



# MANUAL

---

No : 01 - 2 / BM / 2005

**Hidrolika untuk pekerjaan jalan dan jembatan**

**BUKU 2**

**PERENCANAAN HIDROLIKA**



DEPARTEMEN PEKERJAAN UMUM  
DIREKTORAT JENDERAL BINA MARGA

TERKENDALI

## PRAKATA

Dalam rangka mendukung terwujudnya peningkatan kualitas pelaksanaan penyelenggaraan jalan, diperlukan norma, standar, pedoman dan manual agar diperoleh hasil yang tepat mutu, tepat waktu dan tepat biaya.

**Manual Hidrolika untuk Pekerjaan Jalan dan Jembatan** ini diperuntukkan bagi semua pihak yang terlibat dalam perencanaan dan pelaksanaan konstruksi jalan dan jembatan, seperti konsultan serta kontraktor, instansi pemerintah baik pusat maupun daerah serta kalangan universitas.

**Manual Hidrolika untuk Pekerjaan Jalan dan Jembatan** ini terdiri dari :

Buku 1 : Prinsip-prinsip Hidrologi dan Hidrolika;

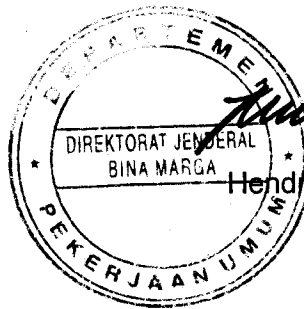
Buku 2 : Perencanaan Hidrolika ;

Buku 3 : Manajemen Pemeliharaan bangunan Hidrolika; dan

Buku 4 : Lampiran (Contoh Perhitungan),

Semoga **Manual Hidrolika untuk Pekerjaan Jalan dan Jembatan** ini dapat dimanfaatkan dan masukan penyempurnaan dan pengembangan dari manual ini masih diharapkan.

Direktur Jenderal Bina Marga



*Hendrianto.N*  
Hendrianto.N

# DAFTAR ISI

	Halaman
Prakata.....	ii
Daftar isi.....	iii
Daftar tabel.....	vii
Daftar gambar.....	viii
Pendahuluan.....	x
1. Ruang lingkup.....	1
2. Acuan normatif.....	1
3. Istilah dan definisi.....	1
3.1. Akuifer.....	1
3.2. Akuifer bebas.....	1
3.3. Akuifer terkekang.....	2
3.4. Analisa hidrolika.....	2
3.5. Analisa hidrologi.....	2
3.6. Batas cair.....	2
3.7. Batas plastis.....	2
3.8. California bearing ratio (CBR).....	2
3.9. Daerah pengaliran air hujan (catchment area).....	2
3.10. Debit.....	2
3.11. Desain sistem drainase.....	3
3.12. Drainase.....	3
3.13. Drainase bawah permukaan (sub surface drainage).....	3
3.14. Drainase permukaan (surface drainage).....	3
3.15. Drainase permukaan jalan.....	3
3.16. Hidrolika.....	3
3.17. Hidrologi.....	3
3.18. Indeks plastisitas.....	4
3.19. Kadar air.....	4
3.20. Lapis perkerasan.....	4
3.21. Lapis permukaan jalan.....	4
3.22. Lapis pondasi atas (LPA).....	4
3.23. Lapis pondasi bawah (LPB).....	4
3.24. Limpasan (run off).....	4
3.25. Limpasan bawah permukaan (sub surface run off).....	4
3.26. Limpasan permukaan (surface run off).....	5
3.27. Plastisitas.....	5
3.28. Sistem desain drainase.....	5
3.29. Sistem drainase permukaan jalan.....	5
3.30. Tanah dasar.....	5

<b>4</b>	<b>Prosedur perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan dan jembatan</b>	<b>5</b>
4.1	Umum .....	5
4.2	Survey kelayakan awal .....	5
4.3	Survey pendahuluan .....	6
4.4	Analisa geoteknik .....	8
4.5	Analisa hidrologi.....	14
4.5.1	Analisa data curah hujan.....	14
4.5.2	Perhitungan debit aliran.....	23
4.6	Analisa hidrolika .....	32
4.7	Lansekap dan lingkungan .....	32
4.7.1	Umum.....	32
4.7.2	Analisa mengenai dampak lingkungan.....	32
4.7.3	Mengurangi dampak negatif.....	36
4.8	Bagan alir perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan dan jembatan .....	40
4.9	Matriks pemilihan tipe drainase jalan .....	46
<b>5.</b>	<b>Perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan.....</b>	<b>50</b>
5.1	Sistem drainase permukaan (surface drainage) .....	50
5.1.1	Saluran samping (side ditch).....	51
5.1.1.1	Jenis aliran.....	51
5.1.1.2	Kapasitas saluran.....	52
5.1.1.3	Luas dan keliling penampang basah saluran.....	53
5.1.1.4	Kecepatan aliran.....	56
5.1.1.5	Bangunan pematah arus.....	57
5.1.1.5.1	Bangunan terjun tegak.....	58
5.1.1.5.2	Bangunan terjun miring.....	60
5.1.1.5.3	Kolam olak (peredam energi).....	64
5.1.1.5.4	Lindungan di pertemuan dengan saluran hilir.....	69
5.1.1.6	Tinggi jagaan (free board).....	71
5.1.1.7	Desain saluran drainase samping.....	71
5.1.1.8	Pengaruh air balik (backwater effect).....	72
5.1.1.9	Pengendalian erosi untuk saluran samping.....	78
5.1.2	Gorong-gorong/box culvert.....	78
5.1.2.1	Umum .....	78
5.1.2.2	Kapasitas gorong-gorong.....	79
5.1.2.3	Bangunan transisi dan kecepatan aliran.....	81
5.1.2.4	Kehilangan tinggi energi (head loss).....	81
5.1.2.5	Tipe gorong-gorong dan ukuran standar.....	85
5.1.2.6	Tebal lapisan tanah penutup.....	91
5.1.3	Saluran penangkap (catch ditch).....	91
5.1.3.1	Umum.....	91
5.1.3.2	Jenis aliran.....	91
5.1.3.3	Kapasitas saluran.....	92
5.1.3.4	Luas dan keliling penampang basah saluran.....	92

5.1.3.5	Kecepatan aliran.....	92
5.1.3.6	Tinggi jagaan (free board).....	92
5.1.3.7	Desain saluran penangkap.....	92
5.1.3.8	Pengendalian erosi saluran penangkap.....	93
5.2	Sistem drainase bawah permukaan (sub surface drainage).....	93
5.2.1	Tujuan drainase bawah permukaan.....	93
5.2.2	Penempatan drainase bawah permukaan.....	95
5.2.3	Kebutuhan data.....	95
5.2.4	Jenis dan bahan saluran drainase bawah permukaan.....	96
5.2.5	Kriteria perencanaan.....	97
5.2.6	Perhitungan debit.....	98
5.2.6.1	Permeabilitas tanah.....	98
5.2.6.2	Gradien hidrolis.....	99
5.2.7	Dimensi.....	102
5.2.7.1	Pemilihan material filter/lapisan pengering.....	103
5.2.7.2	Pemilihan pipa.....	105
5.2.8	Pemasangan.....	106
5.2.8.1	Pipa.....	106
5.2.8.2	Outlet pipa.....	109
5.2.8.3	Diameter pipa.....	109
5.2.8.4	Kemiringan pipa.....	109
5.2.8.5	Jarak antar pipa.....	110
5.2.9	Pompa.....	110
<b>6.</b>	<b>Perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jembatan .....</b>	<b>118</b>
6.1	Lokasi, potongan melintang dan morfologi sungai.....	118
6.1.1	Lokasi jembatan.....	118
6.1.2	Potongan melintang sungai.....	119
6.1.3	Morfologi sungai.....	119
6.2	Debit banjir rencana.....	120
6.2.1	Periode ulang.....	120
6.2.2	Perhitungan debit banjir rencana.....	120
6.3	Perencanaan hidrolis.....	123
6.3.1	Lengkung debit.....	123
6.3.2	Kedalaman aliran rencana.....	125
6.3.3	Kecepatan aliran rencana.....	125
6.4	Panjang bukaan rencana jembatan.....	127
6.5	Jenis aliran yang terjadi.....	128
6.6	Arus balik (backwater).....	129
6.6.1	Rumus arus balik untuk aliran jenis I .....	129
6.6.2	Daya angkut.....	130
6.6.3	Perbandingan bukaan jembatan.....	131
6.6.4	Koefisien energi kinetik.....	131

6.6.5	Koefisien arus balik.....	133
6.6.6	Pengaruh “M” dan bentuk pangkal jembatan (kurva dasar).....	133
6.6.7	Pengaruh pilar (perlintasan normal).....	134
6.6.8	Pengaruh pilar (perlintasan miring).....	136
6.6.9	Pengaruh eksentrisitas jembatan.....	136
6.6.10	Pengaruh kemiringan posisi jembatan.....	137
6.6.11	umus arus balik untuk aliran jenis II.....	140
6.7	Tinggi ruang bebas/jagaan (freeboard).....	141
<b>Daftar pustaka.....</b>		<b>142</b>

SALINAN

## DAFTAR TABEL

	Halaman
Tabel 4-1	Hubungan jumlah tahun pengamatan curah hujan ( $n$ ), expected mean ( $\bar{Y}_n$ ) dan expected standard deviation ( $S_n$ )..... 16
Tabel 4-2	Pemilihan periode ulang curah hujan dan banjir rencana ..... 18
Tabel 4-3	Periode ulang (tahun) sebagai fungsi dari reduced variate ( $Y_1$ )..... 19
Tabel 4-4	Hubungan durasi dan prosentase curah hujan harian (Weduwen)..... 20
Tabel 4-5	Hubungan durasi dan prosentase curah hujan harian (Mononobe)..... 21
Tabel 4-6	Hubungan kondisi permukaan dengan koefisien hambatan ( $nd$ )..... 24
Tabel 4-7	Angka koefisien limpasan (koefisien $C$ )..... 26
Tabel 4-8	Prosedur perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan..... 40
Tabel 4-9	Prosedur perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jembatan ..... 43
Tabel 4-10	Matriks pemilihan tipe sistem drainase jalan..... 46
Tabel 4-11	Matriks pemilihan tipe sistem drainase permukaan (surface drainage)..... 47
Tabel 4-12	Matriks pemilihan tipe sistem drainase bawah permukaan ..... 48
Tabel 4-13	Matriks pemilihan tipe material saluran samping (side ditch) dan saluran penangkap (catch ditch)..... 49
Tabel 4-14	Matriks pemilihan bentuk saluran samping (side ditch)..... 49
Tabel 4-15	Matriks pemilihan bentuk dan bahan bangunan perlintasan (cross drain).... 50
Tabel 5-1	Kemiringan talud minimum saluran pembuang ..... 53
Tabel 5-2	Unsur-unsur geometris penampang saluran ..... 55
Tabel 5-3	Kemiringan yang disarankan untuk berbagai bahan saluran..... 56
Tabel 5-4	Kecepatan aliran maks yg diijinkan berdasarkan jenis bahan saluran..... 56
Tabel 5-5	Hubungan kemiringan dasar saluran ( $S$ ) dan jarak pematah arus ( $L$ )..... 57
Tabel 5-6	Perbandingan tak berdimensi untuk loncat air..... 61
Tabel 5-7	Kapasitas saluran drainase samping jalan yang tidak dilapis..... 72
Tabel 5-8	Contoh analisa profil aliran dengan metode tahapan standar untuk mengetahui pengaruh air balik (backwater effect)..... 77
Tabel 5-9	Koefisien kehilangan tinggi energi di peralihan dgn permukaan air bebas.. 83
Tabel 5-10	Koefisien kehilangan tinggi energi di peralihan dengan aliran tekan..... 84
Tabel 5-11	Standar dimensi single box culvert..... 88
Tabel 5-12	Standar dimensi double box culvert..... 89
Tabel 5-13	Standar dimensi triple box culvert ..... 90
Tabel 5-14	Nilai pendekatan koefisien permeabilitas beberapa jenis tanah..... 99
Tabel 5-15	Jarak horisontal ( $L_h$ ) dimana MAT dipengaruhi oleh pekerjaan drainase... 100
Tabel 5-16	Kedalaman dan jarak antar pipa drainase lateral..... 110
Tabel 5-17	Koefisien "local losses" untuk berbagai macam bentuk bahan pipa..... 112
Tabel 5-18	Desain $n_s$ yang direkomendasikan..... 116
Tabel 5-19	Nilai $F_D$ untuk berbagai bahan pipa..... 117
Tabel 6-1	Contoh perhitungan parameter hidrolis sungai alam..... 125
Tabel 6-2	Perkiraan kecepatan aliran yg dpt memulai Bergeraknya material dasar... 126
Tabel 6-3	Kecepatan aliran maksimum rencana ( $V_{maks}$ ) yang diijinkan..... 126

## DAFTAR GAMBAR

	Halaman
Gambar 4-1 Extreme probability paper (Gumbel's type).....	17
Gambar 4-2 Kurva intensitas–durasi–frekwensi curah hujan (IDF).....	22
Gambar 4-3 Hubungan antara waktu, prosentase curah hujan dan luas (F).....	31
Gambar 4-4 Bagan alir perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan.....	41
Gambar 4-5 Bagan alir perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jembatan.....	44
 Gambar 5-1 Penampang basah saluran trapesium.....	 52
Gambar 5-2 Pematah arus (terjunan).....	57
Gambar 5-3 Ilustrasi peristilahan yang berhubungan dengan bangunan peredam Energi.....	58
Gambar 5-4 Grafik tak berdimensi dari bangunan terjun tegak.....	59
Gambar 5-5 Sketsa dimensi dan peristilahan dari bangunan terjun miring.....	60
Gambar 5-6 Diagram untuk memperkirakan tipe bangunan peredam energi yang akan digunakan untuk perencanaan detail.....	65
Gambar 5-7 Hubungan percobaan antara $Fr_u$ , $y_2/y_1$ , dan $n/y_u$ untuk ambang pendek	65
Gambar 5-8 Dimensi kolam olak tipe IV (USB, 1973).....	66
Gambar 5-9 Dimensi kolam olak tipe blok halang.....	67
Gambar 5-10 Karakteristik kolam olak USB tipe III ( <i>Bradley &amp; Peterka</i> , 1957).....	68
Gambar 5-11 Kolam olak tipe Vlugter.....	68
Gambar 5-12 Hubungan antara kecepatan rata-rata di atas ambang ujung bangunan dan ukuran butir yang stabil ( <i>Bos</i> , 1978).....	70
Gambar 5-13 Contoh filter di antara pasangan batu kosong dan tanah dasar.....	70
Gambar 5-14 Standar penampang melintang saluran drainase samping jalan.....	73
Gambar 5-15 Profil aliran untuk menurunkan “Metode Tahapan Standar”.....	74
Gambar 5-16 Gorong-gorong dengan aliran bebas.....	79
Gambar 5-17 Gorong-gorong dengan aliran tekan.....	80
Gambar 5-18 Single box culvert.....	88
Gambar 5-19 Double box culvert.....	89
Gambar 5-20 Triple box culvert.....	90
Gambar 5-21 Saluran penangkap (catch ditch).....	93
Gambar 5-22 Tipikal “interception drain”.....	94
Gambar 5-23 Tipikal “drainage layer”.....	95
Gambar 5-24 Aliran air rembesan dan tinggi tekanan.....	98
Gambar 5-25 Lapisan kedap air dengan lereng bertangga.....	99
Gambar 5-26 Lapisan kedap air dengan lereng datar.....	100
Gambar 5-27 Lapisan kedap air yang dalam .....	101
Gambar 5-28 Contoh garis-garis aliran (flow net) rembesan air tanah .....	101
Gambar 5-29 Material filter dan geotextile di bawah lapisan pengering.....	105
Gambar 5-30 Saluran drainase pada kedua sisi jalan (jalan normal pada terrain datar)..	106
Gambar 5-31 Saluran drainase pada satu sisi jalan (biasanya pada lereng bukit).....	107
Gambar 5-32 Saluran drainase pada kedua sisi jalan dan dibawah median (jalan lebar pada terrain datar).....	107
Gambar 5-33 Saluran drainase melintang .....	107
Gambar 5-34 Pola-pola saluran drainase melintang .....	108
Gambar 5-35 Kombinasi lapisan porous dan drainase memanjang.....	108
Gambar 5-36 Tipikal sistem drainase bawah permukaan tanah.....	109

Gambar 5-37	Sketsa pemompaan dari collector drain ke pembuangan akhir.....	111
Gambar 5-38	Beda elevasi pemompaan dari collector drain ke pembuangan akhir.....	114
Gambar 6-1	Penampang melintang sungai di rencana lokasi jembatan.....	124
Gambar 6-2	Luas alur bukaan jembatan untuk membatasi kecepatan aliran.....	125
Gambar 6-3	Perkiraan nilai $\alpha_2$ .....	133
Gambar 6-4	Kurva dasar koefisien arus balik (aliran jenis I : sub kritis).....	134
Gambar 6-5	Peningkatan koefisien arus balik untuk pilar.....	135
Gambar 6-6	Peningkatan koefisien arus balik akibat eksentrisitas jembatan.....	137
Gambar 6-7	Peningkatan koefisien arus balik akibat kemiringan posisi jembatan.....	138
Gambar 6-8	Perbandingan panjang proyeksi terhadap panjang normal jembatan untuk arus balik ekuivalen (perlintasan miring).....	139
Gambar 6-9	Kurva koefisien arus balik untuk aliran jenis II.....	140

## Pendahuluan

Jalan merupakan salah satu asset negara yang sangat berharga. Agar konstruksi jalan dapat tetap berfungsi dengan baik, diperlukan upaya-upaya pemeliharaan dan pengamanan terhadap konstruksi jalan tersebut.

Di Indonesia yang beriklim tropis dengan curah hujan yang cukup besar, konstruksi jalan banyak yang mengalami kerusakan akibat gerusan air, baik aliran air permukaan maupun aliran air bawah permukaan/air tanah. Penanganan yang tepat, sangat penting untuk melindungi badan jalan dari bahaya pengaruh limpasan air banjir, genangan air hujan, dan air tanah.

Karena masih terbatasnya petunjuk penanganan konstruksi jalan akibat gerusan air, diperlukan adanya **Manual Hidrolika untuk Pekerjaan Jalan dan Jembatan**.

Tujuan dari pembuatan manual hidrolika untuk pekerjaan jalan dan jembatan ini adalah untuk membakukan tata cara perencanaan bangunan pengaman bagi konstruksi jalan akibat air permukaan maupun air tanah, agar jalan tetap dapat berfungsi dengan baik.

Secara lengkap, **Manual Hidrolika untuk Pekerjaan Jalan dan Jembatan** terdiri dari 3 (tiga) buku dan lampiran, sebagai berikut :

- BUKU 1 : Prinsip-prinsip Hidrologi dan Hidrolika
- BUKU 2 : Perencanaan Hidrolika
- BUKU 3 : Manajemen Pemeliharaan Bangunan Hidrolika
- LAMPIRAN : 1. Contoh-contoh Perhitungan  
2. Gambar-gambar Contoh Tipe Bangunan Hidrolika.

Dengan manual ini diharapkan Perencana dan Pelaksana di lapangan dapat merencanakan dan membangun bangunan-bangunan hidrolika terkait dengan pekerjaan jalan yang aman, efektif dan efisien bagi pemakai dan lingkungan sekitar, serta mudah diterapkan.

# **Manual Hidrolika untuk Pekerjaan Jalan dan Jembatan**

## **Buku 2 : Perencanaan Hidrolika**

### **1 Ruang lingkup**

Manual ini secara khusus menguraikan prinsip-prinsip ilmu hidrologi dan hidrolika, ketentuan untuk perencanaan hidrolika, serta manajemen pemeliharaan bangunan hidrolika yang keseluruhannya terkait dengan pekerjaan jalan dan jembatan. Di dalam manual ini, perencanaan hidrolika dikhususkan untuk menunjang **perencanaan drainase jalan antar kota (rural drainage)** dan perencanaan hidrolika alur sungai untuk menunjang **perencanaan bentang serta elevasi lantai jembatan**.

Secara keseluruhan, **Manual Hidrolika untuk Pekerjaan Jalan dan Jembatan** disusun menjadi 3 (tiga) buku dan lampiran, dimana bagian ini adalah merupakan Buku 2 yang menjelaskan tentang perencanaan hidrolika untuk menunjang pekerjaan jalan dan jembatan.

### **2 Acuan normatif**

SK SNI M-18-1989-F, 1989 tentang **Metode Perhitungan Debit Banjir**

SKBI – 1.3.10.1987, SNI. No. 1924 – 1989 - F, 1987 tentang **Pedoman Perencanaan Hidrologi dan Hidraulik untuk Bangunan di Sungai**

SNI 03-3424-1994 / SK SNI T-22-1991-03, 1994 tentang **Tata Cara Perencanaan Drainase Permukaan Jalan**.

### **3 Istilah dan definisi**

#### **3.1**

##### **akuifer**

lapisan tanah pengandung air, terdiri dari akuifer bebas dan akuifer terkekang.

#### **3.2**

##### **akuifer bebas**

lapisan tanah pengandung air terletak di antara lapisan tanah kedap air (impermeable) dan lapisan tanah lulus air (permeable).

### 3.3

#### **akuifer terkekang**

lapisan tanah pengandung air terletak di antara dua lapisan tanah kedap air (impermeable), sehingga lapisan tanah tersebut tidak berhubungan langsung dengan zone aerasi.

### 3.4

#### **analisa hidrolika**

proses perhitungan yang dilakukan untuk memperoleh dimensi bangunan hidrolika yang diperlukan sesuai dengan kapasitas debit rencana yang diinginkan.

### 3.5

#### **analisa hidrologi**

proses perhitungan yang dilakukan untuk memperoleh besar hujan rencana dan debit rencana.

### 3.6

#### **batas cair**

kadar air tanah pada batas antara keadaan cair dan keadaan plastis.

### 3.7

#### **batas plastis**

kadar air pada batas bawah daerah plastis.

### 3.8

#### **california bearing ratio (CBR)**

perbandingan antara kekuatan tanah yang bersangkutan dengan kekuatan bahan agregat yang dianggap standar.

### 3.9

#### **daerah pengaliran air hujan (catchment area)**

suatu daerah dimana tempat curah hujan terkonsentrasi (mengumpul) untuk kemudian mengalir ke dalam suatu sistem jalan air / sungai.

### 3.10

#### **debit**

volume air yang mengalir dalam satuan waktu melalui penampang melintang suatu alur yang diketahui, misalnya sungai, saluran, pipa, akuifer, pelimpah, dan sebagainya.

### **3.11**

#### **desain sistem drainase**

rencana dalam rangka menyusun suatu jaringan prasarana yang diperlukan untuk mengalirkan kelebihan air.

### **3.12**

#### **drainase**

usaha pengeringan/pembuangan kelebihan air di suatu daerah, baik air permukaan maupun air di bawah permukaan tanah, pembuangannya dapat ke badan air alami (sungai, danau) atau buatan (saluran, bangunan peresapan) dan dapat dilakukan dengan cara alami (sistem gravitasi), cara mekanis (dengan pompa) atau kombinasi keduanya.

### **3.13**

#### **drainase bawah permukaan (sub surface drainage)**

drainase yang berfungsi untuk mengendalikan muka air tanah yang diperlukan untuk berbagai maksud dan tujuan, antara lain untuk menghindari terjadinya kenaikan kadar air tanah dasar suatu konstruksi jalan atau timbunan tanah.

### **3.14**

#### **drainase permukaan (surface drainage)**

drainase yang berfungsi untuk mengalirkan kelebihan air permukaan.

### **3.15**

#### **drainase permukaan jalan**

drainase yang berfungsi untuk mengalirkan air permukaan jalan dan mengalirkan kelebihan air permukaan dari lingkungan sekitarnya.

### **3.16**

#### **hidrolika**

bidang ilmu yang mempelajari dinamika aliran air, baik aliran di saluran terbuka yang merupakan aliran bebas (free flow) maupun aliran pipa/aliran tekan (pipe flow/pressure flow).

### **3.17**

#### **hidrologi**

bidang ilmu yang mempelajari siklus pergerakan air yang berada di muka bumi ini, baik yang akhirnya mengalir sebagai limpasan permukaan (surface run off) maupun yang meresap masuk ke dalam tanah dan menjadi aliran air tanah.

### **3.18**

#### **indeks plastisitas**

selisih antara batas cair dan batas plastis dimana tanah tersebut dalam keadaan plastis.

### **3.19**

#### **kadar air**

perbandingan antara berat air dengan berat butir tanah.

### **3.20**

#### **lapis perkerasan**

lapisan konstruksi jalan yang terletak di atas tanah dasar.

### **3.21**

#### **lapis permukaan jalan**

lapis bagian atas jalan yang berfungsi sebagai perkerasan untuk menahan beban roda, sebagai lapisan rapat air untuk melindungi badan jalan dari kerusakan akibat cuaca dan sebagai lapisan aus.

### **3.22**

#### **lapis pondasi atas (LPA)**

bagian dari lapisan suatu perkerasan yang berfungsi untuk menahan beban roda dan sebagai perletakan dari lapis permukaan tanah.

### **3.23**

#### **lapis pondasi bawah (LPB)**

bagian dari lapisan suatu perkerasan yang berfungsi untuk mendukung dan menyebarkan beban roda, dan untuk mencegah tanah dasar masuk ke dalam lapis pondasi.

### **3.24**

#### **limpasan (run off)**

semua aliran air yang keluar dari daerah tangkapan air menuju ke aliran permukaan (surface stream) atau tampungan permukaan (surface detention), tidak peduli lewat mana (permukaan atau bawah permukaan) sebelum mencapai aliran permukaan.

### **3.25**

#### **limpasan bawah permukaan (sub surface run off)**

limpasan yang sebelum mencapai aliran permukaan atau tampungan permukaan senantiasa mengalir melalui rute bawah permukaan.

### **3.26**

#### **limpasan permukaan (surface run off)**

limpasan yang sebelum mencapai aliran permukaan atau tampungan permukaan senantiasa mengalir di atas permukaan.

### **3.27**

#### **plastisitas**

sifat yang memungkinkan bentuk bahan itu dirubah-rubah tanpa perubahan isi atau tanpa kembali ke bentuk asalnya, dan tanpa terjadi retakan-retakan atau terpecah-pecah.

### **3.28**

#### **sistem desain drainase**

urutan dalam menyusun perencanaan detail suatu prasarana yang diperlukan untuk mengalirkan kelebihan air .

### **3.29**

#### **sistem drainase permukaan jalan**

susunan komponen drainase yang terdiri dari profil melintang lapis perkerasan jalan, bahu jalan, saluran samping, saluran penangkap (catch drain) dan gorong-gorong .

### **3.30**

#### **tanah dasar**

tanah yang mendukung konstruksi perkerasan jalan.

## **4      Prosedur perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan dan jembatan**

### **4.1      Umum**

Perencanaan hidrolika untuk keperluan pekerjaan jalan dan jembatan, umumnya terkait dengan berbagai kegiatan lainnya. Kegiatan-kegiatan tersebut antara lain meliputi faktor kelayakan lokasi, geoteknik, hidrologi, lansekap dan lingkungan yang masing-masing akan mendukung terhadap keperluan perencanaan hidrolika yang memadai secara teknis dan fungsional, ekonomis dan estetis.

### **4.2      Survey kelayakan awal**

Untuk mengetahui kelayakan awal suatu rencana lokasi bangunan hidrolika serta pemahaman awal terhadap kebutuhan sistem bangunan hidrolika yang diperlukan di lokasi tersebut, dibutuhkan pemahaman/pengetahuan awal tentang gambaran parameter fisik lokasi pekerjaan serta karakteristik hidrologi di lokasi itu.

Selain untuk memperoleh gambaran awal tentang kondisi lokasi yang diperlukan, hasil survey kelayakan awal juga berguna untuk dasar menetapkan langkah selanjutnya, misalnya berbagai keperluan yang menyangkut survey pendahuluan seperti : survey topografi, survey penyelidikan geoteknik, survey hidrologi/hidrolika dan survey lingkungan.

#### 4.3 Survey pendahuluan

Hal-hal pokok yang perlu dilakukan dalam pelaksanaan survey pendahuluan meliputi :

a. Pemilihan lokasi :

Menetapkan lokasi dimana bangunan-bangunan hidrolika akan dibangun dengan pertimbangan-pertimbangan teknis, ekonomi, sosial, dan estetika, sehingga lokasi bangunan-bangunan tersebut sedapat mungkin terletak pada lokasi yang ideal. Dalam hal perlu adanya relokasi bangunan lama, maka harus ditinjau masalah yang berkaitan dengan pembebasan tanah, keadaan lingkungan dan perkiraan timbunan atau galian yang akan diperlukan sehubungan kondisi tanah yang ada serta masalah-masalah lainnya.

b. Tipe bangunan hidrolika :

Menetapkan tipe bangunan hidrolika dengan memperhatikan berbagai parameter fisik di sekitar rencana lokasi bangunan, meliputi : kondisi topografi, kondisi fisik tanah, keberadaan mata air, aspek lingkungan serta aspek estetik dan keserasian dengan lingkungan sekitarnya. Sebagai contoh misalnya bila rencana bangunan hidrolika terletak di daerah rawa-rawa atau di atas tanah lembek dan tanah kompresibel yang kemungkinan akan menimbulkan persoalan stabilitas serta penurunan, maka dapat disarankan perencanaan tipe bangunan hidrolika khusus atau perbaikan tanah atau kemungkinan cara penanggungan lainnya.

c. Hidrologi dan hidrolika :

Kegiatan survey pendahuluan aspek hidrologi dan hidrolika, terutama meliputi beberapa hal sebagai berikut :

- Melakukan pemeriksaan data-data morfologi sungai yang telah ada dan membandingkannya dengan kondisi lapangan saat ini.
- Mengumpulkan data yang dapat digunakan langsung untuk perencanaan dan mencatat keadaan-keadaan yang dapat mempengaruhi rencana tata letak saluran dan bangunan.
- Memperkirakan kondisi hidrologi dan hidrolika serta sifat-sifat morfologi sungai.
- Perlu juga diketahui kapan banjir terbesar yang pernah terjadi dan perkiraan periode banjir yang didapat dari data curah hujan yang ada.

- Untuk mengetahui kondisi banjir secara umum dapat ditanyakan lebih lanjut kepada Dinas Kimpraswil / Dinas Pekerjaan Umum setempat.

d. Penyelidikan geoteknik :

Menetapkan perkiraan lokasi dan jenis penyelidikan geoteknik yang diperlukan (bor, permeabilitas, SPT, test pit, dan sebagainya). Dalam tahap ini perlu disurvei juga adanya indikasi-indikasi patahan/sesar, karena biasanya di lokasi patahan/sesar seringkali dijumpai mata-mata air. Hal itu dapat berguna sebagai indikasi awal apakah nantinya diperlukan sistem drainase bawah permukaan tanah.

e. Data bangunan lama :

Data dan kondisi bangunan lama perlu dicatat dalam suatu catatan detail hasil pemeriksaan saluran dan bangunan hidrolika guna menetapkan urutan prioritas pekerjaan rehabilitasi/peningkatan yang diperlukan. Dan jika saluran/bangunan hidrolika tersebut akan diganti secara total, maka harus diperkirakan sisa kekuatan saluran/bangunan lama yang mungkin akan dipergunakan sebagai saluran/bangunan darurat (bila diperlukan). Selain itu, diperlukan juga saran-saran tentang perlakuan yang direkomendasi terhadap saluran/bangunan hidrolika yang lama (dibongkar/difungsikan/dibiarkan) bila saluran/bangunan hidrolika yang baru sudah selesai dibangun.

f. Material :

Untuk menghindari harga material yang tinggi, diperlukan adanya data/tempat pengambilan material (quarry pit) yang dekat dengan lokasi saluran/bangunan yang akan dibangun. Dalam hal ini perlu ditentukan/dicarikan lokasi pengambilan material dengan perkiraan mutunya sedapat mungkin sesuai dengan mutu material yang diperlukan/disyaratkan. Biasanya peta quarry dapat diperoleh di Kantor Kimpraswil setempat.

g. Tenaga survey lapangan :

Untuk mendapatkan hasil survey pendahuluan yang baik diperlukan tenaga survey yang berpengalaman dalam perencanaan teknis saluran dan bangunan hidrolika.

h. Foto dokumentasi :

Sangat diperlukan foto mengenai keadaan situasi fisik setempat, seperti misalnya : lokasi-lokasi rencana trase saluran dan bangunan-bangunan persilangan, serta saluran-saluran/bangunan-bangunan hidrolika yang lama secara lengkap, sehingga bila mana diperlukan maka foto-foto dokumentasi tersebut dapat digunakan sebagai data dalam perencanaan detail selanjutnya.

#### 4.4 Analisa geoteknik

Terutama sangat dibutuhkan untuk mengetahui jenis tanah, sifat-sifat indeks (index properties), sifat-sifat teknis (engineering properties), serta stratifikasi lapisan tanah. Hasil analisa geoteknik sangat diperlukan dalam pemilihan sistem drainase, jenis material saluran, tipe/bentuk saluran, kecepatan aliran di saluran yang diijinkan, serta tipe pondasi bangunan-bangunan hidrolika. Analisa geoteknik dilakukan secara visual selama penyelidikan lapangan, dan lebih detail didasarkan pada hasil uji laboratorium contoh tanah yang diambil selama pelaksanaan investigasi lapangan.

##### a. Pemboran :

Dimaksudkan terutama untuk mengetahui stratifikasi lapisan tanah, jenis tanah, tinggi muka air tanah, pengambilan contoh tanah, serta sifat-sifat litologi dan mekanika tanah. Terdapat 2 (dua) jenis pemboran, yaitu : pemboran inti bermesin (rotary core drilling) serta pemboran tangan (hand boring)

##### a.1. Pemboran inti bermesin :

Pemboran dilaksanakan di lapisan tanah keras atau batuan dengan kedalaman yang dapat dicapai lebih dari 10 meter. Pemboran dilaksanakan dengan jalan memutar stang bor beserta tabung pengambil contoh tanah dengan menggunakan tenaga mesin sebagai penggerak untuk memperoleh contoh tanah dan inti. Seorang Ahli Geoteknik harus membuat deskripsi pada setiap perubahan lapisan tanah/batuan, meliputi : jenis, warna, bahan induk (organik atau an-organik), kekuatan butiran, muka air tanah dan hasil-hasil pengujian setempat (in-situ test), serta dilengkapi dengan notasi lapisan-lapisan tersebut.

##### a.2. Pemboran tangan :

Pemboran ini cocok untuk menyelidiki lempung lunak sampai teguh dan hanya dapat dipakai sampai kedalaman 10 meter. Untuk pemboran ini digunakan peralatan bor tanah yang ringan dan dapat dioperasikan dengan tangan untuk mengambil contoh tanah dari lubang bor. Seperti pada pemboran inti, deskripsi tiap perubahan lapisan tanah harus dibuat dan tinggi muka air tanah harus dicatat, dan juga harus dilengkapi dengan notasi dari lapisan-lapisan tanah tersebut.

##### b. Uji permiabilitas di lokasi (in-situ) :

Pengujian di lokasi secara langsung (in-situ test) merupakan cara terbaik untuk mengetahui nilai atau koefisien permiabilitas. Terdapat 2 (dua) jenis pengujian lapangan untuk mengetahui nilai atau koefisien permiabilitas, yaitu : pengujian pemompaan dari lubang bor (pumping test atau packer test), serta pengujian dengan tabung terbuka (open end test).

**b.1. Pengujian pemompaan dari lubang bor (packer test) :**

Untuk uji permiabilitas pada formasi batuan yang keras dan kompak umumnya dipakai metode pengujian pemompaan dari lubang bor. Metode ini menggunakan alat yang disebut "packer" yang berfungsi sebagai penghalang supaya air yang dipompakan dengan tekanan bisa masuk ke formasi batuan yang akan diuji, jadi "packer" tersebut adalah merupakan penyekat yang tidak tembus air.

Tebal (T) lapisan yang akan diuji harus lebih dari 5 kali panjangnya lubang yang diuji (L), atau  $T > 5L$ , dan panjang lubang uji (L) harus lebih dari 10 kali jari-jari lubang pengujian, atau  $L > 10R$ .

Percobaan permiabilitas bertekanan tersebut dapat terdiri dari beberapa tahapan percobaan, yang ditentukan oleh besarnya tekanan yang diberikan. Tekanan air yang diberikan disesuaikan dengan kedalaman batuan yang akan diuji. Pada batuan keras dengan sedikit rekah/rongga dipakai tekanan maksimum sebesar 0.21 kg/cm<sup>2</sup>/untuk setiap kemajuan 1 meter. Sedangkan pada batuan keras dengan banyak rekah/rongga dipakai tekanan maksimum 0,11 kg/cm<sup>2</sup> (lebih besar sedikit dari tekanan air, yaitu 1m = 0,1kg/cm<sup>2</sup>) agar struktur batuan tidak rusak/jebol. Setiap tahap pengujian dilakukan 5 kali pengamatan dengan variasi tekanan yang berbeda, yaitu : 33% P maks, 66% P maks, 100% P maks, 66% P maks, dan 33% P maks.

**b.2. Pengujian dengan tabung terbuka (open end test) :**

Pengujian dengan metode ini dilakukan bila dinding lubang bor mudah runtuh, sehingga diperkirakan tidak akan kuat untuk dilakukan percobaan bertekanan. Terdapat 2 (dua) metode yang umum digunakan, yaitu : metode "constant head" dan metode "falling head".

Prosedur metode constant head adalah sebagai berikut : turunkan pipa lindung (casing) pada lubang bor sampai batas bagian atas lapisan yang akan diuji. Masukkan air ke dalam casing dengan jalan dikocorkan, usahakan muka air di dalam pipa lindung tersebut selalu tetap (constant head). Catat banyaknya air yang dikocorkan dan waktu yang diperlukan.

Metode falling head dilakukan bila metode constant head sulit dilaksanakan karena air yang dikocorkan sukar masuk ke dalam casing lubang bor. Sebagai gantinya, maka pada metode falling head dilakukan percobaan dengan cara mengisi lubang pipa lindung sampai penuh, kemudian dibiarkan turun sedalam 5 cm dan dicatat waktunya. Penurunan air dalam pipa lindung tidak boleh lebih dari 5 cm, dan selanjutnya dihitung volume air yang turun tersebut.

Bagian-bagian yang perlu diuji permiabilitasnya, baik dengan metode "packer test" ataupun "open end test", umumnya adalah sebagai berikut : pada setiap kedalaman antara 1,5 – 3 m dan atau pada setiap pergantian lapisan.

c. Tes penetrasi standar (standard penetration test / SPT) :

Tes ini dilakukan untuk memperoleh harga atau nilai "N" dan contoh tanah terganggu yang representatif dari suatu lapisan tanah.

Harga "N" diperlukan untuk membuat perkiraan kondisi lapisan tanah bawah sehubungan dengan daya dukung untuk perhitungan perencanaan pondasi. Harga "N" didefinisikan sebagai jumlah pukulan dengan palu seberat 63,5 kg yang jatuh bebas dari ketinggian 75 cm, untuk memasukkan alat pengambil contoh tanah sedalam 30 cm ke dalam tanah. SPT umumnya dilakukan pada setiap interval kedalaman 2 meter di dalam lubang bor dan atau pada setiap pergantian bahan pada lapisan tanah.

d. Pengambilan contoh tanah :

Untuk keperluan pengujian laboratorium dan menentukan karakteristik lapisan tanah, baik untuk pondasi maupun bahan bangunan dan timbunan, diperlukan pengambilan contoh tanah dari lubang bor, sumuran uji (test pit) dan paritan uji (trench). Pada dasarnya ada 2 (dua) jenis contoh tanah yang perlu dikumpulkan, yaitu : contoh tanah tidak terganggu / asli (undisturbed sample) dan contoh tanah terganggu (disturbed sample).

d.1. Pengambilan contoh tanah tidak terganggu / asli (undisturbed sample) :

Agar data-data parameter dan sifat-sifat tanah asli masih dapat digunakan, maka pengambilan contoh tanah harus dilakukan secara hati-hati. Pada waktu mengambil contoh, harus diberikan tekanan sentris agar struktur tanah tetap serupa dengan kondisinya di lapangan. Contoh tanah diambil pada setiap lapisan atau kedalaman tertentu.

Pengangkutan dan penyimpanan contoh-contoh tanah asli harus memenuhi persyaratan tertentu, yaitu : harus bebas dari getaran, terlindung dari terik matahari secara langsung dan bebas dari suhu tinggi ataupun perubahan temperatur secara radikal.

Hal-hal tersebut di atas perlu dilakukan agar :

- Struktur tanahnya tidak terlalu terganggu atau berubah, sehingga mendekati keadaan yang sama dengan keadaan lapangan.
- Kadar air aslinya masih dapat dianggap sesuai dengan keadaan lapangan.

d.2. Pengambilan contoh tanah terganggu (disturbed sample) :

Terdapat 2 (dua) jenis pengambilan contoh tanah terganggu, yaitu : contoh meruah terganggu dan contoh kecil terganggu. Untuk contoh meruah terganggu, maka contoh tanah sebanyak kurang lebih 30 kg diambil dari sumuran uji (test pit) atau dari paritan uji (trench). Terhadap contoh-contoh tanah tersebut perlu dilakukan percobaan "proctor" di laboratorium.

Untuk keperluan penelitian kadar air aslinya, maka diadakan pengambilan contoh tanah asli dengan menggunakan tabung "shelby" (shelby tube) dengan ukuran panjang 20 cm yang selanjutnya ditutup dengan parafin.

Untuk contoh kecil terganggu, maka contoh tanah sebanyak kurang lebih 1 kg perlu diambil pada setiap kedalaman tertentu dari setiap test pit, setiap trench atau setiap lubang bor untuk diuji kadar air dan klasifikasinya.

Sebelum dibawa ke laboratorium, maka semua contoh tanah harus diberi label yang menunjukkan nama dan lokasi proyek, nomor contoh, nomor lubang bor atau test pit atau trench, serta kedalaman pengambilan contoh dan deskripsi tanah. Semua keterangan harus ditulis dengan jelas dan dicantumkan pada wadah contoh.

e. Sumuran uji (test pit) :

Dilakukan untuk mengetahui jenis dan tebal lapisan di bawah lapisan tanah atas dengan lebih jelas, baik untuk pondasi bangunan maupun untuk bahan timbunan pada daerah sumber galian bahan (borrow area). Dengan demikian akan diperoleh gambaran yang lebih jelas mengenai jenis lapisan dan tebalnya, juga dapat dihitung ketersediaan bahan galian.

Potongan melintang sumuran uji harus cukup besar untuk memungkinkannya dilakukan penggalian secara aman, yakni sekitar 1,5 x 1,5 m dengan kedalaman 3 – 5 meter. Bahan yang dikeluarkan dari galian harus dikumpulkan di sekitar sumuran uji untuk mengetahui adanya perubahan bahan pada setiap kedalaman tertentu. Deskripsi setiap lapisan tanah harus dibuat dengan jelas dan disusun dalam "log of pit" dan dilengkapi dengan foto berwarna susunan lapisan tanah yang ada.

Pembuatan sumuran uji dapat dihentikan bilamana :

- Telah dijumpai lapisan keras dan diperkirakan benar-benar keras di sekeliling lokasi tersebut. Peralatan gali sederhana seperti linggis dan belincong tidak bisa atau sulit untuk menembusnya lagi.
- Bila dijumpai rembesan air tanah yang cukup besar sehingga sulit untuk diatasi dengan peralatan-peralatan pompa sederhana di lapangan.
- Bila dinding galian mudah runtuh, sehingga pekerjaan penggalian mengalami kesulitan, dan telah dibantu dengan pembuatan papan-papan penahan dinding galian tetapi tetap tidak bisa diatasi.

f. Paritan uji (trench) :

Adalah galian yang dibuat dengan bentuk seperti parit, dengan tujuan untuk mengetahui lebih jelas gejala-gejala geologi di permukaan, misalnya daerah perbatasan atau bidang kontak lapisan-lapisan batuan, rekahan (fracture), patahan, tingkat pelapukan dan tebal lapisan penutup (over burden). Paritan uji umumnya dibuat pada lereng bukit ataupun lereng tumpuan (abutment), dan dapat dibuat dengan memotong garis tinggi atau sejajar garis tinggi.

Panjang paritan uji dapat disesuaikan dengan keadaan lereng dan tujuan penyelidikan, umumnya berkisar antara 10-20 meter. Sedangkan lebar dapat dibuat secukupnya supaya orang dan alat mudah bekerja, biasanya minimal 1,5-2,0 meter jika pekerjaan dilaksanakan dengan tenaga manusia. Kedalaman paritan uji jika lapukan/tanah penutup tidak tebal adalah sampai mencapai ke lapisan keras. Tetapi jika tanah penutup tebal, kedalaman paritan uji adalah sampai 3 meter.

Pembuatan paritan uji dapat dihentikan bilamana :

- Telah dijumpai lapisan keras dan tidak dapat ditembus lagi atau sulit ditembus dengan peralatan gali sederhana seperti linggis dan belincong.
- Bila dinding galian mudah runtuh dan sulit untuk diatasi, sehingga pekerjaan penggalian mengalami kesulitan.

g. Penyelidikan laboratorium :

Dalam upaya memberikan lebih banyak masukan data yang akan digunakan di dalam perhitungan perencanaan saluran dan bangunan yang sesuai dengan kondisi lapangannya, percobaan laboratorium diperlukan dan diusahakan membuahkan hasil yang andal. Penyelidikan laboratorium mekanika tanah, dalam hal ini dibagi dalam 2 (dua) kelompok besar, yaitu penelitian yang berkenaan dengan : pondasi dan bahan timbunan.

g.1. Penelitian pondasi :

Untuk memberikan data yang mendekati kondisi aslinya, maka contoh tanah yang digunakan dalam percobaan adalah contoh tanah tidak terganggu/asli (undisturbed sample). Jenis penelitian yang diperlukan adalah meliputi :

- Sifat-sifat indeks (index properties)  
Penelitian ini berfungsi sebagai pendekatan untuk mengetahui kondisi fisik jenis tanah yang akan dievaluasi, sehingga penilaian (judgement) yang dibuat selaras dengan data teknis yang diperoleh. Pengujian tersebut antara lain adalah :

- Berat isi ( $\gamma_n$ )
- Berat jenis ( $G_s$ )
- Kadar air ( $W_n$ )
- Analisa ukuran butir ( $m\%$ )
- Batas-batas Atterberg ( $W_i$ ,  $W_p$ ,  $I_p$ )
- Analisa hidrometer.
- Sifat-sifat teknik (engineering properties)
 

Setelah data sifat-sifat indeks diketahui, maka pengujian untuk data teknis disesuaikan dengan sistem pengujian yang sesuai dengan kondisi fisiknya. Sifat-sifat teknik tanah dapat diketahui dengan melalui cara :

  - Direct shear test ( $c$ ,  $D$ )
  - Unconfined compression test ( $q_{un}$ ,  $q_{ur}$ )
  - Triaxial test, consolidated undrained atau unconsolidated undrained ( $C$ ,  $C'$ ,  $D$ ,  $D'$ )
  - Consolidation test ( $C_c$ ,  $C_v$ ,  $E_s$ ).

g.2. Penelitian bahan timbunan :

Guna mengetahui suatu jenis tanah yang baik untuk digunakan sebagai bahan timbunan, terlebih dahulu harus dilakukan pemeriksaan terhadap data fisiknya, barulah setelah itu dapat dilakukan percobaan untuk mengetahui dengan kepadatan mana akan dapat tercapai kepadatan maksimum yang diinginkan. Jenis penelitian yang diperlukan adalah meliputi :

- Sifat-sifat indeks (index properties)
 

Tes sifat-sifat indeks ini dilakukan untuk mengetahui kondisi asli tanah, sebelum tanah itu diubah-ubah baik dalam kepadatannya, maupun dalam perencanaan penentuan sifat-sifat tekniknya. Percobaan ini seyogyanya berhubungan dengan kadar air tanahnya. Percobaan ini dilakukan untuk mengetahui hal-hal sebagai berikut :

  - Berat isi ( $\gamma_n$ )
  - Berat jenis ( $G_s$ )
  - Kadar air ( $W_n$ )
  - Analisa ukuran butir ( $m\%$ )
  - Batas-batas Atterberg ( $W_i$ ,  $W_p$ ,  $I_p$ )
  - Analisa hidrometer.
- Sifat-sifat teknik (engineering properties)
 

Metode percobaan yang akan dipakai harus dapat menghasilkan data teknis dari bahan tanah dalam kondisi asli. Kondisi air tanah asli harus menjadi perhatian utama. Secara beraturan, percobaan ini meliputi :

- Kepadatan/kompaksi (standard proctor test) (qD, OMC)
- Triaxial test (CU dan UU), setelah dipadatkan
- Konsolidasi sesudah dipadatkan
- Percobaan permiabilitas sesudah dipadatkan
- Percobaan "pin hole" setelah dipadatkan
- Unconfined compression test atau direct shear test setelah dipadatkan dan kondisi jenuh.

