

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 UMUM

Bab ini akan menjelaskan tentang teori-teori yang mendukung penulisan tugas akhir alternatif desain jembatan Kretek II dengan sistem *cabel stayed*. Beberapa teori tersebut meliputi perencanaan struktur jembatan beton bertulang dan perencanaan sistem *cabel stayed*. Perencanaan jembatan Kretek II dengan sistem *cabel stayed* ini meliputi pembebanan jembatan, perencanaan struktur atas jembatan, dan perencanaan struktur bawah jembatan.

3.2 TATANAN SISTEM KABEL

Sistem kabel adalah komponen paling penting dan menonjol dalam perencanaan jembatan *cabel stayed*. Kabel yang akan digunakan dalam perencanaan struktur jembatan ini adalah rangkaian kawat baja (*strand*) yang luas masing-masing rangkaian berbeda-beda sesuai dengan gaya tarik yang dibutuhkan dan sesuai hitungan pada analisis struktur.

3.3 PEMBEBANAN JEMBATAN

Di Indonesia peraturan tentang pembebanan jembatan jalan raya mengacu pada Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 2 Tentang Beban Jembatan (*Bridge Management System*), Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga Direktorat Bina Program Jalan.

Di dalam spesifikasi peraturan pembebanan dijelaskan bahwa beban dan aksi-aksi lainnya yang akan digunakan dalam perencanaan jembatan jalan raya dikelompokkan menurut sumbernya ke dalam beberapa kelompok, yaitu:

- Aksi tetap
- Aksi sementara
- Aksi lingkungan

3.3.1 Aksi Tetap (*Permanent Action*)

1. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap. Berat sendiri dihitung berdasarkan berat isi dan kerapatan massa (*unit weights and mass densities*) seperti tabel 3.1 di bawah ini.

Tabel 3.1 Berat Isi dan Kerapatan Massa untuk Berat Sendiri

Bahan	Berat Isi (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
Lapisan permukaan beraspal	22	2240
Timbunan tanah dipadatkan	17,2	1760
Kerikil dipadatkan	18,8 – 22,7	1920 – 2320
Aspal beton	22	2240
Beton	22– 25	2240 – 2560
Beton prategang	25– 26	2560 – 2640
Beton bertulang	23,5 – 25,5	2400 – 2600
Batu pasangan	23,5	2400

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Beban mati tambahan dapat berupa

pelapisan kembali permukaan aspal, dan sarana umum (pipa air, papan nama jembatan, dan lampu jalan).

3. Tekanan Tanah (TA)

- Koefisien tekanan tanah nominal harus dihitung dari sifat-sifat tanah. Sifat-sifat tanah (kepadatan, kadar kelembaban, kohesi, sudut geser dalam, dan sebagainya) bisa diperoleh dari hasil pengukuran dan pengujian tanah.
- Tekanan tanah lateral mempunyai hubungan yang tidak linier dengan sifat-sifat bahan tanah.
- Tekanan tanah lateral daya layan dihitung berdasarkan harga nominal dari w_s , c , dan ϕ .

3.3.2 Aksi Sementara (*Transient Action*)

1. Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri dari 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.

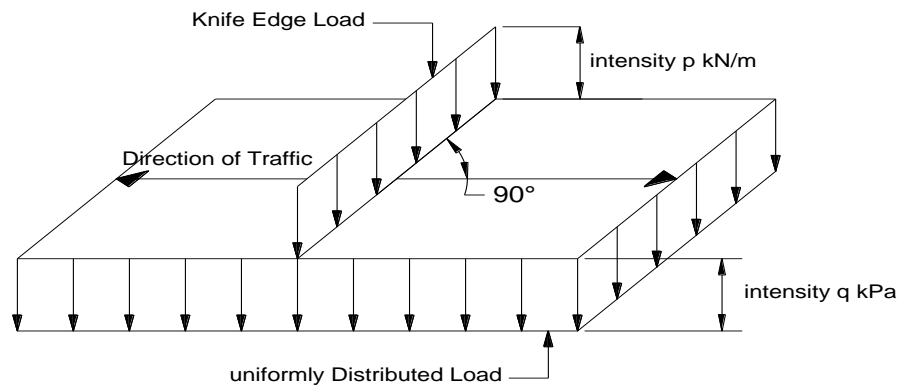
Beban truk “T” adalah satu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Secara umum, beban “D” akan menentukan dalam perhitungan yang mempunyai bentang mulai dari sedang sampai panjang, sedangkan beban “T” digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan.

a. Beban lajur “D”

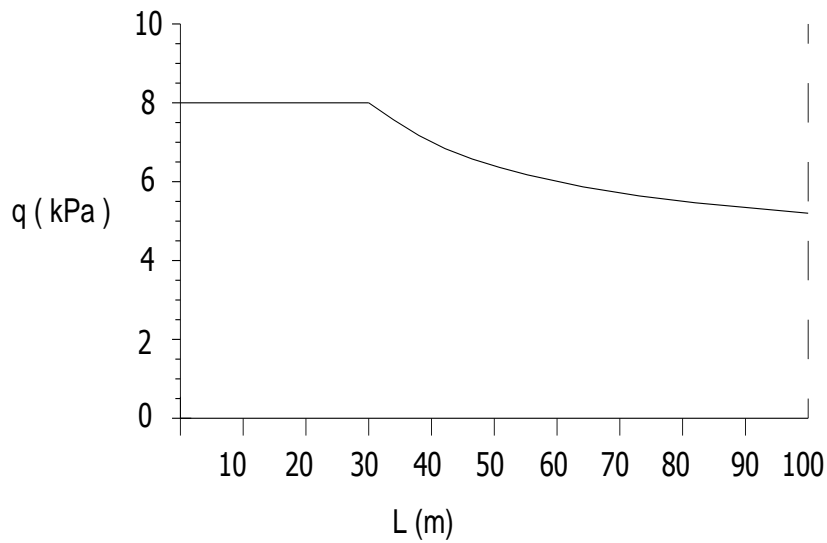
Beban lajur “D” terdiri dari beban tersebar merata *Uniformly Distributed Load* (UDL) yang digabung dengan beban garis *Knife Edge Load* (KEL), seperti yang tertera pada gambar 3.1 dan 3.2 di bawah. Beban terbagi merata UDL mempunyai intensitas q kPa dengan besarnya q tergantung pada panjang total yang dibebani L seperti berikut ini:

$$L \leq 30 \text{ m ; } q = 8,0 \text{ kPa,}$$

$$L > 30 \text{ m} ; q = 8,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa.}$$



Gambar 3.1 Beban lajur “D”

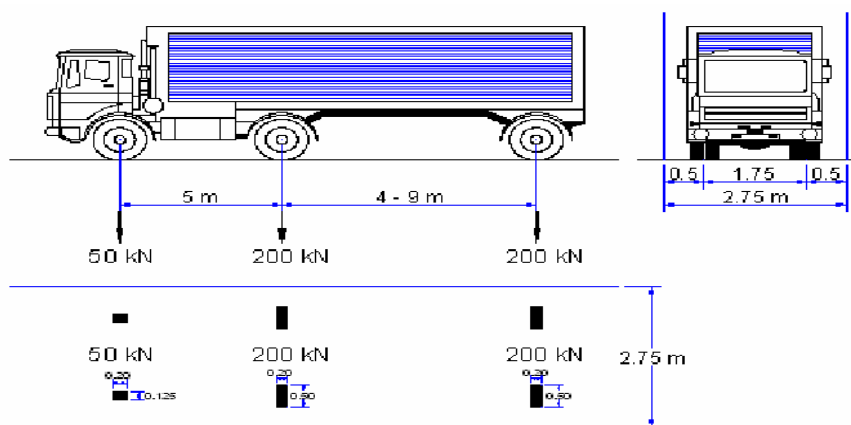


Gambar 3.2 Intensitas *Uniformly Distributed Load* (UDL)

Beban garis satu KEL dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus pada arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 44 kN/m.

b. Beban Truk "T"

Pembebanan truk "T" terdiri dari kendaraan truk semi trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat dalam gambar 3.6, berat dari masing-masing as disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut bisa diubah-ubah antara 4 m sampai 9 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Gambar 3.3 di bawah ini menggambarkan pembebanan truk "T".



