAR JEMBATAN

3.1 Pradimensi AASHTO	57
3.2 Lebar Lalu Lintas	58
3.3 Perencanaan Pelat Lantai Beton Bertulang	61
3.3.1 Deck Overhang	65
3.3.2 Deck Interior	68
3.4 Perencanaan Gelagar Bagian Dalam (<i>Interior Stringer</i>)	76
3.5 Perencanaan <i>Shear Connector</i>	87

BAB IV KESIMPULAN DAN SARAN

4.1 Kesimpulan	88
4.2 Saran	88

DAFTAR PUSTAKA	90
-----------------------------	-----------

LAMPIRAN :

- Dokumentasi
- Gambar Profil Memanjang dan Melintang Jembatan
- Profil Situasi Rencana Jembatan, Denah Kepala Jembatan, Penulangan Plat injak, dan Detail Penulangan Tiang Pancang.

BAB I

PENDAHULUAN



1.1 Latar Belakang Kerja Praktek

Pendidikan pada dasarnya bertujuan untuk dapat menciptakan tenaga ahli profesional yang mampu menjembatani antara sarjana-sarjana teknik dengan tenaga pekerja dalam pelaksanaan pembangunan. Demikian juga untuk mencapai kelancaran perkuliahan diperlukan berbagai sarana pendidikan, bimbingan dan latihan yang terprogram disamping pendidikan formal yang diperoleh di bangku kuliah (Universitas). Sehubungan dengan hal tersebut diatas diberikan kesempatan kepada mahasiswa melaksanakan kerja praktek (KP), yang didasarkan atas peraturan Universitas mengikuti sidang sarjana. Pada kesempatan ini Kerja Praktek yang dilaksanakan adalah pada *Proyek Jembatan Komposit Di areal Perumahan*.

Ditinjau dari program perkuliahan di Fakultas Teknik Jurusan Sipil, pelaksanaan kerja praktek ini lebih sukar dibanding dengan program lainnya karena melibatkan perusahaan/proyek di luar kampus.

Kerja praktek juga merupakan suatu program yang penting untuk memperoleh pengalaman-pengalaman secara langsung untuk dapat menerapkan ilmu (teori-teori) yang ada serta membandingkannya, sehingga tercipta tenaga ahli/Sarjana yang trampil dan siap pakai.

Akhirnya sebagai pertimbangan, penulis dan mengingat waktu yang disediakan untuk Kerja Praktek sangat singkat sehingga pelaksanaan proyek tidak dapat dipaparkan dalam laporan ini secara keseluruhan secara detail, dan menurut penulis proyek tersebut telah memenuhi aplikasi dari sebagian teori yang dimiliki.

1.2 Maksud dan Tujuan Kerja Praktek

Dengan pelaksanaan kerja praktek maka mahasiswa diharapkan dapat melakukan penelitian dan menganalisa sistem suatu proyek di lapangan dengan tujuan :

1. Dapat meningkatkan skil dengan memanfaatkan bimbingan dari staf dan supervisor perusahaan/proyek.
2. Mampu melakukan pekerjaan lapangan sesuai dengan bidang yang diteliti hingga ke tingkat kemampuan terbaik dengan segala usaha dan upaya mempelajari tentang hal-hal baru guna meningkatkan ilmu dan ketrampilan, mencari informasi dan belajar memecahkan masalah serta dapat bekerja sesuai dengan peraturan/standart perusahaan.
3. Dapat menyusun suatu laporan tentang aspek-aspek perusahaan yang diamati dengan penuh pertanggungjawaban.

1.3 Pembatasan Lingkup Laporan

Mengingat adanya keterbatasan waktu yang ada pada kami sebagai penulis, maka pada laporan kerja praktek ini penulis membatasi lingkup laporan, pembatasan masalah adalah pada perencanaan gelagar induk jembatan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Perencanaan Elemen Superstruktur Jembatan

Superstruktur dapat dipertimbangkan sebagai penghubung yang memikul jalan melalui penyebaran. Seperti setiap komponen jembatan yang lain, superstruktur terdiri dari beberapa elemen. Dalam perencanaan jembatan, tidak ada komponen lain yang begitu banyak didiskusikan, dan bahkan sangat kontroversi. Kompleksitas struktural dan geometri komponen superstruktur membuatnya menjadi salah satu yang dapat merubah masalah perencanaan dalam proyek jembatan.

Jenis superstruktur dipilih berdasarkan variasi faktor dari pertimbangan, pemeliharaan sampai pilihan personal. Beberapa kriteria yang umum digunakan dalam memilih jenis superstruktur yang digunakan adalah :

- Fungsi material dan kemudahan didapatkan
- Biaya konstruksi
- Kecepatan konstruksi
- Kompleksitas perencanaan
- Biaya pemeliharaan dan masa layan
- Faktor lingkungan
- Estetika

2.1.1 Superstruktur Baja

Dua material utama dalam konstruksi superstruktur adalah baja dan beton. Ketika dibandingkan dengan beton, baja mempunyai kelebihan dalam berat yang lebih ringan dan konstruksi yang lebih cepat. Baja juga memberikan lebih baik dalam *pre-fabrikasi* pada perusahaan yang mengurangi jumlah laboratorium lapangan untuk operasi seperti pembautan, pengelasan, dll. Kemajuan dalam metode fabrikasi dan material, khususnya dengan memperkenalkan baja yang tahan terhadap cuaca dan iklim, telah membuat baja lebih kompetitif daripada beton. Elemen yang disertakan dan pengelasan otomatis dan penggunaan bentuk pemasangan di lokasi proyek adalah

dua contoh bagaimana baja telah dimanfaatkan untuk mendapatkan perubahan dari jembatan beton.

Frame superstruktur terdiri dari elemen utama dan kedua. Elemen utama baja bervariasi, beberapa daftar dibawah :

1. Balok Rolled.

Balok rolled adalah gelagar baja yang telah dibentuk dengan *hot-rolling*. Jenis yang paling umum dari balok rolled digunakan sebagai elemen utama dalam jembatan jalan raya adalah variasi *wide-flange* (sayap lebar). *Wide flange* berbeda dari balok *I* dalam hal sayap sejajar lebih kecil (lebih lancip).

2. Balok Rolled dengan pelat Perkuatan

Untuk menjaga ekonomi material, balok *rolled* kadang-kadang disertai dengan pelat empat persegi, atau pelat perkuatan, pada bagian bawah sayap. Pelat perkuatan menambah kemampuan gelagar untuk menahan lenturan tanpa menggunakan ukuran balok rolled yang lebih besar atau gelagar pelat. Pelat penutup juga menambah potensial untuk keretakan karena kelelahan dengan memperkenalkan pengelasan dan konsentrasi tegangan pada bagian ujung pelat.

2.1.2 Elemen Kedua

Elemen kedua bekerja sebagai pengaku untuk elemen utama. Secara umum, elemen kedua bukan elemen yang memikul beban tapi direncanakan untuk mencegah deformasi penampang melintang frame superstruktur. Sebagai tambahan untuk ini, elemen kedua menyediakan distribusi beban vertikal diantara gelagar dengan mengijinkan superstruktur untuk bekerja sama sebagai satu-kesatuan. Jarak longitudinal elemen kedua bervariasi, tergantung pada jenis elemen utama dan panjang bentang. Jarak spesifik untuk berbagai jenis diaphragma didaftar dibawah. Jenis elemen kedua digunakan bergantung kepada jenis struktur dan pilihan perencana. Elemen kedua ada tiga kelas : diaphragma, pengaku lateral dan pengaku portal/sway.

1. Diaphragma

Diaphragma adalah elemen kedua yang disertakan diantara gelagar, dalam bidang vertikal, yang bekerja untuk mengakukan elemen utama dan membantu mendistribusikan beban vertikal. Untuk superstruktur baja terdiri dari balok *rolled* atau gelagar pelat (*plate girder*) elemen utama, diaphragma balok *rolled* dapat digunakan. Balok *rolled* digunakan dari penampang melintang jenis *channel* atau *wide-flange*.

2.2 Pelat beton

Bentuk yang menonjol dari *deck* yang digunakan adalah cetak di tempat (*cast in place*), pelat *deck* beton bertulang. Pelat konvensional dapat bekerja dengan superstruktur baja atau beton. Jika perencanaan yang tepat dan pemeliharaan, pelat beton akan menyediakan beberapa tahun pelayanan, bahkan itu mengambil paling salah keluar dari setiap komponen jembatan. Ketika bekerja dalam aksi komposit, pelat secara esensial menjadi elemen dalam komponen superstruktur. Untuk menjaga pelat beton, penambahan perkerasan *deck* dapat digunakan atau bagian *deck* disediakan untuk menahan beban lalu lintas.

2.3 Jenis permukaan kering (*wearing surface*)

Permukaan kering (juga disebut *wearing course* atau perkerasan *deck*) untuk struktur direncanakan untuk menahan beban lalu lintas, dengan pemeliharaan periodik, memberikan permukaan yang halus. *Wearing surface* memberikan fungsi menjaga *deck* yang tepat dari lalu lintas dan superstruktur dan elemen substruktur dari kotoran. Tanpa *wearing surface* yang cukup, *deck* beton dalam hal yang khusus, akan mengakibatkan kerusakan yang lebih cepat dan inisiasi proses *top-down* kerusakan jembatan. Permukaan kering dapat dipertimbangkan sebagai garis pertama pertahanan kerusakan untuk jembatan.

2.3.1 Aspal Beton

Aspal beton ditahan pada bagian atas *deck*. Jika *deck* jembatan dibuat dari beton, itu sebaiknya pertama disusun dengan menyapu atau metode lain untuk mengkasarkan permukaan elemen penahan air sebaiknya dipasang diantara permukaan aspal dan *deck*. Lapisan paku (*tack coat*) dapat digunakan untuk menyediakan hubungan yang lebih aman diantara *deck* dan *membrane*.

2.4 Beban Rencana

Perencanaan superstruktur jembatan (atau setiap elemen struktural yang lain) didasarkan pada satu set kondisi pembebanan yang mana komponen atau elemen harus memikulnya. Insinyur jembatan harus memasukkan kedalam perhitungan variasi beban yang didasarkan atas :

- Lamanya pembebanan (permanen atau sementara)
- Arah pembebanan (vertikal, memanjang, dll)
- Deformasi (rangkai beton, pengaruh suhu, dll)
- Pengaruh geser, lentur dan torsi.

2.4.1 Beban Tetap

Beban tetap adalah beban yang selalu tinggal dan bekerja sepanjang umur struktur. Meskipun istilah beban mati sering digunakan sinonim dengan beban permanen, ada perbedaan yang harus dibuat. Beban mati dibagi kedalam tiga kategori utama berikut :

1. Beban Mati

Beban mati pada superstruktur adalah berat agregat semua elemen superstruktur (elemen diatas jembatan). Ini meliputi : *deck*, permukaan kering (*wearing surface*), trotoar, gelagar diaphragma (termasuk semua pengaku, pelat penyambung, dll), pengaku, tanda, dan utilitas. Seperti yang akan kita lihat berikutnya, satu dari langkah pertama dalam setiap perencanaan superstruktur adalah untuk menyusun daftar semua elemen yang berkontribusi untuk beban mati. Dalam spesifikasi

AASHTO LRFD, beban mati untuk lapisan permukaan dan utilitas dibuat menjadi group beban mati yang terpisah, yang mana mempunyai faktor beban yang lebih besar yang mana disebabkan oleh ketidaktentuan yang lebih tinggi dari beban mati yang lain. Tujuan dari faktor beban adalah untuk memasukkan faktor ketidaktentuan besar beban.

2. Beban Mati Tambahan

Dalam konstruksi komposit beban mati tambahan ditempatkan pada superstruktur setelah *deck* mengering dan mulai bekerja dengan gelagar dalam menahan beban. Dari daftar elemen diatas, perencana akan memisahkan item seperti trotoar, tiang railing, utilitas, dan lapisan aspal. Dengan memperhatikan pada utilitas dan lapisan aspal, itu penting untuk mengantisipasi kedepan perubahan yang akan menambah beban ini pada struktur. (penambahan lapisan aspal/overlay). Ini dipisahkan dari beban mati karena ini ditahan oleh penampang komposit, oleh karena itu mengurangi lendutan dan tegangan dalam gelagar daripada beban mati yang lain.

3. Tekanan

Tekanan akibat tanah atau air juga dipertimbangkan sebagai beban permanen. Sementara beban utama mempengaruhi elemen substruktur, mereka mempunyai potensi pengaruh yang kuat dari elemen superstruktur tepat pada titik dimana kedua permukaan komponen (misalnya frame kaku atau struktur lengkung).

2.4.2 Beban Sementara

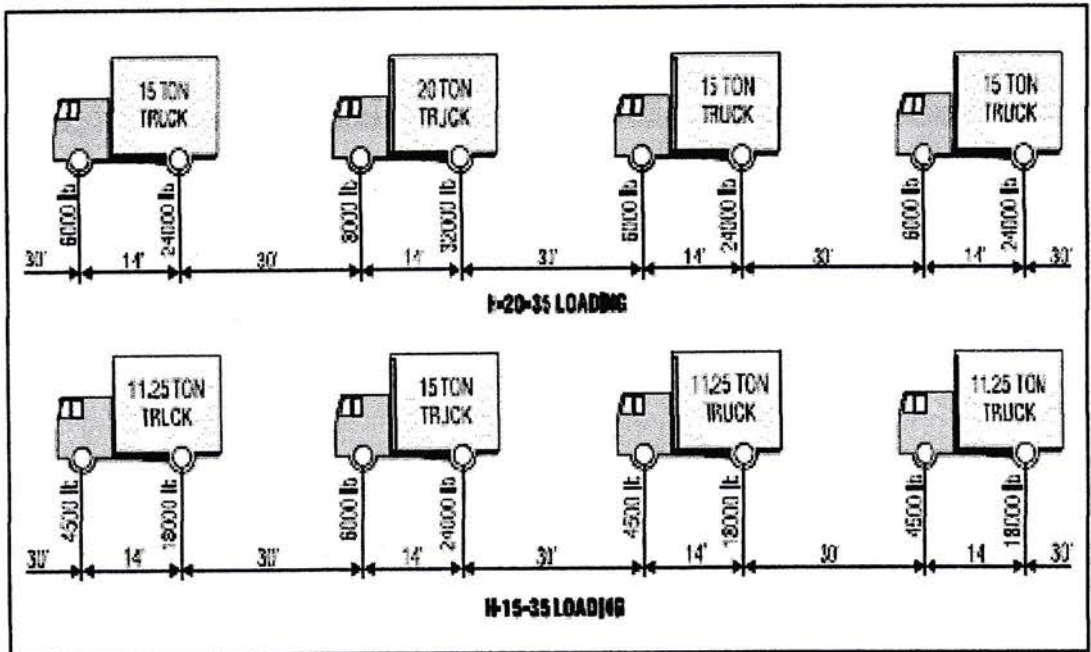
Beban sementara adalah beban-beban yang ditempatkan pada jembatan hanya untuk periode yang singkat (dalam waktu yang sementara). Beban mati adalah beban tetap utama, beban hidup mewakili kondisi pembebanan sementara. Berikut disajikan bentuk beban sementara :

1. Beban Hidup Kendaraan

Istilah beban hidup berarti beban yang bergerak sepanjang bentang jembatan. Oleh karena itu, seseorang yang berjalan sepanjang jembatan dapat dipertimbangkan beban hidup. Jelaslah, jembatan jalan raya harus direncanakan untuk lebih dari pejalan kaki. Untuk memberikan perencanaan kemampuan model yang akurat dari beban hidup pada struktur, perencanaan kendaraan berdasarkan pembebanan truk dikembangkan.

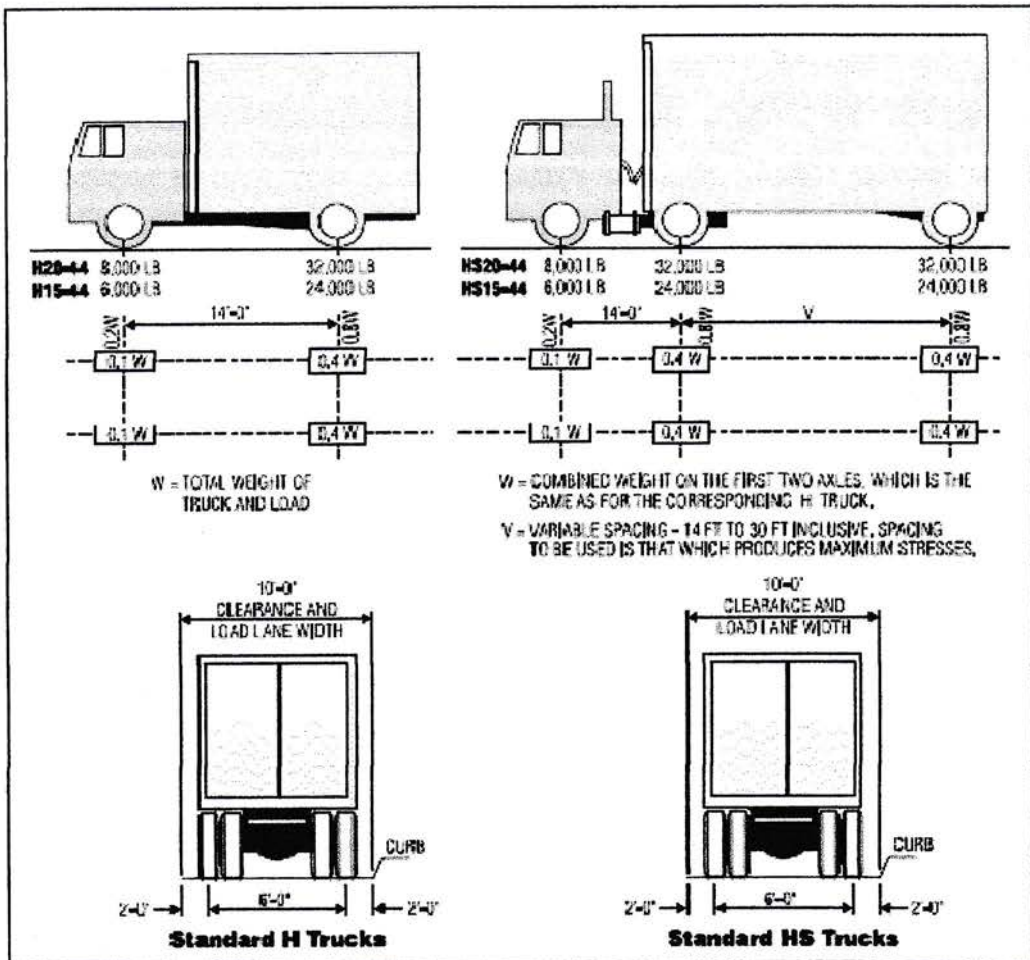
Tahun 1935, AASHTO mengeluarkan skema pembebanan berdasarkan gandar truk. Ini dikenal sebagai H-20-35 dan H-15-35, seperti ditunjukkan dalam gambar 2.1. untuk memenuhi kebutuhan truk berat, pengenalan lima kelas truk baru dibuat tahun 1944. Kelas ini mempunyai penandaan dan berat gross kendaraan.

- H10-44 (89 kN)
- H15-44 (133 kN)
- H20-44 (178kN)
- H15-44(240 kN)
- HS20-44 (320 kN)



Gambar 2.1 Beban Rangkaian truk AASHTO 1935 (sumber : Spesifikasi Standart Jalan Raya)

Kini semua kecuali kendaraan H10-44 masih dimasukkan dalam spesifikasi standart AASHTO. Gambar 2-2 mengilustrasikan truk desain dan geometriknnya. Untuk membebani struktur tiap truk per jalur, per bentang digunakan. Truk kemudian bergerak sepanjang bentang untuk menentukan titik *momen maksimum*. Sekarang, untuk menghitung kondisi beban yang lebih tinggi, beberapa negara telah memulai menggunakan kendaraan rencana HS-25, yang mewakili pertambahan 25% rencana dalam pembebanan melalui standart truk HS20-44 untuk berat kendaraan gross total 400 kN. Itu penting ditekankan bahwa truk H dan HS tidak mewakili truk aktual yang digunakan untuk transportasi yang baik dan material. Mereka adalah pendekatan yang digunakan untuk mensimulasikan lentur terbesar dan gaya gesar yang disebabkan oleh truk aktual.

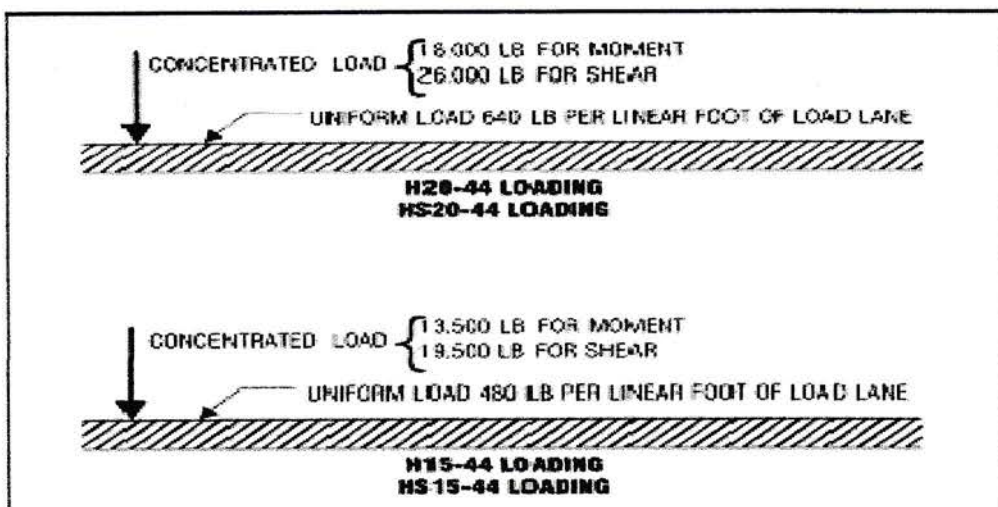


Gambar 2.2 Truk Rencana H dan HS Standart AASHTO

Gambar 2-2, kita melihat bahwa truk HS mempunyai jarak vertikal diantara dua sumbu belakang. Jarak ini diantara sumbu, bervariasi dari 4,27- 9,14 m, digunakan untuk membuat situasi beban hidup yang akan menghasilkan momen maksimum dalam bentangan. Untuk jembatan yang didukung secara sederhana, nilai ini akan minimum 14 ft. Untuk bentang menerus, jarak diantara sumbu bervariasi ke posisi sumbu pada perletakan yang berdekatan untuk menghasilkan momen negative maksimum.

Menempatkan kembali train truk pada tahun 1935 peraturan perencanaan adalah konfigurasi pembebanan yang mendekati truk 178 kN diikuti oleh truk 133 kN. Untuk memodelkan ini, beban terbagi rata dikombinasikan dengan gaya terpusat. Gaya ini bervariasi untuk perhitungan momen dan geser. Dimana pembebanan truk biasanya mengatur untuk waktu yang singkat, bentang sederhana, tipikal beban jalur menerus sepanjang bentang jembatan. Seperti beban truk, beban terpusat digerakkan sepanjang bentang untuk menentukan titik momen maksimum.

Untuk jembatan bentang sederhana dan untuk menentukan momen positif maksimum dalam bentang menerus, hanya satu beban terpusat digunakan sehubungan dengan beban terbagi rata. Untuk menentukan momen negative maksimum pada bentang menerus, dua beban terpusat digunakan. Gambar 3-3 menunjukkan beban jalur untuk standart truk H dan HS.



Gambar 2.3 Beban Jalur untuk H dan HS AASHTO

Beban jalur desain dalam spesifikasi AASHTO LRFD adalah 9,34 kN/m. Beban ini digunakan sehubungan dengan truk desain atau tandem. Pengurangan intensitas beban hidup diijinkan untuk jembatan dengan dua jalur atau lebih yang mempunyai tegangan maksimum yang disebabkan oleh pembebanan secara penuh setiap jalur. Dalam spesifikasi AASHTO LRFD, 20% penambahan untuk jalur tunggal, 15% pengurangan untuk 3 jalur dan 35% direduksi untuk 4 jalur atau lebih yang dibebani.

