

BAB II LANDASAN TEORI

2.1. Perencanaan Hidrolika Pelimpah

Analisa hidrolika dilaksanakan dengan tujuan untuk menganalisis hasil hitungan secara empirik yang kemudian digunakan sebagai dasar pemilihan bentuk, tipe dan perlakuan yang akan direncanakan dan dilaksanakan terhadap bangunan di lapangan.

2.1.1 Penjelasan Umum

Pelimpah samping (*side channel spillway*) adalah suatu bangunan pelimpah yang saluran peluncurnya berposisi menyamping terhadap saluran pengatur aliran udiknya. Biasanya saluran pengatur alirannya disebut saluran pengatur aliran tipe pelimpah samping dilengkapi suatu bendung pengatur dan kadang-kadang bahkan dipasang pintu-pintu.

2.1.2. Bendung Pelimpah (*Overflow Weir*)

Bendung pelimpah (*Over flow weir*) merupakan salah satu komponen dari saluran pengatur aliran yang dibuat untuk mengatur serta memperbesar debit air yang akan melintasi bangunan pelimpah.

Dimensi saluran pengatur tipe bendung pelimpah dapat diperoleh dengan rumus-rumus hidrolika sebagai berikut :

- a. Rumus debit yang melewati pelimpah dengan penampang segiempat (Sosrodarsono, 1977:181).

$$Q = CLH^{\frac{3}{2}} \quad (2-1)$$

Dengan :

- Q = debit (untuk perencanaan digunakan debit banjir rancangan, m³/det)
 C = koefisien debit
 L = lebar efektif ambang pelimpah (m)
 H = tinggi tekan di atas ambang pelimpah (m)

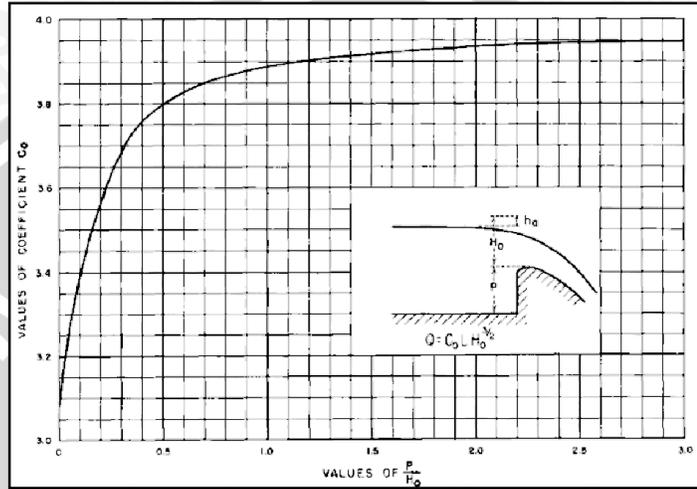
- b. Koefisien debit

Secara teori besarnya koefisien debit (C) akan berkurang akibat adanya gesekan. Beberapa faktor yang mempengaruhi besarnya koefisien debit "C" adalah :

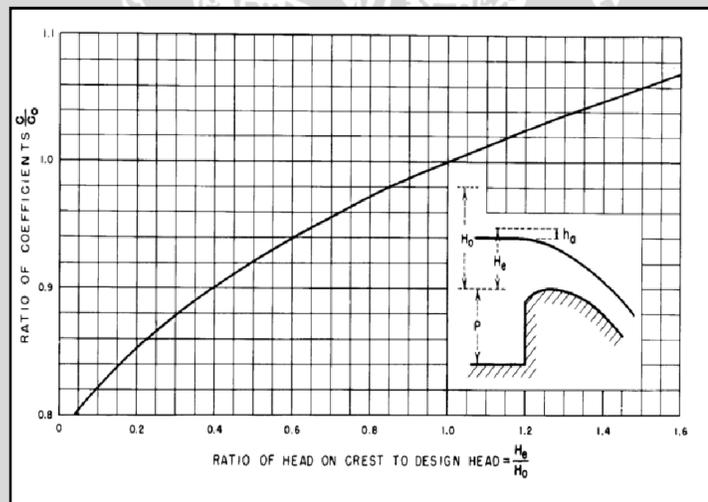
- a. Kedalaman air didalam saluran pengarah aliran.
- b. Kemiringan lereng hulu bendung
- c. Tinggi air diatas mercu bendung

- d. Perbedaan antara tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan.

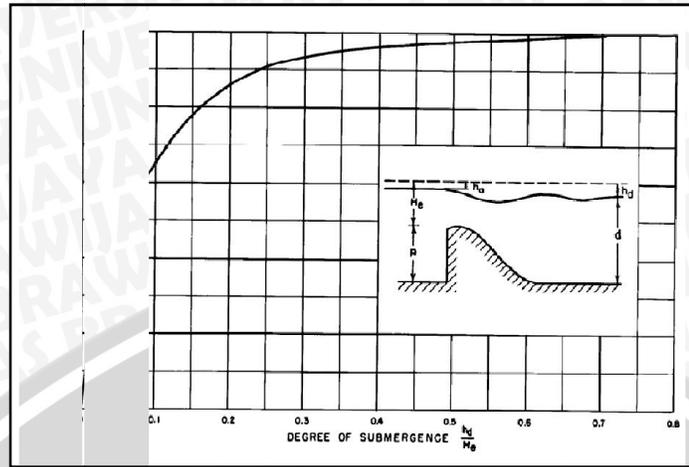
Pengaruh-pengaruh kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran dan kemiringan lereng hulu bendung terhadap angka C pada berbagai bangunan pelimpah dapat dilihat pada **Gambar 2.1** sampai **Gambar 2.3**.



Gambar 2.1 Koefisien Debit Dipengaruhi oleh Faktor P/H_o
 Sumber : Anonim, 1987:370



Gambar 2.2 Koefisien Debit Dipengaruhi oleh Faktor H_e/H_o
 Sumber : Anonim, 1987:371



Gambar 2.3 Koefisien Limpahan yang Dipengaruhi oleh Faktor Hilir Pelimpah dengan Aliran Tenggelam
 Sumber : Anonim, 1987:374

Jika aliran di belakang ambang cukup tinggi, maka akan mempengaruhi debit yang masuk ambang, dan disebut dengan aliran tenggelam. Kondisi ini sangat jarang atau hampir tidak pernah untuk aliran pelimpah, dan hanya mungkin pada konstruksi bendung.

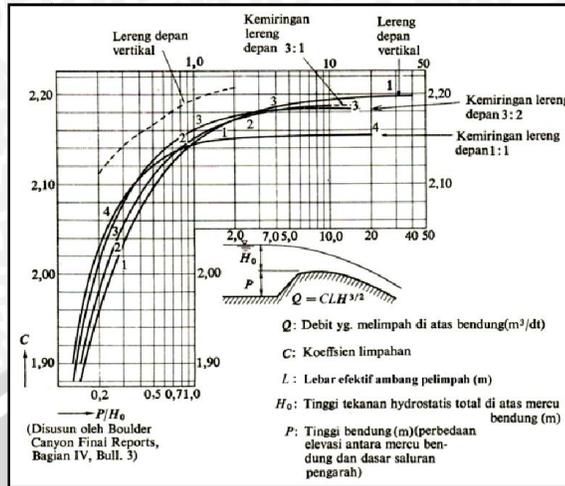
Koefisien debit dapat juga ditentukan berdasarkan rumus empiris *Iwasaki*. Rumus ini hanya berlaku untuk tipe standar (Sosrodarsono, 1989 : 182).

$$C_d = 2,200 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0,99} \quad (2-2)$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2a \left(\frac{h}{H_d} \right)}{1 + a \left(\frac{h}{H_d} \right)} \quad (2-3)$$

Dengan :

- C = koefisien limpahan untuk semua tinggi tekan
- C_d = koefisien limpahan untuk tinggi tekan rencana
- h = tinggi air di atas mercu ambang
- H_d = tinggi tekan rencana di atas mercu ambang
- P = tinggi ambang
- a = konstanta (diperoleh pada saat $h = H_d$, yang berarti $C = C_d$)



Gambar 2.4 Koefisien Debit Pelimpah Metode Iwasaki (Sumber: Sosrodarsono, 1989: 182)

c. Lebar efektif ambang pelimpah (B_{eff})

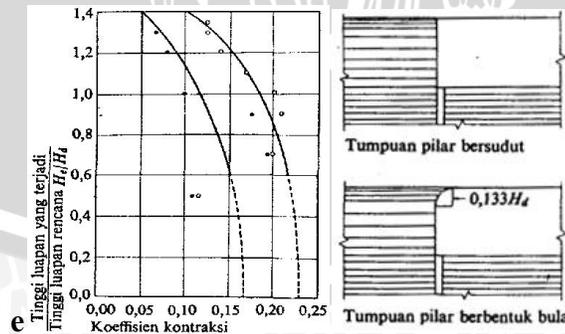
Pada saat terjadi debit outflow yang melintasi mercu ambang pelimpah akan terjadi kontraksi aliran baik pada kedua dinding samping maupun pada pilar-pilarnya. Debit air yang melewati mercu ambang pelimpah didasarkan pada lebar efektifnya. Besarnya perbandingan antara B_{eff} dan B dipengaruhi oleh bentuk pilar bagian hulu, tembok tepi dan kedalaman air. (Sosrodarsono, 1989 : 183):

$$B_{eff} = B - 2(N.K_p + K_a)H \tag{2-4}$$

Koefisien kontraksi tembok tepi sebagai berikut :

- tembok tepi bersudut runcing 0,2
- tembok tepi bersudut bulat/tumpul 0,1

Atau dengan grafik pada **Gambar 2.5** untuk kontraksi tembok tepi.



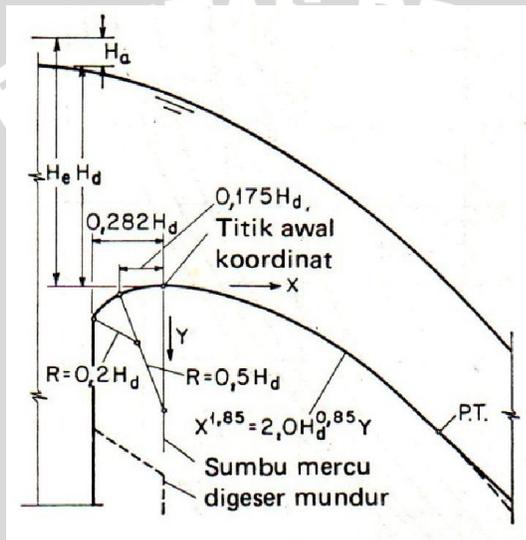
Gambar 2.5 Koefisien Konstraksi Pilar Sesuai dengan Bentuk Tumpuannya (Sumber: Sosrodarsono, 1989: 184)

2.1.3. Perencanaan Profil Ambang Pelimpah

Ada banyak tipe profil ambang pelimpah Ogee modifikasi, tipe standar biasanya ditetapkan berdasarkan aliran di atas ambang rencana, dimana As ambang pelimpah tepat pada puncak ambang.

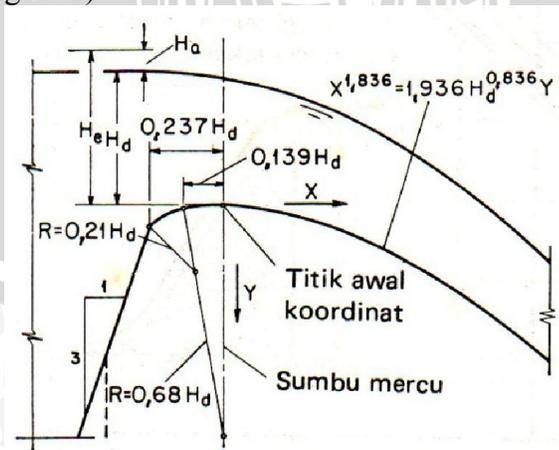
Selain metode standar, metode lain untuk menentukan profil ambang pelimpah Ogee adalah dengan metode yang telah disusun oleh *U.S. Army Corps of Engineers* melalui data U.S.B.R. yang dibuat dan diterbitkan di *Waterways Experiment Station (WES)*, berikut adalah bentuk-bentuk profil pelimpah yang diterbitkan WES :

1. Tipe I (Tipe Tegak)



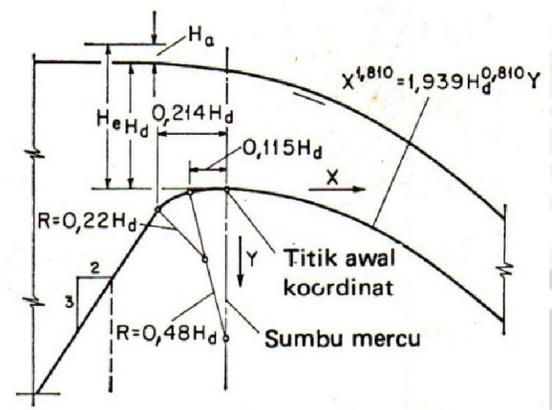
Gambar 2.6 Profil Ambang Tegak (sumber: Chow, 1997: 330)

1. Tipe II (Hulu miring 3 : 1)



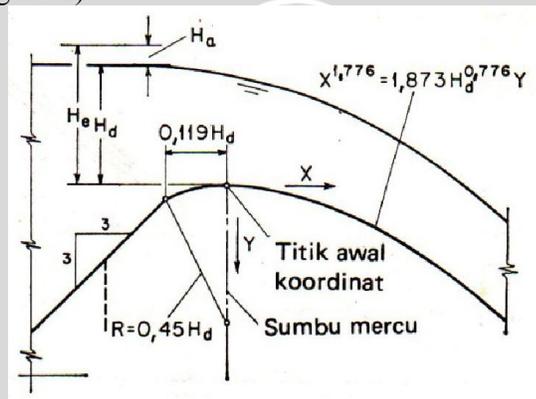
Gambar 2.7 Profil Ambang Pelimpah Tipe II (sumber: Chow, 1997: 330)

3. Tipe III (Hulu miring 3 : 2)



Gambar 2.8 Profil Ambang Pelimpah tipe III (sumber: Chow, 1997: 330)

4. Tipe IV (Hulu miring 1 : 1)



Gambar 2.9 Profil Ambang Pelimpah tipe IV (sumber: Chow, 1997: 330)

Berdasarkan bentuknya tipe depan miring sesuai untuk head yang rendah, bentuk seperti ini menambah gaya vertikal, sehingga dapat menambah stabilitas konstruksi.

Berdasarkan metode *The United State Army Corps of Engineers* telah menyusun beberapa bentuk baku pelimpah di *Waterways Experiment Station (WES)*, dinyatakan berdasar lengkung Harrold (Chow 1997: 330):

$$X^n = K \cdot H_d^{n-1} \cdot Y \tag{2-5}$$

Dengan:

X, Y = koordinat profil mercu dengan titik awal pada titik tertinggi mercu,

H_d = tinggi tekan rancangan tanpa tinggi kecepatan dari aliran yang masuk,

K, n = parameter yang tergantung pada kemiringan muka pelimpah bagian hulu.

Tabel 2.1. Nilai K dan n

Kemiringan muka hulu	K	n
Tegak lurus	2,000	1,850
3 : 1	1,936	1,836
3 : 2	1,939	1,810
3 : 3	1,873	1,776

Sumber: Chow, (1985: 360)

Dari profil lengkung Harrold, bagian hilir pelimpah dirubah profilnya menjadi garis lurus dengan kemiringan 1 : 1 atau 1 : 0,8 atau berapa saja asal tidak terjadi banyak pembulatan angka.

