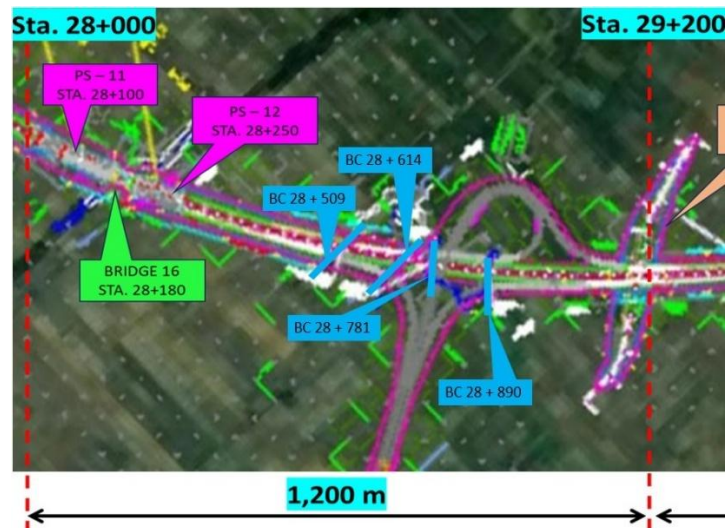


BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Pengumpulan Data

4.1.1 Peta Lokasi Proyek



Gambar 4. 1 Lokasi Proyek Perencanaan
(Sumber: HK-JK)

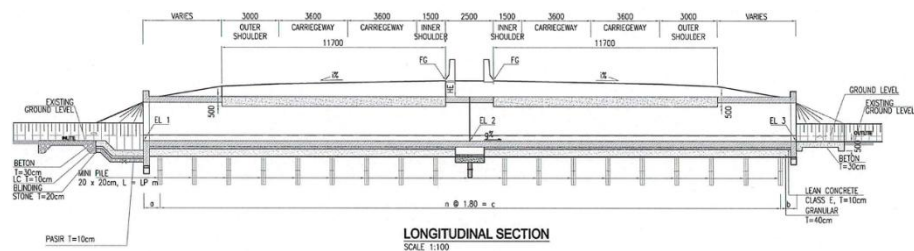
4.1.2 Data Informasi Proyek

Nama Proyek : Patimban *Access Toll Road Constructions Package 3*.

Lokasi Proyek : MRHC+JR9, Mariuk, Kec. Tambakdahan, Kabupaten Subang, Jawa Barat 41253.

4.1.3 Preliminary Design

1. Data eksisting

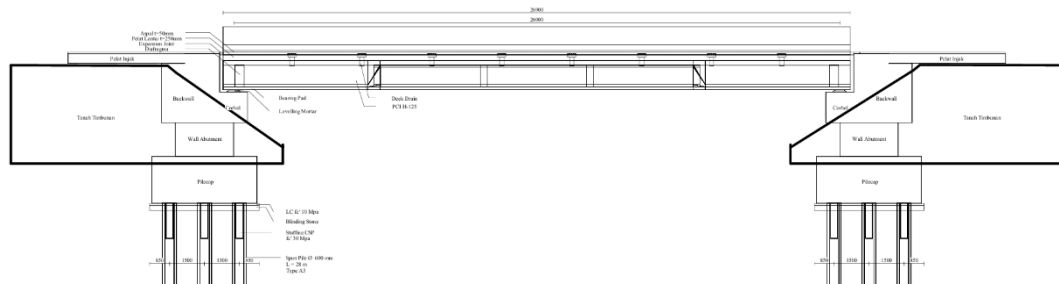


Gambar 4. 2 DED *Box Culvert* STA 28+781

Sumber: Dokumen HK-JK

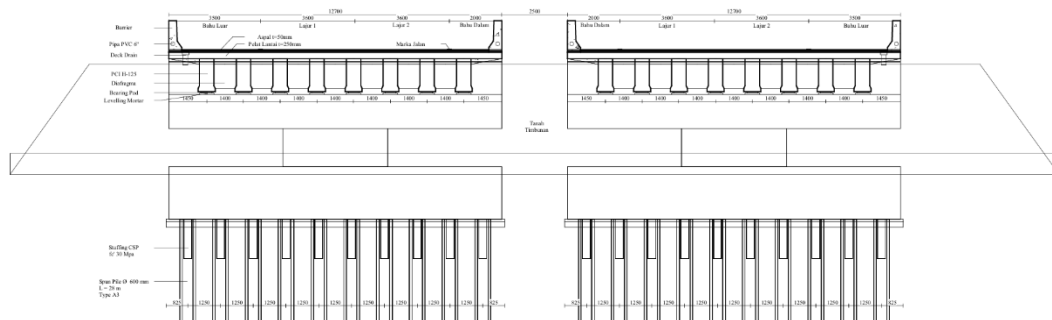
Kedalaman Fondasi	: 9 m
Dimensi <i>Box Culvert</i>	: 6 x 2 m
Panjang <i>Box Culvert</i>	: 36,17 m
Jenis Fondasi	: <i>Minipile (Square Pile)</i>
Jumlah Fondasi	: 76 buah (19 x 4)
Dimensi Fondasi	: 20 cm x 20 cm

2. Data rencana



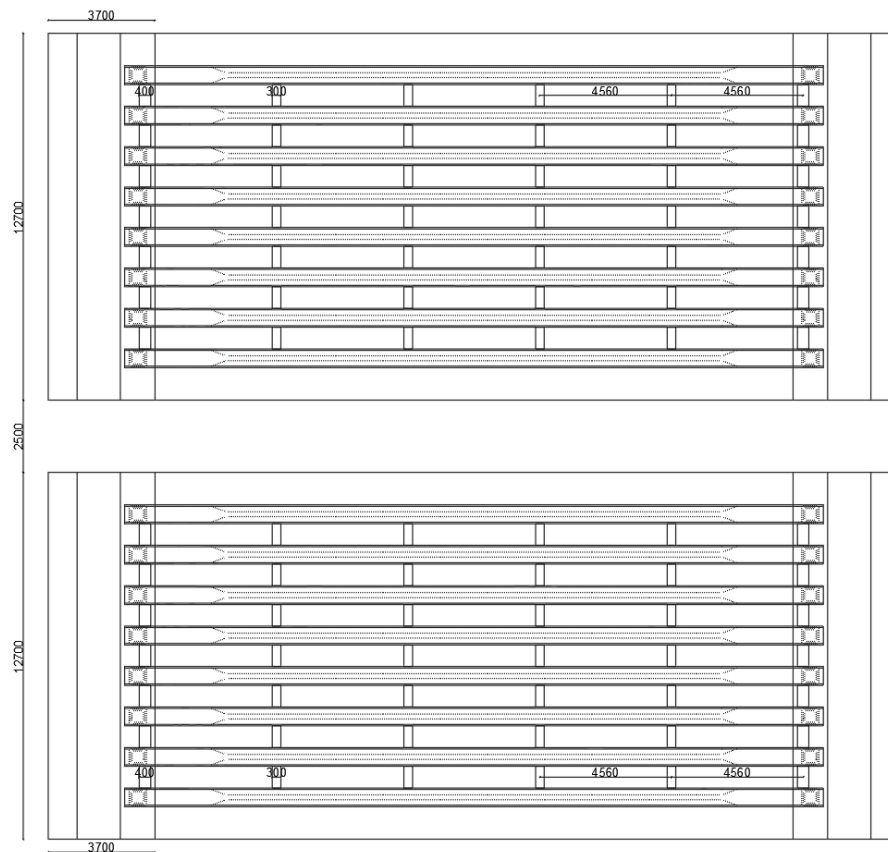
Gambar 4. 3 Potongan Memanjang *Bridge 28+781*

(Sumber: Pribadi)



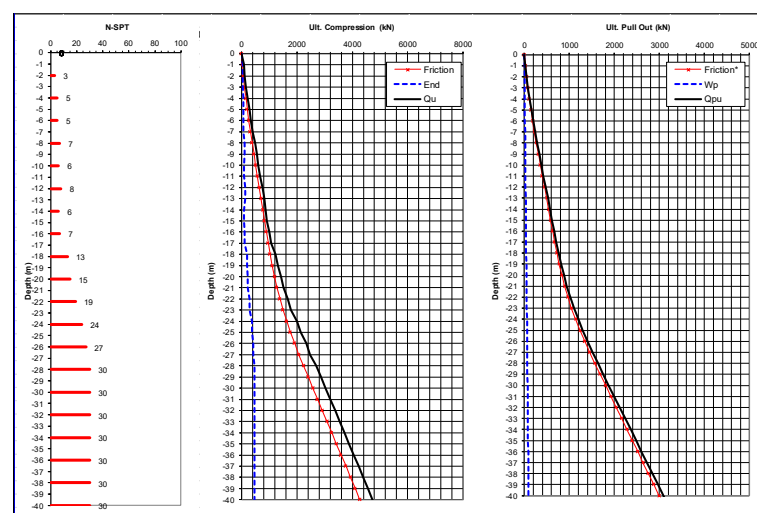
Gambar 4. 4 Potongan Melintang *Bridge 28+781*

(Sumber: Pribadi)



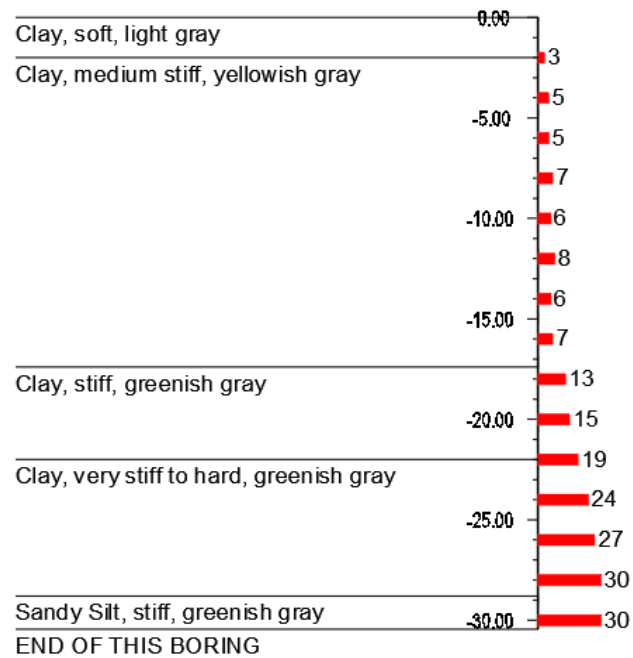
Gambar 4. 5 Tampak Atas *Bridge 28+781*

(Sumber: Pribadi)



Gambar 4. 6 Grafik Hasil Penyelidikan Tanah (*Bore Log*)

(Sumber: HK-JK)



Gambar 4. 7 Profil Tanah Hasil Penyelidikan *Bore Log*

(Sumber: HK-JK)

Nilai SPT Tanah	: N = 30 (Tanah kohesif)
Kedalaman Tanah Keras	: 28 m
Lebar Jembatan	: (2 x 12,7) m
Panjang Jembatan	: 26 m
Jenis Fondasi	: <i>Spun Pile</i>
Jumlah Fondasi	: 30 buah (3 x 10)
Diameter Tiang Pancang	: 600 mm

4.2 Analisis Perubahan *Box Culvert* menjadi Jembatan

4.2.1 Analisis Debit Banjir Rencana

$$C \text{ (koef limpasan)} = 0,7$$

$$I \text{ (intensitas hujan)} = 120 \text{ mm/jam}$$

$$A \text{ (luas DAS)} = 4 \text{ km}^2$$

$$Q \text{ rencana} = 0,278 \times C \times I \times A$$

$$\begin{aligned} Q \text{ rencana} &= 0,278 \times 0,7 \times 120 \times 4 \\ &= 93,408 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

4.2.2 Analisis Hidrolika Kapasitas *Box Culvert*

Data existing

$$\text{Elevasi dasar sungai} = + 5,33$$

$$\text{MAB} = + 6,64$$

Dimensi *Box Culvert*

$$\text{Elevasi inlet} = + 5,831$$

$$\text{Elevasi outlet} = + 5,662$$

$$\text{Lebar (b)} = 6 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi (h)} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang (L)} = 36,17 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi aliran banjir (h)} &= \text{MAB} - \text{El. Dasar sungai} \\ &= 6,64 - 5,33 \\ &= 1,31 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang (A)} &= b \times h \\ &= 6 \times 2 \\ &= 12 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling basah (P)} &= b + 2h \\ &= 6 + 4 \\ &= 10 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jari - jari hidrolis (R)} &= A : P \text{ (keliling basah)} \\ &= 12 : 10 \\ &= 1,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$n \text{ (koef manning)} = 0,013 \text{ (beton)}$$

$$\begin{aligned}
 i \text{ (kemiringan BC memanjang)} &= (\text{Elevasi } Inlet - \text{Elevasi } Outlet) : L \\
 &= (5,831 - 5,662) : 36,17 \\
 &= 0,0047 \\
 &= 0,47 \%
 \end{aligned}$$

Rumus *manning*

$$Q = A \times V$$

$$Q = A \times \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$Q = 12 \times \frac{1}{0,013} \times 1,20^{2/3} \times 0,0047^{1/2}$$

$$Q = 71,46 \text{ m}^3 / \text{detik}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Syarat: } Q \text{ rencana} & < & Q \text{ kapasitas} \\
 93,408 & > & 71,462 \quad \text{(TM)}
 \end{array}$$

Jadi: *Box Culvert* tidak memenuhi kapasitas hidraulik.

Risiko: *backwater*, limpasan ke badan jalan, tekanan tambahan pada struktur.

Oleh karena itu, dibutuhkan perencanaan ulang struktur *box culvert* menjadi jembatan yang memiliki bukaan lebih besar.

4.3 Desain Rencana Jembatan

4.3.1. Penentuan Tinggi Jembatan

1. Data *Existing*
 - Elevasi dasar sungai = + 5,33
 - Elevasi MAB = + 6,64
 - Elevasi *Existing Ground* = + 6,00
 - Tebal *Pilecap* = 2,00
 - Elevasi *Finish Ground* Kanan = + 9,38
 - Elevasi *Finish Ground* Kiri = + 9,41
2. Data Rencana
 - Elevasi *Top* Jembatan = + 10,40
 - Tinggi PCI *Girder* (h) = 1,25 m
 - Tebal Perkerasan = 0,30 m
3. Tinggi *Abutment*
 - = 10,40 – 6,00 + 2,00
 - = 6,40 m

Berdasarkan hasil dari perhitungan diatas, diperoleh tinggi *Abutment* sebesar 6,40 m. Dengan mempertimbangkan kondisi tinggi bangunan bawah dan geometri jembatan maka dipakai *Abutment* tipe *spill-through*.

4.3.2. Penentuan Bentang Jembatan

1. Data Existing
 - Debit air rencana (Q) = 93,408 m³ / detik
 - Kecepatan aliran sungai (v) = 3 m/detik
 - MAB = + 6,64
 - Elevasi dasar sungai = + 5,33
2. Perhitungan Tinggi Aliran Banjir
 - h = MAB - El. Dasar Sungai
 - = 6,64 - 5,33
 - = 1,31 m
3. Perhitungan Luas Penampang Aliran
 - A = Q : V
 - = 93,408 : 3

$$= 31,14 \text{ m}^2$$

4. Perhitungan Lebar Bukaannya Sungai

$$\begin{aligned} B &= A : h \\ &= 31,14 : 1,31 \\ &= 23,77 \text{ m (Bentang jembatan minimum)} \end{aligned}$$

5. Bentang Jembatan

Faktor tambahan:

- Ruang gerusan sungai (*scour*).
- Ruang untuk lereng *spill-through Abutment*.
- Perlindungan lereng dan kaki *Abutment*.
- Antisipasi penyempitan aliran akibat sedimentasi dan sampah bajir.

$$\text{Koef perlindungan (k)} = 1,5 - 2$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar perlindungan (2 sisi)} &= k \times h \\ &= 1,7 \times 1,31 \\ &= 2,23 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, bentang jembatan} &= \text{Tambahan} + \text{Bentang min.} + \text{Tambahan} \\ &= 1,115 + 23,77 + 1,115 \\ &= 26,00 \text{ m} \end{aligned}$$

4.4 Analisa dan Perencanaan Struktur Atas Jembatan

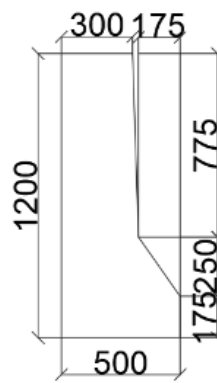
4.4.1. Desain Rencana Penulangan Struktur Atas

Tabel 4. 1 Desain Rencana Penulangan Struktur Atas *Bridge 28+781*

No.	Struktur
1.	<i>Barrier</i>
	Selimut Beton = 50 mm
	Tulangan utama = D16 – 200
	Tulangan bagi = D13 – 225
2.	Pelat Lantai
	Selimut Beton = 40 mm
	Penulangan Lentur Negatif (Tumpuan)
	Tulangan utama = D16 – 200
	Tulangan bagi = D13 – 200
	Penulangan Lentur Positif (Lapangan)
	Tulangan utama = D16 – 200
	Tulangan bagi = D13 – 200
3.	Pelat Injak
	Selimut Beton = 50 mm
	Arah Melintang
	Tulangan utama = D16 – 150
	Arah Memanjang
	Tulangan utama = D16 – 150
4.	<i>Girder</i>
	Tulangan utama 1/2 bentang = 30 D32
	Tulangan utama 1/4 bentang = 30 D32
	Tulangan geser 1/2 bentang = D13 – 200
	Tulangan geser 1/4 bentang = D13 – 250
	Tulangan <i>Bursting Zone</i> = 4 D13 – 150
	<i>Shear connector</i> = 2 D13

5.	Diafragma	
	Selimut Beton	= 50 mm
	Bagian tepi	
	Tulangan utama	= D16 – 150
	Bagian tengah	
	Tulangan utama	= D16 – 150

4.4.2. Barrier



Gambar 4. 8 Dimensi *Barrier*

(Sumber: Pribadi)

1. Karakteristik Material

Mutu beton (f_c')	= 30 Mpa
Mutu tulangan (f_y)	= 420 MPa
2. Dimensi

Selimut beton (d')	= 50 mm
Tinggi (h)	= 1200 mm
Lebar efektif (d)	= 250 mm
Lebar yang ditinjau (b)	= 1000 mm
Beban tumbukan kendaraan (H_1)	= 15 kN/m
Faktor beban ultimit (KTP)	= 1,8
Faktor reduksi lentur (ϕ)	= 0,8
3. Momen Ultimit Rencana
 - a. Gaya horizontal

HTP	= $H_1 \times b$
-----	------------------

$$HTP = 15 \times 1$$

$$HTP = 15 \text{ kN}$$

b. Momen

$$MTP = HTP \times h$$

$$MTP = 15 \times 1,45$$

$$MTP = 21,75 \text{ kNm}$$

c. Momen ultimit

$$Mu = MTP \times KTP$$

$$Mu = 21,75 \times 1,8$$

$$Mu = 39,15 \text{ kNm}$$

d. Gaya geser ultimit

$$Vu = HTP \times KTP$$

$$Vu = 15 \times 1,8$$

$$Vu = 27 \text{ kNm}$$

4. Penulangan Lentur

a. Momen nominal

$$Mn = \frac{Mu}{\phi}$$

$$= \frac{39,15}{0,8}$$

$$= 48,94 \text{ kNm}$$

b. Faktor tahanan

$$Rn = \frac{Mn}{b d^2}$$

$$= \frac{48,94 \times 10^6}{1000 \times 250^2}$$

$$= 0,783 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{Fy}{0,85 \times fc'}$$

$$= \frac{420}{0,85 \times 30}$$

$$= 16,471$$

c. Rasio penulangan seimbang

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0,85 \times fc}{fy} \times \frac{600}{600 + fy}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600+420}$$

$$= 0,030$$

d. Rasio penulangan minimum

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y$$

$$= 1,4 / 420$$

$$= 0,0033$$

e. Rasio penulangan maksimum

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,030$$

$$= 0,0228$$

f. Rasio penulangan

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

$$= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 16,471 \times 0,783}{420}} \right)$$

$$= 0,0019$$

$\rho_{\min} > \rho$, maka rasio penulangan yang dipakai adalah

$$\rho_{\min} = 0,0033$$

Tabel 4. 2 Luas Tulangan *Barrier*

Spasi (mm)	Diameter Nominal (mm)																	
	d-6	d-8	d-10	d-12	d-13	d-14	d-16	d-19	d-22	d-25	d-28	d-29	d-32	d-36	d-40	d-50	d-54	d-57
	P	P	P	P	-	P	P	P	P	P	P	-	P	P	P	P	-	-
	S	S	S	S	S	-	S	S	S	S	-	S	S	S	S	S	S	S
50	565	1005	1571	2262	2655	3079	4021	5671	7603	9817	12315	13210	16085	20358	25133	39270	45804	51035
75	377	670	1047	1508	1770	2053	2681	3780	5068	6545	8210	8807	10723	13572	16755	26180	30536	34023
100	283	503	785	1131	1327	1539	2011	2835	3801	4909	6158	6605	8042	10179	12566	19635	22902	25518
125	226	402	628	905	1062	1232	1608	2268	3041	3927	4926	5284	6434	8143	10053	15708	18322	20414
150	188	335	524	754	885	1026	1340	1890	2534	3272	4105	4403	5362	6786	8378	13090	15268	17012
175	162	287	449	646	758	880	1149	1620	2172	2805	3519	3774	4596	5816	7181	11220	13087	14581
200	141	251	393	565	664	770	1005	1418	1901	2454	3079	3303	4021	5089	6283	9817	11451	12759
225	126	223	349	503	590	684	894	1260	1689	2182	2737	2936	3574	4524	5585	8727	10179	11341
250	113	201	314	452	531	616	804	1134	1521	1963	2463	2642	3217	4072	5027	7854	9161	10207
275	103	183	286	411	483	560	731	1031	1382	1785	2239	2402	2925	3701	4570	7140	8328	9279
300	94	168	262	377	442	513	670	945	1267	1636	2053	2202	2681	3393	4189	6545	7634	8506

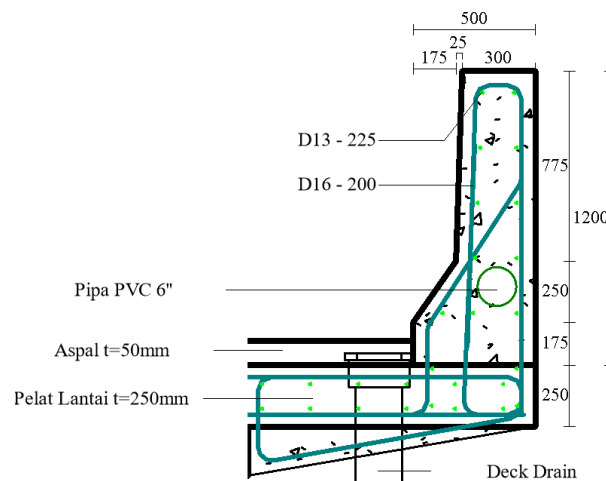
(Sumber: Tabel Tulangan Baja)

$$\begin{aligned} \text{Asmin tul. utama} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 250 \\ &= 833,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan dari perhitungan diatas, penulangan utama *Barrier* menggunakan tulangan D16-200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}\text{Asmin tul. bagi} &= 0,5 \times \text{Asmin Tul. Utama} \\ &= 0,5 \times 833,333333 \\ &= 416,7 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Berdasarkan dari perhitungan diatas, penulangan bagi *Barrier* menggunakan tulangan D13-225 ($A_s = 590 \text{ mm}^2$).



Gambar 4. 9 Detail Penulangan *Barrier*
(Sumber: Pribadi)

4.4.3. Pelat Lantai

1. Karakteristik Material

Berat jenis beton	(γ_c)	= 25 kN/m ³
Berat jenis aspal	(γ_a)	= 22 kN/m ³
Berat jenis air	(γ_{air})	= 9,8 kN/m ³
Mutu beton	(f'_c)	= 30 Mpa
mutu tulangan	(f_y)	= 420 Mpa

2. Dimensi

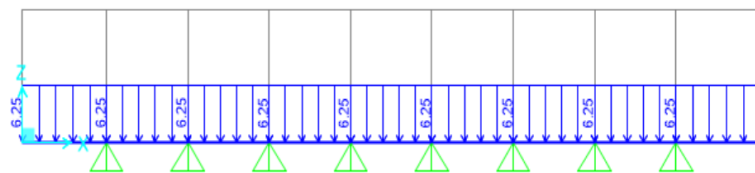
Bentang jembatan	(L_b)	= 26 m
Jarak antar gelagar	(sg)	= 1,4 m
Lebar lantai kendaraan	(W_r)	= 12,7 m

Tebal aspal	(ta)	= 0,05 m
Tebal plat	(ts)	= 0,25 m
Syarat	ts	$\geq 0,2 \text{ m}$
	ts	$\geq (100 + 40 \text{ sg})$
		$\geq 0,156 \text{ m}$
Tinggi <i>Barrier</i>	(h)	= 1,2 m
Lebar efektif	(b)	= 1 m
Selimut beton	(p)	= 40 mm
Tebal efektif	(d)	= 210 mm

3. Pembebanan Pelat

a. Beban mati sendiri (MS)

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat lantai (Ws)} &= \gamma_c \times t_s \times b \\
 &= 25 \times 0,25 \times 1 \\
 &= 6,25 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

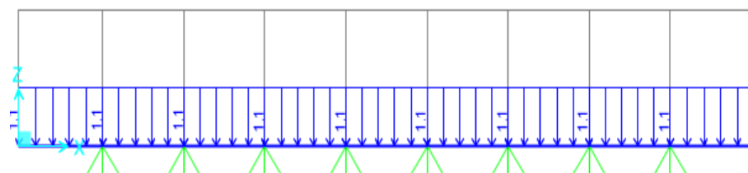


Gambar 4. 10 Diagram Beban Mati Akibat Berat Sendiri Pelat Lantai

(Sumber: Pribadi)

b. Beban mati tambahan (MA)

$$\begin{aligned}
 \text{Beban aspal (Wa)} &= \gamma_a \times t_a \times b \\
 &= 22 \times 0,05 \times 1 \\
 &= 1,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 11 Diagram Beban Mati Tambahan Pelat Lantai Akibat Beban

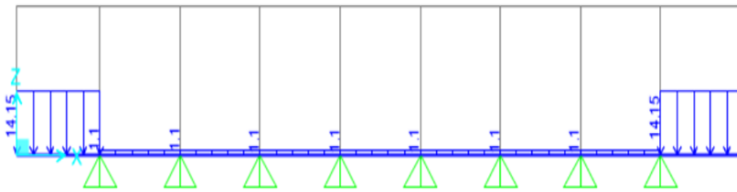
Aspal

(Sumber: Pribadi)

$$\text{Beban } \textit{Barrier} = \gamma_c \times A \times b$$

$$= 25 \times 0,522 \times 1$$

$$= 13,05 \text{ kN}$$



Gambar 4. 12 Diagram Beban Mati Tambahan Pelat Lantai Akibat Beban

Barrier

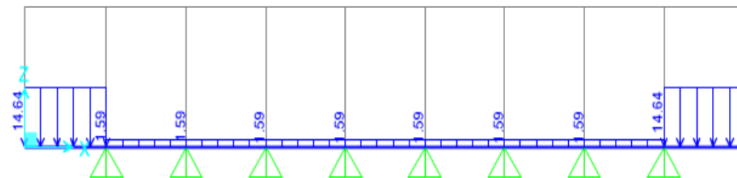
(Sumber: Pribadi)

Tebal air hujan (hair) = 50 mm

Beban air hujan (Wair) = $\gamma_a \times \text{hair} \times b$

$$= 9,8 \times 0,05 \times 1$$

$$= 0,49 \text{ kN}$$

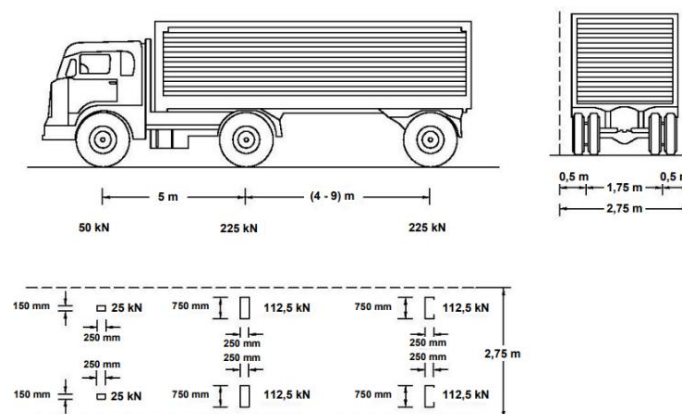


Gambar 4. 13 Diagram Beban Mati Tambahan Pelat Lantai Akibat Beban

Air Hujan

(Sumber: Pribadi)

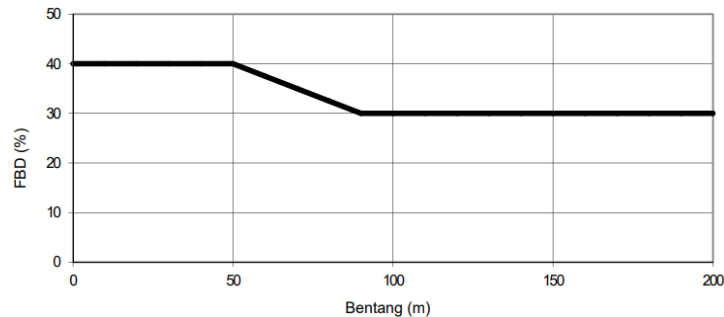
c. Beban lalu lintas truk (TT)



Gambar 4. 14 Pembebanan Truk "T" (500kN)

(Sumber: SNI 1725:2016)

Untuk pembebanan truk "T", FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada di atas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan bawah dan fondasi yang berada di bawah garis permukaan, nilai FBD harus diambil sebagai peralihan linier dari nilai pada garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 m. Untuk bangunan yang terkubur, seperti halnya gorong-gorong dan struktur baja-tanah, nilai FBD jangan diambil kurang dari 40% untuk kedalaman nol dan jangan kurang dari 10% untuk kedalaman 2 m. Untuk kedalaman antara bisa diinterpolasi linier. Nilai FBD yang digunakan untuk kedalaman yang dipilih harus diterapkan untuk bangunan seutuhnya.



Gambar 4. 15 Faktor Beban Dinamis Beban T Untuk Pembebanan Lajur "D"

(Sumber: SNI 1725:2016)

Untuk menghitung beban "T" berdasarkan SNI 1725:2016. Dijabarkan dalam perhitungan di bawah ini:

Faktor dinamis BGT (DLA) = 30 % karena $L \leq 50$

Beban kritis roda truk per gandar (PTT) = 112,5 kN

Faktor beban struktur dalam kondisi ultimit = 1,8

$$\begin{aligned}
 PU_{TRUCK} &= P1 \times (1 + FBD) \\
 &= 112,5 \times (1 + 0,3) \\
 &= 146,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Beban angin (EW)

Faktor beban ultimit (EW) = 1,46 kN/m

Gaya ini bekerja secara horizontal pada ketinggian (h)=1800 mm diatas permukaan pelat lantai.

LT1 (Gandar depan) = 4 m

LT2 (Gandar tengah) = 4,5 m

LT3 (Gandar belakang) = 4 m

TEW = EW x LT

TEW1 = EW x LT1

$$= 1,46 \times 4$$

$$= 5,84$$

$$TEW2 = EW \times LT2$$

$$= 1,46 \times 4,5$$

$$= 6,57$$

$$TEW3 = EW \times LT3$$

$$= 1,46 \times 4$$

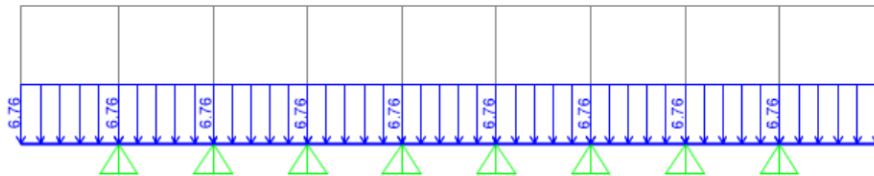
$$= 5,84$$

Beban horizontal yang bekerja pada ketinggian menyebabkan adanya beban vertikal tambahan pada roda di sisi yang berlawanan dengan arah angin.

Jarak antar roda kendaraan (s) = 1,75 m

Transfer beban angin ke pelat lantai jembatan

$$\begin{aligned} PEW &= \frac{TEW \times h}{s} \\ &= \frac{6,57 \times 1,8}{1,75} \\ &= 6,76 \text{ kN} \end{aligned}$$



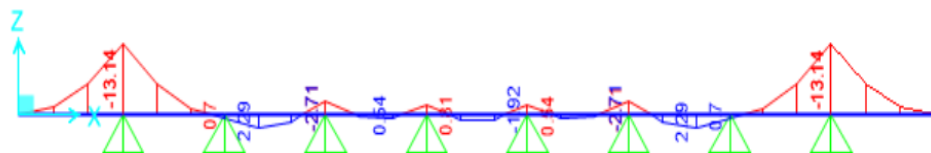
Gambar 4. 16 Diagram Beban Angin Pelat Lantai

(Sumber: Pribadi)

4. Perhitungan Momen

Perhitungan momen pelat lantai menggunakan aplikasi SAP2000

a. Momen beban mati akibat beban sendiri (MS)



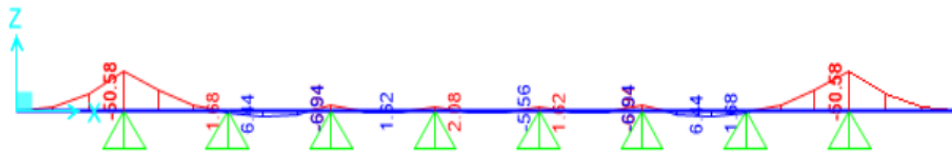
Gambar 4. 17 Diagram Momen Beban Mati Akibat Berat Sendiri Pelat Lantai

(Sumber: Pribadi)

$$\text{Momen tumpuan} = 13,14 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen lapangan} = 2,29 \text{ kNm}$$

b. Momen akibat beban mati tambahan (MS)



Gambar 4. 18 Diagram Momen Akibat Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

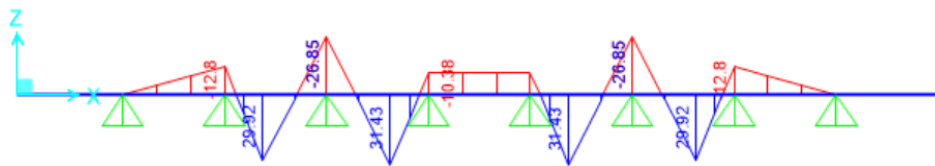
(Sumber: Pribadi)

Momen tumpuan = 50,58 kNm

Momen lapangan = 6,44 kNm

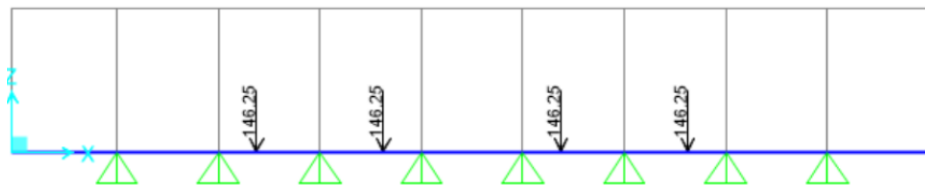
c. Momen beban lalu lintas truk (TD)

Beban truk kondisi 1 = beban T berada diantara 2 gelagar.



Gambar 4. 19 Diagram Momen Akibat Beban Lajur Truk Kondisi 1

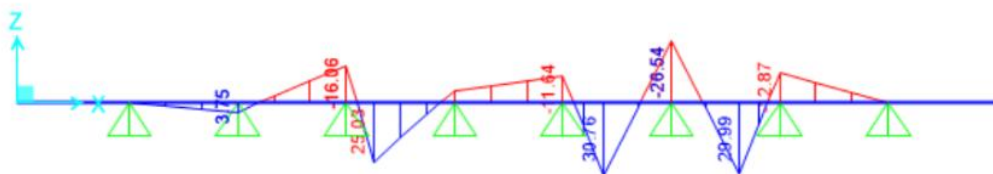
(Sumber: Pribadi)



Gambar 4. 20 Diagram Beban Terpusat Akibat Beban Lajur Truk Kondisi 1

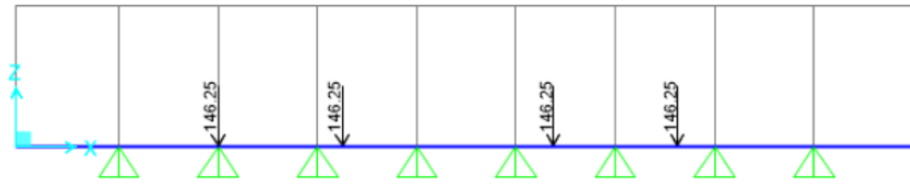
(Sumber: Pribadi)

Beban truk kondisi 2 = beban T berada diantara 2 gelagar dengan salah satu roda berada tepat di as gelagar.



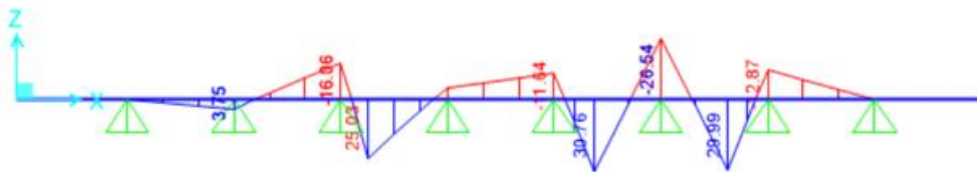
Gambar 4. 21 Diagram Momen Akibat Beban Lajur Truk Kondisi 2

(Sumber: Pribadi)



Gambar 4. 22 Diagram Beban Terpusat Akibat Beban Lajur Truk Kondisi 2
(Sumber: Pribadi)

Beban truk kondisi 3 = beban T berada di bahu jalan dengan salah satu roda berada tepar di tengah antara gelagar.

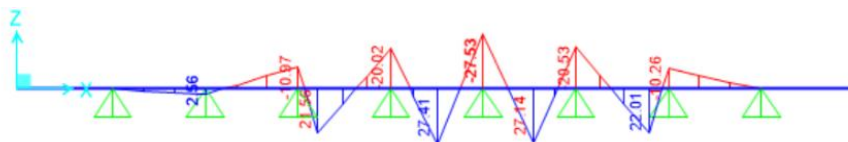


Gambar 4. 23 Diagram Momen Akibat Beban Lajur Truk Kondisi 3
(Sumber: Pribadi)

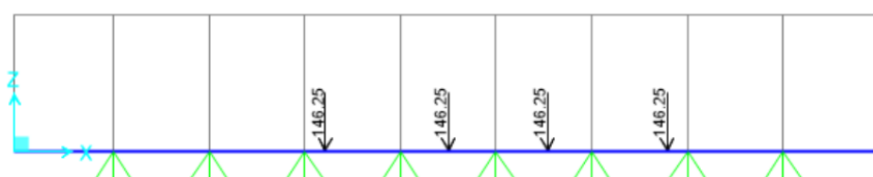


Gambar 4. 24 Diagram Beban Terpusat Akibat Beban Lajur Truk Kondisi 3
(Sumber: Pribadi)

Beban truk kondisi 4 = beban T berada pada titik kendaraan yang berselisih dengan jarak 1 meter.



Gambar 4. 25 Diagram Momen Akibat Beban Lajur Truk Kondisi 4
(Sumber: Pribadi)



Gambar 4. 26 Diagram Beban Terpusat Akibat Beban Lajur Truk Kondisi 4

(Sumber: Pribadi)

Rekapitulasi pembebanan SAP2000

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Hasil Pembeban

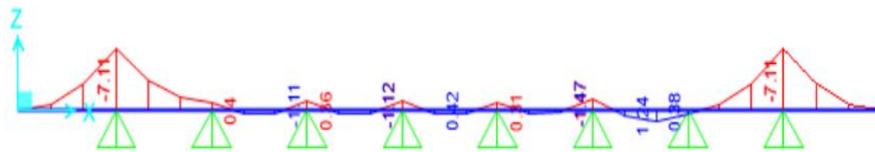
Lokasi Truk	Lapangan (kNm)	Tumpuan (kNm)
Kondisi 1	29,92	12,8
Kondisi 2	3,75	16,06
Kondisi 3	37,01	29,27
Kondisi 4	2,56	10,97

(Sumber: Pribadi)

Momen tumpuan = 29,27 kNm

Momen lapangan = 37,01 kNm

d. Momen akibat beban angin (EW)



Gambar 4. 27 Diagram Momen Akibat Beban Angin

(Sumber: Pribadi)

Momen tumpuan = 7,11 kNm

Momen lapangan = 0,36 kNm

Jenis beban yang diterima plat lantai

Tabel 4. 4 Jenis Beban yang Diterima Pelat Lantai

Jenis beban	Faktor beban	M Tumpuan kNm	M Lapangan kNm
Beban sendiri	KMS	13,14	2,29
Beban mati tambahan	KMA	50,58	6,44
Beban truk "T"	KTT	29,27	37,01
Beban angin	KEW	7,11	0,36

(Sumber: Pribadi)

5. Perhitungan pembebanan menggunakan kombinasi pembebanan sesuai dengan peraturan SNI 1725:2016 sebagai berikut:

- a. Kondisi beban layan 1

Tabel 4. 5 Kombinasi Pembebanan Beban Layan I Pada Pelat Lantai

Jenis beban	Faktor beban	M Tumpuan kNm	M Lapangan kNm	M Tumpuan kNm	M Lapangan kNm
Beban sendiri	1,00	13,14	2,29	13,14	2,29
Beban mati tambahan	1,00	50,58	6,44	50,58	6,44
Beban truk "T"	1,00	29,27	37,01	29,27	37,01
Beban angin	0,30	7,11	0,36	2,133	0,108
Total momen ultimit pelat, $M_u =$				95,123	45,848

(Sumber: Pribadi)

- b. Kondisi beban layan 2

Tabel 4. 6 Kombinasi Pembebanan Beban Layan II Pada Pelat Lantai

Jenis beban	Faktor beban	M Tumpuan kNm	M Lapangan kNm	M Tumpuan kNm	M Lapangan kNm
Beban sendiri	1,00	13,14	2,29	13,14	2,29
Beban mati tambahan	1,00	50,58	6,44	50,58	6,44
Beban truk "T"	0,80	29,27	37,01	23,416	29,608
Beban angin	0,00	7,11	0,36	0	0
Total momen ultimit pelat, $M_u =$				87,136	38,338

(Sumber: Pribadi)

c. Kondisi beban kuat 1

Tabel 4. 7 Kombinasi Pembebanan Kuat I Pada Pelat Lantai

Jenis beban	Faktor beban	M Tumpuan kNm	M Lapangan kNm	M Tumpuan kNm	M Lapangan kNm
Beban sendiri	1,30	13,14	2,29	17,082	2,977
Beban mati tambahan	2,00	50,58	6,44	101,16	12,88
Beban truk "T"	1,80	29,27	37,01	52,686	66,618
Beban angin	0,00	7,11	0,36	0	0
Total momen ultimit pelat, Mu =				170,928	82,475

(Sumber: Pribadi)

d. Kondisi beban kuat 2

Tabel 4. 8 Kombinasi Pembebanan Kuat II Pada Pelat Lantai

Jenis beban	Faktor beban	M Tumpuan kNm	M Lapangan kNm	M Tumpuan kNm	M Lapangan kNm
		kNm	kNm	kNm	kNm
Beban sendiri	1,30	13,14	2,29	17,082	2,977
Beban mati tambahan	2,00	50,58	6,44	101,16	12,88
Beban truk "T"	1,40	29,27	37,01	40,978	51,814
Beban angin	0,00	7,11	0,36	0	0
Total momen ultimit pelat, Mu =				159,22	67,671

(Sumber: Pribadi)

6. Penulangan Lentur Negatif (Tumpuan)

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah kuat 1

a. Momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{170,982}{0,8} \\
 &= 213,66 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Faktor tahanan

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b d^2} \\ &= \frac{213,66 \times 10^6}{1000 \times 210^2} \\ &= 4,845 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_{c'}} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

c. Rasio penulangan seimbang

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f_{c'}}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,0304 \end{aligned}$$

d. Rasio penulangan minimum

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= 1,4 / f_y \\ &= 1,4 / 420 \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

e. Rasio penulangan maksimum

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0304 \\ &= 0,0228 \end{aligned}$$

f. Rasio penulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 16,471 \times 4,845}{420}} \right) \\ &= 0,013 \end{aligned}$$

Tabel 4. 9 Luas Tulangan Pelat Lantai Daerah Tumpuan

Spasi (mm)	Diameter Nominal (mm)																	
	d-6	d-8	d-10	d-12	d-13	d-14	d-16	d-19	d-22	d-25	d-28	d-29	d-32	d-36	d-40	d-50	d-54	d-57
	P	P	P	P	-	P	P	P	P	P	P	-	P	P	P	P	-	-
	S	S	S	S	S	-	S	S	S	S	-	S	S	S	S	S	S	S
50	565	1005	1571	2262	2655	3079	4021	5671	7603	9817	12315	13210	16085	20358	25133	39270	45804	51035
75	377	670	1047	1508	1770	2053	2681	3780	5068	6545	8210	8807	10723	13572	16755	26180	30536	34023
100	283	503	785	1131	1327	1539	2011	2835	3801	4909	6158	6605	8042	10179	12566	19635	22902	25518
125	226	402	628	905	1062	1232	1608	2268	3041	3927	4926	5284	6434	8143	10053	15708	18322	20414
150	188	335	524	754	885	1026	1340	1890	2534	3272	4105	4403	5362	6786	8378	13090	15268	17012
175	162	287	449	646	758	880	1149	1620	2172	2805	3519	3774	4596	5816	7181	11220	13087	14581
200	141	251	393	565	664	770	1005	1418	1901	2454	3079	3303	4021	5089	6283	9817	11451	12759
225	126	223	349	503	590	684	894	1260	1689	2182	2737	2936	3574	4524	5585	8727	10179	11341
250	113	201	314	452	531	616	804	1134	1521	1963	2463	2642	3217	4072	5027	7854	9161	10207
275	103	183	286	411	483	560	731	1031	1382	1785	2239	2402	2925	3701	4570	7140	8328	9279
300	94	168	262	377	442	513	670	945	1267	1636	2053	2202	2681	3393	4189	6545	7634	8506

(Sumber: Tabel Tulangan Baja)

$p_{min} > \rho$, maka dipakai p_{min}

$$\begin{aligned}
 \text{Asmin Tul. Utama} &= p_{min} \times b \times d \\
 &= 0,0033 \times 1000 \times 210 \\
 &= 700,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan dari perhitungan diatas, penulangan utama pelat lantai menggunakan tulangan D16-200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned}
 \text{Asmin Tul. Bagi} &= 0,5 \times \text{Asmin Tul. Utama} \\
 &= 0,5 \times 700 \\
 &= 350 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan dari perhitungan diatas, penulangan bagi pelat lantai menggunakan tulangan D13-200 ($A_s = 664 \text{ mm}^2$).