Gambar 3.3 Pembebanan truk "T"

sumber: www.sarana-dirdja.com

c. Faktor Beban Dinamis

Faktor beban dinamis (*Dynamic Load Allowance*) merupakan interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan, seperti yang tertera pada gambar 3.4 di bawah. Besarnya DLA tergantung kepada frekuensi dasar dari suspensi kendaraan. Untuk perencanaan DLA dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen.

Untuk pembebanan truk "T", DLA diambil 0,3 sedangkan untuk beban KEL, DLA diambil sebagai berikut:

DLA = 0,4, untuk $L \leq 50$ m,

DLA = $0,4 - 0,0025 \times (L - 50)$, untuk $50 < L < 90$ m,

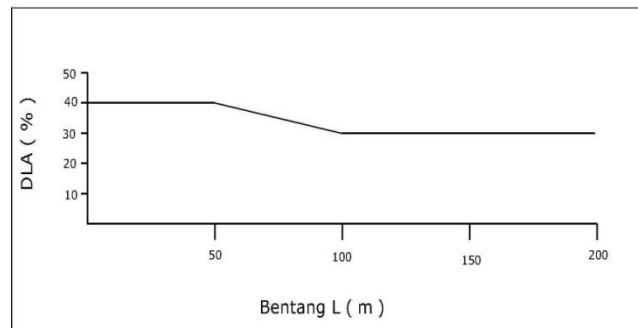
DLA = 0,3, untuk $L \geq 90$ m.

Untuk bentang menerus, panjang bentang ekuivalen diberikan dengan rumus:

$$L_E = \sqrt{L_{av} \cdot L_{max}}$$

L_{av} = panjang bentang rata-rata

L_{max} = panjang bentang maksimum

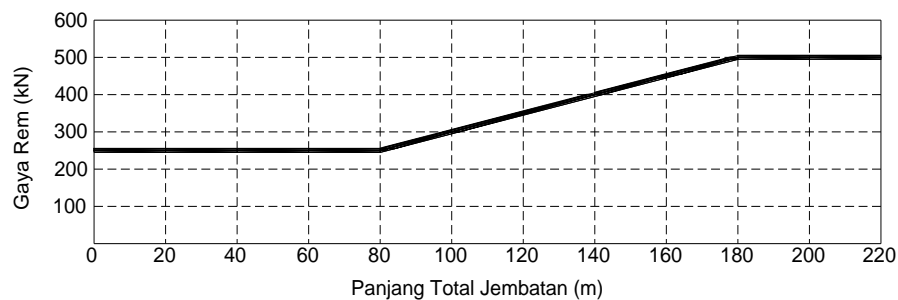


Gambar 3.4 Faktor beban dinamis (DLA)

sumber: www.google.com

2. Gaya Rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Dengan mengabaikan besarnya lebar jembatan, gaya memanjang yang bekerja mengacu pada grafik dalam gambar 3.5 di bawah ini:



Gambar 3.5 Gaya rem (*Braking force*)

sumber: www.google.com

Dari grafik di atas dapat diambil persamaan sebagai berikut:

Gaya rem, TTB = 250 kN untuk $L_t \leq 80$ m.

Gaya rem, TTB = $250 + 2,5 \times (L_t - 80)$ kN untuk $80 < L_t < 180$ m.

Gaya rem, TTB = 500 kN untuk $L_t \geq 180$ m.

3. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki

Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata yang besarnya seperti berikut ini:

Untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$, $q = 5$ kPa.

Untuk $10 \text{ m}^2 < A < 100 \text{ m}^2$, $q = 5 - 0,033 \times (A - 10)$ kPa.

Untuk $A > 100 \text{ m}^2$, $q = 2$ kPa.

keterangan:

q = Beban terbagi merata (kPa),

A = Luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2).

3.3.3 Aksi Lingkungan (*Environmental Action*)

1. Pengaruh Temperatur

Pengaruh temperatur dibagi menjadi:

- Variasi temperatur jembatan rata-rata.
- Variasi temperatur di dalam bangunan atas jembatan (perbedaan temperatur).

Variasi temperatur jembatan rata-rata digunakan dalam menghitung pergerakan pada temperatur dan sambungan pelat lantai dan untuk menghitung beban akibat terjadinya pengekangan dan pergerakan tersebut.

Variasi temperatur di dalam bangunan atas jembatan (perbedaan temperatur) disebabkan oleh pemanasan langsung dari sinar matahari di waktu siang pada bagian atas permukaan lantai dan pelepasan kembali radiasi dari seluruh permukaan jembatan di waktu malam. Berikut adalah tabel 3.2 yang mencantumkan temperatur jembatan sesuai tipe bangunan atasnya.

Tabel 3.2 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 di atas permukaan laut.		

2. Beban Angin

Gaya nominal *ultimate* dan daya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana sebagai berikut:

$$TEW = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \quad (\text{kN})$$

dimana:

V_w = Kecepatan angin rencana (m/dt) untuk keadaan batas yang ditinjau (tabel 3.3),

C_w = Koefisien seret (tabel 3.4),

A_b = Luas koefisien bagian samping jembatan (m^2).

Luas ekuivalen bagian samping jembatan adalah luas total bagian yang masif dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Untuk jembatan rangka luas ekuivalen ini dianggap 30% dari luas yang dibatasi oleh batang-batang bagian terluar. Angin harus dianggap bekerja secara merata pada seluruh bangunan atas.

Apabila suatu kendaraan sedang berada di atas jembatan, beban garis merata tambahan arah horizontal harus diterapkan pada permukaan lantai seperti rumus berikut ini:

$$TEW = 0,0012 \times C_w \times (V_w)^2 \quad (\text{kN/m})$$

dimana:

$$C_w = 1,2$$

Tabel 3.3 Kecepatan Angin Rencana (V_w)

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
<i>Ultimate</i>	35 m/s	30 m/s

Tabel 3.4 Koefisien Seret (C_w)

Tipe Jembatan	C_w
Bangunan atas masif ^{(1), (2)}	
$b/d = 1$	2,1 ⁽³⁾
$b/d = 2$	1,5 ⁽³⁾
$b/d \geq 6$	1,25 ⁽³⁾
Bangunan atas rangka	1,2
CATATAN (1) b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif CATATAN (2) Untuk harga antara dari b/d bisa diinterpolasi linier CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3% untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5%	

3. Pengaruh Beban Gempa

Beban rencana gempa minimum diperoleh dari:

$$TEQ = K_h \times I \times W_t$$

$$K_h = C \times S$$

dimana:

TEQ = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN),

K_h = Koefisien beban gempa horizontal,

- I = Faktor kepentingan (tabel 3.7),
- Wt = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (kN),
- C = Koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang Sesuai,
- S = Faktor tipe bangunan.

Waktu dasar getaran jembatan yang digunakan untuk menghitung geser dasar harus dihitung dari analisis yang meninjau seluruh elemen bangunan yang memberikan kekakuan dan fleksibilitas dari sistem fondasi.

