

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Uraian Umum

Bendung ditempatkan melintang sungai, guna mengatur aliran air sungai yang melalui bendung tersebut. Berdasarkan fungsinya bendung dapat diklasifikasikan dalam bendung pembagi banjir, bendung air pasang dan bendung penyadap. Selain itu tergantung dari konstruksinya bendung dapat diklasifikasikan dalam bendung tetap dan bendung gerak (Suyono Sosrodarsono & Masateru Tominaga, 1984).

Untuk menunjang proses perencanaan bendung maka berbagai teori dan rumus-rumus dari berbagai studi pustaka sangatlah diperlukan, terutama ketika pengolahan data maupun desain rencana bangunan air.

2.2 Analisis Hidrologi

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi (*hydrologic phenomena*), seperti besarnya : curah hujan, temperatur, penguapan, lamanya penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran, konsentrasi sedimen sungai akan selalu berubah terhadap waktu (Soewarno,1995).

Data hidrologi dianalisis untuk membuat keputusan dan menarik kesimpulan mengenai fenomena hidrologi berdasarkan sebagian data hidrologi yang dikumpulkan. Untuk perencanaan bendung analisis hidrologi yang terpenting yaitu dalam menentukan debit banjir rencana dan debit andalan (Soewarno,1995).

Adapun langkah-langkah dalam analisis debit andalan adalah sebagai berikut (Soewarno,1995):

- a. Menentukan Daerah Aliran Sungai (DAS) beserta luasnya.
- b. Menentukan Luas pengaruh daerah stasiun-stasiun penakar hujan.
- c. Menentukan curah hujan maksimum tiap tahunnya dari data curah hujan yang ada.
- d. Menganalisis curah hujan rencana dengan periode ulang T tahun.

- e. Menghitung debit banjir rencana berdasarkan besarnya curah hujan rencana diatas pada periode ulang T tahun.
- f. Menghitung debit andalan merupakan debit minimum sungai yang dipergunakan untuk keperluan irigasi.
- g. Menghitung kebutuhan air di sawah yang dibutuhkan untuk tanaman.
- h. Menghitung neraca air yang merupakan perbandingan antara debit air yang tersedia dengan debit air yang dibutuhkan untuk keperluan irigasi.

2.3 Penentuan Debit Banjir Rencana

2.3.1 Uraian Umum Mengenai Banjir Rencana

Pemilihan banjir rencana untuk bangunan air adalah suatu masalah yang sangat bergantung pada analisis statistik dari urutan kejadian banjir baik berupa debit air di sungai maupun hujan. Dalam pemilihan suatu teknik analisis penentuan banjir rencana tergantung dari data-data yang tersedia dan macam dari bangunan air yang akan dibangun (Soewarno,1995).

2.3.2 Curah Hujan Daerah

Untuk memperoleh data curah hujan, maka diperlukan alat untuk mengukurnya yaitu penakar hujan dan pencatat hujan. Dalam perencanaan bendung Kaligending ini data curah hujan diperoleh dari stasiun-stasiun sekitar lokasi bendung di mana stasiun hujan tersebut masuk dalam DAS.

2.3.3 Perencanaan Daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah aliran sungai ditentukan berdasarkan topografi daerah tersebut, di mana daerah aliran sungai adalah daerah yang dibatasi oleh punggung-punggung bukit diantara dua buah sungai sampai ke sungai yang ditinjau. Pada peta topografi dapat ditentukan cara membuat garis imajiner yang menghubungkan titik yang mempunyai elevasi kontur tertinggi di sebelah kiri dan kanan sungai yang ditinjau. Untuk menentukan luas daerah aliran sungai dapat digunakan alat planimeter.

2.3.4 Analisis Curah Hujan Rencana

Dalam penentuan curah hujan data dari pencatat atau penakar hanya didapatkan curah hujan di suatu titik tertentu (*point rainfall*). Untuk mendapatkan harga curah hujan areal dapat dihitung dengan beberapa metode :

a. Metode rata-rata Aljabar

Curah hujan didapatkan dengan mengambil rata-rata hitung (*arithmetic mean*) dari penakaran pada penakar hujan areal tersebut. Cara ini digunakan apabila :

- Daerah tersebut berada pada daerah yang datar
- Penempatan alat ukur tersebar merata
- Variasi curah hujan sedikit dari harga tengahnya

Rumus :

$$\bar{R} = 1/n (R_1+R_2+\dots+R_n) \dots\dots\dots (2.1)$$

(Sosrodarsono dan Takeda,1976)

di mana :

\bar{R} = Curah hujan maksimum rata-rata (mm)

n = Jumlah stasiun pengamatan

R_1 = Curah hujan pada stasiun pengamatan satu (mm)

R_2 = Curah hujan pada stasiun pengamatan dua (mm)

R_n = Curah hujan pada stasiun pengamatan n (mm)

b. Metode Thiessen

Cara ini didasarkan atas cara rata-rata timbang, di mana masing-masing stasiun mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan garis-garis sumbu tegaklurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun dengan planimeter maka dapat dihitung luas daerah tiap stasiun. Sebagai kontrol maka jumlah luas total harus sama dengan luas yang telah diketahui terlebih dahulu. Masing-masing luas lalu diambil prosentasenya dengan jumlah total = 100%. Kemudian harga ini dikalikan dengan curah hujan daerah di stasiun yang

bersangkutan dan setelah dijumlah hasilnya merupakan curah hujan yang dicari.

Hal yang perlu diperhatikan dalam metode ini adalah sebagai berikut :

- Jumlah stasiun pengamatan minimal tiga buah stasiun.
- Penambahan stasiun akan mengubah seluruh jaringan
- Topografi daerah tidak diperhitungkan.
- Stasiun hujan tidak tersebar merata

Rumus :

$$\bar{R} = \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + \dots + A_n.R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.2)$$

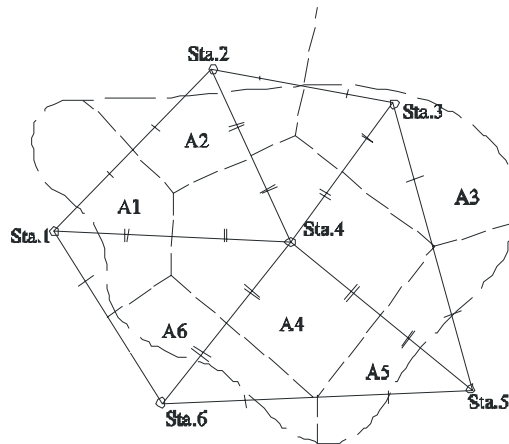
(Sosrodarsono dan Takeda,1976)

di mana :

\bar{R} = Curah hujan maksimum rata-rata (mm)

R_1, R_2, \dots, R_n = Curah hujan pada stasiun 1,2,.....,6 (mm)

A_1, A_2, \dots, A_n = Luas daerah pada polygon 1,2,.....,6 (Km²)



Gambar 2.1 Polygon Thiessen

c. Metode Isohyet

Pada metode ini, dengan data curah hujan yang ada dibuat garis-garis yang merupakan daerah yang mempunyai curah hujan yang sama (*isohyet*), seperti terlihat Gambar 2.2. Kemudian luas bagian di antara isohyet-isohyet yang berdekatan diukur, dan harga rata-ratanya dihitung sebagai rata-rata timbang

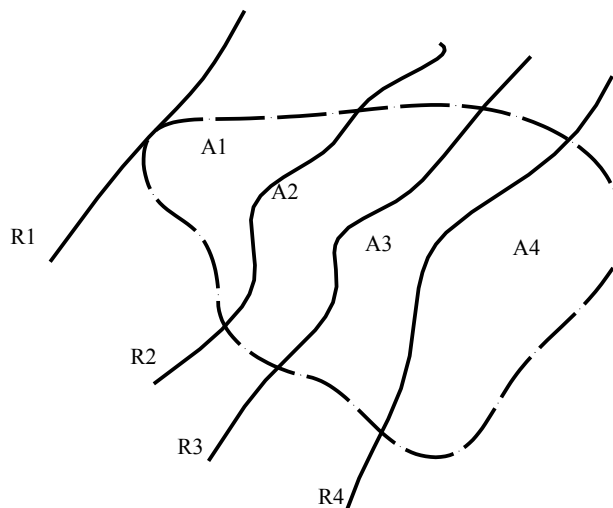
dari nilai kontur, kemudian dikalikan dengan masing-masing luasnya. Hasilnya dijumlahkan dan dibagi dengan luas total daerah maka akan didapat curah hujan areal yang dicari.

Metode ini ini digunakan dengan ketentuan :

- Dapat digunakan pada daerah datar maupun pegunungan
- Jumlah stasiun pengamatan harus banyak
- Bermanfaat untuk hujan yang sangat singkat

Rumus

$$\bar{R} = \frac{\frac{R_1 + R_2}{2} A_1 + \frac{R_3 + R_4}{2} A_2 + \dots + \frac{R_n + R_{n-1}}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.3)$$



Gambar 2.2 Metode Isohyet

2.3.5 Analisis Frekwensi

Dari curah hujan rata-rata dari berbagai stasiun yang ada di daerah aliran sungai, selanjutnya dianalisis secara statistik untuk mendapatkan pola sebaran data curah hujan yang sesuai dengan pola sebaran data curah hujan rata-rata.

2.3.5.1 Pengukuran Dispersi

Pada kenyataannya bahwa tidak semua varian dari suatu variable hidrologi terletak atau sama dengan nilai rata-ratanya. Variasi atau dispersi adalah besarnya derajat dari sebaran varian disekitar nilai rata-ratanya. Cara mengukur besarnya dispersi disebut pengukuran dispersi (Soewarno,1995).

