

## BAB II

### LANDASAN TEORI

#### 2.1 Daerah Aliran Sungai

Daerah aliran sungai (DAS) adalah daerah yang dibatasi oleh punggung-punggungan gunung/pegunungan di mana air hujan yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju sungai utama pada suatu titik/stasiun yang ditinjau. DAS ditentukan dengan menggunakan peta topografi yang dilengkapi dengan garis-garis kontur. Garis-garis kontur dipelajari untuk menentukan arah dari limpasan permukaan. Limpasan berasal dari titik-titik tertinggi dan bergerak menuju titik-titik yang lebih rendah dalam arah tegak lurus dengan garis-garis kontur. Luas DAS diperkirakan dengan mengukur daerah itu pada peta topografi. Luas DAS sangat berpengaruh terhadap debit sungai. Pada umumnya semakin besar DAS semakin besar jumlah limpasan permukaan sehingga semakin besar pula aliran permukaan atau debit sungai (Triatmodjo, 2010:7).

#### 2.2 Analisa Hidrologi

Dalam melakukan analisa hidrologi sering dihadapkan pada kejadian-kejadian ekstrim seperti banjir dan kekeringan. Banjir mempengaruhi bangunan-bangunan air seperti bendung, bendungan, tanggul, jembatan, gorong-gorong, dsb. Bangunan-bangunan tersebut harus direncanakan untuk dapat melewati debit banjir maksimum yang mungkin terjadi. Bangunan harus dipertimbangkan tidak hanya keamanan bangunan itu sendiri, tetapi juga kehidupan dan fasilitas-fasilitas lain yang terancam keselamatannya apabila bangunan tersebut runtuh (Triatmodjo, 2010:201).

##### 2.2.1 Curah Hujan Rata-rata Daerah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah atau curah hujan daerah yang dinyatakan dalam mm. Curah hujan daerah ini harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan. Cara-cara perhitungan curah hujan daerah dari pengamatan curah hujan di beberapa titik adalah sebagai berikut (Sosrodarsono,2006:27):

##### 1. Metode Rata-Rata Aljabar

Metode ini adalah perhitungan rata-rata secara aljabar curah hujan didalam dan disekitar daerah yang bersangkutan.

$$\bar{R} = \frac{1}{n} + (R_1 + R_2 + \dots + R_n) \quad (2-1)$$

dengan:

$\bar{R}$  = Curah hujan daerah (mm)

$n$  = Jumlah titik-titik (pos-pos) pengamatan

$R_1, R_2, \dots, R_n$  = Curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

Hasil yang diperoleh dengan cara ini tidak berbeda jauh dari hasil yang didapat dengan cara lain, jika titik pengamatan ini banyak dan tersebar merata diseluruh daerah itu. Keuntungan cara ini ialah bahwa cara ini adalah obyektif yang berbeda dengan metode isohyet, dimana faktor subyektif turut menentukan.

## 2. Metode Poligon Thiessen

Jika titik-titik pengamatan didalam daerah itu tidak tersebar merata, maka cara perhitungan curah hujan rata-rata itu dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh tiap titik pengamatan.

Curah hujan daerah itu didapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

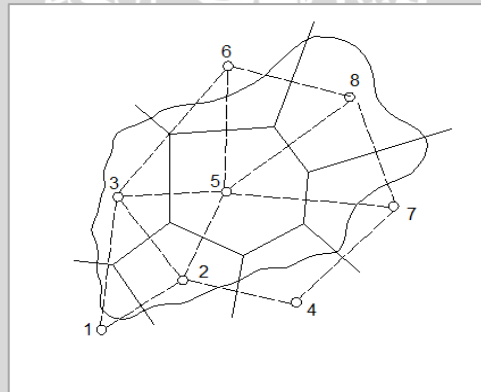
$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2-2)$$

dengan:

$\bar{R}$  = curah hujan daerah (mm)

$R_1, R_2, \dots, R_n$  = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

$A_1, A_2, \dots, A_n$  = bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan.



Gambar 2.1 Metode thiessen

Sumber: Sosrodarsono (2006:28)

Cara Thiessen ini memberikan hasil yang lebih teliti dari pada cara aljabar rata-rata. Akan tetapi, penentuan titik pengamatan dan pemilihan ketinggian akan mempengaruhi ketelitian hasil yang didapat.

### 3. Metode Garis Isohyet

Peta Isohyet digambar pada peta topografi dengan perbedaan interval 10-20 mm berdasarkan data curah hujan pada titik-titik pengamatan di dalam dan disekitar daerah yang dimaksud.

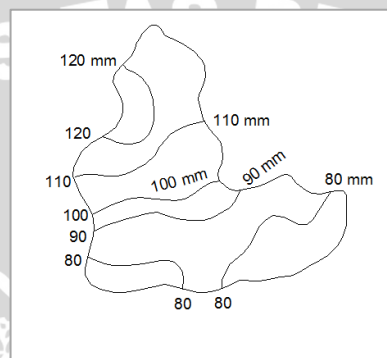
$$\bar{R} = \frac{A_1R_1+A_2R_2+\dots+A_nR_n}{A_1+A_2+\dots+A_n} \quad (2-3)$$

Dimana:

$R$  = curah hujan daerah (mm)

$R_1, R_2, \dots, R_n$  = curah hujan rata-rata pada  $A_1, A_2, \dots, A_n$ , (mm)

$A_1, A_2, \dots, A_n$  = luas bagian-bagian antara garis-garis isohyet



Gambar 2.2 Metode garis isohiet  
Sumber: Sosrodarsono (2006:29)

Cara ini adalah cara rasional yang terbaik jika garis-garis isohyet dapat digambar dengan teliti. Akan tetapi jika titik-titik pengamatan itu banyak dan variasi curah hujan didaerah bersangkutan besar, maka pada pembuatan isohyet ini biasanya akan terdapat *individual error*.

Untuk menghitung curah hujan daerah dapat digunakan standar luas daerah sebagai berikut (Sosrodarsono, 2006:51) :

1. Untuk daerah tinjauan dengan luas 250 ha dengan variasi topografi kecil diwakili oleh sebuah stasiun pengamatan.
2. Untuk daerah tinjauan dengan luas 250-50.000 ha yang memiliki 2 atau 3 stasiun pengamatan dapat menggunakan metode rata-rata aljabar.
3. Untuk daerah tinjauan dengan luas 120.000-500.000 ha yang mempunyai titik-titik pengamatan tersebar cukup merata dan dimana curah hujannya tidak terlalu dipengaruhi oleh kondisi topografi dapat menggunakan metode rata-rata aljabar, tetapi jika stasiun pengamatan tersebar tidak merata dapat menggunakan metode Thiessen.

4. Untuk daerah tinjauan dengan luas lebih dari 500.000 ha menggunakan metode isohiet atau metode potongan antara (*inter-section method*).

Dalam penetapan curah hujan rencana, terdapat beberapa masalah teknis yang perlu diperhatikan, yakni untuk sungai dengan daerah pengaliran yang luas, terjadinya hujan rencana untuk seluruh daerah pengaliran tidak dapat dihitung dengan menggunakan beberapa pola hujan dari analisa data yang pernah tercatat. Sesuai dengan prosedur diatas, debit banjir yang mengalir dari tiap anak sungai ditetapkan terlebih dahulu dan debit banjir rencana dihitung dengan penjumlahan kurva debit anak sungai dan sungai utamanya serta kemungkinan adanya pemotongan debit oleh waduk pengendalian banjir, kemudian untuk titik-titik yang penting dapat ditentukan (Sosrodarsono, 1994:21).

### 2.2.2 Analisa Frekuensi curah hujan

Tujuan dari analisa frekuensi data hidrologi adalah mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Besarnya kejadian ekstrim mempunyai hubungan terbalik dengan probabilitas kejadian yaitu bahwa frekuensi kejadian debit banjir besar adalah lebih kecil dibandingkan dengan frekuensi debit-debit sedang atau kecil. Analisa frekuensi dapat diterapkan untuk data debit sungai atau data hujan. Data yang digunakan adalah data debit atau hujan maksimum tahunan, yaitu data terbesar yang terjadi selama satu tahun, yang terukur selama beberapa tahun (Triatmodjo, 2010:201).

Dalam menganalisa curah hujan rancangan biasanya dipakai salah satu dari bermacam-macam teori yang ada antara lain:

- Distribusi Log Pearson type III
- Distribusi Gumbel
- Distribusi Log Normal

Adapun parameter statistik yang digunakan untuk menentukan macam sebaran yang sesuai adalah sebagai berikut:

1.  $C_k$  (*koefisien kurtosis*), yang merupakan ukuran kepuncakan distribusi.
2.  $C_s$  (*koefisien skewness*), yang merupakan ukuran dari penyimpangan suatu distribusi.
3.  $C_v$  (*koefisien variansi*)

Adapun syarat-syarat pemakaian salah satu metode dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.1. Syarat pemilihan distribusi frekuensi

Jenis Distribusi	Ck	Cs
Gumbel	5.4002	1.1396
Normal	3.00	0.00
Log Pearson Type III	Bebas	Bebas

Sumber : Triatmodjo, (2010:219)

Berdasarkan Tabel 2.1. dapat diketahui bahwa penggunaan metode Log Pearson tipe III lebih fleksibel karena mempunyai nilai Cs dan Ck bebas, sehingga dapat dipakai untuk semua sebaran data.

Distribusi Log-Pearson Tipe III banyak digunakan dalam analisa hidrologi, terutama dalam analisa data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrem. Bentuk distribusi log Pearson tipe III merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson III dengan mengganti variat menjadi nilai logaritmik. Persamaan fungsi kerapan peluangnya adalah (Soewarno, 1995:141):

$$P(X) = \frac{1}{(a) \Gamma(b)} \left[ \frac{X-C}{a} \right]^{b-1} e^{-\left[ \frac{X-C}{a} \right]} \quad (2-4)$$

dengan:

$P(X)$  = peluang dari variat X

X = nilai dari variat X

a,b,c = parameter

$\Gamma$  = fungsi gamma

Bentuk komulatif dari distribusi Log Pearson Tipe III dengan nilai variatnya X apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik (*logarithmic probability paper*) akan merupakan model matematik persamaan garis lurus. Persamaan garis lurusnya adalah:

$$Y = \bar{Y} - K \cdot S \quad (2-5)$$

dengan:

Y = nilai logaritmik dari X

$\bar{Y}$  = nilai rata-rata dari Y

S = standart deviasi dari Y

K = karakteristik dari distribusi log-Pearson tipe III

Tahapan untuk menghitung hujan rancangan maksimum dengan metode log-pearson Type III adalah sebagian berikut (Soewarno, 1995: 142):

1. Tentukan logaritmik dari semua nilai variat X.
2. Menghitung harga logaritma rata-rata dengan rumus:

$$\overline{\log x} = \frac{\sum_{i=1}^n \log xi}{n} \quad (2-6)$$

3. Menghitung harga simpangan baku dengan rumus:

$$Si = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log xi - \overline{\log x})^2}{n-1}} \quad (2-7)$$

4. Menghitung harga koefisien kepeccengan dengan rumus:

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log xi - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)(Si)^3} \quad (2-8)$$

5. Menghitung logaritma hujan rancangan dengan kala ulang tertentu dengan rumus:

$$\log x = \overline{\log x} + (k \times Si) \quad (2-9)$$

dengan:

$\log x$  = Logaritma curah hujan rancangan (mm)

$\overline{\log x}$  = Logaritma rerata curah hujan.

