

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Tinjauan Umum

Suatu jaringan jalan raya kadang kala mengalami hambatan terhadap kelancaran arus lalu lintas. Hambatan tersebut dapat berupa rintangan alam maupun lalu lintas itu sendiri seperti sungai, jalan kereta api, jalan lalu lintas biasa. Untuk mengatasi rintangan tersebut dapat, dengan membangun konstruksi misalnya menggunakan jembatan sebagai alat bantu penghubung dari jaringan jalan raya tersebut.

Jembatan merupakan suatu konstruksi yang gunanya untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah. Rintangan ini biasanya jalan lain (jalan air atau lalu lintas biasa). Jika jembatan itu berada di atas jalan lalu lintas biasa maka biasanya dinamakan *viaduct*. (H. J. Struyk dan K. H. C. W. Van Der Veen, 1995).

Menurut Agus Iqbal Manu dalam bukunya yang berjudul Dasar-Dasar Perencanaan Jembatan Beton Bertulang tahun 1995, konstruksi jembatan merupakan suatu struktur yang memungkinkan rute transportasi melintasi sungai, danau, kali, jalan raya, jalan kereta api, dan lain-lain. Rute transportasi berupa jalan kereta api, jalan trem, pejalan kaki, rentetan kendaraan dan lain-lain. Jembatan yang melintasi di atas jalan biasanya disebut *viaduct*.

Adapun beberapa pertimbangan-pertimbangan yang menentukan diperlukannya membangun jembatan adalah sebagai berikut:

1. Umur jembatan lama yang terlalu tua sehingga dirasakan perlu diganti dengan jembatan yang baru.
2. Diperlukan jembatan yang sama sekali baru, sebab alat penyebrangan atau perlintasan yang ada (misal: ponton) tidak dapat memenuhi kebutuhan yang ada.
3. Pada jalan-jalan yang sama sekali baru, diperlukan membangun jembatan yang baru.

2.1.1 Perkembangan Jembatan

Menurut Bambang Supriyadi dan Agus Muntohar dalam buku yang berjudul *Jembatan tahun 2007* menyebutkan bahwa sejarah jembatan sejalan dengan waktu perkembangan peradaban manusia. Tetapi hal tersebut tidaklah mudah dan membutuhkan proses yang panjang dalam pencapaian struktur jembatan seperti yang ada sekarang ini. Jembatan sebagaimana bidang keteknikan lainnya khususnya teknik struktur diawali dengan proses *cut and try* atau banyak orang mengatakan proses *try and fail*.

Pada periode zaman purba, manusia menyebrangi sungai dengan memasang tiang-tiang batu dan slab batu, kayu gelondongan, atau pohon yang tumbang yang terbatas untuk bentang sungai yang pendek. Selanjutnya, Zaman Romawi kuno dimulai pada tahun 300 SM dan berlangsung kurang lebih 600 tahun. Pada zaman ini teknologi jembatan dibangun dari kayu, batu dan beton yang berbentuk lengkung. Namun pada periode ini berhasil memecahkan masalah rumit yang ada seperti membuat konstruksi diatas pilar yang berada di air dan melindunginya dari bahaya banjir.

Kemudian, pada periode masa pertengahan di Eropa abad ke 16 sesudah runtuhnya Romawi secara fisik pembangunan jembatan tidak jauh berkembang. Bentuk jembatan lengkung dan pilar-pilar batu masih sering digunakan. Selanjutnya, era jembatan besi dan baja sejalan dengan adanya revolusi industri. Pada zaman ini jembatan besi dibangun dengan menggunakan prinsip-prinsip bentuk lengkung, terutama untuk jembatan jalan raya. Pada era ini juga jembatan menggunakan berbagai macam komponen dan sistem struktur baja seperti *deck*, *girder*, rangka batang, pelengkung, penahan dan penggantung kabel. Jembatan beton hanya digunakan untuk bentuk pelengkung, karena tidak kuat menahan tegangan tarik. Dengan penemuan baja pada tahun 1825, maka masa pembangunan jembatan modern dimulai.

Penggunaan beton prategang modern dikemukakan pertama kali oleh Freyssinet seorang Perancis. Pada tahun 1928, ia mengaplikasikan kawat – kawat baja berkualitas tinggi (*high-strength steel wires*) pada balok beton

prategang dengan sistem penegangan pra penegangan (*pre tensioning*) dan pasca penegangan (*post tensioning*). Pada tahun 1950-an, dikembangkan jembatan beton prategang *segmental (cast in place)*, untuk pertama kalinya di Eropa Barat menggunakan sistem ini pada Jembatan *finsterwalder* yang melintasi Sungai Lahn, di Baldwinstein, Jerman. Jembatan *segmental* ini dapat disebut pula pracetak (*precast*) atau cetak ditempat (*cast in place*) dengan menggunakan metode konstruksi kantilever yang dikerjakan bentang demi bentang, dipasang dengan sistem *incremental launching*.

2.1.2 Klasifikasi Jembatan

Menurut Direktorat Jendral Bina Marga Tahun 2017, klasifikasi jembatan menurut perencanaan jembatan sesuai bentang ekonomis dan kondisi lalu lintas air dibawahnya adalah sebagai berikut:

1. Jembatan beton bertulang Tipe T Bentang 6 sampai dengan 20 meter.
2. Jembatan beton pratekan Tipe I bentang 16 sampai dengan 60 meter, Tipe T bentang 16 sampai dengan 60 meter dan Tipe Box bentang 30 sampai dengan 60 meter.
3. Jembatan beton komposit Tipe I bentang 20 sampai dengan 60 meter dan Tipe Box bentang 20 sampai dengan 60 meter.
4. Jembatan rangka baja Bentang 40 sampai dengan 100 meter.

Menurut Agus Iqbal Manu dalam bukunya yang berjudul Dasar-Dasar Perencanaan Jembatan Beton Bertulang tahun 1995, jembatan dapat diklasifikasikan sebagai berikut:

1. Klasifikasi menurut kegunaannya
 - a. Jembatan jalan raya
 - b. Jembatan kereta api
 - c. Jembatan jalan air
 - d. Jembatan jalan pipa
 - e. Jembatan militer
 - f. Jembatan penyebrangan

2. Klasifikasi menurut jenis material
 - a. Jembatan kayu
 - b. Jembatan baja
 - c. Jembatan beton bertulang
 - d. Jembatan beton pratekan atau prategang
3. Klasifikasi menurut letak lantai jembatan
 - a. Jembatan lantai kendaraan di bawah
 - b. Jembatan lantai kendaraan di atas
 - c. Jembatan lantai kendaraan di tengah
 - d. Jembatan lantai kendaraan di atas dan di bawah (*double deck bridge*)
4. Klasifikasi menurut bentuk struktur secara umum
 - a. Jembatan gelagar (*girder bridge*)
 - b. Jembatan pelengkung atau busur (*arch bridge*)
 - c. Jembatan rangka (*truss bridge*)
 - d. Jembatan portal (*rigid frame bridge*)
 - e. Jembatan gantung (*suspension bridge*)
 - f. Jembatan kabel (*cable-stayed bridge*)

2.1.3 Bagian-Bagian Struktur Jembatan Beton Prategang

Secara umum konstruksi jembatan beton memiliki dua bagian yaitu bangunan atas (*upper structure*) dan bangunan bawah (*sub structure*). Bangunan atas adalah konstruksi yang berhubungan langsung dengan beban-beban lalu lintas yang bekerja. Sedangkan bangunan bawah adalah konstruksi yang menerima beban-beban dari bangunan atas dan meneruskannya ke lapisan pendukung (tanah keras) yang ada di bawahnya.

Struktur jembatan tidak harus memotong aliran air atau alur lainnya secara tegak lurus, tetapi juga boleh secara serong (*skew*), baik ke kanan, maupun ke kiri. Adapun struktur konstruksi jembatan terdiri dari:

1. Struktur bangunan atas jembatan (*super structure*)

Bangunan atas terletak pada bagian atas suatu jembatan yang berfungsi untuk menampung beban-beban yang ditimbulkan oleh lalu

lintas orang, kendaraan, dan lain-lain serta menyalurkan beban kepada bangunan di bawahnya (Agus Iqbal Manu, 1995). Yang termasuk dalam bangunan atas adalah:

a. Tiang sandaran

Berfungsi untuk membatasi lebar dari suatu jembatan agar membuat rasa aman bagi lalu lintas kendaraan maupun orang yang melewatinya. Tiang sandaran dengan trotoar terbuat dari beton bertulang dan untuk sandarannya dari pipa galvanis.

b. Trotoar

Merupakan tempat pejalan kaki yang terbuat dari beton, bentuknya lebih tinggi dari lantai jalan atau permukaan aspal. Lebar trotoar minimal cukup untuk dua orang berpapasan dan biasanya berkisar antara 1,0-1,5 meter dan dipasang pada bagian kanan serta kiri jembatan. Pada ujung tepi trotoar (*kerb*) dipasang lis dari baja siku untuk penguat trotoar dari pengaruh gesekan dengan roda kendaraan.

c. Pelat lantai kendaraan

Berfungsi untuk memikul beban lalu lintas yang melewati jembatan serta melimpahkan beban dan gaya-gaya tersebut ke gelagar memanjang melalui gelagar-gelagar melintang. Pelat lantai dari beton ini mempunyai ketebalan total 20 cm.

d. Balok diafragma

Balok diafragma adalah merupakan pengaku dari gelagar-gelagar memanjang dan tidak memikul beban pelat lantai dan diperhitungkan seperti balok biasa.

e. Gelagar (*girder*)

Gelagar merupakan balok utama yang memikul beban dari lantai kendaraan maupun kendaraan yang melewati jembatan tersebut, sedangkan besarnya balok memanjang tergantung dari panjang bentang dan kelas jembatan.

2. Struktur bangunan bawah jembatan (*sub structure*)

Bangunan bawah pada umumnya terletak disebelah bawah bangunan atas. Fungsinya menerima/memikul beban-beban yang diberikan bangunan atas dan kemudian menyalurkannya ke pondasi (Agus Iqbal Manu, 1995). Yang termasuk dalam bangunan bawah jembatan yaitu seperti :

a. Landasan atau perletakan

Landasan jembatan adalah bagian ujung bawah dari suatu bangunan atas yang berfungsi menyalurkan gaya-gaya reaksi dari bangunan atas kepada bangunan bawah. Menurut fungsinya dibedakan landasan sendi (*fixed bearing*) dan landasan gerak (*movable bearing*).

b. Pelat injak

Pelat injak adalah bagian dan bangunan jembatan bawah yang berfungsi untuk menyalurkan beban yang diterima di atasnya secara merata ke tanah dibawahnya dan juga untuk mencegah terjadinya defleksi yang terjadi pada permukaan jalan.

c. Dinding sayap (*wing wall*)

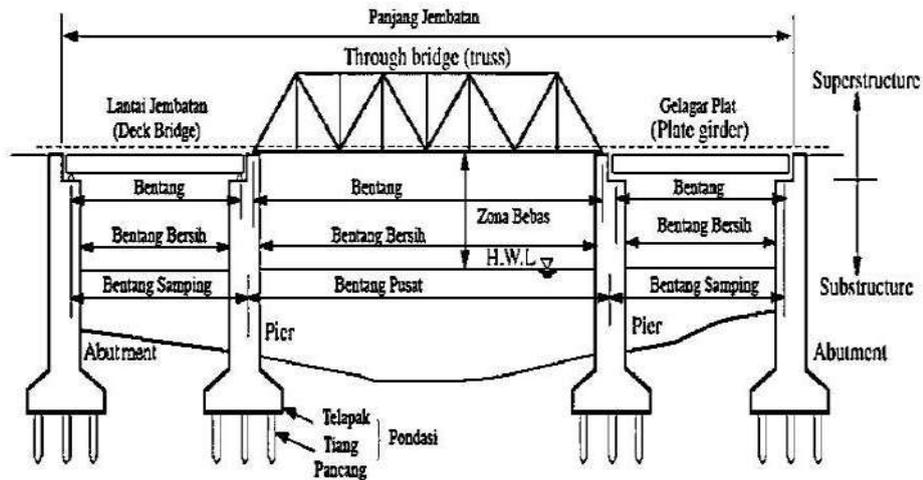
Dinding sayap adalah bagian dan bangunan bawah jembatan yang berfungsi untuk menahan tegangan tanah dan memberikan kestabilan pada posisi tanah terhadap jembatan.

d. Abutmen

Bagian bangunan pada ujung-ujung jembatan, selain sebagai pendukung bagi bangunan atas juga berfungsi sebagai penahan tanah. Bentuk umum abutmen yang sering dijumpai baik pada jembatan lama maupun jembatan baru pada prinsipnya semua sama yaitu sebagai pendukung bangunan atas, tetapi yang paling dominan ditinjau dari kondisi lapangan seperti daya dukung tanah dasar dan penurunan (*seatlement*) yang terjadi. Adapun jenis abutmen ini dapat dibuat dari bahan seperti batu atau beton bertulang dengan konstruksi seperti dinding.

e. Pondasi

Pondasi adalah bagian dan jembatan yang tertanam didalam tanah. Fungsi dari pondasi adalah untuk menahan beban bangunan yang berada di atasnya dan meneruskannya ke tanah dasar, baik ke arah vertikal maupun ke arah horisontal.



Gambar 2.1 Bagian-Bagian Struktur Konstruksi Jembatan
(Sumber: Wai Fah Chen dan Lian Duan, 2000)

2.2 Standar Peraturan Perencanaan Jembatan Beton Prategang

Adapun perencanaan jembatan ini mengacu kepada standar peraturan yang telah ditetapkan oleh Direktorat Jendral Bina Marga Departemen Pekerjaan Umum, diantaranya sebagai berikut:

1. Revisi Standar Nasional Indonesia T-12-2004 tentang Standar Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan.
2. Standar Nasional Indonesia 03-2847-2002 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.
3. Standar Nasional Indonesia 1725:2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan.
4. Standar Nasional Indonesia 2833:2016 tentang Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa.
5. Standar Nasional Indonesia 3966:2012 tentang Cara Uji Kekakuan Tekan dan Geser Bantalan Karet Jembatan.

2.3 Peraturan Beton Jembatan

2.3.1 Syarat Umum Perencanaan Struktur Beton

Menurut RSNI T-12-2004 tentang Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan, umur rencana jembatan pada umumnya disyaratkan umur rencana selama 50 tahun. Namun untuk jembatan penting dan/atau berbentang panjang, atau yang bersifat khusus, disyaratkan umur rencana selama 100 tahun.

1. Beton

a. Kekuatan nominal

Bila tidak disebutkan lain dalam spesifikasi teknik, kuat tekan harus diartikan sebagai kuat tekan beton pada umur 28 hari. Dalam segala hal, beton dengan kuat tekan (benda uji silinder) yang kurang dari 20 MPa tidak dibenarkan untuk digunakan dalam pekerjaan struktur beton untuk jembatan, kecuali untuk pembetonan yang tidak dituntut persyaratan kekuatan. Dalam hal komponen struktur beton prategang, sehubungan dengan pengaruh gaya prategang pada tegangan dan regangan beton, baik dalam jangka waktu pendek maupun jangka panjang, maka kuat tekan beton disyaratkan untuk tidak lebih rendah dari 30 MPa.

Kuat tarik langsung dari beton, f_{ct} , bisa diambil dari ketentuan sebagai berikut:

- 1) $0,33\sqrt{f_c}$ MPa pada umur 28 hari perawatan standar; atau
- 2) Dihitung secara probabilitas statistik dari hasil pengujian.

Kuat tarik lentur beton, f_{cf} , bisa diambil dari ketentuan sebagai berikut:

- 1) $0,6\sqrt{f_c}$ MPa pada umur 28 hari perawatan standar; atau
- 2) Dihitung secara probabilitas statistik dari hasil pengujian.

b. Tegangan ijin

Untuk kondisi beban sementara, atau untuk komponen beton prategang pada saat transfer gaya prategang, tegangan tekan dalam

penampang beton tidak boleh melampaui nilai $0,60 f_{ci}'$. Dimana f_{ci}' adalah kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dibebani atau dilakukan transfer gaya prategang dengan satuan MPa.

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

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

c. Massa jenis

Massa jenis beton, w_c , ditentukan dari nilai-nilai sebagai berikut:

- 1) Untuk beton dengan berat normal, diambil tidak kurang dari 2400 kg/m^3 ; atau
- 2) Ditentukan dari hasil pengujian.

d. Lengkung tegangan-regangan

Lengkung tegangan-regangan beton bisa digambarkan sebagai berikut:

- 1) Dianggap kurva bilinier atau trilinier berdasarkan persamaan matematik yang disederhanakan.
- 2) Dianggap linier, berdasarkan tegangan kerja.
- 3) Ditentukan dari hasil pengujian.

e. Modulus elastisitas

Modulus elastisitas beton, E_c , nilainya tergantung pada mutu beton, yang terutama dipengaruhi oleh material dan proporsi campuran beton. Namun untuk analisis perencanaan struktur beton yang menggunakan beton normal dengan kuat tekan yang tidak melampaui 60 MPa, atau beton ringan dengan berat jenis yang tidak

kurang dari 2000 kg/m^3 dan kuat tekan yang tidak melampaui 40 MPa, nilai E_c bisa diambil sebagai berikut:

- 1) $E_c = w_c^{1.5} \cdot (0,043\sqrt{f_c'})$, dengan pertimbangan bahwa kenyataannya harga ini bisa bervariasi $\pm 20\%$. w_c menyatakan berat jenis beton dalam satuan kg/m^3 , f_c' menyatakan kuat tekan beton dalam satuan MPa, dan E_c dinyatakan dalam satuan MPa. Untuk beton normal dengan massa jenis sekitar 2400 kg/m^3 , E_c boleh diambil sebesar $4700\sqrt{f_c'}$, dinyatakan dalam MPa; atau
- 2) Ditentukan dari hasil pengujian.

f. Angka *Poisson*

Angka *Poisson* untuk beton, ν , bisa diambil dengan ketentuan sebagai berikut:

- 1) 0,2; atau
- 2) Ditentukan dari hasil pengujian.

g. Koefisien muai panas

Koefisien muai panjang beton akibat panas, bisa diambil sebesar:

- 1) 10×10^{-6} per $^{\circ}\text{C}$, dengan pertimbangan bisa bervariasi $\pm 20\%$; atau
- 2) Ditentukan dari hasil pengujian.

h. Susut beton

Bila tidak dilakukan pengukuran atau pengujian secara khusus, nilai regangan susut rencana beton pada umur t (hari), untuk beton yang dirawat basah di lokasi pekerjaan, bisa ditentukan berdasarkan rumusan di bawah ini:

$$\varepsilon_{cs,t} = \left(\frac{t}{(35+t)} \right) \varepsilon_{cs,u} \dots\dots\dots(2.1)$$

dengan pengertian:

$\varepsilon_{cs,t}$ = nilai regangan susut beton pada umur t hari, dan

$\varepsilon_{cs,u}$ = nilai susut maksimum beton, besarnya bisa diambil sebagai:

$$\epsilon_{cs,u} = 780 \times 10^{-6} \lambda_{cs} \dots\dots\dots(2.2)$$

Nilai λ_{cs} ditentukan kondisi beton dan lingkungan pekerjaan:

$$\lambda_{cs} = K_h^s \times K_d^s \times K_s^s \times K_f^s \times K_b^s \times K_{ac}^s \dots\dots\dots(2.3)$$

dengan pengertian:

t = umur beton yang dihitung sejak 7 hari setelah pengecoran [hari]

K_h^s = faktor pengaruh kelembaban relatif udara setempat [H (%)]

K_d^s = faktor pengaruh ketebalan komponen beton [d (cm)]

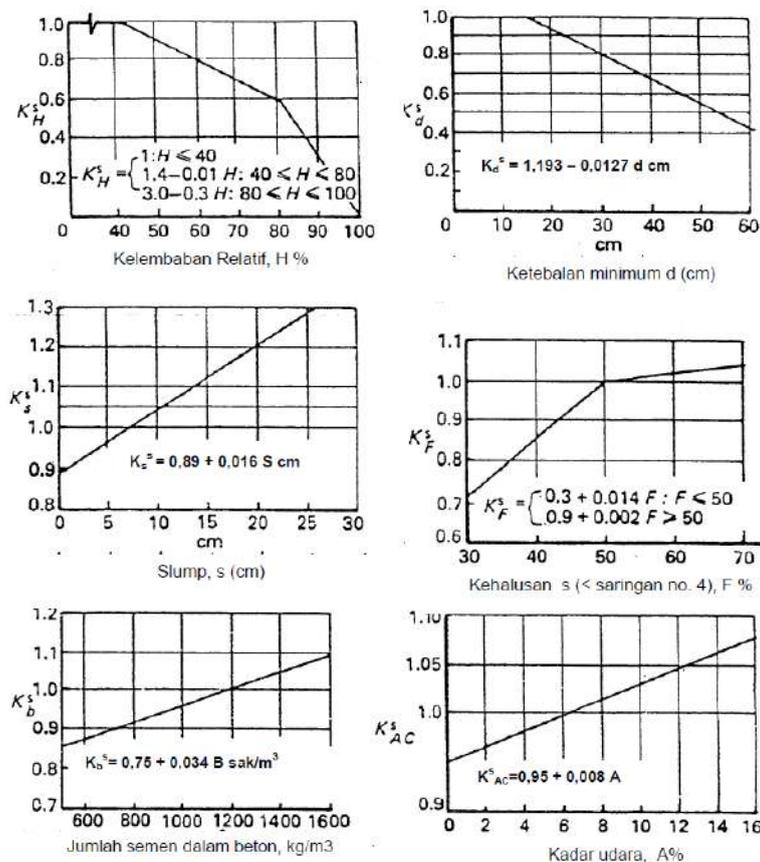
K_s^s = faktor pengaruh konsistensi (slump) adukan beton [s (cm)]

K_f^s = faktor pengaruh kadar agregat halus dalam beton [F (%)]

K_b^s = faktor pengaruh jumlah semen dalam beton [C (kg/m³)]

K_{ac}^s = faktor pengaruh kadar udara dalam beton [AC (%)].

Besaran faktor-faktor $K_h^s, K_d^s, K_s^s, K_f^s, K_b^s$ dan K_{ac}^s dapat diambil dari grafik sebagai berikut:



Gambar 2.2 Grafik Penentuan Faktor Susut
(Sumber: RSNI T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan)

Untuk komponen beton yang dirawat dengan cara penguapan (*steam cured*), maka nilai $\epsilon_{cs,t}$ ditentukan oleh rumus di bawah ini:

$$\epsilon_{cs,t} = \left(\frac{t}{(55+t)} \right) \epsilon_{cs,u} \dots\dots\dots(2.4)$$

Dimana t menyatakan umur beton yang dirawat dengan cara penguapan, terhitung sejak 1 sampai 3 hari setelah pengecoran, dalam satuan hari.

Tabel 2.1 Koefisien Standar Susut Beton

f_c'	20	25	30	35	40 – 60
$\epsilon_{cs,t}$	0,000174	0,000170	0,000163	0,000161	0,000153

(Sumber: RSNI T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan)

2. Tulangan baja non prategang

a. Kekuatan nominal

Kuat tarik putus ditentukan dari hasil pengujian dan kuat tarik leleh, f_y , ditentukan dari hasil pengujian, tetapi perencanaan tulangan tidak boleh didasarkan pada kuat leleh f_y yang melebihi 550 MPa, kecuali untuk tendon prategang.

b. Tegangan ijin

Tegangan ijin tarik pada tulangan non-prategang boleh diambil dari ketentuan di bawah ini:

- 1) Tulangan dengan $f_y = 300$ MPa, tidak boleh melebihi 140 MPa.
- 2) Tulangan dengan $f_y = 400$ MPa, atau lebih, dan anyaman kawat las (polos atau ulir), tidak boleh diambil melebihi 170 MPa.
- 3) Untuk tulangan lentur pada pelat satu arah yang bentangnya tidak lebih dari 4 m, tidak boleh diambil melebihi $0,50 f_y$ namun tidak lebih dari 200 MPa.

Sedangkan tegangan ijin pada pembebanan sementara boleh ditingkatkan 30% dari nilai tegangan ijin pada pembebanan tetap.

c. Modulus elastisitas

Modulus elastisitas baja tulangan, E_s , untuk semua harga tegangan yang tidak lebih besar dari kuat leleh f_y , bisa diambil

sebesar:

- 1) Diambil sama dengan 200000 MPa; atau
- 2) Ditentukan dari hasil pengujian.

d. Lengkung tegangan-regangan

Lengkung tegangan-regangan untuk baja tulangan non-prategang diambil berdasarkan ketentuan:

- 1) Dianggap mempunyai bentuk seperti yang diperoleh berdasarkan persamaan-persamaan yang disederhanakan dari hasil pengujian dalam bentuk bilinier.
- 2) Dianggap linier pada kondisi tegangan kerja, dengan nilai modulus elastisitas sama dengan 200000 MPa
- 3) Ditentukan dari data pengujian yang memadai.

e. Koefisien muai panas

Koefisien muai baja tulangan non prategang akibat panas bisa diambil sebesar:

- 1) Diambil sama dengan 12×10^{-6} per °C; atau
- 2) Ditentukan dari hasil pengujian.

3. Tulangan baja prategang

a. Kekuatan nominal

Kuat tarik baja prategang f_{pu} , harus ditentukan dari hasil pengujian, atau diambil sebesar mutu baja yang disebutkan oleh fabrikator berdasarkan sertifikat fabrikasi yang resmi. Sedangkan kuat leleh baja prategang, f_{py} , harus ditentukan dari hasil pengujian atau dianggap sebagai berikut:

- 1) Untuk kawat baja prategang adalah $0,75 f_{pu}$.
- 2) Untuk semua kelas *strand* dan tendon baja bulat adalah $0,85 f_{pu}$.

b. Tegangan ijin

Tegangan tarik baja prategang pada kondisi batas layan tidak boleh melampaui nilai berikut:

- 1) Tendon pasca tarik, pada daerah jangkar dan sambungan, sesaat setelah penjangkaran tendon, sebesar $0,70 f_{pu}$.

2) Untuk kondisi layan, sebesar $0,60 f_{pu}$.

Sedangkan tegangan tarik baja prategang pada kondisi transfer tidak boleh melampaui nilai berikut:

1) Akibat gaya penjangkaran tendon, sebesar $0,94 f_{py}$ tetapi tidak lebih besar dari $0,85 f_{pu}$ atau nilai maksimum yang direkomendasikan oleh fabrikator pembuat tendon prategang.

2) Sesaat setelah transfer gaya prategang, boleh diambil sebesar $0,82 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari $0,74 f_{pu}$.

c. Modulus elastisitas

Modulus elastisitas baja prategang, E_p , bisa diambil sebesar berikut:

1) Untuk kawat tegang-lepas adalah 200×10^3 MPa;

2) Untuk *strand* tegang-lepas adalah 195×10^3 MPa;

3) Untuk baja ditarik dingin dengan kuat tarik tinggi adalah 170×10^3 MPa;

4) Ditentukan dari hasil pengujian.

d. Lengkung tegangan-regangan

Lengkung tegangan-regangan baja prategang ditentukan dari hasil pengujian.

e. Relaksasi baja prategang

Relaksasi baja prategang harus diperhitungkan pada tiap umur dan tahapan penegangan, dari kondisi kawat baja, *strand*, dan batang-batang baja prategang yang berperilaku relaksasi rendah, sesuai dengan hasil pengujian.

2.3.2 Perencanaan Kekuatan Struktur Beton Bertulang

Kekuatan lentur dari balok beton bertulang sebagai komponen struktur jembatan harus direncanakan dengan menggunakan cara ultimit atau cara Perencanaan berdasarkan Beban dan Kekuatan Terfaktor (PBKT). Walaupun demikian, untuk perencanaan komponen struktur jembatan yang mengutamakan suatu pembatasan tenaga kerja, atau ada keterkaitan dengan

aspek lain yang sesuai batasan perilaku deformasinya, atau sebagai cara perhitungan alternatif, bisa digunakan cara Perencanaan berdasarkan Batas Layan (PBL).

Hubungan dengan distribusi tegangan tekan beton dan regangan dapat berbentuk persegi, trapesium, parabola atau bentuk lainnya yang menghasilkan perkiraan kekuatan yang cukup baik terhadap hasil pengujian yang lebih menyeluruh.

Walaupun demikian, hubungan distribusi tegangan tekan beton dan regangan dapat dianggap dipenuhi oleh distribusi tegangan beton persegi ekuivalen, yang diasumsikan bahwa tegangan beton = $0,85 f_c'$ terdistribusi merata pada daerah tekan ekuivalen yang batasi oleh tepi tertekan keluar dari penampang dan suatu garis yang sejajar dengan sumbu netral sejarak $a = \beta_1 c$ dari tepi tertekan terluar tersebut. Jarak c dari tepi dengan regangan tekan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus sumbu tersebut. Faktor β_1 harus diambil sebesar:

1. $\beta_1 = 0,85$ untuk $f_c' \leq 30$ Mpa
2. $\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30)$ untuk $f_c' > 30$ Mpa

Untuk persyaratan tulangan minimum pada setiap penampang dari suatu komponen struktur lentur, bila berdasarkan analisis diperlukan tulangan tarik, maka luas A_s yang ada tidak boleh kurang dari:

$$A_s = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \times f_y} \times b_w \times d \dots\dots\dots (2.5)$$

Dan tidak boleh lebih kecil dari:

$$A_s = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \dots\dots\dots (2.6)$$

Dengan:

f_c' = mutu kuat tekan beton

f_y = mutu tegangan leleh baja

b_w = lebar slab beton

d = tebal efektif slab beton

Jarak tulangan harus cukup memadai untuk penempatan penggetar dan memungkinkan ukuran terbesar dari agregat kasar dapat bergerak saat digetarkan. Jarak bersih minimum antara tulangan sejajar, sekat tulangan dan sejenisnya tidak boleh kurang dari 1,5 kali ukuran nominal maksimum agregat atau 1,5 kali diameter tulangan atau 40 mm.

Jarak bersih antara tulangan yang sejajar dalam lapisan tidak boleh kurang dari sumbu 1,5 kali diameter tulangan atau 1,5 kali diameter sekat tulangan. Tulangan geser terdiri dari sengkang segi empat yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur, jaringan kawat baja dengan kawat-kawat yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur.

Tulangan bengkok ke atas tidak diizinkan karena kesulitan dalam pengangkutan dan kemungkinan terjadi *splitting* beton pada bidang yang dibengkokkan. Batas jarak antar tulangan geser yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur tidak boleh lebih $\frac{d}{2}$ atau 600 mm.

2.4 Pembebanan Jembatan

Jembatan harus direncanakan sesuai dengan keadaan batas yang disyaratkan untuk mencapai target pembangunan, keamanan, dan aspek layan, dengan memperhatikan kemudahan inspeksi, faktor ekonomi, dan estetika. Pembebanan untuk merencanakan jembatan jalan raya merupakan dasar dalam menentukan beban-beban dan gaya-gaya untuk perhitungan tegangan-tegangan yang terjadi pada setiap bagian jembatan jalan raya. Pembebanan berdasarkan pada muatan dan aksi-aksi yang terjadi pada jembatan berdasarkan peraturan yang ada dalam SNI 1725:2016 tentang Pembebanan Untuk Jembatan.

