

PERHITUNGAN HIDROLOGI

Rancang Bangun Pembelajaran Mata Diklat (RBPMD)

**DIKLAT
PERENCANAAN BENDUNGAN URUGAN
TINGKAT DASAR**

KATA PENGANTAR

DAFTAR ISI

PERHITUNGAN HIDROLOGI	1
KATA PENGANTAR.....	2
DAFTAR ISI	iii
I. PENDAHULUAN	I-1
II. PENGOLAHAN DATA HIDROLOGI.....	II-3
II.1 Presipitasi.....	II-3
II.2 Pengolahan Data Hujan	II-3
II.3 Pengolahan Data Debit Aliran	II-5
II.3.1 Pengumpulan data tinggi muka air	II-5
II.3.2 Pengukuran Debit Sungai.....	II-5
II.3.3 Perhitungan Debit Sungai.....	II-6
II.3.4 Analisa Lengkung Debit.....	II-8
II.3.5 Perhitungan dan Evaluasi Debit	II-9
II.3.6 Publikasi Debit Sungai.....	II-10
III. ANALISIS CURAH HUJAN DESAIN	III-1
III.1 Metode pendekatan	III-7
III.1.1 Analisis hujan	III-7
III.1.2 Pola distribusi hujan badai.....	III-7
III.1.3 Hujan efektif.....	III-7
III.1.4 Analisis hubungan hujan-limpasan	III-8
III.1.5 Penelusuran banjir lewat waduk (<i>Reservoir Flood Routing</i>)	III-8
III.2 Curah hujan desain	II-10
III.2.1 Analisis frekuensi.....	III-10
III.3 Curah Hujan Maksimum Boleh Jadi (CMB/PMP)	III-16
III.3.1 Uraian Umum	III-16

III.3.2	Perkiraan CMB menggunakan metoda Hershfield.....	III-17
IV.	ANALISIS BANJIR DESAIN	II-1
V.	PENELUSURAN BANJIR	II-1
V.1	Konsep Dasar Penelusuran Aliran di Waduk	II-1
V.2	Metoda Dasar Penelusuran Aliran di Waduk.....	II-3
V.3	Penelusuran Banjir di suatu Waduk	II-7
V.3.1	Metode.....	II-8
V.3.2	Anti Routing Waduk.....	II-9
V.3.3	Input Data :	II-11
V.3.4	Output :	II-11
VI.	RENCANA POLA OPERASI WADUK	II-1
VI.1	Tujuan, Tipe, dan Pola Operasi Waduk	II-1
VI.1.1	Tujuan	Error! Bookmark not defined. VI-1
VI.1.2	Pola Operasi Waduk	II-1
VI.1.3	Tipe Operasi waduk	II-1
VI.2	Prinsip Dasar Operasi Waduk.....	II-2
VI.2.1	. Persamaan Dasar	II-2
VI.2.2	Asumsi/Batasan	II-3
VI.2.3	Langkah Waktu	II-4
VI.2.4	. Kebutuhan Data	II-4
VI.3	Penentuan Kapasitas Waduk.....	Error! Bookmark not defined. VI-4
VI.3.1	. Umum.....	Error! Bookmark not defined. VI-4
VI.3.2	. Pendekatan Grafis dengan Metode Rippl Error! Bookmark not defined.	
VI.3.3	. Pendekatan Numerik (<i>Sequent Peak Algorithm</i>) Error! Bookmark not defined.	
VI.4	Simulasi Waduk	II-4

VI.4.1	Komponen penting	II-4
VI.4.2	. Simulasi Waduk dengan memperhitungkan evaporasi.....	II-5
VI.4.3	. Simulasi Waduk dengan Pelimpah Bebas.....	II-6
VI.5	Pola Operasi Waduk.....	Error! Bookmark not defined.
VI.5.1	. Pola Operasi Waduk untuk dua fungsi	II-7
VII.	LAJU SEDIMENTASI	II-1
VII.1	Pendahuluan.....	VII-1
VII.2	. Mekanisme Angkutan Sedimen	VII-1
VII.3	Konsentrasi Sedimen Suspensi.....	VII-3
VII.4	. Pengukuran Debit Sedimen Suspensi.	VII-4
VII.4.1	Metode Integrasi Titik	VII-5
VII.4.2	Metode Integrasi Kedalaman.....	VII-5
VII.5	. Botol Sampel dan Analisa Laboratorium.....	VII-8
VII.6	. Debit Sedimen Suspensi Pengukuran	VII-8
VII.7	. Pengukuran sedimen dasar	VII-10
VII.7.1	Pengukuran debit sedimen dasar per satuan lebar	VII-10
VII.7.2	Pemetaan dasar sungai secara berkala	VII-10
VII.7.3	Perhitungan berbasis rumus empiris	VII-10
VII.8	. Pengambilan Material Dasar.....	VII-13
VII.9	. Debit Sedimen Total Runtut Waktu.....	VII-13
VII.10	. Pengukuran Laju Sedimentasi Waduk	VII-13
VII.11	Memetakan topografi waduk.....	VII-14
VII.11.1	Prosedur Pemetaan	VII-14
VII.11.2	hasil pemetaan.....	VII-16
VII.12	. PENGOLAHAN DATA SEDIMEN	VII-16
VII.12.1	Tahapan Penholahan	VII-16

VII.12.2	. Mengumpulkan data sedimen suspensi dan debit.....	VII-17
VII.12.3	. Mengumpulkan data debit runtut waktu.....	VII-17
VII.12.4	. Membuat lengkung sedimen suspensi	VII-17
VII.12.5	. Menghitung debit sedimen suspensi runtut waktu	VII-21
VII.12.6	. Menghitung debit sedimen suspensi pada ' <i>unsample zone</i>	VII-21
VII.12.7	. Menghitung debit sedimen dasar runtut waktu	VII-21
VII.12.8	. Menghitung debit sedimen total runtut waktu	VII-21
VII.12.9	. Menghitung hasil sedimen per tahun.....	VII-22
VII.12.10	. Debit Sedimen Total Runtut Waktu.....	VII-22
DAFTAR PUSTAKA	24

I. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Waduk adalah butan manusia dengan membendung aliran sungai guna mengendalikan aliran untuk memenuhi kebutuhan air atau mengendalikan banjir. Operasi waduk diperlukan untuk mengatur pemberian air guna memenuhi berbagai keperluan secara optimum. Pengaturan ini didasarkan pada aliran masuk, besarnya tampungan, serta kebutuhan yang harus dilayani dengan langkah waktu berjalan.

Waduk adalah tampungan air pada saat musim hujan dan digunakan pada musim kemarau yang merubah pola aliran alam supaya dapat digunakan untuk kesejahteraan manusia. Waduk merupakan penyangga antara kebutuhan dan pasok air untuk berbagai kepentingan. Waduk terbentuk dengan menahan aliran sungai di tempat yang memenuhi persyaratan lokasi bendungan.

Kegunaan waduk pada dasarnya di bagi ke dalam 4 kelompok, yaitu:

- Pasokan air untuk keperluan: irigasi, domestik, industri, pemeliharaan sungai (maintenance flow), pelayaran, pengglontoran untuk perbaikan kualitas air.
- Pembangkit listrik Tenaga Air
- Pengendalian Banjir
- Wisata dan perikanan di waduk
- Dsb

Karena beaya untuk membangun bendungan cukup mahal, jarang sekali ditemui waduk hanya untuk satu fungsi misalnya hanya untuk pengendalian banjir saja. Bendungan besar yang ada di Indonesia, waduknya digunakan untuk berbagai kepentingan yang sering disebut waduk serba guna.

1.2 Deskripsi Singkat

Mata pendidikan dan pelatihan ini membekali peserta dengan pengetahuan mengenai perhitungan hidrologi untuk bendungan urugan yang disajikan dengan cara ceramah dan tanya jawab.

1.3 Tujuan Pembelajaran Umum (TPU)

Setelah mengikuti pembelajaran ini peserta diklat diharapkan mampu memahami perhitungan hidrologi untuk bendungan.

1.4 Tujuan Pembelajaran Khusus (TPK)

Setelah pembelajaran ini, peserta diharapkan mampu menjelaskan perhitungan hidrologi untuk bendungan

1.5 Pokok Bahasan

Yang menjadi pokok bahasan dalam modul ini, adalah :

- Pengolahan data hidrologi
- [Ketersediaan air](#)
- Analisis curah hujan desain
- Analisis banjir desain
- Penelusuran banjir
- Rencana pola operasi waduk
- Laju sedimentasi

1.6 Petunjuk Belajar

Modul ini disusun sebagai bahan acuan dan buku pegangan bagi peserta diklat yang terkait dengan keamanan bendungan seperti: perencanaan bendungan, pengawasan konstruksi bendungan serta operasi dan pemeliharaan bendungan, dengan harapan dapat membuka wawasan pembaca mengenai pengaturan dan konsep keamanan bendungan secara umum. Materi perlu diajarkan lebih dulu kepada peserta diklat sebagai dasar dalam memahami teknik-teknik keamanan bendungan lebih lanjut.

II. PENGOLAHAN DATA HIDROLOGI

2.1 Presipitasi

Presipitasi (juga dikenal sebagai satu kelas dalam **hidrometeor**, yang merupakan fenomena atmosferik) adalah setiap produk dari [kondensasi uap air](#) di [atmosfer](#). Ia terjadi ketika atmosfer (yang merupakan suatu [larutan](#) gas raksasa) menjadi jenuh dan air kemudian terkondensasi dan keluar dari larutan tersebut (terpresipitasi). Udara menjadi jenuh melalui dua proses, pendinginan atau penambahan uap air. (<http://id.wikipedia.org/wiki/Presipitasi>)

Presipitasi yang mencapai permukaan bumi dapat menjadi beberapa bentuk, termasuk diantaranya [hujan](#), [hujan beku](#), [hujan rintik](#), [salju](#), [sleet](#), and [hujan es](#). [Virga](#)

Untuk kajian ini presipitasi yang dimaksud adalah yang berkaitan dengan curah hujan. Derajat atau besaran curah hujan dinyatakan dengan jumlah curah hujan dalam suatu satuan waktu, satuan yang digunakan mm/jam dan disebut intensitas curah hujan (Sosrodarsono dan Takeda, 1978), tabel berikut menyajikan keadaan curah hujan berkaitan dengan intensitasnya.

Tabel 2.1. Keadaan Curah hujan dan intensitas curah hujan

KEADAAN CURAH HUJAN	INTENSITAS CURAH HUJAN (mm)	
	1 Jam	24 Jam
Hujan Sangat Ringan	< 1	< 5
Hujan ringan	1 - 5	5 – 20
Hujan Normal	5 – 10	20 – 50
Hujan Lebat	10 – 20	50 – 100
Hujan Sangat Lebat	> 20	> 100

Sumber : Hidrologi untuk Pengairan 1978

2.2 Pengolahan Data Hujan

Data hujan diperoleh dari penakar Curah Hujan yang dipasang pada suatu tempat disebut Pos Hujan dengan persyaratan dan kerapatan antar pos memenuhi kebutuhan keterwakilan suatu wilayah.

Terdapat dua macam penakar hujan yang lazim digunakan di Indonesia, yaitu:

- 1) Penakar curah hujan biasa; Peralatan penakar curah hujan biasa berupa tabung/corong yang mempunyai luas corong atas 100 cm² dan 200 cm². Banyaknya curah hujan ditakar dengan gelas ukur sesuai dengan luas corong alat hujan yang dipakai.

Cara pengamatan hujan dengan alat ini sebagai berikut:

- Pelaksanaan penakaran dilakukan setiap pukul 07.00.
- Pembacaan data hujan dilakukan dengan tingkat ketelitian satu angka di belakang koma.
- Data penakaran selanjutnya dicatat langsung pada formilir penakar hujan yang tersedia
- Apabila curah hujan kurang dari 0,1 dianggap 0, tidak diamati/rusak diberi tanda strip

2) Penakar curah hujan otomatis

Alat curah hujan otomatis mempunyai luas corong atas 200 cm². Curah hujan dicatat dengan sistem grafik yang dipasang pada tromol dan digerakan dengan jam secara mekanis. Ada dua macam penakar hujan otomatis yang perlu diketahui, yaitu:

- Tipe siphon
- Tipe tipping bucket.

Cara pengamatan:

- Pergantian kertas grafik disesuaikan dengan macam kertasnya:
- Pada setiap pemasangan kertas grafik sebaiknya ditulis informasi yang diperlukan, misal: lokasi stasiun, jam/tanggal/bulan/tahun pemasangan atau pengambilan, tekanan air tandan, nama pengamat.
- Apabila curah hujan kurang dari 0,1 dianggap 0, tidak diamati/rusak diberi tanda strip

Cara pembacaan Grafik:

- Grafik curah hujan yang dibaca setiap jamnya, kemudian dijumlahkan untuk mendapatkan data hujan dalam sehari.
- Grafik curah hujan mingguan harus dibagi-bagi tiap jamnya terlebih dahulu untuk memudahkan perhitungan guna mendapatkan distribusi hujan tiap hari.

Saat ini telah dikembangkan sistem telemetring dimana data dari pengamatan otomatis tidak dinyatakan dalam grafik tetapi dalam bentuk digital dan tersimpan dalam peralatan penyimpan/storage (modem) yang dapat menyimpan data hujan menitan lebih dari satu tahun data dan dapat juga ditransmisikan melalui jaringan GSM dan atau internet sehingga dapat diketahui/diambil secara real time/tepat waktu.

Hasil akhir pengolahan data hujan adalah tabulasi ketersediaan data hujan dalam satu periode tertentu, umumnya adalah hujan harian dalam satu tahun, jika sudah ada data ini maka tentu saja dapat dinyatakan juga dalam mingguan, dasarian, tengah bulanan, dan bulanan, serta tahunan.

Untuk keperluan khusus data hujan yang diperlukan bukan data harian, tetapi data harian maksimum (data intensitas hujan perhari tertinggi), dan jika memungkinkan diperlukan juga berapa lama waktu hujan pada saat tersebut, untuk informasi semacam ini hanya

dapat diperoleh dari pengamatan hujan otomatis (ARR), baik dalam bentuk grafik atau digital/logger.

2.3 Pengolahan Data Debit Aliran

Analisis hidrologi pada ujungnya akan menghasilkan besaran aliran persatuan waktu, hanya saja jumlah dan letak pos debit tidak sebanyak pos hujan, karena itu selalu diperlukan data hujan karena tidak semua wilayah dapat terwakili oleh pengamatan duga air.

Sub-bab berikut ini akan menjelaskan bagaimana mendapatkan data debit aliran dari suatu Pos Duga Air (PDA) yang terpasang. Untuk mendapatkan data debit sungai pada suatu lokasi pos duga air diperlukan lima tahap pelaksanaan pekerjaan, yaitu :

- 1) Pengumpulan data tinggi muka air
- 2) Pengukuran debit sungai,
- 3) Perhitungan debit sungai
- 4) Pembuatan lengkung debit
- 5) Perhitungan dan evaluasi data debit.

2.4 Pengumpulan data tinggi muka air

Tinggi muka air sungai adalah tinggi permukaan air yang diukur dari titik tertentu yang telah ditetapkan. Tinggi muka air dinyatakan dalam satuan meter (m) atau centimeter (cm).

Pengamatan tinggi muka air dilakukan dengan dua jenis alat, yaitu :

- a) Alat duga air biasa, berupa papan pencatatan tinggi muka air yang dibaca sebanyak tiga kali sehari pada pukul 07.00, pukul 12.00 dan pukul 17.00. Disamping itu dibaca setiap jam pada tinggi muka air tertentu seperti pada saat banjir.
- b) Alat duga air otomatis berupa alat yang dapat melakukan pencatatan fluktuasi tinggi muka air secara otomatis. Hasil pencatatan berupa hidrograf muka air yang menggambarkan hubungan antara muka air dan waktu.

2.4.1 Pengukuran Debit Sungai

Prinsip pelaksanaan pengukuran debit sungai adalah mengukur luas penampang basah, dan kecepatan aliran pada tinggi muka air sungai tertentu.

Debit dapat dihitung dengan rumus :

$$Q = (a \times v)$$

Keterangan :

Q = debit (m³/detik)

a = luas bagian penampang basah (m²)

v = kecepatan aliran rata-rata pada luas bagian penampang basah (m/detik)

➤ Pengukuran Lebar Sungai

Pengukuran lebar sungai dilakukan dengan menggunakan alat ukur lebar. Jenis alat ukur lebar harus disesuaikan dengan lebar penampang basah dan sarana penunjang yang tersedia.

➤ Pengukuran Kedalaman Sungai

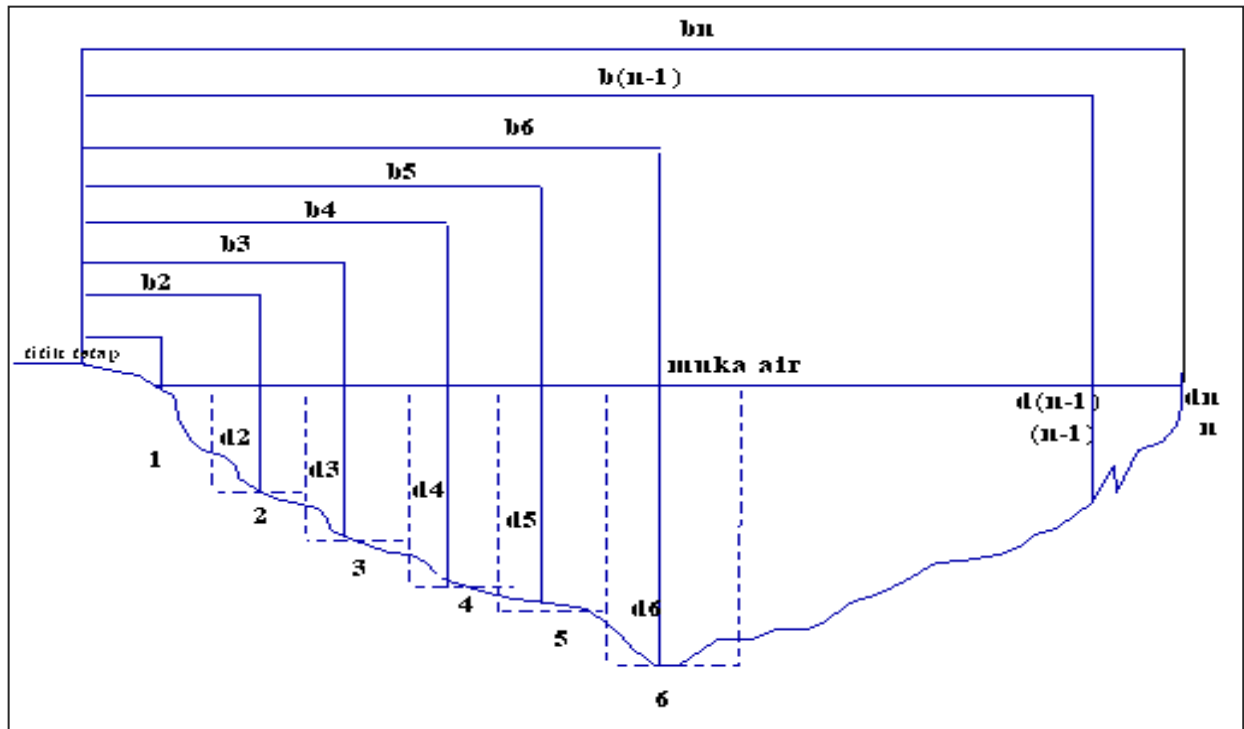
Pengukuran kedalaman sungai dilaksanakan dengan menggunakan alat ukur kedalaman di setiap penampang vertikal yang telah diukur jaraknya. Jarak setiap penampang vertikal harus diusahakan serapat mungkin agar debit tiap sub bagian penampang tidak lebih dari 5 % dari debit seluruh penampang basah.

➤ Pengukuran Kecepatan Aliran

Kecepatan aliran rata-rata di suatu penampang basah diperoleh dari hasil pengukuran kecepatan rata-rata di beberapa penampang vertikal. Kecepatan rata-rata di suatu penampang vertikal diperoleh dari hasil pengukuran kecepatan aliran satu titik, dua titik, tiga titik atau lebih banyak titik, yang pelaksanaannya tergantung pada kedalaman aliran, lebar aliran dan sarana yang tersedia.

2.4.2 Perhitungan Debit Sungai

Perhitungan debit pengukuran dilaksanakan dengan metode interval tengah (gambar II-1).



Gambar 2.1 Penampang Melintang Sungai

Debit pada bagian penampang basah dihitung dengan rumus :

$$q_x = V_x \frac{[b_x - b_{(x-1)}] + [b_{(x+1)} - b_x]}{2} d_x$$

$$q_x = V_x \frac{[b_{(x+1)} - b_{(x-1)}]}{2} d_x$$

Keterangan :

q_x = debit pada bagian penampang x (m/det)

v_x = kecepatan rata-rata pada kedalaman vertikal x (m/detik)

b_x = jarak vertikal x dari titik tetap (m)

$b_{(x-1)}$ = jarak vertikal sebelum titik x dari titik tetap (m) $b_{(x+1)}$ = jarak vertikal sesudah titik x dari titik tetap (m)

$b_{(x+1)}$ = jarak vertikal setelah titik x dari titik tetap (m)

d_x = kedalaman pada vertikal x (m)

Jumlah debit dari seluruh bagian penampang basah adalah debit yang melalui penampang basah sungai pada saat pengukuran dilaksanakan.

2.4.3 Analisa Lengkung Debit

Penggambaran Lengkung Debit

Dari data hasil pengukuran debit sungai dapat dibuat lengkung debit dengan metoda grafis. Data pengukuran debit digambarkan pada kertas grafik aritmatik (blanko lengkung debit), dengan skala mendatar merupakan nilai debit sedangkan skala vertikal atau tegak merupakan ketinggian muka air. Dengan demikian lengkung debit menyatakan hubungan antara tinggi muka air dengan debit sungai.

Penggambaran lengkung debit harus memenuhi ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

- 1) minimum menggunakan satu mistar lengkung debit sesuai dengan posisi data debit yang telah diplot pada kertas grafik. Mistar lengkung debit merupakan suatu garis persamaan yang menghubungkan setiap posisi data debit;
- 2) lengkung debit ditentukan berdasarkan urutan kronologis dari data pengukuran debit dengan memperhatikan proses mengendapan dan penggerusan yang terjadi;
- 3) lengkung debit ditentukan mulai dari posisi debit pada muka air rendah, muka air sedang sampai muka air tinggi.
- 4) penentuan arah lengkung debit pada posisi muka air yang lebih tinggi harus memperhatikan lengkung debit pada posisi muka air yang lebih rendah.
- 5) apabila telah tersedia lengkung debit dari suatu pos duga air yang sama, maka lengkung debit tersebut harus digunakan sebagai dasar dalam menentukan lengkung debit berikutnya;
- 6) skala gambar lengkung debit untuk muka air rendah, muka air sedang dan muka air tinggi harus dapat digambar pada suatu blanko lengkung debit.
- 7) kemiringan lengkung debit antara 30^0 sampai 45^0 .

Penggambaran Lengkung debit dengan komputer

Dalam meningkatkan kualitas, reliabilitas, ketelitian, dan kecepatan pengolahan data, maka telah dilakukan uji penyusunan lengkung debit dengan bantuan program komputer.

Pembuatan lengkung debit beserta konversi muka air menjadi debit aliran dengan menggunakan program Hymos.