2.1.4. Saluran Samping

Saluran samping merupakan saluran yang terletak pada akhir saluran pengatur, dalam saluran samping akan terjadi suatu proses peredaman energi karena terjadi benturan sesama massa air dan gesekan di antara molekul-molekul air, sehingga saluran tersebut akan menerima beban hidrodinamis berupa hampasan (*impact*) aliran air dan gaya-gaya (*vibration*).

Dalam perhitungan bentuk hidraulis pelimpah samping, dicari suatu bentuk yang memberikan keuntungan baik dari bentuk hidraulik maupun dari segi biaya konstruksi. Metode yang digunakan untuk menentukan bentuk yang optimal adalah dengan menggunakan metode kombinasi a dan n yang diambil dari rumus Julian Hinds, Rumus dasar dari J. Hinds, adalah sebagai berikut :

$$Q_x = q \cdot x \quad (2-6)$$

$$v = a \cdot x^n \quad (2-7)$$

$$y = \frac{n+1}{n} h_v \quad (2-8)$$

dimana :

Q_x : debit pada titik x (m^3/dt).

q : debit per unit lebar yang melintasi bendung pengatur ($m^3/dt/m$).

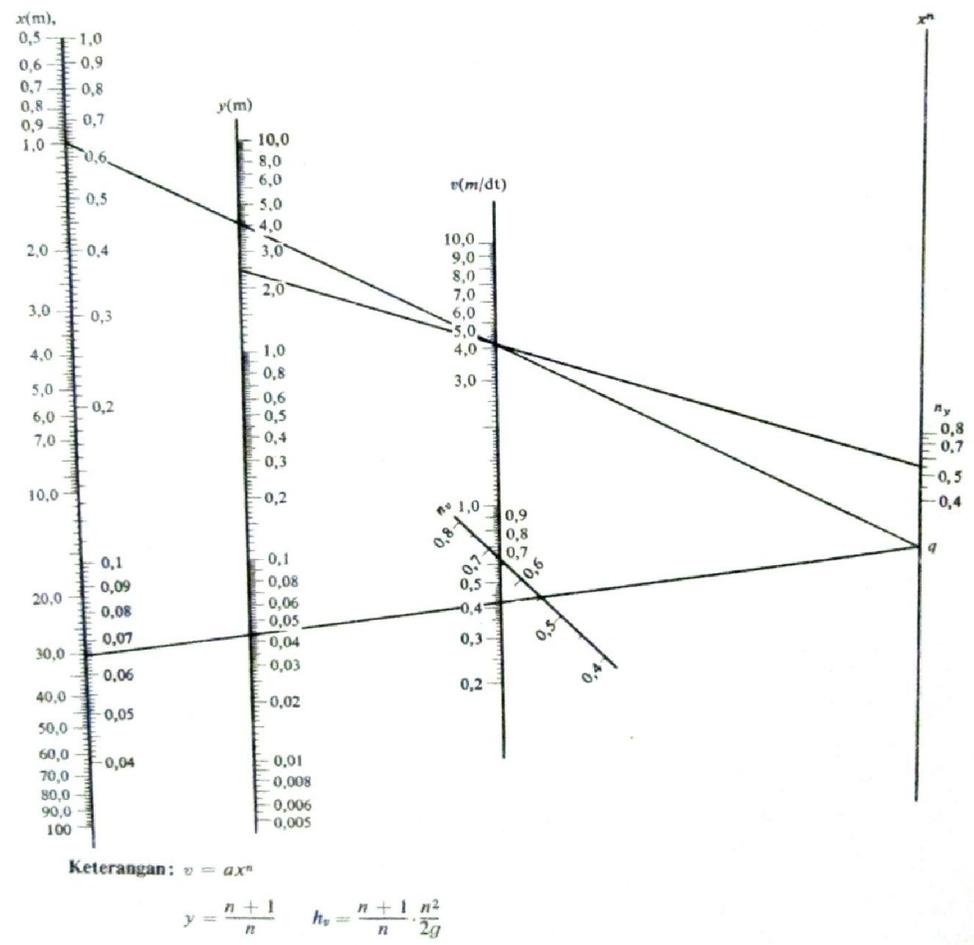
x : jarak antar tepi udik bendung dengan suatu titik pada mercu bendung tersebut (m).

v : kecepatan rata-rata aliran air di dalam saluran samping pada titik tertentu (m^3/dt).

a : koefisien yang berhubungan dengan kecepatan aliran air di dalam saluran samping.

- n : eksponen untuk kecepatan aliran air di dalam saluran samping (antara 0,4 s/d 0,8).
- y : perbedaan elevasi antara mercu bendung dengan permukaan air di dalam saluran samping pada bidang A_x yang melalui titik tersebut di atas.
- h_v : tinggi tekanan kecepatan aliran ($h_v = v^2/2g$).

Dan untuk menentukan bentuk penampang lintang saluran samping dan kecepatan aliran serta permukaan air, yang terdapat di dalamnya, dapat dihitung dengan rumus (2-3) s/d (2-5). Untuk memudahkan perhitungan dapat pula dipergunakan diagram seperti yang tertera pada gambar 2.10



Gambar 2.10 Diagram Penentuan Penampang Lintang Saluran Samping (Suyono, 1977 : 193)

Adapun langkah-langkah menentukan harga koefisien a dan n adalah dengan menggunakan sistem coba-banding dengan tahapan sebagai berikut:

1. Menghitung jarak titik tinjau sebagai berikut :

$$X_1 = C \text{ m, diperoleh } Q_{x1} = \frac{c}{\text{tot.panjang saluran}} \times Q_{out} \quad (2-9)$$

$$X_2 = C \text{ m, diperoleh } Q_{x2} = \frac{c}{\text{tot.panjang saluran}} \times Q_{out} \quad (2-10)$$

2. Bentuk penampang saluran samping dengan lebar (b) bervariasi berdasarkan jarak X serta kemiringan Z_1 dan Z_2
3. Memisalkan nilai a dan n
4. Menentukan kecepatan (V) pada jarak X_1 dan X_2 dengan persamaan sebagai berikut

$$: V = a \cdot x^n \quad (2-11)$$

5. Menentukan luasan (A) pada jarak X_1 dan X_2 dengan persamaan sebagai berikut :

$$A = Q/V \quad (2-12)$$

6. Menentukan nilai (d) pada jarak X_1 dan X_2 dengan persamaan sebagai berikut :

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 2(Z_1 + Z_2)A}}{Z_1 + Z_2} \quad (2-13)$$

7. Menentukan tinggi tekanan kecepatan aliran (h_v) pada jarak X_1 dan X_2 dengan persamaan sebagai berikut :

$$H_v = V^2/2g \quad (2-14)$$

8. Menentukan perbedaan elevasi antara mercu bendung dengan permukaan air di dalam saluran samping pada bidang A_x yang melalui titik tersebut (y) pada jarak X_1 dan X_2 dengan persamaan sebagai berikut :

$$y = \left[\frac{n+1}{n} \right] h_v \quad (2-15)$$

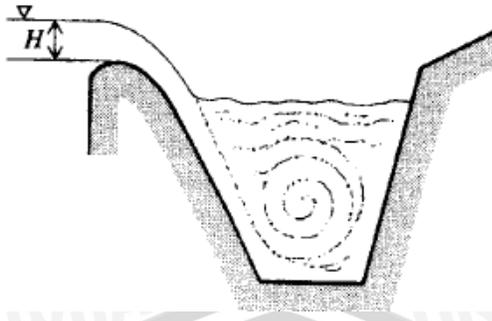
9. Menentukan nilai (D) pada jarak X_1 dan X_2 dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$D = d + y \quad (2-16)$$

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

$$P = D_1 + 2D_2 \quad (2-17)$$

11. Selanjutnya perhitungan metode coba banding untuk mendapatkan kombinasi nilai a dan n yang paling ekonomis.



Gambar 2.11 Skema Pelimpah Samping
(Sumber: Novak, 2007 : 211)

Sedangkan untuk perhitungan profil muka air disepanjang saluran samping dapat ditentukan dengan sistem coba banding menggunakan persamaan perbedaan tinggi muka air antara 2 penampang (Sosrodarsono, 1989 : 228).

$$\Delta y = \frac{\beta Q_1 \{V_1 + V_2\}}{g(Q_1 + Q_2)} \left(\Delta V + \frac{V_2 \Delta Q}{Q_1} \right) \quad (2-18)$$

Adapun langkah-langkah menghitung profil aliran muka air disepanjang saluran samping adalah sebagai berikut :

1. Panjang saluran samping dibagi dalam beberapa jenis, jarak antar pias (Δx)
2. Setelah melakukan perhitungan bentuk dasa saluran diatas, maka akan diperoleh tinggi muka air di hilir saluran samping ($y_{titik\ x}$)
3. Menghitung elevasi muka air pada titik tersebut dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$\text{Elevasi muka air} = \text{Elevasi dasar} + y \quad (2-19)$$

4. Menghitung luas penampang basag (A) pada titik tersebut dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebgai berikut :

$$A = \frac{(Z_1 + Z_2) + 2B}{2} y \quad (2-20)$$

5. Menghitung debit persatuan lebar (q) dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$q = Q/B \quad (2-21)$$

6. Menghitung debit (Q_1) pada titik tersebut dapat dihitung dengan meitkn tnggunakan persamaan berikut :

$$Q_1 = q \cdot X \quad (2-22)$$

7. Menghitung kecepatan aliran (V_1) pada titik tersebut dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$V_1 = Q/A \quad (2-23)$$

8. Untuk x-1 (dengan coba-coba sampai diperoleh hasil perhitungan Δy menggunakan persamaan rumus perbedaan tinggi = nilai Δy diambil)
9. Selanjutnya perhitungan di titik x-1 dilanjutkan seperti berikut untuk memperoleh hasil yang disyaratkan ad atas dengan nilai β tertentu.
10. Menghitung elevasi muka air pada titik tersebut dengan persamaan sebagai berikut :
Elevasi muka air di titik x-1 = (Elevasi muka air di titik x) + Δy (2-24)
11. Menghitung tinggi muka air (y) dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :
Tinggi muka air (y) = Elevasi muka air – elevasi dasar (2-25)
12. Menghitung luas penampang basah (A) pada titik x-1 dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :
$$A = \frac{(Z_1 + Z_2) + 2B}{2} y$$
 (2-26)
13. Selanjutnya perhitungan debit (Q_2) dan kecepatan (V_2)
14. Menghitung Δy dengan menggunakan rumus persamaan :
$$\Delta y = \frac{\beta Q_1 \{V_1 + V_2\}}{g(Q_1 + Q_2)} \left(\Delta V + \frac{V_2 \Delta Q}{Q_1} \right)$$
 (2-27)

Selain menggunakan metode Julian Hinds. Terdapat pula beberapa metode yang dianjurkan Balai Keamanan Bendungan untuk mendesain pelimpah samping yang efektif yang dituangkan dalam Buku Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume 4. Desain Bangunan Pelengkap hal: 21, antara lain:

1. Kemiringan pada sisi pelimpah dibuat 1 : 0,7 dan sisi yang berlawanan (sisi dinding) dibuat vertikal. Tergantung pada kondisi topografi dan lainnya, jika sebuah dinding vertikal pada sisi yang berlawanan dipertimbangkan tidak stabil, maka kemiringan dinding ditentukan berdasarkan kondisi setempat. Dalam beberapa kasus tersebut diatas dapat ditentukan melalui pengujian model.
2. Kemiringan dasar untuk saluran samping dibuat $I \leq 1/13$
3. Perbandingan antara tinggi air (d) dan lebar dasar (B) dari saluran samping (d/B) = 0,50
4. Angka Froude pada saluran samping dibuat $< 0,5$ (dianjurkan 0,44)

2.1.5. Saluran Transisi

Saluran transisi pada bangunan pelimpah diperlukan untuk menghubungkan perbedaan bentuk penampang pada ruas hilir profil pelimpah sampai ke suatu potongan sebelum menuju ke saluran peluncur dan juga memberikan kondisi aliran yang menguntungkan sebelum menuju ke saluran peluncur.

(a) Bentuk saluran transisi

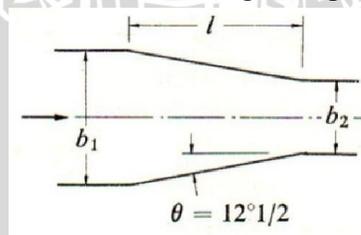
Mengingat saluran transisi ini sangat besar pengaruhnya terhadap resim aliran di dalam saluran peluncur dan berfungsi pula sebagai pengatur aliran pada debit-debit banjir abnormal, maka bentuk saluran ini supaya direncanakan dengan sangat hati-hati.

Untuk menghindari aliran-aliran yang helisoidal di dalam saluran ini, maka perlu diusahakan agar bentuknya sesimetris mungkin, terutama pada penampang lintang dan tampak atasnya.

Pada hakekatnya belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi dan karenanya saluran tersebut direncanakan dengan pertimbangan-pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman-pengalaman serta pada pengujian-pengujian model test hidrolika di laboratorium.

Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^{\circ}30'$ terhadap sumbu saluran peluncur (Gambar 2.7).

Akan tetapi kondisi topografi yang kurang menguntungkan, kadang-kadang memaksakan pembuatan dinding saluran yang melebihi sudut inklinasi tersebut. Dalam kondisi yang demikian, maka pengujian-pengujian dengan model test hidrolika sangat membantu, agar dapat diperoleh bentuk yang paling sesuai dalam berbagai variasi debit yang akan melintasi bangunan pelimpah.



Gambar 2.12 Skema untuk Bagian Transisi Saluran Pengarah Bangunan Pelimpah (sumber: Sosrodarsono, 1977: 203)

(b) Rencana-teknis hidrolis saluran transisi

Perhitungan hidraulika saluran transisi menggunakan persamaan energi dengan rumus sebagai berikut :

$$(\text{Elevasi dasar ambang hulu}) + d_e + \frac{v_e^2}{2g} = (\text{Elevasi dasar ambang hilir}) +$$

$$d_c + \frac{v_c^2}{2g} + \frac{K(v_e^2 - v_c^2)}{2g} + h_m \tag{2-28}$$

dengan:

d_e : kedalaman aliran masuk ke dalam saluran transisi.

v_e : kecepatan aliran masuk ke dalam saluran transisi.

d_c : ke dalam kritis pada ujung hilir saluran transisi.

v_c : kecepatan aliran kritis pada ujung hilir saluran transisi.

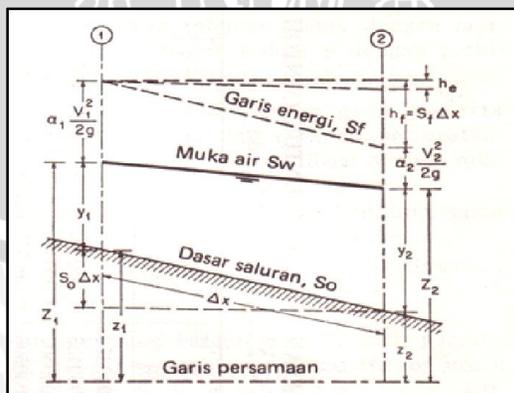
K : koefisien kehilangan tinggi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang lintang saluran transisi (0,1 - 0,2).

h_m : kehilangan total tinggi tekanan yang disebabkan oleh gesekan, dan lain-lain.

