

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Perhitungan Struktur dan Elemen Jembatan

Perhitungan struktur jembatan dilakukan untuk memastikan seluruh elemen yang direncanakan memenuhi syarat kekuatan, kestabilan, dan keamanan sesuai standar yang berlaku. Pada bagian ini, perhitungan dibagi menjadi tiga kelompok utama:

1. Perhitungan beban mati tambahan, meliputi parapet, *railing*, dan penerangan jalan umum (PJU) yang memberikan tambahan beban pada struktur.
2. Perhitungan struktur atas, mencakup analisis pelat lantai, balok prategang PCI-Girder dan diafragma sebagai elemen utama penyalur beban.
3. Perhitungan struktur bawah, terdiri atas pelat injak, *abutment* dan pondasi tiang pancang untuk menjamin kestabilan serta daya dukung struktur.

Sebelum dilakukan perhitungan pada masing-masing kelompok utama perhitungan struktur, terlebih dahulu ditentukan parameter dasar berupa rasio penulangan minimum (ρ_{min}), rasio seimbang (ρ_b), dan rasio penulangan maksimum (ρ_{max}). Parameter ini dihitung berdasarkan mutu beton (f_c') dan mutu baja tulangan (f_y) yang digunakan pada struktur. Dengan demikian, hasil perhitungan rasio penulangan dapat digunakan secara umum pada seluruh struktur dan elemen lainnya, baik pada perhitungan beban mati tambahan, struktur atas, maupun struktur bawah.

Diperoleh nilai rasio penulangan sesuai dengan mutu beton dan mutu baja tulangan yang digunakan dalam perencanaan sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 4.1. Perhitungan ini disajikan pada Lampiran III(4).

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Rasio Penulangan untuk Variasi Mutu Beton (f_c')

Rasio Penulangan Minimum (ρ_{min}) $= \max \left(\frac{1,4}{f_y} ; \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} \right)$ Rasio Penulangan Seimbang (ρ_b) $= \beta_1 * 0,85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y)$ Rasio Penulangan Maksimum (ρ_{maks}) $= 0,75 * \rho_b$ Menurut SNI 2847:2019 apabila mutu beton rencana > 28 MPa, maka nilai β_1 adalah: $= 0,85 - \frac{(f_c' - 28)}{f_y}$					
Mutu beton (f_c')	Mutu Baja Tulangan (f_y)	β_1	ρ_{min}	ρ_b	ρ_{maks}
25	420	0,850	0,00333	0,0253	0,0189
30		0,836	0,00333	0,0299	0,2239
35		0,800	0,00352	0,0333	0,0250

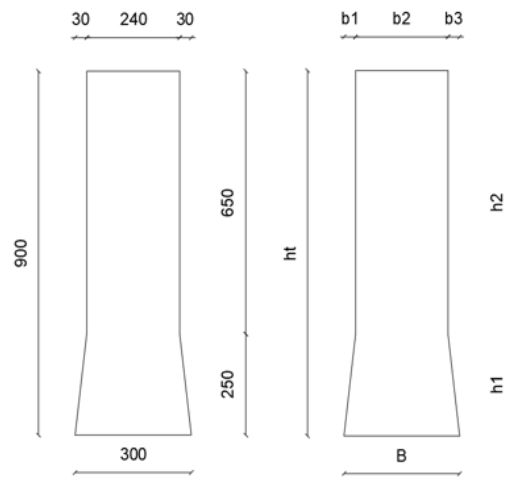
4.1.1 Perhitungan Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan pada jembatan berasal dari elemen non-struktural yang dipasang di atas struktur utama, namun tetap memberikan pengaruh terhadap perhitungan gaya dan momen. Elemen-elemen yang akan diperhitungkan meliputi parapet, *railing*, penerangan jalan umum (PJU). Perhitungan dilakukan untuk menentukan besarnya beban yang ditimbulkan masing-masing komponen, sehingga dapat diintegrasikan ke dalam analisis struktur secara menyeluruh.

4.1.1.1 Perhitungan Parapet

A. Dimensi dan Parameter Material Parapet

Pada tahap *preliminary design* (sub-bab 3.3), telah ditentukan dimensi parapet yang meliputi tinggi total, lebar, serta pembagian ukuran setiap bagian dalam geometri parapet, yang dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4. 1 Geometri Desain Parapet

- h_1 : 0,25 m
- h_2 : 0,65 m
- h_t : 0,90 m
- b_1 : 0,03 m
- b_2 : 0,24 m
- b_3 : 0,03 m
- B : 0,30 m

Lalu, material rencana beserta berat jenis yang digunakan pada perencanaan parapet dijelaskan parameternya diantara lain:

1. Material Beton

- a. Kuat tekan beton rencana (f_c') = 25 Mpa
- b. Berat jenis beton (γ_{beton}) = 25 kN/m³

Material Baja

2. Material Baja Tulangan

Material baja tulangan yang digunakan pada *parapet* tertera pada Tabel 4.2 berikut:

Tabel 4. 2 Parameter Material Baja Tulangan Pada Parapet

No.	Parameter	Kode	Hasil
1	Kuat leleh	f_y	420 MPa
2	Kuat tarik maksimum	f_u	540 MPa
3	Perbandingan f_u/f_y		1,25
4	Regangan luluh (elongation)	G	> 10%
5	Modulus elastisitas	E	200000 MPa

B. Analisis Struktur dan Pembebanan Pada Parapet

Pada bagian ini dibahas analisis berat, momen, dan geser, dilanjutkan dengan rekapitulasi hasil analisis struktur serta pembebanan pada parapet.

1. Analisis Berat, Momen, dan Geser

Berat sendiri parapet dihitung sebagai dasar dalam analisis struktur berikutnya.

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri} &= B * H * \text{panjang tinjauan} * \gamma_{\text{beton}} \\ &= 0,3 * 0,9 * 1 * 1,25 \\ &= 6,75 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Beban tumbukan kendaraan terhadap parapet, sesuai dengan justifikasi pembebanan yang telah dilakukan pada bab tiga direncanakan menahan gaya tumbukan horizontal (P) sebesar 220 kN. Dengan asumsi titik aplikasi tumbukan (h) kendaraan atau *bumper* truk mengenai pada parapet yakni 0,75 meter.

$$\begin{aligned}\text{a. Momen terjadi (M)} &= P * h \\ &= 220 * 0,75 \\ &= 165 \text{ kNm} \\ \text{b. Geser terjadi (V)} &= P \\ &= 220 \text{ kN}\end{aligned}$$

2. Analisis Momen dan Geser Ultimit

Parapet diperhitungkan sebagai beban mati tambahan, yang dalam kombinasi pembebanan kuat I dikalikan dengan faktor beban sebesar 1,8 (lihat pada Tabel 2.19). Dengan demikian, nilai momen dan gaya geser ultimit yang terjadi pada parapet dapat dihitung berdasarkan gaya tumbukan kendaraan yang bekerja.

- a. Momen ultimit terjadi (M_u)
 $= M * \text{faktor pembebanan kuat I}$
 $= 165 * 1,8$
 $= 297 \text{ kNm}$
- b. Geser ultimit terjadi (V_u)
 $= V * \text{faktor pembebanan kuat I}$
 $= 220 * 1,8$
 $= 396 \text{ kN}$

3. Rekapitulasi Analisa Struktur dan Pembebanan Pada Parapet

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Analisa Berat, Momen dan Geser Parapet

No.	Analisa	Kode	Hasil	Satuan
1.	Berat sendiri	MS_{parapet}	6,75	kN/m
2.	Momen ultimate	M_u	297	kNm
3.	Geser ultimate	V_u	396	kN

C. Perencanaan Penulangan pada Parapet

1. Data Perencanaan

- a. Kuat tekan beton rencana (f_c') = 25 Mpa
- b. Tegangan leleh (f_y) = 420 MPa
- c. Selimut beton (c) = 40 mm
- d. Lebar tinjauan (b) = 1000 mm
- e. Faktor distribusi tegangan (β_1) = 0,85, karena $f_c' < 28 \text{ Mpa}$
- f. Faktor reduksi (ϕ) kuat lentur = 0,9
- g. Faktor reduksi (ϕ) kuat geser = 0,75
- h. Rasio penulangan (ρ) minimum dan maksimum, berdasarkan Tabel 4.1 untuk mutu beton yang sebesar 25 MPa dan baja tulangan 420B maka:
 - ρ_{min} = 0,00334
 - ρ_b = 0,00387

- $\rho_{\max} = 0,02540 (0,75 * \rho_b)$

i. Tegangan nominal maksimum ($R_{n_{\max}}$)

$$\begin{aligned} R_{n_{\max}} &= 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f'_c)] \\ &= 6,47 \end{aligned}$$

2. Analisis Penulangan Lentur

a. Momen nominal (M_n)

Diketahui parapet menerima momen lentur ultimit (M_u) sebesar 297 kNm.

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_u \\ M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{297 \text{ kNm}}{0,9} \\ &= 330 \text{ kNm} \\ &= 330 * 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

b. Tinggi efektif (d) dengan direncanakan diameter tulangan utama (d_{pokok}) adalah 25 mm:

$$\begin{aligned} d &= H - c - \frac{1}{2} d_{\text{pokok}} \\ &= 900 - 40 - \frac{1}{2} 25 \\ &= 847,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Rasio penulangan diperlukan (ρ_{butuh})

$$\begin{aligned} \rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2R_n}{0,85 * f'_c}} \right), \text{ dengan } R_n = \frac{M_n}{b * d^2} \\ R_n &= \frac{M_n}{b * d^2} \\ &= \frac{330 * 10^6}{1000 * 847,5^2} \\ &= 0,459 \end{aligned}$$

Substitusi nilai R_n ke persamaan ρ_{butuh}

$$\begin{aligned}\rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 \cdot 25}{420} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \cdot 0,459}{0,85 \cdot 25}} \right) \\ &= 0,00111\end{aligned}$$

$\rho_{\text{butuh}} < \rho_{\text{min}}$, maka dipakai rasio penulangan minimum. Rasio penulangan dipakai ($\rho_{\text{pakai}} = 0,00333$)

- d. Luas tulangan pokok yang diperlukan:

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \\ &= (0,00333 \cdot 1000 \cdot 847,5) \text{ mm} \\ &= 2825,00 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak antar tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}S &= \pi / 4 \cdot (d_{\text{pokok}})^2 \cdot b / A_s \\ &= 173,83 \text{ mm} \\ &\approx 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sehingga, A_s aktual akibat pengambilan jarak sebesar 150 mm adalah:

$$\begin{aligned}A_s (\text{pokok}) \text{ aktual} &= \pi / 4 \cdot d_{\text{pokok}}^2 \cdot b / S \\ &= 3273,81 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- d. Tulangan susut (tulangan bagi) arah memanjang diambil sebesar 50% dari tulangan pokok.

$$\begin{aligned}A_s' &= 50\% \cdot A_s \text{ pokok aktual} \\ &= 50\% \cdot 3273,81 \\ &= 1636,90 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan susut (d_{susut}) digunakan D19, Jarak antar tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}S' &= \pi / 4 \cdot (d_{\text{susut}})^2 \cdot b / A_s' \\ &= 173,28 \text{ mm} \\ &\approx 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sehingga, A_s' aktual akibat pengambilan jarak sebesar 150 mm adalah:

$$\begin{aligned}A_s' (\text{susut}) \text{ aktual} &= \pi / 4 \cdot (d_{\text{susut}})^2 \cdot b / S' \\ &= 1890,50 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

3. Analisis Penulangan Geser

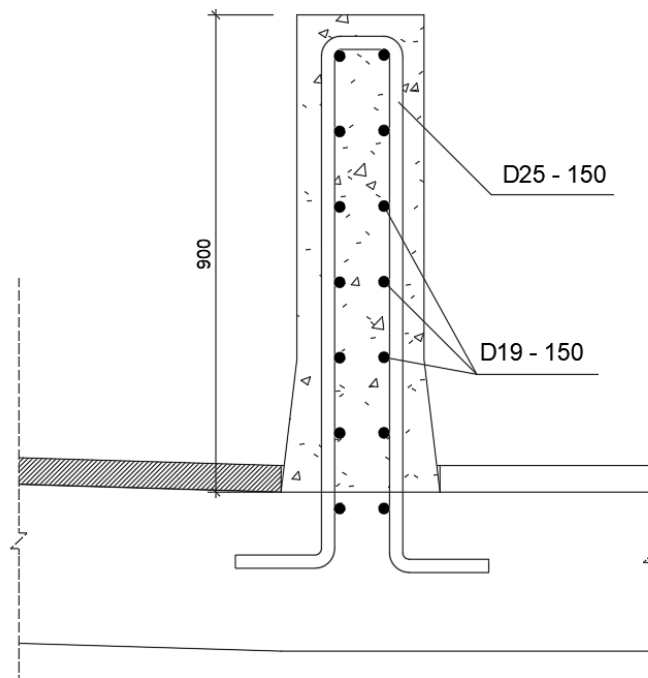
Struktur memerlukan penulangan geser tambahan apabila $\phi V_c < V_u$, dengan rumus ϕV_c adalah:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b * d \\ &= \frac{1}{6} * \sqrt{25} * 1000 * 847,5 \\ &= 706250 \text{ N} \\ &= 706,25 \text{ kN} > V_u \\ &> 396 \text{ kN.}\end{aligned}$$

Sehingga, parapet tidak memerlukan tulangan geser tambahan.

4. Detail Penulangan (Hasil Analisis Penulangan)

Setelah dilakukan proses analisis dan perhitungan kebutuhan tulangan, diperoleh detail penulangan yang digunakan pada struktur parapet. Detail penulangan tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.2 berikut.

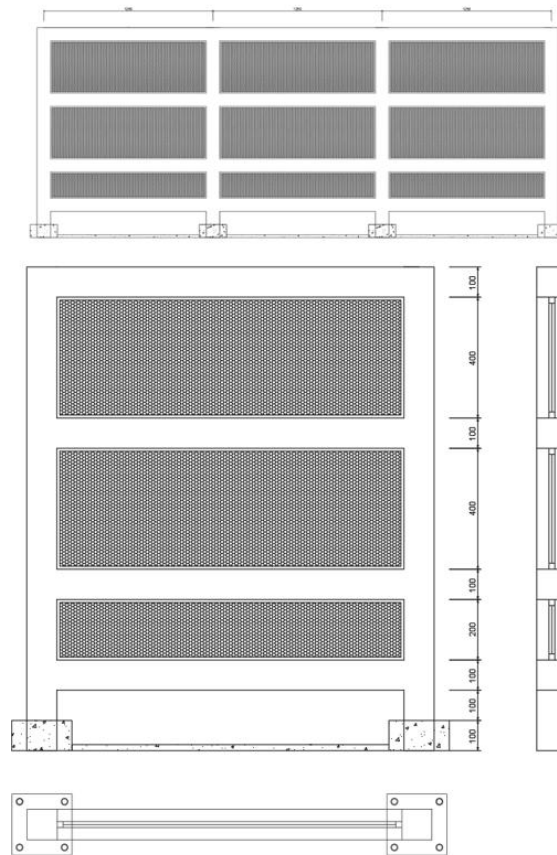


Gambar 4. 2 Detail Penulangan Parapet

4.1.1.2 Perhitungan *Railing*

A. Dimensi dan Material Pada *Railing*

Dimensi railing dirancang sesuai dengan kebutuhan kekuatan dan estetika. Detail geometrinya dapat dilihat pada Gambar 4.3.



Gambar 4. 3 Geometri Desain Railing

- Tiang utama baja (*Type* HSS),
 $h_{\text{rail}} = 100 \text{ mm}$
 $B_{\text{rail}} = 100 \text{ mm}$
 $t_{\text{rail}} = 5 \text{ mm}$
- Tinggi tiang utama,
 $H_t = 1600 \text{ mm}$
- *Bracing* baja horizontal (*Type* HSS),
 $h_{\text{bracing}} = 100 \text{ mm}$
 $b_{\text{bracing}} = 100 \text{ mm}$
 $t_{\text{bracing}} = 5 \text{ mm}$
- Panjang *bracing*,
 $L_{\text{bracing}} = 1150 \text{ mm}$
- Banyak *bracing*,
 $n_{\text{bracing}} = 4 \text{ buah}$
- Panjang antar segmen,
 $s = 1250 \text{ mm}$
- Tebal pelat *perforated*,
 $t_{\text{pr}} = 2 \text{ mm}$

- Luas void perforated,	$lv1$	$= 0,46 \text{ m}^2$
	$lv2$	$= 0,46 \text{ m}^2$
	$lv3$	$= 0,23 \text{ m}^2$
	lv_{total}	$= 1,15 \text{ m}^2$

Railing menggunakan material baja dengan berat jenis (γ_{baja}) $7,85 \cdot 10^{-6} \text{ kg/mm}^3$, $78,5 \text{ kN/m}^3$ atau 7850 kg/m^3 . Untuk tegangan leleh (f_y) sebesar 240 MPa , tegangan putus (f_u) sebesar 400 MPa , dan modulus elastisitas baja (E) sebesar 200000 MPa . Parameter ini digunakan disuruh bagian *railing*.

B. Analisis Terhadap Data Dimensi dan Berat Pada *Railing*

1. Analisis Luas Penampang

Profil antara tiang utama dan bracing pada *railing* adalah satu profil dan sama sisi, maka:

a. Sisi dimensi dalam,	b'	$= h - 2 \cdot t$	$= 90 \text{ mm}$
b. Luas penampang luar <i>hollow</i> ,	A_{luar}	$= h \cdot b$	$= 10000 \text{ m}^2$
c. Luas penampang dalam <i>hollow</i> ,	A_{dalam}	$= b' \cdot b'$	$= 8100 \text{ m}^2$

2. Analisis Volume Penampang

a. Volume tiang <i>hollow</i> utama,	$Vh1$	$= (A_{luar} - A_{dalam}) \cdot H_t$	$= 0,0030 \text{ m}^3$
b. Volume bracing <i>hollow</i> ,	$Vh2$	$= (A_{luar} - A_{dalam}) \cdot L_b$	$= 0,0022 \text{ m}^3$
c. Volume pelat <i>perforated</i> ,	$Vh3$	$= lv \cdot t_{pr}$	$= 0,0018 \text{ m}^3$

3. Analisis Berat *Railing*

Perhitungan ini nantinya akan dipakai pada analisa struktur beban tambahan pada perencanaan pelat lantai dan *abutment* sehingga satuan yang disiapkan adalah kN. Panjang tinjauan *railing* adalah panjang satu segmen *railing*, yaitu $1,25 \text{ meter}$. Segmen antar *railing* diambil titik '*As*' dari tiang *hollow* utama, sehingga berat sendiri pertiang utama dihasilkan setengahnya dari dimensi penuh.

$$\begin{aligned}
\text{a. Berat mati sendiri tiang} &= 0,50 * V_{h1} * \gamma_{\text{baja}} * n_{\text{tiang}} \\
&= 0,50 * 0,003 * 78,5 * 2 \\
&= 0,24 \text{ kN} \\
\text{b. Berat mati sendiri } \textit{bracing} &= V_{h2} * \gamma_{\text{baja}} * n_{\text{bracing}} \\
&= 0,0022 * 78,5 * 4 \\
&= 0,69 \text{ kN} \\
\text{c. Berat mati sendiri } \textit{perforated} &= V_h * \gamma_{\text{baja}} \\
&= 0,0023 * 78,5 \\
&= 0,18 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Sehingga berat mati sendiri *railing* total:

$$\begin{aligned}
Q_{\text{MS railing}} &= 0,24 + 0,69 + 0,18 &= 1,11 \text{ kN} & \text{(terpusat)} \\
Q_{\text{MS railing}} &= (0,24 + 0,69 + 0,18) / s &= 0,888 \text{ kN/m} & \text{(merata)}
\end{aligned}$$

C. Analisis Pembebanan dan Kekuatan Pada *Railing*

1. Beban Hidup

Tiang utama dirancang mampu menahan beban hidup setidaknya sebesar 3 kN/m, dirancang melebihi dari yang disyaratkan menurut SNI 1725:2016 yaitu 1kN/m.

$$\begin{aligned}
Q_L &= 3 \text{ kN/m} * s \\
&= 3 \text{ kN/m} * 1,25 \text{ m} \\
&= 3,75 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2. Kombinasi Pembebanan Terhadap *Railing*

a. Kombinasi beban:

$$\begin{aligned}
q_u &= (1,2 * Q_{\text{MS kN}} + 1,6 * Q_L) / s \\
&= (1,33 \text{ kN} + 6 \text{ kN}) / 1,25 \text{ m} \\
&= 5,864 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

b. Momen ultimit:

$$\begin{aligned}
M_u &= 1/8 * q_u * s^2 \\
&= 1/8 * 5,864 \text{ kN/m} * 1,25^2 \text{ m} \\
&= 1,14 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

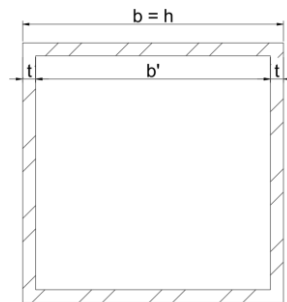
c. Geser Ultimit:

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} * q_u * s \\ &= \frac{1}{2} * 5,864 \text{ kN/m} * 1,25 \text{ m} \\ &= 3,665 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Perhitungan Batas Kelangsingan Maksimum

Diketahui bahwa dimensi profil *railing* ($h_{\text{rail}} \times b_{\text{rail}} \times t_{\text{rail}} = h_{\text{bracing}} \times b_{\text{bracing}} \times t_{\text{bracing}} = h \times b \times t$) adalah 100 x 100 x 5 mm. Artinya dimensi luar hollow = $h = b = 100 \text{ mm}$ atau dapat dipahami pada Gambar 4.4, sehingga untuk dimensi dalam atau b' :

$$\begin{aligned} b' &= h - 2 * t \\ &= 100 - 2 * 5 \\ &= 90 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 4 Ilustrasi Profil *Type* HSS Sama Sisi

Menurut AISC 360-16, untuk profil tabung persegi (HSS) atau hollow batas kelangsingan plastis (λ_p) dan batas kelangsingan inelastis (λ_r) dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 1,12 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,12 * \sqrt{\frac{200000}{420}} \\ &= 32,2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 1,4 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,4 * \sqrt{\frac{200000}{420}} \\ &= 40,4 \end{aligned}$$

Klasifikasi penampang kompak, non kompak atau slender adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\frac{b}{t} &< \lambda_p &&= \text{Kompak} \\ \lambda_p &< \frac{b}{t} < \lambda_r &&= \text{Non-kompak} \\ \frac{b}{t} &> \lambda_r &&= \text{Slender}\end{aligned}$$

, dari klasifikasi tersebut diketahui hasil $\frac{b}{t} < \lambda_p$ atau $8 < 32.3$, dengan ini maka diketahui penampang kompak. Lalu, apabila penampang kompak menurut SNI 1729:2020 maka momen nominal (M_n) adalah:

$$M_n = M_p = Z_x * f_y$$

Profil dipakai 100 x 100 x 5 mm, profil ini apabila mengacu pada AISC katalog dan *database shapes* adalah 4 x 4 x 0,188 inch yang disajikan pada Lampiran III(4b). Maka:

$$\begin{aligned}Z_x &= 3,67 \text{ In}^3 &&= 60126 \text{ mm}^3 \\ S_x &= 3,10 \text{ In}^3 &&= 50701 \text{ mm}^3 \\ I_x &= 6,21 \text{ In}^4 &&= 2586542 \text{ mm}^4\end{aligned}$$

Sehingga, momen nominal berdasarkan penampang penuh yang mengalami plastis (*yield*) secara menyeluruh:

$$\begin{aligned}M_n &= Z_x * f_y \\ &= 60126 * 240 \\ &= 14430240 \text{ Nmm} \\ &= 14,43 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen nominal berdasarkan *lateral-torsional buckling* (LTB), atau juga bisa ditafsirkan sebagai kapasitas momen nominal dikalikan faktor penguatan (*overstrength*) tertentu tergantung kondisi struktur (misalnya tidak *braced* sepenuhnya).

$$\begin{aligned}
M_n &= 1,5 * M_y \\
&= 1,5 * S_x * F_y \\
&= 1,5 * 50701 * 240 \\
&= 18252360 \text{ Nmm} \\
&= 18,26 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Nilai “Mn” terkecil digunakan (sebesar 14.44 kNm) karena penampang lebih dulu mencapai kapasitas plastis sebelum efek penguatan plastis berlaku.

$$\begin{aligned}
\phi M_n &= 0,9 * M_n \\
&= 0,9 * 14.43 \\
&= 13 \text{ kNm} \geq M_u = 1,14 \text{ kNm} \text{ (OK)}
\end{aligned}$$

4. Kontrol Geser

a. Akibat penampang kompak, maka luas efektif (Ae):

$$\begin{aligned}
A_e &= A_{\text{hollow}} \\
&= (b * h) - (b-2t)(h-2t) \\
&= (b * h) - (b' * b') \\
&= (100 * 100) - (90 * 90) \\
&= 1900 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

b. Geser nominal (Vn)

$$\begin{aligned}
V_n &= 0,6 * f_y * A_e \\
&= 0,6 * 240 \text{ N/mm}^2 * 1900 \text{ mm}^2 \\
&= 273600 \text{ N} \\
&= 273,6 \text{ kN} \\
\phi V_n &= 0,75 * 273.6 \\
&= 205,20 \text{ kN} > V_u = 3,665 \text{ kN} \text{ (OK)}
\end{aligned}$$

5. Kontrol Lendutan

a. Lendutan maksimum yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned}
\delta_{\text{izin}} &= \frac{s}{300}, \text{ s = panjang segmen railing (mm)} \\
&= \frac{1250}{300} \\
&= 4,17 \text{ mm}
\end{aligned}$$

b. Ledutan yang terjadi adalah:

$$\begin{aligned}\delta_{\text{terjadi}} &= \frac{5 * q_u * s^4}{384 * E * I_x} \\ &= \frac{5 * 5,864 * 1250^4}{384 * 200000 * 2586542} \\ &= 0,36 \text{ mm} < \delta_{\text{izin}} = 4,17 \text{ mm}^{(\text{OK})}\end{aligned}$$

6. Kontrol Terhadap Tegangan

a. Tegangan lentur izin:

$$\sigma_{\text{izin}} = 0,6 * f_y = 0,6 * 240 = 144 \text{ MPa}$$

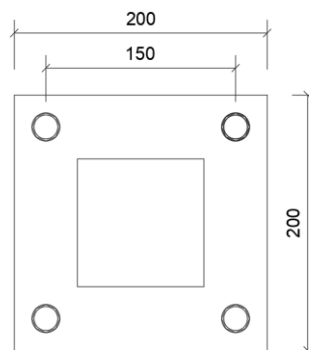
b. Tegangan lentur terjadi:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{terjadi}} &= \frac{M_u}{S_x} = \frac{1140000 \text{ Nmm}}{50701 \text{ mm}^3} = 19,095 \text{ MPa} < \sigma_{\text{izin}} \\ &< 144 \text{ MPa}^{(\text{OK})}\end{aligned}$$

7. Cek Kapasitas Sambungan

Digunakan angkur dengan spesifikasi atau profil M16 ($A_s = 201,06 \text{ mm}^2$) yang diilustrasikan pada Gambar 4.5, material angkur direncanakan mutu tegangan putus angkur (f_u) sebesar 400 MPa.

a. Data dimensi base plate dan jarak angkur:



Gambar 4. 5 Dimensi Rencana *Base Plate Railing*

Dimensi *base plate* dipakai = 200 x 200 mm

Jarak antar angkur (e) = 150 mm

b. Cek ketebalan minimum base plate:

$$t_{\text{minimum}} = \sqrt{\frac{6 * M_u}{f_y * e}} = \sqrt{\frac{6 * 970000}{240 * 150}} = 12,713 \text{ mm} \approx 20 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai dimensi akhir base plate 200 x 200 x 20 mm.

c. Cek kapasitas geser angkur:

Kapasitas nominal geser per-baut ($V_{n_{baut}}$)

$$\begin{aligned} V_{n_{baut}} &= 0,6 * f_u * A_s \\ &= 0,6 * 400 * 201,1 \\ &= 48254 \text{ N} \\ &= 48,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas geser terfaktor ($\phi V_{n_{baut}}$)

$$\begin{aligned} \phi V_{n_{baut}} &= 0,75 * 48,254 \\ &= 36,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jumlah angkur pada tiang utama adalah 4 buah sehingga beban geser didistribusi kepada 4 angkur (merata) sehingga geser yang diterima 1 baut:

$$V_{\text{angkur}} = \frac{V_u}{4} = \frac{3,665}{4} = 0,916 \text{ kN} < \phi V_n = 36,191 \text{ kN}$$

d. Kapasitas akibat tarik

Kapasitas tarik akibat momen dihitung dengan rumus berikut:

$$T = \frac{M_u}{e'}$$

dengan,

$$e' = \text{jarak angkur terjauh ke pusat} = \frac{\sqrt{2} * e}{2} = \frac{\sqrt{2} * 150 \text{ mm}}{2} = 106,1 \text{ mm}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas tarik angkur nominal, } T_{n_{baut}} &= A_s * f_u \\ &= 201,06 * 400 \\ &= 80424 \text{ N} \\ &= 80,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas ultimate nominal angkur, } \phi T_{n_{baut}} &= 0,75 * T_n \\ &= 0,75 * 80,43 \\ &= 60,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas tarik angkur atau gaya tarik aksial baut yang terjadi akibat momen dihitung dengan:

$$\begin{aligned}
 T_{\text{baut}} &= \frac{M_u}{e'} \\
 &= \frac{1140000 \text{ Nmm}}{106,1 \text{ mm}} \\
 &= 10744,58 \text{ N} \\
 &= 10,74 \text{ kN} < \phi T_n = 60,32 \text{ kN} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

8. Kontrol Interaksi Antara Tarik Dengan Geser Pada Baut/Angkur:

Untuk memastikan bahwa elemen struktur mampu menahan kombinasi gaya yang bekerja secara simultan, perlu dilakukan evaluasi interaksi antara gaya tarik dan geser. Hal ini merujuk pada ketentuan desain struktur baja yang tercantum dalam SNI 1729:2020 pasal 6.5.4, Oleh karena itu, digunakan rumus interaksi sebagai berikut:

$$\left(\frac{V_u}{V_n \text{ baut}} \right)^2 + \left(\frac{T \text{ baut}}{T_n \text{ baut}} \right)^2 \leq 1,0$$

dengan,

- V_u : Gaya geser ultimit
- V_n : Kapasitas nominal geser
- T : Gaya tarik aksial
- T_n : Kapasitas tarik nominal

Dari data-data yang diperlukan telah dilakukan perhitungan sehingga kontrol interaksi menghasilkan:

$$\begin{aligned}
 \left(\frac{3,665}{48,25} \right)^2 + \left(\frac{10,74}{80,43} \right)^2 &\leq 1,0 \\
 0,024 &\leq 1,0 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

9. Cek kekuatan las *fillet* (tiang dengan *base plate*):

Rumus umum kuat las *fillet* sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 R_n &= a * \sin(45) * F_{e_{xx}} \\
 &= a * 0,707 * F_{e_{xx}}
 \end{aligned}$$

dengan,

- R_n : Kapasitas nominal tarik atau geser las (N/mm)
- a : Ukuran kaki las (*leg size*) (mm)
- $F_{e_{xx}}$: Kekuatan tarik elektroda (MPa)

Data dan asumsi pengelasan:

- Profil *hollow* 100 x 100 x 5 mm
- Las dilakukan pada seluruh sisi (4 sisi)
- Jenis pengelasan yaitu *fillet weld*
- Tebal las, $a = 5 \text{ mm}$
- Elektroda dipakai E6013, $F_{e_{xx}} = 410 \text{ MPa}$

a. Panjang efektif las,

$$\begin{aligned} L &= 4 \text{ sisi} * 100 \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Kuat nominal las per panjang,

$$\begin{aligned} R_n &= a * 0,707 * F_{e_{xx}} \\ &= 5 * 0,707 * 410 \\ &= 1449,35 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

c. Kapasitas kekuatan las nominal,

$$\begin{aligned} P_n &= R_n * f_u \\ &= 1449,35 * 400 \\ &= 579740 \text{ N} \\ &= 579,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas ultimate kekuatan las dihitung dapat dihitung dengan:

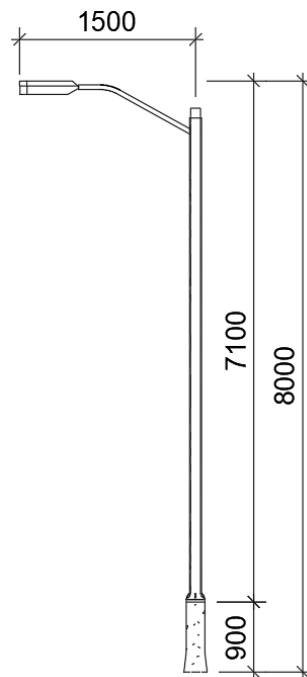
$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,75 * 579,74 \\ &= 434,81 \text{ kN} > V_u = 3,08 \text{ kN}^{(OK)} \end{aligned}$$

10. Hasil Perhitungan

Berdasarkan perhitungan-perhitungan yang telah dilakukan, kekuatan dan kebutuhan estetika terpenuhi (aman). Dibuktikan pemenuhan syarat batas pada setiap kontrolnya, sehingga desain *railing* dapat terealisasi di perencanaan.

4.1.1.2 Perhitungan Penerangan Jalan Umum (PJU)

Penerangan Jalan Umum (PJU) merupakan salah satu elemen pelengkap pada struktur jembatan yang berfungsi untuk menjamin keamanan dan kenyamanan pengguna jalan pada malam hari. Perencanaan PJU dilakukan dengan mempertimbangkan tinggi tiang, jarak antar tiang, nilai luminasi, sudut penerangan, serta tata letak lampu agar distribusi cahaya merata dan sesuai standar. Data teknis awal yang digunakan sebagai dasar perhitungan ditunjukkan pada Gambar 4.6 berikut.



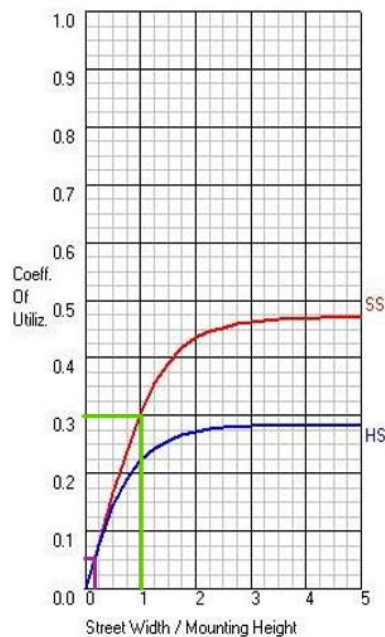
Gambar 4. 6 Desain Geometri Penerangan Jalan Umum (PJU) Rencana

- Tinggi tiang, $h_{\text{tiang}} = 8 \text{ m}$
- Jarak antar tiang, $s = 7 \text{ m}$
- Nilai luminasi, $E = 13 \text{ lux}$
- Tata letak PJU, $= 1 \text{ sisi jalan per jalur pulang/pergi}$
- Lebar 1 jalur, $B = 8,4 \text{ m}$
- Sudut penerangan lampu, $= 13^\circ$
- *Overhung* lampu, $= 1,5 \text{ m}$

1. Analisa Koefisien Utilisasi Cahaya

- a. Arah ke jalan, $HS = \frac{\text{lebar 1 jalur} - \text{overhung}}{h_{\text{tiang}}} = \frac{8,4 - 1,5}{8} = 1$
- b. Arah ke pedestrian, $SS = \frac{\text{overhung}}{h_{\text{tiang}}} = \frac{1,5}{8} = 0,2$

Koefisien utilisasi cahaya baik ke arah jalan (HS) maupun pedestrian (SS) merupakan parameter penting dalam desain pencahayaan luar ruang. Grafik di bawah ini, yang mengacu pada referensi IESNA (*Illuminating Engineering Society of North America*), memperlihatkan pengaruh rasio lebar jalan terhadap tinggi tiang (*Street Width / Mounting Height*) terhadap distribusi cahaya. Dengan mengetahui nilai koefisien ini, efisiensi pencahayaan dapat dianalisis sesuai kebutuhan visual pengguna jalan dan pejalan kaki.



Gambar 4. 7 Kurva Koefisien Utilisasi Cahaya (IESNA)

Sumber: *Illuminating Engineering Society of North America (IESNA, 2000)*

Dari kurva diperoleh:

- a. $U_1 = 0,3$, arah jalan
- b. $U_2 = 0,05$, arah pedestrian
- c. $U = U_1 + U_2 = 0,3 + 0,05 = 0,35$

2. Perhitungan *lumens* berdasarkan data yang ada, F:

$$E = \frac{F * U * M * K}{B * S}, \text{ dengan } M : \text{Faktor utama} = 75\%$$

F : Koefisien flux lampu menyala = 75%

$$E = \frac{F * U * M * K}{B * S}$$

$$13 = \frac{F * 0.35 * 75\% * 75\%}{8,4 * 8}$$

$$13 = \frac{0,197 * F}{67,2}$$

$$F = 4437,34 \text{ lumens}$$

Cek syarat batas minimum lumens/watt (130 lumens/watt):

$$\text{Daya} = \frac{F}{130} = \frac{4437,34}{130} = 34,1 \approx 35 \text{ watt}$$

4.1.2 Perhitungan Struktur Atas

Struktur atas jembatan merupakan bagian utama yang secara langsung memikul beban lalu lintas dan menyalurkannya ke struktur bawah melalui perantara tumpuan. Pada perhitungan struktur atas, elemen-elemen yang diperhitungkan meliputi pelat lantai, PCI-girder, dan diafragma sebagai komponen utama penyusun sistem struktur atas.

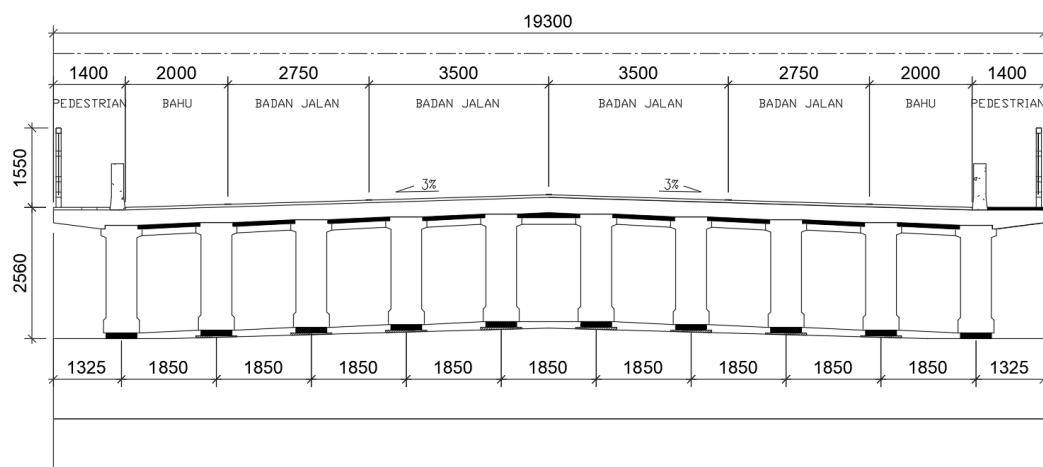
Selain itu, struktur atas sebenarnya juga mencakup *elastomer bearing pad* dan *expansion joint*. Kedua komponen tersebut hanya dibahas sampai pada tahap *preliminary design*, dengan pertimbangan bahwa *bearing pad* yang digunakan telah memenuhi ketentuan kelayakan melalui sertifikat pengujian dari BSN, sedangkan *expansion joint* mengikuti perencanaan sebelumnya dengan lebar bersih sebesar 157 mm.

Meskipun demikian, secara desain keduanya tetap direalisasikan sebagai bagian integral dari struktur atas. Dengan demikian, fokus perhitungan pada bagian ini ditekankan pada elemen-elemen utama struktur atas yang memengaruhi kekuatan dan kinerja keseluruhan jembatan.

4.1.2.1 Perhitungan Struktur Pelat Lantai

Telah ditetapkan *preliminary design* pelat lantai jembatan dan PCI-Girder pada sub-bab 3.4.3. Hasil *preliminary design* pelat lantai mencakup ketebalan pelat, lapisan aspal, asumsi tinggi air tergenang, pembagian lebar lajur, bahu, dan area pedestrian. Sedangkan hasil *preliminary design* PCI-Girder adalah penggunaan balok prategang sebanyak 10 buah dengan jarak antar balok sepanjang 1,85 m.

Hasil penggabungan kedua *preliminary design* ditunjukkan pada Gambar 4.8 yang selanjutnya digunakan sebagai acuan dalam perhitungan struktur pelat lantai terutama pada saat analisa struktur dengan *software* SAP2000.



Gambar 4. 8 *Preliminary Design* Melintang Jembatan

A. Dimensi dan Parameter Material Pada Pelat Lantai

Struktur pelat lantai Jembatan Jetak direncanakan sebagai berikut:

- Tebal pelat lantai jembatan, $t_{\text{slab}} = 0,30 \text{ m}$
- Tebal lapisan aspal, $t_{\text{aspal}} = 0,05 \text{ m}$
- Tinggi muka air genangan, $t_{\text{air}} = 0,05 \text{ m}$
- Jarak antar girder, $s = 1,85 \text{ m}$
- Lebar lajur I arah pergi atau pulang, $b1/b1' = 3,50 \text{ m}$
- Lebar lajur II arah pergi atau pulang, $b2/b2' = 2,75 \text{ m}$
- Lebar bahu, $b3/b3' = 2,00 \text{ m}$
- Lebar pedestrian, $b4/b4' = 1,40 \text{ m}$
- Lebar total melintang jembatan, $B = 19,30 \text{ m}$
- Bentang jembatan (tumpuan-tumpuan), $L = 50,00 \text{ m}$
- Bentang pelat lantai aktual, $L' = 51,10 \text{ m}$

Lalu, material rencana beserta berat jenis yang digunakan pada perencanaan pelat injak dijelaskan parameternya diantara lain:

1. Material Beton

Kuat tekan beton rencana untuk pelat lantai jembatan ditetapkan sebesar 35 MPa, dengan parameter lengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.4..

Tabel 4. 4 Material Beton pada Pelat Lantai Jembatan

No.	Parameter	Kode	Rumus	Hasil	Satuan
1	Kuat tekan beton rencana	f _c	-	35	MPa
2	Modulus elastik	E _c	$4700 * \sqrt{f_c'}$	27805,6	MPa
3	Angka poisson	u	-	0,20	
4	Modulus geser	G	$\frac{Ec}{2 * (1 + u)}$	12089,4	MPa
5	Koefisien muai panjang untuk beton	a	-	0,00001	/°C

2. Material Baja

Untuk baja tulangan digunakan kelas baja 420B, sedangkan parameter material lainnya disajikan pada Tabel 4.5.

Tabel 4. 5 Material Baja pada Pelat Lantai Jembatan

No.	Parameter	Kode	Hasil	Satuan
1	Kuat leleh	f _y	420	MPa
2	Kuat tarik maksimum	f _u	540	MPa
3	Perbandingan f _u /f _y		1,25	
4	Regangan luluh (elongation)	G	> 10%	
5	Modulus elastisitas	E _{baja}	200000	MPa

3. Berat Jenis

Untuk baja tulangan digunakan kelas baja 420B, sedangkan parameter material lainnya disajikan pada Tabel 4.6.

Tabel 4. 6 Berat Jenis Material

No.	Berat Jenis Material	Kode	Hasil	Satuan
1	Berat beton bertulang	γ _{beton}	25	kN/m ³
2	Berat aspal	γ _{aspal}	22	kN/m ³
3	Berat jenis air	γ _{air}	9,8	kN/m ³

B. Analisis Struktur dan Pembebanan Pada Pelat Lantai

Analisa struktur pada jembatan meliputi perhitungan terhadap beban mati sendiri pelat lantai, beban mati tambahan, dan beban transien. Nantinya, hasil beban-beban ini akan di rekapitulasi serta dilakukan pengkombinasian pembebanan sesuai dengan SNI 1725 tahun 2016.

1. Beban Mati Sendiri (MS)

Beban mati sendiri hanya berobjek pada perencanaan yang sedang dilakukan, yaitu pelat lantai:

- Panjang tinjauan pelat lantai, $b_{\text{slab}} = 1 \text{ m}$
- Tebal pelat lantai jembatan, $t_{\text{slab}} = 0,3 \text{ m}$
- Berat jenis material beton bertulang, $\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$

Dari data yang ada, maka beban mati sendiri (P_{MS}) pelat jembatan adalah:

$$P_{\text{MS}} = b_{\text{slab}} * t_{\text{slab}} * \gamma_{\text{beton}} = 1 * 0,3 * 25 = 7,5 \text{ kN/m}$$

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan (MA) berupa beban merata diambil lebar tinjauan seluruhnya sebesar 1 (satu) meter dalam satuan kN/m. Rumusnya sebagai berikut:

- Beban merata = tebal x berat jenis material x lebar tinjauan = kN/m, atau

$$\text{Lapisan aspal} = 0,05 \text{ meter} * 22 \text{ kN/m}^3 * 1 \text{ meter} = 1.10 \text{ kN/m}$$

Selain beban merata, beban mati tambahan juga dapat berupa beban terpusat yang bekerja pada titik-titik tertentu pada struktur, seperti parapet, tiang PJU, lampu, dan *railing*. Beban ini dimasukkan langsung sebagai gaya terpusat (dalam satuan kN) sesuai lokasi aktual pemasangannya dalam model struktur. Perhitungan besarnya beban dilakukan berdasarkan dimensi komponen dan berat jenis material penyusunnya. Rekapitulasi dan analisa perhitungan beban mati tambahan ditunjukkan pada Tabel 4.7.

Tabel 4. 7 Rekapitulasi dan Analisa Beban Mati Tambahan Pada Pelat Lantai

Komponen Beban	Jenis Beban	Tebal (m)	Berat Jenis (kN/m ³)	Lebar Tinjauan (m)	Hasil	Satuan
Lapisan aspal	Merata	0,05	22,00	1,00	1,10	kN/m
Air genangan	Merata	0,05	9,80	1,00	0,49	kN/m
Parapet	Terpusat				6,75	kN
Tiang PJU + Lampu	Terpusat				0,88	kN
Railling	Terpusat				1,07	kN

3. Beban Lalu Lintas Akibat Truk “T” atau TT

- Jenis beban : Beban terpusat
- Faktor pembebanan : 1,00 untuk batas layan, 1,80 untuk batas ultimit/kuat (jembatan beton)

Tabel 4. 8 Acuan Pembebanan Lalu Lintas Akibat Truk

Mengacu pada SNI 1725 Tahun 2016:		
Berat truk total,	TT	= 500 kN
Beban 1 gandar terbesar,	Pgandar	= 225 kN
Beban 1 roda terbesar,	Proda	= $\frac{Pgandar}{2}$ = 112,5 kN (dipakai)

Sumber: SNI 1725:2016

Berdasarkan perhitungan sebelumnya FBD atau Faktor Beban Dinamis bernilai sebesar 40%. Beban lalu lintas akibat truk “T” dihitung dengan mempertimbangkan pengaruh gaya roda (perhatikan pada Tabel 4.8), peningkatan akibat dinamis, serta kepadatan lajur, sehingga diperoleh dengan rumus:

$$P_{TT} = P_{roda} * (1+FBD) * \text{faktor kepadatan}$$

sehingga,

$$\begin{aligned}
 P_{TT} &= P_{roda} * (1+FBD) * \text{faktor kepadatan} \\
 &= 112,5 \text{ kN} * (1+40\%) * 1 \\
 &= 112,5 \text{ kN} * 1,40 \\
 &= 157,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Beban Khusus Akibat Pejalan Kaki atau TP

Berdasarkan ketentuan SNI 1725:2016, setiap elemen pedestrian atau trotoar yang memiliki lebar melebihi 0,6 meter wajib dirancang untuk menahan beban pejalan kaki sebesar 5 kPa. Beban ini harus diperhitungkan secara

bersamaan dengan beban lalu lintas kendaraan pada masing-masing lajur. Berdasarkan *preliminary design*:

- Lebar pedestrian adalah 1,4 meter
- Lebar parapet adalah 0,3 meter

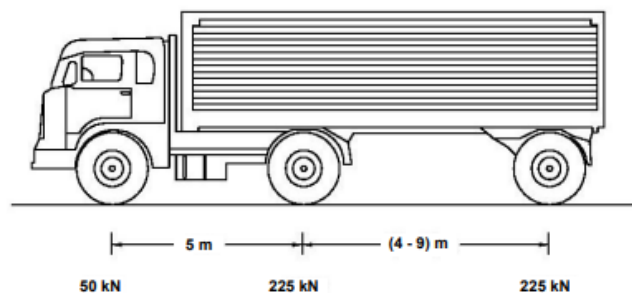
Maka, lebar fungsional pedestrian $1,4 - 0,3 \text{ meter} = 1,1 \text{ meter} > 0,6 \text{ meter}$, sehingga $TP = 5 \text{ kPa} = 5 \text{ kN/m}^2$. Beban akibat pejalan kaki dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_{TP} &= TP * \text{lebar fungsional pedestrian} \\ &= 5 \text{ kN/m}^2 * 1,1 \text{ meter} \\ &= 5,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Beban Angin pada Kendaraan

Mengacu pada SNI 1725:2016, tekanan angin rencana perlu diperhitungkan baik terhadap struktur jembatan maupun kendaraan yang melintas di atasnya. Jembatan harus dirancang untuk menahan gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, yang diasumsikan sebagai tekanan kontinu sebesar $1,46 \text{ kN/m}$, bekerja secara tegak lurus dan berada pada ketinggian $1,8 \text{ meter}$ di atas permukaan jalan. Sehingga:

- Tekanan angin, $TEW_L = 1,46 \text{ kN/m}$
- Tinggi tekanan kendaraan dari permukaan jalan, $= 1,8 \text{ m}$



Gambar 4. 9 Desain Panjang Truk
Sumber: SNI 1725:2016

Mengacu pada desain panjang truk yang telah diatur pada SNI 1725:2016 atau dapat dilihat pada Gambar 4.9, maka direncanakan beban angin akan mengenai kendaraan truk sepanjang $5+9 \text{ meter}$. Dengan ini beban angin yang bekerja pada kendaraan adalah:

$$P_{EWL} = \frac{TEW_L * \text{tinggi tekanan kendaraan (meter)} * \text{panjang kendaraan (meter)}}{2 \text{ roda}}$$

$$= \frac{1,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 1,8 \times (5+9)\text{m}}{2 \text{ roda}}$$

$$= 18,40 \text{ kN}$$

Catatan:

Perhitungan beban angin yang bekerja pada pelat lantai kendaraan tidak didistribusikan secara merata atau dibagi dengan jarak antar roda (sebesar 1,75 meter), melainkan beban angin dianggap ditransfer sebagai gaya terpusat ke titik-titik tumpuan roda (PEW_L) dengan dua gaya terpusat identik yang bekerja secara langsung di masing-masing roda.

C. Pengaplikasian SAP2000

Berdasarkan analisa struktur yang dilakukan, disajikan rekapitulasi dari beban-beban yang diperhitungkan kedalam pelat lantai pada Tabel 4.9 berikut.

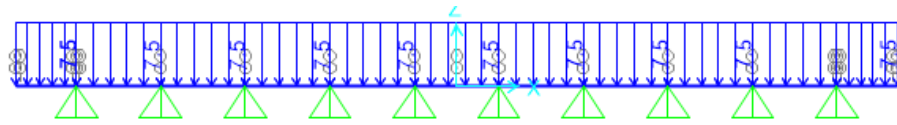
Tabel 4. 9 Rekapitulasi Komponen Beban Pada Pelat lantai

No	Komponen Beban	Kode	Arah Beban	Hasil	Satuan
1	Beban mati sendiri pelat lantai	MS	Q (merata)	7,5	kN/m
2	Beban mati tambahan				
	Lapisan aspal	MA	Q (merata)	1,1	kN/m
	Air genangan	MA	Q (merata)	0,49	kN/m
	Parapet/dudukan PJU	MA	P (terpusat)	6,75	kN
	Tiang PJU + lampu	MA	P (terpusat)	0,88	kN
	Railing	MA	P (terpusat)	1,07	kN
3	Beban transien				
	Beban lalu lintas akibat truk "T"	TT	P (terpusat)	157,5	kN
	Beban khusus akibat pejalan kaki	TP	Q (merata)	5,5	kN/m
	Beban angin pada kendaraan	EW_L	P (terpusat)	18,4	kN

Tahap berikutnya adalah proses pemodelan dan penempatan beban pada struktur menggunakan SAP2000. Setiap komponen beban yang telah direkap akan diinput dan diaplikasikan pada wilayah struktur yang relevan, baik secara merata pada area pelat maupun terpusat pada titik-titik tertentu, sesuai dengan karakteristik bebannya.

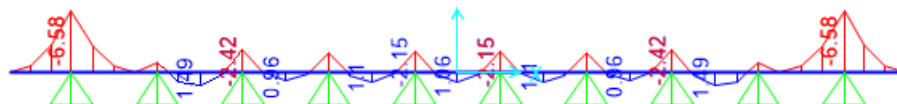
1. Beban mati sendiri pelat lantai

Pemodelan:



Gambar 4. 10 Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Sendiri Pelat Lantai

Hasil diagram momen:



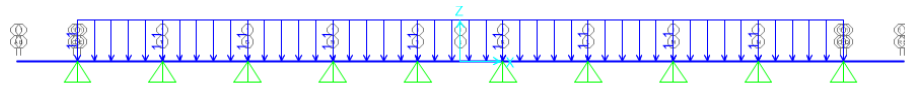
Gambar 4. 11 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Sendiri Pelat Lantai

Momen tumpuan: 6,58 kNm

Momen lapangan: 1,49 kNm

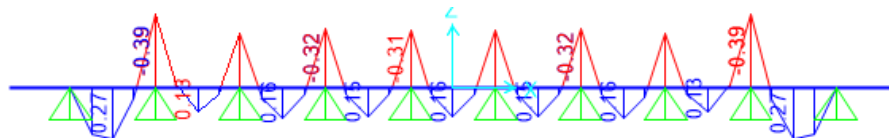
2. Beban mati tambahan oleh lapisan aspal

Pemodelan:



Gambar 4. 12 Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Tambahan Lapisan Aspal

Hasil diagram momen:



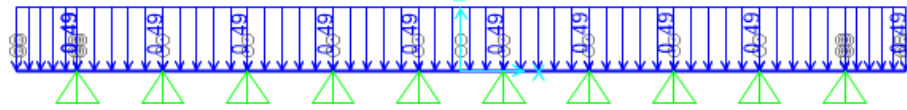
Gambar 4. 13 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Tambahan Lapisan Aspal

Momen tumpuan: 0,39 kNm

Momen lapangan: 0,27 kNm

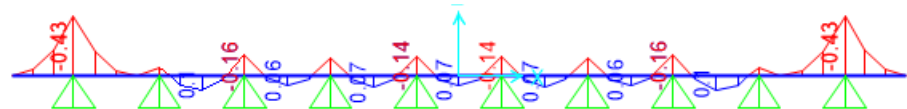
3. Beban mati tambahan oleh air genangan

Pemodelan:



Gambar 4. 14 Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Tambahan Air Genangan

Hasil diagram momen:



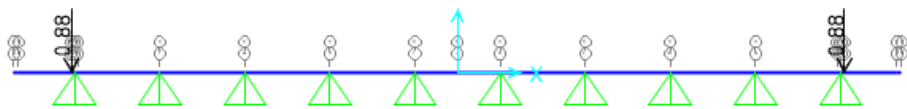
Gambar 4. 15 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Tambahan Air Genangan

Momen tumpuan: 0,43 kNm

Momen lapangan: 0,10 kNm

4. Beban mati tambahan oleh parapet

Pemodelan:



Gambar 4. 16 Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Tambahan Parapet

Hasil diagram momen:



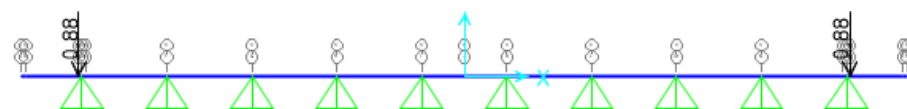
Gambar 4. 17 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Tambahan Parapet

Momen tumpuan: 0,51 kNm

Momen lapangan: 0,13 kNm

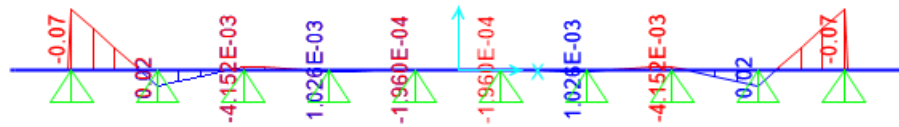
5. Beban mati tambahan oleh PJU

Pemodelan:



Gambar 4. 18 Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Tambahan PJU

Hasil diagram momen:



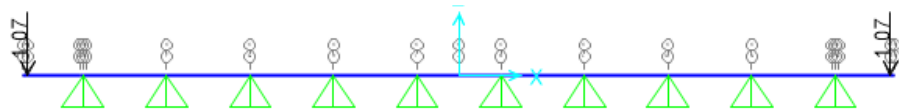
Gambar 4. 19 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Tambahan PJU

Momen tumpuan: 0,07 kNm

Momen lapangan: 0,02 kNm

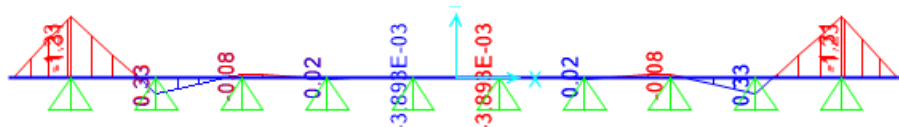
6. Beban mati tambahan oleh *railing*

Pemodelan:



Gambar 4. 20 Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Tambahan Railing

Hasil diagram momen:



Gambar 4. 21 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Mati Tambahan Railing

Momen tumpuan: 1,31 kNm

Momen tumpuan: 1,31 kNm

Momen lapangan: 0,33 kNm

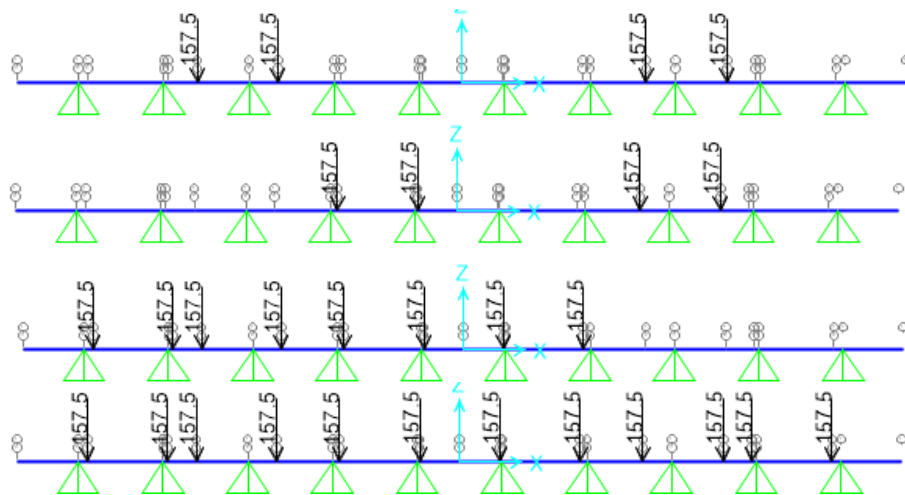
7. Beban lalu lintas akibat truk “T”

Pada pemodelan atau penempatan beban lalu lintas akibat truk dirancang sebanyak 4 (empat) model dengan penjelasan kondisi per-model sebagai berikut:

- Model I, penempatan 2 kendaraan dengan roda jauh dari *support/girder*.
- Model II, penempatan 2 kendaraan dengan pengkombinasian titik roda (jauh dari *support/girder* dan dekat dengan *support/girder*).
- Model III, penempatan kendaraan berdasarkan kondisi lalu lintas arah pergi lebih banyak daripada lalu lintas arah pulang.
- Model IV, penempatan kendaraan berdasarkan kondisi lalu lintas kedua arah (pergi/pulang) terisi padat.