Lengkung debit pada program Hymos dinyatakan dalam bentuk persamaan eksponensial sebagai berikut :

$$Q = c(H \pm a)^b$$

Konstanta a, b dan c dihitung berdasarkan jumlah kuadrat terkecil pada persamaan regresi tidak linear dengan menggunakan data pengukuran Q dan H yang ada.

2.4.4 Perhitungan dan Evaluasi Debit

1) Pengolahan Data Tinggi Muka Air

a) Tahap Persiapan

Pada tahap ini dilakukan koreksi, antara lain :

- tinggi muka air saat pemasangan dan pada saat pengambilan grafik, terhadap pembacaan papan duga air;
- "waktu", saat pemasangan dan peng-ambilan terhadap skala waktu pada grafik;
- pembalikan tinggi muka air;
- keterlambatan atau kecepatan putaran grafik;
- kedudukan elevasi nol papan duga;
- karena faktor lain misalnya : pengaruh lumpur, pena blobor, grafik bertingkat-tingkat dan sebagainya.

b) Tahap Perhitungan

Perhitungan dilaksanakan sebagai berikut:

i) data pembacaan papan duga

Tinggi muka air rata-rata harian dihitung dengan rumus :

$$H = \frac{h_7 + h_{12} + h_{17}}{3}$$

Keterangan :

H = tinggi muka air rata-rata

h_7 = tinggi muka air hasil pembacaan pada pukul 07.00

h_{12} = tinggi muka air hasil pembacaan pada pukul 12.00

h_{17} = tinggi muka air hasil pembacaan pada pukul 17.00

Sebelum dirata-rata harus diperiksa dulu kebenarannya.

ii) Data pembacaan grafik muka air (MA)

Pembacaan grafik muka air dilaksanakan dengan menggunakan digitizer untuk memperoleh data muka air setiap jam. Apabila dilaksanakan secara manual dilaksanakan dengan cara:

- apabila fluktuasi MA pada grafik tidak terlalu tajam maka merata- rata Muka Air menggunakan cara "cut and fill".
- apabila perubahan tinggi MA pada grafik terlalu tajam maka merata-rata Muka Air dilakukan dengan cara dibaca setiap jam (Sub Division). Tinggi muka air rata-rata dihitung dengan rumus :

$$H = \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{24}$$

Keterangan :

H : tinggimuka air harian rata-rata
H₁ : tinggi muka air pada pukul 01.00
H₂ : tinggi muka air pada pukul 02.00
H₂₄ : tinggi muka air pada pukul 24.00

2) Perhitungan Debit Sungai

Setelah diperoleh data tinggi muka air setiap jam atau data tinggi muka air harian rata-rata dan tabel aliran untuk setiap tinggi muka air, serta besarnya koreksi penyimpangan maka debit harian rata-rata dapat dihitung, dengan menggunakan formula dari rating curve $Q = c(H \pm a)^b$

3) Evaluasi Debit Sungai

Debit harian rata-rata digambarkan pada kertas grafik dengan menggunakan plotter dan program komputer serta menghasilkan gambar hidrograph debit. Gambar hidrograph debit dari dua atau lebih pos duga air dibandingkan untuk menentukan kebenaran data debitnya.

2.4.5 Publikasi Debit Sungai

Data debit sungai yang dipublikasi adalah data yang sudah memenuhi syarat teknis dan hasil evaluasi.

Hasil dari publikasi ini adalah data debit harian, untuk keperluan khusus seperti halnya data hujan diperlukan juga data debit harian maksimum (debit puncak/banjir pada tahun tersebut) dan disajikan khusus dengan grafiknya mulai dari kondisi normal, terjadi peningkatan, puncak, penurunan, dan kembali ke normal, data semacam ini hanya dapat diperoleh dari pos duga air otomatis atau Automatic Water Level Recorder (AWLR), dalam bentuk grafik atau digital dengan runtut waktu sangat pendek (menit).

3. KETERSEDIAAN AIR DAN KAPASITAS WADUK

3.1 Ketersediaan Air

Perencanaan suatu proyek penampungan air atau waduk adalah berdasarkan estimasi/perkiraan ketersediaan air untuk menjamin suplesi air setiap tahunnya, baik musim hujan maupun musim kering/kemarau. Hal tersebut tidak hanya mencakup kapasitas tampung waduk dan tinggi bendungan sesuai dengan ketersediaan airnya, tetapi juga seluruh sistim utiliti harus didesain berdasarkan kebutuhan dan manfaatnya, misalnya kapasitas terpasang dari PLTA, sistim distribusi air irigasi dan lain sebagainya.

Estimasi benefit/keuntungan yang dihitung berdasarkan dari estimasi ketersediaan/suplesi air akan menentukan kelayakan ekonomi dari suatu bendungan, tergantung dari estimasi data hidrologi. Jadi, tujuan dari studi hidrologi adalah untuk memperoleh seteliti mungkin pola *runoff* di daerah lokasi rencana bendungan. Bila data aliran dapat diperoleh langsung dari stasiun pengukur aliran di dekat lokasi rencana bendungan, masalahnya menjadi mudah dan sederhana, yang kenyataannya hal tersebut tidak selalu demikian, sehingga perlu dilakukan pendekatan dengan menggunakan data curah hujan. Estimasi ketersediaan air tersebut dapat dilakukan dengan cara membuat kurva dari data hidrograf aliran minimal selama 20 tahun, cara tersebut dikenal sebagai kurva massa (*mass curve*), yakni dengan membuat plot/grafik antara akumulasi aliran terhadap waktu (Gambar 3.1)

Tujuan lain dari studi hidrologi tersebut adalah untuk menentukan hidrograf untuk banjir desain tertentu untuk menentukan kapasitas spillway, saluran pengelak/cofferdam, dll.

3.2 Kapasitas Waduk

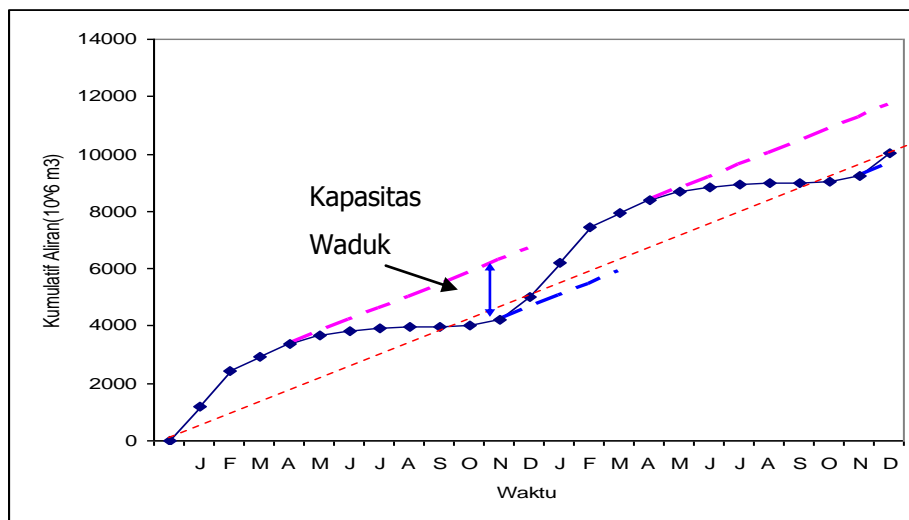
Ada dua metode dasar untuk menentukan kapasitas waduk, yaitu pendekatan grafis dengan metode Rippl dan pendekatan numerik (*Sequent Peak Algorithm*). Kedua metode memanfaatkan periode kritis, yang merupakan periode aliran keluar (permintaan atau pengambilan) dari waduk lebih besar daripada aliran masuk. Perbedaan dalam akumulasi pengambilan dan akumulasi aliran masuk selama periode kritis adalah penyimpanan yang diperlukan untuk memasok kebutuhan yang diminta dalam periode kritis (atau untuk menjamin ketersediaan yang aman). Jika periode waktu yang ditinjau mencakup lebih dari satu periode kritis, penyimpanan maksimum waduk terbesar diambil sebagai kapasitas waduk.

Jelas bahwa jika perhitungan kapasitas waduk didasarkan pada satu tahun data, hal itu mungkin tidak representatif, karena tahun yang mewakili mungkin lebih kering atau lebih basah dari biasanya. Seri data minimum 20 tahun atau lebih panjang pencatatan data direkomendasikan untuk digunakan sebagai periode desain.

3.2.1 Pendekatan Grafis dengan Metode Rippl

Pendekatan grafik hanya dapat diterapkan pada rancangan pengambilan air waduk yang konstan. Metode ini membutuhkan aliran masuk diakumulasikan dan diplot, yang biasanya dilakukan secara bulanan. Kapasitas tampungan yang diperlukan diperoleh dengan menggambar garis singgung pada awal periode kritis dan dari akhir periode kritis. Masa kritis mencakup pada bulan-bulan selama aliran masuk kurang dari aliran keluar. Tabel 1 adalah contoh waduk pada satu tahun tertentu dengan perhitungan dilaksanakan selama 24 bulan. Seri data pada tahun tersebut diulang, karena periode kritis tidak dapat diakhiri sebelum akhir tahun.

Aliran masuk pertama-tama dikonversi dari m^3/s ke dalam $m^3 (10^6)$ per bulan. Outflow diambil konstan dan sama dengan rata-rata aliran, yang dikenal sebagai kasus waduk yang ideal. Contoh ini menunjukkan bahwa aliran keluar dari bulan Mei seterusnya lebih besar daripada aliran masuk. Sejak saat itu pengurangan waduk adalah untuk mencapai tingkat minimum pada bulan November setelah aliran masuk lebih besar dari aliran keluar. Perbedaan antara aliran kumulatif pada bulan November dan garis tangen yang menyinggung aliran kumulatif pada bulan April adalah penyimpanan air yang diperlukan untuk mempertahankan pengambilan konstan. Estimasi lengkung massa dan garis singgungnya diplot dalam Gambar 3.1



Gambar 3.1 Contoh Metode Rippl dengan Kebutuhan = Inflow rata-rata

Tabel 3.1 Contoh Metode Rippl dengan Kebutuhan = Inflow rata-rata

Bulan	Inflow (m ³ /s)	Inflow (10 ⁶ m ³)	Kumulatif Inflow (10 ⁶ m ³)	Kumulatif Outflow (10 ⁶ m ³)	Kumulatif Outflow (10 ⁶ m ³)	Kapasitas Waduk (10 ⁶ m ³)
			0			
J	448	1200	1200			
F	506	1224	2424			
M	183	489	2913			
A	173	449	3362	3362		
M	119	318	3680	3779		
J	56	144	3824	4196		
J	37	100	3924	4614		
A	15	39	3963	5031		
S	9.3	24	3987	5448		
O	15	39	4026	5865		
N	76	197	4223	6282	4223	2059
D	292	783	5006	6699	4640	2059
J	448	1200	6206		5058	
F	506	1224	7430		5475	
M	183	489	7919		5892	
A	173	449	8368	8368		
M	119	318	8686	8785		
J	56	144	8830	9203		
J	37	100	8930	9620		
A	15	39	8969	10037		
S	9.3	24	8993	10454		
O	15	39	9032	10871		
N	76	197	9229	11289	9230	2059
D	292	783	10012	11706	9647	2059

Pengambilan air biasanya ditentukan lebih kecil dari rata-rata inflow untuk mengurangi tinggi bendungan dan beayanya. Jika pengambilan air waduk tersebut diambil sama dengan 2/3 dari aliran masuk rata-rata, kapasitas waduk yang diperlukan berkurang sekitar setengah dari nilai yang dihitung untuk kasus waduk yang ideal (lihat Tabel 2 dan Gambar 4). Sebagai konsekuensinya 1/3 dari aliran masuk melimpas keluar melalui pelimpah dan hal ini dapat dimanfaatkan untuk produksi energi.

3.2.2 Pendekatan Numerik (*Sequent Peak Algorithm*)

Pendekatan numerik sangat cocok untuk konsep yang tidak konstan dalam waktu.

Prosedur menghitung untuk setiap t bulan defisit penyimpanan S dalam waduk sebagai berikut:

$$S_t = S_{t-1} + O_t - I_t \quad S_t > 0$$

Dengan :

O : Aliran Keluar (Outflow)

I : Aliran Masuk (Inflow)

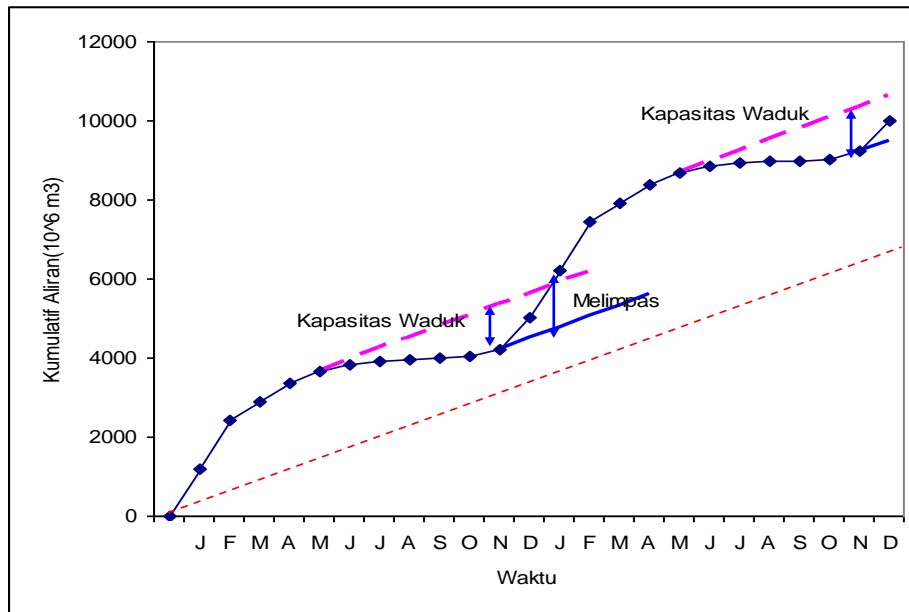
Untuk memudahkan, dipakai contoh sebelumnya dengan kebutuhan air = 2/3 debit inflow rata-rata. Seperti pada Tabel 3.2 dan Gambar 3.4. Selama delapan bulan pertama aliran keluar sama dengan 0,5 Inflow rata-rata dan dalam empat bulan terakhir kebutuhan air sama dengan dua kali Inflow rata-rata. Perlu dicatat bahwa aliran keluar tahunan rata-rata sama dengan 2/3 Inflow rata-rata sama seperti pada contoh sebelumnya.

Tabel 3.2 Contoh Metode Rippl dengan Kebutuhan = 2/3 Inflow rata-rata

Bulan	Inflow (m3/s)	Inflow (10 ⁶ m3)	Kumulatif Inflow (10 ⁶ m3)	Kumulatif Outflow (10 ⁶ m3)	Kumulatif Outflow (10 ⁶ m3)	Kapasitas Waduk (10 ⁶ m3)
			0			
J	448	1200	1200			
F	506	1224	2424			
M	183	489	2913			
A	173	449	3362			
M	119	318	3680	3680		
J	56	144	3824	3958		
J	37	100	3924	4236		

Tabel 3.2 Contoh Metode Rippl dengan Kebutuhan = 2/3 Inflow rata-rata (lanjutan)

Bulan	Inflow (m ³ /s)	Inflow (10 ⁶ m ³)	Kumulatif Inflow (10 ⁶ m ³)	Kumulatif Outflow (10 ⁶ m ³)	Kumulatif Outflow (10 ⁶ m ³)	Kapasitas Waduk (10 ⁶ m ³)
			0			
A	15	39	3963	4514		
S	9.3	24	3987	4792		
O	15	39	4026	5070		
N	76	197	4223	5349	4224	1125
D	292	783	5006	5627	4502	1125
J	448	1200	6206	5905	4780	
F	506	1224	7430	6183	5058	
M	183	489	7919		5336	
A	173	449	8368		5614	
M	119	318	8686	8686		
J	56	144	8830	8964		
J	37	100	8930	9242		
A	15	39	8969	9520		
S	9.3	24	8993	9799		
O	15	39	9032	10077		
N	76	197	9229	10355	9230	1125
D	292	783	10012	10633	9508	1125



Gambar 3.2 Contoh Metode Rippl dengan Kebutuhan = $2/3$ Inflow rata-rata

3.3 Penentuan Tinggi Bendungan

Tinggi bendungan dapat ditentukan setelah mengetahui kapasitas atau volume waduk yang disesuaikan dengan kebutuhan, seperti diuraikan di atas, dengan menggunakan kurva elevasi dan volume waduk yang dibutuhkan, sebagai berikut :

- 1) Tentukan volume air yang dibutuhkan, sesuai dengan manfaat waduk, misalnya untuk irigasi, listrik, air baku dan lain-lainnya, sesuai dengan proyeksi waktu tertentu.
- 2) Plot-kan kebutuhan air pada kurva kumulatif aliran vs waktu seperti pada gambar di atas, misalnya garis putus-putus warna merah.
- 3) Tarik garis melalui puncak kurva suatu garis yang sejajar dengan garis kebutuhan tersebut.
- 4) Melalui suatu titik pada lembah kurva, tarik garis vertikal yang memotong garis sejajar tersebut.
- 5) Ukur garis potong tersebut yang menyatakan volume air yang harus ditampung, sesuai dengan kebutuhan.
- 6) Tarik garis pada kurva elevasi vs volume waduk (yang sebelumnya sudah dibuat terlebih dahulu), sehingga diperoleh elevasi muka air waduk normal. Dengan menambahkan suatu tinggi jagaan dapat diperoleh elevasi puncak atau tinggi bendungan.

4. ANALISIS CURAH HUJAN DESAIN

Pada bagian ini akan dituliskan bagaimana analisis banjir desain dari data hujan dimulai dari metode pendekatan hingga penentuan curah hujan desain yang berisikan analisis frekuensi dan curah hujan maksimum boleh jadi (CMB) atau Probable Maximum Precipitation

4.1 Metode pendekatan

4.1.1 Analisis hujan

Langkah-langkah yang dilakukan adalah sebagai berikut:

- 1) Pengelolaan data hujan, yang meliputi penyaringan atau pemeriksaan data dengan cara manual dan statistic serta pengisian data yang hilang.
- 2) Hitung hujan rata-rata dengan polygon Thiessen atau Isohiet
- 3) Analisis frekuensi hujan rata-rata dengan menggunakan cara distribusi Gumbel, Log Pearson tipe III dan Log Normal.
- 4) Pemeriksaan kecocokan (*goodness of fit*) untuk memilih metode distribusi yang paling cocok dengan metode Kolmogorov Smirnov dan Chi Square.
- 5) Tetapkan besar koefisien reduksi (*Coefficient of reduction*) dari analisis DAD (*Depth Area Duration*) atau dari kurva koefisien reduksi PSA 007.
- 6) Hitung curah hujan DAS (*basin rainfall*) dari hasil analisis frekuensi dikalikan dengan koefisien reduksi. Curah hujan DAS ini merupakan curah hujan desain yang divari.
- 7) Lakukan pula analisis curah hujan maksimum boleh jadi (*CMB/PMPM*) dari masing-masing pos hujan untuk menghitung CMB-DAS.

4.1.2 Pola distribusi hujan badai

Untuk menghitung hujan-limpasan dengan metode Unit Hidrograf Sintesis, diperlukan pola distribusi hujan badai jam-jaman, yang meliputi:

- 1) Durasi hujan dan
- 2) Distribusi hujan

Durasi hujan dan distribusi hujan ini dapat disusun hidrograf hujan badai yang menggambarkan hubungan antara intensitas hujan dengan interval waktu.

4.1.3 Hujan efektif

Pada analisis hubungan hujan-limpasan, curah hujan total, harus dirubah menjadi curah hujan efektif yaitu curah hujan yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*).

Curah hujan efektif adalah curah hujan total dikurangi dengan kehilangan (*losses*) yang terdiri dari kehilangan awal dan infiltrasi.

Besar hujan yang terinfiltrasi dapat dihitung dengan metode Horton, Indeks infiltrasi ϕ (*Phi index*) atau metode Green and Ampt.

4.1.4 Analisis hubungan hujan-limpasan

Untuk mendapatkan hidrograf banjir aliran masuk (*inflow hydrograph*) suatu rencana bendungan, diperlukan hidrograf satuan (unit hidrograf). Bila hidrograf pengamatan tidak tersedia, dapat dilakukan analisis hubungan hujan dan limpasan dengan menggunakan metode unit hidrograf satuan sintetik.

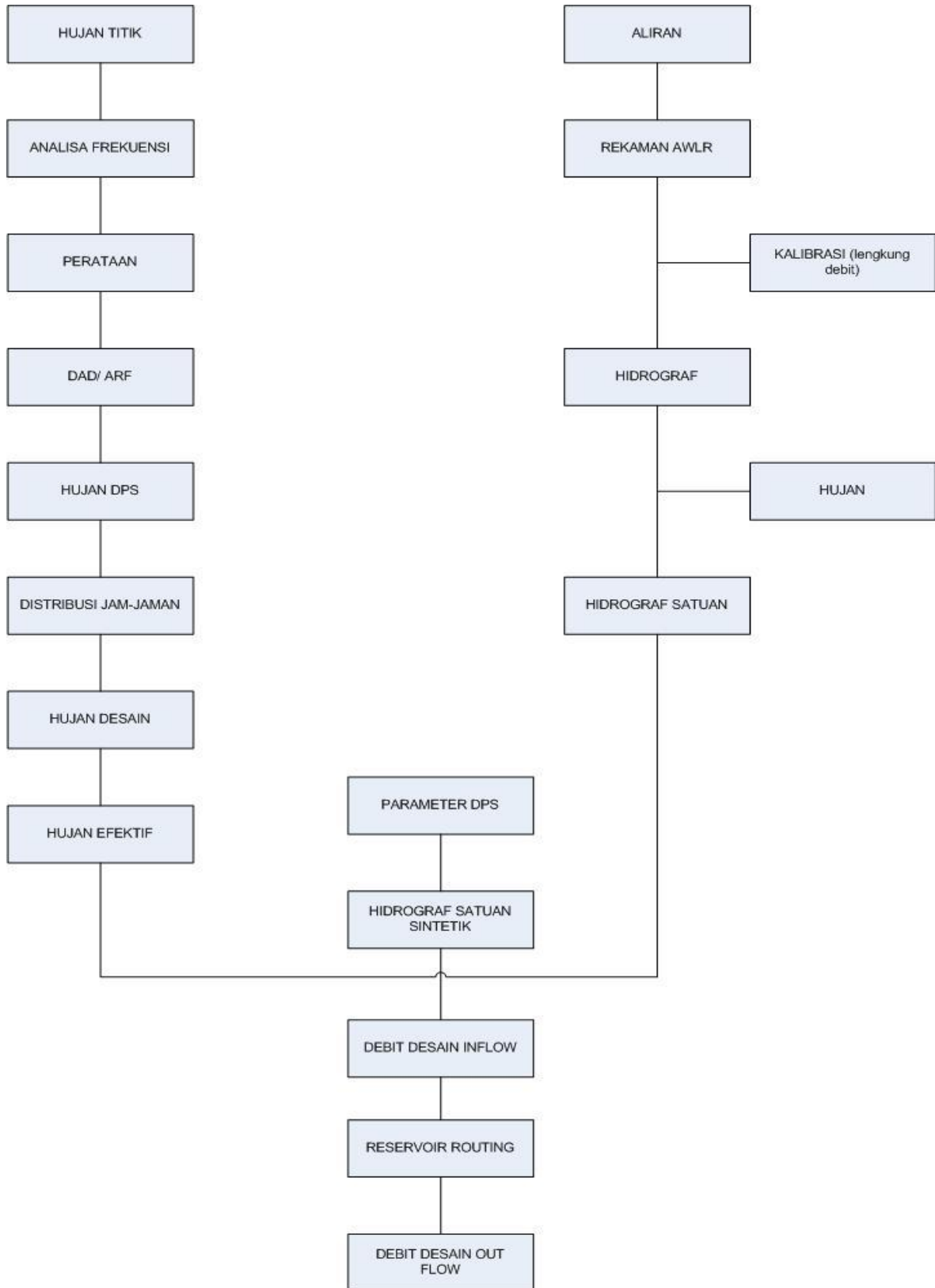
Ada beberapa jenis hidrograf satuan yang lazim digunakan di Indonesia yaitu SCS, Gama I, Nakayasu, Snyder, dan Clark. Didalam SK SNI-18-1989-F dua metode pertama yaitu SCS dan Gama I merupakan metode yang disarankan untuk dipakai.