$K$  = Konstanta (dari tabel )

$Si$  = Standar deviasi

6. Menghitung  $X_T$  untuk mendapatkan curah hujan rancangan dengan kala ulang tertentu atau dengan membaca grafik pengeplotan  $X_T$  dengan peluang pada kertas logaritma.

Tabel 2.2 Nilai K untuk Distribusi Log Pearson Tipe III

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-0.360	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.200
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.250
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.3	-0.050	0.842	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	1.159	2.472	2.763	3.380
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	0.017	0.836	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482	3.950
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.488	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	1.995	1.000
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
-3.0	0.396	0.636	0.660	0.666	0.667	0.667	0.667	0.668

Sumber: Soewarno (1995: 219)

### 2.2.3 Uji Kesesuaian Distribusi

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi diperlukan pengujian parameter (Soewarno, 1995:193). Pengujian parameter yang akan digunakan adalah chi-kuadrat (*chi-square*) dan Smirnov-Kolmogorof.

#### 2.2.3.1 Uji Chi-Square

Uji Chi-Square dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $\chi^2$ , oleh karena itu disebut dengan Chi-Square. Parameter  $\chi^2$  dapat dihitung dengan rumus (Soewarno, 1995:194) :

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2-10)$$

dengan :

- $\chi_h^2$  = parameter chi-kuadrat terhitung
- $G$  = jumlah sub – kelompok
- $O_i$  = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke  $i$
- $E_i$  = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke  $i$

Untuk mengerjakan metode Chi-Square perlu melalui tahapan-tahapan dibawah ini :

1. Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil atau sebaliknya.
2. Kelompokkan data menjadi  $G$  sub group, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  tiap-tiap sub grup.
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$ .
5. Tiap-tiap sub group hitung nilai  $(O_i - E_i)^2$  dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ .
6. Jumlah seluruh  $G$  sub group nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai chi-kuadrat hitung.
7. Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$ .
8. Interpretasi hasilnya adalah :



- Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang lebih kecil 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima
- Apabila peluang berada diantara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan.

Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Square

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.0000393	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.378	9.21	10.597
3	0.0717	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.535	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	36.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558
25	10.520	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

Sumber : Soewarno (1995:223)

### 2.2.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno, 1995:198).

Prosedurnya adalah sebagai berikut:

1. Urutkan data (dari besar ke kecil dan sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari penggambaran data (persamaan distribusinya).
3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara pengamatan dengan peluang teoritis.

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

dengan:

$D$  = selisih terbesar antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$P(X_m)$  = peluang pengamatan.

$P'(X_m)$  = peluang teoritis dari persamaan distribusi yang dipakai.

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov-Kolmogorov test*) tentukan harga  $D_0$ . (Tabel 2.4)

Tabel 2.4 Nilai Kritis  $D_0$  Uji Smirnov-Kolmogorov

n	$\alpha$ (derajat kepercayaan)			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.4
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.2	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.2	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
n	1,07	1,22	1,36	1,63
>50	$\frac{1,07}{n^{0,5}}$	$\frac{1,22}{n^{0,5}}$	$\frac{1,36}{n^{0,5}}$	$\frac{1,63}{n^{0,5}}$

Sumber : Soewarno (1995:199)

## 2.2.4 Koefisien Pengaliran

Air larian (*surface runoff*) adalah bagian dari curah hujan yang mengalir di atas permukaan tanah menuju sungai, danau dan lautan. Air hujan yang jatuh ke permukaan tanah ada yang langsung masuk ke dalam tanah sebagian lagi tidak sempat masuk ke dalam tanah dan oleh karenanya mengalir di atas permukaan tanah ke tempat yang lebih rendah. Air larian berlangsung ketika jumlah curah hujan melampaui laju infiltrasi air ke dalam tanah. Faktor-faktor yang mempengaruhi air larian berhubungan dengan iklim, terutama curah hujan dan berhubungan dengan karakteristik daerah aliran sungai. Lama waktu hujan, intensitas, dan penyebaran hujan mempengaruhi laju dan volume air larian.

Koefisien koefisien air larian atau disingkat dengan C adalah bilangan yang menunjukkan perbandingan antara besarnya air larian terhadap besarnya curah hujan. Angka koefisien air larian ini merupakan salah satu indikator untuk menentukan apakah suatu DAS telah mengalami gangguan (fisik) (Asdak, 2007:157).

Tabel 2.5 Nilai Koefisien Pengaliran

Tataguna lahan	C	Tataguna lahan	C
<b>Perkotaan</b>		<b>Tanah Lapang</b>	
Daerah pusat kota	0,75-0,95	Berpasir, datar 2 %	0,05-0,10
Daerah sekitar kota	0,50-0,70	Berpasir, agak rata, 2-7 %	0,10-0,15
<b>Perumahan</b>		Berpasir, miring, 7 %	0,15-0,20
Rumah tunggal	0,30-0,50	Tanah berat, datar, 2 %	0,13-0,17
Rumah susun, terpisah	0,40-0,60	Tanah berat, agak rata, 2-7 %	0,18-0,22
Rumah susun, bersambung	0,60-0,75	Tanah berat, miring, 7%	0,25-0,35
Pinggiran kota	0,25-0,40	<b>Tanah Pertanian 0-30%</b>	
<b>Daerah Industri</b>		Tanah kosong	
Kurang padat industri	0,50-0,80	Rata	0,30-0,60
Padat Industri	0,60-0,90	Kasar	0,20-0,50
Taman, kuburan	0,10-0,25	Ladang Garapan	
Tempat bermain	0,20-0,35	Tanah berat, tanpa vegetasi	0,30-0,60
Daerah Stasiun KA	0,20-0,40	Tanah berat dengan vegetasi	0,20-0,50
Daerah Tak berkembang	0,10-0,30	Berpasir, tanpa vegetasi	0,20-0,25
<b>Jalan Raya</b>		Berpasir dengan vegetasi	0,10-0,25
Beraspal	0,70-0,95	Padang Rumput	
Berbeton	0,80-0,95	Tanah berat	0,15-0,45
Berbatu bata	0,70-0,85	Berpasir	0,05-0,25
Trotoar	0,75-0,85	Hutan/bervegetasi	0,05-0,25
Daerah beatap	0,75-0,95	<b>Tanah Tidak Produktif &gt; 30%</b>	
		Rata, kedap air	0,70-0,90
		Kasar	0,50-0,70

Sumber: Asdak (2007:164)

### 2.2.5 Intensitas Hujan

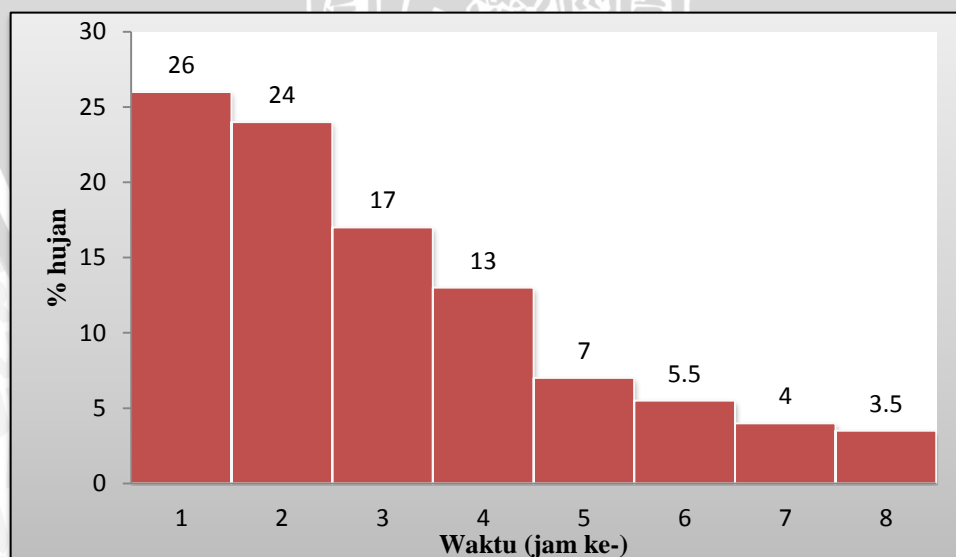
Dalam perhitungan banjir rancangan, diperlukan masukan berupa hujan rancangan yang didistribusikan ke dalam kedalaman hujan jam-jaman (*hyetograph*). Untuk dapat mengubah hujan rancangan ke dalam besaran hujan jam-jaman perlu didapatkan terlebih dahulu suatu pola distribusi hujan jam-jaman. Pola distribusi untuk keperluan perancangan bisa didapatkan dengan melakukan pengamatan dari kejadian-kejadian hujan besar. Dengan mereratakan pola distribusi hujan hasil pengamatan tersebut, kemudian didapatkan pola distribusi merata yang selanjutnya dianggap mewakili kondisi hujan dan dipakai sebagai pola untuk mendistribusikan hujan rancangan menjadi besaran hujan jam-jaman.

Tadashi Tanimoto (1969) mengembangkan distribusi hujan jam-jaman yang dapat digunakan di Pulau Jawa. Gambar 2.4 menunjukkan distribusi kumulatif hujan untuk beberapa daerah. Dari gambar tersebut, untuk kurva tipe I yang berlaku dipulau Jawa, dapat diturunkan distribusi hujan jam-jaman seperti ditunjukkan dalam Tabel 2.6 dan digambarkan dalam Gambar 2.3 (Triatmodjo, 2010:272).

