

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi di dalam perencanaan perbaikan sungai dimaksudkan untuk menentukan debit banjir rancangan yang dipakai sebagai dasar perhitungan untuk menentukan bentuk penampang hidrolis dari sungai yang bersangkutan.

Debit banjir rencana pada setiap profil sungai dapat ditetapkan, setelah diadakan perhitungan statistik dari data yang tercatat disesuaikan dengan tingkat pengamanan banjir yang diinginkan. Biasanya data debit dari sungai-sungai yang akan ditangani, jarang yang sudah mencukupi, sehingga debit banjir rencana harus dihitung dari data curah hujan. (Sosrodarsono, 1994 : 21)

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah pengaliran yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah/daerah dan dinyatakan dalam mm. (Sosrodarsono, 2006: 27)

2.1.1. Analisa Curah Hujan

2.1.1.1. Data Hujan Harian

Data hujan yang dibutuhkan untuk perencanaan adalah data hujan harian yang diperoleh dari stasiun hujan yang berpengaruh pada masing-masing daerah studi.

Pada daerah aliran masing-masing lokasi tidak semuanya terdapat stasiun hujan, maka untuk perhitungan hujan rancangan digunakan data hujan harian maksimum dari stasiun hujan yang terdekat.

Data curah hujan yang digunakan untuk analisis hidrologi adalah stasiun hujan yang relevan untuk masing-masing daerah studi.

2.1.1.2. Curah Hujan Rerata Daerah

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

Terdapat beberapa metode untuk mendapatkan curah hujan daerah, yaitu :

- a. Metode Rerata Aljabar (*Arithmetic Mean*)
- b. Metode Poligon Thiessen
- c. Metode Isohyet

Menurut Suyono Sosrodarsono, pada umumnya untuk menentukan metode curah hujan daerah yang sesuai adalah dengan menggunakan standar luas daerah, sebagai berikut (Sosrodarsono, 2006 : 51) :

- Daerah tinjauan dengan luas 250 ha dengan variasi topografi kecil, dapat diwakili oleh sebuah alat ukur curah hujan.
- Untuk daerah tinjauan dengan luas 250-50.000 ha yang memiliki dua atau tiga titik pengamatan dapat menggunakan metode rata-rata aljabar.
- Untuk daerah tinjauan dengan luas 120.000-500.000 ha yang mempunyai titik-titik pengamatan tersebar cukup merata dan di mana curah hujannya tidak terlalu dipengaruhi oleh kondisi topografi, dapat digunakan cara rata-rata aljabar. Jika titik-titik pengamatan itu tidak tersebar merata maka digunakan cara Poligon Thiessen.
- Untuk daerah tinjauan dengan luas lebih dari 500.000 ha dapat digunakan cara Isohyet atau Metode Potongan Antara (*inter-section method*).

Melihat kondisi Sungai Pikatan tidak memiliki stasiun hujan di wilayah DAS Pikatan, maka cara perhitungan curah hujan rerata daerah dilakukan dengan menggunakan sebuah alat ukur curah hujan dari stasiun terdekat.

2.1.2. Analisa Curah Hujan Rancangan

2.1.2.1. Pemeriksaan Data Diluar Ambang Batas (Outlier)

Data di luar ambang batas (*outlier*) adalah data yang menyimpang cukup jauh dari trend kelompoknya. Keberadaan *outlier* biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi suatu sampel data, sehingga *outlier* perlu dibuang. Uji Grubbs and Beck menetapkan dua batas ambang bawah X_L dan ambang atas X_H sebagai berikut (Chow, 1988:403) :

$$X_H = \bar{x} + K_n \cdot S \quad (2-1)$$

$$X_L = \bar{x} - K_n \cdot S \quad (2-2)$$

dengan :

X_H = nilai ambang atas

X_L = nilai ambang bawah

\bar{x} = nilai rata-rata

S = simpangan baku dari logaritma terhadap sampel data

K_n = besaran yang tergantung pada jumlah sampel data (Tabel 2.1.)

n = jumlah sampel data

Data yang nilainya diluar X_H dan X_L diklasifikasikan sebagai *outlier*.