Bila memungkinkan, seyogyanya unit hidrograf sintesis ini, diuji berdasarkan data pengamatan banjir dan data curah hujan atau perkiraan curah hujan dilkasi studi. Didalam pemakaiannya, disarankan digunakan beberapa metode yang selanjutnya diperbandingkan hasilnya dan dipilih yang paling sesuai.

4.1.5 Penelusuran banjir lewat waduk (*Reservoir Flood Routing*)

Banjir aliran masuk (*inflow*) akan tertampung sementara di waduk sebelum dikeluarkan kembali menjadi aliran keluar (*outflow*). Perhitungan hidrograf banjir aliran keluar dihitung berdasarkan metode Reservoir Routing atau Penelusuran Banjir di Waduk.

Secara umum urutan analisis hujan sampai dengan penelusuran hidrograf satuan mulai dari analisis hujan sampai dengan penelusuran banjir lewat waduk, disajikan dalam diagram Analisis Banjir desain dengan hidrograf satuan pada gambar berikut ini



Gambar 4.1. Diagram analisis banjir desain dengan hidrograf satuan

4.2 Curah hujan desain

Curah hujan desain untuk periode ulang tertentu secara statistik dapat diperkirakan berdasarkan seri data curah hujan harian maksimum tahunan (*maximum annual series*) jangka panjang (> 20 tahun) dengan analisis distribusi frekuensi. Curah hujan desain ini biasanya dihitung untuk periode ulang 2, 5, 10, 20 atau 25, 50, 100, dan 1000 tahun.

Disamping curah hujan desain dengan periode ulang tersebut diatas, untuk keperluan desain bangunan pelimpah perlu dihitung pula curah hujan maksimum boleh jadi (CMB) atau "*Probable Maximum Precipitation*" (PMP).

4.2.1 Analisis frekuensi

Analisis frekuensi dilakukan untuk mencari distribusi dengan data yang tersedia dari pos-pos hujan yang ada. Analisis frekuensi dapat dilakukan dengan seri data hujan maupun data debit. Jenis distribusi frekuensi yang banyak digunakan dalam hidrologi adalah:

- Distribusi Gumbel
- Distribusi Log Pearson tipe III
- Distribusi log Normal
- Distribusi Normal

Dalam kenyataannya jarang sekali dijumpai data hujan atau data debit yang sesuai dengan distribusi normal. Masing-masing distribusi memiliki sifat-sifat khas, sehingga setiap data hidrologi harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing-masing distribusi. Pemilihan distribusi yang tidak tepat dapat mengundang kesalahan yang cukup besar, dengan demikian pengambilan salah satu distribusi secara sembarang sangat tidak dianjurkan.

Berikut sajian secara umum beberapa sifat khas masing-masing distribusi.

- Distribusi Normal
Memiliki sifat khas yaitu nilai asimetrisnya (*skewness*) hampir sama dengan nol ($C_s \approx 0$) dengan kurtosis = 3
- Distribusi Log Normal
Memiliki sifat khas yaitu nilai asimetrisnya (*skewness*) C_s hampir sama dengan 3 dan bertanda positif, atau dengan nilai C_s kira-kira sama dengan tiga kali nilai koefisien variansi C_v .
- Distribusi Gumbel Tipe I
Memiliki sifat khas yaitu nilai asimetrisnya (*skewness*) $C_s \approx 1,1396$
- Distribusi Log Pearson Tipe III
Tidak mempunyai sifat khas yang dapat dipergunakan untuk memperkirakan jenis distribusi ini.

Untuk analisis frekuensi ini, data hujan yang dimaksud adalah data hujan rata-rata DAS. Ada dua cara penyiapan data yang disarankan yang dianggap paling baik, seperti berikut:

- 1) Data hujan DAS diperoleh dengan menghitung hujan rata-rata setiap hari sepanjang data yang tersedia. Bila tersedia data 20 tahun, berarti hitungan rata-rata diulang sebanyak $20 \times 365 = 7300$ kali. Cara ini yang terbaik, akan tetapi memerlukan waktu penyiapan data yang cukup panjang.
- 2) Pendekatan yang dapat dilakukan untuk menggantikan cara pertama dilakukan seperti berikut ini.
 - a) Dalam satu tahun tertentu, untuk stasiun I dicari data hujan maksimum tahunannya. Selanjutnya, dicari hujan harian pada stasiun-stasiun lain pada hari kejadian yang sama dalam tahun yang sama, dan kemudian di hitung rata-rata DAS. Masih dalam tahun yang sama, dicari hujan maksimum tahunan untuk stasiun II. Untuk hari kejadian yang sama, hujan harian untuk stasiun-stasiun lain dicari dan dirata-ratakan. Demikian selanjutnya sehingga dalam satu tahun itu jika terdapat N buah stasiun maka akan terdapat N buah data hujan rata-rata DAS.
 - b) Untuk tahun berikutnya cara yang sama dilakukan untuk seluruh data yang tersedia
Dengan cara ini, bila tersedia T tahun data dan dalam DAS terdapat N buah stasiun hujan, maka setiap tahun akan terdapat N data hujan rata-rata DAS, dan seluruhnya terdapat $T \times N$ data. Hujan rata-rata yang diperoleh dengan cara ini dianggap sama (mendekati) hujan-hujan terbesar yang terjadi. Oleh sebab itu, hujan maksimum tahunan DAS tersebut sama dengan hujan maksimum yang diperoleh dengan hitungan di atas setiap tahun. Cara ini ternyata memberikan hasil yang sangat dekat dengan cara yang dianjurkan dalam butir 1.
Apabila dari data yang tersedia tidak mungkin dilakukan dengan kedua cara tersebut diatas, maka dapat dilakukan penyiapan data dengan cara ke 3.
- 3) Analisis frekuensi dilakukan terhadap data hujan harian maksimum tahunan pada setiap stasiun hujan (*point rainfall*) sepanjang data yang tersedia. Hasil analisis frekuensi kemudian di rata-ratakan sehingga mendapatkan curah hujan rata-rata.

Selanjutnya curah hujan rata-rata dikalikan dengan koefisien reduksi dari perhitungan DAD (*Depth Area Duration*) atau berdasarkan koefisien reduksi luas wilayah, sehingga diperoleh curah hujan DAS.

Urutan yang lazim dilakukan dalam analisis frekuensi:

- a) Hitung besaran statistic data yang bersangkutan, yaitu: nilai rata-rata
- b) \bar{x} , simpangan baku S , koefisien asimetri/ skewness C_s , koefisien fariasi C_v dan koefisien kortosis C_k , perkiraan distribusi yang sesuai berdasarkan besaran statistic diatas.
- c) Urutkan data dari yang kecil ke besar atau sebaliknya
- d) Gambarkan data di atas berbagai kertas probabilitas

e) Tarik garis teoritik di atas gambar tersebut dan lakukan pemeriksaan kecocokan (*goodness of fit*) dengan uji Chi-Square dan uji Smirnov-Kolmogorov

1) Persamaan Gumbel untuk kala ulang T

$$X = \bar{x} + Sx (0,78 y - 0,45)$$

$$Sx = \sqrt{\frac{\sum(xi - \bar{x})^2}{(n-1)}}$$

$$Y = -1n \left(-1n \left(\frac{T-1}{T} \right) \right)$$

Keterangan:

\bar{x} = x rata-rata tahunan

Sx = simpangan baku

Y = perubahan reduksi

N = jumlah data

Bentuk lain dari Persamaan Gumbel :

$$Xt = \bar{x} + KSx$$

Keterangan:

Xt = x yang terjadi dalam kala ulang t

\bar{x} = rata-rata dari seri Xi

Xi = seri data maksimum tiap tahun

Sx = simpangan baku

K = konstanta yang dapat dibaca dari tabel 3.3 atau besar nilai K dapat diperoleh dari persamaan:

$$K = \frac{yt - yn}{Sn}$$

Keterangan:

Yn dan Sn = besaran yang merupakan fungsi dari jumlah pengamatan (n)

Yt = reduksi sebagai fungsi dari probabilitas, besaran K, Sn, Yn, Yt (lihat tabel xxx sampai dengan tabel xxx)

Tabel 4.1 Harga Y sebagai fungsi T

T	Y	T	Y
1,01,	-1,53	20	2,97
1,58	0,0	50	3,90
2,00	0,37	100	4,60
5,00	1,50	200	5,30
10,00	2,25		

Tabel 4.2 Faktor frekuensi untuk nilai ekstrim (k)

n	KALA ULANG						
	10	20	25	50	75	100	1000
15	1,703	2,410	2,632	3,321	3,721	4,005	6,265
20	1,625	2,302	2,517	3,179	3,563	3,836	6,006
25	1,575	2,235	2,444	3,088	3,463	3,729	5,842
30	1,541	2,188	2,393	3,026	3,393	3,653	5,727
40	1,495	1,126	2,326	2,943	3,301	3,554	5,476
50	1,466	2,086	2,283	2,889	3,241	3,491	5,478
60	1,446	2,059	2,253	2,852	3,200	3,446	
70	1,430	2,038	2,230	2,824	3,169	3,413	5,359
75	1,423	2,029	2,220	2,812	3,155	3,400	
00	1,401	1,998	2,187	2,770	3,109	3,349	5,361

Tabel 4.3 Simpangan baku tereduksi, S_n

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,02	1,03	1,04	1,04	1,05
20	1,06	1,06	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,10
30	1,11	1,11	1,11	1,12	1,12	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13
40	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
50	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,17	1,17	1,17
60	1,17	1,17	1,17	1,17	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18
70	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,19	1,19	1,19	1,19
80	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,19	1,20
90	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
100	1,20									

Tabel 4.4. Rata-rata tereduksi, (Y_n)

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	n
.495	.499	.503	.507	.510	.515	.515	.518	.520	.522	10
.523	.525	.526	.528	.529	.530	.532	.533	.534	.535	20
.536	.537	.538	.538	.539	.540	.541	.541	.542	.543	30
.543	.544	.544	.545	.545	.546	.546	.547	.547	.548	40
.548	.549	.549	.549	.550	.550	.550	.551	.551	.551	50
.552	.552	.552	.553	.553	.553	.553	.554	.554	.554	60
.554	.555	.555	.555	.555	.555	.556	.556	.556	.556	70
.556	.557	.557	.557	.557	.558	.558	.558	.558	.558	80
.558	.558	.558	.559	.559	.559	.559	.559	.559	.559	90
.560										100

Tabel 4.5 Hubungan antara kala ulang dengan factor reduksi (Yt)

KALA ULANG (TAHUN)	FAKTOR REDUKSI (Yt)
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190

2) Distribusi Log Pearson Tipe III, sebagai berikut:

$$\text{Log } X_{Tr} = \log X + K_{Tr} (S_{\log x})$$

Keterangan:

$$\text{Log } \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^N \log X_i}{N}$$

$$S_{\log x} = \frac{\sum_{i=1}^N (\log X_i - \log \bar{x})^2}{N-1}$$

$$g_{\log x} = \frac{N \sum_{i=1}^N (\log X_i - \log \bar{x})^3}{(N-1)(N-2)(S_{\log x})^3}$$

Kr koefisien asimetris untuk suatu kala ulang tertentu,
dengan memakai $g_{\log x}$ (lihat tabel 3.7)

3) Distribusi Log Normal

Persamaan distribusi Log Normal sama dengan persamaan distribusi Log Pearson tipe II yang telah diuraikan diatas, dengan nilai koefisien asimetris $g_{\log x} = 0$

Urutan pemeriksaan kesesuaian distribusi adalah sebagai berikut:

- i. Urutkan data pengamatan dari kecil ke besar atau sebaliknya.
- ii. Kelompokkan data pengamatan menjadi beberapa "k" kelas interval (k cukup diambil = 5)
- iii. Catat frekuensi data pengamatan pada setiap kelas interval
- iv. Hitung frekuensi kejadian yang diharapkan "e"
- v. Hitung nilai X^2
- vi. Tetapkan nilai derajat kebebasan D_k

- vii. Tetapkan besar tingkat kepercayaan (confidence level, misal 95%)
- viii. Cari X^2 kritis dari tabel harga kritis Chi-Square (table 3.8)
- ix. Bandingkan X^2 hitung dengan X^2 kritis, bila X^2 hitung < X^2 kritis, berarti model distribusi yang diperiksa dapat diterima.

Tabel 4.6. Harga Kritis Chi-Square

n \ Dk	α			
	0.20	0.10	0.05	0.01
1	1.642	2.706	3.841	6.635
2	3.219	4.605	5.991	9.210
3	4.642	6.251	7.815	11.345
4	5.989	7.779	9.448	13.277
5	7.289	9.236	11.070	15.086
6	8.558	10.645	12.592	16.812
7	9.803	12.017	14.067	18.475
8	11.030	13.362	15.507	20.090
9	12.242	14.684	16.919	21.666
10	13.442	15.987	18.307	23.209
11	14.631	17.275	19.675	24.725
12	15.812	18.549	21.026	26.217
13	16.985	19.812	22.362	27.688
14	18.151	21.064	23.685	29.141
15	19.311	22.307	24.996	30.578
16	20.465	23.542	26.296	32.000
17	21.617	24.769	27.587	33.409
18	22.760	25.989	28.869	34.805
19	23.900	27.204	30.114	36.191
20	25.038	28.412	31.410	37.566
21	26.171	29.615	32.671	38.932
22	27.301	30.813	33.924	40.289
23	28.429	32.007	35.172	41.638
24	29.553	33.196	36.415	42.980
25	30.675	34.382	37.652	44.314
26	31.795	35.563	38.885	45.642
27	32.912	36.761	40.113	46.963
28	34.027	37.916	41.337	48.278
29	35.139	39.087	42.557	49.588
30	36.250	40.156	43.773	50.892

Kolmogorov – Smirnov Test

Untuk menghindarkan hilangnya informasi data pada Chi-Square tes akibat pengelompokan data dalam kelas-kelas interval, ada beberapa metode lain yang telah dikembangkan.

Salah satu metode yang sering digunakan adalah Kolmogorov – Smirnov Test (1933)

Urutan test ini adalah sebagai berikut :

- Susunan data curah hujan harian rerata tiap tahun dari kecil ke besar atau sebaliknya
- Hitung probabilitas untuk masing-masing data hujan dengan persamaan Weillbull sebagai berikut :

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100\%$$

- Gambarkan (plot) distribusi empiris maupun distribusi teoritis pada kertas grafik probabilitas yang sesuai
- Kemudian cari harga mutlak perbedaan maksimum antara distribusi empiris (P empiris) dengan distribusi teoritis (P teoritis)

$$\Delta = \text{maksimum} | P \text{ teoritis} - P \text{ empiris} |$$

Apabila nilai $\Delta \leq \Delta$ kritis sesuai harga kritis Kolmogorov – Smirnov test table 3.9, maka distribusi teoritisnya maka dapat diterima dan bila terjadi sebaliknya maka distribusi teoritisnya tidak dapat diterima.

Tabel 4.7. Harga Kritis Smirnov Kolmogorov

n	α			
	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
> 50	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$

4.3 Curah Hujan Maksimum Boleh Jadi (CMB/PMP)

4.3.1 Uraian Umum

Desain bangunan pelimpah pada bendungan besar, perlu memperhitungkan factor keamanan agar waduk mampu menampung dan mengalirkan air dengan aman. Oleh karena itu dibutuhkan perkiraan besarnya hujan badai terbesar yang akan menghasilkan debit aliran masuk yang besar pula.

Nilai besaran hujan badai terbesar yang mungkin terjadi ditinjau secara matematis maupun fisik (meteorology) harus realistis. Dengan demikian banjir aliran masuk (*inflow*) akan menjadi realistis pula dan akan menghasilkan suatu dimensi bangunan yang cukup tinggi tingkat kehandalannya.

Curah Hujan Maksimum Boleh Jadi (CMB) atau *Probable Maximum Precipitation* (PMP) dapat diartikan sebagai curah hujan terbesar dengan durasi tertentu yang secara fisik

dimungkinkan terjadi pada suatu pos atau DAS. Secara umum besar CMB ini berkisar antara 2 sampai 6 kali hujan kala ulang 100 tahun.

Secara meteorology CMB dapat diperkirakan dengan metoda "Storm Transposition" dan "Moisture Maximization" yang membutuhkan data-data meteorology seperti, pusat tekanan tinggi dan rendah, "moisture source", "dew point" dan lain-lain. Data meteorology yang dibutuhkan untuk kedua macam pendekatan tersebut, di Indonesia masih sangat kurang. Metode lain yang dapat digunakan, adalah pendekatan statistik. Data yang diperlukan pada perhitungan dengan metode ini, adalah berupa seri data hujan harian maksimum tahunan dengan panjang data sangat disarankan > 30 tahun. Untuk keperluan desain bendungan-bendungan besar, disarankan dilakukan studi CMB ini secara khusus.

4.3.2 Perkiraan CMB menggunakan metoda Hershfield

Metode Hershfield (1961, 1986) merupakan prosedur statistic yang digunakan untuk memperkirakan CMB, untuk kondisi dimana data meteorology sangat kurang atau perlu analisis secara cepat.

Pada metode ini CMB dihitung untuk masing-masing pos hujan (point rainfall), yang selanjutnya dicari CMB rata-ratanya, dan akhirnya diubah menjadi hujan DAS yang diperoleh dari perkalian CMB rata-rata dengan koefisien reduksi.

Hershfield mengembangkan rumus frekuensi Chow menjadi :

$$X_t = \overline{X_n} = K S_n$$

Dimana:

X_t = hujan dengan periode ulang t.

X_n dan S_n = rata-rata dan simpangan baku dari rentetan data hujan harian maksimum tahunan berjumlah n.

Apabila X_m menggantikan X_t dan K_m untuk K, maka rumus (15) menjadi:

$$X_m = \overline{X_n} = K_m S_n$$

K_m ditentukan berdasarkan observasi pada pencatatan hujan harian dari 2700 pos hujan yang 90% berada di Amerika.

K_m berbanding terbalik dengan hujan harian maksimum rata-rata dan nilainya bervariasi untuk berbagai durasi (1 jam; 6 jam dan 24 jam), lihat gambar 3.3 yang diambil dari *Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation*. Untuk Dapat menerapkan rumus (3.16) diperlukan nilai rata-rata dan simpangan baku dari setiap pos. Hujan

ekstrim yang sangat jarang terjadi, katakana dengan periode ulang 500 tahunan atau lebih, ada kemungkinan dapat ditemui dalam kurun waktu pengamatan misalnya 30 tahun, kejadian yang sangat jarang tersebut disebut "Outlier" yang mungkin cukup berpengaruh pada besaran \bar{X}_n dan S_n dari rentetan data yang bersangkutan.

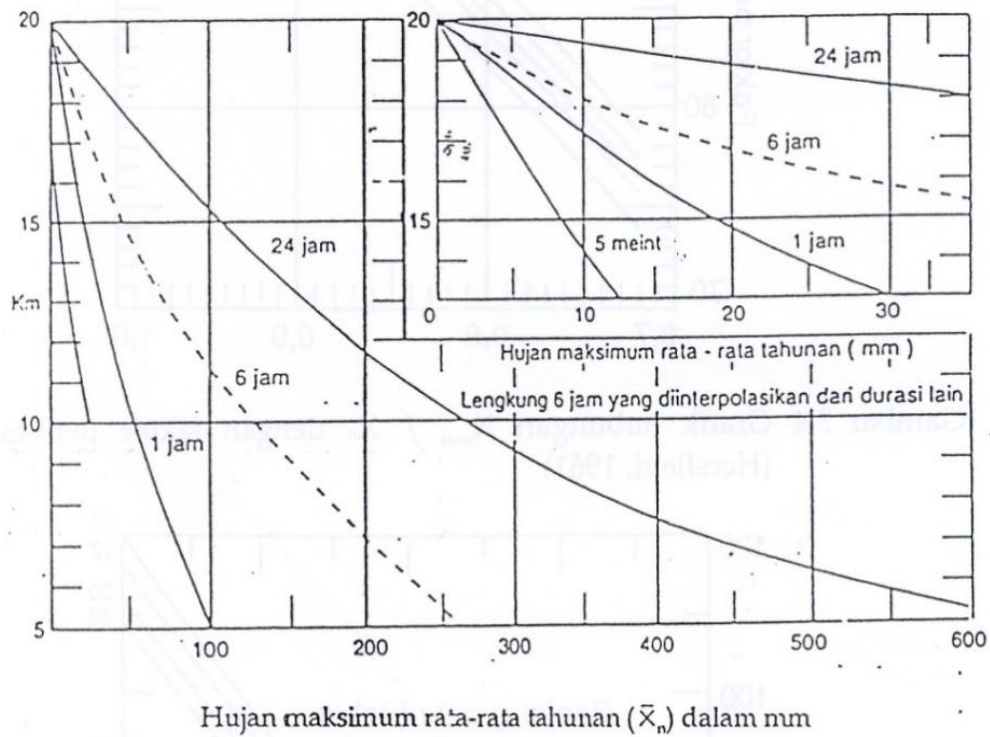
Untuk data yang panjang besarnya pengaruh berkurang dibandingkan dengan data pendek, serta tergantung pula pada tingkat kejarangankejadian hujan atau outlier. Hal ini menjadi salah satu lingkup studi Hershfield sehingga menghasilkan:

- 1) Grafik hubungan antara X_{n-m}/X_n , dengan factor penyesuaian X_n
- 2) Grafik hubungan antara S_{n-m}/S_n , dengan factor penyesuaian S_n dimana X_{n-m} dan S_{n-m} adalah rata-rata dan simpangan baku dari rentetan data setelah mengeluarkan nilai terbesar dari rentetan tersebut.

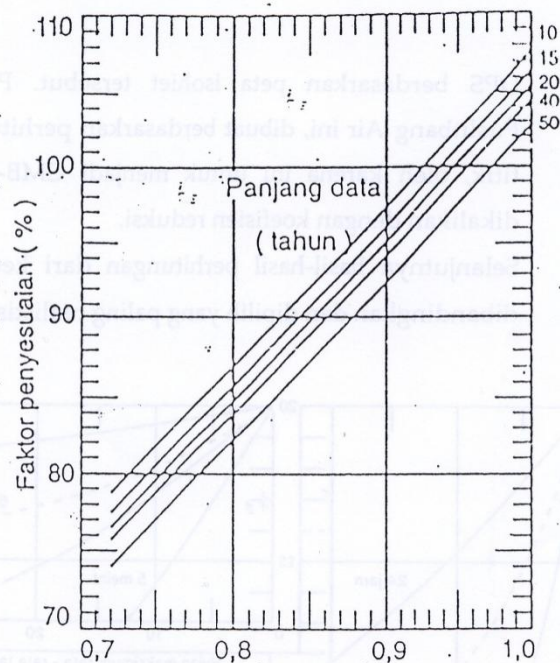
Kedua jenis grafik tersebut dapat dilihat pada gambar 3.4 dan 3.5, disamping itu ada dua grafik tambahan yang diperlukan untuk penyesuaian terhadap panjang data n , dan dan periode waktu pengamatan (24 jam), masing-masing lihat gambar 3.6 dan 3.7.