2.4.1 Beban Permanen

Massa setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah

9,81 m/detik². Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan diberikan dalam tabel berikut:

Tabel 2.2 Berat Isi Untuk Beban Mati

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

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

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

Beban mati jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan nonstruktural. Setiap komponen ini harus dianggap sebagai

suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan faktor beban normal dan faktor beban terkurangi.

1. Berat sendiri (MS)

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

Tabel 2.3 Faktor Beban Untuk Berat Sendiri

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

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

2. Beban mati tambahan/utilitas (MA)

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

Tabel 2.4 Faktor Beban Untuk Beban Mati Tambahan

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

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

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

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

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

3. Beban akibat tekanan tanah (TA)

Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung berdasarkan sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembaban, kohesi sudut geser dalam dan lain sebagainya) harus diperoleh berdasarkan hasil pengukuran dan pengujian tanah baik di lapangan ataupun laboratorium. Bila tidak diperoleh data yang cukup maka karakteristik tanah dapat ditentukan sesuai dengan ketentuan pada pasal ini. Tekanan tanah lateral mempunyai hubungan yang tidak linier dengan sifat-sifat bahan tanah. Tekanan tanah lateral pada keadaan batas daya layan dihitung berdasarkan nilai nominal dari γ_s , c dan ϕ_f .

Tekanan tanah lateral pada keadaan batas kekuatan dihitung dengan menggunakan nilai nominal dari γ_s dan nilai rencana dari c serta

ϕ_f . Nilai-nilai rencana dari c serta ϕ_f diperoleh dari nilai nominal dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan. Kemudian tekanan tanah lateral yang diperoleh masih berupa nilai nominal dan selanjutnya harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai pada tabel berikut:

Tabel 2.5 Faktor Beban Akibat Tekanan Tanah

Tipe beban	Faktor beban (γ_{TA})			
	Keadaan batas layan (γ^s_{TA})		Keadaan batas ultimit (γ^U_{TA})	
	Tekanan tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan tanah lateral			
	Aktif	1,00	1,25	0,80
	Pasif	1,00	1,40	0,70
	Diam	1,00		

Catatan: tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit.

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Beban tambahan ini hanya diterapkan untuk menghitung tekanan tanah dalam arah lateral saja, dan faktor beban yang digunakan harus sama seperti yang telah ditentukan dalam menghitung tekanan tanah arah lateral. Faktor pengaruh pengurangan dari beban tambahan ini tidak perlu diperhitungkan.

Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam umumnya tidak diperhitungkan pada keadaan batas kekuatan. Apabila keadaan demikian timbul, maka faktor beban untuk keadaan batas kekuatan yang digunakan untuk menghitung nilai rencana dari tekanan tanah dalam keadaan diam

harus sama seperti untuk tekanan tanah dalam keadaan aktif. Faktor beban pada keadaan batas daya layan untuk tekanan tanah dalam keadaan diam adalah 1,0, tetapi harus hati-hati dalam pemilihan nilai nominal yang memadai pada waktu menghitung tekanan tanah.

a. Tekanan tanah lateral

Tekanan tanah lateral harus diasumsikan linier sebanding dengan kedalaman tanah sebagai berikut:

$$p = k\gamma_s Z \dots\dots\dots(2.7)$$

Keterangan:

p adalah tekanan tanah lateral (kPa)

k adalah koefisien tekanan tanah lateral bisa berupa:

k_o (koefisien tekanan tanah kondisi diam) atau;

k_a (koefisien tekanan tanah kondisi aktif) atau;

k_p (koefisien tekanan tanah kondisi pasif)

γ_s adalah berat jenis tanah (kN/m³)

z adalah kedalaman diukur dari permukaan tanah (m)

Resultan beban tanah lateral akibat timbunan diasumsikan bekerja pada ketinggian $H/3$ dari dasar dinding, di mana H adalah ketinggian dinding diukur dari permukaan tanah di belakang dinding bagian bawah fondasi atau puncak pada telapak.

b. Koefisien tekanan tanah dalam kondisi diam k_o

Untuk tanah terkonsolidasi normal, dinding vertikal, dan permukaan tanah, koefisien tekanan tanah lateral dalam kondisi diam dapat diambil sebagai:

$$k_o = 1 - \sin \phi'_f \dots\dots\dots(2.8)$$

Keterangan:

ϕ'_f adalah sudut geser efektif tanah

k_o adalah koefisien tekanan tanah lateral kondisi diam

Untuk tanah overkonsolidasi, koefisien tekanan tanah lateral kondisi diam dapat diasumsikan bervariasi sebagai fungsi rasio

overkonsolidasi atau riwayat tegangan, dan dapat diambil sebagai:

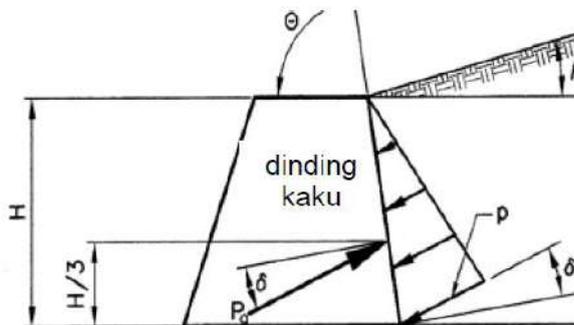
$$k_o = (1 - \sin \phi'_f) \cdot (\text{OCR})^{\sin \phi'_f} \dots\dots\dots (2.9)$$

Keterangan:

OCR adalah rasio overkonsolidasi

Tanah lanau dan lempung tidak boleh digunakan untuk urukan kecuali mengikuti prosedur desain yang sesuai dan langkah-langkah pengendalian konstruksi dimasukkan dalam dokumen konstruksi memperhitungkan penggunaan tanah tersebut. Perlu diperhitungkan juga peningkatan tekanan air pori dalam massa tanah. Ketentuan drainase yang sesuai harus disediakan untuk mencegah gaya hidrostatis dan rembesan dari belakang dinding fondasi. Dalam keadaan apapun, tanah lempung plastis tidak boleh digunakan untuk urukan.

c. Koefisien tekanan tanah aktif (k_a)



Gambar 2.3 Notasi Untuk Perhitungan k_a Coulomb
(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Nilai-nilai untuk koefisien tekanan tanah lateral aktif dapat diambil sebagai berikut:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\Gamma \times [\sin^2(\theta) \cdot \sin(\theta - \delta)]} \dots\dots\dots (2.10)$$

Dengan,

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \dots\dots\dots (2.11)$$

Keterangan:

δ adalah sudut geser antara urukan dan dinding ($^{\circ}$), nilai δ diambil melalui pengujian laboratorium atau bila tidak memiliki data yang akurat dapat mengacu pada Tabel 2.6.

β adalah sudut pada urukan terhadap garis horisontal ($^{\circ}$)

θ adalah sudut pada dinding belakang terhadap garis horisontal ($^{\circ}$)

ϕ'_f adalah sudut geser efektif tanah ($^{\circ}$)

Untuk kondisi yang tidak sesuai dengan yang dijelaskan dalam Gambar 2.3, tekanan aktif dapat dihitung dengan menggunakan prosedur yang didasarkan pada teori irisan dengan menggunakan Metode *Culmann*.

Tabel 2.6 Sudut Geser Berbagai Material

Material	Sudut geser δ ($^{\circ}$)
Beton pada material fondasi sebagai berikut:	
a. Batuan	35
b. Kerikil, campuran kerikil – pasir, pasir kasar	29 – 31
c. Pasir halus hingga medium, pasir kelanauan medium hingga kasar, kerikil kelanauan atau berlempung	24 – 29
d. Pasir halus, pasir kelanauan atau berlempung halus hingga medium	19 – 24
e. Lanau kepasiran halus, lanau non plastis	17 – 19
f. Lempung prakonsolidasi atau residual yang sangat teguh dan keras	22 – 26
g. Lempung agak teguh hingga lempung teguh, dan lempung kelanauan	17 – 19
Pasangan bata pada material fondasi memiliki faktor geser yang sama	
Turap baja terhadap tanah berikut:	
a. Kerikil, campuran kerikil – pasir, batuan bergradasi baik yang diisi pecahan	22
b. Pasir, campuran pasir – kerikil berlanau, batuan keras berukuran tinggal	17
c. Pasir berlanau, kerikil atau pasir bercampur lanau atau lempung	14
d. Lanau kepasiran halus, lanau non plastis	11

Beton pracetak atau turap beton terhadap tanah berikut:	
a. Kerikil, campuran kerikil – pasir, batuan bergradasi baik yang diisi pecahan	22 – 26
b. Pasir, campuran pasir – kerikil berlanau, batuan keras berukuran tinggal	17 – 22
c. Pasir berlanau, kerikil atau pasir bercampur lanau atau lempung	17
d. Lanau kepasiran halus, lanau non plastis	14
Berbagai material struktural:	
a. Batu bata pada batu bata, batuan beku dan metamorf:	
- Batuan lunak pada batuan lunak	35
- Batuan keras pada batuan lunak	33
- Batuan keras pada batuan keras	29
b. Batu bata pada kayu dengan arah kembang kayu menyilang	26
c. Baja pada baja pada hubungan turap	17
Catatan: Sudut geser pada tabel 2.6 hanya dapat digunakan bila tidak diperoleh data karakteristik tanah untuk mendukung analisis geoteknik	

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

d. Koefisien tekanan tanah pasif (k_p)

Untuk tanah nonkohesif, nilai koefisien tekanan tanah lateral pasif dapat diambil dari Gambar 2.4 untuk kasus dinding miring atau vertikal dengan timbunan yang rata dan Gambar 2.5 untuk kasus dinding vertikal dan timbunan miring. Untuk kondisi lain yang berbeda dari yang dijelaskan dalam Gambar 2.4 dan Gambar 2.5, tekanan pasif dapat dihitung dengan menggunakan prosedur berdasarkan teori irisan.

Ketika teori irisan yang digunakan, nilai batas sudut geser dinding tidak boleh diambil lebih besar dari satu setengah sudut geser ϕ_f . Untuk tanah kohesif, tekanan pasif dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$p_p = k_p \cdot \gamma_s \cdot z + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \dots \dots \dots (2.12)$$

Keterangan:

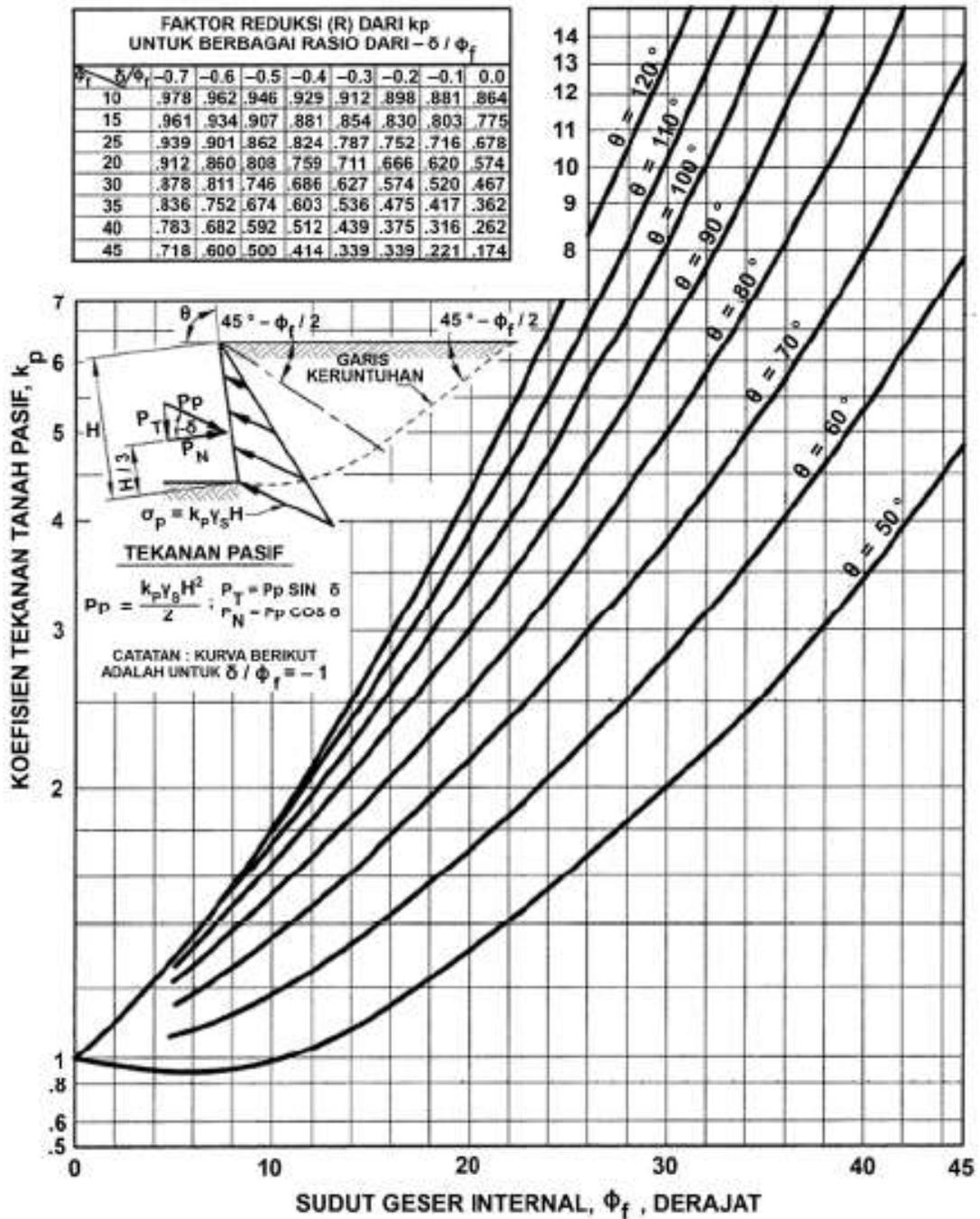
p adalah tekanan tanah lateral pasif (kPa)

γ_s adalah berat jenis tanah (kN/m^3)

z adalah kedalaman diukur dari permukaan tanah (m)

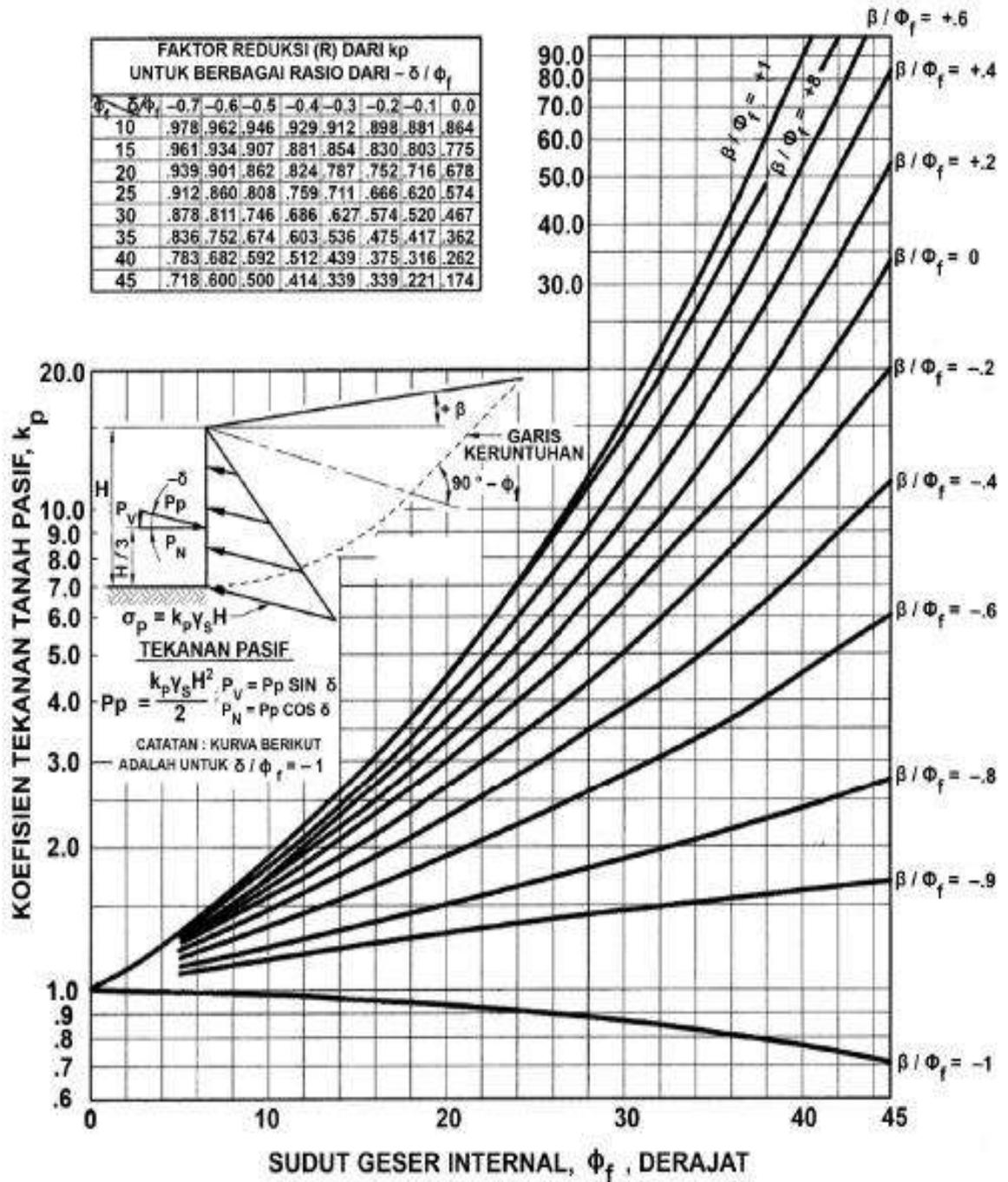
c adalah kohesi tanah (kPa)

k_p adalah koefisien tekanan tanah lateral pasif



Gambar 2.4 Prosedur Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Untuk Dinding Vertikal Dengan Urukkan Horisontal

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)



Gambar 2.5 Prosedur Perhitungan Tekanan Tanah Pasif Untuk Dinding Vertikal Dengan Urukan Membentuk Sudut
 (Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

4. Pengaruh tetap pelaksanaan (PL)

Pengaruh tetap pelaksanaan adalah beban yang disebabkan oleh metode dan urutan pelaksanaan pekerjaan jembatan. Beban ini biasanya

mempunyai kaitan dengan aksi-aksi lainnya, seperti pra-penegangan dan berat sendiri. Dalam hal ini, pengaruh faktor ini tetap harus dikombinasikan dengan aksi-aksi tersebut dengan faktor beban yang sesuai. Bila pengaruh tetap yang terjadi tidak begitu terkait dengan aksi rencana lainnya, maka pengaruh tersebut harus dimaksudkan dalam batas daya layan dan batas ultimit menggunakan faktor beban sesuai dengan tabel berikut:

Tabel 2.7 Faktor Beban Akibat Pengaruh Tetap Pelaksanaan

Tipe beban	Faktor beban (γ_{PL})		
	Keadaan batas layan (γ_{PL}^s)	Keadaan batas ultimit (γ_{PL}^u)	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	1,00	1,00	1,00

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

2.4.2 Beban Lalu Lintas

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

Beban truk "T" adalah satu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk "T" diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

Secara umum, beban "D" akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang, sedangkan beban "T" digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan. Dalam keadaan tertentu beban "D" yang nilainya telah diturunkan atau dinaikkan dapat digunakan.

1. Lajur lalu lintas rencana

Secara umum, Jumlah lajur lalu lintas rencana ditentukan dengan mengambil bagian integer dari hasil pembagian lebar bersih jembatan (w) dalam mm dengan lebar lajur rencana sebesar 2750 mm. Perencana harus memperhitungkan kemungkinan berubahnya lebar bersih jembatan dimasa depan sehubungan dengan perubahan fungsi dari bagian jembatan. Jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan bisa dilihat dalam Tabel 2.8. Lajur lalu lintas rencana harus disusun sejajar dengan sumbu memanjang jembatan.

Tabel 2.8 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana

Tipe Jembatan	Lebar Bersih Jembatan (mm)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana (n)
Satu lajur	$3000 \leq w < 5250$	1
Dua arah, tanpa Median	$5250 \leq w < 7500$	2
	$7500 \leq w < 10,000$	3
	$10,000 \leq w < 12,500$	4
	$12,500 \leq w < 15,250$	5
	$w \geq 15,250$	6
Dua arah, dengan Median	$5500 \leq w \leq 8000$	2
	$8250 \leq w \leq 10,750$	3
	$11,000 \leq w \leq 13,500$	4
	$13,750 \leq w \leq 16,250$	5
	$w \geq 16,500$	6
Catatan: a. Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi yang berwenang. b. Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dan median untuk banyak arah.		

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Berdasarkan Tabel 2.8, bila lebar bersih jembatan berkisar antara 3000 mm sampai 5000 mm, maka jumlah jalur rencana harus diambil

satu lajur lalu lintas rencana dan lebar jalur rencana harus diambil sebagai lebar jalur lalu lintas. Jika jembatan mempunyai lebar bersih antara 5250 mm dan 7500 mm, maka jembatan harus direncanakan memiliki dua lajur rencana, masing-masing selebar lebar bersih jembatan dibagi dua. Jika jembatan mempunyai lebar bersih antara 7750 mm dan 10000 mm, maka jembatan harus direncanakan memiliki tiga lajur rencana, masing-masing selebar lebar bersih jembatan dibagi tiga.

2. Beban lajur "D" (TD)

Beban lajur "D" terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti terlihat dalam Gambar 2.6. Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur "D" seperti pada Tabel 2.9.

Tabe 2.9 Faktor Beban Untuk Beban Lajur "D"

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

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

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

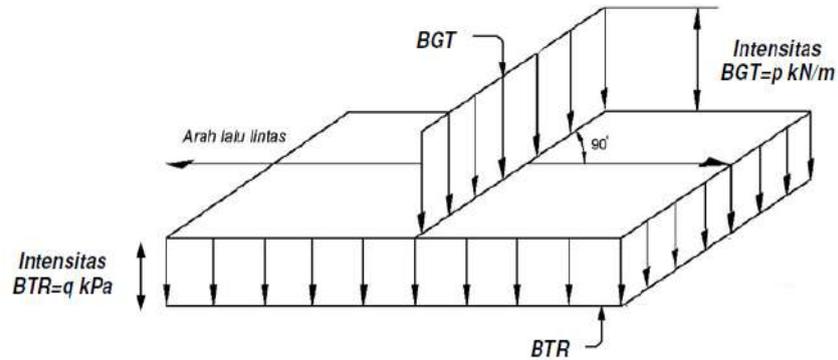
$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m: } q = 9,0 \text{ kPa} \dots\dots\dots (2.13)$$

$$\text{Jika } L \geq 30 \text{ m: } q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \dots\dots\dots (2.14)$$

Keterangan:

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

L adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter)

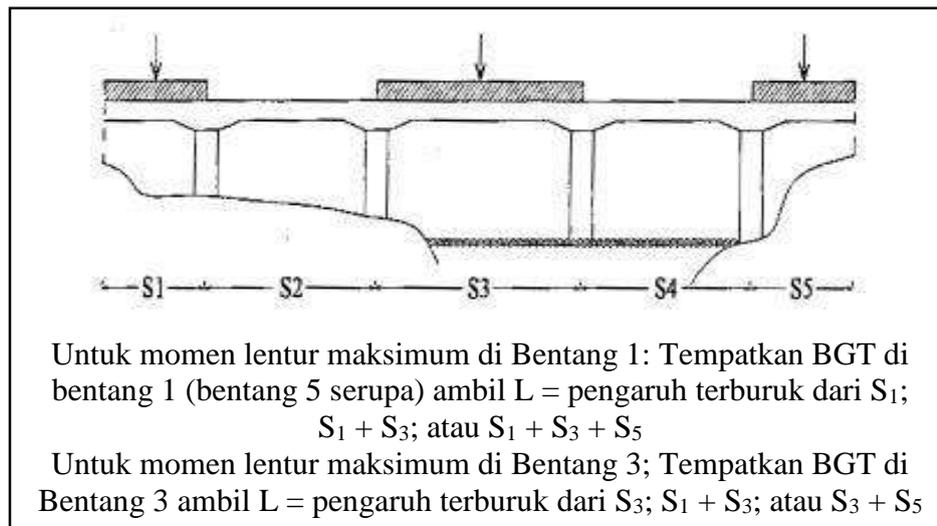


Gambar 2.6 Beban Lajur "D"

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

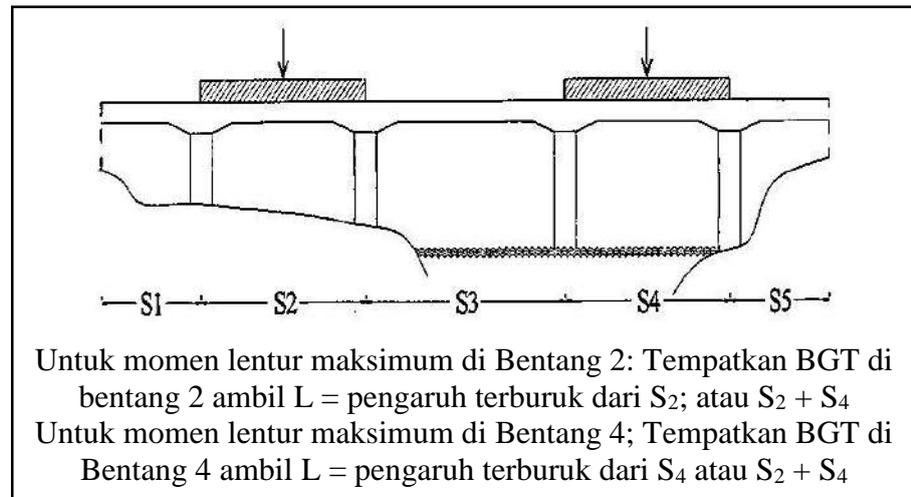
Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang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

Beban "D" harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban "D" secara umum dapat dilihat pada Gambar 2.6. Kemudian untuk alternatif penempatan dalam arah memanjang dapat dilihat pada Gambar 2.7 sampai Gambar 2.9.

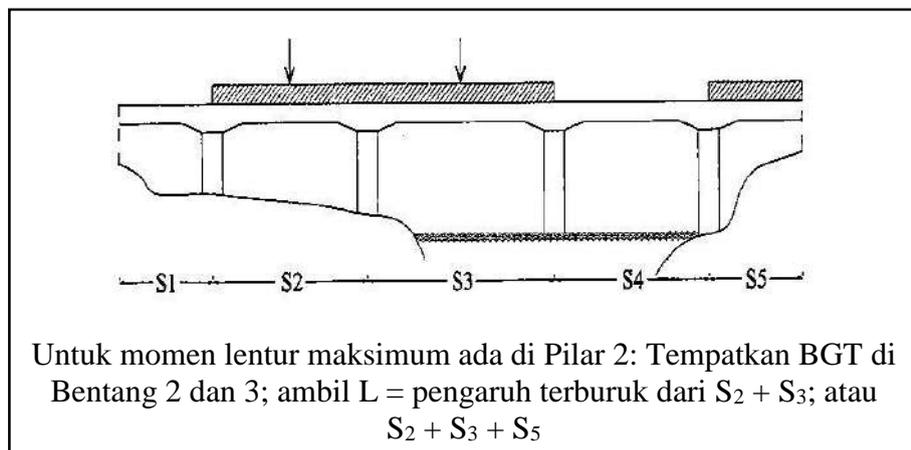


Gambar 2.7 Momen Lentur Positif Untuk Bentang 1,3,5

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)



Gambar 2.8 Momen Lentur Positif Untuk Bentang 2,4
 (Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)



Gambar 2.9 Momen Lentur Negatif Pada Pilar
 (Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal itu dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur "D" tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai.

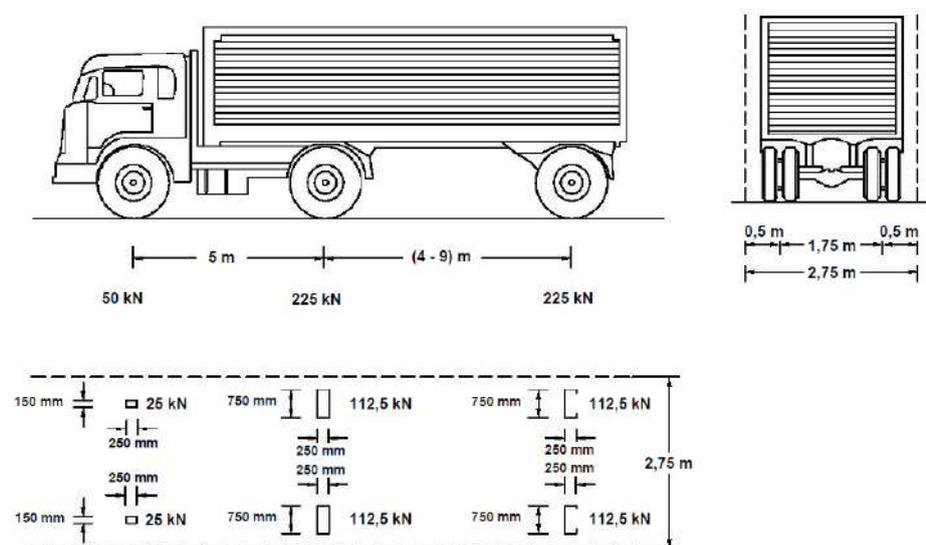
3. Beban truk "T" (TT)

Selain beban "D", terdapat beban lalu lintas lainnya yaitu beban truk "T". Beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D". Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Adapun faktor beban untuk beban "T" seperti terlihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10 Faktor Beban Untuk Beban "T"

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

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)



Gambar 2.10 Pembebanan Truk "T" (500 kN)

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Pembebanan truk "T" terdiri atas kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat dalam Gambar 2.10. Berat dari tiap-tiap gandar disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 gandar tersebut bisa diubah-ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.

Terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, umumnya hanya ada satu kendaraan truk "T" yang bisa ditempatkan pada satu lajur lalu lintas rencana. Untuk jembatan sangat panjang dapat ditempatkan lebih dari satu truk pada satu lajur lalu lintas rencana. Kendaraan truk

"T" ini harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu lintas rencana seperti terlihat dalam Gambar 2.10. Jumlah maksimum lajur lalu lintas rencana dapat dilihat dalam Tabel 2.8, tetapi jumlah lebih kecil bisa digunakan dalam perencanaan apabila menghasilkan pengaruh yang lebih besar. Hanya jumlah lajur lalu lintas rencana dalam nilai bulat harus digunakan. Lajur lalu lintas rencana ditempatkan pada lajur jembatan.

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

Beban roda harus didistribusikan pada pelat atap gorong-gorong jika tebal timbunan kurang dari 600 mm. Jika tebal timbunan lebih dari 600 mm atau perencana menggunakan cara perhitungan pendekatan yang diizinkan, atau melakukan analisis yang lebih rinci, maka beban roda diasumsikan terbagi rata seluas bidang kontak, yang bertambah besar sesuai kedalaman dengan kemiringan sebesar 1,15 kali kedalaman timbunan, dengan memperhatikan kondisi kepadatan lajur.