7. Penulangan Lentur Positif (Lapangan)

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah kuat 1

a. Momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{82,475}{0,8} \\
 &= 103,1 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Faktor tahanan

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2}$$

$$= \frac{103,1 \times 10^6}{1000 \times 210^2}$$

$$= 2,338 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 \times f_{c'}}$$

$$= \frac{420}{0,85 \times 30}$$

$$= 16,471$$

c. Rasio penulangan seimbang

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0,0304$$

d. Rasio penulangan minimum

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y$$

$$= 1,4 / 420$$

$$= 0,0033$$

e. Rasio penulangan maksimum

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,030$$

$$= 0,0228$$

f. Rasio penulangan

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

$$= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 16,471 \times 2,338}{420}} \right)$$

$$= 0,006$$

Tabel 4. 10 Luas Tulangan Pelat Lantai Daerah Lapangan

Spasi (mm)	Diameter Nominal (mm)																	
	d-6	d-8	d-10	d-12	d-13	d-14	d-16	d-19	d-22	d-25	d-28	d-29	d-32	d-36	d-40	d-50	d-54	d-57
	P	P	P	P	-	P	P	P	P	P	P	-	P	P	P	P	-	-
	S	S	S	S	S	-	S	S	S	S	-	S	S	S	S	S	S	S
50	565	1005	1571	2262	2655	3079	4021	5671	7603	9817	12315	13210	16085	20358	25133	39270	45804	51035
75	377	670	1047	1508	1770	2053	2681	3780	5068	6545	8210	8807	10723	13572	16755	26180	30536	34023
100	283	503	785	1131	1327	1539	2011	2835	3801	4909	6158	6605	8042	10179	12566	19635	22902	25518
125	226	402	628	905	1062	1232	1608	2268	3041	3927	4926	5284	6434	8143	10053	15708	18322	20414
150	188	335	524	754	885	1026	1340	1890	2534	3272	4105	4403	5362	6786	8378	13090	15268	17012
175	162	287	449	646	758	880	1149	1620	2172	2805	3519	3774	4596	5816	7181	11220	13087	14581
200	141	251	393	565	664	770	1005	1418	1901	2454	3079	3303	4021	5089	6283	9817	11451	12759
225	126	223	349	503	590	684	894	1260	1689	2182	2737	2936	3574	4524	5585	8727	10179	11341
250	113	201	314	452	531	616	804	1134	1521	1963	2463	2642	3217	4072	5027	7854	9161	10207
275	103	183	286	411	483	560	731	1031	1382	1785	2239	2402	2925	3701	4570	7140	8328	9279
300	94	168	262	377	442	513	670	945	1267	1636	2053	2202	2681	3393	4189	6545	7634	8506

(Sumber: Tabel Tulangan Baja)

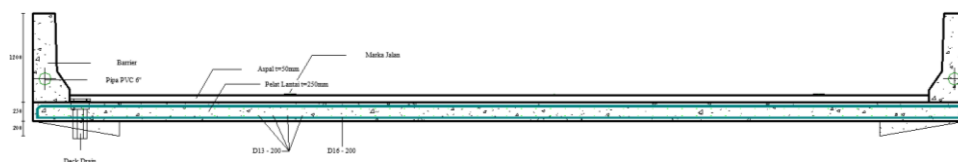
$p_{min} > \rho$, maka dipakai p_{min}

$$\begin{aligned}
 \text{Asmin Tul. Utama} &= p_{min} \times b \times d \\
 &= 0,0033 \times 1000 \times 210 \\
 &= 700,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan dari perhitungan diatas, penulangan utama pelat lantai menggunakan tulangan D16-200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned}
 \text{Asmin Tul. Bagi} &= 0,5 \times \text{Asmin Tul. Utama} \\
 &= 0,5 \times 700 \\
 &= 350 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan dari perhitungan diatas, penulangan bagi pelat lantai menggunakan tulangan D13-200 ($A_s = 664 \text{ mm}^2$).



Gambar 4. 28 Detail Penulangan Pelat Lantai

(Sumber: Pribadi)

4.4.4. Pelat Injak

1. Karakteristik Material

Mutu beton (f_c') = 30 Mpa

Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa

2. Dimensi

Panjang plat injak = 5000 mm

Lebar plat injak = 12700 mm

Tebal plat injak (h) = 400 mm

Selimut beton = 50 mm

Tebal efektif (d) = 350 mm

3. Pembebanan Arah Melintang

a. Beban truk (T)

Untuk menghitung beban "T" berdasarkan SNI 1725:2016 dijabarkan dalam perhitungan di bawah ini :

Faktor beban ultimit (KTT) = 2

Faktor dinamis BGT (DLA) = 40 % karena $L \leq 50$

Beban kritis roda truk per gandar (PTT) = 112,5 kN

Beban truk (TTT) = 1,8

$$= P1 \times (1 + FBD)$$

$$= 112,5 \times (1 + 0,4)$$

$$= 157,5 \text{ kN}$$

b. Momen pada pelat injak

Tebal lapisan aspal (ta) = 0,05 m

Lebar bidang kontak roda truk (b) = 0,5 m

$$(b') = b + ta$$

$$= 0,5 + 0,05$$

$$= 0,55 \text{ m}$$

Angka poisson (v) = 0,15

Standar *modulus of soil reaction* (ks) = 81500 kN/m³

Modulus elastisitas beton (Ec) = 25742960,203 kN/m²

Lebar penyebaran beban terpusat (r) = b' : 2

$$= 0,55 : 2$$

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

$$\lambda = \left(\frac{Ec \times h^3}{12 \times (1 - v^2) \times ks} \right)^{0,25}$$

$$= \left(\frac{25742960,203 \times 0,4^3}{12 \times (1-0,15^2) \times 81500} \right)^{0,25}$$

$$= 1,1458$$

$$M_{\max} = \frac{T_{TT}}{2} \times \left(1 - \left(r \times \sqrt{\frac{2}{k}} \right)^{0,6} \right)$$

$$= \frac{157,5}{2} \times \left(1 - \left(0,3 \times \sqrt{\frac{2}{1,1458}} \right)^{0,6} \right)$$

$$= 35,8526 \text{ kNm}$$

Momen ultimit pelat injak arah melintang jembatan

$$M_u = K_{TT} \times M_{\max}$$

$$= 2 \times 35,85265$$

$$= 71,7053 \text{ kNm}$$

c. Perhitungan kebutuhan tulangan

Momen nominal

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{71,7053}{0,8}$$

$$= 89,632 \text{ kNm}$$

Faktor ketahanan

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2}$$

$$= \frac{89,632 \times 10^6}{1000 \times 400^2}$$

$$= 0,112 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$= \frac{420}{0,85 \times 30}$$

$$= 16,471$$

Rasio penulangan seimbang

$$\rho_b = \frac{\beta \times 0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0,0304$$

Rasio penulangan minimum

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 1,4 / f_y \\ &= 1,4 / 420 \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

Rasio penulangan maksimum

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,030 \\ &= 0,0228\end{aligned}$$

Rasio penulangan

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 16,471 \times 0,112}{420}} \right) \\ &= 0,00027\end{aligned}$$

Tabel 4. 11 Tabel Luas Tulangan Pelat Injak Arah Melintang

Spasi (mm)	Diameter Nominal (mm)																	
	d-6	d-8	d-10	d-12	d-13	d-14	d-16	d-19	d-22	d-25	d-28	d-29	d-32	d-36	d-40	d-50	d-54	d-57
	P	P	P	P	-	P	P	P	P	P	P	-	P	P	P	P	-	-
	S	S	S	S	S	-	S	S	S	S	-	S	S	S	S	S	S	S
50	565	1005	1571	2262	2655	3079	4021	5671	7603	9817	12315	13210	16085	20358	25133	39270	45804	51035
75	377	670	1047	1508	1770	2053	2681	3780	5068	6545	8210	8807	10723	13572	16755	26180	30536	34023
100	283	503	785	1131	1327	1539	2011	2835	3801	4909	6158	6605	8042	10179	12566	19635	22902	25518
125	226	402	628	905	1062	1232	1608	2268	3041	3927	4926	5284	6434	8143	10053	15708	18322	20414
150	188	335	524	754	885	1026	1340	1890	2534	3272	4105	4403	5362	6786	8378	13090	15268	17012
175	162	287	449	646	758	880	1149	1620	2172	2805	3519	3774	4596	5816	7181	11220	13087	14581
200	141	251	393	565	664	770	1005	1418	1901	2454	3079	3303	4021	5089	6283	9817	11451	12759
225	126	223	349	503	590	684	894	1260	1689	2182	2737	2936	3574	4524	5585	8727	10179	11341
250	113	201	314	452	531	616	804	1134	1521	1963	2463	2642	3217	4072	5027	7854	9161	10207
275	103	183	286	411	483	560	731	1031	1382	1785	2239	2402	2925	3701	4570	7140	8328	9279
300	94	168	262	377	442	513	670	945	1267	1636	2053	2202	2681	3393	4189	6545	7634	8506

(Sumber: Tabel Tulangan Baja)

$\rho_{\min} > \rho$, maka dipakai $\rho_{\min}$

$$\begin{aligned}\text{Asmin Tul. Utama} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 350 \\ &= 1167 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka didapatkan hasil penulangan pelat injak arah melintang menggunakan tulangan utama D16-150 ($A_s = 1340 \text{ mm}^2$).

4. Pembebanan Arah Memanjang

a. Beban truk (T)

Untuk menghitung beban "T" berdasarkan SNI 1725:2016 dijabarkan dalam perhitungan di bawah ini:

$$\text{Faktor beban ultimit (KTT)} = 2$$

$$\text{Faktor dinamis BGT (DLA)} = 40\% \text{ karena } L \leq 50 \text{ m}$$

$$\text{Beban kritis roda truk per gandar (PTT)} = 112,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban truk (TTT)} &= 1,8 \\ &= P1 \times (1 + FBD) \\ &= 112,5 \times (1 + 0,4) \\ &= 157,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Momen pada pelat injak

$$\text{Tebal lapisan aspal (ta)} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bidang kontak roda truk (b)} = 0,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} (b') &= b + ta \\ &= 0,3 + 0,05 \\ &= 0,35 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Angka poisson (v)} = 0,15$$

$$\text{Standar modulus of soil reaction(ks)} = 81500 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Modulus elastisitas beton (Ec)} = 25742960 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar penyebaran beban terpusat (r)} &= b' : 2 \\ &= 0,4 : 2 \\ &= 0,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda &= \left(\frac{Ec \times h^3}{12 \times (1-v^2) \times ks} \right)^{0,25} \\ &= \left(\frac{25742960,203 \times 0,4^3}{12 \times (1-0,15^2) \times 81500} \right)^{0,25} \\ &= 1,1458 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{TTT}{2} \times \left(1 - \left(r \times \sqrt{\frac{2}{\lambda}} \right)^{0,6} \right) \\ &= \frac{157,5}{2} \times \left(1 - \left(0,2 \times \sqrt{\frac{2}{1,1458}} \right)^{0,6} \right) \end{aligned}$$

$$= 46,042 \text{ kNm}$$

Momen ultimit pelat injak arah memanjang jembatan

$$\begin{aligned} M_u &= KTT \times M_{\max} \\ &= 2 \times 46,042 \\ &= 92,084 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Perhitungan kebutuhan tulangan

Momen nominal

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{92,084}{0,8} \\ &= 115,105 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Faktor ketahanan

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b d^2} \\ &= \frac{115,105 \times 10^6}{1000 \times 400^2} \\ &= 0,144 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_{c'}} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

Rasio penulangan seimbang

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f_{c'}}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,0304 \end{aligned}$$

Rasio penulangan minimum

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 1,4 / f_y \\ &= 1,4 / 420 \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

Rasio penulangan maksimum

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0304 \end{aligned}$$

$$= 0,0228$$

Rasio penulangan

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 16,471 \times 0,144}{420}} \right) \\ &= 0,00034\end{aligned}$$

Tabel 4. 12 Tabel Luas Tulangan Pelat Injak Arah Memanjang

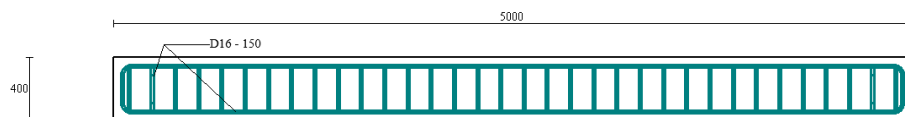
Spasi (mm)	Diameter Nominal (mm)																	
	d-6	d-8	d-10	d-12	d-13	d-14	d-16	d-19	d-22	d-25	d-28	d-29	d-32	d-36	d-40	d-50	d-54	d-57
	P	P	P	P	-	P	P	P	P	P	P	-	P	P	P	P	-	-
	S	S	S	S	S	-	S	S	S	S	-	S	S	S	S	S	S	S
50	565	1005	1571	2262	2655	3079	4021	5671	7603	9817	12315	13210	16085	20358	25133	39270	45804	51035
75	377	670	1047	1508	1770	2053	2681	3780	5068	6545	8210	8807	10723	13572	16755	26180	30536	34023
100	283	503	785	1131	1327	1539	2011	2835	3801	4909	6158	6605	8042	10179	12566	19635	22902	25518
125	226	402	628	905	1062	1232	1608	2268	3041	3927	4926	5284	6434	8143	10053	15708	18322	20414
150	188	335	524	754	885	1026	1340	1890	2534	3272	4105	4403	5362	6786	8378	13090	15268	17012
175	162	287	449	646	758	880	1149	1620	2172	2805	3519	3774	4596	5816	7181	11220	13087	14581
200	141	251	393	565	664	770	1005	1418	1901	2454	3079	3303	4021	5089	6283	9817	11451	12759
225	126	223	349	503	590	684	894	1260	1689	2182	2737	2936	3574	4524	5585	8727	10179	11341
250	113	201	314	452	531	616	804	1134	1521	1963	2463	2642	3217	4072	5027	7854	9161	10207
275	103	183	286	411	483	560	731	1031	1382	1785	2239	2402	2925	3701	4570	7140	8328	9279
300	94	168	262	377	442	513	670	945	1267	1636	2053	2202	2681	3393	4189	6545	7634	8506

(Sumber: Tabel Tulangan Baja)

$p_{min} > \rho$, maka dipakai p_{min}

$$\begin{aligned}\text{Asmin Tul. Utama} &= p_{min} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 350 \\ &= 1167 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

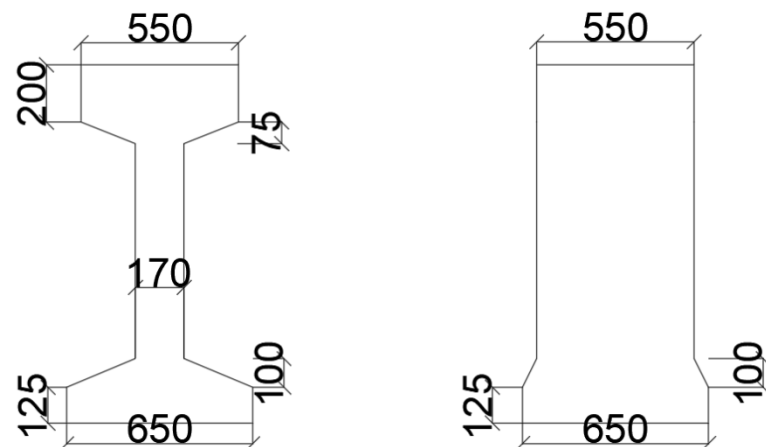
Berdasarkan perhitungan di atas, maka didapatkan hasil penulangan pelat injak arah memanjang menggunakan tulangan utama D16-150 ($A_s = 1340 \text{ mm}^2$).



Gambar 4. 29 Detail Penulangan Pelat Injak

(Sumber: Pribadi)

4.4.5. Girder



Gambar 4. 30 Dimensi PCI H-125

(Sumber: Pribadi)

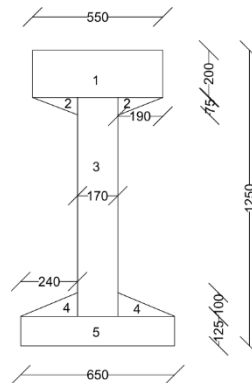
1. Karakteristik Material

Produk	= Adhi persada beton
Tipe	= <i>Precast Concrete Girder</i>
Metode	= <i>Post - tension</i>
BJ Beton	= 25 kN/m ³
f_y	= 400 MPa
f_c gelagar <i>stressing</i> (80% f_c)	= 62,4 MPa
f_c gelagar umur 28 hari	= 78 MPa
E gelagar saat umur 28 hari	= 41509,276 MPa
E gelagar saat transfer	= 37127,025 MPa

2. Dimensi

Direncanakan : PCI *Girder* H-125

Lebar jembatan	= 12700 mm
Panjang jembatan	= 26000 mm
H <i>Girder</i>	= 1250 mm
Jarak antar <i>Girder</i>	= 1400 mm
Selimut beton	= 30 mm
Tebal pelat lantai	= 250 mm
Jumlah gelagar	= 8 buah
Dimensi penampang gelagar	



Gambar 4. 31 Dimensi PCI H-125 Tengah
(Sumber: Pribadi)

Tabel 4. 13 Dimensi PCI H-125

No	Dimensi	
	h	b
	m	m
1	0,2	0,55
2	0,075	0,19
3	0,975	0,17
4	0,1	0,24
5	0,125	0,65
h	1,25	m

(Sumber: Pribadi)

3. Perhitungan perencanaan gelagar dilakukan pada dua kondisi yaitu Kondisi Komposit dan Non-Komposit, seperti berikut:
 - a. *Properties PC-I Girder non komposit*

No	Dimensi		Luas	Jarak Terhadap Alas	Statis Momen	Inersia Momen	Inersia Momen
	h	b					
	m	m					
1	0,2	0,55	0,110	1,3750	0,151250	0,207969	0,000061

2	0,075	0,19	0,014	1,2250	0,017456	0,021384	0,000000
3	0,975	0,17	0,166	0,7125	0,118097	0,084144	0,000065
4	0,1	0,24	0,024	0,2550	0,006120	0,001561	0,000000
5	0,125	0,65	0,081	0,0625	0,005078	0,000317	0,000029
h	1,25	m					
Total			0,395		0,298001	0,315375	0,000155

Tabel 4. 14 Properties PCI Non Komposit

(Sumber: Pribadi)

Luas penampang balok prategang (A)

$$A = 0,395 \text{ m}^2$$

Titik berat terhadap alas

$$\begin{aligned}
 y_b &= \frac{\sum Ay}{\sum A} \\
 &= \frac{0,298}{0,395} \\
 &= 0,754 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Titik berat terhadap atas

$$\begin{aligned}
 y_a &= h_{Girder} - y_b \\
 &= 1,250 - 0,754 \\
 &= 0,496 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen inersia terhadap balok atas

$$\begin{aligned}
 I_b &= \sum Ay^2 + \sum I_o \\
 &= 0,315 + 0,00015 \\
 &= 0,316 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia balok

$$\begin{aligned}
 I_x &= I_b - A y_b^2 \\
 &= 0,316 - 0,395 (0,754)^2 \\
 &= 0,091 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi atas

$$\begin{aligned}
 S_a &= \frac{I_x}{y_a} \\
 &= \frac{0,091}{0,496}
 \end{aligned}$$

$$= 0,183 \text{ m}^3$$

Tahanan momen sisi bawah

$$\begin{aligned} S_b &= \frac{I_x}{y_b} \\ &= \frac{0,091}{0,754} \\ &= 0,120 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Tinggi gelagar

$$h_g = 1,250 \text{ m}$$

Dimensi penampang gelagar komposit

Radius modulus elastisitas pelat terhadap gelagar untuk menentukan penampang efektif

Modulus elastisitas plat beton

$$\begin{aligned} E_{\text{plat}} &= 4700 \sqrt{f'c \text{ pelat}} \\ &= 4700 \sqrt{30} \\ &= 25742,960 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Modulus elastisitas balok beton prategang

$$\begin{aligned} E_{\text{balok}} &= 0,043 \times y_c^{1,5} \times \sqrt{f'c \text{ balok}} \\ &= 0,043 \times 25^{1,5} \times \sqrt{78} \\ &= 47470,71 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

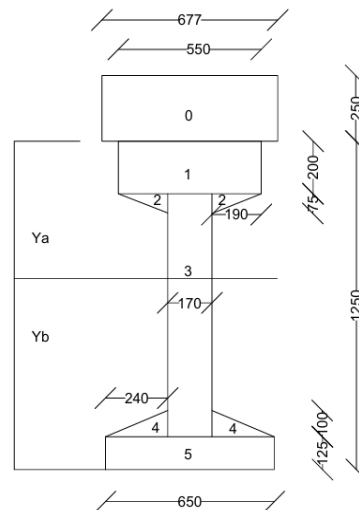
Rasio modulus plat

$$\begin{aligned} n &= \frac{E_{\text{plat}}}{E_{\text{balok}}} \\ &= \frac{25742,960}{47470,71} \\ &= 0,5422 \end{aligned}$$

Lebar penampang pelat efektif

$$\begin{aligned} B_{\text{eff}} &= n \times B_e \\ &= 0,5422 \times 1,25 \\ &= 0,6778 \text{ m} \end{aligned}$$

b. *Properties PC-I Girder komposit*



Gambar 4. 32 Dimensi PCI H-125 Komposit
(Sumber: Pribadi)

Tabel 4. 15 Properties PCI H-125 Komposit

No	Dimensi		Luas	Jarak Terhadap Alas	Statis Momen	Inersia Momen	Inersia Momen
	h	b	A	y	A x y	A x y ²	Io
	m	m	m ²	m	m ³	m ⁴	m ⁴
0	0,25	0,6779	0,169	1,4750	0,249962	0,368695	0,000275
1	0,2	0,55	0,110	1,3750	0,151250	0,207969	0,000061
2	0,075	0,19	0,014	1,2250	0,017456	0,021384	0,000000
3	0,975	0,17	0,166	0,7125	0,118097	0,084144	0,000065
4	0,1	0,24	0,024	0,2550	0,006120	0,001561	0,000000
5	0,125	0,65	0,081	0,0625	0,005078	0,000317	0,000029
h	1,25	m					
Total			0,565		0,547964	0,684069	0,000430

(Sumber: Pribadi)

Tinggi total balok prategang

$h_c = 1,5 \text{ m}$

Lebar efektif plat balok komposit

$$\begin{aligned} Be &= \text{Jarak antar gelagar} \\ &= 1,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Luas penampang balok prategang

$$A = 0,565 \text{ m}^2$$

Yitik berat terhadap alas

$$\begin{aligned} y_{bc} &= \frac{\sum Ay}{\sum A} \\ &= \frac{0,548}{0,565} \\ &= 0,970 \text{ m} \end{aligned}$$

Titik berat terhadap atas

$$\begin{aligned} y_{ac} &= h_{Girder} - y_b \\ &= 1,500 - 0,970 \\ &= 0,530 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen inersia terhadap balok alas

$$\begin{aligned} I_{bc} &= \sum A c y^2 + \sum I_{co} \\ &= 0,684 + 0,000 \\ &= 0,684 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Momen inersia balok komposit

$$\begin{aligned} I_{xc} &= I_{bc} - (A_c \times y_{bc}^2) \\ &= 0,684 - (0,565 \times 0,970^2) \\ &= 0,153 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi atas pelat

$$\begin{aligned} S_{ac} &= \frac{I_x}{y_{ac}} \\ &= \frac{0,153}{0,530} \\ &= 0,288 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi atas balok

$$\begin{aligned} S'_{ac} &= \frac{I_{xc}}{y_{ac} - h_{pelat}} \\ &= \frac{0,153}{0,530 - 0,25} \\ &= 0,5463 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi bawah

$$\begin{aligned} S_{bc} &= \frac{I_x}{y_b} \\ &= \frac{0,153}{0,970} \\ &= 0,157 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Jarak sumbu netral ke serat bawah pelat

$$\begin{aligned} y_{bc}' &= h_c - y_{bc} - h_{\text{pelat}} \\ &= 1,500 - 0,970 - 0,25 \\ &= 0,280 \text{ m} \end{aligned}$$

Jarak sumbu netral ke pelat atas

$$\begin{aligned} y_{tc} &= h_c - y_{bc} \\ &= 1,500 - 0,970 \\ &= 0,530 \text{ m} \end{aligned}$$

4. Pembebanan

a. beban mati (MS)

Girder

$$\begin{aligned} \text{Panjang bentang (L)} &= 26 \text{ m} \\ \text{Luas penampang (A)} &= 0,395 \text{ m}^2 \\ \text{BJ beton (Yc)} &= 25 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Berat Girder (Wg)} &= A \times Yc \\ &= 0,395 \times 25 \\ &= 9,88125 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Plat lantai

$$\begin{aligned} \text{Lebar tributari plat (S)} &= 1,4 \text{ m} \\ \text{Tebal plat (t)} &= 0,25 \text{ m} \\ \text{BJ beton (Yc)} &= 25 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Berat plat (Wp)} &= s \times t \times Yc \\ &= 1,4 \times 0,25 \times 25 \\ &= 8,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Diafragma

$$\text{Luas diafragma tengah (Adp)} = 1,13775 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal diafragma tengah (tdp)} &= 0,2 \text{ m} \\
 \text{Jumlah diafragma tengah (ndp)} &= 35 \text{ buah} \\
 \text{BJ beton (Yc)} &= 25 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat diafragma (Wdp)} &= \text{Adp} \times \text{tdp} \times \text{ndp/L} \times \text{Yc} \\
 &= 1,137 \times 0,2 \times 35 / 26 \times 25 \\
 &= 7,6579 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban mati tambahan (MA)

Aspal

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar aspal (Sa)} &= 1,4 \text{ m} \\
 \text{berat jenis aspal (Ya)} &= 22 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Tebal aspal (ta)} &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Berat aspal (Wa)} &= \text{Sa} \times \text{ta} \times \text{Yc} \\
 &= 1,4 \times 0,05 \times 22 \\
 &= 1,54 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Air hujan

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar tributari (Sh)} &= 1,4 \text{ m} \\
 \text{Tebal air hujan (th)} &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{BJ air (Yh)} &= 9,8 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat air hujan (Wair)} &= \text{sh} \times \text{th} \times \text{Yh} \\
 &= 1,4 \times 9,8 \times 0,05 \\
 &= 0,686 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c. Momen maksimum akibat MS dan MA

Akibat *Girder*

$$\begin{aligned}
 \text{Mg} &= \frac{1}{8} \times \text{Wg} \times \text{Lb}^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 9,8812 \times 26^2 \\
 &= 834,965 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Akibat pelat lantai

$$\begin{aligned}
 \text{Ms} &= \frac{1}{8} \times \text{Ms} \times \text{Lb} \\
 &= \frac{1}{8} \times 8,75 \times 26^2 \\
 &= 739,375 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Akibat diafragma

$$\begin{aligned} M_{dp} &= \frac{1}{8} \times M_{dp} \times L_b^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 7,6579 \times 26^2 \\ &= 647,095 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Akibat aspal

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{1}{8} \times M_a \times L_b^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1,54 \times 26^2 \\ &= 130,13 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Akibat air hujan

$$\begin{aligned} M_h &= \frac{1}{8} \times M_h \times L_b^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,686 \times 26^2 \\ &= 57,967 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d. Geser maksimum akibat MS dan MA

Akibat *Girder*

$$\begin{aligned} M_g &= \frac{1}{2} \times W_g \times L_b \\ &= \frac{1}{2} \times 9,881 \times 26 \\ &= 128,456 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Akibat pelat lantai

$$\begin{aligned} M_s &= \frac{1}{2} \times M_s \times L_b \\ &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 26 \\ &= 113,75 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Akibat diafragma

$$\begin{aligned} M_{dp} &= \frac{1}{2} \times M_{dp} \times L_b \\ &= \frac{1}{2} \times 7,657 \times 26 \\ &= 99,553 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Akibat aspal

$$M_a = \frac{1}{2} \times M_a \times L_b$$

$$= \frac{1}{2} \times 1,54 \times 26$$

$$= 20,02 \text{ kNm}$$

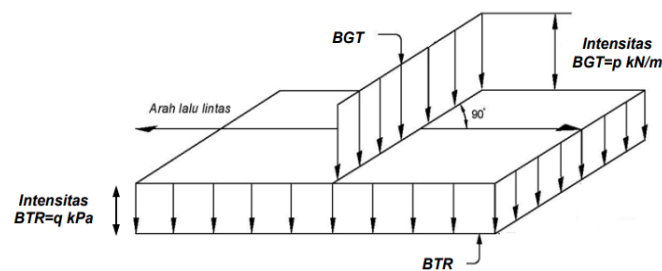
Akibat air hujan

$$M_h = \frac{1}{2} \times M_h \times L_b$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,686 \times 26$$

$$= 8,918 \text{ kNm}$$

e. Beban lajur "D" (TD)



Gambar 4. 33 Beban Lajur "D"

(Sumber: SNI 1725:2016)

Berdasarkan SNI 1725:2016, beban "D" terdiri dari Beban terbagi rata (BTR) dan beban garis pusat (BGT) sebagai berikut:

Beban terbagi merata (BTR)

Untuk panjang bentang $L = 26 \text{ m}$, sesuai dengan SNI 1725:2016 dapat menggunakan persamaan berikut:

$$q_{BTR} = 9 \text{ kPa}$$

Beban merata

$$Q_{TD} = q_{BTR} \times \text{Jarak antar Girder}$$

$$= 9 \times 1,4$$

$$= 12,6 \text{ kN/m}$$

Beban garis terpusat (BGT)

Berdasarkan SNI 1725:2016 BGT memiliki nilai 49 kN/m diambil Faktor beban dinamis (FBD) 40% untuk bentang $< 50 \text{ m}$. BGT dapat dihitung sebagai berikut:

$$P_{BGT} = (1 + FBD) \times 49 \times s$$

$$= (1 + 0,4) \times 49 \times 1,4$$

$$= 96,04 \text{ kN}$$

Momen maksimum dan gaya geser pada balok akibat beban lajur "D":

$$MTD = \frac{1}{8} \times WBTR \times L^2 + \frac{1}{4} \times PBGT \times L$$

$$= \frac{1}{8} \times 12,6 \times 26^2 + \frac{1}{4} \times 96,04 \times 26$$

$$= 1688,96 \text{ kNm}$$

$$VTD = \frac{1}{2} \times WBTR \times L + \frac{1}{2} \times PBGT$$

$$= \frac{1}{2} \times 12,6 \times 26 + \frac{1}{2} \times 96,04$$

$$= 211,82 \text{ kN}$$

f. Beban rem (TB)

Berdasarkan SNI 1725:2016 gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

- 25% dari berat gandar truk desain.

- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR .

Pengaruh gaya rem lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya horizontal dan bekerja pada jarak 1,8 m diatas permukaan lantai jembatan.

Berikut beban akibat gaya rem:

- HTB = 250 kN untuk $L < 80 \text{ m}$

- HTB = $250 + 2,5 \times (L - 80) \text{ Kn}$ untuk, $80 < L < 180 \text{ m}$

- HTB = 500 kN untuk $L > 180 \text{ m}$

Jumlah gelagar = 8 buah

Gaya rem yang digunakan = 250 kN

Gaya rem $L < 80 \text{ m}$

$$TTB = \frac{HTB}{n \text{ balok}}$$

$$= \frac{250}{8}$$

$$= 31,25 \text{ Kn}$$

TTB 5%

QTD = 12,6

PTD = $p \times \text{Jarak antar Girder}$

$$= 49 \times 1,4$$

$$= 68,6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{TTB} &= 5\% \times (\text{QTD} \times L \times \text{PTD}) \\ &= 0,05 \times (12,6 \times 26 \times 68,6) \\ &= 19,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diambil nilai terbesar 50 Kn

Lengan terhadap titik balok

$$\begin{aligned} y &= 1,8 + h_o + h_a + y_{ac} \\ &= 1,8 + 0,25 + 0,05 + 0,530 \\ &= 2,630 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban momen akibat gaya rem

$$\begin{aligned} M &= \text{TTB} \times y \\ &= 31,25 \times 2,630 \\ &= 82,177 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya momen maksimum akibat gaya rem

$$\begin{aligned} \text{MTD} &= \frac{1}{2} \times M \\ &= \frac{1}{2} \times 82,177 \\ &= 41,0885 \end{aligned}$$

Gaya geser maksimum akibat gaya rem

$$\begin{aligned} \text{VTB} &= \frac{M}{L} \\ &= \frac{82,177}{26} \\ &= 3,1606 \text{ kN} \end{aligned}$$

g. Beban angin

Perhitungan beban angin sebagai berikut:

$$\text{Koefisien seret (CW)} = 1,2$$

$$\text{Kecepatan angin rencana (VW)} = 35 \text{ m/dt}$$

$$\begin{aligned} \text{TEW} &= 0,0012 \times \text{CW} \times \text{VW}^2 \\ &= 0,0012 \times 1,2 \times 35^2 \\ &= 1,764 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1725:2016 Pasal 9.6.1, tekanan angin pada kendaraan harus diasumsikan sebagai tekanan menerus yang bekerja pada bidang samping kendaraan setinggi 2 meter di atas lantai jembatan.

Jarak antar roda kendaraan = 1,75 m

Transfer beban angin ke lantai jembatan

$$\begin{aligned} Q_{ew} &= \frac{1}{2} \times \frac{H}{x} \times TEW \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{H}{1,75} \times 1,764 \\ &= 1,008 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin

$$\begin{aligned} V_{EW} &= \frac{1}{2} \times Q_{EW} \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 1,008 \times 26 \\ &= 13,104 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{EW} &= \frac{1}{8} \times Q_{EW} \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1,008 \times 26^2 \\ &= 85,176 \text{ kNm} \end{aligned}$$

h. Beban gempa

$$\text{Gravitasi bumi (g)} = 9,8 \text{ m/det}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri (QMA)} &= W_{Girder} + W_{pelat} + W_{Diafragma} \\ &= 9,8812 + 8,75 + 7,6579 \\ &= 26,2891 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati tambahan (QMS)} &= W_{aspal} + W_{air hujan} \\ &= 1,54 + 0,686 \\ &= 2,226 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Bentang (L)} = 26 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (Wt)} &= (QMA + QMS) \times L \\ &= (26,2891 + 2,226) \times 26 \\ &= 741,3947 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\text{Momen inersia balok prategang (Ixc)} = 0,153 \text{ m}^4$$

$$\text{Modulus elastisitas (Ec)} = 41509$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kekakuan balok prategang (Kp)} &= 48 \times E_c \times \frac{I_{xc}}{L^3} \\
 &= 48 \times 41509 \times \frac{0,153}{26^3} \\
 &= 17320,599
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu getar (T)} &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{[Wt]}{(g \times Kp)}} \\
 &= 2 \times 3,14 \times \sqrt{\frac{[741,3947]}{(9,8 \times 17320,6)}} \\
 &= 0,415039942 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Nilai gempa untuk kabupaten subang berada di angka (C) = 0,125

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton prategang penuh

Untuk $n = 1$

(n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral)

$$\begin{aligned}
 F &= 1,25 - 0,0225 \times n \\
 &= 1,25 - 0,0225 \times 1 \\
 &= 1,2275
 \end{aligned}$$

Dengan catatan F harus diambil ≥ 1

Faktor tipe struktur

$$\begin{aligned}
 S &= 1,3 \times F \\
 &= 1,3 \times 1,2275 \\
 &= 1,59575
 \end{aligned}$$

Koefisien beban gempa horizontal

$$\begin{aligned}
 K_h &= C \times S \\
 &= 0,125 \times 1,59575 \\
 &= 0,19946875
 \end{aligned}$$

Koefisien beban gempa vertikal

$$\begin{aligned}
 K_v &= 50\% \times K_h \\
 &= 50\% \times 0,1994 \\
 &= 0,0997 < 0,10
 \end{aligned}$$

Maka diambil $K_v = 0,1$

Gaya gempa vertikal

$$TEQ = K_v \times W_t$$

$$= 0,1 \times 741,394$$

$$= 74,139 \text{ kN}$$

Beban gempa vertikal

$$\begin{aligned} QEQ &= \frac{TEQ}{L} \\ &= \frac{74,139}{26} \end{aligned}$$

$$= 2,8515 \text{ kN/m}$$

Gaya geser dan momen maksimum akibat beban gempa vertikal

$$\begin{aligned} VEQ &= \frac{1}{2} \times QEQ \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 2,8515 \times 26 \\ &= 37,0697 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MEW &= \frac{1}{2} \times QEQ \times L^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 2,8515 \times 26^2 \\ &= 240,9532 \text{ kNm} \end{aligned}$$

i. Rekapitulasi momen dan gaya geser pada balok

Tabel 4. 16 Rekapitulasi Gaya Momen dan Geser Pada Balok

No	Jenis Beban	Kode Beban	Q	P	M	Keterangan
			kN/m	kN	kNm	
1	Beban gelagar	Balok	9,88	-	-	Beban merata,Qbalok
2	Beban plat	Pelat	8,75	-	-	Beban merata,Qplat
3	Beban sendiri	MS	26,28	-	-	Beban merata,QMS
4	Beban mati tambahan	MA	2,22	-	-	Beban merata,QMA
5	Beban lajur "D"	TD	12,6	96,04	-	Beban merata,QMA dan terpusat PTD
6	Beban gaya rem	TB	-	-	82,17	Beban momen,MTB
7	Beban angin	EW	1,008	-	-	Beban merata,QEW
8	Beban gempa	EQ	2,85	-	-	Beban merata,QEQ

(Sumber: Pribadi)

j. Momen Pada Balok Prategang

Tabel 4. 17 Momen Pada Balok Prategang

Jarak x m	Momen Pada Balok Akibat Beban						
	Berat Balok	Berat Sendiri MS	Mati Tambahan MA	Lajur "D" TD	Rem TB	Angin EW	Gempa EQ
	kN/m	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	123,52	328,61	27,83	205,52	3,16	12,60	35,64
2	237,15	630,94	53,42	398,44	6,32	24,19	68,44
3	340,90	906,98	76,80	578,76	9,48	34,78	98,38
4	434,78	1156,72	97,94	746,48	12,64	44,35	125,47
5	518,77	1380,18	116,87	901,60	15,80	52,92	149,70
6	592,88	1577,35	133,56	1044,12	18,96	60,48	171,09
7	657,10	1748,23	148,03	1174,04	22,12	67,03	189,63
8	711,45	1892,82	160,27	1291,36	25,29	72,58	205,31
9	755,92	2011,12	170,29	1396,08	28,45	77,11	218,14
10	790,50	2103,13	178,08	1488,20	31,61	80,64	228,12
11	815,20	2168,86	183,65	1567,72	34,77	83,16	235,25
12	830,03	2208,29	186,98	1634,64	37,93	84,67	239,53
13	834,97	2221,44	188,10	1688,96	41,09	85,18	240,95
14	830,03	2208,29	186,98	1730,68	44,25	84,67	239,53
15	815,20	2168,86	183,65	1759,80	47,41	83,16	235,25
16	790,50	2103,13	178,08	1776,32	50,57	80,64	228,12
17	755,92	2011,12	170,29	1780,24	53,73	77,11	218,14
18	711,45	1892,82	160,27	1771,56	56,89	72,58	205,31
19	657,10	1748,23	148,03	1750,28	60,05	67,03	189,63
20	592,88	1577,35	133,56	1716,40	63,21	60,48	171,09
21	518,77	1380,18	116,87	1669,92	66,37	52,92	149,70
22	434,78	1156,72	97,94	1610,84	69,53	44,35	125,47

23	340,90	906,98	76,80	1539,16	72,70	34,78	98,38
24	237,15	630,94	53,42	1454,88	75,86	24,19	68,44
25	123,52	328,61	27,83	1358,00	79,02	12,60	35,64
26	0,00	0,00	0,00	1248,52	82,18	0,00	0,00

(Sumber: Pribadi)

k. Kombinasi momen pada balok prategang

Tabel 4. 18 Kombinasi Momen Pada Balok Prategang

Jarak x m	Komb. Kuat 1 1,3MS+2MA+ 1,8TD+1,8TB	Komb. Layan 1 1MS+1MA+1T D+1TB+0,3EW	Komb. Layan 3 1MS+1MA+0,8 TD+0,8TB	Komb. Ekstrem 1 1,3MS+2MA+1T D+1TB+1 EQ
	kNm	kNm	kNm	kNm
0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	858,47	568,90	523,38	727,17
2	1655,64	1096,38	1008,17	1400,27
3	2391,50	1582,45	1454,37	2019,28
4	3066,05	2027,10	1861,97	2584,22
5	3679,29	2430,33	2230,97	3095,07
6	4231,23	2792,14	2561,38	3551,85
7	4721,85	3112,53	2853,19	3954,55
8	5151,17	3391,51	3106,41	4303,17
9	5519,18	3629,07	3321,03	4597,70
10	5825,89	3825,21	3497,06	4838,16
11	6071,28	3979,94	3634,49	5024,54
12	6255,37	4093,24	3733,33	5156,84
13	6378,15	4165,13	3793,57	5235,06
14	6439,62	4195,61	3815,22	5259,20
15	6439,78	4184,66	3798,27	5229,26
16	6378,64	4132,30	3742,73	5145,25
17	6256,19	4038,52	3648,59	5007,15