Bagi daerah-daerah yang sudah memiliki peta isohiet CMB hasil studi Puslitbang Air seperti Pulau Jawa, perlu dihitung pula CMB-DAS berdasarkan peta isohiet tersebut. Peta isohiet CMB Puslitbang Air ini, dibuat berdasarkan perhitungan CMB hujan titik, oleh karena itu untuk menjadi CMB-DAS masih perlu dikalikan dengan koefisien reduksi.

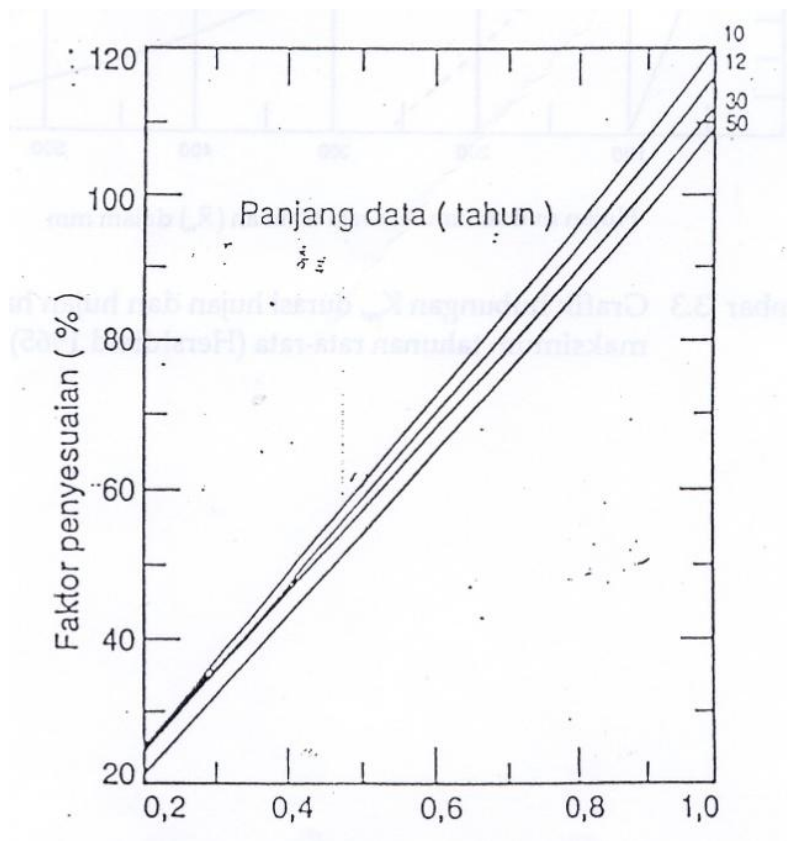
Selanjutnya hasil-hasil perhitungan dari kedua cara tersebut dibandingkan dan dipilih yang paling realistis.



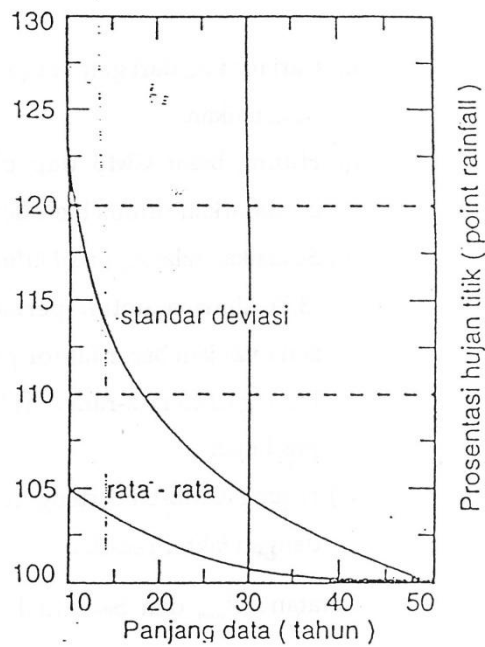
Gambar 4.2 Grafik Hubungan K_m , durasi hujan dan hujan harian maksimum tahunan rata-rata (Hershfield 1965)



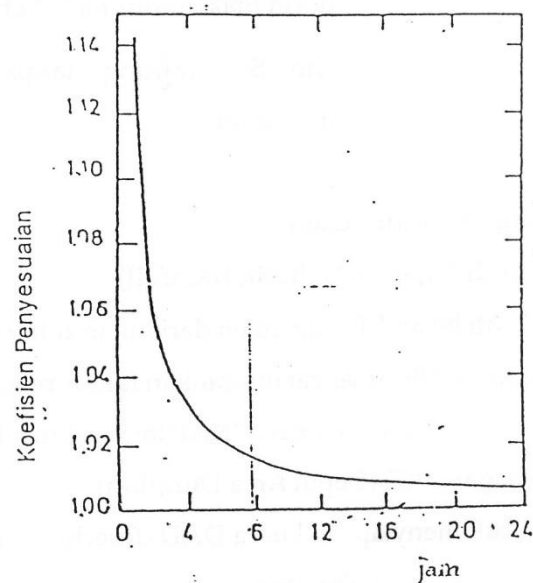
Gambar 4.3 Grafik hubungan antara X_{n-m}/X_n , dengan factor penyesuaian X_n



Gambar 4.4 Grafik hubungan antara S_{n-m}/S_n , dengan factor penyesuaian S_n



Gambar 4.5 Grafik Penyesuaian Terhadap Panjang Data



Gambar 4.6 Grafik Penyesuaian Terhadap Periode Waktu Pengamatan (Weiss, 1964)

Urutan perhitungan Curah hujan Maksimum Boleh jadi adalah sebagai berikut :

- 1) Sesuaikan nilai \bar{X}_n dan S_n berdasarkan grafik dari gambar (3.4), (3.5) dan (3.6)
- 2) Cari nilai K_m dari gambar (3.3) berdasarkan nilai \bar{X}_n yang sudah disesuaikan
- 3) Hitung besar CMB tiap pos hujan (*point rainfall*), atau X_m berdasarkan rumus Hershfield
- 4) Sesuaikan nilai X_m (*hasil hitungan butir iii*) berdasarkan gambar (3.7), dimana untuk periode pengamatan atau pencatatan setiap 24 jam besar factor penyesuaian adalah = 1.01
- 5) Hitung CMB rata-rata dari beberapa hasil hitungan CMB tiap pos hujan
- 6) Hitung CMB-DAS dengan cara mengalikan CMB rata-rata dengan factor reduksi.

Catatan : X_{n-m} dan S_{n-m} adalah mean atau nilai rata-rata dan simpangan baku yang dihitung dengan membuang data hujan maksimum pada setiap seri, sementara \bar{X}_n dan S_n dihitung tanpa membuang data hujan maksimum.

5 ANALISIS BANJIR DESAIN

Untuk membuat desain bangunan pelimpah, diperlukan debit banjir rencana yang realistis. Untuk ini, angka-angka hasil perhitungan hidrologi perlu diuji dengan menggunakan data banjir-banjir besar dari pencatatan atau pengamatan setempat. Disini banjir rencana dibedakan menjadi dua, yaitu : yang pertama banjir rencana dengan periode ulang tertentu missal banjir dengan periode ulang 25, 100, dan 1000 tahun yang umum dikenal sebagai Q_{25} , Q_{100} , dan Q_{1000} , yang kedua adalah Banjir Maksimum Boleh jadi (BMB) atau dikenal sebagai "*Probable Maximum Flood*" (PMF).

Untuk pembuatan desain bendungan lazimnya diperlukan data banjir dengan kala ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100, 1000 tahun dan PMB. Pada tabel 3 disajikan patokan banjir desain dan kapasitas pelimpah yang dikutip dari SNI 03-3432-1994, dan pada gambar 3.1 diperlihatkan bagan alir penentuan banjir desain dan kapasitas pelimpah bendungan. Untuk bangunan pengelak, didesain dengan banjir kala ulang 25 tahun, atau kala ulang 10 tahun per setiap tahun pelaksanaan konstruksi tergantung pada pertimbangan risiko dan biaya pembangunan

Banjir rencana dengan periode ulang tertentu dapat dihitung dari data debit banjir atau data hujan. Apabila data debit banjir tersedia cukup panjang (> 20 tahun), debit banjir dapat langsung dihitung dengan metode analisis probabilitas Gumbel, Log Pearson atau Log Normal. Sedang apabila data yang tersedia hanya berupa data hujan dan karakteristik DPS, metode yang disarankan untuk digunakan adalah metode hidrograf satuan/ unit hidrograf. Khusus untuk perhitungan BMB, metoda perhitungan yang paling sesuai adalah hidrograf satuan. Metode rasional hanya digunakan untuk banjir desain bangunan pengelak, dan tidak disarankan untuk digunakan pada perhitungan banjir desain bendungan, kecuali hanya sebagai pembanding.

Selanjutnya di bawah ini akan diuraikan perhitungan debit banjir rencana dengan metode hidrograf satuan. Metode-metode perhitungan debit banjir lain, untuk lebih jelasnya dapat dilihat di SK SNI M-18-1989-F tentang "Metode Perhitungan Debit Banjir". Secara garis besar perhitungan debit banjir desain terdiri dari 3 tahap sebagai berikut:

- Perhitungan curah hujan desain
- Perhitungan debit banjir desain
- Pengujian hasil perhitungan debit banjir desain

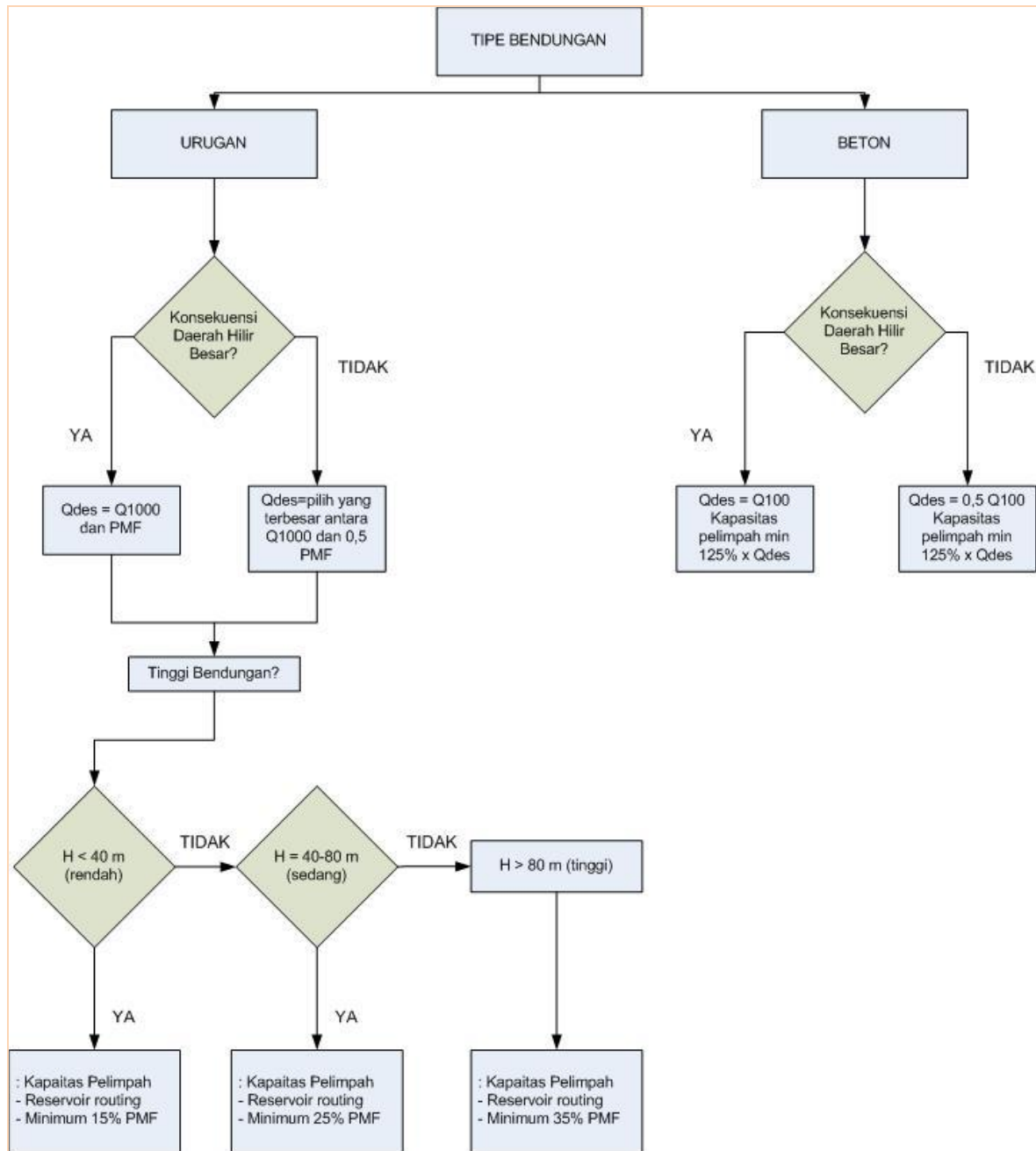
Tabel 5.1 Patokan Banjir Desain dan Kapasitas Pelimpah untuk Bangunan Bendungan

Jenis dan kelas Bendungan	Konsekuensi Besar		Konsekuensi Kecil	
	Banjir Desain	Kapasitas pelimpah	Banjir Desain	Kapasitas pelimpah
I. Bendungan Urugan				
1) < 40m (rendah)	Q_{1000}^* dan BMB** masing-masing dengan tinggi jagaan sesuai standar yang berlaku	1) ditentukan dengan penelusuran banjir	Pilih yang besar antara Q_{1000} dan 0,5 BMB	1) ditentukan dengan penelusuran banjir
		2) minimal 15% debit puncak BMB		2) minimal 15% debit puncak banjir desain
2) 40-80 m (sedang)	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir
		2) minimal 15% debit puncak BMB		2) minimal 25% debit puncak banjir desain
3) >80 m (tinggi)	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir
		2) minimal 35% debit puncak BMB		2) minimal 35% debit puncak banjir desain
II. Bendungan Beton	Q_{100}	Minimal 125% Q_{100}	0,5 Q_{100}	Minimal 125% x 0,5 Q_{100}

* Q_{1000} = debit puncak banjir dengan kala ulang 1000 tahun

** BMB = Banjir Maksimum Boleh jadi

*** Q_{100} = debit puncak banjir dengan kala ulang 100 tahun



Gambar 5.1. Bagan alir Penentuan Bajir Desain dan Kapasitas Pelimpah Bendungan sesuai SNI 03-4332-1994

6 PENELUSURAN BANJIR

6.1 Konsep Dasar Penelusuran Aliran di Waduk

Metode ini digunakan untuk menghitung hidrograf aliran ke luar dari waduk dengan muka air datar, jika diketahui hidrograf aliran masuk dan karakteristik tampungan aliran keluar. Tampungan disini mempunyai pengertian isi atau volume air dalam waduk. Dengan berubahnya bentuk hidrograf aliran masuk maka adanya isi tampungan akan berubah pula. Persamaan dasar yang digunakan adalah persamaan kesinambungan dimana :

Volume Rata² Aliran masuk – Vol. Rata²Aliran Keluar = Perubahan Vol. Tampungan

$$\left[\frac{I_1 + I_2}{2} \right] t - \left[\frac{O_1 + O_2}{2} \right] t = S_2 - S_1$$

$$2(I_n + I_{n+1}) t - 2(O_n + O_{n+1}) t = S_{n+1} - S_n$$

Dimana :

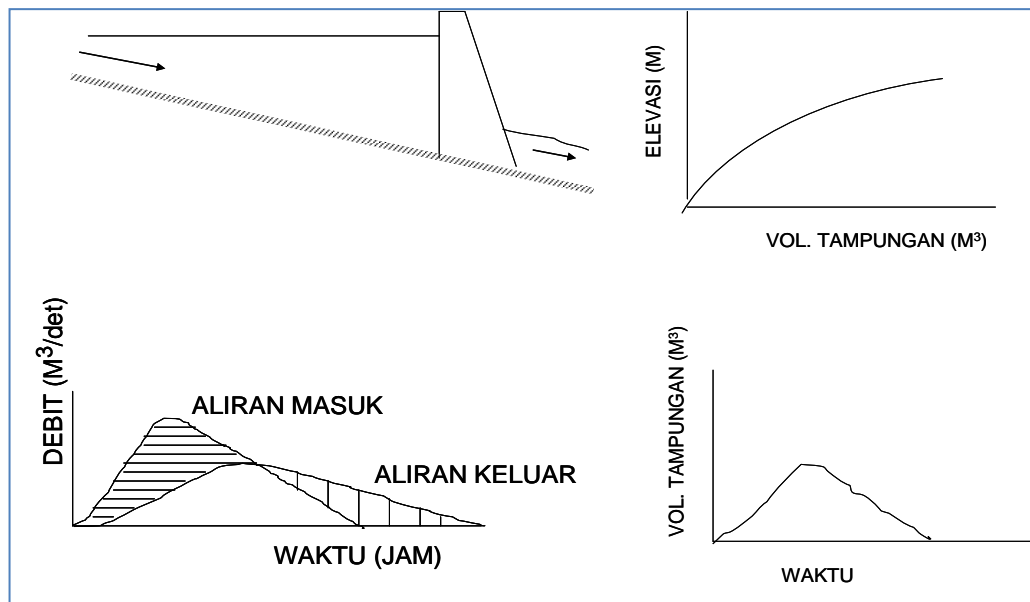
I_n = Aliran Masuk pada interval waktu n

O_n = Aliran Keluar pada interval waktu n

S_n = Storage / Volume tampungan di waduk pada interval waktu n

Selisish aliran masuk dan aliran keluar merupakan penambahan tampungan jika bernilai positif dan pengurangan tampungan bila bernilai negatif, seperti terlihat pada Gambar 1.

Selanjutnya persamaan (1) dapat ditulis dengan cara sebagai berikut :

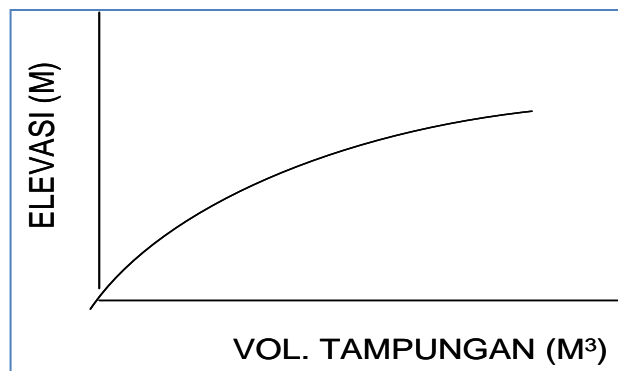


Gambar 6.1 Hubungan antara tampungan dan debit

$$(2 S_{n+1} / \Delta t) + O_{n+1} - (2 S_n / \Delta t) - O_n = (I_n + I_{n+1})$$

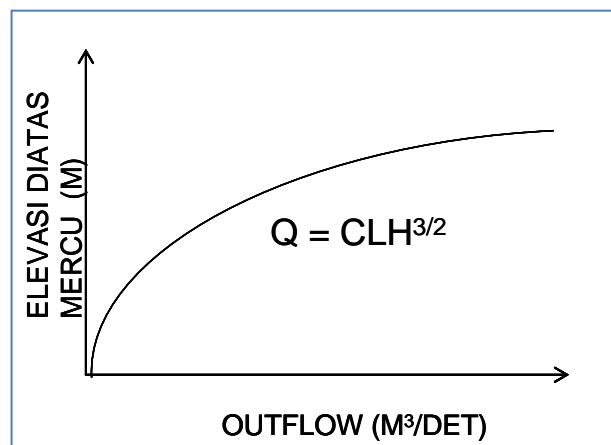
Supaya O_{n+1} dapat dihitung dari persamaan 2, maka fungsi tampungan vs aliran keluar yang berhubungan dengan $(2S/\Delta t) + O$ dan O merupakan hal yang sangat penting untuk ditentukan. Cara yang dapat digunakan untuk menentukan hubungan tersebut adalah melalui hubungan elevasi – tampungan (vol. waduk) dan elevasi – aliran keluar seperti terlihat pada Gambar 6.2 dan Gambar 6.3.

Hubungan antara elevasi muka air dan tampungan atau volume waduk dapat ditentukan dari pengukuran dengan echo sounder sehingga dapat dibuat kontur ketinggian / elevasi berhubungan dengan luas genangan waduk dan dapat dihitung volumenya.



Gambar 6.2 Hubungan Elevasi dan Volume Tampungan Waduk

Hubungan antara elevasi – debit aliran ditentukan dari rumus hidrolika yang menyangkut hubungan antara tinggi air diatas mercu pelimpah dan debit aliran yang melalui pelimpah (Gambar 6.3)



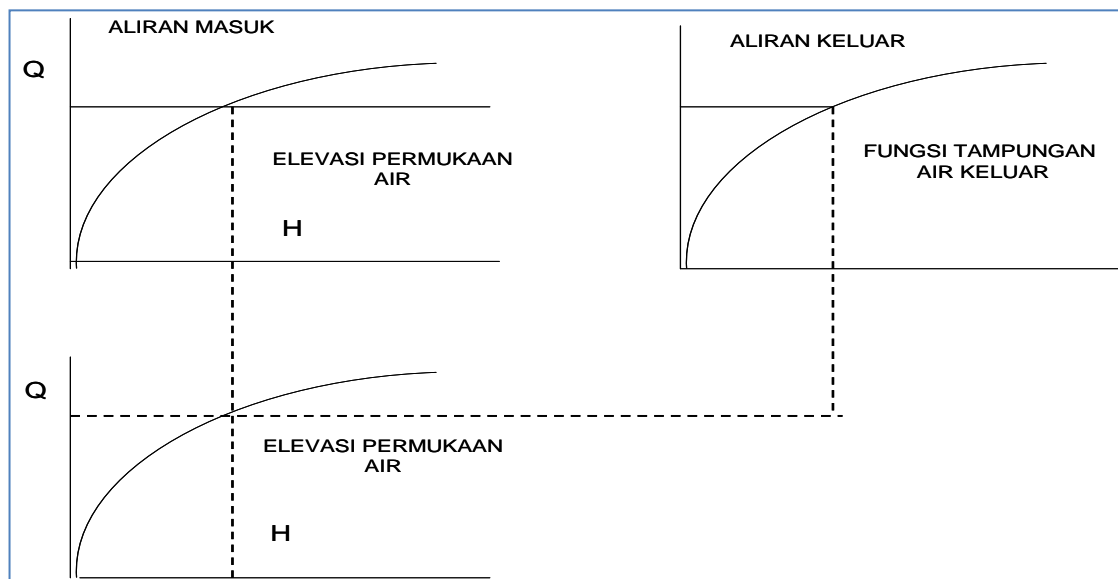
Gambar 5.3 Hubungan antara Elevasi Mercu dan Outflow

Pada mulanya S_n dan O_n perlu diketahui sehingga semua besaran di ruas kanan diketahui sehingga besaran $(2 S_{n+1})/\Delta t + O_{n+1}$ dapat dihitung.