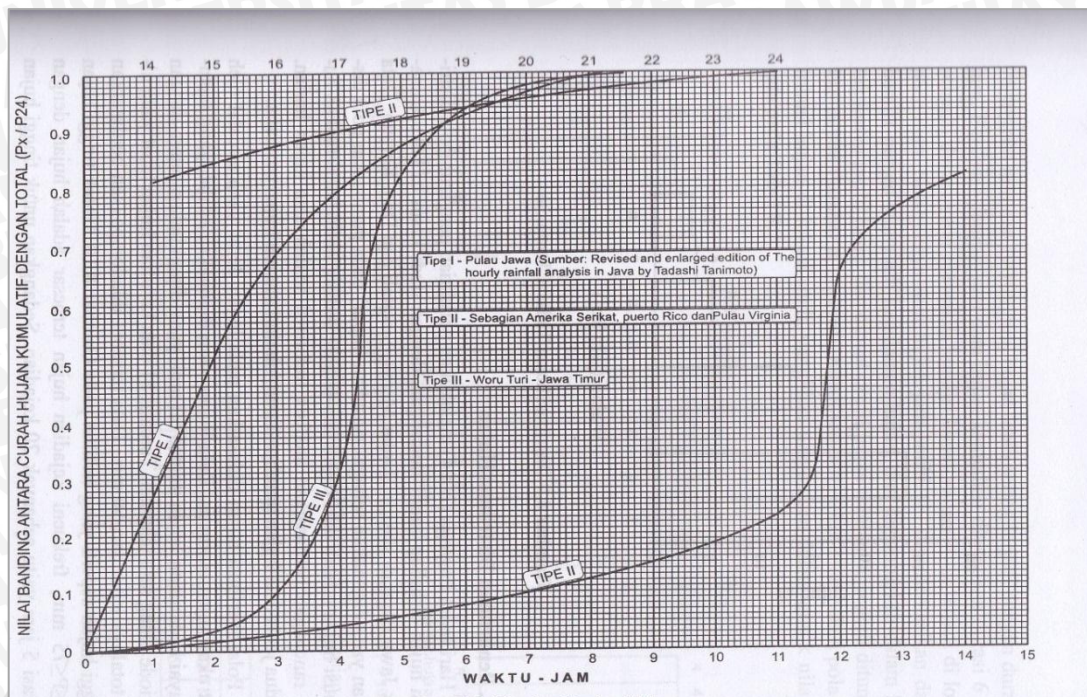
Tabel 2.6 Distribusi hujan di Jawa menurut Tadashi Tanimoto

Jam ke-	1	2	3	4	5	6	7	8
% Distribusi	26	24	17	13	7	5.5	4	3.5
% Distribusi Kumulatif	26	50	67	80	87	92.5	96.5	100

Sumber: Triatmodjo (2010:272)



Gambar 2.3 Distribusi hujan Tadashi Tanimoto  
Sumber: Triatmodjo (2010:274)



Gambar 2.4 Distribusi hujan 24 jam  
Sumber: Triatmodjo (2010:274)

### 2.2.6 Debit Banjir Rencana

Debit banjir rancangan adalah debit maksimum yang mungkin terjadi pada suatu daerah dengan peluang kejadian tertentu. Untuk menaksir besarnya banjir rancangan dapat digunakan hidrograf satuan sintesis dengan menggunakan hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan terlebih dahulu. Pada kajian ini debit banjir dihitung dengan metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu. Nakayasu telah menurunkan rumus hidrograf satuan sintetik berdasarkan hasil pengamatan dan penelitian berulang kali diterapkan pada daerah aliran sungai di Pulau Jawa dan hingga saat ini hasilnya cukup memuaskan. Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya sebagai berikut:

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*).
2. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*).
3. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
4. Luas daerah tangkapan air.
5. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*).
6. Koefisien pengaliran.

Besarnya nilai debit puncak hidrograf satuan dihitung dengan rumus:

$$Q_p = \frac{C.A.R_0}{3,6 (0,3T_p + T_{0,3})} \quad (2-11)$$

dengan:

$Q_p$  = Debit puncak banjir ( $m^3/det$ ).

$R_o$  = Hujan satuan (mm).

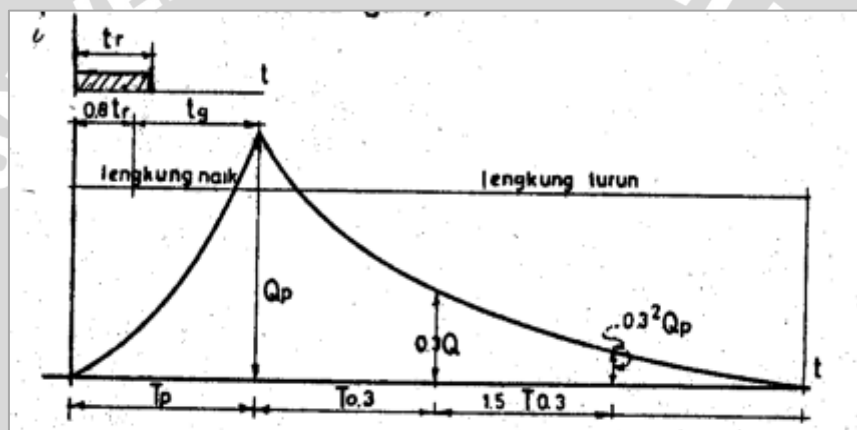
$T_p$  = Tenggang Waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam).

$T_{0,3}$  = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak.

$A$  = Luas daerah tangkapan sampai Outlet ( $Km^2$ ).

$C$  = Koefisien pengaliran.

Nakayasu membagi bentuk bentuk hidrograf satuan dalam dua bagian, yaitu lengkung naik dan lengkung turun.



Gambar 2.5 Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu

Sumber: Soemarto (1986:168)

Pada bagian lengkung naik, besarnya nilai hidrograf satuan dihitung dengan persamaan:

$$Q_a = Q_p \left[ \frac{t}{T_p} \right]^{2,4} \quad (2-12)$$

dengan:

$Q_a$  = Limpasan sebelum mencari debit puncak ( $m^3/det$ )

$t$  = Waktu (jam)

Pada bagian lengkung turun (*decreasing limb*) yang terdiri dari tiga bagian, hitung limpasan permukaan adalah:

1. Untuk  $Q_d > 0,3Q_p$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3 \frac{t - T_p}{T_{0,3}} \quad (2-13)$$

2. Untuk  $0,3Q_p > Q_d > 0,3^2Q_p$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}} \quad (2-14)$$

3. Untuk  $0,3^2Q_p > Q_d$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t-T_p+1,5T_{0,3}}{2T_{0,3}}} \quad (2-15)$$

dengan:

$Q_d$  = Limpasan sebelum mencari debit puncak ( $m^3/detik$ )

$t$  = Waktu (jam)

Menurut Nakayasu, waktu naik hidrograf bergantung dari waktu konsentrasi dan dihitung dengan persamaan:

$$T_p = tg + 0,8t_r \quad (2-16)$$

dengan:

$tg$  = Waktu konsentrasi merupakan waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam).

Waktu konsentrasi dipengaruhi oleh panjang sungai utama (L)

- Sungai dengan panjang alur  $L > 15$  km :

$$tg = 0,4 + 0,058 L \quad (2-17)$$

- Sungai dengan panjang alur  $L < 15$  km :

$$tg = 0,21L^{0,7} \quad (2-18)$$

Waktu yang menyebabkan terjadinya limpasan permukaan dihitung sebagai berikut:

$$t_r = 0,5tg \text{ sampai } tg \quad (2-19)$$

dengan:

$$t_r = \text{satuan waktu hujan (jam)} \quad (2-20)$$

Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit dari puncak sampai debit menjadi 30% dari debit puncak hidrograf satuan dihitung sebagai berikut:

$$T_{0,3} = \alpha \cdot tg \quad (2-21)$$

dengan:

$\alpha$  = Parameter hidrograf, dimana koefisien ini bergantung pada karakteristik DAS, dengan kriteria :

$\alpha = 2 \rightarrow$  Pada daerah pengaliran biasa.

$\alpha = 1,5 \rightarrow$  Pada bagian naik hidrograf lambat dan turun cepat.

$\alpha = 3 \rightarrow$  Pada bagian naik hidrograf cepat dan turun lambat.

## 2.3 Analisa Hidrolika

### 2.3.1 Pengenalan Program HEC-RAS

HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center – River Analysis System*) adalah salah satu program (*software*) yang diterbitkan oleh *U.S Army Corps of Engineering - Hydrologic Engineering Center* (HEC) yang digunakan untuk melakukan perhitungan profil aliran sungai satu dimensi, baik aliran tetap (*steady flow*) maupun aliran tak tetap (*unstead flow*). HEC-RAS juga memiliki kemampuan untuk melakukan simulasi perhitungan profil muka air pada struktur bangunan air, seperti jembatan, pintu, bendung dan lain-lain.

### 2.3.2 Teori Umum Perhitungan Model HEC-RAS

#### 2.3.2.1 Persamaan Energi

Persamaan energi digunakan sebagai dasar perhitungan untuk aliran *steady* dalam saluran terbuka, diberikan oleh persamaan berikut ini (Chow,1997:36) :

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} + h_f \quad (2-22)$$

dengan:

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

$h_f$  = kehilangan tinggi akibat gesekan (m).

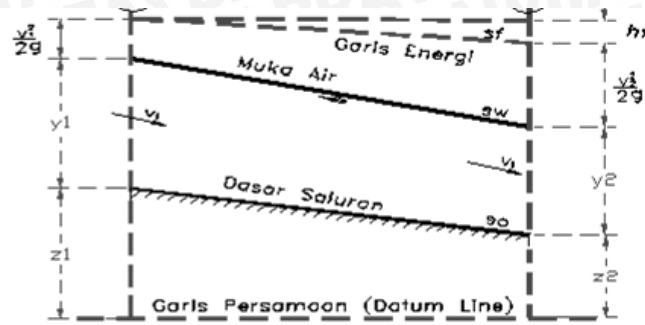
$U$  = kecepatan rerata (m/det).

$\alpha$  = koefisien distribusi kecepatan.

$z$  = ketinggian air dari datum (m).

$y$  = kedalaman air (m)





Gambar 2.6 Energi dalam saluran terbuka  
Sumber : Chow (1997:35)

### 2.3.2.2 Kehilangan Tinggi Energi

Kehilangan tinggi energi pada penampang sungai diakibatkan oleh gesekan akan perubahan penampang. Kehilangan akibat gesekan dievaluasi sebagai hasil dari kemiringan garis energi  $S_f$  dan panjang  $L$ , seperti terlihat pada persamaan berikut:

$$h_f = L \cdot \bar{S}_f \quad (2-23)$$

$$S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 \quad (2-24)$$

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (2-25)$$

dengan:

$h_f$  = Kehilangan energi akibat gesekan (m).

$L$  = Panjang penampang (m).

$S_f$  = Kemiringan garis energi (*friction slope*).

$K$  = Pengangkutan aliran tiap sub bagian.

$Q$  = Debit air ( $\text{m}^3/\text{dt}$ ).

Adapun kehilangan tinggi energi akibat perubahan penampang diakibatkan oleh dua kejadian, yaitu kontraksi dan ekspansi. Kontraksi dan ekspansi terjadi akibat *back water* yang disebabkan perubahan penampang atau perubahan kemiringan dasar saluran yang sangat curam sekali. Kehilangan tinggi energi akibat kontraksi dan ekspansi dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$h_c = C \left| \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right| \quad (2-26)$$

dengan:

$C$  = koefisien akibat kehilangan tinggi kontraksi dan ekspansi.

Program ini mengasumsikan bahwa kontraksi dan ekspansi terjadi jika kecepatan di hilir lebih tinggi jika dibandingkan dengan kecepatan di hulu.