Pemodelan:

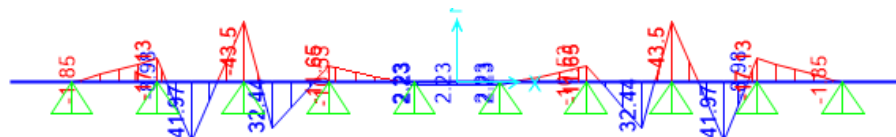
Model I - IV



Gambar 4. 22 Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Lalu Lintas Akibat Truk Model I-IV

Hasil diagram momen:

Model I

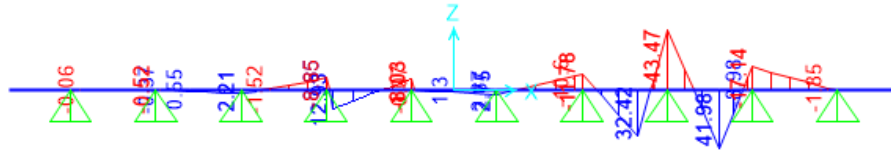


Gambar 4. 23 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Lalu Lintas Akibat Truk Model I

Momen tumpuan: 43,50 kNm

Momen lapangan: 41,97 kNm

Model II

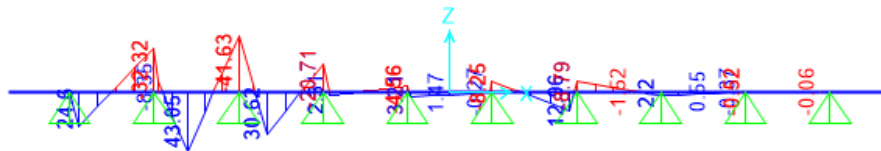


Gambar 4. 24 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Lalu Lintas Akibat Truk Model II

Momen tumpuan: 43,47 kNm

Momen lapangan: 41,98 kNm

Model III

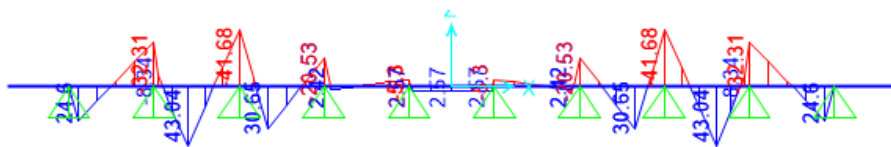


Gambar 4. 25 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Lalu Lintas Akibat Truk Model III

Momen tumpuan: 41,63 kNm

Momen lapangan: 43,05 kNm

Model IV



Gambar 4. 26 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Lalu Lintas Akibat Truk Model IV

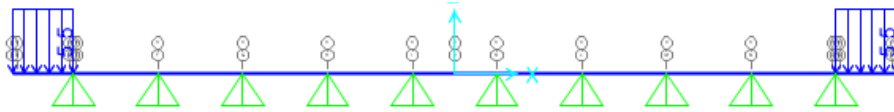
Momen tumpuan: 41,68 kNm

Momen lapangan: 43,04 kNm

Berdasarkan tipe I hingga tipe IV, berikut didapatkan momen tumpuan maksimum sebesar 43,50 kNm (Tipe I) dan momen lapangan maksimum sebesar 43,05 kNm (Tipe III)

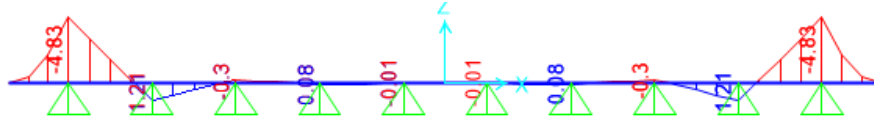
8. Beban khusus akibat pejalan kaki

Pemodelan:



Gambar 4. 27 Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Lalu Lintas Akibat Pejalan Kaki

Hasil diagram momen:



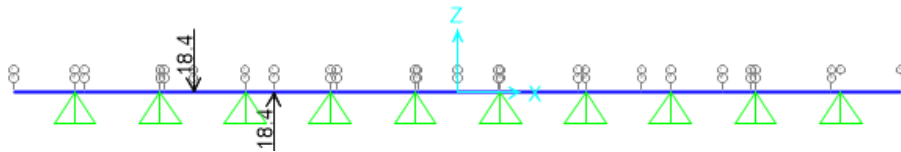
Gambar 4. 28 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Lalu Lintas Akibat Pejalan Kaki

Momen tumpuan: 4,83 kNm

Momen lapangan: 1,21 kNm

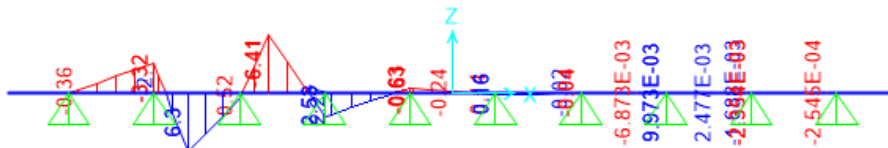
9. Beban angin pada kendaraan

Pemodelan:



Gambar 4. 29 Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Lingkungan Akibat Angin Kendaraan

Hasil diagram momen:



Gambar 4. 30 Hasil Pemodelan SAP2000 Terhadap Beban Lingkungan Akibat Angin Kendaraan

Momen tumpuan: 6,41 kNm

Momen lapangan: 6,30 kNm

Tabel 4. 10 Hasil Analisa Momen Melalui SAP2000 Pada Struktur Pelat lantai

Komponen Beban	Kode	Q (kN)	P (kN)	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)
Beban mati sendiri pelat lantai	MS	7,50		6,58	1,49

Komponen Beban	Kode	Q (kN)	P (kN)	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)
Beban mati tambahan					
Lapisan aspal	MA	1,10		0,39	0,27
Air genangan	MA	0,49		0,43	0,10
Parapet/dudukan PJU	MA		6,75	0,51	0,13
Tiang PJU + lampu	MA		0,88	0,07	0,02
Railing	MA		1,07	1,31	0,33
Beban transien					
Beban lalu lintas akibat truk "T"	TT		157,50	41,68	43,04
Beban khusus akibat pejalan kaki	TP	5,50		4,83	1,21
Beban angin pada kendaraan	EWL		6,41	6,41	6,3

D. Pengkombinasian Momen Terhadap Faktor Pembebanan (Momen Ultimit)

1. Kombinasi Kuat I

Tabel 4. 11 Pengkombinasian Momen Terhadap Faktor Pembebanan Kuat I

Kuat I						
Komponen Beban	Kode	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)	Fk	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)
• Beban mati sendiri						
Pelat Lantai	MS	6,58	1,49	1,3	8,55	1,9
• Beban mati tambahan						
Lapisan aspal	MA	0,39	0,27	2	0,78	0,54
Air genangan	MA	0,43	0,10	2	0,86	0,20
Parapet	MA	0,51	0,13	2	1,02	0,26
PJU	MA	0,07	0,02	2	0,14	0,04
Railing	MA	1,31	0,33	2	2,62	0,66
- Beban transien						
Truk "T"	TT	41,68	43,04	1,8	75,02	77,47
Pejalan kaki	TP	4,83	1,21	1,8	8,69	2,18
Angin Kendaraan	EWL	6,41	6,3	-	0,00	0,00
Jumlah					97,70	83,29

2. Kombinasi Kuat II

Tabel 4. 12 Pengkombinasian Momen Terhadap Faktor Pembebanan Kuat II

Kuat II						
Komponen Beban	Kode	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)	Fk	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)
• Beban mati sendiri						
Pelat Lantai	MS	6,58	1,49	1,3	8,55	1,9
• Beban mati tambahan						
Lapisan aspal	MA	0,39	0,27	2	0,78	0,54
Air genangan	MA	0,43	0,10	2	0,86	0,20
Parapet	MA	0,51	0,13	2	1,02	0,26
PJU	MA	0,07	0,02	2	0,14	0,04
Railing	MA	1,31	0,33	2	2,62	0,66
- Beban transien						
Truk "T"	TT	41,68	43,04	1,4	58,35	60,26
Pejalan kaki	TP	4,83	1,21	1,4	6,76	1,69
Angin Kendaraan	EWL	6,41	6,3	-	0,00	0,00
Jumlah					79,09	65,59

3. Kombinasi Kuat III

Tabel 4. 13 Pengkombinasian Momen Terhadap Faktor Pembebanan Kuat III

Kuat III						
Komponen Beban	Kode	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)	Fk	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)
• Beban mati sendiri						
Pelat Lantai	MS	6,58	1,49	1,3	8,55	1,9
• Beban mati tambahan						
Lapisan aspal	MA	0,39	0,27	2	0,78	0,54
Air genangan	MA	0,43	0,10	2	0,86	0,20
Parapet	MA	0,51	0,13	2	1,02	0,26
PJU	MA	0,07	0,02	2	0,14	0,04
Railing	MA	1,31	0,33	2	2,62	0,66
- Beban transien						

Kuat III						
Komponen Beban	Kode	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)	Fk	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)
Truk "T"	TT	41,68	43,04	-	0,00	0,00
Pejalan kaki	TP	4,83	1,21	-	0,00	0,00
Angin Kendaraan	EWL	6,41	6,3	1,4	8,97	8,82
Jumlah					22,95	12,46

4. Kombinasi Daya Layan I

Tabel 4. 14 Pengkombinasian Momen Terhadap Faktor Pembebanan Daya Layan I

Daya Layan I						
Komponen Beban	Kode	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)	Fk	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)
• Beban mati sendiri						
Pelat Lantai	MS	6,58	1,49	1	6,58	1,49
• Beban mati tambahan						
Lapisan aspal	MA	0,39	0,27	1	0,39	0,27
Air genangan	MA	0,43	0,10	1	0,43	0,10
Parapet	MA	0,51	0,13	1	0,51	0,13
PJU	MA	0,07	0,02	1	0,07	0,02
Railing	MA	1,31	0,33	1	1,31	0,33
- Beban transien						
Truk "T"	TT	41,68	43,04	1	41,68	43,04
Pejalan kaki	TP	4,83	1,21	1	4,83	1,21
Angin Kendaraan	EWL	6,41	6,3	0,3	1,92	1,89
Jumlah					57,73	48,48

5. Kombinasi Daya Layan II

Tabel 4. 15 Pengkombinasian Momen Terhadap Faktor Pembebanan Daya Layan II

Daya Layan II						
Komponen Beban	Kode	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)	Fk	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)
• Beban mati sendiri						
Pelat Lantai	MS	6,58	1,49	1	6,58	1,49
• Beban mati tambahan						
Lapisan aspal	MA	0,39	0,27	1	0,39	0,27
Air genangan	MA	0,43	0,10	1	0,43	0,10
Parapet	MA	0,51	0,13	1	0,51	0,13
Tiang PJU + lampu	MA	0,07	0,02	1	0,07	0,02
Railing	MA	1,31	0,33	1	1,31	0,33
- Beban transien						
Truk "T"	TT	41,68	43,04	1,3	54,18	55,95
Pejalan kaki	TP	4,83	1,21	1,3	6,28	1,57
Angin Kendaraan	EWL	6,41	6,3	-	0,00	0,00
Jumlah					69,76	59,87

6. Kombinasi Fatik

Tabel 4. 16 Pengkombinasian Momen Terhadap Faktor Pembebanan Fatik

Fatik						
Komponen Beban	Kode	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)	Fk	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)
• Beban mati sendiri						
Pelat Lantai	MS	6,58	1,49	-	-	-
• Beban mati tambahan						
Lapisan aspal	MA	0,39	0,27	-	-	-
Air genangan	MA	0,43	0,10	-	-	-
Parapet	MA	0,51	0,13	-	-	-
PJU	MA	0,07	0,02	-	-	-
Railing	MA	1,31	0,33	-	-	-
- Beban transien						

Fatik						
Komponen Beban	Kode	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)	Fk	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)
Truk "T"	TT	41,68	43,04	0,75	31,26	32,28
Pejalan kaki	TP	4,83	1,21	0,75	3,62	0,91
Angin Kendaraan	EWL	6,41	6,3	-	-	-
Jumlah					34.89	33.19

Tabel berikut menyajikan rekapitulasi nilai momen ultimit pada tumpuan dan lapangan berdasarkan berbagai kombinasi keadaan batas pembebanan. Setiap kombinasi disusun untuk mengevaluasi aspek berbeda dari perilaku struktur, seperti kekuatan, layanan, serta kelelahan, guna memastikan kinerja pelat secara menyeluruh sesuai dengan ketentuan perencanaan jembatan.

Tabel 4. 17 Rekapitulasi Nilai Momen Ultimit Akibat Kombinasi

No.	Keadaan Batas	Mu Tumpuan (kNm)	Mu Lapangan (kNm)	Keterangan
1	Kuat I	97,70	83,29	Akan digunakan untuk perencanaan penulangan.
2	Kuat II	79,09	65,59	
3	Kuat III	22,95	12,46	
4	Daya layan I	57,73	48,48	
5	Daya layan II	69,76	59,87	Akan digunakan untuk evaluasi defleksi.
6	Fatik	34,89	33,19	

E. Perencanaan Penulangan Pada Pelat Lantai

Perencanaan penulangan pelat lantai didasarkan pada nilai momen akibat kombinasi Kuat I. Kombinasi ini digunakan karena mewakili kondisi pembebanan ultimit, yaitu kondisi terberat yang harus mampu ditahan oleh struktur secara aman. Dengan faktor pembebanan yang lebih besar dibanding kombinasi lainnya, Kuat I menghasilkan momen maksimum yang dijadikan acuan untuk menentukan kebutuhan tulangan lentur.

- Momen ultimit tumpuan sebesar 97,70 kNm, untuk penulangan lentur negatif
- Momen ultimit lapangan sebesar 83,29 kNm, untuk penulangan lentur positif

1. Data Perencanaan

- a. Kuat tekan beton rencana (f_c') = 35 Mpa
- b. Tegangan leleh (f_y) = 420 MPa
- c. Selimut beton (c) = 50 mm
- d. Lebar tinjauan (b) = 1000 mm
- e. Faktor distribusi tegangan (β_1) = $0,85 - \frac{(f_c' - 28)}{140}$, karena $f_c' > 28$ MPa
= 0,8
- f. Faktor reduksi (ϕ) kuat lentur = 0,9
- g. Faktor reduksi (ϕ) kuat geser = 0,75
- h. Rasio penulangan (ρ) minimum dan maksimum, berdasarkan Tabel 4.1 untuk mutu beton yang sebesar 35 MPa dan baja tulangan 420B maka:
 - ρ_{min} = 0,00352
 - ρ_b = 0,00333
 - ρ_{max} = 0,02500 ($0,75 * \rho_b$)
- i. Tegangan nominal maksimum ($R_{n_{max}}$)
$$R_{n_{max}} = 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')]$$

= 8,65

2. Penulangan Tumpuan (Tulangan Negatif)

- a. Momen nominal (M_n)
$$M_n = M_u / 0,8$$

= 122,125 kNm
= 112125000 Nmm
- b. Tengan nominal terjadi (R_n)
$$R_n = M_n / b * d^2$$

= $112125000 * 1000 * 242^2$
= 2,09
- c. Rasio penulangan yang diperlukan (ρ_{butuh})
$$\rho_{butuh} = \frac{0,85 * f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0,85 * f_c'}} \right)$$

= $\frac{0,85 * 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2,09}{0,85 * 35}} \right)$
= 0,0052

Adapun syarat sebagai berikut:

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{butuh}} < \rho_{\max}$$

$$0.00343 < 0.0052 < 0.02431 \text{ (memenuhi, } \rho_{\text{butuh}} = \text{rasio yang digunakan)}$$

d. Luas tulangan yang diperlukan ($A_{s(-)}$)

$$\begin{aligned} A_{s(-)} &= \rho_{\text{butuh}} * b * d \\ &= 0,0052 * 1000 * 242 \\ &= 1258,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

e. Perencanaan tulangan lentur dan susut negatif:

Dipakai tulangan lentur (pokok), $db_{\text{pokok}} = 16 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{(-)} &= \pi * (db_{\text{pokok}})^2 / 4 \\ &= \pi * 256 / 4 \\ &= 201,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan lentur:

$$\begin{aligned} S_{(-)} &= A_{(-)} * b / A_{s(-)} \\ &= 159,85 \text{ mm} \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s(-)} \text{ aktual (akibat } S = 150\text{mm)} &= A_{(-)} * b / S_{(-)} \\ &= 1341 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan susut negatif:

$$\begin{aligned} A_{s(-)}' &= 50\% * A_{s(-)} \text{ aktual} \\ &= 50\% * 1341 \\ &= 670,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan susut (bagi), $db_{\text{bagi}} = 13 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{(-)}' &= \pi * (db_{\text{bagi}})^2 / 4 \\ &= \pi * 169 / 4 \\ &= 132,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan susut ($S_{(-)}'$)

$$\begin{aligned} S_{(-)}' &= A' * b / A_{s(-)}' \\ &= 198,05 \text{ mm} \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s(-)'} \text{ aktual (akibat } S') &= 150 \text{ mm} &= A_{(-)'} * b / S_{(-)'} \\ & &= 885,27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

3. Penulangan Lapangan (Tulangan Positif)

a. Momen nominal (M_n)

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / 0,8 \\ &= 104,113 \text{ kNm} \\ &= 10411000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

b. Tengan nominal terjadi (R_n)

$$\begin{aligned} R_n &= M_n / b * d^2 \\ &= 10411000 * 1000 * 242^2 \\ &= 1,78 \end{aligned}$$

c. Rasio penulangan yang diperlukan (ρ_{butuh})

$$\begin{aligned} \rho_{\text{butuh}} &= \frac{0.85 * f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f_c'}} \right) \\ &= \frac{0.85 * 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1,78}{0.85 * 35}} \right) \\ &= 0,00437 \end{aligned}$$

Adapun syarat sebagai berikut:

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{butuh}} < \rho_{\max}$$

$$0.00343 < 0,00437 < 0.02431 \text{ (memenuhi, } \rho_{\text{butuh}} = \text{rasio yang digunakan)}$$

d. Luas tulangan yang diperlukan ($A_{s(-)}$)

$$\begin{aligned} A_{s(+)} &= \rho_{\text{butuh}} * b * d \\ &= 0,00437 * 1000 * 242 \\ &= 1057,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

e. Perencanaan tulangan lentur dan susut positif:

Dipakai tulangan lentur (pokok), $db_{\text{pokok}} = 16 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{(+)} &= \pi * (db_{\text{pokok}})^2 / 4 \\ &= \pi * 256 / 4 \\ &= 201,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan lentur:

$$S_{(+)} = A_{(+)} * b / A_{s(+)}$$

$$= 190,29 \text{ mm}$$

$$= 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{s(+)} \text{ aktual (akibat } S = 150\text{mm)} &= A_{(+)} * b / S_{(+)} \\ &= 1341 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan susut positif:

$$\begin{aligned} A_{s(+)}' &= 50\% * A_{s(+)} \text{ aktual} \\ &= 50\% * 1341 \\ &= 670,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan susut (bagi), $db_{\text{bagi}} = 13 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{(+)}' &= \pi * (db_{\text{bagi}})^2 / 4 \\ &= \pi * 169 / 4 \\ &= 132,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan susut:

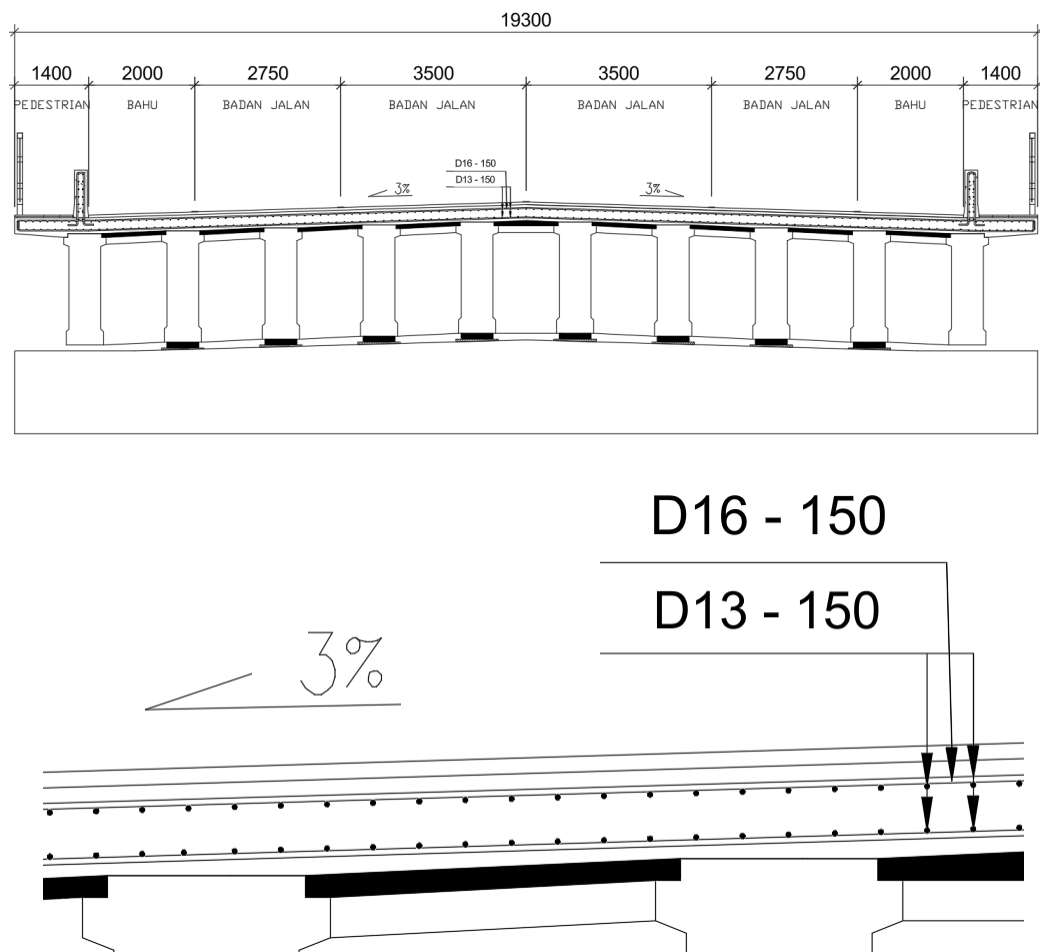
$$\begin{aligned} S_{(+)}' &= A_{(+)}' * b / A_{s(+)}' \\ &= 198,05 \text{ mm} \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s(+)}' \text{ aktual (akibat } S') = 150 \text{ mm} &= A_{(+)}' * b / S_{(+)}' \\ &= 885,27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tabel 4. 18 Rekapitulasi Perencanaan Penulangan Pelat Lantai Jembatan

Rekapitulasi Perencanaan Penulangan Pelat Lantai Jembatan		
No.	Arah Penulangan	Profil Tulangan
1	Penulangan tumpuan:	
	Tulangan lentur negatif	D16-150 mm
	Tulangan susut negatif	D13-150 mm
2	Penulangan lapangan:	
	Tulangan lentur positif	D16-150 mm
	Tulangan susut positif	D13-150 mm

4. Detail Penulangan Pelat Lantai Hasil Perhitungan



Gambar 4. 31 Detail Penulangan Pelat Lantai

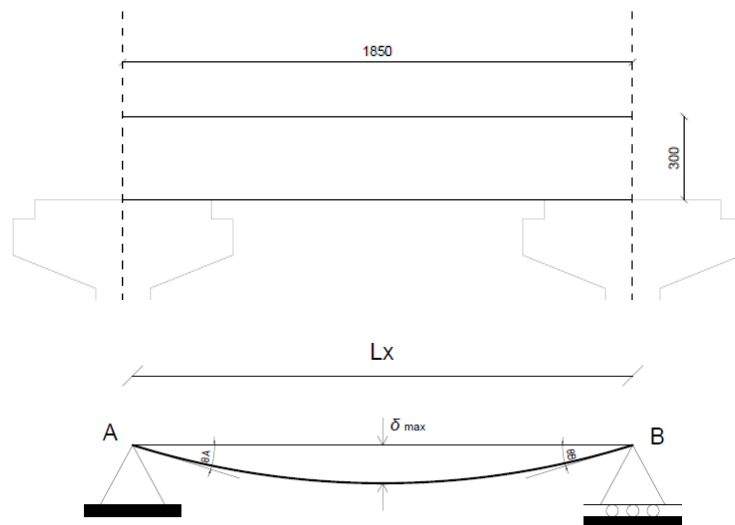
F. Pemeriksaan Kinerja Struktur

Setelah dilakukan analisa struktur dan perencanaan tulangan terhadap pelat lantai jembatan, langkah selanjutnya adalah melakukan pemeriksaan terhadap kinerja struktur untuk memastikan bahwa struktur yang direncanakan memenuhi syarat kelayakan secara teknis.

1. Pemeriksaan Kelendutan (Kontrol Defleksi)

Parameter untuk momen yang digunakan sebagai perhitungan lendutan adalah sebesar 59.87 kNm, yang merupakan momen lapangan (bagian struktur yang umumnya mengalami lendutan maksimum). Nilai ini diperoleh dari kombinasi pembebanan batas layan II, yang dipilih karena lebih konservatif dan mampu mengantisipasi kemungkinan beban kendaraan yang lebih berat dibandingkan kondisi layan I. Rekapitulasi parameter-parameter yang digunakan sebagai perhitungan adalah:

- Panjang bentang pelat lantai terhadap *support*/tumpuan,



Gambar 4. 32 Ilustrasi Bentang Pelat Lantai terhadap *Support*

- | | | |
|--|-------------|--------------------------|
| - Jarak antar girder rencana | L_x | = 1,85 m |
| - Kuat tekan beton rencana pelat lantai, | f_c' | = 35 MPa |
| - Luas tulangan lentur lapangan/positif, | A_s | = 1057,1 mm ² |
| - Momen ultimit lapangan, | M_{layan} | = 59,87 kNm |
| - Tebal pelat lantai, | t_{slab} | = 300 mm |
| - Tebal efektif pelat lantai, | d | = 242 mm |
| - Lebar penampang tinjauan, | b | = 1000 mm |

- Modulus elastis beton rencana, $E_c = 4700 * \sqrt{f'c}$
 $= 27805,6 \text{ MPa}$
- Modulus elastis baja, $E_{baja} = 2 * 10^5 \text{ MPa}$
- Nilai β_1 (dari perhitungan sebelumnya) $= 0,8$

a. Momen inersia bruto pada penampang atau *gross moment of inertia of section* (I_g)

$$I_g = 1/12 * b * t_{slab}^3 = 2,25 * 10^9 \text{ mm}^4$$

b. Modulus keruntuhan lentur/*rupture* beton (f_r)

$$\begin{aligned} f_r &= 0,623 \lambda * \sqrt{f'c}, \lambda = 1, \text{ beton normal} \\ &= 0,623 * 1 * \sqrt{35} \\ &= 3,686 \text{ Pa} \end{aligned}$$

c. Perbandingan antara modulus elastis baja dengan beton (n)

$$\begin{aligned} n &= E_{baja} / E_c \\ &= 2 * 10^5 / 27805,6 \\ &= 7,193 \end{aligned}$$

d. Pengecekan apakah M_{layan} melebihi momen retak atau M_{cr} , dengan apabila:

- $M_{cr} < M_{layan}$ = kondisi layan akan mengalami retak.
- $M_{cr} > M_{layan}$ = kondisi layan aman dari retak.

$$\begin{aligned} \text{Momen retak (MCR)} &= f_r * \frac{I_g}{Y_t} \\ &= f_r * \frac{I_g}{t_{slab}-c} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal beton crack (c)} &= A_s * f_y / (0,85 * f_c * b * \beta_1) \\ &= 18,65 \text{ mm} \end{aligned}$$

Substitusi c ke persamaan MCR,

$$\begin{aligned} MCR &= 3.686 * \frac{2,25 * 10^9}{300-18,65} \\ &= 29477519,1 \text{ Nmm} \\ &= 29,47 \text{ kNm} < M_{layan} = 59,87 \text{ kNm} \quad (\text{akan mengalami retak}) \end{aligned}$$

e. Analisis lendutan

Karena $M_{cr} < M_{layan}$, maka besaran lendutan ditentukan dengan Inersia efektif (I_e) dengan rumus lengkapnya sebagai berikut:

- Retak $=$ lendutan seketika atau $\delta = k \frac{M_{layan} * Lx^2}{Ec * I_e}$
- Belum retak $=$ lendutan seketika atau $\delta = k \frac{M_{layan} * Lx^2}{Ec * I_g}$

Inersia efektif, I_e :

$$I_e = \left[\left(\frac{M_{cr}}{M_{layan}} \right)^3 * I_g \right] + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{layan}} \right)^3 * I_{cr} \right], \text{ dengan syarat } I_e < I_g$$

Untuk I_{cr} adalah inersia penampang retak yang ditransfer ke beton, dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \left(\frac{1}{3} * b * c^3 \right) + (n * A_s * (d - c)^2) \\ &= \left(\frac{1}{3} * 1000 * 18.65^3 \right) + (7,193 * 1057,1 * (242 - 18,65)^2) \\ &= 381546901,34 \text{ mm}^4 \\ &= 38,2 * 10^7 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Substitusi I_{cr} pada rumus I_e :

$$\begin{aligned} I_e &= \left[\left(\frac{29,47 \text{ kNm}}{59,87 \text{ kNm}} \right)^3 * 2,25 * 10^9 \text{ mm}^4 \right] + \left[1 - \left(\frac{29,47 \text{ kNm}}{59,87 \text{ kNm}} \right)^3 * 38,2 * 10^7 \text{ mm}^4 \right] \\ &= 6,04 * 10^8 \text{ mm}^4 < I_g = 2,25 * 10^9 \text{ mm}^4 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Lendutan seketika (δ), diketahui hasil bahwa $M_{cr} < M_{layan}$, maka:

$$\delta = k \frac{M_{layan} * Lx^2}{Ec * I_e}, \text{ untuk } k = \frac{5}{48}, \text{ untuk jenis tumpuan sendi rol}$$

$$M_{layan} = 59,87 \text{ kNm} = 59870000 \text{ Nmm}$$

$$Lx = 1,85 \text{ m} = 1850 \text{ mm}$$

Substitusikan dari hasil perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5}{48} * \frac{59870000 * 1850^2}{27805,6 * 2,25 * 10^9} \\ &= 0,343 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut (δ_{LT})

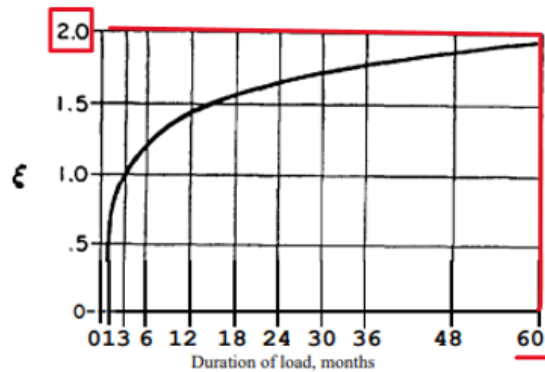
$$\delta_{LT} = \delta * \lambda, \text{ dengan } \lambda = \frac{\zeta}{1 + (50 * \rho)}$$

dengan,

λ : faktor koreksi terhadap defleksi akibat beban jangka panjang

ζ (zeta) : faktor ketergantungan waktu

ρ : rasio tulangan tarik terhadap luas penampang beton efektif



Gambar 4. 33 Grafik *Duration of Load (Months)*

Untuk pembebanan jangka panjang (lebih dari 60 bulan atau 5 tahun), digunakan nilai faktor ketergantungan waktu $\zeta = 2$, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.33 atau grafik hubungan antara durasi pembebanan dan nilai ζ . Nilai ini selanjutnya digunakan dalam perhitungan faktor koreksi λ , dengan rumus:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{\zeta}{1 + (50 * \rho)} \\ &= \frac{\zeta}{1 + \left(50 * \frac{A_s}{b * d}\right)} \\ &= \frac{2}{1 + \left(50 * \frac{1057,1}{1000 * 242}\right)} \\ &= 1,64\end{aligned}$$

Sehingga dapat diketahui lendutan jangka panjang akibat rangkak dan susut:

$$\begin{aligned}\delta_{LT} &= \delta * \lambda \\ &= 0,343 * 1,64 \\ &= 0,6 \text{ mm}\end{aligned}$$

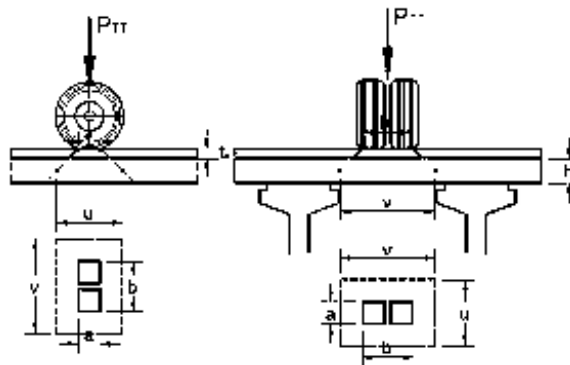
Lendutan total pada pelat lantai:

$$\begin{aligned}\delta_{\text{tot}} &= \delta + \delta_{\text{LT}} \\ &= 0,343 + 0,6 \\ &= 0.943 \text{ mm} < \frac{Lx}{240} = \frac{1850}{240}\end{aligned}$$

Cek lendutan total pada pelat lantai terhadap batas lendutan total:

$$\begin{aligned}\delta_{\text{tot}} &< \frac{Lx}{240} \\ 0,943 \text{ mm} &< \frac{1850}{240} \\ 0,943 \text{ mm} &< 7,71 \text{ mm (OK)}\end{aligned}$$

2. Pemeriksaan Geser Pons (*Punching Shear*)



Gambar 4. 34 Penyebaran Kontak Roda Geser Pons

Parameter-parameter yang digunakan untuk pemeriksaan geser pons adalah sebagai berikut:

- Kuat tekan beton rencana, $f_c' = 35 \text{ MPa}$
- Faktor reduksi kekuatan geser, $\Phi = 0,6$
- Besaran beban 1 roda tru $k, P_{\text{roda}} = 112,5 \text{ kN}$
- Tebal pelat lantai, $t_{\text{slab}} = 300 \text{ mm}$
- Tebal lapisan aspal, $t_{\text{aspal}} = 50 \text{ mm}$
- Panjang & lebar roda yang mengenai aspal,
 - Panjang, $a = 300 \text{ mm}$
 - Lebar, $b = 500 \text{ mm}$
- Tebal efektif pelat lantai, $d = 242 \text{ mm}$

Mengacu pada Gambar 4.34 diatas, perhitungan awal yang bisa dilakukan berdasarkan parameter yang ada adalah:

a. Panjang distribusi beban roda (u)

$$\begin{aligned}u &= \text{panjang roda mengenai aspal} + (2 \times \text{tebal lapisan aspal}) + \text{tebal pelat lantai} \\&= a + (2 * t_{\text{aspal}}) + t_{\text{slab}} \\&= 300 + (2 * 50) + 300 \\&= 700 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lebar muka transfer beban roda ke lintasan (v)

$$\begin{aligned}v &= \text{lebar roda mengenai aspal} + (2 \times \text{tebal lapisan aspal}) + \text{tebal pelat lantai} \\&= b + (2 * t_{\text{aspal}}) + t_{\text{slab}} \\&= 500 + (2 * 50) + 300 \\&= 900 \text{ mm}\end{aligned}$$

Luas bidang geser kritis (Av)

$$\begin{aligned}A_v &= 2 * (u + v) * d \\&= 2 * (700 + 900) * 242 \\&= 774000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Batas tegangan geser pons (fv) dihitung dengan rumus $f_v = 0.33 \lambda * \sqrt{f_c'}$, dengan $\lambda = 1$ karena beton normal,

$$f_v = 0,33 * \sqrt{35} = 1,952$$

Gaya geser pons nominal (Vn) dan geser yang dapat ditahan (ϕV_n)

$$\begin{aligned}V_n &= A_v * f_v \\&= 774000 * 1,952 \\&= 1511085 \text{ N} \\&= 1511,1 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= V_n * \phi \\&= 1511,1 * 0.75 \\&= 1133,4 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya geser pons ultimit (Vu) pada pelat lantai:

$$\begin{aligned}V_u &= \text{Faktor pembebanan kuat I untuk beban truk} * P_{\text{roda}} \\&= 1,8 * 112,5 \\&= 202,5 \text{ kN} < \phi V_n = 1104,4 \text{ kN} \text{ (OK)}\end{aligned}$$

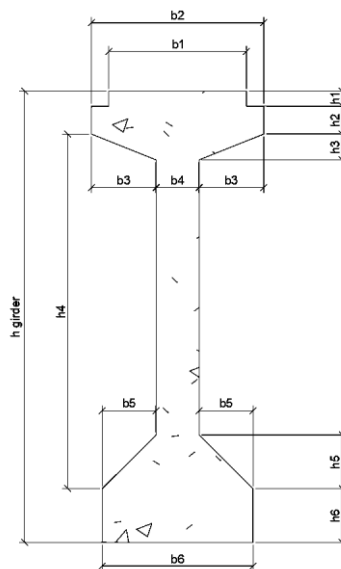
4.1.2.2 Perhitungan PCI-Girder

A. Dimensi dan Material PCI-Girder

1. Dimensi PCI-Girder

Berdasarkan hasil *preliminary design* yang telah dirumuskan pada bab sebelumnya, ditetapkan sejumlah parameter awal dan dimensi pokok dari balok prategang tipe PCI yang akan digunakan. Data awal tersebut disajikan sebagai berikut:

- Panjang balok prategang, $L = 50 \text{ m}$
- Jarak antar balok prategang, $s = 1,85 \text{ m}$
- Tebal pelat lantai (*slab*) jembatan, $h_o = 0,30 \text{ m}$
- Tebal lapisan aspal + *overlay*, $h_a = 0,05 \text{ m}$
- Tinggi genangan air hujan, $h_{th} = 0,05 \text{ m}$



Gambar 4. 35 *Preliminary Design* PCI - Girder

Tabel 4. 19 Data Dimensi atau Geometri PCI - Girder

Data Dimensi PCI - Girder			
Kode	Lebar (m)	Kode	Tebal (m)
b1	0,064	h1	0,070
b2	0,800	h2	0,130
b3	0,300	h3	0,120
b4	0,200	h4	1,650
b5	0,250	h5	0,250
b6	0,700	h6	0,250
		hgirder	2,100

2. Material dan Berat Jenis

Material yang digunakan pada perhitungan struktur PCI-Girder dibagi menjadi tiga kelompok yaitu material balok prategang/ PCI-Girder, baja strand, material pelat lantai, dan baja tulangan.

a. Material balok prategang/ PCI-Girder

- Kuat tekan beton (f_c') = 50 MPa
- Modulus elastisitas beton (E) = $4700\sqrt{f_c'}$
= 33234 MPa
- Angka poisson = 0,15
- Modulus geser (G) = $\frac{Ec}{2(1+s)}$
= 14449,6 MPa
- Koefisien muai panjang untuk beton (β) = $1,1 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Kuat tekan beton pada keadaan awal/saat transfer ($f'_{c_{trans}}$)
$$f'_{c_{trans}} = 0,80 \cdot \sqrt{f_c'} = 40 \text{ MPa}$$
- Tegangan izin beton saat penarikan,
Tekan = $-0,60 \cdot f_c' = -30 \text{ MPa}$
Tarik = $0,50 \cdot \sqrt{f_c'} = 3,54 \text{ MPa}$
- Tegangan beton pada keadaan akhir,
Tekan = $0,60 \cdot f_c' = 22,5 \text{ MPa}$
Tarik = $0,50 \cdot \sqrt{f_c'} = 3,54 \text{ MPa}$:

b. Material Baja Strands

Tabel 4. 20 Parameter Material Baja Strands

Parameter	Nilai
Jenis strands	Uncriated 7 wire strands ASTM A-416 grade 270
Tegangan leleh strand (fpy)	1580 MPa
Kuat tarik strand (fpu)	1860 MPa
Diameter nominal strand	12,7 mm (1/2")
Luas penampang 1 strand (Ast)	98,7 mm ²
Beban putus minimal 1 strand (Pbs)	183,6 kN (100% UTS)
Jumlah kawat untai (strand cable)	22 / tendon
Diameter selubung ideal	90 mm
Luas penampang strands	1875,3 mm ²
Beban putus 1 tendon (Pb1)	3559,1 kN (100% UTS)
Modulus elastis strands (Es)	193000 MPa
Tipe dongkrak	VSL 19

c. Material Pelat Lantai

Material pelat lantai dapat dilihat dengan lengkap pada perhitungan pelat lantai yang telah dilakukan atau khususnya Tabel 4.4, pelat lantai direncanakan dengan kuat beton (f_c') sebesar 35 MPa

d. Material Baja Tulangan

- Untuk baja tulangan deform $D > 13$ mm, tegangan leleh 420 MPa
- Untuk baja tulangan polos $D \leq 13$ mm, tegangan leleh 240 MPa

Lalu, Tabel 4.21 berikut adalah parameter berat jenis terhadap material yang ada atau digunakan pada perencanaan balok prategang jembatan:

Tabel 4. 21 Berat Jenis Material

No.	Berat Jenis Material	Kode	Hasil	Satuan
1	Berat beton bertulang	γ_{beton}	25	kN/m^3
2	Berat aspal	γ_{aspal}	22	kN/m^3
3	Berat jenis air	γ_{air}	9.8	kN/m^3
4	Berat baja	ρ_{baja}	78.5	kN/m^3

B. Analisis Lebar Efektif dan Momen Penampang

1. Analisa Lebar Efektif

Penentuan lebar efektif pelat lantai (B_{eff}), dengan mengambil nilai terkecil dari:

- a. $L/4$ $= 50/4 = 12,5$ m
- b. Jarak antar balok prategang, s $= 1,85$ m
- c. $12 \times$ tebal pelat lantai $= 12 \times 0,3 \text{ m} = 3,6$ m

Sementara lebar efektif pelat lantai diketahui 1,85 meter akibat nilai paling terkecil dari jarak antar balok prategang (s). Namun, pelat lantai dan girder punya modulus elastis yang berbeda yang artinya kekakuan materialnya juga berbeda. Supaya bisa digabung dalam satu sistem komposit, maka luas atau lebar elemen yang lebih lemah (pelat) harus diubah menjadi luas ekuivalen sesuai modulus elastis girder. Rumusnya pakai prinsip transformasi luas dalam analisis penampang gabungan:

Tabel 4. 22 Perhitungan Transformasi Luas Untuk Lebar Efektif

Uraian	Kode	Rumus	Hasil
Kuat tekan beton pelat lantai	f'_c		35 Mpa
Kuat tekan beton balok prategang	f'_c _{girder}		50 Mpa
Modulus elastis pelat lantai	E_{slab}	$4700\sqrt{f'_c}$	27805,57 Mpa
Modulus elastis balok beton prategang	E_{girder}	$0,043 \cdot W_c 1,5\sqrt{f'_c}$	39152,88 Mpa
Nilai perbandingan modulus elastis plat dan beton	N	E_{slab}/E_{girder}	0,6444
Lebar efektif akhir (dipakai)	B_{eff}	$B_{slab} \cdot s$	1,314 m

Dari rangkaian perhitungan yang dilakukan pada Tabel 4.22 di atas didapatkan lebar efektif (B_{eff}) sebesar 1,314 m

2. Perhitungan Momen Pada Struktur PCI – Girder (Non-Komposit)

Dibutuhkan data *section properties* balok prategang, yang dapat dilihat pada Tabel 4.23 berikut.

Tabel 4. 23 *Section Properties* Balok Prategang Non-Komposit

No	Dimensi		A (m ²)	y (m)	Q (m ³)	Io (m ⁴)	I _{gtrans} (m ⁴)
	b (m)	h (m)					
1	0,64	0,07	0,0448	2,07	0,09251	0,00002	0,19104
2	0,80	0,13	0,1040	1,97	0,20436	0,00015	0,40157
3	0,30	0,12	0,0360	1,86	0,06696	0,00004	0,12455
4	0,20	1,65	0,3300	1,08	0,35475	0,07487	0,38136
5	0,25	0,25	0,0625	0,33	0,02083	0,00033	0,00694
6	0,70	0,25	0,1750	0,13	0,02188	0,00091	0,00273
Total			0,7523		0,76129	0,07631	1,10819

dengan,

A : Luas penampang = $b \cdot h$ (m²)

Io : Inersia momen lokal = $1/12 \cdot b \cdot h^3$ (m⁴)

I_{gtrans} : Inersia Momen Translasi = $A \cdot y^2$ (m⁴)

Q : Statis Momen = $A \cdot y$ (m³)

b : Lebar (m)

h : Tinggi (m)

y : Jarak terhadap alas (m)

Rekapitulasi dan perhitungan lanjut momen pada kondisi struktur non-komposit:

- Tinggi total balok prategang, $h = 2,100$ m
- Luas penampang balok prategang, $A = 0,7523$ m²
- Letak titik berat, $y_b = \Sigma A \cdot y / \Sigma A = 1,0120$ m

$$\begin{aligned}
 h_o &= 0,30 \text{ m} \\
 B_{eff} &= 1,31 \text{ m} \\
 y_a &= h - y_b = 1,0880 \text{ m} \\
 \text{d. Momen inersia terhadap alas balok,} \quad I_b &= \Sigma A \cdot y^2 + \Sigma I_o \\
 &= 1,18450 \text{ m}^4 \\
 \text{e. Momen inersia terhadap titik berat balok,} \quad I_x &= I_b - A \cdot y_b^2 \\
 &= 0,41411 \text{ m}^4 \\
 \text{f. Tahapan momen sisi atas,} \quad W_a &= I_x / y_a \\
 &= 0,38060 \text{ m}^3 \\
 \text{g. Tahapan momen sisi bawah,} \quad W_b &= I_x / y_b \\
 &= 0,40922 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Momen Pada Struktur PCI – Girder Berpelat Lantai (Komposit)

Dibutuhkan data *section properties* komposit atau PCI-Gider + pelat lantai/*slab*, yang dapat dilihat pada Tabel 4.24 berikut.

Tabel 4. 24 *Section Properties* Balok Prategang Komposit

No	Dimensi		Ac (m ²)	y (m)	Q (m ³)	Ico (m ⁴)	Ictrans (m ⁴)
	b (m)	h (m)					
0	1,314	0,30	0,39415	2,25	0,88684	0,00296	1,99538
1	0,64	0,07	0,04480	2,07	0,09251	0,00002	0,19104
2	0,80	0,13	0,10400	1,97	0,20436	0,00015	0,40157
3	0,30	0,12	0,03600	1,86	0,06696	0,00004	0,12455
4	0,20	1,65	0,33000	1,08	0,35475	0,07487	0,38136
5	0,25	0,25	0,06250	0,33	0,02083	0,00033	0,00694
6	0,70	0,25	0,17500	0,13	0,02188	0,00091	0,00273
Total			1,14645		1,64813	0,07927	3,10357

dengan,

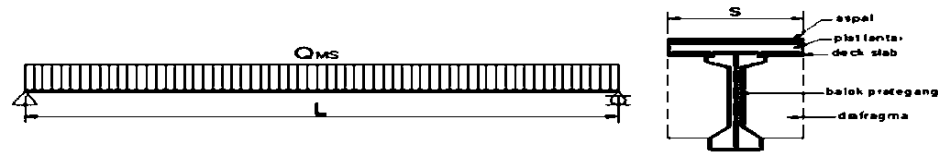
$$\begin{aligned}
 A_c &: \text{Luas penampang} = b \cdot h \text{ (m}^2\text{)} \\
 I_{co} &: \text{Inersia momen lokal} = 1/12 \cdot b \cdot h^3 \text{ (m}^4\text{)} \\
 I_{ctrans} &: \text{Inersia Momen Translasi} = A \cdot y^2 \text{ (m}^4\text{)} \\
 Q &: \text{Statis Momen} = A \cdot y \text{ (m}^3\text{)} \\
 b &: \text{Lebar (m)} \\
 h &: \text{Tinggi (m)} \\
 y &: \text{Jarak terhadap alas (m)}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi dan perhitungan lanjut momen pada kondisi struktur komposit:

- | | | |
|--|--------|---|
| a. Tinggi total balok komposit, | hc | $= 2,400 \text{ m}$ |
| b. Luas penampang balok komposit, | Ac | $= 1,14645 \text{ m}^2$ |
| c. Letak titik berat, | ybc | $= \Sigma Ac \cdot y / \Sigma ac$
$= 1,4376 \text{ m}$ |
| | yac | $= hc - ybc = 0,9624 \text{ m}$ |
| d. Momen inersia terhadap alas balok, | Ibc | $= \Sigma Ac \cdot y^2 + \Sigma Ico$
$= 3,18284 \text{ m}^4$ |
| e. Momen inersia terhadap titik berat balok, | Ixc | $= Ibc - Ac \cdot ybc^2$
$= 0,81350 \text{ m}^4$ |
| f. Tahapan momen sisi atas, | Wac | $= Ixc / yac$
$= 0,8428 \text{ m}^3$ |
| g. Tahapan momen sisi atas pelat, | $W'ac$ | $= Ixc / (yac - h_0)$
$= 1,27607 \text{ m}^3$ |
| h. Tahapan momen sisi bawah, | Wb | $= Ixc / ybc$
$= 0,56588 \text{ m}^3$ |

C. Analisis Pembebanan Pada PCI-Girder

1. Analisa Pembebanan dan Gaya Akibat Berat Sendiri (MS)



Gambar 4. 36 Reaksi Beban Mati

a. Berat Diafragma

Data diafragma :

- Tebal = 0,20 m
- Lebar = 1,85 m
- Tinggi = 1,65 m
- Jumlah= 9 buah (untuk 1 bentang, L = 50,00 m)

Berat 1 diafragma:

$$W = (0,20 * 1,85 * 1,65) * 24$$

$$= 14,7 \text{ kN}$$

Jarak diafragma dari tengah bentang:

$$x_4 = 25,00 \text{ m}$$

$$x_3 = 18,75 \text{ m}$$

$$x_2 = 12,50 \text{ m}$$

$$x_1 = 6,25 \text{ m}$$

$$x_0 = 0,00 \text{ m}$$

Momen maks di Tengah bentang L:

$$M_{maks} = (1/2 * n * x_4 * x_3 * x_2 * x_1) * W$$

$$= 1098,90 \text{ kNm}$$

Berat diafragma ekivalen:

$$Q_{diafragma} = 8 * M_{maks} / L^2$$

$$= 3,516 \text{ kN/m}$$

b. Berat Balok Prategang

- Panjang palok prategang, $L = 50 \text{ m}$
- Luas penampang, $A = 0,752 \text{ m}^2$

Berat balok prategang:

$$W_{\text{balok}} = A * L * W_c$$

$$= 959,2 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{balok}} = W_{\text{balok}} / L$$

$$= 19,184 \text{ kN/m}$$

Rekapitulasi gaya geser dan momen yang terjadi akibat berat sendiri (MS) dapat dilihat pada Tabel 4.25, dengan:

- Panjang bentang, $L = 50 \text{ m}$
- Beban mati, $Q_{\text{MS}} = A * w \text{ (kN/m)}$
- Gaya geser, $V_{\text{MS}} = 1/2 * Q_{\text{MS}} * L \text{ (kN)}$
- Momen, $M_{\text{MS}} = 1/2 * Q_{\text{MS}} * L^2 \text{ (kNm)}$

Tabel 4. 25 Rekapitulasi dan Total Gaya Geser dan Momen Akibat Berat Sendiri

No.	Uraian Beban	Lebar b (m)	Tebal h (m)	Luas A (m ²)	Berat w (kN/m ³)	QMS (kN/m)	VMS (kN)	MMS (kNm)
1	Balok prategang					19,194	479,59	5994,891
2	Pelat lantai	1,85	0,30	0,555	25,00	13,875	346,87	4335,938
3	Pelat deck	1,21	0,07	0,085	25,00	2,118	52,938	661,719
4	Diafragma	1,85	0,20	0,370	25,00	3,516	87,912	1098,900
Total						38,693	967,31	12091,447

2. Analisa Pembebanan dan Gaya Akibat Berat Mati Tambahan (MA)



Gambar 4. 37 Reaksi Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan (*superimposed dead load*) merupakan berat dari berbagai material yang menimbulkan beban pada balok (girder) jembatan, terutama berasal dari elemen non-struktural, dan besarnya dapat mengalami perubahan sepanjang umur layan jembatan. Dalam perencanaannya, balok

girder harus dirancang untuk mampu menahan beban mati tambahan, di antaranya:

- Lapisan aspal beton setebal 50 mm yang digunakan untuk pelapisan ulang (overlay) pada masa mendatang.
- Genangan air hujan setinggi 50 mm yang mungkin terjadi apabila sistem drainase tidak berfungsi secara optimal.

Tabel 4. 26 Analisa Beban Mati Tambahan PCI – Girder 50 Meter

No.	Uraian Beban	Lebar b (m)	Tebal h (m)	Berat w (kN/m ³)	QMA (kN/m)	VMA (kN)	MMA (kNm)
1	Lap. Aspal + Overlay	1,85	0,05	22,00	2,0	50,875	635,938
2	Air hujan	1,85	0,30	9,80	0,91	22,6625	283,281
Total					2,94	73,54	919,22

Panjang bentang tumpuan ke tumpuan (L) adalah 50 m. Maka gaya geser dan momen pada balok girder akibat beban tambahan (MA) sebagai berikut:

$$Q_{MA} = A * w$$

$$= 2,94 \text{ kN/m}$$

$$V_{MA} = \frac{1}{2} * Q_{MA} * L$$

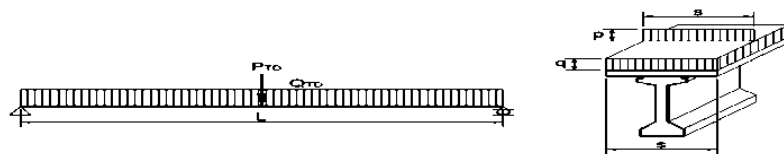
$$= 73,54 \text{ kN}$$

$$M_{MA} = \frac{1}{8} * Q_{MA} * L^2$$

$$= 919,22 \text{ kNm}$$

3. Analisa Pembebanan dan Gaya Akibat Beban Lalu Lintas

a. Beban Lajur 'D' (TD)



Gambar 4. 38 Reaksi Beban Lajur

Dipilih komponen-komponen perhitungan beban akibat bentang tumpuan ke tumpuan (L) = 50 m sesuai yang tercantum pada tinjauan pustaka adalah sebagai berikut:

- Untuk $L > 30 \text{ m}$, $q = 9 * (0,5 + 15/L)$
- Intensitas BGT, $p = 49 \text{ kN/m}$

$$- \text{DLA} = 0,4 - 0,0025*(L-50)$$

Maka beban merata dan terpusat pada balok dapat diketahui sebagai berikut:

$$\text{Beban merata, } q = 9 * (0,5+15/L) = 7,2 \text{ kPa}$$

$$\text{Beban merata pada balok, QTD} = q * s = 7,2 * 1,85 = 13,320 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban garis, } p = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Faktor beban dinamis, DLA} = 0,4$$

Beban terpusat pada balok

$$\begin{aligned} \text{PTD} &= (1+\text{DLA}) * p * s \\ &= 113,960 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser dan momen maksimum pada balok akibat beban lajur “D” :

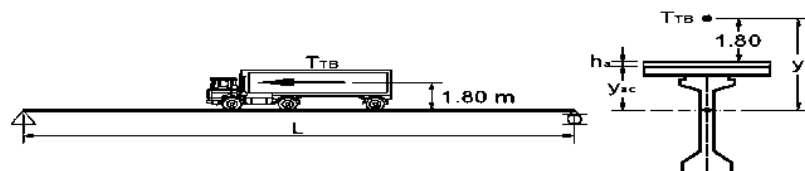
- Gaya geser maksimum,

$$\begin{aligned} \text{VTD} &= \frac{1}{2} * \text{QTD} * L + \frac{1}{2} * \text{PTD} \\ &= 389,980 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen maksimum pada balok

$$\begin{aligned} \text{MTD} &= \frac{1}{8} * \text{QTD} * L^2 + \frac{1}{4} * \text{PTD} * L \\ &= 5587 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Gaya Rem (TB)



Gambar 4. 39 Reaksi Beban Rem

Dipilih komponen-komponen perhitungan beban akibat bentang tumpuan ke tumpuan (L) = 50 m sesuai yang tercantum pada tinjauan pustaka adalah sebagai berikut:

$$- H_{TB} = 250 \text{ kN}$$

Data lain yang telah diperhitungkan yang akan digunakan:

$$- Q_{TD} = 13,32 \text{ kN}$$

$$- P_{TD} = 81,40 \text{ kN}$$

Gaya rem diambil paling besar dari:

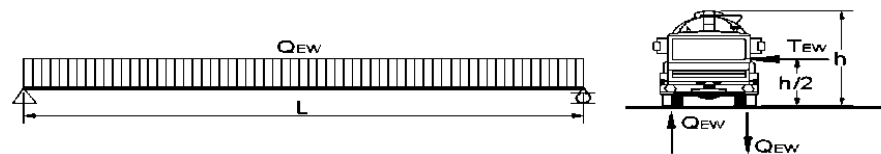
- $T_{TB1} = H_{TB}/n \text{ balok} = 25 \text{ kN}$
- $T_{TB2} = T_{TB} = 5\% \text{ beban lajur "D" tanpa faktor beban dinamis,}$
 $= 0,05 * (Q_{TD} * L + P_{TD})$
 $= 37,37 \text{ kN}$

Dengan ini diambil gaya rem terbesar dari perhitungan T_{TB1} dan T_{TB2} yakni sebesar 37,37 kN, maka dihasilkan beban momen dan gaya geser sebagai berikut:

- Lengan terhadap titik berat balok, $y = 1,80 + h_o + h_a + y_{ac}$
 $= 3,1 \text{ m}$
- Beban momen akibat gaya rem,
 $M_{TB} = T_{TB} * y$
 $= 77,81 \text{ kNm}$
- Gaya geser dan momen maksimum pada balok akibat gaya rem, dengan panjang bentang (L) adalah 50 m adalah:
 $V_{TB} = M/L = 1,56 \text{ kN}$
 $M_{TB} = \frac{1}{2} * M = 38,91 \text{ kNm}$

4. Analisa Pembebanan dan Gaya Akibat Beban Lingkungan

a. Beban Angin Kendaraan (EW)



Gambar 4. 40 Reaksi Beban Angin Kendaraan

Berdasarkan tinjauan pustaka, akibat bentang tumpuan-tumpuan jembatan (L) adalah 50 m maka beban angin kendaraan (T_{EWL}) yang terjadi sebesar 1,46 kN/m dengan tinggi bidang kendaraan (h) sebesar 1,8 m dan jarak antar roda (x) 1,75 m. Sehingga transfer beban angin ke lantai jembatan:

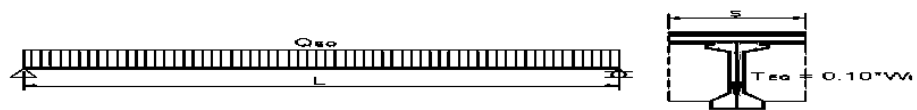
$$Q_{EW} = \frac{1}{2} * (h/x) * T_{EW}$$

$$= 0,75 \text{ kN}$$

Gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin:

- Gaya geser maksimum, $VEW = \frac{1}{2} * Q_{EW} * L$
 $= 18,78 \text{ kN}$
- Gaya momen maksimum, $MEW = \frac{1}{8} * Q_{EW} * L^2$
 $= 234,38 \text{ kNm}$

b. Beban Gempa (EQ)



Gambar 4. 41 Reaksi Beban Gempa

Gaya gempa vertikal (*vertical earthquake force*) pada balok prategang dihitung dengan menggunakan percepatan vertikal (*vertical acceleration*) ke bawah minimum sebesar $0,10 * g$ (g = percepatan gravitasi/*gravity acceleration*) atau dapat diambil sebesar 50% dari koefisien gempa horizontal statik ekuivalen (*equivalent static horizontal seismic coefficient*):

$$K_h = C * S \text{ (m/det}^2\text{)}$$

$$C = A_s + (SDS - A_s) * T/T_0, \text{ jika } T \leq T_0$$

$$C = SDS, \text{ jika } T_0 < T \leq T_s$$

dengan,

K_h : koefisien beban gempa horizontal

C : Koefisien respons gempa elastis spektrum desain

S : faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur

A_s : Koefisien percepatan spektrum minimum

SDS : Spektral percepatan desain untuk periode pendek

T : Waktu getar struktur

T_0 : Batas awal spektrum menurun

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{Wt}{g * Kp}}$$

dengan,

Wt : berat total yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan

Kp : kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan

g : percepatan gravitasi, sebesar 9,81 m/det²

Diketahui dari perhitungan poin sebelumnya,

- Berat sendiri, QMS = 11,02 kN.m
- Momen inersia balok prategang, Ixc = 0,8135 m⁴
- Modulus elastis, Ec = 3,92 x 10⁷ kPa
- Panjang bentang balok, L = 50 m
- Grafik respon spektra (hasil data gempa pada sub bab 3.2.4):
As = 0,347
SDS = 0,724
TS = 1,865
T0 = 0,373

Sehingga,

Beban struktur total (beban sendiri +beban mati tambahan),

$$\begin{aligned} Wt &= (QMS+QMA)*L \\ &= 698,21 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekakuan balok prategang,

$$\begin{aligned} Kp &= 48*Ec*Ixc/L^3 \\ &= 12231 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Waktu getar,

$$\begin{aligned} T &= 2 * \pi * \sqrt{\frac{Wt}{g * Kp}} \\ &= 0,48 \text{ detik} > T0, \text{ maka } C = SDS \end{aligned}$$

Koefisien geser dasar,

$$C = SDS = 0,724$$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis (*plastic hinge region*) pada beton prategang penuh (*fully prestressed concrete*), maka nilai S ditetapkan sebesar $1,3F$. Nilai F dihitung dengan rumus $F = 1,25 - 0,025n$. Hasil perhitungan F harus digunakan apabila nilainya lebih dari 1.

keterangan,

F : faktor perangkaan

n : jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral

Untuk $n = 0$ (jembatan dengan bearing elastomer sehingga tidak punya sendi plastis pada girder), maka :

$$\begin{aligned} F &= 1,25 - 0,025 \cdot 0 \\ &= 1,25 \end{aligned}$$

Faktor tipe struktur,

$$\begin{aligned} S &= 1,3 \cdot F \\ &= 1,625 \end{aligned}$$

Koefisien beban gempa horizontal,

$$\begin{aligned} K_h &= C \cdot S \\ &= 1,177 \end{aligned}$$

Koefisien beban gempa vertical,

$$\begin{aligned} K_v &= 50\% \cdot K_h \\ &= 0,589 \end{aligned}$$

Gaya gempa vertikal,

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_v \cdot W_t \\ &= 410,722 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa vertikal,

$$\begin{aligned} Q_{EQ} &= T_{EQ} / L \\ &= 8,214 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin:

- Gaya geser maksimum

$$V_{EQ} = \frac{1}{2} * Q_{EQ} * L$$

$$= 205,361 \text{ kN}$$
- Gaya momen maksimum

$$M_{EQ} = \frac{1}{8} * Q_{EQ} * L^2$$

$$= 2566,9 \text{ kNm}$$

D. Rekapitulasi Pembebanan Pada PCI-Girder, Perhitungan Momen dan Geser per-Meter Panjang

1. Resume Momen dan Gaya Geser pada Balok Prategang

Ringkasan momen dan gaya geser yang terjadi pada balok prategang disajikan pada Tabel 4.27 berikut.

Tabel 4. 27 Resume Momen dan Gaya Geser Pada Balok Prategang

No.	Jenis Beban	Kode Beban	Q	P	M	Keterangan
			(kN/m)	(kN)	(kNm)	
1	Balok prategang	Balok	19,19	-	-	Berat merata, Qbalok
2	Berat pelat	Pelat	13,88	-	-	Berat merata, Qpelat
3	Berat sendiri	MS	38,70	-	-	Berat merata QMS
4	Mati tambahan	MA	2,94	-	-	Berat merata QMA
5	Lajur "D"	TD	13,32	81,4	-	Berat merata, QMA dan terpusat PTD
6	Gaya rem	TB	-	-	77,81	Berat merata, MTB
7	Angin	EW	1,46	-	-	Berat merata QEW
8	Gempa	EQ	8,214	-	-	Berat merata QEQ

Rumus perhitungan momen dan gaya geser pada balok prategang disajikan dalam bentuk per satuan panjang (per meter) untuk setiap jenis beban yang bekerja. Penyajian ini bertujuan agar distribusi beban terhadap balok dapat dihitung secara sistematis dan memudahkan analisis pada tahap perencanaan. Secara lengkap, persamaan momen dan gaya geser per meter panjang ditampilkan pada Tabel 4.28 berikut.

Tabel 4. 28 Rumus atau Persamaan Momen dan Gaya Geser Per-meter Panjang

No	Jenis Beban	Persamaan Momen	Persamaan Gaya Geser
1	Berat Balok	$M_x = (1/2) * Q_{balok} * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{balok} * (L/2 - X)$
2	Berat Sendiri (MS)	$M_x = (1/2) * Q_{MS} * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{MS} * (L/2 - X)$
3	Mati Tambahan (MA)	$M_x = (1/2) * Q_{MA} * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{MA} * (L/2 - X)$
4	Lajur "D" (TD)	$M_x = (1/2) * Q_{TD} * (L * X - X^2) + (1/2) * PTD * X$	$V_x = Q_{TD} * (L/2 - X) + (1/2) * PTD$
5	Gaya Rem (TB)	$M_x = (X / L) * MTB$	$V_x = MTB / L$
6	Angin (EW)	$M_x = (1/2 * Q_{EW}) * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{EW} * (L/2 - X)$
7	Gempa (EQ)	$M_x = (1/2 * Q_{EQ}) * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{EQ} * (L/2 - X)$

2. Momen Balok Prategang Tak Terkombinasi Pembebanan Per-meter Panjang

Tabel 4. 29 Hasil Momen Tak Terkombinasi Pada Balok Prategang Per-meter Panjang

Jarak	Berat balok	Berat sendiri	Mati tambahan	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
		MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	0	0	0	0	0	0	0
1	470	947,97	72,07	367,04	1,56	24,7	34,05
2	920,82	1857,25	141,19	720,76	3,11	48,38	66,71
3	1352,45	2727,83	207,38	1061,16	4,67	71,06	97,99
4	1764,9	3559,72	270,62	1388,24	6,22	92,74	127,87
5	2158,16	4352,92	330,92	1702	7,78	113,4	156,36
6	2532,24	5107,43	388,28	2002,44	9,34	133,06	183,46
7	2887,14	5823,24	442,7	2289,56	10,89	151,7	209,18
8	3222,85	6500,36	494,17	2563,36	12,45	169,34	233,5
9	3539,38	7138,79	542,71	2823,84	14,01	185,98	256,43
10	3836,73	7738,53	588,3	3071	15,56	201,6	277,97
11	4114,89	8299,57	630,95	3304,84	17,12	216,22	298,13
12	4373,87	8821,92	670,66	3525,36	18,67	229,82	316,89
13	4613,67	9305,58	707,43	3732,56	20,23	242,42	334,26
14	4834,28	9750,54	741,26	3926,44	21,79	254,02	350,25
15	5035,71	10156,82	772,14	4107	23,34	264,6	364,84
16	5217,95	10524,4	800,09	4274,24	24,9	274,18	378,05
17	5381,01	10853,28	825,09	4428,16	26,46	282,74	389,86
18	5524,89	11143,48	847,15	4568,76	28,01	290,3	400,28
19	5649,58	11394,98	866,27	4696,04	29,57	296,86	409,32
20	5755,1	11607,79	882,45	4810	31,12	302,4	416,96
21	5841,42	11781,91	895,69	4910,64	32,68	306,94	423,22
22	5908,56	11917,33	905,98	4997,96	34,24	310,46	428,08
23	5956,52	12014,06	913,34	5071,96	35,79	312,98	431,56

Jarak	Berat balok	Berat sendiri	Mati tambahan	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
		MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
24	5985,3	12072,1	917,75	5132,64	37,35	314,5	433,64
25	5994,89	12091,45	919,22	5180	38,91	315	434,34
26	5985,3	12072,1	917,75	5214,04	40,46	314,5	433,64
27	5956,52	12014,06	913,34	5234,76	42,02	312,98	431,56
28	5908,56	11917,33	905,98	5242,16	43,57	310,46	428,08
29	5841,42	11781,91	895,69	5236,24	45,13	306,94	423,22
30	5755,1	11607,79	882,45	5217	46,69	302,4	416,96
31	5649,58	11394,98	866,27	5184,44	48,24	296,86	409,32
32	5524,89	11143,48	847,15	5138,56	49,8	290,3	400,28
33	5381,01	10853,28	825,09	5079,36	51,35	282,74	389,86
34	5217,95	10524,4	800,09	5006,84	52,91	274,18	378,05
35	5035,71	10156,82	772,14	4921	54,47	264,6	364,84
36	4834,28	9750,54	741,26	4821,84	56,02	254,02	350,25
37	4613,67	9305,58	707,43	4709,36	57,58	242,42	334,26
38	4373,87	8821,92	670,66	4583,56	59,14	229,82	316,89
39	4114,89	8299,57	630,95	4444,44	60,69	216,22	298,13
40	3836,73	7738,53	588,3	4292	62,25	201,6	277,97
41	3539,38	7138,79	542,71	4126,24	63,8	185,98	256,43
42	3222,85	6500,36	494,17	3947,16	65,36	169,34	233,5
43	2887,14	5823,24	442,7	3754,76	66,92	151,7	209,18
44	2532,24	5107,43	388,28	3549,04	68,47	133,06	183,46
45	2158,16	4352,92	330,92	3330	70,03	113,4	156,36
46	1764,9	3559,72	270,62	3097,64	71,59	92,74	127,87
47	1352,45	2727,83	207,38	2851,96	73,14	71,06	97,99
48	920,82	1857,25	141,19	2592,96	74,7	48,38	66,71
49	470	947,97	72,07	2320,64	76,25	24,7	34,05
50	0	0	0	2035	77,81	0	0

3. Momen Balok Prategang Terkombinasi Pembebanan

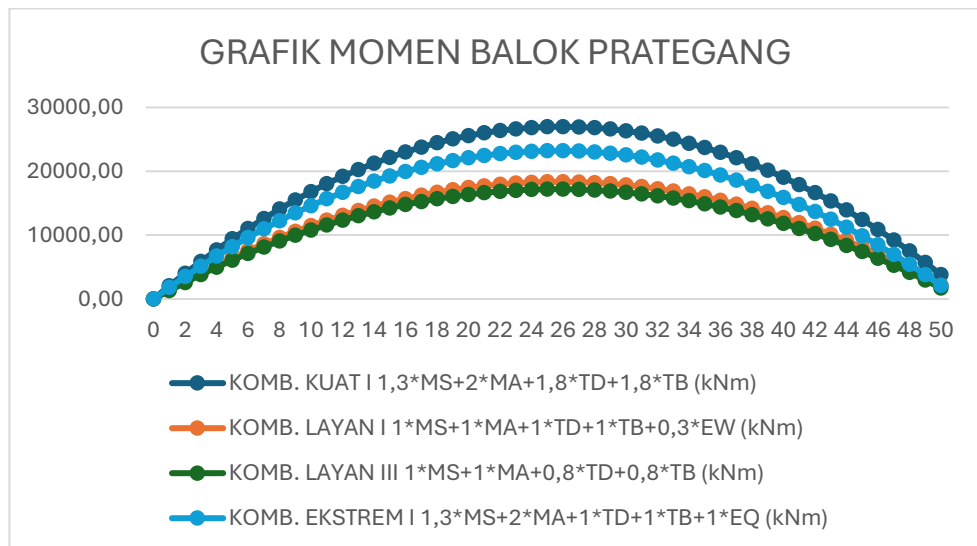
Kombinasi beban diambil dari ketentuan standar perencanaan jembatan, yaitu mengacu pada RSNI T-12-2004 dan SNI 1725:2016 mengenai kombinasi beban ultimit (kombinasi kuat dan ekstrem) maupun kombinasi layan.