Untuk area dimana kontribusi beberapa roda mengalami tumpang tindih, maka besarnya beban terdistribusi ditentukan berdasarkan beban total dibagi dengan luas area. Untuk gorong-gorong bentang tunggal, pengaruh dari beban hidup dapat diabaikan jika tebal timbunan lebih tebal dari 2400 mm dan lebih besar dari panjang bentang; sedangkan untuk gorong-gorong dengan bentang menerus, pengaruh beban hidup dapat diabaikan jika tebal timbunan lebih besar dibandingkan jarak bersih antara dinding terluar.

Jika momen akibat beban hidup beserta dampak pada pelat beton berdasarkan distribusi beban roda melalui timbunan lebih besar dibandingkan dengan akibat beban hidup dan dampak jika dihitung berdasarkan lebar strip ekuivalen gorong-gorong, maka harus digunakan momen yang terbesar.

4. Klasifikasi pembebanan lalu lintas

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

Faktor sebesar 70% ini diterapkan untuk BTR dan BGT yang tercantum dalam Pasal 8.3 dan gaya sentrifugal yang dihitung dari BTR dan BGT. Faktor pengurangan sebesar 70% tidak boleh digunakan untuk pembebanan truk "T" atau gaya rem pada arah memanjang jembatan seperti tercantum dalam perhitungan gaya rem (TB).

Dengan persetujuan instansi yang berwenang, pembebanan "D" dapat diperbesar di atas 100% untuk jaringan jalan yang dilewati kendaraan berat. Faktor pembesaran di atas 100% ini diterapkan untuk BTR dan BGT yang tercantum dalam perhitungan beban lajur "D" (TD) dan gaya sentrifugal yang dihitung dari BTR dan BGT seperti pada perhitungan gaya sentrifugal (TR). Faktor pembesaran di atas 100% tidak boleh digunakan untuk pembebanan truk "T" atau gaya rem pada arah memanjang jembatan seperti tercantum dalam perhitungan gaya rem (TB).

5. Faktor beban dinamis

Faktor beban statis truk rencana harus diperbesar sesuai dengan FBD berdasarkan Gambar 2.11. Gaya sentrifugal dan gaya rem tidak perlu diperbesar. Faktor beban dinamis tidak perlu diterapkan pada beban pejalan kaki atau beban terbagi rata BTR. Komponen jembatan yang ada didalam tanah yang tercakup dalam Perencanaan *Railing*, maka dapat digunakan faktor beban dinamis seperti yang ditentukan dalam faktor beban dinamis.

Faktor beban dinamis tidak perlu diterapkan nantinya dalam perhitungan untuk:

- a. Dinding penahan yang tidak memikul reaksi vertikal dari struktur atas jembatan, dan

- b. Komponen fondasi yang seluruhnya berada dibawah permukaan tanah.

Faktor Beban Dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan.

Besarnya FBD tergantung pada frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, biasanya antara 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen. Besarnya BGT dari pembebanan lajur "D" dan beban roda dari Pembebanan Truk "T" harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali FBD. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan lajur "D" tidak dikali dengan FBD. Untuk pembebanan "D", FBD merupakan fungsi panjang bentang ekuivalen seperti tercantum dalam Gambar 2.11. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen L_E diberikan dengan rumus:

$$L_E = \sqrt{L_{av} L_{max}} \dots\dots\dots (2.15)$$

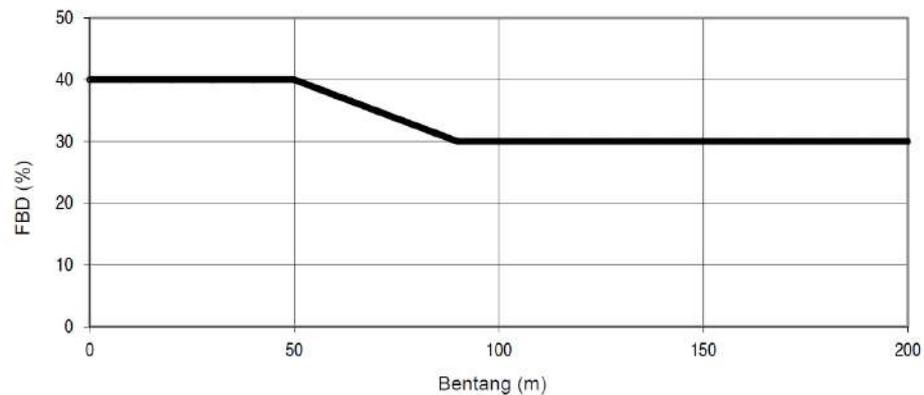
Keterangan:

L_{av} adalah panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

L_{max} adalah panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

Untuk pembebanan truk "T", FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada di atas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan bawah dan fondasi yang berada di bawah garis permukaan, nilai FBD harus diambil sebagai peralihan linier dari nilai pada garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 m. Untuk bangunan yang terkubur, seperti halnya gorong-

gorong dan struktur baja-tanah, nilai FBD jangan diambil kurang dari 40% untuk kedalaman nol dan jangan kurang dari 10% untuk kedalaman 2 m. Untuk kedalaman antara bisa diinterpolasi linier. Nilai FBD yang digunakan untuk kedalaman yang dipilih harus diterapkan untuk bangunan seutuhnya.



Gambar 2.11 Faktor Beban Dinamis (FBD) Untuk Beban T Untuk Pembebanan Lajur “D”

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

6. Gaya rem (TB)

Gaya rem yang akan digunakan dalam perhitungan harus diambil yang terbesar dari:

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

Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati sesuai dengan perhitungan lajur lalu lintas rencana dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama.

Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horisontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masingmasing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem. Faktor kepadatan lajur yang ditentukan berlaku untuk menghitung gaya rem.

7. Gaya sentrifugal (TR)

Untuk tujuan menghitung gaya radial atau efek guling dari beban roda, pengaruh gaya sentrifugal pada beban hidup harus diambil sebagai hasil kali dari berat gandar truk rencana dengan faktor C sebagai berikut:

$$C = f \frac{v^2}{gR_i} \dots\dots\dots(2.16)$$

Keterangan:

v adalah kecepatan rencana jalan raya (m/detik)

f adalah faktor dengan nilai 4/3 untuk kombinasi beban selain keadaan batas fatik dan 1,0 untuk keadaan batas fatik

g adalah percepatan gravitasi: 9.8 (m/detik²)

R_i adalah jari-jari kelengkungan lajur lalu lintas (m)

Kecepatan rencana jalan raya harus diambil tidak kurang dari nilai yang ditentukan dalam Perencanaan Geometrik Jalan Bina Marga. Faktor kepadatan lajur berlaku pada waktu menghitung gaya sentrifugal. Gaya sentrifugal harus diberlakukan secara horisontal pada jarak ketinggian 1800 mm diatas permukaan jalan. Dalam hal ini, perencana harus menyediakan mekanisme untuk meneruskan gaya sentrifugal dari permukaan jembatan menuju struktur bawah jembatan. Pengaruh superelevasi yang mengurangi momen guling akibat gaya sentrifugal akibat beban roda dapat dipertimbangkan dalam perencanaan.

8. Pembebanan untuk pejalan kaki (TP)

Semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan.

Jika trotoar dapat dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi di masa depan menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan

lainnya. Dalam hal ini, faktor beban dinamis tidak perlu dipertimbangkan.

9. Beban akibat tumbukan kendaraan (TC)

Hal ini tidak perlu ditinjau jika struktur jembatan sudah dilindungi dengan salah satu pelindung sebagai berikut:

- a. Tanggul; atau
- b. Palang independen setinggi 1370 mm yang tahan tumbukan dipasang pada permukaan tanah dalam jarak 3000 mm dari bagian jembatan yang ingin dilindungi; atau
- c. Parapet dengan tinggi 1070 mm dipasang minimal 3000 mm dari bagian jembatan yang ingin dilindungi.

Kecuali jembatan dilindungi dengan pelindung jembatan, semua kepala jembatan dan pilar dengan dalam jarak 9000 mm dari tepi jalan, atau dalam jarak 15000 mm dari sumbu rel harus direncanakan untuk mampu memikul beban statik ekuivalen sebesar 1800 kN, yang diasumsikan mempunyai arah sembarang dalam bidang horisontal, bekerja pada ketinggian 1200 mm diatas permukaan tanah.

10. Beban fatik

Beban fatik merupakan satu beban truk dengan tiga gandar seperti yang ditentukan pada perhitungan beban truk "T" (TT), dimana jarak gandar tengah dan gandar belakang merupakan jarak yang konstan sebesar 5000 mm. Faktor beban dinamis seperti yang ditentukan harus digunakan dalam menghitung beban fatik.

Frekuensi beban fatik harus diambil sebesar Lalu Lintas Harian (LHR) untuk satu lajur lalu lintas rencana. Frekuensi ini harus digunakan untuk semua komponen jembatan, juga untuk komponen jembatan yang memikul jumlah truk yang lebih sedikit. Jika tidak ada informasi yang lebih lengkap dan akurat, maka perencana dapat menentukan jumlah truk harian rata-rata untuk satu jalur sebesar:

$$LHR_{SL} = p_i \times LHR \dots\dots\dots (2.17)$$

Keterangan:

LHR adalah jumlah truk rata-rata per hari dalam satu arah selama umur rencana.

LHR_{SL} adalah jumlah truk rata-rata per hari dalam satu lajur selama umur rencana.

p_t adalah fraksi truk dalam satu lajur.

Tabel 2.11 Fraksi Lalu Lintas Truk Dalam Satu Lajur (p)

Jumlah lajur truk	p_t
1	1,00
2	0,85
3 atau lebih	0,80

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Bila tidak terdapat informasi yang akurat mengenai lalu lintas harian rata-rata, maka dapat digunakan LHR berdasarkan klasifikasi jalan sesuai dengan tabel sebagai berikut:

Tabel 2.12 LHR Berdasarkan Klasifikasi Jalan

Kelas Fungsional		Kelas Rencana		
		Tipe I : Kelas	Tipe II	
			LHR	Kelas
Primer	Arteri	I	Semua lalin	I
	Kolektor	II	≥ 10.000	I
< 10.000			II	
Sekunder	Arteri	II	≥ 20.000	I
			< 20.000	II
	Kolektor	NA	≥ 6.000	II
			< 6.000	III
	Lokal	NA	≥ 500	III
			< 500	IV

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Jika jembatan dianalisis dengan menggunakan metode yang rinci, sebuah truk rencana harus diposisikan dalam arah melintang dan arah longitudinal jembatan agar diperoleh rentang tegangan maksimal pada

bagian jembatan yang ditinjau, tidak tergantung pada posisi lalu lintas atau lajur rencana pada lantai kendaraan jembatan.

Jika jembatan dianalisis dengan menggunakan metode pendekatan, maka harus digunakan faktor distribusi untuk satu lajur lalu lintas rencana.

2.4.3 Aksi Lingkungan

Aksi lingkungan memasukkan pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa dan penyebab-penyebab alamiah lainnya. Besarnya beban rencana yang diberikan dalam standar ini dihitung berdasarkan analisis statistik dari kejadian-kejadian umum yang tercatat tanpa memperhitungkan hal khusus yang mungkin akan memperbesar pengaruh setempat. Perencana mempunyai tanggung jawab untuk mengidentifikasi kejadian-kejadian khusus setempat dan harus memperhitungkannya dalam perencanaan.

1. Penurunan (ES)

Tabel 2.13 Faktor Beban Akibat Penurunan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{ES})	
	Keadaan Batas Layan (γ_{ES}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{ES}^U)
Permanen	1,0	N/A

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Jembatan harus direncanakan untuk bisa menahan terjadinya penurunan yang diperkirakan, termasuk perbedaan penurunan, sebagai aksi daya layan. Pengaruh penurunan dapat dikurangi dengan adanya rangkai dan interaksi pada struktur tanah. Faktor beban untuk penurunan dapat digunakan sesuai dengan Tabel 2.13.

Penurunan dapat diperkirakan dari pengujian yang dilakukan terhadap lapisan tanah. Apabila perencana memutuskan untuk tidak melakukan pengujian, tetapi besarnya penurunan diambil sebagai suatu anggapan, maka nilai anggapan tersebut merupakan batas atas dari penurunan yang bakal terjadi. Apabila nilai penurunan ini besar,

perencanaan bangunan bawah dan bangunan atas jembatan harus memuat ketentuan khusus untuk mengatasi penurunan tersebut.

2. Gaya akibat deformasi

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

a. Temperatur merata (EU_n)

Deformasi akibat perubahan temperatur yang merata dapat dihitung dengan menggunakan prosedur seperti yang dijelaskan pada pasal ini. Prosedur ini dapat digunakan untuk perencanaan jembatan yang menggunakan gelagar terbuat dari beton atau baja. Rentang temperatur harus seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.14.

Perbedaan antara temperatur minimum atau temperatur maksimum dengan temperatur nominal yang diasumsikan dalam perencanaan harus digunakan untuk menghitung pengaruh akibat deformasi yang terjadi akibat perbedaan suhu tersebut. Temperatur minimum dan maksimum yang ditentukan dalam Tabel 2.14 harus digunakan sebagai $T_{\text{mindesign}}$ dan $T_{\text{maxdesign}}$ pada Persamaan 2.18.

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

$$\Delta_T = \alpha L \cdot (T_{\text{maxdesign}} - T_{\text{mindesign}}) \dots\dots\dots (2.18)$$

Keterangan:

L adalah panjang komponen jembatan (mm)

A adalah koefisien muai temperatur (mm/mm/°C)

Tabel 2.14 Temperatur Jembatan Rata-Rata Nominal

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

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Tabel 2.15 Sifat Bahan Rata-Rata Akibat Pengaruh Temperatur

Bahan	Koefisien Perpanjangan Skibat Suhu (α)	Modulus Elastisitas (MPa)
Baja	12×10^{-5} per °C	200000
Beton: Kuat tekan < 30 MPa Kuat tekan > 30 MPa	10×10^{-5} per °C 11×10^{-5} per °C	$4700 \sqrt{f_c}$ $4700 \sqrt{f_c}$

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

b. Pengaruh susut dan rangkak (SH)

Pengaruh rangkak dan penyusutan harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini dihitung menggunakan beban mati jembatan. Apabila rangkak dan penyusutan bisa mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka nilai dari rangkak dan penyusutan tersebut harus diambil minimum (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang).

Tabel 2.16 Faktor Beban Akibat Susut dan Rangkak

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{SH})	
	Keadaan Batas Layan (γ_{SH}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{SH}^U)
Tetap	1,0	0,5

Catatan: walaupun susut dan rangkak bertambah lambat menurut waktu, tetapi pada akhirnya akan mencapai nilai yang konstan

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

c. Pengaruh prategang (PR)

Prategang akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkekang pada bangunan statis tidak tentu. Pengaruh sekunder tersebut harus diperhitungkan baik pada batas daya layan ataupun batas ultimit. Prategang harus diperhitungkan sebelum dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lainnya.

Tabel 2.17 Faktor Beban Akibat Pengaruh Prategang

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{PR})	
	Keadaan Batas Layan (γ_{PR}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{PR}^U)
Tetap	1,0	1,0

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Pengaruh utama prategang adalah sebagai berikut:

- 1) Pada keadaan batas daya layan, gaya prategang dapat dianggap bekerja sebagai suatu sistem beban pada unsur. Nilai rencana dari beban prategang tersebut harus dihitung menggunakan faktor beban daya layan sebesar 1,0.
 - 2) Pada keadaan batas ultimit, pengaruh sekunder akibat gaya prategang harus dianggap sebagai beban yang bekerja.
3. Aliran air, benda hanyutan dan tumbukan dengan batang kayu (EF)

Gaya seret nominal ultimit dan daya layan pada pilar akibat aliran air tergantung pada kecepatan air rata-rata sesuai dengan Persamaan

2.19. Faktor beban untuk perhitungan gaya akibat aliran air dapat digunakan sesuai dengan Tabel 2.18.

$$T_{EF} = 0,5 \cdot C_D \cdot V_s^2 \cdot A_d \dots\dots\dots (2.19)$$

Keterangan:

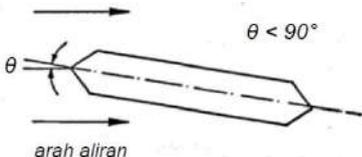
T_{EF} adalah gaya seret (kN)

V_s adalah kecepatan air rata-rata dari pengukuran di lapangan (m/s)

C_D adalah koefisien seret (lihat tabel 2.18)

A_d adalah luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman aliran (lihat Gambar 2.12) (m^2)

Tabel 2.18 Koefisien Seret (C_D) dan Angkat (C_L) Untuk Berbagai Bentuk Pilar

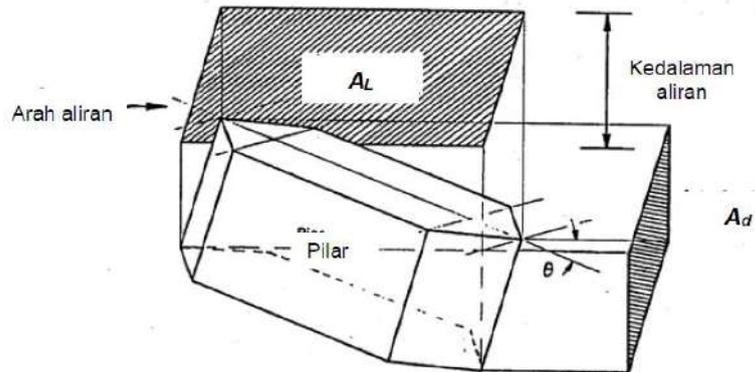
Bentuk Pilar	Koefisien Seret (C_D)	Koefisien Angkat (C_L)	
		θ	C_L
	0,8	0°	0
		5°	0,5
		10°	0,9
		20°	0,9
	1,4	$\geq 30^\circ$	1,0
			0,7
	0,7	Tidak bisa dipakai	

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Tabel 2.19 Faktor Beban Akibat Aliran Air, Benda Hanyutan dan Tumbukan Dengan Batang Kayu

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{EF})	
	Keadaan Batas Layan (γ_{EF}^s)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{EF}^u)
Tetap	1,0	Lihat tabel 2.20

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)



Gambar 2.12 Luas Proyeksi Pilar Untuk Gaya Akibat Aliran Air
(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Bila pilar tipe dinding membuat sudut dengan arah aliran, gaya angkat melintang akan semakin meningkat. Nilai nominal dari gaya angkat dalam arah tegak lurus gaya seret, adalah:

$$T_{EF} = 0,5 \cdot C_L \cdot V_s^2 \cdot A_L \dots\dots\dots (2.20)$$

Keterangan:

V_s adalah kecepatan air (m/s)

C_D adalah koefisien angkat (lihat tabel 2.18)

A_d adalah luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman aliran (lihat Gambar 2.12) (m^2)

Tabel 2.20 Periode Ulang Banjir Untuk Kecepatan Rencana Air

Kondisi	Periode Ulang Banjir	Faktor Beban
Daya layan – untuk semua jembatan	20 tahun	1,0
Ultimit:		
a. Jembatan besar dan penting ⁽¹⁾	100 tahun	2,0
b. Jembatan permanen	50 tahun	1,5
c. Gorong-gorong ⁽²⁾	50 tahun	1,0
d. Jembatan sementara	20 tahun	1,0
Catatan: (1) : Jembatan besar dan penting harus ditentukan oleh Instansi yang berwenang (2) : Gorong-gorong tidak mencakup bangunan drainase		

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Apabila bangunan atas jembatan terendam, koefisien seret (C_D) yang bekerja di sekeliling bangunan atas, yang diproyeksikan tegak lurus

arah aliran bisa diambil sebesar 2,2 kecuali apabila data yang lebih tepat tersedia, untuk jembatan yang terendam, gaya angkat akan meningkat dengan cara yang sama seperti pada pilar tipe dinding. Perhitungan untuk gayagaya angkat tersebut adalah sama, kecuali bila besarnya A_L diambil sebagai luas dari daerah lantai jembatan.

Gaya akibat benda hanyutan dihitung menggunakan Persamaan 2.21 dengan $C_D = 1,04$. Gaya akibat tumbukan dengan batang kayu dihitung dengan menganggap bahwa batang dengan massa minimum sebesar 2 ton hanyut pada kecepatan aliran rencana harus bisa ditahan dengan gaya maksimum berdasarkan lendutan elastis ekuivalen dari pilar dengan rumus sebagai berikut:

$$T_{EF} = \frac{M(V_a)^2}{d} \dots\dots\dots (2.21)$$

Keterangan:

M adalah massa batang kayu sebesar ± 2 ton

V_a adalah kecepatan air permukaan (m/detik) pada keadaan batas yang ditinjau. Dalam hal tidak adanya penyelidikan yang terperinci mengenai bentuk diagram kecepatan di lokasi jembatan, V_a bisa diambil 1,4 kali kecepatan rata-rata V_s

d_{ev} adalah lendutan elastis ekuivalen (m) (lihat Tabel 2.21)

Tabel 2.21 Lendutan Ekuivalen Untuk Tumbukan Batang Kayu

Tipe pilar	d_{ev} (m)
Pilar beton massif	0,075
Tiang beton perancah	0,150
Tiang kayu perancah	0,300

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Gaya akibat tumbukan kayu dan benda hanyutan lainnya jangan diambil secara bersamaan. Tumbukan batang kayu harus ditinjau secara bersamaan dengan gaya angkat dan gaya seret. Untuk kombinasi pembebanan, tumbukan batang kayu harus ditinjau sebagai aksi transien.

4. Tekanan hidrostatik dan gaya apung (EU)

Permukaan air rendah dan tinggi harus ditentukan selama umur bangunan dan digunakan untuk menghitung tekanan hidrostatik dan gaya apung. Dalam menghitung pengaruh tekanan hidrostatik, kemungkinan adanya gradien hidrolis yang melintang bangunan harus diperhitungkan.

Tabel 2.22 Faktor Beban Akibat Tekanan Hidrostatik dan Gaya Apung

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{EU})		
	Keadaan Batas Layan (γ_{EU}^s)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{EU}^U)	
		Biasa	Terkurangi
Transien	1,00	1,0 (1,1) ⁽¹⁾	1,0 (0,9) ⁽¹⁾
Catatan (1): Angka yang ditunjukkan dalam tanda kurung digunakan untuk bangunan penahan air atau bangunan lainnya dengan gaya apung dan hidrostatik sangat dominan			

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Bangunan penahan tanah harus direncanakan mampu menahan pengaruh total air tanah kecuali jika timbunan bisa mengalirkan air. Sistem drainase demikian bisa merupakan irisan dari timbunan yang mudah mengalirkan air di belakang dinding, dengan bagian belakang dari irisan naik dari dasar dinding pada sudut maksimum 60° arah horisontal.

Pengaruh daya apung harus ditinjau terhadap bangunan atas yang mempunyai rongga atau lobang yang memungkinkan udara terjebak, kecuali apabila ventilasi udara dipasang. Daya apung harus ditinjau bersamaan dengan gaya akibat aliran. Dalam memperkirakan pengaruh daya apung, harus ditinjau beberapa ketentuan sebagai berikut:

- Pengaruh daya apung pada bangunan bawah (termasuk tiang) dan beban mati bangunan atas;
- Syarat-syarat sistem ikatan dari bangunan atas;
- Syarat-syarat drainase dengan adanya rongga-rongga pada bagian dalam supaya air bisa keluar pada waktu surut.

5. Beban angin

a. Tekanan angin horisontal

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

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

Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, V_{DZ} , harus dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_{DZ} = 2,5V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \dots\dots\dots(2.22)$$

Keterangan:

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

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

V_B = Kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm, yang akan menghasilkan tekanan

Z = Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung

V_o = Kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi, sebagaimana ditentukan dalam Tabel 2.23, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)

Z_o = Panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi, ditentukan pada Tabel 28 (mm)

V_{10} dapat diperoleh dari:

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

Tabel 2.23 Nilai V_o dan Z_o Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu

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

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

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

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \dots\dots\dots (2.23)$$

Keterangan:

P_B adalah tekanan angin dasar seperti dalam Tabel 2.24 (MPa)

Tabel 2.24 Tekanan Angin Dasar

Komponen Bangunan Atas	Angin Tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, kolom dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan Datar	0,0019	N/A

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

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

Jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka tekanan angin dasar PB untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.25 dan harus dikerjakan pada titik berat dari area yang terkena beban angin. Arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah longitudinal. Arah angin untuk perencanaan harus yang menghasilkan pengaruh yang terburuk pada komponen jembatan yang ditinjau. Tekanan angin melintang dan memanjang harus diterapkan secara bersamaan dalam perencanaan.

Tabel 2.25 Tekanan Angin Dasar Untuk Berbagai Sudut Serang

Sudut Serang	Rangka, Kolom dan Pelengkung		Gelagar	
	Beban Lateral	Beban Longitudinal	Beban Lateral	Beban Longitudinal
	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

Gaya melintang dan longitudinal yang harus dikerjakan secara langsung pada bangunan bawah harus dihitung berdasarkan tekanan tekanan angin dasar sebesar 0,0019 MPa. Untuk angin dengan sudut serang tidak tegak lurus terhadap bangunan bawah, gaya ini harus diuraikan menjadi komponen yang bekerja tegak lurus terhadap bidang tepi dan bidang muka dari bangunan bawah. Komponen-komponen ini bekerja tegak lurus terhadap pada masing-masing permukaan yang mengalami tekanan dan perencana harus

menerapkan gaya-gaya tersenut bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada struktur atas.

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Kecuali jika ditentukan didalam pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.26 dimana arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 2.26 Komponen Beban Angin yang Bekerja Pada Kendaraan

Sudut	Komponen Tegak Lurus	Komponen Sejajar
derajat	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

b. Tekanan angin vertikal

Jembatan harus mampu memikul beban garis memanjang jembatan yang merepresentasikan gaya angin vertikal ke atas sebesar 9.6×10^{-4} MPa dikalikan lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Gaya ini harus ditinjau hanya untuk Keadaan Batas Kuat III dan Layan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, dan hanya ditinjau untuk kasus pembebanan dimana arah angin dianggap bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan. Gaya memanjang tersebut mempunyai titik tangkap pada seperempat lebar

jembatan dan bekerja secara bersamaan dengan beban angin horisontal.

6. Pengaruh gempa

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

Beban gempa diambil sebagai gaya horisontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor r modifikasi respons $R(d)$ dengan formulasi sebagai berikut:

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \dots\dots\dots (2.24)$$

Keterangan:

E_Q adalah gaya gempa horisontal statis (kN)

C_{sm} adalah koefisien respons gempa elastis

R_d adalah faktor modifikasi respons

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

Koefisien respons elastik C_{sm} diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan.

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

Pengaruh gempa terhadap gorong-gorong persegi dan bangunan bawah tanah tidak perlu diperhitungkan kecuali struktur tersebut melewati patahan aktif. Pengaruh ketidakstabilan keadaan tanah (misalnya : likuifaksi, longsor, dan perpindahan patahan) terhadap fungsi jembatan harus diperhitungkan.

Bahaya gempa pada jembatan harus dikarakterisasi dengan menggunakan respon spektra percepatan dan faktor situs untuk kelas situs yang sesuai. Respon spektra percepatan dapat ditentukan baik dengan prosedur umum atau berdasarkan prosedur spesifik-situs. Prosedur spesifik-situs dilakukan jika terdapat kondisi sebagai berikut:

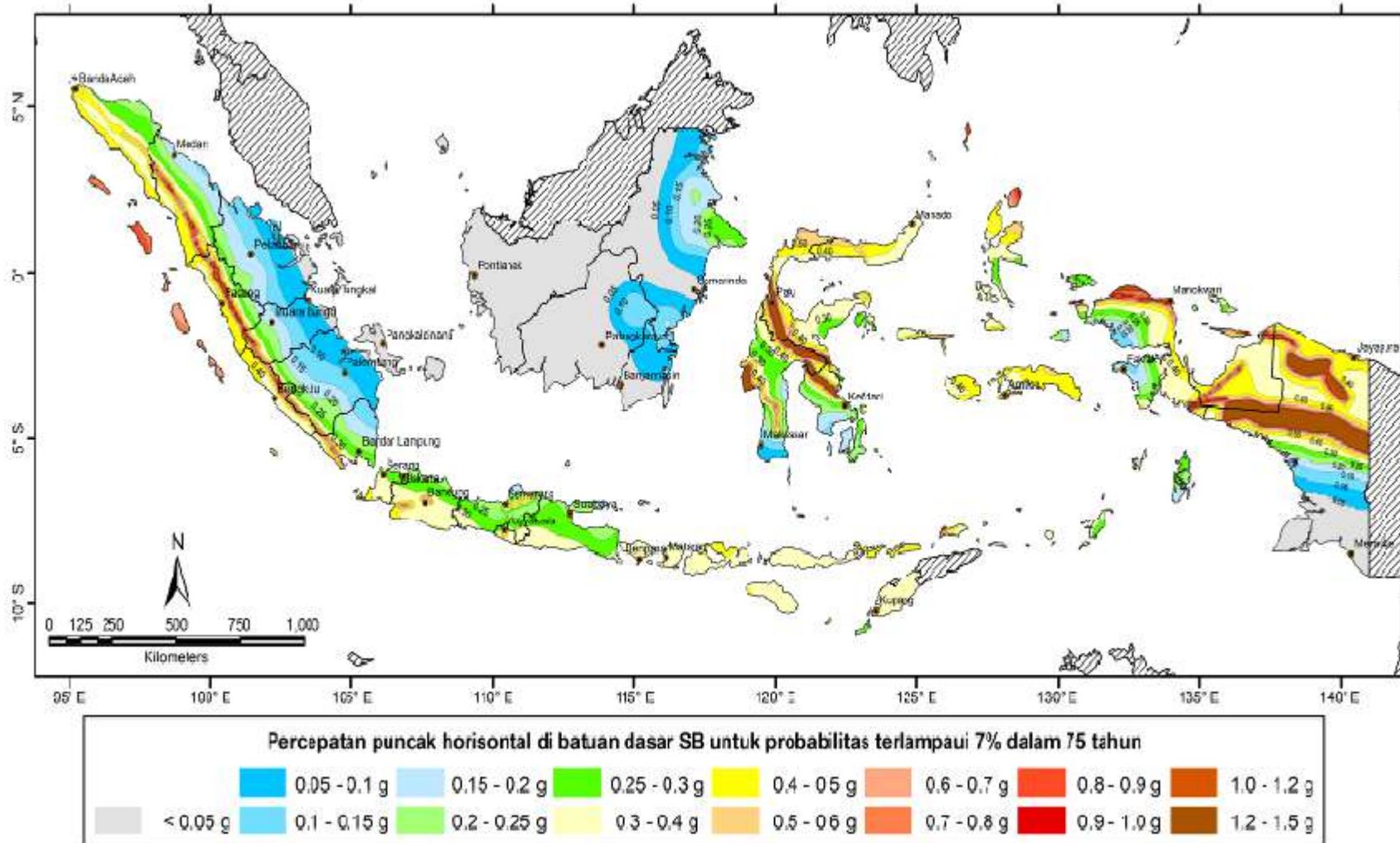
- a. Jembatan berada dalam jarak 10 km dari patahan aktif
- b. Situs termasuk dalam kategori situs kelas F sesuai Tabel 2.28

Peta gempa dalam ketentuan ini meliputi peta percepatan puncak batuan dasar (PGA) dan respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik di batuan dasar yang mewakili level hazard (potensi bahaya) gempa 1000 tahun dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Penjelasan untuk masing-masing peta dapat dilihat pada Tabel 2.27.