2.1.6. Saluran Peluncur (Chute Way)

Saluran peluncur merupakan saluran pembawa dari ujung hilir saluran transisi atau ujung hilir ambang pelimpah (tanpa saluran transisi) sampai ke peredam energi. Agar saluran peluncur mempunyai volume beton kecil, maka alirannya harus mempunyai kecepatan tinggi. Saluran ini direncanakan dengan aliran super kritis, dengan $F > 1$, namun $F < 9$.

Profil muka air pada saluran peluncur gelombang alirannya sudah menurun dan relatif berkurang dibanding pada bagian saluran transisi. Rumus pengaliran hidrolika pada saluran transisi dan saluran peluncur secara teori dapat dihitung dengan pendekatan rumus kekekalan energi antara dua pias, yaitu dengan pendekatan Hukum Bernoulli yang secara skematik dapat dijelaskan sebagai berikut:



Gambar 2.13 Skema Penampang Memanjang Aliran Pada Saluran Peluncur
(Sumber: Chow, 1985:261)

Dengan $y_1 = d_1 \cos\theta$ dan $y_2 = d_2 \cos\theta$ maka persamaan kekekalan energi pada pias penampang saluran transisi dan peluncur adalah sebagai berikut :

$$Z_1 = S_0 \Delta x + y_1 + Z_2 \text{ dan} \quad (2-29)$$

$$Z_2 = y_2 + Z_2 \quad (2-30)$$

Kehilangan tekanan akibat gesekan adalah :

$$h_f = S_f \cdot \Delta x = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \quad (2-31)$$

dengan kemiringan gesekan S_f diambil sebagai kemiringan rata-rata pada kedua ujung penampang atau \bar{S}_f

Maka persamaan di atas dapat ditulis :

$$Z_1 + \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = Z_1 + \alpha_2 \cdot \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \quad (2-32)$$

Dengan h_e ditambahkan untuk kehilangan tekanan akibat pusaran. Kehilangan ini tergantung pada perubahan tinggi kecepatan dan dapat dinyatakan sebagai $k (\Delta \alpha V^2 / 2g)$ dengan k suatu koefisien, Yaitu :

- Untuk saluran yang lambat laun melebar atau menyempit $k = 0$ sampai $k = 0,1$ dan $0,2$
- Untuk pelebaran atau penyempitan tiba tiba $k = 0,5$
- Untuk saluran prismatic $k = 0$

Karena pembagian kecepatan yang tidak sama pada penampang saluran, tinggi kecepatan untuk aliran-saluran-terbuka biasanya lebih besar dari harga yang dihitung berdasarkan rumus $v^2/2g$, dengan v merupakan kecepatan rata-rata. Bila dalil energi diterapkan, tinggi kecepatan yang sesungguhnya dapat dinyatakan sebagai $\alpha V^2/2g$, dengan α adalah *Koefisien energi (energy coefficient)* atau *Koefisien coriolis* untuk menghargai G. Coriolis [12] yang pertama kali mengetengahkannya. Data percobaan menunjukkan bahwa nilai α bervariasi dari sekitar 1,03 sampai 1,36 untuk saluran prismatis yang cukup lurus. Nilai ini biasanya bertambah untuk saluran kecil dan berkurang untuk sungai besar yang cukup dalam. Untuk keperluan praktis, kolupaila menyarankan harga-harga koefisien coriolis seperti di bawah ini:

Tabel 2.2. Koefisien Coreolis

Saluran	Nilai α			Nilai β		
	Ter-kecil	Rata-rata	Ter-besar	Ter-kecil	Rata-rata	Ter-besar
Saluran biasa, talang, pelimpah	1,10	1,15	1,20	1,03	1,05	1,07
Sungai alam dan sungai deras	1,15	1,30	1,50	1,05	1,10	1,17
Sungai tertutup es	1,20	1,50	2,00	1,07	1,17	1,33
Lembah sungai terlimpas banjir	1,50	1,75	2,00	1,17	1,25	1,33

Sumber: Chow (1985:28)

2.1.6.1. Kavitasi

Kavitasi adalah suatu kejadian yang timbul dalam aliran dengan kecepatan begitu besar, sehigga tekanan air menjadi lebih kecil dari pada tekanan uap air maksimum di temperatur itu. Proses ini menimbulkan gelembung-gelembung uap air yang dapat menimbulkan erosi pada konstruksi. (Patty,1995:99)

Kavitasi berisi uap air, udara, dan gas-gas lainnya akan terbentuk dalam zat cair bila tekanan mutlak dari zat cair tersebut hampir sama dengan tekanan uap air. Fenomena ini dapat terjadi jika kecepatan yang tinggi mengakibatkan turunnya tekanan. Kondisi semacam ini dapat timbul bila dinding lintasan sangat tajam, sehingga menyebabkan terpisahnya aliran air dari bidang sentuhnya. Pada waktu bergerak kearah hilir kavitasi dapat memasuki suatu daerah dimana tekanan mutlaknya sangat jauh lebih besar. Hal ini akan mengakibatkan menggembungnya tekanan uap air dalam kavitasi dan berubah menjadi zat cair kembali yang menyebabkan ledakan atau kempisnya kavitasi tersebut. Bila kavitasi kempis akan terjadi tekanan yang sangat tinggi. Sebagian dari kekuatan ledakan tersebut akan mengenai permukaan lintasan dan celah-celah serta pori-pori bahan mercu pelimpah. Dengan ledakan yang terus-menerus ini permukaan akan mengalami rusak karena keletihan dan partikel-partikel kecil akan pecah dan terlepas, sehingga permukaan tersebut akan terlihat seperti spons. Kekuatan perusak dari kavitasi disebut pelubang.

Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan kavitasi berupa parameter tak berdimensi, merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasi (*dynamic pressure*) disebut indeks kavitasi. Perhitungan kavitasi dengan persamaan berikut :

$$\sigma = \frac{P_0 - P_v}{\rho \frac{V_0^2}{2}} \tag{2-33}$$

$$C_p = \frac{P - P_o}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \quad (2-34)$$

Jika $P \approx P_v$, maka $\sigma_l = -C_p$

dengan :

σ = indeks kavitasi

P_o = *ambient pressure* (kPa) $\rightarrow 1 \text{ kPa} = 1000 \text{ N/m}^2$
 $= P_a + P_g$

P_a = tekanan atmosfer (=101 kPa)

P_g = tekanan setempat (kPa)
 $= \rho \cdot g \cdot h$

h = tinggi muka air (m)

P_v = tekanan uap (kPa) = 2,726 kPa

ρ = massa jenis cairan (kg/m^3) = 997,8 kg/m^3

V_o = kecepatan aliran (m/dt)

C_p = koefisien kavitasi

P = tekanan setempat (kPa)

σ_l = angka batas kavitasi

Kriteria kavitasi :

- $\sigma > \sigma_l$: tidak terjadi kavitasi
- $\sigma \leq \sigma_l$: terjadi kavitasi

Untuk menghitung besarnya angka kavitasi, harus diketahui besarnya massa jenis air dan tekanan uap yang mana kedua hal tersebut dipengaruhi oleh suhu pada saat penelitian berlangsung.

2.1.6.2. Aliran Getar

Aliran getar merupakan fenomena hidrolika yang harus diperhatikan dalam bangunan saluran peluncur. Apabila hal ini timbul, akan mengakibatkan ketidakrataan aliran sehingga gaya hidrodinamis yang ditimbulkan membahayakan stabilitas konstruksi. Selain itu akibat aliran yang tidak rata tersebut, kecepatan aliran di kaki saluran peluncur tidak merata sehingga mengurangi efektifitas peredaman. Apabila panjang saluran tersebut

lebih dari 30 meter, maka harus dikontrol dengan cara menghitung bilangan "Vendernikov(V)" dan bilangan "Montouri (M^2)" (Anonim, 1986:95).

Bilangan Vendernikov (V)

$$V = \frac{2bv}{3P\sqrt{gd \cos \theta}} \quad (2-35)$$

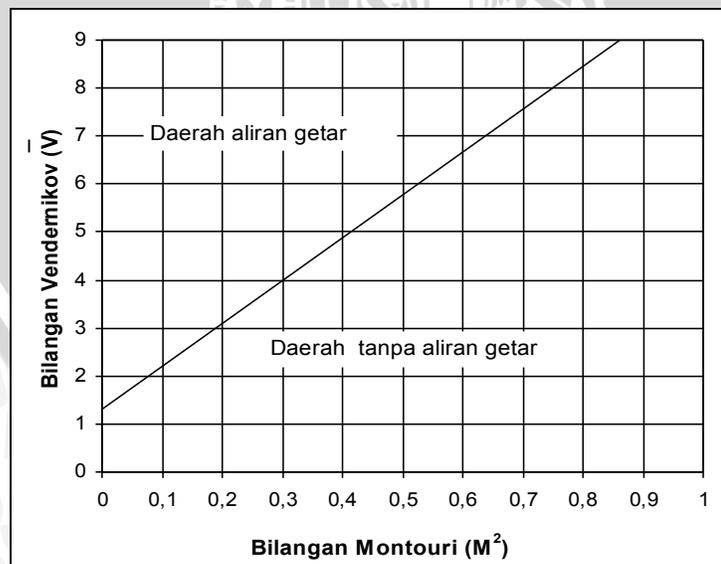
Bilangan Montouri (M^2)

$$M^2 = \frac{v^2}{gIL \cos \theta} \quad (2-36)$$

Dalam hal ini :

- b = lebar dasar saluran (m)
- v = kecepatan aliran (m/dt)
- g = percepatan grafitasi (= 9,81 m/dt²)
- P = keliling basah (m)
- d = kedalaman hidrolis (m)
- I = kemiringan rerata gradien energi (= tan θ)
- θ = sudut gradien energi
- L = panjang saluran (m)

Nilai perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada Gambar 2.14 untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar. (Anonim, 1986:97).



Gambar 2.14 Kriteria Aliran Getar (USBR 1978)

Sumber : Anonim, 1986:97

2.1.7. Peredam Energi

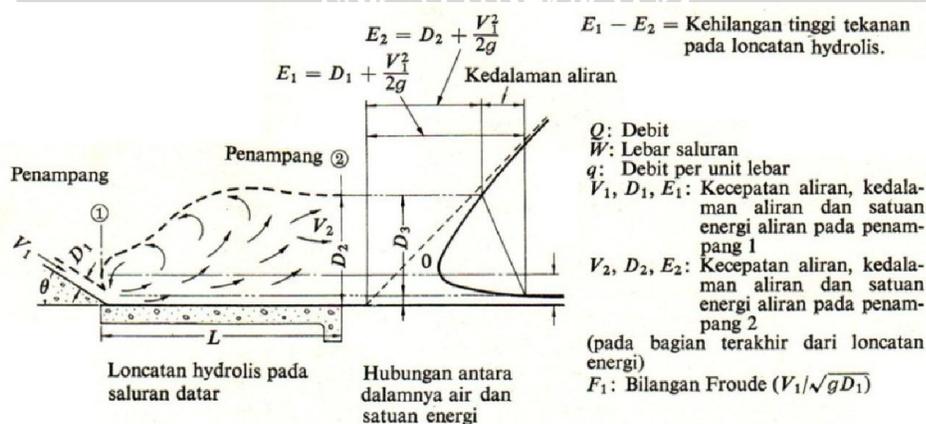
Fenomena aliran yang terjadi pada saluran peluncur adalah dengan kecepatan aliran yang sangat tinggi, dengan kondisi pengaliran super kritis. Oleh karena itu sebelum aliran air di alirkan ke sungai harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub-kritis, agar supaya tidak terjadi gerusan yang membahayakan geometri sungai pada bagian dasar , dan tebing sungai.

Rumus hidrolika yang digunakan sebagai dasar perencanaan peredam energi adalah berasal dari prinsip hukum kekekalan energi dengan fenomena gaya-gaya yang bekerja pada pias saluran untuk keadaan aliran yang mengalami perubahan dari super kritis menjadi aliran sub kritis.

Peredam energi mempunyai berbagai tipe dan khusus untuk bendungan urugan biasanya digunakan banyak tipe, dan dibawah ini akan dijelaskan tipe kolam olakan (*stilling basin type*) yang sering dipakai dalam perencanaan.

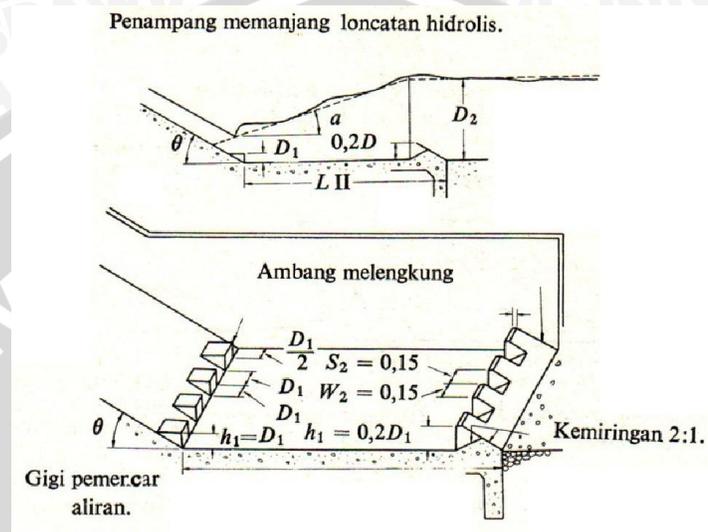
Peredam energi tipe “kolam olakan”, pada dasarnya berprinsip pada peredaman energinya sebagian besar terjadi akibat pergesekan atau benturan di antara molekul – molekul air, sehingga timbul olakan-olakan di dalam kolam tersebut, oleh karenanya dinamakan peredam energi tipe kolam olakan atau disingkat dengan nama kolam olakan. Berikut ini adalah tipe-tipe kolam olak yang diterbitkan oleh U.S.B.R.