#### 4.5 Analisa hidrologi

Dua hal yang paling penting dilakukan dalam analisa hidrologi untuk perencanaan drainase jalan raya, yaitu :

1. Analisa data curah hujan
2. Perhitungan debit aliran.

##### 4.5.1 Analisa data curah hujan

Berikut dijelaskan hal-hal penting terkait kepentingan analisa data curah hujan :

##### 1. Stasiun pengamat curah hujan :

Data curah hujan untuk setiap stasiun pengamat dapat dilihat pada buku "Pemeriksaan Hujan di Indonesia" yang diterbitkan oleh "Badan Meteorologi dan Geofisika (BMG)". Untuk suatu lokasi rencana jalan perlu dipilih sejumlah stasiun pengamat yang lokasinya paling mendekati trase jalan yang direncanakan. Dengan demikian diharapkan bahwa pemilihan data curah hujan yang akan dioalah adalah yang paling mendekati ketelitian, artinya dapat memberikan hasil "extreme rainfall" yang paling teliti. Baru kemudian diambil harga rata-rata setelah untuk masing-masing stasiun pengamat diketahui harga extreme rainfall-nya.

##### 2. Analisa frekwensi untuk nilai ekstrim :

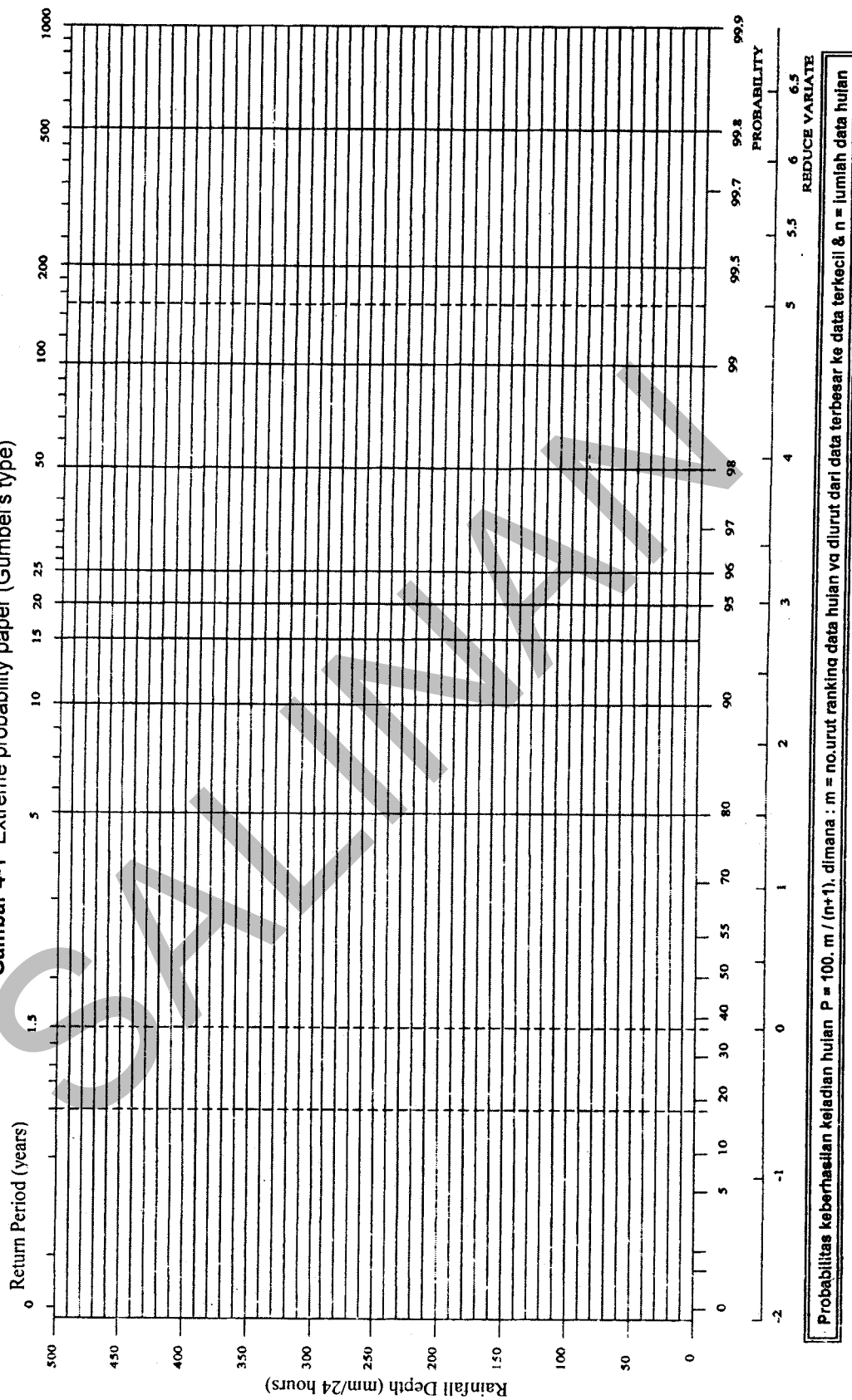
Dari setiap stasiun pengamat akan diperoleh besarnya curah hujan harian maksimum dalam setahun (disebut  $X_i$  mm/24 jam selama "n" tahun pengamatan, jadi harga "i" menyatakan angka tahun ke-1 s/d ke-"n"). Angka-angka curah hujan tersebut adalah angka-angka kuantitatif yang dihasilkan dari penjumlahan. Dalam bahasa statistik, angka-angka yang mewakili kuantitas disebut frekwensi, sehingga dengan demikian analisa terhadap angka-angka tersebut disebut "analisa frekwensi". Tujuan dari analisa frekwensi adalah untuk mendapatkan "garis regresi (regression line)", yang merupakan tempat kedudukan dari nilai ekstrim dari hujan harian. Rumus umum dari persamaan regresi adalah :

$$X = U + (1/\alpha).Y$$

**Tabel 4-1** Hubungan jumlah tahun pengamatan curah hujan ( $n$ ), expected mean ( $\bar{Y}_n$ ) dan expected standard deviation ( $S_n$ )

$n$	$\bar{Y}_n$	$S_n$	$n$	$\bar{Y}_n$	$S_n$
8	0.48430	0.90430	51	0.54890	1.16230
9	0.49020	0.92880	52	0.54930	1.16380
10	0.49520	0.94970	53	0.54970	1.16530
11	0.49960	0.96760	54	0.55010	1.16670
12	0.50350	0.98330	55	0.55040	1.16810
13	0.50700	0.99720	56	0.55080	1.16960
14	0.51000	1.00950	57	0.55110	1.17080
15	0.51280	1.02057	58	0.55150	1.17210
16	0.51570	1.03160	59	0.55180	1.17340
17	0.51810	1.04140	60	0.55208	1.17467
18	0.52020	1.04930	62	0.55270	1.17700
19	0.52200	1.05660	64	0.55330	1.17930
20	0.52355	1.06283	66	0.55380	1.18140
21	0.52520	1.06960	68	0.55430	1.18340
22	0.52680	1.07540	70	0.55477	1.18536
23	0.52830	1.08110	72	0.55520	1.18730
24	0.52960	1.08640	74	0.55570	1.18900
25	0.53086	1.09148	76	0.55610	1.19060
26	0.53200	1.09610	78	0.55650	1.19230
27	0.53320	1.10040	80	0.55688	1.19382
28	0.53430	1.10470	82	0.55720	1.19530
29	0.53630	1.10860	84	0.55760	1.19630
30	0.53682	1.11238	86	0.55800	1.19800
31	0.53710	1.11590	88	0.55830	1.19940
32	0.53800	1.11930	90	0.55860	1.20073
33	0.53880	1.12260	92	0.55890	1.20200
34	0.53960	1.12550	94	0.55920	1.20320
35	0.54034	1.12847	96	0.55950	1.20440
36	0.54100	1.13130	98	0.55980	1.20550
37	0.54180	1.13390	100	0.56002	1.20649
38	0.54240	1.13630	150	0.56461	1.22834
39	0.54300	1.38800	200	0.56715	1.23598
40	0.54362	1.14132	250	0.56878	1.24292
41	0.54420	1.14360	300	0.56993	1.24786
42	0.54480	1.14580	400	0.57144	1.25450
43	0.54530	1.14800	500	0.57240	1.25880
44	0.54580	1.14990	750	0.57377	1.26506
45	0.54630	1.15185	1000	0.57450	1.26851
46	0.54680	1.15380			
47	0.54730	1.15570			
48	0.54770	1.15740			
49	0.54810	1.15900			
50	0.54854	1.16066			

Gambar 4-1 Extreme probability paper (Gumbel's type)



### 3. Periode ulang/return period (recurrence interval) :

Penjelasan detail tentang probabilitas dan frekwensi banjir diberikan pada Buku 1. Tabel 4-2 berikut dapat membantu untuk menentukan periode ulang yang akan dipilih untuk curah hujan rencana dan perencanaan debit banjir.

**Tabel 4-2 Pemilihan periode ulang curah hujan dan banjir rencana**

Faktor *)	1	2	3
Kerusakan non jalan raya	Rendah	Sedang	Tinggi
Kerusakan jalan raya	Rendah	Sedang	Tinggi
Bencana kehidupan	Rendah	Sedang	Tinggi
Tinggi banjir	s/d 7 M	7 - 15 M	> 15 M
Biaya penggantian	Rendah	Sedang	Tinggi
Pengaruh pada ekonomi lokal	Rendah	Sedang	Tinggi
*) Tingkat Bobot : Frekwensi Rencana			
1	10 - 25 Tahun		
2	25 - 50 Tahun		
3	50 Tahun keatas		

Sumber : Pedoman Drainase Jalan Raya, AASHTO.

Untuk saluran samping jalan (side ditch) berdasarkan "Tata Cara Perencanaan Drainase Permukaan Jalan, SNI 03-3424-1994" direncanakan dengan periode ulang 5 tahunan. Sedangkan periode ulang bagi keperluan perencanaan bangunan gorong gorong didasarkan pada usia layan bangunan, yaitu sebagai berikut :

- Gorong-gorong di jalan tol : digunakan periode ulang 50 tahunan
- Gorong-gorong di jalan arteri : digunakan periode ulang 25 tahunan
- Gorong-gorong di jalan lokal : digunakan periode ulang 10 tahunan.

### 4. Intensitas curah hujan (rainfall intensity) :

Setelah periode ulang ditetapkan, maka berdasarkan grafik garis regresi yang telah dibuat, dapat dibaca nilai ekstrim dari curah hujan harian yang disebut intensitas curah hujan (rainfall intensity). Angka yang diperoleh menunjukkan curah hujan ekstrim dalam satuan mm/24 jam untuk masing-masing stasiun pengamat. Mengingat hasil yang diperoleh tersebut adalah dari pembacaan grafis, maka hasilnya tentu kurang teliti. Oleh karenanya, cara grafis tersebut sebaiknya hanya dipakai untuk memeriksa hasil perhitungan secara analitis.

Cara analitis tersebut dijelaskan sebagai berikut :

$$X_t = U + (1/\alpha) \cdot Y_t$$

(indeks "t" menunjukkan periode ulang/return period)

$$X_t = \bar{X} - (1/\alpha) \cdot \bar{Y}_n + (1/\alpha) \cdot Y_t$$

$$= \bar{X} + (1/\alpha) \cdot (Y_t - \bar{Y}_n)$$

$$X_t = \bar{X} + (S_x/S_n) \cdot (Y_t - \bar{Y}_n)$$

dimana :

$X_t$  = curah hujan ekstrim dengan periode ulang "t" tahun (mm/24 jam)

$Y_t$  = reduced variate dengan periode ulang "t" tahun (Tabel 4-3).

**Tabel 4-3** Periode ulang (tahun) sebagai fungsi dari reduced variate ( $Y_t$ )

Periode ulang (tahun)	Reduced variate ( $Y_t$ )
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001

Sumber : "Engineering Hydrology", J. Nemec

#### 5. Intensitas curah hujan rata-rata (mean rainfall intensity) :

Mean rainfall intensity adalah angka rainfall intensity yang dapat dianggap mewakili rainfall intensity yang telah dihitung untuk semua stasiun pengamat. Jadi, angka tersebut adalah merupakan harga rata-rata yang dapat dianggap sebagai hujan rata-rata daerah dan dapat dihitung dengan berbagai metode (lihat bagian 2.1.4), yaitu sebagai berikut :

- Metode rata-rata hitung aritmatik (arithmetic mean)
- Metode poligon Thiessen
- Metode garis isohiet.

Penjelasan detail tentang ketiga metode tersebut diberikan pada Buku 1.

#### 6. Kurva "Intensitas–Durasi-Frekwensi (I-D-F)" curah hujan :

Hasil terakhir dari analisa data curah hujan adalah kurva yang menunjukkan hubungan antara intensitas curah hujan (mm/jam), durasi (jam), dan frekwensi atau periode ulang (tahun). Dengan kendala keterbatasan jenis pengamatan curah hujan yang ada di Indonesia, maka kesulitan utama dalam membuat kurva tersebut adalah :

- a. Data yang ada umumnya hanya berupa data curah hujan maksimum dalam mm/24 jam pada suatu tahun pengamatan.
- b. Padahal yang diperlukan untuk membuat kurva, selain data tersebut di atas juga adalah catatan lapangan yang menunjukkan hubungan antara lamanya hujan (durasi) dengan "total curah hujan harian (total daily rainfall)" pada kondisi point "a" tersebut di atas.

Untuk mengatasi kendala-kendala tersebut, antara lain dapat dilakukan dengan pendekatan-pendekatan sebagai berikut :

- Memanfaatkan hasil pengamatan Weduwen :  
Pengamatan yang dilakukan oleh Ir. JP. Der Weduwen untuk daerah Jakarta (tahun 1937) memberikan hubungan antara durasi (dalam "jam") dengan prosentase terhadap curah hujan harian sebagaimana ditunjukkan di Tabel 4-4.

Tabel 4-4 Hubungan durasi dan prosentase curah hujan harian (Weduwen)

Durasi (jam)	Prosentase curah hujan harian (%)
1	40,0
2	56,0
3	67,5
4	76,0
5	81,5
6	83,5
9	87,5
12	89,0
15	90,0
21	92,0
24	100

Sumber : Dasar-dasar perencanaan drainase

Hasil pengamatan pada Tabel 4-4 di atas tentunya hanya berlaku untuk daerah Jakarta dan sekitarnya. Pada umumnya, stasiun pengamatan curah hujan di Indonesia tidak mempunyai catatan tentang hubungan antara durasi curah hujan dan prosentase curah hujan harian seperti itu. Selama di lokasi pengamatan yang dipilih tidak memiliki catatan seperti itu, hasil pengamatan Weduwen tersebut dapat dipakai sebagai pendekatan dan dianggap kira-kira bisa berlaku juga untuk daerah di luar Jakarta.

- Menggunakan rumus empiris Mononobe :

Apabila hanya tersedia data curah hujan harian, Dr. Mononobe merumuskan intensitas curah hujan sebagai berikut :

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left(\frac{24}{t}\right)^{\frac{2}{3}}$$

dimana :

$I_t$  = intensitas curah hujan (mm/jam)

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

$T$  = lamanya curah hujan atau durasi (jam).

Berdasarkan rumus Dr. Mononobe tersebut, diperoleh hubungan antara durasi curah hujan (dalam "jam") dengan prosentase terhadap curah hujan harian.

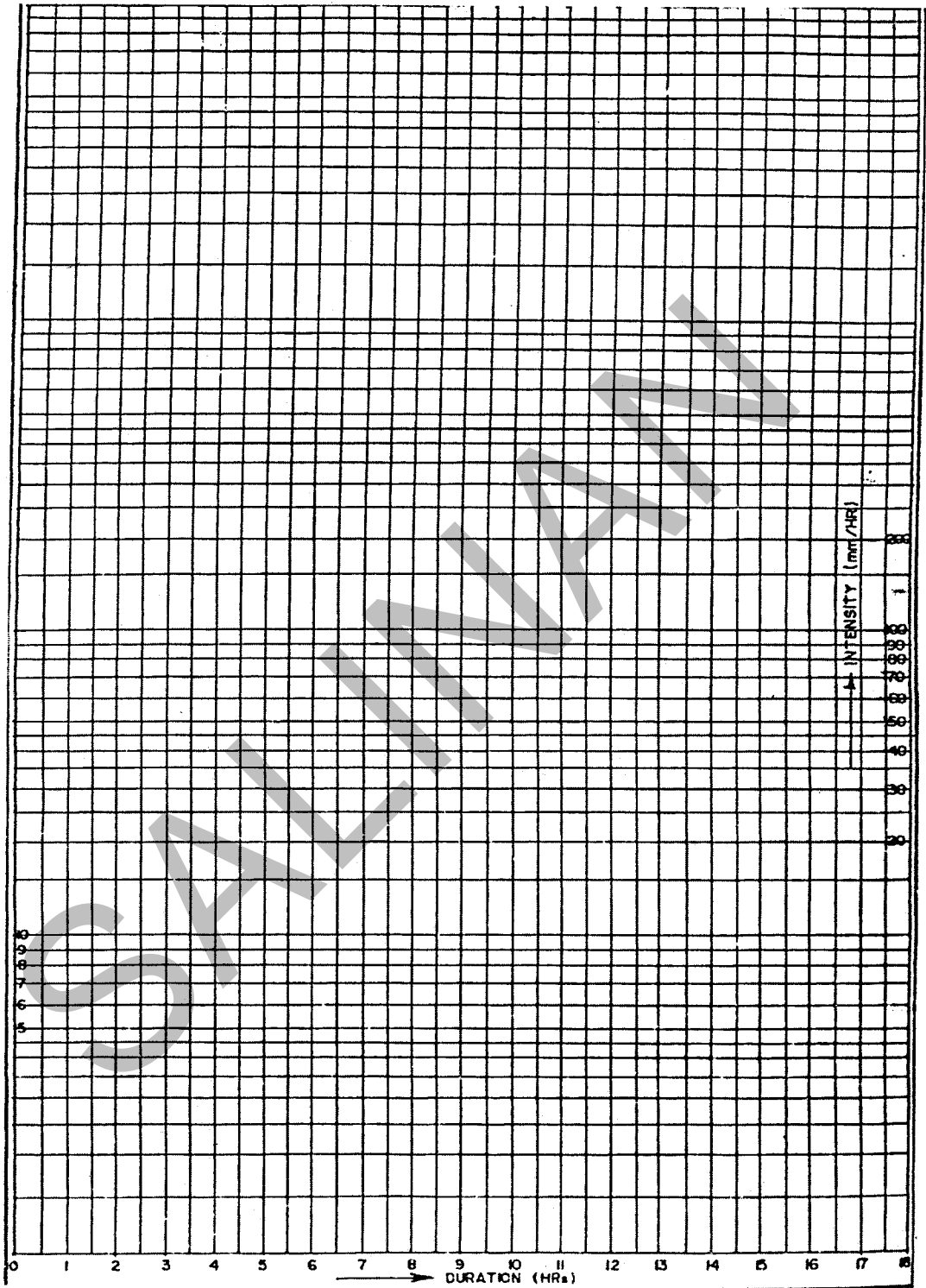
**Tabel 4-5 Hubungan durasi dan prosentase curah hujan harian (Mononobe)**

Durasi (jam)	Prosentase curah hujan harian (%)
1	34,70
2	43,60
3	50,10
4	55,04
5	59,30
6	63,00
9	72,20
12	79,40
15	85,50
20	94,00
21	95,60
24	100

Sumber : Hasil perhitungan

Hasil pengolahan data curah hujan pada akhirnya digambarkan di atas kertas grafik semi logaritmis yang menunjukkan hubungan antara intensitas curah hujan – durasi – frekwensi atau periode ulang seperti ditunjukkan pada Gambar 4-2.

Gambar 4-2 Kurva intensitas–durasi–frekwensi curah hujan (IDF)



#### 4.5.2 Perhitungan debit aliran

Rumus yang dipakai untuk perhitungan debit aliran dapat ditentukan berdasarkan luasnya catchment area, yaitu sebagai berikut :

- Untuk catchment area  $< 25 \text{ km}^2$  ( $< 2.500 \text{ ha}$ ) dapat digunakan "metode Rational".
- Untuk catchment area antara  $25\text{--}100 \text{ km}^2$  ( $2.500\text{--}10.000 \text{ ha}$ ) dapat digunakan "metode Weduwen" atau "metode Haspers".
- Untuk catchment area  $> 100 \text{ km}^2$  ( $> 10.000 \text{ ha}$ ) dapat digunakan "metode Melchior".

Anggapan-anggapan yang digunakan dalam penerapan metode-metode di atas, antara lain adalah : intensitas hujan yang merata di seluruh catchment area untuk waktu curah hujan tertentu; waktu hujan sama dengan waktu konsentrasi dari catchment area; puncak banjir dan intensitas hujan mempunyai periode ulang yang sama.

##### 1. Metode Rational :

Metode ini menggambarkan hubungan antara debit limpasan dengan besar curah hujan. Dua komponen utama yang berpengaruh dalam perhitungan metode ini ialah waktu konsentrasi ( $t_c$ ) dan intensitas curah hujan ( $I$ ).

Rumus rational menganggap bahwa debit puncak pada suatu titik yang ditinjau terjadi pada saat bersamaan dengan waktu konsentrasi, dan periode ulang debit sama dengan periode ulang curah hujan.

Rumus rational adalah sebagai berikut :

$$Q_p = (1/3,6) \cdot C \cdot I \cdot A$$

$$Q_p = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

dimana :

$Q_p$  = debit puncak banjir ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

$C$  = koefisien limpasan

$I$  = intensitas curah hujan selama waktu konsentrasi ( $\text{mm}/\text{jam}$ )

$A$  = luas daerah pengaliran atau catchment area ( $\text{km}^2$ ).

##### Waktu konsentrasi (time of concentration) :

Waktu konsentrasi ( $t_c$ ) adalah waktu yang diperlukan oleh air untuk mengalir dari suatu titik terjauh pada suatu daerah pengaliran (catchment area) sampai dengan titik yang ditinjau. Waktu konsentrasi ( $t_c$ ) terdiri dari 2 (dua) bagian, yaitu :

- "Inlet time (overland flow time)",  $t_o$ , yaitu waktu yang dibutuhkan oleh air limpasan untuk mencapai lokasi fasilitas drainase (inlet), dari titik terjauh yang terletak di catchment area.

- “Time of flow (channel/ditch flow time)”,  $t_d$ , yaitu waktu yang dibutuhkan oleh air limpasan untuk mengalir melalui side ditch, mulai dari inlet sampai ke titik yang ditinjau.
- Jadi waktu konsentrasi (time of concentration),  $t_c = t_o + t_d$ .

$$t_c = t_o + t_d \quad (\text{dalam menit})$$

Besarnya “inlet time ( $t_o$ )” tergantung dari jarak terjauh pada catchment area ke ujung saluran dan kemiringan lahan, dan dapat diperkirakan dengan “rumus Kirpich” berikut :

$$t_o = \{2/3 \times 3,28 \times L \times (n_d / \sqrt{s})\}^{0,467}$$

dimana :

$t_o$  = inlet time, menit

$L$  = jarak dari titik terjauh di catchment area ke lokasi fasilitas drainase (inlet), m

$n_d$  = koefisien hambatan (Tabel 4-6)

$s$  = Kemiringan daerah pengaliran (catchment area)

**Tabel 4-6** Hubungan kondisi permukaan dengan koefisien hambatan ( $n_d$ )

Kondisi permukaan yang dilalui aliran	$n_d$
1 Lapisan semen dan aspal beton	0,013
2 Permukaan halus dan kedap air	0,02
3 Permukaan halus dan padat	0,10
4 Lapangan dgn rumput jarang, ladang, dan tanah lapang kosong dgn permukaan cukup kasar	0,20
5 Ladang dan lapangan rumput	0,40
6 Hutan	0,60
7 Hutan dan rimba	0,80

Sumber : Shirley L. Hendarsin, “Perencanaan Teknik Jalan Raya”

Adapun besarnya “time of flow ( $t_d$ )” dapat diperkirakan dengan rumus berikut ini :

$$t_d = L/V \quad (\text{dalam detik})$$

dimana :

$L$  = panjang side ditch, mulai dari inlet sampai ke titik yang ditinjau (m)

$V$  = kecepatan rata-rata aliran melalui side ditch (m/detik).

Dalam hal yang direncanakan adalah saluran alam (parit atau sungai kecil) yang melintasi jalan, maka waktu konsentrasi (time of concentration) dihitung dengan rumus berikut ini :

$$t_c = L/V$$

$$V = 72 (H/L)^{0,6}$$

dimana :

L = Jarak horisontal dalam km, diukur sepanjang sungai, mulai dari titik paling tinggi di hulu sungai sampai titik potong antara sungai dengan jalan, dimana pada perpotongan tersebut akan direncanakan bangunan persilangan.

V = kecepatan rata-rata aliran sungai (km/jam)

H = beda tinggi dari kedua titik sungai (antara titik paling hulu dan perpotongan sungai dengan jalan, dimana di lokasi itu akan direncanakan bangunan persilangan), dinyatakan dalam km.

**Koefisien limpasan ( run off coefficient ) :**

Koefisien limpasan (C) adalah suatu besaran angka yang menunjukkan perbandingan antara air hujan yang mengalir di atas permukaan tanah (surface runoff) dengan air yang meresap ke dalam tanah. Besarnya angka ini tergantung pada : kondisi penggunaan lahan, kemiringan lahan dan struktur geologi permukaan tanah. Besarnya angka pendekatan "koefisien C" ini untuk berbagai macam kondisi lahan adalah sebagaimana Tabel 4-7.

Jika dalam suatu catchment area terdiri dari beberapa tipe kondisi permukaan tanah yang mempunyai nilai C yang berbeda-beda, maka harga C untuk perhitungan debit digunakan nilai C rata-rata dengan rumus sebagai berikut :

$$C \text{ rata-rata} = \frac{C1.A1 + C2.A2 + C3.A3 + .....Cn.An}{A1 + A2 + A3 + .....An}$$

dimana,

C1, C2, C3.....Cn = Koefisien limpasan yang sesuai dengan tipe kondisi permukaan tanah.

A1, A2, A3.....An = Luas daerah pengaliran yang diperhitungkan sesuai dengan kondisi permukaan tanah.

**Tabel 4-7 Angka koefisien limpasan (koefisien C)**

<b>Tipe catchment area</b>	<b>Kondisi permukaan tanah</b>	<b>Harga C</b>
Jalur lalu lintas	Jalan aspal	0.70 - 0.95
	Jalan kerikil	0.30 - 0.70
Bahu jalan dan lereng	Tanah berbutir halus	0.40 - 0.65
	Tanah berbutir kasar	0.10 - 0.20
	Lapisan batuan keras	0.70 - 0.85
	Lapisan batuan lunak	0.50 - 0.75
Tanah pasiran dan tanah kohesif tertutup rumput	Tanah pasiran, kemiringan 0-2%	0.05 - 0.10
	Tanah pasiran, kemiringan 2-7%	0.10 - 0.15
	Tanah pasiran, kemiringan >7%	0.15 - 0.20
	Tanah kohesif, kemiringan 0-2%	0.13 - 0.17
	Tanah kohesif, kemiringan 2-7%	0.18 - 0.22
	Tanah kohesif, kemiringan > 7%	0.25 - 0.35
Atap		0.75 - 0.95
Tanah lapangan		0.20 - 0.40
Taman yang dipenuhi rumput & pepohonan		0.10 - 0.25
Daerah pegunungan datar		0.30
Daerah pegunungan curam		0.50
Sawah		0.70 - 0.80
Ladang/huma		0.10 - 0.30
Kawasan perdagangan	Pusat perdagangan	0.70 - 0.95
	Daerah sekitarnya	0.50 - 0.70
Kawasan industri	Kurang padat	0.50 - 0.80
	Padat	0.60 - 0.90
Kawasan permukiman	Sedikit tanah terbuka	0.65 - 0.80
	Perumahan	0.50 - 0.70
	Permukiman dgn tanah terbuka dan taman	0.30 - 0.50
Daerah hijau, dll.	Taman dan lapangan batu	0.10 - 0.25
	Lapangan atletik	0.20 - 0.35
	Lapangan golf	0.20 - 0.40
	Sawah dan hutan	0.10 - 0.30

Sumber : Shirley L. Hendarsin, "Perencanaan Teknik Jalan Raya"

## 2. Metode Modifikasi Rational :

Pada catchment area yang luas, aliran air hujan sering tertampung di cekungan-cekungan. Air pada cekungan ini tidak memberikan kontribusi pada debit puncak di saluran. Untuk itu metode ini memberikan koreksi akibat air yang hilang tersebut, yaitu sebesar  $C_s$ . Untuk ini maka rumus rational dimodifikasi menjadi :

$$Q_p = 0,278 \cdot C_s \cdot C \cdot I \cdot A$$

dimana :

$C_s$  = Koefisien tampungan, dan dihitung dengan rumus :

$$C_s = \frac{2 \cdot t_c}{2 \cdot t_c + t_d}$$

## 3. Metode Weduwen dan Haspers :

Rumus umum metode ini adalah :

$$Q_{\max} = \alpha \cdot \beta \cdot q \cdot f$$

dimana :

$Q_{\max}$  = debit maksimum ( $m^3/det$ )

$\alpha$  = koefisien aliran

$\beta$  = koefisien reduksi

$f$  = luas daerah pengaliran ( $km^2$ )

$q$  = hujan maksimum ( $m^3/km^2/det$ ).

• Metode "Der Weduwen", dihitung dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

a. Koefisien aliran ( $\alpha$ ) dihitung dengan rumus :

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

b. Koefisien reduksi ( $\beta$ ) dihitung dengan rumus :

$$\beta = \left\{ 120 + \frac{f+1}{f+9} \right\} / \{ 120+f \}$$

c. Waktu konsentrasi

$$T = 0,25 \cdot L \cdot Q^{-0,125} \cdot I^{-0,25}$$

d. Hujan maksimum ( $q$ ) dihitung dengan rumus :

$$q = \frac{67,65}{f+1,45}$$

dimana :

T = waktu konsentrasi (jam)

t = lamanya curah hujan (durasi) = 2T = 1/6 sampai dengan 12 jam

f ≤ 100 km<sup>2</sup>

L = panjang sungai (km)

I = kemiringan sungai atau catchment area.

- Metode "Haspers", dihitung dengan ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

(a) Koefisien aliran (α) dihitung dengan rumus :

$$\alpha = \frac{1 + 0.012 \cdot f^{0.7}}{1 + 0.075 \cdot f^{0.7}}$$

(b) Koefisien reduksi (β) dihitung dengan rumus :

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3.7 \times 10) \cdot t^{0.4}}{(t^2 + 15)} \times \frac{f^{1.4}}{12}$$

(c) Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus :

$$T = 0.1 \cdot L^{0.8} \cdot I^{-0.3}$$

(d) Hujan maksimum menurut Haspers dihitung dengan rumus :

$$q = \frac{Rt}{3.6t} \text{ bilamana "t" dalam jam, atau}$$

$$q = \frac{Rt}{86.4t} \text{ bilamana "t" dalam hari}$$

Untuk menghitung hujan dengan periode ulang tertentu dipergunakan rumus :

$$R_t = R + S \cdot \mu$$

dimana :

t = waktu curah hujan (durasi), dalam jam atau hari

q = hujan maksimum (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/detik)

R<sub>t</sub> = curah hujan dengan periode ulang T tahun (mm)

R = curah hujan maksimum rata-rata (mm)

S = simpangan baku (standard deviasi)

μ = variabel simpangan untuk periode ulang T tahun.

(e) Haspers membagi intensitas curah hujan menjadi 3 (tiga) golongan, yaitu :

- untuk  $t < 2$  jam :

$$R_t = \frac{t \cdot R_{24}}{t+1 - 0.0008(260 - R_{24})(2-t)^2}$$

dimana :

$t$  dalam (jam)

$R_{24}$ ,  $R_t$  dalam (mm)

$R_t$  = curah hujan dalam waktu  $t$  jam (mm)

- untuk  $2 \text{ jam} \leq t \leq 19 \text{ jam}$

$$R_t = \frac{t \cdot R_{24}}{t+1}$$

- untuk  $19 \text{ jam} \leq t \leq 30 \text{ hari}$

$$R_t = 0,707 \cdot R_{24} \sqrt{t+1}$$

#### 4. Metode Melchior :

Rumus umum metode ini adalah :

$$Q_{\max} = \alpha \cdot \beta \cdot q \cdot f$$

dimana :

$Q_{\max}$  = debit maksimum ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

$\alpha$  = koefisien aliran

$\beta$  = koefisien reduksi

$f$  = luas daerah pengaliran ( $\text{km}^2$ )

$q$  = hujan maksimum ( $\text{m}^3/\text{km}^2/\text{det}$ ).

Perhitungan dengan metode Melchior dilaksanakan dengan ketentuan berikut :

a). Koefisien aliran ( $\alpha$ ) berkisar antara 0,42 – 0,62 dan disarankan memakai  $\alpha = 0,52$ .

b). Koefisien reduksi digunakan rumus :

$$f = \frac{1970}{\beta - 0,12} - 3960 + 1720$$

c). Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus :

$$T = \frac{1.000L}{3.600V}$$

dimana :

T = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang sungai (km)

V = kecepatan rata-rata aliran (m/det)

$$V = 1,31 \sqrt[5]{\beta \cdot q \cdot f \cdot i^2} ; \alpha = 0,52$$

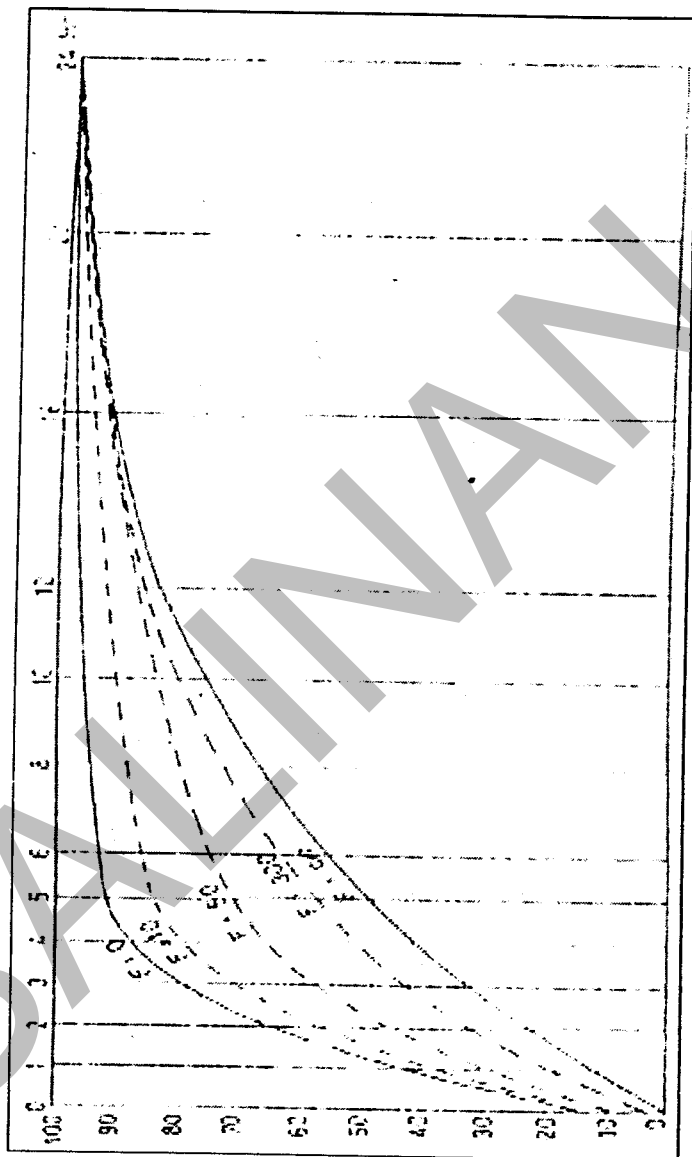
$$i = \frac{H}{0.9L}$$

H = beda tinggi antara dasar sungai di mulut catchment area dengan dasar sungai di titik 0.9 L ke arah hulu.

$$\text{Jadi : } T = 0,186 \cdot L \cdot Q^{-0.2} \cdot i^{-0.4}$$

Durasi curah hujan maksimum  $t = T$  (waktu konsentrasi). Untuk durasi  $< 24$  jam, maka untuk mengetahui hujan maksimum dengan periode ulang tertentu digunakan grafik hubungan antara waktu (durasi) curah hujan, prosentase curah hujan dan luas catchment area (F) seperti pada Gambar 4-3.

Gambar 4-3 Hubungan antara waktu, prosentase curah hujan dan luas (F)



#### **4.6 Analisa hidrolika**

Analisa hidrolika diperlukan untuk menetapkan dimensi saluran dan bangunan drainase yang diperlukan untuk mengalirkan debit rencana. Manual ini, secara khusus memberikan petunjuk tentang tata cara analisa hidrolika yang diperlukan untuk pekerjaan perencanaan drainase jalan antar kota (rural drainage) dan penentuan bentang serta elevasi jembatan.

#### **4.7 Lansekap dan lingkungan**

##### **4.7.1 Umum**

Perencanaan lansekap jalan yang baik dan merupakan kombinasi campuran tiga faktor (faktor ekologis, sosial budaya dan faktor visual setempat), dapat dipertimbangkan dalam suatu perencanaan jalan raya dan sistem drainase. Di dalam penerapannya, sebaiknya mempertimbangan berbagai aspek berikut : tema arsitektur lansekap, keselamatan dan efisiensi, dampak visual pada lansekap sekarang, keindahan dan konteks budaya, konservasi warisan budaya dan keanekaragaman hayati, koridor dan struktur utilitas/jasa, rambu lalu lintas dan papan reklame, kontrol akustik, erosi dan kebutuhan sistem drainase sendiri, pemandangan sepanjang koridor, pemandangan dan penggunaan lahan pribadi di sekitar jalan, serta lalu lintas sinar.

Adapun dalam aspek kelestarian lingkungan, maka lingkungan yang ada sejak sebelum adanya peningkatan atau pembangunan jalan harus semaksimal mungkin tetap dipertahankan, agar tidak terjadi keresahan masyarakat dan menyebabkan kerusakan lingkungan. Oleh karena itu, perlu dilakukan kajian terhadap kondisi lingkungan sebelum pembangunan dan perkiraan dampak yang mungkin timbul setelah dilaksanakannya pembangunan, sehingga dapat dipersiapkan sedini mungkin langkah-langkah yang diperlukan untuk mencegah atau meminimalkan terjadinya dampak negatif yang tidak diinginkan. Hal-hal yang perlu dikaji dalam peningkatan dan pembangunan jalan berikut sistem drainasenya, antara lain adalah : dampak langsung dan tidak langsung, penilaian lapangan, rencana pengelolaan pengurangan dampak dan studi lingkungan lebih rinci.

##### **4.7.2 Analisa mengenai dampak lingkungan**

Tahapan kegiatan pembangunan jalan dan jembatan (baik jalan baru maupun peningkatan jalan lama) berpotensi menyebabkan terjadinya perubahan kondisi lingkungan, dimana perubahan lingkungan tersebut dapat menimbulkan isu dampak positif maupun negatif terhadap lingkungan hidup.

Mempertimbangkan hal tersebut, serta sesuai dengan perundang-undangan dan peraturan yang berlaku serta kebijaksanaan pemerintah tentang pembangunan yang berwawasan lingkungan, maka dalam perencanaan pembangunan jalan dan jembatan (baik pembangunan jalan baru maupun peningkatan) pada skala tertentu perlu dilakukan "Analisa mengenai Dampak Lingkungan (Amdal)".

Sehubungan hal itu, maka pada tahap kegiatan perencanaan dapat dilakukan studi "Penyajian Evaluasi Lingkungan (PEL)", yang mana selanjutnya hasil studi PEL tersebut dapat dipakai sebagai dasar apakah studi itu dapat diterima dan langsung dilanjutkan dengan penyusunan "Rencana Pengelolaan Lingkungan (RKL)" dan "Rencana Pemantauan Lingkungan (RPL)" atau perlu dilanjutkan dengan "Studi Evaluasi Lingkungan (SEL)".

#### **1) Kegiatan yang perlu dilakukan**

Kegiatan penting yang harus dilakukan untuk analisa mengenai dampak lingkungan adalah sebagai berikut :

- Inventarisasi rona lingkungan yang ada , yang meliputi lingkungan fisik-kimia, lingkungan hayati serta lingkungan sosial ekonomi dan sosial budaya.
- Inventarisasi dampak lingkungan yang telah terjadi akibat prasarana jalan dan jembatan yang telah ada (dalam hal peningkatan jalan yang telah ada).
- Inventarisasi jenis kegiatan proyek yang meliputi kegiatan pada tahap pra-konstruksi, tahap konstruksi dan tahap pasca konstruksi atau tahap operasional dan pemeliharaan. Kegiatan "Survey, Investigasi & Detail Design (SID)" adalah termasuk tahap pra-konstruksi.
- Mengidentifikasi dampak lingkungan yang mungkin akan terjadi akibat kegiatan proyek baik kegiatan pada tahap pra-konstruksi, tahap konstruksi maupun tahap pasca konstruksi.
- Memperkirakan dan menetapkan dampak penting untuk setiap tahapan kegiatan proyek.
- Mengevaluasi dampak – dampak penting.
- Menyiapkan rencana pengelolaan dan pemantauan dampak lingkungan.

#### **2) Identifikasi Dampak Lingkungan**

Khusus identifikasi dampak lingkungan, kegiatan yang perlu dilakukan dalam setiap tahapan kegiatan, antara lain meliputi :

##### **a. Tahap Pra-Konstruksi**

1. Kegiatan "Survey, Investigasi & Detail Design (SID) :
  - Keresahan masyarakat
  - Kesempatan kerja.

2. Kegiatan Pengadaan Tanah :
  - Penurunan luas tanaman budidaya
  - Pengurangan luas bangunan/rumah penduduk
  - Keresahan masyarakat
  - Penurunan pendapatan petani penggarap lahan
  - Pemindahan penduduk
  - Hilangnya jalan lingkungan.
3. Kegiatan Pemindahan Sarana dan Prasarana :
  - Gangguan utilitas listrik, telepon dan air dari PAM
  - Persepsi negatif masyarakat
  - Gangguan kegiatan peribadatan.

**b. Tahap Persiapan Konstruksi**

1. Kegiatan pembuatan dan pengoperasian "base camp" :
  - Konflik sosial
  - Kecemburuan sosial.
2. Kegiatan mobilisasi tenaga kerja :
  - Terbukanya kesempatan kerja
  - Kecemburuan sosial.
3. Kegiatan mobilisasi alat berat dan pengangkutan material :
  - Penurunan kualitas udara
  - Peningkatan kebisingan
  - Kerusakan prasarana jalan
  - Gangguan mobilitas penduduk
  - Penurunan kesehatan masyarakat.
4. Kegiatan pembuatan jalan masuk :
  - Penurunan kualitas udara
  - Peningkatan kebisingan
  - Gangguan mobilitas penduduk.

**c. Tahap Pelaksanaan Konstruksi**

1. Kegiatan pembersihan dan penyiapan lahan :
  - Penurunan kualitas udara
  - Peningkatan kebisingan
  - Gangguan mobilitas penduduk.

2. Kegiatan pekerjaan tanah :
  - Penurunan stabilitas tanah
  - Longsoran dan erosi
  - Peningkatan kebisingan.
3. Kegiatan pekerjaan konstruksi jalan :
  - Gangguan lalulintas
  - Gangguan mobilitas penduduk
  - Peningkatan kebisingan.
4. Kegiatan pekerjaan sistem drainase :
  - Gangguan lalulintas
  - Gangguan mobilitas penduduk
  - Penurunan kualitas air.
5. Kegiatan pekerjaan tiang pancang :
  - Gangguan lalulintas
  - Peningkatan kebisingan.
6. Kegiatan pekerjaan bangunan atas dan bawah jembatan :
  - Gangguan lalulintas
  - Penurunan kualitas air .
7. Kegiatan pembuangan bahan/material :
  - Gangguan lalulintas
  - Gangguan lingkungan .

**d. Tahap Pasca Konstruksi**

1. Kegiatan pengoperasian jalan :
  - Peningkatan kebisingan
  - Peningkatan kerawanan kecelakaan
  - Peningkatan pelayanan
  - Gangguan kesehatan masyarakat.
2. Kegiatan pemeliharaan :
  - Gangguan lalulintas
  - Peningkatan kebisingan.

#### 4.7.3 Mengurangi dampak negatif

Berbagai tindakan pada setiap tahapan kegiatan pembangunan jalan dan jembatan yang dapat mengurangi dampak negatif terhadap lingkungan antara lain sebagai berikut :

##### 1. Tahap pra-konstruksi :

- **Tahap survey dan investigasi**, terkait dengan dampak terhadap lingkungan, pada tahap ini bila mungkin diutamakan penggunaan tenaga kerja lokal/setempat.
- **Tahap detail design**, terkait dengan dampak lingkungan baik dampak positif maupun negatif, tahap detail design merupakan tahap yang sangat penting, karena pada tahap ini akan menghasilkan gambar-gambar design yang akan dipakai sebagai dasar pelaksanaan konstruksi. Hasil design yang baik bila dibuat konstruksinya dengan benar, maka dengan sendirinya akan mengurangi dampak negatif terhadap lingkungan. Oleh karena itu, ketepatan menggunakan kriteria desain serta pemilihan jenis bangunan dan penggunaan material yang tepat merupakan tindakan yang harus dilakukan oleh Designer. Sebagai contoh, dimensi box culvert yang terlalu kecil sebagai akibat kesalahan desain, dapat mengakibatkan meluapnya air hujan yang akan mengganggu stabilitas bangunan dan dapat merusak lingkungan sekitarnya. Jadi pada tahap ini diperlukan akurasi design yang baik dan perlu dipertimbangkan juga penggunaan material bangunan serta bentuk konstruksi bangunan sedemikian sehingga sesuai dengan lingkungan yang sudah ada.

Dalam perencanaan bangunan hidrolika, bentuk bangunan semaksimal mungkin hendaknya disesuaikan dengan kondisi lingkungan hidup biota air yang ada di lokasi itu, sehingga dengan demikian biota air tersebut dapat tetap hidup tanpa ada gangguan yang berarti akibat dibangunnya bangunan air yang baru tersebut.

Dalam perencanaan gorong-gorong/box culvert misalnya, selain harus memenuhi kriteria dan ketentuan hidrolis, penting sekali direncanakan bak kontrol (lihat Lampiran 2 : contoh gambar tipe No.lbr. 4.03 & 4.04) dan kisi-kisi penyaring (trash rack) terutama di bagian inlet untuk menghindari terjadinya penyumbatan/sedimentasi di dalam bangunan gorong-gorong/box culvert.

Penyumbatan/sedimentasi di dalam bangunan gorong-gorong/box culvert dapat mengakibatkan penurunan stabilitas konstruksi jalan maupun mengakibatkan gangguan atau dampak negatif terhadap lingkungan di sekitarnya.

