
BAB II
DASAR TEORI

2.1 Tinjauan Umum

Dalam pekerjaan perencanaan suatu embung diperlukan bidang-bidang ilmu pengetahuan yang saling mendukung demi kesempurnaan hasil perencanaan. Bidang ilmu pengetahuan itu antara lain geologi, hidrologi, hidrolika dan mekanika tanah.

Setiap daerah aliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda dari daerah aliran sungai yang satu terhadap daerah aliran sungai yang lain. Hal ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada suatu daerah pengaliran. Oleh karena itu, sebelum memulai perencanaan konstruksi embung, perlu mengacu pada spesifikasi-spesifikasi yang berbeda dalam perencanaan pekerjaan konstruksi tersebut. Dalam bab ini dipaparkan secara singkat mengenai dasar-dasar teori perencanaan embung yang akan digunakan dalam perhitungan konstruksi dan bangunan pelengkapannya.

2.2 Hidrologi

Hidrologi adalah suatu ilmu tentang kehadiran dan gerakan air di alam kita ini. Secara khusus menurut SNI No. 1724-1989-F, hidrologi didefinisikan sebagai ilmu yang mempelajari sistem kejadian air di atas, pada permukaan, dan di dalam tanah. Definisi tersebut terbatas pada hidrologi rekayasa. Secara luas hidrologi meliputi pula berbagai bentuk air termasuk transformasi antara keadaan cair, padat, dan gas dalam atmosfer, di atas dan di bawah permukaan tanah. Di dalamnya tercakup pula air laut yang merupakan sumber dan penyimpanan air yang mengaktifkan kehidupan di planet bumi ini (CD.Soemarto, 1999).

Faktor hidrologi yang berpengaruh pada wilayah hulu adalah curah hujan (*presipitasi*). Curah hujan pada suatu daerah merupakan salah satu faktor yang menentukan besarnya debit banjir yang terjadi pada daerah yang menerimanya. Analisis hidrologi dilakukan untuk mendapatkan karakteristik hidrologi dan meteorologi daerah aliran sungai. Tujuannya adalah untuk mengetahui karakteristik hujan, debit air yang ekstrim maupun yang wajar yang akan digunakan sebagai dasar analisis selanjutnya dalam pelaksanaan detail desain.

2.2.1 Daerah Aliran Sungai

Daerah Aliran Sungai (*catchment area, basin, watershed*) adalah semua daerah dimana semua airnya yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju ke dalam suatu sungai yang dimaksudkan. Aliran air tersebut tidak hanya berupa air permukaan yang mengalir di dalam alur sungai, tetapi termasuk juga aliran di lereng-lereng bukit yang mengalir menuju alur sungai sehingga daerah tersebut dinamakan daerah aliran sungai. Daerah ini umumnya dibatasi oleh batas topografi, yang berarti ditetapkan berdasarkan air permukaan. Batas ini tidak ditetapkan berdasarkan air bawah tanah karena permukaan air tanah selalu berubah sesuai dengan musim dan tingkat kegiatan pemakaian (Sri Harto, 1993).

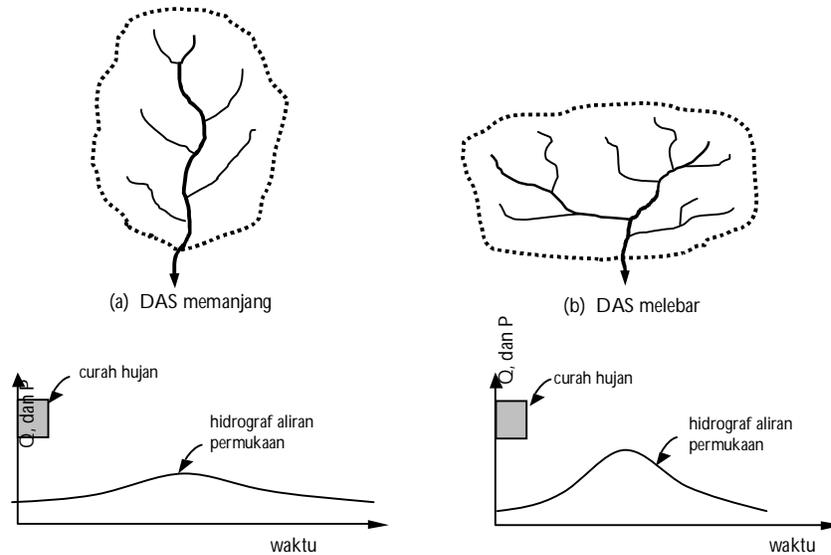
Konsep Daerah Aliran Sungai (DAS) merupakan dasar dari semua perencanaan hidrologi. Mengingat DAS yang besar pada dasarnya tersusun dari DAS-DAS kecil, dan DAS kecil ini juga tersusun dari DAS-DAS yang lebih kecil lagi. Secara umum DAS dapat didefinisikan sebagai suatu wilayah yang dibatasi oleh batas alam seperti punggung bukit-bukit atau gunung, maupun batas buatan seperti jalan atau tanggul dimana air hujan yang turun di wilayah tersebut memberi kontribusi aliran ke titik kontrol (*outlet*). Menurut kamus Webster, DAS adalah suatu daerah yang dibatasi oleh pemisah topografi yang menerima hujan, menampung, menyimpan dan mengalirkan ke sungai dan seterusnya ke danau atau ke laut. Komponen masukan dalam DAS adalah curah hujan, sedangkan keluarannya terdiri dari debit air dan muatan sedimen (Suripin, 2004).

Karakteristik DAS yang berpengaruh besar pada aliran permukaan meliputi (Suripin, 2004) :

1. Luas dan bentuk DAS

Laju dan volume aliran permukaan makin bertambah besar dengan bertambahnya luas DAS. Tetapi apabila aliran permukaan tidak dinyatakan sebagai jumlah total dari DAS, melainkan sebagai laju dan volume per satuan luas, besarnya akan berkurang dengan bertambahnya luasnya DAS. Ini berkaitan dengan waktu yang diperlukan air untuk mengalir dari titik terjauh sampai ke titik kontrol (waktu konsentrasi) dan juga penyebaran atau intensitas hujan.

Bentuk DAS mempunyai pengaruh pada pola aliran dalam sungai. Pengaruh bentuk DAS terhadap aliran permukaan dapat ditunjukkan dengan memperhatikan hidrograf-hidrograf yang terjadi pada dua buah DAS yang bentuknya berbeda namun mempunyai luas yang sama dan menerima hujan dengan intensitas yang sama.



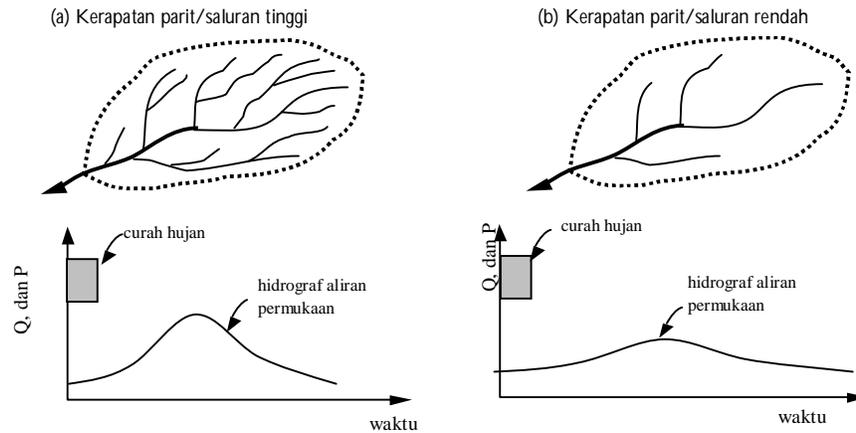
Gambar 2.1. Pengaruh bentuk DAS pada aliran permukaan

Bentuk DAS yang memanjang dan sempit cenderung menghasilkan laju aliran permukaan yang lebih kecil dibandingkan dengan DAS yang berbentuk melebar atau melingkar. Hal ini terjadi karena waktu konsentrasi DAS yang memanjang lebih lama dibandingkan dengan DAS yang melebar, sehingga terjadinya konsentrasi air dititik kontrol lebih lambat yang berpengaruh pada laju dan volume aliran permukaan. Faktor bentuk juga dapat berpengaruh pada aliran permukaan apabila hujan yang terjadi tidak serentak diseluruh DAS, tetapi bergerak dari ujung yang satu ke ujung lainnya. Pada DAS memanjang laju aliran akan lebih kecil karena aliran permukaan akibat hujan di hulu belum memberikan kontribusi pada titik kontrol ketika aliran permukaan dari hujan di hilir telah habis, atau mengecil. Sebaliknya pada DAS melebar, datangnya aliran permukaan dari semua titik di DAS tidak terpaut banyak, artinya air dari hulu sudah tiba sebelum aliran di titik kontrol mengecil atau habis.

2. Topografi

Tampakan rupa muka bumi atau topografi seperti kemiringan lahan, keadaan dan kerapatan parit dan atau saluran, dan bentuk-bentuk cekungan lainnya mempunyai pengaruh pada laju dan volume aliran permukaan. DAS dengan kemiringan curam disertai parit atau saluran yang rapat akan menghasilkan laju dan volume aliran permukaan yang lebih tinggi dibandingkan dengan DAS yang landai dengan parit yang jarang dan adanya cekungan-cekungan. Pengaruh kerapatan parit, yaitu panjang parit per

satuan luas DAS, pada aliran permukaan adalah memperpendek waktu konsentrasi, sehingga memperbesar laju aliran permukaan.



Gambar 2.2. Pengaruh kerapatan parit atau saluran pada hidrograf aliran permukaan

3. Tata guna lahan

Pengaruh tata guna lahan pada aliran permukaan dinyatakan dalam koefisien aliran permukaan (C), yaitu bilangan yang menunjukkan perbandingan antara besarnya aliran permukaan dan besarnya curah hujan. Angka koefisien aliran permukaan ini merupakan salah satu indikator untuk menentukan kondisi fisik suatu DAS. Nilai C berkisar antara 0 sampai 1. Nilai $C = 0$ menunjukkan bahwa semua air hujan terintersepsi dan terinfiltrasi ke dalam tanah, sebaliknya untuk nilai $C = 1$ menunjukkan bahwa semua air hujan mengalir sebagai aliran permukaan.

Nama sebuah DAS ditandai dengan nama sungai yang bersangkutan dan dibatasi oleh titik kontrol, yang umumnya merupakan stasiun hidrometri. Dalam praktek, penetapan batas DAS sangat diperlukan untuk menetapkan batas-batas DAS yang akan dianalisis. Penetapan ini mudah dilakukan dari peta topografi. Peta topografi merupakan peta yang memuat semua keterangan tentang suatu wilayah tertentu, baik jalan, kota, desa, sungai, jenis tumbuh-tumbuhan, tata guna lahan lengkap dengan garis-garis kontur. Dari peta ditetapkan titik-titik tertinggi di sekeliling sungai utama (*main stream*) yang dimaksud, dan masing-masing titik tersebut dihubungkan satu dengan yang lainnya sehingga membentuk garis utuh yang bertemu ujung pangkalnya. Garis tersebut merupakan batas DAS di titik kontrol tertentu (Sri Harto, 1993).

2.2.2 Curah Hujan Rencana

1. Curah Hujan Area

Data curah hujan dan debit merupakan data yang paling fundamental dalam perencanaan pembuatan embung. Ketetapan dalam memilih lokasi dan peralatan baik curah hujan maupun debit merupakan faktor yang menentukan kualitas data yang diperoleh. Analisis data hujan dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan dan analisis statistik yang diperhitungkan dalam perhitungan debit banjir rencana. Data curah hujan yang dipakai untuk perhitungan debit banjir adalah hujan yang terjadi pada daerah aliran sungai pada waktu yang sama. Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan area dan dinyatakan dalam mm (Sosrodarsono, 2003).

Data hujan yang diperoleh dari alat penakar hujan merupakan hujan yang terjadi hanya pada satu tempat atau titik saja (*point rainfall*). Mengingat hujan sangat bervariasi terhadap tempat (*space*), maka untuk kawasan yang luas, satu alat penakar hujan belum dapat menggambarkan hujan wilayah tersebut. Dalam hal ini diperlukan hujan area yang diperoleh dari harga rata-rata curah hujan beberapa stasiun penakar hujan yang ada di dalam dan atau di sekitar kawasan tersebut (Suripin, 2004).

Curah hujan area ini harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan. Cara-cara perhitungan curah hujan area dari pengamatan curah hujan di beberapa titik adalah sebagai berikut :

a. Metode Rata-Rata Aljabar

Metode ini adalah perhitungan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukuran curah hujan di stasiun hujan di dalam area tersebut. Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa semua stasiun hujan mempunyai pengaruh yang setara. Metode ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya jika topografi rata atau datar, stasiun hujan banyak dan tersebar secara merata di area tersebut serta hasil penakaran masing-masing stasiun hujan tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh stasiun hujan di seluruh area.

$$\bar{R} = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{R_i}{n} \dots\dots\dots (2.01)$$

dimana :

$$\bar{R} = \text{curah hujan rata-rata DAS (mm)}$$

R_1, R_2, R_n = curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)
 n = banyaknya stasiun hujan

b. Metode Poligon Thiessen

Metode ini berdasarkan rata-rata timbang (*weighted average*). Metode ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh stasiun hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak. Daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun hujan terdekat. Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa variasi hujan antara stasiun hujan yang satu dengan lainnya adalah linear dan stasiun hujannya dianggap dapat mewakili kawasan terdekat (Suripin, 2004).

Metode ini cocok jika stasiun hujan tidak tersebar merata dan jumlahnya terbatas dibanding luasnya. Cara ini adalah dengan memasukkan faktor pengaruh daerah yang mewakili oleh stasiun hujan yang disebut faktor pembobotan atau koefisien *Thiessen*. Untuk pemilihan stasiun hujan yang dipilih harus meliputi daerah aliran sungai yang akan dibangun. Besarnya koefisien *Thiessen* dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (CD.Soemarto, 1999) :

$$C = \frac{A_i}{A_{total}} \dots\dots\dots (2.02)$$

dimana :

- C = Koefisien *Thiessen*
- A_i = Luas daerah pengaruh dari stasiun pengamatan i (Km²)
- A_{total} = Luas total dari DAS (Km²)

Prosedur penerapan metode ini meliputi langkah-langkah sebagai berikut :

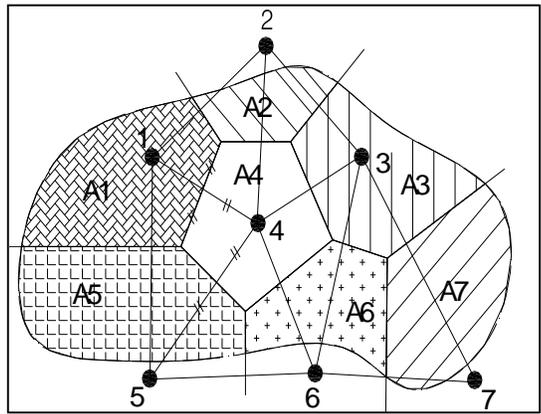
1. Lokasi stasiun hujan di plot pada peta DAS. Antar stasiun dibuat garis lurus penghubung.
2. Tarik garis tegak lurus di tengah-tengah tiap garis penghubung sedemikian rupa, sehingga membentuk poligon Thiessen (Gambar 2.3). Semua titik dalam satu poligon akan mempunyai jarak terdekat dengan stasiun yang ada di dalamnya dibandingkan dengan jarak terhadap stasiun lainnya. Selanjutnya, curah hujan curah hujan pada stasiun tersebut dianggap representasi hujan pada kawasan dalam poligon yang bersangkutan.

3. Luas areal pada tiap-tiap poligon dapat diukur dengan planimeter dan luas total DAS (A) dapat diketahui dengan menjumlahkan luas poligon.
4. Hujan rata-rata DAS dapat dihitung dengan rumus :

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.03)$$

dimana :

- \bar{R} = Curah hujan rata-rata DAS (mm)
- A_1, A_2, \dots, A_n = Luas daerah pengaruh dari setiap stasiun hujan (Km^2)
- R_1, R_2, \dots, R_n = Curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)
- n = Banyaknya stasiun hujan



Gambar 2.3. Metode poligon Thiessen

c. Metode Rata – Rata Isohyet

Metode ini memperhitungkan secara aktual pengaruh tiap-tiap stasiun hujan dengan kata lain asumsi metode Thiessen yang menganggap bahwa tiap-tiap stasiun hujan mencatat kedalaman yang sama untuk daerah sekitarnya dapat dikoreksi. Metode ini cocok untuk daerah berbukit dan tidak teratur (Suripin, 2004).

Prosedur penerapan metode ini meliputi langkah-langkah sebagai berikut :

1. Plot data kedalaman air hujan untuk tiap stasiun hujan pada peta.
2. Gambar kontur kedalaman air hujan dengan menghubungkan titik-titik yang mempunyai kedalaman air yang sama. Interval isohyet yang umum dipakai adalah 10 mm.

3. Hitung luas area antara dua garis isohyet yang berdekatan dengan menggunakan planimeter. Kalikan masing-masing luas areal dengan rata-rata hujan antara dua isohyet yang berdekatan.
4. Hitung hujan rata-rata DAS dengan rumus :

$$\bar{R} = \frac{\frac{R_1 + R_2}{2} A_1 + \frac{R_3 + R_4}{2} A_2 + \dots + \frac{R_n + R_{n-1}}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad \dots \quad (2.04)$$

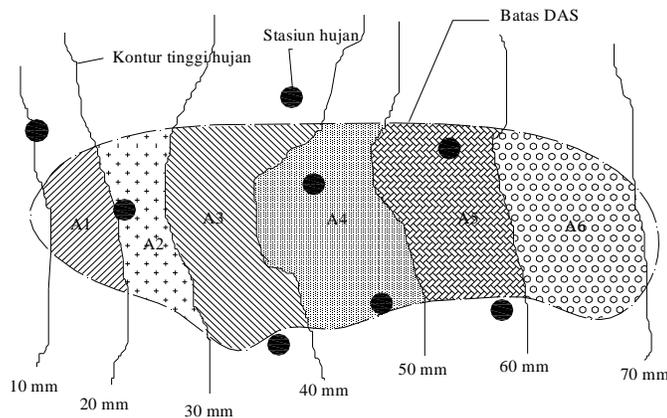
dimana :

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

R_1, R_2, \dots, R_n = Curah hujan di garis isohyet (mm)

A_1, A_2, \dots, A_n = Luas bagian yang dibatasi oleh isohyet-isohyet (Km²)

Cara ini adalah cara yang paling teliti untuk mendapatkan hujan areal rata-rata jika stasiun hujannya relatif lebih padat yang memungkinkan untuk membuat garis isohyet. Peta isohyet harus mencantumkan sungai-sungai utamanya dan garis-garis kontur yang cukup. Pada pembuatan peta isohyet harus turut mempertimbangkan topografi, arah angin, dan lain-lain di daerah bersangkutan. Jadi untuk membuat peta isohyet yang baik, diperlukan pengetahuan, keahlian dan pengalaman yang cukup (Sosrodarsono, 2003).



Gambar 2.4. Metode Isohyet

2. Curah Hujan Maksimum Harian Rata-Rata

Cara yang ditempuh untuk mendapatkan hujan maksimum harian rata-rata DAS adalah sebagai berikut :

- Tentukan hujan maksimum harian pada tahun tertentu di salah satu pos hujan.

- Cari besarnya curah hujan pada tanggal-bulan-tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
- Hitung hujan DAS dengan salah satu cara yang dipilih.
- Tentukan hujan maksimum harian (seperti langkah 1) pada tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
- Ulangi langkah 2 dan 3 setiap tahun.

Dari hasil rata-rata yang diperoleh (sesuai dengan jumlah pos hujan) dipilih yang tertinggi setiap tahun. Data hujan yang terpilih setiap tahun merupakan hujan maksimum harian DAS untuk tahun yang bersangkutan (Suripin, 2004).

2.2.3 Analisis Frekuensi

Analisis Frekuensi adalah kejadian yang diharapkan terjadi, rata-rata sekali setiap N tahun atau dengan perkataan lain tahun berulangnya N tahun. Kejadian pada suatu kurun waktu tertentu tidak berarti akan terjadi sekali setiap 10 tahun akan tetapi terdapat suatu kemungkinan dalam 1000 tahun akan terjadi 100 kali kejadian 10 tahunan.

Data yang diperlukan untuk menunjang teori kemungkinan ini adalah minimum 10 besaran hujan atau debit dengan harga tertinggi dalam setahun jelasnya diperlukan data minimum 10 tahun. Hal ini dapat dilihat dari koefisien 'Reduced Mean' pada tabel 2.2 untuk data 10 tahun mencapai 0,5 atau 50 % penyimpangan dari harga rata-rata seluruh kejadian.

Analisis frekuensi dapat dilakukan dengan seri data yang diperoleh dari rekaman data baik data hujan maupun data debit. Analisis ini sering dianggap sebagai cara analisis yang paling baik, karena dilakukan terhadap data yang terukur langsung yang tidak melewati pengalihragaman terlebih dahulu. Lebih lanjut, cara ini dapat dilakukan oleh siapapun, walaupun yang bersangkutan tidak sepenuhnya memahami prinsip-prinsip hidrologi. Dalam kaitan yang terakhir ini, kerugiannya adalah apabila terjadi kelainan dalam analisis yang bersangkutan tidak akan dapat mengetahui dengan tepat.

Analisis frekuensi ini didasarkan pada sifat statistik data yang tersedia untuk memperoleh probabilitas besaran debit banjir di masa yang akan datang. Berdasarkan hal tersebut maka berarti bahwa sifat statistik data yang akan datang diandaikan masih sama dengan sifat statistik data yang telah tersedia. Secara fisik dapat diartikan bahwa sifat klimatologis dan sifat hidrologi DAS diharapkan masih tetap sama. Hal terakhir ini yang

tidak akan dapat diketahui sebelumnya, lebih-lebih yang berkaitan dengan tingkat aktivitas manusia (*human activities*) (Sri Harto, 1993).

Hujan rencana merupakan kemungkinan tinggi hujan yang terjadi dalam periode ulang tertentu sebagai hasil dari suatu rangkaian analisis hidrologi yang biasa disebut analisis frekuensi .Analisis frekuensi merupakan prakiraan (*forecasting*) dalam arti probabilitas untuk terjadinya suatu peristiwa hidrologi dalam bentuk hujan rencana yang berfungsi sebagai dasar perhitungan perencanaan hidrologi untuk antisipasi setiap kemungkinan yang akan terjadi. Analisis frekuensi ini dilakukan dengan menggunakan sebaran kemungkinan teori *probability distribution* dan yang biasa digunakan adalah sebaran Normal, sebaran Log Normal, sebaran Gumbel tipe I dan sebaran Log Pearson tipe III.

Secara sistematis metode analisis frekuensi perhitungan hujan rencana ini dilakukan secara berurutan sebagai berikut :

- a. Parameter statistik
- b. Pemilihan jenis sebaran
- c. Pengeplotan data
- d. Uji kecocokan sebaran
- e. Perhitungan hujan rencana

a) Parameter Statistik

Parameter yang digunakan dalam perhitungan analisis frekuensi meliputi parameter nilai rata-rata (\bar{X}), standar deviasi (S_d), koefisien variasi (Cv), koefisien kemiringan (Cs) dan koefisien kurtosis (Ck).

Perhitungan parameter tersebut didasarkan pada data catatan tinggi hujan harian rata-rata maksimum 15 tahun terakhir. Untuk memudahkan perhitungan, maka proses analisisnya dilakukan secara matriks dengan menggunakan tabel. Sementara untuk memperoleh harga parameter statistik dilakukan perhitungan dengan rumus dasar sebagai berikut :

- Nilai rata-rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n} \dots\dots\dots (2.05)$$

dimana :

\bar{X} = nilai rata-rata curah hujan

X_i = nilai pengukuran dari suatu curah hujan ke-i

n = jumlah data curah hujan

- Standar deviasi

Apabila penyebaran data sangat besar terhadap nilai rata-rata, maka nilai standar deviasi(S_d) akan besar, akan tetapi apabila penyebaran data sangat kecil terhadap nilai rata-rata, maka S_d akan kecil. Standar deviasi dapat dihitung dengan rumus :

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{X_i - \bar{X}\}^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.06)$$

dimana :

S_d = standar deviasi curah hujan

\bar{X} = nilai rata-rata curah hujan

X_i = nilai pengukuran dari suatu curah hujan ke-i

n = jumlah data curah hujan

- Koefisien variasi

Koefisien variasi (*coefficient of variation*) adalah nilai perbandingan antara standar deviasi dengan nilai rata-rata dari suatu sebaran.

$$Cv = \frac{S_d}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2.07)$$

dimana :

Cv = koefisien variasi curah hujan

S_d = standar deviasi curah hujan

\bar{X} = nilai rata-rata curah hujan

- Koefisien kemencengan

Koefisien kemencengan (*coefficient of skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisan (*assymetry*) dari suatu bentuk distribusi.

Besarnya koefisien kemencengan (*coefficient of skewness*) dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini :

Untuk populasi : $C_s = \frac{\alpha}{\sigma^3} \dots\dots\dots (2.08)$

Untuk sampel : $C_s = \frac{a}{S_d^3} \dots\dots\dots (2.09)$

$$\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \mu)^3 \dots\dots\dots (2.10)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3 \dots\dots\dots (2.11)$$

dimana :

- C_s = koefisien kemencengan curah hujan
- σ = standar deviasi dari populasi curah hujan
- S_d = standar deviasi dari sampel curah hujan
- μ = nilai rata-rata dari data populasi curah hujan
- \bar{X} = nilai rata-rata dari data sampel curah hujan
- X_i = curah hujan ke i
- n = jumlah data curah hujan
- a, α = parameter kemencengan

Kurva distribusi yang bentuknya simetris maka $C_s = 0,00$, kurva distribusi yang bentuknya menceng ke kanan maka C_s lebih besar nol, sedangkan yang bentuknya menceng ke kiri maka C_s kurang dari nol.

- Koefisien kurtosis

Koefisien kurtosis adalah suatu nilai yang menunjukkan keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Koefisien kurtosis digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi, dan dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$C_k = \frac{MA(4)}{S_d^4} \dots\dots\dots (2.12)$$

dimana :

- C_k = koefisien kurtosis
- $MA(4)$ = momen ke-4 terhadap nilai rata-rata
- S_d = standar deviasi

Untuk data yang belum dikelompokkan, maka :

$$C_k = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{S_d^4} \dots\dots\dots (2.13)$$

dan untuk data yang sudah dikelompokkan

$$C_k = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4 f_i}{S_d^4} \dots\dots\dots (2.14)$$

dimana :

- C_k = koefisien kurtosis curah hujan
- n = jumlah data curah hujan
- X_i = curah hujan ke i
- \bar{X} = nilai rata-rata dari data sampel
- f_i = nilai frekuensi variat ke i
- S_d = standar deviasi

b) Pemilihan jenis sebaran

Dalam analisis frekuensi data hidrologi baik data hujan maupun data debit sungai terbukti bahwa sangat jarang dijumpai seri data yang sesuai dengan sebaran normal. Sebaliknya, sebagian besar data hidrologi sesuai dengan jenis sebaran yang lainnya.

Masing-masing sebaran memiliki sifat-sifat khas sehingga setiap data hidrologi harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing-masing sebaran tersebut. Pemilihan sebaran yang tidak benar dapat mengundang kesalahan perkiraan yang cukup besar. Dengan demikian pengambilan salah satu sebaran secara sembarang untuk analisis tanpa pengujian data hidrologi sangat tidak dianjurkan.

Analisis frekuensi atas data hidrologi menuntut syarat tertentu untuk data yang bersangkutan, yaitu harus seragam (*homogeneous*), *independent* dan mewakili (*representative*) (Haan,1977). Data yang seragam berarti bahwa data tersebut berasal dari populasi yang sama. Dalam arti lain, stasiun pengumpul data yang bersangkutan, baik stasiun hujan maupun stasiun hidrometri harus tidak pindah, DAS tidak berubah menjadi DAS perkotaan (*urban catchment*), maupun tidak ada gangguan-gangguan lain yang menyebabkan data yang terkumpul menjadi lain sifatnya. Batasan '*independence*' di sini

berarti bahwa besaran data ekstrim tidak terjadi lebih dari sekali. Syarat lain adalah bahwa data harus mewakili untuk perkiraan kejadian yang akan datang, misalnya tidak akan terjadi perubahan akibat ulah tangan manusia secara besar-besaran, tidak dibangun konstruksi yang mengganggu pengukuran, seperti bangunan sadap, perubahan tata guna tanah. Pengujian statistik dapat dilakukan untuk masing-masing syarat tersebut (Sri Harto, 1993).

Tabel 2.1. Tabel Pedoman Pemilihan Sebaran

Jenis Sebaran	Syarat
Normal	$C_s \approx 0$ $C_k = 3$
Gumbel Tipe I	$C_s \leq 1,1396$ $C_k \leq 5,4002$
Log Pearson Tipe III	$C_s \neq 0$
Log normal	$C_s \approx 3C_v + C_v^2 = 3$ $C_k = 5,383$

(Sumber : CD. Soemarto, 1999)

Penentuan jenis sebaran yang akan digunakan untuk analisis frekuensi dapat dipakai beberapa cara sebagai berikut.

- Sebaran Gumbel Tipe I
- Sebaran Log Pearson tipe III
- Sebaran Normal
- Sebaran Log Normal

Sebaran Gumbel Tipe I

Umumnya digunakan untuk analisis data maksimum, misal untuk analisis frekuensi banjir. Fungsi kerapatan peluang sebaran (*Probability Density Function*) dari sebaran Gumbel Tipe I adalah :

$$P(X \leq x) = e^{(-e)^y} \dots\dots\dots (2.15)$$

dengan $-\infty < X < +\infty$

dimana :

- $P(X \leq x)$ = *Probability Density Function* dari sebaran Gumbel Tipe I
- X = variabel acak kontinyu
- e = 2,71828
- Y = faktor reduksi Gumbel

BAB II DASAR TEORI

Untuk menghitung curah hujan rencana dengan metode sebaran Gumbel Tipe I digunakan persamaan distribusi frekuensi empiris sebagai berikut (CD.Soemarto, 1999) :

$$X_T = \bar{X} + \frac{S}{S_n}(Y_T - Y_n) \dots\dots\dots (2.16)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.17)$$

Hubungan antara periode ulang T dengan Y_T dapat dihitung dengan rumus :

untuk $T \geq 20$, maka : $Y = \ln T$

$$Y_T = -\ln \left[-\ln \frac{T-1}{T} \right] \dots\dots\dots (2.18)$$

dimana :

- X_T = nilai hujan rencana dengan data ukur T tahun.
- \bar{X} = nilai rata-rata hujan
- S = standar deviasi (simpangan baku)
- Y_T = nilai reduksi variat (*reduced variate*) dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang T tahun. Tabel 2.4.
- Y_n = nilai rata-rata dari reduksi variat (*reduce mean*) nilainya tergantung dari jumlah data (n). Tabel 2.2.
- S_n = deviasi standar dari reduksi variat (*reduced standart deviation*) nilainya tergantung dari jumlah data (n). Tabel 2.3.