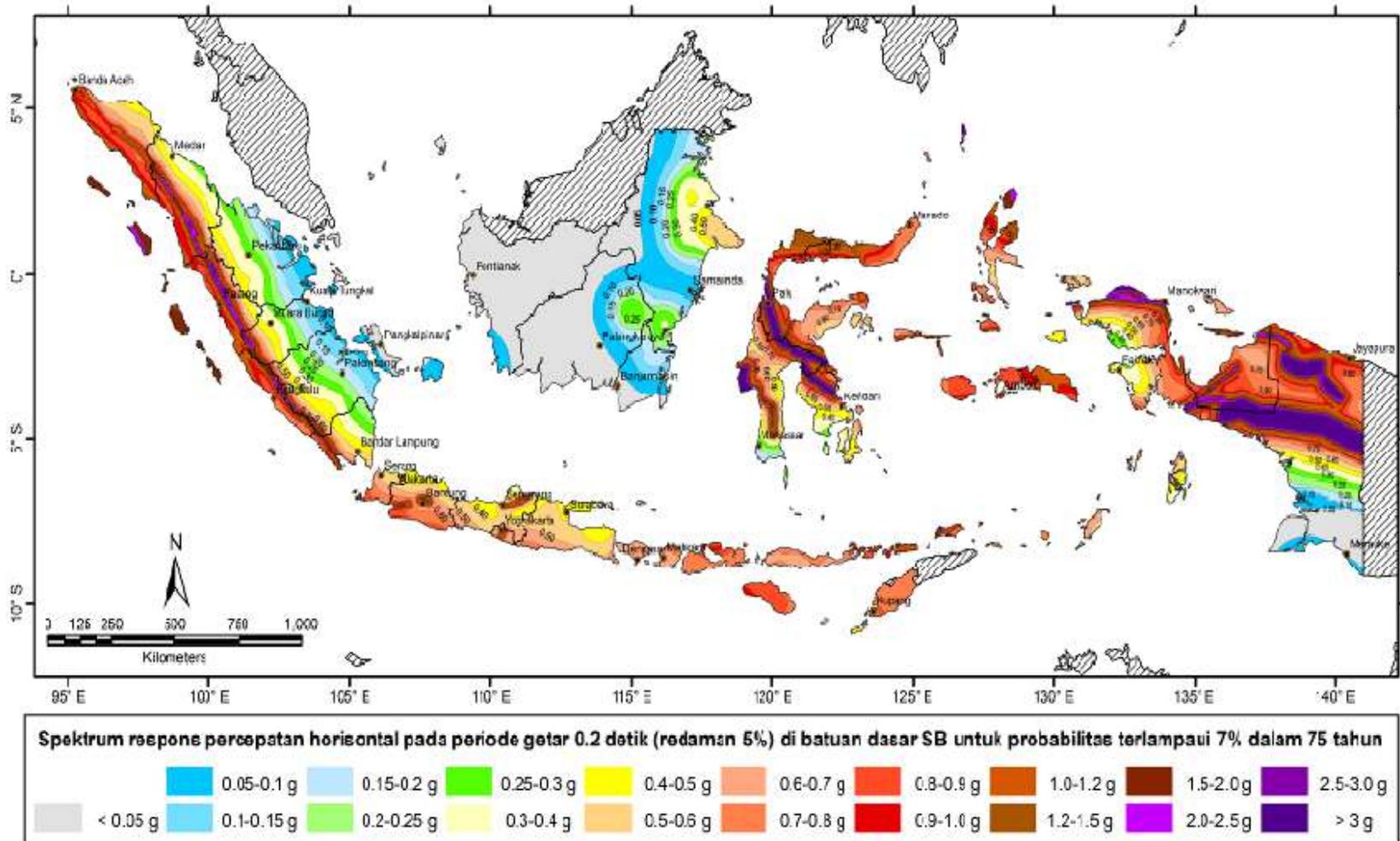
Tabel 2.27 Penjelasan Peta Gambar

No	No Gambar	Level Gempa	Keterangan
1	Gambar 1	7% dalam 75 tahun (gempa \approx 1000 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)
2	Gambar 2		Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di Batuan dasar (S_s)
3	Gambar 3		Peta respons spektra percepatan 1.0 detik di Batuan dasar (S_1)

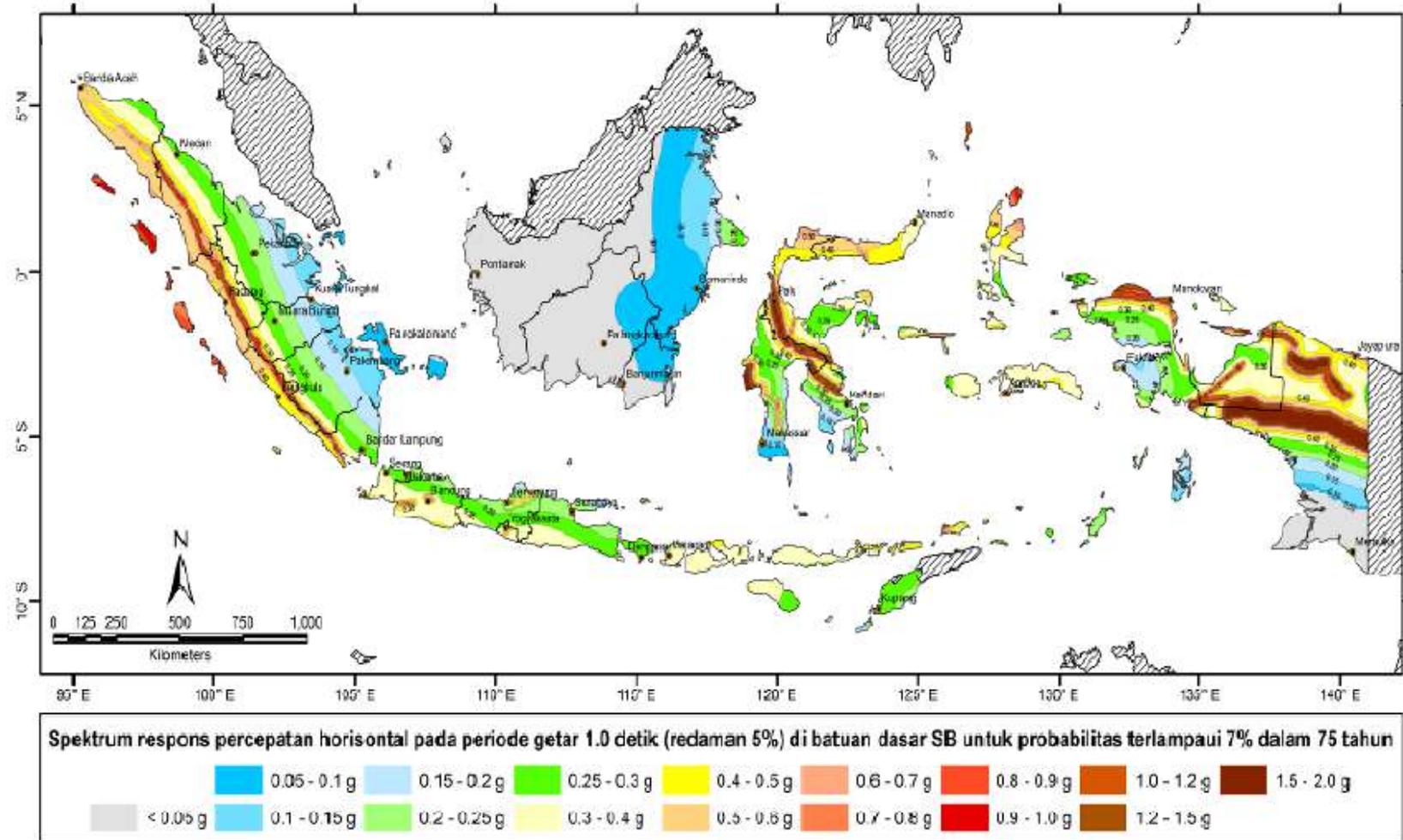
Sumber: SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)



Gambar 2.13 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) Untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun
(Sumber: SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)



Gambar 2.14 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun
 (Sumber: SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)



Gambar 2.15 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun
(Sumber: SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

Klasifikasi situs pada pasal ini ditentukan untuk lapisan setebal 30 meter sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium sesuai tabel berikut:

Tabel 2.28 Kelas Situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat & Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 < \bar{N} \leq 50$	$50 < \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 50$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti: - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		
Catatan: N/A = tidak dapat digunakan			

(Sumber: SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

Disarankan menggunakan sedikitnya 2 (dua) jenis penyelidikan tanah yang berbeda dalam pengklasifikasian jenis tanah ini. Pada Tabel 2.28 \bar{V}_s , \bar{N} , dan \bar{S}_u adalah nilai rata-rata berbobot cepat rambat gelombang geser, hasil uji penetrasi standar, dan kuat geser tidak

terdrainase dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya dan harus dihitung menurut persamaan-persamaan sebagai berikut:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{V_{si}} \right)} \dots\dots\dots (2.25)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{N} \right)} \dots\dots\dots (2.26)$$

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{S_{ui}} \right)} \dots\dots\dots (2.27)$$

Keterangan:

t_i adalah tebal lapisan tanah ke-i,

V_{si} adalah kecepatan rambat gelombang geser melalui lap. tanah ke-i,

N_i adalah nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke-i,

S_{ui} adalah kuat geser tak terdrainase lapisan tanah ke-i,

m adalah jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.

$$\sum_{i=1}^m t_i = 30 \text{ m}$$

Untuk penentuan respon spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi untuk PGA, periode pendek ($T = 0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada batuan dasar (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Tabel 2.29 dan Tabel 2.30 memberikan nilai-nilai F_{PGA} , F_a , dan F_v untuk berbagai klasifikasi jenis tanah.

Tabel 2.29 Faktor Amplifikasi Untuk PGA dan 0,2 Detik

Kelas Situs	PGA ≤ 0,1 S _s ≤ 0,25	PGA = 0,2 S _s = 0,5	PGA = 0,3 S _s = 0,75	PGA = 0,4 S _s = 1,0	PGA > 0,5 S _s ≥ 1,25
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber: SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

Tabel 2.30 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi Untuk Periode 1 Detik

Kelas Situs	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ ≥ 0,5
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber: SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

Adapun dari tabel-tabel tersebut dapat dilanjutkan untuk menentukan koefisien respon gempa elastik, diantaranya yaitu:

- a. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \dots\dots\dots(2.28)$$

- b. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, C_{sm} adalah sama dengan S_{DS} .

- c. Untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut:

$$C_{sm} = \frac{S_{DI}}{T} \dots\dots\dots(2.29)$$

Keterangan:

S_{DS} = nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T = 0,2$ detik)

S_{D1} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

$$T_0 = 0,2 T_s \dots\dots\dots(2.30)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(2.31)$$

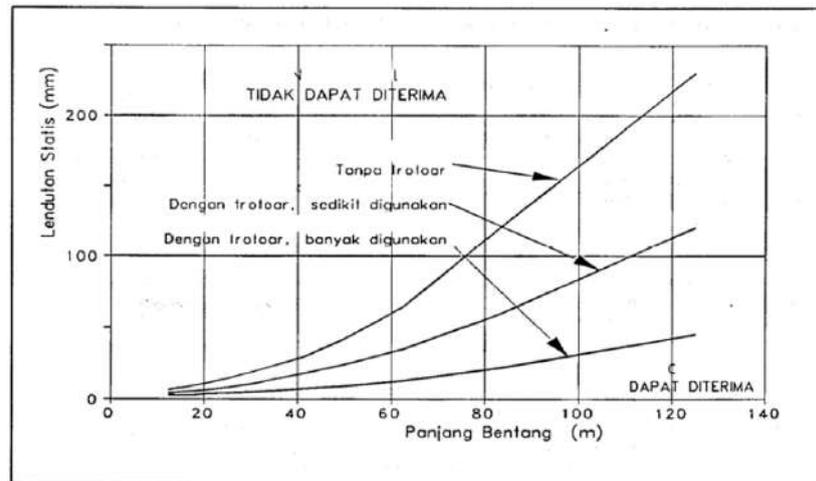
2.4.4 Aksi-Aksi Lainnya

1. Pengaruh getaran

Getaran yang diakibatkan oleh adanya kendaraan yang lewat di atas jembatan dan akibat pejalan kaki pada jembatan penyeberangan merupakan keadaan batas daya layan apabila tingkat getaran menimbulkan bahaya dan ketidaknyamanan seperti halnya keamanan bangunan.

Getaran pada jembatan harus diselidiki untuk keadaan batas daya layan terhadap getaran. Satu lajur lalu lintas rencana dengan pembebanan "beban lajur D", dengan faktor beban 1,0 harus ditempatkan sepanjang bentang agar diperoleh lendutan statis maksimum pada jembatan. Lendutan ini tidak boleh melampaui apa yang diberikan dalam Gambar 2.12 untuk mendapatkan tingkat kegunaan pada pejalan kaki. Walaupun pasal ini mengizinkan terjadinya lendutan statis yang relatif besar akibat beban hidup, perencana harus menjamin bahwa syarat-syarat untuk kelelahan bahan dipenuhi.

Getaran pada bangunan atas untuk jembatan penyeberangan harus diselidiki pada keadaan batas daya layan. Perilaku dinamis dari jembatan penyeberangan harus diselidiki secara khusus. Penyelidikan yang khusus ini tidak diperlukan untuk jembatan penyeberangan apabila memenuhi batasanbatasan sebagai berikut:



Gambar 2.16 Lendutan Akibat Getaran Jembatan
(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

- a. Perbandingan antara bentang dengan ketebalan dari bangunan atas kurang dari 30. Untuk jembatan menerus, bentang harus diukur sebagai jarak antara titik-titik lawan lendut untuk beban mati.
 - b. Frekuensi dasar yang dihitung untuk getaran pada bangunan atas jembatan yang terlentur harus lebih besar dari 3 Hz. Apabila frekuensi yang lebih rendah tidak bisa dihindari, ketentuan dari butir c berikut bisa digunakan.
 - c. Apabila getaran jembatan terlentur mempunyai frekuensi dasar yang dihitung kurang dari 3 Hz, lendutan statis maksimum jembatan dengan beban 1,0 kN harus kurang dari 2 mm.
2. Beban pelaksanaan

Beban pelaksanaan yang diuraikan dalam SNI 1725:2016 tentang Pembebanan Untuk Jembatan terdiri atas:

- a. Beban yang disebabkan oleh aktivitas pelaksanaan itu sendiri dan;
- b. Aksi lingkungan yang mungkin timbul selama waktu pelaksanaan. Perencana harus membuat toleransi untuk berat perancah atau yang mungkin akan dipikul oleh bangunan sebagai hasil dari metode atau urutan pelaksanaan.

Perencana harus memperhitungkan adanya gaya yang timbul selama pelaksanaan dan stabilitas serta daya tahan dari bagian-bagian komponen. Apabila rencana tergantung pada metode pelaksanaan,

struktur harus mampu menahan semua beban pelaksanaan secara aman. Perencana harus menjamin bahwa tercantum cukup detail ikatan dalam gambar untuk menjamin stabilitas struktur pada semua tahap pelaksanaan. Cara dan urutan pelaksanaan, dan tiap tahanan yang terdapat dalam rencana, harus diperinci dengan jelas dalam gambar dan spesifikasi. Selama waktu pelaksanaan jembatan, tiap aksi lingkungan dapat terjadi bersamaan dengan beban pelaksanaan.

Perencana harus menentukan tingkat kemungkinan kejadian demikian dan menggunakan faktor beban sesuai untuk aksi lingkungan yang bersangkutan. Tidak perlu untuk mempertimbangkan pengaruh gempa selama pelaksanaan konstruksi.

2.4.5 Faktor Pembebanan Konstruksi Jembatan

Jembatan harus direncanakan sesuai dengan keadaan batas yang disyaratkan untuk mencapai target pembangunan, keamanan, dan aspek layan, dengan memperhatikan kemudahan inspeksi, faktor ekonomi, dan estetika.

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

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \dots\dots\dots (2.32)$$

Dengan memperhatikan hal-hal sebagai berikut:

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

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0,95 \dots\dots\dots (2.33)$$

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

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1 \dots\dots\dots (2.34)$$

Keterangan:

γ_i adalah faktor beban ke-i

n_i adalah faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas, redundansi, dan klasifikasi operasional

n_D adalah faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas

n_R adalah faktor pengubah respons berkaitan dengan redundansi

n_I adalah faktor pengubah respons berkaitan dengan klasifikasi operasional

ϕ adalah faktor tahanan

Q_i adalah pengaruh gaya

R_n adalah tahanan nominal

R_r adalah tahanan terfaktor

Sistem struktur jembatan harus diproporsi dan didetailkan agar diperoleh perilaku deformasi inelastik pada keadaan batas ultimit dan ekstrem sebelum mengalami kegagalan. Perangkat disipasi energi gempa dapat digunakan untuk menggantikan sistem pemikul beban gempa konvensional beserta metodologi perencanaan tahan gempa yang dimuat dalam Peraturan Perencanaan Gempa untuk Jembatan. Untuk keadaan batas ultimit maka:

1. $n_D = 1,05$ untuk komponen tidak daktil dan sambungan
2. $n_D = 1,00$ untuk perencanaan konvensional serta pendetailan yang mengikuti peraturan ini
3. $n_D = 0,95$ untuk komponen-komponen dan sambungan yang telah dilakukan tindakan tambahan untuk meningkatkan daktilitas lebih dari yang dipersyaratkan oleh peraturan ini.

Untuk keadaan batas ekstrem (gempa) maka: $n_D = 1$.

Alur gaya majemuk dan struktur menerus harus digunakan kecuali terdapat alasan kuat yang mengharuskan untuk tidak menggunakan struktur tersebut. Untuk keadaan batas ultimit maka:

1. $n_R = 1,05$ untuk komponen non redundan
2. $n_R = 1,00$ untuk komponen dengan redundansi konvensional

3. $n_R = 0,95$ untuk komponen dengan redundansi melampaui kontinuitas girder dan penampang torsi tertutup

Untuk keadaan batas ekstrem (gempa) maka : $n_R = 1$.

Pemilik pekerjaan dapat menetapkan suatu jembatan atau elemen struktur dan sambungannya sebagai prioritas operasional. Pengklasifikasian harus dilakukan oleh otoritas yang berwenang terhadap jaringan transportasi dan mengetahui kebutuhan operasional. Untuk keadaan batas ultimit maka:

1. $n_I = 1,05$ untuk jembatan penting atau sangat penting
2. $n_I = 1,00$ untuk jembatan tipikal
3. $n_I = 0,95$ untuk jembatan kurang penting

Untuk keadaan batas ekstrem (gempa) maka : $n_R = 1$.

Adapun kelompok pembebanan dan simbol untuk beban adalah sebagai berikut:

1. Beban permanen

MS = beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan

MA = beban mati perkerasan dan utilitas

TA = gaya horisontal akibat tekanan tanah

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

PR = prategang

2. Beban transien

SH = gaya akibat susut/rangkak

TB = gaya akibat rem

TR = gaya sentrifugal

TC = gaya akibat tumbukan kendaraan

TV = gaya akibat tumbukan kapal

EQ = gaya gempa

BF = gaya friksi

TD = beban lajur "D"

TT = beban truk "T"

- TP = beban pejalan kaki
 SE = beban akibat penurunan
 ET = gaya akibat temperatur gradien
 EU_n = gaya akibat temperatur seragam
 EF = gaya apung
 EW_s = beban angin pada struktur
 EWL = beban angin pada kendaraan
 EU = beban arus dan hanyutan

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

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i \dots\dots\dots (2.35)$$

Keterangan:

n_i adalah faktor pengubah respons

γ_i adalah faktor beban

Q_i adalah gaya atau beban yang bekerja pada jembatan

Komponen dan sambungan pada jembatan untuk kombinasi beban-beban ekstrem seperti yang ditentukan pada setiap keadaan batas sebagai berikut:

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

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

Fatig : Kombinasi beban fatig dan fraktur sehubungan dengan umur fatig akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

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

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

Untuk beban akibat temperatur seragam (EU_n), terdapat dua faktor beban. Dalam hal ini nilai terbesar digunakan untuk menghitung deformasi sedangkan nilai terkecil digunakan untuk menghitung semua efek lainnya. Perencana dapat menggunakan $\gamma_{Eun} = 0,50$ untuk keadaan batas kekuatan asalkan perhitungan dilakukan dengan memakai momen inersia bruto untuk menghitung kekakuan kolom atau pilar.

Jika perencana melakukan analisis yang lebih rinci dimana perhitungan dilakukan dengan memakai momen inersia penampang retak yang diperoleh dari hasil analisis untuk menghitung kekakuan kolom atau pilar, maka perencana harus menggunakan $\gamma_{Eun} = 1,00$ untuk keadaan batas kekuatan. Sama halnya seperti sebelumnya, untuk keadaan batas kekuatan perencana dapat menggunakan faktor beban = 0,50 untuk γ_{PR} dan γ_{SH} saat menghitung pengaruh masing-masing gaya pada jembatan non-segmental jika perencana

menggunakan momen inersia bruto pada waktu menghitung kekakuan kolom atau pilar yang menggunakan struktur beton.

Jika kolom atau pilar menggunakan struktur baja, maka harus digunakan faktor beban= 1,00 untuk γ_{Eun} , γ_{PR} dan γ_{SH} . Evaluasi stabilitas global timbunan, serta lereng dengan atau tanpa fondasi dangkal atau fondasi dalam harus diselidiki pada Kondisi Layan I dengan menggunakan faktor tahanan yang berlaku.

Untuk jembatan boks girder baja yang memenuhi ketentuan pada Peraturan Perencanaan Jembatan Baja, faktor beban untuk beban kendaraan TT dan TD harus diambil sebesar 2,0. Faktor beban untuk beban gradien temperatur (γ_{TG}) ditentukan berdasarkan kondisi pekerjaan. Jika tidak ada hal yang bisa menyebabkan perubahan nilai, maka γ_{TG} dapat diambil sebagai berikut:

0,00 : untuk keadaan batas kekuatan dan keadaan batas ekstrim,

1,00 : untuk keadaan batas daya layan dimana beban hidup tidak ada, dan

0,50 : pada keadaan batas daya layan dimana beban hidup bekerja.

Faktor beban untuk beban akibat penurunan (γ_{SE}) ditentukan berdasarkan kondisi proyek.

Jika tidak ada hal yang bisa menyebabkan perubahan nilai, maka γ_{SE} dapat diambil sebesar 1,0. Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan penurunan fondasi juga harus memperhitungkan kondisi bila penurunan tidak terjadi. Untuk jembatan yang dibangun secara segmental, maka kombinasi pembebanan sebagai berikut harus diselidiki pada keadaan batas daya layan yaitu kombinasi antara beban mati (MS), beban mati tambahan (MA), tekanan tanah (TA), beban arus dan hanyutan (EU), susut (SH), gaya akibat pelaksanaan (PL), dan prategang (PR).

Tabel 2.31 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _s	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan Salah Satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_P	1.80	1.00	-	-	1.00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_P	1.40	1.00	-	-	1.00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_P	-	1.00	1.40	-	1.00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_P	-	1.00	-	-	1.00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_P	-	1.00	0.40	1.00	1.00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_P	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-
Ekstrem II	γ_P	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00
Daya Layan I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya Layan III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya Layan IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1,00/1,20	-	1.00	-	-	-
Fatik (TR dan TD)	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan: - γ_P dapat berupa γ_{MS} , γ_{MA} , γ_{TA} , γ_{PR} , γ_{PL} , γ_{SH} tergantung beban yang ditinjau

- γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

(Sumber: SNI 1725:2016 Pembebanan Untuk Jembatan)

2.5 Balok Gelagar Beton Prategang

Beton adalah material yang kuat dalam kondisi tekan tetapi lemah dalam kondisi tarik, kuat tarik bervariasi dari 8 sampai 14 persen dari kuat tekannya, karena rendahnya kapasitas tarik tersebut, maka retak lentur terjadi pada taraf pembebanan yang masih rendah. Untuk mengurangi atau mencegah berkembangnya retak tersebut, gaya konsentris atau eksentris diberikan pada arah longitudinal elemen struktur. Gaya ini mencegah perkembangnya retak dengan cara mengeliminasi atau sangat mengurangi tegangan tarik dibagian tumpuan dan kondisi kritis pada kondisi beban kerja, sehingga dapat meningkatkan kapasitas lentur, geser dan torsional penampang tersebut (Edward G. Nawy, 2000).

Menurut Komisi ACI dalam buku Desain Struktur Beton Prategang karya T.Y Lin dan Ned H. Burns menjelaskan bahwa, beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu. Pada elemen-elemen beton bertulang, sistem prategang biasanya dilakukan dengan menarik tulangnya.

2.5.1 Keuntungan Penggunaan Beton Prategang

Beton prategang memberikan keuntungan-keuntungan teknis besar dibandingkan dengan bentuk-bentuk konstruksi lainnya, seperti beton bertulang dan baja. Dalam hal batang prategang penuh, yang bebas dari tegangan-tegangan tarik pada beban kerja, penampang melintangnya dimanfaatkan secara lebih efisien apabila dibandingkan dengan penampang beton bertulang yang retak pada beban kerja.

Batang beton prategang memiliki perlawanan yang meningkat terhadap gaya geser, disebabkan oleh pengaruh prategang tekan, yang mengurangi tegangan tarik utama. Pemakaian kabel yang dilengkungkan, khususnya pada batang terbentang panjang membantu mengurangi gaya geser yang timbul pada penampang di tumpuan. Suatu batang lentur prategang menjadi lebih kaku pada beban kerja daripada suatu batang beton bertulang dengan tebal

yang sama. Namun, setelah permukaan retak, perilaku lentur suatu batang prategang adalah sama dengan batang beton bertulang.

Pemakaian beton dan baja berkekuatan tinggi pada batang prategang menghasilkan batang-batang yang lebih ringan dan lebih langsung daripada yang dimungkinkan dengan pemakaian beton bertulang. Prategang pada beton akan meningkatkan kemampuan material untuk menyerap energy pada saat menerima beban tumbukan. Kemampuan untuk melawan beban kerja yang berulang-ulang telah dibuktikan sama baiknya pada beton prategang maupun pada beton bertulang.

Beton prategang mempunyai kekenyalan yang cukup besar disebabkan oleh kemampuannya untuk memperoleh bentuknya kembali secara sepenuhnya dari pengaruh-pengaruh yang besar akibat pembebanan berlebihan tanpa menderita sesuatu kerusakan yang serius. Kekuatan lelah beton prategang lebih baik dibandingkan terhadap lelah material lain, terutama disebabkan oleh variasi tegangan yang kecil pada baja prategang, maka dianjurkan untuk menggunakan beton prategang pada struktur dengan beban dinamis, seperti jembatan kereta api dan pondasi mesin.

Disebabkan oleh pemanfaatan beton di dalam daerah tarik, maka suatu penghematan beton sebesar 15 sampai 30 persen kemungkinan dibandingkan dengan beton bertulang. Penghematan baja bahkan lebih tinggi, yaitu 60 sampai 80 persen, terutama disebabkan oleh tegangan lain yang tinggi dengan diperkenankan kawat tegangan tarik tinggi.

2.5.2 Konsep Dasar Prategang

Ada tiga konsep yang dapat dipakai untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar dari beton prategang. Hal ini dapat diterangkan sebagai berikut:

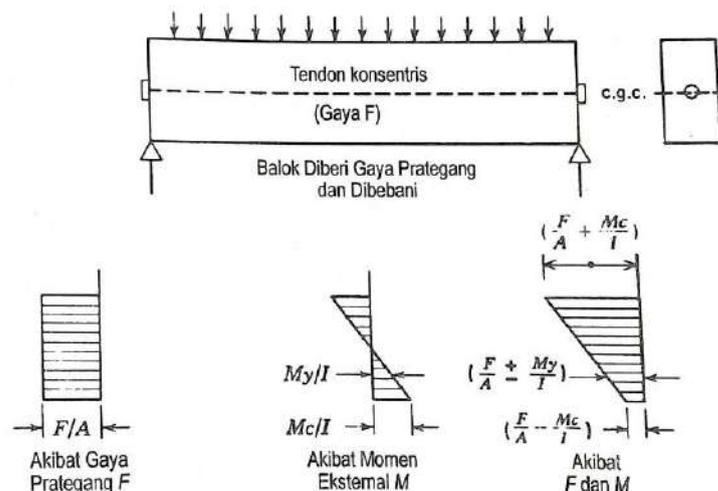
1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan yang elastis

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Ini merupakan pemikiran dalam memvisualisasikan beton prategang yang pada dasarnya adalah beton yang getas menjadi bahan yang elastis

yang memberikan tekanan (desakan) terlebih dahulu atau (pratekan) pada bahan tersebut. Beton yang tidak mampu menahan tarik dan kuat memikul tekanan (umumnya dengan baja mutu tinggi yang ditarik) sedemikian sehingga beton yang getas dapat memikul tegangan Tarik. Dari konsep inilah lahir kriteria “tidak ada tekanan tarik” pada beton.

Umumnya telah diketahui bahwa jika tidak ada tegangan tarik pada beton, berarti tidak akan terjadi retak, dan beton tidak merupakan bahan yang getas lagi melainkan bahan yang elastis. Atas dasar pandangan ini, beton divisualisasikan sebagai benda yang mengalami dua sistem pembebanan: gaya internal prategang dan beban eksternal dengan tegangan tarik akibat gaya eksternal dilawan oleh tegangan tekan akibat gaya prategang. Begitu juga retak pada beton akibat beban tendon. Sejauh tidak terjadi retak-retak, tegangan-tegangan, regangan-regangan dan lendutan-lendutan pada beton akibat kedua sistem pembebanan dapat dipandang secara terpisah dan bersama-sama bila perlu.

Dalam bentuk yang sederhana, ditinjau sebuah balok persegi panjang yang diberi gaya prategang oleh sebuah tendon melalui sumbu yang melalui titik berat (Gambar 2.17) dan dibebani oleh gaya eksternal. Gaya tarik prategang F pada tendon menghasilkan gaya tekan F yang sama pada beton yang juga bekerja pada titik berat tendon.