18	6072,42	3903,32	3515,85	4814,97
19	5827,36	3726,70	3344,53	4568,72
20	5520,98	3508,67	3134,60	4268,38
21	5153,30	3249,22	2886,08	3913,97
22	4724,30	2948,35	2598,97	3505,47
23	4234,00	2606,06	2273,26	3042,90
24	3682,39	2222,36	1908,95	2526,24
25	3069,48	1797,24	1506,05	1955,51
26	2395,25	1330,70	1064,56	1330,70

(Sumber: Pribadi)

l. Kombinasi momen terbesar pada balok prategang

Tabel 4. 19 Kombinasi Momen Terbesar Balok Prategang

Jarak	Komb. Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
m	kNm	kNm	kNm	kNm
14	6439,78	4195,61	3815,22	5259,20

(Sumber: Pribadi)

Kombinasi momen maksimal PC-I *Girder* desain pada jembatan STA 28+781 adalah kombinasi kuat 1 pada jarak 14 meter sebesar 6439,78 kNm.

m. Gaya Geser Pada Balok Prategang

Tabel 4. 20 Gaya Geser Pada Balok Prategang

Jarak	Gaya Geser Pada Balok						
	Berat	Berat Sendiri	Mati Tambahan	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
x	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
m	kN/m	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
0	128,46	341,76	361,73	211,82	3,16	13,10	37,07
1	118,58	315,47	333,90	199,22	3,16	12,10	34,22
2	108,69	289,18	306,08	186,62	3,16	11,09	31,37
3	98,81	262,89	278,25	174,02	3,16	10,08	28,52

4	88,93	236,60	250,43	161,42	3,16	9,07	25,66
5	79,05	210,31	222,60	148,82	3,16	8,06	22,81
6	69,17	184,02	194,78	136,22	3,16	7,06	19,96
7	59,29	157,74	166,95	123,62	3,16	6,05	17,11
8	49,41	131,45	139,13	111,02	3,16	5,04	14,26
9	39,53	105,16	111,30	98,42	3,16	4,03	11,41
10	29,64	78,87	83,48	85,82	3,16	3,02	8,55
11	19,76	52,58	55,65	73,22	3,16	2,02	5,70
12	9,88	26,29	27,83	60,62	3,16	1,01	2,85
13	0,00	0,00	0,00	48,02	3,16	0,00	0,00
14	-9,88	-26,29	-27,83	35,42	3,16	-1,01	-2,85
15	-19,76	-52,58	-55,65	22,82	3,16	-2,02	-5,70
16	-29,64	-78,87	-83,48	10,22	3,16	-3,02	-8,55
17	-39,53	-105,16	-111,30	-2,38	3,16	-4,03	-11,41
18	-49,41	-131,45	-139,13	-14,98	3,16	-5,04	-14,26
19	-59,29	-157,74	-166,95	-27,58	3,16	-6,05	-17,11
20	-69,17	-184,02	-194,78	-40,18	3,16	-7,06	-19,96
21	-79,05	-210,31	-222,60	-52,78	3,16	-8,06	-22,81
22	-88,93	-236,60	-250,43	-65,38	3,16	-9,07	-25,66
23	-98,81	-262,89	-278,25	-77,98	3,16	-10,08	-28,52
24	-108,6	-289,18	-306,08	-90,58	3,16	-11,09	-31,37
25	-118,5	-315,4	-333,9	-103,1	3,16	-12,10	-34,22
26	-128,4	-341,76	-361,73	-115,7	3,16	-13,10	-37,07

(Sumber: Pribadi)

n. Kombinasi geser pada balok prategang

Tabel 4. 21 Kombinasi Gaya Geser Pada Balok Prategang

Jarak	Komb. Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	1,3MS+2MA +1,8TD+1,8T B	1MS+1MA+1T D+1TB+0,3EW	1MS+1MA+0,8 TD+0,8TB	1,3MS+2MA+1 TD+1TB+1 EQ
m	kNm	kNm	kNm	kNm
0	1554,70	922,40	875,47	1419,79
1	1442,20	855,38	811,27	1314,51
2	1329,69	788,36	747,08	1209,23
3	1217,18	721,35	682,89	1103,96
4	1104,68	654,33	618,69	998,68
5	992,17	587,31	554,50	893,40
6	879,67	520,30	490,30	788,12
7	767,16	453,28	426,11	682,85
8	654,65	386,26	361,92	577,57
9	542,15	319,25	297,72	472,29
10	429,64	252,23	233,53	367,01
11	317,14	185,21	169,33	261,74
12	204,63	118,20	105,14	156,46
13	92,13	51,18	40,94	51,18
14	-20,38	-15,84	-23,25	-54,10
15	-132,89	-82,85	-87,44	-159,37
16	-245,39	-149,87	-151,64	-264,65
17	-357,90	-216,89	-215,83	-369,93
18	-470,40	-283,90	-280,03	-475,21
19	-582,91	-350,92	-344,22	-580,48
20	-695,42	-417,94	-408,41	-685,76
21	-807,92	-484,95	-472,61	-791,04
22	-920,43	-551,97	-536,80	-896,32

23	-1032,93	-618,99	-601,00	-1001,59
24	-1145,44	-686,00	-665,19	-1106,87
25	-1257,95	-753,02	-729,39	-1212,15
26	-1370,45	-820,03	-793,58	-1317,43

(Sumber: Pribadi)

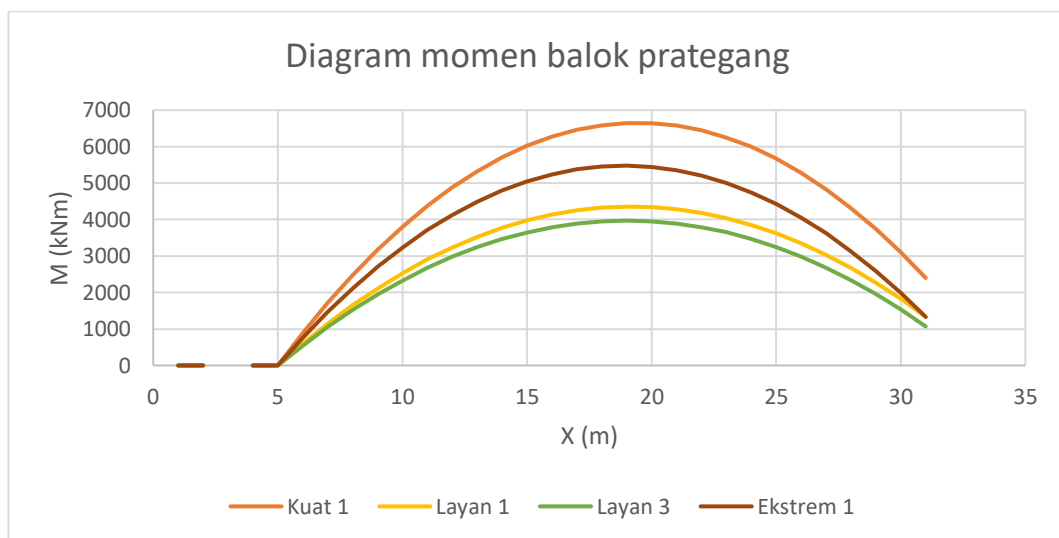
o. Kombinasi geser terbesar pada balok prategang

Tabel 4. 22 Kombinasi Gaya Geser Terbesar Pada Balok Prategang

Jarak	Komb. Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
m	kNm	kNm	kNm	kNm
0	1554,70	922,40	875,47	1419,79

(Sumber: Pribadi)

Kombinasi momen maksimal PC-I *Girder* desain pada jembatan STA 28+ 781 adalah kombinasi kuat 1 pada jarak 0 meter sebesar 1554,70 kNm.

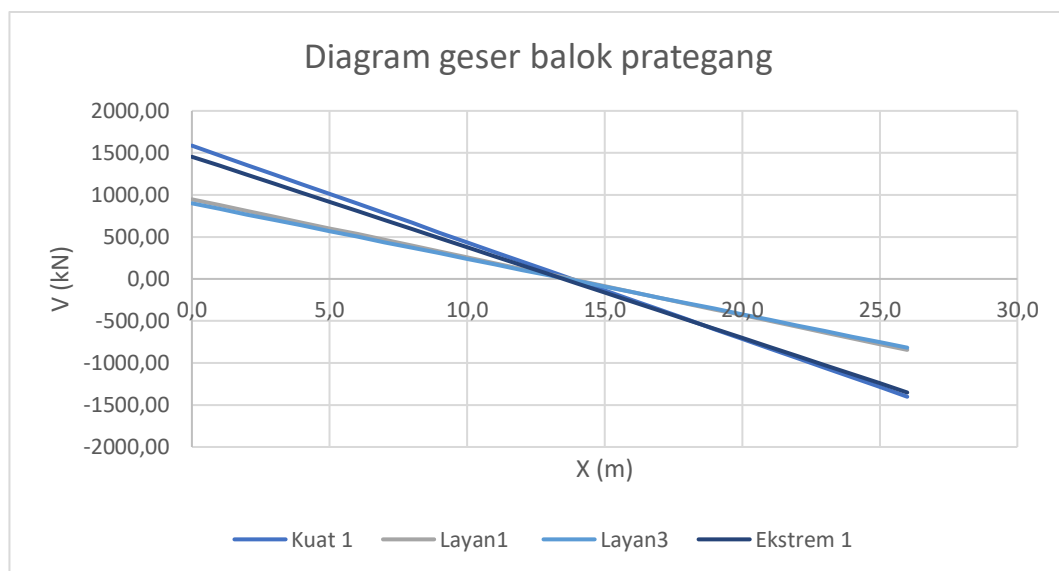


Gambar 4. 34 Diagram Gaya Momen Pada Balok Prategang

(Sumber: Pribadi)

Gambar 4.34 memperlihatkan diagram momen lentur pada balok prategang dalam beberapa kondisi kombinasi pembebanan, yaitu Kuat I, Layan I, Layan III, dan Ekstrem I. Diagram ini menunjukkan bahwa momen lentur meningkat dari area tumpuan ke tengah bentang dan kemudian menurun kembali ke tumpuan yang lain. Momen paling besar terjadi sekitar tengah bentang, sementara di area tumpuan

momen mendekati nol. Berdasarkan lokasi tumpuan di sekitar $X = 5$ m dan $X = 31$ m, panjang *girder* yang sedang dianalisis adalah sekitar 26 m. Perbedaan nilai momen di berbagai kondisi pembebanan terjadi karena adanya perbedaan jenis dan faktor pada masing-masing kombinasi. Nilai momen maksimum berikutnya dipakai sebagai acuan dalam analisis kapasitas lentur *girder* pada keadaan batas ultimit.



Gambar 4. 35 Diagram Gaya Geser Pada Balok Prategang
(Sumber: Pribadi)

Gambar 4.35 memperlihatkan diagram gaya geser pada balok prategang dalam kondisi kombinasi Kuat I, Layan I, Layan III, dan Ekstrem I. Gaya geser menunjukkan nilai positif di area tumpuan kiri dan berkurang sepanjang bentang hingga hampir nol di sekitar area tengah bentang. Setelah melewati titik itu, gaya geser beralih menjadi negatif menuju penopang kanan. Nilai gaya geser maksimum terjadi di sekitar area tumpuan akibat pengaruh reaksi tumpuan serta beban yang beraksi pada girder. Nilai gaya geser terfaktor terbesar selanjutnya digunakan sebagai V_u dalam evaluasi kapasitas geser *girder* dan penentuan kebutuhan tulangan gesernya.

5. Gaya Prategang, Eksentrisitas, dan Jumlah Tendon

a. Penentuan jumlah tendon

Data *strand cable* - standart VSL

Tipe strand yang digunakan = *seven wire strand, relaxation*

Tegangan leleh *strand* (fpy) = 1674 Mpa

Kuat tarik *strand* (fpu) = 1860 MPa

Diameter nominal *strand* = 12,7 mm

Luas penampang nominal satu *strand* (Ast) = 98,71 mm²

Beban putus minimal satu *strand* (Pbs) = 260,7 kN

Jumlah kawat untai = 22 kawat

Diameter selubung ideal = 84 mm

Luas tampang *strand* = 9498,5 mm²

Beban putus satu tendon (Pbi) = 4953 kN

Modulus elastisitas *strand* (Es) = 193000 MPa

Tipe dongkrak = VSL-19

Perkiraan gaya prategang dan luas tendon

Sebelum mencari jumlah tendon yang diperlukan, dicari jumlah strand prategang berdasarkan nilai tegangan tarik sisi bawah akibat kombinasi kuat 1 adalah :

$$\begin{aligned} f_{bserv} &= \frac{(M_g + M_s + M_{dp}) \times y_b}{I_g} + \frac{(M_{td} + M_{tb} + M_{EW} + M_{EQ}) \times y_{bcg}}{I_{cg}} \\ &= \frac{(834,9 + 2221,4 + 188,1) \times 0,75}{0,091} + \frac{(1688,9 + 41,1 + 85,2 + 240,95) \times 0,97}{0,153} \\ &= 26,925 + 13,058 \\ &= 39,984 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Tegangan izin saat kondisi beban servis

$$\begin{aligned} f_{izin} &= 0,5 \times \sqrt{f'_c \text{ Girder}} \\ &= 0,5 \times \sqrt{78} \\ &= 4,4158 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Tegangan pratekan yang dibutuhkan pada bagian bawah gelagar

$$\begin{aligned} f_{pb} &= f_{bserv} - f_{izin} \\ &= 39,9842 - 4,4158 \end{aligned}$$

$$= 35,5683 \text{ Mpa}$$

Gaya prategang yang diperlukan

$$\begin{aligned} p_e &= \frac{f_{pb} \times A \times s_b}{s_b + (y_b - 0,05 \times h) \times A} \\ &= \frac{39,9842 \times 0,395 \times 0,120 \times 10^3}{0,120 + (0,754 - 0,05 \times 1,25) \times 0,395} \\ &= 4835,7812 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diasumsikan kehilangan gaya prategang awal sebesar 15% dan gaya prategang awal (f_{pbt}) yaitu 0,75 f_{pu}

$$\text{Losses} = 15\%$$

Gaya prategang awal

$$\begin{aligned} f_{pbt} &= 0,75 \times f_{pu} \\ &= 0,75 \times 1860 \\ &= 1395 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Gaya prategang setiap *strand*

$$\begin{aligned} p_{es} &= a_{st} \times f_{bt} (1 - \text{losses}) \times 10^{-3} \\ &= 98,71 \times 1395 (1 - 15\%) \times 10^{-3} \\ &= 117,0454 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jumlah *strand*

$$\begin{aligned} n_s &= \frac{p_e}{p_{es}} \\ &= \frac{4835,781}{117,045} \\ &= 41,315 \\ &\approx 44 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N \text{ tendon} &= \frac{n_s}{19} \\ &= \frac{41,315}{19} \\ &= 2,174 \\ &\approx 4 \end{aligned}$$

Posisi tendon

$$\begin{aligned} A \text{ tendon} &= A_{strand} \times n_s/t \\ &= 98,71 \times 44/4 \\ &= 98,71 \times 11 \end{aligned}$$

$$= 1085,81 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma A_{\text{tendon}} = A_{\text{tendon}} \times N_{\text{tendon}}$$

$$= 1085,81 \times 4$$

$$= 4343,24 \text{ mm}^2$$

Posisi baris tendon :

$$n1 = 3 \text{ tendon} = 11 \text{ strand} = 33 + \text{selubung} = 84 \text{ mm}$$

$$n2 = 1 \text{ tendon} = 11 \text{ strand} = 11 + \text{selubung} = 76 \text{ mm}$$

$$n_s = 44 \text{ strand}$$

Persentase tegangan leleh pada baja

$$P_o = \frac{f_{pbt}}{0,85 \times n_s \times p_{bs}}$$

$$= \frac{1395}{0,85 \times 44 \times 260,7}$$

$$= 14,3074\% < 80\% \text{ OKE}$$

Gaya prategang yang terjadi akibat jacking

$$P_j = p_o \times n_s \times p_{bs}$$

$$= 0,1430 \times 44 \times 260,7$$

$$= 1641,176471 \text{ kN}$$

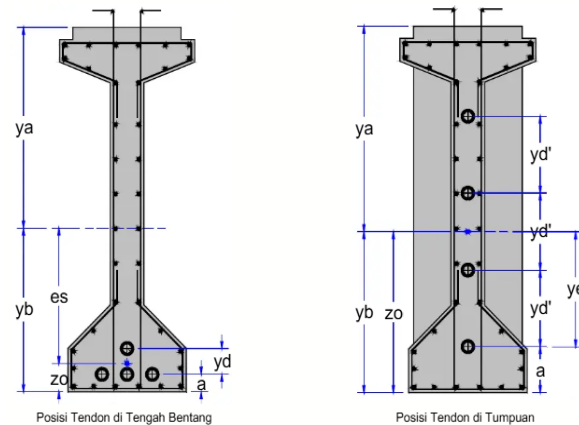
Diperkirakan kehilangan tegangan sebesar 15%, gaya prategang akhir setelah kehilangan 15%

$$P_{eff} = 70\% \times P_j$$

$$= 70\% \times 1641,1764$$

$$= 1148,8235 \text{ kN}$$

c. Posisi tendon



Gambar 4. 36 Penempatan Posisi Tendon

(Sumber: Google)

Posisi tendon tengah bentang

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

$$n1 = 3 \text{ tendon} = 11 \text{ strand} = 33$$

$$n2 = 1 \text{ tendon} = 11 \text{ strand} = 11$$

$$nt = 4 \quad ns = 44$$

Jarak pusat penampang tendon ke serat bawah gelagar

$$c1 = 200 \text{ mm}$$

$$c2 = 100 \text{ mm}$$

$$c3 = 100 \text{ mm}$$

$$c4 = 100 \text{ mm}$$

Eksentrisitas tendon

$$\begin{aligned} ec1 &= yb - c1 \\ &= 753,956 - 200 \\ &= 553,956 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ec2 &= yb - c2 \\ &= 753,956 - 100 \\ &= 653,956 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ec3 &= yb - c3 \\ &= 753,956 - 100 \end{aligned}$$

$$= 653,956 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} ec4 &= yb - c4 \\ &= 753,956 - 100 \\ &= 653,956 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas tendon

$$Aps1 = 1085,81$$

$$Aps2 = 1085,81$$

$$Aps3 = 1085,81$$

$$Aps4 = 1085,81$$

$$Apstot = 4343,24$$

Eksentrisitas rata-rata tendon di tengah bentang (emid)

$$\begin{aligned} emid &= \frac{Aps1 \times ec1 + Aps2 \times ec2 + Aps3 \times ec3 + Aps4 \times ec4}{Apstot} \\ &= \frac{2731708,407}{4343,24} \\ &= 628,9563 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi bawah gelagar di tengah bentang (ymid)

$$\begin{aligned} ymid &= \frac{Aps1 \times c1 + Aps2 \times c2 + Aps3 \times c3 + Aps4 \times c4}{Apstot} \\ &= \frac{54290,5}{4343,24} \\ &= 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

Posisi tendon tumpuan

Jarak pusat penampang tendon ke serat bawah gelagar.

$$ce1 = 975 \text{ mm}$$

$$ce2 = 725 \text{ mm}$$

$$ce3 = 475 \text{ mm}$$

$$ce4 = 225 \text{ mm}$$

Eksentrisitas tendon

$$\begin{aligned} epc1 &= yb - c1 \\ &= 753,956 - 975 \\ &= -221,044 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{epc2} &= y_b - c_2 \\ &= 753,956 - 725 \\ &= 28,956 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{epc3} &= y_b - c_3 \\ &= 753,956 - 475 \\ &= 278,956 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{epc4} &= y_b - c_4 \\ &= 753,956 - 225 \\ &= 528,956 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak vertikal pusat penampang tendon di tumpuan ke pusat penampang tengah yang sama di tengah bentang gelagar.

$$\begin{aligned} \text{ep1} &= c_{e1} - c_1 \\ &= 775 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ep2} &= c_{e2} - c_2 \\ &= 625 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ep3} &= c_{e3} - c_3 \\ &= 375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ep4} &= c_{e4} - c_4 \\ &= 125 \end{aligned}$$

Eksentrisitas rata-rata tendon di tengah bentang (eend)

$$\begin{aligned} \text{eend} &= \frac{\text{Aps1} \times \text{epc1} + \text{Aps2} \times \text{epc2} + \text{Aps3} \times \text{epc3} + \text{Aps4} \times \text{epc4}}{\text{Apstot}} \\ &= \frac{668669,4068}{4343,24} \\ &= 153,9564 \text{ mm} \end{aligned}$$

jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi bawah gelagar di tengah bentang (ymid)

$$\begin{aligned} \text{yend} &= \frac{\text{Aps1} \times c_{e1} + \text{Aps2} \times c_{e2} + \text{Aps3} \times c_{e3} + \text{Aps4} \times c_{e4}}{\text{Apstot}} \\ &= \frac{2605944}{4343,24} \\ &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

- c. setelah itu dapat dilanjutkan dengan mencari koordinat tendon sebagai berikut:

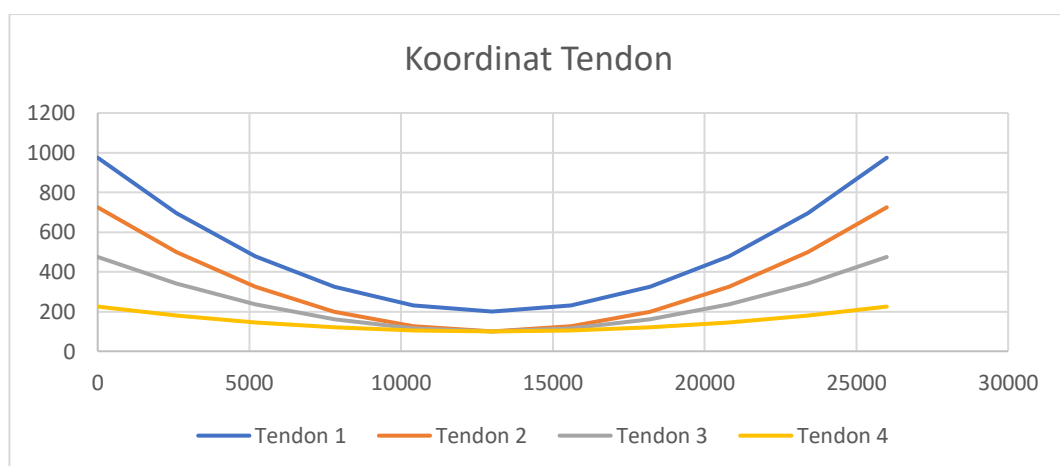
$$L = 26000 \text{ mm}$$

Koordinat tendon n di jarak x

Tabel 4. 23 Koordinat Tendon

Xi (mm)	Yi (mm)			
	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4
0	975	725	475	225
2600	696	500	340	180
5200	479	325	235	145
7800	324	200	160	120
10400	231	125	115	105
13000	200	100	100	100
15600	231	125	115	105
18200	324	200	160	120
20800	479	325	235	145
23400	696	500	340	180
26000	975	725	475	225

(Sumber: Pribadi)



Gambar 4. 37 Diagram Koordinat Posisi Tendon

(Sumber: Pribadi)

Gambar 4.37 memperlihatkan diagram koordinat posisi tendon yang menggambarkan profil geometris dari tendon 1 hingga tendon 4 sepanjang arah memanjang struktur. Sumbu horizontal (X) menggambarkan koordinat atau letak tendon di sepanjang elemen, dengan rentang koordinat dari 0 hingga 30.000 satuan. Sementara itu, sumbu vertikal (Y) merepresentasikan koordinat vertikal atau ketinggian posisi tendon dengan rentang 0 hingga 1.200 satuan. Berdasarkan grafik, keempat tendon menunjukkan pola profil yang cukup mirip, di mana posisi tendon menurun dari area ujung ke area tengah, lalu meningkat lagi menuju area ujung yang lain. tendon 1 berada pada posisi tertinggi dibandingkan tendon yang lain, sementara tendon 4 terletak di posisi terendah. Selisih koordinat vertikal di antara tendon menunjukkan bahwa setiap tendon berada pada tingkat elevasi yang berlainan dalam penampang struktur. Profil tendon yang melengkung itu mengindikasikan variasi elevasi tendon sepanjang bentangan sesuai dengan bentuk tendon yang diharapkan.

Eksentrisitas tengah tendon n di jarak x

Tabel 4. 24 Rekapitulasi Eksentrisitas Tendon

Xi (mm)	Yi (mm)			
	Tendon 1	Tendon 2	Tendon 3	Tendon 4
0	-221,044	28,956	278,956	528,956
2600	57,956	253,956	413,956	573,956
5200	274,956	428,956	518,956	608,956
7800	429,956	553,956	593,956	633,956
10400	522,956	628,956	638,956	648,956
13000	553,956	653,956	653,956	653,956
15600	522,956	628,956	638,956	648,956
18200	429,956	553,956	593,956	633,956
20800	274,956	428,956	518,956	608,956
23400	57,956	253,956	413,956	573,956
26000	-221,044	28,956	278,956	528,956

(Sumber: Pribadi)

Eksentrisitas rata-rata tendon di jarak X

Tabel 4. 25 Rekapitulasi Eksentrisitas Tendon Rata - Rata

Xi (mm)	exi (mm)
0	153,956
2600	324,956
5200	457,956
7800	552,956
10400	609,956
13000	628,956
15600	609,956
18200	552,956
20800	457,956
23400	324,956
26000	153,956

(Sumber: Pribadi)

d. Kehilangan gaya prategang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{e_s}{e_c} \\
 &= \frac{193000}{47470,715} \\
 &= 4,0656
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_i &= a_{st} \times 0,75 P_u \times n_{st} \times N_t \\
 &= 98,71 \times 1395 \times 44 \times 4 \\
 &= 24235279,2 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_c &= \frac{P_i}{A_c} \\
 &= \frac{24235279,2}{3952,500} \\
 &= 6,1316
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{pES} &= 0,5 \times n \times f_c \\
 &= 0,5 \times 4,0656 \times 6,1316 \\
 &= 12,4645 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Akibat susut pada gelagar

Rasio volume terhadap luas permukaan

$$\begin{aligned}
 rsv &= \frac{vg}{Asurf} \\
 &= \frac{A \times L}{kg \times L + 2A} \\
 &= \frac{3952,500 \times 26000}{6353 \times 26000 + 7905} \\
 &= 0,6221 \text{ mm} \\
 &= 0,0244 \text{ inch}
 \end{aligned}$$

Susut efektif

$$\begin{aligned}
 esh &= 8,2 \times 10^6 \times (1 - 0.06rsv) \times (100 - Rh) \\
 &= 8,2 \times 10^6 \times (1 - 0,001469) \times (100 - 80) \\
 &= 0,000163759
 \end{aligned}$$

Menentukan koefisien susut Ksh

Tabel 4. 26 Koefisien Susut Ksh

Selisih Waktu	Koefisien Susut
1 hari	0,92
3 hari	0,85
5 hari	0,8
7 hari	0,77
10 hari	0,73
20 hari	0,64
30 hari	0,58
60 hari	0,45

(Sumber: Pribadi)

Penentuan koefisien penyusutan (Ksh) dilakukan dengan mengacu pada perbedaan waktu antara tahap-tahap pelaksanaan yang telah dihitung. Dalam perencanaan ini, waktu yang digunakan memiliki selisih sebanyak 20 hari. Menurut Tabel 4.26, untuk perbedaan waktu 20 hari, nilai Ksh yang diperoleh adalah 0,64. Nilai itu kemudian dipakai dalam penghitungan hilangnya gaya prategang akibat susut beton.

Kehilangan prategang akibat susut

$$\begin{aligned} f_{ps} &= \epsilon_{sh} \times E_s \times k_{sh} \\ &= 0,000163759 \times 193000 \times 0,64 \\ &= 20,22751053 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Akibat rangkai pada gelagar

$$\begin{aligned} W &= \frac{1}{6} \times a g^2 \\ &= \frac{1}{6} \times 0,395^2 \times 10^9 \\ &= 26037093,75 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ci} &= \frac{P}{A} + \frac{P_i \times e}{W} \\ &= \frac{f_{pbt} \times A}{A} + \frac{P_i \times e}{W} \\ &= \frac{1395 \times 0,395}{0,395 \times 10^3} + \frac{24235279,2 \times 628,95}{26037093,75 \times 10^3} \\ &= 1,980431426 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \frac{M_{ae}}{S_b} \\ &= \frac{118,3048}{0,120} \\ &= 0,98181 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{pcr} &= 1,6 \times \frac{E_s}{E_c} \times (f_{ci} - f_{cd}) \\ &= 1,6 \times \frac{193000}{47470,715} \times (1,9804 - 0,9818) \\ &= 6,4961 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

e. Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

Berdasarkan AASHTO LRFD mengizinkan penggunaan nilai Δf_{pR2} sebesar 8 Mpa untuk *low relaxation strand*.

Tabel 4. 27 Rekapitulasi Nilai Akibat Kehilangan Gaya Prategang

Akibat Kehilangan Gaya Prategang	Kehilangan Gaya Prategang	% Kehilangan Gaya Prategang
Perpendekan elastisitas	12,4646	0,8935
Susut	20,2275	1,4500
Rangkai	6,4961	0,4657

Relaksasi	8,0000	0,5735
Total	47,1882	3,3827

(Sumber: Pribadi)

$$\begin{aligned}
 \text{perf} &= (0,75 \times f_{pu} - \sum f_p) \times \sum t_{endon} \\
 &= (0,75 \times 1395 - 47,1882) \times 4343,24 \\
 &= 4339,1651 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

f. Kontrol tegangan

Kontrol gaya efektif maksimum

$$f_{pe} \leq f_{pe \text{ max}}$$

$$0,75 f_{pu} - \sum f_p \leq 0,8 f_{py}$$

$$0,75 \times 1395 - 47,1882 \leq 0,8 (90\% f_{pu})$$

$$0,75 \times 1395 - 47,1882 \leq 0,8 (90\% 1395)$$

$$999,0617969 \leq 1004,4 \text{ OKE}$$

Kontrol tegangan saat *jacking* dan konstruksi

$$\begin{aligned}
 P_{jacking} &= 0,75 \times f_{pu} \times \sum A_{TENDON} \\
 &= 0,75 \times 1395 \times 4343,24 \\
 &= 4544114,85 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{transfer} &= P_{jacking} - (\sum f_p \times \sum A_{TENDON}) \\
 &= 4544114,85 - (47,1882 \times 4343,24) \\
 &= 4544114,85 - 204949,69 \\
 &= 4339165,16 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$A_g = 395250,00$$

$$e_{c'} = 628,96$$

$$S_a = 183148061,79 \text{ mm}^3$$

$$S_b = 120496937,28 \text{ mm}^3$$

$$M_{gelagar} = 834965625,00 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan izin tekan (sci)} &= -0,60 \times f_{ci} \\
 &= -0,60 \times 62,40 \\
 &= -37,44 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan izin tekan (sci)} &= 0,25 \times \sqrt{f_{ci}} \\
 &= 0,25 \times \sqrt{62,40}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,97 \text{ Mpa} \\
 \text{Tegangan izin tekan (sci)} &= -0,60 \times f_c' \\
 &= -0,60 \times 78,00 \\
 &= -46,80 \text{ Mpa} \\
 \text{Tegangan izin tekan (sci)} &= 0,50 \times \sqrt{f_c'} \\
 &= 0,50 \times \sqrt{78} \\
 &= 4,42 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi Tegangan Pada Saat Transfer Dan Konstruksi

Tabel 4. 28 Rekapitulasi Nilai Tegangan Kondisi Transfer dan Konstruksi

Kondisi	Lokasi	PTRAN SFER/A g	PTRAN SFER x ec/S	Mg/S	F	Kontro l s izin	ket
Transfer	Sisi atas gelagar	10,978	14,901	4,559	-0,636	≤ -24	OK
	Sisi bawah gelagar	10,978	22,649	6,929	-26,69	≤ 1.5	OK
Konstruksi	Sisi atas gelagar	10,978	14,901	7,887	-3,964	≤ -30	OK
	Sisi bawah gelagar	10,978	22,649	11,98	-21,64	≤ 3	OK

(Sumber: Pribadi)

Berdasarkan perhitungan, tegangan *Girder* pada saat tranfer dan konstruksi tidak melebihi batas tegangan tarik dan tekan. Jadi tegangan yang terjadi pada *Girder* aman.

g. Kontrol lendutan

Lendutan izin

$$\begin{aligned}
 \text{Izin} &= L / 300 \\
 &= 26 / 300
 \end{aligned}$$

$$= 0,087 \text{ m}$$

$$\text{Cek lendutan} = \frac{5}{48} \times (M \times \gamma) \times \frac{L^2}{E_c \times I_o}$$

keterangan

L = Panjang Bentang

M = Momen

γ = Daya Layan

E_c = Modulus Elastisitas Beton

I_o = Luas Penampang

$$\text{Cek lendutan kuat layan 1} = \frac{5}{48} \times (2221,44 \times 1,3) \times \frac{26000^2}{47470,7 \times 1527905792,4}$$

Tabel 4. 29 Rekapitulasi Pengecekan Lendutan Berdasarkan Kombinasi Pembebanan

Jenis Beban	Momen	Lendutan Pada Kondisi			
		Kuat 1	Layan 1	Layan 3	Ekstream 1
MS	2221,4359	0,0022	0,0028	0,0028	0,0022
MA	188,097	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
TD	1688,96	0,0016	0,0021	0,0021	0,0016
TB	41,088518	0,0000	0,0001	0,0001	0,0000
Total		0,0040	0,0052	0,0052	0,0040
Lendutan Izin		0,0867	0,0867	0,0867	0,0867
Ket.		Oke	Oke	Oke	Oke

(Sumber: Pribadi)

Berdasarkan analisis diatas dapat disimpulkan bahwa *Girder* mampu menahan lendutan yang terjadi akibat beban diatasnya.

6. Dalam melakukan perencanaan penulangan dilakukan dalam beberapa bagian yaitu tulangan pokok, tulangan utama, tulangan *Bursting Zone*, dan tulangan *shear connector*. Berikut merupakan tahapan dalam perhitungan tulangan pada gelagar:

Tabel 4. 30 Parameter Distribusi Beban

Distribusi beban Parameter	1/4 L 6,5	1/2 L 13
Mu	335,919	1343,676
Vu	51,680	103,360
Mn	419,899	1679,595
Vn	64,600	129,200
Rn	1586,919	6347,674

(Sumber: Pribadi)

- a. Rasio penulangan seimbang

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 78}{420} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,085
 \end{aligned}$$

- b. Rasio penulangan minimum

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= 1,4 / f_y \\
 &= 1,4 / 400 \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

- c. Rasio penulangan maksimum

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,085 \\
 &= 0,0634
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 78} \\
 &= 6,033
 \end{aligned}$$

- d. Untuk penulangan 1/4 L

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{6,033} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 6,033 \times 1,587}{400}} \right) \\
 &= 0,0040
 \end{aligned}$$

e. Untuk penulangan 1/2 L

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{6,033} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 6,033 \times 6,348}{400}} \right) \\ &= 0,0167\end{aligned}$$

Didapatkan hasil as minimum seperti pada tabel berikut :

Tabel 4. 31 Data Untuk Keperluan Penulangan

Nilai	Jarak	
	1/2 Lb	1/4 Lb
Preq	0,017	0,004
pmin	0,004	0,004
pmax	0,063	0,063
puse	0,063	0,063
asuse	9807,883	9807,883
as use per mm	51,620	51,620

(Sumber: Pribadi)

f. Tulangan Utama

Tabel 4. 32 Kebutuhan Tulangan Utama *Girder*

Jumlah (buah)	Diameter Nominal (mm)																
	d-6	d-8	d-10	d-12	d-13	d-14	d-16	d-19	d-22	d-25	d-28	d-29	d-32	d-36	d-40	d-50	d-54
	P	P	P	P	-	P	P	P	P	P	P	-	P	P	P	P	-
	S	S	S	S	S	-	S	S	S	S	-	S	S	S	S	S	S
1	28	50	79	113	133	154	201	284	380	491	616	661	804	1018	1257	1963	2290
2	57	101	157	226	265	308	402	567	760	982	1232	1321	1608	2036	2513	3927	4580
3	85	151	236	339	398	462	603	851	1140	1473	1847	1982	2413	3054	3770	5890	6871
4	113	201	314	452	531	616	804	1134	1521	1963	2463	2642	3217	4072	5027	7854	9161
5	141	251	393	565	664	770	1005	1418	1901	2454	3079	3303	4021	5089	6283	9817	11451
6	170	302	471	679	796	924	1206	1701	2281	2945	3695	3963	4825	6107	7540	11781	13741
7	198	352	550	792	929	1078	1407	1985	2661	3436	4310	4624	5630	7125	8796	13744	16032
8	226	402	628	905	1062	1232	1608	2268	3041	3927	4926	5284	6434	8143	10053	15708	18322
9	254	452	707	1018	1195	1385	1810	2552	3421	4418	5542	5945	7238	9161	11310	17671	20612
10	283	503	785	1131	1327	1539	2011	2835	3801	4909	6158	6605	8042	10179	12566	19635	22902
11	311	553	864	1244	1460	1693	2212	3119	4181	5400	6773	7266	8847	11197	13823	21598	25192
12	339	603	942	1357	1593	1847	2413	3402	4562	5890	7389	7926	9651	12215	15080	23562	27483
13	368	653	1021	1470	1726	2001	2614	3686	4942	6381	8005	8587	10455	13232	16336	25525	29773
14	396	704	1100	1583	1858	2155	2815	3969	5322	6872	8621	9247	11259	14250	17593	27489	32063
15	424	754	1178	1696	1991	2309	3016	4253	5702	7363	9236	9908	12064	15268	18850	29452	34353
16	452	804	1257	1810	2124	2463	3217	4536	6082	7854	9852	10568	12868	16286	20106	31416	36644
17	481	855	1335	1923	2256	2617	3418	4820	6462	8345	10468	11229	13672	17304	21363	33379	38934

Tabel 4. 33 Lanjutan Kebutuhan Tulangan Utama *Girder*

Jumlah (buah)	Diameter Nominal (mm)																	
	d-6	d-8	d-10	d-12	d-13	d-14	d-16	d-19	d-22	d-25	d-28	d-29	d-32	d-36	d-40	d-50	d-54	d-57
	P	P	P	P	-	P	P	P	P	P	P	-	P	P	P	P	-	-
	S	S	S	S	S	-	S	S	S	S	-	S	S	S	S	S	S	S
18	509	905	1414	2036	2389	2771	3619	5104	6842	8836	11084	11889	14476	18322	22619	35343	41224	45932
19	537	955	1492	2149	2522	2925	3820	5387	7223	9327	11699	12550	15281	19340	23876	37306	43514	48483
20	565	1005	1571	2262	2655	3079	4021	5671	7603	9817	12315	13210	16085	20358	25133	39270	45804	51035
21	594	1056	1649	2375	2787	3233	4222	5954	7983	10308	12931	13871	16889	21375	26389	41233	48095	53587
22	622	1106	1728	2488	2920	3387	4423	6238	8363	10799	13547	14531	17693	22393	27646	43197	50385	56139
23	650	1156	1806	2601	3053	3541	4624	6521	8743	11290	14162	15192	18498	23411	28903	45160	52675	58690
24	679	1206	1885	2714	3186	3695	4825	6805	9123	11781	14778	15852	19302	24429	30159	47124	54965	61242
25	707	1257	1963	2827	3318	3848	5027	7088	9503	12272	15394	16513	20106	25447	31416	49087	57256	63794
26	735	1307	2042	2941	3451	4002	5228	7372	9883	12763	16010	17174	20910	26465	32673	51051	59546	66346
27	763	1357	2121	3054	3584	4156	5429	7655	10264	13254	16625	17834	21715	27483	33929	53014	61836	68897
28	792	1407	2199	3167	3717	4310	5630	7939	10644	13744	17241	18495	22519	28501	35186	54978	64126	71449
29	820	1458	2278	3280	3849	4464	5831	8222	11024	14235	17857	19155	23323	29518	36442	56941	66416	74001
30	848	1508	2356	3393	3982	4618	6032	8506	11404	14726	18473	19816	24127	30536	37699	58905	68707	76553

(Sumber: Tabel Tulangan Baja)

Pada bentang 1/2

30-D32 dengan AS = 24127 mm²)

Pada bentang 1/4

30-D32 dengan AS = 24127 mm²)

g. Tulangan Geser

Tabel 4. 34 Kebutuhan Tulangan Geser *Girder*

Spasi (mm)	Diameter Nominal (mm)																	
	d-6	d-8	d-10	d-12	d-13	d-14	d-16	d-19	d-22	d-25	d-28	d-29	d-32	d-36	d-40	d-50	d-54	d-57
	P	P	P	P	-	P	P	P	P	P	P	-	P	P	P	P	-	-
	S	S	S	S	S	-	S	S	S	S	-	S	S	S	S	S	S	S
50	565	1005	1571	2262	2655	3079	4021	5671	7603	9817	12315	13210	16085	20358	25133	39270	45804	51035
75	377	670	1047	1508	1770	2053	2681	3780	5068	6545	8210	8807	10723	13572	16755	26180	30536	34023
100	283	503	785	1131	1327	1539	2011	2835	3801	4909	6158	6605	8042	10179	12566	19635	22902	25518
125	226	402	628	905	1062	1232	1608	2268	3041	3927	4926	5284	6434	8143	10053	15708	18322	20414
150	188	335	524	754	885	1026	1340	1890	2534	3272	4105	4403	5362	6786	8378	13090	15268	17012
175	162	287	449	646	758	880	1149	1620	2172	2805	3519	3774	4596	5816	7181	11220	13087	14581
200	141	251	393	565	664	770	1005	1418	1901	2454	3079	3303	4021	5089	6283	9817	11451	12759
225	126	223	349	503	590	684	894	1260	1689	2182	2737	2936	3574	4524	5585	8727	10179	11341
250	113	201	314	452	531	616	804	1134	1521	1963	2463	2642	3217	4072	5027	7854	9161	10207
275	103	183	286	411	483	560	731	1031	1382	1785	2239	2402	2925	3701	4570	7140	8328	9279
300	94	168	262	377	442	513	670	945	1267	1636	2053	2202	2681	3393	4189	6545	7634	8506

(Sumber: Tabel Tulangan Baja)

Faktor reduksi tulangan geser $\phi_v = 0.75$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{cg} \times b \times d} \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{78 \times 0,24 \times 1,25} \\
 &= 0,806 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek gaya geser pada 1/2 L bentang

$$V_u < \phi_v \times V_c$$

$$V_u < 0,9 \times V_c$$

$$103,36 < 725,60 \quad \text{dipakai sengkang praktis}$$

$$\begin{aligned} D_v &= \frac{V_u}{\phi_v} - V_c \\ &= \frac{103,36}{0,9} - 0,806 \\ &= 114,04 \end{aligned}$$

Dipakai D13-200 ($A_s = 664 \text{ m}^2$)

Cek gaya geser pada 1/4 L bentang

$$V_u < \phi_v \times V_c$$

$$V_u < 0,9 \times V_c$$

$$51,68 < 725,60 \quad \text{dipakai sengkang praktis}$$

$$\begin{aligned} D_v &= \frac{V_u}{\phi_v} - V_c \\ &= \frac{51,68}{0,9} - 0,806 \\ &= 56,62 \end{aligned}$$

Dipakai D13-250 ($A_s = 531 \text{ m}^2$)

h. Tulangan *Bursting Zone*

$$P_{jacking} = 4544,11485$$

Perencanaan tulangan *Bursting Zone*

Tabel 4. 35 Rekapitulasi Kebutuhan *Strand* Pada Tendon

Tendon	Jumlah <i>Strand</i>	Pj
1	11	1136,028713
2	11	1136,028713
3	11	1136,028713
4	11	1136,028713
Total	44	4544,11485

(Sumber: Pribadi)

Diameter tulangan geser (D_v) = 13 mm

Luas penampang = 132,665 mm²

Tegangan leleh baja = 400

Tegangan izin baja sengkang = 240

Tabel 4. 36 Perencanaan Kebutuhan Tulangan *Bursting Zone*

Tendon	Pj	a1	a	Y	pbt	AYa	nreq	nuse
1	1136,0287	200	330	0,606	111,8816	466,173	1,75695	4
2	1136,0287	200	330	0,606	111,8816	466,173	1,75695	4
3	1136,0287	200	330	0,606	111,8816	466,173	1,75695	4
4	1136,0287	200	330	0,606	111,8816	466,173	1,75695	4

(Sumber: Pribadi)

Dipakai 4 D13 - 150

i. *Shear connector*

Jarak yang digunakan pada penentuan shear connector didasarkan pada gaya yang bekerja pada penampang gelagar komposit pada kondisi Kuat I, beban yang bekerja adalah beban sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), dan beban lalu lintas (TD).