- Kolam olakan U.S.B.R.tipe I secara teori cocok keadaan sebagai berikut:
 - 1). Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60$ m)
 - 2). Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5$ m³/det/m)
 - 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $< 4,50$



Gambar 2.15 Kolam Olakan Datar tipe I
(Sumber: Sosrodarsono, 1977:217)

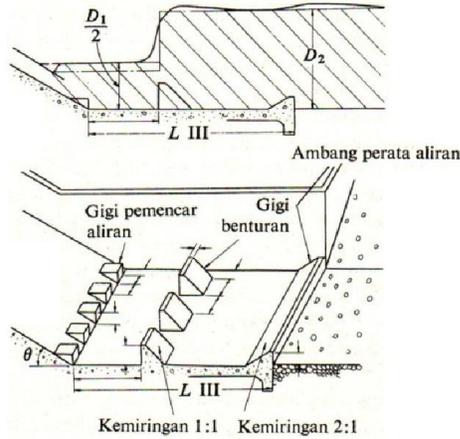
- Kolam olakan datar U.S.B.R. tipe II secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut :
 - 1). Aliran dengan tekanan hidrostatik yang sangat tinggi ($P_w > 60$ m)
 - 2). Debit yang dialirkan besar (debit spesifik $q > 45$ m³/det/m)
 - 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $> 4,50$



Gambar 2.16 Kolam Olakan Datar tipe II
(Sumber: Sosrodarsono, 1977:218)

- Kolam olakan datar U.S.B.R. tipe III secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut :
 - 1). Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60$ m)
 - 2). Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5$ m³/det/m)
 - 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $> 4,50$

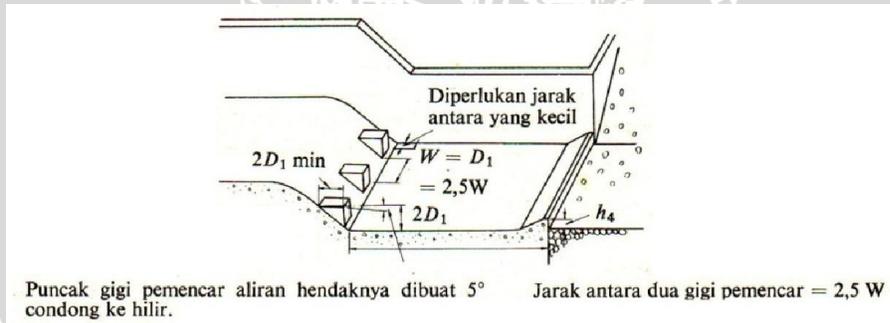
Penampang memanjang loncatan hidrolis (dalam keadaan elevasi permukaan air sungai sama dengan elevasi loncatan hidrolis)



Gambar 2.17 Kolam Olakan Datar tipe III
(Sumber: Sosrodarsono, 1977:218)

- Kolam olakan datar U.S.B.R. tipe IV secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut :

- 1). Aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah ($P_w < 60 \text{ m}$)
- 2). Debit yang dialirkan relatif besar (debit spesifik $q > 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
- 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $2,5 \leq F_1 < 4,50$



Gambar 2.18 Kolam Olakan Datar tipe IV
(Sumber: Sosrodarsono, 1977:219)

Rumus hidrolika struktur yang digunakan dalam perhitungan pada kolam olakan U.S.B.R. antara lain adalah sebagai berikut:

- Bilangan Froude di akhir saluran peluncur:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \tag{2-37}$$

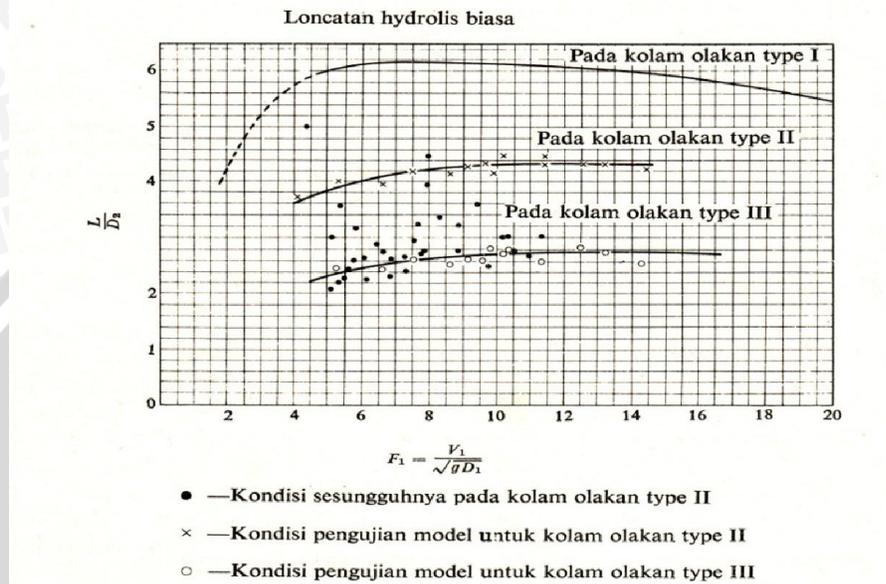
- Kedalaman aliran setelah loncatan (kedalaman konjugasi)

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \tag{2-38}$$

- Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan (Rangga Raju, 1986 : 194)

$$L = A (y_2 - y_1) \quad (2-39)$$

Dimana A bervariasi dari 5,0 sampai 6,9 , atau secara empirik dapat digunakan grafik pada Gambar 2.13(Sosrodarsono, 1977:222).



Gambar 2.19 Grafik Panjang Loncatan Hidrolis pada Kolam Olakan Datar tipe I, II dan III (Sumber: Sosrodarsono, 1977:222)

2.2. Analisis Stabilitas Konstruksi

Bangunan pelimpah dan peredam energi dapat berdiri dengan kokoh, perlu adanya analisis mengenai kestabilan konstruksinya. Kestabilan konstruksi bangunan pelimpah dan peredam energi tergantung pada perencanaan konstruksi bangunan itu sendiri dan ditentukan juga oleh kekuatan daya dukung tanah pondasi yang harus menahan beban bangunan tersebut. Kekuatan tanah bergantung pada jenis dan sifat-sifatnya serta kelakuannya terhadap pengaruh-pengaruh luar.

Agar bangunan stabil perlu dikontrol apakah gaya-gaya yang bekerja tidak menyebabkan bangunan bergeser, terangkat atau terguling. Adapun faktor-faktor yang berpengaruh terhadap stabilitas keamanan konstruksi bangunan pelimpah adalah sebagai berikut:

1. Faktor keamanan konstruksi terhadap guling
2. Faktor keamanan konstruksi terhadap geser
3. Faktor keamanan konstruksi terhadap daya dukung tanah pondasi

Dalam perencanaan stabilitas konstruksi bangunan perlu dilakukan anggapan atau asumsi keadaan normal (tanpa gempa) dan keadaan gempa. Adapun setiap keadaan tersebut, bangunan pelimpah masih perlu diadakan tinjauan dengan 6 kondisi yaitu:

1. Kondisi I : sesaat setelah selesai pada keadaan normal (tanpa gempa)
2. Kondisi II : sesaat setelah selesai pada keadaan gempa
3. Kondisi III: saat penuh pada keadaan normal (tanpa gempa)
4. Kondisi IV: saat penuh 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

Perhitungan stabilitas pelimpah dilakukan dengan kondisi gaya. Pembebanan yang bekerja pada pelimpah adalah sebagai berikut:

1. Beban vertikal (gaya berat dari pelimpah sesuai dengan bentuk dan dimensi serta berat tanah jenuh air di atas bidang konstruksi yang ditinjau).
2. Tekanan air (statis dan dinamis)
3. Tekanan tanah (aktif dan pasif)
4. Tekanan angkat atau gaya angkat air (uplift)

Dinding penahan merupakan bagian dari konstruksi pelimpah. Menurut Chu-Kia Wang dkk. dalam buku “Desain Beton Bertulang” menjelaskan bahwa struktur penahan memiliki fungsi untuk menahan tanah dan bahan lepas lainnya serta mencegah kelongsoran menurut sudut pergeseran dalam pada tempat adanya perbedaan tinggi yang berbeda dengan mencolok. Bahan yang tertahan memberikan dorongan pada struktur. Dengan demikian, cenderung untuk menggulingkan atau menggeserkan struktur.

Dalam perencanaan stabilitas konstruksi dinding penahan perlu dilakukan anggapan atau asumsi keadaan normal (tanpa gempa) dan keadaan gempa. Adapun setiap keadaan tersebut, bangunan dinding penahan masih perlu diadakan tinjauan dengan 4 kondisi yaitu:

1. Kondisi I : sesaat setelah selesai pada keadaan normal (tanpa gempa)
2. Kondisi II : sesaat setelah selesai pada keadaan gempa
3. Kondisi III: saat banjir Q_{pmf}/Q_{100} pada keadaan normal (tanpa gempa)
4. Kondisi IV: saat banjir Q_{pmf}/Q_{100} pada keadaan gempa

2.2.1. Stabilitas Terhadap Guling

Penggulingan (*overturning*) pada bangunan dapat terjadi apabila gaya horizontal yang menimbulkan momen horizontal (M_h) tidak dapat ditahan oleh momen pelawan

sebagai akibat gaya vertikal yaitu (M_v). Apabila momen vertikal tidak dapat menahan maka bangunan mengalami kerusakan berupa terguling.

Dalam perhitungan stabilitas terhadap bahaya guling perlu dilakukan anggapan kondisi bangunan pelimpah dalam keadaan normal dan saat gempa terjadi, sehingga kerusakan bangunan dapat dihindarkan. Dalam kondisi normal (tanpa gempa) dan kondisi gempa dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini:

- Kondisi normal (tanpa gempa) menggunakan faktor keamanan sebagai berikut:

$$SF = \frac{M_v}{M_h} > 1,5 \quad (2-40)$$

- Kondisi gempa adalah menggunakan faktor keamanan sebagai berikut:

$$SF = \frac{M_v}{M_h} > 1,2 \quad (2-41)$$

dimana:

SF = angka keamanan (safety factor, SF)

M_v = momen vertikal semua gaya terhadap titik guling (ton.m)

M_h = momen horizontal semua gaya terhadap titik guling (ton.m)

2.2.2. Stabilitas Terhadap Geser

Selain dapat mengakibatkan penggulingan, gaya horizontal juga dapat menyebabkan penggeseran pada bangunan. Gaya horizontal menggeser di bagian pondasi. Akibat adanya gaya vertikal, terjadi gaya perlawanan geseran yang bekerja sepanjang pondasi.

Kestabilan konstruksi terhadap geser atau gelincir yang disebabkan oleh gaya horizontal aktif atau gaya geser dihitung dengan rumus:

$$SF = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \quad (2-42)$$

dimana:

SF = faktor keamanan

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (ton)

$\sum H$ = jumlah gaya horizontal (ton)

f = koefisien gesekan

Dimana untuk keadaan normal, $SF \geq 1,50$ dan untuk keadaan gempa $SF \geq 1,20$. (Anonim, 2011 : V-17)

Tabel 2.3. Harga-harga Perkiraan untuk Koefisien Gesekan

Jenis tanah	Koefisien geser ($f = \tan \phi$)
Pasangan batu pada pasangan pondasi	0,60 – 0,75
Batu keras berkualitas baik	0,75
Kerikil	0,50
Pasir	0,40
Lempung	0,30

Sumber: Prastumi, (2008:59)

Jenis tanah	Koefisien geser ($f = \tan \phi$)
Lumpur encer	0,10
Lumpur agak keras	0,20
Pasir dengan lempung basah	0,30
Pasir lembab	0,30
Pasir kering	0,50
Kerikil	0,50

Sumber : Sosrodarsono, 1984 : 196

2.2.3. Eksentrisitas

Letak arah resultan gaya horizontal dan gaya vertikal berpengaruh terhadap kestabilan bangunan. Bangunan akan stabil apabila arah resultan gaya terletak di dalam batas $1/6 B$ ke kanan maupun ke kiri titik tengah panjang pondasi. Perhitungan eksentrisitas menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$e = \left| \frac{\sum Mv - \sum Mh}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| \tag{2-43}$$

a. Jika $e \leq B/6$, maka:

$$\sigma_{max/min} = \frac{\sum V}{A} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) < \sigma \tag{2-44}$$

b. Jika $B/6 < e < B/3$, maka:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot \sum V}{L \cdot X} < \sigma \tag{2-45}$$

$$X = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right) \tag{2-46}$$

dimana:

σ = besarnya reaksi daya dukung tanah (t/m^2)

e = eksentrisitas pembebanan

σ_{ijin} = daya dukung tanah ijin

$\sum V$ = jumlah gaya vertikal (ton)

B = lebar pondasi (m)

L = panjang pondasi = 1 meter

A = luas dasar pondasi per meter panjang (m^2)

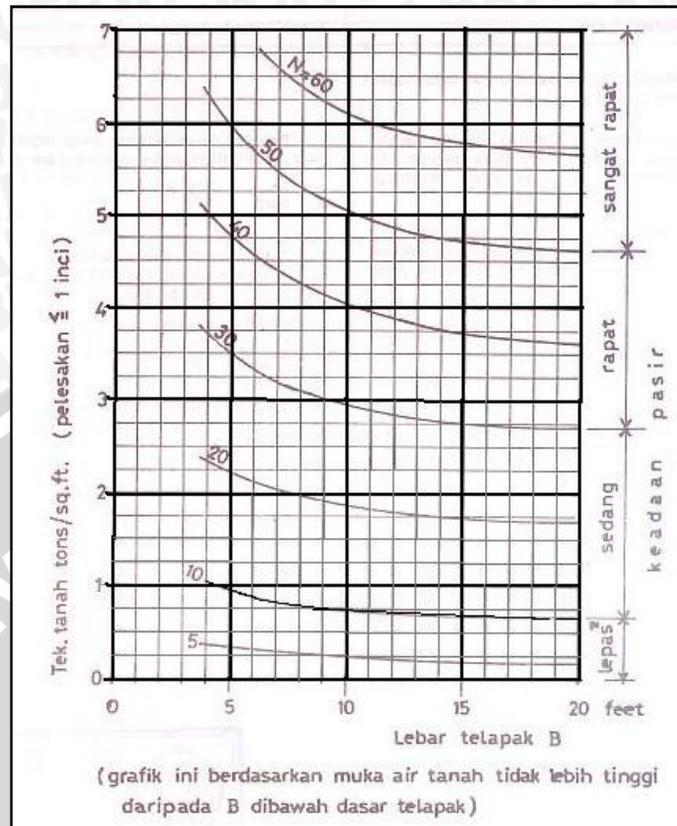
X = lebar efektif dari kerja reaksi pondasi (m)

2.2.4. Stabilitas Terhadap Daya Dukung

Daya dukung tanah ijin (q_a) didefinisikan sebagai tekanan maksimum yang boleh dikerjakan pada tanah sedemikian rupa sehingga kedua kebutuhan dasar di atas terpenuhi. Suatu persyaratan tidak langsung menetapkan bahwa pondasi, dan kegiatan yang terlibat dalam pembangunannya, tidak boleh menimbulkan pengaruh yang kurang baik terhadap struktur-struktur di sekitarnya serta fasilitas-fasilitas pelayanannya.

Dalam perencanaan konstruksi bangunan, dari aspek geoteknik dan stabilitas sangat diperlukan pemahaman terhadap interpretasi data geoteknik dari percobaan laboratorium maupun investigasi geoteknik di lapangan. Salah satu aspek investigasi geoteknik di lapangan yang perlu diketahui dan dipahami adalah percobaan penetrasi standart (Standart penetration Test, N SPT) dan sondir (Cone Penetration Test, CPT) serta pembuatan lubang bor (bor log) untuk mengetahui apa sajakah jenis tanah yang ada dan berapa tebal dari jenis lapisan tanah yang dijumpai tersebut.

Pengujian SPT menghasilkan nilai kerapatan relatif yang berpengaruh terhadap faktor-faktor N_q , N_γ dalam fungsi ϕ . Apabila nilai N telah diketahui, besarnya daya dukung unlimit dapat diketahui. Terzaghi dan Peck menyajikan kurva hubungan antara nilai N dari pengujian SPT, lebar pondasi dan daya dukung yang diijinkan (q_a) didasarkan pada penurunan maksimum 1” (inci) dan penurunan tak seragam $\frac{3}{4}$ ” seperti pada gambar 2.14.