Tabel 2.2. Reduced mean (Y_n) untuk Metode Sebaran Gumbel Tipe 1

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5300	0,5820	0,5882	0,5343	0,5353
30	0,5363	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5400	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5468	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600									

(Sumber:CD. Soemarto,1999)

Tabel 2.3. Reduced Standard Deviation (S_n) untuk Metode Sebaran Gumbel Tipe 1

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0315	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1923	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2046	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065									

(Sumber:CD.Soemarto, 1999)

Tabel 2.4. Reduced Variate (Y_T) untuk Metode Sebaran Gumbel Tipe 1

Periode Ulang (Tahun)	Reduced Variate
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
20	2,9606
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190
5000	8,5390
10000	9,9210

(Sumber : CD.Soemarto,1999)

Sebaran Log-Pearson Tipe III

Sebaran Log-Pearson tipe III banyak digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Bentuk sebaran Log-Pearson tipe III merupakan hasil transformasi dari sebaran Pearson tipe III dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmik. *Probability Density Function* dari sebaran Log-Pearson tipe III adalah :

$$P(X) = \frac{1}{(a)\Gamma(b)} \left[\frac{X - c}{a} \right]^{b-1} \cdot e^{-\left[\frac{X-c}{a} \right]} \dots\dots\dots (2.19)$$

dimana :

$P(X)$ = Probability Density Function dari sebaran Log-Pearson tipe III dari variat X

X = nilai variat X

a = parameter skala

b = parameter bentuk

c = parameter letak

Γ = fungsi gamma

Metode Log-Pearson tipe III apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut (CD.Soemarto, 1999) :

$$Y = \bar{Y} + K.S \dots\dots\dots (2.20)$$

dimana :

Y = nilai logaritmik dari X atau $\log(X)$

X = data curah hujan

\bar{Y} = rata-rata hitung (lebih baik rata-rata geometrik) nilai Y

S = deviasi standar nilai Y

K = karakteristik distribusi peluang Log-Pearson tipe III (Tabel 2.5)

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Mengubah data curah hujan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi $\log(X_1), \log(X_2), \log(X_3), \dots, \log(X_n)$.
2. Menghitung harga rata-ratanya dengan rumus :

$$\overline{\log(X)} = \frac{\sum_{i=1}^n \log(X_i)}{n} \dots\dots\dots (2.21)$$

dimana :

$\overline{\log(X)}$ = harga rata-rata logaritmik

n = jumlah data

X_i = nilai curah hujan tiap-tiap tahun (R_{24} maks)

3. Menghitung harga standar deviasinya dengan rumus berikut :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log(X)}\}^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.22)$$

dimana :

Sd = standar deviasi

4. Menghitung koefisien skewness (Cs) dengan rumus :

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log(X)}\}^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} \dots\dots\dots (2.23)$$

dimana :

Cs = koefisien *skewness*

5. Menghitung logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan rumus :

$$\text{Log}(X_T) = \overline{\log(X)} + K \cdot Sd \dots\dots\dots (2.24)$$

dimana :

X_T = curah hujan rencana periode ulang T tahun

K = harga yang diperoleh berdasarkan nilai Cs yang didapat
(Tabel 2.5)

6. Menghitung koefisien kurtosis (Ck) dengan rumus :

$$C_k = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \overline{\log(X)}\}^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4} \dots\dots\dots (2.25)$$

dimana :

Ck = koefisien kurtosis

7. Menghitung koefisien variasi (Cv) dengan rumus :

$$C_v = \frac{Sd}{\log(X)} \dots\dots\dots (2.26)$$

dimana :

Cv = koefisien variasi

Sd = standar deviasi

BAB II DASAR TEORI

Tabel 2.5. Harga K untuk Metode Sebaran Log Pearson III

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang Tahun							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	2,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	2,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	2,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	2,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	2,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	2,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	2,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	2,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	2,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	2,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,488	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,200	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	0,035	1,069	1,089	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Sumber : CD. Soemarto,1999)

Sebaran Normal

Sebaran normal banyak digunakan dalam analisis hidrologi, misal dalam analisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi rata-rata curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan dan sebagainya. Sebaran normal atau kurva normal disebut pula sebaran Gauss. *Probability Density Function* dari sebaran normal adalah :

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} \dots\dots\dots (2.27)$$

di mana :

- $P(X)$ = nilai logaritmik dari X atau log (X)
- π = 3,14156
- e = 2,71828
- X = variabel acak kontinu
- μ = rata-rata nilai X
- σ = deviasi standar nilai X

Untuk analisis kurva normal cukup menggunakan parameter statistik μ dan σ . Bentuk kurvanya simetris terhadap $X = \mu$ dan grafiknya selalu di atas sumbu datar X, serta mendekati (berasimtot) sumbu datar X, dimulai dari $X = \mu + 3\sigma$ dan $X-3\sigma$. Nilai mean = modus = median. Nilai X mempunyai batas $-\infty < X < +\infty$.

Luas dari kurva normal selalu sama dengan satu unit, sehingga :

$$P(-\infty < X < +\infty) = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} dx = 1,0 \dots\dots\dots (2.28)$$

Untuk menentukan peluang nilai X antara $X = x_1$ dan $X = x_2$, adalah :

$$P(X_1 < X < X_2) = \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} dx \dots\dots\dots (2.29)$$

Apabila nilai X adalah standar, dengan kata lain nilai rata-rata $\mu = 0$ dan deviasi standar $\sigma = 1,0$, maka Persamaan 2.29 dapat ditulis sebagai berikut :

$$P(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}t^2} \dots\dots\dots (2.30)$$

dengan $t = \frac{X - \mu}{\sigma} \dots\dots\dots (2.31)$

BAB II DASAR TEORI

Persamaan 2.30 disebut dengan sebaran normal standar (*standard normal distribution*).

Tabel 2.6 menunjukkan wilayah luas di bawah kurva normal, yang merupakan luas dari bentuk kumulatif (*cumulative form*) dan sebaran normal.

Tabel 2.6. Wilayah Luas Di bawah Kurva Normal

1	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-3,1	0,0010	0,0009	0,0009	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3,0	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0019	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
-2,7	0,0036	0,0034	0,0033	0,0032	0,0030	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0040	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0094	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2,0	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0352	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0722	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1131	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1230	0,1210	0,1190	0,1170
-1,0	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,1469	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2236	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4602	0,4562	0,4522	0,4483	0,4443	0,4404	0,4364	0,4325	0,4286	0,4247
0,0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641
0,0	0,5000	0,50470	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879

BAB II DASAR TEORI

0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8505	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9278	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9541	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9891	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9896	0,9901	0,999904	0,999906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

(Sumber : Soewarno, 1995)

Sebaran Log Normal

Sebaran log normal merupakan hasil transformasi dari sebaran normal, yaitu dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X . Sebaran log-Pearson III akan menjadi sebaran log normal apabila nilai koefisien kemencengan $CS = 0,00$. Secara matematis *Probability Density Function* dari sebaran log normal ditulis sebagai berikut :

$$P(X) = \frac{1}{(\log X)(S)(\sqrt{2\pi})} \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\log X - \bar{X}}{S}\right)^2\right\} \dots\dots\dots (2.32)$$

di mana :

$P(X)$ = *Probability Density Function* dari sebaran log normal

X = nilai variat pengamatan

BAB II DASAR TEORI

\bar{X} = nilai rata-rata dari logaritmik variat X , umumnya dihitung nilai rata-rata geometriknya

$$X = \{(X_1)(X_2)(X_3)..(X_n)\}^{\frac{1}{n}}$$

S = deviasi standar dari logaritmik nilai variat X

Metode log normal apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut (Soewarno, 1995):

$$X_T = \bar{X} + Kt.S \dots\dots\dots (2.33)$$

dimana :

X_T = besarnya curah hujan dengan periode ulang T tahun.

\bar{X} = curah hujan rata-rata (mm)

S = Standar Deviasi data hujan harian maksimum

Kt = *Standard Variable* untuk periode ulang t tahun yang besarnya diberikan pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7. Standard Variable (Kt) untuk Metode Sebaran Log Normal

T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt
1	-1.86	20	1.89	90	3.34
2	-0.22	25	2.10	100	3.45
3	0.17	30	2.27	110	3.53
4	0.44	35	2.41	120	3.62
5	0.64	40	2.54	130	3.70
6	0.81	45	2.65	140	3.77
7	0.95	50	2.75	150	3.84
8	1.06	55	2.86	160	3.91
9	1.17	60	2.93	170	3.97
10	1.26	65	3.02	180	4.03
11	1.35	70	3.08	190	4.09
12	1.43	75	3.60	200	4.14
13	1.50	80	3.21	221	4.24
14	1.57	85	3.28	240	4.33
15	1.63	90	3.33	260	4.42

(Sumber : CD.Soemarto,1999)

c) Pengeplotan Data

Pengeplotan data distribusi frekuensi 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 pengeplotan juga dapat digunakan untuk menaksir nilai tertentu dari data baru yang kita peroleh (Soewarno, 1995).

Ada dua cara untuk mengetahui ketepatan distribusi probabilitas data hidrologi, yaitu data yang ada diplot pada kertas probabilitas yang sudah didesain khusus atau menggunakan skala plot yang melinierkan fungsi distribusi. Posisi pengeplotan data merupakan nilai probabilitas yang dimiliki oleh masing-masing data yang diplot. Banyak metode yang telah dikembangkan untuk menentukan posisi pengeplotan yang sebagian besar dibuat secara empiris. Untuk keperluan penentuan posisi ini, data hidrologi (hujan atau banjir) yang telah ditabelkan diurutkan dari besar ke kecil (berdasarkan peringkat m), dimulai dengan $m = 1$ untuk data dengan nilai tertinggi dan $m = n$ (n adalah jumlah data) untuk data dengan nilai terkecil. Periode ulang T_r dapat dihitung dengan beberapa persamaan yang telah terkenal, yaitu Weibull, California, Hazen, Gringorten, Cunnane, Blom dan Turkey. Data yang telah diurutkan dan periode ulangnya telah dihitung dengan salah satu persamaan diatas diplot di atas kertas probabilitas sehingga diperoleh garis T_r vs P (hujan) atau Q (debit banjir) yang berupa garis lurus (Suripin, 2004).

Perkiraan kasar periode ulang atau curah hujan yang mungkin, lebih mudah dilakukan dengan menggunakan kertas kemungkinan. Kertas kemungkinan normal (*normal probability paper*) digunakan untuk curah hujan tahunan yang mempunyai distribusi yang hampir sama dengan distribusi normal, dan kertas kemungkinan logaritmis normal (*logarithmic-normal probability paper*) digunakan untuk curah hujan harian maksimum dalam setahun yang mempunyai distribusi normal logaritmis.

Dalam hal ini harus dipilih kertas kemungkinan yang sesuai dengan distribusi data secara teoritis maupun empiris dan bentuk distribusi ditentukan dengan menggambarannya. (Sosrodarsono dan Tominaga, 1985).

Penggambaran posisi (*plotting positions*) yang dipakai adalah cara yang dikembangkan oleh *Weibull dan Gumbel*, yaitu :

$$P(X_m) = \frac{m}{n+1} \times 100\% \dots\dots\dots (2.34)$$

dimana :

$P(X_m)$ = data yang telah direngking dari besar ke kecil

m = nomor urut

n = jumlah data

d) Uji Kecocokan Sebaran

Uji kecocokan sebaran dilakukan untuk mengetahui jenis sebaran yang paling sesuai dengan data hujan. Uji sebaran dilakukan dengan uji kecocokan distribusi yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan sebaran peluang yang telah dipilih dapat menggambarkan atau mewakili dari sebaran statistik sample data yang dianalisis tersebut (Soemarto, 1999).

Ada dua jenis uji kecocokan (*Goodness of fit test*) yaitu uji kecocokan *Chi-Square* dan *Smirnov-Kolmogorof*. Umumnya pengujian dilaksanakan dengan cara menggambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya (Soewano, 1995).

Uji Kecocokan Chi-Square

Uji kecocokan Chi-Square dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan sebaran peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Prinsip pengujian dengan metode ini didasarkan pada jumlah pengamatan yang diharapkan pada pembagian kelas dan ditentukan terhadap jumlah data pengamatan yang terbaca di dalam kelas tersebut atau dengan membandingkan nilai *Chi-Square* (χ^2) dengan nilai *Chi-Square* kritis (χ^2_{cr}). Uji kecocokan *Chi-Square* menggunakan rumus (Soewarno, 1995):

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.35)$$

dimana :

χ_h^2 = harga *Chi-Square* terhitung

O_i = jumlah data yang teramati terdapat pada sub kelompok ke-i

E_i = jumlah data yang secara teoritis terdapat pada sub kelompok ke-i

G = jumlah sub kelompok

Parameter χ_h^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai χ_h^2 sama atau lebih besar dari pada nilai *Chi-Square* yang sebenarnya (χ^2). Suatu distribusi dikatakan selaras jika nilai χ^2 hitung $< \chi^2$ kritis. Nilai χ^2 kritis dapat dilihat di Tabel 2.8. Dari hasil pengamatan yang didapat dicari penyimpangannya dengan *Chi-Square* kritis paling kecil. Untuk suatu nilai nyata tertentu (*level of significant*) yang sering diambil adalah 5 %.

Prosedur uji kecocokan *Chi-Square* adalah :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
2. Kelompokkan data menjadi G sub-group, tiap-tiap sub-group minimal terdapat lima buah data pengamatan.
3. Hitung jumlah pengamatan yang teramati di dalam tiap-tiap sub group (O_i).
4. Hitung jumlah atau banyaknya data yang secara teoritis ada di tiap-tiap sub group (E_i).
5. Tiap-tiap sub group hitung nilai :

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

6. Jumlah seluruh G sub group nilai $\sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai *Chi-Square* hitung.
7. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R=2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R=1$, untuk distribusi Poisson) (Soewarno, 1995).

Derajat kebebasan yang digunakan pada perhitungan ini adalah dengan rumus sebagai berikut :

$$Dk = n - 3 \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

dimana :

- Dk = derajat kebebasan
- n = banyaknya data

Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut :

- Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil dari 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.

BAB II DASAR TEORI

- Apabila peluang lebih kecil dari 1%-5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu penambahan data.

Tabel 2.8. Nilai χ^2 kritis untuk uji kecocokan Chi-Square

dk	α Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,41	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,683	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Soewarno, 1995)

Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorof

Uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof* sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametrik test*) karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

Rumus yang dipakai (Soewarno, 1995)

$$\alpha = \frac{P_{\max}}{P_{(x)}} - \frac{P_{(xi)}}{\Delta_{Cr}} \dots\dots\dots (2.37)$$

Prosedur uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof* adalah :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya nilai masing-masing data tersebut :

$$X_1 \rightarrow P(X_1)$$

$$X_2 \rightarrow P(X_2)$$

$$X_m \rightarrow P(X_m)$$

$$X_n \rightarrow P(X_n)$$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :

$$X_1 \rightarrow P'(X_1)$$

$$X_2 \rightarrow P'(X_2)$$

$$X_m \rightarrow P'(X_m)$$

$$X_n \rightarrow P'(X_n)$$

3. Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$$

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorof test*), tentukan harga D0 (Tabel 2.9).

Tabel 2.9. Nilai D0 kritis untuk uji kecocokan Smirnov-Kolmogorof

Jumlah data n	α derajat kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

(Sumber : Soewarno, 1995)

Dimana α = derajat kepercayaan

2.2.4 Intensitas Curah Hujan

Intensitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula intensitasnya. Hubungan antara intensitas, lama hujan dan frekuensi hujan biasanya dinyatakan dalam lengkung Intensitas – Durasi - Frekuensi (*IDF = Intensity – Duration – Frequency Curve*). Diperlukan data hujan jangka pendek, misalnya 5 menit, 10 menit, 30 menit, 60 menit dan jam-jaman untuk membentuk lengkung IDF. Data hujan jenis ini hanya dapat diperoleh dari pos penakar hujan otomatis. Selanjutnya, berdasarkan data hujan jangka pendek tersebut lengkung IDF dapat dibuat (Suripin, 2004).

Untuk menentukan debit banjir rencana (*design flood*) perlu didapatkan harga suatu intensitas curah hujan terutama bila digunakan metoda rasional. Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi pada suatu kurun waktu di mana air tersebut berkonsentrasi. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau (Loebis, 1987). Untuk menghitung intensitas curah hujan dapat digunakan beberapa rumus empiris sebagai berikut :

1. Menurut Dr. Mononobe

Seandainya data curah hujan yang ada hanya curah hujan harian, maka intensitas curah hujannya dapat dirumuskan (Loebis, 1987) :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left[\frac{24}{t} \right]^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (2.38)$$

dimana :

- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
- t = lamanya curah hujan (jam)
- R₂₄ = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

2. Menurut Sherman

Rumus yang digunakan (Soemarto, 1999) :

$$I = \frac{a}{t^b} \dots\dots\dots (2.39)$$

$$\log a = \frac{\sum_{i=1}^n (\log(i)) \sum_{i=1}^n (\log(t))^2 - \sum_{i=1}^n (\log(t) \cdot \log(i)) \sum_{i=1}^n (\log(t))}{n \sum_{i=1}^n (\log(t))^2 - \left(\sum_{i=1}^n (\log(t)) \right)^2} \dots\dots\dots (2.40)$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (\log(i)) \sum_{i=1}^n (\log(t)) - n \sum_{i=1}^n (\log(t) \cdot \log(i))}{n \sum_{i=1}^n (\log(t))^2 - \left(\sum_{i=1}^n (\log(t)) \right)^2} \dots\dots\dots (2.41)$$

dimana :

- I = intensitas curah hujan (mm/jam)
- t = lamanya curah hujan (menit)
- a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran.
- n = banyaknya pasangan data i dan t

3. Menurut Talbot

Rumus yang dipakai (Soemarto, 1999) :

$$I = \frac{a}{(t + b)} \dots\dots\dots (2.42)$$

$$a = \frac{\sum_{j=1}^n (i.t) \sum_{j=1}^n (i^2) - \sum_{j=1}^n (i^2.t) \sum_{i=1}^n (i)}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[\sum_{j=1}^n (i) \right]^2} \dots\dots\dots (2.43)$$

$$b = \frac{\sum_{j=1}^n (i) \sum_{j=1}^n (i.t) - n \sum_{j=1}^n (i^2.t)}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[\sum_{j=1}^n (i) \right]^2} \dots\dots\dots (2.44)$$

dimana:

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

t = lamanya curah hujan (menit)

a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran

n = banyaknya pasangan data i dan t

4. Menurut Ishiguro

Rumus yang digunakan (Soemarto, 1999) :

$$I = \frac{a}{\sqrt{t} + b} \dots\dots\dots (2.45)$$

$$a = \frac{\sum_{j=1}^n (i.\sqrt{t}) \sum_{j=1}^n (i^2) - \sum_{j=1}^n (i^2.\sqrt{t}) \sum_{j=1}^n (i)}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[\sum_{j=1}^n (i) \right]^2} \dots\dots\dots (2.46)$$

$$b = \frac{\sum_{j=1}^n (i) \sum_{j=1}^n (i.\sqrt{t}) - n \sum_{j=1}^n (i^2.\sqrt{t})}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[\sum_{j=1}^n (i) \right]^2} \dots\dots\dots (2.47)$$

dimana :

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

t = lamanya curah hujan (menit)

a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran

n = banyaknya pasangan data i dan t

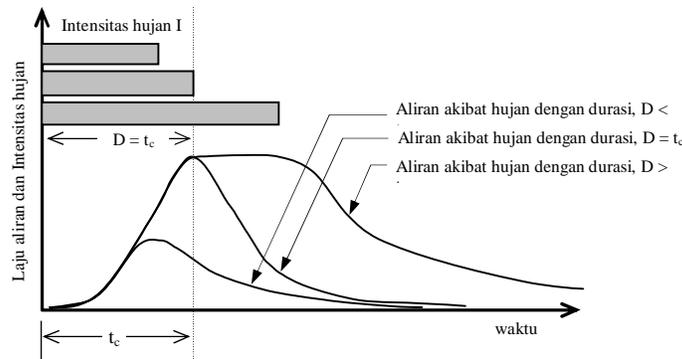
2.2.5 Debit Banjir Rencana

Untuk mencari debit banjir rencana dapat digunakan beberapa metode.

2.2.5.1 Metode Rasional

Metode untuk memperkirakan laju aliran permukaan puncak yang umum dipakai adalah metode Rasional USSCS (1973). Metode ini sangat sederhana dan mudah penggunaannya, namun pemakaiannya terbatas untuk DAS-DAS dengan ukuran kecil, yaitu kurang dari 300 ha (Goldman et al.,1986).

Metode rasional dikembangkan berdasarkan asumsi bahwa hujan yang terjadi mempunyai intensitas seragam dan merata di seluruh DAS selama paling sedikit sama dengan waktu konsentrasi (t_c) DAS.



Gambar 2.5. Hubungan curah hujan dengan aliran permukaan untuk durasi hujan yang berbeda

Gambar diatas menunjukkan bahwa hujan dengan intensitas seragam dan merata seluruh DAS berdurasi sama dengan waktu konsentrasi (t_c). Jika hujan yang terjadi lamanya kurang dari t_c maka debit puncak yang terjadi lebih kecil dari Q_p , karena seluruh DAS tidak dapat memberikan kontribusi aliran secara bersama pada titik kontrol (*outlet*). Sebaliknya jika hujan yang terjadi lebih lama dari t_c , maka debit puncak aliran permukaan akan tetap sama dengan Q_p .

Rumus yang dipakai:

$$Q_p = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6} = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (2.48)$$

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t_c} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (2.49)$$

Menurut Kirpich :

$$t_c = \left(\frac{0,87xL^2}{1000xS} \right)^{0,385} \dots\dots\dots (2.50)$$

dimana :

- Qp = Laju aliran permukaan (debit) puncak (m³/dtk)
- C = Koefisien pengaliran atau limpasan
- I = Intensitas hujan (mm/jam)
- A = Luas Daerah Aliran Sungai (DAS) (km²)
- R₂₄ = Curah hujan maksimum harian (selama) 24 jam (mm)
- t_c = Waktu konsentrasi (jam)
- L = Panjang sungai (km)
- S = Kemiringan rata-rata sungai (m/m)

Koefisien aliran permukaan (C) didefinisikan sebagai nisbah antara puncak aliran permukaan terhadap intensitas hujan. Faktor ini merupakan variabel yang paling menentukan hasil perhitungan debit banjir. Pemilihan harga C yang tepat memerlukan pengalaman hidrologi yang luas. Faktor utama yang mempengaruhi C adalah laju infiltrasi tanah atau prosentase lahan kedap air, kemiringan lahan, tanaman penutup tanah, dan intensitas hujan.

Koefisien limpasan juga tergantung pada sifat dan kondisi tanah. Laju infiltrasi menurun pada hujan yang terus menerus dan juga dipengaruhi oleh kondisi kejenuhan air sebelumnya. Faktor lain yang mempengaruhi nilai C adalah air tanah, derajat kepadatan tanah, porositas tanah, dan simpanan depresi. Harga C untuk berbagai tipe tanah dan penggunaan lahan disajikan dalam Tabel 2.10.

Harga C yang ditampilkan dalam Tabel 2.10 belum memberikan rincian masing-masing faktor yang berpengaruh terhadap besarnya nilai C. Oleh karena itu, Hassing (1995) menyajikan cara penentuan faktor C yang mengintegrasikan nilai yang merepresentasikan beberapa faktor yang mempengaruhi hubungan antara hujan dan aliran, yaitu topografi, permeabilitas tanah, penutup lahan, dan tata guna tanah. Nilai koefisien C merupakan kombinasi dari beberapa faktor yang dapat dihitung berdasarkan Tabel 2.11.

Tabel 2.10. Koefisien pengaliran (C)

Type Daerah Aliran		Harga C
Halaman	Tanah berpasir, datar 2%	0,05-0,10
	Tanah berpasir, rata-rata 2-7%	0,10-0,15
	Tanah berpasir, curam 7%	0,15-0,20
	Tanah berat, datar 2%	0,13-0,17
	Tanah berat, rata-rata 2-7%	0,18-0,22
	Tanah berat, curam 7%	0,25-0,35
Business	Perkotaan	0,70-0,95
	Pinggiran	0,50-0,70
Perumahan	Rumah tunggal	0,30-0,50
	Multiunit, terpisah	0,40-0,60
	Multiunit, tergabung	0,60-0,75
	Perkampungan	0,25-0,40
	Apartemen	0,50-0,70
Industri	Ringan	0,50-0,80
	Berat	0,60-0,90
Perkerasan	Aspal dan beton	0,70-0,95
	Batu bata, paving	0,50-0,70
hutan	Datar, 0-5%	0,10-0,40
	Bergelombang, 5-10%	0,25-0,50
	Berbukit, 10-30%	0,30-0,60
Atap		0,75-0,95
Taman, perkuburan		0,10-0,25
Tempat tempat bermain		0,20-0,35
Halaman kereta api		0,10-0,35

(Sumber : McGuen, 1989)

Tabel 2.11. Koefisien aliran untuk metode rasional (dari Hassing, 1995)

Koefisien aliran $C = C_t + C_s + C_v$					
Topografi, C_t		Tanah, C_s		Vegetasi, C_v	
Datar (<1%)	0,03	Pasir dan gravel	0,04	Hutan	0,04
Bergelombang (1-10%)	0,08	Lempung berpasir	0,08	Pertanian	0,11
Perbukitan (10-20%)	0,16	Lempung dan lanau	0,16	Padang rumput	0,21

BAB II DASAR TEORI

Pegunungan (>20%)	0,26	Lapisan batu	0,26	Tanpa tanaman	0,28
-------------------	------	--------------	------	---------------	------

Cara lain penggunaan rumus rasional untuk DAS dengan tata guna lahan tidak homogen adalah sebagai berikut ini :

$$Q_p = 0,002778I \sum_{i=1}^n C_i A_i \dots\dots\dots (2.51)$$

Waktu konsentrasi (t_c) suatu DAS adalah waktu yang diperlukan oleh air hujan yang jatuh untuk mengalir dari titik terjauh sampai ke tempat keluaran DAS (titik kontrol) setelah tanah menjadi jenuh dan depresi-depresi kecil terpenuhi. Dalam hal ini diasumsikan bahwa jika durasi hujan sama dengan waktu konsentrasi, maka setiap bagian DAS secara serentak telah menyumbangkan aliran terhadap titik kontrol. Salah satu metode untuk memperkirakan waktu konsentrasi adalah rumus yang dikembangkan oleh Kirpich (1940), yang dapat ditulis sebagai berikut :

$$t_c = \left(\frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right)^{0,385} \dots\dots\dots (2.52)$$

di mana t_c adalah waktu konsentrasi dalam jam, L panjang saluran utama dari hulu sampai penguras dalam km, dan S kemiringan rata-rata saluran utama dalam m/m.

Intensitas hujan (I) untuk t_c tertentu dapat dihitung dengan rumus Dr.Mononobe (Persamaan 2.38).

Metode rasional juga dapat dipergunakan untuk DAS yang tidak seragam (homogen), di mana DAS dapat dibagi-bagi menjadi beberapa sub DAS yang seragam atau pada DAS dengan sistem saluran yang bercabang-cabang. Metode rasional dipergunakan untuk menghitung debit dari masing-masing sub-DAS.

Perhitungan dilakukan dengan menggunakan dua aturan berikut :

1. Metode rasional dipergunakan untuk menghitung debit puncak pada tiap-tiap daerah masukan (*inlet area*) pada ujun hulu sub-DAS.
2. Pada lokasi di mana drainase berasal dari dua atau lebih daerah masukan, maka waktu konsentrasi terpanjang yang dipakai untuk intensitas hujan rencana, koefisien dipakai C_{DAS} dan total area drainase dari daerah masukan.

Asumsi-asumsi metode ini (Chow dkk.,1988 ; Loebis, 1984) :

1. Curah hujan mempunyai intensitas yang merata di seluruh daerah aliran untuk durasi tertentu.
2. Debit yang terjadi (debit puncak) bukan hasil dari intensitas hujan yang lebih tinggi dengan durasi yang lebih pendek dimana hal ini berlangsung hanya pada sebagian DPS yang berkontribusi debit puncak tersebut.
3. Lamanya curah hujan = waktu konsentrasi dari daerah aliran. Dengan kata lain waktu konsentrasi merupakan waktu terjadinya *run off* dan mengalir dari jarak antara titik terjauh dari DPS ke titik *inflow* yang ditinjau.
4. Puncak banjir dan intensitas curah hujan mempunyai tahun berulang yang sama.

2.2.5.2 Metode Der Weduwen

Metode *Der Weduwen* digunakan untuk luas DAS $\leq 100 \text{ km}^2$ dan $t = 1/6$ jam sampai 12 jam digunakan rumus (Loebis, 1987) :

$$Q_t = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.53)$$

$$t = 0,25LQ_t^{-0,125} I^{-0,25} \quad \dots\dots\dots (2.54)$$

$$\beta = \frac{120 + ((t + 1)(t + 9))A}{120 + A} \quad \dots\dots\dots (2.55)$$

$$q_n = \frac{R_n}{240} \frac{67,65}{t + 1,45} \quad \dots\dots\dots (2.56)$$

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q_n + 7} \quad \dots\dots\dots (2.57)$$

dimana :

- Qt = Debit banjir rencana (m^3/det)
- Rn = Curah hujan maksimum (mm/hari) dengan kemungkinan tak terpenuhi n%
- α = Koefisien pengaliran atau limpasan (*run off*) air hujan
- β = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS
- q_n = Debit persatuan luas atau curah hujan dari hasil perhitungan Rn ($\text{m}^3/\text{det} \cdot \text{Km}^2$)
- t = Waktu konsentrasi (jam)
- A = Luas daerah pengaliran (Km^2) sampai 100 km^2
- L = Panjang sungai (Km)
- I = Gradien sungai atau medan

Adapun langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut (Kodoatie, 2002) :

- a. Hitung A, L, I dari peta garis tinggi DPS, substitusikan ke dalam persamaan.
- b. Buat harga perkiraan untuk Q_0 dan gunakan persamaan diatas untuk menghitung besarnya Q konsentrasi = Q_c .
- c. Ulangi lagi untuk harga baru $Q_0 = Q_c$ diatas.
- d. Debit puncak ditemukan jika Q_0 yang diambil = Q_c .

2.2.5.3 Metode Haspers

Untuk menghitung besarnya debit dengan metode Haspers digunakan persamaan sebagai berikut (Loebis, 1987) :

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot q_n A \dots\dots\dots (2.58)$$

Koefisien Run Off (α)

$$\alpha = \frac{1 + 0.012 f^{0.7}}{1 + 0.75 f^{0.7}} \dots\dots\dots (2.59)$$

Koefisien Reduksi (β)

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3.7 \times 10^{-0.4t}}{t^2 + 15} \times \frac{f^{3/4}}{12} \dots\dots\dots (2.60)$$

Waktu konsentrasi (t)

$$t = 0.1 L^{0.8} I^{-0.3} \dots\dots\dots (2.61)$$

dimana :

f = luas ellips yang mengelilingi DPS dengan sumbu panjang tidak lebih dari 1,5 kali sumbu pendek (km²)

t = waktu konsentrasi (jam)

L = Panjang sungai (Km)

I = kemiringan rata-rata sungai

Intensitas Hujan

- Untuk t < 2 jam

$$Rt = \frac{tR24}{t + 1 - 0.0008 \cdot (260 - R24)(2 - t)^2} \dots\dots\dots (2.62)$$

- Untuk 2 jam ≤ t << 19 jam

$$Rt = \frac{tR24}{t + 1} \dots\dots\dots (2.63)$$

- Untuk 19 jam ≤ t ≤ 30 jam

$$Rt = 0.707R24\sqrt{t + 1} \dots\dots\dots (2.64)$$

dimana t dalam jam dan Rt,R24 (mm)

Hujan maksimum (q_n)

$$q_n = \frac{Rn}{3,6 \cdot t} \dots\dots\dots (2.65)$$

dimana :

- t = Waktu konsentrasi (jam)
- Qt = Debit banjir rencana (m³/det)
- Rn = Curah hujan maksimum (mm/hari)
- q_n = Debit persatuan luas (m³/det.Km²)

Adapun langkah-langkah dalam menghitung debit puncaknya adalah sebagai berikut (Loebis, 1987) :

- Menentukan besarnya curah hujan sehari (Rh rencana) untuk periode ulang rencana yang dipilih.
- Menentukan koefisien run off untuk daerah aliran sungai.
- Menghitung luas daerah pengaliran, panjang sungai dan gradien sungai untuk DAS.
- Menghitung nilai waktu konsentrasi.
- Menghitung koefisien reduksi, intensitas hujan, debit persatuan luas dan debit rencana.

2.2.5.4 Metode Melchior

Digunakan untuk Luas DAS > 100 km² (Loebis, 1987) :

Rumus :

$$Q = \alpha \cdot \beta \cdot q \cdot A \dots\dots\dots (2.66)$$

Koefisien Run Off (α)

Koefisien ini merupakan perbandingan antara run off dengan hujan.