Tabel 2.1. Harga K_n untuk Pemeriksaan *Outlier*

Jumlah Data (n)	K_n						
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.7	80	2.94
15	2.247	29	2.549	43	2.71	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.76	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.65	55	2.804		

Sumber : Chow, 1988:404

2.1.2.2. Curah Hujan Rancangan Metode *Log Pearson Type III*

Curah hujan rancangan adalah curah hujan terbesar tahunan yang terjadi pada periode ulang tertentu. Curah hujan rancangan diperlukan untuk menentukan besarnya debit banjir rancangan apabila data debit banjir dengan selang waktu pengamatan yang cukup panjang tidak tersedia. Untuk menentukan besarnya curah hujan rancangan ini diperlukan data curah hujan harian maksimum wilayah.

Dalam studi ini besarnya curah hujan rancangan dihitung dengan analisis frekuensi curah hujan, metode yang digunakan adalah metode *Log Pearson Tipe III*.

Distribusi Log Pearson Tipe III merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson Tipe III dengan menggantikan data menjadi nilai logaritmik. Persamaan distribusi Log Pearson Tipe III dapat ditulis sebagai berikut (Soewarno, 1995 : 143).

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } X} + k (\overline{S \text{Log } X}) \quad (2-3)$$

dengan : $\text{Log } X$ = nilai logaritma curah hujan rencana

$\overline{\text{Log } X}$ = nilai rata-rata logaritma dari curah hujan maksimum tahunan

$\overline{S \text{Log } X}$ = nilai deviasi standar dari $\text{Log } X$

k = karakteristik dari distribusi Log Pearson Type III

Prosedur untuk menghitung hujan rancangan maksimum dengan metode Log Pearson Type III adalah sebagai berikut :

1. Tentukan nilai logaritma dari semua nilai variat X
2. Hitung nilai rata-ratanya :

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \text{Log } X}{n} \quad (2-4)$$

n = jumlah data

3. Hitung nilai standar deviasinya dari $\text{log } X$

$$\overline{S \text{log } X} = \sqrt{\frac{\sum (\text{log } X - \overline{\text{Log } X})^2}{n - 1}} \quad (2-5)$$

4. Hitung nilai koefisien kepercengan (C_s)

$$C_s = \frac{n \sum (\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^3}{(n - 1)(n - 2)(\overline{S \text{log } X})^3} \quad (2-6)$$

5. Dengan menggunakan Persamaan (2-3), maka tentukan anti log dari $\text{log } X$ untuk mendapatkan nilai X yang diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai C_s nya. Nilai C_s dapat dilihat pada tabel 2.2.

Tabel 2.2. Nilai Cs distribusi Log Pearson Type III

Cs	Kala Ulang, T (Tahun)									
	1.01	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Probabilitas disamai atau dilampaui (%)									
	99	80	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
2.9	-0.690	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909	7.120
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	6.990
2.7	-0.740	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.097	3.932	4.783	6.860
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718	6.730
2.5	-0.799	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584	6.467
2.3	-0.867	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	6.333
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.200
2.1	-0.946	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372	6.055
2	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.398	5.910
1.9	-1.037	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223	5.785
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.7	-1.140	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	5.525
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
1.5	-1.256	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910	5.250
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.3	-1.388	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745	4.965
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.1	-1.518	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	4.680
1	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
0.9	-1.660	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	4.250
0.7	-1.806	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.5	-1.955	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.3	-2.104	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-2.175	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.1	-2.252	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	-2.400	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	-2.544	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	-2.686	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	-2.824	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	-2.957	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.1	-3.087	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581	1.713
-1.2	-3.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.3	-3.211	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424	1.545
-1.4	-3.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.5	-3.330	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.318	1.282	1.373
-1.6	-3.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
-1.7	-3.444	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155	1.205
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
-1.9	-3.553	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044	1.065
-2	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995	1.000
-2.1	-3.656	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949	0.955
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.3	-3.753	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869	0.874
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833	0.838
-2.5	-3.845	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
-2.6	-3.889	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769	0.775
-2.7	-3.932	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741	0.748
-2.8	-3.973	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714.000	0.722