Untuk bangunan yang mempunyai satu derajat kebebasan yang sederhana, rumus berikut bisa digunakan:

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times Kp}}$$

$$Kp = 3 \times Ec \times \frac{Ic}{h^3}$$

$$W_{TP} = (PMS + PMA) \text{ struktur atas} + (0,5 \times PMS)$$

dimana:

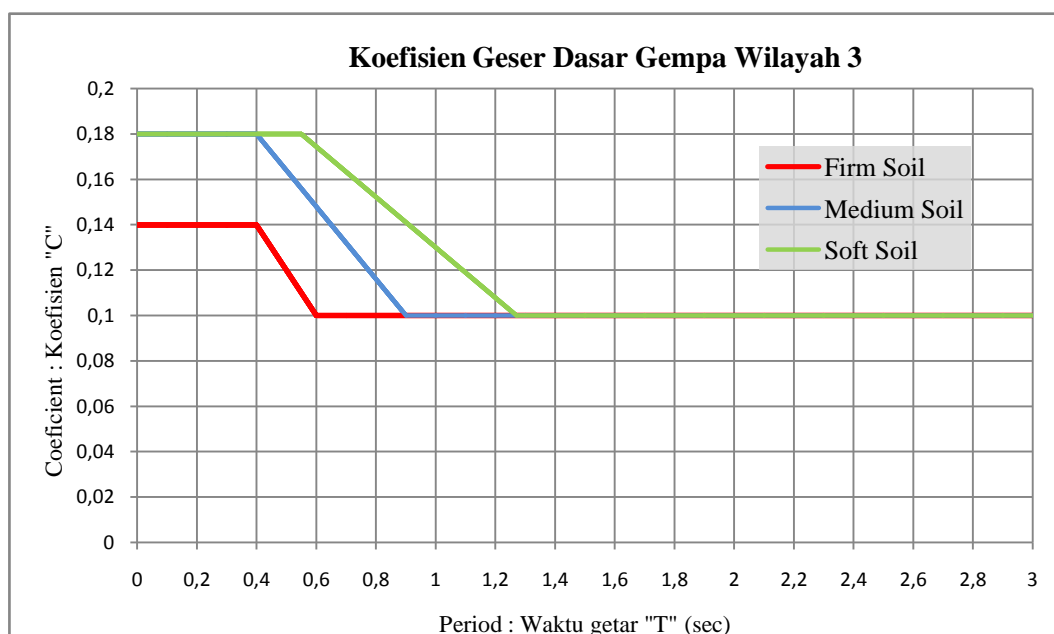
- T = Waktu getar struktur (detik),
- WTP = Berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat sendiri struktur bawah (kN),
- PMS = Berat sendiri (kN),
- PMA = Berat mati tambahan (kN),
- g = Percepatan gravitasi (9,8 m/dt²),
- Kp = Kekakuan gabungan sebagai gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m),
- Ec = Modulus elastis beton (kPa),
- Ic = Momen Inersia (m⁴),
- h = Tinggi struktur (m).

Berdasarkan pembagian wilayah gempa Indonesia (SNI-1726-2002) daerah Yogyakarta termasuk ke dalam wilayah gempa 3. Koefisien geser dasar

untuk wilayah gempa 3 disajikan pada tabel 3.5 dan gambar 3.6, kondisi tanah untuk menentukan koefisien geser dasar disajikan pada tabel 3.6, dan faktor kepentingan (I) disajikan pada tabel 3.7.

Tabel 3.5 Koefisien Geser Dasar Untuk Wilayah Gempa 3

T (detik)	Nilai C untuk tanah		
	Keras	Sedang	Lunak
0	0,14	0,18	0,18
0,4	0,14	0,18	0,18
0,55	0,11	0,16	0,18
0,6	0,1	0,15	0,17
0,9	0,1	0,1	0,14
1,3	0,1	0,1	0,1
3	0,1	0,1	0,1



Gambar 3.6 Koefisien geser dasar gempa wilayah 3

Tabel 3.6 Kondisi Tanah Untuk Koefisien Geser Dasar

Tipe Tanah	Kedalaman Tanah		
	Keras	Sedang	Lunak
Untuk seluruh jenis tanah.	≤ 3 m	3 – 25 m	> 25 m
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 50 kPa.	≤ 6 m	6 – 25 m	> 25 m
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata lebih besar 100 kPa atau tanah berbutir yang sangat padat.	≤ 9 m	9 – 25 m	> 25 m
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 200 kPa.	≤ 12 m	12 – 30 m	> 30 m
Untuk tanah berbutir dengan ikatan matrik padat.	≤ 20 m	20 – 40 m	> 40 m

Tabel 3.7 Faktor Kepentingan (I)

Klasifikasi	Harga I min
Jembatan yang memuat > 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif.	1,2
Seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas.	1
Jembatan sementara, dan jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas.	0,8

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis berupa beton bertulang dan struktur berperilaku elastis, maka nilai faktor tipe struktur (S) = 3. Jika struktur dapat berperilaku daktil dan mengalami simpangan yang cukup besar, sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, maka nilai faktor tipe struktur:

$$S = (1 \times F) \geq 1$$

$$F = (1,25-0,025) \times n$$

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral yang ditinjau.

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis (ΔKaG) sebagai berikut:

$$\emptyset = \tan^{-1} (Kh)$$

$$KaG = \cos^2 \left[\frac{(\emptyset - \theta)}{\cos^2 \theta \times \left(\frac{\sqrt{(\sin \theta^{-1} \times \sin (\emptyset^{-1} - \theta))}}{\cos \theta} \right)} \right]$$

$$\Delta KaG = KaG - Ka$$

3.3.4 Aksi-Aksi Lainnya

Gesekan pada perletakan termasuk pengaruh kekakuan geser dan perletakan elastomer. Gaya akibat gesekan pada perletakan dihitung dengan hanya menggunakan beban tetap, dan harga rata-rata dari koefisien gesekan (atau kekakuan geser apabila menggunakan perletakan elastomer).

$$TFB = \mu \times (PMS + PMA)$$

PMS = Aksi tetap berat sendiri struktur atas (kN)

PMA = Aksi tetap beban mati tambahan struktur atas (kN)

μ = Koefisien gesek

Untuk jenis perletakan berupa *elastomeric*, koefisien gesek rata-rata dapat diambil sebesar 0,18.

3.3.5 Kombinasi Beban

Tabel 3.8 Faktor Beban

Aksi/Beban	Simbol	Faktor Beban	
		Ultimate	Daya layan
A. Aksi Tetap			
Berat sendiri	PMS	1,3	1
Beban mati tambahan	PMA	2	1
Tekanan tanah	PTA	1,25	1
B. Aksi Sementara			
Beban lajur "D" atau "T"	TTD/TTT	2	1

Lanjutan Tabel 3.8 Faktor Beban

Gaya rem	TTB	2	1
Beban pejalan kaki	TTP	2	1
C. Aksi Lingkungan			
Pengaruh temperatur	TET	1,2	1
Beban angin	TEW	1,2	1
Beban gempa	TEQ	1	1
D. Aksi Lainnya			
Gesekan pada perletakan	TFB	1,3	1

Tabel 3.9 Kombinasi Beban Pada Keadaan *Ultimate*

Aksi/Beban	Simbol	KOMBINASI			
		1	2	3	4
A. Aksi Tetap					
Berat sendiri	KMS	1,3	1,3	1,3	1,3
Beban mati tambahan	KMA	2	2	2	2
B. Aksi Sementara					
Beban lajur "D" atau "T"	KTD/KTT	2	1	1	
Gaya rem	KTB	2	1	1	
Beban pejalan kaki	KTP		2		
C. Aksi Lingkungan					
Pengaruh temperatur	KET	1	1	1	
Beban angin	KEW	1		1,2	
Beban gempa	KEQ				1

Tabel 3.10 Kombinasi Beban Pada Keadaan Tegangan Kerja

Aksi/Beban	Simbol	KOMBINASI			
		1	2	3	4
A. Aksi Tetap					
Berat sendiri	KMS	1	1	1	1
Beban mati tambahan	KMA	1	1	1	1
Tekanan tanah	KTA	1	1	1	1
B. Aksi Sementara					
Beban lajur "D" atau "T"	KTD/KTT	1	1	1	
Gaya rem	KTB	1	1	1	
Beban pejalan kaki	KTP	1	1	1	
C. Aksi Lingkungan					
Pengaruh temperatur	KET		1		

Lanjutan Tabel 3.10 Kombinasi Beban Pada Keadaan Tegangan Kerja

Beban angin	KEW			1	
Beban gempa	KEQ				1
A. Aksi Lainnya					
Gesekan pada perletakan	KFB			1	1

3.4 PERENCANAAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN

Perencanaan struktur atas jembatan Kretek II ini meliputi perencanaan pelat/lantai jembatan, sistem *deck* jembatan (*stringer, cross girder, main girder*), dan menara/*pylon*.