Gambar 2.20 Grafik Daya Dukung yang Diijinkan dari Pengujian SPT untuk Penurunan Inci (Terzaghi dan Peck, 1948)
 Sumber : Hardiyatmo, (1996 : 133)

Menurut Bowles (1968) mengusulkan persamaan kapasitas dukung ijin neto yang dikaitkan dengan nilai SPT dinaikkan kurang lebih 50% nya, dan sekaligus memberikan faktor kedalaman pondasi, sebagai berikut:

$$q_a = 20.N.Kd \text{ (kN/m}^2\text{); untuk lebar } B \leq 1,2 \text{ m} \quad (2-47)$$

$$q_a = 1,25N \left(\frac{B+0,3}{B}\right)^2 Kd \text{ (kN/m}^2\text{); untuk lebar } B \geq 1,2 \text{ m} \quad (2-48)$$

dimana:

q_a = kapasitas dukung ijin neto dalam satuan kN/m^2 , untuk penurunan sebesar 2,54 cm (1"). (kN/m^2)

N = jumlah pukulan,

Kd = faktor kedalaman pondasi, dengan nilai maksimum $Kd = 1,33$

$$= \left(1 + 0,33 \frac{D}{B}\right)$$

B = lebar pondasi (m)

D = kedalaman pondasi (m)

Nilai N yang diambil adalah nilai rata-rata statistik dari zona $0,5 B$ di atas dasar pondasi sampai pada paling sedikit $2B$ di bawah dasar pondasi. Jika di bawah zona tersebut terdapat lapisan tanah dengan N sangat rendah, maka faktor penurunan menjadi perhatian jika N tidak direduksi oleh pengaruh lapisan ini.

Nilai N yang diperoleh dari pengujian SPT di lapangan, sebelum digunakan dalam hitungan-hitungan, perlu diadakan koreksi lebih dulu. Koreksi ini berhubungan dengan kondisi alat dan prosedur kerja, jenis tanah, dan tekanan *overburden*. Jika tanahnya mengandung pasir halus atau pasir berlanau yang terletak di bawah muka air tanah, sebelum nilai N digunakan dalam hitungan daya dukung, nilainya harus direduksi menjadi persamaan berikut:

$$N_{Koreksi} = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) \quad (2-49)$$

dimana:

N' = nilai N yang tercatat dari hasil pengujian di lapangan. (nilai $N > 15$ pukulan)

Koreksi ini diberikan karena tanah yang mengandung butiran halus akan mampat pada jumlah pukulan kira-kira 15. Perubahan volume akibat terlalu banyak pukulan, menimbulkan tekanan air pori yang tinggi sehingga mengakibatkan kenaikan jumlah pukulan.

Tahanan penetrasi menunjukkan kerapatan relatif dan tegangan efektif pada kedalaman tempat pengujian diadakan. Berbagai kombinasi tingkat tegangan dan kerapatan relatif akan menghasilkan nilai N yang sama.

2.2.5. Tekanan angkat (*up lift*)

Tekanan angkat (*up lift*) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapat gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Adanya gaya angkat ke atas akan mengurangi berat bangunan, padahal makin berat bangunan akan semakin stabil terhadap geseran. Perhitungan tekanan angkat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_x = hx - \left(\frac{l_x}{l}\right) \cdot \Delta H \quad (2-50)$$

dimana:

P_x = tekanan up lift pada x (kN/m^2)

h_x = tinggi air di hulu (m)

- l_x = panjang lintasan air rembesan pada titik x (m)
 l = panjang total lintasan air rembesan (m)
 ΔH = perbedaan muka air hulu dan hilir pelimpah (m)

Lane mengusulkan untuk menghitung panjang lintasan air rembesan pada tanah pondasi pada arah horizontal menggunakan sepertiga lintasan rembesan vertikal.

2.2.6. Angka Keamanan untuk Tebal Lantai

Tebal lantai perlu diperhatikan keamanannya untuk menghindari terjadi kerusakan pada lantai tersebut. Ketebalan lantai dapat dikontrol menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$SF = \frac{\sum V}{\sum U} \quad (2-51)$$

dimana:

- $\sum V$ = jumlah gaya vertikal (ton)
 $\sum U$ = jumlah gaya up-lift (ton)

Dimana untuk keadaan normal, $SF \geq 1,50$ dan untuk keadaan gempa $SF \geq 1,20$.

2.2.7. Dasar Perhitungan Pembebanan

Analisis terhadap stabilitas bangunan perlu mempertimbangkan pembebanan yang diterima oleh bangunan. Faktor pembebanan pada bangunan berpengaruh terhadap gaya-gaya yang bekerja pada bangunan. Pembebanan terbagi menjadi pembebanan vertikal dan pembebanan horizontal.

2.2.7.1 Beban Vertikal

Dalam perhitungan pembebanan ditinjau dari gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah secara vertikal adalah:

a. Berat Bangunan

Bangunan memiliki berat yang berpengaruh terhadap gaya vertikal pada pembebanan.

Persamaan yang digunakan untuk menghitung berat bangunan adalah sebagai berikut:

$$W = \gamma_{\text{bahan}} \cdot V \quad (2-52)$$

dimana:

- W = berat sendiri (ton)
 V = volume bahan (m^3)
 γ_{bahan} = berat jenis bahan (t/m^3)

b. Berat Air

Air memiliki berat yang berpengaruh terhadap gaya vertikal pada pembebanan.

Persamaan yang digunakan untuk menghitung berat air adalah sebagai berikut:

$$W = \gamma_w \cdot V \quad (2-53)$$

dimana:

W = berat air (ton)

V = volume air (m^3)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

c. Up lift

Perhitungan gaya up lift yang bekerja menggunakan rumus Lane seperti terdapat pada persamaan (2-41).

2.2.7.2. Beban Horizontal

Perhitungan pembebanan ditinjau dari gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah secara horizontal yaitu:

a. Tekanan Hidrostatik

Tekanan Hidrostatik merupakan gaya horizontal akibat air di hulu dan hilir pelimpah. Air menekan bangunan ada atau tanpa angin. Tekanan air merupakan fungsi kedalaman di bawah permukaan air dan bekerja tegak lurus terhadap muka bangunan. Tekanan hidrostatik menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (2-54)$$

dimana:

P_w = tekanan hidrostatik (ton)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

H = kedalaman air (m)

b. Tekanan Hidrodinamis

Tekanan hidrodinamis merupakan air yang menekan bangunan apabila ada gempa.

Tekanan hidrodinamis menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_d = \frac{7}{12} \cdot \gamma_w \cdot Kh \cdot H_1^2 \quad (2-55)$$

dimana:

P_d = tekanan hidrodinamis (ton)

γ_w = berat jenis air (t/m^3)

K_h = koefisien gempa horizontal

H_1 = tinggi air dari dasar (m)

c. Tekanan Tanah Aktif

Tekanan aktif merupakan tekanan yang timbul pada saat tanah bergerak di arah yang sama dengan perpindahan struktur penahan. Perhitungan tekanan tanah aktif seperti pada persamaan berikut:

$$\begin{aligned} P_a &= \int_{z_0}^H p_a dz \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \end{aligned} \tag{2-56}$$

dimana:

P_a = tekanan tanah aktif (ton)

γ = berat jenis tanah (ton/m³)

H = tinggi tanah (m)

K_a = koefisien tekanan tanah aktif normal

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta)\cos(\theta - \alpha)} \right]^2} \tag{2-57}$$

dimana

ϕ = sudut geser dalam tanah (°)

θ = sudut kemiringan permukaan dinding penahan terhadap garis vertikal

α = sudut kemiringan backfill material terhadap garis horisontal

δ = sudut geser antara tanah dengan dinding penahan

tanah dengan tanah $\delta = \phi$

tanah dengan beton $\delta = \phi/3$

$$K_{ea} = \text{koefisien tekanan tanah aktif gempa} \\ = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \delta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_0 - \alpha)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2-58)$$

dimana :

$$\theta_0 = \tan^{-1} k \quad \left(k = \frac{kh}{1 - kv} \right)$$

kh = koefisien gempa horisontal

kv = koefisien gempa vertikal

δ = sudut geser antara tanah dengan dinding penahan

tanah dengan tanah

$$\delta = \phi/2$$

tanah dengan beton

$$\delta = 0$$

catatan:

1. jika $\phi \leq 0$, $\sin(\phi \pm \alpha) = 0$

2. jika $\phi - \theta_0 \pm \alpha < 0$, $\sin(\phi - \theta_0 + \alpha) = 0$

$$\theta_0 = \text{tg}^{-1} \cdot K$$

d. Tekanan Tanah Pasif

Tekanan pasif merupakan perlawanan yang timbul pada saat struktur bergerak melawan tanah. Perhitungan tekanan tanah pasif seperti pada persamaan berikut:

$$P_p = \int_0^H P_p dz \\ = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2-59)$$

dimana:

P_p = tekanan tanah pasif (ton)

γ = berat jenis tanah (ton/m^3)

H = tinggi tanah (m)

C = kohesi tanah (ton/m^2)

K_p = koefisien tekanan tanah pasif

$$= \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

ϕ = sudut geser dalam tanah ($^\circ$)

2.2.8. Perhitungan Stabilitas menggunakan Software GEO5 ver 17

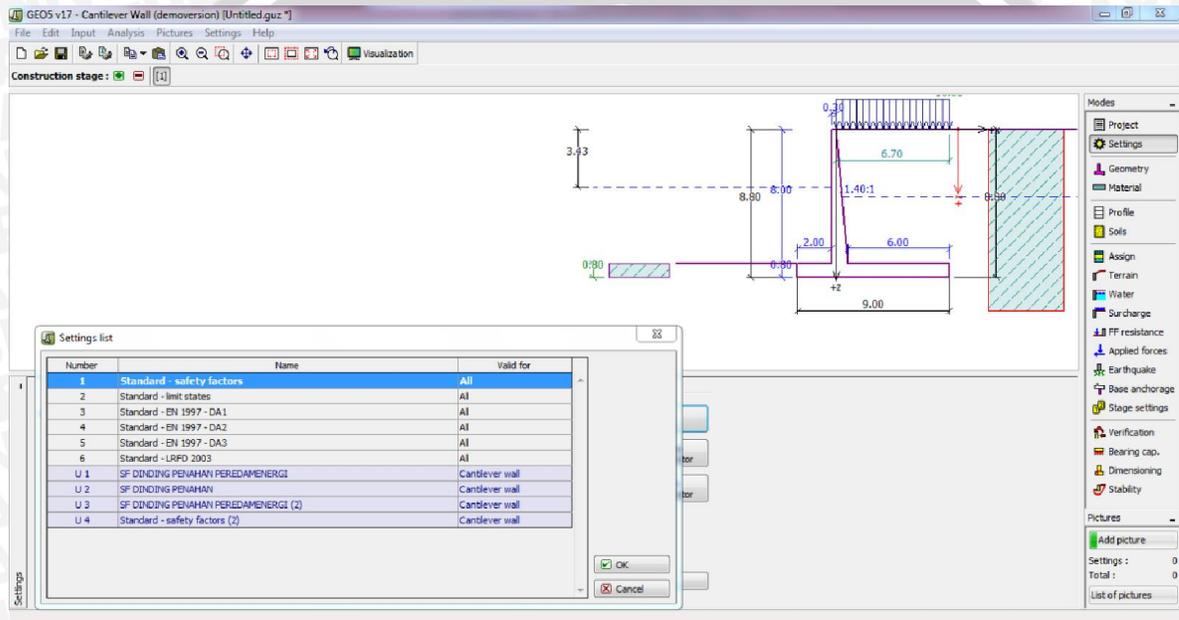
Dalam perhitungan stabilitas selain memakai perhitungan manual digunakan juga alat bantu perhitungan berupa software, software yang digunakan adalah GEO 5.

GEO 5 merupakan salah satu *software* yang digunakan untuk memecahkan masalah geoteknik, pemakaian GEO 5 ini digunakan untuk menganalisa stabilitas pada pelimpah terutama pada dinding penahan.

Di bawah ini merupakan contoh penggunaan GEO 5 ver 17 untuk perhitungan stabilitas dinding penahan:

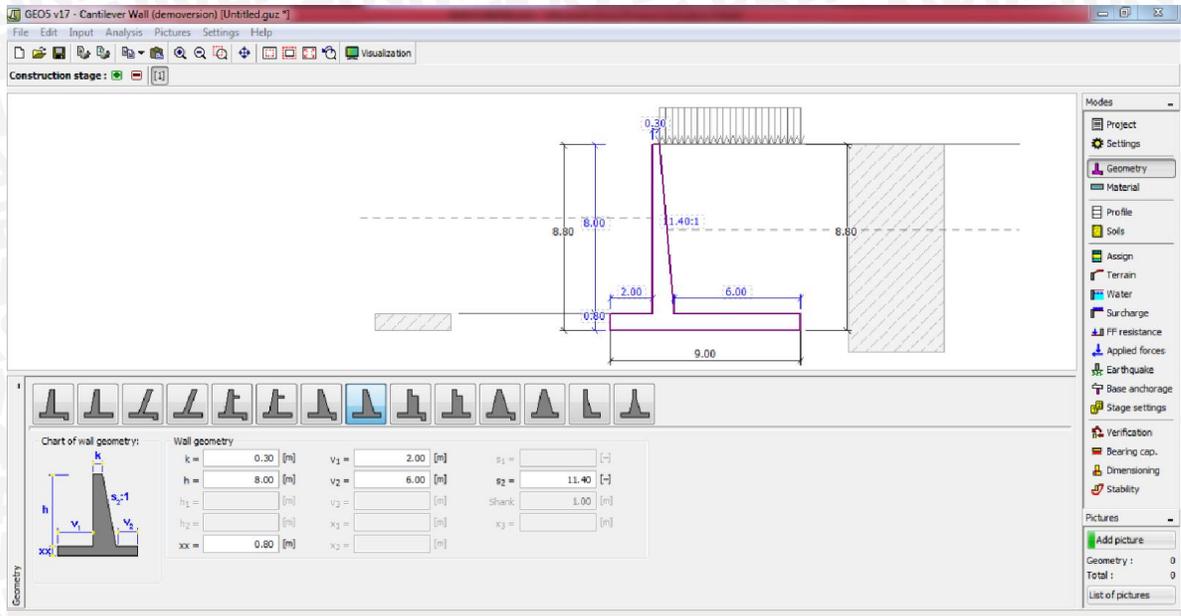
- Langkah pertama adalah klik “Setting” untuk menentukan acuan standar yang akan dipakai dalam menganalisa.

Contoh dibawah ini menggunakan standar “*safety factor*”.



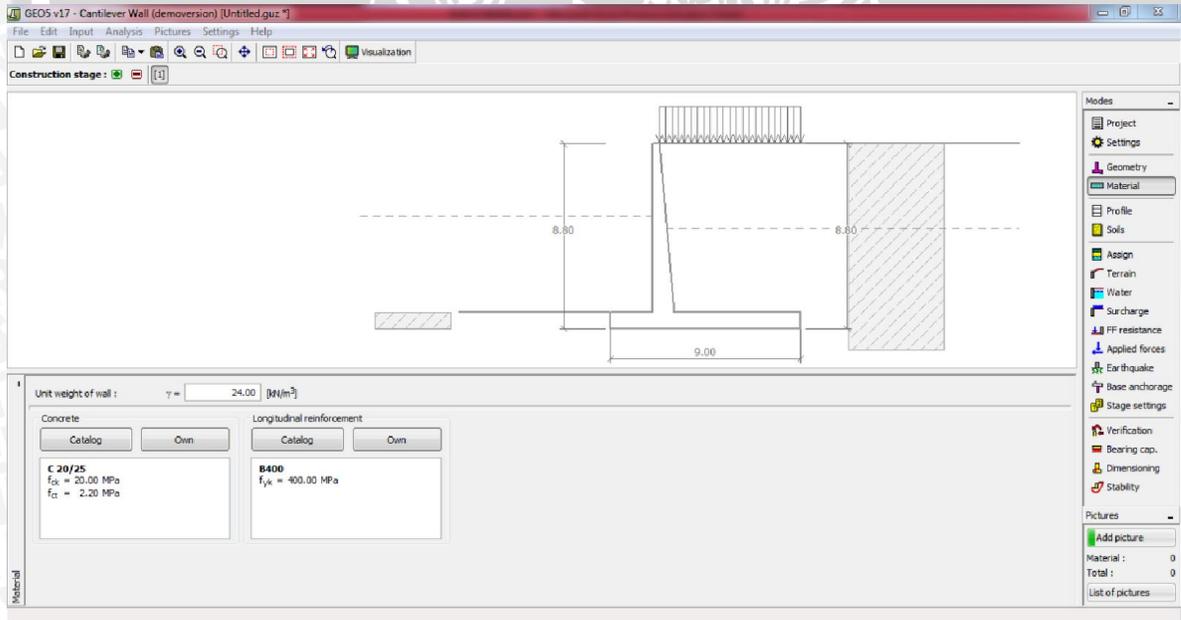
Gambar 2.21 Tampilan Geo 5 untuk Tombol Perintah “*Setting*”

- *Input* data konstruksi dan geologis kondisi di tombol : “Geometry”, “Material”, “Assign”, dan “Soils”
- klik tombol “Geometry” lalu tentukan bentuk dan dimensi dinding penahan.