Sumber : Soemarto, 1987:246

2.1.3. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

2.1.3.1. Uji Chi Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat 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 χ^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter χ^2 dapat dihitung dengan rumus (Soewarno, 1995: 194) :

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{O_i - E_i}{E_i}^2 \quad (2-7)$$

dengan :

χ_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

Prosedur perhitungannya adalah :

1. Urutkan data pengamatan dari kecil ke besar
2. Kelompokkan data menjadi G sub group
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub group
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
5. Tiap-tiap sub group hitung nilai :

$$O_i - E_i \quad \text{dan} \quad \frac{O_i - E_i}{E_i}^2 \quad (2-8)$$

6. Jumlah seluruh G sub group nilai $\frac{O_i - E_i}{E_i}^2$ untuk menentukan nilai *Chi-Kuadrat* hitung.

Agar distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima, maka harga $\chi^2 < \chi^2_{cr}$. Harga χ^2_{cr} dapat diperoleh dengan menentukan taraf signifikansi α dengan derajat kebebasannya (*level of significant*). Nilai χ^2_{cr} untuk uji *Chi Square* dapat dilihat pada Tabel 2.3. berikut ini.

Tabel 2.3. Nilai χ^2_{cr} untuk uji *Chi-Square*

Derajat Kebebasan (DK)	0.200	0.100	0.050	0.010	0.001
1	1.642	2.706	3.841	6.635	10.827
2	3.219	4.605	5.991	9.210	13.815
3	4.642	6.251	7.815	11.345	16.268
4	5.989	7.779	9.488	13.277	18.465
5	7.289	9.236	11.070	15.086	20.517
6	8.558	10.645	12.592	16.812	22.457
7	9.803	12.017	14.067	18.475	24.322
8	11.030	13.362	15.507	20.090	26.125
9	12.242	14.987	16.919	21.666	27.877
10	13.442	15.987	18.307	23.209	29.588
11	14.631	17.275	19.675	24.725	31.264
12	15.812	18.549	21.026	26.217	32.909
13	16.985	19.812	22.362	27.688	34.528
14	18.151	21.064	23.685	29.141	36.123
15	19.311	22.307	24.996	30.578	37.697
16	20.465	23.542	26.296	32.000	39.252
17	21.615	24.769	27.587	33.409	40.790
18	22.760	25.989	28.869	34.805	42.312
19	23.900	27.204	30.144	36.191	43.820
20	25.038	28.412	31.410	37.566	45.315

Sumber : Soewarno, 1995 : 223

2.1.3.2. Uji Smirnov Kolmogorof

Digunakan untuk menguji kesesuaian distribusi, rumus yang digunakan adalah (Soewarno,1995:199) :

$$D = \text{maksimum} | P(X_m) - P'(X_m) | \quad (2-9)$$

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

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data dari kecil ke besar dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut ($P(X_m)$)
2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari persamaan distribusinya ($P'(X_m)$)

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

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

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov Kolmogrov test*) tentukan harga D_0 . Apabila $D < D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila $D > D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima. Nilai Δ_{cr} untuk uji *Smirnov Kolmogorov* tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.4. berikut ini.

