BAB IV
ANALISA DAN PEMBAHASAN

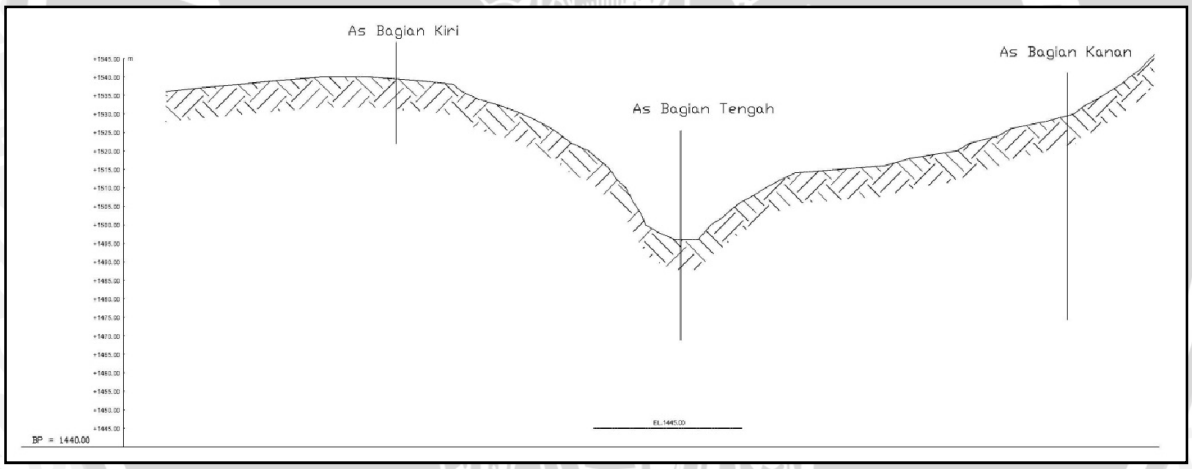
4.1. Penentuan Letak Pelimpah

Dalam menentukan letak dan tipe bangunan pelimpah hal yang harus diperhatikan adalah keadaan toopgrafi dan geologi pondasi daerah studi.

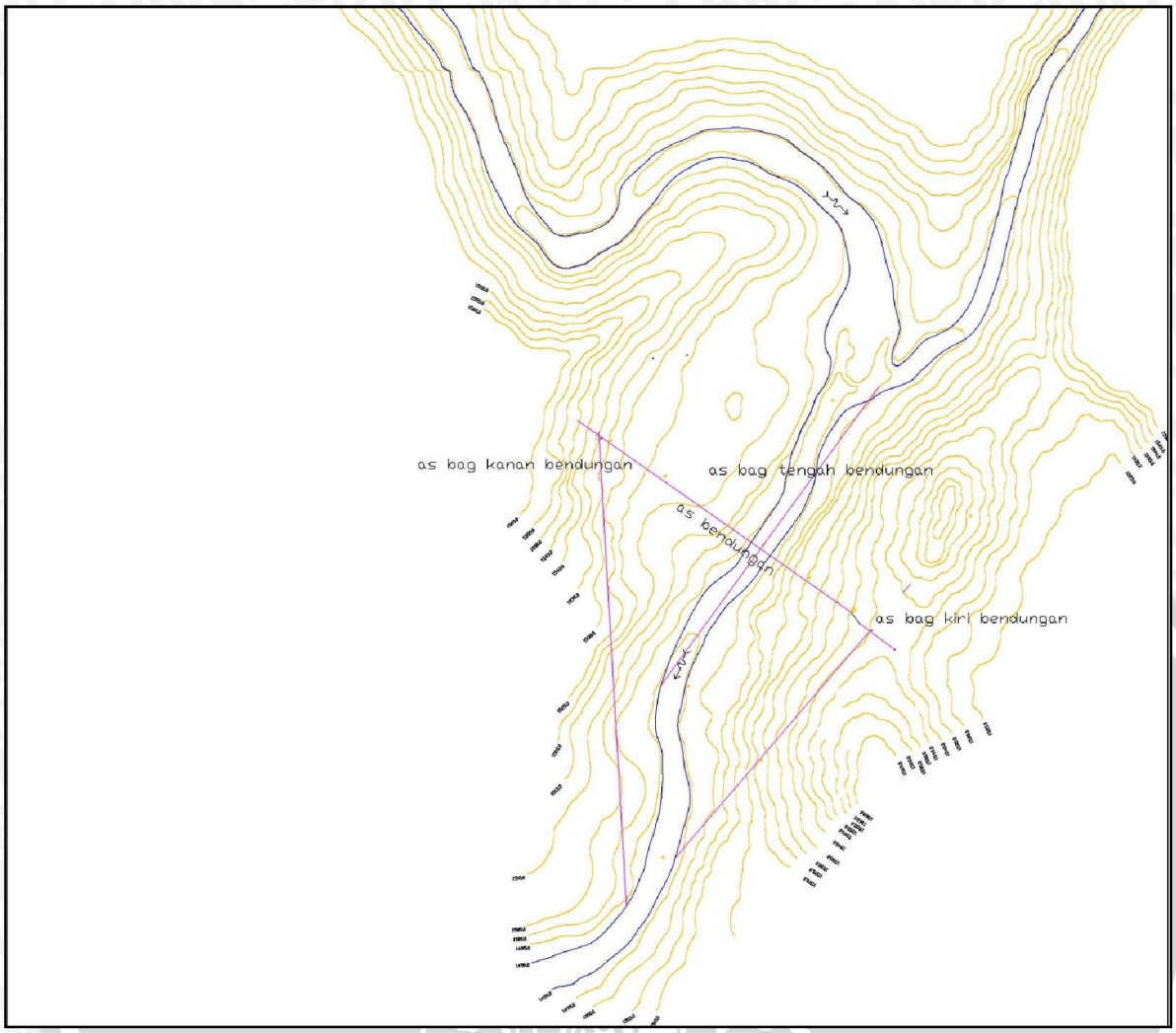
Kondisi geologi mempengaruhi pertimbangan dari segi pondasi pelimpah yang akan dibangun, sedangkan kondisi topografi akan mempengaruhi sisi ekonomis. Dalam penentuan letak pondasi pelimpah akan dipakai 3 alternatif, yaitu :

- Alternatif 1 : Pelimpah terletak di sebelah as bagian kanan bendungan.
- Alternatif 2 : Pelimpah terletak di as bagian tengah bendungan
- Alternatif 3 : Pelimpah terletak di sebelah as bagian kiri bendungan.

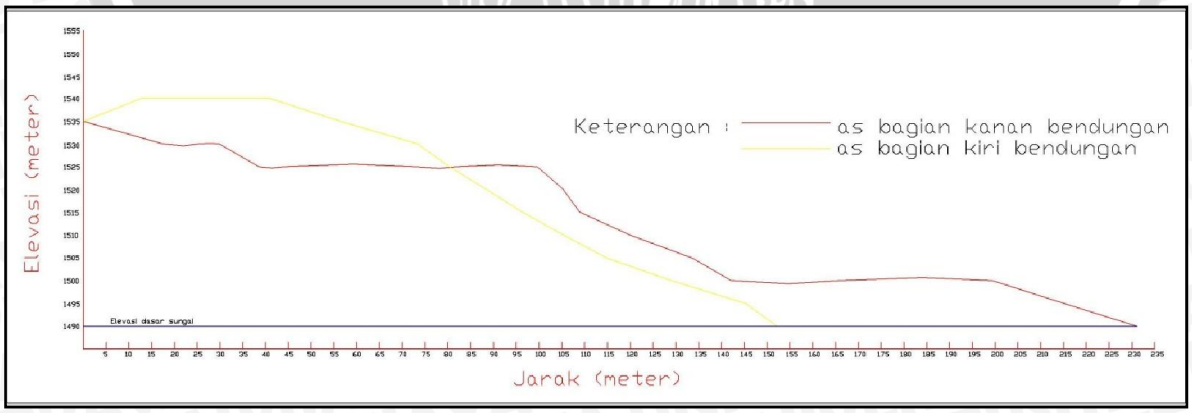
Adapaun gambar potongan melintang 3 alternatif pada as bendungan dapat dilihat pada gambar 4.1.



Gambar 4.1 Potongan Melintang 3 Alternatif pada As Bendungan



Gambar 4.2 Peta Situasi 3 Alternatif



Gambar 4.3 Potongan Memanjang Alternatif I dan III

Dari informasi yang didapat dari penjelasan dan gambar diatas, maka ketiga alternatif tersebut dapat diklasifikasikan menurut kondisi topografi dan geologinya :

- Alternatif I : Pelimpah diletakkan pada bagian kiri as bendungan

Profil memanjang muka tanah bagian kiri as bendungan lebih curam dibandingkan dengan bagian kanannya. Dengan keadaan yang curam akan memberikan kemiringan yang cukup bagi pelimpah untuk mengalirkan debit banjir ke bagian hilir sungai. Pada bagian kanan ini dapat dibangun suatu pelimpah yang tidak terlalu panjang karena *site* pelimpah akan bertemu dengan belokan sungai di hilir yang mengarah ke sebelah kanan. Untuk kondisi lapisan tanah pada bagian kiri as bendungan perlu digali pada kedalaman 2 -11 m, karena pada kedalaman tersebut pondasi bendungan sebelah kiri akan berada pada tanah breksi lava lapuk ringan – segar yang cukup baik sebagai batuan pondasi.

- Alternatif II : Pelimpah diletakkan pada bagian tengah as bendungan

Pada bagian tengah as bendungan elevasi tanahnya lebih rendah dibandingkan dengan elevasi tanah pada alternatif lainnya. Pada bagian tengah juga akan memberikan jarak yang pendek apabila dibangun suatu pelimpah karena *site* pelimpah akan langsung bertemu dengan sungai di hilir. Untuk kondisi lapisan tanah pada bagian tengah as bendungan perlu digali hingga kedalaman antara 3 m hingga 7 supaya pondasi bagian tengah terletak pada tuf kristalin segar.

- Alternatif III : Pelimpah diletakkan pada bagian kanan as bendungan

Profil memanjang muka tanah bagian kanan as bendungan lebih landai dibandingkan dengan bagian kirinya. Dengan keadaan yang landai akan dibutuhkan suatu saluran pelimpah yang cukup panjang untuk mengalirkan debit banjir ke hilir sungai. Hal ini disebabkan karena jarak antara ambang pelimpah dengan sungai baguan hilir cukup jauh karena posisi sungai pada bagian hilir sedikit melengkung ke arah kanan. Untuk kondisi lapisan tanah pada bagian kana as bendungan perlu digali pada kedalaman 5,5 m hingga 19 m, pada kedalaman tersebut terdapat lapisan tuf kristalin lapuk.

Dari ketiga alternatif diatas, alternatif ke-1 merupakan alternatif yang cukup ideal, karena secara topografi memiliki kecuraman yang untuk mengalirkan debit dari waduk ke hilir sungai, dan juga secara geologi memiliki lapisan tanah yang cukup baik untuk pondasi (Breksi lava lapuk-ringan). Untuk tipe bangunan pelimpah yang cocok adalah tipe

pelimpah samping (*Sidechannel spillway*) tipe ini dipilih untuk memberikan keamanan pada Bendungan Cibatarua yang merupakan bendungan tipe urugan.

4.2. Analisa Hidrolika

4.2.1. Perhitungan Koefisien Debit dan Tinggi Muka Air pada Pelimpah

Dalam perhitungan koefisien debit dan tinggi muka air pada pelimpah dibutuhkan data hasil perhitungan penelusuran debit banjir yang berupa outflow. Data debit outflowyang digunakan ini berasal dari hasil perhitungan penelusuran banjir :

- Q_{2th} : 60,14 m^3/dt
- Q_{15th} : 73,60 m^3/dt
- Q_{10th} : 79,60 m^3/dt
- Q_{15th} : 85,54 m^3/dt
- Q_{25th} : 97,37 m^3/dt
- Q_{50th} : 107,29 m^3/dt
- Q_{100th} : 117,65 m^3/dt
- Q_{1000th} : 151,79 m^3/dt
- Q_{PMF} : 227,96 m^3/dt

4.2.1.1.Metode Iwasaki

Koefisien limpahan (C) dari ambang pelimpah diperoleh dengan langkah perhitungan sebagai berikut :

Q_{1000} = 151,79m^3/detKp = 0,02 (koefisien kontraksi pada pilar)

B = 15 m Ka = 0,12 (Koefisien kontraksi pada dinding samping)

P = 3 m N = 0 (jumlah pilar)

L' = L - 2.(n.Kp + Ka) Hd

= 15 – 2.(0.0,02 + 0,12) Hd

= 15 – 0,24 Hd

Dengan menggunakan Cd_{asumsi} = 2,2 maka perhitungannya menjadi,

Q_{1000} = Cd . L' . $Hd^{3/2}$

151,79 = 2,2 . (15-0,24) . $Hd^{3/2}$

Dengan cara *trial and error* maka didapatkan nilai Hd = 2,84 m

Untuk selanjutnya nilai Cd = 2,2 dicek menggunakan persamaan Iwasaki yaitu:

Cd $= 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{Hd}{P}\right)^{0.99}$

Cd $= 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{2{,}84}{3}\right)^{0.99}$

Cd $= 2{,}161$

Dikarenakan nilai $Cd_{asumsi} \neq Cd_{hitung}$ maka dilakukan *trial and error* lagi sampai menghasilkan nilai $Cd_{asumsi} = Cd_{hitung}$. Hasil coba-coba nilai Cd tersebut dicantumkan dalam tabel 4.1 sebagai berikut.

Tabel 4.1. Perhitungan Koefisien Debit (Cd)

Cd coba	Hd	Cdhitung
2.200	2.84	2.161
2.161	2.88	2.160
2.160	2.88	2.160
2.160	2.88	2.160

Sumber : Hasil Perhitungan

Setelah dilakukan *trial and error* maka dihasilkan nilai Cd = 2,16m$^{1/2}$/dt dan Hd = 2,88 m.Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai a sebagai berikut:

Cd $= 1{,}60 \text{ x } \frac{1+2a(h/Hd)}{1+a(h/Hd)}$

2,16 $= 1{,}60 \text{ x } \frac{1+2a(h/Hd)}{1+a(h/hd)}$, karena h =Hd maka:

2,16 $= 1{,}60 \text{ x } \frac{1+2a}{1+a}$

a $= 0{,}539$

Untuk nilai a = 0,539 maka persamaan koefisien debit menjadi:

Cd $= 1{,}60 \text{ x } \frac{1+2\times 0{,}539\times(h/2{,}88)}{1+0{,}539\times(h/2{,}88)}$

Lalu untuk perhitungan lebar efektif (L') = 15 – 0,24 Hd = 12 – 0,24.2,88 = 14,3 m

Untuk perhitungan koefisien limpahan untuk debit selain debit Q_{1000} sebagai berikut:

Misal untuk $Q_2 = 60{,}14 m^3/dt$

Diasumsi $h = 1{,}65m$

L' = 14,3 m

$$Cd = 1{,}60 \text{ x } \frac{1+2\times 0{,}539\times(h/2{,}28)}{1+0{,}539\times(h/2{,}28)}$$

$$= 1{,}60 \text{ x } \frac{1+2\times 0{,}539\times(1{,}65/2{,}28)}{1+0{,}539\times(1{,}65/2{,}28)}$$

$= 1{,}98\ m^{1/2}/dt$

$Q = Cd.L'.Hd^{3/2}$

$= 1{,}98.\ 14{,}3.\ 1{,}65^{3/2}$

$= 60{,}14 m^3/dt$……Ok

Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan pada Tabel 4.2

4.2.1.2.Metode USBR

Koefisien debit (C) dari ambang pelimpah diperoleh dengan langkah perhitungan sebagai berikut :

$Q_{rencana} = Q_{1000th} = 151{,}79 m^3/dt$

L = 14.31 m

P = 3 m

<u>Langkah 1</u>

Menghitung nilai Ho dengan menggunakan cara *trial and error.*

***<u>Trial</u>* <u>1</u>**

Coba Ho = 2,00 m

P/Ho = 1.50 m

Dari grafik hubungan P/Ho dengan Co didapatkan Co = $3{,}910 ft^{1/2}/sec$ = $2{,}16\ m^{1/2}/dt$

$Q_{hitung} = C.B.Ho^{1,5}$

$= 2{,}16\ .\ 14{,}31\ .\ 2^{1,5}$

$= 34.16\ m^3/dt$

Dikarenakan $Q_{hitung} \neq Q_{rencana}$ maka perlu dilakukan *trial and error* lagi.

***<u>Trial</u>* <u>2</u>**

Coba Ho = 2,90 m

P/Ho = 1,03 m

Dari grafik hubungan P/Ho dengan Co didapatkan Co = $3{,}89 ft^{1/2}/sec$ = $2{,}147\ m^{1/2}/dt$

$Q_{hitung} = C.B.Ho^{1,5}$

$= 2{,}147\ .\ 14{,}31\ .\ 2{,}90^{1,5}$

= 151,79 m^3/dt

Dikarenakan $Q_{hitung} = Q_{rencana}$ maka nilai Ho = 2,90 m dan Co = 2,147 $m^{1/2}$/dt.

Langkah 2

Menghitung nilai Hd dan Cd dengan menggunakan cara *trial and error*. Berikut contoh perhitungan menggunakan debit Q_2.

Q_2 = 60,14 m^3/dt

B = 14,31 m

$q = Q_2/B$ = 4,20 m^3/dt/m'

***Trial* 1**

$Cd_{coba\text{-}coba}$ = 1,99

q = Cd . $Hd^{3/2}$

$$Hd = \left(\frac{q}{Cd}\right)^{2/3} = \left(\frac{4,20}{1,99}\right)^{2/3} = 0,57 \text{ m}$$

Hd/Ho = 0,57

Dari grafik hubungan He/Ho dengan C/Co didapatkan nilai Cd/Co = 0,927, sehingga bisa didapatkan nilai Cd_{grafik} = 0,927 . 2,147 = 1,99 $m^{1/2}$/dt.

Dikarenakan nilai $Cd_{coba\text{-}coba} = Cd_{grafik}$ maka nilai Cd = 1,99 $m^{1/2}$/dt dan Hd = 1,65 m.

Rekapitulasi hasil perhitungan Cd dan Hd untuk tiap debit rancangan dapat dilihat pada tabel 4.2

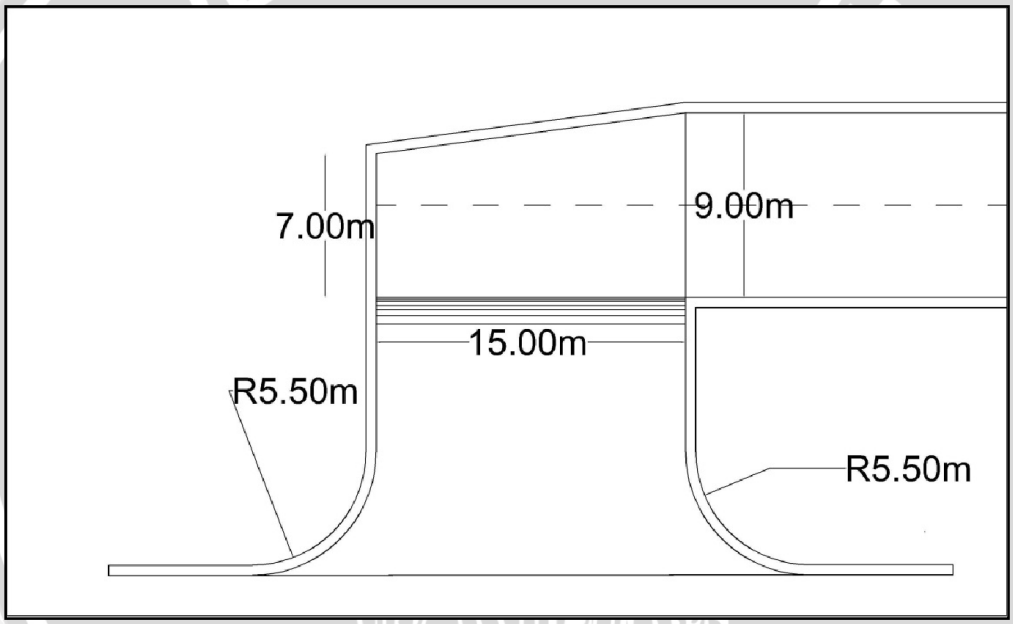
Tabel 4.2. Rekapitulasi Perhitungan Metode Iwasaki dan USBR

Debit Rencana	Q_{Inflow}	$Q_{outflow}$	Iwasaki					USBR	
			B	B'	Hd	C	Q	Hd	Cd
			m	m	m	$m^{1/2}$/dt	m^3/dt	m	$m^{1/2}$/dt
Q_{2th}	62.56	60.14	15.00	14.3	1.65	1.98	60.14	1.65	1.99
Q_{5th}	75.75	73.60	15.00	14.3	1.87	2.01	73.60	1.85	2.04
Q_{10th}	81.60	79.60	15.00	14.3	1.96	2.03	79.60	1.95	2.05
Q_{15th}	87.45	85.54	15.00	14.3	2.05	2.04	85.54	2.03	2.06
Q_{25th}	99.15	97.37	15.00	14.3	2.21	2.07	97.37	2.21	2.07
Q_{50th}	108.93	107.29	15.00	14.3	2.34	2.09	107.29	2.34	2.09
Q_{100th}	119.14	117.65	15.00	14.3	2.48	2.11	117.65	2.48	2.10
Q_{1000th}	152.75	151.79	15.00	14.3	2.89	2.16	151.79	2.90	2.15
Q_{PMF}	228.90	227.96	15.00	14.3	3.68	2.25	227.96	3.71	2.23

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.2. Pemilihan Bentuk Saluran Pengarah

Saluran pengarah menuju ke inlet pelimpah direncanakan dengan mengupayakan supaya terjadi pola aliran yang tenang dan harus dihindari bentuk dinding yang tajam, karena pada umumnya dinding yang tajam pada debit – debit besar mempunyai kecenderungan terjadinya pusaran aliran (vortex), oleh karena itu pada bangunan pelimpah bagian inlet ini diupayakan bentuk – bentuk peralihan yang tajam dibuat berbentuk lengkung (*rounded*). Dalam studi ini jari-jari kelengkungan (R) untuk saluran pengarah bagian kiri direncanakan, R = 5,5 m sedangkan bagian kanan R = 5,5 m. Sedangkan kebutuhan dimensi saluran pengarah disesuaikan dengan kebutuhan perencanaan lebar pelimpah. Berikut ini merupakan gambar perencanaan saluran pengarah.



Gambar 4.4 Perencanaan Saluran Pengarah

4.2.3. Perencanaan Profil Mercu Pelimpah

Untuk perencanaan profil mercu pelimpah menggunakan $Q_{outflow}$ maksimum pada kala ulang 1000 tahun (Qo_{1000}):

Debit outflow maksimum	Qo_{1000}	=	151,79	m^3/dt
Lebar ambang pelimpah	L	=	15	m
Kedalaman aliran di atas ambang pelimpah	Hd	=	2,90	m

Profil pelimpah direncanakan menggunakan OGEE Tipe I dengan perhitungan sebagai berikut:

R_1 = 0,2 Hd = 0,58 m

Jarak R_1 = 0,282 Hd = 0,82 m

R_2 = 0,5 Hd = 1.45 m

Jarak R_2 = 0,175 Hd = 0,51 m

Perhitungan lengkung Harold:

$X^{1,85} = 2 . Hd^{0,85} . Y$

Maka $Y = 0,20 . X^{1,85}$

$Y' = 0,37 . X^{0,85}$

Kemiringan tubuh pelimpah : 0,7

Sehingga titik awal melalui gradien :

misal $Y' = 1,43$

$1,67 = 0,37 . X^{0,85}$

$X^{0,85} = 3,82$

$X = 4,83$

$Y = 0,20 . X^{1,85}$

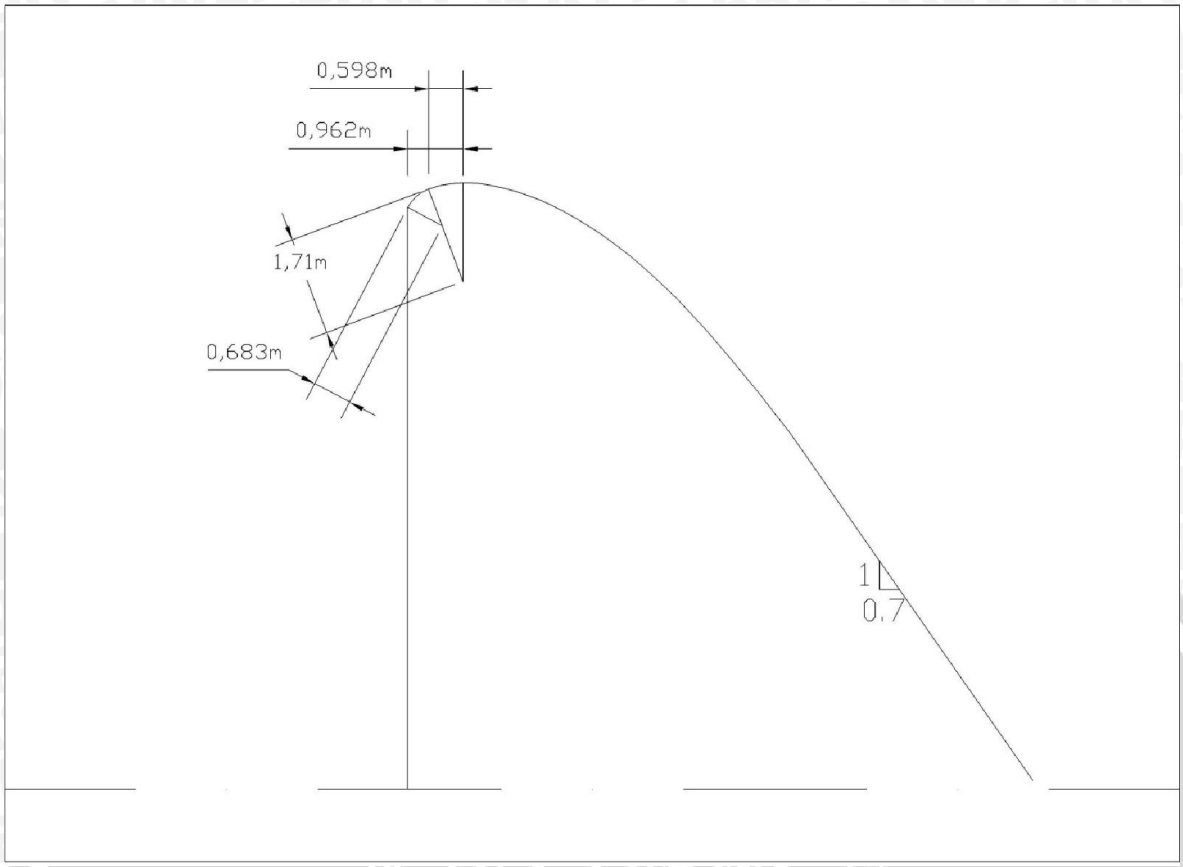
$Y = 3,73$

Perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada tabel 4.3 :

Tabel 4.3. Tabel Profil Mercu Pelimpah

X	Y
0.100	0.003
0.40	0.04
0.70	0.10
1.00	0.20
1.30	0.33
1.60	0.48
1.90	0.66
2.20	0.87
2.50	1.10
2.80	1.36
3.10	1.64
3.40	1.95
3.70	2.28
4.83	3.73

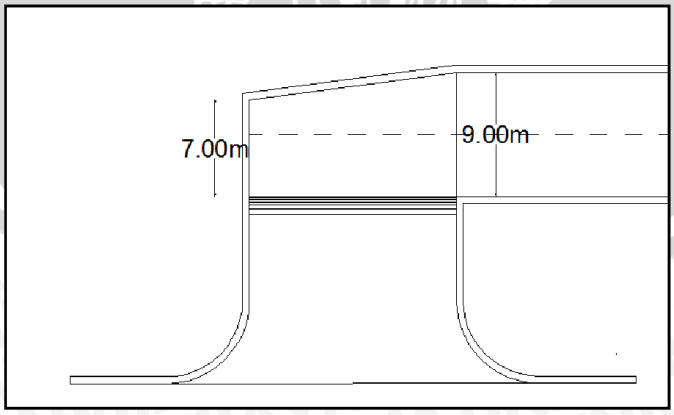
Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.5 Profil Mercu Pelimpah

4.2.4. Bentuk Saluran Samping

Bentuk saluran samping direncanakan berpenampang trapesium dengan kemiringan pada bagian ambang 1 : 0,7 dan pada dindingnya 1 : 0 atau berdinding tegak. Lebar saluran samping bagian hulu direncanakan 6 m, bagian hilir direncanakan 10 m, dan panjang saluran 12 m.



Gambar 4.6 Skema Saluran Samping

4.2.5. Perhitungan Kombinasi a dan n yang Paling Sesuai

Untuk pemilihan kombinasi angka koefisien a dan n digunakan rumus Julian Hinds. Angka koefisien n divariasikan antara 0,4 – 0,8. Kemiringan dasar saluran samping direncanakan berdasarkan Qoutflow untuk Q_{1000}th sebesar 152,75m^3/dt. Untuk menentukan harga a dann di atas perlu dicari dalam kombinasi sedemikian rupa sehingga disatu pihak biaya konstruksi saluran samping cukup ekonomis, sedangkan dilain pihak agar mempunyai bentuk hidrolis yang menguntungkan. Dalam studi ini akan digunakan metode coba banding untuk menentukan harga a dan n. Titik yang ditinjau adalah:

- X_1= 4 m, diperoleh $Q_{X1} = \frac{4}{15} \times 152{,}75$ = 40,48 m^3/dt.
- X_2 = 12 m, diperoleh $Q_{X2} = \frac{15}{15} \times 152{,}75$ = 151,79 m^3/dt.

Bentuk penampang saluran samping dengan lebar (b) bervariasi berdasarkan jarak X serta kemiringan Z_1 = 0,7 dan Z_2 = 0.

Pada penampang hulu x_1 = 4 m, b_1 = 7,53 m.

Q_{X1} = 40,48 m^3/dt.

Misalkan nilai n = 0,4 dan nilai a=0,4 maka:

$V_1 = a \,.\, x_1^n = 0{,}4 \times 4^{0,4} = 0{,}70$ m/det

$A_1 = Q_1 / V_1 = 40{,}48 / 0{,}70 = 58{,}12$ m^2

$$d_1 = \frac{-b_1 + \sqrt{b_1^2 + 2(Z_1 + Z_2)A_1}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-7{,}53 + \sqrt{7{,}53^2 + 2 \times (0{,}7 + 0) \times 58{,}12}}{0{,}7 + 0}$$

= 6,03 m

$hv_1 = \alpha.(v_1^2 / 2g) = 1{,}15 \,.\, (0{,}70)^2 / (2 \,.\, 9{,}81) = 0{,}03$ m

$$y_1 = \left(\frac{n+1}{n}\right) h_{v1} = \left(\frac{0{,}4+1}{0{,}4}\right) \times 0{,}03 = 0{,}10 \text{ m}$$

$D_1 = d_1 + y_1 = 6{,}03 + 0{,}10 = 6{,}13$ m

Pada penampang hilir x_2 = 15 m, b_2 = 9 m.

Q_{X2} = 151,79m^3/dt.

$V_2 = a \,.\, x_2^n = 0{,}4 \times 15^{0,4} = 1{,}18$m/det

$A_2 = Q_2 / V_2 = 151{,}79 / 1{,}18 = 128{,}45$ m^3/det

$$d_2 = \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^{\,2} + 2(Z_1 + Z_2)\,A_2}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-9 + \sqrt{9^2 + 2 \times (0{,}7 + 0) \times 151{,}79}}{0{,}7 + 0}$$

$= 10{,}21$ m

$hv_2 = \alpha.(v_1^2 / 2g) = 1{,}15 \,.\, (1{,}18)^2 / (2 \,.\, 9{,}81) = 0{,}08$ m

$$y_2 = \left(\frac{n+1}{n}\right) h_{v2} = \left(\frac{0{,}4+1}{0{,}4}\right) \times 0{,}08 = 0{,}29 \text{ m}$$

$D_2 = d_2 + y_2 = 10{,}21 + 0{,}29 = 10{,}50$ m

Maka pembiayaan (P) dari kolom penampang dapat dinyatakan sebagai:

$P = D1 + 2\,D2 = 6{,}13 + (2 \times 10{,}50) = 27{,}13$

Selanjutnya perhitungan metode coba banding untuk mendapatkan kombinasi nilai a dan n yang paling ekonomis diberikan pada tabel 4.4.

Dari perhitungan pada tabel 4.4 didapatkan harga-harga:

$n = 0{,}80$

$a = 0{,}50.$

Tabel 4.4. Perhitungan Kombinasi a dan n untuk Q_{1000th}

n	a	X_1 = 4 m, Q_1 = 40,48 m^3/dt					X_2 = 15 m, Q_2 = 151,79 m^3/dt						P = D1 + 2D2
		B_1 = 7,53 m					B_1 = 9 m						
		v	A	d	y_1	D_1	v	A	d	y_2	D_2	$2D_2$	
0.4	0.4	0.70	58.12	6.03	0.10	6.13	1.18	128.45	10.21	0.29	10.50	21.00	27.13
0.4	0.5	0.87	46.49	5.01	0.16	5.16	1.48	102.76	8.56	0.45	9.01	18.03	23.19
0.4	0.6	1.04	38.75	4.29	0.22	4.51	1.77	85.63	7.39	0.64	8.04	16.07	20.58
0.4	0.7	1.22	33.21	3.76	0.30	4.06	2.07	73.40	6.51	0.88	7.39	14.77	18.83
0.4	0.8	1.39	29.06	3.34	0.40	3.74	2.36	64.22	5.82	1.15	6.97	13.93	17.67
0.4	0.9	1.57	25.83	3.01	0.50	3.51	2.66	57.09	5.27	1.45	6.72	13.43	16.94
0.5	0.4	0.80	50.60	5.38	0.11	5.49	1.55	97.98	8.24	0.42	8.67	17.33	22.82
0.5	0.5	1.00	40.48	4.45	0.18	4.63	1.94	78.38	6.87	0.66	7.53	15.06	19.69
0.5	0.6	1.20	33.73	3.81	0.25	4.06	2.32	65.32	5.90	0.95	6.85	13.70	17.76
0.5	0.7	1.40	28.91	3.33	0.34	3.67	2.71	55.99	5.18	1.29	6.47	12.94	16.61
0.5	0.8	1.60	25.30	2.95	0.45	3.40	3.10	48.99	4.61	1.69	6.30	12.61	16.01
0.5	0.9	1.80	22.49	2.66	0.57	3.23	3.49	43.55	4.16	2.14	6.30	12.60	15.83
0.6	0.4	0.92	44.05	4.79	0.13	4.92	2.03	74.73	6.61	0.64	7.25	14.50	19.42
0.6	0.5	1.15	35.24	3.95	0.21	4.16	2.54	59.79	5.48	1.01	6.48	12.97	17.13
0.6	0.6	1.38	29.36	3.37	0.30	3.67	3.05	49.82	4.68	1.45	6.13	12.27	15.94
0.6	0.7	1.61	25.17	2.94	0.40	3.34	3.55	42.70	4.09	1.97	6.07	12.14	15.48
0.6	0.8	1.84	22.02	2.61	0.53	3.14	4.06	37.37	3.64	2.58	6.22	12.43	15.57
0.6	0.9	2.07	19.58	2.34	0.67	3.01	4.57	33.21	3.27	3.26	6.54	13.08	16.09
0.7	0.4	1.06	38.34	4.25	0.16	4.41	2.66	57.00	5.26	1.01	6.27	12.54	16.95
0.7	0.5	1.32	30.68	3.50	0.25	3.75	3.33	45.60	4.34	1.58	5.91	11.83	15.58
0.7	0.6	1.58	25.56	2.98	0.36	3.34	3.99	38.00	3.69	2.27	5.96	11.93	15.26
0.7	0.7	1.85	21.91	2.60	0.49	3.08	4.66	32.57	3.22	3.09	6.31	12.62	15.70
0.7	0.8	2.11	19.17	2.30	0.63	2.93	5.33	28.50	2.85	4.04	6.89	13.78	16.71
0.7	0.9	2.38	17.04	2.06	0.80	2.87	5.99	25.34	2.56	5.11	7.67	15.34	18.21
0.8	0.4	1.21	33.38	3.77	0.19	3.97	3.49	43.48	4.16	1.61	5.77	11.53	15.50
0.8	0.5	1.52	26.70	3.10	0.30	3.40	4.36	34.78	3.41	2.51	5.92	11.85	15.25
0.8	0.6	1.82	22.25	2.63	0.44	3.07	5.24	28.99	2.89	3.62	6.51	13.02	16.09
0.8	0.7	2.12	19.07	2.29	0.59	2.88	6.11	24.85	2.51	4.92	7.44	14.87	17.76
0.8	0.8	2.43	16.69	2.03	0.78	2.80	6.98	21.74	2.22	6.43	8.65	17.30	20.11
0.8	0.9	2.73	14.84	1.82	0.98	2.80	7.85	19.32	1.99	8.14	10.13	20.26	23.06
0.9	0.4	1.39	29.06	3.34	0.24	3.58	4.58	33.17	3.27	2.59	5.86	11.72	15.30
0.9	0.5	1.74	23.25	2.74	0.38	3.11	5.72	26.53	2.67	4.05	6.72	13.44	16.55
0.9	0.6	2.09	19.37	2.32	0.54	2.86	6.86	22.11	2.26	5.83	8.09	16.18	19.04
0.9	0.7	2.44	16.61	2.02	0.74	2.75	8.01	18.95	1.96	7.94	9.89	19.79	22.54
0.9	0.8	2.79	14.53	1.78	0.96	2.74	9.15	16.58	1.73	10.37	12.09	24.19	26.93
0.9	0.9	3.13	12.92	1.60	1.22	2.81	10.30	14.74	1.54	13.12	14.67	29.33	32.14

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.6. Perhitungan Bentuk Dasar Saluran Samping dengan Q_{1000th}

Dengan kombinasi angka koefisien a dan n dari hasil perhitungan diatas kemudian dilanjutkan dengan perhitungan untuk menentukan bentuk dasar saluran samping. Kehilangan tinggi akibat gesekan secara kasar dapat dihitung dengan Rumus Manning dengan mengambil koefisien kekasaran n = 0,014 (beton).

Contoh perhitungan dasar saluran samping adalah sebagai berikut:

Untuk x (jarak antara tepi udik pelimpah dengan suatu titik pada mercu pelimpah) = 1m:

$V = a \,.\, x^n = 0{,}5 \,.\, (1)^{0,9} = 0{,}5$ m/det

$Q = q \,.\, x = 10{,}12 \,.\, 1 = 10{,}12$ m^3/det

$A = Q / V = 10{,}12 / 0{,}5 = 20{,}24$ m^2

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(Z_1 + Z_2)\,A}}{Z_1 + Z_2} = \frac{-7{,}13 + \sqrt{7{,}13^2 + 2 \times (0{,}7 + 0) \times 20{,}24}}{0{,}7 + 0} = 2{,}525 \text{ m}$$

$$p = b + \left(\sqrt{(1+Z_1^2)} + \sqrt{(1+Z_2^2)}\right) d = 7{,}13 + \left(\sqrt{(1+0{,}7^2)} + \sqrt{(1+0^2)}\right) \times 2{,}525$$

$= 12{,}74$ m

$R = A/P = 20{,}24 / 12{,}74 = 1{,}59$ m

$R_{rata2} = (R_{i-1} + R_i) / 2 = (0 + 1{,}59) / 2 = 0{,}79$ m

$\Delta x = x_i - x_{i-1} = 1 - 0 = 1$ m

$V_{rata2} = (V_{i-1} + V_i) / 2 = (0 + 0{,}5) / 2 = 0{,}25$ m

$$Sf = \left[\frac{n \,.\, V_{rata2}}{R_{rata2}^{\,2/3}}\right]^2 = \left[\frac{0{,}014 \,.\, 0{,}25}{0{,}79^{2/3}}\right]^2 = 0{,}000017$$

$hf = Sf \,.\, \Delta x = 0{,}000017 \,.\, 1 = 0{,}000017$

$hv = \alpha \,.\, v^2 / 2g = 1{,}15 \,.\, (0{,}50)^2 / (2 \,.\, 9{,}81) = 0{,}01$ m

$$y = \left(\frac{n+1}{n}\right) h_v = \left(\frac{0{,}8+1}{0{,}8}\right) 0{,}01 = 0{,}03 \text{ m}$$

$D = d + y = 2{,}525 + 0{,}03 = 2{,}56$ m

$D + Hf = 2{,}56 + 0{,}000017 = 2{,}56$ m

Elevasi dasar teoritis = El. Mercu - (D + Hf) = + 1528,00 - 2,56 = + 1525,44m

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.5 berikut ini:

Tabel 4.5. Perhitungan Bentuk Dasar Saluran Samping

x	b	V	Q	A	d	hv	y	D	P	R	R_{rata2}	Δx	V_{rata2}	Sf	hf	D + hf	El. Dasar
(m)	(m)	m/det	m^3/det	(m^2)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(m)	(m)	Teoritis
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
0.0	7.00	0	0	-	-	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-	-	1528.00
1.0	7.13	1	10.12	20.24	2.525	0.01	0.03	2.56	12.74	1.59	0.79	1	0.25	0.000017	0.000017	2.56	1525.44
2.0	7.27	1	20.24	23.25	2.82	0.04	0.10	2.92	13.52	1.72	1.65	1	0.69	0.000047	0.000047	2.92	1525.08
3.0	7.40	1	30.36	25.21	2.99	0.08	0.19	3.18	14.03	1.80	1.76	1	1.04	0.000099	0.000099	3.18	1524.82
4.0	7.53	2	40.48	26.70	3.10	0.13	0.30	3.40	14.41	1.85	1.82	1	1.36	0.000163	0.000163	3.40	1524.60
5.0	7.67	2	50.60	27.92	3.18	0.19	0.43	3.61	14.73	1.90	1.87	1	1.66	0.000235	0.000235	3.61	1524.39
6.0	7.80	2	60.71	28.96	3.24	0.26	0.58	3.82	15.00	1.93	1.91	1	1.95	0.000315	0.000315	3.82	1524.18
7.0	7.93	2	70.83	29.87	3.29	0.33	0.74	4.03	15.23	1.96	1.95	1	2.23	0.000403	0.000403	4.03	1523.97
8.0	8.07	3	80.95	30.68	3.32	0.41	0.92	4.24	15.45	1.99	1.97	1	2.51	0.000497	0.000497	4.24	1523.76
9.0	8.20	3	91.07	31.41	3.35	0.49	1.11	4.46	15.64	2.01	2.00	1	2.77	0.000598	0.000598	4.46	1523.54
10.0	8.33	3	101.19	32.08	3.37	0.58	1.31	4.68	15.82	2.03	2.02	1	3.03	0.000705	0.000705	4.68	1523.32
11.0	8.47	3	111.31	32.69	3.39	0.68	1.53	4.92	15.99	2.04	2.04	1	3.28	0.000817	0.000817	4.92	1523.08
12.0	8.60	4	121.43	33.27	3.40	0.78	1.76	5.16	16.15	2.06	2.05	1	3.53	0.000935	0.000935	5.16	1522.84
13.0	8.73	4	131.55	33.80	3.41	0.89	2.00	5.40	16.30	2.07	2.07	1	3.77	0.001058	0.001058	5.40	1522.60
14.0	8.87	4	141.67	34.31	3.41	1.00	2.25	5.66	16.44	2.09	2.08	1	4.01	0.001187	0.001187	5.66	1522.34
15.0	9.00	4	151.79	34.78	3.41	1.12	2.51	5.92	16.58	2.10	2.09	1	4.25	0.001320	0.001320	5.92	1522.08

Sumber: Perhitungan

Keterangan:

[1] = Titik tinjau penampang

[2] = Lebar titik tinjau penampang

[3] = Dihitung ; $a \cdot x^n$

[4] = Dihitung ; $q \cdot x$

[5] = Dihitung ; Q / V

[6] = Dihitung ; $\dfrac{-b + \sqrt{b^2 + 2(Z_1 + Z_2)A}}{Z_1 + Z_2}$

[7] = Dihitung ; $\alpha \cdot v^2 / 2g$

[8] = Dihitung ; $\left(\dfrac{n+1}{n}\right) h_v$

[9] = Dihitung ; $d + y$

[10] = Dihitung ; $b + (\sqrt{(1+Z_1^2)} + \sqrt{(1+Z_2^2)})\, d$

[11] = Dihitung ; A/P

[12] = Dihitung ; $(R_{i-1} + R_i) / 2$

[13] = Dihitung ; $x_i - x_{i-1}$

[14] = Dihitung ; $(V_{i-1} + V_i) / 2$

[15] = Dihitung ; $\left[\dfrac{n \cdot V_{rata2}}{R_{rata2}^{2/3}}\right]^2$

[16] = Dihitung ; $Sf \cdot \Delta x$

[17] = Dihitung ; D + Hf

[18] = Elv. Mercu - (D + Hf)

Karena bentuk penampang memanjang dasar saluran samping hasil perhitungan (teoritis) seperti dapat dilihat pada gambar 4.7 adalah berupa garis lengkung, maka pelaksanaan konstruksinya akan cukup sulit. Untuk menghindari kesulitan-kesulitan dalam pelaksanaan tersebut, maka bentuk penampang memanjang dasar saluran harus disesuaikan dengan merubahnya menjadi garis lurus.

Penyesuaian ini dilakukan dengan menghubungkan titik akhir garis lengkung dengan titik yang letaknya 1/3 (sepertiga) sampai dengan 1/10 (sepersepuluh) dari panjang pelimpah, dan diukur dari ujung garis lengkung.

1/10 x L = 1/10 x 15 m = 1,5 m

1/3 x L = 1/3 x 15 m = 5,0 m

Contoh perhitungan mencari dasar saluran samping menjadi garis lurus :

Diambil titik ke 5 (x = 5,0 m) dan 15 (x = 15 m), sehingga garis lurus yang menghubungkan titik ke 5 dan titik ke 15 nantinya akan merupakan dasar saluran yang sesungguhnya.

X = Jarak antara titik 15 sampai titik 5 = 15 – 5 = 10 m

Y = Perbedaan elevasi titik 5 dan 12 = 1524,39 – 1522,08 = 2,31 m

Interval antar pias Δl = 1 m

Jumlah pias (N) = x / Δl = 10 / 1 = 10

Interval antar pias vertikal (A) = Y / N = 2,31 / 10 = 0,231 m

Elevasi dasar titik 14 (x = 14,0 m) = elvasi titik 15+ A = 1522,08 + 0,231 = 1522,31 m

Slope = (Eleasi titik 0 – elevasi titik 15)/ L

= (1525,54 – 1522,08) / 15

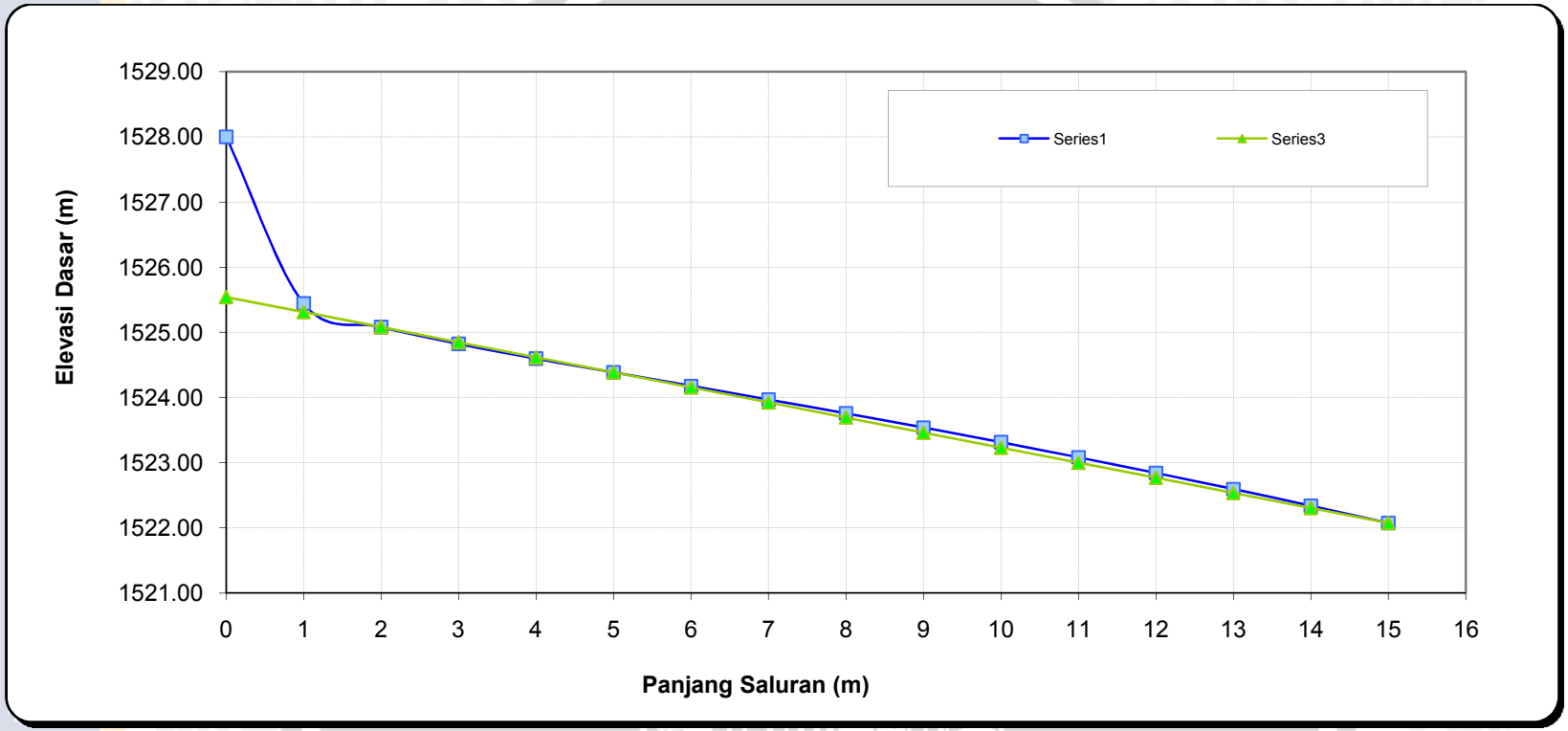
= 0,23

Hasil rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.6.

Tabel 4.6. Rekapitulsi Dasar Saluran Samping

No	X (m)	El. Dasar Q 100 (m)	El. Dasar Rencana (m)
1	0	1528.00	1525.54
2	1.0	1525.44	1525.31
3	2.0	1525.08	1525.08
4	3.0	1524.82	1524.85
5	4.0	1524.60	1524.62
6	5.0	1524.39	1524.39
7	6.0	1524.18	1524.16
8	7.0	1523.97	1523.93
9	8.0	1523.76	1523.69
10	9.0	1523.54	1523.46
11	10.0	1523.32	1523.23
12	11.0	1523.08	1523.00
13	12.0	1522.84	1522.77
14	13.0	1522.60	1522.54
15	14.0	1522.34	1522.31
16	15.0	1522.08	1522.08

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.7 Pengesuaian Slope Dasar Saluran Samping

4.2.7. Perhitungan Saluran Transisi dan Saluran Samping

4.2.7.1. Perhitungan Saluran Transisi

Perencanaan saluran transisi dihitung menggunakan debit outflow rancangan Q_{1000th} dan dikontrol menggunakan Q_{PMF}. Saluran transisi direncanakan menggunakan slope negatif untuk menghasilkan kondisi aliran sub kritis pada akhir saluran samping atau awal saluran transisi. Kondisi saluran transisi yang akan direncanakan adalah sebagai berikut :

- Q_{1000th} = 151,79 m^3/det
- $B_{transisi}$ = 9 m
- Panjang transisi (L) = 30 m (dibagi dalam 6 section dengan jarak 5 m)
- Slope transisi (So) = -0,02
- El. Dasar saluran samping bagian hilir = +1522,08
- Koefisien koreolis (α) = 1,15
- $Yc = (\alpha(Q/B)^2/g)^{1/3}$

  $= (1,15*(151,79/9)^2/9.81)^{1/3}$

  = 3,22 m
- n = 0,014

Adapun langkah-langkah perhitungan profil muka air saluran transisi diberikan berikut ini:

Untuk Saluran Transisi Q_{1000th}

Perhitungan saluran transisi dimulai pada saluran transisi bagian hilir (*section 0*).

$Y_0 = Y_c$ = 3,22 m

Luas penampang basah $A = B . Y_0$

$= 9 . 3,22$

$= 28,97\ m^2$

Keliling basah $P = B + (2 . Y_0)$

$= 9 + (2 . 3,22)$

= 15,44 m

Jari-jari Hidrolis $R = A/P$

= 28,97 / 15,44

= 1,88 m

Kecepatan $V = Q/A$

= 151,79/28,97

= 5,24 m/det

Kehilangan tinggi akibat kecepatan

$hv = \alpha\ V^2/2.g$

$= 1,15\ .\ 5,24^2/2.9,81$

= 1,61 m

Perbedaan tinggi elevasi $Z = 0$

Bilangan Froud $Fr_0 = V/(g.Y_0/\alpha)^{0,5}$

$= 5,24\ /(9,81.3,22/1,15)^{0,5}$

= 1

Elevasi dasar = Elevasi dasar saluran samping hilir + (-Z)

= 1522,08 + 0,5

= 1522,58 m

Elevasi muka air = Elevasi dasar + Y_0

=1522,58 + 3,22

= 1525,79 m

Perhitungan saluran *section 1*

Coba-coba Y_1 = 3,71 m

Luas penampang basah $A = B\ .\ Y_0$

= 9 . 3,71

= 33,40 m^2

Keliling basah $P = B + (2\ .\ Y_0)$

= 9 + (2 . 3,71)

= 16,42 m

Jari-jari Hidrolis R = A/P

= 33,40 / 16,42

= 2,03 m

Kecepatan V = Q/A

= 151,79 / 33,40

= 4,54 m/det

Kecepatan rata-rata $V_{rata\text{-}rata} = (V_{n-1} + V_n)/2$

= (5,24 + 4,54) / 2

$= 4,89$ m/det

Jari-jari Hidrolis rata-rata $R_{rata\text{-}rata} = (R_{n-1} + R_n)/2$

$= (1,85 + 2,03)/2$

$= 1,96$ m/det

Kehilangan tekanan akibat kecepatan

$hv = \alpha\ V^2/2.g$

$= 1,15\ .\ 4,54^2/2.9,81$

$= 1,21$ m

Perbedaan tinggi elevasi $Z = -0.08$

Jarak lantai penampang $\Delta x' = 5,0005$ m

Kemiringan gesekan $Sf = n^2.V_{rata\text{-}rata}{}^2 / R_{rata\text{-}rata}{}^{4/3}$

$= 0,014^2.4,89^2 / 1,96^{4/3}$

$= 0,0019$

Kehilangan tekan akibat gesekan $Hf = \Delta x'\ .\ Sf$

$= 5,0005\ .\ 0,0019 = 0,010$ m

Kehilangan tekan akibat pusaran = He = 0

Persamaan energy antar section :

$$Y_0 + Z_0 + Hv_0 + Hf + He = Y_1 + Z_1 + Hv_1$$

$$3,22 + 0 + 1,61 + 0,010 + 0 = 3,71 + (-0,08) + 1,21$$

$$4,84 \text{ m} \quad = \quad 4,84 \text{ m}$$

Bilangan Froud $Fr_0 = V/(g.Y_1/\alpha)^{0,5}$

$= 4,72\ /(9,81.3,95/1,15)^{0,5}$

$= 0,81$

Elevasi dasar = Elevasi dasar saluran samping hilir + (-Z)

$= 1522,08 + 0,08$

$= 1522,16$ m

Elevasi muka air = Elevasi dasar + Y_0 =1522,16 + 3,71

$= 1525,87$ m

Untuk lebih lanjut dapat dilihat pada tabel 4.7 , 4.8, dan tabel 4.9 sebagai berikut.

Tabel 4.7. Perhitungan Saluran Transisi Q_{100th}

Sec	x	Y	B	A	P	R	V	Hv	Z	Vrata-rata	Rrata-rata	Jarak lantai Penampang (Δx')	Sf	Hf	He	Y1+Hv1+Z1+Hf+He	Y2+Z2+Hv2	kontrol	Fr	Elv Dasar	Elv Muka Air
0.00	0.00	2.72	9.00	24.44	14.43	1.69	4.81	1.36	0.00										1.00	1522.58	1525.29
1.00	5.00	3.17	9.00	28.51	15.34	1.86	4.13	1.00	-0.08	4.47	1.78	5.000	0.0018	0.009	0.000	4.08	4.08	0.00	0.79	1522.16	1525.33
2.00	5.00	3.38	9.00	30.43	15.76	1.93	3.87	0.88	-0.17	4.00	1.89	5.000	0.0013	0.007	0.000	4.09	4.09	0.00	0.72	1522.24	1525.62
3.00	5.00	3.55	9.00	31.98	16.11	1.99	3.68	0.79	-0.25	3.77	1.96	5.000	0.0011	0.006	0.000	4.10	4.10	0.00	0.67	1522.33	1525.88
4.00	5.00	3.71	9.00	33.35	16.41	2.03	3.53	0.73	-0.33	3.60	2.01	5.000	0.0010	0.005	0.000	4.10	4.10	0.00	0.63	1522.41	1526.11
5.00	5.00	3.85	9.00	34.62	16.69	2.07	3.40	0.68	-0.42	3.46	2.05	5.000	0.0009	0.005	0.000	4.11	4.11	0.00	0.59	1522.49	1526.34
6.00	5.00	3.98	9.00	35.80	16.96	2.11	3.29	0.63	-0.50	3.34	2.09	5.000	0.0008	0.004	0.000	4.11	4.11	0.00	0.56	1522.08	1526.05

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.8. Perhitungan Saluran Transisi Q_{1000th}

Sec	x	Y	B	A	P	R	V	Hv	Z	Vrata-rata	Rrata-rata	Jarak lantai Penampang (Δx')	Sf	Hf	He	Y1+Hv1+Z1+Hf+He	Y2+Z2+Hv2	kontrol	Fr	Elv Dasar	Elv Muka Air
0.00	0.00	3.22	9.00	28.97	15.44	1.88	5.24	1.61	0.00										1.00	1522.58	1525.79
1.00	5.00	3.71	9.00	33.40	16.42	2.03	4.54	1.21	-0.08	4.89	1.96	5.0005	0.0019	0.010	0.000	4.84	4.84	0.00	0.81	1522.16	1525.87
2.00	5.00	3.94	9.00	35.44	16.88	2.10	4.28	1.07	-0.17	4.41	2.07	5.0005	0.0015	0.007	0.000	4.85	4.85	0.00	0.74	1522.24	1526.18
3.00	5.00	4.12	9.00	37.09	17.24	2.15	4.09	0.98	-0.25	4.19	2.13	5.0005	0.0013	0.006	0.000	4.85	4.85	0.00	0.69	1522.33	1526.45
4.00	5.00	4.28	9.00	38.54	17.56	2.19	3.94	0.91	-0.33	4.02	2.17	5.0005	0.0011	0.006	0.000	4.86	4.86	0.00	0.65	1522.41	1526.69
5.00	5.00	4.43	9.00	39.88	17.86	2.23	3.81	0.85	-0.42	3.87	2.21	5.0005	0.0010	0.005	0.000	4.86	4.86	0.00	0.62	1522.49	1526.92
6.00	5.00	4.57	9.00	41.13	18.14	2.27	3.69	0.80	-0.50	3.75	2.25	5.0005	0.0009	0.005	0.000	4.87	4.87	0.00	0.59	1522.08	1526.65

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.9. Perhitungan Saluran Transisi Q_{pmf}

Sec	x	Y	B	A	P	R	V	Hv	Z	Vrata-rata	Rrata-rata	Jarak lantai Penampang (Δx')	Sf	Hf	He	Y1+Hv1+Z1+Hf+He	Y2+Z2+Hv2	kontrol	Fr	Elv Dasar	Elv Muka Air
0.00	0.00	4.22	9.00	37.99	17.44	2.18	6.00	2.11	0.00										1.00	1522.58	1526.80
1.00	5.00	4.78	9.00	43.00	18.56	2.32	5.30	1.65	-0.08	5.65	2.25	5.0005	0.0021	0.011	0.000	6.34	6.34	0.00	0.83	1522.16	1526.94
2.00	5.00	5.03	9.00	45.30	19.07	2.38	5.03	1.48	-0.17	5.17	2.35	5.0005	0.0017	0.008	0.000	6.35	6.35	0.00	0.77	1522.24	1527.28
3.00	5.00	5.24	9.00	47.13	19.47	2.42	4.84	1.37	-0.25	4.93	2.40	5.0005	0.0015	0.007	0.000	6.36	6.36	0.00	0.72	1522.33	1527.56
4.00	5.00	5.42	9.00	48.76	19.83	2.46	4.68	1.28	-0.33	4.76	2.44	5.0005	0.0014	0.007	0.000	6.36	6.37	0.00	0.69	1522.41	1527.83
5.00	5.00	5.58	9.00	50.25	20.17	2.49	4.54	1.21	-0.42	4.61	2.47	5.0005	0.0012	0.006	0.000	6.37	6.37	0.00	0.66	1522.49	1528.08
6.00	5.00	5.74	9.00	51.62	20.47	2.52	4.42	1.14	-0.50	4.48	2.51	5.0005	0.0012	0.006	0.000	6.38	6.38	0.00	0.63	1522.08	1527.81

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.7.2. Perhitungan Profil Muka Air pada Saluran

Langkah untuk perhitungan profil muka air pada saluran samping untuk saluran adalah sebagai berikut:

Panjang saluran samping dibagi dalam beberapa pias, dalam perhitungan disini diambil Δx = 1 m.

Berdasarkan hasil perhitungan hidrolika pada titik hulu transisi diperoleh tinggi muka air di hilir saluran samping d_{15} = 4,57 m. (Q_{1000th})

Elevasi muka air = Elevasi dasar + d_{15} = +1522,08+4,57 = +1526,65 m

Maka luas penampang basah (A) dan kecepatan (V) pada titik d_{11} dapat dihitung:

$$A = \frac{(Z_1 + Z_2)\, d_{15} + 2.B}{2}\, d_{15} = \frac{(0{,}7 + 0) \times 4{,}57 + 2 \times 9}{2} \times 4{,}57 = 48{,}44 \text{ m}^2$$

Q = q . x = 10,12 x 9 = 151,79 m^3/det.

V = Q / A = 151,79 / 48,44= 3,13 m/dt.

Untuk titik x = 14, ambil nilai Δy = 0,109 m (dengan cara coba-coba, sampai diperoleh hasil perhitungan Δy menggunakan persamaan Rumus perbedaan tinggi = nilai Δy yang diambil).

Selanjutnya perhitungan di titik x = 14 dilanjutkan seperti diberikan berikut ini untuk memperoleh hasil yang disyaratkan di atas dengan nilai β diambil sebesar 1,05.

Elevasi muka air di titik (x = 14) = Elevasi muka aird_{15} + Δy

= +1526,645 + 0.109

= +1526,754 m

Tinggi muka air (d_{14}) = Elevasi muka air (d_{15}) – Elevasi dasar

= 1526,754 – 1522,31

= 4,45 m

$$A = \frac{(Z_1 + Z_2)\, d_{14} + 2.B}{2}\, d_{14} = \frac{(0{,}7 + 0) \times 4{,}45 + 2 \times 9}{2} \times 4{,}45 = 46{,}95 \text{m}^2$$

Q = 10,12 x 14 = 141,67 m^3/det.

V = Q / A = 141,67/ 46,95= 3,02 m/dt.

$$\Delta y = \beta \frac{Q_1}{g} \frac{(V_1 + V_2)}{(Q_1 + Q_2)} \left[(V_1 - V_2) + \frac{V_2}{Q_1}(Q_1 - Q_2) \right]$$

$$\Delta y = 1{,}05 \times \frac{141{,}67}{9{,}81} . \frac{(3{,}13 + 3{,}02)}{(151{,}79 + 141{,}67)} . \left[(3{,}13 - 3{,}02) + \frac{3{,}02}{151{,}79}(151{,}79 - 141{,}67) \right]$$

Δy = 0,109 m $\approx$ Δy yang diambil dengan cara coba-coba = 0,109 m → OK !

Sedangkan perhitungan profil muka air selengkapnya untukQ_{100} , Q_{1000} dan Q_{PMF} diberikan pada tabel 4.10., 4.11., dan tabel 4.12.

Tabel 4.10. Tabel Perhitungan Saluran Samping Q_{100th}

X (m)	ΔX (m)	El. Dasar (m)	ΔY coba-coba	El. Mk Air (m)	d (m)	b (m)	A (m2)	Q (m3/dt)	V (m/dt)	Q1+Q2 (m3/dt)	Q1 / 9,81*(Q1+Q2)	V1+V2 (m/dt)	V2-V1 (m/dt)	Q1-Q2 (m3/dt)	Q1-Q2 / Q1	v2(Q1-Q2) / Q1	[14]+[17] (m/dt)	Δy = [12] x [13] x [18]	P (m)	R (m)	hf (m)	Δy'	Kesalahan [4] - [21]	Froude	Kondisi Aliran
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[22]	[23]	[20]	[21]	[24]	[25]	[26]
15	1	1522.08	0.00	1526.05	3.98	9.00	41.34	117.65	2.85										17.83	2.32	0.0005	0.001	-	0.467	Sub kritis
14	1	1522.31	0.08	1526.13	3.83	9.00	39.56	109.80	2.78	227.45	0.06	5.62	0.07	7.84	0.07	0.19	0.26	0.08	17.50	2.26	0.0005	0.080	*0.00*	0.46	Sub kritis
13	1	1522.54	0.08	1526.21	3.68	9.00	37.81	101.96	2.70	211.77	0.06	5.47	0.08	7.84	0.07	0.19	0.27	0.08	17.16	2.20	0.0005	0.083	*0.00*	0.46	Sub kritis
12	1	1522.77	0.09	1526.30	3.54	9.00	36.19	94.12	2.60	196.08	0.06	5.30	0.10	7.84	0.08	0.20	0.30	0.09	16.85	2.15	0.0005	0.088	*0.00*	0.45	Sub kritis
11	1	1523.00	0.10	1526.40	3.40	9.00	34.64	86.28	2.49	180.39	0.06	5.09	0.11	7.84	0.08	0.21	0.32	0.09	16.55	2.09	0.0005	0.091	*0.00*	0.44	Sub kritis
10	1	1523.23	0.09	1526.49	3.26	9.00	33.06	78.43	2.37	164.71	0.06	4.86	0.12	7.84	0.09	0.22	0.33	0.09	16.24	2.04	0.0004	0.091	*0.00*	0.43	Sub kritis
9	1	1523.46	0.09	1526.58	3.12	9.00	31.51	70.59	2.24	149.02	0.06	4.61	0.13	7.84	0.10	0.22	0.36	0.09	15.93	1.98	0.0004	0.093	*0.00*	0.41	Sub kritis
8	1	1523.69	0.09	1526.68	2.98	9.00	29.97	62.75	2.09	133.33	0.06	4.33	0.15	7.84	0.11	0.23	0.38	0.09	15.63	1.92	0.0004	0.094	*0.00*	0.40	Sub kritis
7	1	1523.93	0.09	1526.77	2.85	9.00	28.45	54.90	1.93	117.65	0.06	4.02	0.16	7.84	0.13	0.24	0.40	0.09	15.32	1.86	0.0003	0.093	*0.00*	0.37	Sub kritis
6	1	1524.16	0.09	1526.86	2.71	9.00	26.92	47.06	1.75	101.96	0.06	3.68	0.18	7.84	0.14	0.25	0.43	0.09	15.01	1.79	0.0003	0.092	*0.00*	0.35	Sub kritis
5	1	1524.39	0.09	1526.95	2.56	9.00	25.38	39.22	1.55	86.28	0.06	3.29	0.20	7.84	0.17	0.26	0.46	0.09	14.69	1.73	0.0002	0.089	*0.00*	0.32	Sub kritis
4	1	1524.62	0.08	1527.04	2.42	9.00	23.79	31.37	1.32	70.59	0.06	2.86	0.23	7.84	0.20	0.26	0.49	0.08	14.37	1.66	0.0002	0.084	*0.00*	0.28	Sub kritis
3	1	1524.85	0.08	1527.12	2.27	9.00	22.19	23.53	1.06	54.90	0.06	2.38	0.26	7.84	0.25	0.27	0.52	0.08	14.03	1.58	0.0001	0.076	*0.00*	0.23	Sub kritis
2	1	1525.08	0.07	1527.18	2.10	9.00	20.48	15.69	0.77	39.22	0.06	1.83	0.29	7.84	0.33	0.26	0.55	0.06	13.67	1.50	0.0001	0.065	*0.00*	0.17	Sub kritis
1	1	1525.31	0.05	1527.23	1.92	9.00	18.57	7.84	0.42	23.53	0.07	1.19	0.34	7.84	0.50	0.21	0.55	0.05	13.26	1.40	0.0000	0.047	*0.00*	0.10	Sub kritis
0	0	1525.54	0.02	1527.25	1.71	9.00	16.41	0.00	0.00	7.84	0.11	0.42	0.42	7.84	1.00	0.00	0.42	0.02	12.80	1.28	0.0000	0.019	*0.00*	0.00	Sub kritis

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.11. Tabel Perhitungan Saluran Samping Q_{1000th}

X (m)	ΔX (m)	El. Dasar (m)	ΔY coba-coba	El. Mk Air (m)	d (m)	b (m)	A (m2)	Q (m3/dt)	V (m/dt)	Q1+Q2 (m3/dt)	Q1 / 9,81*(Q1+Q2)	V1+V2 (m/dt)	V2-V1 (m/dt)	Q1-Q2 (m3/dt)	Q1-Q2 / Q1	v2(Q1-Q2) / Q1	[14]+[17] (m/dt)	Δy = [12] x [13] x [18]	P (m)	R (m)	hf (m)	Δy'	Kesalahan [4] - [21]	Froude	Kondisi Aliran
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[22]	[23]	[20]	[21]	[24]	[25]	[26]
15	1	1522.08	0.00	1526.645	4.57	9.00	48.44	151.79	3.13										19.15	2.53	0.0006	0.001	-	0.480	Sub kritis
14	1	1522.31	0.109	1526.754	4.45	9.00	46.95	141.67	3.02	293.45	0.06	6.15	0.12	10.12	0.07	0.20	0.32	0.11	18.88	2.49	0.0005	0.109	*0.00*	0.47	Sub kritis
13	1	1522.54	0.11	1526.86	4.32	9.00	45.46	131.55	2.89	273.21	0.06	5.91	0.12	10.12	0.07	0.21	0.33	0.11	18.60	2.44	0.0005	0.109	*0.00*	0.46	Sub kritis
12	1	1522.77	0.11	1526.97	4.20	9.00	44.00	121.43	2.76	252.98	0.06	5.65	0.13	10.12	0.08	0.21	0.35	0.11	18.33	2.40	0.0005	0.109	*0.00*	0.44	Sub kritis
11	1	1523.00	0.11	1527.08	4.08	9.00	42.55	111.31	2.62	232.74	0.06	5.38	0.14	10.12	0.08	0.22	0.36	0.11	18.06	2.36	0.0004	0.109	*0.00*	0.42	Sub kritis
10	1	1523.23	0.11	1527.19	3.96	9.00	41.09	101.19	2.46	212.50	0.06	5.08	0.15	10.12	0.09	0.22	0.38	0.11	17.79	2.31	0.0004	0.108	*0.00*	0.41	Sub kritis
9	1	1523.46	0.11	1527.29	3.83	9.00	39.62	91.07	2.30	192.26	0.06	4.76	0.16	10.12	0.10	0.23	0.39	0.11	17.51	2.26	0.0003	0.106	*0.00*	0.38	Sub kritis
8	1	1523.69	0.10	1527.40	3.70	9.00	38.13	80.95	2.12	172.02	0.06	4.42	0.18	10.12	0.11	0.24	0.41	0.10	17.22	2.21	0.0003	0.103	*0.00*	0.36	Sub kritis
7	1	1523.93	0.10	1527.50	3.57	9.00	36.62	70.83	1.93	151.79	0.06	4.06	0.19	10.12	0.13	0.24	0.43	0.10	16.93	2.16	0.0003	0.100	*0.00*	0.33	Sub kritis
6	1	1524.16	0.10	1527.59	3.44	9.00	35.06	60.71	1.73	131.55	0.06	3.67	0.20	10.12	0.14	0.25	0.45	0.10	16.63	2.11	0.0002	0.095	*0.00*	0.31	Sub kritis
5	1	1524.39	0.09	1527.69	3.30	9.00	33.51	50.60	1.51	111.31	0.06	3.24	0.22	10.12	0.17	0.25	0.47	0.09	16.33	2.05	0.0002	0.090	*0.00*	0.27	Sub kritis
4	1	1524.62	0.09	1527.77	3.15	9.00	31.87	40.48	1.27	91.07	0.06	2.78	0.24	10.12	0.20	0.25	0.49	0.08	16.00	1.99	0.0001	0.082	*0.00*	0.23	Sub kritis
3	1	1524.85	0.07	1527.85	3.00	9.00	30.13	30.36	1.01	70.83	0.06	2.28	0.26	10.12	0.25	0.25	0.51	0.07	15.66	1.92	0.0001	0.072	*0.00*	0.19	Sub kritis
2	1	1525.08	0.06	1527.91	2.83	9.00	28.25	20.24	0.72	50.60	0.06	1.72	0.29	10.12	0.33	0.24	0.53	0.06	15.28	1.85	0.0000	0.059	*0.00*	0.14	Sub kritis
1	1	1525.31	0.04	1527.95	2.64	9.00	26.19	10.12	0.39	30.36	0.07	1.10	0.33	10.12	0.50	0.19	0.52	0.04	14.86	1.76	0.0000	0.041	*0.00*	0.08	Sub kritis
0	0	1525.54	0.02	1527.97	2.43	9.00	23.91	0.00	0.00	10.12	0.11	0.39	0.39	10.12	1.00	0.00	0.39	0.02	14.39	1.66	0.0000	0.016	*0.00*	0.00	Sub kritis

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.12. Tabel Perhitungan Saluran Samping Q_{pmf}

X (m)	ΔX (m)	El. Dasar (m)	ΔY coba-coba	El. Mk Air (m)	d (m)	b (m)	A (m2)	Q (m3/dt)	V (m/dt)	Q1+Q2 (m3/dt)	Q1 / 9,81*(Q1+Q2)	V1+V2 (m/dt)	V2-V1 (m/dt)	Q1-Q2 (m3/dt)	Q1-Q2 / Q1	v2(Q1-Q2) / Q1	[14]+[17] (m/dt)	Δy = [12] x [13] x [18]	P (m)	R (m)	hf (m)	Δy'	Kesalahan [4] - [21]	Froude	Kondisi Aliran
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[22]	[23]	[20]	[21]	[24]	[25]	[26]
15	1	1522.08	0.00	1527.81	5.74	9.00	63.14	227.96	3.61										21.74	2.90	0.0006	0.001	-	0.493	Sub kritis
14	1	1522.31	0.16	1527.98	5.67	9.00	62.27	212.76	3.42	440.71	0.06	7.03	0.19	15.20	0.07	0.23	0.42	0.16	21.59	2.88	0.0006	0.165	*0.00*	0.47	Sub kritis
13	1	1522.54	0.16	1528.14	5.60	9.00	61.35	197.56	3.22	410.32	0.06	6.64	0.20	15.20	0.07	0.23	0.43	0.16	21.43	2.86	0.0005	0.157	*0.00*	0.45	Sub kritis
12	1	1522.77	0.15	1528.28	5.52	9.00	60.29	182.36	3.02	379.93	0.06	6.25	0.20	15.20	0.08	0.23	0.43	0.15	21.25	2.84	0.0004	0.149	*0.00*	0.42	Sub kritis
11	1	1523.00	0.14	1528.43	5.43	9.00	59.15	167.17	2.83	349.53	0.06	5.85	0.20	15.20	0.08	0.24	0.43	0.14	21.05	2.81	0.0004	0.142	*0.00*	0.40	Sub kritis
10	1	1523.23	0.14	1528.56	5.33	9.00	57.92	151.97	2.62	319.14	0.06	5.45	0.20	15.20	0.09	0.24	0.44	0.13	20.84	2.78	0.0003	0.135	*0.00*	0.37	Sub kritis
9	1	1523.46	0.13	1528.69	5.23	9.00	56.61	136.77	2.42	288.74	0.06	5.04	0.21	15.20	0.10	0.24	0.45	0.13	20.61	2.75	0.0003	0.128	*0.00*	0.35	Sub kritis
8	1	1523.69	0.12	1528.81	5.12	9.00	55.21	121.58	2.20	258.35	0.06	4.62	0.21	15.20	0.11	0.24	0.46	0.12	20.36	2.71	0.0003	0.120	*0.00*	0.32	Sub kritis
7	1	1523.93	0.11	1528.92	5.00	9.00	53.72	106.38	1.98	227.96	0.06	4.18	0.22	15.20	0.13	0.25	0.47	0.11	20.10	2.67	0.0002	0.112	*0.00*	0.29	Sub kritis
6	1	1524.16	0.11	1529.03	4.88	9.00	52.19	91.18	1.75	197.56	0.06	3.73	0.23	15.20	0.14	0.25	0.48	0.10	19.83	2.63	0.0002	0.104	*0.00*	0.26	Sub kritis
5	1	1524.39	0.10	1529.13	4.74	9.00	50.55	75.99	1.50	167.17	0.06	3.25	0.24	15.20	0.17	0.25	0.49	0.09	19.53	2.59	0.0001	0.094	*0.00*	0.23	Sub kritis
4	1	1524.62	0.09	1529.22	4.60	9.00	48.76	60.79	1.25	136.77	0.06	2.75	0.26	15.20	0.20	0.25	0.51	0.08	19.21	2.54	0.0001	0.083	*0.00*	0.19	Sub kritis
3	1	1524.85	0.07	1529.29	4.44	9.00	46.83	45.59	0.97	106.38	0.06	2.22	0.27	15.20	0.25	0.24	0.52	0.07	18.85	2.48	0.0001	0.070	*0.00*	0.15	Sub kritis
2	1	1525.08	0.06	1529.34	4.26	9.00	44.73	30.39	0.68	75.99	0.06	1.65	0.29	15.20	0.33	0.23	0.52	0.06	18.47	2.42	0.0000	0.055	*0.00*	0.11	Sub kritis
1	1	1525.31	0.04	1529.38	4.07	9.00	42.42	15.20	0.36	45.59	0.07	1.04	0.32	15.20	0.50	0.18	0.50	0.04	18.04	2.35	0.0000	0.037	*0.00*	0.06	Sub kritis
0	0	1525.54	0.02	1529.40	3.85	9.00	39.89	0.00	0.00	15.20	0.11	0.36	0.36	15.20	1.00	0.00	0.36	0.01	17.56	2.27	0.0000	0.014	*0.00*	0.00	Sub kritis

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.7.3. Anjuran Ketentuan dari Balai Keamanan Bendungan untuk Saluran Samping

Ketentuan dan anjuran dari Balai Keamanan Bendungan (BKB) yang efektif dalam mengalirkan debit perencenaan pelimpah samping diantaranya :

- Kemiringan dasar saluran pada pelimpah samping dianjurkan ≤ 1/13 (≤ 0,08)
- Perbandingan tinggi dan lebar saluran menurut ketentuan BKB (d/B) = 0,5
- Angka Froud pada saluran samping menurut ketentuan BKB adalah < 0,5 (dianjurkan 0,44)

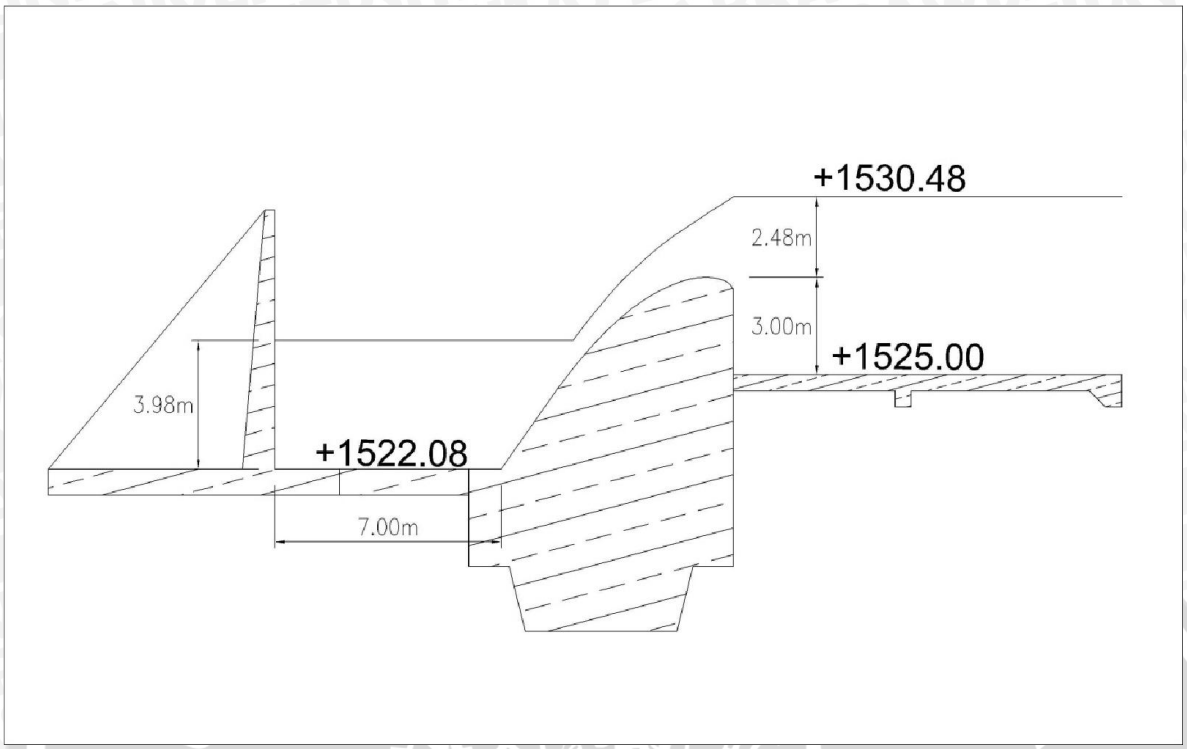
Dari hasil perhitungan saluran samping sebelumnya didapatkan hasil seperti yang di perlihatkan pada tabel 4.13. dibawah ini

Tabel 4.13. Hasil Perhitungan untuk Kriteria BKB

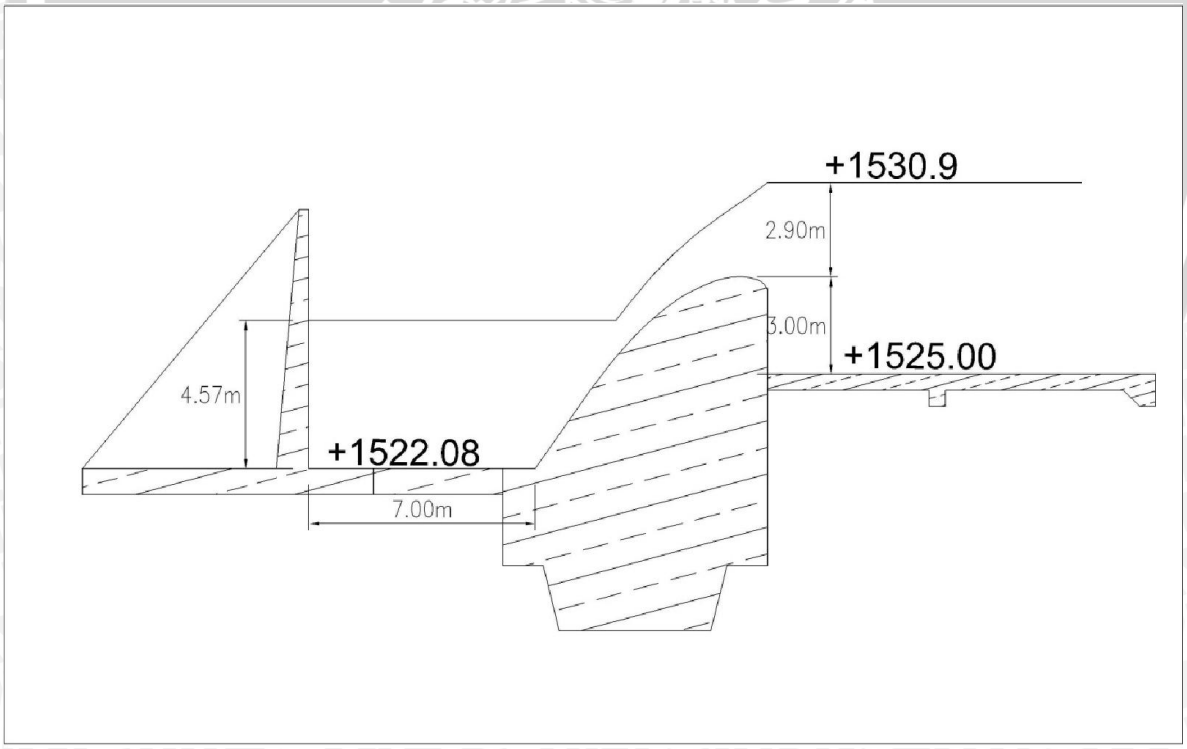
Debit	Side dengan slope transisi S = -0,02		
	Slope Dasar Sal. Samping	Angka Froud pada akhir side	(d/B)
Q_{100th}	0.23	0.47	0.44
Q_{1000th}	0.23	0.48	0.51
Qpmf	0.23	0.49	0.64

Sumber : Hasil Perhitungan

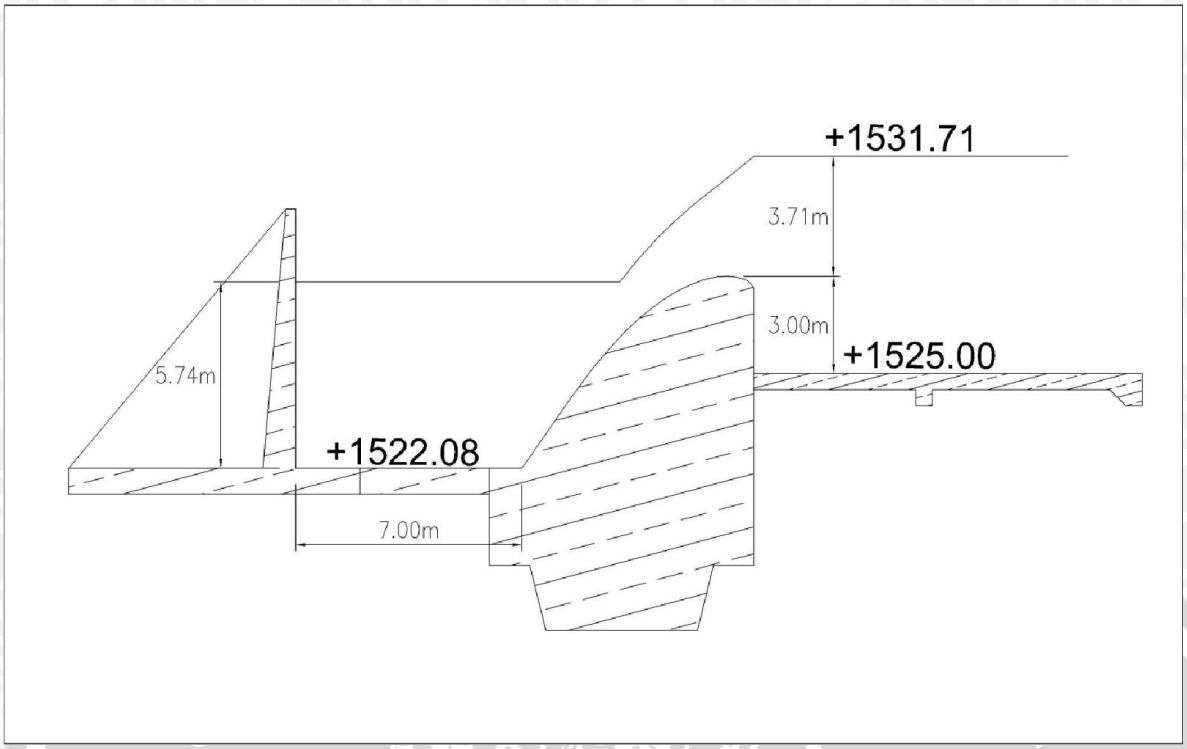
Dari tabel diatas menunjukan bahwa meskipun kemiringan dasar saluran samping tidak mengikuti anjuran dari BKB (0,23 ≥ 0,08), persyaratan lain masih memenuhi kriteria yang dianjurkan.



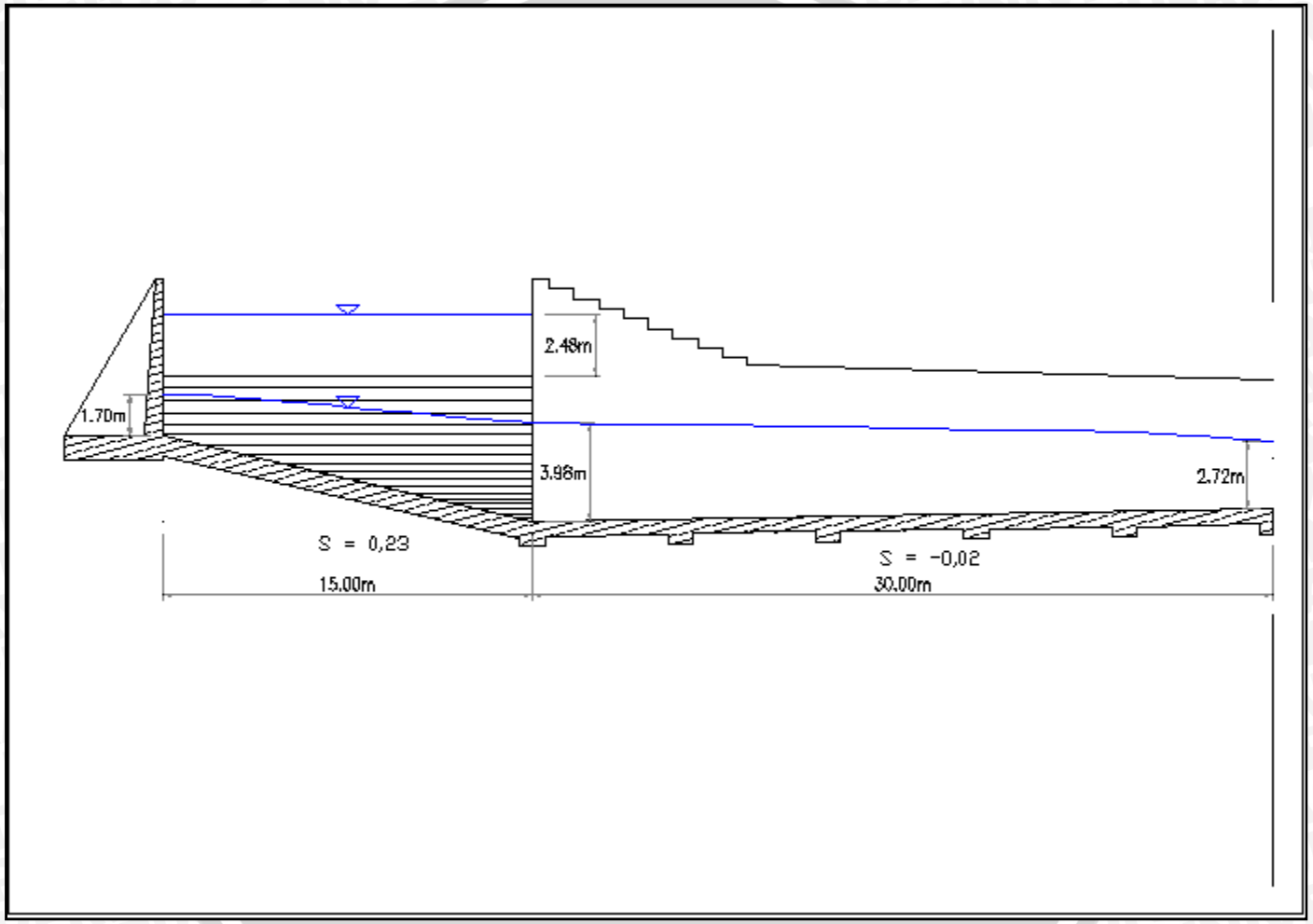
Gambar 4.8 Tampak Samping Saluran Samping Q_{100th}



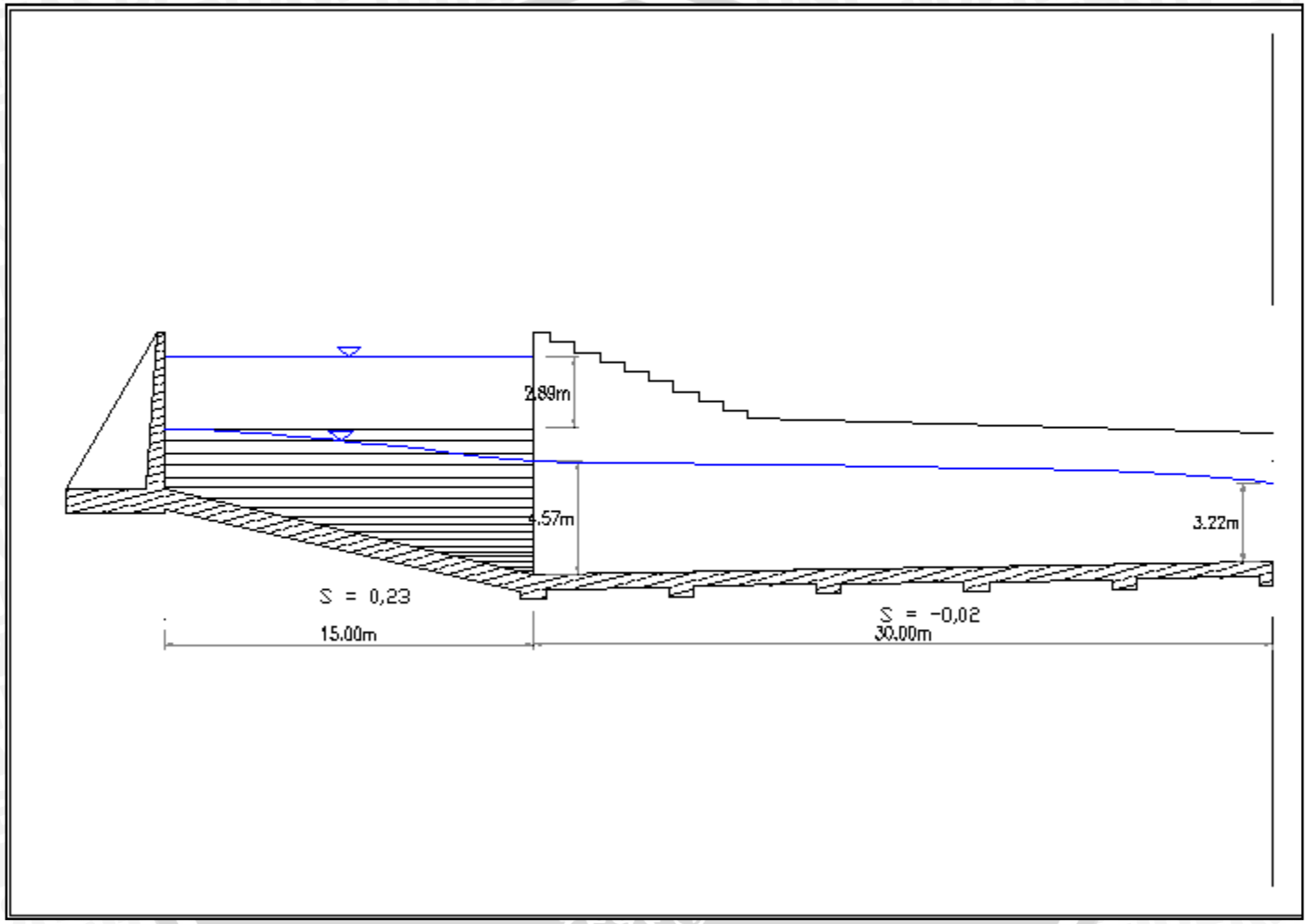
Gambar 4.9 Tampak Samping Saluran Samping Q_{1000th}



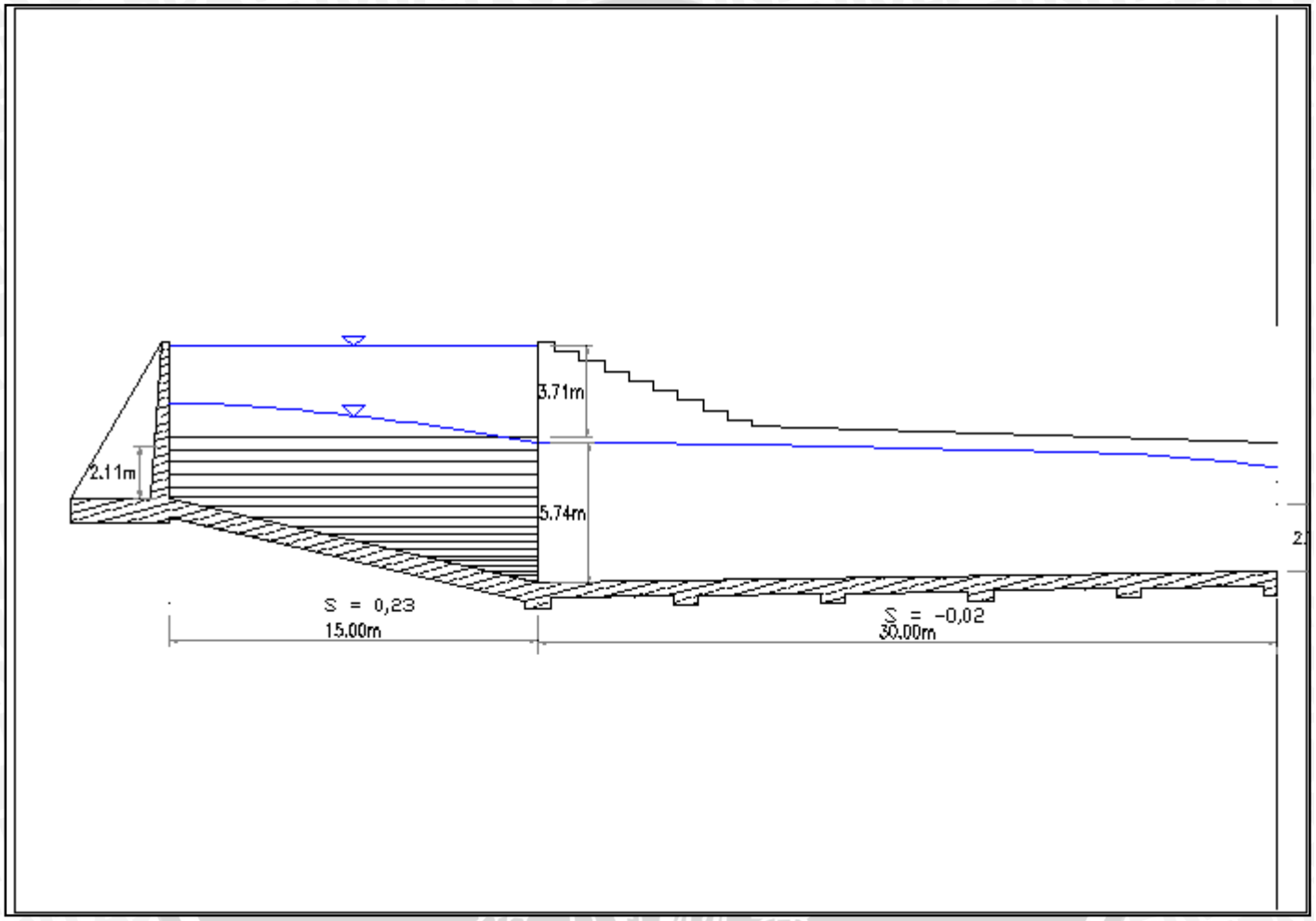
Gambar 4.10 Tampak Samping Saluran Samping Q_{pmf}



Gambar 4.11 Bentuk Saluran Transisi dan Samping Q_{100th}



Gambar 4.12 Bentuk Saluran Transisi dan Samping Q_{1000th}



Gambar 4.13 Bentuk Saluran Transisi dan Samping Q_{pmf}

4.2.8. Perhitungan Saluran Peluncur

Dalam perencanaan saluran peluncur direncanakan saluran peluncur berbentuk terompet, hal ini dimaksudkan untuk mencapai kondisi hidrolik yang sesuai pada peredam energi. Perhitungan hidrolika pada saluran peluncurdidesain dengan menggunakan kala ulang Q_{1000th} dan di kontrol menggunakan debit kala ulang Q_{PMF}.

Debit outflow maksimum (Q_{1000th})	=	151,79	m^3/dt
Kedalaman aliran kritis di awal sal.peluncur (d_c)	=	3,22	m
Elevasi dasar saluran pada awal sal.peluncur	=	+1522,58m	
Lebar dasar saluran peluncur hulu	=	9 m	
Lebar dasar saluran peluncur hilir	=	12 m	
Kecepatan aliran pada titik permulaan	=	5,24	m/dt
Koefisien kekasaran Manning (beton)	=	0,014	
Koefisien koreolis (α)	=	1,15	
Percepatan gravitasi bumi	=	9,81	m/dt^2
Koefisien kehilangan tinggi akibat pusaran (k)	=	0,00 (saluran prismatis)	
	=	0,20 (pelebaran secara perlahan)	

Perhitungan profil muka air pada saluran perluncur dihitung menggunakan persamaan kekekalan energy. Perhitungan profil muka air di saluran peluncur akan dihitung tiap pias dengan total jarak horizontal sebesar 150 m, dengan dibagi menjadi 15 pias.

Contoh perhitungan profil muka air Saluran Peluncur Q_{100th} (Section 8):

Kedalaman Air pada Bidang 1 (Y_0) = 0.99 m

Lebar saluran (b) = 9 m

Luas hidrolis (A_1) = Y_0 x b

= 0,99 x 9

= 8,91 m^2

Keliling basah (P_1) = b + (2 x Y_0)

= 9 + (2 x 0,99)

= 10,98 m

Jari-jari hidrolis (R_1) = A/P

= 8,91 / 10,98 = 0,81 m

Jarak antar penampang horisontal (Δx) = 10 m (direncanakan)

Tan θ = Beda elevasi peluncur / Total jarak horisontal peluncur

= (1522,58 - 1492,0) / 150 = 0,2

Perbedaan elevasi (Z_8) = Z_{n-1}– (Tanθ x Δx)

= -14,27 – (0,2 x 10)

= -16,31 m

Kecepatan dipenampang 8 (V_0) = Q / A

= 151,79 / 8,91

= 17,04 m/dt

Tinggi tekan kecepatan aliran (hv_0) = α (V^2/2g)

= 1,15 .($17,04^2$/2.9,81)

= 17,03 m

Dengan menggunakan cara coba-coba :

Ditentukan kedalaman pada titik 9 (Y_9) = 0,92 m

Luas hidrolis (A_9) = Y_9 x b

=0,92 x 9,43

= 8,64 m^2

Keliling basah (P_9) = b + (2 x Y)

= 9,43 + (2 x 0,92)

= 11,26 m

Jari-jari hidrolis (R_9) = A/P

= 8,64 / 11,26

= 0,77 m

Kecepatan dipenampang 9(V_9) = Q/A

= 151,79 /8,64

= 17,57m/dt

Perbedaan elevasi (Z_9) = Z_{n-1} – (Tanθ x Δx)

= -16,31 – (0,2 x 10)

= -18,35 m

Tinggi tekan kecepatan aliran (hv_9) = α (V^2/2g)

= 1,15 .(17,57/2.9,81) = 18,10 m

Rata-rata jari-jari hidrolis ($R_{rata-rata}$) = (R_0+R_1)/2

$= (0,81 + 0.77) / 2 = 0,79$

Kecepatan rata-rata ($V_{rata\text{-}rata}$) = $(V_0 + V_1) /2$

$= (17,04 + 17,57) /2$

$= 17,31$ m/dt

Sisi miring antar penampang (Δl) = $(\tan\theta \cdot \Delta x) /\sin\theta$

$= (0,2 \cdot 10) / 0.2$

$= 10,21$ m

Kehilangan tinggi akibat gesekan (hf) = $(n^2.V_{rata\text{-}rata}{}^2/R_{rata\text{-}rata}{}^{4/3}) \cdot \Delta l$

$= (0,014^2.17,31^2/0,79^{4/3}) \cdot 10,21$

$= 0,82$ m

Kehilangan tinggi akibat pusaran (he) = $k. \Delta. \alpha (V^2/2g)$

$= 0,2 \cdot (17,03+18,10)/2$

$= 0,21$m

Sehingga untuk mencari kedalaman pada titik 1 yang sesuai adalah dengan persamaan energi :

$(Y_0 + Z_0 + hv_0)$ = $(Y_1 + Z_1 + hv_1 + hf + he)$

$(0,99 - 16,31 + 17,03)$ = $(0,92 - 18,35 + 18,10 + 0,82 + 0,21)$

1,71 m = 1,71 m

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat di tabel 4.14, 4.15, dan 4.16.