### 2.3.2.3 Koefisien kekasaran

Suatu sungai memiliki nilai kekasaran yang sangat bervariasi dan tergantung pada beberapa faktor sehingga perlu adanya tinjauan terhadap faktor-faktor yang memiliki pengaruh besar terhadap nilai koefisien kekasaran. Adapun faktor-faktor yang mempengaruhi kekasaran Manning antara lain (Chow, 1997:91).

1. Kekasaran permukaan

Kekasaran permukaan ditandai dengan ukuran dan bentuk butiran bahan yang membentuk luas penampang basah saluran dan menimbulkan efek hambatan terhadap aliran. Hal ini dianggap sebagai faktor utama yang mempengaruhi kekasaran, yaitu secara umum bila butiran halus mengakibatkan nilai “n” yang relatif rendah dibandingkan dengan butiran kasar.

2. Tetumbuhan

Tetumbuhan dapat digolongkan kedalam jenis kekasaran permukaan yang juga mempengaruhi besarnya nilai “n”. Efeknya ditimbulkan dari tinggi, kerapatan, distribusi dan jenis tumbuhan.

3. Ketidakteraturan saluran

Mencakup pula ketidakteraturan keliling basah dan variasi penampang, ukuran serta bentuk di sepanjang saluran. Pada saluran alam, hal ini ditandai dengan adanya alur-alur pasir, gundukan dan cekungan, lobang-lobang dan tonjolan pada dasar saluran.

4. Trase Saluran

Kelengkungan yang landai dengan garis tengah yang besar akan mengakibatkan nilai n yang relatif rendah, sedangkan kelengkungan yang tajam dengan belokan-belokan yang patah akan memperbesar nilai n.

5. Pengendapan dan penggerusan

Pengendapan dapat mengubah saluran yang tidak beraturan menjadi lebih beraturan dan mengubah nilai “n” menjadi lebih kecil, sedangkan penggerusan dapat membuat sebaliknya.

6. Hambatan

Adanya balok sekat, pilar jembatan dan sejenisnya cenderung memperbesar nilai “n”. Besarnya kenaikan ini tergantung pada sifat alamiah hambatan, ukuran, bentuk, banyaknya dan penyebarannya.

## 7. Taraf air dan debit

Nilai “n” pada saluran umumnya berkurang bila taraf air dan debitnya bertambah. Bila debit rendah ketidakrataan dasar saluran akan menonjol dan efeknya kelihatan. Begitu pula bila dinding saluran kasar maka pada debit air ntinggi akan memperbesar nilai “n”.

Tabel 2.7 Nilai Koefisien Kekasaran Manning

Tipe saluran dan deskripsinya	Minimum	Normal	Maksimum
<b>A. Gorong-gorong Tertutup Terisi Sebagian</b>			
<b>A-1. Logam</b>			
a. Kuningan, halus	0.009	0.010	0.013
b. Baja			
1. Ambang penerus dan dilas	0.010	0.012	0.014
2. Dikeling dan pilin	0.013	0.016	0.017
c. Besi tuang			
1. Dilas	0.010	0.013	0.014
2. Tidak dilapis	0.011	0.014	0.016
d. Besi tempa			
1. Tidak dilapis	0.012	0.014	0.015
2. Dilas seng	0.013	0.016	0.017
e. Logam beralur			
1. Cabang pembung	0.017	0.019	0.021
2. Pembuang banjir	0.021	0.024	0.030
<b>A-2. Bukan logam</b>			
a. Lusit	0.008	0.009	0.010
b. Kaca	0.009	0.010	0.013
c. Semen			
1. Acian	0.010	0.011	0.013
2. Adukan	0.011	0.013	0.015
d. Beton			
1. Gorong-gorong, lurus dan bebas kikisan	0.010	0.011	0.013
2. Gorong-gorong dengan lengkungan, sambungan dan sedikit kikisan	0.011	0.013	0.014
3. Dipoles	0.011	0.012	0.014
4. Saluran pembuang dengan bak kontrol, mulut pemasukan dan lain-lain, lurus	0.013	0.015	0.017
5. Tidak dipoles, seperti baja	0.012	0.013	0.014
6. Tidak dipoles, seperti kayu halus	0.012	0.014	0.016
7. Tidak dipoles, seperti kayu kasar	0.015	0.017	0.020

Lanjutan Tabel 2.7 Nilai Koefisien Kekasaran Manning

Tipe saluran dan deskripsinya	Minimum	Normal	Maksimum
<b>e. Kayu</b>			
1. Dilengkungkan	0.010	0.012	0.014
2. Dilapis, diawetkan	0.015	0.017	0.020
<b>f. Lempung</b>			
1. Saluran pembuang, dengan ubin biasa	0.011	0.013	0.017
2. Saluran pembuang	0.011	0.014	0.017
3. Saluran pembuang, dipoles, dengan bak kontrol, mulut pembuang dan lain-lain	0.013	0.015	0.017
4. Cabang saluran pembuang dengan sambungan terbuka	0.014	0.016	0.018
<b>g. Bata</b>			
1. Diglasir	0.011	0.013	0.015
2. Dilapis adukan semen	0.012	0.015	0.017
<b>h. Pembuang air kotor dengan saluran lumpur dengan lengkungan dan sambungan</b>	0.012	0.013	0.016
<b>i. Bagian dasar dilapis, saluran pembuang dengan dasar licin</b>	0.016	0.019	0.020
<b>j. Pecah batu semen</b>	0.018	0.025	0.030
<b>B. Saluran, dilapis atau dipoles</b>			
<b>B-1. Logam</b>			
<b>a. Baja dengan permukaan licin</b>			
1. Tidak dicat	0.011	0.012	0.014
2. Dicat	0.012	0.013	0.017
<b>b. Baja dengan permukaan bergelombang</b>	0.021	0.025	0.030
<b>B-2. Bukan logam</b>			
<b>a. Semen</b>			
1. Acian	0.010	0.011	0.013
2. Adukan	0.011	0.013	0.015
<b>b. Kayu</b>			
1. Diserut, tidak diawetkan	0.010	0.012	0.014
2. Diserut, diawetkan dengan creosoted	0.011	0.012	0.015
3. Tidak diserut	0.011	0.013	0.015
4. Papan	0.012	0.015	0.018
5. Dilapis dengan kertas kedap air	0.010	0.014	0.017
<b>c. Beton</b>			
1. Dipoles dengan sendok kayu	0.011	0.013	0.015
2. Dipoles sedikit	0.013	0.015	0.016
3. Dipoles	0.015	0.017	0.020
4. Tidak dipoles	0.014	0.017	0.020
5. Adukan semprot, penampang rata	0.016	0.019	0.023
6. Adukan semprot, penampang bergelombang	0.018	0.022	0.025
7. Pada galian batu yang teratur	0.017	0.020	
8. Pada galian batu yang tak teratur	0.022	0.027	

Lanjutan Tabel 2.7 Nilai Koefisien Kekasaran Manning

Tipe saluran dan deskripsinya	Minimum	Normal	Maksimum
d. Dasar beton dipoles sedikit dengan tebing dari			
1. Batu teratur dalam adukan	0.015	0.017	0.020
2. Batu tak teratur dalam adukan	0.017	0.020	0.024
3. Adukan batu, semen, diplester	0.016	0.020	0.024
4. Adukan batu dan semen	0.020	0.025	0.030
5. Batu kosong atau rip-rap	0.020	0.030	0.035
e. Dasar kerikil dengan tebing dari			
1. Beton acuan	0.017	0.020	0.025
2. Batu tak teratur dalam adukan	0.020	0.023	0.026
3. Batu kosong atau rip-rap	0.023	0.033	0.036
f. Bata			
1. Diglasir	0.011	0.013	0.015
2. Dalam adukan semen	0.012	0.015	0.018
g. Pasangan batu			
1. Batu pecah disemen	0.017	0.025	0.030
2. Batu kosong	0.023	0.032	0.035
h. Batu potong, diatur	0.013	0.015	0.017
i. Aspal			
1. Halus	0.013	0.013	
2. Kasar	0.016	0.016	
j. Lapisan dari tanaman	0.030	.....	0.500
<b>C. Digali atau dikeruk</b>			
a. Tanah lurus dan seragam			
1. Bersih, baru dibuat	0.016	0.018	0.020
2. Bersih, telah melapuk	0.018	0.022	0.025
3. Kerikil, penampang seragam, bersih	0.022	0.025	0.030
4. Berumput pendek, sedikit tanaman pengganggu	0.022	0.027	0.033
b. Tanah, berkelok-kelok dan tenang			
1. Tanpa tetumbuhan	0.023	0.025	0.030
2. Rumput dengan beberapa tanaman pengganggu	0.025	0.030	0.033
3. Banyak tanaman pengganggu atau tanaman air pada saluran yang dalam	0.030	0.035	0.040
4. Dasar tanah dengan tebing dari batu pecah	0.028	0.030	0.035
5. Dasar berbatu dengan tanaman pengganggu pada tebing	0.025	0.035	0.040
6. Dasar berkerakal dengan tebing yang bersih	0.030	0.040	0.050
c. Hasil galian atau kerukan			
1. Tanpa tetumbuhan	0.025	0.028	0.033
2. Semak-semak kecil di tebing	0.035	0.050	0.060
d. Pecahan batu			
1. Halus, seragam	0.025	0.035	0.040
2. Tajam, tidak beraturan	0.035	0.040	0.050

Lanjutan Tabel 2.7 Nilai Koefisien Kekasaran Manning

Tipe saluran dan deskripsinya	Minimum	Normal	Maksimum
e. Saluran tidak dirawat, dengan tanaman pengganggu belukar tidak dipotong			
1. Banyak tanaman pengganggu setinggi air	0.050	0.080	0.120
2. Dasar bersih, belukar di tebing	0.040	0.050	0.080
3. Idem, setinggi muka air tertinggi	0.045	0.070	0.110
4. Banyak belukar setinggi air banjir	0.080	0.100	0.140
<b>D. Saluran Alam</b>			
D-1 Saluran kecil (lebar atas pada taraf banjir < 100 kaki)			
a. Saluran di dataran			
1. Bersih lurus, terisi penuh, tanpa rekahan atau ceruk dalam	0.025	0.030	0.033
2. Seperti di atas, banyak batu-batu, tanaman pengganggu	0.030	0.035	0.040
3. Bersih, berkelok-kelok, berceruk, bertebing	0.033	0.040	0.045
4. Seperti diatas dengan tanaman pengganggu, batu- batu	0.035	0.045	0.050
5. Seperti diatas, tidak terisi penuh, banyak kemiringan dan penampang yang kurang efektif	0.040	0.048	0.055
6. Seperti no.4, berbatu lebih banyak	0.045	0.050	0.060
7. Tenang pada bagian lurus, tanaman pengganggu, ..... ceruk dalam	0.050	0.070	0.080
8. Banyak tanaman pengganggu, ceruk dalam atau jalan air penuh kayu dan ranting	0.075	0.100	0.115
b. Saluran di pegunungan, tanpa tetumbuhan di saluran tebing umumnya terjal, pohon dan semak- .....semak sepanjang tebing			
1. Dasar: kerikil, kerakal dan sedikit batu besar	0.030	0.040	0.050
2. Dasar: kerakal dengan batu besar	0.040	0.050	0.070
D-2 Dataran bajir			
a. Padang rumput tanpa belukar			
1. Rumput pendek	0.025	0.030	0.035
2. Rumput tinggi	0.030	0.035	0.050
b. Daerah pertanian			
1. Tanpa tanaman	0.020	0.030	0.040
2. Tanaman dibanteras	0.025	0.035	0.045
3. Tanaman tidak dibanteras	0.030	0.040	0.050
c. Belukar			
1. Belukar terpecah, banyak tanaman pengganggu	0.035	0.050	0.070
2. Belukar jarang dan pohon, musim dingin	0.035	0.050	0.060
3. Belukar jarang dan pohon, musim semi	0.040	0.060	0.080
4. Belukar sedang sampai rapat, musim dingin	0.045	0.070	0.110
5. Belukar sedang sampai rapat, musim semi	0.070	0.100	0.160
d. Pohon-pohonan			
1. Willow rapat, musim semi, lurus	0.110	0.150	0.200
2. Tanah telah dibersihkan, tanggul kayu tanpa tunas	0.013	0.040	0.050

