

## **BAB II**

### **LANDASAN 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 (dalam Soediby, 1993).

Setiap daerah pengaliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda, ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada daerah pengaliran. Oleh karena itu, sebelum memulai perencanaan konstruksi embung, perlu adanya kajian pustaka untuk menentukan spesifikasi-spesifikasi yang akan menjadi acuan dalam perencanaan pekerjaan konstruksi tersebut. Dalam tinjauan pustaka ini juga dipaparkan secara singkat mengenai, analisis hidrologi, dasar-dasar teori perencanaan embung yang akan digunakan dalam perhitungan konstruksi dan bangunan pelengkapannya (dalam Soemarto, 1999).

#### **2.2 Pengertian dan Jenis-jenis Embung**

##### **2.2.1 Pengertian**

Embung adalah bangunan yang digunakan untuk mengatur dan menampung *supply* aliran air hujan serta untuk meningkatkan kualitas air di badan air yang terkait. Embung digunakan untuk menjaga kualitas air tanah, mencegah banjir, estetika, hingga pengairan.

### **2.2.2 Jenis-jenis Embung**

Jenis embung dapat dikelompokkan menjadi 4 keadaan (Soedibyo, 1993), yaitu :

#### **A. Embung Berdasarkan Tujuan Pembangunannya**

Ada 2 tipe embung berdasarkan tujuan pembangunannya yaitu embung dengan tujuan tunggal dan embung serbaguna (Soedibyo, 1993).

1. Embung dengan tujuan tunggal (*single purpose dams*) adalah embung yang dibangun untuk memenuhi satu tujuan saja, misalnya untuk pembangkit tenaga listrik atau irigasi (pengairan) atau pengendalian banjir atau perikanan darat atau tujuan lainnya tetapi hanya untuk satu tujuan saja.
2. Embung serba guna (*multipurpose dams*) adalah embung yang dibangun untuk memenuhi beberapa tujuan misalnya : pembangkit tenaga listrik (PLTA) dan irigasi (pengairan), dan lain-lain.

#### **B. Jenis Embung Berdasarkan Penggunaannya**

Ada 3 jenis embung yang berbeda berdasarkan penggunaannya (Soedibyo, 1993), yaitu :

1. 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.
2. Embung pembelok (*diversion dams*) adalah embung yang digunakan untuk meninggikan muka air, biasanya untuk keperluan mengalirkan air

kedalam sistem aliran menuju ke tempat yang memerlukan.

3. Embung penahan (detention dams) adalah embung yang digunakan untuk memperlambat dan mengusahakan seminimal mungkin efek aliran banjir yang mendadak. Air ditampung secara berkala/sementara, dialirkan melalui pelepasan (outlet). Air ditahan selama mungkin dan dibiarkan meresap didaerah sekitarnya.

### **C. Jenis Embung Berdasarkan Jalannya Air**

Ada 2 tipe embung berdasarkan jalannya air yaitu embung untuk dilewati air dan embung untuk menahan air (Soedibyo, 1993).

1. Embung untuk dilewati air (*overflow dams*) adalah embung yang dibangun untuk dilimpasi air misalnya pada bangunan pelimpah (*spillway*).
2. Embung untuk menahan air (non overflow dams) adalah embung yang sama sekali tidak boleh dilimpasi air.

Kedua tipe ini biasanya dibangun berbatasan dan dibuat dari beton, pasangan batu atau pasangan bata.

### **D. Jenis Embung Berdasarkan Material Pembentuknya**

Ada 2 tipe embung berdasarkan material pembentuknya yaitu embung urugan, embung beton dan embung lainnya (Soedibyo, 1993).

#### **1. Embung urugan (*fill dams, embankment dams*)**

Embung urugan adalah embung yang dibangun dari hasil penggalian bahan (material) tanpa tambahan bahan lain yang bersifat campuran secara kimia, jadi betul-betul bahan pembentuk embung asli. Ditinjau dari penempatan serta susunan

bahan yang membentuk tubuh embung untuk dapat memenuhi fungsinya dengan baik, maka embung urugan dapat digolongkan dalam 3 type utama, yaitu :

- a. Homogen, suatu embung urugan digolongkan dalam tipe homogen, apabila bahan yang membentuk tubuh bendungan tersebut terdiri dari tanah yang hampir sejenis dan gradasinya (susunan ukuran butirannya) hampir seragam.
- b. Zonal, embung urugan digolongkan dalam tipe zonal apabila timbunannya yang membentuk tubuh embung terdiri dari batuan dengan gradasi yang berbeda-beda dalam urutan-urutan pelapisan tertentu. Pada type ini sebagai penyangga terutama dibebankan pada timbunan yang lulus air (zona lulus air) sedang menahan rembesan dibebankan kepada timbunan yang kedap air (zona kedap air).
- c. Bersekat, apabila di lereng udik tubuh embung dilapisi dengan sekat tidak lulus air (dengan kekedapan yang tinggi) seperti lembaran baja tahan karat, beton aspal, lembaran beton bertulang, hamparan plastik, susunan beton blok dan lain-lain.

## **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 :

- a. Embung beton berdasar berat sendiri stabilitas tergantung pada massanya.
- b. Embung beton dengan penyangga (*buttres dam*) permukaan hulu

menerus dan dihilirnya pada jarak tertentu ditahan.

- c. Embung beton berbentuk lengkung.
- d. Embung beton kombinasi (Soedibyo, 1993).

### **2.2.3 Pemilihan Lokasi Embung**

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.

### **2.3 Daerah Aliran Sungai (DAS)**

Daerah Aliran Sungai didefinisikan sebagai suatu wilayah daratan yang menerima air hujan, menampung dan mengalirkannya melalui satu sungai utama ke laut dan atau ke danau. Satu DAS, biasanya dipisahkan dari wilayah lain di

sekitarnya oleh pemisah alam topografi seperti punggung bukit dan gunung. Suatu DAS terbagi lagi ke dalam sub DAS yang merupakan bagian DAS yang menerima air hujan dan mengalirkannya melalui anak sungai ke sungai utamanya (Dirjen Reboisasi & Rehabilitasi Lahan, 1998).

Asdak (2002) dalam Arini (2005) menyatakan pengertian DAS sebagai suatu wilayah daratan yang secara topografi dibatasi oleh punggung-punggung gunung yang menampung dan menyimpan air hujan untuk kemudian menyalurkannya ke laut melalui sungai utama. Wilayah daratan tersebut dinamakan Daerah Tangkapan Air (DTA) atau *Water Catchment Area* yang merupakan suatu ekosistem dengan unsur utamanya terdiri atas sumber daya alam (tanah, air, dan vegetasi) dan sumber daya manusia sebagai pemanfaat sumber daya alam.

DAS merupakan suatu wilayah tertentu yang bentuk dan sifat alamnya merupakan satu kesatuan ekosistem, termasuk di dalamnya hidrologi dengan sungai dan anak-anak sungainya yang berfungsi sebagai penerima, penampung dan penyimpan air yang berasal dari hujan dan sumber lainnya. Sungai atau aliran sungai sebagai komponen utama DAS didefinisikan sebagai suatu jumlah air yang mengalir sepanjang lintasan di darat menuju ke laut sehingga sungai merupakan suatu lintasan dimana air yang berasal dari hulu bergabung menuju ke satu arah yaitu hilir (muara). Sungai merupakan bagian dari siklus hidrologi yang terdiri dari beberapa proses yaitu evaporasi atau penguapan air, kondensasi dan presipitasi (Haslam 1992 dalam Arini 2005).

Daerah Aliran Sungai (DAS) memiliki beberapa karakteristik yang dapat menggambarkan kondisi spesifik antara DAS yang satu dengan DAS yang lainnya. Karakteristik itu dicirikan oleh parameter yang terdiri atas (Dephutbun 1998):

1. Morfometri DAS yang meliputi relief DAS, bentuk DAS, kepadatan drainase, gradien sungai, lebar DAS dan lain-lain.
2. Hidrologi DAS mencakup curah hujan, debit dan sedimen.
3. Tanah.
4. Geologi dan geomorfologi.
5. Penggunaan lahan.
6. Sosial ekonomi masyarakat di dalam wilayah DAS.

Ekosistem DAS biasanya terbagi atas daerah hulu, tengah dan hilir. Secara biogeofisik, daerah (hulu, tengah dan hilir) dicirikan oleh hal-hal sebagai berikut (Asdak 2002 dalam Arini 2005):

1. Daerah hulu dicirikan sebagai daerah konservasi, memiliki kerapatan drainase tinggi, kemiringan lereng besar ( $> 15\%$ ) bukan merupakan daerah banjir, pemakaian air ditentukan oleh pola drainase dan jenis vegetasi umumnya merupakan tegakan hutan.
2. Daerah hilir dicirikan sebagai daerah pemanfaatan, memiliki kerapatan drainase kecil, kemiringan lereng sangat kecil ( $< 8\%$ ), di beberapa tempat merupakan daerah banjir (genangan), pemakaian air ditentukan oleh bangunan irigasi, jenis vegetasi didominasi oleh tanaman pertanian kecuali daerah estuaria yang didominasi oleh hutan bakau atau gambut.
3. Daerah tengah merupakan daerah transisi dari kedua karakteristik biogeofisik DAS yang berbeda antara hulu dan hilir.

Pada DAS terdapat berbagai komponen sumber daya yaitu sumber daya alam (*natural capital*) (terdiri dari udara/*atmosphere*, tanah dan batuan penyusunnya,

vegetasi, satwa), sumber daya manusia/human capital (beserta pranata institusi formal maupun informal masyarakat/*social capital*) dan sumber daya buatan/*man made capital* yang satu sama lainnya saling berinteraksi (*interaction*) (Putro et al., 2003).

Suatu DAS memerlukan konsep pengelolaan yang tidak hanya terbatas pada batasan wilayah pembangunan atau administrasi melainkan berdasarkan pada batasan wilayah ekologi. Kenyataannya, kegiatan pengelolaan DAS seringkali dibatasi oleh batasan-batasan politis atau administrasi (negara, provinsi, kabupaten) dan kurang dimanfaatkannya batas-batas ekosistem alamiah. Asdak (2002) dalam Pradityo (2011) menyatakan bahwa beberapa aktivitas pengelolaan DAS yang diselenggarakan di daerah hulu seperti kegiatan pengelolaan lahan yang mendorong terjadinya erosi, pada gilirannya akan menimbulkan dampak di daerah hilir (dalam bentuk pendangkalan sungai atau saluran irigasi karena pengendapan sedimen yang berasal dari erosi di daerah hulu). Peristiwa degradasi lingkungan seperti di atas jelas akan mengabaikan penetapan batas-batas politis sebagai batas pengelolaan sumber daya alam.

Parameter Daerah Aliran Sungai (DAS):

Morfomeri Daerah Aliran Sungai (DAS) adalah istilah yang digunakan untuk menyatakan keadaan jaringan alur sungai secara kuantitatif. Keadaan yang dimaksud untuk analisa aliran sungai antara lain meliputi:

1. Luas DAS

DAS merupakan tempat pengumpulan presipitasi ke suatu sistem sungai. Luas daerah aliran dapat diperkirakan dengan mengukur daerah tersebut pada peta topografi. Garis batas antara DAS adalah punggung permukaan bumi yang



dapat memisahkan dan membagi air hujan ke masing-masing DAS. Garis batas tersebut ditentukan berdasarkan perubahan kontur dari peta tofografi sedangkan luas DAS nya dapat diukur dengan alat planimeter.

## 2. Panjang dan lebar

Panjang DAS adalah sama dengan jarak datar dari muara sungai ke arah hulu sepanjang sungai induk sedangkan lebar DAS adalah perbandingan antara luas DAS dengan panjang sungai induk.

## 3. Kemiringan atau Gradien Sungai

## 4. Orde dan Tingkat Percabangan Sungai

### a. Orde Sungai

Alur sungai dalam suatu DAS dapat dibagi dalam beberapa orde sungai. Orde sungai adalah posisi percabangan alur sungai di dalam urutannya terhadap induk sungai di dalam suatu DAS. Semakin banyak jumlah orde sungai akan semakin luas pula DAS nya dan akan semakin panjang pula alur sungainya. Tingkat percabangan sungai (*bufurcation ratio*) adalah angka atau indeks yang ditentukan berdasarkan jumlah alur sungai untuk suatu orde.

### b. Tingkat Percabangan Sungai

Untuk menghitung tingkat percabangan sungai dapat digunakan rumus:

$$Rb = \frac{Nu}{Nu + 1} \quad \dots(2.1)$$

Dimana:

Rb = Indeks tingkat percabangan sungai

Nu = jumlah alur sungai untuk orde ke - u

Nu + 1 = jumlah alur sungai untuk orde ke u + 1

### c. Kerapatan Sungai

Kerapatan sungai adalah suatu angka indeks yang menunjukkan banyaknya anak sungai di dalam suatu DAS. Indeks tersebut diperoleh dengan persamaan sebagai berikut :

$$Dd = \frac{L}{A} \quad \dots(2.2)$$

Dimana:

$Dd$  = indeks kerapatan sungai ( $\text{km}/\text{km}^2$ )

$L$  = jumlah panjang sungai termasuk anak-anak sungainya

$A$  = Luas DAS

#### d. Bentuk Daerah Aliran Sungai

Pola sungai menentukan bentuk suatu DAS. Bentuk DAS mempunyai arti penting dalam hubungannya dengan aliran sungai yaitu berpengaruh terhadap kecepatan terpusat aliran.