Tabel 4.14. Tabel Perhitungan Saluran Peluncur Q_{100th}

Sec	Elv	Kedalaman Air pada Bidang 1	Lebar Saluran	Luas hidrolis	Keliling Basah	Jari-jari Hidrolis	$R_{rata-rata}$	Jarak antar Penampang Horisontal	Z_1	Kecepatan di Penampang 2	V_2^2	Tinggi Tekan Kecepatan Aliran	Y+Z+Hv	$V_{rata-rata}$	$V_{rata-rata}^2$	Sisi Miring antar Penampang	Kehilangan Tinggi Akibat Gesekan	Kehilangan Tinggi Akibat Pusaran	Y+hv+hf+he	Kesalahan	Bilangan Froud	elevasi muka air
		d	b	A	P	R		Δx		V_2		hv_2				ΔI						
	(m)	(m)	(m)	m^2	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m/s)	(m)		(m/dt)	(m/dt)	(m)	hf	he			fr	m
0	1522.58	2.72	9.00	24.44	14.43	1.69	0.00	0.00	0.00	4.81	23.17	1.36		0.00	0.00	0.00	0.000	0.00			1.00	1525.29
1	1520.54	1.48	9.00	13.32	11.96	1.11	1.40	10.00	-2.04	8.83	78.02	4.57	4.07	6.82	46.55	10.21	0.059	0.00	4.07	0.00	2.49	1522.02
2	1518.50	1.22	9.00	11.02	11.45	0.96	1.04	10.00	-4.08	10.68	114.07	6.69	4.01	9.76	95.19	10.21	0.181	0.00	4.01	0.00	3.31	1519.72
3	1516.46	1.08	9.00	9.73	11.16	0.87	0.92	10.00	-6.12	12.10	146.33	8.58	3.83	11.39	129.70	10.21	0.291	0.00	3.83	0.00	3.98	1517.54
4	1514.42	0.99	9.00	8.87	10.97	0.81	0.84	10.00	-8.15	13.26	175.80	10.30	3.54	12.68	160.72	10.21	0.406	0.00	3.54	0.00	4.57	1515.41
5	1512.38	0.92	9.00	8.26	10.84	0.76	0.79	10.00	-10.19	14.24	202.82	11.89	3.14	13.75	189.07	10.21	0.522	0.00	3.14	0.00	5.09	1513.30
6	1510.35	0.87	9.00	7.80	10.73	0.73	0.74	10.00	-12.23	15.09	227.60	13.34	2.61	14.66	215.03	10.21	0.637	0.00	2.61	0.00	5.55	1511.21
7	1508.31	0.83	9.00	7.44	10.65	0.70	0.71	10.00	-14.27	15.82	250.25	14.67	1.98	15.45	238.79	10.21	0.751	0.00	1.98	0.00	5.96	1509.13
8	1506.27	0.79	9.00	7.15	10.59	0.68	0.69	10.00	-16.31	16.46	270.91	15.88	1.23	16.14	260.48	10.21	0.860	0.00	1.23	0.00	6.32	1507.06
9	1504.23	0.74	9.43	6.95	10.90	0.64	0.66	10.00	-18.35	16.93	286.73	16.81	0.37	16.70	278.76	10.21	0.978	0.19	0.36	0.00	6.75	1504.97
10	1502.19	0.69	9.86	6.79	11.24	0.60	0.62	10.00	-20.38	17.34	300.63	17.62	-0.80	17.14	293.64	10.21	1.110	0.16	-0.80	0.00	7.16	1502.88
11	1500.15	0.65	10.29	6.65	11.58	0.57	0.59	10.00	-22.42	17.68	312.54	18.32	-2.07	17.51	306.56	10.21	1.241	0.14	-2.07	0.00	7.53	1500.80
12	1498.12	0.61	10.71	6.55	11.93	0.55	0.56	10.00	-24.46	17.96	322.53	18.90	-3.46	17.82	317.52	10.21	1.370	0.12	-3.46	0.00	7.86	1498.73
13	1496.08	0.58	11.14	6.47	12.30	0.53	0.54	10.00	-26.50	18.18	330.69	19.38	-4.94	18.07	326.60	10.21	1.495	0.10	-4.94	0.00	8.17	1496.66
14	1494.04	0.55	11.57	6.41	12.68	0.51	0.52	10.00	-28.54	18.36	337.09	19.76	-6.53	18.27	333.89	10.21	1.615	0.08	-6.53	0.00	8.45	1494.59
15	1492.00	0.53	12.00	6.36	13.06	0.49	0.50	10.00	-30.58	18.49	341.87	20.04	-8.22	18.42	339.48	10.21	1.728	0.06	-8.22	0.00	8.69	1492.53

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.15. Tabel Perhitungan Saluran Peluncur Q_{1000th}

Sec	Elv	Kedalaman Air pada Bidang 1	Lebar Saluran	Luas hidrolis	Keliling Basah	Jari-jari Hidrolis	$R_{rata-rata}$	Jarak antar Penampang Horisontal	Z_1	Kecepatan di Penampang 2	V_2^2	Tinggi Tekan Kecepatan Aliran	Y+Z+Hv	$V_{rata-rata}$	$V_{rata-rata}^2$	Sisi Miring antar	Kehilangan Tinggi Akibat Gesekan	Kehilangan Tinggi Akibat Pusaran	Y+hv+Z+hf+he	Kesalahan	Bilangan Froud	elevasi muka air
		Y	b	A	P	R		Δx		V_2		hv_2				ΔI						
	(m)	(m)	(m)	m^2	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m/s)	(m)		(m/dt)	(m/dt)	(m)	hf	he			fr	m
0	1522.58	3.22	9.00	28.97	15.44	1.88	0.00	0.00	0.00	5.24	27.46	1.61		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			1.00	1525.79
1	1520.54	1.83	9.00	16.47	12.66	1.30	1.59	10.00	-2.04	9.22	84.95	4.98	4.83	7.23	52.25	10.21	0.06	0.00	4.83	0.00	2.33	1522.37
2	1518.50	1.53	9.00	13.73	12.05	1.14	1.22	10.00	-4.08	11.06	122.22	7.16	4.77	10.14	102.74	10.21	0.16	0.00	4.77	0.00	3.06	1520.02
3	1516.46	1.35	9.00	12.16	11.70	1.04	1.09	10.00	-6.12	12.48	155.75	9.13	4.61	11.77	138.48	10.21	0.25	0.00	4.61	0.00	3.68	1517.81
4	1514.42	1.23	9.00	11.11	11.47	0.97	1.00	10.00	-8.15	13.66	186.71	10.94	4.37	13.07	170.88	10.21	0.34	0.00	4.36	0.00	4.21	1515.66
5	1512.38	1.15	9.00	10.34	11.30	0.92	0.94	10.00	-10.19	14.68	215.52	12.63	4.02	14.17	200.86	10.21	0.44	0.00	4.02	0.00	4.69	1513.53
6	1510.35	1.08	9.00	9.75	11.17	0.87	0.89	10.00	-12.23	15.57	242.35	14.20	3.59	15.12	228.74	10.21	0.53	0.00	3.59	0.00	5.12	1511.43
7	1508.31	1.03	9.00	9.28	11.06	0.84	0.86	10.00	-14.27	16.35	267.32	15.67	3.06	15.96	254.68	10.21	0.63	0.00	3.06	0.00	5.51	1509.34
8	1506.27	0.99	9.00	8.91	10.98	0.81	0.83	10.00	-16.31	17.04	290.52	17.03	2.43	16.70	278.80	10.21	0.72	0.00	2.43	0.00	5.87	1507.26
9	1504.23	0.92	9.43	8.64	11.26	0.77	0.79	10.00	-18.35	17.57	308.86	18.10	1.71	17.31	299.62	10.21	0.82	0.21	1.71	0.00	6.29	1505.15
10	1502.19	0.85	9.86	8.41	11.57	0.73	0.75	10.00	-20.38	18.04	325.43	19.07	0.67	17.81	317.09	10.21	0.94	0.19	0.67	0.00	6.69	1503.05
11	1500.15	0.80	10.29	8.23	11.89	0.69	0.71	10.00	-22.42	18.45	340.22	19.94	-0.46	18.24	332.78	10.21	1.05	0.17	-0.46	0.00	7.06	1500.95
12	1498.12	0.75	10.71	8.08	12.22	0.66	0.68	10.00	-24.46	18.79	353.25	20.71	-1.68	18.62	346.71	10.21	1.17	0.15	-1.68	0.00	7.41	1498.87
13	1496.08	0.71	11.14	7.95	12.57	0.63	0.65	10.00	-26.50	19.09	364.56	21.37	-3.00	18.94	358.88	10.21	1.28	0.13	-3.00	0.00	7.74	1496.79
14	1494.04	0.68	11.57	7.85	12.93	0.61	0.62	10.00	-28.54	19.34	374.16	21.93	-4.42	19.22	369.34	10.21	1.40	0.11	-4.42	0.00	8.04	1494.72
15	1492.00	0.65	12.00	7.76	13.29	0.58	0.60	10.00	-30.58	19.55	382.12	22.40	-5.93	19.45	378.13	10.21	1.51	0.09	-5.93	0.00	8.32	1492.65

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.16. Tabel Perhitungan Saluran Peluncur Q_{PMF}

Sec	Elv	Kedalaman Air pada Bidang 1	Lebar Saluran	Luas hidrolis	Keliling Basah	Jari-jari Hidrolis	$R_{rata-rata}$	Jarak antar Penampang Horisontal	Z_1	Kecepatan di Penampang 2	V_2^2	Tinggi Tekan Kecepatan Aliran	Y+Z+Hv	$V_{rata-rata}$	$V_{rata-rata}^2$	Sisi Miring antar	Kehilangan Tinggi Akibat Gesekan	Kehilangan Tinggi Akibat Pusaran	Y+hv+hf+he	Kesalahan	Bilangan Froud	elevasi muka air
		d	b	A	P	R		Δx		V_2		hv_2				Δl						
	(m)	(m)	(m)	m^2	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m/s)	(m)		(m/dt)	(m/dt)	(m)	hf	he			fr	m
0	1522.58	4.22	9.00	37.99	17.44	2.18	0.00	0.00	0.00	6.00	36.01	2.11		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			1.00	1526.80
1	1520.54	2.55	9.00	22.99	14.11	1.63	1.90	10.00	-2.04	9.91	98.30	5.76	6.33	7.96	63.32	10.21	0.05	0.00	6.33	0.00	2.12	1523.09
2	1518.50	2.16	9.00	19.44	13.32	1.46	1.54	10.00	-4.08	11.73	137.56	8.06	6.28	10.82	117.11	10.21	0.13	0.00	6.28	0.00	2.73	1520.66
3	1516.46	1.93	9.00	17.33	12.85	1.35	1.40	10.00	-6.12	13.15	172.96	10.14	6.15	12.44	154.75	10.21	0.20	0.00	6.15	0.00	3.24	1518.39
4	1514.42	1.76	9.00	15.88	12.53	1.27	1.31	10.00	-8.15	14.35	205.96	12.07	5.95	13.75	189.10	10.21	0.26	0.00	5.95	0.00	3.70	1516.19
5	1512.38	1.64	9.00	14.80	12.29	1.20	1.24	10.00	-10.19	15.40	237.09	13.90	5.68	14.87	221.25	10.21	0.33	0.00	5.68	0.00	4.11	1514.03
6	1510.35	1.55	9.00	13.96	12.10	1.15	1.18	10.00	-12.23	16.33	266.57	15.62	5.35	15.86	251.61	10.21	0.40	0.00	5.35	0.00	4.49	1511.90
7	1508.31	1.44	9.00	12.97	11.88	1.09	1.18	10.00	-14.27	17.57	308.83	18.10	5.68	15.96	254.80	10.21	0.41	0.00	5.68	0.00	5.01	1509.75
8	1506.27	1.38	9.00	12.46	11.77	1.06	1.08	10.00	-16.31	18.29	334.61	19.61	5.27	17.93	321.59	10.21	0.58	0.00	5.27	0.00	5.32	1507.65
9	1504.23	1.28	9.43	12.09	11.99	1.01	1.03	10.00	-18.35	18.86	355.66	20.85	4.69	18.58	345.06	10.21	0.66	0.25	4.69	0.00	5.70	1505.51
10	1502.19	1.19	9.86	11.77	12.25	0.96	0.98	10.00	-20.38	19.37	375.29	22.00	3.78	19.12	365.41	10.21	0.75	0.23	3.78	0.00	6.07	1503.39
11	1500.15	1.12	10.29	11.49	12.52	0.92	0.94	10.00	-22.42	19.84	393.48	23.06	2.81	19.60	384.33	10.21	0.84	0.21	2.81	0.00	6.43	1501.27
12	1498.12	1.05	10.71	11.26	12.81	0.88	0.90	10.00	-24.46	20.25	410.21	24.04	1.76	20.04	401.80	10.21	0.93	0.20	1.76	0.00	6.76	1499.17
13	1496.08	0.99	11.14	11.05	13.12	0.84	0.86	10.00	-26.50	20.63	425.50	24.94	0.63	20.44	417.82	10.21	1.02	0.18	0.63	0.00	7.09	1497.07
14	1494.04	0.94	11.57	10.88	13.45	0.81	0.83	10.00	-28.54	20.96	439.34	25.75	-0.57	20.79	432.39	10.21	1.12	0.16	-0.57	0.00	7.40	1494.98
15	1492.00	0.89	12.00	10.73	13.79	0.78	0.79	10.00	-30.58	21.25	451.72	26.48	-1.85	21.11	445.51	10.21	1.21	0.15	-1.85	0.00	7.70	1492.89

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.8.1. Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur

Perhitungan indeks kavitasi dipakai untuk memperkirakan kecenderungan ada atau tidaknya kavitasi pada saluran perluncur, dengan menggunakan indeks kaivitasi yang merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasi *(dynamic pressure)* akan diketahui ada atau tidaknya kavitasi pada saluran peluncur.

Contoh perhitungan Indeks Kavitasi adalah sebagai berikut :

Untuk Q_{1000th} (*section 0*)

γ_w = massa jenis air = 997,8 kg/m^3

Tinggi muka air di *section 0* (h_0) = 3,22 m

Tekanan di *section 0* = $P_g = \gamma_w . g . h_0$

$= 997,8 . 9,81 . 3,22$

$= 31505,04$ N/m^2 = 31,51 kPa

Tekanan atmosfir (Pa) = 101,00 kPa

Tekanan setempat $P_0 = P_g + Pa$

$= 31,51 + 101,00 = 132,51$ kPa

Tekanan uap pada suhu 22° C (P_v) = 2,73 kPa

Kecepatan pada *section 0* = 5,24 m/dt

Angka kavitasi (σ) = $(P_0 - P_v) / (\gamma_w . (V_0^2/2))$

$= (132,51 – 2,73) /(997,8 . (5,24^2/2))$

$= 0,0095$

Angka batas kavitasi (σ_1) = $(P_g – P_0) / (\gamma_w . (V_0^2/2))$

$= (23,70 – 134,70) /(997,8 . (5,42^2/2))$

$= 0,0069$

kriteria angka kavitasi :

$\sigma > \sigma 1$ = tidak terjadi kavitasi

$\sigma \leq \sigma 1$ = terjadi kavitasi

Sehingga dari perhitungan diatas menghasilkan 0,0095> 0,0069 (tidak terjadi kavitasi).

Perhitungan selanjutnya untuk indeks kavitasi dapat dilihat pada tabel 4.17., 4.18., dan 4.19.

Tabel 4.17. Tabel Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{100th}

Section	r_w (kg/m^3)	h (m)	Pg (N/m^2)	Pg (kPa)	Pa (kPa)	Po (kPa)	Pv (kPa)	Vo (m/dt)	Vo^2/2 (kg/m^3)	σ	σ_1	Kondisi
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	997.80	2.72	26583.81	26.58	101.00	127.58	2.73	4.81	11.58	0.0108	0.0087	Tidak terjadi kavitasi
1	997.80	1.48	14486.15	14.49	101.00	115.49	2.73	8.83	39.01	0.0029	0.0026	Tidak terjadi kavitasi
2	997.80	1.22	11980.21	11.98	101.00	112.98	2.73	10.68	57.04	0.0019	0.0018	Tidak terjadi kavitasi
3	997.80	1.08	10577.77	10.58	101.00	111.58	2.73	12.10	73.16	0.0015	0.0014	Tidak terjadi kavitasi
4	997.80	0.99	9650.45	9.65	101.00	110.65	2.73	13.26	87.90	0.0012	0.0012	Tidak terjadi kavitasi
5	997.80	0.92	8984.55	8.98	101.00	109.98	2.73	14.24	101.41	0.0011	0.0010	Tidak terjadi kavitasi
6	997.80	0.87	8481.44	8.48	101.00	109.48	2.73	15.09	113.80	0.0009	0.0009	Tidak terjadi kavitasi
7	997.80	0.83	8088.48	8.09	101.00	109.09	2.73	15.82	125.13	0.0009	0.0008	Tidak terjadi kavitasi
8	997.80	0.79	7774.03	7.77	101.00	108.77	2.73	16.46	135.45	0.0008	0.0007	Tidak terjadi kavitasi
9	997.80	0.74	7211.83	7.21	101.00	108.21	2.73	16.93	143.37	0.0007	0.0007	Tidak terjadi kavitasi
10	997.80	0.69	6736.08	6.74	101.00	107.74	2.73	17.34	150.31	0.0007	0.0007	Tidak terjadi kavitasi
11	997.80	0.65	6330.34	6.33	101.00	107.33	2.73	17.68	156.27	0.0007	0.0006	Tidak terjadi kavitasi
12	997.80	0.61	5987.15	5.99	101.00	106.99	2.73	17.96	161.27	0.0006	0.0006	Tidak terjadi kavitasi
13	997.80	0.58	5684.60	5.68	101.00	106.68	2.73	18.18	165.35	0.0006	0.0006	Tidak terjadi kavitasi
14	997.80	0.55	5421.13	5.42	101.00	106.42	2.73	18.36	168.55	0.0006	0.0006	Tidak terjadi kavitasi
15	997.80	0.53	5190.19	5.19	101.00	106.19	2.73	18.49	170.94	0.0006	0.0006	Tidak terjadi kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

Pa = tekanan atmosfir
Pg = tekanan di titik setempat
Po = tekanan setempat
Pv = tekanan uap (22° C)
Vo = kecepatan aliran
σ = angka kavitasi

Kriteria angka kavitasi

$\sigma > \sigma_1$ = tidak terjadi kavitasi
$\sigma \leq \sigma_1$ = terjadi kavitasi

1 rw = massa jenis air = 997,8 kg/m3
2 h = tinggi muka air pada section yang ditinjau
3 Pg = (1)*9,81*(2)
4 (4) = (3)/1000
5 Data = tekanan atmosfir = 101 kPa
6 Po = (4)+(5)
7 Pa = tekanan uap pada suhu 22° C = 2,726
8 Vo = kecepatan pada section yang ditinjau
9 Vo^2/2 = (8)^2/2
10 σ ={(6)-(7)}/{(1)*(9)}
11 Angka batas kavitasi
12 Kriteria kondisi

Tabel 4.18. Tabel Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{1000th}

Section	r_w (kg/m^3)	h (m)	Pg (N/m^2)	Pg (kPa)	Pa (kPa)	Po (kPa)	Pv (kPa)	Vo (m/dt)	Vo^2/2 (kg/m^3)	σ	σ_1	Kondisi
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	997.80	3.22	31505.04	31.51	101.00	132.51	2.73	5.24	13.73	0.0095	0.0074	Tidak terjadi kavitasi
1	997.80	1.83	17910.61	17.91	101.00	118.91	2.73	9.22	42.48	0.0027	0.0024	Tidak terjadi kavitasi
2	997.80	1.53	14932.20	14.93	101.00	115.93	2.73	11.06	61.11	0.0019	0.0017	Tidak terjadi kavitasi
3	997.80	1.35	13227.89	13.23	101.00	114.23	2.73	12.48	77.87	0.0014	0.0013	Tidak terjadi kavitasi
4	997.80	1.23	12081.21	12.08	101.00	113.08	2.73	13.66	93.36	0.0012	0.0011	Tidak terjadi kavitasi
5	997.80	1.15	11244.94	11.24	101.00	112.24	2.73	14.68	107.76	0.0010	0.0009	Tidak terjadi kavitasi
6	997.80	1.08	10604.25	10.60	101.00	111.60	2.73	15.57	121.17	0.0009	0.0008	Tidak terjadi kavitasi
7	997.80	1.03	10096.82	10.10	101.00	111.10	2.73	16.35	133.66	0.0008	0.0008	Tidak terjadi kavitasi
8	997.80	0.99	9685.29	9.69	101.00	110.69	2.73	17.04	145.26	0.0007	0.0007	Tidak terjadi kavitasi
9	997.80	0.92	8965.00	8.97	101.00	109.97	2.73	17.57	154.43	0.0007	0.0007	Tidak terjadi kavitasi
10	997.80	0.85	8352.91	8.35	101.00	109.35	2.73	18.04	162.71	0.0007	0.0006	Tidak terjadi kavitasi
11	997.80	0.80	7827.89	7.83	101.00	108.83	2.73	18.45	170.11	0.0006	0.0006	Tidak terjadi kavitasi
12	997.80	0.75	7380.93	7.38	101.00	108.38	2.73	18.79	176.63	0.0006	0.0006	Tidak terjadi kavitasi
13	997.80	0.71	6985.09	6.99	101.00	107.99	2.73	19.09	182.28	0.0006	0.0006	Tidak terjadi kavitasi
14	997.80	0.68	6638.68	6.64	101.00	107.64	2.73	19.34	187.08	0.0006	0.0005	Tidak terjadi kavitasi
15	997.80	0.65	6333.75	6.33	101.00	107.33	2.73	19.55	191.06	0.0005	0.0005	Tidak terjadi kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

Pa = tekanan atmosfir
Pg = tekanan di titik setempat
Po = tekanan setempat
Pv = tekanan uap (22° C)
Vo = kecepatan aliran
σ = angka kavitasi

Kriteria angka kavitasi

$\sigma > \sigma_1$ = tidak terjadi kavitasi
$\sigma \leq \sigma_1$ = terjadi kavitasi

1 rw = massa jenis air = 997,8 kg/m3
2 h = tinggi muka air pada section yang ditinjau
3 Pg = (1)*9,81*(2)
4 (4) = (3)/1000
5 Data = tekanan atmosfir = 101 kPa
6 Po = (4)+(5)
7 Pa = tekanan uap pada suhu 22° C = 2,726
8 Vo = kecepatan pada section yang ditinjau
9 Vo^2/2 = (8)^2/2
10 σ ={(6)-(7)}/{(1)*(9)}
11 Angka batas kavitasi
12 Kriteria kondisi

Tabel 4.19. Tabel Perhitungan Indeks Kavitasi Saluran Peluncur Q_{pmf}

Section	r_w (kg/m^3)	h (m)	Pg (N/m^2)	Pg (kPa)	Pa (kPa)	Po (kPa)	Pv (kPa)	Vo (m/dt)	$Vo^2/2$ (kg/m^3)	σ	σ_1	Kondisi
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	997.80	4.22	41316.91	41.32	101.00	142.32	2.73	6.00	18.00	0.0078	0.0056	Tidak terjadi kavitasi
1	997.80	2.55	25006.54	25.01	101.00	126.01	2.73	9.91	49.15	0.0025	0.0021	Tidak terjadi kavitasi
2	997.80	2.16	21138.29	21.14	101.00	122.14	2.73	11.73	68.78	0.0017	0.0015	Tidak terjadi kavitasi
3	997.80	1.93	18851.83	18.85	101.00	119.85	2.73	13.15	86.48	0.0014	0.0012	Tidak terjadi kavitasi
4	997.80	1.76	17275.39	17.28	101.00	118.28	2.73	14.35	102.98	0.0011	0.0010	Tidak terjadi kavitasi
5	997.80	1.64	16101.34	16.10	101.00	117.10	2.73	15.40	118.55	0.0010	0.0009	Tidak terjadi kavitasi
6	997.80	1.55	15185.13	15.19	101.00	116.19	2.73	16.33	133.28	0.0009	0.0008	Tidak terjadi kavitasi
7	997.80	1.44	14107.76	14.11	101.00	115.11	2.73	17.57	154.42	0.0007	0.0007	Tidak terjadi kavitasi
8	997.80	1.38	13553.46	13.55	101.00	114.55	2.73	18.29	167.31	0.0007	0.0006	Tidak terjadi kavitasi
9	997.80	1.28	12546.80	12.55	101.00	113.55	2.73	18.86	177.83	0.0006	0.0006	Tidak terjadi kavitasi
10	997.80	1.19	11681.63	11.68	101.00	112.68	2.73	19.37	187.64	0.0006	0.0005	Tidak terjadi kavitasi
11	997.80	1.12	10931.70	10.93	101.00	111.93	2.73	19.84	196.74	0.0006	0.0005	Tidak terjadi kavitasi
12	997.80	1.05	10286.59	10.29	101.00	111.29	2.73	20.25	205.10	0.0005	0.0005	Tidak terjadi kavitasi
13	997.80	0.99	9710.16	9.71	101.00	110.71	2.73	20.63	212.75	0.0005	0.0005	Tidak terjadi kavitasi
14	997.80	0.94	9200.89	9.20	101.00	110.20	2.73	20.96	219.67	0.0005	0.0005	Tidak terjadi kavitasi
15	997.80	0.89	8748.75	8.75	101.00	109.75	2.73	21.25	225.86	0.0005	0.0004	Tidak terjadi kavitasi

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan :

Pa = tekanan atmosfir
Pg = tekanan di titik setempat
Po = tekanan setempat
Pv = tekanan uap (22° C)
Vo = kecepatan aliran
σ = angka kavitasi

Kriteria angka kavitasi

$\sigma > \sigma_1$ = tidak terjadi kavitasi
$\sigma \leq \sigma_1$ = terjadi kavitasi

1 rw = massa jenis air = 997,8 kg/m3
2 h = tinggi muka air pada section yang ditinjau
3 Pg = (1)*9,81*(2)
4 (4) = (3)/1000
5 Data = tekanan atmosfir = 101 kPa
6 Po = (4)+(5)
7 Pa = tekanan uap pada suhu 22° C = 2,726
8 Vo = kecepatan pada section yang ditinjau
9 $Vo^2/2$ = $(8)^2/2$
10 σ ={(6)-(7)}/{(1)*(9)}
11 Angka batas kavitasi
12 Kriteria kondisi

4.2.8.2. Perhitungan Aliran Getar Saluran Peluncur

Perhitungan Aliran getar pada saluran peluncur dilakukan dengan menggunakan bilangan Montouri dan bilangan Vendernikov, dandikoreksi dengan menggunakan grafikhubungan bilangan Montouri dan bilangan Vendernikov

Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut (Q_{1000th}section 0) :

b = 9m

d = 3,22 m

V = 5,24 m/dt

P = 150 m

θ = $11,47^0$

I = 0,204

Bilangan Vendernikov (V)

$$\underline{V} = \frac{2bv}{3P\sqrt{gd\cos\theta}}$$

$$\underline{V} = \frac{2.8.5,24}{3.15,44\sqrt{9,81.3,22.\cos 11,52}}$$

$\underline{V}$ =0,37

Bilangan Montuori ($\underline{M^2}$)

$$\underline{M^2} = \frac{\underline{V}^2}{gIL\cos\theta}$$

$$\underline{M^2} = \frac{5,24^2}{9,81.0,204.150.\cos 11,52^0}$$

$\underline{M^2}$ = 1,10

Untuk perhitungan selanjutnya dan mengetahui kriteria aliran getar untuk menentukan batas terjadinya aliran getar. Dapat dilihat dalam tabel 4.20, 4.21, 4.22.

Tabel 4.20. Tabel Perhitungan Aliran Getar Saluran Peluncur Q_{100th}

Section	b	d	V	P	L	θ	I	V	M2	Keterangan
	(m3/dt)	(m)	(m/dt)	(m)	(m)	o				
0	9.00	2.72	4.81	14.43	150.00	11.52	0.204	0.39	0.08	Tidak terjadi aliran getar
1	9.00	1.48	8.83	11.96	151.00	11.52	0.204	1.17	0.26	Tidak terjadi aliran getar
2	9.00	1.22	10.68	11.45	152.00	11.52	0.204	1.63	0.38	Tidak terjadi aliran getar
3	9.00	1.08	12.10	11.16	153.00	11.52	0.204	2.02	0.49	Tidak terjadi aliran getar
4	9.00	0.99	13.26	10.97	154.00	11.52	0.204	2.36	0.58	Tidak terjadi aliran getar
5	9.00	0.92	14.24	10.84	155.00	11.52	0.204	2.65	0.67	Tidak terjadi aliran getar
6	9.00	0.87	15.09	10.73	156.00	11.52	0.204	2.92	0.74	Tidak terjadi aliran getar
7	9.00	0.83	15.82	10.65	157.00	11.52	0.204	3.16	0.81	Tidak terjadi aliran getar
8	9.00	0.79	16.46	10.59	158.00	11.52	0.204	3.38	0.88	Tidak terjadi aliran getar
9	9.43	0.74	16.93	10.90	159.00	11.52	0.204	3.67	0.92	Tidak terjadi aliran getar
10	9.86	0.69	17.34	11.24	160.00	11.52	0.204	3.94	0.96	Tidak terjadi aliran getar
11	10.29	0.65	17.68	11.58	161.00	11.52	0.204	4.20	0.99	Tidak terjadi aliran getar
12	10.71	0.61	17.96	11.93	162.00	11.52	0.204	4.43	1.02	Tidak terjadi aliran getar
13	11.14	0.58	18.18	12.30	163.00	11.52	0.204	4.65	1.04	Tidak terjadi aliran getar
14	11.57	0.55	18.36	12.68	164.00	11.52	0.204	4.84	1.05	Tidak terjadi aliran getar
15	12.00	0.53	18.49	13.06	165.00	11.52	0.204	5.02	1.06	Tidak terjadi aliran getar

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.21. Tabel Perhitungan Aliran Getar Saluran Peluncur Q_{1000th}

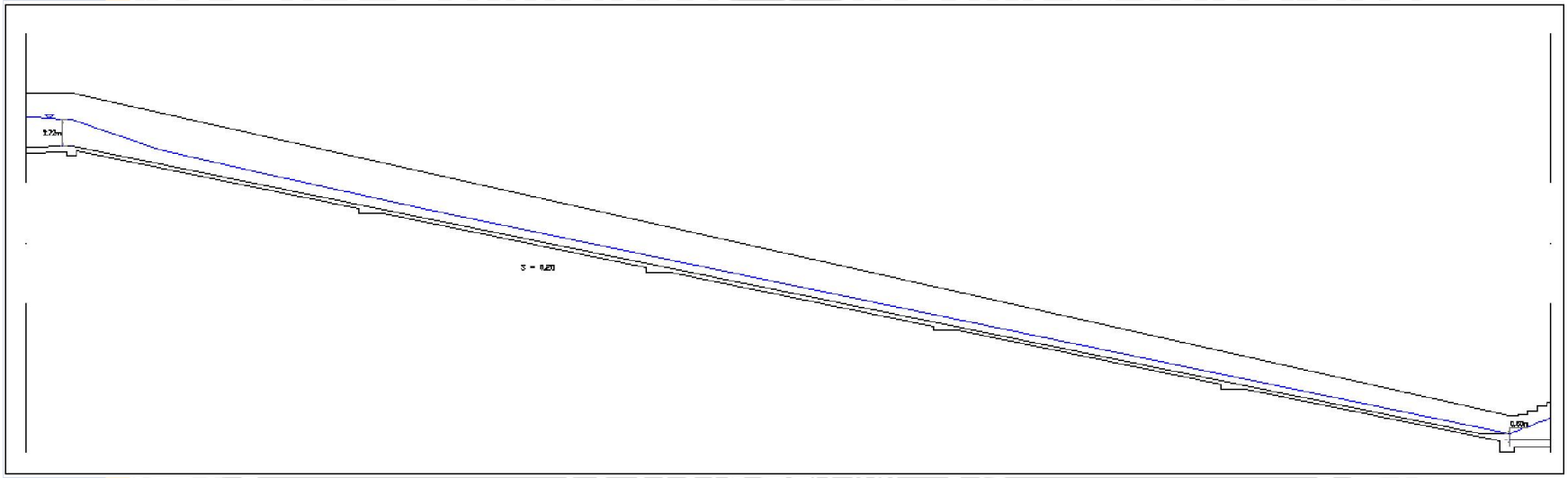
Section	b	d	V	P	L	θ	I	V	M2	Keterangan
	(m3/dt)	(m)	(m/dt)	(m)	(m)	o				
0	9.00	3.22	5.24	15.44	150	11.52	0.204	0.37	0.09	Tidak terjadi aliran getar
1	9.00	1.83	9.22	12.66	151	11.52	0.204	1.04	0.29	Tidak terjadi aliran getar
2	9.00	1.53	11.06	12.05	152	11.52	0.204	1.44	0.41	Tidak terjadi aliran getar
3	9.00	1.35	12.48	11.70	153	11.52	0.204	1.78	0.52	Tidak terjadi aliran getar
4	9.00	1.23	13.66	11.47	154	11.52	0.204	2.08	0.62	Tidak terjadi aliran getar
5	9.00	1.15	14.68	11.30	155	11.52	0.204	2.35	0.71	Tidak terjadi aliran getar
6	9.00	1.08	15.57	11.17	156	11.52	0.204	2.59	0.79	Tidak terjadi aliran getar
7	9.00	1.03	16.35	11.06	157	11.52	0.204	2.82	0.87	Tidak terjadi aliran getar
8	9.00	0.99	17.04	10.98	158	11.52	0.204	3.02	0.94	Tidak terjadi aliran getar
9	9.43	0.92	17.57	11.26	159	11.52	0.204	3.31	0.99	Tidak terjadi aliran getar
10	9.86	0.85	18.04	11.57	160	11.52	0.204	3.58	1.04	Tidak terjadi aliran getar
11	10.29	0.80	18.45	11.89	161	11.52	0.204	3.84	1.08	Tidak terjadi aliran getar
12	10.71	0.75	18.79	12.22	162	11.52	0.204	4.08	1.11	Tidak terjadi aliran getar
13	11.14	0.71	19.09	12.57	163	11.52	0.204	4.31	1.14	Tidak terjadi aliran getar
14	11.57	0.68	19.34	12.93	164	11.52	0.204	4.52	1.16	Tidak terjadi aliran getar
15	12.00	0.65	19.55	13.29	165	11.52	0.204	4.72	1.18	Tidak terjadi aliran getar

Sumber : Hasil Perhitungan

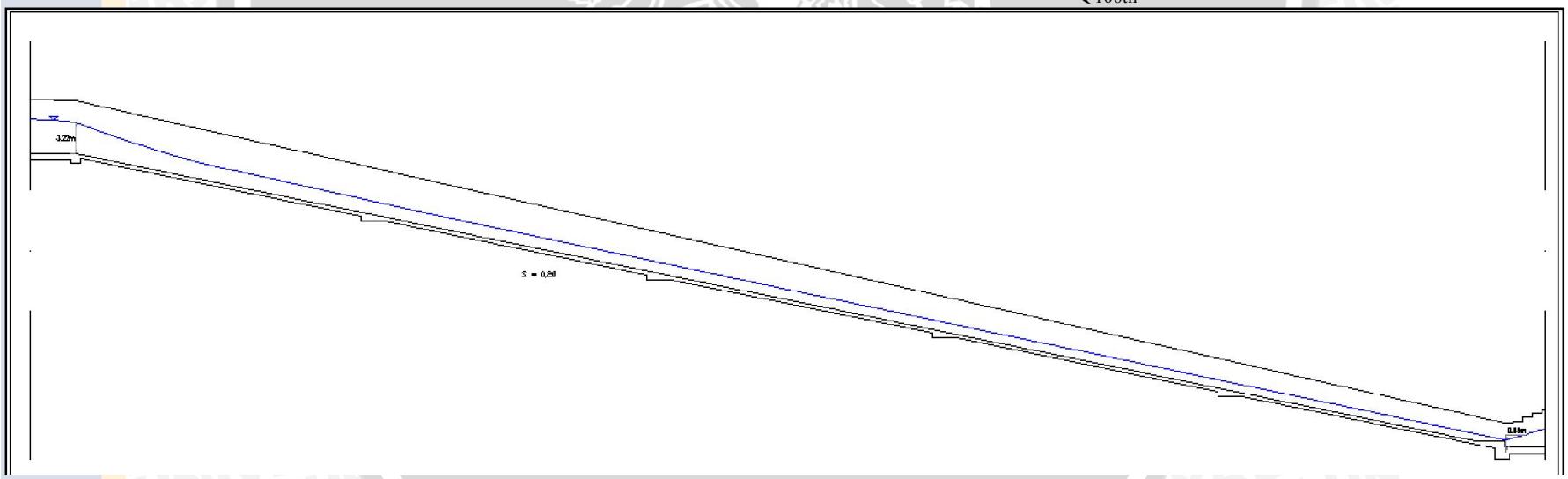
Tabel 4.22. Tabel Perhitungan Aliran Getar Saluran Peluncur Q_{pmf}

Section	b	d	V	P	L	θ	I	V	M2	Keterangan
	(m3/dt)	(m)	(m/dt)	(m)	(m)	o				
0	9.00	4.22	6.00	17.44	150	11.52	0.204	0.32	0.12	Tidak terjadi aliran getar
1	9.00	2.55	9.91	14.11	151	11.52	0.204	0.85	0.33	Tidak terjadi aliran getar
2	9.00	2.16	11.73	13.32	152	11.52	0.204	1.16	0.46	Tidak terjadi aliran getar
3	9.00	1.93	13.15	12.85	153	11.52	0.204	1.43	0.58	Tidak terjadi aliran getar
4	9.00	1.76	14.35	12.53	154	11.52	0.204	1.67	0.68	Tidak terjadi aliran getar
5	9.00	1.64	15.40	12.29	155	11.52	0.204	1.89	0.78	Tidak terjadi aliran getar
6	9.00	1.55	16.33	12.10	156	11.52	0.204	2.10	0.87	Tidak terjadi aliran getar
7	9.00	1.44	17.57	11.88	157	11.52	0.204	2.38	1.00	Tidak terjadi aliran getar
8	9.00	1.38	18.29	11.77	158	11.52	0.204	2.56	1.08	Tidak terjadi aliran getar
9	9.43	1.28	18.86	11.99	159	11.52	0.204	2.82	1.14	Tidak terjadi aliran getar
10	9.86	1.19	19.37	12.25	160	11.52	0.204	3.07	1.20	Tidak terjadi aliran getar
11	10.29	1.12	19.84	12.52	161	11.52	0.204	3.32	1.25	Tidak terjadi aliran getar
12	10.71	1.05	20.25	12.81	162	11.52	0.204	3.55	1.29	Tidak terjadi aliran getar
13	11.14	0.99	20.63	13.12	163	11.52	0.204	3.78	1.33	Tidak terjadi aliran getar
14	11.57	0.94	20.96	13.45	164	11.52	0.204	4.00	1.37	Tidak terjadi aliran getar
15	12.00	0.89	21.25	13.79	165	11.52	0.204	4.21	1.40	Tidak terjadi aliran getar

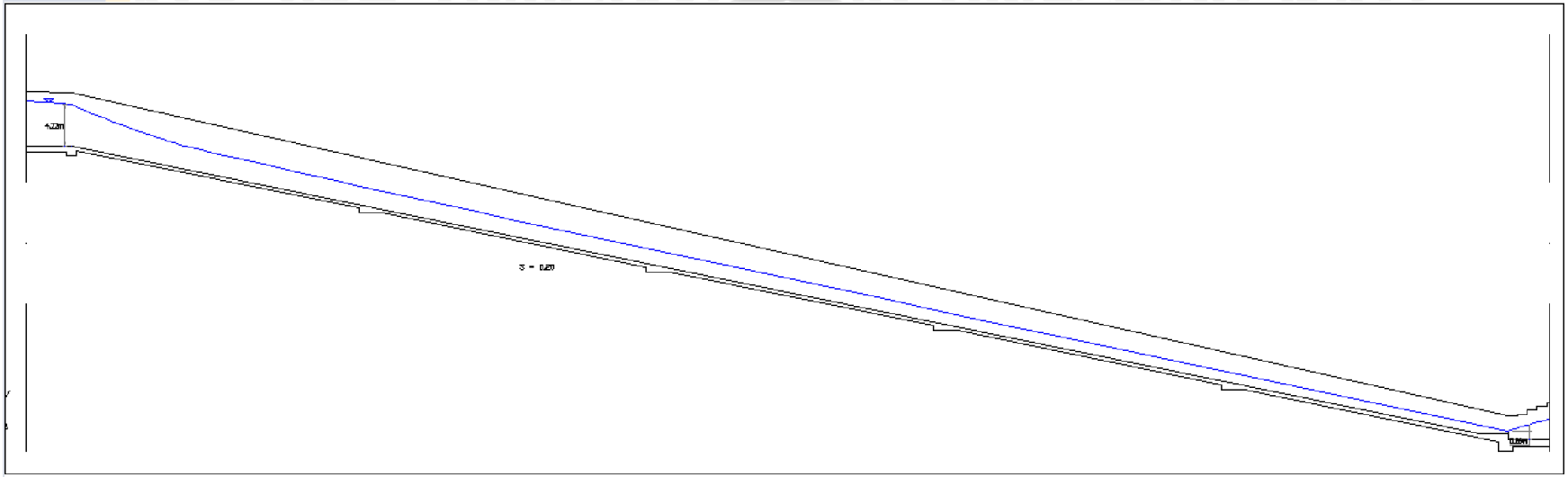
Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.14 Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{100th}



Gambar 4.15 Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{1000th}



Gambar 4.16 Profil Muka Air Saluran Peluncur Q_{PMF}

4.2.9. Perhitungan Peredam Energi

4.2.9.1. Perhitungan Kedalaman Aliran di Saluran Akhir

Saluran akhir merupakan saluran pelepasan dari peredam energi sebelum aliran menuju ke sungai asli. Oleh karena itu kedalaman aliran di hilir peredam energi sangat dipengaruhi oleh *rating curve* pada saluran akhir ini. Dengan pertimbangan saluran ini direncanakan terjadi aliran sub kritis, maka perhitungan *rating curve* pada saluran akhir ini dihitung dengan pendekatan aliran seragam(*uniform flow*).

Berikut adalah perhitungan *rating curve* di saluran akhir :

Slope dasar saluran = 0,002

Koefisiean kekasaran manning (n) = 0,025

Lebar saluran = 12 m

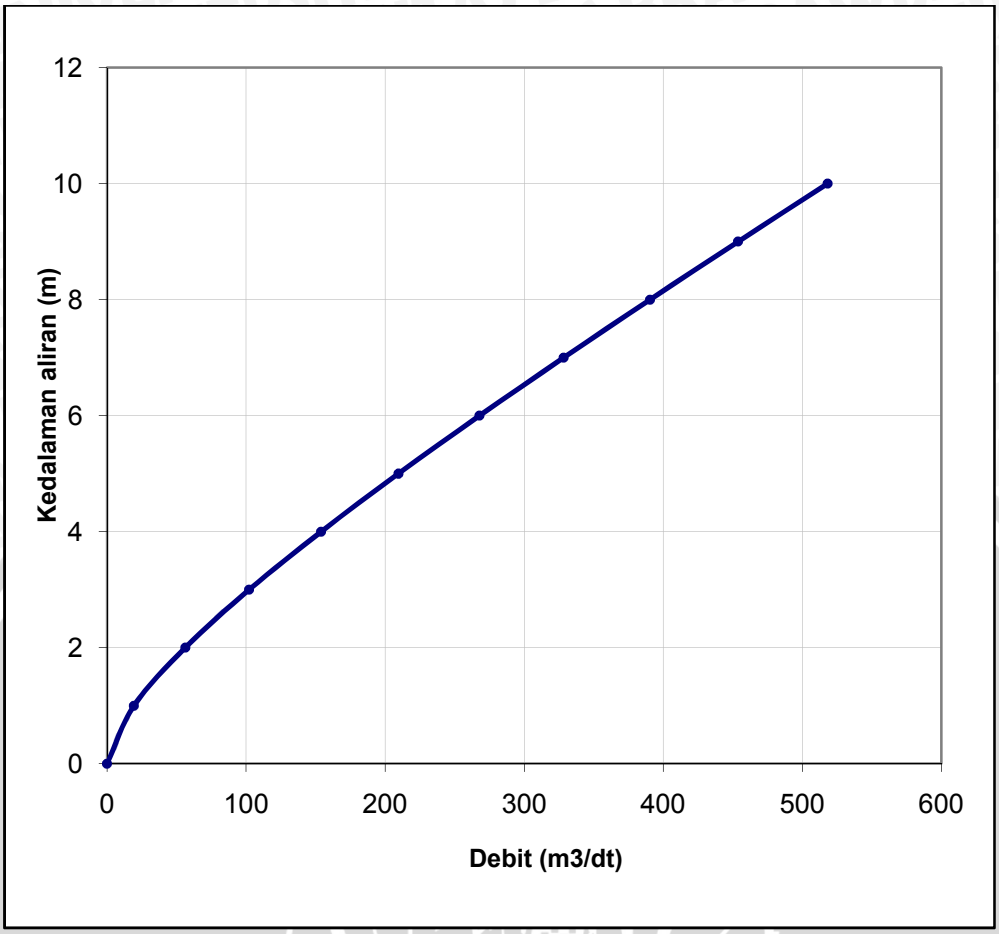
Bentuk saluran = persegi panjang

Tabel perhitungan dapat dilihat di bawah ini :

Tabel 4.23. Perhitungan *Rating Curve* Sungai Hilir

No.	Kedalaman Aliran (h) (m)	Luas Penampang Basah (A) (m2)	Keliling Basah (P) (m)	Radius Hidrolik (m)	Kecepatan Aliran (v) (m/detik)	Debit (Q) (m3/detik)
1	0.00	0	12	0.00	0.00	0.00
2	1.00	12	14	0.86	1.61	19.37
3	2.00	24	16	1.50	2.34	56.26
4	3.00	36	18	2.00	2.84	102.23
5	4.00	48	20	2.40	3.21	153.92
6	5.00	60	22	2.73	3.49	209.51
7	6.00	72	24	3.00	3.72	267.91
8	7.00	84	26	3.23	3.91	328.39
9	8.00	96	28	3.43	4.07	390.47
10	9.00	108	30	3.60	4.20	453.80
11	10.00	120	32	3.75	4.32	518.14

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.17 Rating curve di saluran akhir(*escape channel*)

Tabel 4.24. Rekapitulasi Kedalaman Aliran pada Saluran Akhir

Kala ulang T (Tahun)	Outflow Debit Banjir rancangan Q_T (m^3/det)	Kedalaman Aliran H_T (m)	Kecepatan Aliran V_T (m/dt)	Bilangan Froud Fr
2	60.14	2.08	2.39	0.53
5	73.60	2.38	2.53	0.52
10	79.60	2.51	2.60	0.52
15	85.54	2.64	2.66	0.52
25	97.37	2.89	2.79	0.52
50	107.29	3.10	2.88	0.52
100	117.65	3.30	2.95	0.52
1000	151.79	3.96	3.19	0.51
PMF	227.96	5.32	3.56	0.49

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.9.2. Perencanaan Peredam Energi

Profil muka air pada saluran peredam energi dipakai untuk menentukan jenis peredam energi yang akan dipakai. Contoh perhitungan profil muka airdipakai debit kala ulang $Q_{100th.}$ Dari analisa hidrolika profil muka air pada saluran peluncur untuk kala ulang Q_{100th}, diperoleh nilai sebagai berikut:

Elev. Akhir saluran peluncur		=	+ 1492,00m
Debit outflow Q_{100th}		=	117,65 m^3/dt
Debit persatuan lebar	q	=	9,8 m^3/dt/m
Lebar akhir saluran peluncur	B	=	12.00 m
Kedalaman air di akhir sal peluncur	y_1	=	0,53 m
Kecepatan aliran di akhir sal peluncur	v_1	=	18,49 m/det
Bilangan Froude di akhir sal peluncur	F_1	=	8,69

Maka;

Kedalaman konjugasi

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \,.\, F_1^{\,2}} - 1\right)$$

$$y_2 = 0{,}53 \,.\, (\sqrt{1 + 8.8{,}69^2} - 1)$$

$$y_2 = 6{,}26 \text{ m}$$

Elevasi muka air peredam energi y_2 = 1492 + 6,26

= + 1498,26

Kedalaman air di tail water (berdasarkan rating curve *escape channel*)

y_3 = 3,30 m

direncanakan nilai ΔZ dengan cara coba-coba hingga mendapatkan beda tinggi antara elevasi muka air peredam energi (y_2) dengan elevasi muka air di saluran akhir (y_3) tidak begitu jauh.sehingga direncanakan nilai ΔZ= 3,00 m

Elevasi mukai air pada saluran akhir y_3 = 1492 + ΔZ + y_3

= 1492 + 3,00 + 3,30

= 1498,30

Perbedaan elevasi antara y_2 dan y_3 = 1498,26 – 1498,3

= - 0,04 m

Perencanaan desain peredam energi dihitung menggunakan debit kala ulang Q_{100th}dan dikontrol menggunakan debit Q_{1000th}.

Dari hasil perhitungan profil muka air peredam energi Q_{100th}didapatkan :

Debit per satuan lebar saluran, q =9,8 m^3/dt/m

Kecepatan aliran di akhir sal peluncur V = 18,49 m/det

Bilangan Froude di akhir sal peluncur F_1 =8,69

Sehingga direncanakan menggunakan Kolam Olak USBR tipe II (q > 45 m^3/dt/m, V > 18 m/dt, Fr > 4,5). Berikut ini merupakan perhitungan Kolam Olak USBR tipe II :

$y_1 = d_1$ = 0,53 m → direncanakan y_u = 0,60 m

$y_2 = d_2$ = 6,26 m

F_1 = 8,69

Menentukan panjang loncatan hidrolik dapat dihitung dengan menggunakan grafik "Lenght of Jump" (Gambar 2.13) untuk Fr = 8,69 diperoleh harga:

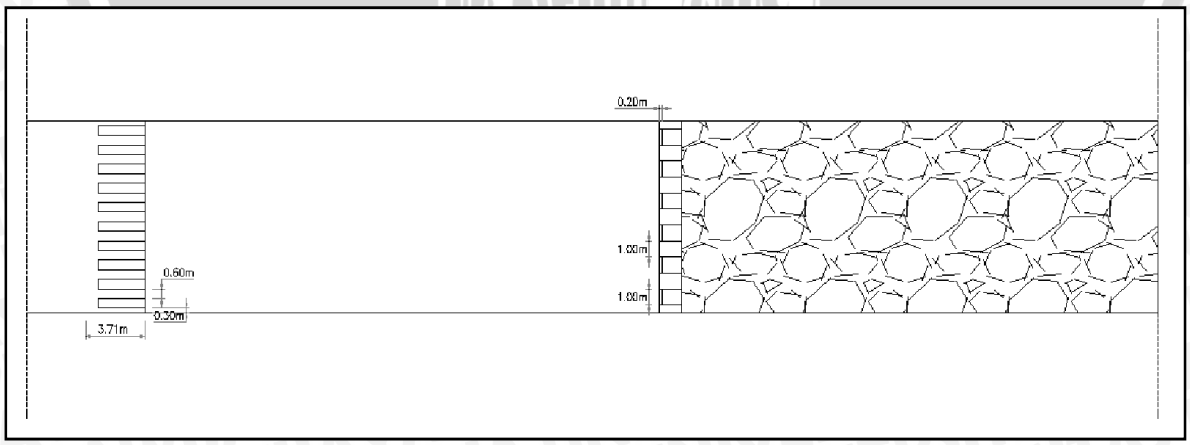
$\frac{L}{d_2} = 4{,}30$ ⟶ L = 4,30 . d_2 = 4,30 . 6,26 = 26,92 m → Direncanakan35 m

0,5 d_1 = 0,27 m → direncanakan 0,5 d_1 = 0,30 m

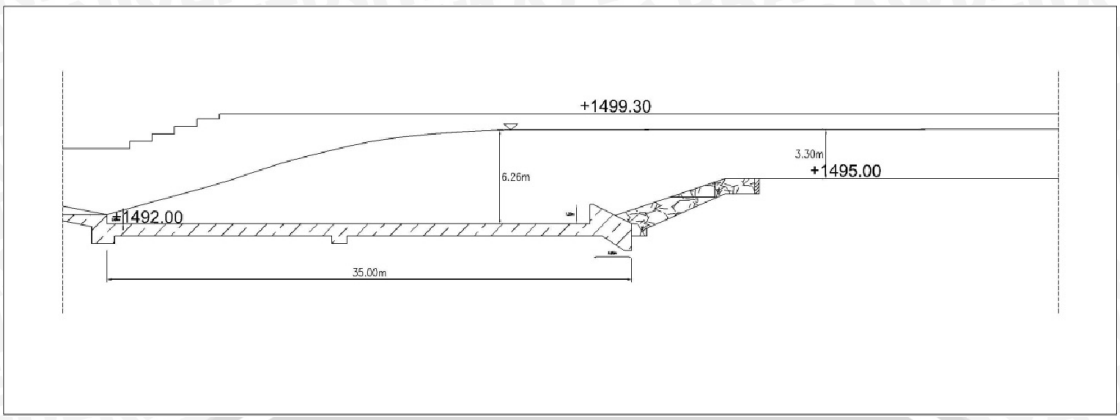
0,02 d_2 = 0,13 m → direncanakan 0,02 d_2 = 0,20 m

0,2 d_2 = 1,25 m → direncanakan 0,2 d_2 = 1,30 m

0,15 d_2 = 0,94 m → direncanakan 0,15 d_2 = 1,00 m



Gambar 4.18 Desain Peredam Energi



Gambar 4.19 Profil Muka Air Peredam Energi Q_{100th}

4.2.9.3. Kontrol Peredam Energi

Peredam energi di kontrol menggunakan debit kala ulang $Q_{1000th.}$ Dari analisa hidrolika profil muka air pada saluran peluncur untuk kala ulang Q_{1000th}, diperoleh nilai sebagai berikut:

Elev. Akhir saluran peluncur		= +	1492,00 m
Debit outflow Q_{1000th}		=	151,79 m^3/dt
Debit persatuan lebar	q	=	12,65 m^3/dt/m
Lebar akhir saluran peluncur	B	=	12.00 m
Kedalaman air di akhir sal peluncur	y_1	=	0,65 m
Kecepatan aliran di akhir sal peluncur	v_1	=	19,55 m/det
Bilangan Froude di akhir sal peluncur	F_1	=	8,32

Maka :

Kedalaman konjugasi $\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8\,.\,F_1^{\,2}} - 1\right)$

$y_2 = 0{,}65\ .\ (\sqrt{1+8.8{,}32^2} - 1)$

$y_2 = 7{,}30$ m

Elevasi muka air peredam energi y_2 = 1492 + 7,30

= + 1499,30

Kedalaman air di tail water (berdasarkan rating curve *escape channel*)

y_3 = 3,96 m

nilai ΔZ = 3,00 m

Elevasi mukai air pada saluran akhir y_3 = 1492 + ΔZ + y_3

= 1492 + 3,00 + 3,96

= 1498,96

Perbedaan elevasi antara y_2 dan y_3 = 1499,30 – 1498,96

= 0,34 m

Dari hasil perhitungan profil muka air peredam energi Q_{1000th}didapatkan :

Debit per satuan lebar saluran, q =12,65 m^3/dt/m

Kecepatan aliran di akhir sal peluncur V = 19,55 m/det

Bilangan Froude di akhir sal peluncur F_1 =8,32

Sehingga persyaratan Kolam Olak USBR tipe II (q > 45 m^3/dt/m, V > 18 m/dt, Fr > 4,5) memenuhi.

Untuk analisa hidrolika profil muka air pada saluran peluncur untuk kala ulang Q_{PMF}, diperoleh nilai sebagai berikut:

Elev. Akhir saluran peluncur		=	+ 1492,00 m
Debit outflow Q_{PMF}		=	227,96 m^3/dt
Debit persatuan lebar	q	=	19,00 m^3/dt/m
Lebar akhir saluran peluncur	B	=	12.00 m
Kedalaman air di akhir sal peluncur	y_1	=	0,89 m
Kecepatan aliran di akhir sal peluncur	v_1	=	21,25 m/det
Bilangan Froude di akhir sal peluncur	F_1	=	7,70

Maka;

Kedalaman konjugasi $$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8\,.\,F_1^{\,2}} - 1\right)$$

$$y_2 = 0{,}89\,.\,(\sqrt{1+8.7{,}70^2} - 1)$$

$$y_2 = 9{,}29 \text{ m}$$

Elevasi muka air peredam energi y_2 = 1492 + 9,29

= + 1501,29

Kedalaman air di tail water (berdasarkan rating curve *escape channel*)

y_3 = 5,32 m

nilai ΔZ = 3,00 m

Elevasi mukai air pada saluran akhir y_3 = 1492 + ΔZ + y_3

= 1492 + 3,00 + 5,32

= 1500,32 m

Perbedaan elevasi antara y_2 dan y_3 = 1501,29 – 1500,32

= 0,98 m

Dari hasil perhitungan profil muka air peredam energi Q_{1000th}didapatkan :

Debit per satuan lebar saluran, q =19,00 m^3/dt/m

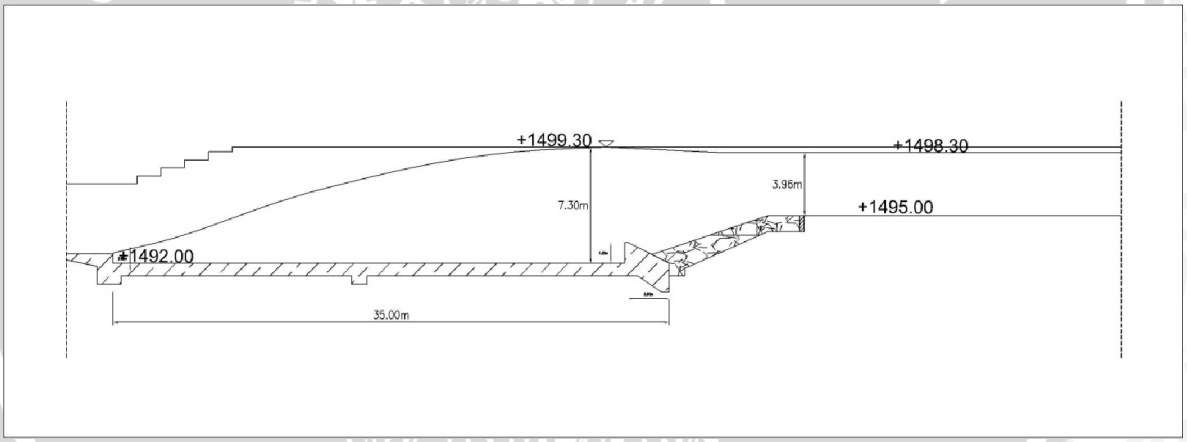
Kecepatan aliran di akhir sal peluncur V = 21,25 m/det

Bilangan Froude di akhir sal peluncur F_1 =7,70

Sehingga persyaratan Kolam Olak USBR tipe II (q > 45 m^3/dt/m, V > 18 m/dt, Fr > 4,5) memenuhi.

Menentukan panjang loncatan hidrolik dapat dihitung dengan menggunakan grafik "Lenght of Jump" (Gambar 2.13) untuk Fr = 7,70 diperoleh harga:

$$\frac{L}{d_2} = 4{,}20 \longrightarrow L = 4{,}20 \,.\, d_2 = 4{,}20 \,.\, 9{,}29 = 39{,}03 \text{ m}$$



Gambar 4.20 Profil Muka Air Peredam Energi Q_{1000th}

Hasil rekapitulasi perhitungan profil muka air peredam energi untuk Q_{100th},Q_{1000th}, Q_{PMF} akan ditunjukan pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.25. Rekapitulasi Profil Aliran pada Peredam Energi

Kala ulang	Debit	q	V	Y_1	F_1	$F1^2$	Y_2	Y_3	Δz	Elv. Y3	Elv. Y2	Beda Elv Y2 dan Y3 (m)	Kec Akhir Peluncur	L/y_2	L
	(m3/dt)	(m3/dt/m)	(m/s)	(m)			(m)	(m)	(m)					(Grafik)	(m)
Q_{100}	117.65	9.80	18.49	0.53	8.69	75.58	6.26	3.30	3.00	1498.30	1498.26	-0.04	18.49	4.30	26.916
Q_{1000}	151.79	12.65	19.55	0.65	8.32	69.23	7.30	3.96	3.00	1498.96	1499.30	0.34	19.55	4.25	31.013
Q_{PMF}	227.96	19.00	21.25	0.89	7.70	59.25	9.29	5.32	3.00	1500.32	1501.29	0.98	21.25	4.20	39.029

Sumber : Hasil Perhitungan

4.3. Analisis Daya Dukung Tanah

Analisis daya dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi yang bekerja di atasnya. Pondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak di bawahnya. Perancangan yang seksama diperlukan agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan ke tanah di bawahnya, karena tekanan yang berlebihan dapat mengakibatkan keruntuhan pondasi.

4.3.1. Daya Dukung Tanah pada Ambang Pelimpah

Kapasitas daya dukung pada daerah studi ini yang didapatkan dari hasil pengujian lapangan yaitu menggunakan hasil uji *Standart Penetration Test* (SPT) yang dilakukan oleh konsultan perencana. Data *bor log* terdapat pada Tabel 3.1.

Dengan melihat hasil *bor log* yang mana jenis tanah yang akan digunakan sebagai pondasi pada konstruksi ambang pelimpah yaitu batuan breksi lava, andesit, abu-abu kecoklatan hingga abu-abu terang, lapuk ringan-segar, berkekar berjarak antara 3cm – 14cm, permukaan agak kasar, umumnya terisi oleh oksida besi sebagian mineral mangan, keras, sulit dipatahkan dengna palu geologi. Pondasi terletak pada elevasi +1517,08 m dengan nilai N-SPT yaitu 50. Menurut Hary Christady Hardiyatmo (Teknik Fondasi 1) dengan melihat nilai N-SPT antara 30 – 50 memiliki jenis tanah berupa tanah padat.

Perhitungan daya dukung izin tanah berdasarkan data SPT adalah:

Karena tanah pada lokasi studi mengandung pasir halus atau pasir berlanau yang lerletak di bawah muka air tanah, maka sebelum N digunakan dalam hitungan kapasitas daya dukung, nilai N harus direduksi. Dengan N' merupakan nilai N yang tercatat dari hasil pengujian lapangan (N-SPT = 50) maka sesuai dengan persamaan (2-49) perhitungan nilai $N_{koreksi}$ adalah sebagai berikut:

$$N_{Koreksi} = 15 + ½ (N' - 15)$$
$$= 15 + ½ (50 – 15)$$
$$= 32,5$$

Menurut Bowles, persamaan di atas dinaikkan kurang dari 50%nya, dan karena lebar pondasi ≥ 1,2 m (Lebar pondasi ambang pelimpah (B) = 10,88. Maka diberikan faktor kedalaman pondasi (Kd). Untuk kedalaman pondasi ambang pelimpah (D) sebesar 7,92 m.

sehingga perhitungan daya dukung ijin netto sesuai dengan persamaan (2-48) adalah sebagai berikut :

$$q_a = 12{,}5Nkoreksi\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2 Kd$$

$$= 12{,}5Nkoreksi\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2 .\left(1+0{,}33\frac{D}{B}\right)$$

$$= 12{,}5.32{,}5.\left(\frac{8{,}68+0{,}3}{8{,}68}\right)^2 .\left(1+0{,}33\frac{7{,}92}{8{,}68}\right)$$

$$= 565{,}74 \text{ kN/m}^2 = 56{,}57 \text{ ton/m}^2$$

4.3.1.1. Daya Dukung Tanah pada Dinding Saluran Samping

Kedalaman pondasi (D) dinding Penahan Saluran Samping sebesar 0,8 m dan lebar pondasi (B) sebesar 9 m, Dengan menggunakan rumus Bowles (persamaan 2-48) maka perhitungannya sebagai berikut:

$$q_a = 12{,}5Nkoreksi\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2 Kd$$

$$= 12{,}5Nkoreksi\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2 .\left(1+0{,}33\frac{D}{B}\right)$$

$$= 12{,}5.27{,}5.\left(\frac{9+0{,}3}{9}\right)^2 .\left(1+0{,}33\frac{0{,}8}{9}\right)$$

$$= 446{,}51 \text{ kN/m}^2 = 44{,}65 \text{ ton/m}^2$$

4.3.1.2. Daya Dukung Tanah pada Dinding Saluran Transisi

Kedalaman pondasi (D) dinding Penahan Saluran Samping sebesar 0,6 m dan lebar pondasi (B) sebesar 6,5 m, Dengan menggunakan rumus Bowles (persamaan 2-48) maka perhitungannya sebagai berikut:

$$q_a = 12{,}5Nkoresi\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2 Kd$$

$$= 12{,}5Nkoreksi\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2 .\left(1+0{,}33\frac{D}{B}\right)$$

$$= 12{,}5.27{,}5.\left(\frac{6{,}5+0{,}3}{6{,}5}\right)^2 .\left(1+0{,}33\frac{0{,}6}{6{,}5}\right)$$

$$= 458{,}16 \text{ kN/m}^2 = 45{,}82 \text{ ton/m}^2$$

4.3.1.3. Daya Dukung Tanah pada Dinding Saluran Peluncur

Kedalaman pondasi (D) dinding Penahan Saluran Samping sebesar 0,4 m dan lebar pondasi (B) sebesar 4,5 m, Dengan menggunakan rumus Bowles (persamaan 2-48) maka perhitungannya sebagai berikut:

$$q_a = 12{,}5Nkoreksi\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2 Kd$$

$$= 12{,}5Nkoreksi\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2 .\left(1+0{,}33\frac{D}{B}\right)$$

$= 12{,}5.27{,}5.\left(\frac{4{,}5+0{,}3}{4{,}5}\right)^2.\left(1+0{,}33\frac{0{,}4}{4{,}5}\right)$

$= 462{,}36$ kN/m^2 = 46,2 ton/m^2

4.3.1.4. Daya Dukung Tanah pada Dinding Peredam Energi

Kedalaman pondasi (D) dinding Penahan Saluran Samping sebesar 0,8 m dan lebar pondasi (B) sebesar 10 m, Dengan menggunakan rumus Bowles (persamaan 2-48) maka perhitungannya sebagai berikut:

$q_a = 12{,}5Nkoreksi\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2 Kd$

$= 12{,}5Nkoreksi\left(\frac{B+0{,}3}{B}\right)^2.\left(1+0{,}33\frac{D}{B}\right)$

$= 12{,}5.27{,}5.\left(\frac{10+0{,}3}{10}\right)^2.\left(1+0{,}33\frac{0{,}8}{10}\right)$

$= 442{,}37$ kN/m^2 = 44,24 ton/m^2

4.3.2. Perencanaan Stabilitas Konstruksi Pelimpah

Dalam perencanaan stabilitas konstruksi pelimpah ini dilakukan perhitungan stabilitas terhadap faktor keamanan sebagai berikut :

1. Faktor keamanan konstruksi terhadap guling
2. Faktor keamanan konstruksi terhadap geser
3. Faktor keamanan konstruksi terhadap eksentrisitas
4. Faktor keamanan konstruksi terhadap daya dukung tanah pondasi
5. Faktor keamanan ketebalan lantai saluran terhadap *uplift*

Dimana tinjauan stabilitas tersebut di atas, akan ditinjau terhadap beberapa keadaan sebagai berikut :

a. Tinjauan kondisi normal (tanpa gempa)
   1. Saluran dalam keadaan kosong
   2. Saluran dalam keadaan penuh
   3. Saluran dalam keadaan banjir Q_{PMF}
b. Tinjauan kondisi gempa
   1. Saluran dalam keadaan kosong
   2. Saluran dalam keadaan penuh
   3. Saluran dalam keadaan banjir Q_{PMF}

Sedangkan untuk perhitungan faktor keamanan ketebalan lantai saluran terhadap *uplift* ditinjau pada :

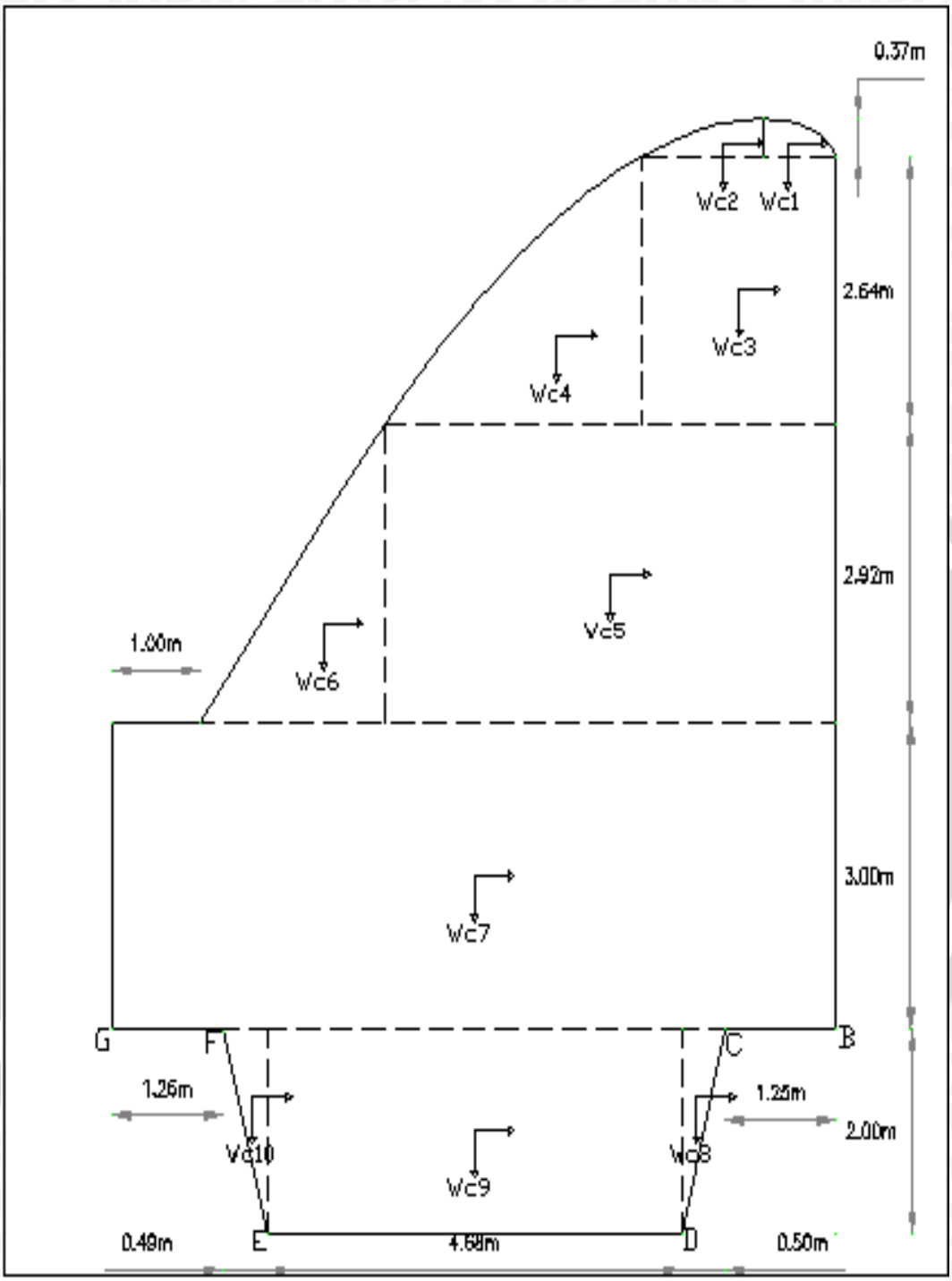
- Bagian lantai saluran pengarah
- Bagian lantai peredam energi,

Mengingat pada bagian konstruksi ini menerima beban paling berat terhadap *uplift*.

4.3.2.1. Perencanaan Stabilitas Konstruksi Tubuh Pelimpah (profil pelimpah)

Dalam analisis stabilitas konstruksi bangunan analisa dilakukan pada setiap 1 meter panjang dari pelimpah tersebut. Pada perhitungan stabilitas pelimpah juga dijabarkan pembebanannya untuk mengetahui beban-beban yang terjadi pada bangunan tersebut. Pembebanan dapat berupa pembebanan vertikal (gaya berat dari pelimpah sesuai dengan bentuk dan dimensi serta berat tanah jenuh air di atas bidang konstruksi yang ditinjau), tekanan air (statis dan dinamis), tekanan tanah (aktif dan pasif) dan tekanan angkat atau gaya angkat air (uplift) maupun horizontal.

Gaya berat dari pelimpah disesuaikan dengan dimensi dari bangunan tersebut. Untuk mempermudah dalam perhitungan beban vertikal maka bangunan perlu dibagi menjadi bagian-bagian kecil yang disajikan secara visual seperti pada Gambar 4.21. Perhitungan gaya berat pada pelimpah dapat dilihat pada Tabel 4.26.



Gambar 4.21 Gaya Berat pada Pelimpah

Tabel 4.26. Perhitungan Gaya Berat pada Ambang Pelimpah

Notasi	Nilai				Volume	γ	Gaya Berat
	Lebar	Tinggi	Panjang	Ratio			
	(m)	(m)	(m)		m^3	(t/m^3)	(ton)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Wc1	0.820	0.370	1.000	0.500	0.152	2.400	0.364
Wc2	1.370	0.370	1.000	0.500	0.253	2.400	0.608
Wc3	2.190	2.640	1.000	1.000	5.782	2.400	13.876
Wc4	2.920	2.640	1.000	0.500	3.854	2.400	9.251
Wc5	5.100	2.920	1.000	1.000	14.892	2.400	35.741
Wc6	2.080	2.920	1.000	0.500	3.037	2.400	7.288
Wc7	8.180	3.000	1.000	1.000	24.540	2.400	58.896
Wc8	0.500	2.000	1.000	0.500	0.500	2.400	1.200
Wc9	4.680	2.000	1.000	1.000	9.360	2.400	22.464
Wc10	0.500	2.000	1.000	0.500	0.500	2.400	1.200
TOTAL							150.888

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = volume (m^3)
= [1] * [2] * [3] * [4]
[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m^3)
[7] = gaya berat konstruksi (ton)
= [5] * [6]

Gaya berat karena pengaruh gempa menimbulkan pembebanan dengan arah horizontal. Besar gaya berat gempa merupakan hasil perkalian antara berat vertikal dengan koefisien gempa, dimana nilai koefien gempa pada daerah studi adalah 0,2179.

Berat air termasuk di dalam pembebanan vertikal dimana volume air dikalikan dengan berat jenis air didapatkan gaya berat air yang berpengaruh terhadap pembebanan pelimpah. Di bawah ini adalah salah satu contoh perhitungan gaya berat yang terdapat pada ambang pelimpah kondisi penuh :

Ww 1 = Volume x γw

= (0,5x lebar x tinggi x panjang) x γw

= (0,5 x 0,82 x 0,37 x1,00) x 1,00

= 0,15 ton

Tekanan air menimbulkan gaya horizontal yang berpengaruh terhadap pembebanan pelimpah. Salah satu tekanan air yang terdapat pada kondisi tersebut adalah sebagai berikut:

Pw 3 $= \frac{1}{2}$. H^2 x panjang x γw

$= \frac{1}{2}$ x $3{,}0^2$ x 1,0 x 1,0

= 4,50 ton

Tekanan tanah yang dialami oleh bangunan berupa tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif dan pasif dihitung menggunakan persamaan berikut:

dimana:

γtanah = 1,695 t/m^2

Gs = 2,565

e = 1,145

$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_{w(Gs+e)}}{1+e}$, (dengan Sr =1)

$= \frac{1{,}0\ (2{,}565+1{,}145)}{1+1{,}145} = 1{,}730$ t/m^2

γ_{sub} $= \gamma_{sat} - \gamma_w$

= 1,730 – 1,000

= 0,730 t/m^2

Ø = 23,68°

kh = 0.2179

kv = 1/3.kh

= 0,073

Tekanan Tanah aktif:

- Kondisi normal

Ka $= \sin\left(\frac{1-\sin ø}{1+\sin ø}\right)$

$= \sin\left(\frac{1-\sin 23{,}68}{1+\sin 23{,}68}\right)$

$= 0{,}43$

- Kondisi gempa

Kea $= \sin\left(\frac{1-\sin ø}{1+\sin ø}\right).(1-kv)$

$= \sin\left(\frac{1-\sin 23{,}68}{1+\sin 23{,}68}\right).(1-0{,}073)$

$= 0{,}40$

Tekanan Tanah pasif:

Kp $= \sin\left(\frac{1+\sin ø}{1-\sin ø}\right)$

$= \sin\left(\frac{1+\sin 23{,}68}{1-\sin 23{,}68}\right)$

$= 2{,}34$

Kep $= \sin\left(\frac{1+\sin ø}{1-\sin ø}\right).(1-kv)$

$= \sin\left(\frac{1+\sin 23{,}68}{1-\sin 23{,}68}\right).(1-0{,}073)$

$= 2{,}17$

Perhitungan tekanan tanah aktif (kondisi normal) adalah sebagai berikut:

Pa $= ½ .Ka. \gamma_{sub}.H^2$

$= ½ .Ka. (\gamma_{sat} - \gamma_w).H^2$

$= ½ . 0{,}43. (1{,}73 - 1{,}00) . (7{,}92)^2$

$= 9{,}774$ ton

Perhitungan tekanan tanah pasif (kondisi normal) adalah sebagai berikut:

Pp $= ½ . Kp. \gamma_{sub} . H^2$

$= ½ .Kp. (\gamma_{sat} - \gamma_w).H^2$

$= ½ . 2{,}34. (1{,}73 - 1{,}00). (5{,}00)^2$

$= -21{,}37$ ton,

Gaya angkat (*uplift*) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan gaya angkat (*uplift*) adalah sebagai berikut:

Pu_1 = Volume x γ_w

= lebar x tinggi uplift x panjang x γ_w

= 1,25 x4,74 x 1,00 x 1,00 x 1,00

= 5,92 ton

Perhitungan uplift untuk semua kondisi akan disajikan pada Tabel 4.27 dan 4.28. dan 4.29.

Analisis stabilitas konstruksi untuk kondisi normal dapat dilihat dari nilai stabilitas geser, stabilitas guling, eksentrisitas dan daya dukung. Perhitungan nilai eksentrisitas sesuai dengan persamaan (2-34) dan perhitungan daya dukung adalah sebagai berikut:

1. Stabilitas terhadap Guling:

$$SF = \frac{Mv}{Mh}$$

$$= \frac{652,0}{52,145}$$

$$= 12,50$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

$SF > 1,5$ (SF dalam keadaan normal)

maka, 12,5 > 1,5 ..... memenuhi syarat

2. Stabilitas terhadap Geser:

Dengan: f = 0,8 (Dinding dengan batuan keras/kerikil padat)

$$SF = \frac{\sum V.f}{\sum H}$$

$$= \frac{106,274 .0,8}{7,263}$$

$$= 11,71$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

$SF > 1,5$ (SF dalam keadaan gempa)

maka 11,71 > 1,5 ..... memenuhi syarat

3. Nilai eksentrisitas:

$$e = \left|\frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V} - \frac{B}{2}\right|$$

$$= \left|\frac{652,00 - 52,145}{106,274} - \frac{8,18}{2}\right|$$

$$= 1,55$$

Syarat eksentrisitas:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

maka, e $\leq$ $\frac{8,18}{6}$

1,55 $\geq$ 1,36 ..... tidak memenuhi syarat

4. Daya Dukung:

B/6 < e < B/3, maka

x = 3.(L/2 – e)

= 3.(8,18/2 – 1,55)

= 7,61 m

$\sigma_{max} = \frac{2.\sum V}{L\ .\ X}$

$= \frac{2.106,274}{8,18\ .\ 7,61}$

= 27,94 t/m^2

σ_{min}= 0 t/m^2

Syarat daya dukung:

σ_{max} dan σ_{min} < Daya dukung izin tanah

σ_{max} =27,94t/m^2 < 56,57 ton/m^2..... memenuhi syarat

σ_{min} = 0t/m^2 < 56,57 ton/m^2 ..... memenuhi syarat

Perhitungan analisis stabilitas pada berbagai kondisi disajikan pada Tabel 4.30 sampai dengan Tabel 4.35. Diagram gaya yang bekerja pada ambang pelimpah sesuai dengan kondisi yang dianalisis disajikan pada Gambar 4.22. sampai dengan Gambar 4.26. Rekapitulasi hasil perhitungan stabilitas ambang pelimpah dengan berbagai kondisi yang telah dianalisis pada halaman sebelumnya, disajikan padaTabel 4.36.

Tabel 4.27. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Pelimpah dengan Kondisi Kosong

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	0.000	0.000
	A-B	5.920					
B					5.920	5.920	4.815
	B-C		1.250	0.417			
C					6.337	5.920	4.737
	C-D	2.000	0.500	0.167			
D					8.503	7.920	6.333
	D-E		4.680	1.560			
E					10.063	7.920	6.042
	E-F	2.000	0.500	0.167			
F					12.230	5.920	3.638
	F-G		1.250	0.417			
G					12.647	5.920	3.560
	G-H	3.000					
H					15.647	2.920	0.000
Panjang Rembesan Total					15.647		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = 2{,}92$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.28. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Pelimpah dengan Kondisi Air Penuh

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	3.000	3.00
	A-B	5.920					
B					5.920	8.920	6.68
	B-C		1.250	0.417			
C					6.337	8.920	6.52
	C-D	2.000	0.500	0.167			
D					8.503	10.920	7.70
	D-E		4.680	1.560			
E					10.063	10.920	7.11
	E-F	2.000	0.500	0.167			
F					12.230	8.920	4.29
	F-G		1.250	0.417			
G					12.647	8.920	4.14
	G-H	3.000					
H					15.647	5.920	0.00
Panjang Rembesan Total					15.647		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = 5{,}92$m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.29. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Pelimpah dengan Kondisi Air Banjir Q_{PMF}

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	6.710	6.71
	A-B	5.920					
B					5.920	12.630	11.16
	B-C		1.250	0.417			
C					6.337	12.630	11.05
	C-D	2.000	0.500	0.167			
D					8.503	14.630	12.52
	D-E		4.680	1.560			
E					10.063	14.630	12.13
	E-F	2.000	0.500	0.167			
F					12.230	12.630	9.59
	F-G		1.250	0.417			
G					12.647	12.630	9.49
	G-H	3.000					
H					15.647	9.630	5.74
Panjang Rembesan Total					15.647		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = 3{,}89$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.30. Analisis Stabilitas di Pelimpah Kondisi Kosong Keadaan Normal (tanpa gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.820	x	0.370	x	1.000	x	0.500						2.400	=	0.364		7.63		2.78	
Wc2	1.370	x	0.370	x	1.000	x	0.500						2.400	=	0.608		6.9		4.20	
Wc3	2.190	x	2.640	x	1.000	x	1.000						2.400	=	13.876		7.09		98.38	
Wc4	2.920	x	2.640	x	1.000	x	0.500						2.400	=	9.251		5.02		46.44	
Wc5	5.100	x	2.920	x	1.000	x	1.000						2.400	=	35.741		5.63		201.22	
Wc6	2.080	x	2.920	x	1.000	x	0.500						2.400	=	7.288		2.38		17.35	
Wc7	8.180	x	3.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	58.896		4.09		240.88	
Wc8	0.500	x	2.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.200		6.59		7.91	
Wc9	4.680	x	2.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	22.464		4.09		91.88	
Wc10	0.500	x	2.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.200		1.58		1.90	
	0.500	x	Ka	x	γsub	x	H1	x	H1											
Pa1	0.500	x	0.427	x	0.730	x	7.920	x	7.920					=		9.774		2.640		25.80
	0.500	x	γw	x	H1	x	H1							=						
Pw1	0.500	x	1.000	x	7.920	x	7.920							=		31.363		2.640		82.80
	0.500	x	Kp	x	γsub	x	H2	x	H2					=						
Pp1	0.500	x	2.342	x	0.730	x	5.000	x	5.000					=		-21.374		1.667		-35.62
	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
Pw2	0.500	x	1.000	x	5.000	x	5.000							=		-12.500		1.667		-20.83
Pu1	1.25	x	4.74	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-5.92		7.56		-44.74	
Pu2	1.25	x	0.08	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.05		7.76		-0.38	
Pu3	0.50	x	4.74	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-2.37		6.68		-15.82	
Pu4	0.50	x	1.60	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.40		6.60		-2.63	
Pu5	4.68	x	6.04	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-28.28		4.09		-115.65	
Pu6	4.68	x	0.29	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.68		4.87		-3.32	
Pu7	0.50	x	3.64	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-1.82		1.50		-2.73	
Pu8	0.50	x	2.40	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.60		1.58		-0.95	
Pu9	1.25	x	3.56	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-4.45		0.63		-2.78	
Pu10	1.25	x	0.08	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.05		0.83		-0.04	
TOTAL													**Σ V**		**106.274**			**Σ Mv**	**652.0**	
													Σ H			**7.263**		**Σ Mh**		**52.145**

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 12.50 > 1.5 Aman

SF Geser = f.Σ V / Σ H 11.71 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 8.180 m

e = 1.55 > L / 6 = 1.36 No

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 56.57 ton/m²

Tegangan maks = 27.94 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 0.00 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,695 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.31. Analisis Stabilitas di Pelimpah Kondisi Kosong Keadaan Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m^3)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.820	x	0.370	x	1.000	x	0.500						2.400	=	0.364	0.079	7.63	8.68	2.778	0.689
Wc2	1.370	x	0.370	x	1.000	x	0.500						2.400	=	0.608	0.133	6.90	8.68	4.197	1.150
Wc3	2.190	x	2.640	x	1.000	x	1.000						2.400	=	13.876	3.024	7.09	7.25	98.380	21.921
Wc4	2.920	x	2.640	x	1.000	x	0.500						2.400	=	9.251	2.016	5.02	6.80	46.438	13.707
Wc5	5.100	x	2.920	x	1.000	x	1.000						2.400	=	35.741	7.788	5.63	4.46	201.221	34.734
Wc6	2.080	x	2.920	x	1.000	x	0.500						2.400	=	7.288	1.588	2.38	3.97	17.346	6.305
Wc7	8.180	x	3.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	58.896	12.833	4.09	1.50	240.885	19.250
Wc8	0.500	x	2.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.200	0.261	6.59	-0.67	7.908	-0.175
Wc9	4.680	x	2.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	22.464	4.895	4.09	-1.00	91.878	-4.895
Wc10	0.500	x	2.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.200	0.261	1.58	-0.67	1.896	-0.175
	0.500	x	Kea	x	γsub	x	H1	x	H											
Pea1	0.500	x	0.396	x	0.730	x	7.920	x	7.920					=		9.064		2.640		23.930
	0.500	x	γw	x	H1	x	H1													
Pw1	0.500	x	1.000	x	7.920	x	7.920									31.363		2.640		82.799
	0.500	x	Kep	x	γsub	x	H2	x	H2											
Pep1	0.500	x	2.172	x	0.730	x	5.000	x	5.000					=		-19.822		1.667		-33.037
	0.500	x	γw	x	H2	x	H2													
Pw2	0.500	x	1.000	x	5.000	x	5.000									-12.500		1.667		-20.833
Pu1	1.250	x	4.737	x	1.000	x	1.000							=	-5.92		7.555		-44.739	
Pu2	1.250	x	0.078	x	1.000	x	0.500							=	-0.05		7.763		-0.377	
Pu3	0.500	x	4.737	x	1.000	x	1.000							=	-2.37		6.680		-15.823	
Pu4	0.500	x	1.596	x	1.000	x	0.500							=	-0.40		6.597		-2.631	
Pu5	4.680	x	6.042	x	1.000	x	1.000							=	-28.28		4.090		-115.651	
Pu6	4.680	x	0.291	x	1.000	x	0.500							=	-0.68		4.870		-3.318	
Pu7	0.500	x	3.638	x	1.000	x	1.000							=	-1.82		1.500		-2.728	
Pu8	0.500	x	2.404	x	1.000	x	0.500							=	-0.60		1.583		-0.952	
Pu9	1.250	x	3.560	x	1.000	x	1.000							=	-4.45		0.625		-2.781	
Pu10	1.250	x	0.078	x	1.000	x	0.500							=	-0.05		0.833		-0.040	
TOTAL													**Σ V**		**106.274**			**Σ Mv**	**523.885**	
													Σ H			**40.984**		**Σ Mh**		**145.369**

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 3.60 > 1.2 Aman

SF Geser = f.Σ V / Σ H 2.07 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 8.180 m

e = 0.53 < L / 6 = 1.36 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 56.57 ton/m^2

Tegangan maks = 18.03 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 7.96 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m^3)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m^3)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]^2 * kh *(1 - (hd/[2])^{1,5}) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.32. Analisis Stabilitas di Pelimpah Kondisi Penuh Keadaan Normal (tanpa gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m^3)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.82	x	0.37	x	1.00	x	0.50						2.40	=	0.36		7.63		2.78	
Wc2	1.37	x	0.37	x	1.00	x	0.50						2.40	=	0.61		6.90		4.20	
Wc3	2.19	x	2.64	x	1.00	x	1.00						2.40	=	13.88		7.09		98.38	
Wc4	2.92	x	2.64	x	1.00	x	0.50						2.40	=	9.25		5.02		46.44	
Wc5	5.10	x	2.92	x	1.00	x	1.00						2.40	=	35.74		5.63		201.22	
Wc6	2.08	x	2.92	x	1.00	x	0.50						2.40	=	7.29		2.38		17.35	
Wc7	8.18	x	3.00	x	1.00	x	1.00						2.40	=	58.90		4.09		240.88	
Wc8	0.50	x	2.00	x	1.00	x	0.50						2.40	=	1.20		6.59		7.91	
Wc9	4.68	x	2.00	x	1.00	x	1.00						2.40	=	22.46		4.09		91.88	
Wc10	0.50	x	2.00	x	1.00	x	0.50						2.40	=	1.20		1.58		1.90	
Ww1	0.82	x	0.37	x	1.00	x	0.50						1.00	=	0.1517		7.91		1.20	
	0.50	x	γw	x	H	x	H													
Pw1	0.50	x	1.00	x	7.92	x	7.92							=		31.363		2.640		82.799
Pw3	0.50	x	1.00	x	3.00	x	3.00							=		4.500		8.920		40.140
	0.50	x	Ka	x	γsub	x	H1	x	H1											
Pa1	0.50	x	0.43	x	0.73	x	7.92	x	7.92					=		9.774		2.640		25.804
	0.50	x	Kp	x	γsub	x	H2	x	H2											
Pp1	0.50	x	2.34	x	0.73	x	5.00	x	5.00					=		-21.374		1.667		-35.624
	0.50	x	γw	x	H	x	H													
Pw2	0.50	x	1.00	x	5.00	x	5.00							=		-12.500		1.667		-20.833
Pu1	1.25	x	6.68	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-8.350		7.56		-63.09	
Pu2	1.25	x	0.16	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.099		7.76		-0.76	
Pu3	0.50	x	6.52	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-3.261		6.68		-21.79	
Pu4	0.50	x	1.18	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.295		6.60		-1.95	
Pu5	4.68	x	7.11	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-33.286		4.09		-136.14	
Pu6	4.68	x	0.59	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-1.381		4.87		-6.73	
Pu7	0.50	x	4.29	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-2.146		1.50		-3.22	
Pu8	0.50	x	2.82	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.705		1.58		-1.12	
Pu9	1.25	x	4.14	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-5.169		0.63		-3.23	
Pu10	1.25	x	0.16	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.099		0.83		-0.08	
TOTAL													**Σ V**		**96.248**			**Σ Mv**	**476.028**	
													Σ H			**11.763**		**Σ Mh**		**92.285**

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 5.16 > 1.5 Aman

SF Geser = f.Σ V / Σ H 6.55 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 8.180 m

e = 0.10 < L / 6 = 1.36 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 56.57 ton/m^2

Tegangan maks = 12.66 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 10.88 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m^3)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m^3)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]^2 * kh *(1 - (hd/[2])^{1,5}) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.33. Analisis Stabilitas di Pelimpah Kondisi Penuh Keadaan Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m^3)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.82	x	0.37	x	1.00	x	0.50						2.40	=	0.36	0.08	7.63	8.68	2.78	0.69
Wc2	1.37	x	0.37	x	1.00	x	0.50						2.40	=	0.61	0.13	6.90	8.68	4.20	1.15
Wc3	2.19	x	2.64	x	1.00	x	1.00						2.40	=	13.88	3.02	7.09	7.25	98.38	21.92
Wc4	2.92	x	2.64	x	1.00	x	0.50						2.40	=	9.25	2.02	5.02	6.80	46.44	13.71
Wc5	5.10	x	2.92	x	1.00	x	1.00						2.40	=	35.74	7.79	5.63	4.46	201.22	34.73
Wc6	2.08	x	2.92	x	1.00	x	0.50						2.40	=	7.29	1.59	2.38	3.97	17.35	6.30
Wc7	8.18	x	3.00	x	1.00	x	1.00						2.40	=	58.90	12.83	4.09	1.50	240.88	19.25
Wc8	0.50	x	2.00	x	1.00	x	0.50						2.40	=	1.20	0.26	6.59	-0.67	7.91	-0.18
Wc9	4.68	x	2.00	x	1.00	x	1.00						2.40	=	22.46	4.89	4.09	-1.00	91.88	-4.89
Wc10	0.50	x	2.00	x	1.00	x	0.50						2.40	=	1.20	0.26	1.58	-0.67	1.90	-0.18
Ww1	0.82	x	0.37	x	1.00	x	0.50						1.00	=	0.15		7.91		1.20	
	0.58	x	γw	x	Kh	x	H	x	H	x	1-(h1/h)^1,5									
Pd	0.58	x	1.00		0.23	x	3.00	x	3.00	x	1.00			=		1.23		9.12		11.20
	0.50	x	γw	x	H	x	H													
Pw1	0.50	x	1.00	x	7.92	x	7.92							=		31.36		2.64		82.80
Pw3	0.50	x	1.00	x	3.00	x	3.00							=		4.50		8.92		40.14
	0.50	x	Kea	x	γsub	x	H1	x	H1											
Pea1	0.50	x	0.40	x	0.73	x	7.92	x	7.92					=		9.06		2.64		23.93
	0.50	x	Kep	x	γsub	x	H2	x	H2											
Pep1	0.50	x	2.17	x	0.73	x	5.00	x	5.00					=		-19.82		1.67		-33.04
	0.50	x	γw	x	H	x	H													
Pw2	0.50	x	1.00	x	5.00	x	5.00							=		-12.50		1.67		-20.83
Pu1	1.25	x	6.68	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-8.35		7.56		-63.09	
Pu2	1.25	x	0.16	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.10		7.76		-0.76	
Pu3	0.50	x	6.52	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-3.26		6.68		-21.79	
Pu4	0.50	x	1.18	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.30		6.60		-1.95	
Pu5	4.68	x	7.11	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-33.29		4.09		-136.14	
Pu6	4.68	x	0.59	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-1.38		4.87		-6.73	
Pu7	0.50	x	4.29	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-2.15		1.50		-3.22	
Pu8	0.50	x	2.82	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.70		1.58		-1.12	
Pu9	1.25	x	4.14	x	1.00	x	1.00						1.00	=	-5.17		0.63		-3.23	
Pu10	1.25	x	0.16	x	1.00	x	0.50						1.00	=	-0.10		0.83		-0.08	
TOTAL													**Σ V**		**96.248**			**Σ Mv**	**476.028**	
													Σ H			**46.713**		**Σ Mh**		**196.713**

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 2.42 > 1.2 Aman

SF Geser = f.Σ V / Σ H 1.65 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 8.180 m

e = 1.19 < L / 6 = 1.36 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 56.57 ton/m^2

Tegangan maks = 22.02 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 1.51 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m^3)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m^3)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kl 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]^2 * kh *(1 - (hd/[2])^{1,5}) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.34. Analisis Stabilitas di Pelimpah Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Normal (tanpa gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.820	x	0.370	x	1.000	x	0.500						2.400	=	0.36		7.630		2.78	
Wc2	1.370	x	0.370	x	1.000	x	0.500						2.400	=	0.61		6.900		4.20	
Wc3	2.190	x	2.640	x	1.000	x	1.000						2.400	=	13.88		7.090		98.38	
Wc4	2.920	x	2.640	x	1.000	x	0.500						2.400	=	9.25		5.020		46.44	
Wc5	5.100	x	2.920	x	1.000	x	1.000						2.400	=	35.74		5.630		201.22	
Wc6	2.080	x	2.920	x	1.000	x	0.500						2.400	=	7.29		2.380		17.35	
Wc7	8.180	x	3.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	58.90		4.090		240.88	
Wc8	0.500	x	2.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.20		6.590		7.91	
Wc9	4.680	x	2.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	22.46		4.090		91.88	
Wc10	0.500	x	2.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.20		1.580		1.90	
Ww1	0.820	x	0.660	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.27		7.910		2.14	
Ww2	0.820	x	3.050	x	1.000	x	1.000						1.000	=	2.50		7.770		19.43	
Ww3	0.820	x	0.370	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.15		7.910		1.20	
Ww4	0.940	x	0.750	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.35		7.050		2.49	
Ww5	0.940	x	2.3	x	1.000	x	1.000						1.000	=	2.16		6.890		14.90	
Ww6	0.940	x	0.180	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.08		6.730		0.57	
Ww7	2.400	x	2.480	x	1.000	x	0.500						1.000	=	2.98		5.620		16.73	
Ww8	0.440	x	0.190	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.04		6.130		0.26	
Ww9	0.690	x	0.190	x	1.000	x	1.000						1.000	=	0.13		5.640		0.74	
Ww10	0.690	x	0.410	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.14		5.530		0.78	
Ww11	1.270	x	0.590	x	1.000	x	1.000						1.000	=	0.75		4.660		3.49	
Ww12	1.270	x	1.110	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.70		4.450		3.14	
Ww13	3.020	x	1.710	x	1.000	x	1.000						1.000	=	5.16		2.510		12.96	
Ww14	3.020	x	4.030	x	1.000	x	0.500						1.000	=	6.09		2.010		12.23	
Ww15	1.000	x	5.740	x	1.000	x	1.000						1.000	=	5.74		0.500		2.87	
	0.500	x	γw	x	H	x	H													
Pw1	0.500	x	1.000	x	7.92	x	7.92							=		31.363		2.640		82.799
Pw3	0.500	x	1.000	x	6.710	x	6.710							=		22.512		10.157		228.647
	0.500	x	Ka	x	γsub	x	H1	x	H1											
Pa1	0.500	x	0.427	x	0.730	x	7.920	x	7.920					=		9.774		2.640		25.804
	0.500	x	Kp	x	γsub	x	H2	x	H2											
Pp1	0.500	x	2.342	x	0.730	x	5.000	x	5.000					=		-21.374		1.667		-35.624
	0.500	x	γw	x	H	x	H													
Pw2	0.500	x	1.000	x	5.000	x	5.000							=		-12.500		1.667		-20.833
Pw4	0.500	x	1.000	x	5.740	x	5.740							=		-16.474		6.913		-113.889
Pu1	1.250	x	11.055	x	1.000	x	1.000								-13.818		7.56		-104.40	
Pu2	1.250	x	0.104	x	1.000	x	0.500								-0.065		7.76		-0.50	
Pu3	0.500	x	11.055	x	1.000	x	1.000								-5.527		6.68		-36.92	
Pu4	0.500	x	1.461	x	1.000	x	0.500								-0.365		6.60		-2.41	
Pu5	4.680	x	12.128	x	1.000	x	1.000								-56.760		3.75		-212.85	
Pu6	4.680	x	0.388	x	1.000	x	0.500								-0.908		4.87		-4.42	
Pu7	0.500	x	9.589	x	1.000	x	1.000								-4.795		1.50		-7.19	
Pu8	0.500	x	2.539	x	1.000	x	0.500								-0.635		1.58		-1.00	
Pu9	1.250	x	9.486	x	1.000	x	1.000								-11.857		0.63		-7.41	
Pu10	1.250	x	0.104	x	1.000	x	0.500								-0.065		0.83		-0.05	
TOTAL													Σ V		83.350			Σ Mv	429.683	
													Σ H			13.301		Σ Mh		166.904

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 2.57 > 1.5 Aman

SF Geser = f.Σ V / Σ H 5.01 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 8.180 m

e = 0.94 < L / 6 = 1.36 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 56.57 ton/m²

Tegangan maks = 17.19 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 3.18 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.35. Analisis Stabilitas di Pelimpah Kondisi Banjir Q_{PMF} Keadaan Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut ⊖				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m^3)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.820	x	0.370	x	1.000	x	0.500						2.400	=	0.364	0.079	7.630	8.680	2.78	0.689
Wc2	1.370	x	0.370	x	1.000	x	0.500						2.400	=	0.608	0.133	6.900	8.680	4.20	1.150
Wc3	2.190	x	2.640	x	1.000	x	1.000						2.400	=	13.876	3.024	7.090	7.250	98.38	21.921
Wc4	2.920	x	2.640	x	1.000	x	0.500						2.400	=	9.251	2.016	5.020	6.800	46.44	13.707
Wc5	5.100	x	2.920	x	1.000	x	1.000						2.400	=	35.741	7.788	5.630	4.460	201.22	34.734
Wc6	2.080	x	2.920	x	1.000	x	0.500						2.400	=	7.288	1.588	2.380	3.970	17.35	6.305
Wc7	8.180	x	3.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	58.896	12.833	4.090	1.500	240.88	19.250
Wc8	0.500	x	2.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.200	0.261	6.590	-0.670	7.91	-0.175
Wc9	4.680	x	2.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	22.464	4.895	4.090	-1.000	91.88	-4.895
Wc10	0.500	x	2.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.200	0.261	1.580	-0.670	1.90	-0.175
Ww1	0.820	x	0.660	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.271		7.910		2.14	
Ww2	0.820	x	3.050	x	1.000	x	1.000						1.000	=	2.501		7.770		19.43	
Ww3	0.820	x	0.370	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.152		7.910		1.20	
Ww4	0.940	x	0.750	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.353		7.050		2.49	
Ww5	0.940	x	2.300	x	1.000	x	1.000						1.000	=	2.162		6.890		14.90	
Ww6	0.940	x	0.180	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.085		6.730		0.57	
Ww7	2.400	x	2.480	x	1.000	x	0.500						1.000	=	2.976		5.620		16.73	
Ww8	0.440	x	0.190	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.042		6.130		0.26	
Ww9	0.690	x	0.190	x	1.000	x	1.000						1.000	=	0.131		5.640		0.74	
Ww10	0.690	x	0.410	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.141		5.530		0.78	
Ww11	1.270	x	0.590	x	1.000	x	1.000						1.000	=	0.749		4.660		3.49	
Ww12	1.270	x	1.110	x	1.000	x	0.500						1.000	=	0.705		4.450		3.14	
Ww13	3.020	x	1.710	x	1.000	x	1.000						1.000	=	5.164		2.510		12.96	
Ww14	3.020	x	4.030	x	1.000	x	0.500						1.000	=	6.085		2.010		12.23	
Ww15	1.000	x	5.740	x	1.000	x	1.000						1.000	=	5.740		0.500		2.87	
	0.583	x	γw	x	Kh	x	H	x	H	x	1-(h1/h)^1,5									
Pd	0.583	x	1.000	x	0.234	x	6.710	x	6.710	x	0.589			=		3.619		9.347		33.829
	0.500	x	γw	x	H	x	H													
Pw1	0.500	x	1.000	x	7.920	x	7.920							=		31.363		2.640		82.799
Pw3	0.500	x	1.000	x	6.710	x	6.710							=		22.512		10.157		228.647
	0.500	x	Kea	x	γsub	x	H1	x	H1											
Pea1	0.500	x	0.396	x	0.730	x	7.920	x	7.920					=		9.064		2.640		23.930
	0.500	x	Kep	x	γsub	x	H2	x	H2											
Pep1	0.500	x	2.17	x	0.730	x	5.000	x	5.000					=		-19.822		1.667		-33.037
	0.500	x	γw	x	H	x	H													
Pw2	0.500	x	1.000	x	5.000	x	5.000							=		-12.500		1.667		-20.833
Pw4	0.500	x	1.000	x	5.740	x	5.740							=		-16.474		6.913		-113.889
Pu1	1.250	x	11.0546	x	1.000	x	1.000								-13.818		7.555		-104.397	
Pu2	1.250	x	0.10359	x	1.000	x	0.500								-0.065		7.763		-0.503	
Pu3	0.500	x	11.0546	x	1.000	x	1.000								-5.527		6.680		-36.922	
Pu4	0.500	x	1.46133	x	1.000	x	0.500								-0.365		6.597		-2.410	
Pu5	4.680	x	12.1281	x	1.000	x	1.000								-56.760		3.750		-212.848	
Pu6	4.680	x	0.38784	x	1.000	x	0.500								-0.908		4.870		-4.420	
Pu7	0.500	x	9.58944	x	1.000	x	1.000								-4.795		1.500		-7.192	
Pu8	0.500	x	2.53867	x	1.000	x	0.500								-0.635		1.583		-1.005	
Pu9	1.250	x	9.48585	x	1.000	x	1.000								-11.857		0.625		-7.411	
Pu10	1.250	x	0.10359	x	1.000	x	0.500								-0.065		0.833		-0.054	
TOTAL													**Σ V**		**83.350**			**Σ Mv**	**429.683**	
													Σ H			**50.641**		**Σ Mh**		**293.956**