Bila bangunan pematah arus (drop structure) harus dibangun pada drainase samping jalan yang kebetulan merupakan saluran/alur alam yang memiliki debit kontinyu sepanjang tahun dan di dalamnya terdapat biota air yang selama ini dapat bebas

bergerak ke arah manapun, maka pada design drop structure tersebut perlu ditambahkan fasilitas semacam "lintasan" sedemikian sehingga biota air yang hidup di alur alam tersebut masih dapat bergerak bebas ke arah manapun (ke atas maupun ke bawah) tanpa harus terganggu oleh keberadaan drop structure itu.

- **Tahap pengadaan tanah**, pada tahap ini kegiatan pembebasan tanah yang dilakukan harus mengikuti peraturan dan ketentuan perundang-undangan tentang konsensasi dan ganti rugi yang berlaku.

## **2. Tahap persiapan konstruksi**

- **Mobilisasi tenaga kerja**, untuk tenaga kerja menengah ke bawah diutamakan menggunakan tenaga kerja setempat, tentunya bila tersedia sesuai kebutuhan. Selanjutnya tenaga tersebut harus direkrut dengan surat perjanjian kerja.
- **Mobilisasi peralatan berat**, mobilisasi alat berat dilakukan bertahap sesuai kebutuhan serta disesuaikan dengan prasarana jalan dan jembatan yang ada. Bila kemampuan prasarana jalan dan jembatan yang ada tidak cukup memadai, maka kemampuannya harus ditingkatkan terlebih dahulu.
- **Pembuatan jalan masuk**, pembuatan jalan masuk semaksimal mungkin diusahakan tidak merusak lingkungan yang ada, sehingga tidak menimbulkan dampak negatif terhadap lingkungan.

## **3. Tahap pelaksanaan konstruksi**

- **Pembersihan dan penyiapan lahan**, hal yang penting dalam pembersihan lahan terutama utilitas umum yang berada di bawah tanah harus dipindahkan ke tempat lain yang aman, atau diberi tanda khusus pengamanan.
- **Pekerjaan tanah**, sebelum melakukan galian maupun timbunan perlu diperhatikan adanya utilitas umum dan benda cagar budaya, dan bila ada, perlu pengamanan terlebih dulu. Selain itu perlu diperhatikan stabilitas tanah pada pekerjaan galian atau timbunan supaya tidak terjadi longsor atau erosi yang dapat membahayakan dan merusak lingkungan.
- **Pekerjaan konstruksi jalan**, dalam pekerjaan ini yang perlu diperhatikan antara lain gangguan aliran air permukaan dan transportasi bahan lapis perkerasan. Dalam pengangkutan bahan lapis perkerasan harus diusahakan agar bahan tidak jatuh berceceran yang dapat membahayakan lalu lintas dan berdampak negatif terhadap lingkungan.

- **Pekerjaan sistem drainase**, yang termasuk dalam pekerjaan ini antara lain pekerjaan pembuatan drainase permukaan seperti drainase tepi jalan, gorong-gorong/box culvert dan bangunan pematah arus, serta drainase bawah permukaan. Yang perlu diperhatikan dalam pekerjaan ini terutama mengenai potensi adanya perubahan atau penurunan kualitas air dan pencemaran tanah serta gangguan lalu lintas. Oleh karena itu dalam metode pelaksanaan perlu dibuat sistem dewatering yang baik sehingga tidak menimbulkan pencemaran terhadap air dan tanah. Sedangkan mengenai gangguan terhadap lalu lintas, dapat diatasi dengan pemasangan rambu-rambu pengaman dan bila memungkinkan dapat dilakukan relokasi lalu lintas.
- **Pemancangan tiang pancang**, yang perlu diperhatikan pada pekerjaan ini antara lain adalah penumpukan tiang pancang dan material lain, pembuatan kepala tiang pondasi serta sistem/metode pelaksanaan pemancangan yang dapat menimbulkan suara dan getaran. Dalam hal ini maka perlu dibuatkan rambu pengaman bagi lalu lintas orang, barang maupun kendaraan atau kalau perlu dilakukan relokasi arus lalu lintas.
- **Pekerjaan bangunan atas dan bawah jembatan**, pada tahap pekerjaan ini diusahakan agar gangguan terhadap arus lalu lintas seminimal mungkin, hal ini dapat dilakukan dengan sistem lalu lintas antri dan bergantian atau kalau memungkinkan dilakukan relokasi arus lalu lintas.
- **Pekerjaan bangunan pelengkap jalan**, yang termasuk bangunan ini antara lain pagar, guard rail, trotoir, rambu-rambu lalu lintas, lampu-lampu penerangan dan marka jalan. Dalam pekerjaan ini yang kemungkinan akan terganggu adalah arus lalu lintas, hal demikian dapat diminimalisir dengan pemasangan rambu-rambu pengaman, penerapan lalu lintas bergiliran, pemasangan lampu penerangan dan bila memungkinkan dilakukan relokasi arus lalu lintas.
- **Pekerjaan pembuangan bahan/material sisa**, hal yang penting dalam pekerjaan ini adalah pemilihan lokasi buangan (dumping area) dimana lokasinya harus dipilih tempat sedemikian rupa sehingga tidak menimbulkan dampak negatif terhadap lingkungan, bila memungkinkan dicari tempat pembuangan yang dapat dimanfaatkan oleh masyarakat setempat, sehingga dengan demikian akan berdampak positif.
- **Pekerjaan penghijauan dan pertamanan**, pekerjaan ini penting dilakukan untuk mencegah erosi dan longsor, meningkatkan estetika lingkungan dan bahkan bila yang ditanam pohon lindung, maka pohon tersebut dapat mengurangi timbulnya kebisingan.

- **Pekerjaan di lokasi quarry dan jalur transportasi material**, lokasi quarry diusahakan tidak jauh dari proyek, tidak dekat dengan bangunan air/sumber air dan diusahakan pada tanah yang tidak produktif. Sedangkan cara pengambilan bahan tidak boleh membahayakan stabilitas lereng serta tidak boleh mencemari lingkungan di hilirnya. Dalam pengangkutan tanah dan material bangunan terutama yang melalui prasarana jalan umum, harus diusahakan tidak mengganggu lalu lintas, tidak merusak dan mengotori jalan, dan bila terjadi gangguan dan kerusakan jalan maka harus segera diperbaiki.
- **Pekerjaan di lokasi base camp dan AMP/stone crusher**, pemilihan lokasi base camp dan AMP/stone crusher sebaiknya dalam satu lokasi, tidak terlalu jauh dengan lokasi proyek, jauh dengan badan air dan tidak mengganggu lingkungan.

#### 4. Tahap operasi dan pemeliharaan jalan

- Aspek lingkungan yang harus diperhatikan dalam kegiatan pengoperasian dan pemeliharaan jalan antara lain adalah potensi meningkatnya pencemaran udara dan kebisingan serta potensi meningkatnya gangguan atau kemacetan lalu lintas, rusak atau hilangnya rambu-rambu jalan dan rusaknya konstruksi jalan maupun bangunan pelengkap lainnya.
- Terkait dengan bangunan air/drainase, yang paling penting adalah pemeliharaan kontinyu terhadap prasarana drainase yang ada, baik drainase permukaan maupun drainase bawah permukaan. Bila terjadi pendangkalan pada saluran drainase samping jalan misalnya, maka hal itu akan mengurangi kapasitas debit saluran sehingga dapat mengakibatkan meluapnya air ke badan jalan dan lingkungan sekitarnya yang berakibat rusaknya perkerasan jalan dan dapat membahayakan pengguna jalan serta merusak/mengganggu lingkungan.

Demikian juga gorong-gorong dan saluran drainase bawah permukaan yang tersumbat baik pada inlet maupun outletnya, dapat mengakibatkan meluapnya air ke badan jalan maupun ke lingkungan sekitarnya yang akan membahayakan stabilitas jalan maupun pemakai jalan dan juga dapat mengganggu lingkungan. Untuk mengatasi kemungkinan dampak negatif tersebut, maka pemeliharaan prasarana drainase yang ada harus dilaksanakan secara kontinyu dan optimal sesuai standar pelaksanaan pemeliharaan fasilitas drainase yang ada.

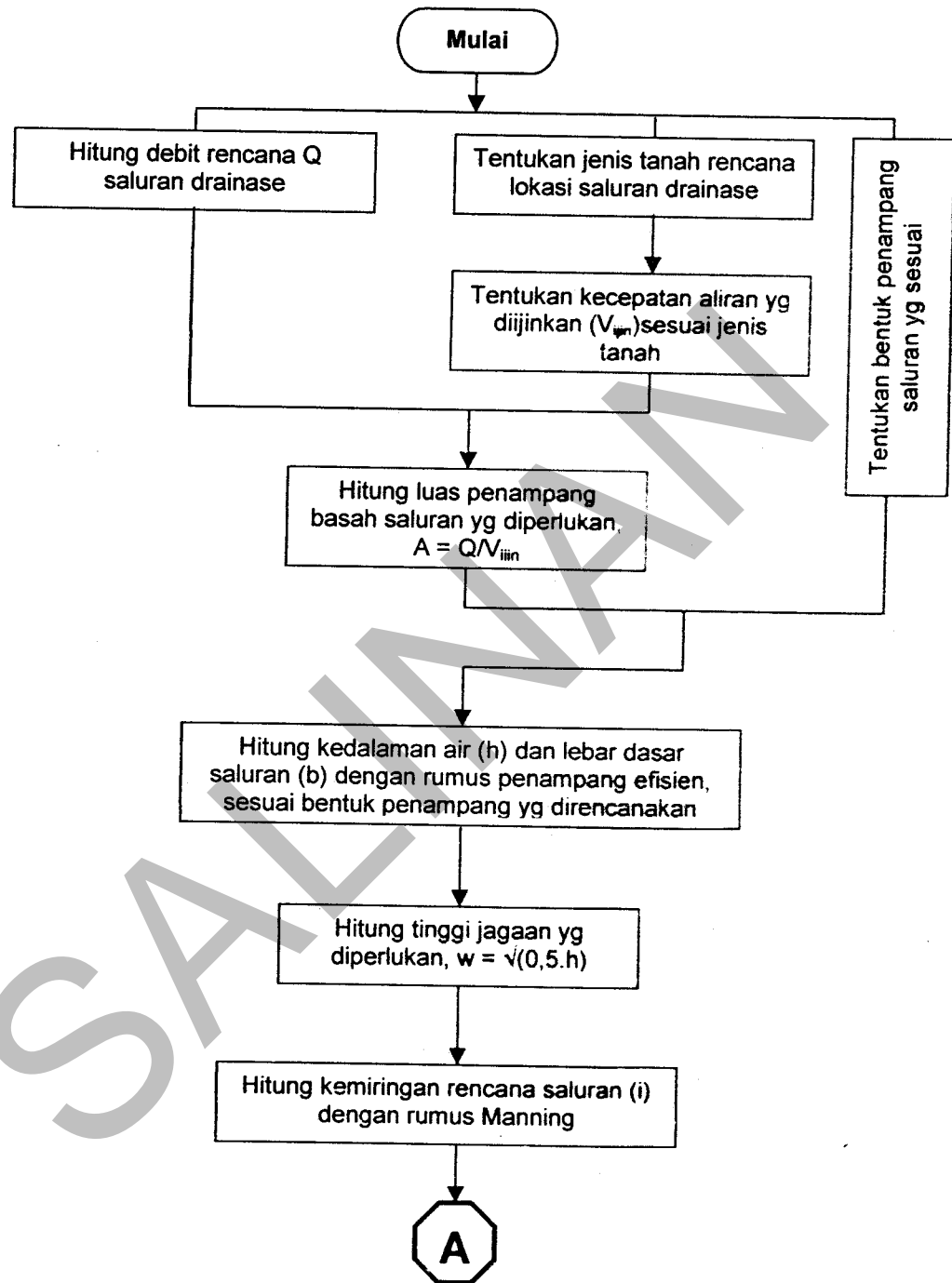
#### 4.8 Bagan alir perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan dan jembatan

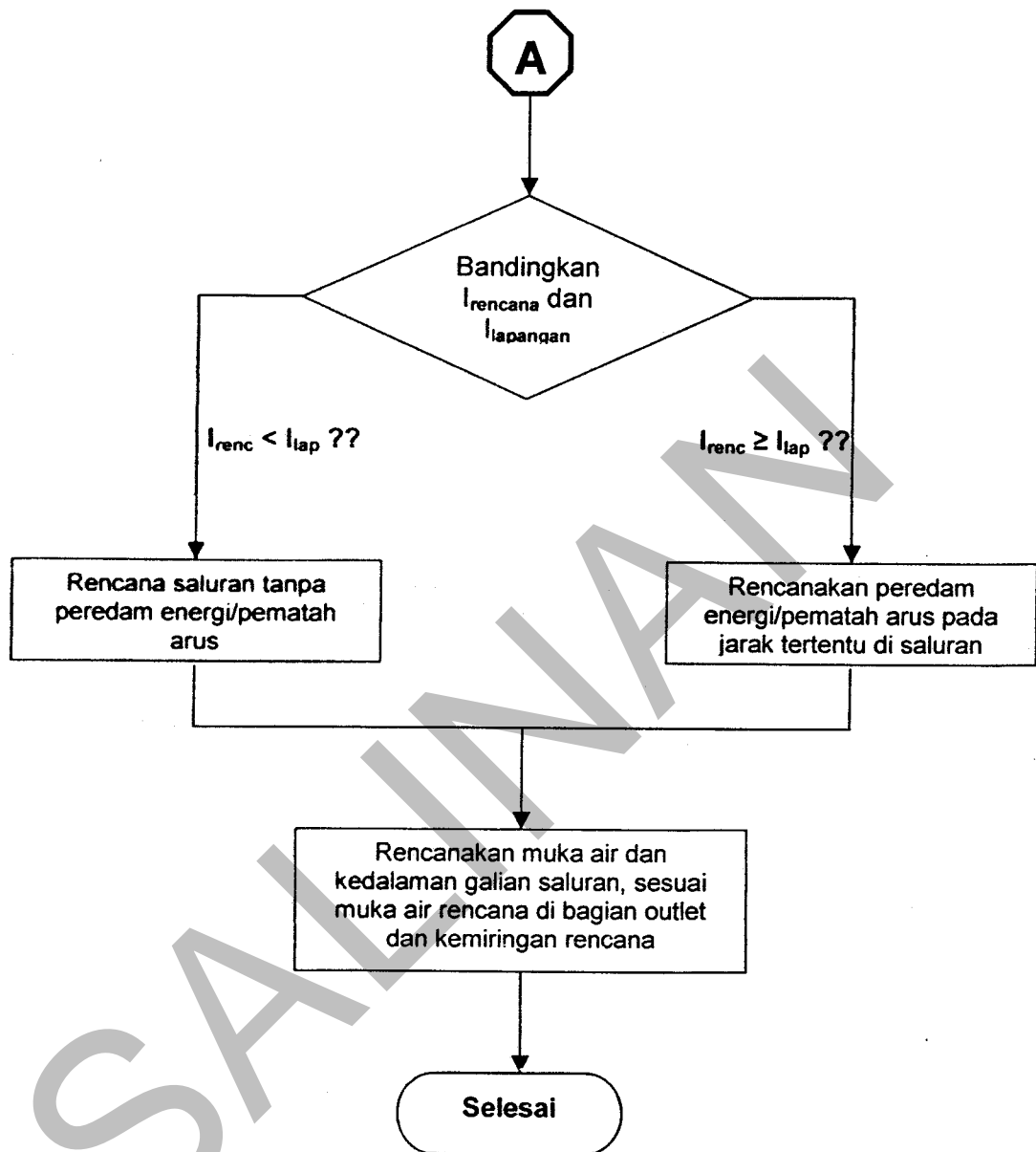
Secara ringkas, prosedur perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan ditunjukkan pada Tabel 4-8 dan untuk pekerjaan jembatan pada Tabel 4-9. Sedangkan bagan alir (flowchart) perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan ditunjukkan pada Gambar 4-4 dan untuk pekerjaan jembatan pada Gambar 4-5.

Tabel 4-8 : Prosedur perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan

TAHAP	URAIAN PERENCANAAN
Tahap -1	Tentukan debit rencana saluran drainase
Tahap -2	Tentukan kecepatan aliran yang diijinkan ( $V_{ijin}$ ) melewati saluran/gorong-gorong berdasarkan jenis bahan material saluran/gorong-gorong.
Tahap -3	Hitung luas penampang basah saluran/gorong-gorong yang diperlukan ( $A$ ) berdasarkan debit rencana ( $Q$ ), dengan rumus $A=Q/V_{ijin}$ .
Tahap -4	Tentukan bentuk penampang saluran/gorong-gorong yang akan dipakai sesuai dengan kondisi medan lapangan yang ada.
Tahap -5	Tentukan kedalaman air rencana ( $h$ ) dan lebar dasar ( $b$ ) saluran/gorong-gorong dengan rumus penampang efisien sesuai dengan bentuk penampang rencana dan luas penampang basah ( $A$ ) rencana saluran/gorong-gorong.
Tahap -6	Hitung tinggi jagaan (freeboard) saluran, dengan rumus $w = \sqrt{0,5 \cdot h}$ .
Tahap -7	Hitung kemiringan rencana ( $i$ ) saluran, dengan menggunakan rumus Manning.
Tahap -8	Periksa kemiringan medan lapangan di rencana lokasi saluran.
Tahap -9	Bandingkan kemiringan rencana dengan kemiringan medan lapangan : Bila $i_{rencana} < i_{lapangan}$ , rencanakan $i$ saluran sesuai $i_{rencana}$ Bila $i_{rencana} \geq i_{lapangan}$ , harus direncanakan peredam energi/pematah arus pada jarak tertentu di saluran.
Tahap -10	Rencanakan muka air saluran dan kedalaman galian saluran berdasarkan muka air rencana di bagian outlet dan kemiringan rencana.

Gambar 4-4 Bagan alir perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan

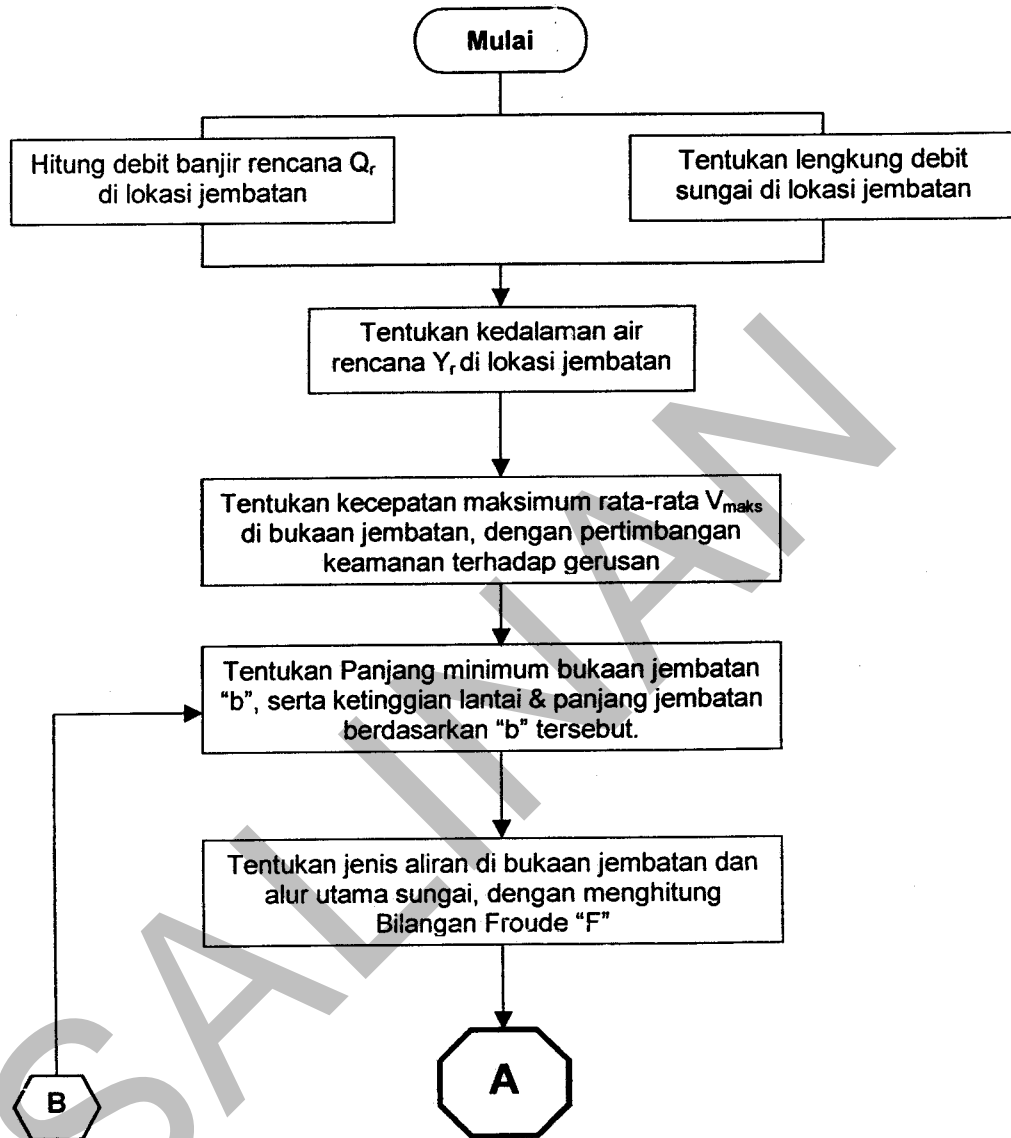


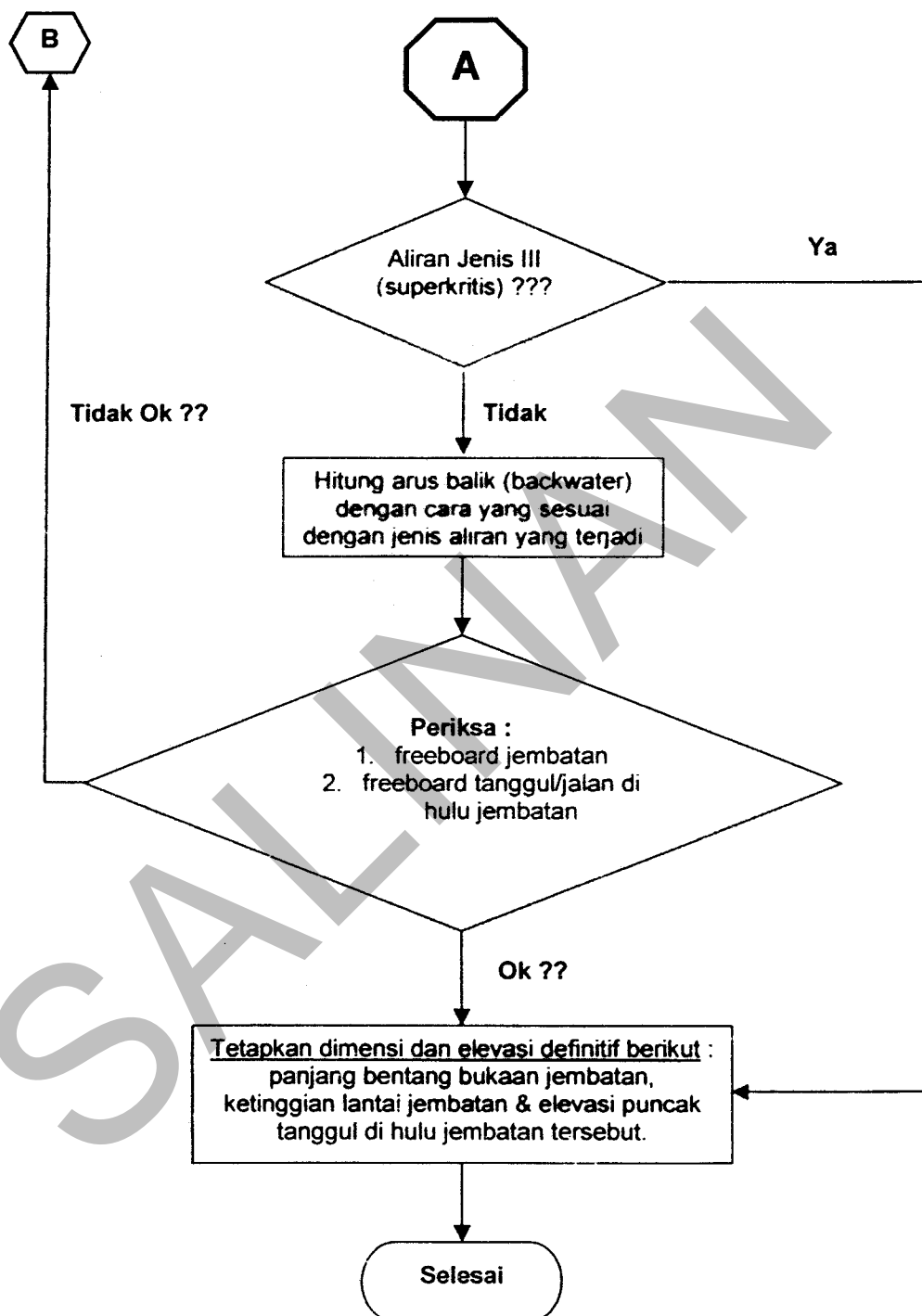


**Tabel 4-9 : Prosedur perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jembatan**

TAHAP	URAIAN PERENCANAAN
Tahap -1	Tentukan debit banjir rencana di lokasi rencana jembatan.
Tahap -2	Tentukan lengkung debit sungai di lokasi tersebut.
Tahap -3	Tentukan kedalaman air untuk debit banjir rencana di lokasi jembatan, menggunakan lengkung debit sungai tersebut.
Tahap -4	Tentukan kecepatan aliran rencana maksimum yang diijinkan melalui bukaan jembatan dengan dasar pertimbangan membatasi terjadinya gerusan atau mengijinkan gerusan sesuai batasan yang dikehendaki.
Tahap -5	Tentukan panjang minimum bukaan jembatan "b" yang diperlukan untuk melewati debit banjir rencana sesuai dengan kedalaman rencana. Dan tentukan ketinggian lantai serta panjang jembatan berdasarkan panjang minimum bukaan jembatan tersebut.
Tahap -6	<p>Tentukan jenis aliran yang terjadi, yaitu dengan cara menghitung bilangan Froude "F" pada penyempitan :</p> <p>Bila <math>F &lt; 1</math>, terjadi "aliran sub kritis" atau "aliran jenis I".</p> <p>Bila <math>F &gt; 1</math>, terjadi "aliran super kritis".</p> <p>Selanjutnya aliran di alur utama (penampang sungai alami) juga harus diperiksa kecepatan rata-rata serta bilangan Froude-nya. Bila di alur utama juga terjadi nilai <math>F &gt; 1</math>, maka berarti "aliran super kritis" atau "aliran jenis III" terjadi di sepanjang sungai, dan dalam kondisi ini maka arus balik tidak akan terjadi. Bila di alur sungai utama <math>F &lt; 1</math>, tapi di penyempitan jembatan <math>F &gt; 1</math>, maka terjadi "aliran jenis II".</p>
Tahap -7	Hitung arus balik (backwater) dengan cara yang sesuai dengan jenis aliran yang terjadi (aliran jenis I atau II).
Tahap -8	<p>Setelah arus balik dihitung berdasarkan kedalaman air rencana, debit rencana, kecepatan rencana dan panjang jembatan rencana, maka periksa ketinggian lantai jembatan yang telah direncanakan dalam Tahap -5, sebagai berikut :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Ketinggian ruang bebas/tinggi jagaan (freeboard) antara tepi bawah lantai jembatan dan muka air banjir rencana tidak boleh kurang dari 1 m.</li> <li>• Ketinggian tanggul/jalan di kanan dan kiri sungai di sebelah hulu jembatan hingga titik tertentu dimana ketinggian muka air sungai terpengaruh oleh air balik (backwater), maka ketinggian ruang bebas antara puncak timbunan dan muka air banjir rencana yang terpengaruh oleh backwater itu tidak boleh kurang dari 1m.</li> </ul> <p>Bila ruang bebas di bawah jembatan kurang tinggi, maka naikan ketinggian lantai jembatan dan bila perlu maka arus balik harus dihitung kembali. Bila ruang bebas terhadap puncak timbunan kurang tinggi, maka naikan ketinggian puncak timbunan atau kurangi pengaruh arus balik dengan cara memperpanjang bukaan jembatan (menambah panjang bentang jembatan).</p>

**Gambar 4-5** Bagan alir perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jembatan

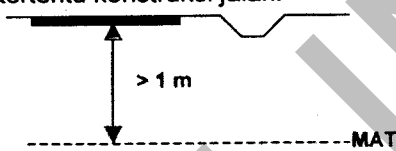
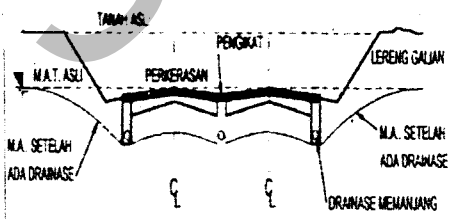





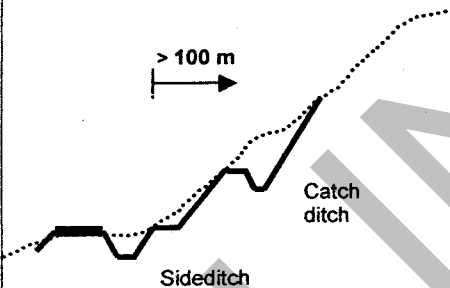
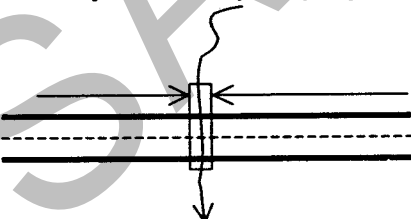
4.9 Matriks pemilihan tipe drainase jalan

Untuk memudahkan dalam pemilihan tipe drainase jalan yang diperlukan, dapat dilakukan dengan bantuan berbagai matriks seperti ditunjukkan pada Tabel 4-10 hingga Tabel 4-15 di bawah. Matriks disusun secara sistematis sehingga dapat dipakai untuk membantu menentukan sistem drainase jalan yang diperlukan hingga penentuan jenis, bentuk dan bahan fasilitas drainase tersebut, disesuaikan dengan parameter-parameter kondisi fisik yang ada di lokasi pekerjaan.

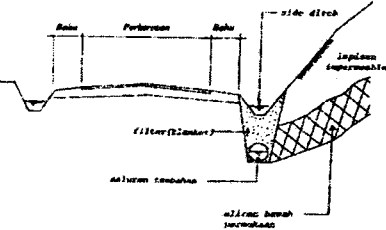
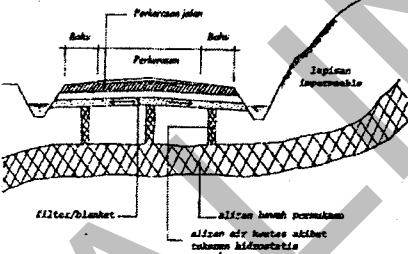
Tabel 4-10 Matriks pemilihan tipe sistem drainase jalan

No	Parameter	Sistem drainase permukaan (surface drainage)	Sistem drainase bawah permukaan (sub surface drainage)
1	<p>Muka air tanah tinggi (jauh di bawah lapisan tanah dasar/sub grade), tidak terdapat rembesan atau mata air akibat tekanan hidrostatik aliran bawah permukaan di tempat-tempat tertentu konstruksi jalan.</p> 	●	
2	<p>Muka air tanah dangkal (dekat permukaan jalan atau <math>\leq 1\text{m}</math> di bawah lapisan tanah dasar/sub grade), atau terdapat indikasi rembesan atau adanya mata air akibat tekanan hidrostatik aliran bawah permukaan di tempat-tempat tertentu di sekitar konstruksi jalan.</p> 		●

Tabel 4-11 Matriks pemilihan tipe sistem drainase permukaan (surface drainage)

No	Parameter	Saluran samping (side ditch)	Saluran penangkap (catch ditch)	Bangunan perlintasan (cross drain)
1	<p>Jalan di daerah topografi datar atau perbukitan, catchment area tidak terlampau besar (titik terjauh <math>\leq 100</math> m dari side ditch).</p> 	●		
2	<p>Jalan di daerah perbukitan/ pegunungan, air yang harus ditampung oleh side ditch berasal dari catchment area yang terlampau besar (titik terjauh <math>&gt; 100</math> m dari side ditch).</p> 		●	
3	<p>Adanya aliran alur alam/buatan yang melintasi jalan atau adanya perpindahan aliran dari side ditch di satu sisi jalan ke sisi jalan yang lain.</p> 			●

**Tabel 4-12 Matriks pemilihan tipe sistem drainase bawah permukaan**  
(sub surface drainage)






No	Parameter	Saluran penangkap (interception drain)	Lapisan pengering (drainage layer)
1	<p>Adanya aliran rembesan air tanah yang memotong badan jalan.</p> 	●	
2	<p>Adanya tekanan hidrostatik aliran bawah permukaan/air kapiler dari bawah tanah dasar ke arah perkerasan jalan.</p> 		●
3	Kombinasi 1 dan 2.	●	●

**Tabel 4-13** Matriks pemilihan tipe material saluran samping (side ditch) dan saluran penangkap (catch ditch)

No	Parameter	Saluran tanpa pasangan (unlined canal)	Saluran dengan pasangan <sup>1)</sup> (lined canal)
1	Kemiringan dasar saluran landai (slope < 5%) dan atau kecepatan aliran < 1 m/detik.	●	
2	Kemiringan dasar saluran agak curam (5% ≤ slope < 7,5%) dan atau kecepatan aliran < 1 m/det. kondisi tanah dasar stabil (kenkil, lempung kokoh/lempung padat).	●	
3	Kemiringan dasar saluran curam (≥ 7,5%) dan atau kecepatan aliran ≥ 1 m/detik .		●

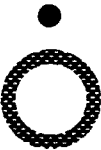


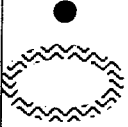
<sup>1)</sup> Pasangan batu atau beton.

**Tabel 4-14** Matriks pemilihan bentuk saluran samping (side ditch)

No	Parameter	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5
1	Tanah dasar banyak mengandung lempung kokoh (clay), kecepatan aliran rendah-sedang (0,4 - 1,0 m/det).	● 				
2	Tanah dasar banyak mengandung lempung kokoh (clay), kecepatan aliran tinggi (1,0 - 1,5 m/det).		● 			
3	Tanah dasar stabil, medan sempit, kecepatan aliran rendah-sedang (0,4 - 1,0 m/det).			● 		
4	Tanah dasar stabil, medan sempit, kecepatan aliran tinggi (1,0 - 1,5 m/det).				● 	
5	Tanah dasar lunak dan kurang stabil, medan sempit, kecepatan aliran tinggi (1,0 - 1,5 m/det).					● 

Catatan :  
T-1 = saluran bentuk trapesium, tanpa pasangan  
T-2 = saluran bentuk trapesium, dengan pasangan batu kali  
T-3 = saluran bentuk segi empat, tanpa pasangan  
T-4 = saluran bentuk segi empat, dengan pasangan batu kali  
T-5 = saluran bentuk segi empat, dengan pasangan beton.

Tabel 4-15 Matriks pemilihan bentuk dan bahan bangunan perlintasan (cross drain)

No	Parameter	T-1	T-2	T-3	T-4
1	Debit yang disalurkan melintasi jalan relatif kecil / tidak terlampau besar, elevasi muka air yang melintas jalan tidak terlalu tinggi sehingga tidak ada kendala terhadap tinggi tanah timbunan untuk penutup gorong-gorong, tidak ada kendala pengangkutan dan pemasangannya.				
2	Debit yang disalurkan melintasi jalan lebih besar, elevasi muka air yang melintas cukup tinggi.				
3	Debit yang disalurkan melintasi jalan cukup besar, sehingga membutuhkan diameter gorong-gorong > 1,20 m, ada kendala pengangkutan dan pemasangan gorong-gorong beton.				
4	Debit yang disalurkan melintasi jalan cukup besar, sehingga membutuhkan diameter gorong-gorong ≥ 2,0 m, ada kendala ketersediaan material, pengangkutan dan pengecoran gorong-gorong segi empat (box culvert).				

Catatan :  
T-1 = gorong-gorong bentuk lingkaran, bahan beton  
T-2 = gorong-gorong bentuk segi empat (box culvert), bahan beton  
T-3 = gorong-gorong bentuk lingkaran, bahan baja bergelombang  
T-4 = gorong-gorong bentuk elips/pipa lengkung, bahan baja bergelombang.

5. Perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jalan

5.1 Sistem drainase permukaan (surface drainage)

Pada prinsipnya perencanaan drainase permukaan dibagi dalam 2 (dua) tahap, yaitu :

Tahap 1 : analisa hidrologi (lihat sub bab 4.5)

Tahap 2 : perhitungan hidrolika.

Analisa hidrologi dimaksudkan untuk menetapkan debit aliran. Sedangkan perhitungan hidrolika dimaksudkan untuk menetapkan dimensi dari saluran/bangunan drainase.

Oleh karena saluran/bangunan drainase dibuat untuk menampung dan membuang air hujan maka input data pokok yang pertama adalah data curah hujan, yang masih berupa data mentah. Data mentah ini kemudian diolah dengan menggunakan ilmu hidrologi sehingga diperoleh harga intensitas hujan. Dengan diketahuinya intensitas hujan serta parameter fisik catchment area dapat dihitung besarnya debit aliran. Setelah debit aliran diketahui, dengan menggunakan perhitungan-perhitungan hidrolika dapat diketahui dimensi saluran/bangunan-bangunan drainase yang diperlukan.

### 5.1.1 Saluran samping (side ditch)

#### 5.1.1.1 Jenis aliran

Pada perencanaan sistem drainase permukaan, dengan tujuan untuk mempermudah operasi dan pemeliharaannya, maka jenis aliran yang terjadi sedapat mungkin harus direncanakan sebagai aliran bebas atau aliran saluran terbuka, yaitu aliran air dengan permukaan bebas (free surface flow).

Anggapan-anggapan yang dipakai dalam perencanaan suatu sistem drainase dengan aliran saluran terbuka adalah : aliran yang terjadi merupakan aliran seragam (uniform flow), yaitu suatu kondisi aliran dengan ciri-ciri utama sebagai berikut :

- Kedalaman, luas basah, kecepatan dan debit pada setiap penampang di bagian saluran yang lurus adalah tetap.
- Garis energi, muka air dan dasar saluran adalah saling sejajar, berarti kemiringan saluran dianggap sejajar dengan kemiringan muka air dan kemiringan garis energi.

Akibat pengaruh gaya tarik bumi (gravitasi) terhadap aliran, maka dalam saluran terbuka dimungkinkan terjadinya beberapa jenis aliran, yaitu : aliran sub kritis dan super kritis.

Batas aliran kritis dinyatakan dengan bilangan "Froude", yaitu :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gd}}$$

F=1, terjadi aliran kritis

F<1, terjadi aliran sub kritis

F>1, terjadi aliran super kritis.

dimana :

V = kecepatan aliran rata-rata (m/det)

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

d = kedalaman hidraulik (m), yang ditentukan sebagai luas penampang melintang air (A) tegak lurus pada aliran dalam saluran yang dibagi oleh lebar permukaan bebas (T). Untuk saluran persegi empat, nilai ini adalah sama dengan kedalaman air di penampang aliran.

- **Aliran sub kritis**

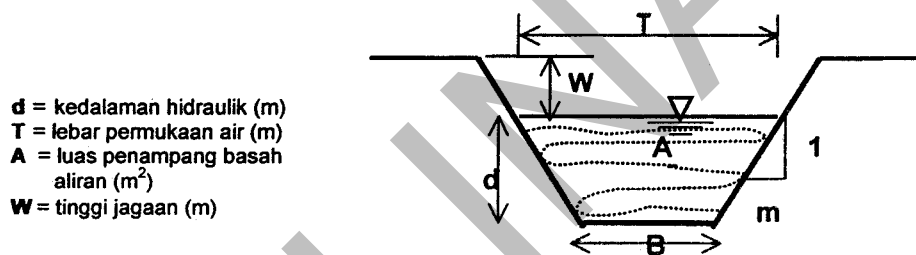
Aliran sub kritis adalah aliran dengan kedalaman air di atas kedalaman kritis, aliran ini biasanya ditandai dengan kecepatan aliran yang lambat serta landai saluran yang kecil.

- **Aliran super kritis**

Aliran super kritis adalah aliran dengan kedalaman air di bawah/kurang dari kedalaman kritis. Aliran super kritis ditandai dengan aliran yang sangat cepat serta kemiringan saluran yang curam. Aliran ini biasanya terjadi pada saluran di daerah pegunungan atau di saluran pada lokasi-lokasi yang mempunyai lereng alami yang curam.

Perencanaan saluran dengan aliran super kritis harus sedapat mungkin dihindarkan, karena akan menyebabkan ketidakstabilan saluran dan biaya konstruksi yang mahal.

Jika suatu saluran alirannya berubah dari sub kritis menjadi super kritis kemudian berubah lagi menjadi sub kritis, maka pada ruas saluran tersebut akan terjadi loncatan hidrolis. Kondisi perubahan aliran seperti itu biasanya terjadi di peredam energi, yang digunakan dengan maksud agar pengaruh erosi di saluran dapat dilokalisir.



Gambar 5-1 Penampang basah saluran trapesium

#### 5.1.1.2 Kapasitas saluran

Kapasitas saluran terbuka dapat dihitung dengan menggunakan "rumus Manning", sebagai berikut :

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

dan "rumus kontinuitas" adalah  $Q = A \cdot V$

dimana :

$V$  = kecepatan aliran rata-rata (m/det)

$R$  = jari-jari hidrolis (m) =  $A/P$

$A$  = luas penampang basah ( $m^2$ )

$P$  = keiling penampang basah (m)

$S$  = kemiringan energi (untuk aliran seragam,  $S$  = kemiringan dasar saluran)

$Q$  = debit rencana saluran ( $m^3$ /det)

$n$  = koefisien kekasaran "Manning".

Koefisien kekasaran “Manning” adalah koefisien yang menunjukkan hambatan suatu jenis bahan saluran terhadap kecepatan aliran air di saluran itu. Jadi dapat dipahami bahwa jika semakin kecil nilai “n” maka akan memberikan nilai “Q” yang semakin besar, karena nilai “V” juga semakin besar atau aliran semakin lancar.

Koefisien kekasaran “Manning” dipengaruhi oleh beberapa faktor, antara lain yaitu : kekasaran dasar dan tebing saluran, ketidakrataan permukaan saluran, trase saluran, vegetasi di saluran, jari-jari hidrolis dan kedalaman air di saluran. Sebagai pendekatan, besarnya nilai “n” untuk berbagai macam bahan dan kondisi saluran disajikan pada **Buku 1, Tabel 5-2.**

**5.1.1.3 Luas dan keliling penampang basah saluran**

Yang dimaksud dengan luas penampang basah saluran adalah luas penampang saluran yang terendam air setinggi “d” , sedangkan keliling penampang basah adalah keliling dari suatu penampang saluran yang terendam air setinggi “d” tersebut.

Dari Gambar 5-1 di atas, suatu penampang saluran berbentuk trapesium dengan kemiringan lereng vertikal : horisontal = 1 : m, lebar dasar saluran B dan kedalaman hidraulik d, luas penampang basah saluran tersebut adalah :

$$A = (B + m.d).d$$

Sedangkan keliling penampang basahnya adalah :

$$P = B + 2d.\sqrt{1+m^2}$$

Dengan pertimbangan ekonomis dan keamanan terhadap gerusan, perbandingan antara lebar dasar saluran dan kedalaman muka air ( $n = B/d$ ) untuk saluran drainase samping berbentuk trapesium hendaknya direncanakan antara 1 sampai dengan 3, dan untuk saluran dengan debit rencana yang besar ( $\geq 10 \text{ m}^3/\text{detik}$ ) direncanakan minimal  $n = 3$ .

Untuk menekan biaya pembebasan tanah dan galian serta mempertimbangkan stabilitas tebing saluran, kemiringan tebing saluran pembuang berbentuk trapesium (vertikal : horisontal = 1 : m) dapat direncanakan berdasarkan Tabel 5-1.

**Tabel 5-1 Kemiringan talud minimum saluran pembuang**

Kedalaman galian, D (meter)	Kemiringan minimum talud (m)
$D \leq 1$	1,0
$1 < D \leq 2$	1,5
$D > 2$	2,0

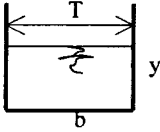
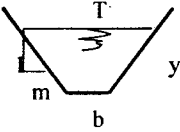

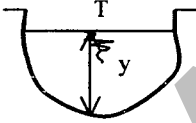
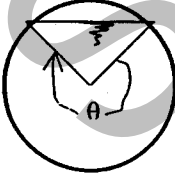
Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-03

Kemiringan talud yang lebih landai mungkin diperlukan untuk menambah kestabilan saluran jika kondisi lapisan tanah di lokasi pekerjaan kurang memadai.

Hubungan antara luas penampang basah dan keliling penampang basah serta jari-jari hidrolis untuk berbagai bentuk penampang yang umumnya digunakan sebagai saluran drainase samping (bentuk persegi empat, trapesium, segi tiga, setengah lingkaran dan bentuk lingkaran), dapat dilihat pada Tabel 5-2. Untuk keperluan praktis dalam operasional dan pemeliharaan serta pertimbangan kestabilan terhadap erosi dan sedimentasi, maka luas minimum penampang basah saluran drainase samping hendaknya direncanakan  $0,50 \text{ m}^2$ .

SALINAN

Tabel 5-2 Unsur-unsur geometris penampang saluran

Penampang	Luas Basah A	Keliling Basah P	Jari <sup>2</sup> Hidrolis R	Lebar Muka Air T
Persegi panjang : 	By	b + 2y	$\frac{by}{b+2y}$	b
Trapezium : 	(b + my) y	$b + 2y\sqrt{1+m^2}$	$\frac{(b+my)y}{b+2y\sqrt{1+m^2}}$	b + 2 my
Segi tiga : 	my <sup>2</sup>	$2y\sqrt{1+m^2}$	$\frac{my}{2\sqrt{1+m^2}}$	2 my
Setengah lingkaran: ) 	$\frac{1}{2} \pi y^2$  ) Sumber : SNI 03-3424-1994, Halaman 23	$\pi y$  ) Sumber : SNI 03-3424-1994, halaman 23	$\frac{1}{2} y$  ) Sumber : SNI 03-3424-1994, halaman 23	2y  ) Sumber : SNI 03-3424-1994, halaman 23
Lingkaran :   d <sub>0</sub> = diameter y = kedalaman air	$\frac{1}{8} (\theta - \sin \theta) d_0^2$  Syarat : y/d <sub>0</sub> = 0,80 Dari V.T. Chow: untuk y/d <sub>0</sub> = 0,80 maka A/d <sub>0</sub> =0,6736	$\frac{1}{2} \theta d_0$  Syarat : y/d <sub>0</sub> = 0,80 Dari V.T. Chow: untuk y/d <sub>0</sub> = 0,80 maka P/d <sub>0</sub> =2,2143	$\frac{1}{4} (1 - \frac{\sin \theta}{\theta}) d_0$  Syarat : y/d <sub>0</sub> = 0,80 Dari V.T. Chow: untuk y/d <sub>0</sub> = 0,80 maka R/d <sub>0</sub> =0,3042	$(\sin \frac{1}{2} \theta) d_0$  atau $2\sqrt{y(d_0 - y)}$  Syarat : y/d <sub>0</sub> = 0,80 Dari V.T. Chow: untuk y/d <sub>0</sub> = 0,80 maka T/d <sub>0</sub> =0,8000

Sumber : Ven Te Chow dkk, Hidrolika Saluran Terbuka

#### 5.1.1.4 Kecepatan aliran

Perencanaan kecepatan aliran di saluran didasarkan pada pertimbangan agar supaya tidak terjadi pengendapan partikel (sedimentasi) dan erosi di permukaan saluran yang direncanakan. Masing-masing bahan saluran mempunyai tingkat ketahanan terhadap erosi.