Adapun cara pengukuran dispersi antara lain :

a. Deviasi Standart (S)

$$\text{Rumus : } S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n}} \dots\dots\dots(2.4)$$

(Soewarno,1995)

di mana :

S = Deviasi standart

X_i = Nilai varian ke i

\bar{X} = Nilai rata-rata varian

N = Jumlah data

b. Koefisien *Skewness* (CS)

Kemencengan (*skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak semetrisan dari suatu bentuk distribusi.

$$\text{Rumus : } CS = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots(2.5)$$

(Soewarno,1995)

di mana :

CS = koefisien *Skewness*

X_i = Nilai varian ke i

\bar{X} = Nilai rata-rata varian

n = Jumlah data

S = Deviasi standar

c. Pengukuran Kurtosis

Pengukuran kurtosis dimaksud untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal.

Rumus :

$$CK = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{S^4} \dots\dots\dots(2.6)$$

(Soewarno,1995)

di mana :

CK = Koefisien Kurtosis

X_i = Nilai varian ke i

\bar{X} = Nilai rata-rata varian

n = Jumlah data

S = Deviasi standar

d. Koefisien Variasi (CV)

Koefisien Variasi adalah nilai perbandingan antara deviasi standar dengan nilai rata-rata hitung suatu distribusi.

Rumus

$$CV = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots(2.7)$$

(Soewarno,1995)

di mana :

CV = Koefisien variasi

\bar{X} = Nilai rata-rata varian

S = Standart deviasi

Dari nilai-nilai di atas, kemudian dilakukan pemilihan jenis sebaran yaitu dengan membandingkan koefisien distribusi dari metode yang akan digunakan.

2.3.5.2 Pemilihan Jenis Sebaran

Ada berbagai macam distribusi teoritis yang kesemuanya dapat dibagi menjadi dua yaitu distribusi diskrit dan distribusi kontinyu. Yang diskrit adalah

binomial dan poisson, sedangkan yang kontinyu adalah Normal, Log Normal, Pearson dan Gumbel (Soewarno,1995).

Untuk memilih jenis sebaran, ada beberapa macam distribusi yang sering dipakai yaitu :

a. Distribusi Normal

Dalam analisis hidrologi distribusi normal sering digunakan untuk menganalisis frekwensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan.

Distribusi tipe normal, mempunyai koefisien kemencengan (*Coefisien of skewness*) atau $CS = 0$ (Soewarno,1995).

b. Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal, merupakan hasil transformasi dari distribusi Normal, yaitu dengan mengubah varian X menjadi nilai logaritmik varian X. Distribusi ini dapat diperoleh juga dari distribusi Log Person Tipe III, apabila nilai koefisien kemencengan $CS = 0$ (Soewarno,1995).

Distribusi tipe Log Normal, mempunyai koefisien kemencengan (*Coefisien of skewness*) atau $CS = 3 CV + CV^3$ (Soewarno,1995).

c. Distribusi Gumbel I

Distribusi Tipe I Gumbel atau Distribusi Extrim Tipe I digunakan untuk analisis data maksimum, misalnya untuk analisis frekwensi banjir.

Distribusi Tipe I Gumbel, mempunyai koefisien kemencengan (*Coefisien of skewness*) atau $CS = 1,139$ (Soewarno,1995).

d. Distribusi Log Person Tipe III

Distribusi Gumbel Tipe III atau Distribusi Extrim Tipe III digunakan untuk analisis variable hidrologi dengan nilai varian minimum misalnya analisis frekwensi distribusi dari debit minimum (*low flows*).

Distribusi Tipe I Gumbel, mempunyai koefisien kemencengan (*Coefisien of skewness*) atau $CS \neq 0$.

Setelah pemilahan jenis sebaran dilakukan maka prosedur selanjutnya yaitu mencari curah hujan rencana periode ulang 2, 5, 10, 25, 50 dan 100 tahun (Soewarno,1995).

2.3.5.3 Pengujian Kecocokan Sebaran

Pengujian Kecocokan sebaran ini digunakan untuk menguji sebaran data apakah memenuhi syarat untuk data perencanaan. Pengujian kecocokan sebaran digunakan metode Chi-Kuadrat.

Rumus :

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots(2.8)$$

(Soewarno,1995)

di mana :

X^2 = Harga Chi-Kuadrat

G = Jumlah sub-kelompok

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i.

Adapun prosedur pengujian Chi-kuadrat adalah sebagai berikut (Soewarno,1995):

- Urutkan data pengamatan dari yang terbesar ke yang terkecil atau sebaliknya;
- Kelompokkan data menjadi sub group, tiap-tiap sub group minimal 4 data pengamatan;
- Jumlahkan data dari pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub group;
- Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i ;
- Tiap-tiap sub group hitung nilai:

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

- Jumlah seluruh G sub group nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi-kuadrat hitung;
- Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R=2$), untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi poisson.

Dapat disimpulkan bahwa setelah diuji dengan Chi-kuadrat pemilihan jenis sebaran memenuhi syarat distribusi, maka curah hujan rencana dapat dihitung.

Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut (Soewarno,1995):

- a. Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- b. Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- c. Apabila peluang berada diantara 1%-5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, perlu penambahan data.

2.3.5.4 Ploting Data Curah Hujan ke Kertas Probabilitas

Ploting data distribusi frekwensi dalam kertas probabilitas bertujuan untuk mencocokkan rangkaian data dengan jenis sebaran yang dipilih, dimana kecocokan dapat dilihat dengan persamaan garis yang membentuk garis lurus. Hasil plotting juga dapat digunakan untuk menaksir nilai tertentu dari data baru yang kita peroleh. Misal jika hasil distribusi yang kita peroleh adalah distribusi Log pearson tipe III, maka perhitungan plotting data sebagai berikut :

- a. Persamaan untuk mencari besarnya probabilitas Log pearson Tipe III

$$p'(x) = \frac{1}{a.\gamma(b)} \left[\frac{X-c}{a} \right]^{b-1} e^{-\left[\frac{X-c}{a} \right]} \dots\dots\dots(2.9)$$

(Soewarno,1995)

di mana : p'(x) = peluang variat X

x = variabel acak kontinyu

a = parameter skala, $a = \frac{Cs.\sigma}{2}$

b = parameter bentuk \Rightarrow untuk $a > 0$, $b = \left[\frac{2}{Cs} \right]^2$

\Rightarrow untuk $a < 0$, $b = \left[\frac{2|a|}{a.Cs} \right]^2$

c = parameter letak, $c = \mu - a.b$

$$\gamma(u) = \int_0^{\infty} e^{-x} x^{u-1} dx$$

di mana : $e = 2,71828$

$$\mu = \bar{X} = \text{rata-rata hitung}$$

b. Persamaan Garis lurus Hasil Ploting Log Pearson Tipe III

Pengeplotan dari distribusi Log Perason tipe III terhadap variat X dalam kertas probabilitas membentuk persamaan garis sebagai berikut:

$$Y = \bar{Y} + k.Sx \dots\dots\dots(2.10)$$

(Soewarno,1995)

Dimana :

Y = Nilai Log dari X

\bar{Y} = Rata-rata hitung dari Log X

Sx = Deviasi Standart

K = Koefisien Distribusi (dilihat dari tabel fungsi dari P(x) dan Cs)

2.3.6 Analisis Debit Banjir Rencana

Metode yang digunakan untuk menghitung debit banjir rencana sebagai dasar perencanaan konstruksi bendung adalah sebagai berikut :

2.3.6.1. Metode Rasional

Perhitungan metode rasional menggunakan rumus sebagai berikut (Loebis, 1984) :

$$Q = \frac{1}{3,6} . f . r . A \dots\dots\dots(2.11)$$

di mana :

Q = Debit banjir rencana (m³/det)

f = Koefisien pengaliran

r = Intensitas hujan selama t jam (mm/jam)

$$= \frac{R_{24} 24^{2/3}}{24T} = R_{24} \left[\frac{0,347}{T^{2/3}} \right]$$

$$T = \frac{l}{w}$$

T = Waktu konsentrasi (jam)

$$w = 20 \frac{H^{0,6}}{l} (m / det)$$

$$w = 72 \frac{H^{0,6}}{l} (Km / jam)$$

w = waktu kecepatan perambatan (m/det atau Km/jam)

l = Jarak dari ujung daerah hulu sampai titik yang ditinjau (Km)

A = Luas DAS (Km²)

H = Beda tinggi ujung hulu dengan titik tingi yang ditinjau (m)

Koefisien pengaliran (f) tergantung tergantung dari beberapa faktor antara lain jenis tanah, kemiringan, luas dan bentuk pengaliran sungai. Sedangkan besarnya nilai koefisien pengaliran dapt dilihat pada Tabel 2.1

Tabel 2.1 Koefisien Pengaliran

Kondisi Daerah Pengaliran	Koefisien Pengaliran (f)
Daerah pegunungan berlereng terjal	0,75 – 0,90
Daerah perbukitan	0,70 – 0,80
Tanah bergelombang dan bersemak-semak	0,50 – 0,75
Tanah dataran yang digarap	0,45 – 0,65
Persawahan irigasi	0,70 – 0,80
Sungai didaerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil didataran	0,45 – 0,75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran lebih dari seperduanya terdiri dari dataran	0,50 – 0,75

Sumber : Loebis (1984)

2.3.6.2. Metode Weduwen

Rumus dari metode *Weduwen* adalah sebagai berikut :

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \dots\dots\dots(2.12)$$

(Loebis, 1984)

di mana :

$$t = 0,25LQ^{-0,125} I^{-0,25}$$

$$\beta = \frac{120 + ((t+1)(t+9))A}{120 + A}$$

$$q_n = \frac{R_n}{240} \frac{67,65}{t+1,45}$$

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q_n + 7}$$

di mana :

Qt = Debit banjir rencana (m³/det)

Rn = Curah hujan maksimum (mm/hari)

α = Koefisien pengaliran

β = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS

qn = Debit persatuan luas (m³/det.Km²)

t = Waktu konsentrasi (jam)

A = Luas daerah pengaliran (Km²)

L = Panjang sungai (Km)

I = Gradien sungai atau medan

Yaitu kemiringan rata-rata sungai (10% bagian hulu dari panjang sungai tidak dihitung. Beda tinggi dan panjang diambil dari suatu titik 0,1 L dari batas hulu DAS).