Menurut Gregari dan Walling (1975), untuk menentukan bentuk DAS dapat diketahui dengan terlebih dahulu menentukan nilai  $R_c$  nya.

$$R_c = 4\pi \frac{A}{P^2} \quad \dots(2.3)$$

Dimana:

$R_c$  = Basin circularity

$A$  = Luas DAS ( $\text{m}^2$ )

$P$  = Keliling (m)

$\pi = 3,14$

Bentuk DAS mempengaruhi waktu konsentrasi air hujan yang mengalir menuju outlet. Semakin bulat bentuk DAS berarti semakin singkat waktu konsentrasi yang diperlukan sehingga semakin tinggi fluktuasi banjir yang terjadi.

Sebaliknya semakin lonjong bentuk DAS, waktu konsentrasi yang diperlukan semakin lama sehingga fluktuasi banjir semakin rendah. Bentuk DAS secara kuantitatif dapat diperkirakan dengan menggunakan nilai nisbah memanjang (*'elongation ratio'/Re*) dan kebulatan (*'circularity ratio'/Rc*).

Macam-macam bentuk Daerah Aliran Sungai (DAS) :

a. DAS Berbentuk Bulu Burung

DAS ini memiliki bentuk yang sempit dan memanjang dimana anak-anak sungai (sub-DAS) mengalir memanjang di sebelah kanan dan kiri sungai utama. Umumnya memiliki debit banjir yang kecil tetapi berlangsung cukup lama karena suplai air datang silih berganti dari masing-masing anak sungai.

b. DAS Berbentuk Radial

Sebaran aliran sungai membentuk seperti kipas atau nyaris lingkaran. Anak-anak sungai (sub-DAS) mengalir dari segala penjuru DAS tetapi terkonsentrasi pada satu titik secara radial akibat dari bentuk DAS yang demikian. Debit banjir yang dihasilkan umumnya akan sangat besar, dalam catatan, hujan terjadi merata dan bersamaan di seluruh DAS tersebut.

c. DAS Berbentuk Paralel

Sebuah DAS yang tersusun dari percabangan dua sub-DAS yang cukup besar di bagian hulu tetapi menyatu di bagian hilirnya. Masing-masing sub-DAS tersebut dapat memiliki karakteristik yang berbeda. Ketika terjadi hujan di kedua sub-DAS tersebut secara bersamaan maka akan berpotensi terjadi banjir yang relatif besar.

d. Pola Pengairan Sungai

Sungai di dalam semua DAS mengikuti suatu aturan yaitu bahwa aliran sungai

dihubungkan oleh suatu jaringan suatu arah dimana cabang dan anak sungai mengalir ke dalam sungai induk yang lebih besar dan membentuk suatu pola tertentu. Pola itu tergantung dari pada kondisi tofografi, geologi, iklim, vegetasi yang terdapat di dalam DAS bersangkutan.

Adapun Pola Pengairan Sungai yaitu:

1. **Pola Trellis**, memperlihatkan letak anak-anak sungai yang paralel menurut *strike* atau topografi yang paralel. Anak-anak sungai bermuara pada sungai induk secara tegak lurus. Pola pengaliran trellis mencirikan daerah pegunungan lipatan (*folded mountains*). Induk sungai mengalir sejajar dengan *strike*, mengalir di atas struktur *synclinal* sedangkan anak-anak sungainya mengalir sesuai *deep* dari sayap-sayap *synclinal* dan *anticlinal*-nya. Jadi, anak-anak sungai juga bermuara tegak lurus terhadap induk sungainya.
2. **Pola Rektanguler**, dicirikan oleh induk sungainya memiliki kelokan-kelokan  $\pm 90^\circ$ , arah anak-anak sungai (*tributary*) terhadap sungai induknya berpotongan tegak lurus. Biasanya ditemukan di daerah pegunungan patahan (*block mountains*). Pola seperti ini menunjukkan adanya pengaruh *joint* atau bidang-bidang dan/atau retakan patahan escarp-escarp atau graben-graben yang saling berpotongan.
3. **Pola Denritik**, yaitu pola sungai dimana anak-anak sungainya (*tributaries*) cenderung sejajar dengan induk sungainya. Anak-anak sungainya bermuara pada induk sungai dengan sudut lancip. Model pola denritik seperti pohon dengan tatanan dahan dan ranting sebagai cabang-cabang dan anak-anak sungainya. Pola ini biasanya terdapat pada daerah berstruktur *plain*, atau

pada daerah batuan yang sejenis (seragam, homogen) dengan penyebaran yang luas.

4. **Pola Radial Sentripugal**, daerah hulu sungai-sungai itu saling berdekatan seakan terpusat pada satu “titik” tetapi muaranya menyebar masing-masing ke segala arah. Pola pengaliran radial terdapat di daerah gunung api atau topografi bentuk kubah seperti pegunungan dome yang berstadia muda, hulu sungai-sungai berada di bagian puncak tetapi muaranya masing-masing menyebar ke arah yang lain ke segala arah.
5. **Pola Radial Sentripetal**, kebalikan dari pola radial yang menyebar dari satu pusat, pola sentripetal ini justru memusat dari banyak arah. Pola ini terdapat pada satu cekungan (basin) dan biasanya bermuara pada satu danau. Di daerah beriklim kering dimana air danau tidak mempunyai saluran pelepasan ke laut karena penguapan sangat tinggi biasanya memiliki kadar garam yang tinggi sehingga terasa asin.
6. **Pola Paralel**, pola pengaliran yang sejajar. Pola pengaliran semacam ini menunjukkan lereng yang curam. Beberapa wilayah di pantai barat Sumatera memperlihatkan pola pengaliran parallel.
7. **Pola Annular**, pola pengaliran cenderung melingkar seperti gelang tetapi bukan meander. Terdapat pada daerah berstruktur dome (kubah) yang topografinya telah berada pada stadium dewasa. Daerah dome yang semula (pada stadium remaja) tertutup oleh lapisan-lapisan batuan endapan yang berselang-seling antara lapisan batuan keras dengan lapisan batuan lembut.

e. Jaringan sungai

Jaringan sungai dapat mempengaruhi besarnya debit aliran sungai yang

dialirkan oleh anak-anak sungainya. Parameter ini dapat diukur secara kuantitatif dari nisbah percabangan yaitu perbandingan antara jumlah alur sungai orde tertentu dengan orde sungai satu tingkat di atasnya. Nilai ini menunjukkan bahwa semakin tinggi nisbah percabangan berarti sungai tersebut memiliki banyak anak-anak sungai dan fluktuasi debit yang terjadi juga semakin besar.

Orde sungai adalah posisi percabangan alur sungai di dalam urutannya terhadap induk sungai pada suatu DAS. Semakin banyak jumlah orde sungai semakin luas dan semakin panjang pula alur sungainya. Orde sungai dapat ditetapkan dengan metode Horton, Strahler, Shreve, dan Scheidegger. Namun pada umumnya metode Strahler lebih mudah untuk diterapkan dibandingkan dengan metode yang lainnya. Berdasarkan metode Strahler, alur sungai paling hulu yang tidak mempunyai cabang disebut dengan orde pertama (orde 1), pertemuan antara orde pertama disebut orde kedua (orde 2) demikian seterusnya sampai pada sungai utama ditandai dengan nomor orde yang paling besar.

## **2.4 Analisis Hidrologi**

Hidrologi adalah suatu ilmu yang mempelajari system kejadian air di atas, pada permukaan, dan di dalam tanah (Soemarto, 1999). Faktor hidrologi yang sangat berpengaruh adalah curah hujan (*presipitasi*). Curah hujan pada suatu daerah merupakan salah satu faktor yang menentukan besarnya debit banjir yang terjadi pada daerah yang menerimanya (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1993).

### **2.4.1 Curah Hujan Wilayah**

Curah hujan yang diperlukan untuk suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan bangunan air adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang

bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu (dalam Sosrodarsono dan Takeda, 1993). Curah hujan wilayah ini diperhitungkan dengan :

### 1. Metode Rata-rata Aljabar

Tinggi rata-rata curah hujan yang didapatkan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (arithmetic mean) pengukuran hujan di pos penakar-penakar hujan di dalam areal tersebut. Jadi cara ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya jika pos-pos penakarnya ditempatkan secara merata di areal tersebut, dan hasil penakaran masing-masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh pos di seluruh areal.

Rumus yang digunakan (dalam Soemarto, 1999) :

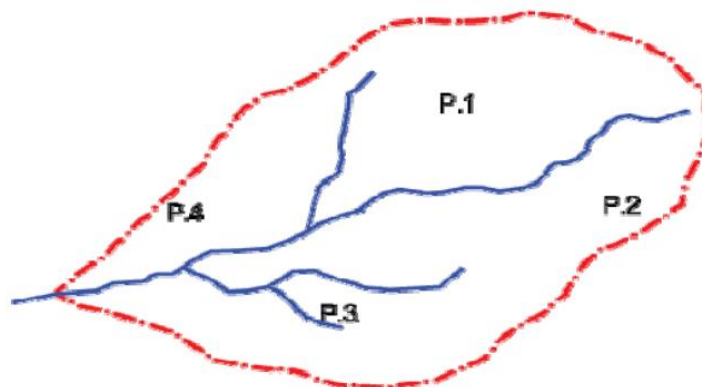
$$\bar{p} = \frac{p_1 + p_2 + p_3 + \dots + p_n}{n} \quad \dots(2.4)$$

Keterangan :

$\bar{P}$  = curah hujan rata-rata kawasan (mm),

$P_1, \dots, P_n$  = curah hujan pada setiap stasiun hujan yang diamati (mm),

$n$  = jumlah stasiun hujan.



Gambar 2. 1 Metode Rata-rata Aljabar

## 2. Metode Thiessen

Metode Thiessen ditentukan dengan cara membuat polygon antarpos hujan pada suatu wilayah DAS kemudian tinggi hujan rata-rata daerah dihitung dari jumlah perkalian antara tiap-tiap luas polygon dan tinggi hujannya dibagi dengan luas seluruh DAS. Metode ini cocok untuk menentukan tinggi hujan rata-rata, apabila pos hujannya tidak merata, digunakan persamaan :

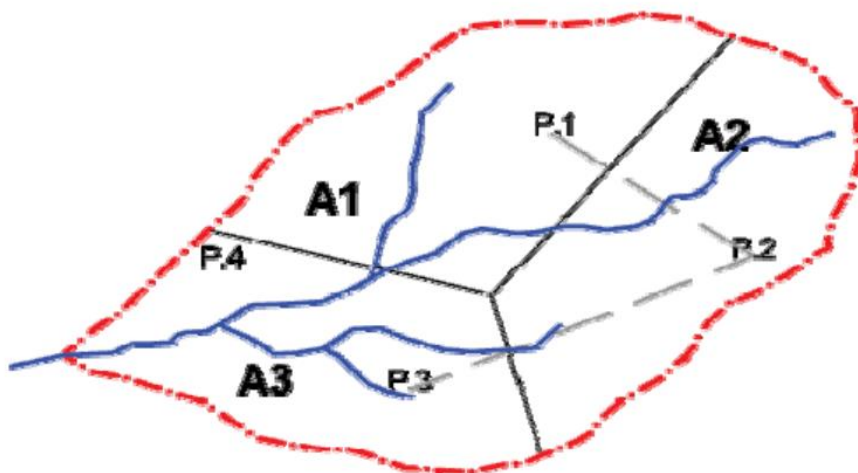
$$\bar{p} = \frac{A_1P_1 + A_2P_2 + A_3P_3 + \dots + A_nP_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad \dots(2.5)$$

Keterangan :

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

$P_1, \dots, P_n$  = curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)

$A_1, \dots, A_n$  = luas yang dibatasi garis poligon (km<sup>2</sup>)



Gambar 2. 2 Metode Thiessen



### 3. Metode Isohyet

Isohyet adalah garis-garis yang menghubungkan titik-titik dengan tinggi hujan yang sama. Metode isohyet memperhitungkan secara aktual pengaruh tiap tiap pos penakar hujan. Pada metode isohyet, dianggap bahwa data hujan pada suatu luasan di antara dua garis isohyet adalah merata dan sama dengan rerata dari nilai kedua garis isohyet tersebut. Langkah-langkah yang dilakukan dalam pembuatan garis isohyet adalah sebagai berikut :

- a. Lokasi stasiun hujan dan tinggi hujan digambarkan pada peta DAS yang akan ditinjau.
- b. Dari nilai tinggi hujan di stasiun yang berdampingan dibuat interpolasi sesuai pertambahan nilai yang ditetapkan.
- c. Kurva dibuat menghubungkan titik-titik interpolasi yang memiliki tinggi hujan yang sama.
- d. Luas daerah antara dua garis isohyet yang berurutan diukur dan dikalikan dengan nilai tinggi hujan rerata dari nilai kedua garis isohyet.
- e. Jumlah perhitungan dari langkah 4 untuk seluruh garis isohyet dibagi dengan luas daerah yang ditinjau untuk mendapatkan tinggi hujan rerata di daerah tersebut.