Faktor yang paling menentukan dalam perencanaan saluran yang tahan terhadap erosi adalah pemilihan kemiringan saluran samping ke arah memanjang dan bahan saluran. Tabel 5-3 memberikan harga pendekatan yang diperlukan untuk pemilihan kemiringan saluran samping ke arah memanjang untuk berbagai jenis bahan saluran.

**Tabel 5-3 Kemiringan yang disarankan untuk berbagai bahan saluran**

Jenis material	Kemiringan dasar saluran (S)
Tanah asli	0 – 5%
Kerikil	5 – 7.5%
Pasangan	7.5 %

Sumber : Tata cara Perencanaan Drainase Permukaan Jalan, SNI 03-3424-1994

Angka pendekatan untuk kecepatan aliran maksimum yang diijinkan terjadi pada berbagai macam bahan saluran guna menghindari terjadinya erosi, ditunjukkan pada Tabel 5-4.

**Tabel 5-4 Kecepatan aliran maksimum yang diijinkan berdasarkan jenis bahan saluran**

Jenis bahan saluran	Kecepatan aliran maksimum yang diijinkan (m/detik)
Pasir halus	0.45
Lempung kepasiran	0.50
Lanau aluvial	0.60
Kerikil halus	0.75
Lempung kokoh	0.75
Lempung padat	1.10
Kerikil kasar	1.20
Batu-batu besar	1.50
Pasangan batu	1.50
Beton	1.50

Sumber : Tata cara Perencanaan Drainase Permukaan Jalan, SNI 03-3424-1994

Untuk menghindari terjadinya sedimentasi, kecepatan aliran minimum di saluran pembuang sebaiknya direncanakan 0,60 m/detik.

Ketentuan-ketentuan dan tabel-tabel terkait dengan pedoman-pedoman perencanaan kecepatan aliran tersebut di atas hanya memberikan pedoman awal untuk perencanaan saluran, dan selanjutnya perlu diperiksa ulang apakah hasil perhitungan kecepatan aliran berdasarkan debit rencana telah memenuhi batasan-batasan pedoman kecepatan aliran yang diijinkan sesuai penjelasan di atas.

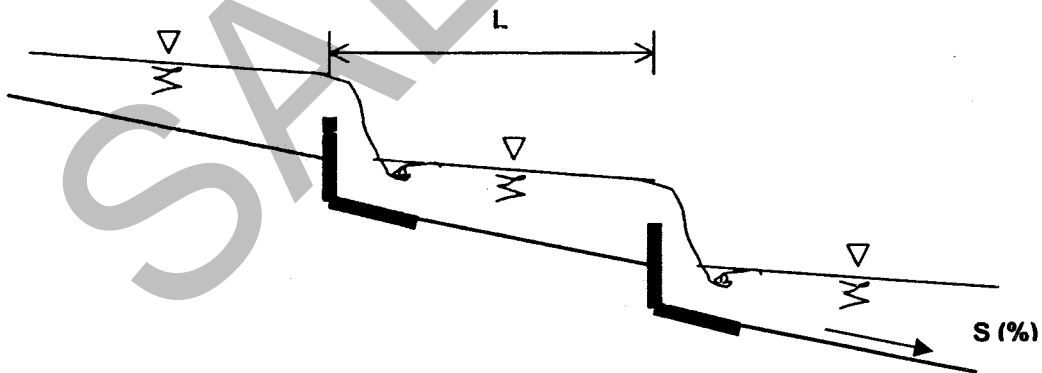
#### 5.1.1.5 Bangunan pematah arus

Bilamana kemiringan saluran samping ke arah memanjang terpaksa harus direncanakan cukup besar, maka kemungkinan kecepatan aliran di saluran akan melebihi batas-batas kecepatan maksimum yang diijinkan. Untuk mencapai kestabilan saluran maka batas-batas kecepatan yang diijinkan harus diupayakan tercapai, dalam kondisi demikian maka diperlukan bangunan pematah arus/bangunan terjun. Sebagai pedoman untuk menentukan jarak antar bangunan pematah arus/bangunan terjun di sepanjang saluran samping sehubungan dengan kondisi kemiringan saluran, dapat digunakan Tabel 5-5.

Tabel 5-5 Hubungan kemiringan dasar saluran (S) dan jarak pematah arus (L)

S (%)	6	7	8	9	10
L (mtr)	16	10	8	7	6

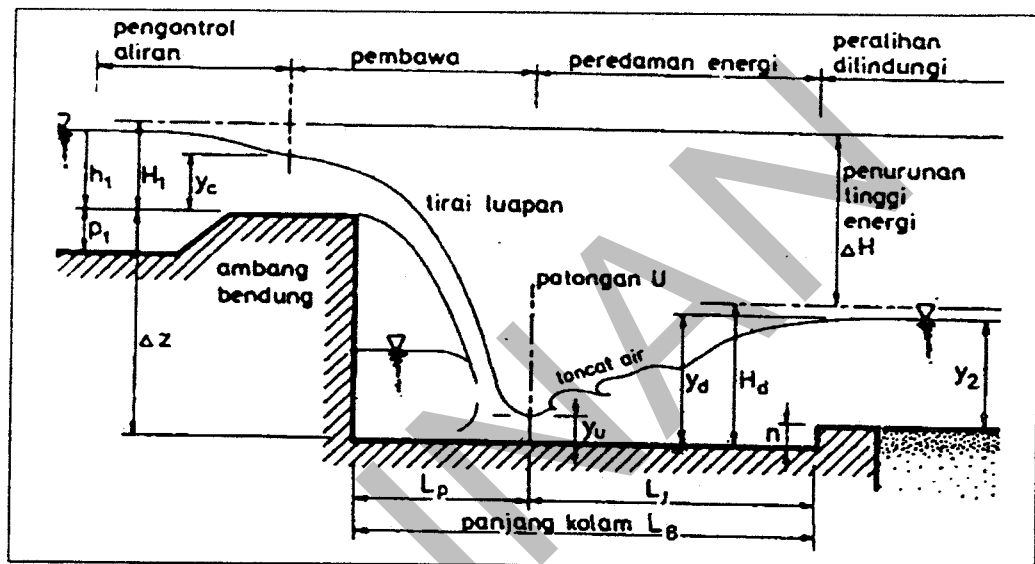
Sumber : Tata cara Perencanaan Drainase Permukaan Jalan, SNI 03-3424-1994



Gambar 5-2 Pematah arus (terjunan)

Bangunan pematah arus/bangunan terjun memiliki 4 (empat) bagian fungsional, masing-masing memiliki sifat-sifat perencanaan yang khas (lihat Gambar 5-3), yaitu :

- (1) Bagian hulu pengontrol, yaitu bagian dimana aliran menjadi super kritis.
- (2) Bagian dimana air dialirkan ke elevasi yang lebih rendah.
- (3) Bagian tepat di sebelah hilir potongan U dalam Gambar 5-3, yaitu tempat dimana energi diredam.
- (4) Bagian peralihan saluran yang memerlukan lindungan untuk mencegah erosi.



Gambar 5-3 Ilustrasi peristilahan yang berhubungan dengan bangunan peredam energi

#### 5.1.1.5.1 Bangunan terjun tegak

Bangunan terjun tegak menjadi lebih besar apabila ketinggiannya ditambah. Juga kemampuan hidrolisnya dapat berkurang akibat variasi di tempat jatuhnya pancaran di lantai kolam jika terjadi perubahan debit. Bangunan terjun tegak sebaiknya tidak dipakai apabila perubahan tinggi energi di atas bangunan melebihi 1,50 m.

Dengan bangunan terjun tegak, luapan yang jatuh bebas akan mengenai lantai kolam dan bergerak ke hilir pada potongan U (lihat Gambar 5-3). Akibat luapan dan turbulensi (pusaran air) di dalam kolam di bawah tirai luapan, sebagian energi diredam di depan potongan U. Dan energi selebihnya akan diredam di belakang potongan U. Sisa tinggi energi hilir yang memakai dasar kolam sebagai bidang persamaan,  $H_d$ , tidak berbeda jauh dari perbandingan  $\Delta Z/H_1$ , dan kurang lebih sama dengan  $1,67 \cdot H_1$ . Harga  $H_d$  ini dapat dipakai untuk menentukan  $\Delta Z$  sebuah bangunan terjun tegak dengan persamaan-persamaan sebagaimana penjelasan di bawah.

Perencanaan hidrolis bangunan terjun dipengaruhi oleh besaran-besaran berikut :

- $H_1$  = tinggi energi di muka ambang, m
- $\Delta H$  = perubahan tinggi energi pada bangunan, m
- $H_d$  = tinggi energi hilir pada kolam olak, m
- $q$  = debit per satuan lebar ambang,  $\text{m}^3/\text{det}/\text{m}$
- $g$  = percepatan gravitasi ( $\approx 9,81 \text{ m}/\text{det}^2$ )
- $n$  = tinggi ambang pada ujung kolam, m.

Besaran-besaran tersebut dapat digabung untuk membuat perkiraan awal tinggi bangunan terjun :

$$\Delta Z = (\Delta H + H_d) - H_1$$

Untuk perkiraan awal nilai  $H_d$ , boleh diandaikan, bahwa :

$$H_d \approx 1,67. H_1$$

Kemudian kecepatan aliran pada potongan U dapat dihitung dengan :

$$v_u = \sqrt{2g \cdot \Delta Z}$$

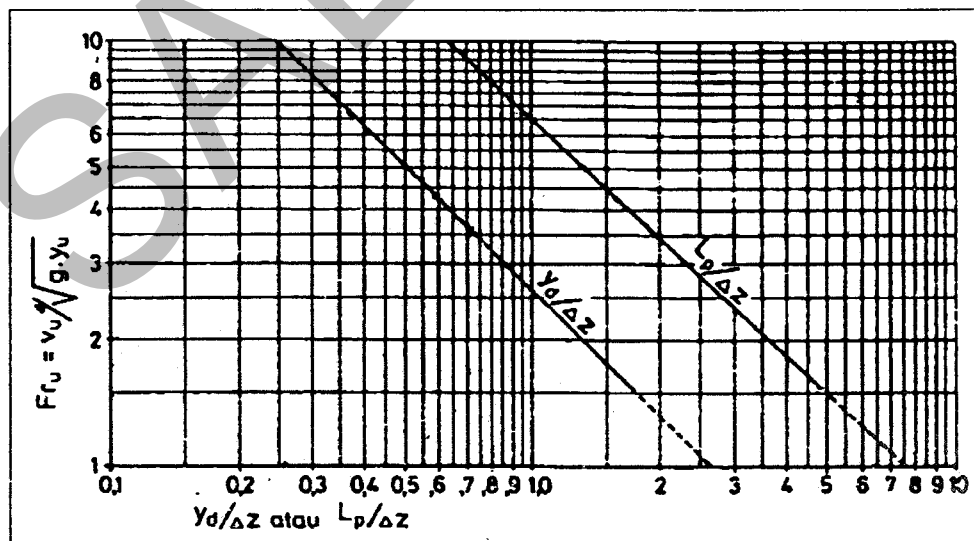
dan selanjutnya :

$$y_u = q/v_u$$

Aliran pada potongan U kemudian dapat dibedakan sifatnya dengan bilangan Froude tak berdimensi sebagai berikut :

$$Fr_u = \frac{v_u}{\sqrt{g \cdot y_u}}$$

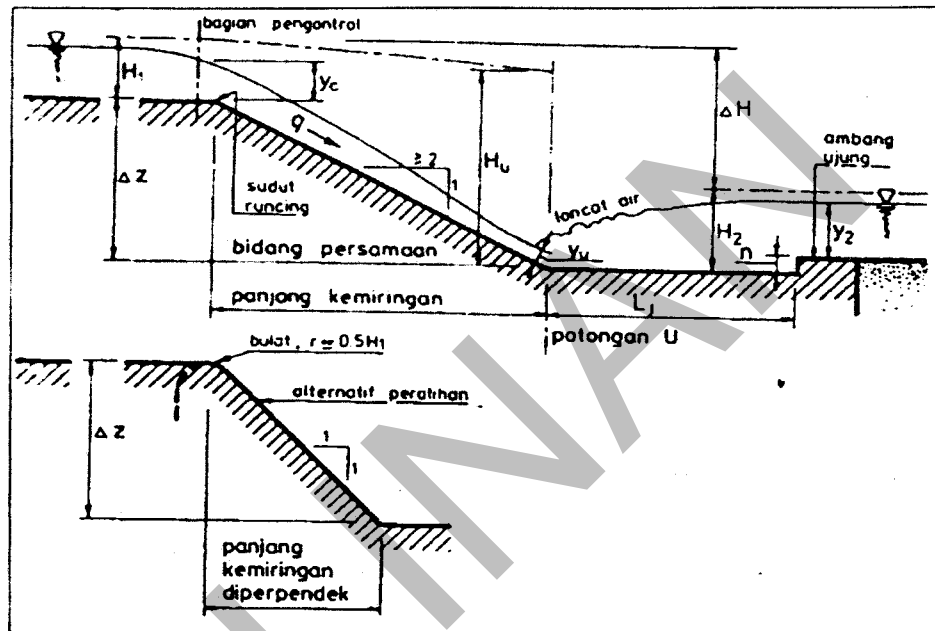
Geometri bangunan terjun tegak dengan perbandingan panjang  $y_d/\Delta Z$  dan  $L_p/\Delta Z$  kini dapat dihitung dari Gambar 5-4. Notasi  $Y_d$  dan  $L_p$  ditunjukkan pada Gambar 5-3.



Gambar 5-4 Grafik tak berdimensi dari bangunan terjun tegak  
(Bos, Replogle & Clemmens, 1984)

#### 5.1.1.5.2 Bangunan terjun miring

Permukaan miring yang menghantar air ke dasar kolam olak, adalah yang umum dipraktekkan dalam suatu perencanaan detail, khususnya jika tinggi jatuh melebihi 1,5 m. Pada bangunan terjun miring, kemiringan permukaan belakang dibuat secukupnya mungkin dan relatif pendek. Jika peralihan ujung runcing dipakai di antara permukaan pengontrol dan permukaan belakang (hilir), disarankan untuk memakai kemiringan yang tidak lebih curam dari 1 : 2 (lihat Gambar 5-5).



Gambar 5-5 Sketsa dimensi dan peristilahan dari bangunan terjun miring

Alasannya adalah untuk mencegah pemisahan aliran pada sudut miring. Jika diperlukan kemiringan yang lebih curam, sudut runcing harus diganti dengan kurva peralihan dengan jari-jari  $r \approx 0,50 \cdot H_1$  maks (lihat Gambar 5-5).

Harga-harga  $y_u$  dan  $H_d$  yang dapat digunakan untuk perencanaan kolam di belakang potongan U, dapat ditentukan dengan menggunakan Tabel 5-6. Tinggi energi  $H_u$  pada luapan yang masuk kolam pada potongan U mempunyai harga yang jauh lebih tinggi jika digunakan permukaan hilir yang miring, dibandingkan apabila luapan jatuh bebas seperti pada bangunan terjun tegak. Sebabnya ialah bahwa dengan bangunan terjun tegak, energi diredam karena terjadinya benturan luapan dengan lantai kolam dan karena pusaran turbulensi air di dalam kolam di bawah tirai luapan. Dengan bangunan terjun miring, peredaman energi menjadi jauh berkurang akibat gesekan dan aliran turbulensi di atas permukaan yang miring.

Tabel 5-6 Perbandingan tak berdimensi untuk loncat air (Bos, Replogle & Clemmens, 1984)

$\frac{\Delta H}{H_1}$	$\frac{y_d}{y_u}$	$\frac{y_u}{H_1}$	$\frac{v_u^2}{2gH_1}$	$\frac{H_u}{H_1}$	$\frac{y_d}{H_1}$	$\frac{v_d^2}{2gH_1}$	$\frac{H_d}{H_1}$
0.2446	3.00	0.3669	1.1006	1.4675	1.1006	0.1223	1.2229
0.2688	3.10	0.3599	1.1436	1.5035	1.1157	0.1190	1.2347
0.2939	3.20	0.3533	1.1870	1.5403	1.1305	0.1159	1.2464
0.3198	3.30	0.3469	1.2308	1.5777	1.1449	0.1130	1.2579
0.3465	3.40	0.3409	1.2749	1.6158	1.1590	0.1103	1.2693
0.3740	3.50	0.3351	1.3194	1.6545	1.1728	0.1077	1.2805
0.4022	3.60	0.3295	1.3643	1.6938	1.1863	0.1053	1.2916
0.4312	3.70	0.3242	1.4095	1.7337	1.1995	0.1030	1.3025
0.4609	3.80	0.3191	1.4551	1.7742	1.2125	0.1008	1.3133
0.4912	3.90	0.3142	1.5009	1.8151	1.2253	0.0987	1.3239
0.5222	4.00	0.3094	1.5472	1.8566	1.2378	0.0967	1.3345
0.5861	4.20	0.3005	1.6407	1.9412	1.2621	0.0930	1.3551
0.6525	4.40	0.2922	1.7355	2.0276	1.2855	0.0896	1.3752
0.7211	4.60	0.2844	1.8315	2.1159	1.3083	0.0866	1.3948
0.7920	4.80	0.2771	1.9289	2.2060	1.3303	0.0837	1.4140
0.8651	5.00	0.2703	2.0274	2.2977	1.3516	0.0811	1.4327
0.9400	5.20	0.2639	2.1271	2.3910	1.3723	0.0787	1.4510
1.0169	5.40	0.2579	2.2279	2.4858	1.3925	0.0764	1.4689
1.0957	5.60	0.2521	2.3299	2.5821	1.4121	0.0743	1.4864
1.1763	5.80	0.2467	2.4331	2.6798	1.4312	0.0723	1.5035

$\Delta H$ — $H_1$	$\frac{y_d}{y_u}$	$\frac{y_u}{H_1}$	$\frac{v_u^2}{2gH_1}$	$\frac{H_u}{H_1}$	$\frac{y_d}{H_1}$	$\frac{v_d'}{2gH_1}$	$\frac{H_d}{H_1}$
1.2585	6.00	0.2417	2.5372	2.7789	1.4499	0.0705	1.5203
1.3429	6.20	0.2367	2.6429	2.8796	1.4679	0.0687	1.5367
1.4280	6.40	0.2321	2.7488	2.9809	1.4858	0.0671	1.5529
1.5150	6.60	0.2277	2.8560	3.0837	1.5032	0.0655	1.5687
1.6035	6.80	0.2235	2.9643	3.1878	1.5202	0.0641	1.5843
1.6937	7.00	0.2195	3.0737	3.2932	1.5268	0.0627	1.5995
1.7851	7.20	0.2157	3.1839	3.3996	1.5531	0.0614	1.6145
1.8778	7.40	0.2121	3.2950	3.5071	1.5691	0.0602	1.6293
1.9720	7.60	0.2085	3.4072	3.6157	1.5847	0.0590	1.6437
2.0674	7.80	0.2051	3.4723	3.7354	1.6001	0.0579	1.6580
2.1641	8.00	0.2019	3.6343	3.8361	1.6152	0.0568	1.6720
2.2620	8.20	0.1988	3.7490	3.9478	1.6301	0.0557	1.6858
2.3613	8.40	0.1958	3.8649	4.0607	1.6446	0.0548	1.6994
2.4615	8.60	0.1929	3.9814	4.1743	1.6589	0.0538	1.7127
2.5630	8.80	0.1901	4.0988	4.2889	1.6730	0.0529	1.7259
2.6656	9.00	0.1874	4.2171	4.4045	1.6869	0.0521	1.7389
2.7694	9.20	0.1849	4.3363	4.5211	1.7005	0.0512	1.7517
2.8741	9.40	0.1823	4.4561	4.6385	1.7139	0.0504	1.7643
2.9801	9.60	0.1799	4.5770	4.7569	1.7271	0.0497	1.7768
3.0869	9.80	0.1775	4.6985	4.8760	1.7402	0.0489	1.7891

$\frac{\Delta H}{H_1}$	$\frac{y_d}{y_u}$	$\frac{y_u}{H_1}$	$\frac{v_u^2}{2gH_1}$	$\frac{H_u}{H_1}$	$\frac{y_d}{H_1}$	$\frac{v_d^2}{2gH_1}$	$\frac{H_d}{H_1}$
3.1949	10.00	0.1753	4.8208	4.9961	1.7530	0.0482	1.8012
3.4691	10.50	0.1699	5.1300	5.2999	1.7843	0.0465	1.8309
3.7491	11.00	0.1649	5.4437	5.6087	1.8146	0.0450	1.8594
4.0351	11.50	0.1603	5.7623	5.9227	1.8439	0.0436	1.8875
4.3267	12.00	0.1560	6.0853	6.2413	1.8723	0.0423	1.9146
4.6233	12.50	0.1520	6.4124	6.5644	1.9000	0.0411	1.9411
4.9252	13.00	0.1482	6.7437	6.8919	1.9268	0.0399	1.9667
5.2323	13.50	0.1447	7.0794	7.2241	1.9529	0.0389	1.9917
5.5424	14.00	0.1413	7.4189	7.5602	1.9799	0.0379	2.0178
5.8605	14.50	0.1381	7.7625	7.9006	2.0032	0.0369	2.0401
6.1813	15.00	0.1351	8.1096	8.2447	2.0274	0.0361	2.0635
6.6506	15.50	0.1323	8.4605	8.5929	2.0511	0.0352	2.0863
6.8363	16.00	0.1297	8.8153	8.9450	2.0742	0.0345	2.1087
7.1702	16.50	0.1271	9.1736	9.3007	2.0968	0.0337	2.1305
7.5081	17.00	0.1247	0.5354	9.6601	2.1190	0.0330	2.1520
7.8498	17.50	0.1223	9.9005	10.0229	2.1407	0.0323	2.1731
8.1958	18.00	0.1201	10.2693	10.3894	2.1619	0.0317	2.1936
8.5438	18.50	0.1180	10.6395	10.7575	2.1830	0.0311	2.2141
8.8085	19.00	0.1159	11.0164	11.1290	2.2033	0.0305	2.2339
9.2557	19.50	0.1140	11.3951	11.5091	2.2234	0.0300	2.2534

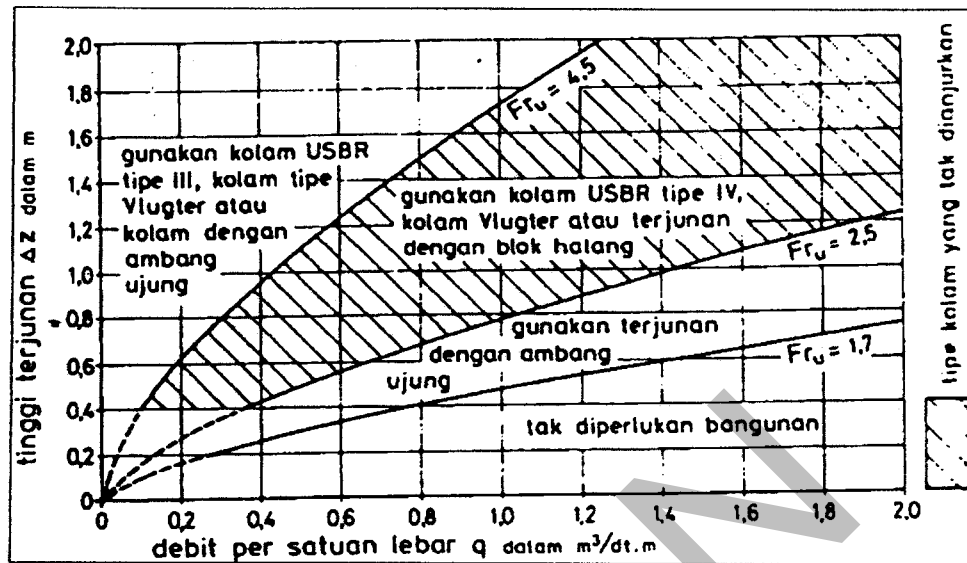
#### 5.1.1.5.3 Kolam olak (peredam energi)

Tipe kolam olak yang akan direncanakan di sebelah hilir bangunan tergantung pada energi air yang masuk, yang dinyatakan dengan bilangan Froude dan pada bahan konstruksi kolam olak.

Berdasarkan bilangan Froude ( $Fr_u$ ), dapat dibuat pengelompokan-pengelompokan berikut dalam perencanaan detail kolam olak (peredam energi) :

- (1) Untuk  $Fr_u \leq 1,7$  tidak diperlukan kolam olak; pada saluran tanah, bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi; pada saluran pasangan batu atau beton tidak diperlukan perlindungan secara khusus.
- (2) Bila  $1,7 < Fr_u \leq 2,5$  maka kolam olak diperlukan untuk meredam energi secara efektif. Pada umumnya kolam olak dengan ambang ujung mampu bekerja dengan baik. Untuk penurunan muka air  $\Delta Z < 1,5$  m dapat digunakan bangunan terjun tegak.
- (3) Bila  $2,5 < Fr_u \leq 4,5$  maka akan timbul situasi yang paling sulit dalam memilih tipe kolam olak yang tepat. Loncatan air tidak terbentuk dengan baik dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang cukup jauh di saluran. Cara mengatasinya adalah mengusahakan agar kolam olak untuk bilangan Froude ini mampu menimbulkan olakan (turbulensi) yang tinggi dengan blok halangnya atau menambah intensitas pusaran dengan pemasangan blok depan kolam. Blok ini harus berukuran cukup besar (USBR tipe IV).  
  
Tetapi pada prakteknya akan lebih baik untuk tidak merencanakan kolam olak jika  $2,5 < Fr_u < 4,5$ . Sebaiknya geometrinya dirubah untuk memperbesar atau memperkecil bilangan Froude dan memakai kolam olak dari kategori yang lain.
- (4) Kalau  $Fr_u \geq 4,5$  ini akan merupakan kolam olak yang paling ekonomis, karena kolam ini pendek. Tipe ini termasuk kolam olak USBR tipe III yang dilengkapi dengan blok depan dan blok halang. Kolam loncat air yang sama dengan tangga di bagian ujungnya akan jauh lebih panjang dan mungkin harus digunakan dengan pasangan batu.

Gambar 5-6 menyajikan diagram untuk pemilihan bangunan peredam energi di saluran.

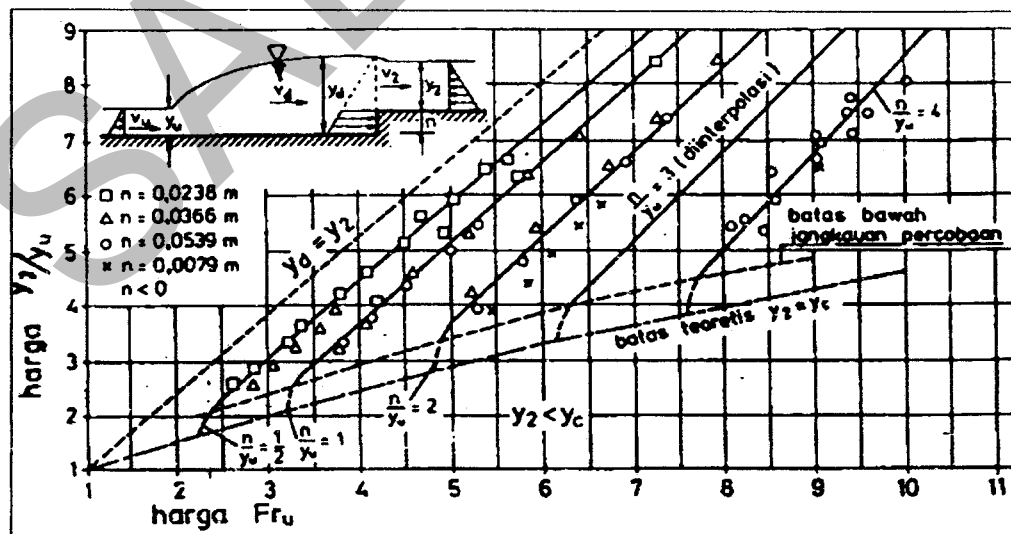


Gambar 5-6 Diagram untuk memperkirakan tipe bangunan peredam energi yang akan digunakan untuk perencanaan detail (Bos, Replogle & Clemmens, 1984)

Panjang kolam loncat air di sebelah hilir potongan U (lihat Gambar 5-3 dan 5-5) dapat kurang dari panjang loncatan air tersebut akibat pemakaian ambang ujung (end sill). Ambang pemantap aliran itu ditempatkan pada jarak :

$$L_j = 5 (n + y_2)$$

di sebelah hilir potongan U. Tinggi yang diperlukan untuk ambang ujung ini sebagai fungsi bilangan Froude ( $Fr_u$ ), kedalaman air masuk ( $y_u$ ), dan fungsi kedalaman air hilir, dapat ditentukan dari Gambar 5-7.



Gambar 5-7 Hubungan percobaan antara  $Fr_u$ ,  $y_2/y_1$ , dan  $n/y_u$  untuk ambang pendek (Foster & Skrinde, 1950)

**(1) Kolam olak untuk bilangan Froude antara 2,5 dan 4,5**

Pendekatan yang dianjurkan dalam merencanakan kolam olak untuk besaran bilangan Froude di atas adalah menambah atau mengurangi (tetapi lebih baik menambah) bilangan Froude hingga melebihi nilai besaran tersebut.

Dari rumusnya, bilangan Froude dapat ditambah dengan cara sebagai berikut :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}} = \frac{q}{\sqrt{g y^3}}$$

dengan menambah kecepatan  $v$  atau mengurangi kedalaman air,  $y$ . Keduanya dihubungkan melalui debit per satuan lebar  $q$ , yang bisa ditambah dengan cara mengurangi lebar bangunan ( $q = Q/B$ ).

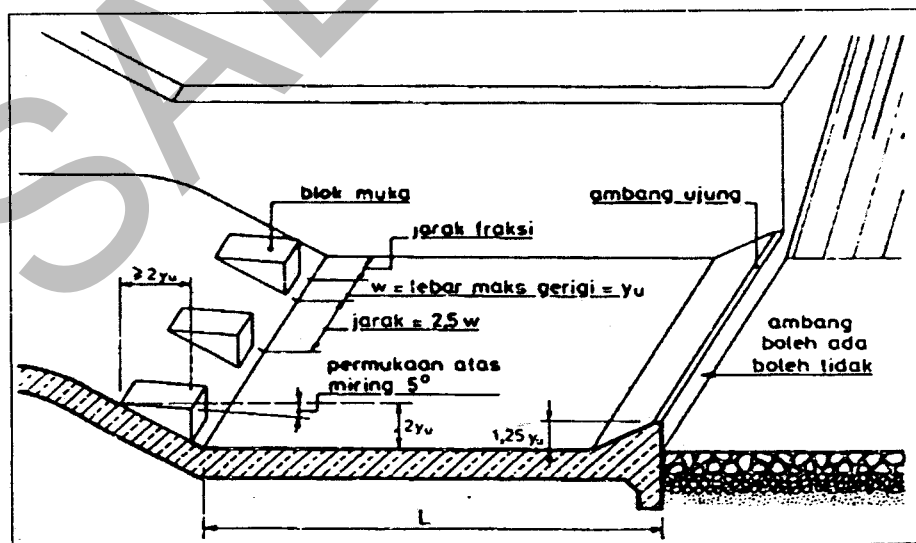
Bila pendekatan di atas tidak mungkin, maka ada 2 (dua) tipe kolam olak yang dapat digunakan untuk nilai bilangan Froude tersebut, yaitu :

- a. Kolam olak USBR tipe IV, dilengkapi dengan blok muka yang besar yang membantu memperkuat pusaran. Tipe kolam ini bersama-sama dengan dimensinya ditunjukkan pada Gambar 5-8.

Panjang kolam,  $L$ , dapat dihitung dengan rumus berikut :

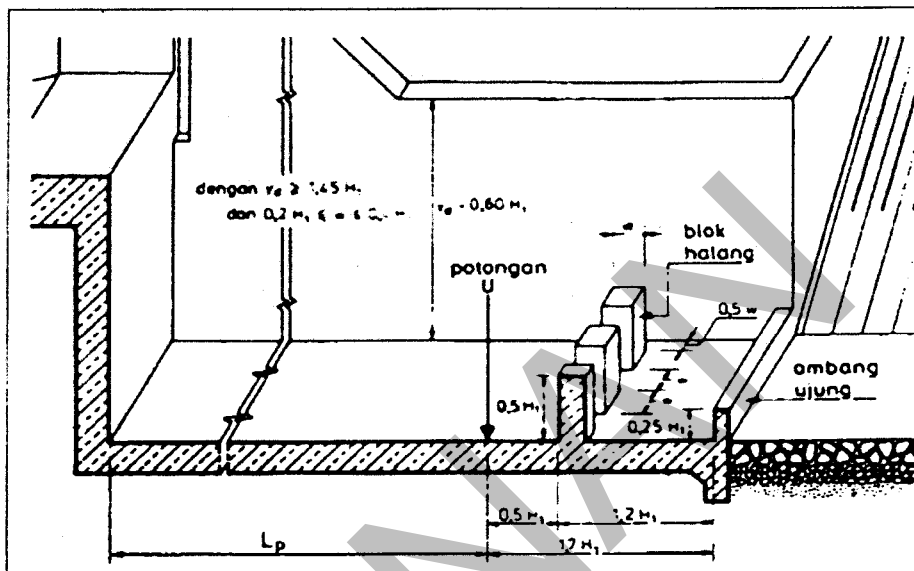
$$L = 2 y_u (\sqrt{1 + 8 Fr_u^2} - 1)$$

Kedalaman air hilir adalah 1,1 kali  $y_d$ , dan menurut United States Bureau Reclamation (USBR) tahun 1973,  $y_2 + n \geq 1,1 y_d$ .



**Gambar 5-8 Dimensi kolam olak tipe IV (USBR, 1973)**

- b. Kolam olak tipe blok halang (baffle block type basin, Donnelly & Blaisdell, 1954) yang ukurannya ditunjukkan pada Gambar 5-9. Kelemahan besar kolam ini adalah bahwa pada bangunan ini semua benda yang mengapung dan melayang dapat tersangkut. Hal itu dapat menyebabkan meluapnya kolam dan merusakkan blok-blok halang. Selain itu, blok halang memerlukan konstruksi beton bertulang.

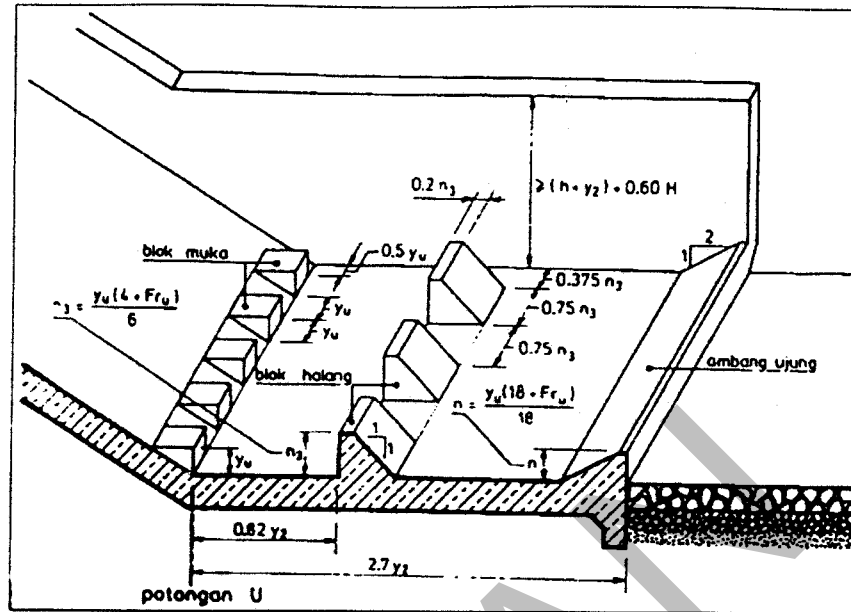


Gambar 5-9 Dimensi kolam olak tipe blok halang

## (2) Kolam olak untuk bilangan Froude $> 4,5$

Untuk bilangan Froude di atas 4,5 loncatan airnya bisa mantap dan peredaman energi dapat dicapai dengan baik. Kolam olak USBR tipe III khusus dikembangkan untuk bilangan Froude dengan nilai itu. Pada Gambar 5-10 ditunjukkan dimensi-dimensi dasar kolam olak USBR tipe III tersebut.

Apabila penggunaan blok halang dan blok muka tidak layak (karena bangunan dibuat dari pasangan batu), maka kolam harus direncana sebagai kolam loncat air dengan ambang ujung (panjang kolam peredam memakai rumus  $L_j = 5 (n + y_2)$  dan Gambar 5-7). Sehingga kolam akan menjadi panjang tetapi dangkal.

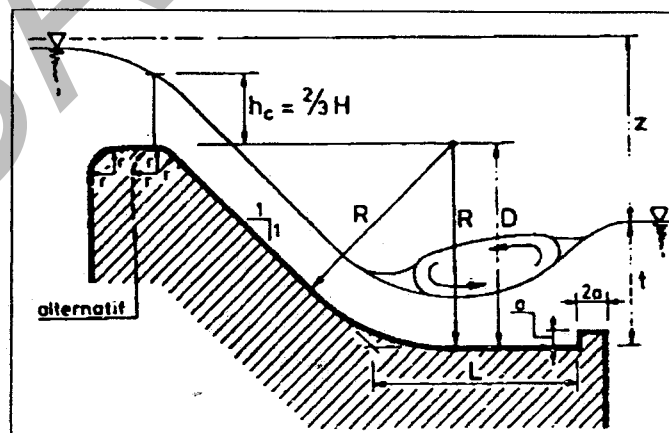


**Gambar 5-10** Karakteristik kolam olak USBR tipe III (*Bradley & Peterka, 1957*)

### (3) Kolam olak tipe Vlugter

Gambar 5-11 memberikan data-data perencanaan yang diperlukan untuk perencanaan kolam olak tipe Vlugter. Kolam tipe ini bisa dipakai sampai beda tinggi energi z tidak lebih dari 4,50 m. Kolam ini khusus dikembangkan untuk bangunan terjun di saluran buatan, terutama saluran irigasi.

Batas-batas yang diberikan untuk  $z/h_c$  0,5 ; 2,0 dan 15,0 dihubungkan dengan bilangan Froude 1,0 ; 2,8 dan 12,8. Bilangan-bilangan Froude itu diambil pada kedalaman  $z$  di bawah tinggi energi hulu, bukan pada lantai kolam seperti pada kolam loncat air.



**Gambar 5-11** Kolam olak tipe Vlugter

Rumus-rumus perencanaan untuk kolam olak tipe Vlugter adalah sebagai berikut (semua ukuran dinyatakan dalam meter) :

$$hc=\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$\text{ jika } 0,5 < z/hc \leq 2,0$$

$$\text{ maka : } t = 2,4 \text{ } hc + 0,4 \text{ } z \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{ jika } 2,0 < z/hc \leq 15,0$$

$$\text{ maka : } t = 3,0 \text{ } hc + 0,1 \text{ } z \dots\dots\dots(2)$$

$$a = 0,28 \text{ } hc \sqrt{\frac{hc}{z}} \dots\dots\dots(3)$$

$$D = R = L \dots\dots\dots(4)$$

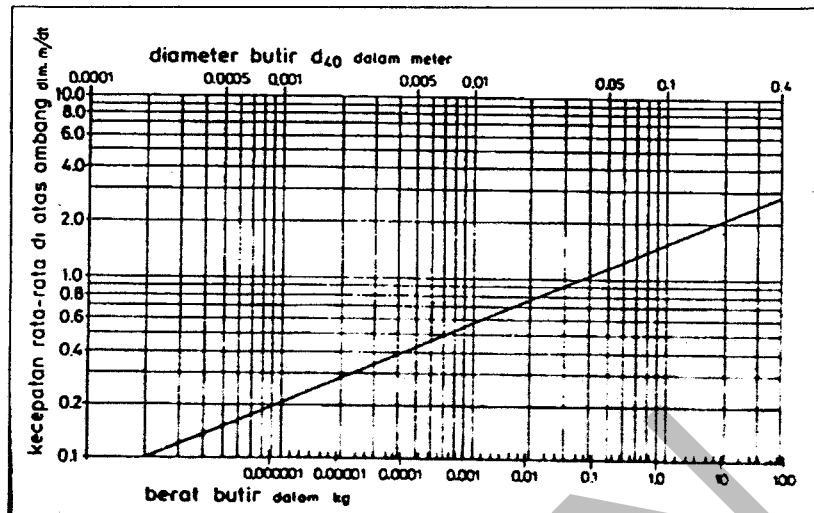
**5.1.1.5.4 Lindungan di pertemuan dengan saluran hilir**

Untuk mencegah terjadinya penggerusan saluran di sebelah hilir bangunan peredam energi, maka saluran sebaiknya dilindungi dengan pasangan batu kosong atau lining. Panjang lindungan harus dibuat sebagai berikut :

- (1) Tidak kurang dari 4 kali kedalaman normal maksimum di saluran hilir.
- (2) Tidak lebih pendek dari peralihan tanah yang terletak antara bangunan dan saluran.
- (3) Tidak kurang dari 1,50 m.

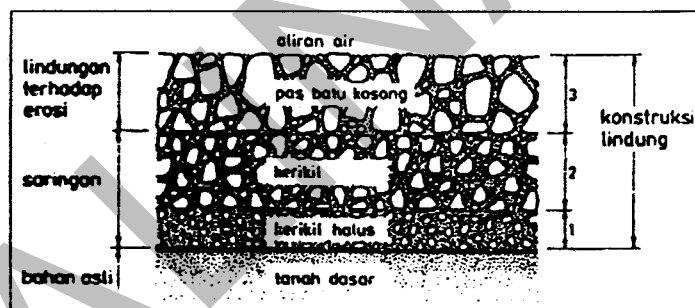
Jika dipakai pasangan batu kosong, maka diameter batu yang akan dipakai untuk pasangan ini dapat ditentukan dengan menggunakan Gambar 5-12. Gambar itu dapat digunakan dengan memasukkan kecepatan rata-rata di atas ambang kolam. Jika kolam olak tidak diperlukan karena  $Fr_u \leq 1,7$  maka penggunaan Gambar 5-12 harus menggunakan kecepatan benturan (impact velocity),  $v_u = \sqrt{2g \cdot \Delta Z}$ .

Gambar 5-12 memberikan ukuran d40 campuran batu kosong. Ini berarti bahwa 60% dari pasangan batu tersebut harus terdiri campuran dari batu-batu yang berukuran sama, atau lebih besar.



Gambar 5-12 Hubungan antara kecepatan rata-rata di atas ambang ujung bangunan dan ukuran butir yang stabil (Bos, 1978)

Semua pasangan batu kosong harus ditempatkan di atas filter untuk mencegah hilangnya bahan dasar yang halus. Filter terdiri dari lapisan-lapisan bahan khusus seperti ditunjukkan pada Gambar 5-13, atau dapat juga dibuat dari ijuk atau bahan sintetis atau geotextile.



Gambar 5-13 Contoh filter di antara pasangan batu kosong dan tanah dasar

Lapisan filter sebaiknya direncanakan menurut aturan-aturan berikut :

(1) Permeabilitas (USBR, 1973) :

$$\frac{d_{15} \text{ lapisan 3}}{d_{15} \text{ lapisan 2}} \text{ dan } \frac{d_{15} \text{ lapisan 2}}{d_{15} \text{ lapisan 1}} \text{ dan } \frac{d_{15} \text{ lapisan 1}}{d_{15} \text{ tanah dasar}} = 5 \text{ sampai } 40$$

Nilai banding 5 – 40 dapat dirinci lagi menjadi (Bandegom, 1969) :

1. Butir bulat homogen (kerikil) 5 - 10
2. Butir bersudut runcing (pecahan kerikil, batu) 6 - 20
3. Butir halus 12 - 40.

Untuk mencegah tersumbatnya saringan,  $d_5 \geq 0,75 \text{ mm}$ .

(2) Kemantapan/stabilitas, nilai banding  $d_{15}/d_{85}$  (Bertram, 1940) :

$$\frac{d_{15} \text{ lapisan 3}}{d_{85} \text{ lapisan 2}} \text{ dan } \frac{d_{15} \text{ lapisan 2}}{d_{85} \text{ lapisan 1}} \text{ dan } \frac{d_{15} \text{ lapisan 1}}{d_{85} \text{ tanah dasar}} \leq 5$$

Kemantapan, nilai banding  $d_{50}/d_{50}$  (US Army Corps of Engineers, 1955) :

$$\frac{d_{50} \text{ lapisan 3}}{d_{50} \text{ lapisan 2}} \text{ dan } \frac{d_{50} \text{ lapisan 2}}{d_{50} \text{ lapisan 1}} \text{ dan } \frac{d_{50} \text{ lapisan 1}}{d_{50} \text{ tanah dasar}} = 5 \text{ sampai } 10$$

dengan :

- |   |          |
|---|----------|
| 1. Butir bulat homogen (kerikil)                  | 5 - 10   |
| 2. Butir bersudut runcing (pecahan kerikil, batu) | 10 - 30  |
| 3. Butir halus                                    | 12 - 60. |

Untuk mencegah agar filter tidak tersumbat,  $d_s \geq 0,75$  mm untuk semua lapisan filter.

Ketebalan-ketebalan benkut harus dianggap minimum untuk sebuah konstruksi filter yang dibuat pada kondisi kering :

- |                         |  |
|-------------------------|--|
| 1. Pasir, kerikil halus | 0,05 sampai 0,10 m                                 |
| 2. Kerikil              | 0,10 sampai 0,20 m                                 |
| 3. Batu                 | 1,50 sampai 2,00 kali diameter batu yang terbesar. |

#### 5.1.1.6 Tinggi jagaan (free board)

Tinggi jagaan (W) diperlukan untuk keamanan guna mengantisipasi kemungkinan-kemungkinan terjadinya luapan air dari saluran bilamana terjadi debit yang melebihi debit rencana (lihat Gambar 5-1). Tinggi Jagaan dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$W = \sqrt{0,5 \cdot d}$$

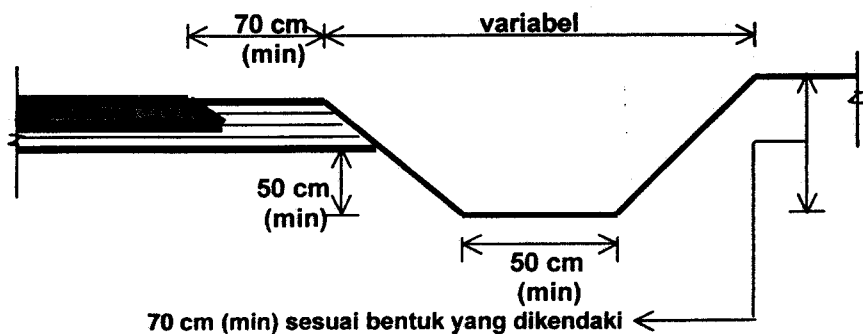
dimana :

d = kedalaman air rencana di saluran (meter)

#### 5.1.1.7 Desain saluran drainase samping

Untuk menjamin agar dampak drainase terhadap struktur perkerasan memadai, maka kedalaman mininum saluran samping harus 50 cm di bawah permukaan pondasi jalan dengan lebar dasar minimum 50 cm (lihat Gambar 5-14).

Untuk menjamin agar air tidak menggenang di saluran samping, maka kelandaian minimum dasar saluran samping hendaknya direncanakan 1 : 200 (0,50%).



**Gambar 5-14** Standar penampang melintang saluran drainase samping jalan

Dengan menggunakan bentuk standar penampang melintang tersebut dan dengan kedalaman air di saluran sebesar 60 cm, maka persyaratan-persyaratan untuk debit maksimum dan panjang maksimum antar outlet drainase untuk berbagai harga kelandaian dasar saluran, dapat ditentukan seperti pada Tabel 5-7. Di dalam tabel tersebut ditinjau untuk 2 (dua) tipikal medan lapangan, yaitu : medan rata dan bergelombang, serta medan berbukit dan pegunungan.