- Kombinasi Kuat I = $1,3 * MS + 2 * MA + 1,8 * TD + 1,8 * TB$
- Kombinasi Ekstrem I = $1,3 * MS + 2 * MA + 1 * TD + 1 * TB + 1 * EQ$
- Kombinasi Layan I = $1 * MS + 1 * MA + 1 * TD + 1 * TB + 0,3 * EW$
- Kombinasi Layan III = $1 * MS + 1 * MA + 0,8 * TD + 0,8 * TB$

Tabel 4. 30 Hasil Momen Terkombinasi Pembebanan Pada Balok Prategang
Per-meter Panjang

Jarak	Kombinasi Kuat I	Kombinasi Layan I	Kombinasi Layan III	Kombinasi Ekstrem I
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	0	0	0	0
1	2039,97	1396,04	1314,91	1779,14
2	3999,77	2736,83	2577,54	3487,39
3	5879,42	4022,35	3787,87	5124,75
4	7678,91	5252,63	4945,91	6691,21
5	9398,24	6427,64	6051,66	8186,78
6	11037,41	7547,4	7105,13	9611,45
7	12596,42	8611,9	8106,3	10965,23
8	14075,27	9621,15	9055,18	12248,12
9	15473,96	10575,14	9951,77	13460,12
10	16792,5	11473,87	10796,08	14601,22
11	18030,87	12317,34	11588,09	15671,43
12	19189,08	13105,56	12327,81	16670,75
13	20267,14	13838,53	13015,24	17599,17
14	21265,03	14516,23	13650,38	18456,7
15	22182,76	15138,68	14233,23	19243,33
16	23020,34	15705,88	14763,79	19959,08
17	23777,76	16217,81	15242,07	20603,92
18	24455,01	16674,49	15668,05	21177,88
19	25052,11	17075,92	16041,74	21680,94
20	25569,05	17422,08	16363,14	22113,11
21	26005,83	17712,99	16632,25	22474,39
22	26362,45	17948,65	16849,07	22764,77
23	26638,91	18129,05	17013,6	22984,26
24	26835,21	18254,19	17125,84	23132,86
25	26951,35	18324,07	17185,79	23210,56
26	26987,33	18338,7	17193,45	23217,37
27	26943,15	18298,07	17148,82	23153,29
28	26818,81	18202,18	17051,9	23018,31
29	26614,32	18051,04	16902,69	22812,44
30	26329,66	17844,65	16701,19	22535,67
31	25964,85	17582,99	16447,4	22188,02
32	25519,87	17266,08	16141,32	21769,47
33	24994,74	16893,91	15782,95	21280,02

Jarak	Kombinasi Kuat I	Kombinasi Layan I	Kombinasi Layan III	Kombinasi Ekstrem I
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
34	24389,44	16466,49	15372,28	20719,69
35	23703,99	15983,81	14909,33	20088,46
36	22938,38	15445,87	14394,09	19386,33
37	22092,6	14852,68	13826,56	18613,32
38	21166,67	14204,22	13206,74	17769,41
39	20160,58	13500,52	12534,63	16854,6
40	19074,33	12741,55	11810,22	15868,91
41	17907,92	11927,33	11033,53	14812,32
42	16661,35	11057,86	10204,55	13684,83
43	15334,62	10133,12	9323,28	12486,46
44	13927,73	9153,13	8389,72	11217,19
45	12440,69	8117,89	7403,86	9877,02
46	10873,48	7027,39	6365,72	8465,97
47	9226,11	5881,63	5275,29	6984,02
48	7498,59	4680,61	4132,56	5431,18
49	5690,9	3424,34	2937,55	3807,44
50	3803,06	2112,81	1690,25	2112,81



Gambar 4. 42 Grafik Momen Balok Prategang

4. Gaya Geser Balok Prategang Tak Terkombinasi Pembebanan

Tabel 4. 31 Hasil Gaya Geser Balok Prategang Tak Terkombinasi Pembebanan
Per-meter Panjang

Jarak	Berat balok	Berat sendiri	Mati tambahan	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
X		MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	479,59	967,32	73,54	373,7	1,56	25,2	34,75
1	460,41	928,62	70,6	360,38	1,56	24,19	33,36
2	441,22	889,93	67,65	347,06	1,56	23,18	31,97
3	422,04	851,24	64,71	333,74	1,56	22,18	30,58
4	402,86	812,55	61,77	320,42	1,56	21,17	29,19
5	383,67	773,85	58,83	307,1	1,56	20,16	27,8
6	364,49	735,16	55,89	293,78	1,56	19,15	26,41
7	345,31	696,47	52,95	280,46	1,56	18,14	25,02
8	326,12	657,77	50,01	267,14	1,56	17,14	23,63
9	306,94	619,08	47,06	253,82	1,56	16,13	22,24
10	287,75	580,39	44,12	240,5	1,56	15,12	20,85
11	268,57	541,7	41,18	227,18	1,56	14,11	19,46
12	249,39	503	38,24	213,86	1,56	13,1	18,07
13	230,2	464,31	35,3	200,54	1,56	12,1	16,68
14	211,02	425,62	32,36	187,22	1,56	11,09	15,29
15	191,84	386,93	29,42	173,9	1,56	10,08	13,9
16	172,65	348,23	26,47	160,58	1,56	9,07	12,51
17	153,47	309,54	23,53	147,26	1,56	8,06	11,12
18	134,29	270,85	20,59	133,94	1,56	7,06	9,73
19	115,1	232,16	17,65	120,62	1,56	6,05	8,34
20	95,92	193,46	14,71	107,3	1,56	5,04	6,95
21	76,73	154,77	11,77	93,98	1,56	4,03	5,56
22	57,55	116,08	8,82	80,66	1,56	3,02	4,17
23	38,37	77,39	5,88	67,34	1,56	2,02	2,78
24	19,18	38,69	2,94	54,02	1,56	1,01	1,39
25	0	0	0	40,7	1,56	0	0
26	-19,18	-38,69	-2,94	27,38	1,56	-1,01	-1,39
27	-38,37	-77,39	-5,88	14,06	1,56	-2,02	-2,78
28	-57,55	-116,08	-8,82	0,74	1,56	-3,02	-4,17
29	-76,73	-154,77	-11,77	-12,58	1,56	-4,03	-5,56
30	-95,92	-193,46	-14,71	-25,9	1,56	-5,04	-6,95
31	-115,1	-232,16	-17,65	-39,22	1,56	-6,05	-8,34

Jarak	Berat balok	Berat sendiri	Mati tambahan	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
X		MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
32	-134,29	-270,85	-20,59	-52,54	1,56	-7,06	-9,73
33	-153,47	-309,54	-23,53	-65,86	1,56	-8,06	-11,12
34	-172,65	-348,23	-26,47	-79,18	1,56	-9,07	-12,51
35	-191,84	-386,93	-29,42	-92,5	1,56	-10,08	-13,9
36	-211,02	-425,62	-32,36	-105,82	1,56	-11,09	-15,29
37	-230,2	-464,31	-35,3	-119,14	1,56	-12,1	-16,68
38	-249,39	-503	-38,24	-132,46	1,56	-13,1	-18,07
39	-268,57	-541,7	-41,18	-145,78	1,56	-14,11	-19,46
40	-287,75	-580,39	-44,12	-159,1	1,56	-15,12	-20,85
41	-306,94	-619,08	-47,06	-172,42	1,56	-16,13	-22,24
42	-326,12	-657,77	-50,01	-185,74	1,56	-17,14	-23,63
43	-345,31	-696,47	-52,95	-199,06	1,56	-18,14	-25,02
44	-364,49	-735,16	-55,89	-212,38	1,56	-19,15	-26,41
45	-383,67	-773,85	-58,83	-225,7	1,56	-20,16	-27,8
46	-402,86	-812,55	-61,77	-239,02	1,56	-21,17	-29,19
47	-422,04	-851,24	-64,71	-252,34	1,56	-22,18	-30,58
48	-441,22	-889,93	-67,65	-265,66	1,56	-23,18	-31,97
49	-460,41	-928,62	-70,6	-278,98	1,56	-24,19	-33,36
50	-479,59	-967,32	-73,54	-292,3	1,56	-25,2	-34,75

5. Gaya Geser Balok Prategang Terkombinasi Pembebanan

Kombinasi beban diambil dari ketentuan standar perencanaan jembatan, yaitu mengacu pada RSNI T-12-2004 dan SNI 1725:2016 mengenai kombinasi beban ultimit (kombinasi kuat dan ekstrem) maupun kombinasi layan.

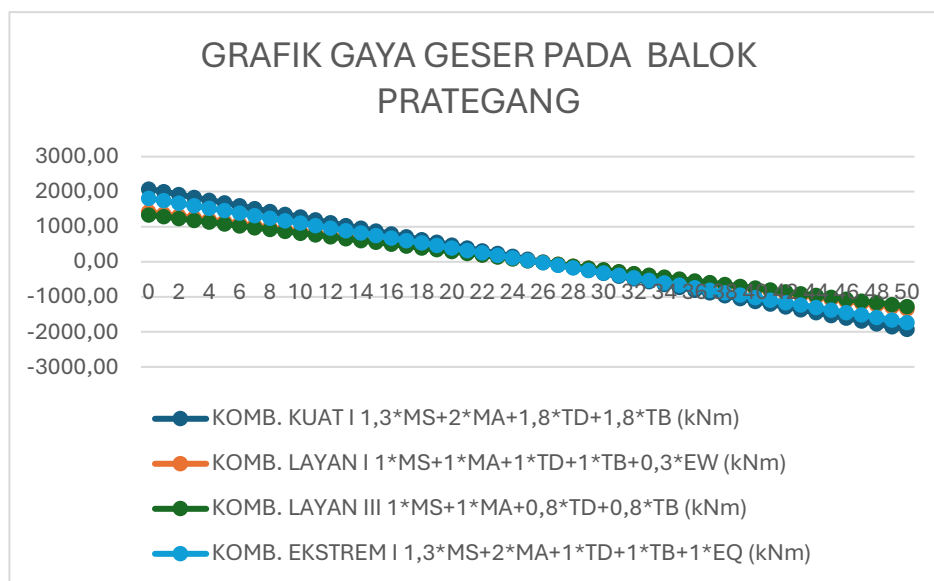
- Kombinasi Kuat I = $1,3 * MS + 2 * MA + 1,8 * TD + 1,8 * TB$
- Kombinasi Ekstrem I = $1,3 * MS + 2 * MA + 1 * TD + 1 * TB + 1 * EQ$
- Kombinasi Layan I = $1 * MS + 1 * MA + 1 * TD + 1 * TB + 0,3 * EW$
- Kombinasi Layan III = $1 * MS + 1 * MA + 0,8 * TD + 0,8 * TB$

Tabel 4. 32 Hasil Gaya Geser Balok Prategang Terkombinasi Pembebanan Per-Meter Panjang

Jarak	Kombinasi Kuat I	Kombinasi Layan I	Kombinasi Layan III	Kombinasi Ekstrem I
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0	2080,05	1423,67	1341,06	1814,59

Jarak	Kombinasi Kuat I	Kombinasi Layan I	Kombinasi Layan III	Kombinasi Ekstrem I
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1	1999,89	1368,41	1288,77	1743,7
2	1919,73	1313,16	1236,48	1672,8
3	1839,57	1257,9	1184,19	1601,91
4	1759,41	1202,64	1131,9	1531,02
5	1679,25	1147,39	1079,61	1460,12
6	1599,09	1092,13	1027,32	1389,23
7	1518,93	1036,87	975,03	1318,34
8	1438,77	981,62	922,74	1247,44
9	1358,61	926,36	870,45	1176,55
10	1278,45	871,1	818,16	1105,66
11	1198,29	815,85	765,87	1034,76
12	1118,13	760,59	713,58	963,87
13	1037,97	705,33	661,29	892,98
14	957,81	650,08	609	822,08
15	877,66	594,82	556,71	751,19
16	797,5	539,56	504,42	680,3
17	717,34	484,31	452,13	609,4
18	637,18	429,05	399,84	538,51
19	557,02	373,8	347,55	467,62
20	476,86	318,54	295,26	396,72
21	396,7	263,28	242,97	325,83
22	316,54	208,03	190,68	254,94
23	236,38	152,77	138,39	184,04
24	156,22	97,51	86,1	113,15
25	76,06	42,26	33,8	42,26
26	-4,1	-13	-18,49	-28,64
27	-84,26	-68,26	-70,78	-99,53
28	-164,42	-123,51	-123,07	-170,42
29	-244,58	-178,77	-175,36	-241,32
30	-324,74	-234,03	-227,65	-312,21
31	-404,9	-289,28	-279,94	-383,1
32	-485,05	-344,54	-332,23	-454
33	-565,21	-399,8	-384,52	-524,89
34	-645,37	-455,05	-436,81	-595,78
35	-725,53	-510,31	-489,1	-666,68
36	-805,69	-565,57	-541,39	-737,57
37	-885,85	-620,82	-593,68	-808,46

Jarak	Kombinasi Kuat I	Kombinasi Layan I	Kombinasi Layan III	Kombinasi Ekstrem I
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
38	-966,01	-676,08	-645,97	-879,36
39	-1046,17	-731,34	-698,26	-950,25
40	-1126,33	-786,59	-750,55	-1021,14
41	-1206,49	-841,85	-802,84	-1092,04
42	-1286,65	-897,1	-855,13	-1162,93
43	-1366,81	-952,36	-907,42	-1233,82
44	-1446,97	-1007,62	-959,71	-1304,72
45	-1527,13	-1062,87	-1012	-1375,61
46	-1607,29	-1118,13	-1064,29	-1446,5
47	-1687,45	-1173,39	-1116,58	-1517,4
48	-1767,61	-1228,64	-1168,87	-1588,29
49	-1847,76	-1283,9	-1221,16	-1659,18
50	-1927,92	-1339,16	-1273,45	-1730,08



Gambar 4. 43 Grafik Gaya Geser Pada Balok Prategang

E. Gaya Prategang dan Pembesian Balok Prategang

1. Gaya Prategang

Tabel 4. 33 *Properties Data Gaya Prategang*

Kuat tekan beton,	$f_c' =$	50000 kPa
Kuat tekan beton pada kondisi awal (saat transfer),	$f_{ci}' = 0.80 * f_c' =$	40000 kPa
Section properties,	$W_a =$	0,38060 m ³
	$W_b =$	0,40922 m ³
	$A =$	0,75230 m ²
Ditetapkan jarak titik berat tendon terhadap alas balok,	$z_o =$	0,3031 m
Eksentrisitas tendon,	$e_s = y_b - z_o =$	0,7088 m
Momen akibat berat sendiri balok,	$M_{balok} =$	5994,891 kNm

a. Gaya prategang kondisi awal (transfer)

Tegangan di serat atas,

$$0 = - P_t / A + P_t * e_s / W_a - M_{balok} / W_a \quad \dots\dots \text{persamaan (1)}$$

Tegangan di serat bawah,

$$0.6 * f_{ci}' = - P_t / A - P_t * e_s / W_b + M_{balok} / W_b \dots\dots \text{persamaan (2)}$$

Besarnya gaya prategang awal,

$$\begin{aligned} \text{Dari persamaan (1) : } P_t &= M_{balok} / (e_s - W_a / A) \\ &= 13739,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dari persamaan (2) : } P_t &= [0.60 * f_{ci}' * W_b + M_{balok}] / (W_b / A + e_s) \\ &= 12624,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diambil besarnya gaya prategang dari persamaan (2), $P_t = 12624,66 \text{ kN}$

b. Gaya prategang kondisi akhir

Digunakan kabel yang terdiri dari beberapa kawat baja untai "Standards cable" standar VSL, dengan data tersaji pada Tabel 4.20.

Gaya prategang *jacking* :

$$P_j = P_t / 0.85 \quad \dots \text{ persamaan 1}$$

$$P_j = 0.80 * P_{b1} * n_t \quad \dots \text{ persamaan 2}$$

Dari persamaan (1) dan (2) diperoleh jumlah tendon yang diperlukan:

$$n_t = P_t / (0.85 * 0.80 * P_{b1})$$

$$= 5,2163 \quad (\text{Diambil jumlah tendon, nt} = 5 \text{ tendon})$$

Jumlah kawat untai (*strands cable*) yang diperlukan,

$$N_s = P_t / (0.85 \cdot 0.80 \cdot P_{bs})$$

$$= 101,120 \quad (\text{Diambil jumlah strands, ns} = 110 \text{ strands})$$

Tabel 4. 34 Rencana Awal Pembagian *Strand* Pada Tendon

No. Tendon	Jumlah Tendon	Strand per Tendon	Total Strand per Selubung (Ø 90 mm)
nt1	3 tendon	22 strands/tendon	$3 \times 22 = 66$ strands
nt2	1 tendon	22 strands/tendon	$1 \times 22 = 22$ strands
nt3	1 tendon	22 strands/tendon	$1 \times 22 = 22$ strands
Total	5 tendon	-	$66 + 22 + 22 = 110$ strands

Persentase tegangan leleh yang timbul pada baja (% *Jacking Force*):

$$p_o = P_t / (0.85 \cdot n_s \cdot \text{beban putus 1 strand (P}_{bs})$$

$$= 74,07 \% \quad (\text{OK} < 80\%)$$

Gaya prategang yang terjadi akibat *jacking* :

$$P_j = p_o \cdot n_s \cdot P_{bs} = 14852,54 \text{ kN}$$

Diperkirakan kehilangan prategang (*loss of prestress*) sebesar 15%, sehingga gaya prategang akhir rencana:

$$P_{eff} = 85\% \cdot P_j = 11139,40 \text{ kN}$$

2. Pembesian Balok Prategang

Tulangan arah memanjang digunakan besi diameter 13 mm, maka luas

$$\text{tulangan (A}_s) = \frac{\pi}{4} \times D^2 = 0,00013 \text{ m}^2$$

a. Pembesian bagian badan

Diketahui luas penampang bawah (A_{bot})

$$A_{bot} = 0,28750 \text{ m}^2$$

Luas tulangan bagian bawah (A_{Sbot})

$$A_{Sbot} = 0.5\% \cdot A_{\text{bawah}}$$

$$= 0,00144 \text{ m}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = A_{Sbot} / \left(\frac{\pi}{4} \times D^2 \right)$$

$$= 10,83 \text{ buah}$$

≈ 12 buah (Digunakan jumlah tulangan 12 D13)

b. Pembesian bagian atas

Luas penampang bagian atas (A_{top})

$$A_{top} = 0,20880 \text{ m}^2$$

Luas tulangan bagian atas (A_{stop})

$$A_{stop} = 0.5\% * A_{top}$$

$$= 0,00104 \text{ m}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = A_s \text{ atas} / \left(\frac{\pi}{4} \times D^2 \right)$$

$$= 7,87 \text{ buah}$$

≈ 8 buah (Digunakan jumlah tulangan 8 D13)

c. Pembesian bagian badan

Luas penampang badan (A_{mid})

$$A_{mid} = 0,33000 \text{ m}^2$$

Luas tulangan badan (A_{smid})

$$A_{smid} = 0.5\% * A_{mid}$$

$$= 0,00165 \text{ m}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = A_s \text{ badan} / \left(\frac{\pi}{4} \times D^2 \right)$$

$$= 12,431 \text{ buah}$$

≈ 14 buah (Digunakan jumlah tulangan 14 D13)

F. Perencanaan Denah Tendon dan Eksentrisitas

1. Posisi Tendon dan Eksentrisitas

a. Posisi Tendon di Tengah Bentang

Diambil jarak dari alas balok ke as tendon baris ke – 1, $a = 0,1 \text{ m}$

- Jumlah tendon baris ke -1

$$nt_1 = 3 \text{ tendon } 22 \text{ strands} = 66 \text{ strands}$$

- Jumlah tendon baris ke -2

$$nt_2 = 1 \text{ tendon } 22 \text{ strands} = 22 \text{ strands}$$

- Jumlah tendon baris ke -3

$$nt_3 = 1 \text{ tendon } 22 \text{ strands} = 22 \text{ strands}$$

b. Eksentrisitas

$$e_s = y_{bc} - (h/2) = 0,887 \text{ m}$$

$$z_o = y_b - e_s = 0,125 \text{ m}$$

c. Momen statis tendon terhadap alas :

$$n_s * z_o = n_1 * a + n_2 * (a + y_d) + n_3 * (a + 2 * y_d)$$

$$y_d = n_s * (z_o - a) / (n_2 + 2 * n_3)$$

$$= 0,125 \text{ m (disederhanakan } y_d = 0,120 \text{ m)}$$

dengan,

y_d : jarak vertikal antara as ke as tendon

d. Diameter selubung tendon,

Direncanakan selubung tendon dengan diameter ($\varnothing$) 90 mm, sehingga

$$d_1 = d_2 = 0,090 \text{ m}$$

Sehingga,

$$d = 1/2 * (d_1 + d_2) = 0,090 \text{ m}$$

Jarak bersih vertikal antara selubung tendon,

$$y_d - d_t = 0,030 \text{ m (OK > 25 mm)}$$

e. Posisi Tendon di Tumpuan

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke - 4, $a' = 0,35 \text{ m}$

- Jumlah tendon baris ke -1

$$n_{t1} = 1 \text{ tendon } 22 \text{ strands} = 22 \text{ strands}$$

- Jumlah tendon baris ke -2

$$n_{t2} = 1 \text{ tendon } 22 \text{ strands} = 22 \text{ strands}$$

- Jumlah tendon baris ke -3

$$n_{t3} = 1 \text{ tendon } 22 \text{ strands} = 22 \text{ strands}$$

- Jumlah tendon baris ke -4

$$n_{t3} = 1 \text{ tendon } 22 \text{ strands} = 22 \text{ strands}$$

- Jumlah tendon baris ke -5

$$n_{t3} = 1 \text{ tendon } 22 \text{ strands} = 22 \text{ strands}$$

$$y_e = y_b - a'$$

dengan,

y_e : Letak titik berat tendon terhadap pusat tendon terbawah

y_b : Letak titik berat penampang balok terhadap alas, $y_b = 1,0120$ m

f. Momen statis tendon terhadap pusat tendon terbawah :

Tabel 4. 35 Perhitungan Momen Statis Tendon Terhadap Pusat Tendon Bawah

n_i	$y_{d'}$	$n_i * y_{d'}$
22	1	22
22	2	44
22	3	66
22	4	88
22	5	110
$\Sigma n_i * y_{d'} / y_{d'} =$		330

$$\Sigma n_i * y_{d'} = n_s * y_e$$

$$y_e / y_{d'} = [\Sigma n_i * y_{d'} / y_{d'}] / n_s = 3,00 \text{ m}$$

$$y_e = y_b - a' = 0,6620 \text{ m}$$

$$y_{d'} = y_e / [y_e / y_{d'}] = 0,2207 \text{ m}$$

$$Z_o = a' + y_e = y_b = 1,0120 \text{ m}$$

2. Eksentrisitas Masing-Masing Tendon

Tabel 4. 36 Eksentrisitas *Properties*

Nomor Tendon	Posisi Tendon di Tumpuan $x = 0,00 \text{ m}$	z_i' (m)	Nomor Tendon	Posisi Tendon di Tengah Bentang $x = 25,00 \text{ m}$	z_i' (m)	$F_i = z_i' - z_i$ (m)
1	$z_1' = a' + 4 * y_{d'}$	1,23	1	$z_1 = a + 2 * y_d$	0,40	0,833
2	$z_2' = a' + 3 * y_{d'}$	1,01	2	$z_2 = a + y_d$	0,25	0,762
3	$z_3' = a' + 2 * y_{d'}$	0,79	3	$z_3 = a$	0,100	0,691
4	$z_4' = a' + y_{d'}$	0,57	4	$z_4 = a$	0,100	0,471
5	$z_5' = a'$	0,35	5	$z_5 = a$	0,100	0,250

- Panjang balok, $L = 50,00 \text{ m}$
- Eksentrisitas, $e_s = 0,7088 \text{ m}$
- $Y = 4 * f * X / (L^2) * (L - X)$, dengan $f = e_s$

Tabel 4. 37 Lintasan Tendon

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
0	0	26	0,708
1	0,056	27	0,704
2	0,109	28	0,699

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
3	0,16	29	0,691
4	0,209	30	0,68
5	0,255	31	0,668
6	0,299	32	0,653
7	0,341	33	0,636
8	0,381	34	0,617
9	0,419	35	0,595
10	0,454	36	0,572
11	0,487	37	0,546
12	0,517	38	0,517
13	0,546	39	0,487
14	0,572	40	0,454
15	0,595	41	0,419
16	0,617	42	0,381
17	0,636	43	0,341
18	0,653	44	0,299
19	0,668	45	0,255
20	0,68	46	0,209
21	0,691	47	0,16
22	0,699	48	0,109
23	0,704	49	0,056
24	0,708	50	0
25	0,709		

- $X_0 = 48 \text{ m}$
- $e_0 = 0,109 \text{ m}$
- $L/2 + X_0 = 73 \text{ m}$
- $e_s + e_0 = 0,818 \text{ m}$
- Sehingga,
- $\alpha_{AB} = 2 \cdot (e_s + e_0) / (L/2 + X_0) = 0,02240 \text{ rad}$
- $\alpha_{BC} = 2 \cdot (e_s + e_0) / (L/2 + X_0) = 0,02240 \text{ rad}$

3. Sudut Angkur

- Persamaan lintasan,

$$Y = 4 \cdot f \cdot X / (L^2) \cdot (L - X)$$
- Untuk $X = 0$ (posisi angkur di tumpuan), maka:

$$dY / dX = 4 \cdot f / L$$
- Persamaan sudut angkur,

$$A = \tan^{-1} (dY/dX)$$

Tabel 4. 38 Sudut Angkur *Properties*

d	Jumlah Strand	Diameter Selebung	es	f _i (m)	dY/dX	Sudut Angkur
1	22	48	f ₁ =	0,893	0,07141	α ₁ = 0,07129 rad = 4,084°
2	22	48	f ₂ =	0,792	0,06336	α ₂ = 0,06327 rad = 3,625°
3	22	48	f ₃ =	0,691	0,05530	α ₃ = 0,05525 rad = 3,165°
4	22	48	f ₄ =	0,471	0,03765	α ₄ = 0,03763 rad = 2,156°
5	22	48	f ₅ =	0,250	0,02000	α ₅ = 0,02000 rad = 1,146°

4. Tata Letak dan *Trace* Kabel *Strand*

- L = 50 m
- f_o = e_s = 0,709 m
- y_b = 1,012 m

Posisi masing – masing kabel (Z) dicari dengan rumus berikut:

$$Z_i = Z_i' - 4 \cdot f_i \cdot X / L^2 (L - X)$$

dihasilkan,

$$Z_1' = 1,23 \text{ m}$$

$$Z_2' = 1,01 \text{ m}$$

$$Z_3' = 0,79 \text{ m}$$

$$Z_4' = 0,57 \text{ m}$$

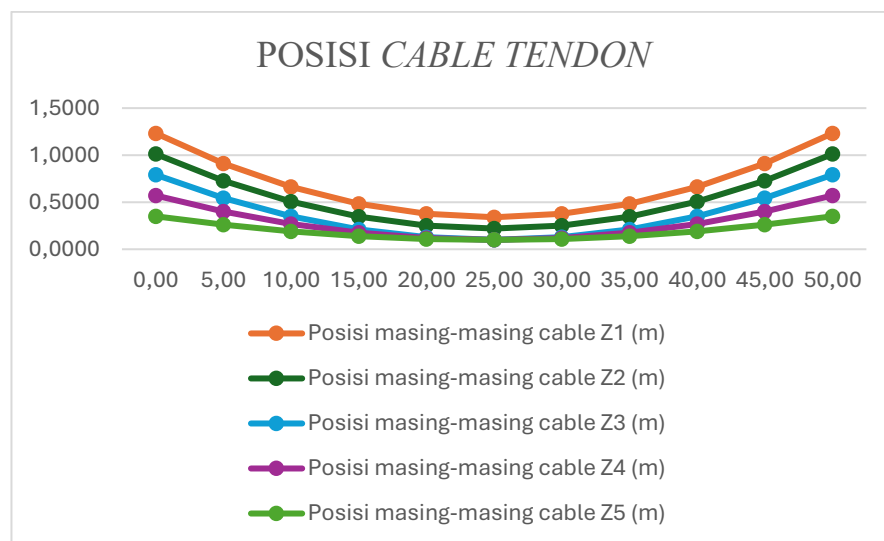
$$Z_5' = 0,35 \text{ m}$$

$$\text{Trace } Z_o = y_b - 4 \cdot f_o \cdot X / L^2 (L - X)$$

Tabel 4. 39 *Trace Section*

Jarak X (m)	Trace Z _o (m)	Z ₁ (m)	Z ₂ (m)	Z ₃ (m)	Z ₄ (m)	Z ₅ (m)
0,00	1,0120	1,2326	1,0120	0,7913	0,5707	0,3500
2,50	0,8773	1,0630	0,8615	0,6600	0,4812	0,3025
5,00	0,7568	0,9113	0,7268	0,5424	0,4012	0,2600
7,50	0,6504	0,7774	0,6081	0,4387	0,3306	0,2225
10,00	0,5583	0,6613	0,5051	0,3489	0,2694	0,1900
12,50	0,4803	0,5632	0,4180	0,2728	0,2177	0,1625
15,00	0,4165	0,4828	0,3467	0,2106	0,1753	0,1400
17,50	0,3669	0,4203	0,2913	0,1622	0,1424	0,1225
20,00	0,3315	0,3757	0,2517	0,1277	0,1188	0,1100
22,50	0,3102	0,3489	0,2279	0,1069	0,1047	0,1025
25,00	0,3031	0,3400	0,2200	0,1000	0,1000	0,1000

Jarak X (m)	Trace Zo (m)	Z1 (m)	Z2 (m)	Z3 (m)	Z4 (m)	Z5 (m)
27,50	0,3102	0,3489	0,2279	0,1069	0,1047	0,1025
30,00	0,3315	0,3757	0,2517	0,1277	0,1188	0,1100
32,50	0,3669	0,4203	0,2913	0,1622	0,1424	0,1225
35,00	0,4165	0,4828	0,3467	0,2106	0,1753	0,1400
37,50	0,4803	0,5632	0,4180	0,2728	0,2177	0,1625
40,00	0,5583	0,6613	0,5051	0,3489	0,2694	0,1900
42,50	0,6504	0,7774	0,6081	0,4387	0,3306	0,2225
45,00	0,7568	0,9113	0,7268	0,5424	0,4012	0,2600
47,50	0,8773	1,0630	0,8615	0,6600	0,4812	0,3025
50,00	1,0120	1,2326	1,0120	0,7913	0,5707	0,3500



Gambar 4. 44 Grafik Posisi Kabel Tendon

G. Kehilangan Tegangan Pada Cable

1. Kehilangan Tegangan Akibat Gesekan Angkur

- Gaya prategang akibat jacking, $P_j = 14852,54 \text{ kN}$
- Kehilangan gaya akibat gesekan angkur diperhitungkan sebesar 3% dari gaya prategang akibat jacking, $P_o = 97\%P_j = 14406,96 \text{ kN}$

2. Kehilangan Tegangan Akibat Gesekan Cable (Jack Friction)

- Sudut lintasan tendon tengah :
 $\alpha_{AB} = 0,0224 \text{ rad}$
 $\alpha_{BC} = 0,0224 \text{ rad}$
Total = 0,0448 rad

Berdasarkan table koefisien *wobble* dan kelengkungan (Nawy, 2001) $\mu = 0,2$ dan $\beta = 0,003$.

Gaya prategang akibat *jacking* setelah memperhitungkan kehilangan prategang akibat gesekan angkur, dengan $P_o = 14406,96$ kN. Kehilangan prategang akibat gesekan kabel dihitung dengan rumus berikut:

- $P_x = P_o * e^{-\mu * (\alpha + \beta * L_x)}$, $e = 2,7183$ (bilangan natural)
- $P_x = 14062,48$ kN, dengan $L_x = 25,40$ m
- $P_x = 13849,79$ kN, dengan $L_x = 50,80$ m

3. Kehilangan Tegangan Akibat Pemendekan Elastis

- Jarak titik berat tendon baja terhadap titik berat penampang balok, $e_s = 0,709$ m
- Momen inersi penampang balok, $I_x = 0,41411$ m⁴
- Luas penampang balok, $A = 0,7523$ m²
- Modulus elastis balok, $E_{balok} = 3,92 \times 10^7$ kPa
- Modulus elastis baja prategang, $E_s = 1,93 \times 10^7$ kPa
- Jumlah total strands, $n_s = 110$ buah
- Luas penampang 1 strand, $A_{st} = 0,00010$ m²
- Beban putus satu strand, $P_{bs} = 182,28$ kN
- Momen akibat berat sendiri balok girder, $M_{balok} = 5994,89$ kNm
- Luas penampang tendon baja prategang, $A_t = n_s * A_{st} = 0,01078$ m²
- Modulus rasio antara baja prategang dengan balok girder, $n = E_s / E_{balok} = 0,493$
- Jari – jari inersia penampang balok beton, $i = \sqrt{(I_x / A)} = 0,742$ m

$$K_e = A_t / A * (1 + e_s^2 / i^2) = 0,02741$$

- a. Tegangan baja prategang sebelum kehilangan prategang (tengah bentang):

$$\sigma_{pi} = n_s * P_{bs}/A_t = 1,86 \times 10^6$$
- b. Kehilangan tegangan pada baja oleh regangan elastik dengan memperhitungkan pengaruh berat sendiri:

$$\Delta\sigma_{pe}' = \sigma_{pi} * n * K_e/(1+n * K_e)$$

$$= 25131 \text{ kPa}$$
- c. Tegangan beton pada level baja oleh pengaruh gaya prategang P_t :

$$\Delta\sigma_{pt} = \Delta\sigma_{pe}'/n - M_{balok} * e_s/I_x$$

$$= 40719 \text{ kPa}$$
- d. Kehilangan tegangan pada baja oleh regangan elastik tanpa pengaruh berat sendiri:

$$\Delta\sigma_{pe} = \frac{1}{2} * n * \Delta\sigma_{bt}$$

$$= 10036 \text{ kPa}$$
- e. Kehilangan tegangan akibat pemendekan elastis:

$$\Delta p_e = \Delta\sigma_{pe} * A_t$$

$$= 108,19 \text{ kN}$$

5. Kehilangan Tegangan Akibat Pengangkuran

Tabel 4. 40 Uraian Perhitungan Kehilangan Tegangan Akibat Pengangkuran

Uraian Perhitungan	Rumus	Hasil
Panjang tarik masuk (berikisar antara 2 - 7 mm), diambil 5 mm	$\Delta L =$	0,005 m
Modulus elastisitas baja prategang	$E_s =$	$1,93 \times 10^7 \text{ kPa}$
Luas penampang tendon baja prategang	$A_t =$	$0,01078 \text{ m}^2$
Kehilangan tegangan akibat gesekan ankur	$P_o =$	14406,96 kN
Kehilangan tegangan akibat gesekan kabel	$P_x =$	14062,48 kN
Jarak dari ujung sampai tengah bentang balok prategang	$L_x =$	25,40 m
Kemiringan diagram gaya	$m = \tan \omega = (P_o - P_x)/L_x =$	13,56 kNm
Jarak pengaruh kritis slip ankur dari ujung	$L_{max} = \sqrt{(\Delta L * E_s * \frac{A_t}{m})} =$	8,76 m
Kehilangan tegangan akibat ankur	$\Delta P = 2 * L_{max} * \tan \omega =$	237,56 kN
	$P'_{max} = P_o - \Delta P/2 =$	14288 kN
	$P_{max} = P'_{max} - \Delta p_e =$	14180 kN

6. Kehilangan Tegangan Akibat *Relaxation Of Tendon*

a. Pengaruh Susut (*Shrinkage*)

$$\Delta \epsilon_{su} = \epsilon_b * k_b * k_e * k_p$$

dengan,

ϵ_b : Regangan dasar susut (*basic shrinkage strain*), untuk kondisi kering udara dengan kelembaban <50%.

k_b : koefisien yang tergantung pada pemakaian air semen (*water cement ratio*)

k_e : koefisien yang tergantung pada tebal teoritis (e_m)

Berdasarkan NAASRA Bridge Design Specification

$$\epsilon_b = 0,0006$$

$$k_b = 0,91$$

$$k_e = 0,73$$

$$k_p = 100 / (100 + 20 * p), \quad p = 0,5\% \\ = 0,999$$

Substitusi ke perhitungan $\Delta \epsilon_{su}$,

$$\Delta \epsilon_{su} = \epsilon_b * k_b * k_e * k_p \\ = 0,0004$$

$$E \text{ baja prategang} = 19300000 \text{ kPa}$$

Tegangan susut,

$$\Sigma sh = \Delta \epsilon_{su} * E_s \\ = 7684,56 \text{ kPa}$$

b. Pengaruh Rayapan (*Creep*)

$P_{initial}$ (keadaan saat transfer) di tengah bentang:

$$P_i = P_x - \Delta p_e = 13954 \text{ kN}$$

$$P_i / (n_s * P_{bs}) = 69,59\% \text{ UTS}$$

Berdasarkan data sebelumnya:

$$E_{girder} = 39152881,36$$

$$e_s = 0,71 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A &= 0,75 \text{ m}^2 \\
 M_{\text{girder}} &= 5994,89 \text{ kNm} \\
 W_a &= 0,38060 \text{ m} \\
 W_b &= 0,40922 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka tegangan beton di serat atas,

$$\Sigma_{\text{atas}} = - P_i/A + P_i \cdot e_s/W_a - M_{\text{balok}}/W_a = - 8311,06 \text{ kPa}$$

Dan tegangan beton serat bawah,

$$\sigma_{\text{bawah}} = - P_i/A + P_i \cdot e_s/W_b - M_{\text{balok}}/W_b = - 28070,57 \text{ kPa}$$

Regangan akibat creep,

$$\epsilon_{\text{cr}} = (\sigma_c/E_{\text{balok}}) \cdot k_b \cdot k_c \cdot k_d \cdot k_e \cdot k_{\text{tn}}$$

dengan,

k_c : koefisien yang tergantung pada kelembaban udara, untuk perhitungan diambil kondisi dengan kelembaban udara <50%. Berdasarkan Tabel 6.5 (NAASRA *Bridge Design Specification*) diambil $k_c = 3,00$

k_d : koefisien yang tergantung pada derajat pengerasan beton saat dibebani dan pada suhu rata-rata di sekelilingnya selama pengerasan beton. Suhu rata-rata di Indonesia umumnya >20°C, maka perlu koreksi waktu pengerasan beton sebagai berikut:

- Jumlah hari terjadi pengerasan pada suhu rata-rata T , $t = 28$ hari
- Temperatur udara rata-rata, $T = 27,5^\circ\text{C}$
- Umur pengerasan beton terkoreksi saat dibebani, $t' = t \cdot (T+10)/30 = 35$ hari

Sehingga, berdasarkan Kurva 6.4 (NAASRA *Bridge Design Specification*) diambil $k_d = 0,938$

k_{tn} : koefisien yang tergantung pada waktu (t) dimana pengerasan terjadi dan tebal teoritis (e_m). Direncanakan $t = 28$ hari, $e_m = 0,2640 \text{ m}$. Sehingga, berdasarkan Kurva 6.4 (NAASRA *Bridge Design Specification*) untuk pengkategorian semen nominal tipe I, $k_{\text{tn}} = 0,20$

Maka substitusi ke perhitungan regangan akibat creep:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cr} &= (\sigma_c/E_{girder}) * k_b * k_c * k_d * k_e * k_{tn} \\ &= (\sigma_{bawah}/E_{girder}) * k_b * k_c * k_d * k_e * k_{tn} \\ &= 0,00027 \\ \sigma_{cr} &= \varepsilon_{cr} * E_s = 5173,01 \text{ kPa} \\ \Delta\sigma_{sc} &= \sigma_{cr} + \sigma_{sh} = 12857,58 \text{ kPa} \\ \sigma_{pi} &= P_i / A_t = 1294461,03 \text{ kPa} \\ X &= 0, \sigma_{pi} < 50\% \text{ UTS} \\ X &= 1, \sigma_{pi} = 50\% \text{ UTS} \\ X &= 2, \sigma_{pi} = 75\% \text{ UTS}\end{aligned}$$

Karena didapatkan besar tegangan sebesar 69,59% UTS maka untuk mendapatkan nilai X dibutuhkan interpolasi linear:

$$X = X_1 + ((Y - Y_1)/(Y_2 - Y_1)) * (X_2 - X_1)$$

dengan,

$$Y = 69,59\%$$

$$Y_1 = 50 \text{ (saat } X = 1)$$

$$Y_2 = 75 \text{ (saat } X = 2)$$

$$X_1 = 1$$

$$X_2 = 2$$

- Didapatkan nilai X dari perhitungan interpolasi diatas 1,78
- Relaksasi setelah 1000 jam pada 70% beban putus (UTS): $c = 2,5\%$

7. Kehilangan Gaya Prategang Total

Tabel 4. 41 Kehilangan Gaya Prategang *Properties*

No.	Uraian Perhitungan	Hasil
1	$\sigma_r = X * c * (\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{sc})$	57031,35 kPa
2	Kehilangan Tegangan Jangka Panjang = $\Delta\sigma_{sc} + \sigma_r$	69888,93 kPa
3	$\Delta P = (\Delta\sigma_{sc} + \sigma_r) * A_t$	753,403 kN
4	Gaya efektif di tengah bentang balok, $P_{eff} = P_i - \Delta P$	13200,89 kN
5	Kehilangan gaya prategang total = $(P_j - P_{eff}/P_j) * 100\%$	11,12%

Hasil menunjukan kehilangan gaya prategang total berada di bawah perkiraan sebesar 15% yang sebelumnya telah ditentukan. Dengan ini, perhitungan memenuhi.

Kontrol tegangan pada tendon baja pasca tarik segera setelah penyaluran gaya prategang:

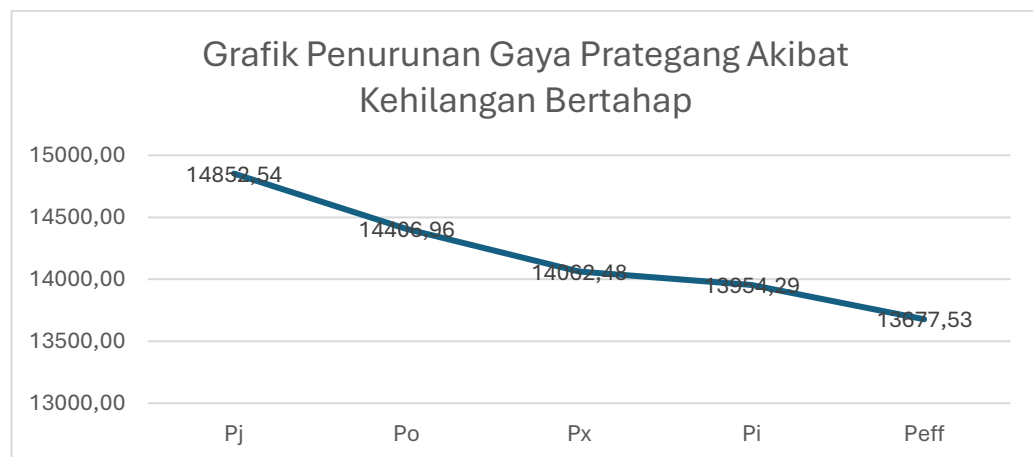
- Tegangan ijin tendon pasca tarik,
 $0,70 \cdot f_{pu} = 1395000 \text{ kPa}$
- Tegangan yang terjadi pada tendon baja pasca tarik,
 $\sigma_p = P_{eff}/A_t = 1224572 \text{ kPa (OK < } 70\%f_{pu})$

Rekapitulasi terhadap kehilangan prategang dapat dilihat pada Tabel 4.42 berikut.

Tabel 4. 42 Rekapitulasi Kehilangan Prategang

Gaya	kN	Kehilangan Prategang	%UTS
Pj	14852,54	Anchorage Friction	74,07%
Po	14406,96	Jack Friction	71,85%
Px	14062,48	Elastic Shortening	70,13%
Pi	13954,29	Relaxation of Tendon	69,59%
Peff	13677,53		65,84%
Kehilangan Prategang Total Terjadi =			11,12%
Kehilangan Prategang Total Prakira =			15%
Hasil =			Memenuhi

Dengan data pada tabel dapat dibentuk grafik penurunan gaya prategang akibat kehilangan bertahap sebagai berikut:



Gambar 4. 45 Grafik Penurunan Gaya Prategang

H. Tegangan pada Penampang Balok

Menurut Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (*Bridge Design Code*), tegangan beton sesaat setelah penyaluran gaya prategang (sebelum terjadi kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu) tidak boleh melampaui nilai berikut:

- Tegangan serat tekan terluar harus $\leq -0.60 * f_{ci}'$; dengan $f_{ci}' = 0.80 f_c'$
- Tegangan serat tarik terluar harus $\leq 0.50 * \sqrt{f_{ci}'}$; dengan $f_{ci}' = 0.80 f_c'$

Tegangan beton pada kondisi beban layan (setelah memperhitungkan semua kehilangan tegangan) tidak boleh melebihi nilai sebagai berikut:

- Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh prategang, beban mati, dan beban hidup $\leq -0.45 * f_c'$
- Tegangan serat tarik terluar yang pada awalnya mengalami tekan, $\leq 0.50 * \sqrt{f_c'}$

1. Keadaan Awal (Transfer)

Berdasarkan data sebelumnya:

- a. Kuat tekan beton, f_c' = 50000 kPa
- b. Kuat tekan saat transfer, f_{ci}' = $0.80 * f_c' = 40000$ kPa
- c. Tegangan ijin tekan, $-0.6 * f_{ci}'$ = - 24000 kPa
- d. Tegangan ijin Tarik, $0.5 * \sqrt{f_{ci}'}$ = 100 kPa
- e. P_t = 12624,66 kN
- f. M_{balok} = 5994,89 kNm
- g. A = 0,75230 m²
- h. e_s = 0,70884 m
- i. W_a = 0,38059 m³
- j. W_b = 0,40922 m³

Sehingga tegangan serat atas,

$$\begin{aligned}\sigma_a &= - (P_t/A) + (P_t * e_s)/W_a - (M_{balok}/W_a) \\ &= - 9019,99 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Tegangan serat bawah,

$$\begin{aligned}\sigma_b &= - (P_t/A) - (P_t * e_s)/W_b + (M_{balok}/W_b) \\ &= - 24000 \text{ kPa}\end{aligned}$$

2. Keadaan setelah Kehilangan Prategang

Berdasarkan data sebelumnya:

- a. Kuat tekan beton, f_c' = 50000 kPa
- b. Tegangan ijin tekan, $-0,45 \cdot f_c'$ = - 22500 kPa
- c. Tegangan ijin tarik, $0,5 \cdot \sqrt{f_c'}$ = 111,80 kPa
- d. P_{eff} = 11139,40 kN
- e. M_{balok} = 5994,89 kNm
- f. A = 0,75230 m²
- g. e_s = 0,70884 m
- h. W_a = 0,38059 m³
- i. W_b = 0,40922 m³

Sehingga tegangan serat atas,

$$\begin{aligned}\sigma_a &= - (P_{eff}/A) + (P_{eff} \cdot e_s)/W_a - (M_{balok}/W_a) \\ &= - 9811,90 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Tegangan serat bawah,

$$\begin{aligned}\sigma_b &= - (P_{eff}/A) - (P_{eff} \cdot e_s)/W_b + (M_{balok}/W_b) \\ &= - 19453 \text{ kPa}\end{aligned}$$

3. Keadaan Setelah Pelat Selesai Dilakukan Pengecoran (Beton Muda)

Berdasarkan data sebelumnya:

- a. Kuat tekan beton, f_c' = 50000 kPa
- b. Tegangan ijin tekan, $-0,45 \cdot f_c'$ = -22500 kPa
- c. Tegangan ijin tarik, $0,5 \cdot \sqrt{f_c'}$ = 111,80 kPa
- d. P_{eff} = 11139,40 kN
- e. M_{balok} = 5994,89 kN
- f. A = 0,75230 m²
- g. e_s = 0,70884 m
- h. W_a = 0,38059 m³
- i. W_b = 0,40922 m³

$$j. \quad M_{\text{pelat}} = 4335,94 \quad \text{kNm}$$

$$k. \quad M_{\text{balok+pelat}} = 10330,83 \quad \text{kNm}$$

Sehingga tegangan serat atas,

$$\begin{aligned} \sigma_a &= - (P_{\text{eff}}/A) + (P_{\text{eff}} \cdot e_s)/W_a - (M_{\text{balok+pelat}}/W_a) \\ &= - 21204,29 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Tegangan serat bawah,

$$\begin{aligned} \sigma_b &= - (P_{\text{eff}}/A) - (P_{\text{eff}} \cdot e_s)/W_b + (M_{\text{balok+pelat}}/W_b) \\ &= - 8857,40 \text{ kPa} \end{aligned}$$

4. Keadaan Setelah Pelat dan Balok Menjadi Komposit

Berdasarkan data sebelumnya:

$$a. \quad \text{Kuat tekan beton balok, } f_c' = 50000 \text{ kPa}$$

$$b. \quad \text{Kuat tekan beton pelat, } f_c' = 35000 \text{ kPa}$$

$$c. \quad \text{Tegangan ijin beton balok, } 0,45 \cdot f_c' = 22500 \text{ kPa}$$

$$d. \quad \text{Tegangan ijin beton pelat, } 0,45 \cdot f_c' = 15,75 \text{ kPa}$$

$$e. \quad \text{Tegangan ijin tarik, } 0,5 \cdot \sqrt{f_c'} = 111,80 \text{ kPa}$$

$$f. \quad P_{\text{eff}} = 11139,40 \text{ kN}$$

$$g. \quad M_{\text{balok}} = 5994,89 \text{ kN}$$

$$h. \quad A_c = 1,14645 \text{ m}^2$$

$$i. \quad e's = 1,13448 \text{ m}$$

$$j. \quad W_{ac} = 0,84538 \text{ m}^3$$

$$k. \quad W'_{ac} = 1,27607 \text{ m}^3$$

$$l. \quad W_b = 0,56588 \text{ m}^3$$

$$m. \quad M_{\text{pelat}} = 4335,94 \text{ kNm}$$

$$n. \quad M_{\text{balok+pelat}} = 10330,83 \text{ kNm}$$

Sehingga tegangan serat atas pelat,

$$\begin{aligned} \sigma_{ac} &= - (P_{\text{eff}}/A_c) + (P_{\text{eff}} \cdot e's)/W_{ac} - (M_{\text{balok+pelat}}/W_{ac}) \\ &= - 6987,58 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Tegangan serat atas balok,

$$\sigma'_{ac} = - (P_{\text{eff}}/A_c) + (P_{\text{eff}} \cdot e's)/W'_{ac} - (M_{\text{balok+pelat}}/W'_{ac})$$

$$= - 7908,82 \text{ kPa}$$

Tegangan serat bawah balok komposit,

$$\begin{aligned}\sigma_{bc} &= - (P_{eff}/A_c) - (P_{eff} \cdot e's)W_{bc} + (M_{balok+pelat}/W_{bc}) \\ &= - 13792,65 \text{ kPa}\end{aligned}$$

I. Tegangan pada Balok Komposit

1. Tegangan Akibat Berat Sendiri (MS)

Berdasarkan data sebelumnya:

- a. Momen akibat berat sendiri, $M_{MS} = 12091,45 \text{ kN}$
- b. $A_c = 1,14645 \text{ m}^2$
- c. $W_{ac} = 0,84528 \text{ m}^3$
- d. $W'_{ac} = 1,27607 \text{ m}^3$
- e. $W_{bc} = 0,56588 \text{ m}^3$

Tegangan serat atas pelat,

$$\begin{aligned}\sigma_{ac} &= - M_{ms}/W_{ac} \\ &= - 12090,60 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Tegangan serat atas balok,

$$\begin{aligned}\sigma'_{ac} &= - M_{ms}/W'_{ac} \\ &= - 12090,17 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Tegangan serat bawah balok,

$$\begin{aligned}\sigma_{bc} &= + M_{ms}/W_{bc} \\ &= 21367,55 \text{ kPa}\end{aligned}$$

2. Tegangan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

Berdasarkan data sebelumnya:

- a. $M_{MA} = 919,219 \text{ kNm}$
- b. $A_c = 1,14645 \text{ m}^2$
- c. $W_{ac} = 0,84528 \text{ m}^3$
- d. $W'_{ac} = 1,27607 \text{ m}^3$
- e. $W_{bc} = 0,56588 \text{ m}^3$

Tegangan serat atas pelat,

$$\sigma_{ac} = - M_{ma}/W_{ac}$$

$$= - 1087,47 \text{ kPa}$$

Tegangan serat atas balok,

$$\sigma'_{ac} = - M_{ma}/W'_{ac}$$

$$= - 720,35 \text{ kPa}$$

Tegangan serat bawah balok,

$$\sigma_{bc} = + M_{ma}/W_{bc}$$

$$= 1624,41 \text{ kPa}$$

5. Tegangan Akibat Susut dan Rangkak (SR)

a. Tegangan Akibat Susut Beton (*Shrinkage*)

Gaya internal yang timbul akibat susut (menurut NAASRA *Bridge Design Specification*) dinyatakan dengan:

$$P_s = A_{plat} * E_{balok} * \Delta \epsilon_{su} * n * \left(\frac{1 - e^{-cf}}{cf} \right)$$

Dari data sebelumnya:

- $A_{plat} = B_{eff} * h_o$
 $= 0,39415 \text{ m}^2$
- $E_{balok} = 3,92 \times 10^7 \text{ kPa}$
- $e = 2,7183$ (bilangan natural)
- $n = E_{pelat}/E_{balok}$
 $= 0,7102$
- $k_b = 0,905$
- $k_c = 3,00$
- $k_d = 0,938$
- $k_e = 0,734$
- $k_{tn} = 0,20$
- $A_c = 1,14645 \text{ m}^2$
- $W_{ac} = 0,84528 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 1,27607 \text{ m}^3$

$$- W_{bc} = 0,56588 \quad m^3$$

Eksentrisitas tendon.

$$e = y_{ac} - h_o/2$$

$$= 0,812 \text{ m}$$

Gaya internal yang timbul akibat susut

$$\Delta \epsilon_{su} = \epsilon_b * k_b * k_e * k_p$$

$$= 0,0004$$

$$c_f = k_b * k_c * k_d * k_e * (1 - k_{tn})$$

$$= 1,495$$

$$P_s = A_{plat} * E_{balok} * \Delta \epsilon_{su} * n * [(1 - e^{c_f})/c_f]$$

$$= 3709,59 \text{ kN}$$

Tegangan akibat susut yang terjadi:

- Tegangan beton serat atas pelat,

$$\sigma_{ac} = P_s/A_{plat} - P_s/A_c - P_s * e'/W_{ac}$$

$$= 2610,58 \text{ kPa}$$
- Tegangan beton serat bawah pelat,

$$\sigma'_{ac} = P_s/A_{plat} - P_s/A_c - P_s * e'/W'_{ac}$$

$$= 3814,21 \text{ kPa}$$
- Tegangan beton serat atas balok,

$$\sigma''_{ac} = - P_s/A_c - P_s * e'/W'_{ac}$$

$$= -5597,42 \text{ kPa}$$
- Tegangan beton serat bawah balok,

$$\Sigma_{bc} = - P_s/A_c + P_s * e'/W_{bc}$$

$$= 2089,98 \text{ kPa}$$

b. Tegangan Akibat Rangkak Beton (*Creep*)

Dari data sebelumnya,

a. $P_{eff} = 11139,40 \text{ kN}$

b. $M_{balok} = 5994,89 \text{ kNm}$

- c. $M_{\text{pelat}} = 4335,94 \text{ kNm}$
- d. $M_{\text{balok+pelat}} = 10330,83 \text{ kNm}$
- e. $A_c = 1,14645 \text{ m}^2$
- f. $W_{ac} = 0,84528 \text{ m}^3$
- g. $W'_{ac} = 1,27607 \text{ m}^3$
- h. $W_{bc} = 0,56588 \text{ m}^3$
- i. $e's = 1,13448 \text{ m}$

Residual creep (menurut NAASRA *Bridge Design Specification*) dinyatakan dengan persamaan :

$$\sigma_{cr} = (1 - e^{-c_f}) * (\sigma_2 - \sigma_1)$$

dengan,

σ_1 : Tegangan pada girder setelah pelat lantai selesai dicor (beton muda)

σ_2 : Tegangan pada girder setelah pelat lantai dan balok menjadi komposit

c_f = The residual creep factor = 1,4954

e = bilangan natural = 2,7183

Tabel 4. 43 Tegangan Pada Beton

Tegangan pada beton		σ_2 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_{cr} (kPa)
Tegangan beton serat atas plat	Σ_{ac}	-6987,58		-5940
Tegangan beton serat bawah plat	σ'_{ac}	-7908,82		-6723
Tegangan beton serat atas balok	$\sigma''_{ac} ; \sigma_a$	-7908,82	-21204,29	11303
Tegangan beton serat bawah balok	$\sigma_{bc} ; \sigma_b$	-13792,65	-8857,40	-4195

Tabel 4. 44 Superposisi Tegangan Susut dan Rangkak

Tegangan pada beton akibat		Susut (kPa)	Rangkak (kPa)	Susut dan Rangkak (kPa)
Tegangan beton serat atas plat	$\sigma_{ac} =$	2610,58	-5940,16	-3330
Tegangan beton serat bawah plat	$\sigma'_{ac} =$	3814,21	-6723,31	-2909
Tegangan beton serat atas balok	$\sigma''_{ac} =$	-5597,42	11302,50	5705
Tegangan beton serat bawah balok	$\sigma_{bc} =$	2089,98	-4195,47	-2105

6. Tegangan Akibat Prategang (PR)

Dari data sebelumnya,

- a. $P_{eff} = 11139,40 \text{ kN}$
- b. $M_{balok} = 5994,89 \text{ kNm}$
- c. $M_{pelat} = 4335,94 \text{ kNm}$
- d. $M_{balok+pelat} = 10330,83 \text{ kNm}$
- e. $A_c = 1,14645 \text{ m}^2$
- f. $W_{ac} = 0,84528 \text{ m}^3$
- g. $W'_{ac} = 1,27607 \text{ m}^3$
- h. $W_{bc} = 0,56588 \text{ m}^3$
- i. $e's = 1,13448 \text{ m}$

Sehingga tegangan akibat prategang:

- Tegangan beton serat atas pelat,
$$\sigma_{ac} = - P_{eff}/A_c + P_{eff} \cdot e's/W_{ac}$$
$$= 5234,21 \text{ kPa}$$
- Tegangan beton serat atas balok,
$$\sigma'_{ac} = - P_{eff}/A_c + P_{eff} \cdot e's/W'_{ac}$$
$$= 186,99 \text{ kPa}$$
- Tegangan beton serat bawah balok,
$$\sigma_{bc} = - P_{eff}/A_c - P_{eff} \cdot e's/W_{bc}$$
$$= - 32048,89 \text{ kPa}$$

7. Tegangan Akibat Beban Lalu Lintas

- a. Tegangan Akibat Beban Lajur “D” (TD)

Dari data sebelumnya,

- Momen balok akibat beban lajur “D”
$$MTD = 4717,50 \text{ kNm}$$
- $W_{ac} = 0,84528 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 1,27607 \text{ m}^3$
- $W_{bc} = 0,56588 \text{ m}^3$

- Tegangan serat atas pelat,
 $\Sigma_{ac} = - MTD/W_{ac}$
 $= - 5581 \text{ kPa}$
- Tegangan serat atas balok,
 $\sigma'_{ac} = - MTD/W'_{ac}$
 $= - 3696,90 \text{ kPa}$
- Tegangan serat bawah balok,
 $\sigma_{bc} = + MTD/W_{bc}$
 $= 8336,59 \text{ kPa}$

b. Tegangan Akibat Gaya Rem (TB)

Dari data sebelumnya,

- Momen balok akibat gaya rem,
 $MTB = 38,91 \text{ kNm}$
- $W_{ac} = 0,84528 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 1,27607 \text{ m}^3$
- $W_{bc} = 0,56588 \text{ m}^3$

- Tegangan serat atas pelat,
 $\sigma_{ac} = - MTB/W_{ac}$
 $= - 46,03 \text{ kPa}$
- Tegangan serat atas balok,
 $\sigma'_{ac} = - MTB/W'_{ac}$
 $= - 30,49 \text{ kPa}$
- Tegangan serat bawah balok,
 $\sigma_{bc} = + MTB/W_{bc}$
 $= 68,75 \text{ kPa}$

8. Tegangan Akibat Beban Lingkungan

a. Tegangan Akibat Beban Angin (EW)

Dari data sebelumnya,

- Momen balok akibat beban angin
 $MEW = 315,00 \text{ kNm}$
- $W_{ac} = 0,84528 \text{ m}^3$

- $W'_{ac} = 1,27607 \text{ m}^3$
- $W_{bc} = 0,56588 \text{ m}^3$
- Tegangan serat atas pelat,
 $\sigma_{ac} = - MEW/W_{ac}$
 $= - 372,66 \text{ kPa}$
- Tegangan serat atas balok,
 $\sigma'_{ac} = - MEW/W'_{ac}$
 $= - 246,85 \text{ kPa}$
- Tegangan serat bawah balok,
 $\sigma_{bc} = + MEW/W_{bc}$
 $= 556,66 \text{ kPa}$

b. Tegangan Akibat Beban Gempa (EQ)

Dari data sebelumnya,

- Momen balok akibat beban angin
 $MEQ = 2566,9 \text{ kNm}$
- $W_{ac} = 0,84528 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 1,27607 \text{ m}^3$
- $W_{bc} = 0,56588 \text{ m}^3$

- Tegangan serat atas pelat,
 $\sigma_{ac} = - MEQ/W_{ac}$
 $= - 3036,74 \text{ kPa}$
- Tegangan serat atas balok,
 $\sigma'_{ac} = - MEQ/W'_{ac}$
 $= - 2011,57 \text{ kPa}$
- Tegangan serat bawah balok,
 $\sigma_{bc} = + MEQ/W_{bc}$
 $= 4536,12 \text{ kPa}$

c. Tegangan Akibat Pengaruh Temperatur (ET)