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 1.46 > 1.2 Aman

SF Geser = f.Σ V / Σ H 1.317 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 8.180 m

e = 2.46 > L / 6 = 1.36 No

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 56.57 ton/m^2

Tegangan maks = 34.12 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

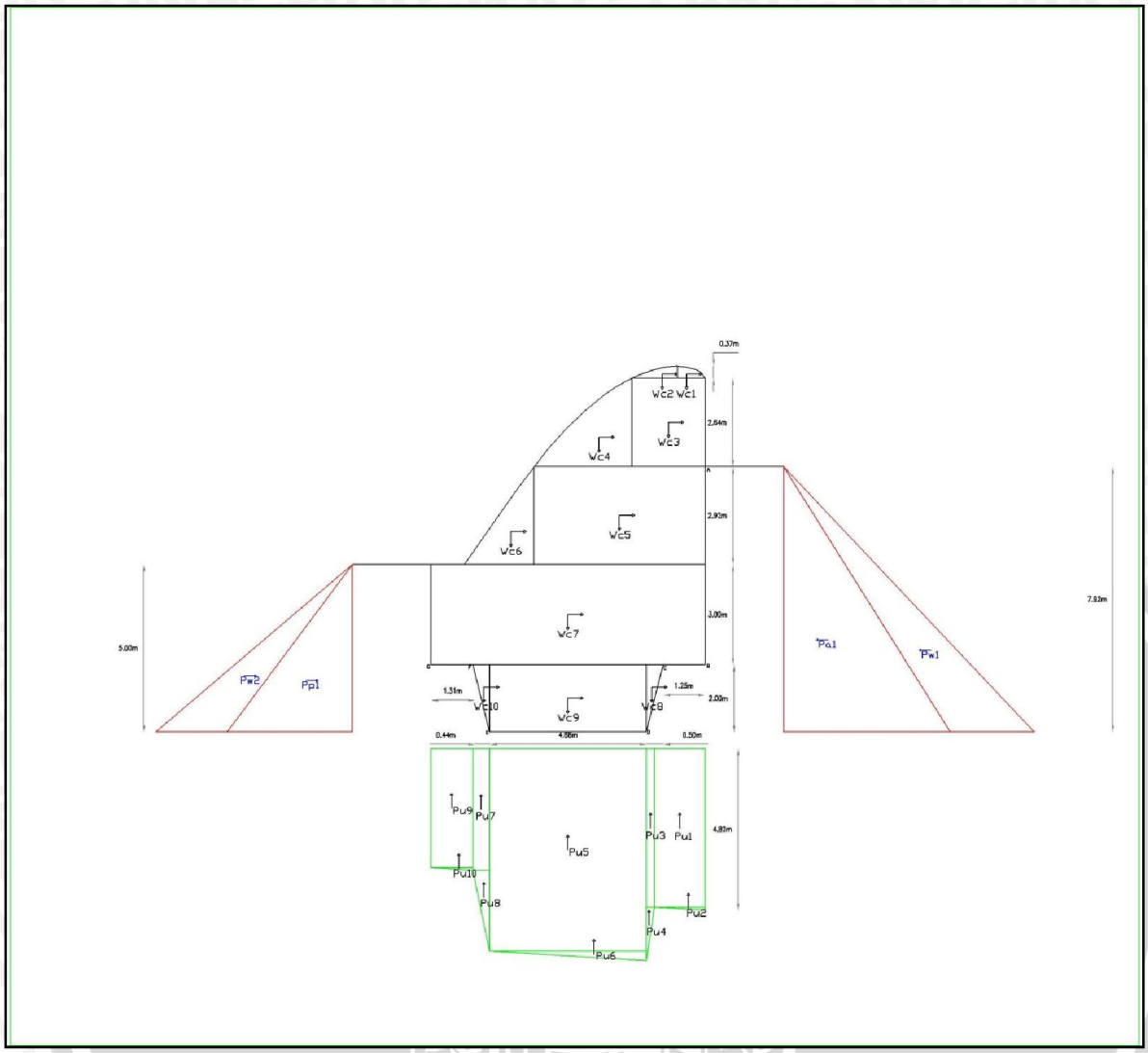
Tegangan min = 0.00 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

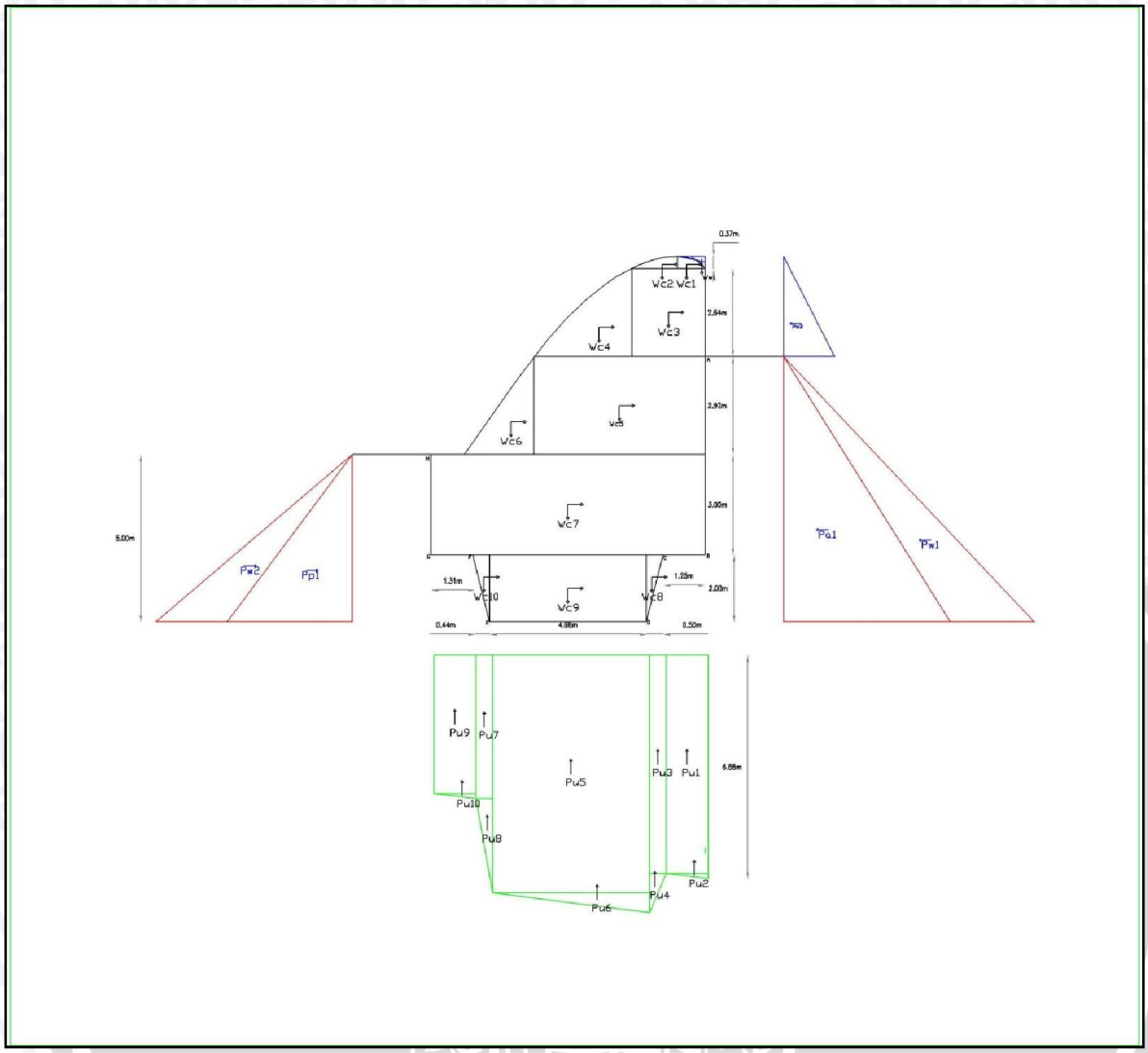
Tabel 4.36. Rekapitulasi Perhitungan Stabilitas Ambang Pelimpah

No.	Tinjauan analisa stabilitas	Angka keamanan terhadap guling SF Guling		Angka keamanan terhadap geser SF Geser		Eksentrisitas e	L/6	Kontrol Eksentrisitas	Tegangan maks σ maks	Tegangan min σ min	Tegangan ijin σ ijin	Kontrol Daya dukung ton/m^2
A	**Tinjauan kondisi normal**	**(SF >= 1,5)**		**(SF >= 1,5)**				**e < L/6**				**< σ ijin**
1	Saluran keadaan kosong	12.50	aman	11.71	aman	1.55	1.36	NO	27.94	0.00	56.6	OK
2	Saluran keadaan penuh	5.16	aman	6.55	aman	0.10	1.36	OK	12.66	10.88	56.6	OK
3	Saluran keadaan banjir Q_{PMF}	2.57	aman	5.01	aman	0.94	1.36	OK	17.19	3.18	56.6	OK
B	**Tinjauan kondisi gempa**	**(SF >= 1,2)**		**(SF >= 1,2)**				**e < L/6**				**< σ ijin**
1	Saluran keadaan kosong	3.59	aman	2.03	aman	0.54	1.36	OK	18.09	7.89	56.6	OK
2	Saluran keadaan penuh	2.41	aman	1.62	aman	1.20	1.36	OK	22.08	1.45	56.6	OK
3	Saluran keadaan banjir Q_{PMF}	1.46	aman	1.30	aman	2.47	1.36	NO	34.30	0.00	56.6	OK

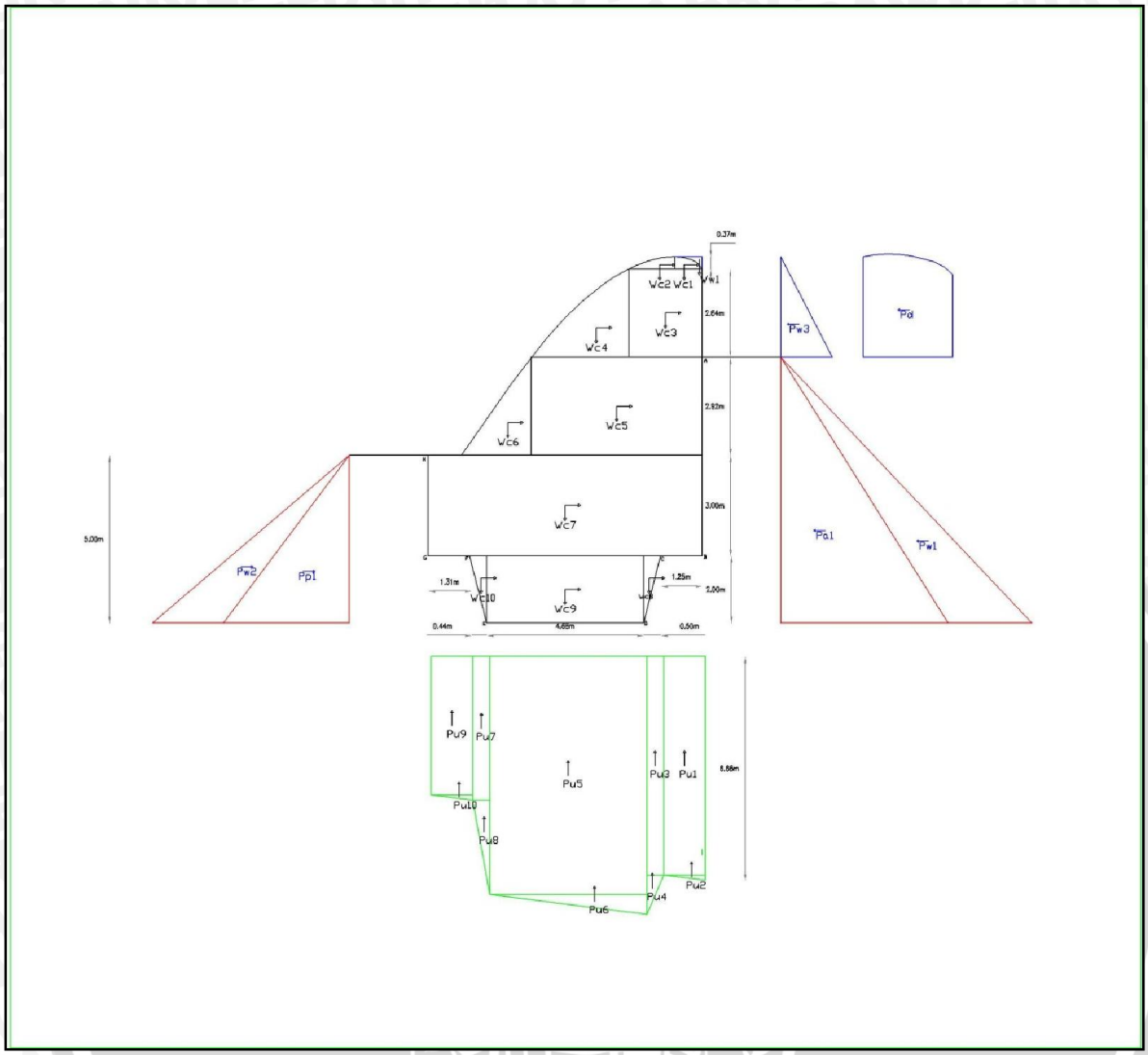
Sumber : Hasil Perhitungan



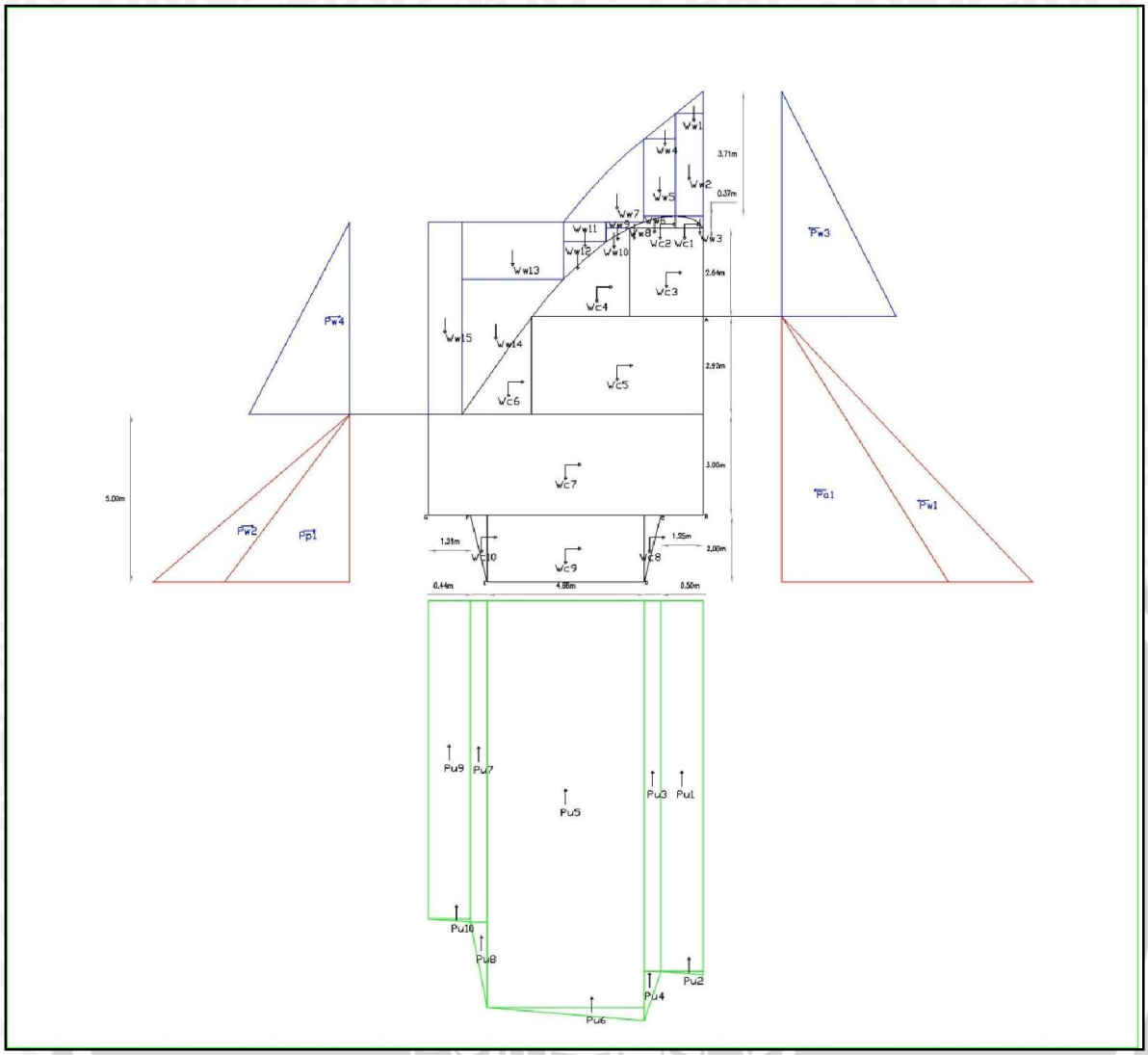
Gambar 4.22 Diagram Gaya pada Pelimpah untuk Kondisi Kosong



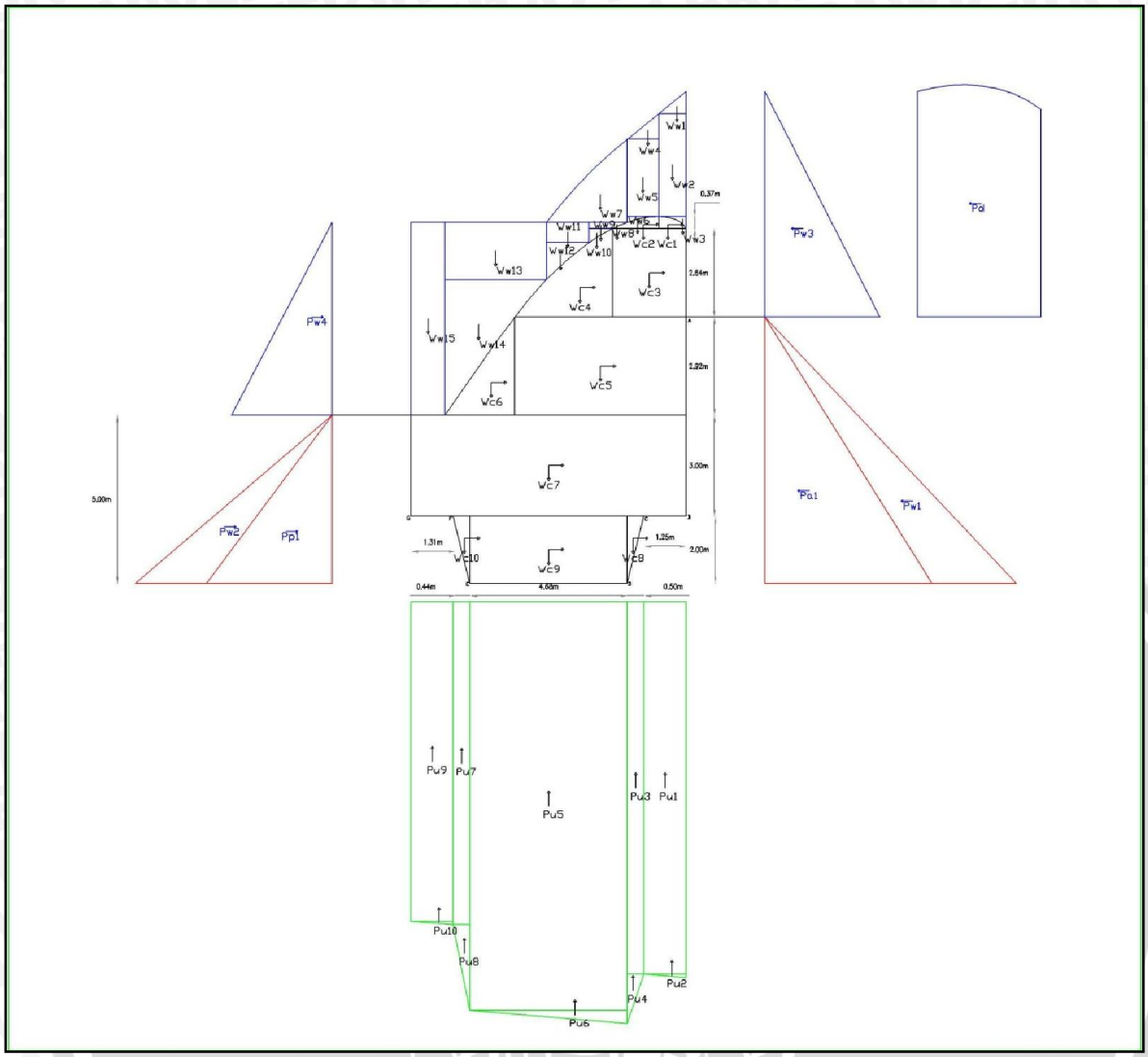
Gambar 4.23 Diagram Gaya pada Pelimpah untuk Kondisi Penuh - Normal



Gambar 4.24 Diagram Gaya pada Pelimpah untuk Kondisi Penuh - Gempa



Gambar 4.25 Diagram Gaya pada Pelimpah untuk Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal



Gambar 4.26 Diagram Gaya pada Pelimpah untuk Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

4.3.2.2. Dinding Penahan Pelimpah

Analisis dilakukan pada setiap 1 meter panjang dari dinding penahan. Pembebanan yang bekerja pada dinding penahanmeliputi beban vertikal (gaya berat dari dinding penahan sesuai dengan bentuk dan dimensi serta berat tanah jenuh air di atas bidang konstruksi yang ditinjau), tekanan air (statis dan dinamis), tekanan tanah (aktif dan pasif) dan tekanan angkat atau gaya angkat air (uplift).

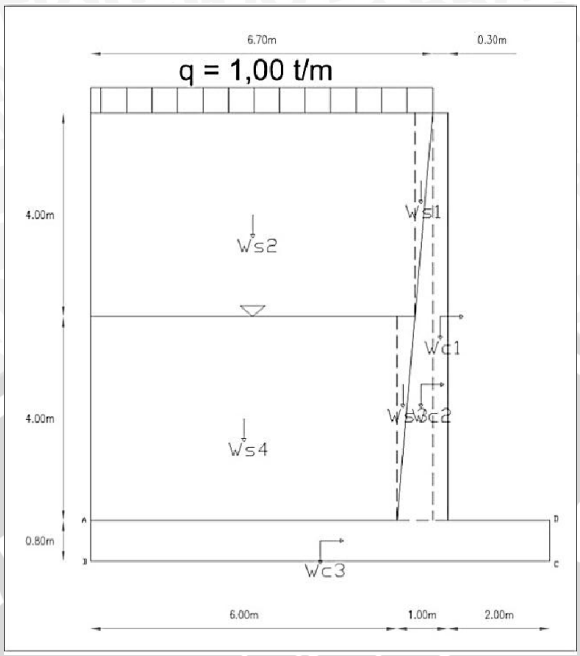
Untuk bangunan dinding penahan dianalisa dengan beberapa kondisi, bangunan pelimpah perlu diadakan tinjauan dengan 6 kondisi yaitu:

1. Kondisi I : saluran kondisi kosong pada keadaan normal (tanpa gempa)
2. Kondisi II : saluran kondisi kosong pada keadaan gempa
3. Kondisi III: saat banjir Q_{1000th} pada keadaan normal (tanpa gempa)
4. Kondisi IV : saat banjir Q_{1000th} pada keadaan gempa
5. Kondisi V: saat banjir Q_{pmf} pada keadaan normal (tanpa gempa)
6. Kondisi VI : saat banjir Q_{pmf} pada keadaan gempa

Beberapa perhitungan stabilitas pada dinding penahan dalam keadaan saluran kosong, banjir Q_{1000th}, Q_{PMF} dijabarkan pembebanannya untuk mengetahui beban-beban apa saja yang terjadi pada bangunan. Gaya berat dari dinding penahandisesuaikan dengan dimensi dari bangunan tersebut. Untuk mempermudah dalam perhitungan beban vertikal maka bangunan perlu dibagi menjadi bagian-bagian kecil.

4.3.2.2.1. Analisa Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping (*Side*)

Perhitungan gaya berat padadinding penahan saluran samping menggunakan persamaan (2-43) dapat dilihat pada Tabel 4.37, dan secara visual akan disajikan pada Gambar 4.27.



Gambar 4.27 Diagram Gaya BeratpadaDinding Saluran Samping

Tabel 4.37. Perhitungan Gaya Berat pada Dinding Saluran Samping

Notasi	Nilai				Volume	γ	Gaya Berat
	Lebar	Tinggi	Panjang	Ratio			
	(m)	(m)	(m)		m^3	(t/m^3)	(ton)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Wc1	0.300	8.000	1.000	1.000	2.400	2.400	5.760
Wc2	0.700	8.000	1.000	0.500	2.800	2.400	6.720
Wc3	9.000	0.800	1.000	1.000	7.200	2.400	17.280
TOTAL							29.760

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:
[1] = lebar tiap bagian (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = volume (m^3)
= [1] * [2] * [3] * [4]
[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m^3)
[7] = gaya berat konstruksi (ton)
= [5] * [6]

Gaya berat yang dipengaruhi oleh gempa dapat menimbulkan gaya yang bekerja ke arah horizontal. Besarnya gaya horizontal ini didapatkan dengan cara perkalian antara berat vertikal dengan koefisien gempa, dimana nilai koefisien gempa pada daerah studi ini adalah 0,2179.

Berat air dan tanah timbunan termasuk di dalam pembebanan vertikal dimana volume air dikalikan dengan berat jenis air dan tanah didapatkan gaya berat yang berpengaruh terhadap pembebanan pelimpah. Salah satu gaya berat air dan tanah yang terdapat pada kondisi tersebut adalah sebagai berikut:

Dimana:

- γtanah = 1,695 t/m^2
- Gs = 2,565
- e = 1,145
- $\gamma_{sat} = \frac{\gamma_{w(Gs+e)}}{1+e}$, (dengan Sr =1)

  $= \frac{1,0\ (2,565+1,145)}{1+1,145} = 1,730$ t/m^2
- $\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$

  = 1,730 – 1,000

  = 0,730 t/m^2

Ww 1 = Volume x γw

= lebar x tinggi x panjang x γw

= 2 x 5,740 x 1,0 x 1,0

= 11,48 ton

Ws 1 = Volume x γt

= 0,5 x lebar x tinggi x panjang x γt

= 0,5 x 0,35 x 4,00 x 1,0 x 1,695

= 1,187 ton

Tekanan air menimbulkan gaya horizontal yang berpengaruh terhadap pembebanan dinding penahan tanah. Salah satu tekanan air yang terdapat pada kondisi tersebut adalah sebagai berikut:

$Pw_2 = \frac{1}{2}.\ H^2$ x panjang x γw

$= \frac{1}{2}$ x $(6{,}540)^2$ x 1,000x 1,000

= 21,386ton

Tekanan tanah yang dialami oleh bangunan berupa tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif dan pasif dihitung menggunakan persamaan berikut:

Tekanan Tanah aktif:

- Ø = 26,68°
- β = 0,00°
- θ = 5°
- δ = Ø / 3 = 7,89° (normal)
  = 0,0 (gempa)
- kh = 0,2179
- kv = 1/3kh = 0.0726
- Ψ $= \tan^{-1}\left(\frac{kh}{1-kv}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0{,}2179}{1-0{,}0726}\right) = 13{,}223°$

$$Ka = \frac{\cos^2(ø-\theta)}{\cos^2\theta.\cos(\theta+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(ø+\delta).\sin(ø-\beta)}{\cos(\delta+\theta).\cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(26{,}68 - 5{,}0)}{\cos^2 5{,}0.\cos(5{,}0 + 7{,}89)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(26{,}68 + 7{,}89).\sin(26{,}68 - 0{,}00)}{\cos(7{,}89 + 5{,}0).\cos(0{,}00 - 5{,}0)}}\right]^2}$$

= 0,43

$$Kae = \frac{\cos^2(ø-\theta-\Psi)}{\cos\Psi.\cos^2\theta.\cos(\theta+\delta+\Psi)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(ø+\delta).\sin(ø-\beta-\Psi)}{\cos(\delta+\theta+\Psi).\cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(23{,}68 - 5{,}0 - 13{,}22)}{\cos 13{,}22.\cos^2 5{,}0.\cos(5{,}0 + 0{,}00 + 13{,}22)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(23{,}68 + 0{,}00).\sin(23{,}68 - 0{,}00 - 13{,}22)}{\cos(0{,}00 + 5{,}0 + 13{,}22).\cos(0{,}00 - 5{,}0)}}\right]^2}$$

= 0,66

Tekanan Tanah pasif:

$$Kp = \frac{\cos^2(ø+\theta)}{\cos^2\theta.\cos2(\delta-\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(ø+\delta).\sin(ø+\beta)}{\cos(\delta-\theta).\cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(23{,}68+5{,}0)}{\cos^2 5{,}0.\cos(7{,}89-5{,}0)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(23{,}68+7{,}89).\sin(23{,}68+0{,}00)}{\cos(7{,}89-5{,}0).\cos(0{,}00-5{,}0)}}\right]^2}$$

$= 2{,}66$

$$Kep = \frac{\cos^2(ø+\theta-\Psi)}{\cos\Psi.\cos^2\theta.\cos(\delta-\theta+\Psi)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(ø+\delta).\sin(ø+\beta-\Psi)}{\cos(\delta-\theta+\Psi).\cos(\beta-\theta)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(23{,}68+5{,}0-13{,}22)}{\cos 13{,}22.\cos^2 5{,}0.\cos(0{,}00-5{,}0+13{,}22)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(23{,}68+0{,}00).\sin(23{,}68+0{,}00-13{,}22)}{\cos(0{,}00-5{,}0+13{,}22).\cos(0{,}00-5{,}0)}}\right]^2}$$

$= 1{,}52$

Perhitungan tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut:

Dimana :

- h_1 = 4,0 m
- h_2 = 4,8 m
- h_3 = 0,80 m

Pa_1 = Ka . q . h_1

= 0,432 . 1,000 . 4,0

= 1,728 ton

Pa_2 = ½ . Ka . h_1^2 . γ

= ½. 0,432 . $(4{,}0)^2$. 1,695

= 5,858 ton

Pa_3 = (Ka . q + Ka . h_1 . γ) h_2

= (0,432 . 1,000 + 0,432 . 4,0 . 1,695) 4,8

= 16,134 ton

Pa_4 = ½ . Ka . h_2^2 . γsub

= ½ . 0,432 . $(4{,}80)^2$. 0,730

= 3,633 ton

Perhitungan tekanan tanah pasif adalah sebagai berikut:

$Pp = ½ . Kp. \gamma_{sub} . h_3^2$

$= ½ . 2,661 . 0,730. (0,8)^2$

$= -0,622$ton

Gaya angkat (*uplift*) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan gaya angkat (*uplift*) adalah sebagai berikut:

Pu_1 = Volume x γ_w

= lebar x tinggi uplift x panjang x γ_w

= 9,00x 5,903x 1,000 x 1,000

= -53,1235ton

Perhitungan *uplift* pada kondisi kosong maupun pada kondisi banjir disajikan pada Tabel 4.38, 4,39 dan 4.40.

Tabel 4.38. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Penahan Saluran Samping dengan Kondisi Air Kosong

Panjang Creep = 4.600
Tinggi air di hulu= 4.800
Tinggi air di hilir = 0.800

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	4.800	4.800
	A-B	0.800					
B					0.800	5.600	4.904
	B-C		9.000	3.000			
C					3.800	5.600	2.296
	C-D	0.800					
D					4.600	4.800	0.800
Panjang Rembesan Total					4.600		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = 4{,}00$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.39. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Penahan Saluran Samping dengan Kondisi Air Banjir Q_{1000th}

Panjang Creep = 4.600
Tinggi air di hulu= 4.800
Tinggi air di hilir = 5.370

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	4.800	4.800
	A-B	0.800					
B					0.800	5.600	5.699
	B-C		9.000	3.000			
C					3.800	5.600	6.071
	C-D	0.800					
D					4.600	4.800	5.370
Panjang Rembesan Total					4.600		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = -0{,}570$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.40. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Penahan Saluran Samping dengan Kondisi Air Banjir Q_{PMF}

Panjang Creep = 4.600
Tinggi air di hulu= 4.800
Tinggi air di hilir = 6.540

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	4.800	4.800
	A-B	0.800					
B					0.800	5.600	5.903
	B-C		9.000	3.000			
C					3.800	5.600	7.037
	C-D	0.800					
D					4.600	4.800	6.540
Panjang Rembesan Total					4.600		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = -1{,}740$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Analisis stabilitas konstruksi untuk kondisi normal dapat dilihat dari nilai stabilitas geser , stabilitas guling, eksentrisitas dan daya dukung. Perhitungan nilai eksentrisitas sesuai dengan persamaan (2-34)dan perhitungan daya dukung adalah sebagai berikut:

1. Stabilitas terhadap Guling:

$$SF = \frac{Mv}{Mh}$$

$$= \frac{402,974}{63,862}$$

$$= 6,31$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

SF > 1,5 (SF dalam keadaan normal)

maka, 6,31 > 1,5 ..... memenuhi syarat

2. Stabilitas terhadap Geser:

Dengan: f = 0,8 (Dinding dengan batuan keras/kerikil padat)

$$SF = \frac{\sum V.f}{\sum H}$$

$$= \frac{76,681 .0,8}{16,866}$$

$$= 3,64$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

SF > 1,5 (SF dalam keadaan gempa)

maka 3,64 > 1,5 ..... memenuhi syarat

3. Nilai eksentrisitas:

$$e = \left|\frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V} - \frac{B}{2}\right|$$

$$= \left|\frac{402,974 - 63,862}{76,681} - \frac{9,00}{2}\right|$$

$$= 0,08$$

Syarat eksentrisitas:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

maka, $e \leq \frac{9,00}{6}$

0,855 ≤ 1,50 ..... memenuhi syarat

4. Daya Dukung:

$$\sigma_{max} = \frac{\Sigma V}{A}\left(1+\frac{6\ .e}{B}\right)$$

$$= \frac{76,681}{9,00 \text{ x } 1,00}\left(1+\frac{6\ .0,08}{9,00}\right)$$

$$= 8,96 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{\Sigma V}{A}\left(1-\frac{6\ .e}{B}\right)$$

$$= \frac{76,681}{9,00 \text{ x } 1,00}\left(1-\frac{6\ .0,08}{9,00}\right)$$

$$= 8,08 \text{ t/m}^2$$

Syarat daya dukung:

σ_{max} dan σ_{min}	<	Daya dukung izin tanah
σ_{max} = 8,96 t/m^2	>	44,65ton/m^2..... tidak memenuhi syarat
σ_{min} = 8,08 t/m^2	>	44,65ton/m^2..... memenuhi syarat

Perhitungan analisis stabilitas pada berbagai kondisi disajikan pada Tabel 4.41 sampai dengan Tabel 4.46. Diagram gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah sesuai dengan kondisi yang dianalisis disajikan padaGambar 4.28. sampai dengan Gambar 4.33.

Tabel 4.41. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping (Side) Kondisi Kosong – Normal (Tanpa Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m^3)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	8.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	5.760		2.15		12.38	
Wc2	0.700	x	8.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	6.720		2.53		17.00	
Wc3	9.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	17.280		4.50		77.76	
Ws1	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.187		2.53		3.00	
Ws2	6.350	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	43.053		5.83		251.00	
Ws3	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.730	=	1.211		2.88		3.49	
Ws4	6.000	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.730	=	41.520		6		249.12	
q	6.700	x	1.000											=	6.700		5.65		37.855	
Pa1	Ka	x	q	x	H1															
	0.432	x	1.000	x	4.000									=		1.728		6.800		11.75
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.432	x	4.000	x	1.695	x	0.500	x	4.00					=		5.858		6.133		35.93
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.432	x	1.000	+	0.432	x	1.695	x	4.000	x	4.800			=		16.134		2.400		38.72
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.432	x	0.73	x	4.800	x	4.800	x	0.500					=		3.633		1.600		5.81
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.00	x	4.800	x	4.800							=		11.520		1.600		18.43
Pp1	Kp	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	2.661	x	0.73	x	0.800	x	0.800	x	0.500					=		-0.622		0.267		-0.17
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3													
	0.500	x	1.00	x	0.800	x	0.800							=		-0.320		0.267		-0.09
Pu1	9.000	x	2.30	x	1.000	x	1.000							=	-20.66087		4.50		-92.97391	
Pu2	9.000	x	2.61	x	1.000	x	0.500							=	-11.73913		6.00		-70.435	
TOTAL													Σ V		91.031			Σ Mv	488.200	
																37.932		Σ Mh		110.397

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 4.42 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 1.92 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 9.00 m

e = 0.35 < L / 6 = 1.50 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m^2

Tegangan maks = 12.47 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 7.76 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m^3)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m^3)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]^2 * kh *(1 - (hd/[2])^{1,5}) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.42. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping (Side) Kondisi Kosong – Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	8.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	5.76	1.255	2.150	4.800	12.384	6.024
Wc2	0.700	x	8.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	6.72	1.464	2.530	3.470	17.002	5.081
Wc3	9.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	17.28	3.765	4.500	0.400	77.760	1.506
Ws1	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.19		2.53		3.001845	
Ws2	6.350	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	43.05		5.83		250.99899	
Ws3	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.730		1.21		2.88		3.48768	
Ws4	6.000	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.730		41.52		6		249.12	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.662	x	4.000	x	1.695	x	0.500	x	4.000					=		8.97		6.133		55.03
Pae2	Kea	x	γt	x	H1	x	H2							=						
	0.662	x	1.695	x	4.000	x	4.800							=		21.53		2.400		51.68
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.662	x	0.730	x	4.800	x	4.800	x	0.500					=		5.56		1.600		8.90
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	4.800	x	4.800							=		11.52		1.600		18.43
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	1.518	x	0.730	x	0.800	x	0.800	x	0.500					=		-0.35		0.267		-0.09
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3							=						
	0.500	x	1.000	x	0.800	x	0.800							=		-0.32		0.267		-0.09
Pd	7/12	x	Kh	x	H3	x	H3							=						
	0.583	x	0.218	x	0.800	x	0.800							=		-0.08		0.267		-0.02
														=						
Pu1	9.000	x	2.296	x	1.000	x	1.000							=	-20.66087		4.50		-92.97391	
Pu2	9.000	x	2.609	x	1.000	x	0.500							=	-11.73913		6.00		-70.43478	
TOTAL													Σ V		84.331			Σ Mv	450.345	
													Σ H			53.317		Σ Mh		146.449

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 3.08 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 1.27 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 9.000 m 1.5

e = 0.90 < L / 6 = 1.50 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m²

Tegangan maks = 14.97 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 3.77 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.43. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping (Side) Kondisi Banjir Q_{1000th} – Normal (Tanpa Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut ⊖				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	8.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	5.760		2.15		12.384	
Wc2	0.700	x	8.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	6.720		2.53		17.002	
Wc3	9.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	17.280		4.50		77.760	
Ws1	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.187		2.53		3.002	
Ws2	6.350	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	43.053		5.83		250.999	
Ws3	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.730	=	1.211		2.88		3.488	
Ws4	6.000	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.730	=	41.520		6.00		249.120	
q	6.700	x	1.000											=	6.700		5.65		37.855	
Ww1	2.000	x	4.570	x	1.000	x	1.000						1.000	=	9.140		0.50		4.570	
Pa1	Ka	x	q	x	H1									=						
	0.432		1.000		4.000											1.728		6.800		11.751
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.432	x	4.000	x	1.695	x	0.500	x	4.000					=		5.858		6.133		35.93
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.432	x	1.000	+	0.432	x	1.695	x	4.000	x	4.800			=		16.134		2.400		38.72
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.432	x	0.730	x	4.800	x	4.800	x	0.500					=		3.633		1.600		5.81
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	4.800	x	4.800							=		11.520		1.600		18.43
Pp1	Kp	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	2.661	x	0.730	x	0.800	x	0.800	x	0.500					=		-0.622		0.267		-0.17
Pw2	0.500	x	γw	x	H3	x	H3							=						
	0.500	x	1.000	x	5.370	x	5.370							=		-14.418		1.790		-25.81
														=						
														=						
Pu1	9.000	x	5.699		1.000		1.000							=	-51.29217		4.500		-230.8148	
Pu2	9.000	x	0.372		1.000		0.500							=	-1.672826		3.000		-5.018478	
TOTAL													Σ V		79.606			Σ Mv	420.346	
																23.833		Σ Mh		84.674

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 4.96 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 2.67 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 9.00 m

e = 0.28 < L / 6 = 1.50 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m²

Tegangan maks = 10.52 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 7.17 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.44. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping (Side) Kondisi Banjir Q_{1000th} –Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	8.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	5.760	1.255	2.150	4.800	12.384	6.024
Wc2	0.700	x	8.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	6.720	1.464	2.530	3.470	17.002	5.081
Wc3	9.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	17.280	3.765	4.500	0.400	77.760	1.506
Ws1	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.1865		2.53		3.001845	
Ws2	6.350	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	43.053		5.83		250.99899	
Ws3	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.730	=	1.211		2.88		3.48768	
Ws4	6.000	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.730	=	41.52		6		249.12	
Ww1	2.000	x	4.570	x	1.000	x	1.000						1.000	=	9.14		0.50		4.57	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.662	x	4.000	x	1.695	x	0.500	x	4.000					=		8.972		6.133		55.027
Pae2	Kea	x	γt	x	H1	x	H2							=						
	0.662	x	1.695	x	4.000	x	4.800							=		21.532		2.400		51.678
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.662	x	0.730	x	4.800	x	4.800	x	0.500					=		5.564		1.600		8.903
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	4.800	x	4.800							=		11.520		1.600		18.432
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	1.518	x	0.730	x	0.800	x	0.800	x	0.500					=		-0.355		0.267		-0.095
Pw2	0.500	x	γw	x	H3	x	H3							=						
	0.500	x	1.000	x	5.370	x	5.370							=		-14.418		1.790		-25.809
Pd	7/12	x	Kh	x	H3	x	H3							=						
	0.583	x	0.218	x	5.370	x	5.370							=		-3.665		1.790		-6.561
														=						
Pu1	9.000	x	5.699	x	1.000	x	1.000							=	-51.292		4.500		-230.8148	
Pu2	9.000	x	0.372	x	1.000	x	0.500							=	-1.673		3.000		-5.018478	
TOTAL													Σ V		72.906			Σ Mv	382.491	
													Σ H			35.634		Σ Mh		114.186

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 3.35 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 1.64 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 9.000 m

e = 0.82 < L / 6 = 1.50 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m²

Tegangan maks = 12.53 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 3.67 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal
[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)
[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[10] = lengan momen gaya horizontal (m)
[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]
[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.45. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping (Side) Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal (Tanpa Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut ⊖				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	8.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	5.760		2.15		12.384	
Wc2	0.700	x	8.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	6.720		2.53		17.002	
Wc3	9.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	17.280		4.50		77.760	
Ws1	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.187		2.53		3.002	
Ws2	6.350	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	43.053		5.83		250.999	
Ws3	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.730	=	1.211		2.88		3.488	
Ws4	6.000	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.730	=	41.520		6.00		249.120	
q	6.700	x	1.000											=	6.700		5.65		37.855	
Ww1	2.000	x	5.740	x	1.000	x	1.000						1.000	=	11.480		0.50		5.740	
Pa1	Ka	x	q	x	H1									=						
	0.432		1.000		4.000											1.728		6.800		11.751
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.432	x	4.000	x	1.695	x	0.500	x	4.000					=		5.858		6.133		35.93
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.432	x	1.000	+	0.432	x	1.695	x	4.000	x	4.800			=		16.134		2.400		38.72
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.432	x	0.730	x	4.800	x	4.800	x	0.500					=		3.633		1.600		5.81
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	4.800	x	4.800							=		11.520		1.600		18.43
Pp1	Kp	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	2.661	x	0.730	x	0.800	x	0.800	x	0.500					=		-0.622		0.267		-0.17
Pw2	0.500	x	γw	x	H3	x	H3							=						
	0.500	x	1.000	x	6.540	x	6.540							=		-21.386		2.180		-46.62
														=						
														=						
Pu1	9.000	x	5.903		1.000		1.000						1.000	=	-53.12348		4.500		-239.0557	
Pu2	9.000	x	1.135		1.000		0.500						1.000	=	-5.106522		3.000		-15.31957	
TOTAL													Σ V		76.681			Σ Mv	402.974	
																16.866		Σ Mh		63.862

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 6.31 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 3.64 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 9.00 m

e = 0.08 < L / 6 = 1.50 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m²

Tegangan maks = 8.96 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 8.08 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.218 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.46. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Samping (Side) Kondisi Banjir Q_{PMF} –Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	8.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	5.760	1.255	2.150	4.800	12.384	6.024
Wc2	0.700	x	8.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	6.720	1.464	2.530	3.470	17.002	5.081
Wc3	9.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	17.280	3.765	4.500	0.400	77.760	1.506
Ws1	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.1865		2.53		3.001845	
Ws2	6.350	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	43.053		5.83		250.99899	
Ws3	0.350	x	4.000	x	1.000	x	0.500						1.730	=	1.211		2.88		3.48768	
Ws4	6.000	x	4.000	x	1.000	x	1.000						1.730	=	41.52		6		249.12	
Ww1	2.000	x	5.740	x	1.000	x	1.000						1.000	=	11.48		0.50		5.74	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.662	x	4.000	x	1.695	x	0.500	x	4.000					=		8.972		6.133		55.027
Pae2	Kea	x	γt	x	H1	x	H2							=						
	0.662	x	1.695	x	4.000	x	4.800							=		21.532		2.400		51.678
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.662	x	0.730	x	4.800	x	4.800	x	0.500					=		5.564		1.600		8.903
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	4.800	x	4.800							=		11.520		1.600		18.432
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	1.518	x	0.730	x	0.800	x	0.800	x	0.500					=		-0.355		0.267		-0.095
Pw2	0.500	x	γw	x	H3	x	H3							=						
	0.500	x	1.000	x	6.540	x	6.540							=		-21.386		2.180		-46.621
Pd	7/12	x	Kh	x	H3	x	H3							=						
	0.583	x	0.218	x	6.540	x	6.540							=		-5.437		2.180		-11.852
														=						
Pu1	9.000	x	5.903	x	1.000	x	1.000						1.000	=	-53.123		4.500		-239.0557	
Pu2	9.000	x	1.135	x	1.000	x	0.500						1.000	=	-5.107		3.000		-15.31957	
TOTAL													**Σ V**		**69.981**			**Σ Mv**	**365.119**	
													Σ H			**26.896**		**Σ Mh**		**88.083**

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 4.15 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 2.08 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 9.000 m

e = 0.54 < L / 6 = 1.50 OK

f = 0.8

Ø = 0 °

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m^2

Tegangan maks = 10.58 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 4.97 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang

= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan

= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal

= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m^3)

= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m^3)

[7] = gaya vertikal (ton)

= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)

= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)

nilai (+) untuk arah gaya ke bawah

nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)

= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)

= 7/12 * [2]^2 * kh *(1 - (hd/[2])^{1,5}) (untuk tekanan air dinamis)

nilai (+) untuk arah gaya ke hilir

nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

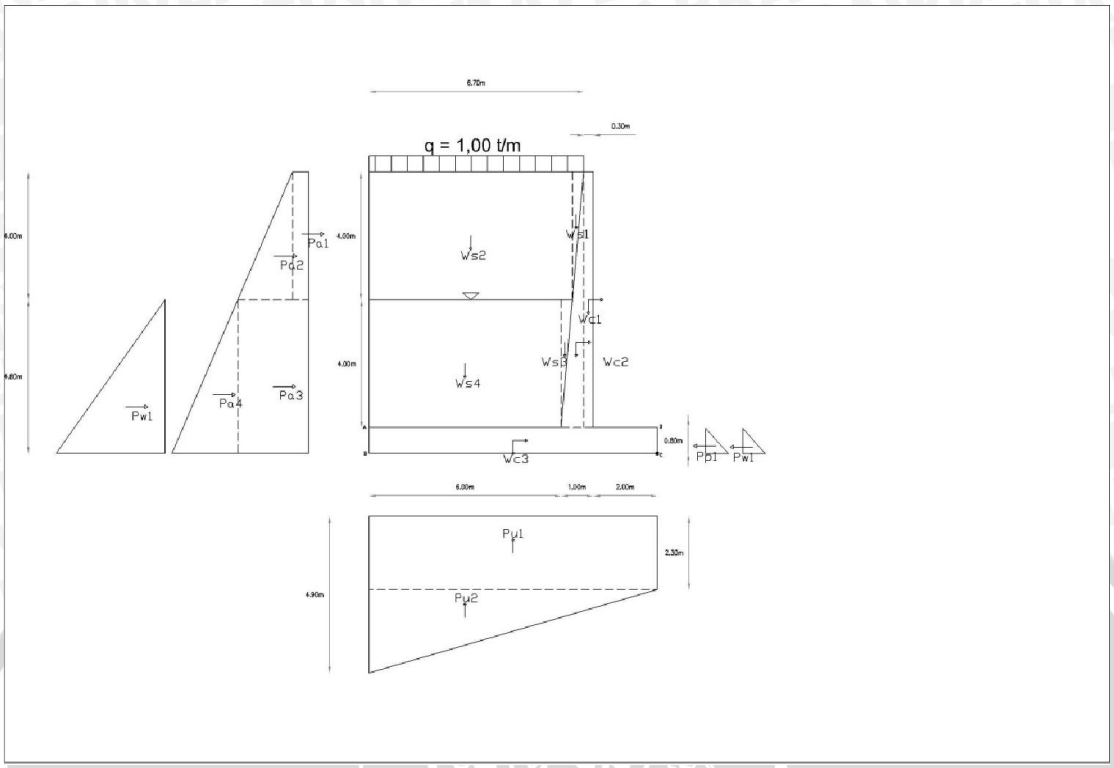
[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)

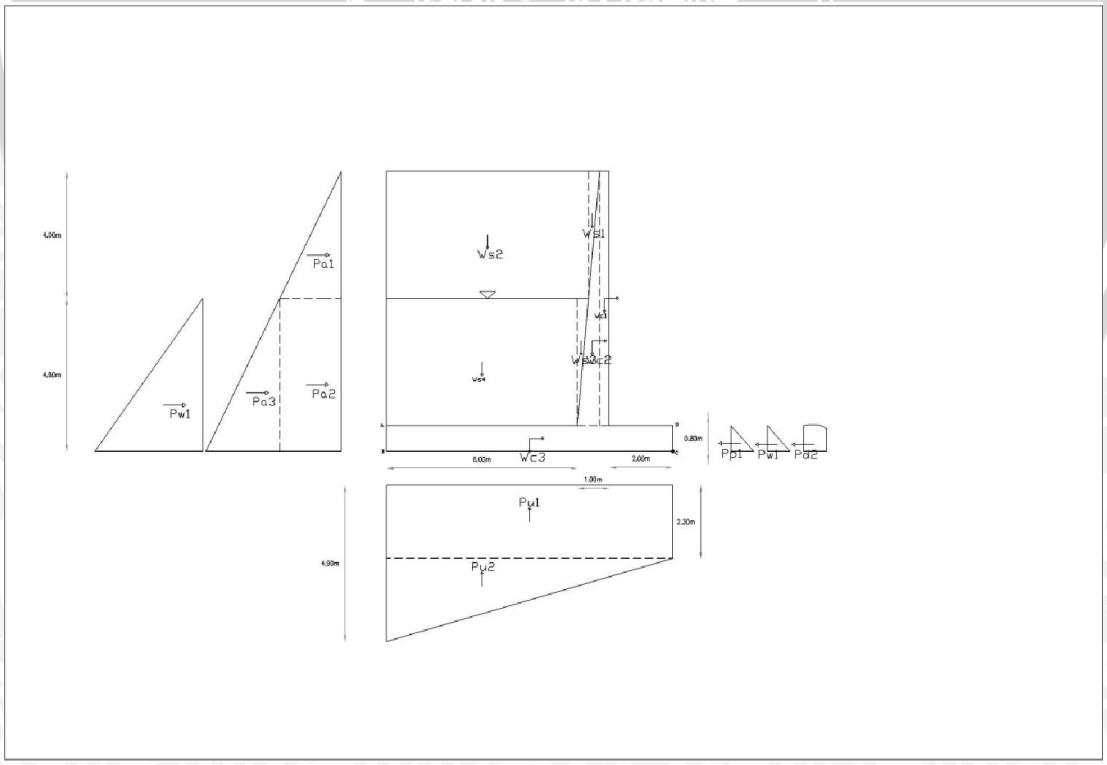
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)

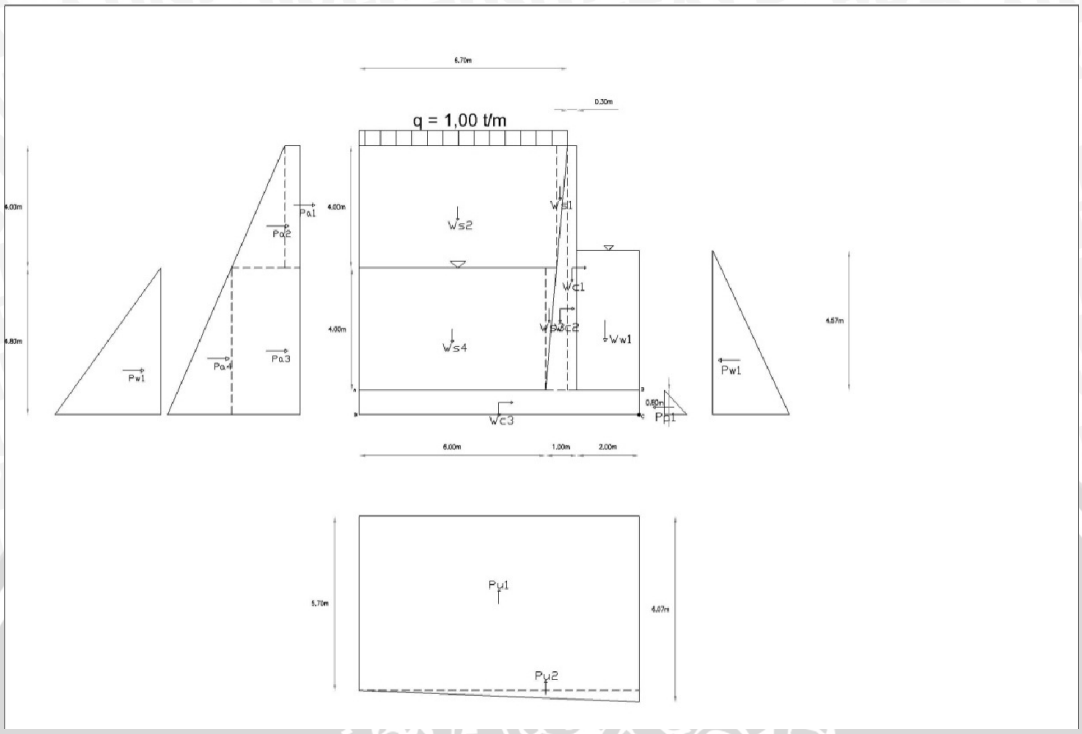
= [8] * [10]



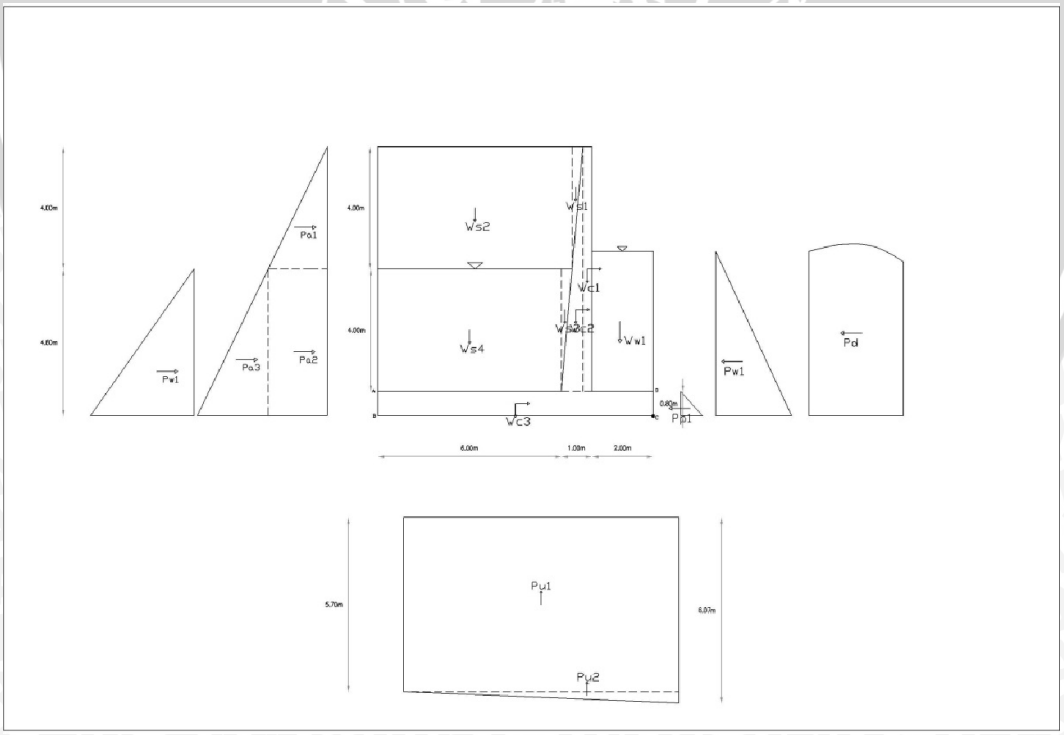
Gambar 4.28 . Diagram Gaya padaSaluran Samping (Side) Kondisi Kosong-Normal



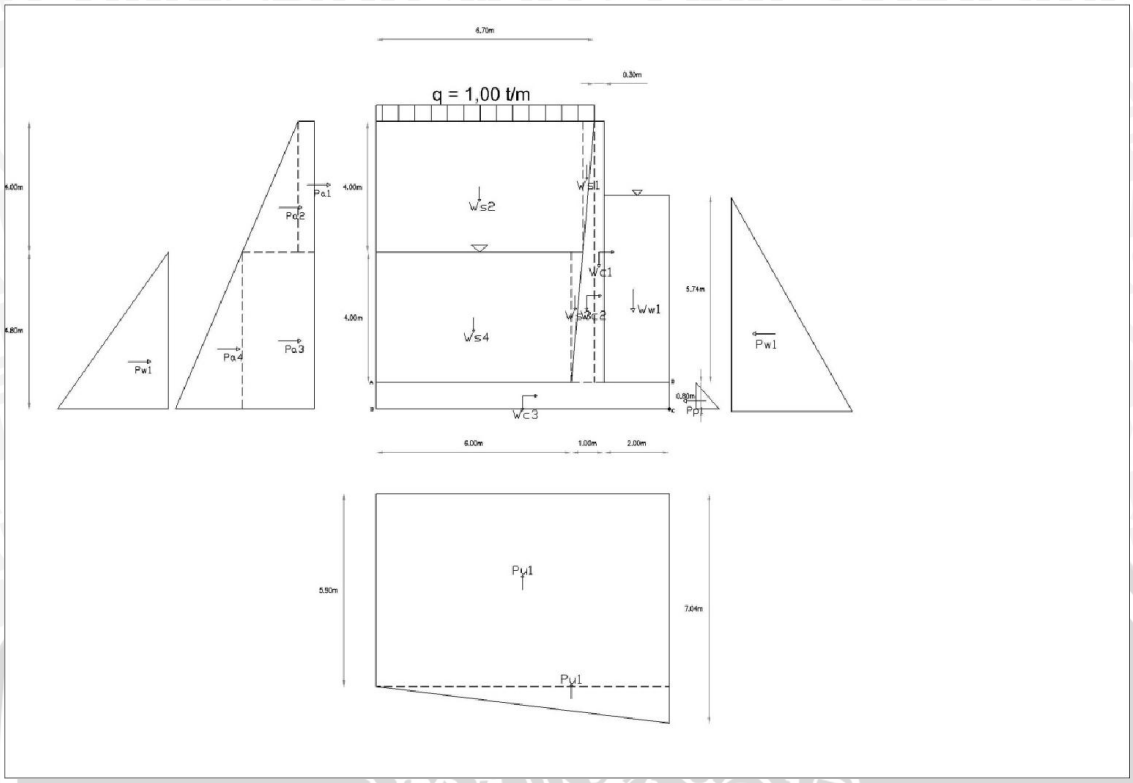
Gambar 4.29 Diagram Gaya padaSaluran Samping (Side) Kondisi Kosong-Normal



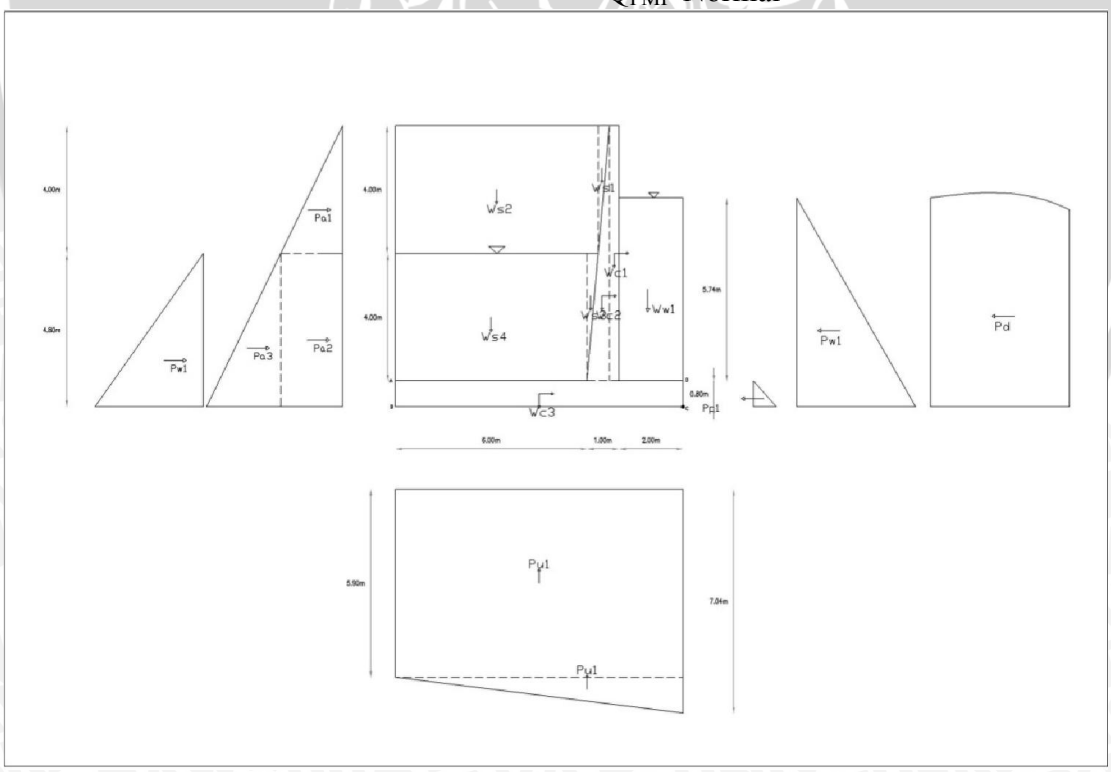
Gambar 4.30 Diagram Gaya padaSaluran Samping (Side) Kondisi Banjir Q_{1000th}-Normal



Gambar 4.31 Diagram Gaya padaSaluran Samping (Side) Kondisi Banjir Q_{1000th}-Gempa



Gambar 4.32 Diagram Gaya padaSaluran Samping (Side) Kondisi Banjir Q_{PMF}-Normal



Gambar 4.33 Diagram Gaya padaSaluran Samping (Side) Kondisi Banjir Q_{PMF}-Gempa

4.3.2.2.2. Dinding Penahan Saluran Transisi

Perhitungan momen merupakan perkalian antara tekanan yang terjadi dengan lengan momen yang diukur berdasarkan titik pusat momen yang terjadi pada konstruksi. Perhitungan uplift untuk semua kondisi dan analisis stabilitas pada Dinding Penahan Saluran Transisi akan disajikan pada Tabel 4.47 sampai dengan 4.55.

Diagram gaya yang bekerja pada dinding penahan sesuai dengan kondisi yang dianalisis disajikan pada Gambar 4.34. sampai dengan Gambar 4.39.

Tabel 4.47. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Saluran Transisi dengan Kondisi Kosong

Panjang Creep = 3.367
Tinggi air di hulu= 3.330
Tinggi air di hilir = 0.600

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	3.330	3.330
	A-B	0.600					
B					0.600	3.930	3.443
	B-C		6.500	2.167			
C					2.767	3.930	1.687
	C-D	0.600					
D					3.367	3.330	0.600
Panjang Rembesan Total					3.367		

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = 2{,}730$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.48. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Kosong –Normal (Tanpa Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	5.500	x	1.000	x	1.000						2.400	=	3.960		1.65		6.534	
Wc2	0.300	x	5.500	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.980		1.90		3.762	
Wc3	6.500	x	0.600	x	1.000	x	1.000						2.400	=	9.360		3.25		30.4	
Ws1	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.695	=	0.350		1.9		0.664	
Ws2	4.550	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.695	=	21.209		4.0		84.411	
Ws3	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.730	=	0.357		2.05		0.731	
Ws4	4.400	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.730	=	20.933		4.05		84.779	
q	4.700	x	1.000											=	4.700		4.15		19.505	
Pa1	Ka	x	q	x	H1															
	0.418	x	1.000	x	2.750									=		1.148		4.705		5.40
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.418	x	2.750	x	1.695	x	0.500	x	2.75					=		2.676		4.247		11.36
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.418	x	1.000	+	0.418	x	1.695	x	2.750	x	3.330			=		7.872		1.665		13.11
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.418	x	0.73	x	3.330	x	3.330	x	0.500					=		1.690		1.110		1.88
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.00	x	3.330	x	3.330							=		5.544		1.110		6.15
Pp1	Kp	x	γsub	x	H4	x	H4	x	0.500					=						
	2.753	x	0.73	x	0.600	x	0.600	x	0.500					=		-0.362		0.200		-0.07
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3													
	0.500	x	1.00	x	0.600	x	0.600							=		-0.180		0.200		-0.04
Pu1	6.500	x	1.69	x	1.000	x	1.000							=	-10.96248		3.25		-35.62804	
Pu2	6.500	x	1.76	x	1.000	x	0.500							=	-5.710025		4.33		-24.743	
TOTAL													Σ V		46.176			Σ Mv	170.434	
																18.389		Σ Mh		37.795

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 4.51 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 2.01 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 6.500 m

e = 0.38 < L / 6 = 1.08 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 45.82 ton/m²

Tegangan maks = 9.58 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 4.63 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.49. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Kosong – Gempa

Notasi	Nilai															Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut ⊖				γ			Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)			(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]			[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	5.500	x	1.000	x	1.000						2.400	=		3.96	0.863	1.650	3.350	6.534	2.891
Wc2	0.300	x	5.500	x	1.000	x	0.500						2.400	=		1.98	0.431	1.900	2.430	3.762	1.048
Wc3	6.500	x	0.600	x	1.000	x	1.000						2.400	=		9.36	2.040	3.250	0.300	30.420	0.612
Ws1	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.695	=		0.35		1.9		0.6642281	
Ws2	4.550	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.695	=		21.21		3.98		84.410576	
Ws3	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.730	=		0.36		2.05		0.7314656	
Ws4	4.400	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.730	=		20.93		4.05		84.77865	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=							
	0.648	x	2.750	x	1.695	x	0.500	x	2.750					=			4.15		4.247		17.63
Pae2	Kea	x	γt	x	H1)	x	H2							=							
	0.648	x	1.695	x	2.750	x	3.330							=			10.06		1.665		16.74
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=							
	0.648	x	0.730	x	3.330	x	3.330	x	0.500					=			2.62		1.110		2.91
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2							=							
	0.500	x	1.000	x	3.330	x	3.330							=			5.54		1.110		6.15
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H4	x	H4	x	0.500					=							
	1.583	x	0.730	x	0.600	x	0.600	x	0.500					=			-0.21		0.200		-0.04
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3							=							
	0.500	x	1.000	x	0.600	x	0.600							=			-0.18		0.200		-0.04
Pd	7/12	x	Kh	x	H3	x	H3							=							
	0.583	x	0.218	x	0.600	x	0.600							=			-0.05		0.200		-0.01
														=							
Pu1	6.500	x	1.687	x	1.000	x	1.000							=		-10.96248		3.25		-35.62804	
Pu2	6.500	x	1.757	x	1.000	x	0.500							=		-5.710025		4.33		-24.74344	
TOTAL													**Σ V**			**41.476**			**Σ Mv**	**150.929**	
													Σ H				**25.275**		**Σ Mh**		**47.905**

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 3.15 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 1.31 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 6.500 m

e = 0.77 < L / 6 = 1.08 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 45.82 ton/m²

Tegangan maks = 10.89 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 1.87 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang

= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan

= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal

= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)

= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)

= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)

= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)

nilai (+) untuk arah gaya ke bawah

nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)

= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)

= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)

nilai (+) untuk arah gaya ke hilir

nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)

= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)

= [8] * [10]

Tabel 4.50. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Saluran Transisi dengan Kondisi Air Banjir Q_{1000th}

Panjang Creep = 3.367
Tinggi air di hulu= 3.330
Tinggi air di hilir = 3.820

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	3.330	3.330
	A-B	0.600					
B					0.600	3.930	4.017
	B-C		6.500	2.167			
C					2.767	3.930	4.333
	C-D	0.600					
D					3.367	3.330	3.820
Panjang Rembesan Total					3.367		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = -0{,}490$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.51. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Banjir Q_{1000th} – Normal (Tanpa Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	5.500	x	1.000	x	1.000						2.400	=	3.960		1.65		6.534	
Wc2	0.300	x	5.500	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.980		1.90		3.762	
Wc3	6.500	x	1.500	x	1.000	x	1.000						2.400	=	23.400		3.25		76.1	
Ws1	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.695	=	0.350		1.9		0.664	
Ws2	4.550	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.695	=	21.209		3.98		84.411	
Ws3	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.730	=	0.357		2.05		0.731	
Ws4	4.400	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.730	=	20.933		4.05		84.779	
q	4.700	x	1.000											=	4.700		4.15		19.505	
Ww1	1.500	x	3.220	x	1.000	x	1.000						1.000	=	4.830		0.75		3.623	
Pa1	Ka	x	q	x	H1															
	0.418	x	1.000	x	2.750									=		1.148		4.705		5.40
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.418	x	2.750	x	1.695	x	0.500	x	2.75					=		2.676		4.247		11.36
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.418	x	1.000	+	0.418	x	1.695	x	2.750	x	3.330			=		7.872		1.665		13.11
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.845	x	0.73	x	3.330	x	3.330	x	0.500					=		3.421		1.110		3.80
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.00	x	3.330	x	3.330							=		5.544		1.110		6.15
Pp1	Kp	x	γsub	x	H4	x	H4	x	0.500					=						
	1.040	x	0.73	x	0.600	x	0.600	x	0.500					=		-0.137		0.200		-0.03
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3													
	0.500	x	1.00	x	3.820	x	3.820							=		-7.296		1.273		-9.29
Pu1	6.500	x	4.02	x	1.000	x	1.000							=	-26.11262		3.25		-84.86603	
Pu2	6.500	x	0.32	x	1.000	x	0.500							=	-1.024876		2.17		-2.221	
TOTAL													Σ V		54.581			Σ Mv	192.972	
																13.229		Σ Mh		30.508

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 6.33 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 3.30 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 6.500 m

e = 0.27 < L / 6 = 1.08 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 45.82 ton/m²

Tegangan maks = 10.52 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 6.28 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.52. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Banjir Q_{1000th} - Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	5.500	x	1.000	x	1.000						2.400	=	3.96	0.863	1.650	3.350	6.534	2.891
Wc2	0.300	x	5.500	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.98	0.431	1.900	2.430	3.762	1.048
Wc3	6.500	x	1.500	x	1.000	x	1.000						2.400	=	23.40	5.099	3.250	0.300	76.050	1.530
Ws1	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.695	=	0.35		1.9		0.6642281	
Ws2	4.550	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.695	=	21.21		3.98		84.410576	
Ws3	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.730		0.36		2.05		0.7314656	
Ws4	4.400	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.730		20.93		4.05		84.77865	
Ww1	1.500	x	3.220	x	1.000	x	1.000						1.000	=	4.83		0.75		3.6225	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.648	x	2.750	x	1.695	x	0.500	x	2.750					=		4.15		4.247		17.63
Pae2	Kea	x	γt	x	H1)	x	H2							=						
	0.648	x	1.695	x	2.750	x	3.330							=		10.06		1.665		16.74
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	1.153	x	0.730	x	3.330	x	3.330	x	0.500					=		4.67		1.110		5.18
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	3.330	x	3.330							=		5.54		1.110		6.15
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H4	x	H4	x	0.500					=						
	0.937	x	0.730	x	0.600	x	0.600	x	0.500					=		-0.12		0.200		-0.02
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3							=						
	0.500	x	1.000	x	3.820	x	3.820							=		-7.30		1.273		-9.29
Pd	7/12	x	Kh	x	H3	x	H3							=						
	0.583	x	0.218	x	3.820	x	3.820							=		-1.85		1.273		-2.36
														=						
Pu1	6.500	x	4.017	x	1.000	x	1.000							=	-26.11262		3.25		-84.86603	
Pu2	6.500	x	0.315	x	1.000	x	0.500							=	-1.024876		2.17		-2.220565	
TOTAL													Σ V		49.881			Σ Mv	173.467	
													Σ H			21.540		Σ Mh		39.504

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 4.39 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 1.85 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung jijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 6.500 m

e = 0.56 < L / 6 = 1.08 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 45.82 ton/m²

Tegangan maks = 11.67 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 3.68 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.53. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Saluran Transisi dengan Kondisi Air Banjir Q_{PMF}

Panjang Creep = 3.367
Tinggi air di hulu= 3.330
Tinggi air di hilir = 4.820

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	3.330	3.330
	A-B	0.600					
B					0.600	3.930	4.196
	B-C		6.500	2.167			
C					2.767	3.930	5.154
	C-D	0.600					
D					3.367	3.330	4.820
Panjang Rembesan Total					3.367		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

= $[\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

= H_{air} + [1] , dengan ΔH= -1,490 m

[6] = gaya uplift (t/m)

= $H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.54. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal (Tanpa Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar (m)		Tinggi (m)		Panjang (m)		Ratio		Sudut Θ				γ (t/m³)		Pv (ton)	Ph (ton)	x (m)	y (m)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	5.500	x	1.000	x	1.000						2.400	=	3.960		1.65		6.534	
Wc2	0.300	x	5.500	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.980		1.90		3.762	
Wc3	6.500	x	1.500	x	1.000	x	1.000						2.400	=	23.400		3.25		76.1	
Ws1	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.695	=	0.350		1.9		0.664	
Ws2	4.550	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.695	=	21.209		3.98		84.411	
Ws3	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.730	=	0.357		2.05		0.731	
Ws4	4.400	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.730	=	20.933		4.05		84.779	
q	4.700	x	1.000											=	4.700		4.15		19.505	
Ww1	1.500	x	4.220	x	1.000	x	1.000						1.000	=	6.330		0.75		4.748	
Pa1	Ka	x	q	x	H1															
	0.418	x	1.000	x	2.750									=		1.148		4.705		5.40
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.418	x	2.750	x	1.695	x	0.500	x	2.75					=		2.676		4.247		11.36
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.418	x	1.000	+	0.418	x	1.695	x	2.750	x	3.330			=		7.872		1.665		13.11
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.845	x	0.73	x	3.330	x	3.330	x	0.500					=		3.421		1.110		3.80
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.00	x	3.330	x	3.330							=		5.544		1.110		6.15
Pp1	Kp	x	γsub	x	H4	x	H4	x	0.500					=						
	2.342	x	0.73	x	0.600	x	0.600	x	0.500					=		-0.308		0.200		-0.06
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3													
	0.500	x	1.00	x	4.820	x	4.820							=		-11.616		1.607		-18.66
Pu1	6.500	x	4.20	x	1.000	x	1.000							=	-27.27104		3.25		-88.63088	
Pu2	6.500	x	0.96	x	1.000	x	0.500							=	-3.11646		2.17		-6.752	
TOTAL													Σ V		52.831			Σ Mv	185.800	
																8.738		Σ Mh		21.100

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 8.81 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 4.84 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 6.500 m

e = 0.13 < L / 6 = 1.08 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 45.82 ton/m²

Tegangan maks = 9.12 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 7.13 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.55. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal (Tanpa Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	5.500	x	1.000	x	1.000						2.400	=	3.96	0.863	1.650	3.350	6.534	2.891
Wc2	0.300	x	5.500	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.98	0.431	1.900	2.430	3.762	1.048
Wc3	6.500	x	1.500	x	1.000	x	1.000						2.400	=	23.40	5.099	3.250	0.300	76.050	1.530
Ws1	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.695	=	0.35		1.9		0.6642281	
Ws2	4.550	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.695	=	21.21		3.98		84.410576	
Ws3	0.150	x	2.750	x	1.000	x	0.500						1.730		0.36		2.05		0.7314656	
Ws4	4.400	x	2.750	x	1.000	x	1.000						1.730		20.93		4.05		84.77865	
Ww1	1.500	x	4.220	x	1.000	x	1.000						1.000	=	6.33		0.75		4.7475	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.648	x	2.750	x	1.695	x	0.500	x	2.750					=		4.15		4.247		17.63
Pae2	Kea	x	γt	x	H1)	x	H2							=						
	0.648	x	1.695	x	2.750	x	3.330							=		10.06		1.665		16.74
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.648	x	0.730	x	3.330	x	3.330	x	0.500					=		2.62		1.110		2.91
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	3.330	x	3.330							=		5.54		1.110		6.15
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H4	x	H4	x	0.500					=						
	2.174	x	0.730	x	0.600	x	0.600	x	0.500					=		-0.29		0.200		-0.06
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3							=						
	0.500	x	1.000	x	4.820	x	4.820							=		-11.62		1.607		-18.66
Pd	7/12	x	Kh	x	H3	x	H3							=						
	0.583	x	0.218	x	4.820	x	4.820							=		-2.95		1.607		-4.74
														=						
Pu1	6.500	x	4.196	x	1.000	x	1.000							=	-27.27104		3.25		-88.63088	
Pu2	6.500	x	0.959	x	1.000	x	0.500							=	-3.11646		2.17		-6.752331	
TOTAL													Σ V		48.131			Σ Mv	166.295	
													Σ H			13.913		Σ Mh		25.445

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 6.54 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 2.77 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung jijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 6.500 m

e = 0.32 < L / 6 = 1.08 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 45.82 ton/m²

Tegangan maks = 9.62 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 5.19 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

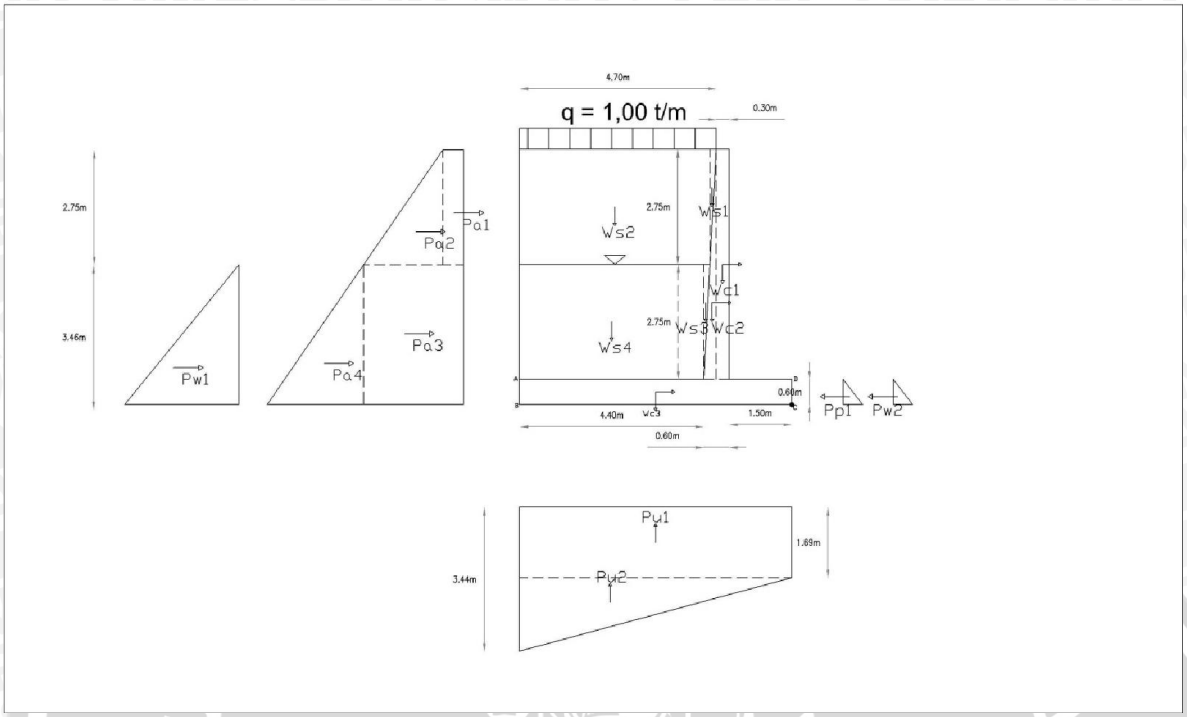
[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

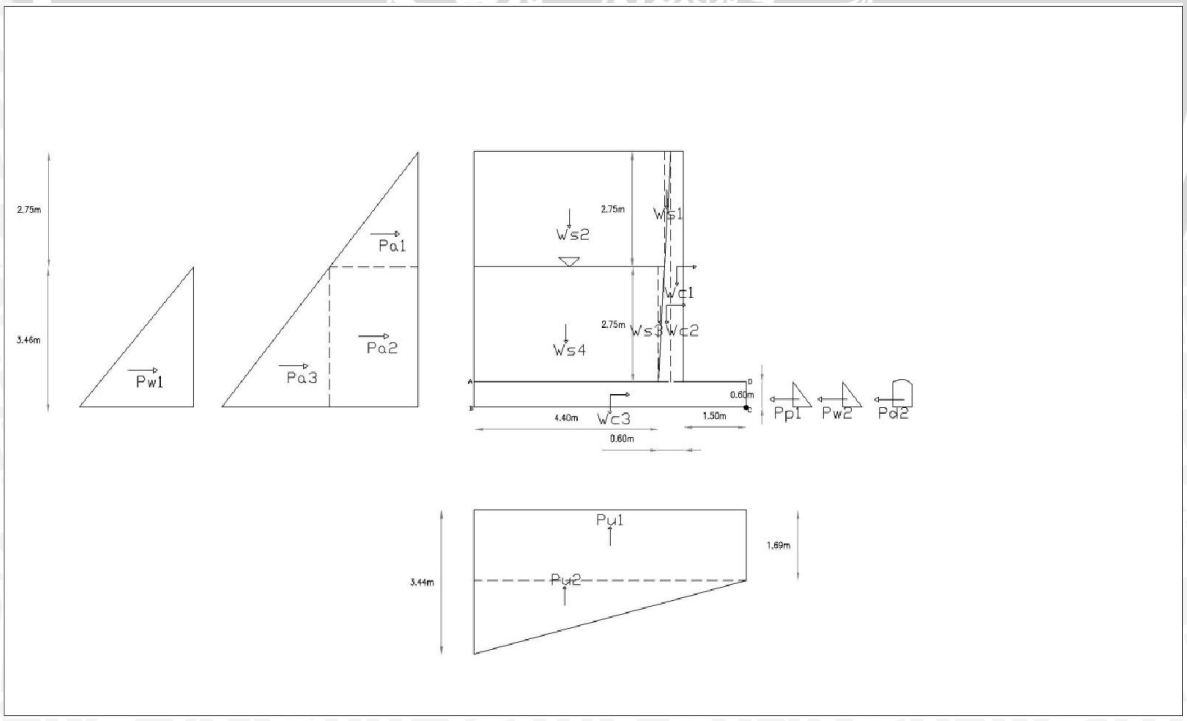
[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

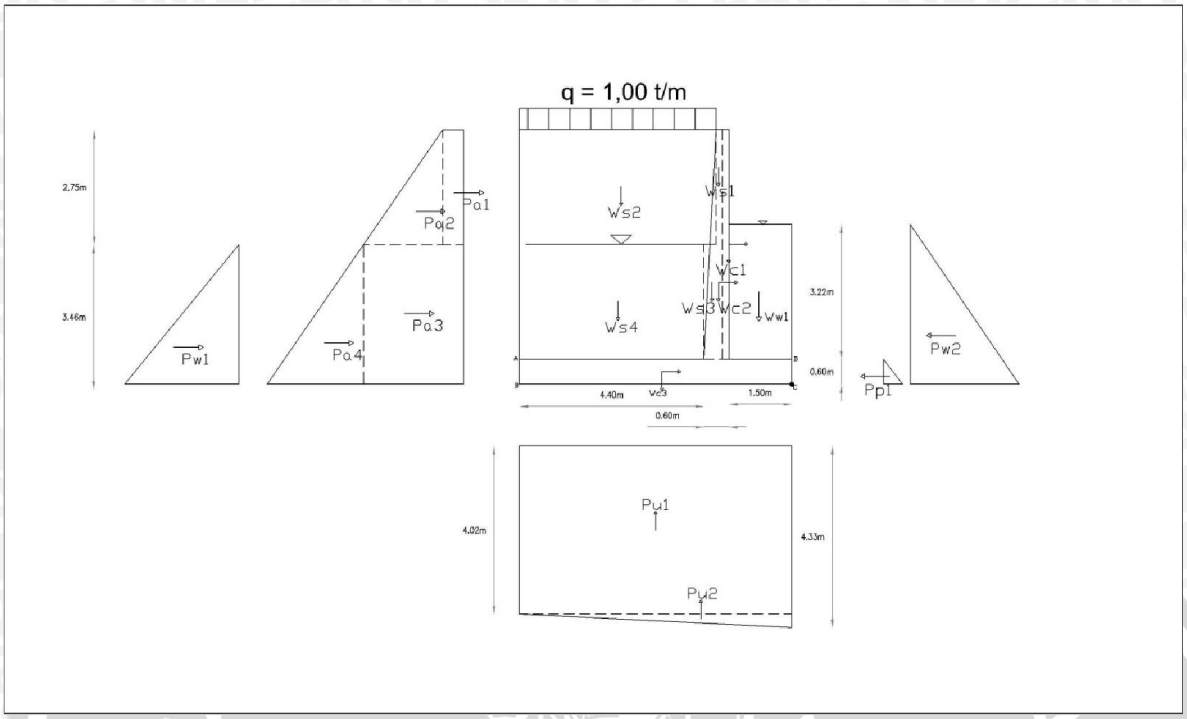
[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]



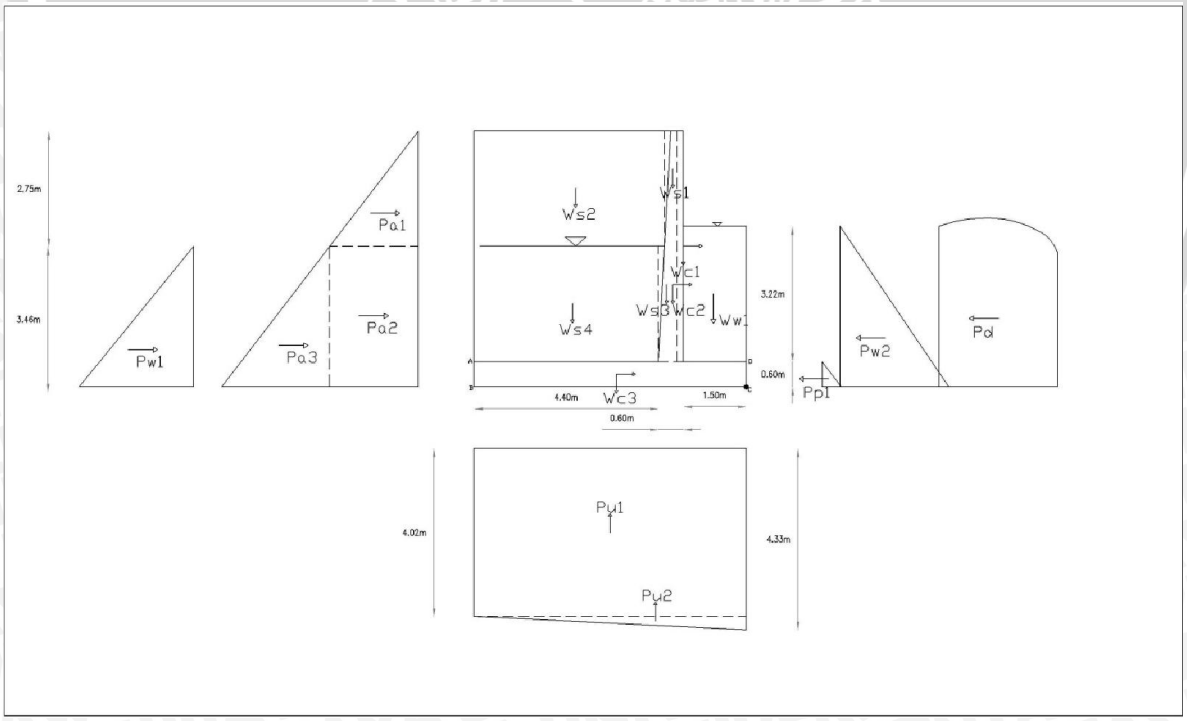
Gambar 4.34 Diagram Gaya padaSaluran Transisi Kondisi Kosong-Normal



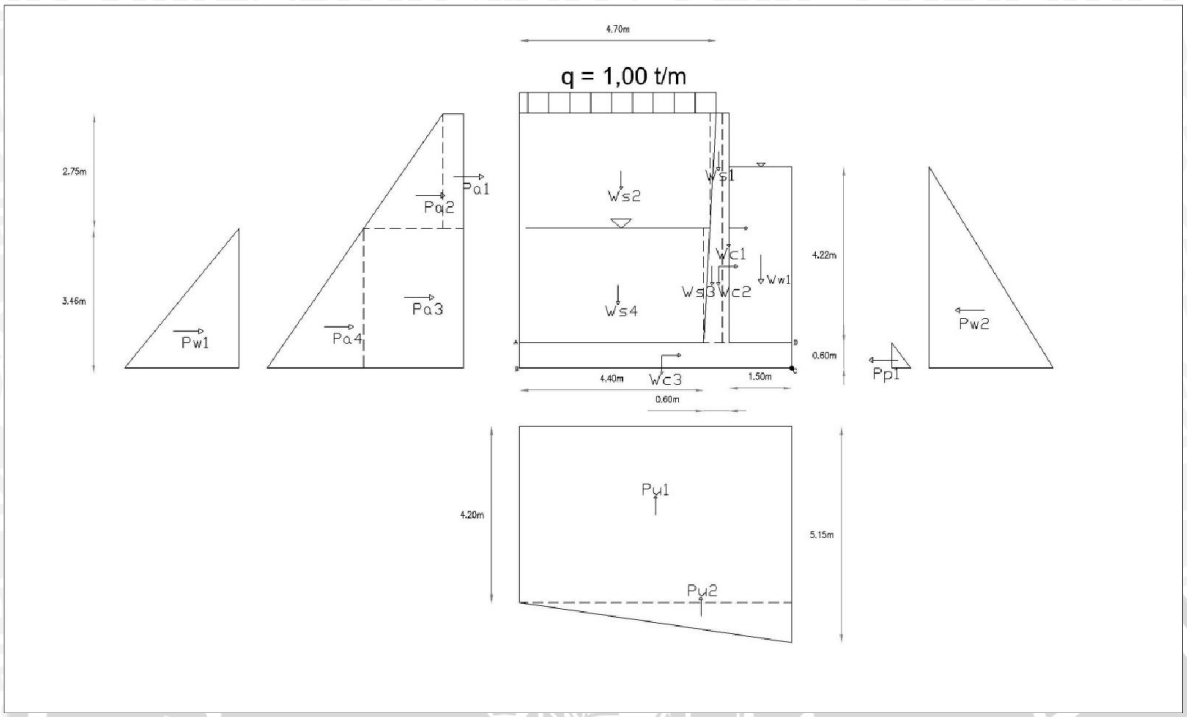
Gambar 4.35 ,Gaya padaSaluran Transisi Kondisi Kosong-Gempa



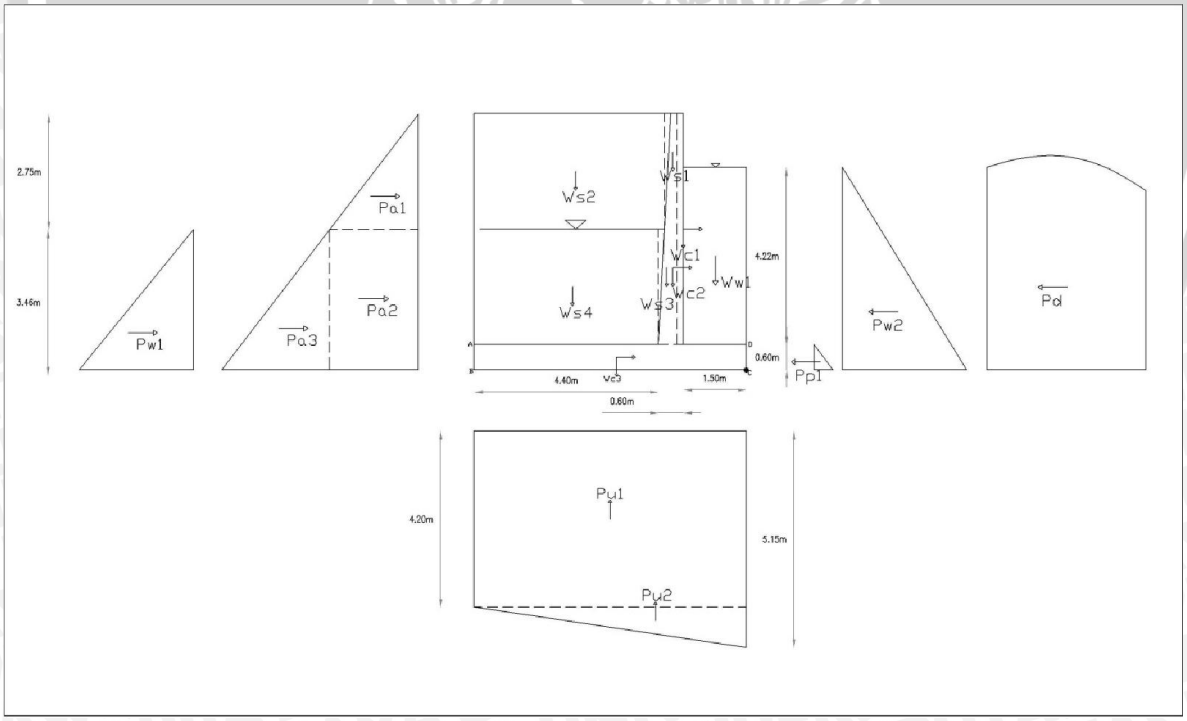
Gambar 4.36 Diagram Gaya padaSaluran Transisi Kondisi Banjir Q_{1000th} - Normal



Gambar 4.37 Gaya padaSaluran Transisi Kondisi Banjir Q_{1000th} - Gempa



Gambar 4.38 Diagram Gaya padaSaluran Transisi Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal



Gambar 4.39 Diagram Gaya padaSaluran Transisi Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

4.3.2.2.3. Dinding Penahan Saluran Peluncur

Perhitungan momen merupakan perkalian antara tekanan yang terjadi dengan lengan momen yang diukur berdasarkan titik pusat momen yang terjadi pada konstruksi. Perhitungan uplift untuk semua kondisi dan analisis stabilitas pada Dinding Penahan Saluran Peluncur akan disajikan pada Tabel 4.56 sampai dengan 4.64.

Diagram gaya yang bekerja pada dinding penahan sesuai dengan kondisi yang dianalisis disajikan pada Gambar 4.40. sampai dengan Gambar 4.45.