Gambar 2.17 Distribusi Tegangan Sepanjang Penampang Beton Prategang Konsentris

(Sumber: T.Y Lin dan Ned H. Burns, 2000)

Dengan distribusi tegangan yang dihasilkan adalah sebagai berikut:

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{M_y}{I} \dots\dots\dots(2.36)$$

Keterangan:

f adalah Distribusi tegangan

F adalah gaya tekan

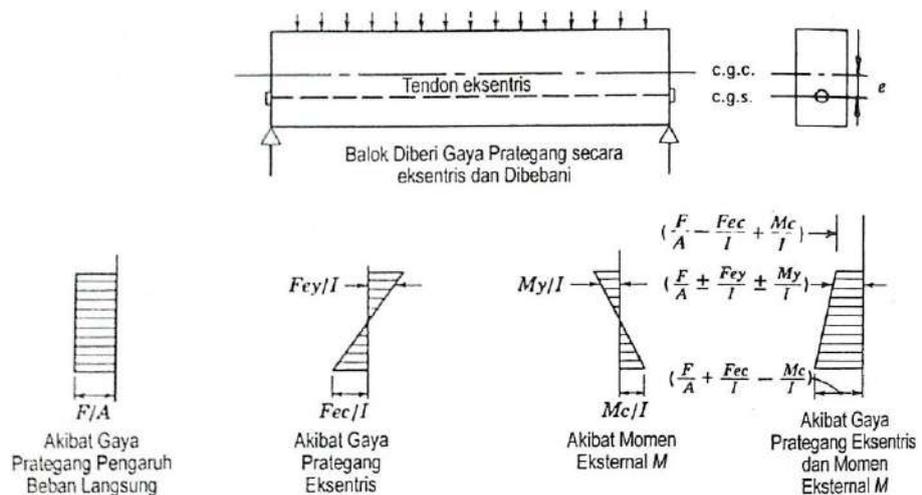
A adalah luas penampang balok

M adalah momen eksternal penampang akibat beban dan berat sendiri

y adalah jarak dari sumbu melalui titik berat

I adalah momen inersia penampang

Penyelesaian menjadi sedikit lebih rumit bila tendon ditempatkan secara eksentris terhadap titik berat penampang beton (Gambar 2.18). Disini resultan gaya tekan F pada beton bekerja pada titik berat tendon yang berjarak e dari c.g.c seperti terlihat pada gambar 2.18. Akibat gaya prategang yang eksentris, beton dibebani oleh momen dan beban langsung.



Gambar 2.18 Distribusi Tegangan Sepanjang Penampang Beton Prategang Eksentris

(Sumber: T.Y Lin dan Ned H. Burns, 2000)

Dengan distribusi tegangan yang dihasilkan adalah sebagai berikut:

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{M_y}{I} \pm \frac{F_{ey}}{I} \dots\dots\dots(2.37)$$

Keterangan:

f adalah Distribusi tegangan

F adalah gaya tekan

A adalah luas penampang balok

M adalah momen eksternal penampang akibat beban dan berat sendiri

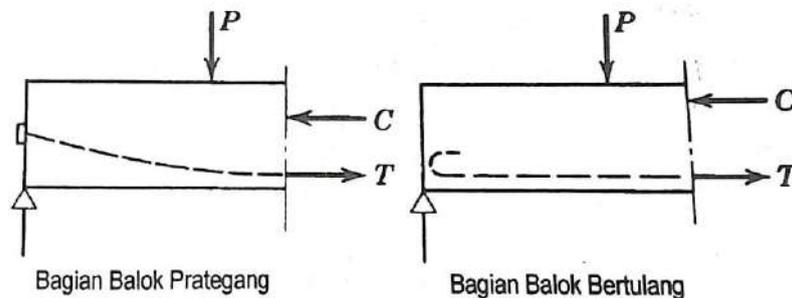
y adalah jarak dari sumbu melalui titik berat

I adalah momen inersia penampang

F_e adalah momen yang dihasilkan oleh sistem prategang

2. Sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi (gabungan) dari baja dan beton seperti pada beton bertulang, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekan. Dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk menahan momen eksternal (Gambar 2.19).



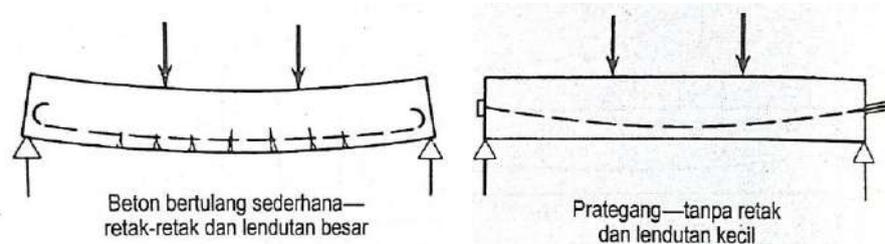
Gambar 2.19 Momen Penahan Internal pada Balok Sistem Prategang dan Beton Bertulang

(Sumber: T.Y Lin dan Ned H. Burns, 2000)

Pada beton prategang, baja mutu tinggi dipakai dengan jalan menariknya sebelum kekuatannya dimanfaatkan sepenuhnya. Jika baja mutu tinggi ditanamkan pada beton, seperti pada beton bertulang biasa, beton sekitarnya akan menjadi retak berat sebelum seluruh kekuatan baja digunakan (Gambar 2.20).

Oleh karena itu, baja perlu ditarik sebelumnya (pratarik) terhadap beton. Dengan menarik dan memanjangkan baja ke beton, dihasilkan tegangan dan regangan yang diinginkan pada kedua bahan, tegangan dan regangan tarik terjadi pada baja. Kombinasi ini memungkinkan

pemakaian yang aman dan ekonomis dari kedua bahan yang hal ini tidak dapat dicapai jika baja ditanamkan di dalam beton seperti pada beton bertulang biasa.

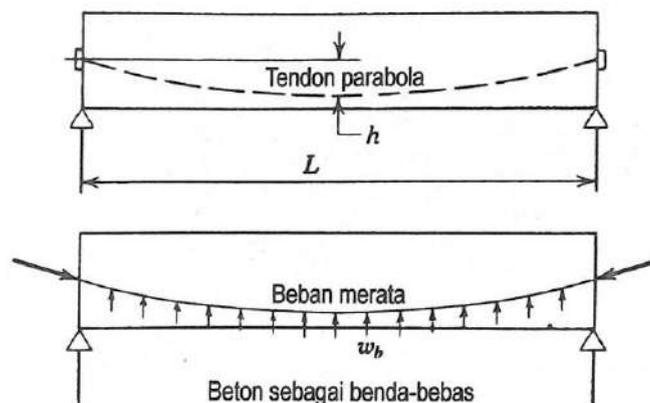


Gambar 2.20 Beton Menggunakan Baja Mutu Tinggi
(Sumber: T.Y Lin dan Ned H. Burns, 2000)

3. Sistem prategang untuk mencapai kesetimbangan beban

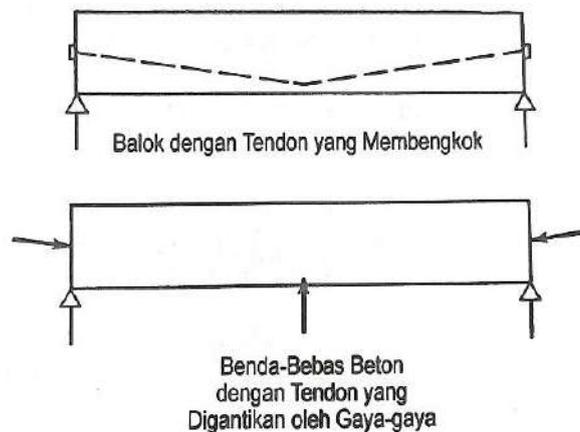
Konsep ini terutama menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Pada keseluruhan desain struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan seperti pelat (*slab*), balok, dan gelagar (*girder*) tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi.

Ini memungkinkan transformasi dari batang lentur menjadi batang yang mengalami tegangan langsung dan sangat menyederhanakan persoalan baik didalam desain maupun analisa struktur yang rumit. Penerapan dari konsep ini menganggap diambil sebagai benda bebas dan menggantikan tendon dengan gaya-gaya yang bekerja pada beton sepanjang bentang.



Gambar 2.21 Balok Prategang Dengan Tendon Parabola
(Sumber: T.Y Lin dan Ned H. Burns, 2000)

Untuk balok dengan tendon yang membengkok (Gambar 2.22), gaya tendon pada beton dapat dengan mudah ditentukan dengan statika. Pendekatan ini, walaupun cukup merepotkan untuk keadaan yang sederhana, seringkali menjadi sangat efektif untuk struktur yang sulit, seperti balok menerus (*continuous beam*), portal kaku, pelat cendawan (pelat datar, *flat slab*), pelat wafel, dan beberapa bangunan berbentuk cangkang (*shell*) tipis.



Gambar 2.22 Balok Prategang Dengan *Tendon* yang Membengkok
(Sumber: T.Y Lin dan Ned H. Burns, 2000)

2.5.3 Penggunaan Baja Prategang

Karena tingginya kehilangan rangkai dan susut pada beton, maka prategang efektif dapat dicapai dengan menggunakan baja dengan mutu yang sangat tinggi hingga 270.000 psi atau lebih (1862 Mpa atau lebih tinggi lagi). Baja bermutu tinggi seperti itu dapat mengimbangi kehilangan di beton sekitarnya dan mempunyai taraf tegangan sisa yang dapat menahan gaya prategang yang dibutuhkan. Besarnya kehilangan prategang normal dapat diperkirakan di dalam selang 35.000 sampai 60.000 psi (241 sampai 413 Mpa). Karena itu, prategang awal harus sangat tinggi, sekitar 180.000 sampai 220.000 psi (1241 sampai 1571 MPa). Dari besarnya kehilangan prategang yang disebutkan diatas, dapat disimpulkan baja normal dengan kuat leleh $f_y = 60.000$ psi (414 MPa) hanya akan mempunyai sedikit tegangan prategang sesudah semua kehilangan prategang terjadi yang memperjelas kebutuhan penggunaan baja mutu tinggi untuk komponen struktur beton prategang.

Baja prategang dapat berbentuk kawat-kawat tunggal, *strands* yang terdiri atas beberapa kawat yang dipuntir membentuk elemen tunggal dan batang-batang bermutu tinggi. Tiga jenis yang umum digunakan di Amerika Serikat adalah:

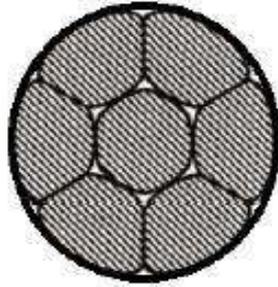
1. Kawat-kawat relaksasi rendah atau *stress relieved* tak berlapisan.
2. *Strands* relaksasi rendah atau *stress relieved strands* tak berlapisan.
3. Batang-batang baja mutu tinggi tak berlapisan.

Batang baja paduan berkekuatan tarik tinggi yang digunakan untuk pemberian prategang dapat berulir atau polos, dan tersedia dalam ukuran diameter nominal dari $\frac{3}{4}$ in (19 mm) sampai 1,375 in (35 mm). Batang-batang tersebut harus memenuhi standar ASTM A 722. Selain ditarik dalam kondisi dingin dengan maksud meningkatkan kuat leleh, batang prategang juga dilepaskan tegangannya (*stress relieved*) untuk meningkatkan daktilitasnya. Pelepasan tegangan ini dilakukan dengan memanaskan batang tersebut hingga temperatur yang layak, biasanya di bawah 500°C. Meskipun proses pelepasan tegangan untuk batang dan *strand* pada dasarnya sama, kuat tarik batang prategang harus sedikitnya 150.000 psi (1034 MPa), dengan kuat leleh minimum sebesar 85 persen dari kuat ultimit untuk batang polos dan 80 persen untuk batang ulir.

Untuk memaksimalkan luas baja strand 7 kawat untuk suatu diameter nominal, kawat standar dapat dibentuk menjadi strand yang dipadatkan seperti terlihat dalam gambar 2.24 ini berbeda dengan strand 7 kawat standar yang terlihat dalam gambar 2.23.



Gambar 2.23 *Strands* Prategang 7 Kawat Standar
(Sumber: Edward G. Nawy, 2001)



Gambar 2.24 Penampang *Strands* yang Dipadatkan
(Sumber: Edward G. Nawy, 2001)

2.5.4 Sistem Prategang dan Pengangkeran

Sehubungan dengan perbedaan sistem untuk penarikan dan pengangkuran tendon, maka situasinya sedikit membingungkan dalam perancangan dan penerapan beton prategang. Seorang sarjana teknik sipil harus mempunyai pengetahuan umum mengenai metode-metode yang ada dan mengingatkannya pada saat menentukan dimensi komponen struktur, sehingga tendon-tendon dari beberapa system dapat ditempatkan dengan baik.

1. Pemberian pratarik

Baja prategang diberi pratarik terhadap pengangkeran independen sebelum pengecoran beton di sekitarnya. Penjangkaran seperti ini ditumpu oleh *bulkheads* yang stabil dan besar untuk memikul gaya terpusat yang sangat besar yang diberikan pada masing-masing tendon. Sebutan pratarik berarti pemberian pratarik pada baja prategang, bukan pada baloknya. Dengan demikian, balok pratarik adalah balok prategang dimana tendon prategang yang ditarik sebelum dicor.

Pemberian pratarik biasanya dilakukan di Lokasi pembuatan beton pracetak, dimana landasan (*bed*) pracetak berupa *slab* beton bertulang yang panjang dicor di atas tanah dengan *bulkheads* anker vertikal atau dinding di ujung-ujungnya. Dalam pelaksanaan pratarik, *strands* dan kawat-kawat tinggal diangker dengan menggunakan beberapa sistem yang telah dipaten seperti, sistem *chuck* oleh Supreme Products, yang digunakan untuk menjangkar tendon pada sistem pascatarik.

2. Pemberian pascatarik

Di dalam pemberian pascatarik, *strands*, kawat-kawat, atau batang-batang ditarik sesudah beton mengeras. *Strands* diletakkan di dalam saluran longitudinal di dalam elemen beton pracetak. Gaya prategang ditransfer melalui penjangkaran ujung seperti *chucks* dari Supreme Products. Tendon berupa *strands* tidak boleh dilekatkan atau disuntik sebelum terjadinya prategang penuh.

3. Sistem pendongkrak

Salah satu komponen dasar pada operasi pemberian prategang adalah sistem pendongkrak, dengan apa gaya prategang ditransfer ke tendon baja. Gaya tersebut diberikan melalui penggunaan dongkrak hidrolik dengan kapasitas 10 sampai 20 ton dan tarikan dari 6 sampai 48 in., bergantung apakah yang dilakukan pratarik atau pascatarik dan apakah tendon individual yang sedang diberi prategang ataukah semua tendon diberi tegangan secara simultan.

4. Penyuntikan tendon pascatarik

Untuk memberikan proteksi permanen pada baja pascatarik dan untuk mengembangkan letakan antara baja prategang dan beton di sekitarnya, saluran prategang harus diisi bahan suntikan semen yang sesuai dalam proses penyuntukan di bawah tekanan. Adapun material penyuntikan yang digunakan adalah sebagai berikut:

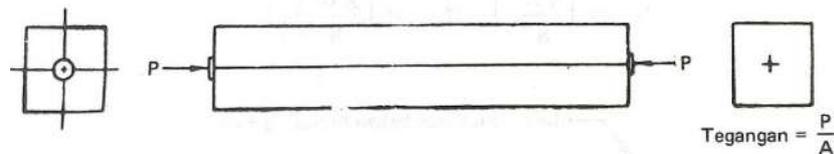
- a. Semen Portland tipe I, II atau III
- b. Air
- c. Bahan tambahan, seperti bubuk aluminium sesuai standar

2.5.5 Analisis Prategang

Tegangan yang disebabkan oleh prategang umumnya merupakan tegangan kombinasi yang disebabkan oleh beban langsung dan lenturan yang dihasilkan oleh beban yang ditempatkan secara eksentris. Tegangan pada beton dievaluasi dengan memakai hubungan yang diketahui untuk tegangan kombinasi yang dipakai dalam hal kolom.

1. Tendon konsentris

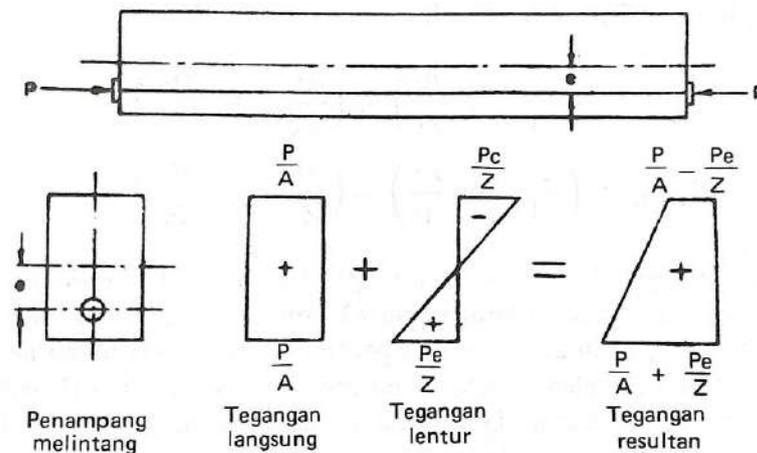
Prategang seragam pada beton = P/A yang berupa tekan pada seluruh tinggi balok. Pada umumnya beban-beban yang dipakai dan beban mati balok menimbulkan tegangan tarik terhadap bidang bagian bawah dan ini diimbangi dengan lebih efektif memakai tendon eksentris.



Gambar 2.25 Prategang Konsentris
(Sumber: N Krishna Raju, 1989)

2. Tendon eksentris

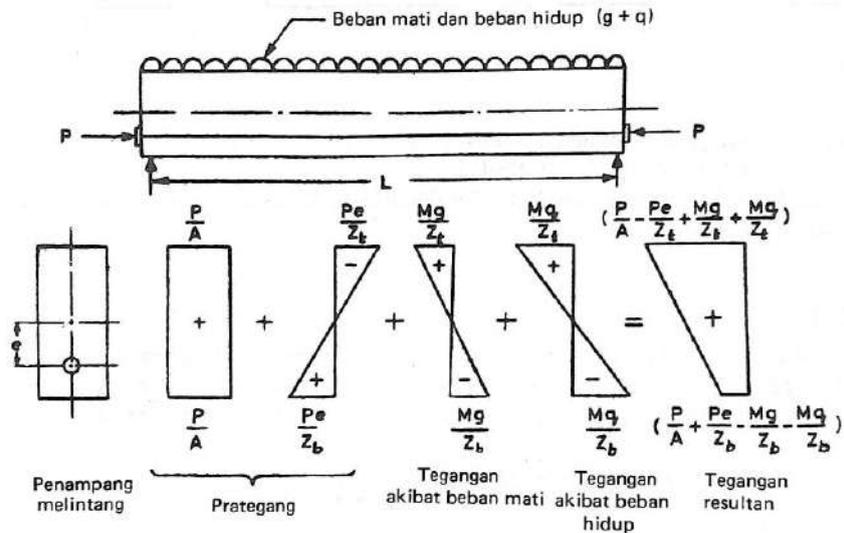
Gambar 2.26 memperlihatkan sebuah balok beton yang mengalami suatu gaya prategang eksentris sebesar P yang ditempatkan dengan eksentrisitas e .



Gambar 2.26 Prategang Eksentris
(Sumber: N Krishna Raju, 1989)

3. Tegangan resultan pada suatu penampang

Balok beton yang memikul beban-beban hidup dan mati yang terbagi rata dengan intensitas q dan g . Balok diprategangkan dengan suatu tendon lurus yang membawa suatu gaya prategang P dengan eksentrisitas e . Tegangan resultan pada beton pada sesuatu penampang diperoleh dengan superposisi pengaruh prategang dan tegangan-tegangan lentur yang ditimbulkan oleh beban-beban tersebut.



Gambar 2.27 Distribusi Tegangan akibat Prategang Eksentris, Beban Mati dan Beban Hidup
(Sumber: N Krishna Raju, 1989)

2.5.6 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang adalah suatu kenyataan yang jelas bahwa gaya prategang awal yang diberikan ke elemen beton mengalami proses reduksi yang progresif selama waktu kurang lebih lima tahun. Dengan demikian, tahapan gaya prategang perlu ditentukan pada setiap tahap pembebanan, dari tahap transfer gaya prategang ke beton, sampai ke berbagai tahap prategang yang terjadi pada kondisi beban kerja, hingga mencapai ultimit. Pada akhirnya, reduksi gaya prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori (Edward G. Nawy, 2001):

1. Kehilangan elastis segera yang terjadi pada saat proses fabrikasi atau konstruksi, termasuk perpendekan beton secara elastis, kehilangan karena pengangkeran dan kehilangan karena gesekan.
2. Kehilangan yang bergantung pada waktu, seperti rangka, susut dan kehilangan yang diakibatkan karena efek temperatur dan relaksasi baja, yang kesemuanya dapat ditentukan pada kondisi limit tegangan akibat beban kerja di dalam elemen beton prategang.

Suatu perkiraan yang cukup baik atas besarnya kehilangan prategang diperlukan dari sudut pandang desain. Berbagai jenis kehilangan yang ada dalam sistem pratarik dan pascatarik dikumpulkan dalam tabel berikut:

Tabel 2.32 Jenis-Jenis Kehilangan Prategang

No	Pratarik	Pascatarik
1	Deformasi elastis beton	Tidak ada kehilangan akibat deformasi elastis kalau semua kawat ditarik secara bersamaan. Kalau kawat-kawat ditarik secara berurutan, akan terdapat kehilangan prategang akibat deformasi elastis beton
2	Relaksasi tegangan pada baja	Relaksasi tegangan pada baja
3	Penyusutan beton	Penyusutan beton
4	Rangkak beton	Rangkak beton
		Gesekan
		Tergelincirnya angkur

(Sumber: N Krishna Raju, 1989)

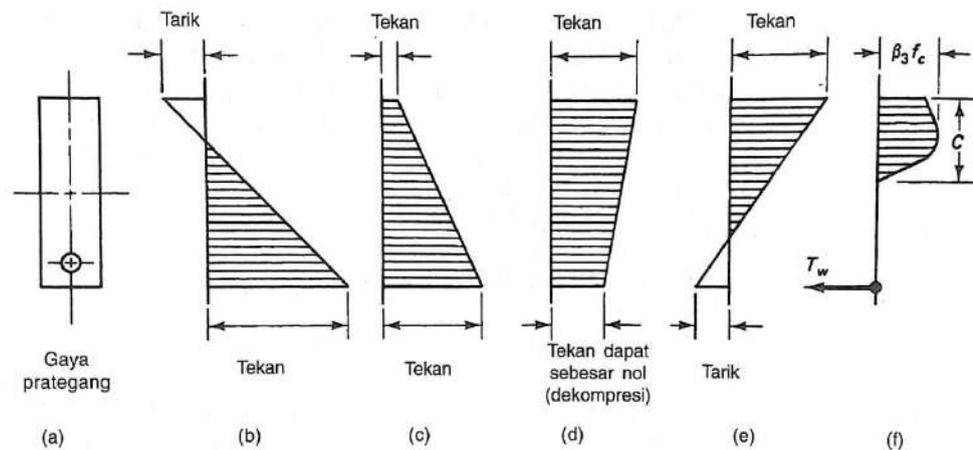
Sebagai tambahan terhadap yang tersebut di atas, mungkin terdapat kehilangan prategang akibat perubahan temperatur secara mendadak, terutama dalam perawatan dengan uap (*steam curing*) terhadap unit pratarik.

2.5.7 Desain Lentur Pada Elemen Beton Prategang

Tegangan lentur merupakan hasil dari momen lentur eksternal. Dalam banyak hal, tegangan tersebut mengontrol pemilihan dimensi geometris penampang beton prategang, baik beton tersebut pratarik maupun pascatarik. Proses desain dimulai dengan pemilihan geometrik prarencana, dan dengan coba-coba dan penyesuaian, akan berakhir dengan penampang akhir dengan detail geometris penampang beton dan ukuran serta alinyemen *strands* prategang. Penampang yang dihasilkan harus memenuhi persyaratan lentur yang meliputi tegangan beton dan tegangan baja. Setelah itu, faktor-faktor lain seperti kapasitas geser dan torsi, defleksi dan retak dianalisis.

Tidak seperti pada komponen struktur beton bertulang, beban mati eksternal dan beban hidup parsial bekerja pada komponen struktur beton prategang pada kekuatan beton yang berbeda-beda untuk berbagai tahap pembebanan. Tahap-tahap pembebanan adalah sebagai berikut:

1. Gaya prategang awal P_i diterapkan, kemudian pada saat transfer gaya ini disalurkan dari *strands* prategang ke beton.
2. Berat sendiri penuh W_D bekerja pada komponen struktur bersamaan dengan gaya prategang awal, apabila komponen struktur tersebut ditumpu sederhana, artinya tidak ada tumpuan antara.
3. Beban mati tambahan W_{SD} termasuk *topping* untuk aksi komposit, bekerja pada komponen struktur tersebut.
4. Sebagian besar kehilangan gaya prategang terjadi sehingga mengakibatkan gaya prategang menjadi terduksi P_{eo} .
5. Komponen struktur tersebut mengalami beban kerja penuh, dengan kehilangan jangka panjang akibat rangkak, susut dan relaksasi *strands* terjadi dan menghasilkan gaya prategang netto P_e .
6. Kelebihan beban pada komponen struktur terjadi pada kondisi batas kegagalan.

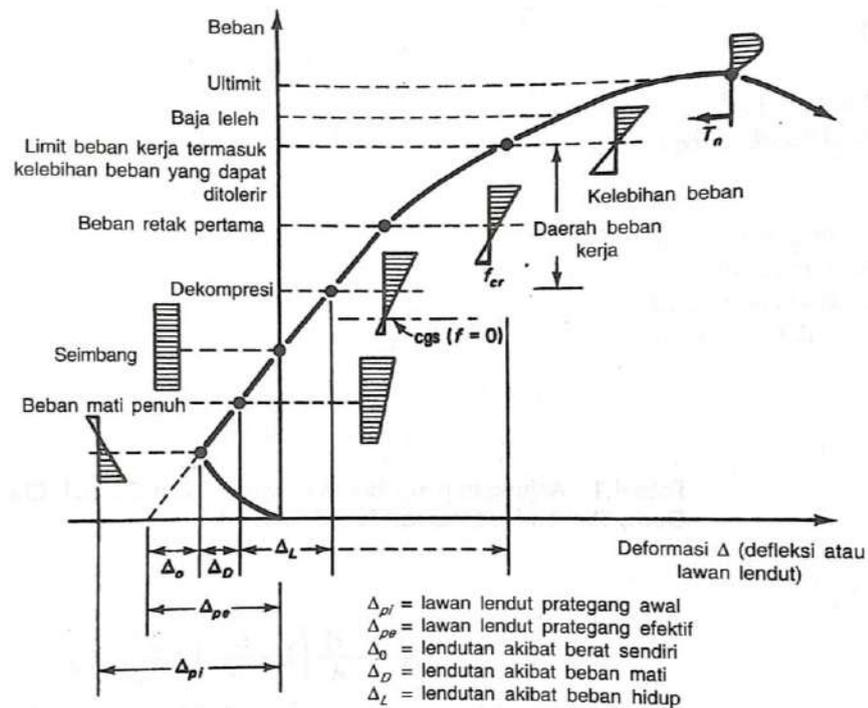


Gambar 2.28 Distribusi Tegangan Lentur pada Berbagai Tahap Pembebanan (a) Penampang Balok. (b) Tahap Pemberian Prategang Awal. (c) Berat Sendiri dan Prategang Efektif. (d) Beban Mati Penuh Ditambah Prategang Efektif. (e) Beban Kerja Penuh Ditambah Prategang Efektif. (f) Kondisi Batas Tegangan Pada Saat Beban Ultimit Pada Balok Bertulangan Kurang.

(Sumber: Edward G. Nawy, 2001)

2.5.8 Modulus Penampang Minimum

Untuk mendesain dan memilih penampang, penentuan modulus penampang minimum yang dibutuhkan, S_b dan S^l harus dilakukan terlebih dahulu. Jika:



Gambar 2.29 Kurva Beban-Deformasi pada Balok Prategang Tipikal
(Sumber: Edward G. Nawy, 2001)

Keterangan:

f_{ci} = tegangan tekan izin maksimum di beton segera sesudah transfer dan sebelum terjadi kehilangan

$$= 0.60 f_{ci}'$$

f_{ti} = tegangan tarik izin maksimum di beton segera sesudah transfer dan sebelum terjadi kehilangan

$$= 3\sqrt{f_c'} \text{ (nilai dapat diperbesar menjadi } 6\sqrt{f_c'} \text{ di tumpuan komponen struktur yang ditumpu sederhana)}$$

f_c = tegangan tekan izin maksimum di beton sesudah kehilangan pada taraf beban kerja

$$= 0,45 f_c' \text{ atau } 0,60 f_c' \text{ apabila diperkenankan oleh standar}$$

f_t = tegangan tarik izin maksimum di beton sesudah semua kehilangan pada taraf beban kerja

$$= 6\sqrt{f_c'} \text{ (pada sistem satu arah nilai dapat diperbesar menjadi } 12\sqrt{f_c'} \text{ jika persyaratan defleksi jangka panjang dipenuhi)}$$

maka tegangan serat ekstrim *actual* di beton tidak dapat melebihi nilai-nilai

yang tercantum di atas. Perhitungan tegangan dalam setiap tahapan pembebanan dilakukan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

1. Tegangan kondisi awal (pada saat transfer)

$$f^t = -\frac{P_t}{A} + \frac{(P_t \times e_s)}{W_a} - \frac{M_{balok}}{W_a} \dots\dots\dots (2.38)$$

$$f_b = -\frac{P_t}{A} - \frac{(P_t \times e_s)}{W_b} + \frac{M_{balok}}{W_b} = -0,6 \times f_{ci}' \dots\dots\dots (2.39)$$

Dimana P_i adalah gaya prategang awal. Meskipun nilai yang lebih akurat yang seharusnya digunakan adalah komponen horisontal dari P_b namun unyuk semua tujuan praktis hal tersebut tidak diperlukan.

2. Tegangan kondisi akhir

$$P_e = \frac{P_t}{0,85} \dots\dots\dots (2.40)$$

$$P_e = 0,8 \times P_{bl} \times n_t \dots\dots\dots (2.41)$$

Dimana:

M_{balok} = momen akibat berat sendiri balok

P_t, P_b = tegangan di serat atas dan bawah

e_s = eksentrisitas tendon dari pusat berat penampang beton

A = luas penampang balok prategang

W_a, W_b = tahanan momen sisi atas dan sisi bawah

P_{bl} = beban putus minimal satu tendon

n_t = jumlah kawat untaian (*strands cable*)

Tahap dekompresi menunjukkan peningkatan regangan baja akibat bertambahnya beban dari tahap prategang efektif P_e bekerja sendiri sampai tahap beban tambahan mengakibatkan tegangan tekan di beton pada level cgc menjadi nol (lihat gambar 2.28). Pada tahap ini, perubahan tegangan beton akibat dekompresi adalah:

$$f_{decomp} = \frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) \dots\dots\dots (2.42)$$

Hubungan ini didasarkan atas asumsi bahwa regangan antara beton dan baja prategang yang melekat dengan beton di sekelilingnya sedemikian hingga peningkatan tegangan baja sama dengan pengurangan tegangan beton.