Adapun syarat dalam perhitungan debit banjir dengan metode Weduwen adalah sebagai berikut (Loebis, 1984) :

A = Luas daerah pengaliran < 100 Km²

t = 1/6 sampai 12 jam

Langkah kerja perhitungan Metode Weduwen (Loebis, 1984) :

- Hitung A, L dan I dari peta garis tinggi DAS, substitusikan kedalam persamaan
- Buat harga perkiraan untuk Q₁ dan gunakan persamaan diatas untuk menghitung besarnya t, qn, α dan β .

- Setelah besarnya t , q_n , α dan β didapat kemudian dilakukan iterasi perhitungan untuk Q_2 .
- Ulangi perhitungan sampai dengan $Q_n = Q_{n-1}$ atau mendekati nilai tersebut.

2.3.6.3 Metode Melchior

Rumus dari metode *Melchior* adalah sebagai berikut :

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot q_n A \dots\dots\dots(2.13)$$

(Loebis, 1984)

di mana :

➤ Koefisien Runoff (α)

$\alpha = 0.42-0.62$ dan Melchior menganjurkan untuk memakai $\alpha = 0.52$

➤ Koefisien Reduksi (β)

$$F = \frac{1970}{\beta - 0.12} - 3960 + 1720$$

➤ Hujan maksimum (q)

Waktu konsentrasi (t)

$$t = 0.186 L Q^{-0.2} I^{-0.4}$$

$$q_n = \frac{Rn}{3.6 * t}$$

di mana :

Qt = Debit banjir rencana (m^3/det)

Rn = Curah hujan maksimum (mm/hari)

α = Koefisien pengaliran

β = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS

q_n = Debit persatuan luas ($m^3/det.Km^2$)

Syarat batas dalam perhitungan debit banjir dengan metode Melchior ini adalah sebagai berikut (*Loebis, 1984*) :

- Luas Daerah Pengaliran Sungai $> 100 Km^2$.
- Hujan dengan durasi $t < 24$ jam

Adapun langkah-langkah dalam menghitung debit puncak adalah sebagai berikut :

- a Menentukan besarnya curah hujan sehari untuk periode ulang rencana yang dipilih.
- b Menentukan α untuk daerah aliran sungai
- c Menghitung A, L dan I untuk daerah aliran sungai
- d Memperkirakan harga untuk waktu konsentrasi t_0
- e Menghitung q_n dan $Q_0 = \alpha \beta q_n A$
- f Menghitung waktu konsentrasi $t = 0.186 L Q_0^{-0.2} I^{-0.4}$
- g Ulangi sampai harga $t_0 \approx t$

2.3.6.3 Metode *Haspers*

Untuk menghitung besarnya debit dengan metode *Haspers* digunakan persamaan sebagai berikut :

Rumus *Haspers* :

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \dots \dots \dots (2.14)$$

(Loebis, 1984)

di mana :

- Koefisien Runoff (α)

$$\alpha = \frac{1 + 0.012 f^{0.7}}{1 + 0.75 f^{0.7}}$$

- Koefisien Reduksi (β)

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3.7 \times 10^{-0.4t}}{t^2 + 15} \times \frac{F^{3/4}}{12}$$

- Waktu konsentrasi (t)

$$t = 0.1 L^{0.8} I^{-0.3}$$

- Intensitas Hujan

- a. Untuk $t < 2$ jam

$$Rt = \frac{tR24}{t + 1 - 0.0008 * (260 - R24)(2 - t)^2}$$

t dalam jam

Rt, R24 dalam (mm)

b. Untuk $2 \text{ jam} \leq t < \leq 19 \text{ jam}$

$$Rt = \frac{tR24}{t+1}$$

t dalam jam

Rt, R24 dalam (mm)

c. Untuk $19 \text{ jam} \leq t \leq 30 \text{ jam}$

$$Rt = 0.707R24\sqrt{t+1}$$

dimana t dalam hari dan Rt,R24 (mm)

➤ Hujan maksimum (q)

$$q_n = \frac{Rt}{3.6 * t} \text{ di mana t dalam (jam), q (m}^3\text{/km}^2\text{/sec)}$$

di mana :

Qt = Debit banjir rencana (m³/det)

Rt = Hujan dengan periode ulang T tahun

qn = Debit persatuan luas (m³/det.Km²)

Adapun langkah-langkah dalam menghitung debit puncak adalah sebagai berikut :

- Menentukan besarnya curah hujan sehari (Rh rencana) untuk periode ulang rencana yang dipilih.
- Menentukan α , untuk daerah aliran sungai
- Menghitung A, L ,I, F untuk daerah aliran sungai
- Menghitung nilai t (waktu konsentrasi)
- Menghitung β , Rt, qn dan $Qt = \alpha \beta qn A$

2.4 Perhitungan Neraca Air

Perhitungan neraca air dilakukan untuk mengecek apakah air yang tersedia cukup memadai untuk memenuhi kebutuhan air irigasi di proyek yang

bersangkutan (KP-01,1986). Perhitungan neraca air ini pada akhirnya akan menghasilkan kesimpulan mengenai (KP-01, 1986):

- Pola tanam akhir yang akan dipakai untuk jaringan irigasi yang sedang di rencanakan
- Penggambaran akhir daerah proyek irigasi.

Ada tiga unsur pokok dalam perhitungan Neraca Air yaitu (KP-01, 1986):

1. Kebutuhan Air
2. Tersedianya Air
3. Neraca Air

Berikut adalah tabel Perhitungan Neraca Air

Tabel 2.2 Perhitungan Neraca Air

BIDANG	Parameter yg dihitung	Neraca Air	Kesimpulan
Meteorologi	Evaporasi dan Curah Hujan	Kebutuhan Air Irigasi	Jatah debit/kebutuhan Luas Daerah irigasi Pola Tanam Pengaturan rotasi
Agronomi dan Tanah	Pola Tanam Koefisien Tanam		
Jaringan irigasi	Efesiensi Irigasi		
Topografi	Daerah Layanan	Debit Andalan	
Hidrologi	Debit Andalan	Debit Minimum persetengah bulan periode 5 th kering bangunan utama	

Sumber : KP-01 (1986)

2.4.1 Analisis Kebutuhan Air

Menurut jenisnya ada dua macam pengertian kebutuhan air, yaitu :

1. Kebutuhan air bagi tanaman (*Consumtive Use*)

Kebutuhan air bagi tanaman tergantung pada macam tanaman dan masa pertumbuhannya sampai di panen sehingga memberikan produksi yang optimum. Perkiraan banyaknya air untuk irigasi didasarkan pada faktor-faktor jenis tanaman, jenis tanah, cara pemberian air, cara pengolahan tanah, banyaknya turun hujan, waktu penanaman, iklim, pemeliharaan saluran/

bangunan dan eksplotasi (Joetata dkk, 1997). Banyaknya air untuk irigasi pada petak sawah dapat dirumuskan sebagai berikut (Joetata dkk, 1997):

Rumus :

$$I_r = S + E_t + P - R_e \dots\dots\dots(2.15)$$

di mana :

I_r = kebutuhan air untuk irigasi (mm/hari)

E_t = evapotranspirasi : Crop Consumtive (mm/hari)

S = kebutuhan air untuk pengolahan tanah atau penggenangan (mm)

P = perkolasi (mm)

R_e = Hujan efektif (mm/hari)

2. Kebutuhan air untuk irigasi

Kebutuhan air untuk irigasi adalah jumlah volume air yang diperlukan untuk memenuhi kebutuhan evapotranspirasi, kehilangan air, kebutuhan air untuk tanaman dengan memperhatikan jumlah air yang diberikan oleh alam melalui hujan dan kontribusi air tanah (Joetata dkk, 1997).

Kebutuhan air sawah untuk padi ditentukan oleh faktor-faktor sebagai berikut (Joetata dkk, 1997) :

- a. Penyiapan lahan
- b. Penggunaan konsumtif
- c. Perkolasi dan rembesan
- d. Penggantian lapisan air
- e. Curah hujan efektif.

2.4.1.1 Kebutuhan Air Untuk Tanaman

1. Evapotranspirasi

Evapotranspirasi (ET) adalah peristiwa evaporasi total, yaitu peristiwa evaporasi ditambah dengan transpirasi (Soewarno, 2000). Transpirasi sendiri adalah suatu proses yang air dalam tumbuhan dilimpahkan ke dalam atmosfer sebagai uap air (Subarkah, 1980).

Evapotranspirasi sering disebut sebagai kebutuhan konsumtif tanaman yang merupakan jumlah air untuk evaporasi dari permukaan areal tanaman dengan air untuk transpirasi dari tubuh tanaman (Joetata dkk, 1997)..

Besarnya evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan metoda Penman yang dimodifikasi oleh *Nedeco/Prosida* seperti diuraikan dalam PSA – 010. Evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan rumus-rumus teoritis empiris dengan memperhatikan faktor-faktor meteorologi yang terkait seperti suhu udara, kelembaban, kecepatan angin dan penyinaran matahari.