Gaya internal akibat perbedaan temperatur:

$$P_t = A_t * E_{balok} * (\Delta t_a + \Delta T_b)/2$$

Dari data sebelumnya,

- Perbedaan temperatur, $\Delta T = 15^\circ\text{C}$
- Modulus elastisitas balok, $E_{\text{balok}} = 3,9 \times 10^7 \text{ kPa}$
- Koefisien muai, $\beta = 1,1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- $A_c = 1,14645 \text{ m}^2$
- $y_{ac} = 0,9624 \text{ m}$
- $y_{bc} = 1,4376 \text{ m}$
- $W_{ac} = 0,84528 \text{ m}^3$
- $W'_{ac} = 1,27607 \text{ m}^3$
- $W_{bc} = 0,56588 \text{ m}^3$
- $B_{\text{eff}} = 1,31 \text{ m}$
- $h_c = 2,40 \text{ m}$
- $h'_4 = 0,85 \text{ m}$

Tabel 4. 45 Tegangan Akibat Temperatur

No.	Dimensi		A	Temperatur		ΔT	Gaya Pt (kN)	zi (m)	Momen Pt (kNm)
	b	h		Atas Δt_a ($^\circ\text{C}$)	Atas Δt_b ($^\circ\text{C}$)				
	(m)	(m)							
0	1,314	0,30	0,39415	15,0	10,0	12,5	2121,91	0,812	1723,86
1	0,640	0,07	0,04480	10,0	9,3	9,65	186,19	0,627	116,89
2	0,800	0,13	0,10400	9,3	8,0	8,65	387,44	0,527	204,34
3	0,300	0,12	0,03600	8,0	6,8	7,4	114,73	0,422	48,46
4	0,200	0,85	0,17000	8,0	0,0	4	292,86	0,037	10,955
						$\Sigma Pt =$	3103,14	$\Sigma MPt =$	2104,44

dengan,

b : Lebar (m)

h : Tinggi (m)

A : Luas penampang = $b \times h \text{ (m}^2\text{)}$

ΔT : Rata-rata suhu = $(\Delta t_a + \Delta t_b)/2$

zi : Panjang lengan (m)

Eksentrisitas,

$$e_p = \Sigma MPt / \Sigma Pt$$

$$= 0,68 \text{ m}$$

- Tegangan serat atas pelat,

$$\begin{aligned}\sigma_{ac} &= - (E_{girders} \cdot \beta \cdot \Delta T_1) - (\sum P_t / A_c) + (\sum P_t \cdot e_p / W_{ac}) \\ &= - 4222,45 \text{ kPa}\end{aligned}$$

- Tegangan serat atas balok,

$$\begin{aligned}\sigma'_{ac} &= - (E_{girders} \cdot \beta \cdot \Delta T_2) - (\sum P_t / A_c) + (\sum P_t \cdot e_p / W'_{ac}) \\ &= 910,44 \text{ kPa}\end{aligned}$$

- Tegangan serat bawah balok,

$$\begin{aligned}\sigma_{bc} &= (\sum P_t / A_c) - (\sum P_t \cdot e_p / W_{bc}) \\ &= - 1012,14 \text{ kPa}\end{aligned}$$

J. Kontrol Tegangan terhadap Kombinasi Pembebanan

- Kuat tekan balok, f_c' = 50000 kPa
- Kuat ijin tekan, $-0,45 \cdot f_c'$ = - 22500 kPa
- Kuat ijin tarik, $0,50 \cdot \sqrt{f_c'}$ = 111,80 kPa

KOMBINASI PEMBEBANAN UNTUK TEGANGAN IJIN

Aksi / Beban	Simbol	KOMBINASI PEMBEBANAN				
		1	2	3	4	5
A. Aksi Tetap						
Berat sendiri	MS	✓	✓	✓	✓	✓
Beban Mati Tambahan	MA	✓	✓	✓	✓	✓
Susut dan Rangkak	SR	✓	✓	✓	✓	✓
Prategang	PR	✓	✓	✓	✓	✓
B. Aksi Transien						
Beban Lajur "D"	TD	✓	✓	✓	✓	
Gaya Rem	TB	✓	✓	✓	✓	
C. Aksi Lingkungan						
Pengaruh Temperatur	ET		✓		✓	
Beban Angin	EW			✓	✓	
Beban Gempa	EQ					✓

Gambar 4. 46 Kombinasi Pembebanan Tegangan Ijin

Kontrol Tegangan terhadap Kombinasi 1

Tabel 4. 46 Kontrol Tegangan Kombinasi 1

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	Tegangan Kombinasi	Tegangan Izin	
σ_{ac}	-12090,60	-1087,47	-3330	5234,21	-5581,00	-46,03				-16900	-22500	OK
σ'_{ac}	-12090,17	-720,35	-2909	186,99	-3696,90	-30,49				-19260	-22500	OK
σ''_{ac}	-12090,17	-720,35	5705	186,99	-3696,90	-30,49				-10646	-22500	OK
σ_{bc}	21367,55	1624,41	-2105	-32048,89	8336,59	68,75				-2757	-22500	OK

Kontrol Tegangan terhadap Kombinasi 2

Tabel 4. 47 Kontrol Tegangan Kombinasi 2

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	Tegangan Kombinasi	Tegangan Izin	
σ_{ac}	-12090,60	-1087,47	-3330	5234,21	-5581,00	-46,03	-4222,45			-21123	-22500	OK
σ'_{ac}	-12090,17	-720,35	-2909	186,99	-3696,90	-30,49	910,44			-18350	-22500	OK
σ''_{ac}	-12090,17	-720,35	5705	186,99	-3696,90	-30,49	910,44			-9735	-22500	OK
σ_{bc}	21367,55	1624,41	-2105	-32048,89	8336,59	68,75	-1012,14			-3769	-22500	OK

Kontrol Tegangan terhadap Kombinasi 3

Tabel 4. 48 Kontrol Tegangan Kombinasi 3

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	Tegangan Kombinasi	Tegangan Izin	
σ_{ac}	-12090,60	-1087,47	-3330	5234,21	-5581,00	-46,03		-372,66		-17273	-22500	OK
σ'_{ac}	-12090,17	-720,35	-2909	186,99	-3696,90	-30,49		-246,85		-19507	-22500	OK
σ''_{ac}	-12090,17	-720,35	5705	186,99	-3696,90	-30,49		-246,85		-10893	-22500	OK
σ_{bc}	21367,55	1624,41	-2105	-32048,89	8336,59	68,75		556,66		-2200	-22500	OK

Kontrol Tegangan terhadap Kombinasi 4

Tabel 4. 49 Kontrol Tegangan Kombinasi 4

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	Tegangan Kombinasi	Tegangan Izin	
σ_{ac}	-12090,60	-1087,47	-3330	5234,21	-5581,00	-46,03	-4222,45	-372,66		-21496	-22500	OK
σ'_{ac}	-12090,17	-720,35	-2909	186,99	-3696,90	-30,49	910,44	-246,85		-18596	-22500	OK
σ''_{ac}	-12090,17	-720,35	5705	186,99	-3696,90	-30,49	910,44	-246,85		-9982	-22500	OK
σ_{bc}	21367,55	1624,41	-2105	-32048,89	8336,59	68,75	-1012,14	556,66		-3213	-22500	OK

Kontrol Tegangan terhadap Kombinasi 5

Tabel 4. 50 Kontrol Tegangan Kombinasi 5

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	Tegangan Kombinasi	Tegangan Izin	
σ_{ac}	-12090,60	-1087,47	-3330	5234,21					-3036,74	-14311	-22500	OK
σ'_{ac}	-12090,17	-720,35	-2909	186,99					-2011,57	-17544	-22500	OK
σ''_{ac}	-12090,17	-720,35	5705	186,99					-2011,57	-8930	-22500	OK
σ_{bc}	21367,55	1624,41	-2105	-32048,89					4536,12	-6626	-22500	OK

K. Pembesian *End Block*

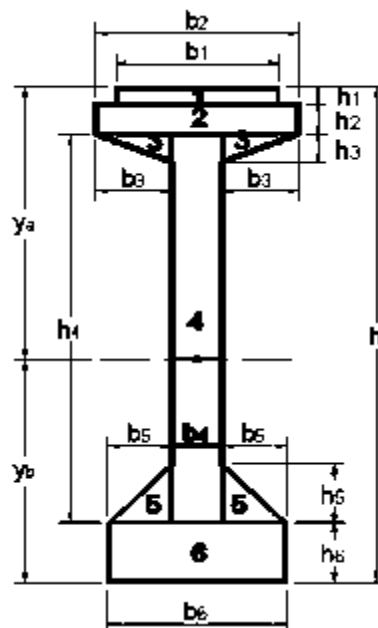
Gaya prategang akibat *jacking* pada masing-masing kabel :

$$P_j = p_o * n_s * P_{bs}$$

Tabel 4. 51 Pembesian *End Block*

No.	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL		ns strand	Pbs (kN)	p _o	P _j (kN)	Sudut (°)
	Sc (ton)	Dim (mm)	P (ton)	Dim (mm)					
1	22	265	19	250	22	182,28	75%	3007,62	4,084
2	22	265	19	250	22	182,28	75%	3007,62	3,625
3	22	265	19	250	22	182,28	75%	3007,62	3,165
4	22	265	19	250	22	182,28	75%	3007,62	2,156
5	22	265	19	250	22	182,28	75%	3007,62	1,146

1. Momen Statis Penampang Balok



Gambar 4. 47 Geometri Penampang PCI Girder

Letak titik berat:

- $y_a = 1,088 \text{ m}$
- $y_b = 1,012 \text{ m}$

a. Momen Statis Luasan Bagian Atas (Sxa)

Tabel 4. 52 Momen Statis Luasan Bagian Atas

No.	Lebar	Tinggi	Shape	Luas	Lengan	Momen
	b	h		A	y	A*y
	m	m		m ²	m	m ³
1	0,64	0,07	1	0,045	1,053	0,047
2	0,80	0,13	1	0,104	0,953	0,099
3	0,30	0,12	1	0,036	0,848	0,030
4	0,20	0,89	1	0,178	0,443	0,078
					Sxa	0,255

b. Momen Statis Luasan Bagian Bawah (Sxb)

Tabel 4. 53 Momen Statis Luasan Bagian Bawah

No.	Lebar	Tinggi	Shape	Luas	Lengan	Momen
	b	h		A	y	A*y
	m	m		m ²	m	m ³
4'	0,20	0,76	1	0,152	0,632	0,096
5	0,25	0,25	1	0,0625	0,887	0,055
6	0,70	0,25	1	0,175	0,127	0,022
					Sxb	0,174

2. Perhitungan Sengkan untuk *Bursting Force*

Berdasarkan data sebelumnya:

- Gaya prategang *jacking*,
 $P_j = 3007,62 \text{ kN}$
- Rasio perbandingan lebar plat angkur untuk sengkang arah vertikal,
 $r_a = a_1/a$
- Rasio perbandingan lebar plat angkur untuk sengkang arah horizontal,
 $r_b = b_1/b$
- *Bursting force* untuk sengkang arah vertikal,
 $P_{bta} = 0,30 \cdot (1 - r_a) \cdot P_j$
- *Bursting force* untuk sengkang arah horizontal,
 $P_{btb} = 0,30 \cdot (1 - r_b) \cdot P_j$
- Luas tulangan sengkang arah vertikal yang diperlukan,
 $A_{ra} = P_{bta} / (0,85 \cdot f_s)$

- Luas tulangan sengkang arah horizontal yang diperlukan,

$$A_{rb} = P_{btb} / (0,85 \cdot f_s)$$
- Tegangan leleh baja sengkang,

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$= 420000 \text{ kPa}$$
- Tegangan ijin baja sengkang,

$$f_s = 0,578 \cdot f_y$$

$$= 242760 \text{ kPa}$$
- Digunakan sengkang tertutup berdiameter : 2 D13
 Luas penampang sengkang, $A_s = 2 \cdot \pi/4 \cdot D^2$

$$= 256,46 \text{ mm}^2$$

$$= 0,000265 \text{ m}^2$$
- Jumlah sengkang vertikal yang diperlukan, $n = A_{ra} / A_s$
- Jumlah sengkang horizontal yang diperlukan, $n = A_{rb} / A_s$

a. Perhitungan sengkang arah vertikal

Tabel 4. 54 Perhitungan Sengkang

No.	Angkur Hidup VSL		Angkur Mati VSL		Pj (kN)	a1 (mm)	a (mm)	ra	Pbta	Ara	n
	Sc (ton)	Dim (mm)	P (ton)	Dim (mm)					(kN)	(m2)	
1	19	265	19	265	3007,62	250	340	0,735	238,8	0,001	4
2	19	265	19	265	3007,62	250	340	0,735	238,8	0,002	4
3	19	265	19	265	3007,62	250	340	0,735	238,8	0,002	4
4	19	265	19	265	3007,62	250	340	0,735	238,8	0,002	4
5	19	265	19	265	3007,62	250	340	0,735	238,8	0,002	4

b. Perhitungan sengkang arah horizontal

Tabel 4. 55 Perhitungan Sengkang Arah Horizontal

No.	Angkur Hidup VSL		Angkur Mati VSL		Pj (kN)	b1 (mm)	b (mm)	rb	Pbth	Arb	n
	Sc (ton)	Dim (mm)	P (ton)	Dim (mm)					(kN)	(m2)	
1	19	265	19	265	3007,62	250	340	0,735	238,8	0,001	4
2	19	265	19	265	3007,62	250	340	0,735	238,8	0,002	4
3	19	265	19	265	3007,62	250	340	0,735	238,8	0,002	4
4	19	265	19	265	3007,62	250	340	0,735	238,8	0,002	4
5	19	265	19	265	3007,62	250	340	0,735	238,8	0,002	4

c. Jumlah Sengkang yang digunakan untuk *Bursting Force*

Tabel 4. 56 Jumlah Sengkang

No.	Angkur hidup VSL		Angkur MATI VSL		Jumlah Sengkang
	Sc(ton)	Dim (mm)	P(ton)	Dim (mm)	
1	19	265	19	265	6
2	19	265	19	265	6
3	19	265	19	265	6
4	19	265	19	265	6
5	19	265	19	265	6

3. Tinjauan Terhadap Geser

Komponen yang diperlukan antara lain:

- V = Gaya geser akibat beban
- M = Momen akibat beban
- Eksentrisitas tendon (e) = $Y = 4 * f * (X / L^2) * (L - X)$
- Sudut kemiringan tendon (α) = $ATAN [4 * f * (L-2 * X) / L^2]$
- Komponen gaya arah x (P_x) = $P_{eff} * \cos \alpha$
- Komponen gaya arah y (P_y) = $P_{eff} * \sin \alpha$
- Resultan gaya geser (V_r) = $V - P_y$
- Tegangan geser terjadi (σ_v) = $V_r * S_x / (b * I_x)$

Rekapitulasi perhitungan/data sebelumnya:

- f = 0,7088 m
- L = 50 m
- P_{eff} = 11139,40 kN
- b = 0,30 m
- A = 0,75230 m²
- I_x = 0,41411 m⁴
- S_x = 0,21470 m³
- W_a = 0,38060 m³
- W_b = 0,40922 m³

Untuk tinjauan geser di atas garis netral, beberapa data ditentukan dengan cara pada Tabel 4.57 berikut:

Tabel 4. 57 Tinjauan Geser *Properties*

Data	Notasi	Rumus
Tegangan beton di serat atas	σ_a	$= - P_x/A + P_x \cdot e / W_a - M/W_a$
Sudut bidang geser serat atas	γ_{atas}	$= 1/2 \cdot ATAN(2 \cdot \sigma_v / \sigma_a)$
Jarak sengkang yang diperlukan pada serat atas	$a_{s_{atas}}$	$= \sigma_a \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$
Tegangan beton di serat bawah	σ_b	$= - P_x/A + P_x \cdot e / W_b - M/W_b$
Sudut bidang geser serat bawah	γ_{bawah}	$= 1/2 \cdot ATAN(2 \cdot \sigma_v / \sigma_b)$
Jarak sengkang yang diperlukan pada serat bawah	$a_{s_{bawah}}$	$= \sigma_b \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berdiameter $D = 13 \text{ mm}$, maka luas tulangan geser (A_t):

$$A_t = \pi/4 \cdot D^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

Untuk meninjau kapasitas geser pada balok prategang, diperlukan formulasi persamaan yang sesuai dengan ketentuan perencanaan. Persamaan tersebut menjadi dasar dalam menghitung besarnya gaya geser yang dapat dipikul balok, baik dari kontribusi beton maupun tulangan geser. Resume persamaan yang digunakan dalam analisis geser ditunjukkan pada Tabel 4.58 berikut.

Tabel 4. 58 Persamaan Tinjauan Geser

Persamaan	Rumus
Persamaan 1	$e = Y = 4 \cdot f \cdot (X/L^2) \cdot (L-X)$
Persamaan 2	$\alpha = ATAN [4 \cdot f \cdot (L-2 \cdot X)/L^2]$
Persamaan 3	$P_x = P_{eff} \cdot \cos \alpha$
Persamaan 4	$P_y = P_{eff} \cdot \sin \alpha$
Persamaan 5	$V_r = V - P_y$
Persamaan 6	$\sigma_v = V_r \cdot S_x / (b \cdot I_x)$
Untuk Serat Atas	
Persamaan 7	$\sigma_a = - P_x/A + P_x \cdot e / W_a - M/W_a$
Persamaan 8	$\gamma = 1/2 \cdot ATAN(2 \cdot \sigma_v / \sigma_a)$
Persamaan 9	$a_s = \sigma_a \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$
Untuk Serat Bawah	
Persamaan 7'	$\sigma_b = - P_x/A + P_x \cdot e / W_b - M/W_b$
Persamaan 8'	$\gamma = 1/2 \cdot ATAN(2 \cdot \sigma_v / \sigma_b)$
Persamaan 9'	$a_s = \sigma_b \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$

a. Tinjauan Geser di atas Garis Netral Balok Prategang

Tabel 4. 59 Tinjauan Geser Atas Garis Netral Balok Prategang

x	Kombinasi III		Persamaan								
	Momen	Geser	e (1)	α (2)	Px (3)	Py (4)	Vr (5)	σ_v (6)	σ_a (7)	γ (8)	as (9)
m	kNm	kN	m	rad	kN	kN	kN	kPa	kPa	rad	m
0	0,00	1311,46	0,000	0,057	11122	631	681	1176,52	-14783,38	-0,079	0,070
1	1285,91	1260,35	0,056	0,054	11123	606	655	1131,66	-16539,76	-0,068	0,095
2	2520,70	1209,25	0,109	0,052	11124	580	629	1086,82	-18227,69	-0,059	0,125
3	3704,40	1158,14	0,160	0,050	11126	555	603	1042,00	-19847,22	-0,052	0,161
4	4836,98	1107,03	0,209	0,048	11127	530	577	997,19	-21398,39	-0,046	0,204
5	5918,46	1055,93	0,255	0,045	11128	505	551	952,39	-22881,26	-0,042	0,256
6	6948,84	1004,82	0,299	0,043	11129	480	525	907,61	-24295,86	-0,037	0,317
7	7928,11	953,72	0,341	0,041	11130	454	499	862,84	-25642,23	-0,034	0,391
8	8856,27	902,61	0,381	0,039	11131	429	473	818,09	-26920,41	-0,030	0,480
9	9733,33	851,50	0,419	0,036	11132	404	447	773,34	-28130,44	-0,027	0,586
10	10559,28	800,40	0,454	0,034	11133	379	422	728,61	-29272,35	-0,025	0,715
11	11334,12	749,29	0,487	0,032	11134	354	396	683,88	-30346,16	-0,023	0,872
12	12057,86	698,18	0,517	0,029	11135	328	370	639,17	-31351,92	-0,020	1,065
13	12730,49	647,08	0,546	0,027	11135	303	344	594,46	-32289,65	-0,018	1,306
14	13352,01	595,97	0,572	0,025	11136	278	318	549,76	-33159,36	-0,017	1,610
15	13922,43	544,87	0,595	0,023	11137	253	292	505,07	-33961,10	-0,015	2,001
16	14441,75	493,76	0,617	0,020	11137	227	266	460,39	-34694,87	-0,013	2,513
17	14909,95	442,65	0,636	0,018	11138	202	241	415,71	-35360,71	-0,012	3,202
18	15327,05	391,55	0,653	0,016	11138	177	215	371,04	-35958,61	-0,010	4,156
19	15693,05	340,44	0,668	0,014	11138	152	189	326,37	-36488,61	-0,009	5,531

x	Kombinasi III		Persamaan								
	Momen	Geser	e (1)	α (2)	Px (3)	Py (4)	Vr (5)	σ_v (6)	σ_a (7)	γ (8)	as (9)
m	kNm	kN	m	rad	kN	kN	kN	kPa	kPa	rad	m
20	16007,94	289,34	0,680	0,011	11139	126	163	281,70	-36950,71	-0,008	7,613
21	16271,72	238,23	0,691	0,009	11139	101	137	237,04	-37344,93	-0,006	10,982
22	16484,40	187,12	0,699	0,007	11139	76	111	192,39	-37671,27	-0,005	16,965
23	16645,97	136,02	0,704	0,005	11139	51	85	147,73	-37929,74	-0,004	29,167
24	16756,43	84,91	0,708	0,002	11139	25	60	103,07	-38120,35	-0,003	60,516
25	16815,79	33,80	0,709	0,000	11139	0	34	58,42	-38243,10	-0,002	189,595
26	16824,04	-17,30	0,708	-0,002	11139	-25	8	13,77	-38298,00	0,000	3423,965
27	16781,19	-68,41	0,704	-0,005	11139	-51	-18	-30,89	-38285,03	0,001	679,745
28	16687,23	-119,51	0,699	-0,007	11139	-76	-44	-75,54	-38204,19	0,002	113,158
29	16542,16	-170,62	0,691	-0,009	11139	-101	-70	-120,20	-38055,49	0,003	44,348
30	16345,99	-221,73	0,680	-0,011	11139	-126	-95	-164,86	-37838,92	0,004	23,308
31	16098,71	-272,83	0,668	-0,014	11138	-152	-121	-209,53	-37554,45	0,006	14,214
32	15800,32	-323,94	0,653	-0,016	11138	-177	-147	-254,19	-37202,10	0,007	9,477
33	15450,83	-375,04	0,636	-0,018	11138	-202	-173	-298,87	-36781,83	0,008	6,702
34	15050,24	-426,15	0,617	-0,020	11137	-227	-199	-343,54	-36293,64	0,009	4,938
35	14598,53	-477,26	0,595	-0,023	11137	-253	-225	-388,23	-35737,51	0,011	3,750
36	14095,72	-528,36	0,572	-0,025	11136	-278	-251	-432,92	-35113,41	0,012	2,911
37	13541,81	-579,47	0,546	-0,027	11135	-303	-276	-477,62	-34421,33	0,014	2,298
38	12936,79	-630,57	0,517	-0,029	11135	-328	-302	-522,32	-33661,25	0,016	1,838
39	12280,66	-681,68	0,487	-0,032	11134	-354	-328	-567,04	-32833,13	0,017	1,484
40	11573,42	-732,79	0,454	-0,034	11133	-379	-354	-611,76	-31936,96	0,019	1,206
41	10815,08	-783,89	0,419	-0,036	11132	-404	-380	-656,50	-30972,69	0,021	0,985
42	10005,64	-835,00	0,381	-0,039	11131	-429	-406	-701,24	-29940,31	0,023	0,807

x	Kombinasi III		Persamaan								
	Momen	Geser	e (1)	α (2)	Px (3)	Py (4)	Vr (5)	σ_v (6)	σ_a (7)	γ (8)	as (9)
m	kNm	kN	m	rad	kN	kN	kN	kPa	kPa	rad	m
43	9145,09	-886,11	0,341	-0,041	11130	-454	-432	-746,00	-28839,76	0,026	0,662
44	8233,43	-937,21	0,299	-0,043	11129	-480	-458	-790,77	-27671,03	0,029	0,542
45	7270,66	-988,32	0,255	-0,045	11128	-505	-483	-835,55	-26434,07	0,032	0,443
46	6256,79	-1039,42	0,209	-0,048	11127	-530	-509	-880,35	-25128,85	0,035	0,361
47	5191,82	-1090,53	0,160	-0,050	11126	-555	-535	-925,16	-23755,31	0,039	0,292
48	4075,73	-1141,64	0,109	-0,052	11124	-580	-561	-969,98	-22313,42	0,043	0,235
49	2908,54	-1192,74	0,056	-0,054	11123	-606	-587	-1014,82	-20803,13	0,049	0,186
50	1690,25	-1243,85	0,000	-0,057	11122	-631	-613	-1059,67	-19224,40	0,055	0,146

b. Tinjauan Geser di bawah Garis Netral Balok Prategang

Tabel 4. 60 Tinjauan Geser Bawah Garis Netral Balok Prategang

x	Kombinasi III		Persamaan								
	Momen	Geser	e (1)	α (2)	Px (3)	Py (4)	Vr (5)	σ_v (6)	σ_b (7')	γ (8')	as (9')
m	kNm	kN	m	rad	kN	kN	kN	kPa	kPa	rad	m
0	0,00	1311,46	0,000	0,057	11122	631	681	1176,52	-14783,38	-0,079	0,070
1	1285,91	1260,35	0,056	0,054	11123	606	655	1131,66	-16417,04	-0,069	0,094
2	2520,70	1209,25	0,109	0,052	11124	580	629	1086,82	-17987,04	-0,060	0,122
3	3704,40	1158,14	0,160	0,050	11126	555	603	1042,00	-19493,42	-0,053	0,155
4	4836,98	1107,03	0,209	0,048	11127	530	577	997,19	-20936,22	-0,047	0,195
5	5918,46	1055,93	0,255	0,045	11128	505	551	952,39	-22315,49	-0,043	0,243
6	6948,84	1004,82	0,299	0,043	11129	480	525	907,61	-23631,25	-0,038	0,300
7	7928,11	953,72	0,341	0,041	11130	454	499	862,84	-24883,55	-0,035	0,368
8	8856,27	902,61	0,381	0,039	11131	429	473	818,09	-26072,43	-0,031	0,450
9	9733,33	851,50	0,419	0,036	11132	404	447	773,34	-27197,92	-0,028	0,548
10	10559,28	800,40	0,454	0,034	11133	379	422	728,61	-28260,04	-0,026	0,666
11	11334,12	749,29	0,487	0,032	11134	354	396	683,88	-29258,83	-0,023	0,810
12	12057,86	698,18	0,517	0,029	11135	328	370	639,17	-30194,32	-0,021	0,988
13	12730,49	647,08	0,546	0,027	11135	303	344	594,46	-31066,52	-0,019	1,209
14	13352,01	595,97	0,572	0,025	11136	278	318	549,76	-31875,47	-0,017	1,488
15	13922,43	544,87	0,595	0,023	11137	253	292	505,07	-32621,19	-0,015	1,846
16	14441,75	493,76	0,617	0,020	11137	227	266	460,39	-33303,69	-0,014	2,316
17	14909,95	442,65	0,636	0,018	11138	202	241	415,71	-33923,00	-0,012	2,947
18	15327,05	391,55	0,653	0,016	11138	177	215	371,04	-34479,13	-0,011	3,821
19	15693,05	340,44	0,668	0,014	11138	152	189	326,37	-34972,09	-0,009	5,081

x	Kombinasi III		Persamaan								
	Momen	Geser	e (1)	α (2)	Px (3)	Py (4)	Vr (5)	σ_v (6)	σ_b (7')	γ (8')	as (9')
m	kNm	kN	m	rad	kN	kN	kN	kPa	kPa	rad	m
20	16007,94	289,34	0,680	0,011	11139	126	163	281,70	-35401,91	-0,008	6,988
21	16271,72	238,23	0,691	0,009	11139	101	137	237,04	-35768,57	-0,007	10,074
22	16484,40	187,12	0,699	0,007	11139	76	111	192,39	-36072,11	-0,005	15,555
23	16645,97	136,02	0,704	0,005	11139	51	85	147,73	-36312,52	-0,004	26,733
24	16756,43	84,91	0,708	0,002	11139	25	60	103,07	-36489,81	-0,003	55,449
25	16815,79	33,80	0,709	0,000	11139	0	34	58,42	-36603,97	-0,002	173,691
26	16824,04	-17,30	0,708	-0,002	11139	-25	8	13,77	-36655,02	0,000	3136,492
27	16781,19	-68,41	0,704	-0,005	11139	-51	-18	-30,89	-36642,95	0,001	622,686
28	16687,23	-119,51	0,699	-0,007	11139	-76	-44	-75,54	-36567,76	0,002	103,672
29	16542,16	-170,62	0,691	-0,009	11139	-101	-70	-120,20	-36429,44	0,003	40,639
30	16345,99	-221,73	0,680	-0,011	11139	-126	-95	-164,86	-36227,99	0,005	21,365
31	16098,71	-272,83	0,668	-0,014	11138	-152	-121	-209,53	-35963,39	0,006	13,035
32	15800,32	-323,94	0,653	-0,016	11138	-177	-147	-254,19	-35635,65	0,007	8,696
33	15450,83	-375,04	0,636	-0,018	11138	-202	-173	-298,87	-35244,73	0,008	6,153
34	15050,24	-426,15	0,617	-0,020	11137	-227	-199	-343,54	-34790,64	0,010	4,538
35	14598,53	-477,26	0,595	-0,023	11137	-253	-225	-388,23	-34273,35	0,011	3,449
36	14095,72	-528,36	0,572	-0,025	11136	-278	-251	-432,92	-33692,85	0,013	2,680
37	13541,81	-579,47	0,546	-0,027	11135	-303	-276	-477,62	-33049,12	0,014	2,119
38	12936,79	-630,57	0,517	-0,029	11135	-328	-302	-522,32	-32342,13	0,016	1,697
39	12280,66	-681,68	0,487	-0,032	11134	-354	-328	-567,04	-31571,86	0,018	1,372
40	11573,42	-732,79	0,454	-0,034	11133	-379	-354	-611,76	-30738,28	0,020	1,117
41	10815,08	-783,89	0,419	-0,036	11132	-404	-380	-656,50	-29841,38	0,022	0,915
42	10005,64	-835,00	0,381	-0,039	11131	-429	-406	-701,24	-28881,11	0,024	0,751

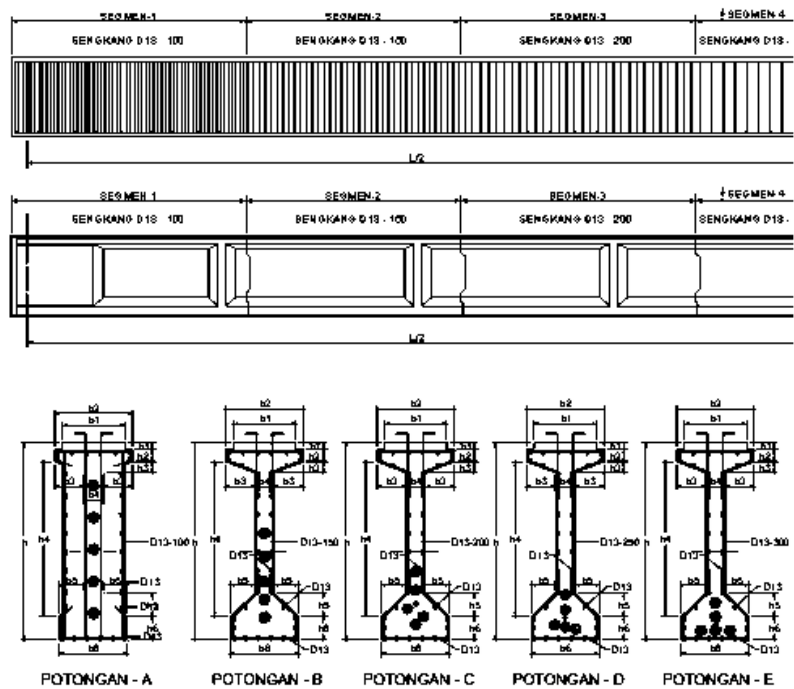
x	Kombinasi III		Persamaan								
	Momen	Geser	e (1)	α (2)	Px (3)	Py (4)	Vr (5)	σ_v (6)	σ_b (7')	γ (8')	as (9')
m	kNm	kN	m	rad	kN	kN	kN	kPa	kPa	rad	m
43	9145,09	-886,11	0,341	-0,041	11130	-454	-432	-746,00	-27857,45	0,027	0,617
44	8233,43	-937,21	0,299	-0,043	11129	-480	-458	-790,77	-26770,36	0,030	0,508
45	7270,66	-988,32	0,255	-0,045	11128	-505	-483	-835,55	-25619,81	0,033	0,416
46	6256,79	-1039,42	0,209	-0,048	11127	-530	-509	-880,35	-24405,76	0,036	0,340
47	5191,82	-1090,53	0,160	-0,050	11126	-555	-535	-925,16	-23128,18	0,040	0,277
48	4075,73	-1141,64	0,109	-0,052	11124	-580	-561	-969,98	-21787,02	0,044	0,224
49	2908,54	-1192,74	0,056	-0,054	11123	-606	-587	-1014,82	-20382,24	0,050	0,179
50	1690,25	-1243,85	0,000	-0,057	11122	-631	-613	-1059,67	-18913,79	0,056	0,141

c. Jarak Sengkang yang digunakan

Tabel 4. 61 Jarak Sengkang *Properties*

x (m)	Jarak Sengkang D13		
	Tinjauan geser 1	Tinjauan geser 2	Jarak yang diambil (mm)
0	70	70	100
1	95	94	100
2	125	122	100
3	161	155	150
4	204	195	200
5	256	243	200
6	317	300	300
7	391	368	300
8	480	450	300
9	586	548	300
10	715	666	300
11	872	810	300
12	1065	988	300
13	1306	1209	300
14	1610	1488	300
15	2001	1846	300
16	2513	2316	300
17	3202	2947	300
18	4156	3821	300
19	5531	5081	300
20	7613	6988	300
21	10982	10074	300
22	16965	15555	300
23	29167	26733	300
24	60516	55449	300
25	189595	173691	300
26	3423965	3136492	300
27	679745	622686	300
28	113158	103672	300
29	44348	40639	300
30	23308	21365	300
31	14214	13035	300
32	9477	8696	300
33	6702	6153	300
34	4938	4538	300
35	3750	3449	300
36	2911	2680	300
37	2298	2119	300

x (m)	Jarak Senggang D13		
	Tinjauan geser 1	Tinjauan geser 2	Jarak yang diambil (mm)
38	1838	1697	300
39	1484	1372	300
40	1206	1117	300
41	985	915	300
42	807	751	300
43	662	617	200
44	542	508	300
45	443	416	300
46	361	340	300
47	292	277	200
48	235	224	200
49	186	179	200
50	146	141	150



Gambar 4. 48 Detail Senggang

L. Perhitungan Shear Connector

Tegangan geser horizontal akibat gaya lintang pada penampang yang ditinjau dihitung dengan rumus : $f_v = V_i \cdot S_x / (b_v \cdot I_{xc})$

dengan,

- V_i : Gaya lintang pada penampang yang ditinjau
- S_x : Momen statis luasan plat terhadap titik berat penampang komposit
- S_x : $b_{eff} \cdot h_o \cdot (y_{ac} - h_o/2)$
- b_v : Lebar bidang gesek (lebar bidang kontak antara pelat dan balok)
- b_{eff} : Lebar efektif pelat
- h_o : Tebal pelat
- I_{xc} : Inersia penampang balok komposit

Luas total shear connector,

$$A_{st} = n_s \cdot A_s$$

dengan,

- n_s : Jumlah shear connector
- A_s : Luas satu *shear connector*

Jarak antara shear connector,

$$A_s = f_s \cdot A_{st} \cdot k_t / (f_v \cdot b_v)$$

dengan,

- k_f : Koefisien gesek pada bidang kontak (1 – 1,14)
- f_s : Tegangan ijin baja *shear connector*, $f_s = 0,578 \cdot f_y$
- f_{ci} : Tegangan ijin beton komposit

Jika $f_v > 0,2 \cdot f_{ci}$, maka penampang harus diperbesar. Berdasarkan data sebelumnya,

- Dimensi

- b_{eff} = 1,31 m
- h_o = 0,3 m
- b_v = 0,64 m

- Section properties, $y_{ac} = 0,9624 \text{ m}$
 $I_{xc} = 0,81359 \text{ m}^4$
- Kuat tekan beton, $f_c' = 50000 \text{ kPa}$
- Tegangan izin beton, $f_{ci} = 0,30 * f_c' = 15000 \text{ kPa}$
- Tegangan izin geser, $f_{vi} = 0,20 * f_c' = 10000 \text{ kPa}$
- Tegangan leleh baja, $f_y = 320000 \text{ kPa}$
- Tegangan izin, $f_s = 0,578 * f_y$
 $= 184960 \text{ kPa}$

Untuk *shear connector* digunakan tulangan D 13 mm, jumlah besi tulangan, $n_s = 2$. Sehingga:

$$A_s = \pi/4 * D^2 = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = n_s * A_s = 0,00027 \text{ m}^2$$

$$S_x = S_x = b_{eff} * h_o * (y_{ac} - h_o/2)$$

$$= 0,32021 \text{ m}^3$$

Tabel 4. 62 Kontrol Shear Connector

x (m)	KOMB. I Vi	KOMB. II Vi	KOMB. III Vi	KOMB I fv	KOMB II fv	KOMB III fv	Kontrol < fvi	KOMB I as	KOMB II as	KOMB III as	Diambil jarak
	kNm	kNm	kNm	kPa	kPa	kPa		m	m	m	mm
0	2001,09	1377,17	1301,95	1.230,73	847,00	800,74	AMAN	0,06	0,09	0,10	100
1	1924,09	1323,77	1251,23	1.183,37	814,16	769,54	AMAN	0,06	0,09	0,10	100
2	1847,09	1270,37	1200,50	1.136,01	781,32	738,34	AMAN	0,07	0,10	0,10	100
3	1770,09	1216,98	1149,78	1.088,66	748,48	707,15	AMAN	0,07	0,10	0,11	150
4	1693,09	1163,58	1099,05	1.041,30	715,64	675,95	AMAN	0,07	0,11	0,11	200
5	1616,09	1110,18	1048,32	993,94	682,80	644,75	AMAN	0,08	0,11	0,12	200
6	1539,08	1056,79	997,60	946,58	649,96	613,55	AMAN	0,08	0,12	0,12	300
7	1462,08	1003,39	946,87	899,22	617,12	582,35	AMAN	0,09	0,12	0,13	300
8	1385,08	949,99	896,15	851,87	584,27	551,16	AMAN	0,09	0,13	0,14	300
9	1308,08	896,60	845,42	804,51	551,43	519,96	AMAN	0,10	0,14	0,15	300
10	1231,08	843,20	794,69	757,15	518,59	488,76	AMAN	0,10	0,15	0,16	300
11	1154,08	789,81	743,97	709,79	485,75	457,56	AMAN	0,11	0,16	0,17	300
12	1077,08	736,41	693,24	662,43	452,91	426,36	AMAN	0,12	0,17	0,18	300
13	1000,08	683,01	642,52	615,08	420,07	395,17	AMAN	0,12	0,18	0,19	300
14	923,07	629,62	591,79	567,72	387,23	363,97	AMAN	0,14	0,20	0,21	300
15	846,07	576,22	541,06	520,36	354,39	332,77	AMAN	0,15	0,22	0,23	300
16	769,07	522,82	490,34	473,00	321,55	301,57	AMAN	0,16	0,24	0,25	300
17	692,07	469,43	439,61	425,64	288,71	270,37	AMAN	0,18	0,27	0,28	300
18	615,07	416,03	388,89	378,29	255,87	239,18	AMAN	0,20	0,30	0,32	300
19	538,07	362,63	338,16	330,93	223,03	207,98	AMAN	0,23	0,34	0,37	300

x (m)	KOMB. I Vi	KOMB. II Vi	KOMB. III Vi	KOMB I fv	KOMB II fv	KOMB III fv	Kontrol < fvi	KOMB I as	KOMB II as	KOMB III as	Diambil jarak
	kNm	kNm	kNm	kPa	kPa	kPa		m	m	m	mm
20	461,07	309,24	287,43	283,57	190,19	176,78	AMAN	0,27	0,40	0,43	300
21	384,07	255,84	236,71	236,21	157,35	145,58	AMAN	0,32	0,49	0,53	300
22	307,06	202,45	185,98	188,85	124,51	114,38	AMAN	0,41	0,62	0,67	300
23	230,06	149,05	135,26	141,50	91,67	83,19	AMAN	0,54	0,84	0,92	300
24	153,06	95,65	84,53	94,14	58,83	51,99	AMAN	0,81	1,30	1,47	300
25	76,06	42,26	33,80	46,78	25,99	20,79	AMAN	1,64	2,95	3,69	300
26	-0,94	-11,14	-16,92	-0,58	-6,85	-10,41	AMAN	-132,63	-11,19	-7,37	300
27	-77,94	-64,54	-67,65	-47,94	-39,69	-41,60	AMAN	-1,60	-1,93	-1,84	300
28	-154,94	-117,93	-118,37	-95,29	-72,53	-72,80	AMAN	-0,80	-1,06	-1,05	300
29	-231,94	-171,33	-169,10	-142,65	-105,37	-104,00	AMAN	-0,54	-0,73	-0,74	300
30	-308,94	-224,73	-219,82	-190,01	-138,21	-135,20	AMAN	-0,40	-0,55	-0,57	300
31	-385,95	-278,12	-270,55	-237,37	-171,05	-166,40	AMAN	-0,32	-0,45	-0,46	300
32	-462,95	-331,52	-321,28	-284,73	-203,89	-197,59	AMAN	-0,27	-0,38	-0,39	300
33	-539,95	-384,91	-372,00	-332,08	-236,73	-228,79	AMAN	-0,23	-0,32	-0,34	300
34	-616,95	-438,31	-422,73	-379,44	-269,57	-259,99	AMAN	-0,20	-0,28	-0,29	300
35	-693,95	-491,71	-473,45	-426,80	-302,41	-291,19	AMAN	-0,18	-0,25	-0,26	300
36	-770,95	-545,10	-524,18	-474,16	-335,25	-322,39	AMAN	-0,16	-0,23	-0,24	300
37	-847,95	-598,50	-574,91	-521,52	-368,10	-353,58	AMAN	-0,15	-0,21	-0,22	300
38	-924,95	-651,90	-625,63	-568,87	-400,94	-384,78	AMAN	-0,13	-0,19	-0,20	300
39	- 1001,96	-705,29	-676,36	-616,23	-433,78	-415,98	AMAN	-0,12	-0,18	-0,18	300
40	- 1078,96	-758,69	-727,08	-663,59	-466,62	-447,18	AMAN	-0,12	-0,16	-0,17	300

x (m)	KOMB. I Vi	KOMB. II Vi	KOMB. III Vi	KOMB I fv	KOMB II fv	KOMB III fv	Kontrol < fvi	KOMB I as	KOMB II as	KOMB III as	Diambil jarak
	kNm	kNm	kNm	kPa	kPa	kPa		m	m	m	mm
41	- 1155,96	-812,09	-777,81	-710,95	-499,46	-478,38	AMAN	-0,11	-0,15	-0,16	300
42	- 1232,96	-865,48	-828,54	-758,31	-532,30	-509,57	AMAN	-0,10	-0,14	-0,15	300
43	- 1309,96	-918,88	-879,26	-805,66	-565,14	-540,77	AMAN	-0,10	-0,14	-0,14	200
44	- 1386,96	-972,27	-929,99	-853,02	-597,98	-571,97	AMAN	-0,09	-0,13	-0,13	300
45	- 1463,96	- 1025,67	-980,71	-900,38	-630,82	-603,17	AMAN	-0,09	-0,12	-0,13	300
46	- 1540,96	- 1079,07	- 1031,44	-947,74	-663,66	-634,37	AMAN	-0,08	-0,12	-0,12	300
47	- 1617,97	- 1132,46	- 1082,17	-995,10	-696,50	-665,56	AMAN	-0,08	-0,11	-0,12	200
48	- 1694,97	- 1185,86	- 1132,89	- 1.042,45	-729,34	-696,76	AMAN	-0,07	-0,11	-0,11	200
49	- 1771,97	- 1239,26	- 1183,62	- 1.089,81	-762,18	-727,96	AMAN	-0,07	-0,10	-0,11	200
50	- 1848,97	- 1292,65	- 1234,34	- 1.137,17	-795,02	-759,16	AMAN	-0,07	-0,10	-0,10	150

M. Lendutan Balok

1. Lendutan pada Balok Prategang (Sebelum Komposit)

Tabel 4. 63 Lendutan pada Balok Prategang (Sebelum Komposit)

Parameter	Simbol	Nilai	Satuan
Panjang bentang	L	50,00	m
Batas lendutan ijin	L/240	0,21	m
Modulus elastisitas balok	E _{balok}	$3,92 \times 10^7$	kPa
Momen inersia penampang komposit	I _{xc}	0,8135	m ⁴
Momen inersia penampang balok	I _x	0,4141109	m ⁴
Jarak eksentrisitas tendon (atas)	e's	1,1345	m
Jarak eksentrisitas tendon (bawah)	e _s	0,7088	m

2. Lendutan pada Keadaan Awal (Transfer)

Tabel 4. 64 Lendutan pada Keadaan Awal (Transfer)

Parameter	Rumus/Definisi	Nilai	Satuan
Gaya prategang	Pt1	12.624,66	kN
Momen akibat beban	Mbalok	5.994,89	kNm
Beban ekuivalen prategang	$Q_{pt1} = 8 \cdot Pt1 \cdot es / L^2$	28,64	kN/m
Beban ekuivalen momen	$Q_{balok} = 8 \cdot M_{balok} / L^2$	19,18	kN/m
Lendutan	$\delta = (5/384) \cdot (-Q_{pt1} + Q_{balok}) \cdot L^4 / (E_{balok} \cdot I_x)$	-0,047 (↑)	m

2. Lendutan Setelah *Loss Of Prestress*

Tabel 4. 65 Lendutan Setelah *Loss Of Prestress*

Parameter	Rumus/Definisi	Nilai	Satuan
Gaya prategang efektif	Peff	11.139,40	kN
Momen akibat beban	Mbalok	5.994,89	kNm
Beban ekuivalen prategang	$Q_{Peff} = 8 \cdot Peff \cdot es / L^2$	25,27	kN/m
Beban ekuivalen momen	$Q_{balok} = 8 \cdot M_{balok} / L^2$	19,18	kN/m
Lendutan	$\delta = (5/384) \cdot (-Q_{Peff} + Q_{balok}) \cdot L^4 / (E_{balok} \cdot I_x)$	-0,031 (↑)	m

3. Lendutan Setelah Pelat Selesai Pengecoran (Beton Muda)

Tabel 4. 66 Setelah Pelat Selesai Pengecoran (Beton Muda)

Parameter	Rumus/Definisi	Nilai	Satuan
Gaya prategang efektif	Peff	11.139,40	kN
Momen akibat beban balok + pelat	Mbalok+plat	10.330,83	kNm
Beban ekuivalen prategang	$Q_{Peff} = 8 \cdot Peff \cdot es / L^2$	25,27	kN/m
Beban ekuivalen momen balok + pelat	$Q_{balok+plat} = 8 \cdot M_{balok+plat} / L^2$	33,06	kN/m
Lendutan	$\delta = (5/384) \cdot (-Q_{Peff} + Q_{balok+plat}) \cdot L^4 / (E_{balok} \cdot I_x)$	0,039(↓)	m

4. Lendutan setelah Pelat dan Balok menjadi Komposit

Tabel 4. 67 Lendutan setelah Pelat dan Balok menjadi Komposit

Parameter	Rumus/Definisi	Nilai	Satuan
Gaya prategang efektif	Peff	11.139,40	kN

Parameter	Rumus/Definisi	Nilai	Satuan
Momen akibat beban balok + pelat	M _{balok+plat}	10.330,83	kNm
Beban ekuivalen prategang	$Q_{Peff} = 8 \cdot Peff \cdot e's / L^2$	40,44	kN/m
Beban ekuivalen momen balok + pelat	$Q_{balok+plat} = 8 \cdot M_{balok+plat} / L^2$	33,06	kN/m
Lendutan	$\delta = (5/384) \cdot (-Q_{Peff} + Q_{balok+plat}) \cdot L^4 / (E_{balok} \cdot I_{xc})$	-0,019 (↑)	m

5. Lendutan pada Balok Komposit

Tabel 4. 68 Lendutan pada Balok Komposit

Parameter	Simbol	Nilai	Satuan
Modulus elastisitas balok	E _{balok}	$3,92 \times 10^7$	kPa
Momen inersia penampang komposit	I _{xc}	0,8135	m ⁴
Panjang bentang	L	50,00	m
Gaya prategang efektif	P _{eff}	11.139,40	kN
Eksentrisitas tendon (atas)	e's	1,1345	m
Luas penampang beton (komposit)	A _c	1,1464	m ²
Modul penampang aksial	W _{ac}	0,8453	m ³
Modul penampang bending	W _{bc}	0,5659	m ³

6. Lendutan Akibat Berar Sendiri (MS)

$$Q_{MS} = 38,69 \text{ kN/m}$$

$$\Delta = 5/384 \cdot Q_{MS} \cdot L^4 / (E_{balok} \cdot I_{xc}) = 0,0989 \text{ m (↓)}$$

7. Lendutan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

$$Q_{MA} = 2,94 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 \cdot Q_{MA} \cdot L^4 / (E_{balok} \cdot I_{xc}) = 0,0075 \text{ m (↓)}$$

8. Lendutan Akibat Prestress (PR)

$$Q_{Peff} = 40,44 \text{ kN/m}$$

$$\Delta = 5/384 \cdot (-Q_{Peff}) \cdot L^4 / (E_{balok} \cdot I_{xc}) = -0,1033 \text{ m (↑)}$$

9. Lendutan Akibat Susut dan Rangkak (SR)

a. Lendutan Akibat Susut (*Shrinkage*)

Tabel 4. 69 Lendutan Akibat Susut

Parameter	Rumus/Definisi	Nilai	Satuan
Gaya susut	P_s	3.709,59	kN
Eksentrisitas tendon	e'	0,812	m
Beban ekivalen akibat susut	$QPs = 8 \cdot P_s \cdot e' / L^2$	9,644	kN/m
Lendutan	$\delta = (5/384) \cdot (-QPs) \cdot L^4 / (E_{balok} \cdot I_{xc})$	0,0246 (↓)	m

b. Lendutan Akibat Rangkak (*Creep*)

Lendutan balok setelah plat lantai selesai dicor (beton muda),

$$\delta_1 = 0,039 \text{ m}$$

Lendutan balok setelah plat lantai dan balok menjadi komposit,

$$\delta_2 = -0,019 \text{ m}$$

$$\text{Lendutan akibat rangkakan, } \delta = \delta_1 - \delta_2 = -0,058 \text{ m (}\uparrow\text{)}$$

$$\text{Lendutan (superposisi) akibat susut dan rangkakan, } \delta = -0,033 \text{ m (}\uparrow\text{)}$$

10. Lendutan Akibat Beban Lajur “D” (TD)

$$Q_{TD} = 11,84 \text{ kN/m}$$

$$P_{TD} = 81,40 \text{ kN}$$

$$\Delta = (1/48 \cdot P_{TD} \cdot L^3 / (E_{balok} \cdot I_{xc})) + (5/384 \cdot Q_{MA} \cdot L^4 / (E_{balok} \cdot I_{xc}))$$

$$= 0,0369 \text{ m (}\downarrow\text{)}$$

11. Lendutan Akibat Beban Rem (TB)

$$M_{TB} = 77,81 \text{ kNm}$$

$$\Delta = 0,0642 \cdot M_{TB} \cdot L^2 / (E_{balok} \cdot I_{xc})$$

$$= 0,0004 \text{ m (}\downarrow\text{)}$$

12. Lendutan Akibat Pengaruh Temperatur (ET)

$$\sum P_t = 3103,14 \text{ kN}$$

$$\Delta = 0,0642 \cdot \sum P_t \cdot e_p \cdot L^2 / (E_{balok} \cdot I_{xc})$$

$$= 0,0106 \text{ m (}\downarrow\text{)}$$

13. Lendutan Akibat Beban Angin (EW)

$$Q_{EW} = 1,01 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= 5/384 * Q_{EW} * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) \\ &= 0,0026 \text{ m } (\downarrow)\end{aligned}$$

14. Lendutan Akibat Beban Gempa (EQ)

$$Q_{EQ} = 1,39 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}\Delta &= 5/384 * Q_{EQ} * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) \\ &= 0,0036 \text{ m } (\downarrow)\end{aligned}$$

N. Kontrol Lendutan Balok terhadap Kombinasi Pembebanan

Tabel 4. 70 Kontrol Lendutan terhadap Beban Kombinasi – 1

Lend.	MS	MA	PR	SR	TD	TB	ET	EW	EQ	Lend. Komb	Keterangan $\delta < L/240 = 0,208$
δ	0,0989	0,0075	-0,1033	-0,0333	0,0369	0,0004				0,0070	OK

Tabel 4. 71 Kontrol Lendutan terhadap Beban Kombinasi – 2

Lend.	MS	MA	PR	SR	TD	TB	ET	EW	EQ	Lend. Komb	Keterangan $\delta < L/240 = 0,208$
δ	0,0989	0,0075	-0,1033	-0,0333	0,0369	0,0004	0,0106			0,0176	OK

Tabel 4. 72 Kontrol Lendutan terhadap Beban Kombinasi – 3

Lend.	MS	MA	PR	SR	TD	TB	ET	EW	EQ	Lend. Komb	Keterangan $\delta < L/240 = 0,208$
δ	0,0989	0,0075	-0,1033	-0,0333	0,0369	0,0004		0,0026		0,0096	OK

Tabel 4. 73 Kontrol Lendutan terhadap Beban Kombinasi – 4

Lend.	MS	MA	PR	SR	TD	TB	ET	EW	EQ	Lend. Komb	Keterangan $\delta < L/240 = 0,208$
δ	0,0989	0,0075	-0,1033	-0,0333					0,0036	-0,0267	OK

O. Tinjauan Ultimit Balok Prategang

1. Kapasitas Momen Balok Prategang

Diketahui:

Modulus elastisitas baja prategang (strands) ASTM A-416 Grade 270,

$$E_s = 1,93 \times 10^4$$

Jumlah Strand, $n_s = 110$ buah

Luas penampang nominal satu strand, $A_{st} = 0,00010 \text{ m}^2$

Tegangan leleh tendo baja prategang, $f_{py} = 1580 \text{ MPa}$

Kuat tekan beton prategang, $f_c' = 50 \text{ MPa}$

Luas penampang tendon baja prategang, $A_{ps} = 0,01078 \text{ m}^2$

Kuat leleh baja prategang (fps) pada keadaan ultimit ditetapkan sebagai berikut.

Untuk nilai, L/H_c :

$$f_{ps} = f_{eff} + 150 + f_c' / (100 \times \rho_p)$$

$$f_{ps} \text{ harus } \leq f_{eff} + 400 \text{ dan } \leq 0,8 \times f_{py}$$

Berdasarkan data dimensi balok prategang, yaitu sebagai berikut:

$b_1 =$	0,64 m	$h_1 =$	0,07 m
$b_2 =$	0,80 m	$h_2 =$	0,13 m
$b_3 =$	0,30 m	$h_3 =$	0,12 m
$b_4 =$	0,20 m	$h_4 =$	1,65 m
$b_5 =$	0,25 m	$h_5 =$	0,25 m
$b_6 =$	0,70 m	$h_6 =$	0,25 m
$B_{eff} =$	1,31 m	$h =$	2,10 m
		$h_o =$	0,30 m

Dengan L = Panjang bentang balok prategang,

$$H_c = h + h_o = 2,4 \text{ m}$$

Panjang bentang balok prategang, $L = 50 \text{ m}$

Gaya prestress aktif (setelah kehilangan tegangan), $P_{eff} = 11139,40 \text{ kN}$

Tegangan efektif baja prategang, $f_{eff} = P_{eff} / (A_{ps} \times 10^{-3}) = 1033,3 \text{ Mpa}$

Luas penampang balok komposit, $A_c = 1,1464 \text{ m}^2$

Rasio luas penampang baja prategang, $\rho_p = A_{ps} / A_c = 0,00940$

$$L/H_c = 20,83 < 35 \text{ m (OK)}$$

$$f_{ps} = f_{eff} + 150 + f_c' / (100 \times \rho_p) = 1237 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{eff} + 400 = 1433 \text{ Mpa}$$

$$f_{ps} = 0,8 \times f_{py} = 1264 \text{ Mpa}$$

Diambil nilai $f_{ps} = 1264 \text{ Mpa}$

Diambil kuat leleh baja prategang, $\beta_1 = 0,85 \text{ (} f_c' \leq 30 \text{ Mpa)}$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times (f_c' - 30) / 7$$

$$\beta_1 \text{ harus} \geq 0,65$$

Maka, digunakan $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times (f_c' - 30) / 7 \text{ (} f_c' > 30 \text{ Mpa)}$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times (f_c' - 30) / 7 = 0,7071$$

Letak titik berat tendon baja prategang terhadap alas balok, $z_o = 0,3031 \text{ m}$

Tinggi efektif balok, $d = h + h_o - z_o = 2,097 \text{ m}$

Kuat tekan beton prategang, $f_c' = 50 \text{ Mpa} = 50000 \text{ kPa}$

Gaya tarik pada baja prategang, $T_s = A_{ps} \times f_{ps} = 13625,92 \text{ kN}$

Diperkirakan $a < (h_o + h_1)$, $h_o + h_1 = 0,37 \text{ m}$

Gaya tekan tendon, $C_c = [B_{eff} \times h_o + b_1 \times (a - h_o)] \times 0,85 \times f_c'$

$$C_c = T_s = 13625,92 \text{ kN}$$

Maka, $a = [T_s / (0,85 \times f_c') - B_{eff} \times h_o] / b_1 + h_o = 0,185 \text{ m OK, } a < (h_o + h_1)$

Jarak garis netral terhadap sisi atas, $c = a / \beta_1 = 0,262 \text{ m}$

Regangan baja prategang, $\epsilon_{ps} = 0,003 \times (d - c) / c = 0,021 < 0,03 \text{ (OK)}$

$C_c =$ Gaya internal tekan beton

$A_i =$ luas penampang tekan beton

$y_i =$ jarak pusat penampang tekan beton terhadap berat baja prategang

Gaya internal tekan beton, $C_c = \sum (A_i \times 0,85 \times f_c')$

Momen nominal, $M_n = \sum (A_i \times 0,85 \times f_c' \times y_i)$

Tabel gaya tekan dan momen nominal

Tabel 4. 74 Gaya Tekan dan Momen Nominal Balok

No	Lebar	Tinggi	Luas	Gaya	Lengan	y	Momen
	m	m	m ²	kN		m	kNm
1	1,31	0,30	0,3941	16751	$y = d - h_o / 2$	1,947	32613
2	0,64	0,07	0,0448	1904	$y = d - h_o - (a - h_o) / 2$	1,854	3531

$$C_c = T_s = 18655,36 \quad \text{Momen nominal,} \quad M_n = 36144$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,9$

Kapasitas momen ultimit balok prategang, $M_u = \phi \times M_n = 32529 \text{ kNm}$

2. Momen Ultimit Balok Prategang

a. Momen Akibat Susut dan Rangkak

Diketahui:

Gaya internal akibat susut, $P_s = 3709,59 \text{ kN}$

Eksentrisitas, $e' = 0,812 \text{ m}$

Momen akibat susut, $M_s = - P_s \times e' = - 3013,70 \text{ kNm}$

Momen akibat rangkak, $M_R = P_{eff} \times (e's - e_s) = 4741,40 \text{ kNm}$

Momen susut + rangkak, $M_{SR} = 1727,70 \text{ kNm}$

b. Momen Akibat Pengaruh Temperatur

Diketahui:

Gaya internal akibat perbedaan temperatur, $P_t = 3103,14 \text{ kN}$

Eksentrisitas, $e_p = 0,67816 \text{ m}$

Momen akibat pengaruh temperatur, $M_{ET} = P_t \times e_p = 2104,44 \text{ kNm}$

c. Momen Akibat Prategang

Diketahui:

Gaya prategang efektif, $P_{eff} = 11139,40 \text{ kN}$

Eksentrisitas tendon, $e's = 1,13448 \text{ m}$

Momen akibat gaya prategang, $M_{PR} = - P_{eff} \times e's = - 12637,47 \text{ kNm}$

3. Resume Momen Balok Prategang

Tabel 4. 75 Resume Momen Balok Prategang

Aksi/Beban	Faktor beban ultimit	Momen		Momen Ultimit		
		Momen	kNm	Mu	kNm	
A. Aksi tetap						
Berat sendiri	KMS	1,3	MMS	11972,65	KMS*MMS	15564,44
Beban mati tambahan	KMA	2	MMA	919,22	KMA*MMA	1838,44
Susut dan rangkak	KSR	1	MSR	1727,70	KSR*MSR	1727,70
Prategang	KPR	1	MPR	-12637,47	KPR*MPR	-12637,47
B. Aksi Transien						
Beban lajur "D"	KTD	2	MTD	4717,50	KTD*MTD	9435,00
Gaya rem	KTB	2	MTB	38,91	KTB*MTB	77,81
C. Aksi temperatur						
Pengaruh temperatur	KET	1,2	MET	2104,44	KET*MET	2525,32
Beban angin	KEW	1,2	MEW	315,00	KEW*MEW	378,00
Beban gempa	KEO	1	MEO	397,27	KEO*MEO	397,27

4. Kontrol Kombinasi Momen Ultimit

Kapasitas momen balok prategang, $M_u = \phi * M_n = 32529 \text{ kNm}$

Tabel 4. 76 Kontrol Kombinasi Momen Ultimit

KOMBINASI I										
MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	MU KOMB	KET <Mu
15564	1838	1728	-12638	9435	78				16006	AMAN
KOMBINASI II										
MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	MU KOMB	KET <Mu
15564	1838	1728	-12638	9435	78	2525			18531	AMAN
KOMBINASI III										
MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	MU KOMB	KET <Mu
15564	1838	1728	-12638	9435	78		378,00		16384	AMAN
KOMBINASI IV										
MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	EW	EQ	MU KOMB	KET <Mu
15564	1838	1728	-12638	9435				397	15928	AMAN

4.1.2.3 Perhitungan Diafragma

A. Dimensi dan Material Pada Diafragma

1. Dimensi Diafragma

a. Diafragma Tengah

- Lebar profil = 0,20 m
- Tinggi profil = 1,65 m
- Lebar segmen $_{SDT}$ = 1,65 m
- Jumlah = 81 buah (konfigurasi 9 buah x 9 segmen)

b. Diafragma Ujung:

- Lebar profil = 0,40 m
- Tinggi profil = 1,90 m
- Lebar segmen, $_{SDU}$ = 1,25 m
- Jumlah = 18 buah (konfigurasi 9 buah x 2 segmen)

2. Parameter Material Rencana (*Material Properties*)

a. Material Beton

Direncanakan kuat tekan beton rencana sebesar 25 MPa pada diafragma (tengah dan ujung). Parameter lainnya yang digunakan adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 77 Material Beton pada Pelat Injak Jembatan

No	Parameter	Kode	Rumus	Hasil	Satuan
1	Kuat tekan beton rencana	f'_c	-	25	MPa
2	Modulus elastik	E_c	$4700 * \sqrt{f'_c}$	23500	MPa
3	Angka poisson	u	-	0,20	
4	Modulus geser	G	$\frac{E_c}{2 * (1 + u)}$	9791,67	MPa
5	Koefisien muai panjang untuk beton	α	-	0,00001	$^{\circ}C$

b. Material Baja

Material baja yang khususnya digunakan pada perencanaan penulangan diafragma (tengah dan ujung) digunakan kelas baja tulangan 420B dengan parameter lainnya sebagai berikut:

Tabel 4. 78 Material Baja pada Pelat Injak Jembatan

No.	Parameter	Kode	Hasil	Satuan
1	Kuat leleh	fy	420	MPa
2	Kuat tarik maksimum	fu	540	MPa
3	Perbandingan fu/fy		1,25	
4	Regangan luluh (elongation)	G	> 10%	
5	Modulus elastisitas	E	200000	MPa

c. Berat Jenis

Berikut adalah parameter berat jenis terhadap material yang ada atau digunakan pada perencanaan pelat injak jembatan:

Tabel 4. 79 Berat Jenis Material

No.	Berat Jenis Material	Kode	Hasil	Satuan
1	Berat beton bertulang	γ_{beton}	25	kN/m ³
2	Berat baja	ρ_{baja}	78,5	kN/m ³

A. Analisa Beban Kerja Pada Diafragma

Pada diafragma, beban yang diperhitungkan hanya berasal dari berat sendiri elemen, karena elemen ini tidak secara langsung menerima beban lalu lintas maupun beban tambahan lainnya.