Rumus : $0,42 \leq \alpha \leq 0,62$ (diambil 0,52)

Koefisien Reduksi (β)

Koefisien ini digunakan untuk mendapatkan hujan rata-rata dari hujan maksimum. Rumus :

$$f = \frac{1970}{\beta - 0,12} - 3600 + 1720\beta \dots\dots\dots (2.67)$$

dimana :

q = hujan maksimum, dapat dicari pada gambar (variasi curah hujan di tiap daerah, diperkirakan berbentuk bundar atau ellips), curah hujan terpusat maksimum di DPS ($m^3/det/km^2$)

f = luas ellips yang mengelilingi DPS dengan sumbu panjang tidak lebih dari 1,5 kali sumbu pendek (km^2)

Waktu Konsentrasi (t)

$$t = 0,186.L.Q^{-0,2}.I^{0,4} \dots\dots\dots (2.68)$$

dimana :

t = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang sungai (km)

Q = debit puncak (m^3/det)

I = kemiringan rata-rata sungai

2.2.5.5 Metode FSR Jawa dan Sumatra

Pada tahun 1982-1983, IOH (*Institute of Hydrology*), Wallingford, Oxon, Inggris bersama-sama dengan DPMA (Direktorat Penyelidikan Masalah Air) telah melaksanakan penelitian untuk menghitung debit puncak banjir yang diharapkan terjadi pada peluang atau periode ulang tertentu berdasarkan ketersediaan data debit banjir dengan cara analisis statistik untuk Jawa dan Sumatra.

Untuk mendapatkan debit banjir puncak banjir pada periode ulang tertentu, maka dapat dikelompokkan menjadi dua tahap perhitungan, yaitu :

1. Perhitungan debit puncak banjir tahunan rata-rata (*mean annual flood* = MAF)
2. Penggunaan faktor pembesar (*Growth factor* = GF) terhadap nilai MAF untuk menghitung debit puncak banjir sesuai dengan periode ulang yang diinginkan.

Perkiraan debit puncak banjir tahunan rata-rata, berdasarkan ketersediaan data dari suatu DPS, dengan ketentuan :

1. Apabila tersedia data debit, minimal 10 tahun data runtut waktu maka, MAF dihitung berdasarkan data serial debit puncak banjir tahunan.
2. Apabila tersedia data debit kurang dari 10 tahun data runtut waktu, maka MAF dihitung berdasarkan metode puncak banjir di atas ambang (*Peak over a threshold* = POT).
3. Apabila dari DPS tersebut, belum tersedia data debit, maka MAF ditentukan dengan persamaan regresi, berdasarkan data luas DPS (AREA), rata-rata tahunan dari curah hujan terbesar dalam satu hari (APBAR), kemiringan sungai (SIMS), dan indeks dari luas genangan seperti luas danau, genangan air, waduk (LAKE).

a. Memperkirakan MAF

Metode yang digunakan yaitu :

1. Serial data (*data series*)
2. POT (*peaks over a threshold series*)
3. Persamaan Regresi (*regression equation*)

1. Metode serial data

Untuk memperkirakan debit puncak banjir tahunan rata-rata dilaksanakan dengan mengumpulkan data debit puncak banjir terbesar setiap tahun dari data runtut waktu dari pos duga air sungai dari suatu DPS atau sub DPS, dimana penelitian dilaksanakan minimal 10 tahun data.

Perhitungan MAF dapat dilaksanakan dengan 2 cara tergantung terdapat tidaknya nilai debit puncak banjir yang terlalu besar, yaitu :

a. Apabila $XR = \frac{X_{max}}{X_{med}} < 3,0$

maka : $\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$ (2.69)

$$S_x = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.70)$$

b. Apabila $XR = \frac{X_{max}}{X_{med}} \geq 3,0$

maka : $\bar{X} = 1,06X_{med} \dots\dots\dots (2.71)$

dimana : X_{max} = debit puncak banjir maksimum terbesar selama periode pengamatan.

X_{med} = median debit puncak banjir maksimum.

\bar{X} = debit puncak banjir tahunan rata-rata.

S_x = deviasi standar MAF.

n = jumlah data = lama periode pengamatan.

2. Metode POT

Setiap tahun data dipilih puncak banjir sebanyak 2 sampai 5 buah.

Debit banjir tahunan rata-rata dengan metode POT dapat diperkirakan dengan model matematik sebagai berikut :

$$\bar{X} = X_0 + B(0,5772 + \ln(A)) \dots\dots\dots (2.72)$$

$$B = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m (X_i - X_0) \dots\dots\dots (2.73)$$

$$A = \frac{m}{n} \dots\dots\dots (2.74)$$

$$S_x = 1,1 \cdot \frac{B}{\sqrt{n}} \text{ (bila } m \geq 3/\text{tahun)} \dots\dots\dots (2.75)$$

$$S_x = \frac{B}{\sqrt{n}} \left[\frac{1}{A} + \frac{(0,5772 + \ln(A))^2}{A} \right]^{\frac{1}{2}} \text{ (bila } m < 3/\text{tahun)} \dots\dots\dots (2.76)$$

dimana : \bar{X} = debit puncak banjir tahunan rata-rata (MAF)

X_0 = debit batas ambang (q_0)

B = rata-rata terlampaui (*mean exceedence*)

X_i = debit puncak lebih besar dari X_0

BAB II DASAR TEORI

m	=	jumlah puncak banjir
n	=	lama tahun pengamatan
S_x	=	deviasi standar dari \bar{X}
A	=	jumlah puncak banjir terlampaui (<i>number of exceedence</i>) pertahun

3. Metode Regresi

Digunakan apabila dalam suatu DPS atau sub DPS tidak tersedia data aliran sungai.

Parameter yang diperlukan untuk menerapkan metode regresi ini adalah:

- Luas daerah pengaliran (AREA (km²)).
- Rata-rata tahunan dari hujan tahunan terbesar dalam 1 hari (APBAR (mm)) seluruh DPS.
- Indeks kemiringan (SIMS (m/km)).
- Indeks danau (LAKE).

Penentuan parameter :

1. AREA

Luas DPS ditentukan dari peta topografi dengan skala 1: 50.000.

2. APBAR

$$APBAR = PBAR \times ARF \dots\dots\dots (2.77)$$

dimana :

APBAR = Rata-rata tahunan dari hujan terbesar dalam 1 hari seluruh DPS.

PBAR = Nilai rata-rata tahunan dari curah hujan terbesar 1 hari, dari peta isohyet curah hujan maksimum 1 hari yang dibuat data curah hujan terbesar rata-rata tahunan dari setiap pos hujan.

ARF = Faktor reduksi luas, yang besarnya tergantung luas DPS :

DPS (Km ²)	ARF
1-10	0,99
10-30	0,97

BAB II DASAR TEORI

30-30.000	1,152-0,12330 log AREA
-----------	------------------------

3.SIMS

Nilai SIMS adalah indeks yang menunjukkan besarnya kemiringan alur sungai.

$$SIMS = \frac{h}{MSL} \dots\dots\dots (2.78)$$

dimana :

- SIMS = Kemiringan alur sungai
- h = Beda tinggi titik tertinggi dengan titik ketinggian lokasi yang diteliti (m).
- MSL = Panjang alur sungai utama (km).

4.LAKE

Lake adalah luas daerah genangan (danau,rawa,waduk) yang berpengaruh terhadap debit puncak banjir sebelah hilirnya.

Nilai parameter indeks danau harus antara 0-0,25.

$$LAKE = \frac{\text{Luas DPS di seluruh hulu LAKE}}{\text{Luas DPS}} \dots\dots\dots (2.79)$$

$$MAF = \text{Debit maksimum rata – rata tahunan (m}^3\text{/detik)}$$

$$= 8.10^{-6} \times \text{AREA}^V \times \text{APBR}^{2,445} \times \text{SIMS}^{0,117} \times (1+\text{LAKE})^{-0,85} \dots\dots (2.80)$$

$$V = 1,02-0,0275 \log (\text{AREA}) \dots\dots\dots (2.81)$$

Nilai V sesuai dengan luas DPS dan dapat dinyatakan sebagai data Tabel 2.12.

Tabel 2.12. Nilai V sesuai dengan Luas DPS

Luas DPS (area) (km ²)	V	Luas DPS (area) (km ²)	V
---------------------------------------	---	---------------------------------------	---

BAB II DASAR TEORI

1	1,02	500	0,95
5	1,001	1000	0,94
10	0,99	5000	0,92
50	0,97	10.000	0,91
100	0,97	-	-

(Sumber : Soewarno,1995)

b. Penggunaan faktor pembesar (*Growth factor* = GF)

Besarnya debit puncak banjir pada periode ulang tertentu dapat dihitung dengan model matematik :

$$X_T = (C).(\bar{X}) \dots\dots\dots (2.82)$$

$$S_{XT} = X_T \left[\left(\frac{S_C}{C} \right)^2 + \left(\frac{S_x}{\bar{X}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.83)$$

$$S_C = 0,16.\log(T).(C) \dots\dots\dots (2.84)$$

$$S_x = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.85)$$

- dimana :
- X_T = debit puncak banjir pada periode ulang ke T
 - C = faktor pembesar (*Growth factor*) (lihat tabel 2.13)
 - \bar{X} = debit puncak banjir tahunan rata-rata
 - S_{XT} = deviasi standar dari X_T
 - S_C = deviasi standar C
 - S_x = deviasi standar dari \bar{X}

Tabel 2.13. Growth Factor (GF)

Periode Ulang (tahun)	Luas DAS (Km ²)					
	< 100	300	600	900	1200	>1500
5	1,28	1,27	1,24	1,22	1,19	1,17

BAB II DASAR TEORI

10	1,56	1,54	1,48	1,44	1,41	1,37
20	1,88	1,88	1,75	1,70	1,64	1,59
50	2,55	2,30	2,18	2,10	2,03	1,95
100	2,78	2,72	2,57	2,47	2,37	2,27
200	3,27	3,20	3,01	2,89	2,78	2,66
500	4,01	3,92	3,70	3,56	3,41	3,27
1000	4,68	4,58	4,32	4,16	4,01	3,85

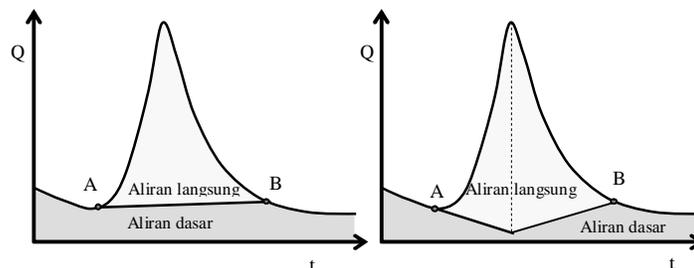
(Sumber : Soewarno, 1995)

2.2.5.6 Metode Hidrograf

Hidrograf dapat didefinisikan sebagai hubungan antara salah satu unsur aliran terhadap waktu. Berdasarkan definisi tersebut dikenal ada dua macam hidrograf, yaitu hidrograf muka air dan hidrograf debit. Hidrograf muka air adalah data atau grafik hasil rekaman AWLR (*Automatic Water Level Recorder*), sedangkan hidrograf debit disebut hidrograf.

Hidrograf tersusun dari dua komponen, yaitu aliran permukaan yang berasal dari aliran langsung air hujan dan aliran dasar (*base flow*). Aliran dasar berasal dari air tanah yang pada umumnya tidak memberikan respon yang tepat terhadap hujan. Hujan juga dapat dianggap terbagi dalam dua komponen, yaitu hujan efektif dan kehilangan (*losses*). Hujan efektif adalah bagian hujan yang menyebabkan terjadinya aliran permukaan. Kehilangan hujan merupakan bagian hujan yang menguap, masuk kedalam tanah, kelembaban tanah dan simpanan air tanah.

Hidrograf aliran langsung dapat diperoleh dengan memisahkan hidrograf dari aliran dasarnya. Ada beberapa cara yang dapat dilakukan, diantaranya adalah metode garis lurus (*straight line method*), metode panjang dasar tetap (*fixed based method*) dan metode kemiringan berbeda (*variable slope method*).



LAPORAN TUGAS AKHIR (a). Metoda Garis Lurus

(b). Metoda Panjang Dasar Tetap

Perencanaan Teknis Embung Silandak Sebagai Pengendali Banjir Kali Silandak

II - 45

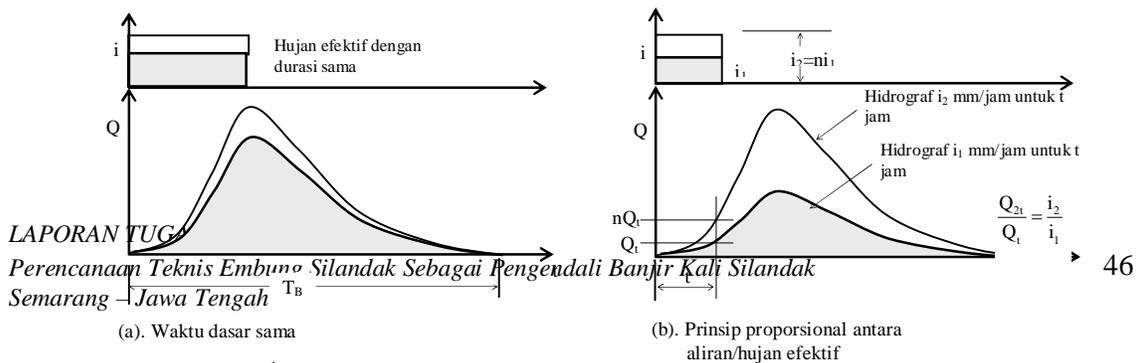
Semarang – Jawa Tengah



Gambar 2.6. Berbagai metode pemisahan aliran langsung

2.2.5.6.1 Hidrograf Satuan

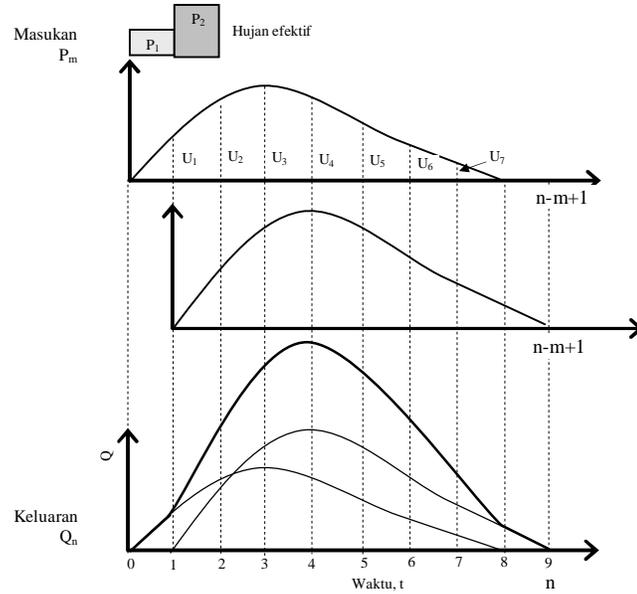
Hidrograf satuan adalah hidrograf limpasan langsung yang dihasilkan oleh hujan efektif yang terjadi merata di seluruh DAS dan dengan intensitas tetap selama satu satuan yang ditetapkan. Hujan satuan adalah curah hujan yang lamanya sedemikian rupa sehingga lamanya limpasan permukaan tidak menjadi pendek, meskipun curah hujan ini menjadi pendek. Jadi hujan satuan yang dipilih adalah yang lamanya sama atau lebih pendek dari periode naik hidrograf (waktu dan titik permulaan aliran permukaan sampai puncak). Periode limpasan dari hujan satuan semuanya adalah kira-kira sama dan tidak ada hubungannya dengan intensitas hujan.



Gambar 2.7. Prinsip-prinsip hidrograf satuan

Hidrograf satuan merupakan model sederhana yang menyatakan respon DAS terhadap hujan. Tujuan dari hidrograf satuan adalah untuk memperkirakan hubungan antara hujan efektif dan aliran permukaan. Konsep hidrograf satuan pertama kali dikemukakan oleh *Sherman* pada tahun 1932. Dia menyatakan bahwa suatu sistem DAS mempunyai sifat khas yang menyatakan respon DAS terhadap suatu masukan tertentu yang berdasarkan pada tiga prinsip :

1. Pada hujan efektif yang berintensitas seragam pada suatu daerah aliran tertentu, intensitas hujan yang berbeda tetapi memiliki durasi sama, akan menghasilkan limpasan dengan durasi sama, meskipun jumlahnya berbeda.
2. Pada hujan efektif yang berintensitas seragam pada suatu daerah aliran tertentu, intensitas hujan yang berbeda tetapi memiliki durasi sama, akan menghasilkan hidrograf limpasan dimana ordinatnya pada sembarang waktu memiliki proporsi yang sama dengan proporsi intensitas hujan efektifnya. Dengan kata lain, ordinat hidrograf satuan sebanding dengan volume hujan efektif yang menimbulkannya. Hal ini berarti bahwa hujan sebanyak n kali lipat dalam suatu waktu tertentu akan menghasilkan suatu hidrograf dengan ordinat sebesar n kali lipat.
3. Prinsip superposisi dipakai pada hidrograf yang dihasilkan oleh hujan efektif berintensitas seragam yang memiliki periode-periode yang berdekatan dan atau tersendiri. Jadi hidrograf yang merepresentasikan kombinasi beberapa kejadian aliran permukaan adalah jumlah dari ordinat hidrograf tunggal yang memberi kontribusi.



Gambar 2.8. Pemakaian proses konvolusi pada hidrograf satuan

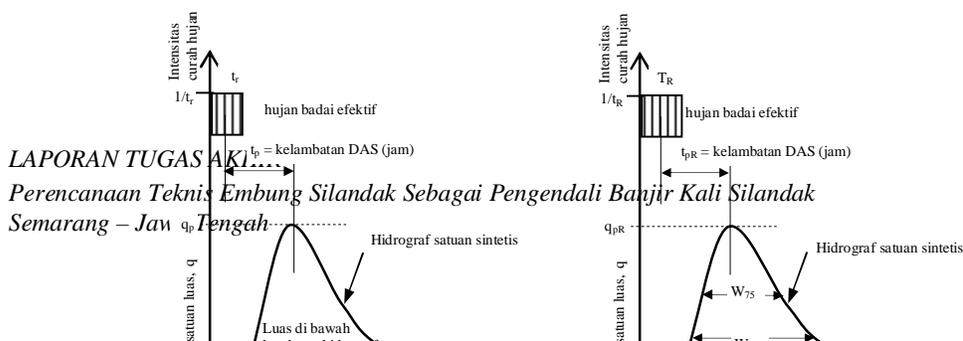
2.2.5.6.2 Hidrograf Satuan Sintetik

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai-sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu, misalnya waktu untuk mencapai puncak hidrograf (*Time to Peak Magnitude*), lebar dasar hidrograf, luas DAS, kemiringan DAS, panjang alur terpanjang (*Length of the Longest Channel*), koefisien limpasan (*Run of coefisien*) dan sebagainya. Dalam hal ini biasanya digunakan hidrograf sintetik yang telah dikembangkan di negara-negara lain, dimana parameternya harus disesuaikan terlebih dahulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau (CD. Soemarto, 1987).

Hidrograf satuan sintetik terdiri dari beberapa macam. Namun dalam laporan ini akan dikemukakan tiga macam hidrograf satuan sintetik yaitu :

- Hidrograf satuan sintetik Snyder

Pada tahun 1938, F.F. Snyder yang berasal dari Amerika, telah mengembangkan rumus empiris dengan koefisien empiris yang menghubungkan unsur-unsur hidrograf satuan dengan karakteristik daerah pengaliran. (CD. Soemarto, 1987). Unsur-unsur tersebut adalah luas daerah pengaliran, panjang aliran utama, jarak antara titik berat daerah pengaliran dengan pelepasan (*outlet*) yang diukur sepanjang aliran utama.



Gambar 2.9. HSS Snyder

Snyder merumuskan hubungan tersebut yang menghasilkan beberapa formula, diantaranya :

$$\tau_p = C_t (L * L_c)^{0,3}$$

$$tr = \frac{\tau_p}{5,5}$$

$$Qp = 2,78 \left(\frac{Cp.A}{\tau_p} \right)$$

$$Tp = \frac{72 + 3Tp}{24}$$

Koefisien C_t dan C_p harus ditentukan secara empirik, karena besarnya berubah-ubah antara daerah satu dengan yang lainnya. Dalam sistem metrik besarnya C_t antara 0,75 dan 3, sedangkan C_p berada antara 0,90 hingga 1,40. Penggunaan hidrograf sintetis Snyder di Indonesia mengalami beberapa modifikasi, hal ini dikarenakan untuk menyesuaikan kondisi daerah di Indonesia dengan kondisi daerah penelitian. Modifikasi yang dilakukan diantaranya adalah :

1. Pangkat 0,3 pada rumus diatas diganti dengan n, sehingga menjadi :

$$\tau_p = C_t (L.L_c)^n$$

2. tr pada rumus diatas diganti dengan te yang merupakan durasi curah hujan efektif, sedangkan $tr = 1$ jam

$$te = \frac{t_p}{5,5}$$

3. Hubungan te , tp , tr dan Tp adalah sebagai berikut :

Bila $te > tr$ maka $t'p = tp + 0,25 (tr - te)$, sehingga $Tp = t'p + 0,5$ dan bila $te < tr$ maka $Tp = tp + 0,5$

4. $q_p = 0,278 \frac{C_p}{T_p}$ dan $Q_p = q_p \cdot A$ untuk hujan 1 mm/jam

dimana :

- q_p = puncak hidrograf satuan ($m^3/det/mm/km^2$)
- Q_p = debit puncak ($m^3/det/mm$)
- t_p = waktu antara titik berat curah hujan hingga puncak (*Time Lag*) dalam jam
- T_p = waktu yang diperlukan antara permulaan hujan hingga mencapai puncak hidrograf (CD. Soemarto, 1995)

- Hidrograf Satuan Nakayasu

Nakayasu yang berasal dari Jepang telah menyelidiki hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang. Hidrograf satuan sintetik ini banyak digunakan dalam perencanaan bendungan dan perbaikan sungai di proyek Brantas (Jawa Timur). Akan tetapi hidrograf satuan ini juga terdapat penyimpangan yang cukup besar jika dibandingkan dengan hidrograf satuan terukur (Sri Harto, 1993). Rumus yang dihasilkan adalah sebagai berikut :

$$C_p = \frac{C.A.R_o}{3,6(0,3.T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots (2.86)$$

dimana :

- Q_p = debit puncak banjir (m^3/det)
- R_o = hujan satuan (mm)
- T_p = tenggang waktu (time lag) dari permulaan hujan hingga puncak banjir (jam)
- $T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \dots\dots\dots (2.87)$$

- dimana : Q_a = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m^3/det)
- t = waktu (jam)

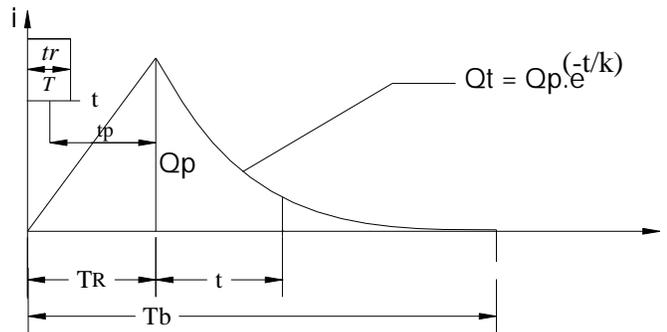
- Hidrograf Satuan GAMA I

Cara ini dipakai sebagai upaya memperoleh hidrograf satuan suatu DAS yang belum pernah diukur. Dengan pengertian lain tidak tersedia data pengukuran debit maupun data AWLR (*Automatic Water Level Recorder*) pada suatu tempat tertentu dalam sebuah DAS yang tidak ada stasiun hidrometernya (Soemarto, 1999).

Cara ini dikembangkan oleh Synder pada tahun 1938 yang memanfaatkan parameter DAS untuk memperoleh hidrograf satuan sintetik. Hal tersebut didasarkan pada pemikiran bahwa pengalihragaman hujan menjadi aliran baik pengaruh translasi maupun tampungannya dapat dijelaskan dipengaruhi oleh sistem DAS-nya. Hidrograf satuan Sintetik Gama I dibentuk oleh empat variabel pokok yaitu waktu naik (T_R), debit puncak (Q_p), waktu dasar (T_B) dan koefisien tumpungan (k) (Sri Harto, 1993).

Kurva naik merupakan garis lurus, sedangkan kurva turun dibentuk oleh persamaan sebagai berikut :

$$Q_t = Q_p \cdot e^{\left(\frac{-t}{k}\right)} \dots\dots\dots (2.88)$$



Gambar 2.10. Sketsa Hidrograf satuan sintetik Gama I

dimana :

- Q_t = debit yang diukur dalam jam ke-t sesudah debit puncak dalam (m^3/det)
- Q_p = debit puncak dalam (m^3/det)
- t = waktu yang diukur dari saat terjadinya debit puncak (jam)
- k = koefisien tumpungan dalam jam

Waktu naik (T_R)

$$T_R = 0,43 \left(\frac{L}{100.SF} \right)^3 + 1,0665SIM + 1,2775 \dots \dots \dots (2.89)$$

dimana :

- T_R = waktu naik (jam)
- L = panjang sungai (km)
- SF = faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat I dengan panjang sungai semua tingkat
- SIM = faktor simetri ditetapkan sebagai hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas relatif DAS sebelah hulu (RUA)
- WF = faktor lebar adalah perbandingan antara lebar DAS yang diukur dari titik di sungai yang berjarak 0,75 L dan lebar DAS yang diukur dari titik yang berjarak 0,25 L dari tempat pengukuran, lihat Gambar 2.11.

Debit puncak (Q_p)

$$Q_p = 0,1836A^{0,5886} .TR^{-0,4008} .JN^{0,5886} \dots \dots \dots (2.90)$$

dimana :

- Q_p = debit puncak (m³/det)
- JN = jumlah pertemuan sungai yaitu jumlah seluruh pertemuan sungai di dalam DAS
- T_R = waktu naik (jam)
- A = luas DAS (km²).

Waktu dasar (T_B)

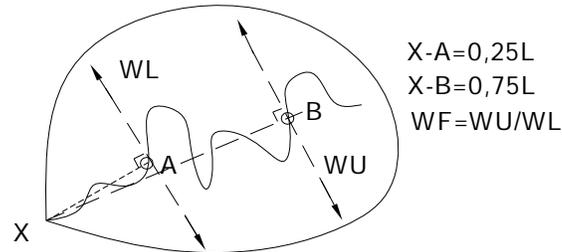
$$T_B = 27,4132 .TR^{0,1457} .S^{-0,0986} .SN^{0,7344} RUA^{0,2574} \dots \dots \dots (2.91)$$

dimana :

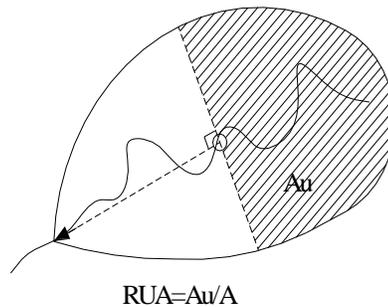
- T_B = waktu dasar (jam)
- T_R = waktu naik (jam)
- S = landai sungai rata-rata
- SN = nilai sumber adalah perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat 1(satu) dengan jumlah sungai semua tingkat untuk penetapan tingkat sungai

BAB II DASAR TEORI

RUA = luas DAS sebelah hulu (km^2), yaitu perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS (Au), dengan luas seluruh DAS, lihat Gambar 2.12



Gambar 2.11. Sketsa Penetapan WF



Gambar 2.12. Sketsa Penetapan RUA

dimana :

- WU = Lebar DAS diukur di titik sungai berjarak 0,75 L dari titik kontrol (km)
 WL = Lebar DAS diukur di titik sungai berjarak 0,25 L dari titik kontrol (km)
 A = Luas Daerah Aliran Sungai (km^2)
 AU = Luas Daerah Aliran Sungai di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara titik kontrol dengan titik dalam sungai, dekat titik berat DAS (km^2)
 H = Beda tinggi antar titik terjauh sungai dengan titik kontrol (m)
 WF = WU/WL
 RUA = AU/DAS
 SN = $Jml L_1/L$
= Nilai banding antara jumlah segmen sungai tingkat satu dengan jumlah segmen sungai semua tingkat
= Kerapatan jaringan = Nilai banding panjang sungai dan luas DAS

JN = Jumlah pertemuan anak sungai didalam DAS

Koefisien tampungan(k)

$$k = 0,5617 \cdot A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \cdot SF^{-1,0897} \cdot D^{0,0452} \dots\dots\dots (2.92)$$

dimana :

A = Luas Daerah Aliran Sungai (km²)

S = Kemiringan Rata-rata sungai diukur dari titik kontrol

SF = Faktor sumber yaitu nilai banding antara panjang sungai tingkat satu dan jumlah panjang sungai semua tingkat

D = Jml L/DAS

Dalam pemakaian cara ini masih ada hal-hal lain yang perlu diperhatikan, di antaranya sebagai berikut :

1. Penetapan hujan efektif untuk memperoleh *hidrograf* dilakukan dengan menggunakan indeks-infiltrasi. Φ index adalah menunjukkan laju kehilangan air hujan akibat dipresion storage, infiltrasi dan sebagainya. Untuk memperoleh indeks ini agak sulit, untuk itu dipergunakan pendekatan tertentu (Barnes, 1959). Perkiraan dilakukan dengan mempertimbangkan pengaruh parameter DAS yang secara hidrologi dapat diketahui pengaruhnya terhadap indeks infiltrasi (Sri Harto, 1993):

Persamaan pendekatannya adalah sebagai berikut :

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} (A/SN)^4 \dots\dots\dots (2.93)$$

2. Untuk memperkirakan aliran dasar digunakan persamaan pendekatan berikut ini. Persamaan ini merupakan pendekatan untuk aliran dasar yang tetap, besarnya dapat dihitung dengan rumus :

$$Q_b = 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \dots\dots\dots (2.94)$$

dimana :

Q_b = aliran dasar

A = luas DAS (km²)

D = kerapatan jaringan kuras (*drainage density*) atau indeks kerapatan sungai yaitu perbandingan jumlah panjang sungai semua tingkat dibagi dengan luas DAS

2.2.5.7 Model HEC-HMS

Selain menggunakan metode-metode yang telah dijabarkan di atas, debit puncak banjir dapat diperkirakan dengan program komputer. Untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini, digunakan metode HEC-HMS karena pengoperasiannya menggunakan sistem yang dapat digunakan sejalan dengan “*Windows Environment*” sehingga penyiapan data, eksekusi model dan melihat hasilnya dapat dalam berbagai bentuk (dalam bentuk tabel dan grafik satuan waktu) yang dapat dilakukan dalam model ini (Suseno Darsono, 2006). Peta *background* dan data daerah tangkapan air dapat dengan mudah dimasukkan kedalam model dengan teknologi *Geographic Information System (GIS)* dan *Computer Aided Design (CAD)*.

HEC-HMS adalah *software* yang dikembangkan oleh *U.S Army Corps of Engineering*. Software ini digunakan untuk analisa hidrologi dengan mensimulasikan proses curah hujan dan limpasan langsung (*run off*) dari sebuah wilayah sungai. HEC-HMS di desain untuk bisa diaplikasikan dalam area geografik yang sangat luas untuk menyelesaikan masalah, meliputi suplai air daerah pengaliran sungai, hidrologi banjir dan limpasan air di daerah kota kecil ataupun kawasan tangkapan air alami. Hidrograf satuan yang dihasilkan dapat digunakan langsung ataupun digabungkan dengan software lain yang digunakan dalam ketersediaan air, drainase perkotaan, ramalan dampak urbanisasi, desain pelimpah, pengurangan kerusakan banjir, regulasi penanganan banjir, dan sistem operasi hidrologi (*U.S Army Corps of Engineering, 2001*).