3.4.1 Perencanaan Pelat/Lantai Jembatan

Perencanaan pelat/lantai jembatan direncanakan menggunakan pelat satu arah. Desain pelat satu arah menurut pasal 13.4 ayat (2) PBI 1971 adalah bila rasio antara lebar pelat (L_y) dengan bentang pelat (L_x) lebih dari 2,5, seperti yang tertera pada gambar 3.7 di bawah. Pelat satu arah memiliki sistem tulangan utama sejajar dengan bentang pendek pelat lantai dan tulangan susut sejajar dengan arah memanjang pelat lantai. Pelat satu arah menumpu pada dua tumpuan sehingga dihitung sebagai balok. Pelat satu arah menurut SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.1.3 memiliki ketentuan sebagai berikut:

1. Minimum harus ada dua bentang.
2. Bentang yang lebih besar dari dua bentang yang bersebelahan memiliki perbedaan tidak lebih dari 20% bentang pendek pelat lantai.
3. Beban yang bekerja merupakan beban terbagi merata.
4. Beban hidup per unit tidak melebihi tiga kali beban per unit.



Gambar 3.7 Pelat satu arah

Tebal minimum yang disyaratkan dalam SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.2.5.2 sebagai kontrol lendutan terdapat dalam tabel 3.11 di bawah ini.

Tabel 3.11 Tebal Minimum Pelat yang Disyaratkan

Komponen struktur	Dua tumpuan	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
Pelat	L/20	L/24	L/28	L/10
Balok	L/16	L/18,5	L/21	L/8

Pelat satu arah pada umumnya direncanakan dengan rasio tulangan tarik jauh lebih rendah dari $\rho_{maks} = 0,75 \rho_b$. Karena disamping penghematan penggunaan baja tulangan dengan tinggi yang optimal, dapat pula dihindari defleksi yang berlebihan. Luas tulangan pokok As harus memenuhi $\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$.

Bila $\rho_{perlu} \leq \rho_{min}$ dan $1,33 \rho_{perlu} \leq \rho_{min}$ maka digunakan $\rho_{perlu} = \rho_{min}$, atau $1,33 \rho_{perlu} > \rho_{min}$ maka digunakan $\rho_{perlu} = 1,33 \rho_{perlu}$.

Selain itu, untuk menjaga terhadap susut harus dipenuhi $A_s \geq A_{sst}$, dimana luas tulangan susut BJTD 40 adalah:

$$A_{sst} = 0,0018 \times b \times h$$

Jarak tulangan maksimum pusat ke pusat adalah:

$$S \leq \frac{A_{1D} \times 100}{A_s}$$

As adalah luas tulangan yang diperlukan, A_{1D} adalah luas batang tulangan.

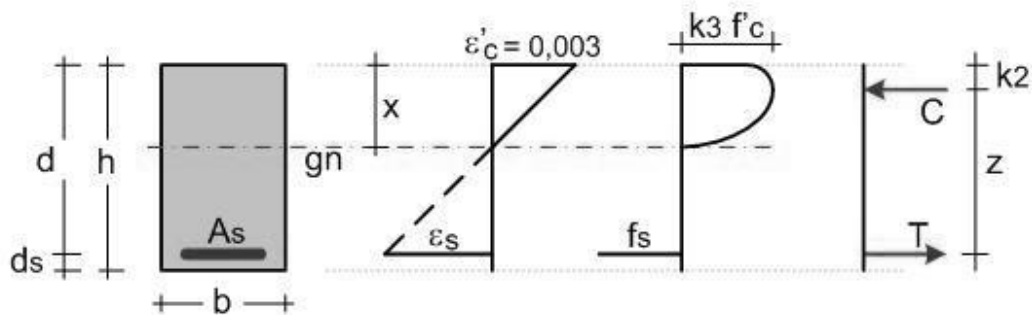
3.4.2 Perencanaan Sistem *Deck* Jembatan

1. Balok Beton Bertulang

Pendekatan dan pengembangan metode perencanaan kekuatan balok didasarkan atas pertimbangan sebagai berikut:

- Bidang penampang rata sebelum terjadi lentur, tetap rata setelah terjadi lentur dan tetap tegak lurus sumbu bujur balok (prinsip Bernoulli), karena itu nilai regangan terdistribusi linier atau sebanding lurus dengan jaraknya terhadap garis netral (prinsip Navier).

- Tegangan sebanding dengan regangan hanya kira-kira beban sedang yaitu saat tegangan beton tekan tidak melampaui $\frac{1}{2} f'_c$. Bila beban meningkat sampai beban batas, tegangan yang timbul tidak lagi sebanding dengan regangan, sehingga blok tegangan tekan berupa garis lengkung.
- Dalam menghitung kapasitas momen, beton tarik diabaikan dan seluruh gaya tarik ditahan batang baja tulangan. Distribusi tegangan, regangan dan gaya seperti terlihat pada gambar 3.8 berikut ini:



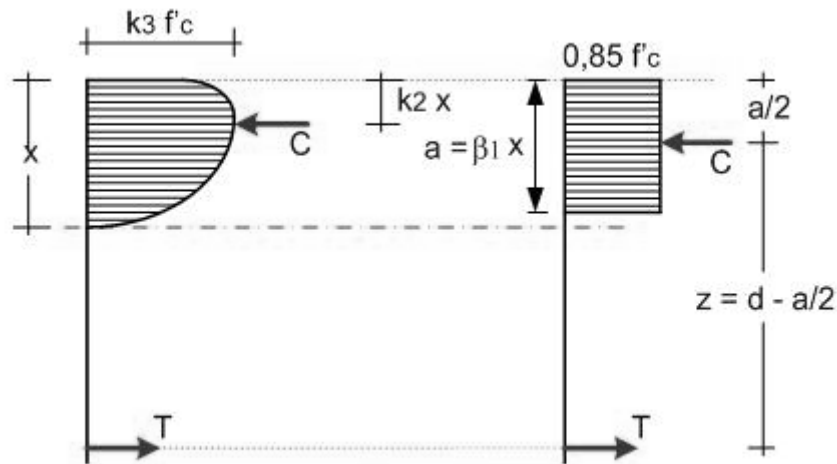
Gambar 3.8 Analisis penampang balok

Sumber: Aboe, 2006

Keterangan:

- b = Lebar balok,
- d = Jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan tarik,
- ds = Jarak dari sisi tarik terluar beton ke pusat tulangan tarik,
- A_s = Luas tulangan tarik,
- ϵ_s = Regangan tarik beton,
- ϵ_c = Regangan desak beton,
- k_3 = Koefisien yang tergantung mutu beton,
- f'_c = Mutu beton,
- $C = T$ = Keseimbangan gaya-gaya dalam beton.

Gambar 3.9 di bawah menjelaskan tentang blok diagram tekan balok.



Gambar 3.9 Blok diagram tekan balok

Sumber: Aboe, 2006

Sesuai dengan persyaratan dalam SKSNI:

- untuk $f'_c \leq 30$ MPa, $\beta_1 = 0,85$
- untuk $f'_c > 30$ MPa, $\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'_c - 30) \geq 0,65$

Nilai β_1 adalah konstanta yang merupakan fungsi dari kuat tekan beton sedangkan besar gaya-gaya dalam:

gaya tekan, $C = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$,

gaya tarik, bila $\epsilon_s < \epsilon_y$ maka baja telah leleh, $T = A_s \cdot f_s$ dengan $f_s = \epsilon_s \cdot E_s$,

bila $\epsilon_s > \epsilon_y$ maka baja belum leleh, $T = A_s \cdot f_y$.