1. Pada Diafragma Tengah

Berat sendiri,

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{MS-DT}} &= \text{Lebar} * \text{Tinggi} * \text{Berat Jenis} \\
 &= 0,2 * 1,65 * 25 \\
 &= 8,25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Momen yang terjadi,

$$\begin{aligned}
 M_{\text{MS-DT}} &= 1/12 * Q_{\text{MS-DT}} * (S_{\text{DT}})^2 \\
 &= 1/12 * 8,25 * 1,65^2 \\
 &= 1,87 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Gaya geser yang terjadi,

$$\begin{aligned}
 V_{\text{MS-DT}} &= \frac{1}{2} * Q_{\text{MS-DT}} * S_{\text{DT}} \\
 &= \frac{1}{2} * 8,25 * 1,65 \\
 &= 6,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Pada Diafragma Ujung

Berat sendiri,

$$\begin{aligned}Q_{MS-DU} &= \text{Lebar} * \text{Tinggi} * \text{Berat Jenis} \\&= 0,4 * 1,25 * 25 \\&= 19,00 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Momen yang terjadi,

$$\begin{aligned}M_{MS-DU} &= 1/12 * Q_{MS-DU} * (s_{DU})^2 \\&= 1/12 * 19,00 * 1,25^2 \\&= 2,47 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Gaya geser yang terjadi,

$$\begin{aligned}V_{MS-DU} &= 1/2 * Q_{MS-DU} * s_{DU} \\&= 1/2 * 19,00 * 1,25 \\&= 11,99 \text{ kN}\end{aligned}$$

B. Penulangan Diafragma Tengah

1. Data Perencanaan

- a. Kuat tekan beton rencana (f_c') = 25 Mpa
- b. Tegangan leleh (f_y) = 420 MPa
- c. Selimut beton (c) = 40 mm
- d. Lebar tinjauan (b) = lebar profil = 200 mm
- e. Faktor distribusi tegangan (β_1) = 0,85, karena $f_c' < 28$ Mpa
- f. Faktor reduksi (ϕ) kuat lentur = 0,9
- g. Faktor reduksi (ϕ) kuat geser = 0,75
- h. Rasio penulangan (ρ) minimum dan maksimum, berdasarkan Tabel 4.1 untuk mutu beton yang sebesar 25 MPa dan baja tulangan 420B maka:
 - $\rho_{min} = 0,00334$
 - $\rho_b = 0,02530$
 - $\rho_{max} = 0,01897 (0,75 * \rho_b)$
- i. Tegangan nominal maksimum ($R_{n_{max}}$)
$$\begin{aligned}R_{n_{max}} &= 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - 1/2 * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')] \\&= 6,47\end{aligned}$$

2. Analisis Penulangan Lentur

a. Momen nominal (M_n)

Diketahui parapet menerima momen lentur ultimit (M_u) sebesar 1.87 kNm.

$$\begin{aligned}\phi M_n &\geq M_u \\ M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{1,87 \text{ kNm}}{0,9} \\ &= 2,08 \text{ kNm} \\ &= 2,08 * 10^6 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

b. Tinggi efektif (d) dengan direncanakan diameter tulangan utama (d_{pokok}) adalah 19 mm:

$$\begin{aligned}d &= H - c - \frac{1}{2} d_{\text{pokok}} \\ &= 1650 - 40 - \frac{1}{2} 16 \\ &= 1602 \text{ mm}\end{aligned}$$

c. Rasio penulangan diperlukan (ρ_{butuh})

$$\begin{aligned}\rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2R_n}{0,85 * f'_c}} \right), \text{ dengan } R_n = \frac{M_n}{b * d^2} \\ R_n &= \frac{M_n}{b * d^2} \\ &= \frac{2,08 * 10^6}{1000 * 1602^2} \\ &= 0,004\end{aligned}$$

Substitusi nilai R_n ke persamaan ρ_{butuh}

$$\begin{aligned}\rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * 25}{420} \left(1 - \sqrt{\frac{2 * 0,004}{0,85 * 25}} \right) \\ &= 0,000010\end{aligned}$$

$\rho_{\text{butuh}} < \rho_{\text{min}}$, maka dipakai rasio penulangan minimum. Rasio penulangan dipakai (ρ_{pakai}) = 0,00333

e. Luas tulangan pokok yang diperlukan:

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{\text{pakai}} * b * d \\ &= (0,00333 * 200 * 1602) \text{ mm} \\ &= 1068,00 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Luas tulangan pokok:

$$\begin{aligned} A &= \pi / 4 * (d_{\text{pokok}})^2 \\ &= 201,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

f. Jumlah tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} n &= A_s / A \\ &= 1068 / 201,14 \\ &= 5,30 \text{ buah} \\ &\approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Sehingga dibutuhkan tulangan 6D16

2. Analisis Penulangan Geser

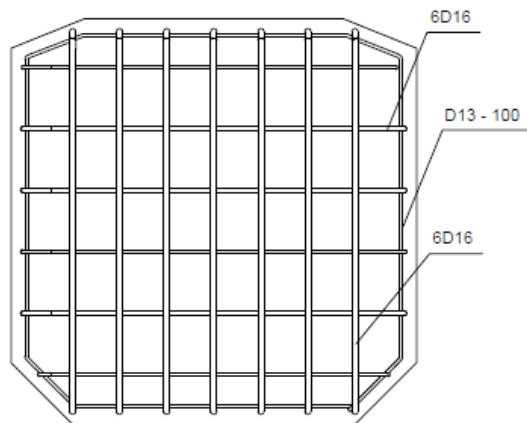
Struktur memerlukan penulangan geser tambahan apabila $\phi V_c < V_u$, dengan rumus ϕV_c adalah:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b * d \\ &= \frac{1}{6} * \sqrt{25} * 200 * 1602 \\ &= 200250 \text{ N} \\ &= 200,25 \text{ kN} > V_u \\ &> 6,81 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Sehingga, parapet tidak memerlukan tulangan geser tambahan.

3. Detail Penulangan (Hasil Analisis Penulangan)

Setelah dilakukan proses analisis dan perhitungan kebutuhan tulangan, diperoleh detail penulangan yang digunakan pada struktur diafragma tengah. Detail penulangan tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.49 berikut.



Gambar 4. 49 Detail Penulangan Diafragma

C. Penulangan Diafragma Ujung

1. Data Perencanaan

- a. Kuat tekan beton rencana (f_c') = 25 Mpa
- b. Tegangan leleh (f_y) = 420 MPa
- c. Selimut beton (c) = 40 mm
- d. Lebar tinjauan (b) = lebar profil = 400 mm
- e. Faktor distribusi tegangan (β_1) = 0,85, karena $f_c' < 28$ Mpa
- f. Faktor reduksi (ϕ) kuat lentur = 0,9
- g. Faktor reduksi (ϕ) kuat geser = 0,75
- h. Rasio penulangan (ρ) minimum dan maksimum, berdasarkan Tabel 4.1 untuk mutu beton yang sebesar 25 MPa dan baja tulangan 420B maka:
 - $\rho_{min} = 0,00334$
 - $\rho_b = 0,02530$
 - $\rho_{max} = 0,01897 (0,75 * \rho_b)$
- i. Tegangan nominal maksimum ($R_{n_{max}}$)

$$R_{n_{max}} = 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')] = 6,47$$

2. Analisis Penulangan Lentur

d. Momen nominal (M_n)

Diketahui parapet menerima momen lentur ultimit (M_u) sebesar 2,47 kNm.

$$\begin{aligned}\phi M_n &\geq M_u \\ M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{2,47 \text{ kNm}}{0,9} \\ &= 2,74 \text{ kNm} \\ &= 2,74 * 10^6 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

e. Tinggi efektif (d) dengan direncanakan diameter tulangan utama (d_{pokok}) adalah 19 mm:

$$\begin{aligned}d &= H - c - \frac{1}{2} d_{\text{pokok}} \\ &= 1900 - 40 - \frac{1}{2} 22 \\ &= 1849 \text{ mm}\end{aligned}$$

f. Rasio penulangan diperlukan (ρ_{butuh})

$$\begin{aligned}\rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2R_n}{0,85 * f'_c}} \right), \text{ dengan } R_n = \frac{M_n}{b * d^2} \\ R_n &= \frac{M_n}{b * d^2} \\ &= \frac{2,74 * 10^6}{1000 * 1849^2} \\ &= 0,002\end{aligned}$$

Substitusi nilai R_n ke persamaan ρ_{butuh}

$$\begin{aligned}\rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * 25}{420} \left(1 - \sqrt{\frac{2 * 0,002}{0,85 * 25}} \right) \\ &= 0,000005\end{aligned}$$

$\rho_{\text{butuh}} < \rho_{\text{min}}$, maka dipakai rasio penulangan minimum. Rasio penulangan dipakai (ρ_{pakai}) = 0,00333

f. Luas tulangan pokok yang diperlukan:

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{\text{pakai}} * b * d \\ &= (0,00333 * 400 * 1849) \text{ mm} \\ &= 2465,33 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Luas tulangan pokok:

$$\begin{aligned} A &= \pi / 4 * (d_{\text{pokok}})^2 \\ &= 380,29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

g. Jumlah tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} n &= A_s / A \\ &= 2465,33 / 380,29 \\ &= 6,48 \text{ buah} \\ &\approx 7 \text{ buah} \end{aligned}$$

Sehingga dibutuhkan tulangan 7D22

4. Analisis Penulangan Geser

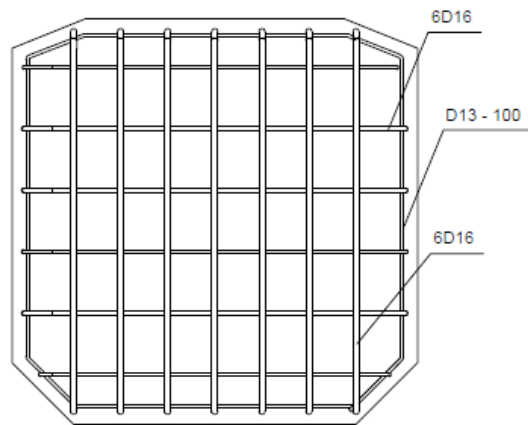
Struktur memerlukan penulangan geser tambahan apabila $\phi V_c < V_u$, dengan rumus ϕV_c adalah:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b * d \\ &= \frac{1}{6} * \sqrt{25} * 400 * 1849 \\ &= 462250 \text{ N} \\ &= 466,25 \text{ kN} > V_u \\ &> 11,99 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Sehingga, parapet tidak memerlukan tulangan geser tambahan.

5. Detail Penulangan (Hasil Analisis Penulangan)

Setelah dilakukan proses analisis dan perhitungan kebutuhan tulangan, diperoleh detail penulangan yang digunakan pada struktur diafragma ujung. Detail penulangan tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.50 berikut.



Gambar 4. 50 Detail Penulangan Diafragma

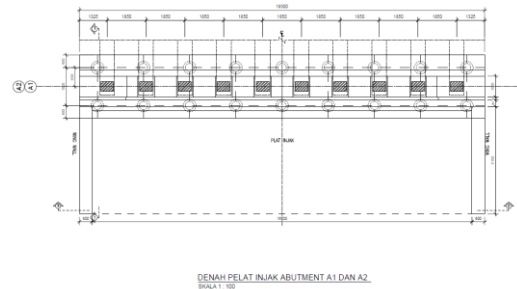
4.1.3 Perhitungan Struktur Bawah

4.1.3.1 Pelat Injak

A. Dimensi dan Material Pada Pelat Injak

Direncanakan pelat injak dengan rencana denah seperti pada Gambar 4.47 berikut.

Adapun kriteria geometri yang direncanakan antara lain:



Gambar 4. 51 Denah Pelat Injak

1. Tebal pelat injak, $t_{pinjak} = 300 \text{ mm}$
2. Lapisan di atas pelat injak
 - Lapis agregat kelas A $t_{agr} = \min(162 - 410) \text{ mm}$
 - Lapis AC base $t_{acbase} = 170 \text{ mm}$
 - Lapis AC BC $t_{acbc} = 60 \text{ mm}$
 - Lapis AC WC $t_a = 50 \text{ mm}$
 - Total tebal lapisan di atas pelat injak $= 442 \text{ mm}$
3. Lebar bidang kontak roda truk, $b_{truk} = 500 \text{ mm}$
4. *Modulus of subgrade* rencana $k_s = 80000 \text{ kN/m}^2$

TABLE 9-1 Range of modulus of subgrade reaction k_s	
Use values as guide and for comparison when using approximate equations	
Soil	k_s , kN/m^3
Loose sand	4800–16 000
Medium dense sand	9600–80 000
Dense sand	64 000–128 000
Clayey medium dense sand	32 000–80 000
Silty medium dense sand	24 000–48 000
Clayey soil:	
$q_a \leq 200 \text{ kPa}$	12 000–24 000
$200 < q_a \leq 800 \text{ kPa}$	24 000–48 000
$q_a > 800 \text{ kPa}$	> 48 000

Gambar 4. 52 Range of Modulus of Subgrade Reaction (k_s) dari Buku
Foundation Analysis and Design

*Sumber: Bowles, J. E. (1997). Foundation Analysis and Design, 5th Edition,
McGraw-Hill, Tabel 9-1.*

Lalu, material beserta berat jenis yang digunakan pada perencanaan pelat injak dijelaskan parameternya diantara lain:

1. Material Beton

Direncanakan kuat tekan beton rencana sebesar 25 MPa pada pelat injak jembatan. Parameter lainnya yang digunakan adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 80 Material Beton pada Pelat Injak Jembatan

No	Parameter	Kode	Rumus	Hasil	Satuan
1	Kuat tekan beton rencana	f_c	-	25	MPa
2	Modulus elastik	E_c	$4700 * \sqrt{f_c'}$	23500	MPa
3	Angka poisson	u	-	0,20	
4	Modulus geser	G	$\frac{E_c}{2 * (1 + u)}$	9791,67	MPa
5	Koefisien muai panjang untuk beton	α	-	0,00001	$^{\circ}\text{C}$

2. Material Baja

Material baja yang khususnya digunakan pada perencanaan penulangan pelat injak digunakan kelas baja tulangan 420B dengan parameter lainnya sebagai berikut:

Tabel 4. 81 Material Baja pada Pelat Injak Jembatan

No.	Parameter	Kode	Hasil	Satuan
1	Kuat leleh	f_y	420	MPa
2	Kuat tarik maksimum	f_u	540	MPa
3	Perbandingan f_u/f_y		1,25	
4	Regangan luluh (<i>elongation</i>)	G	> 10%	
5	Modulus elastisitas	E	200000	MPa

3. Berat Jenis

Berikut adalah parameter berat jenis terhadap material yang ada atau digunakan pada perencanaan pelat injak jembatan:

Tabel 4. 82 Berat Jenis Material

No.	Berat Jenis Material	Kode	Hasil	Satuan
1	Berat beton bertulang	γ_{beton}	25	kN/m^3
2	Berat aspal	γ_{aspal}	22	kN/m^3

B. Analisis Struktur dan Pembebanan Pada Pelat Injak

Pelat injak dianggap hanya menerima beban kerja berupa beban roda gandar oleh truk (beban T) yang besarnya 250 kN (112,5 kN/roda) karena paling menentukan/terbesar. Sama seperti perhitungan pada pelat lantai, beban lalu lintas akibat truk “T” ini dihitung dengan mempertimbangkan pengaruh gaya roda gandar, peningkatan akibat dinamis, serta kepadatan lajur, sehingga diperoleh dengan rumus:

$$\begin{aligned}P_{\text{gandar}} &= 250 \text{ kN} \\P_{\text{TT}} &= P_{\text{gandar}} * (1+\text{FBD}) * \text{faktor kepadatan} \\&= 250 * (1+40\%) \times 1 \\&= 250 \text{ kN} * 1,40 \\&= 350 \text{ kN}\end{aligned}$$

Momen akibat beban truk (PTT) pada pelat injak dapat dihitung dengan mempertimbangkan penyebaran beban roda melalui lapisan perkerasan di atas pelat.

1. Lebar bidang kontak roda truk (b')

$$\begin{aligned}b' &= b + \text{tebal total lapis di atas pelat injak} \\&= 500 + 442 \\&= 942 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Maka, lebar penyebaran beban terpusat,

$$\begin{aligned}r &= b' / 2 = 942/2 = 471 \text{ mm} = 0,471 \text{ m} \\ \lambda &= [E_c * h^3 * \{12 * (1 - \nu^2) \times k_s\}]^{0,25} \\&= 0,911\end{aligned}$$

3. Momen yang terjadi

$$\begin{aligned}M_{\text{max}} &= TT/2 * [1 - (r * \sqrt{2} / \lambda)^{0,6}] \\&= 33,97 \text{ kNm}\end{aligned}$$

4. Momen *ultimate* yang terjadi,

$$\begin{aligned}M_u &= M_{\text{max}} * \text{Koefisien Pembabanan Kuat I Beban Truk} \\&= 33,97 * 1,8 \\&= 61,142 \text{ kNm}\end{aligned}$$

C. Perencanaan Penulangan Pada Pelat Injak

1. Data Perencanaan

- a. Kuat tekan beton rencana (f_c') = 25 Mpa
- b. Tegangan leleh (f_y) = 420 MPa
- c. Modulus elastisitas beton (E_c) = 27805,75 MPa
= 27805575 kPa
- d. Modulus elastitas baja (E) = 200000 MPa
- e. Selimut beton (c) = 50 mm
- f. Lebar tinjauan (b) = 1000 mm
- g. Faktor distribusi tegangan (β_1) = 0,85, karena $f_c' < 28$ Mpa
- h. Faktor reduksi (ϕ) kuat lentur = 0,9
- i. Faktor reduksi (ϕ) kuat geser = 0,75
- j. Rasio penulangan (ρ) minimum dan maksimum, berdasarkan Tabel 4.1 untuk mutu beton yang sebesar 25 MPa dan baja tulangan 420B maka:
 - $\rho_{min} = 0,00334$
 - $\rho_b = 0,00387$
 - $\rho_{max} = 0,02540 (0,75 * \rho_b)$
- k. Tegangan nominal maksimum ($R_{n_{max}}$)
$$R_{n_{max}} = 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')] = 6,47$$

2. Analisis Penulangan Lentur

- a. Momen nominal (M_n)

Diketahui parapet menerima momen lentur ultimit (M_u) sebesar 297 kNm.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{61,142 \text{ kNm}}{0,9} \\ &= 67,94 \text{ kNm} \\ &= 67,94 * 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- b. Tinggi efektif (d) dengan direncanakan diameter tulangan utama (d_{pokok}) adalah 13 mm:

$$\begin{aligned} d &= H - c - \frac{1}{2} d_{\text{pokok}} \\ &= 300 - 50 - \frac{1}{2} 13 \\ &= 243,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- c. Rasio penulangan diperlukan (ρ_{butuh})

$$\begin{aligned} \rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2R_n}{0,85 * f'c}} \right), \text{ dengan } R_n = \frac{M_n}{b * d^2} \\ R_n &= \frac{M_n}{b * d^2}, \quad M_n = 67,94 * 10^6 \text{ Nmm} \\ &= \frac{67,94 * 10^6}{1000 * 243,5^2} \\ &= 1,146 < R_{n\text{max}} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Substitusi nilai R_n ke persamaan ρ_{butuh}

$$\begin{aligned} \rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * 25}{420} \left(1 - \sqrt{\frac{2 * 1,146}{0,85 * 25}} \right) \\ &= 0,00281 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{butuh}} < \rho_{\text{min}}$, maka dipakai rasio penulangan minimum. Rasio penulangan dipakai (ρ_{pakai}) = 0,00333

- g. Luas tulangan pokok yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho * b * d \\ &= (0,00333 * 1000 * 253,5) \text{ mm} \\ &= 811,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} S &= \pi / 4 * d_{\text{pokok}}^2 * b / A_s \\ &= 163,60 \text{ mm} \\ &\approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga, A_s aktual akibat pengambilan jarak sebesar 150 mm adalah:

$$\begin{aligned} A_s \text{ (pokok) aktual} &= \pi / 4 * d_{\text{pokok}}^2 * b / S \\ &= 885,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- d. Tulangan susut (tulangan bagi) arah memanjang diambil sebesar 30% dari tulangan pokok.

$$\begin{aligned} As' &= 50\% * As \text{ pokok aktual} \\ &= 50\% * 885,24 \\ &= 442,62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan susut (d_{susut}) digunakan D10, Jarak antar tulangan yang diperlukan:

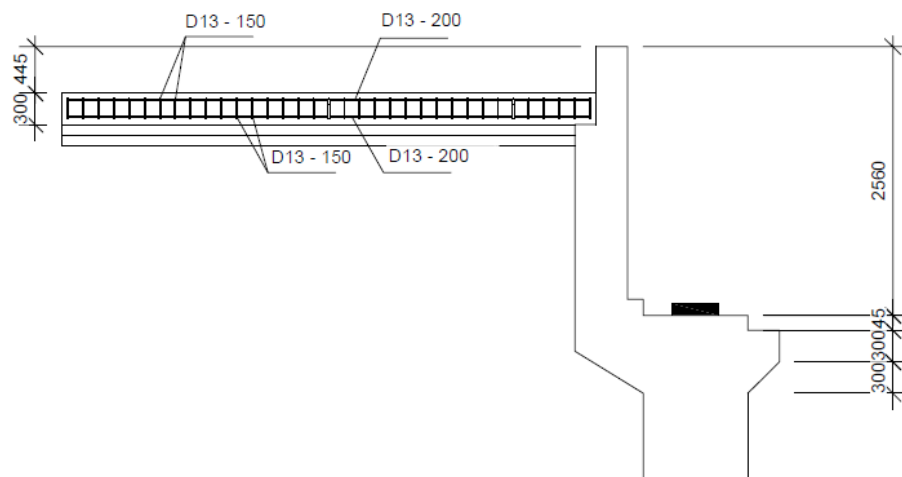
$$\begin{aligned} S' &= \pi / 4 * d_{\text{susut}}^2 * b / As' \\ &= 177,51 \text{ mm} \\ &\approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga, As' aktual akibat pengambilan jarak sebesar 150 mm adalah:

$$\begin{aligned} As' (\text{susut}) \text{ aktual} &= \pi / 4 * d_{\text{susut}}^2 * b / S' \\ &= 523,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

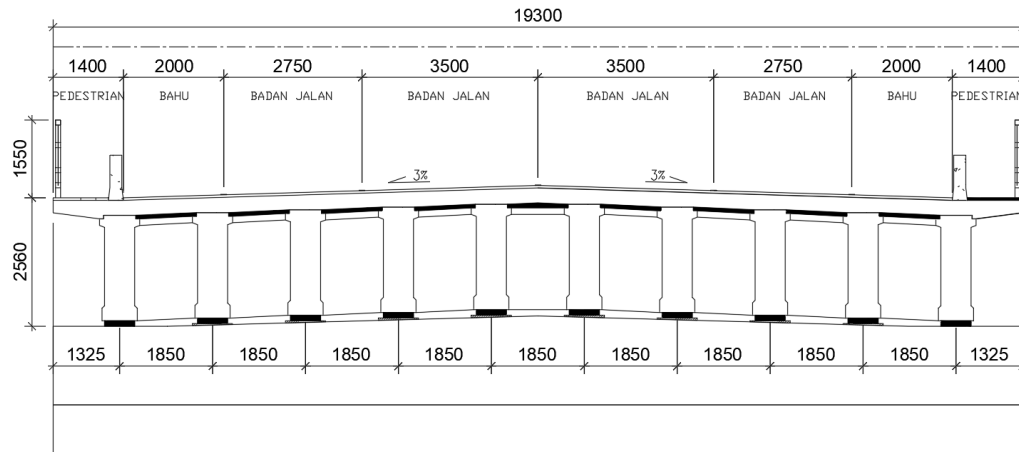
2. Detail Penulangan Hasil Perhitungan

Setelah dilakukan proses analisis dan perhitungan kebutuhan tulangan, diperoleh detail penulangan yang digunakan pada struktur pelat injak. Detail penulangan tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.49 berikut.



Gambar 4. 53 Detail Penulangan Pelat Injak

4.1.3.2 Abutment



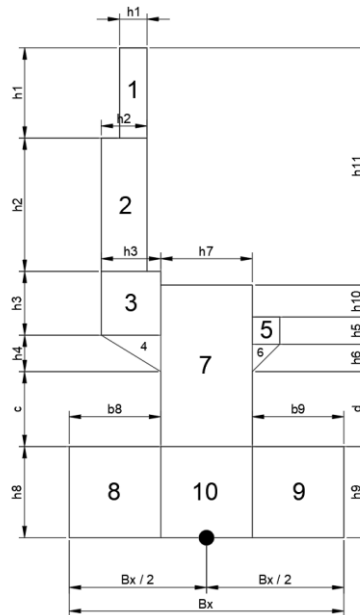
Gambar 4. 54 Tampak Melintang Rencana Jembatan Jetak

- Lebar area lalu lintas, $b_{\text{lalin}} = 16,5 \text{ m}$
- Lebar area pedestrian, $b_{\text{pedest}} = 1,40 \text{ m}$
- Lebar total jembatan, $B_y = 19,5 \text{ m}$
- Tebal pelat lantai jembatan, $t_{\text{slab}} = 0,30 \text{ m}$
- Tebal lapisan aspal dan *overlay*, $t_a = 0,05 \text{ m}$
- Tinggi genangan air rencana, $h_w = 0,05 \text{ m}$
- Tinggi balok prategang, $h_{\text{girder}} = 2,10 \text{ m}$
- Tinggi bidang struktur samping, $h_a = 4,11 \text{ m}$
- Jarak antara balok prategang, $s = 1,85 \text{ m}$
- Panjang bentang jembatan tumpuan-tumpuan, $L = 50,0 \text{ m}$
 - Panjang bentang balok prategang aktual, $L_a = 50,8 \text{ m}$
 - Panjang bentang pelat lantai aktual, $L_{\text{slab}} = 50,984 \text{ m}$

A. Dimensi dan Material Pada Abutment

Dari yang ditargetkan pada bab tiga *preliminary design* abutment direncanakan mempunyai ketinggian yang sama dengan perencanaan sebelumnya, yang tinggi tepatnya adalah 5,375 m. Sehingga direncanakan geometri (termasuk penamaan/notasi bagian) abutment beserta wing wall sebagai berikut:

1. Abutment



Gambar 4. 55 Geometri *Abutment* dan Notasi Dimensi

Tabel 4. 83 Notasi dan Besaran Dimensi Pada Bagian-Bagian Abutment

Notasi	(m)	Notasi	(m)
h1	0,990	b0	4,550
h2	1,462	b1	0,300
h3	0,700	b2	0,500
h4	0,400	b3	0,650
h5	0,300	b5	0,300
h6	0,300	b7	1,000
h7	2,773	b8	1,000
h8	1,000	b9	1,000
h9	1,000	H	5,375
h10	0,350	Bx	3,000
h11	2,600	By	19,300
c	0,823		
d	0,823		

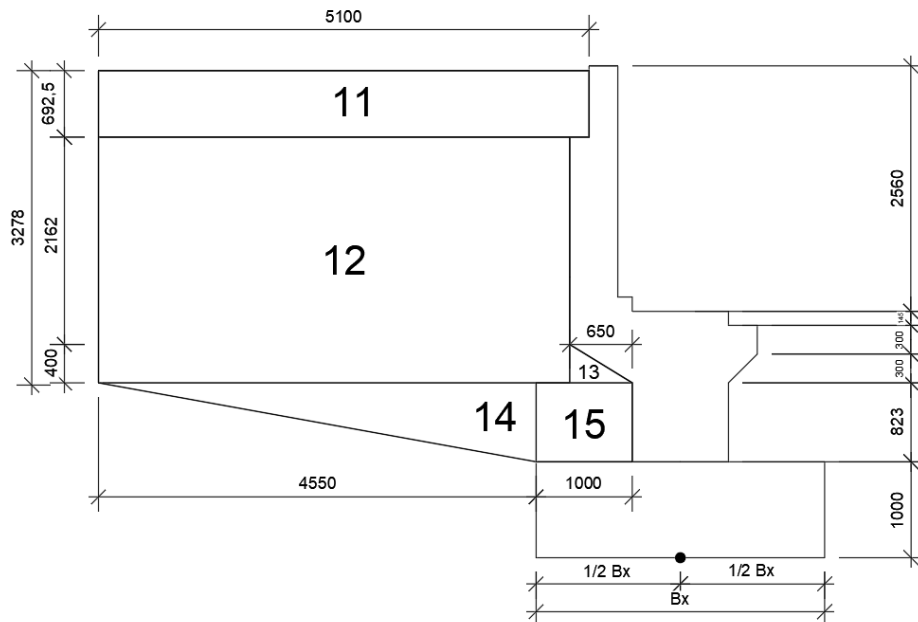
dengan,

By : Panjang melintang abutment, panjang pilecap arah y, panjang melintang

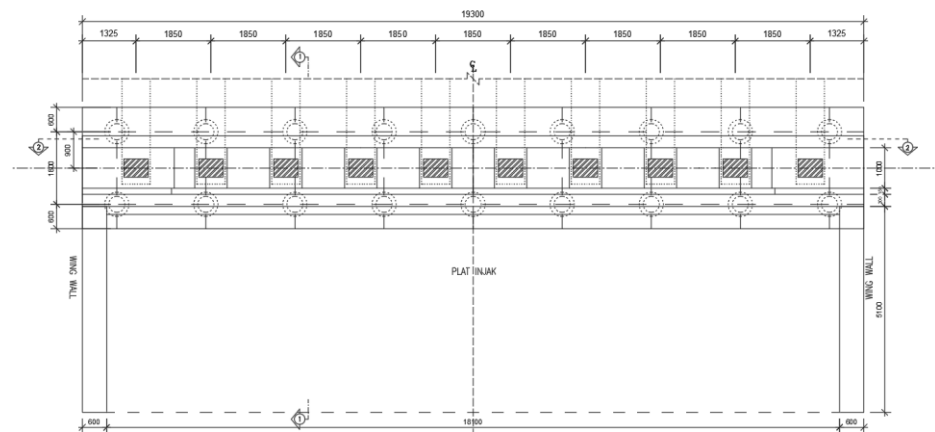
breast wall, dan atau panjang total melintang jembatan.

Bx : Panjang pilecap arah x

2. *Wing Wall* dan Material Pengisi (*Backfill*) Abutment



Gambar 4. 56 Geometri Wing Wall dan Notasi Dimensi



Gambar 4. 57 Geometri dan Tampak Atas Abutment

$$\begin{aligned} \text{Tebal wing wall, } h_{ww} &= 0,60 \text{ m} \\ \text{Panjang melintang bersih backfill, } Ba &= By - (2 * h_{ww}) \\ &= 18,10 \text{ m} \end{aligned}$$

Direncanakan bahan timbunan dan/atau *backfill abutment* dengan material granular (non-kohefif), dengan sudut geser (ϕ) sebesar 35° dan kohesi (c) sebesar 0,00 kPa. Akan tetapi pada perencanaannya akan dicoba menggunakan tanah eksisting.

Abutment akan digunakan mutu beton dengan kuat tekan rencana sebesar 35 MPa pada abutment. Parameter lainnya yang digunakan adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 84 Material Beton pada Abutment

No.	Parameter	Kode	Rumus	Hasil	Satuan
1	Kuat tekan beton rencana	f _c	-	35	MPa
2	Modulus elastik	E _c	$4700 \times \sqrt{f_c'}$	27805,6	MPa
3	Angka poisson	u	-	0.20	
4	Modulus geser	G	$\frac{Ec}{2 \times (1 + u)}$	12089,4	MPa
5	Koefisien muai panjang untuk beton	a	-	0.00001	/°C

Lalu untuk material baja yang khususnya digunakan pada perencanaan penulangan abutment digunakan sepenuhnya kelas baja tulangan 420B dengan parameter lainnya pada tabel 4.80 berikut.

Tabel 4. 85 Material Baja pada Abutment

No.	Parameter	Kode	Hasil	Satuan
1	Kuat leleh	f _y	420	MPa
2	Kuat tarik maksimum	f _u	540	MPa
3	Perbandingan f _u /f _y		1.25	
4	Regangan luluh (<i>elongation</i>)	G	$\geq 10\%$	
5	Modulus elastisitas	E	200000	MPa

Adapun parameter terkait berat jenis terhadap material yang ada atau digunakan pada perencanaan abutment pada tabel 4.81 berikut.

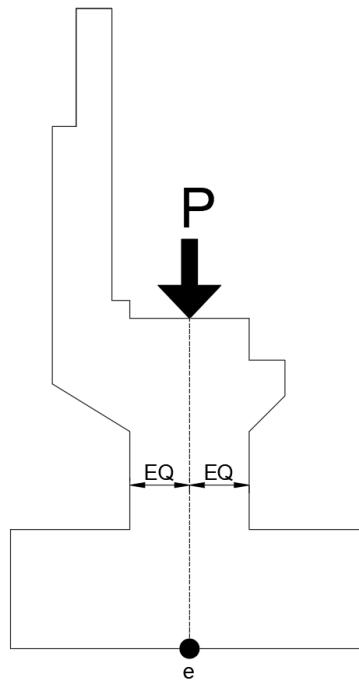
Tabel 4. 86 Berat Jenis Material

No.	Berat Jenis Material	Kode	Hasil	Satuan
1	Berat beton bertulang	γ_{beton}	25	kN/m^3
2	Berat aspal	γ_{aspal}	22	kN/m^3
3	Berat jenis air	γ_{air}	9.8	kN/m^3
4	Berat baja	ρ_{baja}	78.5	kN/m^3
5	Berat isi tanah	γ_{tanah}	17	kN/m^3

B. Desain Eksentrisitas dan Analisa Beban Kerja Pada Abutment

1. Desain Eksentrisitas Abutment

Perletakan direncanakan sedemikian rupa sehingga gaya vertikal dari superstruktur bekerja melalui garis kerja pusat perletakan (*equivalent line*) pada breastwall dan pilecap yang diilustrasikan seperti pada Gambar 4.57. Dengan demikian, eksentrisitas dapat diabaikan dan momen akibat beban vertikal tidak terjadi ($e = 0$; $M = P * e$) karena gaya jatuh tepat pada pusat penampang.



Gambar 4. 58 Ilustrasi Eksentrisitas Beban Vertikal Pada Abutment

2. Analisa Beban Kerja Berat Sendiri (MS) pada *Abutment*

a. Berat Sendiri Struktur Atas

Tabel 4. 87 Analisa Berat Sendiri Struktur Atas

No.	Jenis		Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
			b (m)	t (m)	La (m)	n			
1	Pelat lantai	(cast in situ)	19,30	0,30	50,98	1,00	25,00	kN/m ³	7379,93
2	Deck Slab	(cast in situ)	1,21	0,07	50,80	9,00	25,00	kN/m ³	968,12
3	Girder	(precast)			50,80	10,00	19,19	kN/m	9748,52
	Diafragma Ujung	(cast in situ)	1,25			18,00	19,00	kN/m	427,50
4	Diafragma Tengah	(cast in situ)	1,65			63,00	8,25	kN/m	857,59
Total berat sendiri struktur atas <i>precast</i> ,							WMS Precast =		9748,52
Total berat sendiri struktur atas <i>cast in situ</i> ,							WMS Situ =		9633,14

Beban yang diterima pada 1 abutment.

$$P_{MS \text{ Precast}} = W_{MS \text{ Precast}} / 2$$

$$= 4874,26 \text{ kN}$$

$$P_{MS \text{ Situ}} = W_{MS \text{ Situ}} / 2$$

$$= 4816,57 \text{ kN}$$

Eksentrisitas tumpuan terhadap fondasi.

$$e = 0,00 \text{ m}$$

Momen yang timbul pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas,

$$M_{MS \text{ Precast}} = P_{MS \text{ Precast}} * e$$

$$= 4874,26 * 0$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

$$M_{MS \text{ Situ}} = P_{MS \text{ Situ}} * e$$

$$= 4816,57 * 0$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

- b. Berat sendiri struktur bawah, struktur abutment (*cast in situ*)

Tabel 4. 88 Analisa Berat Sendiri Abutment

No.	Parameter Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
1	0,30	0,99	1,00	-1,00	143,30	0,800	-114,64
2	0,50	1,46	1,00	-1,00	352,71	0,900	-317,44
3	0,65	0,70	1,00	-1,00	219,54	0,825	-181,12
4	0,65	0,40	0,50	-1,00	62,73	0,717	-44,95
5	0,30	0,30	1,00	1,00	43,43	0,650	28,23
6	0,30	0,30	0,50	1,00	21,71	0,600	13,03
7	1,00	2,77	1,00	-1,00	1337,97	0,000	0,00
8	1,00	1,00	1,00	-1,00	482,50	1,000	-482,50
9	1,00	1,00	1,00	1,00	482,50	1,000	482,50
10	1,00	0,35	1,00	-1,00	168,88	0,000	0,00
P _{MS} Abutment =					3315,26	M _{MS} Abutment =	-616,90

Hasil:

P_{MS} pada abutment = 3315,26 kN

M_{MS} pada abutment = -616,90 kNm

- c. Berat sendiri struktur bawah, wing wall (*cast in situ*)

Tabel 4. 89 Analisa Berat Sendiri *Wing Wall*

No.	Parameter Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
11	5,10	0,693	1,00	-1,00	105,95	3,500	-530,15
12	4,90	2,562	1,00	-1,00	376,61	3,600	-1355,81
13	0,65	0,300	0,50	-1,00	5,85	0,933	-5,46
14	4,55	0,823	0,50	-1,00	112,34	4,533	-509,27
15	1,00	0,823	1,00	-1,00	24,69	1,000	-24,69
P _{MS} Wall =					670,97	M _{MS} Wall =	-2425,40

Hasil:

P_{MS} pada *wing wall* = 670,97 kN

M_{MS} pada *wing wall* = -2425,40 kNm

- d. Berat sendiri struktur bawah, tanah pengisi abutment (*backfill*)

Tabel 4. 90 Analisa Berat Sendiri Pengisi Abutment (*Backfill*)

No.	Parameter Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
16	0,55	0,990	1,00	-1,00	167,54	1,225	-205,24
17	0,35	3,385	1,00	-1,00	364,55	1,325	-483,03
18	0,65	0,400	0,50	-1,00	40,00	0,933	-37,33
19	0,65	0,823	1,00	-1,00	164,60	0,825	-135,80
P _{MS Tanah} =					736,70	M _{MS Tanah} =	-861,40

Hasil:

P_{MS} pada tanah pengisi = 736,70 kN

M_{MS} pada tanah pengisi = -861,40 kNm

Rekapitulasi beban akibat beban sendiri (MS) struktur bawah dan atas dapat dilihat pada tabel 4.87 berikut.

Tabel 4. 91 Rekapitulasi Beban Sendiri Struktur Atas dan Bawah

No	Berat sendiri	P _{MS} (kN)	M _{MS} (kN)
1	Struktur atas		
	- <i>Precast</i>	4874,26	0,00
	- <i>Cast in situ</i>	4816,57	0,00
2	Struktur bawah (abutment + wing wall+ tanah)	4722,93	-3903,70
Total berat sendiri <i>precast</i> =		4874,26	0,00
Total berat sendiri <i>cast in situ</i> =		9539,50	-3903,70

3. Analisa Beban Mati Tambahan (MA) pada *Abutment*

Tabel 4. 92 Analisa Beban Mati Tambahan Pada *Abutment*

Jenis	Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n			
Lapis aspal dan overlay	16,50	0,05	50,00	1,00	22,00	kN/m ³	907,50
Genangan air hujan	19,30	0,05	50,00	1,00	9,80	kN/m	472,85
Parapet			50,00	2,00	6,75	kN/m	675,00
Tiang PJU <i>set</i>			50,00	2,00	0,11	kN/m	11,00
Railing			50,00	2,00	0,86	(kN/m)	86,00
W _{MA} =							2152,35

- a. Beban yang diterima pada 1 abutment.

$$P_{MA} = W_{MA} / 2$$

$$= 1076,18 \text{ kN}$$

- b. Eksentrisitas tumpuan terhadap fondasi.

$$e = 0,00 \text{ m}$$

- c. Momen yang timbul pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas,

$$M_{MA} = P_{MA} * e$$

$$= 1076,18 * 0$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

4. Analisa Tekanan Tanah Pada Abutment, Evaluasi Penggunaan Tanah Eksisting Sebagai Pengisi (*Backfill*) Abutment

Tabel 4. 93 Rumus Tekanan Tanah Aktif Teori Rankine Untuk Tanah Kohesif-Friksi

Komponen Tekanan	Notasi	Rumus	Titik Kerja Momen
Berat sendiri tanah	(T _γ)	$\gamma/2 \times H^2 \times K_a$	H/3
Kohesi tanah	(T _c)	$-2 \times c \times \sqrt{K_a} \times H$	H/2
Beban luar dari permukaan	(T _q)	$q \times K_a \times H$	H/2

- a. Parameter/ data tanah eksisting

- Berat volume (γ_s eksisting) = 18,00 kN/m³
- Sudut geser (ϕ) = 18,00 °
- Kohesi (c) = 50,00 Kpa

- b. Perencanaan desain

- Tinggi abutment (H) = 5,375 m
- Tinggi *bottom level* pelat injak ke perkerasan, (H_q) = 4,26 m

- c. Detail perencanaan desain *bottom level* pelat injak ke perkerasan

- Lebar bidang kontak roda truk (b_{kr}) = 500 mm
- Tebal lapis AC WC = 40 mm
- Tebal AC BC = 60 mm
- Tebal AC Base = 170 mm
- Tebal Agregat Kelas A = 172,5 mm
- Total tebal lapis atas pelat injak = 442,5 mm

- Tebal pelat injak = 300 mm

Sehingga, lebar bidang kontak roda truk (b') = $b_{kr} + 442,5 = 942,5$ mm

d. Analisa beban dan gaya

Lebar kendaraan truk (SNI 1725:2016) = 9 hingga 14 m
= diasumsikan 12 m

Berdasarkan perhitungan pelat lantai sebelumnya, ban truk total (terfaktor FBD) = 157,5 kN

Sehingga, koefisien Tekanan Aktif *Rankine* (K_a):

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) \\ = 0,53 \text{ rad}$$

Tekanan akibat berat tanah

$$T\gamma = 1/2 \times \gamma \times H^2 \times K_a \\ = 137,81 \text{ kN/m}$$

Tekanan akibat kohesi tanah

$$T_c = -2 \times c \times \sqrt{K_a} \times H \\ = -391,31 \text{ kN/m}$$

Tekanan akibat beban luar (truk)

$$T_q = q \times K_a \times H_q$$

untuk,

$$q = \text{Beban truk total}/A \\ = \text{Beban truk total} / (b_{kr} \times b') \\ = 13,125 \text{ kPa}$$

Substitusi q ke rumus tekanan akibat beban luar

$$T_q = 29,633 \text{ kN/m}$$

e. Perhitungan dan akumulasi tekanan

Dengan:

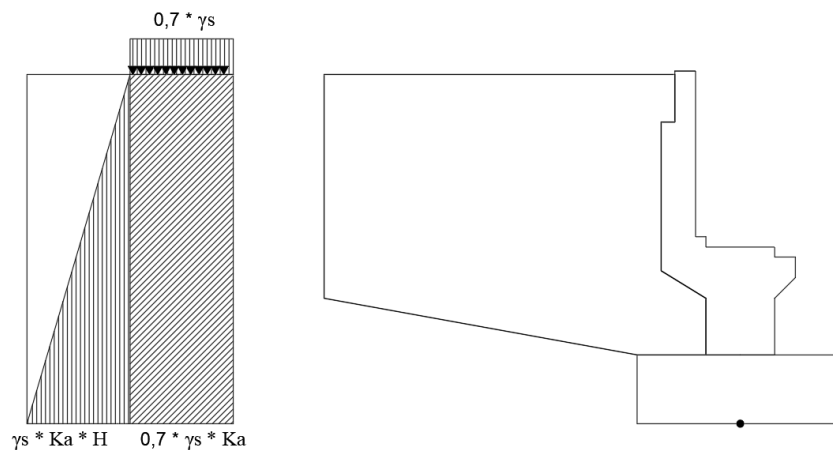
- Panjang bersih ruang *backfill* abutment, $B_a = 18,10$ m

- Tekanan aktif tanah sepanjang abutment (TTA) = $T \text{ (kN/m)} \times B_a$

Tabel 4. 94 Hasil Tekanan Tanah Aktif *Backfill* Dengan Material Tanah Eksisting

No.	Uraian Tekanan	Notasi	T (kN/m)	TTA (kN)	Titik Kerja Momen	y	MTA (kNm)
1.	Tekanan akibat berat tanah	T _γ	137,8	2494,3	y = H / 2	2,7	6703,5
2.	Tekanan akibat kohesi tanah	T _c	-391,3	-7082,6	y = H / 3	1,8	-12689,7
3.	Tekanan akibat beban luar (truk)	T _q	29,6	429,1	y = H / 4	1,8	768,8
Total =				-4159,2	Total =		-5217,4
Direct = -1,00							
Total =				4159,2	Total =		5217,4

5. Analisa Tekanan Tanah pada Abutment dengan Penggunaan Tanah Timbunan Sebagai *Backfill*



Gambar 4. 59 Skema Distribusi Tekanan Tanah Aktif pada Abutment

- Tinggi abutment (H) = 5,38 m
- Tinggi back wall atas = h1
- Tinggi back wall bawah = h2
- Tinggi breast wall = h7
- Tinggi pilecap = h8
- Lebar timbunan tanah, (B_y') = 18,10 m
- Berat volume tanah (γ_s granular) = 17,00 kN/m³
- Sudut gesek dalam (ϕ) = 35,00 °
- Sudut gesek antara urugan dan dinding (δ) = 25,00 °

- Sudut pada urugan (β) $= 0,00^\circ$
- Sudut *back wall* terhadap garis horizontal (θ) $= 90,00^\circ$
- Faktor pengurangan kekuatan, $K_{\phi R}$ $= 0,7$
- Sudut geser efektif tanah,

$$\begin{aligned}\phi'f &= \tan^{-1} (K_{\phi R} * \tan \phi) \\ &= \tan^{-1} (0,7 * \tan 35^\circ) \\ &= 26,11^\circ\end{aligned}$$
- Koefisien tekanan tanah aktif metode Mononobe Okabe,

$$K_a = \sin^2 (\theta + \phi_f) / \Gamma (\sin^2 \theta \sin (\theta - \delta))$$
 untuk,

$$\begin{aligned}\Gamma &= \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'f + \delta) \sin(\phi'f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right] \\ &= \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(26,11^\circ + 25^\circ) \sin(26,11^\circ - 0^\circ)}{\sin(90^\circ - 25^\circ) \sin(90^\circ + 0^\circ)}} \right] \\ &= 1,61 \\ K_a &= \sin^2 (90^\circ + 26,11^\circ) / 1,61 (\sin^2 90^\circ \sin (90^\circ - 25^\circ)) \\ &= 0,81 / 1,46 \\ &= 0,553\end{aligned}$$

a. Analisa gaya tekanan tanah yang terjadi:

Gaya tekanan tanah aktif akibat beban tambahan (T_{TA1}),

$$\begin{aligned}T_{TA1} &= 0,7 * \gamma_s \text{ granular} * K_a * B y' * (H_{tinjauan}) \\ &= 0,7 \times 17 \times 0,553 \times 18,10 \times (H_{tinjauan}) \\ &= 85,08 \times H_{tinjauan}\end{aligned}$$

Gaya tekanan tanah aktif akibat timbunan tanah (T_{TA2})

$$\begin{aligned}T_{TA2} &= 0,5 \times \gamma_s \text{ gran} \times K_a \times B y' \times (H_{tinjauan})^2 \\ &= 0,5 \times 17 \times 0,553 \times 18,10 \times (H_{tinjauan})^2 \\ &= 85,08 \times H_{tinjauan}^2\end{aligned}$$

b. Tekanan tanah yang terjadi pada pilecap

$$\begin{aligned}\text{Sehingga } H_{tinjauan} &= H \\ &= 5,375 \text{ m}\end{aligned}$$

Tabel 4. 95 Tekanan Tanah Aktif Terjadi Pada Pilecap

No.	Tekanan Tanah	TTA (kN)	Titik Kerja Momen	y (m)	MTA (kNm)
a	b	c	d	e	f = c * e
1	TTA1 = 85,08 x H _{tinjauan}	457,30	y = H _{tinjauan} / 2	2,69	1228,99
2	TTA2 = 85,08 x (H _{tinjauan}) ²	2457,99	y = H _{tinjauan} / 3	1,79	4403,89
TTA pilecap =		2915,29	MTA pilecap =		5632,89

- c. Tekanan tanah yang terjadi pada breast wall

$$H_{tinjauan} = H - h_8$$

$$= 4,375 \text{ m}$$

Tabel 4. 96 Tekanan Tanah Aktif Terjadi Pada Breast Wall

No.	Tekanan Tanah	TTA (kN)	Titik Kerja Momen	y (m)	MTA (kNm)
a	b	c	d	e	f = c * e
1	TTA1 = 85,08 x H _{tinjauan}	372,22	y = H _{tinjauan} / 2	2,19	814,23
2	TTA2 = 85,08 x (H _{tinjauan}) ²	1628,47	y = H _{tinjauan} / 3	1,46	2374,85
TTA breast wall =		2000,69	MTA breast wall =		3189,08

- d. Tekanan tanah yang terjadi pada back wall bawah

$$H_{tinjauan} = h_1 + h_2$$

$$= 2,452 \text{ m}$$

Tabel 4. 97 Tekanan Tanah Aktif Terjadi Pada Back Wall Bawah

No.	Tekanan Tanah	TTA (kN)	Titik Kerja Momen	y (m)	MTA (kNm)
a	b	c	d	e	f = c * e
1.	TTA1 = 85,08 x H _{tinjauan}	208,61	y = H _{tinjauan} / 2	1,23	255,76
2.	TTA2 = 85,08 x (H _{tinjauan}) ²	511,52	y = H _{tinjauan} / 3	0,82	418,08
TTA back wall bawah =		720,13	MTA back wall bawah =		673,84

- e. Tekanan tanah yang terjadi pada back wall atas

$$H_{tinjauan} = h_1$$

$$= 0,99 \text{ m}$$

Tabel 4. 98 Tekanan Tanah Aktif Terjadi Pada Back Wall Atas

No.	Tekanan Tanah	TTA (kN)	Titik Kerja Momen	y (m)	MTA (kNm)
a	b	c	d	e	f = c * e
1.	TTA1 = 85,08 x H _{tinjauan}	84,23	y = H _{tinjauan} / 2	0,50	41,69
2.	TTA2 = 85,08 x H _{tinjauan}	83,39	y = H _{tinjauan} / 3	0,33	27,52
	TTA back wall atas =	167,61	MTA back wall atas =		69,21

6. Analisa Beban Lalu Lintas pada *Abutment*

a. Beban Terpusat Lajur “D”

Berdasarkan tinjauan pustaka pada bab dua, telah dipilih komponen pembebanan pada beban lajur “D” berdasarkan kriteria panjang bentang jembatan yang direncanakan, sebagai berikut:

- Untuk $L > 30$ m, $q = 9 \cdot (0,5 + 15/L)$
- Intensitas BGT, $p = 49$ kN/m
- DLA $= 0,4 - 0,0025 \cdot (L - 50)$

untuk,

Panjang balok, $L = 50$ m

Lebar area lalu lintas $= 16,50$ m

Maka beban terpusat lajur ‘D’,

$$WTD = (q \cdot b \text{ lalin} \cdot L \cdot Fb) + (p \cdot b \text{ lalin} \cdot Fb \cdot (1 + FBD))$$

- Jumlah beban yang ditahan 1 abutment, $PTD = \frac{1}{2} \cdot WTD$
 - Momen yang terjadi pada 1 abutment, $MTD = PTD \cdot e$
- Jarak eksentrisitas beban dari pusat fondasi, $e = 0,00$ m

Tabel 4. 99 Analisa Beban Terpusat Lajur “D” Pada 1 Abutment

Uraian	Notasi	Identitas Beban	Hasil	Satuan
Beban terpusat lajur 'D'	P TD	Beban Vertikal	3535,95	kN
	M TD	Momen	0	kNm

b. Beban Pejalan Kaki

- Bentang jembatan (tumpuan-tumpuan), $L = 50$ m
- Lebar area pejalan kaki, $b_{ped} = 1,40$ m
- Jumlah area pedestrian, $n = 2$ area

Luas bidang pedestrian,

$$\begin{aligned} A &= L \times b_{\text{ped}} \times n \\ &= 50 \times 1,4 \times 2 \\ &= 140,00 \text{ m}^2 > 100 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$A > 100 \text{ m}^2$, mengacu tinjauan pustaka pada bab dua maka nilai

$$\begin{aligned} q &= 2,00 \text{ kPa} \\ &= 2,00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Jumlah beban yang ditahan 1 abutment, $PTP = \frac{1}{2} A \times q$
 - Momen yang terjadi pada 1 abutment, $MTP = PTP \times e$
- Jarak eksentrisitas beban dari pusat fondasi, $e = 0,00 \text{ m}$

Tabel 4. 100 Analisa Beban Pejalan Kaki Pada 1 Abutment

Uraian	Notasi	Identitas Beban	Hasil	Satuan
Beban Pejalan Kaki (TP)	P TP	Beban Vertikal	140	kN
	M TP	Momen	0	kNm

c. Gaya Rem (TB)

Berdasarkan tinjauan pustaka pada bab dua, telah dipilih komponen pembebanan pada gaya rem (H_{TB}) berupa $TB = 250 \text{ kN}$, dengan gaya dianggap bekerja horizontal pada ketinggian $1,8 \text{ m}$ ($y_{TB} = 1,8 \text{ m}$) di atas permukaan jalan.

- Jumlah beban yang ditahan 1 abutment, $PTB = \frac{1}{2} \times TB$
- Momen yang terjadi pada 1 abutment, $MTB = PTB \times y'$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi titik kerja momen yang terjadi. } y' &= y_{TB} + Ht'_x \\ &= 1,8 + Ht'_x \end{aligned}$$

Diketahui:

$$\text{Pilecap, } Ht'_{\text{pilecap}} = 5,375 \text{ m}$$

$$\text{Breast wall, } Ht'_{\text{breastwall}} = 4,375 \text{ m}$$

Tabel 4. 101 Analisa Gaya Rem Pada 1 Abutment

No	Gaya Rem (TB)	PTB (kN)	y '(m)	MTA (kNm)
a	b	c = TB/2	d	e = c * d
1.	TB pilecap = 250 kN	125,00	7,18	896,88
2.	TB breastwall = 250 kN		6,18	771,88

7. Analisa Beban Akibat Lingkungan pada Abutment

a. Temperatur (ET)

Berdasarkan tinjauan pustaka pada bab dua, komponen beban temperatur yang dipilih:

- $T_{max} = 40,00$
- $T_{min} = 15,00$

Data lain yang diperlukan:

- Koefisien muai panjang untuk beton, $\alpha = 0,00001/^{\circ}\text{C}$
- Kekakuan geser elastomer bearing pad, $k = 17300 \text{ kN/m}$
- Panjang total girder, $L_{balok} = 50,8 \text{ meter}$
- Banyak girder, $n_{balok} = 10 \text{ buah}$

Perbedaan temperatur, $\Delta T = \frac{1}{2} (T_{max} - T_{min}) = 12,50 ^{\circ}\text{C}$

Beban temperatur, $ET = \alpha \times \Delta T \times k \times L \times n = 1208,41 \text{ kN}$

- Jumlah beban yang ditahan 1 abutment, $TET = \frac{1}{2} \times ET$
- Momen yang terjadi, $MET = TET \times y_{ET}$

Tinggi titik kerja momen yang terjadi, $y' = y_{ET} = Ht'_x$

Diketahui,

Pilecap, $Ht'_{pilecap} = 5,375 \text{ m}$

Breast wall, $Ht'_{breastwall} = 4,375 \text{ m}$

Tabel 4. 102 Analisa Gaya Temperatur Pada 1 Abutment

No	Gaya Temperatur (ET)	TET (kN)	y '(m)	MET (kNm)
a	b	c = ET/2	d	e = c * d
1.	ET pilecap = 1208,41 kN	604,20	5,375	671,88
2.	ET breastwall = 1208,41 kN		4,376	546,88

b. Beban Angin Struktur (EW_{str})

Tidak diketahui data angin secara *realtime* dan jembatan dirancang bukan dengan kategori jembatan penting sehingga berdasarkan tinjauan pustaka pada bab dua:

- Koefisien seret, C_w = 1,20
- Kecepatan angin rencana, V_w = 35,00 m/det
- Titik kerja beban angin struktur terhitung dari titik tertinggi bidang samping jembatan, $y_{EW_{str}} = h_a$

Data lain yang diperlukan:

- Panjang bentang jembatan, L = 50,00 m
- Tinggi bidang samping struktur, $h_a = h_{balok} + t_{slab} + t_{railing}$
= 4,00 m

Luas bidang samping,

$$A_b = L \times h_a = 200,00 \text{ m}^2$$

Beban angin struktur,

$$EW_{str} = 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b = 176,40 \text{ kN}$$

- Jumlah beban yang ditahan 1 abutment, $TEW_{str} = \frac{1}{2} \times EW_{str}$
- Momen yang terjadi, $MEW_{str} = TEW_{str} \times y_{EW_{str}}$

$$\text{Tinggi titik kerja momen yang terjadi, } y' = y_{EW_{str}} = H_t'$$

Diketahui,

$$\text{Pilecap, } H_t'_{pilecap} = 5,375 \text{ m}$$

$$\text{Breast wall, } H_t'_{breastwall} = 4,375 \text{ m}$$

Tabel 4. 103 Analisa Beban Angin Struktur Pada Pilecap dan Breast Wall

No	Beban Angin Struktur (EW_{str})	TEW_{str} (kN)	y '(m)	MEW_{str} (kNm)
a	b	c = $EW_{str}/2$	d	e = c * d

No	Beban Angin Struktur (EW_{str})	TEW_{str} (kN)	y ' (m)	MEW_{str} (kNm)
1.	$EW_{str} \text{ pilecap} = 176,40 \text{ kN}$	88,20	9,38	1171,88
2.	$EW_{str} \text{ breast wall} = 176,40 \text{ kN}$		8,38	1046,88

c. Beban Angin Kendaraan (EW_k)

Tidak diketahui data angin secara *realtime* dan jembatan dirancang bukan dengan kategori jembatan penting sehingga berdasarkan tinjauan pustaka pada bab dua :

- Koefisien seret, $C_w = 1,20$
- Kecepatan angin rencana, $V_w = 35,00 \text{ m/det}$
- Titik kerja beban angin struktur terhitung dari titik tertinggi bidang samping jembatan, $y_{EW_k} = h_b$

Data lain yang diperlukan:

- Panjang bentang jembatan, $L = 50,00 \text{ m}$
- Tinggi bidang samping kendaraan, $h_b = h_{balok} + t_{slab} + t_a$
 $= 2,45 \text{ m}$

Beban angin kendaraan,

$$EW_k = 0,0012 \times C_w \times (V_w)^2 \times L / 2 = 44,10 \text{ kN}$$

- Jumlah beban yang ditahan 1 abutment, $TEW_k = \frac{1}{2} \times EW_k$
- Momen yang terjadi, $MEW_k = TEW_k \times y_{EW_k}$
Tinggi titik kerja momen yang terjadi, $y' = y_{EW_k} = Ht'_x$

Diketahui,

$$\text{Pilecap, } Ht'_{\text{pilecap}} = 5,375 \text{ m}$$

$$\text{Breast wall, } Ht'_{\text{breastwall}} = 4,375 \text{ m}$$

Tabel 4. 104 Analisa Beban Angin Kendaraan Pada Pilecap dan Breast Wall

No	Beban Angin Kendaraan (EW _k)	TEW _k (kN)	y (m)	MEW _k (kNm)
a	b	c = EW _k /2	d	e = c * d
1.	EW _k pilecap = 44,10 kN	22,05	7,83	172,54
2.	EW _k breast wall = 44,10 kN		6,83	150,49

d. Beban Vertikal Angin Akibat Transfer ke Pelat Lantai

Tidak diketahui data angin secara *realtime* dan jembatan dirancang bukan dengan kategori jembatan penting sehingga berdasarkan tinjauan pustaka pada bab dua :

- Koefisien seret, $C_w = 1,20$
- Kecepatan angin rencana, $V_w = 35,00$ m/det
- Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2.00 m di atas lantai
- Jarak antara roda kendaraan (x_{roda}) yaitu 1,75 m

Data lain yang diperlukan:

- Panjang bentang jembatan, $L = 50,00$ m
- Beban angin struktur, $EW_{str} = 88,20$ kN

Beban angin vertikal,

$$EW = (h / x_{roda} \times T \times EW_{str}) \times L / 2 = 154,25 \text{ kN}$$

- Jumlah beban yang ditahan 1 abutment, $TEW = \frac{1}{2} \times EW$
- Momen yang terjadi, $MEW = TEW \times e$

Jarak eksentrik beban dari pusat fondasi, $e = 0,00$ m

Diketahui,

$$\text{Pilecap, } Ht'_{pilecap} = 5,375 \text{ m}$$

$$\text{Breast wall, } Ht'_{breastwall} = 4,375 \text{ m}$$

Tabel 4. 105 Analisa Beban Angin Vertikal Pada 1 Abutment

Uraian	Notasi	Identitas	Terhitung	Satuan
Beban Angin Verikal (EW) = 154,25 kN	P TP	Beban Vertikal	77,175	kN
	M TP	Momen	0	kNm

e. Beban Gempa Vertikal (EQ_v)

Pada tinjauan pustaka pada bab dua dan/atau berdasarkan SNI 2833 (2016) gempa vertikal dihitung dari 10% reaksi beban permanen, dimana beban permanen merupakan beban mati sendiri dan beban mati tambahan. Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut:

- Reaksi perletakan beban mati struktur atas, $P MS_{atas}$ = 9690,83 kN
- Reaksi perletakan beban mati tambahan, $P MA$ = 1076,18 kN

Adapun perhitungan gempa vertikal adalah sebagai berikut:

$$P EQ_v = 10\% (P MS_{atas} + P MA) \\ = 1076,70 \text{ kN}$$

Jarak eksentrik beban dari pusat fondasi:

$$e = 0,00$$

Sehingga momen akibat gempa vertikal:

$$M EQ_v = P EQ_v * e \\ = 0 \text{ kNm}$$

f. Beban Gempa Horizontal Arah X (EQ_x) dan Arah Y (EQ_y)

- Tinggi breast wall (L_{bwall}) = $h7 - \text{tebal pilecap}$
= 1,77 m
- Ukuran breast wall = $b \times h$
= $B_y \times b7$
= (19,30 x 1,00) m
- Inersia breast wall (Ic_{bwall}) = $1/12 * b * h^3 = 1,61 \text{ m}^4$
- Kuat tekan beton rencana (fc') = 35 MPa
- Modulus elastis beton (Ec) = $4700 \times \sqrt{fc'}$
= 27805,57 MPa
= 27805574,98
- Nilai kekakuan (Kp) = $3 * Ec * Ic / L_{bwall}^3$
= 24071490,97 kN/m²

- Tetapan besaran gravitasi (g) = 9,80 m/det

Rekapitulasi perhitungan berat struktur:

- Total berat sendiri struktur atas, $P MS_{atas}$ = 9690,83 kN
- Total berat sendiri struktur bawah, $P MS_{bawah}$ = 4722,93 kN
- Berat mati tambahan, $P MA$ = 1076,18 kN
- Berat lajur, $P TD$ = 3535,95 kN

Berat total yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan (W_t)

$$W_t = P MS_{atas} + \frac{1}{2} * P MS_{bawah}$$

$$= 12052,30 \text{ kN}$$

Waktu getar alami struktur kondisi arah x (T_x)

$$T_x = 2 * \pi * (\sqrt{W_t / (g * K_p)})$$

$$= 0,04 \text{ detik}$$

Koefisien respons gempa elastis spektrum desain (C)

$$C = A_s + (SDS - A_s) * T_x / T_0$$

$$= 0,39$$

Faktor modifikasi gempa (R)

$$R = 2,0$$

Tekanan akibat gaya gempa ($T EQ_x$)

$$T EQ_x = C/R * (P MS_{atas} + PMA + 0,3 * PTD)$$

$$= 2321,507 \text{ kN}$$

Momen akibat tekanan gaya gempa ($M EQ_x$)

$$M EQ_x = T EQ_x * y$$

Tabel 4. 106 Analisa Gaya Gempa Horizontal

Gaya Gempa Horizontal Arah X (EQ_{hx})	TEQ_{hx} (kN)	$y = Ht'_x$ (m)	MEQ_{hx} (kNm)
a	b	c	$d = b \times c$
Pada breastwall	2321,51	1,77	4116,03

- g. Beban Gempa Horizontal Arah X (E_{Q_x}) dan Arah Y (E_{Q_y})
- Inersia *breast wall* ($I_{c_{bwall}}$) $= 1/12 * b^3 * h = 599,09 \text{ m}^4$
 - Nilai kekakuan (K_{p_y}) $= 3 * E_c * I_c / L_{bwall}^3$
 $= 8966389671,56 \text{ kN/m}$

Waktu getar alami struktur kondisi arah y (T_y)

$$T_y = 2 \times \pi \times (\sqrt{W_t / (g \times K_p)})$$

$$= 0,002 \text{ detik}$$

Koefisien respons gempa elastis spektrum desain (C)

$$C = A_s + (SDS - A_s) \times T_y / T_0$$

$$= 0,35$$

Faktor modifikasi gempa respon (R)

$$R = 2,0$$

Tekanan akibat gaya gempa arah y (T_{EQ_y})

$$T_{EQ_y} = C/R \times (PMS \text{ Atas} + PMA + 0,3 \times PTD)$$

Momen akibat tekanan gaya gempa arah y (M_{EQ_y})

$$M_{EQ_y} = T_{EQ_y} * y$$

Tabel 4. 107 Analisa Gaya Gempa Horizontal Arah Y

Gaya Gempa Horizontal Arah Y ($E_{Q_{hy}}$)	TEQ_{hy} (kN)	$y = Ht'_x$ (m)	MEQ_{hy} (kNm)
a	b	c	d = b x c
Pada breastwall	2321,51	1,77	4116,03

- h. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Tekanan tanah dinamis adalah tambahan tekanan tanah yang timbul akibat beban gempa atau getaran pada massa tanah di belakang struktur penahan (seperti dinding penahan tanah, abutment jembatan, atau basement). Saat terjadi gempa, tanah tidak hanya memberikan tekanan statis, tetapi juga mengalami percepatan horizontal maupun vertikal yang menimbulkan gaya inersia pada massa tanah. Gaya inersia ini kemudian diteruskan ke struktur

sebagai tekanan tanah dinamis, sehingga total tekanan tanah yang bekerja saat gempa merupakan penjumlahan antara tekanan tanah statis dan tekanan tanah dinamis.