Model HEC – HMS dapat memberikan simulasi hidrologi dari puncak aliran harian untuk perhitungan debit banjir rencana dari suatu DAS (Daerah Aliran Sungai). Model HEC-HMS mengemas berbagai macam metode yang digunakan dalam analisa hidrologi. Dalam pengoperasiannya menggunakan basis sistem *windows*, sehingga model ini menjadi mudah dipelajari dan mudah untuk digunakan, tetapi tetap dilakukan dengan pendalaman dan pemahaman dengan model yang digunakan. Di dalam model HEC-HMS mengangkat teori klasik hidrograf satuan untuk digunakan dalam permodelannya, antara lain hidrograf satuan sintetik Synder, Clark, SCS, ataupun kita dapat mengembangkan hidrograf satuan lain dengan menggunakan fasilitas *user define hydrograph (U.S Army Corps of Engineering, 2001)*. Sedangkan untuk menyelesaikan analisis hidrologi ini, digunakan hidrograf satuan sintetik dari SCS (*soil conservation service*) dengan menganalisa beberapa parameternya, maka hidrograf ini dapat disesuaikan dengan kondisi di Pulau Jawa.

Konsep dasar perhitungan dari model HEC-HMS adalah data hujan sebagai input air untuk satu atau beberapa sub daerah tangkapan air (sub basin) yang sedang dianalisa. Jenis datanya berupa intensitas, volume, atau komulatif volume hujan. Setiap sub basin dianggap sebagai suatu tandon yang non linier dimana inflownya adalah data hujan. Aliran permukaan, infiltrasi, dan penguapan adalah komponen yang keluar dari sub basin (Suseno Darsono, 2006).

Langkah-langkah pengerjaan estimasi debit banjir pada daerah tangkapan hujan dengan model HEC-HMS dijabarkan dibawah ini:

2.2.5.7.1 Basin Model (Model Daerah Tangkapan Air)

Pada basin model tersusun atas gambaran fisik daerah tangkapan air dan sungai. Elemen-elemen hidrologi berhubungan dengan jaringan yang mensimulasikan proses limpasan permukaan langsung (*run off*). Elemen-elemen yang digunakan untuk mensimulasikan limpasan adalah *subbasin*, *reach*, dan *junction*. Pemodelan hidrograf satuan memiliki kelemahan pada luas area yang besar, maka perlu dilakukan pemisahan area basin menjadi beberapa sub basin berdasarkan percabangan sungai dan perlu diperhatikan batas-batas luas daerah yang berpengaruh pada DAS tersebut.

Pada basin model ini dibutuhkan sebuah peta *background* yang bisa di-*import* dari GIS (*Geografic Information System*) ataupun CAD (*Computer Aided Design*). Untuk Autocad dibutuhkan *patch* (tambalan) untuk bisa meng-*export* gambar menjadi berakhiran “.map”. Elemen-elemen yang digunakan untuk mensimulasikan limpasan adalah *subbasin*, *reach*, dan *junction*.

2.2.5.7.1.1 Sub Basin Loss Rate Method (Proses kehilangan air)

Loss rate method adalah pemodelan untuk menghitung kehilangan air yang terjadi karena proses infiltrasi dan pengurangan tampungan. Metode yang digunakan pemodelan ini adalah *Initial and Constant Loss Method*. Konsep dasar dari metode ini memperhitungkan rata-rata kehilangan air hujan yang terjadi selama hujan berlangsung. Infiltrasi merupakan hasil dari proses penyerapan air hujan oleh permukaan tanah, sedang pengurangan tampungan akibat dari perbedaan topografi pada suatu DAS. Air hujan yang jatuh akan diinfiltrasi atau dievaporasikan, hal ini akan sangat berpengaruh pada debit banjir yang akan mengalir pada

BAB II DASAR TEORI

sungai tersebut. Metode ini terdiri dari satu parameter (*Constant Rate*) dan satu kondisi yang telah ditentukan (*Initial Loss*), yang menggambarkan keadaan fisik DAS seperti tanah dan tata guna lahan. Dalam penentuannya digunakan Tabel 2.14 – 2.18.

Ada 5 metode perhitungan infiltrasi disertakan, pada Tugas Akhir ini digunakan cara perhitungan dari SCS. SCS mengembangkan parameter curve number empiris yang mengasumsikan berbagai faktor dari lapisan tanah, tata guna lahan, dan porositas untuk menghitung total limpasan curah hujan (Ponce and Hawkins, 1996).

SCS Curve Number terdiri dari beberapa parameter yang harus diinput yaitu *initial loss* atau nilai infiltrasi awal, SCS Curve Number, dan imperviousness (kekedapan air). Untuk nilai infiltrasi awal dan SCS Curve Number dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 2.14. *Runoff curve numbers for urban areas*

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type and hydrologic condition	Average percent impervious area ²	A	B	C	D
<i>Fully developed urban areas</i>					
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.) ³ :					
Poor condition (grass cover < 50%)		68	79	86	89
Fair condition (grass cover 50% to 75%)		49	69	79	84
Good condition (grass cover > 75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Paved; open ditches (including right-of-way)		83	89	92	93
Gravel (including right-of-way)		76	85	89	91
Dirt (including right-of-way)		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
Natural desert landscaping (pervious areas only) ⁴		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-inch sand or gravel mulch and basin borders)		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial and business	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size					
1/8 acre or less (town houses)	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
2 acre	12	46	65	77	82
<i>Developing urban areas</i>					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation) ⁵		77	86	91	94
Idle lands (CN's are determined using cover types similar to those in table 2-2c)					

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.25$.

² The average percent impervious area shown was used to develop the composite CN's. Other assumptions are as follows: impervious areas are directly connected to the drainage system, impervious areas have a CN of 98, and pervious areas are considered equivalent to open space in good hydrologic condition. CN's for other combinations of conditions may be computed using figure 2-3 or 2-4.

³ CN's shown are equivalent to those of pasture. Composite CN's may be computed for other combinations of open space cover type.

⁴ Composite CN's for natural desert landscaping should be computed using figures 2-3 or 2-4 based on the impervious area percentage (CN = 98) and the pervious area CN. The pervious area CN's are assumed equivalent to desert shrub in poor hydrologic condition.

⁵ Composite CN's to use for the design of temporary measures during grading and construction should be computed using figure 2-3 or 2-4, based on the degree of development (imperviousness area percentage) and the CN's for the newly graded pervious areas.

(Sumber: Suseno Darsono, 2006)

Tabel 2.15. *Runoff curve numbers for cultivated agricultural lands*

Cover description			Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type	Treatment ²	Hydrologic condition ³	A	B	C	D
Fallow	Bare soil	–	77	86	91	94
	Crop residue cover (CR)	Poor	76	85	90	93
		Good	74	83	88	90
Row crops	Straight row (SR)	Poor	72	81	88	91
		Good	67	78	85	89
	SR + CR	Poor	71	80	87	90
		Good	64	75	82	85
	Contoured (C)	Poor	70	79	84	88
		Good	65	75	82	86
	C + CR	Poor	69	78	83	87
		Good	64	74	81	85
	Contoured & terraced (C & T)	Poor	66	74	80	82
		Good	62	71	78	81
C & T + CR	Poor	65	73	79	81	
	Good	61	70	77	80	
Small grain	SR	Poor	65	76	84	88
		Good	63	75	83	87
	SR + CR	Poor	64	75	83	86
		Good	60	72	80	84
	C	Poor	63	74	82	85
		Good	61	73	81	84
	C + CR	Poor	62	73	81	84
		Good	60	72	80	83
	C & T	Poor	61	72	79	82
		Good	59	70	78	81
C & T + CR	Poor	60	71	78	81	
	Good	58	69	77	80	
Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow	SR	Poor	66	77	85	89
		Good	58	72	81	85
	C	Poor	64	75	83	85
		Good	55	69	78	83
	C & T	Poor	63	73	80	83
		Good	51	67	76	80

¹ Average runoff condition, and Ia = 0.2S.

² Crop residue cover applies only if residue is on at least 5% of the surface throughout the year.

³ Hydrologic condition is based on combination of factors that affect infiltration and runoff, including (a) density and canopy of vegetative areas, (b) amount of year-round cover, (c) amount of grass or close-seeded legumes in rotations, (d) percent of residue cover on the land surface (good ≥ 20%), and (e) degree of surface roughness.

Good: Factors impair infiltration and tend to increase runoff.

Poor: Factors encourage average and better than average infiltration and tend to decrease runoff.

(Sumber: Suseno Darsono, 2006)

Tabel 2.16. *Runoff curve numbers for other agricultural lands*

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type and hydrologic condition	Hydrologic condition	A	B	C	D
Pasture, grassland, or range – continuous forage for graving. ²	Poor	68	79	86	89
	Fair	49	69	79	84
	Good	39	61	74	80
Meadow – continuous grass, protected from grazing and generally mowed for hay.	–	30	58	71	78
Brush – brush-weed mixture with brush the major element. ³	Poor	48	67	77	83
	Fair	35	56	70	77
	Good	30 ⁴	48	65	73
Woods – grass combination (orchard or tree farm). ⁵	Poor	57	73	82	86
	Fair	43	65	76	82
	Good	32	58	72	79
Woods. ⁶	Poor	45	66	77	83
	Fair	36	60	73	79
	Good	30 ⁴	55	70	77
Farmsteads – buildings, lanes, driveways, and surrounding lots.	–	59	74	82	86

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.25$.

² *Poor*: <50% ground cover or heavily grazed with no mulch.
Fair: 50 to 75% ground cover and not heavily grazed.
Good: >75% ground cover and lightly or only occasionally grazed.

³ *Poor*: <50% ground cover.
Fair: 50 to 75% ground cover.
Good: >75% ground cover.

⁴ Actual curve number is less than 30; use CN=30 for runoff computations.

⁵ CN's shown were computed for areas with 50% woods and 50% grass (pasture) cover. Other combinations of conditions may be computed from the CN's for woods and pasture.

⁶ *Poor*: Forest litter, small trees, and brush are destroyed by heavy grazing or regular burning.
Fair: Woods are grazed but not burned, and some forest litter covers the soil.
Good: Woods are protected from grazing, and litter and brush adequately cover the soil.

(Sumber: Suseno Darsono, 2006)

Tabel 2.17. *Runoff curve numbers for arid and semiarid*

Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type	Hydrologic condition ²	A ³	B	C	D
Herbaceous – mixture of grass, weeds, and low-growing brush, with brush the minor element.	Poor	80	87	93	
	Fair	71	81	89	
	Good	62	74	85	
Oak-aspen – mountain brush mixture of oak brush, aspen, mountain mahogany, bitter brush, maple, and other brush	Poor	66	74	79	
	Fair	48	57	63	
	Good	30	41	48	
Pinyon-juniper – pinyon, juniper, or both; grass understory.	Poor	75	85	89	
	Fair	58	73	80	
	Good	41	61	71	
Sagebrush with grass understory.	Poor	67	80	85	
	Fair	51	63	70	
	Good	35	47	55	
Desert shrub – major plants include saltbrush, greasewood, creosotebush, blackbrush, bursage, palo verde, mesquite, and cactus.	Poor	63	77	85	88
	Fair	55	72	81	86
	Good	49	68	79	84

¹ Average runoff condition, and $I_a = 0.25$.

² *Poor*: <30% ground cover (litter, grass, and brush overstory).
Fair: 30 to 70% ground cover.
Good: >70% ground cover.

³ Curve numbers for group A have been developed only for desert shrub.

(Sumber: Suseno Darsono, 2006)

Tabel 2.18. *SCS soil group and infiltration (loss) rates*

Soil group	Description	Range of loss rates (in/hr)
A	Deep sand, deep loess, aggregated silts	0.30-0.45
B	Shallow loess, sandy loam	0.15-0.30
C	Clay loams, shallow sandy loam, soils low in organic content, and soils usually high in clay	0.05-0.15
D	Soils that swell significantly when wet, heavy plastic clays, and certain saline soils	0.00-0.05

(Sumber: Suseno Darsono, 2006)

2.2.5.7.1.2 Sub Basin Transform (Transformasi hidrograf satuan limpasan)

Transform adalah pemodelan metode hidrograf satuan yang digunakan. Unit hidrograf merupakan metode yang sangat familiar dan dapat diandalkan. Di HEC-HMS, hidrograf SCS dapat digunakan dengan mudah, parameter utama yang dibutuhkan adalah waktu lag yaitu tenggang waktu (*time lag*) antara titik berat hujan efektif dengan titik berat hidrograf. Parameter ini didasarkan pada data dari beberapa daerah tangkapan air pertanian. Waktu lag didapat sama dengan 0,6 kali waktu konsentrasi (E.E. Daniil, S.N. Michaas, 2005). Parameter tersebut dibutuhkan untuk menghitung puncak dan waktu hidrograf, secara otomatis model SCS akan membentuk ordinat-ordinat untuk puncak hidrograf dan fungsi waktu.

Time lag (t_p) dapat dicari dengan rumus :

$$t_p = 0,6 \times T_c \quad \dots\dots\dots (2.95)$$

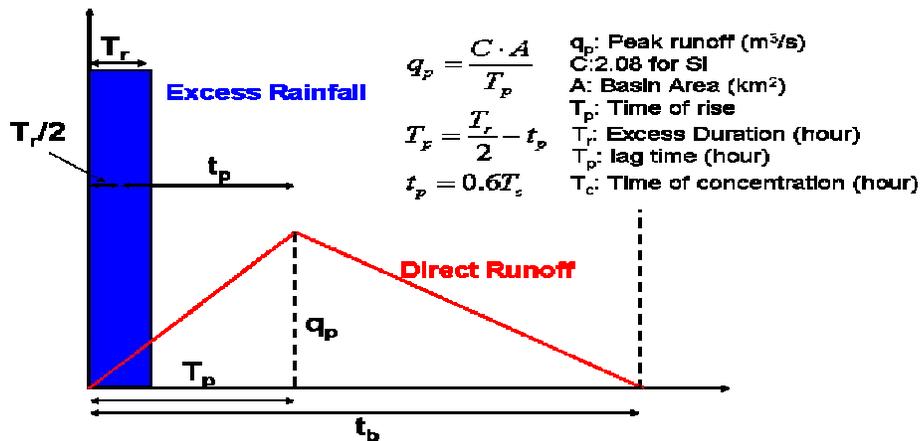
$$T_c = 0,01947 \times L^{0,77} \times S^{-0,385} \quad \dots\dots\dots (2.96)$$

dimana :

L = Panjang lintasan maksimum (m)

S = Kemiringan rata-rata

Tc = Waktu konsentrasi (menit)



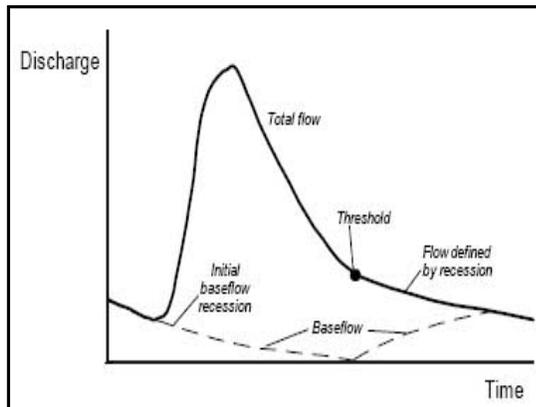
Gambar 2.13. Unit Hidrograf SCS

2.2.5.7.1.3 Sub Basin Baseflow Method (Proses Aliran Dasar)

Baseflow dapat diartikan sebagai aliran dasar, model ini digunakan untuk menggambarkan aliran dasar yang terjadi pada saat limpasan, sehingga dapat dihitung tinggi puncak hidrograf yang terjadi. Metode *Sub Basin Baseflow* ini dapat dimodelkan dengan

salah satu dari tiga metode yang berbeda, yaitu *Constant Monthly*, *Linear Reservoir*, dan *Recession*. Metode *Constant Monthly* atau *Recession* dapat digunakan secara umum pada *subbasin*. Pada pemodelan digunakan metode *recession* (resesi) dengan anggapan bahwa aliran dasar selalu ada dan memiliki puncak hidrograf pada satu satuan waktu dan mempunyai keterkaitan dengan curah hujan (presipitasi).

Parameter yang digunakan dalam model resesi ini adalah *Initial Flow*, *Recession Ratio*, dan *Threshold Flow*. *Initial Flow* merupakan nilai aliran dasar awal yang dapat dihitung atau dari data observasi, *Recession Ratio Constant* adalah nilai rasio antara aliran yang terjadi sekarang dan kemarin secara konstan, yang memiliki nilai 0 sampai 1. Sedangkan *Threshold Flow* adalah nilai ambang pemisah aliran limpasan dan aliran dasar. Untuk menghitung aliran ini dapat digunakan cara eksponensial atau diasumsikan dengan nilai besar rasio dari puncak ke puncak (*peak to peak*) (US Army Corps of Engineering, 2001).



Gambar 2.14. Recession Method pada pemodelan baseflow

2.2.5.7.1.4 Reach (Penghubung antar simpul)

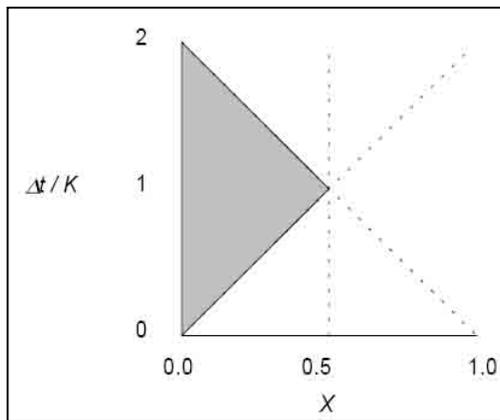
Reach merupakan pemodelan yang menggambarkan metode penelusuran banjir (*flood routing*). Dalam pembuatan tugas akhir ini, penulis menggunakan metode *Muskingum* untuk menggambarkan hidrograf penelusuran banjir. Parameter yang dibutuhkan yaitu *Muskingum x* dan *Muskingum k*. Konstanta penelusuran *k* dan *x* ditentukan secara empiris dari pengamatan debit masuk dan debit keluar dalam waktu yang bersamaan. Faktor *x* merupakan faktor penimbang yang besarnya berkisar antara 0 sampai dengan 1, biasanya lebih kecil dari 0,5 dan dalam banyak hal besarnya kira-kira sama dengan 0,3 serta tidak berdimensi. Karena *S* memiliki dimensi volume, sedangkan *I* dan *Q* berdimensi debit maka *k*

harus dinyatakan dalam dimensi waktu (jam atau hari). Persamaan yang menyangkut hubungan debit masuk dan debit keluar, dengan konstanta k dan x adalah sebagai berikut :

$$S = k [x \cdot I + (1 - x) Q]$$

Sebagai langkah lanjut untuk mendapatkan x dan k, digambar grafik yang menyatakan hubungan antara S dengan $[x \cdot I + (1 - x) Q]$, yaitu dengan memasukkan berbagai harga x sedemikian rupa hingga didapatkan garis yang mendekati garis lurus (Soemarto, 1987).

US Army Corps of Engineer memberikan batas-batas yang mudah dikerjakan untuk parameter k dan x serta komputasi jangka waktu (Δt) dalam *Muskingum Model*. Kombinasi k dan x harus dipilih tepat dan jatuh pada batas yang tergradasi.



Gambar 2.15. Metode Muskingum pada elemen reach

2.2.5.7.2 Meteorologic Model (Model data curah hujan)

Meteorologic Model merupakan masukan data curah hujan (presipitasi) efektif dapat berupa 5 menitan atau jam-jaman. Desain hyetograph harus didasarkan pencatatan kejadian hujan nyata. Perlu diperhatikan curah hujan kawasan diperoleh dari hujan rata-rata metode *thiessen* dengan memperhatikan pengaruh stasiun-stasiun curah hujan pada kawasan tersebut. Curah hujan jam-jaman tersebut dapat digambarkan menjadi sebuah *stage hyetograph*.

2.2.5.7.3 Run Configuration (Konfigurasi eksekusi data)

Setelah semua variabel masukan diatas dimasukkan, untuk mengeksekusi pemodelan agar dapat berjalan, maka *basin model* dan *meteorologic model* harus disatukan. Hasil eksekusi metode ini dapat dilihat dalam grafik dan nilai outputnya. Hasil output ini merupakan debit banjir rencana untuk periode ulang 50 tahunan. Untuk melihat hasil grafik

limpasan atau tabel dapat langsung dengan mengklik elemen, simpul maupun penghubung elemen.

2.2.5.8 Analisa Perhitungan Besarnya Laju Erosi

Perkembangan mengenai perumusan persamaan erosi dimulai sejak tahun 1940-an, diawali dengan prediksi kehilangan tanah di suatu lahan pertanian. Perkiraan besarnya erosi terkait oleh faktor-faktor topografi, geologi, vegetasi dan meteorologi. Persamaan perhitungan erosi dikembangkan lagi agar memperoleh suatu metode yang bersifat umum. *Universal Soil Loss Equation* (USLE) dikembangkan pertama kali di USDA-SCS (*United State Department of Agriculture-Soil Conservation Services*) bekerjasama dengan Universitas Purdue oleh Wischmeier and smith, 1965 (dalam Morgan, 1988). USLE memungkinkan perencanaan memprediksi laju erosi rata-rata lahan tertentu pada suatu kemiringan dengan pola hujan tertentu untuk setiap macam jenis tanah dan penerapan pengelolaan tanah (tindakan konservasi lahan). USLE dirancang untuk memprediksi erosi jangka panjang dari erosi lembar (*sheet erosion*) dan erosi alur dibawah kondisi tertentu (Suripin, 2002).

Selain USLE, terdapat beberapa model perhitungan laju erosi. Diantara model-model tersebut adalah sebagai berikut (dalam Sandra, David, Thomas,1995):

1. *Sediment Delivery Ratio (SDR)*

Pada kasus tertentu seperti terutama untuk daerah tangkapan air yang belum diketahui besarnya komponen-komponen rumus USLE, perlu dilakukan perkiraan nilai erosi yang lebih sederhana tetapi masih bisa dipertanggungjawabkan hasilnya. Cara perkiraan besarnya erosi yang dimaksud adalah dengan memanfaatkan data debit, muatan sedimen, berat jenis tanah dan nisbah pelepasan sedimen (*Sediment Delivery Ratio*, SDR). Metode ini kemudian dikenal sebagai metode SDR.

2. *Revised Universal Soil Loss Equation (RUSLE)*

Revised Universal Soil Loss Equation (RUSLE) dikembangkan oleh USDA Agricultural research service. Model ini meningkatkan keakuratan dari model sebelumnya yaitu Teori USLE. Dalam mengestimasi atau memperkirakan efek yang timbul akibat berbagai sistem konservasi tanah pada lahan rawan erosi. Sampai sekarang model RUSLE masih belum sepenuhnya sempurna.

3. *Nonpoint Source Pollutant Models (NPS)*

Model NPS dikembangkan untuk menyediakan metode simulasi erosi tanah dan transportasi polusi *nonpoint* yang konsisten. Pada bulan Juli tahun 1976, sebuah model dikembangkan oleh Anthoni S. Donigian dan Norman H. Crawford. Hasil dari model yang mereka kembangkan itulah yang disebut NPS. NPS menggunakan beberapa program untuk mempresentasikan respon hidrologi dari *watershed* atau areal aliran air dan hal lain seperti akumulasi salju dan lelehan, proses akumulasi, perkembangan dan musnahnya polutan di permukaan tanah. Pada dasarnya model ini digunakan untuk memprediksi polusi yang terjadi pada sebuah *watershed*, namun demikian juga dapat digunakan untuk memprediksi erosi sedimen.

NPS terdiri atas tiga komponen utama, diantaranya menggunakan program LANDS dan QUAL. LANDS sendiri merupakan sebuah modul yang diambil dari *stanford watershed model*. Sedangkan QUAL merupakan sebuah *subroutine* yang mensimulasi proses erosi, akumulasi sedimen serta pemusnahan sedimen dan polutan pada permukaan tanah. Model ini dapat mensimulasikan run off sedimen tetapi membutuhkan beragam data dan cukup kompleks dalam aplikasinya.

4. *Watershed Erosion and Sediment Transport Model (WEST / ARM)*

Model WEST dikembangkan untuk mensimulasi dan memprediksi perpindahan air dan sedimen dari permukaan tanah yang melalui sistem aliran dari *watershed*. Perkembangan model WEST pada tahun 1979 merupakan gabungan antara model ARM yang dikembangkan tahun 1976 dan model CHANL. Model WEST ini merupakan kombinasi dari kedua model tersebut yang dihubungkan oleh sistem manajemen data yang sederhana. Model ARM sendiri mensimulasikan *land paths process* atau proses pembentukan alur daratan, sedangkan model CHANL mensimulasikan *in stream / channel process* atau proses aliran masuk pada saluran air.

Model WEST ini merupakan model simulasi yang sangat kompleks dengan perhitungan matematis yang sangat rumit. Hal lain yang menjadi kekurangan adalah bahwa model ini tidak dapat diaplikasikan dengan SIG. Namun demikian model ini memberikan hasil dengan tingkat ketepatan dan akurasi yang tinggi untuk memprediksi erosi dan yild sedimen.

5. *Storm Water Models (SWM)*

Storm Water Models (SWM) merupakan sebuah model yang dikembangkan untuk mendeskripsikan kualitas dan kuantitas dari *storm water* atau hujan lebat. Pada akhir-akhir ini model SWM banyak dikenal dalam bentuk model-model lain seperti *Stormwater Management Models (SWMM)*, *Storage Treatment Overflow Runoff Model (STORM)* dan *Hydrologyc Simulation Program Fortran (HSPF)*. Model-model tersebut pada dasarnya memiliki tiga komponen utama, yaitu:

- a) Overland Flow atau aliran permukaan, yaitu berupa kualitas dan kuantitas air pada aliran permukaan.
- b) Sistem drainase, seperti channel atau pipa saluran, dan *storage routing*.
- c) Receiving Water atau aliran masuk, yaitu kuantitas dan kualitas air yang masuk termasuk kadar polusinya.

Model SWM ini pada dasarnya lebih berorientasi pada lingkungan kota, yaitu khususnya pada prediksi perencanaan *stormwater*. Sedangkan untuk penggunaan pada prediksi erosi model ini kurang efektif. Model SWM ini dapat digunakan untuk menghitung *yield sediment*, akan tetapi model ini lebih membutuhkan waktu dan biaya yang besar dibandingkan dengan menggunakan model lain.

Teori USLE sendiri dalam aplikasinya memiliki enam variable. Kombinasi enam variabel tersebut adalah sebagai berikut :

$$E_a = R.K.LS.C.P \dots\dots\dots(2.97)$$

dimana :

E_a = banyaknya tanah tererosi per satuan luas per satuan waktu, yang dinyatakan sesuai dengan satuan K dan periode R yang dipilih, dalam praktek dipakai satuan ton/ha/tahun.

R = merupakan faktor erosivitas hujan dan aliran permukaan, yaitu jumlah satuan indeks erosi hujan, yang merupakan perkalian antara energi hujan total (E) dengan intensitas hujan maksimum 30 menit (I_{30}) untuk suatu tempat dibagi 100, biasanya diambil energi hujan tahunan rata-rata sehingga diperoleh perkiraan tanah tahunan dalam N/h dengan menggunakan model matematis

yang dikembangkan oleh Utomo dan Mahmud (dalam Suresh, 1997), dalam satuan KJ/ha.

- K = faktor erodibilitas tanah, yaitu laju erosi per indeks erosi hujan (R) untuk suatu jenis tanah tertentu dalam kondisi dibajak dan ditanami terus menerus, yang diperoleh dari petak percobaan yang panjangnya 22,13 m dengan kemiringan seragam sebesar 9% tanpa tanaman, dalam satuan ton/KJ.
- LS = faktor panjang kemiringan lereng (*length of slope factor*), yaitu nisbah antara besarnya erosi per indeks erosi dari suatu lahan dengan panjang dan kemiringan lahan tertentu terhadap besarnya erosi dari plot lahan dengan panjang 22,13 m dan kemiringan 9% di bawah keadaan yang identik, tidak berdimensi.
- C = faktor tanaman penutup lahan dan manajemen tanaman, yaitu nisbah antara besarnya erosi dari suatu lahan dengan penutup tanaman dan manajemen tanaman tertentu terhadap lahan yang identik tanpa tanaman, tidak berdimensi.
- P = faktor tindakan konservasi praktis yaitu nisbah antara besarnya dari lahan dengan tindakan konservasi praktis dengan besarnya erosi dari tanah yang diolah searah lereng dalam keadaan yang identik, tidak berdimensi.

Perkiraan laju sedimentasi dalam studi ini dimaksudkan untuk memperoleh angka sedimentasi dalam satuan m^3 /tahun, guna memberikan perkiraan angka yang lebih pasti untuk penentuan ruang sedimen. Perhitungan perkiraan laju sedimentasi meliputi :

1. Erosivitas Hujan

Penyebab utama erosi tanah adalah pengaruh pukulan air hujan pada tanah. Hujan menyebabkan erosi tanah melalui dua jalan, yaitu pelepasan butiran tanah oleh pukulan air hujan pada permukaan tanah dan kontribusi hujan terhadap aliran.

Sifat-sifat curah hujan yang mempengaruhi erosivitas adalah besarnya butir-butir hujan, dan kecepatan tumbukannya. Jika dikalikan akan diperoleh :

$$M = m v \dots\dots\dots(2.98)$$

$$E = \frac{1}{2} m v^2 \dots\dots\dots(2.99)$$

dimana :

M = momentum (kg.m/s)

m = massa butir hujan (kg)

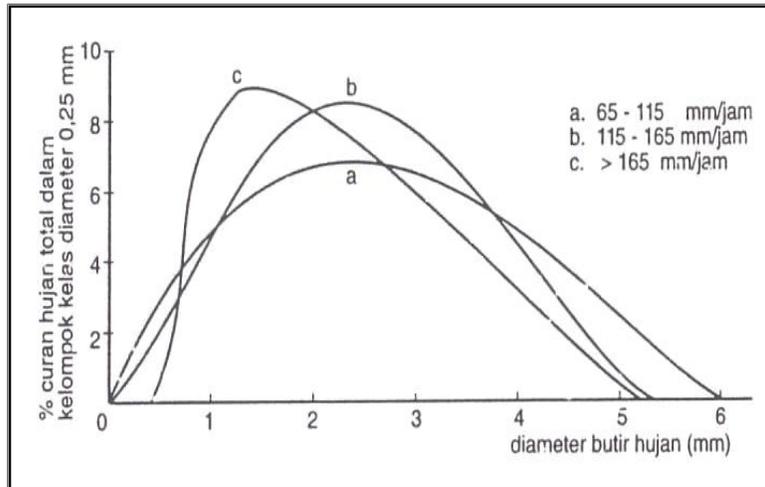
v = kecepatan butir hujan, yang diambil biasanya kecepatan pada saat terjadi tumbukan, atau dinamakan kecepatan terminal (m/s)

E = energi kinetik (joule/m²)

Momentum dan energi kinetik, keduanya dapat dihubungkan dengan tumbukan butir-butir air hujan terhadap tanah, tetapi kebanyakan orang lebih menyukai menggunakan energi kinetik untuk dihubungkan dengan erosivitas.

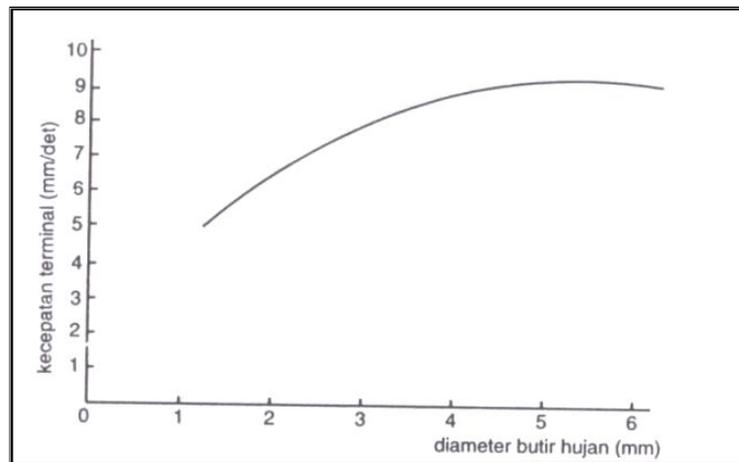
Energi kinetik curah hujan dapat diperoleh pertama-tama dengan menganalisis grafik hubungan intensitas curah hujan dengan waktu (*pluviograph*). Grafik tersebut harus dipotong-potong menjadi blok-blok yang intensitas hujannya hampir konstan selama selang waktu. Besarnya butir-butir air rata-rata didapat dari Grafik 2.18 yang diambil dari bukunya Hudson, *Soil Conservation*, 1971 (dalam Soemarto, C.D., 1999) yang menunjukkan distribusi statistik butir-butir air yang jatuh ketika hujan dengan intensitas yang berbeda-beda. Untuk mencari kecepatan butir-butir air diambil berdasarkan percobaan yang dilakukan oleh Laws, 1941 (dalam Soemarto, C.D., 1999) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.16, sedangkan untuk energi kinetiknya diperoleh dari blok-blok hujan tertentu seperti tersebut diatas.