Regangan leleh tulangan tarik $\epsilon_y = f_y/E_s$, untuk $E_s = 200000$ MPa.

Regangan baja tulangan tarik $\epsilon_s = \frac{d-x}{x} \epsilon_{cu}$, untuk $\epsilon_{cu} = 0,003$.

Untuk keseimbangan gaya dalam $C = T$ memberikan persamaan:

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}, x = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.6)$$

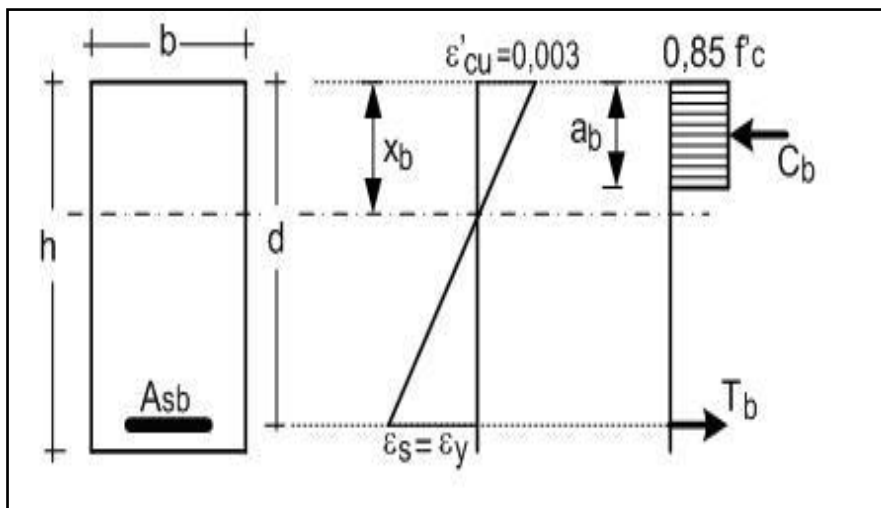
Momen nominal:

$$M_n = C \cdot (d - a/2) \quad (3.7)$$

$$M_n = T \cdot (d - a/2) \quad (3.8)$$

2. Regangan Berimbang

Regangan berimbang dicapai ($C = T$), bila pada saat yang sama serat terluar beton tekan mencapai regangan maksimum $\epsilon'_{cu} = 0,003$, dan bersamaan dengan tulangan tarik mencapai regangan leleh $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$. Pada keadaan regangan berimbang, sejumlah tulangan tarik (A_{sb}) akan memberikan jarak garis netral (x_b) dari tepi beton tekan dan gaya-gaya dalam (C_b) dan (T_b) seperti terlihat pada gambar 3.10 di bawah ini.



Gambar 3.10 Regangan berimbang

Sumber: Aboe, 2006

Keterangan:

b = Lebar balok,

d = Jarak sisi tekan terluar ke pusat tulangan tarik,

A_s = Luas tulangan tarik,

X_b = Jarak garis netral dari tepi beton tekan,

ϵ_s = Regangan tarik beton,

- ϵ_c = Regangan desak beton,
 $f'c$ = mutu beton,
 C_b = T_b = keseimbangan gaya-gaya dalam beton.

Dalam praktiknya kondisi regangan berimbang sulit dicapai sebagai akibat pembulatan jumlah tulangan yang digunakan, sehingga luas baja tulangan yang dipergunakan tidak sama dengan A_{sb} lagi, karena itu terdapat dua kemungkinan yaitu penampang bertulangan kurang (*under reinforced*) dan penampang bertulangan lebih (*over reinforced*).

- Bila $A_s < A_{sb}$ (bertulangan kurang/*under reinforced*), berarti $T < T_b$ dari keseimbangan gaya-gaya dalam diperoleh:
 - $x < x_b$ dan $a < a_b$,
 - baja tarik mencapai regangan leleh terlebih dahulu $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ sebelum beton tekan mencapai regangan hancur.
- Bila $A_s > A_{sb}$ (bertulangan lebih/*over reinforced*), maka keseimbangan gaya-gaya dalam diperoleh:
 - $x > x_b$ dengan demikian $a > a_b$,
 - beton lebih dahulu mencapai $\epsilon_{cu} = 0,003$ sedang $\epsilon_s < \epsilon_y$.

Dalam hal ini:

$$\rho_{\min} < \rho_{\max} < \rho_b,$$

dengan,

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}, \quad \rho_{\max} = 0,75 \rho_b, \quad \text{dan} \quad \rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.9)$$

Rasio penulangan pakai adalah:

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right] \quad (3.10)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} \quad (3.11)$$

3. Luas Tulangan

Untuk menyatakan luas relatif baja tulangan tarik di dalam suatu balok, digunakan perbandingan/persentase tulangan atau rasio tulangan:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \text{ atau } \rho_b = \frac{A_{sb}}{b \cdot d} \quad (3.12)$$

Dari gambar regangan berimbang di atas didapat:

$$\frac{x_b}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + (f_y / E_s)} = \frac{0,003}{0,003 + (f_y / 200000)} \quad (3.13)$$

$$\frac{x_b}{d} = \frac{600}{600 + f_y} \quad (3.14)$$

$$C_b = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x_b \quad (3.15)$$

$$T_b = A_{sb} \cdot f_y = \rho_b \cdot b \cdot d \cdot f_y \quad (3.16)$$

Keseimbangan gaya dalam: $C_b = T_b$

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot x_b = \rho_b \cdot b \cdot d \cdot f_y \quad (3.17)$$

Maka rasio tulangan imbang:

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{x_b}{d} \right) \text{ karena } x_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.18)$$

4. Syarat Tulangan

Untuk menjamin keruntuhan yang terjadi merupakan ragam duktil, SKSNI menetapkan pembatasan tulangan $\rho_{\max} \leq 0,75\rho_b$ atau $A_s \leq 0,75A_{sb}$.

Metode yang digunakan untuk menghitung kekuatan lentur didasarkan anggapan beton tarik telah mengalami retak, maka terdapat kemungkinan kekuatan nominal (M_n) yang dihitung dengan anggapan penampang telah retak dan dengan tulangan yang sedikit, lebih kecil dari momen retak (M_{cr}) beton tanpa tulangan (beton polos) untuk penampang yang sama. Untuk penampang persegi momen retak (M_{cr}) beton adalah:

$$M_{cr} = 0,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{1}{12} \frac{b \cdot h^3}{\frac{1}{2} h} = \frac{0,7 \cdot \sqrt{f'_c}}{6} b \cdot h^2 \quad (3.19)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.20)$$

Agar $M_n \geq M_{cr}$ maka:

$$A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq \frac{0,7 \cdot \sqrt{f'_c}}{6} b \cdot h^2 \quad (3.21)$$

Dengan $A_s = \rho \cdot b \cdot d$

5. Balok Tulangan Sebelah

Untuk merencanakan balok tulangan sebelah terlebih dahulu dilakukan analisis penampang. Analisis penampang ini dimaksudkan untuk memeriksa kemampuan penampang yang ada. Setelah dilakukan analisis kemudian merencanakan penampang. Perencanaan penampang adalah pekerjaan menentukan satu atau lebih unsur dimensi penampang termasuk jumlah baja tulangan yang diperlukan. Perencanaan penampang meliputi menentukan dimensi balok (b, d, h) dan luas tulangan A_s untuk memikul momen nominal (M_n) yang disyaratkan, dimana:

$$M_n = C \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ atau } M_n = T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Keseimbangan gaya dalam $C = T$ memberikan:

$$0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.22)$$

Karena $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$ dan $m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c}$ maka,

$$\begin{aligned} M_n &= \rho \cdot b \cdot d \cdot f_y \left(d - 0,5 \rho \cdot m \cdot d \right) \\ &= \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \left(1 - 0,5 \rho \cdot m \right) \end{aligned}$$