Evapotranspirasi tanaman yang dijadikan acuan adalah rerumputan pendek ($\alpha = 0,25$). Selanjutnya untuk mendapatkan harga evapotranspirasi harus dikalikan dengan koefisien tanaman tertentu. Sehingga evapotranspirasi sama dengan evapotranspirasi potensial hasil perhitungan *Penman x crop factor*. Dari harga evapotranspirasi yang diperoleh, kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan air bagi pertumbuhan dengan menyertakan data curah hujan efektif.

Rumus evapotranspirasi *Penman* yang telah dimodifikasi adalah sebagai berikut :

$$\text{Rumus : } E_{to} = \frac{1}{L^{-1}x\delta + \Delta(H_{sh}^{ne} - H_{lo}^{ne})} + \frac{\delta E_q}{\delta + A} \dots\dots\dots(2.16)$$

di mana :

E_{to} = Indek evaporasi yang besarnya sama dengan evapotranspirasi dari rumput yang dipotong pendek (mm/hr)

$$\begin{aligned} H_{sh}^{ne} &= \text{Jaringan radiasi gelombang pendek (Longley/day)} \\ &= \{ 1,75 \{ 0,29 \cos \Omega + 0,52 r \times 10^{-2} \} \} \times \alpha a^{sh} \times 10^{-2} \\ &= \{ a_{ah} \times f(r) \} \times \alpha a^{sh} \times 10^{-2} \\ &= a_{ah} \times f(r) \text{ (Tabel Penman 5)} \end{aligned}$$

α = albedo (koefisien reaksi), tergantung pada lapisan permukaan yang ada untuk rumput = 0,25

$$\begin{aligned} R_a &= \alpha a^h \times 10^{-2} \\ &= \text{Radiasi gelombang pendek maksimum secara teori (Longley/day)} \\ &= \text{jaringan radiasi gelombang panjang (Longley/day)} \end{aligned}$$

$$= 0,97 \alpha Tai^4 \times (0,47 - 0,770 \sqrt{ed} \times \{1 - 8/10(1 - r)\})$$

$$H_{sh}^{ne} = f(Tai) \times f(Tdp) \times f(m)$$

$$f(Tai) = \alpha Tai^4 \text{ (Tabel Penman 1)}$$

= efek dari temperature radiasi gelombang panjang

$$m = 8(1 - r)$$

$$f(m) = 1 - m/10$$

= efek dari angka nyata dan jam penyinaran matahari terang maksimum pada radiasi gelombang panjang

r = lama penyinaran matahari relatif

Eq = evaporasi terhitung pada saat temperatur permukaan sama dengan temperatur udara (mm/hr)

$$= 0,35 (0,50 + 0,54 \mu_2) \times (ea - ed)$$

$$= f(\mu_2) \times PZ^{wa} \text{ sa} - PZ^{wa}$$

μ_2 = kecepatan angin pada ketinggian 2m diatas tanah (Tabel Penman 3)

PZ^{wa} = ea = tekanan uap jenuh (mmHg) (Tabel Penman 3)

= ed = tekanan uap yang terjadi (mmHg) (Tabel Penman 3)

L = panas laten dari penguapan (*longley/minutes*)

Δ = kemiringan tekanan uap air jenuh yang berlawanan dengan dengan kurva temperatur pada temperatur udara (mmHg/ $^{\circ}$ C)

δ = konstanta Bowen (0,49 mmHg/ $^{\circ}$ C), kemudian dihitung Eto.

catatan : 1 *longley/day* = 1 kal/cm²hari

2. Perkolasi

Perkolasi adalah gerakan air kebawah dari zone tidak jenuh (antara permukaan tanah sampai kepermukaan air tanah) ke dalam daerah jenuh (daerah dibawah permukaan air tanah) (Soemarto, 1986). Besarnya perkolasi dipengaruhi oleh sifat-sifat tanah, kedalaman air tanah dan sistem perakarannya. Koefisien perkolasi adalah sebagai berikut (Joetata dkk, 1997) :

a. Berdasarkan kemiringan :

- lahan datar = 1 mm/hari

- lahan miring > 5% = 2 – 5 mm/hari

b. Berdasarkan Tekstur :

- berat (lempung) = 1 – 2 mm/hari

- sedang (lempung kepasiran) = 2 -3 mm/hari

- ringan = 3 – 6 mm/hari

Dari pedoman diatas, harga perkolasi untuk perhitungan kebutuhan air di daerah Irigasi Kaligending diambil sebesar 2 mm/hari.

3. Koefisien Tanaman (Kc)

Besarnya koefisien tanaman (Kc) tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhan. Pada perhitungani ini digunakan koefisien tanaman untuk padi dengan varietas unggul mengikuti ketentuan *Nedeco/Prosida*. Harga-harga koefisien tanaman padi dan palawija disajikan pada Tabel 2.3 sebagai berikut ini.

Tabel 2.3 Koefisien Tanaman Untuk Padi dan Palawija
Menurut *Nedeco/Prosida*

Bulan	Padi		Palawija	
	Varietas Biasa	Varietas Unggul	Jagung	Kacang Tanah
0,50	1,20	1,20	0,50	0,50
1,00	1,20	1,27	0,59	0,51
1,50	1,32	1,33	0,96	0,66
2,00	1,40	1,30	1,05	0,85
2,50	1,35	1,15	1,02	0,95
3,00	1,24	0,00	0,95	0,95
3,50	1,12			0,95
4,00	0,00			0,55
4,50				0,55

Sumber : *Dirjen Pengairan, Bina Program 010 (1985)*

4. Curah Hujan Efektif (Re)

a. Besarnya Curah Hujan Efektif

Untuk irigasi padi, curah hujan efektif bulanan diambil 70% dari curah hujan minimum tengah bulan dengan periode ulang 5 tahun (Joetata dkk, 1997).

Rumus (Joetata dkk,1997) :

$$Re = 0,7 \times \frac{1}{2} R_s \text{ (setengah bulanan dengan } T = 5 \text{ tahun).}$$

dimana :

Re = curah hujan efektif (mm/hari)

Rs = curah hujan minimum dengan periode ulang 5 tahun (mm)

b. Koefisien Curah Hujan Efektif

Besarnya koefisien curah hujan efektif untuk tanaman padi berdasarkan Tabel 2.4

Tabel 2.4 Koefisien Curah Hujan Untuk Padi

Bulan	Golongan					
	1	2	3	4	5	6
0,50	0,36	0,18	0,12	0,09	0,07	0,06
1,00	0,70	0,53	0,35	0,26	0,21	0,18
1,50	0,40	0,55	0,46	0,36	0,29	0,24
2,00	0,40	0,40	0,50	0,46	0,37	0,31
2,50	0,40	0,40	0,40	0,48	0,45	0,37
3,00	0,40	0,40	0,40	0,40	0,46	0,44
3,50	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,45
4,00	0,00	0,20	0,27	0,30	0,32	0,33
4,50			0,13	0,20	0,24	0,27
5,00				0,10	0,16	0,20
5,50					0,08	0,13
6,00						0,07

Sumber : Dirjen Pengairan, Bina Program, PSA 010 (1985)

Sedangkan untuk tanaman palawija besarnya curah hujan efektif ditentukan dengan metode curah hujan bulanan yang dihubungkan dengan

curah hujan rata-rata bulanan serta evapotranspirasi tanaman rata-rata bulanan berdasarkan Tabel 2.5

Tabel 2.5 Koefisien Curah Hujan Rata-rata Bulanan dengan ET Tanaman Palawija Rta-rata Bulanan dan Curah Hujan Mean Bulanan

Curah Hujan Bulanan/mm	mean mm	12,5	25	37,5	50	62,5	75	87,5	100	112,5	125	137,5	150	162,5	175	187,5	200	
ET tanaman	25	8	16	24	Curah Hujan rata-rata bulanan/mm													
Rata-rata Bulanan/mm	50	8	17	25	32	39	46											
	75	9	18	27	34	41	48	56	62	69								
	100	9	19	28	35	43	52	59	66	73	80	87	94	100				
	125	10	20	30	37	46	54	62	70	76	85	97	98	107	116	120		
	150	10	21	31	39	49	57	66	74	81	89	97	104	112	119	127	133	
	175	11	23	32	42	52	61	69	78	86	95	103	111	118	126	134	141	
	200	11	24	33	44	54	64	73	82	91	100	106	117	125	134	142	150	
	225	12	25	35	47	57	68	78	87	96	106	115	124	132	141	150	159	
	250	13	25	38	50	61	72	84	92	102	112	121	132	140	150	158	167	
Tampungan Efektif		20	25	37,5	50	62,5	75	100	125	150	175	200						
Faktor tampungan		0,73	0,77	0,86	0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	1,06	1,07	1,08						

Sumber : Ref.FAO (1977)

5. Kebutuhan Air Untuk Pengolahan Lahan

a. Pengolahan Lahan Untuk Padi

Kebutuhan air untuk pengolahan atau penyiraman lahan menentukan kebutuhan maksimum air irigasi. Faktor-faktor yang menentukan besarnya kebutuhan air untuk pengolahan tanah, yaitu besarnya penjemuran, lamanya pengolahan (periode pengolahan) dan besarnya evaporasi dan perkolasi yang terjadi (Joetata dkk, 1997).