Gambar 2.17 memperlihatkan hasil studi yang juga dilakukan oleh Laws dalam mencari hubungan antara energi kinetik curah hujan dengan intensitas hujan. Masing-masing lengkung yang tertera pada gambar tersebut dibuat di beberapa negara oleh pelaksananya seperti berikut : Hudson di Rhodesia, Kelkar di india, Ker di Trinidad, Mihara di Jepang dan Wishmeyer di Amerika Serikat.



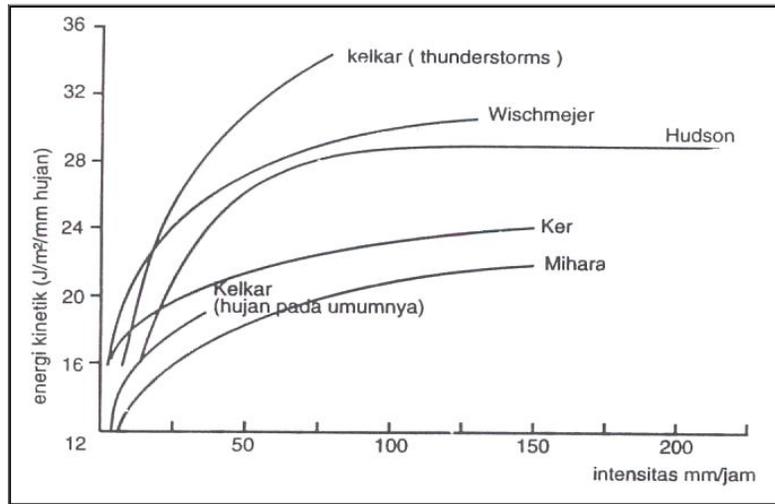
(Hudson, Soil Conservation, 1971 dalam Soemarto, C.D., 1999)

Gambar 2.16 Grafik hubungan intensitas hujan dan diameter butir hujan



(Laws, 1941 dalam Soemarto, C.D., 1999)

Gambar 2.17 Grafik kecepatan vertikal butir hujan berdasarkan diameter butirnya



(Laws, 1941 dalam Soemarto, C.D., 1999)

Gambar 2.18 Grafik hubungan energi kinetik butir dengan intensitas hujan

Untuk memperoleh energi kinetik total, angka energi kinetik per kejadian hujan dikalikan dengan ketebalan hujan (mm) yang jatuh selama periode pengamatan. Selanjutnya, hasil perkalian ini dijumlahkan. Untuk mendapatkan angka R, energi kinetik total tersebut diatas dikalikan dengan dua kali intensitas hujan maksimum 30 menit (I_{30}), yaitu merubah satuan intensitas hujan maksimum per 30 menit menjadi intensitas hujan maksimum per jam, kemudian dibagi dengan 100. Periode intensitas curah hujan dan intensitas hujan maksimum 30 menit dapat diperoleh dari hasil pencatatan curah hujan di lapangan.

Pada metode USLE, prakiraan besarnya erosi dalam kurun waktu per tahun (tahunan), dan dengan demikian, angka rata-rata faktor R dihitung dari data curah hujan tahunan sebanyak mungkin dengan menggunakan persamaan :

$$R = \sum_{i=1}^n EI / 100X \dots\dots\dots(2.100)$$

dimana :

- R = erosivitas hujan rata-rata tahunan
- n = jumlah kejadian hujan dalam kurun waktu satu tahun (musim hujan)
- X = jumlah tahun atau musim hujan yang digunakan sebagai dasar perhitungan

Besarnya EI proporsional dengan curah hujan total untuk kejadian hujan dikalikan dengan intensitas hujan maksimum 30 menit.

Faktor erosivitas hujan didefinisikan sebagai jumlah satuan indeks erosi hujan dalam setahun. Nilai R yang merupakan daya rusak hujan dapat ditentukan dengan persamaan yang dilaporkan Bols (1978) dengan menggunakan data curah hujan bulanan di 47 stasiun penakar hujan di Pulau Jawa dan Madura yang dikumpulkan selama 38 tahun. Persamaannya sebagai berikut (Asdak, 2002) :

$$R = \sum_{i=1}^n \frac{EI_{30}}{X} \dots\dots\dots(2.101)$$

$$EI_{30} = 6,119P_b^{1,211} \cdot N^{-0,474} \cdot P_{max}^{0,526} \dots\dots\dots(2.102)$$

dimana :

- R = indeks erosivitas hujan (KJ/ha/tahun)
- n = jumlah kejadian hujan dalam kurun waktu satu tahun
- EI_{30} = indeks erosi bulanan (KJ/ha)
- X = jumlah tahun yang digunakan sebagai dasar perhitungan
- P_b = curah hujan rata-rata tahunan(cm)
- N = jumlah hari hujan rata-rata per tahun
- P_{max} = curah hujan maksimum harian rata-rata (dalam 24 jam) per bulan untuk kurun waktu satu tahun

Sedangkan cara menentukan besarnya indeks erosivitas yang lain adalah seperti dilemukakan oleh Lenvain (DHV, 1989). Rumus matematis yang digunakan oleh Lenvain untuk menentukan faktor R tersebut didasarkan pada kajian erosivitas hujan dengan menggunakan data curah hujan dari beberapa tempat di Jawa. Rumusnya adalah sebagai berikut (Asdak, 2002) :

$$R = 2,21xP^{1,36} \dots\dots\dots(2.103)$$

dimana :

- R = indeks erosivitas hujan (KJ/ha/tahun)
- P = curah hujan bulanan (cm)

Cara menentukan besarnya indeks erosivitas hujan yang lain adalah dengan menggunakan metode matematis yang dikembangkan oleh Utomo dan Mahmud berdasarkan hubungan antara R dengan besarnya hujan tahunan.

Rumus yang digunakan adalah :

$$R = 237,4 + 2,61 P \dots\dots\dots(2.104)$$

dimana :

$R = EI_{30}$ (erosivitas hujan rata-rata tahunan) (N/h)

P = Besarnya curah hujan tahunan (cm)

Cara menentukan besarnya indeks erosivitas hujan yang terakhir ini lebih sederhana karena hanya memanfaatkan data curah hujan bulanan.

Tabel 2.19 Energi kinetik hujan dalam metrik ton-meter per hektar per cm hujan

Intensitas (cm/jam)	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	0	121	148	163	175	184	191	197	202	206
1	210	214	217	220	223	226	228	231	233	235
2	237	239	241	242	244	246	247	249	250	251
3	253	254	255	256	258	259	260	261	262	263
4	264	265	266	267	268	268	269	270	271	272
5	273	273	274	275	275	276	277	278	278	279
6	280	280	281	281	282	283	283	284	284	285
7	286	286	287	287	288	288	289			

Sumber : Hidrologi dan Pengendalian DAS (Asdak, 2002)

Angka-angka energi kinetik seperti dalam tabel diatas tersebut dihitung dari persamaan $KE = 210 + \log i$. Untuk intensitas hujan lebih besar dari 7,6 cm/jam nilai energi kinetis tetap 289 metrik ton-meter per ha per cm hujan.

2. Erodibilitas Tanah (K)

Faktor erodibilitas tanah (K) menunjukkan resistensi partikel tanah terhadap pengelupasan dan transportasi partikel-partikel tanah tersebut oleh adanya energi kinetik air hujan. Meskipun besarnya resistensi tersebut di atas akan tergantung pada topografi, kemiringan lereng, dan besarnya gangguan oleh manusia. Besarnya erodibilitas atau resistensi tanah juga ditentukan oleh karakteristik tanah seperti tekstur tanah, stabilitas agregat tanah, kapasitas infiltrasi, dan kandungan organik dan kimia tanah. Tanah yang mempunyai erodibilitas tinggi akan tererosi lebih cepat dibandingkan dengan tanah yang mempunyai erodibilitas rendah, dengan intensitas hujan yang sama. Juga tanah yang mudah dipisahkan (*dispersive*) akan tererosi lebih cepat daripada tanah yang terikat (*flocculated*). Jadi, sifat-sifat fisik, kimia, dan biologi tanah juga mempengaruhi besarnya *erodibilitas*. Pengaruh usaha-

usaha pengelolaan tanah sukar diukur, meskipun lebih penting dari sifat-sifat tanah seperti tersebut diatas. Misalnya usaha-usaha pengelolaan tanah dengan pembakaran jerami, dibandingkan dengan jerami tersebut ikut dibajak dan tertimbun dibawah tanah; terasering sawah-sawah dibandingkan dengan pembajakan tegalan yang sejajar dengan kemiringan medannya; tanaman yang kurang dipupuk dibandingkan dengan tanaman yang cukup mendapat makanan; dan tanaman yang penanamannya dengan menyebar bijinya, dibandingkan dengan tanaman yang ditanam dengan cara berbaris. Sebagai tambahan terhadap sifat-sifat tanah dan usaha-usaha pengelolaan tersebut diatas, erodibilitas juga dipengaruhi oleh kemiringan permukaan tanah dan kecepatan penggerusan (*scour velocity*).

Tabel 2.20 Perhitungan Energi Kinetik Total

Intensitas mm/jam	Besarnya mm	Energi joule/mm	Total joule/m
1	2	3	4
-25	37,5	21	788
26 - 50	25	25	625
50 - 75	18,5	27	500
> 76	6,5	28	182
		Jumlah	2095

Sumber : Hidrologi Teknik (Soemarto, 1999)

Sebagai kelanjutan terhadap erosivitasnya, Wischmeier bersama kelompoknya telah mengembangkan dasar-dasar untuk mencantumkan aspek erodibilitas yang digunakan untuk perencanaan tataguna tanah yang aman, meskipun beberapa parameternya tidak dapat diberlakukan secara *universal* begitu saja (misalnya dalam penentuan I_{30} , yaitu intensitas hujan maksimum selama periode 30 menit dalam daerah beriklim dingin dan tropik sangat berbeda). Oleh karena itu lebih tepat kalau rumus tersebut dinamakan rumus peramalan kehilangan tanah (*a predictive soil lost equation*) dimana persamaan matematis yang menghubungkan karakteristik tanah dengan tingkat erodibilitas tanah seperti dibawah ini :

$$K = \left\{ 2.713 \times 10^{-4} (12 - O)M^{1.14} + 3.25(S - 2) + 2.5 \frac{(P - 3)}{100} \right\} \dots\dots\dots(2.105)$$

dimana :

- K = erodibilitas tanah
- OM = persen unsur organik
- S = kode klasifikasi struktur tanah (granular, platy, massive, dll)
- P = permeabilitas tanah
- M = prosentase ukuran partikel (% debu + pasir sangat halus) \times (100-% liat)

Tabel 2.21 Nilai *M* untuk beberapa kelas tekstur tanah

Kelas tekstur tanah	Nilai <i>M</i>	Kelas tekstur tanah	Nilai <i>M</i>
Lempung berat	210	Pasir	3035
Lempung sedang	750	Pasir geluhan	1245
Lempung pasir	1213	Geluh berlempung	3770
Lempung ringan	1685	Geluh pasir	4005
Geluh lempung	2160	Geluh	4390
Pasir lempung debuan	2830	Geluh debuan	6330
Geluh lempungan	2830	Debu	8245
Campuran merata	4000		

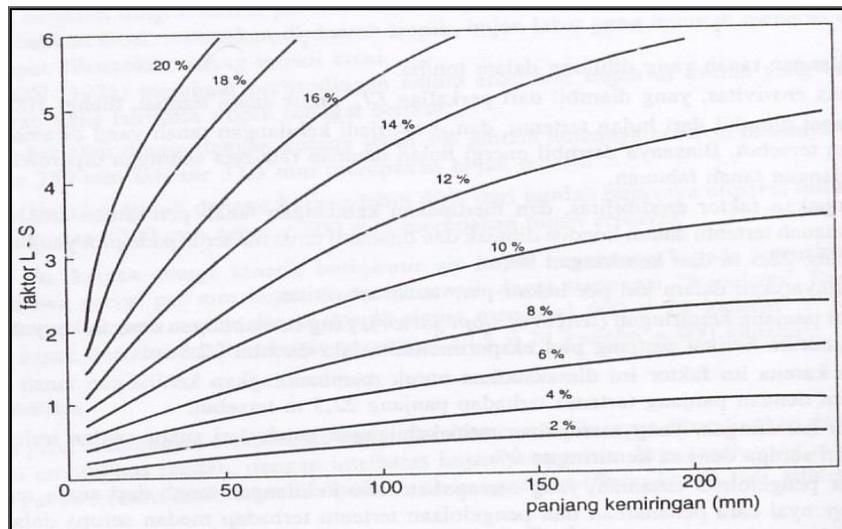
Sumber : RLKT DAS Citarum , 1987 (dalam Asdak, 2002)

Karena erodibilitas merupakan ketidaksanggupan tanah untuk menahan pukulan butir-butir hujan. Tanah yang mudah tererosi pada saat dipukul oleh butir-butir hujan mempunyai erodibilitas yang tinggi. Erodibilitas dari berbagai macam tanah hanya dapat diukur dan dibandingkan pada saat terjadi hujan. Erodibilitas tanah merupakan ukuran kepekaan tanah terhadap erosi yang ditentukan oleh sifat fisik dan kandungan mineral tanah. Erodibilitas tanah dapat dinilai berdasarkan sifat-sifat fisik tanah sebagai berikut :

- a. Tekstur tanah yang meliputi :
 - fraksi debu (ukuran 2 – 50 μ m)
 - fraksi pasir sangat halus (50 – 100 μ m)
 - fraksi pasir (100 – 2000 μ m)
- b. Kadar bahan organik yang dinyatakan dalam %.
- c. Permeabilitas yang dinyatakan sebagai berikut :
 - sangat lambat (< 0,12 cm/jam)
 - lambat (0,125 – 0,5 cm/jam)
 - agak lambat (0,5 – 2,0 cm/jam)
 - sedang (2,0 – 6,25 cm/jam)
 - agak cepat (6,25 – 12,25 cm/jam)
 - cepat (> 12,5 cm/jam)
- d. Struktur dinyatakan sebagai berikut :
 - granular sangat halus : tanah liat berdebu
 - granular halus : tanah liat berpasir
 - granular sedang : lempung berdebu
 - granular kasar : lempung berpasir

3. Faktor Panjang dan Kemiringan Lereng

Pada prakteknya variabel S dan L dapat disatukan, karena erosi akan bertambah besar dengan bertambah besarnya kemiringan permukaan medan (lebih banyak percikan air yang membawa butir-butir tanah, limpasan bertambah besar dengan kecepatan yang lebih tinggi), dan dengan bertambah panjangnya kemiringan (lebih banyak limpasan menyebabkan lebih besarnya kedalaman aliran permukaan oleh karena itu kecepatannya menjadi lebih tinggi). Gambar 2.1.9 berikut menunjukkan diagram untuk memperoleh nilai kombinasi LS , dengan nilai $LS = 1$ jika $L = 22,13$ m dan $S = 9\%$.



(Sumber : Soemarto,C.D.,1999)

Gambar 2.19 Diagram untuk memperoleh nilai kombinasi LS

Faktor panjang lereng (L) didefinisikan secara matematik sebagai berikut (Schwab et al.,1981 dalam Asdak,2002) :

$$L = (l/22,1)^m \dots\dots\dots(2.106)$$

dimana :

- l = panjang kemiringan lereng (m)
- m = angka eksponen yang dipengaruhi oleh interaksi antara panjang lereng dan kemiringan lereng dan dapat juga oleh karakteristik tanah, tipe vegetasi. Angka eksponen tersebut bervariasi dari 0,3 untuk lereng yang panjang dengan kemiringan lereng kurang dari 0,5 % sampai 0,6 untuk lereng lebih

pendek dengan kemiringan lereng lebih dari 10 %. Angka eksponen rata-rata yang umumnya dipakai adalah 0,5

Faktor kemiringan lereng S didefinisikan secara matematis sebagai berikut:

$$S = (0,43 + 0,30s + 0,04s^2) / 6,61 \dots\dots\dots(2.107)$$

dimana :

S = kemiringan lereng aktual (%)

Seringkali dalam prakiraan erosi menggunakan persamaan $USLE$ komponen panjang dan kemiringan lereng (L dan S) diintegrasikan menjadi faktor LS dan dihitung dengan rumus :

$$LS = L^{1/2} (0,00138S^2 + 0,00965S + 0,0138) \dots\dots\dots(2.108)$$

dimana :

L = panjang lereng (m)

S = kemiringan lereng (%)

Rumus diatas diperoleh dari percobaan dengan menggunakan plot erosi pada lereng 3-18%, sehingga kurang memadai untuk topografi dengan kemiringan lereng yang terjal. Harper, 1988 (dalam Asdak,2002) menunjukkan bahwa pada lahan dengan kemiringan lereng lebih besar dari 20 %, pemakaian persamaan $LS = L^{1/2} (0,00138S^2 + 0,00965S + 0,0138)$ akan diperoleh hasil yang *over estimate*. Untuk lahan berlereng terjal disarankan untuk menggunakan rumus berikut ini (Foster and Wischmeier, 1973 dalam Asdak, 2002).

$$LS = (l / 22)^m C (\cos \alpha)^{1,50} [0,5(\sin \alpha)^{1,25} + (\sin \alpha)^{2,25}] \dots\dots\dots(2.109)$$

dimana :

m = 0,5 untuk lereng 5 % atau lebih

= 0,4 untuk lereng 3,5 – 4,9 %

= 0,3 untuk lereng 3,5 %

C = 34,71

α = sudut lereng

l = panjang lereng (m)

4. Faktor Penutup Lahan (C)

Faktor C merupakan faktor yang menunjukkan keseluruhan pengaruh dari faktor vegetasi, seresah, kondisi permukaan tanah, dan pengelolaan lahan terhadap besarnya tanah yang hilang (erosi). Faktor ini mengukur kombinasi pengaruh tanaman dan pengelolaannya. Besar nilai C pada penelitian ini diambil dengan melakukan perhitungan prosentase luas dari tiap jenis pengelolaan tanaman yang ada pada tiap sub DAS Kali Silandak. Nilai C yang diambil adalah nilai C rata - rata dari berbagi jenis pengelolaan tanaman dalam satu sub DAS, dikaitkan dengan prosentase luasannya. Adapun bentuk matematis dari perhitungan nilai C rata-rata tiap sub DAS adalah :

$$C_{DAS} = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \times C_i)}{\sum_{i=1}^n A_i} \dots\dots\dots(2.110)$$

Untuk suatu sub DAS yang memiliki komposisi tata guna lahan/ vegetasi tanaman yang cenderung homogen, maka nilai C dari tata guna lahan/ vegetasi yang dominan tersebut akan diambil sebagai nilai C rata – rata.

5. Faktor Konservasi Praktis (P)

Pengaruh aktivitas pengelolaan dan konservasi tanah (P) terhadap besarnya erosi dianggap berbeda dari pengaruh yang ditimbulkan oleh aktivitas pengelolaan tanaman (C), sehingga dalam rumuus USLE kedua variable tersebut dipisahkan. Nilai faktor tindakan manusia dalam konservasi tanah (P) adalah nisbah antara besarnya tanah tererosi rata-rata dari lahan yang mendapat perlakuan konservasi tertentu terhadap tanah tererosi rata-rata dari lahan yang diolah tanpa tindakan konservasi, dengan catatan faktor-faktor penyebab erosi yang lain diasumsikan tidak berubah.

Tabel 2.22 Nilai C untuk jenis dan pengelolaan tanaman

Jenis tanaman/ tataguna lahan	Nilai C
1. Tanaman rumput	0,290
2. Tanaman kacang jogo	0,161
3. Tanaman gandum	0,242
4. Tanaman ubi kayu	0,363
5. Tanaman kedelai	0,399
6. Tanaman serai wangi	0,434
7. Tanaman padi lahan kering	0,560
8. Tanaman padi lahan basah	0,010
9. Tanaman jagung	0,637
10. Tanaman jahe, cabe	0,900
11. Tanaman kentang ditanam searah lereng	1,000
12. Tanaman kentang ditanam searah kontur	0,350
13. Pola tanam tumpang gilir + mulsa jerami (6 ton/ha/th)	0,079
14. Pola tanam berurutan + mulsa sisa tanam	0,347
15. Pola tanam berurutan	0,398
16. Pola tanam tumpang gilir + mulsa sisa tanaman	0,357
17. Kebun campuran	0,200
18. Ladang berpindah	0,400
19. Tanah kosong diolah	1,000
20. Tanah kosong tidak diolah	0,950
21. Hutan tidak terganggu	0,001
22. Semak tidak terganggu	0,010
23. Alang-alang permanen	0,020
24. Alang-alang dibakar	0,700
25. Sengon disertai semak	0,012
26. Sengon tidak disertai semak dan tanpa seresah	1,000
27. Pohon tanpa semak	0,320

Sumber : Abdurachman,1984 (dalam Asdak 2002)

Tabel 2.23 Faktor pengelolaan dan konservasi tanah di Jawa

Teknik Konservasi Tanah	Nilai P
1. Teras Bangku :	
a) Baik	0,20
b) Jelek	0,35
2. Teras bangku : jagung-ubi kayu/ kedelai	0,06
3. Teras bangku : sorghum - sorghum	0,02
4. Teras Tradisional	0,40
5. Teras gulud : padi – jagung	0,01
6. Teras gulud : ketela pohon	0,06
7. Teras gulud : jagung-kacang + mulsa sisa tanaman	0,01
8. Teras gulud : kacang kedelai	0,11
9. Tanaman dalam kontur :	
a) Kemiringan 0-8 %	0,50
b) Kemiringan 9-20 %	0,75
c) Kemiringan >20 %	0,90
10. Tanaman dalam jalur-jalur : Jagung-kacang tanah + mulsa	0,05
11. Mulsa limbah jerami :	
a) 6 ton/ha/tahun	0,30
b) 3 ton/ha/tahun	0,50
c) 1 ton/ha/tahun	0,80
12. Tanaman perkebunan :	
a) Disertai penutup tanah rapat	0,10
b) Disertai penutup tanah sedang	0,50
13. Padang rumput :	
a) Baik	0,04
b) Jelek	0,40

Sumber : Abdurachman, 1984 (dalam Asdak, 2002)

Batas maksimum laju erosi yang dapat diterima untuk berbagai macam kondisi tanah seperti terlihat pada Tabel 2.24.

Tabel 2.24 Kelas Erosi

No	Laju Erosi (ton/ha)	Kelas Erosi
1	≤ 10	Dalam batas toleransi
2	10 – 50	Erosi ringan
3	50 – 100	Erosi moderat
4	100 – 250	Erosi berat
5	> 250	Erosi sangat berat

Sumber : Suripin, 1998

6. Pendugaan Laju Erosi Potensial (E-Pot)

Erosi potensial adalah erosi maksimum yang mungkin terjadi di suatu tempat dengan keadaan permukaan tanah gundul sempurna, sehingga terjadinya proses erosi hanya disebabkan oleh faktor alam (tanpa keterlibatan manusia, tumbuhan, dan sebagainya), yaitu iklim, khususnya curah hujan, sifat-sifat internal tanah dan keadaan topografi tanah. Pendugaan erosi potensial dapat dihitung dengan pendekatan rumus berikut :

$$E\text{-Pot} = R \times K \times LS \times A \dots\dots\dots(2.111)$$

dimana :

- E-Pot = erosi potensial (ton/tahun)
- R = indeks erosivitas hujan
- K = erodibilitas tanah
- LS = faktor panjang dan kemiringan lereng
- A = luas daerah aliran sungai (ha)

7. Pendugaan Laju Erosi Aktual (E-Akt)

Erosi aktual terjadi karena adanya campur tangan manusia dalam kegiatannya sehari-hari, misalnya pengolahan tanah untuk pertanian dan adanya unsur-unsur penutup tanah. Penutupan permukaan tanah gundul dengan tanaman akan memperkecil terjadinya erosi, sehingga dapat dikatakan bahwa laju erosi aktual selalu lebih kecil dari pada laju erosi potensial. Ini berarti bahwa adanya keterlibatan manusia akan memperkecil laju erosi potensial. Dapat dikatakan bahwa erosi aktual adalah hasil ganda antara erosi potensial dengan pola penggunaan lahan tertentu, sehingga dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$E\text{-Akt} = E\text{-Pot} \times C \times P \dots\dots\dots(2.112)$$

dimana :

- E-Akt = erosi aktual di DAS (ton/ha/tahun)
- E-Pot = erosi potensial (ton/ha/th)
- C = faktor penutup lahan
- P = faktor konservasi tanah

8. Pendugaan Laju Sedimentasi Potensial

Sedimentasi potensial adalah proses pengangkutan sedimen hasil dari proses erosi potensial untuk diendapkan di jaringan irigasi dan lahan persawahan atau tempat-tempat tertentu. Tidak semua sedimen yang dihasilkan erosi aktual menjadi sedimen, hanya sebagian kecil material sedimen yang tererosi di lahan (DAS) mencapai *outlet* basin tersebut atau sungai atau saluran terdekat. Hasil erosi yang mencapai saluran atau sungai atau outlet biasa disebut yil sedimen. Dalam perjalanannya dari tempat terjadinya erosi lahan sampai *outlet* terjadi pengendapan atau deposisi, baik pengendapan permanen ataupun sementara, terutama

di daerah-daerah cekungan, daerah yang landai, dataran banjir (*flood plain*), dan di saluran itu sendiri. Perbandingan antara sedimen yang terukur di outlet dan erosi di lahan biasa disebut nisbah pengangkutan sedimen atau *Sedimen Delivery Ratio* (SDR). Sedimen yang dihasilkan erosi aktual pun tidak semuanya menjadi sedimen, hal ini tergantung dari perbandingan antara volume sedimen hasil erosi aktual yang mampu mencapai aliran sungai dengan volume sedimen yang bisa diendapkan dari lahan di atasnya (SDR). Nilai SDR tergantung dari luas DAS, yang erat hubungannya dengan pola penggunaan lahan. Nilai SDR dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$SDR = \frac{S(1 - 0,8683 A^{-0,2018})}{2(S + 50n)} + 0,8683 A^{-0,2018} \dots\dots\dots(2.113)$$

dimana :

SDR = rasio pelepasan sedimen, nilainya $0 < SDR < 1$

A = luas DAS (ha)

S = kemiringan lereng rata-rata permukaan DAS (%)

n = koefisien kekasaran Manning

Pendugaan laju sedimentasi potensial yang terjadi di suatu DAS dihitung dengan persamaan Weischmeier dan Smith, 1958 sebagai berikut :

$$S-Pot = E-Akt \times SDR$$

dimana : SDR = *Sedimen Delivery Ratio*

S-Pot = sedimentasi potensial

E-Akt = erosi aktual (erosi yang terjadi)

2.3 Embung

2.3.1 Pemilihan Lokasi Embung

Embung adalah suatu bangunan yang berfungsi untuk menampung kelebihan air pada saat debit tinggi dan melepaskannya pada saat dibutuhkan. Embung merupakan salah satu bagian dari proyek secara keseluruhan maka letaknya juga dipengaruhi oleh bangunan-bangunan lain seperti bangunan pelimpah, bangunan penyadap, bangunan pengeluaran, bangunan untuk pembelokan sungai dan lain-lain (Soedibyo, 1993).

Untuk menentukan lokasi dan denah embung harus memperhatikan beberapa faktor yaitu (Soedibyo, 1993) :

1. Tempat embung merupakan cekungan yang cukup untuk menampung air, terutama pada lokasi yang keadaan geotekniknya tidak lulus air, sehingga kehilangan airnya hanya sedikit.
2. Lokasinya terletak di daerah manfaat yang memerlukan air sehingga jaringan distribusinya tidak begitu panjang dan tidak banyak kehilangan energi.
3. Lokasi embung terletak di dekat jalan, sehingga jalan masuk (*access road*) tidak begitu panjang dan lebih mudah ditempuh.

Sedangkan faktor yang menentukan didalam pemilihan tipe embung adalah (Soedibyo, 1993) :

1. Tujuan pembangunan proyek
2. Keadaan klimatologi setempat
3. Keadaan hidrologi setempat
4. Keadaan di daerah genangan
5. Keadaan geologi setempat
6. Tersedianya bahan bangunan
7. Hubungan dengan bangunan pelengkap
8. Keperluan untuk pengoperasian embung
9. Keadaan lingkungan setempat
10. Biaya proyek

2.3.2 Tipe Embung

Tipe embung dapat dikelompokkan menjadi empat keadaan yaitu (Soedibyo, 1993) :

1. Tipe Embung Berdasar Tujuannya

Ada dua tipe Embung dengan tujuan tunggal dan embung serbaguna :

- (a). Embung dengan tujuan tunggal (*single purpose dams*)
adalah embung yang dibangun untuk memenuhi satu tujuan saja, misalnya untuk kebutuhan air baku atau irigasi (pengairan) atau perikanan darat atau tujuan lainnya tetapi hanya satu tujuan saja.
- (b). Embung serbaguna (*multipurpose dams*)
adalah embung yang dibangun untuk memenuhi beberapa tujuan misalnya : irigasi (pengairan), air minum dan PLTA, pariwisata dan irigasi dan lain-lain.

2. Tipe Embung Berdasar Penggunaannya

Ada 3 tipe yang berbeda berdasarkan penggunaannya yaitu :

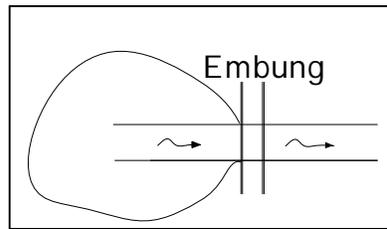
- (a). Embung penampung air (*storage dams*)
adalah embung yang digunakan untuk menyimpan air pada masa surplus dan dipergunakan pada masa kekurangan. Termasuk dalam embung penampung air adalah untuk tujuan rekreasi, perikanan, pengendalian banjir dan lain-lain.
- (b). Embung pembelok (*diversion dams*)
adalah embung yang digunakan untuk meninggikan muka air, biasanya untuk keperluan mengalirkan air ke dalam sistem aliran menuju ke tempat yang memerlukan.
- (c). Embung penahan (*detention dams*)
adalah embung yang digunakan untuk memperlambat dan mengusahakan seoptimal mungkin efek aliran banjir yang mendadak. Air ditampung secara berkala atau sementara, dialirkan melalui pelepasan (*outlet*). Air ditahan selama mungkin dan dibiarkan meresap ke daerah sekitarnya.

3. Tipe Embung Berdasar Letaknya Terhadap Aliran Air

Ada dua tipe yaitu embung yaitu embung pada aliran (*on stream*) dan embung di luar aliran air (*off stream*) yaitu :

- (1). Embung pada aliran air (*on stream*)

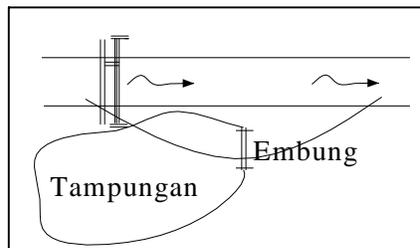
adalah embung yang dibangun untuk menampung air, misalnya pada bangunan pelimpah (*spillway*).



Gambar 2.20. Embung on stream

- (2). Embung di luar aliran air (*off stream*)

adalah embung yang umumnya tidak dilengkapi *spillway*, karena biasanya air dibendung terlebih dahulu di *on stream*-nya baru disuplesi ke tampungan. Kedua tipe ini biasanya dibangun berbatasan dan dibuat dari beton, pasangan batu atau pasangan bata.