2. Kejut

Untuk menghitung pengaruh dinamik dari kendaraan yang lintas melalui struktur, faktor kejut digunakan sebagai pengali untuk elemen struktural tertentu. Dari ilmu dinamika, kita tahu bahwa beban yang bergerak secara melintang dari gelagar memberikan tegangan yang lebih besar dari beban statis yang ditempatkan pada gelagar. Pemodelan aktual efek ini dapat menjadi kejadian kompleks, faktor kejut yang digunakan untuk AASHTO mengijinkan idealisasi masalah. Spesifikasi standart AASHTO mendefenisikan faktor kejut sebagai berikut (AASHTO 3.82) :

$$I = \frac{50}{l+125} \quad (2.1)$$

Dimana :

I = fraksi kejut (tidak melebihi 30%)

L = panjang bentang yang dibebani untuk membuat tegangan maksimum.

Gaya akibat beban hidup kemudian dikalikan dengan faktor ini. Faktor kejut akan menambah nilai beban hidup. AASHTO LRFD menetapkan kejut sebesar 15% untuk kelelahan dan kondisi batas pecah, dan 33% untuk semua keadaan batas yang lain.

2.4.3 Deformasi dan Respon Beban

Beban deformasi adalah beban yang diinduksikan oleh perubahan internal atau eksternal properti material atau geometri batang. Karena beberapa jembatan

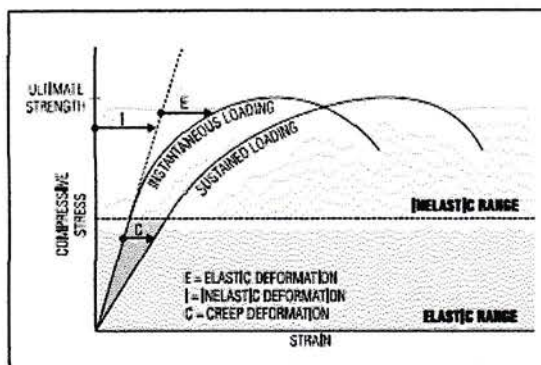
mempunyai *redundan* struktural, efek deformasi seperti penurunan tumpuan, rangkak dan susut dalam beton mengurangi tegangan pada batang bagian luar akibat beban mati dan hidup. Respon beban adalah beban yang dibuat oleh respon struktur untuk kondisi beban yang diberikan. Gaya rangkak adalah contoh respon beban. Berikut didiskusikan beberapa deformasi utama respon beban yang ditemukan dalam konstruksi jembatan.

1. Rangkak

Rangkak adalah deformasi beton yang disebabkan oleh beban yang menerus melalui sebuah periode waktu. Ketika elemen beton dibebani secara awal, regangan instan terjadi dan bereaksi dengan deformasi. Jika beban menerus selama melalui sebuah periode waktu (seperti *deck* yang menahan pada gelagar beton), regangan rangkak, secara kasar 1,5 sampai 3 kali besar regangan instan, akan dikurangi.

Gambar 2.4 menunjukkan perbandingan instan rangkak dalam bentuk diagram tegangan-regangan. Ketika membangun elemen beton, mereka ditempatkan secara perlahan pada elemen. Ketika pendekatan ini diambil, rangkak dan deformasi instan terjadi. Faktor utama yang mempengaruhi rangkak adalah tingkat kematangan beton ketika beban diterapkan. Beton yang ditujukan beban permanen, rangkak yang lebih besar terjadi. Oleh karena itu, itu lebih disukai untuk menunggu hingga beton mencapai kekuatan tertentu sebelum menerapkan beban ini.

Faktor lain seperti kelembapan udara dan rasio air/semen dari beton juga mempengaruhi besar rangkak.



Gambar 2.4 Diagram tegangan-regangan menunjukkan deformasi beton akibat rangkak

Dengan memperhatikan pada jembatan jalan raya, rangkai dapat menyebabkan panjang fisik elemen beton. Deformasi ini dapat menyebabkan masalah pada bantalan dan stabilitas superstruktur. Peraturan ACI menginstruksikan desainer untuk membuat “penugasan realistis” dari pengaruh rangkai. Penugasan ini diambil kedalam perhitungan ketika menghitung deformasi ultimate struktur beton.

2. SUSUT

Meskipun rangkai berhubungan dengan susut, kedua jenis deformasi adalah fenomena yang terpisah. Susut adalah perubahan alami volume beton. Alami mengimplikasikan perubahan yang tidak berhubungan dengan pembebanan elemen. Ketika susut terjadi, volume beton umumnya berkurang, ini biasanya disebabkan oleh kehilangan kelembapan sewaktu beton mengering. Oleh karena itu, susut sensitif terhadap rasio air/semen beton, dan kondisi kelembapan udara.

Susut dan rangkai terjadi pada waktu dan beban yang sama. Karena mempunyai efek yang sama terhadap struktur, tulangan ditambahkan tegak lurus terhadap tulangan utama untuk menghitung tegangan tarik yang dikurangi oleh susut. Cara lain membatasi efek susut adalah, kontraktor dilapangan membuat kepastian bahwa beton kering sekali. Untuk memastikan susut diminimalkan selama proses pengeringan, kontraktor harus menggunakan bahwa jumlah minimum kebutuhan air untuk kemudahan dikerjakan (*workability*) dan kekuatan, beton sebaiknya dijaga kelembapannya selama pengeringan, mengijinkan kering secara pelan yang meminimalkan kontraksi beton. Tidak ada cara yang lengkap untuk menghilangkan susut, tapi perhatian yang tepat akan membatasi efek ini. Jika kontrol tidak tepat, susut dapat menyebabkan keretakan pada elemen beton. Dalam beton prategang, susut dapat mengakibatkan kehilangan gaya pra-tegang pada elemen.

2.5 Spesifikasi LRFD AASHTO

LRFD AASHTO adalah metode perencanaan berdasarkan probabilitas. Filosofi relative konstan probabilitas keruntuhan struktur untuk semua struktur dan elemen selama masa layannya tanpa memperhatikan jenisnya, geometri, material,

Tabel 3.4.1-1 Kombinasi beban dan Faktor Beban LRFD

Kombinasi Beban	DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
																							EQ	IC	CT	CV
STRENGTH I (unless noted)	γ_P	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-													
STRENGTH II	γ_P	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-													
STRENGTH III	γ_P	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-													
STRENGTH IV EH, EV, ES, DW DC ONLY	γ_P 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-													
STRENGTH V	γ_P	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-													
EXTREME EVEN I	γ_P	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-													
EXTREME EVEN II	γ_P	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00													
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-													
SERVICE II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-													
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-													
SERVICE IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-													
FATIGUE-LL IM & CE ONLY	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-													

Tabel 3.4.1-2 Faktor beban LRFD AASHTO untuk beban permanen, γ_P

Jenis Beban	Faktor Beban	
	Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachment	1.25	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	1.80	0.45
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilitas	1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure		
• Active	1.50	0.90
• At- Rest	1.35	0.90
<i>EL</i> : Locked-in Erection Stress	1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure		
• Overall Stability	1.00	N/A
• Retaining Wall and Abutments	1.35	1.00
• Rigid Buried Structure	1.30	0.90
• Rigid Frames	1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other Than Metal Box Culvert	1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culvert	1.50	0.90
<i>ES</i> : Earth Surcharge	1.50	0.75

atau metode konstruksi. Ukuran keamanan setiap elemen struktur adalah fungsi variabilitas beban dan tahanan. Variasi beban yang lebih besar, faktor beban yang lebih tinggi (misalnya, faktor beban untuk beban hidup sebaiknya lebih besar dari beban mati). Juga, ketidaktentuan tahanan beban material, faktor tahanan yang lebih kecil sebaiknya digunakan, sehingga semua material akan mempunyai faktor keamanan yang sama.

Untuk mencapai perencanaan yang objektif, keadaan batas kekuatan, keadaan batas layanan, dan keadaan batas kelelahan harus diperiksa untuk setiap elemen struktur. Keadaan batas kekuatan ditujukan untuk memastikan bahwa struktur mempunyai kekuatan dan stabilitas yang memadai dibawah berbagai kondisi beban. Keadaan batas layanan digunakan untuk mengontrol lendutan, lebar retakan, besar

tegangan, dan dalam beberapa kasus stabilitas dibawah kondisi layan normal untuk memastikan kemampuan layan struktur selama masa layannya. Keadaan batas kelelahan adalah pembatasan pada rentang tegangan dibawah beban layan untuk mencegah keruntuhan kelelahan selama masa layan jembatan.

Dibawah setiap kombinasi beban, total efek gaya terfaktor diambil sebesar :

$$Q = \sum \eta_i \cdot \gamma_i Q_i \quad (2.2)$$

Dimana :

- η_i = modifier beban, faktor yang berhubungan dengan daktilitas struktur, redundan, dan operasional yang penting. Untuk kebanyakan jembatan $\eta_i = 1.0$
- γ_i = faktor beban
- Q_i = efek gaya dari beban spesifik.

Setiap batang dan sambungan struktur sebaiknya memenuhi keadaan batas berikut :

STRENGTH I

Ini adalah kombinasi beban dasar yang berhubungan dengan keadaan normal menggunakan struktur tanpa beban angin atau beban ekstrim lain seperti gempa. Kebanyakan elemen superstruktur dikontrol oleh kondisi beban ini.

STRENGTH II

Kombinasi beban ini digunakan untuk perencanaan keadaan spesial yang ditetapkan atau kendaraan yang diijinkan. Seperti kombinasi beban strength I, tidak ada beban angin atau beban ekstrim lainnya yang dipertimbangkan. Kebanyakan jembatan direncanakan untuk beban hidup HL-93, kombinasi ini tidak umum digunakan. Catat bahwa jika beban yang ditetapkan sangat berat dan sedemikian sehingga hanya satu kendaraan dibebani pada jembatan, sementara jalur lain diasumsikan sedemikian sehingga jembatan akan memikul, tapi tanpa terlalu overdesain.

STRENGTH III

Kombinasi beban ini berhubungan dengan jembatan terbuka pada kecepatan angin maksimum. Dibawah kejadian demikian, tidak ada beban hidup diasumsikan ada pada jembatan.

STRENGTH IV

Kombinasi beban ini digunakan untuk struktur dengan beban mati yang sangat tinggi untuk memberi efek pada gaya akibat beban hidup. Itu dapat menjadi mengontrol kombinasi beban untuk elemen struktural tertentu jika struktur mempunyai bentang pendek. Tujuan kombinasi beban ini untuk memastikan bahwa berbagai jenis jembatan mempunyai probabilitas keruntuhan yang sama.

2.6 Perencanaan Kondisi Batas (limit state design)

Metode perencanaan *limit state* dikembangkan untuk kekurangan pada pendekatan tegangan kerja. Pendekatan ini menggunakan rentang plastis untuk perencanaan elemen struktural dan faktor beban yang tepat dimasukkan kedalam perhitungan variabilitas dari konfigurasi beban. Salah satu kemajuan dari pendekatan *limit state* adalah dimasukkannya kedalam perhitungan variasi oleh pendefinisian limit state yaitu kekuatan dan kemampuan layan. Perencana jembatan dapat memikirkan istilah berikut ini :

- Kekuatan adalah kondisi batas yang mana mendefenisikan operasi yang aman dan kecukupan struktur. Kriteria yang mana digunakan untuk mendefenisikan luluh, kekuatan ultimate, tekuk, guling, dibawah kondisi beban normal, atau kondisi ekstrim.
- Kemampuan layan adalah keadaan batas yang mana mendefenisikan daya guna (*performance*) dan perilaku struktur dibawah beban layan nominal. Beberapa kriteria kemampuan layan adalah tegangan, kelelahan, lendutan, getaran, lebar retak, dll.

Kita dapat mendefinisikan persamaan limit state sebagai :

Kekuatan yang disediakan \geq kekuatan yang disyaratkan

Kekuatan yang tersedia didefinisikan oleh spesifikasi yang dapat diterapkan kepada perencanaan elemen. Kekuatan yang disyaratkan dihitung menggunakan kombinasi beban yang dapat diterapkan dengan faktor beban yang tepat. Ini dapat diterjemahkan secara simbolik kedalam persamaan yang mempunyai bentuk

$$\phi S_n \geq \sum \psi_i L_i \quad (2.3)$$

ϕ = faktor reduksi kekuatan

S_n = kekuatan nominal

L_i = beban layan yang bekerja pada elemen

ψ_i = faktor beban

2.7 DISTRIBUSI BEBAN

Kita telah mengetahui bahwa beban jembatan dipindahkan dari *deck* ke superstruktur dan kemudian ke elemen substruktur. Seberapa tepat beban ini dipindahkan jika truk melintas melalui bagian atas elemen utama, itu logis untuk mengatakan bahwa balok partikuler ini menahan beban truk. Gelagar ini, dihubungkan kepada elemen utama yang berdekatan melalui beberapa elemen kedua. Sebagai tambahan *deck* bekerja sebagai sambungan diantara gelagar memanjang. Keterhubungan ini mengijinkan batang yang berbeda untuk bekerja bersama dalam menahan beban.

Asumsi bahwa gelagar spesifik memikul paling banyak beban. Sebagai akibatnya dihubungkan dengan gelagar. Sebagai pertanyaan, batang yang berdekatan membantu memikul sebahagian beban. Tepatnya, *berapa besar beban yang mereka pikul adalah fungsi bagaimana beban dipindahkan atau didistribusikan kepada gelagar.*

2.7.1 Bagaimana Beban Didistribusikan

Jembatan jalan raya, bukanlah kumpulan elemen individual, setiap elemen mempunyai fungsi spesifik, tapi satu-kesatuan. Pemodelan bagaimana beban secara aktual diberikan dari *deck* jatuh melalui substruktur bukan usaha yang mudah. Variasi yang banyak dari parameter, yang mana dari geometri struktur ke properti material elemen mempengaruhi secara tepat bagaimana beban didistribusikan.

Secara esensial, parameter yang mempengaruhi adalah fungsi dari *properti* penampang melintang superstruktur jembatan. Parameter berikut menentukan bagaimana beban didistribusikan dalam superstruktur jembatan, yaitu :

- Jenis dan tebal *deck*
- Panjang batang
- Jarak diantara gelagar
- Kekakuan batang primer
- Kekakuan batang sekunder
- Jenis pengaku yang diberikan
- Ukuran dan posisi beban

Berikut persamaan dari perhitungan faktor distribusi beban hidup dalam AASHTO LRFD. Untuk *deck* beton pada gelagar baja, faktor distribusi untuk momen dalam gelagar interior adalah

Untuk satu jalur dibebani :

$$0,06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (2.4)$$

Untuk dua jalur atau lebih dibebani :

$$0,075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (2.5)$$

Faktor distribusi beban hidup untuk geser dalam gelagar interior adalah :
untuk satu jalur dibebani :

$$0,36 + \frac{S}{25.0} \quad (2.6)$$

Untuk dua jalur atau lebih :

$$0,2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0} \quad (2.7)$$

Untuk menerapkan persamaan ini, jembatan harus memenuhi kondisi berikut :

$$3.5 \leq S \leq 16.0$$

$$4.5 \leq t_s \leq 12.0$$

$$20 \leq L \leq 240$$

$$10000 \leq K_g \leq 7000000$$

Jumlah minimum gelagar adalah 4

Dimana :

S = jarak gelagar (m)

L = panjang bentang

K_g = parameter kekakuan memanjang dari gelagar

t_s = ketebalan pelat beton.

$$K_g = n (I + Ae^2 g) \quad (2.8)$$

dimana :

n = rasio modulus elastis diantara material gelagar dan *deck* beton

I = Momen inersia gelagar

A = luas penampang gelagar

e_g = jarak antara pusat berat gelagar dan *deck*.

Untuk jembatan yang tidak memenuhi kondisi diatas, analisa struktural dapat dilakukan seperti analisa elemen hingga dapat digunakan.

Untuk jenis superstruktur yang lain, faktor distribusi beban dapat ditentukan sesuai dengan AASHTO LRFD table 4.62.2b-1

2.8 Pelat Lantai Beton

Kita mulai dengan *deck* karena secara alami proses perencanaan secara umum mengikuti pendekatan *top-down*. Sementara ini bukan mengimplikasikan bahwa, setiap arti, perencanaan jembatan kegiatan linier (bukan), itu akan menyimpan untuk membuat perencana yang baru memperhatikan informasi tertentu harus didapatkan secara utama kepada elemen perencanaan. Itu sulit untuk merencanakan elemen utama jika seseorang tidak mengetahui berapa besar beban mati dari *deck* yang akan dikontribusikan atau untuk perencanaan pilar jika reaksi ujung dari *frame* superstruktur tidak diketahui. Setiap elemen dalam jembatan jalan raya memainkan peranan satu sama lain.

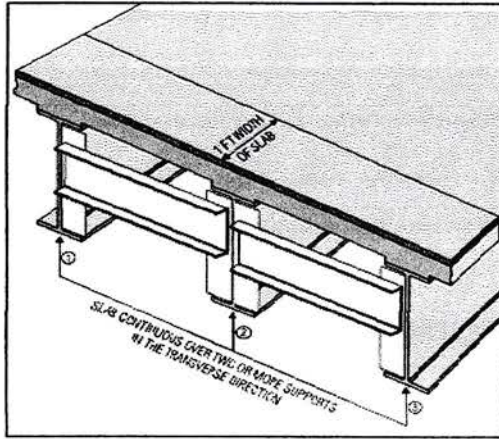
Kebanyakan kriteria desain mengatur perencanaan pelat lantai beton bertulang diturunkan dari AASHTO 3-24, yang memenuhi perencanaan pelat dan distribusi beban roda pada pelat. Catatan umum untuk insinyur yang baru untuk merencanakan jembatan : AASHTO melengkapi bentuk “menerus atau lebih dari dua perletakan” ketika berbicara pelat beton. Oleh karena itu, jika pelat beton memakai tujuh gelagar, pelat ini sebaiknya disebut “*menerus atau lebih dari dua perletakan*”

2.8.1 Panjang Bentang Efektif

Gambar 2.5 menunjukkan strip tipikal perencanaan untuk pelat *deck* beton bertulang. *Deck* diasumsikan bekerja seperti balok yang menerus melalui perletakannya. Dalam kasus ini, perletakannya adalah gelagar yang digunakan sebagai elemen utama dalam superstruktur. Satuan satu kaki diasumsikan untuk perencanaan balok, dengan balok menerus secara melintang. (tegak lurus terhadap elemen utama).

Untuk menyederhanakan perencanaan, segmen dari pelat-balok yang diasumsikan diambil dan dianalisa sebagai balok sederhana. Panjang segmen ini disebut *panjang efektif*. Ukuran panjang bentang efektif bergantung pada :

- Apakah pelat menerus atau melalui lebih dari dua perletakan
- Jenis perletakan (misal baja atau gelagar beton)
- Bagaimana pelat diintegrasikan dengan perletakan



Gambar 2.5 Segmen perencanaan untuk pelat lantai beton bertulang

Dari tabel 3.1 kriteria AASHTO mengatur panjang bentang efektif untuk 4 pelat beton bertulang (AASHTO 3.2.4.1). Juga digambarkan dalam tabel mewakili jenis struktur yang jatuh kedalam berbagai group. Contoh perencanaan 3.1 melengkapi tiga group utama (pelat menahan lebih dari dua gelagar baja), yang mana adalah tipikal untuk mayoritas *vast* pelat gelagar jembatan yang digunakan sekarang.

	SLAB CONFIGURATION	EFFECTIVE SPAN LENGTH	EXAMPLE
SIMPLE SPAN	Slab on two supports.	$S =$ The distance center to center of supports $S \leq$ Clear Span + Slab Thickness	
	Slab monolithic with beams. Slab monolithic with walls without haunches. Rigid top flange prestressed beams with top flange width to minimum thickness ratio less than 4.0.	$S =$ Clear Span (Clear distance between faces of supports)	
CONTINUOUS OVER MORE THAN TWO SUPPORTS	Slab supported on steel stringers. Slab supported on thin top flange prestressed beams with top flange width to minimum thickness ratio greater than or equal to 4.0.	$S =$ Distance Between Edges of Top Flange + $\frac{1}{2}$ Top Flange Width	
	Slab supported on timber stringers.	$S =$ Clear Span + $\frac{1}{2}$ Thickness of Stringer	

Tabel 2.1 Panjang bentang efektif AASHTO untuk pelat beton

2.9 BALOK KOMPOSIT BAJA

Salah satu jenis jembatan jalan raya yang paling populer yang digunakan kini adalah jembatan balok baja komposit. Balok komposit terdiri dari pelat lantai beton yang bekerja bersama dengan gelagar baja dalam menahan beban yang ditempatkan diatas jembatan.

2.9.1 Aksi Komposit

Penggunaan dua material yang tidak sama kepada bentuk elemen struktural yang tunggal bukanlah teknik yang baru. Kemajuan konstruksi komposit dalam perencanaan jembatan, tapi, tidak digunakan hingga akhir tahun 40'-an.

Apa itu konstuksi komposit, dan bagaimana dia memberikan ekonomi material?. Dari materi kekuatan bahan, tegangan maksimum dalam balok yang ditujukan untuk menahan momen lentur didefenisikan sebagai :

$$f = \frac{M.C}{I} \quad (2.9)$$

Ini sering didefenisikan kembali menggunakan modulus penampang elastis yang hanya bergantung pada geometri penampang melintang dan secara sederhana memberikan sebagai :

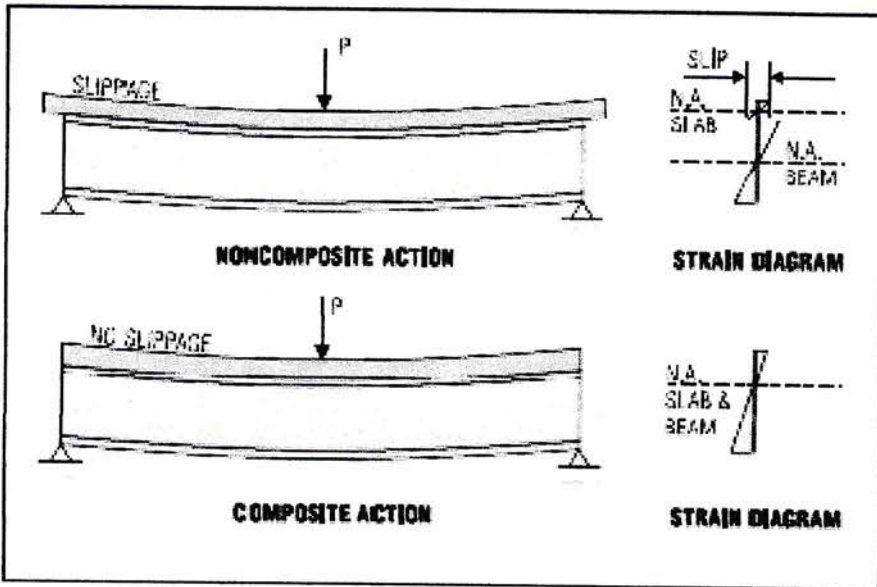
$$f = \frac{M}{S} \quad (2.10)$$

Dimana S = modulus penampang = I/C

Kita melihat bahwa nilai yang lebih besar dari S , menghasilkan tegangan yang lebih kecil. Oleh karena itu, itu sangat tertarik bagi perencana untuk menambah modulus penampang sebisa mungkin. Prinsip ini memberikan peranan yang tinggi untuk balok komposit.

Jika pelat beton ditahan secara sederhana pada bagian atas balok baja, fenomena yang disebut sebagai *slip geser horizontal* terjadi. Beban yang ditempatkan pada bagian atas pelat, dan balok dalam tekanan dan bagian bawah pelat dan balok

dalam tarikan. Esensinya, kedua elemen melentur seperti sebuah balok. Karena bagian bawah pelat mengalami tarikan dan bagian atas balok mengalami tekanan, mengakibatkan pengaruh salah satu dari pelat menerus melalui ujung balok (lihat gambar 2.6). Dalam menganalisa konfigurasi demikian, pelat dan balok dibuat secara bebas, dengan geometri setiap elemen mendefensikan garis netral dan momen inersia



Gambar 2.6 slip yang terjadi pada permukaan pelat-balok dalam balok non-komposit

pelat dan balok. Karena pelat beton sendiri mempunyai kekuatan yang kecil dibandingkan dengan gelagar, kontribusi kekuatan dari *deck* biasanya diabaikan untuk superstruktur non-komposit.