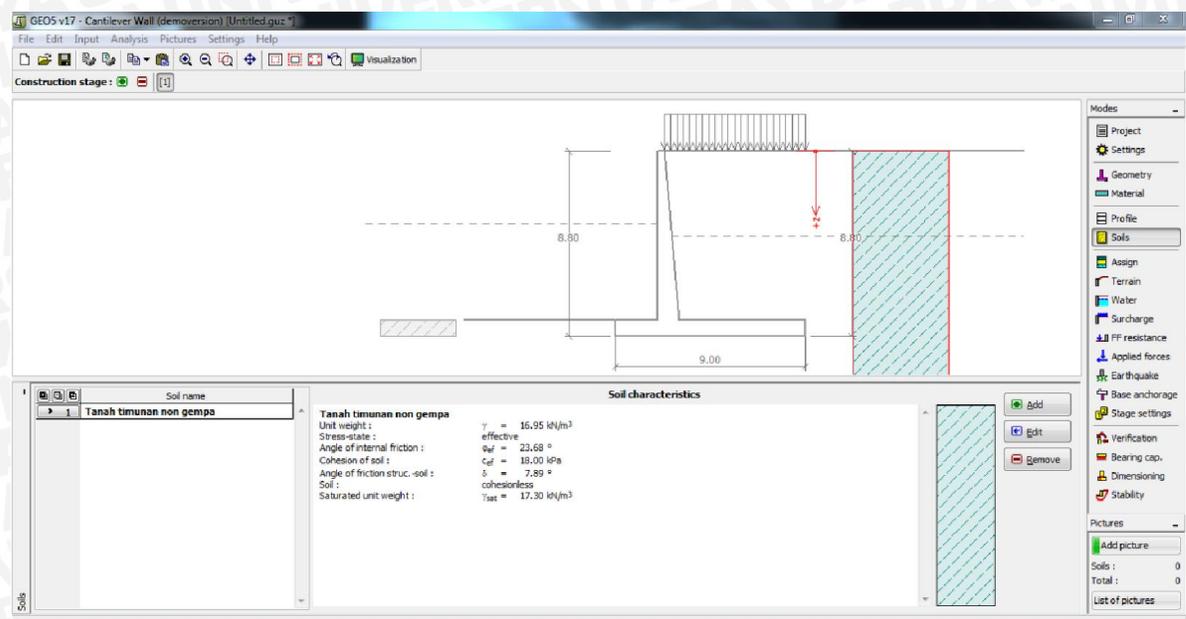
Gambar 2.22 Tampilan Geo 5 untuk Tombol Perintah “Geometry”

klik tombol “Material” lalu masukan nilai berat jenis dinding penahan



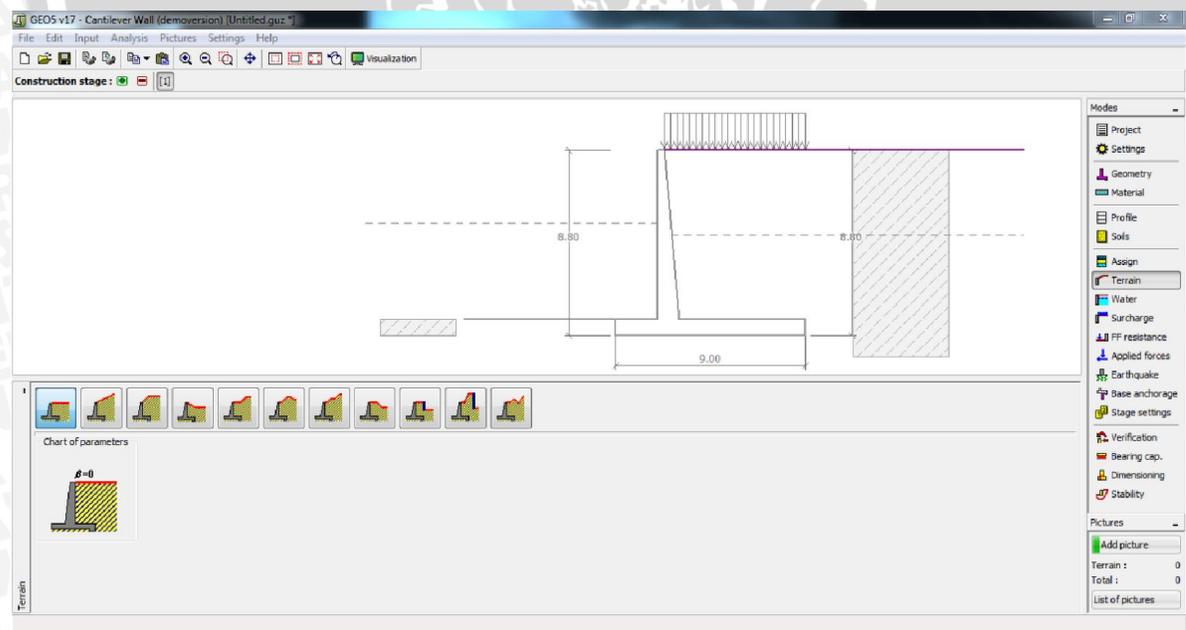
Gambar 2.23 GaTampilan Geo 5 untuk Tombol Perintah “Material”

Klik tombol “Soils” lalu masukan data tanah



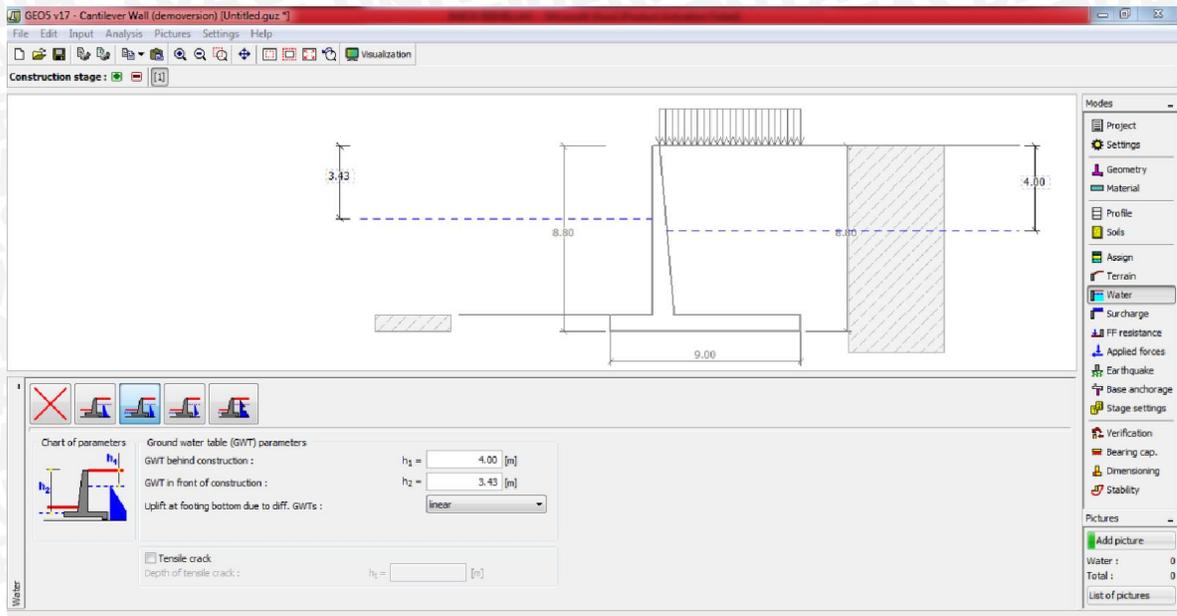
Gambar 2.24 Tampilan Geo 5 untuk Tombol Perintah “Soils”

Langkah selanjutnya menentukan kemiringan tanah di belakang dinding penahan, dengan menekan tombol perintah “Terrain”.



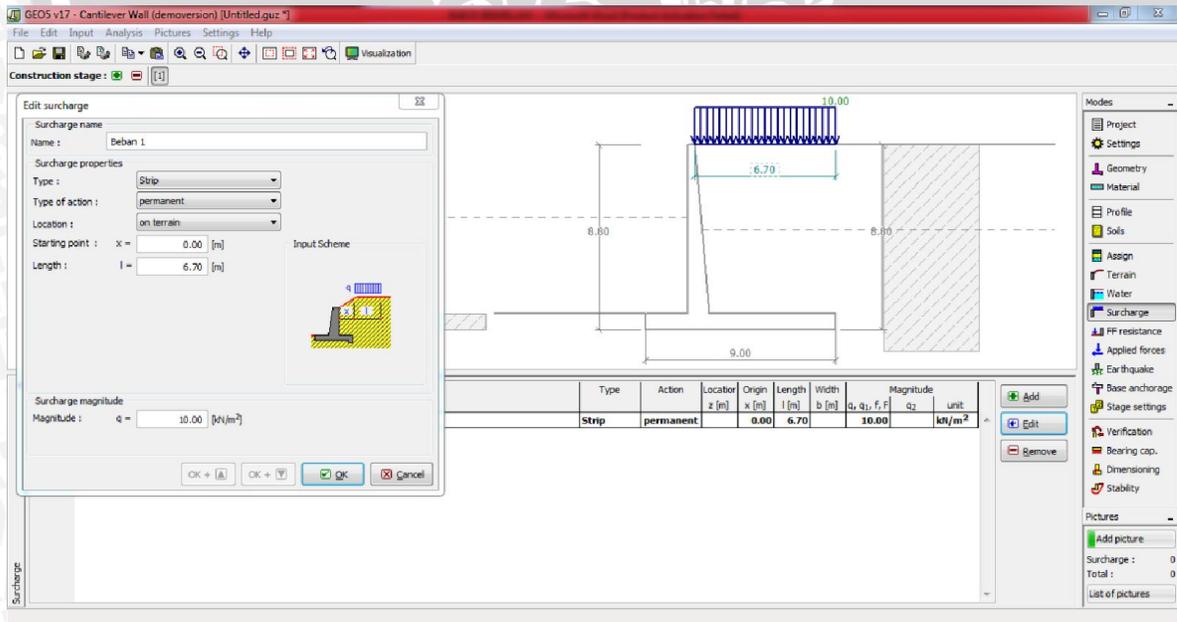
Gambar 2.25 Tampilan Geo 5 Tombol Perintah “Terrain”

- Menentukan kedalaman air tanah, klik “*Water*” lalu masukan kedalaman air tanah dan kondisi air tanah pada struktur.



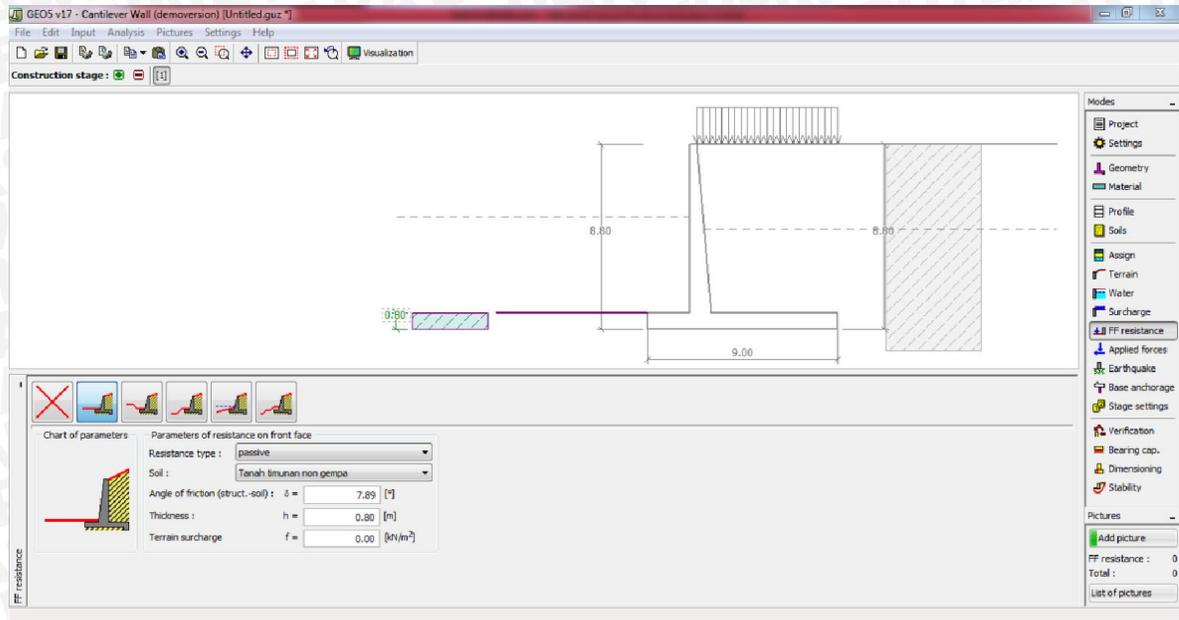
Gambar 2.26 Tampilan Geo 5 untuk Tombol Perintah “*Water*”

- Menentukan beban yang berada di atas tanah, klik “*Surcharge*” tentukan panjang beban dan gaya beban tersebut.