Dengan koefisien lawan:

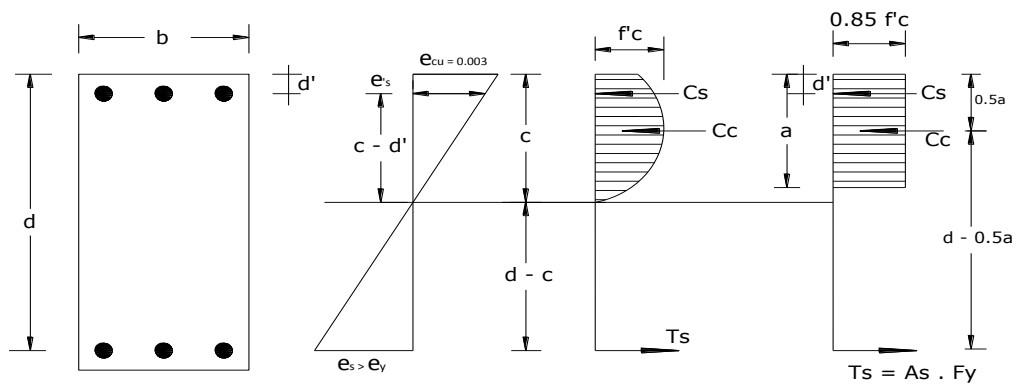
$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \rho \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,5 \rho \cdot m \right) \quad (3.23)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (3.24)$$

6. Balok Tulangan Rangkap

Suatu penampang balok direncanakan bertulangan lentur rangkap apabila kapasitas tulangan sebelah masih lebih kecil daripada momen lentur yang bekerja, sedangkan dilain pihak sering kali pertimbangan teknis pelaksanaan dan arsitektur membatasi dimensi balok. Oleh karena itu diperlukan usaha-usaha untuk

memperbesar kuat momen penampang balok yang sudah ditentukan yaitu dengan memberi tulangan desak bersamaan dengan penambahan tulangan tarik. Gaya-gaya dalam balok merupakan reaksi terhadap beban yang diterima balok, seperti yang tertera pada gambar 3.11 di bawah ini.



Gambar 3.11 Analisis tulangan rangkap

Sumber: Aboe, 2006

Keterangan:

- b = Lebar balok,
- d = Jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan tarik,
- d' = Jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan tekan,
- d_s = Jarak dari sisi tarik terluar ke pusat tulangan tarik,
- A_s = Luas tulangan tarik,
- ϵ_s = Regangan tarik beton,
- ϵ_c = Regangan desak beton,
- C_c = Gaya tekan yang ditahan oleh beton tekan,
- C_s = Gaya tekan yang ditahan oleh tulangan baja tekan,
- $C = T$ = Keseimbangan gaya-gaya dalam beton.

Pada gambar 3.14 di atas untuk menahan gaya tekan C pada balok dengan tulangan rangkap digunakan dua bahan yang berbeda, yaitu beton dan baja tulangan tekan sehingga gaya tekan terdiri dari dua komponen yaitu C_c dan C_s .

Momen reaksi total dapat diambil sebagai jumlah dari momen pada kedua bagian tersebut. Bagian yang pertama Mn_1 merupakan suatu kopel yang terdiri dari gaya pada tulangan tekan As' dan gaya yang terdapat pada luas yang sama pada tulangan tarik:

$$Mn_1 = As' \cdot fy \cdot (d - d') \quad (3.25)$$

Dengan beton tekan:

$$Mn_2 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot (d - \frac{a}{2}) \text{ dengan tinggi blok desak, } a = \frac{(As - As')fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$Mn_2 = (As - As') \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2}) \quad (3.26)$$

Keseimbangan gaya-gaya dalam $C = T$, dimana:

$$C = Cc + Cs \text{ dan } T = T_1 + T_2$$

Tegangan yang dipakai pada baja tulangan tekan sesuai dengan regangan yang terjadi pada tulangan tekan pada saat kekuatan nominal dicapai, bila:

$$\epsilon_s' < \epsilon_y \text{ maka } fs' = Es \cdot \epsilon_s'$$

$$\epsilon_s' \geq \epsilon_y \text{ maka } fs' = fy$$

Dalam analisis, bagian beton tekan yang ditempati tulangan tekan diperhitungkan (mengurangi luas beton tekan), sehingga:

$$Cc = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

$$Cs = As' \cdot (fs' - 0,85 \cdot f'c)$$

$$T = As \cdot fs$$

Letak garis netral dapat ditentukan dengan menggunakan keseimbangan gaya dalam:

$$T = Cc + Cs$$

$$a = \frac{As \cdot fs - As' \cdot (fs' - 0,85 \cdot f'c)}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad (3.27)$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.28)$$

Seperti pada bagian tekan yang terdiri dari dua komponen yaitu beton tekan dan baja tekan, baja tarik As dapat diproporsikan menjadi dua bagian, yaitu

A_{s1} dan A_{s2} yang memberikan gaya tarik T_1 dan T_2 . Dimana T_1 setara dengan C_c dan T_2 setara dengan C_s , sehingga:

$$A_{s2} = A_{s'} \text{ dan } A_{s1} = A_s - A_{s'}$$

Untuk menjamin daktilitas, SKSNI menentukan rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{\text{mak}} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \leq 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.29)$$

7. Kuat Geser Beton Bertulang

Perencanaan penampang akibat geser, harus didasarkan pada:

$$V_u \leq \Phi V_n \text{ sedang } V_n = V_c + V_s, \text{ sehingga } V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_s, \text{ dimana:}$$

V_u = Gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau,

V_c = Kuat geser nominal beton,

V_s = Kuat geser nominal baja tulangan geser,

Φ = Faktor reduksi kekuatan (diambil 0,6).

Untuk $\frac{1}{2} \Phi \cdot V_c < V_u \leq \Phi V_c$, maka diperlukan adanya tulangan geser minimum untuk menjaga apabila terjadi beban tak terduga yang dapat menyebabkan kerusakan (gagal) geser. Dengan kuat geser beton adalah:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.30)$$

Luas tulangan geser minimum:

$$A_v = \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w \cdot S}{f_y} \quad (3.31)$$

A_v adalah luas penampang tulangan geser total dengan jarak spasi antara tulangan sebesar S . Sedangkan bila $\Phi V_c < V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$ diperlukan penyediaan baja tulangan geser untuk menahan gaya geser, dengan kuat geser (V_s) adalah:

$$V_s = V_u - \Phi V_c \quad (3.32)$$

Jika $V_s \leq \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$, maka $s \leq 0,5d$ atau $s \leq 600$ mm.

Jika $\frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq V_s \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$, maka $s \leq 0,25d$ atau $s \leq 300$ mm.

3.4.3 Perencanaan Kolom/*Pylon*

Kolom/*pylon* merupakan elemen struktur yang bertugas menahan beban tekan aksial. Kolom memiliki peran yang sangat penting dalam struktur. Kegagalan kolom akan mengakibatkan runtuhnya komponen struktur yang berhubungan dengannya. Dalam merencanakan struktur kolom harus ada usaha memberikan cadangan kekuatan yang lebih tinggi daripada komponen lain sehingga saat terjadi gempa, kolom-kolom dapat mempertahankan keelastisitasannya, sedangkan ujung-ujung balok dan kolom dasar menjadi sendi plastis. Perencanaan kolom-kolom pada jembatan Kretek II dihitung berdasarkan beban lentur dan gaya aksial yang terjadi pada kolom.