Jika pelat dan balok disatukan, mereka dapat menahan beban sebagai satu-kesatuan. Dalam susunan ini, garis netral akan ditempatkan agak ditengah bagian penampang didefenisikan oleh bagian atas pelat dan bagian bawah balok. Dengan integrasi yang tepat, balok-pelat akan bekerja sebagai kesatuan dengan bagian atas pelat dalam tekanan dan bagian bawah balok dalam tarikan dan tidak ada slip diantara pelat dan balok. Integrasi ini dilengkapi dengan *shear-connector* diantara pelat dan balok.

Shear connector umumnya terbuat dari metal yang menerus secara vertikal dari bagian atas sayap dari balok pendukung dan ditanamkan kedalam pelat. Beberapa konektor ini ditempatkan sepanjang balok untuk mencegah slip yang disebabkan oleh tegangan geser horizontal pada permukaan pelat-balok. Gambar 3.7 menunjukkan baris *shear stud* yang disertakan dengan gelagar baja. *Shear stud* adalah bentuk yang paling umum dari *shear connector* yang digunakan sekarang dalam jembatan baja-komposit. *Shear stud* dipasang dengan difasilitasi oleh penggunaan pengelasan otomatis. Kemudahan pemasangan ini dan harga yang relatif rendah dari *stud connector* telah membawa popularitasnya dalam konstruksi komposit.



Gambar 2.7 *Shear stud* dipasang pada bagian atas gelagar pelat. *Shear connector* adalah kunci *ingredient* untuk mencegah slip dan membuat aksi komposit.

Untuk gelagar beton, aksi komposit dicapai dengan gelagar melintang menerus kedalam *deck* beton untuk menahan tegangan geser horizontal diantara *deck* dan gelagar.

Dengan *shear-connector* pada tempatnya, pelat dan balok dapat dianalisa sebagai satu-kesatuan. Kembali ke persamaan 2-10, ini menambah ukuran modulus penampang yang mana mengijinkan balok komposit untuk menahan beban yang

berat. Esensinya, balok berbentuk I ditempatkan oleh penampang melintang berbentuk T yang terdiri dari pelat dan gelagar, kemajuan menjadi :

- Mengurangi ukuran (dan berat) gelagar yang disyaratkan
- Bentang yang lebih panjang dimungkinkan
- Penampang melintang lebih kaku
- Menambah kapasitas beban
- Menambah tahanan untuk beban lateral

Cara untuk menghitung kapasitas lentur dari beton komposit pada gelagar baja sama dengan penampang balok T beton bertulang bagian dari *deck* adalah tekanan, dan gelagar baja bekerja sebagai besi tulangan

Keuntungan menggunakan material konstruksi komposit adalah penyelesaian struktur lebih cepat. Keuntungan lainnya adalah hubungan diantara pelat dan gelagar dapat ditempatkan balok diaphragma diantara gelagar yang berdekatan untuk menahan deformasi lateral.

2.9.2 Lebar Sayap Efektif

Ketika *deck* menerus sepanjang gelagar pendukung, hanya bagian pelat diambil untuk bekerja dalam komposit dengan gelagar bagian pelat yang bekerja sebagai sayap atas dari gelagar berbentuk T (lihat gambar 2.8). bagian ini disebut lebar sayap efektif. Definisi lebar sayap efektif bervariasi bergantung apakah bentuk pelat sayap atas berbentuk T (gelagar interior) atau hanya satu sisi gelagar (gelagar eksterior). Untuk penampang melintang berbentuk T, lebar sayap efektif menurut spesifikasi AASHTO LRFD untuk gelagar interior, terkecil dari nilai berikut :

- $\frac{1}{4}$ panjang bentang gelagar
- $As - ke - as$ diantara gelagar
- dua belas dikali ketebalan rata-rata pelat, ditambah ketebalan badan gelagar yang terbesar, dan setengah dari lebar gelagar bagian atas sayap.

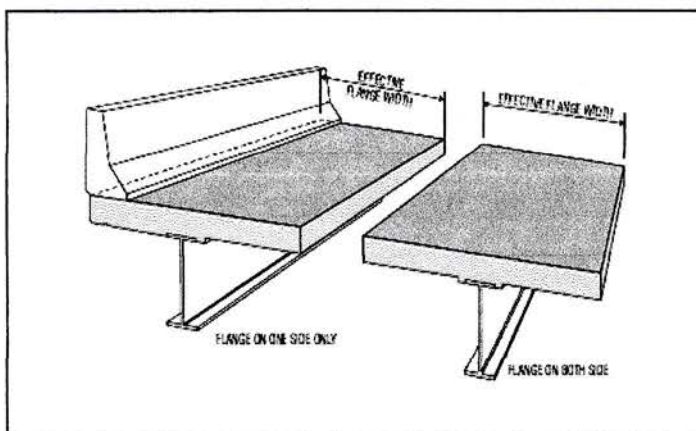
Untuk gelagar eksterior, AASHTO LRFD mendefenisikan lebar sayap efektif setengah dari lebar efektif gelagar interior yang berdekatan, ditambah yang terkecil dari :

- $1/8$ panjang bentang gelagar
- Lebar deck overhang dari gelagar eksterior
- Enam dikali ketebalan pelat rata-rata, ditambah lebih besar dari setengah ketebalan badan gelagar, atau $1/4$ dari lebar sayap bagian atas gelagar.

Lebar sayap efektif digunakan untuk menghitung properti penampang dari komposit dan mewakili sebahagian dari deck, bersama dengan gelagar, menahan beban yang diberikan.

2.9.3 Transformasi Penampang

Ketika menghitung tegangan atau lendutan dari struktural dibawah beban layan, kita biasanya mengasumsikan struktur menjadi elastis. Untuk menyederhanakan perhitungan properti penampang dari penampang komposit, kita meng-transformasi penampang kedalam penampang melintang yang dimodifikasi dimana pelat beton menjadi luas equivalen besi dengan penggunaan modulus rasio. Modulus rasio didefenisikan sebagai :



Gambar 2.8 lebar sayap efektif untuk pelat yang bekerja sebagai sayap di satu sisi (gelagar eksterior) dan pada kedua sisi (gelagar interior)

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

(2.11)

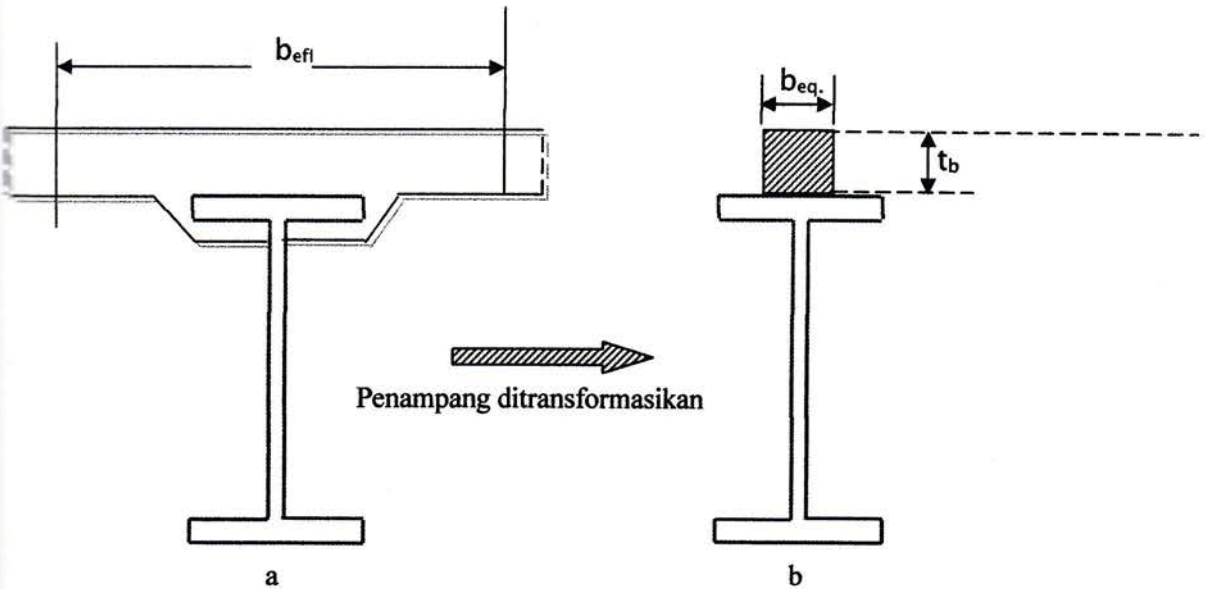


Dimana :

E_s = Modulus elastis besi

E_c = modulus elastis beton

Gambar dibawah menunjukkan visualisasi dari penampang yang ditransformasikan.



Gambar 2.9 : (a) penampang aktual, dan (b) penampang transformasi

Nilai yang disetujui untuk modulus elastis baja 29.000.000 (ACI 8.5.2). Untuk beton dengan berat normal modulus elastis diberikan oleh :

$$E_c = 5700 \sqrt{f'_c} \quad (2.12)$$

Dimana f'_c = kuat tekan beton, Mpa

Jika berat isi beton aktual digunakan, modulus elastis dapat dihitung menggunakan :

$$E_c = w^{1.5} 33 \sqrt{f'_c} \quad (2.13)$$

Dimana :

w = berat isi beton, kg/m^3 .

Untuk balok komposit, AASHTO menyediakan daftar satu set nilai modulus rasio yang bervariasi tergantung kekuatan ultimate slinder dari beton yang digunakan (AASHTO 10.38.1.3). seperti persamaan (2.12), nilai ini berdasarkan penggunaan beton dengan berat normal.

Jika modulus rasio telah ditentukan, lebar transformasi dari pelat beton dapat dihitung dengan membagi lebar efektif dengan modulus rasio

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{k.n} \quad (2.14)$$

Dimana :

b_{tr} = lebar pelat beton yang ditransformasi

k = jumlah pengali untuk rangkai

Ini lebar yang digunakan ketika menghitung properti penampang dari penampang komposite.

2.9.4 Pemilihan Penampang

Pemilihan geometri penampang melintang gelagar dilakukan melalui proses trial and error. Penampang dipilih dengan menetapkan lima langkah sederhana :

- Pertama, asumsi penampang baja simetris, berdasarkan panjang bentang.
- Kedua, menghitung momen lentur total berfaktor dan gaya geser
- Ketiga, menghitung kapasitas momen lentur dan geser dengan penampang yang diasumsikan
- Keempat, merevisi, jika dibutuhkan, asumsi penampang baja berdasarkan persyaratan kekuatan.
- Kelima, pemeriksaan lendutan dan tegangan kerja pada gelagar (jika disyaratkan). Revisi penampang jika dibutuhkan.

Ada variasi metode yang dapat digunakan untuk memilih gelagar baja untuk balok komposit. Metode memilih penampang melintang gelagar akan bervariasi bergantung apakah penampang rolled atau gelagar pelat digunakan.

Perencanaan jembatan adalah proses trial and error, jadi kita pertama mengasumsikan penampang gelagar yang dapat diterima berdasarkan panjang bentang, dan memeriksa jika penampang memenuhi semua persyaratan AASHTO. Revisi penampang jika kebutuhan semua hingga memenuhi penampang yang dipilih.

Memilih penampang gelagar baja yang memenuhi semua persyaratan perencanaan adalah proses trial and error. Studi telah menunjukkan bahwa untuk jembatan bentang sederhana, tinggi gelagar akan berada pada rentang $1/27$ sampai $1/20$ bentang jembatan. Tentu saja, penampang akhir perencanaan akan bergantung kepada jarak gelagar, kekuatan baja, dan beban hidup rencana.

2.10 Kekuatan Penampang Komposit – Metode LRFD

Penampang awal (*preliminary*) dipilih berdasarkan panjang bentang, momen berfaktor. Penampang yang dipilih kemudian diperiksa untuk menentukan kemampuan balok komposit menahan momen lentur berfaktor dan gaya geser.

Untuk penampang komposit, kapasitas momen lentur bergantung kepada *penampang kompak* jika gelagar baja digunakan. Penampang komposit dalam area lentur positif dipertimbangkan kompak jika memenuhi persyaratan berikut (AASHTO LRFD 6.10.6.2.2) :

- Kekuatan luluh balok baja tidak melebihi 485 Mpa
- Badan (*web*) memenuhi persyaratan :

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (2.15)$$

- Penampang memenuhi *batas kelangsingan badan* :

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.16)$$

dimana :

D = tinggi badan

D_{cp} = tinggi badan dalam tekanan pada momen plastis

t_w = ketebalan badan

E = modulus elastis gelagar baja

F_{yc} = tegangan luluh baja pada tekanan

Untuk penampang *kompak* dalam area lentur positif, jika garis netral dari momen plastis diatas 1/10 ketinggian penampang komposit seluruhnya ($D_p < 0,1D_t$), kekuatan momen lentur maksimum dapat diambil sebagai kekuatan lentur plastis

$$M_n = M_p \quad (2.17)$$

Sebaliknya,

$$M_n = M_p \left(1,07 - 0,7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (2.18)$$

Seperti balok beton bertulang, ketinggian blok tegangan tekan beton dalam pelat beton adalah :

$$a = \frac{A \cdot F_y}{0,85 f'_c \cdot b} \quad (2.19)$$

Ketika blok tegangan tekan didalam pelat beton (a lebih kecil dari ketebalan *deck* beton), momen plastis dapat dihitung sebagai :

$$M_p = A \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.20)$$

Dimana :

A = luas gelagar baja

F_y = kekuatan leleh gelagar baja

d = jumlah diantara titik berat gelagar baja dan bagian atas *deck* beton.

Jika blok tegangan tekan dibawah ketebalan *deck*, maka kita harus menghitung posisi garis netral plastis, dan menghitung momen plastis dengan menambahkan semua gaya plastis dikali lengan momen untuk setiap komponen (pelat, sayap dan badan). Garis netral plastis ditempatkan dimana gaya tekan diatas sama dengan gaya tarik dibawah. Semua lengan momen sebaiknya berdasarkan garis netral plastis.

Jika kita telah menghitung kekuatan lentur, kita dapat memeriksa, untuk melihat jika penampang memenuhi persyaratan batas kekuatan :

$$M_n + 1/3 f_i \cdot S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (2.21)$$

Dimana :

ϕ_f = faktor tahanan untuk lentur (= 1,0, lihat AASHTO LRFD 6.5.4.2)

f_i = tegangan lentur lateral sayap dari penampang komposit, dalam Mpa

M_n = tahanan lentur nominal dari penampang komposit, dalam Kn-m

M_u = momen lentur berfaktor untuk sumbu utama penampang ke sayap tarik sebagai M_{yt}/F_{yt}

S_{xt} = modulus penampang elastis untuk sumbu utama penampang ke sayap tarik sebagai M_{yt}/F_{yt}

M_{yt} = momen luluh dengan memperhataikan pada tarikan sayap, dalam Kn-m

Catat bahwa meskipun kebanyakan penampang komposit adalah kompak, untuk penampang yang tidak memenuhi persyaratan kompak (pers. 2.15 dan 2.16), kapasitas momen lentur maksimum akan diambil sebesar M_y . Perhitungan kekuatan geser dalam LRFD hampir sama dengan spesifikasi LFD. Untuk balok tanpa pengaku, kapasitas geser nominal (tanpa faktor tahanan) adalah :

$$V_n = C.V_p \quad (2.22)$$

Dimana V_p adalah kapasitas geser plastis dan ditentukan sebagai :

$$V_p = 0,58 F_y \cdot D \cdot t_w \quad (2.23)$$

Konstanta C adalah rasio dari tahanan geser tekuk kepada kekuatan luluh geser, dan ditentukan sebagai berikut :

$$\text{Jika } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_k}{F_y}} \rightarrow \text{maka } c = 1.0 \quad (2.23a)$$

$$\text{Jika } 1.12 \sqrt{\frac{E_k}{F_y}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \rightarrow \text{maka } c = \frac{1.12}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \sqrt{\frac{E_k}{F_y}} \quad (2.23b)$$

$$\text{Jika } \frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{E_k}{F_y}} \rightarrow \text{maka } c = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{E_k}{F_y}\right) \quad (2.23c)$$

Dimana :

$k = 5 + [5 / (d_0/D)^2]$ adalah koefisien tekuk geser. ($k = 5$ untuk balok tanpa pengaku)

D = jarak bersih diantara sayap

d_0 = jarak diantara pengaku melintang

Ketika pengaku melintang digunakan, kapasitas geser nominal diambil sebagai :

$$V_n = V_p \left(C + \frac{0.87(1-c)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2 + d_0/D}} \right) \quad (2.24)$$

Jarak pengaku melintang (jika digunakan) pada ujung panel sebaiknya tidak melebihi $1,5D$. Faktor tahanan ϕ_v untuk geser adalah $1,0$ (AASHTO LRFD 6.5.4.2). jika $\phi_v V_n$ sama dengan atau lebih besar gaya geser berfaktor, penampang awal cukup untuk gaya geser. Sebaliknya, kita dapat menambah ketebalan badan, atau menambah pengaku melintang untuk menambah kapasitas geser.

Untuk mencegah deformasi permanen, tegangan maksimum dalam sayap, dibawah kombinasi beban service II, sebaiknya tidak melebihi 95% tegangan luluh baja (AASHTO LRFD 6.10.4.2)

2.10.1 Perencanaan Shear Connector

Aksi komposit dengan penyatuan oleh *shear connector* pada bagian atas sayap dari gelagar baja. Dalam perencanaan *shear connector*, penting untuk menjaga pemahaman fungsi utama konektor, yang mana memindahkan geser horizontal untuk mencegah pergeseran diantara pelat dan gelagar, sehingga gelagar baja dan *deck* beton akan bekerja sebagai penampang komposit tunggal.

AASHTO menyaratkan bahwa *shear-connector* direncanakan untuk menghitung kelelahan dan diperiksa untuk kekuatan ultimate. Parameter yang mengatur kelelahan dan kriteria kekuatan ultimate seperti geometri yang bervariasi untuk menempatkan *shear stud connector*.

1. Kelelahan (fatigue)

Kini konstruksi komposit, *shear connector* direncanakan dibawah pendekatan elastis. Geser horizontal bervariasi sepanjang gelagar, *shear connector* berjarak beraturan. Balok komposit beton-baja akan bekerja sebagai satu-kesatuan hingga kekuatan ultimate-nya dengan seluruh target dieliminasi dari slip pada permukaan balok-pelat. Pendekatan ini memberikan konservatif jumlah *shear connector* yang ditetapkan.

Dalam praktek sekarang, dasar perencanaan *shear connector* adalah kekuatan lentur ultimate dari balok komposit. Dengan pendekatan ini, kelelahan dapat menjadi yang menentukan kriteria perencanaan. Kelelahan disebabkan oleh pembebanan (*loading*) dan pelepasan pembebanan (*unloading*) yang berulang dari batang struktural. Dengan pendekatan elastis untuk bekerja diatas konektor lebih kecil dari besar total geser yang dipertimbangkan. Dengan rentang gaya geser, kita mengimplikasikan perbedaan diantara gaya geser maksimum dan minimum. Pendekatan perencanaan dan persamaan untuk spesifikasi standart AASHTO dan spesifikasi LRFD, hanya satu truk dengan faktor beban 0,75 digunakan untuk perencanaan kelelahan.

Rentang tegangan geser dalam permukaan diantara gelagar dan *deck* beton adalah

$$S_r = \frac{v_r \cdot Q}{I} \quad (2.25)$$

Dimana :

S_r = rentang geser horizontal pada permukaan pelat-balok, Mpa

V_r = rentang geser akibat beban hidup ditambah kejut, Mpa

Q = statis momen untuk garis netral, cm^3 .

I = momen inersia balok komposit, cm^4 .

Untuk shear stud, rentang tegangan geser harus lebih kecil dan sama dengan rentang ijin yang bersesuaian dari geser horizontal. Rentang ijin diberikan oleh :

$$Z_r = \alpha \cdot d^2. \quad (2.26)$$

Dimana :

Z_r = rentang ijin geser horizontal untuk satu stud, Mpa

α = konstanta berdasarkan jumlah siklus tegangan

d = diameter stud, cm

Dalam AASHTO LRFD, persamaan diberikan untuk α :

$$\alpha = 34,5 - 4,28 \log N \quad (2.27)$$

Dimana :

N = jumlah siklus pembebanan truk (asumsi 75 tahun) yang mana dapat dihitung dengan (AASHTO LRFD 6.6.1.2.5) :

$$N = (365)(75)n \cdot p(\text{ADTT}). \quad (2.28)$$

Dimana :

n = Siklus per truk yang lewat. Untuk bentang sederhana dan menerus tidak didekat interior support, $n = 2$. Jika bentang tidak lebih dari 40 ft. Untuk bentang menerus dekat interior support, $m = 2$ jika bentang tidak lebih dari 40 ft, sebaliknya $n = 1,5$

P = fraksi dalam arus lalu lintas dalam jalur tunggal, yang mana sama dengan 1,0, 0,85 atau 0,80 untuk satu jalur, dua jalur, dan tiga jalur atau lebih (dalam satu arah)

ADTT = jumlah rata-rata truk per hari dalam satu arah.

Dalam spesifikasi standart AASHTO, N diestimasi seperti yang ditunjukkan dalam tabel 3.9

Jadi, perencanaan shear stud connector untuk balok komposit diatur sedemikian

$$S_r \leq Z_r \quad (2.29)$$

Tabel 2.9 Jumlah Siklus Tegangan Untuk Elemen Beban Longitudinal

JENIS JALAN	KASUS	ADTT	BEBAN TRUK	BEBAN JALUR
Jalan bebas hambatan, jalur cepat, jalan utama, dan jalan	I	2500 atau lebih	2000000	500000
Jalan bebas hambatan, jalur cepat, jalan utama, dan jalan	II	Kurang dari 2500	500000	100000
Jalan yang lain dan jalan yyang tidak meliputi dalam kasus I atau II	III		100000	100000

Jenis konektor geser *stud* ditempatkan berikutnya satu sama lain secara melintang sepanjang bagian atas sayap dari gelagar baja untuk membentuk satu baris. Baris konektor ditempatkan satu sama lain, secara longitudinal sepanjang gelagar. Jarak diantara baris shear stud disebut sebagai *pitch*. Pembatasan kriteria didefenisikan dalam persamaan 3.75 digunakan untuk menentukan *pitch* disyaratkan dari *shear connector*.

Untuk menghitung *pitch* yang disyaratkan, kita menghitung rasio dari

$$P = \frac{n \cdot Z_r}{s_r} \quad (2.30)$$

Dimana :

P = *pitch* (jarak) shear connector, cm

n = jumlah shear connector dalam baris melintang

Z_r = range ijin dari geser horizontal (tabel 3.8 dan 3.9)

S_r = range geser horizontal pada titik yang dihitung

Dengan memperhatikan pada *pitch* dari shear connector, hukum umum: diameter yang lebih besar dari shear stud, jaraknya lebih besar.

Secara umum, AASHTO membatasi jarak maksimum *shear connector* sampai 0,61m, pengecualian pada aturan ini pada perletakan dalam gelagar menerus. Untuk struktur demikian dapat dipertimbangkan jarak konektor pada interval yang luas untuk mencegah area tarik yang tinggi pada bagian atas sayap gelagar. Situasi ini terjadi pada lokasi momen negative. Untuk area momen negative seperti ini, AASHTO tidak *menyaratkan shear connector*, menyediakan tulangan baja pada pelat beton tidak diambil sebagai bagaian penampang komposit keseluruhan (AASHTO 10.52.1). Jika tulangan baja dalam area momen negative dipertimbangkan sebagai bagian penampang komposit, *shear connector* dapat diabaikan.

Shear stud dapat berjarak sama dengan melalau panjang gelagar berdasarkan rentang geser pada perletakan. Ekonomi yang lebih besar, tapi, dapat disadari dengan menggunakan variabel jarak berdasarkan geser horizontal sepanjang gelagar. Untuk yang sederhana, itu berarti bahwa akan menjadi lebih besar jumlah *shear stud* pada ujung balok daripada pusat bentang.