Tabel 4.56. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Saluran Peluncur dengan Kondisi Kosong

Panjang Creep = 2.300
Tinggi air di hulu= 2.550
Tinggi air di hilir = 0.400

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	2.550	2.550
	A-B	0.400					
B					0.400	2.950	2.576
	B-C		4.500	1.500			
C					1.900	2.950	1.174
	C-D	0.400					
D					2.300	2.550	0.400
Panjang Rembesan Total					2.300		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = -1{,}490$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.57. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Kosong – Normal (Tanpa Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	4.300	x	1.000	x	1.000						2.400	=	3.096		1.15		3.560	
Wc2	0.300	x	4.300	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.548		1.40		2.167	
Wc3	4.500	x	0.400	x	1.000	x	1.000						2.400	=	4.320		2.25		9.7	
Ws1	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.695	=	0.273		1.4		0.383	
Ws2	3.050	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.695	=	11.115		2.98		33.123	
Ws3	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.730	=	0.279		1.55		0.432	
Ws4	2.900	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.730	=	10.787		3.05		32.899	
q	3.200	x	1.000											=	3.200		2.90		9.280	
Pa1	Ka	x	q	x	H1															
	0.425	x	1.000	x	2.150									=		0.913		3.625		3.31
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.425	x	2.150	x	1.695	x	0.500	x	2.15					=		1.664		3.267		5.44
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.425	x	1.000	+	0.425	x	1.695	x	2.150	x	2.550			=		5.030		1.275		6.41
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.425	x	0.73	x	2.550	x	2.550	x	0.500					=		1.008		0.850		0.86
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.00	x	2.550	x	2.550							=		3.251		0.850		2.76
Pp1	Kp	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	2.705	x	0.73	x	0.400	x	0.400	x	0.500					=		-0.158		0.133		-0.02
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3													
	0.500	x	1.00	x	0.400	x	0.400							=		-0.080		0.133		-0.01
Pu1	4.500	x	1.17	x	1.000	x	1.000							=	-5.282609		2.25		-11.88587	
Pu2	4.500	x	1.40	x	1.000	x	0.500							=	-3.154891		3.00		-9.465	
TOTAL													Σ V		26.180			Σ Mv	70.214	
																11.628		Σ Mh		18.747

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 3.75 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 1.80 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 4.500 m

e = 0.28 < L / 6 = 0.75 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m²

Tegangan maks = 8.02 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 3.61 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.58. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Kosong – Gempa

Notasi	Nilai															Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ			Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m^3)			(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]			[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	4.300	x	1.000	x	1.000						2.400		=	3.10	0.675	1.150	2.550	3.560	1.720
Wc2	0.300	x	4.300	x	1.000	x	0.500						2.400		=	1.55	0.337	1.400	1.830	2.167	0.617
Wc3	4.500	x	0.400	x	1.000	x	1.000						2.400		=	4.32	0.941	2.250	0.200	9.720	0.188
Ws1	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.695		=	0.27		1.4		0.3826463	
Ws2	3.050	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.695		=	11.11		2.98		33.122588	
Ws3	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.730		=	0.28		1.55		0.4323919	
Ws4	2.900	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.730		=	10.79		3.05		32.898978	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1						=						
	0.655	x	2.150	x	1.695	x	0.500	x	2.150						=		2.57		3.267		8.38
Pae2	(Kea	x	γt	x	H1)	x	H2								=						
	0.655	x	1.695	x	2.150	x	2.550								=		6.08		1.275		7.76
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500						=						
	0.655	x	0.730	x	2.550	x	2.550	x	0.500						=		1.55		0.850		1.32
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2								=						
	0.500	x	1.000	x	2.550	x	2.550								=		3.25		0.850		2.76
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500						=						
	1.565	x	0.730	x	0.400	x	0.400	x	0.500						=		-0.09		0.133		-0.01
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3								=						
	0.500	x	1.000	x	0.400	x	0.400								=		-0.08		0.133		-0.01
Pd	7/12	x	Kh	x	H3	x	H3								=						
	0.583	x	0.218	x	0.400	x	0.400								=		-0.02		0.133		0.00
															=						
Pu1	4.500	x	1.174	x	1.000	x	1.000								=	-5.282609		2.25		-11.88587	
Pu2	4.500	x	1.402	x	1.000	x	0.500								=	-3.154891		3.00		-9.464674	
TOTAL													Σ V			22.980			Σ Mv	60.934	
													Σ H				15.216		Σ Mh		22.722

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 2.68 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 1.21 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 4.500 m

e = 0.59 < L / 6 = 0.75 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m^2

Tegangan maks = 9.10 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 1.11 ton/m^2 < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m^3)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m^3)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.2179 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]^2 * kh *(1 - (hd/[2])^{1,5}) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.59. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Saluran Peluncur dengan Kondisi Banjir Q_{1000th}

Panjang Creep = 2.300
Tinggi air di hulu= 2.550
Tinggi air di hilir = 1.480

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	2.550	2.550
	A-B	0.400					
B					0.400	2.950	2.764
	B-C		4.500	1.500			
C					1.900	2.950	2.066
	C-D	0.400					
D					2.300	2.550	1.480
Panjang Rembesan Total					2.300		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = -1{,}490$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.60. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{1000th} – Normal (Tanpa Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	4.300	x	1.000	x	1.000						2.400	=	3.096		1.15		3.560	
Wc2	0.300	x	4.300	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.548		1.40		2.167	
Wc3	4.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	10.800		2.25		24.3	
Ws1	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.695	=	0.273		1.40		0.383	
Ws2	3.050	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.695	=	11.115		2.98		33.123	
Ws3	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.730	=	0.279		1.55		0.432	
Ws4	2.900	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.730	=	10.787		3.05		32.899	
Ww1	1.000	x	1.080	x	1.000	x	1.000						1.000	=	1.080		0.50		0.540	
q	5.000	x	1.000											=	5.000		2.90		14.500	
Pa1	Ka	x	q	x	H1															
	0.425	x	1.000	x	2.150									=		0.913		3.625		3.31
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.425	x	2.150	x	1.695	x	0.500	x	2.15					=		1.664		3.267		5.44
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.425	x	1.000	+	0.425	x	1.695	x	2.150	x	2.550			=		5.030		1.275		6.41
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.425	x	0.73	x	2.550	x	2.550	x	0.500					=		1.008		0.850		0.86
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.00	x	2.550	x	2.550							=		3.251		0.850		2.76
Pp1	Kp	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	2.705	x	0.73	x	0.400	x	0.400	x	0.500					=		-0.158		0.133		-0.02
Pw2	0.500	x	γω	x	H4	x	H4													
	0.500	x	1.00	x	1.480	x	1.480							=		-1.095		0.493		-0.54
Pu1	4.500	x	2.07	x	1.000	x	1.000							=	-9.297391		2.25		-20.91913	
Pu2	4.500	x	0.70	x	1.000	x	0.500							=	-1.570109		3.00		-4.710	
TOTAL													Σ V		33.110			Σ Mv	86.275	
																10.613		Σ Mh		18.217

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 4.74 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 2.50 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 4.500 m

e = 0.19 < L / 6 = 0.75 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m²

Tegangan maks = 9.27 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 5.45 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.143 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.61. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{1000th} – Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	4.300	x	1.000	x	1.000						2.400	=	3.10	0.443	1.150	2.550	3.560	1.129
Wc2	0.300	x	4.300	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.55	0.221	1.400	1.830	2.167	0.405
Wc3	4.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	10.80	1.544	2.250	0.200	24.300	0.309
Ws1	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.695	=	0.27		1.4		0.3826463	
Ws2	3.050	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.695	=	11.11		2.98		33.122588	
Ws3	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.730	=	0.28		1.55		0.4323919	
Ws4	2.900	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.730	=	10.79		3.05		32.898978	
Ww1	1.000	x	1.080	x	1.000	x	1.000						1.000	=	1.08		0.5		0.54	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.655	x	2.150	x	1.695	x	0.500	x	2.150					=		2.57		3.267		8.38
Pae2	Kea	x	γt	x	H1)	x	H2							=						
	0.655	x	1.695	x	2.150	x	2.550							=		6.08		1.275		7.76
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.655	x	0.730	x	2.550	x	2.550	x	0.500					=		1.55		0.850		1.32
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	2.550	x	2.550							=		3.25		0.850		2.76
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	1.565	x	0.730	x	0.400	x	0.400	x	0.500					=		-0.09		0.133		-0.01
Pw2	0.500	x	γω	x	H	x	H							=						
	0.500	x	1.000	x	1.480	x	1.480							=		-1.10		0.493		-0.54
Pd	7/12	x	Kh	x	H	x	H							=						
	0.583	x	0.218	x	1.480	x	1.480							=		-0.28		0.493		-0.14
														=						
Pu1	4.500	x	2.066	x	1.000	x	1.000							=	-9.297391		2.25		-20.91913	
Pu2	4.500	x	0.698	x	1.000	x	0.500							=	-1.570109		3.00		-4.710326	
TOTAL													Σ V		28.110			Σ Mv	71.775	
													Σ H			14.198		Σ Mh		21.374

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 3.36 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 1.58 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 4.500 m

e = 0.46 < L / 6 = 0.75 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m²

Tegangan maks = 10.05 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 2.44 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.143 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.62. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Saluran Peluncur dengan Kondisi Banjir Q_{PMF}

Panjang Creep = 2.300
Tinggi air di hulu= 2.550
Tinggi air di hilir = 1.950

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	2.550	2.550
	A-B	0.400					
B					0.400	2.950	2.846
	B-C		4.500	1.500			
C					1.900	2.950	2.454
	C-D	0.400					
D					2.300	2.550	1.950
Panjang Rembesan Total					2.300		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

= $[\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

= H_{air} + [1] , dengan ΔH= -1,490 m

[6] = gaya uplift (t/m)

= $H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.63. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal (Tanpa Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	4.300	x	1.000	x	1.000						2.400	=	3.096		1.15		3.560	
Wc2	0.300	x	4.300	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.548		1.40		2.167	
Wc3	4.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	10.800		2.25		24.3	
Ws1	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.695	=	0.273		1.40		0.383	
Ws2	3.050	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.695	=	11.115		2.98		33.123	
Ws3	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.730	=	0.279		1.55		0.432	
Ws4	2.900	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.730	=	10.787		3.05		32.899	
Ww1	1.000	x	1.550	x	1.000	x	1.000						1.000	=	1.550		0.50		0.775	
q	5.000	x	1.000											=	5.000		2.90		14.500	
Pa1	Ka	x	q	x	H1															
	0.425	x	1.000	x	2.150									=		0.913		3.625		3.31
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.425	x	2.150	x	1.695	x	0.500	x	2.15					=		1.664		3.267		5.44
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.425	x	1.000	+	0.425	x	1.695	x	2.150	x	2.550			=		5.030		1.275		6.41
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.425	x	0.73	x	2.550	x	2.550	x	0.500					=		1.008		0.850		0.86
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.00	x	2.550	x	2.550							=		3.251		0.850		2.76
Pp1	Kp	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	2.705	x	0.73	x	0.400	x	0.400	x	0.500					=		-0.158		0.133		-0.02
Pw2	0.500	x	γω	x	H4	x	H4													
	0.500	x	1.00	x	1.950	x	1.950							=		-1.901		0.650		-1.24
Pu1	4.500	x	2.45	x	1.000	x	1.000							=	-11.04457		2.25		-24.85027	
Pu2	4.500	x	0.39	x	1.000	x	0.500							=	-0.880435		3.00		-2.641	
TOTAL													Σ V		32.523			Σ Mv	84.648	
																9.807		Σ Mh		17.522

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 4.83 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 2.65 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 4.500 m

e = 0.19 < L / 6 = 0.75 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m²

Tegangan maks = 9.02 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 5.43 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.143 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.64. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	4.300	x	1.000	x	1.000						2.400	=	3.10	0.443	1.150	2.550	3.560	1.129
Wc2	0.300	x	4.300	x	1.000	x	0.500						2.400	=	1.55	0.221	1.400	1.830	2.167	0.405
Wc3	4.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	10.80	1.544	2.250	0.200	24.300	0.309
Ws1	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.695	=	0.27		1.4		0.3826463	
Ws2	3.050	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.695	=	11.11		2.98		33.122588	
Ws3	0.150	x	2.150	x	1.000	x	0.500						1.730	=	0.28		1.55		0.4323919	
Ws4	2.900	x	2.150	x	1.000	x	1.000						1.730	=	10.79		3.05		32.898978	
Ww1	1.000	x	1.550	x	1.000	x	1.000						1.000	=	1.55		0.5		0.775	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.655	x	2.150	x	1.695	x	0.500	x	2.150					=		2.57		3.267		8.38
Pae2	Kea	x	γt	x	H1)	x	H2							=						
	0.655	x	1.695	x	2.150	x	2.550							=		6.08		1.275		7.76
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.655	x	0.730	x	2.550	x	2.550	x	0.500					=		1.55		0.850		1.32
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	2.550	x	2.550							=		3.25		0.850		2.76
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	1.565	x	0.730	x	0.400	x	0.400	x	0.500					=		-0.09		0.133		-0.01
Pw2	0.500	x	γω	x	H4	x	H4							=						
	0.500	x	1.000	x	1.950	x	1.950							=		-1.90		0.650		-1.24
Pd	7/12	x	Kh	x	H	x	H							=						
	0.583	x	0.218	x	1.950	x	1.950							=		-0.48		0.650		-0.31
														=						
Pu1	4.500	x	2.454	x	1.000	x	1.000							=	-11.04457		2.25		-24.85027	
Pu2	4.500	x	0.391	x	1.000	x	0.500							=	-0.880435		3.00		-2.641304	
TOTAL													Σ V		27.523			Σ Mv	70.148	
													Σ H			13.187		Σ Mh		20.502

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 3.42 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 1.67 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 4.500 m

e = 0.45 < L / 6 = 0.75 OK

f= 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.65 ton/m²

Tegangan maks = 9.75 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 2.48 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

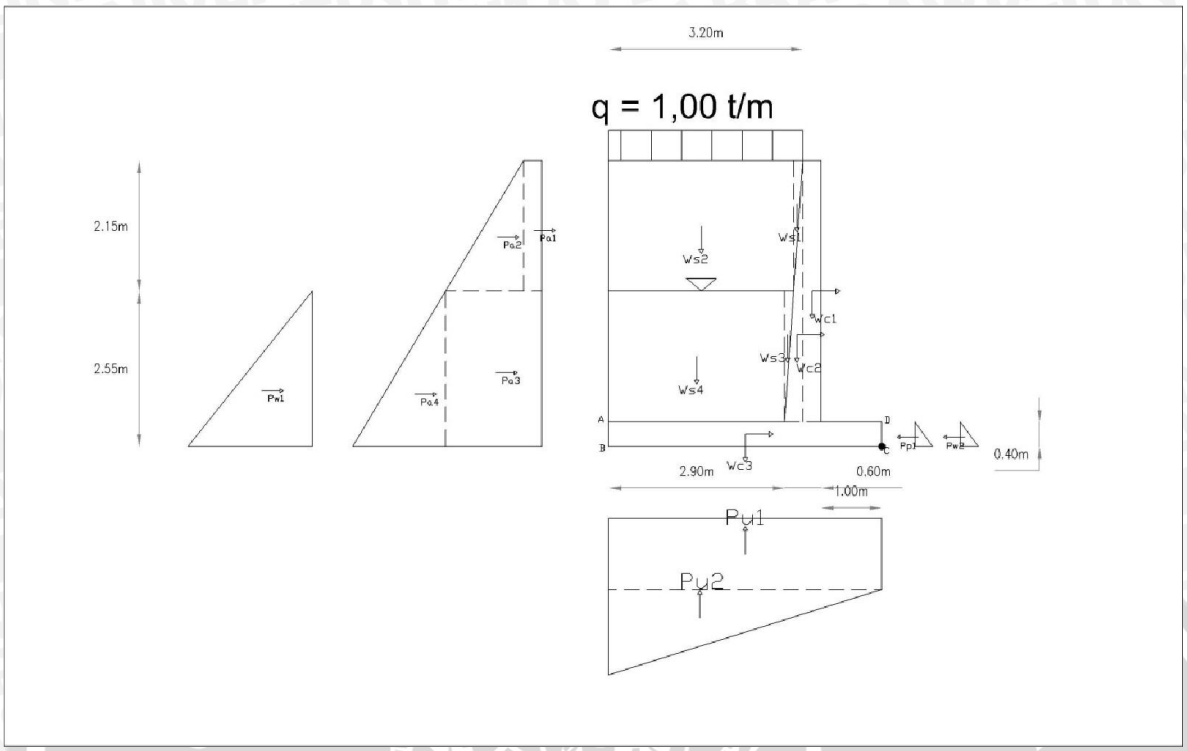
[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.143 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^{1,5}) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

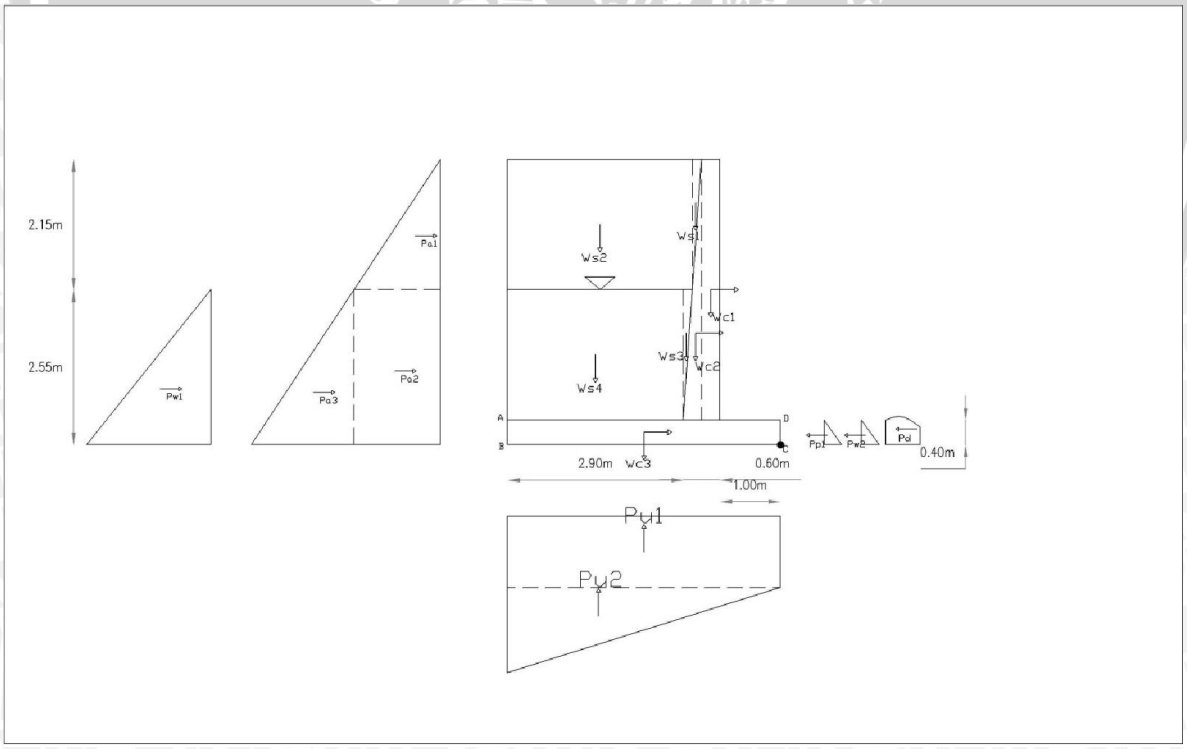
[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

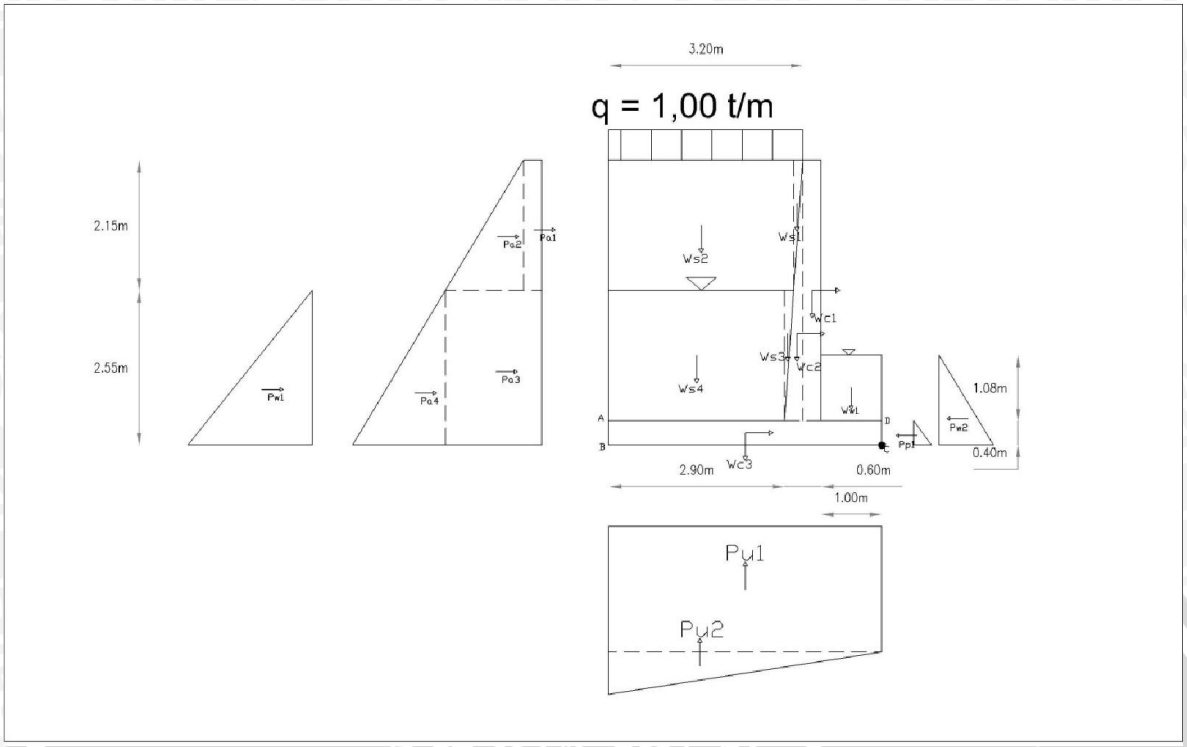
[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]



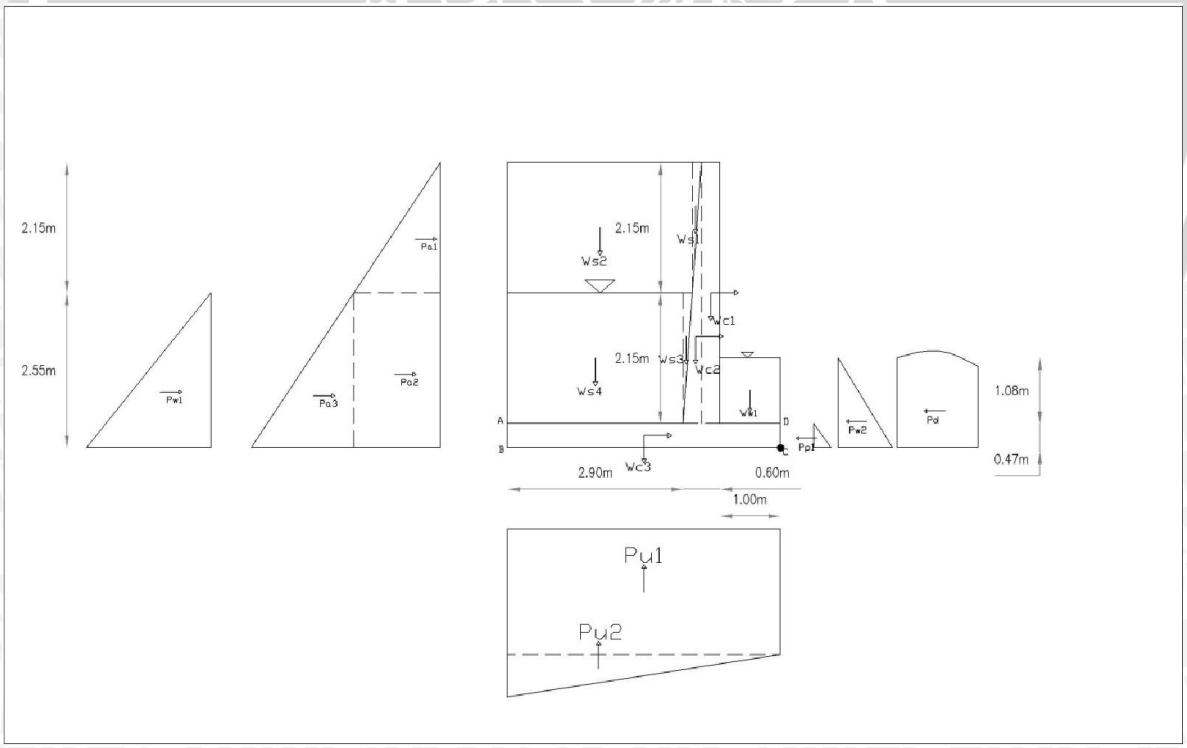
Gambar 4.40 Diagram Gaya padaSaluran Peluncur Kondisi Kosong-Normal



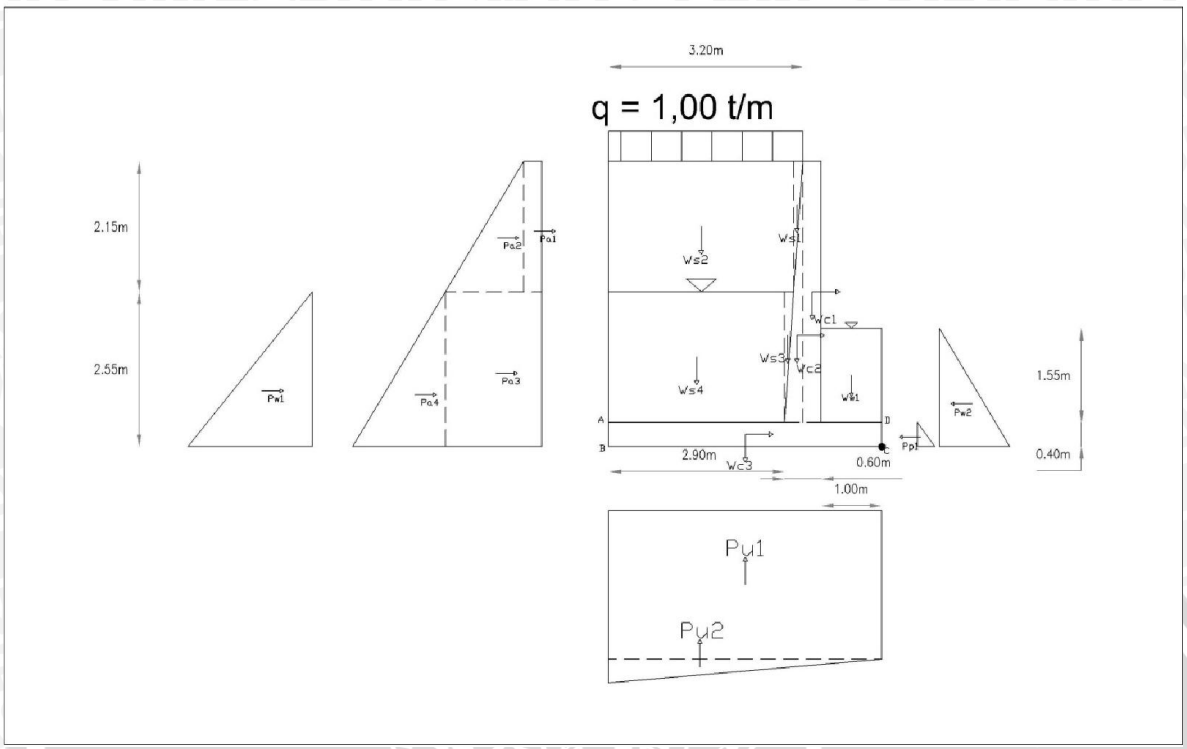
Gambar 4.41 Diagram Gaya padaSaluran Peluncur Kondisi Kosong-Gempa



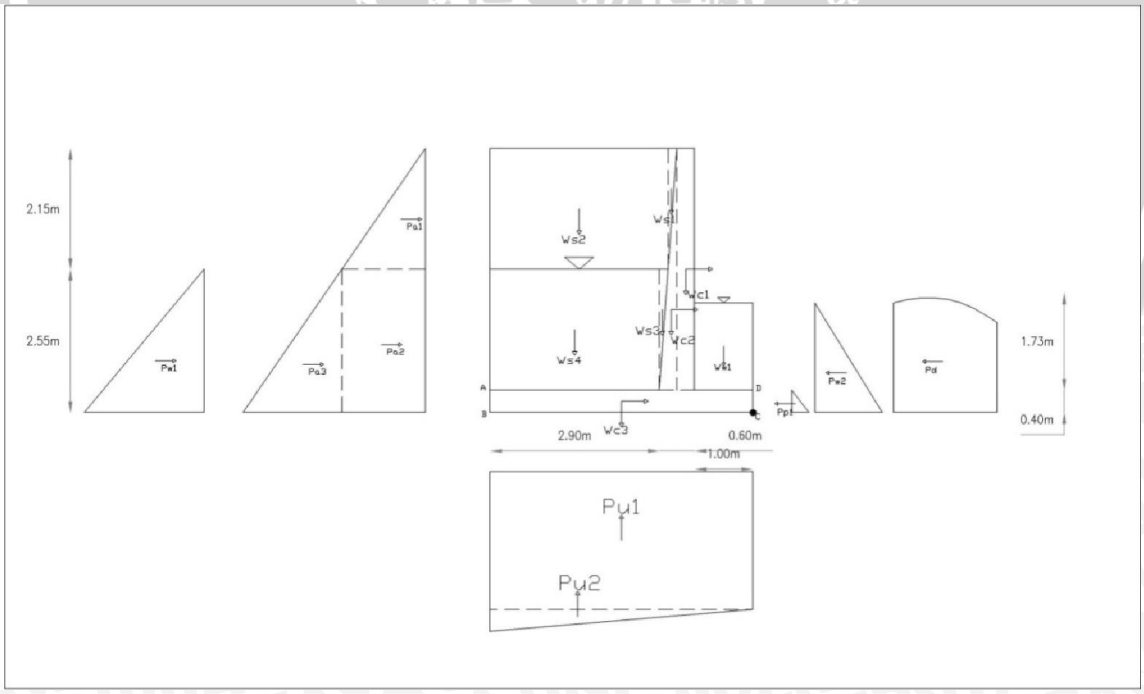
Gambar 4.42 Diagram Gaya padaSaluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{1000th} - Normal



Gambar 4.43 Diagram Gaya padaSaluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{1000th} - Gempa



Gambar 4.44 Diagram Gaya padaSaluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal



Gambar 4.45 Diagram Gaya padaSaluran Peluncur Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

4.3.2.2.4. Dinding Penahan Peredam Energi

Perhitungan momen merupakan perkalian antara tekanan yang terjadi dengan lengan momen yang diukur berdasarkan titik pusat momen yang terjadi pada konstruksi. Perhitungan uplift untuk semua kondisi dan analisis stabilitas pada Dinding Penahan Saluran Peluncur akan disajikan pada Tabel 4.65 sampai dengan 4.73.

Diagram gaya yang bekerja pada dinding penahan sesuai dengan kondisi yang dianalisis disajikan pada Gambar 4.46. sampai dengan Gambar 4.51.

Untuk rekapitulasi hasil perhitungan stabilitas dinding penahan pelimpah samping dengan berbagai kondisi yang telah dianalisis pada halaman sebelumnya, disajikan pada Tabel 4.74.

Tabel 4.65. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Penahan Peredam Energi dengan Kondisi Kosong

Panjang Creep = 4.933
Tinggi air di hulu= 5.800
Tinggi air di hilir = 0.800

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	5.800	5.800
	A-B	0.800					
B					0.800	6.600	5.789
	B-C		10.000	3.333			
C					4.133	6.600	2.411
	C-D	0.800					
D					4.933	5.800	0.800
Panjang Rembesan Total					4.933		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = -1{,}490$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.66. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Kosong –Normal (Tanpa Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	10.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	7.200		2.15		15.480	
Wc2	0.700	x	10.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	8.400		2.53		21.252	
Wc3	10.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	19.200		5.00		96.0	
Ws1	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.483		2.53		3.752	
Ws2	7.350	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	62.291		6.33		394.304	
Ws3	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.730	=	1.514		2.88		4.360	
Ws4	7.000	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.730	=	60.550		6.50		393.575	
q	7.700	x	1.000											=	7.700		6.15		47.355	
Pa1	Ka	x	q	x	H1															
	0.425	x	1.000	x	5.000									=		2.124		8.300		17.63
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.425	x	5.000	x	1.695	x	0.500	x	5.00					=		8.999		7.467		67.19
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.425	x	1.000	+	0.425	x	1.695	x	5.000	x	5.800			=		23.340		2.900		67.69
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.425	x	0.73	x	5.800	x	5.800	x	0.500					=		5.215		1.933		10.08
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.00	x	5.800	x	5.800							=		16.820		1.933		32.52
Pp1	Kp	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	2.705	x	0.73	x	0.800	x	0.800	x	0.500					=		-0.632		0.267		-0.17
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3													
	0.500	x	1.00	x	0.800	x	0.800							=		-0.320		0.267		-0.09
Pu1	10.000	x	2.41	x	1.000	x	1.000							=	-24.10811		5.00		-120.5405	
Pu2	10.000	x	3.38	x	1.000	x	0.500							=	-16.89189		6.67		-112.613	
TOTAL													Σ V		127.338			Σ Mv	742.924	
																55.546		Σ Mh		194.850

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 3.81 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 1.83 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 10.0 m

e = 0.70 < L / 6 = 1.67 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.24 ton/m²

Tegangan maks = 18.05 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 7.42 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.143 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.67. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Kosong – Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut ⊖				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	10.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	7.20	1.030	2.150	5.800	15.480	5.972
Wc2	0.700	x	10.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	8.40	1.201	2.530	4.130	21.252	4.961
Wc3	10.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	19.20	2.746	5.000	0.400	96.000	1.098
Ws1	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.48		2.53		3.7523063	
Ws2	7.350	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	62.29		6.33		394.30361	
Ws3	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.730	=	1.51		2.88		4.3596	
Ws4	7.000	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.730	=	60.55		6.5		393.575	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.655	x	5.000	x	1.695	x	0.500	x	5.000					=		13.87		7.467		103.58
Pae2	Kea	x	γt	x	H1)	x	H2							=						
	0.655	x	1.695	x	5.000	x	5.800							=		32.18		2.900		93.33
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.655	x	0.730	x	5.800	x	5.800	x	0.500					=		8.04		1.933		15.54
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	5.800	x	5.800							=		16.82		1.933		32.52
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	1.565	x	0.730	x	0.800	x	0.800	x	0.500					=		-0.37		0.267		-0.10
Pw2	0.500	x	γω	x	H3	x	H3							=						
	0.500	x	1.000	x	0.800	x	0.800							=		-0.32		0.267		-0.09
Pd	7/12	x	Kh	x	H3	x	H3							=						
	0.583	x	0.218	x	0.800	x	0.800							=		-0.08		0.267		-0.02
														=						
Pu1	10.000	x	2.411	x	1.000	x	1.000							=	-24.10811		5.00		-120.5405	
Pu2	10.000	x	3.378	x	1.000	x	0.500							=	-16.89189		6.67		-112.6126	
TOTAL													**Σ V**		**119.638**			**Σ Mv**	**695.569**	
													Σ H			**75.126**		**Σ Mh**		**256.804**

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 2.71 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 1.27 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 10.0 m

e = 1.33 < L / 6 = 1.67 OK

f = 0.8 Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.24 ton/m²

Tegangan maks = 21.53 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 2.40 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.143 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.68. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Penahan Peredam Energi dengan Banjir Q_{1000th}

Panjang Creep = 4.933
Tinggi air di hulu= 5.800
Tinggi air di hilir = 8.100

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	5.800	5.800
	A-B	0.800					
B					0.800	6.600	6.973
	B-C		10.000	3.333			
C					4.133	6.600	8.527
	C-D	0.800					
D					4.933	5.800	8.100
Panjang Rembesan Total					4.933		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = -1{,}490$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.69. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th} – Normal (Tanpa – Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	10.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	7.200		2.15		15.480	
Wc2	0.700	x	10.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	8.400		2.53		21.252	
Wc3	10.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	19.200		5.00		96.0	
Ws1	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.483		2.53		3.752	
Ws2	7.350	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	62.291		6.33		394.304	
Ws3	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.730	=	1.514		2.88		4.360	
Ws4	7.000	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.730	=	60.550		6.50		393.575	
Ww1	2.000	x	7.240	x	1.000	x	1.000						1.000	=	14.480		1.00		14.480	
q	7.700	x	1.000											=	7.700		6.15		47.355	
Pa1	Ka	x	q	x	H1															
	0.425	x	1.000	x	5.000									=		2.124		8.300		17.63
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.425	x	5.000	x	1.695	x	0.500	x	5.00					=		8.999		7.467		67.19
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.425	x	1.000	+	0.425	x	1.695	x	5.000	x	5.800			=		23.340		2.900		67.69
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.425	x	0.73	x	5.800	x	5.800	x	0.500					=		5.215		1.933		10.08
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.00	x	5.800	x	5.800							=		16.820		1.933		32.52
Pp1	Kp	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	2.705	x	0.73	x	2.000	x	2.000	x	0.500					=		-3.950		0.667		-2.63
Pw2	0.500	x	γω	x	H	x	H													
	0.500	x	1.00	x	8.100	x	8.100							=		-32.805		2.700		-88.57
Pu1	10.000	x	6.97	x	1.000	x	1.000							=	-69.72973		5.00		-348.6486	
Pu2	10.000	x	1.55	x	1.000	x	0.500							=	-7.77027		3.33		-25.901	
TOTAL													Σ V		105.318			Σ Mv	616.008	
																19.743		Σ Mh		103.897

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 5.93 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 4.27 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 10.000 m

e = 0.14 < L / 6 = 1.67 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.24 ton/m²

Tegangan maks = 11.40 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 9.66 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.143 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.70. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th} – Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	10.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	7.20	1.030	2.150	5.800	15.480	5.972
Wc2	0.700	x	10.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	8.40	1.201	2.530	4.130	21.252	4.961
Wc3	10.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	19.20	2.746	5.000	0.400	96.000	1.098
Ws1	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.48		2.53		3.7523063	
Ws2	7.350	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	62.29		6.33		394.30361	
Ws3	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.730	=	1.51		2.88		4.3596	
Ws4	7.000	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.730	=	60.55		6.5		393.575	
Ww1	2.000	x	7.240	x	1.000		1.000						1.000	=	14.48		1		14.48	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.655	x	5.000	x	1.695	x	0.500	x	5.000					=		13.87		7.467		103.58
Pae2	Kea	x	γt	x	H1)	x	H2							=						
	0.655	x	1.695	x	5.000	x	5.800							=		32.18		2.900		93.33
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.655	x	0.730	x	5.800	x	5.800	x	0.500					=		8.04		1.933		15.54
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	5.800	x	5.800							=		16.82		1.933		32.52
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	1.565	x	0.730	x	2.000	x	2.000	x	0.500					=		-2.29		0.667		-1.52
Pw2	0.500	x	γω	x	H	x	H							=						
	0.500	x	1.000	x	8.100	x	8.100							=		-32.81		2.700		-88.57
Pd	7/12	x	Kh	x	H	x	H							=						
	0.583	x	0.218	x	8.100	x	8.100							=		-8.34		2.700		-22.52
														=						
Pu1	10.000	x	6.973	x	1.000	x	1.000							=	-69.72973		5.00		-348.6486	
Pu2	10.000	x	1.554	x	1.000	x	0.500							=	-7.77027		3.33		-25.9009	
TOTAL													Σ V		97.618			Σ Mv	568.653	
													Σ H			32.463		Σ Mh		144.395

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 3.94 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 2.41 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 10.000 m

e = 0.65 < L / 6 = 1.67 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.24 ton/m²

Tegangan maks = 13.59 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 5.93 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.143 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.71. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Dinding Penahan Peredam Energi dengan Banjir Q_{PMF}

Panjang Creep = 4.933
Tinggi air di hulu= 5.800
Tinggi air di hilir = 10.090

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	5.800	5.800
	A-B	0.800					
B					0.800	6.600	7.296
	B-C		10.000	3.333			
C					4.133	6.600	10.194
	C-D	0.800					
D					4.933	5.800	10.090
Panjang Rembesan Total					4.933		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

= $[\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

= H_{air} + [1] , dengan ΔH= -1,490 m

[6] = gaya uplift (t/m)

= $H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.72. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal (Tanpa – Gempa)

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	10.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	7.200		2.15		15.480	
Wc2	0.700	x	10.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	8.400		2.53		21.252	
Wc3	10.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	19.200		5.00		96.0	
Ws1	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.483		2.53		3.752	
Ws2	7.350	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	62.291		6.33		394.304	
Ws3	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.730	=	1.514		2.88		4.360	
Ws4	7.000	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.730	=	60.550		6.50		393.575	
Ww1	2.000	x	9.290	x	1.000	x	1.000						1.000	=	18.580		1.00		18.580	
q	7.700	x	1.000											=	7.700		6.15		47.355	
Pa1	Ka	x	q	x	H1															
	0.425	x	1.000	x	5.000									=		2.124		8.300		17.63
Pa2	Ka	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.425	x	5.000	x	1.695	x	0.500	x	5.00					=		8.999		7.467		67.19
Pa3	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2			=						
	0.425	x	1.000	+	0.425	x	1.695	x	5.000	x	5.800			=		23.340		2.900		67.69
Pa4	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.425	x	0.73	x	5.800	x	5.800	x	0.500					=		5.215		1.933		10.08
Pw1	0.500	x	γw	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.00	x	5.800	x	5.800							=		16.820		1.933		32.52
Pp1	Kp	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	2.705	x	0.73	x	2.000	x	2.000	x	0.500					=		-3.950		0.667		-2.63
Pw2	0.500	x	γω	x	H	x	H													
	0.500	x	1.00	x	10.090	x	10.090							=		-50.904		3.363		-171.21
Pu1	10.000	x	7.30	x	1.000	x	1.000							=	-72.95676		5.00		-364.7838	
Pu2	10.000	x	2.90	x	1.000	x	0.500							=	-14.49324		3.33		-48.311	
TOTAL													Σ V		99.468			Σ Mv	581.563	
																1.644		Σ Mh		21.263

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 27.35 > 1.5 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 48.41 > 1.5 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 10.000 m

e = 0.63 < L / 6 = 1.67 OK

f = 0.8 Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.24 ton/m²

Tegangan maks = 13.72 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 6.17 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.143 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]

Tabel 4.73. Analisis Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

Notasi	Nilai														Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ				γ		Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)								(t/m³)		(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]				[6]		[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]
Wc1	0.300	x	10.000	x	1.000	x	1.000						2.400	=	7.20	1.030	2.150	5.800	15.480	5.972
Wc2	0.700	x	10.000	x	1.000	x	0.500						2.400	=	8.40	1.201	2.530	4.130	21.252	4.961
Wc3	10.000	x	0.800	x	1.000	x	1.000						2.400	=	19.20	2.746	5.000	0.400	96.000	1.098
Ws1	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.695	=	1.48		2.53		3.7523063	
Ws2	7.350	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.695	=	62.29		6.33		394.30361	
Ws3	0.350	x	5.000	x	1.000	x	0.500						1.730	=	1.51		2.88		4.3596	
Ws4	7.000	x	5.000	x	1.000	x	1.000						1.730	=	60.55		6.5		393.575	
Ww1	2.000	x	9.290	x	1.000	x	1.000						1.000	=	18.58		1		18.58	
Pae1	Kea	x	H1	x	γt	x	0.500	x	H1					=						
	0.655	x	5.000	x	1.695	x	0.500	x	5.000					=		13.87		7.467		103.58
Pae2	Kea	x	γt	x	H1)	x	H2							=						
	0.655	x	1.695	x	5.000	x	5.800							=		32.18		2.900		93.33
Pae3	Kae	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.500					=						
	0.655	x	0.730	x	5.800	x	5.800	x	0.500					=		8.04		1.933		15.54
Pw1	0.500	x	γt	x	H2	x	H2							=						
	0.500	x	1.000	x	5.800	x	5.800							=		16.82		1.933		32.52
Ppe1	Kep	x	γsub	x	H3	x	H3	x	0.500					=						
	1.565	x	0.730	x	2.000	x	2.000	x	0.500					=		-2.29		0.667		-1.52
Pw2	0.500	x	γω	x	H	x	H							=						
	0.500	x	1.000	x	10.090	x	10.090							=		-50.90		3.363		-171.21
Pd	7/12	x	Kh	x	H	x	H							=						
	0.583	x	0.218	x	10.090	x	10.090							=		-12.94		3.363		-43.52
														=						
Pu1	10.000	x	7.296	x	1.000	x	1.000							=	-72.95676		5.00		-364.7838	
Pu2	10.000	x	2.899	x	1.000	x	0.500							=	-14.49324		3.33		-48.31081	
TOTAL													**Σ V**		**91.768**			**Σ Mv**	**534.208**	
													Σ H			**9.762**		**Σ Mh**		**40.754**

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = Σ M v / Σ M h = 13.11 > 1.2 Aman

SF Geser =(f . Σ V)/Σ H = 7.52 > 1.2 Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 10.000 m

e = 0.38 < L / 6 = 1.67 OK

f = 0.8

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 44.24 ton/m²

Tegangan maks = 11.25 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Tegangan min = 7.10 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = lebar tiap bagian (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = panjang konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = sudut yang terbentuk antara sumbu vertikal dengan permukaan
= sin(θ+δ) untuk tekanan vertikal
= cos(θ+δ) untuk tekanan horizontal

[6] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
= berat jenis tanah timbunan = 1,8 (t/m³)

[7] = gaya vertikal (ton)
= [1] * [2] * [3] * [4] * [6] (untuk bangunan dan timbunan)
= [1] * [2] * [3] * [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

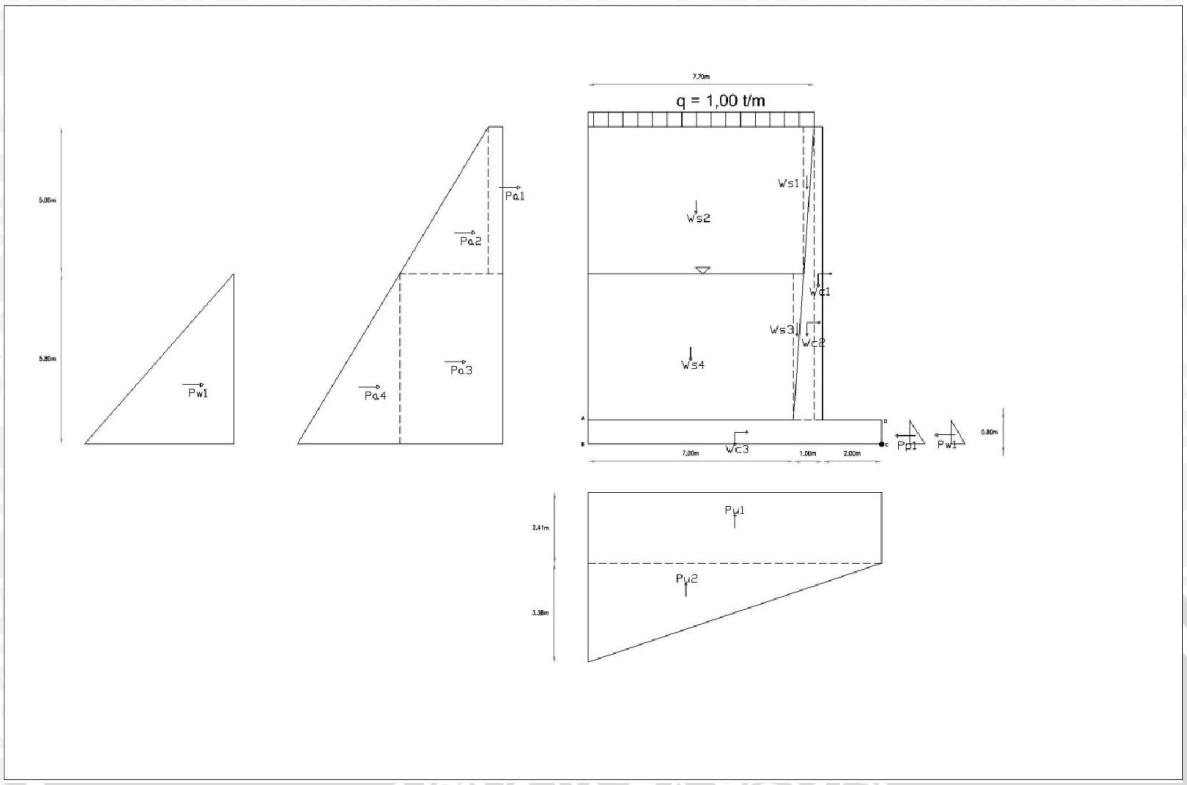
[8] = gaya horizontal (ton)
= [5] * kh ,, dengan kh = 0.143 (untuk berat bangunan)
= 7/12 * [2]² * kh *(1 - (hd/[2])^1,5) (untuk tekanan air dinamis)
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu

[9] = lengan momen gaya berat konstruksi (m)

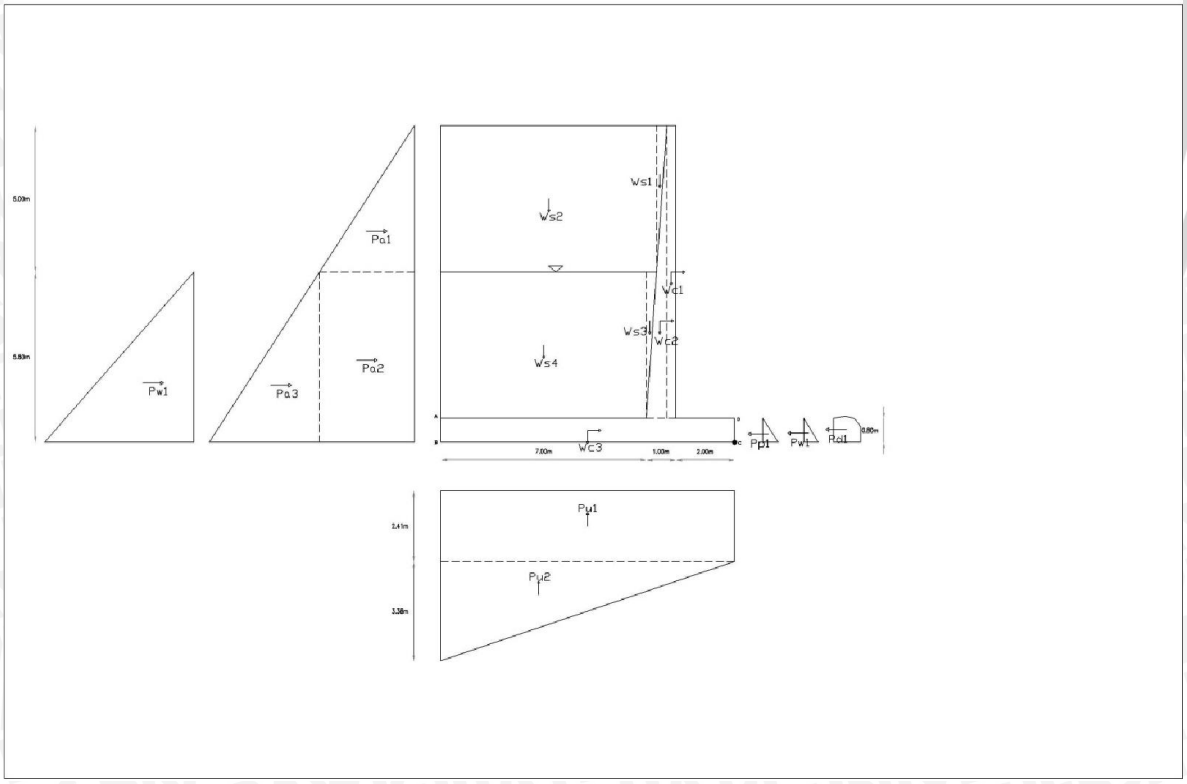
[10] = lengan momen gaya horizontal (m)

[11] = momen (ton.m)
= [7] * [9]

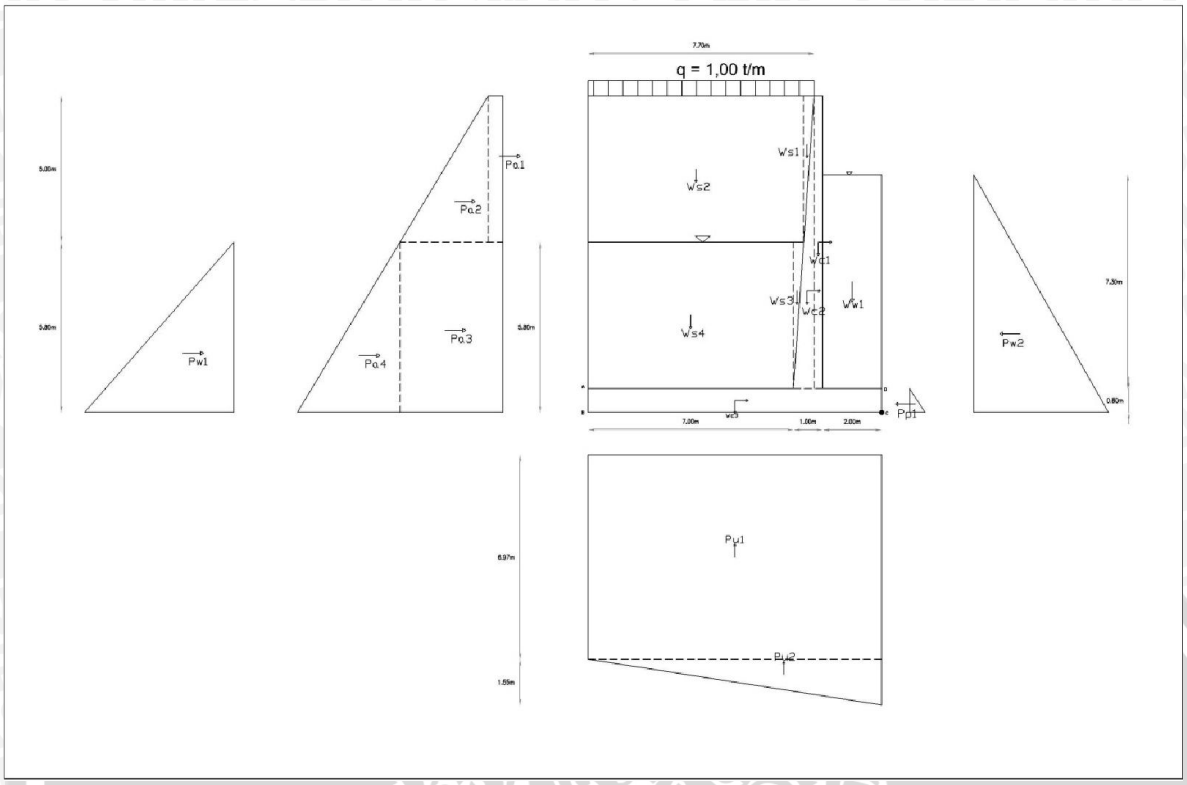
[12] = momen (ton.m)
= [8] * [10]



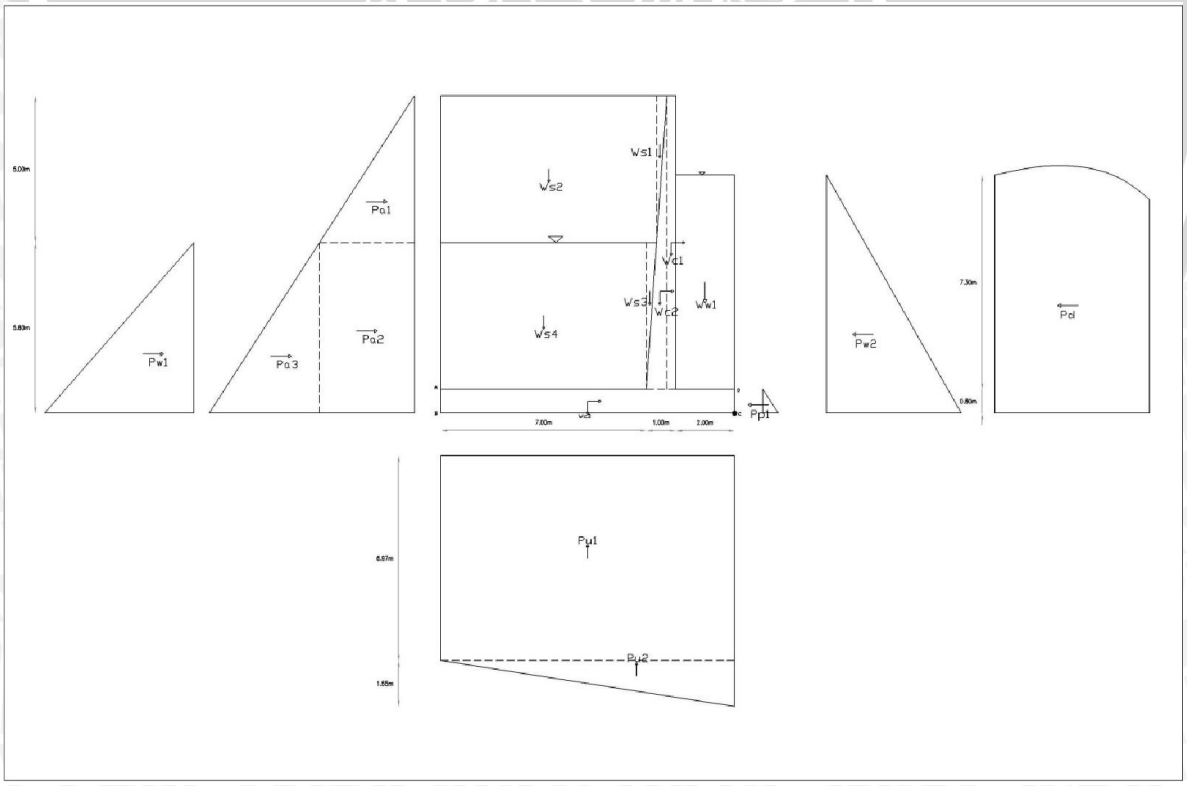
Gambar 4.46 Diagram Gaya padaPeredam Energi Kondisi Kosong-Normal



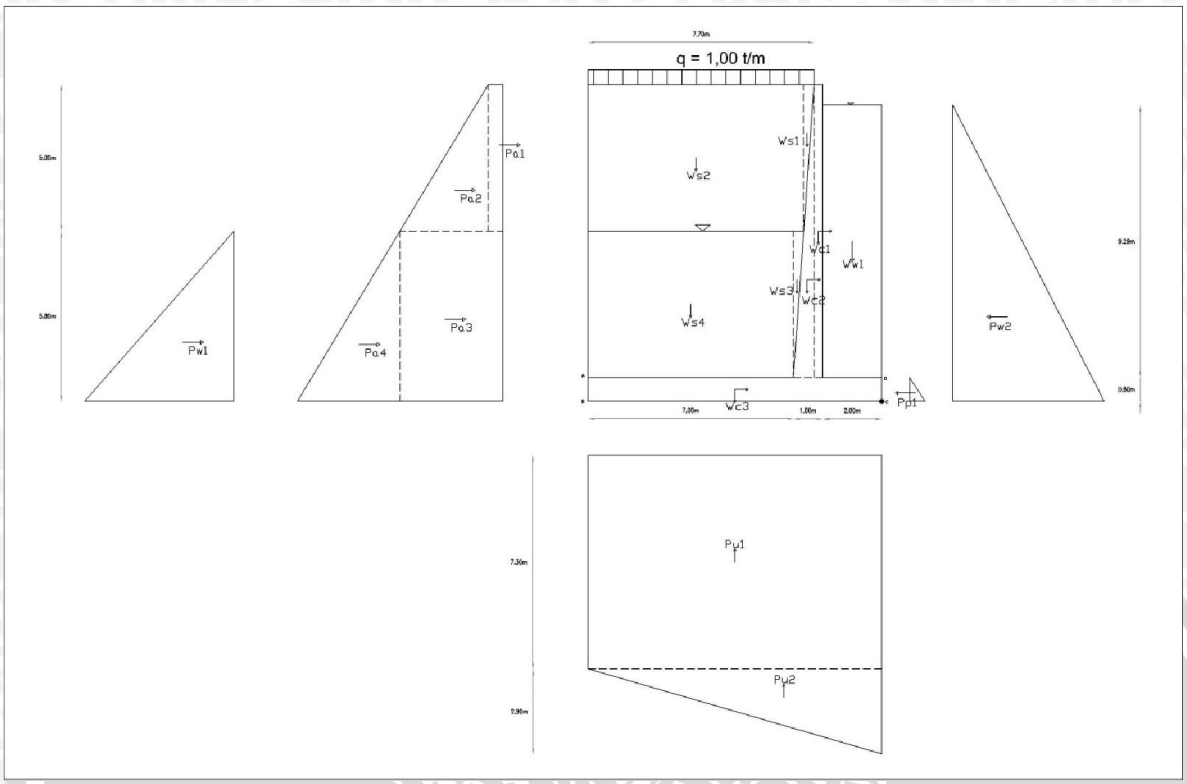
Gambar 4.47 Diagram Gaya padaPeredam Energi Kondisi Kosong-Gempa



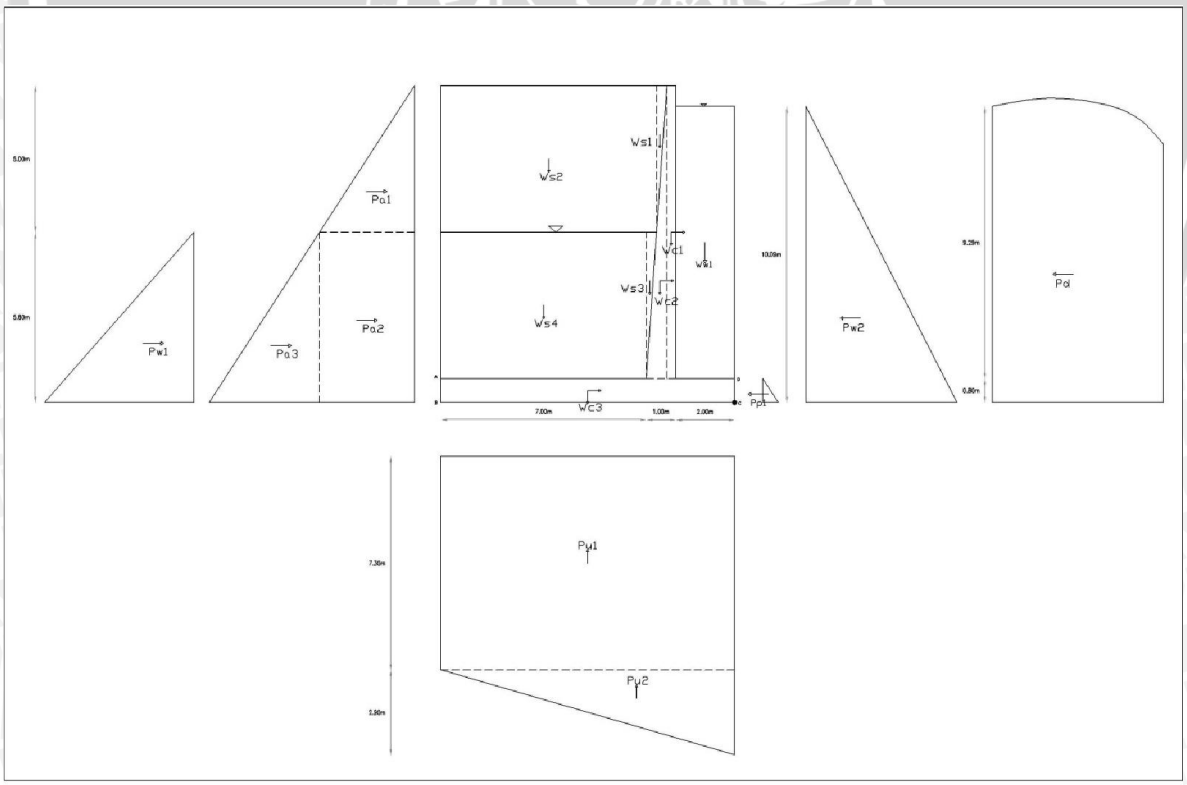
Gambar 4.48 Diagram Gaya padaPeredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th}-Normal



Gambar 4.49 Diagram Gaya padaPeredam Energi Kondisi Banjir Q_{1000th}-Gempa



Gambar 4.50 Diagram Gaya padaPeredam Energi Kondisi Banjir Q_{PMF}-Normal



Gambar 4.51 Diagram Gaya padaPeredam Energi Kondisi Banjir Q_{PMF}-Gempa

Tabel 4.74. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Pelimpah Samping dengan Berbagai Kondisi

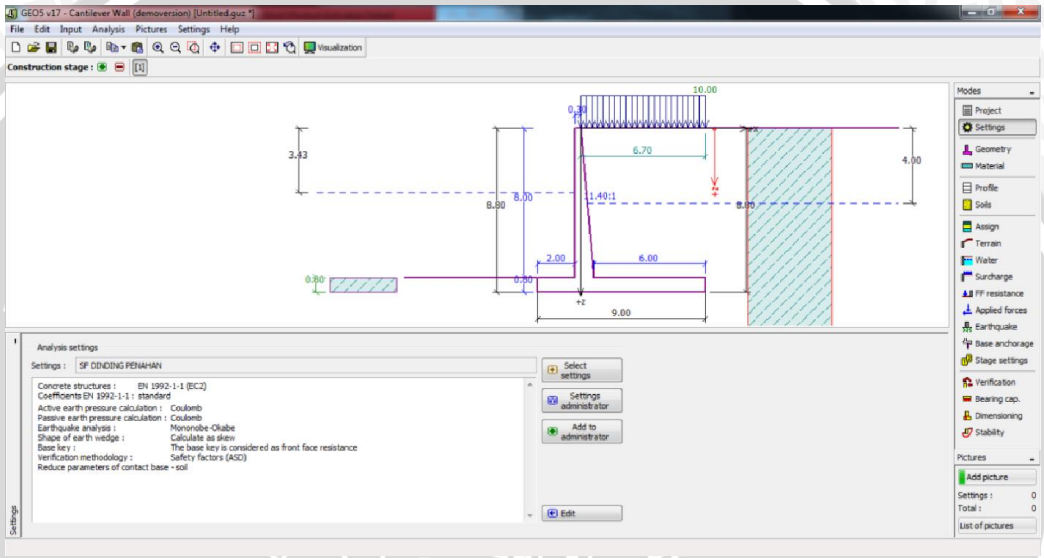
No.	Tinjauan analisa stabilitas		Gaya-gaya Vertikal ton	Gaya-gaya Horizontal ton	Momen Tahan (Mv) ton.m	Momen Guling (Mh) ton.m	Angka keamanan terhadap guling SF Guling		Angka keamanan terhadap geser SF Geser		Eksentrisitas e	L/6	Kontrol Eksentrisitas	Tegangan maks σ maks	Tegangan min σ min	Tegangan ijin σ ijin	Kontrol Daya dukung ton/m^2
A	**Dinding Penahan Pelimpah Samping**																
	Tinjauan kondisi normal						**(SF >= 1,5)**		**(SF >= 1,5)**		**e < L/6**			**< σ ijin**			
	1	Saluran keadaan kosong	261.317	41.029	1411.556	464.149	3.04	aman	4.46	aman	0.63	1.00	OK	70.80	16.31	52.5	NO
	2	Saluran keadaan banjir Q PMF	212.171	26.268	1181.679	383.079	3.08	aman	5.65	aman	0.76	1.00	OK	62.38	8.35	52.5	NO
	Tinjauan kondisi gempa						**(SF >= 1,2)**		**(SF >= 1,2)**		**e < L/6**			**< σ ijin**			
	1	Saluran keadaan kosong	260.682	78.604	1406.223	747.371	1.88	aman	2.32	aman	0.47	1.00	OK	63.98	22.91	52.5	NO
	2	Saluran keadaan banjir Q PMF	211.536	79.939	1176.346	733.328	1.60	aman	1.85	aman	0.91	1.00	OK	67.19	3.32	52.5	NO
B	**Dinding Penahan Saluran Transisi**																
	Tinjauan kondisi normal						**(SF >= 1,5)**		**(SF >= 1,5)**		**e < L/6**			**< σ ijin**			
	1	Saluran keadaan kosong	266.584	41.029	1448.149	473.509	3.06	aman	4.55	aman	0.66	1.00	OK	73.58	15.28	52.9	NO
	2	Saluran keadaan banjir Q 100	254.645	23.748	1410.693	379.077	3.72	aman	7.51	aman	1.05	1.00	NO	21.78	0.00	52.9	OK
	Tinjauan kondisi gempa						**(SF >= 1,2)**		**(SF >= 1,2)**		**e < L/6**			**< σ ijin**			
	1	Saluran keadaan kosong	265.949	79.446	1442.816	767.871	1.88	aman	2.34	aman	0.46	1.00	OK	64.81	23.84	52.9	NO
	2	Saluran keadaan banjir Q 100	254.010	80.311	1405.360	751.023	1.87	aman	2.21	aman	0.42	1.00	OK	60.28	24.39	52.9	NO
C	**Dinding Penahan Saluran Peluncur**																
	Tinjauan kondisi normal						**(SF >= 1,5)**		**(SF >= 1,5)**		**e < L/6**			**< σ ijin**			
	1	Saluran keadaan kosong	209.788	54.341	1081.833	440.978	2.45	aman	2.70	aman	0.05	1.00	OK	36.88	33.05	46.2	OK
	2	Saluran keadaan banjir Q 100	182.436	54.021	969.535	425.560	2.28	aman	2.36	aman	0.02	1.00	OK	30.96	29.85	46.2	OK
	Tinjauan kondisi gempa						**(SF >= 1,2)**		**(SF >= 1,2)**		**e < L/6**			**< σ ijin**			
	1	Saluran keadaan kosong	208.973	82.294	1074.363	613.119	1.75	aman	1.78	aman	0.79	1.00	OK	62.44	7.22	46.2	NO
	2	Saluran keadaan banjir Q 100	181.620	86.325	962.065	612.704	1.57	aman	1.47	aman	1.08	1.00	NO	15.74	0.00	46.2	OK
D	**Dinding Penahan Peredam Energi**																
	Tinjauan kondisi normal						**(SF >= 1,5)**		**(SF >= 1,5)**		**e < L/6**			**< σ ijin**			
	1	Saluran keadaan kosong	206.557	41.029	1048.853	361.190	2.90	aman	3.52	aman	0.33	1.00	OK	45.76	23.09	47.9	OK
	2	Saluran keadaan banjir Q 100	161.577	6.838	845.180	166.027	5.09	aman	16.54	aman	1.20	1.00	NO	14.99	0.00	47.9	OK
	Tinjauan kondisi gempa						**(SF >= 1,2)**		**(SF >= 1,2)**		**e < L/6**			**< σ ijin**			
	1	Saluran keadaan kosong	205.922	69.842	1043.520	539.223	1.94	aman	2.06	aman	0.55	1.00	OK	53.23	15.41	47.9	NO
	2	Saluran keadaan banjir Q 100	160.942	67.550	839.847	501.074	1.68	aman	1.67	aman	0.90	1.00	OK	50.83	2.81	47.9	NO

Sumber : Hasil Perhitungan

4.3.2.2.5. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan menggunakan Software GEO5 v17

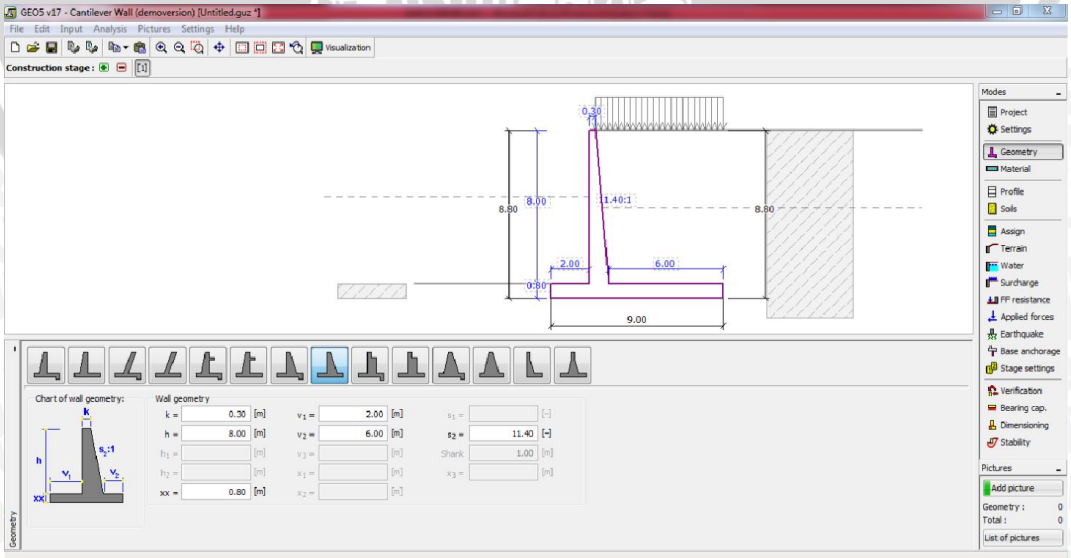
Disamping perhitungan utama dengan menggunakan perhitungan manual, penggunaan software ini dimaksudkan untuk membantu memeriksa keamanan dari hasil perhitungan secara manual pada stabilitas dinding penahan pelimpah. Dibawah ini akan ditunjukan contoh perhitungan stabilitas dinding penahan saluran samping (side) kondisi banjir Q_{1000th} pada keadaan normal (tanpa gempa) :

– Langkah pertama adalah klik "*Setting*"menentukan metode perhitungan yang akan dipakai dalam menganalisa.



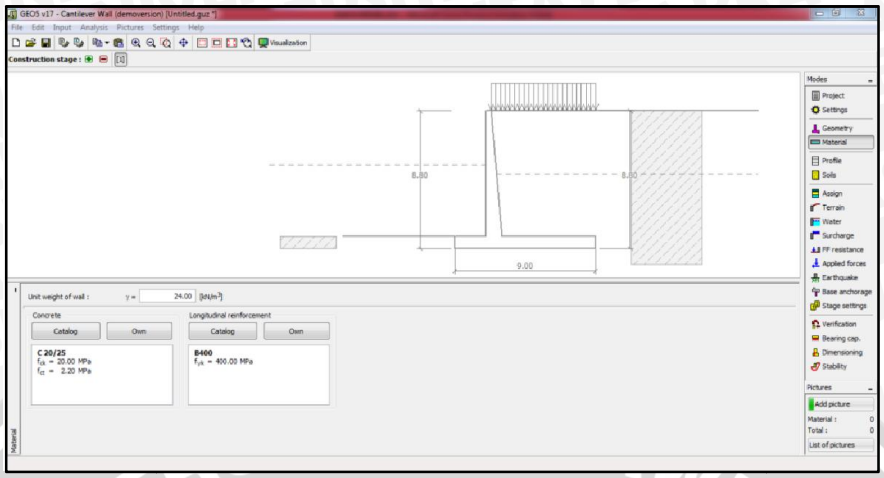
Gambar 4.52 Tampilan Menu *Setting* pada *Software* GEO5 v17

– Langkah kedua adalah menentukan bentuk geometri dinding penahan.



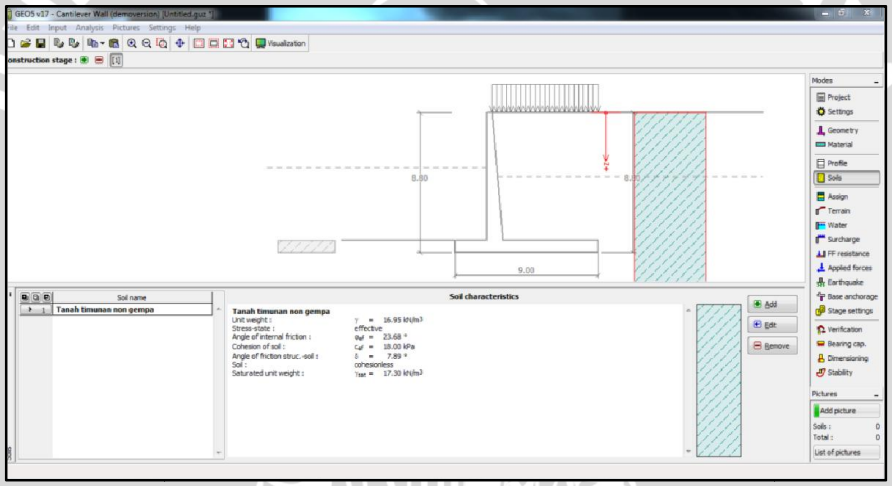
Gambar 4.53 Tampilan Menu *Geometry* pada *Software* GEO5 v17

– Langkah ketiga adalah menentukan material dinding penahan.



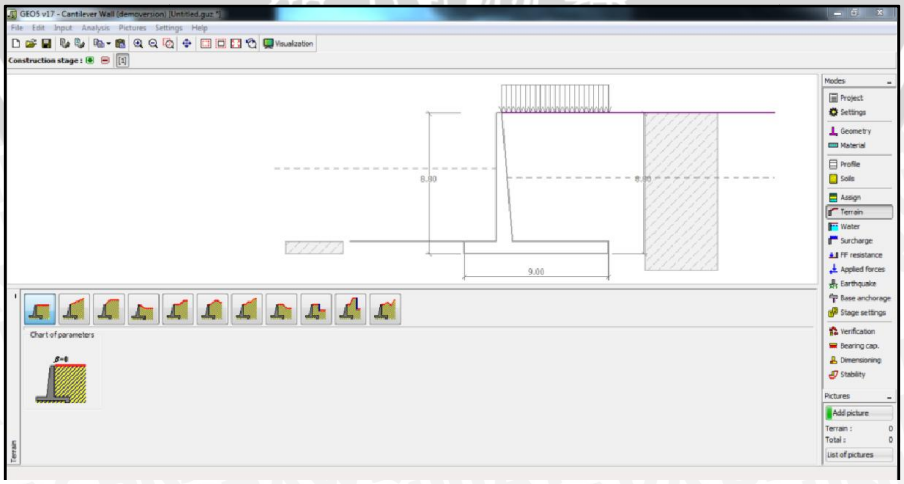
Gambar 4.54 Tampilan Menu Material pada *Software* GEO5 v17

– Langkah keempat adalah menentukan karakteristik tanah timbunan.



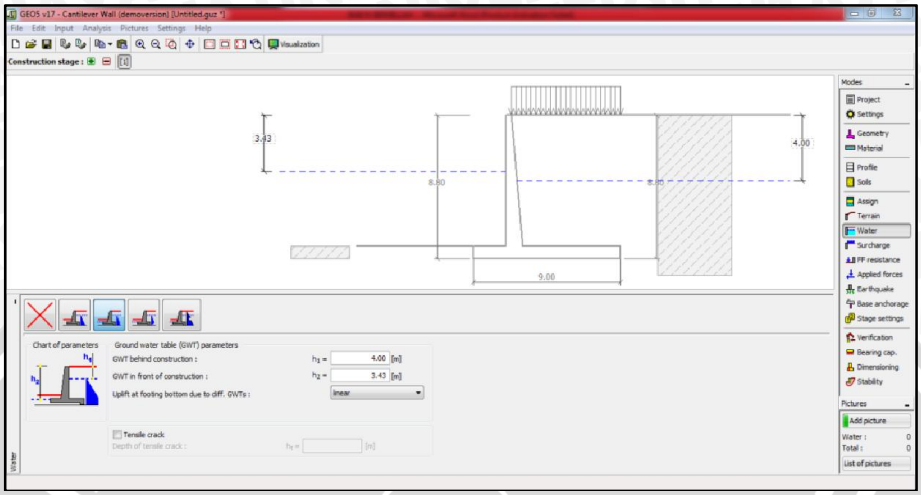
Gambar 4.55 Tampilan Menu *Soils* pada *Software* GEO5 v17

– Langkah kelima adalah menentukan kemiringan tanah di belakang dinding penahan.



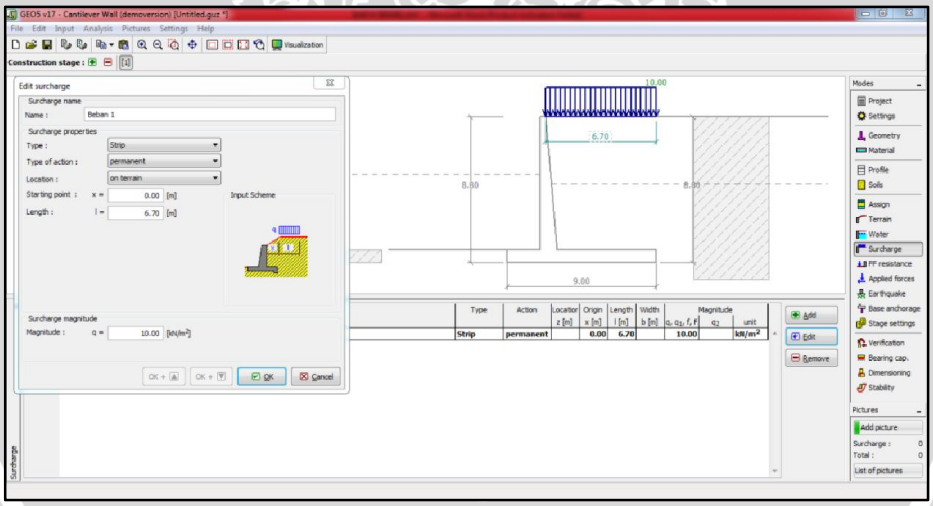
Gambar 4.56 Tampilan Menu *Terrain* pada *Software* GEO5 v17

– Langkah keenam adalah Menentukan kedalaman air tanah dan tekanan uplift pada struktur, dengan memilih menu "*Water*" .



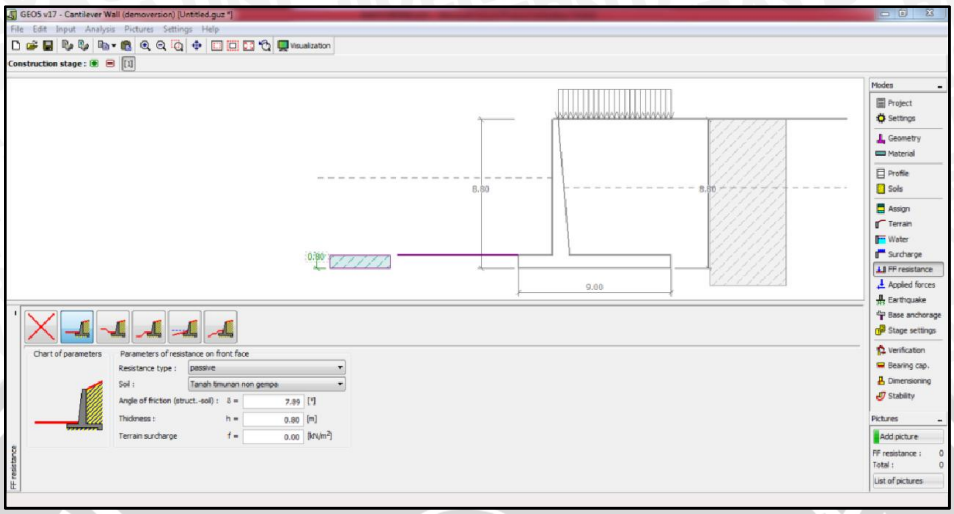
Gambar 4.57 Tampilan Menu *Water* pada *Software* GEO5 v17

– Langkah ketujuh adalah Menentukan beban yang berada di atas tanah, klik "*Surcharge*" tentukan panjang beban dan gaya beban tersebut.



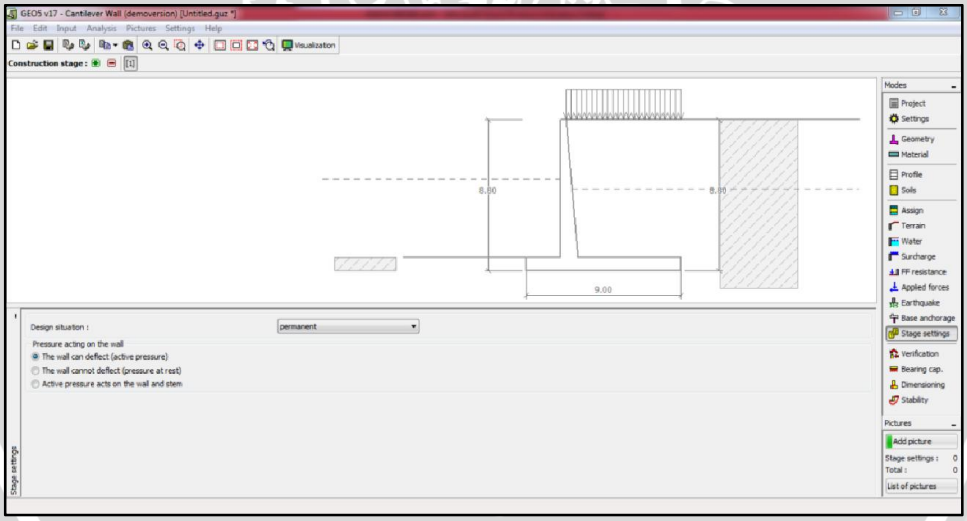
Gambar 4.58 Tampilan Menu *Surcharge* pada *Software* GEO5 v17

– Langkah kedelapan adalah Menentukan perlawanan tanah yang menekan dari depan dinding penahan, klik "*FF resistance*".



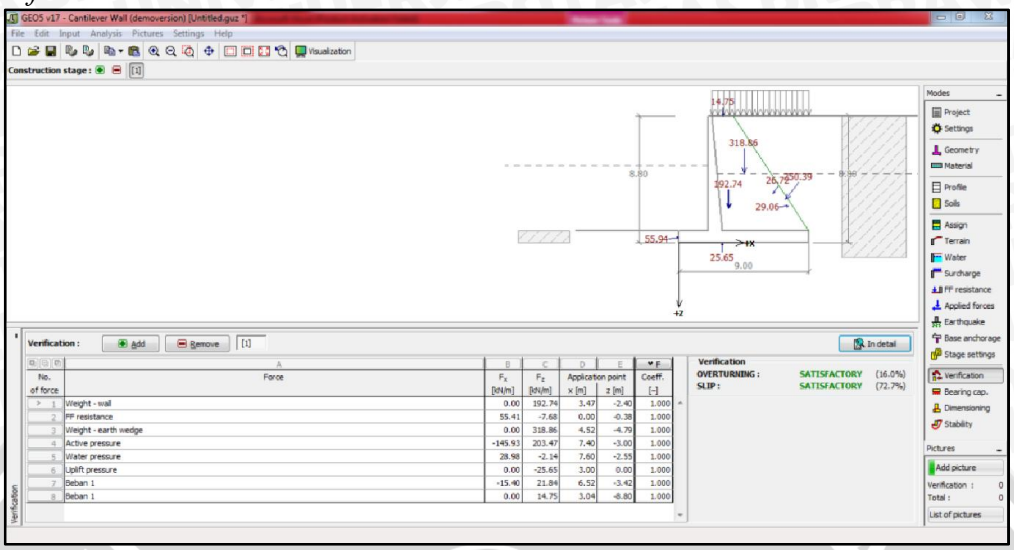
Gambar 4.59 Tampilan Menu *FF Resistance* pada *Software* GEO5 v17

– Langkah kesembilan adalah Menentukan situasi dari desain dinding penahan, klik "*Stage settings*" .



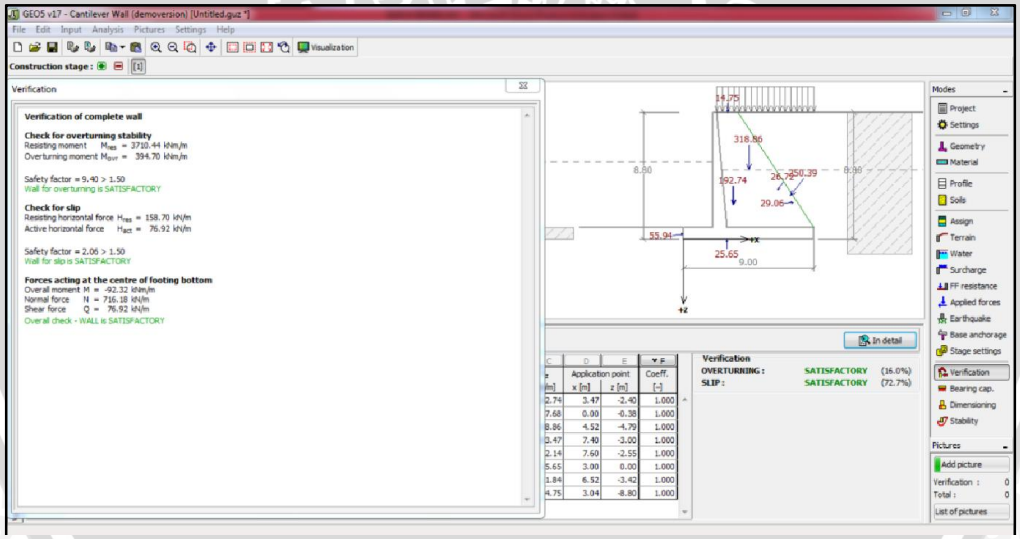
Gambar 4.60 Tampilan Menu *Stage Setting* pada *Software* GEO5 v17

– Langkah kesepuluh adalah melihat hasil analisa perhitungan dinding penahan dengan membuka menu "*Verification*"



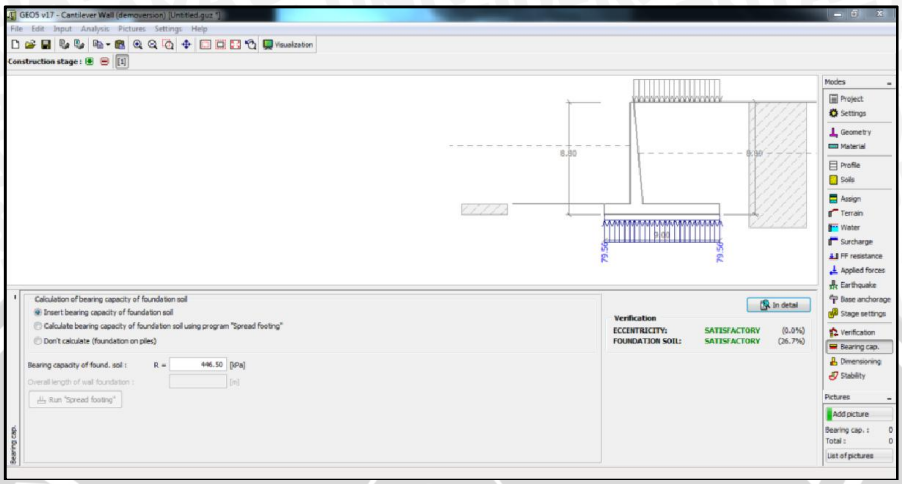
Gambar 4.61 Tampilan Menu *Verification* pada *Software* GEO5 v17

– Dari hasi perhitungan diatas terlihat bahwa perhitungan dengan asumsi yang dipakai telah aman terhadap guling dan geser.

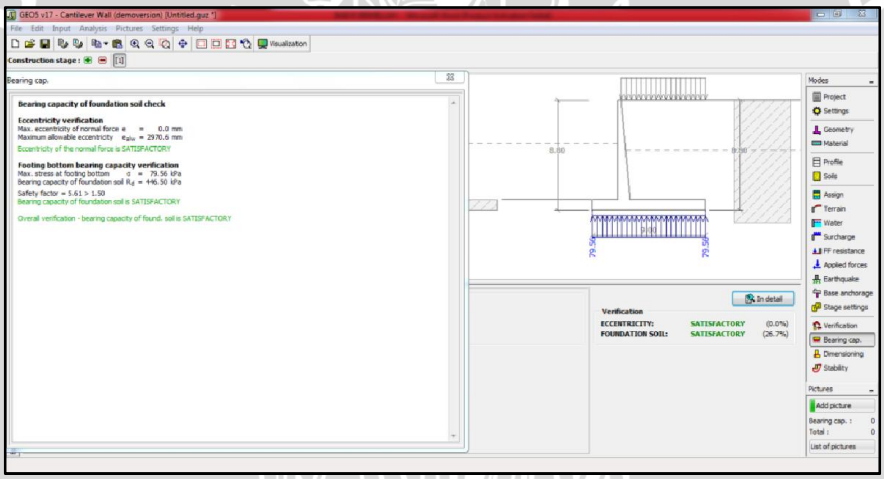


Gambar 4.62 Tampilan Hasil Analisa Stabilitas terhadap Guling dan Geser

– Langkah kesebelas adalah menganalisa daya dukung tanah.Dalam menganalisa daya dukung tanah, daya dukung ijin yang digunakan menggunakan daya dukung ijin yang di peroleh dari hasil perhitungan manual sebesar 446,5 kPa.



Gambar 4.63 Tampilan Menu *Bearing Capacity* pada *Software* GEO5 v17



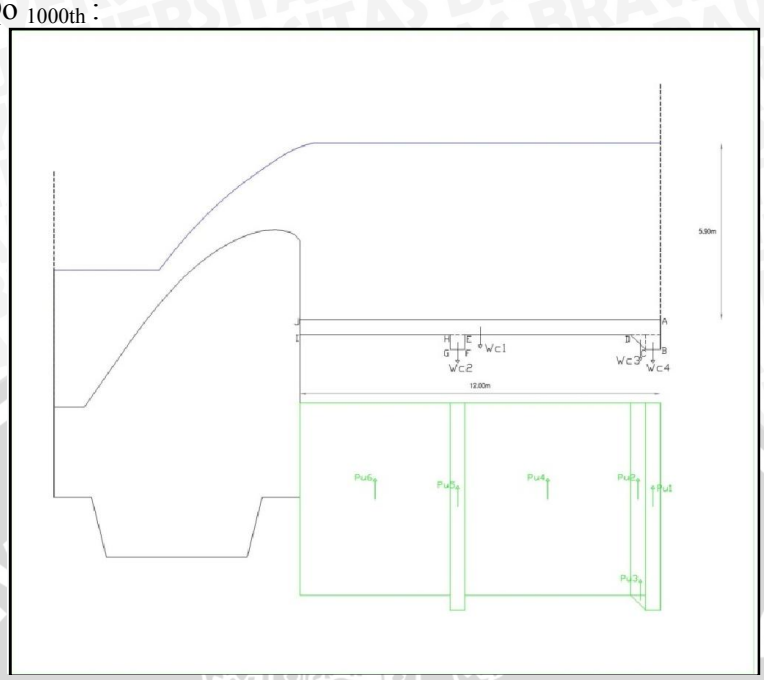
Gambar 4.64 Tampilan dari Hasil Analisa Daya Dukung Tanah

Dari hasil perhitungan software didapat kesimpulan bahwa stabilitas tiap dinding penahan telah aman dari geser, guling, dan daya dukung tanah.

4.3.2.2.6. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Saluran Pengarah Terhadap Uplift

Dari hasil perhitungan hidrolika pada saluran pengarah diperoleh variabel kedalaman aliran dan rencana penampang memanjang konstruksinya adalah sebagai berikut:

- Kondisi Banjir Qo $_{1000th}$:



Gambar 4.65 Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Saluran Pengarah pada Kondisi Banjir Qo $_{1000th}$

Tabel 4.75. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Lantai Saluran Pengarah dengan Banjir Q_{1000th}

Panjang Creep =	6.833
Tinggi air di hulu=	5.900
Tinggi air di hilir =	5.900

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	5.900	5.900
	A-B	1.000					
B					1.000	6.900	6.900
	B-C		0.500	0.167			
C					1.167	6.900	6.900
	C-D	0.500					
D					1.667	6.400	6.400
	D-E		5.500	1.833			
E					3.500	6.400	6.400
	E-F	0.500					
F					4.000	6.900	6.900
	F-G		0.500	0.167			
G					4.167	6.900	6.900
	G-H	0.500					
H					4.667	6.400	6.400
	H-I		5.000	1.667			
I					6.333	6.400	6.400
	I-J	0.500					
J					6.833	5.900	5.900
Panjang Rembesan Total					6.833		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = 0$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.76. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Saluran Pengarah terhadap Up Lift Kondisi Banjir Qo $_{1000th}$

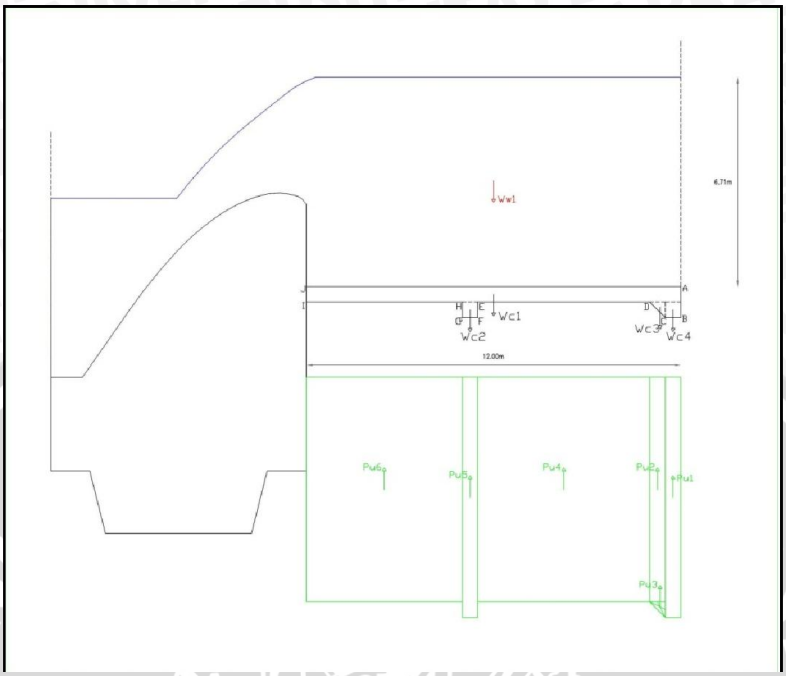
No	Notasi	Nilai								γ		Gaya Vertikal
		Panajng		Tinggi		Lebar		Rasio		(t/m3)		
1	Wc1	12.0	x	1	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	28.8
2	Wc2	0.5	x	0.5	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	0.6
3	Wc3	0.5	x	0.5	x	1.0	x	0.5	x	2.4	=	0.3
4	Wc4	0.5	x	0.5	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	0.6
5	Ww1	12.0	x	5.900	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	70.8
6	PU1	0.5	x	6.900	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	3.5
7	PU2	0.5	x	6.400	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	3.2
8	PU3	0.5	x	0.500	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	0.1
9	PU4	5.5	x	6.400	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	35.2
10	PU5	0.5	x	6.900	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	3.5
11	PU6	5.0	x	6.400	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	32.0
										ΣV		101.1
										ΣU		77.425

Sumber : Hasil Perhitungan

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan Up lift saat Qo $_{1000th}$:

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{101{,}1}{77{,}425} = 1{,}31 > \ 1{,}1 \ \text{(Aman, tebal lantai cukup)}$$

- Kondisi Banjir Qo $_{PMF}$:



Gambar 4.66 Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Saluran Pengarah pada Kondisi Banjir Qo $_{PMF}$

Tabel 4.77. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Lantai Saluran Pengarah dengan Banjir Q_{PMF}

Panjang Creep =	6.833
Tinggi air di hulu=	6.710
Tinggi air di hilir =	6.710

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	6.710	6.710
	A-B	1.000					
B					1.000	7.710	7.710
	B-C		0.500	0.167			
C					1.167	7.710	7.710
	C-D	0.500					
D					1.667	7.210	7.210
	D-E		5.500	1.833			
E					3.500	7.210	7.210
	E-F	0.500					
F					4.000	7.710	7.710
	F-G		0.500	0.167			
G					4.167	7.710	7.710
	G-H	0.500					
H					4.667	7.210	7.210
	H-I		5.000	1.667			
I					6.333	7.210	7.210
	I-J	0.500					
J					6.833	6.710	6.710
Panjang Rembesan Total					6.833		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = 0$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.78. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Saluran Pengarah terhadap Up Lift Kondisi Banjir Qo_{PMF}

No	Notasi	Nilai								γ		Gaya Vertikal
		Panajng		Tinggi		Lebar		Rasio		(t/m3)		
1	Wc1	12.0	x	1	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	28.8
2	Wc2	0.5	x	0.5	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	0.6
3	Wc3	0.5	x	0.5	x	1.0	x	0.5	x	2.4	=	0.3
4	Wc4	0.5	x	0.5	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	0.6
5	Ww1	12.0	x	6.710	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	80.5
6	PU1	0.5	x	7.710	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	3.9
7	PU2	0.5	x	7.210	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	3.6
8	PU3	0.5	x	0.500	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	0.1
9	PU4	5.5	x	7.210	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	39.7
10	PU5	0.5	x	7.710	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	3.9
11	PU6	5.0	x	7.210	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	36.1
										ΣV		110.82
										ΣU		87.145

Sumber : Hasil Perhitungan

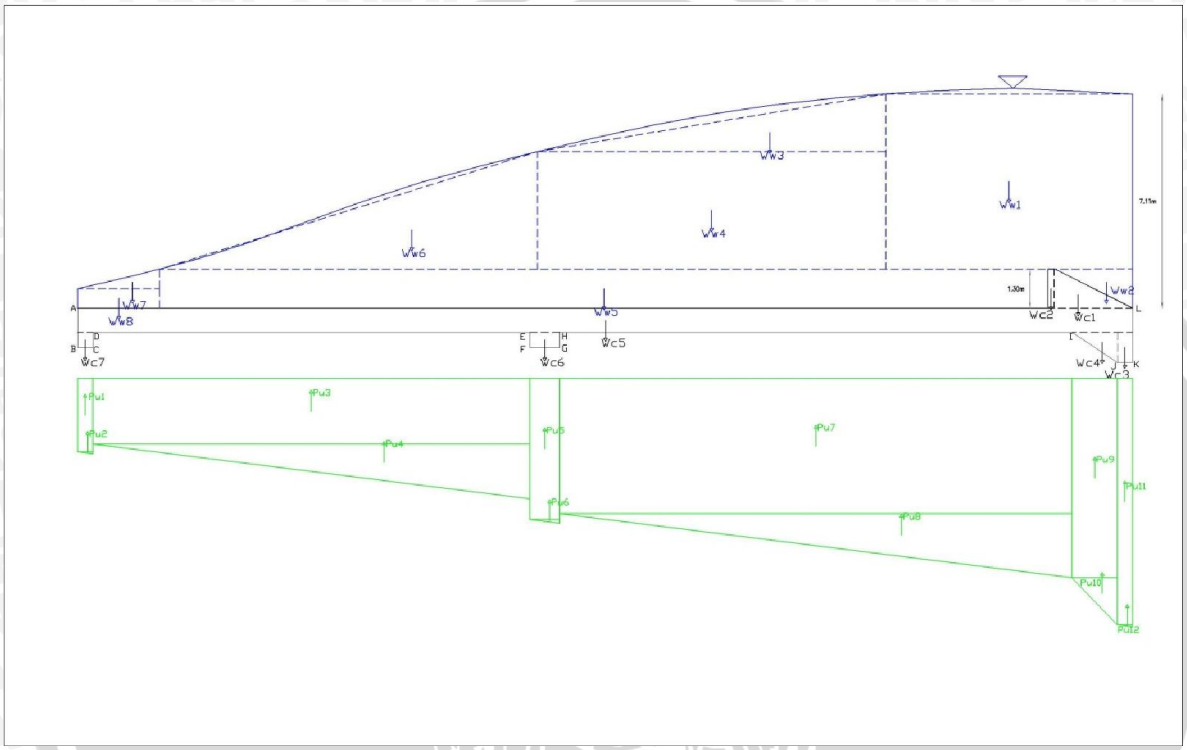
Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan Up lift saat Qo_{PMF} :

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{110{,}82}{87{,}145} = 1{,}27 > \ 1{,}1 \ \text{(Aman, tebal lantai cukup)}$$

4.3.2.2.7. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam EnergiTerhadap *Uplift*

Dari hasil perhitungan hidrolika pada peredam energi diperoleh variabel kedalaman aliran dan rencana penampang memanjang konstruksinya adalah sebagai berikut:

- Kondisi Banjir Qo $_{1000th}$:



Gambar 4.67 Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Peredam Energi pada Kondisi Banjir Qo$_{1000th}$

Tabel 4.79. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Lantai Peredam Energi dengan Banjir Q_{1000th}

Panjang Creep = 17.267
Tinggi air di hulu= 0.650
Tinggi air di hilir = 7.110

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	0.650	0.650
	A-B	1.300					
B					1.300	1.950	2.436
	B-C		0.500	0.167			
C					1.467	1.950	2.499
	C-D	0.500		0.000			
D					1.967	1.450	2.186
	D-E		14.500	4.833			
E					6.800	1.450	3.994
	E-F	0.500					
F					7.300	1.950	4.681
	F-G		1.000	0.333			
G					7.633	1.950	4.806
	G-H	0.500					
H					8.133	1.450	4.493
	H-I		17.000	5.667			
I					13.800	1.450	6.613
	I-J	1.000	1.500	0.500			
J					15.300	2.450	8.174
	J-K		0.500	0.167			
K					15.467	2.450	8.237
	K-L	1.800					
L					17.267	0.650	7.110
Panjang Rembesan Total					17.267		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = 0$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.80. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap Up Lift Kondisi Banjir Qo_{1000th}

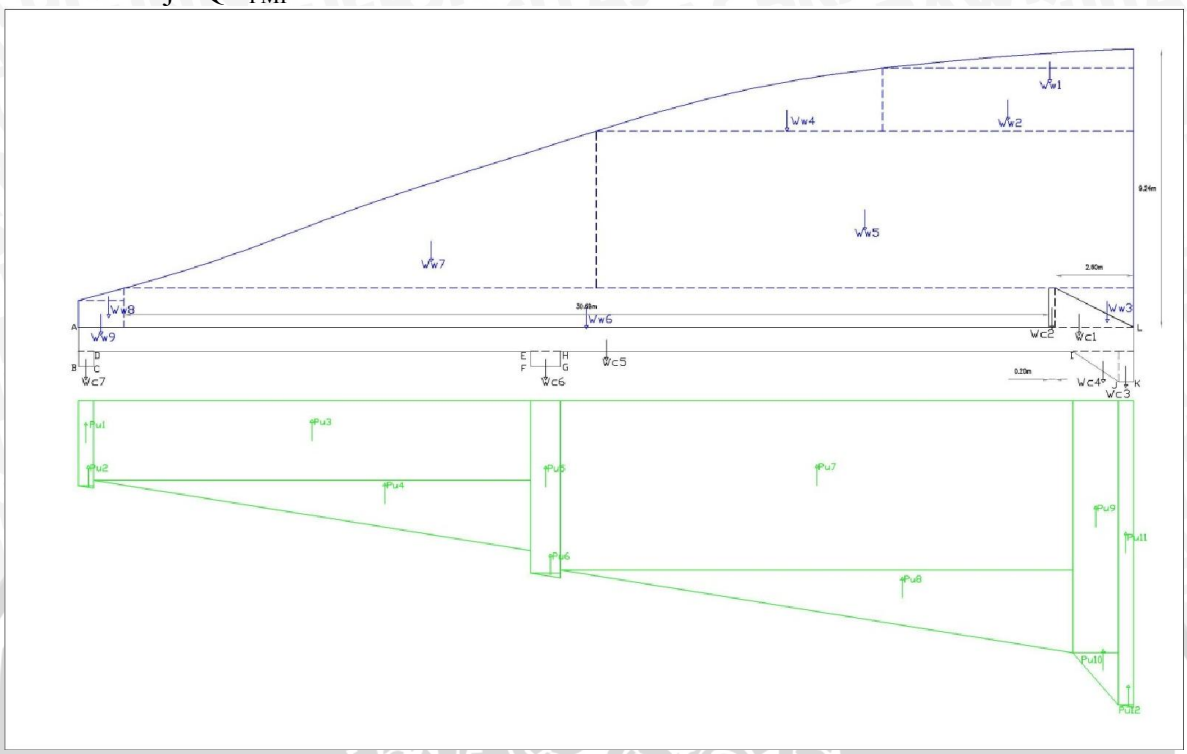
No	Notasi	Nilai								γ		Gaya Vertikal
		Panjang		Tinggi		Lebar		Rasio		(t/m3)		
1	Wc1	2.6	x	1.3	x	1.0	x	0.5	x	2.4	=	4.1
2	Wc2	0.2	x	1.3	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	0.6
3	Wc3	0.5	x	1.0	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	1.2
4	Wc4	1.5	x	1.0	x	1.0	x	0.5	x	2.4	=	1.8
5	Wc5	35.0	x	0.8	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	67.2
6	Wc6	1.0	x	0.5	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	1.2
7	Wc7	0.5	x	0.5	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	0.6
10	Ww1	8.2	x	5.8	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	47.6
11	Ww2	2.6	x	1.3	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	1.7
12	Ww3	11.6	x	1.9	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	11.0
13	Ww4	11.6	x	3.9	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	45.2
14	Ww5	29.5	x	1.3	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	38.0
15	Ww6	12.5	x	3.9	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	24.5
16	Ww7	2.7	x	0.6	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	0.9
17	Ww8	2.7	x	0.7	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	1.8
20	PU1	0.5	x	2.436	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	1.2
21	PU2	0.5	x	0.062	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	0.0
22	PU3	14.5	x	2.186	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	31.7
23	PU4	14.5	x	1.808	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	13.1
24	PU5	1.0	x	0.125	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	0.1
25	PU6	1.0	x	4.681	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	2.3
26	PU7	17.0	x	4.493	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	76.4
27	PU8	17.0	x	2.120	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	18.0
28	PU9	1.5	x	6.613	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	9.9
29	PU10	1.5	x	1.561	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	1.2
30	PU11	0.5	x	8.174	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	4.1
30	PU12	0.5	x	0.062	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	0.02
										ΣV		247.3
										ΣU		158.1

Sumber : Hasil Perhitungan

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan Up lift saat Qo $_{1000th}$:

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{247,3}{158,1} = 1,61 > \quad 1,1 \quad \text{(Aman, tebal lantai cukup)}$$

- Kondisi Banjir Qo $_{PMF}$:



Gambar 4.68 Diagram Gaya yang Bekerja pada Lantai Peredam Energi pada Kondisi Banjir Qo_{PMF}

Tabel 4.81. Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Uplift pada Lantai Peredam Energi dengan Banjir Q_{PMF}

Panjang Creep = 17.267
Tinggi air di hulu= 0.890
Tinggi air di hilir = 9.240

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H air	Uplift
		Vertikal	Horizontal	1/3.Horizontal	Jarak		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0.000	0.890	0.890
	A-B	1.300					
B					1.300	2.190	2.819
	B-C		0.500	0.167			
C					1.467	2.190	2.899
	C-D	0.500					
D					1.967	1.690	2.641
	D-E		14.500	4.833			
E					6.800	1.690	4.978
	E-F	0.500					
F					7.300	2.190	5.720
	F-G		1.000	0.333			
G					7.633	2.190	5.881
	G-H	0.500					
H					8.133	1.690	5.623
	H-I		17.000	5.667			
I					13.800	1.690	8.364
	I-J	1.000	1.500	0.500			
J					15.300	2.690	10.089
	J-K		0.500	0.167			
K					15.467	2.690	10.170
	K-L	1.800					
L					17.267	0.890	9.240
Panjang Rembesan Total					17.267		

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan:

[1] = panjang rembesan vertikal tiap garis (m)

[2] = panjang rembesan horizontal tiap garis (m)

[3] = [2] * 1/3

[4] = jarak komulatif di tiap titik (m)

$= [\ 1\ ]_n + [\ 3\ ]_{n-1}$

[5] = tinggi air di tiap titik (m)

$= H_{air} + [\ 1\ ]$, dengan $\Delta H = 0$ m

[6] = gaya uplift (t/m)

$= H_{air} - (([\ 4\ ] / L_{total}) * \Delta H)$

Tabel 4.82. Perhitungan Faktor Keamanan Ketebalan Lantai Peredam Energi terhadap Up Lift Kondisi Banjir Qo_{PMF}

No	Notasi	Nilai								γ		Gaya Vertikal
		Panajng		Tinggi		Lebar		Rasio		(t/m3)		
1	Wc1	2.6	x	1.3	x	1.0	x	0.5	x	2.4	=	4.1
2	Wc2	0.2	x	1.3	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	0.6
3	Wc3	0.5	x	1.0	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	1.2
4	Wc4	1.5	x	1.0	x	1.0	x	0.5	x	2.4	=	1.8
5	Wc5	35.0	x	0.8	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	67.2
6	Wc6	1.0	x	0.5	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	1.2
7	Wc7	0.5	x	0.5	x	1.0	x	1.0	x	2.4	=	0.6
8	Ww1	8.3	x	0.640	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	2.7
9	Ww2	8.3	x	2.090	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	17.4
10	Ww3	2.6	x	1.3	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	1.7
11	Ww4	9.5	x	2.090	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	9.9
12	Ww5	17.8	x	5.220	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	93.0
13	Ww6	30.7	x	1.300	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	39.9
14	Ww7	15.7	x	5.220	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	40.9
15	Ww8	1.5	x	0.410	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	0.3
16	Ww9	1.5	x	0.890	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	1.3
14	PU1	0.5	x	2.819	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	1.4
15	PU2	0.5	x	0.081	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	0.02
16	PU3	14.5	x	2.641	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	38.3
17	PU4	14.5	x	2.337	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	16.9
18	PU5	1.0	x	5.720	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	5.7
19	PU6	1.0	x	0.161	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	0.1
20	PU7	17.0	x	5.623	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	95.6
21	PU8	17.0	x	2.740	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	23.3
22	PU9	1.5	x	8.364	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	12.5
23	PU10	1.5	x	1.725	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	1.3
24	PU11	0.5	x	10.089	x	1.0	x	1.0	x	1.0	=	5.0
25	PU12	0.5	x	0.081	x	1.0	x	0.5	x	1.0	=	0.02
										ΣV		283.8
										ΣU		200.3

Sumber : Hasil Perhitungan

Angka keamanan untuk tebal lantai terhadap tekanan Up lift saat Qo_{PMF} :

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} = \frac{283{,}8}{200{,}3} = 1{,}4 > \quad 1{,}1 \text{ (Aman, tebal lantai cukup)}$$

4.4. Analisis Beton Bertulang

Beton bertulang terdiri atas campuran semen, agregat halus/pasir, agregat kasar dan air. Untuk mendapatkan beton berkualitas, perbandingan campuran bahan harus sesuai standar yang telah ditetapkan. Penggunaan volume air yang berlebihan dapat beresiko menurunkan kuat tekan beton dan terjadinya pemisahan antara agregat kasar dan halus. Penggunaan jumlah semen sangat berpengaruh terhadap kualitas beton. Perhatikan juga proses pengadukannya harus homogen.