Lebar efektif plat lantai = 0,677864247

Tebal plat lantai = 0,25

Jarak serat atas plat lantai terhadap garis netral penampang komposit = 529,665

Momen statis plat lantai = 185382792

Letak bidang gesek = 200

Momen inersia = 152790579241

Diameter *shear connector* = 13Jumlah *shear connector* = 2Luas *shear connector* = 265,33Mutu baja *shear connector* = 400Tegangan izin baja *shear* = 232

Mutu beton gelagar = 78

Tegangan izin beton = 18

Tegangan izin geser = 3,6

Statis momen plat = 1853827925,63

Dipakai 2 D13

Tabel 4. 37 Rekapitulasi Gaya Geser Pada Kombinasi Kuat I *Girder*

Jarak x	Kombinasi kuat 1 $ms*1.3 + ma*2 + td*1.8 + tb*1.8$
m	kNm
0	1554,70
1	1442,20
2	1329,69
3	1217,18
4	1104,68
5	992,17
6	879,67
7	767,16
8	654,65
9	542,15
10	429,64
11	317,14
12	204,63
13	92,13
14	-20,38
15	-132,89
16	-245,39
17	-357,90
18	-470,40
19	-582,91
20	-695,42
21	-807,92
22	-920,43
23	-1032,93
24	-1145,44
25	-1257,95

26	-1370,45
----	----------

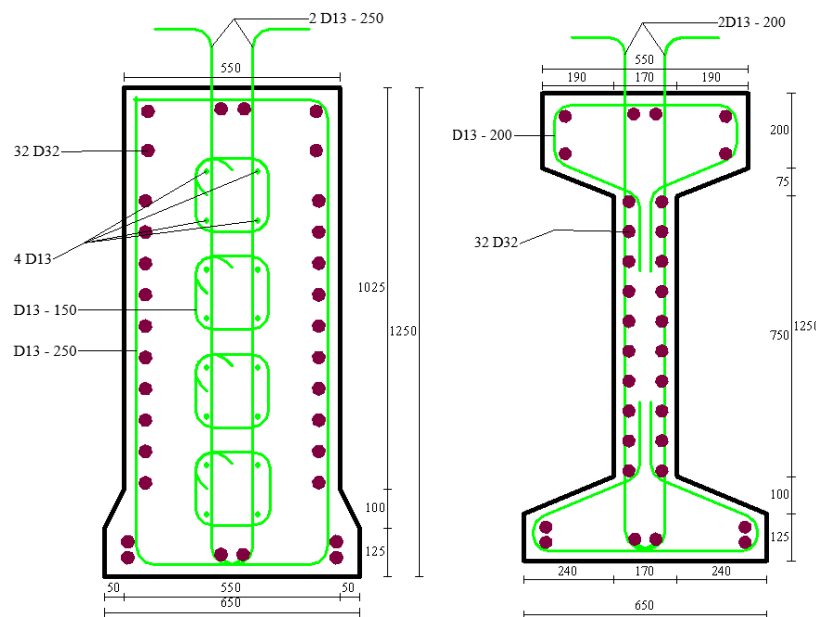
(Sumber: Pribadi)

Tabel 4. 38 Perencanaan *Spacing Tulangan Shear Connector*

Jarak	Gaya Geser	Tegangan Geser Horizontal	Tegangan Geser Izin	Jarak Maksimum Yang Dibutuhkan	Digunakan Jarak
x	vi	fv	fvi>fv	as	s
m	kN	Mpa		mm	mm
0	1554,70	9,43170278	OKE	65,26558502	100
1	1442,20	8,74917821	OKE	70,35696208	100
2	1329,69	8,06665364	OKE	76,3099083	100
3	1217,18	7,38412907	OKE	83,3633315	100
4	1104,68	6,70160450	OKE	91,85346575	100
5	992,17	6,01907993	OKE	102,2690522	100
6	879,67	5,33655536	OKE	115,3488641	100
7	767,16	4,65403079	OKE	132,2650465	100
8	654,65	3,97150622	OKE	154,9955017	100
9	542,15	3,28898165	OKE	187,1599371	100
10	429,64	2,60645708	OKE	236,1694742	150
11	317,14	1,92393251	OKE	319,9517625	150
12	204,63	1,24140794	OKE	495,8608498	150
13	92,13	0,55888337	OKE	1101,420483	200
14	-20,38	-0,12364119	OKE	4978,644992	200
15	-132,89	-0,80616576	OKE	763,5719964	300
16	-245,39	-1,48869033	OKE	413,4947256	300
17	-357,90	-2,17121490	OKE	283,5120557	300
18	-470,40	-2,85373947	OKE	215,7049045	300
19	-582,91	-3,53626404	OKE	174,0722958	300

20	-695,42	4,21878861	OKE	145,9105105	300
21	-807,92	4,90131318	OKE	125,5919745	300
22	-920,43	5,58383775	OKE	110,2405957	300
23	-1032,93	6,26636232	OKE	98,23332399	300
24	-1145,44	6,94888689	OKE	88,58477764	200
25	-1257,95	7,63141146	OKE	80,66209026	200
26	-1370,45	8,31393603	OKE	74,04021366	200

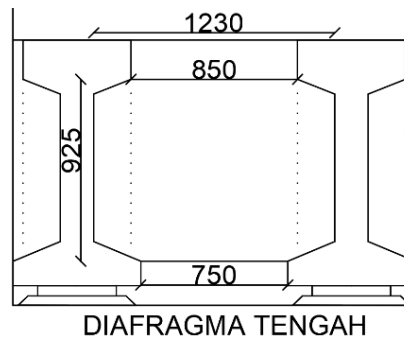
(Sumber: Pribadi)



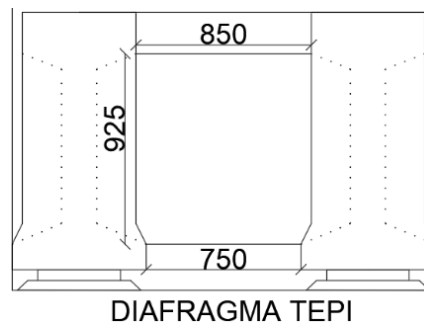
Gambar 4. 38 Detail Penulangan *Girder*

(Sumber: Pribadi)

4.4.6. Diafragma



Gambar 4. 39 Dimensi Diafragma Tengah
(Sumber: Pribadi)



Gambar 4. 40 Dimensi Diafragma Tepi
(Sumber: Pribadi)

1. Karakteristik Material

Mutu beton $f_c = 30 \text{ Mpa}$
 Mutu tulangan $f_y = 420 \text{ MPa}$
 Berat jenis beton $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

2. Dimensi

	Diafragma tepi	Diafragma tengah
Tebal b	$= 400 \text{ mm}$	300 mm
Tinggi d	$= 925 \text{ mm}$	925 mm
Lebar l	$= 850 \text{ mm}$	1230 mm
Selimut beton p	$= 50 \text{ mm}$	
Tinggi efektif t	$= 875 \text{ mm}$	875 mm
Lebar efektif	$= 800 \text{ mm}$	1180 mm

3. Diafragma Tepi

- a. Momen tepi diafragma

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{Diafragma}} &= 1,2 \times h \times t \times \gamma_c \\
 &= 1,2 \times 0,925 \times 0,4 \times 25 \\
 &= 11,1 \text{ kN/m} \\
 q_u &= 1,4 \times Q \\
 &= 1,4 \times 11,1 \\
 &= 15,54 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- b. Jarak antar gelagar memanjang = 1,4 m

Momen ultimit

$$\begin{aligned}
 M_{du} &= 1/8 \times q_u \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 15,54 \times 1,4^2 \\
 &= 3,807 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- c. Perhitungan kebutuhan tulangan

Momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{3,807}{0,8} \\
 &= 4,759 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Faktor ketahanan

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b d^2} \\
 &= \frac{4,759 \times 10^6}{400 \times 1075^2} \\
 &= 0,016 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_{c'}} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,471
 \end{aligned}$$

Rasio penulangan seimbang

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f_{c'}}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\
 &= 0,030
 \end{aligned}$$

Rasio penulangan minimum

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 1,4 / f_y \\ &= 1,4 / 420 \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

Rasio penulangan maksimum

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,030 \\ &= 0,0228\end{aligned}$$

Rasio penulangan

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 16,471 \times 0,016}{420}} \right) \\ &= 0,00004\end{aligned}$$

Tabel 4. 39 Luas Tulangan Diafragma Tepi

Spasi (mm)	Diameter Nominal (mm)																	
	d-6	d-8	d-10	d-12	d-13	d-14	d-16	d-19	d-22	d-25	d-28	d-29	d-32	d-36	d-40	d-50	d-54	d-57
	P	P	P	P	-	P	P	P	P	P	P	-	P	P	P	P	-	-
	S	S	S	S	S	-	S	S	S	S	-	S	S	S	S	S	S	S
50	565	1005	1571	2262	2655	3079	4021	5671	7603	9817	12315	13210	16085	20358	25133	39270	45804	51035
75	377	670	1047	1508	1770	2053	2681	3780	5068	6545	8210	8807	10723	13572	16755	26180	30536	34023
100	283	503	785	1131	1327	1539	2011	2835	3801	4909	6158	6605	8042	10179	12566	19635	22902	25518
125	226	402	628	905	1062	1232	1608	2268	3041	3927	4926	5284	6434	8143	10053	15708	18322	20414
150	188	335	524	754	885	1026	1340	1890	2534	3272	4105	4403	5362	6786	8378	13090	15268	17012
175	162	287	449	646	758	880	1149	1620	2172	2805	3519	3774	4596	5816	7181	11220	13087	14581
200	141	251	393	565	664	770	1005	1418	1901	2454	3079	3303	4021	5089	6283	9817	11451	12759
225	126	223	349	503	590	684	894	1260	1689	2182	2737	2936	3574	4524	5585	8727	10179	11341
250	113	201	314	452	531	616	804	1134	1521	1963	2463	2642	3217	4072	5027	7854	9161	10207
275	103	183	286	411	483	560	731	1031	1382	1785	2239	2402	2925	3701	4570	7140	8328	9279
300	94	168	262	377	442	513	670	945	1267	1636	2053	2202	2681	3393	4189	6545	7634	8506

$\rho_{\min} > \rho$, maka dipakai $\rho_{\min}$

$$\begin{aligned}\text{Asmin Tul. Utama} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 400 \times 875 \\ &= 1167 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka didapatkan hasil penulangan diafragma tepi menggunakan tulangan utama D16-150 ($A_s = 1340 \text{ mm}^2$).

4. Diafragma Tengah

a. Momen tengah diafragma

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{Diafragma}} &= 1,2 \times h \times t \times Y_c \\
 &= 1,2 \times 0,925 \times 0,3 \times 25 \\
 &= 8,325 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,4 \times Q \\
 &= 1,4 \times 8,325 \\
 &= 11,65 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Jarak antar gelagar memanjang = 1,4 m

Momen ultimit

$$\begin{aligned}
 M_{du} &= 1/8 \times q_u \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 11,65 \times 1,4^2 \\
 &= 2,855 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan kebutuhan tulangan

Momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{2,855}{0,8} \\
 &= 3,569 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Faktor ketahanan

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b d^2} \\
 &= \frac{3,569 \times 10^6}{300 \times 875^2} \\
 &= 0,016 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,471
 \end{aligned}$$

Rasio penulangan seimbang

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420}
 \end{aligned}$$

$$= 0,0304$$

Rasio penulangan minimum

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y$$

$$= 1,4 / 420$$

$$= 0,0033$$

Rasio penulangan maksimum

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,030$$

$$= 0,0228$$

Rasio penulangan

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 16,471 \times 0,016}{420}} \right) \\ &= 0,00004 \end{aligned}$$

Tabel 4. 40 Luas Tulangan Diafragma Tengah

Spasi (mm)	Diameter Nominal (mm)																	
	d-6	d-8	d-10	d-12	d-13	d-14	d-16	d-19	d-22	d-25	d-28	d-29	d-32	d-36	d-40	d-50	d-54	d-57
	P	P	P	P	-	P	P	P	P	P	P	-	P	P	P	P	-	-
	S	S	S	S	S	-	S	S	S	S	-	S	S	S	S	S	S	S
50	565	1005	1571	2262	2655	3079	4021	5671	7603	9817	12315	13210	16085	20358	25133	39270	45804	51035
75	377	670	1047	1508	1770	2053	2681	3780	5068	6545	8210	8807	10723	13572	16755	26180	30536	34023
100	283	503	785	1131	1327	1539	2011	2835	3801	4909	6158	6605	8042	10179	12566	19635	22902	25518
125	226	402	628	905	1062	1232	1608	2268	3041	3927	4926	5284	6434	8143	10053	15708	18322	20414
150	188	335	524	754	885	1026	1340	1890	2534	3272	4105	4403	5362	6786	8378	13090	15268	17012
175	162	287	449	646	758	880	1149	1620	2172	2805	3519	3774	4596	5816	7181	11220	13087	14581
200	141	251	393	565	664	770	1005	1418	1901	2454	3079	3303	4021	5089	6283	9817	11451	12759
225	126	223	349	503	590	684	894	1260	1689	2182	2737	2936	3574	4524	5585	8727	10179	11341
250	113	201	314	452	531	616	804	1134	1521	1963	2463	2642	3217	4072	5027	7854	9161	10207
275	103	183	286	411	483	560	731	1031	1382	1785	2239	2402	2925	3701	4570	7140	8328	9279
300	94	168	262	377	442	513	670	945	1267	1636	2053	2202	2681	3393	4189	6545	7634	8506

(Sumber: Tabel Tulangan Baja)

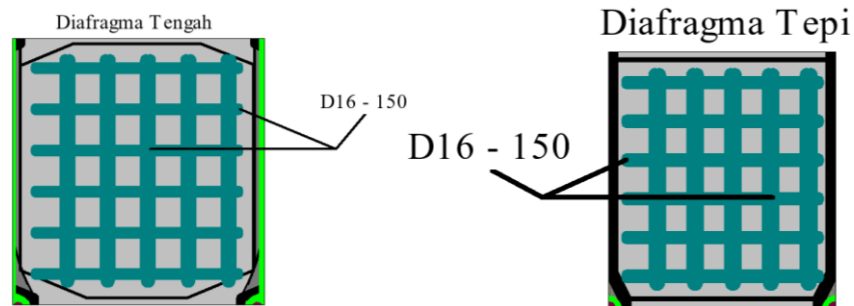
$\rho_{\min} > \rho$, maka dipakai $\rho_{\min}$

Asmin Tul. Utama = $\rho_{\min} \times b \times d$

$$= 0,0033 \times 300 \times 1075$$

$$= 875 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka didapatkan hasil penulangan diafragma tepi menggunakan tulangan utama D16-200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$).



Gambar 4. 41 Detail Penulangan Diafragma
(Sumber: Pribadi)

4.4.7. *Expansion Joint*

1. Karakteristik Material

Bentang (L)	= 26 m
Mutu beton (f_c')	= 30 Mpa
Suhu di lapangan (T_{min})	= 27 °C
Suhu di lapangan (T_{maks})	= 40 °C

Asumsi beban maksimum pada sambungan sebesar 112,5 kN sesuai standar pembebanan.

Sambungan siar muai tegak lurus terhadap arah memanjang jembatan.

2. Perencanaan *Expansion Joint*

a. Perubahan panjang akibat rangkak (*creep*)

Rangkak merupakan regangan jangka panjang yang tergantung pada kondisi tegangan tetap.

Perhitungan *creep* (RSNI T-12-2004)

$$\Delta L_{cr} = \epsilon_{cc} \cdot t \times L$$

$$\epsilon_{cc} \cdot t = \Phi_{cc}(t) \times \epsilon$$

Koefisien rangkak, $\Phi_{cc}(t)$. Bila tidak dilakukan pengukuran atau pengujian secara khusus dapat dihitung melalui rumus sebagai berikut:

$$\Phi_{cc}(t) = \frac{t^{0,6}}{(10+t^{0,6})} \times C_u$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{3650^{0,6}}{(10+3650^{0,6})} \times 2,3 \\
&= 2,295 \\
\varepsilon_e &= \frac{0,7 \times \sqrt{f_{c' t}}}{4700 \times \sqrt{f_{c' t}}} \\
&= \frac{0,7 \times \sqrt{30}}{4700 \times \sqrt{30}} \\
&= 0,000149 \\
\varepsilon_{cc.t} &= \Phi_{cc}(t) \times \varepsilon_e \\
\varepsilon_{cc.t} &= 2,295 \times 0,000149 \\
&= 0,000341955 \\
\Delta L_{cr} &= \varepsilon_{cc.t} \times L \\
\Delta L_{cr} &= 0,000341955 \times 26000 \\
&= 8,89083 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Ket.

ε_e : regangan elastis sesaat akibat bekerjanya tegangan tetap.

t : umur rencana pembebanan (10 tahun atau 3650 hari).

C_u : koefisien rangkai (Tabel 2.25).

L : panjang bentang jembatan.

b. Perubahan panjang akibat susut beton (*shrinkage*)

$$\begin{aligned}
\Delta L_{sh} &= \varepsilon_{cs.t} \times L \\
\varepsilon_{cs.t} &= \frac{t}{(35+t)} \times \varepsilon_{cs.u} \\
\varepsilon_{cs.t} &= \frac{50}{(35+50)} \times 0,000163 \\
&= 0,00009588 \\
\Delta L_{sh} &= \varepsilon_{cs.t} \times L \\
\Delta L_{sh} &= 0,00009588 \times 26000 \\
&= 2,49288 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Ket.

$\varepsilon_{cs.t}$: koef regangan susut beton pada umur t hari.

t : umur beton yang dirawat basah di lokasi pekerjaan, terhitung sejak 7 hari pengecoran ($t = 50$ hari).

$\varepsilon_{cs.u}$: koefisien susut (Tabel 2.24).

L : panjang bentang jembatan.

- c. Perubahan panjang akibat suhu (*temperature*)

$$\Delta L_{temp} = L \times \alpha \times \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{T_{max} - T_{min}}{2}$$

$$\Delta T = \frac{40^{\circ}\text{C} - 27^{\circ}\text{C}}{2}$$

$$= 6,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta L_{temp} = L \times \alpha \times \Delta T$$

$$= 26000 \times 10 \cdot 10^{-6} \times 6,5$$

$$= 1,69 \text{ mm}$$

Ket.

T_{max} : 40 °C

T_{min} : 27 °C

α : koefisien muai panjang beton 10×10^{-6} (RSNI T-12-2004)

- d. Perhitungan celah sambungan

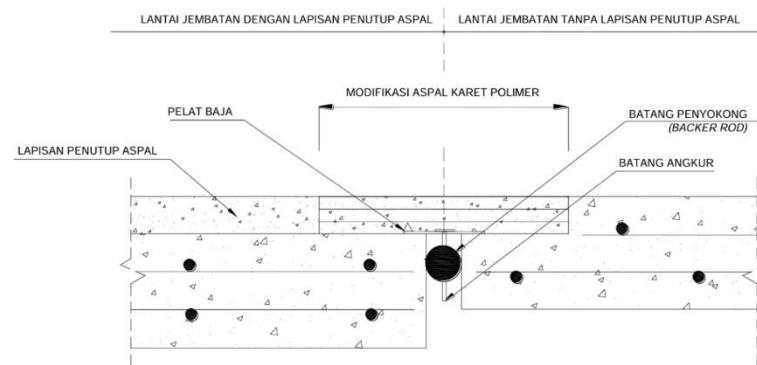
$$\Delta L_{sambungan \text{ siar muai}} = \frac{\Delta L_{cr} + \Delta L_{sh} + \Delta L_{temp}}{2}$$

$$= \frac{8,89083 + 2,49288 + 1,69}{2}$$

$$= 6,54 \text{ mm}$$

- e. Pemilihan tipe sambungan

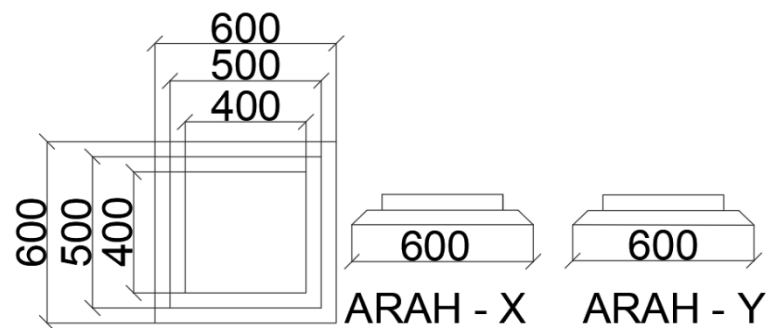
Berdasarkan Tabel 3.3 jenis sambungan siar muai yang digunakan pada perencanaan jembatan ini ada tipe *asphaltic plug*. Tipe ini dipilih karena celah sambungan didapatkan sebesar 6,54 mm. Selain itu, tipe ini memiliki kelebihan seperti ekonomis, mudah dikerjakan, serta cepat dan aman dilalui kendaraan.



Gambar 4. 42 Siar Muai Tipe *Asphaltic Plug*

(Sumber: Surat Edaran Pedoman Perencanaan Sambungan Siar Muai Pada Lantai Jembatan No. 11/SE/M/2015)

4.4.8. *Bearing Pad*



Gambar 4. 43 Dimensi *Bearing Pad*

(Sumber: Pribadi)

1. Dimensi *Bearing Pad*

$a = 384 \text{ mm}$ (memanjang balok)

$= a + 2 \text{ tebal selimut sisi}$

$= 384 + 16$

$= 400 \text{ mm}$

$b = 384 \text{ mm}$ (melintang balok)

$= b + 2 \text{ tebal selimut sisi}$

$= 384 + 16$

$= 400 \text{ mm}$

$A_r = a \times b$

$= 384 \times 384$

$$= 147456 \text{ mm}^2$$

$t_c = 8 \text{ mm}$ (tebal selimut atas dan bawah)

$t_s = 3 \text{ mm}$ (tebal pelat baja)

$t_i = 8 \text{ mm}$ (tebal lapisan karet dalam)

tebal selimut sisi = 8 mm

$n = 3$ (jumlah lap. Karet dalam) jml. Lap. Baja = 4 *layer*

$$t = 2 \times t_c + (n + 1) \times t_s + n \times t_i$$

$$= 2 \times 8 + 4 \times 3 + 3 \times 8$$

$$= 52 \text{ mm}$$

Ukuran *Laminated Elastomeric Bearing Pad*:

$$400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 52 \text{ mm}$$

2. Gaya yang bekerja

$$V_u = W_{Girder} + W_{pelat \text{ lantai}} + W_{diafragma} \times 0,5 \text{ Bentang Jbt} \times 1,3 + V_{uLL}$$

$$= 9,88 + 8,75 + 7,66 \times 13 \times 1,3 + 585$$

$$= 733,05 \text{ kN}$$

$$V_{uLL} = \text{Max} [QTD \times 0,5 \text{ Bentang} + PBGT \times 1,8 (112,5 \times 2 + 25) \times 1,3 \times 1,8]$$

$$= \text{Max} [13 \times 13 + 96 \times 1,8 (112,5 \times 2 + 25) \times 1,3 \times 1,8]$$

$$= 585,00 \text{ kN}$$

$$H_a = TTB \times 1,8$$

$$= 19,81 \times 1,8$$

$$= 35,66 \text{ kN}$$

$$H_b = TEW \times \text{Lebar Jbt} \times (H_{Girder} + \text{Tebal pelat lantai}) \times 1,2$$

$$= 1,76 \times 12,7 \times (1,25 + 0,25) \times 1,2$$

$$= 40,33 \text{ kN}$$

3. Syarat

a. *Shear modulus* (G) = 0,69 MPa

$$\beta = 1,0 \text{ untuk reinforced bearing}$$

$$1,4 \text{ untuk cover layer}$$

$$1,8 \text{ untuk plain pads}$$

b. Tegangan tekan rata – rata

$$\sigma_c (\text{teg. Tekan}) = \frac{V}{a \times b}$$

$$= \frac{699607,8125}{384 \times 384}$$

$$= 4,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c < 2 G S$$

$$4,97 < 2 \times 0,69 \times 12$$

$$\sigma_c < 15 \text{ MPa} \quad \text{OKE}$$

c. Faktor bentuk

$$S (\text{faktor bentuk}) = \frac{a \times b}{2 \times t_i \times (a+b)}$$

$$= \frac{384 \times 384}{2 \times 8 \times (384+384)}$$

$$= 12,00$$

$$S > 4$$

$$12 > 4 \quad \text{OKE}$$

$$S \leq 12$$

$$12 \leq 12 \quad \text{OKE}$$

d. Regangan geser maksimal

Mencari nilai ε_{sc}

$$\delta a = \frac{H_a \times t}{(A_r \times G)}$$

$$= \frac{35,66 \times 10^3 \times 52}{(147456 \times 0,69)}$$

$$= 20,96 \text{ mm}$$

$$\delta b = \frac{H_b \times t}{(A_r \times G)}$$

$$= \frac{40,33 \times 10^3 \times 52}{(147456 \times 0,69)}$$

$$= 34,35 \text{ mm}$$

$$A_{eff} = A \left(1 - \frac{\delta a}{a} - \frac{\delta b}{b} \right)$$

$$= 147456 \left(1 - \frac{20,96}{384} - \frac{34,35}{384} \right)$$

$$= 126218,1332 \text{ mm}^2$$

$$\varepsilon_c = \frac{V}{3 \times A_{eff} \times G \times (1+2S^2)}$$

$$= \frac{733,05 \times 10^3}{3 \times 126218,1332 \times 0,69 \times (1+212^2)}$$

$$= 0,00971$$

$$\varepsilon_{sc} = 6 \times S \times \varepsilon_c$$

$$= 6 \times 12 \times 0,00971$$

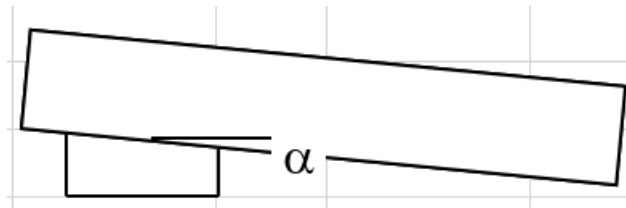
$$= 0,6990$$

Mencari nilai ε_{sr}

$$\alpha_a = \arctan\left(\frac{\text{defleksi}}{\text{panjang}}\right)$$

$$\alpha_a = \arctan\left(\frac{0,0052}{26}\right)$$

$$\alpha_a = 0,0002 \text{ radian (diambil dari analisa perput. Sudut = defleksi / panjang)}$$



Gambar 4. 44 Sudut Akibat Regangan Geser Maksimal

$$\alpha_b = 0,000 \text{ radian}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sr} &= \frac{\alpha_a \times a^2 + \alpha_b \times b^2}{2 \times t_i \times t} \\ &= \frac{0,002 \times 384^2 + 0 \times 384^2}{2 \times 8 \times 52} \\ &= 0,03562 \end{aligned}$$

Mencari nilai e_{sh}

$$\begin{aligned} E_h &= 4G \left[1 - \left(\frac{1}{\frac{a}{b}} + \frac{b}{a} \right)^2 \right] \\ &= 4G \left[1 - \left(\frac{1}{\frac{384}{384}} + \frac{384}{384} \right)^2 \right] \\ &= 2,07 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 4 + \frac{a}{b} \times \left(6 - 3,3 \frac{a}{b} \right) \\ &= 4 + \frac{384}{384} \times \left(6 - 3,3 \frac{384}{384} \right) \\ &= 6,70 \end{aligned}$$

$$E = E_h + \left[\frac{C \times G \times S^2}{\left(1 + \frac{C \times G \times S^2}{0,75 \times B} \right)} \right]$$

$$= 2,07 + \left[\frac{6,70 \times 0,69 \times 12^2}{\left(1 + \frac{6,70 \times 0,69 \times 12^2}{0,75 \times 384}\right)} \right]$$

$$= 203,10$$

$$\varepsilon_c = \frac{V \times 10^3}{E \times A}$$

$$= \frac{733,05 \times 10^3}{203,10 \times 147456}$$

$$= 0,24$$

$$d_c = \sum t_e \varepsilon_c$$

$$= 8 \times 3 \times 0,24$$

$$= 5,87$$

$$\varepsilon_{ci} = \frac{V_{uLL}}{3 \times A_{eff} \times G \times (1 + 2S^2)}$$

$$= \frac{585 \times 10^4}{3 \times 126218 \times 0,69 \times (1 + 212^2)}$$

$$= 0,0775$$

$$\varepsilon_{scl} \leq 1,4 \times \sqrt{\frac{0,69}{G}}$$

$$\varepsilon_{scl} = 6 \times S \times \varepsilon_{ci}$$

$$= 6 \times 12 \times 0,0775$$

$$= 5,58$$

$$A_{eff} = \frac{A_{eff}}{A_r}$$

$$= \frac{126218}{147456}$$

$$= 0,9 \quad \text{maka :}$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,70 \quad (\text{untuk } A_{eff} \geq 0,9)$$

$$\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sr} + \varepsilon_{sh} \leq 2,6 / \sqrt{G}$$

$$0,6990 + 0,03562 + 0,70 \leq 2,6 / \sqrt{0,69}$$

$$1,43462 \leq 3,13 \text{ OKE}$$

e. Tebal pelat baja

$$t_s \geq 3 \text{ mm} \quad \text{OKE}$$

$$t_s \geq \frac{3 \times V \times t_i}{A \times f_y}$$

$$3 \geq 0,49713 \quad \text{OKE}$$

f. Stabilitas perletakan

$$\frac{t}{b_e} < 0,25$$

$$0,13542 < 0,25 \quad \text{OKE}$$

g. Penahanan perletakan

$$H < 0,1 (V + 3 \times A_{eff} \times 1000)$$

$$40,33 < 37865513,25 \quad \text{OKE}$$

$$\frac{V}{A_{eff}} \leq \frac{2 \times b_e \times G \times S}{3t}$$

$$5,8078 \leq 40,76 \quad \text{OKE}$$

$$\frac{V}{A_{eff}} \geq 2/1000$$

$$5,8078 \geq 0,002 \quad \text{OKE}$$

h. Lendutan tekan

$$\frac{a}{b} \leq 1$$

$$1 \leq 1 \quad \text{OKE}$$

i. Batasan rotasi

$$dc \geq \frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{4}$$

$$5,87 \geq 0,01929 \quad \text{OKE}$$

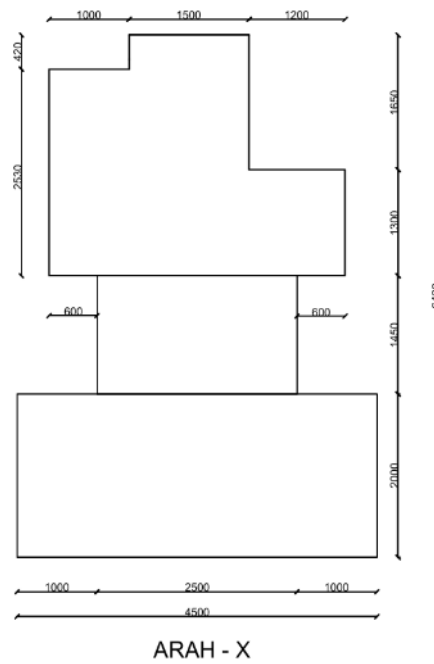
Elastomer Bearing Pad 400 x 400 x 52 mm



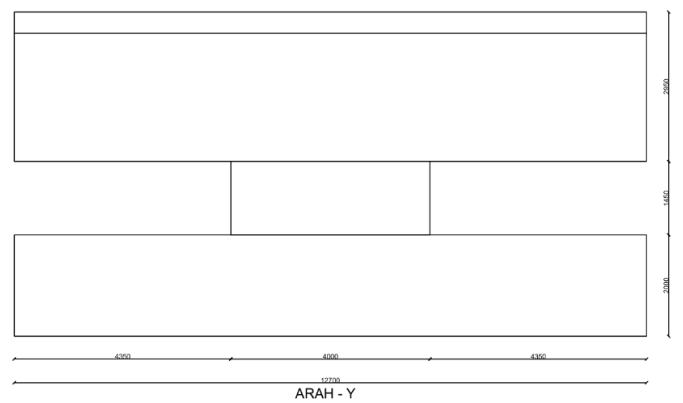
Gambar 4. 45 Detail *Bearing Pad*

(Sumber: Pribadi)

4.5 Analisa dan Perancangan Struktur Bawah Jembatan



Gambar 4. 46 Dimensi Struktur Bawah Arah X
(Sumber: Pribadi)



Gambar 4. 47 Dimensi Struktur Bawah Arah Y
(Sumber: Pribadi)

4.5.1. Desain Rencana Penulangan Struktur Bawah

Tabel 4. 41 Desain Rencana Penulangan Struktur Bawah

No.	Struktur
1.	<i>Corbel</i>
	Selimut Beton = 50 mm
	Tulangan utama = D32 – 150
	Tulangan geser = D22 – 150
	Tulangan <i>hanger</i> = D32 – 150
2.	<i>Backwall</i>
	Selimut Beton = 100 mm
	Tulangan utama
	Tulangan atas (momen negatif) = 38 D32
	Tulangan bawah (momen positif) = 76 D32
	Tulangan Geser dan Torsi
	Tulangan geser = 4 D13 – 150
	Tulangan <i>transversal</i> torsi = 8 D13 – 150
	Tulangan <i>longitudinal</i> torsi = 43 D25
3.	<i>Wall Abutment</i>
	Selimut Beton = 100 mm
	Tulangan utama = D32 – 150
	Tulangan geser = D16 – 100
4.	<i>Pilecap</i>
	Selimut Beton = 100 mm
	Tulangan utama
	Arah X = D32 – 125
	Arah Y = D32 – 125
	Tulangan geser = Tidak diperlukan
	Tulangan susut
	Arah X = D22 – 100
	Arah Y = D22 – 100

5.	<i>Stuffing CSP</i>	
	Selimut Beton	= 50 mm
	Tulangan utama	= 8 D25
	Tulangan geser spiral	= D16 – 150
6.	<i>PC Spun Pile</i>	
	PC Wire	= 28 PC Wire ϕ 7.1
	Steel wire ujung	= Ø4mm - 40mm
	Steel wire tengah	= Ø4mm - 100mm

(Sumber: Pribadi)

4.5.2. Perhitungan Beban yang Bekerja Pada Struktur Bawah

1. MA

a. Struktur Bawah

Tabel 4. 42 Perhitungan Beban Struktur Bawah Akibat Berat Sendiri

Struktur	B (m)	H (m)	A (m ²)	L (m)	BJ (kN/m ³)	P (kN)
Kepala Abt						
Kiri	1	2,53	2,53	12,7	24	771,144
Tengah	1,5	2,95	4,425	12,7	24	1348,74
Kanan	1,2	1,3	1,56	12,7	24	475,488
Badan Abt	2,5	1,45	3,625	4	24	348
Pilecap	4,5	2	9	12,7	24	2743,2
Jumlah						5686,572

(Sumber: Pribadi)

b. Struktur Atas

Tabel 4. 43 Perhitungan Pembebanan Struktur Atas Akibat Berat Sendiri

Struktur	B (m)	H (m)	t (m)	A (m ²)	L (m)	BJ (kN/m ³)	P (kN)
Plat lantai	11,7		0,25	2,93	26	24	1825,06
Diafragma							
Tepi	1,23	0,925	0,4	0,46	26	24	283,96

Tengah	1,23	0,925	0,3	0,34	26	24	212,97
PCI H-125				0,56	26	24	352,35
Jumlah							2674,34

(Sumber: Pribadi)

$$\begin{aligned}\text{Lengan X} &= \text{CL bearing pad arah x ke titik O} \\ &= 1 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lengan Y} &= \text{CL bearing pad arah y ke titik O} \\ &= 6,35 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen X} &= P \times \text{Lengan X} \\ &= 2674,34 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen Y} &= P \times \text{Lengan Y} \\ &= 16982,06 \text{ kNm}\end{aligned}$$

2. MS

a. Struktur Atas

Tabel 4. 44 Perhitungan Pembebanan Struktur Atas Akibat Beban Mati Tambahan

Struktur	B (m)	H (m)	A (m ²)	L (m)	BJ (kN/m ³)	P (kN)
Aspal	11,7	0,05	0,585	26	22	334,59
Barrier			0,61	26	24	380,61
Air hujan	11,7	0,05	0,585	26	9,8	149,05
Jumlah						864,25

(Sumber: Pribadi)

$$\begin{aligned}\text{Lengan X} &= \text{CL bearing pad arah x ke titik O} \\ &= 1 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lengan Y} &= \text{CL bearing pad arah y ke titik O} \\ &= 6,35 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen X} &= P \times \text{Lengan X} \\ &= 864,25 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen Y} &= P \times \text{Lengan Y} \\ &= 5487,98 \text{ kNm}\end{aligned}$$

3. TD

Beban hidup dibagi menjadi 2 yaitu Beban Terbagi Rata (BTR) dan Beban Gaya Terpusat (BGT).

a. Beban Terbagi Rata (BTR)

$$\begin{aligned} q_{BTR} &= 9 \times \left(\frac{1}{2} + \frac{15}{L} \times \frac{1}{2} \right) \\ &= 9 \times \left(\frac{1}{2} + \frac{15}{26} \times \frac{1}{2} \right) \\ &= 4,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan X} &= \text{CL bearing pad arah x ke titik O} \\ &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan Y} &= \text{CL bearing pad arah y ke titik O} \\ &= 6,35 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MBTR-X} &= \text{Lengan X} \times q_{BTR} \\ &= 1,00 \times 4,846359664 \\ &= 4,85 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MBTR-Y} &= \text{Lengan Y} \times q_{BTR} \\ &= 6,35 \times 4,846359664 \\ &= 30,77 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Beban Garis Terpusat (BGT)

$$\begin{aligned} Q_{bgt} &= \frac{(1+DLA) \times P}{2} \\ &= \frac{(1+40\%) \times 49}{2} \\ &= 34,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan X} &= \text{CL bearing pad arah x ke titik O} \\ &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan Y} &= \text{CL bearing pad arah y ke titik O} \\ &= 6,35 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MBGT-X} &= \text{Lengan X} \times Q_{bgt} \\ &= 1,00 \times 34,3 \\ &= 34,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{MBGT-Y} &= \text{Lengan Y} \times Q_{\text{bgt}} \\
 &= 6,35 \times 34,3 \\
 &= 217,805 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

4. TB

Menurut SNI 1725:2016 beban rem diambil beban terbesar dari persamaan berikut. Pengaruh gaya rem lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya horizontal dan bekerja pada jarak 1,8 m diatas permukaan lantai jembatan.

$$n = 2 \text{ Lajur}$$

$$\text{Beban Truk Rencana} = 500 \text{ kN}$$

$$\text{Beban Gandar} = 225 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{a. } 25\% \text{ beban T} &= 25\% \times \text{beban gandar} \times n \\
 &= 25\% \times 225 \times 2 \\
 &= 112,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 5\% \text{ beban T} + \text{BTR} &= 5\% \times \text{beban gandar} + \text{BTR} \times n \\
 &= 5\% \times 225 + 9 \times 2 \\
 &= 40,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. Lengan terhadap pondasi} &= h_{\text{pier}} + h_{\text{Pilecap}} + h_{\text{gelagar}} + h_{\text{slab}} + h_{\text{aspal}} + 1,8 \\
 &= 4,4 + 2,00 + 1,25 + 0,25 + 0,05 + 1,8 \\
 &= 9,75 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap kolom} &= h_{\text{pier}} + h_{\text{gelagar}} + h_{\text{slab}} + h_{\text{aspal}} + 1,8 \\
 &= 4,4 + 1,25 + 0,25 + 0,05 + 1,8 \\
 &= 7,75 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. Momen terhadap pondasi (X)} &= \text{lengan gaya} \times \text{beban rem} \\
 &= 9,75 \times 112,5 \\
 &= 1096,875 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap kolom (X)} &= \text{lengan gaya} \times \text{beban rem} \\
 &= 7,75 \times 112,5 \\
 &= 871,875 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5. EW Pada Struktur

$$L = 26,00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 B &= 12,7 \text{ m} \\
 H \text{ (total atas)} &= 2,85 \text{ m} \\
 H \text{ (Barrier)} &= 1,2 \text{ m} \\
 H \text{ (tanpa Barrier)} &= 1,65 \text{ m} \\
 \text{Cek } L/H &= 15,76 \leq 30 \quad \text{OKE} \\
 \text{Cek } L/B &= 2,05 \leq 30 \quad \text{OKE}
 \end{aligned}$$

Apabila nilai dari L/H dan $L/B \leq 30$, maka struktur tersebut tidak perlu diperhitungkan ketidakstabilan struktur akibat beban angin.

$$\begin{aligned}
 \text{Kecepatan angin dasar (VB)} &= 160 \text{ km/jam} \\
 \text{Tekanan angin dasar (PB)} &= 0,0024 \text{ Mpa} \\
 \text{Kecepatan angin desain (VDZ)} &= 160 \text{ km/jam} \\
 \text{Tekanan yang dihasilkan (PD)} &= \frac{PB}{\left(\frac{VDZ}{VB}\right)^2} \\
 &= \frac{0,0024}{\left(\frac{160}{160}\right)^2} \\
 &= 0,0024 \text{ Mpa} \\
 \text{Gaya angin total (PW)} &= PD \times H \text{ total atas} \\
 &= 0,0024 \times 2,85 \\
 &= 6,84 \geq 4,4 \text{ N/m} \quad \text{OKE}
 \end{aligned}$$

a. Beban angin arah melintang jembatan (Y)

$$\begin{aligned}
 L_y &= L / 2 \\
 &= 12,999 \text{ m} \\
 A_y &= H \text{ total} \times L_y \\
 &= 2,85 \times 12,999 \\
 &= 37,05 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Beban Angin Berdasarkan Sudut Datang Angin Arah Y

Tabel 4. 45 Beban Angin Pada Jembatan dengan Sudut Datang Angin Arah Y

Sudut	Tekanan Angin (P) (Mpa)	Gaya Angin ($A_y \times P$) (kN)
0	0,0024	88,91
15	0,0021	77,80

30	0,0020	74,09
43	0,0016	59,28
60	0,0008	29,64
MAX		88,91

(Sumber: Pribadi)

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap pondasi} &= h_{\text{pier}} + h_{\text{Pilecap}} + H_{\text{total atas}} / 2 \\
 &= 4,4 + 2,00 + 1,425 \\
 &= 7,825 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap kolom} &= h_{\text{pier}} + H_{\text{total atas}} / 2 \\
 &= 4,4 + 1,425 \\
 &= 5,825 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap pondasi} &= \text{Lengan gaya} \times \text{Gaya angin max} \\
 &= 7,825 \times 88,91 \\
 &= 695,74 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap kolom} &= \text{Lengan gaya} \times \text{Gaya angin max} \\
 &= 5,825 \times 88,91 \\
 &= 517,92 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Beban angin arah melintang jembatan (X)

$$L_x = 26 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 A_x &= H_{\text{total}} \times L_x \\
 &= 2,85 \times 26 \\
 &= 74,10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Beban Angin Berdasarkan Sudut Datang Angin Arah X

Tabel 4. 46 Beban Angin Pada Jembatan dengan Sudut Datang Angin Arah X

Sudut	Tekanan Angin (P) (Mpa)	Gaya Angin (Ax x P) (kN)
0	0	0,00
15	0,0003	22,23
30	0,0006	44,46
43	0,0008	59,28

60	0,0009	66,69
	MAX	66,69

(Sumber: Pribadi)