2. Penambahan Constraint geometri

Sebagai tambahan untuk jarak longitudinal *shear connector*, ada parameter geometri yang lain yang mempengaruhi ukuran dan menempatkan shear stud connector. Dalam arah melintang, *shear stud* dalam baris sebaiknya tidak lebih kecil dari 1 inch dari tepi sayap gelagar ke tepi shear connector. Jarak minimum diantara shear stud didefenisikan sebagai (AASHTO 10.38.2.4) :

$$S \geq 4d \quad (2.31)$$

Dimana :

S = jarak center ke center diantara konektor dalam baris

d = diameter stud

Juga akan ada paling sedikit 50 mm pentutup beton melebihi *shear connector*. Shear stud juga akan diteruskan pada 50 mm dibawah pelat *deck* beton. Pembatasan geometri yang lain adalah rasio panjang konektor dengan diameter sebaiknya kurang dari 4. Ketika pelat yang menggantung (*haunch*) digunakan melalui bagian atas sayap gelagar, ini jelas mempunyai dampak pada panjang stud yang digunakan.

2.10.2 Kekuatan Ultimate.

Jika konektor telah direncanakan untuk kelelahan, konektor harus diperiksa terhadap kekuatan ultimate. AASHTO menetapkan bahwa kekuatan ultimate dari seluruh *shear connector* harus lebih besar dari atau sama dengan kekuatan ultimate pelat beton dalam tekanan atau gelagar baja dalam tarikan. Lebih kecil dari nilai kedua ini yang diambil.

Kondisi pertama terjadi dalam bentang yang didukung secara sederhana dan kriteria kedua terakhir ditemukan dalam arah longitudinal jembatan menerus. Dengan memperhatikan pada point momen positif maksimum, kekuatan tarik ultimate gelagar baja diberikan sebagai :

$$P_1 = A_s \cdot F_y \quad (2.32)$$

P_1 = gaya tarik dalam gelagar

A_s = luas total gelagar baja meliputi pelat penutup

F_y = Titik leleh minimum dari baja yang digunakan

Kuat tekan ultimate pelat beton diberikan oleh persamaan :

$$P_2 = 0,85f_c' \cdot b_{eff} \cdot t \quad (2.33)$$

Dimana :

P_2 = gaya tekan dalam pelat

f_c' = kuat tekan beton 28 hari

b_{eff} = lebar efektif sayap

t = ketebalan pelat beton

Untuk jenis konektor shear stud, kekuatan ultimate konektor itu sendiri :

$$S_n = 0,5 A \sqrt{f_c' E_c} \leq A \cdot F_u \quad (2.34)$$

Dimana :

S_n = kekuatan nominal *shear connector* tunggal, kg/cm².

A = luas penampang melintang stud

E_c = modulus elastis beton

F_u = kuat tarik *shear stud* yang ditetapkan

Rasio panjang *stud* dengan diameternya sebaiknya lebih besar dari 4. Jika ketiga kekuatan ultimate telah dihitung, itu bisa menghitung jumlah minimum *shear connector* yang disyaratkan. Itu penting dicatat bahwa jumlah *shear connector* dihitung menggunakan kekuatan ultimate mendekati digunakan sebagai pemeriksaan jumlah yang ditentukan menggunakan pendekatan kelelahan. Jumlah *shear connector* ditetapkan untuk perencanaan final harus memenuhi. Kedua kriteria ini (metode kekuatan ultimate bahwa pendekatan alternative, tinggi persyaratan pemeriksaan). Dengan pemikiran ini, jumlah minimum *shear connector* diberikan oleh :

$$N_1 = \frac{P}{\phi S_n} \quad (2.35)$$

dimana :

N_l = jumlah shear connector

P = minimum diantara P_1 dan P_2

ϕ = faktor tahanan = 0,85

S_n = kekuatan nominal shear connector.

Jumlah *shear connector* didefinisikan oleh pers (2.81) adalah jumlah minimum konektor yang disyaratkan diantara titik momen positif maksimum dan perletakan ujung yang berdekatan. Nilai P digunakan lebih kecil dari kekuatan tekan beton ultimate dengan kekuatan tarik baja ultimate dihitung dengan pers. (2.33) dan (2.34)

Table 2.10 menyajikan berbagai nilai kekuatan nominal *shear stud* untuk kekuatan beton yang berbeda. Nilai ini berdasarkan atas pers. (2.35) seperti pers. (2.12) untuk modulus elastis beton normal. Perencana harus menjaga besar nilai ini yang dikalikan dengan faktor tahanan 0,85.

Tabel 2.10 Kekuatan Nominal S_n dalam pounds untuk satu stud dan berat beton normal

Ukuran Stud	f_c' 3000 psi	f_c' 3500 psi	f_c' 4000 psi	f_c' 4500 psi
5/8 in	15.122	16.975	18.763	20.496
¾ in	21.775	27.019	27.019	29.514
7/8 in	29.638	36.775	36.775	40.172

Sumber potensial lain untuk kesalahan adalah jika perencana menggunakan lebar sayap efektif yang ditransformasi dengan pers. (2.33). Lebar sayap efektif penuh dari pelat sebaiknya digunakan menghitung kekuatan tekan ultimate dari pelat beton.

Luasan diantara momen positif maksimum dan momen negative maksimum yang berdekatan. Jumlah minimum *shear connector* yang disyaratkan diberikan oleh :

$$N_2 = \frac{P + P_3}{\phi \cdot S_n} \quad (2.36)$$

Dimana :

N_2 = jumlah *shear connector*

P = gaya dalam pelat pada titik momen negative maksimum

ϕ = faktor tahanan = 0,85

S_n = kekuatan nominal *shear connector*.

Gaya dalam pelat pada titik momen negative maksimum diambil nol ketika tulangan ditempatkan pada permukaan bagian atas pelat beton tidak digunakan dalam menghitung propertis penampang komposit menahan momen negative. Sebaliknya, gaya ini dihitung oleh berikut :

Untuk LRFD, P_3 diambil sebagai terbesar dari :

$$P_3 = A_s \cdot F_y \quad (2.36a)$$

$$P_3 = 0,45 f_c' \cdot b_{eff} \cdot t \quad (2.36b)$$

Dimana :

P_3 = gaya dalam pelat pada titik momen negative maksimum

A_s^r = luas total tulangan dalam lebar sayap efektif pada perletakan interior

F_y^r = tegangan leleh minimum besi tulangan

b_{eff} = lebar sayap efektif.

t = ketebalan pelat beton

A_s = total area penampang melintang gelagar

F_y = tegangan leleh gelagar.

Catat bahwa spesifikasi AASHTO LRFD mengambil pendekatan yang lebih konservatif yang bersesuaian dengan pelat beton dalam tarikan daripada spesifikasi

standart AASHTO. 45% kekuatan tekan *deck* beton mewakili kombinasi kontribusi tulangan *deck* dan kekuatan tarik beton. Dalam spesifikasi standart AASHTO, hanya tulangan dalam *deck* dipertimbangkan menahan tarikan, karena itu menyiaratkan *shear stud* untuk menahan geser horizontal pada area momen negative.

Dalam area momen positif, tulangan longitudinal diabaikan karena pengaruhnya tidak ada. Dalam area momen positif, tekanan diambil sampai pelat dan tarikan oleh gelagar baja.

Apakah tulangan diambil atau tidak sebagai bagian penampang komposit, tapi pilihan yang mana ditinggikan untuk desainer. Seperti yang disebutkan diatas, jika tulangan longitudinal tidak diambil sebagai bagian dari penampang komposit, nilai P_3 nol. Jika kasusnya seperti ini, maka penambahan *shear connector* harus diberikan pada titik lenturan yang berlawanan.

Jumlah penambahan *shear connector* yang disyaratkan pada titik kontra lenturan untuk setiap balok diberikan sebagai :

$$N_c = \frac{A_r^s \cdot f_r}{Z_r} \tag{2.37}$$

Dimana :

N_c = jumlah penambahan konektor yang disyaratkan

A_r^s = total luasan pelat memanjang untuk setiap balok melalui perletakan interior

f_r = range tegangan akiabat beban hidup ditambah kejut dalam tulangan pelat melalui perletakan

Z_r = range ijin geser horizontal (tabel 2.8 dan pers. 2.72)

Jika perhitungan akurat dari f_r tidak didapatkan, asumsikan nilainya 10.000 psi dapat digunakan. Konektor tambahan ini ditempatkan berikutnya pada titik kontra lenturan beban mati didalam jarak yang mana didefenisikan sebagai :

$$d = \frac{b_{eff}}{3} \tag{2.38}$$

Setiap lapangan sambungan sebaiknya ditempatkan sedemikian sehingga tidak diganggu oleh *shear connector*.

2.10.3 Pelat Perkuatan Sayap

Pelat perkuatan sayap dilas pada bagian bawah sayap dari penampang gelagar. Ketika penampang gelagar tidak memenuhi persyaratan desain balok, pengelasan plat perkuatan dapat menjadi jalan menaikkan properti penampang dari balok komposit.

1. Keuntungan Plat Perkuatan

Keuntungan utama dari plat perkuatan dapat diringkas sebagai berikut :

- Menambah modulus penampang dari balok komposit
- Menurunkan kebawah pusat berat gelagar
- Mengurangi biaya konstruksi

Penambahan plat perkuatan tidak akan hanya menambah luas balok baja, juga akan menambah lengan momen d , dan secara signifikan menambah kekuatan momen. Dengan memperhatikan kepada kemajuan yang ketiga untuk menambah plat perkuatan, ada beberapa alasan yang harus disertakan. AISC tidak memasukkan plat perkuatan dalam balok komposite-nya karena mereka menemukan bahwa biaya fabrikasi terlalu besar untuk pemasangannya. Jika ini terjadi, ketika menggunakan pelat perkuatan menjadi alternative yang efektif untuk menyederhanakan memilih penampang yang lebih besar.

2. Luas Pelat Perkuatan Sayap

Dari titik pandang perencanaan ada dua pertimbangan utama yang mana desainer harus memasukkan ketika menambah pelat perkuatan sayap pada gelagar :

- Luas plat
- Panjang pelat

Dengan memperhatikan pada plat, ini adalah fungsi dari momen maksimum berfaktor dari gelagar. AASHTO menetapkan ketebalan plat perkuatan yang dilas kepada balok sebaiknya tidak lebih besar dari dua kali ketebalan sayap gelagar. Lebar pelat perkuatan, dapat lebih besar atau lebih kecil dari sayap bagian bawah gelagar. Lebar pelat, sebaiknya dikonfirmasi kepada kriteria pengelasan AASHTO.

Perencana harus meng-asumsikan penampang balok awal untuk digunakan. Jika kekuatan momen penampang komposit lebih kecil dari momen berfaktor. Pelat perkuatan ditambahkan pada bagian bawah sayap. Luas penampang pelat perkuatan dapat dipilih sebagai luas awal gelagar dikali persentase kekuatan momen.

Ketika pelat perkuatan telah dipilih, kekuatan penampang komposit dibutuhkan untuk menghitung kembali dan untuk mengkonfirmasi kekuatan momen cukup untuk menahan momen berfaktor.

3. Panjang Pelat Perkuatan Sayap

Panjang pelat perkuatan sayap umumnya ditentukan dengan momen lentur sepanjang gelagar. Pelat perkuatan dapat diklasifikasikan sebagai panjang yang penuh, yang berarti bahwa dipasang sepanjang gelagar, atau panjang sebagian, yang berarti mereka ditempatkan disekitar pusat balok pada *offset* dari setiap perletakan.

Lokasi dimana ujung pelat perkuatan parsial disebut sebagai titik potong (*cutoff point*). Titik potong ini dapat didefinisikan sebagai titik dimana diagram momen untuk balok tanpa pelat perkuatan memotong diagram momen untuk balok dengan pelat perkuatan. Gambar 2.9 menunjukkan pelat perkuatan parsial sepanjang penggambaran grafis dari lokasi titik potong.

Untuk menentukan panjang pendekatan dari pelat perkuatan yang disyaratkan melalui penggunaan ekspresi matematis berdasarkan geometri parabolik dari diagram momen lentur. Titik potong, diilustrasikan dalam gambar 3.9 sebagai dimensi x , dapat dihitung menggunakan rasio :

$$\frac{x^2}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} = \frac{b}{y} \quad (2.39)$$

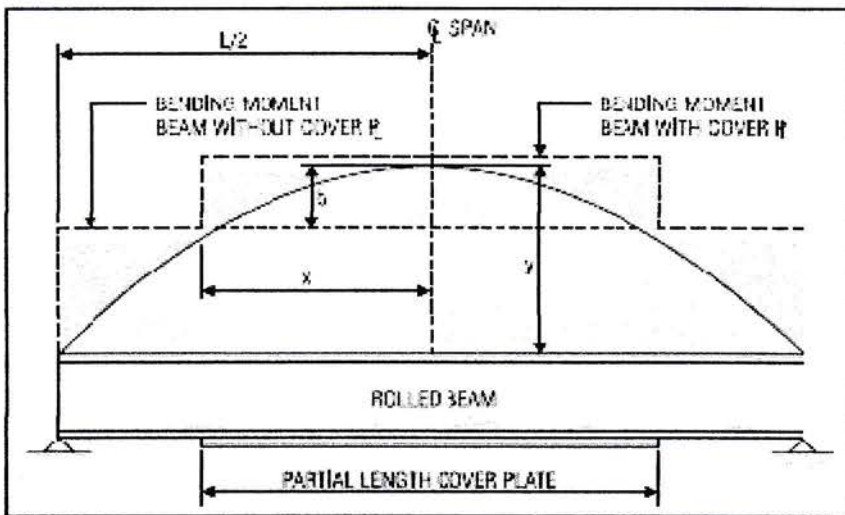
dimana :

x = setengah panjang teoritis pelat perkuatan sayap

L = panjang bentang

b = perbedaan diantara momen tahanan balok dengan pelat perkuatan dan tanpa pelat perkuatan

y = momen tahanan balok dengan pelat perkuatan.



Gambar 2.9 penggambaran grafis titik potong pelat perkuatan berdasarkan kapasitas momen lentur

Momen tahanan dihitung menggunakan persamaan 2.54 untuk balok dengan dan tanpa pelat perkuatan disertakan kepada balok gelagar, disajikan penampang adalah penampang kompak.

AASHTO menetapkan panjang minimum pelat perkuatan ditambahkan kepada balok sebagai (AASHTO 10.13.1)

$$L_p > 2d + 3 \quad (2.40)$$

dimana :

L_p = panjang pelat perkuatan, m

d = tinggi balok, m

Selanjutnya, ujung dari pelat perkuatan sebaiknya diteruskan hingga ujung teoritis dengan jarak terminal, dan itu akan diteruskan hingga penampang dimana rentang tegangan dalam sayap balok sama dengan rentang tegangan leleh ijin untuk dasar metal yang berdekatan dengan atau dihubungkan dengan panjang yang dihitung, jarak terminal ditambahkan untuk ujung yang lain, yang mana :

- 2 kali pelat perkuatan nominal untuk pelat perkuatan yang tidak dilas menyeberang pada ujungnya.
- 1 ½ kali lebar pelat perkuatan nominal untuk pelat perkuatan yang dilas menyeberang pada ujungnya.

Pembatasan geometri yang lain, yang mana perencana harus mengobservasi, lebar ujung pelat perkuatan tidak boleh kurang dari 76 mm. (AASHTO 10.13.4)

1. Kelelahan – Spesifikasi LRFD AASHTO

Dalam spesifikasi LRFD, kondisi batas kelelahan (*fatigue limit state*) digunakan untuk menghitung tegangan kelelahan dan hanya satu truk yang dipertimbangkan kedalam perhitungan.

Struktur direncanakan untuk masa layan 75 tahun, jadi tegangan leleh ijin bergantung kepada kategori kelelahan, dan jumlah truk rata-rata setiap hari yang melintas, yang mana diekspresikan sebagai :

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3} \geq \frac{1}{2} \Delta F_{TH} \quad (2.41)$$

dimana :

N = jumlah siklus struktur ditujukan untuk beban truk

A = konstanta kategori detail dalam Mpa (lihat tabel 2.13)

$(DF)_{TH}$ = konstanta kelelahan amplitude thresholds dalam Mpa

Tegangan dihitung menggunakan kombinasi beban kondisi batas kelelahan sebaiknya tidak melebihi tegangan leleh ijin yang diekspresikan dalam persamaan 3.89.

2.10.4 Lendutan

Perencana juga harus memeriksa lendutan yang disebabkan oleh beban hidup ditambah kejut pada gelagar untuk memastikan bahwa itu berada dibawah nilai maksimum tertentu. Dalam spesifikasi AASHTO LRFD, pemeriksaan lendutan akibat beban hidup adalah pilihan (*opsional*).

Perhitungan eksak dari lendutan akibat beban hidup dapat menjadi agak kompleks jika balok tidak prismatis. (misalnya, balok tidak melewati penampang melintang yang konstan). Contoh yang umum adalah balok non-prismatis dengan pelat perkuatan sayap. Sebagai penyederhanaan, lendutan dihitung berdasarkan momen inersia balok pada titik momen positif maksimum, sehingga dengan demikian, variasi geometri penampang diabaikan. Meskipun tingkat kesalahan tertentu diperkenalkan sebagai hasil dari asumsi ini, untuk kondisi yang paling umum deviasi diabaikan.

Untuk menghitung lendutan akibat beban hidup, metode konvensional dari mekanika struktural dapat ditugaskan. (misalnya, metode balok konjugasi). Lendutan aktual, secara tipikal 15 sampai 20 persen lebih besar dari nilai yang dihitung. Ini bertambah akibat variasi faktor, terutama yang menambah kekakuan penampang komposit. Kekakuan yang tinggi dapat secara potensial menambah persentase lendutan akibat geser.

Perencana harus menginvestigasi lendutan untuk semua dari ketiga kondisi pembebanan : beban mati, beban mati tambahan, dan beban hidup ditambah kejut. Lendutan maksimum akibat beban mati dihitung menggunakan :

$$\Delta_{DL/SDL} = \frac{5wl^4}{384 EI} \quad (2.42)$$

Dimana :

$\Delta_{DL/SDL}$ = lendutan akibat beban mati atau beban mati tambahan

w = beban terbagi rata

L = panjang bentang

E = modulus elastis baja yang digunakan sebagai balok

I = momen inersia penampang.

Tanda yang sama diterapkan sebelumnya dengan memperhatikan kepada momen inersia. Penampang baja hanya diambil untuk beban mati dan penampang komposit dengan $k = 3$ untuk beban mati tambahan.

Sebagai tambahan untuk mengetahui lendutan maksimum akibat beban mati, juga dibutuhkan untuk menghitung lendutan akibat beban mati sepanjang bentang. Pada point sepanjang balok, lendutan akibat beban terbagi rata atau beban mati tambahan diberikan oleh :

$$\Delta_x = \frac{wx}{24 EI} (L^3 - 2Lx^2 + x^3) \quad (2.43)$$

Dimana :

Δ_x = lendutan pada titik x pada balok

x = jarak dari perletakan

Lendutan sepanjang bentang akibat beban mati harus dihitung untuk beragam alasan.

Beberapa hal utama menggunakan lendutan menjadi :

- Menghitung elevasi jalan
- Menghitung variasi ketinggian haunches pelat deck
- Menghitung camber balok

Untuk perhitungan yang paling akurat dari lendutan akibat beban hidup, truk sebaiknya ditempatkan untuk menghasilkan momen maksimum. Sebagai pendekatan, dapat dibuat dimana beban terpusat ditempatkan pada tengah bentang dan lendutan maksimum dihitung dengan ekspresi berikut :

$$\Delta_{LL+I} = \frac{PL^3}{48EI} \leq \frac{1}{800} L \quad (2.44)$$

dimana :

Δ_{LL+I} = lendutan akibat beban hidup ditambah kejut.

P = beban terpusat

Beban terpusat P dapat diambil sebagai :

$$P = \text{beban roda DF (1+I)} \quad (2.45)$$

Dimana :

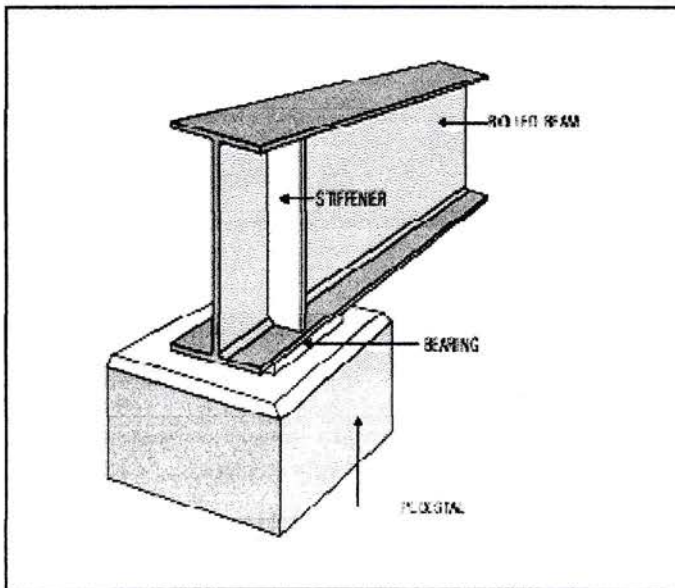
DF = factor distribusi beban roda

I = faktor kejut

Alasan lain pembatasan lendutan adalah untuk meminimalkan getaran yang berlebihan pada struktur dan mengurangi resiko kejut untuk elemen utama oleh lalu lintas dibawah (*underpass*).

2.11 Bantalan Untuk Gelagar

Bantalan adalah sistem mekanikal yang memindahkan beban dari superstruktur ke substruktur. Dalam suatu cara, bantalan dapat membawa permukaan diantara superstruktur dan substruktur. Untuk memindahkan beban vertikal kepada komponen substruktur. (misalnya : pilar dan abutmen). Bantalan juga menyediakan perpindahan akibat pengaruh suhu dan kontraksi perpindahan rotasi yang berkaitan dengan lendutan elemen utama. Gambar 3.10 menunjukkan pemakaian bantalan pada ujung gelagar jembatan.



Gambar 2.10 Bantalan yang dipasang diatas abutmen

Pentingnya bantalan tidak dapat diabaikan. Bantalan menjadi beku akibat korosi, disumbat oleh kotoran, atau gagal untuk fungsi awal perencanaannya, dapat mengurangi tegangan tinggi dan secara potensial kegagalan bentang individual atau keseluruhan struktur. Pentingnya bantalan pada perencanaan jembatan sering tidak diperhatikan karena beberapa perencana jembatan mempercayakan pada manufaktur untuk perencanaan bantalan. Dalam beberapa kasus, insinyur jembatan dan hanya menetapkan kondisi beban dan perpindahan bantalan harus diakomodasi. Praktek ini, merubah insinyur jembatan menjadi kepedulian dari beberapa nuansa yang dihubungkan dengan perencanaan jembatan.

1. Gaya Yang Bekerja Pada Jembatan

Bantalan jembatan direncanakan untuk mengakomodasi perpindahan gaya dan perpindahan struktur. Gaya yang diterapkan untuk bantalan jembatan dan dapat diidentifikasi sebagai :

- Reaksi
- Gaya Longitudinal

- Gaya Transversal
- Gaya Uplift

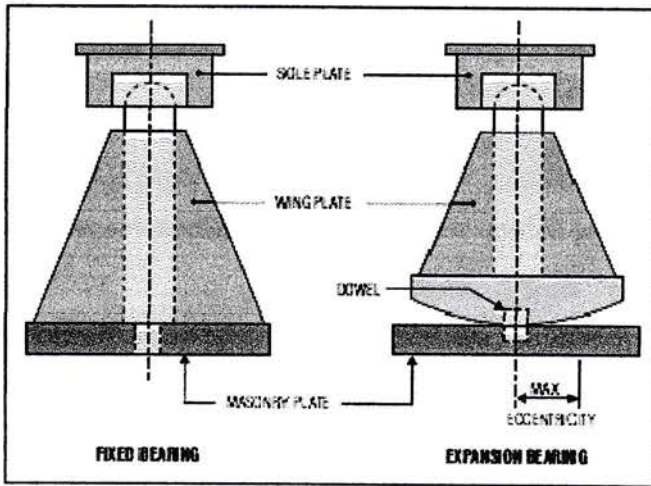
Gaya reaksi pada bantalan dihasilkan oleh reaksi ujung dari elemen utama yang bekerja secara langsung pada pusat bantalan (permukaan) struktur. Reaksi dihasilkan dari beban mati dan hidup yang bekerja pada struktur. Gaya longitudinal dan melintang pada bantalan, dapat muncul dari beban hidup, angin, dan gempa. Sebagai tambahan untuk kondisi beban seismik, beban angin, ekspansi termal dan kontraksi, dan kondisi pembebanan yang lain dapat memberikan sebahagian atau seluruh bebannya dalam bentuk gaya melintang dan longitudinal yang bekerja pada bantalan.