Waktu yang diperlukan untuk pekerjaan persiapan lahan adalah selama satu bulan (30 hari). Kebutuhan air untuk pengolahan tanah bagi tanaman padi diambil 200 mm, setelah tanam selesai lapisan air di sawah ditambah 50 mm. Jadi kebutuhan air yang diperlukan untuk persiapan lahan dan untuk lapisan air awal setelah tanam selesai seluruhnya menjadi 250 mm. Sedangkan untuk lahan yang tidak ditanami (sawah bero) dalam jangka waktu 2,5 bulan diambil 300 mm (Dirjen Pengairan, Bina Program, 1985).

Untuk memudahkan perhitungan angka pengolahan tanah digunakan tabel koefisien Van De Goor dan Zijlstra pada Tabel 2.6 berikut ini.

Tabel 2.6 Koefisien kebutuhan Air Selama Penyiapan Lahan

Eo + P mm/hari	T = 30 hari		T = 45 hari	
	S = 250 mm	S = 300 mm	S = 250 mm	S = 300 mm
5,0	11,1	12,7	8,4	9,5
5,5	11,4	13,0	8,8	9,8
6,0	11,7	13,3	9,1	10,1
6,5	12,0	13,6	9,4	10,4
7,0	12,3	13,9	9,8	10,8
7,5	12,6	14,2	10,1	11,1
8,0	13,0	14,5	10,5	11,4
8,5	13,3	14,8	10,8	11,8
9,0	13,6	15,2	11,2	12,1
9,5	14,0	15,5	11,6	12,5
10,0	14,3	15,8	12,0	12,9
10,5	14,7	16,2	12,4	13,2
11,0	15,0	16,5	12,8	13,6

Sumber : KP-01 (1986)

b. Pengolahan Lahan Untuk Palawija

Masa pra-irigasi diperlukan guna menggarap lahan untuk ditanami dan untuk menciptakan kondisi lembab yang memadai untuk persemaian yang baru tumbuh. Banyak air yang dibutuhkan bergantung kepada kondisi tanah dan pola tanam yang diterapkan. Jumlah air 50 sampai 100 mm dianjurkan untuk tanaman ladang dan 100 sampai 200 untuk kebun, kecuali jika terdapat kondisi-kondisi khusus (misalnya ada tanaman lain yang ditanam segera sesudah padi) (Joetata dkk, 1997).

6. Kebutuhan Air Untuk Pertumbuhan

Kebutuhan air untuk pertumbuhan padi dipengaruhi oleh besarnya evapotranspirasi tanaman (Etc), perkolasi tanah (p), penggantian air genangan

(W) dan hujan efektif (Re). Sedangkan kebutuhan air untuk pemberian pupuk padi tanaman apabila terjadi pengurangan air (sampai tingkat tertentu) pada petak sawah sebelum pemberian pupuk (Joetata dkk, 1997).

2.4.1.2 Kebutuhan Air Untuk Irigasi

1. Pola Tanaman dan Perencanaan Tata Tanam

Untuk memenuhi kebutuhan air bagi tanaman, penentuan pola tanam merupakan hal yang perlu dipertimbangkan. Tabel dibawah ini merupakan contoh pola tanam yang dapat dipakai.

Tabel 2.7 Pola Tanam

Ketersediaan air untuk jaringan irigasi	Pola tanam dalam satu tahun
1. Tersedia air cukup banyak	Padi – Padi – Palawija
2. Tersedia air dalam jumlah cukup	Padi – Padi – Bera Padi – Palawija – Palawija
3. Daerah yang cenderung kekurangan air	Padi – Palawija – Bera Palawija – Padi – Bera

Sumber : (Joetata dkk, 1997)

2. Efisiensi Irigasi

Untuk tujuan-tujuan perencanaan, dianggap bahwa 1/4 sampai 1/3 dari jumlah air yang diambil akan hilang sebelum air itu sampai disawah. Kehilangan ini disebabkan oleh kegiatan eksploitasi, evaporasi dan perembesan. Kehilangan akibat evaporasi dan perembesan umumnya kecil jika dibandingkan dengan jumlah kehilangan akibat kegiatan eksploitasi. Penghitungan rembesan hanya dilakukan apabila kelulusan tanah cukup tinggi (KP-03, 1986).

Pada umumnya kehilangan air di jaringan irigasi dapat dibagi-bagi sebagai berikut (KP-03, 1986) :

- 15-22,5% dipetak tersier, antara bangunan sadap tersier dan sawah
- 7,5-12,5% disaluran sekunder
- 7,5-15,5% disaluran utama.

2.4.2 Analisis Debit Andalan

Perhitungan debit andalan bertujuan untuk menentukan areal persawahan yang dapat diairi. Perhitungan ini menggunakan cara analisis *water balance* dari Dr.F.J. Mock berdasarkan data curah hujan bulanan, jumlah hari hujan, evapotranspirasi dan karakteristik hidrologi daerah pengaliran (Soewarno, 2000).

Prinsip perhitungan ini adalah bahwa hujan yang jatuh di atas tanah (presipitasi) sebagian akan hilang karena penguapan (evaporasi), sebagian akan hilang menjadi aliran permukaan (*direct run off*) dan sebagian akan masuk tanah (infiltrasi). Infiltrasi mula-mula menjenuhkan permukaan (*top soil*) yang kemudian menjadi perkolasi dan akhirnya keluar ke sungai sebagai *base flow* (Soewarno, 2000).

Perhitungan debit andalan meliputi (Soewarno, 2000) :

1. Data Curah Hujan

R_s = curah hujan bulanan (mm)

n = jumlah hari hujan.

2. Evapotranspirasi

Evapotranspirasi terbatas dihitung dari evapotranspirasi potensial metoda Penman.

$$dE / E_{to} = (m / 20) \times (18 - n)$$

$$dE = (m / 20) \times (18 - n) \times E_{to}$$

$$E_{tl} = E_{to} - dE$$

di mana :

dE = selisih evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi terbatas.

E_{to} = evapotranspirasi potensial.

E_{tl} = evapotranspirasi terbatas

M = prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi.

= 10 – 40 % untuk lahan yang tererosi

= 30 – 50 % untuk lahan pertanian yang diolah

3. Keseimbangan air pada permukaan tanah

Rumus mengenai air hujan yang mencapai permukaan tanah, yaitu :

$$S = R_s - E_{tl}$$

$$SMC(n) = SMC (n-1) + IS (n)$$

$$WS = S - IS$$

Di mana :

S = kandungan air tanah

Rs = curah hujan bulanan

Et1 = evapotranspirasi terbatas

IS = tampungan awal / *Soil Storage (mm)*

IS (n) = tampungan awal / *Soil Storage* bulan ke-n (mm)

SMC = kelembaban tanah/ *Soil Storage Moisture (mm)* diambil antara 50 -250 mm

SMC(n) = kelembaban tanah bulan ke – n

SMC (n-1) = kelembaban tanah bulan ke – (n-1)

WS = *water surplus* / volume air berlebih

4. Limpasan (*run off*) dan tampungan air tanah (*ground water storage*)

$$V (n) = k.V (n-1) + 0,5.(1-k). I (n)$$

$$dVn = V (n) - V (n-1)$$

di mana :

V (n) = volume air tanah bulan ke-n

V (n-1) = volume air tanah bulan ke-(n-1)

k = faktor resesi aliran air tanah diambil antara 0-1,0

I = koefisien infiltrasi diambil antara 0-1,0

Harga k yang tinggi akan memberikan resesi yang lambat seperti pada kondisi geologi lapisan bawah yang sangat lulus air. Koefisien infiltrasi ditaksir berdasarkan kondisi porositas tanah dan kemiringan daerah pengaliran.

Lahan yang porus mempunyai infiltrasi lebih tinggi dibanding tanah lempung berat. Lahan yang terjal menyebabkan air tidak sempat berinfiltrasi ke dalam tanah sehingga koefisien infiltrasi akan kecil.

5. Aliran Sungai

Aliran dasar = infiltrasi – perubahan volume air dalam tanah

$$B (n) = I - dV (n)$$

Aliran permukaan = volume air lebih – infiltrasi

$$\begin{aligned}
D(ro) &= WS - I \\
\text{Aliran sungai} &= \text{aliran permukaan} + \text{aliran dasar} \\
\text{Run off} &= D(ro) + B(n) \\
\text{Debit} &= \frac{\text{aliran sungai} \times \text{luasDAS}}{\text{satubulan(detik)}} \dots\dots\dots(2.17)
\end{aligned}$$

2.4.3 Neraca Air

Dari hasil perhitungan neraca air, kebutuhan pengambilan yang dihasilkannya untuk pola tanam yang dipakai akan dibandingkan dengan debit andalan untuk tiap setengah bulan dan luas daerah yang bisa diairi, luas daerah irigasi, jatah debit air dan pola pengaturan rotasi. Apabila debit sungai melimpah, maka luas daerah irigasi adalah tetap karena luas maksimum daerah layanan dan proyek yang akan direncanakan sesuai dengan pola tanam yang dipakai. Jika debit sungai kurang maka terjadi kekurangan debit, maka ada tiga pilihan yang perlu dipertimbangkan sebagai berikut :

- Luas daerah irigasi dikurangi
- Melakukan modifikasi pola tanam
- Rotasi teknis/golongan.

2.5 Analisis Hidrolis

Analisis hidrolis bendung meliputi tubuh bendung itu sendiri dan saluran – saluran pelengkap sesuai dengan tujuan bendung. Perhitungan struktur bendung dimulai dengan analisis saluran yaitu saluran kantong lumpur, saluran penguras kantong lumpur dan saluran intake. Dari saluran intake ini dapat diketahui elevasi muka air pengambilan, di mana elevasi ini digunakan sebagai acuan dalam menentukan tinggi mercu bendung.