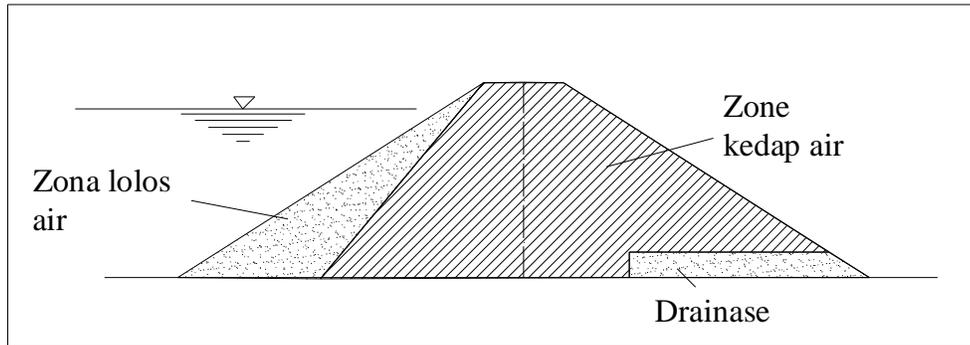
Gambar 2.21. Embung off stream

4. Tipe Embung Berdasar Material Pembentuknya

Ada 2 tipe yaitu embung urugan, embung beton dan embung lainnya.

- (1). Embung Urugan (*Fill Dams, Embankment Dams*)

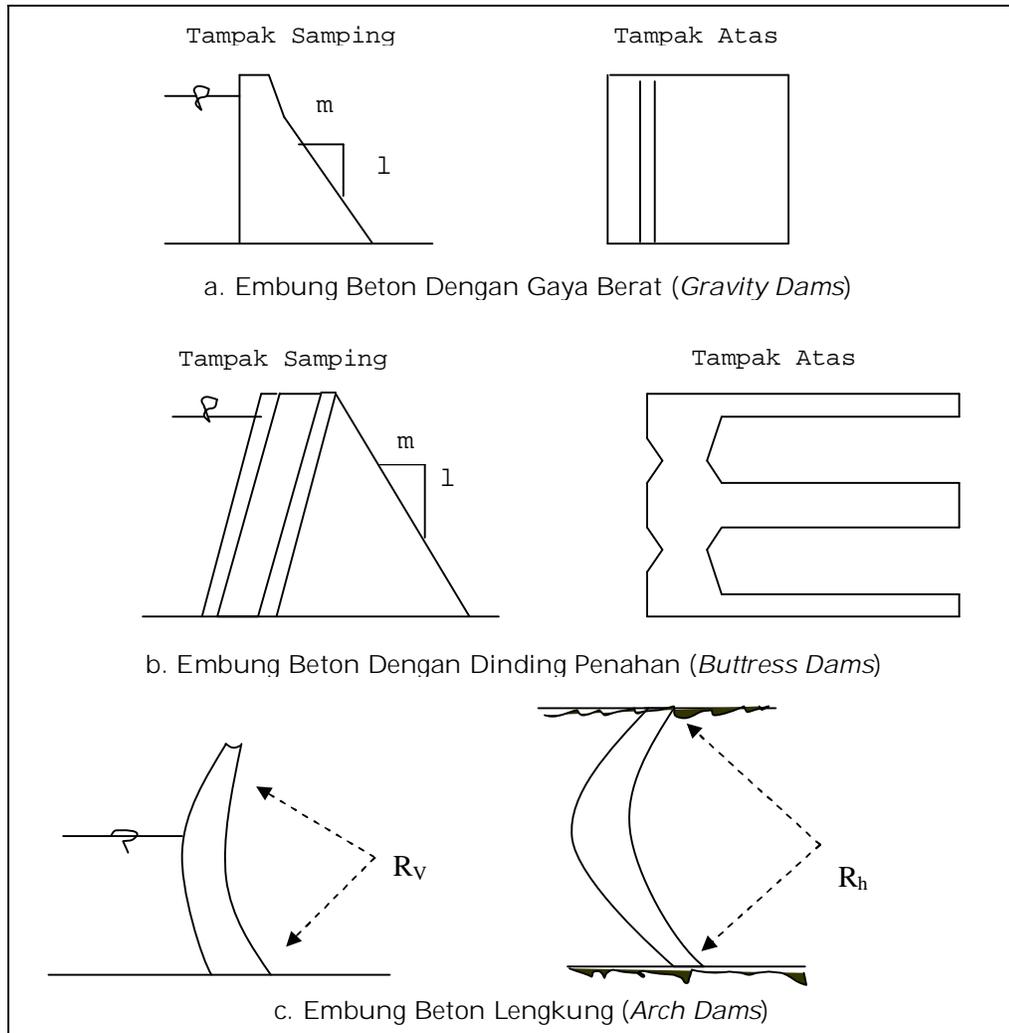
Embung urugan adalah embung yang dibangun dari penggalian bahan (material) tanpa tambahan bahan lain bersifat campuran secara kimia jadi bahan pembentuk embung asli. Embung ini dibagi menjadi dua yaitu embung urugan serba sama (*homogeneous dams*) adalah embung apabila bahan yang membentuk tubuh embung tersebut terdiri dari tanah sejenis dan gradasinya (susunan ukuran butirannya) hampir seragam. Yang kedua adalah embung zonal adalah embung apabila timbunan terdiri dari batuan dengan gradasi (susunan ukuran butiran) yang berbeda-beda dalam urutan-urutan pelapisan tertentu.



Gambar 2.22. Embung Urugan

(2). Embung Beton (*Concrete Dam*)

Embung beton adalah embung yang dibuat dari konstruksi beton baik dengan tulangan maupun tidak. Kemiringan permukaan hulu dan hilir tidak sama pada umumnya bagian hilir lebih landai dan bagian hulu mendekati vertikal dan bentuknya lebih ramping. Embung ini masih dibagi lagi menjadi embung beton berdasar berat sendiri stabilitas tergantung pada massanya, embung beton dengan penyangga (*buttress dam*) permukaan hulu menerus dan dihilirnya pada jarak tertentu ditahan, embung beton berbentuk lengkung dan embung beton kombinasi.



Gambar 2.23. Tipe-tipe embung beton

2.3.3 Rencana Teknis Pondasi

Keadaan geologi pada pondasi embung sangat mempengaruhi pemilihan tipe embung, oleh karena itu penelitian dan penyelidikan geologi perlu dilaksanakan dengan baik. Pondasi suatu embung harus memenuhi 3 (tiga) persyaratan penting yaitu (Soedibyo, 1993) :

1. Mempunyai daya dukung yang mampu menahan bahan dari tubuh embung dalam berbagai kondisi.
2. Mempunyai kemampuan penghambat aliran filtrasi yang memadai sesuai dengan fungsinya sebagai penahan air.
3. Mempunyai ketahanan terhadap gejala-gejala sufosi (*piping*) dan sembulan (*boiling*) yang disebabkan oleh aliran filtrasi yang melalui lapisan-lapisan pondasi tersebut.

Sesuai dengan jenis batuan yang membentuk lapisan pondasi, maka secara umum pondasi embung dapat dibedakan menjadi 3 jenis yaitu (Soedibyo, 1993) :

1. Pondasi batuan (*Rock foundation*)
2. Pondasi pasir atau kerikil
3. Pondasi tanah.
 - a. Daya dukung tanah (*bearing capacity*)
adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadinya keruntuhan geser.
 - b. Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*)
adalah daya dukung terbesar dari tanah mendukung beban dan diasumsikan tanah mulai terjadi keruntuhan. Besarnya daya dukung batas terutama ditentukan oleh :
 1. Parameter kekuatan geser tanah terdiri dari kohesi (C) dan sudut geser dalam (ϕ)
 2. Berat isi tanah (γ)
 3. Kedalaman pondasi dari permukaan tanah (Z_f)
 4. Lebar dasar pondasi (B)

Besarnya daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan dan dapat dirumuskan sebagai berikut (Pondasi Dangkal dan Pondasi Dalam, Rekayasa Pondasi II, 1997) :

$$qa = \frac{q_{ult}}{FK} \dots\dots\dots (2.114)$$

Perhitungan daya dukung batas untuk pondasi dangkal pada kondisi umum :

1. Pondasi menerus

$$q_{ult} = c.Nc + \gamma.D.Nq + \left(\frac{B}{2}\right).\gamma.N_{\gamma} \dots\dots\dots (2.115)$$

2. Pondasi persegi

$$q_{ult} = c.Nc \left(1 + 0,3 \cdot \left(\frac{B}{2}\right)\right) + \gamma.D.Nq + B \cdot 0,4\gamma.N_{\gamma} \dots\dots\dots (2.116)$$

dimana :

qa = kapasitas daya dukung ijin

q_{ult} = kapasitas daya dukung maximum

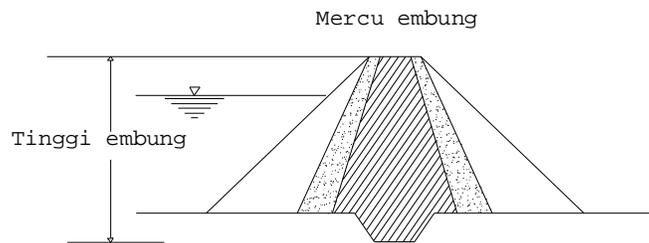
FK	= faktor keamanan (<i>safety factor</i>)
N_c, N_q, N_γ	= faktor kapasitas daya dukung Terzaghi
c	= kohesi tanah
γ	= berat isi tanah
B	= dimensi untuk pondasi menerus dan persegi (m)

2.3.4 Perencanaan Tubuh Embung

Beberapa istilah penting mengenai tubuh embung :

1. Tinggi Embung

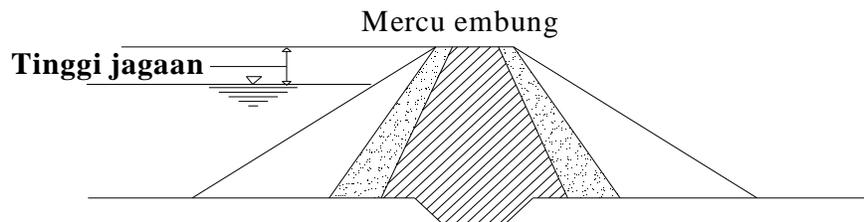
Tinggi embung adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu embung. Apabila pada embung dasar dinding kedap air atau zona kedap air, maka yang dianggap permukaan pondasi adalah garis perpotongan antara bidang vertikal yang melalui hulu mercu embung dengan permukaan pondasi alas embung tersebut. Tinggi maksimal untuk embung adalah 20 m (Loebis, 1987).



Gambar 2.24. Tinggi Embung

2. Tinggi Jagaan (*free board*)

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana air dalam embung dan elevasi mercu embung. Elevasi permukaan air maksimum rencana biasanya merupakan elevasi banjir rencana embung.



Gambar 2.25. Tinggi Jagaan Pada Mercu Embung

Tinggi jagaan dimaksudkan untuk menghindari terjadinya peristiwa pelimpasan air melewati puncak bendungan sebagai akibat diantaranya dari:

- a. Debit banjir yang masuk embung.
- b. Gelombang akibat angin.
- c. Pengaruh pelongsoran tebing-tebing di sekeliling embung.
- d. Gempa.
- e. Penurunan tubuh bendungan.
- f. Kesalahan di dalam pengoperasian pintu.

Tinggi jagaan adalah jarak vertikal antara puncak bendungan dengan permukaan air reservoir. *Tinggi jagaan normal* diperoleh sebagai perbedaan antara elevasi puncak bendungan dengan elevasi tinggi muka air normal di embung.

Tinggi jagaan minimum diperoleh sebagai perbedaan antara elevasi puncak bendungan dengan elevasi tinggi muka air maksimum di reservoir yang disebabkan oleh debit banjir rencana saat pelimpah bekerja normal.

Tinggi tambahan adalah sebagai perbedaan antara tinggi jagaan normal dengan tinggi jagaan minimum.

Kriteria I :

$$H_f \geq \Delta h + \left(h_w \text{ atau } \frac{h_e}{2} \right) + h_a + h_i \dots\dots\dots (2.117)$$

Kriteria II :

$$H_f \geq h_w + \frac{h_e}{2} + h_a + h_i \dots\dots\dots (2.118)$$

dimana:

- H_f = tinggi jagaan (m)
- h_w = tinggi ombak akibat tiupan angin (m)
- h_e = tinggi ombak akibat gempa (m)
- h_a = perkiraan tambahan tinggi akibat penurunan tubuh bendungan (m)
- h_i = tinggi tambahan (m)
- Δh = tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air embung yang terjadi akibat timbulnya banjir abnormal

Tambahan tinggi akibat gelombang (H_w) dihitung berdasarkan pada kecepatan angin, jarak seret gelombang (f_{ceth}) dan sudut lereng hulu dari bendungan. Digunakan rumus (Soedibyo, 1993) :

$$\Delta h = \frac{2}{3} \cdot \frac{\alpha Q_0}{Q} \cdot \frac{h}{1 + \frac{\Delta h}{Q_T}} \dots\dots\dots (2.119)$$

dimana :

Q_0 = debit banjir rencana

Q = kapasitas rencana

$\alpha = 0,2$ untuk bangunan pelimpah terbuka

$\alpha = 1,0$ untuk bangunan pelimpah tertutup

h = kedalaman pelimpah rencana

A = luas permukaan air embung pada elevasi banjir rencana

Tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa (h_e) (Soedibyo, 1993)

$$h_e = \frac{e \cdot \tau}{\pi} \sqrt{g \cdot h_0} \dots\dots\dots (2.120)$$

dimana :

e = Intensitas seismis horizontal

τ = Siklus seismis

h_0 = Kedalaman air di dalam embung

Kenaikan permukaan air embung yang disebabkan oleh ketidaknormalan operasi pintu bangunan (h_a)

Sebagai standar biasanya diambil $h_a = 0,5$ m

Angka tambahan tinggi jagaan yang didasarkan pada tipe embung (h_i)

Karena limpasan melalui mercu embung urugan sangat berbahaya maka untuk embung tipe ini angka tambahan tinggi jagaan (h_i) ditentukan sebesar 1,0 m ($h_i = 1,0$ m).

Apabila didasarkan pada tinggi embung yang direncanakan, maka standar tinggi jagaan embung urugan adalah sebagai berikut (Soedibyo, 1993) :

Tabel 2.25. Tinggi Jagaan Embung Urugan

Lebih rendah dari 50 m	$H_f \geq 2$ m
Dengan tinggi antara 50-100 m	$H_f \geq 3$ m
Lebih tinggi dari 100 m	$H_f \geq 3,5$ m

Sumber : Soedibyo, 1993

3. Lebar Mercu Embung

Lebar mercu embung yang memadai diperlukan agar puncak embung dapat tahan terhadap hempasan ombak dan dapat tahan terhadap aliran filtrasi yang melalui puncak tubuh embung. Disamping itu, pada penentuan lebar mercu perlu diperhatikan kegunaannya sebagai jalan inspeksi dan pemeliharaan embung. Penentuan lebar mercu dirumuskan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989) :

$$b = 3,6 H^{\frac{1}{3}} - 3 \dots\dots\dots (2.121)$$

dimana :

b = lebar mercu

H = tinggi embung

Lebar puncak dari embung tipe urugan ditentukan berdasarkan pertimbangan sebagai berikut ini.

- Bahan timbunan asli (alam) dan jarak minimum garis rembesan melalui timbunan pada elevasi muka air normal.
- Pengaruh tekanan gelombang di bagian permukaan lereng hulu.
- Tinggi dan tingkat kepentingan dari konstruksi bendungan.
- Kemungkinan puncak bendungan untuk jalan penghubung.
- Pertimbangan praktis dalam pelaksanaan konstruksi.

Formula yang digunakan untuk menentukan lebar puncak pada bendungan urugan sebagai berikut (USBR, 1987, p.253) :

$$w = \frac{z}{5} + 10 \dots\dots\dots (2.122)$$

dimana :

w : lebar puncak bendungan (feet)

z : tinggi bendungan di atas dasar sungai (feet)

Untuk bendungan-bendungan kecil (embung) yang di atasnya akan dimanfaatkan untuk jalan raya, lebar minimumnya adalah 4 meter. Sementara untuk jalan biasa cukup 2,5 meter.

Lebar bendungan kecil dapat digunakan pedoman sebagai berikut Tabel 2.26 :

Tabel 2.26. Lebar Puncak Bendungan Kecil (Embung) yang Dianjurkan

Tinggi Embung (m)	Lebar Puncak (m)
2,0 - 4,5	2,50
4,5 - 6,0	2,75
6,0 - 7,5	3,00
7,5 - 9,0	4,00

Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977

4. Panjang Embung

Panjang embung adalah seluruh panjang mercu embung yang bersangkutan termasuk bagian yang digali pada tebing-tebing sungai di kedua ujung mercu tersebut. Apabila bangunan pelimpah atau bangunan penyadap terdapat pada ujung-ujung mercu, maka lebar bangunan-bangunan pelimpah tersebut diperhitungkan pula dalam menentukan panjang embung (Sosrodarsono, 1989).

5. Volume Embung

Seluruh jumlah volume konstruksi yang dibuat dalam rangka pembangunan tubuh embung termasuk semua bangunan pelengkapanya dianggap sebagai volume embung (Sosrodarsono, 1989).

6. Kemiringan lereng (*slope gradient*)

Kemiringan rata-rata lereng embung (lereng hulu dan lereng hilir) adalah perbandingan antara panjang garis vertikal yang melalui tumit masing-masing lereng tersebut. Berm lawan dan drainase prisma biasanya dimasukkan dalam perhitungan penentuan kemiringan lereng, akan tetapi alas kedap air biasanya diabaikan (Soedibyoy, 1993).

Kemiringan lereng urugan harus ditentukan sedemikian rupa agar stabil terhadap longsor. Hal ini sangat tergantung pada jenis material urugan yang dipakai, Tabel 2.27.

Kestabilan urugan harus diperhitungkan terhadap frekuensi naik turunnya muka air, rembesan, dan harus tahan terhadap gempa (Sosrodarsono, 1989).

Tabel 2.27. Kemiringan Lereng Urugan

Material Urugan	Material Utama	Kemiringan Lereng Vertikal : Horisontal	
		Hulu	Hilir
a. Urugan homogen	CH	1 : 3	1 : 2,25
	CL		
	SC		
	GC		
	GM		
	SM		
b. Urugan majemuk	Pecahan batu	1 : 1,50	1 : 1,25
	a. Urugan batu dengan inti lempung atau dinding diafragma		
		b. Kerikil-kerakal dengan inti lempung atau dinding diafragma	

Sumber : (Sosrodarsono, 1989)

7. Penimbunan Ekstra (*Extra Banking*)

Sehubungan dengan terjadinya gejala konsolidasi tubuh embung yang prosesnya berjalan lama sesudah pembangunan embung tersebut diadakan penimbunan ekstra melebihi tinggi dan volume rencana dengan perhitungan agar sesudah proses konsolidasi berakhir maka penurunan tinggi dan penyusutan volume akan mendekati tinggi dan volume rencana embung (Sosrodarsono, 1989).

8. Perhitungan Hubungan Elevasi terhadap Volume Embung

Seluruh jumlah volume konstruksi yang dibuat dalam rangka pembangunan tubuh embung termasuk semua bangunan pelengkapanya dianggap sebagai volume embung. Analisis keandalan embung sebagai sumber air menyangkut volume air yang tersedia, debit pengeluaran untuk kebutuhan air untuk air baku (PDAM), pengendalian banjir, dan debit air untuk keperluan lain-lain selama waktu yang diperlukan. Analisis keandalan embung

diperlukan perhitungan-perhitungan diantaranya adalah perhitungan kapasitas embung yaitu volume tampungan air maksimum dihitung berdasarkan elevasi muka air maksimum, kedalaman air dan luas genangannya. Perkiraan kedalaman air dan luas genangan memerlukan adanya data elevasi dasar embung yang berupa peta topografi dasar embung. Penggambaran peta topografi dasar embung didasarkan pada hasil pengukuran topografi.

Perhitungan ini didasarkan pada data peta topografi dengan skala 1:1.000 dan beda tinggi kontur 1m. Cari luas permukaan embung yang dibatasi garis kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan dengan menggunakan rumus pendekatan volume sebagai berikut (Bangunan Utama KP-02, 1986) :

$$V_x = \frac{1}{3} x Z x (F_y + F_x + \sqrt{F_y + F_x}) \dots\dots\dots (2.123)$$

dimana :

- V_x = Volume pada kontur X (m³)
- Z = Beda tinggi antar kontur (m)
- F_y = Luas pada kontur Y (km²)
- F_x = Luas pada kontur X (km²)

2.3.5 Stabilitas Lereng Embung

Merupakan perhitungan konstruksi untuk menentukan ukuran (dimensi) embung agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja padanya dalam keadaan apapun juga. Konstruksi harus aman terhadap geseran, penurunan embung, rembesan dan keadaan embung kosong (γ_k), penuh air (γ_{sub}) maupun permukaan air turun tiba-tiba *rapid draw-down* (γ_{sat}) (Sosrodarsono, 1989).

Salah satu tinjauan keamanan embung adalah menentukan apakah embung dalam kondisi stabil, sehingga beberapa faktor yang harus ditentukan adalah sebagai berikut :

- Kondisi beban yang dialami oleh embung.
- Karakteristik bahan atau material tubuh embung termasuk tegangan dan *density*.
- Besar dan variasi tegangan air pori pada tubuh embung dan di dasar embung.
- Angka aman minimum (SF) yang diperbolehkan untuk setiap kondisi beban yang digunakan.

Kemiringan timbunan embung pada dasarnya tergantung pada stabilitas bahan timbunan. Semakin besar stabilitas bahannya, maka kemiringan timbunan dapat makin terjal.

Bahan yang kurang stabil memerlukan kemiringan yang lebih landai. Sebagai acuan dapat disebutkan bahwa kemiringan lereng depan (*upstream*) berkisar antara 1 : 2,5 sampai 1 : 3,5 , sedangkan bagian belakang (*downstream*) antara 1: 2 sampai 1: 3. Kemiringan lereng yang efisien untuk bagian hulu maupun bagian hilir masing-masing dapat ditentukan dengan rumus berikut (Sosrodarsono, 1989) :

$$S_f = \left[\frac{m - k \cdot \gamma''}{m + k \cdot m \cdot \gamma''} \right] \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2.124)$$

$$S_f = \left[\frac{n - k \cdot \gamma''}{n + k \cdot n} \right] \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2.125)$$

dimana :

S_f = faktor keamanan (dapat diambil 1,1)

m dan n masing-masing kemiringan lereng hulu dan hilir.

k = koefien gempa dan $\gamma'' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}}$

Angka aman stabilitas lereng embung di bagian lereng hulu dan hilir dengan variasi beban yang digunakan, diperhitungkan berdasarkan pada analisis keseimbangan batas (*limit equilibrium analysis*). Geometri lereng tubuh embung disesuaikan dengan hasil analisis tersebut, sehingga diperoleh angka aman (S_f) yang sama atau lebih besar dari angka aman minimum yang persyaratkan.

Kemiringan lereng baik di sisi hilir maupun di sisi hulu embung harus cukup stabil baik pada saat konstruksi, pengoperasian yaitu pada saat embung kosong, embung penuh, saat embung mengalami rapid draw down dan ditinjau saat ada pengaruh gempa. Sehingga kondisi beban harus diperhitungkan berdasarkan rencana konstruksi, pengoperasian reservoir, menjaga elevasi muka air normal di dalam reservoir dan kondisi *emergency, flood storage* dan rencana melepas air dalam reservoir, antisipasi pengaruh tekanan air pori dalam tubuh bendungan dan tanah dasar fondasi. Tinjauan stabilitas bendungan dilakukan dalam berbagai kondisi sebagai berikut :

a. *Steady-state seepage*

Stabilitas lereng di bagian hulu di analisis pada kondisi muka air di reservoir yang menimbulkan terjadinya aliran rembesan melalui tubuh Embung. Elevasi muka air pada kondisi ini umumnya dinyatakan sebagai elevasi muka air normal (*Normal High Water Level*).

b. *Operation*

Pada kondisi ini, muka air dalam reservoir maksimum (penuh-lebih tinggi dari elevasi muka air normal). Stabilitas lereng di sebelah hulu dianalisis dengan kondisi muka air tertinggi dimana dalam masa operasi muka air mengalami turun dengan tiba-tiba (*sudden draw down*) dari elevasi dari muka air maksimum (tertinggi) menjadi muka air terendah (LWL). Angka aman yang digunakan untuk tinjauan stabilitas lereng embung dengan berbagai kondisi beban dan tegangan geser yang digunakan seperti dalam Tabel 2.28. Secara umum angka aman minimum untuk lereng hilir dan hulu juga dicantumkan pada Tabel 2.29.

Tabel 2. 28. Angka Aman Minimum Dalam Tinjauan Stabilitas Lereng Sebagai Fungsi dari Tegangan Geser. (*)

Kriteria	Kondisi Tinjauan	Lereng	Tegangan geser	Koef. Gempa	SF min.
I	<i>Rapid drawdown</i>	Hulu	CU	0%	1,50
		Hulu	CU	100%	1,20
II	Muka air penuh (banjir)	Hulu	CU	0%	1,50
		Hulu	CU	100%	1,20
III	<i>Steady State Seepage</i>	Hilir	CU	0%	1,50
		Hilir	CU	100%	1,20

(*) : *Engineering and Design Stability of Earth and Rock-fill Dams, EM 1110-2-1902, 1970, p. 25.*

Catatan : CU : *Consolidated Undrained Test*

Tabel 2.29. Angka Aman Minimum Untuk Analisis Stabilitas Lereng.

Keadaan Rancangan / Tinjauan	Angka Aman Minimum	
	Lereng hilir (D/S)	Lereng Hulu (U/S)
1. Saat konstruksi dan akhir konstruksi	1,25	1,25
2. Saat pengoperasian embung dan saat embung penuh	1,50	1,50
3. Rapid draw down	-	1,20
4. Saat gempa	1,10	1,10

Sumber : *Sosrodarsono, 1989*

Secara prinsip, analisa kestabilan lereng didasarkan pada keseimbangan antara masa tanah aktif (*potential runtuh*) dengan gaya-gaya penahan runtuh di bidang runtuh. Perbandingan gaya-gaya di atas menghasilkan faktor aman (S_f) yang didefinisikan sebagai berikut:

$$S_f = \frac{\sum \eta}{\sum \tau} \dots\dots\dots (2.126)$$

dimana :

η = gaya-gaya penahan

τ = gaya-gaya aktif penyebab runtuh

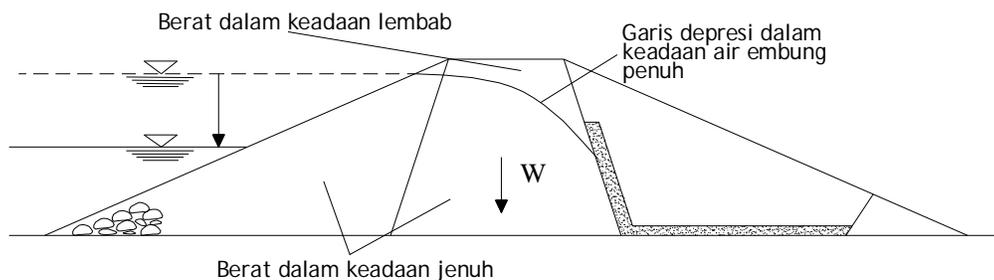
Analisis ini dilakukan pada segala kemungkinan bidang permukaan runtuh dan pada berbagai keadaan embung di atas. Nilai angka aman hasil perhitungan (SF hitungan) tersebut di atas harus lebih besar dari nilai angka aman minimum (SF minimum) seperti tertera pada Tabel 2.28 dan Tabel 2.29.

Gaya-gaya yang bekerja pada embung urugan :

1. Berat Tubuh Embung Sendiri

Berat tubuh embung dihitung dalam beberapa kondisi yang tidak menguntungkan yaitu :

- Pada kondisi lembab segera setelah tubuh pondasi selesai dibangun.
- Pada kondisi sesudah permukaan embung mencapai elevasi penuh dimana bagian embung yang terletak disebelah atas garis depresi dalam keadaan jenuh.
- Pada kondisi dimana terjadi gejala penurunan mendadak (*Rapid draw-down*) permukaan air embung, sehingga semua bagian embung yang semula terletak di sebelah bawah garis depresi tetap dianggap jenuh.



Gambar 2. 26. Berat bahan yang terletak dibawah garis depresi

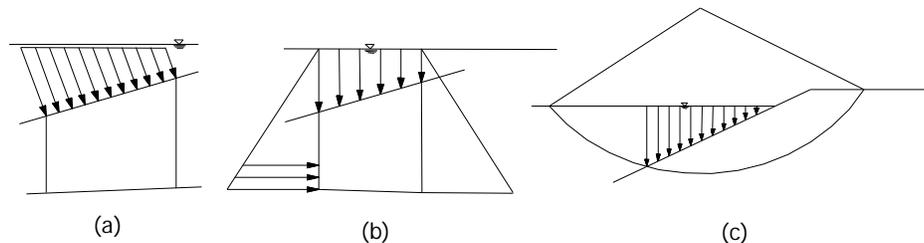
Gaya-gaya atau beban-belan utama yang bekerja pada embung urugan yang akan mempengaruhi stabilitas tubuh embung dan pondasi embung tersebut adalah :

- Berat tubuh embung itu sendiri yang membebani lapisan-lapisan yang lebih bawah dari tubuh embung dan membebani pondasi.
- Tekanan hidrostatis yang akan membebani tubuh embung dan pondasinya baik dari air yang terdapat didalam embung di hulunya maupun dari air didalam sungai di hilirnya.
- Tekanan air pori yang terkandung diantara butiran dari zone-zone tubuh embung.
- Gaya seismic yang menimbulkan beban-belan dinamika baik yang bekerja pada tubuh embung maupun pondasinya.

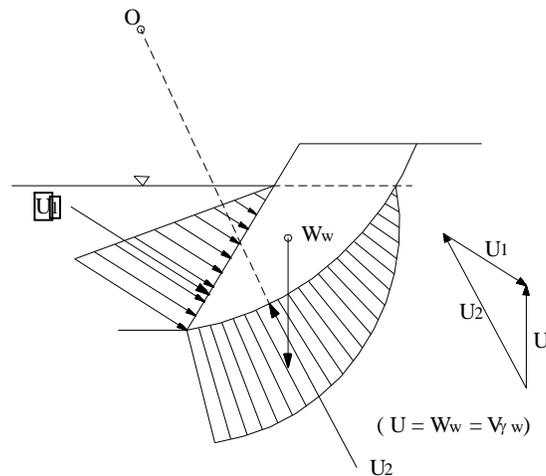
2. Tekanan Hidrostatis

Pada perhitungan stabilitas embung dengan metode irisan (*slice methode*) biasanya beban hidrostatis yang bekerja pada lereng sebelah hulu embung dapat digambarkan dalam tiga cara pembebanan. Pemilihan cara pembebanan yang cocok untuk suatu perhitungan harus disesuaikan dengan semua pola gaya-gaya yang bekerja pada embung yang akan diikut sertakan dalam perhitungan (Sosrodarsono, 1989).

Pada kondisi dimana garis depresi mendekati bentuk horizontal, maka dalam perhitungan langsung dapat dianggap horizontal dan berat bagian tubuh embung yang terletak dibawah garis depresi tersebut diperhitungkan sebagai berat bahan yang terletak dalam air. Tetapi dalam kondisi perhitungan yang berhubungan dengan gempa biasanya berat bagian ini dianggap dalam kondisi jenuh (Soediby, 1993).



Gambar 2.27. Gaya tekanan hidrostatis pada bidang luncur



Gambar 2.28. Skema pembebanan yang disebabkan oleh tekanan hidrostatis yang bekerja pada bidang luncur

3. Tekanan Air Pori

Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori di embung terhadap lingkaran bidang luncur. Tekanan air pori dihitung dengan beberapa kondisi yaitu (Soedibyo, 1993):

- Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi tubuh embung baru dibangun.
- Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi embung telah terisi penuh dan permukaan air sedang menurun secara berangsur-angsur.
- Gaya-gaya yang timbul dari tekanan air pori dalam kondisi terjadinya penurunan mendadak permukaan embung hingga mencapai permukaan terendah, sehingga besarnya tekanan air pori dalam tubuh embung masih dalam kondisi embung terisi penuh.