**Tabel 5-7** Kapasitas saluran drainase samping jalan yang tidak dilapis

Kelandaian dasar saluran		Qmaks di outlet saluran (m <sup>3</sup> /det)	Panjang maksimum antar outlet (meter)	
%	Vert : Horisontal		Medan rata dan bergelombang	Medan berbukit & pegunungan
0,5	1 : 200	0,277	150	400
1,0	1 : 100	0,392	200	600
2,0	1 : 50	0,554	300	900
4,0	1 : 25	0,783	400	1.200
5,0	1 : 20	0,876	450	1.300

Berbagai bentuk saluran drainase samping jalan dapat dilihat pada Lampiran 2 : contoh gambar tipe No.lbr. 4.28 ; 4.30 & 4.31.2.

#### 5.1.1.8 Pengaruh air balik (backwater effect)

Pada saluran-saluran pembuang yang bermuara ke sungai atau laut, pengaruh air balik dapat terjadi di ujung saluran (outlet) akibat muka air banjir atau pasang surut air laut. Pengaruh air balik tersebut dapat merambat ke arah hulu saluran sampai sejauh X meter dari outlet.

Bilamana di lokasi pekerjaan terdapat kemungkinan terjadinya pengaruh air balik, maka hal itu penting untuk dianalisa guna mengetahui tinggi muka air yang terjadi dan untuk menentukan tinggi saluran yang dibutuhkan.

Bagian saluran yang terpengaruh air balik pada ruas saluran sepanjang X, maka tinggi muka air yang terjadi akan lebih besar dari pada tinggi muka air normal ( $Y_n$ ). Untuk mencari tinggi muka air yang terpengaruh air balik maka harus dilakukan "analisa profil aliran". Salah satu metode untuk analisa profil aliran yang umum dipergunakan dan memberikan hasil cukup memuaskan adalah dengan "Metode Tahapan Standar (Standard Step Method)" yang didasarkan pada teori energi dari "Bernoulli".

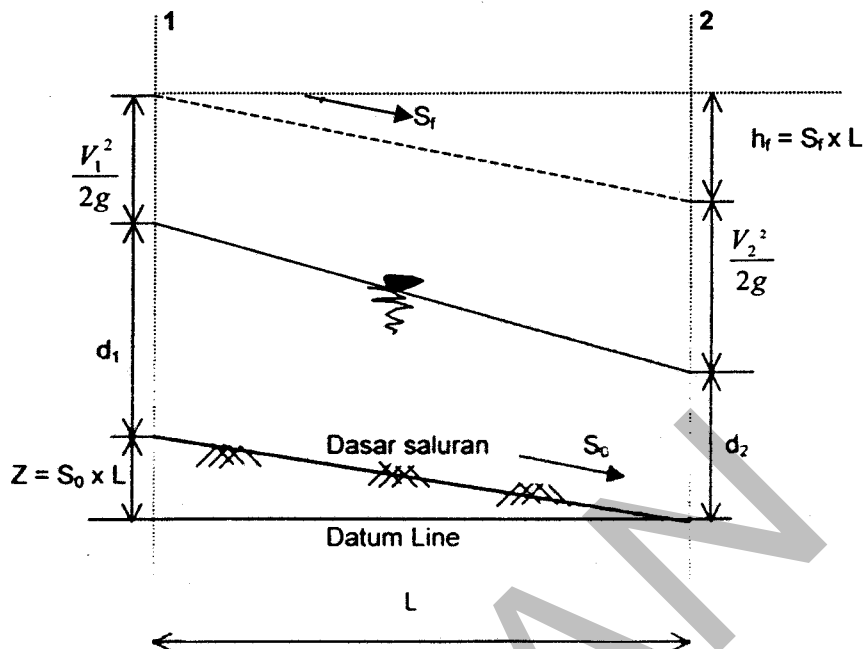
Metode tahapan standar didasarkan pada persamaan garis energi antara 2 titik yang ditinjau (lihat Gambar 5-15). Energi potensial pada suatu titik tertentu diwakili oleh kedalaman air "d" ditambah ketinggian dasar saluran di atas suatu datum tertentu "z". Sedangkan energi kinetik (dalam meter) diwakili oleh tinggi tekan kecepatan " $V^2/2g$ ". Jumlah energi di atas dasar saluran disebut energi spesifik atau tinggi tekan spesifik " $H_E$ ", dimana:

$$H_E = d + \frac{V^2}{2g}$$

Energi total (tinggi tekan total), merupakan tinggi tekan spesifik  $H_E$  ditambah ketinggian dasar saluran di atas suatu datum tertentu "z". Tinggi tekan total digunakan dalam teori energi dari "Bernoulli", yang menyatakan bahwa : *"tinggi tekan total pada suatu titik dalam saluran yang mengangkut aliran air adalah sama dengan tinggi tekan total pada tiap titik di sebelah hilirnya ditambah kehilangan energi (kehilangan tinggi tekan) yang terjadi di antara dua titik tersebut"*. Penerapan teori "Bernoulli" tersebut dirumuskan sebagai berikut :

$$(S_0 \times L) + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = d_2 + \frac{V_2^2}{2g} + (S_f \times L)$$

Dalam Gambar 5-15, kelandaian garis energi " $S_f$ " adalah ukuran kelandaian gesekan atau tingkat kehilangan tinggi tekan energi akibat gesekan. Kehilangan tinggi tekan total sepanjang "L" adalah sama dengan " $S_f \times L$ ". Pada kondisi aliran seragam, kelandaian garis energi tersebut adalah sejajar dengan permukaan air dan dasar saluran.



**Gambar 5-15** Profil aliran untuk menurunkan "Metode Tahapan Standar"

Jarak antara dua titik yang diselidiki "L", berdasarkan uraian di atas dapat diturunkan menjadi persamaan sebagai berikut :

$$L = \frac{H_{E2} - H_{E1}}{S_0 - S_f} = \frac{\Delta H_E}{S_0 - S_f}$$

dimana  $H_E$  adalah energi spesifik =  $d + \frac{V^2}{2g}$

Adapun kelandaian garis energi " $S_f$ " dapat dicari dengan "rumus Manning" sebagai berikut :

$$S_f = \frac{n^2 \cdot V^2}{2,22 \cdot R^{4/3}}$$

Analisa profil aliran dengan metode tahapan standar untuk mengetahui pengaruh air balik (backwater effect) di suatu ruas saluran/alur sungai dicontohkan pada Tabel 5-8, dengan langkah-langkah sebagai berikut :

- Tahapan perhitungan disusun dalam bentuk daftar, seperti diperlihatkan dalam contoh hitungan pada Tabel 5-8.
- Nilai-nilai di setiap kolom dalam Tabel 5-8 dijelaskan sebagai berikut :

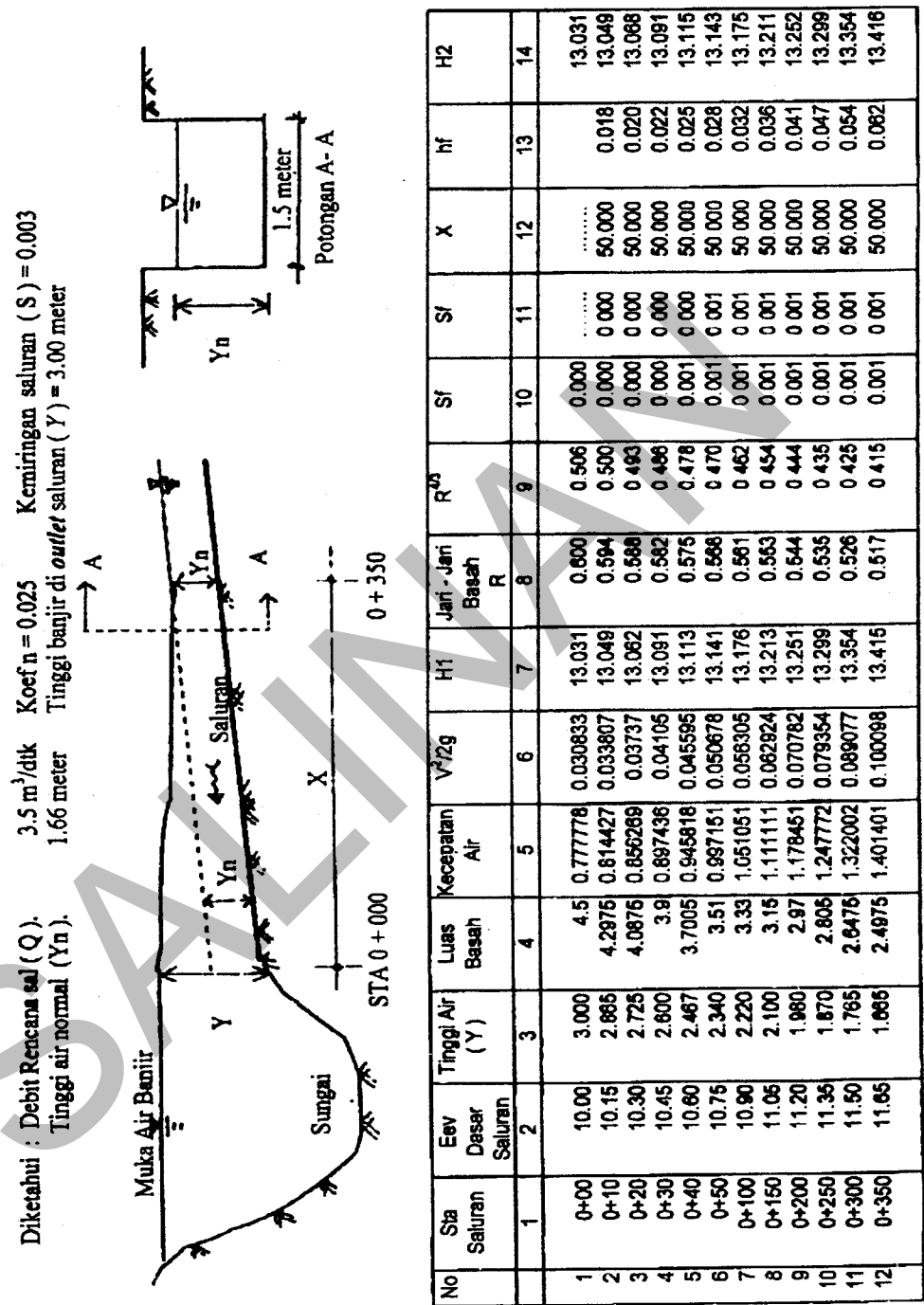
- Kolom 1 : Nomor stasiun saluran. Lokasi stasiun ditetapkan menurut jarak yang telah ditentukan. Saluran dianggap berbentuk seragam seperti potongan A – A.
- Kolom 2 : Elevasi dasar saluran pada sta 0+00 diketahui dari pengukuran topografi dan untuk sta berikutnya dapat dihitung dari elevasi pada sta 0+00 ditambah dengan kemiringan saluran (S) dikalikan jarak antar stasiun ( $\Delta X$ ), demikian seterusnya untuk sta berikutnya.
- Kolom 3 : Tinggi muka air (Y) untuk nilai awal pada sta 0+00 adalah tinggi muka air banjir pada outlet saluran, dan untuk tahapan berikutnya nilai ini dicoba-coba agar nilai pada kolom 7 dan kolom 14 mendekati sama.
- Kolom 4 : Luas basah sesuai dengan nilai Y pada kolom 3.
- Kolom 5 : Kecepatan air rata-rata, yang sama dengan debit yang diketahui ( $3.5 \text{ m}^3/\text{detik}$ ) dibagi dengan luas penampang basah dalam kolom 4.
- Kolom 6 : Tinggi kecepatan (dalam meter), sesuai dengan kecepatan pada kolom 5 dibagi dengan gaya gravitasi ( $9.81 \text{ m/detik}^2$ ).
- Kolom 7 : Tinggi tekanan total dihitung dari garis datum, yaitu dengan menjumlahkan kolom 2 dan kolom 3 serta tinggi kecepatan di kolom 6.
- Kolom 8 : Jari-jari hidrolis (dalam meter), sesuai dengan nilai Y pada kolom 3.
- Kolom 9 : Jari-jari hidrolis dipangkatkan empat per tiga ( $4/3$ ).
- Kolom 10: Kelandaian garis energi " $S_f$ " dapat dicari dengan "rumus Manning" seperti penjelasan di atas, dengan  $n = 0,025$ , V dari kolom 5 dan  $R^{4/3}$  dari kolom 9.
- Kolom 11: Kelandaian garis energi rerata pada bagian saluran di sepanjang penampang sesuai dengan tiap tahap, kurang lebih sama dengan rata-rata hitung dari kelandaian garis energi pada kolom 10 dan tahap sebelumnya.
- Kolom 12: Panjang bagian saluran di antara penampang-penampang yang ditinjau, yaitu sama dengan jarak antar stasiun.
- Kolom 13: Kehilangan tekanan karena geseran, sama dengan hasil kali nilai-nilai pada kolom 11 dan 12.
- Kolom 14: Tinggi tekanan total (dalam meter), dihitung dengan menambahkan nilai-nilai " $h_f$ " di kolom 13 kepada nilai " $H_2$ " pada stasiun sebelumnya. Bila harga yang diperoleh tersebut tidak begitu mendekati harga pada kolom 7, maka harus dicoba lagi dengan harga tinggi muka air "Y" yang berbeda dan seterusnya sampai diperoleh kesesuaian antara kolom 7 dan kolom 14. Harga "Y" yang memberikan hasil paling sesuai itulah tinggi muka air yang sebenarnya terjadi di saluran.

Perhitungan tersebut harus dilanjutkan ke tahap selanjutnya sampai diperoleh nilai "Y" yang mendekati nilai kedalaman muka air normal "Yn", pengaruh air balik adalah sepanjang X m yaitu mulai dari sta 0+00 hingga titik terjadinya harga yang mendekati "Yn" tersebut. Dalam contoh pada Tabel 4-22, pengaruh air balik adalah mulai dari sta 0+00 s/d sta 0+350.

Untuk menghitung tinggi saluran yang dibutuhkan, maka nilai "Y" yang diperoleh pada perhitungan tersebut ditambah dengan nilai tinggi jagaan "W".

SALINAN

Tabel 5-8 Contoh analisa profil aliran dengan metode tahapan standar untuk mengetahui pengaruh air balik (backwater effect)



#### 5.1.1.9 Pengendalian erosi untuk saluran samping

Ketentuan-ketentuan berikut perlu diikuti untuk melakukan pengendalian erosi saluran drainase samping jalan (side ditch) :

- Apabila kelandaian dasar saluran samping antara 0 – 5 % diberi gebalan rumput, dan tidak perlu tindakan pencegahan erosi secara khusus.
- Apabila kelandaian dasar saluran samping antara 5 – 10% maka ada 2 (dua) alternatif yang harus dipertimbangkan dalam perencanaan, yaitu :
  - a. Saluran samping diberi lapisan pasangan batu atau beton, sepanjang kecepatan aliran yang dihasilkan kurang dari batas kecepatan aliran maksimum (Tabel 5-4).
  - b. Buat bangunan pematah arus dengan kriteria sebagaimana dijelaskan pada sub bab sebelumnya.
- Apabila kelandaian dasar saluran samping lebih besar dari 10% maka saluran harus direncanakan dengan diberi lapisan pasangan batu atau beton, serta dikombinasikan dengan pembuatan bangunan pematah arus, sehingga kecepatan aliran di saluran tetap dapat direncanakan kurang dari 1,50 m/detik.
- Berbagai contoh gambar-gambar tipe berkaitan dengan bentuk-bentuk standar saluran drainase samping jalan, bangunan terjun/pematah arus dan kolam olakan serta bangunan penangkap/bak penampungan, dapat dilihat pada Lampiran 2 : contoh gambar tipe No.lbr. 4.28 ; 4.30 ; 4.31.2 ; 4.31.1 ; 4.09 ; 4.10 & 4.11.

#### 5.1.2 Gorong-gorong / box culvert

##### 5.1.2.1 Umum

Gorong-gorong (culvert) adalah saluran tertutup yang berfungsi mengalirkan air dari jalan ke kanal penampungan, biasanya memiliki posisi melintang jalan dan ditempatkan di bagian bawah badan jalan.

Dilihat dari fungsinya, dalam perencanaan drainase jalan raya dikenal 2 (dua) macam gorong-gorong, yaitu :

1. Gorong-gorong untuk mengalirkan air yang telah terkumpul pada bak penampung saluran samping, serta
2. Gorong-gorong untuk mengalirkan air alur alam atau sungai kecil.

Gorong-gorong mempunyai penampang melintang yang lebih kecil daripada luas penampang basah saluran hulu maupun hilir.

Sebagian dari potongan melintang gorong-gorong mungkin berada di atas muka air. Dalam kondisi tersebut maka gorong-gorong berfungsi sebagai saluran terbuka dengan aliran bebas.

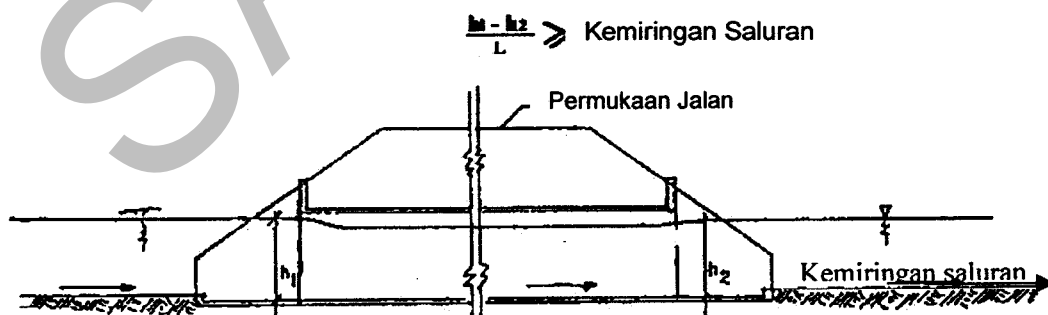
Pada gorong-gorong aliran bebas, benda-benda yang hanyut bersama aliran air dapat lewat dengan mudah, tetapi biaya pembuatannya umumnya lebih mahal dibanding gorong-gorong tenggelam. Dalam kondisi gorong-gorong tenggelam, maka jenis aliran yang terjadi adalah aliran tekan (aliran pipa) dimana seluruh potongan melintang berada di bawah permukaan air (tidak ada ruang bebas). Biaya pembuatan gorong-gorong tenggelam umumnya lebih murah, tetapi bahaya tersumbat lebih besar.

#### 5.1.2.2 Kapasitas gorong-gorong

Gorong-gorong (culvert) harus direncanakan mampu untuk melewati debit banjir rencana dari daerah pengaliran.

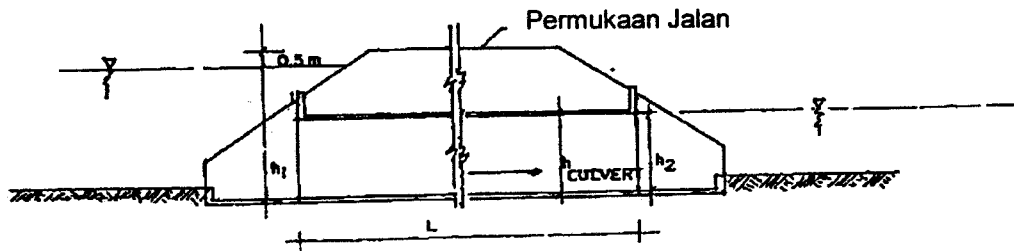
Gorong-gorong jalan raya, direncanakan minimal mampu mengalirkan debit rencana dengan periode ulang 10 tahunan dan atau periode ulang banjir yang ditetapkan berdasarkan pertimbangan derajat resiko yang masih dapat diterima (Tabel 4-2). Sesuai dengan desain umur rencana tipe dan bahan gorong-gorong permanen, maka gorong-gorong di jalan arteri hendaknya dirancang mampu melewati debit banjir rencana 10 tahunan, sedangkan gorong-gorong di jalan tol adalah 25 tahun.

Pada umumnya gorong-gorong direncanakan untuk jenis aliran permukaan bebas (free surface flow), tetapi dalam keadaan tertentu, misalnya di daerah rata atau dataran rendah, gorong-gorong mungkin direncanakan sebagai aliran di bawah tekanan/aliran pipa (flow under pressure/pipe flow).



Gambar 5-16 Gorong-gorong dengan aliran bebas

$$h_2 = h_{\text{culvert}} = \text{konstan}$$



Gambar 5-17 Gorong-gorong dengan aliran tekan

Persamaan-persamaan berikut dapat digunakan untuk desain kapasitas gorong-gorong dalam 2 (dua) kondisi aliran tersebut di atas, yaitu :

1. Aliran bebas (free surface flow) :

$$Q = A \cdot V = A \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot S \cdot L}{1.5 + \frac{2g \cdot L}{k_s^2 \cdot R^3}}}$$

2. Aliran tekan/aliran pipa (flow under pressure/pipe flow) :

$$Q = A_{gr} \cdot V = A_{gr} \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot (h_1 - h_{gr})}{1.5 + \frac{2g \cdot L}{k_s^2 \cdot R^3}}}$$

dimana :

Q = debit rencana ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

A = luas penampang basah ( $\text{m}^2$ )

V = kecepatan aliran ( $\text{m}/\text{detik}$ )

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

S = kemiringan memanjang gorong-gorong

L = panjang gorong-gorong (meter)

$K_s$  = koefisien kekasaran "Strickler" ( $\text{m}^{1/3}/\text{det}$ )

= 60 (gorong-gorong pasangan batu), 70 (gorong-gorong beton) dan 80 (gorong-gorong baja bergelombang)

R = jari-jari hidrolis (m) =  $A/P$ , dimana P = keliling penampang basah (m)

$A_{gr}$  = luas penampang gorong-gorong ( $\text{m}^2$ )

$h_1$  = kedalaman muka air di bagian masuk (inlet) gorong-gorong (meter)

$h_{gr}$  = diameter/tinggi penampang melintang gorong-gorong (meter).

### 5.1.2.3 Bangunan transisi dan kecepatan aliran

Perpindahan aliran air dari saluran/sungai kecil ke dalam gorong-gorong akan memerlukan bangunan transisi dari tanah atau pasangan di sisi hulu (inlet) dan hilir (outlet) gorong-gorong. Fungsi bangunan transisi adalah mengatur perubahan kecepatan secara berangsur-angsur sehingga tidak terlalu banyak terjadi kehilangan tinggi energi (head loss).

Kecepatan aliran yang dipakai dalam perencanaan gorong-gorong, terutama tergantung pada jenis bangunan transisi yang dipilih agar tidak terjadi erosi, geometri bangunan transisi serta jumlah kehilangan tinggi energi yang diharapkan terjadi.

Apabila bangunan transisi dibuat dari tanah maka kecepatan aliran yang diijinkan di dalam gorong-gorong adalah 1,00 m/detik, sedangkan kalau dipilih bangunan transisi dari pasangan batu atau beton maka kecepatan aliran yang diijinkan mengalir di dalam gorong-gorong adalah 1,50 m/detik.

Kemiringan memanjang gorong-gorong (S) disarankan antara 0,50% - 2,00% dengan pertimbangan faktor-faktor lain yang dapat mengakibatkan terjadinya pengendapan dan erosi di inlet dan outlet gorong-gorong.

### 5.1.2.4 Kehilangan tinggi energi (head loss)

Adanya perbedaan kecepatan di saluran/sungai kecil dan gorong-gorong serta gesekan akibat aliran air di gorong-gorong akan menyebabkan terjadinya kehilangan tinggi energi (head loss). Jadi kehilangan tinggi energi di gorong-gorong terjadi pada 3 (tiga) bagian, yaitu : bagian transisi inlet ( $\Delta H_{\text{masuk}}$ ), bagian transisi outlet ( $\Delta H_{\text{keluar}}$ ) dan di sepanjang aliran di dalam gorong-gorong ( $\Delta H_f$ ).

Kehilangan tinggi energi pada bagian transisi inlet dan outlet dapat dihitung dengan menggunakan "rumus Borda" sebagai berikut :

$$\Delta H_{\text{masuk}} = \xi_{\text{masuk}} \cdot \frac{(V_a - V_1)^2}{2g}$$

dan

$$\Delta H_{\text{keluar}} = \xi_{\text{keluar}} \cdot \frac{(V_a - V_2)^2}{2g}$$

dimana :

$\Delta H_{\text{masuk}}$  ,  $\Delta H_{\text{keluar}}$  = kehilangan tinggi energi di inlet dan outlet (m)

$\xi_{\text{masuk}}$  ,  $\xi_{\text{keluar}}$  = faktor kehilangan energi yang tergantung pada bentuk hidrolis peralihan di bagian inlet dan outlet

$V_a$  = kecepatan aliran di gorong-gorong (m/det)

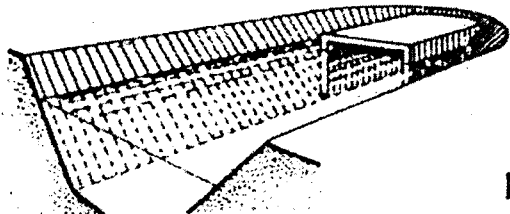
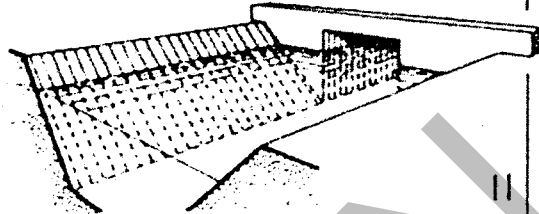
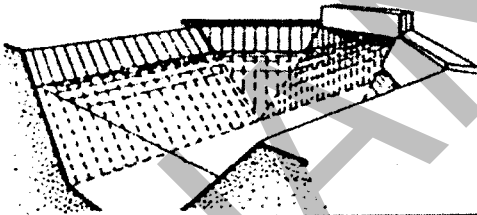
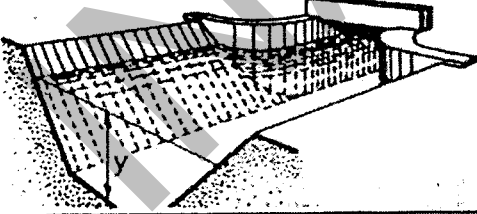
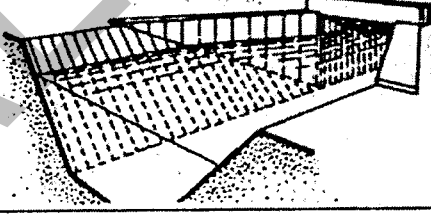
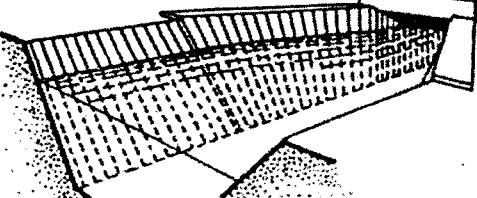
$V_1$ ,  $V_2$  = kecepatan aliran di saluran hulu dan saluran hilir (m/det).

Harga-harga faktor kehilangan tinggi energi di bagian peralihan dengan permukaan air bebas ditunjukkan pada Tabel 5-9. Pada gambar tersebut ditunjukkan 3 (tiga) tipe bagian peralihan/transisi yang dianjurkan, dengan pertimbangan kemudahan dalam pembuatannya dan kekuatan konstruksi serta paling menguntungkan ditinjau dari aspek hidrolis.

Kehilangan tinggi energi di peralihan masuk dan peralihan keluar untuk gorong-gorong dengan aliran pipa, lain dengan kehilangan tinggi energi untuk gorong-gorong dengan aliran bebas. Harga-harga  $\xi_{\text{masuk}}$  dan  $\xi_{\text{keluar}}$  untuk peralihan-peralihan yang biasa digunakan dari saluran trapesium ke pipa, dan sebaliknya, ditunjukkan pada Tabel 5-10.

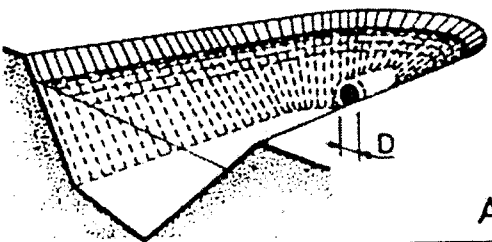
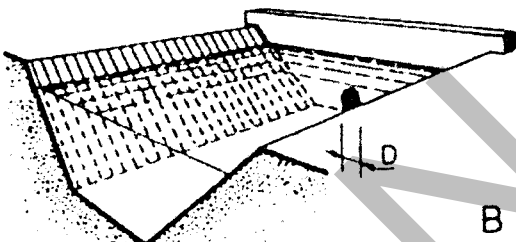
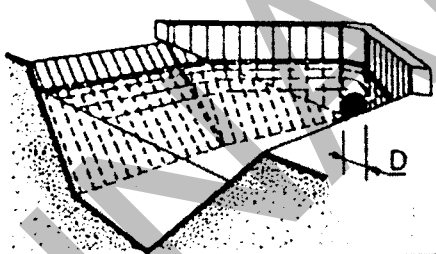
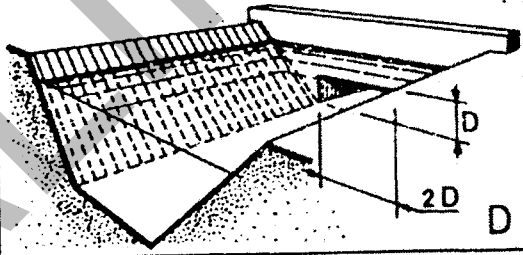
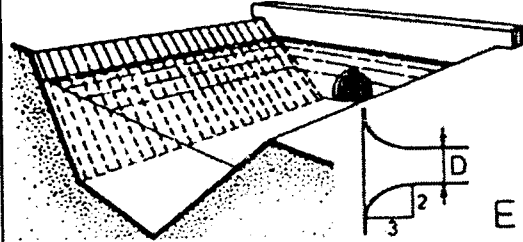
SALINAN

**Tabel 5-9** Koefisien kehilangan tinggi energi di peralihan dengan permukaan air bebas

			Kehilangan Energi		
			$\xi_{masuk}$	$\xi_{keluar}$	
	pipa gorong-gorong sampai ke peralihan samping saluran		I	0.50	1.00
DIANJURKAN	pipa gorong-gorong sampai di dinding hulu melalui saluran		II	0.50	1.00
	peralihan punggung patah dengan sudut pelebaran 1:1 atau 1:2		III	0.30	0.60
DIANJURKAN	dinding hulu dengan peralihan yang dibulatkan dengan jari-jari lebih dari 0,1 y		IV	0.25	0.50
DIANJURKAN	peralihan punggung patah dengan sudut pelebaran sekitar 1:5		V	0.20	0.40
	peralihan berangsur antara potongan melintang segi empat dan trapesium		VI	0.10	0.20

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-04

Tabel 5-10 Koefisien kehilangan tinggi energi di peralihan dengan aliran tekan

DANJURKAN			Kehilangan Energi	
			$\xi_{masuk}$	$\xi_{keluar}$
	saluran pipa sampai pada peralihan samping saluran	A	0.65	1.00
	barel saluran pipa dihubungkan langsung dengan dinding hulu melalui saluran		0.55	1.10
	barel saluran pipa dihubungkan dengan peralihan punggung patah dengan sudut pelebaran 1:4		0.50	0.65
	peralihan pipa panjang 6D menghubungkan saluran pipa dengan dinding hulu melalui saluran (bulat sampai segi empat)		0.40	0.10
	barel saluran pipa dihubungkan dengan peralihan mulut terompet, elips dengan sumbu D/1.5 D		0.10	0.20

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-04

Kehilangan tinggi energi akibat gesekan dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\Delta H_f = C_f \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{V^2 L}{C^2 R}$$

dimana :

$\Delta H_f$  = kehilangan tinggi energi akibat gesekan (meter)

V = kecepatan aliran dalam gorong-gorong (m/detik)

L = panjang gorong-gorong (meter)

C =  $k \cdot R^{1/6}$ , dimana k adalah koefisien kekasaran "Strickler" (=60 untuk pasangan batu, dan 70 untuk pasangan beton)

R = jari-jari hidrolis (meter), untuk pipa dengan diameter D maka  $R = \frac{1}{4} D$ .

Total kehilangan tinggi energi untuk aliran di gorong-gorong adalah :

$$\Delta H = \Delta H_{\text{masuk}} + \Delta H_f + \Delta H_{\text{keluar}}$$

#### 5.1.2.5 Tipe gorong-gorong dan ukuran standar

Pemilihan tipe gorong-gorong permanen umumnya ditentukan oleh tempat yang tersedia di lokasi pekerjaan dan tingginya timbunan. Tipe gorong-gorong permanen ada 3 (tiga) yaitu :

1. gorong-gorong pipa beton ;
2. gorong-gorong pipa baja bergelombang ; serta
3. gorong-gorong persegi (box culvert).

##### 1. Gorong-gorong pipa beton :

Dimensi gorong-gorong pipa beton yang direkomendasi untuk pekerjaan jalan adalah gorong-gorong dengan diameter 80 cm, 100 cm dan 120 cm.

Diameter minimal diambil 80 cm dengan maksud agar gorong-gorong tidak mudah tersumbat dan memudahkan dalam pemeliharaan. Gorong-gorong pipa beton dengan diameter yang lebih besar dari 1 meter harus diperkuat dengan tulangan, sesuai dengan standar-standar Bina Marga yang ada untuk perencanaan gorong-gorong pipa.

Keuntungan dari gorong-gorong pipa beton adalah :

- Dapat menahan beban kendaraan yang agak berat.
- Tersedia dalam beragam ukuran di pasaran, khususnya untuk pipa-pipa dengan diameter kecil ( $\leq 1$  m).
- Dapat dilaksanakan pengecoran di tempat (in-situ).

Kerugian dari gorong-gorong pipa beton adalah :

- Pengangkutan ke lokasi pekerjaan cukup sulit.
- Kapasitasnya terbatas untuk menampung debit aliran yang besar.
- Pemeliharaannya cukup sulit, karena diameternya tidak besar.

## **2. Gorong-gorong pipa baja bergelombang :**

Dimensi gorong-gorong pipa baja bergelombang yang direkomendasi untuk pekerjaan jalan adalah gorong-gorong dengan diameter 80 cm, 100 cm, 120 cm dan 140 cm. Bila dibutuhkan dimensi yang lebih besar, maka dapat digunakan gorong-gorong baja bergelombang berbentuk ellips atau pipa lengkung. Gorong-gorong dengan bahan baja bergelombang umumnya adalah buatan pabrik.

Keuntungan dari gorong-gorong pipa baja bergelombang adalah :

- Pemasangan dapat dilakukan di tempat pekerjaan
- Pengangkutan lebih mudah dibanding pipa beton.
- Kapasitas mengalirkan debit lebih besar dari pipa beton

Kerugian dari gorong-gorong pipa baja bergelombang adalah :

- Tidak terdapat di pasaran bebas dan harus dipesan ke pabrik.
- Dapat terjadi korosi.
- Pemasangannya perlu keahlian khusus.

## **3. Gorong-gorong persegi (box culvert) :**

Gorong-gorong persegi sangat berguna dalam keadaan dimana debit yang harus dilewatkan melintasi jalan adalah besar dan permukaan alirannya mendekati permukaan jalan karena tinggi timbunan badan jalan yang sangat terbatas.

Keuntungan dari gorong-gorong persegi adalah :

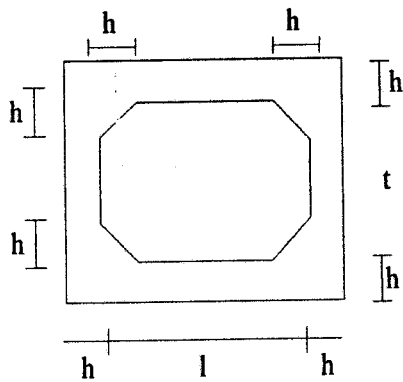
- Tidak ada kendala dalam menampung debit rencana yang besar.
- Tidak ada kendala terhadap tinggi timbunan untuk penutup gorong-gorong.
- Pemeliharaan relatif mudah.
- Pengecoran gorong-gorong dapat dilakukan di lokasi pekerjaan (in-situ) atau di tempat lain yang kemudian diangkut ke lokasi pekerjaan. Hal tersebut tergantung dari kondisi lokasi pekerjaan.
- Dapat dilalui kendaraan berat.

Kerugian dari gorong-gorong persegi adalah :

- Pekerjaan harus dilaksanakan oleh orang yang berpengalaman dengan pengawasan yang ketat.
- Untuk daerah terpencil, terdapat kemungkinan sulitnya untuk mendapatkan material yang dibutuhkan.
- Untuk dapat dilalui kendaraan, maka harus menunggu proses pengeringan sesuai ketentuan umur beton yang diperlukan.

Untuk keperluan perencanaan dimensi dan struktur gorong-gorong persegi, telah dibuat "Standar Gorong-gorong Persegi Beton Bertulang (Box Culvert)" untuk tipe-tipe single, double dan triple, yang diterbitkan oleh "Direktorat Bina Program Jalan, Direktorat Jenderal Bina Marga, Departemen Pekerjaan Umum".

Panjang box culvert adalah sebesar lebar jalan ditambah 2 (dua) kali bahu jalan dan 2 (dua) kali tebal dinding sayap. Adapun dimensi-dimensi standar untuk masing-masing tipe box culvert, menurut buku standar tersebut, adalah seperti ditunjukkan pada Gambar 5-18 sampai dengan Gambar 5-20 dan Tabel 5-11 sampai Tabel 5-13.

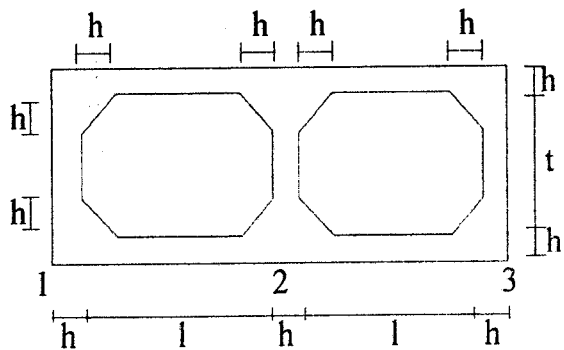


Gambar 5-18 Single box culvert

Tabel 5-11 Standar dimensi single box culvert

l (cm)	T (cm)	h (cm)
100	100	16
100	150	17
100	200	18
200	100	22
200	150	23
200	200	25
200	250	26
200	300	28
300	150	28
300	200	30
300	250	30
300	300	30

Sumber : Standar gorong-gorong persegi beton bertulang (box culvert)

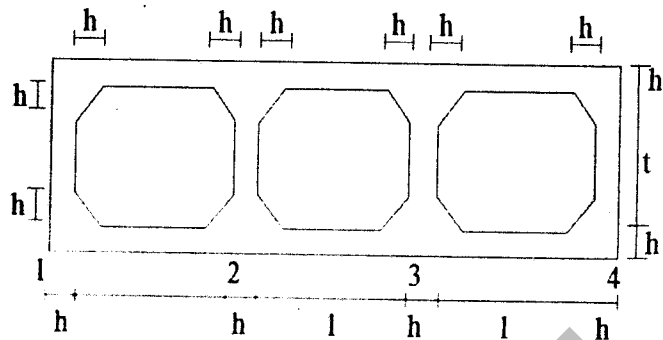


**Gambar 5-19** Double box culvert

**Tabel 5-12** Standar dimensi double box culvert

l (cm)	t (cm)	h (cm)
150	100	20
200	100	24
200	150	24
200	200	24
200	250	25
200	300	26
250	150	26
250	200	26
250	250	26
250	300	28
300	150	30
300	200	30
300	250	30
300	300	30

Sumber : Standar gorong-gorong persegi beton bertulang (box culvert)



Gambar 5-20 Triple box culvert

Tabel 5-13 Standar dimensi triple box culvert

l (cm)	t (cm)	h (cm)
150	100	16
150	250	17
150	200	18
150	250	22
150	300	26
200	100	20
200	150	22
200	200	25
200	250	26
200	300	30
250	150	28
250	200	28
250	250	28
250	300	30
300	150	30
300	200	30
300	250	30
300	300	30

Sumber : Standar gorong-gorong persegi beton bertulang (box culvert)

#### 5.1.2.6 Tebal lapisan tanah penutup

Tebal lapisan tanah penutup di atas gorong-gorong pipa yang terletak di bawah jalan atau tanggul yang menahan beban berat kendaraan paling tidak harus sama dengan diameternya, dengan batas minimum ketebalan lapisan tanah penutup adalah sebagaimana ketentuan berikut :

- Gorong-gorong pipa beton tidak bertulang : 1,00 meter
- Gorong-gorong pipa beton bertulang : 0,70 meter
- Gorong-gorong pipa baja bergelombang : 0,60 meter.

Apabila tebal minimum lapisan tanah penutup tersebut diperkirakan tidak akan terpenuhi, maka pertimbangkan untuk menaikkan timbunan badan jalan.

#### 5.1.3 Saluran penangkap (catch ditch)

##### 5.1.3.1 Umum

Saluran samping jalan (side ditch) harus diperhitungkan mampu untuk :

- menampung dan mengalirkan air hujan dari permukaan perkerasan jalan ;
- menampung dan mengalirkan air hujan yang berasal dari daerah penguasaan jalan dan atau dari daerah pengaliran (catchment area) di sekitar saluran samping jalan.

Kadang-kadang air yang berasal dari catchment area di sekitar saluran samping jalan yang harus ditampung oleh side ditch, adalah terlalu besar. Hal itu dapat terjadi pada jalan yang berada di daerah-daerah dataran tinggi (perbukitan/pegunungan).

Pada kondisi demikian, untuk memperoleh dimensi saluran samping jalan yang masih cukup tepat dan atau tidak terlampau besar serta untuk menghindari terjadinya erosi pada lereng tebing di samping jalan, maka tidak seluruh aliran air ditampung ke dalam saluran samping jalan, tapi ditangkap/dicegat dulu oleh saluran penangkap/pencegat (catch ditch) yang dibuat di sebelah atas saluran samping/di bagian atas lereng galian. Air dari saluran penangkap selanjutnya dibuang ke tempat lain.

##### 5.1.3.2 Jenis aliran

Seperti saluran samping, jenis aliran di dalam saluran penangkap sedapat mungkin harus direncanakan sebagai aliran bebas atau aliran saluran terbuka, yaitu aliran air dengan permukaan bebas (free surface flow). Perencanaan saluran penangkap dengan aliran super kritis harus sedapat mungkin dihindarkan, karena akan menyebabkan ketidakstabilan saluran dan biaya konstruksi yang mahal.

#### 5.1.3.3 Kapasitas saluran

Kapasitas saluran penangkap dapat dihitung dengan menggunakan “rumus Manning”, sebagaimana pada penjelasan kapasitas saluran samping pada sub bab sebelumnya.

#### 5.1.3.4 Luas dan keliling penampang basah saluran

Penjelasan luas dan keliling penampang basah saluran sebagaimana pada penjelasan saluran samping pada sub bab sebelumnya. Saluran penangkap umumnya direncanakan untuk menampung aliran debit yang lebih kecil daripada saluran samping, oleh karenanya perbandingan antara lebar dasar saluran dan kedalaman muka air ( $n = B/d$ ) umumnya direncanakan  $n = 1$ . Kemiringan tebing saluran penangkap yang berbentuk trapesium (vertikal : horisontal = 1 : m) dapat direncanakan antara 1 : 0,5 sampai 1 : 1 tergantung pada ketersediaan lahan dan kondisi tanah.

Hubungan antara luas penampang basah dan keliling penampang basah serta jari-jari hidrolis untuk berbagai bentuk penampang, sebagaimana pada Tabel 5-2. Untuk keperluan praktis dalam operasional dan pemeliharaan serta pertimbangan kestabilan terhadap erosi dan sedimentasi, maka luas minimum penampang basah saluran drainase samping hendaknya direncanakan  $0,50 \text{ m}^2$ .

#### 5.1.3.5 Kecepatan aliran

Tabel 5-3 memberikan harga pendekatan yang diperlukan untuk pemilihan kemiringan saluran samping ke arah memanjang untuk berbagai jenis bahan saluran, sedangkan angka pendekatan untuk kecepatan aliran maksimum yang diijinkan terjadi pada berbagai macam bahan saluran guna menghindari terjadinya erosi, ditunjukkan pada Tabel 5-4. Untuk menghindari terjadinya sedimentasi, kecepatan aliran minimum di saluran penangkap sebaiknya direncanakan  $0,40 \text{ m/detik}$ . Pada saluran penangkap tidak diperlukan adanya bangunan pematah arus, kelandaian dasar saluran penangkap dapat diatur sesuai kondisi terrain topografi dan pada waktu pelaksanaan penggalan saluran.

#### 5.1.3.6 Tinggi jagaan (free board)

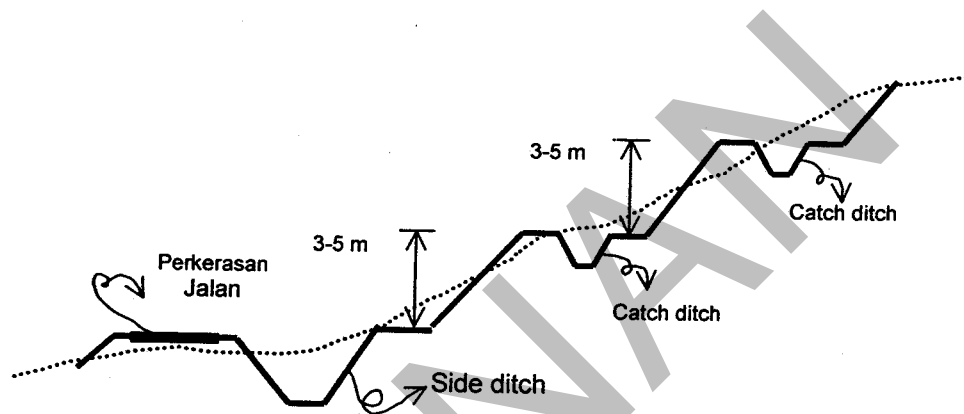
Tinggi jagaan dapat direncanakan dengan rumus yang dipergunakan untuk saluran samping.

#### 5.1.3.7 Desain saluran penangkap

Kelandaian minimum dasar saluran penangkap hendaknya direncanakan sebagaimana ketentuan untuk saluran samping, yaitu 1 : 200 (0,50%).

Debit maksimum dan panjang maksimum antar outlet saluran penangkap untuk berbagai harga kelandaian dasar saluran, dapat ditentukan maksimal 0,75 kali ketentuan untuk saluran samping sebagaimana ketentuan pada Tabel 5-7. Outlet saluran penangkap yang membuang air dari saluran penangkap ke saluran samping atau bak penampung atau ke alur-alur alam biasanya adalah berupa konstruksi pelimpah samping atau bangunan terjun.

Bilamana catchment area berada pada ketinggian tebing yang lebing dari 3 meter maka disarankan saluran penangkap dibuat pada setiap ketinggian 3-5 meter tergantung kondisi tanah, dengan alasan mempertahankan kestabilan tebing dan saluran dari bahaya longsor.



Gambar 5-21 Saluran penangkap (catch ditch)

#### 5.1.3.8 Pengendalian erosi saluran penangkap

Kelandaian dasar saluran penangkap harus diatur supaya dapat mempertahankan kecepatan aliran maksimum yang diijinkan. Untuk mengendalikan erosi di saluran penangkap bilamana kecepatan aliran yang direncanakan cukup besar, adalah dengan memberi pasangan pada saluran, yaitu pasangan bronjong atau pasangan batu kali. Bilamana kecepatan aliran tidak terlalu tinggi, maka saluran diberi gebalan rumput.