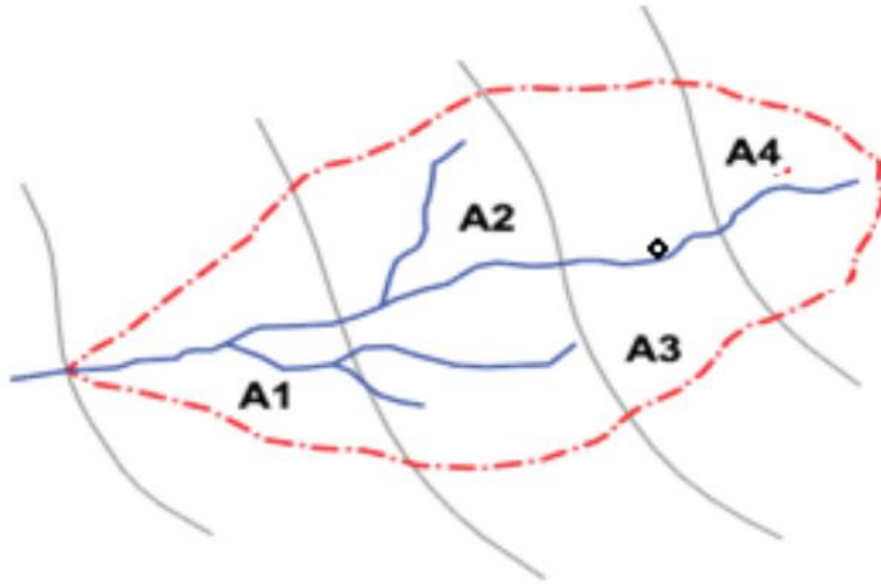
$$\bar{P} = \frac{A_1 \frac{I_1 + I_2}{2} + A_2 \frac{I_2 + I_3}{2} + A_3 \frac{I_3 + I_4}{2} + \dots + A_n \frac{I_n + I_{n+1}}{2}}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad \dots(2.6)$$

Keterangan :

$\bar{P}$  = curah hujan rata-rata

$I_n$  = curah hujan pada masing – masing stasiun

$A_n$  = luas areal dari titik  $I$



Gambar 2. 3 Metode Isohyet

Terlepas dari kelemahan dan kekurangan ketiga metode di atas, pemilihan metode yang cocok didasarkan pada tiga faktor yaitu jaring-jaring pos penakar hujan, luas DAS, topografi DAS.

Tabel 2. 1 Faktor-Faktor Penentu Metode Perhitungan Hujan Kawasan

Metode Perhitungan	Jumlah Pos Penakar	Luas DAS	Karakteristik Topografi DAS
Metode aljabar	Jumlah pos terbatas	DAS kecil (<500 km <sup>2</sup> )	Pegunungan
Metode thiessen	Jumlah pos cukup	DAS sedang (<500 – 5000 km <sup>2</sup> )	Dataran
Metode isohyet	Jumlah pos cukup	DAS besar (<5000 km <sup>2</sup> )	Berbukit dan tidak beraturan

Sumber : Suripin, 2004.

### 2.4.2 Analisis Frekuensi

Sistem hidrologi kadang-kadang dipengaruhi oleh peristiwa-peristiwa yang ekstrim, seperti hujan lebat, banjir, dan kekeringan. Besaran peristiwa ekstrim berbanding terbalik dengan frekuensi kejadiannya. Peristiwa yang ekstrim kejadiannya sangat langka. Tujuan analisis frekuensi data hidrologi adalah berkaitan dengan besaran peristiwa-peristiwa ekstrim yang berkaitan dengan frekuensi kejadiannya melalui penerapan distribusi kemungkinan. Data hidrologi yang dianalisis diasumsikan tidak bergantung, terdistribusi secara acak, dan bersifat stokastik. Analisis frekuensi yang sering digunakan dalam bidang hidrologi adalah sebagai berikut :

#### 1. Metode Distribusi Gumbel

Perhitungan curah hujan rencana menurut metode distribusi gumbel mempunyai perumusan sebagai berikut :

$$X_T = \bar{X} + S \times K \quad \dots(2.7)$$

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \quad \dots(2.8)$$

$$Y_T = -\ln\left(\ln\frac{T}{T-1}\right) \quad \dots(2.9)$$

##### a. Rata-rata dan Standar Deviasi (STDEV)

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad \dots(2.10)$$

##### b. Standard Deviasi

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

c. Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \quad \dots(2.12)$$

d. Koefisien Skewness

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \quad \dots(2.13)$$

e. Koefisien Kurtosis

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \quad \dots(2.14)$$

Keterangan :

$X_T$  = CH/ hujan rencana atau debit dengan periode ulang T,

$\bar{X}$  = nilai rata-rata dari data hujan (X),

S = standar deviasi dari data hujan (X),

K = faktor frekuensi gumbel,

$Y_T$  = reduce variate,

= nilai  $Y_t$  bisa ditentukan berdasarkan (Tabel 2.2)

$Y_n$  = *reduce mean factor* (Tabel 2.3),

$S_n$  = *reduce standard deviation* (Tabel 2.4),

T = tahun ulangan (2 tahun, 5 tahun dan seterusnya)

$x_i$  = harga besaran pada pengamatan,

Tabel 2. 2 Reduce Variate Sebagai Fungsi Balik Waktu (Yt)

<i>Tr</i> (tahun)	Reduce Variate	<i>Tr</i> (tahun)	Reduce Variate
2	0,3665	100	4,6001
5	1,4999	200	5,2958
10	2,2502	500	6,2136
25	3,1985	1000	6,900

Sumber : Ir. CDSoemarto, BIE, Dipl. H, 1995.

Tabel 2. 3 Reduce Mean (Yn) Gumbel

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,495	0,499	0,503	0,507	0,510	0,510	0,513	0,520	0,522	0,522
20	0,523	0,523	0,526	0,528	0,530	0,530	0,532	0,533	0,535	0,535
30	0,536	0,537	0,538	0,538	0,540	0,540	0,541	0,541	0,543	0,543
40	0,543	0,544	0,544	0,545	0,546	0,546	0,546	0,547	0,548	0,548
50	0,546	0,549	0,549	0,549	0,550	0,550	0,550	0,551	0,551	0,551
60	0,532	0,552	0,552	0,553	0,553	0,553	0,553	0,554	0,554	0,554
70	0,534	0,555	0,555	0,555	0,555	0,555	0,555	0,556	0,556	0,556
80	0,536	0,557	0,557	0,557	0,557	0,558	0,558	0,558	0,558	0,558
90	0,558	0,558	0,558	0,559	0,559	0,559	0,559	0,559	0,559	0,559
100	0,560									
1000	0,575									

Sumber : Ir. CD. Soemarto, BIE, Dipl. H, 1995.

Tabel 2. 4 Reduce Standard Deviation (Sn) Gumbel

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,949	0,937	0,988	0,997	1,009	1,020	1,103	1,041	1,049	1,036
20	1,062	1,069	1,073	1,081	1,086	1,091	1,096	1,100	1,104	1,108
30	1,112	1,113	1,119	1,122	1,125	1,128	1,131	1,133	1,136	1,138
40	1,141	1,143	1,145	1,148	1,149	1,157	1,153	1,155	1,137	1,139
50	1,160	1,162	1,163	1,163	1,166	1,168	1,169	1,170	1,172	1,173
60	1,174	1,175	1,177	1,177	1,179	1,180	1,184	1,182	1,183	1,184
70	1,185	1,186	1,187	1,187	1,189	1,190	1,196	1,191	1,192	1,193
80	1,194	1,194	1,195	1,195	1,197	1,197	1,198	1,199	1,199	1,200
90	1,201	1,201	1,202	1,202	1,203	1,204	1,204	1,205	1,205	1,206
100	1,206									
1000	1,270									

Sumber : Ir. CD. Soemarto, BIE, Dipl. H, 1995.

## 2. Metode Distribusi Normal

Perhitungan curah hujan rencana menurut metode distribusi normal mempunyai perumusan sebagai berikut :

$$X_T = \bar{X} + S \times K \quad \dots(2.15)$$

### a. Rata-rata dan Standar Deviasi (STDEV)

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad \dots(2.16)$$

### b. Standard Deviasi

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

### c. Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \quad \dots(2.18)$$

### d. Koefisien Skewness

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \quad \dots(2.19)$$

### e. Koefisien Kurtosis

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \quad \dots(2.20)$$

Keterangan :

$X_T$  = hujan rencana atau debit dengan periode ulang T tahun,

$\bar{X}$  = nilai rata-rata dari data hujan (X) mm,

$S$  = standar deviasi dari data hujan (X),

$K_T$  = faktor frekuensi, nilainya bergantung dari T (lihat Tabel 2.5)

$T$  = tahun ulangan (2 tahun, 5 tahun dan seterusnya).

$Cs$  = koefisien skewness,

$Ck$  = koefisien kurtosis.

Tabel 2. 5 Nilai Variabel reduksi Gauss

No	Periode ulang T (tahun)	$K_T$
1	1,001	-3,05
2	1,005	-2,58
3	1,010	-2,33
4	1,050	-1,64
5	1,110	-1,28
6	1,250	-0,84
7	1,330	-0,67
8	1,430	-0,52
9	1,670	-0,25
10	2,000	0
11	2,500	0,25
12	3,330	0,52
13	4,000	0,67
14	5,000	0,84
15	10,000	1,28
16	20,000	1,64
17	50,000	2,05
18	100,000	2,33
19	200,000	2,58
20	500,000	2,88
21	1000,000	3,09

Sumber: Suripin (2004).

### 3. Metode Distribusi Log Person Tipe III

Perhitungan curah hujan rencana menurut metode distribusi log pearson tipe

III, mempunyai perumusan sebagai berikut :

$$\text{Log}(X_T) = \overline{\text{Log}(X)} + K \times S \quad \dots(2.21)$$

$$X_T = 10^{(\overline{\text{Log}(X)} + K \times S)} \quad \dots(2.22)$$

a. Rata-rata dan Standar Deviasi (STDEV)

$$\overline{\text{Log}(X)} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log}(X_i)}{n} \quad \dots(2.23)$$

b. Standard Deviasi (STDEV)

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}(X_i) - \overline{\text{Log}(X)})^2}{n-1}} \quad \dots(2.24)$$

c. Koefisien Skewness

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}(X_i) - \overline{\text{Log}(X)})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3} \quad \dots(2.25)$$

d. Koefisien Variasi

$$C_v = \frac{S}{\overline{\text{Log}(X)}} \quad \dots(2.26)$$

Keterangan :

$X_T$  = CH/ hujan rencana atau debit dengan periode ulang T

$\text{Log}X_T$  = nilai logaritmis hujan rencana dengan periode ulang T,

$K_T$  = faktor frekuensi, nilainya tergantung dari nilai  $C_s$  dan  $G$ ,



$S$  = standard deviation

$T$  = tahun ulangan (2 tahun, 5 tahun dan seterusnya)

$C_s$  = koefisien skewness

$C_v$  = koefisien variasi

Tabel 2. 6 Nilai K Untuk Setiap Nilai  $C_s$  (Koefisien Skewness)

No.	Koefisien Skewnes	Periode Ulang (tahun)						
		2	5	10	20	25	50	100
1	3,0	-0,396	0,420	1,180	2,003	2,278	3,152	4,501
2	2,8	-0,384	0,460	1,210	2,009	2,275	3,114	3,973
3	2,6	-0,368	0,499	1,238	2,013	2,267	3,071	3,889
4	2,4	-0,351	0,537	1,262	2,011	2,256	3,023	3,800
5	2,2	-0,333	0,574	1,264	2,006	2,240	2,970	3,705
6	2,0	-0,307	0,609	1,302	1,996	2,219	2,912	3,605
7	1,8	-0,282	0,643	1,318	1,981	2,193	2,848	3,499
8	1,6	-0,254	0,675	1,329	1,962	2,163	2,780	3,388
9	1,4	-0,225	0,705	1,337	1,938	2,128	2,706	3,271
10	1,2	-0,195	0,732	1,340	1,910	2,087	2,626	3,149
11	1,0	-0,164	0,758	1,340	1,877	2,043	2,542	3,022
12	0,8	-0,132	0,780	1,336	1,839	1,993	2,453	2,891
13	0,6	-0,099	0,800	1,328	1,797	1,939	2,359	2,755
14	0,4	-0,066	0,816	1,317	1,750	1,880	2,261	2,615
15	0,2	-0,033	0,830	1,301	1,700	1,818	2,159	2,472
16	0,0	0,000	0,842	1,282	1,645	1,751	2,054	2,326
17	-0,2	0,033	0,850	1,258	1,586	1,680	1,945	2,178
18	-0,4	0,066	0,855	1,231	1,524	1,606	1,834	2,029
19	-0,6	0,099	0,857	1,200	1,458	1,528	1,720	1,880
20	-0,8	0,132	0,856	1,166	1,389	1,448	1,606	1,733
21	-1,0	0,164	0,852	1,128	1,317	1,366	1,492	1,588
22	-1,2	0,195	0,844	1,086	1,243	1,282	1,379	1,449
23	-1,4	0,225	0,832	1,041	1,168	1,198	1,270	1,318
24	-1,6	0,254	0,817	0,994	1,049	1,116	1,116	1,197
25	-1,8	0,282	0,799	0,945	1,019	1,035	1,069	1,087
26	-2,0	0,307	0,777	0,895	0,949	0,959	0,980	0,990
27	-2,2	0,333	0,752	0,884	0,882	0,888	0,900	0,905
28	-2,4	0,351	0,725	0,795	0,819	0,823	0,830	0,832
29	-2,6	0,368	0,696	0,747	0,762	0,764	0,768	0,769
30	-2,8	0,384	0,666	0,702	0,711	0,712	0,714	0,714
31	-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,666	0,667

Sumber : Ir. CD. Soemarto, BIE, Dipl. H, 1995.