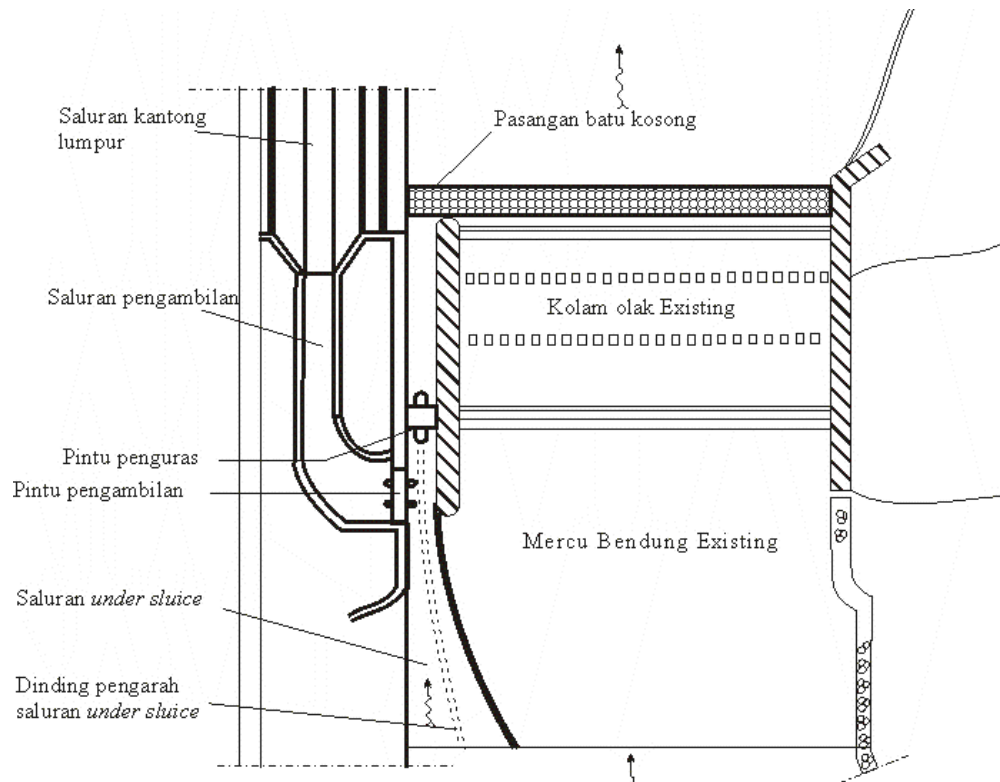
Setelah elevasi mercu diketahui maka analisis struktur bendung dapat dihitung, yaitu menentukan lebar bendung, kolam olak, bangunan pembilas.

2.5.1 Pemilihan Tipe Bendung

Faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan dalam pemilihan tipe bendung adalah (Sosrodrasono & Tominaga, 1984) :

- Sifat dan kekuatan tanah dasar
- Jenis material yang diangkut oleh aliran sungai
- Keadaan/kondisi daerah aliran sungai di bagian hulu, tengah dan hilir.
- Tinggi muka air banjir maksimum yang pernah terjadi.
- Kemudahan eksploitasi dan pemeliharaan.
- Efisiensi biaya pelaksanaan.

Dengan pertimbangan hal-hal di atas serta dari hasil diskusi yang telah dilakukan oleh Konsultan dan berbagai Instansi yang terkait dalam penanganan Review Desain Bendung Kaligending, telah disepakati bahwa yang dianggap paling sesuai untuk diterapkan dalam menangani permasalahan di Bendung Kaligending adalah Bendung Tipe Konvensional dengan pengurusan *Under sluice*. Adapun gambar tampak bendung tetap dapat dilihat pada gambar 2.3



Gambar 2.3 Bendung Tetap dengan Pengurusan *Under Sluice*

2.5.2 Pemilihan Lokasi Bendung

Faktor yang menentukan dalam pemilihan lokasi bendung yaitu (Sosrodrasono & Tominaga, 1984) :

- Lokasi bendung diusahakan sedapat mungkin lebih ke hulu, agar bendung tidak terlalu tinggi.
- Bendung pembagi supaya ditempatkan dekat titik percabangan sungai.
- Diusahakan agar bendung ditempatkan pada ruas sungai yang lurus dengan penampang yang konstant, dimana perubahan kecepatan arus tidak terlalu drastis.
- Bendung supaya ditempatkan pada ruas sungai yang alurnya stabil dan perubahan dasar tidak terlalu menyolok.
- Diusahakan agar pengaruh air balik akibat bendung tidak terlalu jauh ke hulu.
- Diusahakan agar bendung terletak pada tanah pondasi yang baik.

2.5.3 Lebar bendung

Lebar bendung adalah jarak antara pangkal-pangkalnya (abutment) dan sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Pada bagian ruas bawah sungai, lebar rata-rata tersebut dapat diambil pada debit penuh (*bankfull discharge*), sedangkan pada bagian atas sungai sulit untuk menentukan debit penuh. Lebar maksimum bendung sebaiknya tidak lebih dari 1,2 kali rata-rata lebar sungai pada alur yang stabil (*Joetata dkk.*, 1997).

Lebar total bendung tidak seluruhnya dimanfaatkan untuk melewati debit air karena adanya pilar dan bangunan penguras, jadi lebar bendung yang bermanfaat untuk melewati debit disebut lebar efektif (Be), yang dipengaruhi oleh tebal pilar dan koefisien kontraksi pilar dan pangkal bendung.

Dalam menentukan lebar efektif perlu diketahui mengenai eksploitasi bendung, di mana pada saat air banjir datang pintu penguras dan pintu pengambilan harus ditutup. Hal ini dimaksudkan untuk mencegah masuknya benda yang terangkut oleh banjir yang dapat menyumbat pintu penguras bila pintu terbuka dan air banjir ke saluran induk.

Rumus (Joetata dkk, 1997): $B_e = B - 2(n.K_p + K_a)H_1$ (2.17)

di mana :

B_e = lebar efektif bendung (m)

B = lebar mercu sebenarnya (m)

K_p = koefisien kontraksi pilar

K_a = koefisien kontraksi pangkal bendung

n = jumlah pilar

H_1 = tinggi energi (m)

Tabel 2.8 Harga-harga koefisien kontraksi pilar (K_p)

No	Keterangan	K_p
1	Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang bulat pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
2	Untuk pilar berujung bulat	0,01
3	Untuk pilar berujung runcing	0,00

Sumber : Joetata dkk. (1997)

Tabel 2.9 Harga-harga koefisien kontraksi pangkal bendung (K_a)

No	Keterangan	K_a
1	Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90^0 ke arah aliran	0,20
2	Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90^0 ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0,10
3	Untuk pangkal tembok bulat di mana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45^0 ke arah aliran	0,00

Sumber : Joetata dkk. (1997)

2.5.4 Tinggi Air Banjir di Hilir Mercu

Perhitungan dilakukan dengan rumus, sebagai berikut :

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * i^{1/2} \dots\dots\dots(2.18)$$

(Kodoatie & Sugiyanto, 2001)

$$A = (b + m.h).h$$

$$P = b + 2.h\sqrt{1 + m^2}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Perhitungan h dengan coba-coba.

Elevasi muka air di hilir bendung = elevasi dasar hilir + h

2.5.5 Tinggi Air Banjir di Atas Mercu

Persamaan tingi energi di atas mercu (H_1) menggunakan rumus debit bendung dengan mercu bulat, yaitu(KP-02, 1986) :

$$Q = C_d.C_v \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot Be.H_1^{3/2}$$

di mana :

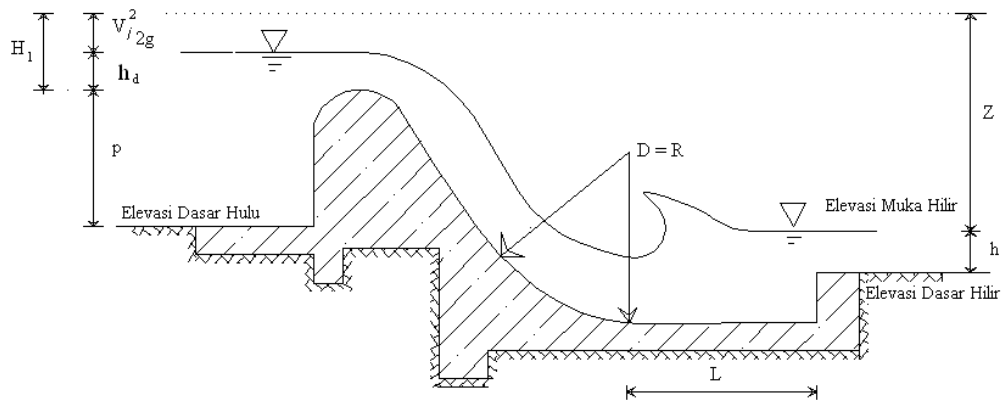
Q = debit (m^3/det)

C_d = koefisien debit

g = percepatan gravitasi (m/det^2)

Be = lebar efektif bendung (m)

H_1 = tinggi energi di atas mercu (m).



Gambar 2.4 Elevasi Air di Hulu dan Hilir Bendung (KP-02, 1986)

2.5.6 Kolam Olak

Kolam olak adalah suatu bangunan yang berfungsi untuk meredam energi yang timbul di dalam aliran air superkritis yang melewati pelimpah.

Faktor pemilihan type kolam olak (Joetata dkk, 1997) :

- Gambar karakteristik hidrolis pada peredam energi yang direncanakan.
- Hubungan lokasi antara peredam energi dengan tubuh bendung
- Karakteristik hidrolis dan karakteristik konstruksi dari bangunan pelimpah.
- Kondisi-ondisi topografi, geologi dan hidrolis di daerah tempat kedudukan calon peredam energi.
- Situasi serta tingkat perkembangan dari sungai disebelah hilirnya.