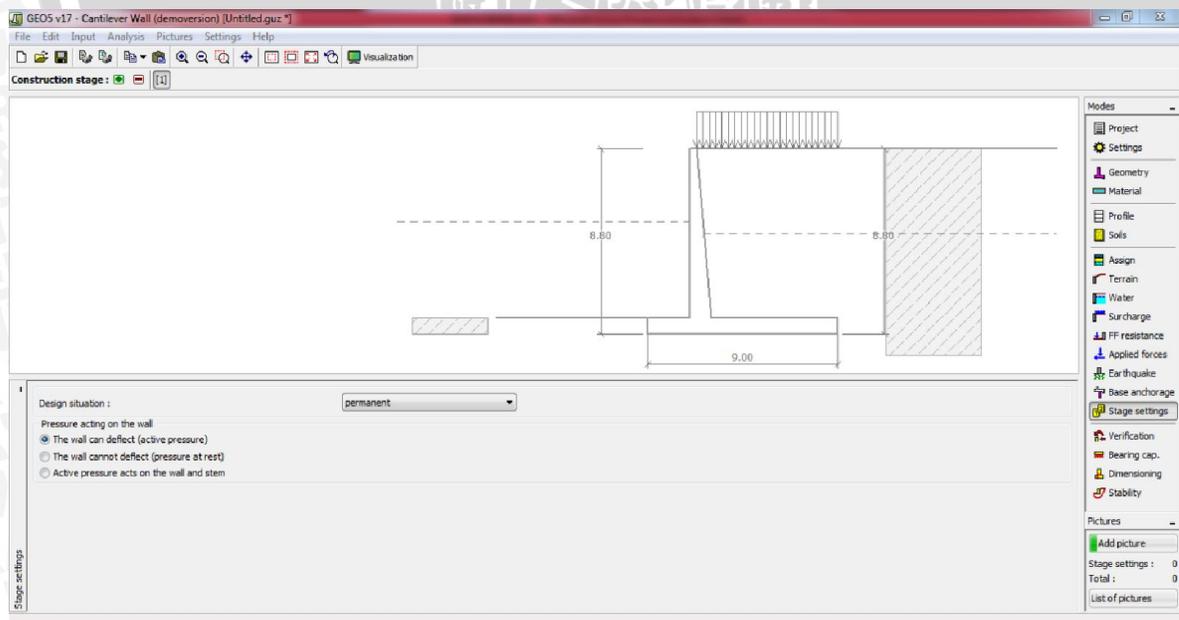
Gambar 2.27 Tampilan Geo 5 untuk Tombol Perintah “*Surcharge*”

- Menentukan perlawanan tanah yang menekan dari depan dinding penahan, klik “*FF resistance*” masukan nilai sudut gesekan antara dinding dengan tanah, tinggi tanah, dan beban yang berada di atas tanah.



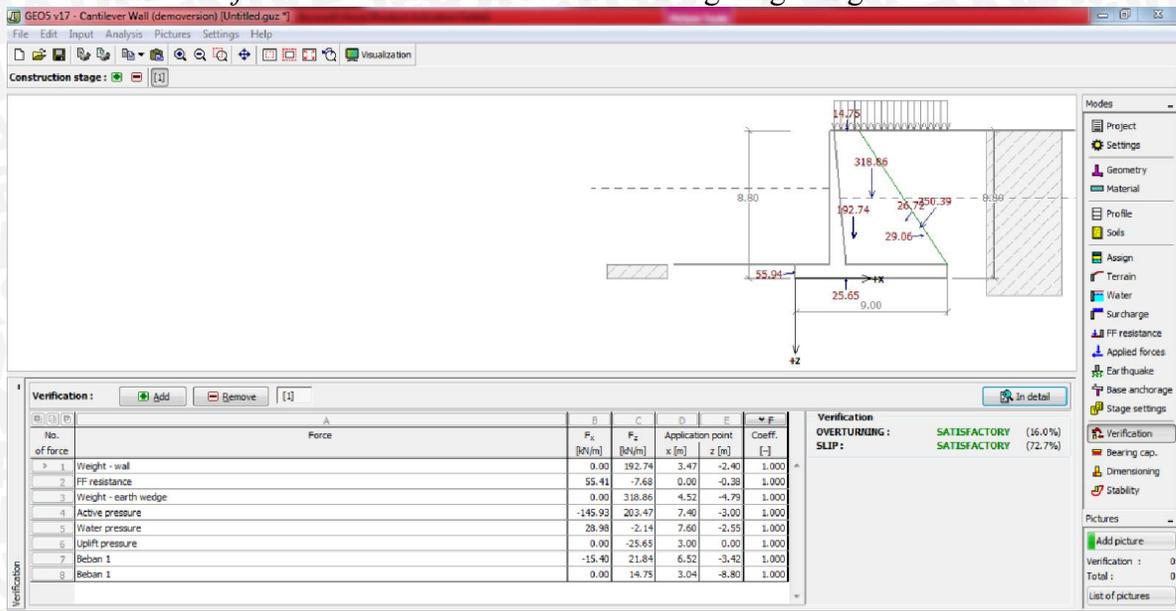
Gambar 2.28 Tampilan Geo 5 untuk Tombol Perintah “*FF resistance*”

- Menentukan situasi dari desain dinding penahan, klik “*Stage settings*” lalu pilih kondisi untuk desain tersebut



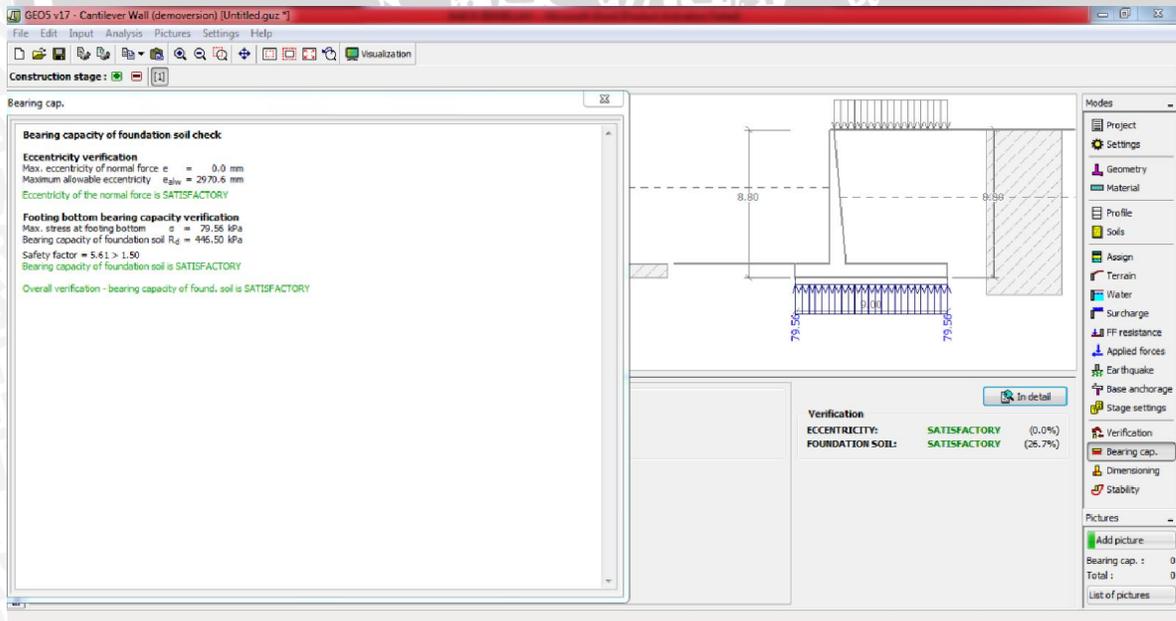
Gambar 2.29 Tampilan Geo 5 untuk Tombol Perintah “*Stage settings*”

Klik “*Verification*” untuk melihat hasil analisa guling dan geser



Gambar 2.30 Tampilan Geo 5 untuk Analisa Guling dan Geser

Klik “*Bearing Capacity*” untuk melihat hasil analisa daya dukung tanah.



Gambar 2.31 Tampilan Geo 5 untuk Hasil Analisa Daya Dukung Tanah

2.3. Pembetonan dan Penulangan pada Konstruksi

Konstruksi bangunan yang telah direncanakan dimensinya perlu dianalisa mengenai pembetonan dan penulangannya. Berikut ini merupakan hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan pembetonan dan penulangan konstruksi:

2.3.1. Kuat Tekan Beton Rencana (f_c') dan kuat tarik baja (f_y)

Beton bertulang merupakan gabungan logis dari dua jenis bahan yaitu beton polos yang memiliki kekuatan yang tinggi akan tetapi kekuatan tarik yang rendah, dan batangan-batangan baja yang ditanamkan dalam beton dapat memberikan kekuatan tarik yang diperlukan. Hasil kombinasi dari material beton dan batangan baja sebagai tulangan dalam bentuk beton bertulang, mengkombinasikan banyak keuntungan, seperti: harga yang relative murah, daya tahan yang baik terhadap api dan cuaca, kekuatan tekan yang baik, serta kemampuan yang istimewa dari beton untuk dibentuk dan dan kekuatan tarik yang tinggi dari baja.

Beton polos didapat dengan mencampurkan semen, agregat halus, agregat kasar, air, dan kadang-kadang campuran lain. Bila baja penguat ditempatkan di dalam suatu acuan dan campuran beton yang basah dituangkan di sekitar baja, massa akhirnya mengeras menjadi beton bertulang. Kekuatan beton tergantung dari banyak faktor yaitu proporsi dari campuran dan kondisi temperatur dan kelembaban dari tempat di mana campuran diletakkan dan mengeras.

Agregat mempunyai pengaruh yang besar terhadap perilaku dari beton yang sudah mengeras. Karena agregat biasanya menempati sekitar 75% dari isi total beton. Sifat agregat bukan hanya mempengaruhi sifat beton, akan tetapi juga mempengaruhi ketahanan (*durability*, daya tahan terhadap kemunduran mutu akibat siklus dari pembekuan-pencairan). Umumnya, untuk kekuatan yang maksimum, ketahanan dan nilai ekonomi, agregat harus dipak dan disemen sepadat mungkin. Dengan demikian agregat biasanya diatur tingkatannya berdasarkan ukuran. Campuran yang layak dinyatakan dengan presentasi dari agregat yang halus dan yang kasar.

Kekuatan tekan beton ditentukan oleh pengaturan perbandingan semen, agregat kasar, dan halus, air, dan berbagai campuran. Perbandingan dari air terhadap semen merupakan faktor utama didalam penentuan kekuatan beton. Semakin rendah perbandingan

air dan semen, semakin tinggi kekuatan tekan. Suatu jumlah tertentu air diperlukan untuk memberikan aksi kimiawi di dalam pengerasan beton. kelebihan air meningkatkan kemampuan pengerjaan (mudahnya beton untuk dicor) akan tetapi menurunkan kekuatan. Kekuatan tekan beton dilambangkan dengan f'_c .

Dalam sebuah perencanaan bangunan untuk beton biasanya output yang dihasilkan adalah f'_c dalam satuan Mpa. Namun dalam spesifikasi teknis suatu proyek, yang tercantum adalah mutu beton dengan menggunakan beton K. Mutu beton dalam f'_c dan K tidaklah sama. Hal ini karena K adalah kuat tekan karakteristik beton kg/cm^2 dengan benda uji kubus bersisi 15 cm. Sedangkan f'_c dalam Mpa adalah kuat tekan beton yang diisyaratkan Mpa atau kg/cm^2 dengan benda uji silinder 15 cm dengan tinggi 30 cm. Jadi karena perbedaan benda uji maka mutu betonnya menjadi tidak sama.

Sebagai contoh akan dikonversi mutu beton f'_c 30 Mpa menjadi K :

- Konversi benda uji kubus ke silinder yakni berkisar 0,83
- Konversi satuan 1 Mpa = 10 kg/cm^2
- Sehingga mutu beton f'_c 30 Mpa = $30/0,83 \times 10 = 361 \text{ kg/cm}^2$

Mutu beton dibedakan menjadi 3 macam menurut kuat tekannya , yaitu :

1. Mutu beton dengan f'_c kurang dari 10 Mpa, digunakan untuk beton non struktur.
2. Mutu beton dengan f'_c antara 10 Mpa sampai 20 Mpa, digunakan untuk beton struktur (misalnya balok, kolom, pelat, dan pondasi)
3. Mutu beton dengan f'_c sebesar 20 Mpa ke atas, digunakan untuk struktur beton yang direncanakan tahan gempa.

Kekuatan tarik beton merupakan sifat yang penting yang memiliki pengaruh terhadap perambatan dan ukuran dari retak di dalam struktur. Besarnya sekitar 10 sampai 15% dari kekuatan tekan. Kekuatan tarik beton dilambangkan dengan f'_{ct} .

Kekuatan geser beton memiliki nilai yang besar dan bervariasi. Besarnya sekitar 35 sampai 80% dari kekuatan tekan. Nilai geser hanya berarti dalam keadaan yang tidak biasa, karena geser biasanya harus dibatasi sampai ke nilai-nilai yang jauh lebih rendah supaya dapat melindungi beton terhadap tegangan-tegangan tarik diagonal.

Dalam perencanaan kekuatan beton (*strength design method*) beban kerja dinaikkan dengan beberapa faktor untuk mendapatkan beban. Metode perencanaan

kekuatan beton dapat dinyatakan “kekuatan yang tersedia \geq kekuatan untuk memikul beban berfaktor”

2.3.2. Pembebanan pada Konstruksi

Faktor-faktor pembebanan (*load factors*) terdiri dari beban hidup (*life load*) dan beban mati (*dead load*). Untuk pembebanan mati dan hidup ditetapkan untuk beban-beban, geseran-geseran, dan momen-momen yang dikalikan faktor yang didapat dari beban-beban ijin dengan menggunakan hubungan seperti di bawah ini:

$$U = 1,2 D + 1,6 L \quad (2-60)$$

dimana:

U = kekuatan yang diperlukan (berdasarkan kemungkinan pelampauan beban)

D = beban mati

L = beban hidup

2.3.3. Tinggi atau Tebal Total untuk Beton Bertulang (*h*)

Dalam hal mendukung beban lentur, jika ukuran balok maupun pelat terlalu kecil maka akan terjadi lendutan yang sangat berbahaya bagi keamanan struktur, bahkan akan timbul retak yang lebar sehingga dapat meruntuhkan balok.

Jika persyaratan lendutan tidak diperhitungkan secara detail, maka SNI Beton 2002 memberikan tinggi penampang (*h*) minimal pada balok maupun pelat seperti tercantum pada tabel 2.4.

Tabel 2.4. Tebal minimal *h*

Komponen	Dua tumpuan		Satu ujung menerus		Kedua ujung menerus		Kantilever	
	f_y		f_y		f_y		f_y	
	400	240	400	240	400	240	400	240
Pelat mendukung satu arah	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{27}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{32}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{37}$	$\frac{l}{10}$	$\frac{l}{13}$
Balok mendukung satu arah	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{18,5}$	$\frac{l}{24,5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{11}$

Sumber : Asroni, (2010:40)

2.3.4. Tebal Efektif

Dua besaran yang berperan penting pada analisis penampang beton bertulang adalah tinggi total (h) dan tebal efektif (d). Gambar 2.26. menunjukkan kedua besaran ini pada sebuah pelat. Tebal efektif merupakan jarak dari serat tekan ke titik berat tulangan tekan.



Gambar 2.32 Hubungan antara h , d , dan Penutup Beton p

Sumber: Vis, (1993:43)

Hubungan antara d dan h untuk sebuah pelat adalah sebagai berikut:

$$d = h - p - 1/2 \cdot \phi_p \quad (2-61)$$

dimana:

d = tebal efektif (mm)

p = tebal penutup beton (mm)

h = tinggi total pelat (mm)

ϕ_p = rencana diameter tulangan pokok (mm)

Salah satu faktor yang menentukan perbedaan antara d dan h , baik dalam pelat maupun dalam balok adalah penutup beton (p). Penutup beton digunakan untuk melindungi baja tulangan. Lapisan pelindung yang digunakan sesuai dengan ketentuan tebal penutup beton dimaksudkan untuk menjamin penanaman tulangan dan lekatannya dengan beton, menghindari korosi pada tulangan yang mungkin dapat terjadi, dan meningkatkan perlindungan struktur terhadap kebakaran (Vis, 1993:43).

Penutup beton yang diberikan cukup memenuhi fungsi bergantung pada kepadatan dan kekedapan beton, ketelitian pelaksanaan pekerjaan dan lingkungan di sekitar konstruksi.