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap pondasi} &= h_{\text{pier}} + h_{\text{Pilecap}} + H_{\text{total atas}} / 2 \\
 &= 4,4 + 2,00 + 1,425 \\
 &= 7,825 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap kolom} &= h_{\text{pier}} + H_{\text{total atas}} / 2 \\
 &= 4,4 + 1,425 \\
 &= 5,825 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap pondasi} &= \text{Lengan gaya} \times \text{Gaya angin max} \\
 &= 7,825 \times 66,69 \\
 &= 521,849 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap kolom} &= \text{Lengan gaya} \times \text{Gaya angin max} \\
 &= 5,825 \times 66,69 \\
 &= 388,469 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Beban angin vertikal

$$\text{Tekanan angin vertikal} = 0,00094 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban angin vertikal (PV)} &= L \times B \times 0,00094 \\
 &= 310,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Beban dan Momen Akibat Angin Pada Strukur Atas Arah Y

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya angin} &= \text{Gaya angin max} / 2 \\
 &= 44,456 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap pondasi} &= \text{Momen} / 2 \\
 &= 347,872 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen terhadap kolom} &= \text{Momen} / 2 \\
 &= 258,96 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Arah X

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya angin} &= \text{Gaya angin max} / 2 \\
 &= 33,35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Momen terhadap pondasi} = \text{Momen} / 2$$

$$= 260,925 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen terhadap kolom} = \text{Momen} / 2$$

$$= 194,23 \text{ kNm}$$

$$\text{Beban angin vertikal (PVx)} = \text{Beban angin} / 2$$

$$= 155,18 \text{ kN}$$

e. Beban Angin Pada *Backwall*

Struktur *Backwall*

Tabel 4. 47 Luas Area Struktur *Backwall* Arah X dan Y

Struktur	B (m)	H (m)	A (m ²)
Arah Y	12,7	3,13	39,75
Arah X			9,24
Kiri	1	2,83	2,83
Tengah	1,5	3,13	4,70
Kanan	1,2	1,43	1,72

(Sumber: Pribadi)

Beban Angin Berdasarkan Sudut Datang Angin Arah YX

Tabel 4. 48 Beban Angin Pada *Backwall* Berdasarkan Sudut Datang Angin Arah Y dan X

Sudut	Sin α	Cos α	Tekanan Angin (P) (kN)	Sin α P AX (kN)	Cos α P AY (kN)
0	0	1	1,90	0,00	75,53
15	0,259	0,966	1,90	4,55	72,96
30	0,5	0,866	1,90	8,78	65,41
43	0,707	0,707	1,90	12,41	53,40
60	0,866	0,5	1,90	15,21	37,76
		MAX		15,21	75,53

(Sumber: Pribadi)

Arah Y

$$\text{Lengan terhadap pondasi} = h_{\text{pier}} + h_{\text{Pilecap}} + H_{\text{total atas}} / 2$$

$$= 4,4 + 2,00 + 1,425$$

$$= 7,825 \text{ m}$$

Lengan terhadap kolom

$$= h_{pier} + H_{total} \text{ atas} / 2$$

$$= 4,4 + 1,425$$

$$= 5,825 \text{ m}$$

Momen terhadap pondasi

$$= \text{Lengan gaya} \times \text{Gaya angin max}$$

$$= 7,825 \times 75,53$$

$$= 590,998 \text{ kNm}$$

Momen terhadap kolom

$$= \text{Lengan gaya} \times \text{Gaya angin max}$$

$$= 5,825 \times 75,53$$

$$= 439,94 \text{ kNm}$$

Arah X

Lengan terhadap pondasi

$$= h_{pier} + h_{Pilecap} + H_{total} \text{ atas} / 2$$

$$= 4,4 + 2,00 + 1,425$$

$$= 7,825 \text{ m}$$

Lengan terhadap kolom

$$= h_{pier} + H_{total} \text{ atas} / 2$$

$$= 4,4 + 1,425$$

$$= 5,825 \text{ m}$$

Momen terhadap pondasi

$$= \text{Lengan gaya} \times \text{Gaya angin max}$$

$$= 7,825 \times 15,21$$

$$= 118,98 \text{ kNm}$$

Momen terhadap kolom

$$= \text{Lengan gaya} \times \text{Gaya angin max}$$

$$= 5,825 \times 15,21$$

$$= 88,57 \text{ kNm}$$

f. Beban Angin dan Momen Total Pada Struktur

Arah Y

Beban Angin = Struktur atas + *Backwall*

$$= 44,46 + 75,53$$

$$= 119,98 \text{ kN}$$

Momen terhadap pondasi = Struktur atas + *Backwall*

$$= 347,87 + 591,00$$

$$= 938,87 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap kolom} &= \text{Struktut atas} + \text{Backwall} \\ &= 258,96 + 439,94 \\ &= 698,90 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Arah X

$$\begin{aligned} \text{Beban Angin} &= \text{Struktut atas} + \text{Backwall} \\ &= 33,35 + 15,21 \\ &= 48,55 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap pondasi} &= \text{Struktut atas} + \text{Backwall} \\ &= 260,92 + 118,98 \\ &= 379,90 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap kolom} &= \text{Struktut atas} + \text{Backwall} \\ &= 194,23 + 88,57 \\ &= 282,80 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6. EW Pada Kendaraan

a. Arah Y

$$\begin{aligned} L_y &= L / 2 \\ &= 13,00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi EW dari aspal (Hw)} = 1,80$$

Tabel 4. 49 Beban Angin Pada Kendaraan Arah Y

Sudut	Tekanan Angin (K) (N/mm)	Gaya Angin ($L_y \times K$) (kN)
0	1,46	18,98
15	1,28	16,64
30	1,20	15,60
43	0,96	12,48
60	0,50	6,50
MAX		18,98

(Sumber: Pribadi)

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pondasi} &= h_{\text{pier}} + h_{\text{Pilecap}} + h_{\text{gelagar}} + h_{\text{slab}} + h_{\text{aspal}} + 1,8 \\ &= 4,4 + 2,00 + 1,25 + 0,25 + 0,05 + 1,8 \end{aligned}$$

$$= 9,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap kolom} &= h_{\text{pier}} + h_{\text{gelagar}} + h_{\text{slab}} + h_{\text{aspal}} + 1,8 \\ &= 4,4 + 1,25 + 0,25 + 0,05 + 1,8 \\ &= 7,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap pondasi} &= \text{Lengan gaya} \times \text{Gaya angin} \\ &= 9,75 \times 18,98 \\ &= 185,04 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen terhadap kolom} &= \text{Lengan gaya} \times \text{Gaya angin} \\ &= 7,75 \times 18,98 \\ &= 147,08 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Arah X

$$L_x = 26,00 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi EW dari aspal (Hw)} = 1,80$$

Tabel 4. 50 Beban Angin Pada Kendaraan Arah X

Sudut	Tekanan Angin (K) (N/mm)	Gaya Angin (Lx x K) (kN)
0	0	0,00
15	0,18	4,68
30	0,35	9,10
43	0,47	12,22
60	0,55	14,30
	MAX	14,30

(Sumber: Pribadi)

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pondasi} &= h_{\text{pier}} + h_{\text{Pilecap}} + h_{\text{gelagar}} + h_{\text{slab}} + h_{\text{aspal}} + 1,8 \\ &= 4,4 + 2,00 + 1,25 + 0,25 + 0,05 + 1,8 \\ &= 9,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap kolom} &= h_{\text{pier}} + h_{\text{gelagar}} + h_{\text{slab}} + h_{\text{aspal}} + 1,8 \\ &= 4,4 + 1,25 + 0,25 + 0,05 + 1,8 \\ &= 7,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen terhadap pondasi} = \text{Lengan gaya} \times \text{Gaya angin}$$

$$= 9,75 \quad \times 14,30$$

$$= 139,41 \text{ kNm}$$

Momen terhadap kolom = Lengan gaya x Gaya angin

$$= 7,75 \quad \times 14,30$$

$$= 110,82 \text{ kNm}$$

c. Beban Angin dan Momen Total Pada Kendaraan

Arah Y

$$\text{Beban Angin} = \text{Beban angin} / 2$$

$$= 18,98 \quad / 2$$

$$= 9,49 \text{ kN}$$

$$\text{Momen terhadap pondasi} = \text{Momen} / 2$$

$$= 185,04 / 2$$

$$= 92,52 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen terhadap kolom} = \text{Momen} / 2$$

$$= 147,08 / 2$$

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

Arah X

$$\text{Beban Angin} = \text{Beban angin} / 2$$

$$= 14,30 \quad / 2$$

$$= 7,15 \text{ kN}$$

$$\text{Momen terhadap pondasi} = \text{Momen} / 2$$

$$= 139,41 / 2$$

$$= 69,71 \text{ kNm}$$

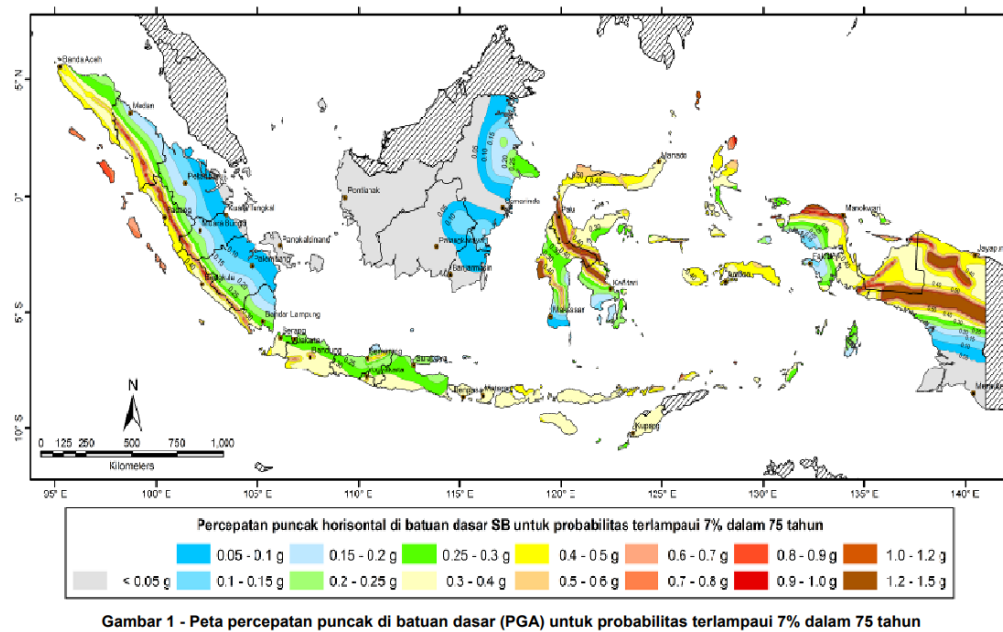
$$\text{Momen terhadap kolom} = \text{Momen} / 2$$

$$= 110,82 / 2$$

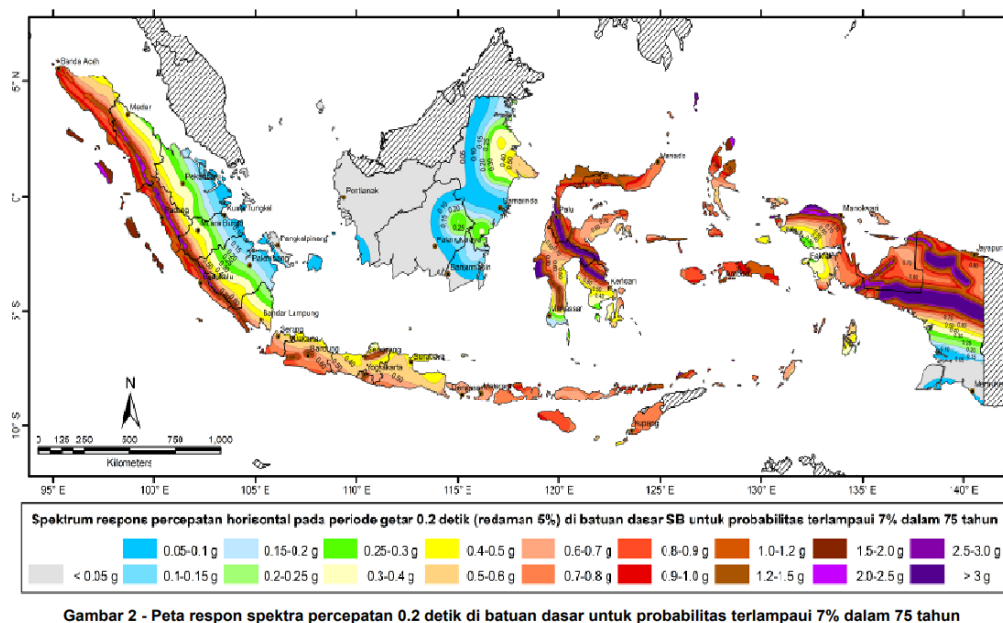
$$= 55,41 \text{ kNm}$$

7. EQ

Analisis ini didasari oleh SNI 2833:2016, diidentifikasi berdasarkan lokasi proyek pembangunan akses jalan tol Patimban Paket 3. berikut adalah parameter perencanaannya:



Gambar 4. 48 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun
(Sumber: SNI 2833:2016)



Gambar 4. 49 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik di Batuan Dasar untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun
(Sumber: SNI 2833:2016)

Tabel 4. 51 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{pga}/F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0.5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1.0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

(Sumber: SNI 2833:2016)

Tabel 4. 52 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi Untuk Periode 1 Detik (F_v)

Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

(Sumber: SNI 2833:2016)

Tabel 4. 53 Parameter Nilai Gempa

Parameter	Sumber	Nilai
Percepatan Puncak Batuan Dasar (PGA)	Peta Gempa SNI 2833:2016	0,2
Respons Spektra Percepatan Gempa 0.2 Detik (S_s)	Peta Gempa SNI 2833:2017	0,5
Respons Spektra Percepatan Gempa 1 Detik (S_1)	Peta Gempa SNI 2833:2018	0,2
Faktor Situs (F_a/F_{PGA})	Tabel 4.51 SNI 2833 2016	1,4
Faktor Amplifikasi 1 Detik (F_v)	Tabel 4.52 SNI 2833 2017	2
Koefisien Percepatan Puncak Muka Tanah (A_s)	$F_{PGA} \times PGA$	0,28

Nilai Spektra Muka Tanah 0.2 Detik (SDS)	$F_a \times S_s$	2,8
Nilai Spektra Muka Tanah 1 Detik (SD1)	$F_v \times S_1$	0,4
T_s	$SD1 \times SDS$	1,12
T_0	$0.2T_s$	0,224
Koefisien Respon Elastik (C_{sm})	untuk $T_0 < T < T_s$, maka $C_{sm} = SDS$	2,8

(Sumber: SNI 2833:2016)

Tabel 4. 54 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

(Sumber: SNI 2833:2016)

Tabel 4. 55 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Bangunan Bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

(Sumber: SNI 2833:2016)

Beban gempa terdiri dari struktur atas dan struktur bawah. Berikut adalah perhitungan pembebanan beban gempa:

Gaya Gempa Arah Y dan X

- a. Akibat struktur atas

$$W_t = 0,5 \times \text{MA Struk. Atas} + \text{MS Struk. Atas}$$

$$= 0,5 \times 2674,34 + 864,25$$

$$= 1769,29 \text{ kN}$$

$$R = 1 \quad \text{Tabel 4.54 SNI 2833:2016}$$

$$\begin{aligned} \text{EQ - SA} &= \frac{\text{CSM} \times W_t}{R} \\ &= \frac{2,8 \times 1769,2947}{1} \end{aligned}$$

$$= 4954,03 \text{ kN}$$

$$\text{MEQ-SA} = \text{EQ-SA} \times h \text{ struk atas}$$

$$= 4954,03 \times 1,65$$

$$= 34087,07 \text{ kNm}$$

b. Akibat struktur bawah

Tabel 4. 56 Nilai Beban dan Momen Struktur Bawah

Struktur	P (kN)	Lengan O (m)	Momen (kNm)
Kepala Abt			
Kiri	771,144	4,715	3635,944
Tengah	1348,74	4,925	6642,5445
Kanan	475,488	4,1	1949,5008
Badan Abt	348	0,635	220,98
Pilecap	2743,2	1	2743,2
Jumlah	5686,57		15192,169

(Sumber: Pribadi)

$$\text{Lengan struktur bawah (SO)} = \text{Momen} / \text{Gaya}$$

$$= 15192,16926 / 5686,572$$

$$= 2,67 \text{ m}$$

$$W_t = \text{MA struktur bawah}$$

$$= 2843,29 \text{ kN}$$

$$R = 3 \quad \text{Tabel 4.55 SNI 2833:2016}$$

$$\begin{aligned} \text{EQ -SB} &= \frac{\text{CSM} \times W_t}{R} \\ &= \frac{2,8 \times 2843,229}{3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2653,7336 \text{ kN} \\
 \text{MEQ-SB} &= \text{EQ-SB} \times \text{SO} \\
 &= 2653,7336 \times 2,67 \\
 &= 3544,84 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

8. TA

$$\text{H timbunan} = 3,45$$

$$C = 125 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma \text{ tanah} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\sin \phi = 0,574$$

a. Koefisien tekanan tanah pasif

$$\begin{aligned}
 K_p &= \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \\
 &= \frac{1,574}{0,426} \\
 &= 3,69
 \end{aligned}$$

b. Tekanann Tanah

$$\begin{aligned}
 P_p &= 0,5 \times \gamma \text{ tanah} \times H^2 \times K_p \\
 &= 0,5 \times 18 \times 3,45^2 \times 3,69 \\
 &= 395,80 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Lengan terhadap pondasi = $h_{\text{pier}} + h_{\text{Pilecap}}$

$$= 4,4 + 2,00$$

$$= 6,40 \text{ m}$$

Lengan terhadap kolom = $h_{\text{pier leg}}$

$$= 1,45 \text{ m}$$

d. Momen terhadap pondasi (XY) = lengan gaya $\times P_p$

$$= 6,4 \times 395,80$$

$$= 2533,12 \text{ kNm}$$

Momen terhadap kolom (XY) = lengan gaya $\times P_p$

$$= 1,45 \times 395,80$$

$$= 573,91 \text{ kNm}$$

9. Rekapitulasi Beban

a. Beban yang Bekerja Pada Fondasi

Tabel 4. 57 Rekapitulasi Beban Yang Bekerja Pada Fondasi

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	5686,57	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	2674,34	0	0	2674,34	16982,06
MS	864,25	0	0	864,25	5487,98
TD (BTR)	4,85	0	0	4,85	30,77
TD (BGT)	34,30	0	0	34,30	217,81
TB	0	112,50	0	1096,88	0
EW Struktur	310,36	48,55	119,98	379,90	938,87
EW Kendaraan	0	7,15	9,49	69,71	92,52
EQ-SA	0	4954,0 3	4954,0 3	4087,07	4087,07
EQ-SB	0	2653,7 3	3544,8 4	3544,84	3544,84
TA	0	395,80	395,80	2533,12	2533,12

(Sumber: Pribadi)

b. Beban yang Bekerja Pada *Wall Abutment*Tabel 4. 58 Rekapitulasi Beban Yang Bekerja Pada *Wall Abutment*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	5686,57	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	2674,34	0	0	2674,34	16982,06
MS	864,25	0	0	864,25	5487,98
TD (BTR)	4,85	0	0	4,85	30,77
TD (BGT)	34,30	0	0	34,30	217,81
TB	0	112,50	0	871,88	0
EW Struktur	310,36	48,55	119,98	282,80	699
EW Kendaraan	0	7,15	9,49	55,41	73,54
EQ-SA	0	4954,0	4954,0	4087,07	4087,07
		3	3		
EQ-SB	0	2653,7	3544,8	3544,84	3544,84
		3	4		
TA	0	395,80	395,80	573,91	573,91

(Sumber: Pribadi)

c. Beban yang Bekerja Pada *Backwall*Tabel 4. 59 Rekapitulasi Beban Yang Bekerja Pada *Backwall*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	2595,37	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	334,29	0	0	2674,34	16982,06
MS	108,03	0	0	864,25	5487,98
TD (BTR)	0,61	0	0	4,85	30,77
TD (BGT)	4,29	0	0	34,30	217,81
TB	0	112,50	0	871,88	0
EW Struktur	310,36	48,55	119,98	282,80	699
EW Kendaraan	0	7,15	9,49	55,41	73,54
EQ-SA	0	4954,0	4954,0	4087,07	4087,07
		3	3		
EQ-SB	0	2653,7	3544,8	3544,84	3544,84
		3	4		
TA	0	395,80	395,80	573,91	573,91

(Sumber: Pribadi)

10. Kombinasi Beban yang Bekerja Pada Fondasi

a. Beban yang Bekerja Pada Fondasi

Kuat I: $1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,75TD + 1,75TB$

Tabel 4. 60 Kombinasi Kuat I Pada Fondasi

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	0	0	3342,93	21227,57
MS	1296,37	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	8,48	0	0	8,48	53,86
TD (BGT)	60,03	0	0	60,03	381,16
TB	0	196,88	0	1919,53	0
EW Struktur	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
EW Kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	494,75	494,75	3166,40	3166,40
Jumlah	11816,02	691,63	494,75	9793,74	33060,96

(Sumber: Pribadi)

Kuat III: 1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,4EW

Tabel 4. 61 Kombinasi Kuat III Pada Fondasi

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal Momen			
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	0	0	3342,93	21227,57
MS	1296,37	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	0,00	0	0	0,00	0,00
TD (BGT)	0,00	0	0	0,00	0,00
TB	0	0,00	0	0,00	0
EW Struktur	434,51	67,97	167,98	531,87	1314,42
EW Kendaraan	0	10,01	13,28	97,59	129,53
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	494,75	494,75	3166,40	3166,40
Jumlah	12182,02	572,73	676,01	8435,16	34069,90

(Sumber: Pribadi)

Kuat V: $1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,35 TD + 1,35TB + 0,4EW$

Tabel 4. 62 Kombinasi Kuat V Pada Fondasi

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal Momen			
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	0	0	3342,93	21227,57
MS	1296,37	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	6,54	0	0	6,54	41,55
TD (BGT)	46,31	0	0	46,31	294,04
TB	0	151,88	0	1480,78	0
EW Struktur	124,15	19,42	47,99	151,96	375,55
EW Kendaraan	0	2,86	3,80	27,88	37,01
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	494,75	494,75	3166,40	3166,40
Jumlah	11924,51	668,90	546,54	9519,17	33374,09

(Sumber: Pribadi)

Layan I: 1MA + 1MS + 1TA + 1TD + 1TB + 0,3EW

Tabel 4. 63 Kombinasi Layan I Pada Fondasi

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	5686,57	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	2674,34	0	0	2674,34	16982,06
MS	864,25	0	0	864,25	5487,98
TD (BTR)	4,85	0	0	4,85	30,77
TD (BGT)	34,30	0	0	34,30	217,81
TB	0	112,50	0	1096,88	0
EW Struktur	93,11	14,57	36,00	113,97	281,66
EW Kendaraan	0	2,14	2,85	20,91	27,76
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	395,80	395,80	2533,12	2533,12
Jumlah	9357,42	525,01	434,64	7342,61	25561,16

(Sumber: Pribadi)

Ekstrim I: 1,25MA + 1,5MS + 1TA + 1TD + 1TB + 1EQ

Tabel 4. 64 Kombinasi Ekstrim I Pada Fondasi

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	0	0	3342,93	21227,57
MS	1296,37	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	4,85	0	0	4,85	30,77
TD (BGT)	34,30	0	0	34,30	217,81
TB	0	112,50	0	1096,88	0
EW Struktur	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
EW Kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SA	0	4954,0 3	4954,0 3	4087,07	4087,07
EQ-SB	0	2653,7 3	3544,8 4	3544,84	3544,84
TA	0	395,80	395,80	2533,12	2533,12
Jumlah	11786,66	8116,0 6	8894,6 6	15940,35	39873,16

(Sumber: Pribadi)

b. Rekapitulasi Kombinasi Beban yang Bekerja Pada Fondasi

Tabel 4. 65 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Pada Fondasi

Keadaan Batas	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Kuat I	11816,02	691,63	494,75	9793,74	33060,96
Kuat III	12182,02	572,73	676,01	8435,16	34069,90
Kuat V	11924,51	668,90	546,54	9519,17	33374,09

Layan I	9357,42	525,01	434,64	7342,61	25561,16
Ekstrim I	11786,66	8116,06	8894,66	15940,35	39873,16

(Sumber: Pribadi)

11. Kombinasi Beban yang Bekerja Pada *Wall Abutment*

a. Beban yang Bekerja Pada *Wall Abutment*

Kuat I: 1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,75TD + 1,75TB

Tabel 4. 66 Kombinasi Kuat I Pada *Wall Abutment*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	0	0	3342,93	21227,57
MS	1296,37	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	8,48	0	0	8,48	53,86
TD (BGT)	60,03	0	0	60,03	381,16
TB	0	196,88	0	1525,78	0
EW Struktur	0,00	0,00	0,00	0,00	0
EW Kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	494,75	494,75	717,39	717,39
Jumlah	11816,02	691,63	494,75	6950,97	30611,95

(Sumber: Pribadi)

Kuat III: 1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,4EW

Tabel 4. 67 Kombinasi Kuat III Pada *Wall Abutment*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	0	0	3342,93	21227,57
MS	1296,37	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	0,00	0	0	0,00	0,00
TD (BGT)	0,00	0	0	0,00	0,00
TB	0	0,00	0	0,00	0
EW Struktur	434,51	67,97	167,98	395,93	978
EW Kendaraan	0	10,01	13,28	77,57	102,96
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	494,75	494,75	717,39	717,39
Jumlah	12182,02	572,73	676,01	5830,18	31258,36

(Sumber: Pribadi)

Kuat V: 1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,35 TD + 1,35TB + 0,4EW

Tabel 4. 68 Kombinasi Kuat V Pada *Wall Abutment*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	0	0	3342,93	21227,57
MS	1296,37	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	6,54	0	0	6,54	41,55
TD (BGT)	46,31	0	0	46,31	294,04
TB	0	151,88	0	1177,03	0
EW Struktur	124,15	19,42	47,99	113,12	280
EW Kendaraan	0	2,86	3,80	22,16	29,42
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	494,75	494,75	717,39	717,39
Jumlah	11924,51	668,90	546,54	6721,85	30821,50

(Sumber: Pribadi)

Layan I: 1MA + 1MS + 1TA + 1TD + 1TB + 0,3EW

Tabel 4. 69 Kombinasi Layan I Pada *Wall Abutment*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	5686,57	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	2674,34	0	0	2674,34	16982,06
MS	864,25	0	0	864,25	5487,98
TD (BTR)	4,85	0	0	4,85	30,77
TD (BGT)	34,30	0	0	34,30	217,81
TB	0	112,50	0	871,88	0
EW Struktur	93,11	14,57	36,00	84,84	210
EW Kendaraan	0	2,14	2,85	16,62	22,06
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	395,80	395,80	573,91	573,91
Jumlah	9357,42	525,01	434,64	5124,98	23524,27

(Sumber: Pribadi)

Ekstrim I: 1,25MA + 1,5MS + 1TA + 1TD + 1TB + 1EQ

Tabel 4. 70 Kombinasi Ekstrim I Pada *Wall Abutment*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	0	0	3342,93	21227,57
MS	1296,37	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	4,85	0	0	4,85	30,77
TD (BGT)	34,30	0	0	34,30	217,81
TB	0	112,50	0	871,88	0
EW Struktur	0,00	0,00	0,00	0,00	0
EW Kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SA	0	4954,0 3	4954,0 3	4087,07	4087,07
EQ-SB	0	2653,7 3	3544,8 4	3544,84	3544,84
TA	0	395,80	395,80	573,91	573,91
Jumlah	11786,66	8116,0 6	8894,6 6	13756,14	37913,95

(Sumber: Pribadi)

b. Rekapitulasi Kombinasi Beban yang Bekerja Pada *Wall Abutment*

Tabel 4. 71 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Pada *Wall Abutment*

Keadaan Batas	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Kuat I	11816,02	691,63	494,75	6950,97	30611,95
Kuat III	12182,02	572,73	676,01	5830,18	31258,36
Kuat V	11924,51	668,90	546,54	6721,85	30821,50

Layan I	9357,42	525,01	434,64	5124,98	23524,27
Ekstrim I	11786,66	8116,06	8894,66	13756,14	37913,95

(Sumber: Pribadi)

12. Kombinasi Beban yang Bekerja Pada *Backwall*

a. Beban yang Bekerja Pada *Backwall*

Kuat I: $1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,75TD + 1,75TB$

Tabel 4. 72 Kombinasi Kuat I Pada *Backwall*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	3244,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	417,87	0	0	3342,93	21227,57
MS	162,05	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	1,06	0	0	8,48	53,86
TD (BGT)	7,50	0	0	60,03	381,16
TB	0	196,88	0	1525,78	0
EW Struktur	0,00	0,00	0,00	0,00	0
EW Kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	494,75	494,75	717,39	717,39
Jumlah	3832,69	691,63	494,75	6950,97	30611,95

(Sumber: Pribadi)

Kuat III: 1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,4EW

Tabel 4. 73 Kombinasi Kuat III Pada *Backwall*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	3244,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	417,87	0	0	3342,93	21227,57
MS	162,05	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	0,00	0	0	0,00	0,00
TD (BGT)	0,00	0	0	0,00	0,00
TB	0	0,00	0	0,00	0
EW Struktur	434,51	67,97	167,98	395,93	978
EW Kendaraan	0	10,01	13,28	77,57	102,96
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	494,75	494,75	717,39	717,39
Jumlah	4258,64	572,73	676,01	5830,18	31258,36

(Sumber: Pribadi)

Kuat V: 1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,35 TD + 1,35TB + 0,4EW

Tabel 4. 74 Kombinasi Kuat V Pada *Backwall*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	3244,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	417,87	0	0	3342,93	21227,57
MS	162,05	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	0,82	0	0	6,54	41,55
TD (BGT)	5,79	0	0	46,31	294,04
TB	0	151,88	0	1177,03	0
EW Struktur	124,15	19,42	47,99	113,12	280
EW Kendaraan	0	2,86	3,80	22,16	29,42
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	158,32	158,32	229,56	229,56
Jumlah	3954,88	332,47	210,11	6234,03	30333,67

(Sumber: Pribadi)

Layan I: 1MA + 1MS + 1TA + 1TD + 1TB + 0,3EW

Tabel 4. 75 Kombinasi Layan I Pada *Backwall*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	2595,37	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	334,29	0	0	2674,34	16982,06
MS	108,03	0	0	864,25	5487,98
TD (BTR)	0,61	0	0	4,85	30,77
TD (BGT)	4,29	0	0	34,30	217,81
TB	0	112,50	0	871,88	0
EW Struktur	93,11	14,57	36,00	84,84	210
EW Kendaraan	0	2,14	2,85	16,62	22,06
EQ-SA	0	0,00	0,00	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00	0,00	0,00
TA	0	395,80	395,80	573,91	573,91
Jumlah	3135,70	525,01	434,64	5124,98	23524,27

(Sumber: Pribadi)

Ekstrim I: 1,25MA + 1,5MS + 1TA + 1TD + 1TB + 1EQ

Tabel 4. 76 Kombinasi Ekstrim I Pada *Backwall*

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	3244,22	0	0	0	0
MA (Struktur atas)	417,87	0	0	3342,93	21227,57
MS	162,05	0	0	1296,37	8231,98
TD (BTR)	0,61	0	0	4,85	30,77
TD (BGT)	4,29	0	0	34,30	217,81
TB	0	112,50	0	871,88	0
EW Struktur	310,36	48,55	119,98	282,80	699
EW Kendaraan	0	7,15	9,49	55,41	73,54
EQ-SA	0	4954,0	4954,0	4087,07	4087,07
EQ-SB	0	2653,7	3544,8	3544,84	3544,84
TA	0	395,80	395,80	573,91	573,91
Jumlah	4139,38	8171,7 6	9024,1 4	14094,35	38686,39

(Sumber: Pribadi)

b. Rekapitulasi Kombinasi Beban yang Bekerja Pada *Backwall*

Tabel 4. 77 Rekapitulasi Kombinasi Gaya Pembebanan Pada *Backwall*

Keadaan Batas	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
		Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Kuat I	3832,69	691,63	494,75	6950,97	30611,95
Kuat III	4258,64	572,73	676,01	5830,18	31258,36
Kuat V	3954,88	332,47	210,11	6234,03	30333,67

Layan I	3135,70	525,01	434,64	5124,98	23524,27
Ekstrim I	4139,38	8171,76	9024,14	14094,35	38686,39

(Sumber: Pribadi)

13. Kontrol Stabilitas *Abutment*

a. Stabilitas Guling

Kuat I: $1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,75TD + 1,75TB$

Tabel 4. 78 Kombinasi Kuat I Pada Stabilitas Guling

Struktur	Gaya Vertikal	Jarak Terhadap Titik O	Momen	
	P (kN)	(m)	Mx (kNm)	Mw (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	2,25	0	19991,85
MA (Struktur atas)	3342,93	1,00	3342,93	4178,66
MS	1296,37	1,00	1296,37	1944,56
TD (BTR)	8,48	1,00	8,48	14,84
TD (BGT)	60,03	1,00	60,03	105,04
TB	0	9,75	1919,53	0,00
EW Struktur	0,00	7,83	0,00	0,00
EW Kendaraan	0	9,75	0,00	0,00
EQ-SA	0	1,65	0,00	0,00
EQ-SB	0	2,67	0,00	0,00
TA	0	6,40	3166,40	0,00
Jumlah	11816,02		9793,74	26234,96

(Sumber: Pribadi)

Kuat III: 1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,4EW

Tabel 4. 79 Kombinasi Kuat III Pada Stabilitas Guling

Struktur	Gaya Vertikal	Jarak Terhadap Titik O	Momen	
	P (kN)	(m)	Mx (kNm)	Mw (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	2,25	0	19991,85
MA (Struktur atas)	3342,93	1,00	3342,93	4178,66
MS	1296,37	1,00	1296,37	1944,56
TD (BTR)	0,00	1,00	0,00	0,00
TD (BGT)	0,00	1,00	0,00	0,00
TB	0	9,75	0,00	0,00
EW Struktur	434,51	7,83	531,87	4760,04
EW Kendaraan	0	9,75	97,59	0,00
EQ-SA	0	1,65	0,00	0,00
EQ-SB	0	2,67	0,00	0,00
TA	0	6,40	3166,40	0,00
Jumlah	12182,02		8435,16	30875,12

(Sumber: Pribadi)

Kuat V: $1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,35 TD + 1,35TB + 0,4EW$

Tabel 4. 80 Kombinasi Kuat V Pada Stabilitas Guling

Struktur	Gaya Vertikal	Jarak Terhadap Titik O	Momen	
	P (kN)	(m)	Mx (kNm)	Mw (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	2,25	0	17992,67
MA (Struktur atas)	3342,93	1,00	3342,93	4178,66
MS	1296,37	1,00	1296,37	1944,56
TD (BTR)	6,54	1,00	6,54	8,83
TD (BGT)	46,31	1,00	46,31	62,51
TB	0	9,75	1480,78	0,00
EW Struktur	124,15	7,83	151,96	388,57
EW Kendaraan	0	9,75	27,88	0,00
EQ-SA	0	1,65	0,00	0,00
EQ-SB	0	2,67	0,00	0,00
TA	0	6,40	3166,40	0,00
Jumlah	11924,51		9519,17	24575,81

(Sumber: Pribadi)

Layan I: 1MA + 1MS + 1TA + 1TD + 1TB + 0,3EW

Tabel 4. 81 Kombinasi Layan I Pada Stabilitas Guling

Struktur	Gaya Vertikal	Jarak Terhadap Titik O	Momen	
	P (kN)	(m)	Mx (kNm)	Mw (kNm)
MA (Struktur bawah)	5686,57	2,25	0	12794,79
MA (Struktur atas)	2674,34	1,00	2674,34	2674,34
MS	864,25	1,00	864,25	864,25
TD (BTR)	4,85	1,00	4,85	4,85
TD (BGT)	34,30	1,00	34,30	34,30
TB	0	9,75	1096,88	0,00
EW Struktur	93,11	7,83	113,97	218,57
EW Kendaraan	0	9,75	20,91	0,00
EQ-SA	0	1,65	0,00	0,00
EQ-SB	0	2,67	0,00	0,00
TA	0	6,40	2533,12	0,00
Jumlah	9357,42		7342,61	16591,10

(Sumber: Pribadi)

Ekstrim I: 1,25MA + 1,5MS + 1TA + 1TD + 1TB + 1EQ

Tabel 4. 82 Kombinasi Ekstrim I Pada Stabilitas Guling

Struktur	Gaya Vertikal	Jarak Terhadap Titik O	Momen	
	P (kN)	(m)	Mx (kNm)	Mw (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	2,25	0	19991,85
MA (Struktur atas)	3342,93	1,00	3342,93	4178,66
MS	1296,37	1,00	1296,37	1944,56
TD (BTR)	4,85	1,00	4,85	4,85
TD (BGT)	34,30	1,00	34,30	34,30
TB	0	9,75	1096,88	0,00
EW Struktur	0,00	7,83	0,00	0,00
EW Kendaraan	0	9,75	0,00	0,00
EQ-SA	0	1,65	4087,07	0,00
EQ-SB	0	2,67	3544,84	0,00
TA	0	6,40	2533,12	0,00
Jumlah	11786,66		15940,35	26154,22

(Sumber: Pribadi)

Tabel 4. 83 *Checking* Stabilitas Guling

Keadaan Batas	Gaya Vertikal	Momen		$\frac{Mw}{Mx}$	SF	Ket
	P (kN)	Mx (kNm)	Mw (kNm)			
Kuat I	11816,02	9793,74	26234,96	2,678748	$\geq 1,5$	OKE
Kuat III	12182,02	8435,16	30875,12	3,660290	$\geq 1,5$	OKE
Kuat V	11924,51	9519,17	24575,81	2,581716	$\geq 1,5$	OKE
Layan I	9357,42	7342,61	16591,10	2,259562	$\geq 1,5$	OKE
Ekstrim I	11786,66	15940,35	26154,22	1,640755	$\geq 1,5$	OKE

(Sumber: Pribadi)

b. Stabilitas Geser

$$C = 125 \text{ kN/m}^2$$

$$B_x = 4,50 \text{ m}$$

$$B_y = 12,70 \text{ m}$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\tan \phi = 0,700208$$

$$H_w = c \times B_x \times B_y + \Sigma P \times \tan \phi$$

$$\text{Kuat I: } 1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,75TD + 1,75TB$$

Tabel 4. 84 Kombinasi Kuat I Pada Stabilitas Geser

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal	
		Hx (kN)	Hw (kN)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	15417,42
MA (Struktur atas)	3342,93	0	
MS	1296,37	0	
TD (BTR)	8,48	0	
TD (BGT)	60,03	0	
TB	0,00	196,88	
EW Struktur	0,00	0,00	
EW Kendaraan	0,00	0,00	
EQ-SA	0,00	0,00	
EQ-SB	0,00	0,00	
TA	0,00	494,75	
Jumlah	11816,02	692	15417,42

(Sumber: Pribadi)

Kuat III: $1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,4EW$

Tabel 4. 85 Kombinasi Kuat III Pada Stabilitas Geser

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal	
		Hx (kN)	Hw (kN)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	15673,70
MA (Struktur atas)	3342,93	0	
MS	1296,37	0	
TD (BTR)	0,00	0	
TD (BGT)	0,00	0	
TB	0,00	0,00	
EW Struktur	434,51	67,97	
EW Kendaraan	0,00	10,01	
EQ-SA	0,00	0,00	
EQ-SB	0,00	0,00	
TA	0,00	494,75	
Jumlah	12182,02	573	15673,70

(Sumber: Pribadi)

Kuat V: $1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,35 TD + 1,35TB + 0,4EW$

Tabel 4. 86 Kombinasi Kuat V Pada Stabilitas Geser

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal	
		Hx (kN)	Hw (kN)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	15493,39
MA (Struktur atas)	3342,93	0	
MS	1296,37	0	
TD (BTR)	6,54	0	
TD (BGT)	46,31	0	
TB	0,00	151,88	
EW Struktur	124,15	19,42	
EW Kendaraan	0,00	2,86	
EQ-SA	0,00	0,00	
EQ-SB	0,00	0,00	
TA	0,00	494,75	
Jumlah	11924,51	669	15493,39

(Sumber: Pribadi)

Layan I: 1MA + 1MS + 1TA + 1TD + 1TB + 0,3EW

Tabel 4. 87 Kombinasi Layan I Pada Stabilitas Geser

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal	
		Hx (kN)	Hw (kN)
MA (Struktur bawah)	5686,57	0	13695,89
MA (Struktur atas)	2674,34	0	
MS	864,25	0	
TD (BTR)	4,85	0	
TD (BGT)	34,30	0	
TB	0,00	112,50	
EW Struktur	93,11	14,57	
EW Kendaraan	0,00	2,14	
EQ-SA	0,00	0,00	
EQ-SB	0,00	0,00	
TA	0,00	395,80	
Jumlah	9357,42	525	13695,89

(Sumber: Pribadi)

Ekstrim I: 1,25MA + 1,5MS + 1TA + 1TD + 1TB + 1EQ

Tabel 4. 88 Kombinasi Ekstrim I Pada Stabilitas Geser

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal	
		Hx (kN)	Hw (kN)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	15396,86
MA (Struktur atas)	3342,93	0	
MS	1296,37	0	
TD (BTR)	4,85	0	
TD (BGT)	34,30	0	
TB	0,00	112,50	
EW Struktur	0,00	0,00	
EW Kendaraan	0,00	0,00	
EQ-SA	0,00	4954,03	
EQ-SB	0,00	2653,73	
TA	0,00	395,80	
Jumlah	11786,66	8116	15396,86

(Sumber: Pribadi)

Tabel 4. 89 *Checking* Stabilitas Geser

Keadaan Batas	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		<u>Hw</u>	SF	Ket
		Hx (kN)	Hw (kN)	Hx		
Kuat I	11816,02	691,63	15417,42	22,291590	$\geq 1,5$	OKE
Kuat III	12182,02	572,73	15673,70	27,366674	$\geq 1,5$	OKE
Kuat V	11924,51	668,90	15493,39	23,162315	$\geq 1,5$	OKE
Layan I	9357,42	525,01	13695,89	26,086914	$\geq 1,5$	OKE
Ekstrim I	11786,66	8116,06	15396,86	1,897086	$\geq 1,5$	OKE

(Sumber: Pribadi)

c. Kapasitas Daya Dukung Tanah

Tabel 4. 90 Parameter Tanah Dari Hasil *Bore Log*

Depth (m)			Deskripsi	SPT	Gamma	c	Sudut	K	e
0	-	2	Clay	3	17	15	-	-	0.02
2	-	17	Clay	6	18	30	-	27150	0.01
17	-	22	Clay	15	18	75	-	136000	0.006
22	-	30	Clay	30	20	125	35	271000	0.005

(Sumber: HK-JK)

Tabel 4. 91 Korelasi Modulus Reaksi Tanah Dasar, Regangan, dan Kuat Geser Terdrainase Pada Tanah Kohesif

Consistency	N-SPT	γ (kN/m ³)	Cu (kPa)	K (kPa/m)	e_{50}
Very soft	0 - 2	16	4	3000	0.02
Soft	2 - 4	16.5	26.7	3500	0.02
Firm	4 - 8	17	26.7 - 53.3	3500 - 39000	0.02 - 0.09
Stiff	8 - 15	17.5	53.3 - 100	39000 - 140000	0.09 - 0.06
Very stiff	15 - 30	18	100 - 186.7	140000 - 263000	0.06 - 0.005
Hard	> 30	18.5	186.7 - 333.3	263000 - 420000	0.005 - 0.004

(Sumber: HK-JK)

Tabel 4. 92 Daya Dukung Terzaghi Kondisi Geser Umum

Table 3.1 Terzaghi's Bearing Capacity Factors—Eqs. (3.4), (3.5), and (3.6) a From Kumbhojkar (1993)

ϕ'	N_e	N_q	N_{γ}^*	ϕ'	N_e	N_q	N_{γ}^*
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*From Kumbhojkar (1993)