#### 4. Metode Distribusi Log Normal

Dalam distribusi Log normal data X diubah ke dalam bentuk logaritmik  $Y = \log X$ . Jika variabel acak  $Y = \log X$  terdistribusi secara normal, maka X dikatakan

mengikuti distribusi log normal. Perhitungan curah hujan rencana menggunakan persamaan berikut ini.:

$$\text{Log}(X_T) = \overline{\text{Log}(X)} + K \times S \quad \dots(2.27)$$

$$X_T = 10^{(\overline{\text{Log}(X)} + K \times S)} \quad \dots(2.28)$$

a. Rata-rata dan Standard Deviasi

$$\overline{\text{Log}(X)} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log}(X_i)}{n} \quad \dots(2.29)$$

b. Standard deviasi (STDEV)

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}(X_i) - \overline{\text{Log}(X)})^2}{n-1}} \quad \dots(2.30)$$

c. Koefisien Skewness

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}(X_i) - \overline{\text{Log}(X)})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3} \quad \dots(2.31)$$

d. Koefisien variasi

$$C_v = \frac{S}{\overline{\text{Log}(X)}} \quad \dots(2.32)$$

Keterangan :

$X_T$  = hujan rencana atau debit dengan periode ulang T

$K$  = variabel reduksi gauss

$S$  = *standard deviation*

$T$  = tahun ulangan (2 tahun, 5 tahun dan seterusnya)

$C_s$  = koefisien skewness

$C_v$  = koefisien variasi

Tabel 2. 7 Nilai Reduksi Gauss

No	Periode ulang T (tahun)	$K_T$
1	1,001	-3,05
2	1,005	-2,58
3	1,010	-2,33
4	1,050	-1,64
5	1,110	-1,28
6	1,250	-0,84
7	1,330	-0,67
8	1,430	-0,52
9	1,670	-0,25
10	2,000	0
11	2,500	0,25
12	3,330	0,52
13	4,000	0,67
14	5,000	0,84
15	10,000	1,28
16	20,000	1,64
17	50,000	2,05
18	100,000	2,33
19	200,000	2,58
20	500,000	2,88
21	1000,000	3,09

Sumber: Suripin (2004).

Curah hujan rencana merupakan curah hujan terbesar tahunan dengan suatu kemungkinan periode ulang tertentu. Analisa curah hujan rencana bertujuan untuk menentukan periode ulang pada peristiwa hidrologis masa yang akan datang. Analisa hujan rencana dapat diperhitungkan untuk periode ulang 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, 20 tahun. 50 tahun, 100 tahun dan 200 tahun.

Dari metode-metode di atas nantinya akan dipilih metode yang paling memenuhi yaitu dengan uji parameter.

Tabel 2. 8 Persyaratan Parameter Statistik untuk Suatu Distribusi

No	Distribusi	Persyaratan
1	Gumbel	Cs ≈ 1,14 Ck ≈ 5,4
2	Normal	Cs ≈ 0 Ck ≈ 3
3	Log Normal	Cs = Cv <sup>3</sup> + 3Cv Cv ≈ 0.06
4	Log Pearson III	Selain dari nilai di atas

Sumber : I Made, 2011.

### 2.4.3 Uji Kecocokan Distribusi

Uji kecocokan distribusi dimaksudkan untuk mengetahui apakah persamaan distribusi probabilitas yang dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Terdapat 2 metode uji kecocokan distribusi, yaitu metode chi kuadrat dan metode smirnov-kolmogorof.

#### A. Uji Sebaran Chi Kuadrat (Chi Square Test)

Rumus yang digunakan dalam perhitungan dengan metode uji chi kuadrat adalah sebagai berikut :

$$X^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(Ef - Of)^2}{Ef} \quad \dots(2.33)$$

Keterangan :

$X^2$  = parameter chi kuadrat terhitung

$Ef$  = frekuensi yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelasnya

$Of$  = frekuensi yang diamati pada kelas yang sama

$n$  = jumlah sub kelompok.

Derajat nyata atau derajat kepercayaan ( $\alpha$ ) tertentu yang sering diambil adalah 5%. Derajat kebebasan (DK) dihitung dengan rumus :

$$DK = K - (p+1) \quad \dots(2.34)$$

$$K = 1 + 3,3 \log n \quad \dots(2.35)$$

Keterangan :

DK = derajat kebebasan

P = banyaknya parameter, untuk uji Chi Kuadrat adalah 2

K = jumlah kelas distribusi

N = banyaknya data

Selanjutnya, metode distribusi yang dipakai untuk menentukan curah hujan rencana adalah metode distribusi yang mempunyai simpangan terkecil dan lebih kecil dari simpangan kritis, atau dirumuskan sebagai berikut :

$$x^2 < x^2_{\alpha} \quad \dots(2.36)$$

Keterangan :

$x^2$  = parameter Chi-Kuadrat terhitung,

$x^2_{\alpha}$  = parameter Chi-Kuadrat Kritis (lihat Tabel 2.8)

Prosedur perhitungan uji chi kuadrat adalah :

- 1) Urutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya,
- 2) Menghitung jumlah kelas,
- 3) Menghitung derajat kebebasan (DK) dan  $\chi^2_{\alpha}$ ,
- 4) Menghitung kelas distribusi,
- 5) Menghitung interval kelas,
- 6) Perhitungan nilai  $\chi^2$ ,
- 7) Bandingkan nilai  $\chi^2$  terhadap  $\chi^2_{\alpha}$ .

Tabel 2. 9 Nilai parameter Chi-Kuadrat Kritis,  $\chi^2_{\alpha}$  (uji satu sisi)

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	1,245	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	27,388	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	27,448	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	30,114	31,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	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	41,638	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	43,733	46,979	50,892	53,672

Sumber: Soewarno (1995).

## B. Uji Sebaran Smirnov – Kolmogorov

Pengujian metode distribusi dengan uji smirnov-kolmogorof dilakukan dengan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

- 1) Urutkan data ( $X_i$ ) dari besar ke kecil atau sebaliknya
- 2) Tentukan peluang empiris masing-masing data yang sudah diurut tersebut  $P(X_i)$  dengan rumus weibull:

$$P(X_i) = \frac{n+1}{i} \quad \dots(2.37)$$

Keterangan :

n = jumlah data

i = nomor urut data (setelah diurut dari besar ke kecil atau sebaliknya)

- 3) Tentukan peluang teoritis masing-masing data yang sudah diurut tersebut  $P'(X_i)$  berdasarkan persamaan metode distribusi yang dipilih (gumbel, normal, log normal dan log pearson tipe III)
- 4) Hitung selisih ( $\Delta P_i$ ) antara peluang empiris dan teoritis untuk setiap data yang sudah diurut:

$$\Delta P_i = P(X_i) - P'(X_i) \quad \dots(2.38)$$

- 5) Tentukan apakah  $\Delta P_i < \Delta P$  kritis, Jika "tidak" artinya metode distribusi yang dipilih tidak dapat diterima, demikian sebaliknya.
- 6)  $\Delta P$  kritis dilihat dari tabel.

Tabel 2. 10 Nilai Kritis untuk Uji Smirnov - Kolmogrov

N	Derajat Kepercayaan ( $\alpha$ )			
	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
$N > 50$	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Sumber : I Made, 2011.

#### 2.4.4 Intensitas Curah Hujan

Intensitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Hubungan antara intensitas, lama hujan, dan frekuensi hujan dinyatakan dalam lengkung Intensitas, Durasi dan Frekuensi (*IDF= Intensity-Duration-Frekuensi Curve*). Untuk membentuk lengkung IDF data hujan yang diperlukan adalah data hujan jangka pendek, misalnya 5 menit, 10 menit, 60 menit dan jam-jaman.

Intensitas hujan yang digunakan adalah laju rata-rata curah hujan dengan asumsi durasi hujan yang sama dan waktu kosentrasi pada periode ulang hujan yang di pilih (maksimum). Penentuan intensitas curah hujan (I) sangat dipengaruhi oleh periode ulang hujan (PUH) rata-rata dan waktu kosentrasi. Kriteria penilaian intensitas hujan harian dapat dilihat pada tabel berikut :



Tabel 2. 11 Kriteria Penilaian Curah Hujan

No	Intensitas Hujan Harian (mm/hari)	Tingkat
1	0 – 13,6	Sangat rendah
2	13,6 – 20,7	Rendah
3	20,7 – 27,7	Sedang
4	27,7 – 34,8	Tinggi
5	>34,8	Tertinggi

Sumber : SK Menteri Pertanian No. 837/Kpts/Umum/11/1980

dan Kepres No,32 tahun 1990

Intensitas curah hujan sendiri dilambangkan dengan huruf I, yang artinya tingginya hujan yang sering terjadi selama kurun waktu satu jam. Pada umumnya semakin lama durasi hujan maka semakin kecil intensitas dengan satuan (mm/jam) yang artinya tinggi curah hujan dapat dihitung dari data curah hujan harian menggunakan perhitungan Dr. Mononobe sebagai berikut:

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left( \frac{24}{t} \right)^{2/3} \quad \dots(2.39)$$

Keterangan :

I = intensitas curah hujan (mm/jam),

T = waktu konsentrasi hujan (jam), untuk Indonesia 5-7 jam,

$R_{24}$  = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm).

Metode-metode yang biasanya digunakan dalam perhitungan intensitas curah hujan adalah :

#### A. Menurut Dr.Mononobe

$$R_T = \left( \frac{R_{24}}{t} \right) \times \left( \frac{t}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \dots(2.40)$$

$$R_t = (t \times R_T) - [(t-1) \times (R_{T-1})] \quad \dots(2.41)$$

Keterangan :

$R_T$  = intensitas hujan rata-rata dalam T jam (mm/jam)

$R_{24}$  = curah hujan efektif dalam satu hari (mm/hari)

$t$  = waktu konsentrasi hujan (jam) (untuk indonesia 6 – 8 jam)

$T$  = waktu mulai hujan hingga jam ke T (jam)

$R_t$  = presentase intensitas hujan rata-rata (dalam t jam)

#### 2.4.5 Koefisien Pengaliran

Pengaruh tata guna lahan pada aliran permukaan dinyatakan dalam koefisien aliran permukaan ( $C$ ), yaitu bilangan yang menampilkan perbandingan antara besarnya aliran permukaan dan besarnya curah hujan. Angka koefisien aliran permukaan itu merupakan salah satu indikator untuk menentukan kondisi fisik suatu DAS. Nilai  $C$  berkisar antara 0 – 1. Nilai  $C = 0$  menunjukkan bahwa semua air hujan terintersepsi dan terinfiltrasi ke dalam tanah, sebaliknya untuk nilai  $C = 1$  menunjukkan bahwa air hujan mengalir sebagai aliran permukaan. Pada DAS yang baik harga  $C$  mendekati nol dan semakin merusak suatu DAS maka harga  $C$  semakin mendekati satu (Kodoatie dan Syarief, 2005).

Di Indonesia penelitian untuk menentukan nilai  $C$  masih memberikan peluang yang cukup besar sesuai jenis penggunaan lahan dan curah hujan. Tabel (2.12)

merupakan contoh nilai koefisien aliran yang sesuai dengan kondisi lahan di Indonesia. Pemilihan nilai *C* dari tabel sangat subjektif. Kurang tepat memilih nilai *C* maka tidak benar pula debit puncak banjir yang dihitung.

Tabel 2. 12 Nilai Koefisien Aliran untuk Berbagai Penggunaan Lahan

Penggunaan Lahan/Bentuk Struktur	Nilai C
Hutan Lahan Kering Sekunder	0.03
Hutan Primer	0.02
Hutan Tanaman Industri	0.05
Hutan Rawa Sekunder	0.15
Pemukiman	0.6
Perkebunan	0.4
Pertanian Lahan Kering	0.1
Pertanian Lahan Kering Campur Semak	0.1
Belukar	0.07
Sawah	0.15
Tambak	0.05
Terbuka	0.2
Perairan	0.05

Sumber: Kodoatie & Syarif, 2005.