Dari perhitungan tekanan gaya gempa arah x dan perhitungan tekanan tanah pada sebelumnya didapatkan:

- Koefisien respon gempa elastis, $C = 0,39$

Berdasarkan data sebelumnya:

- Tinggi struktur abutment, $H = 5,3750 \text{ m}$
- Tinggi tanah rencana/tinjauan (H'_{tinjauan}),
 - $H' \text{ back wall atas} = h_1 = 0,990 \text{ m}$
 - $H' \text{ back wall bawah} = h_1 + h_2 = 2,452 \text{ m}$
 - $H' \text{ breast wall} = H - h_8 = 4,375 \text{ m}$
 - $H' \text{ pilecap} = H = 5,375 \text{ m}$
- Lebar timbunan tanah, $B_{y'} = B_y - 2 \times h_{ww} = 18,10 \text{ m}$
- Berat volume tanah timbunan, $w_s = 17 \text{ kN/m}^3$
- Sudut gesek dalam tanah timbunan, $\phi = 35,00^\circ$
- Sudut geser antara urugan dan dinding, $\delta = 25^\circ$
- Sudut kemiringan timbunan, $i = 0^\circ$
- Koefisien percepatan vertikal, $k_v = 0$
- Kemiringan dinding abutment, $\beta_a = 0^\circ$

Besar sudut tekanan gempa (θ) akibat koefisien respon gempa elastis

$$\theta = \tan^{-1} (C_s m_s x) = 21,43^\circ$$

Koefisien tekanan aktif seismik dihitung dengan,

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\delta + \theta + \beta_a)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right)^{-2} = 0,619$$

$$B' = \frac{(\gamma_s \times H \times (1 - k) \times K_{AE}) \times (H_2 - H_1)}{H_2}$$

$$= \frac{(17 \times H \times (1-0) \times 0,619) \times (H-H'_{tinjauan})}{H}, \text{ dengan } H = 5,375 \text{ m}$$

$$= \frac{(17 \times 5,375 \times 0,619) \times (5,375-H'_{tinjauan})}{5,375}$$

Sehingga,

B' tekanan aktif seismik pada back wall atas, B'a = 46,122 kN/m²

B' tekanan aktif seismik pada back wall bawah, B'b = 30,744 kN/m²

B' tekanan aktif seismik pada breast wall, B'c = 10,518 kN/m²

Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa sebagai berikut:

- TEQ₁ (untuk pilecap, breast wall, back wall bawah dan back wall atas)

$$\begin{aligned} \text{TEQ}_1 &= \frac{1}{2} * (w_s * H'_{tinjauan} * (1-k_v) * K_{AE}) * H'_{tinjauan} * B_y' \\ &= 95,32 * (H'_{tinjauan})^2 \end{aligned}$$

- TEQ₂ (untuk breast wall, back wall bawah dan back wall atas)

$$\begin{aligned} \text{TEQ}_2 &= B'_{tinjauan} \times H'_{tinjauan} \times B_y \\ &= 18,1 * B'_{tinjauan} * H'_{tinjauan} \end{aligned}$$

Tabel 4. 108 Tinjauan Tekanan Tanah Dinamis Pada Struktur

Tinjauan Tekanan Tanah Dinamis Pada <i>Pilecap</i>					
No	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ (kN)	Titik Kerja Momen	y (m)	MTA (kNm)
a	b	c	d	e	f = c * e
1	TEQ1 = 95,32 x H' _{pilecap}	2750,39	y = 2 x H' _{abutment} / 3	3,58	9855,56
TTEQ _{pilecap} =		2750,39	MTEQ _{pilecap} =		9855,56

Tinjauan Tekanan Tanah Dinamis Pada <i>Breast Wall</i>					
No	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ (kN)	Titik Kerja Momen	y (m)	MTA (kNm)
a	b	c	d	e	f = c * e
1	TEQ1 = 95,32 x H' _{breast}	1822,19	y = H' _{breast} / 2	2,19	3986,04
2	TEQ2 = 18,1 x B' _{breast} x H' _{breast}	832,91	y = H' _{breast} / 3	1,46	1214,67
TTEQ _{breast} =		2655,10	MTEQ _{breast} =		5200,70

Tinjauan Tekanan Tanah Dinamis Pada <i>Back Wall Bawah</i>					
No	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ (kN)	Titik Kerja Momen	y (m)	MTA (kNm)
a	b	c	d	e	f = c * e
1	TEQ1 = 95,32 x H' _{bwall bawah}	572,37	y = H' _{bwall bawah} / 2	1,23	701,73
2	TEQ2 = 18,1 x B' _{bwall bawah} x H' _{bwall bawah}	1364,49	y = H' _{bwall bawah} / 3	0,82	1115,25
TTEQ _{bwall bawah} =		1936,86	MTEQ _{bwall bawah} =		1816,97

Tinjauan Tekanan Tanah Dinamis Pada <i>Back Wall Atas</i>					
No	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ (kN)	Titik Kerja Momen	y (m)	MTA (kNm)
a	b	c	d	e	f = c * e
1	TEQ1 = 95,32 x H' _{bwall atas}	93,31	y = H' _{bwall atas} / 2	0,50	46,19
2	TEQ2 = 18,1 x B' _{bwall atas} x H' _{bwall atas}	826,47	y = H' _{bwall atas} / 3	0,33	272,73
TTEQ _{bwall atas} =		919,77	MTEQ _{bwall atas} =		318,92

8. Analisa Beban Akibat Aksi Lainnya, Gesekan Pada Perletakan (FB)

Direncanakan elastomer berdimensi 600 x 450 x 120 mm, dengan berdasarkan lembar pengujian pada Lampiran III. didapatkan kekakuan geser sebesar 17300 kN/m, kelengkapan profil antara lain sebagai berikut:

- Tebal pelat baja = 5 mm
- Tebal lapisan karet = 12 mm
- Jumlah lapisan karet = 5 buah

Data lain yang dibutuhkan:

- Koefisien muai panjang beton pada pelat lantai, α = 0,000011
- Panjang bentang jembatan, L = 50,00 m
- Suhu maksimum desain, T_{max} = 40
- Suhu minimum desain, T_{min} = 15

Nilai kekakuan geser (K)

$$\begin{aligned} K &= \text{kekakuan geser} \times \text{jumlah lapis} \\ &= 86500 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Muai jembatan akibat temperatur (ΔT)

$$\begin{aligned} \Delta T &= \alpha \times L \times (T_{\max} - T_{\min}) \\ &= 0,01 \end{aligned}$$

a. Gaya gesek pada perletakan (TFB)

$$\begin{aligned} \text{TFB} &= \Delta T \times K \\ &= 1189,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap fondasi (YFB_{pcap})

$$\begin{aligned} \text{YFB}_{\text{pcap}} &= h_7 + \text{tebal elastomer} \\ &= 2,88 \text{ m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *breast wall* (YFB_{breast})

$$\begin{aligned} \text{YFB}_{\text{breast}} &= \text{YFB}_{\text{pcap}} - \text{tebal } h_8 \\ &= 1,88 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Momen yang terjadi:

$$\text{MFB}_i = \text{TFB} \times \text{YFB}_i$$

Momen pada fondasi, MFB_{pcap} = 3428,97 kN

Momen pada *breast wall*, MFB_{breast} = 2239,59 kN

9. Rekapitulasi Beban Pada Abutment

Tabel 4. 109 Rekapitulasi Beban Pada Abutment

No	Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak		4874,26			0,00	
1.b	Beton cor di tempat		4816,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak		0,00			0,00	
2.b	Beton cor di tempat		4722,93			-3903,70	
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18			0,00	
4	Tekanan Tanah	TA		2915,29		3189,08	
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD	3535,95			0,00	
6	Beban Pedestrian	TP	140,00			0,00	
7	Gaya Rem	TB		125,00		896,88	
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG		604,20		671,88	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	77,18		88,20	0,00	1171,88
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			22,05		172,54
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	1076,70			0,00	
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh		2321,51	2067,20	4116,03	3665,15
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ		2750,39		9855,56	
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF		1189,38		3428,97	

10. Kombinasi Pembebanan Tak Terfaktor

Tabel 4. 110 Rekapitulasi Pembebanan Tak Terfaktor Kombinasi Kuat I

No	Beban	Kode	KUAT I				
			Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak		4874,26			0,00	
1.b	Beton cor di tempat		4816,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak		0,00			0,00	
2.b	Beton cor di tempat		4722,93			-3903,70	
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18			0,00	
4	Tekanan Tanah	TA		2915,29		3189,08	
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD	3535,95			0,00	
6	Beban Pedestrian	TP	140,00			0,00	
7	Gaya Rem	TB		125,00		896,88	
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG		604,20		671,88	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh					
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ					
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF		1189,38		3428,97	
			19165,89	4833,86	0,00	4283,10	0,00

Tabel 4. 111 Rekapitulasi Pembebanan Tak Terfaktor Kombinasi Kuat II

No	Beban	Kode	KUAT II				
			Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	P (kN)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak		4874,26			0,00	
1.b	Beton cor di tempat		4816,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak		0,00			0,00	
2.b	Beton cor di tempat		4722,93			-3903,70	
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18			0,00	
4	Tekanan Tanah	TA		2915,29		3189,08	
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD	3535,95			0,00	
6	Beban Pedestrian	TP	140,00			0,00	
7	Gaya Rem	TB		125,00		896,88	
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG		604,20		671,88	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh					
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ					
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF		1189,38		3428,97	
			19165,89	4833,86	0,00	4283,10	0,00

Tabel 4. 112 Rekapitulasi Pembebanan Tak Terfaktor Kombinasi Kuat III

No	Beban	Kode	KUAT III				
			Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak		4874,26			0,00	
1.b	Beton cor di tempat		4816,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak		0,00			0,00	
2.b	Beton cor di tempat		4722,93			-3903,70	
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18			0,00	
4	Tekanan Tanah	TA		2915,29		3189,08	
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD					
6	Beban Pedestrian	TP					
7	Gaya Rem	TB					
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG		604,20		671,88	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	77,18		88,20		1171,88
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh					
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ					
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF		1189,38		3428,97	
			15567,11	4708,86	88,20	3386,22	1171,88

Tabel 4. 113 Rekapitulasi Pembebanan Tak Terfaktor Kombinasi Kuat IV

No	Beban	Kode	KUAT IV				
			Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak		4874,26			0,00	
1.b	Beton cor di tempat		4816,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak		0,00			0,00	
2.b	Beton cor di tempat		4722,93			-3903,70	
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18			0,00	
4	Tekanan Tanah	TA		2915,29		3189,08	
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD					
6	Beban Pedestrian	TP					
7	Gaya Rem	TB					
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG		604,20		671,88	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh					
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ					
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF		1189,38		3428,97	
			15489,94	4708,86	0,00	3386,22	0,00

Tabel 4. 114 Rekapitulasi Pembebanan Tak Terfaktor Kombinasi Kuat V

No	Beban	Kode	KUAT V				
			Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak		4874,26			0,00	
1.b	Beton cor di tempat		4816,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak		0,00			0,00	
2.b	Beton cor di tempat		4722,93			-3903,70	
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18			0,00	
4	Tekanan Tanah	TA		2915,29		3189,08	
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD					
6	Beban Pedestrian	TP					
7	Gaya Rem	TB					
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG		604,20		671,88	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	77,18		88,20		1171,88
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			22,05		172,54
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh					
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ					
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF		1189,38		3428,97	
			15567,11	4708,86	110,25	3386,22	1344,42

Tabel 4. 115 Rekapitulasi Pembebanan Tak Terfaktor Kombinasi Ekstrem I

No	Beban	Kode	EKSTREM I				
			Vertikal	Horizontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak		4874,26			0,00	
1.b	Beton cor di tempat		4816,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak		0,00			0,00	
2.b	Beton cor di tempat		4722,93			-3903,70	
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18			0,00	
4	Tekanan Tanah	TA		2915,29		3189,08	
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD	3535,95			0,00	
6	Beban Pedestrian	TP	140,00			0,00	
7	Gaya Rem	TB		125,00		896,88	
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG					
9	Beban Angin pada Struktur	EWS					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	1076,70			0,00	
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh		2321,51	2067,20	4116,03	3665,15
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ		2750,39		9855,56	
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF		1189,38		3428,97	
			20242,59	9301,56	2067,20	17582,81	3665,15

Tabel 4. 116 Rekapitulasi Pembebanan Tak Terfaktor Kombinasi Layan I

No	Beban	Kode	LAYAN I				
			Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak		4874,26			0,00	
1.b	Beton cor di tempat		4816,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak		0,00			0,00	
2.b	Beton cor di tempat		4722,93			-3903,70	
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18			0,00	
4	Tekanan Tanah	TA		2915,29		3189,08	
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD	3535,95			0,00	
6	Beban Pedestrian	TP	140,00			0,00	
7	Gaya Rem	TB		125,00		896,88	
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG		604,20		671,88	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	77,18		88,20		1171,88
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			22,05		172,54
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh					
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ					
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF		1189,38		3428,97	
			19243,06	4833,86	110,25	4283,10	1344,42

Tabel 4. 117 Rekapitulasi Pembebanan Tak Terfaktor Kombinasi Layan II

No	Beban	Kode	LAYAN II				
			Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak		4874,26			0,00	
1.b	Beton cor di tempat		4816,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak		0,00			0,00	
2.b	Beton cor di tempat		4722,93			-3903,70	
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18			0,00	
4	Tekanan Tanah	TA		2915,29		3189,08	
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD	3535,95			0,00	
6	Beban Pedestrian	TP	140,00			0,00	
7	Gaya Rem	TB		125,00		896,88	
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG					
9	Beban Angin pada Struktur	EWS					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh					
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ					
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF		1189,38		3428,97	
			19165,89	4229,66	0,00	3611,22	0,00

Tabel 4. 118 Rekapitulasi Pembebanan Tak Terfaktor Kombinasi Layan III

No	Beban	Kode	LAYAN III				
			Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak		4874,26			0,00	
1.b	Beton cor di tempat		4816,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak		0,00			0,00	
2.b	Beton cor di tempat		4722,93			-3903,70	
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18			0,00	
4	Tekanan Tanah	TA		2915,29		3189,08	
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD	3535,95			0,00	
6	Beban Pedestrian	TP	140,00			0,00	
7	Gaya Rem	TB		125,00		896,88	
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG		604,20		671,88	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh					
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ					
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF		1189,38		3428,97	
			19165,89	4833,86	0,00	4283,10	0,00

Tabel 4. 119 Rekapitulasi Pembebanan Tak Terfaktor Kombinasi Layan IV

No	Beban	Kode	LAYAN IV				
			Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak		4874,26			0,00	
1.b	Beton cor di tempat		4816,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak		0,00			0,00	
2.b	Beton cor di tempat		4722,93			-3903,70	
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18			0,00	
4	Tekanan Tanah	TA		2915,29		3189,08	
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD					
6	Beban Pedestrian	TP					
7	Gaya Rem	TB					
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG		604,20		671,88	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	77,18		88,20		1171,88
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh					
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ					
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF		1189,38		3428,97	
			15567,11	4708,86	88,20	3386,22	1171,88

Tabel 4. 120 Rekapitulasi Pembebanan Tak Terfaktor Kombinasi Fatik

No	Beban	Kode	FATIK				
			Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Akibat Tetap						
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS					
1.a	Beton pracetak						
1.b	Beton cor di tempat						
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS					
2.a	Beton pracetak						
2.b	Beton cor di tempat						
3	Beban Mati Tambahan	MA					
4	Tekanan Tanah	TA					
B	Akibat Beban Lalu Lintas						
5	Beban Lajur	TD	3535,95			0,00	
6	Beban Pedestrian	TP	140,00			0,00	
7	Gaya Rem	TB		125,00		896,88	
C	Akibat Lingkungan						
8	Temperatur	TG					
9	Beban Angin pada Struktur	EWS					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh					
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ					
D	Akibat Lainnya						
14	Gesekan Perletakan	BF					
			3675,95	125,00	0,00	896,88	0,00

11. Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Tak Terfaktor Pada Pilecap

Tabel 4. 121 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Tak Terfaktor Pada Pilecap

No.	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen	
		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kuat I	19165,89	4833,86	0,00	4283,10	0,00
2	Kuat II	19165,89	4833,86	0,00	4283,10	0,00
3	Kuat III	15567,11	4708,86	88,20	3386,22	1171,88
4	Kuat IV	15489,94	4708,86	0,00	3386,22	0,00
5	Kuat V	15567,11	4708,86	110,25	3386,22	1344,42
6	Ekstrem I	20242,59	9301,56	2067,20	17582,81	3665,15
8	Daya Layan I	19243,06	4833,86	110,25	4283,10	1344,42
9	Daya Layan II	19165,89	4229,66	0,00	3611,22	0,00
10	Daya Layan III	19165,89	4833,86	0,00	4283,10	0,00
11	Daya Layan IV	15567,11	4708,86	88,20	3386,22	1171,88
12	Fatik	3675,95	125,00	0,00	896,88	0,00

12. Perhitungan Kapasitas Struktur Penahan (Sebagai Kontrol Stabilitas Abutment)

Eksentrisitas beban terhadap fondasi, $e = -1,50 \text{ m}$

Badan Abutment

Tabel 4. 122 Analisa Perhitungan Berat Sendiri *Abutment* sebagai Kapasitas Penahan

No.	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
1	0,30	0,99	1,00	-1,00	143,30	2,30	-329,60
2	0,50	1,46	1,00	-1,00	352,71	2,40	-846,50
3	0,65	0,70	1,00	-1,00	219,54	2,32	-510,42
4	0,65	0,40	0,50	-1,00	62,73	2,22	-139,04
5	0,30	0,30	1,00	1,00	43,43	2,15	93,36
6	0,30	0,30	0,50	1,00	21,71	2,10	45,60
7	1,00	2,77	1,00	-1,00	1337,97	1,50	-2006,96
8	1,00	1,00	1,00	-1,00	482,50	2,50	-1206,25
9	1,00	1,00	1,00	1,00	482,50	2,50	1206,25
10	1,00	0,35	1,00	-1,00	168,88	1,50	-253,31
P MS ₁ =					3315,26	M MS ₁ =	-3946,88

Wing Wall

Tabel 4. 123 Analisa Perhitungan Berat Sendiri *Wing Wall* sebagai Kapasitas Penahan

NO	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
16	0,55	0,99	1,00	-1,00	167,54	5,000	-837,71
17	0,35	3,39	1,00	-1,00	364,55	5,100	-1859,19
18	0,65	0,40	0,50	-1,00	40,00	2,433	-97,34
19	0,65	0,82	1,00	-1,00	164,60	6,033	-993,11
P _{MS WW} =					736,70	M _{MS WW} =	-3787,36

$$\Sigma PMS = 4051,96 \quad \Sigma MMS = -7734,24$$

13. Rekapitulasi Beban Vertikal Dengan Lengan Gaya Pada Ujung Pilecap Untuk Kontrol Stabilitas

Tabel 4. 124 Rekapitulasi Beban Vertikal Akibat Lengan Gaya Pada Ujung Pilecap

No	Beban	Kode	P/Vertikal (kN)	Lengan O (m)	Momen (kNm)
A	Akibat Tetap				
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS			
1.a	Beton pracetak		4874,26	-1,50	-7311,39
1.b	Beton cor di tempat		4816,57	-1,50	-7224,86
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS			
2.a	Beton pracetak		0,00	Varies	0,00
2.b	Beton cor di tempat		4051,96	Varies	-7734,24
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18	-1,50	-1614,26
4	Tekanan Tanah	TA			
B	Akibat Beban Lalu Lintas				
5	Beban Lajur	TD	3535,95	-1,50	-5303,93
6	Beban Pedestrian	TP	140,00	-1,50	-210,00
7	Gaya Rem	TB			
C	Akibat Lingkungan				
8	Temperatur	TG			
9	Beban Angin pada Struktur	EWS			
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	1076,70	-1,50	-1615,05
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh			
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ			
D	Akibat Lainnya				
14	Gesekan Perletakan	BF			
$\Sigma P =$			19571,62	$\Sigma M =$	-31013,73

Tabel 4. 125 Faktor Pembebanan SNI 1725:2016

No	Aksi / Beban	Kode	FAKTOR PEMBEBANAN SNI 1725:2016										
			K.I	K.II	K.III	K.IV	K.V	E.I	L.I	L.II	L.III	L.IV	F
A	Aksi Tetap												
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS											
1a	Beton pracetak		1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	-
1b	Beton cor di tempat		1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS											
2a	Beton pracetak		1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	-
2b	Beton cor di tempat		1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-
3	Beban Mati Tambahan	MA	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,00	1,00	1,00	1,00	-
4	Tekanan Tanah	TA	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	-
B	Beban Lalu-lintas												
5	Beban Lajur	TD	1,80	1,40	-	-	-	0,30	1,00	1,30	0,80	-	0,75
6	Beban Pedestrian	TP	1,80	1,40	-	-	-	0,30	1,00	1,30	0,80	-	0,75
7	Gaya Rem	TB	1,80	1,40	-	-	-	0,30	1,00	1,30	0,80	-	0,75
C	Aksi Lingkungan												
8	Temperatur	TG	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	0,50	-	0,50	1,00	-
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	-	-	1,40	-	0,40	-	0,30	-	-	0,70	-
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	-	-	-	-	1,00	-	1,00	-	-	-	-
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	-	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	-	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ	-	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-
D	Aksi Lainnya												
14	Gesekan	BF	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-

14. Faktor Pembebanan Untuk Struktur Penahan (Beban Vertikal Dengan Lengan Eksentris $\frac{1}{2}$ Bx)

Tabel 4. 126 Kombinasi dan Faktor Pembebanan Terhadap Struktur Penahan Dengan Lengan Eksentris $\frac{1}{2}$ Bx

No	Kode	TAK TERFAKTOR		K.I	K.II	K.III	K.IV	K.V	E.I	L.I	L.II	L.III	L.IV	F
		P (kN)	M (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)
A														
1	MS													
1a		4874,26	-7311,39	-8773,67	-8773,67	-8773,67	-8773,67	-8773,67	-8773,67	-7311,39	-7311,39	-7311,39	-7311,39	-
1b		4816,57	-7224,86	-9392,31	-9392,31	-9392,31	-9392,31	-9392,31	-9392,31	-7224,86	-7224,86	-7224,86	-7224,86	-
2	MS													
2a		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
2b		4051,96	-7734,24	-10054,51	-10054,51	-10054,51	-10054,51	-10054,51	-10054,51	-7734,24	-7734,24	-7734,24	-7734,24	-
3	MA	1076,18	-1614,26	-2905,67	-2905,67	-2905,67	-2905,67	-2905,67	-2905,67	-1614,26	-1614,26	-1614,26	-1614,26	-
4	TA													
B														
5	TD	3535,95	-5303,93	-9547,07	-7425,50	-	-	-	-1591,18	-5303,93	-6895,10	-4243,14	-	-3977,94
6	TP	140,00	-210,00	-378,00	-294,00	-	-	-	-63,00	-210,00	-273,00	-168,00	-	-157,50
7	TB													
C														
8	TG													
9	EWS													
10	EWL													
11	EQv	1076,70	-1615,05	-	-	-	-	1076,70	-1615,05	-	-	-	-	-
12	EQh													
13	TTEQ													
D														
14	BF													
	Σ =	19571,62	-	-41051,23	-38845,66	-31126,17	-31126,17	-30049,47	-34395,39	-29398,67	-31052,85	-28295,89	-23884,75	-4135,44

15. Kontrol Stabilitas Guling Abutment Arah Memanjang Jembatan

Tabel 4. 127 Kontrol Stabilitas Guling Abutment Arah Memanjang Jembatan

No.	Keadaan Batas	Penahan	Pengguling	SF	Keterangan
		ΣM_w (kN.m)	ΣM_x (kN.m)		
a	b	c	d	$e = c/d$	f
1	Kuat I	-41051,23	4283,10	9,584	OK, SF > 1,5
2	Kuat II	-38845,66	4283,10	9,070	OK, SF > 1,5
3	Kuat III	-31126,17	3386,22	9,192	OK, SF > 1,5
4	Kuat IV	-31126,17	3386,22	9,192	OK, SF > 1,5
5	Kuat V	-30049,47	3386,22	8,874	OK, SF > 1,5
6	Ekstrem I	-34395,39	17582,81	1,956	OK, SF > 1,5
7	Daya Layan I	-29398,67	4283,10	6,86	OK, SF > 1,5
8	Daya Layan II	-31052,85	3611,22	8,60	OK, SF > 1,5
9	Daya Layan III	-28295,89	4283,10	6,61	OK, SF > 1,5
10	Daya Layan IV	-23884,75	3386,22	7,05	OK, SF > 1,5
111	Fatik	-4135,44	896,88	4,61	OK, SF > 1,5

16. Stabilitas Guling Abutment Arah Melintang Jembatan

Tabel 4. 128 Rekapitulasi Beban Vertikal Akibat Lengan Gaya Pada $\frac{1}{2}$ By *Abutment*

No	Aksi / Beban	Kode	Gaya P/Vertikal (kN)	Lengan O (m) = 1/2 By	Momen (kNm)
A	Aksi Tetap				
1	Berat Sendiri Struktur Atas	MS			
1a	Beton pracetak		4874,26	-9,65	-47036,61
1b	Beton cor di tempat		4816,57	-9,65	-46479,91
2	Berat Sendiri Struktur Bawah	MS			
2a	Beton pracetak		0,00	-9,65	0,00
2b	Beton cor di tempat		4051,96	-9,65	-7734,24
3	Beban Mati Tambahan	MA	1076,18	-9,65	-10385,09
4	Tekanan Tanah	TA			
B	Beban Lalu-lintas				
5	Beban Lajur	TD	3535,95	-9,65	-34121,92
6	Beban Pedestrian	TP	140,00	-9,65	-1351,00
7	Gaya Rem	TB			
C	Aksi Lingkungan				
8	Temperatur	TG			
9	Beban Angin pada Struktur	EWS			
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	1076,70	-9,65	-10390,16
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh			
13	Tekanan Tanah Dinamis	TTEQ			
D	Aksi Lainnya				
14	Gesekan	BF			
		$\Sigma =$	19571,62		-157498,93

Tabel 4. 129 Kombinasi dan Faktor Pembebanan Terhadap Struktur Penahan Dengan Lengan Eksentris ½ By

No	Kode	TAK TERFAKTOR		K.I	K.II	K.III	K.IV	K.V	E.I	L.I	L.II	L.III	L.IV	F
		P (kN)	M (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)	Mu (kNm)
A														
1	MS													
1a		4874,26	-47036,61	-56443,93	-56443,93	-56443,93	-56443,93	-56443,93	-56443,93	-47036,61	-47036,61	-47036,61	-47036,61	-
1b		4816,57	-46479,91	-60423,89	-60423,89	-60423,89	-60423,89	-60423,89	-60423,89	-46479,91	-46479,91	-46479,91	-46479,91	-
2	MS													
2a		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
2b		4051,96	-7734,24	-10054,51	-10054,51	-10054,51	-10054,51	-10054,51	-10054,51	-7734,24	-7734,24	-7734,24	-7734,24	-
3	MA	1076,18	-10385,09	-18693,16	-18693,16	-18693,16	-18693,16	-18693,16	-18693,16	-10385,09	-10385,09	-10385,09	-10385,09	-
4	TA													
B														
5	TD	3535,95	-34121,92	-61419,45	-47770,68	-	-	-	-10236,58	-34121,92	-44358,49	-27297,53	-	-25591,44
6	TP	140,00	-1351,00	-2431,80	-1891,40	-	-	-	-405,30	-1351,00	-1756,30	-1080,80	-	-1013,25
7	TB													
C														
8	TG													
9	EWS													
10	EWL													
11	EQv	1076,70	-10390,16	-	-	-	-	-	-10390,16	-	-	-	-	-
12	EQh													
13	TTEQ													
D														
14	BF													
	Σ =	19571,62	-157498,93	-209466,74	-195277,57	-145615,49	-145615,49	-145615,49	-166647,53	-147108,77	-157750,64	-140014,18	-111635,85	-26604,69

Tabel 4. 130 Kontrol Stabilitas Guling Abutment Arah Melintang Jembatan

No.	Keadaan Batas	Penahan	Pengguling	SF	Keterangan
		ΣM_w (kN.m)	ΣM_x (kN.m)		
a	B	c	d	$e = c/d$	f
1	Kuat I	209466,74	-	-	$M_y = 0$
2	Kuat II	195277,57	-	-	$M_y = 0$
3	Kuat III	145615,49	1171,88	124,26	OK, $SF > 1,5$
4	Kuat IV	145615,49	-	-	$M_y = 0$
5	Kuat V	145615,49	1344,42	108,31	OK, $SF > 1,5$
6	Ekstrem I	166647,53	3665,15	45,47	OK, $SF > 1,5$
7	Daya Layan I	147108,77	1344,42	109,42	OK, $SF > 1,5$
8	Daya Layan II	157750,64	-	-	$M_y = 0$
9	Daya Layan III	140014,18	-	-	$M_y = 0$
10	Daya Layan IV	111635,85	1171,88	95,26	OK, $SF > 1,5$
11	Fatik	26604,69	-	-	$M_y = 0$

17. Stabilitas Abutment Terhadap Geser

a. Stabilitas Geser Memanjang Abutment

$$B_x = 3,00 \text{ m}$$

$$B_y = 19,30 \text{ m}$$

Profil tanah backfill:

- Kohesi, c = 0,00
- Sudut gesek dalam, Φ = 35
- $\tan \Phi$ = 0,70

Tabel 4. 131 Kontrol Stabilitas Geser Abutment Arah Memanjang Jembatan

No.	Keadaan Batas	Beban Tak Terfaktor			SF (tanah eksisting)	Keterangan
		ΣP (kN)	Gaya penahan geser ΣHP (kN)	ΣT_x (kN)		
a	b	c	$d = c * B_x * B_y + \Sigma P * \tan \Phi$	e	$f = d/e$	g
1	Kuat I	19165,89	13420,10	4833,86	2,78	OK, SF > 1,5
2	Kuat II	19165,89	13420,10	4833,86	2,78	OK, SF > 1,5
3	Kuat III	15567,11	10900,21	4708,86	2,31	OK, SF > 1,5
4	Kuat IV	15489,94	10846,17	4708,86	2,30	OK, SF > 1,5
5	Kuat V	15567,11	10900,21	4708,86	2,31	OK, SF > 1,5
6	Ekstrem I	20242,59	14174,01	9301,56	1,52	OK, SF > 1,5
8	Daya Layan I	19243,06	13474,14	4833,86	2,79	OK, SF > 1,5
9	Daya Layan II	19165,89	13420,10	4229,66	3,17	OK, SF > 1,5
10	Daya Layan III	19165,89	13420,10	4833,86	2,78	OK, SF > 1,5
11	Daya Layan IV	15567,11	10900,21	4708,86	2,31	OK, SF > 1,5
12	Fatik	3675,95	2573,93	125,00	20,59	OK, SF > 1,5

Tabel 4. 132 Kontrol Stabilitas Geser Abutment Arah Melintang Jembatan

No.	Keadaan Batas	Beban Tak Terfaktor			SF (tanah eksisting)	Keterangan
		ΣP (kN)	Gaya penahan geser ΣHP (kN)	ΣT_x (kN)		
a	b	c	$d = c * B_x * B_y + \Sigma P * \tan \Phi$	e	$f = d/e$	g
1	Kuat I	19165,89	13420,10	-	-	$T_y = 0$
2	Kuat II	19165,89	13420,10	-	-	$T_y = 0$
3	Kuat III	15567,11	10900,21	123,48	88,28	OK, $SF > 1,5$
4	Kuat IV	15489,94	10846,17	-	-	$T_y = 0$
5	Kuat V	15567,11	10900,21	57,33	190,13	OK, $SF > 1,5$
6	Ekstrem I	20242,59	14174,01	2067,20	6,86	OK, $SF > 1,5$
8	Daya Layan I	19243,06	13474,14	48,51	277,76	OK, $SF > 1,5$
9	Daya Layan II	19165,89	13420,10	-	-	$T_y = 0$
10	Daya Layan III	19165,89	13420,10	-	-	$T_y = 0$
11	Daya Layan IV	15567,11	10900,21	61,74	176,55	OK, $SF > 1,5$
12	Fatik	3675,95	2573,93	-	-	$T_y = 0$

C. Perhitungan Pada Breast Wall

1. Berat Sendiri Breast Wall

- $B_y = 19,30 \text{ m}$
- $\gamma_{\text{beton}} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Tabel 4. 133 Analisa Berat Sendiri Breast Wall

No.	Parameter		Berat (kN)
	b	h	
1	0,30	0,990	143,30
2	0,50	1,462	352,71
3	0,65	0,700	219,54
4	0,65	0,400	125,45
5	0,30	0,300	43,43
6	0,30	0,300	43,43
7	1,00	2,773	1337,97
P MS =			2265,82
e =			0,00
M MS = e x P MS =			0,00

2. Rekapitulasi Beban Bekerja Pada Breast Wall (Tak Terfaktor)

Tabel 4. 134 Rekapitulasi Beban Bekerja Pada Breast Wall

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat Sendiri Breast Wall (cast in situ)	MS _{breast}	2265,82			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}					
2a	Beton pracetak		4874,26				
2b	Beton cor di		4816,57				
3	Beban Mati	MA	1076,18				
4	Tekanan Tanah	TA		2000,69		3189,08	
B	Beban Lalu-lintas						
5	Beban Lajur	TD	3535,95				
6	Beban Pedestrian	TP	140,00				
7	Gaya Rem	TB		125,00		771,88	

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
C	Aksi Lingkungan						
8	Temperatur	TG		604,20		671,88	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	77,18		88,20		1046,88
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			22,05		150,49
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	1076,70			0,00	
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh		2321,51	2067,20	4116,03	3665,15
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ		2655,10		5200,70	
D	Aksi Lainnya						
14	Gesekan	BF		1189,38		2239,59	

Tabel 4. 135 Rekapitulasi Faktor Pembebanan Kombinasi Kuat I Pada Breast Wall

Kuat I								
No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	Pu (kN)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri Breast Wall (<i>cast in situ</i>)	MS _{breast}	1,30	2945,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}						
2a	Beton pracetak		1,20	5849,11				
2b	Beton cor di tempat		1,30	6261,54				
3	Beban Mati Tambahan	MA	1,80	1937,12				
4	Tekanan Tanah	TA	1,20		2400,82		3826,90	
B	Beban Lalu-lintas							
5	Beban Lajur	TD	1,80	6364,71				
6	Beban Pedestrian	TP	1,80	252,00				
7	Gaya Rem	TB	1,80		225,00		1389,38	
C	Aksi Lingkungan							
8	Temperatur	TG	0,00		0,00		0,00	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	-					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	-					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	-					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	-					
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ	-					
D	Aksi Lainnya							
14	Gesekan	BF	1,00		1189,38		2239,59	
Total				23610,05	3815,20	0,00	7455,86	0,00

Tabel 4. 136 Rekapitulasi Faktor Pembebanan Kombinasi Kuat II Pada Breast Wall

Kuat II								
No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	Pu (kN)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri Breast Wall (cast in situ)	MS _{breast}	1,30	2945,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}						
2a	Beton pracetak		1,20	5849,11				
2b	Beton cor di tempat		1,30	6261,54				
3	Beban Mati Tambahan	MA	1,80	1937,12				
4	Tekanan Tanah	TA	1,20		2400,82		3826,90	
B	Beban Lalu-lintas							
5	Beban Lajur	TD	1,40	4950,33				
6	Beban Pedestrian	TP	1,40	196,00				
7	Gaya Rem	TB	1,40		175,00		1080,63	
C	Aksi Lingkungan							
8	Temperatur	TG	0,00		0,00		0,00	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	-					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	-					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	-					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	-					
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ	-					
D	Aksi Lainnya							
14	Gesekan	BF	1,00		1189,38		2239,59	
Total				19194,10	3765,20	0,00	7147,11	0,00

Tabel 4. 137 Rekapitulasi Faktor Pembebanan Kombinasi Kuat III Pada *Breast Wall*

Kuat III								
No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	Pu (kN)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri Breast Wall (cast in situ)	MS _{breast}	1,30	2945,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}						
2a	Beton pracetak		1,20	5849,11				
2b	Beton cor di tempat		1,30	6261,54				
3	Beban Mati Tambahan	MA	1,80	1937,12				
4	Tekanan Tanah	TA	1,20		2400,82		3826,90	
B	Beban Lalu-lintas							
5	Beban Lajur	TD	-					
6	Beban Pedestrian	TP	-					
7	Gaya Rem	TB	-					
C	Aksi Lingkungan							
8	Temperatur	TG	0,00		0,00		0,00	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	1,40	108,05		123,48		1465,63
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	-					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	-					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	-					
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ	-					
D	Aksi Lainnya							
14	Gesekan	BF	1,00		1189,38		2239,59	
Total				14155,81	3590,20	123,48	6066,49	1465,63

Tabel 4. 138 Rekapitulasi Faktor Pembebanan Kombinasi Kuat IV Pada *Breast Wall*

Kuat IV								
No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	Pu (kN)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri Breast Wall (cast in situ)	MS _{breast}	1,30	2945,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}						
2a	Beton pracetak		1,20	5849,11				
2b	Beton cor di tempat		1,30	6261,54				
3	Beban Mati Tambahan	MA	1,80	1937,12				
4	Tekanan Tanah	TA	1,20		2400,82		3826,90	
B	Beban Lalu-lintas							
5	Beban Lajur	TD	-					
6	Beban Pedestrian	TP	-					
7	Gaya Rem	TB	-					
C	Aksi Lingkungan							
8	Temperatur	TG	0,00		0,00		0,00	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	-					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	-					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	-					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	-					
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ	-					
D	Aksi Lainnya							
14	Gesekan	BF	1,00		1189,38		2239,59	
Total				14047,77	3590,20	0,00	6066,49	0,00

Tabel 4. 139 Rekapitulasi Faktor Pembebanan Kombinasi Kuat V Pada *Breast Wall*

Kuat V								
No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	Pu (kN)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri Breast Wall (cast in situ)	MS _{breast}	1,30	2945,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}						
2a	Beton pracetak		1,20	5849,11				
2b	Beton cor di tempat		1,30	6261,54				
3	Beban Mati Tambahan	MA	1,80	1937,12				
4	Tekanan Tanah	TA	1,20		2400,82		3826,90	
B	Beban Lalu-lintas							
5	Beban Lajur	TD	-					
6	Beban Pedestrian	TP	-					
7	Gaya Rem	TB	-					
C	Aksi Lingkungan							
8	Temperatur	TG	0,00		0,00		0,00	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	0,40	30,87		35,28		418,75
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	1,00			22,05		150,49
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	-					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	-					
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ	-					
D	Aksi Lainnya							
14	Gesekan	BF	1,00		1189,38		2239,59	
Total				17024,21	3590,20	57,33	6066,49	569,24

Tabel 4. 140 Rekapitulasi Faktor Pembebanan Kombinasi Ekstrem I Pada *Breast Wall*

Ekstrem I								
No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	Pu (kN)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri Breast Wall (cast in situ)	MS _{breast}	1,30	2945,57			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}						
2a	Beton pracetak		1,20	5849,11				
2b	Beton cor di tempat		1,30	6261,54				
3	Beban Mati Tambahan	MA	1,80	1937,12				
4	Tekanan Tanah	TA	1,20		2400,82		3826,90	
B	Beban Lalu-lintas							
5	Beban Lajur	TD	0,30	1060,79				
6	Beban Pedestrian	TP	0,30	42,00				
7	Gaya Rem	TB	0,30		37,50		231,56	
C	Aksi Lingkungan							
8	Temperatur	TG	-					
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	-					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	-					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	1,00	1076,70			0,00	
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	1,00		2321,51	2067,20	4116,03	3665,15
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ	1,00		2655,10		5200,70	
D	Aksi Lainnya							
14	Gesekan	BF	1,00		1189,38		2239,59	
Total				16227,26	8604,31	2067,20	15614,78	3665,15

Tabel 4. 141 Rekapitulasi Faktor Pembebanan Kombinasi Daya Layan I Pada *Breast Wall*

Daya Layan I								
No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	Pu (kN)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri Breast Wall (cast in situ)	MS _{breast}	1,00	2265,82			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}						
2a	Beton pracetak		1,00	4874,26				
2b	Beton cor di tempat		1,00	4816,57				
3	Beban Mati Tambahan	MA	1,00	1076,18				
4	Tekanan Tanah	TA	1,00		2000,69		3189,08	
B	Beban Lalu-lintas							
5	Beban Lajur	TD	1,00	3535,95				
6	Beban Pedestrian	TP	1,00	140,00				
7	Gaya Rem	TB	1,00		125,00		771,88	
C	Aksi Lingkungan							
8	Temperatur	TG	0,50		302,10		335,94	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	0,30	23,15		26,46		314,06
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	1,00			22,05		150,49
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	-					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	-					
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ	-					
D	Aksi Lainnya							
14	Gesekan	BF	1,00		1189,38		2239,59	
Total				14466,11	3617,16	48,51	6536,49	464,55

Tabel 4. 142 Rekapitulasi Faktor Pembebanan Kombinasi Daya Layan II Pada *Breast Wall*

Daya Layan II								
No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	Pu (kN)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri Breast Wall (cast in situ)	MS _{breast}	1,00	2265,82			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}						
2a	Beton pracetak		1,00	4874,26				
2b	Beton cor di tempat		1,00	4816,57				
3	Beban Mati Tambahan	MA	1,00	1076,18				
4	Tekanan Tanah	TA	1,00		2000,69		3189,08	
B	Beban Lalu-lintas							
5	Beban Lajur	TD	1,30	4596,74				
6	Beban Pedestrian	TP	1,30	182,00				
7	Gaya Rem	TB	1,30		162,50		1003,44	
C	Aksi Lingkungan							
8	Temperatur	TG	-					
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	-					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	-					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	-					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	-					
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ	-					
D	Aksi Lainnya							
14	Gesekan	BF	1,00		1189,38		2239,59	
Total				15545,74	3352,56	0,00	6432,11	0,00

Tabel 4. 143 Rekapitulasi Faktor Pembebanan Kombinasi Daya Layan III Pada *Breast Wall*

Daya Layan III								
No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	Pu (kN)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri Breast Wall (cast in situ)	MS _{breast}	1,00	2265,82			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}						
2a	Beton pracetak		1,00	4874,26				
2b	Beton cor di tempat		1,00	4816,57				
3	Beban Mati Tambahan	MA	1,00	1076,18				
4	Tekanan Tanah	TA	1,00		2000,69		3189,08	
B	Beban Lalu-lintas							
5	Beban Lajur	TD	0,80	2828,76				
6	Beban Pedestrian	TP	0,80	112,00				
7	Gaya Rem	TB	0,80		100,00		617,50	
C	Aksi Lingkungan							
8	Temperatur	TG	0,50		302,10		335,94	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	-					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	-					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	-					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	-					
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ	-					
D	Aksi Lainnya							
14	Gesekan	BF	1,00		1189,38		2239,59	
Total				13707,77	3592,16	0,00	6382,11	0,00

Tabel 4. 144 Rekapitulasi Faktor Pembebanan Kombinasi Daya Layan IV Pada *Breast Wall*

Daya Layan IV								
No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	Pu (kN)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri Breast Wall (cast in situ)	MS _{breast}	1,00	2265,82			0,00	
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}						
2a	Beton pracetak		1,00	4874,26				
2b	Beton cor di tempat		1,00	4816,57				
3	Beban Mati Tambahan	MA	1,00	1076,18				
4	Tekanan Tanah	TA	1,00		2000,69		3189,08	
B	Beban Lalu-lintas							
5	Beban Lajur	TD	-					
6	Beban Pedestrian	TP	-					
7	Gaya Rem	TB	-					
C	Aksi Lingkungan							
8	Temperatur	TG	1,00		604,20		671,88	
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	0,70	54,02		61,74		732,81
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	-					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	-					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	-					
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ	-					
D	Aksi Lainnya							
14	Gesekan	BF	1,00		1189,38		2239,59	
Total				10821,03	3794,26	61,74	6100,55	732,81

Tabel 4. 145 Rekapitulasi Faktor Pembebanan Kombinasi Fatik Pada *Breast Wall*

Fatik								
No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	Pu (kN)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat Sendiri Breast Wall (cast in situ)	MS _{breast}	-					
2	Berat Sendiri Struktur Atas	MS _{atas}						
2a	Beton pracetak		-					
2b	Beton cor di tempat		-					
3	Beban Mati Tambahan	MA	-					
4	Tekanan Tanah	TA	-					
B	Beban Lalu-lintas							
5	Beban Lajur	TD	0,75	2651,96				
6	Beban Pedestrian	TP	0,75	105,00				
7	Gaya Rem	TB	0,75		93,75		578,91	
C	Aksi Lingkungan							
8	Temperatur	TG	-					
9	Beban Angin pada Struktur	EWS	-					
10	Beban Angin pada Kendaraan	EWL	-					
11	Beban Gempa Arah Vertikal	EQv	-					
12	Beban Gempa Arah Horizontal	EQh	-					
13	Tekanan Tanah Dinamis	T TEQ	-					
D	Aksi Lainnya							
14	Gesekan	BF	-					
Total				2756,96	93,75	0,00	578,91	0,00

Tabel 4. 146 Rekapitulasi Beban Ultimit Akibat Kombinasi Pembebanan Pada *Breast Wall*

No.	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen	
		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kuat I	23610,05	3815,20	0,00	7455,86	0,00
2	Kuat II	19194,10	3765,20	0,00	7147,11	0,00
3	Kuat III	14155,81	3590,20	123,48	6066,49	1465,63
4	Kuat IV	14047,77	3590,20	0,00	6066,49	0,00
5	Kuat V	17024,21	3590,20	57,33	6066,49	569,24
6	Ekstrem I	16227,26	8604,31	2067,20	15614,78	3665,15
8	Daya Layan I	14466,11	3617,16	48,51	6536,49	464,55
9	Daya Layan II	15545,74	3352,56	0,00	6432,11	0,00
10	Daya Layan III	13707,77	3592,16	0,00	6382,11	0,00
11	Daya Layan IV	10821,03	3794,26	61,74	6100,55	732,81
12	Fatik	2756,96	93,75	0,00	578,91	0,00

18. Back Wall Bawah

- Tekanan Tanah, TTA = 720,13 kN
- Momen Tekanan Tanah, MTTA = 6673,84 kN
- Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa, TTEQ = 1936,86 kN
- Momen Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa, MTEQ = 1816,97 kN

Beban ultimate back wall bawah,

Tabel 4. 147 Analisa Beban *Ultimate* Akibat Kombinasi Pembebanan Pada *Back Wall Bawah*

No	Kode	F	T (kN)	M (kN)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	TA	1,25	720,13	673,84	900,17	842,30
2	EQ	1,00	1936,86	1816,97	1936,86	1816,97
Beban ultimit <i>back wall</i> =					2837,03	2659,28

19. Back Wall Atas

- Tekanan Tanah, TTA = 167,61 kN
- Momen Tekanan Tanah, MTTA = 69,21 kN
- Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa, TTEQ = 919,77 kN
- Momen Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa, MTEQ = 318,92 kN

Beban ultimate back wall atas,

Tabel 4. 148 Analisa Beban *Ultimate* Akibat Kombinasi Pembebanan Pada *Back Wall Bawah*

No	Kode	F	T (kN)	M (kN)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	TA	1,25	167,61	69,21	209,52	86,51
2	EQ	1,00	318,92	318,92	318,92	318,92
Beban ultimit backwall =					528,44	405,43

20. Corbel

- $P_{MS\ Corbel} = 65,14\text{ kN}$
- Eksentrisitas (e) $= b/2 = 0,15\text{ m}$

Beban ultimate corbel,

Tabel 4. 149 Analisa Beban *Ultimate* Akibat Kombinasi Pembebanan Pada *Corbel*

No	Aksi / Beban	Kode	F	P (kN)	Vu (kN)	e (kN)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	MS	1,30	9690,83	12598,08	0,15	1889,71
2	Beban mati sendiri corbel	MS	1,30	65,14	84,68	0,15	12,70
3	Beban mati tambahan	MA	1,80	1076,18	1937,12	0,15	290,57
Total =					14619,87		2192,98

21. Wing Wall

Dimensi:

- $H_{wwy} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 4,08\text{ m}$
- $H_{wwx} = 5,55\text{ m}$
- $t_{ww} = 0,60\text{ m}$

Tabel 4. 150 Analisa Tekanan Tanah Terjadi Pada *Wing Wall*

No.	Tekanan Tanah	TTA (kN)	Titik Kerja Momen	y (m)	MTA (kNm)
a	b	c	e	f	$g = c \times f$
1	Akibat beban tambahan (TTA1) = $85,08 \times H_x$ wingwall	472,19	$y = H_x$ wingwall / 2	2,78	1310,34
2	Akibat beban tambahan (TTA2) = $85,08 \times H_x$ wingwall ²	472,19	$y = H_x$ wingwall / 3	1,85	873,56
TTA wingwall =		944,39	MTA wingwall =		2183,90

Tabel 4. 151 Analisa Tekanan Tanah Dinamis Terjadi Pada Wing Wall

No.	Tekanan Tanah Dinamis	TTA (kN)	Titik Kerja Momen	y (m)	MTA (kNm)
a	b	c	e	f	$g = c \times f$
1	TEQ1 = $149,14 \times H'$ abutment	1822,19	$y = H'$ abutment / 2	2,19	3986,04
2	TEQ2 = $18,1 \times B'$ abutment x H' abutment	832,91	$y = H'$ abutment / 3	1,46	1214,67
TTEQ pilecap =		2655,10	MTEQ pilecap =		5200,70

Tabel 4. 152 Analisa Beban *Ultimate* Akibat Kombinasi Pembebanan Pada Corbel

No.	Aksi / Beban	Kode	F	T (kN)	My (kNm)	Vu (kNm)	Muy (kNm)
1	Tekanan tanah	TA	1,25	944,39	2183,90	1180,49	2729,87
3	Gempa tekanan tanah dinamis	EQ	1,00	2655,10	5200,70	2655,10	5200,70
Total =						3835,59	7930,57

B. Penulangan *Abutment*

1. Penulangan *Pilecap*

- Kuat tekan beton rencana (f_c') = 35 MPa
- Kelas baja tulangan 420B,
Tegangan leleh (f_y) = 420 MPa
- Modulus elastisitas beton (E_c) = 27805,75 MPa
= 27805575 kPa
- Modulus elastitas baja (E) = 200000 MPa
- Selimut beton (c) = 50 cm
- Faktor distribusi tegangan (β_1) = 0,81, karena $f_c' > 28$ MPa. Detail pada bab tiga
- Faktor reduksi (ϕ) kuat lentur = 0,9
- Faktor reduksi (ϕ) kuat geser = 0,75
- Rasio penulangan (ρ) minimum dan maksimum, berdasarkan perhitungan sebelumnya akibat kesamaan mutu beton dan baja tulangan yang digunakan:
 - ρ_{min} = 0,00352
 - ρ_b = 0,00387
 - ρ_{max} = 0,02540 (0,75* ρ_b)

- Rasio maks $= 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f'_c)]$
 $= 8,76$

a. Pilecap arah x

Dimensi:

Tebal $= h = 1 \text{ m}$

Lebar $= B_y = 19,30 \text{ m}$

Panjang $= B_x = 3,00 \text{ m}$ =

Mu arah x $= 16581,16 \text{ kNm}$

Vu $= Pu = 22367,06 \text{ kN}$

Tegangan yang muncul pada pilecap

$$\sigma_{\text{pilecap}_x} = V_u / (B_y + B_x) + M_{u_x} (1/6 * B_y * B_x^2)$$

$$= 1575,8 \text{ kN/m}^2$$

Untuk penulangan , momen dihitung per 1 meternya, sehingga:

$$Q_u = \sigma_{\text{pilecap}_x} * 1$$

$$= 1578,76 * 1$$

$$= 1575,8 \text{ kN/m}$$

$$M_{u_{\text{pakai}}} = \frac{1}{2} * Q_u * \text{tebal}$$

$$= 787,88 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Momen nominal (Mn)} = M_{u_{\text{pakai}}} / \phi_{\text{lentur}}$$

$$= 787,88 / 0,9$$

$$= 875,42 \text{ kNm/m}$$

$$= 875,42 * 10^6 \text{ Nmm/m}$$

Tebal beton (h) $= 1000 \text{ mm}$

Tebal efektif (d) $= h - \text{selimut beton (c)}$
 $= 950 \text{ mm}$

Rasio penulangan yang diperlukan (ρ_{butuh})

$$\rho_{\text{butuh}} = \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2R_n}{0,85 * f'_c}} \right), \text{ dengan } R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b * d^2} \\
 &= \frac{875,42 * 10^6}{1000 * 950^2} \\
 &= 0,970 < \text{Rasio maks} \\
 \rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * 35}{420} \left(1 - \sqrt{\frac{2 * 0,970}{0,85 * 35}} \right) \\
 &= 0,00235 < \rho \text{ min (digunakan } \rho \text{ min)}
 \end{aligned}$$

i. Tulangan lentur:

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan (As) diperlukan} &= \rho_{\text{min}} * b * d \\
 &= 0,00352 * 1000 * 950 \\
 &= 3345,40 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan rencana (D)} = D29 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan (s) rencana} &= \pi / 4 * D^2 * b / A_s \\
 &= 197,52 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan (s') aktual} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan aktual (As') akibat s'} &= \pi / 4 * D^2 * b / s \\
 &= 4405,24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

ii. Tulangan susut:

$$\text{Luas tulangan susut (A}_{s_s}\text{) diperlukan} = 0,0018 * b * h \\ = 1800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter tulangan direncanakan (D)} = \text{D19 mm}$$

$$\text{Jarak tulangan susut (s}_s\text{) rencana} = \pi / 4 * D^2 * b / A_{s_s} \\ = 157,6 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan susut (s}_s'\text{) aktual} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan susut aktual (A}_{s_s}'\text{)} = 1890,95 \text{ mm}^2$$

iii. Tulangan geser:

$$\text{Geser rencana (V}_u\text{)} = 1575760 \text{ N}$$

$$\text{Kapasitas geser (V}_c\text{)} = 1/6 * \sqrt{f_c'} * b * d \\ = 936712,63 \text{ N}$$

$$\text{Kapasitas geser terfaktor reduksi } (\phi V_c)$$

$$\phi V_c = 936712,63 * 0,75$$

$$= 702534,47 \text{ N} < V_u \text{ (memerlukan tulangan geser)}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan geser (V}_s\text{)}$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$$

$$= (1575760 - 702534,47) / 0,75$$

$$= 1164299,22 \text{ N}$$

$$\text{Diameter tulangan direncanakan (D)} = \text{D25}$$

$$\text{Luas tulangan geser rencana (A}_v\text{)} = \pi / 4 * D^2 = 491,07 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan geser rencana (s}_v\text{)} = A_v * f_y * d / V_s = 168,29$$

$$\text{Jarak tulangan geser aktual (s}_v\text{)} = 150 \text{ mm}$$

iv. Berdasarkan perhitungan yang dilakukan, penulangan pilecap arah x berupa:

- Tulangan lentur = D29 – 150 mm
- Tulangan susut = D19 – 150 mm
- Tulangan geser = D25 – 150 mm

b. Pilecap arah Y

Dimensi:

$$\text{Tebal} = h_8 = 1 \text{ m}$$

$$\text{Lebar} = B_y = 19,30 \text{ m}$$

$$\text{Panjang} = B_x = 3,00 \text{ m} =$$

$$M_u \text{ arah } y = 3665,15 \text{ kNm}$$

$$V_u = P_u = 22367,06 \text{ kN}$$

Tegangan yang muncul pada pilecap

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{pilecap}_x} &= V_u / (B_y + B_x) + M_{u_y} (1/6 * B_y * B_x^2) \\ &= 1129,61 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk penulangan, momen dihitung per 1 meternya, sehingga:

$$\begin{aligned} Q_u &= \sigma_{\text{pilecap}_x} * 1 \\ &= 1129,61 * 1 \\ &= 1129,61 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u_{\text{pakai}}} &= 1/2 * Q_u * \text{tebal} \\ &= 564,81 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen nominal (Mn)} &= M_{u_{\text{pakai}}} / \phi_{\text{lentur}} \\ &= 564,81 / 0,9 \\ &= 6217,56 \text{ kNm/m} \\ &= 627,56 * 10^6 \text{ Nmm/m} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal beton (h)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif (d)} = h - c = 950 \text{ mm}$$

Rasio penulangan yang diperlukan (ρ_{butuh})

$$\rho_{\text{butuh}} = \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2R_n}{0,85 * f'_c}} \right), \text{ dengan } R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b * d^2} \\ &= \frac{627,56 * 10^6}{1000 * 950^2} \\ &= 0,695 < R_{\text{max}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * 35}{420} \left(1 - \sqrt{\frac{2 * 0,695}{0,85 * 35}} \right) \\ &= 0,00168 < \rho_{\text{min}} \text{ (digunakan } \rho_{\text{min}}) \end{aligned}$$

i. Tulangan lentur:

$$\text{Luas tulangan (As) diperlukan} = \rho_{\text{min}} * b * d$$

$$= 0,00352 * 1000 * 950$$

$$= 3345,40 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter tulangan rencana (D)} = D29 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan (s) rencana} = \pi / 4 * D^2 * b / A_s$$

$$= 197,52 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan (s')} \text{ aktual} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan aktual (A_s')} \text{ akibat s'} = \pi / 4 * D^2 * b / s$$

$$= 4405,24 \text{ mm}^2$$

ii. Tulangan susut:

$$\text{Luas tulangan susut (A}_{s_s}\text{) diperlukan} = 0,0018 * b * h$$

$$= 1800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter tulangan direncanakan (D)} = D19 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan susut (s}_s\text{) rencana} = \pi / 4 * D^2 * b / A_{s_s}$$

$$= 157,6 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan susut (s}_s'\text{) aktual} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan susut aktual (A}_{s_s}') = 1890,95 \text{ mm}^2$$

iii. Tulangan geser:

$$\text{Geser rencana (V}_u\text{)} = 1129610,4 \text{ N}$$

$$\text{Kapasitas geser (V}_c\text{)} = 1/6 * \sqrt{f_c'} * b * d$$

$$= 936712,63 \text{ N}$$

$$\text{Kapasitas geser terfaktor reduksi } (\phi V_c)$$

$$\phi V_c = 936712,63 * 0,75$$

$$= 702534,47 \text{ N} < V_u \text{ (memerlukan tulangan geser)}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan geser (V}_s\text{)}$$

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$$

$$= (1129610,4 - 702534,47) / 0,75$$

$$= 569434,09 \text{ N}$$

$$\text{Diameter tulangan direncanakan (D)} = D19$$

$$\text{Luas tulangan geser rencana (A}_v\text{)} = \pi / 4 * D^2 = 283,64 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan geser rencana (s}_v\text{)} = A_v * f_y * d / V_s = 198,75$$

$$\text{Jarak tulangan geser aktual (s}_v\text{)} = 150 \text{ mm}$$

iv. Berdasarkan perhitungan yang dilakukan, penulangan pilecap arah x berupa:

- Tulangan lentur = D29 – 150 mm
- Tulangan susut = D19 – 150 mm
- Tulangan geser = D19 – 150 mm

2. Penulangan *Breast Wall*

Rekapitulasi kombinasi beban pada *breast wall*

Tabel 4. 153 Rekapitulasi Kombinasi Beban *Ultimate* Pada *Breast Wall*

No.	Keadaan Batas	Lebar = 19,3 m		
		Vertikal	Horisontal	Momen Sumbu X
		P (kN)	Tx (kN)	Mx (kNm)
1	Kuat I	23610,05	3815,20	7455,86
2	Kuat II	19194,10	3765,20	7147,11
3	Kuat III	14155,81	3590,20	6066,49
4	Kuat IV	14047,77	3590,20	6066,49
5	Kuat V	17024,21	3590,20	6066,49
6	Ekstrem I	16227,26	8604,31	15614,78
8	Daya Layan I	14466,11	3617,16	6536,49
9	Daya Layan II	15545,74	3352,56	6432,11
10	Daya Layan III	13707,77	3592,16	6382,11
11	Daya Layan IV	10821,03	3794,26	6100,55
12	Fatik	2756,96	93,75	578,91

Tabel 4. 154 Beban *Ultimate* Pada *Breast Wall* Per-1 Meter

No.	Keadaan Batas	Lebar = 1 m		
		Vertikal	Horisontal	Momen Sumbu X
		P (kN)	Tx (kN)	Mx (kNm)
1	Kuat I	1223,32	197,68	386,31
2	Kuat II	994,51	195,09	370,32
3	Kuat III	733,46	186,02	314,33
4	Kuat IV	727,86	186,02	314,33
5	Kuat V	882,08	186,02	314,33
6	Ekstrem I	840,79	445,82	809,06
8	Daya Layan I	749,54	187,42	338,68
9	Daya Layan II	805,48	173,71	333,27
10	Daya Layan III	710,25	186,12	330,68
11	Daya Layan IV	560,68	196,59	316,09
12	Fatik	142,85	4,86	30,00

Nilai momen terbesar terjadi pada *breast wall* ketika dalam keadaan batas ekstrem I, yaitu sebesar:

- $P_u = 840,79 \text{ kN}$

- $T_u = 445,82 \text{ kN}$
- $M_x = 809,06 \text{ kNm}$

a. Analisa penampang *breast wall*

Dimensi *breast wall*, Lebar arah x = $b_7 = 1,00 \text{ m}$

Lebar arah y = $B_y = 19,30 \text{ m}$

Tinggi = $1,77 \text{ m}$

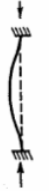
$$\begin{aligned} \text{Luas penampang (Ac)} &= b_7 \times B_y \\ &= 1 \times 19,30 \\ &= 19,30 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jari-jari girasi (rc)} &= \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}, \quad I_c = \text{momen inersia (m}^4\text{)} \\ &= \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \times B_y \times b_7^3}{19,30}} \\ &= \sqrt{\frac{1,608 \text{ m}^4}{19,30 \text{ m}^2}} \\ &= 0,289 \text{ m} \end{aligned}$$

Dalam penentuan kelangsingan elemen *breastwall/abutment*, faktor panjang efektif kkk dipilih berdasarkan kondisi pembebanan dan kondisi penahanan ujung-ujung elemen sesuai pedoman (lihat gambar pola tekuk dan nilai k pada Gambar 4.53). Untuk *breastwall* pada kondisi perancangan ini, kedua ujung kolom/dinding diperlakukan sebagai ujung yang relatif tidak terjepit terhadap rotasi karena:

- Bagian atas *breastwall* bersinggungan dengan tanah timbunan/backfill yang tidak memberikan momen end restraint signifikan terhadap rotasi ujung
- Basis fondasi meskipun translasi dibatasi, tidak selalu memberikan kekangan momen yang sempurna terhadap ujung bawah pada kondisi pemuatan tertentu. Oleh karena itu konfigurasi pembebanan dan penahanan lebih menyerupai kasus “kolom bergoyang” dengan rotasi bebas.