Nilai besaran O_{n+1} dapat dicari melalui kurva hubungan O dan $(2 S/\Delta t) + O$ seperti pada Gambar 4 atau melalui interpolasi nilai-nilai yang ada dalam tabel. Untuk mencari nilai S_n dan O_n pada langkah waktu berikutnya, nilai besaran $(2 S_{n+1})/\Delta t - O_{n+1}$ dihitung melalui persamaan berikut ini :

$$(2 S_{n+1})/\Delta t - O_{n+1} = (2 S_{n+1})/\Delta t + O_{n+1} - 2O_{n+1}$$

Pada ruas kanan pada persamaan 3 terdiri dari 2 anu yang telah diketahui besarnya sebelumnya, $(2 S_{n+1})/\Delta t + O_{n+1}$ dan O_{n+1} , sehingga ruas kiri dapat dihitung. Prosedur perhitungan ini diulangi setiap urutan penelusuran



Gambar 6.4 Prosedur untuk mendapatkan fungsi tampungan – air keluar

6.2 Metoda Dasar Penelusuran Aliran di Waduk

Metode ini digunakan untuk menghitung hidrograf aliran ke luar dari waduk dengan muka air datar, jika diketahui hidrograf aliran masuk dan karakteristik tampungan aliran keluar. Tampungan disini mempunyai pengertian isi atau volume air dalam waduk. Dengan berubahnya bentuk hidrograf aliran masuk maka adanya isi tampungan akan berubah pula. Persamaan dasar yang digunakan adalah persamaan kesinambungan dimana :

$$\left[\frac{I_1 + I_2}{2} \right]_t - \left[\frac{O_1 + O_2}{2} \right]_t = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (1)$$

dimana :

- I_1 = inflow pada permulaan periode
- I_2 = inflow di akhir periode
- O_1 = outflow pada permulaan periode
- O_2 = outflow di akhir periode

S_1 = storage pada permulaan periode

S_2 = storage di akhir periode

t = durasi waktu (time duration)

Inflow (I_t) dalam persamaan diferensial adalah sebagai berikut :

$$I_t = O_t + \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots(2)$$

Pada danau alam dimana simpanan (storage) adalah fungsi dari outflow pada elevasi berapapun juga, T_s menggambarkan faktor pembanding antara simpanan (storage) dan outflow :

$$S = T_s O \dots\dots\dots(3)$$

Kemudian persamaan (3), diturunkan terhadap waktu, sehingga didapat :

$$\frac{dS}{dt} = T_s (dO / dt) \dots\dots\dots(4)$$

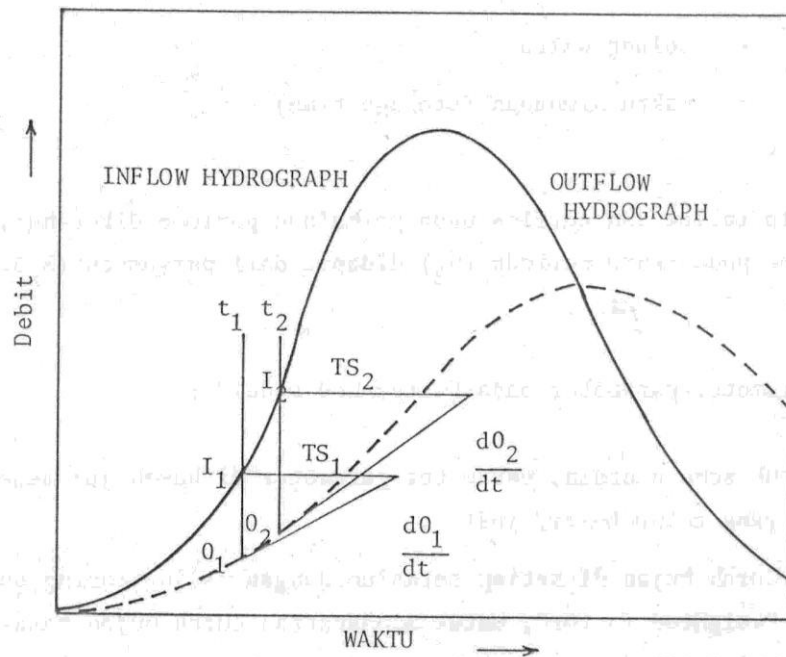
Masukkan persamaan (4) ke persamaan (2) menjadi :

$$I_t = O_t + T_s (dO / dt) \dots\dots\dots(5)$$

atau :

$$\frac{dO}{dt} = \frac{I_t - O_t}{T_s}$$

Lihat Gambar 6.1



Gambar 6.5. Prosedur Dasar Storage Routing

Persamaan storage routing ini dapat diaplikasikan untuk sebuah basin atau sungai yang diasumsikan sebagai serentetan "danau-danau kecil" yang menggambarkan perjalanan limpasan dari hulu ke hilir, yang membutuhkan waktu.

Persamaan yang dipakai komputer dapat dikaji lebih mudah dengan melihat persamaan (1) dan Gambar 2 sebagai berikut :

Persamaan 1 :

$$\left[\frac{I_1 + I_2}{2} \right] t - \left[\frac{O_1 + O_2}{2} \right] t = S_2 - S_1$$

Pada Gambar 2 terlihat

$$\frac{I_1 + I_2}{2} = I_m$$

Masukkan pada persamaan 1 :

$$(I_m)t - \left(\frac{O_1 + O_2}{2}\right)t = S_2 - S_1$$

bagi dengan t, menjadi :

$$I_m - \frac{O_1 + O_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{t} \dots\dots\dots(6)$$

Kurangi O_1 pada ruas, persamaan menjadi :

$$I_m - O_1 = \left(\frac{S_2 - S_1}{t}\right) + \left(\frac{O_2 - O_1}{2}\right) \dots\dots\dots(7)$$

Supaya persamaan lebih mudah digunakan, kalikan kedua ruas dengan $\frac{t}{O_2 - O_1}$, sehingga didapat :

$$I_m - O_1 = \left[\frac{O_2 - O_1}{t}\right] \left[\frac{S_2 - S_1}{O_2 - O_1} + \frac{t}{2}\right] \dots\dots\dots(8)$$

bila $T_s = \frac{S_2 - S_1}{O_2 - O_1}$, maka

$$\frac{O_2 - O_1}{t} = \frac{I_m - O_1}{T_s + \frac{t}{2}}, \text{ atau}$$

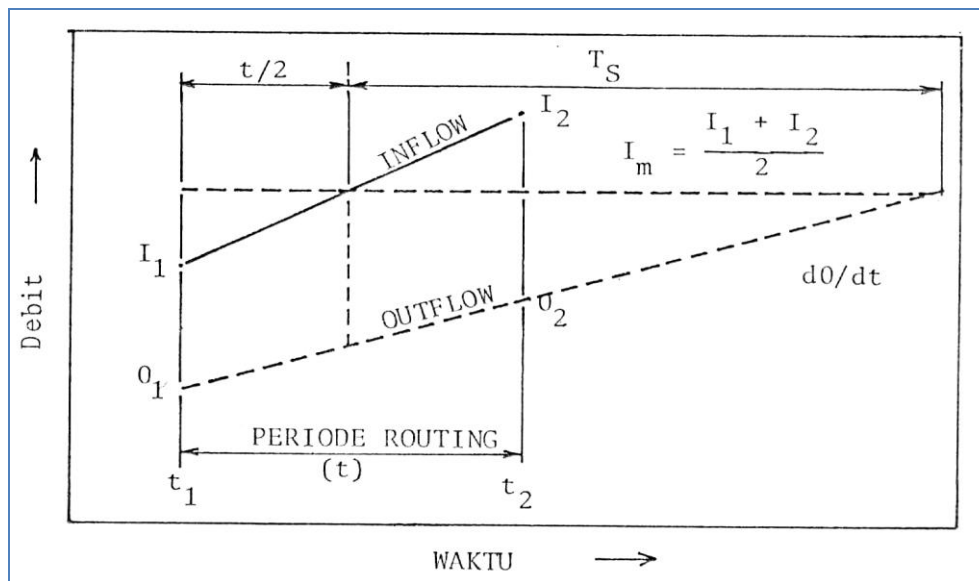
$$O_2 = O_1 + \left[\frac{I_m - O_1}{T_s + \frac{t}{2}}\right]t, \text{ atau}$$

$$O_2 = \left[\frac{I_m - O_1}{T_s + \frac{t}{2}}\right]t + O_1 \dots\dots\dots(9)$$

dimana :

- I_m = inflow rata-rata
- O_1 = outflow pada permulaan periode
- t = selang waktu
- T_s = waktu simpanan (storage time)

Bila inflow dan outflow pada permulaan periode diketahui, maka outflow pada akhir periode (O_2) didapat dari persamaan (7).



Gambar 5.6 Satu Kenaikan dari Storage Routing

Input Data yang diperlukan :

- Besarnya inflow hydrograph
- Besarnya pola Outflow dari outlet (kebutuhan) dan dari overspill (hubungan elevasi diatas mercu dan outflow)
- Hubungan elevasi – storage – area
- Interval waktu untunk analisis dan waktu simpanan

Output :

- Besarnya outflow untuk setiap time step.

6.3 Penelusuran Banjir di suatu Waduk

Sistem operasi suatu waduk memerlukan adanya kajian untuk mengetahui berapa besarnya debit masuk (inflow) dan debit keluar (outflow) serta debit maksimum yang terbuang lewat pelimpah pada saat muka air waduk melebihi normal atau saat banjir.

Hidrograf outflow suatu waduk dapat dicari berdasarkan hidrograf inflow dengan metode penelusuran hidrolis (hidrologic routing). Cara lain untuk mengetahui hidrograf outflow suatu waduk dapat diketahui melalui data yang tercatat lewat pelimpah. Data ini diperkirakan dapat digunakan untuk memprediksi hidrograf inflow, yang sangat diperlukan untuk menentukan system operasi waduk.

Hal ini dilakukan karena tidak setiap waduk tersedia data inflow-nya. Analisis dapat dilakukan dengan mencoba memodifikasi rumusan yang telah ada untuk mendapatkan inflow suatu waduk apabila diketahui outflow.

Data yang digunakan dalam analisis ini adalah data primer yang diambil dari data pengamatan di / sekitar waduk. Variabel yang akan diamati adalah elevasi / fluktuasi muka air waduk dan debit yang dikeluarkan (dari pelimpah dan atau outlet) sedangkan inflow ke waduk berasal dari sungai dan hujan. Data-data yang dihasilkan dari pengamatan dapat dicari dari modifikasi rumus baru dengan berbagai perbandingan. Data hasil perhitungan yang didapatkan kemudian dibandingkan dengan data pengamatan.

6.3.1 Metode Penelusuran Banjir

Penelusuran banjir waduk data dilakukan secara hidrologic routing yang berdasarkan pada persamaan kontinuitas.

$$I - Q = dS / dt \dots\dots\dots[1]$$

dengan:

- I = debit yang masuk pada waduk (m³ / dt),
- Q = debit yang keluar melalui pelimpah (m³ / dt),
- dS = perubahan besarnya tampungan / storage (m³),
- dt = periode penelusuran (dt).

Bila periode penelusuran dt diubah menjadi Δt , I1 dan I2 dapat diketahui dari hidrograf debit masuk ke waduk, sedangkan S merupakan tampungan waduk pada permulaan periode penelusuran yang diukur dari datum fasilitas pengeluaran (mercu bangunan pelimpah atau outlet), maka penelusuran banjir menurut Schulz (1976) dengan metode Puls ditunjukkan dengan persamaan (2) :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \left(\frac{S_1 - Q_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} \right) = \frac{S_2}{\Delta t} + \frac{Q_2}{2} \dots\dots\dots[2]$$

Jika :

$$\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} = \psi_1 \text{ dan } \frac{S_2}{\Delta t} - \frac{Q_2}{2} = \varphi_2$$

Maka rumus 2 dapat ditulis sebagai berikut :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \psi_1 = \varphi_2 \dots\dots\dots[3]$$

dengan :

I1 = debit yang masuk di atas debit yang dicari (m^3/dt), I2 = debit masuk yang dicari (m^3/dt),

Q = debit yang keluar dari waduk (m^3/dt), ψ_1 = keadaan pada saat permulaan penelusuran,

φ_2 = keadaan pada saat akhir penelusuran, Δt = periode penelusuran (detik, jam, atau hari),

S = besarnya tampungan (storage) waduk (m^3), Q adalah debit keluar pada permulaan periode penelusuran. Kalau pengeluarannya berupa bangunan pelimpah, maka

$$Q = C.B.H^{3/2} \dots\dots\dots[4]$$

dengan :

C = koefisien debit bangunan pelimpah ($1,7-2,2 m^{1/2}/dt$),

B = lebar bangunan ambang pelimpah (m),

H = tinggi energi di atas ambang bangunan pelimpah (m).

6.3.2 Anti Routing Waduk

Anti routing waduk digunakan untuk proses kebalikan dari flood routing. Proses anti routing untuk memprediksi besarnya inflow apabila outflow sudah diketahui.

Inflow yang diperhitungkan hanya berasal dari sungai yang besarnya belum diketahui.

Data yang didapatkan dari percobaan di laboratorium yang digunakan adalah :

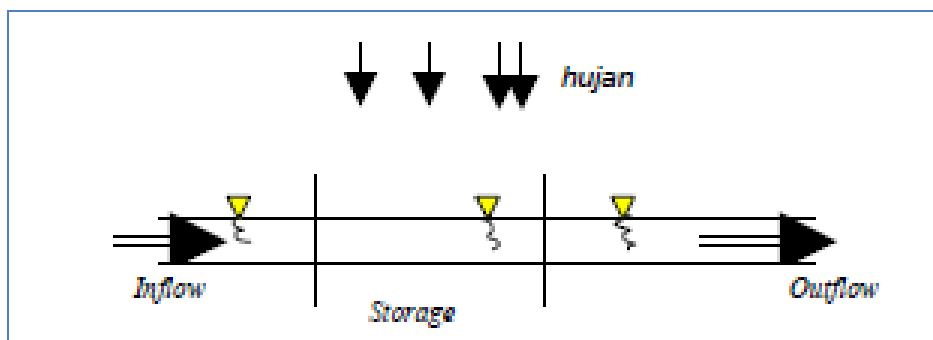
- 1) Debit keluar (outflow).
- 2) Interval waktu (Δt = jam).

Dari rumus 3 dapat ditulis menjadi berikut :

$$\begin{aligned} \frac{I_1}{2} + \frac{I_2}{2} + \psi_1 &= \varphi_2 \\ \frac{I_2}{2} &= \varphi_2 - \psi_1 - \frac{I_1}{2} \\ I_2 &= \left(\varphi_2 - \psi_1 - \frac{I_1}{2} \right) \times 2 \dots\dots\dots[5] \end{aligned}$$

dengan I1 = Q1

Penelusuran Banjir Menurut O'Donnel (1985) O'Donnel (dalam Sobriyah, 2003) menganggap bahwa jika ada aliran yang masuk sebagai tambahan inflow sebesar αI (alfa inflow) pada penelusuran banjir sungai, pertambahan aliran lateral tersebut dapat langsung dijumlahkan pada aliran masukan inflow (I), sehingga alirannya menjadi $I(I+\alpha)$. Analog dengan anggapan ini, hidrograf aliran waduk bagian hilir sama dengan penjumlahan hidrograf aliran di hulu dan hujan.



Gambar 6.7. Aliran lateral masuk sungai

Hidrograf aliran outflow merupakan penjumlahan hidrograf aliran outflow dan hujan. Secara umum hidrograf aliran outflow diperoleh dengan persamaan sebagai berikut :

$$I + H_j - Q = ds/dt \dots\dots\dots [6]$$

dengan :

H_j = hujan,

ds/dt = storage per satuan waktu.

6.4 Kalibrasi Model

Model yang dikembangkan untuk perkiraan besarnya debit disusun untuk mensimulasikan proses operasi waduk yang ada di alam. Keluaran model diharapkan mampu mendekati keadaan waduk yang sebenarnya. Namun demikian, model tidak mungkin dapat mensimulasikan proses di alam dengan tepat. Oleh karena itu akan selalu ada penyimpangan antara hasil keluaran model dan pengamatan di lapangan. Untuk mengetahui ketepatan perkiraan tersebut dilakukan kalibrasi model (Fleming, 1975).

Suatu proses kalibrasi yang menghasilkan keluaran simulasi yang persis sama dengan catatan hasil pengamatan tentunya tidak mungkin akan tercapai.

Permasalahan yang biasa timbul dalam proses kalibrasi adalah tingkat kesesuaian antara keluaran model dengan hasil pengamatan. Tingkat kesesuaian ini ditinjau dari %

kesalahan yang terjadi dan disarankan sekecil mungkin tanpa menyebutkan suatu nilai (Fleming,1975; HEC-1,1990).

Tingkat kesesuaian yang perlu dilihat pada model adalah sebagai berikut :

$$\Delta Q_p = \frac{|Q_{pp} - Q_{ps}|}{Q_{pp}} \times 100\%$$
$$\Delta V = \frac{|V_p - V_s|}{V_p} \times 100\%$$
$$\Delta t_c = \frac{|t_{cp} - t_{cs}|}{t_{cp}} \times 100\% \dots\dots\dots [7]$$

dengan :

ΔQ_c = beda debit puncak antara pengamatan dan simulasi (m^3 / dt),

ΔV = beda volume aliran antara pengamatan dan simulasi (m^3),

Δt_c = beda waktu mencapai puncak antara pengamatan dan simulasi (Jam),

Q_{pp} = debit puncak pengamatan (m^3 / dt),

Q_{ps} = debit puncak simulasi (m^3 / dt),

V_p = volume aliran pengamatan (m^3),

V_s = volume aliran simulasi (m^3),

t_{cp} = waktu puncak pengamatan (jam),

t_{cs} = waktu puncak simulasi (jam).

6.4.1 Input Data :

Data hubungan antara elevasi – volume dan area

Data besarnya outflow (pelimpah dan outlet)

6.4.2 Output :

Besarnya inflow

7 RENCANA POLA OPERASI WADUK

7.1 Tujuan

Tujuan dilakukan studi operasi waduk adalah untuk menentukan penggunaan air waduk yang optimum terutama untuk berbagai keperluan. Kata optimum digunakan untuk membuat keseimbangan berbagai keperluan yang biasanya air yang diperoleh akan lebih sedikit dibandingkan jika waduk hanya digunakan untuk satu fungsi saja. Misalnya, air yang diperoleh untuk keperluan hidropower tidak maksimum, jika waduk harus memenuhi keperluan irigasi, domestik dan keperluan lainnya. Sebaliknya, jika waduk hanya untuk hidropower, air yang diperoleh untuk hidropower akan maksimum.

7.2 Pola Operasi Waduk

Pola operasi waduk harus disusun untuk pegangan operasi waduk di lapangan. Pola ini dihasilkan dari air keluaran yang optimum dan harus di perbaharui terus menerus sesuai dengan kondisi yang ada. Kaji ulang pola operasi waduk dilakukan, karena pengaruh perubahan data hidrologi dan meteorologi serta perubahan peruntukan waduk.

Dampak dari perubahan iklim dan rusaknya DAS di hulunya akan mengakibatkan perubahan air masukan ke waduk. Demikian juga dengan pergeseran musim dan kekeringan yang semakin panjang sangat mempengaruhi pola tanam padi yang membutuhkan perubahan pola operasi waduk untuk antisipasinya.

Pola operasi waduk ini juga dibutuhkan untuk menjamin air keluar dari waduk pada saat banjir tidak menyebabkan atau memperparah banjir dihilirnya. Sebaliknya, pada musim kemarau dapat mengurangi dampak kekeringan dengan pengaturan penyimpanan air pada akhir musim penghujan.

7.3 Tipe Operasi waduk

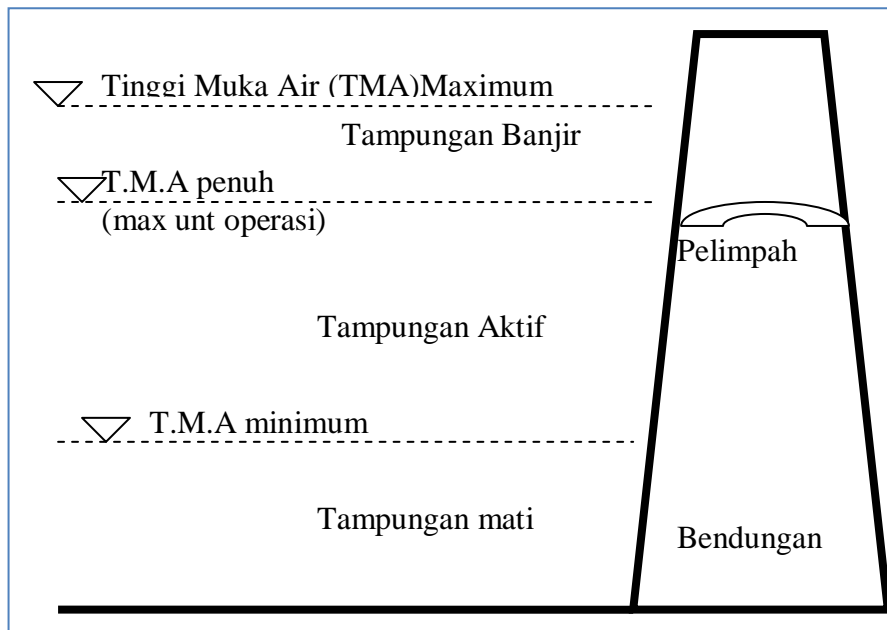
Operasi waduk dapat dibagi ke dalam beberapa tipe, operasi waduk dapat dibagi menjadi tiga tipe seperti berikut:

- Type untuk jangka panjang dengan durasi musiman atau tahunan;type ini menggunakan inflow (aliran masuk) dan outflow (aliran keluar) musiman (musim kemarau dan penghujan) atau tahunan. Hal ini digunakan untuk melihat gambaran umum operasi waduk jangka panjang yang biasanya dibutuhkan pada awal persiapan proyek.
- Type jangka pendek dengan durasi harian, mingguan, sepuluh harian, tengah bulanan ataupun bulanan; type ini digunakan untuk memenuhi fluktuasi kebutuhan air domestik, irigasi, industri dsb. Langkah waktu untuk memenuhi kebutuhan irigasi biasanya mingguan, sepuluh harian atau tengah bulanan sesuai dengan pola tanam yang ada. Type ini yang banyak dilakukan di Indonesia.

- Type untuk operasi waduk pada kondisi ekstrim seperti banjir; type ini biasanya mempunyai durasi sangat pendek jam-jaman yang sangat erat dengan desain pelimpah. Karena lebar spillway menentukan biaya, studi ini dibutuhkan pada saat persiapan proyek. Disamping itu, pelimpah sangat erat hubungannya dengan keamanan bendungan yang didasarkan pada periode ulang banjir rencana yang digunakan.

7.4 Prinsip Dasar Operasi Waduk

Operasi waduk ini dilakukan langkah demi langkah, langkah waktu sebelumnya menjadi dasar langkah waktu selanjutnya yang didasarkan pada neraca air (*water balance*). Hal ini berarti, setiap langkah waktu tidak dapat berdiri sendiri, dan setiap simulasi dimulai pada kondisi tinggi muka air atau besar tampungan tertentu. Tampungan yang dioperasikan secara sketsa dapat dilihat pada Gambar berikut ini.