Lanjutan Tabel 2.7 Nilai Koefisien Kekasan Manning

Tipe saluran dan deskripsinya	Minimum	Normal	Maksimum
3. Seperti diatas, dengan tunas-tunas lebat	0.050	0.060	0.080
4. Banyak batang kayu, beberapa tumbang, ranting-ranting, taraf banjir dibawah cabang pohon	0.080	0.100	0.120
5. Seperti diatas taraf banjir mencapai cabang pohon	0.100	0.120	0.160
D-3 Saluran besar (lebar atas pada taraf banjir > 100 kaki). Nilai n lebih kecil dari saluran kecil dengan perincian yang sama, sebab tebing memeberikan hambatan efektif yang lebih kecil			
a. Penampang tidak beraturan tanpa batu besar atau belukar	0.025	.....	0.060
b. Penampang tidak beaturan dan kasar	0.035	.....	0.100

Sumber : Chow (1997:98)

## 2.4 Sistem Pengendalian Banjir

### 2.4.1 Umum

Banjir dapat terjadi bila intensitas curah hujan besar atau lama dan sungai tidak dapat menampung saluran air yang datang, sehingga mengakibatkan terjadinya luapan dari bahan sungai yang disebabkan oleh kelebihan limpasan permukaan. Terjadinya banjir dapat menimbulkan kerugian harta benda bagi penduduk bahkan dapat pula menimbulkan korban jiwa. Pengurangan kerugian akibat banjir dapat dilakukan jika penyebab banjir telah diketahui. Beberapa penyebab banjir antara lain dapat berupa:

1. Intensitas curah hujan yang tinggi, sehingga kapasitas sungai tidak mampu lagi menampung debit dari air hujan tersebut.
2. Adanya pertemuan anak-anak sungai dengan sungai utama.
3. Morfologi sungai yang berkelok-kelok mengakibatkan air sungai tidak dapat segera mengalir kehilir.
4. Lokasi daerah aliran sungai yang terletak di daerah cekungan.
5. Faktor kerusakan lingkungan, misalnya penggundulan hutan di daerah hulu, yang berfungsi sebagai daerah resapan air.

Upaya pengendalian banjir (*flood control*) untuk mengurangi pengaruh air yang berlebihan pada sungai tersebut dapat dilakukan dengan beberapa metode dibawah ini:

1. Pengurangan puncak banjir dengan waduk (*retarding basin*)
2. Pengurangan aliran dalam suatu alur yang ditetapkan dengan tanggul, dinding penah (*parafet*) banjir, atau suatu aliran tertutup.

3. Penurunan muka air banjir dengan perbaiki alur sungai.
4. Pengendalian air banjir melalui saluran banjir (*floodway*) kedalam alur sungai lain atau bahkan DAS lain.

Selanjutnya perlu diingat bahwa penerapan cara-cara kegiatan penanggulangan bencana banjir harus pula diselesaikan dengan lokasi serta sifat dari banjir yang akan terjadi. Sebagaimana halnya, banjir di bagian hulu biasanya arusnya tidak deras (karena landai), tetapi durasi banjirnya panjang. Agar penanggulangan bencana banjir dapat dilakukan secara efektif maka setiap kondisi banjir sepanjang sungai haruslah dipelajari secara seksama, sehingga program penanggulangan dapat dipersiapkan secara lebih mantap (Sosrodarsono, 1994:348).

#### 2.4.2 Perbaikan Alur Sungai

Perencanaan perbaikan alur sungai adalah untuk menetapkan beberapa karakteristik alur sungai diantaranya yaitu formasi penampang sungai (lebar rencana sungai, bentuk rencana penampang sungai) kemiringan memanjang dan rencana penempatan bangunan-bangunan sungai (Sosrodarsono, 1994:328).

##### a. Debit banjir rencana

Debit banjir ( $Q_0$ ) dapat dihitung menggunakan beberapa metode yang ada, seperti menggunakan Hidrograf Satuan Sintesis dan *Flood Routing*. Selanjutnya untuk memperoleh debit banjir rencana ( $Q_p$ ), maka debit banjir hasil perhitungan ditambahkan dengan kandungan sedimen yang terdapat dalam aliran sebesar 10%, sehingga diperoleh hasil sebagai berikut:

$$Q_p = 1,1.Q_0$$

Dalam perhitungan tersebut, kecepatan aliran banjir dianggap konstan, walaupun konsentrasi sedimennya tinggi.

##### b. Lebar rencana sungai

Seandainya lebar sungai diperkecil, maka kemungkinan terjadinya limpasan atau jebolnya tanggul akan semakin besar, karena daya tampung sungai akan berkurang. Disamping itu kemungkinan dapat terjadi penurunan dasar sungai yang membahayakan pondasi bangunan-bangunan sungai, mengingat sungai yang semakin dalam mempunyai daya tarik yang semakin besar. Sebaliknya apabila lebar sungai diperbesar, maka lintasan aliran air sungai semakin tidak teratur, sehingga lintasan aliran banjir tidak dapat dipastikan. Berdasarkan hal-hal tersebut, maka penentuan lebar rencana sungai adalah merupakan salah satu tahap perencanaan perbaikan dan pengaturan sungai yang paling penting.



c. Bentuk penampang sungai

Dimensi penampang melintang didasarkan atas besarnya debit banjir maksimum yang direncanakan. Bentuk penampang sungai yang digunakan pada studi ini adalah penampang berbentuk trapesium karena mudah dalam pelaksanaannya juga akan memberikan efisiensi yang cukup tinggi dalam mengalirkan debit.

### 2.4.3 Tanggul

Tanggul disepanjang sungai adalah bangunan yang paling utama dan paling penting dalam usaha melindungi kehidupan dan harta benda masyarakat terhadap genangan-genangan yang disebabkan oleh banjir. Tanggul dibangun terutama dengan konstruksi urugan tanah, karena tanggul merupakan bangunan menerus yang sangat panjang serta membutuhkan bahan urugan yang volumenya sangat besar (Sosrodarsono, 1994:83).

Pada setiap perencanaan tanggul, kriteria-kriteria sebagai berikut harus dipenuhi:

1. Tubuh tanggul harus kuat menerima tekanan air.
2. Tubuh tanggul harus cukup stabil.
3. Tubuh tanggul harus cukup tingginya.

#### 2.4.3.1 Trase Tempat Kedudukan Tanggul

Garis bahu depan suatu tanggul disebut pula sebagai trase tempat kedudukan tanggul atau disingkat dengan istilah trase tanggul. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam penetapan trase tanggul adalah (Sosrodarsono, 1994:85):

1. Lokasi trase tanggul

Supaya tempat kedudukan tanggul melintasi tanah pondasi yang kedap air dan diusahakan agar dihindarkan pondasi tanah yang lemah, seperti rawa-rawa, lumpur lunak dan gambut.

2. Arah trase tanggul

Dalam menentukan arah trase tanggul agar diperhatikan hal-hal sebagai berikut:

- a. Supaya dipilih suatu penampang basah sungai yang paling efektif dengan kapasitas pengaliran maksimum.
- b. Agar trase tanggul searah dengan arah arus sungai dan dihindarkan terjadinya belokan yang tajam.
- c. Diusahakan agar arah trase tanggul kiri dan tanggul kanan separarel mungkin dengan alur sungai, dihindarkan adanya perubahan lebar sungai yang mendadak. Diusahakan agar bantaran cukup lebar, sehingga jarak anatar tepi alur sungai dan kaki tanggul cukup jauh.

d. Pada sungai-sungai yang arusnya tidak deras, diusahakan agar kurva alirannya stabil.

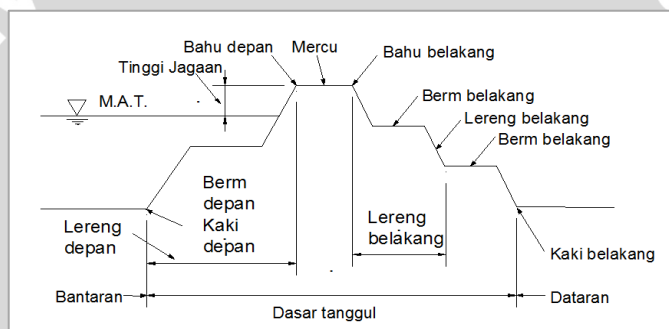
### 3. Jarak antara trase tanggul sungai

Jarak antara trase tanggul dianggap sebagai jarak antara kedua tanggul yang membujur dikanan kiri sungai yang ditetapkan berdasarkan debit banjir rencana untuk sungai tersebut, kemiringannya, tinggi muka air pada air banjir yang pernah terjadi, arah serta kecepatan arus sungai dan jika mungkin tambahan persediaan lebar seperlunya.

#### 2.4.3.2 Bentuk Penampang Melintang Tanggul

##### 1. Bagian tanggul

Bentuk standar dan nama bagian dari tanggul lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar berikut:



Gambar 2.7 Bentuk Standar dan Nama Bagian Tanggul

Sumber: Sosrodarsono (1994:29)

##### 2. Tinggi jagaan

Tinggi jagaan merupakan tambahan tinggi pada tanggul untuk menampung loncatan air dari permukaan air sungai yang mengalir. Loncatan ini dapat terjadi akibat adanya ombak, gelombang. Loncatan hidrolis pada saat terjadi banjir. Kenaikkan permukaan air sungai dapat pula terjadi akibat gejala naik turunnya dasar sungai yang disebabkan oleh proses penggerusan dan pengendapan pada dasar sungai tersebut yang disebut evolusi dasar sungai.