Berdasarkan bilangan Froude, kolam olak dikelompokan sebagai berikut (KP-04, 1986) :

1. Untuk $Fr \leq 1,7$ tidak diperlukan kolam olak. Pada saluran tanah bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi.
2. Bila $1,7 < Fr \leq 2,5$ maka kolam olak diperlukan untuk meredam energi secara efektif. Kolam olak dengan ambang ujung mampu bekerja dengan baik.

3. Jika $2,5 < Fr \leq 4,5$ maka loncatan air tidak terbentuk dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Kolam olak yang digunakan untuk menimbulkan turbulensi (olakan) yakni tipe USBR tipe IV.
4. Untuk $Fr \geq 4,5$ merupakan kolam olak yang paling ekonomis, karena kolam ini pendek. Kolam olak yang sesuai adalah kolam USBR tipe III.

2.5.7 Tinjauan Terhadap Gerusan

Tinjauan terhadap gerusan digunakan untuk menentukan tinggi dinding halang (koperan) di ujung hilir bendung. Untuk mengatasi gerusan tersebut dipasang apron yang berupa pasangan batu kosong sebagai selimut lintang bagi tanah asli. Batu yang dipakai untuk apron harus keras, padat, awet dan mempunyai berat jenis $2,4 \text{ ton/m}^3$. Untuk menghitung kedalaman gerusan digunakan Metoda Lacey.

Rumus :

$$R = 0,47 \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3} \dots\dots\dots(2.20)$$

(KP-02, 1986)

$$f = 1,76 Dm^{1/2}$$

di mana :

R = kedalaman gerusan di bawah permukaan air banjir (m)

Dm = diameter nilai tengah (mean) untuk bahan jelek, (m)

Q = debit yang melimpah diatas mercu (m^3/det)

f = faktor lumpur Lacey

Menurut Lacey, kedalaman gerusan bersifat empiris, maka dalam penggunaannya dikalikan dengan angka keamanan sebesar 1,5.

2.5.8 Desain Bangunan Pelengkap

2.5.8.1 Under Sluice

Under sluice direncana untuk mencegah masuknya angkutan sedimen dasar dan fraksi pasir yang lebih kasar kedalam pengambilan.

”Mulut” *Under sluice* ditempatkan di hulu pengambilan dimana ujung penutup pembilas membagi air menjadi dua lapisan : lapisan atas mengalir ke pengambilan dan lapisan bawah mengalir melalui saluran pembilas bawah lewat bendung.

Dimensi *Under sluice* ditentukan berdasarkan ketentuan-ketentuan sebagai berikut(KP-02,1986):

- Tinggi saluran pembilas bawah hendaknya lebih besar dari 1,5 kali diameter terbesar sedimen dasar sungai.
- Tinggi saluran pembilas bawah sekurang-kurangnya 1,00 m.
- Tinggi sebaiknya diambil 1/3 sampai 1/4 dari kedalaman air di depan pengambilan selama debit normal.

Kecepatan Aliran di bawah pintu penguras *Under sluice*(KP-02,1986):

$$V_{up} = \mu * \sqrt{2g\sqrt{k.z}} \dots\dots\dots (2.21)$$

Dimana:

V_{up} = Kecepatan aliran di *Under sluice* di bawah pintu (m/dt)

Z = Perbedaan elevasi permukaan air di hulu dan di hilir *Under sluice* (m)

K = Koefisien pengaliran di *Under sluice* karena sempurnanya pengaliran pada Bendung (Keadaan sempurna $K=1$)

g = Percepatan gravitasi (m/dt)

μ = Koefisien kontraksi (0,80)

Perhitungan Debit melalui lubang *Under sluice*:

$$Q_{up} = A * V_{up} \dots\dots\dots (2.22)$$

Q_{up} = Debit air pada lubang *Under sluice* (m /dt)

A = Luas penampang *Under sluice* di bawah pintu penguras (m..)

V_{up} = Kecepatan aliran di *Under sluice* di bawah pintu (m/dt)

Perhitungan kecepatan pada mulut *Under sluice*:

$$V_{us} = \frac{Q_{up}}{A_{us}} \dots\dots\dots (2.23)$$

Dimana:

V_{us} = Kecepatan pada mulut *Under sluice* (m/dt)

Q_{up} = Debit air pada lubang *Under sluice* (m³/dt)

A_{us} = Luas penampang mulut *Under sluice* (m²)

2.5.8.2 Bangunan Pengambilan /Intake

Bangunan pengambilan adalah sebuah bangunan berupa pintu air yang terletak di samping kanan atau kiri bendung (*Joetata dkk., 1997*). Fungsi bangunan ini adalah untuk mengelakan air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan untuk kebutuhan irigasi. Pembilas pengambilan dilengkapi dengan pintu dan bagian depannya terbuka untuk menjaga jika terjadi muka air tinggi selama banjir. Besarnya bukaan pintu tergantung dengan kecepatan aliran masuk yang diinginkan. Kecepatan ini tergantung pada ukuran butir bahan yang diangkut (KP-02, 1986).

Elevasi lantai intake diambil minimal satu meter di atas lantai hulu bendung karena sungai mengangkut pasir dan kerikil. Pada keadaan ini makin tinggi lantai dari dasar sungai maka akan semakin baik, sehingga pencegahan angkutan sedimen dasar masuk ke intake juga makin baik. Tetapi bila lantai intake terlalu tinggi maka debit air yang tersadap menjadi sedikit, untuk itu perlu membuat intake arah melebar. Agar penyadapan air dapat terpenuhi dan pencegahan sedimen masuk ke intake dapat dihindari, maka perlu diambil perbandingan tertentu antara lebar dengan tinggi bukaan (KP-02, 1986).

Pada perencanaan bendung ini direncanakan intake dengan pintu berlubang satu, lebar satu pintu tidak lebih dari 2,5 meter dan diletakkan di bagian hulu. Pengaliran melalui bawah pintu intake, sedangkan besarnya debit dapat diatur melalui tinggi bukaan pintu. Kapasitas pengambilan harus sekurang-kurangnya 120% dari kebutuhan pengambilan (*dimention requirement*), guna menambah

fleksibilitas dan agar dapat memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek, sehingga (KP-02, 1986) :

$$Q_n = 1,2 * Q \dots\dots\dots(2.24)$$

$$Q_n = \mu . a . b . \sqrt{2 . g . z} \dots\dots\dots(2.25)$$

di mana :

Q_n = debit rencana (m^3/det)

Q = kebutuhan air di sawah (m^3/det)

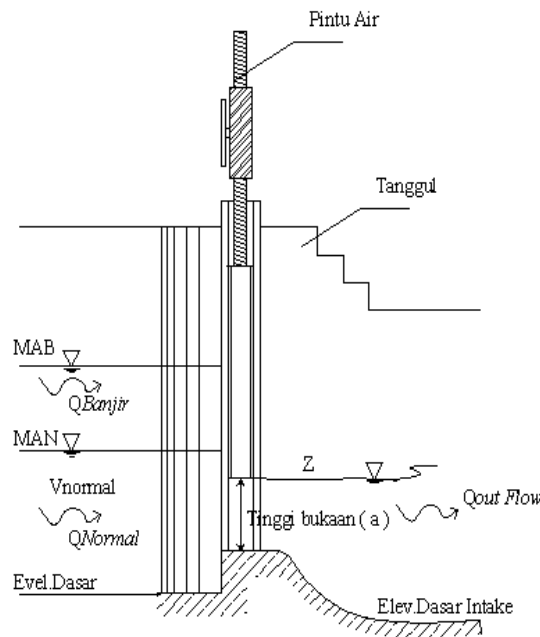
μ = koefisien debit

a = tinggi bukaan (m)

b = lebar bukaan (m)

g = gaya grafitasai = $9,8 m/det^2$

z = kehilangan tinggi energi pada bukaan antara 0,15 – 0,30 m.

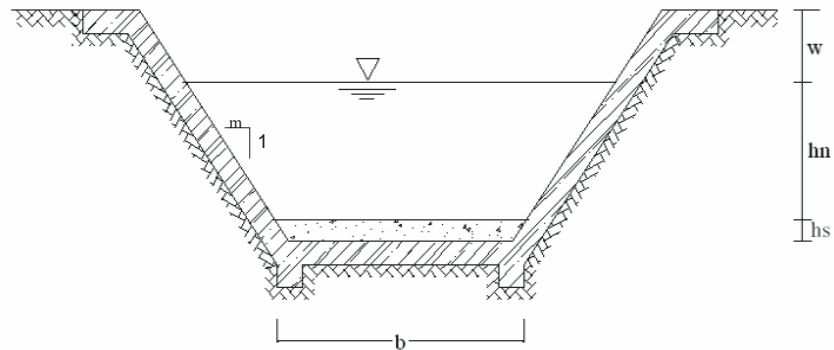


Gambar 2.5 Bangunan Pengambilan (KP-02, 1986)

2.5.8.3 Saluran Kantong Lumpur

Kantong lumpur merupakan pembesaran potongan melintang saluran sampai panjang tertentu untuk mengurangi kecepatan aliran dan kesempatan pada

sedimen untuk mengendap. Untuk menampung endapan sedimen tersebut dasar bagian saluran tersebut diperdalam dan diperlebar. Tampungan ini dibersihkan setiap jangka waktu tertentu dengan cara membilas sedimennya kembali ke sungai dengan aliran super kritis. Kantong lumpur ditempatkan dibagian awal dari saluran primer tepat dibagian belakang pengambilan (KP-02, 1986).