Balok diberi prategang dengan tendon *harped* dan *dropped*. Eksentrisitas maksimum biasanya terjadi di penampang tengah bentang yang menentukan untuk kasus balok bertumpuan sederhana. Dengan mengasumsikan bahwa gaya prategang efektif adalah:

$$P_e = \gamma P_i \dots\dots\dots (2.43)$$

Dimana γ adalah rasio prategang residual, maka kehilangan prategang adalah:

$$P_i - P_e = (1 - \gamma) \cdot P_i \dots\dots\dots (2.44)$$

Jika tegangan di serat beton aktual sama dengan tegangan izin maksimum, maka perubahan tegangan ini sesudah kehilangan:

$$\Delta f^t = (1 - \gamma) \left(f_{ti} + \frac{M_D}{S^t} \right) \dots\dots\dots (2.45)$$

$$\Delta f_b = (1 - \gamma) \left(f_{ci} + \frac{M_D}{S_b} \right) \dots\dots\dots (2.46)$$

Pada saat momen akibat ebanb mati tambahan M_{SD} dan momen akibat beban hidup M_L telah bekerja, tegangan netto di serat atas adalah:

$$f_n^t = \gamma f_{ti} - \Delta f^t - f_c \dots\dots\dots (2.47)$$

atau

$$f_n^t = \gamma f_{ti} - (1 - \gamma) \frac{M_D}{S^t} - f_c \dots\dots\dots (2.48)$$

Tegangan netto di serat bawah adalah:

$$f_{bn} = f_t - f_{ci} - \Delta f_b \dots\dots\dots (2.49)$$

atau

$$f_{bn} = f_t - \gamma f_{ci} - (1 - \gamma) \frac{M_D}{S^t} \dots\dots\dots (2.50)$$

Penampang yang telah dipilih harus mempunyai modulus penampang:

$$S^t \geq \frac{(1 - \gamma) M_D + M_{SD} + M_L}{\gamma f_{ti} - f_c} \dots\dots\dots (2.51)$$

dan

$$S_b \geq \frac{(1-\gamma)M_D + M_{SD} + M_L}{f_t - \gamma f_{ci}} \dots\dots\dots (2.52)$$

Eksentrisitas tendon prategang yang dibutuhkan di penampang kritis, seperti penampang tengah bentang adalah:

$$e_c = (f_{ti} - \bar{f}_{ci}) \frac{S^t}{P_i} + \frac{M_D}{P_i} \dots\dots\dots (2.53)$$

Dimana \bar{f}_{ci} adalah tegangan beton pada saat transfer pada level pusat berat (egc) penampang beton dan

$$P_i = \gamma \bar{f}_{ci} A_c \dots\dots\dots (2.54)$$

Jadi,

$$\bar{f}_{ci} = f_{ti} - \frac{c_t}{h} (f_{ti} - f_{ci}) \dots\dots\dots (2.55)$$

Balok dengan eksentrisitas tendon konstan adalah balok dengan tendon lurus, sebagaimana terjadi pada balok pracetak bertumpuan sederhana dengan bentang sedang. Dengan perkataan lain, penampang yang menentukan adalah penampang tumpuan, yang distribusi tegangannya di tumpuan dengan demikian sebagai berikut:

$$\Delta f^t = (1-\gamma)(f_{ti}) \dots\dots\dots (2.56)$$

dan

$$\Delta f_b = (1-\gamma)(-f_{ci}) \dots\dots\dots (2.57)$$

Tegangan netto pada kondisi beban kerja di serat atas sesudah kehilangan adalah:

$$f_n^t = f_{ti} - \Delta f^t - f_c \dots\dots\dots (2.58)$$

atau

$$f_n^t = \gamma f_{ti} - f_{cs} \dots\dots\dots (2.59)$$

dimana f_{cs} adalah tegangan beban kerja aktual di beton. Tegangan netto pada beban kerja sesudah kehilangan di serat bawah adalah:

$$f_{bn} = f_t - f_{ci} - \Delta f_b \dots\dots\dots (2.60)$$

atau

$$f_{bn} = f_t - \gamma f_{ci} \dots\dots\dots(2.61)$$

Penampang yang telah dipilih harus mempunyai nilai modulus penampang:

$$S^t \geq \frac{M_D + M_{SD} + M_L}{\gamma f_{ti} - f_c} \dots\dots\dots(2.62)$$

dan

$$S_b \geq \frac{M_D + M_{SD} + M_L}{f_t - \gamma f_{ci}} \dots\dots\dots(2.63)$$

Nilai eksentrisitas yang dibutuhkan pada penampang kritis, seperti di tumpuan untuk penampang balok ideal yang mempunyai modulus penampang mendekati yang dibutuhkan adalah:

$$e_c = (f_{ti} - \bar{f}_{ci}) \cdot \frac{S^t}{P_i} \dots\dots\dots(2.64)$$

2.5.9 Pemilihan Penampang dan Besarannya yang Layak untuk Balok

Tidak seperti penampang gelas dari baja, penampang prategang tidak sepenuhnya distandarisasi. Dalam banyak hal, perencana harus memilih jenis penampang yang akan digunakan untuk suatu proyek tertentu. Dalam desain balok yang ditumpu sederhana, jarak antara garis cgc dan cgs, yang berarti eksentrisitas e , sebanding dengan gaya prategang yang dibutuhkan.

Pada umumnya, luas penampang bruto dari penampang beton memadai untuk digunakan dalam desain pada kondisi beban kerja untuk penampang prategang. Walaupun sebagian perencana lebih menyukai untuk mendesain secara lebih teliti dengan menggunakan luas tertransformasi, namun ketelitian yang diperoleh dengan memperhitungkan kontribusi luas prategang terhadap kekakuan penampang beton biasanya tidak terjamin.

Tegangan tendon di serat beton ekstrim pada kondisi beban kerja tidak dapat melebihi nilai izin maksimumnya. Dengan demikian, zona yang membatasi di penampang beton perlu ditetapkan, yaitu selubung (*envelope*) yang di dalamnya gaya prategang dapat bekerja tanpa menyebabkan terjadinya tarik di serat beton ekstrim.

$$f_t = 0 = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2} \right) \dots\dots\dots(2.65)$$

untuk bagian gaya prategang saja, sehingga $e = r^2/c_t$. Dengan demikian, titik kern bawah adalah:

$$k_b = \frac{r^2}{c_t} \dots\dots\dots(2.66)$$

Dengan cara sama, jika $f_b = 0$, didapatkan $-e = r^2/c_b$, yang mana tanda negative menunjukkan pengukuran ke arah bawah dari sumbu netral, karena eksentrisitas positif adalah ke arah bawah.

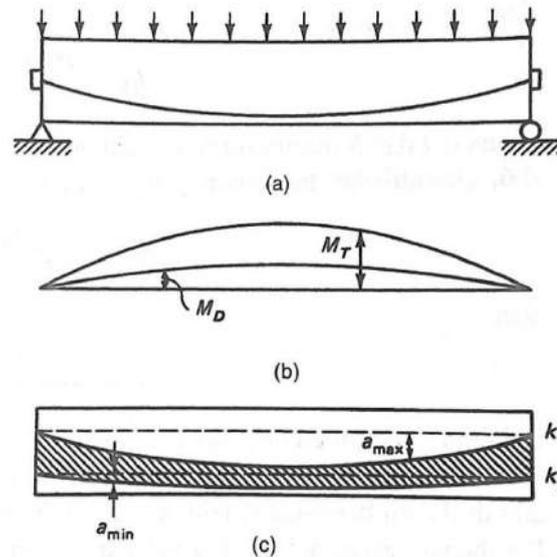
Eksentrisitas tendon yang didesain di sepanjang bentang diharapkan sedemikian hingga tarik yang terjadi di serat ekstrim balok hanya terbatas atau tidak ada sama sekali di penampang yang menentukan dalam desain. Jika tarik tidak dikehendaki sama sekali di sepanjang bentang balok dengan tendon berbentuk draped. maka eksentrisitasnya harus ditentukan di penampang-penampang berikut disepanjang bentang.

Jika M_D adalah momen akibat beban mati dan M_T adalah momen total akibat semua beban transversal. maka lengan dan kopel antara garis tekan pusat (garis C) dan pusat dari garis tendon prategang (garis cgs) akibat M_D dan M_T masing-masing adalah amin dan amak, seperti terlihat pada gambar dibawah ini.

Selubung egs bawah, lengan minimum dari kopel tendon adalah:

$$a_{min} = \frac{M_D}{P_i} \dots\dots\dots(2.67)$$

Untuk menentukan selubung cgs dapat dilihat pada gambar yang ada di bawah ini:



Gambar 2.30 Penentuan Selubung cgs. (a) Lokasi Satu Tendon di Balok. (b) Bidang Momen. (c) Batas-Batas Selubung cgs. (Sumber: Edward G. Nawy, 2001)

2.6 Perhitungan Struktur Jembatan

2.6.1 Perhitungan Tulangan Struktur Jembatan

Perhitungan tulangan struktur pada jembatan mengacu pada aturan yang berlaku pada RSNI T-12-2004 tentang Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan. Perhitungan tulangan sendiri terbagi menjadi perhitungan tulangan pokok atau lentur, tulangan pembagi atau susut suhu dan tulangan geser. Adapun perhitungan tulangan sendiri dapat dilihat pada penjelasan berikut ini.

1. Tulangan lentur

Penulangan lentur sendiri merupakan tulangan yang dipakai untuk menahan pembebanan momen lentur yang terjadi pada struktur yang ada di Jembatan. Adapun perhitungan untuk tulangan lentur sendiri adalah sebagai berikut.

a. Menghitung rasio penulangan

1) Minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(2.68)$$

2) Maksimum

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2.69)$$

3) Desain

$$\rho = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times M_u}{1,7 \times \phi \times f_c' \times b \times d^2}} \right] \dots\dots\dots(2.70)$$

Rasio tulangan yang digunakan adalah nilai dari hasil perhitungan antara ρ_{min} dengan ρ_{desain} .

b. Menghitung luas tulangan yang diperlukan

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d \dots\dots\dots(2.71)$$

c. Menghitung jarak tulangan yang digunakan

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \dots\dots\dots(2.72)$$

d. Menghitung luas tulangan yang digunakan

$$A_s \text{ pakai} = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \dots\dots\dots(2.73)$$

Nilai dari $A_s \text{ pakai}$ harus lebih besar dari $A_s \text{ perlu}$.

e. Menghitung jumlah tulangan

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}} \dots\dots\dots(2.74)$$

2. Tulangan pembagi

Tulangan pembagi merupakan tulangan yang dipasang pada pelat yang mempunyai satu macam tulangan pokok dan pemasangannya tegak lurus dengan tulangan pokok.

a. Untuk A_s dari tulangan pembagi dapat diambil 50% dari tulangan lentur atau tulangan pokok.

$$A_s \text{ perlu pembagi} = 50\% \times A_s \text{ perlu pokok} \dots\dots\dots(2.75)$$

b. Untuk menghitung penulangan pembagi pada struktur parapet dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$\text{Jika } f_y < 300 \text{ MPa, } A_s \text{ perlu pembagi} = 0,0020 \times b \times h \dots\dots\dots(2.76)$$

$$\text{Jika } f_y > 400 \text{ MPa, } A_s \text{ perlu pembagi} = 0,0018 \times b \times h \dots\dots\dots(2.77)$$

- c. Menghitung jarak tulangan yang digunakan

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \dots\dots\dots(2.78)$$

- d. Menghitung luas tulangan yang digunakan

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \dots\dots\dots(2.79)$$

Nilai dari $A_{s \text{ pakai}}$ harus lebih besar dari $A_{s \text{ perlu}}$.

- e. Menghitung jumlah tulangan

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}} \dots\dots\dots(2.80)$$

3. Tulangan geser

Tulangan geser diperlukan untuk menahan gaya tarik arah tegak lurus dari retak yang diakibatkan oleh gaya geser.

- a. Menghitung kuat geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \dots\dots\dots(2.81)$$

$$0,5 \times \phi_v \times V_c \dots\dots\dots(2.82)$$

Jika $V_u < 0,5 \times \phi_v \times V_c$ maka menggunakan tulangan geser minimum, akan tetapi jika $V_u > 0,5 \times \phi_v \times V_c$ maka perlu menggunakan tulangan geser.

- b. Menghitung luas tulangan geser

$$\text{Luas tulangan geser minimum, } A_v = \frac{1}{3} \times \frac{b \times s}{f_y} \dots\dots\dots(2.83)$$

$$\text{Luas tulangan 2 kaki, } A_v = 2 \times \frac{\pi}{4} \times D^2 \dots\dots\dots(2.84)$$

- c. Menghitung geser tulangan

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \dots\dots\dots(2.85)$$

- d. Menghitung geser nominal

$$V_{n1} = V_c + V_s \dots\dots\dots(2.86)$$

$$V_{n2} = 0,25 \times f_c' \times b \times d \dots\dots\dots(2.87)$$

Dari kedua perhitungan tersebut, diambil nilai yang terkecil.

e. Menghitung tahanan geser

$$V_r = \phi_v \times V_n \dots\dots\dots(2.88)$$

Nilai dari V_r harus lebih besar dibandingkan nilai V_u .

f. Menghitung tegangan geser beton

$$v_u = \frac{V_u}{\phi_v \times b \times d} \dots\dots\dots(2.89)$$

Jika nilai $v_u > 0,125f_c'$ maka rumus syarat spasi maksimum adalah $0,8 \times d \leq 300 \text{ mm}$, namun jika nilai $v_u < 0,125f_c'$ maka rumus syarat spasi maksimum adalah $0,8 \times d \leq 600 \text{ mm}$.

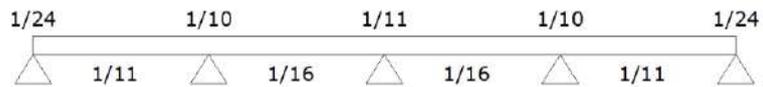
2.6.2 Perhitungan Struktur Atas Jembatan

1. Pelat lantai kendaraan

a. Analisa pembebanan (SNI 1725:2016)

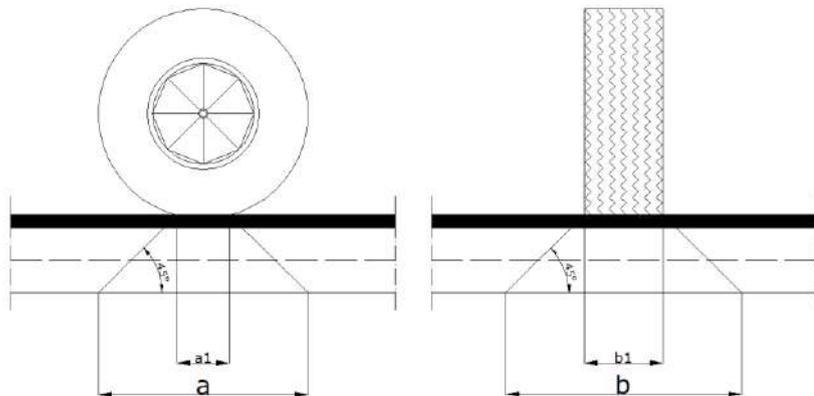
1) Menghitung beban mati yang terdiri dari:

- Berat aspal, faktor = 2
- Berat pelat, faktor = 1,3
- Berat air hujan, faktor = 2
- Menghitung koefisien momen pada lantai kendaraan arah X



Gambar 2.31 Koefisien Momen Pada Lantai Kendaraan Arah X

2) Menghitung beban hidup kendaraan



Gambar 2.32 Penyaluran Tegangan Dari Roda Kendaraan

Diketahui:

$$a_1 = 0,25 \text{ m}, a = a_1 + (2 \times t_{\text{aspal}}) + (2 \times 0,5 \times t_{\text{beton}}) \dots\dots(2.90)$$

$$b_1 = 0,75 \text{ m}, b = b_1 + (2 \times t_{\text{aspal}}) + (2 \times 0,5 \times t_{\text{beton}}) \dots\dots(2.91)$$

Pembebanan 1 roda truk = 112,5 kN

Faktor beban truk = 1,8

$$P_{\text{truk}} = 112,5 \times (1 + \text{FBD}) \dots\dots\dots(2.92)$$

$$W_u = \frac{P_{\text{truk}}}{a \times b} \times \text{faktor beban} \dots\dots\dots(2.93)$$

Tinjauan beban yang dihitung untuk kondisi 1 dan kondisi 2 dapat dihitung dengan menggunakan tabel *bittner* sebagai berikut ini:

Tabel 2.33 Tabel *Bittner* Untuk Pembebanan Truk Arah X

$\frac{t_y}{l_x}$	$t_x : l_x$										
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05
1,0	0,0773	0,0851	0,0932	0,1016	0,1104	0,1196	0,1293	0,1396	0,1504	0,162	0,1679
0,9	0,0796	0,0877	0,0961	0,1049	0,1141	0,1238	0,1342	0,1452	0,1571	0,1697	0,1763
0,8	0,0819	0,0903	0,0990	0,1081	0,1178	0,1282	0,1393	0,1512	0,1641	0,1781	0,1853
0,7	0,0841	0,0927	0,1017	0,1112	0,1215	0,1324	0,1444	0,1574	0,1716	0,1874	0,1957
0,6	0,0862	0,0950	0,1043	0,1142	0,1250	0,1366	0,1495	0,1638	0,1796	0,1975	0,2070
0,5	0,0880	0,0971	0,1067	0,1170	0,1283	0,1407	0,1546	0,1703	0,1882	0,2088	0,2201
0,4	0,0897	0,0989	0,1087	0,1195	0,1312	0,1444	0,1594	0,1768	0,1973	0,2216	0,2355
0,3	0,0910	0,1004	0,1104	0,1215	0,1338	0,1477	0,1638	0,1831	0,2067	0,2363	0,2539
0,2	0,0920	0,1015	0,1118	0,1230	0,1357	0,1503	0,1675	0,1887	0,2160	0,2533	0,2775
0,1	0,0926	0,1022	0,1126	0,1241	0,1370	0,1520	0,1700	0,1926	0,2237	0,2714	0,3086
0,05	0,0927	0,1023	0,1128	0,1243	0,1373	0,1524	0,1706	0,1937	0,2261	0,2788	0,3268

(Sumber: W.C. Vis dan Gideon Kesuma, 1993)

Tabel 2.34 Tabel *Bittner* Untuk Pembebanan Truk Arah Y

$\frac{t_y}{l_x}$	$t_x : l_x$										
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05
1,0	0,0210	0,0230	0,0250	0,0285	0,0285	0,0299	0,0312	0,0322	0,0330	0,0334	0,0335
0,9	0,0245	0,0269	0,0292	0,0333	0,0333	0,0351	0,0366	0,0378	0,0388	0,0393	0,0395
0,8	0,0286	0,0314	0,0341	0,0390	0,0390	0,0411	0,0430	0,0445	0,0456	0,0463	0,0465
0,7	0,0333	0,0366	0,0399	0,0457	0,0457	0,0483	0,0506	0,0525	0,0539	0,0548	0,0550
0,6	0,0388	0,0427	0,0464	0,0535	0,0535	0,0567	0,0596	0,0620	0,0639	0,0651	0,0654
0,5	0,0452	0,0496	0,0541	0,0627	0,0627	0,0667	0,0704	0,0736	0,0761	0,0778	0,0782
0,4	0,0525	0,0578	0,0630	0,0735	0,0735	0,0786	0,0834	0,0878	0,0914	0,0938	0,0945
0,3	0,0608	0,0670	0,0732	0,0861	0,0861	0,0927	0,0993	0,1053	0,1111	0,1193	0,1161
0,2	0,0703	0,0774	0,0849	0,0908	0,0908	0,1095	0,1186	0,1280	0,1372	0,1449	0,1471
0,1	0,0809	0,0892	0,0981	0,1179	0,1179	0,1293	0,1422	0,1569	0,1739	0,1921	0,1993
0,05	0,0867	0,0957	0,1053	0,1273	0,1273	0,1405	0,1558	0,1745	0,1979	0,2290	0,2472

(Sumber: W.C. Vis dan Gideon Kesuma, 1993)

3) Menghitung beban angin kendaraan

$$Q_{EW_1} = EW_1 \times \frac{y}{d} \times (h \times b) \dots\dots\dots(2.94)$$

b. Menghitung tulangan (RSNI T-12-2004)

Perhitungan tulangan pada pelat lantai kendaraan diharuskan untuk menghitung tulangan lapangan arah X, tulangan tumpuan arah X dan tulangan tulangan lapangan arah Y. Untuk perhitungan tulangan pada pelat lantai dapat menggunakan rumus pada persamaan 2.68 sampai dengan persamaan 2.74 tentang perhitungan tulangan pokok.

2. Parapet

a. Analisa pembebanan

Parapet direncanakan untuk menahan benturan dan menjaga kendaraan agar tidak keluar dari jembatan (fungsi kerb). Sehingga beban hidup yang digunakan dalam perencanaanya adalah memakai beban hidup kerb, yaitu sebesar 15 kN/m.

$$M_{\text{parapet}} = 15 \text{ kN/m} \times b \times l \times \text{faktor beban hidup} \dots\dots\dots(2.95)$$

b. Menghitung tulangan

Perhitungan tulangan pada parapet diharuskan untuk menghitung tulangan pokok dan tulangan pembagi. Untuk perhitungan tulangan pada parapet dapat menggunakan rumus pada persamaan 2.68 sampai dengan persamaan 2.74 tentang perhitungan tulangan pokok dan persamaan 2.76 atau persamaan 2.77 sampai dengan persamaan 2.80 tentang perhitungan tulangan pembagi.

3. Balok diafragma

a. Analisa pembebanan

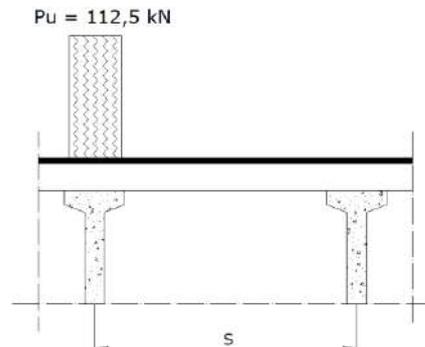
1) Beban mati

- Berat diafragma sendiri
- Koefisien momen pada diafragma sama seperti gambar 2.31

2) Beban hidup

- Beban kendaraan

$$M_L = (P_u \times L) \times \text{faktor beban} \times (1 + \text{FBD}) \dots\dots\dots(2.96)$$



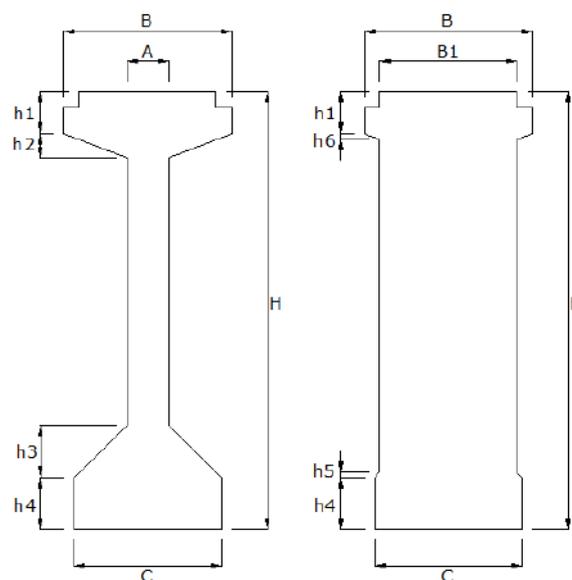
Gambar 2.33 Beban Hidup Diafragma

b. Menghitung tulangan

Perhitungan tulangan pada diafragma diharuskan untuk menghitung tulangan pokok tumpuan, tulangan pokok lapangan dan tulangan geser. Untuk perhitungan tulangan pada diafragma dapat menggunakan rumus pada persamaan 2.68 sampai dengan persamaan 2.74 tentang perhitungan tulangan pokok dan persamaan 2.81 atau persamaan 2.89 tentang perhitungan tulangan geser.

4. Gelagar beton prategang

- a. *Section properties* penampang gelagar beton prategang



Gambar 2.34 *Section Properties* Gelagar Beton Prategang
(Sumber: PT. Hutama Karya)

Tabel 2.35 *Section Properties* Gelagar Beton Prategang

Notasi	Unit	H (cm)					
		90	125	160	170	210	230
h_1	mm	75/200	75/200	125/200	200	200	200
h_2	mm	75	75	75	120	120	120
h_3	mm	100	100	100	250	250	250
h_4	mm	125	125	125/225	250	250	250
h_5	mm	62,5	62,5	21	50	50	50
h_6	mm	-	-	-	40	40	40
A	mm	170	170	180	200	200	200
B	mm	350/550	350/550	550/700	800	800	800
B_1	mm	-	-	-	600	600	600
C	mm	650	650	650	700	700	700

(Sumber: PT. Hakaaston, 2012)

- b. Jenis *Uncoated 7 Wire Strands Grade 270, Low Relaxation*
- 1) Diameter nominal *strand*, D_{ps} = 12,70 mm
 - 2) Luas tampang nominal satu *strand*, A_{st} = 98,71 mm²
 - 3) Kuat tarik, f_{pu} = 1860 MPa
 - 4) Tegangan leleh *strand*, f_{py} = 0,85 x f_{pu} = 1581 MPa
 - 5) Modulus elastisitas *strand*, E_s = 195000 MPa
 - 6) Tegangan sebelum transfer, f_{pi} = 0,7 x f_{pu} = 1302 MPa
 - 7) Diameter selubung ideal = 84 mm = 0,084 m
 - 8) Beban putus min. 1 *strand* = 183,7 kN
- c. Analisa pembebanan (SNI 1725:2016)
- 1) Berat sendiri (MS), meliputi: berat diafragma, berat gelagar beton prategang, berat pelat lantai dan berat *steel deck*.
 - 2) Beban mati tambahan (MA), meliputi: beban lapisan aspal dan beban air hujan.
 - 3) Beban lajur "D" (TD)
 - 4) Gaya rem (TB)
 - 5) Beban angin (EW), meliputi: beban angin kendaraan (EW_i) dan beban angin struktur (EW_s)
 - 6) Beban gempa (EQ)

- 7) Pengaruh temperatur (EU_n)
 - 8) Susut dan rangkai (SH)
 - 9) Prategang (PR)
- d. Gaya prategang

- 1) Kondisi awal

$$\text{- Di atas} = -\frac{P_t}{A} + \frac{(P_t \times e_s)}{W_a} - \frac{M_{\text{balok}}}{W_a} \dots\dots\dots(2.97)$$

$$\text{- Di bawah} = -\frac{P_t}{A} - \frac{(P_t \times e_s)}{W_b} + \frac{M_{\text{balok}}}{W_b} = -0,6 \times f_{ci}' \dots\dots\dots(2.98)$$

- 2) Kondisi akhir

Gaya prategang saat *jacking*:

$$P_e = \frac{P_t}{0,85} \dots\dots\dots(2.99)$$

$$P_e = 0,8 \times P_{b1} \times n_t \dots\dots\dots(2.100)$$

$$P_o = \frac{P_t}{(0,85 \times n_s \times P_{bs})} \times 100\% \dots\dots\dots(2.101)$$

$$P_{\text{eff}} = 70\% \times P_j \dots\dots\dots(2.102)$$

- e. Menghitung tulangan

Menghitung luas tulangan gelagar beton prategang menggunakan 0,5% dikali luas penampang gelagar beton. Dilanjutkan dengan menghitung jumlah tulangan yang digunakan dengan menggunakan persamaan 2.74.