Gambar 7.1 Tampungan di Waduk

7.4.1 Persamaan Dasar

Persamaan dasar pada operasi waduk adalah Aliran Masuk dikurangi Aliran Keluar adalah Perbedaan Tampungan yang persamaannya seperti berikut dan ilustrasinya dapat dilihat pada Gambar 7.2.

$$Inflow(I) - Outflow(O) = \Delta Storage \dots\dots\dots (1)$$

$$S_{t+1} = S_t + I_t - (O_t + E_t + R_t) \dots\dots\dots (2)$$

Kondisi tampungan lebih besar dari tampungan maksimum:

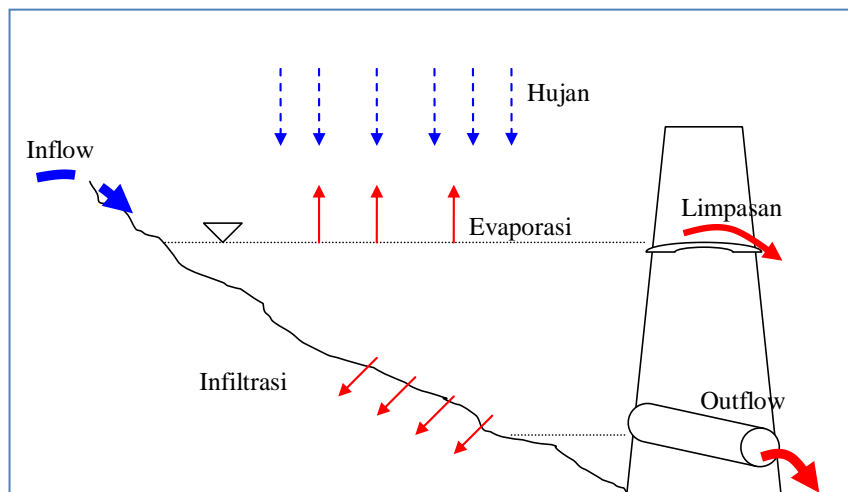
- $S_{t+1} > S_{\max}$, maka akan terdapat limpasan sebesar $(S_{t+1} - S_{\max})$
- $S_{t+1} = S_{\max}$
- $O_t = O_t + \text{Limpasan}$

Kondisi tampungan lebih kecil dari tampungan minimum:

- $S_{t+1} < S_{\min}$, maka akan terdapat kekurangan sebesar $(S_{\min} - S_{t+1})$
- $S_{t+1} = S_{\min}$
- $O_t = O_t - \text{Kekurangan}$

Dengan :

- S : tampungan
- I : debit inflow
- O : debit outflow
- E : evaporasi
- R : resapan
- t : langkah waktu



Gambar 7.2 Neraca Air di Waduk

7.4.2 Asumsi/Batasan

Tampungan maksimum adalah besarnya kapasitas pada elevasi pelimpah, dan tampungan minimum adalah kapasitas pada elevasi tampungan mati. Simulasi dilakukan dibawah kapasitas maksimum dan diatas kapasitas minimum. Jika tampungan lebih dari kapasitas maksimum air akan melimpas waduk dan jika lebih rendah di bawah kapasitas minimum, outflow target tidak akan terpenuhi, karena air tidak akan mengalir.

7.4.3 Langkah Waktu

Langkah waktu yang digunakan tergantung dari keperluan simulasi. Langkah waktu periode pendek, yaitu 1 jam an maupun harian biasanya digunakan untuk simulasi banjir. Untuk simulasi yang lain digunakan langkah waktu mingguan, sepuluh harian, tengah bulanan dan bulanan. Langkah waktu musiman dan tahunan biasanya digunakan untuk melihat gambaran secara umum kemampuan waduk.

7.4.4 Kebutuhan Data

Data yang dibutuhkan dalam simulasi waduk adalah seperti berikut:

- Data debit inflow (m^3/s) sesuai dengan langkah waktunya.
- Data hujan di daerah hulu. Jika tidak ada data debit, maka digunakan data hujan untuk mendapatkan besaran debit inflow menggunakan pendekatan hubungan hujan-limpasan. Untuk itu diperlukan data lainnya seperti karakteristik Sub DAS, evapotranspirasi, jenis tanah, tata guna lahan dsb.
- Data hujan diatas waduk
- Data evaporasi waduk
- Data Infiltrasi
- Data teknis bendungan: Elevasi pelimpah, Tinggi muka air minimum dan maksimum, lebar pelimpah, volume minimum dan maksimum.
- Kebutuhan air dan jenisnya yang harus dipenuhi
- Hubungan Elevasi-Tampungan-luas permukaan waduk.

7.5 Simulasi Waduk

7.5.1 Komponen penting

Ketika melakukan simulasi Neraca Air suatu waduk, komponen yang paling penting adalah inflow dan kebutuhan air, seperti yang digunakan dalam latihan sebelumnya. Jika kapasitas penyimpanan waduk adalah tetap, waduk bisa kering atau menjadi penuh dan mulai limpas. Dengan mempertimbangkan aspek-aspek seperti tersebut diatas, Neraca Air di waduk dapat ditulis sebagai berikut:

$$S_t = S_{t-1} + (I - R - Ot - L + K) * \Delta t \quad \dots\dots\dots (4)$$

Dengan:

- S_{t-1} : Tampungan waduk pada langkah awal (m^3)
- S_t : Tampungan waduk pada akhir dari langkah waktu (m^3)
- I : Inflow atau aliran masuk selama periode yang disimulasikan (m^3/s)
- R : Resapan (m^3/s)

- Ot : Rencana pengeluaran (m³/s)
- L : Limpasan dari pelimpah (m³/s)
- K : Kekurangan air (m³/s)
- Δt : Durasi Langkah Waktu

Persamaan 4 dilakukan dengan terlebih dahulu menggunakan outflow sama dengan target. Nilai St diperoleh setelah membandingkan dengan maksimum dan minimum penyimpanan dalam waduk. Panjang interval waktu dapat bervariasi dari 1 jam sampai 1 bulan, tergantung pada ukuran waduk dan tujuan simulasi. Untuk mempelajari masalah pengendalian banjir langkah waktu kecil (1 jam atau 1 hari) diperlukan, namun untuk simulasi langkah-langkah operasi waduk dari satu minggu atau satu bulan mungkin lebih tepat. Secara umum, semakin besar waduk, semakin besar langkah waktu yang akan digunakan.

7.5.2 Simulasi Waduk dengan memperhitungkan evaporasi

Sejauh ini efek dari penguapan dan curah hujan di waduk belum dipertimbangkan. Komponen-komponen ini umumnya diabaikan dalam kasus penelusuran banjir, menggunakan langkah-langkah waktu kecil. Namun, ketika simulasi periode waktu yang panjang ini mungkin kontribusi variabel tersebut cukup signifikan, terutama jika luas permukaan waduk cukup besar dalam hubungannya dengan penyimpanan.

Jika seri aliran digunakan untuk simulasi diperoleh di lokasi bendungan, sebelum bendungan itu dibangun. besaran aliran masuk sudah mencakup curah hujan diatas waduk. Berkenaan dengan kehilangan air akibat penguapan, kondisinya evapotranspirasi akan berubah akibat dari adanya perubahan pemanfaatan lahan dari areal tumbuhan dengan evapotranspirasi aktual E_a dengan kondisi air terbuka dengan laju penguapan E_o harus dipertimbangkan. Oleh karena itu persamaan neraca air dapat ditulis sebagai berikut:

$$S_t = S_{t-1} + [I - R - O_a - (E_o - E_a)A] * \Delta t \dots\dots\dots(5)$$

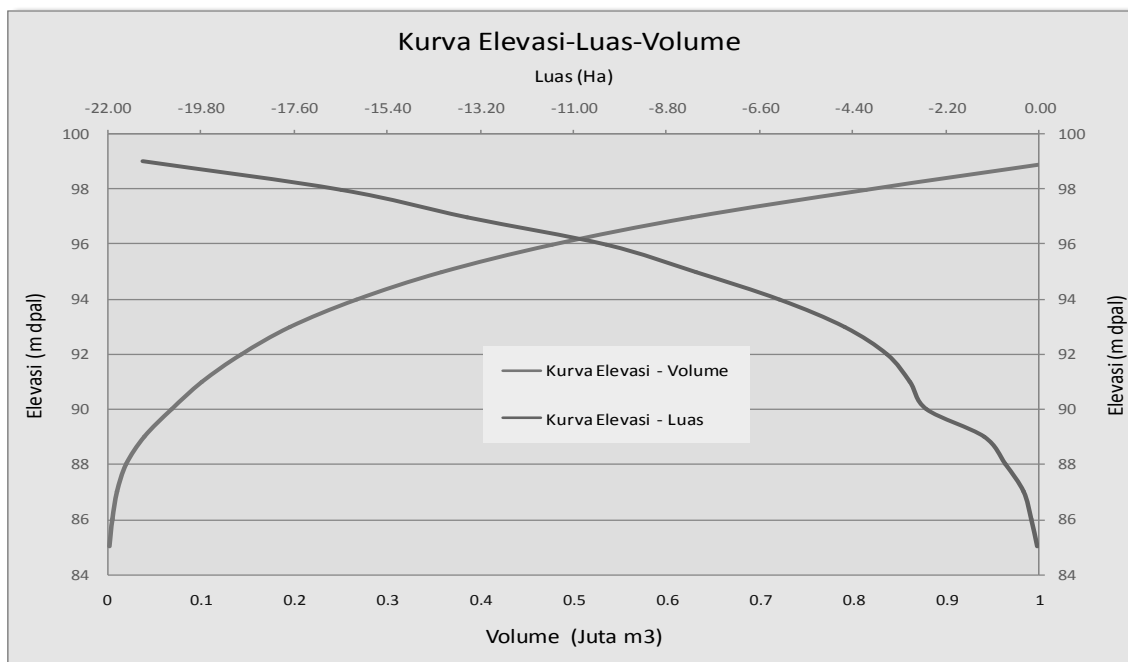
Dengan:

- O_a : Outflow aktual
- E_o : Evaporasi (m³/s)
- E_a : Evapotranspirasi aktual (m³/s)
- A : luas permukaan waduk (m²)

7.5.3 Simulasi Waduk dengan Pelimpah Bebas

Secara garis besar, simulasi di waduk yang sudah ada waduknya dapat dilihat pada persamaan (1) dan (2) diatas. Semua unit satuan dalam m^3 , jadi semua variabel yang menggunakan unit satuan $m^3/waktu$ harus dikalikan dengan langkah waktu, untuk yang unit satuannya mm/waktu harus dikalikan luasan dan langkah waktu.

Luas permukaan waduk berubah dengan jumlah air yang disimpan. Solusi persamaan neraca air di waduk memerlukan hubungan antara A dan S. Nilai rata-rata A untuk langkah waktu Δt , maka dapat ditemukan sebagai rata-rata A untuk penyimpanan $St-1$ dan St . Sejak St tidak diketahui, persamaan neraca air harus diselesaikan dengan iterasi. Sebagai contoh lengkung hubungan Elevasi-Tampungan-Luas Permukaan waduk dapat dilihat pada Gambar 7.5.



Gambar 7.3 Contoh Hubungan Elevasi-Volume-Luas Permukaan Waduk di Situ Gintung

Simulasi waduk untuk analisis menghasilkan penelusuran aliran masuk mengikuti Standard Pola Operasi Waduk, dapat diringkas sebagai berikut:

- 1) Kebutuhan rencana tidak terpenuhi jika penyimpanan air pada akhir jangka waktu kurang dari tampungan mati;
- 2) Jika pada akhir langkah waktu waduk penuh, Outflow aktual sama dengan nilai outflow rencana ditambah jumlah yang limpas.

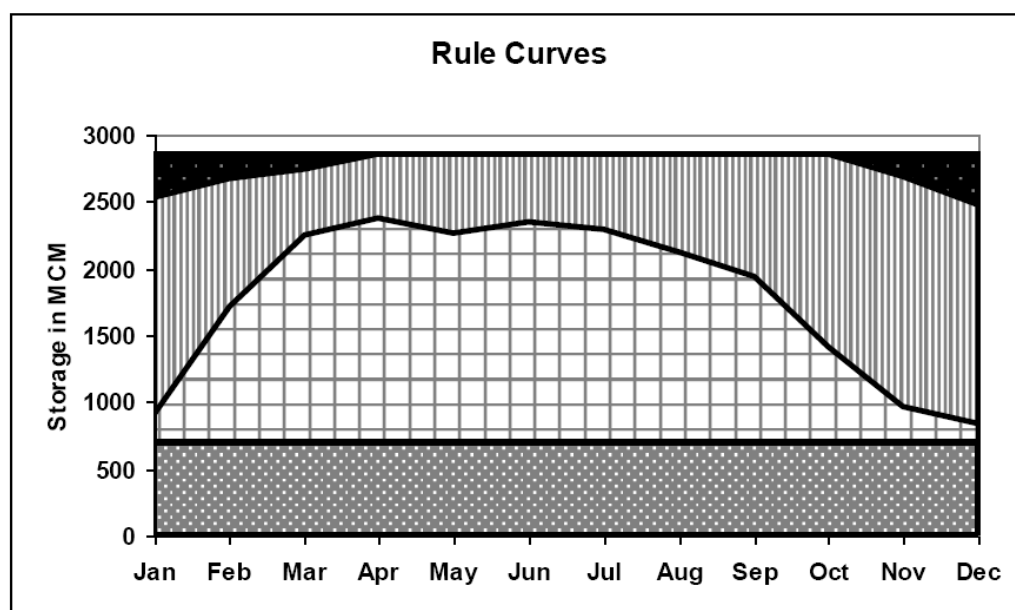
Dalam analisis waduk, time series inflow, curah hujan dan penguapan diketahui nilai-nilainya. Hal ini memungkinkan adanya parameter yang tidak diketahui, seperti variasi penyimpanan dari waktu ke waktu dan outflow aktual dari waduk. Dari hasil analisis outflow target dapat diperkirakan sebagai fungsi dari waktu.

Setelah pembangunan waduk, Standard Pola Operasi waduk tidak mungkin sepenuhnya berlaku, karena waduk dapat melayani lebih dari satu tujuan, seperti konservasi air, pembangkit listrik, retensi banjir dan rekreasi. Untuk waduk serbaguna, operator harus mengontrol pengeluaran, mempertimbangkan semua fungsi dan mengkaji bahwa aliran masuk di masa depan mengandung ketidakpastian (uncertainty). Untuk mengatasi variabilitas inflow, pola operasi waduk (rule curve) ditetapkan yang bervariasi sepanjang tahun. Kurva aturan yang digunakan oleh operator sebagai pedoman untuk operasional setiap harinya.

7.5.4 Pola Operasi Waduk untuk dua fungsi

Operasi waduk dengan dua fungsi menggunakan contoh Rule Curve waduk Jatiluhur yang melayani dua tujuan: yaitu konservasi air (untuk irigasi) dan retensi banjir (aturan kurva diberikan pada Gambar 6). Aturan operasi berikut biasanya berlaku untuk situasi ini:

- 1 Pola Lengkung Banjir (*Flood Rule Curve, FRC*) merupakan tingkat penyimpanan maksimum yang diperlukan untuk menyimpan banjir besar. Hal ini biasanya dianggap sebagai batas yang tidak dapat ditawar atau dilanggar. Operator mungkin tidak selalu berhasil dalam mematuhi peraturan ini, khususnya pada operasi sehari-hari. Keberhasilan ini tergantung pada pelepasan air oleh operator. Jika waduk umpamanya menggunakan pintu bawah dengan kapasitas maksimum Q_b , aturan operasi adalah sebagai berikut di bawah.



Gambar 7.6 Contoh Pola Operasi waduk

- Jika $S > FRC$ dan $S - FRC < Q_b$ kemudian $T = D + (S - FRC)$ dan $S = FRC$

- Jika $S > FRC$ dan $S - FRC > Q_b$ kemudian $T = D + Q_b$ dan $S = S - Q_b$ (dalam hal ini penyimpanan S melebihi FRC , di mana D adalah outflow target dan Q adalah outflow aktual)
- 2. Lengkung Operasi Waduk untuk Konservasi (*The Conservation Rule Curve, CRC*) adalah batas yang fleksibel dalam arti dapat ditawarkan atau dilanggar. Dalam contoh ini CRC mengacu pada konservasi air untuk irigasi. Jika penyimpanan melewati CRC , outflow dari waduk berkurang persentase rasio r sebagai berikut:
Jika $S < CRC$, maka $Q = r * D$ dan S dihitung kembali dengan $Q = r * D$
Dengan cara ini, pengaruh kekurangan pada pengguna air diminimalkan. Penerapan penjatahan air juga disebut sebagai nilai perlindungan konsumen. Alih-alih mengurangi outflow dengan persentase tertentu, aturan pola operasi waduk secara khusus (*hedging rule curves*) berlaku dalam kasus kekurangan air.
- 3. Lengkung Tampung Mati (*The Dead Storage Curve, DSC*) adalah batas yang tidak bisa dilanggar, karena air yang tersimpan tidak bisa dioperasikan di bawah batas tampung mati. Jika S turun di bawah DSC , outflow berkurang sebagai berikut:
Jika $S < DSC$, maka $Q = S + D - DSC$ dan $S = DCS$ (Q perlu dikoreksi jika tampaknya negatif karena penguapan).

8 LAJU SEDIMENTASI

8.1 Pendahuluan

Kajian hidrologi suatu wilayah sungai (WS) atau daerah aliran sungai (DAS) yang terkait dengan masalah pengelolaan dan pengembangan sumberdaya air, konservasi tanah dan air, perencanaan bangunan air umumnya tidak lepas dari tersedianya data sedimen yang terangkut oleh aliran sungai.

Sebagai misal menentukan berapa besar laju pendangkalan : sungai, saluran irigasi, waduk, danau, situ, ataupun penentuan laju erosi lahan, semuanya itu ditentukan oleh tersedianya data sedimen runtut waktu dari suatu lokasi pos duga air. Perencanaan tanggul banjir, perencanaan lebar dan kemiringan saluran irigasi tidak lepas dari penentuan debit sedimen di lokasi yang direncanakan itu.

Hasil sedimen (***sediment yield***) suatu DAS merupakan bagian dari material hasil erosi yang terangkut melalui jaringan pengaliran ke arah hilir atau di titik pengukuran. Hasil sedimen yang dinyatakan dalam satuan volume atau tebal sedimen per satuan luas DAS disebut dengan laju hasil sedimen (***sediment yield rate***).

Banyak faktor yang berpengaruh terhadap hasil sedimen, antara lain :

- (1) jumlah dan intensitas curah hujan,
- (2) vegetasi penutup,
- (3) penggunaan lahan,
- (4) topografi,
- (5) tipe tanah dan formasi geologi,
- (6) jaringan pengaliran seperti kemiringan, panjang, bentuk dan ukuran;
- (7) karakteristik sedimen seperti: ukuran dan mineralogi,
- (8) karakteristik hidraulik alur dan
- (9) aliran permukaan.

8.2 Mekanisme Angkutan Sedimen

Muatan sedimen atau debit **sedimen (*sediment load or sediment discharge*)** adalah seluruh sedimen total yang terangkut oleh aliran sungai di suatu lokasi pengukuran, umumnya dinyatakan dengan satuan berat per satuan waktu (*ton/hari, kg/det*) atau satuan volume ($m^3/hari$). Berdasarkan cara pengangkutannya muatan sedimen di klasifikasikan menjadi 2 bagian, yaitu:

- Muatan sedimen dasar (*bed load*)
- Muatan sedimen suspensi (*suspended load*).
- Muatan sedimen dasar adalah bagian dari muatan sedimen yang bergerak di sepanjang dasar sungai dengan cara menggelinding, meloncat-loncat ataupun bergeser. Muatan sedimen suspensi adalah bagian dari muatan sedimen yang

bergerak tersuspensi atau melayang di dalam aliran dan hanya sedikit sekali berinteraksi dengan dasar sungai karena selalu terdorong ke atas oleh turbulensi aliran. Umumnya partikel muatan sedimen dasar lebih kasar jika dibanding muatan sedimen suspensi. Beberapa bagian dari partikel sedimen dapat terjadi bergerak sebagai muatan sedimen suspensi di suatu titik, tetapi di lain tempat dapat bergerak sebagai muatan sedimen dasar, atau dapat terjadi sebaliknya.

Berdasarkan ukuran partikel sedimen, maka muatan sedimen dapat dibedakan menjadi 2 bagian :

- Muatan material dasar (*bed-material load*)
- Muatan material halus (*fine-material load*)
- Muatan material dasar adalah bagian dari muatan sedimen yang berada di dasar sungai umumnya ukuran partikelnya lebih kasar, bersumber dari dasar sungai dan cenderung mengendap pada kondisi aliran tertentu.

Sedangkan muatan material halus, yang umumnya dinyatakan sebagai muatan bilas (*wash load*), adalah bagian dari muatan sedimen yang ukurannya halus, tidak berasal dari dasar sungai, dan cenderung mengendap. Sumber utama dari muatan bilas adalah hasil pelapukan dari lapisan atas batuan atau tanah dari DAS yang bersangkutan. Muatan bilas akan dapat ditemui dengan jumlah yang besar pada saat awal musim hujan.

Bagian dari material dasar di samping bergerak sebagai muatan sedimen dasar ada juga yang bergerak sebagai muatan sedimen suspensi. Bagian itu disebut sebagai muatan material dasar tersuspensi (*suspended bed-material load*).

Dari uraian itu maka dapat dikatakan bahwa muatan sedimen suspensi terdiri dari gabungan muatan bilas dan muatan material dasar tersuspensi. Secara umum dapat dikatakan bahwa permasalahan angkutan sedimen adalah sangat rumit, karena sifat fisik dari partikel dan jumlah angkutan sedimen sangat berbeda-beda dari satu alur sungai ke alur sungai lain baik tempat ataupun waktu. Turbulensi aliran merupakan variabel yang tidak dapat diukur. Walaupun demikian terdapat hubungan antara debit aliran dan debit sedimen, meskipun hubungan itu mempunyai koefisien korelasi yang rendah. Saat mengendap kecepatan aliran lebih rendah dibanding saat sedimen terangkut.

Suatu alur sungai sering dijumpai pulau-pulau kecil atau dataran banjir yang terdiri dari material lepas dan tebing sungai melalui daerah vulkanik atau tebing sungai yang mengalami pelapukan dan mudah longsor, keadaan itu dapat menambah angkutan sedimen.

Muatan sedimen dasar umumnya sulit diukur di lapangan dan oleh karena itu umumnya ditaksir sebagai prosentase terhadap muatan sedimen suspensi atau dihitung dengan rumus - rumus empiris. Umumnya rumus - rumus itu dikembangkan dari hasil penelitian

di luar negeri. Oleh karena itu penerapan rumus perhitungan muatan sedimen dasar masih perlu dikalibrasi sesuai dengan kondisi di Indonesia.

8.3 Konsentrasi Sedimen Suspensi

Konsentrasi sedimen suspensi adalah perbandingan antara berat kering dari kandungan sedimen itu terhadap **berat** campuran air dan sedimen tersebut.

Dinyatakan dengan satuan 1 bagian per sejuta atau ditulis 1 gram/1 juta gram (parts per million, *ppm*) dan dapat dirumuskan sebagai :

$$ppm = \frac{Bs}{Bas} \times 10^6 \quad (8.1)$$

Keterangan :

Bs = berat sedimen kering

Bsa = berat campuran air dan sedimen

Konsentrasi sedimen suspensi dapat juga dinyatakan sebagai berat kering dari kandungan sedimen terhadap **volume total** campuran air dan sedimen dari suatu sampel sedimen suspensi, dan dinyatakan dalam satuan berat per volume, (*mg/l, g/m³, kg/m³*).