Tabel 2.4. Nilai kritis (Δ_{cr}) untuk uji *Smirnov-Kolmogorov*

N (jumlah data tahun)	a (derajat kepercayaan)			
	0.200	0.100	0.050	0.010
5	0.450	0.510	0.560	0.670
10	0.320	0.370	0.410	0.490
15	0.270	0.300	0.340	0.400
20	0.230	0.260	0.290	0.360
25	0.210	0.240	0.270	0.320
30	0.190	0.220	0.240	0.290
35	0.180	0.200	0.230	0.270
40	0.170	0.190	0.210	0.250
45	0.160	0.180	0.200	0.240
50	0.150	0.170	0.190	0.230
N > 50	$\frac{1.07}{n^{0.5}}$	$\frac{1.22}{n^{0.5}}$	$\frac{1.36}{n^{0.5}}$	$\frac{1.63}{n^{0.5}}$

Sumber : Soewarno, 1995 : 199

2.1.4. Hujan Berpeluang Maksimum (*Probable Maximum Precipitation, PMP*)

Hujan berpeluang maksimum atau PMP didefinisikan sebagai tinggi terbesar hujan dengan durasi tertentu yang secara meteorologis dimungkinkan bagi suatu daerah pengaliran dalam suatu waktu dalam tahun, tanpa adanya kelonggaran yang dibuat untuk trend klimatologi jangka panjang. Untuk memperkirakan besarnya PMP tidak ada pembakuan, karena banyaknya data dan mutu data yang sangat beragam, misalnya lokasi dan besarnya daerah pengaliran, topografi daerah pengaliran dan wilayah sungai, tipe badai yang menghasilkan hujan ekstrim serta cuaca. Sehubungan dengan itu Organisasi Meteorologi sedunia (WMO) telah menerbitkan suatu manual, yang membahas prosedur yang berlaku di daerah garis

lintang tengah, untuk daerah pengaliran yang luasnya tidak lebih dari 50.000 km², baik untuk daerah dataran rendah ataupun dataran tinggi.

Salah satu pendekatan yang dikemukakan dalam pendekatan manual tersebut adalah pendekatan secara statistik. Pendekatan ini dapat dipakai bila tersedia data hujan yang cukup banyak. Cara ini sangat berguna untuk membuat perkiraan cepat atau bila kita kekurangan data meteorologi yang lain, seperti data angin, titik embun dan sebagainya. Oleh karena itu cara pendekatan statistik ini dapat diterima oleh kalangan paling luas.

Cara ini kebanyakan digunakan untuk memperkirakan PMP bagi daerah pengaliran yang luasnya tidak melebihi 1000 km², tetapi belakangan ini digunakan pula untuk daerah pengaliran yang lebih besar.

Keuntungan penggunaan cara ini adalah waktu yang jauh lebih kecil yang diperlukan untuk menyelesaikan masalah dibandingkan dengan cara lain, misalkan dengan pendekatan cara meteorologi. Kerugiannya adalah, hasil perhitungannya hanya berupa nilai-nilai titik (*point values*) dari PMP, yang memerlukan angka-angka koreksi untuk mengadakan penyesuaian nilai-nilai titik dengan luasan-luasan yang seragam.

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

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

Hershfield mengembangkan rumus frekuensi Chow menjadi:

$$X_t = \bar{X}_n + K S_n \quad (2-10)$$

dengan:

X_t = hujan dengan periode ulang t

\bar{X}_n dan S_n = rata-rata dan simpangan baku dari rentetan data hujan harian maksimum tahunan berjumlah n

Apabila X_m menggantikan X_t dan K_m untuk K , maka rumus (2-10) diatas menjadi:

$$X_m = \bar{X}_n + K_m S_n \quad (2-11)$$

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

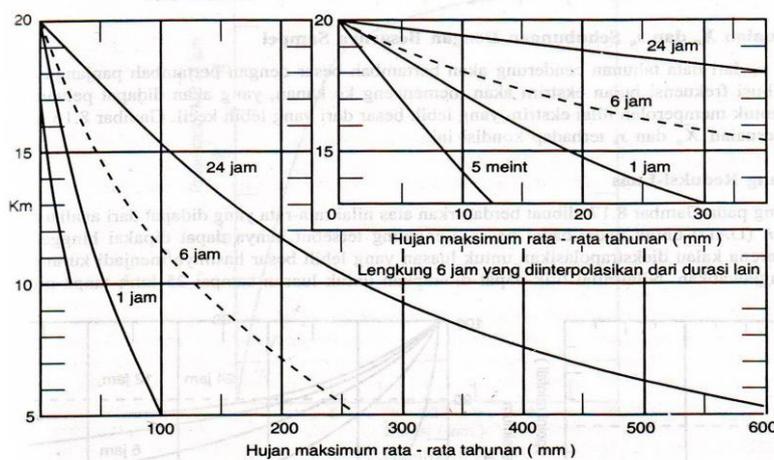
K_m berbanding terbalik dengan hujan harian maksimum rata-rata dan nilainya bervariasi untuk berbagai durasi (1 jam; 6 jam dan 24 jam), Untuk menerapkan rumus di atas diperlukan nilai rata-rata dan simpangan baku dari setiap pos. Hujan ekstrim yang jarang terjadi, katakan dengan periode ulang 500 tahunan atau lebih, ada kemungkinan dapat ditemui dalam kurun waktu pengamatan misalnya 30 tahun, kejadian yang sangat jarang tersebut disebut “*outlier*” yang mungkin cukup berpengaruh pada besaran \bar{X}_n dan S_n dari rentetan data yang bersangkutan.

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

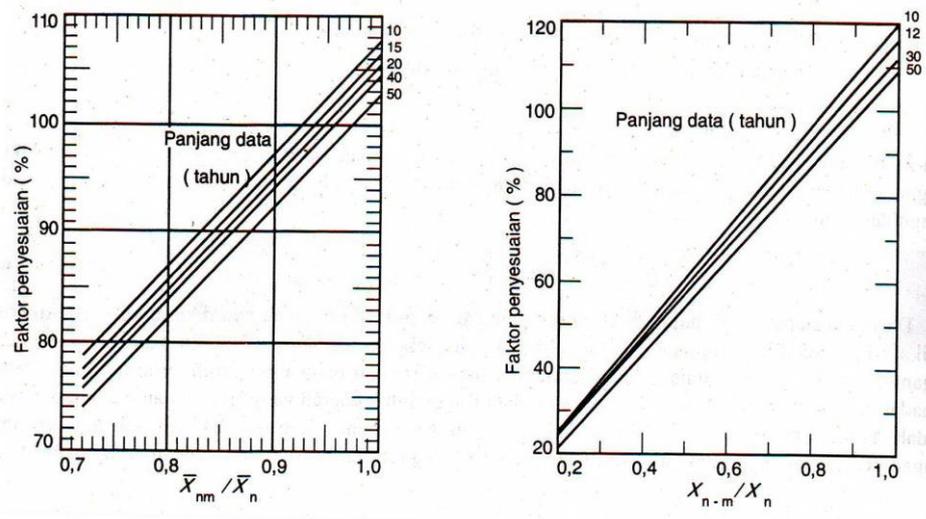
1. Grafik hubungan antara X_{n-m}/X_n dengan faktor penyesuaian X_n
2. Grafik hubungan antara S_{n-m}/S_n dengan faktor penyesuaian S_n

Dengan X_{n-m} dan S_{n-m} adalah rata-rata dan simpangan baku dari rentetan data setelah mengeluarkan nilai terbesar dari rentetan tersebut.