- f. Menghitung kehilangan tegangan (*loss of prestress*)

Menurut T.Y. Lin dan Ned H. Burns dalam buku Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1 menjelaskan bahwa kehilangan prategang dapat dihitung berbagai macam sebagai berikut:

- 1) Kehilangan tegangan akibat gesekan ankur

$$P_o = 97\% \times P_j \dots\dots\dots(2.103)$$

- 2) Kehilangan tegangan akibat gesekan *cabl*

$$P_x = P_o \times e^{-\mu(\alpha + K \cdot L_x)} \dots\dots\dots(2.104)$$

Tabel 2.36 Koefisien-Koefisien Gesekan Untuk Tendon Pasca-Tarik

Tipe tendon	Koefisien Wobble K tiap meter	Koefisien Kelengkungan μ
Tendon pada selubung logam fleksibel		
Tendon kawat	0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
Strand dengan untaian 7-kawat	0,0016 - 0,0066	0,15 - 0,25
Batang baja mutu-tinggi	0,0003 - 0,0020	0,08 - 0,30
Tendon pada selubung logam kaku		
Strand dengan untaian 7-kawat	0,0007	0,15 - 0,25
Tendon diminyaki terlebih dahulu		
Tendon kawat dan strand dengan untaian 7-kawat	0,001 - 0,0066	0,05 - 0,15
Tendon yang diberi lapisan mastik		
Tendon kawat dan strand dengan untaian 7-kawat	0,0033 - 0,0066	0,05 - 0,15

(Sumber: T.Y Lin dan Ned H. Burns, 2000)

3) Kehilangan tegangan akibat pemendekan elastis

$$ES = K_{es} \times n \times f_{cir} \dots \dots \dots (2.105)$$

$$\%ES = \frac{ES}{f_{si}} \times 100\% \dots \dots \dots (2.106)$$

4) Kehilangan tegangan akibat pengangkuran

$$\Delta P = 2 \times m \times L_{maks} \dots \dots \dots (2.107)$$

$$\%\Delta P = \frac{\Delta P}{P_j} \times 100\% \dots \dots \dots (2.108)$$

5) Kehilangan tegangan akibat pengaruh susut

$$SH = \varepsilon_{sh} \times E_s \dots \dots \dots (2.109)$$

$$\%SH = \frac{SH}{f_{si}} \times 100\% \dots \dots \dots (2.110)$$

6) Kehilangan tegangan akibat pengaruh rangkai

$$CR = K_{cr} \times n \times (f_{cir} - f_{cds}) \dots \dots \dots (2.111)$$

$$\%CR = \frac{CR}{f_{si}} \times 100\% \dots \dots \dots (2.112)$$

7) Kehilangan tegangan akibat relaksasi baja

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C \dots\dots\dots(2.113)$$

$$\%RE = \frac{RE}{f_{si}} \times 100\% \dots\dots\dots(2.114)$$

Tabel 2.37 Nilai-Nilai K_{re} dan J

Tipe Tendon	K_{re} (MPa)	J
<i>Strand</i> atau kawat <i>stress-relieved</i> derajat 1860 MPa	138	0,15
<i>Strand</i> atau kawat <i>stress-relieved</i> derajat 1720 MPa	128	0,14
Kawat <i>stress-relieved</i> derajat 1655 MPa atau 1620 MPa	121	0,13
<i>Strand</i> relaksasi-rendah derajat 1860 MPa	35	0,040
Kawat relaksasi-rendah derajat 1720 MPa	32	0,037
Kawat relaksasi-rendah derajat 1655 Mpa atau 1620 MPa	30	0,035
Batang <i>stress-relieved</i> derajat 1000 MPa atau 1100 MPa	41	0,05

(Sumber: T.Y Lin dan Ned H. Burns, 2000)

Tabel 2.38 Nilai-Nilai C

$\frac{f_{pi}}{f_{pu}}$	<i>Strand</i> atau kawat <i>stress-relieved</i>	Batang <i>stress-relieved</i> atau <i>strand</i> atau kawat relaksasi-rendah
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90

0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

(Sumber: T.Y Lin dan Ned H. Burns, 2000)

g. Perhitungan tulangan geser

$$\text{Eksentrisitas tendon, } e = Y = 4 \times f \times \frac{X}{L^2} \times (L - X) \dots\dots\dots(2.115)$$

$$\text{Sudut kemiringan tendon, } \alpha = \text{ATAN} \left[4 \times f \times \frac{(L - 2 \cdot X)}{L^2} \right] \dots\dots(2.116)$$

$$\text{Komponen gaya arah x, } P_x = P_{\text{eff}} \times \cos \alpha \dots\dots\dots(2.117)$$

$$\text{Komponen gaya arah y, } P_y = P_{\text{eff}} \times \sin \alpha \dots\dots\dots(2.118)$$

$$\text{Resultan gaya geser, } V_r = V - P_y \dots\dots\dots(2.119)$$

$$\text{Tegangan geser terjadi, } f_v = V_r \times \frac{S_x}{(b \times I_x)} \dots\dots\dots(2.120)$$

Untuk tinjauan geser di atas garis netral:

$$\text{Tegangan beton di serat atas, } f_a = -\frac{P_x}{A} + P_x \times \frac{e}{W_a} - \frac{M}{W_a} \dots\dots(2.121)$$

$$\text{Sudut bidang geser, } \gamma = \frac{1}{2} \times \text{ATAN} \times \left(2 \times \frac{f_v}{f_a} \right) \dots\dots\dots(2.122)$$

$$\text{Jarak sengkang diperlukan, } a_s = f_a \times \frac{A_t}{(f_v \times b \times \tan \gamma)} \dots\dots\dots(2.123)$$

$$\text{Tegangan beton di serat bawah, } f_b = -\frac{P_x}{A} + P_x \times \frac{e}{W_b} - \frac{M}{W_b} \dots(2.124)$$

$$\text{Sudut bedang geser, } \gamma = \frac{1}{2} \times \text{ATAN} \times \left(2 \times \frac{f_v}{f_b} \right) \dots\dots\dots(2.125)$$

$$\text{Jarak sengkang diperlukan, } a_s = f_b \times \frac{A_t}{(f_v \times b \times \tan \gamma)} \dots\dots\dots(2.126)$$

h. Perhitungan *shear conector*

$$\text{Luas 1 } \textit{shear conector}, A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \dots\dots\dots(2.127)$$

$$\text{Luas total } \textit{shear conector}, A_{s1} = n_s \times A_s \dots\dots\dots(2.128)$$

$$\text{Momen statis luasan, } S_x = B_{\text{eff}} \times h_o \times \frac{(y_{ac} - h_o)}{2} \dots\dots\dots(2.129)$$

i. Perhitungan lendutan gelagar balok prategang

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{(-Q_{pt} + Q_{\text{balok}}) \times L^4}{(E_c \times I_x)} \dots\dots\dots(2.130)$$

2.6.3 Perhitungan Struktur Bawah Jembatan

1. Perletakan

a. Analisa pembebanan

Pembebanan yang bekerja pada perletakan diambil dari pembebanan yang bekerja pada balok prategang dengan cara beban yang ditinjau dikali dengan panjang bentang jembatan. Selanjutnya dicek apakah gaya yang bekerja lebih besar dari kapasitas beban per unit elastomer.

b. Penentuan dimensi perletakan

Perletakan yang digunakan menyesuaikan dengan hasil perhitungan gaya yang bekerja pada satu perletakan. Perletakan yang digunakan adalah jenis *bearing pad* atau biasa disebut dengan *elastromer* dengan menyesuaikan peraturan pada SNI 3966:2012 tentang Cara Uji Kekakuan Tekan dan Geser Bantalan Karet Jembatan.

2. Pelat injak

a. Analisa pembebanan

1) Beban mati

$$\text{- Berat lapisan aspal} = t_{\text{aspal}} \times b \times BJ_{\text{aspal}} \times 2 \dots\dots\dots(2.131)$$

$$\text{- Berat pelat injak} = t_{\text{pelat}} \times b \times BJ_{\text{beton}} \times 1,3 \dots\dots\dots(2.132)$$

$$\text{- Berat air hujan} = t_{\text{air}} \times b \times BJ_{\text{air}} \times 2 \dots\dots\dots(2.133)$$

2) Beban hidup

Untuk berat kendaraan di belakang bangunan penahan tanah diasumsukan dengan berat tanah setinggi 70 cm atau 0,7 m.

$$\text{Beban kendaraan} = 0,7 \text{ m} \times 17,2 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 1,8 \dots\dots(2.134)$$

3) Momen maksimum

$$M_{\text{ult}} = \frac{1}{8} \times Q_{\text{ult}} \times L^2 \dots\dots\dots(2.135)$$

b. Menghitung tulangan

Perhitungan tulangan pada pelat injak diharuskan untuk menghitung tulangan pokok dan tulangan pembagi. Untuk perhitungan tulangan pada pelat injak dapat menggunakan rumus pada persamaan 2.68 sampai dengan persamaan 2.74 tentang perhitungan tulangan pokok dan persamaan 2.75 sampai dengan persamaan 2.80 tentang perhitungan tulangan pembagi.

3. Abutmen

Abutmen merupakan struktur bawah jembatan yang berfungsi sama dengan pilar. Namun pada abutmen juga terkait dengan adanya faktor tanah. Adapun langkah perencanaan abutmen adalah sama dengan perencanaan pilar, namun pada pembebanannya ditambah dengan tekanan tanah timbunan dan ditinjau kestabilan terhadap *sliding* dan bidang runtuh tanahnya.

a. Analisa pembebanan

Abutmen dianalisa pembebanannya sesuai dengan aturan pada SNI 1725:2016, diantaranya yaitu:

1) Berat sendiri (MS) struktur atas dan bawah jembatan

- 2) Beban mati tambahan (MA) meliputi, beban lapisan aspal dan beban air hujan
- 3) Tekanan tanah (TA)
- 4) Beban lajur “D” (TD)
- 5) Gaya rem (TB)
- 6) Pengaruh temperatur (EU_n)
- 7) Beban angin (EW) meliputi, beban angin struktur (EW_s) dan beban angin kendaraan (EW₁)
- 8) Beban gempa meliputi, beban gempa statik ekuivalen (EQ) dan tekanan tanah dinamis akibat gempa (EA)

b. Kontrol stabilitas abutmen

1) Kontrol stabilitas guling

Berdasarkan buku “Analisis dan Desain Pondasi Edisi

Keempat Jilid 1” menyebutkan bahwa $SF = \frac{M_p}{M} \geq 1,5$..(2.136)

dengan $M_p = P \times \left(\frac{B}{2}\right) \times (1+k)$ (2.137)

2) Kontrol stabilitas geser

Berdasarkan buku “Analisis dan Desain Pondasi Edisi

Keempat Jilid 1” menyebutkan bahwa $SF = \frac{H}{T} \geq 1,5$ (2.138)

dengan $H = (c \times B_x \times B_y + P \times \tan \phi) \times (1+k)$ (2.139)

3) Kontrol terhadap kelongsoran daya dukung

Angka aman terhadap kelongsoran diambil $F \geq 2,5$ dan kelongsoran yang dihitung menggunakan sudut gesek tanah asli yang selanjutnya untuk mendapatkan nilai N_c , N_q dan N_γ dengan menggunakan ketentuan dari Terzaghi.

$$q_{ult} = c \times N_c + w_s \times z \times N_q + 0,5 \times B_x \times w_s \times N_\gamma \dots\dots(2.140)$$

$$F = \frac{q_{ult}}{q_1} > 2,5 \text{ (AMAN)} \dots\dots\dots(2.141)$$

Jika dalam perhitungan kontrol terhadap kelongsoran daya dukung $< 2,5$ atau tidak aman, maka abutmen harus menggunakan pondasi dalam berupa pondasi tiang pancang.

Tabel 2.39 Nilai Faktor Daya Dukung Terzaghi

ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ
0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,14
10	9,6	2,7	1,2
15	12,9	4,4	1,8
20	17,7	7,4	5,0
25	25,1	12,7	9,7
30	37,2	22,5	19,7
35	57,8	41,4	42,4
40	95,7	81,3	100,4
45	172,3	173,3	360,0
50	347,5	415,1	1072,8

(Sumber: Joseph E. Bowles, 1997)

c. Beban ultimit

Analisis beban ultimit diperhitungkan per bagian abutmen, yaitu *pile cap*, *breast wall*, *back wall* dan *wing wall* dengan dikalikan dengan faktor beban setiap bagian pembebanannya.

d. Penulangan abutmen

Perhitungan tulangan pada abutmen diharuskan untuk menghitung tulangan pokok, tulangan pembagi dan tulangan geser. Untuk perhitungan tulangan pada abutmen dapat menggunakan rumus pada persamaan 2.68 sampai dengan persamaan 2.74 tentang perhitungan tulangan pokok, persamaan 2.75 sampai dengan persamaan 2.80 tentang perhitungan tulangan pembagi dan persamaan 2.81 sampai dengan persamaan 2.89 tentang perhitungan tulangan geser.

4. Pondasi

Pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk suatu pondasi untuk suatu bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mana mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan serta bebannya, dan letaknya sangat dalam.

Menurut Ir. Sardjono HS dalam bukunya yang berjudul Pondasi Tiang Pancang Jilid 1 tahun 1988, pondasi tiang pancang ini berfungsi untuk memindahkan atau mentransferkan beban-beban dari konstruksi di atasnya (*super structure*) ke lapisan tanah yang lebih dalam. Pada umumnya, tiang pancang dipancangkan tegak lurus ke dalam tanah, tetapi apabila diperlukan untuk dapat menahan gaya-gaya horisontal maka tiang pancang akan dipancangkan miring (*batter pile*).

a. Perhitungan daya dukung aksial ijin tiang

1) Berdasarkan kekuatan bahan

$$\text{Luas neto, } A_{\text{neto}} = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{luar}}^2 - \frac{\pi}{4} \times D_{\text{dalam}}^2 \dots\dots\dots(2.142)$$

$$\text{Berat tiang, } W = A \times L \times w_c \dots\dots\dots(2.143)$$

$$P_{\text{ijin}} = A \times f_c - W \dots\dots\dots(2.144)$$

2) Berdasarkan data pengujian SPT (*Standar Penetration Test*)

Daya dukung ujung tiang (Q_p):

$$q_1 = 40 \times \bar{N} \times \frac{L}{D} \dots\dots\dots(2.144)$$

$$q_2 = 400 \times \bar{N} \dots\dots\dots(2.145)$$

\bar{N} adalah nilai N-SPT rata-rata pada 10 D di atas dan 4 D di bawah ujung tiang.

$$Q_p = \frac{q}{A_p} \dots\dots\dots(2.146)$$

Daya dukung friksi tiang (Q_s):

$$\text{Tiang perpindahan besar, } f_{av} = 2 \times \bar{N} \dots\dots\dots(2.147)$$

\bar{N} adalah nilai N-SPT rata-rata sepanjang tiang

$$Q_s = p \times L \times f_{av} \dots\dots\dots(2.148)$$

Angka aman, SF = 2,5

$$\text{Daya dukung ijin tiang pancang, } P_{ijin} = \frac{Q_p + Q_s}{SF} \dots\dots(2.149)$$

Dari, perhitungan tersebut diambil nilai terkecil.

b. *Section properties* tiang pancang

Berdasarkan buku “Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2 Edisi Keempat karya J.E. Bowle”, jarak minimum antar tiang pancang adalah $2,5D < s < 3,5D$.

$$\text{Jumlah tiang pancang, } n = \frac{V_u}{P_{ijin}} \dots\dots\dots(2.150)$$

$$\text{Efisiensi, } E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \times \left(\frac{(n_y - 1)n_x + (n_x - 1)n_y}{n_y \times n_x} \right) \dots\dots\dots(2.151)$$

$$\text{dengan, } \theta = \arctan \times \frac{D}{s} \dots\dots\dots(2.152)$$

$$\text{Tegangan ijin, } P_{ijin} \text{ kelompok} = P_{ijin} \times n \times E_f \dots\dots\dots(2.153)$$

c. Gaya aksial pada tiang pancang

1) Arah X

$$P_{maks} = \frac{P}{n} + M_x \times \frac{X_{maks}}{\Sigma X^2} \dots\dots\dots(2.153)$$

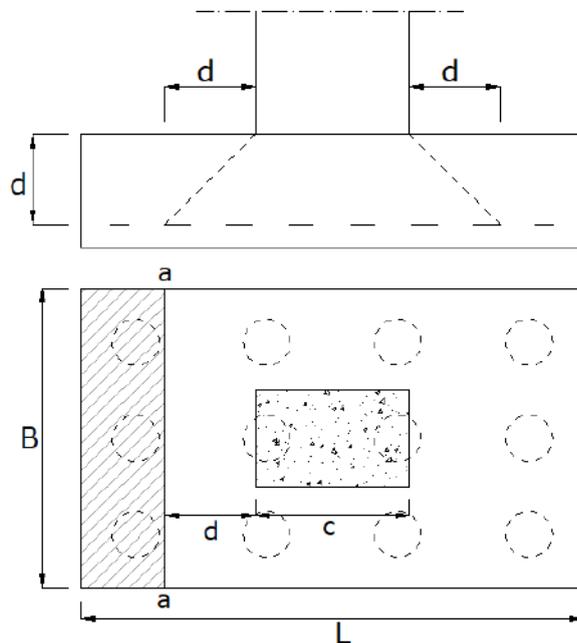
$$P_{min} = \frac{P}{n} - M_x \times \frac{X_{maks}}{\Sigma X^2} \dots\dots\dots(2.154)$$

2) Arah Y

$$P_{maks} = \frac{P}{n} + M_y \times \frac{Y_{maks}}{\Sigma Y^2} \dots\dots\dots(2.155)$$

$$P_{min} = \frac{P}{n} - M_y \times \frac{Y_{maks}}{\Sigma Y^2} \dots\dots\dots(2.156)$$

d. Pemeriksaan geser satu arah

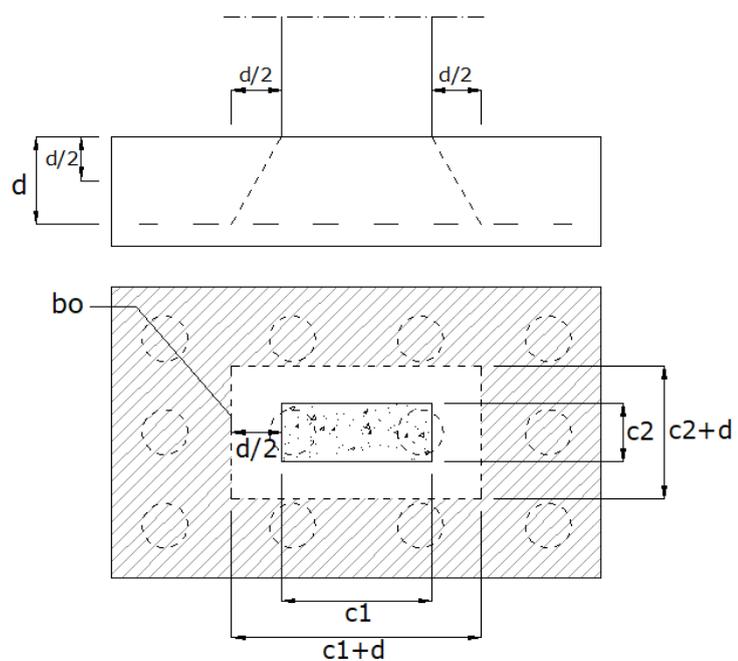


Gambar 2.35 Pemeriksaan Geser Satu Arah Pondasi
(Sumber: Agus Setiawan, 2016)

$$\phi V_c = \phi(0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d) > P_{ult} \dots\dots\dots(2.157)$$

e. Pemeriksaan geser dua arah

1) Geser dua arah di sekitar kolom



Gambar 2.36 Pemeriksaan Geser Dua Arah Di Sekitar Kolom
(Sumber: Agus Setiawan, 2016)

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \dots\dots\dots(2.158)$$

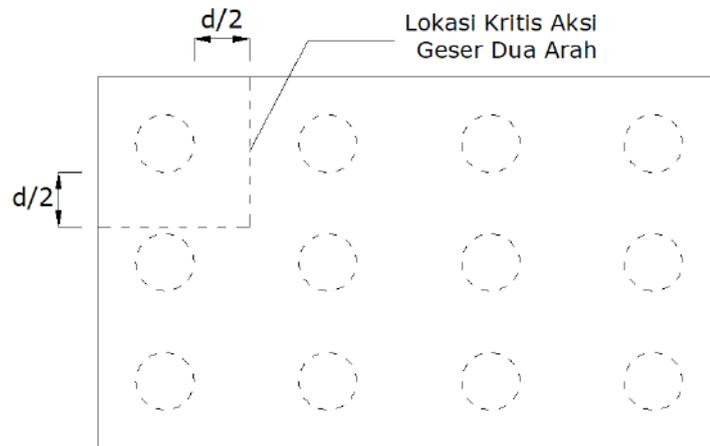
$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \dots\dots\dots(2.159)$$

$$V_{c3} = 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \dots\dots\dots(2.160)$$

Nilai V_c yang diambil adalah yang terkecil, sehingga:

$$\phi V_c > P_{ult} \dots\dots\dots(2.161)$$

2) Geser dua arah di sekitar tiang pancang



Gambar 2.37 Pemeriksaan Geser Dua Arah Sekitar Tiang
(Sumber: Agus Setiawan, 2016)

Untuk perhitungan yang digunakan pada geser dua arah di sekitar tiang pancang adalah persamaan 2.158 sampai 2.161.

f. Penulangan *pile cap*

Perhitungan tulangan pada *pile cap* diharuskan untuk menghitung tulangan pokok, tulangan pembagi dan tulangan geser. Untuk perhitungan tulangan pada *pile cap* dapat menggunakan rumus pada persamaan 2.68 sampai dengan persamaan 2.74 tentang perhitungan tulangan pokok, persamaan 2.75 sampai dengan persamaan 2.80 tentang perhitungan tulangan pembagi dan persamaan 2.81 sampai dengan persamaan 2.89 tentang perhitungan tulangan geser.

2.7 Manajemen Proyek

Manajemen adalah suatu ilmu pengetahuan tentang seni memimpin organisasi yang terdiri atas kegiatan perencanaan, pelaksanaan dan pengendalian terhadap sumber-sumber daya yang terbatas dalam usaha mencapai tujuan dan sasaran yang efektif dan efisien. Tujuannya untuk mendapatkan metode atau cara teknis yang paling baik agar dengan sumber-sumber daya yang terbatas diperoleh hasil maksimal dalam hal ketetapan, kecepatan, penghematan dan keselamatan kerja secara komprehensif.

1. Perencanaan (*planning*)

Perencanaan harus dibuat dengan cermat, lengkap, terpadu dan dengan tingkat kesalahan paling minimal. Namun hasil dari perencanaan bukanlah dokumen yang bebas dari koreksi karena sebagai acuan bagi tahapan pelaksanaan dan pengendalian, perencanaan harus terus disempurnakan secara *iterative* untuk menyesuaikan dengan perubahan dan perkembangan yang terjadi pada proses selanjutnya.

2. Pengorganisasian (*organizing*)

Pada kegiatan ini dilakukan identifikasi dan pengelompokan jenis-jenis pekerjaan, menurut pendelegasian wewenang dan tanggung jawab personel serta meletakkan dasar bagi hubungan masing-masing unsur organisasi. Untuk menggerakkan organisasi, pimpinan harus mampu mengarahkan organisasi dan menjalin komunikasi antarpribadi dalam hierarki organisasi. Semua itu dibangkitkan melalui tanggung jawab dan partisipasi semua pihak.

3. Pelaksanaan (*actuating*)

Kegiatan ini adalah implementasi dari perencanaan yang telah ditetapkan, dengan melakukan tahapan pekerjaan yang sesungguhnya secara fisik atau nonfisik sehingga produk akhir sesuai dengan sasaran dan tujuan yang telah ditetapkan. Karena kondisi perencanaan sifatnya masih ramalan dan subyektif serta masih perlu penyempurnaan, dalam tahapan ini sering terjadi perubahan-perubahan dari rencana yang telah ditetapkan.

4. Pengendalian (*controlling*)

Kegiatan yang dilakukan pada tahapan ini dimaksudkan untuk memastikan bahwa program dan aturan kerja yang telah ditetapkan dapat dicapai dengan penyimpangan paling minimal dan hasil paling memuaskan.

2.7.1 Aspek Manajemen Proyek

Dalam manajemen proyek, yang perlu dipertimbangkan agar output proyek sesuai dengan sasaran dan tujuan yang direncanakan adalah mengidentifikasi berbagai masalah yang mungkin timbul ketika proyek dilaksanakan. Beberapa aspek yang dapat diidentifikasi dan menjadi masalah dalam manajemen proyek serta membutuhkan penanganan yang cermat adalah sebagai berikut:

1. Aspek keuangan

Masalah ini berkaitan dengan pembelanjaan dan pembiayaan proyek. Biasanya berasal dari modal sendiri dan/atau pinjaman dari Bank atau investor dalam jangka pendek atau jangka panjang. Pembiayaan proyek menjadi sangat krusial bila proyek berskala besar dengan tingkat kompleksitas yang rumit, yang membutuhkan analisis keuangan yang cepat dan terencana.

2. Aspek anggaran biaya

Masalah ini berkaitan dengan perencanaan dan pengendalian biaya selama proyek berlangsung. Perencanaan yang matang dan terperinci akan memudahkan proses pengendalian biaya, sehingga biaya yang dikeluarkan sesuai dengan anggaran yang direncanakan. Jika sebaliknya, akan terjadi peningkatan biaya yang besar dan merugikan bila proses perencanaannya salah.

3. Aspek manajemen sumber daya manusia

Masalah ini berkaitan dengan kebutuhan dan alokasi SDM selama proyek berlangsung yang berfluktuatif. Agar tidak menimbulkan masalah yang kompleks, perencanaan SDM didasarkan

atas organisasi proyek yang dibentuk sebelumnya dengan melakukan langkah-langkah, proses staffing SDM, deskripsi kerja, perhitungan beban kerja, deskripsi wewenang dan tanggung jawab SDM serta penjelasan tentang sasaran dan tujuan proyek.

4. Aspek manajemen produksi

Masalah ini berkaitan dengan hasil akhir dari proyek; hasil akhir proyek negative bila proses perencanaan dan pengendaliannya tidak baik. Agar hal ini tidak terjadi, maka dilakukan berbagai usaha untuk meningkatkan produktivitas SDM, meningkatkan efisiensi proses produksi dan kerja serta meningkatkan kualitas produksi.

5. Aspek harga

Masalah ini timbul karena kondisi eksternal dalam hal persaingan harga, yang dapat merugikan perusahaan karena produk yang dihasilkan membutuhkan biaya produksi yang tinggi dan kalah bersaing dengan produk lain.

6. Aspek efektifitas dan efisiensi

Masalah ini dapat merugikan bila fungsi produk yang dihasilkan tidak terpenuhi/tidak efektif atau dapat juga terjadi bila factor efisiensi tidak terpenuhi, sehingga usaha produksi membutuhkan biaya besar.

7. Aspek pemasaran

Masalah ini timbul berkaitan dengan perkembangan factor eksternal sehubungan dengan persaingan harga, strategi promosi, mutu produk serta analisi pasar yang salah terhadap produksi dihasilkan.

8. Aspek mutu

Masalah ini berkaitan dengan kualitas produk akhir yang nantinya dapat meningkatkan daya saing serta memberikan kepuasan bagi pelanggan.

9. Aspek waktu

Masalah waktu dapat menimbulkan kerugian biaya bila terlambat dari yang direncanakan serta akan menguntungkan bila dapat dipercepat.

2.7.2 Unsur Input Manajemen Proyek

Perencanaan sumber daya yang matang dan cermat sesuai dengan kebutuhan logis proyek akan membantu pencapaian sasaran dan tujuan proyek secara maksimal, dengan tingkat efektifitas dan efisiensi yang tinggi. Kebutuhan sumber daya pada tiap-tiap proyek tidak selalu sama, bergantung pada skala, lokasi serta tingkat keunikan masing-masing proyek. Namun demikian, perencanaan sumber daya dapat dihitung dengan pendekatan matematis yang memberikan hasil optimal dibandingkan hanya dengan perkiraan pengalaman, yang tingkat efektivitas dan efisiensi nya rendah.

1. Manajemen sumber daya manusia

Sumber daya manusia yang ada pada suatu proyek dapat dikategorikan sebagai tenaga kerja tetap dan tenaga kerja tidak tetap. Pembagian kategori ini dimaksudkan agar efisiensi perusahaandalam mengelola sumber daya dapat maksimal dengan beban ekonomis yang memadai. Tenaga kerja/karyawan yang berstatus tetap biasanya dikelola perusahaan dengan pembayaran gaji tetap setiap bulannya dan diberi beberapa fasilitas lain dalam rangka memelihara produktivitas kerja karyawan serta rasa kebersamaan dan rasa memiliki perusahaan.

Hal ini dilakukan agar karyawan tetap sebagai aset perusahaan dapat memberikan karya terbaiknya serta memberikan keuntungan bagi perusahaan sesuai dengan keahlian yang dimilikinya. Adanya tenaga kerja tidak tetap dimaksudkan agar perusahaan tidak terbebani oleh pembayaran gaji tiap bulan bila proyek tidak ada atau jumlah kebutuhan tenaga kerja pada saat tertentu dalam suatu proyek dapat disesuaikan dengan jumlah yang seharusnya.

2. Manajemen sumber daya peralatan

Dalam penentuan alokasi sumber daya peralatan yang akan digunakan dalam suatu proyek, kondisi kerja serta kondisi peralatan perlu diidentifikasi dahulu. Beberapa yang perlu diidentifikasi adalah:

- a. Medan Kerja, identifikasi ini untuk menentukan kondisi medan kerja dari tingkat mudah, sedang, atau berat. Kapasitas peralatan yang digunakan dapat disesuaikan dengan kondisi tersebut.
 - b. Cuaca, identifikasi ini perlu dilakukan khususnya pada proyek dengan keadaan lahan terbuka. Cuaca basah/hujan cenderung menyulitkan pengendalian peralatan, baik mobilisasinya atau manuver-manuver yang akan dilakukan di lokasi setempat.
 - c. Mobilitas peralatan ke lokasi proyek perlu direncanakan dengan detail, khususnya untuk peralatan berat. Akan ada kesulitan bila rute perjalanan menuju proyek bila tidak didukung oleh keadaan jalan atau jembatan kecil atau tidak memadai.
 - d. Komunikasi yang memadai antar-operator pengendali dengan pengendali pekerjaan harus terjalin baik, dengan peralatan komunikasi yang cukup dan harus tersedia agar langkah-langkah pekerjaan yang dilakukan sesuai rencana.
 - e. Fungsi peralatan harus sesuai dengan pekerjaan yang dilakukan untuk menghindari tingkat pemakaian yang tidak efektif dan efisien.
 - f. Kondisi peralatan harus layak pakai agar pekerjaan tidak tertunda karena peralatan rusak. Bila perlu tenaga mekanikal harus disiapkan guna mengatasi kerusakan-kerusakan alat.
3. Manajemen sumber daya material
- Dalam pengelolaan material dibutuhkan beragam informasi tentang spesifikasi, harga maupun kualitas yang diinginkan, agar beberapa penawaran pemasok dapat dipilih sesuai dengan spesifikasi proyek dengan harga yang paling ekonomis, seperti diuraikan di bawah ini.
- a. Kualitas material yang dibutuhkan menggunakan tipe tertentu dengan mutu harus sesuai persyaratan dalam spesifikasi proyek.
 - b. Spesifikasi teknik material, merupakan dokumentasi persyaratan teknis material yang direncanakan dan menjadi acuan untuk pemenuhan kebutuhan material.

- c. Lingkup penawaran yang diajukan oleh beberapa pemasok adalah dengan memilih harga yang paling murah dengan material terbaik.
 - d. Waktu pengiriman/delivery menyesuaikan dengan jadwal pemakaian material, biasanya beberapa material dikirim sebelum pekerjaan dimulai.
 - e. Pajak penjualan material, dibebankan pada pemilik proyek yang telah dihitung dalam harga satuan material atau dalam harga proyek keseluruhan.
 - f. Termin pembayaran logistik material harus disesuaikan dengan cashflow proyek agar likuiditas keuangan proyek tetap aman.
 - g. Pemasok material adalah rekanan terpilih, telah bekerja sama dengan baik dan memberikan pelayanan yang memuaskan pada proyek sebelumnya.
 - h. Gudang penimbunan material harus cukup untuk menampung material yang siap dipakai, sehingga kapasitas dan lalu lintas materialnya harus diperhitungkan.
 - i. Harga material dapat naik sewaktu-waktu saat proyek dilaksanakan, sehingga eskalasi harga harus dimasukkan dalam komponen harga satuan.
 - j. Jadwal penggunaan material harus sesuai, antara kebutuhan proyek dengan waktu pengiriman material dan pemasok. Oleh karena itu, pengguna subschedule material yang untuk tiap-tiap item pekerjaan mutlak dilakukan agar tidak mempengaruhi ketersediaan material dalam proyek.
4. Manajemen sumber daya modal atau keuangan
- Dalam mengelola suatu proyek, dibutuhkan perencanaan matang dalam hal aliran kas masuk dan kas keluar, yang disebut Aliran Kas (*Cash flow*). Aliran kas memuat penggunaan dana selama proyek berlangsung, berupa:
- a. Kas keluar, seperti: penggunaan modal, pembayaran tenaga kerja dan staf kantor, pembelian material, sewa/beli peralatan,

pembayaran subkontraktor dan pemasok pembayaran pajak, pembayaran asuransi, retensi, pembayaran pinjaman serta bung bank serta biaya overhead.

- b. Kas masuk, seperti: modal awal, pinjaman dari bank, uang muka proyek, penerimaan termin pembayaran.

2.7.3 Rencana Kerja dan Syarat-Syarat

Rencana kerja dan syarat (RKS) ditempatkan sebagai dokumen penting selain gambar rencana sebagai kelengkapan dari dokumen tender. Keberadaannya sangat menentukan kepentingan dari berbagai pihak yang akan terlibat dalam realisasi pekerjaan, dimulai sejak tahap awal dari proses realisasi ide dari pemilik proyek. RKS ini diperlukan tidak hanya pada pekerjaan baru saja, namun juga diperlukan untuk pekerjaan perbaikan dan renovasi bangunan, pekerjaan pemeliharaan dan pekerjaan-pekerjaan lain yang spesifik (listrik, pemipaan, gas, mesin). Umumnya, isi dari RKS terdiri dari lima bagian, yaitu:

1. Keterangan

Dalam bagian ini dipaparkan mengenai pihak-pihak yang terlibat didalamnya, yaitu pemberi tugas, konsultan perencana, konsultan pengawas, kontraktor. Termasuk juga hak dan kewajiban dari setiap pihak yang terlibat. Hal yang kedua dituliskan lampiran-lampiran yang disertakan, dengan menyebutkan macam-macam gambar dan jumlah selengkapnya. Hal ini harus disampaikan sebagai tindakan antisipasi apabila dalam dokumen tender terdapat ketidaklengkapan gambar.