Jika DAS terdiri dari berbagai macam penggunaan lahan dengan koefisien aliran permukaan yang berbeda, maka *C* yang dipakai adalah koefisien DAS yang dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_{DAS} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad \dots(2.42)$$

dimana:

$A_i$  = luas lahan dengan jenis penutup tanah

$C_i$  = koefisien aliran permukaan jenis penutup tanah

$N$  = jumlah jenis penutup lahan.

### 2.4.6 Debit Banjir Rencana

Debit adalah volume aliran yang mengalir melalui sungai per satuan waktu. Besarnya biasanya dinyatakan dalam satuan meter kubik per detik ( $m^3/detik$ ). Data debit air sungai berfungsi memberikan informasi mengenai jumlah air yang mengalir pada waktu tertentu. Oleh karena itu, data debit air berguna untuk mengetahui cukup tidaknya penyediaan air untuk berbagai keperluan (domestik, irigasi, pelayaran, tenaga listrik, dan industri) pengelolaan DAS (Daerah Aliran Sungai), pengendalian sedimen, prediksi kekeringan, dan penilaian beban pencemaran air.

Untuk merencanakan dam pengedali sedimen, maka diperlukan besarnya debit banjir rencana yang dapat ditentukan dengan beberapa metode diantaranya :

#### A. Metode Rasional

$$Qp = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A \quad \dots(2.43)$$

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \dots(2.44)$$

$$tc = \left( \frac{0,87 \times L^2}{1000 \times S} \right)^{0,385} \quad \dots(2.45)$$

Keterangan :

$Qp$  = debit puncak ( $m^3/s$ )

$C$  = koefisien *run-off* (dari tabel atau dengan rumus)  $\rightarrow$  besarnya antara 0 – 1

$I$  = intensitas hujan maksimum (mm/jam)

$A$  = luas DAS ( $km^2$ ) sampai 5000 ( $km^2$ )

$t_c$  = waktu konsentasi (jam)

$L$  = panjang lintasan air dari titik terjauh sampai titik yang ditinjau  
ditinjau (km)

$S$  = kemiringan rata-rata daerah lintasan air

Tabel 2. 13 Koefisien Pengaliran (C) untuk Rumus Rasional

Deksripsi Lahan / Karakter Permukaan		Koefisien Pengaliran (C)
Bisnis	- Perkotaan	0,70 – 0,95
	- Pinggiran	0,50 – 0,70
Perumahan	- Rumah tinggal	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
Perkerasan	- Aspal dan beton	0,70 - 0,90
	- Batu bata, paving	0,50 – 0,70
Halaman berpasir	- Datar (2%)	0,05 – 0,10
	- Curam (7%)	0,15 – 0,20
Halaman tanah	- Datar (2%)	0,13 – 0,17
	- Curam (7%)	0,18 – 0,22
Hutan	- Datar 0 – 5%	0,10 – 0,40
	- Bergelombang 5 – 10%	0,25 – 0,50
	- Berbukit 10 – 30%	0,20 – 0,60

Sumber : I Made, 2011.

## B. Metode Hasper

Metode Hasper digunakan untuk luas daerah aliran sungai (*catchment area*) sembarang. Debit banjir menurut Metode Hasper :

$$Q_{\max} = \alpha \times \beta \times I \times A \quad \dots(2.46)$$

$$t = 0,1 \times L^{0,8} \times \left( \frac{\partial h}{\partial L} \right)^{-0,3} \quad \dots(2.47)$$

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \times A^{0,7}}{1 + 0,075 \times A^{0,7}} \quad \dots(2.48)$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,7 \times 10^{-0,4 \times t}}{t^2 + 15} \times \frac{A^{0,75}}{12} \quad \dots(2.49)$$

Keterangan :

$Q_T$  = debit maksimum (m<sup>3</sup>/dt)

$\alpha$  = koefisien run off

$\beta$  = koefisien reduksi

$I_n$  = intensitas hujan (m<sup>3</sup>/dt/km<sup>2</sup>)

$A$  = luas daerah pengaliran (km<sup>2</sup>)

Prosedur perhitungan :

Untuk  $t < 2$  jam digunakan rumus :

$$R_n = \frac{t \times R_{24}}{t + 1 - 0,0008(260 - R_{24})(2 - t)^2} \quad \dots(2.50)$$

Untuk  $t > 2$  jam digunakan rumus :

$$R_n = \frac{t \times R_{24}}{t + 1} \quad \dots(2.51)$$

$$I = \frac{r}{3,6 + t} \quad \dots(2.52)$$

Keterangan :

$t$  = lamanya curah hujan (jam),

$R_n$  = curah hujan harian maksimum (mm/hari).

### C. Metode Der Weduwen

Metode weduwen yang berlaku untuk daerah pengaliran dirumuskan dengan sebagai berikut :

$$Q_{\max} = \alpha \times \beta \times I \times A \quad \dots(2.53)$$

Keterangan :

$Q_{\max}$  = debit maksimum (m<sup>3</sup>/dt),

$\alpha$  = koefisien pengaliran,

$\beta$  = koefisien reduksi,

$I$  = intensitas hujan (m<sup>3</sup>/dt/km<sup>2</sup>),

$A$  = luas daerah pengaliran (km<sup>2</sup>),

Koefisien pengaliran ditentukan dengan rumus :

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{I + 7} \quad \dots(2.54)$$

Koefisien reduksi ditentukan dengan rumus :

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

Lamanya hujan ( $t$  dalam satuan jam) ditentukan dengan rumus :

$$t = \frac{0.476 \times A^{\frac{3}{8}}}{(\alpha \times \beta \times I)^{\frac{1}{8}} \times (S)^{\frac{1}{4}}} \quad \dots(2.56)$$

Jika luas daerah pengaliran kurang dari atau sama dengan 100 km<sup>2</sup> dan lama hujan kurang dari sama dengan 12 jam maka nilai I dihitung dengan rumus :

$$I = \frac{Rt}{240} \times \frac{67,65}{t+1,45} \quad \dots(2.57)$$

Langkah-langkah perhitungan debit maksimum dengan metode Der Weduwen adalah :

1. Coba harga t
2. Hitung harga  $\beta$  dan I,  $\alpha$
3. Hitung harga t
4. Cek harga t hitung apakah sudah sama dengan t coba, jika tidak sama maka ulangi dari langkah 1
5. Tentukan nilai  $\alpha$ ,  $\beta$ , I pada saat nilai t sudah tetap (sama dengan t perhitungan sbelumnya)
6. Hitung Q maks berdasarkan nilai  $\alpha$ ,  $\beta$ , I pada saat nilai t pada langkah no 7

#### **D. Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu**

Analisis hidrograf sintesis dengan pendekatan Nakayasu dapat ditentukan dengan persamaan (2.58) sebagai berikut.

$$Q_p = \frac{C.A.R}{3.6(0.3T_p + 0.3)} \quad \dots(2.58)$$

Cp = Koef. Debit (kalibrasi)



$$Tg = 0.21L^{0.7} \quad (L < 15 \text{ km}) \quad \dots(2.59)$$

$$Tg = 0.4 + 0.058L \quad (L > 15 \text{ km}) \quad \dots(2.60)$$

$$Tr = 0.75Tg \quad \dots(2.61)$$

$$T_{0.8} = 0.8Tr \quad \dots(2.62)$$

$$T_p = Tg + 0.8Tr \quad \dots(2.63)$$

Kurva Majemuk (4 kondisi Kurva)

1) Untuk  $(0 \leq t \leq T_p)$

$$Q_a = Q_p \left( \frac{1}{T_p} \right)^{2.4} \quad \dots(2.64)$$

2) Untuk  $(T_p \leq t \leq T_p + 1.5 T_{0.3})$

$$Q_{d1} = Q_p 0.3^{\left( \frac{1-T_p}{T_{0.3}} \right)} \quad \dots(2.65)$$

3) Untuk  $(T_p + T_{0.3} \leq t \leq T_p + 1.5 T_{0.3})$

$$Q_{d2} = Q_p 0.3^{\left( \frac{1-T_p+0.5}{1.5T_{0.3}} \right)} \quad \dots(2.66)$$

4) Untuk  $(t \geq T_p + 1.5 T_{0.3})$

$$Q_{d3} = Q_p 0.3^{\left( \frac{1-T_p+1.5T_{0.3}}{2T_{0.3}} \right)} \quad \dots(2.67)$$

$$T_L = 0.21 L^{0.7} \quad (L < 15 \text{ km}) \quad \dots(2.68)$$

$$T_L = 0.527 + 0.058L \quad (L \geq 15 \text{ km}) \quad \dots(2.69)$$

$$T_P = 1.6T_L \quad \dots(2.70)$$

Dimana:

$Q_P$  = debit puncak banjir

$R$  = hujan satuan

$C$  = koefisien

$T_P$  = tenggang waktu dari mulai hujan hingga puncak banjir (jam)

$T_{0.3}$  = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak

$T_L$  = *time lag* (jam)

$L$  = panjang sungai (km)

$T_P$  = waktu puncak (jam)

$Q_a$  = limpasan sebelum mencapai debit puncak ( $m^3/s$ )

$T$  = waktu (jam)

Metode ini senantiasa memberikan hasil perhitungan debit banjir yang sangat besar dibandingkan dengan metode lainnya. Hal ini akan mengakibatkan hasil perencanaan yang “*over design*”.

### **E. Hidrograf Satuan Sintetis Gama I**

Hidrograf satuan sintetis Gama I dibentuk oleh tiga komponen dasar yaitu waktu naik ( $T_R$ ), debit puncak ( $Q_P$ ), waktu dasar ( $T_B$ ) dengan uraian sebagai berikut.

#### 1. Waktu naik ( $T_R$ )

$$TR = 0.43 \left( \frac{L}{100SF} \right)^3 + 1.0665SIM + 1.2775 \quad \dots(2.71)$$

Dimana:

TR = waktu naik (jam)

SF = panjang sungai (km)

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  $\frac{3}{4}$  L dan lebar DAS yang diukur dari titik yang berjarak  $\frac{1}{4}$  L dari tempat pengukuran

7. Debit puncak ( $Q_P$ )

$$Q_P = 0.1836A^{0.5886} JN^{0.2381} TR^{-0.4008} \quad \dots(2.72)$$

Dimana:

$Q_P$  = debit puncak ( $m^3/s$ )

JN = jumlah pertemuan sungai

TR = waktu naik (jam)

A = luas DAS

8. Waktu dasar (TB)

$$TB = 27.4132TR^{0.1457} S^{-0.0986} SN^{0.7344} RUA^{0.2574} \quad \dots(2.73)$$

Dimana:

TB = waktu dasar (jam)

TR = waktu naik (jam)

S = kemiringan sungai rata-rata

SN = frekuensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat 1 dengan jumlah sungai semua tingkat

RUA = luas DAS sebelah hulu (km)

Sketsa penetapan WF dan RUA dapat dilihat pada gambar 2.9 berikut.

#### F. Hidrograf Satuan Sintetis Snyder

Pada awal tahun 1938, F.F. Snyder dari Amerika Serikat mengembangkan rumus empiris dengan koefisien-koefisien empiris yang menghubungkan unsur-unsur hidrograf satuan dengan karakteristik daerah pengairan (Triatmodjo B., 2008).