Faktor Daya Dukung Terzaghi untuk Kondisi Keruntuhan Geser Umum

Tabel 4. 93 Daya Dukung Terzaghi Kondisi Geser Lokal

Faktor Daya Dukung Terzaghi untuk Kondisi Keruntuhan Geser Lokal

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Daya Dukung Terzaghi Fondasi Bujur Sangkar

$$C = 125 \text{ kN/m}^2$$

$$B_x = 4,50 \text{ m}$$

$$B_y = 12,70 \text{ m}$$

$$D_f = 3,45 \text{ m}$$

$$\text{Tebal fondasi} = 2,00 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ \text{ (general shear failure)}$$

$$N_c = 57,75$$

$$N_q = 41,44$$

$$N_\gamma = 45,41$$

Menghitung Daya Dukung Tanah di Bawah Fondasi

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,3 \times C \times N_c + D_f \times \gamma_{\text{tanah}} \times N_q + 0,4 \times \gamma_{\text{tanah}} \times B_x \times N_\gamma \\ &= 1,3 \times 125 \times 57,75 + 3,45 \times 18 \times 41,44 + 0,4 \times 18 \times 4,50 \times 45,41 \\ &= 13429,083 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= Q_u / SF \\ &= 13429,083 / 3 \\ &= 4476,361 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Beban Merata di Atas Fondasi (Q_{total})

$Q_{fondasi} = \text{Tebal fondasi} \times \gamma_{beton}$

$$= 2,00 \times 24$$

$$= 48 \text{ kN/m}^2$$

$Q_{tanah} = D_f - \text{Tebal fondasi} \times \gamma_{tanah}$

$$= 3,45 - 2,00 \times 18$$

$$= 26,1 \text{ kN/m}^2$$

$Q_{total} = Q_{fondasi} + Q_{tanah}$

$$= 48 + 26,1$$

$$= 74,1 \text{ kN/m}^2$$

Kuat I: $1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,75TD + 1,75TB$

Tabel 4. 94 Kombinasi Kuat I Pada Kapasitas Daya Dukung Tanah

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Momen	
		Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	3342,93	21227,57
MS	1296,37	1296,37	8231,98
TD (BTR)	8,48	8,48	53,86
TD (BGT)	60,03	60,03	381,16
TB	0	1919,53	0
EW Struktur	0,00	0,00	0,00
EW Kendaraan	0	0,00	0,00
EQ-SA	0	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00
TA	0	3166,40	3166,40
Jumlah	11816	9793,74	33060,96

(Sumber: Pribadi)

Kuat III: $1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,4EW$

Tabel 4. 95 Kombinasi Kuat III Pada Kapasitas Daya Dukung Tanah

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Momen	
		Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	3342,93	21227,57
MS	1296,37	1296,37	8231,98
TD (BTR)	0,00	0,00	0,00
TD (BGT)	0,00	0,00	0,00
TB	0	0,00	0
EW Struktur	434,51	531,87	1314,42
EW Kendaraan	0	97,59	129,53
EQ-SA	0	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00
TA	0	3166,40	3166,40
Jumlah	12182	8435,16	34069,90

(Sumber: Pribadi)

Kuat V: $1,25MA + 1,5MS + 1,25TA + 1,35 TD + 1,35TB + 0,4EW$

Tabel 4. 96 Kombinasi Kuat V Pada Kapasitas Daya Dukung Tanah

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Momen	
		Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	3342,93	21227,57
MS	1296,37	1296,37	8231,98
TD (BTR)	6,54	6,54	41,55
TD (BGT)	46,31	46,31	294,04
TB	0	1480,78	0
EW Struktur	124,15	151,96	375,55
EW Kendaraan	0	27,88	37,01
EQ-SA	0	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00
TA	0	3166,40	3166,40
Jumlah	11925	9519,17	33374,09

(Sumber: Pribadi)

Layan I: 1MA + 1MS + 1TA + 1TD + 1TB + 0,3EW

Tabel 4. 97 Kombinasi Layan I Pada Kapasitas Daya Dukung Tanah

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Momen	
		Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	5686,57	0	0
MA (Struktur atas)	2674,34	2674,34	16982,06
MS	864,25	864,25	5487,98
TD (BTR)	4,85	4,85	30,77
TD (BGT)	34,30	34,30	217,81
TB	0	1096,88	0
EW Struktur	93,11	113,97	281,66
EW Kendaraan	0	20,91	27,76
EQ-SA	0	0,00	0,00
EQ-SB	0	0,00	0,00
TA	0	2533,12	2533,12
Jumlah	9357	7342,61	25561,16

(Sumber: Pribadi)

Ekstrim I: 1,25MA + 1,5MS + 1TA + 1TD + 1TB + 1EQ

Tabel 4. 98 Kombinasi Ekstrim I Pada Kapasitas Daya Dukung Tanah

Struktur	Gaya Vertikal P (kN)	Momen	
		Mx (kNm)	My (kNm)
MA (Struktur bawah)	7108,22	0	0
MA (Struktur atas)	3342,93	3342,93	21227,57
MS	1296,37	1296,37	8231,98
TD (BTR)	4,85	4,85	30,77
TD (BGT)	34,30	34,30	217,81
TB	0	1096,88	0
EW Struktur	0,00	0,00	0,00
EW Kendaraan	0	0,00	0,00
EQ-SA	0	4087,07	4087,07
EQ-SB	0	3544,84	3544,84
TA	0	2533,12	2533,12
Jumlah	11787	15940,35	39873,16

(Sumber: Pribadi)

$$\Sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_{\max}}{\frac{1}{6} B_x^2 B_y} + Q \text{ total}$$

Tabel 4. 99 *Checking* Kapasitas Daya Dukung Tanah

Keadaan Batas	Gaya Vertikal P (kN)	Momen		Σ (kN/m ²)	Qall (kN/m ²)	Ket
		Mx (kNm)	My (kNm)			
Kuat I	11816,02	9793,74	33060,96	1052,18	< 4476,36	OKE
Kuat III	12182,02	8435,16	34069,90	1082,12	< 4476,36	OKE
Kuat V	11924,51	9519,17	33374,09	1061,38	< 4476,36	OKE
Layan I	9357,42	7342,61	25561,16	834,18	< 4476,36	OKE
Ekstrim I	11786,66	15940,35	39873,16	1210,59	< 4476,36	OKE

(Sumber: Pribadi)

4.5.3. Corbel

1. Karakteristik Material

Beton (f_c')	= 30 Mpa
Bj beton (γ_c)	= 24 kN/m ³
Baja (f_y)	= 420 Mpa
Es baja	= 200000 Mpa
Sudut geser (ϕ)	= 1,4
Koef. Tekanan tanah lateral (K1)	= 0,25
Modulus reaksi tanah (K2)	= 10,3 Mpa

2. Gaya

a. Beban 1 Girder

Berat sendiri (DL)	= 638,46 kN
Akibat prategang (PL)	= 4835,78 kN
Beban tambahan permanen (SDL)	= 57,87 kN
Beban lalu lintas (LL)	= 327,57 kN

b. Gaya

Gaya aksial tekan (N_c)	= 0 kN (tidak ada gaya tekan tambahan)
Gaya aksial tarik (N_t)	= 0 kN (tidak ada gaya tarik horizontal)
Faktor reduksi kekuatan beton (ϕ_b)	= 0,9
Faktor reduksi kekuatan geser (ϕ_s)	= 0,75
Gaya geser ultimit (V_u)	= 1,2DL+2SDL+1,8 LL+1,3 PL = 7812,05 kN

c. Gaya Dalam Korbil

Gaya tekan (P_c)	= max (N_t ; N_c ; 0,2 V_u) = max (0 ; 0 ; 1562,41) = 1562,41 kN
Gaya tekan ultimit (N_{uc})	= 1562,41 kN
Momen ultimit (M_u)	= $V_u \times a_v + N_{uc} \times (h - d)$ = 7812,05 x 600 + 1562,41 x (1300 - 1234) = 4790,35 kN.m

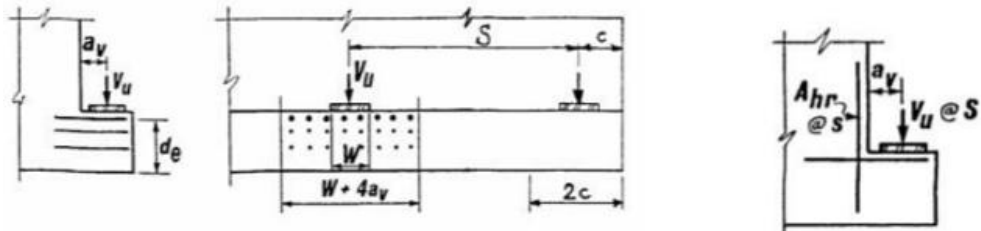
3. Dimensi

a. Data Geometri Jembatan

Bentang jembatan (L) = 26,00 m

Lebar jembatan (W) = 12,70 m

b. Data Penampang Korbel

Gambar 4. 50 Penampang *Corbel*

Lebar (S) = 1400 mm

Jarak beban ke muka kolom (a_v) = 600 mm

Lebar bidang tumpuan (w) = 400 mm

Jarak dari CL tumpuan ke tepi (C1) = 750 mm

Tinggi total korbel (h) = 1300 mm

Selimut beton = 50 mm

 d_c = Cover + 0,5 D3

= 50 + 16

= 66 mm

Tinggi efektif (d) = h - d_c

= 1300 - 66

= 1234 mm

Lebar efektif korbel (bw) = min [S ; (W + 4 a_v) ; 2C1]

= min [1400, 2800, 1500]

= 1400 mm

Syarat = $a_v / d < 1$

= 0,49 OKE

4. Tulangan

D1 = 29 mm

A1 = 0,25 x π x D²

$$= 0,25 \times 3,14 \times 29^2$$

$$= 660,185 \text{ mm}^2$$

$$D2 = 22 \text{ mm}$$

$$A2 = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times 22^2$$

$$= 379,94 \text{ mm}^2$$

$$D3 = 32 \text{ mm}$$

$$A3 = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times 32^2$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

5. Data Hasil Desain Tulangan

a. Tulangan Lentur (*Flexural Reinforcement*)

$$\text{Jumlah (nf)} = 4$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan lentur (Af)} &= \text{nf} \times A3 \\ &= 3215,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan } (\rho_1) &= \frac{A_f}{b_w d} \\ &= 0,19 \% \end{aligned}$$

b. Tulangan Utama Tarik

$$\text{Jumlah (ns)} = 10 \quad (\text{syarat: ns} > \text{nvf})$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan tarik (As)} &= \text{ns} \times A3 \\ &= 10 \times 803,84 \\ &= 8038,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan } (\rho_2) &= \frac{A_s}{(b_w \times d)} \\ &= 8038,4 / (1400 \times 1234) \\ &= 0,47 \% \end{aligned}$$

c. Tulangan Geser Friksi

$$\text{Jumlah (nvf)} = 5$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan geser friksi (Avf)} &= \text{nvf} \times A3 \\ &= 5 \times 803,84 \\ &= 4019,2 \text{ mm}^2 \text{ (per Girder)} \end{aligned}$$

d. Tulangan Torsi

Kebutuhan tul. torsi (A_{ts}) = 1864,054 mm²/m (dari hitungan kepala abt.)

$$\begin{aligned} A_{ts} \text{ desain} &= A_{ts} \times b_w \\ &= 1864,054 \times 1400 \\ &= 2609675,477 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

6. Kapasitas Lentur Korbel

$$30 \text{ Mpa} < f_c' < 55 \text{ Mpa} = 0,85 - 0,05 \left(\frac{\frac{f_c'}{\text{psi}} - 4000}{1000} \right)$$

$$f_c' \geq 55 \text{ Mpa}, \beta_1 = 0,65$$

$$f_c' \leq 30 \text{ Mpa}, \beta_1 = 0,85 \text{ DIPAKAI}$$

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman blok tekan (a)} &= \frac{A_f \times F_y}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\ &= 3,78 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Regangan leleh baja } (\epsilon_y) &= f_y / E_s \\ &= 0,0021 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Regangan tulangan tarik } (\epsilon_{st}) &= 0,003 \times \frac{\beta_1 \times d - a}{a} \\ &= 0,080 \end{aligned}$$

Jika $\epsilon_{st} > \epsilon_y$

$$0,080 > 0,002$$

$$\begin{aligned} f_{st} &= f_y \quad (\text{Jika } \epsilon_{st} > \epsilon_y) \\ &= 420 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tul. seimbang (pb)} &= \frac{0,85 f_c' \beta_1}{f_{st}} \times \frac{0,003 E_s}{0,003 E_s + f_{st}} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tul. minimum (pmin)} &= \max \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} ; \frac{1,4}{f_y} ; \frac{0,04 f_c'}{f_y} \right) \\ &= \max (0,003 ; 0,003 ; 0,003) \\ &= 0,333 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tul. aktual (pt)} &= \frac{A_f}{b_w d} \\ &= 0,1861 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tul. maksimum (pmax)} &= \min (0,75 \text{ pb} ; 2,5\%) \\ &= \min (2,28 ; 2,5) \% \end{aligned}$$

$$= 2,28 \%$$

$$\text{Kapasitas momen nominal } (\phi M_n) = \phi b [0.85 f_c' a b_w \left(d - \frac{a}{2}\right)]$$

$$(\text{syarat: } p_t \leq p_{\max}) = 1497,51 \text{ kN.m}$$

$$\text{Syarat } \phi M_n > M_u$$

$$= 1497,51 > 4790,35 \text{ kN.m OKE}$$

7. Geser Korbél

$$\text{Gaya geser ultimit } (V_u) = 7812,049 \text{ kN}$$

Luas bidang geser

$$b_{vi} = b_w \quad c = 0$$

$$= 1400 \text{ mm}$$

$$L_{vi} = h$$

$$= 1300 \text{ mm}$$

$$A_{cv} = b_{vi} \times L_{vi}$$

$$= 1,82 \text{ m}^2$$

$$\text{Kapasitas geser friksi } (V_{ni}) = c A_{cv} + \phi (A_{vf} f_{ys} + P_c)$$

$$= 4550,663 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat } A_{vf} = \phi_s V_{ni} > V_u$$

$$= 3413 > 7812,049 \text{ kN OKE aman terhadap friksi}$$

Syarat batas geser maksimum

$$V_{ni} < \min (K_1 f_c' A_{cv}; K_2 A_{cv}; 0,2 f_c' b_w d; 5,5 b_w d; 11 \text{ MPa } b_w d)$$

$$V_{ni} < \min (0,25 f_c' A_{cv}; 3,45 A_{cv}; 0,2 f_c' b_w d; 5,5 b_w d; 11 b_w d)$$

$$4550,663 < \min (13650; 6279; 10365,60; 9501,80; 19003,60)$$

$$4550,663 < 6279 \text{ kN OKE}$$

8. Desain Tulangan Korbél

a. Tulangan lentur utama

$$A_n = \frac{N_{uc}}{(\phi b f_y)}$$

$$= 413,3359 \text{ mm}^2$$

$$A_{vf} = 4019,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = A_s \text{ jika } A_s \geq (A_f + A_n)$$

$$8038,4 \geq 3628,70 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq \left[\frac{2 A_v f}{3} + A_n \right]$$

$$8038,4 \geq 3092,80 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = 8038,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc1} = \frac{0,04 f_c'}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= 4936,00 \text{ mm}^2$$

A_{sc} pakai, jika desain = korbel kepala abt. atau

jika desain = *Girder* max (A_{sc} , A_{sc1})

$$A_{sc} \text{ pakai} = 8038,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spacing} = \frac{b_w}{n_s + \frac{A_{ts}}{A_3}}$$

$$= 113,6462 \text{ mm}$$

Jadi tulangan lentur yang dipakai D32 - 150

b. Tulangan geser

$$A_h = 0,5 \times (A_{sc} \text{ pakai} - A_n)$$

$$= 3812,532 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah sengkang (N}_h) = A_h / A_2$$

$$= 10$$

$$\approx 10 \text{ buah}$$

$$\text{Spacing 1} = \frac{2/3 d}{N_h}$$

$$= 81,98 \text{ mm}$$

$$\text{Spacing 2} = b_w / N_h$$

$$= 139,52 \text{ mm}$$

Jadi tulangan geser yang dipakai D22 - 150

c. Tulangan *hanger*

$$A_{hr} = V_{ni} / f_y$$

$$= 10834,91 \text{ mm}^2$$

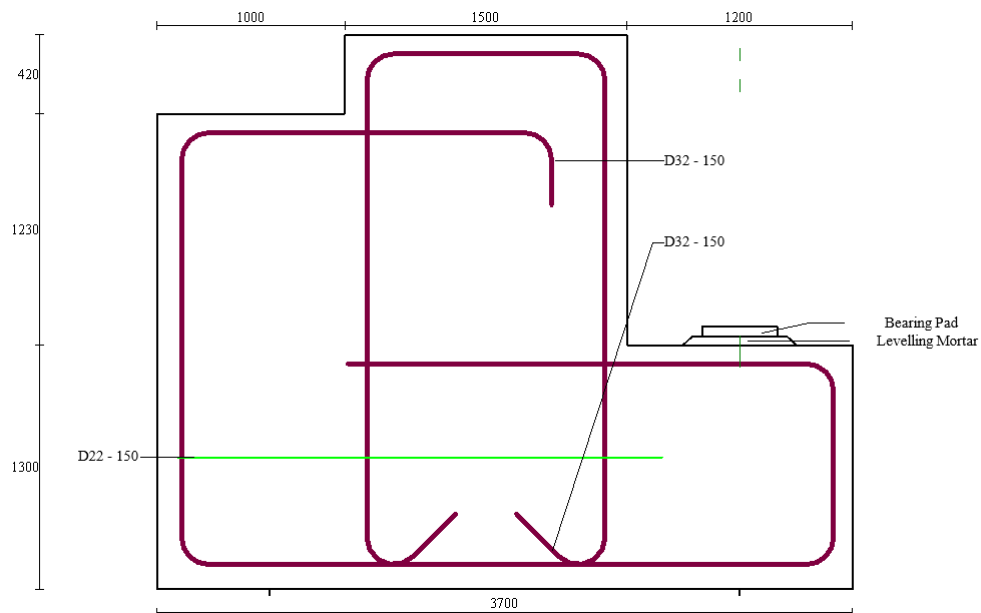
$$\text{Jumlah tulangan (N}_{hr}) = \frac{(A_{hr} + A_{ts} \text{ desain})}{A_3}$$

$$= 16$$

$$\approx 16 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Spacing} &= b_w / N_{hr} \\
 &= 88,6194 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi tulangan *hanger* yang dipakai D32 - 150



Gambar 4. 51 Detail Penulangan *Corbel*

(Sumber: Pribadi)

4.5.4. *Backwall*

1. Karakteristik Material

$$f_{c'} = 30 \text{ Mpa}$$

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

$$f_{cpe} = 0 \text{ Mpa}$$

2. Dimensi

$$\text{Tinggi (h)} = 2950 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar (b)} = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang (L)} = 12700 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton (t)} = 100 \text{ mm}$$

3. Gaya Dalam

a. Gaya aksial

$$P_u = 4258,64 \text{ kN}$$

- b. Gaya geser
 $V_u = 9024,14 \text{ kN}$
- c. Gaya momen
 $M_{dnc} = 0 \text{ kN.m}$
 $M_{u \text{ min}} = 5124,98 \text{ kN.m}$
 $M_{u \text{ max}} = 38686,39 \text{ kN.m}$
- d. Gaya torsi
 $T_u = P(MA+MS+TD) \times e$
 $= 3042,59 \times 1,00$
 $= 3042,59 \text{ kN.m}$
4. Penulangan
- a. Tulangan utama
 $D_{s1} = 32 \text{ mm}$
 $A_{s1} = 0,25 \times \pi \times D^2$
 $= 0,25 \times 3,14 \times 32^2$
 $= 803,84 \text{ mm}^2$
- b. Tulangan geser
 $D_{s2} = 13 \text{ mm}$
 $A_{s2} = 0,25 \times \pi \times D^2$
 $= 0,25 \times 3,14 \times 13^2$
 $= 132,665 \text{ mm}^2$
- c. Tulangan torsi *longitudinal*
 $D_{s3} = 25 \text{ mm}$
 $A_{s3} = 0,25 \times \pi \times D^2$
 $= 0,25 \times 3,14 \times 25^2$
 $= 490,625 \text{ mm}^2$
- d. Tulangan torsi *transversal*
 $D_{s4} = 13 \text{ mm}$
 $A_{s4} = 0,25 \times \pi \times D^2$
 $= 0,25 \times 3,14 \times 13^2$
 $= 132,665 \text{ mm}^2$

- e. $d_s = h - \text{selimut beton} - 0,5 D_{s1} - D_{s3}$
 $= 2809 \text{ mm}$
- f. $A_g = b \times h$
 $= 1500 \times 2950$
 $= 4425000 \text{ mm}^2$
 $= 4,095 \times 10^6 \text{ mm}^2$
- g. Tulangan atas
 Jumlah (N_1) = 38 buah
 Luas (A_{st1}) = $N_1 \times A_{s1}$
 $= 30545,92 \text{ mm}^2$
 $= 3,055 \times 10^4 \text{ mm}^2$
 $\rho_1 = \frac{A_{st1}}{(b \times d_s)}$
 $= 0,725 \%$
- h. Tulangan bawah
 Jumlah (N_2) = 76 buah
 Luas (A_{st2}) = $N_2 \times A_{s3}$
 $= 37287,5 \text{ mm}^2$
 $= 37,288 \times 10^3 \text{ mm}^2$
 $\rho_2 = \frac{A_{st2}}{(b \times d_s)}$
 $= 0,885 \%$
- i. Tulangan torsi
 Jumlah (N_t) = 43 buah
 Spacing (S_t) = 150 mm
 Jumlah kaki sengkang torsi (N_{st}) = 4 buah
- j. Tulangan geser
 Spacing (S_s) = 150 mm
 Jumlah kaki sengkang geser (N_{ss}) = 4 buah
5. Faktor Reduksi
 Lentur (ϕ_b) = 0,9
 Geser dan Torsi (ϕ_v) = 0,75

Tekan (ϕ_c)	= 0,75
Blok tegangan	$\alpha_1 = 0,85$ AASHTO 2017
β_1	0,8 AASHTO 2017
Variabilitas retak lentur (γ_1)	= 1,6
Variabilitas prategang (γ_2)	= 1,6
Kuah leleh min. yang disyaratkan terhadap kuat tarik ult. baja (γ_3)	= 0,75
Modulus keruntuhan (f_r)	= $0,63 \sqrt{f_c'}$ AASHTO 2017 = 3,451 Mpa

MENCARI MODULUS PENAMPANG SERAT TERLUAR (S_c)

Tabel 4. 100 Luas Penampang dan Titik Berat

Luas Penampang dan Titik Berat					
Komponen	b (mm)	h (mm)	A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)
Kiri	1000	2530	2530000	1265	3200450000
Tengah	1500	2950	4425000	1475	6526875000
Kanan	1200	1300	1560000	650	1014000000
Jumlah			8515000		10741325000

(Sumber: Pribadi)

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A}$$

$$= 1261,45919 \text{ mm}$$

Tabel 4. 101 Momen Inersia Komponen

Momen Inersia Tiap Komponen	
Komponen	$I = (bh^3 / 12) \text{ (mm}^4\text{)}$
Kiri	1,350 x 10 ¹²
Tengah	3,209 x 10 ¹²
Kanan	2,197 x 10 ¹¹

(Sumber: Pribadi)

Tabel 4. 102 Teorema Sumbu Sejajar

Teorema Sumbu Sejajar					
Komponen	$d = y - \bar{y} $ (mm)	Ad^2 (mm ⁴)		$I + Ad^2$ (mm ⁴)	
Kiri	4	0,32	$\times 10^8$	1,350	$\times 10^{12}$
Tengah	214	2,02	$\times 10^{11}$	3,411	$\times 10^{12}$
Kanan	611	5,83	$\times 10^{11}$	8,030	$\times 10^{11}$
Jumlah				5,563	$\times 10^{12}$

(Sumber: Pribadi)

Momen inersia total penampang (I_g)

$$I_g = 5,563 \times 10^{12} \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$H_{\max} = 2950 \text{ mm}$$

$$\text{Serat atas } C_t = H - \bar{y}$$

$$= 1688,54081 \text{ mm}$$

$$\text{Serat atas } C_b = \bar{y}$$

$$= 1261,45919 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus (S) } = \frac{I_g}{C}$$

$$\text{penampang } C$$

$$S_t = 3,295 \times 10^9 \text{ mm}^3$$

$$S_b = 4,410 \times 10^9 \text{ mm}^3$$

$$S_c = \max (S_t, S_b)$$

$$= \max (3,795 \times 10^9; 5,052 \times 10^9)$$

$$= 4,410 \times 10^9 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus penampang serat} = 4,410 \times 10^9 \text{ mm}^3$$

$$\text{terluar (S}_c\text{)} = (\text{S}_{nc})$$

6. *Preliminary Check*

$$\text{Syarat gaya aksial} = P_u < 0,1 \times A_g \times f_c'$$

$$= 4258,63 < 13275 \text{ kN OKE}$$

$$\text{Syarat rasio lebar thdp tinggi} = b / h > 0,3$$

$$= 0,508 > 0,3 \text{ OKE}$$

$$\text{Syarat lebar min.} = b > 250$$

$$= 1500 > 250 \quad \text{OKE}$$

7. Cek Lentur

a. Tulangan atas (momen negatif)

Cek kapasitas

$$\begin{aligned} Mu1 &= |Mu \text{ min}| \\ &= 5124,98 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= Ast1 \times fy \\ &= \alpha1 \times fc' \times \beta1 \times b \\ &= 419,258 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \beta1 \times c \\ &= 335,406 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn1 &= Ast1 \times fy \times (ds - \frac{a}{2}) \quad \text{AASHTO 2017} \\ &= 33885,9545 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat } \phi b \times Mn1 &> Mu1 \\ &= 30497,36 > 5124,98 \text{ kN.m OKE} \end{aligned}$$

Cek retak (AASHTO 2017)

$$\begin{aligned} jd &= ds - 0,5 a \\ &= 2641,30 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mcr \text{ min.1} &= 1,33 Mu1 \\ &= 6816,22966 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mcr \text{ min.2} &= \gamma3 [(\gamma1 fr + \gamma2 fcpe) Sc - Mdnc ((Sc/Snc) - 1)] \\ &= 23554,128 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen retak} &= \min (Mcr \text{ min 1}; Mcr \text{ min 2}) \\ &= \min (6816,23; 23554,12822) \\ &= 6816,229 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat } \phi b \times Mn1 &> Mcr1 \\ &= 30497,36 > 6816,23 \text{ kN.m OKE} \end{aligned}$$

Cek kebutuhan tulangan

$$\begin{aligned} As &= \frac{|Mu1|}{\phi b fy jd} \\ &= 5133,1452 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= A_{st1} > A_s \\ &= 30545,92 > 5133,15 \text{ mm}^2 \text{ OKE}\end{aligned}$$

Jadi tulangan atas yang dipakai 38 D32

b. Tulangan bawah (momen positif)

Cek kapasitas

$$\begin{aligned}Mu_2 &= |Mu_{max}| \\ &= 38686,39 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}c &= A_{st2} \times f_y \\ &= \alpha_1 \times f_c' \times \beta_1 \times b \\ &= 511,789 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}a &= \beta_1 \times c \\ &= 409,431 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Mn_2 &= A_{st2} \times f_y \times (ds - \frac{a}{2}) \text{ AASHTO 2017} \\ &= 41364,6906 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \phi b \times Mn_2 > Mu_2 \\ &= 37228,22 > 38686,39 \text{ kN.m OKE}\end{aligned}$$

Cek retak (AASHTO 2017)

$$\begin{aligned}jd &= ds - 0,5 a \\ &= 2641,29691 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Mcr_2 \text{ min.1} &= 1,33 Mu_2 \\ &= 51452,91 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Mcr_2 \text{ min.2} &= \gamma_3 [(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - Md_{nc} ((S_c/S_{nc}) - 1)] \\ &= 23554,13 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen retak} &= \min (Mcr_2 \text{ min 1}; Mcr_2 \text{ min 2}) \\ &= \min (51452,91 ; 23554,13) \\ &= 23554,13 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \phi b \times Mn_2 > Mcr_2 \\ &= 37228,22 > 23554,13 \text{ kN.m OKE}\end{aligned}$$

Cek kebutuhan tulangan

$$A_s = \frac{|Mu_2|}{\phi b f_y jd}$$

$$= 38748 \text{ mm}^2$$

$$\text{Syarat} = A_{st2} > A_s$$

$$= 37287,5 > 38748 \text{ mm}^2 \quad \text{OKE}$$

Jadi tulangan atas yang dipakai 76 D32

8. Cek Geser dan Torsi

$$\text{Faktor kemampuan beton retak} = 2$$

menyalurkan geser (β)

$$\text{Faktor jenis beton } (\lambda) = 1$$

$$\text{Sudut strut tekan diagonal beton } (\theta) = 45^\circ$$

$$\text{Sudut sengkang thdp tul. longitudinal } (\alpha) = 90^\circ$$

$$\text{Kontribusi gaya prategang } (V_p) = 0 \text{ kN (bukan beton prategang)}$$

$$\text{Tegangan geser ultimit } (V_u) = | V_{u \max} |$$

$$= 9024,14 \text{ kN}$$

$$\text{Kedalaman geser efektif } (d_e) = \frac{(A_{st1} f_y d_s)}{(A_{st2} f_y)}$$

$$= 2301,1328 \text{ mm}$$

$$= 0,230 \times 10^4 \text{ mm}$$

$$0,9 d_e = 2071,02 \text{ mm}$$

$$= 0,21 \times 10^4 \text{ mm}$$

$$d_v = d_s$$

$$= 2809 \text{ mm}$$

$$= 2,809 \times 10^3$$

a. Tulangan geser (AASHTO 2017)

$$\text{Kapabilitas geser beton } (V_c) = 0,0316 \beta \lambda (\sqrt{f_c'} \text{ ksi}) b d_v$$

$$= 5554,610 \text{ kN}$$

$$V_{n1} = 0,25 f_c' b d_v + V_p$$

$$= 31601,25 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat} = V_u > 0,5 \phi_v (V_c + V_p)$$

$$= 9024,14 > 2082,98 \text{ OKE}$$

Jadi tulangan geser atau sengkang diperlukan

$$\text{Tahanan tul. geser } (V_s) = \frac{(V_u / \phi_v)}{\phi_v V_c}$$

$$= 16198,1407 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan geser beton (Vu)} &= \frac{|Vu - \phi_v V_p|}{(\phi_v b d_v)} \\ &= 5,126 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak maks. Senggang (Smaks)} &= Vu < 0,125 f_c'; \min (0,8 d_v, 600 \text{ mm}) \\ &= 5,126 < 3,75 \quad \text{DIPAKAI} \\ &= Vu \geq 0,125 f_c'; \min (0,4 d_v, 300 \text{ mm}) \\ &= 5,126 \geq 3,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ maks} &= \min (0,8 d_v, 600 \text{ mm}) \\ &= \min (2247,2 ; 600 \text{ mm}) \\ &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ pakai} &= \min (S_s, S_{maks}) \\ &= \min (150 : 600) \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas min. tul. geser (Av min)} &= 0,083 \lambda \sqrt{(\sqrt{f_c'} \text{ Mpa})} \frac{(b S_{pakai})}{f_y} \\ &= 243,541 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Av \text{ min} / S \text{ maks} = 0,4059 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tul. geser yang dibutuhkan (Av req)} &= \frac{|V_s| S_{pakai}}{f_y d_v \cot(\theta)} \\ &= 333,588 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Av \text{ req} / S \text{ maks} = 0,556 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tul. pakai (Av)} &= \max (Av \text{ min}, Av \text{ req}) \\ &= \max (243,541; 333,588) \\ &= 333,588 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah kaki sengkang (Nv)} &= Av / A_s2 \\ &= 2,51 \\ &\approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas geser sengkang (Vs desain)} &= \frac{Av [f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha]}{S_{pakai}} \\ &= 26237,3465 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas geser total (Vn2)} &= V_s \text{ desain} + V_c + V_p \\ &= 31791,956 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= V_{n2} > V_u \\ &= 31791,956 > 9024,14 \text{ kN OKE}\end{aligned}$$

Jadi dipakai tulangan geser 4 D13 - 150

b. Tulangan torsi (ACI 318M-19)

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang (Acp)} &= b \times h \\ &= 4425000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Keliling penampang (Pcp)} &= 2 (b + h) \\ &= 8900 \text{ mm}\end{aligned}$$

Area jalur aliran geser torsi (Aoh)

$$\begin{aligned}\text{Aoh} &= (b - 2 \text{ selimut beton} - D_{s4}) + (h - 2 \text{ selimut beton} - D_{s4}) \\ &= 4024 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Keliling jalur aliran geser torsi (Poh)

$$\begin{aligned}\text{Poh} &= 2 (b - 2 \text{ selimut beton} - D_{s4}) + (h - 2 \text{ selimut beton} - D_{s4}) \\ &= 8048 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Torsi retak beton (Tcr)} &= \frac{1}{3} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \times \sqrt{f_c'} \text{ Mpa} \\ &= 4016,76 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi_v T_{cr} &= 0,75 \times T_{cr} \\ &= 3012,5723 \text{ kN.m} \\ &= 3,013 \times 10^3 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Syarat = diabaikan jika $T_n < T_c$ dan $T_u < (\phi_v T_{cr}/4)$
dibutuhkan jika $T_n > T_c$

$$\begin{aligned}&= T_n > T_c \\ &= T_u / \phi_v > T_c \\ &= 4056785,31 > 4016,76 \text{ kN.m OKE}\end{aligned}$$

Jadi tulangan torsi dibutuhkan

Cek dimensi penampang

$$\begin{aligned}&= \sqrt{\left(\frac{V_u}{b d_v}\right)^2 + \frac{\min(T_u, T_{cr}) \times P_{oh}}{1,7 A_{oh}^2}} \leq \phi_v \left(\frac{V_c}{b d_v} + \frac{2\sqrt{f_c'} \text{ Mpa}}{3}\right) \\ &= \sqrt{\left(\frac{V_u}{b d_v}\right)^2 + \frac{\min 3026,53 ; 4016,76 \times P_{oh}}{1,7 A_{oh}^2}} \leq \phi_v \left(\frac{V_c}{b d_v} + \frac{2\sqrt{f_c'} \text{ Mpa}}{3}\right)\end{aligned}$$

$$= 0,00000459 + 0,79 \leq 2,74$$

$$= 0,89 \leq 2,74 \text{ OKE}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 A_{oh} \\ &= 3420,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ts} &= \frac{\min(T_u, T_{cr})}{(2 \phi_v A_o f_y \cot 45^\circ)} \\ &= \frac{\min(3248 ; 3618,9)}{(2 \phi_v A_o f_y \cot 45^\circ)} \\ &= 1864,053912 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_t &= \left(\frac{2 A_{ts} \text{Storsi}}{A_{s1}}, 1 \right) \\ &= (5, 1) \\ &= 1 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat } N_t &\leq N_s \text{ torsi} \\ &= 1 \leq 4 \text{ OKE} \end{aligned}$$

c. Tulangan transversal torsi dan geser (ACI 318M-19)

$$\begin{aligned} A_{vts} &= \frac{A_v}{S_s} + 2 A_{ts} \\ &= 3730,331743 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{vts} &= \left[\frac{\frac{A_v}{S_s} + 2 A_{ts} \text{Storsi}}{A_{s4}}, 1 \right] \\ &= (6,73 ; 1) \\ &= 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek kaki sengkang} &= \frac{2 A_{ts} \text{Storsi}}{A_{s4}} \leq 2 \\ &= 4 \leq 2 \text{ NOT OKE} \end{aligned}$$

Jadi perlu ditambahkan tulangan sengkang

$$\begin{aligned} \text{Cek } A_{vts} \text{ min.} &= A_{vts} > \max \left[0,062 \sqrt{f_c'} \text{ Mpa} \frac{b}{f_y} ; \frac{0,35 b}{f_y \text{ Mpa}} \right] \\ &= 3730,33174 > \max [1212,81 ; 1250] \\ &= 3730,33174 > 1250 \text{ mm}^2/\text{m OKE} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek jumlah kaki sengkang} &= N_{vts} \leq N_s \text{ geser} + N_s \text{ torsi} \\ &= 8 \leq 8 \text{ OKE} \end{aligned}$$

$$\text{Cek spacing} = S_{\text{torsi}} < \min \left(\frac{P_{oh}}{8} ; 300 \text{ mm} \right)$$

$$= 150 < \min(894,22 ; 300 \text{ mm})$$

$$= 150 < 300 \text{ mm OKE}$$

Jadi, tulangan transversal torsi 8 D13 - 150

d. Tulangan longitudinal torsi

$$\text{Alt desain} = N \text{ torsi} \times A_{s3}$$

$$= 21096,875 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Alt min} &= \frac{5 A_{cp} \sqrt{f_{c'}}}{12 f_y} - \left[\min\left(\frac{\text{Alt desain}}{m} ; \frac{6 b}{F_y}\right) \right] \times \frac{P_{oh} f_y}{f_y} \\ &= \frac{21096,875}{5040} - \left[\min\left(\frac{21096,875}{500} ; \frac{9000}{420}\right) \right] \times \frac{8048 \times 420}{420} \\ &= 24044,368 - [\min(42,19375 ; 21,428)] \times 8048 \\ &= -148412,775 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

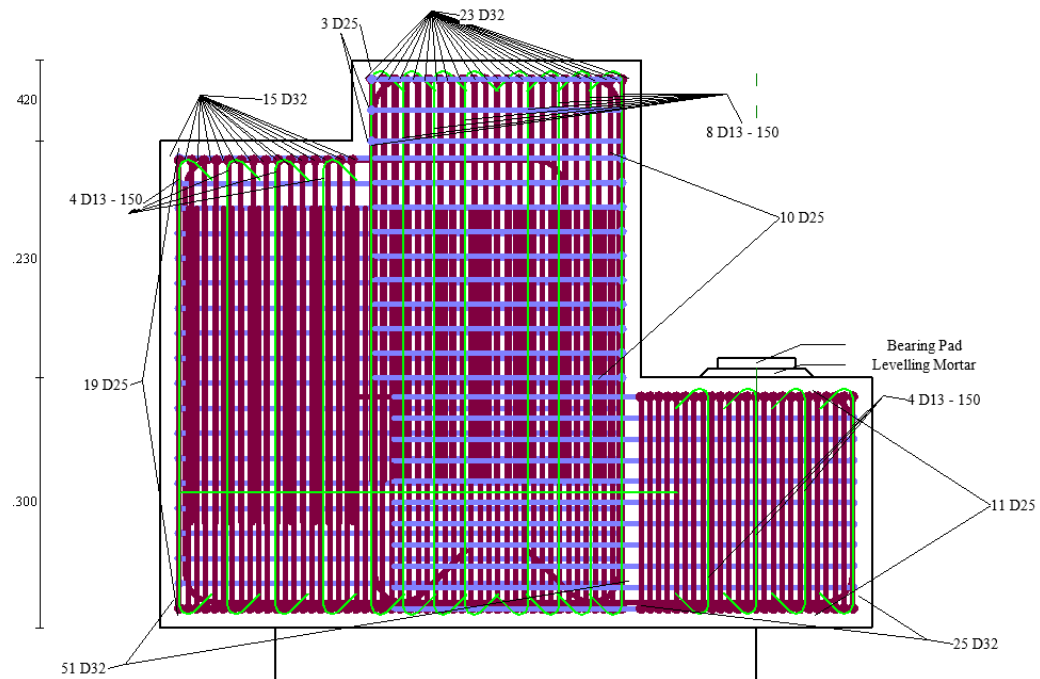
$$\begin{aligned} \text{Alt}' &= \max [A_{ts} P_{oh} (\cot 45^\circ)^2 m , \text{Alt min}] \\ &= \max [15001,906 ; -148412,7746] \text{ mm}^2 \\ &= 15001,906 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Alt} &= \text{Alt}' - \min \left(1 - \frac{\mu_{\min} \times A_{st1}}{\phi b M_{n1}} ; 1 - \frac{\mu_{\max} \times A_{st2}}{\phi b M_{n2}} \right) \\ &= \text{Alt}' - \min \left(1 - \frac{51249847,05 \times 30545,9}{30497,35} ; 1 - \frac{8686,39 \times 37287,5}{37228,22} \right) \\ &= 15001,906 - \min(51361998,07; -1460,50) \\ &= 16462,401 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nlt min} &= \max \left(\frac{\text{Alt}}{A_{s3}} ; \frac{2 h}{300 \text{ mm}} - 2 \right) \\ &= \max (34 ; 18) \\ &= 34 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek N longitudinal torsi} &= \text{Nlt desain} \geq \text{Nlt min} \\ &= 43 \geq 34 \text{ buah OKE} \end{aligned}$$

Jadi, tulangan longitudinal torsi 43 D25



Gambar 4. 52 Detail Tulangan *Backwall*

(Sumber: Pribadi)

4.5.5. *Wall Abutment*

1. Karakteristik Material

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} \\ = 25742,9602 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_c = 24,00 \text{ kN/m}^3$$

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

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

2. Dimensi

a. Kolom

$$L = 4000 \text{ mm}$$

$$W = 2500 \text{ mm}$$

$$H = 1450 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut} = 100 \text{ mm}$$

3. *Resistance dan Load*

a. *Resistance*

$$\phi_s = 0,9$$

$$H_{col} = 2,5 \text{ m}$$

$$Aksial \text{ max (Neq)} = 4612,58 \text{ kN}$$

$$M_{ux} \text{ max} = 13756,14 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} \text{ max} = 37913,95 \text{ kNm}$$

Overstrength momen

$$\begin{aligned} xM_p &= 1,25 \times M_{nx} \\ &= 17195,18 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} yM_p &= 1,25 \times M_{ny} \\ &= 47392,44 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lebar web efektif

$$\begin{aligned} yb_v &= B \\ &= 4000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} xbv &= H \\ &= 2500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kedalaman geser efektif

$$\begin{aligned} ydv \text{ arah } y &= \max \left[\frac{\text{Momen lentur}}{\max(t_{Af}, b_{Af}) \times F_y}; \max(0,9 \text{ geser}; 0,72 \text{ gaya horizontal}) \right] \\ &= \max \left[\frac{13756,141,}{\max(19292,16; 19292,16) \times 420}; \max(2160; 1800) \right] \\ &= \max [40745,32; 2160] \\ &= 40745,32 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} xdv \text{ arah } x &= \max \left[\frac{\text{Momen lentur}}{\max(l_{Af}, r_{Af}) \times F_y}; \max(0,9 \text{ gaya horizontal geser}, 0,72B) \right] \\ &= \max \left[\frac{37913,94,}{\max(33761,28; 33761,28) \times 420}; \max(3510; 2880) \right] \\ &= \max [112300,10; 3510] \\ &= 112300,10 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. *Load*

$$\begin{aligned} T_u &= P(MA + MS + TD) \quad \times \quad e \\ &= 3577,74 \quad \times \quad 0,50 \end{aligned}$$

$$= 1788,87 \text{ kNm}$$

Faktor gaya geser max arah x

$$xV_{ui} = 8116,06 \text{ kN}$$

$$xN_u = 12182,02 \text{ kN}$$

Faktor gaya geser max arah y

$$yV_{ui} = 8894,66 \text{ kN}$$

$$yN_u = 12182,02 \text{ kN}$$

Faktor gaya aksial max positif

$$aN_u = 12182,02 \text{ kN}$$

$$axV_{ui} = 8116,06 \text{ kN}$$

$$ayV_{ui} = 8894,66 \text{ kN}$$

c. Momen retak torsi

Geser arah y

$$y_{agpc} = \max \left[\frac{Ag^2}{P_c} ; 2 A_o y_{bv} \right]$$

$$= \max [7692307692,31 ; 69141248000]$$

$$= 69,14 \text{ m}^3$$

$$y_{Tcr} = \frac{0.328 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} \cdot y_{agpc} \cdot \sqrt{1 + \frac{0}{0.328 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}}}}}{0.328 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}}}$$

$$= 124214,33 \text{ kNm}$$

Geser arah x

$$x_{agpc} = \max \left[\frac{Ag^2}{P_c} ; 2 A_o x_{bv} \right]$$

$$= \max [7692307692,31 ; 43213280000]$$

$$= 43,21 \text{ m}^3$$

$$x_{Tcr} = \frac{0.328 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} \cdot x_{agpc} \cdot \sqrt{1 + \frac{0}{0.328 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}}}}}{0.328 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}}}$$

$$= 77633,95 \text{ kNm}$$

Gaya geser terfaktor ekuivalen bergantung pada geser dan torsi maks.

$$\text{Jika, } T_u \geq 0,25 \phi_s x_{Tcr}$$

$$1788,868 \leq 17467,64 \text{ kNm} \quad \text{TIDAK OKE}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka, } xVu &= \sqrt{xVui^2 + \frac{0,9 Ph Tu^2}{2 A_o}} \\ &= 8116,07 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Jika, } Tu \geq 0,25 \phi_s yTcr$$

$$1788,868 \leq 27948,22 \text{ kNm} \quad \text{TIDAK OKE}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka, } yVu &= \sqrt{yVui^2 + \frac{0,9 Ph Tu^2}{2 A_o}} \\ &= 8894,68 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Jika, } Tu \geq 0,25 \phi_s xTcr$$

$$1788,868 \leq 17467,64 \text{ kNm} \quad \text{TIDAK OKE}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka, } axVu &= \sqrt{axVui^2 + \frac{0,9 Ph Tu^2}{2 A_o}} \\ &= 8116,07 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Jika, } Tu \geq 0,25 \phi_s yTcr$$

$$1788,868 \leq 27948,223 \text{ kNm} \quad \text{TIDAK OKE}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka, } ayVu &= \sqrt{ayVui^2 + \frac{0,9 Ph Tu^2}{2 A_o}} \\ &= 8894,68 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kombinasi beban ekstrim I menggunakan beban gempa maks dan min yang tidak tereduksi.