2. Penjelasan umum

Hal-hal yang dipaparkan dalam bagian ini antara lain adalah sebagai berikut:

- a. Jenis pekerjaan, informasi tentang pekerjaan yang akan dikerjakan apakah itu bangunan gedung, bangunan jalan, bangunan jembatan atau yang lain perlu disampaikan disini
- b. Peraturan-peraturan yang digunakan baik yang bersifat nasional

maupun lokal atau setempat; penjelasan mengenai berita acara penjelasan pekerjaan dan keputusan akhir yang digunakan

- c. Status dan batas-batas lokasi pekerjaan beserta patok duga yang digunakan, hal ini bagian terpenting pada saat kontraktor akan memulai pekerjaannya dikarenakan implikasinya sangat besar terhadap perencanaan pelaksanaan.

3. Peraturan teknis

Rincian dari setiap bagian pekerjaan yang akan dilaksanakan dimulai pekerjaan persiapan sampai dengan pekerjaan penyelesaian. Kadangkala disebutkan pula metoda kerja pelaksanaan pekerjaan, bahan-bahan yang akan digunakan beserta persyaratannya.

4. Syarat pelaksanaan

Syarat yang ada ketika pelaksanaan membahas mengenai sebagai berikut:

- a. Rencana pelaksanaan pekerjaan, misalnya pembuatan time schedule, perlengkapan kantor, ketersediaan obat-obatan, peralatan pemadam kebakaran, perlengkapan di lapangan sesuai dengan peraturan kesehatan dan keselamatan kerja.
- b. Persyaratan dan pemeriksaan bahan yang akan digunakan, baik secara visual maupun laboratorium beserta jumlah *sample* yang harus diuji.
- c. Rencana pengaturan pelaksanaan di tempat pekerjaan, misalnya letak dan besar kantor proyek dan direksi, sistem aliran barang di lokasi pekerjaan, letak peralatan konstruksi, lokasi bengkel pekerja, bengkel kerja, tempat-tempat penyimpanan material beserta sistemnya.

5. Peraturan administrasi

Dijelaskan tentang teknik dan tata cara administrasi yang harus dilakukan selama pelaksanaan pekerjaan sesuai dengan instansi pemilik proyek. Ketentuan administrasi antara proyek swasta dengan proyek pemerintah tentunya akan berbeda, esensinya adalah bagaimana cara

mempertanggungjawabkan kepada pihak lain. Dalam peraturan administrasi dibedakan pula antara peraturan administrasi keuangan dan teknis. Administrasi keuangan mencakup hal-hal sebagai berikut:

- a. Harga penawaran termasuk didalamnya biaya pelelangan, ketentuan apabila terjadi pekerjaan tambah kurang, persyaratan yang harus dipenuhi dari setiap jenis jaminan yang digunakan (*tender bond, performance bond*).
- b. Ketentuan mengenai denda yang disebabkan karena keterlambatan, kelalaian pekerjaan, pemutusan kontrak.
- c. Pengaturan pembayaran kepada kontraktor, risiko akibat naiknya harga upah dan bahan.

Adapun administrasi teknis memuat beberapa hal sebagai berikut ini:

- a. Ketentuan apabila terjadi perselisihan beserta cara-cara penyelesaiannya.
- b. Syarat-syarat penawaran dan pelulusan pekerjaan, tata cara pelelangan (kelengkapan surat penawaran, ketentuan penyampaian dokumen penawaran dan sampul penawaran, syarat peserta lelang dan sanksi yang harus diberikan apabila melakukan pelanggaran, hak sanggah dan kegagalan pelelangan, persyaratan pengadaan subkontraktor dan kualifikasinya). Hal lain yang dijelaskan adalah peraturan penyelenggaraan, misalnya pembuatan laporan kemajuan pekerjaan (baik format maupun isi pelaporan), cara penyelenggaraan penyerahan pekerjaan, cara pembuatan *time schedule*.

2.7.4 Rencana Anggaran Biaya

Konsep penyusunan Rencana Anggaran Biaya (RAB) Proyek, pada pelaksanaannya didasarkan pada sebuah analisa masing-masing komponen penyusunnya (material, upah dan peralatan) untuk tiap-tiap item pekerjaan yang terdapat dalam keseluruhan proyek. Hasil analisa komponen tersebut pada akhirnya akan menghasilkan Harga Satuan Pekerjaan (HSP) per item

yang menjadi dasar dalam menentukan nilai estimasi biaya pelaksanaan proyek keseluruhan dengan mekonversikannya kedalam total volume untuk tiap item pekerjaan yang dimaksud.

Secara umum pengertian Rencana Anggaran Biaya (RAB) Proyek, adalah nilai estimasi biaya yang harus disediakan untuk pelaksanaan sebuah kegiatan proyek. Namun beberapa praktisi mendefinisikannya secara lebih detail sebagai berikut ini:

1. Menurut Ir. A. Soedradjat Sastraatmadja, 1984, dalam bukunya "Analisa Anggaran Pelaksanaan", bahwa Rencana Anggaran Biaya (RAB) dibagi menjadi dua, yaitu rencana anggaran terperinci dan rencana anggaran biaya kasar.
2. J. A. Mukomoko, dalam bukunya "Dasar Penyusunan Anggaran Biaya Bangunan", 1993 Rencana Anggaran Biaya (RAB) Proyek adalah perkiraan nilai uang dari suatu kegiatan (proyek) yang telah memperhitungkan gambar-gambar bestek serta rencana kerja, daftar upah, daftar harga bahan, buku analisis, daftar susunan rencana biaya.

Sebuah penyusunan Rencana Anggaran Biaya (RAB) Proyek mempunyai beberapa kegunaan, antara lain dapat dilihat di bawah ini:

1. Sebagai bahan dasar usulan pengajuan proposal agar didapatkannya sejumlah alihan dana bagi sebuah pelaksanaan proyek dari pemerintah pusat ke daerah pada instansi-instansi tertentu.
2. Sebagai standar harga patokan sebuah proyek yang dibuat oleh *stakeholder* dalam bentuk *owner estimate* (OE).
3. Sebagai bahan pembandingan harga bagi *stakeholder* dalam menilai tingkat kewajaran *owner estimate* yang dibuatnya dalam bentuk *engineering estimate* (EE) yang dibuat oleh pihak konsultan.
4. Sebagai rincian item harga penawaran yang dibuat kontraktor dalam menawar pekerjaan proyek.
5. Sebagai dasar penentuan kelayakan ekonomi teknik sebuah investasi proyek sebelum dilaksanakan pembangunannya.

Seperti yang telah disinggung pada bagian diatas, maka jika

dirumuskan secara umum Rencana Anggaran Biaya (RAB) Proyek merupakan total penjumlahan dari hasil perkalian antara volume suatu item pekerjaan dengan harga satuannya. Bahasa matematis yang dapat dituliskan adalah sebagai berikut:

$$\text{RAB} = \sum[(\text{Volume}) \times \text{Harga Satuan Pekerjaan}] \dots\dots\dots(2.162)$$

Jika merujuk pada sebuah item pekerjaan, maka pada dasarnya untuk melaksanakan sebuah item pekerjaan membutuhkan upah, material, peralatan yang digunakan (sebagai biaya langsung) dan overhead, profit dan tax (sebagai biaya tidak langsung). Adapun penjelasan secara rinci mengenai komponen-komponen penyusun dari Rencana Anggaran Biaya (RAB) Proyek adalah sebagai berikut:

1. Komponen biaya langsung (*direct cost*)

Biaya langsung atau *direct cost* merupakan seluruh biaya permanen yang melekat pada hasil akhir konstruksi sebuah proyek.

Biaya langsung terdiri dari:

a. Biaya bahan atau material

Merupakan harga bahan atau material yang digunakan untuk proses pelaksanaan konstruksi, yang sudah memasukan biaya angkutan, biaya loading dan unloading, biaya pengepakan, penyimpanan sementara di gudang, pemeriksaan kualitas dan asuransi.

b. Upah tenaga kerja

Biaya yang dibayarkan kepada pekerja/buruh dalam menyelesaikan suatu jenis pekerjaan sesuai dengan keterampilan dan keahliannya.

c. Biaya peralatan

Biaya yang diperlukan untuk kegiatan sewa, pengangkutan, pemasangan alat, memindahkan, membongkar dan biaya operasi, juga dapat dimasukkan upah dari operator mesin dan pembantunya.

2. Komponen biaya tidak langsung (*indirect cost*)

Biaya tidak langsung atau *indirect cost* adalah biaya yang tidak melekat pada hasil akhir konstruksi sebuah proyek tapi merupakan nilai yang dipungut karena proses pelaksanaan konstruksi proyek. Biaya tidak langsung terdiri dari :

a. *Overhead* umum

Overhead umum biasanya tidak dapat segera dimasukkan ke suatu jenis pekerjaan dalam proyek itu, misalnya sewa kantor, peralatan kantor dan alat tulis menulis, air, listrik, telepon, asuransi, pajak, bunga uang, biaya-biaya notaris, biaya perjalanan dan pembelian berbagai macam barang-barang kecil.

b. *Overhead* proyek

Overhead proyek ialah biaya yang dapat dibebankan kepada proyek tetapi tidak dapat dibebankan kepada biaya bahan-bahan, upah tenaga kerja atau biaya alat-alat seperti misalnya; asuransi, telepon yang dipasang di proyek, pembelian tambahan dokumen kontrak pekerjaan, pengukuran (survei), surat-surat ijin dan lain sebagainya. Jumlah overhead dapat berkisar antara 12 - 30 %.

c. Profit

Merupakan keuntungan yang didapat oleh pelaksana kegiatan proyek (kontraktor) sebagai nilai imbal jasa dalam proses pengadaan proyek yang sudah dikerjakan. Secara umum keuntungan yang diset oleh kontraktor dalam penawarannya berkisar antara 10 % sampai 12 % atau bahkan lebih, tergantung dari keinginan kontraktor.

d. Pajak

Berbagai macam pajak seperti PPN, PPh dan lainnya atas hasil operasi perusahaan.

FORMULIR STANDAR UNTUK PEREKAMAN ANALISA MASING-MASING HARGA SATUAN					
PROYEK	:				
No. PAKET KONTRAK	:				
NAMA PAKET	:				
PROP / KAB / KODYA	:				
ITEM PEMBAYARAN NO.	2.1 (1)		PERKIRAAN VOL. PEK.	:	1,00
JENIS PEKERJAAN	Galian untuk Selokan Drainase dan Satu		TOTAL HARGA (Rp.)	:	55.126,99
SATUAN PEMBAYARAN	M3		0 % THD. BIAYA PROYEK	:	0,00
NO.	KOMPONEN	SATUAN	PERKIRAAN Kuantitas	HARGA SATUAN (Rp.)	JUMLAH HARGA (Rp.)
A.	TENAGA				
1.	Pekerja (L01)	jam	0,2277	27.643,54	6.294,73
2.	Mandor (L03)	jam	0,0380	33.312,20	1.264,26
JUMLAH HARGA TENAGA					7.558,99
B.	BAHAN				
JUMLAH HARGA BAHAN					0,00
C.	PERALATAN				
1.	Mini Excavator (E10a)	jam	0,0380	286.362,82	10.867,99
2.	Dump Truck (E08)	jam	0,0808	365.412,51	29.509,53
3.	Alat Bantu	Ls	1,0000	0,00	0,00
JUMLAH HARGA PERALATAN					40.377,52
D.	JUMLAH HARGA TENAGA, BAHAN DAN PERALATAN (A + B + C)				47.936,51
E.	OVERHEAD & PROFIT 15,0 % x D				7.190,48
F.	HARGA SATUAN PEKERJAAN (D + E)				55.126,99

Gambar 2.38 Contoh Formulir Standar Untuk Analisa Harga Satuan
(Sumber: AHSP PUPR Bidang Bina Marga, 2022)

2.7.5 Network Planning

Network planning adalah alat manajemen yang memungkinkan dengan lebih luas dan lengkap dalam perencanaan dan pengawasan suatu proyek. Proyek secara umum didefinisikan sebagai suatu rangkaian kegiatan-kegiatan yang mempunyai saat permulaan dan yang harus dilaksanakan serta diselesaikan untuk mendapat satu tujuan tertentu. Ini penting untuk digunakan oleh orang yang bertanggung jawab atas bidang-bidang engineering, produksi, marketing administrasi dan lain-lain, di mana setiap kegiatan tersebut tidak merupakan kegiatan rutin.

Pada prinsipnya, suatu proyek dapat merupakan salah satu atau kumpulan dari proyek-proyek yang dikategorikan sebagai berikut:.

1. Proyek-proyek yang kompleks dengan banyak aktivitas-aktivitas yang saling bergantung; dapat digolongkan di sini antara lain: Rumah susun, gedung bertingkat banyak. Karena banyaknya fasilitas-fasilitas yang harus disediakan menjadikannya menjadi proyek kompleks dan untuk menata semua unsur pekerjaan ini harus digunakan NWP.
2. Proyek-proyek besar di mana banyak sekali personalia, tenaga kerja dan juga dalam jumlah yang cukup besar material, equipment, waktu dan biaya.
3. Proyek-proyek yang membutuhkan koordinasi antara beberapa pejabat dan departemen-departemen.
4. Proyek-proyek di mana sangat diperlukan informasi yang pada dan kontinyu.
5. Proyek-proyek yang harus diselesaikan dalam waktu yang tepat dengan biaya yang terbatas.

Penyusunan Network Planning dilakukan dalam dua tahap, diantaranya sebagai berikut:

1. Menginventarisasikan kegiatan-kegiatan yang terdapat di dalam proyek serta logika ketergantungan antar satu kegiatan dengan kegiatan lainnya. Dengan mengetahui kedua hal tersebut, maka dapat menggunakan simbol-simbol rencana mendetail yang merupakan sebuah jaringan (*network*) dapat digambarkan. Pada tahap ini, faktor waktu dan sumber daya belum dipertimbangkan, yang ditinjau adalah kegiatan, kejadian dan hubungannya satu sama lain. Bentuk logika ketergantungan dalam jaringan ini merupakan dasar dari penyusunan Network Planning selanjutnya.
2. Peninjauan unsur waktu. Dalam ini, waktu untuk menyelesaikan suatu kegiatan diperkirakan berdasarkan pengalaman, teori dan perhitungan. Kemudian dihitung waktu terjadinya tiap kejadian (*event*) dari awal sampai akhir proyek sesuai dengan *Network* yang telah dibuat. Dalam analisa ini, dapat dilihat satu atau lebih lintasan dari kegiatan-kegiatan pada jaringan yang menentukan waktu

penyelesaian seluruh proyek yang dinamakan dengan Lintasan Kritis, selain itu terdapat lintasan-lintasan lainnya yang jangka waktunya lebih pendek. Lintasan yang tidak kritis ini mempunyai waktu untuk bisa terlambat yang dinamakan dengan *float*.

Adapun kegunaan dari *Network Planning* dalam suatu proyek adalah sebagai berikut:

1. Dengan harus digambarkan logika ketergantungan setiap pekerjaan dalam sebuah jaringan, maka memaksa kita merencanakan sebuah proyek secara mendetail. Dengan memperhitungkan dan mengetahui waktu terjadinya setiap peristiwa yang ditimbulkan oleh satu atau lebih kegiatan, maka dapat diketahui dengan pasti kesukaran yang timbul jauh sebelum terjadinya kesukaran tersebut. Sehingga dapat segera diadakan tindakan-tindakan pencegahan. Didalam *Network Planning* ditunjukkan dengan jelas di mana hal-hal yang waktu penyelesaiannya sangat kritis dan di mana yang tidak, sehingga memungkinkan kita mengatur pembagian usaha dan perhatian terhadap hal-hal tersebut.
2. Dalam *Network Planning* ditunjukkan dengan jelas pekerjaan-pekerjaan yang waktunya penyelesaiannya kritis dan yang tidak, sehingga memungkinkan pengaturan pembagian usaha terhadap pekerjaan tersebut.
3. *Network Planning* memberikan bantuan yang berharga dalam berkomunikasi
4. Memungkinkan dapat dicapainya pelaksanaan proyek yang lebih ekonomis dari sudut biaya langsung, ketidakraguan dalam penggunaan sumber-sumber daya dan lain-lain.

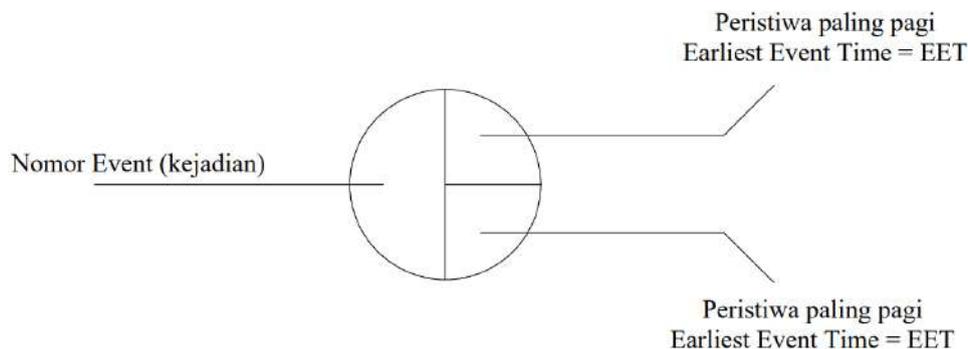
Sebuah *Network Planning* adalah sebuah pernyataan secara grafis dari kegiatan-kegiatan yang diperlukan dalam mencapai suatu tujuan akhir. Untuk mencapai tujuan tersebut diperlukan simbol-simbol, yang terdiri atas:

1.  : Anak panah (*arrow*) menyatakan sebuah kegiatan / *activity*. Kegiatan didefinisikan sebagai hal yang memerlukan duration atau jangka waktu tertentu dalam pemakaian sejumlah *resources*. Kepala anak panah menjadi pedoman arah dari tiap kegiatan yang menunjukkan bahwa sebuah kegiatan dimulai dari permulaan dan berjalan maju sampai akhir dengan jurusan dari kiri ke kanan.
2.  : Lingkaran kecil (*node*), menyatakan sebuah kejadian / *event*. Kejadian atau *event* didefinisikan sebagai permulaan atau akhir sebuah kegiatan atau pekerjaan.
3.  : Anak panah putus-putus (*Dummy*) artinya kegiatan semu. Yaitu kegiatan atau *event* yang tidak memerlukan durasi dan sumber daya.

Hubungan antar simbol-simbol di atas hanya ada dua buah yaitu anak panah terputus-putus dengan lingkaran yang melambangkan hubungan antar dua peristiwa. Untuk mendapat waktu terjadinya masing-masing peristiwa maka simbol-simbol di atas perlu dilengkapi, maksudnya agar tidak perlu mengulang-ulang memberi keterangan pada tiap peristiwa.

Setelah sebuah *Network Planning* selesai digambar, tiap-tiap lingkaran kejadian dilengkapi dengan pembagian ruang dan diberi nomor. Lalu pada tiap-tiap anak panah diberi durasinya.

Disyaratkan untuk memakai satu macam satuan waktu, maksudnya jika memakai “hari” maka pada masing-masing kegiatan serta keseluruhan proyek durasinya juga dalam “hari”, dan sebaiknya dituliskan dalam bilangan bulat, jika perhitungan dilakukan dengan komputer.



Gambar 2.39 Bagian-Bagian Node (Kejadian atau Peristiwa)

(Sumber: Hafnidar A. Rani, 2016)

1. Lintasan Kritis

Lintasan kritis adalah lintasan dari kegiatan-kegiatan yang waktu pelaksanaan dari kegiatan tersebut tidak boleh ditunda. Secara visual dapat dilihat pada lingkaran kejadian, di mana EET dan LET mempunyai harga yang sama.

Dalam mempercepat pelaksana suatu proyek, maka lintasan kritis inilah yang perlu dipercepat. Namun, demikian, jumlah percepatan harus juga tergantung pada kegiatan-kegiatan yang tidak kritis. Dalam penggambaran, lintasan kritis digambar lebih tebal dari lintasan biasa.

Yang perlu diperhatikan dalam mempercepat penyelesaian suatu proyek adalah mempercepat setiap kegiatan-kegiatan pada lintasan kritis yang mempunyai biaya percepatan paling rendah. Percepatan dapat juga dilakukan dengan memadukan antara kegiatan pada lintasan kritis dengan kegiatan pada lintasan yang tidak kritis.

2. *Float*

Float adalah waktu penundaan atau waktu untuk bisa terlambat dari suatu kegiatan. Bila dilihat dari uraian-uraian dan perhitungan sebuah Network Planning, maka lintasan tidak kritis mempunyai waktu pelaksanaan yang lebih pendek daripada lintasan kritis, sehingga lintasan ini mempunyai waktu penundaan (*float*). Jadi, *float* terdapat pada semua kegiatan yang tidak termasuk dalam lintasan kritis. Ada 2 macam tipe *float*, yaitu:

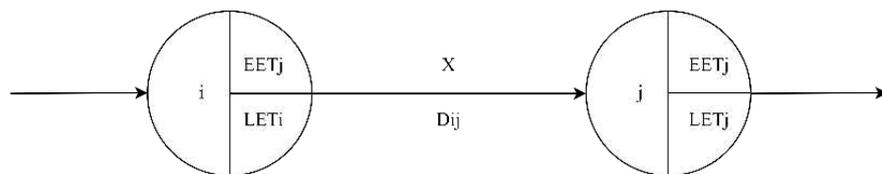
a. *Total float*

Total float didefinisikan sebagai sejumlah waktu untuk terlambat yang terdapat pada suatu kegiatan di mana bila kegiatan tersebut terlambat atau diperlambat pelaksanaannya, tidak mempengaruhi waktu penyelesaian proyek secara keseluruhan.

b. *Free float*

Didefinisikan sebagai sejumlah waktu untuk bisa terlambat atau diperlambatnya suatu kegiatan tanpa mempengaruhi waktu mulainya kegiatan yang berlangsung mengikutinya.

Untuk memperjelas mengenai *float*, dapat diilustrasikan dengan gambar sebagai berikut:



Gambar 2.40 Ilustrasi *Float*
(Sumber: Hafnidar A. Rani, 2016)

Keterangan:

X = nama kegiatan

i = nomor lingkaran kejadian mulainya kegiatan X

j = nomor lingkaran kejadian selesainya kegiatan X

Dij = durasi dari kegiatan i-j (kegiatan X)

EETi = EET lingkaran kejadian nomor i

EETj = EET lingkaran kejadian nomor j

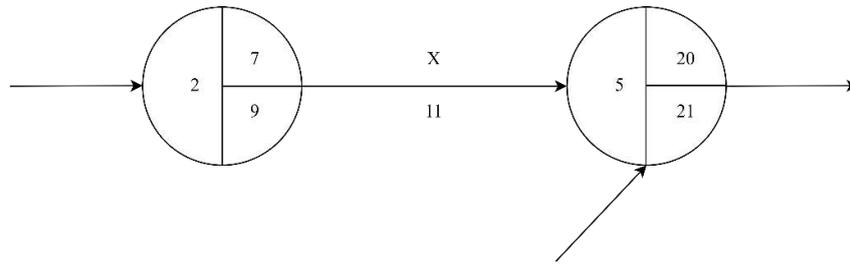
LETi = LET lingkaran kejadian nomor i

LETj = LET lingkaran kejadian nomor j

Jadi, *Total Float* (TF) dan *Free Float* (FF) dari kegiatan X dapat ditentukan sebagai berikut:

$$F_{ij} = EET_j - EET_i - D_{ij} \dots \dots \dots (2.163)$$

$$F_{ij} = LET_j - EET_i - D_{ij} \dots \dots \dots (2.164)$$

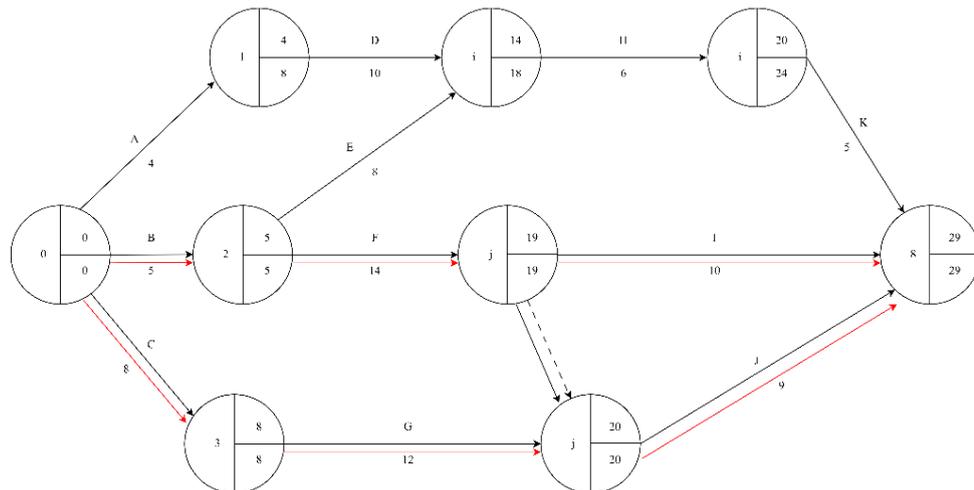


Gambar 2.41 Contoh Kegiatan *Float*
(Sumber: Hafnidar A. Rani, 2016)

$$FF_{25} = 20 - 7 - 11 = 2 \text{ satuan waktu}$$

$$TF_{25} = 21 - 7 - 11 = 3 \text{ satuan waktu}$$

Adapun contoh kegiatan menggunakan *Network Planning* (NWP) adalah sebagai berikut:



Gambar 2.42 Contoh Kegiatan *Network Planning* (NWP)
(Sumber: Hafnidar A. Rani, 2016)

2.7.6 *Barchart* dan Kurva S

Barchart pertama sekali dikembangkan oleh Henry L. Gantt (1861-1919) sehingga sering juga disebut dengan *Ganttchart*, adalah suatu diagram yang terdiri dari batang-batang yang menunjukkan saat dimulai dan saat selesai yang direncanakan untuk kegiatan-kegiatan pada suatu proyek. Sejarah terciptanya bagan Gantt ini dimulai ketika Henry L. Gantt berdiri sendiri sebagai konsultan insinyur industri. Gantt mulai mempertimbangkan sistem insentif dari Taylor (ahli manajemen ilmiah). Gantt membuat ide baru yaitu dengan meninggalkan sistem tarif yang berbeda karena

dianggapnya terlalu kecil memberikan dampak motivasional. Sistem baru tersebut yaitu:

1. Setiap pekerja yang dalam sehari berhasil menyelesaikan tugas dibebankan kepadanya akan menerima bonus sebesar 50 sen.
2. Motivasi kedua yaitu supervisor akan mendapat bonus untuk setiap pekerja yang mencapai standar harian, ditambahkan bonus tambahan biola semua pekerja mencapai standar tersebut.

Alasan Gantt akan mendorong dan melatih para pekerja yang diawasi untuk melakukan pekerjaan lebih baik. Setiap kemajuan pekerja dinilai secara terbuka dan dicatat pada bagan balok. Suatu bagan balok secara grafis menguraikan suatu proyek yang terdiri dari kumpulan tugas atau aktivitas yang telah dirumuskan dengan baik di mana suatu penyelesaian pekerjaan merupakan titik akhirnya.

Suatu aktivitas adalah suatu atau kelompok tugas-tugas yang saling erat hubungannya antara yang satu dengan lainnya yang pemaksannya ikut berperan untuk menyelesaikan proyek secara menyeluruh. Umumnya suatu bagan balok diatur sedemikian semua aktivitas didaftarkan dalam satu kolom di bagian kiri bagan. Suatu skala waktu yang mendatar (horisontal) memanjang ke bagian kanan daftar dengan suatu garis yang berkenaan dengan setiap aktivitas yang tertera dalam daftar itu.

Sedangkan kurva S merupakan suatu grafik yang menunjukkan hubungan antara kemajuan pelaksanaan proyek terhadap waktu penyelesaian, di mana fungsinya sebagai alat kontrol atas maju mundurnya pelaksanaan pekerjaan.

Aturan yang harus dipenuhi dalam membuat Kurva S untuk suatu perencanaan adalah sebagai berikut:

1. Pada seperempat waktu pertama, grafiknya naik landai sampai 10%.
2. Pada setengah waktu, grafiknya naik terjal mencapai 45%.
3. Pada saat tiga per empat waktu terakhir, grafiknya naik terjal mencapai 82%.
4. Waktu terakhirnya, grafiknya naik landai hingga mencapai 100%.

Pada sebagian besar proyek, pengeluaran sumber daya untuk setiap satuan waktu condong untuk memulainya dengan lambat, berkembang ke puncak dan kemudian berkurang secara berangsur-angsur bila telah mendekati ke ujung akhir. Secara lebih terperinci *Barchart* dan Kurva S dibuat sebagai berikut:

1. Pada kolom paling kiri dituliskan item-item pekerjaan
2. Kolom kedua dituliskan durasi setiap item pekerjaan
3. Kolom ketiga berisi harga setiap item pekerjaan
4. Kolom keempat berisi bobot setiap pekerjaan

Bobot pekerjaan dihitung berdasarkan persamaan:

$$\text{Bobot}(\%) = \frac{\text{biaya setiap pekerjaan}}{\text{biaya total}} \times 100\% \dots\dots\dots(2.165)$$

5. Selanjutnya dibuat diagram batang, panjangnya sesuai dengan durasi pekerjaan (hari kerja atau hari kalender)
6. Bila bobot setiap pekerjaan telah dihitung, kemudian dapat dicari persentase pekerjaan harian dengan menjumlahkan bobot harian dari pekerjaan masing-masing. Kemudian dicari persentase harian kumulatif di mana pada akhir jadwal harus 100%. Hubungan antara persentase kumulatif (sumbu X) dengan nilai persentase 0% - 100% (sumbu Y) ditarik sebuah garis yang membentuk huruf S. Garis yang dihasilkan inilah yang disebut dengan Kurva S.

Kurva S ini berfungsi untuk memberikan gambaran kemajuan setiap pekerjaan terhadap fungsi waktu. Adapun beberapa kelebihan dari *barchart* dan kurva S sendiri adalah sebagai berikut:

1. Mudah dalam membaca waktu suatu pekerjaan diselesaikan.
2. Memberikan informasi cepat, normal atau terjadi keterlibatan pelaksana setiap pekerjaan dalam pelaksanaan suatu proyek.
3. Memberikan informasi mengenai % pekerjaan yang telah diselesaikan.

Sedangkan kekurangan dari *barchart* dan kurva S sendiri adalah:

1. Tidak memberikan informasi mengenai rincian pekerjaan secara pasti seperti susunan pekerjaan yang sesuai dengan pelaksanaan di lapangan.

2. Tidak memberikan informasi mengenai hubungan ketergantungan antar kegiatan.
3. Tidak memberikan informasi mengenai adanya kegiatankegiatan dengan waktu kritis, sehingga tidak dapat dilakukan percepatan suatu pekerjaan bila terjadi keterlambatan.