Gaya melintang umumnya ditahan oleh baut angker bantalan. Gaya melintang juga akan membuat momen bekerja pada bantalan sama dengan besar dari gaya dikali tinggi bantalan. Ini dapat menghasilkan momen yang besar untuk bantalan yang sangat tinggi. Gaya longitudinal bekerja dalam arah sejajar dengan *centerline* struktur. Contoh lain dari gaya longitudinal yang bekerja pada bantalan akan menjadi gaya yang dihasilkan dari gaya rem kendaraan.

2. Perpindahan Bantalan

Detail tipikal bantalan terjepit dan ekspansi disajikan dalam gambar 3.11 sementara bentuk dan ukuran bantalan dapat sangat bervariasi dari jembatan yang satu ke jembatan yang lain. (misalnya bantalan besi rocker vs bantalan elastomer), ditujukan untuk fungsi yang sama. Secara umum, perpindahan diakomodasi oleh bantalan jepit dan ekspansi dapat diklasifikasi sebagai berikut :

- Bantalan jepit mengijinkan hanya untuk rotasi
- Bantalan ekspansi mengijinkan rotasi dan perpindahan longitudinal
- Bantalan multi- arah mengijinkan rotasi dan translasi untuk semua arah.



Gambar 3.11 Detail bantalan jepit dan ekspansi

Bantalan jepit akan mengijinkan rotasi dari lendutan superstruktur dan menyajikan kekangan translasi. Bantalan jepit mungkin mengijinkan rotasi dan translasi, meskipun mereka dikekang dalam arah melintang. Untuk bentang yang sangat pendek, rotasi ujung dapat diabaikan.

Perpindahan bantalan dapat di-inisiasi dengan salah satu deformasi kondisi pembebanan. Kondisi pembebanan ini meliputi perpindahan akibat rangkai, susut, penurunan, up-lift, dan gaya termal. Sebagai tambahan perpindahan akibat pembebanan deformasi, beberapa kondisi pembebanan sementara dapat juga perpindahan diawali dalam bantalan. Contoh ini akan menjadi perpindahan dihasilkan dari penerapan gaya gempa.

3. Jenis Bantalan

Bantalan memiliki bentuk dan ukuran yang berbeda. Kemampuan dapat diterapkan untuk jenis bantalan tertentu akan bervariasi bergantung kepada beban dan perpindahan bantalan yang disyaratkan untuk berkelanjutan. Penggunaan bantalan terbuat dari sintetik, material elastomer telah semakin populer. Berikut disajikan beberapa jenis bantalan jembatan yang utama digunakan sekarang :

a. Bantalan Rocker

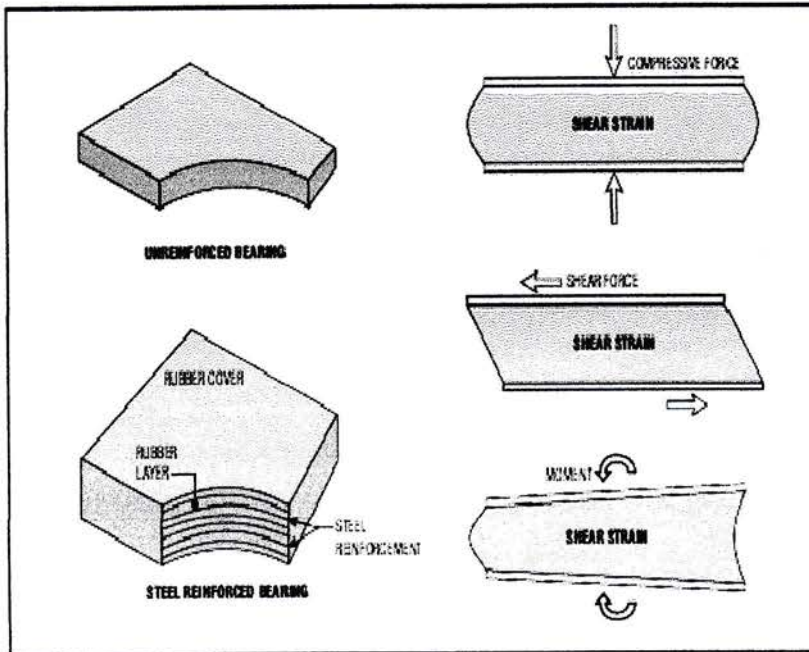
Bantalan *rocker* adalah jenis bantalan pin, yang digunakan untuk mengakomodasi lendutan beban hidup yang besar (seperti beban vertikal). Jenis bantalan ini digunakan untuk bentang yang panjang (15,2m) dan keatas. Bantalan terbuat dari besi, dihubungkan dengan substruktur melalui penggunaan pelat baja masonry. Hubungan kepada elemen utama dibuat menggunakan pelat baja yang dilas atau dibaut pada bagian bawah sayap kepada elemen utama.

Untuk mencegah *rocker* dalam bantalan dari pergeseran, pin digunakan menahan gaya melintang yang dapat secara potensial membuat situasi demikian.

b. Bantalan Elastomer

Bantalan elastomer dapat dibuat dari *pad* elastomer yang tidak diberi tulangan atau bantalan elastomer bertulang. Bantalan elastomer bertulang yang difabrikasi disatukan secara bersama dari karet (baik natural atau sintetik) dan besi. Karet dan besi disatukan secara bersama kedalam massa yang padat yang mana bebas dari pori. Sebagai bantalan yang dibebani, material elastomer akan ditujukan untuk berdeformasi. Sebuah ilustrasi bantalan elastomer yang tidak diberi tulangan dan yang diberi tulangan disajikan dalam gambar 3.12. itu juga mungkin bahwa bantalan elastomer diberi tulangan dengan fabrikasi tanpa besi.

Besi berlapis-lapis dalam bantalan elastomer yang menyediakan kekangan yang disediakan oleh gesekan diantara *pad* dan permukaan bantalan. Perpindahan bantalan elastomer diakomodasi oleh distorsi material bantalan. Bantalan elastomer ekspansi direncanakan untuk mengatur perpindahan horizontal dan geser. Bantalan elastomer jepit dikekang untuk perpindahan horizontal melalui penggunaan dari angker yang diteruskan dari superstruktur, melalui bantalan, dan kemudian angker kedalam dudukan jembatan substruktur. Plat beban dapat juga disediakan pada bagian atas bantalan dan dibawah untuk mendistribusikan beban dan memegang bantalan pada tempatnya



Gambar 2.12 Bantalan elastomer yang diberi tulangan dan tanpa tulangan dengan regangan dan deformasi untuk tekanan, geser, dan rotasi.

BAB III

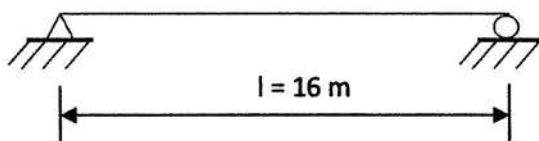
PERENCANAAN GELAGAR JEMBATAN

KRITERIA DESAIN :

- Spesifikasi Peraturan : Spesifikasi Jembatan LRFD AASHTO 2005
- Metodologi Perencanaan : Load Factor and Resistance Design (LRFD)
- Persyaratan Beban Hidup : H20-44 Truk Load (25 ton)
- Lebar Jalur Lalu Lintas : 10,00 m
- Panjang Jembatan : 16,00 m
- Kekuatan leleh baja structural, $F_y = 400$ Mpa, $F_u = 500$ Mpa
- Kekutan tekan beton 28 hari, $f'_c = 28$ Mpa
- Kekuatan besi tulangan, $f_y = 420$ Mpa
- Berat isi baja : 7850 kg/m³
- Berat isi beton bertulang, $\gamma = 2400$ kg/m³
- Modulus elastic baja, $E_s = 200.000$ Mpa
- Modulus Elastis beton, $E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 24863$ Mpa
- Modulus rasio, $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{24863} = 8$
- Lebar trotoar = 20 cm
- Tebal lantai beton, $t_b = 20$ cm
- Tinggi tiang sandaran = 100 cm
- Lebar tiang sandaran, = 15 cm
- Jarak - jarak gelagar diaphragm = 2m → WF 250x125
- Banyak gelagar diaphragm, $n = 16/2 + 1 = 9$ buah
- Tinggi pelat lantai yang menggantung (haunch slab) = 60 mm.

Lantai Jembatan

- Berat isi aspal (latex), $\gamma_{aspal} = 2250$ kg/m³.
- Tebal aspal = 0,05 m



Penampang Melintang Jembatan

3.1 PRADIMENSI AASHTO

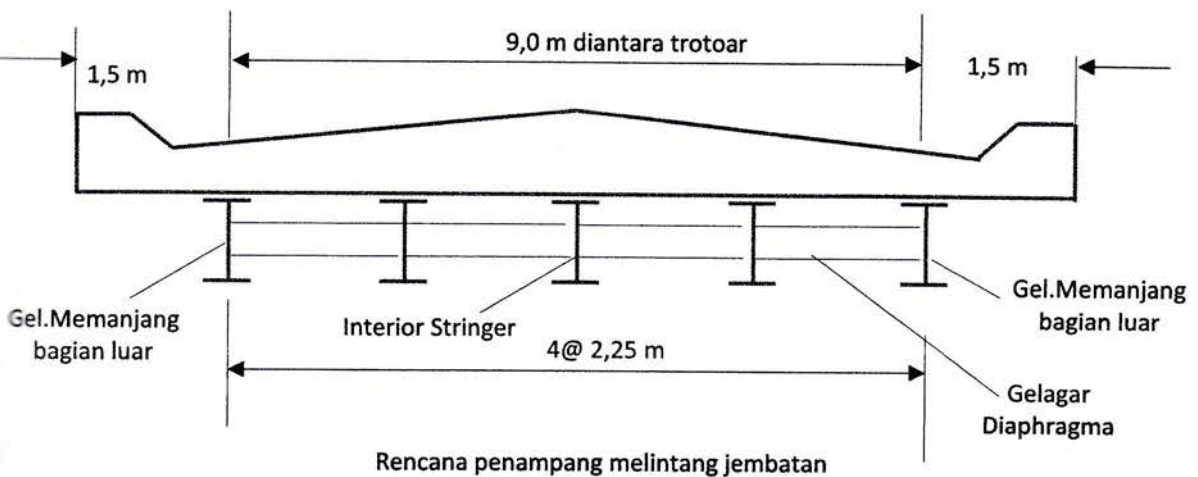
- Jarak-jarak gelagar memanjang :

$$L_0 = b/4 = 9/4 = 2,25 \text{ m (5 buah gelagar induk)}$$

- Tinggi gelagar

$$H = \left(\frac{1}{27}\right) l = \left(\frac{1}{27}\right) 16 = 0,59 \text{ m} = 59 \text{ cm}$$

Diambil profil gelagar memanjang WF 600 x 300



Lebar efektif Sayap

- a. Balok tepi

$$b_{\text{eff}} = L/12 = 1600/12 = 133,33$$

$$= 6tb = 6(20) = 120 \text{ cm}$$

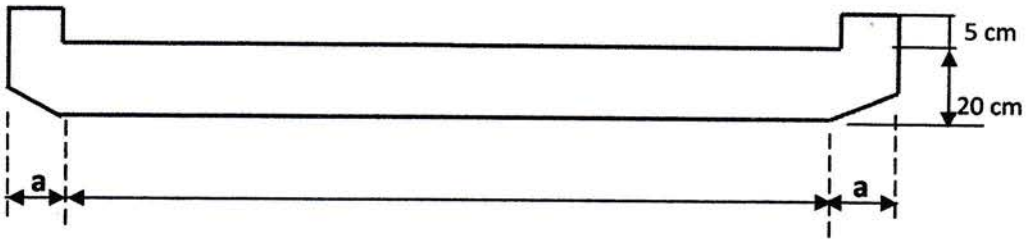
- b. Balok tengah

$$b_{\text{eff}} \begin{cases} 1/4l = 1/4(1600) = 400 \text{ cm} \\ L_0 = \text{as ke as} = 225 \text{ cm} \\ 12tb \text{ pelat beton min} = 12 \times 20 = 240 \text{ cm} \end{cases}$$

Ambil b_{eff} yang terkecil dari balok tengah = 225 cm

3.2 Lebar Lalu Lintas (b) :

$b = 9 \text{ m} \rightarrow$ dua jalur

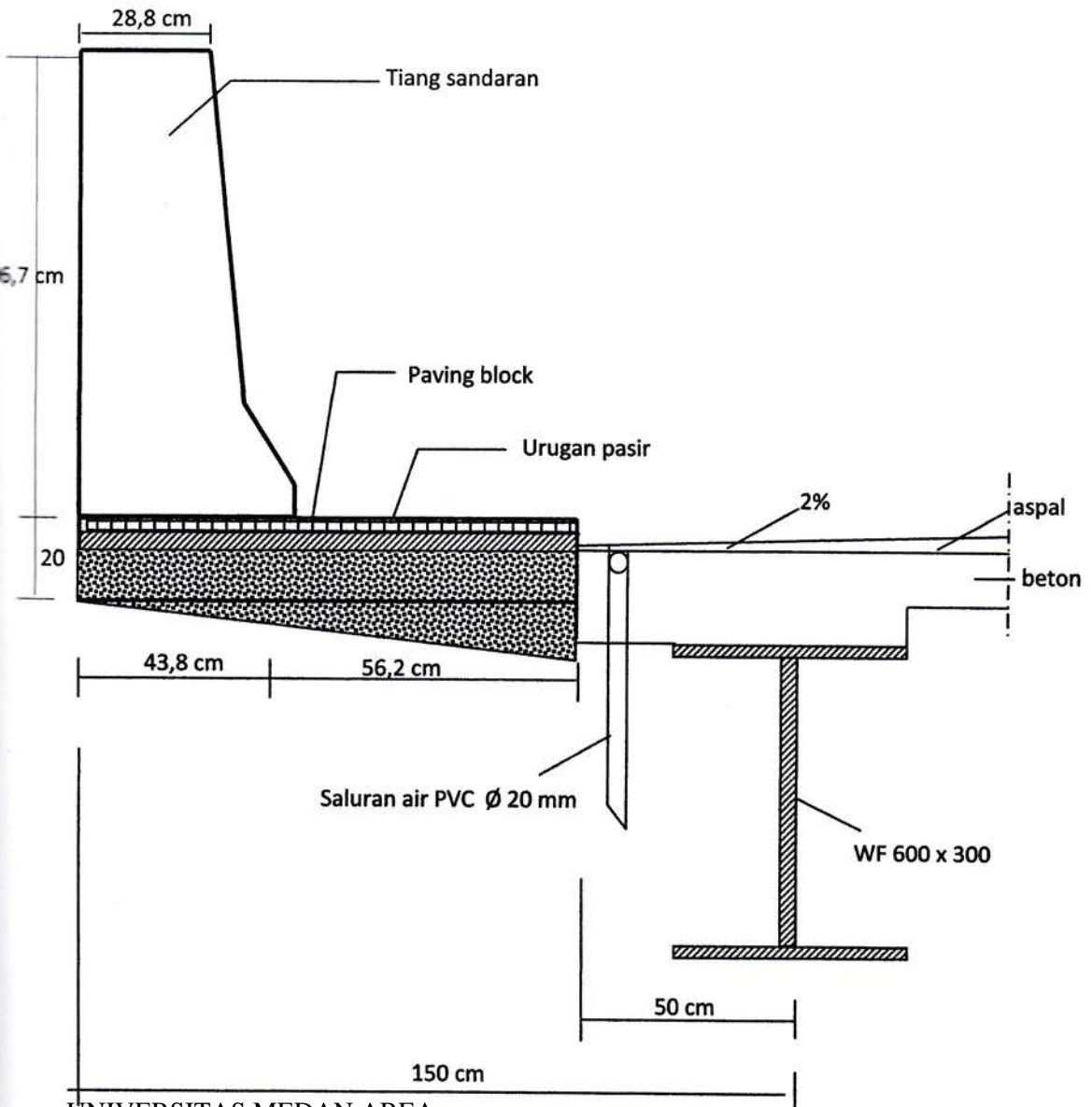


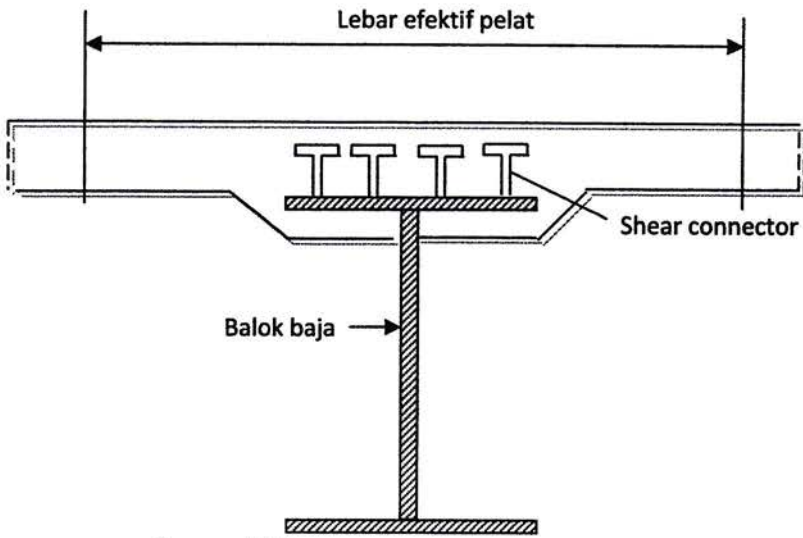
Gbr. Penampang Melintang Jembatan

$a =$ lebar trotar

$b =$ lebar jalur kendaraan

Sketsa Lantai trotoar



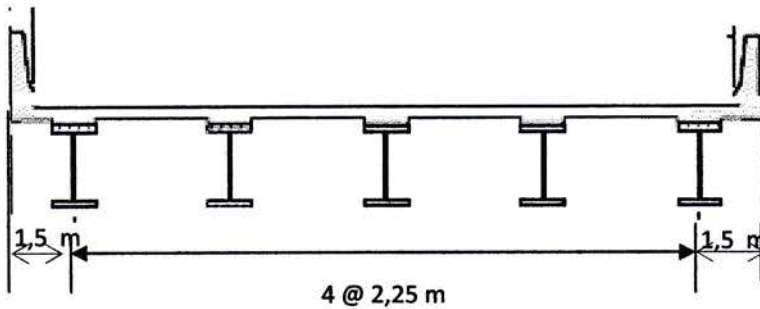


$$b_{eq} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{225}{8} = 28 \text{ cm}$$

$$F_{eq} = b_{eq} \times t_b = 25 \times 20 = 500 \text{ cm}^2.$$

3.3 PERENCANAAN PELAT LANTAI BETON BERTULANG

- H 20-44 Truck Load (25 ton).



Penampang Melintang

Pelat dianggap diletakkan diatas bebarapa perletakan. Struktur pelat menjadi *menerus*. Metode analisa yang dilakukan adalah Metode emperis menurut peraturan dari AASHTO. Tulangan utama *tegak lurus* arah jembatan.

Propertis Deck (lantai) :

Jarak antar gelagar induk = 2,25 m = 2250 mm.

Jumlah gelagar induk = 5

Penutup beton bagian atas = 6 cm = 60 mm.

Pentutup beton bagian bawah = 2,5 cm = 25 mm

Berat isi beton bertulang, $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$.

Kekuatan tekan beton 28 hari, $f_c' = 28 \text{ Mpa}$

Kekuatan tulangan $f_y = 420 \text{ Mpa}$.

Tebal pelat lantai beton = 20 cm

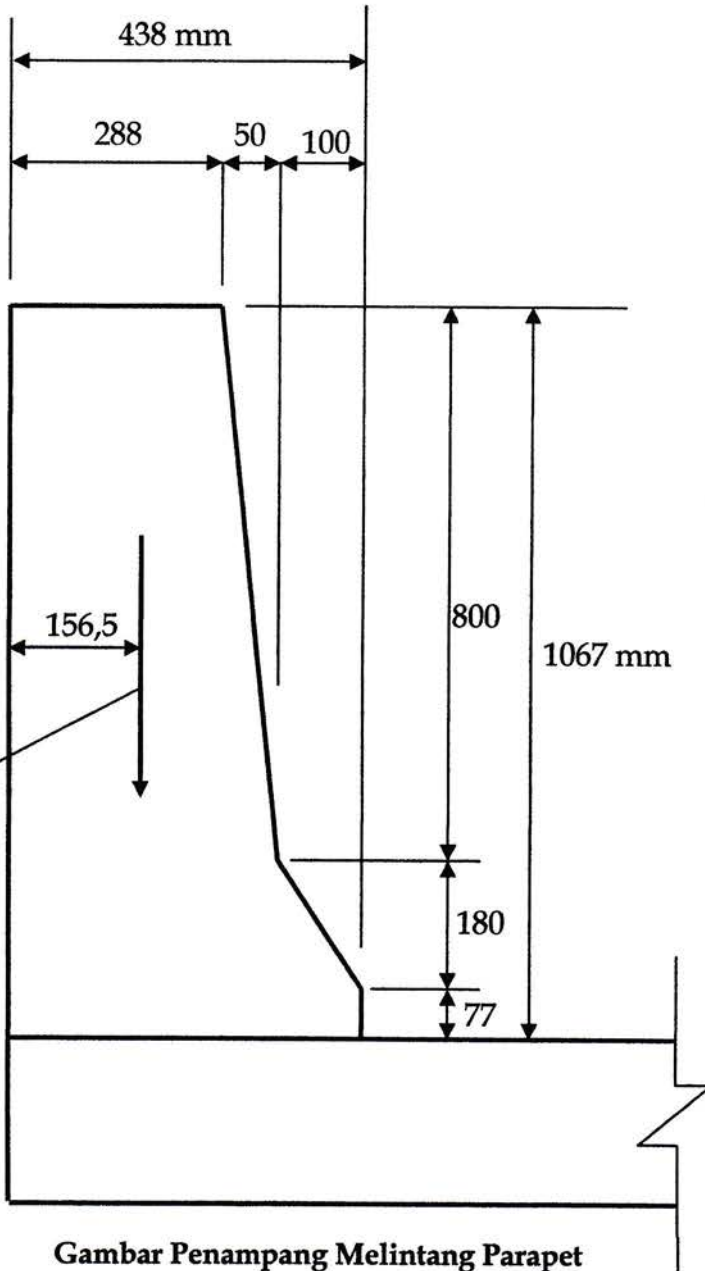
Properties trotoar (curb)

Lebar trotoar = 1000 mm

Tebal trotar = 1000 mm

Propertis Tiang Sandaran (Parapet) :

Berat per meter :	$W_{par} = 789 \text{ kg/m}$
Lebar dasar :	$w_{base} = 438 \text{ mm}$
Kapasitas momen pada dasar :	$M_{co} = 125478 \text{ N}$
Tinggi parapet :	$H_{par} = 1067 \text{ mm}$
Panjang kritis pola keruntuhan garis leleh :	$L_c = 3600 \text{ mm}$
Tahanan melintang total parapet,	$R_w = 522,22 \text{ kN}$



Persyaratan :

Selimut beton bagian atas (top) = 60 mm (min)

Selimut beton bagian bawah (bottom) = 25 mm (min)

$f_c' = 28 \text{ Mpa}$

Faktor Beban Mati :

- **Untuk pelat dan trotoar**

Maksimum $\gamma_p \text{ DC max} = 1,25$

Minimum $\gamma_p \text{ DC min} = 0,90$

- **Untuk Wearing surface :**

Maksimum $\gamma_p \text{ DW max} = 1,50$

Minimum $\gamma_p \text{ DW min} = 0,65$

Menghitung Panjang bentang efektif

Jarak as-as gelagar induk ($l_0 = 225 \text{ cm}$)