1. Grafik Mn-Pn

Sebelum memperhitungkan jumlah tulangan kolom, harus dibuat terlebih dahulu grafik hubungan momen (Mn) dan gaya aksial (Pn). Dari grafik Mn-Pn dapat ditentukan jumlah tulangan lentur yang diperlukan dan besar kuat lentur rencana kolom. Grafik Mn-Pn dibuat dengan menghubungkan gaya aksial dan momen lentur kolom, seperti yang tertera pada gambar 3.12.

Grafik Mn-Pn dihitung berdasarkan lima kondisi beban, yaitu:

a. Kondisi beban sentris

$$P_n = (0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \quad (3.33)$$

$$M_n = 0 \quad (3.34)$$

b. Kondisi *balance* ($c = c_b$)

$$c_b = k \quad (3.35)$$

$$a_b = 0,85 \cdot c_b \quad (3.36)$$

$$f_s' = \frac{(c_b - d')}{c_b} \cdot 600 \text{ Mpa} > f_y = 400 \text{ Mpa} \quad (3.37)$$

(f_s' pakai Mpa)

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b \cdot 10^{-3} \text{ kN} \quad (3.38)$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \cdot 10^{-3} \text{ kN} \quad (3.39)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \cdot 10^{-3} \quad (3.40)$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \quad (3.41)$$

$$M_{nb} = C_c \cdot (Y - a/2) + C_s \cdot (Y - d') + T_s \cdot (d - Y) \quad (3.42)$$

c. Patah Desak ($c > c_b$)

$$a_b = 0,85 \cdot c \quad (3.43)$$

$$f_s' = \frac{(c - d')}{c} \cdot 600 \text{ Mpa} > f_y = 400 \text{ Mpa} \quad (3.44)$$

(f_s' pakai Mpa)

$$f_s = \frac{(d - c)}{c} \cdot 600 \text{ Mpa} \quad (3.45)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b \cdot 10^{-3} \text{ kN} \quad (3.46)$$

$$C_s = A_s \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \cdot 10^{-3} \text{ kN} \quad (3.47)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \cdot 10^{-3} \text{ kN} \quad (3.48)$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \quad (3.49)$$

$$M_{nb} = C_c \cdot (Y - a/2) + C_s \cdot (Y - d') + T_s \cdot (d - Y) \quad (3.50)$$

d. Patah Tarik ($c < c_b$)

$$a_b = 0,85 \cdot c \quad (3.51)$$

$$f_s' = \frac{(c - d')}{c} \cdot 600 \text{ Mpa} > f_y = 400 \text{ Mpa} \quad (3.52)$$

(f_s' pakai Mpa)

$$f_s = \frac{(d - c)}{c} \cdot 600 \text{ Mpa} > f_y = 400 \text{ Mpa} \quad (3.53)$$

(f_s pakai Mpa)

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b \cdot 10^{-3} \text{ kN} \quad (3.54)$$

$$C_s = A_s \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \cdot 10^{-3} \text{ kN} \quad (3.55)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \cdot 10^{-3} \text{ kN} \quad (3.56)$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \quad (3.57)$$

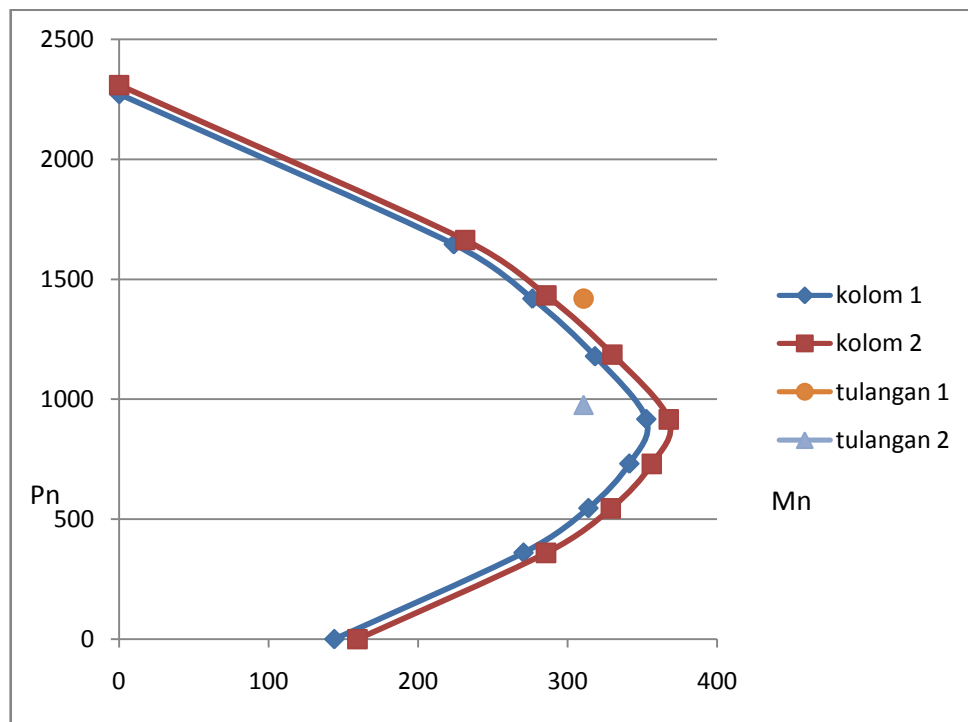
$$M_{nb} = C_c \cdot (Y - a/2) + C_s \cdot (Y - d') + T_s \cdot (d - Y) \quad (3.58)$$

e. Kondisi Momen Murni

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \text{ mm} \quad (3.59)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \cdot 10^{-6} \quad (3.60)$$

$$P_n = 0 \text{ (mm)} \quad (3.61)$$



Gambar 3.12 Diagram interaksi Mn-Pn

dengan:

f_c' = Mutu beton (Mpa),

f_y = Mutu baja (Mpa),

A_g = Luas penampang (mm^2),

h = Tinggi penampang (mm),

A_{st} = Luas tulangan (mm^2),

b = Lebar penampang.

Dari grafik Mn-Pn dapat diperoleh jumlah tulangan lentur yang diperlukan dan kuat lentur rencana kolom ($\sum M_e$).

2. Momen *Ultimate* Kolom/*Pylon*

Momen *ultimate* kolom/*pylon* didapatkan dari hasil analisis struktur dengan kombinasi beban terfaktor. Pada tugas akhir ini analisis struktur menggunakan program SAP 2000 V11.

3. Gaya Aksial *Ultimate* Kolom/*Pylon*

Gaya aksial *ultimate* kolom/*pylon* didapatkan dari hasil analisis struktur dengan kombinasi beban terfaktor. Pada tugas akhir ini analisis struktur menggunakan program SAP 2000 V11.

4. Perencanaan Tulangan Lentur Kolom/*Pylon*

Tulangan lentur kolom/*pylon* dihitung dengan menghubungkan momen *ultimate* (M_u) dan gaya aksial *ultimate* (P_u) yang didapat dari hasil analisis struktur program SAP 2000 V11 pada grafik Mn-Pn. Dari grafik Mn-Pn didapat jumlah tulangan lentur yang diperlukan dan kuat lentur kolom yang dihasilkan (ΣM_e).