### 5.2 Sistem drainase bawah permukaan (sub surface drainage)

#### 5.2.1 Tujuan drainase bawah permukaan

Sistem drainase bawah permukaan diperlukan untuk melindungi kekuatan dan keawetan perkerasan dan formasi jalan dengan cara :

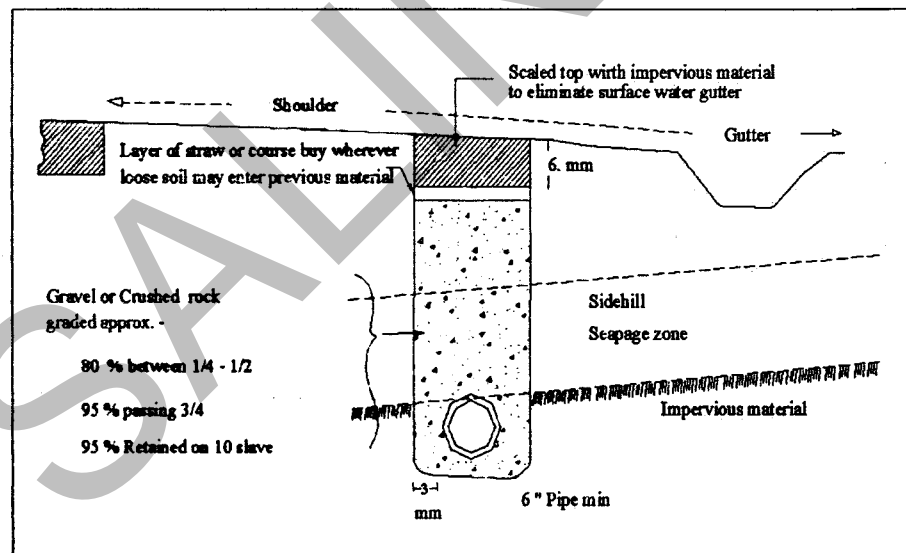
- meminimalkan kemungkinan masuknya air tanah ke dalam badan jalan ;
- mengumpulkan dan membawa rembesan air pada badan jalan ke selokan samping atau tempat buangan lainnya ;

- c. membuang air tanah yang terdapat pada lereng timbunan/galian, perkerasan dan badan jalan selama dan sesudah masa pelaksanaan pembangunan jalan ;
- d. membuang air pada daerah-daerah yang basah di bawah perkerasan atau bahu jalan ;
- e. memotong dan membuang rembesan air tanah yang melintasi badan jalan ;
- f. menurunkan tinggi muka air tanah sampai ke ketinggian yang diperkirakan tidak membahayakan kekuatan badan jalan.

Untuk mencapai tujuan-tujuan tersebut di atas, pada umumnya drainase bawah permukaan dibedakan menjadi 2 (dua) jenis, yaitu :

**1. Untuk memotong aliran rembesan air tanah yang akan melintasi badan jalan :**

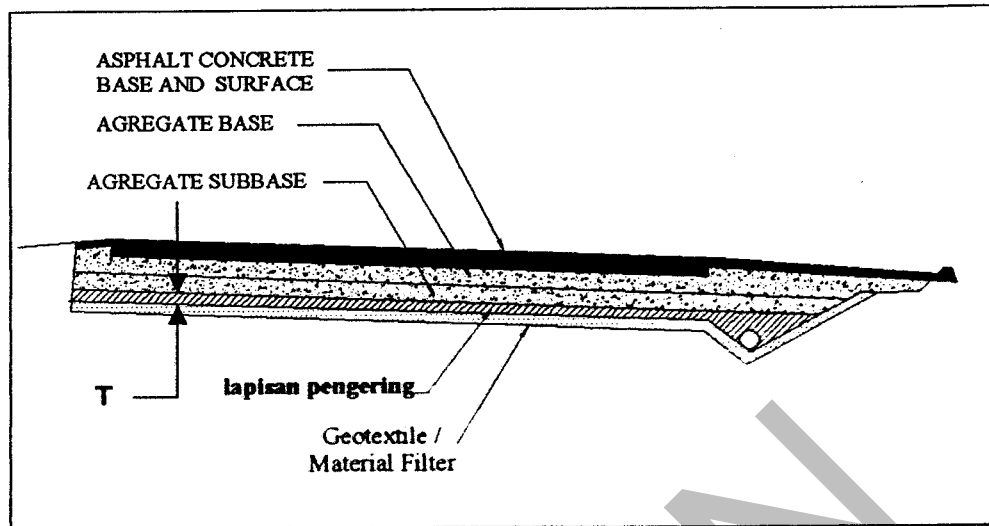
Untuk mencapai tujuan tersebut, biasanya dibuat "saluran penangkap (interception drain)" di samping bahu jalan, yaitu pipa berlubang-lubang (porous) yang dipasang di dalam galian dan dilapisi ijuk serta ditimbun kembali dengan kerikil dan batu-batu pecah, dan pada bagian paling atas ditutup dengan lapisan tanah yang kedap air (impermeable). Interception drain ini perlu dibuat bilamana tekanan hidrostatik air tanah yang akan melintasi jalan cukup besar. Sketsa tipikal "interception drain" ditunjukkan pada Gambar 5-22 dan Buku 1 (Gambar 5-7).



**Gambar 5-22** Tipikal "interception drain"

**2. Untuk mencegah air kapiler dari tanah dasar mencapai perkerasan jalan :**

Pergerakan air kapiler dengan tekanan hidrostatik yang relatif kecil sering terjadi pada lokasi-lokasi dimana badan jalan/tanah dasar (sub base) terdiri dari material lanau atau lempung. Untuk mencapai maksud dan tujuan tersebut di atas, pada umumnya di bawah pondasi jalan (sub base) dibuat "lapisan pengering (drainage layer)". Sketsa tipikal "drainage layer" ditunjukkan pada Gambar 5-23 dan Buku 1 (Gambar 5-6).



Gambar 5-23 Tipikal "drainage layer"

Dalam perencanaan drainase bawah permukaan, terdapat 2 (dua) hal penting yang harus diperhatikan, yaitu :

1. Kapasitas saluran drainase harus cukup untuk mengalirkan air yang meresap ke dalam struktur perkerasan jalan secara cepat.
2. Kapasitas saluran drainase harus mampu untuk melayani air resapan pada badan jalan selama umur jalan yang direncanakan.

### 5.2.2 Penempatan drainase bawah permukaan

Drainase bawah permukaan diperlukan pada lokasi-lokasi dimana :

- a. kemungkinan tempat terkumpulnya air pada elemen struktur perkerasan jalan ;
- b. terdapat muka air tanah yang tinggi ;
- c. terdapat mata air di bawah perkerasan jalan ;
- d. terdapat rembesan air tanah yang memotong atau sejajar badan jalan atau di daerah galian jalan.

### 5.2.3 Kebutuhan data

Data berikut terutama dibutuhkan untuk perencanaan drainase bawah permukaan :

- a. Koefisien permeabilitas ( $k$ ) dari bahan perkerasan, badan jalan dan material sekelilingnya :

Nilai koefisien permeabilitas dari suatu bahan menunjukkan tingkat kemampuan bahan tersebut untuk dapat meloloskan air dalam satuan waktu tertentu, nilai " $k$ " biasanya dinyatakan dalam satuan cm/detik.

Secara garis besar permeabilitas bahan dapat dibedakan 3 (tiga) kelompok, yaitu :

1. Material lulus air (permeable), bila nilai  $k > 1 \times 10^{-4}$  cm/detik.
2. Material semi lulus air (semi permeable), bila nilai  $k \approx 1 \times 10^{-4}$  cm/detik.
3. Material tidak lulus air/kedap air (impermeable), bila nilai  $k < 1 \times 10^{-4}$  cm/detik.

Nilai "k" secara teliti dapat diketahui dengan melakukan percobaan di lapangan (in-situ test) menggunakan berbagai metode (lihat sub bab 4.4).

Berbagai harga pendekatan nilai "k" untuk tanah-tanah berbutir kasar, berbutir halus maupun tanah organik ekstrim seperti gambut, dapat diperoleh dari berbagai referensi tentang klasifikasi tanah, seperti misalnya klasifikasi tanah berdasarkan cara "unified classification" (buku "Mekanika Tanah" oleh L.D. Wesley, "Bendungan Tipe Urugan" serta buku "Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi" oleh Ir. Suyono Sosrodarsono, dkk).

**b. Lokasi rembesan dan muka air tanah :**

Kondisi ini biasanya dapat diketahui saat dilakukannya pemboran (hand boring) pada saat dilaksanakannya penyelidikan geoteknik, dimana kedalaman muka air tanah dapat diketahui dan dicatat. Untuk kondisi-kondisi tertentu dimana diduga banyak terdapat kandungan air tanah tapi sulit terdeteksi dengan boring, maka dapat dilakukan pendugaan dengan geolistrik atau prospeksi seismik (lihat uraian di Buku 1).

**c. Material :**

Adanya sumber material dan perkiraan jumlah ketersediaan material untuk bahan filter pada interception drain atau drainage layer di bawah perkerasan jalan dapat diperkirakan dari hasil survey quarry yang dilakukan pada saat survey pendahuluan dan penyelidikan geoteknik. Jika material di lokasi sumber material yang ada diperkirakan tidak mencukupi ditinjau dari aspek kuantitas dan kualitas, perlu dipertimbangkan penggunaan material buatan pabrik (bahan fabrikasi), seperti misalnya geotextile, dan lain-lain.

#### **5.2.4 Jenis dan bahan saluran drainase bawah permukaan**

Jenis dan bahan saluran drainase bawah permukaan umumnya terdiri dari :

**a. Lapisan filter dan lapisan pengering**

Lapisan ini dimaksudkan untuk mencegah masuknya butiran-butiran tanah yang sangat halus ke dalam pipa drainase atau sebagai bahan dari lapisan pengering. Bahan/material untuk lapisan filter dan lapisan pengering ini dapat dibedakan menjadi 2 (dua) jenis :

1. Material alam : biasanya terdiri dari batu-batu pecah atau kerikil dengan gradasi dan diameter yang memenuhi syarat-syarat tertentu.

2. Material buatan : merupakan material buatan pabrik (fabrikasi) yang terbuat dari bahan-bahan kimia dan berfungsi untuk menggantikan material alam jika di lokasi proyek tidak terdapat cukup material yang memenuhi syarat, atau material alam tidak cukup ekonomis untuk digunakan. Contoh material buatan ini adalah geotextile.

b. Pipa porous

Pipa ini dimaksudkan untuk menyalurkan debit rembesan air tanah/mata air ke dalam saluran pembuangan. Pipa ini berlubang-lubang, dimana penempatan lubang bisa di atas atau di bawah tergantung dari kondisi medan dan kepentingannya. Pipa ini biasanya terbuat dari plastik PVC, beton, baja, atau tanah liat.

#### 5.2.5 Kriteria perencanaan

Bila telah dibangun saluran samping jalan yang cukup dalam, maka biasanya aliran air bawah permukaan sudah dapat dipotong. Tetapi bila ternyata saluran-saluran semacam itu tidak praktis atau tidak efektif, maka dapat dipertimbangkan dua hal berikut ini :

- a. Elevasi jalan dinaikkan dengan timbunan sampai dengan ketinggian dimana pengaruh air tanah dan atau genangan air banjir diperkirakan tidak akan membahayakan atau tidak akan menyebabkan penurunan daya dukung tanah dasar. Elevasi jalan dapat dinaikkan sampai sekitar 1 meter di atas elevasi muka air banjir yang tercatat.
- b. Drainase bawah permukaan dibuat untuk menurunkan dan membuang air tanah yang dapat membahayakan daya dukung tanah dasar.

Metode yang pertama tersebut di atas, biasanya dipakai pada lokasi-lokasi dengan kondisi tanah asli yang letaknya rendah atau datar dan kondisi drainasenya jelek. Bila metode pertama tidak dapat dilakukan, maka dapat digunakan metode kedua (nomor b).

Metode yang kedua ini harus dipertimbangkan untuk mengatasi semua permasalahan air bawah permukaan, apabila sistem pengamanan yang lainnya dipandang kurang memadai. Drainase bawah permukaan dibangun sesuai dengan persyaratan berikut :

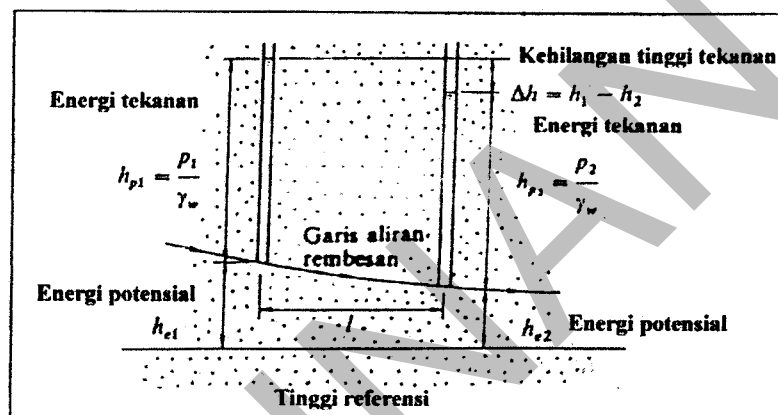
1. Pipa yang digunakan pada sistem drainase bawah permukaan harus mempunyai diameter dalam minimum 15 cm dan harus berpori-pori atau berlubang-lubang.
2. Drainase bawah permukaan harus diletakkan pada suatu parit yang diurug kembali dengan bahan filter (saringan) berupa tanah/batuan berbutir, dan pada bagian atasnya ditutup rapat dengan tanah kedap air agar air permukaan tidak masuk.
3. Drainase bawah permukaan sedapat mungkin harus diletakkan hingga ke dalam lapisan bagian atas daerah yang kedap air dan dikelilingi dengan bahan filter (saringan).

### 5.2.6 Perhitungan debit

Air yang merembes melalui badan jalan atau lereng galian/timbunan, adalah aliran air secara gravitasi yang mengalir di dalam tanah disebabkan oleh energi sebagai berikut :

- Energi potensial yang disebabkan oleh posisi atau perbedaan tinggi
- Energi tekanan yang disebabkan oleh berat air atau tekanan lain.

Aliran air yang merembes di dalam tanah, biasanya merupakan aliran laminar, seperti diperlihatkan pada Gambar 5-24.



Gambar 5-24 Aliran air rembesan dan tinggi tekanan

Kecepatan dan debit air rembesan, menurut hukum "Darcy" dinyatakan dengan :

$$V = k \cdot i$$

$$Q = A \cdot V = A \cdot k \cdot i$$

dimana :

$Q$  = debit rembesan ( $\text{cm}^3/\text{detik}$ )

$A$  = total luas penampang melintang massa tanah yang tegak lurus arah aliran ( $\text{cm}^2$ )

$k$  = koefisien permeabilitas ( $\text{cm}/\text{detik}$ )

$i$  = gradien hidrolis ( $\Delta h/l$ ).

Dari persamaan tersebut, terlihat bahwa debit rembesan air tanah ditentukan oleh koefisien permeabilitas tanah dan tinggi tekanan energi/gradien hidrolis (hydraulic head).

#### 5.2.6.1 Permeabilitas tanah

Dalam menghitung besarnya debit rembesan, nilai koefisien permeabilitas tanah " $k$ " didapatkan dari hasil pengujian lapangan. Bila hasil pengujian tersebut belum diperoleh, sebagai pendekatan awal untuk menentukan nilai " $k$ " dapat diperoleh dari Tabel 5-14 di bawah serta berbagai referensi tentang klasifikasi tanah (lihat sub bab 5.2.3).

Tabel 5-14 Nilai pendekatan koefisien permeabilitas beberapa jenis tanah

Jenis Tanah	Koefisien Permeabilitas k (cm/detik)	Tingkat Kelulusan Air
Kerikil	> 0,1	Tinggi
Pasir	$0,1 \sim 1 \times 10^{-3}$	Sedang
Tanah pasiran	$1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5}$	Rendah
Tanah lempungan	$1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-7}$	Rendah sekali
Lempung	$< 1 \times 10^{-7}$	Kedap air

Sumber : Shirley L. Hendarsin, "Perencanaan Teknik Jalan Raya"

5.2.6.2 Gradien hidrolis

Gradien hidrolis sulit untuk diketahui secara tepat, dan biasanya dapat diperoleh dari pengujian lapangan dengan cara pembooran .

Perhitungan debit air rembesan biasanya dilaksanakan dengan berbagai metode pendekatan yang diturunkan dari persamaan "hukum Darcy" tersebut di atas, yaitu meliputi cara analitis dan cara grafis sebagaimana dijelaskan berikut ini.

a. Cara analitis :

Dari rumus debit air rembesan tersebut di atas, untuk berbagai macam kondisi pengaliran air tanah dapat diturunkan berbagai macam rumus sebagai berikut :

(1) Lapisan kedap air yang bertangga :

Jika pipa drainase dipasang atau diletakan pada suatu lapisan kedap air, debit rembesan air tanah yang mengalir di dalam pipa per satuan panjang-lari dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q = k \cdot i \cdot Ho$$

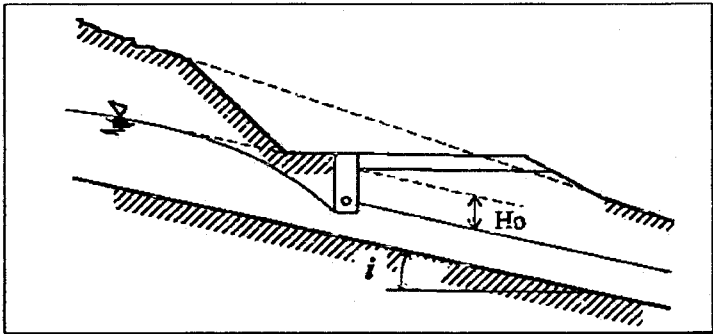
dimana :

Q = debit aliran rembesan per satuan panjang-lari (cm<sup>3</sup>/det.cm)

k = koefisien permeabilitas tanah (cm/detik)

i = kemiringan lapisan kedap air

Ho = penurunan muka air tanah (MAT) dengan adanya pipa drainase (cm).



Gambar 5-25 Lapisan kedap air dengan lereng bertangga

(2) Lapisan kedap air yang datar :

Jika aliran air ke dalam pipa drainase hanya dari satu sisi (Gambar 4-20), maka debit aliran rembesan yang mengalir di dalam pipa per satuan panjang-lari dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q = \frac{k(H^2 - h_0^2)}{2L_h}$$

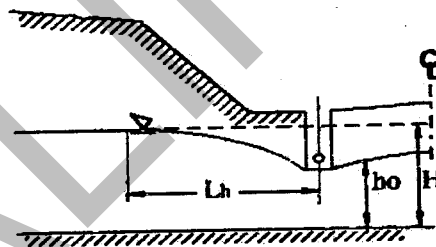
dimana :

H = tinggi MAT sebelum dipasang pipa drainase (cm)

h<sub>0</sub> = tinggi MAT setelah dipasang pipa drainase (cm)

L<sub>h</sub> = jarak horisontal dimana MAT dipengaruhi oleh pekerjaan drainase (cm).

Besarnya L<sub>h</sub> sulit untuk diketahui secara tepat karena dipengaruhi oleh berbagai faktor setempat yang sangat kompleks, antara lain koefisien permeabilitas, penurunan MAT, dan ketebalan serta luas lapisan yang lulus air. Perhitungan Q dengan rumus tersebut di atas dapat dilakukan dengan menggunakan nilai L<sub>h</sub> seperti Tabel 5-15.



Gambar 5-26 Lapisan kedap air dengan lereng datar

Tabel 5-15 Jarak horisontal (L<sub>h</sub>) dimana MAT dipengaruhi oleh pekerjaan drainase

Jenis Butiran	L <sub>h</sub> (m)
Pasir berbutir halus	25 ~ 100
Pasir berbutir sedang	100 ~ 500
Pasir berbutir kasar	500 ~ 1000

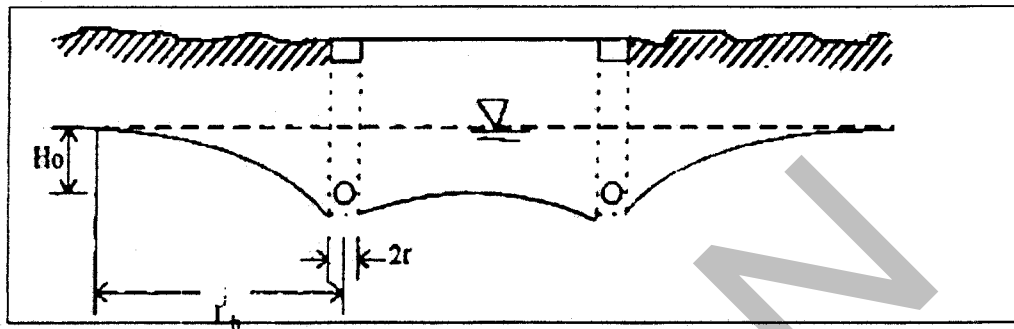
Sumber : Shirley L. Hendarsin, "Perencanaan Teknik Jalan Raya"

(3) Lapisan kedap air yang dalam :

Jika lapisan kedap air terletak pada kedalaman yang cukup dalam (Gambar 5-27) dan aliran air ke saluran drainase dari satu sisi, maka debit aliran rembesan yang mengalir di dalam pipa per satuan panjang-lari dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q = \frac{\pi k H_o}{2 \ln \frac{2L_h}{b}} = \frac{\pi k H_o}{4,6 \log \frac{2L_h}{b}}$$

dimana  $b = \frac{1}{2}$  dari lebar atau diameter pipa saluran drainase (cm).

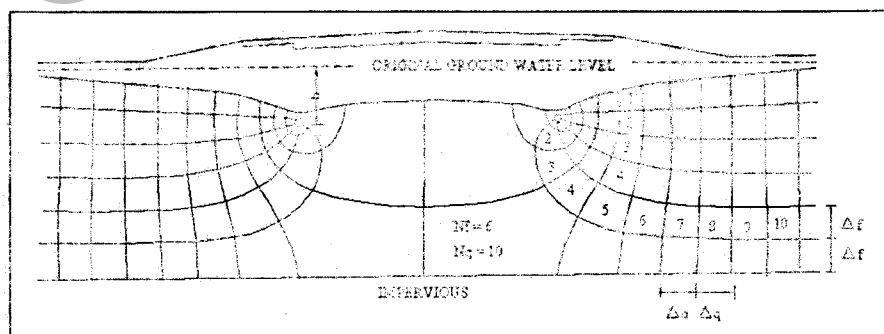


Gambar 5-27 Lapisan kedap air yang dalam

**b. Cara grafis :**

Untuk menganalisa debit rembesan air tanah secara grafis, dilakukan dengan menggambar garis-garis aliran (flow net). Garis-garis aliran (Nf) dibuat berpotongan tegak lurus dengan garis-garis equipotensial (Nq), lihat Gambar 5-28.

Garis-garis aliran (Nf) dibuat dengan mencoba-coba berbagai macam bentuk agar supaya perpotongannya dengan garis-garis equipotensial (Nq) mendekati bentuk bujursangkar, dengan pertama-tama membuat arah garis aliran. Arah garis aliran adalah aliran air tanah yang menuju pipa atau lapisan pengering. Beberapa garis aliran yang menuju pipa atau lapisan pengering tersebut dibuat dengan jarak  $\Delta f$ , dan setelah itu dibuat garis equipotensial yang tegak lurus garis aliran dengan jarak  $\Delta q$ , dengan syarat  $\Delta f \approx \Delta q$ .



Gambar 5-28 Contoh garis-garis aliran (flow net) rembesan air tanah

Tebal lapisan pengering yang diperlukan bagi perencanaan “drainage layer” (lihat Gambar 5-23), dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut :

$$T = \frac{Q}{k.S}$$

dimana :

T = tebal lapisan pengering yang dibutuhkan (cm)

Q = debit aliran rembesan per satuan panjang-lari (cm<sup>3</sup>/det.cm)

k = koefisien permeabilitas bahan lapisan pengering (cm/detik)

S = kemiringan lapisan pengering ke arah melintang.

#### 5.2.7.1 Pemilihan material filter/ lapisan pengering

##### a. Material alam :

Material alam/tanah berbutir kasar atau batuan yang akan digunakan untuk lapisan filter/lapisan pengering harus memenuhi syarat agar supaya material tanah yang dilindunginya (tanah di bawah lapisan filter/pengering) tidak akan menyumbat lapisan filter/pengering tersebut.

Mengacu pada persyaratan itu, maka pemilihan material lapisan filter/pengering hendaknya didasarkan atas gradasi sebagai berikut :

$$\frac{D15 \text{ Material lapisan filter / pengering}}{D85 \text{ Material yang dilindungi}} \leq 5$$

$$\frac{D50 \text{ Material lapisan filter / pengering}}{D50 \text{ Material yang dilindungi}} \leq 25$$

Untuk menjamin Kapasitas drainase dari lapisan filter/ pengering mencukupi maka :

$$\frac{D15 \text{ Material lapisan filter / pengering}}{D15 \text{ Material yang dilindungi}} \geq 5$$

dimana :

D 15 = ukuran butiran bahan yang terletak digaris 15% pada kurva gradasinya.

D 50 = ukuran butiran bahan yang terletak digaris 50% pada kurva gradasinya.

D 85 = ukuran butiran bahan yang terletak digaris 85% pada kurva gradasinya.

Sebagai tambahan, ukuran butiran D85 dari lapisan filter/pengering harus tidak boleh lebih kecil dari diameter lubang-lubang pada pipa porous.

Jika lapisan pengering menggunakan batu-batu pecah dengan gradasi terbuka agar diperoleh nilai "k" yang besar maka akan diperoleh kapasitas drainase yang besar pula, akan tetapi jika tanah di bawahnya berbutir halus misalnya lanau atau lempung, maka butiran-butiran tanah tersebut akan mudah menyumbat ke dalam batu-batu pecah, penyumbatan ini akan memperkecil nilai "k" sehingga kapasitas drainasenya akan cepat berkurang.

Untuk mengatasi hal tersebut, maka perlu dipertimbangkan penggunaan lapisan filter dari pasir atau material lainnya di bawah lapisan pengering tersebut (Gambar 5-29). Fungsi lapisan filter ini adalah mencegah butiran-butiran tanah yang halus hanyut terbawa aliran dan masuk serta menyumbat lapisan pengering di atasnya.

b. Material buatan/fabrikasi :

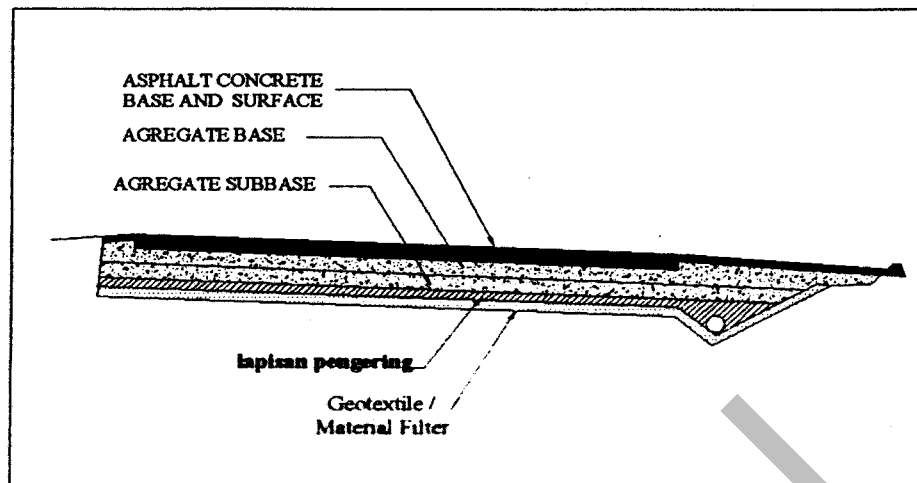
Untuk lapisan filter atau lapisan pengering yang digunakan pada lapisan drainase di bawah badan jalan, dapat digunakan bahan produksi pabrik (fabrikasi), antara lain adalah geotextile.

Pemakaian geotextile untuk pengendalian air tanah di bawah badan jalan sudah biasa digunakan di Indonesia, terutama pada daerah-daerah jalan yang tanah dasarnya lunak atau muka air tanahnya tinggi. Umumnya, jenis geotextile ada 2 (dua), yaitu :

- geotextile yang kedap air (impermeable), dan
- geotextile yang lolos air (permeable).

Selain untuk lapisan filter, bahan geotextile dapat berfungsi juga untuk mempertinggi daya dukung tanah pada lokasi jalan dimana tanah dasarnya lunak/jelek. Tujuannya adalah untuk menjamin beban lalu lintas di atasnya tidak akan merusak pondasi jalan. Dengan metode penghamparan geotextile tersebut, maka beban lalu lintas di atasnya dapat didistribusi secara merata oleh lembaran geotextile, dan hal itu juga dapat menanggulangi terjadinya penurunan lokal.

Untuk menghitung dan menentukan jenis geotextile yang akan dipakai pada perencanaan lapisan pengering ataupun untuk meningkatkan daya dukung tanah dasar, tergantung pada kondisi setempat, debit aliran rembesan, beban rencana dan spesifikasi teknik produk geotextile yang dikeluarkan oleh pabrik pembuatnya.



Gambar 5-29 Material filter dan geotextile di bawah lapisan pengering

#### 5.2.7.2 Pemilihan pipa

Pemilihan dimensi pipa drainase ditentukan oleh kapasitas debit rembesan yang akan dialirkan, sedangkan pemilihan jenis/bahan pipa ditentukan berdasarkan kekuatan serta keawetan dari jenis pipa tersebut. Pada umumnya untuk jenis-jenis pipa buatan pabrik, pada brosurnya dituliskan kekuatan/daya dukung untuk bermacam-macam diameter, tebal pipa dan jenis pipa.

Untuk menghitung beban yang bekerja pada pipa, apakah itu beban timbunan atau beban lain di atas pipa, digunakan rumus sebagai berikut :

a. Pipa kaku (rigid pipe) :

$$W_d = C_d \cdot w \cdot B_d^2$$

dimana :

$W_d$  = beban pada pipa (pounds/ft')

$C_d$  = koefisien beban, merupakan fungsi tinggi urugan H & lebar galian  $B_d$ , koefisien friksi antara urugan & sisi galian, dan jenis pipa. Nilai  $C_d \approx 0,1 - 4,5$  (sumber : drainage of asphalt pavement structure, the asphalt institute of Maryland)

$W$  = berat jenis tanah urugan (pounds/ft<sup>3</sup>)

$B_d$  = lebar galian pada elevasi bagian atas pipa (ft).

b. Pipa fleksibel (flexible pipe) :

$$W_d = C_d \cdot w \cdot B_c \cdot B_d$$

dimana :

$B_c$  = diameter luar dari pipa (ft).

Kekuatan ijin pipa, tergantung pada spesifikasi teknik pipa sebagaimana ketentuan dari pabrik pembuatnya.

### 5.2.8 Pemasangan

Pemasangan pipa drainase di bawah permukaan tanah apabila keadaannya memungkinkan harus diletakkan pada lapisan atas dari daerah rapat air, dan diurug dengan bahan filter (saringan) berupa tanah berbutir, serta bagian atasnya ditutup rapat dengan tanah kedap air. Sedangkan pipa porous harus dikelilingi dengan bahan filter dari ijuk atau material buatan pabrik lainnya.

#### 5.2.8.1 Pipa

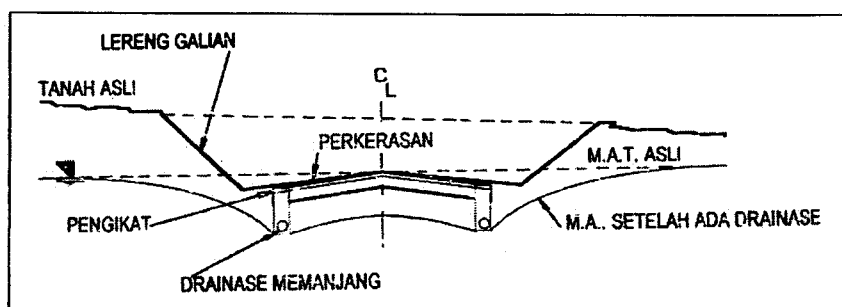
Pada umumnya letak pemasangan pipa drainase bawah permukaan dibedakan menjadi 2 (dua), yaitu :

- 1). Drainase sejajar jalan (longitudinal)
- 2). Drainase melintang badan jalan (lateral).

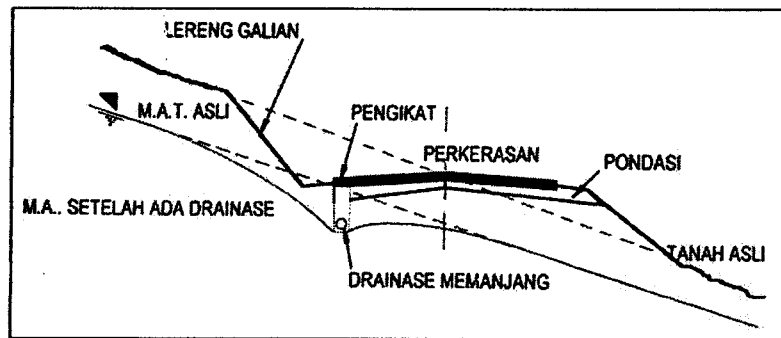
##### 1. Drainase sejajar jalan (longitudinal) :

Pada dataran dengan muka air tanah yang dangkal (dekat permukaan), maka saluran ini dipasang pada kedua sisi jalan seperti pada Gambar 5-30. Pada daerah dengan permukaan miring dimana aliran tanah hanya searah, maka saluran dipasang pada sisi jalan yang lebih tinggi, seperti Gambar 5-31. Jika lebar jalan cukup besar sehingga perlu dibuat median, maka di bawah median perlu dipasang saluran (Gambar 5-32).

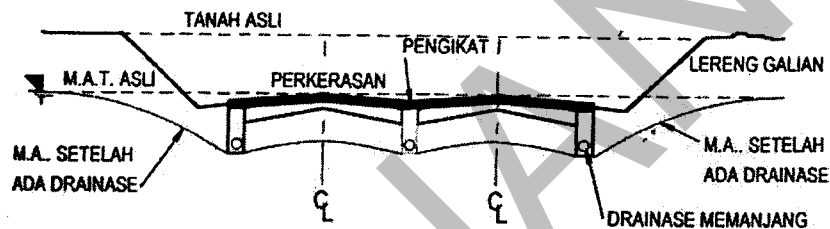
Pada daerah-daerah dimana air tanah berlimpah, maka untuk sistem drainase terkadang perlu dipasang lapisan porous sepanjang batas antara subgrade dan lapisan pondasi untuk mengalirkan air rembesan (seepage) ke saluran, karena saluran drainase yang ada tidak akan mencukupi.



Gambar 5-30 Saluran drainase pada kedua sisi jalan (jalan normal pada terrain datar)



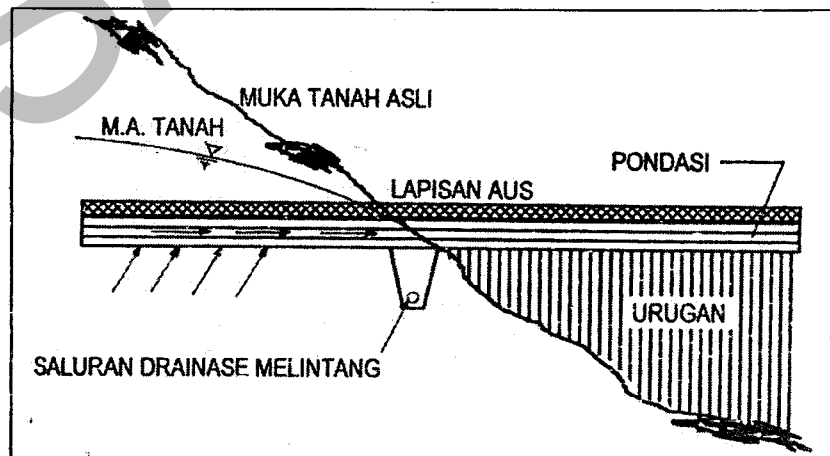
**Gambar 5-31** Saluran drainase pada satu sisi jalan (biasanya pada lereng bukit)



**Gambar 5-32** Saluran drainase pada kedua sisi jalan dan dibawah median (jalan lebar pada terrain datar)

## 2. Drainase melintang badan jalan (lateral) :

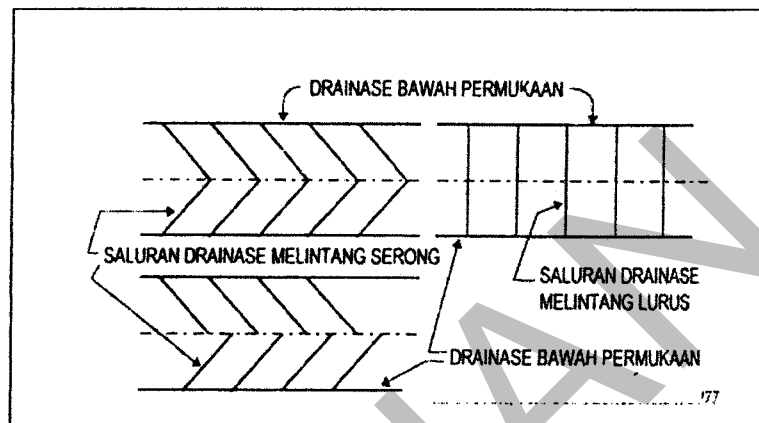
Saluran drainase melintang badan jalan diperlukan jika kebutuhan drainase tidak dapat dipenuhi oleh saluran drainase memanjang. Pada kasus pekerjaan galian di lereng yang mempunyai muka air tanah tinggi, air rembesan (seepage) kadang-kadang menembus ke permukaan galian dan meresap masuk ke sambungan timbunan, dalam hal demikian maka juga dibutuhkan adanya saluran drainase melintang seperti pada Gambar 5-33.



**Gambar 5-33** Saluran drainase melintang

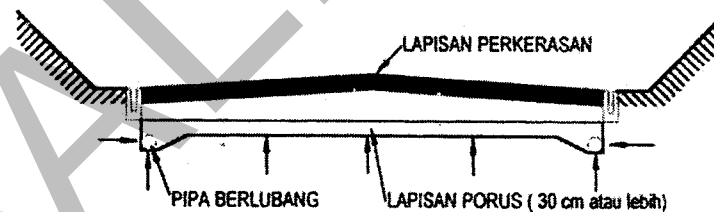
Saluran drainase melintang umumnya dipasang pada arah normal jalan. Tetapi jika jalan mempunyai kelandaian memanjang, maka saluran drainase melintang umumnya juga dapat dipasang pada arah diagonal (Gambar 5-34).

Biasanya pada dasar saluran melintang dipasang pipa berlubang, tetapi kadangkala juga dihindarkan kerikil untuk mendapatkan ruang saluran. Saluran melintang dihubungkan ke tepi jalan.



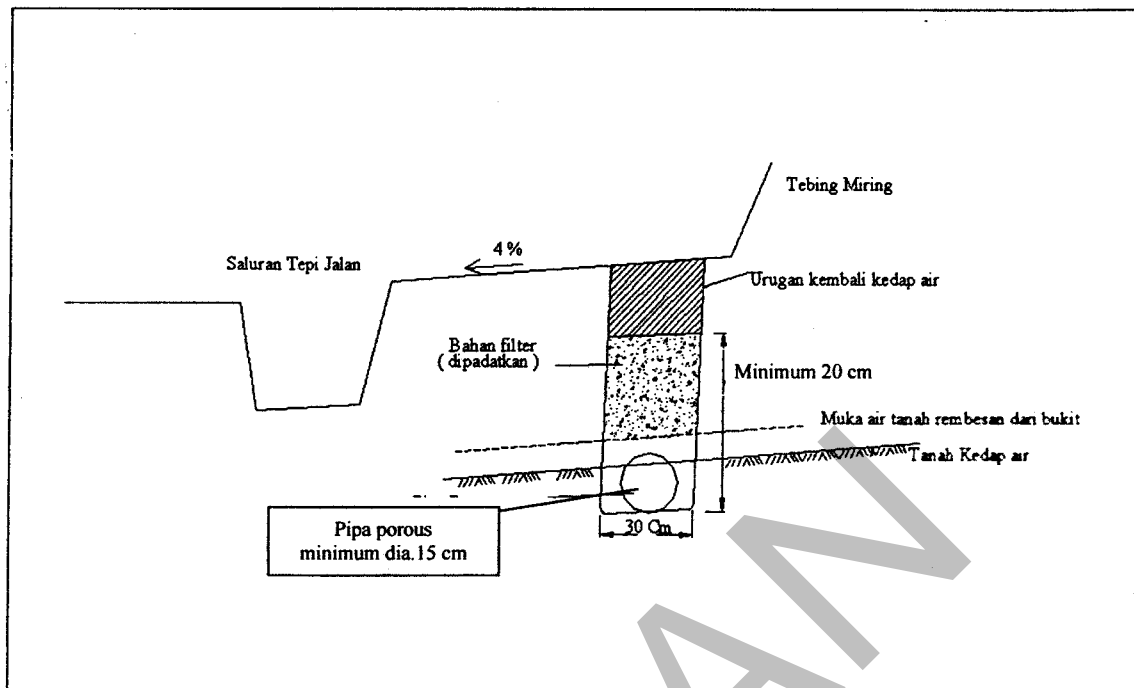
**Gambar 5-34** Pola-pola saluran drainase melintang

Gerakan air kapiler dari lapisan tanah dasar umumnya dapat dicegah secara cukup efektif dengan menggunakan kombinasi saluran drainase memanjang dengan pemasangan lapisan porous di bawah lapisan pondasi badan jalan (Gambar 5-35).



**Gambar 5-35** Kombinasi lapisan porous dan drainase memanjang

Standar pemasangan dan dimensi minimum saluran drainase bawah permukaan, diperlihatkan pada Gambar 5-36.



**Gambar 5-36** Tipikal sistem drainase bawah permukaan tanah

#### 5.2.8.2 Outlet pipa

Outlet (ujung hilir saluran/pipa drainase), sedapat mungkin diletakkan pada daerah yang bebas dari sedimentasi. Untuk pipa drainase yang menggunakan bahan pipa PVC, maka outlet juga harus diupayakan terletak di daerah yang bebas dari gangguan binatang mengerat, seperti misalnya tikus. Bilamana memungkinkan, outlet tersebut bisa dipasang pada atau di sekitar tembok sayap (wing wall) dari gorong-gorong. Contoh gambar tipikal outlet dapat dilihat di **Lampiran 2 : contoh gambar tipe No.lbr. 4.18** .

#### 5.2.8.3 Diameter pipa

Diameter minimal pipa drainase yang digunakan adalah 15 cm.

#### 5.2.8.4 Kemiringan pipa

Kemiringan yang direncanakan, harus memperhatikan kemiringan minimum yang dapat menyebabkan terjadinya sedimentasi pada pipa. Pada daerah dengan jenis tanah dominan terdiri dari lempung dan lanau, disarankan kemiringan pipa minimum adalah 1%. Sedangkan untuk daerah dengan jenis tanah yang lainnya, disarankan kemiringan pipa minimum 3%.

#### 5.2.8.5 Jarak antar pipa

Jarak antara pipa-pipa lateral yang disyaratkan untuk berbagai macam kondisi tanah, adalah seperti ditunjukkan pada Tabel 5-16.

**Tabel 5-16** Kedalaman dan jarak antar pipa drainase lateral

JENIS TANAH	JARAK ANTAR PIPA DRAINASE LATERAL (meter)	
	KEDALAMAN DASAR PIPA DI BAWAH PONDASI JALAN 0,5 – 1,0 meter	KEDALAMAN DASAR PIPA DI BAWAH PONDASI JALAN 1,0 – 1,25 meter
Pasir	30 – 45	45 – 90
Pasir-Lempung-Geluh	16 – 20	20 – 24
Lempung-Geluh	14 – 17	17 – 20
Lempung	8 – 10	10 – 12

Contoh gambar tipikal potongan melintang drainase bawah permukaan dapat dilihat di Lampiran 2 : contoh gambar tipe No.lbr. 4.35 .

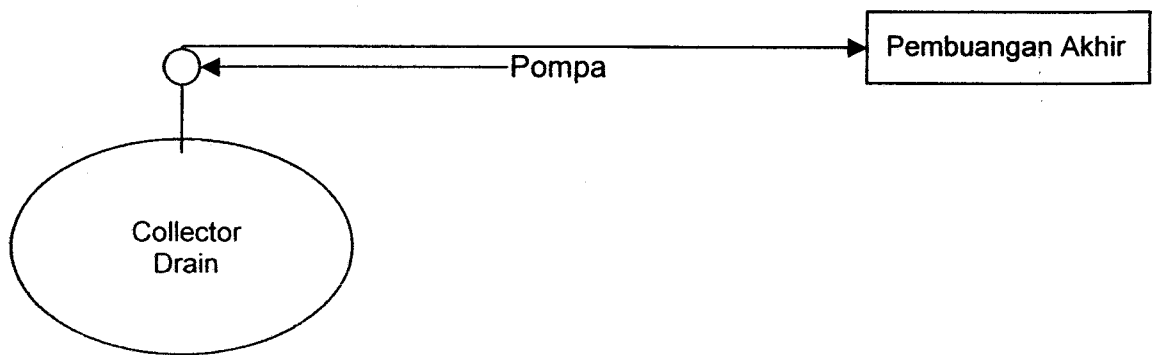
#### 5.2.9 Pompa

Dalam hal air drainase dari collector drain tidak dapat mengalir secara gravitasi ke tempat penampungan akhir (sungai, selokan atau retarding basin), maka diperlukan pompa untuk membuang air tersebut dari collector drain ke tempat penampungan akhir.

Terdapat 2 (dua) hal utama yang harus direncanakan dengan baik sehubungan dengan perencanaan pompa drainase tersebut, yaitu : 1) perencanaan aliran pipa, dan 2) perencanaan pompa itu sendiri, sebagaimana diuraikan di bawah ini:

##### (1) Aliran pipa

Pipa yang dimaksud dalam hal ini adalah untuk mengalirkan air yang dipompa dari prasarana drainase pengumpul (collector drain infrastructure) ke tempat pembuangan akhir (sungai, laut, danau, rawa, atau retarding basin/tempat parkir air sementara), seperti sketsa pada Gambar 5-37. Bangunan ini perlu direncanakan apabila air dari collector drain tidak dapat dialirkan secara gravitasi ke pembuangan akhir.



**Gambar 5-37** Sketsa pemompaan dari collector drain ke pembuangan akhir

a) Minor losses

Minor losses di sepanjang pipa dapat dinyatakan secara ekuivalen dengan panjang pipa yang mempunyai head loss yang sama untuk debit aliran yang sama pula.

b) Local losses

Dalam desain pipa hidraulik, kehilangan energi akibat friksi sepanjang pipa lebih besar pengaruhnya untuk pipa dengan panjang di atas 50 m. Untuk pipa berukuran pendek, total kehilangan energi di sepanjang pipa mempunyai nilai yang sama atau lebih besar dari kehilangan energi akibat friksi. Local losses dalam pipa mempunyai nilai yang sebanding dengan energi kinetik yang terjadi pada pipa. Local losses dalam pipa dapat dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$h_l = k \frac{v^2}{2g}$$

dimana:


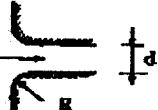
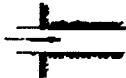

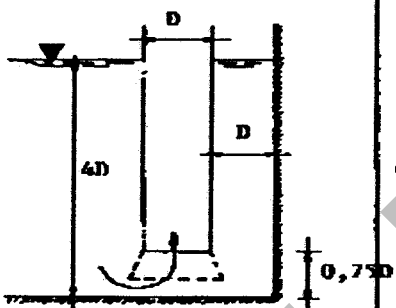
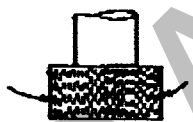



$k$  = koefisien loss lokal

$v$  = kecepatan aliran dalam pipa, m/det

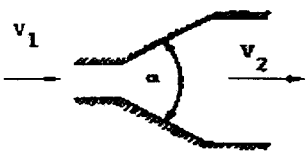
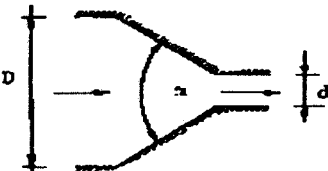

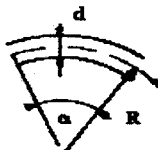


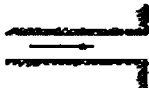
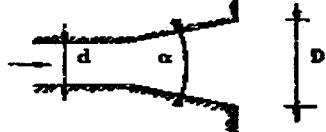
$g$  = percepatan gravitasi ( $\approx 9,81$  m/det<sup>2</sup>).