$S_{\text{eff}} = \text{Jarak diantara sayap} + 0,5 \text{ lebar sayap atas}$

Lebar sayap atas = 30 cm untuk WF 600 x 300

Jarak antara sayap = $l_0 - 2 (b_f \text{ top})/2$

$= 2,25 \text{ m} - 2(0,3/2) = 1,95 \text{ m}$

$S = 1,95 + (0,5)(0,3) = 2,1 \text{ m}$

Jarak minimum dari center roda kendaraan rencana untuk disamping trotoar = 300 mm

Jarak minimum diantara roda dari dua kendaraan yang berdekatan = 1200 mm

Dynamic load allowance, IM = 0,33

Faktor beban untuk beban hidup- Strength I : $\gamma_{LL} = 1,75$

Multiple presence factor, m :

Dengan satu jalur dibebani, $m = 1,20$

Dengan dua jalur dibebani, $m = 1,00$

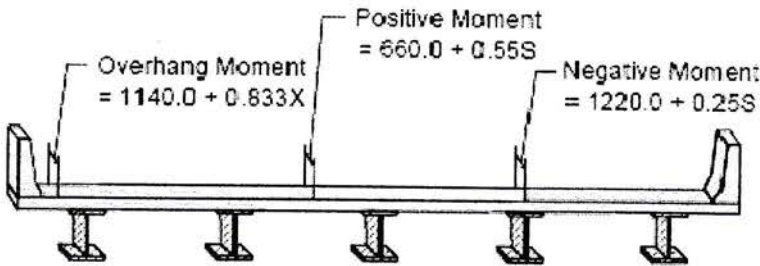
Dengan tiga jalur dibebani, $m = 0,85$

Faktor tahanan untuk Lentur :

Strength limit state $\phi_{str} = 0,90$

Service Limit state $\phi_{serv} = 1,00$

Extreme even limit state $\phi_{ext} = 1,00$



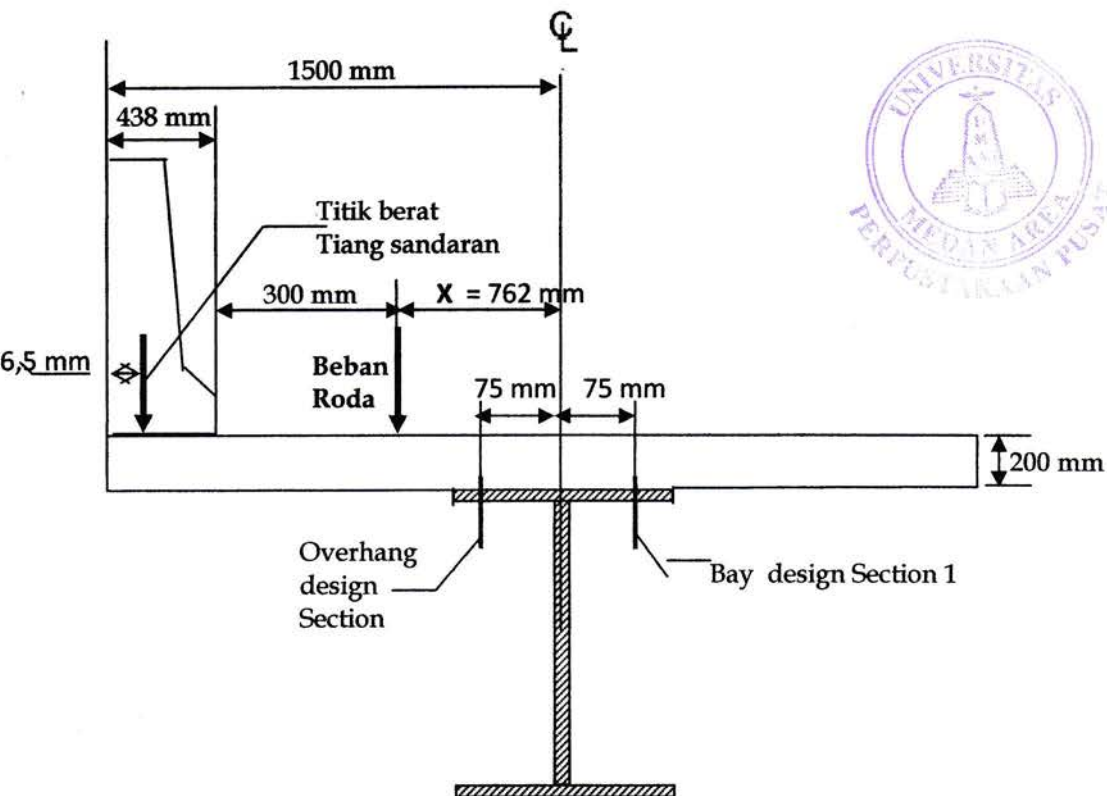
Metode Pendekatan :

Persamaan Strip Equivalent :

- a. Untuk momen overhang = $1140 + 0,833x$ (AASHTO 3.24.5.2)
dimana x = jarak dari beban ke titik perletakan
- b. Untuk momen positif = $660 + 0,55 S$
- c. Untuk Momen Negatif = $1220 + 0,25 S$

3.3.1 Deck Overhang

Deck overhang jembatan harus direncanakan untuk memenuhi beban mati dan hidup.



a. Momen akibat Beban Roda

$P = 36 \text{ kN}$ (beban roda)

$W_c = 1140 + 0,833 \times (AASHTO 3.24.5.2)$, dimana $x =$ jarak dari beban ke titik perletakan.

$$W_c = 1140 + 0,833 (762) = 635 \text{ mm}$$

Gunakan factor multiple presence 1,20 untuk satu jalur dibebani.

Gunakan dynamic allowance, $IM = 0,33$

Faktor beban :

$$\gamma_{LL} = 1,75$$

$$\gamma_p \text{ DC} = 1,25$$

$$\gamma_p \text{ DW} = 1,50$$

$$M_{LL} = \gamma_{LL} (1 + IM) (1,20) \left(\frac{P}{w_{overstrip}} \right) \cdot X$$

$$= 1,75 (1 + 0,33) (1,20) \left(\frac{36000 \text{ N}}{635 \text{ mm}} \right) \cdot 762 \text{ mm}$$

$$= 120.657 \text{ N-mm}$$

b. Momen akibat Beban Mati Tiang Sandaran

$$M_{DC \text{ railing}} = \gamma_p DC \cdot W_{\text{rail}} (1425 \text{ mm} - 156,5 \text{ mm}).$$

$$= 1,25 (789 \text{ kg/m}) (1268,5 \text{ mm}) \cdot 10^{-3}$$

$$= 12.260 \text{ N-mm}$$

c. Momen akibat Beban Mati Pelat

$$M_{DC \text{ plat}} = \gamma_p DC \cdot (t_b)(\gamma_{\text{beton}}) (b_{\text{pl}}) \left(\frac{l}{2} \right)$$

$$= 1,25 (200 \text{ mm})(2400 \text{ kg/m}^3) (1425 \text{ mm}) \left(\frac{1425}{2} \right)$$

$$= 5970 \text{ N-mm}$$

d. Momen akibat Beban Mati aspal (future wearing surface)

$$M_{DC \text{ fws}} = \gamma_p DW \cdot W_{\text{fws}} \frac{[(t_{\text{aspal}}) (b_{\text{aspal}}) \left(\frac{l}{2} \right)]}{2}$$

$$= 1,5 (2250 \text{ kg/m}^3) \frac{[(50 \text{ mm})(1425 \text{ mm} - 438 \text{ mm})^2]}{2}$$

$$= 806 \text{ N-mm}$$

$$M_u = M_{LL} + M_{DC \text{ railing}} + M_{DC \text{ plat}} + M_{DC \text{ fws}}$$

$$= 120.657 + 12.260 + 5970 + 806$$

$$= 139693 \text{ N-mm}$$

Ia. Perencanaan Tulangan

Asumsi kita menggunakan diameter 12 mm

Luas tulangan, 1Ø 12 → A = 113,04 mm²

Selimut beton bagian bawah = 5 cm

Tinggi efektif, $d_e = h_t - d' - \frac{1}{2} \text{Ø}_{\text{tul}} = 20 - 5 - 0,5(1,2) = 14,40 \text{ cm} = 144 \text{ mm}$

Faktor reduksi kekuatan untuk lentur = 0,9

Mu negatif total = 139693 N-mm

$$R_n = \frac{M_u}{\phi_f \cdot b \cdot d^2} = \frac{139693}{0,9(1)(144^2)} = \frac{139693}{18662,4} = 7,48 \text{ N/mm}^2.$$

$$\rho = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1,0 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{28}{400} \left[1 - \sqrt{1,0 - \frac{2 \cdot (7,48)}{0,85 \cdot (28)}} \right]$$

$$\rho = 0,056 \left[1 - \sqrt{1,0 - \frac{14,96}{23,8}} \right]$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,056 [1 - \sqrt{1 - 0,62}] \\ &= 0,056 [1 - 0,61] = 0,056(0,1464) \\ &= 0,02184 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0,056$$

Luas tulangan, $A_s = \rho \cdot b \cdot d^2 = 0,02184 (1\text{mm}) (144^2) = 453 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{\text{luas}}{A_s} = \frac{453}{1,2} = 348 \text{ mm.}$$

Gunakan $\phi 12 @ 348 \text{ mm}$.

3.3.2 Deck Interior

Lebar equivalent strip untuk momen positif :

Untuk $S = 2100 \text{ mm}$

$$W_{\text{pos strip}} = 660 + 0,55 S = 660 + 0,55 (2100) = 1815 \text{ mm}$$

A. Menghitung Momen Positif Akibat Beban Mati

▪ Berat sendiri pelat

$$\begin{aligned} DL_{\text{pelat}} &= (t_b \text{ pelat}) \cdot (b) \times \gamma_{\text{beton bertulang}} \\ &= (0,2)(1) (24 \text{ kN/m}^3) = 4,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$M_{DL \text{ pl}} = \frac{D_L \cdot S^2}{10} = \frac{4,8 (2,1)^2}{10} = 2,1168 \text{ kN-m.}$$

▪ Berat tambahan (Superimposed Load)

$$\text{▪ } DL_{\text{aspal}} = 0,05 (1)(2250) = 112,5 \text{ kg/m} = 1,125 \text{ kN/m}$$

$$M_{DL \text{ aspal}} = \frac{D_L \cdot S^2}{10} = \frac{1,125 (2,1)^2}{10} = 0,496125 \text{ kN-m.}$$

$$\text{▪ } DL_{\text{trotoar}} = 0,2 (1)(24) = 4,8 \text{ kN/m}$$

$$M_{DL \text{ trotoar}} = \frac{D_L \cdot S^2}{10} = \frac{4,8 (2,1)^2}{10} = 2,1168 \text{ kN-m.}$$

Momen Positif Berfaktor akibat beban mati

$$M_{u_{\text{pos dead}}} = [\gamma_p \text{ DC max } (M_{pl}) + \gamma_p \text{ DC max } (M_{\text{trotoar}}) + \gamma_p \text{ DW max } (M_{\text{aspal}})]$$

$$M_{u_{\text{pos dead}}} = [1,25 (2,1168) + 1,25 (2,1168) + 1,50 (0,496125)]$$

$$M_{u_{\text{pos dead}}} = 2,646 + 2,646 + 0,7441875$$

$$= \underline{\underline{6,036 \text{ kNm}}}$$

B. Menghitung Momen akibat Beban Hidup Kendaraan

Untuk $S = 2100 \text{ mm} \rightarrow M_{LL} = 23380 \text{ N-mm}$ (Tabel A.41 AASHTO)

$$M_{u_{\text{pos live}}} = \gamma_{LL} (1 + IM) M_{LL} = 1,75 (1 + 0,33)(23380) = 54417 \text{ N-mm}$$

C. Momen Desain Total Positif

$$M_{u_{\text{pos total}}} = M_{u_{\text{pos live}}} + M_{u_{\text{pos mati}}}$$

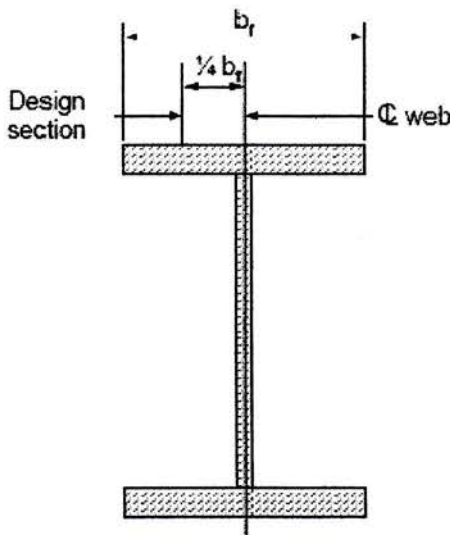
$$= 54417 + 6036$$

$$= \underline{\underline{60453 \text{ N-mm}}}$$

D. Momen Desain Negatif Berfaktor

Lebar sayap profil, $b_f = 300 \text{ mm}$

Penampang deck untuk balok baja untuk Momen Negatif dan gaya geser diambil seperempat dari lebar sayap atas dari centerline badan gelagar



Lokasi penampang rencana

$$\frac{1}{4} bf = 75 \text{ mm}$$

Lebar strip ekuivalen untuk momen negative adalah :

$$\text{Untuk } S = 2100 \text{ mm}$$

Jarak dari CL gelagar induk ke penampang = 75 mm

Dari table A-41 AASHTO diperoleh :

$$M_{LL} = 23190 \text{ N-mm}$$

Momen negative akibat beban mati :

Perhitungannya sama seperti untuk beban hidup

Momen Negatif untuk beban hidup + mati

$$M_{\text{tot}} = 6036 + 23.190 = 29226 \text{ N-mm}$$

E. Perencanaan Lentur Positif Untuk Deck

Asumsi kita menggunakan diameter 12 mm

Luas tulangan, $1\emptyset 12 \rightarrow A = 113,04 \text{ mm}^2$

Selimut beton bagian bawah = 5 cm

Tinggi efektif, $d_e = h_t - d' - \frac{1}{2} \emptyset_{\text{tul}} = 20 - 5 - 0,5(1,2) = 14,40 \text{ cm} = 144 \text{ mm}$

Factor reduksi kekuatan untuk lentur = 0,9

$$M_u \text{ pos total} = 60453 \text{ N-mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi_f \cdot b \cdot d^2} = \frac{60453(1 \text{ mm})}{0,9(1)(144^2)} \frac{60453}{18662,4} = 3,23 \text{ N/mm}^2.$$

$$\rho = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1,0 - \frac{2R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{28}{400} \left[1 - \sqrt{1,0 - \frac{2 \cdot (3,23)}{0,85 \cdot (28)}} \right]$$

$$\rho = 0,056 \left[1 - \sqrt{1,0 - \frac{6,46}{23,8}} \right]$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,056 \left[1 - \sqrt{1 - 0,2714} \right] \\ &= 0,056 \left[1 - 0,8536 \right] = 0,056(0,1464) \\ &= 0,0082 \end{aligned}$$

Luas tulangan, $A_s = \rho \cdot d = 0,0082 (1\text{mm}) (144) = 1,2 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{\text{luas}}{A_s} = \frac{113,04}{1,2} = 94 \text{ mm.}$$

Gunakan $\phi 12 @ 94 \text{ mm}$.

Periksa batas tulangan maksimum.

$T = \text{luas tulangan. } F_y = 113,04 (420) = 47477 \text{ N.}$

$$a = \frac{T}{0,85 f_c' \cdot \text{jaraktulangan}} = \frac{47477}{0,85 \cdot (28) \cdot (446)} = \frac{47477}{10615} = 4,47 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4,47}{0,85} = 5,26$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{5,26}{144} = 0,036 \text{ dimana } \frac{c}{d_e} \leq 0,42 \text{OK}$$

Menghitung distribusi tulangan pada bagian bawah pelat :

Tulangan utama tegak lurus dengan penampang memanjang jembatan

Panjang bentang efektif, $S_e = 2100 \text{ mm}$

$$A_s \text{ bot persen} = \frac{3840}{\sqrt{S}} \text{ dimana } A_s \text{ bot persen} \leq 67\%$$

$$A_s \text{ bot persen} = \frac{3840}{\sqrt{2100}} = \frac{3840}{45,82} = 83,81\%$$

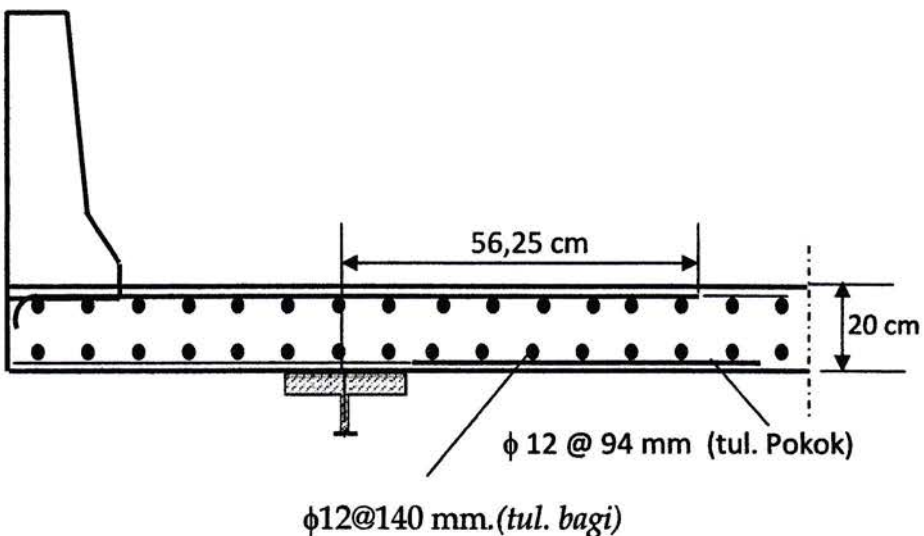
Kita gunakan A_s bot persen 67%

$$\text{Distribusi tulangan} = (A_s)(67\%) = (1,2)(0,67) = 0,804 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Jarak-jarak tulangan} = \frac{A}{A_s} = \frac{113,04}{0,804} = 140,60 \text{ mm}$$

Gunakan $\phi 12 @ 140 \text{ mm}$.

Sketsa Penulangan



F. Perencanaan Untuk Lentur Negative Deck

Luas tulangan, $1\emptyset 12 \rightarrow A = 113,04 \text{ mm}^2$

Tinggi efektif, $d_e = h_t - d' - \frac{1}{2} \emptyset_{tul} = 20 - 6 - 0,5(1,2) = 13,40 \text{ cm} = 134 \text{ mm}$

Faktor reduksi kekuatan untuk lentur = 0,9

$Mu_{\text{pos total}} = 29226 \text{ N-mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi_f \cdot b \cdot d^2} = \frac{29226(1 \text{ mm})}{0,8(1)(134^2)} \frac{29226}{14365} = 2,034 \text{ N/mm}^2.$$

$$\rho = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1,0 - \frac{2R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{28}{420} \left[1 - \sqrt{1,0 - \frac{2 \cdot (2,034)}{0,85 \cdot (28)}} \right]$$

$$\rho = 0,056 \left[1 - \sqrt{1,0 - \frac{4,07}{23,8}} \right]$$

$$\begin{aligned} \rho &= 0,056 \left[1 - \sqrt{1 - 0,171} \right] \\ &= 0,056 \left[1 - 0,9105 \right] = 0,005012 \end{aligned}$$

Luas tulangan, $A_s = \rho \cdot d = 0,005012 (134) = 0,6716 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Jarak tulangan = $\frac{\text{luas}}{A_s} = \frac{113,04}{0,6716} = 168,3 \text{ mm}$.

Gunakan $\emptyset 12 @ 168 \text{ mm}$.

Periksa batas tulangan maksimum.

$T = \text{luas tulangan} \cdot F_y = 113,04 (420) = 47477 \text{ N}$.

$$a = \frac{T}{0,85 f'_c \cdot \text{jaraktulangan}} = \frac{47477}{0,85 \cdot (28)(168)} = \frac{47477}{3998,4} = 11,87 \text{ mm}$$

$\beta_1 = 0,85$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11,87}{0,85} = 13,97$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{13,97}{134} = 0,104 \text{ dimana } \frac{c}{d_e} \leq 0,42 \text{OK}$$

Menghitung distribusi tulangan pada bagian atas pelat :

Tulangan utama tegak lurus dengan penampang memanjang jembatan

Panjang bentang efektif, $S_e = 2100 \text{ mm}$

$$A_s \text{ bot persen} = \frac{3840}{\sqrt{S}} \text{ dimana } A_s \text{ bot persen} \leq 67\%$$

$$A_s \text{ bot persen} = \frac{3840}{\sqrt{2100}} = \frac{3840}{45,82} = 83,81\%$$

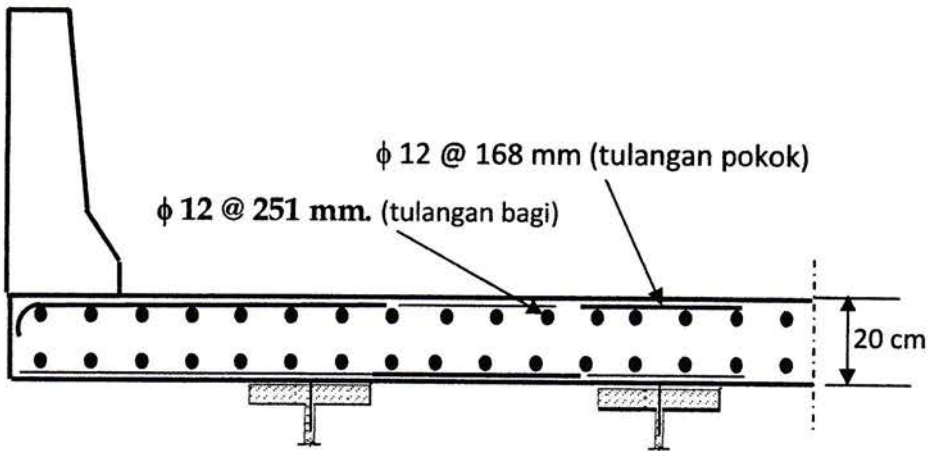
Kita gunakan A_s bot persen 67%

Distribusi tulangan = $(A_s)(67\%) = (0,6716)(0,67) = 0,45 \text{ mm}^2/\text{mm}$

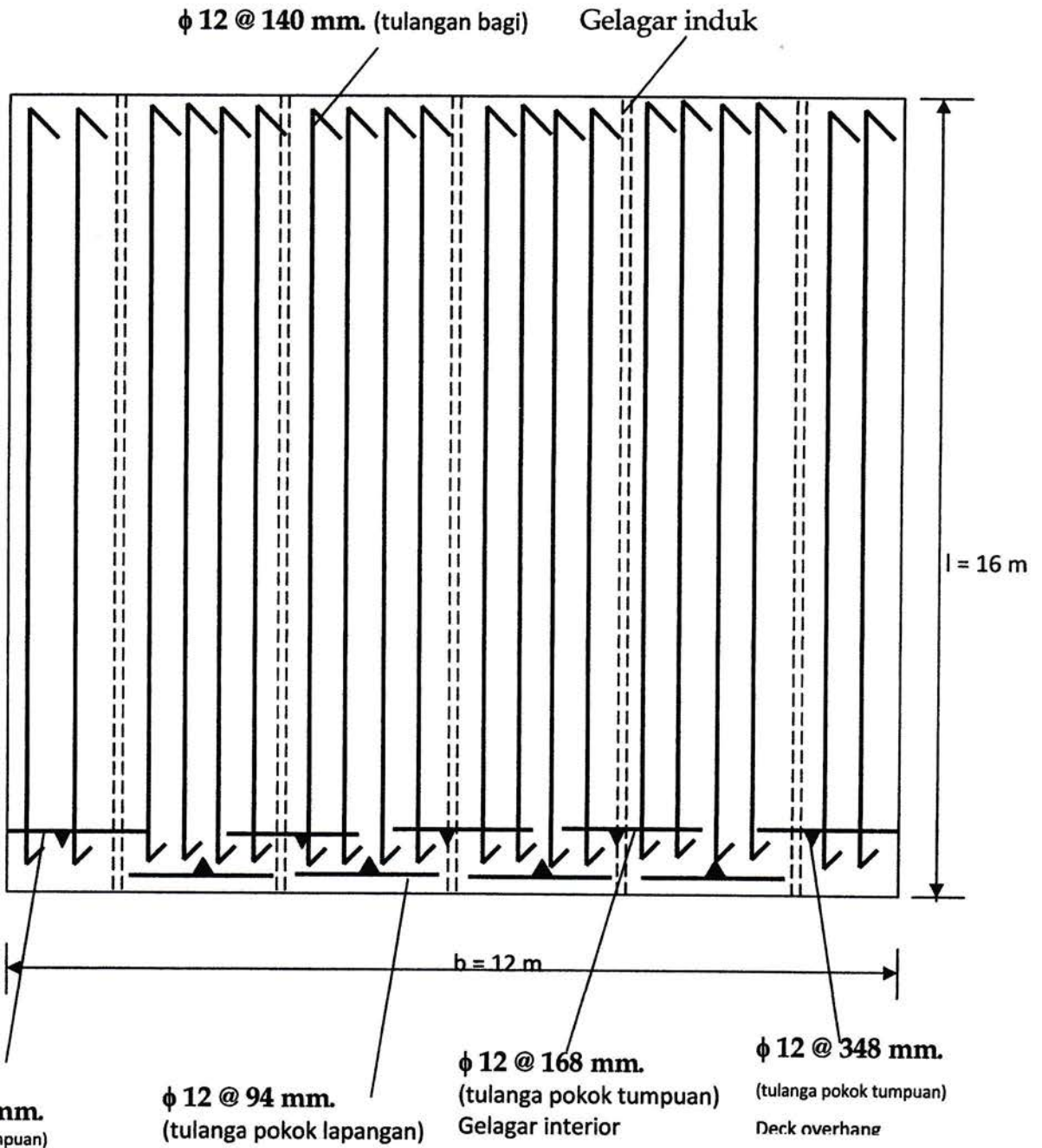
Jarak-jarak tulangan = $\frac{A}{A_s} = \frac{113,04}{0,45} = 251,2 \text{ mm}$

Gunakan $\phi 12 @ 251 \text{ mm}$.