Gambar 2.6 Potongan Melintang Kantong Lumpur (KP-02, 1986)

Keterangan :

- w : Tinggi Jagaan (m)
- b : Lebar Kantong Lumpur (m)
- hn : Kedalaman Air (m)
- hs : Tebal Lumpur (m)

Perhitungan kantong lumpur diasumsikan sama dengan saluran primer.

- Perhitungan kemiringan Saluran Kantong Lumpur (in)

Rumus :

$$Vn = KxRn^{2/3}xi_n^{1/2} \dots\dots\dots (2.26)$$

(KP-03, 1986)

$$Qn = VnxAn \dots\dots\dots (2.27)$$

di mana :

- Vn = kecepatan rata-rata selama eksploitasi normal = 0,40 m/det
- n = koefisien kekasaran Strickler, m^{1/3}/det
- Rn = jari-jari hidrolis (m)

- i_n = kemiringan energi
- Q_n = kebutuhan pengambilan rencana (m³/det)
- A_n = luas penampang basah (m²)

- Perhitungan Kemiringan Saluran Kantong Lumpur (i_s)

Agar pengambilan dapat dilakukan dengan baik, maka kecepatan aliran harus tetap kritis di mana $Fr = 1$.

Rumus (KP-02, 1986):

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman kritis (hc)} &= \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{di mana } q = \frac{Q}{B} \\ &= \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{B}\right)^2 * \frac{1}{g}} \dots\dots\dots (2.28) \end{aligned}$$

$$V_s = \sqrt{g * h_s}$$

$$Fr = \frac{V_s}{\sqrt{g * h_s}} = 1$$

$$\text{Kemiringan saluran (} i_s \text{)} = \frac{V_s^2}{(K_s * R_s^{2/3})^2} \dots\dots\dots (2.29)$$

- Perhitungan Panjang Kantong Lumpur

$$\frac{hn}{w} = \frac{L}{Vn} \dots\dots\dots (2.30)$$

w = kecepatan endap, diambil berdasarkan hubungan antara diameter ayak dan kecepatan endap untuk air tenang, KP-02 hal 64. dengan diameter sedimen 0,007 mm dan suhu air sebesar 20⁰C maka didapat kecepatan endap sebesar 0,004 m/det.

2.5.9 Pintu Penguras Kantong Lumpur

Pintu penguras kantong lumpur tidak boleh terjadi gangguan selama pembilasan, oleh karena itu aliran pada pintu penguras tidak boleh tenggelam. Penurunan kecepatan aliran akan mengakibatkan menurunnya kapasitas angkutan

sedimen, oleh karena itu untuk menambah kecepatan aliran tidak boleh berkurang, untuk menambah kecepatan aliran maka dibuat kemiringan saluran yang memungkinkan kemudahan dalam transport sedimen (KP-02, 1986).

2.5.10 Gorong-gorong

Gorong-gorong adalah bangunan yang dipakai untuk membawa aliran air (saluran irigasi/pembuang) melewati bawah jalan air lainnya (biasanya saluran), bawah jalan, atau jalan kereta api.

Gorong-gorong mempunyai potongan melintang yang lebih kecil daripada luas basah saluran hulu maupun hilir. Sebagian dari potongan melintang mungkin berada diatas muka air. Dalam hal ini Gorong-gorong berfungsi sebagai saluran terbuka dengan aliran bebas.

- Perhitungan kehilangan tinggi energi untuk gorong-gorong yang mengalir penuh.

Kehilangan energi akibat gesekan dapat dihitung dengan rumus:

$$H_f = \frac{V^2 \cdot L}{K^2 \cdot R^3} \dots\dots\dots (2.31)$$

Dimana:

H_f = Kehilangan energi akibat gesekan dinding dan dasar saluran

V = Kecepatan aliran (m/dt)

L = Panjang Gorong-gorong (m)

K = Koefisien kekasaran Strickler ($K=70$)

R = Jari-jari hidrolis (m)

$$\text{Kehilangan masuk} = \Delta H_{\text{masuk}} = \xi_{\text{masuk}} \frac{(V_a - V)^2}{2g} \dots\dots\dots (2.32)$$

Dimana:

V_a = Kecepatan aliran dalam saluran (m/dt)

V = Kecepatan aliran dalam pipa (m/dt)

g = Percepatan gravitasi = 9,81

ζ_{msk} = Faktor kehilangan energi masuk

$$\text{Kehilangan keluar} = \Delta H_{\text{keluar}} = \zeta_{\text{keluar}} \frac{(V_a - V)^2}{2g} \dots\dots\dots (2.33)$$

Dimana:

V_a = Kecepatan aliran dalam saluran (m/dt)

V = Kecepatan aliran dalam pipa (m/dt)

g = Percepatan gravitasi = 9,81

ζ_{klr} = Faktor kehilangan energi keluar

2.5.11 Analisis Gaya-Gaya Horisontal

a. Gaya akibat tekanan lumpur

$$\text{Rumus(KP-02, 1986)} : P_s = \frac{\gamma_s x h^2}{2} \left[\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right] \dots\dots\dots (2.34)$$

di mana:

P_s = gaya yang terletak pada 2/3 kedalaman dari atas lumpur yang bekerja secara horisontal

θ = sudut geser dalam, derajat

γ_s = berat jenis lumpur (ton/m^3) = 1,6 ton/m^3

h = kedalaman lumpur (m)

b. Tekanan Hidrostatik

Rumus:

$$W_u = c \cdot \gamma_w [h_2 + \frac{1}{2} \zeta (h_1 - h_2)] A \dots\dots\dots (2.35)$$

(Joetata dkk., 1997)

di mana:

c = proporsi luas di mana tekanan hidrostatik bekerja ($c = 1$ untuk semua tipe pondasi)

γ_w = berat jenis air (kN/m^3)

h_2 = kedalaman air hilir (m)

h_1 = kedalaman air hulu (m)

ξ = proporsi tekanan, diberikan pada tabel 2.10 (m)

A = luas dasar (m²)

W_u = gaya tekanan keatas resultante (kN)

Tabel 2.10 Harga-harga ξ

Type Pondasi Batuan	Proporsi Tekanan
Berlapis horisontal	1,00
Sedang, pejal (<i>massive</i>)	0.67
Baik, pejal	0.5

Sumber : KP-02 (1986)

c. Tekanan tanah aktif dan pasif

- Tekanan tanah aktif dihitung dengan rumus sebagai berikut (KP-06, 1986):

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma_{sub} * Ka * h^2 \dots\dots\dots (2.36)$$

$$Ka = \tan^2(45^\circ - \phi/2).$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \quad \text{di mana } \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs - 1}{1 + e} \right]$$

- Tekanan tanah pasif dihitung dengan rumus sebagai berikut (KP-06,1986):

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma_{sub} * Kp * h^2 \dots\dots\dots (2.37)$$

$$Kp = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \quad \text{di mana } \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs - 1}{1 + e} \right]$$

Keterangan :

- Pa = tekanan tanah aktif (T/m²)
- Pp = tekanan tanah pasif (T/m²)
- φ = sudut geser dalam (°)
- g = gravitasi bumi = 9,8 m/detik²
- h = kedalaman tanah aktif dan pasif (m)
- γ_{sub} = berat jenis submerged/ tanah dalam keadaan terendam (T/m³)
- γ_{sat} = berat jenis saturated/ tanah dalam keadaan jenuh (T/m³)
- γ_w = berat jenis air = 1,0 ton/m³
- Gs = Spesifik Gravity
- e = Void Ratio

2.5.12 Analisis Gaya Vertikal

a. Akibat berat

Rumus : $G = V * \gamma_{pas}$ (2.38)

(KP-02, 1986)

di mana :

V = Volume (m³)

γ_{pas} = berat jenis bahan (pasangan) = 2,2 ton/m³

2.5.13 Analisis Stabilitas Bendung

a. Terhadap Guling

$$SF = \frac{\sum MT}{\sum MG} > 1.5 \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

(Teknik Bendung, Ir.Soedibyo, Hal 105)

Di mana :

SF = faktor keamanan

Σ MT = jumlah momen tahan

Σ MG = jumlah momen guling

b. Terhadap Geser

$$SF = f \frac{\sum RV}{\sum RH} > 1.5 \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

(Engineering For Dams, Hinds Creager Justin, Hal:297)

di mana :

SF = faktor keamanan

ΣRV = total gaya vertikal

ΣRH = total gaya horisontal

f = koefisien gesekan = (0,6-0,75)

c. Terhadap Daya Dukung Tanah

Dari data tanah diperoleh :

γ = berat volume tanah (ton/m³)

c = kohesi

ϕ = sudut geser dalam (°)

Df = kedalaman pondasi (m)

Nc, Nq, N_γ didapat dari grafik Terzaghi.

Rumus daya dukung tanah Terzaghi (*Penerbit Erlangga, 1995*):

$$q_{ult} = c.N_c + \gamma.N_q.D_f + 0,5.\gamma.B.N_\gamma \dots\dots\dots(2.41)$$

$$\bar{\sigma} = \frac{q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots(2.42)$$

Kontrol :

$$\sigma_{maks} = \frac{RV}{BL} x \left(1 + \frac{6.e}{B} \right) < \bar{\sigma} \dots\dots\dots(2.43)$$

$$\sigma_{min} = \frac{RV}{BL} x \left(1 - \frac{6.e}{B} \right) > 0 \dots\dots\dots(2.44)$$

Di mana :

SF = faktor keamanan

RV = gaya vertikal (ton)

L = panjang bendung (m)

σ = tegangan yang timbul (ton/m²)

$\bar{\sigma}$ = tegangan ijin (ton/m²)