Untuk mengubah satuan konsentrasi sedimen dalam ppm menjadi mg/l adalah mengalikan nilai ppm dengan bilangan 1,00 untuk konsentrasi kurang dari 15.900 ppm dan dikalikan dengan bilangan 1,02 - 1,50 untuk konsentrasi berkisar antara 16.000 - 542.000 ppm.

Konsentrasi sedimen suspensi bervariasi terhadap kedalaman aliran. Pada umumnya konsentrasi semakin besar mendekati dasar sungai dan semakin rendah mendekati permukaan aliran. Butiran halus seperti liat (*clay*) dan debu (*silt*) cenderung mempunyai sebaran konsentrasi yang seragam terhadap kedalaman, jika dibanding partikel yang lebih kasar.

Pada bagian panjang alur sungai yang relatif pendek, muatan sedimen suspensi dapat dianggap tetap konsentrasinya. Tetapi pada alur sungai yang relatif lebih panjang konsentrasi sedimen suspensi akan sangat bervariasi dari suatu lokasi di hulu ke lokasi di hilir. Partikel sedimen dengan ukuran tertentu yang terendap di suatu lokasi, di bagian lokasi lain dapat terangkut dari dasar sungai dengan jumlah yang berbeda. Kecepatan aliran pada saat mengangkut akan lebih besar dibanding kecepatan aliran pada saat mengendapkan sedimen. Dengan demikian ada hubungan antara debit aliran dan konsentrasi sedimen suspensi.

8.4 Pengukuran Debit Sedimen Suspensi

Pengukuran debit sedimen suspensi adalah dengan cara mengukur debit dan pengambilan sampel sedimen suspensi. Sampel sedimen suspensi yang diukur dari suatu lokasi pos duga air bersamaan dengan saat pengukuran debit di suatu SWS atau DAS antara lain berguna untuk menentukan :

- 1) konsentrasi sedimen suspensi saat pengukuran pada debit tertentu,
- 2) debit atau volume sedimen suspensi per satuan waktu yang terangkut saat pengukuran.

Lokasi pengukuran harus memenuhi syarat sebagai lokasi pengukuran konsentrasi sedimen suspensi, antara lain :

- 1) aliran tidak melimpah, bagian alur sungai yang lurus lebih dari 3 x lebar aliran saat banjir dan mudah dicapai;
- 2) bebas dari arus balik, terjunan;
- 3) konsentrasi merata pada lebar penampang;
- 4) aliran tampak turbulen sehingga sedimen tercampur meskipun turbulensinya tidak tinggi, bila turbulensinya tinggi maka tidak tepat sebagai lokasi pengukuran debit;
- 5) terdapat kereta gantung atau sarana pengukuran lainnya pada saat banjir;
- 6) bentuk penampang sungai teratur, tidak berbatu-batu, tidak mempunyai dataran banjir, tidak terdapat penyempitan alur atau pelebaran alur yang berarti.

Peralatan yang digunakan adalah alat ukur tinggi muka air jenis otomatis (*AWLR*), dilengkapi papan duga air. Alat ukur debit menggunakan alat ukur arus (*current metter*). Alat ukur lebar dan kedalaman aliran.

Alat pengambil sampel sedimen jenis USDH 48 untuk digunakan pada saat pengukuran debit dengan merawas dan USD 59 untuk pengukuran debit menggunakan perahu. Alat komunikasi, alat hitung dan botol sampel isi 500 ml lengkap dengan etiketnya. selain itu dilengkapi kartu pengukuran debit, blanko pembacaan muka air, alat penerangan untuk melaksanakan pengukuran pada malam hari dan baju pelampung.

Pengukuran konsentrasi sedimen dapat dilaksanakan dengan salah satu dari dua metode, yaitu :

- integrasi titik (*point integration*), dan atau
- integrasi kedalaman (*depth integration*).

Jika maksud pengambilan sampel untuk mendapatkan data distribusi konsentrasi sedimen suspensi terhadap kedalaman maka digunakan metode integrasi titik. Metode integrasi kedalaman diperlukan bila diinginkan analisa hidrologi yang terkait dengan sedimen suspensi dari suatu SWS atau DAS. Di Indonesia umumnya menggunakan metode integrasi kedalaman. Penampang melintang sungai di lokasi pengukuran dibagi - bagi

menjadi beberapa jalur vertikal. Jalur vertikal adalah jalur ke arah vertikal dari dasar sungai ke permukaan air dari suatu penampang basah.

8.4.1 Metode Integrasi Titik

Jarak setiap vertikal ditentukan sedemikian rupa sehingga besarnya kecepatan aliran dan konsentrasi sedimen suspensi dari setiap vertikal diperkirakan perbedaannya relatif kecil terhadap vertikal di sebelah kanan atau kirinya. Minimal diperlukan 3 buah vertikal. Setiap vertikal dapat dilakukan minimal 5 titik pengambilan sampel (*multipoint method*) atau dengan cara sederhana (*simplified method*).

Cara sederhana ditentukan sesuai dengan metode pengukuran kecepatan pada proses pengukuran debit, yaitu cara satu titik pada 60 % kedalaman, dua titik pada 20 % dan 80 % kedalaman atau tiga titik pada 20 %, 60% dan 80 % kedalaman, tergantung kedalaman aliran setiap jalur vertikal. Konsentrasi rata - rata di setiap jalur vertikal dari sebanyak n buah titik pengambilan sampel dapat dihitung dengan rumus :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i x V_i}{\sum_{i=1}^n V_i} \quad (8.2)$$

Keterangan :

- C = konsentrasi rata rata di suatu vertikal
- C_i = konsentrasi pada titik pengukuran
- V_i = kecepatan aliran pada titik pengukuran

Jika sampel diperlukan untuk menghitung debit sedimen suspensi maka kecepatan aliran di setiap titik pengambilan sampel harus diukur.

8.4.2 Metode Integrasi Kedalaman

Pada metode integrasi kedalaman sampel sedimen suspensi diukur dengan cara menggerakkan alat pengambil sampel sedimen turun dan naik pada kecepatan gerak yang sama untuk setiap vertikal sehingga diperoleh volume sampel sesuai yang telah ditentukan. Umumnya ditentukan volume sampel sebesar 473 ml sampai 3000 ml, tergantung dari jenis alat yang digunakan. Terdapat dua metode integrasi kedalaman, yaitu :

- EDI (*equal-discharge-increment*) dan
- EWI (*equal-width-increment*) disebut juga ETR (*equal transit rate*)

(a) EDI

Pada cara EDI, penampang melintang dibagi-bagi menjadi beberapa bagian sub penampang, dari bagian ditentukan debitnya adalah sama besarnya. Oleh karena itu penerapan cara ini debit harus diukur terlebih dulu sebelum sampel sedimen diambil.

Tabel 8.1 Contoh lembar perhitungan pengukuran debit dan sediment

No	Rai (bi)	Lebar (li)	Dalam (di)	Titik	N	Wak- tu	Kecepatan (Vi)		Luas (ai)	Debit (qi)	Kumul atif (qi)
							Titik	Rata2			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0,00	0,00	0,00								
1	0,50	0,50	0,16	0,6	100	50	0,283	0,283	0,080	0,023	0,023
2	1,00	0,50	0,26	0,6	162	50	0,448	0,448	0,130	0,058	0,081
3	1,50	0,50	0,24	0,6	148	50	0,411	0,411	0,120	0,049	0,130
											*)
4	2,00	0,50	0,21	0,6	147	50	0,408	0,408	0,105	0,043	0,173
5	2,50	0,50	0,41	0,2	182	50	0,500	0,422	0,205	0,087	0,260
				0,8	123	50	0,344				
6	3,00	0,50	0,34	0,6	208	50	0,560	0,560	0,170	0,097	0,357
											*)
7	3,50	0,50	0,36	0,6	227	50	0,618	0,618	0,180	0,111	0,468
8	4,00	0,50	0,42	0,2	221	50	0,602	0,507	0,210	0,106	0,574
				0,8	148	50	0,411				
9	4,50	0,50	0,40	0,2	239	50	0,649	0,583	0,200	0,117	0,691
				0,8	188	50	0,516				

											*)
10	5,00	0,50	0,40	0,2	261	50	0,707	0,572	0,200	0,114	0,805
				0,8	158	50	0,437				
11	5,50	0,50	0,40	0,2	258	50	0,699	0,611	0,200	0,122	0,927
				0,8	191	50	0,523				
12	6,00	0,00	0,00								
									Debit total Q =		0,927
					Tanda *) = titik pengambilan sampel sedimen						

Keterangan :

Kolom 1, 2, 4, 5, 6 dan 7 diukur di lapangan

Debit dihitung dengan metode interval tengah

Debit total = 0,927 m³/det, bila sampel sedimen diambil pada 1/6, 3/6 dan 5/6 debit, titik pengambilan sampel (tanda *) :

1/6 x 0,927 m³/det = 0,154 m³/det, di antara rai ke 3 dan ke 4.

3/6 x 0,927 m³/det = 0,463 m³/det, tepat pada rai ke 7.

5/6 x 0,927 m³/det = 0,772 m³/det, di antara rai ke 9 dan ke 10.

Sampel sedimen diambil tepat di bagian tengah dari setiap bagian penampang. Misal, bila setiap bagian penampang menampung 25 % dari debit total saat pengukuran, maka sampel sedimen harus diambil pada jalur vertikal yang mempunyai debit kumulatif mulai dari 12,5 ; 37,5 ; 62,5; sampai 87,5 % dari debit total. Umumnya penampang pengukuran dibagi menjadi 3 sampai 10 bagian.

Contoh menentukan titik pengambilan sampel sedimen suspensi cara EDI seperti tercantum pada tabel 1

Konsentrasi sedimen suspensi rata-rata dari jumlah bagian penampang sebanyak i=1,2,3 ... n buah pada saat pengukuran debit dilaksanakan dapat dihitung dengan rumus :

bila debit setiap bagian penampang (qi) tidak sama besarnya :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n Cxq_i}{\sum_{i=1}^n q_i} \quad (8.3)$$

bila debit setiap bagian penampang sama besarnya :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i}{n} \quad (8.4)$$

(b) EWI atau ETR (jarang digunakan)

Pada cara EWI atau ETR, penampang melintang pengukuran dibagi menjadi minimal 3 jalur vertikal dengan jarak antara setiap vertikal adalah sama. Konsentrasi rata - rata dari $i=1,2,3\dots n$ buah vertikal dihitung dengan rumus :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n W_i}{\sum_{i=1}^n U_i} \quad (8.5)$$

Keterangan :

W_i = berat sampel pada vertikal ke i

U_i = volume sampel pada vertikal ke i

Keuntungan cara EWI adalah tidak selalu diperlukan pengukuran debit, tetapi yang menjadi kendala adalah sulitnya menentukan waktu gerak alat pengambil sampel turun dan naik dari semua vertikal harus sama, agar volume sampel sama besarnya, memenuhi ketentuan teknis dari setiap jenis alat yang digunakan. Cara ini sangat **jarang** digunakan di Indonesia.

8.5 Botol Sampel dan Analisa Laboratorium

Setelah sampel sedimen diambil dengan volume sesuai ketentuan kemudian disimpan di dalam botol khusus yang tidak mudah : pecah, bocor dan rusak. Botol setelah diisi harus tertutup rapat dan diberi label yang tertulis :

- Nomor sampel
- Nama sungai dan lokasi
- Tanggal, waktu dan nama pengukur
- Tinggi muka air dan debit saat pengukuran

Kemudian dianalisa dilaboratorium untuk menentukan :

Konsentrasi sedimen suspensi, ukuran butir dan

Berat jenis kering (*dry density, unit weight, specific weight*)

8.6 Debit Sedimen Suspensi Pengukuran

Pada suatu lokasi pos duga air dari suatu SWS atau DAS, bila suatu saat terukur debit sebesar Q dengan konsentrasi sedimen suspensi rata-rata sebesar C (hasil analisa

laboratorium sampel sedimen suspensi) maka debit sedimen pada saat pengukuran sebesar Q_s dapat dihitung dengan rumus:

$$Q_s = k.C.Q \quad (8.6)$$

Nilai k adalah faktor yang besarnya tergantung dari satuan setiap unsur rumus tersebut. Bila nilai Q_s (*ton/hari*), C (*mg/l*) dan Q (*m³/det*), dengan interval waktu 24 jam, maka **k = 0,0864** sehingga :

$$Q_s = 0,0864 \times C \times Q \quad (8.7)$$

Nilai $k = 1$ bila Q_s (*kg/det*), C (*kg/m³*) dan Q (*m³/det*), maka debit sedimen suspensi saat pengukuran adalah:

$$Q_s = C \times Q \quad (8.8)$$

Contoh :

Dari pengukuran debit sebesar 25 m³/det, dilakukan pengambilan sampel sedimen dengan cara integrasi kedalaman pada 3 jalur vertikal bagian debit : 1/6, 3/6 dan 5/6 debit. Hasil konsentrasinya untuk setiap bagian adalah :

Debit 8,5 m³/det, konsentrasi 1200 mg/l

Debit 8,2 m³/det, konsentrasi 1500 mg/l

Debit 8,3 m³/det, konsentrasi 1100 mg/l

Hitung konsentrasi dan debit sedimen.

Jawab contoh.

Dengan menggunakan rumus 8.5 diperoleh :

$$C = 1/25 [(8,5 \times 1200) + (8,2 \times 1500) + (8,3 \times 1100)] = 1265 \text{ mg/l}$$

Dengan menggunakan rumus (6.2) diperoleh debit sedimen saat pengukuran :

$$Q_s = 0,0864 \times 1265 \text{ mg/l} \times 25 \text{ m}^3/\text{det} = 2732,4 \text{ ton/hari.}$$

Pengukuran debit sedimen harus selalu diikuti pengukuran debit, pengambilan sampel sedimen tanpa pengukuran debit datanya tidak akan bermanfaat untuk analisis hidrologi. Data debit sedimen pengukuran dan debit pengukuran tersebut selanjutnya digunakan sebagai basis pengolahan :

Analisis lengkung sedimen

Perhitungan debit sedimen runtut waktu (tersedia debit runtut waktu)

Dengan tahap itu maka sedimen yield suatu DAS dapat ditentukan setelah menghitung *debit sedimen dasar* dan sedimen suspensi yang terletak di daerah ' *unsample zone*' (lokasi setebal beberapa cm diantara alat pengambil sampel dan dasar sungai. Umumnya sedimen *unsample zone* diperkirakan 2-10 % dari sedimen suspensi).

8.7 Pengukuran sedimen dasar

Pengukuran sedimen dasar dapat dilakukan dengan cara :

- 1) pengukuran debit sedimen dasar per satuan lebar
- 2) pemetaan dasar sungai secara berkala
- 3) perhitungan dengan rumus empiris

8.7.1 Pengukuran debit sedimen dasar per satuan lebar

Sedimen dasar terdiri dari partikel kasar, sampai saat ini metode pengukuran dan peralatannya masih dalam pengembangan. Belum ditemukan satu metode atau alat yang cocok untuk semua kondisi sungai dilapangan. Salah satu contoh adalah jenis (Bed load Transport Meter Arnhem , *BTMA*).

Pengukuran dilakukan dengan cara EWI atau EDI.

8.7.2 Pemetaan dasar sungai secara berkala

Pemetaan dasar sungai dapat dilakukan dengan cara konvensional atau dengan echo sounding. Dengan membandingkan perubahan elevasi setiap pemetaan maka dapat ditentukan debit sedimen dasar persatuan waktu.

8.7.3 Perhitungan berbasis rumus empiris

Telah banyak dikembangkan rumus empiris untuk menghitung sedimen dasar. Meskipun demikian penerapannya di Indonesia masih perlu pengkajian lebih lanjut. Rumus itu di antaranya :

(A) RUMUS MEYER – PETER

Menurut Meyer-Peter sedimen dasar di hitung dengan rumus :

$$Q_b = q_b \times W \quad (8.9)$$

$$\phi = \frac{q_b}{\rho_s} \left[\sqrt{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \times \frac{1}{gD_{50}^3}} \right] \quad (8.10)$$

$$\phi = \frac{4}{\psi} - 0,188 \quad (8.11)$$

$$\psi = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \times \frac{D_{50}}{R \left(\frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} S} \quad (8.12)$$

$$n' = \frac{D_{90}^{\frac{1}{6}}}{26} \quad (8.13)$$

Keterangan :

Q_b = debit sedimen dasar (kg/det)

Q_b = debit sedimen dasar/satuan lebar (kg/det/m)

ρ dan ρ_s = kerapatan (density) air dan partikel (kg/m^3)

g = percepatan gravitasi = $9,81 \text{ m/det}^2$

n' = koefisien kekasaran untuk dasar rata

n = kekasaran aktual dihitung dari rumus Manning

D_{90} dan D_{50} = ukuran butir 90 % dan 50 % lolos saringan (mm)

Contoh:

Dari data pengukuran lapangan diperoleh data :

Tinggi muka air (H) : 1,80 m

Debit (Q) : $152 \text{ m}^3/\text{det}$

Luas penampang (A) : 116 m

Lebar aliran (L) : 103 m

Lebar dasar (W) : 101 m

Kemiringan muka air (S) : 0,0007

Radius hidraulis (R) : 1.07 m

Ukuran butir : $D_{90} = 4.7 \text{ mm}$ dan $D_{50} = 3,20 \text{ mm}$

Hitung sedimen dasar saat itu bila kerapatan (density) air dan sedimen dianggap = *specific gravity* (BD) air dan sedimen. BD air = $1,00 \text{ ton/m}^3$ dan BD sedimen = $2,65 \text{ ton/m}^3$.

Jawab :

Kecepatan rata-rata = $Q/A = V = 1,31 \text{ m/det}$

Koefisien kekasaran Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

$$n = 0.0212$$

$$\text{Maka : } n' = 1/26 \times (4,7)^{1/6} = 0,0157$$

$$\psi = \frac{2650 - 1000}{1000} \times \frac{3.20 \times 10^{-3}}{1,07 \left(\frac{0,0157}{0,0212} \right)^2 \times 7 \times 10^{-4}}$$

$$\Psi = 11.07 \text{ (tanpa satuan)}$$

$$\phi = \left(\frac{4}{11,07} - 0,188 \right)^{\frac{3}{2}} = 0,072 \quad (\text{tanpa satuan})$$

$$0,072 = \frac{q_b}{2650} x \left(\frac{1000}{2650 - 1000} x \frac{1}{9,81 x (3,20 \times 10^{-3})^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$q_b = 0,139 \text{ kg/det/m}$$

$$Q_b = 0,139 \text{ kg/det/m} \times 101 \text{ m} = 14 \text{ kg/det}$$

(B) RUMUS EINSTEIN :

Rumus pendekatan yang digunakan untuk menghitung debit sedimen dasar /unit lebar :

$$\phi = \frac{q_b}{\rho_s} \left[\sqrt{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} x \frac{1}{g D_{35}^3}} \right] \quad (8.14)$$

$$\psi = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} x \frac{D_{35}}{R \left(\frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} S} \quad (8.15)$$

Hubungan ψ dan ϕ ditentukan dari grafik khusus (*lampiran*).

Contoh :

Tentukan debit sedimen dasar contoh sebelumnya jika $D_{35} = 2,9 \text{ mm}$

Jawab :

Dari rumus 8.15 diperoleh :

$$\psi = \frac{2650 - 1000}{1000} x \frac{2,90 x 10^{-3}}{1,07 \left(\frac{0,0157}{0,0212} \right)^{\frac{3}{2}} x 7 x 10^{-4}}$$

$$\psi = 10 \quad (\text{tanpa satuan})$$

Dan dari tabel khusus diperoleh $\phi = 0,09$ (tanpa satuan)

Dengan rumus 8.14 diperoleh :

$$0,09 = \frac{q_b}{2650} x \left(\frac{1000}{2650 - 1000} x \frac{1}{9,81 x (2,9 x 10^{-3})^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$q_b = 0,149 \text{ kg/det/m}$$

Debit sedimen dasar seluruh penampang =

$Q_b = 0,149 \text{ kg/det/m} \times 101 \text{ m} = 15,14 \text{ kg/det}$
 (hasil hampir = perhitungan rumus MEYER-PETER = 14,0 kg/det)

8.8 Pengambilan Material Dasar

Pengambilan sampel material dasar (*bed material*) setelah di analisa di laboratorium penting untuk menentukan distribusi ukuran butir, perhitungan debit sedimen dasar menggunakan rumus empiris seperti Meyer-Peter dan Einstein atau kajian hidrologi lainnya. Pengambilan dapat dilaksanakan secara random pada penampang melintang dan memanjang ruas sungai. Peralatan yang digunakan antara lain : Van Veen Grab (*Bottom grab*); Gravel Sampler; US-BMH tipe :53, 54, 60 dan sebagainya.

8.9 Debit Sedimen Total Runtut Waktu

Debit sedimen total runtut waktu adalah hasil penjumlahan debit sedimen suspensi runtut waktu dan debit sedimen dasar runtut waktu. Debit sedimen dasar dapat diperkirakan berdasarkan acuan pada Tabel 8.1.

Tabel 8.1 Koreksi debit sedimen dasar terhadap sedimen suspensi

Kondisi	Konsentrasi Sedimen suspensi (mg/l)	Material dasar sungai	Analisis ukuran butir sedimen suspensi	Prosentase sedimen dasar
1	<1000	Pasir	20-50% pasir	25-150
2	1000 – 7500	Pasir	20-50% pasir	10-35
3	>7500	Pasir	20-50% pasir	5
4	Sembarang konsentrasi	Lempung kompak Kerikil Kerakal Bongkah	Sedikit sampai 25 % pasir	5-15
5	Sembarang konsentrasi	Lempung (<i>clay</i>) Lanau (<i>silt</i>)	Tidak ada pasir	<2

8.10 Pengukuran Laju Sedimentasi Waduk

Pengukuran sedimen total (suspensi + sedimen dasar) yang terangkut pada suatu sungai yang masuk waduk dapat dilaksanakan dengan cara :

- 1) Melaksanakan sampling (pengukuran sedimen suspensi dan sedimen dasar seperti telah dijelaskan pada sub-bab VII.1 sd VII.9
- 2) Memetakan topografi danau atau waduk

8.11 Memetakan topografi waduk

Cara ini digunakan untuk mengetahui laju sedimentasi total dari semua sungai yang masuk danau atau waduk. Pemetaan dilakukan secara berkala misal sekali setahun. Dengan menghitung beda volume total dari setiap pemetaan terhadap volume total pemetaan sebelumnya maka sedimen total per satuan waktu dapat ditentukan.

8.11.1 Prosedur Pemetaan

Dapat dilakukan dengan metode kontur (*contour method*) dan atau metode jalur (*range method*). Pemilihan metode tergantung dari kuantitas dan distribusi sedimen, ketersediaan peta dasar, tujuan survai dan ketelitian yang diinginkan.

Metode kontur menggunakan prosedur pemetaan topografi, metode jalur dilaksanakan dengan membuat profil melintang, alat duga sonik digunakan untuk pengukuran kedalaman air waduk dan alat pemetaan topografi digunakan untuk bagian daratannya.