Unsur-unsur hidrograf tersebut dihubungkan dengan:

A = luas daerah pengairan (km<sup>2</sup>)

L = panjang aliran utama (km)

LC = jarak antara titik berat daerah pengairan dengan pelepasan (*outlet*) yang diukur sepanjang aliran utama

Dengan unsur-unsur tersebut Snyder membuat persamaan sebagai berikut.

$$t_p = C_t \cdot (L \cdot L_c)^n \quad \dots(2.74)$$

$$t_e = \frac{t_p}{5.5} \quad \dots(2.75)$$

$$q_p = 0.275 \frac{C_p}{t_p} \quad \dots(2.76)$$

$$T_b = 5.0(t_p + \frac{t_r}{2}) \quad \dots(2.77)$$

Dimana:

$t_p$  = waktu mulai titik berat hujan sampai debit puncak (jam)

$t_c$  = lama curah hujan efektif

$t_r$  = lama standar curah hujan efektif

$q_p$  = debit maksimum hidrograf satuan (liter/s/km<sup>2</sup>)

$c_p$  = koefisien karakteristik daerah pengaliran

$Q_p$  = debit maksimum total

$T_b$  = waktu dasar hidrograf

$$C_t = 1.1 - 2.2 \quad \dots(2.78)$$

$$C_p = 0.1 - 0.8 \quad \dots(2.79)$$

Jika  $t_c > t_R$

$$t'_p = t_p + 0.25(t_R - t_c) \quad \dots(2.80)$$

Sehingga didapat waktu untuk mencapai debit maksimum:

$$T_p = t'_p + 0.5(t_R - t_c) \quad \dots(2.81)$$

Jika  $t_c < t_R$

$$T_p = t_p + 0.5t_R \quad \dots(2.82)$$

$$Q_p = q_p \frac{A}{1000} \quad \dots(2.83)$$

Dimana:

$Q_P$  = debit maksimum total ( $m^3/s$ )

$A$  = luas DAS ( $km^2$ )

Menentukan grafik hubungan  $Q_p$  dan  $t$  (UH) berdasarkan persamaan Alexseyev sebagai berikut :

$$Q_t = Y \cdot Q_P \quad \dots(2.84)$$

$$Y = 10^{-\alpha \frac{(1-x)^2}{x}} \quad \dots(2.85)$$

$$X = \frac{t}{T_P} \quad \dots(2.86)$$

$$A = 1.32\lambda^2 + 0.15\lambda + 0.045 \quad \dots(2.87)$$

$$\lambda = \frac{Q_P \cdot T_P}{h \cdot A} \quad \dots(2.88)$$

Dimana:

$Q_t$  = debit dengan periode hidrograf

$Y$  = perbandingan debit periode hidrograf dengan debit puncak

$X$  = perbandingan waktu periode hidrograf dengan waktu puncak mencapai puncak banjir

Setelah  $\lambda$  dan  $a$  dihitung, maka nilai  $y$  untuk masing-masing  $x$  dapat dihitung dengan membuat tabel, dari nilai-nilai tersebut diperoleh  $t = x \cdot T_P$  dan  $Q = y \cdot Q_P$ , selanjutnya dibuat grafik hidrograf satuan (Triatmodjo, 2008).

## 2.5 Lengkung Kapasitas Waduk

Dalam menentukan volume total sebuah waduk berdasarkan pada data topografi yang tersedia. Untuk keperluan ini, diperlukan sebuah peta topografi

dengan beda tinggi (kontur) lima meter atau sepuluh meter. Perhitungan luas dibatasi oleh masing-masing kontur, kemudian dihitung volume yang dibatasi oleh dua garis kontur yang berurutan. Volume antara dua kontur yang berurutan dapat dicari dengan cara sebagai berikut :

$$I = \sum \{(F_i + F_{i+1}) \cdot 0,5(h_{i+1} - h_i)\} \quad \dots(2.89)$$

Keterangan :

I = Isi atau volume tampungan antara dua kontur berurutan ( m<sup>3</sup>)

h<sub>i</sub> = elevasi pada kontur ke-*i* ( m )

h<sub>i+1</sub> = elevasi pada kontur ke-*i+1* ( m )

F<sub>*i*</sub> = luas daerah yang dikelilingi kontur ke-*i* ( km<sup>2</sup> )

F<sub>*i+1*</sub> = luas daerah yang dikelilingi kontur ke-*i+1* ( km<sup>2</sup> )

Sumber : Diktat Waduk, Ir. Soekibat Roedy Soesanto

Setelah semua luas dan volum masing-masing telah diketahui lalu digambarkan pada sebuah grafik hubungan antara elevasi dan volume tampungan dan luas.

## 2.6 Penelusuran Banjir (*Flood Roating*)

Ambang pelimpah direncanakan mampu melewati debit banjir dengan periode ulang 1000 tahun (Q1000) yang diregulasi oleh reservoir dengan kontrol debit *Probable Maximum Flood* atau PMF (QPMF). Untuk menentukan lebar ambang pelimpah maka dilakukan optimasi lebar ambang dengan melakukan penelusuran banjir untuk beberapa alternatif lebar ambang rencana. Penelusuran

banjir lewat waduk ini bertujuan untuk mendapatkan hubungan antara pengeluaran air dari waduk (outflow) dan elevasi muka air waduk yang dimulai dari elevasi ambang pelimpah.

Guna mengetahui besarnya debit outflow yang melewati *spillway* dilakukan perhitungan *reservoir routing* diperlukan data data sebagai berikut :

1. Hubungan volum tampungan dengan elevasi waduk
2. Hubungan elevasi permukaan air dan outflow serta hubungan tampungan dan outflow
3. Hidrograf inflow
4. Nilai awal untuk variabel S, I dan Q saat  $t = 0$

Penelusuran banjir dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan kontinuitas sebagai berikut :

$$I - Q = \frac{ds}{dt} \quad \dots(2.90)$$

I = inflow waduk (m<sup>3</sup>/detik)

Q = outflow waduk (m<sup>3</sup>/detik)

ds = besarnya tampungan waduk (m<sup>3</sup>)

dt = periode penelusuran (detik, jam atau hari)

Apabila periode penelusuran banjir diubah dari dt menjadi  $\Delta t$ , maka

$$I = \frac{I1 + I2}{2}$$

$$Q = \frac{Q1 + Q2}{2} \text{ dimana } dS = S2 - S1$$



Sehingga untuk persamaan I – Q dapat diubah menjadi berikut :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t = S_2 - S_1 \quad \dots(2.91)$$

Dengan menggunakan indeks 1 merupakan keadaan periode mula penelusuran dan indeks 2 merupakan keadaan akhir penelusuran. Dalam persamaan di atas, keadaan  $I_1$  dan  $I_2$  dapat diketahui dari hidrograf debit inflow yang diukur dari besarnya  $Q_1$  dan  $S_1$  diketahui dari periode sebelumnya sedangkan keadaan  $S_2$  dan  $Q_2$  tidak diketahui. Hal ini berarti bahwa diperlukan persamaan yang kedua. Pada perhitungan ini digunakan Metode Goodrich. Sehingga persamaan I dapat ditulis sebagai berikut :

$$I_1 + I_2 - Q_1 - Q_2 = 2 \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \text{ dimana konstanta 1 dan 2 menunjukkan awal}$$

dan akhir penelusuran.

$$(I_1 + I_2) + \left( \frac{2S_2}{\Delta t} - Q_1 \right) = \left( \frac{2S_2}{\Delta t} - Q_2 \right)$$

Pada sisi kiri persamaan di atas sudah diketahui, sehingga persamaan  $\left( \frac{2S_2}{\Delta t} - Q_2 \right)$  dapat dicari dengan menggunakan persamaan di atas. Dari grafik hubungan simpangan dan elevasi, maka dapat diketahui dari elevasi dan tampungan pada akhir periode penelusuran untuk perhitungan selanjutnya yaitu  $\left( \frac{2S_1}{\Delta t} + Q \right)_2 - 2Q_2$  pada perhitungan sebelumnya yaitu  $\left( \frac{2S_1}{\Delta t} + Q \right)_1$ .

Jika fasilitas pengeluaran berupa bangunan pelimpah atau *spillway* maka dapat digunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q = C \times L \times H^{1/2}. \quad \dots(2.92)$$

Keterangan :

C = koefisien limpahan

L = lebar efektif mercu (meter)

H = tinggi tekanan air di atas mercu bendung (m)

Koefisien limpahan (C) dari tipe suatu bendung dengan dinding hulu ambang tegak dan diperoleh dengan rumus *Iwasaki* sebagai berikut :

$$Cd = 2,200 - 0,0416 \times \left( \frac{Hd}{w} \right)^{0,9900} \quad \dots(2.93)$$

Keterangan :

C = koefisien limpahan

Cd = koefisien limpahan saat h = Hd

h = tinggi air di atas mercu bendung

W = tinggi bendung (m)

Hd = tinggi tekanan rencana air di atas mercu bendung (m)

Mengingat limpasan melalui mercu bendungan urugan akan sangat berbahaya maka perlu adanya tinggi jagaan. Berdasarkan pada tinggi bendungan yang akan direncanakan, maka angka standard untuk tinggi jagaan pada bendungan urugan sebagai berikut :

1. Lebih rendah dari 50 meter, jika  $H_f \geq 2$  meter
2. Tinggi antar 50 sampai 100 meter, jika  $H_f \geq 3$  meter
3. Lebih tinggi dari 100 meter, jika  $H_f \geq 3,5$  meter

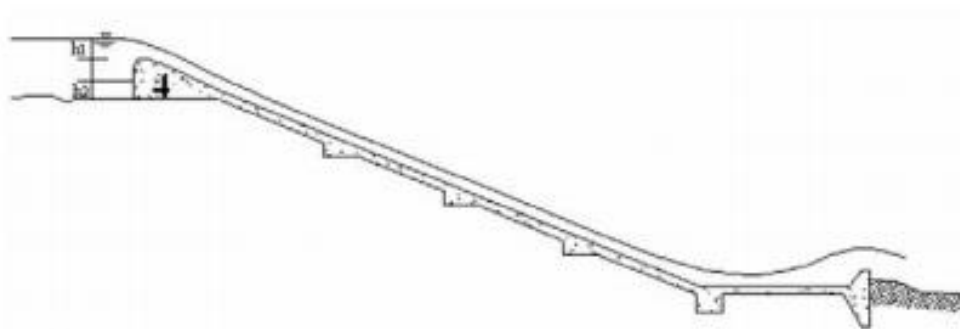
(Sumber : Sosrodarsono, 2002)

## 2.7 Perencanaan Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

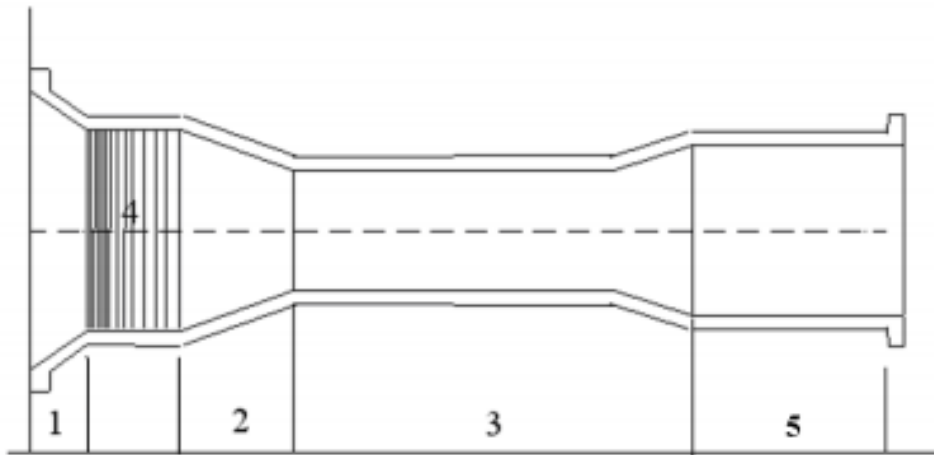
Bangunan pelimpah adalah bangunan beserta instalasinya untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam embung agar tidak membahayakan keamanan tubuh embung. Ukuran bangunan pelimpah harus dihitung dengan sebaik-baiknya, karena kalau terlalu kecil ada resiko tidak mampu melindungi debit air banjir yang terjadi. Sebaliknya jika terlalu besar bangunan akan menjadi mahal yang dapat mempengaruhi biaya proyek secara keseluruhan.

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, juga pertimbangan ekonomis serta operasional dan pemeliharaannya.

Pada prinsipnya bangunan *spillway* terdiri dari 3 bagian, yaitu pelimpah, baik dengan pintu maupun bebas, mercu pelimpah, saluran atau pipa pembawa dan bangunan peredam energi.



a. Penampang memanjang



b. Tampak Atas

Gambar 2. 4 Penampang bangunan pelimpah (Sosrodarsono & Takeda, 1977)

Keterangan gambar :

1. Saluran pengarah
2. Saluran transisi
3. Saluran peluncur
4. Mercu pelimpah
5. Bangunan peredam energi

Perencanaan bangunan pelimpah meliputi :

1. Perencanaan mercu pelimpah
2. Perencanaan saluran transisi
3. Perencanaan saluran peluncur
4. Perencanaan bangunan peredam energi
5. Cek stabilitas bangunan pelimpah

### 2.7.1 Mercu Pelimpah

Elevasi mercu pelimpah adalah elevasi tampungan embung dalam keadaan normal penuh air. Elevasi ini didapat setelah mengetahui besarnya volume tampungan embung dari neraca optimasi tampungan ditambah dengan volume sedimen dan volume kehilangan air embung.

Dengan grafik hubungan luas genangan dan volume genangan dapat dicari elevasi mercu pelimpah dari volume rencana tampungan embung.