Pada perencanaan ini, breastwall dianggap sebagai kolom bergoyang dengan kekangan rotasi yang lemah. Oleh karena itu, faktor panjang efektif dipilih sebesar $k = 2,2$ sesuai pada Gambar 4.. Nilai ini kemudian digunakan dalam perhitungan kelangsingan.

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

Gambar 4. 60 Kategori Faktor Panjang Efektif (k) Kolom

b. Perhitungan kelangsingan *breast wall*

$$\lambda = k * L / r_c$$

dengan,

λ : nilai kelangsingan

k : faktor panjang efektif

L : panjang aktual kolom, dengan ini berarti $L = \text{tinggi} = 1,77\text{m}$

$$\begin{aligned}\lambda &= 2,2 * 1,77 / 0,289 \\ &= 13,51\end{aligned}$$

dengan syarat:

- $\lambda > 22$ = maka harus diperhitungkan efek pembesaran momen akibat tekuk lateral (kolom langsing)
- $\lambda \leq 22$ = maka efek kelangsingan diabaikan (kolom pendek)

Disimpulkan bahwa *breast wall* merupakan kolom pendek, dengan ini momen *ultimate* (M_u) yang dipakai pada perencanaan tulangan adalah nilai dari $M_{x \text{ ekstrem}}$ sebesar 809,06 kNm, dengan gaya geser *ultimate* (V_u) adalah nilai dari T_x sebesar 445,82 kN.

c. Perencanaan penulangan *breast wall*

- $P_u = 840,79 \text{ kN}$

- $Mu_x = 809,06 \text{ kNm}$
- $Tu_x = 445,82 \text{ kN}$
- Kuat tekan beton rencana (f_c') = 35 MPa
- Kelas baja tulangan 420B,
- Tegangan leleh (f_y) = 420 MPa
- Modulus elastisitas beton (E_c) = 27805,75 MPa
= 27805575 kPa
- Modulus elastisitas baja (E) = 200000 MPa
- Selimut beton (c) = 50 mm
- Faktor distribusi tegangan (β_1) = 0,81, karena $f_c' > 28 \text{ MPa}$. Detail pada bab tiga
- Faktor reduksi (ϕ) kuat lentur = 0,9
- Faktor reduksi (ϕ) kuat geser = 0,75

Lebar tinjauan (b) = 1000 mm

Tinggi tinjauan (h) = 1000 mm

Luas penampang breast wall (A_{breast}) = $b \times h = 1000000 \text{ mm}^2$

Diameter tulangan utama (D) = 25 mm

Diameter tulangan geser (d_p) = 16 mm

Jarak antar tulangan/spasi (s) = $\max(25\text{mm}; d_b; 1,33 * d_{\text{agg}})$
= 26,6 mm

dengan,

d_{agg} : diameter agregat kasar maksimal (20mm)

Selimut beton efektif/aktual (c') = $c + d_g + s + 1,5 * D = 130,1$
mm

Tinggi efektif/aktual (d) = $h - c' = 1000 - 130,1 =$
869,90 mm

Luas tulangan pokok (utk kolom) = $2 * \pi / 4 * D^2 * b / A_s =$
982,14 mm²

Luas tulangan yang diperlukan pada persentase rasio penulangan tertentu ($A_{s\%}$) adalah sebagai berikut:

- $\rho = 1\%$, $A_{s1\%} = \rho * b * h = 1\% * 1000 * 1000 = 10000 \text{ mm}^2$

- $\rho = 2\%$, $As_{1\%} = \rho * b * h = 2\% * 1000 * 1000 = 20000 \text{ mm}^2$
- $\rho = 3\%$, $As_{1\%} = \rho * b * h = 3\% * 1000 * 1000 = 30000 \text{ mm}^2$
- $\rho = 4\%$, $As_{1\%} = \rho * b * h = 4\% * 1000 * 1000 = 40000 \text{ mm}^2$
- $\rho = 5\%$, $As_{1\%} = \rho * b * h = 5\% * 1000 * 1000 = 50000 \text{ mm}^2$

Dalam penyusunan diagram interaksi, luas tulangan pokok pada satu sisi divariasikan mulai dari 1% hingga 5% untuk melihat pengaruhnya terhadap kapasitas lentur dan aksial. Nilai Mu dan Pu diperoleh dari kombinasi pembebanan yang telah disusun. Perhitungan dengan semua rasio tercantum pada tabel setiap kondisi yang ada, kondisi tersebut antara lainnya:

i. Kondisi desak sentris ($M_n = 0$)

Pada keadaan desak sentris, gaya aksial bekerja tepat pada pusat penampang sehingga tidak menimbulkan eksentrisitas. Akibatnya, beban aksial terdistribusi merata dan tidak menghasilkan momen. Perhitungan dengan rasio penulangan 1 – 5% pada kondisi ini tersaji pada Tabel 4.143.

Rumus:

- $M_n = 0$
- $\phi M_n = 0 * 0,65$
- $P_n = 0,8 * ((0,85 * f_c' * (A_{breast} - A_{sx\%}) + (A_{sx\%} * f_y))$
- $\phi P_n = P_n * 0,65$

Tabel 4. 155 Analisa Kondisi Desak Sentris

Kondisi Desak Sentris ($M_n = 0$)					
Uraian	$\rho = 1\%$	$\rho = 2\%$	$\rho = 3\%$	$\rho = 4\%$	$\rho = 5\%$
As (mm^2)	10000	20000	30000	40000	50000
Mn (Nmm)	0	0	0	0	0
Mn (kNm)	0	0	0	0	0
Pn (N)	26922000	30044000	33166000	36288000	39410000
Pn (kN)	26922	30044	33166	36288	39410
ϕ	0,650	0,650	0,650	0,650	0,650
ϕM_n (kNm)	0	0	0	0	0
ϕP_n (kN)	17499	19529	21558	23587	25617

ii. Kondisi Patah Desak ($C > C_b$, dengan $C = 1,5 * C_b$)

Kondisi patah desak muncul bila kedalaman garis netral C lebih besar daripada C_b . Dalam contoh perhitungan ini dipilih $C=1,5 C_b$ sebagai kasus representatif. Perhitungan dengan rasio penulangan 1 – 5% pada kondisi ini tersaji pada Tabel 4.144.

Rumus:

- $C = 1,5 * C_b$
- $a = C * \beta_1$
- $\epsilon_s = ((d-C)/C) * 0,003$
- $f_s' = \min [((C-c')/C) * 600 ; f_y]$
- $C_b = (\epsilon_{cu} / (\epsilon_y + \epsilon_{cu})) * d$
- $ab = C_b * \beta_1$
- $CC = 0,85 * f_c' * ab * h$
- $P_n = (CC + A_{s_x\%} * f_y - A_{s_x\%} * (f_s' - 0,85 * f_c')) * 10^3$
- $M_n = C_c * (1/2 h - 1/2 a) + A_s' * (f_s' - 0,85 f_c') * (1/2 h - c') + A_s * f_y * (d - 1/2 h)$

Tabel 4. 156 Analisa Kondisi Patah Desak

Kondisi Patah Desak					
Uraian	$\rho = 1\%$	$\rho = 2\%$	$\rho = 3\%$	$\rho = 4\%$	$\rho = 5\%$
A_s (mm ²)	10000	20000	30000	40000	50000
β_1	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ϵ_{cu}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ϵ_y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
C_b	511,71	511,71	511,71	511,71	511,71
ab	614,05	614,05	614,05	614,05	614,05
C	767,56	767,56	767,56	767,56	767,56
ϵ_s	0	0	0	0	0
f_s'	420	420	420	420	420
CC	18267900	18267900	18267900	18267900	18267900
ϕ	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
M_n (Nmm)	65223896 17	95195043 67	125166191 17	155137338 67	185108486 17
M_n (kNm)	6522	9520	12517	15514	18511

Kondisi Patah Desak					
Uraian	$\rho = 1\%$	$\rho = 2\%$	$\rho = 3\%$	$\rho = 4\%$	$\rho = 5\%$
Pn (N)	18565400	18862900	19160400	19457900	19755400
Pn (kN)	18565	18863	19160	19458	19755
ϕM_n (kNm)	4240	6188	8136	10084	12032
ϕP_n (kN)	12068	12261	12454	12648	12841

iii. Kondisi *Balance*

Pada kondisi seimbang (*balance*), regangan tarik dan regangan tekan dianggap berada dalam keadaan setara. Kondisi ini menjadi batas peralihan antara dua jenis keruntuhan penampang beton, yaitu kegagalan akibat tarik maupun akibat tekan. Perhitungan dengan rasio penulangan 1 – 5% pada kondisi ini tersaji pada Tabel 4.145.

Rumus:

- $\beta_1 = 0,8$
- $\epsilon_{cu} = 0,003$
- $\epsilon_y = f_y/E$
- $\epsilon_s = ((d-C)/C) * 0,003$
- $f_s' = \min [((C-c')/C) * 600 ; f_y]$
- $C_b = (\epsilon_{cu} / (\epsilon_y + \epsilon_{cu})) * d$
- $a_b = C_b * \beta_1$
- $CC = 0,85 \times f_c' \times a_b \times h$
- $P_n = (CC + A_{s_x\%} * f_y - A_{s_x\%} * (f_s' - 0,85 * f_c')) * 10^3$
- $M_n = C_c * (1/2 h - 1/2 a) + A_s' * (f_s' - 0,85 f_c') * (1/2 h - c') + A_s * f_y * (d - 1/2 h)$

Tabel 4. 157 Analisa Kondisi Balance

Kondisi Balance					
Uraian	$\rho = 1\%$	$\rho = 2\%$	$\rho = 3\%$	$\rho = 4\%$	$\rho = 5\%$
As (mm ²)	10000	20000	30000	40000	50000
β_1	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ϵ_{cu}	0	0	0	0	0
ϵ_y	0	0	0	0	0

Kondisi Balance					
Uraian	$\rho = 1\%$	$\rho = 2\%$	$\rho = 3\%$	$\rho = 4\%$	$\rho = 5\%$
Cb	511,71	511,71	511,71	511,71	511,71
ab	409,36	409,36	409,36	409,36	409,36
C	511,71	511,71	511,71	511,71	511,71
ϵ_s	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
fs'	420,00	420,00	420,00	420,00	420,00
CC	12178600	12178600	12178600	12178600	12178600
ϕ	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
Mn (Nmm)	6593670246	9590784996	12587899746	15585014496	18582129246
Mn (kNm)	6594	9591	12588	15585	18582
Pn (N)	12476100	12773600	13071100	13368600	13666100
Pn (kN)	12476	12774	13071	13369	13666
ϕM_n (kNm)	4286	6234	8182	10130	12078
ϕP_n (kN)	8109	8303	8496	8690	8883

iv. Kondisi Patah Tarik ($C < C_b$, $C = 0,5 C_b$)

Keruntuhan tarik pada kolom terjadi apabila kedalaman garis netral (C) lebih kecil dari nilai batas keseimbangan C_b . Dalam contoh perhitungan ini digunakan asumsi $C = 0,5 C_b$. Perhitungan dengan rasio penulangan 1 – 5% pada kondisi ini tersaji pada Tabel 4.146.

Rumus:

- $C = 0,5 * C_b$
- $ab = C * \beta_1$
- $\epsilon_s = ((d-C)/C) * 0,003$
- $fs' = \min [((C-c')/C) * 600 ; f_y]$
- $C_b = (\epsilon_{cu} / (\epsilon_y + \epsilon_{cu})) * d$
- $ab = C_b * \beta_1$
- $CC = 0,85 * f_c' * ab * h$
- $P_n = (CC + A_{s_x\%} * f_y - A_{s_x\%} * (fs' - 0,85 * f_c')) * 10^3$
- $M_n = C_c * (1/2 h - 1/2 a) + A_s' * (fs' - 0,85 f_c') * (1/2 h - c') + A_s * f_y * (d - 1/2 h)$

Tabel 4. 158 Analisa Kondisi Patah Tarik

Kondisi Patah Tarik					
Uraian	$\rho = 1\%$	$\rho = 2\%$	$\rho = 3\%$	$\rho = 4\%$	5%
As (mm ²)	10000	20000	30000	40000	50000,00
β_1	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ϵ_{cu}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ϵ_y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Cb	511,71	511,71	511,71	511,71	511,71
ab	204,68	204,68	204,68	204,68	204,68
C	255,85	255,85	255,85	255,85	255,85
ϵ_s	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
fs'	294,90	294,90	294,90	294,90	294,90
CC	6089300	6089300	6089300	6089300	6089300
ϕ	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Mn (Nmm)	49558443 12	74902247 50	100246051 88	125589856 26	150933660 64
Mn (kNm)	4956	7490	10025	12559	15093
Pn (N)	7637771	9186243	10734714	12283186	13831657
Pn (kN)	7638	9186	10735	12283	13832
ϕM_n (kNm)	3221	4869	6516	8163	9811
ϕP_n (kN)	4965	5971	6978	7984	8991

v. Kondisi lentur murni ($P_n = 0$)

Pada kondisi lentur murni, eksentrisitas beban dianggap tak terbatas sehingga gaya aksial nominal (P_n) bernilai nol. Oleh karena itu, fokus perhitungan diarahkan pada penentuan kapasitas momen. Perhitungan dengan rasio penulangan 1 – 5% pada kondisi ini tersaji pada Tabel 4.147.

Rumus:

$$\bullet \quad P_n \text{ (kN)} = CC + CS - TS$$

$$0 \text{ kN} = (0,85 f_c' \beta_1 h)C^2 + (600 A_s' - f_y A_s)C - 600 A_s' c'$$

Dengan menggunakan rumus ABC ditentukan nilai c sebagaimana berikut ini:

$$a = 0,85 * f_c' * \beta_1 * h$$

$$b = 600 * A_{s_x\%} - f_y * A_{s_x\%}$$

$$c = -600 * A_{s_x\%} * c'$$

- $C = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$
- $ab = C * \beta_1$
- $\epsilon_s = ((d-C)/C) * 0,003$
- $f_s' = \min [((C-c')/C) * 600 ; f_y]$
- $CC = 0,85 \times f_c' \times ab \times h$
- $P_n = 0 \text{ kN}$
- $M_n = C_c * (1/2 h - 1/2 a) + A_s' * (f_s' - 0.85 f_c') * (1/2 h - c') + A_s * f_y * (d - 1/2 h)$

Tabel 4. 159 Analisa Kondisi Lentur Murni

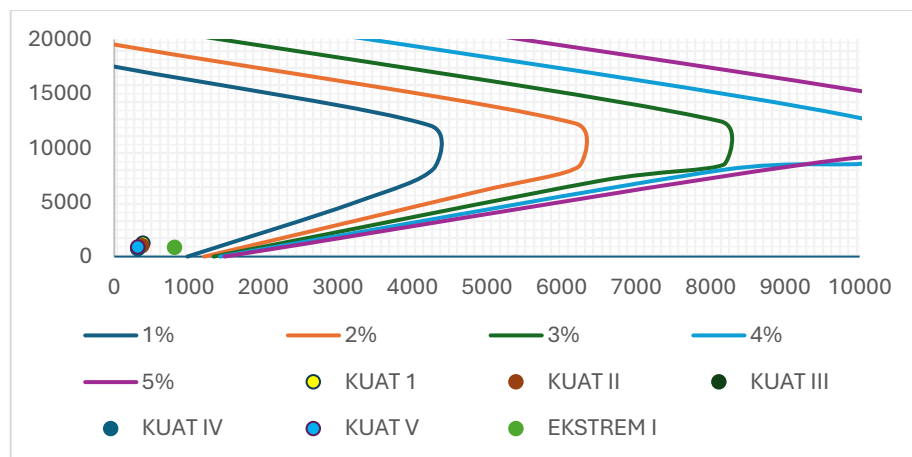
Kondisi Lentur Murni ($P_n = 0$)					
Uraian	$\rho = 1\%$	$\rho = 2\%$	$\rho = 3\%$	$\rho = 4\%$	5%
AS	10000	20000	30000	40000	50000
A'	23800,00	23800,00	23800,00	23800,00	23800,00
B'	1800000,00	3600000,00	5400000,00	7200000,00	9000000,00
C'	-780600000	-1561200000	-2341800000	-3122400000	-3903000000
-B'	-1800000,00	-3600000,00	-5400000,00	-7200000,00	-9000000,00
$\sqrt{b^2 - 4AC}$	8806424,93	12711657,64	15877637,10	18684016,70	21273589,26
2A	47600,00	47600,00	47600,00	47600,00	47600,00
C1 (-)	-222,82	-342,68	-447,01	-543,78	-636,00
C2 (+)	147,19	191,42	220,12	241,26	257,85
β_1	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ϵ_{cu}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ϵ_y	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01
Cb	294,90	294,90	294,90	294,90	294,90
ab	117,76	153,14	176,09	193,01	206,28
C	147,19	191,42	220,12	241,26	257,85
ϵ_s	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
f_s'	69,68	192,21	245,37	276,45	297,26
CC	3503212,46	4555828,82	5238818,55	5742008,35	6136794,63
ϕ	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90

Kondisi Lentur Murni ($P_n = 0$)					
Uraian	$\rho = 1\%$	$\rho = 2\%$	$\rho = 3\%$	$\rho = 4\%$	5%
Mn (Nmm)	15074372	18552498	20530456	21827721	22737099
Mn (kNm)	37	98	90	67	28
Mn (kNm)	1507	1855	2053	2183	2274
P_n (N)	0	0	0	0	0
P_n (kN)	0	0	0	0	0
ϕM_n (kNm)	980	1206	1334	1419	1478
ϕP_n (kN)	0	0	0	0	0

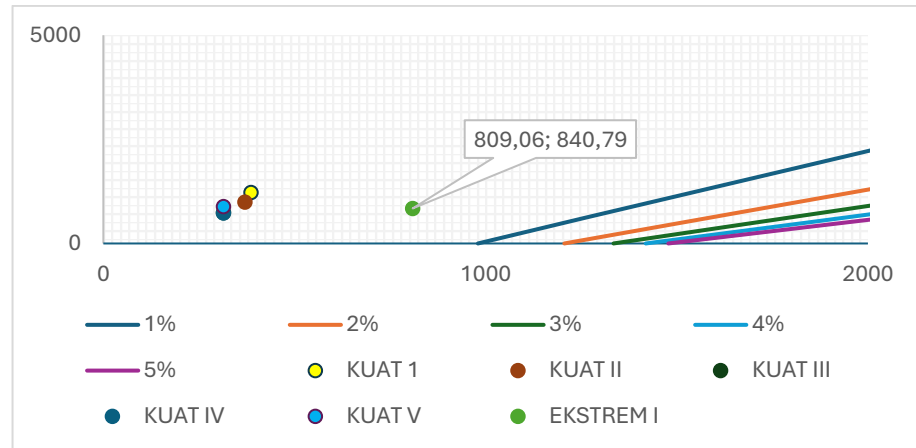
Berikut disajikan rekapitulasi hasil desain tulangan berdasarkan perhitungan ϕM_n – ϕP_n pada setiap kondisi. Perhitungan dilakukan dengan variasi luasan tulangan longitudinal terhadap luas penampang bruto beton pada satu sisi, masing-masing sebesar 1%, 2%, 3%, 4%, dan 5%. Hubungan antara ϕM_n – ϕP_n divisualisasikan dalam diagram yang ditampilkan pada gambar 4.54 dan gambar 4.55.

Tabel 4. 160 Rekapitulasi Kondisi Berdasarkan Rasio Penulangan

	1%		2%		3%		4%		5%	
Kondisi	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n
Desak sentris	0	175	0	195	0	216	0	236	0	256
Patah desak	424	121	619	123	814	125	1008	127	1203	128
Balance	429	811	623	830	818	850	101	869	121	888
Patah tarik	322	497	487	597	652	698	8163	7984	9811	8991
Lentur Murni	980	0	1206	0	1334	0	1419	0	1478	0



Gambar 4. 61 Diagram Interaksi ϕM_n * ϕP_n Breast Wall



Gambar 4. 62 Detail Diagram Interaksi $\phi M_n * \phi P_n$ Breast Wall

Dari gambar diagram di atas kombinasi EKSTEM I (titik hijau) menunjukkan beban berada di dalam kurva rasio tulangan 1% dengan paling mendekati area luar rasio, dengan momen nominal sebesar 973 kN dan kuat desak nominal sebesar 17499 kN.

i. Tulangan pokok

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_{s_{\text{breast}}} &= \rho_{x\%} * b * h \\ &= 1\% * 1000 * 1000 \\ &= 10000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan tarik dan tekan, } A_{s_{\text{tarik}}} &= A_{s_{\text{tekan}}} = \frac{1}{2} * A_{s_{\text{breast}}} \\ &= 5000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang direncanakan (s)} &= A_d * b / A_{s_{\text{breast}}} \\ &= 196,43 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan aktual} &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan yang diperlukan (n)} &= b/s = 1000/150 = 7 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan terpasang } A_{s_{\text{breast}}}' &= A_d * n = 6875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek tulangan, } A_{s_{\text{min}1}} &= ((\sqrt{f_c}) / (4 * f_y)) * b * d \\ &= 3063,33 \text{ mm}^2 \\ A_{s_{\text{min}2}} &= 1,4/f_y * b * d \\ &= 2899,67 \text{ mm}^2 \\ A_{s_{\text{max}}} &= 0,85 * 3/7 * \beta_1 * f_c/f_y * b * d \\ &= 21126,14 \text{ mm}^2 \\ A_{s_{\text{min}}} &< A_s' < A_{s_{\text{max}}} \\ &(\text{Ok, pakai } A_{s_{\text{breast}}}') \end{aligned}$$

ii. Tulangan bagi:

Tulangan bagi diambil 50% dari tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{bagi}}} &= 50\% * A_s' \\ &= 2750 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan yang digunakan} = D25$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s}_{\text{bagi}}) \text{ direncanakan} &= \pi / 4 * D^2 * b / A_s' \\ &= 178,57 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Maka luas tulangan pokok aktual} = \pi / 4 * D^2 * b / s' = 150 \text{ mm}$$

iii. Tulangan geser:

$$\text{Geser rencana (Vu)} = T_x = 445,82 \text{ kN} = 445820 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas geser (Vc)} &= 1/6 * \sqrt{f_c'} * b * d \\ &= 936712,63 \text{ N} \end{aligned}$$

Kapasitas geser terfaktor reduksi (ϕV_c)

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 936712,63 * 0,75 \\ &= 702534,47 \text{ N} > V_u \text{ (tahanan geser mencukupi)} \end{aligned}$$

d. Cek stabilitas $P-\Delta$

$$P_u = 840,79 \text{ kN}$$

$$M_u = 809,06 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 980 \text{ kNm}$$

Berdasarkan perhitungan sebelumnya:

- Waktu getar alami arah x (T_x) = 0,04 detik
 - Periode panjang (T_s) = 1,865 detik
- $$1,25 * T_s = 2,33 \text{ detik}$$

Digunakan faktor modifikasi respon gempa (R) = 3

$$\begin{aligned} T_x < 1,25 T_s, \text{ sehingga } R_d &= (1 - 1 / R) * 1,25 T_s / T_x + 1 / R \\ &= (1 - 1 / 3) * 2,33 / 0,04 + 1 / 3 \\ &= 39,17 \end{aligned}$$

Panjang perpindahan

$$\begin{aligned} \Delta e &= M_u * L^2 / E_c * I, L = \text{tinggi} \\ &= 809,06 * 1,77^2 / 27805575 * 1,608 \\ &= 0,00006 \text{ m} \end{aligned}$$

Panjang perpindahan titik *breast wall* terhadap *pilecap*

$$\begin{aligned}\Delta &= R_d * \Delta e \\ &= 39,17 * 0,00006 \\ &= 0,0022 \text{ m}\end{aligned}$$

Cek stabilitas:

$$\begin{aligned}\Delta P_u &< 0,25 \phi M_n \\ 0,0022 * 840,79 &< 0,25 * 980 \\ 1,867 &< 245 \text{ (terpenuhi, stabil)}\end{aligned}$$

3. Penulangan *Corbel*

- Kuat tekan beton rencana (f_c') = 35 MPa
- Kelas baja tulangan 420B,
Tegangan leleh (f_y) = 420 MPa
- Modulus elastisitas beton (E_c) = 27805,75 MPa
= 27805575 kPa
- Modulus elastitas baja (E) = 200000 MPa
- Selimut beton (c) = 50 cm
- Faktor distribusi tegangan (β_1) = 0,81, karena $f_c' > 28$ MPa. Detail pada bab tiga
- Faktor reduksi (ϕ) kuat lentur = 0,9
- Faktor reduksi (ϕ) kuat geser = 0,75
- Rasio penulangan (ρ) minimum dan maksimum, berdasarkan perhitungan sebelumnya akibat kesamaan mutu beton dan baja tulangan yang digunakan:
 - ρ_{min} = 0,00352
 - ρ_b = 0,00387
 - ρ_{max} = 0,02540 ($0,75 * \rho_b$)
- Rasio maks = $0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')]$
= 8,76

Dimensi:

$$\text{Tebal} = h = h_5 + h_6 = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar} = B_y = 19,30 \text{ m}$$

$$M_u \text{ total diterima} = 2192,98 \text{ kNm}$$

$$V_u \text{ total diterima} = 14619,87 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ per 1 meter} = M_{u \text{ pakai}} = 113,63 \text{ kNm}$$

$$V_u \text{ per 1 meter} = 757,51 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen nominal (Mn)} &= M_{u \text{ pakai}} / \phi_{\text{lentur}} \\ &= 113,63 / 0,9 \\ &= 126,25 \text{ kNm/m} \\ &= 126,25 * 10^6 \text{ Nmm/m} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal beton (h)} = 600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif (d)} &= h - \text{selimut beton (c)} \\ &= 550 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rasio penulangan yang diperlukan (ρ_{butuh})

$$\rho_{\text{butuh}} = \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2R_n}{0,85 * f'_c}} \right), \text{ dengan } R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b * d^2} \\ &= \frac{126,25 * 10^6}{1000 * 550^2} \\ &= 0,417 < \text{Rasio maks} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * 35}{420} \left(1 - \sqrt{\frac{2 * 0,417}{0,85 * 35}} \right) \\ &= 0,00182 < \rho_{\text{min}} \text{ (digunakan } \rho_{\text{min}} \text{)} \end{aligned}$$

a) Tulangan pokok:

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan (As) diperlukan} &= \rho_{\text{min}} * b * d \\ &= 0,00352 * 1000 * 550 \\ &= 1936,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan rencana (D)} = D22 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s) rencana} &= \pi / 4 * D^2 * b / A_s \\ &= 196,35 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan (s') aktual} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan aktual (As') akibat s'} = \pi / 4 * D^2 * b / s$$

$$= 2535,24 \text{ mm}^2$$

b) Tulangan bagi:

Tulangan bagi diambil 50% dari tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{bagi}}} &= 50\% * A_s' \\ &= 1267,62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan = D16

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan bagi rencana } (s_{\text{bagi}}) &= \pi / 4 * D^2 * b / A_s' \\ &= 158,68 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan bagi aktual } (s_{\text{bagi}}') = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan bagi aktual } (A_{s_{\text{bagi}}}') &= \pi / 4 * D^2 * b / s_{\text{bagi}}' \\ &= 1340,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c) Tulangan geser:

$$\text{Geser rencana } (V_u) = 757506,44 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas geser } (V_c) &= 1/6 * \sqrt{f_c'} * b * d \\ &= 542307,31 \text{ N} \end{aligned}$$

Kapasitas geser terfaktor reduksi (ϕV_c)

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 542307,31 * 0,75 \\ &= 406730,49 \text{ N} < V_u \text{ (memerlukan tulangan geser)} \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan geser (V_s)

$$\begin{aligned} V_s &= (V_u - \phi V_c) / \phi \\ &= (757506,44 - 406730,49) / 0,75 \\ &= 467701,28 \text{ N} \end{aligned}$$

Diameter tulangan direncanakan (D) = D13

Jarak tulangan geser rencana arah y (s_{vy}) = 250 mm

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan geser rencana } (A_v) &= \pi / 4 * D^2 * b / S_y \\ &= 531,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan geser rencana arah x } (s_{vx}) &= A_v * f_y * d / V_s \\ &= 262,334 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan D13, arah x = 250 mm
arah y = 250 mm

d) Berdasarkan perhitungan yang dilakukan, penulangan *back wall* bawah berupa:

- Tulangan pokok = D19 – 150 mm
- Tulangan bagi = D13 – 150 mm
- Tulangan geser = D13 – 250 mm untuk arah x
= D13 – 250 mm untuk arah y

4. Penulangan *Back Wall*

- Kuat tekan beton rencana (f_c') = 35 MPa
- Kelas baja tulangan 420B,
Tegangan leleh (f_y) = 420 MPa
- Modulus elastisitas beton (E_c) = 27805,75 MPa
= 27805575 kPa
- Modulus elastisitas baja (E) = 200000 MPa
- Selimut beton (c) = 50 cm
- Faktor distribusi tegangan (β_1) = 0,81, karena $f_c' > 28$ MPa. Detail pada bab tiga
- Faktor reduksi (ϕ) kuat lentur = 0,9
- Faktor reduksi (ϕ) kuat geser = 0,75
- Rasio penulangan (ρ) minimum dan maksimum, berdasarkan perhitungan sebelumnya akibat kesamaan mutu beton dan baja tulangan yang digunakan:
 - ρ_{min} = 0,00352
 - ρ_b = 0,00387
 - ρ_{max} = 0,02540 ($0,75 * \rho_b$)
- Rasio maks = $0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')]$
= 8,76

a) Back wall bawah

Dimensi:

Tebal = $b_2 = 0,5$ m

Lebar = $B_y = 19,30$ m

Mu total diterima = 2659,28 kNm

Vu total diterima = 2837,03 kN

Mu per 1 meter = $Mu_{pakai} = 137,79$ kNm

$$V_u \text{ per 1 meter} = 147 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen nominal (Mn)} &= M_{u\text{pakai}} / \phi_{\text{lentur}} \\ &= 137,79 / 0,9 \\ &= 153,10 \text{ kNm/m} \\ &= 163,10 * 10^6 \text{ Nmm/m} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal beton (h)} = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif (d)} &= h - \text{selimut beton (c)} \\ &= 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rasio penulangan yang diperlukan (ρ_{butuh})

$$\rho_{\text{butuh}} = \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2R_n}{0,85 * f'_c}} \right), \text{ dengan } R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b * d^2} \\ &= \frac{153,10 * 10^6}{1000 * 450^2} \\ &= 0,75 < \text{Rasio maks} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * 35}{420} \left(1 - \sqrt{\frac{2 * 0,75}{0,85 * 35}} \right) \\ &= 0,00182 < \rho_{\text{min}} \text{ (digunakan } \rho_{\text{min}}) \end{aligned}$$

i. Tulangan pokok:

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan (As) diperlukan} &= \rho_{\text{min}} * b * d \\ &= 0,00352 * 1000 * 450 \\ &= 1584,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan rencana (D)} = D19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s) rencana} &= \pi / 4 * D^2 * b / A_s \\ &= 178,99 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan (s') aktual} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan aktual (As') akibat s'} &= \pi / 4 * D^2 * b / s \\ &= 1890,95 \end{aligned}$$

ii. Tulangan bagi:

Tulangan bagi diambil 50% dari tulangan pokok

$$A_{s\text{bagi}} = 50\% * A_{s'}$$

$$= 850,93 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter tulangan yang digunakan} = D13$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan bagi rencana (S}_{\text{bagi}}) &= \pi / 4 * D^2 * b / A_s' \\ &= 156,05 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan bagi aktual (S}_{\text{bagi}}') = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan bagi aktual (A}_{\text{S}_{\text{bagi}}}') &= \pi / 4 * D^2 * b / S_{\text{bagi}}' \\ &= 885,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

iii. Tulangan geser:

$$\text{Geser rencana (V}_u) = 146996,52 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapabilitas geser (V}_c) &= 1/6 * \sqrt{f_c'} * b * d \\ &= 443705,98 \end{aligned}$$

Kapabilitas geser terfaktor reduksi (ϕV_c)

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 443705,98 * 0,75 \\ &= 332779,49 \text{ N} > V_u \text{ (tahanan geser memenuhi)} \end{aligned}$$

iv. Berdasarkan perhitungan yang dilakukan, penulangan *back wall* bawah berupa:

- Tulangan pokok = D19 – 150 mm
- Tulangan bagi = D13 – 150 mm

b) Back Wall Atas

Dimensi:

$$\text{Tebal} = b_1 = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Lebar} = B_y = 19,30 \text{ m}$$

$$\text{Mu total diterima} = 405,43 \text{ kNm}$$

$$\text{Vu total diterima} = 528,44 \text{ kN}$$

$$\text{Mu per 1 meter} = \text{Mu}_{\text{pakai}} = 21,01 \text{ kNm}$$

$$\text{Vu per 1 meter} = 27,38 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen nominal (M}_n) &= \text{Mu}_{\text{pakai}} / \phi_{\text{lentur}} \\ &= 21,01/0,9 \\ &= 23,34 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$= 23,34 * 10^6 \text{ Nmm/m}$$

$$\text{Tebal beton (h)} = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif (d)} &= h - \text{selimut beton (c)} \\ &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rasio penulangan yang diperlukan (ρ_{butuh})

$$\rho_{\text{butuh}} = \frac{0,85 * f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2R_n}{0,85 * f'_c}} \right), \text{ dengan } R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b * d^2} \\ &= \frac{23,34 * 10^6}{1000 * 250^2} \\ &= 0,373 < \text{Rasio maks} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * 35}{420} \left(1 - \sqrt{\frac{2 * 0,75}{0,85 * 35}} \right) \\ &= 0,00089 < \rho_{\text{min}} \text{ (digunakan } \rho_{\text{min}} \text{)} \end{aligned}$$

i. Tulangan pokok:

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan (As) diperlukan} &= \rho_{\text{min}} * b * d \\ &= 0,00352 * 1000 * 250 \\ &= 880,37 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan rencana (D)} = D13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s) rencana} &= \pi / 4 * D^2 * b / A_s \\ &= 150,83 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan (s') aktual} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan aktual (As')} &\text{ akibat s' } = \pi / 4 * D^2 * b / s \\ &= 885,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

ii. Tulangan bagi:

Tulangan bagi diambil 50% dari tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_{\text{Sbagi}} &= 50\% * A_s' \\ &= 442,62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan yang digunakan} = D10$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan bagi rencana (Sbagi)} &= \pi / 4 * D^2 * b / A_s' \\ &= 177,51 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan bagi aktual (Sbagi')} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan bagi aktial (As}_{\text{bagi}}\text{'}) &= \pi / 4 * D^2 * b / s_{\text{bagi}}\text{'} \\ &= 523,81 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

iii. Tulangan geser:

$$\text{Geser rencana (Vu)} = 27380,25 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}\text{Kapasitas geser (Vc)} &= 1/6 * \sqrt{f_c'} * b * d \\ &= 246503,32\end{aligned}$$

Kapasitas geser terfaktor reduksi (ϕV_c)

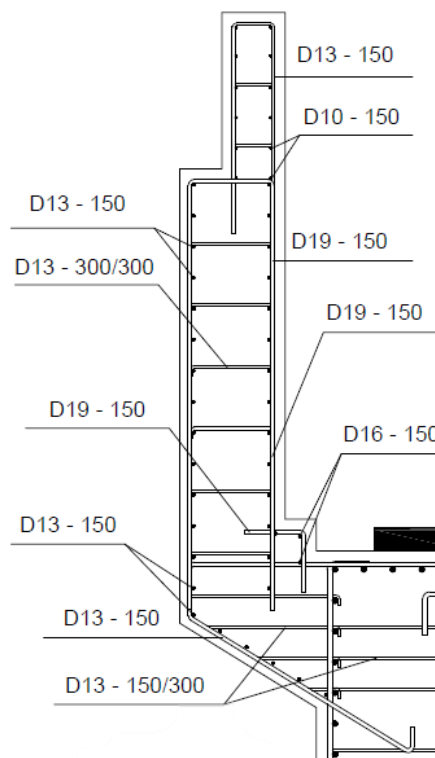
$$\phi V_c = 246503,32 * 0,75$$

$$= 184877,49 \text{ N} > V_u \text{ (tahanan geser memenuhi)}$$

iv. Berdasarkan perhitungan yang dilakukan, penulangan *back wall* bawah berupa:

- Tulangan pokok = D19 – 150 mm
- Tulangan bagi = D13 – 150 mm

c) Detail penulangan hasil perhitungan



Gambar 4. 63 Detail Penulangan Back Wall

5. Penulangan *Wing Wall*

- Kuat tekan beton rencana (f_c') = 35 MPa
- Kelas baja tulangan 420B,
Tegangan leleh (f_y) = 420 MPa
- Modulus elastisitas beton (E_c) = 27805,75 MPa
= 27805575 kPa
- Modulus elastisitas baja (E) = 200000 MPa
- Selimut beton (c) = 50 cm
- Faktor distribusi tegangan (β_1) = 0,81, karena $f_c' > 28$ MPa. Detail pada bab tiga
- Faktor reduksi (ϕ) kuat lentur = 0,9
- Faktor reduksi (ϕ) kuat geser = 0,75
- Rasio penulangan (ρ) minimum dan maksimum, berdasarkan perhitungan sebelumnya akibat kesamaan mutu beton dan baja tulangan yang digunakan:
 - ρ_{min} = 0,00352
 - ρ_b = 0,00387
 - ρ_{max} = 0,02540 ($0,75 * \rho_b$)
- Rasio maks = $0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')]$
= 8,76

Dimensi:

Tebal = $h = t_{ww} = 0,6$ m

Lebar = $h_{wx} = 5,5$ m

Mu total diterima = 7930,57 kNm

Vu total diterima = 3835,59 kN

Mu per 1 meter = $Mu_{pakai} = 1428,93$ kNm

Vu per 1 meter = 691,10 kN

Momen nominal (M_n) = $Mu_{pakai} / \phi_{lentur}$
= $1428,93 / 0,9$
= 1587,7 kNm/m

$$= 1587,7 * 10^6 \text{ Nmm/m}$$

$$\text{Tebal beton (h)} = 600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif (d)} &= h - \text{selimut beton (c)} \\ &= 550 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rasio penulangan yang diperlukan (ρ_{butuh})

$$\rho_{\text{butuh}} = \frac{0,85 * f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{2R_n}{0,85 * f'c}} \right), \text{ dengan } R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b * d^2} \\ &= \frac{1587,7 * 10^6}{1000 * 550^2} \\ &= 5,249 < \text{Rasio maks} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{butuh}} &= \frac{0,85 * 35}{420} \left(1 - \sqrt{\frac{2 * 5,249}{0,85 * 35}} \right) \\ &= 0,01385, \rho_{\min} < \rho_{\text{butuh}} < \rho_{\max} \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

digunakan ρ_{butuh})

a. Tulangan pokok:

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan (As) diperlukan} &= \rho_{\text{butuh}} * b * d \\ &= 0,01385 * 1000 * 550 \\ &= 7617,99 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan rencana (D)} = D32 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s) rencana} &= \pi / 4 * D^2 * b / A_s \\ &= 105,61 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan (s') aktual} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan aktual (As') akibat s'} &= \pi / 4 * D^2 * b / s \\ &= 8045,71 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b. Tulangan bagi:

Tulangan bagi diambil 50% dari tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_{\text{Sbagi}} &= 50\% * A_s' \\ &= 8045,71 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan yang digunakan} = D25$$

$$\text{Jarak tulangan bagi rencana (Sbagi)} = \pi / 4 * D^2 * b / A_s'$$

$$= 122,07 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan bagi aktual } (s_{\text{bagi}}') = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan bagi aktual } (A_{s_{\text{bagi}}}') &= \pi / 4 * D^2 * b / s_{\text{bagi}}' \\ &= 3273,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c. Tulangan geser:

$$\text{Geser rencana } (V_u) = 691096,61 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas geser } (V_c) &= 1/6 * \sqrt{f_c'} * b * d \\ &= 542307,31 \text{ N} \end{aligned}$$

Kapasitas geser terfaktor reduksi (ϕV_c)

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 542307,31 * 0,75 \\ &= 406730,49 \text{ N} < V_u \text{ (memerlukan tulangan geser)} \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan geser (V_s)

$$\begin{aligned} V_s &= (V_u - \phi V_c) / \phi \\ &= (691096,61 - 406730,49) / 0,75 \\ &= 379154,84 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan direncanakan } (D) = D19 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan geser rencana arah y } (s_{vy}) = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan geser rencana } (A_v) &= \pi / 4 * D^2 * b / S_y \\ &= 520,01 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

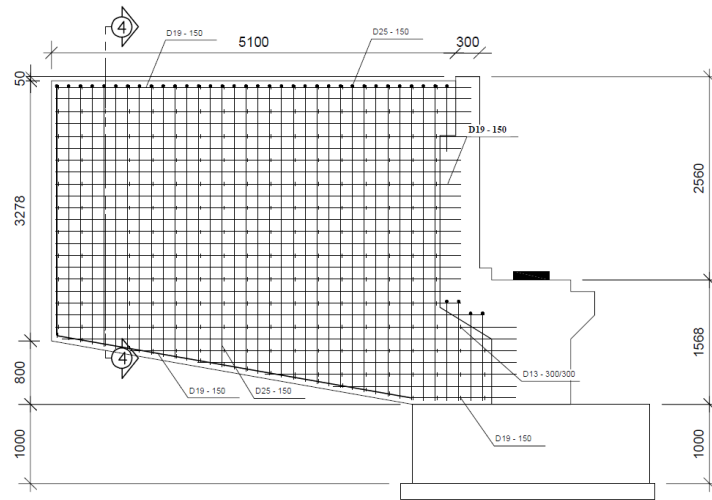
$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan geser rencana arah x } (s_{vx}) &= A_v * f_y * d / V_s \\ &= 316,82 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan D13, arah x = 300 mm
arah y = 300 mm

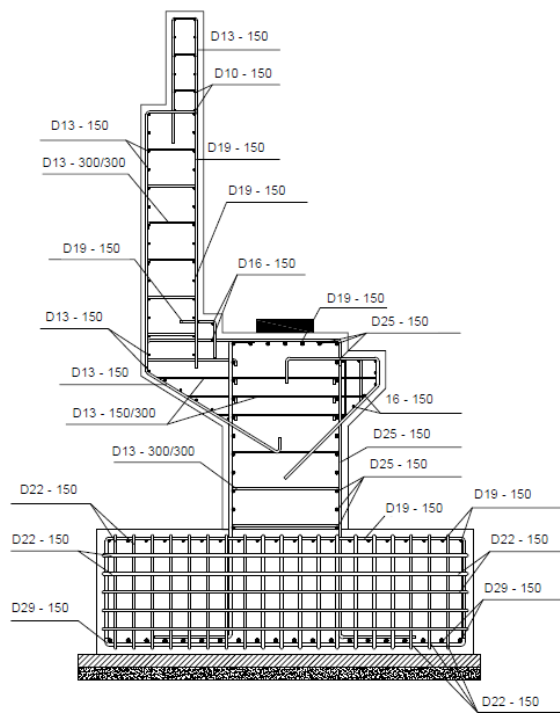
d. Berdasarkan perhitungan yang dilakukan, penulangan *back wall* bawah berupa:

- Tulangan pokok = D32 – 100 mm
- Tulangan bagi = D25 – 100 mm
- Tulangan geser = D19 – 300 mm untuk arah x
= D19 – 300 mm untuk arah y

d) Detail penulangan hasil perhitungan



Gambar 4. 64 Detail Penulangan Wing Wall



Gambar 4. 65 Detail Penulangan *Abutment*

4.1.3.3 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang

Dalam perencanaan pondasi tiang pancang, salah satu acuan utama yang digunakan adalah spesifikasi teknis yang tercantum dalam katalog pabrikan. Pada penelitian ini, data teknis tiang pancang mengacu pada katalog Spun Pile Adhi Beton sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.61. Penggunaan katalog ini dipandang tepat karena kapasitas aksial, momen lentur, serta parameter dasar lainnya telah ditetapkan berdasarkan uji dan standar pabrikan, sehingga dapat dijadikan dasar perhitungan daya dukung tiang secara langsung. Dengan demikian, proses perhitungan lebih efisien dan konsisten, serta tidak perlu dilakukan penurunan rumus ulang mengenai kekuatan material tiang.

Selanjutnya, perhitungan pondasi tiang pancang akan mengacu pada data-data teknis tersebut, meliputi dimensi tiang, kelas beton, berat sendiri, kapasitas aksial izin, hingga kapasitas momen ultimit.

Spun Pile Specification Adhibeton								
Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Section (cm ²)	Unit Weight (Kg/m)	Length (m)	Bending Moment crack ultimate (ton.m)		Allowed Axial Load (ton)
300	60	A2	452	113	6-13	2,50	3,75	72,60
		A3				3,00	4,50	70,75
		B				3,50	6,30	67,50
		C				4,00	8,00	65,40
350	65	A1	582	145	6-15	3,50	5,25	93,10
		A3				4,20	6,30	89,50
		B				5,00	9,00	86,40
		C				6,00	12,00	85,00
400	75	A2	765	191	6-16	5,50	8,25	121,10
		A3				6,50	9,75	117,60
		B				7,50	13,50	114,40
		C				9,00	18,00	111,50
450	80	A1	930	232	6-16	7,50	11,25	149,50
		A2				8,50	12,75	145,80
		A3				10,00	15,00	143,80
		B				11,00	19,80	139,10
500	90	C	1159	290	6-16	12,50	25,00	134,90
		A1				10,50	15,75	185,30
		A2				12,50	18,75	181,70
		A3				14,00	21,00	178,02
600	100	B	1570	393	6-16	15,00	27,00	174,90
		C				17,00	34,00	169,00
		A1				17,00	25,50	252,70
		A2				19,00	28,50	249,00
800	120	A3	2564	641	6-18	22,00	33,00	243,20
		B				25,00	45,00	238,30
		C				29,00	58,00	229,50
		A1				40,13	60,20	409,17
1000	140	A2	3782	945	6-20	46,56	69,84	400,12
		A3				52,11	78,16	390,58
		B				60,51	108,92	384,35
		C				71,25	128,25	367,76
1200	150	A1	4948	1236	6-24	74,10	111,15	605,00
		A2				85,05	127,57	593,00
		A3				97,67	145,05	578,00
		B				112,75	202,95	568,00
		C				131,09	235,96	547,00
		A1				124,10	186,00	794,70
		A2				139,58	208,50	777,80
		A3				149,99	223,50	766,70
		B				183,23	329,40	732,30
		C				208,00	414,00	708,20

Gambar 4. 66 Spesifikasi Teknis Spun Pile Katalog Adhi Beton

1. Rekapitulasi Beban Ultimit *Pilecap* (Terfaktor)

Tabel 4. 161 Rekapitulasi Beban Ultimit Pada *Pilecap*

No.	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen	
		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kuat I	26804,29	5058,48	0,00	3954,88	0,00
2	Kuat II	25333,91	5008,48	0,00	3596,13	0,00
3	Kuat III	20295,62	4833,48	123,48	2340,51	1640,63
4	Kuat IV	20187,58	4833,48	0,00	2340,51	0,00
5	Kuat V	20218,45	4833,48	57,33	2340,51	641,29
6	Ekstrem I	22367,06	9942,88	2067,20	16581,16	3665,15
8	Daya Layan I	19189,04	4531,76	48,51	3947,16	524,10
9	Daya Layan II	20268,67	4267,16	0,00	3880,29	0,00
10	Daya Layan III	18430,70	4506,76	0,00	3767,79	0,00
11	Daya Layan IV	15543,96	4708,86	61,74	3386,22	820,31
12	Fatik	2756,96	93,75	0,00	672,66	0,00

2. Pemilihan spesifikasi tiang pancang

Diameter, $D = 0,6 \text{ m}$

Kelas, $c = C$

Daya dukung izin, $Q_p' = 229,5 \text{ ton}$

Momen ultimit tiang, $M_{adhi} = 58 \text{ tonm}$

Kedalaman tiang, $L = 30 \text{ m}$

Keliling selimut tiang, $p = \pi * D = 1,886 \text{ m}$

Luas tiang, $A_p = \frac{1}{4} * \pi * D^2 = 0,283 \text{ m}^2$

Berat per-meter tiang, $= 393 \text{ kg/m}$

Berat tiang, $W_p = \text{Berat per/m} \times L = 11790 \text{ kg} = 115,66 \text{ kN}$

Kapasitas Ujung Tiang

Nilai N di bawah ujung tiang,

- $N1 A1 = 39$
- $N1 A2 = 38$

Nilai N di atas ujung tiang,

- $N2 A1 = 36$
- $N2 A2 = 27$

Rata-rata nilai N (Nb):

- A1 = 57
- A2 = 51,5

$$\begin{aligned}\text{Daya dukung ujung tiang} &= 400 \times A_p \times N_b \\ &= 6449,14 \text{ kN} \\ &= 658,08 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas selimut dinding tiang} &= p \times L \\ &= 56,57 \text{ m}^2 \\ &= 608,93 \text{ ft}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Daya dukung friksi tiang (Qs)} &= (A_s \times N_b) / 50 \\ &= 694,19 \text{ ton} \\ &= 6809,96 \text{ kN}\end{aligned}$$

3. Kapasitas Tahanan Izin Tiang

$$\begin{aligned}\text{Daya dukung ultimit tiang (Q_u)} &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 7532,8 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Safety Faktor} = 3$$

$$\text{Daya dukung izin tiang (Q_{all'})} = Q_u / 3 = 7532,8 / 3 = 2450,79 \text{ kN}$$

$$\text{Data dukung izin tiang fabrikator} = Q_p' \times 9,81 = 2251,395 \text{ kN}$$

4. Penentuan Jumlah Tiang Minimal

$$\text{Jumlah beban pada pondasi (P_u')} = P_u \text{ kombinasi} + T_x \text{ kombinasi}$$

Tabel 4. 162 Penentuan Jumlah Tiang Minimum

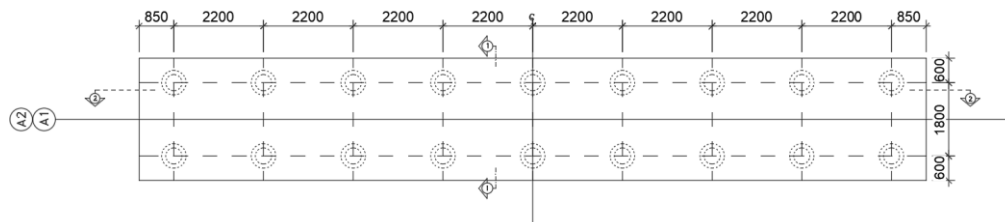
No.	Keadaat Batas	Ultimit Terfaktor		Pu'	Qall (kN)	n tiang Pu'/Qall
		P (kN)	Tx (kN)	Pu + Tx (kN)		
1	Kuat I	26804,29	5058,48	31862,77	2251,40	14,152
2	Kuat II	25333,91	5008,48	30342,39	2251,40	13,477
3	Kuat III	20295,62	4833,48	25129,11	2251,40	11,162
4	Kuat IV	20187,58	4833,48	25021,06	2251,40	11,114
5	Kuat V	20218,45	4833,48	25051,93	2251,40	11,127
6	Ekstrem I	22367,06	9942,88	32309,94	2251,40	14,351
8	Daya Layan I	19189,04	4531,76	23720,80	2251,40	10,536
9	Daya Layan II	20268,67	4267,16	24535,83	2251,40	10,898

No.	Keadaat Batas	Ultimit Terfaktor		Pu'	Qall (kN)	n tiang
		P (kN)	Tx (kN)	Pu + Tx (kN)		Pu'/Qall
10	Daya Layan III	18430,70	4506,76	22937,46	2251,40	10,188
11	Daya Layan IV	15543,96	4708,86	20252,82	2251,40	8,996
12	Fatik	2756,96	93,75	2850,71	2251,40	1,266

Kebutuhan tiang terbanyak yakni pada kondisi ekstrem sebesar 14,351 buah atau dikenakan menjadi 15 buah.

5. Percobaan Konfigurasi Awal

Dicoba konfigurasi tiang pancang dengan konfigurasi 2 baris dengan perbaris sebanyak 9 tiang, sehingga total tiang (n) sebanyak 18 buah.



Gambar 4. 67 Konfigurasi Tiang Pancang

6. Kontrol Gaya Pada Tiang Pancang

Syarat dikatakan memenuhi apabila reaksi beban pada masing-masing tiang lebih kecil dari daya dukung izin tiang yang digunakan (Q_{allow}). Atau dirumuskan sebagai berikut:

$$P_{tiangx} = P_{kondisi} / n + M_x (x_i / \sum x_i^2) + M_y (y_i / \sum y_i^2)$$

dengan,

$P_{kondisi}$: Total gaya aksial pada suatu kondisi beban

n : Total tiang

$M_x (x_i / \sum x_i^2)$: Tambahan beban akibat momen arah-x (M_x)

$M_y (y_i / \sum y_i^2)$: Tambahan beban akibat momen arah-y (M_y)

a. Ketika kondisi beban tetap (Kondisi Kuat I)

Gaya tekan ultimit, $P_{KUATI} = 26804,29 \text{ kN}$

Momen ultimit, $M_{x KUATI} = 3954,88 \text{ kN}$

$M_{y KUATI} = 0,00 \text{ kN}$

Daya dukung izin tiang digunakan, $Q_{allow} = 2251,40 \text{ kN}$

Tabel 4. 163 Kontrol Gaya Aksial Tiap Tiang Terhadap Kondisi Beban Tetap

Pile	x	y	x ²	y ²	M _x	M _y	P _{tiangx}	Q _{allow}	Cek
							p/n + M _x 1 + M _y 1		
1	8,8	1	77,44	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
2	6,6	1	43,56	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
3	4,4	1	19,36	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
4	2,2	1	4,84	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
5	0	1	0	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
6	2,2	1	4,84	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
7	4,4	1	19,36	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
8	6,6	1	43,56	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
9	8,8	1	77,44	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
10	8,8	1	77,44	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
11	6,6	1	43,56	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
12	4,4	1	19,36	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
13	2,2	1	4,84	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
14	0	1	0	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
15	2,2	1	4,84	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
16	4,4	1	19,36	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
17	6,6	1	43,56	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
18	8,8	1	77,44	1	6,81	0	1495,94	2251,395	OK
Σ			580,8	18					

b. Ketika kondisi beban penuh (Kondisi Ekstrem I)

Gaya tekan ultimit, $P_{EKSTREM I} = 22367,06 \text{ kN}$

Momen ultimit, $M_{x EKSTREM I} = 16581,16 \text{ kN}$

$M_{y EKSTREM I} = 3665,15 \text{ kN}$

Daya dukung izin tiang digunakan, $Q_{allow} = 2251,40 \text{ kN}$

Tabel 4. 164 Kontrol Gaya Aksial Tiap Tiang Terhadap Kondisi Beban Penuh

Pile	x	y	x ²	y ²	Mx	My	P _{tiangx}	Q _{allow}	Cek
							p/n + Mx ₁ + My ₁		
1	8,8	1	77,44	1	251,23	203,62	1697,46	2251,40	OK
2	6,6	1	43,56	1	188,42	203,62	1634,66	2251,40	OK
3	4,4	1	19,36	1	125,61	203,62	1571,85	2251,40	OK
4	2,2	1	4,84	1	62,81	203,62	1509,04	2251,40	OK
5	0	1	0	1	0,00	203,62	1446,23	2251,40	OK
6	2,2	1	4,84	1	62,81	203,62	1509,04	2251,40	OK
7	4,4	1	19,36	1	125,61	203,62	1571,85	2251,40	OK
8	6,6	1	43,56	1	188,42	203,62	1634,66	2251,40	OK
9	8,8	1	77,44	1	251,23	203,62	1697,46	2251,40	OK
10	8,8	1	77,44	1	251,23	203,62	1697,46	2251,40	OK
11	6,6	1	43,56	1	188,42	203,62	1634,66	2251,40	OK
12	4,4	1	19,36	1	125,61	203,62	1571,85	2251,40	OK
13	2,2	1	4,84	1	62,81	203,62	1509,04	2251,40	OK
14	0	1	0	1	0,00	203,62	1446,23	2251,40	OK
15	2,2	1	4,84	1	62,81	203,62	1509,04	2251,40	OK
16	4,4	1	19,36	1	125,61	203,62	1571,85	2251,40	OK
17	6,6	1	43,56	1	188,42	203,62	1634,66	2251,40	OK
18	8,8	1	77,44	1	251,23	203,62	1697,46	2251,40	OK
Σ			580,8	18					

7. Kontrol terhadap kelompok tiang pancang

Kontrol kelompok tiang dapat diuraikan sebagai berikut:

- Jarak as ke as tiang (terjauh), S = 2,2 m
- Jumlah baris grup tiang, m = 2 baris
- Jumlah tiang per-baris, n' = 9 buah
- Jumlah tiang total, n = 2 x 9 = 18 buah
- Diameter tiang, D = 0,6 m

a. Efisiensi grup tiang (η)

$$\eta = 1 - \theta \left(\frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \times m \times n'} \right), \text{ dengan } \theta = \tan^{-1} D/S$$

$$\theta = \tan^{-1} D/S = \tan^{-1} 0,6/2,2 = 15,26^\circ$$

Substitusi,

$$\eta = 1 - 15,26 \left(\frac{(9-1)2 + (2-1)9}{90 \times 2 \times 9} \right)$$

$$= 0,765 < 1 \text{ (OK)}$$

b. Daya dukung grup tiang (Q_{group})

$$\begin{aligned} Q_{\text{group}} &= Q_{\text{allow}} * n * \eta \\ &= 2251,40 * 18 * 0,765 \\ &= 30984,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol terhadap aksial beban tetap dan penuh, tidak perlu pembagian kembali terhadap *safety factor* (SF) dikarenakan penggunaan data daya dukung izin berasal dari katalog fabrikator dimana telah dikenai SF.

$$P_{u \text{ KUAT I}} = 26804,29 \text{ kN} < Q_{\text{group}} \text{ (OK)}$$

$$P_{u \text{ EKSTREM I}} = 22367,06 \text{ kN} < Q_{\text{group}} \text{ (OK)}$$

8. Kontrol gaya lateral

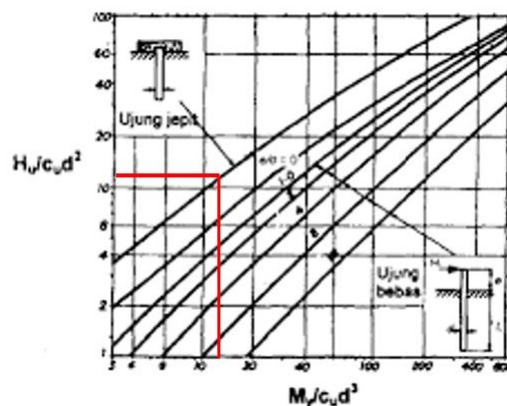
$$\begin{aligned} \text{a. Gaya geser terbesar, } V_u &= T_x \\ &= 9942,88 \text{ (kondisi ekstrem I)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. Gaya lateral satu tiang, } &= V_u/n \\ &= 9942,88/18 \\ &= 552,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{c. Momen ultimit satu tiang, } M = 568,98 \text{ kNm}$$

$$\text{d. Nilai 'N' rata-rata, } N_b = 57 > 30 \text{ sehingga } c_u = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{e. Kapasitas momen ultimit} &= M/(C_u * D^3) \\ &= 13,17 \end{aligned}$$



Gambar 4. 68 Diagram Interaksi Tiang/Kolom Antara Gaya Aksial dan Momen

f. Gaya lateral ultimate (H_u),

$$H_u / (C_u * D^2) = 12$$

$$H_u = (C_u * D^2)$$

$$= 864 \text{ kN}$$

Safety Factor = 1,5

Daya dukung lateral izin, $H_{allow} = H_u / SF = 576 \text{ kN}$

Kontrol daya dukung lateral izin terhadap kondisi batas:

Tabel 4. 165 Kontrol Daya Dukung Lateral Izin Terhadap Kondisi Keadaan Batas Pembebanan

No.	Keadaan Batas	Horizontal	H (kN)	H _a (kN)	Cek
		T _x (kN)			
1	Kuat I	5058,48	281,03	576,00	OK
2	Kuat II	5008,48	278,25	576,00	OK
3	Kuat III	4833,48	268,53	576,00	OK
4	Kuat IV	4833,48	268,53	576,00	OK
5	Kuat V	4833,48	268,53	576,00	OK
6	Ekstrem I	9942,88	552,38	576,00	OK
8	Daya Layan I	4531,76	251,76	576,00	OK
9	Daya Layan II	4267,16	237,06	576,00	OK
10	Daya Layan III	4506,76	250,38	576,00	OK
11	Daya Layan IV	4708,86	261,60	576,00	OK
12	Fatik	93,75	5,21	576,00	OK

4.2 Pemodelan 3 Dimensi

Pemodelan 3D diawali dengan membuat geometri dasar jembatan sesuai hasil perhitungan manual. Dimensi PCI - Girder, pelat lantai, abutment, dan komponen pendukung lainnya dimasukkan ke dalam *software* BIM supaya didapat model yang presisi. Langkah ini memastikan ukuran dan proporsi tiap elemen sudah sesuai dengan desain yang direncanakan.

Setelah itu, tiap elemen diberi data material seperti mutu beton, detail tulangan, dan baja pada elemen pelengkap. Penambahan informasi ini bikin model bukan cuma tampilan visual, tapi juga menyimpan data teknis yang bisa dipakai untuk analisis tahap berikutnya.

Model 3D juga membantu ngecek kemungkinan benturan antar elemen, misalnya antara girder dengan pelat atau sambungan ke abutment. Dengan cara ini, kesalahan saat konstruksi bisa diantisipasi lebih awal. Selain itu, model bisa dipakai untuk simulasi urutan pemasangan elemen, yang nantinya akan terhubung dengan penjadwalan di BIM 4D.

Hasil pemodelan 3D berupa jembatan digital yang lengkap dan dapat divisualisasikan dari berbagai sudut pandang. Visualisasi ini memudahkan perencanaan, kontraktor, maupun pihak terkait untuk memahami desain sebelum pekerjaan lapangan dimulai. Beberapa aset utama yang perlu dibentuk secara bertahap dalam pemodelan (baik sebagai *family* maupun *project component*) antara lain:

1. Pilecap, lemen pondasi yang mengikat tiang dan menyalurkan beban ke tanah.
2. Abutment, struktur bawah yang menahan gaya horizontal dan menopang ujung bentang girder.
3. PCI – Girder, elemen utama struktur atas yang menyalurkan beban ke abutment atau pier.
4. Diafragma, pengaku antar girder untuk stabilitas melintang.
5. Parapet, pengaman pejalan kaki sekaligus pembatas samping jembatan.

4.2.1 Pembentukan Komponen (*Family/Aset*)

Sebelum model 3D jembatan dapat dirakit secara utuh, setiap komponen penyusunnya perlu dibentuk terlebih dahulu secara terpisah. Proses ini dilakukan

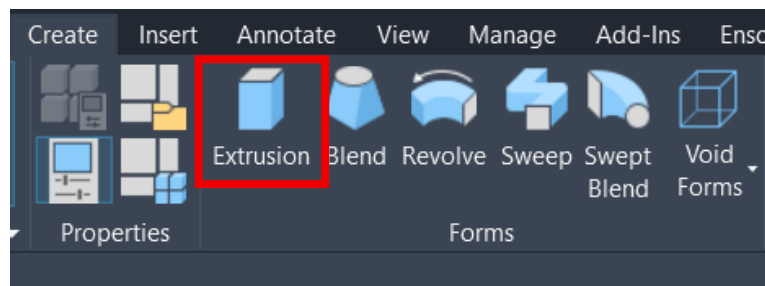
dengan membuat *family* atau aset digital dari masing-masing elemen sesuai hasil perencanaan. Komponen yang dimodelkan meliputi bagian struktur bawah, struktur atas, hingga elemen pelengkap.

1. Pilecap

Pada tahap pemodelan, *pilecap* memang dapat dibentuk langsung di *project environment* menggunakan *tools slab*. Namun, metode ini hanya menghasilkan bentuk pilecap yang sejajar dan datar, sehingga kurang sesuai jika diperlukan bentuk miring mengikuti kondisi lapangan. Alternatif yang lebih disarankan adalah membangun pilecap melalui *family*.