Tabel 2.8 Hubungan antara Debit Banjir Rencana dan Tinggi Jagaan

No.	Debit Banjir Rencana	Jagaan
	(m <sup>3</sup> /det)	(m)
1	< 200	0.6
2	200-500	0.8
3	500-2000	1.0
4	2000-5000	1.2
5	5000-10000	1.5
6	>10000	2.0

Sumber: Sorodarsono (1994:87)

### 3. Lebar mercu tanggul

Pada daerah yang padat dimana perolehan areal tanah untuk tempat kedudukan tanggul sukar untuk didapatkan sangat sukar dan mahal, pembangunan tanggul dengan mercu yang tidak lebar dan dengan lerengnya yang agak curam kelihatannya cukup memadai, khususnya apabila hanya diinjau dari segi stabilitas tanggulnya. Akan tetapi mercu yang cukup lebar (3-7 meter) biasanya diperlukan apabila ditinjau dari keperluan untuk perondaan di waktu banjir dan sebagai jalan-jalan inspeksi serta logistik untuk pemeliharaan tanggul. Berikut merupakan lebar standar mercu tanggul berdasarkan debit banjir rencana.

Tabel 2.9 Lebar Standar Mercu

No.	Debit Banjir Rencana (m <sup>3</sup> /det)	Lebar Mercu (m)
1	<500	3.0
2	500-2000	4.0
3	2000-5000	5.0
4	5000-10000	6.0
5	>10000	7.0

Sumber: Sosrodarsono (1994:88)

### 4. Kemiringan lereng tanggul

Penentuan kemiringan lereng tanggul merupakan tahapan yang paling penting dalam perencanaan tanggul dan sangat erat kaitannya dengan infiltrasi air dalam tubuh tanggul serta karakteristik mekanika tanah tubuh tanggul tersebut. Dalam keadaan biasa tanpa perkuatan lereng, tanggul direncanakan dengan kemiringan 1:2 atau lebih kecil. Berm dan elevasi kemiringan talud dasar mempunyai hubungan yang sangat erat satu sama lain dan keduanya harus ditentukan melalui pengujian terhadap bahan badan tanggul, durasi banjir, stabilitas terhadap kebocoran dari air tinggi dan pondasi *subsoil* dari pada tanggul tersebut. Hal tersebut dapat ditunjukkan sebagai berikut:

- Berm harus disediakan tiap 3 – 5 m dari puncak pada sisi bagian air bila tinggi tanggul 6 m atau lebih, dan tiap-tiap 3 meter dari puncak pada sisi bagian tanah bila tinggi tanggul 4m atau lebih.
- Lebar 3 m atau lebih. Miring talud tanggul harus merupakan kemiringan landai 1:2 atau lebih, namun hal itu tidak perlu bila talud permukaan dilapisi dengan beton atau bahan serupa.

## 5. Bahan tanah urugan tanggul

Bahan utama untuk pembangunan tanggul adalah tanah dan karakteristik bahan tanah tersebut merupakan faktor penting dalam penentuan bentuk penampang melintang tanggul. Pada hakikatnya tanah yang baik untuk tanggul adalah bahan tanah yang mempunyai sifat-sifat antara lain kekedapannya tinggi, nilai kohesinya tinggi, dalam keadaan jenuh air sudut geser dalamnya cukup tinggi, pekat dan angka porinya rendah. Memperhatikan hal-hal tersebut diatas, maka tanah yang terdiri dari campuran pasir dan lempung dengan proporsi  $\pm 1/3$  bagian pasir dan  $\pm 2/3$  bagian lempung, merupakan bahan tanggul yang cukup memadai, ditinjau dari segi mekanik tanah serta pelaksanaan pembangunannya.

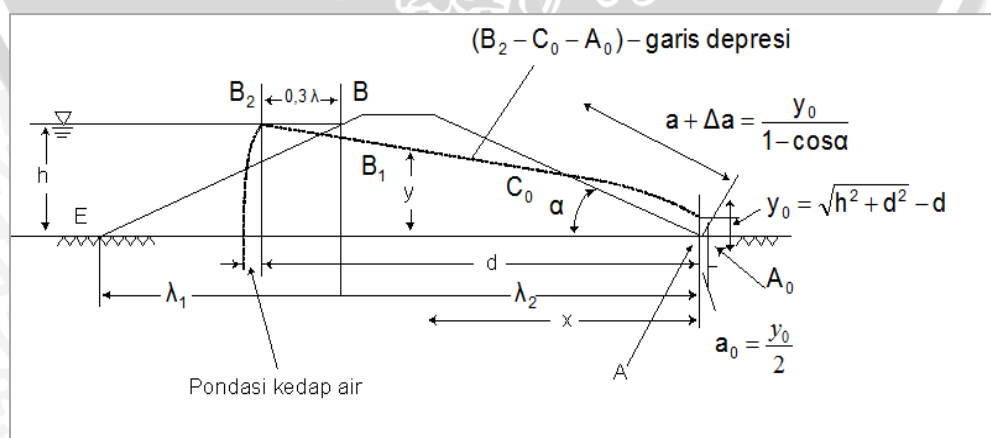
Bahan yang sangat cocok untuk pembangunan tanggul adalah tanah dengan karakteristik sebagai berikut:

- Dalam keadaan jenuh air maupun bertahan terhadap gelincir dan longsor.
- Pada waktu banjir yang lama tidak rembes atau bocor.
- Penggalian, transportasi dan pemadatannya mudah.
- Tidak terjadi retak-retak yang membahayakan kestabilan tubuh tanggul.
- Bebas dari bahan-bahan organis, seperti akar-akaran, pohon-pohonan dan rumput.

### 2.4.4 Stabilitas Tanggul

#### 2.4.4.1 Formasi Garis Depresi

Bila terdapat aliran rembesan didalam tubuh tanggul, maka untuk menganalisa aliran rembesan diperlukan suatu formasi garis depresi dengan menggunakan metode Casagrande (Sosrodarsono, 1989:156).



Gambar 2.8 Garis Depresi pada Bendungan Homogen  
Sumber: Sosrodarsono (1989,156)

Pada Gambar 2.12 tumit hilir lereng dianggap sebagai titik permulaan koordinat dengan sumbu-sumbu x dan y, maka garis depresi diperoleh dengan persamaan parabola bentuk dasar sebagai berikut:

$$I_1 = m \cdot h \quad (2-27)$$

$$I_2 = I_{total} - I_1 \quad (2-28)$$

$$d = 0,3I_1 + I_2 \quad (2-29)$$

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \quad (2-30)$$

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad (2-31)$$

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \quad (2-32)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (2-33)$$

dengan:

$h$  = jarak vertikal antara titik A dan B.

$d$  = Jarak horizaontal anatar titik B<sub>2</sub> dan A.

$I_1$  = Jarak horizontal antara B dan E.

$I_2$  = Jarak horizontal antara B dan A.

$A$  = Ujung Tumit hilir bendungan.

$B$  = Titik Perpotongan antara muka air waduk dan lereng udik bendungan.

$A_1$  = Titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B.

$B_2$  = Titik yang terletak sejauh 0,31, horizontal kearah udik dari titik B.

#### 2.4.4.2 Penyelesaian Penyederhanaan menurut Bishop

Runtuhnya suatu tanggul biasanya dimulai dengan terjadinya longsor, baik di lereng bagian dalam maupun di bagian luar. Sehingga dalam perencanaan lereng tanggul perlu dilakukan pengujian stabilitas sehingga didapatkan lereng yang stabil. Ada beberapa metode yang dapat digunakan untuk pengujian stabilitas lereng, diantaranya adalah metode irisan Bishop. Analisa Bishop ini dipakai sejak kira-kira tahun 1995. Besar gaya P diperoleh dengan menguraikan gaya-gaya vertikal, yaitu:

$$(P - ul) \frac{\tan \phi'}{Fk} \sin \alpha + (P - ul) \cos \alpha = W + \left( X_n - X_{n-1} - \frac{c'l}{Fk} \sin \alpha - ul \cos \alpha \right)$$

$$(P - ul) \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{Fk} + \cos \alpha = W + (X_n - X_{n-1}) - l \left( \frac{c' \sin \alpha}{Fk} + u \cos \alpha \right)$$

$$P - ul = \frac{W + (X_n + X_{n-1}) - l \left( \frac{c' \sin \alpha}{Fk} + u \cos \alpha \right)}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{Fk}}$$

Pada analisa Bishop ini, harga  $(X_n - X_{n-1}) \cong 0$ , sehingga:

$$P - ul = \frac{W - l \left( \frac{c' \sin \alpha}{Fk} + u \cos \alpha \right)}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{Fk}} \quad (2-34)$$

Faktor Keamanan:

$$\frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [c'b + (W - ub) \tan \phi] \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{Fk}} \quad (2-35)$$

Dalam hal ini:

$$b = l$$

Harga Fk dalam Persamaan (2-35) terdapat dibelah kiri dan kanan. Karena itu menghitung harga Fk harus dipakai cara ulangan, yaitu diambil harga Fk sebagai cara coba-coba. Harga Fk yang diperoleh kemudian dimasukkan lagi pada sebelah kanan dan seterusnya.

Harga  $Fk_{(Fellenius)} < Fk_{(Bishop)}$ , hal ini disebabkan oleh pengaruh besarnya tegangan air pori dan sudut  $\phi$ . Analisa Bishop menghasilkan faktor keamanan yang cukup tepat, sedangkan harga yang diperoleh dengan analisa biasa/Fellenius/USBR sering tidak tepat (Sordarmo, 199:307).

Langkah-Langkah perhitungan dengan menggunakan Metode Bishop sebagai berikut:

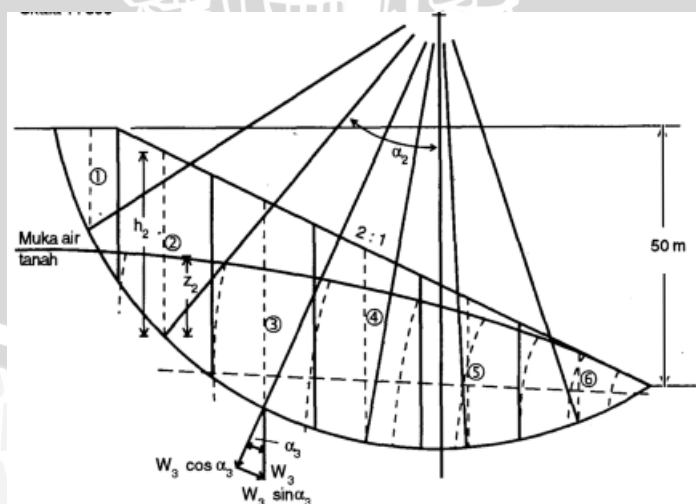
- Lereng dibagi menjadi sejumlah segmen/pias dengan batas-batas vertikal.
- Ukur lebar (b), tinggi (h), tinggi air (z) dan sudut  $\alpha$  pada tiap pias
- Besar tegangan air pori setiap pias  $u = z \cdot \gamma_w$
- Dengan mempergunakan harga b,h dan  $\gamma$  dapat dihitung berat tanah setiap pias dengan persamaan  $W = \gamma \cdot b \cdot h$ . setiap pias dianggap mempunyai tebal satuan pada arah melintang terhadap lereng (tiap meter). Harga-harga  $\sin \alpha$ ,  $W \sin \alpha$ ,  $c'b, ub$  dihitung agar:  $c'b + (W - ub) \tan \phi'$  dapat dihitung/ ditentukan pada setiap pias.