Tabel 5-17 menyajikan nilai koefisien "local losses" untuk berbagai macam bentuk bahan pipa.

Tabel 5-17 Koefisien "local losses" untuk berbagai macam bentuk bahan pipa

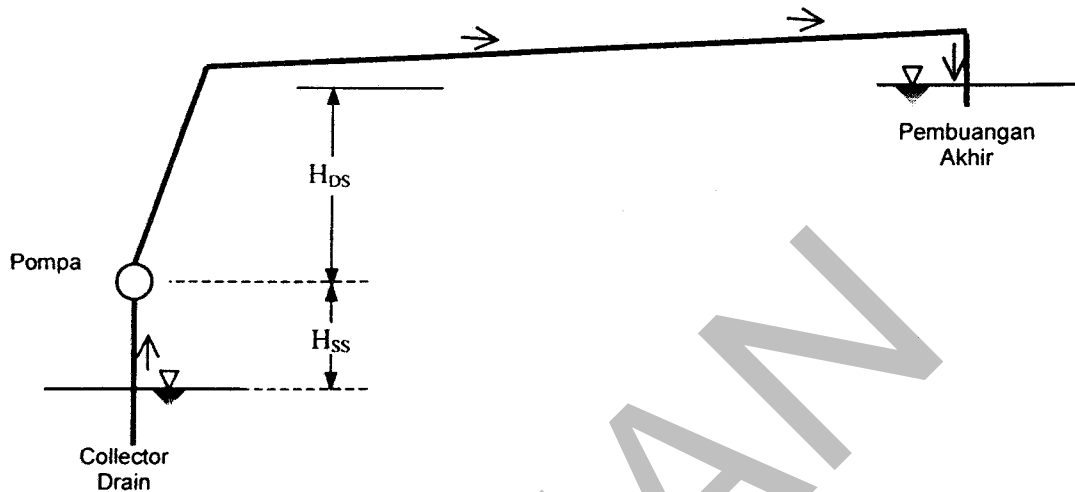
	<p>Perpendicular square entrance:</p> $k = 0,50$														
	<p>Perpendicular rounded entrance:</p> <table><tr><td>R/d</td><td>0,05</td><td>0,1</td><td>0,2</td><td>0,3</td><td>0,4</td></tr><tr><td>k</td><td>0,25</td><td>0,17</td><td>0,08</td><td>0,05</td><td>0,04</td></tr></table>	R/d	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	k	0,25	0,17	0,08	0,05	0,04		
R/d	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4										
k	0,25	0,17	0,08	0,05	0,04										
	<p>Perpendicular reentrant entrance:</p> $k = 0,8$														
	<p>Skewed entrance:</p> $k = 0,5 + 0,3 \sin \alpha + 0,2 \sin^2 \alpha$														
	<p>Suction pipe with conical mouthpiece:</p> $h_L = 0,60 D + 1,20 \frac{Q}{\sqrt{D^3}} - \frac{v^2}{2g}$ <p>without mouthpiece:</p> $h_L = 0,53 D + 1,30 \frac{Q}{\sqrt{D^3}} - \frac{v^2}{2g}$ <p>width of sump: 3,5 D</p>														
	<p>Strainer bucket:</p> $k = 10 \text{ with foot valve}$ $k = 5,5 \text{ without foot valve}$														
	<p>Standard Tee, entrance to minor line:</p> $k = 1,8$														
	<p>Sudden contraction:</p> <table><tr><td><math>(d/D)^2</math></td><td>0,01</td><td>0,1</td><td>0,2</td><td>0,4</td><td>0,6</td><td>0,8</td></tr><tr><td>k</td><td>0,5</td><td>0,5</td><td>0,42</td><td>0,33</td><td>0,25</td><td>0,15</td></tr></table>	$(d/D)^2$	0,01	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	k	0,5	0,5	0,42	0,33	0,25	0,15
$(d/D)^2$	0,01	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8									
k	0,5	0,5	0,42	0,33	0,25	0,15									
	<p>Sudden expansion:</p> $h_L = \left(1 - \frac{v_2}{v_1}\right)^2 \frac{v_1^2}{2g}$														

Tabel 5-17 Koefisien "local losses" untuk berbagai macam bentuk bahan pipa (.....lanjutan)

	<p>Confusor:</p> $h_{\ell} = k (v_1^2 - v_2^2) / 2g$ <table><tr><th><math>\alpha^{\circ}</math></th><th>20</th><th>40</th><th>60</th><th>80</th></tr><tr><th>k</th><td>0,20</td><td>0,28</td><td>0,32</td><td>0,35</td></tr></table>	$\alpha^{\circ}$	20	40	60	80	k	0,20	0,28	0,32	0,35								
$\alpha^{\circ}$	20	40	60	80															
k	0,20	0,28	0,32	0,35															
	<p>Diffusor:</p> $h_{\ell} = k (v_1^2 - v_2^2) / 2g$ <table><tr><th><math>\alpha^{\circ}</math></th><th>8</th><th>15</th><th>30</th><th>45</th></tr><tr><th>k</th><td>D = 3d 0,05</td><td>0,15</td><td>0,49</td><td>0,60</td></tr><tr><th>for D = 2d</th><td>0,11</td><td>0,21</td><td>0,51</td><td>0,60</td></tr></table>	$\alpha^{\circ}$	8	15	30	45	k	D = 3d 0,05	0,15	0,49	0,60	for D = 2d	0,11	0,21	0,51	0,60			
$\alpha^{\circ}$	8	15	30	45															
k	D = 3d 0,05	0,15	0,49	0,60															
for D = 2d	0,11	0,21	0,51	0,60															
	<p>Sharp elbow:</p> <table><tr><th><math>\alpha^{\circ}</math></th><th>15</th><th>30</th><th>45</th><th>60</th><th>90</th></tr><tr><th>k</th><td>0,024</td><td>0,108</td><td>0,26</td><td>0,49</td><td>1,17</td></tr></table>	$\alpha^{\circ}$	15	30	45	60	90	k	0,024	0,108	0,26	0,49	1,17						
$\alpha^{\circ}$	15	30	45	60	90														
k	0,024	0,108	0,26	0,49	1,17														
	<p>Bends:</p> <table><tr><th><math>\alpha^{\circ}</math></th><th>15</th><th>30</th><th>45</th><th>60</th><th>90</th></tr><tr><th>k for <math>R/d = 1</math></th><td>0,01</td><td>0,09</td><td>0,17</td><td>0,27</td><td>0,53</td></tr><tr><th><math>R/d &gt; 3</math></th><td>0,01</td><td>0,03</td><td>0,12</td><td>0,20</td><td>0,24</td></tr></table>	$\alpha^{\circ}$	15	30	45	60	90	k for $R/d = 1$	0,01	0,09	0,17	0,27	0,53	$R/d > 3$	0,01	0,03	0,12	0,20	0,24
$\alpha^{\circ}$	15	30	45	60	90														
k for $R/d = 1$	0,01	0,09	0,17	0,27	0,53														
$R/d > 3$	0,01	0,03	0,12	0,20	0,24														
	<p>Gate valve:</p> <table><tr><th>e/D</th><th>0</th><th>1/3</th><th>1/4</th><th>1/2</th><th>3/4</th></tr><tr><th>k</th><td>0</td><td>0,07</td><td>0,26</td><td>2,06</td><td>17,0</td></tr></table>	e/D	0	1/3	1/4	1/2	3/4	k	0	0,07	0,26	2,06	17,0						
e/D	0	1/3	1/4	1/2	3/4														
k	0	0,07	0,26	2,06	17,0														
	<p>Confusor outlet:</p> <table><tr><th>d/D</th><th>0,5</th><th>0,6</th><th>0,8</th><th>0,9</th></tr><tr><th>k</th><td>5,5</td><td>4</td><td>2,55</td><td>1,1</td></tr></table>	d/D	0,5	0,6	0,8	0,9	k	5,5	4	2,55	1,1								
d/D	0,5	0,6	0,8	0,9															
k	5,5	4	2,55	1,1															
	<p>Exit from pipe into stagnant water:</p> $k = 1,0$																		
	<p>Diffusor outlet for <math>D/d &gt; 2</math>:</p> <table><tr><th><math>\alpha^{\circ}</math></th><th>8</th><th>15</th><th>30</th><th>45</th></tr><tr><th>k</th><td>0,05</td><td>0,18</td><td>0,5</td><td>0,6</td></tr></table>	$\alpha^{\circ}$	8	15	30	45	k	0,05	0,18	0,5	0,6								
$\alpha^{\circ}$	8	15	30	45															
k	0,05	0,18	0,5	0,6															

## (2) Pompa

Selain faktor pipa, beda elevasi pemompaan juga merupakan faktor penentu besarnya “head pompa” yang diperlukan. Gambar berikut menampilkan perbedaan elevasi.



Gambar 5-38 Beda elevasi pemompaan dari collector drain ke pembuangan akhir

### a) Total head :

Total head adalah penjumlahan dari “total suction head” dan “total discharge head”, atau dapat ditulis sebagai berikut :

$$H_T = H_{ST} + H_{DT}$$

dimana :

$H_T$  = total head, m

$H_{ST}$  = total suction head, m

$H_{DT}$  = total discharge head, m

$$H_{ST} = H_e + H_{SS} + H_{SV} + H_{Sf}$$

$$H_{DT} = H_{DS} + H_{DV} + H_{DF}$$

dimana :

$$H_e = \text{suction entrance head} = k_e \frac{v_s^2}{2g}$$

$H_{SS}$  = suction static head, m adalah jarak vertikal antara permukaan air di collector drain dengan titik tengah pompa. Harganya dapat bernilai positif ataupun negatif tergantung dari lokasi titik tengah pompa terhadap permukaan air.

$k_e$  = koefisien "local losses"

$v_s$  = kecepatan hisap di pompa hisap.

$H_{DS}$  (discharge static head) adalah jarak vertikal antara titik tengah pompa dengan permukaan air di pembuangan akhir.

Adapun  $H_{SV}$  adalah "head kecepatan hisap", sedangkan  $H_{Sf}$  adalah "head friksi hisap". Besaran-besaran tersebut dapat dinyatakan dengan persamaan berikut :

$$H_{SV} = \frac{v_s^2}{2g}$$

$$H_{Sf} = \frac{v_s^2}{2g} \left( \lambda \frac{l_s}{D_s} + \sum k_s \right)$$

dimana :

$\lambda$  = faktor friksi,  $m = 0.02$

$l_s$  = panjang pipa hisap, m

$D_s$  = diameter dalam pipa hisap, m

$v_s$  =  $Q/A$  = kecepatan aliran dalam pipa hisap, m/det

$\sum k_s$  = local losses pada pipa hisap, m

$Q$  = debit pompa, m<sup>3</sup>/det

$A$  = luas penampang pipa, m<sup>2</sup>.

Sedangkan besaran  $H_{DV}$  (discharge velocity head, m) dan  $H_{Df}$  (discharge friction head, m) dapat dinyatakan dalam persamaan-persamaan berikut :

$$H_{DV} = \frac{v_d^2 - v_s^2}{2g}$$

$$H_{Df} = \frac{v_d^2}{2g} \left( \lambda \frac{l_d}{D_d} + \sum k_d \right)$$

dimana :

$v_d$  = kecepatan aliran di pipa "discharge", m/det

$v_s$  = kecepatan aliran di pipa "suction", m/det

$l_d$  = panjang pipa "discharge", m

$D_d$  = diameter dalam pipa "discharge", m

$\sum k_d$  = local losses pada pipa "discharge", m.

**b) Kecepatan spesifik :**

Kecepatan spesifik dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$n_s = \frac{n\sqrt{Q}}{H}$$

dimana :

n = kecepatan impeler, putaran per menit (rpm)

Q = debit, m<sup>3</sup>/det

H = head, m.

Kecepatan spesifik,  $n_s$ , biasanya digunakan untuk kriteria pemilihan pipa. Desain  $n_s$  yang direkomendasikan disajikan dalam Tabel 5-18.

**Tabel 5-18** Desain  $n_s$  yang direkomendasikan

Tipe pompa	$n_s$
Centrifugal pumps radial flow with :	
narrow impeller	10 - 30
Medium impeller	30 - 45
wide impeller	45 - 80
Centrifugal pumps mixed flow	80 -150
Propeller pumps	135 -320

**c) Kebutuhan daya pompa :**

Daya yang dibutuhkan oleh motor pompa biasanya dinyatakan dalam power daya rem dan dapat dinyatakan dengan menggunakan persamaan berikut :

$$Brake\ HP = \frac{\gamma \times Q \times H_T}{75 \times \eta_p \times \eta_m}$$

dimana :

$\gamma$  = berat jenis air dalam m, 1000 kg

Q = debit pompa, m<sup>3</sup>/s

$H_T$  = total head, m

$\eta_p$  = efisiensi pompa

$\eta_m$  = efisiensi motor.

Efisiensi pompa mempunyai nilai yang bervariasi bergantung pada Q dan  $H_T$ .

**d) Penentuan diameter pipa :**

Untuk mendapatkan biaya operasi yang paling minimum dan amortisasi jaringan pipa yang pendek, diameter pipa minimum yang akan digunakan dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan dari *Agroszkin* (1952), sebagai berikut :

$$F_D = \frac{\gamma \times Q^3 \times T \times R_c}{75 \times \eta \times pa \times C_p}$$

dimana :

$\gamma$  = berat jenis air dalam m, 1000 kg

$Q$  = debit pompa, m<sup>3</sup>/det

$T$  = waktu pompa, jam

$R_c$  = harga satuan daya

$\eta$  = total efisiensi =  $\eta_p \times \eta_m$  (efisiensi pompa x efisiensi motor)

$pa$  = persentase amortisasi

$C_p$  = harga satuan pipa berdiameter 1 m, per meter.

Nilai  $F_D$  dapat dilihat pada Tabel 5-19.

**Tabel 5-19 Nilai  $F_D$  untuk berbagai bahan pipa**

Diameter		FD untuk bahan pipa :	
(inch)	(mm)	PVC, baja	Beton
2	50	0.000002	0.000001
3	75	0.00002	0.000013
4	100	0.00012	0.000082
5	125	0.00049	0.00033
6	150	0.0015	0.00105
7	175	0.0040	0.0028
8	200	0.009	0.013
9	225	0.019	0.01364
10	250	0.036	0.026
12	300	0.114	0.081
14	350	0.296	0.213
16	400	0.679	0.490
18	450	1.409	1.022
20	500	2.71	1.97
24	600	8.4	6.2
28	700	21.9	16.1
30	750	33.5	24.8
32	800	50.0	37.0
36	900	103.6	76.9
40	1000	199.1	148.3

## **6. Perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jembatan**

### **6.1 Lokasi, potongan melintang dan morfologi sungai**

#### **6.1.1 Lokasi jembatan**

Dalam kasus rehabilitasi jembatan yang sudah ada, lokasi jembatan mungkin dipengaruhi oleh alignment jalan raya atau jalan kereta api yang sudah ada. Sementara pada kasus pembangunan jembatan baru, maka lokasi jembatan harus dipilih sedemikian hingga memberikan keuntungan-keuntungan aspek teknik, ekonomi dan sosial yang optimal. Beberapa karakteristik lokasi jembatan yang ideal ditinjau dari aspek-aspek tersebut, adalah sebagai berikut :

- Secara geologis lokasi pondasi untuk abutment dan pilar harus baik. Di bawah pengaruh pembebanan, maka permukaan tanah yang mendukung pondasi harus bebas dari faktor geseran/slip dan gelincir/slide. Lapisan yang baik tersebut berada pada kedalaman yang tidak terlalu besar, dan di dasar sungai terdapat lapisan batu/lapisan keras lainnya yang tidak erosi.
- Batasan sungai pada lokasi jembatan harus jelas dan permukaan air serendah mungkin.
- Perlintasan jembatan melintasi sungai secara tegak lurus arah aliran.
- Bagian pinggir lokasi harus cukup permanen, lurus, dan cukup tinggi terhadap permukaan air banjir.
- Mengingat faktor ekonomis, maka keperluan terhadap buruh/pekerja, material dan fasilitas transport dan fasilitas penunjang kehidupan lainnya harus mudah diperoleh.
- Untuk mendapatkan suatu harga pondasi yang rendah, usahakan menghindari pondasi di dalam air, sebab pekerjaan pondasi dalam air mahal dan sulit.
- Usahakan lokasi jembatan tidak pada alignment lengkung, tetapi pada alignment tangen, sebab sering terjadi kecelakaan akibat pengaruh gaya sentrifugal pada kendaraan. Kalau perlu lakukan re-design alignment (alignment dirubah).

Lokasi jembatan yang ideal sebagaimana karakteristik tersebut di atas pada kenyataannya jarang dapat ditemukan, karena itu perlu dilakukan pemilihan lokasi secara obyektif. Pengalaman-pengalaman yang dimiliki oleh Perencana/Designer akan sangat membantu dalam pemilihan lokasi jembatan yang obyektif tersebut.

### 6.1.2 Potongan melintang sungai

Bilamana alternatif lokasi jembatan telah dipilih, maka diperlukan gambaran tentang potongan penampang melintang sungai disekitar lokasi alternatif tersebut. Gambaran penampang melintang sungai di rencana lokasi jembatan sangat diperlukan dalam perencanaan detail jembatan, terutama untuk :

- Menghitung lengkung debit sungai di lokasi jembatan.
- Memperkirakan debit banjir rencana sungai di rencana lokasi jembatan dengan konsep "debit alur penuh (bank full discharge)".
- Menentukan panjang bentang dan jenis konstruksi jembatan yang dipilih.
- Menentukan lokasi dan jenis pilar jembatan yang dipilih.

Potongan melintang sungai dibuat setiap jarak 25 meter sepanjang 200 meter, yaitu 100 m dari jembatan ke arah hulu aliran sungai dan 100 m dari jembatan ke arah hilir aliran sungai. Lebar penampang melintang sungai dibuat hingga 50 meter ke kiri-kanan tebing sungai atau pangkal pilar jembatan (abutment).

### 6.1.3 Morfologi sungai

Pemahaman terhadap morfologi sungai di sekitar rencana lokasi jembatan sangat berguna untuk memperkirakan perilaku sungai dan untuk identifikasi karakteristik hidrolis sungai yang dibutuhkan dalam perencanaan jembatan.

Pemahaman morfologi sungai yang diperlukan, setidaknya mencakup hal-hal berikut :

- jenis material dasar sungai dan kelandaian dasar sungai ;
- bahan pembentuk tebing dan bantaran sungai ;
- vegetasi yang tumbuh di tebing dan bantaran sungai ;
- kemiringan tebing sungai dan gejala erosi tebing ;
- gejala-gejala erosi dan sedimentasi serta meandering sungai ;
- terdapatnya batuan masif yang tidak mungkin tererosi ;
- tanda-tanda bekas hanyutan pada semak-semak, pohon atau tebing yang dapat menunjukkan ketinggian air banjir yang baru terjadi ; serta
- tanda bekas air pada tembok, dermaga dan pilar yang menunjukkan ketinggian air banjir yang pernah terjadi pada masa-masa sebelumnya.

Bila pemahaman kondisi morfologi sungai telah dilaksanakan, maka tahap berikutnya dapat dipilih beberapa lokasi yang cukup memadai serta lokasi yang paling memadai untuk perlintasan jembatan ditinjau dari aspek morfologi sungai.

## **6.2 Debit banjir rencana**

### **6.2.1 Periode ulang**

Periode ulang debit banjir rencana untuk perencanaan jembatan mengacu pada penjelasan pada **Buku 1**, khususnya **sub bab 4.1.7.4.2 (Tabel 4-49)**, yaitu sebagai berikut :

- Jembatan besar dan penting (kategori pekerjaan khusus) : periode ulang 100 tahun
- Jembatan tetap (kategori pekerjaan biasa) : periode ulang 50 tahun
- Jembatan sementara (kategori pekerjaan sementara) : periode ulang 20 tahun.

### **6.2.2 Perhitungan debit banjir rencana**

Mengacu pada penjelasan sub-bab 4.5 dan **Buku 1**, terdapat 2 (dua) kelompok metode untuk menganalisa debit banjir rencana, yaitu :

- (1) Cara berdasarkan debit aliran sungai
- (2) Cara berdasarkan curah hujan.

Selain kedua kelompok metode tersebut, cara lain yang dapat digunakan untuk membuat prakiraan awal besarnya debit banjir rencana di lokasi rencana jembatan, antara lain adalah metode "debit alur penuh (bank full discharge)".

Pemilihan metode penentuan debit banjir rencana tergantung dari data-data yang tersedia dan jenis dari bangunan hidrolika yang akan direncanakan.

Perkiraan debit banjir rencana untuk perencanaan sistem drainase jalan biasanya dilaksanakan berdasarkan pada rekaman data curah hujan, sedangkan perkiraan debit banjir rencana untuk perencanaan jembatan biasanya dilaksanakan berdasarkan pada rekaman data debit banjir sungai yang bersangkutan atau rekaman data curah hujan, tergantung ketersediaan data.

Penggunaan data debit merupakan cara terbaik dan akurat. Permasalahannya, di banyak negara termasuk Indonesia, data curah hujan lebih mudah diperoleh daripada data debit, sehingga analisa banjir rencana menggunakan data curah hujan lebih sering digunakan, dan data debit aliran sungai yang ada digunakan sebagai pertimbangan (verifikasi) hasil analisa yang telah dilakukan.

(1) Cara berdasarkan debit aliran sungai

Metode ini hanya dapat dipakai bila tersedia data debit aliran banjir minimal 10 tahun. Rangkaian data debit tersebut selanjutnya dianalisa secara statistik dengan "analisa frekwensi banjir" dan dibuat perkiraan debit banjir rencana dengan periode ulang tertentu. Metode analisa frekwensi yang paling terkenal dan paling banyak digunakan karena keandalannya cukup baik adalah metode "Extreem Value" dari E.J Gumbel.

Garis regresi (regression line), yang merupakan tempat kedudukan nilai ekstrim dari debit aliran banjir, digambarkan dengan rumus umum persamaan regresi sebagai berikut:

$$X = U + (1/\alpha).Y$$

dimana :

X = data debit banjir

Y = reduced variate.

Adapun U dan  $(1/\alpha)$  adalah koefisien yang diperhitungkan sebagai berikut :

$$U = \bar{X} - (1/\alpha) \cdot \bar{Y}_n$$

$$(1/\alpha) = S_x/S_n$$

dimana :

$\bar{X}$  = angka rata-rata (mean) dari data debit banjir

$$= \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

$\bar{Y}_n$  = expected mean (lihat Tabel 4-1 : Hubungan n,  $\bar{Y}_n$  dan  $S_n$ )

$S_n$  = expected standard deviation (lihat Tabel 4-1)

$S_x$  = standard deviation

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

Persamaan regresi yang telah didapat kemudian diplotkan di atas "extreme probability paper (Gumbel's type)" seperti pada Gambar 4-1 ("rainfall depth" pada ordinat dari grafik tersebut diganti dengan nilai "maximum discharge" dengan satuan m<sup>3</sup>/detik). Dari hasil plotting tersebut akan dapat diketahui hubungan antara "return period" dengan "maximum discharge".

Setelah periode ulang ditetapkan, maka berdasarkan grafik garis regresi yang telah dibuat, dapat dibaca nilai ekstrim dari debit banjir, yang merupakan besarnya "debit banjir rencana di lokasi stasiun pengukur debit".

Adapun besarnya debit banjir rencana di rencana lokasi jembatan dapat dicari dengan perbandingan langsung luas catchment area, yaitu sebagai berikut :

$$Q_{jemb} = \frac{CA_{jemb}}{CA_{sta}} \times Q_{sta}$$

dimana :

$Q_{jemb}$  = debit banjir rencana di lokasi rencana jembatan ( $m^3/det$ )

$CA_{jemb}$  = luas catchment area sungai di lokasi rencana jembatan ( $km^2$ )

$CA_{sta}$  = luas catchment area sungai di lokasi stasiun pengukur debit ( $km^2$ )

$Q_{sta}$  = debit banjir rencana di lokasi stasiun pengukur debit ( $m^3/det$ ).

Mengingat hasil yang diperoleh tersebut adalah dari pembacaan grafis, maka hasilnya mungkin kurang teliti. Oleh karenanya, cara grafis tersebut sebaiknya hanya dipakai untuk memeriksa hasil perhitungan secara analitis.

Cara analitis tersebut dijelaskan sebagai berikut :

$$X_t = U + (1/\alpha) \cdot Y_t$$

(indeks "t" menunjukkan periode ulang/return period)

$$X_t = \bar{X} - (1/\alpha) \cdot \bar{Y}_n + (1/\alpha) \cdot Y_t$$

$$= \bar{X} + (1/\alpha) \cdot (Y_t - \bar{Y}_n)$$

$$X_t = \bar{X} + (S_x/S_n) \cdot (Y_t - \bar{Y}_n)$$

dimana :

$X_t$  = debit banjir rencana dengan periode ulang "t" tahun ( $m^3/detik$ )

$Y_t$  = reduced variate dengan periode ulang "t" tahun (lihat Tabel 4-3).

## (2) Cara berdasarkan curah hujan

Bila tidak tersedia data debit aliran banjir atau data yang tersedia kurang memadai/kurang panjang, maka untuk perhitungan debit banjir rencana dapat digunakan analisa data curah hujan yang ditransformasi menjadi debit banjir rencana.

Beberapa metode yang telah dikembangkan untuk tujuan ini adalah sebagai berikut :

- a. Metode rumus empiris
  - a.1. Metode Rational dan metode modifikasi Rational
  - a.2. Metode Weduwen dan metode Haspers
  - a.3. Metode Melchior
- b. Metode hidrograf satuan (unit hydrograph)

Metode perhitungan detail dengan cara berdasarkan data curah hujan dijelaskan pada sub bab 4.5.

### (3) Cara debit alur penuh (bank full discharge)

Cara ini biasa dipakai oleh para pakar hidrologi dan hidrolika di Indonesia untuk membuat prakiraaan awal besarnya debit banjir yang mungkin dapat terjadi di suatu penampang alur sungai atau lokasi rencana jembatan.

Konsepnya yaitu bahwa "besar debit banjir maksimum yang mungkin dapat terjadi pada suatu penampang alur sungai adalah sebesar 1,5 (satu koma lima) kali kapasitas tampung debit maksimun (kapasitas alur penuh) penampang sungai tersebut".

Untuk perhitungan kapasitas alur penuh dapat digunakan persamaan aliran seragam dengan "rumus Manning" (lihat Buku 1, sub bab 4.2.1). Oleh karenanya di dalam konsep ini sangat penting untuk mengetahui secara akurat terutama hal-hal berikut :

- profil melintang sungai di rencana lokasi jembatan ;
- kemiringan dasar sungai rata-rata di sekitar rencana lokasi jembatan, serta
- kondisi kekasaran permukaan sungai di sekitar rencana lokasi jembatan untuk menentukan besarnya nilai koefisien kekasaran "Manning (n)".

## **6.3 Perencanaan hidrolis**

### **6.3.1 Lengkung debit**

Tahap awal analisa hidrolika untuk pekerjaan jembatan selain menghitung debit banjir rencana, adalah pembuatan lengkung debit (rating curve) sungai di rencana lokasi jembatan (lihat Gambar 4-5 : Bagan alir perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jembatan). Selain pada sub bab ini, penjelasan perihal lengkung debit sungai di rencana lokasi jembatan juga terdapat di Buku 1, sub bab 5.2.3.1.

Karena di Indonesia umumnya terdapat kendala keterbatasan pengamatan tinggi muka air dan debit secara kontinyu dalam periode jangka waktu yang sangat panjang, maka pembuatan lengkung debit sungai biasanya dilakukan dengan metode "luas dan kemiringan", dengan langkah-langkah sebagai berikut :

- 1) Ukur profil melintang dan memanjang sungai sesuai ketentuan pada sub bab 6.1.2.
- 2) Gambarkan detail profil melintang sungai di rencana lokasi "as jembatan", serta tentukan kemiringan rata-rata dasar sungai di sekitar lokasi rencana as jembatan dengan menggunakan gambar profil memanjang sungai.

## 6.5 Jenis aliran yang terjadi

Terdapat 3 (tiga) kelompok besar jenis aliran yang mungkin dapat terjadi di jembatan, yaitu (lihat juga penjelasan dan Gambar 5-14 di Buku 1) :

- 1) Aliran jenis I : aliran sub kritis (bilangan Froude  $F < 1$ )
- 2) Aliran jenis II : aliran sub kritis – super kritis – sub kritis, dibagi dua jenis yaitu :
  - Aliran jenis IIA : aliran sub kritis terjadi di hulu penyempitan jembatan, kemudian menjadi aliran kritis dan super kritis di penyempitan, dan kembali menjadi aliran sub kritis jauh di hilir jembatan.
  - Aliran Jenis IIB : aliran sub kritis terjadi di hulu penyempitan jembatan, kemudian menjadi aliran kritis dan super kritis di penyempitan, dan segera kembali menjadi aliran sub kritis di hilir penyempitan jembatan sehingga menimbulkan terjadinya loncatan hidraulik (hydraulic jump).
- 3) Aliran jenis III : aliran super kritis ( $F > 1$ ) senantiasa terjadi di alur sungai di hulu dan hilir jembatan serta di penyempitan jembatan.

Pemahaman tentang jenis aliran yang terjadi di jembatan sangat diperlukan untuk mengetahui pengaruh air balik (backwater effect) dan perencanaan pengaman pondasi serta bangunan bawah jembatan.

Metode paling akurat untuk mengetahui jenis aliran yang terjadi adalah dengan melakukan percobaan model hidraulik (hydraulic model test). Secara praktis, penentuan jenis aliran yang terjadi dapat dilakukan dengan menghitung bilangan Froude “F” yang terjadi di penyempitan jembatan maupun yang terjadi di alur sungai menggunakan parameter-parameter hidrolis yang telah ditetapkan sebelumnya, yaitu :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gd}}$$

dimana :

- V = kecepatan aliran rata-rata yang terjadi di penyempitan jembatan (lihat sub bab 6.3.3) atau kecepatan aliran di alur sungai (lihat sub bab 6.3.1). Di dalam contoh pada Tabel 6-1,  $V=Q/A = 220,1/261,4 = 0,84$  m/det)
- g = percepatan gravitasi (= 9,81 m/det<sup>2</sup>)
- d = kedalaman hidraulik (m), yang ditentukan sebagai luas penampang melintang air tegak lurus pada aliran dalam saluran yang dibagi oleh lebar permukaan bebas. Untuk saluran mendekati bentuk persegi empat, nilai ini dapat dianggap sama dengan nilai kedalaman air di penampang aliran.

Metode perhitungan detail dengan cara berdasarkan data curah hujan dijelaskan pada sub bab 4.5.

### (3) Cara debit alur penuh (bank full discharge)

Cara ini biasa dipakai oleh para pakar hidrologi dan hidrolika di Indonesia untuk membuat prakiraan awal besarnya debit banjir yang mungkin dapat terjadi di suatu penampang alur sungai atau lokasi rencana jembatan.

Konsepnya yaitu bahwa "besar debit banjir maksimum yang mungkin dapat terjadi pada suatu penampang alur sungai adalah sebesar 1,5 (satu koma lima) kali kapasitas tampung debit maksimum (kapasitas alur penuh) penampang sungai tersebut".

Untuk perhitungan kapasitas alur penuh dapat digunakan persamaan aliran seragam dengan "rumus Manning" (lihat Buku 1, sub bab 4.2.1). Oleh karenanya di dalam konsep ini sangat penting untuk mengetahui secara akurat terutama hal-hal berikut :

- profil melintang sungai di rencana lokasi jembatan ;
- kemiringan dasar sungai rata-rata di sekitar rencana lokasi jembatan, serta
- kondisi kekasaran permukaan sungai di sekitar rencana lokasi jembatan untuk menentukan besarnya nilai koefisien kekasaran "Manning (n)".

## **6.3 Perencanaan hidrolis**

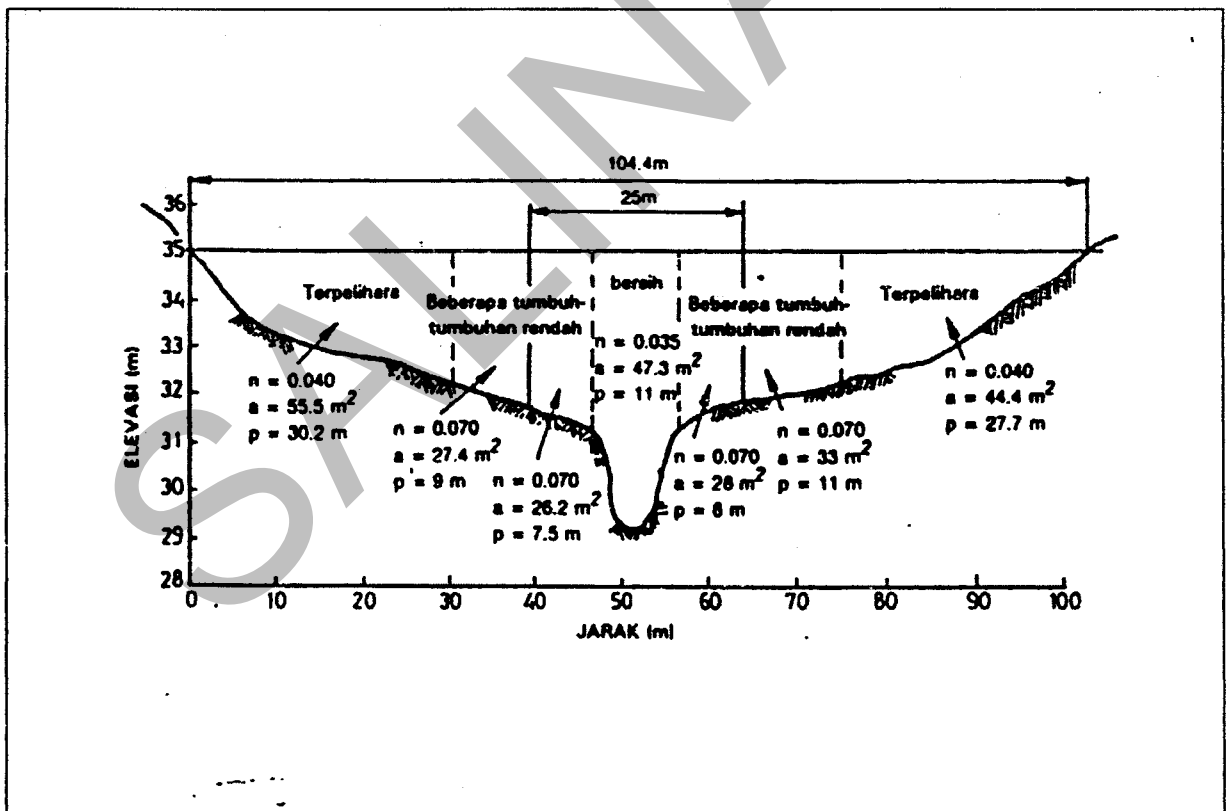
### **6.3.1 Lengkung debit**

Tahap awal analisa hidrolika untuk pekerjaan jembatan selain menghitung debit banjir rencana, adalah pembuatan lengkung debit (rating curve) sungai di rencana lokasi jembatan (lihat Gambar 4-5 : Bagan alir perencanaan hidrolika untuk pekerjaan jembatan). Selain pada sub bab ini, penjelasan perihal lengkung debit sungai di rencana lokasi jembatan juga terdapat di Buku 1, sub bab 5.2.3.1.

Karena di Indonesia umumnya terdapat kendala keterbatasan pengamatan tinggi muka air dan debit secara kontinyu dalam periode jangka waktu yang sangat panjang, maka pembuatan lengkung debit sungai biasanya dilakukan dengan metode "luas dan kemiringan", dengan langkah-langkah sebagai berikut :

- 1) Ukur profil melintang dan memanjang sungai sesuai ketentuan pada sub bab 6.1.2.
- 2) Gambarkan detail profil melintang sungai di rencana lokasi "as jembatan", serta tentukan kemiringan rata-rata dasar sungai di sekitar lokasi rencana as jembatan dengan menggunakan gambar profil memanjang sungai.

- 3) Bila penampang melintang sungai tidak teratur, maka terlebih dahulu perlu dilakukan pembagian luas penampang basah untuk tinggi muka air tertentu menjadi sub-sub penampang yang lebih kecil dan kurang lebih teratur (lihat contoh di Gambar 6-1).
- 4) Tentukan angka koefisien kekasaran "Manning" yang sesuai pada tiap sub penampang sebagaimana kondisi lapangannya (sebagai acuan dapat digunakan Tabel 5-2 pada Buku 1).
- 5) Hitung debit untuk tiap sub penampang ( $q$ ) secara terpisah, menggunakan "rumus Manning". Debit total untuk seluruh penampang tersebut ( $Q$ ) dapat diperoleh dengan menjumlahkan debit dari tiap-tiap sub penampang ( $q$ ), lihat contoh di Tabel 6-1.
- 6) Langkah 3 s/d 5 tersebut di atas diulang untuk berbagai variasi tinggi muka air yang berbeda, dari hasilnya dapat digambarkan lengkung debit yang menggambarkan hubungan antara debit ( $Q$ ) dan elevasi muka air banjir atau kedalaman aliran ( $H$ ), lihat contoh di Gambar 5-9 pada Buku 1.



Gambar 6-1 Penampang melintang sungai di rencana lokasi jembatan

**Tabel 6-1** Contoh perhitungan parameter hidrolis sungai alam  
(mengacu pada Gambar 6-1, hanya untuk 1 elevasi muka air yaitu +35,00 m)

Sub Penampang		Parameter Hidrolis Sungai					
		n	a m <sup>2</sup>	p m	r = a/p m	r <sup>2/3</sup>	q m <sup>3</sup> /dt
Q <sub>A</sub>	0 - 30 m	0.040	55.3	30.2	1.83	1.50	42.4
	30 - 39 m	0.070	27.4	9.0	3.04	2.10	16.9
Q <sub>B</sub>	39 - 46,5 m	0.070	26.2	7.5	3.49	2.30	17.7
	46,5 - 56 m	0.035	47.3	11.0	4.30	2.64	73.2
	56 - 64 m	0.070	28.0	8.0	3.50	2.31	18.9
Q <sub>C</sub>	64 - 75 m	0.070	33.0	11.0	3.00	2.08	20.1
	75 - 102,5 m	0.040	44.2	27.7	1.60	1.37	30.9
A = 261.4				Q = 220.1			

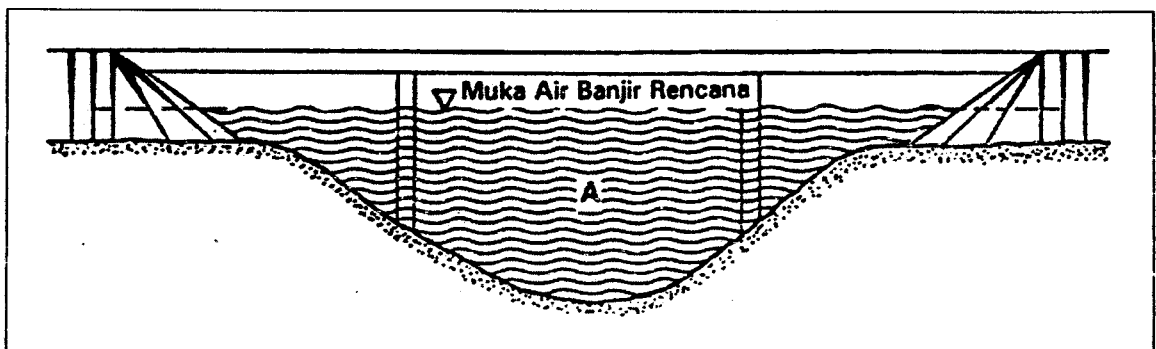
### 6.3.2 Kedalaman aliran rencana

Kedalaman aliran rencana (H) dapat diketahui dengan memplotting besarnya debit banjir rencana pada lengkung debit (rating curve), lihat contoh di Gambar 5-9 pada Buku 1.

### 6.3.3 Kecepatan aliran rencana

Tujuan dari metode sederhana ini adalah untuk membatasi kedalaman gerusan, dengan anggapan bahwa pergerakan dasar sungai disebabkan oleh kecepatan aliran yang besar, dengan cara membatasi besarnya kecepatan aliran untuk suatu debit rencana dan ketinggian muka air banjir tertentu yang melewati suatu luas penampang basah (lihat Gambar 6-2).

**Gambar 6-2** Luas alur bukaan jembatan untuk membatasi kecepatan aliran



Untuk suatu debit tertentu "Q", luas alur bukaan jembatan yang memadai "A" diperlukan untuk membatasi besarnya kecepatan aliran "V" yang mengalir melewati bukaan jembatan yang menyempit :

$$\frac{Q}{A} < V_{\text{rencana}}$$

Penentuan kecepatan aliran rencana ( $V_{\text{rencana}}$ ) membutuhkan pengetahuan mengenai kecepatan-kecepatan aliran yang akan menyebabkan mulai Bergeraknya berbagai macam jenis material butiran dasar sungai. Tabel 6-2 memberikan perkiraan besarnya kecepatan aliran yang akan mengakibatkan mulai Bergeraknya material dasar sungai.

**Tabel 6-2** Perkiraan kecepatan aliran yang dapat memulai Bergeraknya material dasar

Material Dasar Sungai	Jenis	Kecepatan Aliran (m/det)
Lanau	-	< 0.3
Pasir	Halus	< 0.3
	Kasar	0.4 – 0.6
Kerikil	6 mm	0.6 – 0.9
	25 mm	1.3 – 1.5
	100 mm	2.0 – 3.0
Tanah Lempungan	Lunak	0.3 – 0.6
	Sedang/Kaku	1.0 – 1.25
	Keras	1.5 – 2.0
Batu	150 mm	2.5 – 3.0
	300 mm	4.0 – 5.0

Kecepatan aliran maksimum yang diijinkan untuk perencanaan alur bukaan jembatan guna membatasi terjadinya gerusan, diberikan pada Tabel 6-3.

**Tabel 6-3** Kecepatan aliran maksimum rencana ( $V_{\text{maks}}$ ) yang diijinkan

Material Dasar Sungai	Jenis/Ukuran Butiran	Kecepatan Aliran Maksimum Rencana ( $V_{\text{maks}}$ ) yang Diijinkan (m/det)
Lanau, pasir	-	0.5
Kerikil	6 mm	1.5
Lempung, firm loam	-	2.0
Kerikil	100 mm	2.5
Batu	≥ 150 mm	3.5
Cadas	-	4.5

#### 6.4 Panjang bukaan rencana jembatan

Untuk perlintasan jembatan melalui dataran banjir, harus dipertimbangkan kemungkinan untuk membatasi lebar alur sungai. Batasan alur tersebut didasarkan pada kapasitas sungai yang diperlukan untuk mengalirkan debit rencana, yang mungkin menghasilkan lebar yang sama atau kurang dari lebar regime sungai yang ada.

Bukaan alur sungai yang diperlukan, dapat diperoleh dengan cara coba-coba. Selanjutnya bentang total jembatan yang diperlukan dapat diketahui dari rencana lebar bukaan alur sungai tersebut ditambah lebar tambahan yang diperlukan akibat terhambatnya aliran/pengurangan bukaan alur sungai oleh pilar jembatan.

Tanpa diijinkannya terjadi gerusan, maka panjang minimum bukaan jembatan "b" yang diperlukan untuk melewati debit banjir rencana adalah sebesar :

$$b = (Q / V_{maks}) \times (1/y)$$

dimana y = kedalaman aliran rata-rata di penyempitan jembatan.

Selanjutnya setelah diperoleh panjang bukaan jembatan yang diperlukan dengan rumus di atas, hasilnya diplotting pada penampang melintang sungai. Dengan memperkirakan ketinggian lantai jembatan pada elevasi tertentu dan dengan merencanakan penempatan kolom terbuka sedemikian hingga panjang bukaan jembatan seperti rencana di atas dapat tercapai, maka dicoba panjang bentang jembatan dengan konfigurasi dan tinggi struktur lantai jembatan tertentu sesuai dengan persyaratan struktur bangunan atas jembatan yang direncanakan.

Pengurangan bukaan alur sungai, misalnya oleh pilar, akan meningkatkan kedalaman dan kecepatan aliran serta menimbulkan pengaruh arus balik (backwater effect) yang lebih besar. Pada kondisi demikian, bilamana alternatif memperpanjang bentang jembatan tidak dilakukan, maka meskipun panjang bentang jembatan menjadi lebih pendek tetapi pondasi mungkin perlu diperdalam dan harus mampu menahan gaya hidrodinamik yang lebih besar. Selain itu, juga akan diperlukan perlindungan tebing pengarah yang lebih kuat, misalnya dengan konstruksi pasangan batu. Meningkatnya backwater effect mungkin juga akan menyebabkan diperlukannya tanggul guna mencegah meluapnya air pada tebing sungai di hulu jembatan. Dengan demikian jelas bahwa penghematan yang diperoleh dengan mengurangi lebar bukaan alur sungai dan mengecilkan panjang bentang jembatan dapat menjadi hilang karena adanya peningkatan biaya yang akan diperlukan untuk pekerjaan perkuatan pondasi dan pengendalian sungai, dan mungkin risiko kerusakan akibat banjir juga akan bertambah.

## 6.5 Jenis aliran yang terjadi

Terdapat 3 (tiga) kelompok besar jenis aliran yang mungkin dapat terjadi di jembatan, yaitu (lihat juga penjelasan dan Gambar 5-14 di Buku 1) :

- 1) Aliran jenis I : aliran sub kritis (bilangan Froude  $F < 1$ )
- 2) Aliran jenis II : aliran sub kritis – super kritis – sub kritis, dibagi dua jenis yaitu :
  - Aliran jenis IIA : aliran sub kritis terjadi di hulu penyempitan jembatan, kemudian menjadi aliran kritis dan super kritis di penyempitan, dan kembali menjadi aliran sub kritis jauh di hilir jembatan.
  - Aliran Jenis IIB : aliran sub kritis terjadi di hulu penyempitan jembatan, kemudian menjadi aliran kritis dan super kritis di penyempitan, dan segera kembali menjadi aliran sub kritis di hilir penyempitan jembatan sehingga menimbulkan terjadinya loncatan hidraulik (hydraulic jump).
- 3) Aliran jenis III : aliran super kritis ( $F > 1$ ) senantiasa terjadi di alur sungai di hulu dan hilir jembatan serta di penyempitan jembatan.

Pemahaman tentang jenis aliran yang terjadi di jembatan sangat diperlukan untuk mengetahui pengaruh air balik (backwater effect) dan perencanaan pengaman pondasi serta bangunan bawah jembatan.

Metode paling akurat untuk mengetahui jenis aliran yang terjadi adalah dengan melakukan percobaan model hidraulik (hydraulic model test). Secara praktis, penentuan jenis aliran yang terjadi dapat dilakukan dengan menghitung bilangan Froude “F” yang terjadi di penyempitan jembatan maupun yang terjadi di alur sungai menggunakan parameter-parameter hidrolis yang telah ditetapkan sebelumnya, yaitu :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gd}}$$

dimana :

- V = kecepatan aliran rata-rata yang terjadi di penyempitan jembatan (lihat sub bab 6.3.3) atau kecepatan aliran di alur sungai (lihat sub bab 6.3.1). Di dalam contoh pada Tabel 6-1,  $V=Q/A = 220,1/261,4 = 0,84$  m/det)
- g = percepatan gravitasi (= 9,81 m/det<sup>2</sup>)
- d = kedalaman hidraulik (m), yang ditentukan sebagai luas penampang melintang air tegak lurus pada aliran dalam saluran yang dibagi oleh lebar permukaan bebas. Untuk saluran mendekati bentuk persegi empat, nilai ini dapat dianggap sama dengan nilai kedalaman air di penampang aliran.