Dalam studi analisis beton bertulang bagian yang dianalisa adalah tubuh ambang pelimpah dan dinding penahan pada saluran. Sehingga bentuk struktur yang dianalisa adalah Balok dan Pelat. Dalam pembagian mutu beton menurut kuat tekannya, untuk struktur pelat dan balok mutu beton yang dianjurkan adalah 10 Mpa sampai 20Mpa. Dalam studi ini mutu beton yang digunakan adalah 20 Mpa, dengan perbandingan 1 semen : 2 pasir : 3 kerikil sampai dengan 1 semen : 1,5 pasir : 2,5 kerikil dengan 0,5 FAS. Beton terlebih dahulu dilakukan pengetesan terhadap mutu beton, sehingga kuat tekan beton yang diharapkan dapat terpenuhi.

Untuk menahan kekuatan tarik digunakan baja tulangan. Ada baja tulangan dengan tegangan leleh fy = 240 MPa dan fy = 400 MPa. Dalam studi ini digunakan mutu baja dengan fy = 400 MPa. Untuk memperoleh hasil yang maksimal, perlu diperhatikan dalam proses pencampuran, pengecoran dan pemadatan di lapangan perlu diperhatikan. Dalam perawatan beton setelah konstruksi selesai dibangun juga harus diperhatikan.

Dibawah ini merupakan rangkuman beton bertulang pada bangunan yang dianalisis pada studi ini menggunakan:

f'c = 20 MPa
fy = 400 MPa
p (tebal selimut beton) = 100 mm
β_1 = 0,85

4.4.1. Ambang Pelimpah

Untuk menganalisis pembetonan dan penulangan pada pelimpah, perlu memperhatikan bagian-bagian kritis yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada pelimpah. Perhitungan bending momen yang terjadi pada pelimpah dianalisis dengan 4 potongan yaitu potongan A-A, potongan B-B, potongan C-C, potongan D-D dan potongan E-E.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan A-A pada kondisi air penuh pada keadaan normal.

Data :

h =5100 mm

b = 1000 mm

- Rencana (Tulangan Tarik) :

p = 100 mm

D utama = 25 mm

Ǿ bagi = 12 mm

fy = 400 MPa

f'c = 20 MPa

β_1 = 0,85

Bending Momen yang bekerja disajikan pada Tabel 4.83. dengan Momen total = 5,40 tm.

Analisa Penulangan:

Tinggi efektif (d) = h – p - Ǿ bagi – (1/2 x D utama)

= 5100 – 100 – 12 – (1/2 x 25)

= 4969 mm

d' = p + Ǿ bagi + (1/2 x D utama)

= 100 + 12 + (1/2 x 25)

= 131 mm

d' / d = 0,026

Mu = 54,0 kNm

Momen lapangan:

$\frac{Mu}{b\,.d^2} = \frac{54,0}{1*4969^2} =$ 0,0022 N/mm^2

Perhitungan rasio tulangan:

$$\frac{M_u}{b.d^2} = \rho\,.\beta\,.f_y\,.\left(1 - 0,588\,.\rho.\frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$0,0022 = \rho\,.\,0,85\,.\,400\,.\left(1 - 0,588\,.\rho.\frac{400}{20}\right)$$

Sehingga, didapat nilai rasio tulangan ρ = 0.00001

Syarat rasio tulangan:

ρ_{min} = 0,0018 (untuk fy = 400 MPa)

ρ_{max} = 0,0163 (untuk fy = 400 MPa dan f'c = 20 MPa)

Karena ρ = 0,00001 < ρ_{min} = 0,0018 maka nilai ρ_{min} yang digunakan adalah ρ_{min} = 0,0018

Luas Tulangan Utama Perlu:

As_{hitung} $= \rho \, . \, b \, . \, d$

$= 0{,}0018 \times 1000 \, . \, 4969$

$= 8944{,}2 \text{ mm}^2$

Rencana:

As_t $= \frac{1}{4} \times \Pi \times D^2$

$= \frac{1}{4} \times \Pi \times 25 \times 25$

$= 490{,}9$

Jumlah tulangan utama

S $= As_{hitung} / As_t$

$= 8944{,}2 / 490{,}9$

$= 18{,}2$ buah

Jarak tulangan utama

$= b / S$

$= 1000/18{,}2$

$= 54{,}88$ mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda

jarak tulangan baru = 120 mm

jumlah tulangan = 10 x 2 = 20 buah

As baru $= \frac{1}{4} \times \Pi \times 25 \times 25 \times 20$

$= 9817{,}5 \text{ mm}^2 > As_{hitung} (8944{,}2 \text{ mm}^2)$ --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan 2D 25 - 120

Luas Tulangan Bagi :

As hitung $= 0{,}18 \times As\ tulangan\ utama$

$= 0{,}18 \times 8944{,}2$

$= 1610 \text{ mm}^2$

Rencana:

As_t $= \frac{1}{4} \times \Pi \times D^2$

$= \frac{1}{4} \times \Pi \times 12 \times 12$

$= 113{,}10$

Jumlah tulangan utama

S $= As_{hitung} / As_t$

= 1610 / 113,10

= 14,2 buah

Jarak tulangan utama

= b / S

= 1000/14,2

= 70,249 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 75 mm

jumlah tulangan = 15 x 1 = 15 buah

As baru = ¼ x Π x 12 x 12 x 15

= 1696,5 mm^2> As_{hitung} (161,0 mm^2) --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan Ǿ12 – 75

- Rencana tulangan tekan :

p = 100 mm

D utama = 19 mm

Ǿ bagi = 10 mm

Luas Tulangan Utama Tekan :

As hitung = 0,50 x *As tulangan utama tulangan tarik*

= 0,50 x 8944,2

= 4472,1 mm^2

Rencana:

As_t = ¼ x Π x D^2

= ¼ x Π x 19 x 19

= 283,5 mm^2

Jumlah tulangan utama

S = As_{hitung} / As_t

= 4472,1 / 78,54

= 15,2 buah

Jarak tulangan utama

= b / S

= 1000/15,2

= 63,399 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda

jarak tulangan baru = 150 mm

jumlah tulangan = 18 x 2 = 16 buah

As baru = ¼ x Π x 12 x 12 x 16

= 4536,5 mm^2> As_{hitung} (4472,1 mm^2) --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan 2D19 – 150

Luas Tulangan Bagi :

As hitung = 0,18 x *As tulangan utama*

= 0,18 x 4472,1

= 805 mm^2

Rencana:

As_t = ¼ x Π x D^2

= ¼ x Π x 10 x 10

= 78,54 mm^2

Jumlah tulangan utama

S = As_{hitung} / As_t

= 805 / 78,54

= 10,2 buah

Jarak tulangan utama

= b / S

= 1000/10,2

= 97,568 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 100 mm

jumlah tulangan = 11 x 1 = 11 buah

As baru = ¼ x Π x 10 x 10 x 11

= 863,9 mm^2 > As_{hitung} (805,0 mm^2) --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan Ǿ12 – 75

- Kontrol terhadap geser

Syarat diberi tulangan geser adalah Vu >ϕVc

Dari hasil perhitungan bending momen dihasilkan :

Vu = 13,176 ton = 132 kN

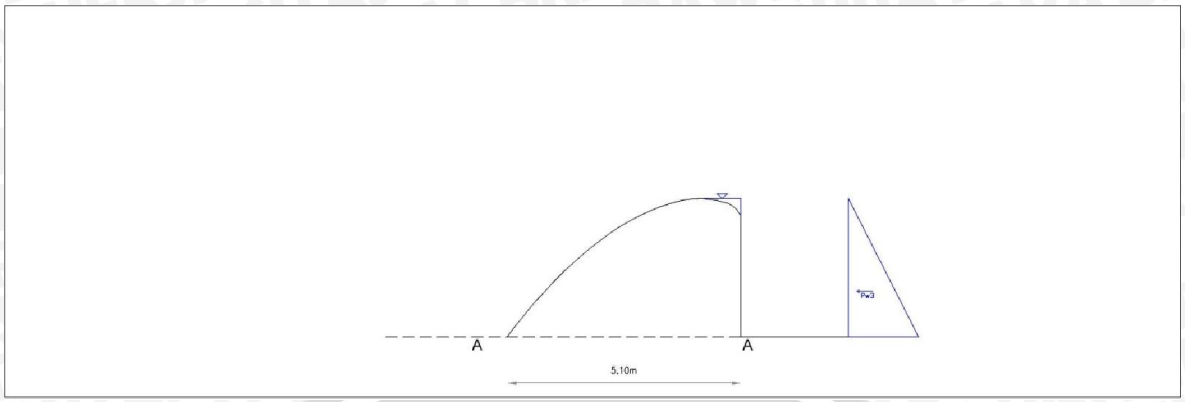
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 3703674 kN

Faktor reduksi kekuatan ϕ = 0,6

ϕVc = 2222204

Vu < ϕVc (tiddak diberi tulangan geser)

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada kondisi lain disajikan pada Tabel 4.83 sampai dengan Tabel 4.102.



Gambar 4.69 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Penuh –Normal

Tabel 4.83. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Penuh - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1,2 x 0,50 x γw x H x H 1,2 x 0,50 x 1,00 x 3,00 x 3,00 =	5,40	1,00	5,40
		total	5,400		5,400

h = 5100 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm

Dbagi = 12 mm
Dutama = 25 mm
Mu = 54,00 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0,85

d = 4969 mm
= 4,969 m
d' = 131 mm
d'/d = 0,026

M/(b.d^2) = 0,0022 N/mm²
= 0,0018
ρ hitung = 0,00001

ρ min = 0,0018
ρ max = 0,01626

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0,0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 8944,2 mm²
Rencana:
Ast = 490,9 mm²
Jumlah tulangan utama
= 18,2
Jarak tulangan utama
= 54,882 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:
Jarak tulangan baru
= 120 mm
Jumlah tulangan utama
= 10 x 2 20 buah
As baru = 9817,5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
1610,0 mm²
Rencana:
Ast = 113,10 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 14,2
Jarak tulangan utama
= 70,249 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 75 mm
Jumlah tulangan bagi
= 15 x 1 15 buah
As baru = 1696,5 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 4472,1 mm² 50%Astarik
d = 19,0 mm
Rencana:
Ast = 283,5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 15,8
Jarak tulangan utama
= 63,399 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 2 16 buah
As baru = 4536,5 mm² ok

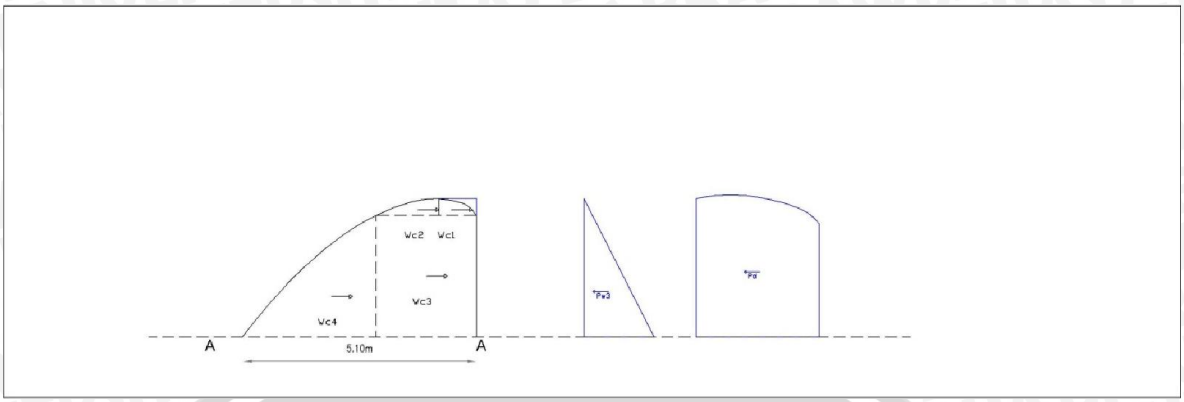
Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
805,0 mm²
d 10,0 mm
Rencana:
Ast = 78,54 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 10,2
Jarak tulangan utama
= 97,568 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan bagi
= 11 x 1 11 buah
As baru = 863,9 mm² ok

Kontrol terhadap geser
Vu = 5,400 ton = 54 KN ϕ = 0,6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 3703674 KN ϕVc = 2222204 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.70 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Penuh – Gempa

Tabel 4.84. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Penuh - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1,2	x	0,5	x	γw	x	H	x	H							
		1,2	x	0,5	x	1,00	x	3,00	x	3,00					5,40	1,00	5,40
2		1,2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh		γbeton			
	Wc1	1,2	x	0,82	x	0,37	x	1,00	x	0,50	x	0,218		2,40	0,10	2,76	0,26
	Wc2	1,2	x	1,37	x	0,37	x	1,00	x	0,50	x	0,218		2,40	0,16	2,76	0,44
	Wc3	1,2	x	2,19	x	2,64	x	1,00	x	1,00	x	0,218		2,40	3,63	1,32	4,79
	Wc4	1,2	x	2,92	x	2,64	x	1,00	x	0,50	x	0,218		2,40	2,42	0,88	2,13
3	Pd	1,2	x	0,583	x	γw	x	Kh	x	H	x	H	x	1-(h1/h)^1,5			
		1,2	x	0,583	x	1,0	x	0,234	x	3,0	x	3,0	x	1,0	1,4742	1,00	1,4742
														Total	13,176		14,495

h	=	5100	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	144,95	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	4969	mm
	=	4,969	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0,026	
M/(b.d^2)	=	0,0059	N/mm²
	=	0,0057	
ρ hitung	=	0,00002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0,0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 8944,2 mm²

Rencana:

Ast = 490,9 mm²

Jumlah tulangan utama

= 18,2

Jarak tulangan utama

= 54,882 mm

Direncanakan menggunakan tulangan double:

Jarak tulangan baru

= 120 mm

Jumlah tulangan utama

= 10 x 2 20 buah

As baru = 9817,5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

1610,0 mm²

Rencana:

Ast = 113,10 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 14,2

Jarak tulangan utama

= 70,249 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan bagi

= 15 x 1 15 buah

As baru = 1696,5 mm² ok

Tulangan Utama Tek Tekan

As hitung = 4472,1 mm²)%Astarik

d = 19,0 mm

Rencana:

Ast = 283,5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 15,8

Jarak tulangan utama

= 63,399 mm

Direncanakan menggunakan tulangan double:

Jarak tulangan baru

= 150 mm

Jumlah tulangan utama

= 8 x 2 16 buah

As baru = 4536,5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

805,0 mm²

d 10,0 mm

Rencana:

Ast = 78,54 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 10,2

Jarak tulangan utama

= 97,568 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan bagi

= 11 x 1 11 buah

As baru = 863,9 mm² ok

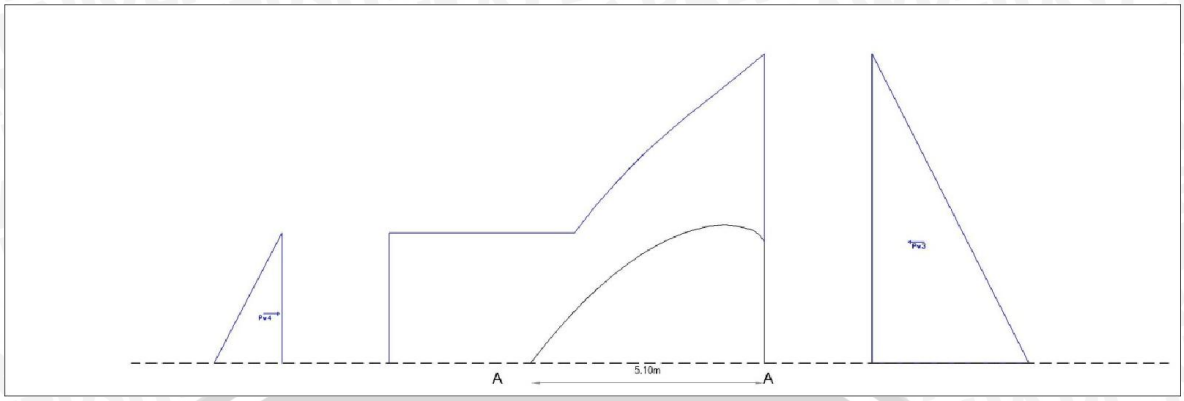
Kontrol terhadap geser

Vu = 13,176 ton = 132 KN ϕ = 0,6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 3703674 KN ϕVc = 2222204 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.71 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} – Normal

Tabel 4.85. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1,2	x	0,500	x	γw	x	H1	x	H1					
		1,2	x	0,50	x	1,00	x	3,00	x	3,00		=	5,40	1,00	5,40
2	Pw2	1,2	x	γw	x	H2	x	H1							
		1,2	x	1,00	x	3,71	x	3,00				=	13,36	1,5	20,03
3	Pw3	1,2	x	0,50	x	γw	x	H3	x	H3					
		1,2	x	0,50	x	1,00	x	2,82	x	2,82		=	-4,77	0,94	-4,49
												total	13,985		20,949

h	=	5100	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mlapangan	=	209,49	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	4969	mm
	=	4,969	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0,026	
M/(b.d^2)	=	0,0085	N/mm^2
	=	0,0081	
ρ hitung	=	0,00003	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0122	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan

= ρ min

= 0,0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 8944,2 mm^2

Rencana:

Ast = 490,9 mm^2

Jumlah tulangan utama

= 18,2

Jarak tulangan utama

= 54,882 mm

Direncanakan menggunakan tulangan double:

Jarak tulangan baru

= 120 mm

Jumlah tulangan utama

= 10 x 2 20 buah

As_{baru} = 9817,5 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

1610,0 mm^2

Rencana:

Ast = 113,10 mm^2

Jumlah tulangan bagi

= 14,2

Jarak tulangan utama

= 70,249 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan bagi

= 15 x 1 15 buah

As_{baru} = 1696,5 mm^2 ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 4472,1 mm^2 50%Astarik

d = 19,0 mm

Rencana:

Ast = 283,5 mm^2

Jumlah tulangan utama

= 15,8

Jarak tulangan utama

= 63,399 mm

Direncanakan menggunakan tulangan double:

Jarak tulangan baru

= 150 mm

Jumlah tulangan utama

= 8 x 2 16 buah

As_{baru} = 4536,5 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

805,0 mm^2

d 10,0 mm

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

= 10,2

Jarak tulangan utama

= 97,568 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan bagi

= 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 863,9 mm^2 ok

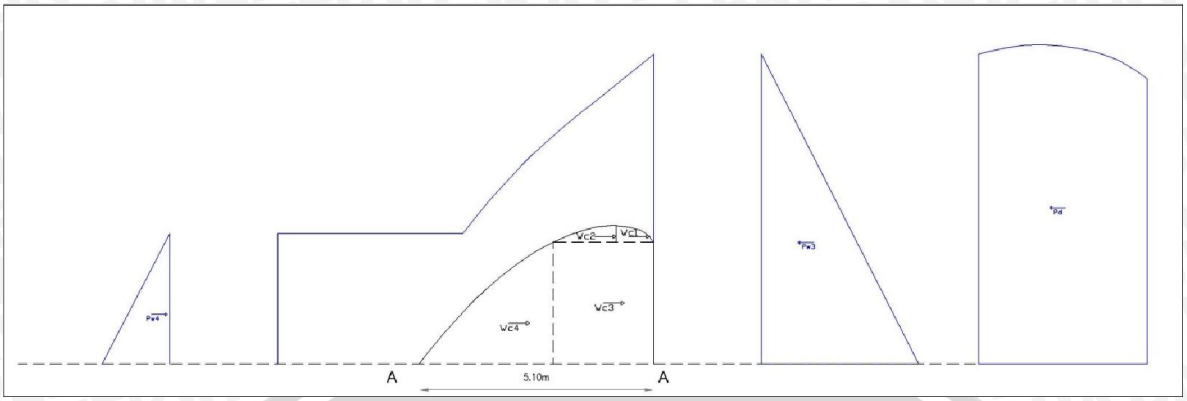
Kontrol terhadap geser

Vu = 13,985 ton = 140 KN ϕ = 0,6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 3703674 KN ϕVc = 2222204 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.72 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF}–Gempa

Tabel 4.86. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1,2	x	0,5	x	γw	x	H	x	H							
		1,2	x	0,5	x	1	x	3	x	3				=	5,40	3,00	16,20
	Pw2	1,2	x	γw	x	H2	x	H1						=			
		1,2	x	1	x	3,71	x	3						=	13,36	1,50	20,03
	Pw3	1,2	x	0,5	x	γw	x	H3	x	H3				=			
		1,2	x	0,5	x	1	x	2,82	x	2,82				=	-4,77	0,94	-4,49
2		1,2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh					
	Wc1	1,2	x	0,82	x	0,37	x	1	x	0,5	x	0,2179		=	0,04	2,76	0,11
	Wc2	1,2	x	1,37	x	0,37	x	1	x	0,5	x	0,2179		=	0,07	2,76	0,18
	Wc3	1,2	x	2,19	x	2,64	x	1	x	1	x	0,2179		=	1,51	1,32	2,00
	Wc4	1,2	x	2,92	x	2,64	x	1	x	0,5	x	0,2179		=	1,01	0,88	0,89
3	Pd	1,2	x	0,583	x	γw	x	Kh	x	H	x	H	x	1-(h1/h)^1,5			
		1,2	x	0,583	x	1,00	x	0,234	x	6,71	x	6,71	x	0,59 =	4,34	2,24	9,71
														Total	20,953		44,638

h	=	5100	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mlapangan	=	446,38	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	4969	mm
	=	4,969	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0,026	
M/(b.d^2)	=	0,0181	N/mm²
	=	0,0173	
ρ hitung	=	0,00005	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0122	
Karena, ρ hitung		<	ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0,0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 8944,2 mm²
Rencana:
Ast = 490,9 mm²
Jumlah tulangan utama
= 18,2
Jarak tulangan utama
= 54,882 mm

Direncanakan menggunakan tulangan double:
Jarak tulangan baru
= 120 mm
Jumlah tulangan utama
= 10 x 2 20 buah
As baru = 9817,5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
1610,0 mm²
Rencana:
Ast = 113,10 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 14,2
Jarak tulangan utama
= 70,249 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 75 mm
Jumlah tulangan bagi
= 15 x 1 15 buah
As baru = 1696,5 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 4472,1 mm² 0%Astarik
d = 19,0 mm
Rencana:
Ast = 283,5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 15,8
Jarak tulangan utama
= 63,399 mm

Direncanakan menggunakan tulangan double:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 2 16 buah
As baru = 4536,5 mm² ok

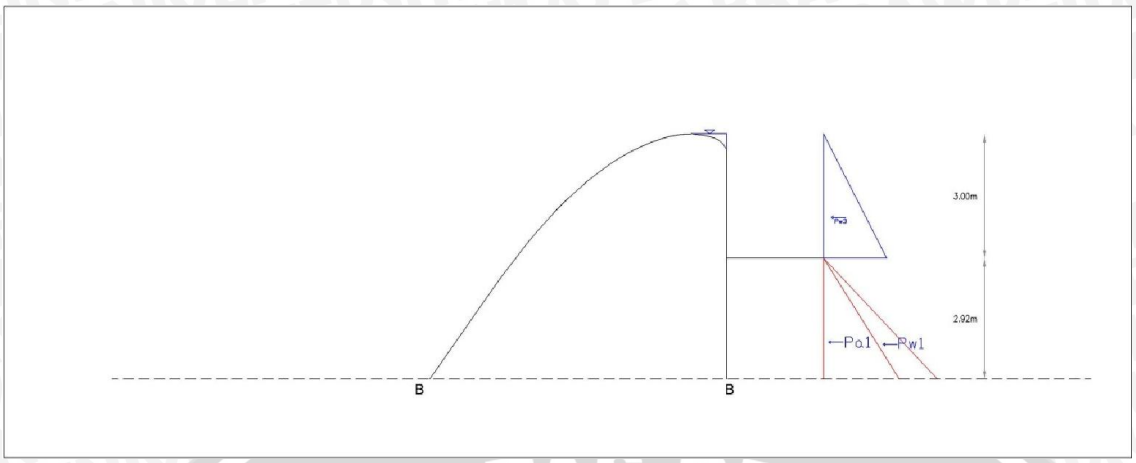
Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
805,0 mm²
d 10,0 mm
Rencana:
Ast = 78,54 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 10,2
Jarak tulangan utama
= 97,568 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan bagi
= 11 x 1 11 buah
As baru = 863,9 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu	=	20,953	ton	=	210	KN	ϕ	=	0,6
Vc	=	$\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$		=	3703674	KN	ϕVc	=	2222204 KN
							Vu	<	ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.73 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF}–Normal

Tabel 4.87. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2	x	0.5	x	γw	x	H	x	H						
		1.20	x	0.50	x	1.00	x	3.00	x	3.00			=	5.40	3.92	21.17
	Pw2	1.20	x	0.50	x	1.00	x	2.92	x	2.92			=	5.12	0.97	4.98
2	Pa	1.20	x	0.500	x	Ka	x	γsub	x	H1	x	H1				
		1.20	x	0.500	x	0.427	x	0.730	x	2.920	x	2.920	=	1.59	0.97	1.55
													Total	12.110		27.699

h	=	7180	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	276.99	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	7049	mm
	=	7.049	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.019	
M/(b.d^2)	=	0.0056	N/mm^2
	=	0.0056	
ρ hitung	=	0.00002	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 12688.2 mm^2

Rencana:

Ast = 490.9 mm^2

Jumlah tulangan utama

= 25.8

Jarak tulangan utama

= 38.687 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 60 mm

Jumlah tulangan utama

= 18 x 2 = 36 buah

As_{baru} = 17671.5 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

2283.9 mm^2

Rencana:

Ast = 113.10 mm^2

Jumlah tulangan bagi

= 20.2

Jarak tulangan utama

= 49.520 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 50 mm

Jumlah tulangan bagi

= 21 x 1 = 21 buah

As_{baru} = 2375.0 mm^2 ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 6344.1 mm^2 50%Astarik

d = 19.0 mm

Rencana:

Ast = 283.5 mm^2

Jumlah tulangan utama

= 22.4

Jarak tulangan utama

= 44.692 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15 x 2 = 30 buah

As_{baru} = 8505.9 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

1141.9 mm^2

d 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

= 14.5

Jarak tulangan utama

= 68.778 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan bagi

= 15 x 1 = 15 buah

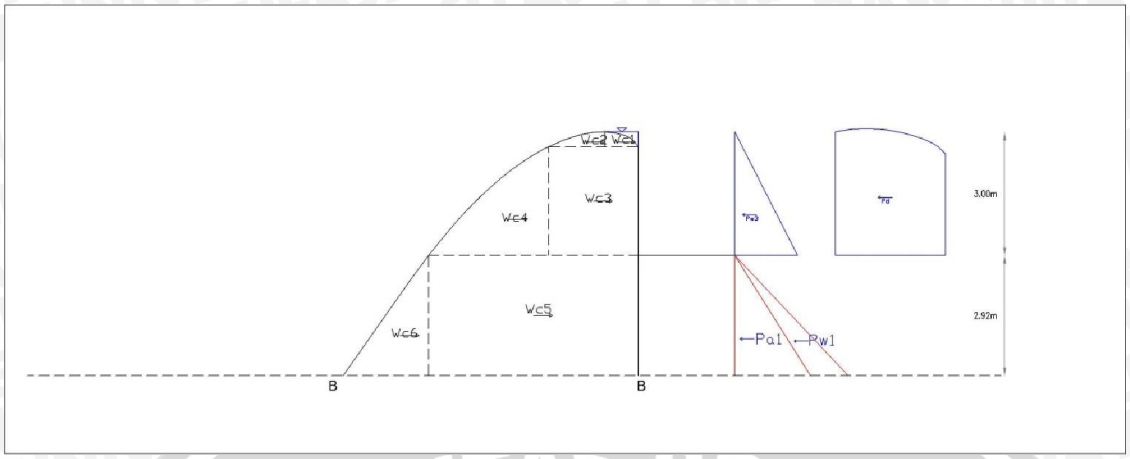
As_{baru} = 1178.1 mm^2 ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 12.110 ton = 121 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 5254014 KN ϕVc = 3152409 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.74 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Penuh – Banjir

Tabel 4.88. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2	x	0.5	x	γw	x	H	x	H							
		1.2	x	0.5	x	1	x	3.00	x	3.00					5.40	3.92	21.17
	Pw2	1.2	x	0.5	x	1	x	2.92	x	2.92					5.12	0.97	4.98
2	Pa1	1.20	x	0.50	x	Ka	x	γsub	x	H1	x	H1					
		1.20	x	0.50	x	0.396	x	0.73	x	2.92	x	2.92			1.48	0.97	1.44
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh					
	Wc1	1.2	x	0.82	x	0.37	x	1.00	x	0.50	x	0.2179			0.04	5.68	0.23
	Wc2	1.2	x	1.37	x	0.37	x	1.00	x	0.50	x	0.2179			0.07	5.68	0.38
	Wc3	1.2	x	2.19	x	2.64	x	1.00	x	1.00	x	0.2179			1.51	4.24	6.41
	Wc4	1.2	x	2.92	x	2.64	x	1.00	x	0.50	x	0.2179			1.01	3.80	3.83
	Wc5	1.2	x	5.10	x	2.92	x	1.00	x	1.00	x	0.2179			3.89	1.46	5.69
	Wc6	1.2	x	2.08	x	2.92	x	1.00	x	0.50	x	0.2179			0.79	0.97	0.77
4	Pd	1.2	x	0.58	x	γw	x	Kh	x	H	x	H	x	1-(h1/h)^1,5			
		1.2	x	0.58	x	1.00	x	0.23	x	3.00	x	3.00	x	1.00	1.47	3.92	5.78
															20.782		50.665

h	=	7180	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	506.65	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	7049	mm
	=	7.049	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.019	
M/(b.d^2)	=	0.0102	N/mm²
	=	0.0106	
ρ hitung	=	0.00003	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 12688.2 mm²

Rencana:

Ast = 490.9 mm²

Jumlah tulangan utama

= 25.8

Jarak tulangan utama

= 38.687 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 60 mm

Jumlah tulangan utama

= 18 x 2 = 36 buah

As_{baru} = 17671.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

2283.9 mm²

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 20.2

Jarak tulangan utama

= 49.520 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 50 mm

Jumlah tulangan bagi

= 21 x 1 = 21 buah

As_{baru} = 2375.0 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 6344.1 mm² 50%Astarik

d = 19.0 mm

Rencana:

Ast = 283.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 22.4

Jarak tulangan utama

= 44.692 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15 x 2 = 30 buah

As_{baru} = 8505.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

1141.9 mm²

d 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 14.5

Jarak tulangan utama

= 68.778 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan bagi

= 15 x 1 = 15 buah

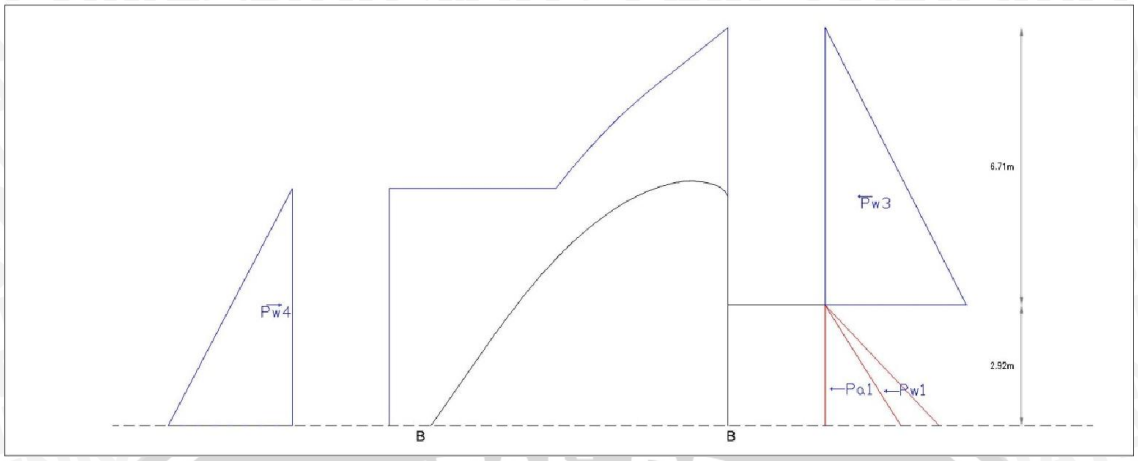
As_{baru} = 1178.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 20.782 ton = 208 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 5254014 KN ϕVc = 3152409 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.75 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF}–Normal

Tabel 4.89. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF}–Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2 x 0.5 x γw x H1 x H1			
		1.2 x 0.5 x 1.00 x 3 x 3	5.400	3.92	21.17
2	Pw2	1.2 x γw x H2 x H1			
		1.2 x 1 x 3.71 x 3	13.356	4.42	59.03
3	Pw3	1.2 x 0.5 x γw x H3 x H3			
		1.2 x 0.5 x 1.00 x 5.74 x 5.74	-19.769	1.91	-37.82
4	Pw4	1.2 x 0.5 x 1.00 x 2.92 x 2.92	5.116	0.97	4.98
5	Pa	1.20 x 0.50 x Ka x γsub x H1 x H1			
		1.20 x 0.50 x 0.43 x 0.73 x 2.92 x 2.92	1.594	0.97	1.55
		Total	5.698		48.909

h	=	7180	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	489.09	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	7049	mm
	=	7.049	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.019	
M/(b.d^2)	=	0.0098	N/mm²
	=	0.0098	
ρ hitung	=	0.00003	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 12688.2 mm^2

Rencana:

Ast = 490.9 mm^2

Jumlah tulangan utama

= 25.8

Jarak tulangan utama

= 38.687 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 60 mm

Jumlah tulangan utama

= 18 x 2 = 36 buah

As_{baru} = 17671.5 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

2283.9 mm^2

Rencana:

Ast = 113.10 mm^2

Jumlah tulangan bagi

= 20.2

Jarak tulangan utama

= 49.520 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 50 mm

Jumlah tulangan bagi

= 21 x 1 = 21 buah

As_{baru} = 2375.0 mm^2 ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 6344.1 mm^2 50%Astarik

d = 19.0 mm

Rencana:

Ast = 283.5 mm^2

Jumlah tulangan utama

= 22.4

Jarak tulangan utama

= 44.692 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15 x 2 = 30 buah

As_{baru} = 8505.9 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

1141.9 mm^2

d 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

= 14.5

Jarak tulangan utama

= 68.778 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan bagi

= 15 x 1 = 15 buah

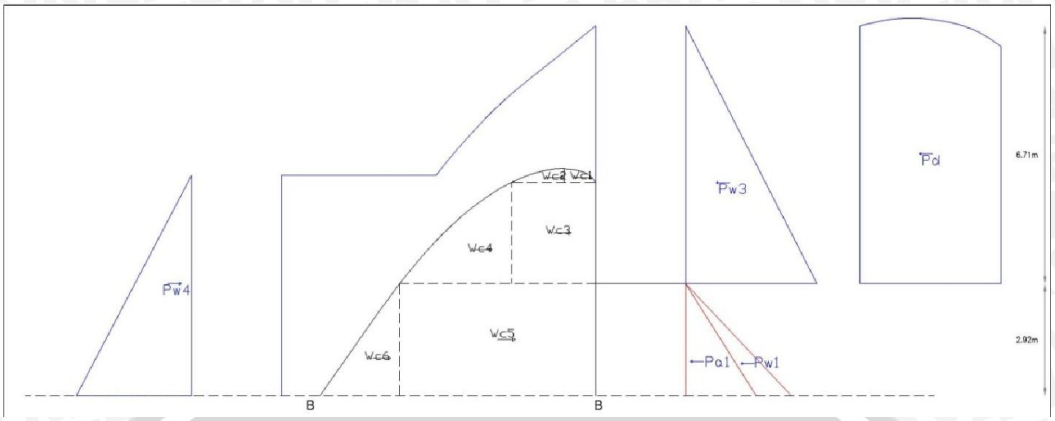
As_{baru} = 1178.1 mm^2 ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 5.698 ton = 57 KN ϕ = 0.6

$Vc = \left|\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right| . bw . d$ = 5254014 KN ϕVc = 3152409 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.76 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF}–Gempa

Tabel 4.90. Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2 x 0.5 x γw x H1 x H1			
		1.2 x 0.5 x 1.00 x 3.00 x 3.00	5.40	3.92	21.17
	Pw2	1.2 x γw x H2 x H1			
		1.2 x 1 x 3.71 x 3.00	13.36	4.42	59.03
	Pw3	1.2 x 0.5 x γw x H3 x H3			
		1.2 x 0.5 x 1.00 x 5.74 x 5.74	-19.77	1.91	-37.82
	Pw4	1.2 x 0.5 x 1.00 x 2.92 x 2.92	5.12	0.97	4.98
2	Pa1	1.2 x 0.50 x Ka x γsub x H1 x H1			
		1.2 x 0.50 x 0.396 x 0.73 x 2.92 x 2.92	1.48	0.97	1.44
3		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x Ratio x kh			
	Wc1	1.2 x 0.82 x 0.37 x 1.00 x 0.5 x 0.2179	0.04	5.68	0.23
	Wc2	1.2 x 1.37 x 0.37 x 1.00 x 0.5 x 0.2179	0.07	5.68	0.38
	Wc3	1.2 x 2.19 x 2.64 x 1.00 x 1 x 0.2179	1.51	4.24	6.41
	Wc4	1.2 x 2.92 x 2.64 x 1.00 x 0.5 x 0.2179	1.01	3.80	3.83
	Wc5	1.2 x 5.1 x 2.92 x 1.00 x 1 x 0.2179	3.89	1.46	5.69
	Wc6	1.2 x 2.08 x 2.92 x 1.00 x 0.5 x 0.2179	0.79	0.97	0.77
	Pd	1.2 x 0.583 x γw x Kh x H x H x 1-(h1/h)^1,5			
		1.2 x 0.583 x 1 x 0.234 x 6.71 x 6.71 x 1.00	7.37	5.16	38.03
		Total	20.270		104.126

h	=	7180	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	1041.26	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	7049	mm
	=	7.049	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.019	
M/(b.d^2)	=	0.0210	N/mm²
	=	0.0212	
ρ hitung	=	0.00007	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 12688.2 mm²

Rencana:

Ast = 490.9 mm²

Jumlah tulangan utama

= 25.8

Jarak tulangan utama

= 38.687 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 60 mm

Jumlah tulangan utama

= 18 x 2 = 36 buah

As_{baru} = 17671.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

2283.9 mm²

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 20.2

Jarak tulangan utama

= 49.520 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 50 mm

Jumlah tulangan bagi

= 21 x 1 = 21 buah

As_{baru} = 2375.0 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 6344.1 mm² 50%Astarik

d = 19.0 mm

Rencana:

Ast = 283.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 22.4

Jarak tulangan utama

= 44.692 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15 x 2 = 30 buah

As_{baru} = 8505.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

1141.9 mm²

d 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 14.5

Jarak tulangan utama

= 68.778 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan bagi

= 15 x 1 = 15 buah

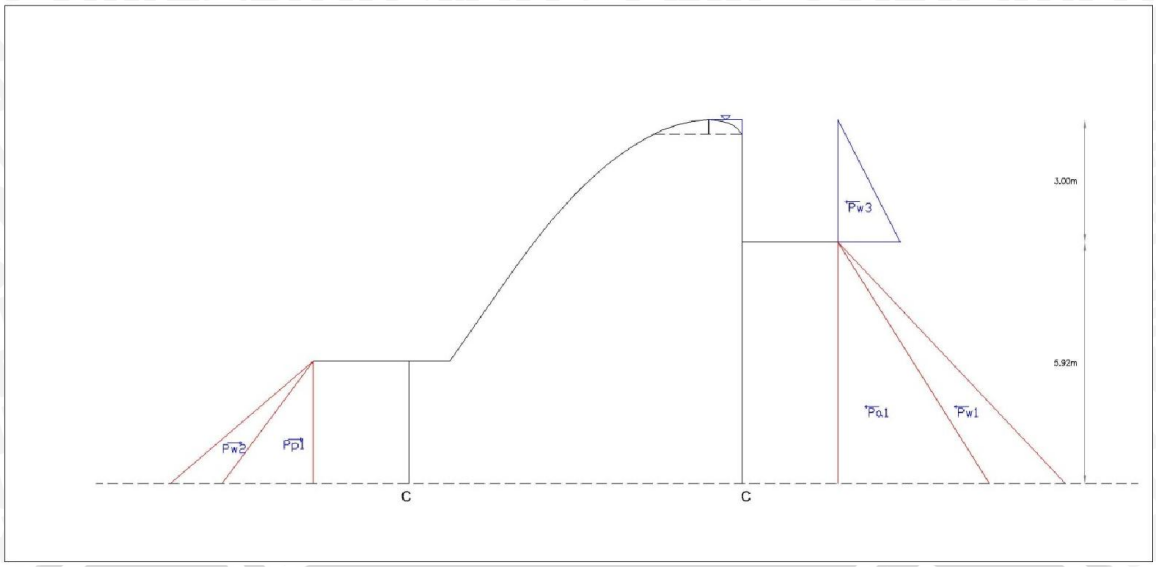
As_{baru} = 1178.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 20.270 ton = 203 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left(\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right) . bw . d$ = 5254014 KN ϕVc = 3152409 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.77 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Muka Air Penuh –Normal

Tabel 4.91. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Muka Air Penuh - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2	x	0.5	x	γw	x	H	x	H							
		1.2	x	0.50	x	1.00	x	3.00	x	3.00				=	5.40	6.92	37.37
	Pw2	1.2	x	0.50	x	1.00	x	5.92	x	5.92				=	21.03	1.97	41.49
2	Pa	1.2	x	0.500	x	Ka	x	γsub	x	H1	x	H1					
		1.2	x	0.500	x	0.427	x	0.730	x	5.920	x	5.920		=	6.55	1.97	12.93
3	Pp	1.2	x	0.500	x	Kp	x	γsub	x	H2	x	H2					
		1.2	x	0.50	x	2.34	x	0.73	x	3.00	x	3.00		=	-9.23	1.00	-9.234
														Total	32.981		82.561

h	=	8180	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	825.61	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	8049	mm
	=	8.049	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.016	
M/(b.d^2)	=	0.0127	N/mm²
	=	0.0127	
ρ hitung	=	0.00004	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 14488.2 mm²

Rencana:

Ast = 490.9 mm²

Jumlah tulangan utama

= 29.5

Jarak tulangan utama

= 33.881 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 60 mm

Jumlah tulangan utama

= 18 x 2 = 36 buah

As_{baru} = 17671.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

2607.9 mm²

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 23.1

Jarak tulangan utama

= 43.368 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 45 mm

Jumlah tulangan bagi

= 24 x 1 = 24 buah

As_{baru} = 2714.3 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 7244.1 mm² 50%Astarik

d = 19.0 mm

Rencana:

Ast = 283.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 25.5

Jarak tulangan utama

= 39.139 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15 x 2 = 30 buah

As_{baru} = 8505.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

1303.9 mm²

d 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 16.6

Jarak tulangan utama

= 60.233 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 50 mm

Jumlah tulangan bagi

= 21 x 1 = 21 buah

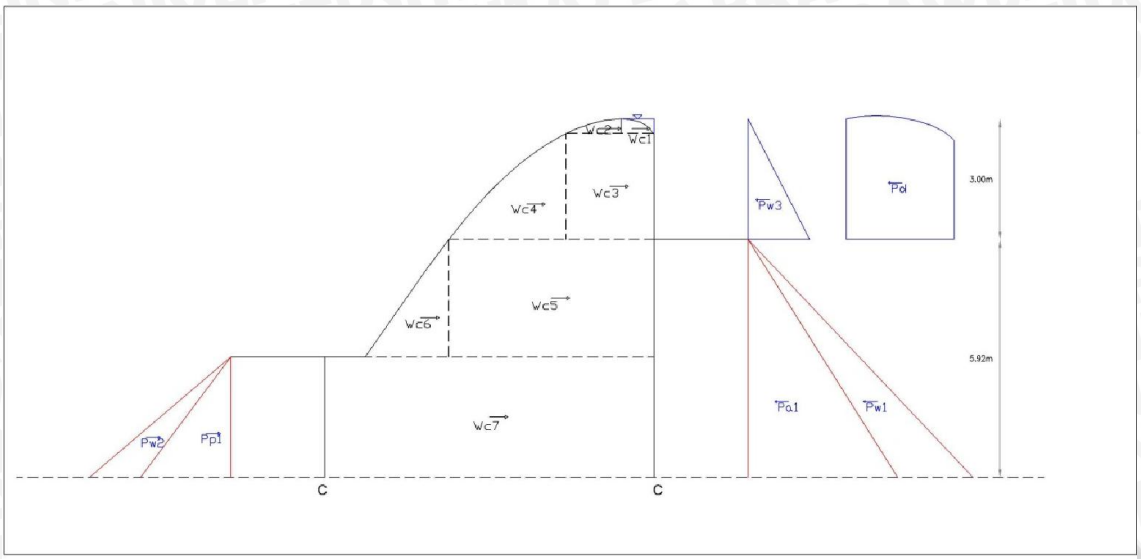
As_{baru} = 1649.3 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 32.981 ton = 330 KN ϕ = 0.6

$Vc = \left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 5999370 KN ϕVc = 3599622 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.78 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Muka Air Penuh –Gempa

Tabel 4.92. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Muka Air Penuh - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2	x	0.5	x	γw	x	H	x	H							
		1.2	x	0.5	x	1	x	3.00	x	3.00					5.40	6.92	37.37
	Pw2	1.2	x	0.5	x	1	x	5.92	x	5.92					21.03	1.97	41.49
2	Pa1	1.20	x	0.50	x	Ka	x	γsub	x	H1	x	H1					
		1.20	x	0.50	x	0.396	x	0.73	x	5.92	x	5.92			6.08	1.97	11.99
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh					
	Wc1	1.2	x	0.82	x	0.37	x	1.00	x	0.50	x	0.2179			0.04	8.68	0.34
	Wc2	1.2	x	1.37	x	0.37	x	1.00	x	0.50	x	0.2179			0.07	8.68	0.58
	Wc3	1.2	x	2.19	x	2.64	x	1.00	x	1.00	x	0.2179			1.51	7.24	10.95
	Wc4	1.2	x	2.92	x	2.64	x	1.00	x	0.50	x	0.2179			1.01	6.80	6.85
	Wc5	1.2	x	5.10	x	2.92	x	1.00	x	1.00	x	0.2179			3.89	4.46	17.37
	Wc6	1.2	x	2.08	x	2.92	x	1.00	x	0.50	x	0.2179			0.79	3.97	3.16
	Wc7	1.2	x	8.18	x	3.00	x	1.00	x	1.00	x	0.2179			6.42	1.50	9.63
4	Pd	1.2	x	0.58	x	γw	x	Kh	x	H	x	H	x	1-(h1/h)^1,5			
		1.2	x	0.58	x	1.00	x	0.23	x	3.00	x	3.00	x	1.00	1.47	6.92	10.20
5	Pp	1.2	x	0.50	x	Kep	x	γsub	x	H2	x	H2					
		1.2	x	0.50	x	2.17	x	0.73	x	3.00	x	3.00			-8.56	1.00	-8.56
															39.147		141.359

h	=	8180	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	1413.59	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	8049	mm
	=	8.049	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.016	
M/(b.d^2)	=	0.0218	N/mm²
	=	0.0224	
ρ hitung	=	0.00007	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 14488.2 mm²

Rencana:

Ast = 490.9 mm²

Jumlah tulangan utama

= 29.5

Jarak tulangan utama

= 33.881 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 60 mm

Jumlah tulangan utama

= 18 x 2 = 36 buah

As baru = 17671.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

2607.9 mm²

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 23.1

Jarak tulangan utama

= 43.368 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 45 mm

Jumlah tulangan bagi

= 24 x 1 = 24 buah

As baru = 2714.3 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 7244.1 mm² 50%Astarik

d = 19.0 mm

Rencana:

Ast = 283.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 25.5

Jarak tulangan utama

= 39.139 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15 x 2 = 30 buah

As baru = 8505.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

1303.9 mm²

d 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 16.6

Jarak tulangan utama

= 60.233 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 50 mm

Jumlah tulangan bagi

= 21 x 1 = 21 buah

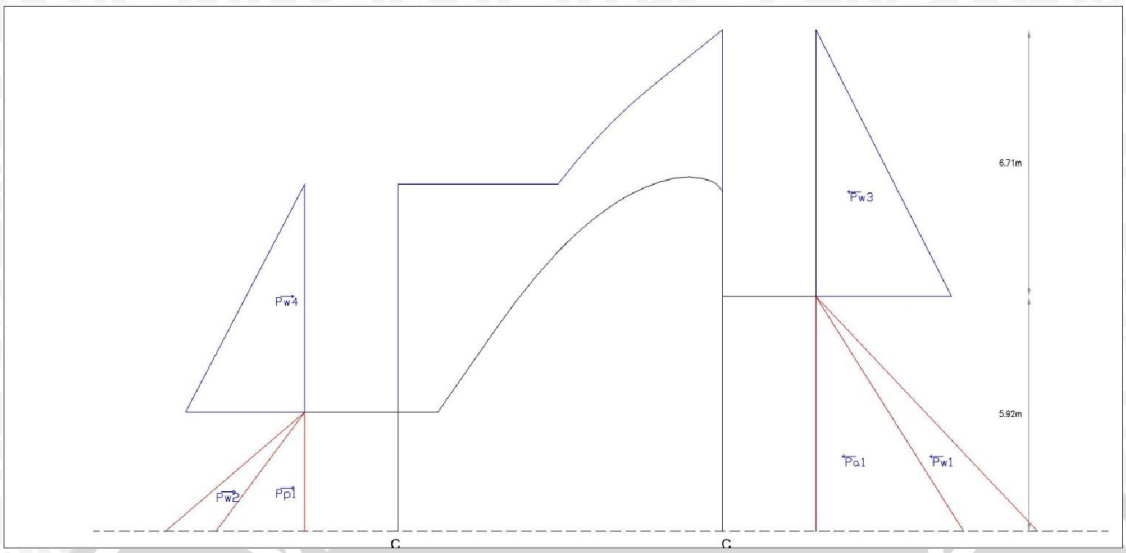
As baru = 1649.3 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 39.147 ton = 391 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 5999370 KN ϕVc = 3599622 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.79 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi BanjirQ$_{PMF}$–Normal

Tabel 4.93. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi BanjirQ$_{PMF}$ - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2 x 0.5 x γw x H1 x H1			
		1.2 x 0.5 x 1.00 x 3 x 3	5.400	6.92	37.37
2	Pw2	1.2 x γw x H2 x H1			
		1.2 x 1 x 3.71 x 3	13.356	7.42	99.10
3	Pw3	1.2 x 0.5 x γw x H3 x H3			
		1.2 x 0.5 x 1.00 x 5.74 x 5.74	-19.769	4.91	-97.13
4	Pw4	1.2 x 0.5 x 1.00 x 5.92 x 5.92	21.028	1.97	41.49
5	Pa	1.2 x 0.50 x Ka x γsub x H1 x H1			
		1.2 x 0.50 x 0.43 x 0.73 x 5.92 x 5.92	6.553	1.97	12.93
6	Pp	1.2 x 0.5 x Kp x γsub x H2 x H2			
		1.2 x 0.5 x 2.3 x 0.7 x 3.0 x 3.0	-9.234	1.00	-9.23
		Total	17.335		84.533

h	=	8180	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	845.33	kNm
fy	=	400	Mpa
fc	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	8049	mm
	=	8.049	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.016	
M/(b.d^2)	=	0.0130	N/mm^2
	=	0.0129	
ρ hitung	=	0.00004	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 14488.2 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 490.9 mm^2 — = 60 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 29.5 — = 18 x 2 = 36 buah

Jarak tulangan utama — As $_{baru}$ = 17671.5 mm^2 ok

= 33.881 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

2607.9 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 45 mm

Ast = 113.10 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 24 x 1 = 24 buah

= 23.1 — As $_{baru}$ = 2714.3 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 43.368 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 7244.1 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

d = 19.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 283.5 mm^2 — = 75 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 25.5 — = 15 x 2 = 30 buah

Jarak tulangan utama — As $_{baru}$ = 8505.9 mm^2 ok

= 39.139 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

1303.9 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 10.0 mm

Rencana: — = 50 mm

Ast = 78.54 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 21 x 1 = 21 buah

= 16.6 — As $_{baru}$ = 1649.3 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

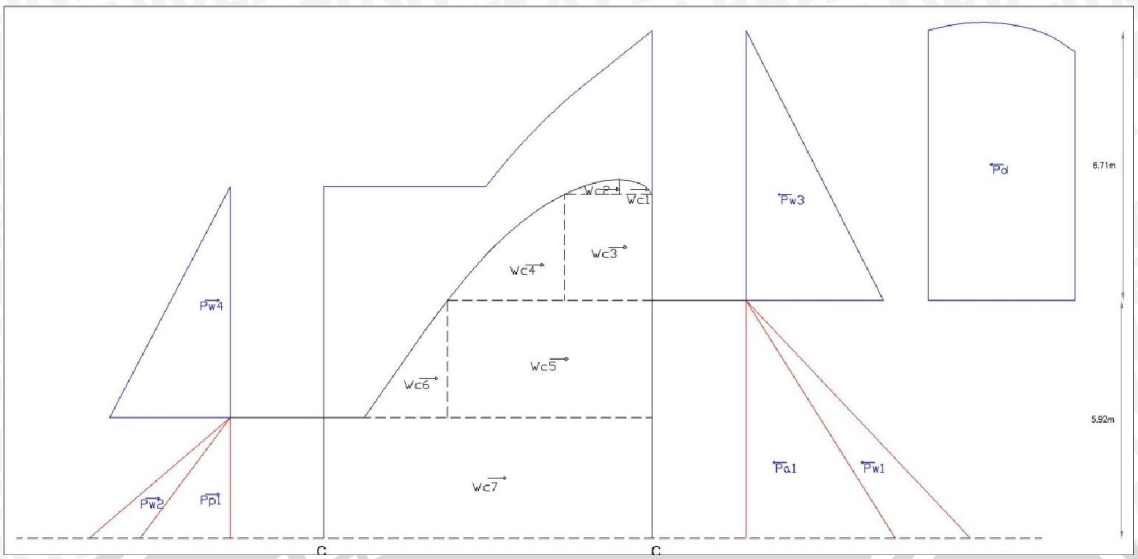
= 60.233 mm

Kontrol terhadap geser

Vu = 17.335 ton = 173 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 5999370 KN — ϕVc = 3599622 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.80 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} –Gempa

Tabel 4.94. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan C-CBanjir Q_{PMF} –Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang															Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2	x	0.5	x	γw	x	H1	x	H1									
		1.2	x	0.5	x	1.00	x	3.00	x	3.00							5.40	6.92	37.37
	Pw2	1.2	x	γw	x	H2	x	H1											
		1.2	x	1	x	3.71	x	3.00									13.36	7.42	99.10
	Pw3	1.2	x	0.5	x	γw	x	H3	x	H3									
		1.2	x	0.5	x	1.00	x	5.74	x	5.74							-19.77	4.91	-97.13
	Pw4	1.2	x	0.5	x	1.00	x	5.92	x	5.92							21.03	1.97	41.49
2	Pa1	1.2	x	0.50	x	Ka	x	γsub	x	H1	x	H1							
		1.2	x	0.50	x	0.396	x	0.73	x	5.92	x	5.92					6.08	1.97	11.99
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh							
	Wc1	1.2	x	0.82	x	0.37	x	1.00	x	0.5	x	0.2179					0.04	8.68	0.34
	Wc2	1.2	x	1.37	x	0.37	x	1.00	x	0.5	x	0.2179					0.07	8.68	0.58
	Wc3	1.2	x	2.19	x	2.64	x	1.00	x	1	x	0.2179					1.51	7.24	10.95
	Wc4	1.2	x	2.92	x	2.64	x	1.00	x	0.5	x	0.2179					1.01	6.80	6.85
	Wc5	1.2	x	5.1	x	2.92	x	1.00	x	1	x	0.2179					3.89	4.46	17.37
	Wc6	1.2	x	2.08	x	2.92	x	1.00	x	0.5	x	0.2179					0.79	3.97	3.16
	Wc7	1.2	x	8.18	x	3	x	1.00	x	1	x	0.2179					6.42	1.50	9.63
4	Pd	1.2	x	0.583	x	γw	x	Kh	x	H	x	H	x	1-(h1/h)^1,5					
		1.2	x	0.583	x	1	x	0.234	x	6.71	x	6.71	x	1.00			7.37	8.16	60.15
5	Pp	1.2	x	0.5	x	Kep	x	γsub	x	H2	x	H2							
		1.2	x	0.5	x	2.2	x	0.7	x	3.0	x	3.0					-8.56	1.00	-8.56
																Total	47.198		193.285

h	=	8180	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	1932.85	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	8049	mm
	=	8.049	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.016	
M/(b.d^2)	=	0.0298	N/mm²
	=	0.0253	
ρ hitung	=	0.00008	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 14488.2 mm²

Rencana: Ast = 490.9 mm²

Jumlah tulangan utama = 29.5

Jarak tulangan utama = 33.881 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru = 60 mm

Jumlah tulangan utama = 18 x 2 = 36 buah

As_{baru} = 17671.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 2607.9 mm²

Rencana: Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi = 23.1

Jarak tulangan utama = 43.368 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 45 mm

Jumlah tulangan bagi = 24 x 1 = 24 buah

As_{baru} = 2714.3 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 7244.1 mm² 50%Astarik

d = 19.0 mm

Rencana: Ast = 283.5 mm²

Jumlah tulangan utama = 25.5

Jarak tulangan utama = 39.139 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru = 75 mm

Jumlah tulangan utama = 15 x 2 = 30 buah

As_{baru} = 8505.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 1303.9 mm²

d = 10.0 mm

Rencana: Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi = 16.6

Jarak tulangan utama = 60.233 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

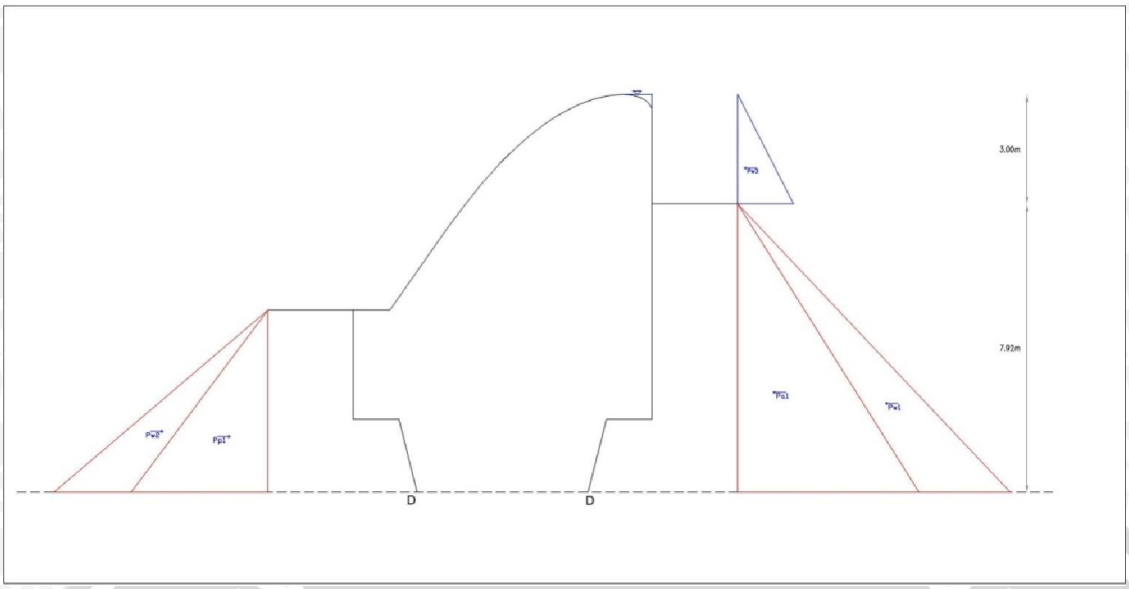
Jarak tulangan baru = 50 mm

Jumlah tulangan bagi = 21 x 1 = 21 buah

As_{baru} = 1649.3 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu	=	47.198	ton	=	472	KN	ϕ	=	0.6
Vc	=	$\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] x w x d$		=	5999370	KN	ϕVc	=	3599622 KN
							Vu	<	ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.81 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan D-D Kondisi Kondisi Muka Air Penuh – Normal

Tabel 4.95. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan D-D Kondisi Muka Air Penuh – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2	x	0.5	x	γw	x	H	x	H						
		1.2	x	0.50	x	1.00	x	3.00	x	3.00			=	5.40	8.92	48.17
	Pw2	1.2	x	0.50	x	1.00	x	7.92	x	7.92			=	37.64	2.64	99.36
2	Pa	1.2	x	0.500	x	Ka	x	γsub	x	H1	x	H1				
		1.2	x	0.500	x	0.427	x	0.730	x	7.920	x	7.920	=	11.73	2.64	30.96
3	Pp	1.2	x	0.500	x	Kp	x	γsub	x	H2	x	H2				
		1.2	x	0.50	x	2.34	x	0.73	x	5.00	x	5.00	=	-25.65	1.67	-42.749
													Total	54.765		135.742

h	=	5680	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	1357.42	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	5549	mm
	=	5.549	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.024	
M/(b.d^2)	=	0.0441	N/mm²
	=	0.0441	
ρ hitung	=	0.00014	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 9988.2 mm²

Rencana:

Ast = 490.9 mm²

Jumlah tulangan utama

= 20.3

Jarak tulangan utama

= 49.145 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 60 mm

Jumlah tulangan utama

= 18 x 2 = 36 buah

As_{baru} = 17671.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

1797.9 mm²

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 15.9

Jarak tulangan utama

= 62.906 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 70 mm

Jumlah tulangan bagi

= 16 x 1 = 16 buah

As_{baru} = 1809.6 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 4994.1 mm² 50%Astarik

d = 19.0 mm

Rencana:

Ast = 283.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 17.6

Jarak tulangan utama

= 56.773 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15 x 2 = 30 buah

As_{baru} = 8505.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

898.9 mm²

d 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 11.4

Jarak tulangan utama

= 87.370 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 95 mm

Jumlah tulangan bagi

= 12 x 1 = 12 buah

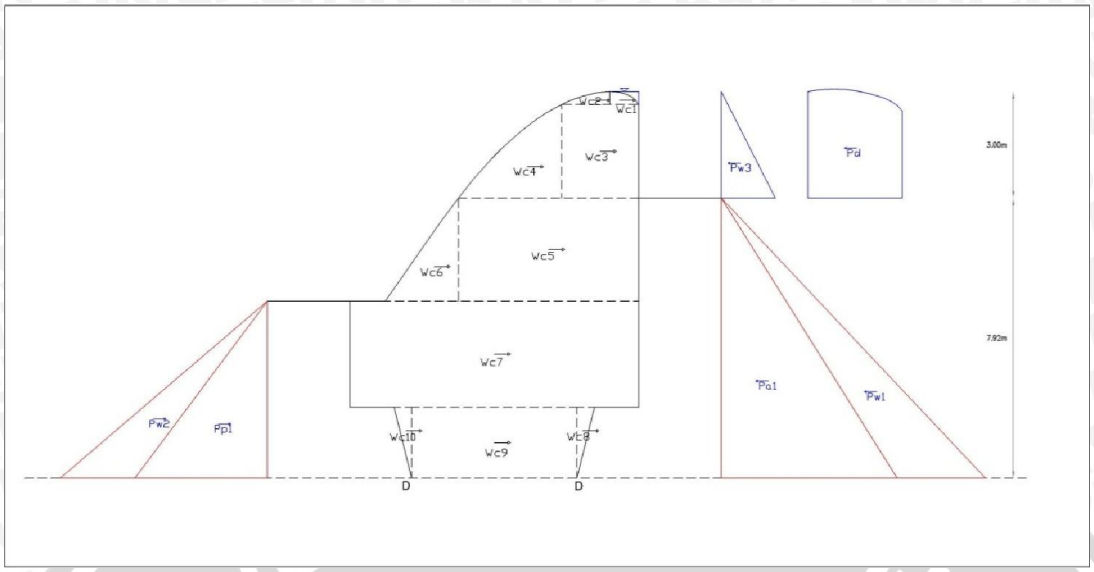
As_{baru} = 942.5 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 54.765 ton = 548 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 4135980 KN ϕVc = 2481588 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.82 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan D-D Kondisi Muka Air Penuh – Gempa

Tabel 4.96. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan D-D Kondisi Muka Air Penuh – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2	x	0.5	x	γw	x	H	x	H						
		1.2	x	0.5	x	1	x	3.00	x	3.00				5.40	8.92	48.17
	Pw2	1.2	x	0.5	x	1	x	7.92	x	7.92				37.64	2.64	99.36
2	Pa1	1.20	x	0.50	x	Ka	x	γsub	x	H1	x	H1				
		1.20	x	0.50	x	0.396	x	0.73	x	7.92	x	7.92		10.88	2.64	28.72
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh				
	Wc1	1.2	x	0.82	x	0.37	x	1.00	x	0.50	x	0.2179		0.04	10.68	0.42
	Wc2	1.2	x	1.37	x	0.37	x	1.00	x	0.50	x	0.2179		0.07	10.68	0.71
	Wc3	1.2	x	2.19	x	2.64	x	1.00	x	1.00	x	0.2179		1.51	9.24	13.97
	Wc4	1.2	x	2.92	x	2.64	x	1.00	x	0.50	x	0.2179		1.01	8.80	8.87
	Wc5	1.2	x	5.10	x	2.92	x	1.00	x	1.00	x	0.2179		3.89	6.46	25.15
	Wc6	1.2	x	2.08	x	2.92	x	1.00	x	0.50	x	0.2179		0.79	5.97	4.74
	Wc7	1.2	x	8.18	x	3.00	x	1.00	x	1.00	x	0.2179		6.42	3.50	22.46
	Wc8	1.2	x	0.50	x	2.00	x	1.00	x	0.50	x	0.2179		0.13	1.33	0.17
	Wc9	1.2	x	4.68	x	2.00	x	1.00	x	1.00	x	0.2179		2.45	1.00	2.45
	Wc10	1.2	x	0.50	x	2.00	x	1.00	x	0.50	x	0.2179		0.13	1.33	0.17
4	Pd	1.2	x	0.58	x	γw	x	Kh	x	H	x	H	x 1-(h1/h)^1,5			
		1.2	x	0.58	x	1.00	x	0.23	x	3.00	x	3.00	x 1.00	1.47	8.92	13.15
5	Pp	1.2	x	0.50	x	Kep	x	γsub	x	H2	x	H2				
		1.2	x	0.50	x	2.17	x	0.73	x	5.00	x	5.00		-23.79	1.67	-39.64
														48.040		228.871

h	=	5680	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	2288.71	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	5549	mm
	=	5.549	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.024	
M/(b.d^2)	=	0.0743	N/mm²
	=	0.0762	
ρ hitung	=	0.00024	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 9988.2 mm²

Rencana:

Ast = 490.9 mm²

Jumlah tulangan utama
= 20.3

Jarak tulangan utama
= 49.145 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru
= 60 mm

Jumlah tulangan utama
= 18 x 2 = 36 buah

As_{baru} = 17671.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
1797.9 mm²

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 15.9

Jarak tulangan utama
= 62.906 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 70 mm

Jumlah tulangan bagi
= 16 x 1 = 16 buah

As_{baru} = 1809.6 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 4994.1 mm² i0%Astarik
d = 19.0 mm

Rencana:

Ast = 283.5 mm²

Jumlah tulangan utama
= 17.6

Jarak tulangan utama
= 56.773 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru
= 75 mm

Jumlah tulangan utama
= 15 x 2 = 30 buah

As_{baru} = 8505.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
898.9 mm²
d 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 11.4

Jarak tulangan utama
= 87.370 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 95 mm

Jumlah tulangan bagi
= 12 x 1 = 12 buah

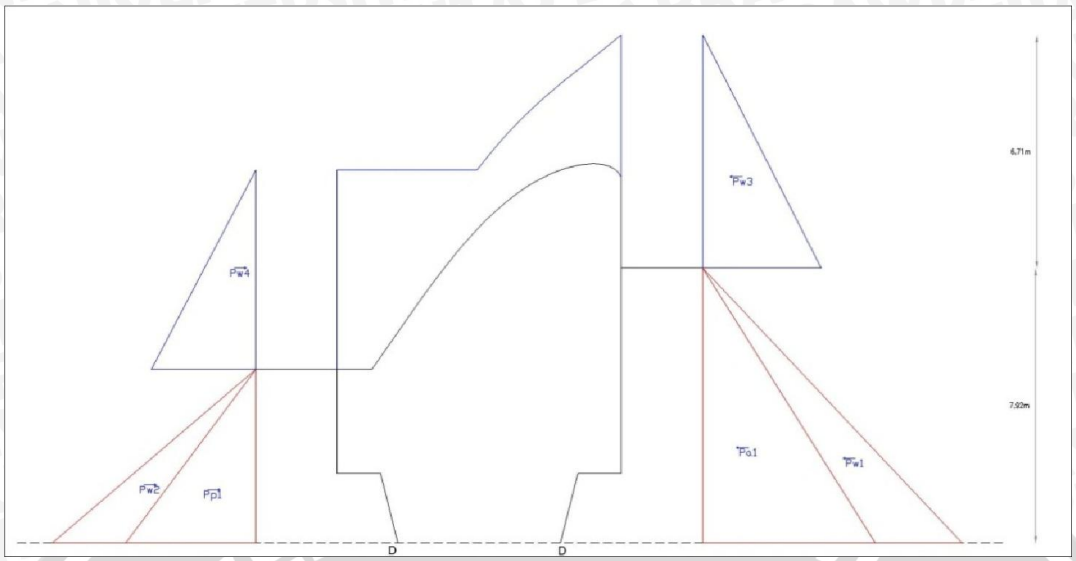
As_{baru} = 942.5 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 48.040 ton = 480 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 4135980 KN ϕVc = 2481588 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.83 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan D-D Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} – Normal

Tabel 4.97. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan D-D Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2 x 0.5 x γw x H1 x H1			
		1.2 x 0.5 x 1.00 x 3 x 3	5.400	8.92	48.17
2	Pw2	1.2 x γw x H2 x H1			
		1.2 x 1 x 3.71 x 3	13.356	9.42	125.81
3	Pw3	1.2 x 0.5 x γw x H3 x H3			
		1.2 x 0.5 x 1.00 x 5.74 x 5.74	-19.769	6.91	-136.67
4	Pw4	1.2 x 0.5 x 1.00 x 7.92 x 7.92	37.636	2.64	99.36
5	Pa	1.2 x 0.50 x Ka x γsub x H1 x H1			
		1.2 x 0.50 x 0.43 x 0.73 x 7.92 x 7.92	11.729	2.64	30.96
6	Pp	1.2 x 0.5 x Kp x γsub x H2 x H2			
		1.2 x 0.5 x 2.3 x 0.7 x 5.0 x 5.0	-25.649	1.67	-42.75
		Total	22.703		124.889

h	=	5680	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	1248.89	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	5549	mm
	=	5.549	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.024	
M/(b.d^2)	=	0.0406	N/mm²
	=	0.0406	
ρ hitung	=	0.00013	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 9988.2 mm²

Rencana:

Ast = 490.9 mm²

Jumlah tulangan utama

= 20.3

Jarak tulangan utama

= 49.145 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 60 mm

Jumlah tulangan utama

= 18 x 2 = 36 buah

As_{baru} = 17671.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

1797.9 mm²

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 15.9

Jarak tulangan utama

= 62.906 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 70 mm

Jumlah tulangan bagi

= 16 x 1 = 16 buah

As_{baru} = 1809.6 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 4994.1 mm² 50%Astarik

d = 19.0 mm

Rencana:

Ast = 283.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 17.6

Jarak tulangan utama

= 56.773 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15 x 2 = 30 buah

As_{baru} = 8505.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

898.9 mm²

d 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 11.4

Jarak tulangan utama

= 87.370 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 95 mm

Jumlah tulangan bagi

= 12 x 1 = 12 buah

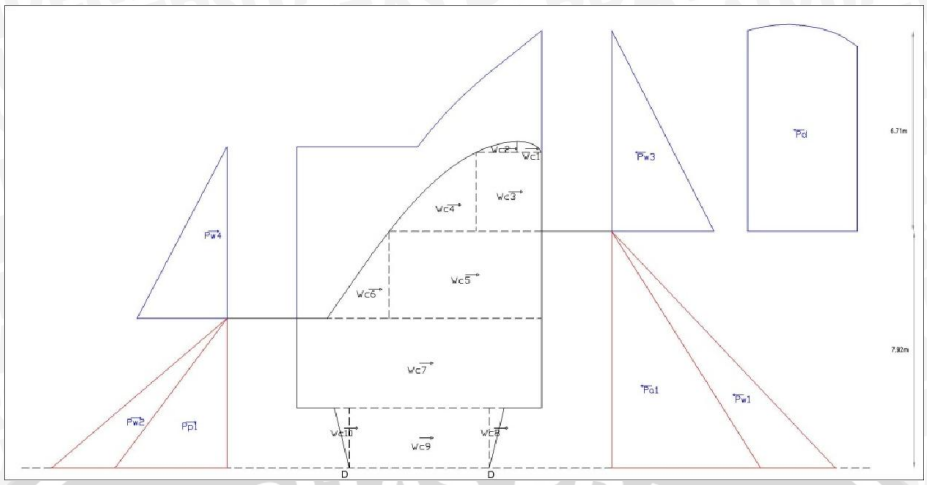
As_{baru} = 942.5 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 22.703 ton = 227 KN ϕ = 0.6

$Vc = \left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] \cdot bw.d$ = 4135980 KN ϕVc = 2481588 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.84 Bending Momen Ambang Pelimpah Potongan D-D Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} – Gempa

Tabel 4.98. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan D-D Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw1	1.2 x 0.5 x γw x H1 x H1			
		1.2 x 0.5 x 1.00 x 3.00 x 3.00	5.40	8.92	48.17
	Pw2	1.2 x γw x H2 x H1			
		1.2 x 1 x 3.71 x 3.00	13.36	9.42	125.81
	Pw3	1.2 x 0.5 x γw x H3 x H3			
		1.2 x 0.5 x 1.00 x 5.74 x 5.74	-19.77	6.91	-136.67
	Pw4	1.2 x 0.5 x 1.00 x 7.92 x 7.92	37.64	2.64	99.36
2	Pa1	1.2 x 0.50 x Ka x γsub x H1 x H1			
		1.2 x 0.50 x 0.396 x 0.73 x 7.92 x 7.92	10.88	2.64	28.72
3		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x Ratio x kh			
	Wc1	1.2 x 0.82 x 0.37 x 1.00 x 0.5 x 0.2179	0.04	10.68	0.42
	Wc2	1.2 x 1.37 x 0.37 x 1.00 x 0.5 x 0.2179	0.07	10.68	0.71
	Wc3	1.2 x 2.19 x 2.64 x 1.00 x 1 x 0.2179	1.51	9.24	13.97
	Wc4	1.2 x 2.92 x 2.64 x 1.00 x 0.5 x 0.2179	1.01	8.80	8.87
	Wc5	1.2 x 5.1 x 2.92 x 1.00 x 1 x 0.2179	3.89	6.46	25.15
	Wc6	1.2 x 2.08 x 2.92 x 1.00 x 0.5 x 0.2179	0.79	5.97	4.74
	Wc7	1.2 x 8.18 x 3 x 1.00 x 1 x 0.2179	6.42	3.50	22.46
	Wc8	1.2 x 0.5 x 2 x 1.00 x 0.5 x 0.2179	0.13	1.33	0.17
	Wc9	1.2 x 4.68 x 2 x 1.00 x 1 x 0.2179	2.45	1.00	2.45
	Wc10	1.2 x 0.5 x 2 x 1.00 x 0.5 x 0.2179	0.13	1.33	0.17
4	Pd	1.2 x 0.583 x γw x Kh x H x H x 1-(h1/h)^1,5			
		1.2 x 0.583 x 1 x 0.234 x 6.71 x 6.71 x 1.00	7.37	10.16	74.90
5	Pp	1.2 x 0.5 x Kep x γsub x H2 x H2			
		1.2 x 0.5 x 2.2 x 0.7 x 5.0 x 5.0	-23.79	1.67	-39.64
		Total	71.315		279.773

h	=	5680	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	2797.73	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	5549	mm
	=	5.549	m
d'	=	131	mm
d'/d	=	0.024	
M/(b.d^2)	=	0.0909	N/mm²
	=	0.0927	
ρ hitung	=	0.00029	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 9988.2 mm²

Rencana:

Ast = 490.9 mm²

Jumlah tulangan utama
= 20.3

Jarak tulangan utama
= 49.145 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru
= 60 mm

Jumlah tulangan utama
= 18 x 2 = 36 buah

As_{baru} = 17671.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
1797.9 mm²

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 15.9

Jarak tulangan utama
= 62.906 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 70 mm

Jumlah tulangan bagi
= 16 x 1 = 16 buah

As_{baru} = 1809.6 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 4994.1 mm² 50%Astarik
d = 19.0 mm

Rencana:

Ast = 283.5 mm²

Jumlah tulangan utama
= 17.6

Jarak tulangan utama
= 56.773 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru
= 75 mm

Jumlah tulangan utama
= 15 x 2 = 30 buah

As_{baru} = 8505.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
898.9 mm²
d 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 11.4

Jarak tulangan utama
= 87.370 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 95 mm

Jumlah tulangan bagi
= 12 x 1 = 12 buah

As_{baru} = 942.5 mm² ok

Kontrol terhadap geser

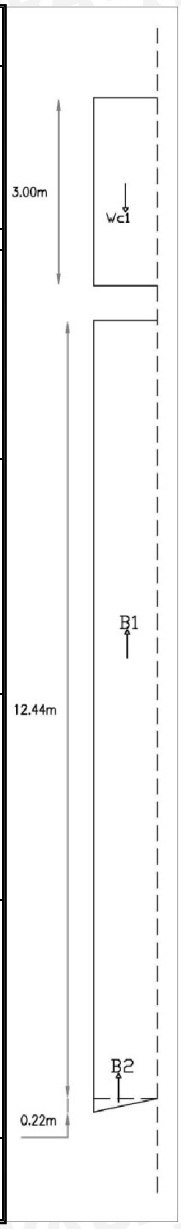
Vu = 71.315 ton = 713 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right]$ .bw. d = 4135980 KN ϕVc = 2481588 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.99. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan E-E Kondisi Muka Air Penuh – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.00	x	3.00	x	1.00	x	2.40		=	8.64	0.50	4.32
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.00	x	12.44	x	1.00				=	-14.93	0.50	-7.46
	B1	1.2	x	1.00	x	0.22	x	0.50				=	-0.13	0.33	-0.04
												Total	-6.420		-3.188



h	=	3000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	19	mm
Mu	=	31.88	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	2875	mm
	=	2.875	m
d'	=	125	mm
d'/d	=	0.043	
M/(b.d^2)	=	0.0039	N/mm^2
	=	0.0048	
ρ hitung	=	0.00001	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 5175.0 mm^2

Rencana:

Ast = 283.5 mm^2

Jumlah tulangan utama
= 18.3

Jarak tulangan utama
= 54.788 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru
= 120 mm

Jumlah tulangan utama
= 10 x 2 20 buah

As_{baru} = 5670.6 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
931.5 mm^2

Rencana:

Ast = 113.10 mm^2

Jumlah tulangan bagi
= 8.2

Jarak tulangan utama
= 121.414 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 100 mm

Jumlah tulangan bagi
= 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 1244.1 mm^2 ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 2587.5 mm^2 50%Astarik

d = 13.0 mm

Rencana:

Ast = 132.7 mm^2

Jumlah tulangan utama
= 19.5

Jarak tulangan utama
= 51.298 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru
= 100 mm

Jumlah tulangan utama
= 11 x 2 22 buah

As_{baru} = 2920.1 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
465.8 mm^2

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi
= 9.3

Jarak tulangan utama
= 107.924 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 100 mm

Jumlah tulangan bagi
= 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 552.9 mm^2 ok

Kontrol terhadap geser

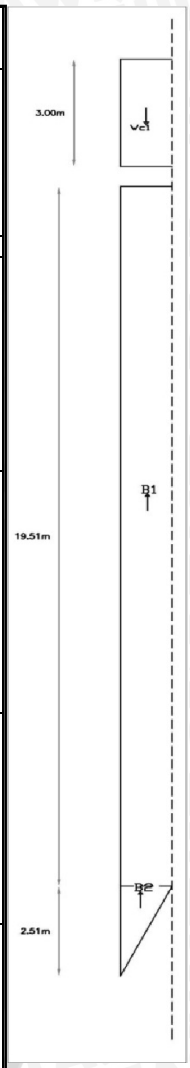
Vu = 6.420 ton = 64 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 2142898 KN ϕVc = 1285739 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.100. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan E-E Kondisi Muka Air Penuh – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2 x Lebar x Tinggi x rasio x γ beton			
	Wc1	1.2 x 1.00 x 3.00 x 1.00 x 2.4 =	8.64	0.50	4.32
2		1.2 x Lebar x Tinggi x rasio			
	B1	1.2 x 1.00 x 19.51 x 1.00 =	-23.41	0.50	-11.71
	B2	1.2 x 1.00 x 2.51 x 0.50 =	-1.51	0.33	-0.50
		Total	-14.772		-7.888



h = 3000 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm
Dbagi = 12 mm
Dutama = 19 mm
Mu = 78.88 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85
d = 2875 mm
= 2.875 m
d' = 125 mm
d'/d = 0.043
M/(b.d^2) = 0.0095 N/mm²
= 0.0085
ρ hitung = 0.00003
ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626
Karena, ρ hitung < ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik Tarik

As hitung = 5175.0 mm²
Rencana:
Ast = 283.5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 18.3
Jarak tulangan utama
= 54.788 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:
Jarak tulangan baru
= 120 mm
Jumlah tulangan utama
= 10 x 2 20 buah
As baru = 5670.6 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
931.5 mm²
Rencana:
Ast = 113.10 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 8.2
Jarak tulangan utama
= 121.414 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan bagi
= 11 x 1 11 buah
As baru = 1244.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 2587.5 mm² 50%Astarik
d = 13.0 mm
Rencana:
Ast = 132.7 mm²
Jumlah tulangan utama
= 19.5
Jarak tulangan utama
= 51.298 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan utama
= 11 x 2 22 buah
As baru = 2920.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
465.8 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 9.3
Jarak tulangan utama
= 107.924 mm

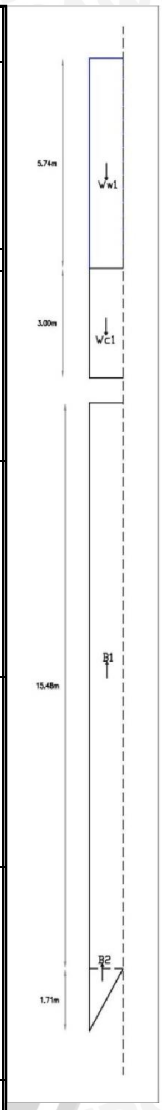
Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan bagi
= 11 x 1 11 buah
As baru = 552.9 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 14.772 ton = 148 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 2142898 KN ϕVc = 1285739 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.101. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan E-E Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.00	x	3.00	x	1.00	x	2.40		=	8.64	0.50	4.32
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ww1	1.2	x	1.00	x	5.74	x	1.00	x	1.00		=	6.89	0.50	3.44
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.00	x	15.48	x	1.00				=	-18.58	0.50	-9.29
	B2	1.2	x	1.00	x	1.71	x	0.50				=	-1.03	0.33	-0.34
												Total	-4.074		-1.866



h	=	3000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	19	mm
Mu	=	18.66	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	2875	mm
	=	2.875	m
d'	=	125	mm
d'/d	=	0.043	
M/(b.d^2)	=	0.0023	N/mm²
	=	0.0027	
ρ hitung	=	0.00001	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik Tarik

As hitung = 5175.0 mm²

Rencana: Ast = 283.5 mm²

Jumlah tulangan utama = 18.3

Jarak tulangan utama = 54.788 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru = 120 mm

Jumlah tulangan utama = 10 x 2 20 buah

As_{baru} = 5670.6 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
931.5 mm²

Rencana: Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi = 8.2

Jarak tulangan utama = 121.414 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 100 mm

Jumlah tulangan bagi = 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 1244.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 2587.5 mm² 50%Astarik

d = 13.0 mm

Rencana: Ast = 132.7 mm²

Jumlah tulangan utama = 19.5

Jarak tulangan utama = 51.298 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru = 100 mm

Jumlah tulangan utama = 11 x 2 22 buah

As_{baru} = 2920.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
465.8 mm²

d 8.0 mm

Rencana: Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi = 9.3

Jarak tulangan utama = 107.924 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 100 mm

Jumlah tulangan bagi = 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 552.9 mm² ok

Kontrol terhadap geser

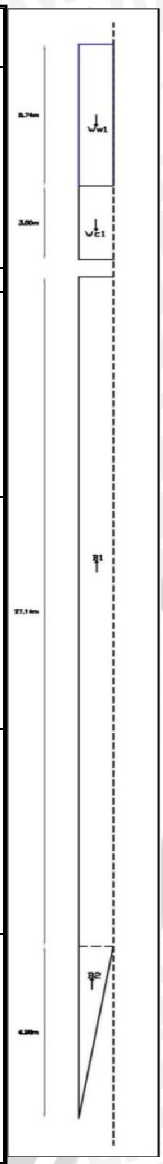
Vu = 4.074 ton = 41 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 2142898 KN ϕVc = 1285739 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.102. Tabel Bending Momen dan Analisa Tulangan Ambang Pelimpah Potongan E-E Kondisi Muka Air Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.00	x	3.00	x	1.00	x	2.4		=	8.64	0.50	4.32
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	1.00	x	5.74	x	1.00	x	1.00		=	6.89	0.50	3.44
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.00	x	27.14	x	1.00				=	-32.57	0.50	-16.28
	B2	1.2	x	1.00	x	6.98	x	0.50				=	-4.19	0.33	-1.40
												Total	-17.040		-8.520



h	=	3000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	19	mm
Mu	=	85.20	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	2875	mm
	=	2.875	m
d'	=	125	mm
d'/d	=	0.043	
M/(b.d^2)	=	0.0103	N/mm^2
	=	0.0111	
ρ hitung	=	0.00003	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 5175.0 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 283.5 mm^2 — = 120 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 18.3 — = 10 x 2 20 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 5670.6 mm^2 ok

= 54.788 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

931.5 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 100 mm

Ast = 113.10 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 11 x 1 11 buah

= 8.2 — As_{baru} = 1244.1 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 121.414 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 2587.5 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

d = 13.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 132.7 mm^2 — = 100 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 19.5 — = 11 x 2 22 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 2920.1 mm^2 ok

= 51.298 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

465.8 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 100 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 11 x 1 11 buah

= 9.3 — As_{baru} = 552.9 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

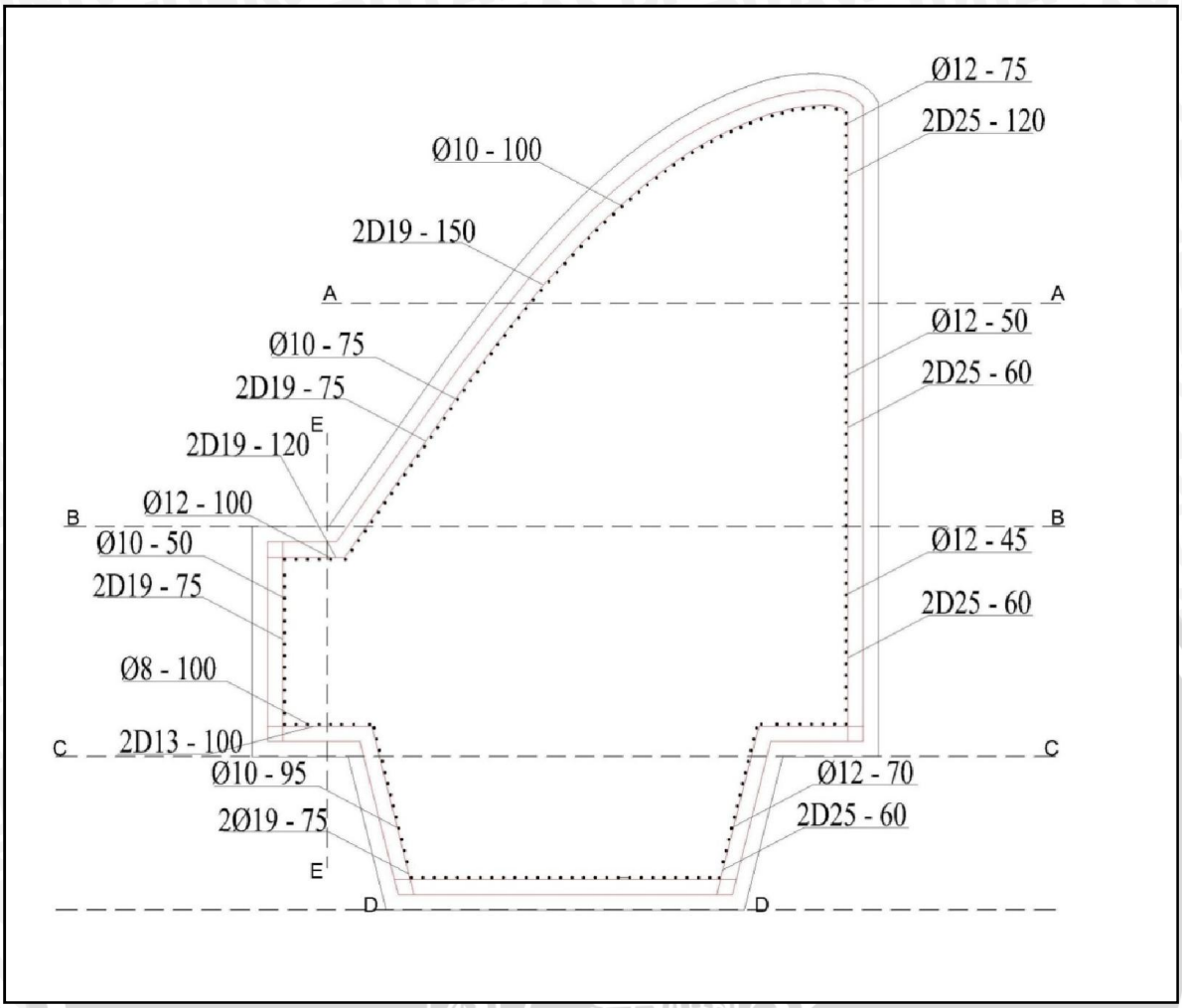
= 107.924 mm

Kontrol terhadap geser

Vu = 17.040 ton = 170 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 2142898 KN — ϕVc = 1285739 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.85 Penulangan Ambang Pelimpah

4.4.2. Dinding Penahan

4.4.2.1. Dinding Penahan Saluran Samping (Side)

Untuk menganalisis pembetonan dan penulangan pada dinding penahan saluran samping (side), perlu memperhatikan bagian-bagian yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada pelimpah. Perhitungan bending momen yang terjadi pada saluran samping (side) dianalisis dengan 5 potongan yaitu potongan A-A, potongan B-B, potongan C-C, potongan D-D dan potongan E-E. Dinding penahan untuk saluran samping sendiri di desain menggunakan counterfort sehingga akan dianalisa juga untuk penulangan caounterfort dan juga sambungan counterfort pada dinding.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan A-A pada kondisi air kosong pada keadaan normal.

Data :

h =650 mm

b = 1000 mm

- Rencana (Tulangan Tarik) :

p = 100 mm

D utama = 12 mm

Ǿ bagi = 8 mm

fy = 400 MPa

f'c = 20 MPa

β_1 = 0,85

Gaya yang bekerja disajikan pada Tabel 4.103. dengan Gaya total (Pu) = 4.033 ton.

Analisa Penulangan:

Tinggi efektif (d) = h – p - Ǿ bagi – (1/2 x D utama)

= 650 – 100 – 8 – (1/2 x 12)

= 534 mm

d' = p + Ǿ bagi + (1/2 x D utama)

= 100 + 8 + (1/2 x 12)

= 116 mm

d' / d = 0,217

$M_{lapangan}$ = 1/12 x Pu x l^2

= 1/12 x 4,033 x 3^2

= 3,025 tm

= 30,25 kNm

$\frac{Mu}{b\,.d^2} = \frac{30,25}{1*534^2} =$ 0,1061 N/mm^2

Perhitungan rasio tulangan:

$$\frac{M_u}{b.d^2} = \rho\,.\beta\,.f_y\,.\left(1 - 0,588\,.\rho.\frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$0,1061 = \rho\,.0,85\,.400\,.\left(1 - 0,588\,.\rho.\frac{400}{20}\right)$$

Sehingga, didapat nilai rasio tulangan ρ = 0.00033

Syarat rasio tulangan:

ρ_{min} = 0,0018 (untuk fy = 400 MPa)

ρ_{max} = 0,0163 (untuk fy = 400 MPa dan f'c = 20 MPa)

Karena ρ = 0,00001 < ρ_{min} = 0,0018 maka nilai ρ_{min} yang digunakan adalah ρ_{min} = 0,0018

Luas Tulangan Utama Perlu:

As $_{hitung}$ = $\rho\,.b\,.d$

= 0,0018 x 1000 . 534

= 961,2 mm^2

Rencana:

As$_t$ = ¼ x Π x D^2

= ¼ x Π x 12 x 12 = 113,1 mm^2

Jumlah tulangan utama

S = As $_{hitung}$ / As$_t$

= 961,2 / 113,1 = 8,5 buah

Jarak tulangan utama

= b / S

= 1000/8,5 = 117,663 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 125 mm

jumlah tulangan = 9 x 1 = 9 buah

As baru = ¼ x Π x 12 x 12 x 9

= 1017,9 mm^2> As $_{hitung}$ (961,2 mm^2) --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan D12 - 125

Luas Tulangan Bagi :

As hitung = 0,18 x *As tulangan utama*

= 0,18 x 961,2

= 173,0 mm^2

Rencana:

As_t = ¼ x Π x D^2

= ¼ x Π x 8 x 8 = 50,27

Jumlah tulangan utama

S = As $_{hitung}$ / As_t

= 173,0 / 50,27 = 3,4 buah

Jarak tulangan utama

= b / S

= 1000/3,4 = 290,525 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 450 mm

jumlah tulangan = 4 x 1 = 4 buah

As baru = ¼ x Π x 8 x 8 x 4

= 201,1 mm^2> As $_{hitung}$ (173,0 mm^2) --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan Ǿ8 – 450

- Rencana tulangan tekan :

p = 100 mm

D utama = 10 mm

Ǿ bagi = 8 mm

Luas Tulangan Utama Tekan :

As hitung = 0,50 x *As tulangan utama tulangan tarik*

= 0,50 x 961,2

= 480,6 mm^2

Rencana:

As_t = ¼ x Π x D^2

= ¼ x Π x 10 x 10 = 78,5 mm^2

Jumlah tulangan utama

S = As_{hitung} / As_t

= 480,6 / 78,5 = 6,1 buah

Jarak tulangan utama

= b / S

= 1000/6,1 = 163,420 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 175 mm

jumlah tulangan = 7 x 1 = 7 buah

As baru = ¼ x Π x 10 x 10 x 7

= 549,8 mm^2> As_{hitung} (480,6 mm^2) --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan D10 – 175

Luas Tulangan Bagi :

As hitung = 0,18 x *As tulangan utama*

= 0,18 x 480,6 = 86,5 mm^2

Rencana:

As_t = ¼ x Π x D^2

= ¼ x Π x 8 x 8 = 50,27 mm^2

Jumlah tulangan utama

S = As_{hitung} / As_t

= 86,5 / 50,27 = 1,7 buah

Jarak tulangan utama

= b / S

= 1000/1,7 = 581,05 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 600 mm

jumlah tulangan = 3 x 1 = 3 buah

As baru = ¼ x Π x 8 x 8 x 3

= 150,8 mm^2> As $_{hitung}$ (86,5 mm^2) --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan Ǿ8 – 600

- Kontrol terhadap geser

Syarat diberi tulangan geser adalah Vu >ϕVc

Dari hasil perhitungan bending momen dihasilkan :

Vu = Pu x l = 4,033 x 3 = 12,10 ton = 121 kN

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 398020 kN

Faktor reduksi kekuatan ϕ = 0,6

ϕVc = 238812 kN

Vu < ϕVc (tiddak diberi tulangan geser)

- Penulangan Counterfort:

Rencana Tulangan :

p = 100 mm

D = 16 mm

fy = σ_{sa} = 400 MPa

Bending momen yang bekerja disajikan pada Tabel 4.103. dengan Momen total (Mu) = 297,120 tm.

z = 4,60 m

= 4600 mm

z_{eff} = 4500 mm

Tulangan Utama

As = $\frac{Mu}{\sigma_{sa} x\, Z_{eff}} = \frac{297,12}{400\ x\ 4500}$ = 1650,7 mm^2

Direncanakan

Jarak tulangan yang digunakan (s) = 50 mm

Jumlah tulangan yang digunakan = 20

As baru = ¼ x Π x 16 x 16 x 20

= 4021,24 mm^2> As $_{hitung}$ (1650,7 mm^2) → memenuhi

Sehingga, didapatkan D16 – 50

- Sambungan counterfort dengan dinding:

  Rencana Tulangan :

  Dipakai sengkang 2 penampang dengan

  D = 8 mm

  p = 100 mm

  fy = σ_{sa} = 400 MPa

  Gaya yang bekerja disajikan pada Tabel 4.103. dengan Gaya total (Pu) = 4.033 ton.

  L = 3 m = 3000 mm

  S = Pu x l

  = 4,033 x 3

  = 12,10 ton = 121,0 kN

  Tulangan Utama

  $As = \frac{S}{\sigma_{sa}} = \frac{121,0}{400} = 302,5\ mm^2$

Direncanakan

Jarak tulangan yang digunakan (s) = 200 mm

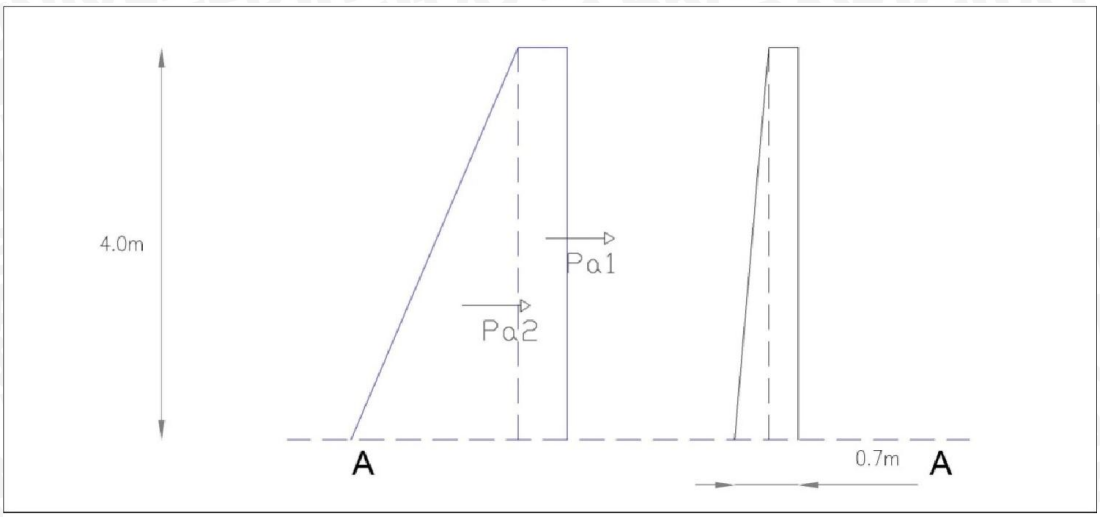
Jumlah tulangan yang digunakan = 6 buah

As baru =2 x ¼ x Π x 8 x 8 x 6

= 4019,2 mm^2> As $_{hitung}$ (1650,7 mm^2) → memenuhi

Sehingga, didapatkan sengkang 2 penampang D8 – 200

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada kondisi lain disajikan pada Tabel 4.103 sampai dengan Tabel 4.146.