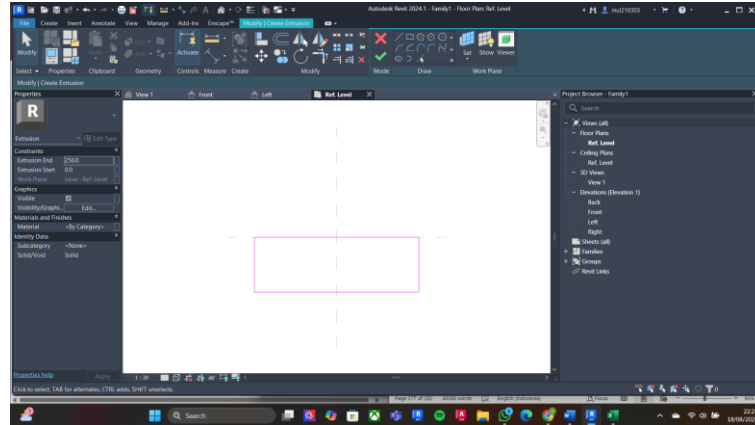
Sebelum digunakan dalam *project environment*, *family pilecap* perlu terlebih dahulu dibuat di *family editor*. Proses pembentukan *family* ini melibatkan pembuatan parameter dimensi dan bentuk dasar yang nantinya bisa dipanggil kembali serta dimodifikasi sesuai kebutuhan. Secara umum, langkah pembuatan *family pilecap* adalah sebagai berikut:

- a. Membuka *New Family* dengan memakai template *Metric Generic Model*
- b. Menentukan *Reference Plane* dan parameter dimensi (panjang, lebar dan tebal) apabila family yang ingin dibuat akan dibuat adjustable
- c. Tetapi penulis disini langsung menggunakan *Extrusion* pada *Create 'bar'*



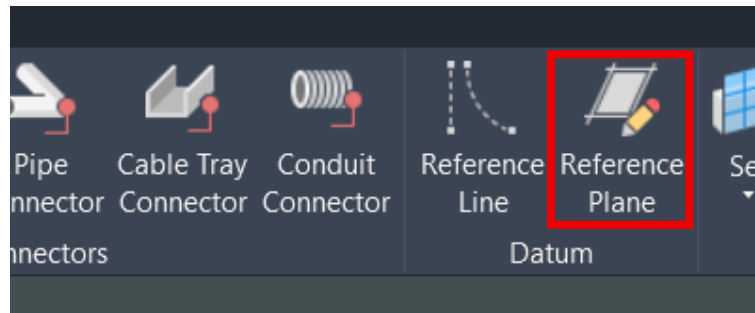
Gambar 4. 69 *Extrusion Image/Icon* pada *Autodesk Revit*

- d. Membentuk geometri pilecap secara tampak atas sesuai hasil perencanaan dengan tetap memposisikan *As pilecap* sama dengan *As ref. level +0.00*.



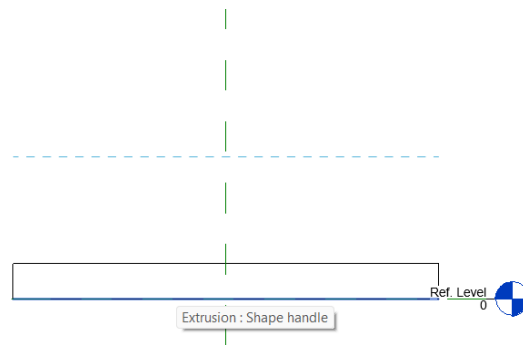
Gambar 4. 70 Pembentukan Geometri Bidang *Pilecap* pada *Extrusion*

- e. Centang dan beralih ke *Elevations: Front*. Lalu kembbbali ke *Create 'bar'* dan pilih *Reference Plane*.



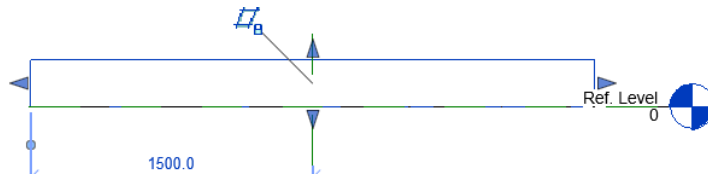
Gambar 4. 71 *Reference Plane Image/Icon* pada Autodesk Revit

- f. Pilih *pick lines* dengan memasukkan *offset* sebesar tebal pilecap yakni 1000 mm. Kemudian *tap* pada *ref. level* hingga terlihat garis *reference lines* yang samar berada di *top level* dari *ref. level*.



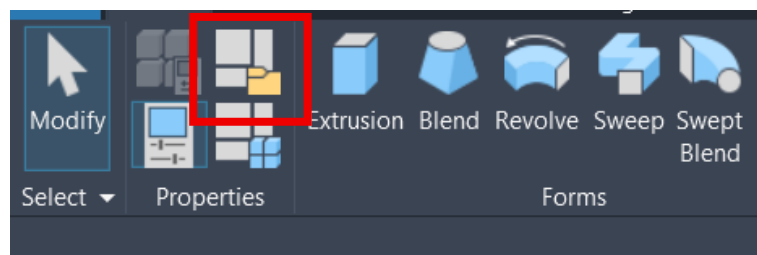
Gambar 4. 72 Garis Samar *Offset* Dengan *Pick Lines*

- g. *Tap* lalu keluar tampilan lalu *tap* kembali pilecap hingga muncul tanda panah untuk memperbesar dimensi

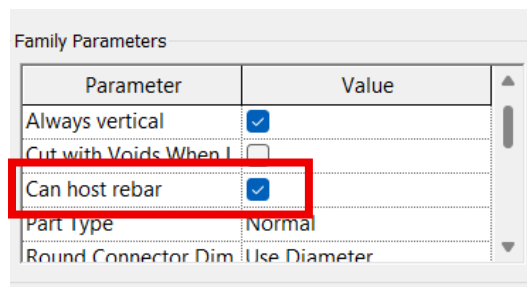


Gambar 4. 73 Mark Panah Untuk *Adjust* Ketebalan *Pilecap*

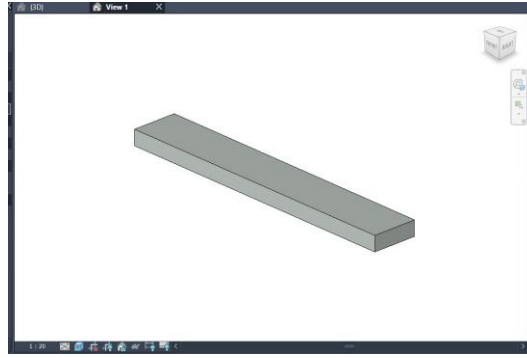
- h. Lalu dapat ditarik panah sesuai dengan desain level yang telah direncanakan melalui *reference lines*. Setelah itu, tap ‘gembok’ hingga menjadi terkunci. Ini dapat berfungsi sebagai *warning* apabila kita tidak sengaja melakukan perubahan dimensi ataupun secara tebal model.
- i. Terakhir, pastikan bahwa model yang dibentuk dapat dipasang tulangan/rebar dengan dilakukan pengecekan pada *Family Category and Parameters* lalu centang *can host rebar*. Tambahkan detail material dan *texture* apabila diperlukan. Hasil akan seperti pada gambar 4.75.



Gambar 4. 74 *Family Category and Parameters Image/Icon* pada *Autodesk Revit*



Gambar 4. 75 Menu ‘*Can Host Rebar*’ Pada *Family Parameters*

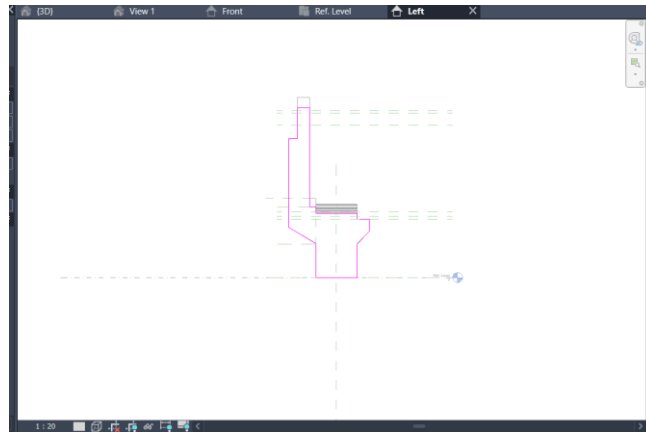


Gambar 4. 76 Hasil '*Family Pilecap*' Pada *Autodesk Revit*

2. Abutment

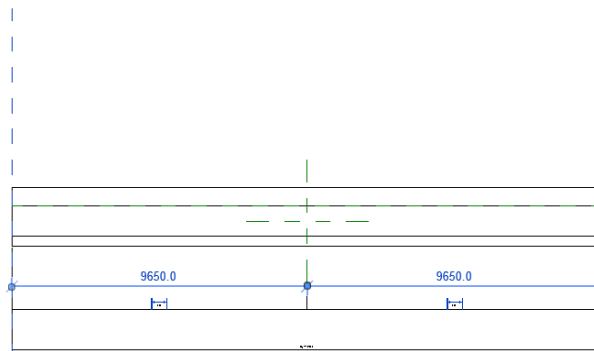
Setelah pemodelan pilecap selesai, tahap berikutnya adalah pemodelan badan abutment. Abutment pada tahap pemodelannya hanya sebatas badan abutment/breast wall hingga kepala abutment/back wall atas saja. Sama seperti pilecap, pemodelan abutment dilakukan dengan pembentukan *family*. Pemodelan dapat dilakukan terpisah antara breast wall dan backwall untuk mendapatkan kedetailan volume dan penggambaran jadwal (4D) perbidang bagian abutment. Akan tetapi, penulis melakukan penggabungan antara badan hingga kepala abutment karena kebutuhan volume abutment dinyatakan secara total dan untuk penggambaran jadwal sudah tercantum pada schedule. Tata cara pemodelan *family* untuk abutment adalah sebagai berikut:

- a. Tahap awal pembuatan *family* sama seperti yang dijelaskan pada tahap pilecap, dengan *template* yang dipakai adalah sama yakni *Metric Generic Model*.
- b. Lalu, untuk abutment dapat langsung ke bagian *Elevations: Left/Right* dan *tap Extrusion* pada *Create 'bar'*
- c. Pembentukan geometri abutment sesuai hasil perencanaan, disarankan untuk membentuk As geometri sesuai dengan As *reference level* dengan posisi diatas *ref. level +0.00* agar tidak terjadi bentrokan dengan pilecap, akan tetapi hal ini tidak wajib karena dapat dilakukan penyesuaian secara langsung pada *project*.



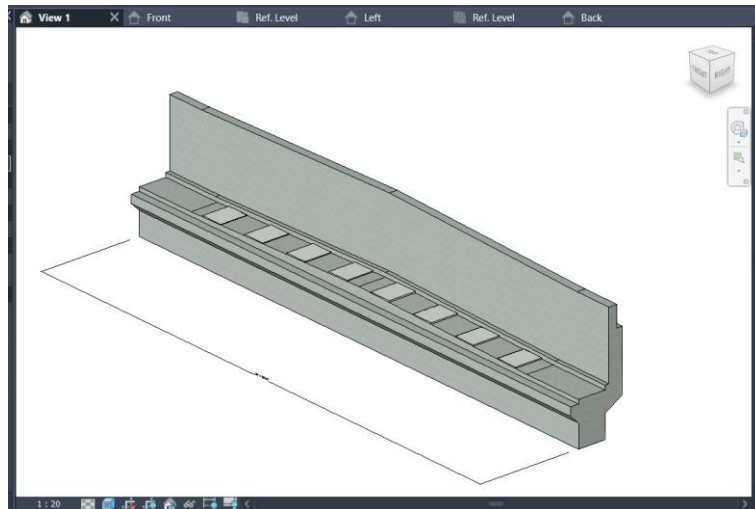
Gambar 4. 77 Pembentukan Geometri Bidang Abutment pada *Extrusion*

- a. Jika telah selesai maka centang dapat dipilih, nantinya bentuk abutment akan seperti sangat tipis. Hal ini perlu dilakukan perpanjangan dimensi kembali secara arah sumbu 'y', yakni pergi ke *Ref. Level* pada *Floor Plans* dan memberikann *Reference Plane* yang jaraknya telah ditentukan agar dimensi geometri akurat tanpa harus membuat parameter dimensi.



Gambar 4. 78 Perpanjangan Geometri Kearah Sumbu 'Y' Sebagai Ketebalan Abutment

- b. Jika sudah cek kembali terhadap *Family Category and Parameters* lalu centang *can host rebar*. Apabila ingin dibentuk abutment dengan parameter geometri yang direncanakan/terdapat kemiringan sebuah jalan ataupun pemberian mortar peletakan balok prategang maka dapat pindah ke *Elevations: Front* lalu memilih *Extrusion* dan lakukan dengan tahapan yang sama seperti melakukan *Extrusion* pada tampak *Elevations* sebelumnya.



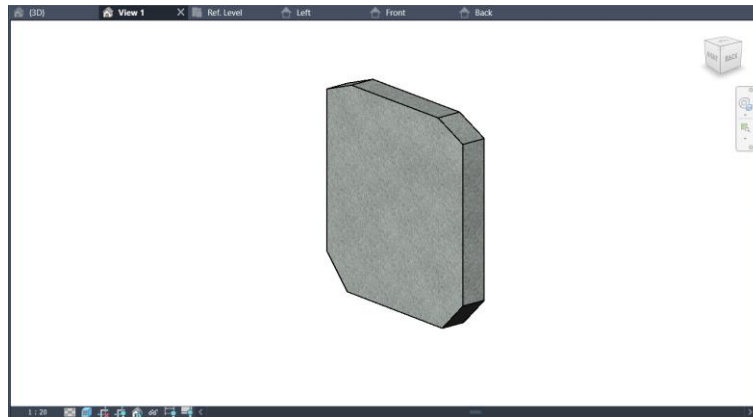
Gambar 4. 79 Hasil ‘*Family Abutment*’ Pada Autodesk Revit

3. PCI - Girder dan Parapet

Pembuatan *family* PCI - Girder dan parapet dalam aplikasi BIM dilakukan menggunakan template “*Metric Structural Framing*”, yang selanjutnya dimodifikasi agar sesuai dengan dimensi dan bentuk penampang girder serta parapet hasil perencanaan. *Family* ini dirancang agar bersifat *adjustable*, sehingga panjang, tinggi, dan parameter geometri lainnya dapat disesuaikan dengan kebutuhan proyek atau panjang rencana yang berbeda, yang menjadikan proses pembuatannya relatif kompleks. Tahapan pembuatan mencakup pengaturan parameter geometri, *extrusion*, serta penyesuaian material, sehingga uraian teknis secara rinci tidak disajikan dalam laporan ini.

4. Diafragma

Selanjutnya, pemodelan diafragma dilakukan sebagai bagian dari elemen penghubung antara girder dan abutment. Tata cara pemodelan diafragma balok prategang hanya bisa dilakukan dengan pembuatan *family*. Untuk tahap-tahapnya sama persis seperti pemodelan *family* abutment yakni dengan template *Metric Generic Model* lalu untuk awal tahapan menuju ke tampilan *Elevations: Left/Right*, baru *Extrusion* pada *Create ‘bar’* dapat dilakukan. Nantinya juga perlu dilakukan penebalan model sesuai dengan hasil perhitungan dan perencanaan, yakni melalui *Elevations: Front/Back* atau *Ref. Level* pada *Floor Plans*. Kemudian pastikan kembali pada *Family Category and Parameters* telah tercentang ‘*can host rebar*’.



Gambar 4. 80 Hasil '*Family Diafragma*' Pada Autodesk Revit

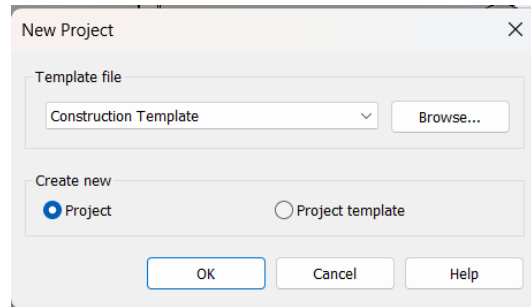
Dengan selesainya pembentukan komponen utama jembatan secara terpisah, model siap untuk dirakit pada tahap selanjutnya. Setiap *family* telah dilengkapi parameter dimensi dan material, sehingga dapat mendukung akurasi perakitan serta integrasi ke dalam model BIM 3D.

4.2.2 Proses Perakitan Model (*Assembly*)

Setelah komponen jembatan berhasil dimodelkan sebagai *family*, langkah berikutnya adalah proses perakitan (*assembly*) di *project environment*. Pada tahap ini, model disusun secara menyeluruh mulai dari fondasi hingga elemen pelengkap. Perlu dicatat bahwa selama perakitan, prinsip utama yang harus diperhatikan adalah menghindari terjadinya benturan antar elemen (*clash detection*) maupun munculnya peringatan (*warning*). Apabila hal tersebut muncul, perlu segera dilakukan penyesuaian dimensi atau posisi elemen agar konsistensi model tetap terjaga.

1. Membuat *Project* Baru dan Pemilihan *Template*

Tahap perakitan model diawali dengan membuka *project* baru pada Autodesk Revit dan memilih *template* kerja yang sesuai. Pada ini digunakan *template construction*, karena lebih berorientasi pada koordinasi proyek lintas disiplin (integrasi arsitektur, struktur, dan utilitas), dengan *tools* bawaan yang netral untuk manajemen model, seperti *schedule*, *phase*, dan *clash detection*. *Template* ini umumnya cocok dipakai pada proyek multi-disiplin, atau ketika fokus utama langsung diarahkan pada integrasi 4D–5D.

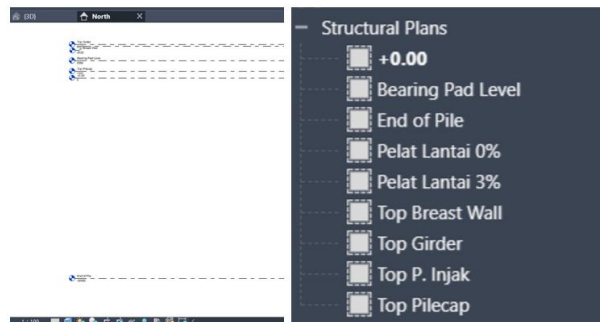


Gambar 4. 81 Pemilihan *Template Project* 'Construction Template'

2. Pengaturan *Leveling* (Elevasi)

Setelah template proyek ditentukan, tahap berikutnya adalah melakukan pengaturan level atau elevasi. *Level* berfungsi sebagai acuan ketinggian (*vertical reference*) bagi setiap elemen struktur yang akan ditempatkan dalam model. Penentuan *level* yang tepat sangat penting agar hubungan antar komponen — mulai dari pondasi hingga struktur atas — konsisten dengan kondisi lapangan dan hasil perencanaan geometrik. Detail step sebagai berikut:

- Menentukan *level* dasar (*level* 0/+0.00)
- Membuat *level* tambahan sesuai dengan elemen struktur
- Menyesuaikan elevasi dengan data perencanaan
- Mengunci hubungan antar *level*

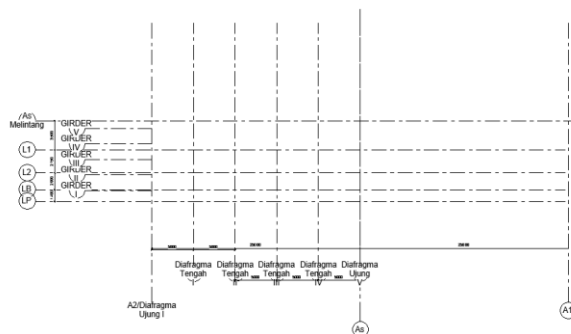


Gambar 4. 82 Hasil Pengaturan *Leveling* Pada *Project Autodesk Revit*

3. Pembuatan *Grid* (*Axis*)

Setelah level ditetapkan, tahap selanjutnya adalah membuat *grid* atau sumbu sebagai acuan horizontal. *Grid* berfungsi untuk mengatur posisi elemen struktur secara presisi, baik dalam arah memanjang bentang jembatan maupun arah melintang. Dengan adanya *grid*, penempatan komponen seperti pilecap, abutment, dan girder dapat dilakukan lebih konsisten sehingga mengurangi potensi kesalahan dimensi maupun posisi. Step pengerjaan sebagai berikut;

- a. Membuat Grid Memanjang (*Longitudinal Axis*) dan Grid Melintang (*Transverse Axis*)
 - Grid dibuat sepanjang arah bentang jembatan (memanjang) dan kemudian dibuat tegak lurus terhadap bentang (melintang), berfungsi sebagai penentu jarak antar girder, posisi diafragma, serta lebar pelat lantai.
 - Penentuan sumbu memanjang menjadi acuan utama untuk memastikan panjang bentang dan posisi antar abutment sesuai perencanaan geometrik, dan
 - Penentuan sumbu melintang juga membantu mengontrol simetri desain.
- b. Melakukan penomoran dan penamaan grid, ini mempermudah identifikasi posisi elemen saat perakitan.
- c. Fiksasi geometri, grid dikunci (*lock*) sebagai pengikat geometri, sehingga jika terjadi perubahan, model tetap konsisten dan tidak terjadi pergeseran dimensi yang tidak diinginkan.

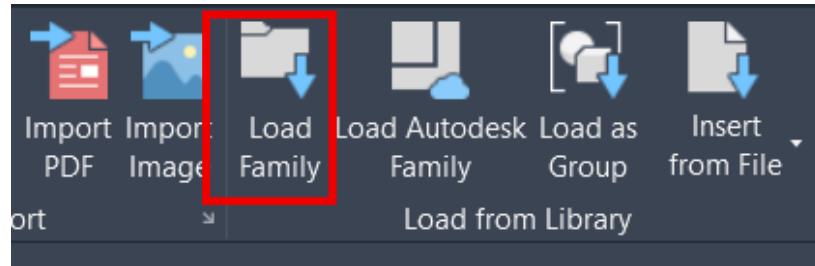


Gambar 4. 83 Hasil Pengaturan *Leveling* Pada *Project Revit Autodesk*

4. *Import Family* dan Penempatan Elemen

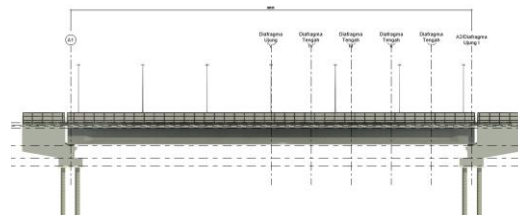
Setelah level dan grid selesai ditentukan, tahap berikutnya adalah mengimpor *family* yang telah dibuat pada tahap 4.5.1.1 ke dalam *project environment*. Proses ini merupakan langkah utama dalam merakit model jembatan, di mana setiap komponen struktur ditempatkan secara berurutan dari bawah ke atas sesuai kondisi konstruksi lapangan. Penempatan dilakukan dengan memanfaatkan acuan grid dan level yang telah dibuat sebelumnya, sehingga posisi tiap elemen presisi terhadap as bangunan dan elevasi rencana.

- a. Mengimpor *family*, memanggil/memindahkan hasil model yang dibentuk pada *family* sebelumnya (pilecap, abutment, PCI Girder, diafragma, parapet) dengan menuju ke *Insert 'bar'* kemudian *Load Family*. Setelah itu tampilan *explorer file* akan keluar dan silahkan masukan file-file *family* yang telah tersimpan.

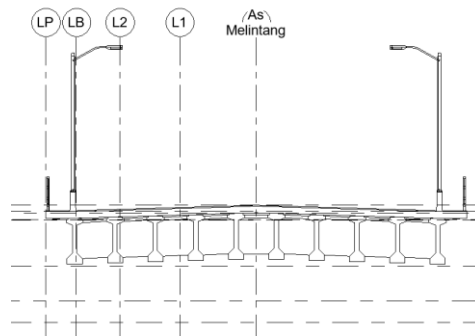


Gambar 4. 84 Load Family Icon Autodesk Revit

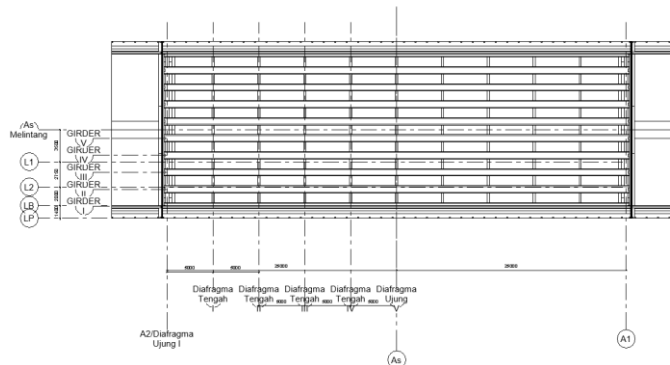
- b. Penempatan Elemen Berdasarkan Level & Grid
- Setiap *family* ditempatkan dengan mengacu pada level (vertikal) dan grid (horizontal)
 - Hal ini memastikan elemen tidak hanya sekadar terpasang, tetapi juga akurat secara geometris sesuai perencanaan.
- c. Urutan Penempatan Elemen (*Bottom-Up Approach*)
- Dasar pilecap terkomitmen pada level 0 atau +0.00 (variatif)
 - Abutment dipasang tepat di atas pilecap dan penyesuaian eksentrisitas dengan perhitungan, $e = 0$.
 - PCI Girder diletakkan pada kepala abutment setelah bearing pad dengan jarak antar girder mengacu pada grid girder melintang yang telah ditentukan.
 - Diafragma dipasang sebagai pengaku antar girder pada denah grid diafragma yang telah ditentukan.
 - Pelat lantai diletakkan di atas girder.
 - Parapet ditempatkan pada garis grid LB
 - Railing ditempatkan pada garis grid LP



Gambar 4. 85 Hasil Penempatan Elemen (Tampak Samping)



Gambar 4. 86 Hasil Penempatan Elemen (Tampak Melintang)



Gambar 4. 87 Hasil Penempatan Elemen (Tampak Atas)

d. Penyesuaian Parameter dan Dimensi

- Setelah ditempatkan, dimensi dan posisi tiap elemen diperiksa kembali.
- Jika terdapat perbedaan antara model dan desain rencana, dilakukan modifikasi melalui *instance parameters* atau reposisi elemen.

e. Pemeriksaan Awal

- Selama penempatan, dipastikan tidak ada benturan (*clash*) antar elemen. Apabila muncul peringatan (*warning*), segera dilakukan penyesuaian agar model tetap valid.
- Hal ini dapat dilakukan pengecekan dengan menuju ke *Manage 'bar'* kemudian perhatian bagian *Inquiry*, apabila muncul simbol

warning maka ada *clash*/bentrokan lainnya yang dilakukan saat dalam tahap pemodelan.



Gambar 4. 88 *Inquiry Icon Autodesk Revit*

- Apabila terdapat peringatan (*warning*) maka perencana dapat mengecek lokasi dimana terjadi kesalahan dengan menekan pilihan ‘*Show*’

Dengan selesainya tahap *import* dan penempatan *family*, seluruh elemen utama jembatan berhasil dirakit menjadi model 3D yang utuh. Model ini sudah merepresentasikan susunan struktur dari pondasi hingga elemen atas secara presisi, sesuai dengan elevasi dan grid yang telah ditetapkan. Tahap ini menjadi dasar penting untuk pekerjaan detail berikutnya, yaitu pembuatan potongan (*section view*) dan pemodelan tulangan (4.5.1.3), sehingga model digital semakin mendekati kondisi rencana di lapangan.

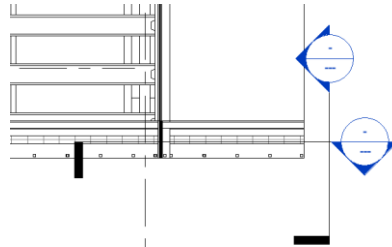
4.2.3 Pemodelan Tulangan (*Rebar Modelling*)

Setelah model jembatan terbentuk secara utuh melalui proses perakitan, tahap berikutnya adalah pemodelan tulangan (*rebar modelling*). Pemodelan ini bertujuan untuk melengkapi model struktur dengan detail penguatan beton sesuai perencanaan. Tulangan yang dimasukkan ke dalam model tidak hanya berfungsi sebagai representasi visual, tetapi juga menyimpan informasi teknis seperti diameter, jumlah, serta fungsi tulangan, yang berguna untuk perhitungan kuantitas.

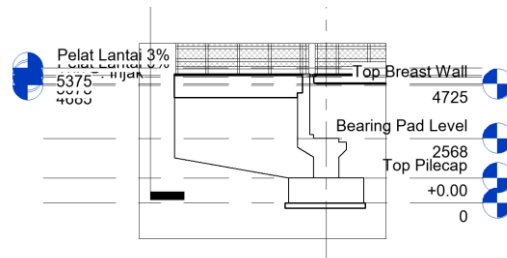
1. Pembuatan *Section View* (Potongan)

- a. Sebelum menempatkan tulangan, dibuat *section view* pada area-area penting struktur.
- b. Potongan dilakukan baik pada arah memanjang maupun melintang, tergantung kebutuhan detailing.

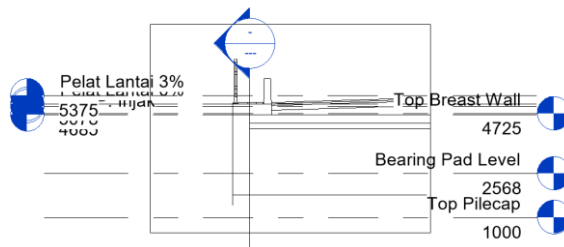
- c. Pembuatan potongan ini mempermudah pemodelan tulangan karena tampilan dalam beton dapat diamati dengan jelas, termasuk posisi selimut beton (*cover*).
- d. Selain itu, *section view* juga membantu pengecekan kesesuaian dimensi dan elevasi antar elemen sebelum tulangan dimasukkan.



Gambar 4. 89 *Section View Step (1)*



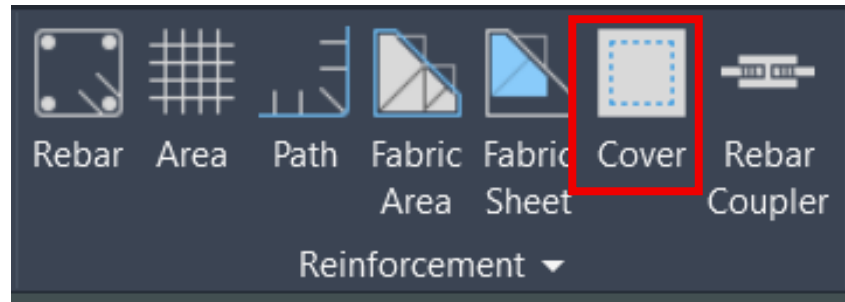
Gambar 4. 90 *Section View Step (2)*



Gambar 4. 91 *Section View Step (3)*

2. Pemodelan Tulangan pada Elemen Struktur Beserta Tata Caranya

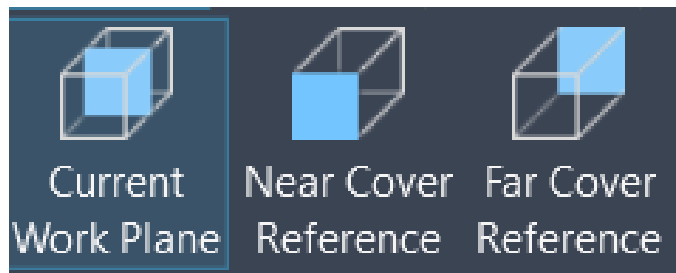
- a. Menentukan Selimut Beton (*Concrete Cover*)
 - Sebelum menempatkan *rebar*, ditentukan jarak selimut beton pada elemen struktur.
 - Concrete Cover diatur melalui tab Structure → Cover → Set Cover.
 - Nilai selimut (misalnya 40 mm untuk pelat, 60 mm untuk balok/girder) ditentukan sesuai standar perencanaan.
 - Selimut ini menjadi batas luar yang mengontrol posisi rebar agar tidak keluar dari dimensi beton.



Gambar 4. 92 *Cover Icon Autodesk Revit*

b. Memilih *Placement Plane* (Bidang Penempatan)

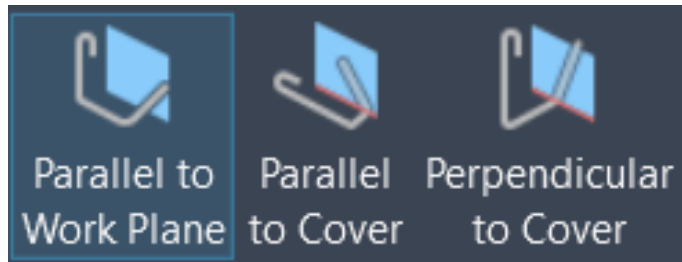
- Setelah *cover* diatur, langkah berikutnya menentukan bidang tempat rebar akan diletakkan.
- Tersedia tiga opsi: *Current Work Plane* → rebar mengikuti bidang kerja aktif; *Near Cover Reference* → rebar ditempatkan menempel pada selimut sisi dekat; *Far Cover Reference* → rebar ditempatkan menempel pada selimut sisi jauh.
- Pemilihan *placement plane* ini memastikan posisi tulangan sesuai dengan cover yang sudah ditentukan.



Gambar 4. 93 *Placement Icon Autodesk Revit*

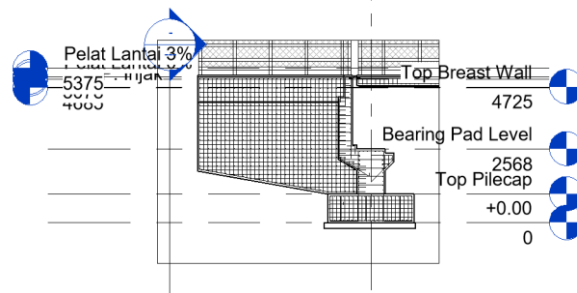
c. Menentukan *Placement Orientation* (Orientasi Penempatan)

- Setelah bidang dipilih, tentukan arah orientasi rebar.
- Tiga opsi yang tersedia: *Parallel to Work Plane* → rebar sejajar dengan bidang kerja; *Parallel to Cover* → rebar sejajar dengan permukaan beton yang menjadi acuan *cover*; *Perpendicular to Cover* → rebar tegak lurus terhadap permukaan *cover*.
- Orientasi ini digunakan agar tulangan memanjang, melintang, atau tegak lurus sesuai kebutuhan desain.

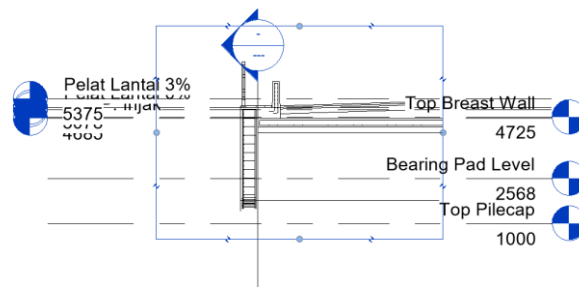


Gambar 4. 94 *Icon Orientasi Penempatan Tulangan Autodesk Revit*

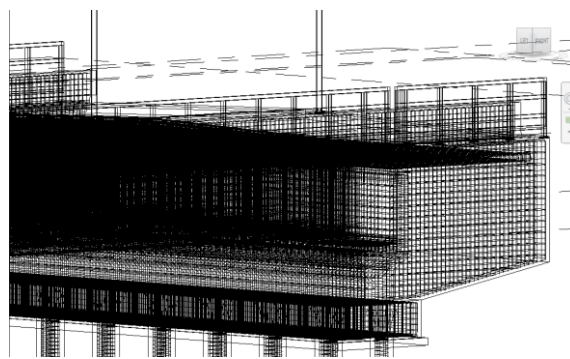
- d. Menentukan Bentuk Rebar (*Rebar Shape*)
 - Bentuk tulangan dipilih dari *Rebar Shape Family* (misalnya lurus, sengkang U, sengkang tertutup, dll).
 - Jika bentuk khusus diperlukan, bisa dimodifikasi atau dibuat *custom rebar shape*.
- e. Menempatkan *Rebar* pada Elemen
 - Klik elemen struktur (misalnya pilecap, abutment, girder, pelat).
 - *Rebar* akan muncul sesuai dengan *placement plane* dan orientasi yang sudah ditentukan.
 - Sesuaikan panjang, jumlah, serta jarak antar batang (*spacing*) sesuai desain.
- f. Pengaturan Properti Rebar
 - Tentukan diameter, grade baja tulangan, dan fungsi tulangan (misalnya tulangan pokok, geser, distribusi).
 - Pemberian nama dapat mengikuti sistem kode, contoh: Girder – D13 (Stirrup/geser); Pelat – D19 (Pokok arah X); Pilecap – D16 (Pokok memanjang)
- g. Pengulangan dan *Grouping (Rebar Set)*
 - Untuk efisiensi, gunakan opsi *Rebar Set* untuk membuat tulangan berulang dengan jarak tertentu.
 - Dengan cara ini, tulangan sengkang atau tulangan pelat bisa dibuat otomatis berulang tanpa menggambar satu per satu.



Gambar 4. 95 Repeating/Copying Rebar Step (1)



Gambar 4. 96 Repeating/Copying Rebar Step (2)



Gambar 4. 97 Repeating/Copying Rebar Step (3)

3. Fungsi Pemberian Nama, Diameter dan Fungsi Tulangan

- a. Setiap tulangan yang dimodelkan diberikan penamaan untuk mempermudah identifikasi. Penamaan mencakup diameter batang serta fungsi tulangan, misalnya: PCI Girder – D13 (Tulangan Geser); Pelat Lantai – D19 (Arah X); Pilecap – D16 (Pokok Memanjang)
- b. Dengan adanya sistem penamaan ini, model menjadi lebih informatif dan memudahkan saat dilakukan *quantity take-off* maupun integrasi ke perhitungan biaya (5D).

Dengan selesainya tahap pemodelan tulangan, model jembatan telah dilengkapi dengan detail penguatan beton yang sesuai perencanaan. Model ini tidak

hanya merepresentasikan bentuk visual, tetapi juga menyimpan informasi teknis yang dapat digunakan untuk analisis struktural dan estimasi kebutuhan material pada tahap selanjutnya.

4.2.4 *Quantity Take Off (QTO)*

Setelah model struktur dan tulangan selesai dibuat, tahap berikutnya adalah melakukan *Quantity Take-Off (QTO)*. QTO merupakan proses ekstraksi data kuantitas material dari model BIM, yang digunakan sebagai dasar estimasi biaya dan kebutuhan sumber daya. Pada tahap ini, Autodesk Revit secara otomatis menghasilkan volume dan jumlah material berdasarkan informasi yang tertanam dalam model, sehingga hasil perhitungan lebih akurat dibanding metode manual.

1. Prinsip QTO dalam BIM

- a. QTO diperoleh melalui *schedule* atau tabel kuantitas yang diekstrak langsung dari elemen model.
- b. Setiap elemen (beton, tulangan, aspal, parapet, pelat, dll) yang sudah diberi parameter material dapat dihitung secara otomatis.
- c. Hasil QTO bersifat dinamis: apabila terjadi perubahan dimensi atau material di model, data kuantitas akan ter-update secara otomatis.

2. Langkah-langkah QTO di Autodesk Revit

- a. Membuka Material Take-Off / Schedule
 - Masuk ke menu View → Schedules → Schedule/Quantities.
 - Pilih kategori elemen yang ingin dihitung, misalnya *Structural Foundation, Structural Framing, Floors*, atau *Rebar*.
- b. Menentukan *Fields* (Parameter yang Ditampilkan)

Pilih parameter yang akan ditampilkan pada tabel, misalnya: Type / Family Name; Material; Volume; Area; Count (jumlah); Weight (berat, untuk rebar)
- c. Menyaring Data (*Filter*)
 - Jika hanya elemen tertentu yang ingin dihitung, gunakan filter berdasarkan jenis material atau lokasi.
 - Misalnya hanya menghitung volume beton pilecap, atau hanya tulangan girder.

- d. Mengatur Format & *Sorting*
- Data dapat diurutkan berdasarkan kategori (misalnya menurut jenis elemen atau material).
 - Total kuantitas otomatis ditampilkan di baris bawah schedule.
- e. Ekspor Data

QTO dapat diekspor ke format Microsoft Excel (CSV) untuk analisis lebih lanjut atau integrasi dengan software estimasi biaya (misalnya untuk kebutuhan 5D).

<Rebar Schedule>

A	B	C	D	E	F	G	H
Count	Type	Total Bar Length	Shape	Shape Image	Reinforcement Volu	Bar Diameter	Berat per meter
Backwall atas D10 - Bagi							
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 76.80 m		M_00	<None>	0.006032 m³	10 mm	47.35 kg
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 76.80 m		M_00	<None>	0.006032 m³	10 mm	47.35 kg
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 76.80 m		M_00	<None>	0.006032 m³	10 mm	47.35 kg
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 19.21 m		Rebar Shape 37	<None>	0.001509 m³	10 mm	11.84 kg
1	Backwall atas D10 - 76.80 m		M_00	<None>	0.006032 m³	10 mm	47.35 kg
1	Backwall atas D10 - 76.80 m		M_00	<None>	0.006032 m³	10 mm	47.35 kg
Backwall atas D10 - Bagi: 16		537.69 m			0.042230 m³		331.51 kg
Backwall atas D13 - Pokok							
1	Backwall atas D13 - 19.44 m		M_17	<None>	0.002580 m³	13 mm	20.25 kg
1	Backwall atas D13 - 2.66 m		M_17	<None>	0.000353 m³	13 mm	2.77 kg
1	Backwall atas D13 - 2.65 m		M_17	<None>	0.000352 m³	13 mm	2.76 kg
1	Backwall atas D13 - 2.64 m		M_17	<None>	0.000351 m³	13 mm	2.76 kg
1	Backwall atas D13 - 2.63 m		M_17	<None>	0.000349 m³	13 mm	2.74 kg
1	Backwall atas D13 - 2.62 m		M_17	<None>	0.000348 m³	13 mm	2.73 kg
1	Backwall atas D13 - 2.61 m		M_17	<None>	0.000347 m³	13 mm	2.72 kg
1	Backwall atas D13 - 2.60 m		M_17	<None>	0.000346 m³	13 mm	2.71 kg
1	Backwall atas D13 - 2.60 m		M_17	<None>	0.000345 m³	13 mm	2.70 kg
1	Backwall atas D13 - 2.59 m		M_17	<None>	0.000343 m³	13 mm	2.70 kg

Gambar 4. 98 QTO Section View Autodesk Revit (1)

Granular Abutment		
Granular Abutment	1	261.54 m³
Granular Abutment	1	261.54 m³
Granular Abutment: 2		
PILECAP ABUTMENT 2		
PILECAP ABUTME	1	57.90 m³
PILECAP ABUTME	1	57.90 m³
PILECAP ABUTME 2		
Wing Wall A1		
Wing Wall A1	1	11.38 m³
Wing Wall A1	1	11.38 m³
Wing Wall A1	1	11.38 m³
Wing Wall A1	1	11.38 m³
Wing Wall A1: 4	4	45.51 m³
Grand total: 130	130	917.80 m³

Gambar 4. 99 QTO Section View Autodesk Revit (2)

- f. Hasil QTO yang diperoleh
- Beton: volume pilecap, abutment, girder, pelat lantai.
 - Tulangan: jumlah batang, panjang total, dan berat tulangan (dari *rebar schedule*).
 - Elemen pelengkap: volume parapet, diafragma, lapisan perkerasan (aspal), lapisan granular, dan material lain yang dimodelkan.
 - Total kuantitas material: data agregat yang siap digunakan sebagai input untuk analisis biaya (5D).

Dengan adanya QTO berbasis BIM, perhitungan kuantitas material menjadi lebih cepat, sistematis, dan minim kesalahan. Selain itu, QTO bersifat *update automatically*, sehingga setiap perubahan desain pada model langsung tercermin dalam data kuantitas. Hasil QTO ini kemudian menjadi landasan utama dalam tahap selanjutnya, yaitu integrasi biaya (5D).

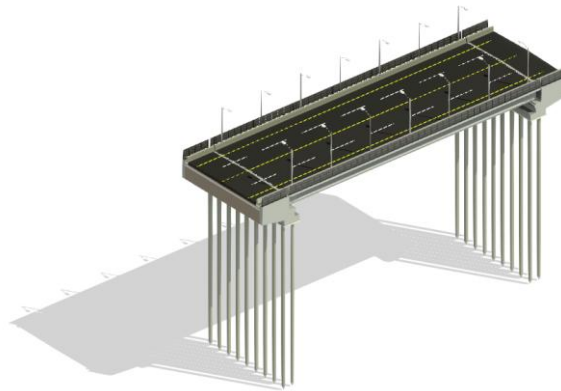
4.2.5 Hasil Visualisasi 3D

Setelah seluruh komponen jembatan dirakit, ditambahkan detail tulangan, serta dilakukan perhitungan kuantitas material, model BIM dapat divisualisasikan dalam bentuk tiga dimensi. Visualisasi 3D memberikan gambaran menyeluruh mengenai bentuk, dimensi, dan susunan elemen struktur sehingga memudahkan proses komunikasi antar pihak yang terlibat dalam proyek.

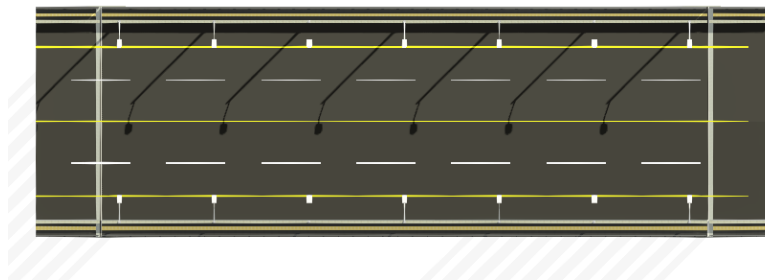
1. Fungsi Visualisasi 3D
 - a. Memberikan representasi visual yang lebih nyata dibanding gambar 2D konvensional.
 - b. Memudahkan identifikasi potensi konflik desain sebelum pelaksanaan konstruksi.
 - c. Menjadi media presentasi yang lebih intuitif bagi perencana, kontraktor, maupun pemilik proyek.
2. Tahap Visualisasi dalam Autodesk Revit
 - a. View Settings
 - Mengatur tampilan perspektif atau isometrik dari model.
 - Memilih *visual style* seperti *Realistic*, *Shaded*, atau *Hidden Line* sesuai kebutuhan.

- b. Material Rendering
 - Menambahkan material pada elemen (beton, baja, aspal, parapet) sehingga model lebih realistis.
 - Warna atau tekstur dapat disesuaikan untuk membedakan jenis material.
- c. Detail Level
 - Mengatur tingkat detail (*Coarse, Medium, Fine*) agar model menampilkan informasi sesuai skala tampilan.
 - Misalnya, tulangan ditampilkan pada *Fine Detail* untuk menunjukkan penulangan internal.
- d. Camera View / Walkthrough
 - Membuat *camera view* untuk menghasilkan perspektif tertentu.
 - *Walkthrough* dapat digunakan untuk mensimulasikan pergerakan di sekitar model jembatan.
- e. Output Visualisasi
 - Model 3D jembatan dapat divisualisasikan dari berbagai sudut pandang (atas, samping, isometrik).
 - Elemen struktur bawah (pilecap, abutment), struktur atas (girder, diafragma, pelat), hingga elemen pelengkap (parapet, lapisan perkerasan) dapat ditampilkan secara terintegrasi.
 - Visualisasi dapat diekspor ke format gambar (JPG/PNG) atau video animasi (*walkthrough*), yang berguna untuk laporan maupun presentasi proyek.

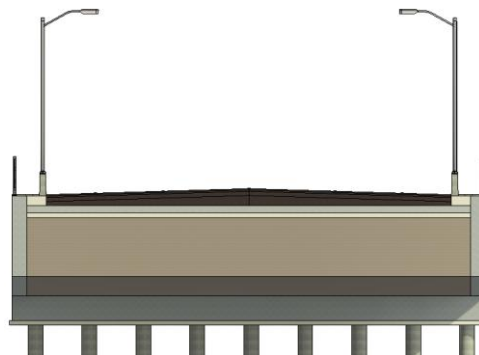
Dengan adanya visualisasi 3D, model jembatan tidak hanya menjadi data teknis, tetapi juga media komunikasi yang interaktif. Tahap ini melengkapi pemodelan 3D sebelum dilakukan integrasi ke dimensi waktu (4D) dan biaya (5D), sehingga model BIM dapat digunakan secara optimal dalam siklus perencanaan hingga konstruksi.



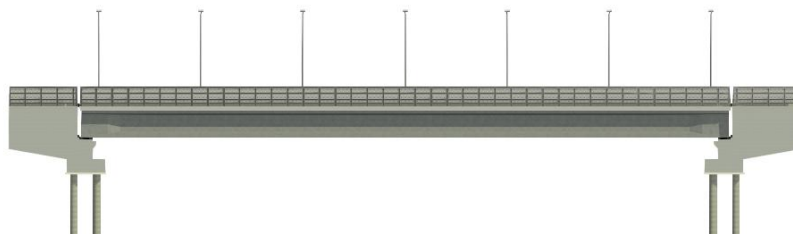
Gambar 4. 100 Hasil Render Jembatan (1)



Gambar 4. 101 Hasil Render Jembatan (2)



Gambar 4. 102 Hasil Render Jembatan (3)



Gambar 4. 103 Hasil Render Jembatan (4)

4.3 Penjadwalan Proyek Sebagai Integrasi Building Information Modelling (BIM) 4D

Integrasi jadwal atau BIM 4D merupakan proses penggabungan model 3D dengan dimensi waktu. Pada penelitian ini, integrasi dilakukan menggunakan Autodesk Navisworks Manage yang dihubungkan dengan data jadwal dari Microsoft Project. Selain itu, hasil *Quantity Take-Off* (QTO) dari Autodesk Revit juga digunakan, karena data kuantitas material tersebut dapat diekspor ke Microsoft Excel untuk disusun menjadi Rencana Anggaran Biaya (RAB), yang kemudian turut dikaitkan dalam proses integrasi. Dengan demikian, simulasi 4D yang dihasilkan tidak hanya menampilkan urutan konstruksi, tetapi juga dapat memperlihatkan estimasi biaya pelaksanaan.

1. Autodesk Revit → QTO

Hasil QTO dari Autodesk Revit diekspor ke format Microsoft Excel.

Data ini memuat volume material (beton, baja, aspal, granular, dll.).

QUANTITY TAKE OFF (QTO)						
STRUKTURAL						
Nama Proyek		:				
Lokasi		:				
Tanggal Dibuat		:				
Perencana		:	Ivory Quthub Manar	40030521650065		
		:	Siti Husnul Hotimah	40030521650102		
No.	Kode Gambar	Deskripsi Unit	Kuantitas per Unit	Jumlah Unit	Total Kuantitas	Satuan
1. Struktur Bawah						
1.3 Abutment A1						
1.3.1	A1	Pasir urug	6,24	m ³	6,24	m ³
1.3.2		Beton mutu f'c 10 MPa (untuk lantai kerja)	6,24	m ³	6,24	m ³
1.3.3		Beton mutu f'c 35 MPa (untuk pilecap A1)	57,90	m ³	57,90	m ³
1.3.4		Beton mutu f'c 35 MPa (untuk abutment A1)	63,24	m ³	63,24	m ³
1.3.5		Baja tulangan pilecap BJTD 420B				
		D19	2130,48	kg	2130,48	kg
		D22	1559,73	kg	1559,73	kg
		D29	5040,98	kg	5040,98	kg
1.3.6		Baja tulangan breast wall BJTD 420B				
		D13	381,43	kg	381,43	kg
1.3.7		Baja tulangan corbel BJTD 420B				
		D25	7349,58	kg	7349,58	kg
1.3.8		Baja tulangan back wall bawah BJTD 420B				
1.3.9		D16	272,74	kg	272,74	kg
		D13	2575,24	kg	2575,24	kg
1.3.10		Baja tulangan back wall atas BJTD 420B				
		D13	570,15	kg	570,15	kg
1.3.10		Baja tulangan wing wall BJTD 420B				
		D22	2719,07	kg	2719,07	kg

Gambar 4. 104 QTO Output

2. Microsoft Excel → RAB

Data kuantitas material dikalikan dengan harga satuan untuk menghasilkan estimasi biaya (RAB). Dengan ini dihasilkan nilai RAB sebesar Rp 30.364.124.000,- . RAB ini nantinya dapat dikaitkan dengan jadwal untuk analisis bobot biaya (cashflow).

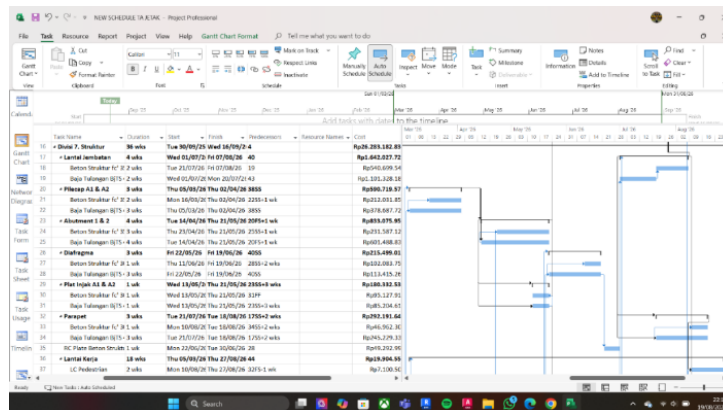
Kegiatan : Perencanaan Jembatan
Pekerjaan : Proyek Pembangunan Jembatan Balok Prategang Jetak Bojonegoro
Lokasi : Kab. Bojonegoro

No. Divisi	Uraian	Jumlah Harga Pekerjaan (Rp.)
I	UMUM	73.041.736,32
II	DRAINASE	-
III	PEKERJAAN TANAH DAN GEOSINTETIK	257.705.171,70
IV	PEKERJAAN PREVENTIF	-
V	PERKERASAN BERBUTIR DAN PERKERASAN BETON SEMEN	21.713.341,83
VI	PERKERASAN ASPAL	384.865.546,72
VII	STRUKTUR	26.283.182.937,96
VIII	REHABILITASI JEMBATAN	-
IX	PEKERJAAN HARIAN & PEKERJAAN LAIN-LAIN	90.316.876,82
(A) Jumlah Harga Pekerjaan (termasuk Biaya Umum dan Keuntungan)		27.110.825.611,35
(B) Pajak Pertambahan Nilai (PPN) = 12% x (A)		3.253.299.073,36
(C) JUMLAH TOTAL HARGA PEKERJAAN = (A) + (B)		30.364.124.684,71
DIBULATKAN		30.364.124.000,00
Terbilang : Tiga Puluh Miliar Tiga Ratus Enam Puluh Empat Juta Seratus Dua Puluh Empat Ribu Rupiah.		

Gambar 4. 105 Hasil RAB Redesain Jembatan Jetak

3. Microsoft Project → Jadwal

Jadwal pekerjaan disusun dalam Microsoft Project, lengkap dengan durasi dan hubungan antar aktivitas (dependensi). Dari hasil perencanaan penjadwalan didapat durasi pelaksanaan proyek konstruksi selama 40 Minggu.



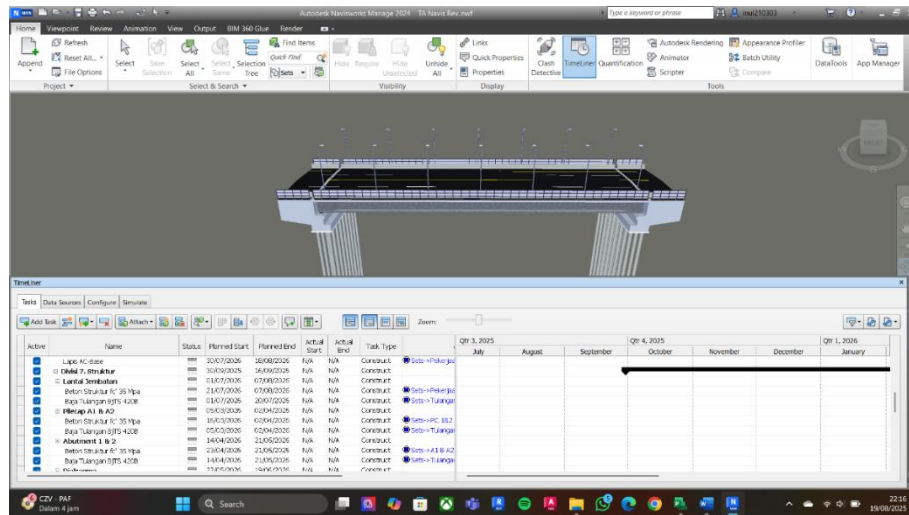
Gambar 4. 106 Hasil Penjadwalan Microsoft Project

4. Navisworks Manage → Integrasi 4D

Model 3D dari Autodesk Revit di-import ke Navisworks. Kemudian jadwal dari Microsoft Project di-link dengan elemen-elemen model, RAB dari Microsoft Excel juga dapat dikaitkan sehingga animasi menampilkan progres pekerjaan sekaligus bobot biaya yang dikeluarkan.

Dengan adanya integrasi jadwal (4D) menggunakan Navisworks Manage, model jembatan tidak hanya menampilkan bentuk dan kuantitas, tetapi

juga urutan pelaksanaan secara dinamis. Integrasi dengan Microsoft Project dan Microsoft Excel menjadikan simulasi 4D lebih komprehensif, karena mampu menampilkan perkembangan waktu sekaligus estimasi biaya. Tahap ini kemudian dapat dikembangkan lebih lanjut menjadi BIM 5D, yang secara khusus berfokus pada analisis biaya proyek.



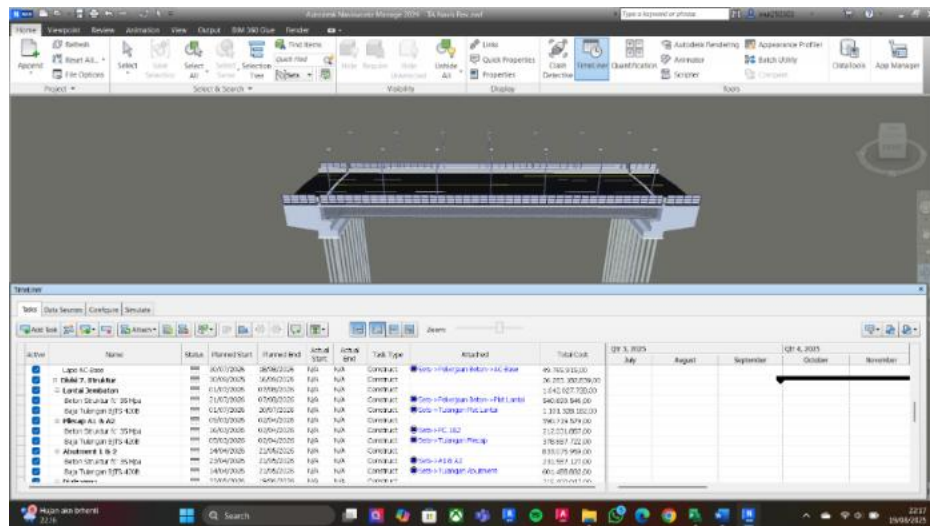
Gambar 4. 107 Hasil Naviswork Manage

4.4 Pengintegrasian Penjadwalan Proyek Terhadap Susunan Anggaran Biaya Sebagai Pengintegrasian *Building Information Modelling* (BIM) 5D

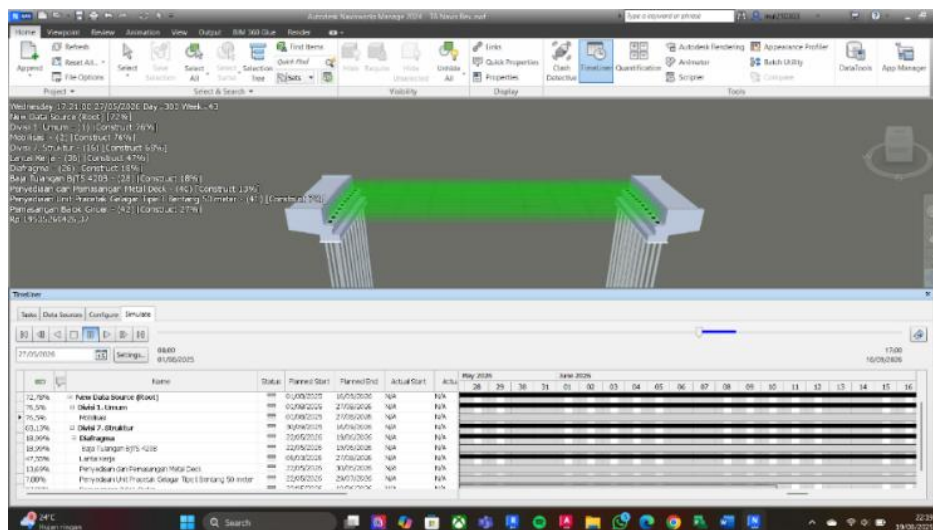
Integrasi biaya atau BIM 5D merupakan pengembangan dari BIM 4D, yaitu dengan menambahkan dimensi biaya pada model. Pada penelitian ini, proses integrasi biaya dimulai dari *Quantity Take-Off* (QTO) yang diekstrak dari Autodesk Revit, kemudian diolah menjadi Rencana Anggaran Biaya (RAB) menggunakan Microsoft Excel. Selanjutnya, nilai biaya ini diinput ke dalam Microsoft Project sehingga setiap aktivitas pekerjaan memiliki komponen waktu sekaligus biaya. Pada tahap akhir, integrasi dengan Autodesk Navisworks Manage menghasilkan simulasi konstruksi yang ditampilkan lengkap dengan progres biaya.

1. Penyusunan RAB Total dan RAB per Pekerjaan
 - a. Hasil QTO dari Autodesk Revit diekspor ke Microsoft Excel, lalu dihitung dengan harga satuan pekerjaan sehingga diperoleh RAB total.

- b. RAB kemudian dipecah menjadi RAB per item pekerjaan (misalnya: pekerjaan tanah, pondasi, pilecap, abutment, girder *erection*, pelat, parapet, perkerasan jalan).
 - c. Pemisahan ini penting agar biaya bisa dipetakan langsung ke aktivitas dalam jadwal proyek.
- 2. Integrasi Biaya ke dalam Microsoft Project
 - a. RAB per pekerjaan yang telah dihitung di Microsoft Excel kemudian dimasukkan ke Microsoft Project.
 - b. Pada setiap aktivitas, selain durasi dan ketergantungan (*dependency*), ditambahkan pula nilai biaya yang sesuai.
 - c. Dengan cara ini, jadwal proyek dalam Microsoft Project tidak hanya memuat aspek waktu, tetapi juga bobot biaya.
- 3. Integrasi ke Naviswork Manage
 - a. Saat file Microsoft Project di-link ke Navisworks melalui modul *TimeLiner*, data biaya dari tiap aktivitas ikut terbawa.
 - b. Hasil integrasi ini menghasilkan simulasi konstruksi yang menampilkan:
 - Progres visual (4D) → urutan pemasangan elemen sesuai waktu.
 - Progres biaya (5D) → akumulasi biaya yang dikeluarkan seiring berjalannya konstruksi.
 - c. Dengan demikian, Navisworks dapat memvisualisasikan perkembangan pekerjaan sekaligus memperlihatkan total pengeluaran pada tiap periode.
- 4. Output Integrasi 5D
 - a. Grafik hubungan waktu dan biaya (*time–cost curve*) yang sinkron dengan model 3D.
 - b. Simulasi pembangunan jembatan yang menampilkan progres pekerjaan dan akumulasi biaya.



Gambar 4. 108 Hasil Integrasi Building Information Modelling (BIM) (1)



Gambar 4. 109 Hasil Integrasi Building Information Modelling (BIM) (2)

Dengan selesainya tahap pengintegrasian model 3D, penjadwalan 4D, dan estimasi biaya 5D, maka seluruh rangkaian perencanaan ulang Jembatan Jetak telah terdigitalisasi secara menyeluruh. Hasil pengolahan data kuantitas dari model BIM telah terhubung dengan jadwal proyek serta rencana anggaran biaya, sehingga memberikan keluaran berupa simulasi visual pembangunan, kurva S jadwal, dan rincian biaya konstruksi yang akurat serta transparan. Untuk mendukung keterbacaan dan verifikasi data, hasil integrasi BIM ini juga disajikan dalam bentuk tautan digital/*QR Code* yang dapat dipindai oleh pembaca guna mengakses simulasi 4D–5D serta dokumen pendukung lainnya secara interaktif. Dengan demikian, sub bab ini menjadi penutup rangkaian analisis BIM 5D yang tidak hanya menyajikan

hasil perencanaan, tetapi juga memberikan akses langsung pada visualisasi dan data terperinci sebagai inovasi penyampaian informasi dalam laporan ini.



Gambar 4. 110 *Qr-Code Hasil Integrasi Building Information Modelling Jembatan Jetak*