Sebagai langkah pertama, periksa nilai "F" di penyempitan jembatan, bila  $F < 1$  maka terjadi "aliran sub kritis" atau "aliran jenis I". Tetapi bila dari pemeriksaan pertama tersebut didapat nilai  $F > 1$  maka di penyempitan jembatan terjadi "aliran super kritis" dan selanjutnya aliran di saluran utama (di penampang sungai alami) juga harus diperiksa kecepatan rata-rata serta bilangan Froude-nya.

Bila di saluran utama nilai  $F > 1$  juga, maka berarti di sepanjang sungai dan penyempitan jembatan terjadi "aliran super kritis" atau "aliran jenis III". Pada kondisi demikian, pengaruh air balik (backwater effect) tidak akan pernah terjadi.

Tetapi bila di alur sungai utama nilai  $F < 1$ , maka terjadi "aliran jenis II", dimana pada kondisi demikian terdapat pengaruh air balik. Metode perhitungan backwater effect untuk "aliran jenis II" berbeda dengan perhitungan untuk "aliran jenis I".

## 6.6 Arus balik (backwater)

### 6.6.1 Rumus arus balik untuk aliran jenis I

Bagian ini memberikan cara praktis untuk memperkirakan besarnya pengaruh arus balik (backwater effect) akibat penyempitan jembatan. Rumus untuk arus balik dibuat dengan menerapkan prinsip kekekalan energi antara titik arus balik maksimum di sebelah hulu jembatan (potongan 1) dan titik di sebelah hilir jembatan yang mana tinggi muka air telah kembali ke kedalaman normal (lihat penjelasan dan Gambar 5-10 di Buku 1).

Rumus arus balik untuk aliran jenis I akan berlaku baik bila sungai di sekitar jembatan cukup lurus, luas penampang melintang cukup seragam, kemiringan dasar sungai relatif landai, aliran bebas menyusut dan melebar, tidak terdapat penggerusan berarti pada dasar sungai di daerah penyempitan, dan aliran berada dalam keadaan "sub kritis". Rumus arus balik untuk "aliran jenis I" tersebut adalah sebagai berikut :

$$h_1^* = K^* \alpha_2 \left( \frac{V_{n2}^2}{2g} \right) + \alpha_1 \left\{ \left( \frac{A_{n2}}{A_4} \right)^2 - \left( \frac{A_{n2}}{A_1} \right)^2 \right\} \cdot \left( \frac{V_{n2}^2}{2g} \right)$$

dimana :

$h_1^*$  = arus balik total (m).

$K^*$  = koefisien arus balik total

$\alpha_1, \alpha_2$  = koefisien energi kinetik (lihat penjelasan di bawah)

$A_{n2}$  = luas penampang basah pada bagian penyempitan jembatan ( $m^2$ )

$V_{n2}$  = kecepatan aliran rata-rata di dalam penyempitan atau  $Q / A_{n2}$  (m/det)

$A_4$  = luas penampang basah sungai di bagian hilir penyempitan jembatan, dimana ketinggian muka air mulai kembali ke kedalaman normal ( $m^2$ )

$A_1$  = luas penampang basah sungai di bagian hulu bukaan jembatan, termasuk yang diakibatkan oleh pengaruh arus balik ( $m^2$ ).

Untuk memperkirakan arus balik, terlebih dahulu perlu diperkirakan nilai  $h_1^*$  dengan menggunakan bagian pertama dari rumus tersebut di atas, yaitu :

$$h_1^* = K^* \alpha_2 \left( \frac{V_{n2}^2}{2g} \right)$$

Selanjutnya, dari nilai perkiraan  $h_1^*$  tersebut dapat ditentukan nilai  $A_1$  dalam bagian kedua dari rumus di atas, dan kemudian rumus bagian kedua tersebut dievaluasi :

$$\alpha_1 \left\{ \left( \frac{A_{n2}}{A_4} \right)^2 - \left( \frac{A_{n2}}{A_1} \right)^2 \right\} \cdot \left( \frac{V_{n2}^2}{2g} \right)$$

### 6.6.2 Daya angkut

Daya angkut adalah ukuran kemampuan sungai untuk mengangkut aliran. Pada perhitungan backwater effect, nilai daya angkut digunakan untuk memperkirakan distribusi aliran dalam sungai alami di sebelah hulu jembatan.

Untuk perhitungan pada sungai-sungai dengan penampang melintang yang tidak teratur, terlebih dahulu perlu membagi luas penampang basah menjadi sub-sub penampang yang lebih kecil dan kurang lebih teratur, dengan memberi koefisien kekasaran yang sesuai pada tiap penampang dan menghitung debit tiap sub penampang secara terpisah, sebagaimana tata cara untuk pembuatan lengkung debit (rating curve). Merujuk pada "rumus Manning" untuk aliran saluran terbuka, debit dalam setiap sub penampang sungai adalah :

$$q = \frac{a}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

dengan penyusunan kembali, didapat :

$$\frac{a}{n} r^{2/3} = k = q / (S^{1/2})$$

dimana "k" adalah nilai daya angkut setiap bagian sub penampang.

Daya angkut total " $K_1$ " adalah jumlah total dari daya angkut individual di setiap bagian sub penampang tersebut, atau dirumuskan :

$$K_1 = \sum_i k$$

dimana :

$K_1$  = daya angkut total

$k$  = daya angkut tiap bagian sub penampang

$q$  = debit tiap bagian sub penampang ( $m^3/det$ )

- a = luas penampang basah tiap bagian sub penampang (m<sup>2</sup>)
- r = jari-jari hidrolis tiap bagian sub penampang (m), atau = a/p
- p = keliling penampang basah tiap bagian sub penampang (m)
- S = kemiringan dasar sungai rata-rata
- n = koefisien kekasaran Manning
- i = jumlah sub penampang melintang sungai.

### 6.6.3 Perbandingan bukaan jembatan

Perbandingan bukaan jembatan "M", menentukan tingkat penyempitan sungai yang bersangkutan, yang dinyatakan sebagai "perbandingan aliran yang dapat melewati hambatan melalui penyempitan jembatan terhadap aliran total sungai".

Merujuk pada Gambar 5-13 di Buku 1, maka :

$$M = \frac{q_b}{q_a + q_b + q_c} = \frac{q_b}{\Sigma Q}$$

$$M = \frac{210}{70 + 210 + 70} = 0.6$$

"M" juga dapat dinyatakan sebagai hubungan daya angkut, mengingat daya angkut sebanding dengan debit, yaitu sebagai berikut :

$$M = \frac{k_b}{k_a + k_b + k_c} = \frac{k_b}{K_1}$$

dimana :

- M = perbandingan bukaan jembatan
- k<sub>a</sub>, k<sub>b</sub>, k<sub>c</sub> = daya angkut pada bagian sub penampang a, b dan c
- K<sub>1</sub> = daya angkut total seluruh bagian penampang sungai.

### 6.6.4 Koefisien energi kinetik

Mengingat distribusi kecepatan di dalam sungai bervariasi, dan mencapai nilai maksimum pada bagian palung sungai yang lebih dalam, dan hampir sama dengan nol di sepanjang tebing, maka tinggi tekan kecepatan rata-rata yang dihitung dengan menggunakan rumus :

$$\frac{V_{nl}^2}{2g} = \frac{(Q/A_{ni})^2}{2g}$$

untuk bagian ruas sungai yang terletak di bagian sebelah hulu penyempitan jembatan, tidak memberikan hasil yang tepat sebagai nilai energi kinetik aliran.

Nilai rata-rata energi kinetik yang lebih tepat diperoleh dengan mengalikan nilai tinggi tekan kecepatan rata-rata tersebut dengan koefisien energi kinetik  $\alpha_1$ , yang nilainya ditentukan sebagai berikut :

$$\alpha_1 = \frac{\sum (q \cdot v^2)}{Q \cdot V_{n1}^2}$$

dimana :

$v$  = kecepatan aliran rata-rata di setiap sub penampang (m/det)

$q$  = debit pada setiap sub penampang yang sama (m<sup>3</sup>/det)

$Q$  = debit total sungai (m<sup>3</sup>/det)

$V_{n1}$  = kecepatan aliran rata-rata pada ruas sungai di sebelah hulu penyempitan jembatan, atau  $V_{n1} = Q / A_{n1}$ , dalam m/det.

$A_{n1}$  = luas penampang basah sungai di sebelah hulu penyempitan jembatan (m<sup>2</sup>).

Koefisien kedua,  $\alpha_2$ , diperlukan untuk memberikan koreksi terhadap nilai tinggi tekan kecepatan untuk distribusi kecepatan yang tidak seragam di bawah jembatan (pada penyempitan jembatan), nilainya adalah sebagai berikut :

$$\alpha_2 = \frac{\sum (q \cdot v^2)}{Q \cdot V_{n2}^2}$$

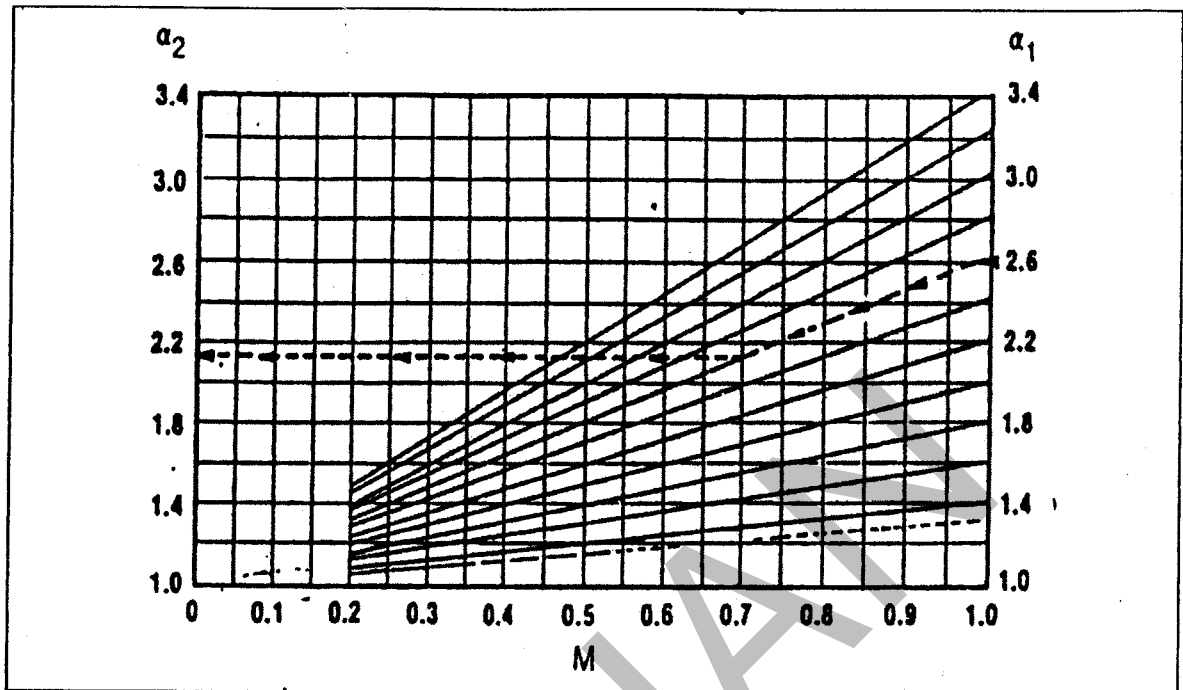
dimana :

$V_{n2}$  = kecepatan aliran rata-rata di dalam penyempitan jembatan, atau  $V_{n2} = Q/A_{n2}$  dalam m/det

$A_{n2}$  = luas penampang basah pada bagian penyempitan jembatan (m<sup>2</sup>).

Nilai  $\alpha_1$  dapat langsung dihitung, tetapi  $\alpha_2$  tidak dapat langsung diketahui. Grafik pada Gambar 6-3 menghubungkan nilai  $\alpha_2$  dengan  $\alpha_1$  serta perbandingan nilai "M". Nilai "M" diperoleh berdasarkan pengukuran aktual di lokasi jembatan. Gambar tersebut dapat digunakan untuk memperkirakan  $\alpha_2$ , disarankan untuk perkiraan  $\alpha_2$  diambil nilai yang lebih tinggi dari pada hasil pembacaan grafik tersebut.

Gambar 6-3 Perkiraan nilai  $\alpha_2$



#### 6.6.5 Koefisien arus balik

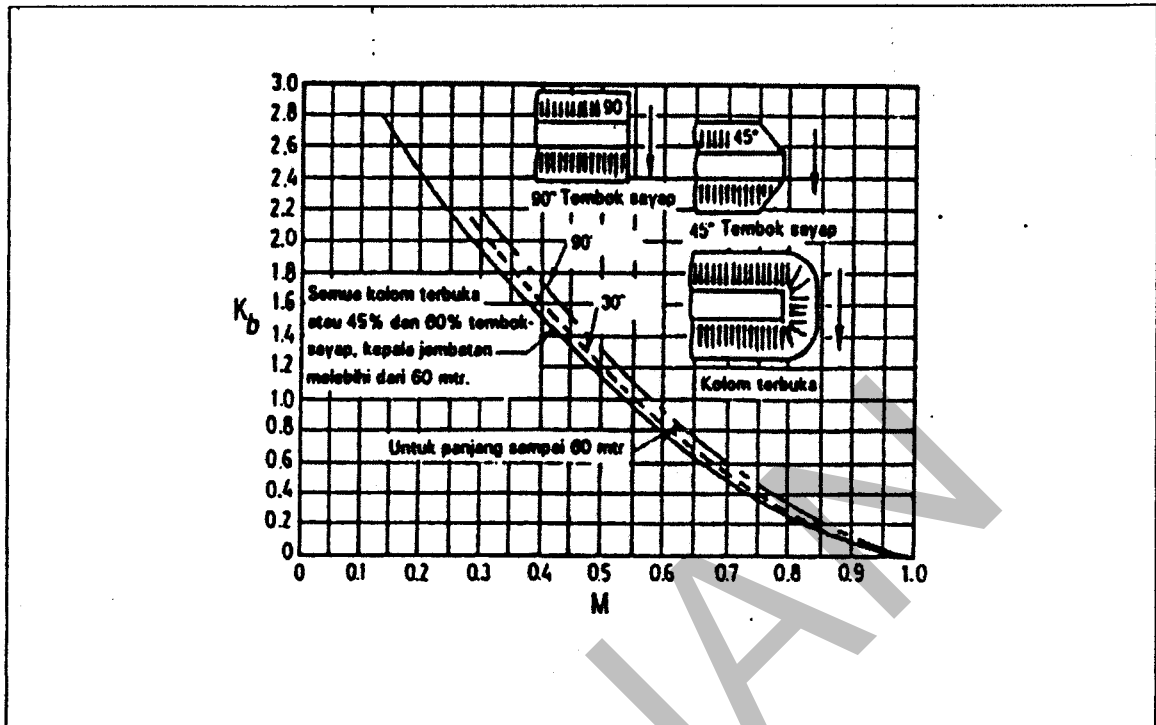
Nilai koefisien arus balik total  $K^*$  terdiri dari koefisien dasar arus balik  $K_b$  ditambah koefisien-koefisien yang memperhitungkan pengaruh pilar ( $\Delta K_p$ ), pengaruh eksentrisitas jembatan ( $\Delta K_e$ ) dan pengaruh kemiringan posisi jembatan ( $\Delta K_s$ ).

$$K^* = K_b (\text{Gambar 6-4}) + \Delta K_p (\text{Gambar 6-5}) + K_e (\text{Gambar 6-6}) + \Delta K_s (\text{Gambar 6-7})$$

#### 6.6.6 Pengaruh M dan bentuk pangkal jembatan (kurva dasar)

Gambar 6-4 menunjukkan kurva dasar untuk koefisien dasar arus balik  $K_b$  yang digambar berkaitan dengan perbandingan bukaan M untuk tembok sayap dan pangkal kolom terbuka. Kurva bawah berlaku untuk tembok sayap pangkal 45° dan 60° dan semua jenis kolom terbuka. Nilai  $K_b$  untuk tembok sayap pangkal 30° dan untuk tembok pangkal vertikal 90° untuk jembatan sampai panjang 60 m, juga dapat dipilih pada kurva dasar tersebut.

Gambar 6-4 Kurva dasar koefisien arus balik (aliran jenis I : sub kritis)



#### 6.6.7 Pengaruh pilar (perlintasan normal)

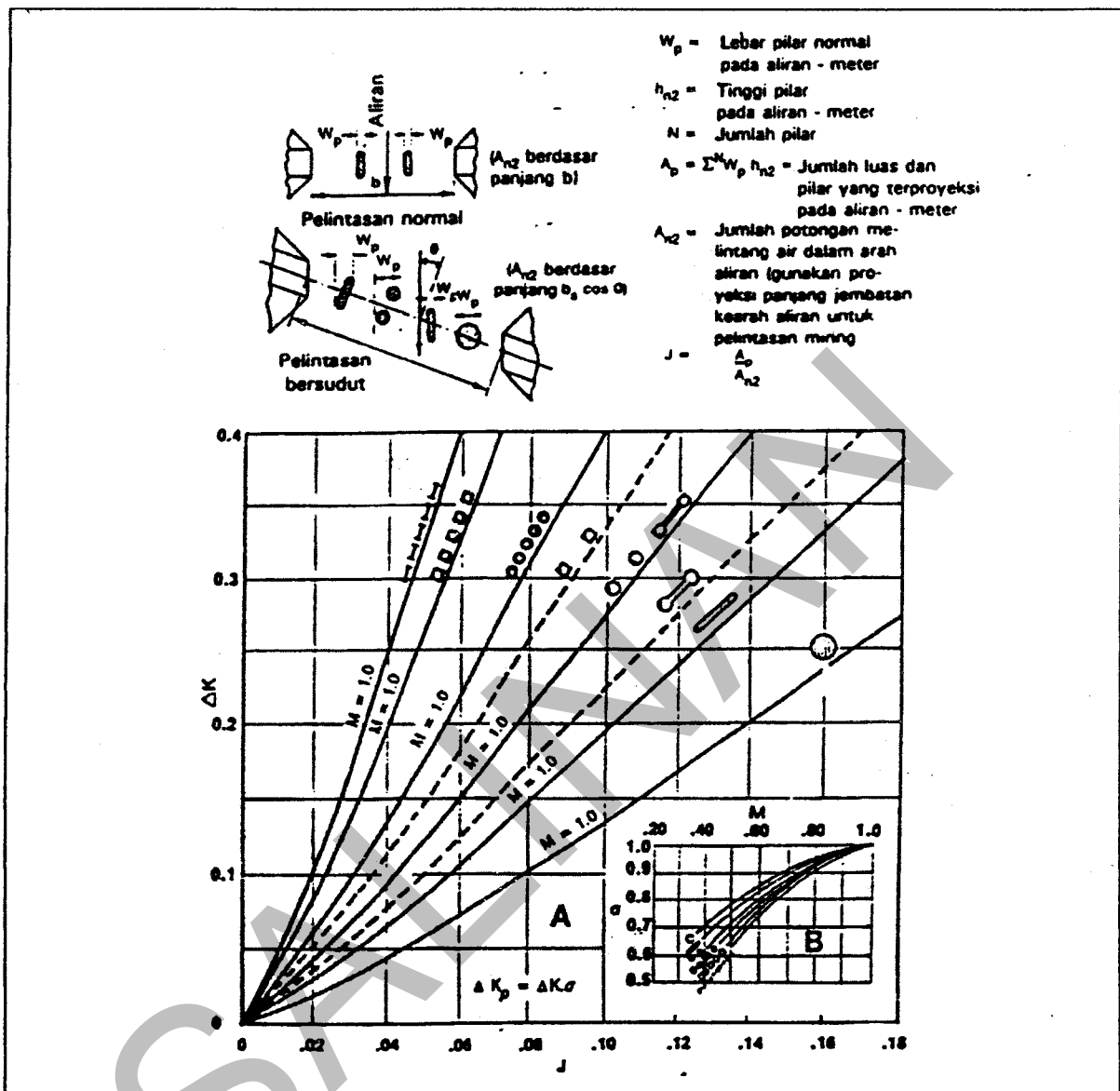
Koefisien peningkatan arus balik yang disebabkan oleh penempatan pilar pada penyempitan jembatan adalah  $\Delta K_p$ . Nilainya tergantung pada perbandingan luas pilar terhadap luas penuh bukaan jembatan, jenis pilar (atau susunan tiang pilar), nilai perbandingan bukaan jembatan  $M$  dan sudut pilar terhadap arah aliran banjir.

Perbandingan luas air yang digunakan oleh pilar  $A_p$ , terhadap luas air penuh dalam penyempitan  $A_{n2}$ , keduanya berdasarkan muka air normal, ditetapkan dengan huruf  $J$ . Dalam menghitung luas air penuh  $A_{n2}$ , keberadaan pilar pada penyempitan diabaikan.  $\Delta K_p$  untuk berbagai jenis pilar dan tiang dapat diperoleh dari Gambar 6-5. Dengan memasukkan nilai " $J$ " yang tepat pada absis di diagram "bagian A" dan dibaca ke atas sampai jenis pilar yang sesuai, akan didapat nilai  $\Delta K$  yang dibaca dari ordinat.

Untuk nilai perbandingan bukaan jembatan " $M$ " selain dari satu, maka nilai  $\Delta K$  yang didapat perlu dikoreksi dengan faktor koreksi " $\sigma$ " dari "diagram bagian B" pada Gambar 6-4 tersebut. Sehingga koefisien peningkatan arus balik karena pengaruh pilar adalah :

$$\Delta K_p = \sigma \cdot \Delta K$$

Gambar 6-5 Peningkatan koefisien arus balik untuk pilar



Koefisien peningkatan arus balik untuk pilar tiang dapat dipakai untuk semua maksud praktis, tidak tergantung pada diameter, lebar atau jarak tiang, tetapi nilainya harus ditingkatkan bila terdapat lebih dari 5 tiang pilar. Pilar dengan 10 tiang harus diberi nilai  $\Delta K_p$  sekitar 20 % lebih tinggi dari nilai yang tercantum untuk pilar dengan 5 tiang. Bila terdapat kemungkinan bahwa sampah terkumpul pada pilar atau tiang, dianjurkan untuk menggunakan nilai  $J$  lebih besar untuk mengimbangi penghalang tambahan tersebut.

#### 6.6.8 Pengaruh pilar (perlintasan miring)

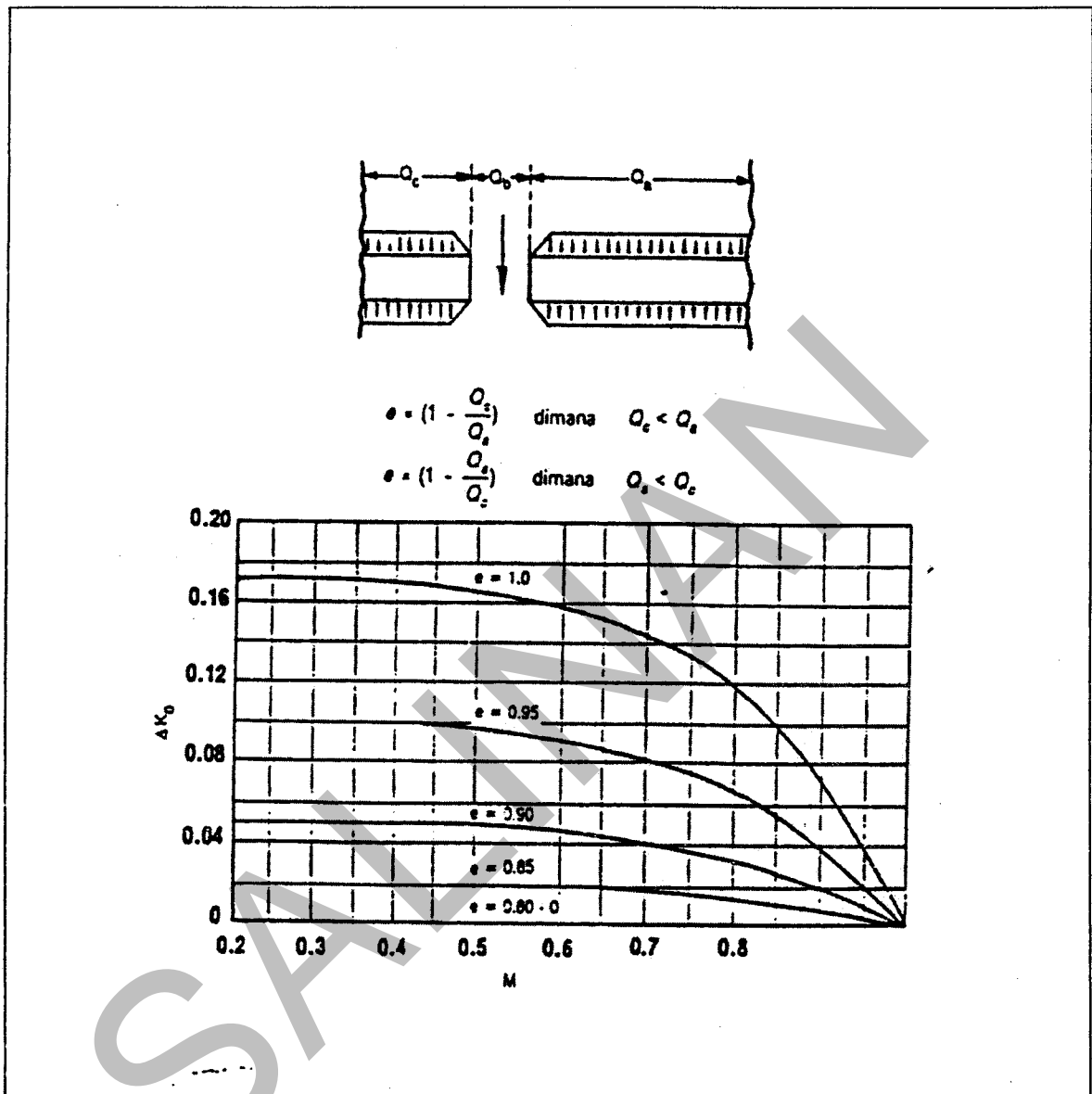
Dalam hal perlintasan miring, pengaruh pilar direncanakan seperti pada perlintasan normal, kecuali untuk perhitungan  $J$ ,  $A_{n2}$  dan  $M$ . Luas pilar untuk perlintasan miring,  $A_p$ , adalah jumlah luas pilar individual tegak lurus pada arah aliran, seperti ditunjukkan oleh sketsa dalam Gambar 4-34. Perhatikan cara mengukur lebar pilar  $W_p$  bila pilar tidak tegak lurus arah aliran. Luas penyempitan  $A_{n2}$ , untuk perlintasan miring adalah berdasarkan panjang proyeksi jembatan  $b_s \cos \theta$  (Gambar 6-6). Besaran  $A_{n2}$  adalah merupakan nilai luas aliran total termasuk luas yang digunakan oleh pilar. Nilai  $J$  adalah luas pilar  $A_p$  dibagi luas proyeksi penuh dari penyempitan jembatan. Keduanya diukur tegak lurus pada arah aliran. Perhitungan  $M$  untuk perlintasan miring adalah juga berdasarkan panjang proyeksi jembatan.

#### 6.6.9 Pengaruh eksentrisitas jembatan

Pada Gambar 6-5 dapat dilihat bahwa simbol  $Q_a$  dan  $Q_c$  pada potongan melintang di hulu penyempitan jembatan digunakan untuk menunjukkan debit yang dihalangi oleh timbunan jalan pendekat (oprit). Bila penampang melintang sangat asimetrik sehingga  $Q_a$  kurang dari 20 %  $Q_c$  atau sebaliknya, maka koefisien arus balik akan menjadi sedikit lebih besar. Peningkatan koefisien arus balik akibat pengaruh eksentrisitas  $\Delta K_e$  diperlihatkan pada Gambar 6-6. Nilai eksentrisitas "e" didefinisikan sebagai 1 (satu) dikurangi perbandingan dari debit yang lebih kecil terhadap debit yang lebih besar, yaitu sebagai berikut :

$$e = 1 - \frac{Q_c}{Q_a}, \text{ bilamana } Q_c < Q_a$$
$$e = 1 - \frac{Q_a}{Q_c}, \text{ bilamana } Q_c > Q_a$$

Gambar 6-6 Peningkatan koefisien arus balik akibat eksentrisitas jembatan



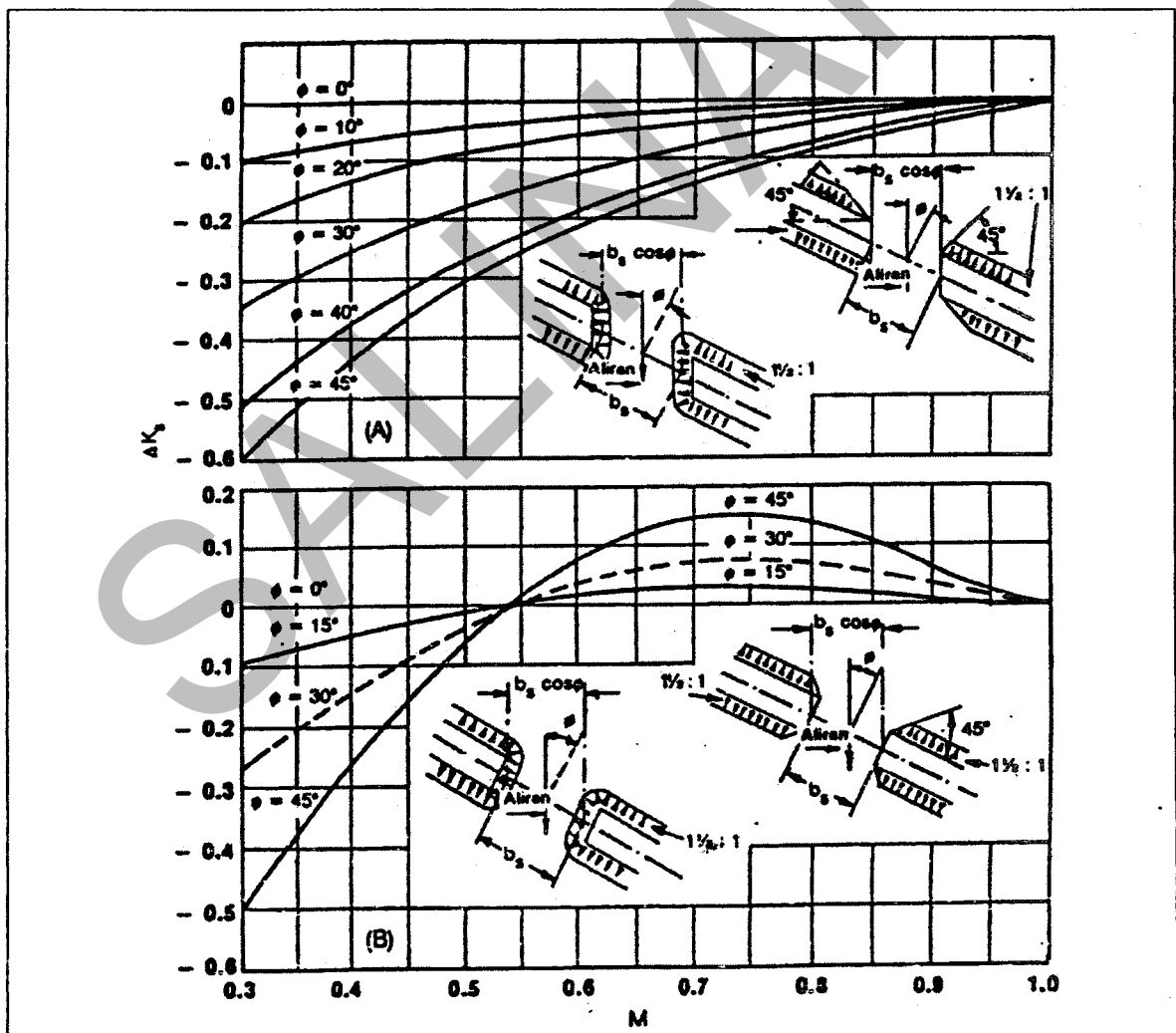
#### 6.6.10 Pengaruh kemiringan posisi jembatan

Metode perhitungan untuk perlintasan miring berbeda dari perlintasan normal. Perbandingan bukaan jembatan  $M$ , dihitung pada panjang proyeksi jembatan sepanjang garis pusat. Panjang diperoleh dengan memproyeksikan bukaan jembatan di sebelah hulu sejajar dengan arah aliran utama banjir (lihat Gambar 5-12 di Buku 1). Arah aliran utama berarti arah banjir yang terjadi sebelum penempatan timbunan jalan di dalam sungai.

Panjang bukaan penyempitan adalah  $b_s \cos \theta$  dan luas  $A_{n2}$  adalah didasarkan pada panjang ini. Tinggi tekan kecepatan  $\frac{V_{n2}^2}{2g}$  yang disubstitusi pada rumus arus balik didasarkan pada luas proyeksi  $A_{n2}$  tersebut.

Gambar 6-7 menunjukkan peningkatan koefisien arus balik akibat pengaruh kemiringan posisi jembatan  $\Delta K_s$ , untuk tembok sayap dan pangkal jenis kolom terbuka. Peningkatan koefisien bervariasi dengan perbandingan bukaan  $M$ , sudut kemiringan jembatan  $\theta$ , arah aliran banjir, dan alingment permukaan pangkal sebagaimana digambarkan di Gambar 6-7 tersebut.

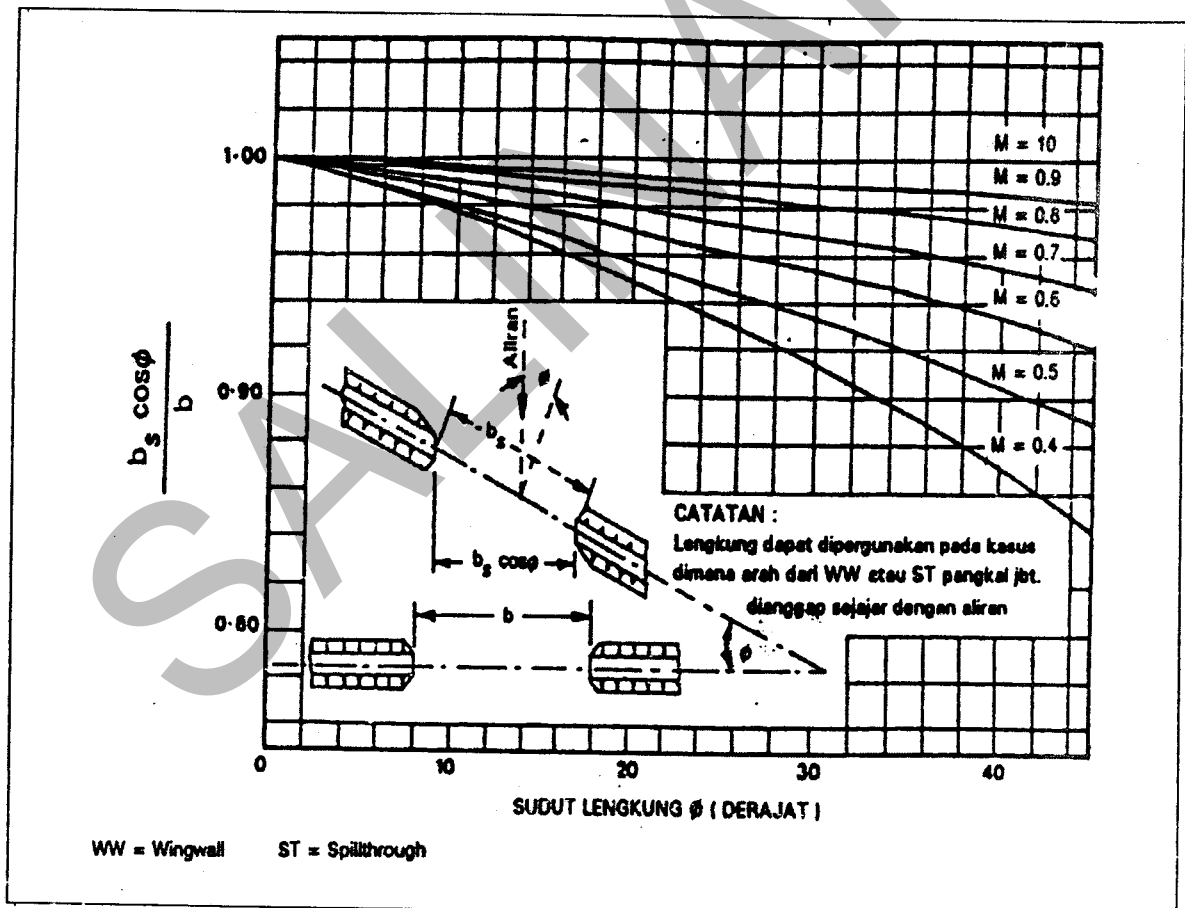
**Gambar 6-7** Peningkatan koefisien arus balik akibat kemiringan posisi jembatan



Peningkatan koefisien arus balik akibat pengaruh kemiringan  $\Delta K_s$ , dapat bernilai negatif atau positif. Nilai negatif tidak berarti menunjukkan bahwa arus balik akan berkurang dengan penggunaan perlintasan miring. Peningkatan nilai tersebut dapat ditambahkan secara aljabar pada nilai  $K_b$  yang telah diperoleh dari kurva dasar.

Gambar 6-8 didasarkan pada data yang sama seperti Gambar 6-7. Dengan memasukkan sudut kemiringan dan nilai proyeksi  $M$  pada Gambar 6-8, maka perbandingan  $b_s \cos \phi / b$  dapat dibaca pada ordinat. Dengan diketahuinya  $b$  dan  $h_1^*$  untuk perlintasan normal sebanding, dapat diperoleh  $b_s$ , panjang bukaan yang diperlukan untuk jembatan miring agar menghasilkan jumlah arus balik yang sama untuk debit rencana. Grafik tersebut sangat membantu untuk perkiraan dan pengecekan.

Gambar 6-8 Perbandingan panjang proyeksi terhadap panjang normal jembatan untuk arus balik ekuivalen (perlintasan miring)



### 6.6.11 Rumus arus balik untuk aliran jenis II

Rumus koefisien arus balik untuk "aliran jenis II" adalah :

$$C_b = \frac{h_1^* + y - y_{2c}}{\alpha_2 \cdot \frac{V_{2c}^2}{2g}} + \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \left( \frac{V_1}{V_{2c}} \right)^2 - 1$$

dimana :

$y$  = kedalaman normal pada penyempitan atau  $A_{n2} / b$  (m)

$y_{2c}$  = kedalaman kritis pada penyempitan atau  $A_{2c} / b$  (m)

$V_1$  = kecepatan normal pada penyempitan atau  $Q/A_{n2}$  (m/det)

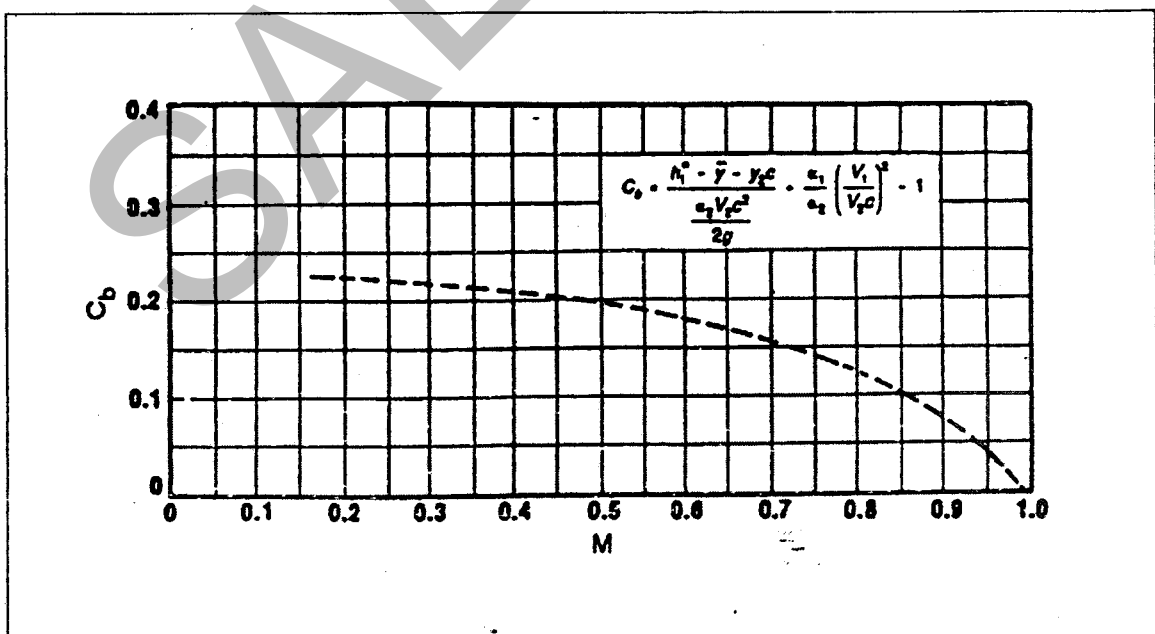
$V_{2c}$  = kecepatan kritis pada penyempitan atau  $Q/A_{2c}$  (m/det)

$\alpha_1, \alpha_2$  = Koefisien tinggi tekan kecepatan untuk penyempitan.

Koefisien arus balik diberi simbol " $C_b$ " untuk membedakannya dari koefisien arus balik untuk "aliran jenis I (sub kritis)". Peningkatan koefisien arus balik karena pengaruh pilar, eksentrisitas dan kemiringan tidak berlaku untuk masalah "aliran jenis II" ini. Oleh karenanya kurva pada Gambar 6-9 hanya memperhitungkan perbandingan kontraksi saja. Rumus arus balik untuk aliran jenis II (tanpa pengaruh pilar, eksentrisitas dan kemiringan posisi jembatan) adalah sebagai berikut :

$$h_1^* = \left\{ \alpha_2 \cdot \frac{V_{2c}^2}{2g} \cdot (C_b - 1) \right\} - \left\{ \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} \right\} + \{ y_{2c} - y \}$$

Gambar 6-9 Kurva koefisien arus balik untuk aliran jenis II



#### **6.7 Tinggi ruang bebas/jagaan (freeboard)**

Jarak bebas antara tepi bawah jembatan dan ketinggian banjir maksimum akan ditentukan oleh persyaratan pelayaran. Pada sungai tanpa lalu lintas air, ditentukan oleh jarak bebas yang diperlukan untuk menjamin lewatnya material-material hanyutan banjir sungai dengan aman.

Ruang bebas yang diambil akan sangat tergantung pada besarnya ukuran benda hanyutan yang mungkin hanyut dari hulu jembatan.

Di Indonesia, dalam perencanaan jembatan umumnya jarak ruang bebas antara muka air banjir rencana dan tepi bawah balok lantai adalah 1,0 meter.

## DAFTAR PUSTAKA

- 1) **"Applied Hydrology"**, Linsley, Kohler & Paulhus, Tata Mc Graw – Hill, New Delhi, 1979.
- 2) **"Banjir Rencana untuk Bangunan Air"**, Joesron Loebis, Ir., M.Eng., Yayasan Badan Penerbit PU, Departemen PU, Jakarta, Cetakan Kedua, 1992.
- 3) **"Bendungan Tipe Urugan"**, Suyono Sosrodarsono, Ir. & Kensaku Takeda, PT. Pradnya Paramita, Cetakan Kedua, 1977.
- 4) **"Buku Teknik Sipil"**, Sunggono KH, Ir., Penerbit Nova, Bandung, 1995.
- 5) **"Cara Menghitung Design Flood"**, Departemen Pekerjaan Umum, Direktorat Jenderal Pengairan, Direktorat Sungai, Cetakan ke-3, November 1992.
- 6) **"Dasar-Dasar Perencanaan Jembatan Beton Bertulang"**, Agus Iqbal Manu, Ir., Dipl.H, Eng.MIHT, PT. Mediatama Saptakarya, 1995.
- 7) **"Draft Bridge Design Code"**, Ministry of Public Works, Directorate General of Highways, Directorate of Planning, 1991.
- 8) **"Drainage and Subsoil Drainage"**, JICA, Text Book Series No. 54, 1977.
- 9) **"Engineering Hydrology"**, Nemec, J., Tata Mc Graw – Hill, New Delhi, 1973.
- 10) **"Hidrolika Saluran Terbuka (Open Channel Hydraulics)"**, Chow - Ven Te, Suyatman, Kristanto Sugiharto, Nensi Rosalina, Penerbit Erlangga, 1985.
- 11) **"Hidrologi Teknik"**, Soemarto, C.D., Ir., Bagian Penerbitan Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, Maret, 1979.
- 12) **"Hidrologi untuk Pengairan"**, Suyono Sosrodarsono, Ir. & Kensaku Takeda, PT. Pradnya Paramita, Cetakan Kesembilan, 2003.
- 13) **"Hidrologi untuk Perencanaan Bangunan Air"**, Iman Subarkah, Ir., Penerbit Idea Dharma, Bandung, 1978.
- 14) **"Highway Drainage Guidelines"**, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington D.C., 1975.
- 15) **"Hydraulic Design Practise of Canal Structures"**, Lim, Y.C. & Kim, D.S., Korea Rural Environmental Development Institute, Republic of Korea, 1981.
- 16) **"Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators"**, Peterka A.J., Engineering Monograph No. 25, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1978.
- 17) **"Hydraulics Manual"**, Washington State Department of Transportation, M 23-03, March 2004.

- 18) **"Manual for Bridge Technical Design"**, Ministry of Public Works, Directorate General of Highways, Directorate of Planning, 1990.
- 19) **"Mekanika Tanah"**, Sunggono KH, Ir., Penerbit Nova, Bandung, 1984.
- 20) **"Mekanika Tanah"**, Wesley L.D., Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Cetakan ke VI, 1977.
- 21) **"Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi"**, Suyono Sosrodarsono, Ir. & Nakazama K., PT. Pradnya Paramita, 1987.
- 22) **"Metode Perhitungan Debit Banjir"**, SK SNI M-18-1989-F, 1989.
- 23) **"Pedoman Perencanaan Hidrologi dan Hidraulik untuk Bangunan di Sungai"**, SKBI – 1.3.10.1987, SNI. No. 1924 – 1989 - F, 1987.
- 24) **"Pedoman Perencanaan Pengelolaan Lingkungan Hidup Bidang Jalan"**, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah, Direktorat Jenderal Prasarana Wilayah, November 2002.
- 25) **"Penulisan Standar Nasional Indonesia"**, Badan Standardisasi Nasional (BSN), Pedoman 8-2000, Mei 2000.
- 26) **"Penuntun Praktis Perencanaan Teknik Jalan Raya"**, Shirley L. Hendarsin, Politeknik Negeri Bandung, Jurusan Teknik Sipil, Cetakan Pertama, 2000.
- 27) **"Petunjuk Desain Drainase Permukaan Jalan"**, Direktorat Pembinaan Jalan Kota, Direktorat Jenderal Bina Marga, Departemen Pekerjaan Umum, No.009/T/BNKT/1990.
- 28) **"Small Hydraulic Structures"**, Kraatz, D.B. & Mahajan, I.K., Water Resources Development and Management Service, Land and Water Development Division, FAO–UN, Rome, 1975.
- 29) **"Standar Perencanaan Irigasi : KP.03, KP.04, KP.06"**, Departemen Pekerjaan Umum, Direktorat Jenderal Pengairan, 1986.
- 30) **"Standar Perencanaan Irigasi : PT.02 & PT.03"**, Departemen Pekerjaan Umum, Direktorat Jenderal Pengairan, 1986.
- 31) **"Tata Cara Perencanaan Drainase Permukaan Jalan"**, Departemen Pekerjaan Umum, Badan Penelitian dan Pengembangan PU, SNI 03-3424-1994 / SK SNI T-22-1991-03, 1994.
- 32) **"Teknik Perbaikan Sungai"**, Suyono Sosrodarsono, Ir., PT. Pradnya Paramita, Jakarta.
- 33) **"Water Supply and Sewerage"**, Steel, Ernest W., Mc Graw Hill Book Company, Fourth Edition, 1960.