Gambar 4.86 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Kosong - Normal

Tabel 4.103. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)
1	Pa1	1.2 x Ka x q	
		1.2 x 0.43 x 1.00 =	0.52
2	Pa2	1.2 x Ka x H1 x γt	
		1.2 x 0.43 x 4.00 x 1.70 =	3.51
		total	4.033

h = 650 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm
l = 3 m
Dbagi = 8 mm
Dutama = 12 mm
Mlapangan = 30.25 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85

d = 536 mm
= 0.536 m
d' = 114 mm
d'/d = 0.213

M/(b.d^2) = 0.1053 N/mm²
= 0.1060
ρ hitung = 0.00033

ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 964.8 mm²
Rencana:
Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 8.5
Jarak tulangan utama
= 117.224 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 125 mm
Jumlah tulangan utama
= 9 x 1 = 9 buah
As baru = 1017.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
173.7 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 3.5
Jarak tulangan utama
= 289.441 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 300 mm
Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 = 5 buah
As baru = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama tekan

As hitung = 482.4 mm² 50%Astarik
d = 10.0 mm
Rencana:
Ast = 78.5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 6.1
Jarak tulangan utama
= 162.811 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 175 mm
Jumlah tulangan utama
= 7 x 1 = 7 buah
As baru = 549.8 mm² ok

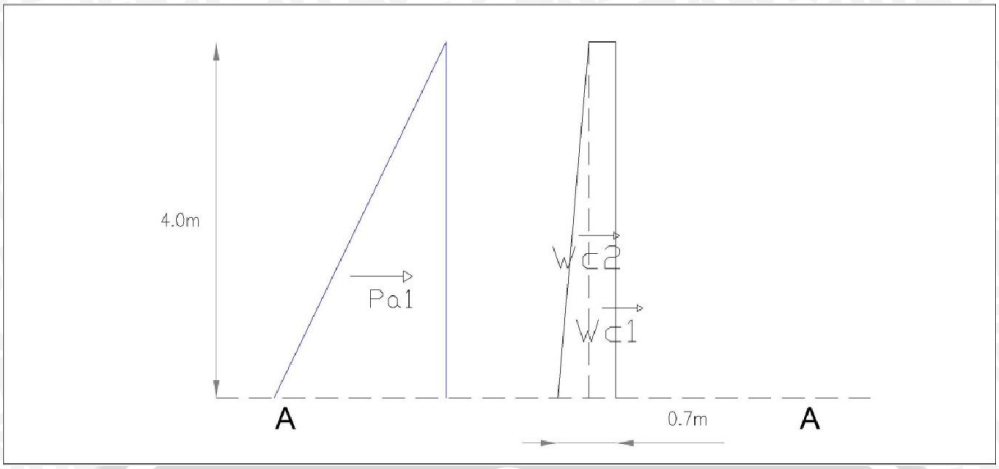
Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
86.8 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 1.7
Jarak tulangan utama
= 578.882 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 400 mm
Jumlah tulangan bagi
= 4 x 1 = 4 buah
As baru = 201.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser
Vu = 12.100 ton = 121 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 399511 KN ϕVc = 239706 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.87 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Kosong – Gempa

Tabel 4.104. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Kosong – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt							
		1.2	x	0.66	x	4.00	x	1.695					=		5.38
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ			
	Ws1	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.234	x	1.695	=		0.33
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	0.30	x	4.00	x	1.00	x	0.234	x	2.4	=		0.81
	Wc2	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.234	x	2.4	=		0.47
													Total		6.997

h	=	650	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mlapangan	=	52.48	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	536	mm
	=	0.536	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.213	
M/(b.d^2)	=	0.1827	N/mm²
	=	0.1820	
ρ hitung	=	0.00057	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik Tarik

As hitung = 964.8 mm²

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 8.5

Jarak tulangan utama
= 117.224 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 125 mm

Jumlah tulangan utama
= 9 x 1 = 9 buah

As_{baru} = 1017.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
173.7 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 3.5

Jarak tulangan utama
= 289.441 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 300 mm

Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama tarik Tekan

As hitung = 482.4 mm² 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama
= 6.1

Jarak tulangan utama
= 162.811 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 175 mm

Jumlah tulangan utama
= 7 x 1 = 7 buah

As_{baru} = 549.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
86.8 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 1.7

Jarak tulangan utama
= 578.882 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 400 mm

Jumlah tulangan bagi
= 4 x 1 = 4 buah

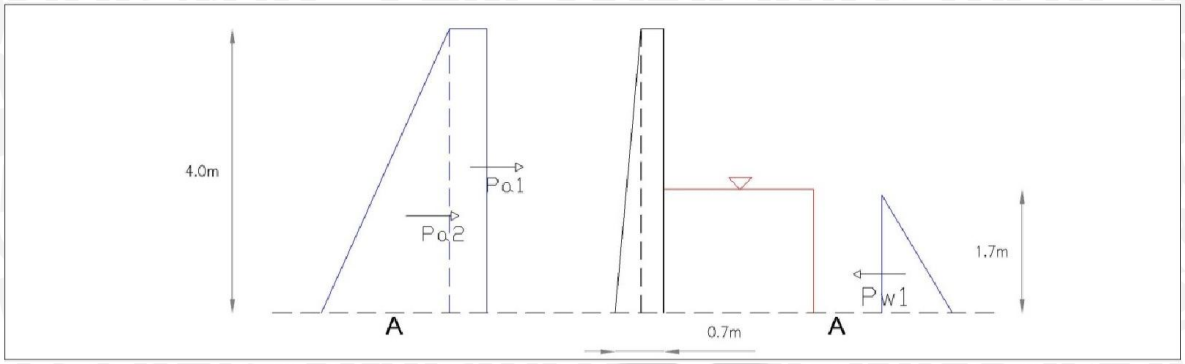
As_{baru} = 201.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 20.990 ton = 210 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 399511 KN ϕVc = 239706 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.88 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

Tabel 4.105. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q					
		1.2	x	0.43	x	1				=	0.518
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt			
		1.2	x	0.43	x	4.00	x	1.70		=	3.515
		1.2	x	γω	x	H					
3	Pw2	1.2	x	1.000	x	1.740				=	-2.088
										total	1.945

h	=	650	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mlapangan	=	14.59	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	536	mm
	=	0.536	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.213	
M/(b.d^2)	=	0.0508	N/mm^2
	=	0.0512	
ρ hitung	=	0.00016	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik Tarik

As hitung = 964.8 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm^2 — = 125 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 8.5 — = 9 x 1 = 9 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 1017.9 mm^2 — ok

= 117.224 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

173.7 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 300 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 5 x 1 = 5 buah

= 3.5 — As_{baru} = 251.3 mm^2 — ok

Jarak tulangan utama

= 289.441 mm

Tulangan Utama tarik Tekan

As hitung = 482.4 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 10.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 78.5 mm^2 — = 175 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 6.1 — = 7 x 1 = 7 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 549.8 mm^2 — ok

= 162.811 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

86.8 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 1.7 — As_{baru} = 201.1 mm^2 — ok

Jarak tulangan utama

= 578.882 mm

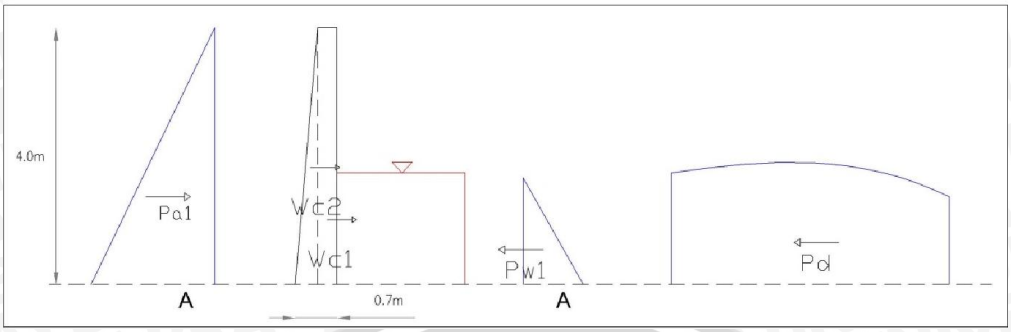
Kontrol terhadap geser

Vu = 5.836 ton = 58 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 399511 KN — ϕVc = 239706 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.89 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

Tabel 4.106. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang														Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt								
		1.2	x	0.66	x	4.00	x	1.695						=		5.38
2	Pw2	1.2	x	1.00	x	1.74								=		-2.09
3	Pd1	1.2	x	7/12	x	Kh	x	H2								
		1.2	x	0.58	x	0.23	x	1.74						=		-0.29
4		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ				
	Ws1	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.234	x	1.695		=		0.33
5		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton				
	Wc1	1.2	x	0.30	x	4.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40		=		0.81
	Wc2	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40		=		0.47
															Total	4.624

h	=	650	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mlapangan	=	34.68	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	536	mm
	=	0.536	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.213	
M/(b.d^2)	=	0.1207	N/mm²
	=	0.1215	
ρ hitung	=	0.00038	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 964.8 mm²

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 8.5

Jarak tulangan utama

= 117.224 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 125 mm

Jumlah tulangan utama

= 9 x 1 = 9 buah

As_{baru} = 1017.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

173.7 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 3.5

Jarak tulangan utama

= 289.441 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 300 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 482.4 mm² 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 6.1

Jarak tulangan utama

= 162.811 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 175 mm

Jumlah tulangan utama

= 7 x 1 = 7 buah

As_{baru} = 549.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

86.8 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 1.7

Jarak tulangan utama

= 578.882 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 400 mm

Jumlah tulangan bagi

= 4 x 1 = 4 buah

As_{baru} = 201.1 mm² ok

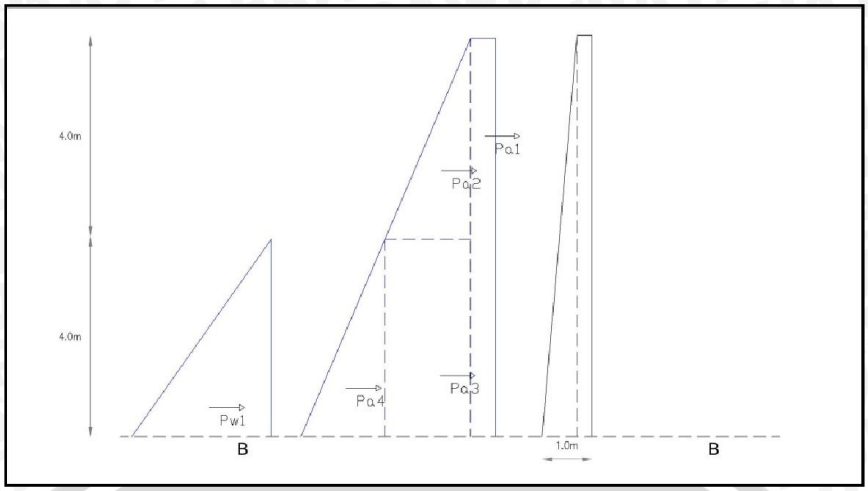
Kontrol terhadap geser

Vu = 13.871 ton = 139 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 399511 KN ϕVc = 239706 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.90 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Kosong – Normal

Tabel 4.107. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Kosong – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q									
		1.2	x	0.43	x	1.00								=	0.52
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt							
		1.2	x	0.43	x	4.00	x	1.70						=	3.51
3	Pa3	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)			
		1.2	x	0.43	x	1.00	+	0.43	x	1.70	x	4.00		=	4.03
4	Pa4	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2							
		1.2	x	0.43	x	0.73	x	4.00						=	1.51
5	Pw1	1.2	x	γw	x	H2									
		1.2	x	1.00	x	4.00								=	4.80
														Total	14.381

h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	107.86	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	882	mm
	=	0.882	m
d'	=	118	mm
d'/d	=	0.134	
M/(b.d^2)	=	0.1386	N/mm²
	=	0.1383	
ρ hitung	=	0.00043	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1587.6 mm²

Rencana:

Ast = 201.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 7.9

Jarak tulangan utama
= 126.645 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 150 mm

Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah

As_{baru} = 1608.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
285.8 mm²

Rencana:

Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 3.6

Jarak tulangan utama
= 274.838 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 300 mm

Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 5 buah

As_{baru} = 392.7 mm² ok

Tulangan Utama tekan

As hitung = 793.8 mm² 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 7.0

Jarak tulangan utama
= 142.476 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 175 mm

Jumlah tulangan utama
= 7 x 1 7 buah

As_{baru} = 791.7 mm² tidak ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
142.9 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 2.8

Jarak tulangan utama
= 351.792 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 400 mm

Jumlah tulangan bagi
= 4 x 1 4 buah

As_{baru} = 201.1 mm² ok

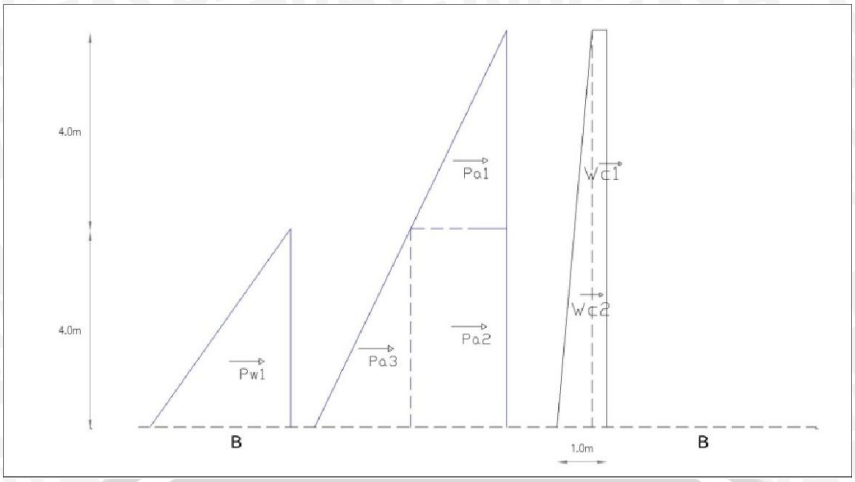
Kontrol terhadap geser

Vu = 43.142 ton = 431 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 657404 KN ϕVc = 394442 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.91 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Kosong – Gempa

Tabel 4.108. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Kosong – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.66	x	4.00	x	1.695					=	5.38
2	Pa2	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)		
		1.2	x	0.66	x	1.00	+	0.66	x	1.695	x	4.00	=	6.18
3	Pa3	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2						
		1.2	x	0.66	x	0.73	x	4.00					=	2.32
4	Pw1	1.2	x	γw	x	H2								
		1.2	x	1.00	x	4.00							=	4.80
5		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ		
	Ws1	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.234	x	1.695	=	0.33
	Ws2	1.2	x	0.35	x	4.00	x	1.00	x	0.234	x	1.695	=	0.67
	Ws3	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.234	x	1.73	=	0.34
6		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton		
	Wc1	1.2	x	0.30	x	8.00	x	1.00	x	0.234	x	2.4	=	1.62
	Wc2	1.2	x	0.70	x	8.00	x	0.50	x	0.234	x	2.4	=	1.89
													Total	23.522

h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	176.42	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	882	mm
	=	0.882	m
d'	=	118	mm
d'/d	=	0.134	
M/(b.d^2)	=	0.2268	N/mm²
	=	0.2261	
ρ hitung	=	0.00071	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1587.6 mm²

Rencana: Ast = 201.1 mm²

Jumlah tulangan utama = 7.9

Jarak tulangan utama = 126.645 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 150 mm

Jumlah tulangan utama = 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 1608.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
285.8 mm²

Rencana: Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi = 3.6

Jarak tulangan utama = 274.838 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 300 mm

Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392.7 mm² ok

Tulangan Utama tekan

As hitung = 793.8 mm² 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana: Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama = 7.0

Jarak tulangan utama = 142.476 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 175 mm

Jumlah tulangan utama = 7 x 1 = 7 buah

As_{baru} = 791.7 mm² tidak ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
142.9 mm²

d 8.0 mm

Rencana: Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi = 2.8

Jarak tulangan utama = 351.792 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 400 mm

Jumlah tulangan bagi = 4 x 1 = 4 buah

As_{baru} = 201.1 mm² ok

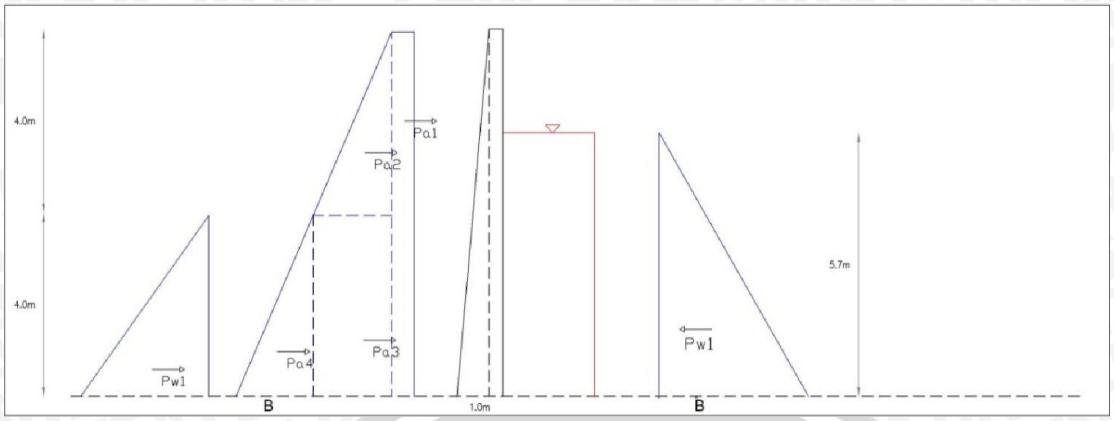
Kontrol terhadap geser

Vu = 0.000 ton = 71 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 657404 KN ϕVc = 394442 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.92 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

Tabel 4.109. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan SaluranSamping Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q								
		1.2	x	0.43	x	1							=	0.518
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.43	x	4.00	x	1.70					=	3.515
3	Pa3	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)		
		1.2	x	0.43	x	1.00	+	0.43	x	1.70	x	4.00	=	4.033
4	Pa4	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2						
		1.2	x	0.43	x	0.73	x	4.00					=	1.514
5	Pw1	1.2	x	γw	x	H2								
		1.2	x	1.00	x	4.00							=	4.800
6	Pw2	1.2	x	1.000	x	5.740							=	-6.888
													Total	7.493

h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	56.20	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	882	mm
	=	0.882	m
d'	=	118	mm
d'/d	=	0.134	
M/(b.d^2)	=	0.0722	N/mm²
	=	0.0727	
ρ hitung	=	0.00023	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1587.6 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 150 mm

Ast = 201.1 mm^2

Jumlah tulangan utama = 7.9 — *Jumlah tulangan utama* = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama = 126.645 mm — As_{baru} = 1608.5 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

285.8 mm^2 — *Jarak tulangan baru* = 300 mm

Rencana:

Ast = 78.54 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi* = 5 x 1 = 5 buah

Jumlah tulangan bagi = 3.6 — As_{baru} = 392.7 mm^2 ok

Jarak tulangan utama = 274.838 mm

Tulangan Utama tekan

As hitung = 793.8 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 12.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 175 mm

Ast = 113.1 mm^2

Jumlah tulangan utama = 7.0 — *Jumlah tulangan utama* = 7 x 1 = 7 buah

Jarak tulangan utama = 142.476 mm — As_{baru} = 791.7 mm^2 tidak ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

142.9 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: = 400 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi* = 4 x 1 = 4 buah

Jumlah tulangan bagi = 2.8 — As_{baru} = 201.1 mm^2 ok

Jarak tulangan utama = 351.792 mm

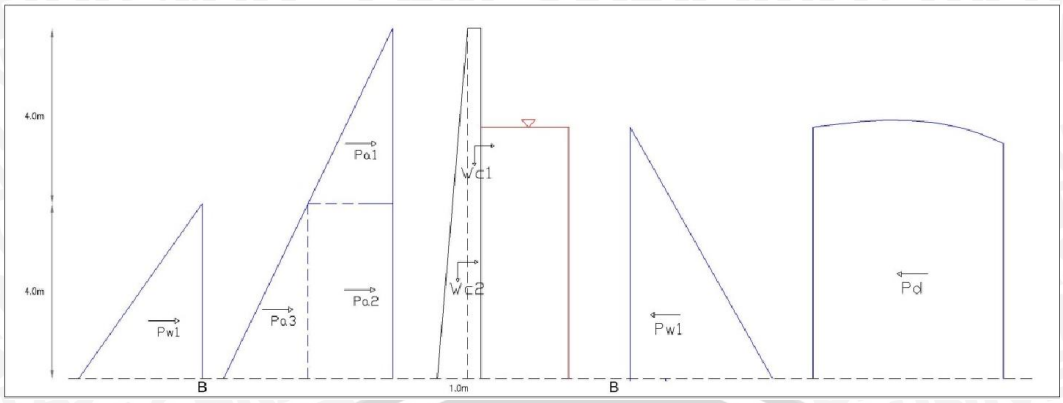
Kontrol terhadap geser

Vu = 22.478 ton = 225 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 657404 KN — ϕVc = 394442 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.93 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Samping Potongan B-B KondisiBanjir Q_{PMF} – Gempa

Tabel 4.110. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan SaluranSamping Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} –Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt							
		1.2	x	0.66	x	4.00	x	1.695					=		5.38
2	Pa2	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	gt	x	H1)			
		1.2	x	0.66	x	1.00	+	0.66	x	1.695	x	4.00	=		6.18
3	Pa3	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2							
		1.2	x	0.66	x	0.73	x	4.00					=		2.32
4	Pw1	1.2	x	γw	x	H2									
		1.2	x	1.00	x	4.00							=		4.80
5	Pw2	1.2	x	1.00	x	5.74							=		-6.89
6	Pd1	1.2	x	7/12	x	Kh	x	H2							
		1.2	x	0.58	x	0.23	x	5.74					=		-0.94
7		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ			
	Ws1	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.5	x	0.234	x	1.695	=		0.33
	Ws2	1.2	x	0.35	x	4.00	x	1	x	0.234	x	1.695	=		0.67
	Ws3	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.5	x	0.234	x	1.73	=		0.34
8		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	0.30	x	8.00	x	1	x	0.234	x	2.4	=		1.62
	Wc2	1.2	x	0.70	x	8.00	x	0.5	x	0.234	x	2.4	=		1.89
														Total	15.694

h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	117.71	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	882	mm
	=	0.882	m
d'	=	118	mm
d'/d	=	0.134	
M/(b.d^2)	=	0.1513	N/mm²
	=	0.1522	
ρ hitung	=	0.00048	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1587.6 mm²

Rencana: Ast = 201.1 mm²

Jumlah tulangan utama = 7.9

Jarak tulangan utama = 126.645 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 150 mm

Jumlah tulangan utama = 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 1608.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
285.8 mm²

Rencana: Ast = 78.54 mm²

Jumlah tulangan bagi = 3.6

Jarak tulangan utama = 274.838 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 300 mm

Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392.7 mm² ok

Tulangan Utama tekan

As hitung = 793.8 mm² 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana: Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama = 7.0

Jarak tulangan utama = 142.476 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 175 mm

Jumlah tulangan utama = 7 x 1 = 7 buah

As_{baru} = 791.7 mm² tidak ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
142.9 mm²

d 8.0 mm

Rencana: Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi = 2.8

Jarak tulangan utama = 351.792 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 400 mm

Jumlah tulangan bagi = 4 x 1 = 4 buah

As_{baru} = 201.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 47.083 ton = 471 KN ϕ = 0.6

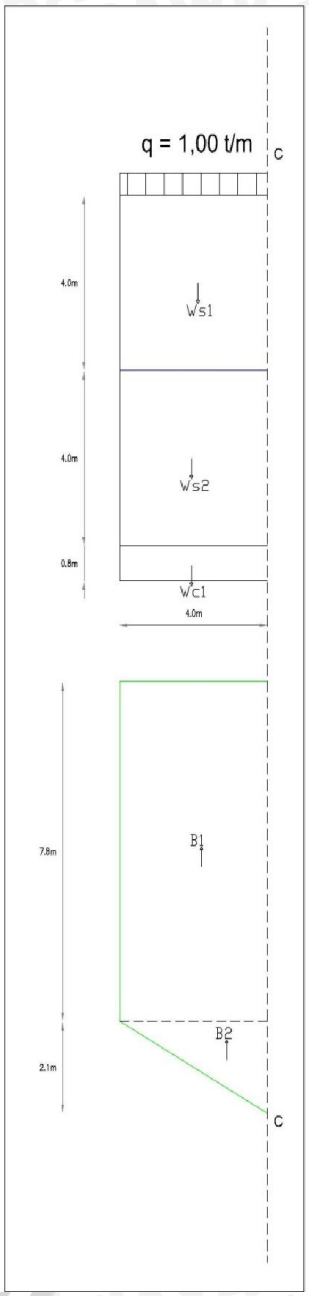
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 657404 KN ϕVc = 394442 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.111. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan SaluranSamping Potongan C-C Kondisi Kosong–Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton				
	Wc1	1.2	x	4.00	x	0.80	x	1.00	x	2.40		=		9.22
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ				
2	Ws1	1.2	x	4.00	x	4.00	x	1.00	x	1.70		=		32.54
	Ws2	1.2	x	4.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=		33.22
	q	1.2	x	4.00	x	1.00						=		4.80
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio						
	B1	1.2	x	4.00	x	7.76	x	1.00				=		-37.25
	B1	1.2	x	4.00	x	2.09	x	0.50				=		-5.02
													Total	37.51



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	281.34	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	680	mm
	=	0.68	m
d'	=	120	mm
d'/d	=	0.176	
M/(b.d^2)	=	0.6084	N/mm²
	=	0.6089	
ρ hitung	=	0.00195	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0019

Tulangan Utama tarik

As hitung = 1324.3 mm²

Rencana:
Ast = 201.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 6.6

Jarak tulangan utama
= 151.826 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 150 mm

Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 1608.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
238.4 mm²

Rencana:
Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 4.7

Jarak tulangan utama
= 210.870 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 200 mm

Jumlah tulangan bagi
= 6 x 1 = 6 buah

As_{baru} = 301.6 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 662.1 mm² 50%Astarik
d = 12.0 mm

Rencana:
Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 5.9

Jarak tulangan utama
= 170.805 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 150 mm

Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 904.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
119.2 mm²

d 8.0 mm

Rencana:
Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 2.4

Jarak tulangan utama
= 421.740 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 600 mm

Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 = 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 112.536 ton = 1125 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 506842 KN ϕVc = 304105 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.112. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan SaluranSamping Potongan C-C Kondisi Kosong–Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	4.00	x	0.80	x	1.00	x	2.4		=	9.22
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	4	x	4.00	x	1.00	x	1.70		=	32.54
	Ws2	1.2	x	4	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	33.22
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	4.00	x	3.77	x	1.00				=	-18.10
	B2	1.2	x	4.00	x	4.98	x	0.50				=	-11.95
												Total	44.93

h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	336.96	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	680	mm
	=	0.68	m
d'	=	120	mm
d'/d	=	0.176	
M/(b.d^2)	=	0.7287	N/mm^2
	=	0.7287	
ρ hitung	=	0.00234	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		>	ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0023

Tulangan Utama tarik

As hitung = 1592.3 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 201.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 7.9 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 1608.5 mm^2 ok

= 126.271 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

286.6 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 200 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 6 x 1 = 6 buah

= 5.7 — As_{baru} = 301.6 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 175.376 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 796.2 mm^2 ;0%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 12.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 7.0 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 904.8 mm^2 ok

= 142.055 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

143.3 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 600 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 3 x 1 = 3 buah

= 2.9 — As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

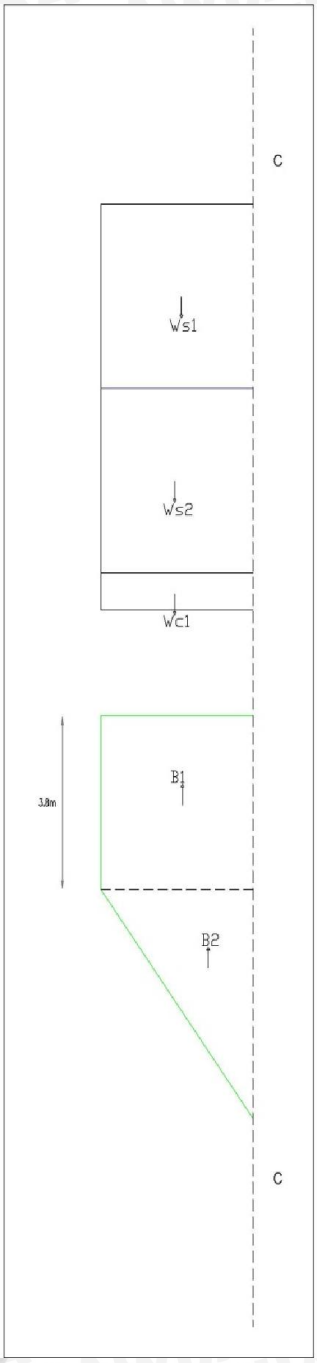
= 350.753 mm

Kontrol terhadap geser

Vu = 134.784 ton = 1348 KN — ϕ = 0.6

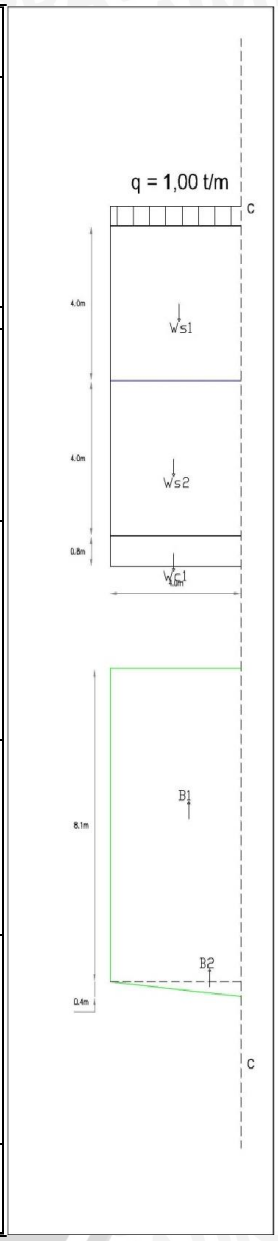
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 506842 KN — ϕVc = 304105 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Tabel 4.113. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan SaluranSamping Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	4.00	x	0.80	x	1.00	x	2.40		=	9.22
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	4.00	x	4.00	x	1.00	x	1.70		=	32.54
	Ws2	1.2	x	4.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	33.22
	q	1.2	x	4.00	x	1.00						=	4.80
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	4.00	x	8.08	x	1.00				=	-38.78
	B2	1.2	x	4.00	x	0.39	x	0.50				=	-0.94
												Total	40.06



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	300.42	kNm
fy	=	400	Mpa
fc	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	680	mm
	=	0.68	m
d'	=	120	mm
d'/d	=	0.176	
M/(b.d^2)	=	0.6497	N/mm^2
	=	0.6503	
ρ hitung	=	0.00208	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0021

Tulangan Utama tarik

As hitung = 1416.5 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 201.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 7.0 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 1608.5 mm^2 ok

= 141.945 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

255.0 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 200 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 6 x 1 = 6 buah

= 5.1 — As_{baru} = 301.6 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 197.145 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 708.2 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 12.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 6.3 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 904.8 mm^2 ok

= 159.688 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

127.5 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 600 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 3 x 1 = 3 buah

= 2.5 — As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 394.290 mm

Kontrol terhadap geser

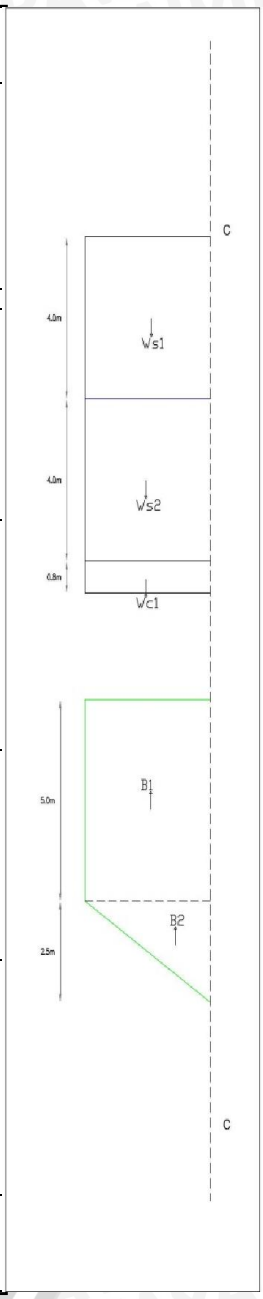
Vu = 120.168 ton = 1202 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 506842 KN — ϕVc = 304105 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.114. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan SaluranSamping Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	4.00	x	0.80	x	1.00	x	2.4		=	9.22
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	4.00	x	4.00	x	1.00	x	1.70		=	32.54
	Ws2	1.2	x	4.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	33.22
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	4.00	x	4.97	x	1.00				=	-23.86
	B2	1.2	x	4.00	x	2.49	x	0.50				=	-5.98
												Total	45.14



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	338.58	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	680	mm
	=	0.68	m
d'	=	120	mm
d'/d	=	0.176	
M/(b.d^2)	=	0.7322	N/mm^2
	=	0.7322	
ρ hitung	=	0.00235	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		>	ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ hit	
	=	0.0024	

Tulangan Utama tarik

As hitung = 1600.2 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 201.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 8.0 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 1608.5 mm^2 ok

= 125.647 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

288.0 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 200 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 6 x 1 = 6 buah

= 5.7 — As_{baru} = 301.6 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 174.510 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 800.1 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 12.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 7.1 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 904.8 mm^2 ok

= 141.353 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

144.0 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 600 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 3 x 1 = 3 buah

= 2.9 — As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 349.020 mm

Kontrol terhadap geser

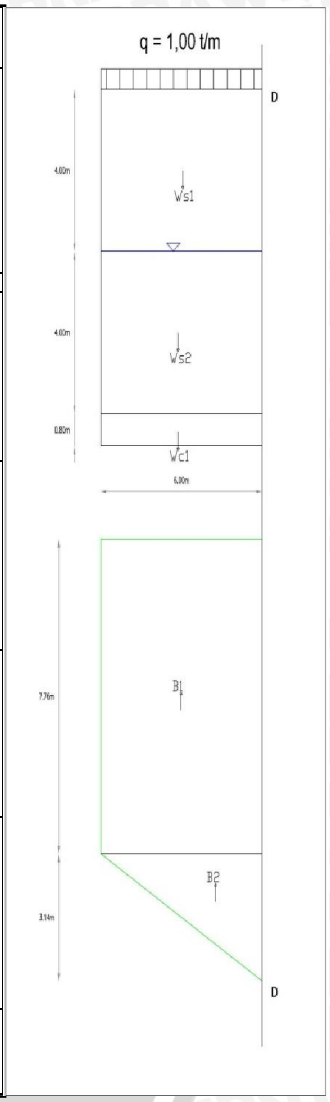
Vu = 135.432 ton = 1354 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 506842 KN — ϕVc = 304105 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.115. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan SaluranSamping Potongan D-D Kondisi Kosong–Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	6.00	x	0.80	x	1.00	x	2.40		=	13.82
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
2	Ws1	1.2	x	6.00	x	4.00	x	1.00	x	1.70		=	48.82
	Ws2	1.2	x	6.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	49.82
	q	1.2	x	6.00	x	1.00						=	7.20
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	6.00	x	7.76	x	1.00				=	-55.87
	B1	1.2	x	6.00	x	3.14	x	0.50				=	-11.30
												Total	52.488



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	19	mm
Mlapangan	=	393.66	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	682.5	mm
	=	0.6825	m
d'	=	117.5	mm
d'/d	=	0.172	
M/(b.d^2)	=	0.8451	N/mm²
	=	0.8451	
ρ hitung	=	0.00273	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	>	ρ min	

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0027

Tulangan Utama tarik

As hitung = 1862.2 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 283.5 mm^2 — = 100 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 6.6 — = 11 x 1 = 11 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 3118.8 mm^2 ok

= 152.255 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

335.2 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 100 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 11 x 1 = 11 buah

= 6.7 — As_{baru} = 552.9 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 149.959 mm

Tulangan Utama tekan Tekan

As hitung = 931.1 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 12.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm^2 — = 100 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 8.2 — = 11 x 1 = 11 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 1244.1 mm^2 ok

= 121.467 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

167.6 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 200 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 6 x 1 = 6 buah

= 3.3 — As_{baru} = 301.6 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

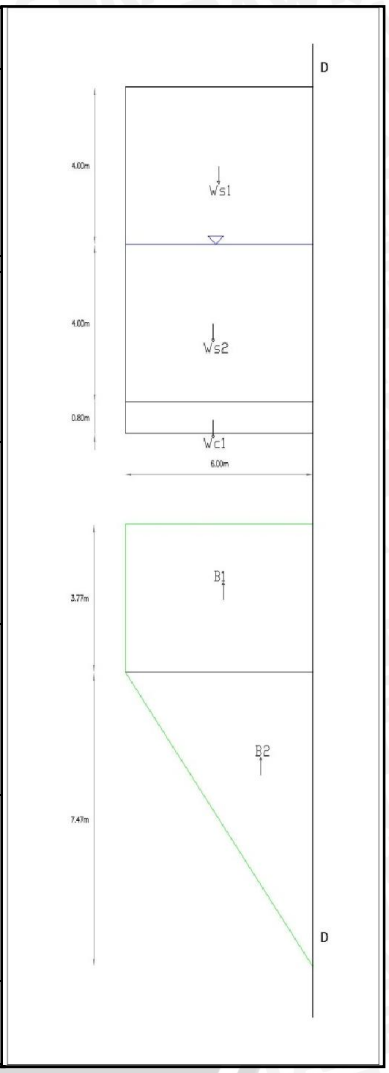
= 299.918 mm

Kontrol terhadap geser

Vu	=	157.464	ton	=	1575	KN	ϕ = 0.6	
Vc	=	$\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] bw.d$		=	508705	KN	ϕVc = 305223	KN
							Vu < ϕVc	tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.116. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan SaluranSamping Potongan D-D Kondisi Kosong –Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	6.00	x	0.80	x	1.00	x	2.4		=	13.82
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	6.00	x	4.00	x	1.00	x	1.70		=	48.82
	Ws2	1.2	x	6.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	49.82
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	6.00	x	3.77	x	1.00				=	-27.14
	B2	1.2	x	6.00	x	7.47	x	0.50				=	-26.89
												Total	58.428



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	19	mm
Mlapangan	=	438.21	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	682.5	mm
	=	0.6825	m
d'	=	117.5	mm
d'/d	=	0.172	
M/(b.d^2)	=	0.9408	N/mm²
	=	0.9408	
ρ hitung	=	0.00305	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan

= ρ hit

= 0.0030

Tulangan Utama tarik

As hitung = 2081.2 mm²

Rencana:

Ast = 283.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 7.3

Jarak tulangan utama

= 136.234 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan utama

= 11 x 1 = 11 buah

As_{baru} = 3118.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

374.6 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 7.5

Jarak tulangan utama

= 134.180 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan bagi

= 11 x 1 = 11 buah

As_{baru} = 552.9 mm² ok

Tulangan Utama tekan

As hitung = 1040.6 mm² 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 9.2

Jarak tulangan utama

= 108.686 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan utama

= 11 x 1 = 11 buah

As_{baru} = 1244.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

187.3 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 3.7

Jarak tulangan utama

= 268.359 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 200 mm

Jumlah tulangan bagi

= 6 x 1 = 6 buah

As_{baru} = 301.6 mm² ok

Kontrol terhadap geser

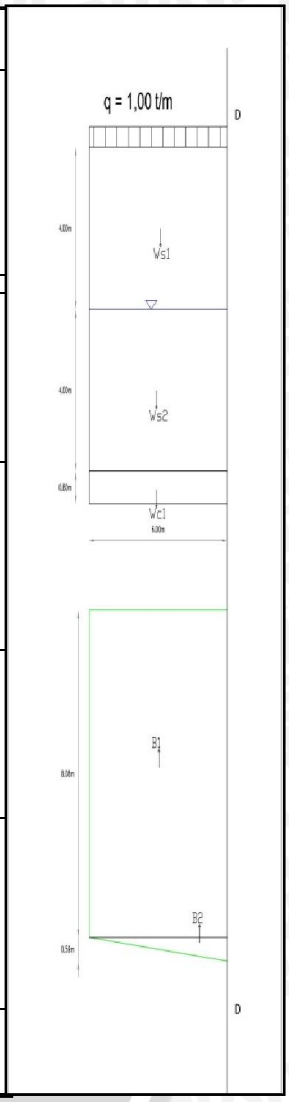
Vu = 175.284 ton = 1753 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 508705 KN ϕVc = 305223 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.117. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding PenahanSaluranSamping Potongan D-DKondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	6.00	x	0.80	x	1.00	x	2.40		=	13.82
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	6.00	x	4.00	x	1.00	x	1.70		=	48.82
	Ws2	1.2	x	6.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	49.82
	q	1.2	x	6.00	x	1.00						=	7.20
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	6.00	x	8.08	x	1.00				=	-58.18
	B2	1.2	x	6.00	x	0.59	x	0.50				=	-2.12
												Total	59.364



h = 800 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm
l = 3 m
Dbagi = 8 mm
Dutama = 19 mm
Mlapangan = 445.23 kNm
fy = 400 Mpa
fc = 20 Mpa
β1 = 0.85

d = 682.5 mm
= 0.6825 m
d' = 117.5 mm
d'/d = 0.172

M/(b.d^2) = 0.9558 N/mm²
= 0.9558
ρ hitung = 0.00310

ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0031

Tulangan Utama tarik

As hitung = 2115.7 mm²
Rencana:
Ast = 283.5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 7.5
Jarak tulangan utama
= 134.014 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 = 11 buah
As_{baru} = 3118.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
380.8 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 7.6
Jarak tulangan utama
= 131.993 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan bagi
= 11 x 1 = 11 buah
As_{baru} = 552.9 mm² ok

Tulangan Utama tekan

As hitung = 1057.8 mm² 50%Astarik
d = 12.0 mm
Rencana:
Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 9.4
Jarak tulangan utama
= 106.914 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 = 11 buah
As_{baru} = 1244.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
190.4 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 3.8
Jarak tulangan utama
= 263.985 mm

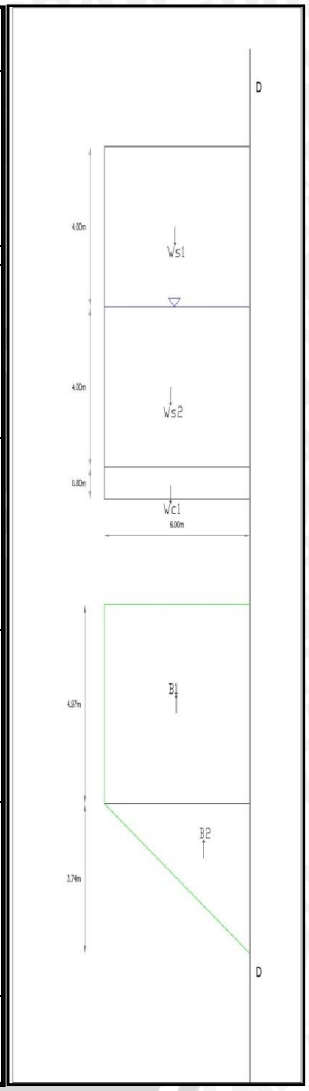
Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 200 mm
Jumlah tulangan bagi
= 6 x 1 = 6 buah
As_{baru} = 301.6 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 178.092 ton = 1781 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 508705 KN ϕVc = 305223 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.118. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding PenahanSaluran Samping Potongan D-DKondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	6.00	x	0.80	x	1.00	x	2.4		=	13.82
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	6.00	x	4.00	x	1.00	x	1.70		=	48.82
	Ws2	1.2	x	6.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	49.82
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	6.00	x	4.97	x	1.00				=	-35.78
	B2	1.2	x	6.00	x	3.74	x	0.50				=	-13.46
												Total	63.216



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	19	mm
Mlapangan	=	474.12	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	682.5	mm
	=	0.6825	m
d'	=	117.5	mm
d'/d	=	0.172	
M/(b.d^2)	=	1.0178	N/mm^2
	=	1.0178	
ρ hitung	=	0.00331	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	>	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ hit	
	=	0.0033	

Tulangan Utama tarik

As hitung = 2258.7 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 100 mm

Ast = 283.5 mm^2

Jumlah tulangan utama = 8.0 — *Jumlah tulangan utama* = 11 x 1 = 11 buah

Jarak tulangan utama = 125.528 mm — As_{baru} = 3118.8 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 406.6 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 100 mm

Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi = 8.1 — *Jumlah tulangan bagi* = 11 x 1 = 11 buah

Jarak tulangan utama = 123.635 mm — As_{baru} = 552.9 mm^2 ok

Tulangan Utama tekan

As hitung = 1129.3 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 12.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 100 mm

Ast = 113.1 mm^2

Jumlah tulangan utama = 10.0 — *Jumlah tulangan utama* = 11 x 1 = 11 buah

Jarak tulangan utama = 100.144 mm — As_{baru} = 1244.1 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 203.3 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 8.0 mm — *Jarak tulangan baru* = 200 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi = 4.0 — *Jumlah tulangan bagi* = 6 x 1 = 6 buah

Jarak tulangan utama = 247.270 mm — As_{baru} = 301.6 mm^2 ok

Kontrol terhadap geser

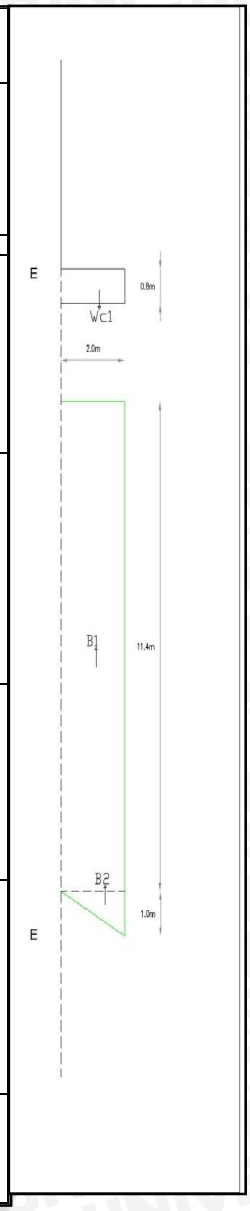
Vu = 189.648 ton = 1896 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] bw.d$ = 508705 KN — ϕVc = 305223 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.119. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan SaluranSamping Potongan E-E Kondisi Kosong–Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	2.00	x	0.80	x	1.00	x	1.00	x	2.40		=	4.61	1.00	4.61
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
	B1	1.2	x	2.00	x	11.42	x	1.00	x	1.00				=	-27.41	1.00	-27.41
	B2	1.2	x	2.00	x	1.05	x	1.00	x	0.50				=	-1.26	0.67	-0.84
														Total	-24.060		-23.640



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	13	mm
Mlapangan	=	236.40	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	683	mm
	=	0.683	m
d'	=	117	mm
d'/d	=	0.171	
M/(b.d^2)	=	0.5068	N/mm²
	=	0.5068	
ρ hitung	=	0.00161	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama tarik

As hitung = 1229.4 mm²

Rencana:

Ast = 132.7 mm²

Jumlah tulangan utama

= 9.3

Jarak tulangan utama

= 107.965 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan utama

= 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 1460.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

221.3 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 4.4

Jarak tulangan utama

= 227.146 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 300 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama tekan

As hitung = 614.7 mm² 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 5.4

Jarak tulangan utama

= 183.988 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 200 mm

Jumlah tulangan utama

= 6 x 1 6 buah

As_{baru} = 678.6 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

110.6 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 2.2

Jarak tulangan utama

= 454.291 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 300 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = -72.180 ton = -722 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 509078 KN ϕVc = 305447 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.120. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan SaluranSamping Potongan E-E Kondisi Kosong–Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γ beton			
	Wc1	1.2 x 2.00 x 0.80 x 1.00 x 1.00 x 2.4 =	4.61	1.00	4.61
2		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio			
	B1	1.2 x 2.00 x 12.48 x 1.00 x 1.00 =	-29.95	1.00	-29.95
	B2	1.2 x 2.00 x 2.49 x 1.00 x 0.50 =	-2.99	0.67	-1.99
		Total	-28.332		-27.336

h = 800 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm
l = 3 m
Dbagi = 8 mm
Dutama = 13 mm
Mlapangan = 273.36 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85
d = 683 mm
= 0.683 m
d' = 117 mm
d'/d = 0.171

M/(b.d^2) = 0.5860 N/mm²
= 0.5850
ρ hitung = 0.00187

ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0019

Tulangan Utama tarik

As hitung = 1276.7 mm²
Rencana:
Ast = 132.7 mm²
Jumlah tulangan utama
= 9.6
Jarak tulangan utama
= 103.963 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 11 buah
As_{baru} = 1460.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
229.8 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 4.6
Jarak tulangan utama
= 218.726 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 300 mm
Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 5 buah
As_{baru} = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama tekan

As hitung = 638.4 mm² 50%Astarik
d = 12.0 mm
Rencana:
Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 5.6
Jarak tulangan utama
= 177.168 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 200 mm
Jumlah tulangan utama
= 6 x 1 6 buah
As_{baru} = 678.6 mm² ok

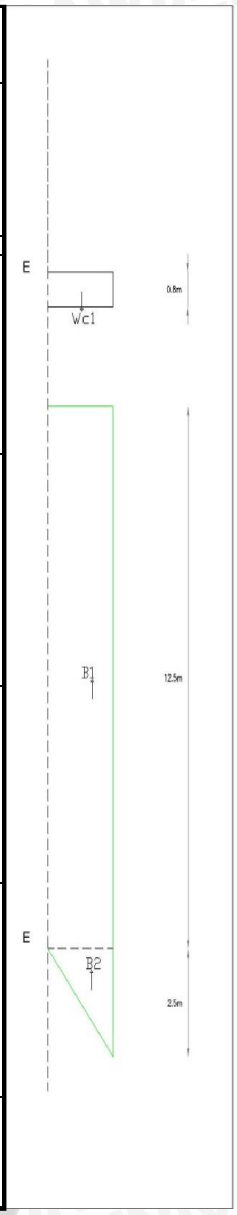
Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
114.9 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 2.3
Jarak tulangan utama
= 437.451 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 300 mm
Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 5 buah
As_{baru} = 251.3 mm² ok

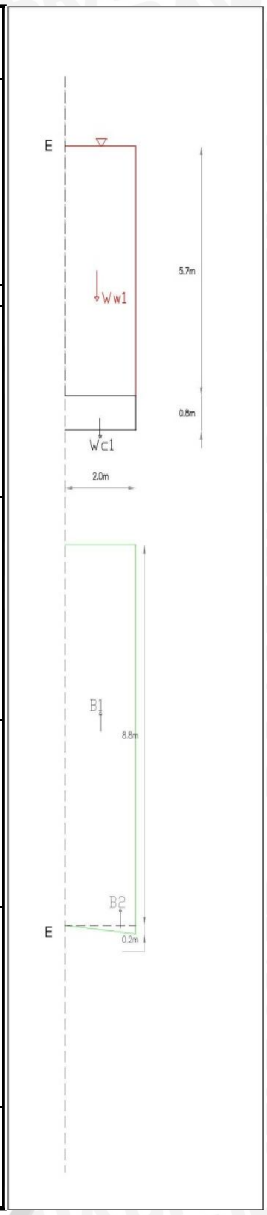
Kontrol terhadap geser

Vu = 0.000 ton = 0 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 509078 KN ϕVc = 305447 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Tabel 4.121. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding PenahanSaluranSamping Potongan E-EKondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γ beton			
	Wc1	1.2 x 2.00 x 0.80 x 1.00 x 1.00 x 2.40 =	4.61	1.00	4.61
		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γw			
2	Ww1	1.2 x 2.00 x 5.74 x 1.00 x 1.00 x 1.00 =	13.78	1.00	13.78
3		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio			
	B1	1.2 x 2.00 x 8.76 x 1.00 x 1.00 =	-21.02	1.00	-21.02
	B2	1.2 x 2.00 x 0.20 x 1.00 x 0.50 =	-0.24	0.67	-0.16
		Total	-2.880		-2.800



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	13	mm
Mlapangan	=	28.00	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	683	mm
	=	0.683	m
d'	=	117	mm
d'/d	=	0.171	
M/(b.d^2)	=	0.0600	N/mm²
	=	0.0601	
ρ hitung	=	0.00019	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan

= ρ min

= 0.0018

Tulangan Utama tarik

As hitung = 1229.4 mm²

Rencana:

Ast = 132.7 mm²

Jumlah tulangan utama

= 9.3

Jarak tulangan utama

= 107.965 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan utama

= 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 1460.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

221.3 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 4.4

Jarak tulangan utama

= 227.146 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 300 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama tekan

As hitung = 614.7 mm² 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 5.4

Jarak tulangan utama

= 183.988 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 200 mm

Jumlah tulangan utama

= 6 x 1 6 buah

As_{baru} = 678.6 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

110.6 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 2.2

Jarak tulangan utama

= 454.291 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 300 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm² ok

Kontrol terhadap geser

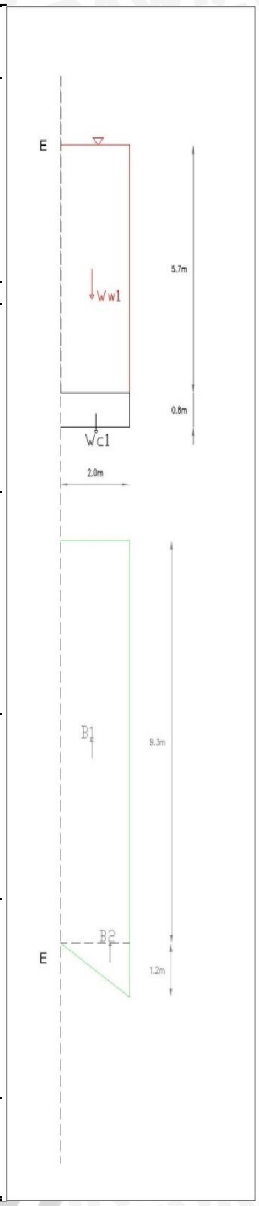
Vu = -8.640 ton = -86 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 509078 KN ϕVc = 305447 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.122. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding PenahanSaluranSamping Potongan E-EKondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	2.00	x	0.80	x	1.00	x	1.00	x	2.4			4.61	1.00	4.61
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γw					
	Ww1	1.2	x	2.00	x	5.74	x	1.00	x	1.00	x	1.00		=	13.78	1.00	13.78
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
	B1	1.2	x	2.00	x	9.19	x	1.00	x	1.00					-22.06	1.00	-22.06
	B2	1.2	x	2.00	x	1.39	x	1.00	x	0.50					-1.67	0.67	-1.11
														Total	-5.340		-4.784



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	13	mm
Mlapangan	=	47.84	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	683	mm
	=	0.683	m
d'	=	117	mm
d'/d	=	0.171	
M/(b.d^2)	=	0.1026	N/mm²
	=	0.1035	
ρ hitung	=	0.00032	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama tarik

As hitung = 1229.4 mm²

Rencana:

Ast = 132.7 mm²

Jumlah tulangan utama

= 9.3

Jarak tulangan utama

= 107.965 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan utama

= 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 1460.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

221.3 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 4.4

Jarak tulangan utama

= 227.146 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 300 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama tekan

As hitung = 614.7 mm² 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 5.4

Jarak tulangan utama

= 183.988 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 200 mm

Jumlah tulangan utama

= 6 x 1 6 buah

As_{baru} = 678.6 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

110.6 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 2.2

Jarak tulangan utama

= 454.291 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 300 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 5 buah

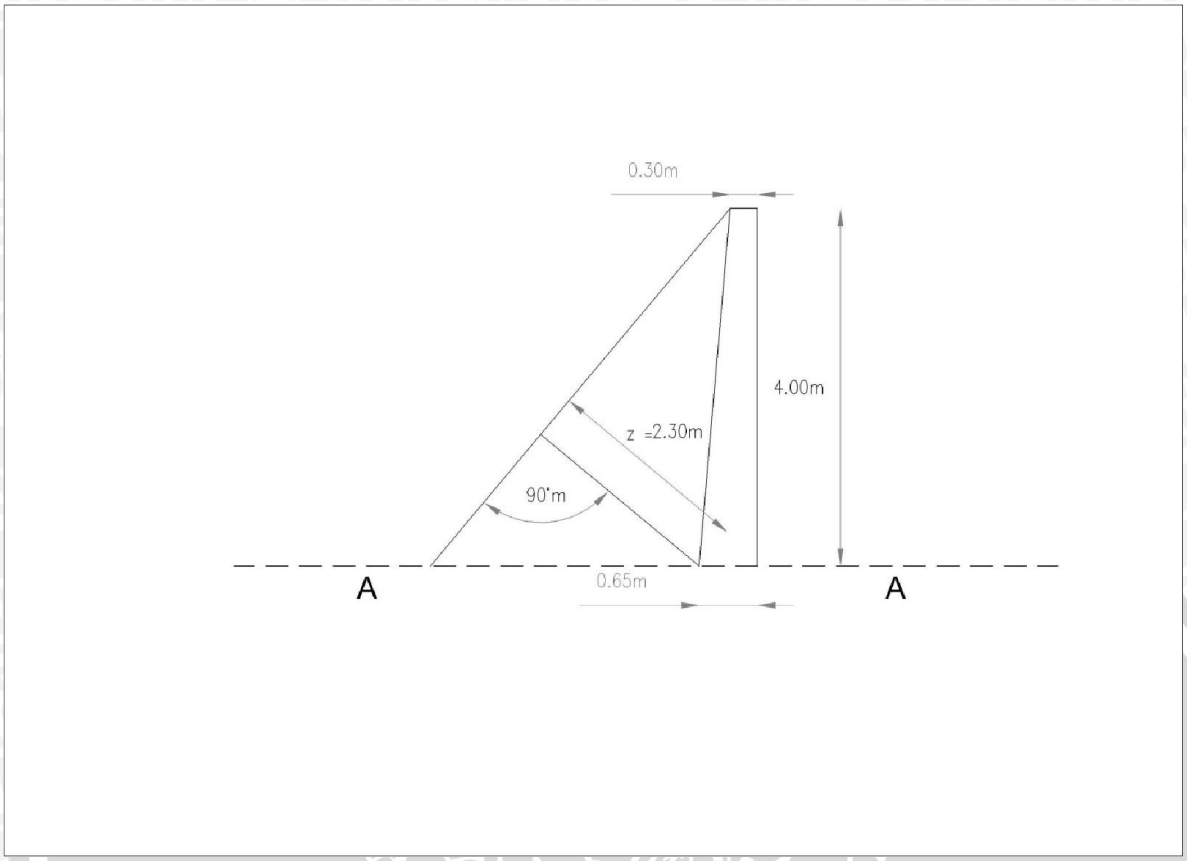
As_{baru} = 251.3 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = -16.020 ton = -160 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 509078 KN ϕVc = 305447 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.94 Gambar *Counterfor*Dinding Penahan Saluran SampingPotongan A-A

Tabel 4.123. Tabel Perhitungan *Counterfort*Dinding Penahan Saluran SampingPotongan A-A Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang															Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q	x	H1	x	L									
		1.2	x	0.43	x	1.00	x	4.00	x	3.00						=	6.22	2.00	12.44
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt	x	0.50	x	H1	x	L					
		1.2	x	0.43	x	4.00	x	1.70	x	0.50	x	4.00	x	3.00		=	21.09	1.33	28.12
																		Total	40.562

				Tulangan Utama
b	=	1000	mm	Tulangan Utama
p	=	100	mm	Luas tulangan utama $As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}$ = 460.9 mm^2
				Diamter tulangan utama = 10 mm
Mu	=	405.62	kNm	
fy	=	400	Mpa	
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan : = 50 mm
				Jumlah tulangan yang digunakan = 20
				Luas tulangan yang dipakai = 1570.8 mm^2
z	=	2.3	m	ok
	=	2300	mm	
zeff	=	2200	mm	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.124. Tabel Perhitungan *Counterfort*Dinding Penahan Saluran SampingPotongan A-A Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang																Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.20	x	Ka	x	H1	x	gt	x	0.50	x	H1	x	L						
		1.20	x	0.66	x	4.00	x	1.70	x	0.50	x	4.00	x	3.00		=		32.30	1.33	43.06
2		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ	x	L				
	Ws1	1.20	x	0.35	x	4.00	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.70	x	3.00		1.00	2.67	2.67
	Ws2	1.20	x	6.35	x	4.00	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.70	x	3.00		36.27	2.00	72.54
3		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ beton	x	L				
	Wc1	1.20	x	0.30	x	4.00	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40	x	3.00		2.43	2.00	4.85
	Wc2	1.20	x	0.35	x	4.00	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40	x	3.00		1.42	1.33	1.89
																			Total	125.005

				Tulangan Utama			
b	=	1000	mm	Tulangan Utama			
p	=	100	mm	Luas tulangan utama	$As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}$	= 1420.5	mm^2
				Diamter tulangan utama	=	10 mm	
Mu	=	1250.05	kNm				
fy	=	400	Mpa				
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan :	=	50 mm	
				Jumlah tulangan yang digunakan	=	20	
				Luas tulangan yang dipakai	=	1570.8 mm^2	
z	=	2.3	m				ok
	=	2300	mm				
zeff	=	2200	mm				

Tabel 4.125. Tabel Perhitungan *Counterfort*Dinding Penahan Saluran SampingPotongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang														Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.20	x	Ka	x	q	x	H1	x	L								
		1.20	x	0.43	x	1.00	x	4.00	x	3.00					=	6.221	2.00	12.44
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	gt	x	0.50	x	H1	x	L				
		1.2	x	0.43	x	4.00	x	1.70	x	0.50	x	4.00	x	3.00	=	21.090	1.33	28.12
3	Pw2	1.2	x	0.500	x	1.000	x	1.740	x	1.740	x	3.000			=	-5.450	0.58	-3.16
																	Total	37.402

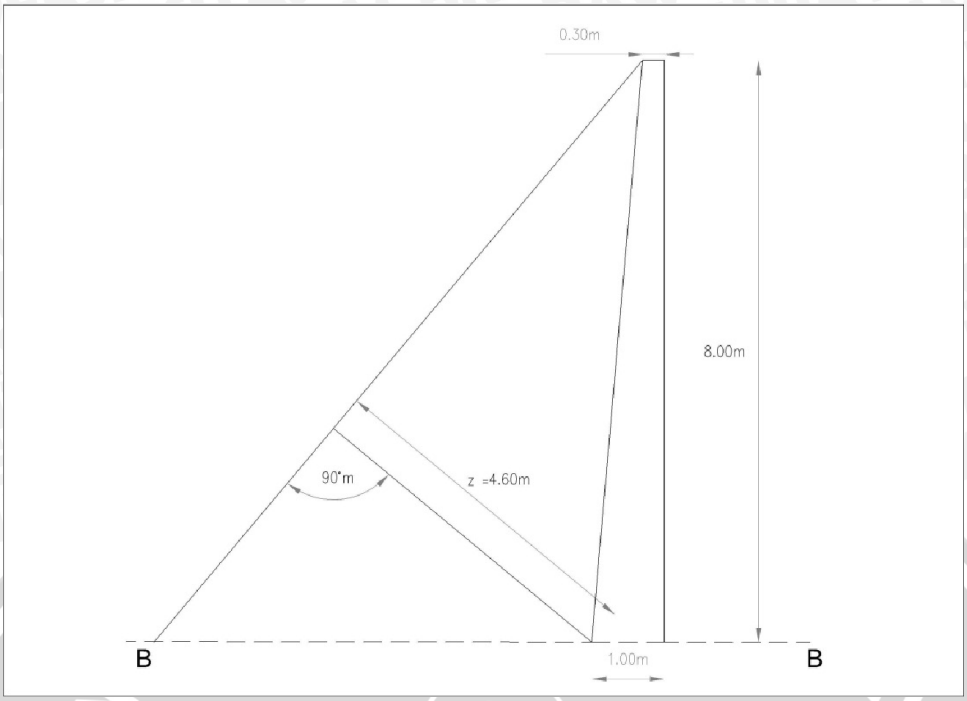
				Tulangan Utama			
b	=	1000	mm	Tulangan Utama			
p	=	100	mm	Luas tulangan utama	$As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}$	= 425.0	mm^2
				Diamter tulangan utama	=	10 mm	
Mu	=	374.02	kNm				
fy	=	400	Mpa				
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan :	=	50 mm	
				Jumlah tulangan yang digunakan	=	20	
				Luas tulangan yang dipakai	=	1570.8 mm^2	
z	=	2.3	m				ok
	=	2300	mm				
zeff	=	2200	mm				

Tabel 4.126. Tabel Perhitungan *Counterfort*Dinding Penahan Saluran SampingPotongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang																Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.20	x	Ka	x	H1	x	gt	x	0.50	x	H1	x	L						
		1.20	x	0.66	x	4.00	x	1.70	x	0.50	x	4.00	x	3.00				32.30	1.33	43.06
		1.20	x	0.50	x	gw	x	H2	x	H2	x	L								
2	Pw2	1.20	x	0.50	x	1.00	x	1.74	x	1.74	x	3.00				=		-5.45	0.58	-3.16
3	Pd1	1.20	x	7/12	x	Kh	x	H2	x	H2	x	L								
		1.20	x	0.58	x	0.23	x	1.74	x	1.74	x	3.00				=		-1.49	0.58	-0.86
4		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ	x	L				
	Ws1	1.20	x	0.35	x	4.00	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.70	x	3.00		1.00	2.67	2.67
	Ws2	1.20	x	6.35	x	4.00	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.70	x	3.00		36.27	2.00	72.54
5		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ beton	x	L				
	Wc1	1.20	x	0.30	x	4.00	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40	x	3.00		2.43	2.00	4.85
	Wc2	1.20	x	0.35	x	4.00	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40	x	3.00		1.42	1.33	1.89
																			Total	120.981

				Tulangan Utama			
b	=	1000	mm	Tulangan Utama			
p	=	100	mm	Luas tulangan utama	$As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}$	= 1374.8 mm^2	
				Diamter tulangan utama	=	10 mm	
Mu	=	1209.81	kNm				
fy	=	400	Mpa				
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan :	=	50 mm	
				Jumlah tulangan yang digunakan	=	20	
				Luas tulangan yang dipakai	=	1570.8 mm^2	
z	=	2.3	m				ok
	=	2300	mm				
zeff	=	2200	mm				

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.95 Gambar *Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan B-B

Tabel 4.127. Tabel Perhitungan *Counterfort*Dinding Penahan Saluran SampingPotongan B-B Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.2 x Ka x q x H1 x L			
		1.2 x 0.43 x 1.00 x 4.00 x 3.00 =	6.22	6.00	37.33
2	Pa2	1.2 x Ka x H1 x γt x 0.50 x H1 x L			
		1.2 x 0.43 x 4.00 x 1.70 x 0.50 x 4.00 x 3.00 =	21.09	5.33	112.48
3	Pa3	1.2 x (Ka x q x Ka x γt x H1) x H2 x L			
		1.2 x 0.43 x 1.00 + 0.43 x 1.70 x 4.00 x 4.00 x 3.00	48.40	2.00	96.80
4	Pa4	1.2 x Ka x γsub + H2 x H2 x 0.50 x L			
		1.2 x 0.43 x 0.73 x 4.00 x 4.00 x 0.50 x 3.00 =	9.08	1.33	12.11
5	Pw1	1.2 x 0.50 x γw x H2 x H2 x L			
		1.2 x 0.50 x 1.00 x 4.00 x 4.00 x 3.00 =	28.80	1.33	38.40
				Total	297.120

				Tulangan Utama
b	=	1000	mm	Tulangan Utama
p	=	100	mm	Luas tulangan utama $As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}$ = 1650.7 mm^2
				Diamter tulangan utama = 16 mm
Mu	=	2971.20	kNm	
fy	=	400	Mpa	
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan : = 50 mm
				Jumlah tulangan yang digunakan = 20
				Luas tulangan yang dipakai = 4021.24 mm^2
z	=	4.6	m	ok
	=	4600	mm	
zeff	=	4500	mm	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.128. Tabel Perhitungan *Counterfort*Dinding Penahan Saluran SampingPotongan B-B Kondisi Kosong – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang															Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.20	x	Ka	x	H1	x	γt	x	0.50	x	H1	x	L					
		1.20	x	0.66	x	4.00	x	1.70	x	0.50	x	4.00	x	3.00		=	32.30	5.33	172.26
2	Pa2	1.20	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2	x	L			
		1.20	x	0.66	x	1.00	+	0.66	x	1.70	x	4.00	x	4.00	x	3.00	74.12	2.00	148.25
3	Pa3	1.20	x	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.50	x	L					
		1.20	x	0.66	x	0.73	x	4.00	x	4.00	x	0.50	x	3.00		=	13.91	1.33	18.55
4	Pw1	1.20	x	0.50	x	γw	x	H2	x	H2	x	L							
		1.20	x	0.50	x	1.00	x	4.00	x	4.00	x	3.00				=	28.80	1.33	38.40
5		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ	x	L			
	Ws1	1.20	x	0.35	x	4.00	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.70	x	3.00	1.00	6.67	6.66
	Ws2	1.20	x	6.35	x	4.00	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.70	x	3.00	36.27	6.00	217.61
	Ws3	1.20	x	0.35	x	4.00	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.73	x	3.00	1.02	2.67	2.72
	Ws4	1.20	x	6.00	x	4.00	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.73	x	3.00	34.98	2.00	69.95
6		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ beton	x	L			
	Wc1	1.20	x	0.30	x	8.00	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40	x	3.00	4.85	4.00	19.41
	Wc2	1.20	x	0.70	x	8.00	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40	x	3.00	5.66	2.67	15.10
																		Total	708.903

h	=	3000	mm	***Tulangan Utama***
b	=	1000	mm	Tulangan Utama
p	=	100	mm	Luas tulangan utama $\boxed{As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}}$ = 3938.3 mm^2
				Diamter tulangan utama = 16 mm
Mu	=	7089.03	kNm	
fy	=	400	Mpa	
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan : = 50 mm
				Jumlah tulangan yang digunakan = 20
				Luas tulangan yang dipakai = 4021.24 mm^2
z	=	4.6	m	ok
	=	4600	mm	
zeff	=	4500	mm	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.129. Tabel Perhitungan *Counterfort*Dinding Penahan Saluran SampingPotongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang															Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.20	x	Ka	x	q	x	H1	x	L									
		1.20	x	0.43	x	1.00	x	4.00	x	3.00					=		6.221	6.00	37.33
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt	x	0.50	x	H1	x	L					
		1.2	x	0.43	x	4.00	x	1.70	x	0.50	x	4.00	x	3.00	=		21.090	5.33	112.48
3	Pa3	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2	x	L			
		1.2	x	0.43	x	1.00	+	0.43	x	1.70	x	4.00	x	4.00	x	3.00	48.401	2.00	96.80
4	Pa4	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.50	x	L					
		1.2	x	0.43	x	0.73	x	4.00	x	4.00	x	0.50	x	3.00	=		9.083	1.33	12.11
5	Pw1	1.2	x	0.50	x	γw	x	H2	x	H2	x	L							
		1.2	x	0.50	x	1.00	x	4.00	x	4.00	x	3.00			=		28.800	1.33	38.40
6	Pw2	1.2	x	0.500	x	1.000	x	5.740	x	5.740	x	3.000				=	-59.306	1.91	-113.47
																		Total	183.649

h	=	3000	mm	***Tulangan Utama***
b	=	1000	mm	Tulangan Utama
p	=	100	mm	Luas tulangan utama $\boxed{As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}}$ = 1020.3 mm^2
				Diamter tulangan utama = 16 mm
Mu	=	1836.49	kNm	
fy	=	400	Mpa	
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan : = 50 mm
				Jumlah tulangan yang digunakan = 20
				Luas tulangan yang dipakai = 4021.24 mm^2
z	=	4.6	m	ok
	=	4600	mm	
zeff	=	4500	mm	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.130. Tabel Perhitungan *Counterfort*Dinding Penahan Saluran SampingPotongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang															Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.20	x	Ka	x	H1	x	γt	x	0.50	x	H1	x	L					
		1.20	x	0.66	x	4.00	x	1.70	x	0.50	x	4.00	x	3.00			32.30	5.33	172.26
2	Pa2	1.20	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2	x	L			
		1.20	x	0.66	x	1.00	+	0.66	x	1.70	x	4.00	x	4.00	x	3.00	48.40	2.00	96.80
3	Pa3	1.20	x	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.50	x	L					
		1.20	x	0.66	x	0.73	x	4.00	x	4.00	x	0.50	x	3.00	=		9.08	1.33	12.11
		1.20	x	0.50	x	γw	x	H2	x	H2	x	L							
4	Pw1	1.20	x	0.50	x	1.00	x	4.00	x	4.00	x	3.00			=		28.80	1.33	38.40
5	Pw2	1.20	x	0.50	x	1.00	x	5.74	x	5.74	x	3.00			=		-59.31	1.91	-113.47
6	Pd1	1.20	x	7/12	x	Kh	x	H2	x	H2	x	L							
		1.20	x	0.58	x	0.23	x	5.74	x	5.74	x	3.00			=		-16.19	1.91	-30.98
7		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ	x	L			
	Ws1	1.20	x	0.35	x	4.00	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.70	x	3.00	1.00	6.67	6.66
	Ws2	1.20	x	6.35	x	4.00	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.70	x	3.00	36.27	6.00	217.61
	Ws3	1.20	x	0.35	x	4.00	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.73	x	3.00	1.02	2.67	2.72
	Ws4	1.20	x	6.00	x	4.00	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.73	x	3.00	34.98	2.00	69.95
8		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ beton	x	L			
	Wc1	1.20	x	0.30	x	8.00	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40	x	3.00	4.85	4.00	19.41
	Wc2	1.20	x	0.70	x	8.00	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40	x	3.00	5.66	2.67	15.10
																		Total	506.571

h	=	3000	mm	***Tulangan Utama***			
b	=	1000	mm	Tulangan Utama			
p	=	100	mm	Luas tulangan utama	$As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}$	= 2814.3	mm^2
				Diamter tulangan utama	=	16 mm	
Mu	=	5065.71	kNm				
fy	=	400	Mpa				
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan :	=	50 mm	
				Jumlah tulangan yang digunakan	=	20	
				Luas tulangan yang dipakai	=	4021.24 mm^2	
z	=	4.6	m				ok
	=	4600	mm				
zeff	=	4500	mm				

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.131. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan A-A Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q				
		1.2	x	0.43	x	1.00			=	0.52
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt		
		1.2	x	0.43	x	4.00	x	1.70	=	3.51
									total	4.033

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	8	mm		
S	=	12.10	ton	=	121.0 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 302.5 mm^2 $\boxed{As = \frac{S}{\sigma_{SA}}}$

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru*

= 200 mm

Jumlah tulangan utama

= 6

As_{baru} (sengkang) = 603.2 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.132. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan A-A Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.66	x	4.00	x	1.695					=	5.38
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ		
	Ws1	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.23	x	1.70	=	0.33
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton		
	Wc1	1.2	x	0.30	x	4.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40	=	0.81
	Wc2	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40	=	0.47
													Total	6.997

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	8	mm		
P	=	20.99	ton	=	209.9 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = $\boxed{As = \frac{S}{\sigma_{SA}}}$ = 524.8 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru*

= 200 mm

Jumlah tulangan utama

= 6

As_{baru} (sengkang) = 603.2 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.133. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan A-AKondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q						
		1.2	x	0.43	x	1					=	0.518
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt				
		1.2	x	0.43	x	4.00	x	1.70			=	3.515
		1.2	x	γω	x	H						
3	Pw2	1.2	x	1.000	x	1.740					=	-2.088
											total	1.945

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	8	mm		
P	=	5.84	ton	=	58.4 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 145.9 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 200 mm

Jumlah tulangan utama

= 6

As_{baru} (sengkang) = 603.2 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.134. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan A-AKondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q								
		1.2	x	0.43	x	1.00							=	0.52
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.43	x	4.00	x	1.70					=	3.51
3	Pa3	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)		
		1.2	x	0.43	x	1.00	+	0.43	x	1.70	x	4.00	=	4.03
4	Pa4	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2						
		1.2	x	0.43	x	0.73	x	4.00					=	1.51
5	Pw1	1.2	x	γw	x	H2								
		1.2	x	1.00	x	4.00							=	4.80
													Total	14.381

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	12	mm		
P	=	43.14	ton	=	431.4 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = $\boxed{As = \frac{S}{\sigma_{SA}}}$ = 1078.6 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 125 mm

Jumlah tulangan utama

= 9

As_{baru} (sengkang) = 2035.8 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.135. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan B-BKondisi Kosong- Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.66	x	4.00	x	1.695					=	5.38
2	Pw2	1.2	x	1.00	x	1.74							=	-2.09
3	Pd1	1.2	x	7/12	x	Kh	x	H2						
		1.2	x	0.58	x	0.23	x	1.74					=	-0.29
4		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ		
	Ws1	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.234	x	1.695	=	0.33
5		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton		
	Wc1	1.2	x	0.30	x	4.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40	=	0.81
	Wc2	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40	=	0.47
													Total	4.624

h	=	3000	mm			
b	=	1000	mm			
p	=	100	mm			
l	=	3	m	=	3000 mm	
Dutama	=	8	mm			
P	=	13.87	ton	=	138.7 KN	
fy	=	400	Mpa			
f'c	=	20	Mpa			

Tulangan Utama

As hitung = 346.8 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru* = 200 mm

Jumlah tulangan utama = 6

As_{baru} (sengkang) = 603.2 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.136. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan B-B Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.66	x	4.00	x	1.695					=	5.38
2	Pa2	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)		
		1.2	x	0.66	x	1.00	+	0.66	x	1.695	x	4.00	=	6.18
3	Pa3	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2						
		1.2	x	0.66	x	0.73	x	4.00					=	2.32
4	Pw1	1.2	x	γw	x	H2								
		1.2	x	1.00	x	4.00							=	4.80
5		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ		
	Ws1	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.23	x	1.70	=	0.33
	Ws2	1.2	x	0.35	x	4.00	x	1.00	x	0.23	x	1.70	=	0.67
	Ws3	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.50	x	0.23	x	1.73	=	0.34
6		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton		
	Wc1	1.2	x	0.30	x	8.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40	=	1.62
	Wc2	1.2	x	0.70	x	8.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40	=	1.89
													Total	23.522

b	=	1000	mm			
p	=	100	mm			
l	=	3	m	=	3000 mm	
Dutama	=	12	mm			
P	=	70.57	ton	=	705.7 KN	
fy	=	400	Mpa			
f'c	=	20	Mpa			

Tulangan Utama

As hitung = $As = \frac{S}{\sigma_{SA}}$ = 1764.2 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru* = 125 mm

Jumlah tulangan utama = 9

As_{baru} (sengkang) = 2035.8 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.137. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan B-BKondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q								
		1.2	x	0.43	x	1							=	0.518
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.43	x	4.00	x	1.70					=	3.515
3	Pa3	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)		
		1.2	x	0.43	x	1.00	+	0.43	x	1.70	x	4.00	=	4.033
4	Pa4	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2						
		1.2	x	0.43	x	0.73	x	4.00					=	1.514
5	Pw1	1.2	x	γw	x	H2								
		1.2	x	1.00	x	4.00							=	4.800
6	Pw2	1.2	x	1.000	x	5.740							=	-6.888
													Total	7.493

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	12	mm		
P	=	22.48	ton	=	224.8 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung $\boxed{As = \frac{S}{\sigma_{SA}}}$ = 562.0 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 125 mm

Jumlah tulangan utama

= 9

As_{baru} (sengkang) = 2035.8 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.138. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan B-BKondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.66	x	4.00	x	1.695					=	5.38
2	Pa2	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	gt	x	H1)		
		1.2	x	0.66	x	1.00	+	0.66	x	1.695	x	4.00	=	6.18
3	Pa3	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2						
		1.2	x	0.66	x	0.73	x	4.00					=	2.32
4	Pw1	1.2	x	γw	x	H2								
		1.2	x	1.00	x	4.00							=	4.80
5	Pw2	1.2	x	1.00	x	5.74							=	-6.89
6	Pd1	1.2	x	7/12	x	Kh	x	H2						
		1.2	x	0.58	x	0.23	x	5.74					=	-0.94
7		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ		
	Ws1	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.5	x	0.234	x	1.695	=	0.33
	Ws2	1.2	x	0.35	x	4.00	x	1	x	0.234	x	1.695	=	0.67
	Ws3	1.2	x	0.35	x	4.00	x	0.5	x	0.234	x	1.73	=	0.34
8		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton		
	Wc1	1.2	x	0.30	x	8.00	x	1	x	0.234	x	2.4	=	1.62
	Wc2	1.2	x	0.70	x	8.00	x	0.5	x	0.234	x	2.4	=	1.89
													Total	15.694

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	12	mm		
P	=	47.08	ton	=	470.8 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung $\boxed{As = \frac{S}{\sigma_{SA}}}$ = 1177.1 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 125 mm

Jumlah tulangan utama

= 9

As_{baru} (sengkang) = 2035.8 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.139. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan C-C Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	4.00	x	0.80	x	1.00	x	2.40		=	9.22
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
2	Ws1	1.2	x	4.00	x	4.00	x	1.00	x	1.70		=	32.54
	Ws2	1.2	x	4.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	33.22
	q	1.2	x	4.00	x	1.00						=	4.80
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	4.00	x	7.76	x	1.00				=	-37.25
	B1	1.2	x	4.00	x	2.09	x	0.50				=	-5.02
												Total	37.512

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	12	mm		
P	=	112.54	ton	=	1125.4 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = $As = \frac{S}{\sigma_{SA}}$ = 2813.4 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15

As_{baru} (sengkang) = 3392.9 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.140. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan C-C Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	4.00	x	0.8	x	1	x	2.4		=	9.22
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	4.00	x	4	x	1	x	1.695		=	32.54
	Ws2	1.2	x	4.00	x	4	x	1	x	1.73		=	33.22
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	4.00	x	3.77	x	1				=	-18.10
	B2	1.2	x	4.00	x	4.98	x	0.5				=	-11.95
												Total	44.928

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	12	mm		
P	=	134.78	ton	=	1347.8 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 3369.6 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15

As_{baru} (sengkang) = 3392.9 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.141. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan C-CKondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	4.00	x	0.8	x	1	x	2.4		=	9.22
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	4.00	x	4	x	1	x	1.695		=	32.54
	Ws2	1.2	x	4.00	x	4	x	1	x	1.73		=	33.22
	q	1.2	x	4.00	x	1						=	4.80
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	4.00	x	8.08	x	1				=	-38.78
	B2	1.2	x	4.00	x	0.39	x	0.5				=	-0.94
												Total	40.056

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	12	mm		
P	=	120.17	ton	=	1201.7 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 3004.2 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru = 75 mm

Jumlah tulangan utama = 15

As_{baru} (sengkang) = 3392.9 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.142. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan C-CKondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	4.00	x	0.8	x	1	x	2.4		=	9.22
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	4.00	x	4.00	x	1.00	x	1.695		=	32.54
	Ws2	1.2	x	4.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	33.22
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	4.00	x	4.97	x	1				=	-23.86
	B2	1.2	x	4.00	x	2.49	x	0.5				=	-5.98
												Total	45.144

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	12	mm		
P	=	135.43	ton	=	1354.3 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 3385.8 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru = 75 mm

Jumlah tulangan utama = 15

As_{baru} (sengkang) = 3392.9 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.143. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan D-D Kondisi Kosong – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1,2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1,2	x	2,00	x	0,8	x	1,00	x	2,4		=	4,61
		1,2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
2	Ws1	1,2	x	2,00	x	4,00	x	1,00	x	1,695		=	16,27
	Ws2	1,2	x	2,00	x	4,00	x	1,00	x	1,73		=	16,61
	q	1,2	x	2,00	x	1,00						=	2,40
3		1,2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1,2	x	2	x	9,85	x	1,0				=	-23,64
	B1	1,2	x	2	x	1,05	x	0,5				=	-1,26
												Total	14,988

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	44,96	ton	=	449,6 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = $\boxed{As = \frac{S}{\sigma_{SA}}}$ = 1124,1 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 125 mm

Jumlah tulangan utama

= 9

As_{baru} (sengkang) = 1413,7 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.144. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan D-D Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	2.00	x	0.8	x	1.00	x	2.4		=	4.61
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	2.00	x	4.00	x	1.00	x	1.695		=	16.27
	Ws2	1.2	x	2.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	16.61
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	2.00	x	8.75	x	0.50				=	-10.50
	B1	1.2	x	2.00	x	2.49	x	1.50				=	-8.96
												Total	18.024

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	54.07	ton	=	540.7 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 1351.8 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 125 mm

Jumlah tulangan utama

= 9

As_{baru} (sengkang) = 1413.7 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.145. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan D-DKondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	2.00	x	0.80	x	1.00	x	2.4		=	4.61
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	2.00	x	4.00	x	1.00	x	1.695		=	16.27
	Ws2	1.2	x	2.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	16.61
	q	1.2	x	2.00	x	1.00						=	2.40
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	2.00	x	8.47	x	1.00				=	-20.33
	B2	1.2	x	2.00	x	0.2	x	0.50				=	-0.24
												Total	19.320

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	57.96	ton	=	579.6 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 1449.0 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 125 mm

Jumlah tulangan utama

= 9

As_{baru} (sengkang) = 1413.7 mm^2 tidak ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.146. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran SampingPotongan D-DKondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	2.00	x	0.80	x	1.00	x	2.40		=	4.61
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	2.00	x	4.00	x	1.00	x	1.70		=	16.27
	Ws2	1.2	x	2.00	x	4.00	x	1.00	x	1.73		=	16.61
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	2.00	x	7.32	x	1.00				=	-17.57
	B1	1.2	x	2.00	x	1.25	x	0.50				=	-1.50
												Total	18.420

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	55.26	ton	=	552.6 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 1381.5 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

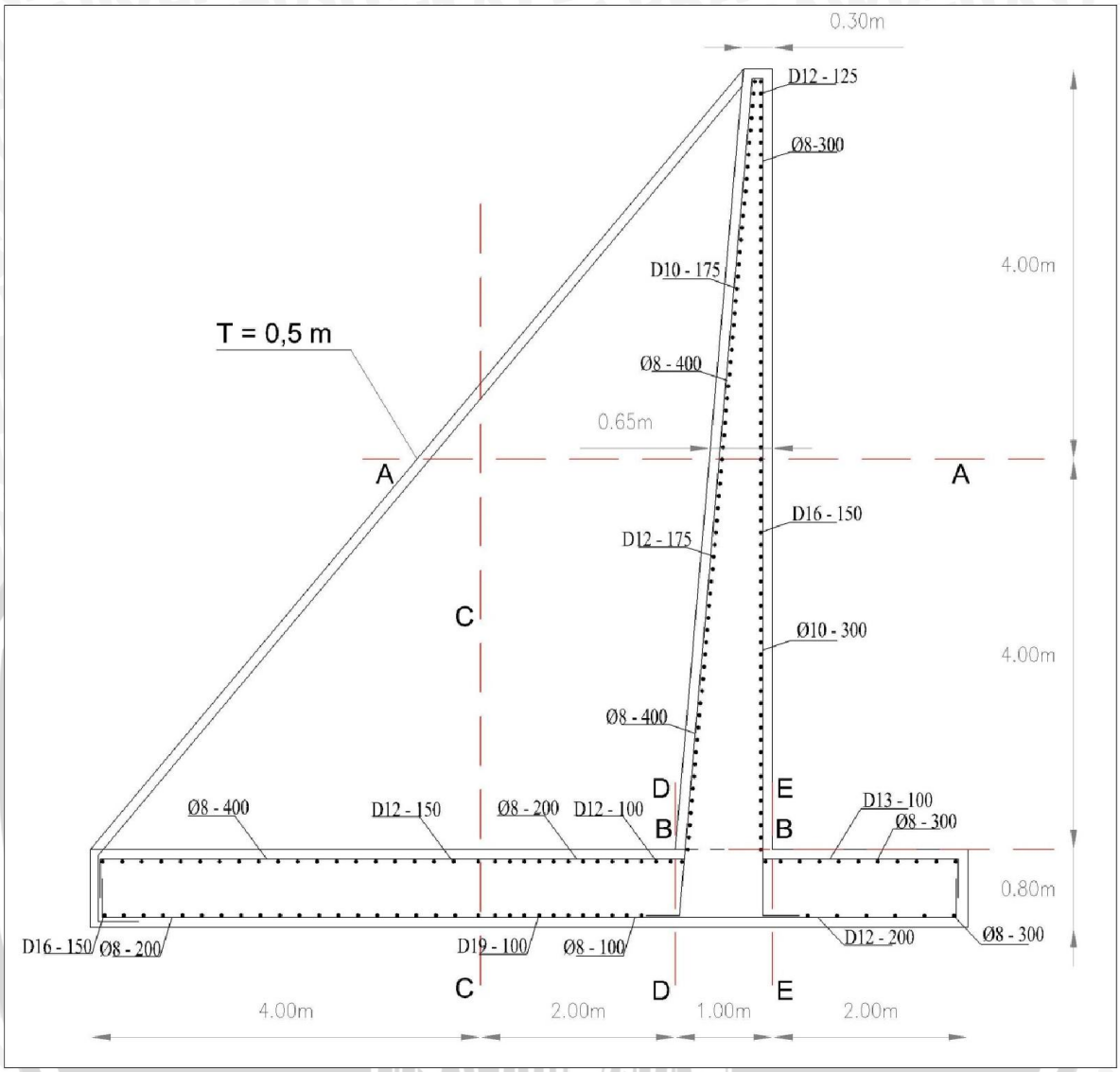
= 125 mm

Jumlah tulangan utama

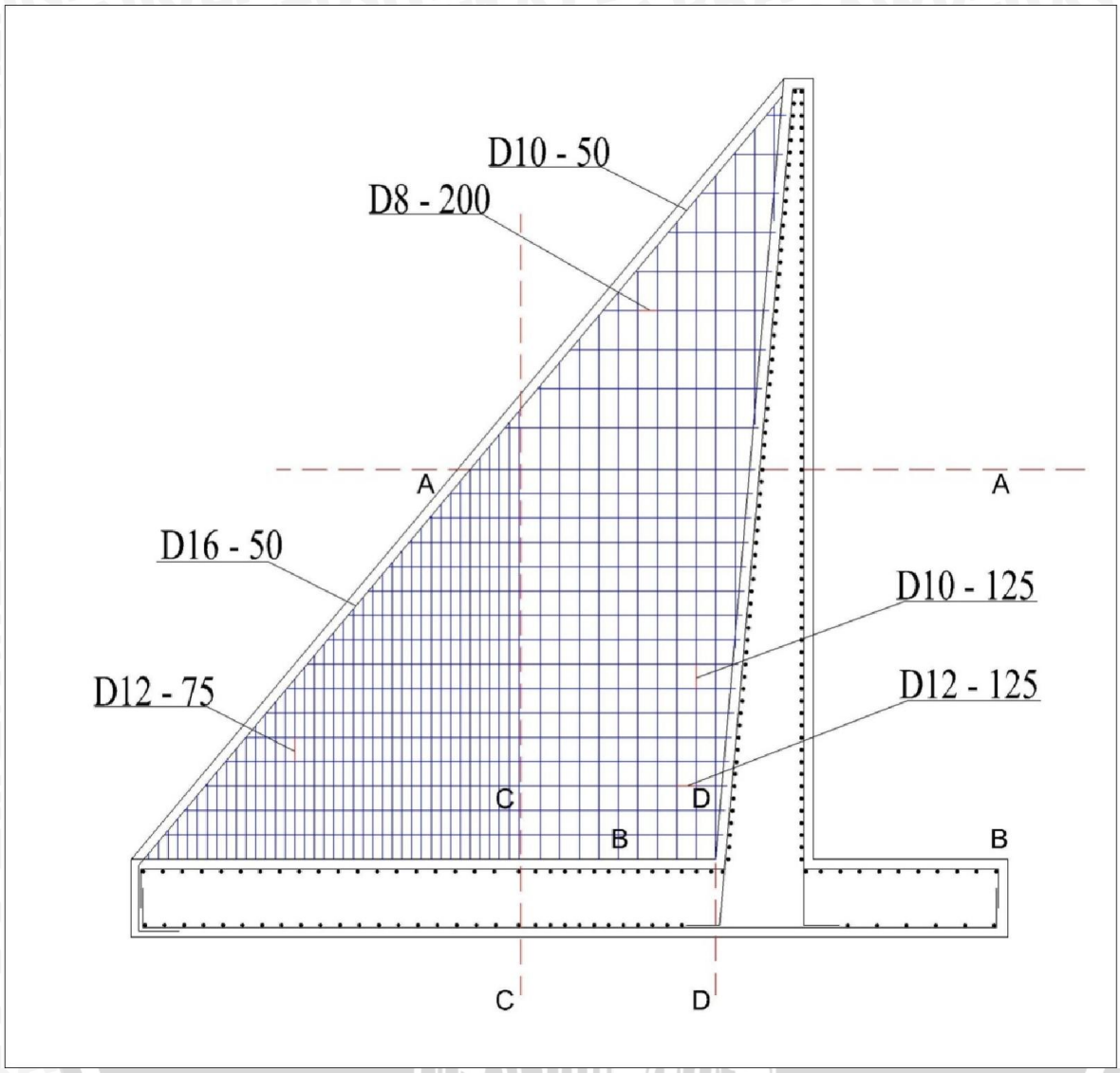
= 9

As_{baru} (sengkang) = 1413.7 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.96 Gambar Penulangan Dinding Penahan Saluran Samping

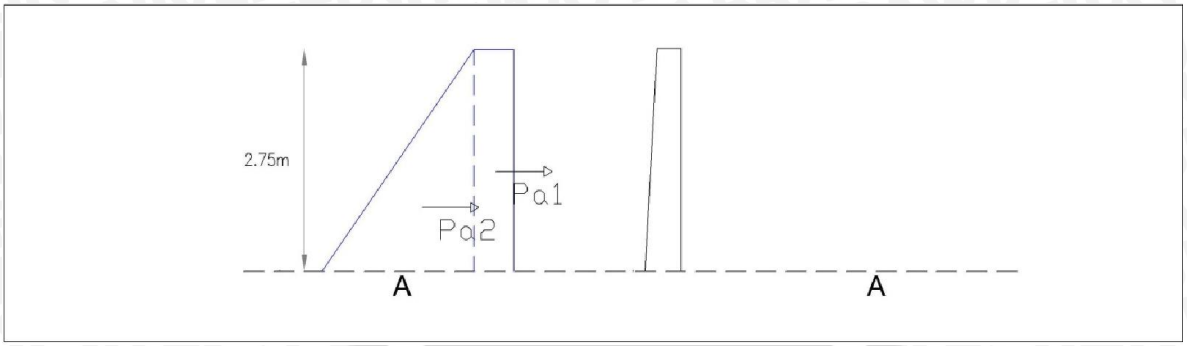


Gambar 4.97 Gambar Penulangan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran Samping

4.4.2.2. Dinding Penahan Saluran Transisi

Untuk menganalisis pembetonan dan penulangan pada dinding penahan saluran transisi perlu memperhatikan bagian-bagian yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada pelimpah. Perhitungan bending momen yang terjadi pada saluran transisi dianalisis dengan 5 potongan yaitu potongan A-A, potongan B-B, potongan C-C, potongan D-D dan potongan E-E. Dinding penahan untuk saluran transisi sendiri di desain menggunakan counterfort sehingga akan dianalisa juga untuk penulangan caounterfort dan juga sambungan counterfort pada dinding.

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada kondisi lain disajikan pada Tabel 4.147. sampai dengan Tabel 4.188.