Gaya geser plastis pada arah X dan Y

$$\begin{aligned}xVp &= xMp / Hcol \\ &= 6878,07 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}yVp &= yMp / Hcol \\ &= 18956,97 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya geser berdasarkan kombinasi beban ekstrim I dengan faktor overstrength

$$\begin{aligned}xVomg &= 1,25 \times xVp \\ &= 8597,59 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}yVomg &= 1,25 \times yVp \\ &= 23696,22 \text{ kN}\end{aligned}$$

Desain gaya geser pada ujung elemen

$$\begin{aligned} xV_{sup} &= \min (xV_p, xV_{omg}) \\ &= \min (6878,07 ; 8597,59) \\ &= 6878,07 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} yV_{sup} &= \min (yV_p, yV_{omg}) \\ &= \min (18956,97 ; 23696,22) \\ &= 18956,975 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Data Tulangan

a. Tulangan lentur

Tul. lentur atas

$$\begin{aligned} tD_f &= 32 \text{ mm} \\ tA_f &= 0,25 \pi D^2 N \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tul. lentur bawah

$$\begin{aligned} bD_f &= 32 \text{ mm} \\ bA_f &= 0,25 \pi D^2 N \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tul. lentur kiri

$$\begin{aligned} lD_f &= 32 \text{ mm} \\ lA_f &= 0,25 \pi D^2 N \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tul. lentur kanan

$$\begin{aligned} rD_f &= 32 \text{ mm} \\ rA_f &= 0,25 \pi D^2 N \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tinggi efektif

$$\begin{aligned} \text{arah y (hde)} &= B - \text{Selimut Beton} \\ &= 3900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{arah x (vde)} &= H - \text{Selimut Beton} \\ &= 2400 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Tulangan geser

$$d_s = 16 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{1s} &= 0,25 \pi D^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dimensi inti kolom sampai tepi luar sengkang

$$\begin{aligned} B_c &= B - 2 \text{ Selimut Beton} \\ &= 3800 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_c &= H - 2 \text{ Selimut Beton} \\ &= 2300 \end{aligned}$$

Jumlah *cross tie*

$$\begin{aligned} x_{n \text{ min}} &= (H_c / 350 \text{ mm}) - 1 \\ &= 5,571 \\ &\approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_{n \text{ min}} &= (B_c / 350 \text{ mm}) - 1 \\ &= 9,857 \\ &\approx 10 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$x_{n \text{ cs}} = 9 \text{ buah}$$

$$y_{n \text{ cs}} = 15 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} x_{ns} &= x_{n \text{ cs}} + 2 \\ &= 11 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_{ns} &= y_{n \text{ cs}} + 2 \\ &= 17 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_{As} &= x_{ns} A_{1s} \\ &= 2210,56 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_{As} &= y_{ns} A_{1s} \\ &= 3416,32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek dimensi tulangan arah x

$$\begin{aligned} &= H_c / (x_{ns} - 1) \leq 350 \text{ mm} \\ &= 230 \leq 350 \text{ mm} \quad \text{OKE} \end{aligned}$$

Cek dimensi tulangan arah y

$$= B_c / (y_{ns} - 1) \leq 350 \text{ mm}$$

$$= 237,5 \leq 350 \text{ mm} \quad \text{OKE}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas (Ag)} &= B \times H \\ &= 10000000 \text{ mm}^2 \\ &= 1 \times 10^7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling (Pc)} &= 2 (B+H) \\ &= 13000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimensi garis tengah tulangan geser / sengkang

$$\begin{aligned} B_h &= B - 2 \text{ Selimut Beton } -d_s \\ &= 3784 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_h &= H - 2 \text{ Selimut Beton } -d_s \\ &= 2284 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= B_h \times H_h \\ &= 8642656 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 (B_h+H_h) \\ &= 169904 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimensi melalui pusat tulangan *longitudinal*

$$\begin{aligned} B_r &= B - 2 \text{ Selimut Beton } - 2 d_s - 0,5 t_{df} - 0,5 b_{df} \\ &= 3736 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_r &= H - 2 \text{ Selimut Beton } - 2 d_s - 0,5 l_{df} - 0,5 r_{df} \\ &= 2236 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{col} &= B_r \times H_r \\ &= 8353696 \text{ mm}^2 \\ &= 8,36 \times 10^6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_c &= B_c \times H_c \\ &= 8740000 \text{ mm}^2 \\ &= 8,74 \times 10^6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

5. Tulangan Geser Daerah Lapangan

$$\text{Spacing (Ss)} = 100 \text{ mm}$$

a. Persyaratan *Spacing*

$$\begin{aligned} S_{s1} &= \min(300 \text{ mm} ; \min(B ; H)) \\ &= \min(300, \min(4000 ; 2500)) \end{aligned}$$

$$= 300 \text{ mm}$$

$$V_u = \frac{yV_u}{(\phi s y b_v y d_v)}$$

$$= 0,06 \text{ Mpa}$$

$$\text{Jika } V_u < 0,125 f_c'$$

$$0,06 < 3,75 \text{ Mpa}$$

$$S_{s2} = \min (0,8 y d_v ; 600 \text{ mm})$$

$$= \min (32596,25 ; 600 \text{ mm})$$

$$= 600 \text{ mm}$$

$$V_u = \frac{xV_u}{(\phi s x b_v x d_v)}$$

$$= 0,03 \text{ Mpa}$$

$$\text{Jika } V_u < 0,125 f_c'$$

$$0,03 < 3,75 \text{ Mpa}$$

$$S_{s3} = \min (0,8 x d_v ; 600 \text{ mm})$$

$$= \min (89840,076 ; 600 \text{ mm})$$

$$= 600 \text{ mm}$$

$$S_{max} = \min (S_{s1}, S_{s2}, S_{s3})$$

$$= \min (300 ; 600 ; 600)$$

$$= 300 \text{ mm}$$

Cek *Spacing*

$$S_s \leq S_{max}$$

$$100 \leq 300 \quad \text{OKE}$$

b. Persyaratan luas tulangan geser

$$A_{s \min (X)} = 0,083 \sqrt{f_c'} \text{ Mpa} \frac{x b_v S_s}{F_y}$$

$$= 270,60 \text{ mm}^2$$

$$\text{Syarat} \quad = x A_s \geq A_{s \min (X)}$$

$$= 2210,56 \geq 270,60 \text{ mm}^2 \quad \text{OKE}$$

$$A_{s \min (Y)} = 0,083 \sqrt{f_c'} \text{ Mpa} \frac{y b_v S_s}{F_y}$$

$$= 432,96 \text{ mm}^2$$

$$= y A_s \geq A_{s \min (Y)}$$

$$= 3416,32 \geq 432,96 \text{ mm}^2 \quad \text{OKE}$$

c. Tahanan geser sumbu X saat gaya geser maks

Tahanan geser beton

$$\begin{aligned} xV_c &= \frac{0.17 \cdot \left(1 + \frac{-xN_u}{14A_g \cdot \text{MPa}} \right) \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot x b_v \cdot h d_e}{1} \\ &= 82885,41 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$N_{\min} = 0,1 f'_c A_g$$

$$= 30000 \quad \text{kN}$$

$$xN_u \geq N_{\min}$$

$$12182,02 \leq 30000 \text{ kN} \quad \text{TIDAK OKE}$$

$$\begin{aligned} xV_c &= \frac{xV_c \times xN_u}{N_{\min}} \\ &= 33657,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} xV_c &= \min (xV_c ; A_g \sqrt{f'_c}) \\ &= \min (33657,06 ; 54772255,75) \\ &= 33657,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tahanan geser baja

$$\begin{aligned} xV_s &= \frac{x A_s f_y h d_e}{S_s} \\ &= 362089,73 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Tahanan geser

$$\begin{aligned} xV_{n1} &= xV_c + xV_s \\ &= 395746,79 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} xV_{n2} &= 0,25 f'_c x b_v x d_v \\ &= 2105626,8 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} xV_n &= \min (xV_{n1} ; xV_{n2}) \\ &= \min (395746,79 ; 2105626,804) \\ &= 395746,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_s xV_n &= 0,9 xV_n \\ &= 356172,11 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Tahanan geser sumbu Y saat gaya geser maks

Tahanan geser beton

$$yV_c = \frac{0.17 \cdot \left(1 + \frac{-yN_u}{14A_g \cdot \text{MPa}} \right) \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot yb_v \cdot v_{de}}{1} \\ = 8161,02 \text{ kN}$$

$$N_{min} = 0,1 f'_c A_g \\ = 30000 \text{ kN}$$

$$yN_u \geq N_{min}$$

$$12182,02 \leq 30000 \text{ kN TIDAK OKE}$$

$$yV_c = \frac{yV_c \times yN_u}{N_{min}} \\ = 3313,93 \text{ kN}$$

$$yV_c = \min (yV_c ; A_g \sqrt{f'_c}) \\ = \min (3313,93; 54772255,75) \\ = 3313,93 \text{ kN}$$

Tahanan geser baja

$$yV_s = \frac{yA_s f_y v_{de}}{S_s} \\ = 344365,06 \text{ kN}$$

Tahanan geser

$$yV_{n1} = yV_c + yV_s \\ = 347678,98 \text{ kN}$$

$$yV_{n2} = 0,25 f'_c yb_v ydv \\ = 1222359,5 \text{ kN}$$

$$yV_n = \min (yV_{n1} ; yV_{n2}) \\ = \min (347678,98; 1222359,549) \\ = 347678,98 \text{ kN}$$

$$\phi_s yV_n = 0,9 yV_n \\ = 312911,08 \text{ kN}$$

e. Tahanan geser sumbu X saat gaya aksial maks

Tahanan geser beton

$$\begin{aligned} a_x V_c &= 0.17 \cdot \left(1 + \frac{-x N_u}{14 A_g \cdot \text{MPa}} \right) \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} \cdot x_b v \cdot h d_e \\ &= 8288,54 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\min} &= 0,1 f_c' A_g \\ &= 30000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$a N_u \geq N_{\min}$$

$$12182,02 \leq 30000 \text{ kN TIDAK OKE}$$

$$\begin{aligned} a_x V_c &= \frac{a_x V_c \times a N_u}{N_{\min}} \\ &= 3365,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_x V_c &= \min (a_x V_c ; A_g \sqrt{f_c'}) \\ &= \min (3365,71; 54772255,75) \\ &= 3365,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tahanan geser baja

$$\begin{aligned} a_x V_s &= \frac{a_x A_s f_y h d_e}{S_s} \\ &= 362089,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tahanan geser

$$\begin{aligned} a_x V_{n1} &= a_x V_c + a_x V_s \\ &= 365455,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_x V_{n2} &= 0,25 f_c' x_b v x d_v \\ &= 21056268,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_x V_n &= \min (a_x V_{n1} ; a_x V_{n2}) \\ &= \min (365455,43 ; 21056268,04) \\ &= 365455,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_s a_x V_n &= 0,9 a_x V_n \\ &= 328909,89 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Tahanan geser sumbu Y saat gaya aksial maks

Tahanan geser beton

$$a_y V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{-\gamma N_u}{14 A_g \cdot \text{MPa}} \right) \cdot \sqrt{f_c' \cdot \text{MPa}} \cdot y_b \cdot v_d_e$$

$$= 8161,02 \text{ kN}$$

$$N_{\min} = 0,1 f_c' A_g$$

$$= 30000 \text{ kN}$$

$$a N_u \geq N_{\min}$$

$$12182,02 \leq 30000 \text{ kN} \quad \text{TIDAK OKE}$$

$$a_y V_c = \frac{a_y V_c \times a N_u}{N_{\min}}$$

$$= 3313,93 \text{ kN}$$

$$a_y V_c = \min (a_y V_c ; A_g \sqrt{f_c'})$$

$$= \min (3313,93 ; 54772255,75)$$

$$= 3313,93 \text{ kN}$$

Tahanan geser baja

$$a_y V_s = \frac{a_y A_s f_y v_d_e}{S_s}$$

$$= 344365,06 \text{ kN}$$

Tahanan geser

$$a_y V_{n1} = a_y V_c + a_y V_s$$

$$= 347678,98 \text{ kN}$$

$$a_y V_{n2} = 0,25 f_c' y_b v_d_e$$

$$= 1222359,549 \text{ kN}$$

$$a_y V_n = \min (a_y V_{n1} ; a_y V_{n2})$$

$$= \min (347678,98 ; 1222359,549)$$

$$= 347678,98 \text{ kN}$$

$$\phi_s a_y V_n = 0,9 a_y V_n$$

$$= 312911,08 \text{ kN}$$

h. Cek tulangan geser

$$\text{Tul. geser 1} = x V_u \leq \phi_s x V_n$$

$$= 8116,07 \leq 356172,11 \quad \text{OKE}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tul. geser 2} &= yV_u \leq \phi_s yV_n \\
 &= 8894,68 \leq 312911,08 \quad \text{OKE} \\
 \text{Tul. geser 3} &= a_x V_u \leq \phi_s a_x V_n \\
 &= 8116,07 \leq 328909,89 \quad \text{OKE} \\
 \text{Tul. geser 4} &= a_y V_u \leq \phi_s a_y V_n \\
 &= 8894,68 \leq 312911,08 \quad \text{OKE}
 \end{aligned}$$

h. Jarak tulangan sengkang daerah lapangan

$$\begin{aligned}
 S_f &= S_s \\
 &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi, tulangan geser daerah lapangan D16 - 100

6. Tulangan Geser Daerah Ujung

$$Spacing (S_s) = 100 \text{ mm}$$

a. Persyaratan *Spacing*

$$\begin{aligned}
 S_{s1} &= \min(300 \text{ mm} ; \min(B ; H)) \\
 &= \min(300 ; \min(4000 ; 2500)) \\
 &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{yV_u}{(\phi_s y b_v y d_v)} \\
 &= 0,06 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jika } V_u < 0,125 f_c'$$

$$0,06 < 3,75 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 S_{s2} &= \min(0,8 y d_v ; 600 \text{ mm}) \\
 &= \min(32596,254 ; 600 \text{ mm}) \\
 &= 600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{xV_u}{(\phi_s x b_v x d_v)} \\
 &= 0,03 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jika } V_u < 0,125 f_c'$$

$$0,03 < 3,75 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 S_{s3} &= \min(0,8 x d_v ; 600 \text{ mm}) \\
 &= \min(89840,076 ; 600 \text{ mm}) \\
 &= 600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= \min (S_{s1}, S_{s2}, S_{s3}) \\
 &= \min(300 , 600 , 600) \\
 &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek *Spacing*

$$\begin{aligned}
 S_s &\leq S_{\max} \\
 100 &\leq 300 \text{ OKE}
 \end{aligned}$$

b. Persyaratan tulangan geser

$$\begin{aligned}
 A_{s \min x} &= 0,083 \sqrt{f_c'} \text{ Mpa} \frac{(x_b v S_s)}{F_y} \\
 &= 270,60 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \min y} &= 0,083 \sqrt{f_c'} \text{ Mpa} \frac{(y_b v S_s)}{F_y} \\
 &= 432,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E A_{s \min y1} &= 0,3 S_s B_c \frac{F_c'}{F_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \\
 &= 1173,91 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E A_{s \min y2} &= 0,12 S_s B_c \frac{F_c'}{F_y} \\
 &= 3257,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E A_{s \min x1} &= 0,3 S_s H_c \frac{F_c'}{F_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \\
 &= 710,53 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E A_{s \min x2} &= 0,12 S_s H_c \frac{F_c'}{F_y} \\
 &= 1971,43 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek tul. X} &= x A_s \geq \max (A_{s \min x}; E A_{s \min x1}; E A_{s \min x2}) \\
 &= 2210,56 \geq \max (270,60 ; 710,53 ; 1971,43) \\
 &= 2210,56 \geq 1971,43 \text{ mm}^2 \text{ OKE}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek tul. Y} &= y A_s \geq \max (A_{s \min y}; E A_{s \min y1}; E A_{s \min y2}) \\
 &= 3416,32 \geq \max (432,96 ; 1173,91 ; 3257,14) \\
 &= 3416,32 \geq 3257,14 \text{ mm}^2 \text{ OKE}
 \end{aligned}$$

c. Tahanan geser sumbu X akibat beban kombinasi beban kondisi ekstrem I

Tahanan geser beton

$$x V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{-N_{EQ}}{14 A_g \cdot \text{MPa}} \right) \cdot \sqrt{f_c' \cdot \text{MPa}} \cdot x_b \cdot v \cdot h d_e$$

$$= 8779,39 \text{ kN}$$

$$N_{\min} = 0,1 f_c' A_g$$

$$= 30000 \text{ kN}$$

$$N_{EQ} \geq N_{\min}$$

$$4612,58 \leq 30000 \text{ kN} \quad \text{TIDAK OKE}$$

$$xV_c = \frac{xV_c \times N_{EQ}}{N_{\min}}$$

$$= 12743,85 \text{ kN}$$

$$xV_c = \min (xV_c ; A_g \sqrt{f_c'})$$

$$= \min (12743,85 ; 54772255,75)$$

$$= 12743,85 \text{ kN}$$

Tahanan geser baja

$$xV_s = \frac{x A_s f_y h d_e}{S_s}$$

$$= 36208,97 \text{ kN}$$

Tahanan geser

$$xV_{n1} = xV_c + xV_s$$

$$= 48952,83 \text{ kN}$$

$$xV_{n2} = 0,25 f_c' x b_v x d_v$$

$$= 2105626,804 \text{ kN}$$

$$xV_n = \min (xV_{n1} ; xV_{n2})$$

$$= \min (48952,83 ; 2105626,804)$$

$$= 48952,83 \text{ kN}$$

$$\phi_s xV_n = 0,9 xV_n$$

$$= 44057,54 \text{ kN}$$

- d. Tahanan geser sumbu Y akibat beban kombinasi beban kondisi ekstrem I

Tahanan geser beton

$$yV_c = 0,17 \left(1 + \frac{-N_{EQ}}{14 A_g \cdot \text{MPa}} \right) \cdot \sqrt{f_c' \cdot \text{MPa}} \cdot y_b \cdot v_d_e = 9844,91 \text{ kN}$$

$$= 8644,32 \text{ kN}$$

$$N_{\min} = 0,1 f_c' A_g$$

$$= 30000 \text{ kN}$$

$$NEQ \geq N_{min}$$

$$4612,58 \leq 30000 \text{ kN} \quad \text{TIDAK OKE}$$

$$\begin{aligned} yV_c &= \frac{yV_c \times NEQ}{N_{min}} \\ &= 1254,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} yV_c &= \min(yV_c ; A_g \sqrt{f_c'}) \\ &= \min(1254,78 ; 54772255,75) \\ &= 1254,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tahanan geser baja

$$\begin{aligned} yV_s &= \frac{yA_s f_y v_{de}}{S_s} \\ &= 34436,51 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tahanan geser

$$\begin{aligned} yV_{n1} &= yV_c + yV_s \\ &= 35691,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} yV_{n2} &= 0,25 f_c' y_b v_{dv} \\ &= 1222359,549 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} yV_n &= \min(yV_{n1}, yV_{n2}) \\ &= \min(35691,29 ; 1222359,549) \\ &= 35691,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_s yV_n &= 0,9 yV_n \\ &= 32122,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Cek tulangan geser

$$\begin{aligned} \text{Tulangan geser X} &= xV_{sup} \leq \phi_s xV_n \\ &= 6878,07 \leq 44057,54 \text{ kN} \quad \text{OKE} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan geser Y} &= yV_{sup} \leq \phi_s yV_n \\ &= 18373,20 \leq 32122,16 \text{ kN} \quad \text{OKE} \end{aligned}$$

f. Jarak tulangan sengkang daerah ujung

$$\begin{aligned} S_{er} &= S_s \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi, tulangan geser daerah ujung D16 - 100

- g. Jarak daerah ujung yang diukur dari sisi bawah *Girder* atau sisi atas kolom atau sisi atas fondasi di bawah kolom.

$$\begin{aligned} \text{End region} &= \max (B ; H ; 1/6 H_{col} ; 450 \text{ mm}) \\ &= \max (4000 ; 2500 ; 416,67 ; 450 \text{ mm}) \\ &= 4000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- h. Jarak perpanjangan tulangan transversal kolom yang diukur dari muka sambungan kolom ke dalam elemen yang terhubung.

$$\begin{aligned} \text{Extension} &= \max (0,5B ; 0,5H ; 380 \text{ mm}) \\ &= \max (2000 ; 1250 ; 380 \text{ mm}) \\ &= 2000 \text{ mm} \end{aligned}$$

7. Tulangan Lentur

Ditinjau selebar 1m, $b = 1000 \text{ mm}$

$$= 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif, } d &= h_{\text{pier leg}} - (\text{selimut beton} + 0,5D) \\ &= 1450 - (100 + 16) \\ &= 1334 \text{ mm} \\ &= 1,334 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen nominal

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{13756,14}{0,8} \\ &= 17195,18 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Faktor tahanan

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b d^2} \\ &= \frac{17195,18 \times 10^6}{1000 \times 1334^2} \\ &= 9,663 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_{c'}} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

Rasio penulangan seimbang

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600+420} \\ &= 0,0304\end{aligned}$$

Rasio penulangan minimum

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= 1,4 / f_y \\ &= 1,4 / 420 \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

Rasio penulangan maksimum

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,030 \\ &= 0,0228\end{aligned}$$

Rasio penulangan

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 16,471 \times 9,446}{420}} \right) \\ &= 0,008\end{aligned}$$

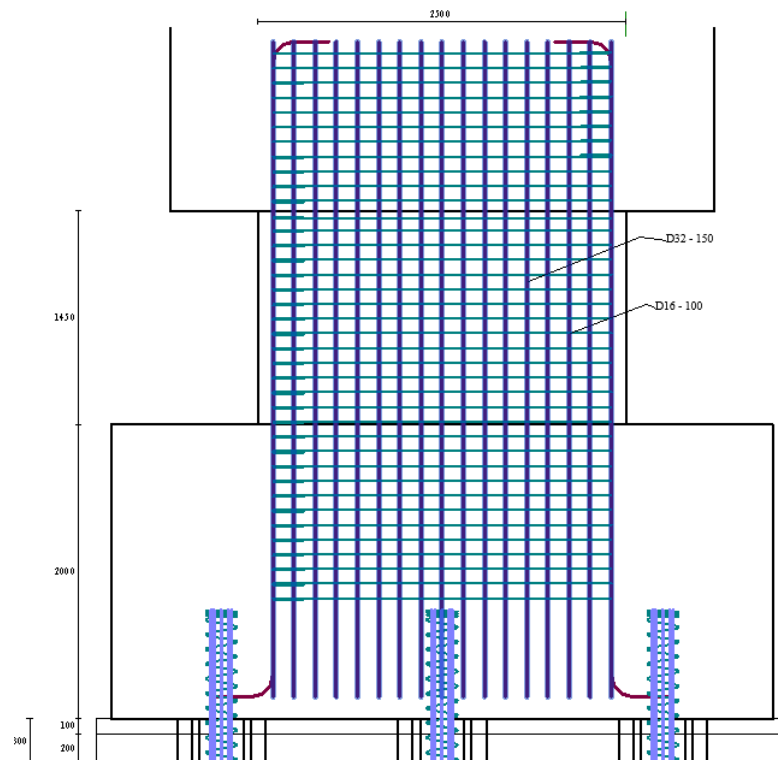
$\rho_{min} > \rho$, maka dipakai ρ_{min}

$$\begin{aligned}A_{smin} &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 1334 \\ &= 4446,67 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Spacing (S)} &= \frac{A_{d\text{kanan kiri}} \times b}{A_{smin}} \\ &= \frac{803,84 \times 1000}{4446,67} \\ &= 180,77 \text{ mm} \\ &\approx 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ pakai}} &= \frac{A_{d\text{kanan kiri}} \times b}{S} \\ &= \frac{803,84 \times 1000}{150} \\ &= 5358,93 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Syarat $= A_s \text{ pakai} > A_s \text{ min}$
 $= 5358,93 > 4446,67 \text{ mm}^2$ OKE
 Jadi tulangan lentur D32 - 150



Gambar 4. 53 Detail Penulangan *Wall Abutment*
 (Sumber: Pribadi)

4.5.6. *Pilecap*

1. Karakteristik Material

Mutu beton (f_c') = 30 Mpa

Bj beton (γ_c) = 24 kN/m³

Mutu tulangan (f_y) = 420 Mpa

2. Desain

a. Desain *Pilecap*

Tebal (t_0) = 2,00 m

Panjang (L_0) = 4,50 m

Lebar (B_0) = 12,70 m

b. Data Tiang Pancang

$$\text{Diameter} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Arah memanjang (N}_x\text{)} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Arah melintang (N}_y\text{)} = 10 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah total (N)} &= N_x \times N_y \\ &= 30 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tiang dari pusat ke pusat

$$\text{Arah memanjang (S}_x\text{)} = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Arah melintang (S}_y\text{)} = 1,25 \text{ m}$$

c. Dimensi Pier

$$\text{Arah memanjang (Wall abt.x)} = 2,50 \text{ m}$$

$$\text{Arah melintang (Wall abt.y)} = 4,00 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah (N)} = 1,00 \text{ buah}$$

$$\text{Eksentrisitas (e)} = 0,00 \text{ mm (beban di tengah Pilecap)}$$

3. Faktor Desain

$$\text{Lentur } (\phi_b) = 0,90$$

$$\text{Geser } (\phi_s) = 0,75$$

$$\text{Selimut beton} = 100 \text{ mm}$$

4. Tulangan Lentur

$$D = 32 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_d &= 0,25 \times \pi \times d^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 803,840 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1m, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$= 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif, } d &= h_{\text{Pilecap}} - (\text{selimut beton} + 0,5D) \\ &= 2000 - (100 + 16) \\ &= 1884 \text{ mm} \\ &= 1,884 \text{ m} \end{aligned}$$

a. Tegangan dasar *Pilecap*

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_u}{A} \\ &= \frac{15940,35 + 39873,16}{57,15} \\ &= 976,61 \text{ kNm}\end{aligned}$$

b. Momen ultimit arah X dan Y

$$\begin{aligned}M_{ux} &= \frac{1}{8} \times \sigma \times \frac{1}{2} \times b^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 976,61 \times \frac{1}{2} \times 1^2 \\ &= 61,04 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{uy} &= \frac{1}{8} \times \sigma \times \frac{1}{2} \times b^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 976,61 \times \frac{1}{2} \times 1,889^2 \\ &= 216,65 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

c. Penulangan arah X

$$\begin{aligned}M_{nx} &= \frac{M_u}{\phi b} \\ &= \frac{61,04}{0,90} \\ &= 67,82 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{nx} &= \frac{M_{nx}}{b d^2} \\ &= \frac{67,82 \times 10^6}{1000 \times 1884^2} \\ &= 0,0191 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,0304\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= 1,4 / f_y \\ &= 1,4 / 420 \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0304 \\ &= 0,02\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{F_y}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,47
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 16,471 \times 0,0186}{420}} \right) \\
 &= 0,0584
 \end{aligned}$$

$\rho_{min} < \rho$, maka dipakai ρ_{min}

$$\begin{aligned}
 A_{smin} \text{ tul. utama } (A_s) &= \rho_{min} \times b \times d \\
 &= 0,0033 \times 1000 \times 1884 \\
 &= 6280,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Spacing (S)} &= \frac{A_d \times b}{A_{s \text{ min}}} \\
 &= \frac{803,84 \times 1000}{6280} \\
 &= 128,00 \text{ mm} \\
 &\approx 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= \frac{A_d \times b}{S} \\
 &= \frac{803,84 \times 1000}{125} \\
 &= 6430,72 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat} &= A_s \text{ pakai} > A_s \\
 6430,72 &> 6280,00 \text{ mm}^2 \quad \text{OKE}
 \end{aligned}$$

Jadi tulangan lentur yang dipakai D32 - 125

d. Penulangan arah Y

$$\begin{aligned}
 M_{ny} &= \frac{M_{uy}}{\phi_b} \\
 &= \frac{216,65}{0,90} \\
 &= 240,73 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ny} &= \frac{M_{ny}}{b d^2} \\
 &= \frac{240,73 \times 10^6}{1000 \times 1884^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0678 \text{ N/mm}^2 \\
 \rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600+420} \\
 &= 0,0304 \\
 \rho_{\min} &= 1,4 / f_y \\
 &= 1,4 / 420 \\
 &= 0,0033 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,0304 \\
 &= 0,02 \\
 m &= \frac{F_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{F_y}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,47 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{\frac{2 m R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,471} \left(1 - \sqrt{\frac{2 \times 16,471 \times 0,0678}{420}} \right) \\
 &= 0,0563
 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho$, maka dipakai $\rho_{\min}$

$$\begin{aligned}
 \text{Asmin tul. utama (As)} &= \rho_{\min} \times b \times d \\
 &= 0,0033 \times 1000 \times 1884 \\
 &= 6280,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Spacing (S)} &= \frac{A_d \times b}{A_{s \min}} \\
 &= \frac{803,84 \times 1000}{6280} \\
 &= 128,00 \text{ mm} \\
 &\approx 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= \frac{A_d \times b}{s} \\
 &= \frac{803,84 \times 1000}{125} \\
 &= 6430,72 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= A_s \text{ pakai} > A_s \\ 6430,72 &> 6280,00 \text{ mm}^2 \quad \text{OKE}\end{aligned}$$

Jadi tulangan lentur yang dipakai D32 - 125

5. Tulangan Geser

$$D = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}A_d &= 0,25 \times \pi \times d^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tebal efektif, } d &= h \text{ pilecap} - (\text{selimut beton} + 0,5D) \\ &= 2000 - (100 + 6,5) \\ &= 1894 \text{ mm} \\ &= 1,894 \text{ m}\end{aligned}$$

a. Arah X

$$\begin{aligned}V_{ux} &= H_{ux} \\ &= 8116,06 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Lebar pilecap arah X (} B_x \text{)} = 4500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times B_x \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 4500 \times 1894 \\ &= 777834,50 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 777834,50 \\ &= 583375,87 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Jika, } \phi V_c \geq V_u$$

$$583375,87 \geq 8116,06 \text{ kN}$$

Maka tidak diperlukan tulangan geser

b. Arah Y

$$\begin{aligned}V_{uy} &= H_{uy} \\ &= 8895 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Lebar pilecap arah Y (} B_y \text{)} = 12700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times B_y \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 12700 \times 1894\end{aligned}$$

$$= 219522,18 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 219522,18$$

$$= 164641,64 \text{ kN}$$

Jika, $\phi V_c \geq V_u$

$$164641,64 \geq 8894,66 \text{ kN}$$

Maka tidak diperlukan tulangan geser

6. Tulangan Susut

a. Arah X

Ditinjau selebar 1m, $b = 1000 \text{ mm}$

$$= 1 \text{ m}$$

$$h_{\text{pilecap}} = 2 \text{ m}$$

$$= 2000 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 0,0018 \times b \times h_{\text{pilecap}}$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 2000$$

$$= 3600 \text{ mm}^2$$

$$D = 22 \text{ mm}$$

$$A_d = 0,25 \times \pi \times d^2$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times 22^2$$

$$= 379,940 \text{ mm}^2$$

$$Spacing (S) = \frac{A_d \times b}{A_{st}}$$

$$= \frac{379,94 \times 1000}{3600}$$

$$= 105,54 \text{ mm}$$

$$\approx 100 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{A_d \times b}{S}$$

$$= \frac{379,94 \times 1000}{100}$$

$$= 3799,40 \text{ mm}^2$$

Jadi $A_{s \text{ pakai}} > A_{st}$

$$3799,40 > 3600,00 \text{ mm}^2 \text{ OKE}$$

Jadi tulangan susut yang dipakai D22 - 100

b. Arah Y

Ditinjau selebar 1m, $b = 1000 \text{ mm}$

$$= 1 \text{ m}$$

$$h \text{ pilecap} = 2 \text{ m}$$

$$= 2000 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 0,0018 \times b \times h \text{ pilecap}$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 2000$$

$$= 3600 \text{ mm}^2$$

$$D = 22 \text{ mm}$$

$$A_d = 0,25 \times \pi \times d^2$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times 22^2$$

$$= 379,940 \text{ mm}^2$$

$$Spacing (S) = \frac{A_d \times b}{A_{st}}$$

$$= \frac{379,94 \times 1000}{3600}$$

$$= 105,54 \text{ mm}$$

$$\approx 100 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pakai} = \frac{A_d \times b}{S}$$

$$= \frac{379,94 \times 1000}{100}$$

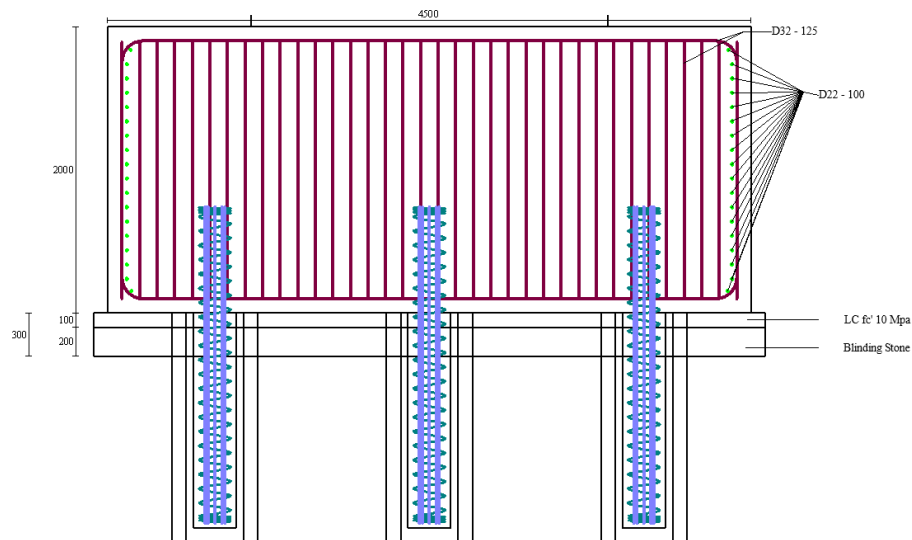
$$= 3799,40 \text{ mm}^2$$

Jadi $A_s \text{ pakai} > A_{st}$

$$3799,40 > 3600,00 \text{ mm}^2 \text{ OKE}$$

Jadi tulangan susut yang dipakai

D22 – 100



Gambar 4. 54 Detail Penulangan *Pilecap*
(Sumber: Pribadi)

4.5.7. *Stuffing Concrete Spun Pile (CSP)*

1. Karakteristik material

Mutu beton (f_c')	= 30 Mpa
Bj beton (γ_c)	= 24 kN/m ³
Elastisitas beton (E_c)	= $4700 \times \sqrt{f_c'}$ = $4700 \times \sqrt{30}$ Mpa = 25742,96 Mpa
Mutu tulangan (f_y)	= 420 Mpa
Elastisitas tulangan (E_s)	= 200000 Mpa
Faktor beban ulimit (K)	= 1,25

2. Desain

a. Dimensi

D spun pile	= 600 mm
t	= 100 mm
Selimut beton	= 50 mm
D stuffing csp	= D spun pile – 2t = 600 – 200 = 400 mm

$$\begin{aligned}
 D_{eff} &= D_{stuffing} - 2 \text{ selimut beton} \\
 &= 400 - 100 \\
 &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Tulangan lentur

$$\begin{aligned}
 D_f &= 25 \text{ mm} \\
 A_f &= 0,25 \times \pi \times d^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 25^2 \\
 &= 490,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

c. Tulangan geser

$$\begin{aligned}
 D_s &= 16 \text{ mm} \\
 A_s &= 0,25 \times \pi \times d^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 13^2 \\
 &= 200,960 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

3. Tulangan lentur

$$\begin{aligned}
 A_g &= 0,25 \times \pi \times d^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 600^2 \\
 &= 282600 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times A_g \\
 &= 0,01 \times 282600 \\
 &= 2826 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ tekan}} &= A_{s \text{ tarik}} = 0,5 \times A_s \\
 &= 0,5 \times 2826 \\
 &= 1413 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &= A_{s \text{ tekan}} / A_f \\
 &= 1413 / 490,625 \\
 &= 2,88 \text{ buah} \\
 &\approx 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\text{total}} &= \text{Tekan} + \text{Tarik} \\
 &= 2 \text{ N} \\
 &= 8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$A_{st} = N \times A_f$$

$$= 8 \times 490,625$$

$$= 3925 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,7 \times (0,85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}) \\ &= 0,7 \times (0,85 \times 30 \times 278675 + 420 \times 3925) \\ &= 6128,30 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ultimit } (\phi P_n) &= K \times P_n \\ &= 1,25 \times 6128,30 \\ &= 7660,37 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ultimit } (\phi P_{izin}) &= K \times P_{izin} \\ &= 1,25 \times 490,36 \\ &= 612,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi P_n \geq \phi P_{izin}$$

$$7660,37 \geq 612,95 \text{ kN} \quad \text{OKE}$$

Jadi diperlukan tulangan lentur 8 D25

4. Tulangan geser

$$\begin{aligned} A_c &= 0,25 \times \pi \times d^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 300^2 \\ &= 70650 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1/3 \times K \times H_{izin} \\ &= 1/3 \times 1,25 \times 2547,216 \\ &= 1061,34 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times A_g \\ &= 1/6 \times \sqrt{30 \text{ Mpa}} \times 282600 \\ &= 257,98 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times V_c \\ &= 0,6 \times 257,98 \\ &= 154,79 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jika, $\phi V_c \leq V_u$

$$154,79 \leq 1061,34 \text{ kN}$$

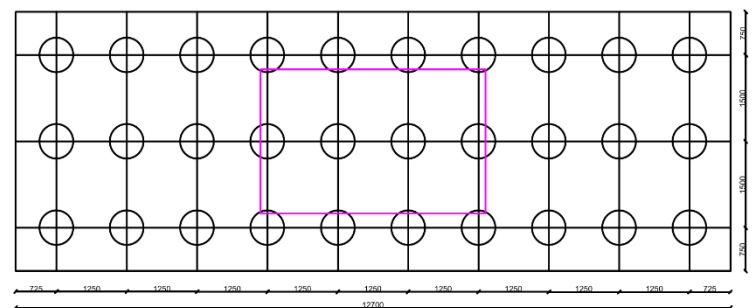
Maka diperlukan tulangan geser spiral.

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$\begin{aligned}
 &= V_u / 0,75 - 257,98 \\
 &= 1157,14 \text{ kN} \\
 S &= \frac{A_s \times F_y \times 0,8 \text{ Deff}}{V_s} \\
 &= \frac{200,96 \times 420 \times 240}{1157,14} \\
 &= 175,06 \\
 &\approx 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi diperlukan tulangan geser spiral D16-150

4.5.8. Fondasi



Gambar 4. 55 Konfigurasi Posisi *Spun Pile*
(Sumber: Pribadi)

1. Karakteristik Material

Produk = Waskita *precast*

Tipe pile = *Prestressed Concrete Spun Pile*

Tipe pile shoe = *Mamira Shoe*

Kelas = A3

f_c' = 50 Mpa

f_y = 420 Mpa

N-SPT = 30

H = 28 m

$\gamma(\text{sat})$ = 18,8–22 kN/m³ (Tabel 4.103 Nilai empiris untuk kuat tekan)
 $\approx 19 \text{ kN/m}^3$ dari tanah kohesif beradasar N koreksi (N').