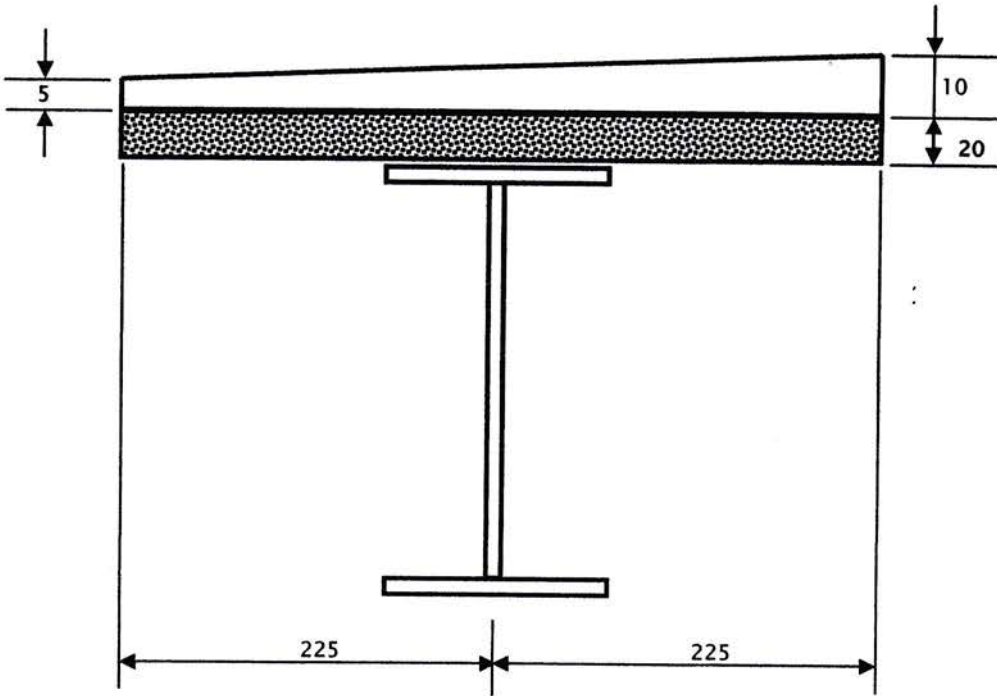
Sketsa Penulangan :



DENAH PELAT (SATU ARAH):



3.4 Perencanaan Gelagar Bagian Dalam (Interior Stringer)



Penampang dengan deck (gelagar interior)

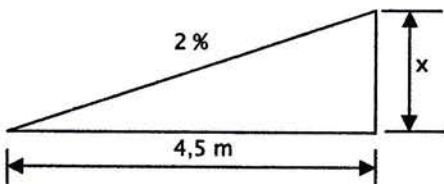
a. Beban Mati Pada Gelagar Induk (Stringer)

- Gelagar Induk WF 600 X 300
berat gelagar / m' = 1,51 kN/m'

 - Gelagar diafragma WF 250 X 125

$$= \frac{n_{gel} \cdot x \cdot b \cdot x \cdot \text{berat gel. / m}'}{l} = \frac{9 \cdot x \cdot 10 \cdot x \cdot 0.296 \text{ kN/m}'}{16} = 1,66 \text{ kN/m}'$$

 - Lantai beton :
 - Menghitung tebal beton :
- Kemiringan melintang jalan = 2%.



$$\tan \alpha = 0.02$$

$$\frac{x}{4,5} = 0,02 \rightarrow x = 0,02 (5) = 0,10 \text{ m.}$$

tebal lantai jalan = 20 cm + 0.10 = 20,10 cm

Berat pelat lantai = $S \times t_{\text{beton}} \cdot \gamma_{\text{beton}}$

$$= 2,25 \text{ m} \times 0,2010 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$$

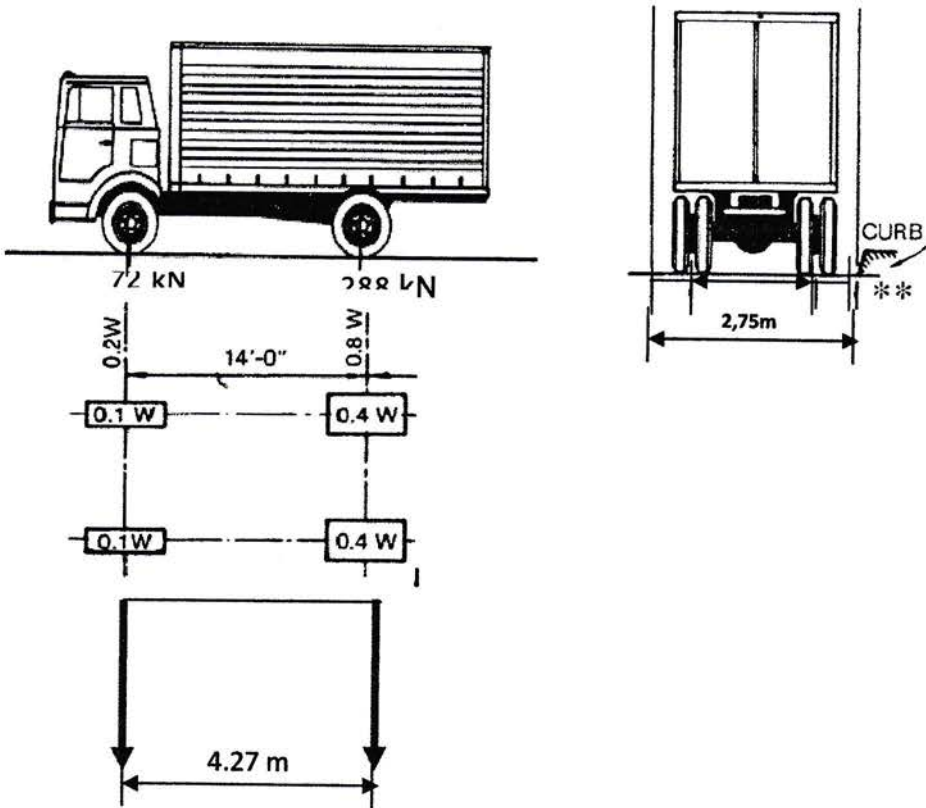
$$= 10,85 \text{ kN/m}'$$

$$q_{bs} = 14,02 \text{ kN/m}'$$

b. Beban Tambahan (Superimposed Dead Load)

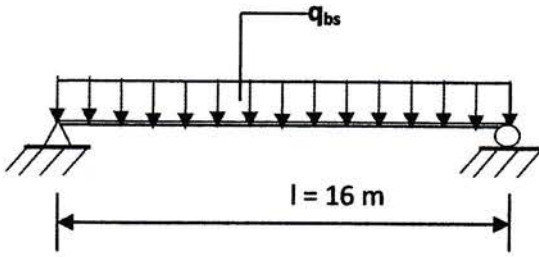
➤ Aspal = $\frac{(\text{lebar lalu lintas})(\gamma_{\text{aspal}})}{\text{jumlah gelagar}} = \frac{10 (0,2)}{5} = 0,36 \text{ t/m}' = 3.6 \text{ kN/m}$

c. Beban Hidup (Truck Load) = H20-44



d. Perhitungan Momen dan Geser

▪ Akibat Berat Sendiri :



Momen beban mati $= ql^2/8 = \frac{(14,02) 16^2}{8} = 449 \text{ kN-m}$

Gaya Lintang, $V_{DL} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} (14,02)(16) = 112 \text{ kN}$

▪ Akibat Beban Tambahan :

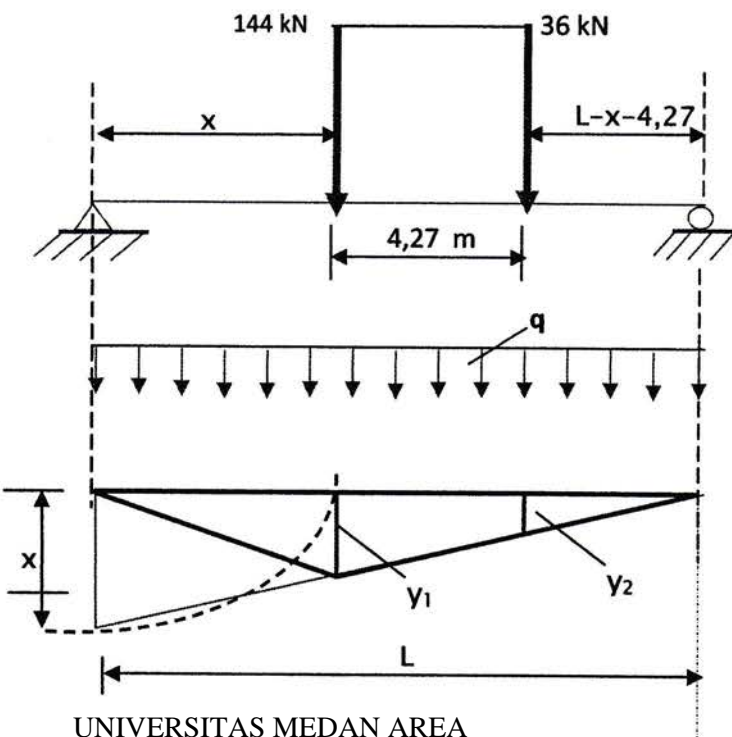
$M_{bt} = ql^2/8 = \frac{(3,6)(16)^2}{8} = 115 \text{ kN - m}$

Gaya Lintang, $V_{SDL} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} (3,6)(16) = 28,8 \text{ kN}$

▪ Akibat Beban bergerak

Untuk beban Truk : H20-44

Beban yang diterapkan adalah beban roda. Beban roda sebesar 0.5 beban sumbu. Penempatan *beban roda* diletakkan sedemikian untuk menghasilkan *momen maksimum* beban hidup (LL Moment).



$$y_1 = \frac{x(l-x)}{l} \quad ; \quad y_2 = \frac{x(l-x-4,27)}{l}$$

$$M_{LLx} = [P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2]$$

$$M_{LLx} = \left[\frac{P_1 \cdot x(l-x)}{l} + \frac{P_2 \cdot x(l-x-4,27)}{l} \right]$$

$$M_{LLx} = [144(x - 0,0625x^2) + 36(0,733x - 0,0625x^2)]$$

$$M_{LL} = [144x - 9x^2 + 26,4x - 2,25x^2]$$

$$M_{LL} = 117,6x - 11,25x^2$$

$$M_{\max} \text{ bila } \frac{dM_x}{dx} = 0$$

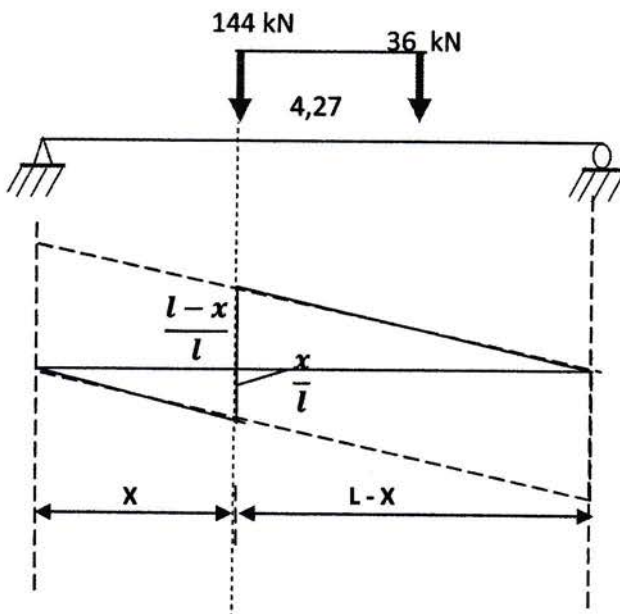
$$\frac{dM_x}{dx} = -2(11,25x) + 117,6 = 0$$

$$22,5x = 117,6 \rightarrow x = \frac{117,6}{22,5} = 5,22 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = 117,6(5,22) - 11,25(5,22)^2 = 613,87 - 306,54 = 307,33 \text{ kN-m.}$$

$$M_{LL} = 307,33 \text{ kN-m}$$

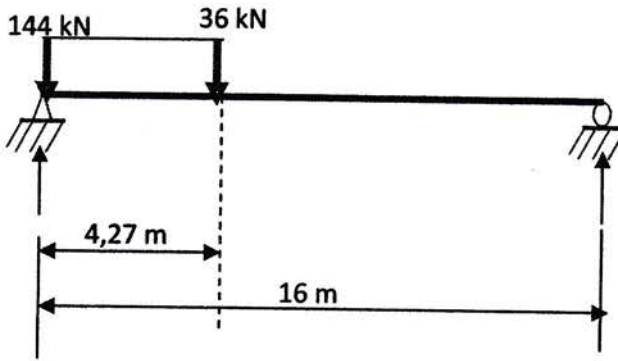
Pengaruh Gaya Lintang, D_x



Persamaan gaya lintang :

$$D_x = \left[p \cdot \left(\frac{l-x}{l} \right) + q_{bg} \cdot 1/2 \cdot \frac{(l-x)^2}{l} \right]$$

Gaya lintang maksimum pada perletakan ketika beban 144 kN diletakkan pada tumpuan.



$$V_{LL} = 72 + \frac{18(11,73)}{16} = 72 + 13,2 = 85,2 \text{ kN.}$$

$$\Rightarrow M_{LL} = 307,33 \text{ kN-m}$$

$$\Rightarrow V_{LL} = 85,2 \text{ kN}$$

Untuk Beban Jalur (lane load) :

Untuk truk H20-44, besar beban jalur $q = 9,4 \text{ kN/m}$

$$M_l = ql^2/8 = \frac{(9,4) 16^2}{8} = 300,8 \text{ kN-m}$$

$$V_l = ql/2 = \frac{9,4(16)}{2} = 75,2 \text{ kN}$$

e. Menghitung Faktor Distribusi Beban Hidup

Kita asumsikan ukuran gelagar WF 600 x 300 :

$$A = 192,50 \text{ cm}^2, \quad I_x = 118.000 \text{ cm}^4, \quad d = 58,8 \text{ cm}.$$

Jarak diantara garis netral gelagar dengan pusat berat deck :

$$e_g = 0,5t_{pl} \text{ beton} + 0,5d_{gel} = 0,5(20) + 0,5(58,8) = 10 + 29,4 = 39,4 \text{ cm}$$

Untuk $f'_c = 420 \text{ Mpa}$, $n = 8$

$$K_g = n(I + Ae^2_g) = (8)[118000 + (192,5)(39,4)^2] = 3.334.634 \text{ cm}^4.$$

Faktor distribusi beban hidup untuk *Momen- Strength limit state*

$$\begin{aligned} DF_m &= 0,075 + \left(\frac{S}{9,5}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{12L t_s^3}\right)^{0,1} \\ &= 0,075 + \left(\frac{6,75}{9,5}\right)^{0,6} \left(\frac{225}{160}\right)^{0,2} \left(\frac{3.334.634}{12(160)(20)^3}\right)^{0,1} \\ &= 0,075 + 0,12 + 1,07 + 0,22 = 1,49 \end{aligned}$$

Faktor distribusi beban hidup untuk Geser - Strength limit state

$$DF_s = 0,2 + \frac{s}{12} - \left(\frac{s}{35}\right)^{2.0} = 0,2 + \frac{6,75}{12} - \left(\frac{6,75}{35}\right)^{2.0} = 0,2 + 0,56 - 0,037 = 0,723$$

Menghitung Momen Hidup dan Geser

Dynamic allowance (diterapkan hanya untuk beban truk atau tandem)

$$IM = 0,33$$

Beban hidup dan kejut diterapkan kepada gelagar interior :

$$M_{LL+I} = M_{LL} \cdot DF \cdot (I + 1) = (1,49) \cdot (1,33) \cdot (307,33) + 300,8 = 1057 \text{ kN-m.}$$

$$V_{LL+I} = V_{LL} \cdot DF \cdot (I + 1) = (0,723) \cdot (1,33) \cdot (85,2) + 75,2 = 136,3 \text{ kN}$$

Momen Berfaktor,

$$\begin{aligned} M_u &= 1,25 M_{DL} + 1,5M_{SDL} + 1,75 (M_{LL} + IM) \\ &= 1,25(449) + 1,5(115) + 1,75(1057) \\ &= 561,25 + 172,5 + 1850 = \mathbf{2584 \text{ kN-m.}} \end{aligned}$$

Gaya Lintang Berfaktor,

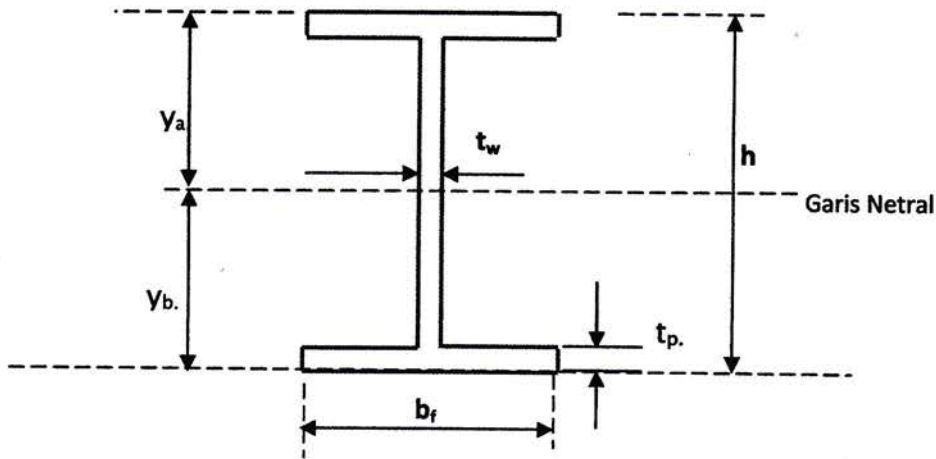
$$\begin{aligned} V_u &= 1,25 V_{DL} + 1,5V_{SDL} + 1,75(V_{LL} + I) \\ &= 1,25 (112) + 1,5(28,8) + 1,75 (136,3) \\ &= 140 + 43,2 + 238,5 = \mathbf{811 \text{ kN}} \end{aligned}$$

f. DIMENSI PENAMPANG

Estimasi Awal Penampang (Preliminary Section) :

Kita coba penampang WF 600x300, menggunakan $F_y = 400 \text{ Mpa}$, dan mengabaikan tulangan dalam pelat.

PROPERTIES PENAMPANG



Luas penampang, $A = 19250 \text{ mm}^2$

Tebal badan, $t_w = 12 \text{ mm}$

Lebar sayap, $b_f = 200 \text{ mm}$.

Tinggi badan, $D = 548 \text{ mm}$

Memeriksa Kekuatan Momen.

Kekuatan pelat lantai beton :

$$0,85 f'_c \cdot b_{\text{eff}} \cdot t_b = (0,85) \cdot (28) \cdot (225 \text{ mm}) \cdot (200,9 \text{ mm}) = 1075819,5 \text{ N}$$

Tinggi blok tekan dan kapasitas momen plastis untuk penampang komposit :

$$a = \frac{A \cdot F_y}{0,85 f'_c \cdot b} = \frac{19250 (400)}{0,85 (28) \cdot 12000} = 26,96 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + t_b + t_{\text{pelat menggantung}} = 588/2 + 200 + 60 = 554 \text{ mm}.$$

$$\begin{aligned} M_p &= A \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 19250 (400) \left(554 - \frac{26,96}{2} \right) \\ &= 4.162.004.000 \text{ N} \cdot \text{mm} = 4162 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Memilih Penampang Awal

$$\text{Badan, } \frac{D}{t_w} = \frac{548}{12} = 45,67 \leq 150$$

Garis netral plastis didalam pelat beton, jadi persamaan 3.61 otomatis memenuhi.

Oleh karena itu, penampang adalah **penampang kompak**

$$D_p = a = 26,96 \text{ mm}$$

$$D_t = 588 + 200 + 60 = 848 \text{ mm}$$

Jadi $D_p < D_t$

$$M_n = M_p = 4162 \text{ kN-m}$$

Karena gelagar tidak ditujukan untuk melentur secara lateral atau torsi, $f_i = 0$

$$M_u + 1/3 f_i \cdot S_{xt} = 3173 \text{ kN-m} \leq \phi_f M_n = 4162 \text{ kN-m}$$

Periksa persyaratan daktilitas :

$$\frac{D_p}{D_t} = \frac{26,96}{848} = 0,03 \leq 0,42 \text{ (ok)}$$

Periksa Kapasitas geser :

$k = 5$ untuk gelagar yang tidak diberi pengaku

$$1,12 \sqrt{\frac{kE}{F_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{(5)(29000)}{400}} = 60,3$$

$$\frac{D}{t_w} = \frac{294}{12} = 24,5$$

$$1,12 \sqrt{\frac{kE}{F_y}} > \frac{D}{t_w} \rightarrow C = 1,0$$

Jadi, **C = 1,0**

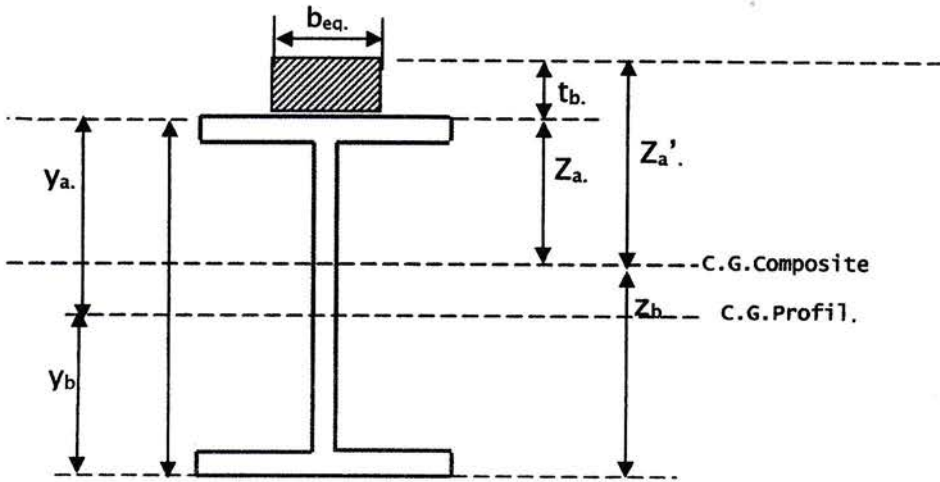
$$V_n = C \cdot V_p = c \cdot 0,58 F_y \cdot D \cdot t_w = (1,0)(0,58)(400)(548)(12)$$

$$= 1.525.632 \text{ N} = 1.526 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = 1,0 (1526) = 1526 \geq V_u = 1526 \text{ kN}$$

Oleh karena itu, penampang awal memenuhi persyaratan kekuatan.