Kuat lentur kolom yang disyaratkan dalam SNI 2002, harus memenuhi persamaan di bawah ini.

$$\Sigma M_e \geq \frac{6}{5} \times \phi \times (M_g^- + M_g^+) \quad (3.62)$$

ΣM_e adalah kuat lentur nominal yang dihasilkan kolom, M_g adalah kuat lentur nominal balok di muka kolom dan ϕ adalah faktor reduksi kekuatan balok sebesar 0,8. Momen *ultimate* kolom bagian atas (M_a) dan bagian bawah (M_b) dapat dihitung dengan persamaan-persamaan di bawah ini.

$$M_a = \frac{h_a'}{h_a} \times \alpha_a \left\{ \frac{L}{L'} \times (M_{pr}^- B_1 + M_{pr}^+ B_1) \right\} \quad (3.63)$$

$$M_b = \frac{h_b'}{h_b} \times \alpha_b \left\{ \frac{L}{L'} \times (M_{pr}^- B_1 + M_{pr}^+ B_1) \right\} \quad (3.64)$$

dimana:

M_a : Momen *ultimate* terfaktor kolom bagian atas,

M_b : Momen *ultimate* terfaktor kolom bagian bawah,

h_a : Tinggi kolom atas,

hb : Tinggi kolom bawah,

ha' : Tinggi bersih kolom atas,

: ha – h balok,

hb' : Tinggi bersih kolom bawah,

: hb – h balok,

L : Panjang bentang balok,

L' : Panjang bersih bentang balok,

Mpr : Momen kapasitas balok.

$$\alpha_a : \frac{1/h_a}{1/h_b + 1/h_a} \quad (3.65)$$

$$\alpha_b : \frac{1/h_b}{1/h_a + 1/h_b} \quad (3.66)$$

5. Gaya Geser Kolom

Kuat geser kolom portal dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom tersebut. Besar gaya geser kolom pada daerah tumpuan yang telah disyaratkan dalam SNI 2002 ditunjukkan pada persamaan:

$$V_u = \frac{Ma + Mb}{h} \quad (3.67)$$

dengan:

Vu = Gaya geser *ultimate* kolom pada daerah tumpuan (sendi plastis),

Ma = Momen kolom bagian atas,

Mb = Momen kolom bagian bawah,

h = Tinggi kolom.

Besar gaya geser kolom pada daerah lapangan yang telah disyaratkan dalam SNI 2002 ditunjukkan pada persamaan:

$$V_{s1} = \frac{V_u}{0,75} - V_c \quad (3.68)$$

dimana:

V_{s1} = Gaya geser kolom pada daerah lapangan (luar sendi plastis),

V_u = Gaya geser *ultimate* kolom pada sendi plastis,

$$V_c = \left(1 + \frac{Pu}{14xAg} \right) x \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \quad (3.69)$$

P_u = Gaya aksial *ultimate* kolom,

A_g = Luas tampang kolom.

6. Perencanaan Tulangan Geser Kolom

Tulangan geser kolom dibedakan menjadi dua bagian yaitu tulangan geser pada sendi plastis dan luar sendi plastis.

a. Daerah Sendi Plastis

Jarak tulangan geser (s) dapat dihitung menggunakan persamaan:

$$s = \frac{A_{1D} \times n \times f_y \times d}{V_s} \quad (3.70)$$

dimana:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} \quad (3.71)$$

dengan:

V_u = Gaya geser *ultimate* kolom pada daerah tumpuan (sendi plastis),

V_s = Perbesaran gaya geser,

ϕ = Faktor kuat lebih gaya geser,

A_{1D} = Luas satu buah tulangan geser,

n = Jumlah kaki tulangan yang dibutuhkan,

f_y = Kuat tarik baja.

b. Daerah Luar Sendi Plastis

Jarak tulangan geser (s) dapat dihitung menggunakan persamaan:

$$s = \frac{A_{1D} \times n \times f_y \times d}{V_{s1}} \quad (3.72)$$

dimana:

V_{s1} = Gaya geser kolom pada daerah lapangan (luar sendi plastis),

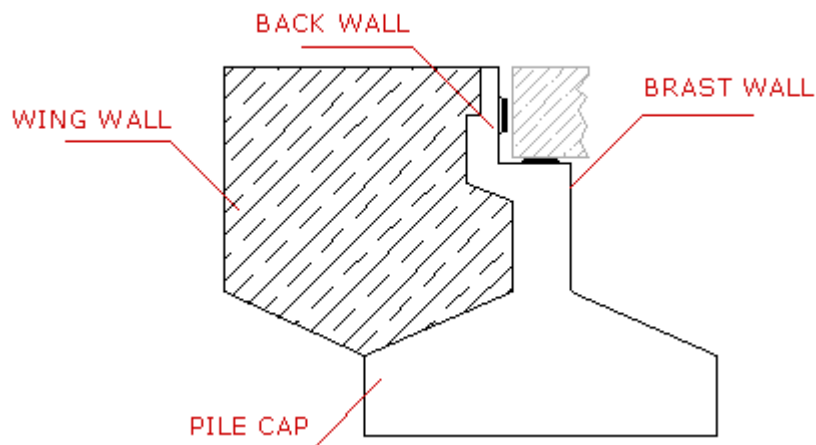
- A_{1D} = Luas satu buah tulangan geser,
 n = Jumlah kaki tulangan yang dibutuhkan,
 f_y = kuat tarik baja.

3.5 PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN

Perencanaan struktur bawah jembatan Kretek II ini meliputi perencanaan kepala jembatan (*abutment*) dan fondasi.

3.5.1 Kepala Jembatan (*Abutment*)

Bentuk struktur kepala jembatan pada perencanaan jembatan *cable stayed* kali ini adalah model kepala jembatan T terbalik, seperti terlihat pada gambar 3.13 di bawah ini.



Gambar 3.13 Kepala jembatan (*abutment*) dan bagian-bagiannya

Gaya-gaya yang bekerja pada *abutment* digolongkan menjadi:

- Akibat berat sendiri *abutment*.
- Akibat berat tanah isian.
- Akibat tekanan tanah.
- Akibat beban terbagi merata.
- Akibat kohesi tanah.
- Akibat beban mati.

- g. Akibat beban hidup.
- h. Akibat gaya gesekan pada tumpuan.

Menghitung keamanan terhadap penggulingan:

$$n = \frac{\Sigma M_V}{\Sigma M_H} > 1,5 \quad (3.73)$$

ΣM_V adalah jumlah momen dari beban vertikal, ΣM_H adalah jumlah momen dari beban horizontal. Menghitung keamanan terhadap pergeseran:

$$n = \frac{b \cdot \frac{2}{3} \cdot c + \Sigma v \cdot \tan \phi}{\Sigma H} \quad (3.74)$$

Menghitung tegangan tanah yang terjadi:

$$\sigma_{\text{mak}} = \frac{\Sigma v}{A} + \frac{\Sigma M}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2} < \sigma_{\text{ijin}} \text{ tanah} \quad (3.75)$$

dengan:

- b = Lebar fondasi,
- c = Gaya kohesi tanah,
- A = Luas dasar *abutment*,
- ΣV = Jumlah gaya dari beban vertikal,
- ΣH = Jumlah gaya dari beban horizontal.

3.5.2 Fondasi

Jenis fondasi yang digunakan dalam perencanaan struktur bawah jembatan Kretek II ini adalah fondasi tiang bor (*bored pile*) pada *abutment*. Fondasi *bored pile* diterapkan pada *abutment* dikarenakan letak tanah kerasnya sangat dalam.

1. Perencanaan Fondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)

Pada perencanaan fondasi tiang bor, perhitungan tegangan *ultimate* tiang bor dihitung berdasarkan uji SPT (*Standart Penetration Test*) di lapangan. Tegangan *ultimate* yang terjadi adalah:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

dengan,

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (3.76)$$

$$Q_s = \sum f_s \cdot A_s \quad (3.77)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_p}{SF_1} + \frac{Q_s}{SF_2} \quad (3.78)$$

keterangan:

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN),

q_p = Unit tahanan ujung tiang (kN/m²),

f_s = Unit tahanan gesek dinding tiang (kN/m²),

SF_1 = Angka keamanan untuk kapasitas dukung ujung tiang,

SF_2 = Angka keamanan untuk kapasitas dukung selimut tiang,

A_p = Luas penampang tiang bor (m²),

A_s = Luas selimut tiang (m²),

Q_u = Kapasitas dukung *ultimate* (kN),

Q_{all} = Kapasitas dukung ijin tiang (kN).