- e. Diambil suatu harga  $F_k$  sebagai coba-coba dan menghitung harga  $\frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F_k}}$  pada setiap pias.
- f. Hasil perhitungan  $c'b + (W-ub) \tan \phi'$  dan  $\frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F_k}}$  dikalikan.
- g. Harga  $W \sin \alpha$  dijumlahkan untuk mendapatkan  $\Sigma W \sin \alpha$ . Hasil perkalian dari point f dijumlahkan untuk mendapatkan  $\Sigma [c'b + (W - ub) \tan \phi'] \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F_k}}$ .
- h. Perbandingan kedua jumlah ini menghasilkan harga  $F_k$  yang dicari.

Untuk menyelesaikan perhitungan ini kita harus meneruskan perhitungan dengan cara tadi pada lingkaran-lingkaran lain, sehingga akhirnya didapatkan lingkaran dengan harga  $F_k$  yang terkecil.

Ada beberapa hal yang sebaiknya diingat mengenai perhitungan cara ini, yaitu:

- Ketelitian perhitungan dapat ditingkatkan dengan memakai lebih banyak pias.
- Apabila lereng tidak terdiri dari tanah yang seragam, maka bert pias  $W$  harus dihitung dengan menjumlahkan berat tiap-tiap bagian yang berbeda. Harga  $c$  dan  $\phi$  yang dipakai adalah harga pada bidang longsor yaitu pada dasar pias.
- Hasil perhitungan ini tergantung terutama kepada harga-harga:  $\gamma, c, \phi$  dan  $u$  yang diukur di lapangan dan laboratorium. Kesalahan kecil dalam menentukan harga-harga  $c, \phi$  dan  $u$  akan sangat mempengaruhi harga  $F_k$ .



Gambar 2.9 Contoh Stabilitas lereng dengan rembesan  
Sumber: Soedarmo (1997,309)

### 2.4.5 Dinding Penahan

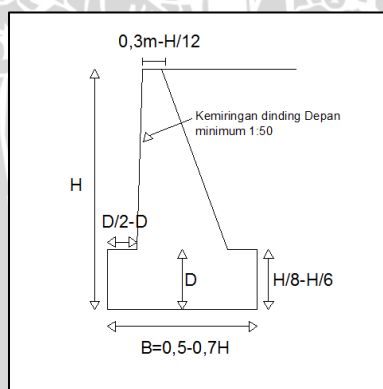
Tembok penahan adalah suatu bangunan yang dibangun untuk mencegah keruntuhan tanah yang curam atau suatu bangunan untuk mencegah keruntuhan tanah yang curam atau lereng yang dibangun di tempat di mana kemantapannya tidak dapat dijamin oleh lereng tanah itu sendiri, dipengaruhi oleh kondisi gambaran topografi tempat itu, bila dilakukan pekerjaan penanggulangan atau pemotongan tanah. Terutama, bila jalan dibangun untuk melindungi kemiringan tanah, dan melengkapi kemiringan dengan pondasi yang kokoh (Sosrodarsono, 2000:279).

Macam-macam tembok penahan digolongkan menurut bahan-bahan yang dipakai untuk bentuk bangunannya.

#### 1. Dinding Gravitasi (*Gravity Wall*)

Dinding gravitasi biasanya dibuat dari beton polos dan stabilitasnya tergantung pada berat sendiri. Biasanya tinggi dinding ini mencapai 10 kaki. Karena bentuknya yang sederhana dan juga pelaksanaan yang mudah, jenis ini sering digunakan apabila dibutuhkan konstruksi penahan yang tidak terlalu tinggi atau bila tanah pondasinya baik.

Bentuk dinding penahan harus sedemikian hingga resultan gaya-gaya terletak pada bagian tengah sejarak sepertiga lebar atau  $e < B/6$  ( $e$  = eksentrisitas dihitung dari pusat fondasi). Tebal puncak dinding penahan dibuat diantara 0,30 – (H/12) meter.



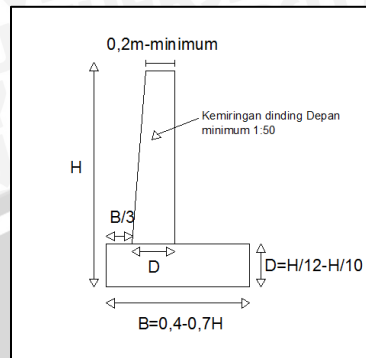
Gambar 2.10 Bentuk Dinding Penahan Gravitasi  
Sumber: Hardiyatmo (2014:494)

#### 2. Dinding Penahan Kantilever (*Cantilever Retaining Wall*)

Dinding penahan kantilever merupakan jenis dinding penahan tanah yang paling umum dan tingginya mencapai antara 10 sampai 25 kaki. Bagian badan, tumit dan “jari kaki” berfungsi sebagai suatu balok kantilever. Dan kematapan dari



tembok didapatkan dengan berat badannya sendiri dan berat tanah di atas tumpukan pelat lantai. Karena tembok penahan jenis ini relatif ekonomis dan juga relatif mudah dilaksanakan, maka jenis ini juga dipakai dalam jangkauan luas.

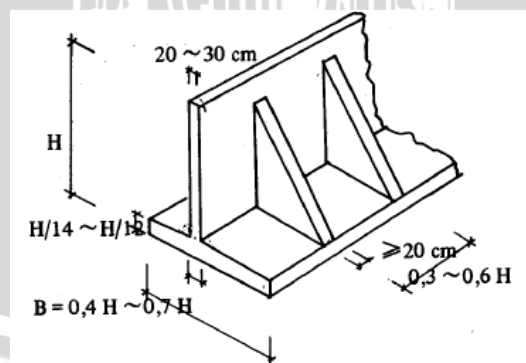


Gambar 2.11 Bentuk Dinding Penahan Kantiever  
Sumber: Hardiyatmo (2014:494)

Dimensi pelat dasar dinding kantilever dibuat sedemikian hingga eksentrisitas resultan beban terletak pada  $e < (B/6)$ . Jika resultan beban jatuh di luar daerah tersebut, tekanan fondasi menjadi terlalu besar dan hanya sebagian dari luasan fondasi yang mendukung beban. Tebal puncak dinding minimum kira-kira 0,20 m. Hal ini, kecuali untuk memudahkan pengecoran beton, juga untuk keperluan keindahan.

### 3. Dinding Counterfort (*Counterfort Wall*)

Bagian badan dan plat dari dinding jenis ini disatukan oleh beberapa conterfort yang merupakan dinding transversal yang ditempatkan menurut interval tertentu dan yang berfungsi sebagai ikatan tarik di dalam menyokong badan dinding.



Gambar 2.12 Bentuk Dinding Penahan Counterfort  
Sumber : Sunggono ( 1984:145 )

Dinding counterfort umumnya digunakan jika tinggi dinding penahan (H) lebih besar dari 6 m. Jarak conterfort ditentukan dengan cara coba-coba dan yang

paling ekonomis berkisar antara 0,4-0,7H. Tebal puncak dinding dapat dibuat sekitar 0,2-0,3 m.

#### 4. Dinding Galang (*Buttress Wall*)

Dinding galang ini menyerupai counterfort kecuali dinding penahan transversal ditempatkan dipihak yang berlawanan dari bahan yang ditahan, dan berfungsi sebagai bahan tekan. Dinding penggalang ini sebagai elemen tekan lebih efisien dari counterfort tarik dan ekonomis untuk ketinggian sekitar 25 kaki. Dinding counterfort lebih umum digunakan daripada dinding dengan penggalang karena penempatan yang tersembunyi di bawah permukaan bahan yang ditahan. Lagi pula dinding penggalang membutuhkan ruangan yang seyogyanya dapat digunakan didepan dinding.

#### 5. Abutment Jembatan (*Bridge Abutment*)

Struktur seperti ini berfungsi sama dengan kantilever kecuali bahwa dek jembatan memberikan tahanan horisontal tambahan pada atas badan dinding. Dengan demikian abutment direncanakan sebagai suatu balok yang dijepit pada dasar dan ditumpu sederhana atau ditahan sebagian pada atas.

#### 6. Boks Culvert (*Culvert Box*)

Boks culvert dapat dibuat dari sel tunggal atau ganda, dan berfungsi sebagai portal kaku tertutup yang tidak hanya menahan tekanan tanah lateral tetapi juga beban vertikal dari tanah maupun kendaraan yang didukungnya.

### 2.4.6 Perencanaan Dinding Penahan

Umumnya dinding penahan digunakan untuk tempat dimana penanggulangan atau pemotongan tanah untuk menyelaraskan spesifikasi tidak mungkin dilakukan karena beberapa alasan dalam pekerjaan tanah jalan raya atau susunan perumahan padat dan menahan tekanan tanah. Hal-hal dasar dalam merencanakan tembok penahan adalah sebagai berikut:

1. Beban yang dipakai untuk perencanaan:
  - a. Berat sendiri tembok penahan: berat sendiri tembok penahan yang digunakan dalam perhitungan kemantapan (*stability*) adalah berat tembok penahan itu sendiri dan berat tanah pada bagian atas tumit pelat lantai.
  - b. Tekanan tanah
  - c. Beban pembebanan: apabila permukaan tanah di belakang dinding akan digunakan untuk jalan raya atau lainnya, maka pembebanan itu harus

dimasukkan dalam perhitungan. Beban dianggap sebesar  $1\text{ton/m}^2$  dalam hal pembebanan mobil.

d. Beban lainnya: beban lainnya seperti daya apung dan tekanan air bila disebutkan maka beban itu harus dimasukkan dalam perhitungan.

## 2. Kemantapan tembok penahan

Apabila diamati kemantapan tembok penahan maka perlu diperhatikan hal-hal yang terdapat poin a-c. Tetapi perlu juga untuk diperhatikan point d, tergantung dari situasi lapangan dan ukuran daripada tembok penahan.

- Kemantapan terhadap guling
- Kemantapan terhadap longsor
- Kemantapan terhadap daya dukung tanah pondasi
- Kemantapan seluruh sistem termasuk penanggulan/pengisian pada bagian belakang dan tanah pondasi sebagai suatu kesatuan.

### 2.4.7. Stabilitas Dinding Penahan

#### 2.4.7.1. Stabilitas Terhadap Guling

Penggulingan (*overturning*) pada bangunan dapat terjadi apabila gaya horizontal yang menimbulkan momen horizontal ( $M_h$ ) tidak dapat ditahan oleh momen pelawan sebagai akibat gaya vertikal yaitu ( $M_v$ ). Apabila momen vertikal tidak dapat menahan maka bangunan mengalami kerusakan berupa terguling.