Saluran pada mercu pelimpah harus dapat mengalirkan debit banjir rencana dengan aman. Rumus umum yang dipakai untuk menghitung kapasitas bangunan pelimpah adalah (Bangunan Utama KP-02,2013) :

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} gb} \cdot (H_1)^{1.5} \quad (m^3 / dt) \quad \dots(2.94)$$

Keterangan :

- Q = debit aliran (m<sup>3</sup>/s)
- C<sub>d</sub> = koefisien limpahan
- b = lebar efektif ambang (m)
- H = tinggi energi di atas ambang (m)
- g = percepatan grafitasi (m/s)

Lebar efektif ambang dapat dihitung dengan rumus (Sosrodarsono & Takeda, 1977) :

$$L_e = L - 2(N \cdot K_p + K_a) \cdot H \quad \dots(2.95)$$

Keterangan :

- L<sub>e</sub> = lebar efektif ambang (m)
- L = lebar ambang sebenarnya (m)

N = jumlah pilar

$K_p$  = koefisien kontraksi pilar

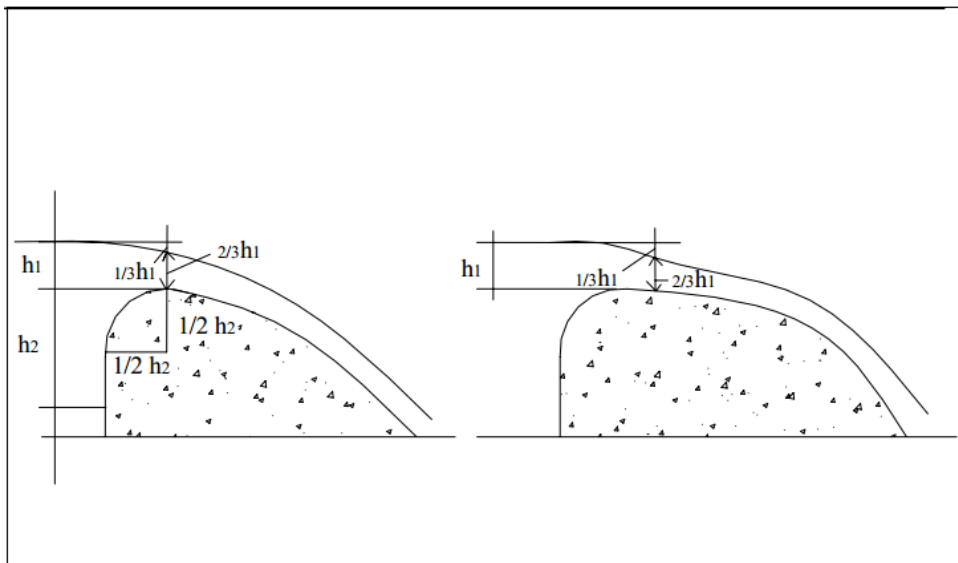
$K_a$  = koefisien kontraksi pada dinding samping ambang

H = tinggi energi di atas ambang (m)

Kapasitas debit air sangat dipengaruhi bentuk ambang. Terdapat 3 ambang yaitu: ambang bebas, ambang berbentuk bendung pelimpah dan ambang berbentuk bendung pelimpah menggantung.

### 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. Apabila berbentuk tegak selalu diikuti dengan lingkaran yang jari-jarinya  $\frac{1}{2} h_2$  (Soedibyo, 1993).



Gambar 2. 5 Ambang Bebas (dalam Soedibyo, 1993)

Untuk menentukan lebar ambang menurut Soedibyo (1993) digunakan rumus sebagai berikut :

$$Q = 1,704.b.C.(3.h_0) \quad \dots(2.96)$$

Keterangan :

- Q = debit banjir rencana ( $m^3/detik$ )
- b = lebar ambang (m)
- h<sub>0</sub> = tinggi penurunan permukaan air di dalam saluran pengarah (m)
- C = koefisien pengaliran masuk ke saluran pengarah (untuk penampang segi empat, C = 0,82)

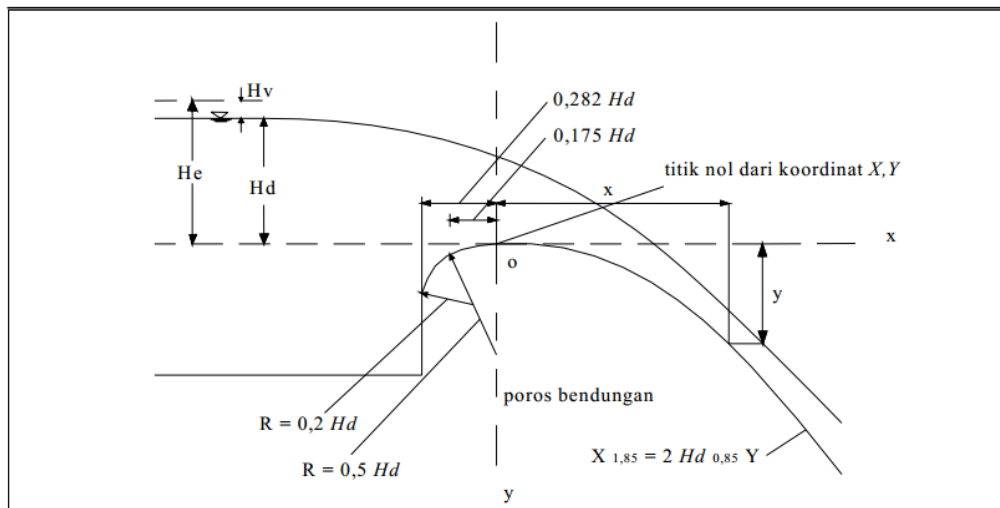
### B. Ambang Berbentuk Bendung Pelimpah (*Overflow Wier*)

Bendung pelimpah sebagai salah satu komponen dari saluran pengatur aliran dibuat untuk lebih meningkatkan pengaturan serta memperbesar debit air yang akan melintasi bangunan pelimpah. 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 :

$$Q = c.(L - KHN).H^{1/2} \quad \dots(2.97)$$

Keterangan :

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



Gambar 2. 6 Ambang Pelimpah Tipe Ogee

### C. Ambang Berbentuk Bendung Pelimpah Menggantung (*Overhang Weir*)

Hampir sama dengan ambang berbentuk pelimpah dan banyak digunakan untuk bendungan beton, terutama yang berbentuk lengkung.

Pada Bendungan beton berbentuk lengkung ukuran tebalnya relatif tipis, sedang bangunan pelimpah dapat disatukan dengan dinding bendungannya. Agar ukuran ambang bangunan pelimpah sesuai dengan aliran air yang terjadi maka tebalnya harus ditambah sehingga terjadi bagian yang sedikit maju dan menggantung.

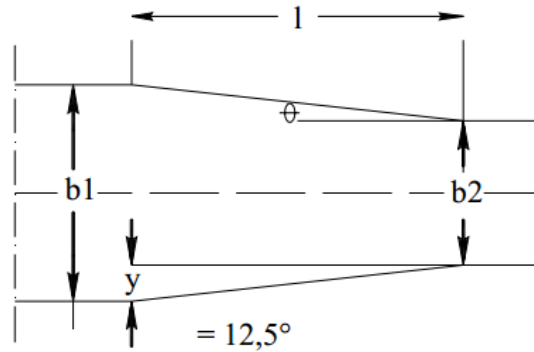
#### 2.3.1 Saluran Transisi

Saluran transisi adalah saluran diantara mercu pelimpah dan saluran peluncur. Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan tidak menimbulkan air terhenti (*back water*) dibagian hilir saluran samping dan memberikan kondisi yang paling menguntungkan, baik pada aliran didalam saluran



transisi tersebut maupun pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur.

Bentuk saluran transisi ditentukan sebagai berikut :

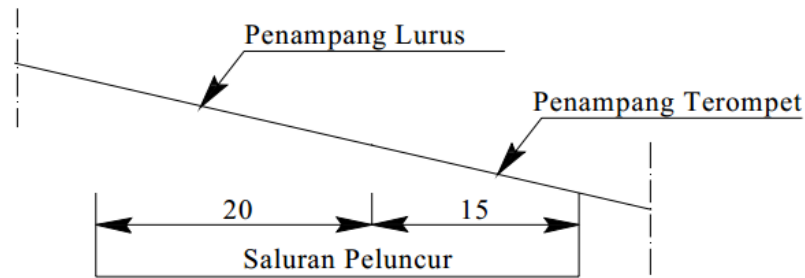


Gambar 2. 7 Skema bagian transisi saluran pengarah pada bangunan pelimpah

### 2.7.2 Saluran Peluncur

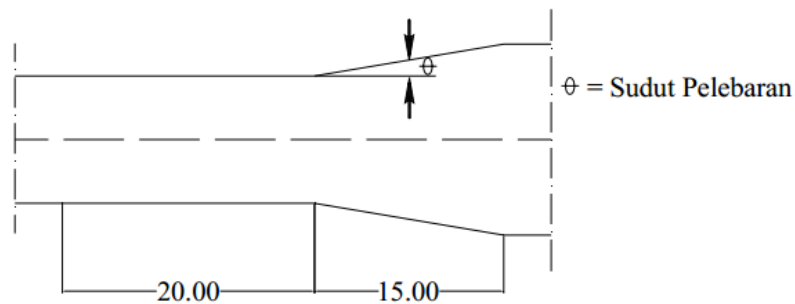
Pada perencanaan bangunan pelimpah antara tinggi mercu dengan bangunan peredam energi diberi saluran peluncur (*flood way*). Saluran ini berfungsi untuk mengatur aliran air yang melimpah dari mercu dapat mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis. Dalam merencanakan saluran peluncur harus memenuhi syarat sebagai berikut :

1. Agar air yang melimpah dari saluran mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.
2. Agar konstruksi saluran peluncur cukup kukuh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
3. Agar gaya konstruksi diusahakan seekonomis mungkin.



Gambar 2. 8 Penampang memanjang saluran peluncur

Bagian yang berbentuk terompet pada ujung saluran peluncur bertujuan agar aliran dari saluran peluncur yang merupakan alira super kritis dan mempunyai kecepatan tinggi, sedikit demi sedikit dapat dikurangi akibat melebarnya aliran dan aliran tersebut menjadi semakin stabil.



Gambar 2. 9 Bagian berbentuk terompet pada ujung hilir saluran peluncur

Makin tinggi elevasi embung, maka semakin besar perbedaan antara permukaan air sungai di hulu dan sebelah hilir embung. Apabila kemiringan saluran pengangkut debit dibuat kecil, maka ukurannya akan sangat panjang dan mahal. Oleh karena itu kemiringan terpaksa dibuat besar, dengan sendirinya disesuaikan dengan keadaan topografi setempat. Untuk menentukan kecepatan aliran biasanya digunakan rumus :

$$V = k.R^{2/3}.i^{2/3} \quad \dots(2.98)$$

Keterangan :

$v$  = kecepatan aliran air (m/detik)

$k$  = koefisien kekasaran saluran

$R$  = jari-jari basah

$I$  = kemiringan saluran

Apabila kemiringan besar maka kecepatannya menjadi besar, mendekati kecepatan kritis atau superkritis. Untuk menentukan batas kecepatan ini digunakan angka Froude menurut rumus :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g.l}} \quad \dots(2.99)$$

Keterangan :

$Fr$  = bilangan Froude

$v$  = kecepatan aliran (m/s),

$g$  = percepatan gravitasi (m/s<sup>2</sup>)

$l$  = panjang karakteristik (m)

Untuk aliran terbuka, maka  $L = D$ , tinggi hidrolis yaitu perbandingan antara luas penampang normal basah dibagi dengan lebar permukaan bebas.

Untuk nilai  $Fr = 1$ , disebut kecepatan kritis

Untuk nilai  $Fr > 1$ , disebut kecepatan super kritis

Untuk nilai  $Fr < 1$ , disebut kecepatan sub kritis

### 2.7.3 Bangunan Peredam Energi (Kolam Olak)

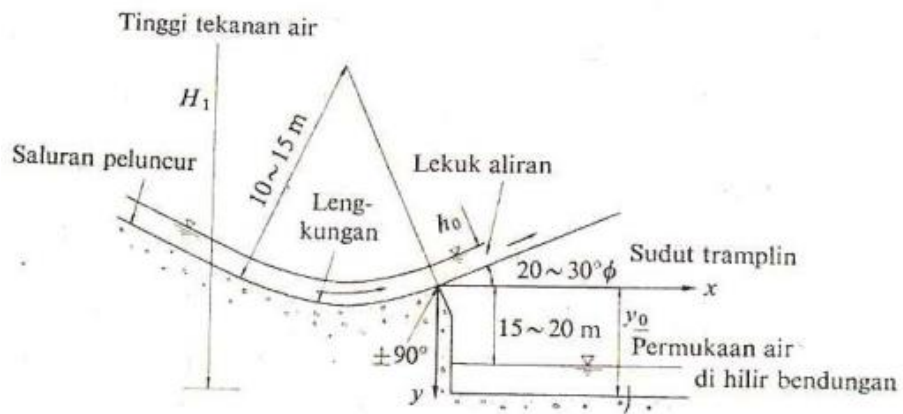
Aliran air setelah keluar dari saluran/pipa pembawa biasanya mempunyai kecepatan/energi yang cukup tinggi yang dapat menyebabkan erosi di hilirnya, dan

menyebabkan ketidakstabilan 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.