Tabel 4. 103 Nilai Empiris Untuk Kuat Tekan Bebas (q_c) dan Konsistensi Dari Tanah Kohesif Berdasarkan N Koreksi (N')

Konsistensi	Sangat lunak	Lunak	Sedang	Kaku	Sangat kaku	Keras
q_u (kPa)	0-24	24-48	48-96	96-192	192-384	>384
Nilai N-SPT koreksi (N')	0-2	2-4	4-8	8-16	16-32	>32
$\gamma_{(sat)}$ (kN/m ³)	15,80-18,80	15,80-18,80	17,30-20,40	18,80-22	18,80-22	18,80-22

2. Dimensi *Spun Pile*

Diameter = 0,6 m

Panjang (L) = 28 m

tebal (t) = 0,1 m

S_m = 1,50 m

S_n = 1,25 m

3. Kapasitas Dukung Tiang Metode Meyerhoff (1976)

Daya Dukung Tanah Kohesif

a. Tahanan ujung tiang (Q_b)

C_u = 6 N
= 180 kN/m²

F_b = 9 C_u
= 1620 kN/m²

A_b = $0,25 \pi d^2$
= 0,2826 m²

Q_b = $F_b A_b$
= 457,812 kN

b. Tahanan selimut (Q_s)

A_s = $\pi d L$
= 52,752 m²

F_s = αC_u
= 0,5 C_u
= 60 kN/m²

Q_s = $F_s A_s$
= 4747,68 kN

c. Daya dukung ultimit tiang

Q_u = $Q_p + Q_s$

$$= 5205,492 \text{ kN}$$

d. Daya dukung ijin

$$\begin{aligned} Q_a &= Q_u / SF \\ &= Q_u / 3 \\ &= 1753,164 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{ijin} &= A \times Q_a \\ &= 0,28 \times 1753,16 \\ &= 490,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Kapasitas Dukung Tiang Berkelompok

a. Efisiensi kelompok tiang pancang dengan rumus

Converse - Labbarre dari *Uniform Building Code AASHTO*

$$m = 3 \text{ buah (jumlah tiang dalam 1 kolom)}$$

$$n = 10 \text{ buah (jumlah tiang dalam 1 baris)}$$

$$\begin{aligned} N &= m \times n \\ &= 30 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_m &= \arctan(D/S_m) \\ &= 21,8^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{gm} &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - 0,225407407 \\ &= 0,77 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_n &= \arctan(D/S_n) \\ &= 25,64^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{gn} &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - 0,263807407 \\ &= 0,74 \end{aligned}$$

b. Kapasitas izin kelompok tiang

$$\begin{aligned} Q_{gm} &= E_{gm} N Q_a \\ &= 40321,355 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{gm} &= E_{gm} N Q_a \\ &= 38322,447 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{izin} = 39321,901$$

c. Cek kontrol

	P	<	Q _{izin}	
Kuat I	= 11816,02	<	39321,901	AMAN
Kuat III	= 12182,02	<	39321,901	AMAN
Kuat V	= 11924,51	<	39321,901	AMAN
Layan I	= 9357,42	<	39321,901	AMAN
Ekstrim I	= 11786,66	<	39321,901	AMAN

5. Daya Dukung Lateral

a. Modulus elastisitas tiang

$$\begin{aligned}
 E_p &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\
 &= 4700 \times \sqrt{50} \\
 &= 33234,019 \text{ Mpa} \\
 &= 33234019 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

b. *Modulus young*

$$\begin{aligned}
 E_s &= 300 \text{ Kg/cm}^2 \\
 &= 30000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

c. Momen inersia

$$\begin{aligned}
 I_p &= 1/64 \times \pi \times d^4 \\
 &= 1/64 \times 3,14 \times 0,6^4 \\
 &= 0,0063585 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

d. Kekakuan relatif

$$\begin{aligned}
 K_r &= \frac{E_p \times I_p}{E_s \times L^4} \\
 &= \frac{33234018,72 \times 0,0063585}{30000 \times 28^4} \\
 &= 0,000011 \\
 &= 0,000011 \leq 0,01 \quad \text{OKE}
 \end{aligned}$$

e. Koefisien tekanan tanah lateral

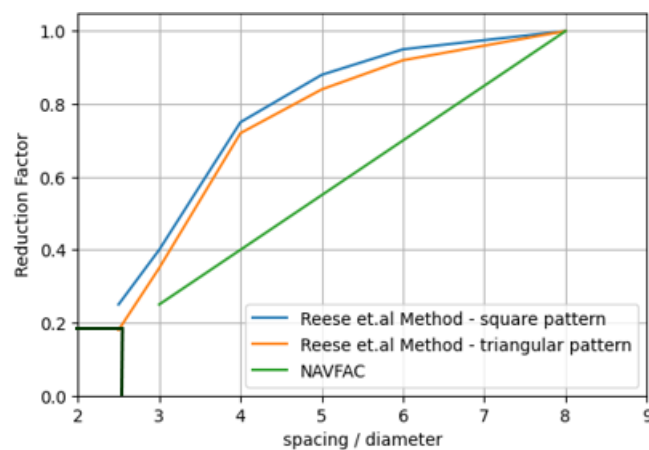
$$\begin{aligned}
 K_b &= \tan^2 (45 + \phi / 2) \\
 &= \tan^2 (45 + 0 / 2) \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

f. Daya dukung lateral tiang tunggal

$$\begin{aligned} H_u &= 0,125 \times \gamma(\text{sat}) \times D \times L^2 \times K_b \\ &= 0,125 \times 19 \times 0,6 \times 28^2 \times 1 \\ &= 1117,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

g. Daya dukung lateral tiang kelompok

$$\begin{aligned} \frac{Sm}{D} &= \frac{1,50}{0,6} \\ &= 2,5 \end{aligned}$$



Gambar 4. 56 Grafik Hasil Faktor Reduksi

Faktor reduksi = 0,19

$$\begin{aligned} H_g &= \text{Faktor reduksi} \times N \times H_u \\ &= 0,19 \times 30 \times 1117,2 \\ &= 6368,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

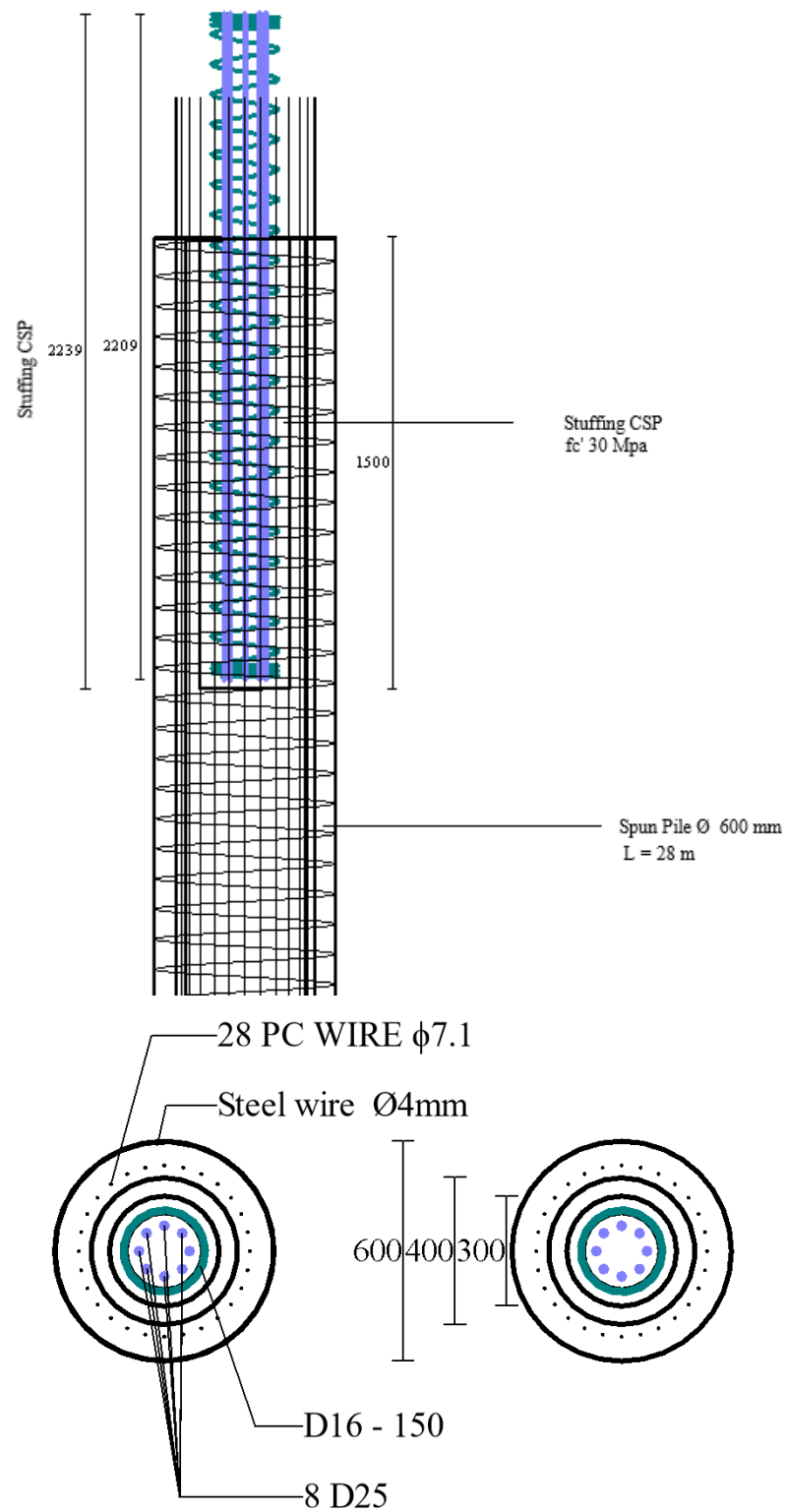
h. Daya dukung izin lateral

$$SF = 2,5$$

$$\begin{aligned} H_{\text{izin}} &= H_g / SF \\ &= 6368,04 / 2,5 \\ &= 2547,216 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat $H_u < H_{\text{izin}}$

$$1117,2 < 2547,216 \text{ kN} \quad \text{OKE}$$

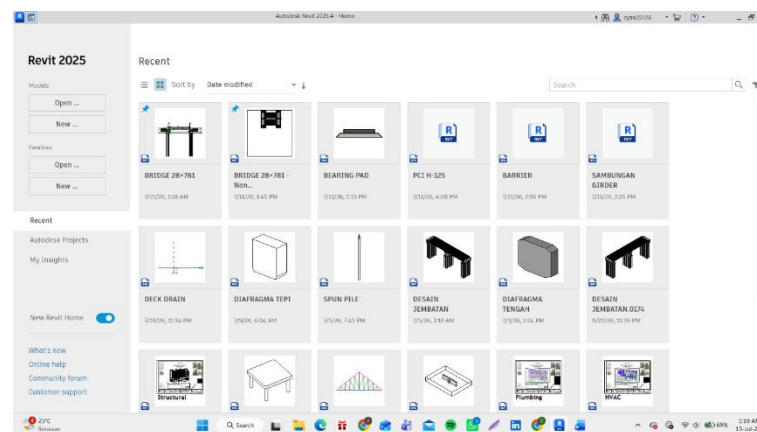


Gambar 4. 57 Detail *Stuffing* Penulangan CSP dan *Spun Pile*
(Sumber: Pribadi)

4.6 Pemodelan dengan *Autodesk Revit*

Pemodelan ini bertujuan untuk menghasilkan model 3 (tiga) dimensi yang menggambarkan struktur jembatan secara akurat. Seluruh dimensi, material, dan detail tulangan yang digunakan mengacu pada hasil perencanaan struktur yang telah diperhitungkan sebelumnya. Berikut ini merupakan tahapan pemodelan jembatan menggunakan *Autodesk Revit* 2025:

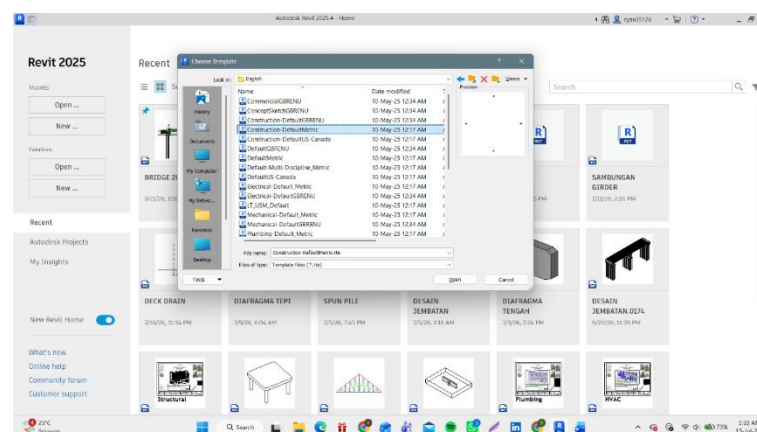
1. Membuka aplikasi *Revit*



Gambar 4. 58 Tampilan Beranda *Autodesk Revit*
(Sumber: Pribadi)

Tahap pertama membuka aplikasi *Autodesk Revit* yang digunakan dalam pemodelan jembatan.

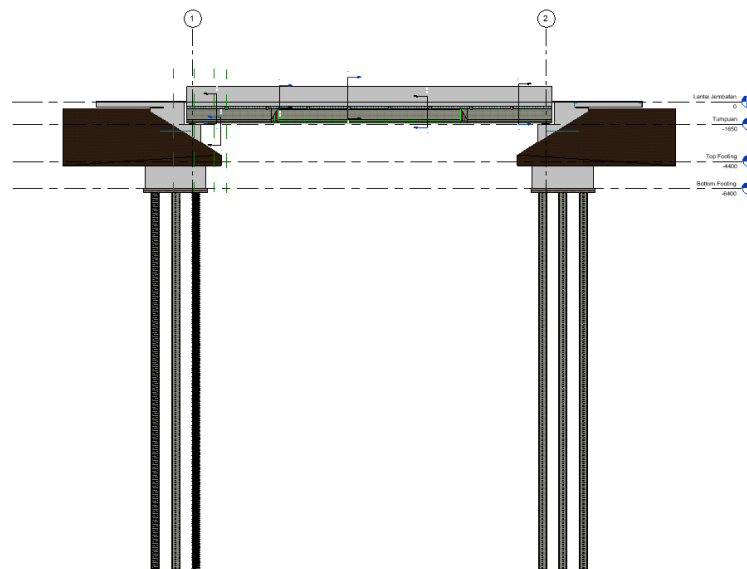
2. Pembuatan *project* baru



Gambar 4. 59 Pemilihan *Template* Model
(Sumber: Pribadi)

Dalam membuat pemodelan struktur jembatan pilih *template* “*Metric – Structural Template*” atau “*Construction Default Metric*”. Setelah itu, atur satuan ukuran serta lokasi penyimpanan *file*.

3. Pembuatan *grid* dan *level*

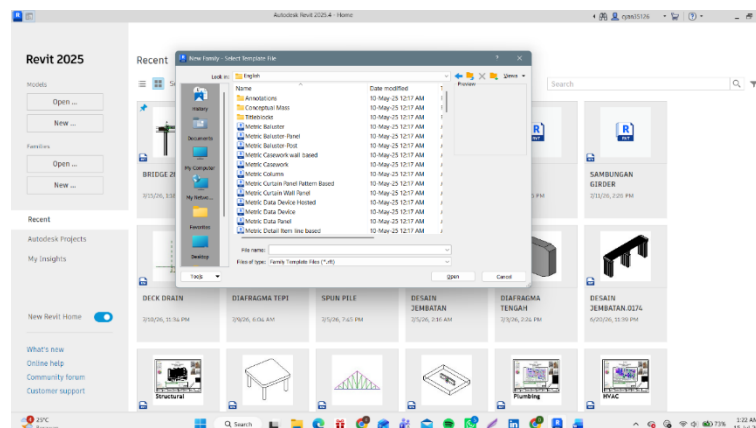


Gambar 4. 60 Tahapan Pembuatan *Grid* dan *Level*

(Sumber: Pribadi)

Pembuatan garis *grid* sebagai acuan dari perencanaan bentang jembatan, sedangkan garis *level* bertujuan untuk menentukan elevasi dari bagian struktur jembatan.

4. Pembuatan *family* komponen jembatan

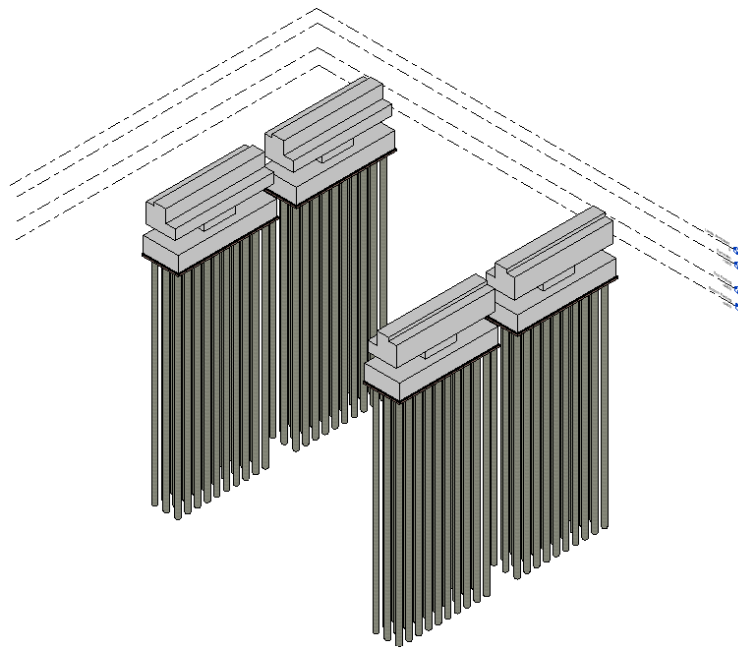


Gambar 4. 61 Tahapan Pembuatan *Item Family* Revit

(Sumber: Pribadi)

Dikarenakan komponen jembatan belum tersedia di *Autodesk Revit*, sehingga perlu dibuat komponen *family* jembatan yang *template* serta dimensinya dapat disesuaikan dengan desain rencana. Klik *New* → *family* → *template* → pada bagian *elevation* klik *left* → memodelkan dimensi komponen → deskripsikan materialnya → *save as* → *load into project* → lakukan hal yang sama pada komponen lainnya.

5. Pemodelan struktur bawah

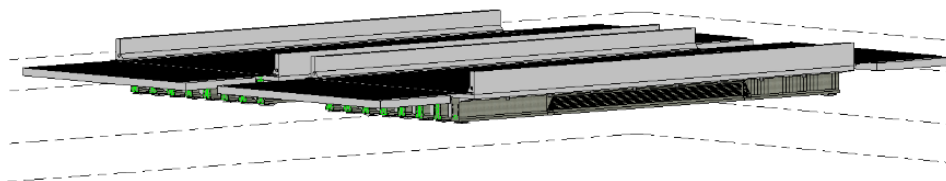


Gambar 4. 62 3D Desain Struktur Bawah

(Sumber: Pribadi)

Pemodelan ini dapat dilakukan setelah pembuatan komponen *family* telah dibuat. Pada struktur bawah ini terdiri dari fondasi, *blinding stone*, *lean concrete*, *Pilecap*, *Wall Abutment*, dan *Backwall*.

6. Pemodelan struktur atas

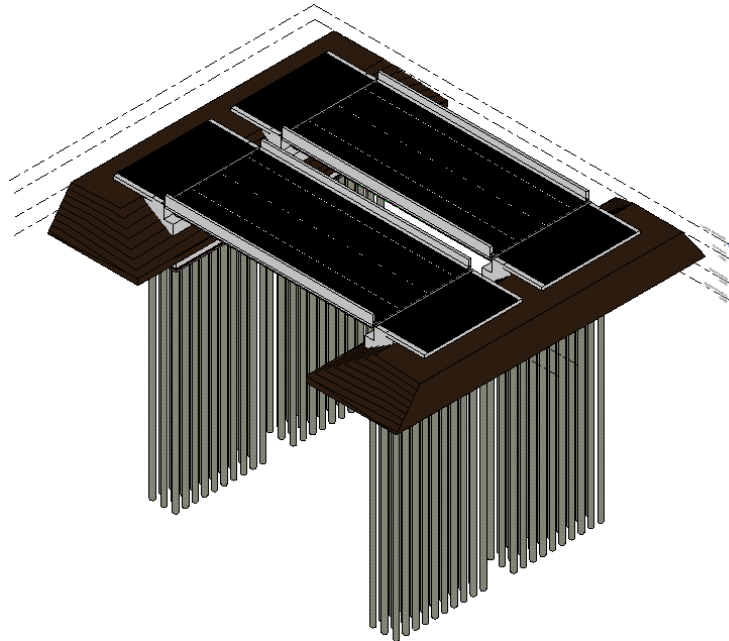


Gambar 4. 63 3D Desain Struktur Atas

(Sumber: Pribadi)

Pemodelan ini dapat dilakukan setelah pembuatan komponen *family* telah dibuat. Pada struktur atas ini terdiri dari *bearing pad*, gelagar, diafragma, pelat lantai, pelat injak, *deck drain*, *Barrier*, dan aspal.

7. Pemodelan 3D desain

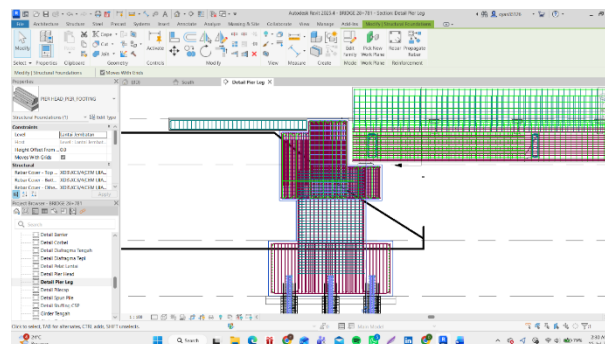


Gambar 4. 64 Pemodelan 3D *Bridge 28+781*

(Sumber: Pribadi)

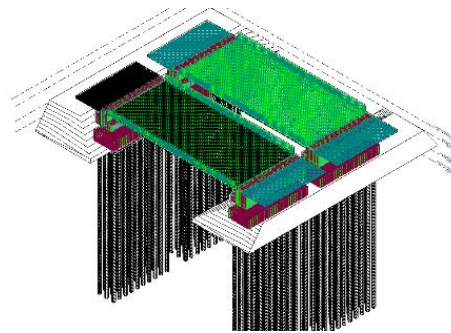
Seluruh komponen *family* yang telah dibuat digabungkan menjadi pemodelan keseluruhan struktur jembatan dalam model tiga dimensi (3D).

8. Pemodelan pembesian



Gambar 4. 65 Tahapan Penulangan *Item Family Revit*

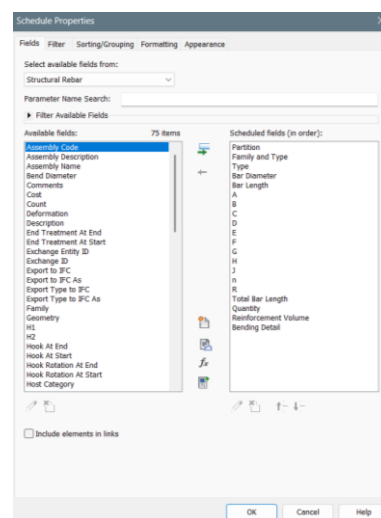
(Sumber: Pribadi)



Gambar 4. 66 3D Desain Hasil Penulangan
(Sumber: Pribadi)

Tulangan yang dimodelkan sesuai hasil perhitungan analisa struktur sebelumnya. Klik salah satu komponen *family* → klik *rebar* → sesuaikan jenis tulangannya → modelkan tulangan beserta *Spacing*nya → lakukan yang sama pada seluruh komponen.

9. Pembuatan *bar bending schedule*



Gambar 4. 67 Filter Tabel Rebar Schedule
(Sumber: Pribadi)

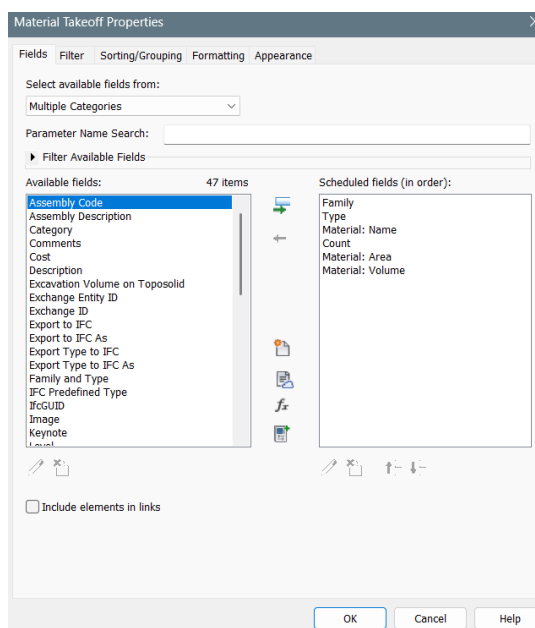
Diafragma Tepi																	
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	2725 mm	340 mm	850 mm	340 mm	850 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	16350 mm	6	3287.36 cm ²	580 mm 340 mm 850 mm 340 mm 580 mm 340 mm
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	800 mm	790 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	5600 mm	7	1125.95 cm ²	790 mm
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	800 mm	790 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	5600 mm	7	1125.95 cm ²	790 mm
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	800 mm	790 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	1600 mm	2	321.70 cm ²	790 mm
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	2725 mm	340 mm	850 mm	340 mm	850 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	16350 mm	6	3287.36 cm ²	580 mm 340 mm 850 mm 340 mm 580 mm 340 mm
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	800 mm	790 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	5600 mm	7	1125.95 cm ²	790 mm
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	800 mm	790 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	5600 mm	7	1125.95 cm ²	790 mm
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	800 mm	790 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	1600 mm	2	321.70 cm ²	790 mm
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	2725 mm	340 mm	850 mm	340 mm	850 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	16350 mm	6	3287.36 cm ²	580 mm 340 mm 850 mm 340 mm 580 mm 340 mm
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	800 mm	790 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	5600 mm	7	1125.95 cm ²	790 mm
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	800 mm	790 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	5600 mm	7	1125.95 cm ²	790 mm
Diafragma Tepi	Rebar Bar: D16 - 150	D16 - 150	16 mm	800 mm	790 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	0 mm	1600 mm	2	321.70 cm ²	790 mm

Gambar 4. 68 Bar Bending Schedule

(Sumber: Pribadi)

Setelah pembesian telah dimodelkan, pembuatan BBS (*Bar Bending Schedule*) diawali dengan klik *tab view* → pilih *schedule/quantities* → cari *structural rebar* → kemudian untuk bagian *fields* disesuaikan dengan gambar di atas → *schedule rebar* sudah jadi. Dari hasil volume tersebut dapat digunakan dalam perencanaan estimasi biaya.

10. Pembuatan material *takeoff*



Gambar 4. 69 Filter Tabel Material Take Off

(Sumber: Pribadi)

dan Jembatan, dan Harga Satuan Dasar. Tahapan dalam penyusunan Rencana Anggaran Biaya sebagai berikut:

1. Menyiapkan data volume pekerjaan

Data volume pekerjaan didapatkan dari hasil pemodelan pada *Autodesk Revit*.

2. Menentukan jenis pekerjaan

Jenis pekerjaan beserta satuan pembayarannya diatur dalam Spesifikasi Umum Bina Marga 2025.

3. Menyusun AHSP

Analisa Harga Satuan Pekerjaan disusun berdasarkan nilai koefisien tenaga kerja, bahan, dan alat yang dibutuhkan. Kemudian nilai tersebut dikalikan dengan Harga Satuan Dasar.

4. Menghitung total biaya pekerjaan

Dari seluruh data penyusunan sebelumnya seperti volume pekerjaan dan AHSP, dikalkulasikan sehingga diperoleh nilai Rencana Anggaran Biaya (RAB) untuk perencanaan proyek tersebut.

REKAPITULASI RENCANA ANGGARAN BIAYA		
Nama Paket	: Proyek Pembangunan Jalan Toll Akses Patimban Paket 3	
Ruas Jalan	: Penggantian <i>Box Culvert</i> Menjadi Jembatan STA 28 + 781	
Prop / Kab / Kodya	: Kab. Subang, Jawa Barat	
Tahun	: 2026	
No. Divisi	Divisi	Jumlah Harga Pekerjaan (Rupiah)
1	Umum dan Penerapan SMKK	Rp 510.124.408,58
2	Drainase	Rp -
3	Pekerjaan Tanah dan Geosintetik	Rp 1.592.672.143,40
5	Perkerasan Berbutir	Rp -
6	Perkerasan Aspal	Rp 381.108.698,77
7	Struktur	Rp 17.619.914.102,59
9	Pekerjaan Harian dan Pekerjaan Lain-Lain	Rp 3.363.631,77
(A) Jumlah Harga Pekerjaan (<i>Termasuk Biaya Umum dan Keuntungan</i>)		Rp 20.107.182.985,11
(B) Pajak Pertambahan Nilai (PPN) = 11% x (A)		Rp 2.211.790.128,36
(C) JUMLAH TOTAL HARGA PEKERJAAN (A+B)		Rp 22.318.973.113,48
		Dibulatkan Rp 22.318.973.100,00
Terbilang : Dua Puluh Dua Miliar Tiga Ratus Delapan Belas Juta Sembilan Ratus Tujuh Puluh Tiga Ribu Seratus Rupiah		

Gambar 4. 71 Penyusunan Rencana Anggaran Biaya

(Sumber: Pribadi)

4.8 Penjadwalan Pekerjaan dengan *Microsoft Project*

Penjadwalan dilakukan untuk menentukan urutan pelaksanaan pekerjaan, durasi, hubungan antar pekerjaan, dan waktu penyelesaian proyek secara keseluruhan. Tahapan penyusunan penjadwalan adalah sebagai berikut:

1. Membuat daftar pekerjaan

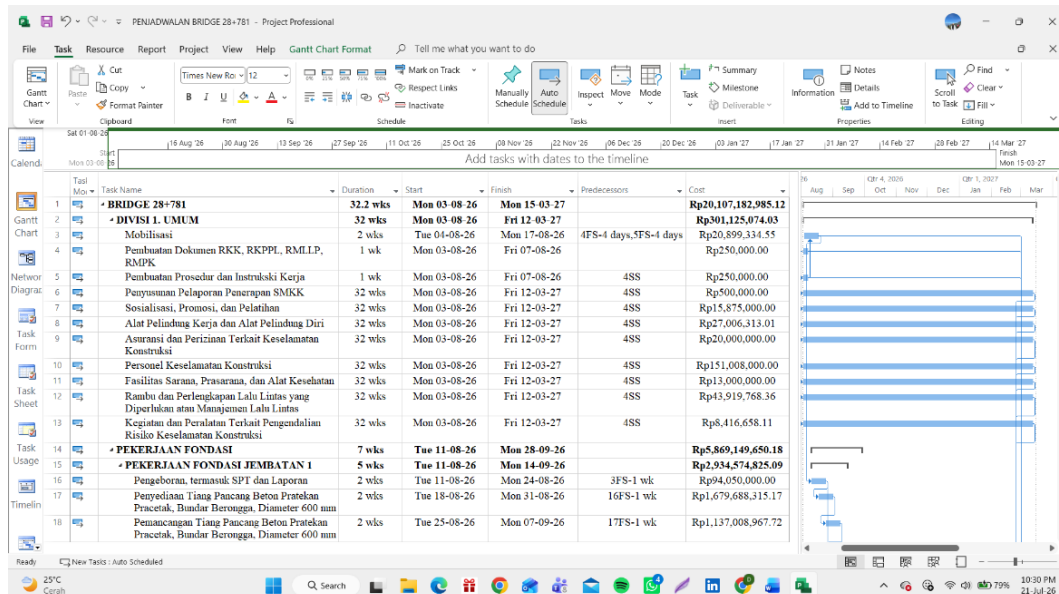
Sebelum Menyusun daftar pekerjaan dalam *Microsoft Project* sebaiknya atur terlebih dahulu klik *project* → *project information* → atur waktu dimulainya proyek → klik oke. Selain itu, tambahkan kolom baru → pilih *cost* → klik *option* → klik *display* → ubah mata uang menjadi Rupiah → klik oke. Penyusunan item pekerjaan dapat dilakukan berdasarkan hasil dari RAB, bobot pekerjaan, dan kurva S rencana.

2. Menentukan durasi pekerjaan

Setelah daftar item pekerjaan telah dibuat → isi bagian *duration* sesuai penjadwalan yang telah dibuat sebelumnya → selesai.

3. Menentukan hubungan antar pekerjaan

Kemudian penyusunan dapat dilanjutkan dengan menentukan hubungan atau *predecessors* antar item pekerjaan → masukkan nilai *cost* sesuai dengan RAB → pengecekan *Gantt Chart* → jika seluruh pekerjaan sudah saling terkait atau diagram tertutup → penjadwalan telah selesai dibuat.



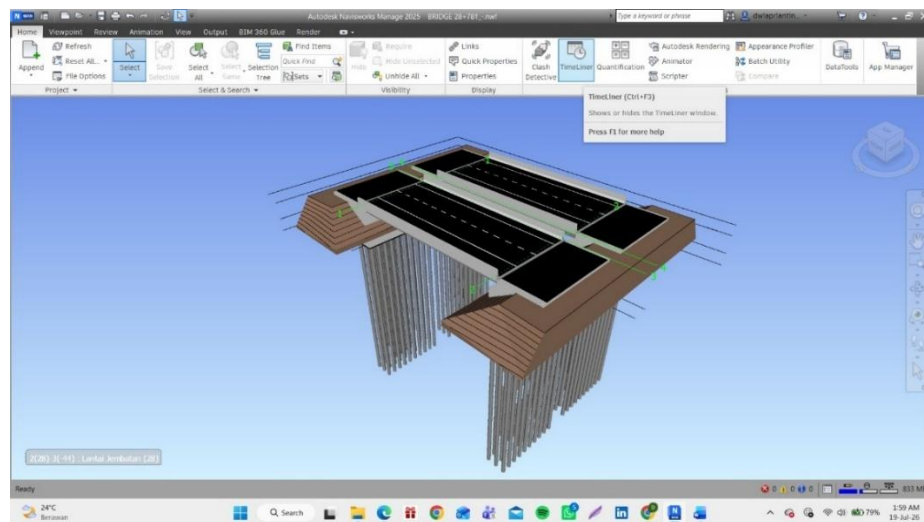
Gambar 4. 72 Penyusunan Penjadwalan
(Sumber: Pribadi)

4.9 Integrasi 5D dengan *Navisworks*

Apabila pemodelan tiga dimensi (3D), penyusunan Rencana Anggaran Biaya, dan penyusunan penjadwalan pekerjaan telah dilaksanakan, tahap berikutnya adalah melakukan integrasi menggunakan *Autodesk Navisworks* sebagai bentuk simulasi dari pembangunan perencanaan proyek.

1. Mengimpor model ke *Autodesk Navisworks*

Berdasarkan hasil pemodelan di *Autodesk Revit*, file dengan format (.rvt) diconvert menjadi format (.nwc) dengan cara klik *home* → *export* → pilih format (.nwc) → pilih lokasi penyimpanannya → *running software Navisworks manage* → open file → selesai.

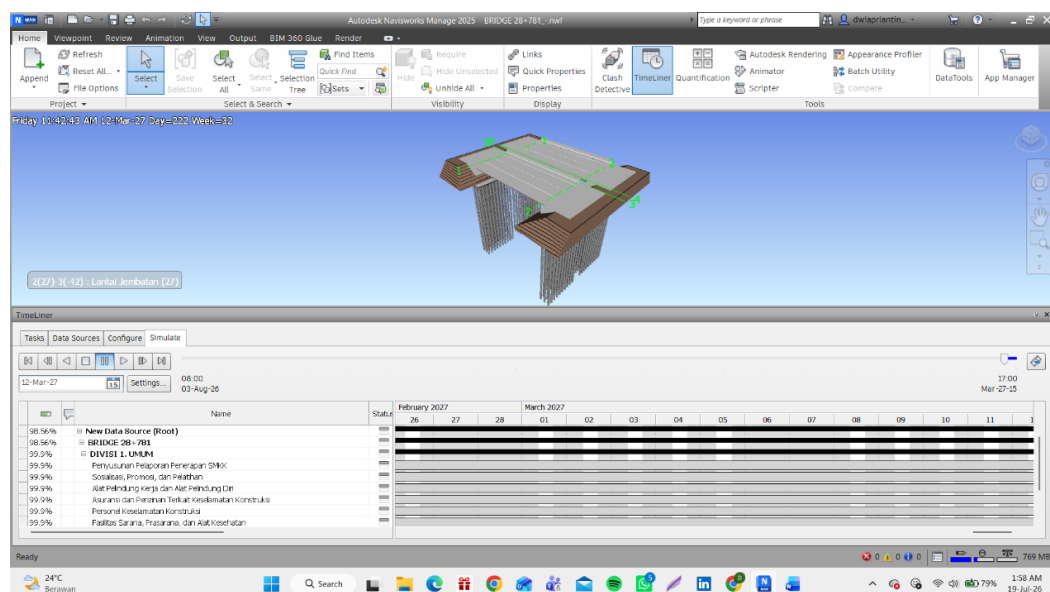


Gambar 4. 73 Tampilan Model

(Sumber: Pribadi)

2. Mengimpor jadwal *Microsoft Project*

Untuk mengintegrasikannya klik *time liner* → klik *data sources* → pilih file *Microsoft Project* → *refresh* → *task* → *select* sesuai kelompok item pekerjaannya → klik *attach* → klik *append* untuk item tambahan → pilih *construct* → lakukan hal yang sama pada item pekerjaan lainnya → klik *stimulate* → selesai.



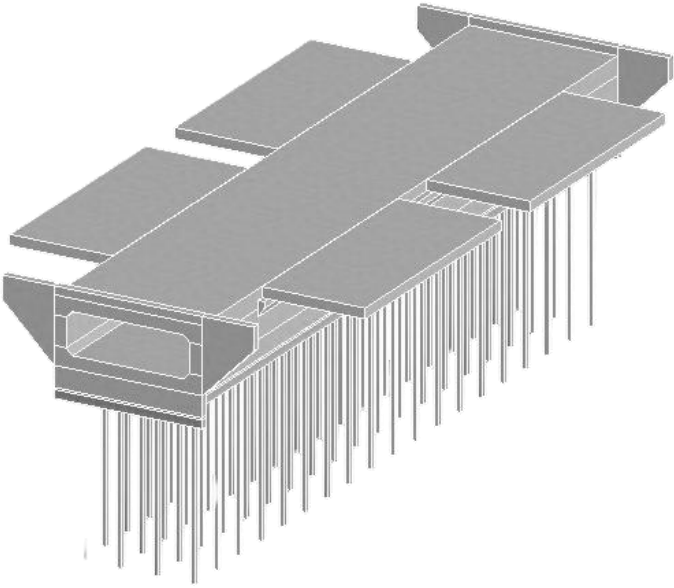
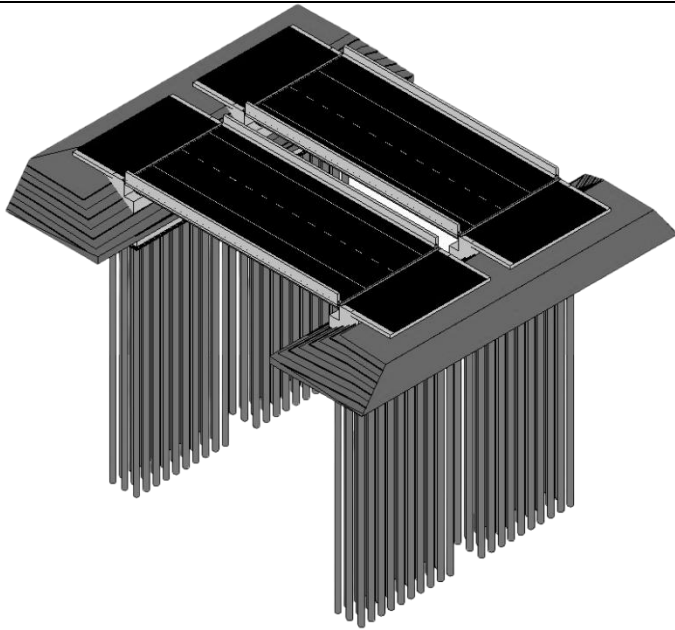
Gambar 4. 74 Tahapan Simulasi Pemodelan yang Terintegrasi

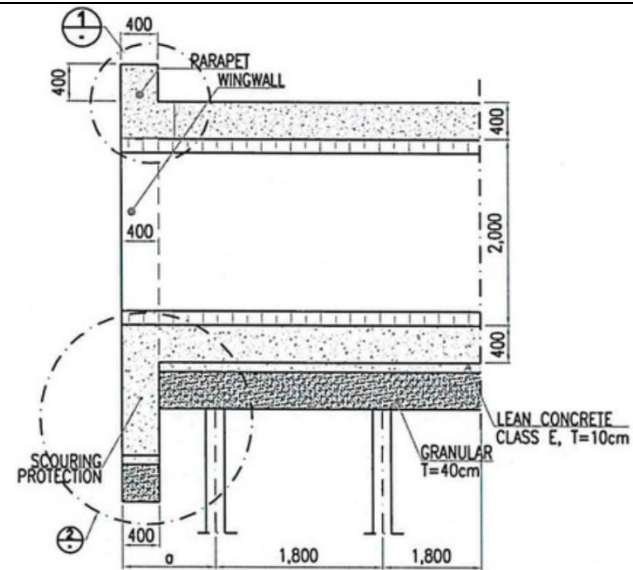
(Sumber: Pribadi)

4.10 Hasil Perbandingan Desain Awal dengan Desain Rencana

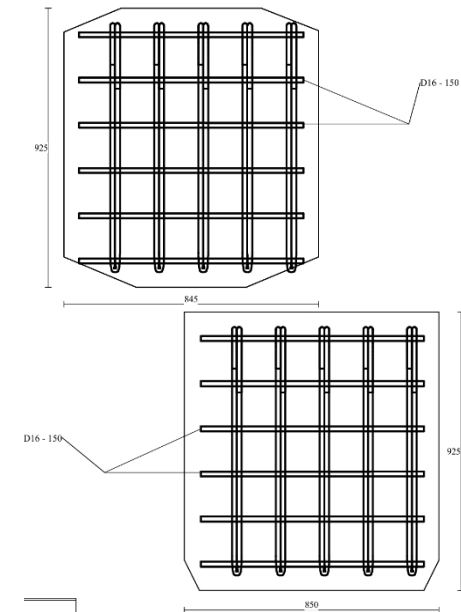
Perbandingan dilakukan antara struktur eksisting berupa box culvert dan hasil perencanaan ulang berupa jembatan. Perbandingan mencakup dimensi, mutu, serta elemen struktur yang digunakan, sebagaimana disajikan pada Tabel 4.10 berikut.

Tabel 4. 104 Perbandingan Desain Eksisting dan Desain Rencana

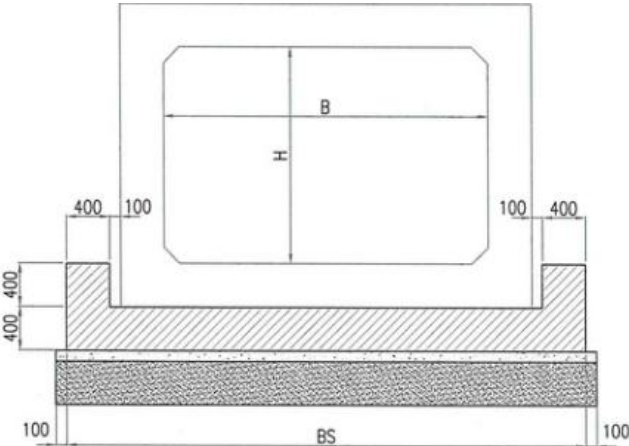
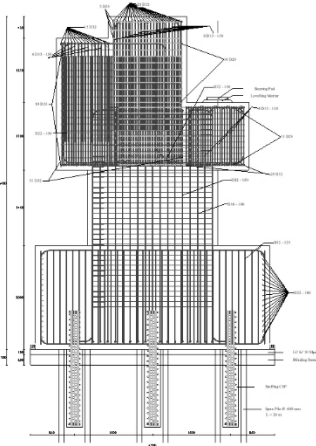
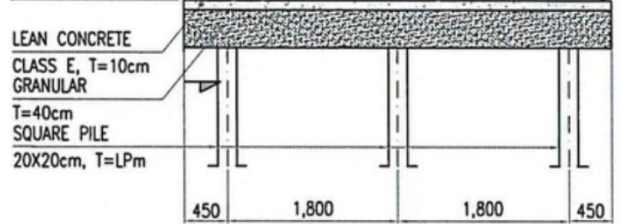
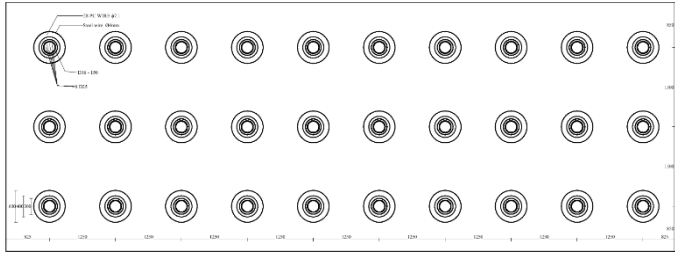
No.	Parameter	Perbandingan Desain	
		Eksisting	Redesain
1.	Struktur utama	<i>Box Culvert</i>	Jembatan
2.	Model 3D		



- a. *Top headwall (parapet)*
Dimensi (b x h x l) : (0,4 x 0,4 x 12,7) m
Mutu : fc' 30 Mpa
- b. *Bottom headwall (scouring protection)*
Dimensi (b x h x l) : (0,4 x 1,0 x 12,7) m
Mutu : fc' 30 Mpa
- c. *Top & bottom slab*
Dimensi (b x l x w) : (6,0 x 12,7 x 0,4) m
Mutu : fc' 30 Mpa



- a. *Diafragma tengah*
Dimensi (b x h x w) : (845 x 925 x 300) mm
Mutu : fc' 30 Mpa
- b. *Diafragma tepi*
Dimensi (b x h x w) : (850 x 925 x 400) mm
Mutu : fc' 30 Mpa

4.	Struktur bawah	 a. <i>Concrete sleeper</i> Dimensi (bs x l x w) : (8,2 x 2,0 x 0,4) m Mutu : fc' 30 Mpa	 a. <i>Abutment</i> Dimensi (h): 6,4 m Mutu : fc' 30 Mpa b. <i>Pilecap</i> Dimensi (b x h x l): (4,5 x 2,0 x 12,7) m Mutu : fc' 30 Mpa
5.	Fondasi	 a. Jenis : <i>square pile</i> b. Dimensi (b x h) : (200 x 200) mm c. Kedalaman (l) : 9 m	 a. Jenis : <i>prestressed concrete spun pile</i>

		d. Jumlah (n) : 76 buah e. Mutu : fc' 30 Mpa	b. Dimensi (Ø) : 600 mm c. Kedalaman (l) : 28 m d. Jumlah (n) : 120 buah e. Mutu : fc' 50 Mpa
6.	Material utama	Beton bertulang	Beton prategang dan beton bertulang

Sumber: Pribadi