Gambar 4.98 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Kosong - Normal

Tabel 4.147. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi A-A Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q				
		1.2	x	0.42	x	1.00			=	0.50
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt		
		1.2	x	0.42	x	2.75	x	1.70	=	2.34
									total	2.837

h	=	450	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mlapangan	=	21.27	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	336	mm
	=	0.336	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.339	
M/(b.d^2)	=	0.1884	N/mm²
	=	0.1888	
ρ hitung	=	0.00059	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik Tarik

As hitung = 604.8 mm²

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 5.3

Jarak tulangan utama

= 187.000 mm

Direncanakan menggunakan tulangan double:

Jarak tulangan baru

= 200 mm

Jumlah tulangan utama

= 6 x 1 = 6 buah

As baru = 678.6 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

108.9 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 2.2

Jarak tulangan utama

= 461.727 mm

Direncanakan menggunakan tulangan double:

Jarak tulangan baru

= 400 mm

Jumlah tulangan bagi

= 4 x 1 = 4 buah

As baru = 201.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan Tekan

As hitung = 302.4 mm² 50%Astarik

d = 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.3 mm²

Jumlah tulangan utama

= 6.0

Jarak tulangan utama

= 166.222 mm

Direncanakan menggunakan tulangan double:

Jarak tulangan baru

= 200 mm

Jumlah tulangan utama

= 6 x 1 = 6 buah

As baru = 301.6 mm² tidak ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

54.4 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 1.1

Jarak tulangan utama

= 923.455 mm

Direncanakan menggunakan tulangan double:

Jarak tulangan baru

= 400 mm

Jumlah tulangan bagi

= 4 x 1 = 4 buah

As baru = 201.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 8.510 ton = 85 KN

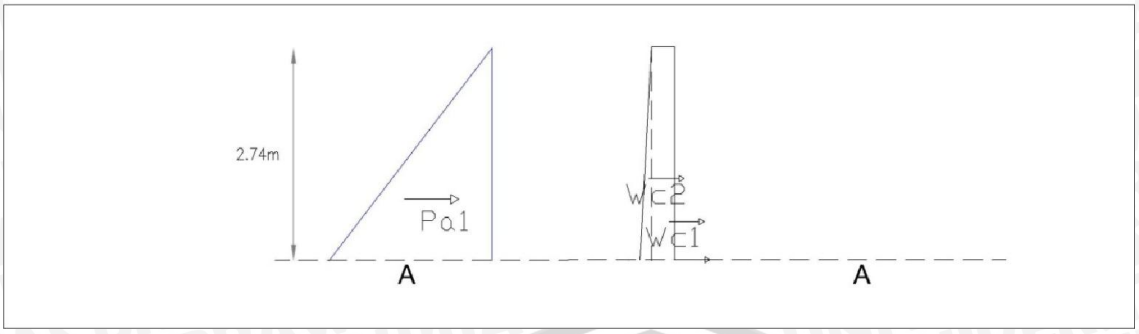
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 250440 KN

ϕ = 0.6

ϕVc = 150264 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.99 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Kosong - Gempa

Tabel 4.148. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang																Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt										
		1.2	x	0.65	x	2.75	x	1.695									=	3.62
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ						
	Ws1	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.234	x	1.695					=	0.10
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton						
	Wc1	1.2	x	0.30	x	2.75	x	1.00	x	0.234	x	2.4					=	0.56
	Wc2	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.234	x	2.4					=	0.14
																	Total	4.417

h	=	450	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mlapangan	=	33.13	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	336	mm
	=	0.336	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.339	
M/(b.d^2)	=	0.2934	N/mm²
	=	0.2941	
ρ hitung	=	0.00093	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 604.8 mm²

Rencana: Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama = 5.3

Jarak tulangan utama = 187.000 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 200 mm

Jumlah tulangan utama = 6 x 1 = 6 buah

As_{baru} = 678.6 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

108.9 mm²

Rencana: Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi = 2.2

Jarak tulangan utama = 461.727 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 400 mm

Jumlah tulangan bagi = 4 x 1 = 4 buah

As_{baru} = 201.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 302.4 mm² 50%Astarik

d = 8.0 mm

Rencana: Ast = 50.3 mm²

Jumlah tulangan utama = 6.0

Jarak tulangan utama = 166.222 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 200 mm

Jumlah tulangan utama = 6 x 1 = 6 buah

As_{baru} = 301.6 mm² tidak ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

54.4 mm²

d 8.0 mm

Rencana: Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi = 1.1

Jarak tulangan utama = 923.455 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 400 mm

Jumlah tulangan bagi = 4 x 1 = 4 buah

As_{baru} = 201.1 mm² ok

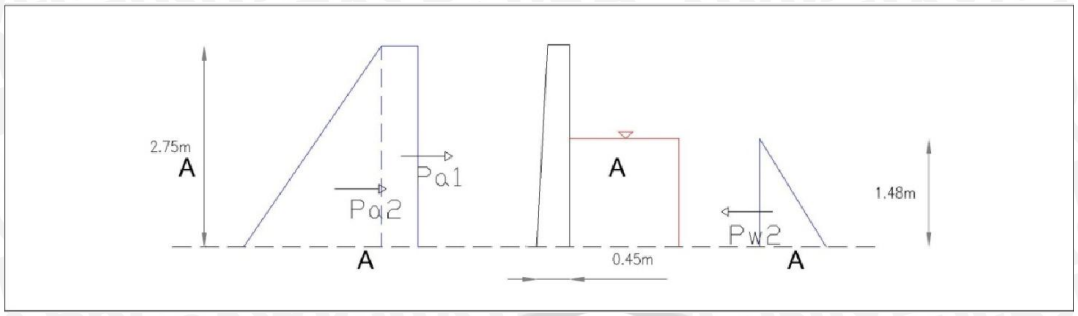
Kontrol terhadap geser

Vu = 0.417 ton = 4 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 250440 KN ϕVc = 150264 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.100 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} –Normal

Tabel 4.149. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} –Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q				
		1.2	x	0.42	x	1			=	0.501
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt		
		1.2	x	0.42	x	2.75	x	1.70	=	2.336
		1.2	x	γω	x	H				
3	Pw2	1.2	x	1.000	x	1.470			=	-1.764
									total	1.073

h	=	450	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mlapangan	=	8.04	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	336	mm
	=	0.336	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.339	
M/(b.d^2)	=	0.0713	N/mm²
	=	0.0718	
ρ hitung	=	0.00023	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 604.8 mm²
Rencana: Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama = 5.3
Jarak tulangan utama = 187.000 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru = 200 mm
Jumlah tulangan utama = 6 x 1 6 buah
As_{baru} = 678.6 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
108.9 mm²
Rencana: Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi = 2.2
Jarak tulangan utama = 461.727 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru = 400 mm
Jumlah tulangan bagi = 4 x 1 4 buah
As_{baru} = 201.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 302.4 mm² i0%Astarik
d = 8.0 mm
Rencana: Ast = 50.3 mm²
Jumlah tulangan utama = 6.0
Jarak tulangan utama = 166.222 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru = 200 mm
Jumlah tulangan utama = 6 x 1 6 buah
As_{baru} = 301.6 mm² tidak ok

Tulangan Bagi

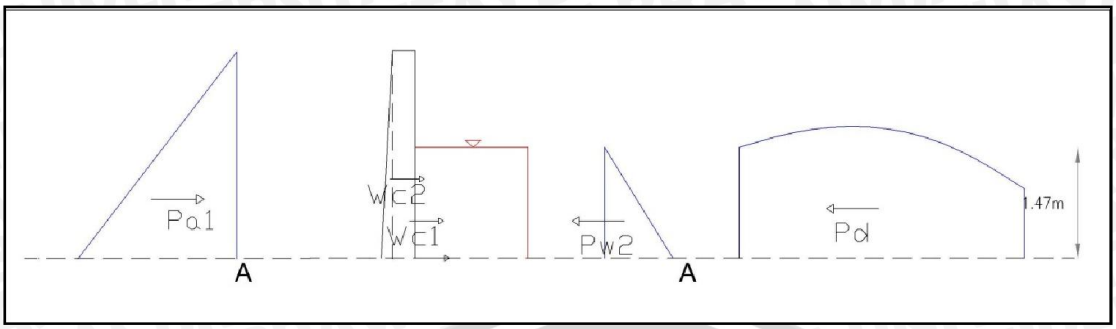
As hitung = 0,18 * As tulangan utama
54.4 mm²
d 8.0 mm
Rencana: Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi = 1.1
Jarak tulangan utama = 923.455 mm

Direncanakan menggunakan tulangan double:
Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
= 400 mm
Jumlah tulangan bagi = 4 x 1 4 buah
As_{baru} = 201.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu	=	3.218	ton	=	32	KN	ϕ	=	0.6
Vc	=	$\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$		=	250440	KN	ϕVc	=	150264 KN
							Vu	<	ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.101 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

Tabel 4.150. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} –Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt							
		1.2	x	0.65	x	2.75	x	1.695					=		3.62
2	Pw2	1.2	x	1.00	x	1.47							=		-1.76
3	Pd1	1.2	x	7/12	x	Kh	x	H2							
		1.2	x	0.58	x	0.23	x	1.47					=		-0.24
4		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ			
	Ws1	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.234	x	1.695	=		0.10
5		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	0.30	x	2.75	x	1.00	x	0.23	x	2.40	=		0.56
	Wc2	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.23	x	2.40	=		0.14
														Total	2.412

h	=	450	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mlapangan	=	18.09	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	336	mm
	=	0.336	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.339	
M/(b.d^2)	=	0.1602	N/mm²
	=	0.1606	
ρ hitung	=	0.00050	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 604.8 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm^2 — = 200 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 5.3 — = 6 x — 1 = 6 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 678.6 mm^2 — ok

= 187.000 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

108.9 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x — 1 = 4 buah

= 2.2 — As_{baru} = 201.1 mm^2 — ok

Jarak tulangan utama

= 461.727 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 302.4 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 8.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 50.3 mm^2 — = 200 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 6.0 — = 6 x — 1 = 6 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 301.6 mm^2 — tidak ok

= 166.222 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

54.4 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x — 1 = 4 buah

= 1.1 — As_{baru} = 201.1 mm^2 — ok

Jarak tulangan utama

= 923.455 mm

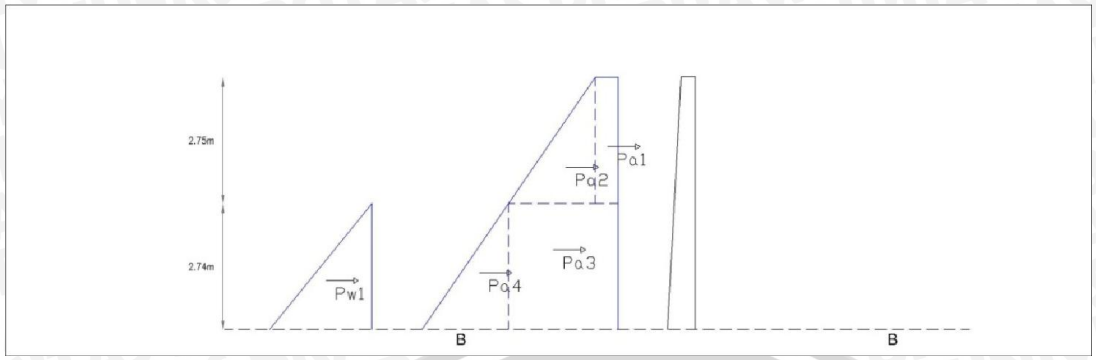
Kontrol terhadap geser

Vu = 7.236 ton = 72 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 250440 KN — ϕVc = 150264 KN

Vu < ϕVc — tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.102 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong – Normal

Tabel 4.151. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q									
		1.2	x	0.42	x	1.00								=	0.50
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt							
		1.2	x	0.42	x	2.75	x	1.70						=	2.34
3	Pa3	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)			
		1.2	x	0.42	x	1.00	+	0.42	x	1.695	x	2.75		=	2.84
4	Pa4	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2							
		1.2	x	0.42	x	0.73	x	2.75						=	1.01
5	Pw1	1.2	x	γw	x	H2									
		1.2	x	1.00	x	2.75								=	3.30
														Total	9.979

h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mlapangan	=	74.84	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	486	mm
	=	0.486	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.235	
M/(b.d^2)	=	0.3169	N/mm²
	=	0.3167	
ρ hitung	=	0.00100	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 874.8 mm² — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm² — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 7.7 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 904.8 mm² ok

= 129.284 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

157.5 mm² — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm² — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 3.1 — As_{baru} = 201.1 mm² ok

Jarak tulangan utama

= 319.219 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 437.4 mm² 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 8.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 50.3 mm² — = 125 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 8.7 — = 9 x 1 = 9 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 452.4 mm² ok

= 114.919 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

78.7 mm² — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm² — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 1.6 — As_{baru} = 201.1 mm² ok

Jarak tulangan utama

= 638.438 mm

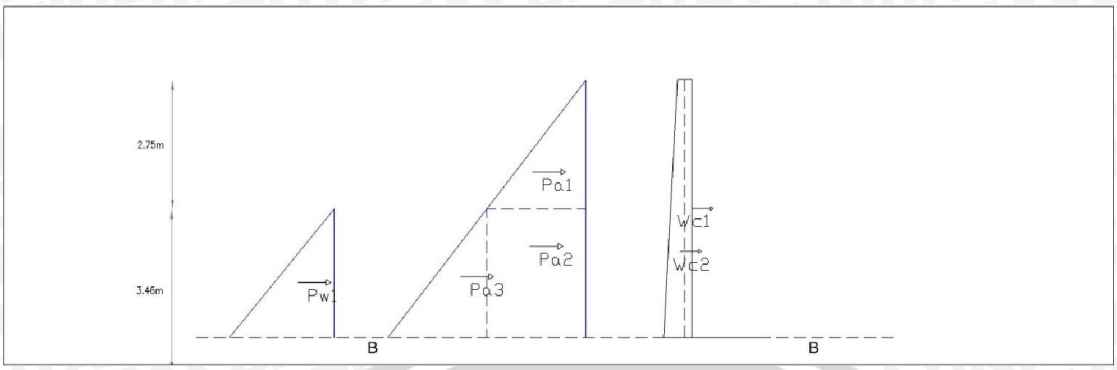
Kontrol terhadap geser

Vu = 29.937 ton = 299 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 362243 KN — ϕVc = 217346 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.103 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong – Gempa

Tabel 4.152. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt							
		1.2	x	0.65	x	2.75	x	1.70					=		3.62
2	Pa2	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)			
		1.2	x	0.65	x	1.00	+	0.65	x	1.695	x	2.75	=		4.40
3	Pa3	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2							
		1.2	x	0.65	x	0.73	x	2.75					=		1.56
4	Pw1	1.2	x	γw	x	H2									
		1.2	x	1.00	x	2.75							=		3.30
5		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ			
	Ws1	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.234	x	1.695	=		0.10
	Ws2	1.2	x	0.15	x	2.75	x	1.00	x	0.234	x	1.695	=		0.20
	Ws3	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.234	x	1.73	=		0.10
6		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	0.30	x	5.50	x	1.00	x	0.234	x	2.4	=		1.11
	Wc2	1.2	x	0.30	x	5.50	x	0.50	x	0.234	x	2.4	=		0.56
														Total	14.948

h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mlapangan	=	112.11	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	486	mm
	=	0.486	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.235	
M/(b.d^2)	=	0.4747	N/mm^2
	=	0.4746	
ρ hitung	=	0.00151	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 874.8 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 7.7 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 904.8 mm^2 — ok

= 129.284 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

157.5 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 3.1 — As_{baru} = 201.1 mm^2 — ok

Jarak tulangan utama

= 319.219 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 437.4 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 8.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 50.3 mm^2 — = 125 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 8.7 — = 9 x 1 = 9 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 452.4 mm^2 — ok

= 114.919 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

78.7 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 1.6 — As_{baru} = 201.1 mm^2 — ok

Jarak tulangan utama

= 638.438 mm

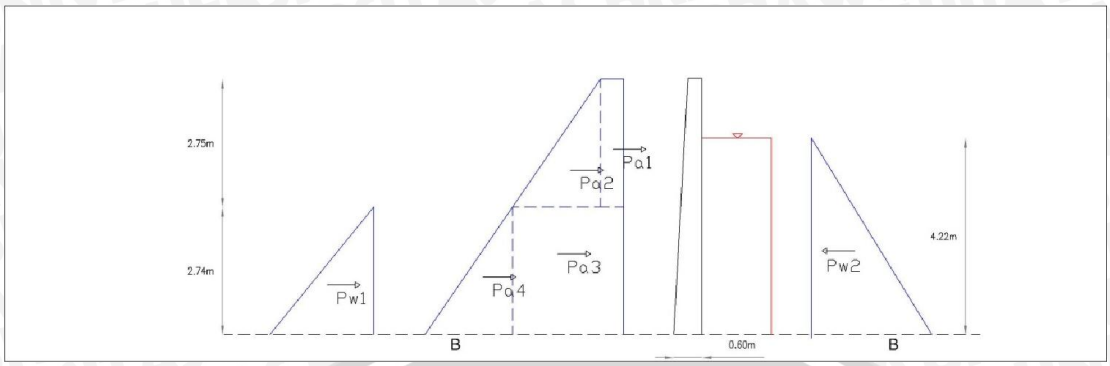
Kontrol terhadap geser

Vu = 44.845 ton = 448 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 362243 KN — ϕVc = 217346 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.104 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} –Normal

Tabel 4.153. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} –Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)
1	Pa1	1.2 x Ka x q	
		1.2 x 0.42 x 1 =	0.501
2	Pa2	1.2 x Ka x H1 x γt	
		1.2 x 0.42 x 2.75 x 1.70 =	2.336
3	Pa3	1.2 x (Ka x q + Ka x γt x H1)	
		1.2 x 0.42 x 1.00 + 0.42 x 1.70 x 2.75 =	2.837
4	Pa4	1.2 x Ka x γsub x H2	
		1.2 x 0.42 x 0.73 x 2.75 =	1.006
5	Pw1	1.2 x γw x H2	
		1.2 x 1.00 x 2.75 =	3.300
6	Pw2	1.2 x 1.000 x 4.220 =	-5.064
		Total	4.915

h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mlapangan	=	36.86	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	486	mm
	=	0.486	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.235	
M/(b.d^2)	=	0.1561	N/mm²
	=	0.1564	
ρ hitung	=	0.00049	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		< ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 874.8 mm² — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm² — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 7.7 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 904.8 mm² — ok

= 129.284 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

157.5 mm² — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm² — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 3.1 — As_{baru} = 201.1 mm² — ok

Jarak tulangan utama

= 319.219 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 437.4 mm² ;0%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 8.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 50.3 mm² — = 125 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 8.7 — = 9 x 1 = 9 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 452.4 mm² — ok

= 114.919 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

78.7 mm² — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm² — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 1.6 — As_{baru} = 201.1 mm² — ok

Jarak tulangan utama

= 638.438 mm

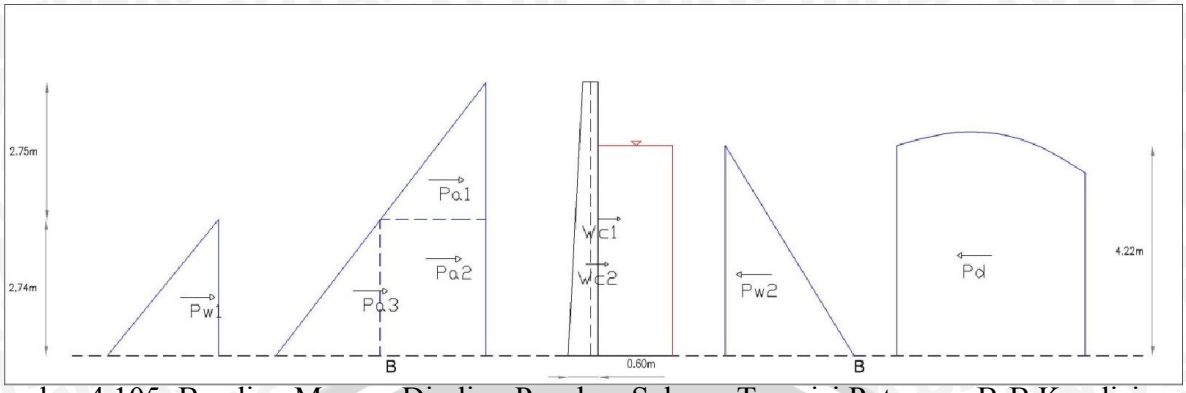
Kontrol terhadap geser

Vu = 14.745 ton = 147 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 362243 KN — ϕVc = 217346 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.105 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

Tabel 4.154. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} –Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang														Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt								
		1.2	x	0.65	x	2.75	x	1.695						=		3.62
2	Pa2	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	gt	x	H1)				
		1.2	x	0.65	x	1.00	+	0.65	x	1.695	x	2.75		=		4.40
3	Pa3	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2								
		1.2	x	0.65	x	0.73	x	2.75						=		1.56
4	Pw1	1.2	x	γw	x	H2										
		1.2	x	1.00	x	2.75								=		3.30
5	Pw2	1.2	x	1.00	x	4.22								=		-5.06
6	Pd1	1.2	x	7/12	x	Kh	x	H2								
		1.2	x	0.58	x	0.23	x	4.22						=		-0.69
7		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ				
	Ws1	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.5	x	0.234	x	1.695		=		0.10
	Ws2	1.2	x	0.15	x	2.75	x	1	x	0.234	x	1.695		=		0.20
	Ws3	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.5	x	0.234	x	1.73		=		0.10
8		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton				
	Wc1	1.2	x	0.30	x	5.50	x	1	x	0.234	x	2.4		=		1.11
	Wc2	1.2	x	0.30	x	5.50	x	0.5	x	0.234	x	2.4		=		0.56
															Total	9.193

h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mlapangan	=	68.95	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	486	mm
	=	0.486	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.235	
M/(b.d^2)	=	0.2919	N/mm²
	=	0.2914	
ρ hitung	=	0.00092	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	<	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ min	
	=	0.0018	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 874.8 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 7.7 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 904.8 mm^2 ok

= 129.284 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

157.5 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 3.1 — As_{baru} = 201.1 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 319.219 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 437.4 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 8.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 50.3 mm^2 — = 125 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 8.7 — = 9 x 1 = 9 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 452.4 mm^2 ok

= 114.919 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

78.7 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 1.6 — As_{baru} = 201.1 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 638.438 mm

Kontrol terhadap geser

Vu = 27.579 ton = 276 KN — ϕ = 0.6

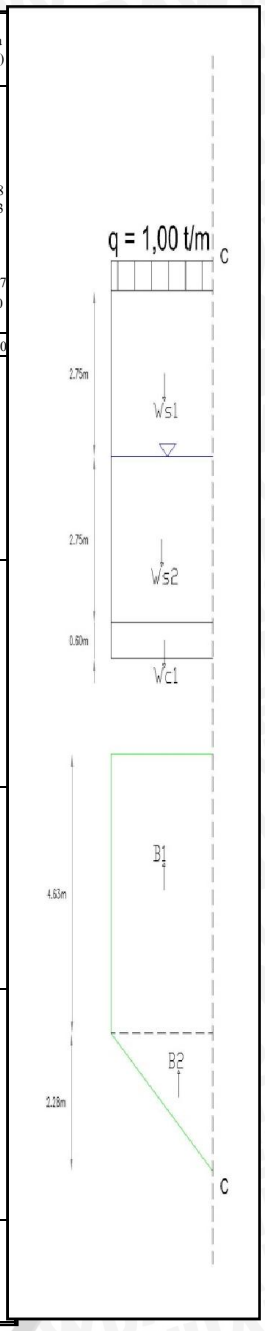
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] bw.d$ = 362243 KN — ϕVc = 217346 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.155. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	3.00	x	0.60	x	1.00	x	2.40		=	5.18
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
2	Ws1	1.2	x	3.00	x	2.75	x	1.00	x	1.70		=	16.78
	Ws2	1.2	x	3.00	x	2.75	x	1.00	x	1.73		=	17.13
	q	1.2	x	3.00	x	1.00						=	3.60
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	3.00	x	4.63	x	1.00				=	-16.67
	B1	1.2	x	3.00	x	2.28	x	0.50				=	-4.10
												Total	21.920



h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	13	mm
Mlapangan	=	164.40	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	483	mm
	=	0.483	m
d'	=	117	mm
d'/d	=	0.242	
M/(b.d^2)	=	0.7047	N/mm²
	=	0.7039	
ρ hitung	=	0.00226	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		>	ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0023

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1091.4 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 132.7 mm^2 — = 100 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 8.2 — = 11 x 1 = 11 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 1460.1 mm^2 ok

= 121.619 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

196.4 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 300 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 5 x 1 = 5 buah

= 3.9 — As_{baru} = 251.3 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 255.871 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 545.7 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 10.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 78.5 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 6.9 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 628.3 mm^2 ok

= 143.928 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

98.2 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 600 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 3 x 1 = 3 buah

= 2.0 — As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 511.743 mm

Kontrol terhadap geser

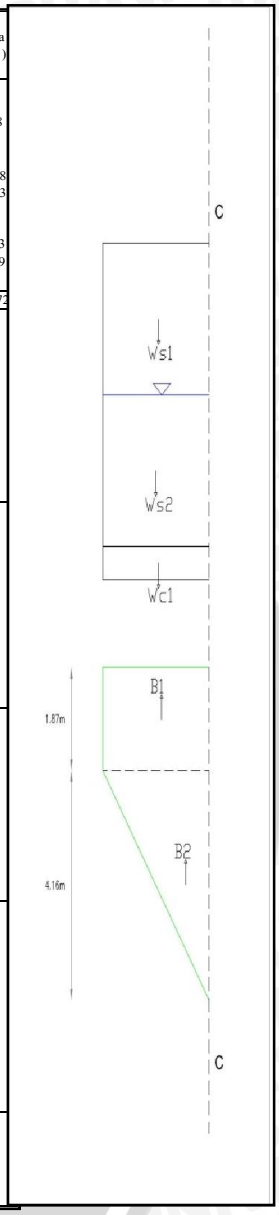
Vu = 65.759 ton = 658 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 360007 KN — ϕVc = 216004 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.156. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	3.00	x	0.60	x	1.00	x	2.4		=	5.18
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	3.00	x	2.75	x	1.00	x	1.70		=	16.78
	Ws2	1.2	x	3.00	x	2.75	x	1.00	x	1.73		=	17.13
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	3.00	x	1.87	x	1.00				=	-6.73
	B2	1.2	x	3.00	x	4.16	x	0.50				=	-7.49
												Total	24.872



h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	13	mm
Mlapangan	=	186.54	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	483	mm
	=	0.483	m
d'	=	117	mm
d'/d	=	0.242	
M/(b.d^2)	=	0.7996	N/mm²
	=	0.7995	
ρ hitung	=	0.00258	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan

= ρ hit

= 0.0026

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1244.4 mm²

Rencana:

Ast = 132.7 mm²

Jumlah tulangan utama

= 9.4

Jarak tulangan utama

= 106.664 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan utama

= 11 x 1 = 11 buah

As_{baru} = 1460.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

224.0 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 4.5

Jarak tulangan utama

= 224.407 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 300 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 622.2 mm² 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 7.9

Jarak tulangan utama

= 126.229 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 150 mm

Jumlah tulangan utama

= 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 628.3 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

112.0 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 2.2

Jarak tulangan utama

= 448.815 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 600 mm

Jumlah tulangan bagi

= 3 x 1 = 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

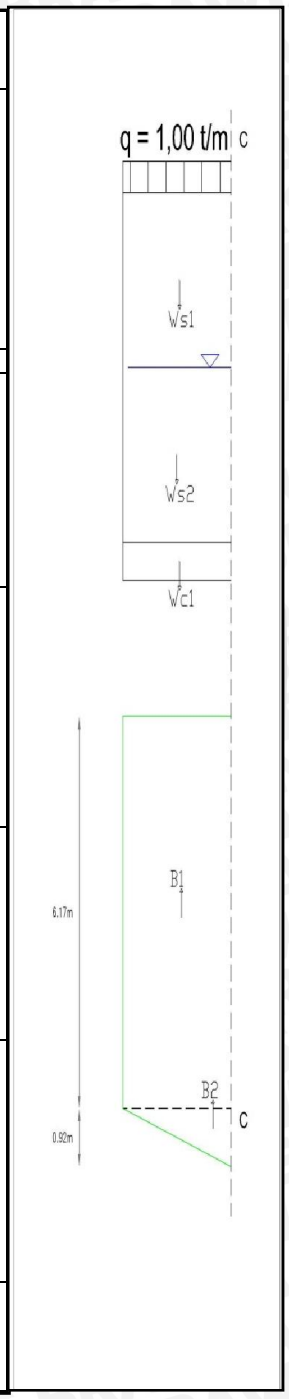
Vu = 74.615 ton = 746 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 360007 KN ϕVc = 216004 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.157. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding PenahanSaluran Transisi Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} –Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	3.00	x	0.60	x	1.00	x	2.40		=	5.18
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	3.00	x	2.75	x	1.00	x	1.70		=	16.78
	Ws2	1.2	x	3.00	x	2.75	x	1.00	x	1.73		=	17.13
	q	1.2	x	3.00	x	1.00						=	3.60
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	3.00	x	6.17	x	1.00				=	-22.21
	B2	1.2	x	3.00	x	0.92	x	0.50				=	-1.66
												Total	18.824



h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	13	mm
Mlapangan	=	141.18	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	483	mm
	=	0.483	m
d'	=	117	mm
d'/d	=	0.242	
M/(b.d^2)	=	0.6052	N/mm²
	=	0.6050	
ρ hitung	=	0.00193	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0019

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 934.4 mm²

Rencana:

Ast = 132.7 mm²

Jumlah tulangan utama
= 7.0

Jarak tulangan utama
= 142.057 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 100 mm

Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 = 11 buah

As_{baru} = 1460.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
168.2 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 3.3

Jarak tulangan utama
= 298.871 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 300 mm

Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 467.2 mm² 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama
= 5.9

Jarak tulangan utama
= 168.115 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 150 mm

Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 628.3 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
84.1 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 1.7

Jarak tulangan utama
= 597.743 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 600 mm

Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 = 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

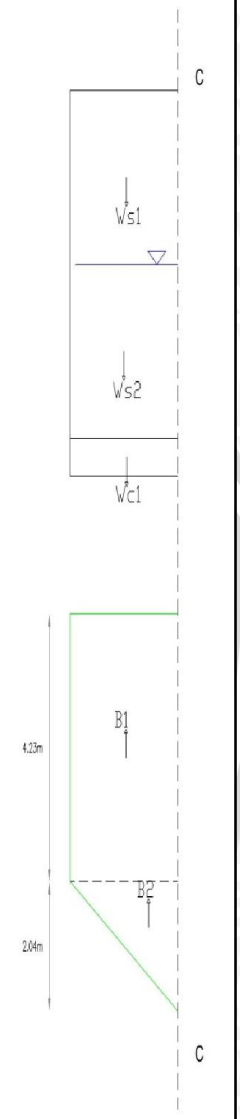
Vu = 56.471 ton = 565 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 360007 KN ϕVc = 216004 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.158. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	3.00	x	0.60	x	1.00	x	2.4		=	5.18
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	3.00	x	2.75	x	1.00	x	1.70		=	16.78
	Ws2	1.2	x	3.00	x	2.75	x	1.00	x	1.73		=	17.13
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	3.00	x	4.23	x	1.00				=	-15.23
	B2	1.2	x	3.00	x	2.04	x	0.50				=	-3.67
												Total	20.192



h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	13	mm
Mlapangan	=	151.44	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	483	mm
	=	0.483	m
d'	=	117	mm
d'/d	=	0.242	
M/(b.d^2)	=	0.6491	N/mm²
	=	0.6489	
ρ hitung	=	0.00208	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	>	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ hit	
	=	0.0021	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1003.9 mm²

Rencana:

Ast = 132.7 mm²

Jumlah tulangan utama

= 7.6

Jarak tulangan utama

= 132.212 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan utama

= 11 x 1 = 11 buah

As_{baru} = 1460.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

180.7 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 3.6

Jarak tulangan utama

= 278.159 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 300 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 502.0 mm² 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 6.4

Jarak tulangan utama

= 156.464 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 150 mm

Jumlah tulangan utama

= 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 628.3 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

90.4 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 1.8

Jarak tulangan utama

= 556.318 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 600 mm

Jumlah tulangan bagi

= 3 x 1 = 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

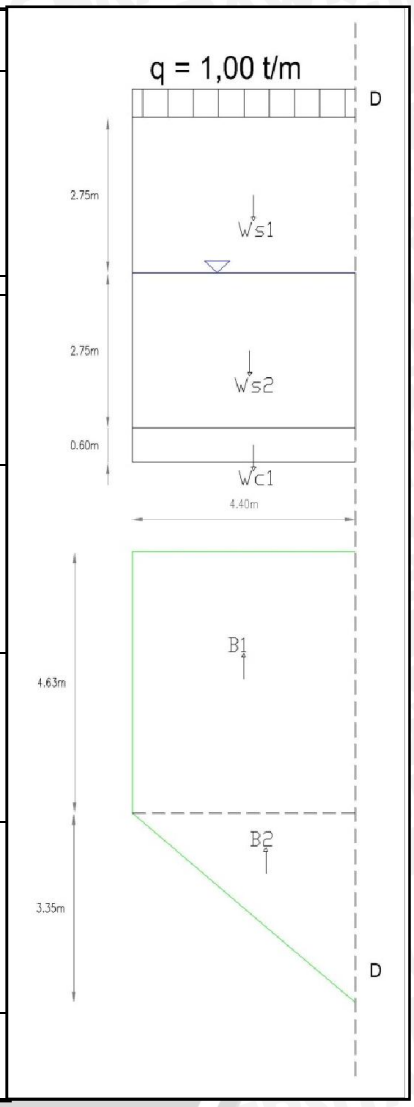
Vu = 60.575 ton = 606 KN ϕ = 0.6

$Vc = \left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 360007 KN ϕVc = 216004 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.159. Tabel 4.159. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan D-D Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	4.40	x	0.60	x	1.00	x	2.40		=	7.60
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
2	Ws1	1.2	x	4.4	x	2.75	x	1.00	x	1.70		=	24.61
	Ws2	1.2	x	4.4	x	2.75	x	1.00	x	1.73		=	25.12
	q	1.2	x	4.4	x	1.00						=	5.28
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	4.40	x	4.63	x	1.00				=	-24.45
	B1	1.2	x	4.40	x	3.35	x	0.50				=	-8.84
												Total	29.324



h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	219.93	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	484	mm
	=	0.484	m
d'	=	116	mm
d'/d	=	0.240	
M/(b.d^2)	=	0.9388	N/mm²
	=	0.9388	
ρ hitung	=	0.00304	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		>	ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ hit	
	=	0.0030	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1472.6 mm²

Rencana:

Ast = 201.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 7.3

Jarak tulangan utama

= 136.533 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 150 mm

Jumlah tulangan utama

= 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 1608.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

265.1 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 5.3

Jarak tulangan utama

= 189.629 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 150 mm

Jumlah tulangan bagi

= 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 402.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 736.3 mm² 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 6.5

Jarak tulangan utama

= 153.599 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 175 mm

Jumlah tulangan utama

= 7 x 1 = 7 buah

As_{baru} = 791.7 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

132.5 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 2.6

Jarak tulangan utama

= 379.257 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 400 mm

Jumlah tulangan bagi

= 4 x 1 = 4 buah

As_{baru} = 201.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 87.971 ton = 880 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 360752 KN ϕVc = 216451 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.160. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan D-D Kondisi Kosong – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	4.40	x	0.60	x	1.00	x	2.4		=	7.60
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	4.4	x	2.75	x	1.00	x	1.70		=	24.61
	Ws2	1.2	x	4.4	x	2.75	x	1.00	x	1.73		=	25.12
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	4.40	x	1.87	x	1.00				=	-9.87
	B2	1.2	x	4.40	x	6.11	x	0.50				=	-16.13
												Total	31.330

h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
1	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	234.98	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	484	mm
	=	0.484	m
d'	=	116	mm
d'/d	=	0.240	
M/(b.d^2)	=	1.0031	N/mm^2
	=	1.0031	
ρ hitung	=	0.00326	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	>	ρ min	
Jadi, rasio tulangan yg digunakan			
	=	ρ hit	
	=	0.0033	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1577.7 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 201.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 7.8 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 1608.5 mm^2 ok

= 127.443 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

284.0 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 150 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 8 x 1 = 8 buah

= 5.6 — As_{baru} = 402.1 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 177.004 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 788.8 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 12.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm^2 — = 175 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 7.0 — = 7 x 1 = 7 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 791.7 mm^2 ok

= 143.373 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

142.0 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 2.8 — As_{baru} = 201.1 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

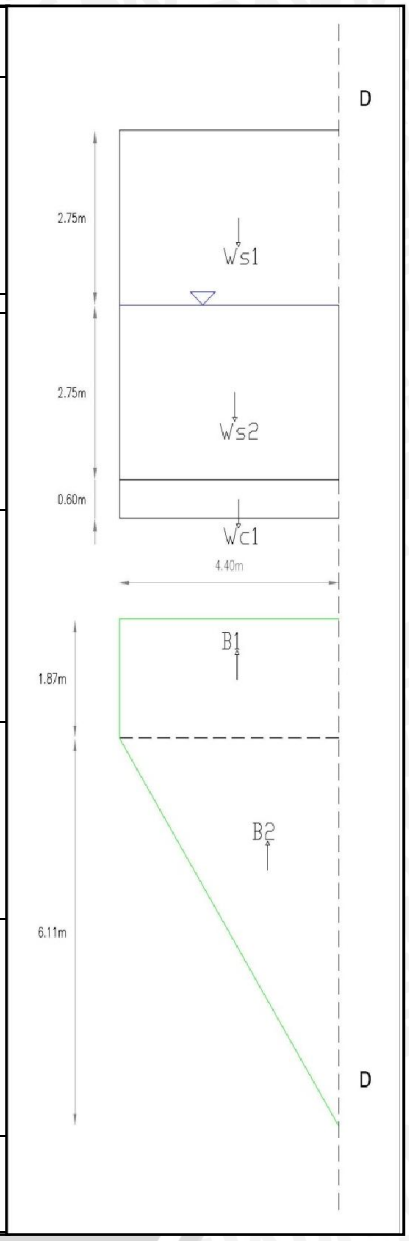
= 354.007 mm

Kontrol terhadap geser

Vu = 93.991 ton = 940 KN — ϕ = 0.6

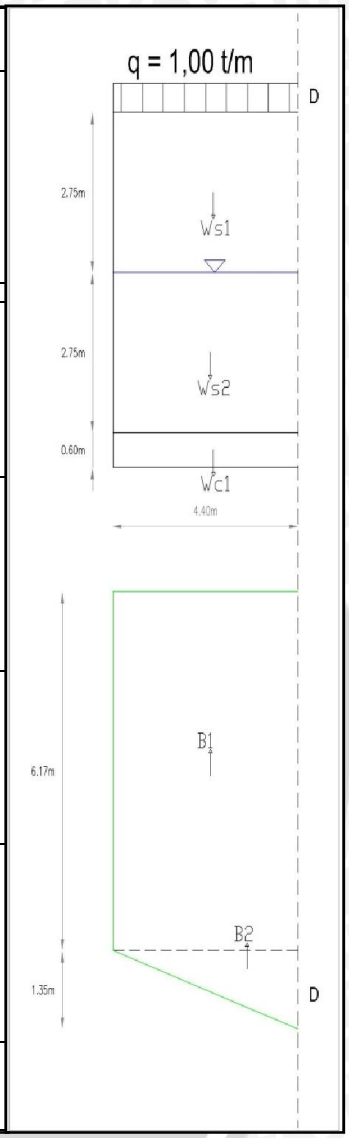
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] bw.d$ = 360752 KN — ϕVc = 216451 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Tabel 4.161. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan D-D Kondisi Banjir Q_{PMF} –Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	4.40	x	0.60	x	1.00	x	2.40		=	7.60
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	4.40	x	2.75	x	1.00	x	1.70		=	24.61
	Ws2	1.2	x	4.40	x	2.75	x	1.00	x	1.73		=	25.12
	q	1.2	x	4.40	x	1.00						=	5.28
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	4.40	x	6.17	x	1.00				=	-32.58
	B2	1.2	x	4.40	x	1.36	x	0.50				=	-3.59
												Total	26.446



h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	198.35	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	484	mm
	=	0.484	m
d'	=	116	mm
d'/d	=	0.240	
M/(b.d^2)	=	0.8467	N/mm²
	=	0.8467	
ρ hitung	=	0.00273	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		>	ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0027

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1323.2 mm²

Rencana:

Ast = 201.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 6.6

Jarak tulangan utama

= 151.954 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 150 mm

Jumlah tulangan utama

= 8 x 1 = 8 buah

As baru = 1608.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

238.2 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 4.7

Jarak tulangan utama

= 211.048 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 150 mm

Jumlah tulangan bagi

= 8 x 1 = 8 buah

As baru = 402.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 661.6 mm² 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 5.8

Jarak tulangan utama

= 170.949 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 175 mm

Jumlah tulangan utama

= 7 x 1 = 7 buah

As baru = 791.7 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

119.1 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 2.4

Jarak tulangan utama

= 422.095 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 400 mm

Jumlah tulangan bagi

= 4 x 1 = 4 buah

As baru = 201.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser

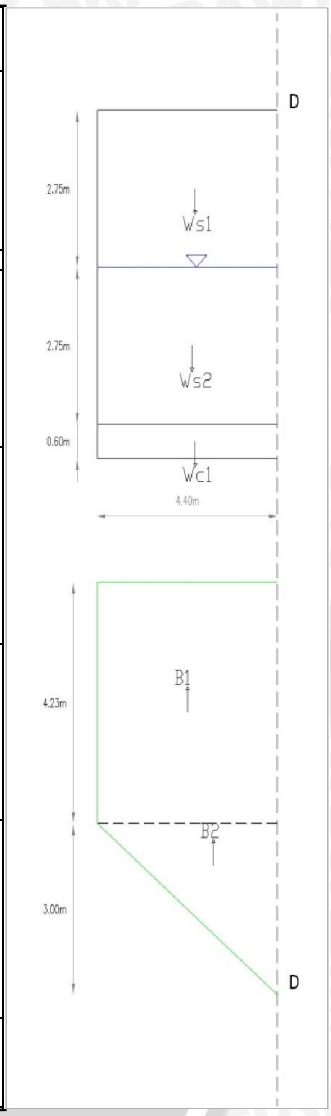
Vu = 79.339 ton = 793 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 360752 KN ϕVc = 216451 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.162. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan D-D Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	4.40	x	0.60	x	1.00	x	2.4		=	7.60
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	4.40	x	2.75	x	1.00	x	1.70		=	24.61
	Ws2	1.2	x	4.40	x	2.75	x	1.00	x	1.73		=	25.12
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	4.40	x	4.23	x	1.00				=	-22.33
	B2	1.2	x	4.40	x	3.00	x	0.50				=	-7.92
												Total	27.080



h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	16	mm
Mlapangan	=	203.10	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	484	mm
	=	0.484	m
d'	=	116	mm
d'/d	=	0.240	
M/(b.d^2)	=	0.8670	N/mm^2
	=	0.8670	
ρ hitung	=	0.00280	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	>	ρ min	

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0028

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1356.0 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 201.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 6.7 — = 8 x 1 = 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 1608.5 mm^2 ok

= 148.274 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

244.1 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 150 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 8 x 1 = 8 buah

= 4.9 — As_{baru} = 402.1 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 205.936 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 678.0 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 12.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm^2 — = 175 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 6.0 — = 7 x 1 = 7 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 791.7 mm^2 ok

= 166.808 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

122.0 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 2.4 — As_{baru} = 201.1 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 411.872 mm

Kontrol terhadap geser

Vu = 81.239 ton = 812 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 360752 KN — ϕVc = 216451 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.163. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan E-E Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γ beton			
	Wc1	1.2 x 1.50 x 0.60 x 1.00 x 1.00 x 2.40 =	2.59	0.75	1.94
2		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio			
	B1	1.2 x 1.50 x 8.44 x 1.00 x 1.00 =	-15.19	0.75	-11.39
	B2	1.2 x 1.50 x 1.14 x 1.00 x 0.50 =	-1.03	0.50	-0.51
		Total	-13.626		-9.963

h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	13	mm
Mlapangan	=	99.63	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	483	mm
	=	0.483	m
d'	=	117	mm
d'/d	=	0.242	
M/(b.d^2)	=	0.4271	N/mm²
	=	0.4271	
ρ hitung	=	0.00136	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 869.4 mm²

Rencana:

Ast = 132.7 mm²

Jumlah tulangan utama
= 6.6

Jarak tulangan utama
= 152.671 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 175 mm

Jumlah tulangan utama
= 7 x 1 = 7 buah

As_{baru} = 929.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
156.5 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 3.1

Jarak tulangan utama
= 321.202 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 450 mm

Jumlah tulangan bagi
= 4 x 1 = 4 buah

As_{baru} = 201.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 434.7 mm² 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama
= 5.5

Jarak tulangan utama
= 180.676 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 200 mm

Jumlah tulangan utama
= 6 x 1 = 6 buah

As_{baru} = 471.2 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
78.2 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 1.6

Jarak tulangan utama
= 642.403 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 600 mm

Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 = 3 buah

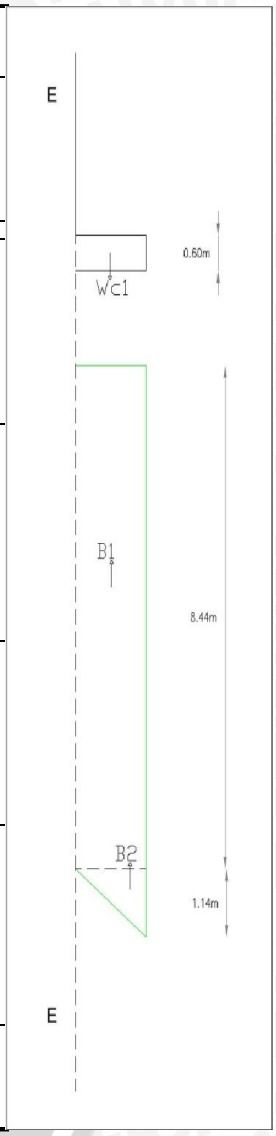
As_{baru} = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 40.878 ton = 409 KN ϕ = 0.6

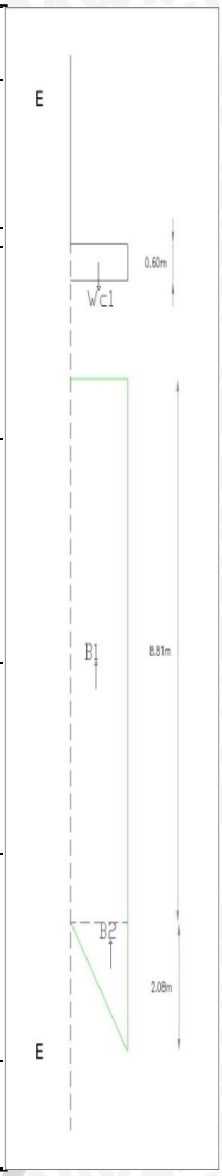
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 360007 KN ϕVc = 216004 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Tabel 4.164. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan E-E Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.50	x	0.60	x	1.00	x	1.00	x	2.4		=	2.59	0.75	1.94
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.50	x	8.81	x	1.00	x	1.00				=	-15.86	0.75	-11.89
	B2	1.2	x	1.50	x	2.08	x	1.00	x	0.50				=	-1.87	0.50	-0.94
														Total	-15.138		-10.886



h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	13	mm
Mlapangan	=	108.86	kNm
fy	=	400	Mpa
fc	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	483	mm
	=	0.483	m
d'	=	117	mm
d'/d	=	0.242	
M/(b.d^2)	=	0.4666	N/mm²
	=	0.4663	
ρ hitung	=	0.00148	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 869.4 mm²

Rencana:

Ast = 132.7 mm²

Jumlah tulangan utama
= 6.6

Jarak tulangan utama
= 152.671 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 175 mm

Jumlah tulangan utama
= 7 x 1 = 7 buah

As_{baru} = 929.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
156.5 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 3.1

Jarak tulangan utama
= 321.202 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 450 mm

Jumlah tulangan bagi
= 4 x 1 = 4 buah

As_{baru} = 201.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 434.7 mm² 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama
= 5.5

Jarak tulangan utama
= 180.676 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 200 mm

Jumlah tulangan utama
= 6 x 1 = 6 buah

As_{baru} = 471.2 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
78.2 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 1.6

Jarak tulangan utama
= 642.403 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 600 mm

Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 = 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 45.414 ton = 454 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 360007 KN ϕVc = 216004 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.165. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi E-E Kondisi Banjir Q_{PMF} –Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.50	x	0.60	x	1.00	x	1.00	x	2.40		=	2.59	0.75	1.94
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γw					
2	Ww1	1.2	x	1.50	x	4.22	x	1.00	x	1.00	x	1.00		=	7.60	0.75	5.70
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.50	x	7.70	x	1.00	x	1.00				=	-13.86	0.75	-10.40
	B2	1.2	x	1.50	x	0.46	x	1.00	x	0.50				=	-0.41	0.50	-0.21
														Total	-4.086		-2.961

h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	13	mm
Mlapangan	=	29.61	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	483	mm
	=	0.483	m
d'	=	117	mm
d'/d	=	0.242	
M/(b.d^2)	=	0.1269	N/mm^2
	=	0.1268	
ρ hitung	=	0.00040	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan

= ρ min

= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 869.4 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 132.7 mm^2 — = 175 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 6.6 — = 7 x 1 = 7 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 929.1 mm^2 ok

= 152.671 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

156.5 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 450 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 3.1 — As_{baru} = 201.1 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 321.202 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 434.7 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 10.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 78.5 mm^2 — = 200 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 5.5 — = 6 x 1 = 6 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 471.2 mm^2 ok

= 180.676 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

78.2 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 600 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 3 x 1 = 3 buah

= 1.6 — As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

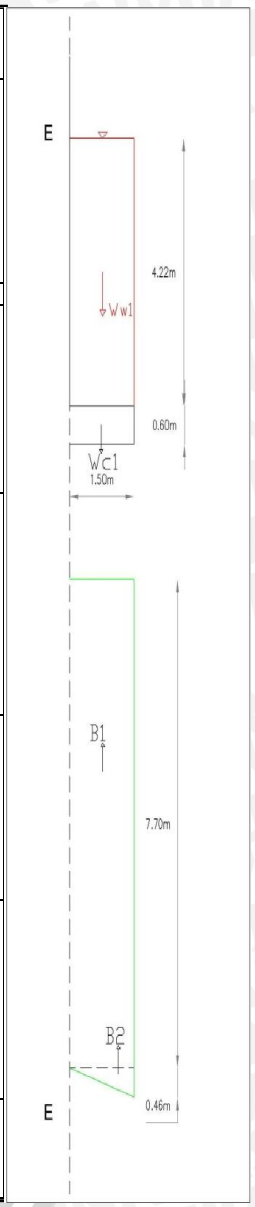
= 642.403 mm

Kontrol terhadap geser

Vu = 12.258 ton = 123 KN — ϕ = 0.6

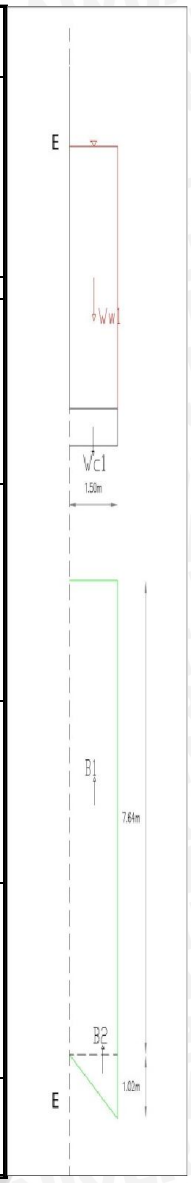
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 360007 KN — ϕVc = 216004 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Tabel 4.166. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan E-E Kondisi Banjir Q_{PMF} –Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.50	x	0.60	x	1.00	x	1.00	x	2.4			2.59	0.75	1.94
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γw					
	Ww1	1.2	x	1.50	x	4.22	x	1.00	x	1.00	x	1.00		=	7.60	0.75	5.70
4		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.50	x	7.64	x	1.00	x	1.00					-13.75	0.75	-10.31
	B2	1.2	x	1.50	x	1.02	x	1.00	x	0.50					-0.92	0.50	-0.46
														Total	-4.482		-3.132



h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
l	=	3	m
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	13	mm
Mlapangan	=	31.32	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	483	mm
	=	0.483	m
d'	=	117	mm
d'/d	=	0.242	
M/(b.d^2)	=	0.1343	N/mm^2
	=	0.1342	
ρ hitung	=	0.00042	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 869.4 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 132.7 mm^2 — = 175 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 6.6 — = 7 x 1 = 7 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 929.1 mm^2 ok

= 152.671 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

156.5 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 450 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 = 4 buah

= 3.1 — As_{baru} = 201.1 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 321.202 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 434.7 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 10.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 78.5 mm^2 — = 200 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 5.5 — = 6 x 1 = 6 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 471.2 mm^2 ok

= 180.676 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

78.2 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 600 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 3 x 1 = 3 buah

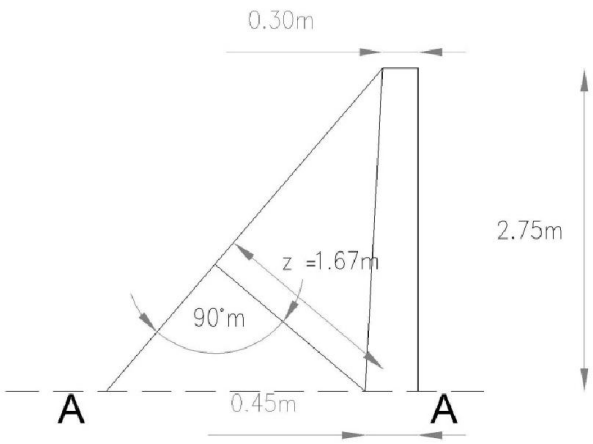
= 1.6 — As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 642.403 mm

Kontrol terhadap geser

Vu	=	13.446	ton	=	134	KN	ϕ	=	0.6		
Vc	=	$\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$		=	360007	KN	ϕVc	=	216004	KN	
							Vu	<	ϕVc	tidak diberi tulangan geser	



Gambar 4.106 Gambar *Counterfor*Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A

Tabel 4.167. Tabel Perhitungan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan A-A Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang															Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q	x	H1	x	L									
		1.2	x	0.42	x	1.00	x	2.75	x	3.00						=	4.13	1.38	5.68
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt	x	0.50	x	H1	x	L					
		1.2	x	0.42	x	2.75	x	1.70	x	0.50	x	2.75	x	3.00		=	9.63	0.92	8.83
																		Total	14.515

				Tulangan Utama
b	=	1000	mm	Tulangan Utama
p	=	100	mm	Luas tulangan utama $\boxed{As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}}$ = 164.9 mm^2
				Diamter tulangan utama = 8 mm
Mu	=	145.15	kNm	
fy	=	400	Mpa	
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan : = 100 mm
				Jumlah tulangan yang digunakan = 10
				Luas tulangan yang dipakai = 502.655 mm^2
z	=	2.3	m	ok
	=	2300	mm	
zeff	=	2200	mm	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.168. Tabel Perhitungan Counterfort Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan A-A Kondisi Kosong – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang																	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.20	x	Ka	x	H1	x	gt	x	0.50	x	H1	x	L							
		1.20	x	0.66	x	2.75	x	1.70	x	0.50	x	2.75	x	3.00			=		15.27	0.92	13.99
2		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ	x	L					
	Ws1	1.20	x	0.15	x	2.75	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.70	x	3.00			0.29	1.83	0.54
	Ws2	1.20	x	4.55	x	2.75	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.70	x	3.00			17.87	1.38	24.57
3		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ beton	x	L					
	Wc1	1.20	x	0.30	x	2.75	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40	x	3.00			1.67	1.38	2.29
	Wc2	1.20	x	0.35	x	2.75	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40	x	3.00			0.97	0.92	0.89
																				Total	42.285

				Tulangan Utama			
b	=	1000	mm	Tulangan Utama			
p	=	100	mm	Luas tulangan utama	$As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}$	= 480.5	mm^2
				Diamter tulangan utama	=	8 mm	
Mu	=	422.85	kNm				
fy	=	400	Mpa				
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan :	=	100 mm	
				Jumlah tulangan yang digunakan	=	10	
				Luas tulangan yang dipakai	=	502.655 mm^2	
z	=	2.3	m				ok
	=	2300	mm				
zeff	=	2200	mm				

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.169. Tabel Perhitungan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang																Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.20	x	Ka	x	q	x	H1	x	L										
		1.20	x	0.42	x	1.00	x	2.75	x	3.00							=	4.134	1.38	5.68
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	gt	x	0.50	x	H1	x	L						
		1.2	x	0.42	x	2.75	x	1.70	x	0.50	x	2.75	x	3.00	=			9.634	0.92	8.83
3	Pw2	1.2	x	0.500	x	1.000	x	1.740	x	1.740	x	3.000				=		-5.450	0.58	-3.16
																			Total	11.354

				Tulangan Utama			
b	=	1000	mm	Tulangan Utama			
p	=	100	mm	Luas tulangan utama	$As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}$	= 129.0	mm^2
				Diamter tulangan utama	=	8 mm	
Mu	=	113.54	kNm				
fy	=	400	Mpa				
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan :	=	100 mm	
				Jumlah tulangan yang digunakan	=	10	
				Luas tulangan yang dipakai	=	502.655 mm^2	
z	=	2.3	m				ok
	=	2300	mm				
zeff	=	2200	mm				

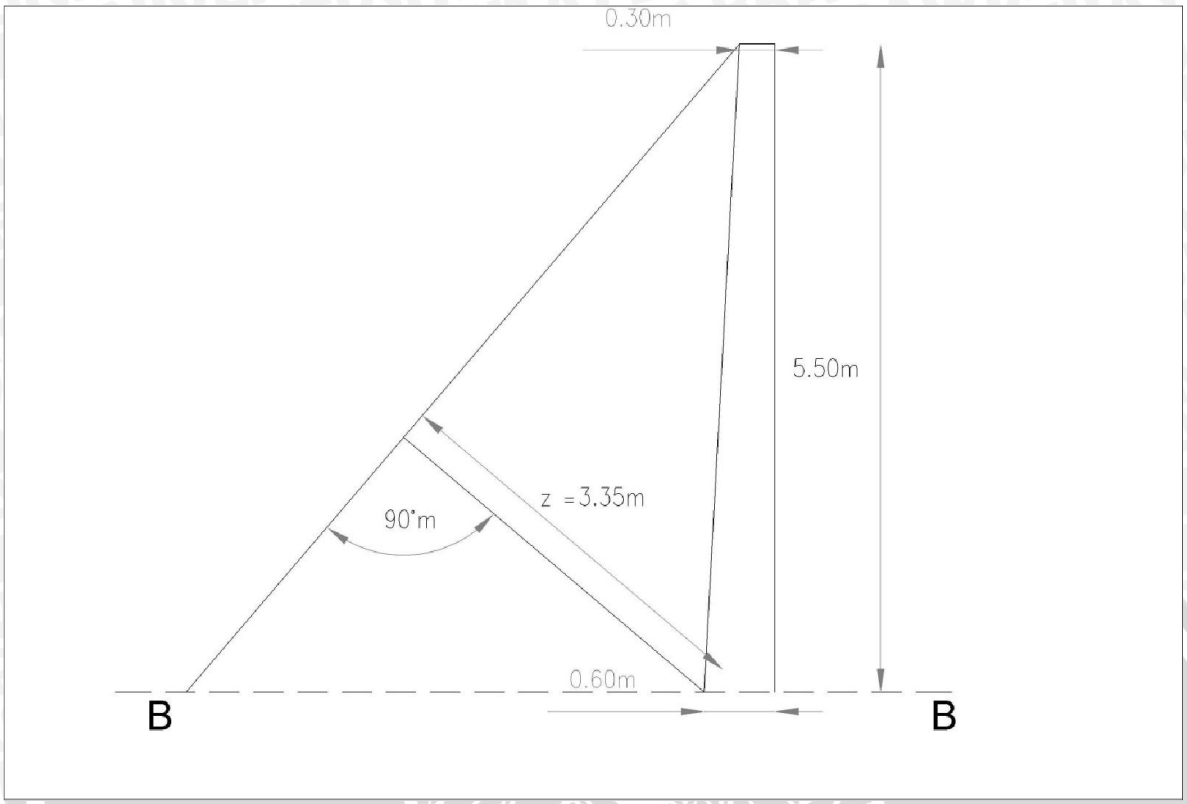
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.170. Tabel Perhitungan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang															Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.20	x	Ka	x	H1	x	gt	x	0.50	x	H1	x	L					
		1.20	x	0.66	x	2.75	x	1.70	x	0.50	x	2.75	x	3.00			15.27	0.92	13.99
		1.20	x	0.50	x	gw	x	H2	x	H2	x	L							
2	Pw2	1.20	x	0.50	x	1.00	x	1.74	x	1.74	x	3.00				=	-5.45	0.58	-3.16
3	Pd1	1.20	x	7/12	x	Kh	x	H2	x	H2	x	L							
		1.20	x	0.58	x	0.23	x	1.74	x	1.74	x	3.00				=	-1.49	0.58	-0.86
4		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ	x	L			
	Ws1	1.20	x	0.15	x	2.75	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.70	x	3.00	0.29	1.83	0.54
	Ws2	1.20	x	4.55	x	2.75	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.70	x	3.00	17.87	1.38	24.57
5		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ beton	x	L			
	Wc1	1.20	x	0.30	x	2.75	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40	x	3.00	1.67	1.38	2.29
	Wc2	1.20	x	0.35	x	2.75	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40	x	3.00	0.97	0.92	0.89
																		Total	38.261

				Tulangan Utama			
b	=	1000	mm	Tulangan Utama			
p	=	100	mm	Luas tulangan utama	$As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}$	= 434.8	mm^2
				Diamter tulangan utama	=	8 mm	
Mu	=	382.61	kNm				
fy	=	400	Mpa				
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan :	=	100 mm	
				Jumlah tulangan yang digunakan	=	10	
				Luas tulangan yang dipakai	=	502.655 mm^2	
z	=	2.3	m				ok
	=	2300	mm				
zeff	=	2200	mm				

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.107 Gambar*Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan B-B

Tabel 4.171. Tabel Perhitungan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan B-B Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.2 x Ka x q x H1 x L			
		1.2 x 0.42 x 1.00 x 2.75 x 3.00 =	4.13	4.13	17.05
2	Pa2	1.2 x Ka x H1 x gt x 0.50 x H1 L			
		1.2 x 0.42 x 2.75 x 1.70 x 0.50 x 2.75 3.00 =	9.63	3.67	35.33
3	Pa3	1.2 x (Ka x q + Ka x gt x H1) x H2 x L			
		1.2 x 0.42 x 1.00 + 0.42 x 1.70 x 2.75 x 2.75 x 3.00	23.40	1.38	32.18
4	Pa4	1.2 x Ka x gsub x H2 x H2 x 0.50 x L			
		1.2 x 0.42 x 0.73 x 2.75 x 2.75 x 0.50 x 3.00 =	4.15	0.92	3.80
5	Pw1	1.2 x 0.50 x γw x H2 x H2 x L			
		1.2 x 0.50 x 1.00 x 2.75 x 2.75 x 3.00 =	13.61	0.92	12.48
				Total	100.836

				Tulangan Utama
b	=	1000	mm	Tulangan Utama
p	=	100	mm	Luas tulangan utama $\boxed{As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}}$ = 560.2 mm^2
				Diamter tulangan utama = 13 mm
Mu	=	1008.36	kNm	
fy	=	400	Mpa	
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan : = 100 mm
				Jumlah tulangan yang digunakan = 10
				Luas tulangan yang dipakai = 1327.32 mm^2
z	=	4.6	m	ok
	=	4600	mm	
zeff	=	4500	mm	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.172. Tabel Perhitungan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan B-B Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang															Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.20	x	Ka	x	H1	x	γt	x	0.50	x	H1	x	L					
		1.20	x	0.66	x	2.75	x	1.70	x	0.50	x	2.75	x	3.00		=	15.27	3.67	55.98
2	Pa2	1.20	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2	x	L			
		1.20	x	0.66	x	1.00	+	0.66	x	1.70	x	2.75	x	2.75	x	3.00	37.08	1.38	50.99
3	Pa3	1.20	x	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.50	x	L					
		1.20	x	0.66	x	0.73	x	2.75	x	2.75	x	0.50	x	3.00		=	6.57	0.92	6.03
4	Pw1	1.20	x	0.50	x	γw	x	H2	x	H2	x	L							
		1.20	x	0.50	x	1.00	x	2.75	x	2.75	x	3.00				=	13.61	0.92	12.48
5		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ	x	L			
	Ws1	1.20	x	0.15	x	2.75	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.70	x	3.00	0.29	4.58	1.35
	Ws2	1.20	x	4.55	x	2.75	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.70	x	3.00	17.87	4.13	73.70
	Ws3	1.20	x	0.15	x	2.75	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.73	x	3.00	0.30	1.83	0.55
	Ws4	1.20	x	4.40	x	2.75	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.73	x	3.00	17.63	1.38	24.25
6		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ beton	x	L			
	Wc1	1.20	x	0.30	x	5.50	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40	x	3.00	3.34	2.75	9.17
	Wc2	1.20	x	0.30	x	5.50	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40	x	3.00	1.67	1.83	3.06
																		Total	237.546

b	=	1000	mm	
p	=	100	mm	
Mu	=	2375.46	kNm	
fy	=	400	Mpa	
f'c	=	20	Mpa	
z	=	4.6	m	
	=	4600	mm	
zeff	=	4500	mm	

Tulangan Utama

Tulangan Utama

Luas tulangan utama $\boxed{As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}}$ = 1319.7 mm^2

Diamter tulangan utama = 13 mm

Jarak tulangan yang digunakan : = 100 mm

Jumlah tulangan yang digunakan = 10

Luas tulangan yang dipakai = 1327.32 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.173. Tabel Perhitungan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang																Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q	x	H1	x	L										
		1.2	x	0.42	x	1.00	x	2.75	x	3.00							=	4.134	4.13	17.05
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt	x	0.50	x	H1	x	L						
		1.2	x	0.42	x	2.75	x	1.70	x	0.50	x	2.75	x	3.00	=			9.634	3.67	35.33
3	Pa3	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2	x	L				
		1.2	x	0.42	x	1.00	+	0.42	x	1.70	x	2.75	x	2.75	x	3.00		23.402	1.38	32.18
4	Pa4	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.50	x	L						
		1.2	x	0.42	x	0.73	x	2.75	x	2.75	x	0.50	x	3.00	=			4.149	0.92	3.80
5	Pw1	1.2	x	0.50	x	γw	x	H2	x	H2	x	L								
		1.2	x	0.50	x	1.00	x	2.75	x	2.75	x	3.00			=			13.613	0.92	12.48
6	Pw2	1.2	x	0.500	x	1.000	x	4.220	x	4.220	x	3.000			=			-32.055	1.41	-45.09
																			Total	55.745

				Tulangan Utama
b	=	1000	mm	Tulangan Utama
p	=	100	mm	Luas tulangan utama $As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}$ = 309.7 mm^2
				Diamter tulangan utama = 13 mm
Mu	=	557.45	kNm	
fy	=	400	Mpa	
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan : = 100 mm
				Jumlah tulangan yang digunakan = 10
				Luas tulangan yang dipakai = 1327.32 mm^2
z	=	4.6	m	ok
	=	4600	mm	
zeff	=	4500	mm	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.174. Tabel Perhitungan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang															Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1	Pa1	1.20	x	Ka	x	H1	x	γt	x	0.50	x	H1	x	L					
		1.20	x	0.66	x	2.75	x	1.70	x	0.50	x	2.75	x	3.00			15.27	3.67	55.98
2	Pa2	1.20	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)	x	H2	x	L			
		1.20	x	0.66	x	1.00	+	0.66	x	1.70	x	2.75	x	2.75	x	3.00	23.40	1.38	32.18
3	Pa3	1.20	x	Ka	x	γsub	x	H2	x	H2	x	0.50	x	L					
		1.20	x	0.66	x	0.73	x	2.75	x	2.75	x	0.50	x	3.00	=		4.15	0.92	3.80
		1.20	x	0.50	x	γw	x	H2	x	H2	x	L							
4	Pw1	1.20	x	0.50	x	1.00	x	2.75	x	2.75	x	3.00			=		13.61	0.92	12.48
5	Pw2	1.20	x	0.50	x	1.00	x	4.22	x	4.22	x	3.00			=		-32.06	1.41	-45.09
6	Pd1	1.20	x	7/12	x	Kh	x	H2	x	H2	x	L							
		1.20	x	0.58	x	0.23	x	4.22	x	4.22	x	3.00			=		-8.75	1.41	-12.31
7		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ	x	L			
	Ws1	1.20	x	0.15	x	2.75	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.70	x	3.00	0.29	4.58	1.35
	Ws2	1.20	x	4.55	x	2.75	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.70	x	3.00	17.87	4.13	73.70
	Ws3	1.20	x	0.15	x	2.75	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	1.73	x	3.00	0.30	1.83	0.55
	Ws4	1.20	x	4.40	x	2.75	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	1.73	x	3.00	17.63	1.38	24.25
8		1.20	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	γ beton	x	L			
	Wc1	1.20	x	0.30	x	5.50	x	1.00	x	1.00	x	0.23	x	2.40	x	3.00	3.34	2.75	9.17
	Wc2	1.20	x	0.30	x	5.50	x	1.00	x	0.50	x	0.23	x	2.40	x	3.00	1.67	1.83	3.06
																		Total	159.111

				Tulangan Utama
b	=	1000	mm	Tulangan Utama
p	=	100	mm	Luas tulangan utama $As = \frac{M}{\sigma_{sa} \times z}$ = 884.0 mm^2
				Diamter tulangan utama = 13 mm
Mu	=	1591.11	kNm	
fy	=	400	Mpa	
f'c	=	20	Mpa	Jarak tulangan yang digunakan : = 100 mm
				Jumlah tulangan yang digunakan = 10
				Luas tulangan yang dipakai = 1327.32 mm^2
z	=	4.6	m	ok
	=	4600	mm	
zeff	=	4500	mm	

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.175. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan A-A Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q								
		1.2	x	0.42	x	1.00							=	0.50
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.42	x	2.75	x	1.695					=	2.34
													total	2.837

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	8	mm		
P	=	8.51	ton	=	85.1 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 212.7 mm^2 $\boxed{As = \frac{S}{\sigma_{SA}}}$

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru*

= 300 mm

Jumlah tulangan utama

= 5

As_{baru} (sengkang) = 502.7 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.176. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan A-A Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt							
		1.2	x	0.65	x	2.75	x	1.695						=	3.62
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ			
	Ws1	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.23	x	1.695		=	0.10
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	0.30	x	2.75	x	1.00	x	0.23	x	2.40		=	0.56
	Wc2	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.23	x	2.40		=	0.14
														Total	4.417

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	8	mm		
P	=	13.25	ton	=	132.5 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = $\boxed{As = \frac{S}{\sigma_{SA}}}$ = 331.3 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru*

= 300 mm

Jumlah tulangan utama

= 5

As_{baru} (sengkang) = 502.7 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.177. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q								
		1.2	x	0.42	x	1							=	0.501
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.42	x	2.75	x	1.70					=	2.336
		1.2	x	γω	x	H								
3	Pw2	1.2	x	1.000	x	1.470							=	-1.764
													total	1.073

h	=	3000	mm			
b	=	1000	mm			
p	=	100	mm			
l	=	3	m	=	3000 mm	
Dutama	=	8	mm			
P	=	3.22	ton	=	32.2 KN	
fy	=	400	Mpa			
f'c	=	20	Mpa			

Tulangan Utama

As hitung = 80.4 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru* = 300 mm

Jumlah tulangan utama = 5

As_{baru} (sengkang) = 502.7 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.178. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt							
		1.2	x	0.65	x	2.75	x	1.695						=	3.62
2	Pw2	1.2	x	1.00	x	1.47								=	-1.76
3	Pd1	1.2	x	7/12	x	Kh	x	H2							
		1.2	x	0.58	x	0.23	x	1.47						=	-0.24
4		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ			
	Ws1	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.234	x	1.695		=	0.10
5		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	0.30	x	2.75	x	1.00	x	0.23	x	2.40		=	0.56
	Wc2	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.23	x	2.40		=	0.14
														Total	2.412

h	=	3000	mm			
b	=	1000	mm			
p	=	100	mm			
l	=	3	m	=	3000 mm	
Dutama	=	8	mm			
P	=	7.24	ton	=	72.4 KN	
fy	=	400	Mpa			
f'c	=	20	Mpa			

Tulangan Utama

As hitung = 180.9 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru* = 300 mm

Jumlah tulangan utama = 5

As_{baru} (sengkang) = 502.7 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.179. Tabel 4.179. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan B-B Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q								
		1.2	x	0.42	x	1.00							=	0.50
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	gt						
		1.2	x	0.42	x	2.75	x	1.70					=	2.34
3	Pa3	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	gt	x	H1)		
		1.2	x	0.42	x	1.00	+	0.42	x	1.70	x	2.75	=	2.84
4	Pa4	1.2	x	Ka	x	gsub	x	H2						
		1.2	x	0.42	x	0.73	x	2.75					=	1.01
5	Pw1	1.2	x	gw	x	H2								
		1.2	x	1.00	x	2.75							=	3.30
													Total	9.979

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	29.94	ton	=	299.4 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = = 748.4 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru*

= 150 mm

Jumlah tulangan utama

= 8

As_{baru} (sengkang) = 1256.6 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.180. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan B-B Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.66	x	2.75	x	1.695					=	3.70
2	Pa2	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)		
		1.2	x	0.66	x	1.00	+	0.66	x	1.695	x	2.75	=	4.49
3	Pa3	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2						
		1.2	x	0.66	x	0.73	x	2.75					=	1.59
4	Pw1	1.2	x	γw	x	H2								
		1.2	x	1.00	x	2.75							=	3.30
5		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ		
	Ws1	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.23	x	1.70	=	0.10
	Ws2	1.2	x	0.15	x	2.75	x	1.00	x	0.23	x	1.70	=	0.20
	Ws3	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.50	x	0.23	x	1.73	=	0.10
6		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton		
	Wc1	1.2	x	0.30	x	5.50	x	1.00	x	0.23	x	2.40	=	1.11
	Wc2	1.2	x	0.30	x	5.50	x	0.50	x	0.23	x	2.40	=	0.56
														15.152

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	45.46	ton	=	454.6 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = $As = \frac{S}{\sigma_{SA}}$ = 1136.4 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru*

= 150 mm

Jumlah tulangan utama

= 8

As_{baru} (sengkang) = 1256.6 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.181. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q								
		1.2	x	0.42	x	1							=	0.501
2	Pa2	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.42	x	2.75	x	1.70					=	2.336
3	Pa3	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	γt	x	H1)		
		1.2	x	0.42	x	1.00	+	0.42	x	1.70	x	2.75	=	2.837
4	Pa4	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2						
		1.2	x	0.42	x	0.73	x	2.75					=	1.006
5	Pw1	1.2	x	γw	x	H2								
		1.2	x	1.00	x	2.75							=	3.300
6	Pw2	1.2	x	1.000	x	5.740							=	-6.888
													Total	3.091

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	9.27	ton	=	92.7 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 231.8 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru* = 150 mm

Jumlah tulangan utama = 8

As_{baru} (sengkang) = 1256.6 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.182. Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	γt						
		1.2	x	0.66	x	2.75	x	1.695					=	3.70
2	Pa2	1.2	x	(Ka	x	q	+	Ka	x	gt	x	H1)		
		1.2	x	0.66	x	1.00	+	0.66	x	1.695	x	2.75	=	4.49
3	Pa3	1.2	x	Ka	x	γsub	x	H2						
		1.2	x	0.66	x	0.73	x	2.75					=	1.59
4	Pw1	1.2	x	γw	x	H2								
		1.2	x	1.00	x	2.75							=	3.30
5	Pw2	1.2	x	1.00	x	5.74							=	-6.89
6	Pd1	1.2	x	7/12	x	Kh	x	H2						
		1.2	x	0.58	x	0.23	x	5.74					=	-0.94
7		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ		
	Ws1	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.5	x	0.234	x	1.695	=	0.10
	Ws2	1.2	x	0.15	x	2.75	x	1	x	0.234	x	1.695	=	0.20
	Ws3	1.2	x	0.15	x	2.75	x	0.5	x	0.234	x	1.73	=	0.10
8		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton		
	Wc1	1.2	x	0.30	x	5.50	x	1	x	0.234	x	2.4	=	1.11
	Wc2	1.2	x	0.30	x	5.50	x	0.5	x	0.234	x	2.4	=	0.56
													Total	7.324

h	=		mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	21.97	ton	=	219.7 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 549.3 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru* = 150 mm

Jumlah tulangan utama = 8

As_{baru} (sengkang) = 1256.6 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.183. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan C-C Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	3.00	x	0.60	x	1.00	x	2.40		=	5.18
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
2	Ws1	1.2	x	3.00	x	2.75	x	1.00	x	1.70		=	16.78
	Ws2	1.2	x	3.00	x	2.75	x	1.00	x	1.73		=	17.13
	q	1.2	x	3.00	x	1.00						=	3.60
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	3.00	x	4.63	x	1.00				=	-16.67
	B1	1.2	x	3.00	x	2.28	x	0.50				=	-4.10
												Total	21.920

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	12	mm		
P	=	65.76	ton	=	657.6 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = $As = \frac{S}{\sigma_{S4}}$ = 1644.0 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan utama

= 11

As baru (sengkang) = 2488.1 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.184. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan C-C Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	3	x	0.6	x	1	x	2.4		=	5.18
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	3	x	2.75	x	1	x	1.695		=	16.78
	Ws2	1.2	x	3	x	2.75	x	1	x	1.73		=	17.13
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	3	x	1.87	x	1				=	-6.73
	B2	1.2	x	3	x	4.16	x	0.5				=	-7.49
												Total	24.872

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	12	mm		
P	=	74.61	ton	=	746.1 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 1865.4 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan utama

= 11

As baru (sengkang) = 2488.1 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.185. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan *Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan C-CKondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	3	x	0.6	x	1	x	2.4		=	5.18
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	3	x	2.75	x	1	x	1.695		=	16.78
	Ws2	1.2	x	3	x	2.75	x	1	x	1.73		=	17.13
	q	1.2	x	3	x	1						=	3.60
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	3	x	7.13	x	1				=	-25.67
	B2	1.2	x	3	x	0.92	x	0.5				=	-1.66
												Total	15.368

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	12	mm		
P	=	46.10	ton	=	461.0 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 1152.6 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan utama

= 11

As_{baru} (sengkang) = 2488.1 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.186. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan C-CKondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	3	x	0.6	x	1	x	2.4		=	5.18
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	3	x	2.75	x	1	x	1.695		=	16.78
	Ws2	1.2	x	3	x	2.75	x	1	x	1.73		=	17.13
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	3	x	5.19	x	1				=	-18.68
	B2	1.2	x	3	x	2.04	x	0.5				=	-3.67
												Total	16.736

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	12	mm		
P	=	50.21	ton	=	502.1 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 1255.2 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan utama

= 11

As_{baru} (sengkang) = 2488.1 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.187. Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan D-D Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	1.4	x	0.6	x	1	x	2.4		=	2.42
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
2	Ws1	1.2	x	1.4	x	2.75	x	1	x	1.695		=	7.83
	Ws2	1.2	x	1.4	x	2.75	x	1	x	1.73		=	7.99
	q	1.2	x	1.4	x	1						=	1.68
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	1.4	x	6.91	x	1				=	-11.61
	B1	1.2	x	1.4	x	1.07	x	0.5				=	-0.90
												Total	7.415

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	22.25	ton	=	222.5 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = $As = \frac{S}{\sigma_{SA}}$ = 556.1 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 400 mm

Jumlah tulangan utama

= 4

As_{baru} (sengkang) = 628.3 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.188. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan D-D Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton			
	Wc1	1.2	x	1.4	x	0.6	x	1	x	2.4		=	2.42
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ			
	Ws1	1.2	x	1.4	x	2.75	x	1	x	1.695		=	7.83
	Ws2	1.2	x	1.4	x	2.75	x	1	x	1.73		=	7.99
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio					
	B1	1.2	x	1.4	x	6.03	x	1				=	-10.13
	B1	1.2	x	1.4	x	1.94	x	0.5				=	-1.63
												Total	6.483

b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	19.45	ton	=	194.5 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 486.2 mm^2

Rencana: sengkang

Jarak tulangan baru

= 400 mm

Jumlah tulangan utama

= 4

As_{baru} (sengkang) = 628.3 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.189. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan D-DKondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton		
	Wc1	1.2	x	1.4	x	0.6	x	1	x	2.4	=	2.42
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ		
	Ws1	1.2	x	1.4	x	2.75	x	1	x	1.695	=	7.83
	Ws2	1.2	x	1.4	x	2.75	x	1	x	1.73	=	7.99
	q	1.2	x	1.4	x	1					=	1.68
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio				
	B1	1.2	x	1.4	x	8.05	x	1			=	-13.52
	B2	1.2	x	1.4	x	0.43	x	0.5			=	-0.36
											Total	6.038

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	18.11	ton	=	181.1 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

As hitung = 452.8 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru* = 400 mm

Jumlah tulangan utama = 4

As_{baru} (sengkang) = 628.3 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.190. Tabel Perhitungan Sambungan Badan dengan*Counterfort* Dinding Penahan Saluran TransisiPotongan D-DKondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton		
	Wc1	1.2	x	1.4	x	0.6	x	1	x	2.4	=	2.42
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ		
	Ws1	1.2	x	1.4	x	2.75	x	1	x	1.695	=	7.83
	Ws2	1.2	x	1.4	x	2.75	x	1	x	1.73	=	7.99
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio				
	B1	1.2	x	1.4	x	7.23	x	1			=	-12.15
	B1	1.2	x	1.4	x	0.95	x	0.5			=	-0.80
											Total	5.298

h	=	3000	mm		
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
l	=	3	m	=	3000 mm
Dutama	=	10	mm		
P	=	15.89	ton	=	158.9 KN
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	20	Mpa		

Tulangan Utama

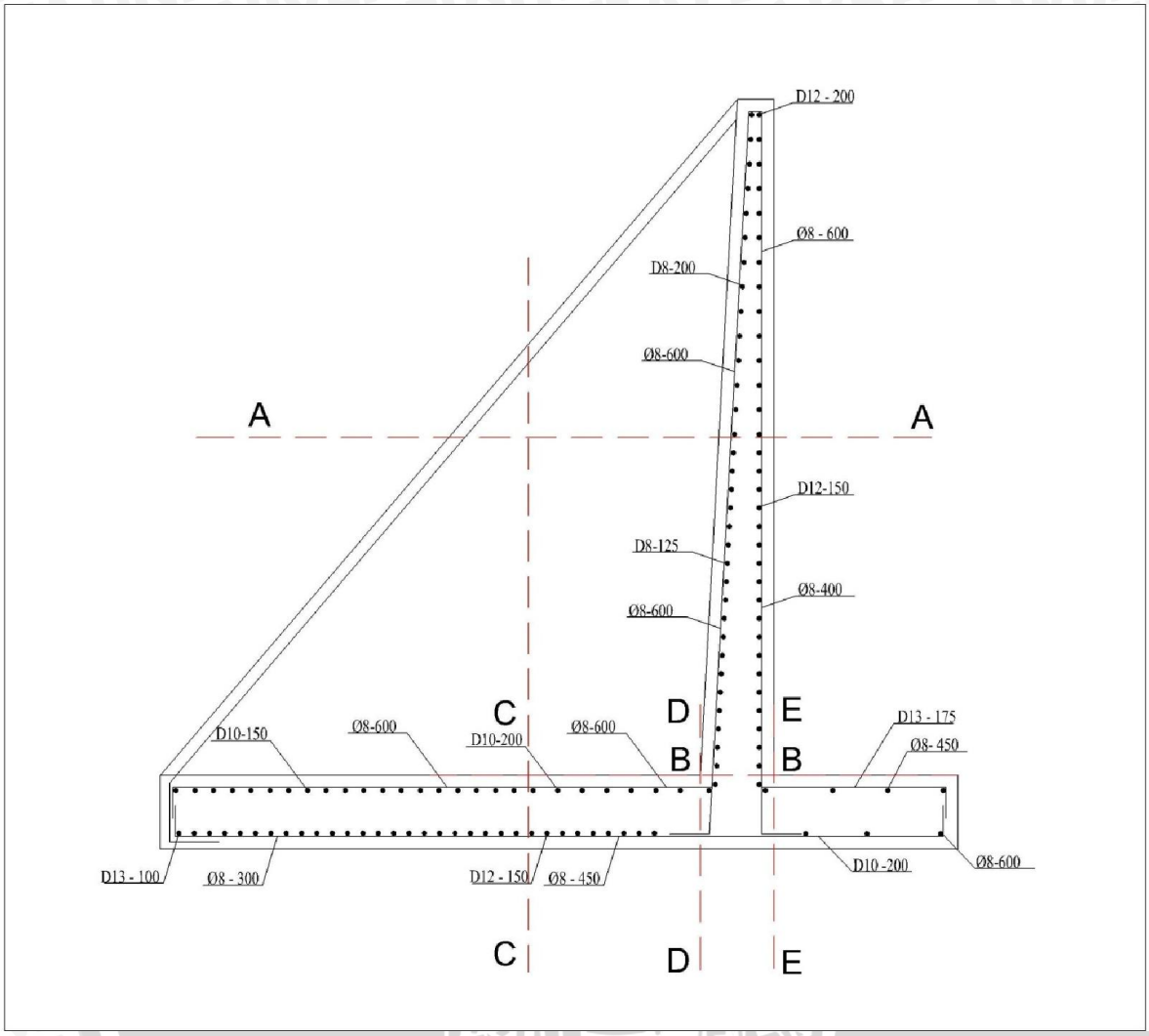
As hitung = 397.4 mm^2

Rencana: sengkang *Jarak tulangan baru* = 400 mm

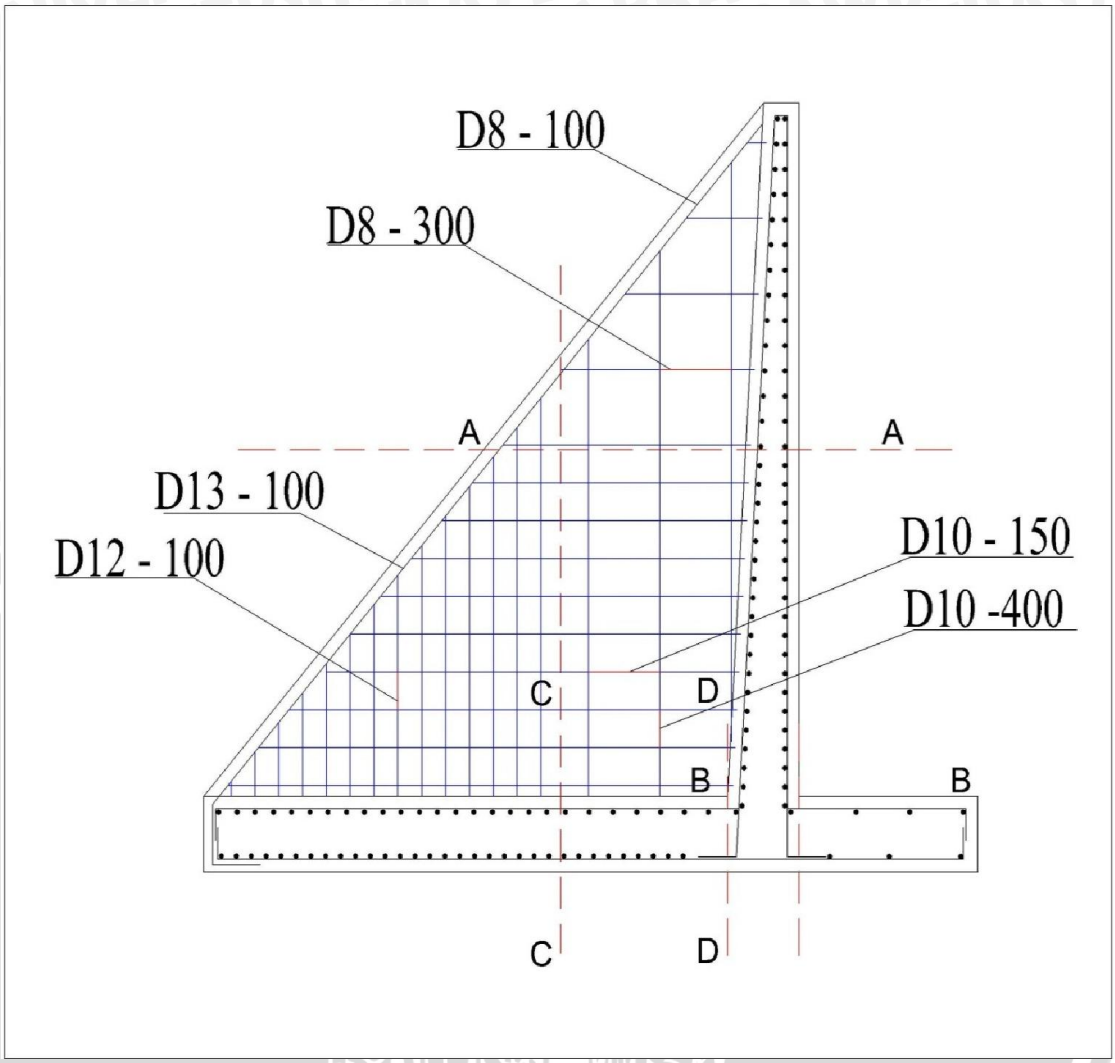
Jumlah tulangan utama = 4

As_{baru} (sengkang) = 628.3 mm^2 ok

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.108 Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi



Gambar 4.109 Penulangan *Counterfort*Dinding Penahan Saluran Transisi

4.4.2.3. Dinding Penahan Saluran Peluncur

Untuk menganalisis pembetonan dan penulangan pada dinding penahan saluran peluncur. perlu memperhatikan bagian-bagian yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada saluran peluncur. Perhitungan bending momen yang terjadi pada saluran peluncur dianalisis dengan 5 potongan yaitu potongan A-A, potongan B-B, potongan C-C, potongan D-D dan potongan E-E. Dinding penahan untuk saluran samping sendiri di desain menggunakan cantilever sehingga tidak perlu menganalisa penulangan caounterfort dan juga sambungan counterfort pada dinding.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan A-A pada kondisi air kosong pada keadaan normal.

Data :

h =450 mm

b = 1000 mm

- Rencana (Tulangan Tarik) :

p = 100 mm

D utama = 12 mm

Ǿ bagi = 8 mm

fy = 400 MPa

f'c = 20 MPa

β_1 = 0,85

Bending momen yang bekerja disajikan pada Tabel 4.189. dengan Momen total (Mu) = 2,609 ton.

Analisa Penulangan:

Tinggi efektif (d) = h – p - Ǿ bagi – (1/2 x D utama)

= 450 – 100 – 8 – (1/2 x 12)

= 334 mm

d' = p + Ǿ bagi + (1/2 x D utama)

= 100 + 8 + (1/2 x 12)

= 116 mm

d' / d = 0,347

$M_{lapangan}$ = 2,609 tm

= 26,09 kNm

$\frac{Mu}{b\,.d^2} = \frac{26,09}{1*334^2} =$ 0,2339 N/mm^2

Perhitungan rasio tulangan:

$$\frac{M_u}{b.d^2} = \rho\,.\beta\,.f_y\,.\left(1 - 0,588\,.\rho.\frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$0,2339 = \rho\,.0,85\,.400\,.\left(1 - 0,588\,.\rho.\frac{400}{20}\right)$$

Sehingga, didapat nilai rasio tulangan ρ = 0.00074

Syarat rasio tulangan:

ρ_{min} = 0,0018 (untuk fy = 400 MPa)

ρ_{max} = 0,0163 (untuk fy = 400 MPa dan f'c = 20 MPa)

Karena ρ = 0,00001 < ρ_{min} = 0,0018 maka nilai ρ_{min} yang digunakan adalah ρ_{min} = 0,0018

Luas Tulangan Utama Perlu:

As $_{hitung}$ = $\rho\,.b\,.d$

= 0,0018 x 1000 . 334

= 601,2 mm^2

Rencana:

As$_t$ = ¼ x Π x D^2

= ¼ x Π x 12 x 12 = 113,1 mm^2

Jumlah tulangan utama

S = As $_{hitung}$ / As$_t$

= 961,2 / 113,1 = 5,3 buah

Jarak tulangan utama

= b / S

= 1000/5,3 = 188,119 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 150 mm

jumlah tulangan = 8 x 1 = 8 buah

As baru = ¼ x Π x 12 x 12 x 8

= 904,8 mm^2> As $_{hitung}$ (601,2 mm^2) --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan D12 - 150

Luas Tulangan Bagi :

As hitung = 0,18 x *As tulangan utama*

= 0,18 x 601,2

= 108,2 mm^2

Rencana:

As_t = ¼ x Π x D^2

= ¼ x Π x 8 x 8 = 50,27

Jumlah tulangan utama

S = As_{hitung} / As_t

= 108,20 / 50,27 = 2,2 buah

Jarak tulangan utama

= b / S

= 1000/2,2 = 464,492 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 300 mm

jumlah tulangan = 5 x 1 = 5 buah

As baru = ¼ x Π x 8 x 8 x 5

= 251,3 mm^2> As_{hitung} (108,2 mm^2) --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan Ǿ8 – 300

- Rencana tulangan tekan :

p = 100 mm

D utama = 8 mm

Ǿ bagi = 8 mm

Luas Tulangan Utama Tekan :

As hitung = 0,50 x *As tulangan utama tulangan tarik*

= 0,50 x 601,2

= 300,6 mm^2

Rencana:

As_t = ¼ x Π x D^2

= ¼ x Π x 8 x 8 = 50,3 mm^2

Jumlah tulangan utama

S = As_{hitung} / As_t

= 300,6 / 50,3 = 6,0 buah

Jarak tulangan utama

= b / S

= 1000/6,0 = 167,217 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 150 mm

jumlah tulangan = 8 x 1 = 8 buah

As baru = ¼ x Π x 8 x 8 x8

= 402,1 mm^2> As_{hitung} (300,6 mm^2) --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan D8 – 150

Luas Tulangan Bagi :

As hitung = 0,18 x *As tulangan utama*

= 0,18 x 300,6 = 54,1 mm^2

Rencana:

As_t = ¼ x Π x D^2

= ¼ x Π x 8 x 8 = 50,27 mm^2

Jumlah tulangan utama

S = As_{hitung} / As_t

= 54,1 / 50,27 = 1,1 buah

Jarak tulangan utama

= b / S

= 1000/1,1 = 928,984 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

jarak tulangan baru = 600 mm

jumlah tulangan = 3 x 1 = 3 buah

As baru = ¼ x Π x 8 x 8 x 3

= 150,8 mm^2> As_{hitung} (54,1 mm^2) --→ memenuhi

Sehingga, didapatkan Ø8 – 600

- Kontrol terhadap geser

  Syarat diberi tulangan geser adalah Vu >ϕVc

  Dari hasil perhitungan bending momen dihasilkan :

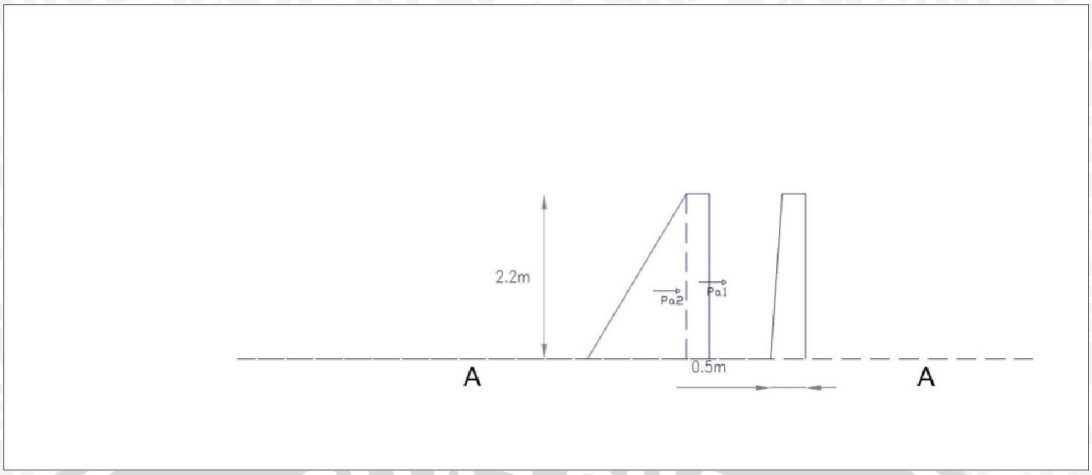
  Vu = Pu = 3,092 ton = 31 kN

  Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 248949 kN

  Faktor reduksi kekuatan ϕ = 0,6

  ϕVc = 149369 kN

  Vu < ϕVc (tiddak diberi tulangan geser)



Gambar 4.110 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong – Normal

Tabel 4.191. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2 x Ka x q x H1			
		1.2 x 0.425 x 1.000 x 2.150 =	1.10	1.08	1.18
2	Pa2	1.2 x Ka x H1 x gt x 0.500 x H1			
		1.2 x 0.425 x 2.150 x 1.695 x 0.500 x 2.150 =	2.00	0.72	1.43
		total	3.092		2.609

h = 450 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm
Dbagi = 8 mm
Dutama = 12 mm
Mu = 26.09 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85
d = 334 mm
= 0.334 m
d' = 116 mm
d'/d = 0.347
M/(b.d^2) = 0.2339 N/mm²
= 0.2334
ρ hitung = 0.00074
ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 601.2 mm²
Rencana:
Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 5.3
Jarak tulangan utama
= 188.119 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah
As baru = 904.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
108.2 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 2.2
Jarak tulangan utama
= 464.492 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 300 mm
Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 5 buah
As baru = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 300.6 mm² 50%Astarik
d = 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.3 mm²
Jumlah tulangan utama
= 6.0
Jarak tulangan utama
= 167.217 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah
As baru = 402.1 mm² ok

Tulangan Bagi

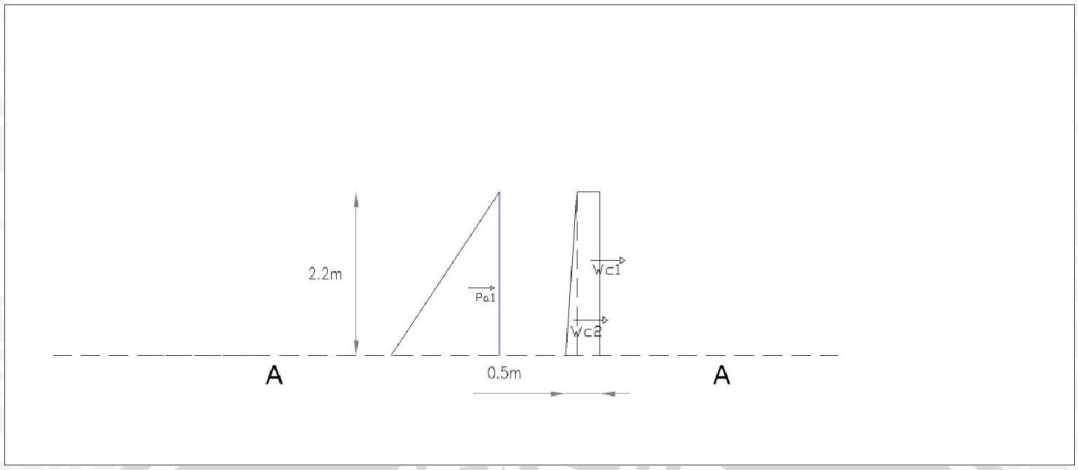
As hitung = 0,18 * As tulangan utama
54.1 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 1.1
Jarak tulangan utama
= 928.984 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 600 mm
Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah
As baru = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 3.092 ton = 31 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 248949 KN ϕVc = 149369 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.111 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong - Gempa

Tabel 4.192. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	H1	x	gt	x	0.5	x	H1				
		1.2	x	0.65	x	2.15	x	1.70	x	0.50	x	2.15		3.08	0.72	2.21
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh	γ			
	Ws1	1.2	x	0.15	x	2.15	x	1.00	x	0.50	x	0.218	1.70	0.07	1.43	0.10
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh	γbeton			
	Wc1	1.2	x	0.30	x	2.15	x	1.00	x	1.00	x	0.218	2.40	0.40	1.08	0.44
	Wc2	1.2	x	0.15	x	2.15	x	1.00	x	0.50	x	0.218	2.40	0.10	0.72	0.07
													Total	3.655		2.816

h	=	450	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mu	=	28.16	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	334	mm
	=	0.334	m
d'	=	116	mm
d'/d	=	0.347	
M/(b.d^2)	=	0.2524	N/mm²
	=	0.2488	
ρ hitung	=	0.00078	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		<	ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 601.2 mm²
Rencana:
Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 5.3
Jarak tulangan utama
= 188.119 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah
As_{baru} = 904.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
108.2 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 2.2
Jarak tulangan utama
= 464.492 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 300 mm
Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 5 buah
As_{baru} = 251.3 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 300.6 mm² 50%Astarik
d = 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.3 mm²
Jumlah tulangan utama
= 6.0
Jarak tulangan utama
= 167.217 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah
As_{baru} = 402.1 mm² ok

Tulangan Bagi

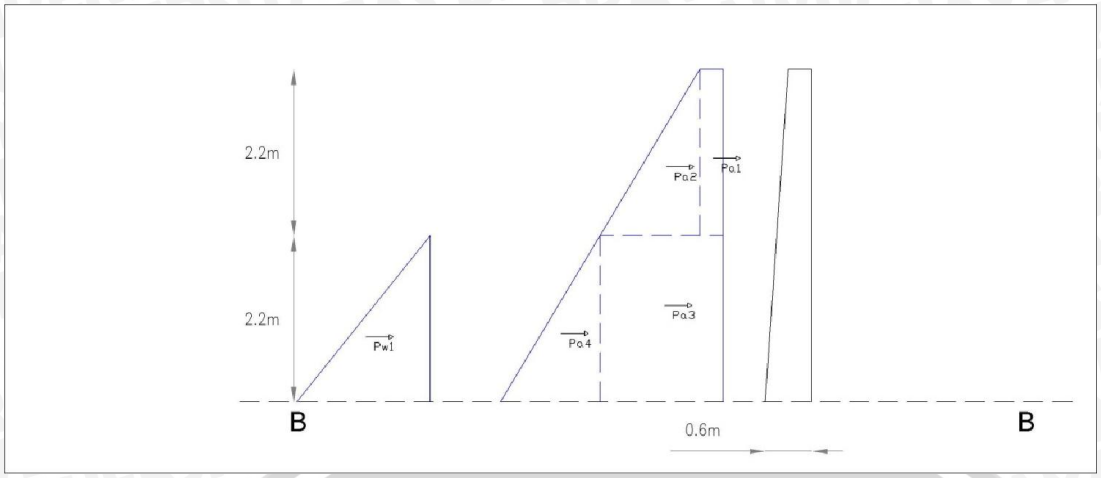
As hitung = 0,18 * As tulangan utama
54.1 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 1.1
Jarak tulangan utama
= 928.984 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 600 mm
Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah
As_{baru} = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu	=	3.655	ton	=	37	KN	ϕ	=	0.6
Vc	=	$\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$		=	248949	KN	ϕVc	=	149369 KN
							Vu	<	ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungar



Gambar 4.112 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B KondisiKosong - Normal

Tabel 4.193. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan Potongan B-B Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2 x Ka x q x H1 1.2 x 0.425 x 1.000 x 2.150 =	1.10	3.23	3.53
2	Pa2	1.2 x Ka x H1 x gt x 0.500 x H1 1.2 x 0.425 x 2.150 x 1.695 x 0.500 x 2.150 =	2.00	2.87	5.72
3	Pa3	1.2 x (Ka x q + Ka x gt x H1) x H2 1.2 x 0.425 x 1.000 + 0.425 x 1.695 x 2.150 x 2.150 =	5.09	1.08	5.47
4	Pa4	1.2 x Ka x gsub x H2 x H2 x 0.500 1.2 x 0.425 x 0.730 x 2.150 x 2.150 x 0.500 =	0.86	0.72	0.62
5	Pw1	1.2 x 0.500 x gw x H2 x H2 1.2 x 0.500 x 1.000 x 2.150 x 2.150 =	2.77	0.72	1.99
		Total	11.815		17.332

h = 600 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm

Dbagi = 8 mm
Dutama = 12 mm
Mu = 173.32 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85

d = 484 mm
= 0.484 m
d' = 116 mm
d'/d = 0.240

M/(b.d^2) = 0.7399 N/mm²
= 0.7399
ρ hitung = 0.00238

ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0024

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1151.3 mm²
Rencana:
Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 10.2
Jarak tulangan utama
= 98.234 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 2 = 16 buah
As baru = 1809.6 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
207.2 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 4.1
Jarak tulangan utama
= 242.553 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 200 mm
Jumlah tulangan bagi
= 6 x 1 = 6 buah
As baru = 301.6 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 575.7 mm² 50%Astarik
d = 12.0 mm
Rencana:
Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 5.1
Jarak tulangan utama
= 196.468 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 = 8 buah
As baru = 904.8 mm² ok

Tulangan Bagi

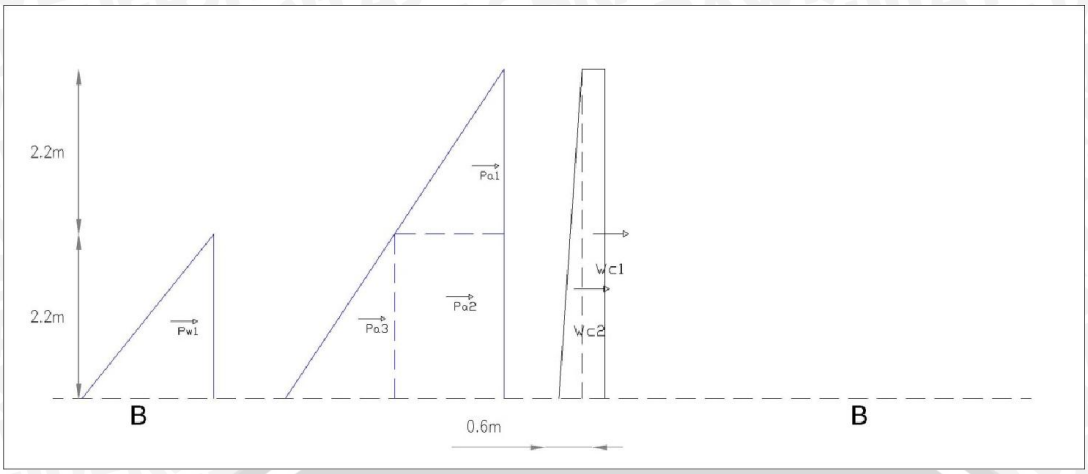
As hitung = 0,18 * As tulangan utama
103.6 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 2.1
Jarak tulangan utama
= 485.106 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 600 mm
Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 = 3 buah
As baru = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 11.815 ton = 118 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 360752 KN ϕVc = 216451 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.113 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Kosong - Gempa

Tabel 4.194. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan Potongan B-B Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2	x	Kea	x	H1	x	gt	x	0.5	x	H1				
		1.2	x	0.6547522	x	2.15	x	1.695	x	0.5	x	2.15	=	3.08	2.87	8.82
2	Pa2	1.2	x	(Kea	x	gt	x	H1)	x	H2						
		1.2	x	0.65	x	1.695	x	2.15	x	2.15			=	6.16	1.08	6.62
3	Pa3	1.2	x	Kae	x	gsub	x	H2	x	H2	x	0.5				
		1.2	x	0.65	x	0.73	x	2.15	x	2.15	x	0.5	=	1.33	0.72	0.95
4	Pw1	1.2	x	0.5	x	gt	x	H2	x	H2						0.00
		1.2	x	0.5	x	1	x	2.15	x	2.15			=	2.77	0.72	1.99
5		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ				
	Ws1	1.2	x	0.15	x	2.15	x	0.50	x	0.234	x	1.695	=	0.08	3.58	0.28
	Ws2	1.2	x	0.15	x	2.15	x	1.00	x	0.234	x	1.695	=	0.15	3.23	0.50
	Ws3	1.2	x	0.15	x	2.15	x	0.50	x	0.234	x	1.73	=	0.08	1.43	0.11
6		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton				
	Wc1	1.2	x	0.30	x	4.30	x	1.00	x	0.234	x	2.4	=	0.87	2.15	1.87
	Wc2	1.2	x	0.30	x	4.30	x	0.50	x	0.234	x	2.4	=	0.43	1.43	0.62
														14.946		21.754

h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mu	=	217.54	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	484	mm
	=	0.484	m
d'	=	116	mm
d'/d	=	0.240	
M/(b.d^2)	=	0.9286	N/mm²
	=	0.9264	
ρ hitung	=	0.00300	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0030

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1452.4 mm²

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 12.8

Jarak tulangan utama

= 77.867 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 150 mm

Jumlah tulangan utama

= 8 x 2 = 16 buah

As_{baru} = 1809.6 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

261.4 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 5.2

Jarak tulangan utama

= 192.265 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 200 mm

Jumlah tulangan bagi

= 6 x 1 = 6 buah

As_{baru} = 301.6 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 726.2 mm² 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 6.4

Jarak tulangan utama

= 155.734 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 150 mm

Jumlah tulangan utama

= 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 904.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

130.7 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 2.6

Jarak tulangan utama

= 384.530 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 600 mm

Jumlah tulangan bagi

= 3 x 1 = 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm² ok

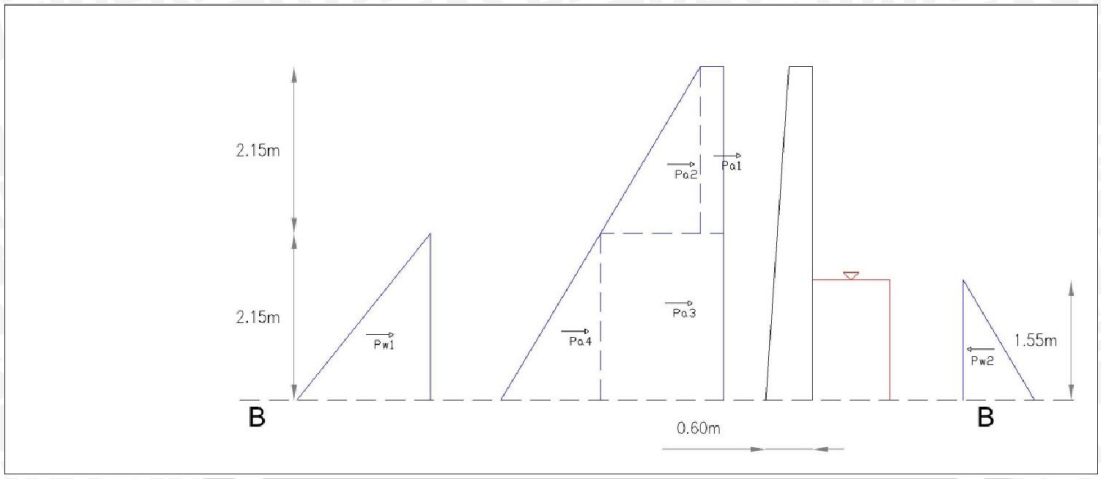
Kontrol terhadap geser

Vu = 14.946 ton = 149 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 360752 KN ϕVc = 216451 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.114 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

Tabel 4.195. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2 x Ka x q x H1			
		1.2 x 0.4247168 x 1 x 2.15	1.096	3.23	3.53
2	Pa2	1.2 x Ka x H1 x gt x 0.5 x H1			
		1.2 x 0.4247168 x 2.15 x 1.695 x 0.5 x 2.15	1.997	2.87	5.72
3	Pa3	1.2 x (Ka x q + Ka x gt x H1) x H2			
		1.2 x 0.4247168 x 1 + 0.4247168 x 1.695 x 2.15 x 2.15	5.089	1.08	5.47
4	Pa4	1.2 x Ka x gsub x H2 x H2 x 0.5			
		1.2 x 0.4247168 x 0.73 x 2.15 x 2.15 x 0.5	0.860	0.72	0.62
5	Pw1	1.2 x 0.5 x gw x H2 x H2			
		1.2 x 0.5 x 1 x 2.15 x 2.15	-2.774	0.72	-1.99
6	Pw2	1.2 x 0.500 x 1.000 x 1.550 x 1.550	-1.442	0.52	-0.74
		Total	4.826		12.612

h = 600 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm
Dbagi = 8 mm
Dutama = 12 mm
Mu = 126.12 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85
d = 484 mm
= 0.484 m
d' = 116 mm
d'/d = 0.240
M/(b.d^2) = 0.5384 N/mm²
= 0.5384
ρ hitung = 0.00172
ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626
Karena, ρ hitung < ρ min
Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik
As hitung = 871.2 mm²
Rencana:
Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 7.7
Jarak tulangan utama
= 129.818 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 2 = 16 buah
As baru = 1809.6 mm² ok

Tulangan Bagi
As hitung = 0,18 * As tulangan utama
156.8 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 3.1
Jarak tulangan utama
= 320.538 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 200 mm
Jumlah tulangan bagi
= 6 x 1 = 6 buah
As baru = 301.6 mm² ok

Tulangan Utama Tekan
As hitung = 435.6 mm² 50%Astarik
d = 12.0 mm
Rencana:
Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 3.9
Jarak tulangan utama
= 259.636 mm

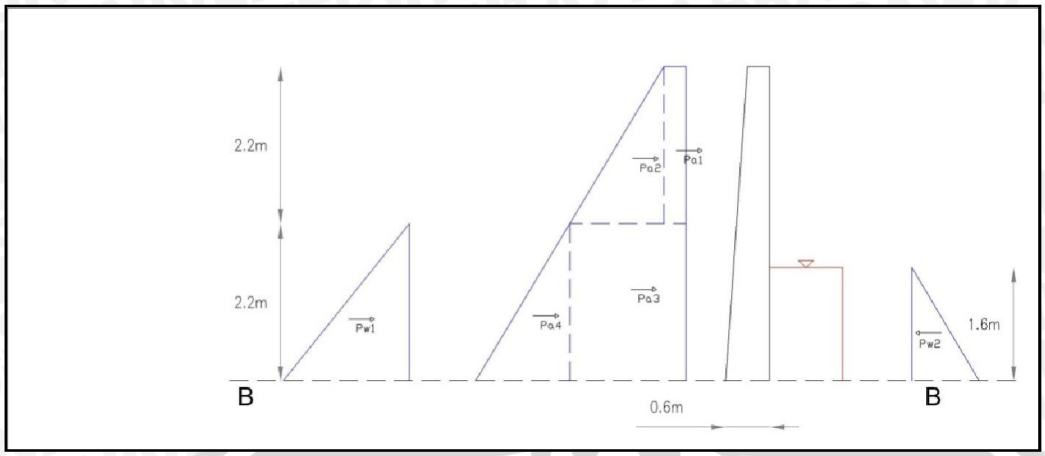
Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 = 8 buah
As baru = 904.8 mm² ok

Tulangan Bagi
As hitung = 0,18 * As tulangan utama
78.4 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 1.6
Jarak tulangan utama
= 641.076 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 600 mm
Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 = 3 buah
As baru = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser
Vu = 4.826 ton = 48 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 360752 KN ϕVc = 216451 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.115 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

Tabel 4.196. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2 x Kea x H1 x gt x 0.5 x H1			
		1.2 x 0.65475216 x 2.15 x 1.695 x 0.5 x 2.15	3.08	2.87	8.82
2	Pa2	1.2 x Kea x gt x H1) x H2			
		1.2 x 0.65475216 x 1.695 x 2.15 x 2.15	6.16	1.08	6.62
3	Pa3	1.2 x Kae x gsub x H2 x H2 x 0.5			
		1.2 x 0.65475216 x 0.73 x 2.15 x 2.15 x 0.5	1.33	0.72	0.95
4	Pw1	1.2 x 0.5 x gt x H2 x H2			
		1.2 x 0.5 x 1 x 2.15 x 2.15	2.77	0.72	1.99
5	Pw2	1.2 x 0.50 x 1.00 x 1.55 x 1.55	-1.44	0.52	-0.74
6	Pd1	1.2 x 7/12 x Kh x H2 x H2			
		1.2 x 0.58 x 0.23 x 1.55 x 1.55 =	-0.39	0.52	-0.20
7		1.2 x Lebar x Tinggi x rasio x kh x γ			
	Ws1	1.2 x 0.15 x 2.15 x 0.5 x 0.234 x 1.695 =	0.08	3.58	0.275
	Ws2	1.2 x 0.15 x 2.15 x 1 x 0.234 x 1.695 =	0.15	3.23	0.495
	Ws3	1.2 x 0.15 x 2.15 x 0.5 x 0.234 x 1.73 =	0.08	1.43	0.112
8		1.2 x Lebar x Tinggi x rasio x kh x γ beton			
	Wc1	1.2 x 0.30 x 4.30 x 1 x 0.234 x 2.4 =	0.87	2.15	1.869
	Wc2	1.2 x 0.30 x 4.30 x 0.5 x 0.234 x 2.4 =	0.43	1.43	0.623
		Total	13.111		20.806

h	=	600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mu	=	208.06	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	484	mm
	=	0.484	m
d'	=	116	mm
d'/d	=	0.240	
M/(b.d^2)	=	0.8882	N/mm²
	=	0.8859	
ρ hitung	=	0.00286	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0029

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1386.6 mm^2

Rencana:

Ast = 113.1 mm^2

Jumlah tulangan utama
= 12.3

Jarak tulangan utama
= 81.562 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 150 mm

Jumlah tulangan utama
= 8 x 2 = 16 buah

As_{baru} = 1809.6 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
249.6 mm^2

Rencana:

Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi
= 5.0

Jarak tulangan utama
= 201.389 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 200 mm

Jumlah tulangan bagi
= 6 x 1 = 6 buah

As_{baru} = 301.6 mm^2 ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 693.3 mm^2 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.1 mm^2

Jumlah tulangan utama
= 6.1

Jarak tulangan utama
= 163.125 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 150 mm

Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 904.8 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
124.8 mm^2

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi
= 2.5

Jarak tulangan utama
= 402.778 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 600 mm

Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 = 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 13.111 ton = 131 KN ϕ = 0.6

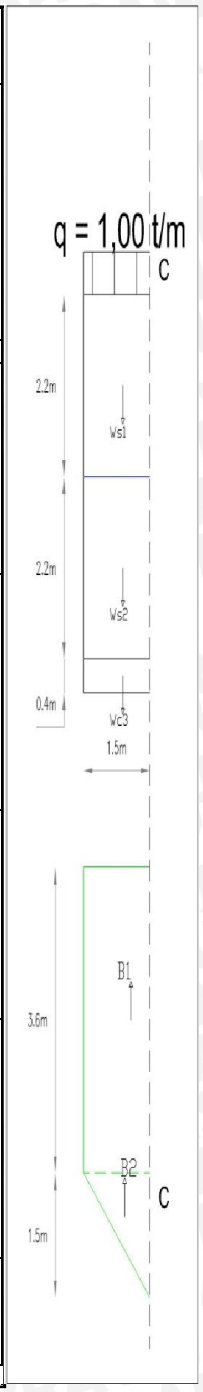
$Vc = \left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 360752 KN ϕVc = 216451 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.197. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan Potongan C-C Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton				
	Wc1	1.2	x	1.50	x	0.40	x	1.00	x	2.40	=	1.73	0.75	1.30
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ				
2	Ws1	1.2	x	1.5	x	2.15	x	1.00	x	1.70	=	6.56	0.75	4.92
	Ws2	1.2	x	1.5	x	2.15	x	1.00	x	1.73	=	6.70	0.75	5.02
	q	1.2	x	1.5	x	1.00					=	1.80	0.75	1.35
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio						
	B1	1.2	x	1.50	x	3.61	x	1.00			=	-6.50	0.75	-4.87
	B1	1.2	x	1.50	x	1.47	x	0.50			=	-1.32	0.50	-0.66
											Total	8.962		7.052



h	=	400	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mu	=	70.52	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	284	mm
	=	0.284	m
d'	=	116	mm
d'/d	=	0.408	
M/(b.d^2)	=	0.8743	N/mm²
	=	0.8743	
ρ hitung	=	0.00283	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0028

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 802.6 mm²

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 7.1

Jarak tulangan utama
= 140.911 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 125 mm

Jumlah tulangan utama
= 9 x 1 9 buah

As baru = 1017.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
144.5 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 2.9

Jarak tulangan utama
= 347.929 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 400 mm

Jumlah tulangan bagi
= 4 x 1 4 buah

As baru = 201.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 401.3 mm² 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama
= 5.1

Jarak tulangan utama
= 195.710 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 175 mm

Jumlah tulangan utama
= 7 x 1 7 buah

As baru = 549.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
72.2 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 1.4

Jarak tulangan utama
= 695.858 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 600 mm

Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah

As baru = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 8.962 ton = 90 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 211681 KN ϕVc = 127009 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.198. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan Potongan C-C Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.50	x	0.40	x	1.00	x	2.4		=	1.73	0.75	1.30
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	1.5	x	2.15	x	1.00	x	1.70		=	6.56	0.75	4.92
	Ws2	1.2	x	1.5	x	2.15	x	1.00	x	1.73		=	6.70	0.75	5.02
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.50	x	1.13	x	1.00				=	-2.03	0.75	-1.53
	B2	1.2	x	1.50	x	2.65	x	0.50				=	-2.39	0.50	-1.19
												Total	10.564		8.519

h = 400 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm

Dbagi = 8 mm
Dutama = 12 mm
Mu = 85.19 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85

d = 284 mm
= 0.284 m
d' = 116 mm
d'/d = 0.408

M/(b.d^2) = 1.0562 N/mm²
= 1.0562
ρ hitung = 0.00344

ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0034

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 976.9 mm²
Rencana:
Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 8.6
Jarak tulangan utama
= 115.773 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 125 mm
Jumlah tulangan utama
= 9 x 1 9 buah
As_{baru} = 1017.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
175.8 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 3.5
Jarak tulangan utama
= 285.858 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 400 mm
Jumlah tulangan bagi
= 4 x 1 4 buah
As_{baru} = 201.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 488.4 mm² 50%Astarik
d = 10.0 mm
Rencana:
Ast = 78.5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 6.2
Jarak tulangan utama
= 160.795 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 175 mm
Jumlah tulangan utama
= 7 x 1 7 buah
As_{baru} = 549.8 mm² ok

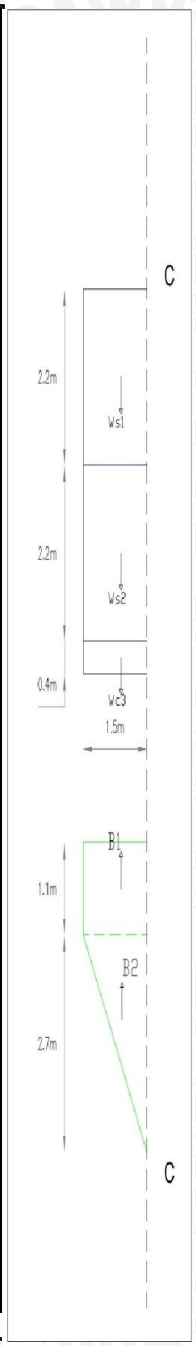
Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
87.9 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 1.7
Jarak tulangan utama
= 571.717 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 600 mm
Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah
As_{baru} = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

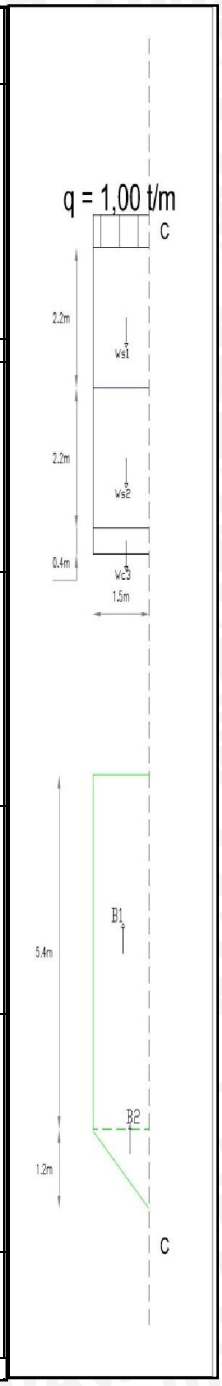
Vu = 10.564 ton = 106 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 211681 KN ϕVc = 127009 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.199. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.50	x	0.40	x	1.00	x	2.40		=	1.73	0.75	1.30
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	1.50	x	2.15	x	1.00	x	1.70		=	6.56	0.75	4.92
	Ws2	1.2	x	1.50	x	2.15	x	1.00	x	1.73		=	6.70	0.75	5.02
	q	1.2	x	1.50	x	1.00						=	1.80	0.75	1.35
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.50	x	5.43	x	1.00				=	-9.77	0.75	-7.33
	B2	1.2	x	1.50	x	1.20	x	0.50				=	-1.08	0.50	-0.54
												Total	5.929		4.717



h	=	400	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mu	=	47.17	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	284	mm
	=	0.284	m
d'	=	116	mm
d'/d	=	0.408	
M/(b.d^2)	=	0.5848	N/mm²
	=	0.5848	
ρ hitung	=	0.00187	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung	>	ρ min	

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0019

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 530.7 mm²

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 4.7

Jarak tulangan utama

= 213.126 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 125 mm

Jumlah tulangan utama

= 9 x 1 9 buah

As baru = 1017.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

95.5 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 1.9

Jarak tulangan utama

= 526.237 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 400 mm

Jumlah tulangan bagi

= 4 x 1 4 buah

As baru = 201.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 265.3 mm² ;0%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 3.4

Jarak tulangan utama

= 296.008 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 175 mm

Jumlah tulangan utama

= 7 x 1 7 buah

As baru = 549.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

47.8 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 1.0

Jarak tulangan utama

= 1052.475 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 600 mm

Jumlah tulangan bagi

= 3 x 1 3 buah

As baru = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 5.929 ton = 59 KN ϕ = 0.6

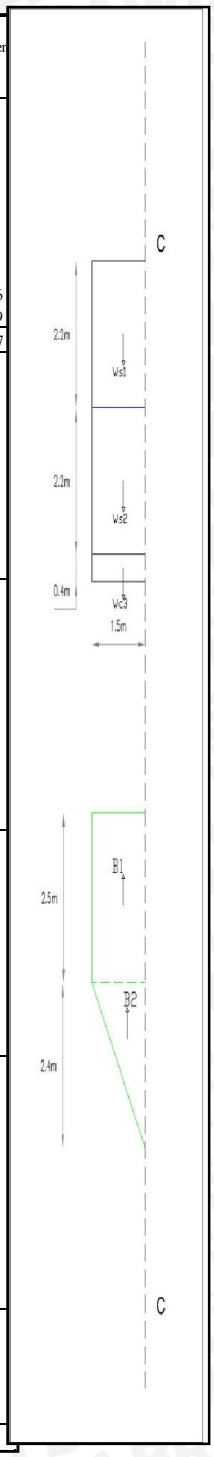
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 211681 KN ϕVc = 127009 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.200. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.50	x	0.40	x	1.00	x	2.4		=	1.73	0.75	1.30
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	1.50	x	2.15	x	1.00	x	1.70		=	6.56	0.75	4.92
	Ws2	1.2	x	1.50	x	2.15	x	1.00	x	1.73		=	6.70	0.75	5.02
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.50	x	2.49	x	1.00				=	-4.48	0.75	-3.36
	B2	1.2	x	1.50	x	2.42	x	0.50				=	-2.18	0.50	-1.09
												Total	8.323		6.787



h	=	400	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	12	mm
Mu	=	67.87	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	284	mm
	=	0.284	m
d'	=	116	mm
d'/d	=	0.408	
M/(b.d^2)	=	0.8414	N/mm^2
	=	0.8414	
ρ hitung	=	0.00272	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
Karena, ρ hitung		>	ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0027

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 771.3 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 113.1 mm^2 — = 125 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 6.8 — = 9 x 1 9 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 1017.9 mm^2 ok

= 146.623 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

138.8 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 400 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 4 x 1 4 buah

= 2.8 — As_{baru} = 201.1 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 362.032 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 385.7 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 10.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 78.5 mm^2 — = 175 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 4.9 — = 7 x 1 7 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 549.8 mm^2 ok

= 203.643 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

69.4 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 600 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 3 x 1 3 buah

= 1.4 — As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 724.065 mm

Kontrol terhadap geser

Vu = 8.323 ton = 83 KN — ϕ = 0.6

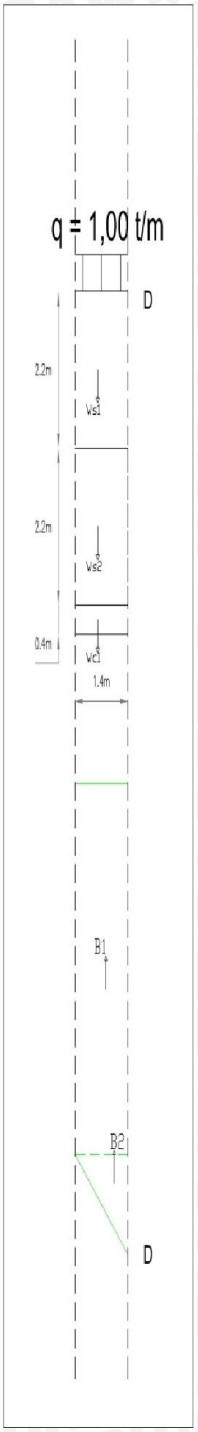
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 211681 KN — ϕVc = 127009 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.201. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan Potongan D-D Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.40	x	0.40	x	1.00	x	2.40		=	1.61	0.70	1.13
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
2	Ws1	1.2	x	1.4	x	2.15	x	1.00	x	1.70		=	6.12	0.70	4.29
	Ws2	1.2	x	1.4	x	2.15	x	1.00	x	1.73		=	6.25	0.70	4.37
	q	1.2	x	1.4	x	1.00						=	1.68	0.70	1.18
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.40	x	5.08	x	1.00				=	-8.53	0.70	-5.97
	B1	1.2	x	1.40	x	1.37	x	0.50				=	-1.15	0.47	-0.54
												Total	5.979		4.454



h	=	400	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	10	mm
Mu	=	44.54	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	286	mm
	=	0.286	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.399	
M/(b.d^2)	=	0.5445	N/mm²
	=	0.5437	
ρ hitung	=	0.00173	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan

= ρ min

= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 514.8 mm²

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 6.6

Jarak tulangan utama

= 152.564 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 150 mm

Jumlah tulangan utama

= 8 x 1 8 buah

As_{baru} = 628.3 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

92.7 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 1.8

Jarak tulangan utama

= 542.449 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 600 mm

Jumlah tulangan bagi

= 3 x 1 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 257.4 mm² 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama

= 3.3

Jarak tulangan utama

= 305.127 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 450 mm

Jumlah tulangan utama

= 4 x 1 4 buah

As_{baru} = 314.2 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

46.3 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 0.9

Jarak tulangan utama

= 1084.898 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 600 mm

Jumlah tulangan bagi

= 3 x 1 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 5.979 ton = 60 KN ϕ = 0.6

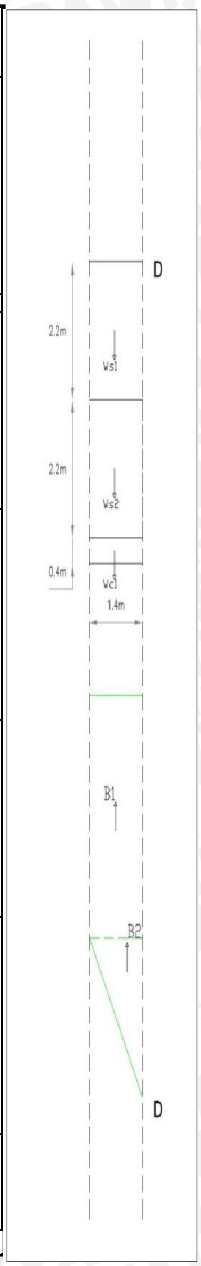
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 213172 KN ϕVc = 127903 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.202. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan Potongan D-D Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.40	x	0.40	x	1.00	x	2.4		=	1.61	0.70	1.13
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	1.4	x	2.15	x	1.00	x	1.70		=	6.12	0.70	4.29
	Ws2	1.2	x	1.4	x	2.15	x	1.00	x	1.73		=	6.25	0.70	4.37
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.40	x	3.78	x	1.00				=	-6.35	0.70	-4.45
	B2	1.2	x	1.40	x	2.48	x	0.50				=	-2.08	0.47	-0.97
												Total	5.550		4.371



h = 400 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm

Dbagi = 8 mm
Dutama = 10 mm
Mu = 43.71 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85

d = 286 mm
= 0.286 m
d' = 114 mm
d'/d = 0.399

M/(b.d^2) = 0.5344 N/mm²
= 0.5336
ρ hitung = 0.00170

ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 514.8 mm²
Rencana:
Ast = 78.5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 6.6
Jarak tulangan utama
= 152.564 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah
As baru = 628.3 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
92.7 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 1.8
Jarak tulangan utama
= 542.449 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 600 mm
Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah
As baru = 150.8 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 257.4 mm² 50%Astarik
d = 10.0 mm
Rencana:
Ast = 78.5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 3.3
Jarak tulangan utama
= 305.127 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 450 mm
Jumlah tulangan utama
= 4 x 1 4 buah
As baru = 314.2 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
46.3 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 0.9
Jarak tulangan utama
= 1084.898 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 600 mm
Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah
As baru = 150.8 mm² ok

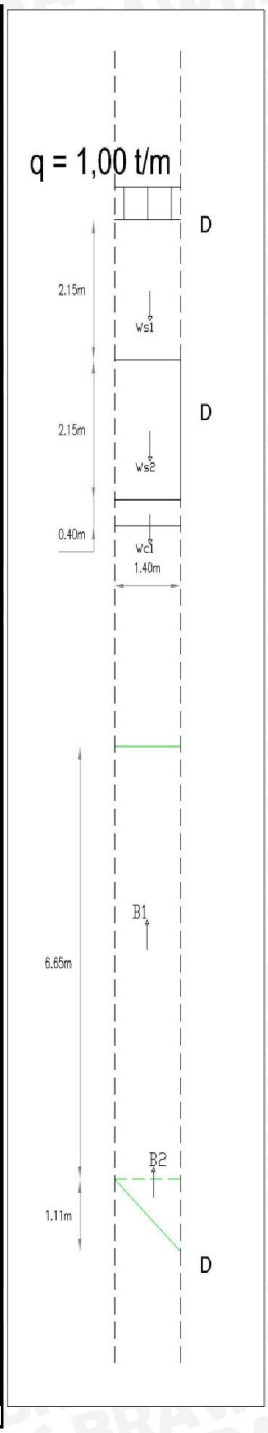
Kontrol terhadap geser

Vu = 5.550 ton = 56 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] bw.d$ = 213172 KN ϕVc = 127903 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.203. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan D-D Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.40	x	0.40	x	1.00	x	2.40		=	1.61	0.70	1.13
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	1.40	x	2.15	x	1.00	x	1.70		=	6.12	0.70	4.29
	Ws2	1.2	x	1.40	x	2.15	x	1.00	x	1.73		=	6.25	0.70	4.37
	q	1.2	x	1.40	x	1.00						=	1.68	0.70	1.18
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.40	x	6.63	x	1.00				=	-11.14	0.70	-7.80
	B2	1.2	x	1.40	x	1.12	x	0.50				=	-0.94	0.47	-0.44
												Total	3.585		2.729



h	=	400	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	10	mm
Mu	=	27.29	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	286	mm
	=	0.286	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.399	
M/(b.d^2)	=	0.3336	N/mm^2
	=	0.3327	
ρ hitung	=	0.00105	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 514.8 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: Ast = 78.5 mm^2

Jumlah tulangan utama = 6.6

Jarak tulangan utama = 152.564 mm

Jarak tulangan baru = 150 mm

Jumlah tulangan utama = 8 x 1 8 buah

As_{baru} = 628.3 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
92.7 mm^2

Rencana: Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi = 1.8

Jarak tulangan utama = 542.449 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 600 mm

Jumlah tulangan bagi = 3 x 1 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 257.4 mm^2 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana: Ast = 78.5 mm^2

Jumlah tulangan utama = 3.3

Jarak tulangan utama = 305.127 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 450 mm

Jumlah tulangan utama = 4 x 1 4 buah

As_{baru} = 314.2 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
46.3 mm^2

d 8.0 mm

Rencana: Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi = 0.9

Jarak tulangan utama = 1084.898 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 600 mm

Jumlah tulangan bagi = 3 x 1 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 3.585 ton = 36 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 213172 KN — ϕVc = 127903 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.204. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan D-D Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.40	x	0.40	x	1.00	x	2.4		=	1.61	0.70	1.13
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	1.40	x	2.15	x	1.00	x	1.70		=	6.12	0.70	4.29
	Ws2	1.2	x	1.40	x	2.15	x	1.00	x	1.73		=	6.25	0.70	4.37
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.40	x	4.91	x	1.00				=	-8.25	0.70	-5.77
	B2	1.2	x	1.40	x	2.26	x	0.50				=	-1.90	0.47	-0.89
												Total	3.837		3.129

h	=	400	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	10	mm
Mu	=	31.29	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	286	mm
	=	0.286	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.399	
M/(b.d^2)	=	0.3825	N/mm^2
	=	0.3825	
ρ hitung	=	0.00121	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 514.8 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 150 mm

Ast = 78.5 mm^2

Jumlah tulangan utama = 6.6 — *Jumlah tulangan utama* = 8 x 1 8 buah

Jarak tulangan utama = 152.564 mm — As_{baru} = 628.3 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

92.7 mm^2 — *Jarak tulangan baru* = 600 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi* = 3 x 1 3 buah

Jumlah tulangan bagi = 1.8 — As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Jarak tulangan utama = 542.449 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 257.4 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 10.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 450 mm

Ast = 78.5 mm^2

Jumlah tulangan utama = 3.3 — *Jumlah tulangan utama* = 4 x 1 4 buah

Jarak tulangan utama = 305.127 mm — As_{baru} = 314.2 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

46.3 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: = 600 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi* = 3 x 1 3 buah

Jumlah tulangan bagi = 0.9 — As_{baru} = 150.8 mm^2 ok

Jarak tulangan utama = 1084.898 mm

Kontrol terhadap geser

Vu = 3.837 ton = 38 KN — ϕ = 0.6

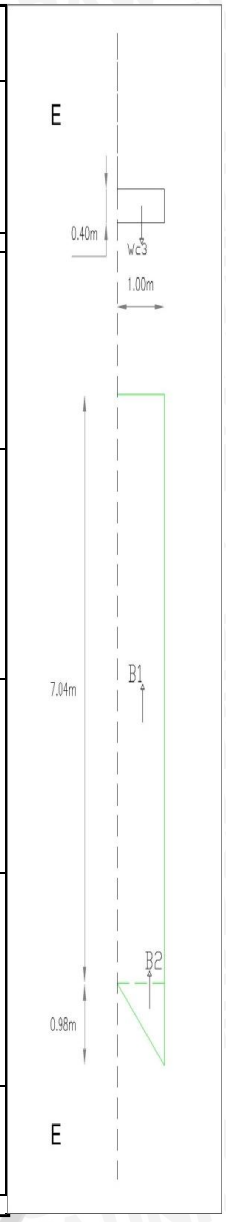
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 213172 KN — ϕVc = 127903 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.205. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan E-E Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γ beton			
	Wc1	1.2 x 1.00 x 0.40 x 1.00 x 1.00 x 2.40 =	1.15	0.50	0.58
2		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio			
	B1	1.2 x 1.00 x 7.04 x 1.00 x 1.00 =	-8.45	0.50	-4.22
	B2	1.2 x 1.00 x 0.98 x 1.00 x 0.50 =	-0.59	0.33	-0.20
		Total	-7.884		-3.844



h = 400 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm

Dbagi = 8 mm
Dutama = 10 mm
Mu = 38.44 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85

d = 286 mm
= 0.286 m
d' = 114 mm
d'/d = 0.399

M/(b.d^2) = 0.4699 N/mm²
= 0.4697
ρ hitung = 0.00149

ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 514.8 mm²
Rencana:
Ast = 78.5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 6.6
Jarak tulangan utama
= 152.564 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah
As baru = 628.3 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
92.7 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 1.8
Jarak tulangan utama
= 542.449 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 600 mm
Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah
As baru = 150.8 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 257.4 mm² 50%Astarik
d = 10.0 mm
Rencana:
Ast = 78.5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 3.3
Jarak tulangan utama
= 305.127 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 475 mm
Jumlah tulangan utama
= 4 x 1 4 buah
As baru = 314.2 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
46.3 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 0.9
Jarak tulangan utama
= 1084.898 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 600 mm
Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah
As baru = 150.8 mm² ok

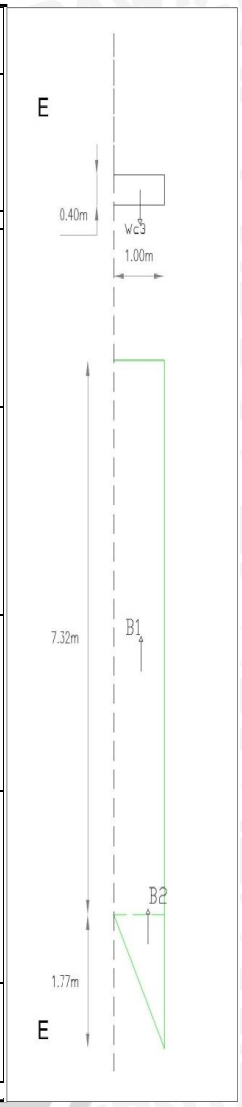
Kontrol terhadap geser

Vu = 7.884 ton = 79 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 213172 KN ϕVc = 127903 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.206. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan E-E Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γ beton			
	Wc1	1.2 x 1.00 x 0.40 x 1.00 x 1.00 x 2.4 =	1.15	0.50	0.58
2		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio			
	B1	1.2 x 1.00 x 7.32 x 1.00 x 1.00 =	-8.78	0.50	-4.39
	B2	1.2 x 1.00 x 1.77 x 1.00 x 0.50 =	-1.06	0.33	-0.35
		Total	-8.694		-4.170



h = 400 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm

Dbagi = 8 mm
Dutama = 10 mm
Mu = 41.70 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85

d = 286 mm
= 0.286 m
d' = 114 mm
d'/d = 0.399

M/(b.d^2) = 0.5098 N/mm²
= 0.5097
ρ hitung = 0.00162

ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 514.8 mm²
Rencana:
Ast = 78.5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 6.6
Jarak tulangan utama
= 152.564 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah
As baru = 628.3 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
92.7 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 1.8
Jarak tulangan utama
= 542.449 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 600 mm
Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah
As baru = 150.8 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 257.4 mm² 50%Astarik
d = 10.0 mm
Rencana:
Ast = 78.5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 3.3
Jarak tulangan utama
= 305.127 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 475 mm
Jumlah tulangan utama
= 4 x 1 4 buah
As baru = 314.2 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
46.3 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 0.9
Jarak tulangan utama
= 1084.898 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 600 mm
Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah
As baru = 150.8 mm² ok

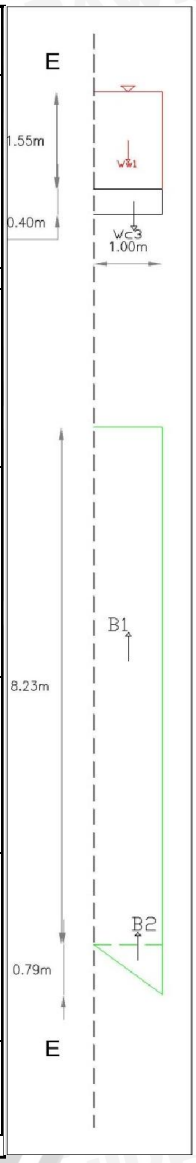
Kontrol terhadap geser

Vu = 8.694 ton = 87 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 213172 KN ϕVc = 127903 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.207. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan E-E Kondisi Banjir Q_{PMF} - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	1.00	x	0.40	x	1.00	x	1.00	x	2.40		=	1.15	0.50	0.58
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γw					
2	Ww1	1.2	x	1.00	x	1.55	x	1.00	x	1.00	x	1.00		=	1.86	0.50	0.93
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
	B1	1.2	x	1.00	x	8.22	x	1.00	x	1.00				=	-9.86	0.50	-4.93
	B2	1.2	x	1.00	x	0.80	x	1.00	x	0.50				=	-0.48	0.33	-0.16
														Total	-7.332		-3.586



h	=	400	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	10	mm
Mu	=	35.86	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	286	mm
	=	0.286	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.399	
M/(b.d^2)	=	0.4384	N/mm²
	=	0.4379	
ρ hitung	=	0.00139	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 514.8 mm²

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama
= 6.6

Jarak tulangan utama
= 152.564 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 150 mm

Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah

As_{baru} = 628.3 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
92.7 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 1.8

Jarak tulangan utama
= 542.449 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 600 mm

Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 257.4 mm² 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama
= 3.3

Jarak tulangan utama
= 305.127 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 475 mm

Jumlah tulangan utama
= 4 x 1 4 buah

As_{baru} = 314.2 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
46.3 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 0.9

Jarak tulangan utama
= 1084.898 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 600 mm

Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah

As_{baru} = 150.8 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 7.332 ton = 73 KN ϕ = 0.6

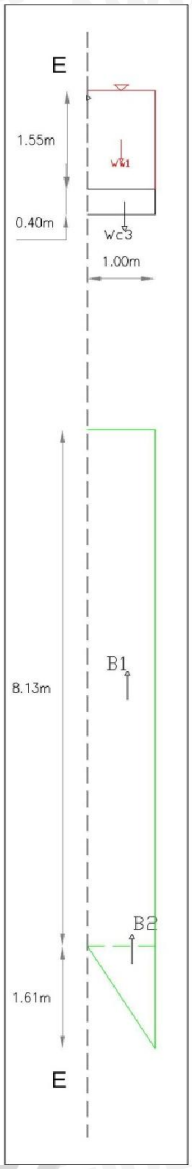
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] bw.d$ = 213172 KN ϕVc = 127903 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.208. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan E-E Kondisi Banjir Q_{PMF} - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γ beton			
	Wc1	1.2 x 1.00 x 0.40 x 1.00 x 1.00 x 2.4	1.15	0.50	0.58
2		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γw			
	Ww1	1.2 x 1.00 x 1.55 x 1.00 x 1.00 x 1.00 =	1.86	0.50	0.93
3		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio			
	B1	1.2 x 1.00 x 8.13 x 1.00 x 1.00	-9.76	0.50	-4.88
	B2	1.2 x 1.00 x 1.61 x 1.00 x 0.50	-0.97	0.33	-0.32
		Total	-7.710		-3.694



h	=	400	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	10	mm
Mu	=	36.94	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	286	mm
	=	0.286	m
d'	=	114	mm
d'/d	=	0.399	
M/(b.d^2)	=	0.4516	N/mm²
	=	0.4511	
ρ hitung	=	0.00143	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 514.8 mm²

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama
= 6.6

Jarak tulangan utama
= 152.564 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 150 mm

Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah

As baru = 628.3 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
92.7 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 1.8

Jarak tulangan utama
= 542.449 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 600 mm

Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah

As baru = 150.8 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 257.4 mm² 50%Astarik

d = 10.0 mm

Rencana:

Ast = 78.5 mm²

Jumlah tulangan utama
= 3.3

Jarak tulangan utama
= 305.127 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 475 mm

Jumlah tulangan utama
= 4 x 1 4 buah

As baru = 314.2 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
46.3 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 0.9

Jarak tulangan utama
= 1084.898 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 600 mm

Jumlah tulangan bagi
= 3 x 1 3 buah

As baru = 150.8 mm² ok

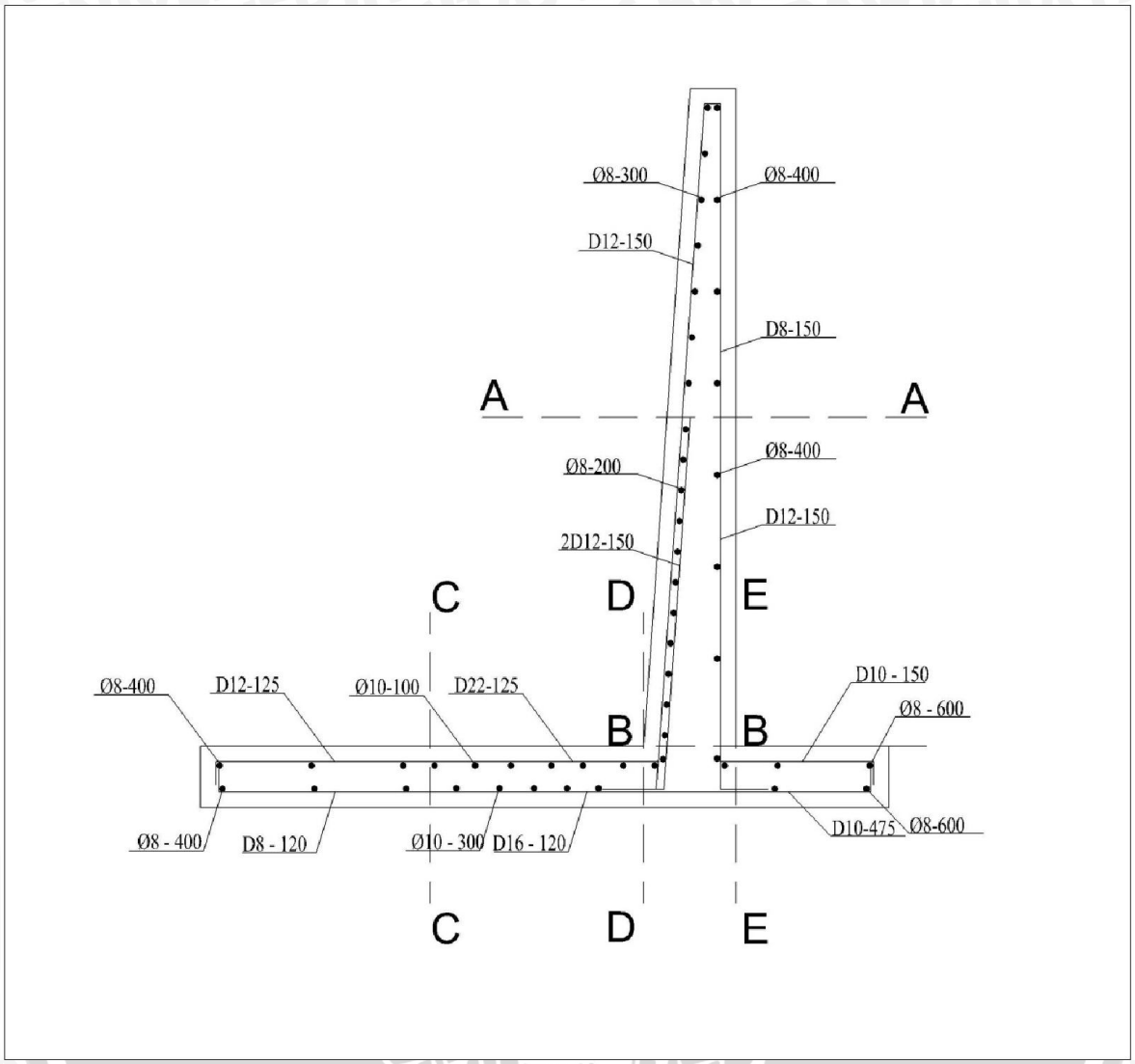
Kontrol terhadap geser

Vu = 7.710 ton = 77 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 213172 KN ϕVc = 127903 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan

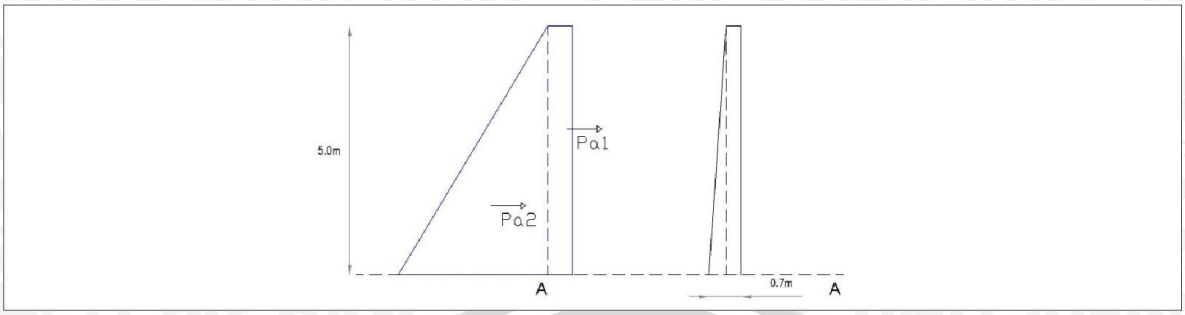


Gambar 4.116 Gambar Penulangan Peluncur

4.4.2.4. Dinding Penahan Peredam Energi

Untuk menganalisis pembetonan dan penulangan pada dinding penahan peredam energy perlu memperhatikan bagian-bagian yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada pelimpah. Perhitungan bending momen yang terjadi pada peredam energi dianalisis dengan 5 potongan yaitu potongan A-A, potongan B-B, potongan C-C, potongan D-D dan potongan E-E. Dinding penahan untuk saluran transisi sendiri di desain menggunakan counterfort sehingga akan dianalisa juga untuk penulangan caounterfort dan juga sambungan counterfort pada dinding.

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada kondisi lain disajikan pada Tabel 4.207 sampai dengan Tabel 4.225.



Gambar 4.117 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong - Normal

Tabel 4.209. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong - Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2 x Ka x q x H1			
		1.2 x 0.425 x 1.000 x 5.000 =	2.55	2.50	6.37
2	Pa2	1.2 x (Ka x H1 x gt x 0.500 x H1			
		1.2 x 0.425 x 5.000 x 1.695 x 0.500 x 5.000 =	10.80	1.67	18.00
		total	13.347		24.368

h	=	650	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	22	mm
Mu	=	243.68	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	524	mm
	=	0.524	m
d'	=	126	mm
d'/d	=	0.240	
M/(b.d^2)	=	0.8875	N/mm²
	=	0.8875	
ρ hitung	=	0.00287	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0029

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1504.0 mm²

Rencana:

Ast = 380.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 4.0

Jarak tulangan utama
= 252.747 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 150 mm

Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah

As_{baru} = 3041.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
270.7 mm²

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 5.4

Jarak tulangan utama
= 185.673 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 150 mm

Jumlah tulangan bagi
= 8 x 1 8 buah

As_{baru} = 402.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 752.0 mm² 50%Astarik

d = 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 6.6

Jarak tulangan utama
= 150.395 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 100 mm

Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 1244.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
135.4 mm²

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 2.7

Jarak tulangan utama
= 371.346 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 200 mm

Jumlah tulangan bagi
= 6 x 1 6 buah

As_{baru} = 301.6 mm² ok

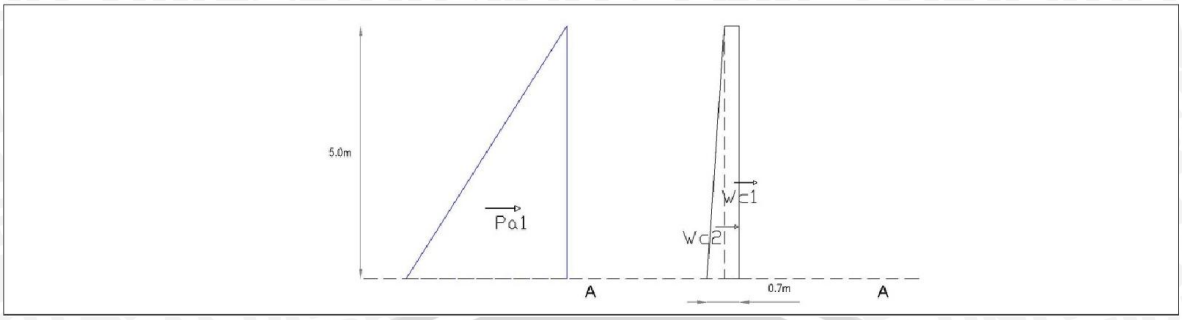
Kontrol terhadap geser

Vu = 13.347 ton = 133 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 390567 KN ϕVc = 234340 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.118 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong – Gempa

Tabel 4.210. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong - Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2	x	Kea	x	H1	x	gt	x	0.5	x	H1					
		1.2	x	0.65	x	5	x	1.695	x	0.5	x	5			16.65	1.67	27.75
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh		γ			
	Ws1	1.2	x	0.35	x	5.00	x	1.00	x	0.50	x	0.218		1.70	0.39	3.33	1.29
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh		γbeton			
	Wc1	1.2	x	0.30	x	5.00	x	1.00	x	1.00	x	0.218		2.40	0.94	2.50	2.35
	Wc2	1.2	x	0.35	x	5.00	x	1.00	x	0.50	x	0.218		2.40	0.55	1.67	0.92
														Total	18.525		32.306

h	=	650	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	22	mm
Mu	=	323.06	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	524	mm
	=	0.524	m
d'	=	126	mm
d'/d	=	0.240	
M/(b.d^2)	=	1.1766	N/mm²
	=	1.1733	
ρ hitung	=	0.00384	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0038

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 2012.1 mm²
Rencana:
Ast = 380.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 5.3
Jarak tulangan utama
= 188.928 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah
As baru = 3041.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
362.2 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 7.2
Jarak tulangan utama
= 138.790 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan bagi
= 8 x 1 8 buah
As baru = 402.1 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 1006.0 mm² 50%Astarik
d = 12.0 mm
Rencana:
Ast = 113.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 8.9
Jarak tulangan utama
= 112.420 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 11 buah
As baru = 1244.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
181.1 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 3.6
Jarak tulangan utama
= 277.580 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 200 mm
Jumlah tulangan bagi
= 6 x 1 6 buah
As baru = 301.6 mm² ok

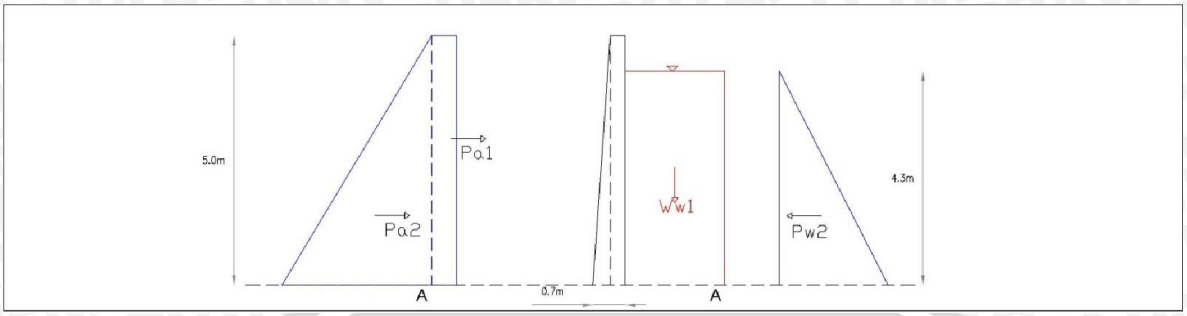
Kontrol terhadap geser

Vu = 18.525 ton = 185 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 390567 KN ϕVc = 234340 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.119 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

Tabel 4.211. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)		
1	Pa1	1.2	x	Ka	x	q	x	H1									
		1.2	x	0.42	x	1.00	x	5.00						=	2.55	2.50	6.37
2	Pa2	1.2	x	(Ka	x	H1	x	gt	x	0.50	x	H1					
		1.2	x	0.42	x	5.00	x	1.70	x	0.50	x	5.00		=	10.80	1.67	18.00
3	Pw	1.2	x	0.50	x	γ_w	x	H	x	H							
		1.20	x	0.50	x	1.00	x	4.29	x	4.29				=	-11.04246	1.43	-15.79
														total	2.304		8.577

h	=	650	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	22	mm
Mlapangan	=	85.77	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	524	mm
	=	0.524	m
d'	=	126	mm
d'/d	=	0.240	
M/(b.d^2)	=	0.3124	N/mm^2
	=	0.3122	
ρ hitung	=	0.00099	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.0122	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan

= ρ min

= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 943.2 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 380.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 2.5 — = 8 x 1 8 buah

Jarak tulangan utama — As baru = 3041.1 mm^2 ok

= 403.025 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

169.8 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 200 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 6 x 1 6 buah

= 3.4 — As baru = 301.6 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 296.069 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 471.6 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 8.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 50.3 mm^2 — = 100 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 9.4 — = 11 x 1 11 buah

Jarak tulangan utama — As baru = 552.9 mm^2 ok

= 106.585 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

84.9 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 200 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 6 x 1 6 buah

= 1.7 — As baru = 301.6 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

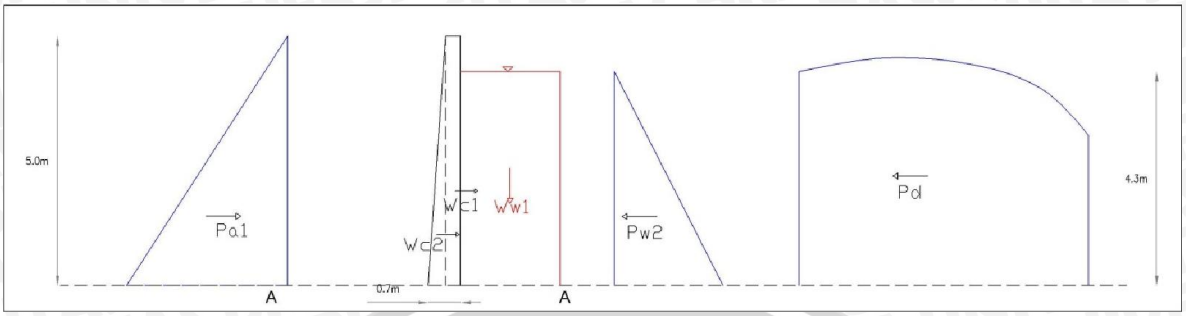
= 592.139 mm

Kontrol terhadap geser

Vu = 2.304 ton = 23 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 390567 KN — ϕVc = 234340 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.120 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

Tabel 4.212. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)		
1	Pa1	1.2	x	Kea	x	H1	x	gt	x	0.5	x	H1	0				
		1.2	x	0.65	x	5	x	1.695	x	0.5	x	5	0		16.65	1.67	27.75
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh		γ			
	Ws1	1.2	x	0.35	x	5	x	1	x	0.5	x	0.2179		1.695	0.39	3.33	1.29
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Ratio	x	kh	0	gbeton			
	Wc1	1.2	x	0.3	x	5	x	1	x	1	x	0.2179	0	2.4	0.94	2.50	2.35
	Wc2	1.2	x	0.35	x	5	x	1	x	0.5	x	0.2179	0	2.4	0.55	1.67	0.92
4	Pw	1.2	x	0.5	x	gw	x	H	x	H							
		1.2	x	0.5	x	1	x	4.29	x	4.29					-11.04	1.43	-15.79
5	Pd	1.2	x	7/12	x	kh	x	H	x	H							
		1.2	x	0.58	x	0.22	x	4.29	x	4.29					-2.81	1.43	-4.01
														Total	4.676		12.501

h	=	650	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	22	mm
Mlapangan	=	125.01	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	524	mm
	=	0.524	m
d'	=	126	mm
d'/d	=	0.240	
M/(b.d^2)	=	0.4553	N/mm²
	=	0.4518	
ρ hitung	=	0.00144	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.0122	
Karena, ρ hitung		<	ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 943.2 mm²
Rencana:
Ast = 380.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 2.5
Jarak tulangan utama
= 403.025 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah
As_{baru} = 3041.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
169.8 mm²
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 3.4
Jarak tulangan utama
= 296.069 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 200 mm
Jumlah tulangan bagi
= 6 x 1 6 buah
As_{baru} = 301.6 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 471.6 mm² 50%Astarik
d = 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.3 mm²
Jumlah tulangan utama
= 9.4
Jarak tulangan utama
= 106.585 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 11 buah
As_{baru} = 552.9 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
84.9 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 1.7
Jarak tulangan utama
= 592.139 mm

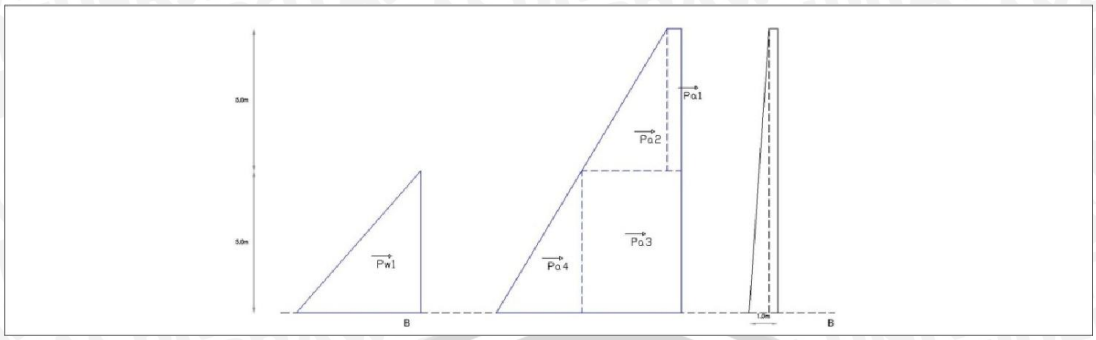
Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 200 mm
Jumlah tulangan bagi
= 6 x 1 6 buah
As_{baru} = 301.6 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 4.676 ton = 47 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 390567 KN ϕVc = 234340 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.121 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong – Normal

Tabel 4.213. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2 x Ka x q x H1			
		1.2 x 0.425 x 1.000 x 5.000 =	2.55	7.50	19.11
2	Pa2	1.2 x Ka x H1 x gt x 0.500 x H1			
		1.2 x 0.425 x 5.000 x 1.695 x 0.500 x 5.000 =	10.80	6.67	71.99
3	Pa3	1.2 x (Ka x q + Ka x gt x H1) x H2			
		1.2 x 0.425 x 1.000 + 0.425 x 1.695 x 5.000 x 5.000 =	24.15	2.50	60.36
4	Pa4	1.2 x Ka x gsub x H2 x H2 x 0.500			
		1.2 x 0.425 x 0.730 x 5.000 x 5.000 x 0.500 =	4.65	1.67	7.75
5	Pw1	1.2 x 0.500 x gw x H2 x H2			
		1.2 x 0.500 x 1.000 x 5.000 x 5.000 =	15.00	1.67	25.00
		Total	57.143		184.216

h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	22	mm
Mu	=	1842.16	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	872	mm
	=	0.872	m
d'	=	128	mm
d'/d	=	0.147	
M/(b.d^2)	=	2.4227	N/mm²
	=	2.4227	
ρ hitung	=	0.00840	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0084

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 7325.6 mm²

Rencana:

Ast = 380.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 19.3

Jarak tulangan utama
= 51.891 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 75 mm

Jumlah tulangan utama
= 15 x 2 30 buah

As baru = 11404.0 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
1318.6 mm²

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 11.7

Jarak tulangan utama
= 85.770 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 50 mm

Jumlah tulangan bagi
= 21 x 1 21 buah

As baru = 2375.0 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 3662.8 mm² 50%Astarik

d = 22.0 mm

Rencana:

Ast = 380.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 9.6

Jarak tulangan utama
= 103.782 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 75 mm

Jumlah tulangan utama
= 15 x 1 15 buah

As baru = 5702.0 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
659.3 mm²

d 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 5.8

Jarak tulangan utama
= 171.540 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 100 mm

Jumlah tulangan bagi
= 11 x 1 11 buah

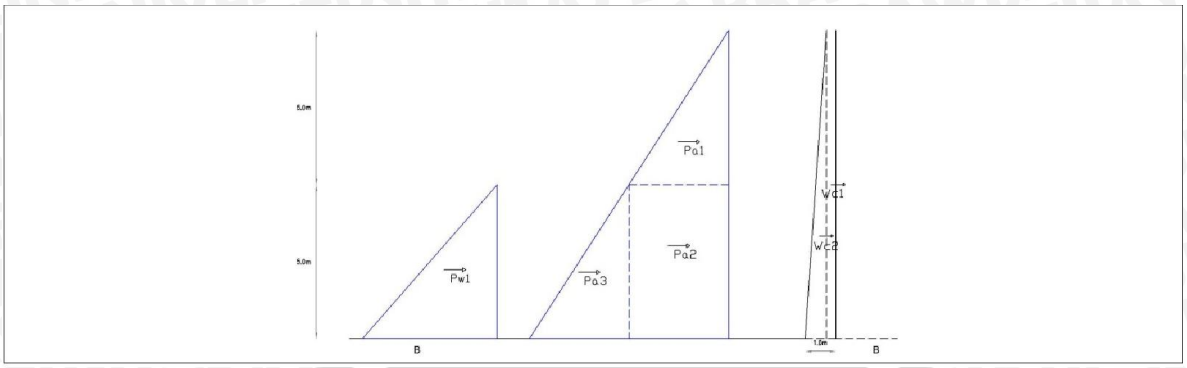
As baru = 1244.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 57.143 ton = 571 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 649950 KN ϕVc = 389970 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.122 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peredam Energi Potongan B-BKondisi Kosong – Gempa

Tabel 4.214. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2	x	Kea	x	H1	x	gt	x	0.5	x	H1					
		1.2	x	0.655	x	5	x	1.695	x	0.5	x	5		=	16.65	6.67	110.98
2	Pa2	1.2	x	Kea	x	gt	x	H1)	x	H2							
		1.2	x	0.655	x	1.695	x	5	x	5				=	33.29	2.50	83.24
3	Pa3	1.2	x	Kae	x	gsub	x	H2	x	H2	x	0.5					
		1.2	x	0.655	x	0.73	x	5	x	5	x	0.5		=	7.17	1.67	11.95
4	Pw1	1.2	x	0.5	x	gt	x	H2	x	H2							
		1.2	x	0.5	x	1.0	x	5	x	5				=	15.00	1.67	25.00
5		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ					
	Ws1	1.2	x	0.35	x	5.00	x	0.50	x	0.234	x	1.695		=	0.42	8.33	3.47
	Ws2	1.2	x	0.35	x	5.00	x	1.00	x	0.234	x	1.695		=	0.83	7.50	6.25
	Ws3	1.2	x	0.35	x	5.00	x	0.50	x	0.234	x	1.73		=	0.43	3.33	1.42
6		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	0.30	x	10.00	x	1.00	x	0.234	x	2.4		=	2.02	5.00	10.11
	Wc2	1.2	x	0.70	x	10.00	x	0.50	x	0.234	x	2.4		=	2.36	3.33	7.86
															78.166		260.271

h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	22	mm
Mu	=	2602.71	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	872	mm
	=	0.872	m
d'	=	128	mm
d'/d	=	0.147	
M/(b.d^2)	=	3.4229	N/mm²
	=	3.4141	
ρ hitung	=	0.01251	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung > ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0125

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 10908.2 mm²

Rencana:

Ast = 380.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 28.7

Jarak tulangan utama

= 34.848 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15 x 2 30 buah

As baru = 11404.0 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

1963.5 mm²

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 17.4

Jarak tulangan utama

= 57.601 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 50 mm

Jumlah tulangan bagi

= 21 x 1 21 buah

As baru = 2375.0 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 5454.1 mm² 50%Astarik

d = 22.0 mm

Rencana:

Ast = 380.1 mm²

Jumlah tulangan utama

= 14.3

Jarak tulangan utama

= 69.697 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15 x 1 15 buah

As baru = 5702.0 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

981.7 mm²

d 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi

= 8.7

Jarak tulangan utama

= 115.202 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 100 mm

Jumlah tulangan bagi

= 11 x 1 11 buah

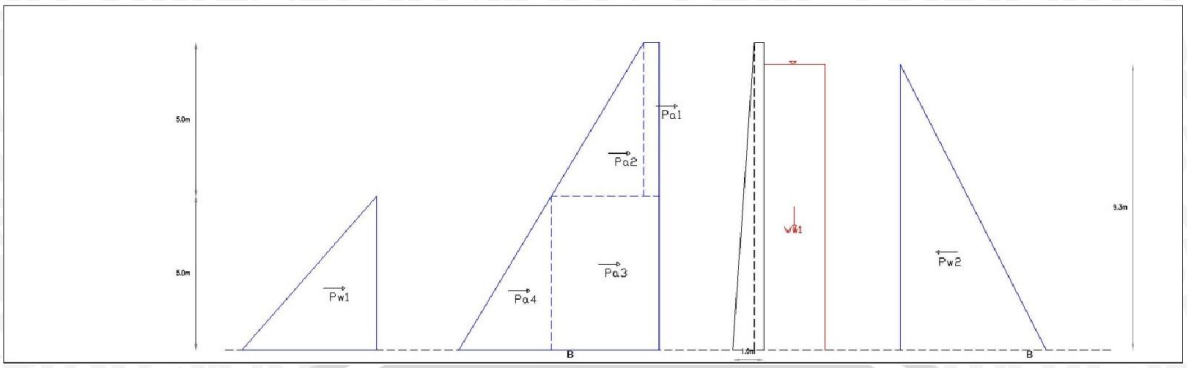
As baru = 1244.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 78.166 ton = 782 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 649950 KN ϕVc = 389970 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.123 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peredam Energi Potongan B-BKondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

Tabel 4.215. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2 x Ka x q x H1			
		1.2 x 0.424717 x 1 x 5	2.55	7.50	19.11
2	Pa2	1.2 x Ka x H1 x gt x 0.5 x H1			
		1.2 x 0.424717 x 5 x 1.695 x 0.5 x 5	10.80	6.67	71.99
3	Pa3	1.2 x (Ka x q + Ka x gt x H1) x H2			
		1.2 x 0.424717 x 1 + 0.42472 x 1.695 x 5 x 5	24.15	2.50	60.36
4	Pa4	1.2 x Ka x gsub x H2 x H2 x 0.5			
		1.2 x 0.424717 x 0.73 x 5 x 5 x 0.5	4.65	1.67	7.75
5	Pw1	1.2 x 0.5 x gw x H2 x H2			
		1.2 x 0.5 x 1 x 5 x 5	-15.00	1.67	-25.00
6	Pw2	1.2 x 0.500 x 1.000 x 9.240 x 9.240	-51.23	3.08	-157.78
		Total	-24.084		-23.562

h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	22	mm
Mu	=	235.62	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	872	mm
	=	0.872	m
d'	=	128	mm
d'/d	=	0.147	
M/(b.d^2)	=	0.3099	N/mm²
	=	0.3097	
ρ hitung	=	0.00098	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1569.6 mm^2

Rencana:

Ast = 380.1 mm^2

Jumlah tulangan utama
= 4.1

Jarak tulangan utama
= 242.184 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 75 mm

Jumlah tulangan utama
= 15 x 2 30 buah

As_{baru} = 11404.0 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
282.5 mm^2

Rencana:

Ast = 113.10 mm^2

Jumlah tulangan bagi
= 2.5

Jarak tulangan utama
= 400.305 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 50 mm

Jumlah tulangan bagi
= 21 x 1 21 buah

As_{baru} = 2375.0 mm^2 ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 784.8 mm^2 60%Astarik

d = 22.0 mm

Rencana:

Ast = 380.1 mm^2

Jumlah tulangan utama
= 2.1

Jarak tulangan utama
= 484.369 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 75 mm

Jumlah tulangan utama
= 15 x 1 15 buah

As_{baru} = 5702.0 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
141.3 mm^2

d 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.10 mm^2

Jumlah tulangan bagi
= 1.2

Jarak tulangan utama
= 800.610 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 100 mm

Jumlah tulangan bagi
= 11 x 1 11 buah

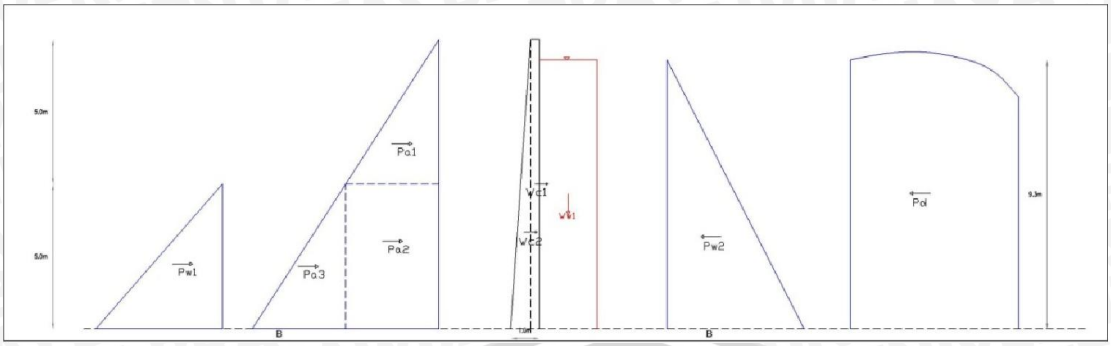
As_{baru} = 1244.1 mm^2 ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 24.084 ton = 241 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 649950 KN ϕVc = 389970 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Gambar 4.124 Bending Momen Dinding Penahan Saluran Peredam Energi Potongan B-BKondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

Tabel 4.216. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	1.2	x	Kea	x	H1	x	gt	x	0.5	x	H1					
		1.2	x	0.65475216	x	5	x	1.695	x	0.5	x	5			16.65	6.67	110.98
2	Pa2	1.2	x	Kea	x	gt	x	H1)	x	H2							
		1.2	x	0.65475216	x	1.695	x	5	x	5					33.29	2.50	83.24
3	Pa3	1.2	x	Kae	x	gsub	x	H2	x	H2	x	0.5					
		1.2	x	0.65475216	x	0.73	x	5	x	5	x	0.5			7.17	1.67	11.95
4	Pw1	1.2	x	0.5	x	gt	x	H2	x	H2							
		1.2	x	0.5	x	1	x	5	x	5					0.60	1.67	1.00
5	Pw2	1.2	x	0.50	x	1.00	x	9.24	x	9.24					-51.23	3.08	-157.78
6	Pd1	1.2	x	7/12	x	Kh	x	H2	x	H2							
		1.2	x	0.58	x	0.23	x	9.24	x	9.24				=	-13.98	3.08	-43.07
7		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ					
	Ws1	1.2	x	0.35	x	5.00	x	0.5	x	0.234	x	1.695		=	0.42	8.33	3.471
	Ws2	1.2	x	0.35	x	5.00	x	1	x	0.234	x	1.695		=	0.83	7.50	6.247
	Ws3	1.2	x	0.35	x	5.00	x	0.5	x	0.234	x	1.73		=	0.43	3.33	1.417
8		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	kh	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	0.30	x	10.00	x	1.0	x	0.234	x	2.4		=	2.02	5.00	10.109
	Wc2	1.2	x	0.70	x	10.00	x	0.5	x	0.234	x	2.4		=	2.36	3.33	7.862
														Total	-1.446		35.419

h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	22	mm
Mu	=	354.19	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	872	mm
	=	0.872	m
d'	=	128	mm
d'/d	=	0.147	
M/(b.d^2)	=	0.4658	N/mm²
	=	0.4573	
ρ hitung	=	0.00145	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

Karena, ρ hitung < ρ min

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1569.6 mm²

Rencana:

Ast = 380.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 4.1

Jarak tulangan utama
= 242.184 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 75 mm

Jumlah tulangan utama
= 15 x 2 = 30 buah

As baru = 11404.0 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
282.5 mm²

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 2.5

Jarak tulangan utama
= 400.305 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 50 mm

Jumlah tulangan bagi
= 21 x 1 = 21 buah

As baru = 2375.0 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 784.8 mm² 60%Astarik

d = 22.0 mm

Rencana:

Ast = 380.1 mm²

Jumlah tulangan utama
= 2.1

Jarak tulangan utama
= 484.369 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 75 mm

Jumlah tulangan utama
= 15 x 1 = 15 buah

As baru = 5702.0 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
141.3 mm²

d 12.0 mm

Rencana:

Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi
= 1.2

Jarak tulangan utama
= 800.610 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 100 mm

Jumlah tulangan bagi
= 11 x 1 = 11 buah

As baru = 1244.1 mm² ok

Kontrol terhadap geser

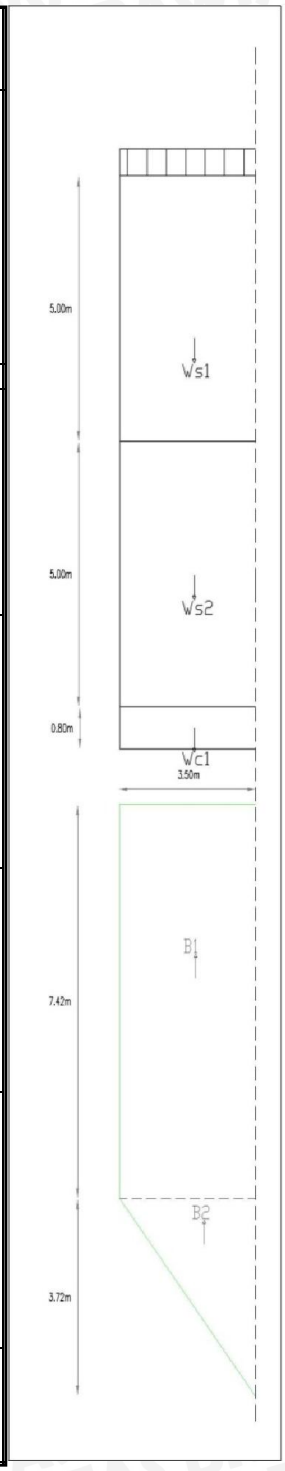
Vu = -1.446 ton = -14 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 649950 KN ϕVc = 389970 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.217. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan C-C Kondisi Kosong – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	3.50	x	0.80	x	1.00	x	2.40		=	8.06	1.75	14.11
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
2	Ws1	1.2	x	3.5	x	5.00	x	1.00	x	1.70		=	35.60	1.75	62.29
	Ws2	1.2	x	3.5	x	5.00	x	1.00	x	1.73		=	36.33	1.75	63.58
	q	1.2	x	3.5	x	1.00						=	4.20	1.75	7.35
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	3.50	x	7.42	x	1.00				=	-31.16	1.75	-54.54
	B1	1.2	x	3.50	x	3.72	x	0.50				=	-7.81	1.17	-9.11
												Total	45.213		83.680



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	22	mm
Mu	=	836.80	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	672	mm
	=	0.672	m
d'	=	128	mm
d'/d	=	0.190	
M/(b.d^2)	=	1.8530	N/mm²
	=	1.8528	
ρ hitung	=	0.0062	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
ρmin <	ρ	> ρmax	
Jadi,	rasio tulangan yg digunakan		
	=	ρ hit	
	=	0.0062	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 4199.6 mm²

Rencana: Ast = 380.1 mm²

Jumlah tulangan utama = 11.0

Jarak tulangan utama = 90.517 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 150 mm

Jumlah tulangan utama = 8 x 2 16 buah

As_{baru} = 6082.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama 755.9 mm²

Rencana: Ast = 113.10 mm²

Jumlah tulangan bagi = 6.7

Jarak tulangan utama = 149.614 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 125 mm

Jumlah tulangan bagi = 9 x 1 9 buah

As_{baru} = 1017.9 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 2099.8 mm² 50%Astarik

d = 19.0 mm

Rencana: Ast = 283.53 mm²

Jumlah tulangan utama = 7.4

Jarak tulangan utama = 135.027 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 100 mm

Jumlah tulangan utama = 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 3118.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama 378.0 mm²

d 8.0 mm

Rencana: Ast = 50.27 mm²

Jumlah tulangan bagi = 7.5

Jarak tulangan utama = 132.991 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 100 mm

Jumlah tulangan bagi = 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 552.9 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 45.213 ton = 452 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 500879 KN ϕVc = 300528 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.218. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan C-C Kondisi Kosong – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	3.50	x	0.80	x	1.00	x	2.4		=	8.06	1.75	14.11
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	3.5	x	5.00	x	1.00	x	1.70		=	35.60	1.75	62.29
	Ws2	1.2	x	3.5	x	5.00	x	1.00	x	1.73		=	36.33	1.75	63.58
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	3.50	x	2.40	x	1.00				=	-10.08	1.75	-17.64
	B2	1.2	x	3.50	x	6.70	x	0.50				=	-14.07	1.17	-16.42
												Total	69.909		105.926

h = 800 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm
Dbagi = 12 mm
Dutama = 22 mm
Mu = 1059.3 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85
d = 672 mm
= 0.672 m
d' = 128 mm
d'/d = 0.190
M/(b.d^2) = 2.3456 N/mm²
= 2.3456
ρ hitung = 0.0081
ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626
ρmin < ρ > ρmax
Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0081

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 5444.5 mm²
Rencana:
Ast = 380.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 14.3
Jarak tulangan utama
= 69.819 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 2 16 buah
As baru = 6082.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
980.0 mm²
Rencana:
Ast = 113.10 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 8.7
Jarak tulangan utama
= 115.404 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 125 mm
Jumlah tulangan bagi
= 9 x 1 9 buah
As baru = 1017.9 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 2722.3 mm² 50%Astarik
d = 19.0 mm
Rencana:
Ast = 283.5 mm²
Jumlah tulangan utama
= 9.6
Jarak tulangan utama
= 104.152 mm

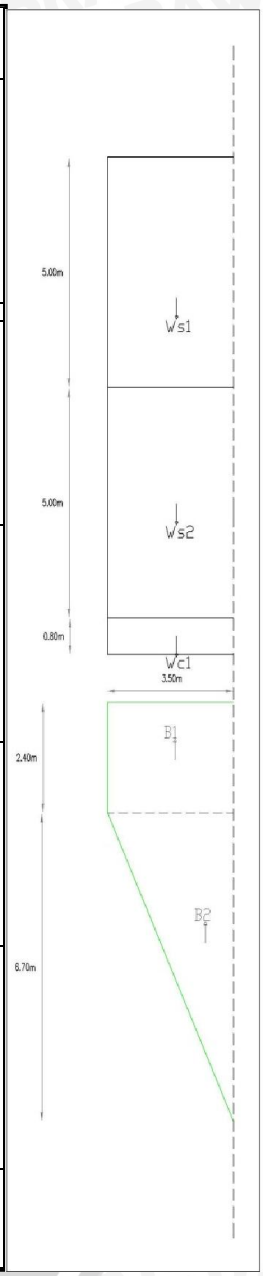
Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 11 buah
As baru = 3118.8 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
490.0 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 9.7
Jarak tulangan utama
= 102.581 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan bagi
= 11 x 1 11 buah
As baru = 552.9 mm² ok

Kontrol terhadap geser
Vu = 69.909 ton = 699 KN
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 500879 KN
ϕ = 0.6
ϕVc = 300528 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Tabel 4.219. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	3.50	x	0.80	x	1.00	x	2.40		=	8.06	1.75	14.11
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	3.50	x	5.00	x	1.00	x	1.70		=	35.60	1.75	62.29
	Ws2	1.2	x	3.50	x	5.00	x	1.00	x	1.73		=	36.33	1.75	63.58
	q	1.2	x	3.50	x	1.00						=	4.20	1.75	7.35
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	3.50	x	6.17	x	1.00				=	-25.91	1.75	-45.35
	B2	1.2	x	3.50	x	2.64	x	0.50				=	-5.54	1.17	-6.47
												Total	52.731		95.513

h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	22	mm
Mu	=	955.1	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	672	mm
	=	0.672	m
d'	=	128	mm
d'/d	=	0.190	
M/(b.d^2)	=	2.1151	N/mm^2
	=	2.1150	
ρ hitung	=	0.0072	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
ρ_{min} <	ρ	> ρ_{max}	
Jadi,	rasio tulangan yg digunakan		
	=	ρ hit	
	=	0.0072	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 4853.9 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 380.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 12.8 — = 8 x 2 16 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 6082.1 mm^2 ok

= 78.316 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

873.7 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 125 mm

Ast = 113.10 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 9 x 1 9 buah

= 7.7 — As_{baru} = 1017.9 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 129.447 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 2426.9 mm^2 i0%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 19.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 283.5 mm^2 — = 100 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 8.6 — = 11 x 1 11 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 3118.8 mm^2 ok

= 116.826 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

436.8 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 100 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 11 x 1 11 buah

= 8.7 — As_{baru} = 552.9 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

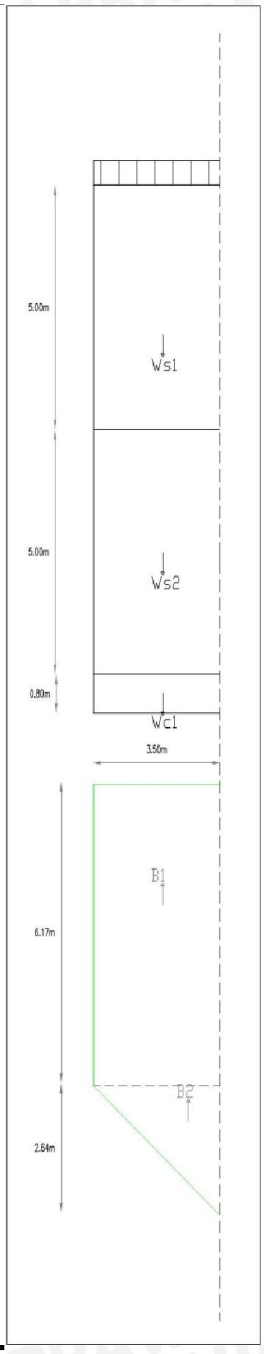
= 115.064 mm

Kontrol terhadap geser

Vu = 52.731 ton = 527 KN — ϕ = 0.6

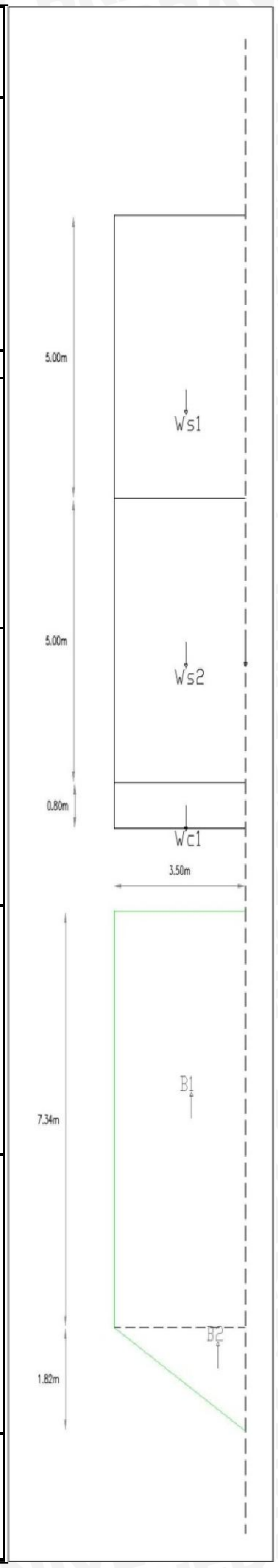
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 500879 KN — ϕVc = 300528 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



Tabel 4.220. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan C-C Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.		Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1			1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
		Wc1	1.2	x	3.50	x	0.80	x	1.00	x	2.4		=	8.06	1.75	14.11
2			1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
		Ws1	1.2	x	3.50	x	5.00	x	1.00	x	1.70		=	35.60	1.75	62.29
		Ws2	1.2	x	3.50	x	5.00	x	1.00	x	1.73		=	36.33	1.75	63.58
3			1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
		B1	1.2	x	3.50	x	7.34	x	1.00				=	-30.83	1.75	-53.95
		B2	1.2	x	3.50	x	1.82	x	0.50				=	-3.82	1.17	-4.46
													Total	45.339		81.573



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	12	mm
Dutama	=	22	mm
Mu	=	815.7	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	672	mm
	=	0.672	m
d'	=	128	mm
d'/d	=	0.190	
M/(b.d^2)	=	1.8064	N/mm^2
	=	1.8064	
ρ hitung	=	0.0061	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
ρmin < ρ > ρmax			
Jadi,	rasio tulangan yg digunakan		
	=	ρ hit	
	=	0.0061	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 4085.6 mm^2

Rencana: Ast = 380.1 mm^2

Jumlah tulangan utama = 10.7

Jarak tulangan utama = 93.043 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 150 mm

Jumlah tulangan utama = 8 x 2 16 buah

As_{baru} = 6082.1 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

735.4 mm^2

Rencana: Ast = 113.10 mm^2

Jumlah tulangan bagi = 6.5

Jarak tulangan utama = 153.790 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 125 mm

Jumlah tulangan bagi = 9 x 1 9 buah

As_{baru} = 1017.9 mm^2 ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 2042.8 mm^2 50%Astarik

d = 19.0 mm

Rencana: Ast = 283.5 mm^2

Jumlah tulangan utama = 7.2

Jarak tulangan utama = 138.796 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 100 mm

Jumlah tulangan utama = 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 3118.8 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

367.7 mm^2

d 8.0 mm

Rencana: Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi = 7.3

Jarak tulangan utama = 136.703 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 100 mm

Jumlah tulangan bagi = 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 552.9 mm^2 ok

Kontrol terhadap geser

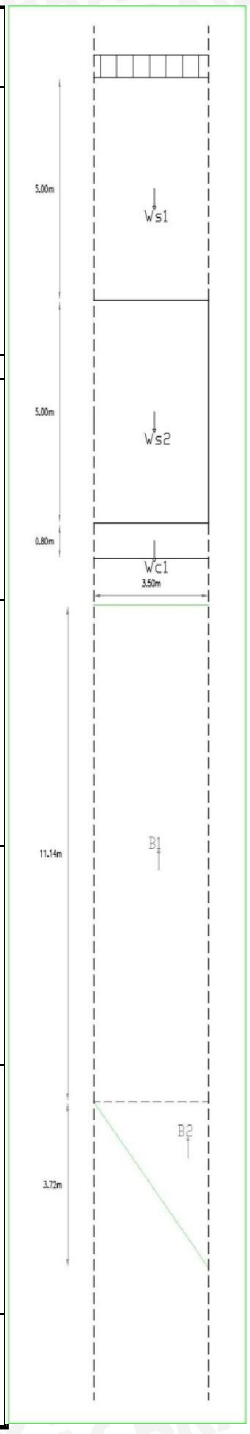
Vu = 45.339 ton = 453 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 500879 KN ϕVc = 300528 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.221. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan D-D Kondisi Kondisi Kosong – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	3.50	x	0.80	x	1.00	x	2.40		=	8.06	1.75	14.11
		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
2	Ws1	1.2	x	3.5	x	5.00	x	1.00	x	1.70		=	35.60	1.75	62.29
	Ws2	1.2	x	3.5	x	5.00	x	1.00	x	1.73		=	36.33	1.75	63.58
	q	1.2	x	3.5	x	1.00						=	4.20	1.75	7.35
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	3.50	x	11.14	x	1.00				=	-46.79	1.75	-81.88
	B1	1.2	x	3.50	x	3.72	x	0.50				=	-7.81	1.17	-9.11
												Total	29.589		56.338



h = 800 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm

Dbagi = 10 mm
Dutama = 22 mm
Mu = 563.38 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85

d = 673 mm
= 0.673 m
d' = 127 mm
d'/d = 0.189

M/(b.d^2) = 1.2439 N/mm^2
= 1.2439
ρ hitung = 0.0041

ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

ρmin < ρ > ρmax

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0041

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 2748.0 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 380.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 7.2 — = 8 x 1 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 3041.1 mm^2 ok

= 138.329 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

494.6 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 175 mm

Ast = 78.54 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 7 x 1 7 buah

= 6.3 — As_{baru} = 549.8 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 158.780 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 1374.0 mm^2 i0%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 13.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 132.7 mm^2 — = 100 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 10.4 — = 11 x 1 11 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 1460.1 mm^2 ok

= 96.601 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

247.3 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 300 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 5 x 1 5 buah

= 4.9 — As_{baru} = 251.3 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 203.238 mm

Kontrol terhadap geser

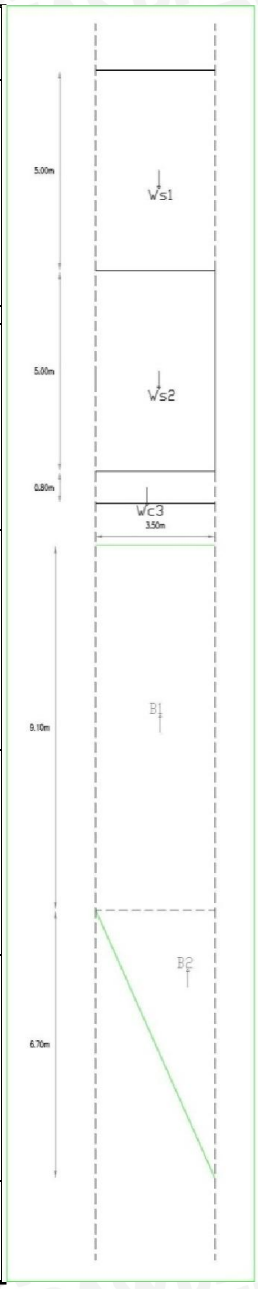
Vu = 29.589 ton = 296 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 501625 KN — ϕVc = 300975 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.222. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan D-D Kondisi Kondisi Kosong – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	3.50	x	0.80	x	1.00	x	2.4		=	8.06	1.75	14.11
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	3.5	x	5.00	x	1.00	x	1.70		=	35.60	1.75	62.29
	Ws2	1.2	x	3.5	x	5.00	x	1.00	x	1.73		=	36.33	1.75	63.58
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	3.50	x	9.10	x	1.00				=	-38.22	1.75	-66.89
	B2	1.2	x	3.50	x	6.70	x	0.50				=	-14.07	1.17	-16.42
												Total	27.699		56.681



h = 800 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm

Dbagi = 10 mm
Dutama = 22 mm
Mu = 566.81 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85

d = 673 mm
= 0.673 m
d' = 127 mm
d'/d = 0.189

M/(b.d^2) = 1.2514 N/mm²
= 1.2514
ρ hitung = 0.0041

ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

ρmin ρ > ρmax

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0041

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 2765.5 mm²
Rencana:
Ast = 380.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 7.3
Jarak tulangan utama
= 137.458 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 150 mm
Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah
As baru = 3041.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
497.8 mm²
Rencana:
Ast = 78.54 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 6.3
Jarak tulangan utama
= 157.780 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 175 mm
Jumlah tulangan bagi
= 7 x 1 7 buah
As baru = 549.8 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 1382.7 mm² 50%Astarik
d = 13.0 mm
Rencana:
Ast = 132.7 mm²
Jumlah tulangan utama
= 10.4
Jarak tulangan utama
= 95.993 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 11 buah
As baru = 1460.1 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
248.9 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 5.0
Jarak tulangan utama
= 201.958 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 300 mm
Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 5 buah
As baru = 251.3 mm² ok

Kontrol terhadap geser

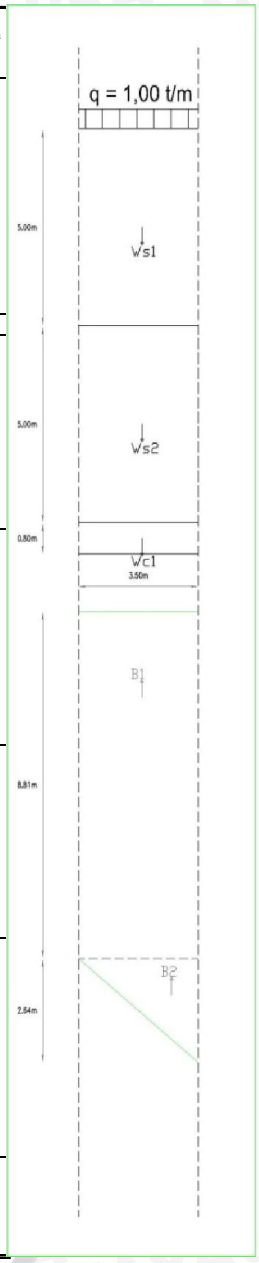
Vu = 27.699 ton = 277 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 501625 KN ϕVc = 300975 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.223. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan D-D Kondisi Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	3.50	x	0.80	x	1.00	x	2.40		=	8.06	1.75	14.11
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	3.50	x	5.00	x	1.00	x	1.70		=	35.60	1.75	62.29
	Ws2	1.2	x	3.50	x	5.00	x	1.00	x	1.73		=	36.33	1.75	63.58
	q	1.2	x	3.50	x	1.00						=	4.20	1.75	7.35
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	3.50	x	8.81	x	1.00				=	-37.00	1.75	-64.75
	B2	1.2	x	3.50	x	2.64	x	0.50				=	-5.54	1.17	-6.47
												Total	41.643		76.109



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	22	mm
Mu	=	76.11	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	673	mm
	=	0.673	m
d'	=	127	mm
d'/d	=	0.189	
M/(b.d^2)	=	0.1680	N/mm^2
	=	0.1680	
ρ hitung	=	0.0005	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
ρ_{min} >	ρ	>	ρ_{max}

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1211.4 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 380.1 mm^2 — = 150 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 3.2 — = 8 x 1 8 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 3041.1 mm^2 ok

= 313.796 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

218.1 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

Rencana: — = 175 mm

Ast = 78.54 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 7 x 1 7 buah

= 2.8 — As_{baru} = 549.8 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 360.188 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 605.7 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 13.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru*

Ast = 132.7 mm^2 — = 100 mm

Jumlah tulangan utama — *Jumlah tulangan utama*

= 4.6 — = 11 x 1 11 buah

Jarak tulangan utama — As_{baru} = 1460.1 mm^2 ok

= 219.139 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

109.0 mm^2 — *Jarak tulangan baru*

d 8.0 mm

Rencana: — = 300 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi — = 5 x 1 5 buah

= 2.2 — As_{baru} = 251.3 mm^2 ok

Jarak tulangan utama

= 461.041 mm

Kontrol terhadap geser

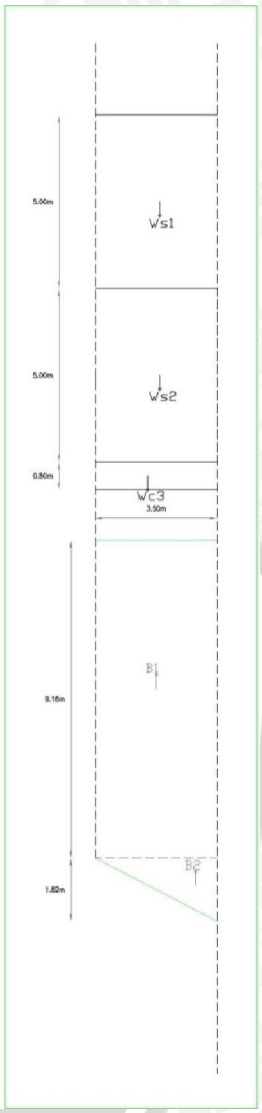
Vu = 41.643 ton = 416 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 501625 KN — ϕVc = 300975 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.224. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan D-D Kondisi Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	3.50	x	0.80	x	1.00	x	2.4		=	8.06	1.75	14.11
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio	x	γ					
	Ws1	1.2	x	3.50	x	5.00	x	1.00	x	1.70		=	35.60	1.75	62.29
	Ws2	1.2	x	3.50	x	5.00	x	1.00	x	1.73		=	36.33	1.75	63.58
3		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	rasio							
	B1	1.2	x	3.50	x	9.16	x	1.00				=	-38.47	1.75	-67.33
	B2	1.2	x	3.50	x	1.82	x	0.50				=	-3.82	1.17	-4.46
												Total	37.695		68.196



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	22	mm
Mu	=	68.20	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	673	mm
	=	0.673	m
d'	=	127	mm
d'/d	=	0.189	
M/(b.d^2)	=	0.1506	N/mm^2
	=	0.1502	
ρ hitung	=	0.0005	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	

ρ^{min} > ρ > ρ^{max}

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0018

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1211.4 mm^2

Rencana:

Ast = 380.1 mm^2

Jumlah tulangan utama
= 3.2

Jarak tulangan utama
= 313.796 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 150 mm

Jumlah tulangan utama
= 8 x 1 8 buah

As_{baru} = 3041.1 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
218.1 mm^2

Rencana:

Ast = 78.54 mm^2

Jumlah tulangan bagi
= 2.8

Jarak tulangan utama
= 360.188 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 175 mm

Jumlah tulangan bagi
= 7 x 1 7 buah

As_{baru} = 549.8 mm^2 ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 605.7 mm^2 50%Astarik

d = 13.0 mm

Rencana:

Ast = 132.7 mm^2

Jumlah tulangan utama
= 4.6

Jarak tulangan utama
= 219.139 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 100 mm

Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 11 buah

As_{baru} = 1460.1 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
109.0 mm^2

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi
= 2.2

Jarak tulangan utama
= 461.041 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 300 mm

Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm^2 ok

Kontrol terhadap geser

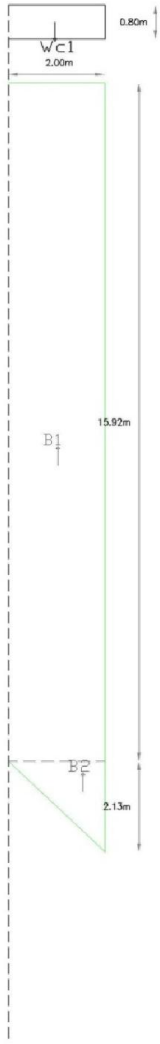
Vu = 37.695 ton = 377 KN ϕ = 0.6

$Vc = \left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 501625 KN ϕVc = 300975 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.225. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan E-E Kondisi Kosong – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	2.00	x	0.80	x	1.00	x	1.00	x	2.40		=	4.61	1.00	4.61
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
	B1	1.2	x	2.00	x	15.92	x	1.00	x	1.00				=	-38.21	1.00	-38.21
	B2	1.2	x	2.00	x	2.13	x	1.00	x	0.50				=	-2.56	0.67	-1.70
														Total	-36.156		-35.304



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	16	mm
Mu	=	353.04	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	680	mm
	=	0.68	m
d'	=	120	mm
d'/d	=	0.176	
M/(b.d^2)	=	0.7635	N/mm^2
	=	0.7635	
ρ hitung	=	0.0025	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
ρ^{min}	<	ρ	> ρ^{max}

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ hit
= 0.0025

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1670.7 mm^2

Rencana:

Ast = 201.1 mm^2

Jumlah tulangan utama
= 8.3

Jarak tulangan utama
= 120.345 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 100 mm

Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 = 11 buah

As_{baru} = 2211.7 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
300.7 mm^2

Rencana:

Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi
= 6.0

Jarak tulangan utama
= 167.146 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 125 mm

Jumlah tulangan bagi
= 9 x 1 = 9 buah

As_{baru} = 452.4 mm^2 ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 835.4 mm^2 50%Astarik

d = 13.0 mm

Rencana:

Ast = 132.7 mm^2

Jumlah tulangan utama
= 6.3

Jarak tulangan utama
= 158.893 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 125 mm

Jumlah tulangan utama
= 9 x 1 = 9 buah

As_{baru} = 1194.6 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
150.4 mm^2

d 8.0 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi
= 3.0

Jarak tulangan utama
= 334.292 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru
= 300 mm

Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm^2 ok

Kontrol terhadap geser

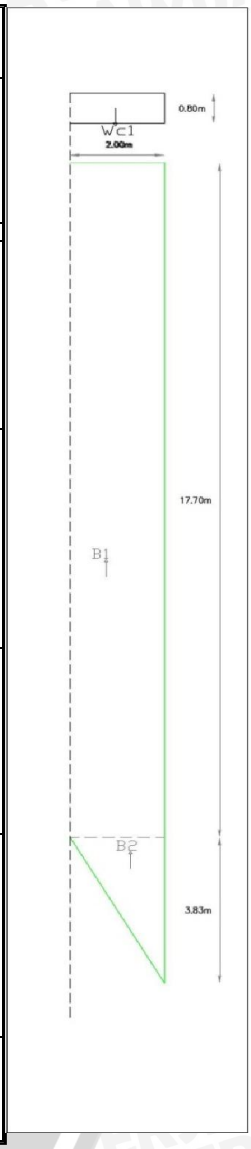
Vu = 36.156 ton = 362 KN ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 506842 KN ϕVc = 304105 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.226. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan E-E Kondisi Kosong – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang													Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	γ beton					
	Wc1	1.2	x	2.00	x	0.80	x	1.00	x	1.00	x	2.4		=	4.61	1.00	4.61
2		1.2	x	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio							
	B1	1.2	x	2.00	x	17.70	x	1.00	x	1.00				=	-42.48	1.00	-42.48
	B2	1.2	x	2.00	x	3.83	x	1.00	x	0.50				=	-4.60	0.67	-3.06
														Total	-42.468		-40.936



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	16	mm
Mu	=	409.36	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	680	mm
	=	0.68	m
d'	=	120	mm
d'/d	=	0.176	
M/(b.d^2)	=	0.8853	N/mm^2
	=	0.8839	
ρ hitung	=	0.0029	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
ρ^{min} < ρ > ρ^{max}			
Jadi,	rasio tulangan yg digunakan		
	=	ρ hit	
	=	0.0029	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 1943.6 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 100 mm

Ast = 201.1 mm^2

Jumlah tulangan utama = 9.7 — *Jumlah tulangan utama* = 11 x 1 = 11 buah

Jarak tulangan utama = 103.447 mm — As_{baru} = 2211.7 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 349.9 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 125 mm

Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi = 7.0 — *Jumlah tulangan bagi* = 9 x 1 = 9 buah

Jarak tulangan utama = 143.677 mm — As_{baru} = 452.4 mm^2 ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 971.8 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 13.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 125 mm

Ast = 132.7 mm^2

Jumlah tulangan utama = 7.3 — *Jumlah tulangan utama* = 9 x 1 = 9 buah

Jarak tulangan utama = 136.583 mm — As_{baru} = 1194.6 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 174.9 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 8.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 300 mm

Ast = 50.27 mm^2

Jumlah tulangan bagi = 3.5 — *Jumlah tulangan bagi* = 5 x 1 = 5 buah

Jarak tulangan utama = 287.353 mm — As_{baru} = 251.3 mm^2 ok

Kontrol terhadap geser

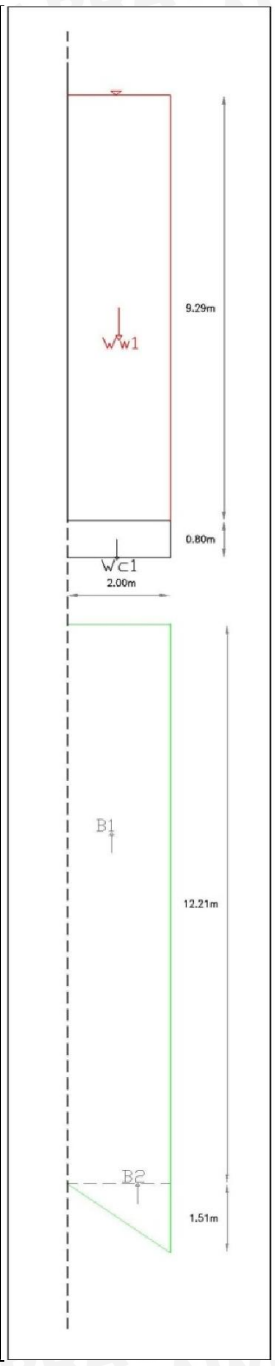
Vu = 42.468 ton = 425 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right].bw.d$ = 506842 KN — ϕVc = 304105 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.227. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan E-E Kondisi Banjir Q_{PMF} – Normal

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γ beton			
	Wc1	1.2 x 2.00 x 0.80 x 1.00 x 1.00 x 2.40 =	4.61	1.00	4.61
2		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γw			
	Ww1	1.2 x 2.00 x 9.29 x 1.00 x 1.00 x 1.00 =	22.30	1.00	22.30
3		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio			
	B1	1.2 x 2.00 x 12.21 x 1.00 x 1.00 =	-29.30	1.00	-29.30
	B2	1.2 x 2.00 x 1.51 x 1.00 x 0.50 =	-1.81	0.67	-1.21
		Total	-4.212		-3.608



h	=	800	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	8	mm
Dutama	=	16	mm
Mu	=	36.08	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	20	Mpa
β1	=	0.85	
d	=	680	mm
	=	0.68	m
d'	=	120	mm
d'/d	=	0.176	
M/(b.d^2)	=	0.0780	N/mm^2
	=	0.0777	
ρ hitung	=	0.0002	
ρ min	=	0.0018	
ρ max	=	0.01626	
ρ^{min} > ρ > ρ^{max}			
Jadi,	rasio tulangan yg digunakan		
	=	ρ min	
	=	0.0002	

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 165.5 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 100 mm

Ast = 201.1 mm^2

Jumlah tulangan utama = 0.8 — *Jumlah tulangan utama* = 11 x 1 = 11 buah

Jarak tulangan utama = 1215.005 mm — As_{baru} = 2211.7 mm^2 ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 29.8 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru = 125 mm

Rencana:

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi = 0.6 — = 9 x 1 = 9 buah

As_{baru} = 452.4 mm^2 ok

Jarak tulangan utama = 1687.507 mm

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 82.7 mm^2 50%Astarik — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 13.0 mm

Rencana: — *Jarak tulangan baru* = 125 mm

Ast = 132.7 mm^2

Jumlah tulangan utama = 0.6 — *Jumlah tulangan utama* = 9 x 1 = 9 buah

As_{baru} = 1194.6 mm^2 ok

Jarak tulangan utama = 1604.186 mm

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 14.9 mm^2 — Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

d = 8.0 mm — *Jarak tulangan baru*

Rencana: = 300 mm

Ast = 50.27 mm^2 — *Jumlah tulangan bagi*

Jumlah tulangan bagi = 0.3 — = 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 251.3 mm^2 ok

Jarak tulangan utama = 3375.013 mm

Kontrol terhadap geser

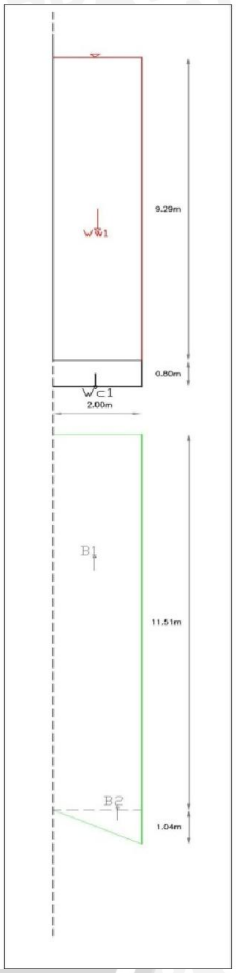
Vu = 4.212 ton = 42 KN — ϕ = 0.6

Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 506842 KN — ϕVc = 304105 KN

Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser

Tabel 4.228. Tabel Bending Momen dan Analisa Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi Potongan E-E Kondisi Banjir Q_{PMF} – Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (ton.m)
1		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γ beton			
	Wc1	1.2 x 2.00 x 0.80 x 1.00 x 1.00 x 2.4	4.61	1.00	4.61
2		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio x γw			
	Ww1	1.2 x 2.00 x 9.29 x 1.00 x 1.00 x 1.00 =	22.30	1.00	22.30
3		1.2 x Lebar x Tinggi x Panjang x rasio			
	B1	1.2 x 2.00 x 11.51 x 1.00 x 1.00	-27.62	1.00	-27.62
	B2	1.2 x 2.00 x 1.04 x 1.00 x 0.50	-1.25	0.67	-0.83
		Total	-1.968		-1.552



h = 800 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm

Dbagi = 10 mm
Dutama = 22 mm
Mu = 15.52 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 20 Mpa
β1 = 0.85

d = 673 mm
= 0.673 m
d' = 127 mm
d'/d = 0.189

M/(b.d^2) = 0.0343 N/mm²
= 0.0356
ρ hitung = 0.0001

ρ min = 0.0018
ρ max = 0.01626

ρ_{min} > ρ > ρ_{max}

Jadi, rasio tulangan yg digunakan
= ρ min
= 0.0001

Tulangan Utama Tarik

As hitung = 75.0 mm²
Rencana:
Ast = 380.1 mm²
Jumlah tulangan utama
= 0.2
Jarak tulangan utama
= 5069.153 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 100 mm
Jumlah tulangan utama
= 11 x 1 = 11 buah
As_{baru} = 4181.5 mm² ok

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
13.5 mm²
Rencana:
Ast = 78.54 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 0.2
Jarak tulangan utama
= 5818.587 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 125 mm
Jumlah tulangan bagi
= 9 x 1 = 9 buah
As_{baru} = 706.9 mm² ok

Tulangan Utama Tekan

As hitung = 37.5 mm² 50%Astarik
d = 13.0 mm
Rencana:
Ast = 132.7 mm²
Jumlah tulangan utama
= 0.3
Jarak tulangan utama
= 3540.028 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 125 mm
Jumlah tulangan utama
= 9 x 1 = 9 buah
As_{baru} = 1194.6 mm² ok

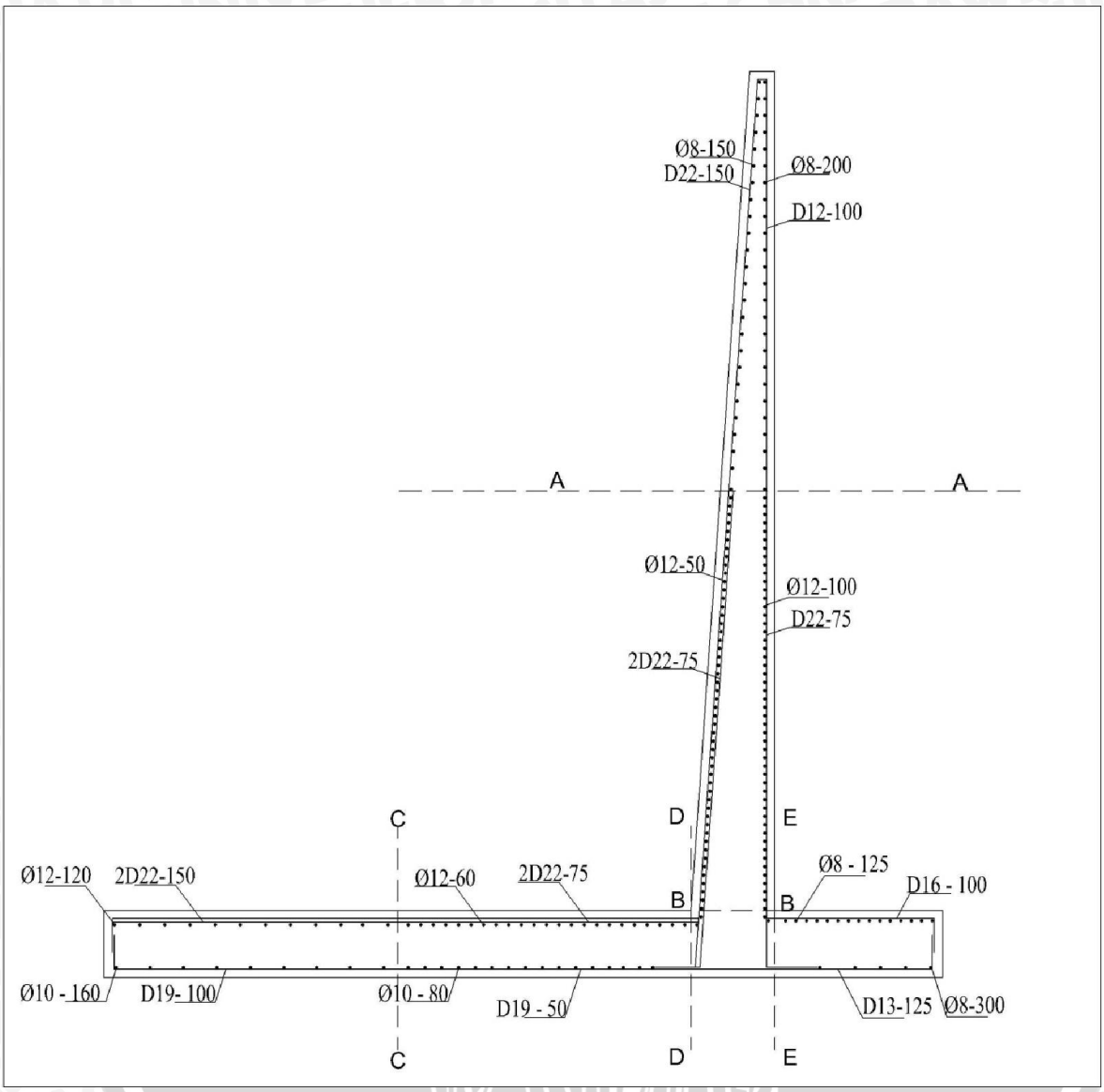
Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
6.7 mm²
d 8.0 mm
Rencana:
Ast = 50.27 mm²
Jumlah tulangan bagi
= 0.1
Jarak tulangan utama
= 7447.791 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 300 mm
Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 = 5 buah
As_{baru} = 251.3 mm² ok

Kontrol terhadap geser

Vu = 1.968 ton = 20 KN ϕ = 0.6
Vc = $\left[\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right] . bw . d$ = 501625 KN ϕVc = 300975 KN
Vu < ϕVc tidak diberi tulangan geser



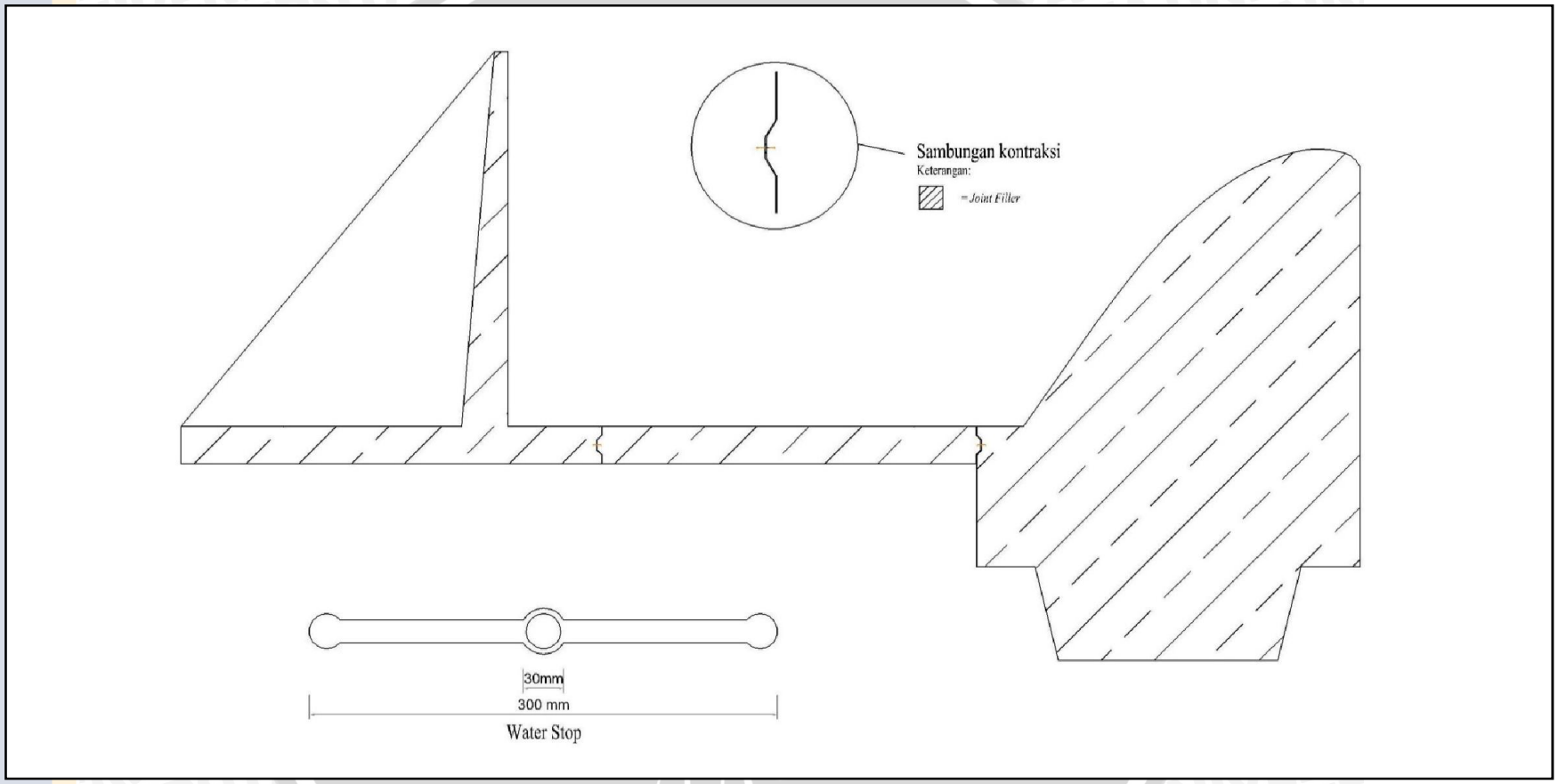
Gambar 4.125 Gambar Penulangan Peredam Energi

4.5.*Construction* dan *Contraction Joint*

Sambungan konstruksi (*construction joint*)memiliki peranan penting dalam berbagai struktur beton karena tidak mungkin untuk pembuatan suatu bangunan besar bisa dilakukan dalam satu kali pekerjaan, sehingga diperlukan sambungan konstruksi.Pengecoran beton dilaksanakan setiap tinggi tertentu dengan batas setinggi-tingginya 1,5 m – 2,0 m, tergantung volume dari beton total. Ini dimaksudkan agar agregat kasar tidak memisah yang dapat memperlemah kekuatan beton. Sedangkan sambungan konstruksi arah longitudinal kira-kira sambungan berjarak antara 10-30 m.

Sambungan kontraksi (*contraction joint),* Sambungan ini dipakai untuk mencegah terjadinya retakan. Retak dapat diminimalkan dengan memberikan rongga untuk pergerakan pada struktur beton. Hal yang biasa dilakukan adalah dengan membagi dinding menjadi beberapa bagian yang dipisahkan dengan panjang yang cocok oleh sambunganyang memungkinkan terjadi pergerakan. Dalam hal ini, sambungan tersebut menggunakan water stop. Penggunaan water stop diharapkan dapat mencegah air bocor melalui celah pada sambungan kontraksi.Bahan dari water stop ini harus memenuhi beberapa syarat, yaitu: kedap air, tahan lama dan dapat mengikuti gerakan memanjang atau menyusutnya sambungan.

Sambungan konstruksi dan konstraksi pada bangunan dalam studi ini dapat dilihat pada Gambar 4.126.



Gambar 4.126 Gambar Sambungan Kontraksi