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. Tipe kolam bangunan peredam energi adalah :

#### **A. Tipe Kolam Olak Loncatan (*Water Jump*)**

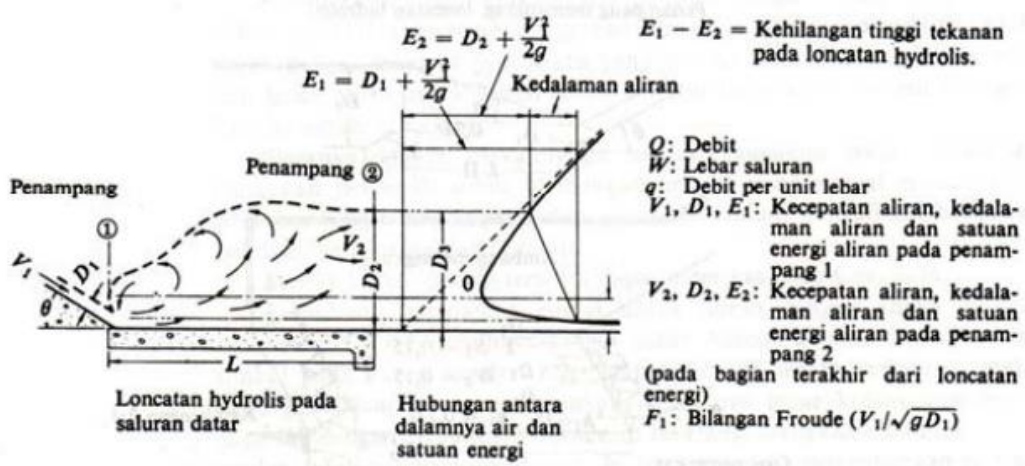
Biasanya dibuat untuk sungai-sungai yang dangkal. Tipe ini hanya cocok untuk sungai dengan dasar alur yang kokoh. Biaya pembuatan relatif lebih murah.



Gambar 2. 10 Tipe Kolam Olak Loncatan (*water jump*)

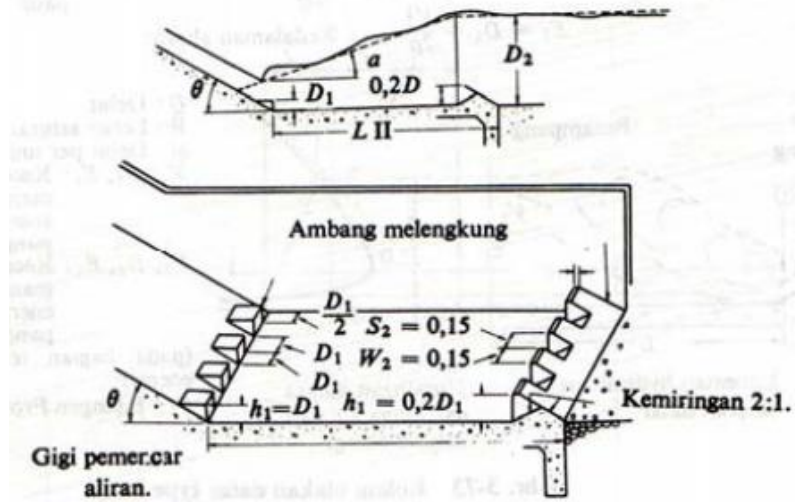
### B. Tipe Kolam Olakan

Secara umum direncanakan di sebelah hilir bangunan bergantung pada energi air yang masuk, tergantung pada bilangan *Froude* dan juga bahan konstruksi kolam olak.

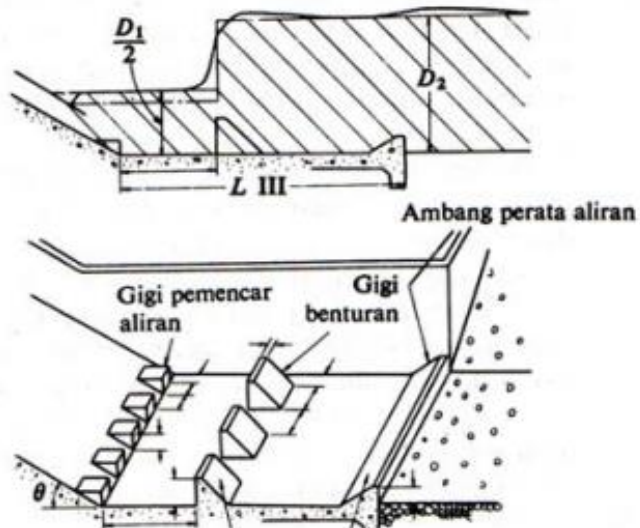


Gambar 2. 11 Kolam olakan datar tipe 1

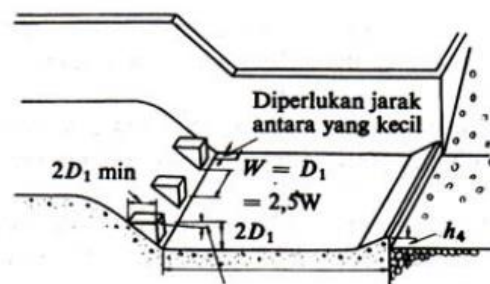
Penampang memanjang loncatan hidrolis.



Gambar 2. 12 Kolam olakan datar tipe 2



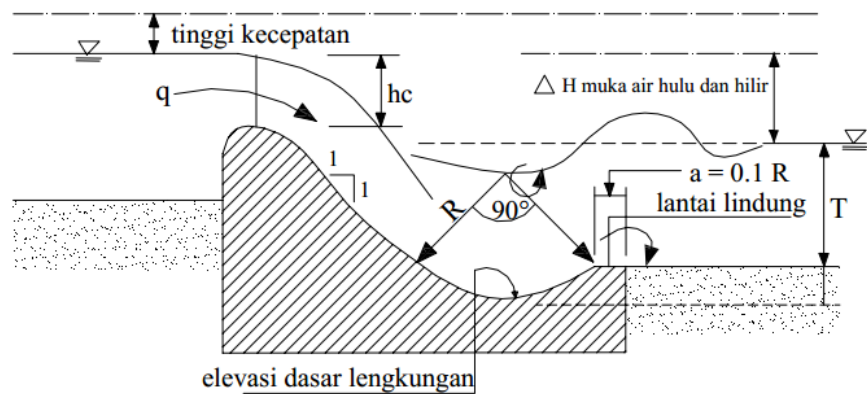
Gambar 2. 13 Kolam olakan datar tipe 3



Gambar 2. 14 Kolam olakan datar tipe 4

### C. Peredam Energi Tipe Bak Tenggelam (*Bucket*)

Tipe peredam energi ini dipakai bilakedalaman 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 2.11 berikut :



Gambar 2. 15 Peredam bak tenggelam (Bucket)

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

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 persamaan :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \dots(2.100)$$

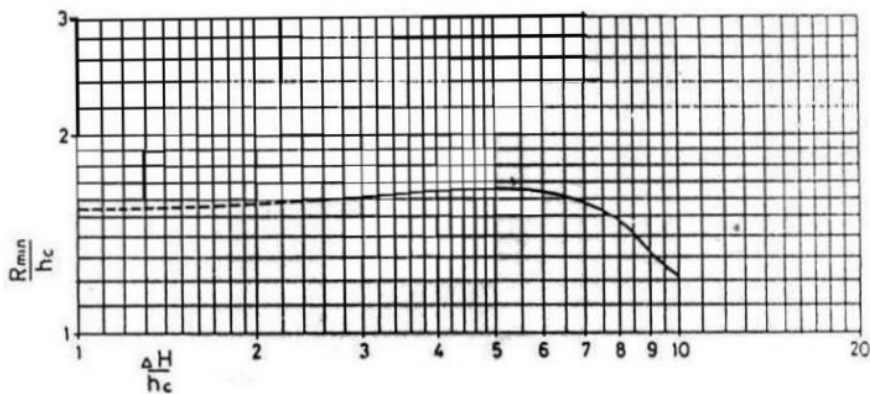
Keterangan :

$h_c$  = kedalaman kritis (m)

$q$  = debit per lebar satuan ( $m^3/det.m$ )

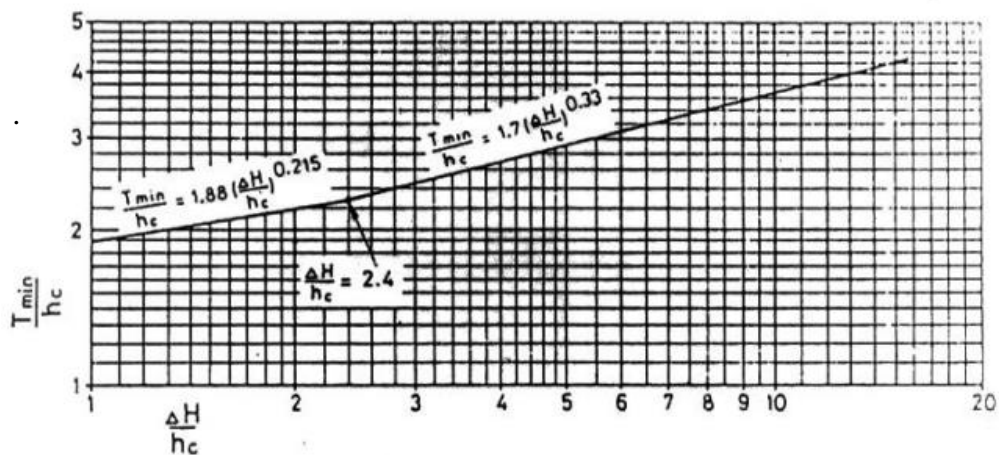
$g$  = percepatan gravitasi ( $m^2/dt^2$ )

Jari-jari minimum yang paling diijinkan ( $R_{min}$ ) dapat ditentukan dengan menggunakan perbandingan beda muka air hulu dan hilir ( $\Delta H$ ) dengan ketinggian kritis ( $h_c$ ) seperti yang ditunjukkan dengan Gambar 2.16. Demikian pula dengan batas minimum tinggi air hilir ( $T_{min}$ ).  $T_{min}$  diberikan pada Gambar 2.17 berikut :



Gambar 2. 16 Grafik Untuk Mencari Jari-jari Minimum ( $R_{min}$ ) Bak

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)



Gambar 2. 17 Grafik Untuk Mencari Batas Minimum Tinggi Air Hilir

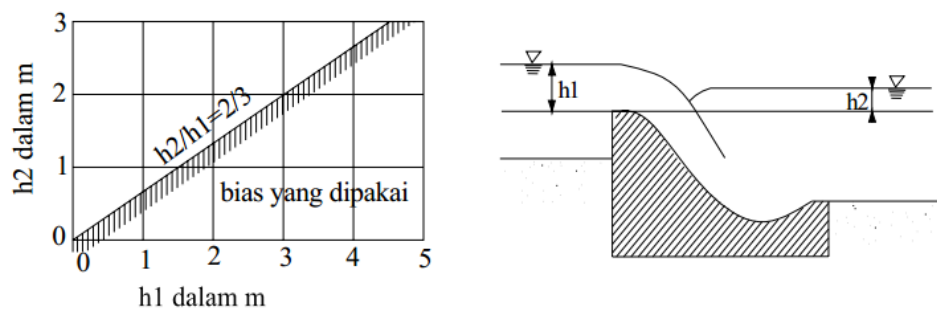
(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)



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

Besarnya peredam energi ditentukan oleh perbandingan  $h_2$  dan  $h_1$  Gambar 2.18. Apabila ternyata  $h_2/h_1$  lebih besar dari  $2/3$ , 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.

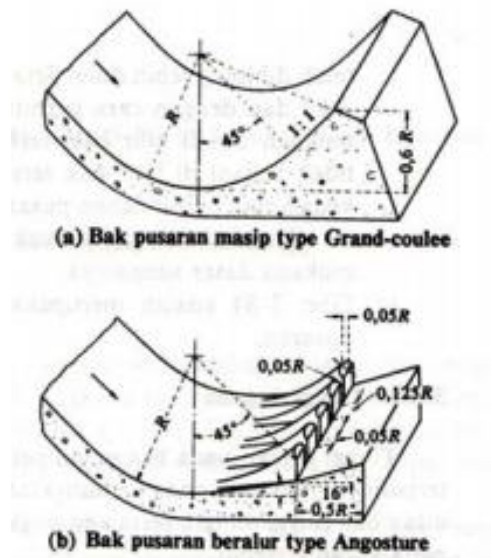


Gambar 2. 18 Batas Maksimum Tinggi Air Hilir

(*Sosrodarsono & Takeda, 1977*)

#### D. Peredam Energi Tipe Bak Pusaran

Bangunan peredam energi yang terdapat di aliran air dengan proses gesekan diantara molekul-molekul air akibat timbulnya pusaran-pusaran vertikal didalam suatu kolam.



Gambar 2. 19 Tipe Bak Pusran (roller bucket)

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

$$q = \frac{Q}{B}; V = \frac{q}{D_1} \quad \dots(2.101)$$

$$\frac{D_2}{D_1} = 0,5 \left( \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) \quad \dots(2.102)$$

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

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot D_1}} \quad \dots(2.103)$$

Keterangan :

Fr = bilangan Froude

V = kecepatan aliran (m/s),

g = percepatan gravitasi (m/s<sup>2</sup>)

D<sub>1</sub> = kedalaman air di awal kolam (m)

D<sub>2</sub> = kedalaman air di akhir kolam (m)