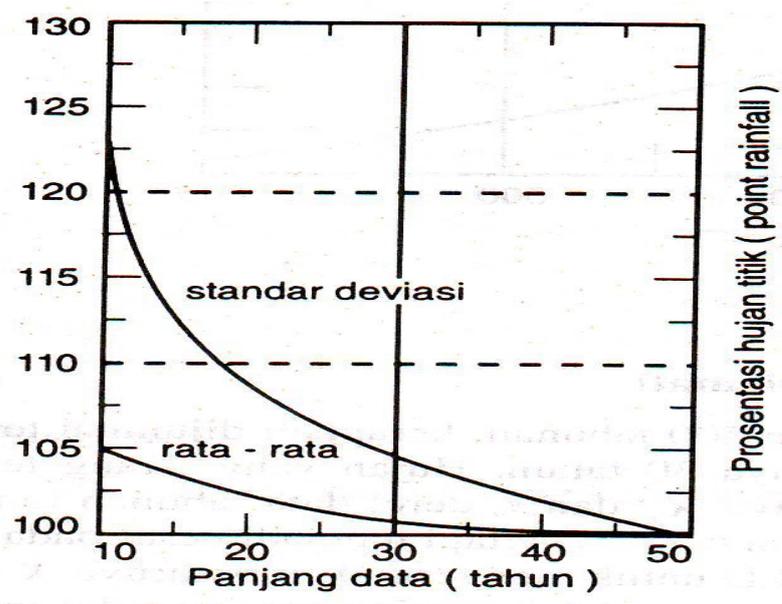
Kedua jenis grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.2 (a) dan (b), disamping itu ada grafik tambahan yang diperlukan untuk penyesuaian terhadap panjang data n , dan periode waktu pengamatan (24 jam), dan reduksi luas.



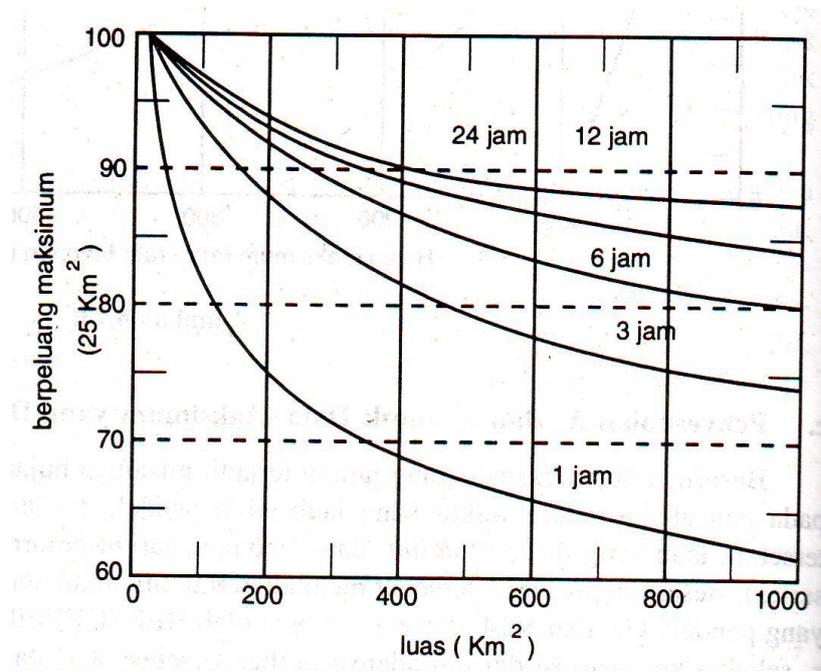
Gambar 2.1 Hubungan besarnya hujan tahunan dengan nilai K_m
Sumber: Soemarto (1999:155)