Dalam perhitungan stabilitas terhadap bahaya guling perlu dilakukan anggapan kondisi bangunan pelimpah dalam keadaan normal dan saat gempa terjadi, sehingga kerusakan bangunan dapat dihindarkan. Dalam kondisi normal (tanpa gempa) dan kondisi gempa dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut ini:

- Kondisi normal (tanpa gempa) menggunakan faktor keamanan sebagai berikut:

$$SF = \frac{M_v}{M_h} > 1,5 \quad (2-36)$$

- Kondisi gempa adalah menggunakan faktor keamanan sebagai berikut:

$$SF = \frac{M_v}{M_h} > 1,2 \quad (2-37)$$

dengan:

$SF$  = angka keamanan (safety factor, SF)

$M_v$  = momen vertikal semua gaya terhadap titik guling (ton.m)

$M_h$  = momen horizontal semua gaya terhadap titik guling (ton.m)

### 2.4.7.2. Stabilitas Terhadap Geser

Selain dapat mengakibatkan penggulingan, gaya horizontal juga dapat menyebabkan penggeseran pada bangunan. Gaya horizontal menggeser di bagian pondasi. Akibat adanya gaya vertikal, terjadi gaya perlawanan geseran yang bekerja sepanjang pondasi.

Kestabilan konstruksi terhadap geser atau gelincir yang disebabkan oleh gaya horizontal aktif atau gaya geser dihitung dengan rumus:

$$SF = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \quad (2-38)$$

dengan:

$SF$  = faktor keamanan

$\sum V$  = jumlah gaya vertikal (ton)

$\sum H$  = jumlah gaya horizontal (ton)

$f$  = koefisien gesekan

Dimana untuk keadaan normal,  $SF \geq 1,50$  dan untuk keadaan gempa  $SF \geq 1,20$ .

Tabel 2.10 Harga-harga Perkiraan untuk Koefisien Gesekan

Jenis tanah	f
Pasangan batu pada pasangan pondasi	0,60 – 0,75
Batu keras berkualitas baik	0,75
Kerikil	0,50
Pasir	0,40
Lempung	0,30

Sumber: Prastumi, (2008:59)

### 2.4.7.3. Tekanan angkat (*up lift*)

Tekanan angkat (*up lift*) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapat gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Adanya gaya angkat ke atas akan mengurangi berat bangunan, padahal semakin berat bangunan akan semakin stabil terhadap geseran. Perhitungan tekanan angkat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_x = hx - \left(\frac{l_x}{l}\right) \cdot \Delta H \quad (2-39)$$

dengan:

$P_x$  = tekanan up lift pada x ( $\text{kN/m}^2$ )

$h_x$  = tinggi air di hulu (m)

$l_x$  = panjang lintasan air rembesan pada titik x (m)

$l$  = panjang total lintasan air rembesan (m)

$\Delta H$  = perbedaan muka air hulu dan hilir (m)

Lane mengusulkan untuk menghitung panjang lintasan air rembesan pada tanah pondasi pada arah horizontal menggunakan sepertiga lintasan rembesan vertikal.

#### 2.4.7.4. Dasar Perhitungan Pembebanan

Analisis terhadap stabilitas bangunan perlu mempertimbangkan pembebanan yang diterima oleh bangunan. Faktor pembebanan pada bangunan berpengaruh terhadap gaya-gaya yang bekerja pada bangunan. Pembebanan terbagi menjadi pembebanan vertikal dan pembebanan horizontal.

##### 1. Beban Vertikal

Dalam perhitungan pembebanan ditinjau dari gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah secara vertikal adalah:

###### a. Berat Bangunan

Bangunan memiliki berat yang berpengaruh terhadap gaya vertikal pada pembebanan. Persamaan yang digunakan untuk menghitung berat bangunan adalah sebagai berikut:

$$W = \gamma_{\text{bahan}} \cdot V \quad (2-40)$$

dengan:

$W$  = berat sendiri (ton)

$V$  = volume bahan ( $\text{m}^3$ )

$\gamma_{\text{bahan}}$  = berat jenis bahan ( $\text{t/m}^3$ )

###### b. Berat Air

Air memiliki berat yang berpengaruh terhadap gaya vertikal pada pembebanan.

Persamaan yang digunakan untuk menghitung berat air adalah sebagai berikut:

$$W = \gamma_w \cdot V \quad (2-41)$$

dengan:

$W$  = berat air (ton)

$V$  = volume air ( $\text{m}^3$ )

$\gamma_w$  = berat jenis air ( $\text{t/m}^3$ )

## c. Up lift

Perhitungan gaya up lift yang bekerja menggunakan rumus Lane seperti terdapat pada persamaan (2-41).

2. **Beban Horizontal**

Perhitungan pembebanan ditinjau dari gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah secara horizontal yaitu:

## a. Tekanan Hidrostatik

Tekanan Hidrostatik merupakan gaya horizontal akibat air di hulu dan hilir pelimpah. Air menekan bangunan ada atau tanpa angin. Tekanan air merupakan fungsi kedalaman di bawah permukaan air dan bekerja tegak lurus terhadap muka bangunan. Tekanan hidrostatik menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (2-42)$$

dengan:

$P_w$  = tekanan hidrostatik (ton)

$\gamma_w$  = berat jenis air ( $t/m^3$ )

$H$  = kedalaman air (m)

## b. Tekanan Hidrodinamis

Tekanan hidrodinamis merupakan air yang menekan bangunan apabila ada gempa. Tekanan hidrodinamis menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_d = \frac{7}{12} \cdot \gamma_w \cdot Kh \cdot H_1^2 \quad (2-55)$$

dengan:

$P_d$  = tekanan hidrodinamis (ton)

$\gamma_w$  = berat jenis air ( $t/m^3$ )

$Kh$  = koefisien gempa horizontal

$H_1$  = tinggi air dari dasar (m)

## c. Tekanan Tanah Aktif

Tekanan aktif merupakan tekanan yang timbul pada saat tanah bergerak di arah yang sama dengan perpindahan struktur penahan. Perhitungan tekanan tanah aktif seperti pada persamaan berikut:

$$\begin{aligned} P_a &= \int_{z_0}^H pa \, dz \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \end{aligned} \quad (2-43)$$

dengan:

$P_a$  = tekanan tanah aktif (ton)

$$\begin{aligned}
 \gamma &= \text{berat jenis tanah (ton/m}^3\text{)} \\
 H &= \text{tinggi tanah (m)} \\
 K_a &= \text{koefisien tekanan tanah aktif normal} \\
 &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta)\cos(\theta - \alpha)} \right]^2} \quad (2-44)
 \end{aligned}$$

dengan :

$$\begin{aligned}
 \phi &= \text{sudut geser dalam tanah (}^\circ\text{)} \\
 \theta &= \text{sudut kemiringan permukaan dinding penahan terhadap garis vertikal} \\
 \alpha &= \text{sudut kemiringan backfill material terhadap garis horisontal} \\
 \delta &= \text{sudut geser antara tanah dengan dinding penahan} \\
 K_{ea} &= \text{koefisien tekanan tanah aktif gempa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos\theta_0 \cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta_0 - \alpha)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta)\cos(\theta - \alpha)} \right]^2} \quad (2-45)
 \end{aligned}$$

dengan :

$$\begin{aligned}
 \theta_0 &= \tan^{-1}k \quad \left(k = \frac{kh}{1 - kv}\right) \\
 k_h &= \text{koefisien gempa horisontal} \\
 k_v &= \text{koefisien gempa vertikal} \\
 \delta &= \text{sudut geser antara tanah dengan dinding penahan}
 \end{aligned}$$

#### d. Tekanan Tanah Pasif

Tekanan pasif merupakan perlawanan yang timbul pada saat struktur bergerak melawan tanah. Perhitungan tekanan tanah pasif seperti pada persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 P_p &= \int_0^H P_p \, dZ \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2. \quad (2-46)
 \end{aligned}$$

dengan:

$$\begin{aligned}
 P_p &= \text{tekanan tanah pasif (ton)} \\
 \gamma &= \text{berat jenis tanah (ton/m}^3\text{)} \\
 H &= \text{tinggi tanah (m)} \\
 C &= \text{kohesi tanah (ton/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$K_p$  = koefisien tekanan tanah pasif

$$= \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$\phi$  = sudut geser dalam tanah ( $^\circ$ )

#### 2.4.8. Daya Dukung Tanah

Analisa kapasitas dukung (*bearing capacity*) mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban fondasi dari struktur yang terletak di atasnya. Kapasitas dukung menyatakan tahanan geser untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah sepanjang bidang-bidang gesernya.

Perancangan fondasi harus mempertimbangkan adanya keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan. Untuk itu, perlu dipenuhi dua kriteria, yaitu: kriteria stabilitas dan kriteria penurunan.

Persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan fondasi adalah:

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah harus dipenuhi. Dalam hitunan kapasitas dukung, umumnya digunakan faktor aman 3.
2. Penurunan fondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tak seragam (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Untuk memenuhi stabilitas jangka panjang, perhatian harus diberikan pada peletakan dasar fondasi. Fondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi resiko erosi permukaan, gerusan, kembang susut tanah, dan gangguan tanah disekitar fondasi lainnya.

Dalam perencanaan konstruksi bangunan, dari aspek geoteknik dan stabilitas sangat diperlukan pemahaman terhadap interpretasi data geoteknik dari percobaan laboratorium maupun investigasi geoteknik di lapangan. Salah satu aspek investigasi geoteknik di lapangan yang perlu diketahui dan dipahami adalah percobaan penetrasi standart (*Standart penetration Test*, N SPT) dan sondir (*Cone Penetration Test*, CPT) serta pembuatan lubang bor (*bor log*) untuk mengetahui apa sajakah jenis tanah yang ada dan berapa tebal dari jenis lapisan tanah yang dijumpai tersebut.

Kapasitas dukung dari hasil uji kerucut statis (sondir) untuk fondasi pada lapisan pasiran, Meyerhof (1956) menyarankan persamaan sederhana untuk menentukan kapasitas dukung ijin yang didasarkan pada kurva Terzaghi dan Peck (1943) dan dapat



diterapkan untuk fondasi telapak atau fondasi memanjang yang dimensinya tidak begitu besar, pada pasir kering sebagai berikut:

Untuk fondasi bujur sangkar atau fondasi memanjang dengan lebar  $B \leq 1,20$  m

$$q_a = \frac{q_c}{30} (kg/cm^2) \quad (2-47)$$

Untuk fondasi bujur sangkar atau fondasi memanjang dengan lebar  $B \geq 1,20$  m

$$q_a = \frac{q_c}{50} \left( \frac{B+0.30}{B} \right)^2 (kg/cm^2) \quad (2-48)$$

Dengan  $q_a$  adalah kapasitas dukung ijin untuk penurunan 2,54 cm (1") dan  $q_c$  adalah tahanan konus dari alat kerucut dalam  $kg/cm^2$  dan  $B$  adalah lebar fondasi dalam meter (Hardiyatmo, 2014:234).