MENGHITUNG MOMEN INERSIA PENAMPANG



Untuk Beban Tambahan (superimposed load), gunakan $3n (=24)$

$$b_{eq} = \frac{b_{eff}}{3n} = \frac{225}{28} = 8,03 \text{ cm}$$

$$A_{eq} = b_{eq} \cdot t_b = 8,03 \times 20 = 160,6 \text{ cm}^2.$$

$$I_{deck} = \frac{(8,03)(20^3)}{12} = 5353 \text{ cm}^4.$$

PROFIL WF 600 X 300

$$A_{profil} = 192,5 \text{ cm}^2$$

$$I_x \text{ profil} = 118.000 \text{ cm}^4$$

$$W_x \text{ profil} = 4020 \text{ cm}^3$$

$$A_c = A_{eq} + A_{pr} = 160,6 + 192,5 = 353,1 \text{ cm}^2.$$

ELEMEN	Lebar (cm) (a)	tinggi (cm) (b)	Luas (cm ²) (c)	1/2h (cm) (d)	Y (cm) (e)	AY (cm ³) (f)	(A) Y ² (cm ⁴) (g)	I _x (cm ⁴) (h)	W _x (cm ³) (i)
WF 600X300	30	58,8	192,5	29,4	29,4	5659,5	166389,3	118000	4020
Pelat (3n)	8,03	20	160,6	10	60,8	9764,5	593680,4	5353	
TOTAL			353,1		90,2	15424	760070	123353	4020

$$\text{Momen Inersia, } I_z = \sum I_0 + \sum (A \cdot y^2) = 123353 + 760070 = 883423 \text{ cm}^4$$

$$Z_b = \frac{\sum A y}{\sum A} = \frac{15424}{353,1} = 43,68 \text{ cm.}$$

$$I_{xc} = I_z - (\sum A)(Z_b)^2 = 299507 - (353,1)(43,68)^2$$

$$= 883423 - 673694 = 209729 \text{ cm}^4.$$

$$S_b = \frac{I_{xc}}{Z_b} = \frac{209729}{43,68} = 4801 \text{ cm}^3.$$

Periksa Service limit state

Service II kombinasi beban digunakan untuk tegangan baja dibawah beban layan berfaktor :

$$f_{DL} = \frac{M_{DC1}}{S} = \frac{449.10^6 N-mm}{(4801).10^3 mm^3} = 93,52 \text{ Mpa}$$

$$f_{SDL} = \frac{M_{DC2}}{S} = \frac{(115) 10^6 N-mm}{(4801)10^3 mm^3} = 23,95 \text{ Mpa}$$

$$f_{SDLL+I} = \frac{M_{LL+I}}{S} = \frac{(1057.10^6 N-mm)}{4801.10^3 mm^3} = 220 \text{ Mpa}$$

Tegangan berfaktor total pada bagian bawah sayap untuk kombinasi beban service II :

$$f_b = 1,0(93,52 + 23,95) + 1,3 (220)$$

$$= 403,47 \text{ Mpa}$$

$$= 0,95 f_y = 0,95(400) = 380 \text{ Mpa}$$

3.5 Perencanaan Shear Connector

Shear connector diambil dari baut.

Karena kita mempunyai penampang melintang yang konstan gunakan I dan Q untuk semua point.

$$I_x = 209.729 \text{ cm}^4.$$

$$Q = (\text{luas gelagar baja}) \times (\text{jarak dari garis netral ke pusat berat gelagar})$$

$$= (192,5) (43,68 - 29,4)$$

$$= 2749 \text{ cm}^3.$$

$$S_r = \frac{V_r \cdot Q}{I} \quad \text{dan} \quad p = \frac{(\# \text{ stud}) Z_r}{S_r}$$

Jalan raya utama dengan ADTT 3000

Gunakan diameter stud 2 cm

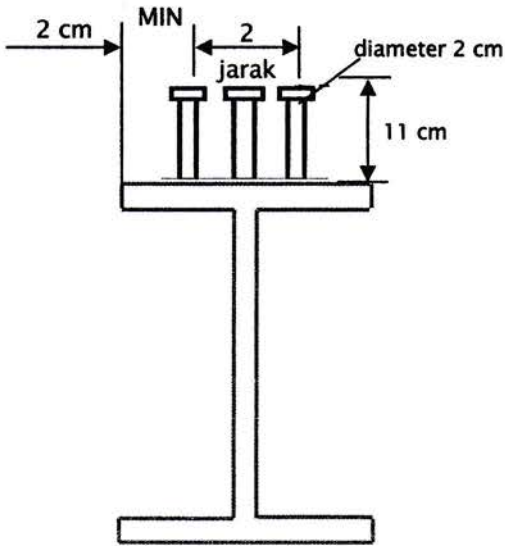
$$S > (4) (d) = (4) (2) = 8 \text{ cm}$$

$$b_f = 30 \text{ cm (lebar sayap)}$$

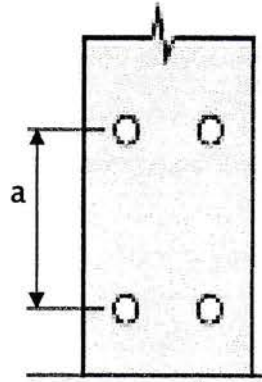
$$s = \frac{b_f - (2 \text{ jarak tepi})}{2 \text{ ruang}}$$

$$s = \frac{30 - [2 (2)]}{2 \text{ jarak}}$$

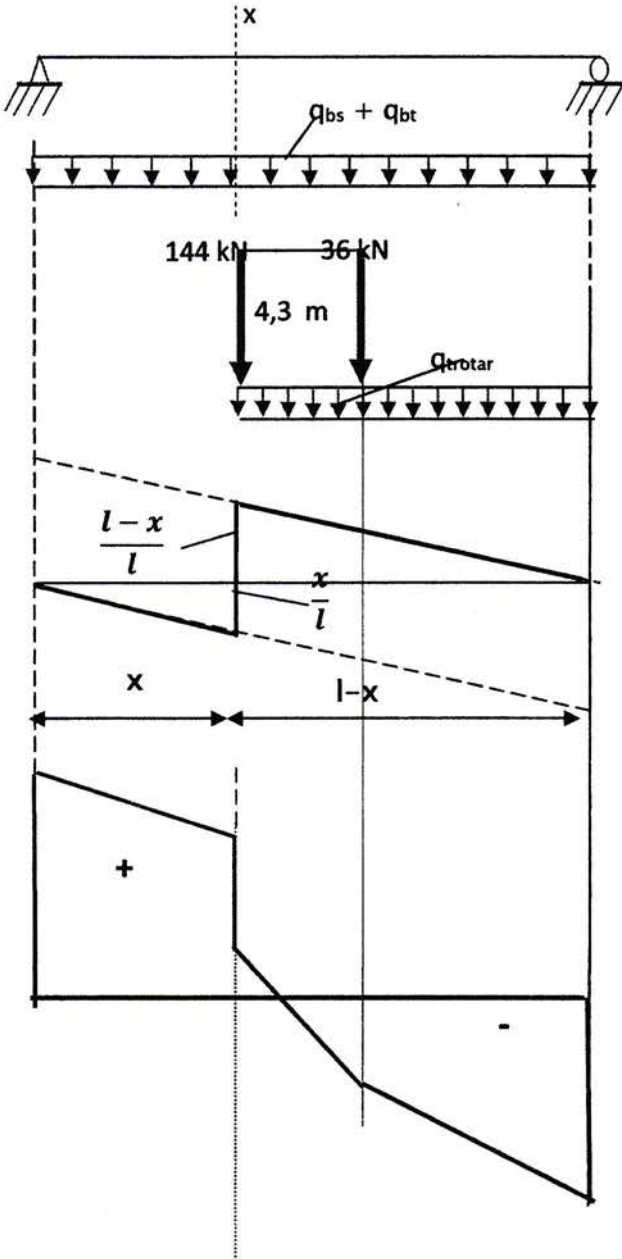
$$= 13 \text{ cm} > 8 \text{ cm}$$



Penampang



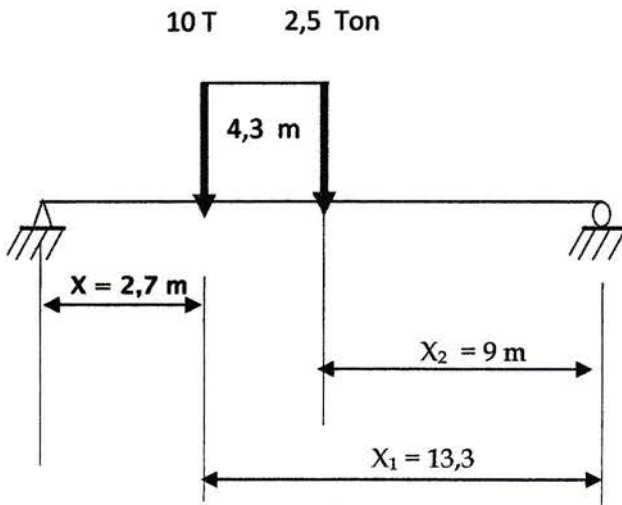
Gaya Lintang



$$D_1 = \rightarrow X = 0$$

$$D_1 = 47,53 \text{ ton} = \underline{475,3 \text{ kN}} \text{ (lihat perhitungan diatas).}$$

$$X = 2,7 \text{ m.}$$



$$D_x = DF \left(10 \frac{X_1}{L} + 2,5 \frac{X_2}{L} \right) = \left(10 \frac{13,3}{16} + 2,5 \frac{9}{16} \right)$$

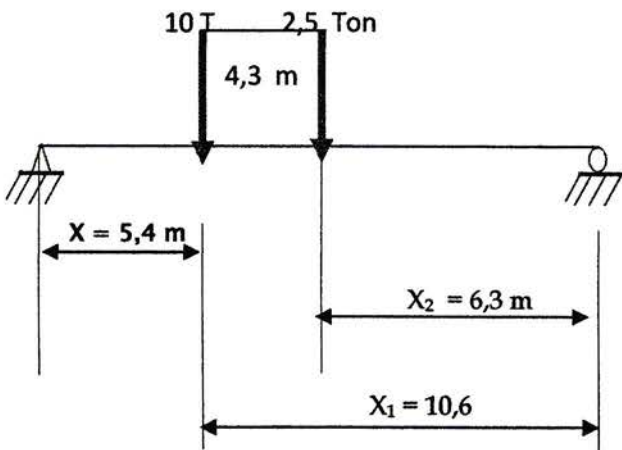
$$D_x = 1,3418 (8,3 + 1,406) = 13,02 \text{ ton} = 130,2 \text{ kN}$$

Kejut : I

$$\varphi = \frac{15,24}{L_{max} + 3,8} = \frac{15,24}{12 + 3,8} = 0,96$$

$$\text{Jadi, } D_{x=2,7} = (I)(D) = (0,96)(13,02) = \underline{12,50 \text{ ton} = 125 \text{ kN}}$$

$$X = 5,4 \text{ m.}$$



$$D_x = DF \left(10 \frac{X_1}{L} + 2,5 \frac{X_2}{L} \right) = \left(10 \frac{10,6}{16} + 2,5 \frac{6,3}{16} \right)$$

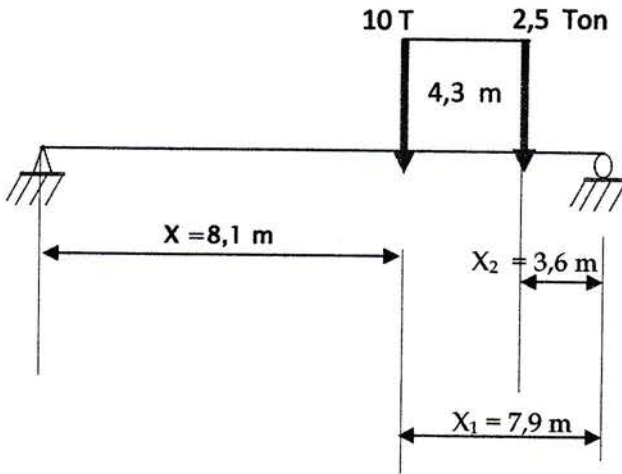
$$D_x = 1,3418 (6,625 + 0,98) = 10,20 \text{ ton.}$$

Kejut : I

$$\varphi = \frac{15,24}{L_{max} + 3,8} = \frac{15,24}{12 + 3,8} = 0,96$$

$$\text{Jadi, } D_{x=8,4} = (I)(D) = (0,96)(10,20) = 9,79 \text{ ton} = 98 \text{ kN}$$

X = 8,1 m.



$$D_x = DF \left(10 \frac{X_1}{L} + 2,5 \frac{X_2}{L} \right) = \left(10 \frac{7,9}{16} + 2,5 \frac{3,6}{16} \right)$$

$$D_x = 1,3418 (4,93 + 0,56) = 5,49 \text{ ton.}$$

Kejut : I

$$\varphi = \frac{15,24}{L_{max} + 3,8} = \frac{15,24}{12 + 3,8} = 0,96$$

$$\text{Jadi, } D_{x=8,1} = (I)(D) = (0,96)(5,49) = 5,27 \text{ ton} = 52,7 \text{ kN}$$

Berdasarkan Kriteria Keretakan (fatigue)

$$N = 365 \cdot 75 \cdot n \cdot p \text{ (ADTT)} = 365 (75) (1) (1) (3000) \\ = 82,1 \cdot 10^6$$

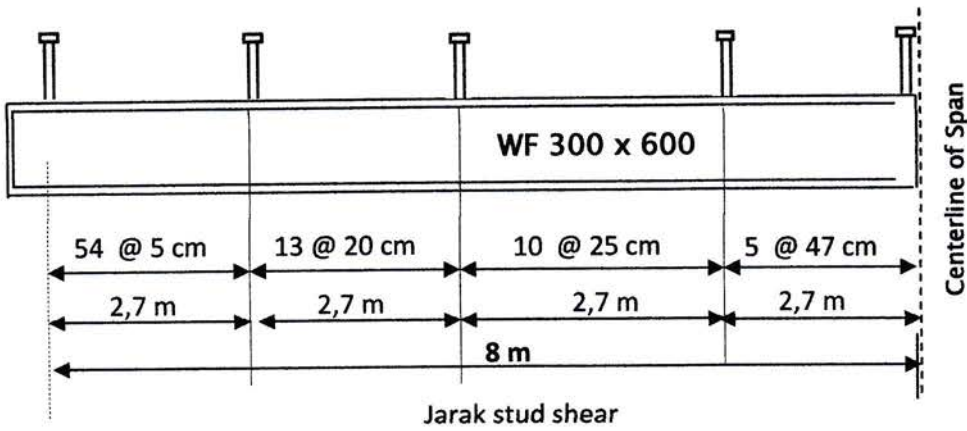
$$\alpha = 34,5 - 4,28 \log N = 34,5 - 4,28 \log (82,1 \cdot 10^6) = 0,627$$

$$Z_r = \alpha \cdot d^2 \geq \frac{5,5 d^2}{2}$$

$$Z_r = \frac{5,5 d^2}{2} = \frac{5,5 (2)^2}{2} = 11 \text{ kN}$$

$$P = \frac{3 \cdot Z_r}{S_r}$$

Titik (m)	V_r (kN)	Q (cm ³)	I (cm ⁴)	S_r (kN/cm) $\frac{V_r \cdot Q}{I}$	p (cm)
$x = 0,0$	475,3	2749	209.729	6,22	5,30
$x = 2,7$	125	2749	209.729	1,63	20,14
$x = 5,4$	98	2749	209.729	1,28	25,70
$x = 8,1$	52,7	2749	209.729	0,7	47,77



Periksa shear stud terhadap kondisi Strength Limit State

$$P_1 = A_s \cdot F_y = (192,5)(400 \cdot 10^{-2}) = 770 \text{ N}$$

$$P_2 = 0,85f'_c \cdot b_{\text{eff}} \cdot t = 0,85 (28)(225)(20) \cdot 10^{-2} = 1071 \text{ N}$$

$$P = \text{MIN} (P_1, P_2) = 770 \text{ N}$$

$$Q_n = 0,5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u$$

$$A_{sc} = \frac{\pi \cdot (2)^2}{4} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{28} = 24683 \text{ Mpa} \quad (\text{AASHTO LRFD 5.4.2.4})$$

$$0,5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} = 0,5 (3,14) \cdot \sqrt{28 \cdot (24683)} \cdot 10^{-2} = 13 \text{ N}$$

$$A_{sc} \cdot F_u = 3,14 (500) \cdot 10^{-2} = 16 \text{ N}$$

Oleh karena itu, $Q_n = 16 \text{ N}$

$$\text{Jumlah stud yang disyaratkan} = \frac{P}{\phi Q_n} = \frac{770}{0,85 (16)} = 57 \text{ buah.}$$

$$\text{Jumlah stud yang disediakan} = 3 (54 + 13 + 10 + 5) = 246 \text{ buah}$$

BAB IV

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Setelah melakukan kegiatan kerja praktek di lapangan, penyusun mendapat banyak pengalaman dan dapat membandingkan langsung antara yang diperoleh dari bangku kuliah dengan dilapangan dari kegiatan tersebut. Setelah melakukan kegiatan kerja praktek di lapangan, penyusun mendapat banyak pengalaman dan dapat membandingkan langsung antara yang diperoleh dari bangku kuliah dengan di lapangan dan dapat mengambil suatu kesimpulan sebagai berikut :

1. Bahwa apa yang sebelumnya telah direncanakan belum tentu seluruhnya dapat dilaksanakan di lapangan. Hal ini terjadi karena ketergantungan proyek terhadap masalah bahan dan waktu penyelesaian proyek
2. Material atau bahan-bahan yang dipergunakan pada proyek tersebut telah memenuhi persyaratan
3. Syarat-syarat yang ditetapkan didalam teori kadang tidak dijalankan pelaksanaan di lapangan. Mengingat terkadang stok bahan yang diperlukan habis di pasaran, jadi terpaksa dicari bahan alternative yang dianggap sesuai dengan spesifikasi bahan aslinya.
4. Struktur organisasi tidak selengkap dengan apa yang dipelajari didalam teori.

5.2 Saran

Dari apa yang saya lihat di lapangan, maka kami mempunyai saran kepada pimpinan proyek antara lain :

1. Bahwa pengurangan bahan yang ada di lapangan dapat mengurangi keseimbangan bangunan dengan beban yang ada, contohnya antara lain : pada saat pemasangan besi pelat lantai jembatan yang seharusnya $\varnothing 12$ — 94 .dibuat $\varnothing 10$ - 120 , kuat tekan beton f_c' seharusnya = 28 Mpa dibuat menjadi 18 Mpa

2. Membina hubungan kerja sama yang baik antara struktur organisasi PT. PUTRAINDO TATA BANGUN RAYA untuk menghasilkan mutu proyek yang diharapkan.

DAFTAR PUSTAKA

1. *“Standart Spesification for Highway Bridges”* Sixteen Edition 1996, AASHTO.
2. *“AASHTO LRFD Bridge Design Spesification”*, SI unit third edition, 2005
3. Steinman D.B , *“Bridge engineering”*, 2006, Mc Graw Hill, Inc,
4. Robert L. Nickerson, P.E dan Dennis Mertz, P. *“Design criteria for Bridge”*, E, Mc Graw Hill.
5. Wai-Fah dan Lian Duan, *“Bridge Engineering : Construction and Maintanance”*, 2003, CRC PRESS

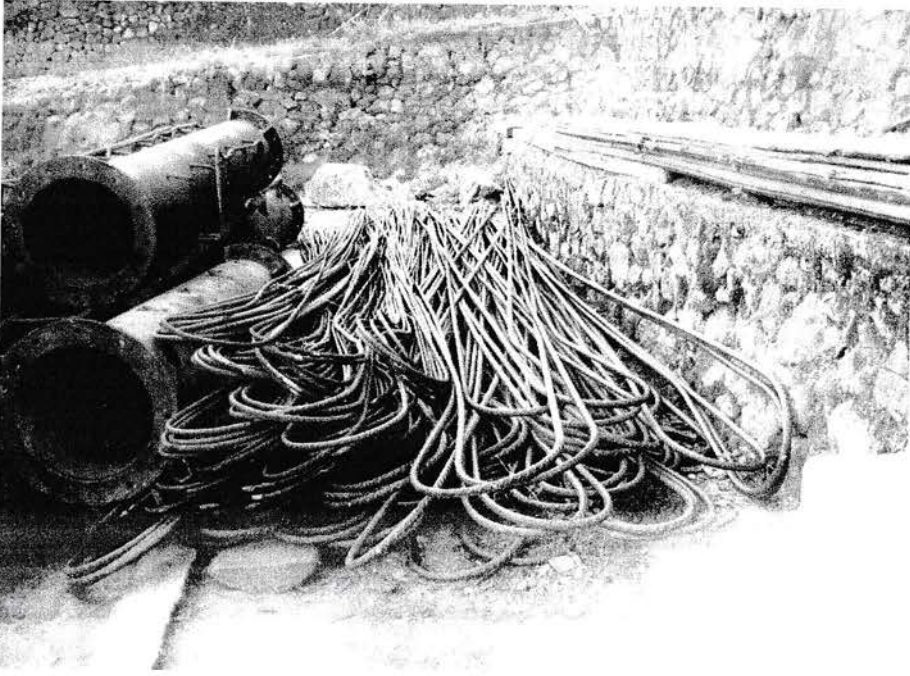


Photo 1 : Pengadaan Besi

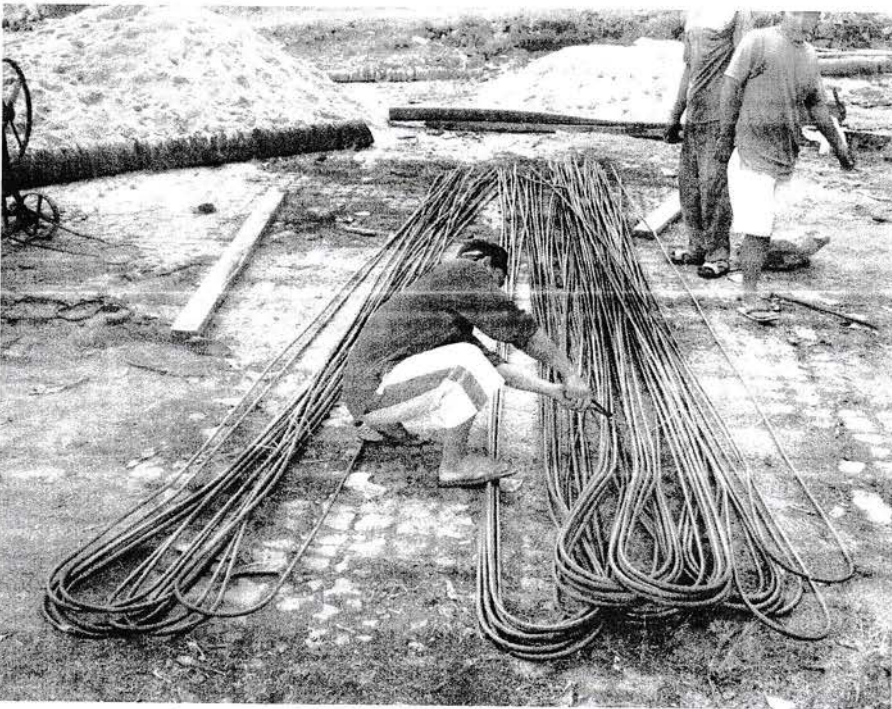


Photo 2 : Pengadaan Besi