4. Beban Seismis (seismic force)

Beban seismis akan timbul pada saat terjadinya gempa bumi dan penetapan suatu kapasitas beban seismis secara pasti sangat sukar. Faktor-faktor yang menentukan besarnya beban seismis pada embung urugan adalah (Sosrodarsono, 1989):

- Karakteristik, lamanya dan kekuatan gempa yang terjadi.
- Karakteristik dari pondasi embung.
- Karakteristik bahan pembentuk tubuh embung.
- Tipe embung.

Komponen horizontal beban seismis dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989) :

$$M \cdot \alpha = e (M \cdot g) \dots\dots\dots (2.127)$$

dimana :

- M = massa tubuh embung (ton)
- α = percepatan horizontal (m/s²)
- e = intensitas seismis horizontal (0,10-0,25)
- g = percepatan gravitasi bumi (m/s²)

Tabel 2.30. Percepatan gempa horizontal

Intensitas Seismis	Gal	Jenis Pondasi	
		Batuan	Tanah
Luar biasa 7	400	0,20 g	0,25 g
Sangat Kuat 6	400-200	0,15 g	0,20 g
Kuat 5	200-100	0,12 g	0,15 g
Sedang 4	100	0,10 g	0,12 g

(ket : 1 gal = 1cm/det²)

Sumber: Sosrodarsono, 1989

5. Stabilitas Lereng Embung Urugan Menggunakan Metode Irisan Bidang Luncur Bundar

Metode analisis stabilitas lereng untuk embung tipe tanah urugan (*earth fill type dam*) dan timbunan batu (*rock fill type dam*) didasarkan pada bidang longsor bentuk lingkaran. Faktor keamanan dari kemungkinan terjadinya longsor dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan sebagai berikut (Soedibyo, 1993) :

$$F_s = \frac{\sum \{C.l + (N - U - Ne)\tan \phi\}}{\sum (T + Te)}$$

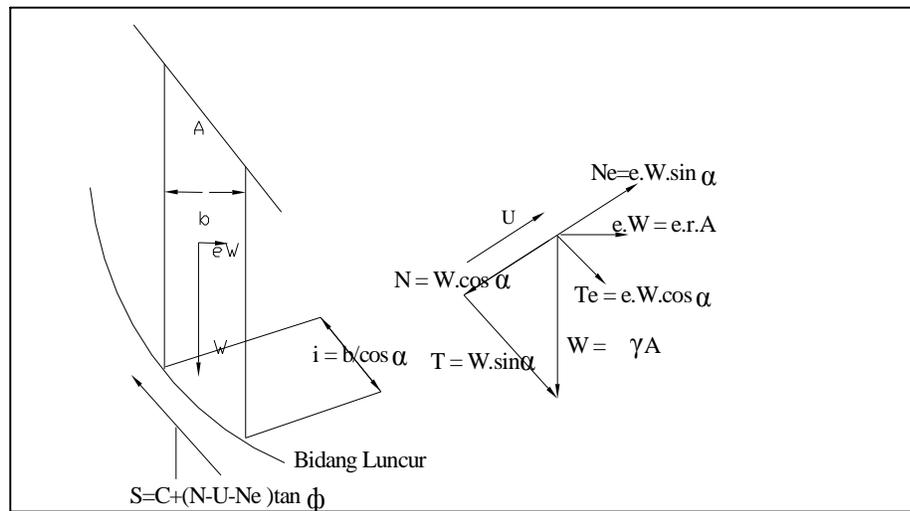
$$= \frac{\sum C.l + \sum \{\gamma.A(\cos \alpha - e.\sin \alpha) - V\}\tan \phi}{\sum \gamma.A(\sin \alpha + e.\cos \alpha)} \dots\dots\dots (2.128)$$

dimana :

- Fs = faktor keamanan
- N = beban komponen vertikal yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur
(= $\gamma.A.\cos \alpha$)

BAB II DASAR TEORI

- T = beban komponen tangensial yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur ($= \gamma.A.\sin \alpha$)
- U = tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur
- Ne = komponen vertikal beban seismic yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur ($= e.\gamma.A.\sin \alpha$)
- Te = komponen tangensial beban seismic yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur ($= e.\gamma.A.\cos \alpha$)
- ϕ = sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur.
- C = Angka kohesi bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur
- Z = lebar setiap irisan bidang luncur
- E = intensitas seismis horisontal
- γ = berat isi dari setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur
- A = luas dari setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur
- α = sudut kemiringan rata-rata dasar setiap irisan bidang luncur
- V = tekanan air pori



(Sosrodarsono, 1989)

Gambar 2.29. Cara menentukan harga-harga N dan T

Prosedur perhitungan metode irisan bidang luncur bundar (Soediby, 1993):

1. Andaikan bidang luncur bundar dibagi menjadi beberapa irisan vertikal dan walaupun bukan merupakan persyaratan yang mutlak, biasanya setiap irisan lebarnya dibuat sama. Disarankan agar irisan bidang luncur tersebut dapat melintasi perbatasan dari dua buah zone penimbunan atau supaya memotong garis depresi aliran filtrasi.
2. Gaya-gaya yang bekerja pada setiap irisan adalah sebagai berikut :
 - a. Berat irisan (W), dihitung berdasarkan hasil perkalian antara luas irisan (A) dengan berat isi bahan pembentuk irisan (γ), jadi $W=A \cdot \gamma$
 - b. Beban berat komponen vertikal yang pada dasar irisan (N) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan cosinus sudut rata-rata tumpuan (α) pada dasar irisan yang bersangkutan jadi $N = W \cdot \cos \alpha$
 - c. Beban dari tekanan hidrostatis yang bekerja pada dasar irisan (U) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara panjang dasar irisan (b) dengan tekanan air rata-rata ($U/\cos \alpha$) pada dasar irisan tersebut, jadi $U = \frac{U \cdot b}{\cos \alpha}$
 - d. Berat beban komponen tangensial (T) diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan sinus sudut rata-rata tumpuan dasar irisan tersebut jadi $T = W \sin \alpha$
 - e. Kekuatan tahanan kohesi terhadap gejala peluncuran (C) diperoleh dari hasil perkalian antara angka kohesi bahan (c') dengan panjang dasar irisan (b) dibagi lagi dengan $\cos \alpha$, jadi $C = \frac{c' \cdot b}{\cos \alpha}$
3. Kekuatan tahanan geseran terhadap gejala peluncuran irisan adalah kekuatan tahanan geser yang terjadi pada saat irisan akan meluncur meninggalkan tumpuannya
4. Kemudian jumlahkan semua kekuatan-kekuatan yang menahan (T) dan gaya-gaya yang mendorong (S) dari setiap irisan bidang luncur, dimana T dan S dari masing-masing irisan dinyatakan sebagai $T = W \sin \alpha$ dan $S = C+(N-U) \tan \Phi$
5. Faktor keamanan dari bidang luncur tersebut adalah perbandingan antara jumlah gaya pendorong dan jumlah gaya penahan yang dirumuskan :

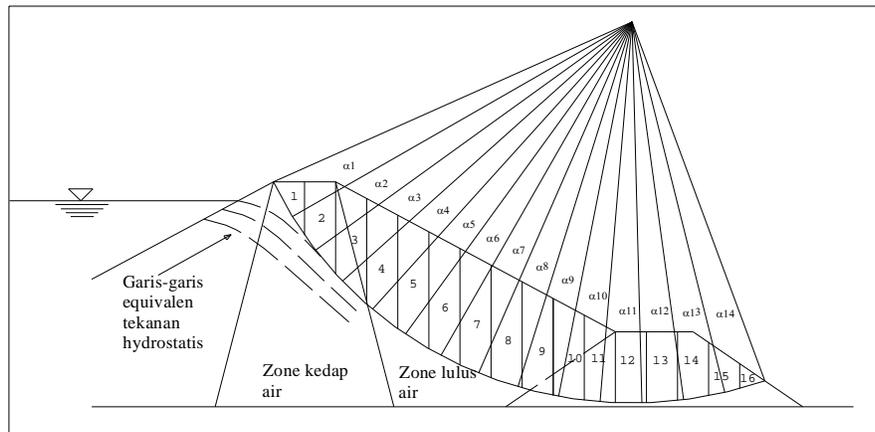
$$F_s = \frac{\sum S}{\sum T} \dots\dots\dots (2.129)$$

dimana:

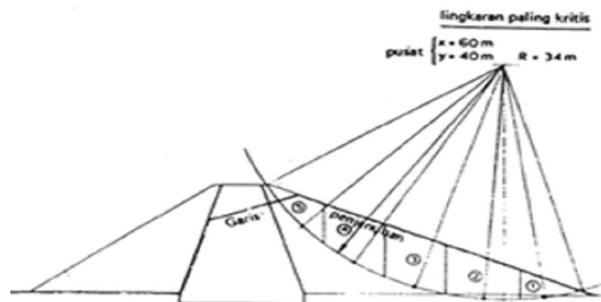
F_s = faktor aman

$\sum S$ = jumlah gaya pendorong

$\sum T$ = jumlah gaya penahan



Gambar 2.30. Skema perhitungan bidang lurur dalam kondisi embung penuh air

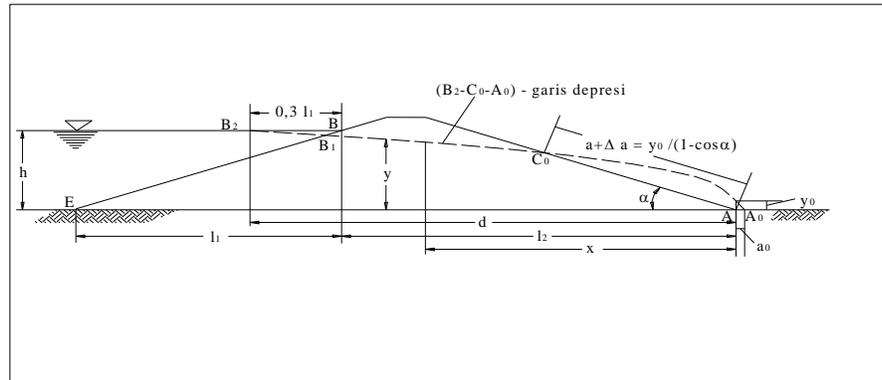


Gambar 2.31. Skema perhitungan bidang lurur dalam kondisi penurunan air embung tiba-tiba

6. Stabilitas Embung Terhadap Aliran Filtrasi

Baik embung maupun pondasinya diharuskan mampu menahan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh adanya air filtrasi yang mengalir melalui celah-celah antara butiran-butiran tanah pembentuk tubuh embung dan pondasi tersebut. Hal tersebut dapat diketahui dengan mendapatkan formasi garis depresi (*seepage flow-net*) yang terjadi dalam tubuh dan pondasi embung tersebut (Soedibyo, 1993).

Garis depresi didapat dengan persamaan parabola bentuk dasar seperti di bawah ini :



Gambar 2.32. Garis depresi pada embung homogen

Untuk perhitungan selanjutnya maka digunakan persamaan-persamaan berikut :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots\dots\dots (2.130)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (2.131)$$

Untuk zone inti kedap air garis depresi digambarkan sebagai kurva dengan persamaan berikut:

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \dots\dots\dots (2.132)$$

dimana :

h = jarak vertikal antara titik A dan B

d = jarak horisontal antara titik B₂ dan A

l₁ = jarak horisontal antara titik B dan E

l₂ = jarak horisontal antara titik B dan A

A = ujung tumit hilir embung

B = titik perpotongan permukaan air embung dan lereng hulu embung.

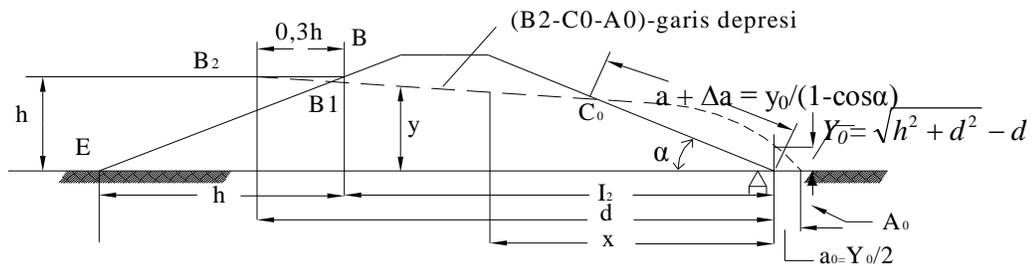
A₁ = titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B

B₂ = titik yang terletak sejauh 0,3 l₁ horisontal kearah hulu dari titik B

Akan tetapi garis parabola bentuk dasar (B₂-C₀-A₀) yang diperoleh dari persamaan tersebut bukanlah garis depresi yang sesungguhnya. Sehingga masih diperlukan penyesuaian menjadi garis B-C-A yang merupakan bentuk garis depresi yang sesungguhnya, seperti tertera pada gambar 2.33 sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989) :

Garis depresi didapat dengan persamaan parabola bentuk dasar pada Gambar 2.29 dibawah ini.

- A_1 = titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B
- B_2 = titik yang terletak sejauh $0,3 l_1$ horisontal ke arah hulu dari titik B



Gambar 2.33. Garis depresi pada Embung homogen (sesuai dengan garis parabola)

Pada titik permulaan, garis depresi berpotongan tegak lurus dengan lereng hulu embung dan dengan demikian titik Co dipindahkan ke titik C sepanjang Δa .

Panjang Δa tergantung dari kemiringan lereng hilir embung, dimana air filtrasi tersembul keluar yang dapat dihitung dengan rumus berikut (Sosrodarsono, 1989) :

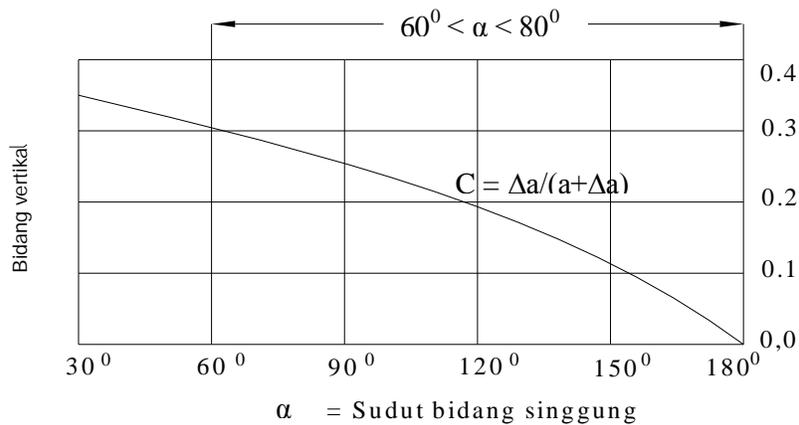
$$a + \Delta a = \frac{\gamma_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (2.133)$$

dimana : a = jarak \overline{AC} (m)

Δa = jarak $\overline{C_0C}$ (m)

α = sudut kemiringan lereng hilir embung

Untuk memperoleh nilai a dan Δa dapat dicari berdasarkan nilai α dengan menggunakan grafik sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989) :



Gambar 2.34. Grafik hubungan antara sudut bidang singgung (α) dengan $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

7. Gejala Sufosi (*piping*) dan Sembulan (*boiling*)

Agar gaya-gaya hidrodinamis yang timbul pada aliran filtrasi tidak akan menyebabkan gejala sufosi dan sembulan yang sangat membahayakan baik tubuh embung maupun pondasinya, maka kecepatan aliran filtrasi dalam tubuh dan pondasi embung tersebut pada tingkat-tingkat tertentu perlu dibatasi.

Kecepatan aliran keluar ke atas permukaan lereng hilir yang komponen vertikalnya dapat mengakibatkan terjadinya perpindahan butiran-butiran bahan embung, kecepatannya dirumuskan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1989) :

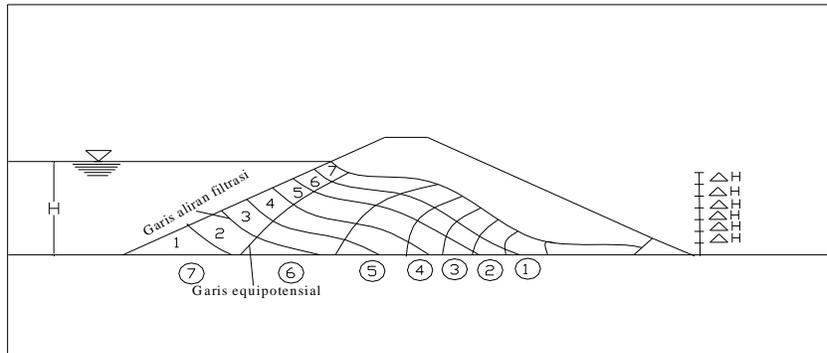
$$C = \sqrt{\frac{w_1 \cdot g}{F \cdot \gamma}} \dots\dots\dots (2.134)$$

dimana :

- C = kecepatan kritis
- w_1 = berat butiran bahan dalam air
- F = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi
- γ = berat isi air

8. Kapasitas aliran filtrasi

Memperkirakan besarnya kapasitas filtrasi yang mengalir melalui tubuh dan pondasi embung yang didasarkan pada jaringan trayektori aliran filtrasi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (Soediby, 1993) :



Gambar 2.35. Formasi garis depresi

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} \cdot K \cdot H \cdot L \dots\dots\dots (2.135)$$

dimana:

- Q_f = kapasitas aliran filtrasi
- N_f = angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi
- N_p = angka pembagi dari garis equipotensial
- K = koefisien filtrasi
- H = tinggi tekan air total
- L = panjang profil melintang tubuh embung

9. Rembesan Air dalam Tanah

Semua tanah terdiri dari butir-butir dengan ruangan-ruangan yang disebut pori (*voids*) antara butir-butir tersebut. Pori-pori ini selalu berhubungan satu dengan yang lain sehingga air dapat mengalir melalui ruangan pori tersebut. Proses ini disebut rembesan (*seepage*).

Tidak ada bendungan urugan yang dapat dianggap kedap air, sehingga jumlah rembesan melalui bendungan dan pondasinya haruslah diperhitungkan. Bila laju turunnya tekanan akibat rembesan melampaui daya tahan suatu partikel tanah terhadap gerakan, maka partikel tanah tersebut akan cenderung untuk bergerak. Hasilnya adalah erosi bawah tanah, yaitu terbuangnya partikel-partikel kecil dari daerah tepat dihilir "ujung jari" (*toe*) bendungan (Ray K Linsley, Joseph B Franzini, hal 196, thn 1989). Hal tersebut dapat diketahui dengan pembuatan flownet yang terjadi dalam tubuh dan pondasi embung tersebut.

Ketinggian tegangan suatu titik dinyatakan dengan rumus:

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + y \dots\dots\dots (2.136)$$

dimana :

h = ketinggian tegangan (*pressure head*)

u = tegangan air

y = ketinggian titik diatas suatu datum tertentu

Menurut (Soedibyo, hal 80, 1993) banyaknya air yang merembes dan tegangan air pori dapat dihitung dengan rumus:

$$Q = \frac{k \times h}{N_e} \times N_f \dots\dots\dots (2.137)$$

dimana :

Q = jumlah air yang merembes

k = koefisien rembesan

h = beda ketinggian air sepanjang flownet

N_e = jumlah equipotensial

N_f = jumlah aliran

Tegangan Pori (U)

$$u = \gamma_w \left(D + \frac{2}{N_e} \times h \right) \dots\dots\dots (2.138)$$

dimana :

u = tegangan pori

h = beda tinggi energi hulu dengan hilir

D = jarak muka air thdp titik yang ditinjau

2.3.6 Rencana Teknis Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Suatu pelimpah banjir merupakan katup pengaman untuk suatu embung. Maka pelimpah banjir seharusnya mempunyai kapasitas untuk mengalirkan banjir-banjir besar tanpa merusak embung atau bangunan-bangunan pelengkapanya, selain itu juga menjaga embung agar tetap berada dibawah ketinggian maksimum yang ditetapkan. Suatu pelimpah banjir yang dapat terkendali maupun yang tidak dapat terkendali dilengkapi dengan pintu air

mercu atau sarana-sarana lainnya, sehingga laju aliran keluaranya dapat diatur (Soediby, 1993).

Pada hakekatnya untuk embung terdapat berbagai tipe bangunan pelimpah dan untuk menentukan tipe yang sesuai diperlukan suatu studi yang luas dan mendalam, sehingga diperoleh alternatif yang paling ekonomis. Bangunan pelimpah yang biasa digunakan yaitu bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap (Soediby, 1993).

Ada berbagai macam jenis *spillway*, baik yang berpintu maupun yang bebas, *side channel spillway*, *chute spillway* dan *syphon spillway*. Jenis-jenis ini dirancang dalam upaya untuk mendapatkan jenis *Spillway* yang mampu mengalirkan air sebanyak-banyaknya. Pemilihan jenis *spillway* ini disamping terletak pada pertimbangan hidrolika, pertimbangan ekonomis serta operasional dan pemeliharaannya.

Pada prinsipnya bangunan *spillway* terdiri dari 3 bagian utama, yaitu :

- Saluran pengarah dan pengatur aliran
- Saluaran peluncur
- Peredam energi

1) Saluran pengarah dan pengatur aliran

Bagian ini berfungsi sebagai penuntun dan pengarah aliran agar aliran tersebut senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik. Pada saluran pengarah aliran ini, kecepatan masuknya aliran air supaya tidak melebihi 4 m/det dan lebar saluran makin mengecil ke arah hilir. Kedalaman dasar saluran pengarah aliran biasanya diambil lebih besar dari 1/5 X tinggi rencana limpasan di atas mercu ambang pelimpah, periksa *gambar 2.26 Saluran pengarah aliran dan ambang debit pada sebuah bangunan pelimpah*. Kapasitas debit air sangat dipengaruhi oleh bentuk ambang. Terdapat 3 ambang yaitu: ambang bebas, ambang berbentuk bendung pelimpah, dan ambang bentuk bendung pelimpas penggantung (Soediby, 1993).

Bangunan pelimpah harus dapat mengalirkan debit banjir rencana dengan aman. Rumus umum yang dipakai untuk menghitung kapasitas bangunan pelimpah adalah (Bangunan Utama KP-02, 1986) :

$$Q = \frac{2}{3} \cdot Cd \cdot Bx \sqrt{\frac{2}{3 \cdot g \cdot h^3}} \dots\dots\dots (2.139)$$

BAB II DASAR TEORI

- dimana :
- Q = debit aliran (m³/s)
 - Cd = koefisien limpahan
 - B = lebar efektif ambang (m)
 - g = percepatan gravitasi (m/s)
 - h = tinggi energi di atas ambang (m)

Lebar efektif ambang dapat dihitung dengan rumus (Sosrodarsono, 1989) :

$$L_e = L - 2(N \cdot K_p + K_a) \cdot H \quad \dots\dots\dots (2.140)$$

dimana :

- L_e = lebar efektif ambang (m)
- L = lebar ambang sebenarnya (m)
- N = jumlah pilar
- K_p = koefisien kontraksi pilar
- K_a = koefisien kontraksi pada dinding samping ambang
- H = tinggi energi di atas ambang (m)

Tabel 2.31. Harga-harga koefisien kontraksi pilar (K_p)

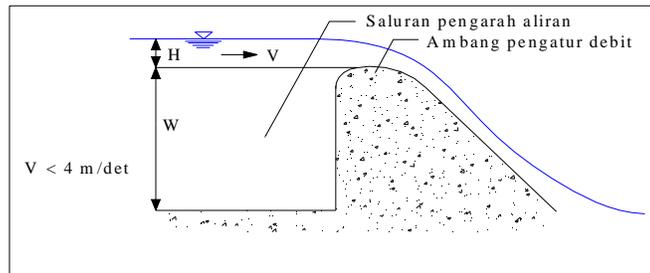
No	Keterangan	K _p
1	Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang bulat pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
2	Untuk pilar berujung bulat	0,01
3	Untuk pilar berujung runcing	0,00

Sumber : Joetata dkk (1997)

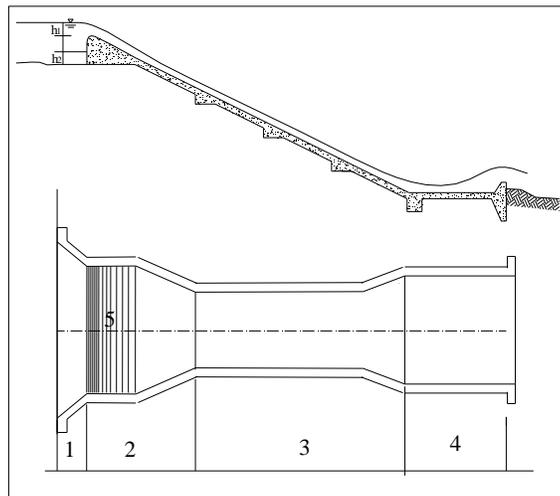
Tabel 2.32. Harga-harga koefisien kontraksi pangkal bendung (K_a)

No	Keterangan	K _a
1	Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,20
2	Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan 0,5 H ₁ > r > 0,15 H ₁	0,10
3	Untuk pangkal tembok bulat dimana r > 0,5 H ₁ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0,00

Sumber : Joetata dkk (1997)



Gambar 2.36. Saluran pengarah aliran dan ambang pengatur debit pada sebuah pelimpah



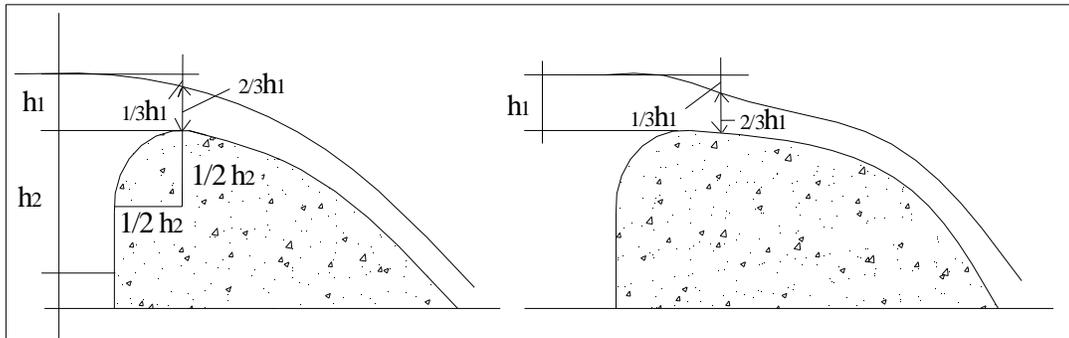
Gambar 2.37. Penampang memanjang bangunan pelimpah

Keterangan gambar :

1. Saluran pengarah dan pengatur aliran
2. Saluran peluncur
3. Bangunan peredam energi
4. Ambang

(a). Ambang bebas

Ambang bebas digunakan untuk debit air yang kecil dengan bentuk sederhana. Bagian hulu dapat berbentuk tegak atau miring (1 tegak : 1 horisontal atau 2 tegak : 1 horisontal), kemudian horizontal dan akhirnya berbentuk lengkung (Soediby, 1993). Apabila berbentuk tegak selalu diikuti dengan lingkaran yang jari-jarinya $\frac{1}{2} h_2$.



Gambar 2.38. Ambang bebas (Soediby, 1993)

Untuk menentukan lebar ambang biasanya digunakan rumus sebagai berikut :

$$Q = 1,704.b.c.(h_1)^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (2.141)$$

dimana :

- Q = debit air (m/detik)
- b = panjang ambang (m)
- h₁ = kedalaman air tertinggi disebelah hulu ambang (m)
- c = angka koefisien untuk bentuk empat persegi panjang = 0,82.

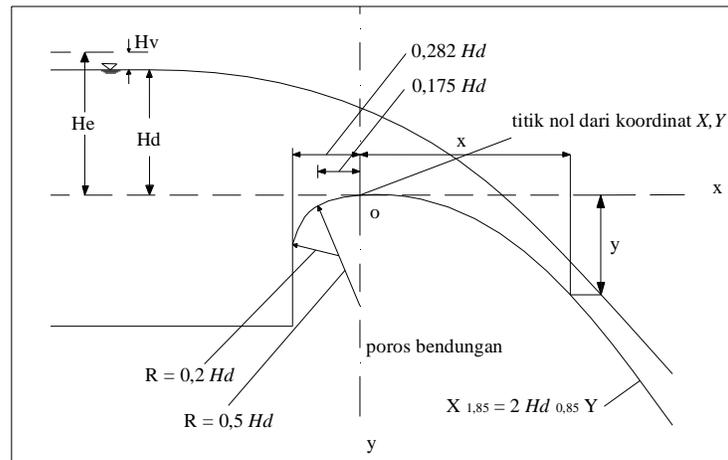
(b). Ambang berbentuk bendung pelimpah (overflow weir)

Digunakan untuk debit air yang besar. Permukaan bendung berbentuk lengkung disesuaikan dengan aliran air agar tidak ada air yang lepas dari dasar bendung. Rumus untuk bendung pelimpah menurut JANCOLD (*The Javanese National Committee on Large Dams*) adalah sebagai berikut :

$$Q = c.(L - K H N).H^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (2.142)$$

dimana :

- Q = debit air (m^3/det)
- L = panjang mercu pelimpah (m)
- K = koefisien kontraksi
- H = kedalaman air tertinggi disebelah hulu bendung (m)
- C = angka koefisien
- N = jumlah pilar



Gambar 2.39. Ambang bebas (Soediby, 1993)

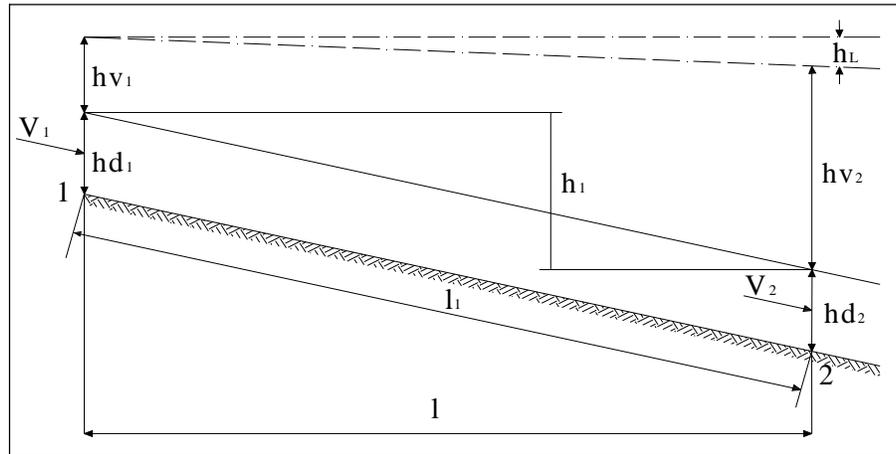
2) Saluran Peluncur

Saluran peluncur merupakan bangunan transisi antara ambang dan bangunan peredam. Biasanya bagian ini mempunyai kemiringan yang terjal dan alirannya adalah super kritis. Hal yang perlu diperhatikan pada perencanaan bagian ini adalah terjadinya kavitasi. Dalam merencanakan saluran peluncur (*flood way*) harus memenuhi persyaratan sebagai berikut (Gunadharma, 1997) :

- Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan.
- Agar konstruksi saluran peluncur cukup kokoh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
- Agar biaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin.

Guna memenuhi persyaratan tersebut maka diusahakan agar tampak atasnya selurus mungkin. Jika bentuk yang melengkung tidak dapat dihindarkan, maka diusahakan

lengkungan terbatas dan dengan radius yang besar. Biasanya aliran tak seragam terjadi pada saluran peluncur yang tampak atasnya melengkung, terutama terjadi pada bagian saluran yang paling curam dan apabila pada bagian ini terjadi suatu kejutan gelombang hidrolis, peredam energi akan terganggu (Gunadharna, 1997).