Metode kontur digunakan terutama sebelum waduk diisi air. Peta kontur yang dihasilkan akan menggambarkan kondisi sebelum penggenangan. Untuk waduk ukuran kecil dan sedang diperlukan peta skala 1 : 5000 atau 1 : 10000. Untuk waduk ukuran besar diperlukan peta skala 1 : 10.000 atau 1 : 25.000. Peta tersebut digunakan untuk menghitung kapasitas waduk dan sebagai peta dasar untuk melakukan pengukuran dengan metode jalur.

Metode jalur digunakan setelah penggenangan dan harus dilaksanakan secara berkala untuk menentukan tebal endapan sedimen di setiap jalur.

Data yang diperlukan antara lain :

1) Peta Dasar

Peta dasar yang diperoleh dari pemetaan topografi sebelum penggenangan, peta ini sebagai dasar untuk memantau perubahan kapasitas waduk dimasa mendatang oleh karena itu sering disebut dengan peta topografi waduk original (*Topography Reservoir Original*).

2) Lokasi Jalur Pemetaan

Lokasi jalur pemetaan harus dipilih sedemikian rupa sehingga volume yang dihitung dari setiap dua penampang melintang dapat mewakili volume yang sebenarnya. Kerapatan setiap jalur tergantung dari ketelitian yang diinginkan.

3) Penomoran Jalur Pemetaan

Setiap jalur pemetaan harus diberi indentitas dengan memberi nomor jalur. Jalur 1 (satu) harus diletakkan di lokasi belakang dam pada jarak tertentu sehingga dapat menggambarkan kondisi sungai (yang telah tenggelam) dan lembah waduk.

Penomoran selanjutnya secara berurutan ke arah hulu searah dengan arah (bekas) alur sungai utama sebagai jalur utama. Jalur tambahan dibuat untuk setiap bagian lembah dan setiap bagian (bekas) anak sungai. Setiap jalur diberi tanda "R" untuk posisi kanan dan "L" untuk posisi kiri.

4) Patok Tetap (bench mark atau beacon point)

Setiap jalur harus ditandai dengan patok tetap. Dibuat dari bangunan beton bertulang agar dapat digunakan tahan lama, paling tidak sama dengan umur waduk, koordinat dan elevasinya harus tidak berubah dan harus dipasang diatas elevasi muka air tertinggi, pada tempat yang tidak mudah longsor. Identitas nomor dan koordinat dari titik tetap harus jelas. Patok tetap harus dipasang pada sisi sebelah kanan dan kiri waduk. Patok tetap ini sangat penting artinya, karena harus terus dipakai sebagai patokan pada waktu pengukuran pada tahun berikutnya. Pada tubuh genangan yang lurus, jarak patok dapat dibuat agak lebih jauh, sedangkan pada yang berbelok-belok harus lebih rapat. Patok harus ditempatkan pada lokasi yang mudah diukur, mudah dijangkau tidak terhalang oleh bangunan atau pepohonan.

5) Titik Tetap

Setiap alur haru diikatkan secara bersama -sama dengan jaringan triangulasi dan kenampakan dari topografi yang permanen ataupun dengan bangunan-bangunan permanen lainnya. Pengukuran koordinat setiap patok harus diusahakan seteliti mungkin.

6) Personil

Personil yang diperlukan minimal terdiri dari : personil untuk pengukuran pemetaan topografi pantai waduk, operator perahu, pengukuran kedalaman waduk, pengukuran jarak horizontal.

7) Peralatan

Peralatan yang digunakan tergantung dari pada ukuran waduk dan kondisi lapangan pada saat pengukuran. Peralatan yang digunakan antara lain terdiri dari peralatan pengukuran kedalaman waduk, peralatan pemetaan, mobil lapangan, pelampung, radio komunikasi, GPS, dll.

8) Pengukuran Kedalaman

Pengukuran kedalaman dilakukan disetiap jalur untuk membuat profil kedalaman setiap jalur. Pengukuran kedalaman dapat dilakukan dengan cara:

- manual
- alat duga kedalaman otomatis

- Alat duga kedalaman manual digunakan pada bagian waduk yang dangkal. Alat duga kedalaman otomatis yang digunakan adalah alat echo-sounder yang dipasang di atas perahu pada waktu perahu berjalan di setiap jalur dari patok tetap pada tebing yang satu ke tebing yang lain di seberangnya maka echo sounder akan merekam kedalaman waduk secara otomatis pada kertas grafik khusus.

Sebelum dipakai, echo sounder harus dikalibrasi dahulu dengan menggunakan alat "bar-check". Alat tersebut terdiri dari sepotong plat besi, ukurannya kurang lebih 40 x 40 cm, dengan diberi lobang. Alat plat besi tadi digantung dengan tali yang dapat mencatat kedalaman plat besi tersebut, apabila sampai di dasar waduk. Lubang-lubang pada plat besi tersebut gunanya untuk memudahkan plat besi tersebut diturunkan kedalam air dan untuk menjaga agar posisinya tetap horizontal, kalau perlu diberi alat pemberat. Selanjutnya perhitungan kedalaman waduk yang diukur dengan echo-sounder harus dikoreksi dengan kedalam yang diukur dengan bar check.

9) Pengukuran Jarak Horizontal

Pengukuran jarak horizontal dapat dilakukan antara lain dengan metode:

auto log, yaitu dengan memasang propeller di perahu, bila perahu bergerak maka propeller akan berputar dan jarak horizontalnya dapat dihitung dari jumlah putarannya. Cara ini kurang teliti;

- sudut tunggal yaitu dengan menggunakan alat ukur sudut, posisi perahu dan jarak perahu ke patok dapat dihitung. Alat yang digunakan adalah alat penyipat ruang atau sektan;
- sudut ganda, untuk menghitung jarak diukur dari dua sudut.

8.11.2 Hasil Pemetaan

Setelah diperoleh data kedalaman dan jarak tiap-tiap jalur sesuai dengan patok tetap selanjutnya dapat dibuat PETA KONTUR KEDALAMAN WADUK dengan cara interpolasi. Dengan berdasarkan peta kontur ini maka dapat dihitung volume waduk. Volume air waduk saat pengukuran dibandingkan dengan volume air waduk dari pengukuran sebelumnya maka akan dapat diketahui tebalnya akumulasi sedimen sungai yang terendap di dalam waduk. Perbandingan volume tersebut harus dihitung berdasarkan tinggi muka air yang sama.

8.12 Pengolahan Data Sedimen

8.12.1 Tahapan Penholahan

Pengolahan data sedimen dimaksudkan untuk memperoleh laju hasil sedimen (*ton/Ha/Tahun, m³/ha/tahun, mm/tahun*) dari suatu DPS.

Tahap pengolahan :

- 1) Mengumpulkan data sedimen suspensi dan debit
- 2) Mengumpulkan data debit runtut waktu

- 3) Membuat lengkung sedimen suspensi
- 4) Menghitung debit sedimen suspensi runtut waktu
- 5) Menghitung debit sedimen suspensi 'unsample zone'
- 6) Menghitung debit sedimen dasar runtut waktu
- 7) Menghitung debit sedimen total runtut waktu
- 8) Menghitung hasil sedimen per tahun

8.12.2 Mengumpulkan data sedimen suspensi dan debit

Data yang dikumpulkan dari suatu lokasi pos duga air (DPS) meliputi: konsentrasi sedimen, debit dan tanggal pengukuran. Debit sedimen suspensi dihitung berdasarkan data konsentrasi dan debit. Data tersebut harus dibuat dalam suatu tabel dalam urutan kronologis.

8.12.3 Mengumpulkan data debit runtut waktu

Data debit runtut waktu dari pos duga air (DPS) yang akan diolah dapat dikumpulkan dari buku publikasi debit. Sudah barang tentu untuk lokasi dan waktu pengukuran sama dengan lokasi dan waktu pengukuran sedimen. Data debit tersebut harus dilakukan pengecekan tentang kebenaran datanya, misal dengan analisa:

- Hidrograf
- Statistik

Data debit yang salah atau meragukan kebenarannya harus tidak digunakan untuk perhitungan sedimen.

8.12.4 Membuat lengkung sedimen suspensi

Lengkung sedimen suspensi adalah grafik atau persamaan yang menggambarkan hubungan antara debit sedimen (Q_s) terhadap debit (Q). Data yang digunakan harus terlebih dahulu dicek kebenarannya. Rumus umum yang digunakan :

$$Q_s = aQ^b \quad (1)$$

Dalam hal ini a = koefisien dan b = eksponen.

Persamaan (1) dapat diubah sebagai persamaan linier sederhana :

$$\log Q_s = \log a + b \log Q \quad (2)$$

atau

$$\hat{Y} = a + bX \quad (3)$$

Dalam hal ini $Y_i = \log Q_{si}$ sebagai variabel tidak bebas (VTB) dan $X_i = \log Q_i$ sebagai variabel bebas (VB) untuk sebanyak $i >$ dari 10 buah pengukuran mulai kondisi muka air rendah sampai tinggi. Nilai a = titik potong (*intercept*) dan b = koefisien regresi yang untuk n buah data dapat ditentukan dengan cara kuadrat terkecil rumus berikut ini :

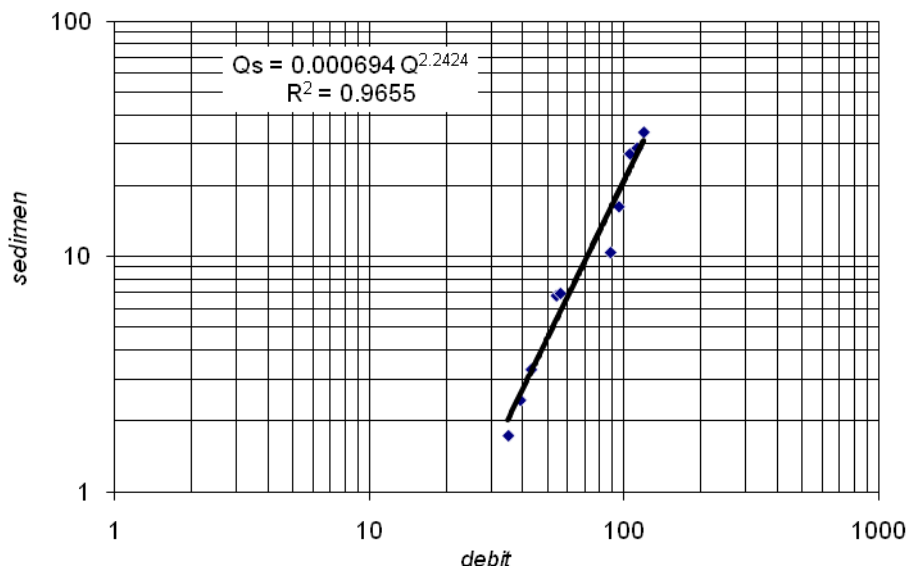
$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} = \frac{\text{kovarianXY}}{\text{VarianX}} \quad (4)$$

$$a = \bar{Y} - b(\bar{X}) \quad (5)$$

$$\bar{Y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Y_i \quad (6)$$

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (7)$$

contoh lengkung sedimen suspensi:



Ketelitian persamaan dapat ditentukan dari *analisis regresi linier sederhana*, dari nilai :

R = koefisien korelasi

R^2 = koefisien determinasi

SEE = kesalahan standar perkiraan (*Standar Error of Estimate*)

Uji t

Uji F

Jika nilai $R > 0,70$ dianggap persamaan (3) cukup baik. Nilai R dihitung dengan persamaan berikut ini :

$$R = \sqrt{\frac{\sum (\hat{Y}_i - \bar{Y})^2}{\sum (Y_i - \bar{Y})^2}} \quad (8)$$

penentuan koefisien determinasi (R^2), jika angkanya mendekati 100 % dianggap yang terbaik. Angka R^2 dihitung menggunakan

$$R^2 = \frac{\sum (\hat{Y}_i - \bar{Y})}{\sum (Y_i - \bar{Y})} \quad (9)$$

penentuan angka SEE, semakin kecil angka SEE maka model yang dihasilkan semakin baik. Angka SEE dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$SEE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2}{n-2}} \quad (10)$$

uji koefisien regresi, jika setiap koefisien regresi dinyatakan dengan β maka dapat dilakukan uji-t dengan hipotesa sebagai berikut :

Ho : $\beta = 0$ (koefisien regresi tidak signifikan)

Ho : $\beta \neq 0$ (koefisien regresi signifikan)

Pedoman untuk menarik kesimpulan :

Dengan menggunakan angka tabel-t (tabel-t umumnya tersedia didalam buku – buku statistik):

Jika t_{hitung} terletak didaerah penerimaan maka Ho *diterima*

Jika t_{hitung} terletak didaerah penolakan maka Ho *ditolak*

Angka t_{hitung} , untuk derajat bebas (n-2) ditentukan dari persamaan :

$$t = \frac{b_i - \beta_i}{SEB} \quad (11)$$

Dalam hal ini b_i adalah koefisien regresi yang ditaksir dan β_i adalah parameter yang dihipotesakan. SEB adalah kesalahan standar angka b_i . SEB dapat dihitung dengan persamaan :

$$SEB = SEE \sqrt{\frac{1}{\sum (X_i - \bar{X}_i)^2}} \quad (12)$$

Dengan menggunakan angka peluang (P):

Jika P terhitung > 5,0 % , maka Ho diterima

Jika P terhitung < 5,0 %, maka Ho ditolak.

Uji signifikan menyeluruh, menggunakan uji-F untuk menguji apakah memang terdapat hubungan antara VTB terhadap VB. Jika koefisien regresi pada persamaan (3) dinyatakan dengan β maka hipotesa yang digunakan adalah :

Ho : $\beta = 0$ (tidak ada hubungan antara VTB terhadap VB)

Ho : $\beta \neq 0$ (terdapat hubungan antara VTB terhadap VB)

Pedoman untuk menarik kesimpulan :

Dengan menggunakan angka tabel-F (tabel-F umumnya tersedia didalam buku – buku statistik):

Jika F hitung terletak didaerah penerimaan maka Ho diterima

Jika F hitung terletak didaerah penolakan maka Ho ditolak.

Angka F dihitung dengan persamaan:

$$F = \frac{R^2/k}{(1-R^2)/(n-k-1)} \quad (13)$$

Dengan menggunakan angka peluang (P):

Jika P terhitung > 5,0 % , maka Ho diterima

Jika P terhitung < 5,0 % , maka Ho ditolak.

Contoh :

Tentukan persamaan lengkung sedimen data tabel 1 berikut ini:

DATA :

Q (X)	QS(Y)	LOG10 X	LOG10 Y		
35	1.73	1.5441	0.2380		
39	2.45	1.5911	0.3892		
43	3.31	1.6335	0.5198		<i>HASIL</i>
54	6.83	1.7324	0.8344		
56	6.99	1.7482	0.8445	Multiple R	0.983
88	10.44	1.9445	1.0187	R Square	0.965
95	16.36	1.9777	1.2138	Adjusted Square	R 0.961
105	27.47	2.0212	1.4389	Standard Error	0.092
112	29.06	2.0492	1.4633	Observations	10
119	33.96	2.0755	1.5310		

UJI Statistik

ANOVA

df	SS	MS	F	Significance F
----	----	----	---	----------------

Regression	1	1.878	1.878	223.649	0.00000039				
Residual	8	0.067	0.008						
Total	9	1.945							
		Coefficients	Standard Error	t Stat	P-value	Lower 95%	Upper 95%	Lower 95.0%	Upper 95.0%
Intercept		-3.1583	0.276	-11.436	0.0000031	-3.795	-2.521	-3.795	-2.521
X Variable		2.2423	0.150	14.955	0.0000004	1.897	2.588	1.897	2.588

8.12.5 Menghitung debit sedimen suspensi runtut waktu

Dari debit runtut waktu (1 Jan – 31 Des) dari suatu DPS dapat untuk menghitung sedimen suspensi runtut waktu setelah setiap nilai debit ditransformasikan menjadi sedimen suspensi berdasarkan persamaan lengkung sedimen yang telah ditetapkan

8.12.6 Menghitung debit sedimen suspensi pada 'unsample zone'

Ada bagian kedalaman yang lokasinya hampir mendekati dasar sungai tidak dapat terambil sampelnya, kira-kira setinggi alat ukur sedimen. Sedimen suspensi dilokasi itu disebut 'unsample zone'. Umumnya nilainya sedimen suspensi dilokasi 'unsample zone' (Q_{su}) ditaksir, misal 10 % terhadap debit sedimen suspensi. Dirumuskan :

$$Q_{su} = \% Q_s \quad (14)$$

8.12.7 Menghitung debit sedimen dasar runtut waktu

Cara perhitungan sedimen dasar runtut waktu = sedimen suspensi runtut waktu. Terlebih dahulu menentukan lengkung sedimen dasar untuk kemudian digunakan sebagai alat transformasi menentukan sedimen dasar runtut waktu. Namun karena umumnya sedimen dasar sulit diukur maka besarnya debit sedimen dasar (Q_{sd}) dalam satu tahun ditaksir berdasarkan persentase sedimen suspensi untuk tahun yang bersangkutan. Misal sebesar 10 % dari sedimen suspensi. Umumnya dirumuskan :

$$Q_{sd} = \% Q_s \quad (15)$$

8.12.8 Menghitung debit sedimen total runtut waktu

Sedimen total (Q_{stot}) dihitung dengan rumus :

$$Q_{stot} = Q_s + Q_{su} + Q_{sd} \quad (16)$$

8.12.9 . Menghitung hasil sedimen per tahun

Hasil sedimen (*SED, sedimen yield*) dihitung dari volume sedimen total dibagi dengan luas DPS.

$$\text{Vol sedimen} = Q_{\text{stot}} (\text{ton/tahun}) : \text{berat jenis} (\text{ton/m}^3) \quad (17)$$

$$\text{SED} = \text{vol sedimen} / \text{luas DPS} \quad (18)$$

Contoh :

Dari DPS waduk PLTA PB.Sudirman dengan luas DPS 1022 Km², berdasarkan data tahun 1956-1979 mempunyai angkutan sedimen melayang rata-rata 7,040 juta ton/tahun. Hitung hasil sedimen DPS itu jika berat jenis sedimen 1,097 ton/m³.

Jawab :

$$Q_s = 7,040 \text{ juta ton/tahun}$$

$$Q_{su} = 0,704 \text{ juta ton/tahun} \quad (\text{dianggap } 10 \% Q_s)$$

$$Q_{sd} = 0,704 \text{ juta ton/tahun} \quad (\text{dianggap } 10 \% Q_s)$$

Dengan rumus (16) diperoleh $Q_{\text{stot}} = 8,448$ juta ton/tahun

Dengan rumus (17) diperoleh volume sedimen

$$v_{\text{ol sed}} = \frac{8,448 \text{ jutaton} / \text{tahun}}{1,097 \text{ ton} / \text{m}^3} = 7,70 \text{ juta m}^3/\text{tahun}$$

Dengan rumus (18) maka sedimen yield DPS PLTA Waduk PB Sudirman :

$$\text{SED} = \frac{7,70 \text{ jutam}^3 / \text{tahun}}{1022 \text{ km}^2}$$

$$\text{SED} = (7,70 \times 10^6 \times 10^{3 \times 3} \text{ mm}^3/\text{tahun}) : (1022 \times 10^{6 \times 2} \text{ mm}^2)$$

$$\text{SED} = \frac{7,70 \times 10^{15} \text{ mm}^3 / \text{tahun}}{1,022 \times 10^{15} \text{ mm}^2} = 7,53 \text{ mm/tahun}$$

Jadi sedimen yield yang masuk waduk PLTA PB.Sudirman diperkirakan setara dengan tebal erosi 7,53 mm/tahun

8.12.10 Debit Sedimen Total Runtut Waktu

Debit sedimen total runtut waktu adalah hasil penjumlahan debit sedimen suspensi runtut waktu dan debit sedimen dasar. Debit sedimen dasar dapat diperkirakan berdasarkan acuan pada Tabel 8.1.

Tabel 8.1 Koreksi debit sedimen dasar terhadap sedimen suspensi

Kondisi	Konsentrasi Sedimen suspensi (mg/l)	Material dasar sungai	Analisis ukuran butir sedimen suspensi	Prosentase sedimen dasar
1	<1000	Pasir	20-50% pasir	25-150
2	1000 – 7500	Pasir	20-50% pasir	10-35
3	>7500	Pasir	20-50% pasir	5
4	Sembarang konsentrasi	Lempung kompak Kerikil Kerakal Bongkah	Sedikit sampai 25 % pasir	5-15
	Sembarang konsentrasi	Lempung (<i>clay</i>) Lanau (<i>silt</i>)	Tidak ada pasir	

DAFTAR PUSTAKA

1. DPMA, 1982, *Penelitian dan Evaluasi Tingkat Erosi Yang Terjadi di Suatu DAS*, DPMA, Bandung.
2. Ponce,V.G.,1989, *Engineering Hydrology*, Prentice-Hall,New Jersey.
3. Sampudjo, K; Arief Ilyas, 1989, *Erosion and Sedimentation Monitoring in the Upper Citarum River Basin*, Makalah disajikan pada ISEV di Yogyakarta
4. Soewarno, 1991, *Hidrologi-Hidrometri*, Penerbit Nova, Bandung.
5. Soewarno, 1998, *Hidrologi Operasional, jilid 1 dan 2*, Naskah sedang dalam proses penerbitan
6. Travaglio,M.,1981, *Suspended Sampling and Measurement*, DPMA, Bandung.
7. WMO, 1990, *Manual On Operational Methods for The Measurement of sediment Transport*, WMO – Manual No.686
8. Direktorat Jenderal Pengairan, Dept Pekerjaan Umum, Pedoman Pengendalian Banjir, Pebruari 1996
9. Departemen Pek Umum, Cara menghitung design flood, 14 Nov 1992
10. Ditjen air, Dept PU, Standar Perencnaan Irigasi, Kreteria Peren-canaan, Bagian Perenc Jar Irigasi KP-01, 1986
11. Direktorat Bina Teknik, Ditjen Air, Panduan Perencanaan Bendung-an Urugan, Vol II Analisis Hidrologi, 1999
12. Suyono Sosrodarsono Ir, Kensaku Takeda, Hidrologi untuk Pengairan, Pradnya Paramita, 1987.
13. Dept.PU, Joesron Loebis Ir.M.Eng, Banjir rencana untuk Bnagunan Air, Yayasan Badan Penerbit PU, 1992
14. Soemarto C.D, Ir.BIE, Dipl.HE, Hirologi Teknik, , Penerbit Erlangga, Edisi ke 2,1995.
15. Subramanya K, Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, New Delhi, 1991.
16. Wikipedia bahasa Indonesia, ensiklopedia bebas, Presipitas, (<http://id.wikipedia.org/wiki/Presipitasi>)
17. DPMA, 1982, *Penelitian dan Evaluasi Tingkat Erosi yang Terjadi di Suatu DPS*, DPMA, Bandung
18. Ponce,V.G.,1989, *Engineering Hydrology*, Prentice-Hall,New Jersey.
19. Sampudjo, K; Arief Ilyas, 1989, *Erosion and Sedimentation Monitoring in the Upper Citarum River Basin*, Makalah disajikan pada ISEV di Yogyakarta
20. Soewarno, 1991, *Hidrologi-Hidrometri*, Penerbit Nova, Bandung.
21. Soewarno, 1998, *Hidrologi Operasional, jilid 1 dan 2*, Nova Bandung
22. Travaglio,M.,1981,*Suspended Sampling and Mesurement*, DPMA, Bandung.
23. WMO,1990, *Manual On Operational Methods for The Measurement of sediment Transport*, WMO – Manual No