Pada SKSNI 03-2847-2002, telah ditetapkan standar tebal penutup beton dengan pertimbangan kondisi yang disajikan dalam Tabel 2.5.

Tabel 2.5. Tebal Minimum Penutup Beton pada Tulangan Terluar

	Tebal selimut minimum (mm)
a) Beton yang dicor langsung di atas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah	75
b) Beton yang berhubungan dengan tanah atau cuaca: Batang D-19 hingga D-56	50
Batang D-16, jaring kawat polos P16 atau kawat ulir D16 dan yang lebih kecil	40
c) Beton yang tidak langsung berhubungan dengan cuaca atau beton tidak langsung berhubungan dengan tanah: <u>Pelat, dinding, pelat bersuk:</u> Batang D-44 dan D-56	40
Batang D-36 dan yang lebih kecil	20
<u>Balok, kolom:</u> Tulangan utama, pengikat, sengkang, lilitan spiral	40
<u>Komponen struktur cangkang, pelat lipat:</u> Batang D-19 dan yang lebih besar	20
Batang D-16, jaring kawat polos P16 atau ulir D16 dan yang lebih kecil	15

Sumber: Anonim, (2002:41)

Untuk konstruksi beton yang dituang langsung dan selalu berhubungan dengan tanah berlaku tebal penutup beton minimal yang umum sebesar 70 mm.

2.3.5. Perencanaan Tulangan

Apabila momen (M_u) pada sebuah penampang diketahui, kemudian diperkirakan ukuran beton b dan d . Selanjutnya mutu beton dan mutu baja ditentukan, maka jumlah tulangan yang diperlukan dapat dihitung (Vis, 1993:54). Dengan nilai $f'_c \leq 30$ MPa maka persamaan umum untuk hubungan momen, ukuran beton, dan mutu baja beton sebagai berikut:

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \rho \cdot \emptyset \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right) \tag{2-62}$$

dimana:

M_u = momen lapangan (Mpa)

b = panjang per satuan lebar (m)

\emptyset = faktor reduksi kekuatan = 0,8

d = tebal efektif plat (m)

f'_c = Kuat Tekan Beton Rencana (MPa)

f_y = kuat tarik baja (MPa)

ρ = rasio tulangan

Pada persamaan ini pada ruas kanan hanya bergantung pada mutu beton dan mutu beton serta jumlah tulangan. Akan tetapi, karena mutu beton dan baja telah dipilih maka ruas ini telah bernilai tertentu. Jadi yang diketahui hanyalah jumlah tulangan ρ . Untuk setiap kombinasi f'_c dan f_y yang dipilih, serta pada nilai-nilai urutan dari $K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$ selanjutnya dapat dihitung harga nilai rasio tulangan ρ .

Penambahan tegangan baja yang tiba-tiba dapat mengakibatkan baja mendadak putus. Untuk mencegah terjadinya kerusakan maka penampang beton bertulang yang dibebani lentur harus diberi sejumlah tulangan minimum tertentu. Nilai tulangan minimum ini harus dipilih sedemikian rupa sehingga terdapat perbedaan yang kecil antara momen lentur yang dapat ditahan oleh penampang yang tak retak dan momen lentur yang dapat ditahan oleh penampang yang retak. Persyaratan tulangan minimum terdapat pada tabel 2.6.

Tabel 2.6. Tulangan Minimum ρ_{\min} yang Diisyaratkan

Seluruh mutu beton	$f_y = 250$ MPa	$f_y = 400$ Mpa
Balok dan umumnya	0,0056	0,0035
Alternatif	$\frac{4}{3} \cdot \rho_{an}$	$\frac{4}{3} \cdot \rho_{an}$
Pelat	0,0025	0,0018

Sumber: Vis, (1993:51)

Selain persyaratan tulangan minimum, terdapat persyaratan tulangan maksimum. Pada Tabel 2.7. diberikan harga-harga tulangan maksimum untuk seluruh kombinasi mutu beton dan baja. Dengan mempertahankan rasio tulangan yang lebih rendah dari ρ_{\max} akan menghasilkan struktur berkapasitas deformasi yang cukup.

Tabel 2.7. Tulangan Maksimum ρ_{\max} yang Disyaratkan

f_y MPa (kg/cm ²)	f'_c MPa (kg/cm ²)				
	15 (150)	20 (200)	25 (250)	30 (300)	35 (350)
240 (2400)	0,0242	0,0323	0,0404	0,0484	0,0538
400 (4000)	0,0122	0,0163	0,0203	0,0244	0,0271

Sumber: Vis, (1993:52)

2.3.6. Luas Tulangan Perlu (As total)

2.3.6.1. Pemilihan Tulangan Pokok dan Tulangan Pembagi

Dalam pemilihan diameter tulangan dan jumlah tulangan harus sesuai dengan batas minimum luas tulangan perlu. Luas tulangan yang telah dipilih harus lebih dari luas tulangan perlu pada perhitungan sebelumnya. Dengan perbandingan sebagai berikut:

$$A_{Stotal} < A_s \quad (2-63)$$

2.3.6.2. Luas Tulangan Tarik

Luas tulangan perlu dihitung untuk mendapatkan luasan tulangan yang diperlukan oleh konstruksi tersebut. Perhitungan luas tulangan perlu menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$A_{Stotal} = \rho \cdot b \cdot d \quad (2-64)$$

dimana:

A_{Stotal} = luas tulangan perlu (mm^2)

b = panjang per satuan lebar (mm)

d = tebal efektif plat (mm)

ρ = rasio tulangan

Sesuai SKSNI 03-2847-2002, yang menjelaskan bahwa luas penampang tulangan pokok harus lebih besar dari tulangan baja untuk susut dan suhu. Dengan melihat rasio tulangan minimum, dapat dihitung pula luas tulangan minimum menggunakan persamaan:

$$A_{Smin} = \rho_{min} \cdot b \cdot d \quad (2-65)$$

Apabila persyaratan luasan tulangan telah terpenuhi maka diameter tulangan dan jumlah tulangan dapat digunakan dalam perencanaan.

2.3.6.3. Luas Tulangan Pembagi Tarik

Sesuai dengan SKSNI 03-2847-2002, luas tulangan pembagi dirumuskan dengan rumus dibawah ini :

$$\text{Untuk } f_y = 240 \text{ MPa} : A_s = \frac{0,25 \cdot b \cdot h}{100} \quad (2-66)$$

$$\text{Untuk } f_y = 400 \text{ MPa} : A_s = \frac{0,18 \cdot b \cdot h}{100} \quad (2-67)$$

2.3.6.4. Luas Tulangan Tekan

Tulangan penampang tulangan pokok tarik harus lebih besar dari tulangan baja untuk luas tulangan tekan. Perhitungan luas tulangan tekan dapat dilihat pada persamaan (2-64) berikut ini:

$$A_{s,u'} = 50\% \cdot A_{s,u} \quad (2-68)$$

dimana:

$A_{s,u'}$ = luas tulangan tekan (mm^2)

$A_{s,u}$ = luas tulangan tarik (mm^2)

2.3.6.5. Luas Tulangan Pembagi

Sesuai SKSNI 03-2847-2002, yang menjelaskan bahwa tulangan penampang tulangan pokok harus lebih besar dari tulangan baja untuk susut dan suhu. Perhitungan luas tulangan pembagi dapat dilihat pada persamaan (2-65) berikut ini:

$$A_{s,b} = 18\% \cdot A_{s,u} \quad (2-69)$$

dimana:

$A_{s,b}$ = luas tulangan pembagi (mm^2)

$A_{s,u}$ = luas tulangan utama (mm^2)

2.3.6.6. Kontrol terhadap Geser

Kontrol terhadap geser dimaksudkan untuk memastikan perlu atau tidaknya suatu Konstruksi memakai tulangan geser untuk menahan kelebihan gaya yang dapat ditahan oleh beton. Gaya geser itu sendiri dapat menyebabkan keretakan miring pada konstruksi.

Syarat pemakaian tulangan geser adalah :

$$V_u \leq \phi V_c$$

Dimana :

V_u = Total gaya yang terjadi pada beton

ϕ = Nilai reduksi kekuatan

V_c = Kekuatan geser nominal yang diberikan oleh beton

$$= b \times d \times \left[\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right] \quad (2-70)$$

2.3.7. Desain Konstruksi Dinding Penahan dengan Penopang

Dinding penahan adalah suatu bangunan yang dibangun untuk mencegah keruntuhan tanah yang curam atau lereng yang dibangun di tempat di mana kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri. Kestabilan dinding penahan tanah diperoleh terutama dari berat sendiri struktur dan berat tanah yang berada di atas pelat pondasi. Perencanaan dinding penahan dapat dibuat seperti perencanaan dinding penahan tanah, dengan memperhitungkan beban kerja dari bangunan atas.

Dalam perencanaan dinding penahan tanah perlu mempertimbangkan tinggi dinding sesuai dengan kedalaman yang dibutuhkan, tebal pondasi, panjang dasar pondasi dengan menerapkan momen statis dan tebal badan dinding penahan. Dengan desain yang

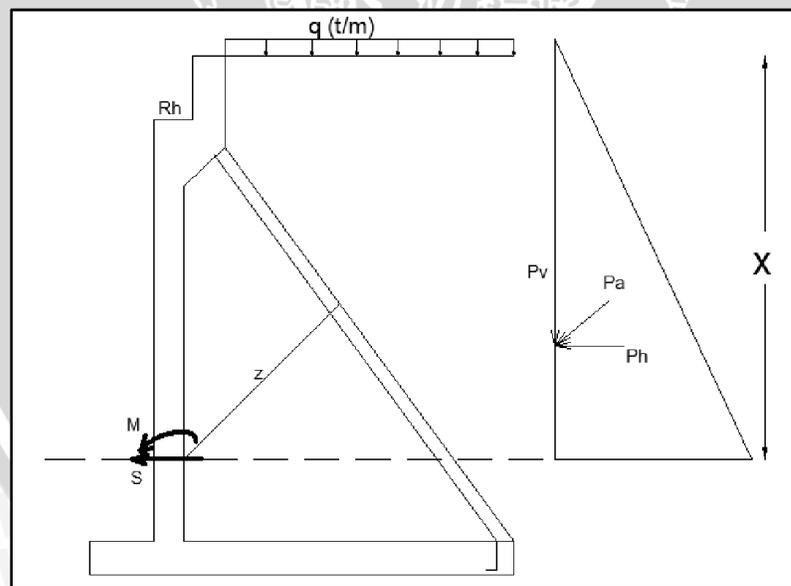
sudah direncanakan perlu dianalisa stabilitas terhadap guling dan stabilitas terhadap geser. Selain itu juga dianalisa stabilitas terhadap eksentrisitas dan daya dukung tanah.

Setelah dilakukan analisa terhadap stabilitas, perlu direncanakan pembebanan dan penulangannya. Secara umum perencanaan pembebanan dan penulangan pada dinding penahan dapat dilakukan seperti pada bahasan pokok 2.3. Sedangkan untuk perencanaan sandaran (*counterfort*) menggunakan persamaan (2-71). Dalam hal ini tekanan tanah untuk perencanaan berupa komponen horizontal dari gaya tekanan tanah total selebar jarak antar *counterfort*. (Sosrodarsono, S) :

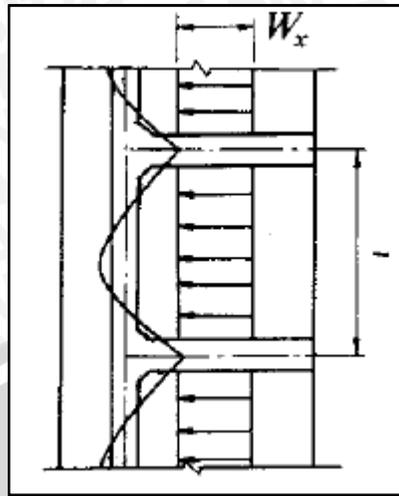
$$As \geq \frac{M}{\sigma_{sa} \times z} \quad (2-71)$$

Penulangan kombinasi diperlukan pada sambungan antara *counterfort* dengan tembok memanjang dan antara *counterfort* dengan tumpuan belakang. Jumlah tulangan yang diperlukan dapat diperkirakan dengan persamaan berikut (Sosrodarsono, S)

$$As \geq \frac{S}{\sigma_{sa}} \quad (2-72)$$

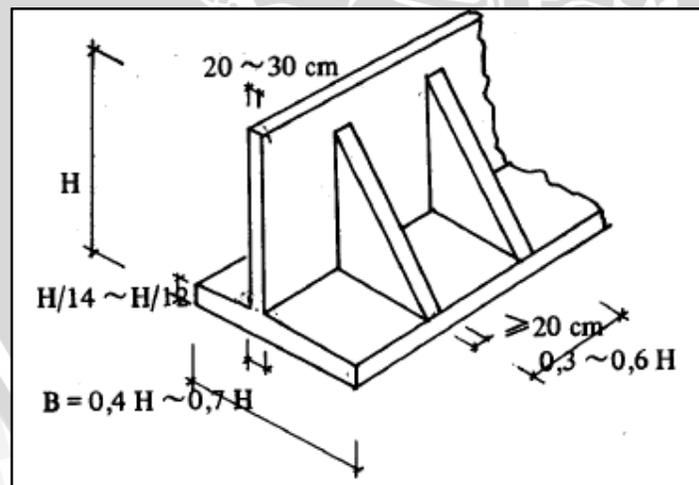


Gambar 2.33 Gaya yang Dihitung dalam Perencanaan Penopang
Sumber : Sosrodarsono (2000:314)



Gambar 2.34 Momen Lentur yang Bekerja pada Dinding
Sumber : Sosrodarsono (2000:312)

Proposional dimensi dinding *counterfort* bervariasi tergantung dari tebal dan jarak *counterfort*. Untuk dinding dengan tinggi sedang jarak antar *counterfort* dapat direncanakan sebesar $0,6 H$. Untuk dinding lebih tinggi sekitar 9 jarak *counterfort* dapat dikurangi menjadi $0,3 H$. Dari sudut pandang konstruksi, *counterfort* tidak boleh ditempatkan pada jarak kurang dari 2,5 m. Anjuran dimensi proposional untuk Dinding Penahan *Counterfort* ditunjukkan pada gambar 2.35.



Gambar 2.35 Anjuran Dimensi Dinding Penahan Counterfort
Sumber : Sunggono (1984:145)

2.4. Perencanaan *Construction Joint* dan *Contraction Joint*

2.4.1. *Construction Joint*

Construction joint (sambungan konstruksi) 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. Jarak sambungan kira-kira 10-15 m arah horizontal tergantung pada konstruksi bangunan dan kemudahan dalam pengerjaan pembangunan. Jarak sambungan kira-kira 1-2 m ke arah vertikal. Sambungan konstruksi sering digunakan pada bangunan yang memanjang, sehingga pelaksanaan pengecoran tidak dapat dilakukan hanya dalam satu kali pengecoran.

2.4.2. *Contraction Joint*

Contraction joint (sambungan kontraksi) 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 sambungan yang memungkinkan terjadi pergerakan. Dalam hal ini, sambungan tersebut menggunakan water stop. Penggunaan water stop diharapkan dapat mencegah air bocor melalui celah pada sambungan kontraksi. Selain itu juga, perlu adanya dowel. Dowel memiliki rongga sebagai tempat pergerakan pada beton. Sehingga, pada saat beton mengalami perubahan volume, penyusutan dan perubahan temperatur tidak mengalami keretakan.