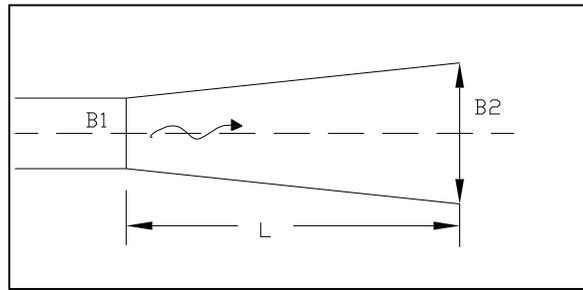


Gambar 2.40. Skema penampang memanjang saluran peluncur (Gunadharna, 1997)

3) Bagian Yang Berbentuk Terompet Pada Ujung Hilir Saluran Peluncur

Semakin kecil penampang lintang saluran peluncur, maka akan memberikan keuntungan ditinjau dari segi volume pekerjaan, tetapi akan menimbulkan masalah-masalah yang lebih besar pada usaha peredam energi yang timbul per-unit lebar aliran tersebut. Sebaliknya pelebaran penampang lintang saluran akan mengakibatkan besarnya volume pekerjaan untuk pembuatan saluran peluncur, tetapi peredaman energi per-unit lebar alirannya akan lebih ringan (Gunadharna, 1997).

Berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan tersebut diatas, maka saluran peluncur dibuat melebar (berbentuk terompet) sebelum dihubungkan dengan peredam energi. Pelebaran tersebut diperlukan agar aliran super-kritis dengan kecepatan tinggi yang meluncur dari saluran peluncur dan memasuki bagian ini, sedikit demi sedikit dapat dikurangi akibat melebarnya aliran dan aliran tersebut menjadi semakin stabil sebelum mengalir masuk ke dalam peredam energi.



Gambar 2.41. Bagian berbentuk terompes dari saluran peluncur pada bangunan

4) Peredam Energi

Aliran air setelah keluar dari saluran peluncur biasanya mempunyai kecepatan atau energi yang cukup tinggi yang dapat menyebabkan erosi di hilirnya dan menyebabkan distabilitas bangunan *spillway*. Oleh karenanya perlu dibuatkan bangunan peredam energi sehingga air yang keluar dari bangunan peredam cukup aman. Sebelum aliran yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi ke dalam sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi super kritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub kritis. Dengan demikian kandungan energi dengan daya penggerus sangat kuat yang timbul dalam aliran tersebut harus direduksi hingga mencapai tingkat yang normal kembali, sehingga aliran tersebut kembali ke dalam sungai tanpa membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan (Soedibyo, 1993).

Guna mereduksi energi yang terdapat didalam aliran tersebut, maka diujung hilir saluran peluncur biasanya dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi pencegah gerusan. Untuk meyakinkan kemampuan dan keamanan dari peredam energi, maka pada saat melaksanakan pembuatan rencana teknisnya diperlukan pengujian kemampuannya. Apabila alur sungai disebelah hilir bangunan pelimpah kurang stabil, maka kemampuan peredam energi supaya direncanakan untuk dapat menampung debit banjir dengan probabilitas 2% (atau dengan perulangan 50 tahun). Angka tersebut akan ekonomis dan memadai tetapi dengan pertimbangan bahwa apabila terjadi debit banjir yang lebih besar, maka kerusakan-kerusakan yang mungkin timbul pada peredam energi tidak akan membahayakan kestabilan tubuh embungnya (Gunadharma, 1997).

Kedalaman dan kecepatan air pada bagian sebelah hulu dan sebelah hilir loncatan hidrolis tersebut dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$q = \frac{Q}{B} \dots\dots\dots (2.143)$$

$$v = \frac{q}{D_1} \dots\dots\dots (2.144)$$

$$\frac{D_2}{D_1} = 0,5(\sqrt{1+8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots (2.145)$$

$$Fr_1 = \frac{v}{\sqrt{g \cdot D_1}}$$

dimana:

- Q = Debit pelimpah (m³/det)
- B = Lebar bendung (m)
- Fr = Bilangan *Froude*
- v = Kecepatan awal loncatan (m/dt)
- g = Percepatan gravitasi (m²/det)
- D_{1,2} = Tinggi konjugasi
- D₁ = kedalaman air di awal kolam (m)
- D₂ = kedalaman air di akhir kolam (m)

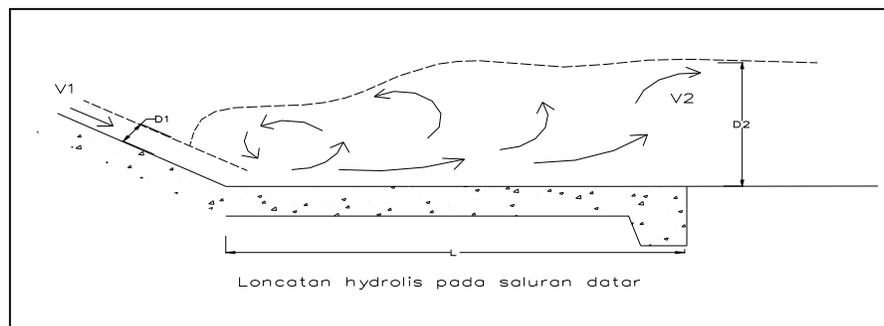
Ada beberapa tipe bangunan peredam energi yang pemakaiannya tergantung dari kondisi hidrolis yang dinyatakan dalam bilangan *Froude*.

Dalam perencanaan dipakai tipe kolam olakan dan yang paling umum dipergunakan adalah kolam olakan datar. Macam tipe kolam olakan datar yaitu :

- (a) Kolam olakan datar tipe I

Kolam olakan datar tipe I adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Benturan langsung tersebut menghasilkan peredaman energi yang cukup tinggi, sehingga perlengkapan-perengkapan lainnya guna penyempurnaan peredaman tidak diperlukan lagi pada kolam olakan tersebut (Gunadharma, 1997).

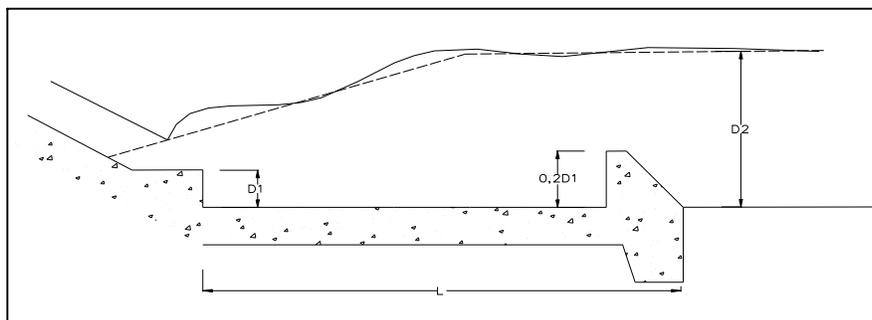
Karena penyempurnaan redamannya terjadi akibat gesekan-gesekan yang terjadi antara molekul-molekul air di dalam kolam olakan, sehingga air yang meninggalkan kolam tersebut mengalir memasuki alur sungai dengan kondisi yang sudah tenang. Akan tetapi kolam olakan menjadi lebih panjang dan karenanya tipe I ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil pula dan kolam olakannyapun akan berdimensi kecil. Dan kolam olakan tipe I ini biasanya dibangun untuk suatu kondisi yang tidak memungkinkan pembuatan perlengkapan-perengkapan lainnya pada kolam olakan tersebut.

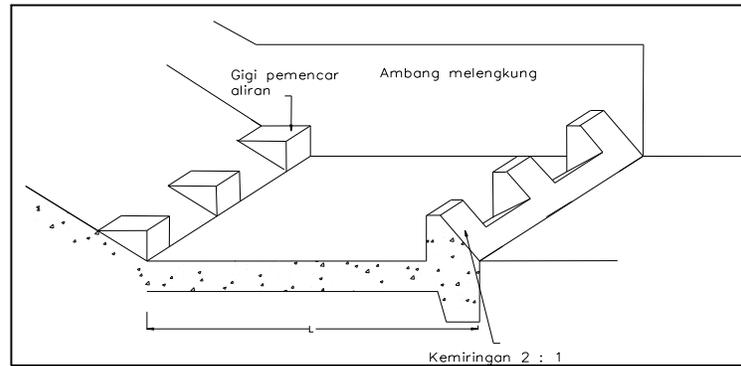


Gambar 2.42. Bentuk kolam olakan datar tipe I USBR (Soedibyo, 1993)

(b) Kolam olakan datar tipe II

Kolam olakan datar tipe II ini cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang tinggi dan dengan debit yang besar ($q > 45 \text{ m}^3/\text{dt/m}$, tekanan hidrostatik $> 60 \text{ m}$ dan bilangan Froude $> 4,5$). Kolam olakan tipe ini sangat sesuai untuk bendungan urugan dan penggunaannyapun cukup luas (Soedibyo, 1993).

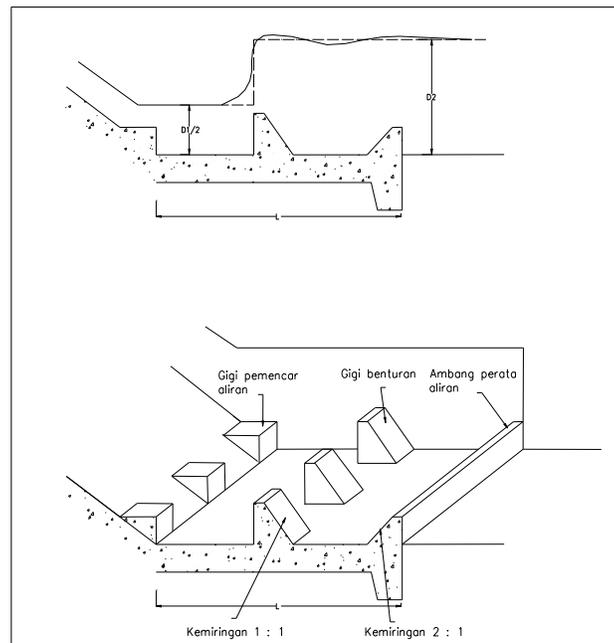




Gambar 2.43. Bentuk kolam olakan datar tipe II USBR (Soedibyo, 1993)

(c) Kolam olakan datar tipe III

Pada hakekatnya prinsip kerja dari kolam olakan ini sangat mirip dengan sistim kerja dari kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang agak kecil ($q < 18,5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, $V < 18,0 \text{ m}/\text{dt}$ dan bilangan Froude $> 4,5$). Untuk mengurangi panjang kolam olakan biasanya dibuatkan gigi pemencar aliran di tepi hulu dasar kolam, gigi penghadang aliran (gigi benturan) pada dasar kolam olakan. Kolam olakan tipe ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan rendah (Gunadharna, 1997).

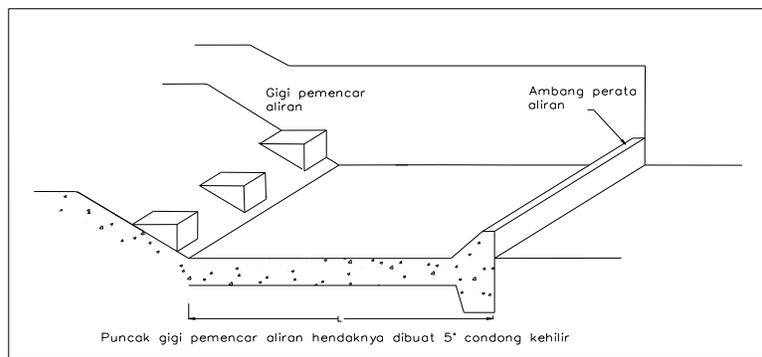


Gambar 2.44. Bentuk kolam olakan datar tipe III USBR (Gunadharna, 1997)

(d) Kolam olakan datar tipe IV

Sistem kerja kolam olakan tipe ini sama dengan sistem kerja kolam olakan tipe III, akan tetapi penggunaannya yang paling cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar per-unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5.

Biasanya kolam olakan tipe ini dipergunakan pada bangunan-bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang sangat rendah atau bendung-bendung penyadap, bendung-bendung konsolidasi, bendung-bendung penyangga dan lain-lain.

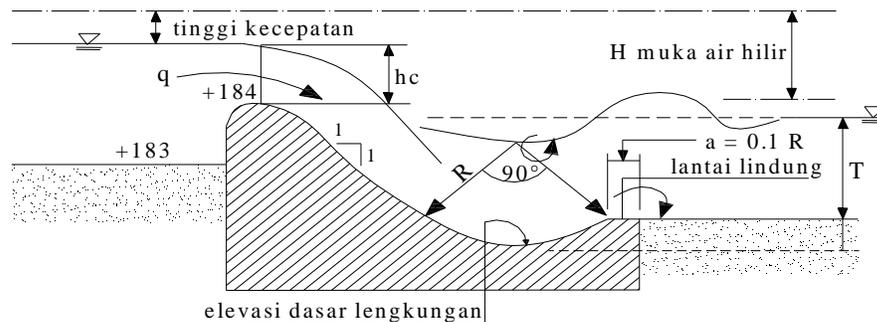


Gambar 2.45. Bentuk kolam olakan datar tipe IV USBR

5) Peredam Energi Tipe Bak Tenggelam (bucket)

Tipe peredam energi ini dipakai bila kedalaman konjugasi hilir, yaitu kedalaman air pada saat peralihan air dari super ke sub kritis, dari loncatan air terlalu tinggi dibanding kedalaman air normal hilir atau kalau diperkirakan akan terjadi kerusakan pada lantai kolam akibat batu-batu besar yang terangkut lewat atas embung.

Dimensi-dimensi umum sebuah bak yang berjari-jari besar diperlihatkan oleh Gambar 2.46 berikut :



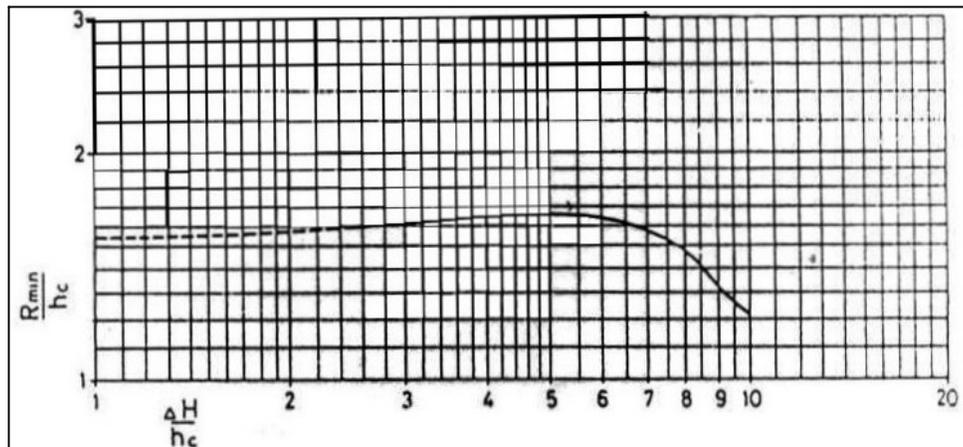
Gambar 2.46. Peradam energi tipe bak tenggelam (Bucket)

Parameter-parameter perencanaan yang sebagaimana diberikan oleh USBR sulit untuk diterapkan bagi perencanaan kolam olak tipe ini. Oleh karena itu, parameter-parameter dasar seperti jari-jari bak, tinggi energi dan kedalaman air harus dirubah menjadi parameter-parameter tanpa dimensi dengan cara membaginya dengan kedalaman kritis (h_c) dengan persamaan kedalaman kritis adalah sebagai berikut :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (2.146)$$

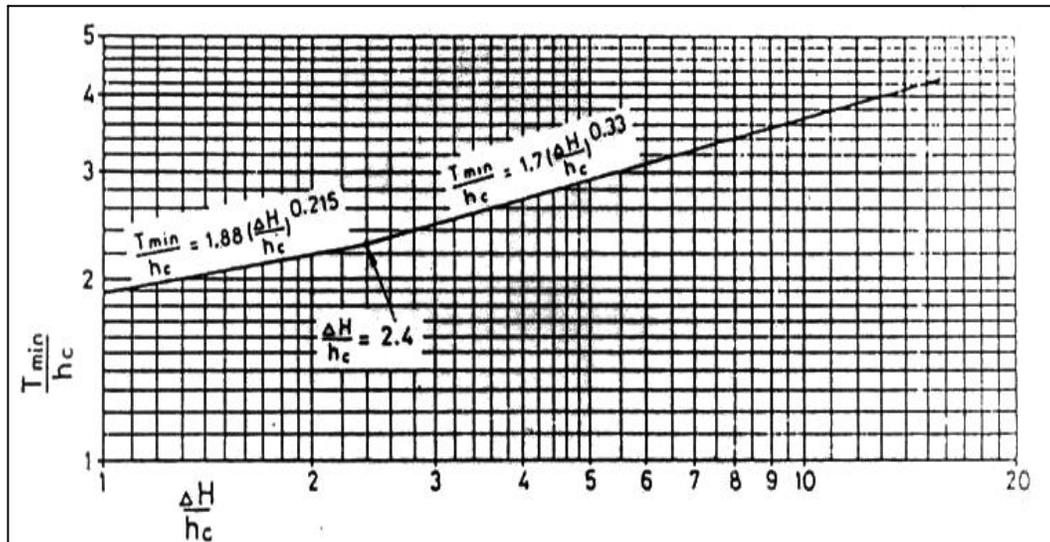
- dimana :
- h_c = kedalaman kritis (m)
 - q = debit per lebar satuan ($m^3/det.m$)
 - g = percepatan gravitasi (m^2/dt) (=9,81)

Jari-jari minimum yang paling diijinkan (R_{min}) dapat ditentukan dengan menggunakan perbandingan beda muka air hulu dan hilir (ΔH) dengan ketinggian kritis (h_c) seperti yang ditunjukkan dengan Gambar 2.47 berikut :



Gambar 2.47. Grafik Untuk Mencari Jari-jari Minimum (R_{min}) Bak

Demikian pula dengan batas minimum tinggi air hilir (T_{min}). T_{min} diberikan pada Gambar 2.48 berikut :

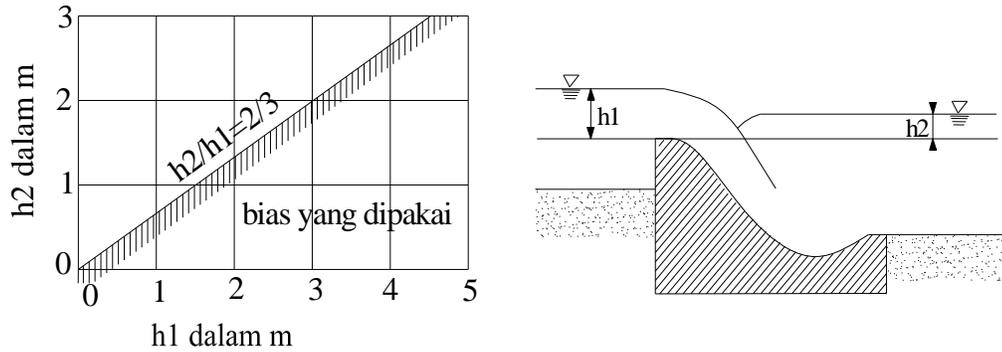


Gambar 2.48. Grafik Untuk Mencari Batas Minimum Tinggi Air Hilir

Untuk nilai $\frac{\Delta H}{h_c}$ di atas 2,4 garis tersebut merupakan batas maksimum untuk menentukan besarnya nilai T_{min} . Sedangkan untuk nilai $\frac{\Delta H}{h_c}$ yang lebih kecil dari 2,4 maka diambil nilai kedalaman konjugasi sebagai kedalaman minimum hilir, dengan pertimbangan bahwa untuk nilai $\frac{\Delta H}{h_c}$ yang lebih kecil dari 2,4 adalah diluar jangkauan percobaan USBR.

Besarnya peredam energi ditentukan oleh perbandingan h_2 dan h_1 Gambar 2.49. Apabila ternyata $\frac{h_2}{h_1}$ lebih besar dari $\frac{2}{3}$, maka tidak ada efek peredaman yang bisa diharapkan.

Terlepas dari itu, pengalaman telah menunjukkan bahwa banyak embung rusak sebagai akibat dari gerusan lokal yang terjadi di sebelah hilir, terutama akibat degradasi dasar sungai. Oleh karena itu, dianjurkan dalam menentukan kedalaman minimum air hilir juga berdasarkan degradasi dasar sungai yang akan terjadi dimasa datang.

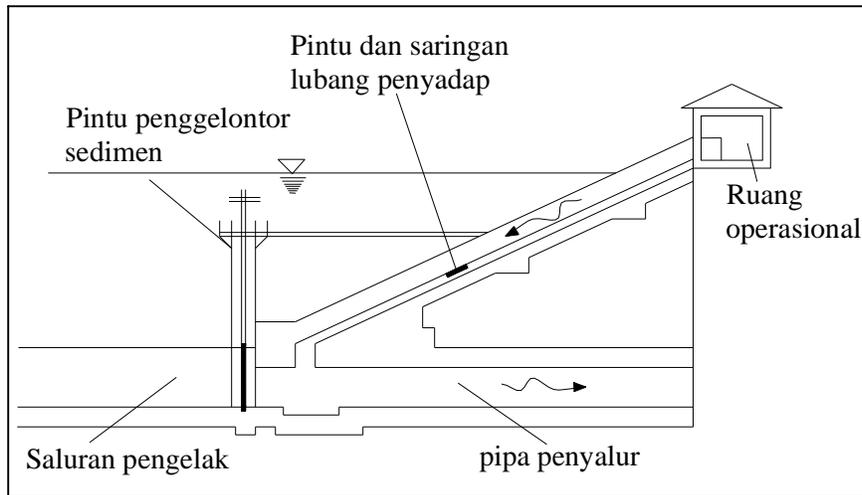


Gambar 2.49. Batas Maksimum Tinggi Air Hilir

6. Rencana Teknis Bangunan Penyadap

Komponen terpenting bangunan penyadap pada embung urugan adalah penyadap, pengatur dan penyalur aliran (DPU, 1970). Pada hakekatnya bangunan penyadap sangat banyak macamnya tetapi yang sering digunakan ada 2 macam yaitu bangunan penyadap tipe sandar dan bangunan penyadap tipe menara.

a) Bangunan Penyadap Sandar (*inclined outlet conduit*).



Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977

Gambar 2.50 Komponen bangunan penyadap tipe sandar

Bangunan penyadap sandar adalah bangunan penyadap yang bagian pengaturnya terdiri dari terowongan miring yang berlubang-lubang dan bersandar pada tebing sungai. Karena terletak pada tebing sungai maka diperlukan pondasi batuan atau pondasi yang terdiri dari

lapisan yang kokoh untuk menghindari kemungkinan keruntuhan pada konstruksi sandaran oleh pengaruh fluktuasi dari permukaan air dan kelongsoran embung. Sudut kemiringan pondasi sandaran sibuat tidak lebih dari 60° kecuali pondasinya terdiri dari batuan yang cukup kokoh (DPU, 1970).

Berat timbunan tubuh embung biasanya mengakibatkan terjadinya penurunan-penurunan tubuh terowongan. Untuk mencegah terjadinya penurunan yang membahayakan, maka baik pada terowongan penyadap maupun pada pipa penyalur datar dibuatkan penyangga (*supporting pole*) yang berfungsi pula sebagai tempat sambungan bagian-bagian pipa yang bersangkutan.

Beban-beban luar yang bekerja pada terowongan penyadap adalah :

- 1.) Tekanan air yang besarnya sama dengan tinggi permukaan air embung dalam keadaan penuh.
- 2.) Tekanan timbunan tanah pada terowongan.
- 3.) Berat pintu dan penyaring serta fasilitas-fasilitas pengangkatnya serta kekuatan operasi dan fasilitas pengangkatnya.
- 4.) Gaya-gaya hidrodinamis yang timbul akibat adanya aliran air dalam terowongan.
- 5.) Kekuatan apung terowongan yang dihitung 100% terhadap volume terowongan luar.
- 6.) Apabila terjadi vakum di dalam terowongan, maka gaya-gaya yang ditimbulkannya, merupakan tekanan-tekanan negatif.
- 7.) Gaya-gaya seismic dan gaya-gaya dinamis lainnya.

Lubang Penyadap

Kapasitas lubang-lubang penyadap dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

1. Untuk lubang penyadap yang kecil.

$$Q = C.A.\sqrt{2gh} \dots\dots\dots (2.147)$$

- dimana :
- Q = debit penyadap sebuah lubang (m³/det)
 - C = koefisien debit, ±0,62
 - A = luas penampang lubang (m²)
 - g = gravitasi (9,8 m/det²)
 - H = tinggi air dari titik tengah lubang ke permukaan (m)

2. Untuk lubang penyadap yang besar.

$$Q = \frac{3}{2} B.C.\sqrt{2g\left\{(H_2 + h_a)^{\frac{3}{2}}(H_1 + h_a)^{\frac{2}{3}}\right\}} \dots\dots\dots (2.148)$$

dimana :

B = lebar lubang penyadap (m)

H₁ = kedalaman air pada tepi atas lubang (m)

H₂ = kedalaman air pada tepi bawah lubang (m)

h_a = tinggi tekanan kecepatan didepan lubang penyadap (m)

$$= \frac{V_a^2}{2g}$$

V_a = kecepatan aliran air sebelum masuk kedalam lubang penyadap (m/det)

Biasanya dianggap harga V_a = 0, sehingga rumus diatas berubah menjadi :

$$Q = \frac{2}{3} B.C. \sqrt{2g \left(H_2^{\frac{3}{2}} - H_1^{\frac{3}{2}} \right)} \dots\dots\dots (2.149)$$

Apabila lubang penyadap yang miring membentuk sudut θ dengan bidang horisontal, maka :

$$Q_i = Q \sec \theta \dots\dots\dots (2.150)$$

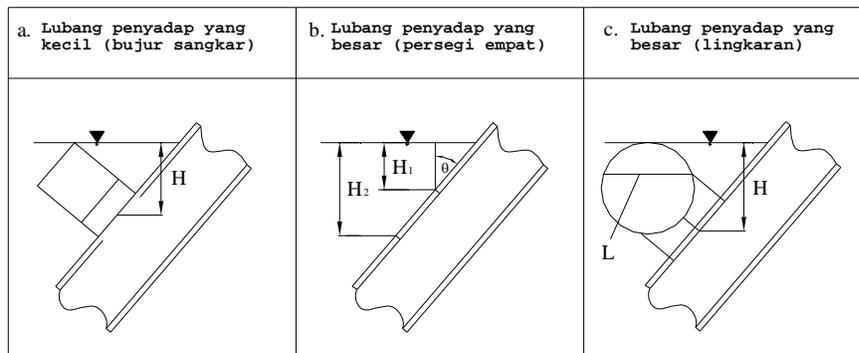
3. Untuk lubang penyadap dengan penampang bulat.

$$Q = C . \pi . r^2 . \sqrt{2 gH} \dots\dots\dots (2.151)$$

dimana :

r = radius lubang penyadap (m)

Rumus tersebut berlaku untuk $\frac{H}{r} > 3$



Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1977

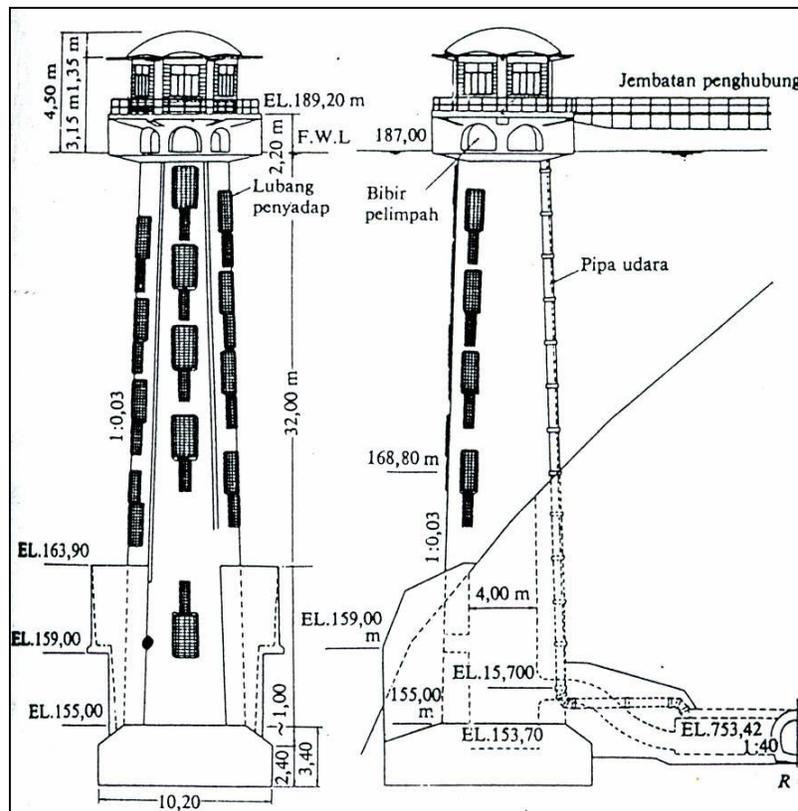
Gambar 2.51 Skema perhitungan untuk lubang-lubang penyadap

Ketinggian lubang penyadap ditentukan oleh perkiraan tinggi sedimen selama umur ekonomis embung.

b) Bangunan Penyadap Menara (*outlet tower*)

Bangunan penyadap menara adalah bangunan penyadap yang bagian pengaturannya terdiri dari suatu menara yang berongga di dalamnya dan pada dinding menara tersebut terdapat lubang-lubang penyadap yang dilengkapi pintu-pintu. Pada hakekatnya konstruksinya sangat kompleks serta biayanya pun tinggi. Hal ini di sebabkan oleh hal-hal penting yang mengakibatkan adanya keterbatasan yaitu :

- a. Bangunan penyadap menara merupakan bangunan yang berdiri sendiri, sehingga semua beban luar yang bekerja pada menara tersebut harus ditampung keseluruhan.
- b. Bangunan penyadap menara merupakan bangunan yang berat, sehingga membutuhkan pondasi yang kokoh dengan kemampuan daya dukung yang besar.
- c. Bangunan didasarkan pada pertimbangan-pertimbangan ekonomis dan bangunan, pembuat bangunan penyadap menara kurang menguntungkan apalagi bila menara yang dibutuhkan cukup tinggi.



Gambar 2.52 Bangunan Penyadap Menara

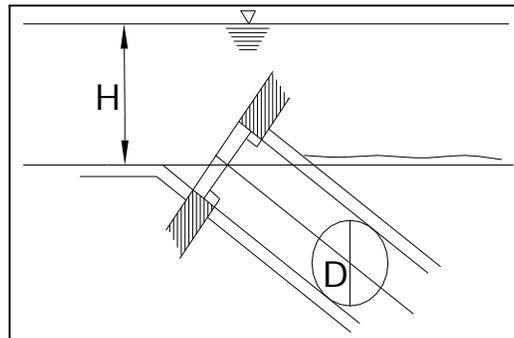
c) **Pintu-pintu Air dan Katub pada Bangunan Penyadap**

Perbedaan antara pintu-pintu air dan katub adalah pintu air terdiri dari dua bagian yang terpisah yaitu pintu yang bergerak dan bingkai yang merupakan tempat dimana pintu dipasang. Sedangkan pada katub antara katub yang bergerak dan dinding katub (yang berfungsi sebagai bingkai) merupakan satu kesatuan.

Perhitungan konstruksi pintu air dan katub didasarkan pada beban-beban yang bekerja yaitu :

- Berat daun pintu sendiri
- Tekanan hidrostatis pada pintu
- Tekanan sedimen
- Kekuatan apung
- Kelembaman dan tekanan hidrodinamika pada saat terjadinya gempa bumi

Tekanan air yang bekerja pada bidang bulat yang miring (P_0), dengan skema pada Gambar 2.53.



Gambar 2.53 Tekanan hidrostatis yang bekerja pada bidang bulat yang miring

dimana :

- P = Resultan seluruh tekanan air (t)
- γ = berat per unit volume air (1 t/m^3)
- B = lebar daun pintu yang menampung tekanan air (m)
- H = tinggi daun pintu yang menampung tekanan air (m)
- H_1 = tinggi air di udik daun pintu (m)
- H_2 = perbedaan antara elevasi air di udik dan hilir daun pintu (m)
- H_3 = tinggi air di hilir daun pintu (m)