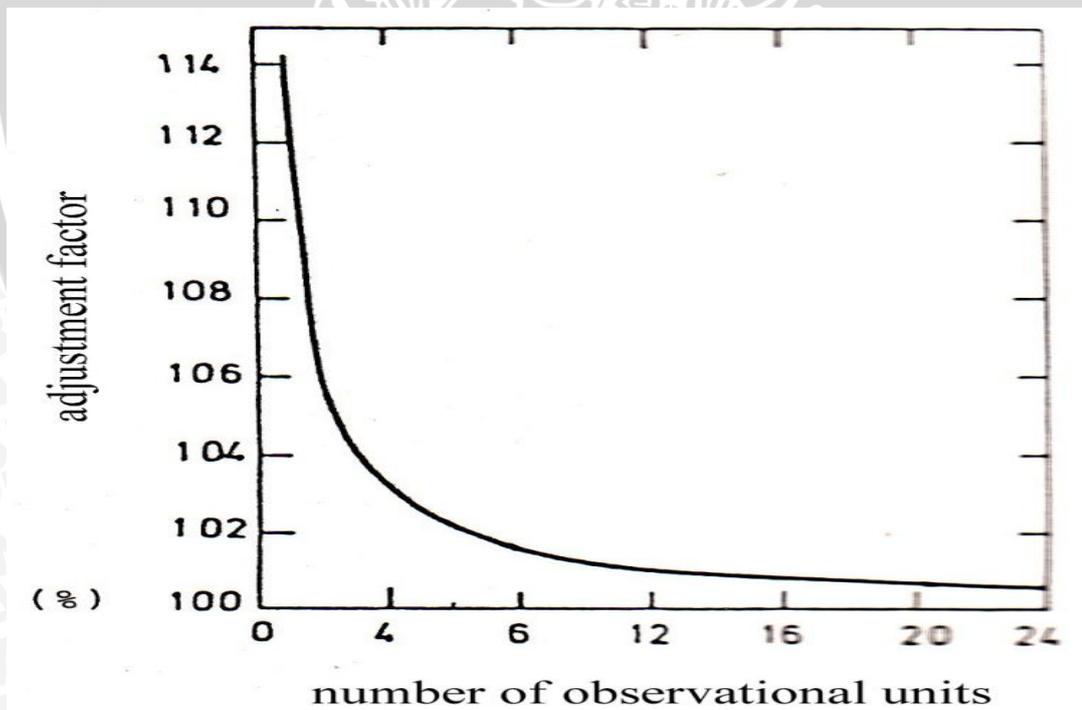
Gambar 2.2 (a) Grafik besarnya faktor penyesuaian berdasarkan \bar{X}_{n-m}/\bar{X}_n
 (b) Grafik besarnya faktor penyesuaian berdasarkan S_{n-m}/S_n
 Sumber: Soemarto (1999:156)



Gambar 2.3 Hubungan besarnya \bar{X}_n dan S_n terhadap panjangnya data
 Sumber: Soemarto (1999:156)



Gambar 2.4 Grafik prosentase reduksi luas berdasarkan luasan daerah
 Sumber: Soemarto (1999:156)



Gambar 2.5 Grafik penyesuaian terhadap periode waktu pengamatan
 Sumber: Soemarto (1999:156)



2.1.5. Analisis Debit Banjir Rancangan (*Design Flood*)

2.1.5.1. Aliran Dasar (*Base Flow*)

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

Aliran dasar (*base flow*) pada kondisi terendah adalah aliran minimum yang mengalir pada suatu sungai pada kondisi musim kering atau musim kemarau. Dalam praktek aliran dasar ini dapat dilakukan pengukuran secara langsung di lapangan dengan pengukuran kecepatan aliran dikalikan dengan luas tampang basah aliran.

Jika data debit pada suatu daerah tidak diketahui, maka untuk memperkirakan aliran dasar digunakan persamaan pendekatan dengan variabel masukan luas DAS dan kerapatan jaringan sungai (*drainage density*). Persamaan ini merupakan pendekatan untuk aliran dasar yang tetap dengan memperhatikan pendekatan *Kraijenhoff Van Der Leur* (1967) tentang hidrograf air tanah (Harto, 1993 : 165)

$$Q_B = 0.4751 A^{0.6444} D^{0.9430} \quad (2-12)$$

dengan:

Q_B = Aliran dasar (m^3/det)

A = Luas DAS (km^2)

D = Kerapatan jaringan sungai

2.1.5.2. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran (C) adalah perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut. Besarnya koefisien pengaliran tergantung pada daerah pengaliran dan karakteristik hujan pada suatu daerah yang meliputi keadaan hujan, luas dan bentuk daerah pengaliran, kemiringan daerah pengaliran, daya infiltrasi dan perkolasi tanah, kebasahan tanah, suhu, udara, angin, evaporasi serta tata guna lahan.

Tabel 2.5. Koefisien Pengaliran (*run-off coefficient*) dari sungai-sungai

Jenis Sungai	Koefisien Pengaliran
Daerah pegunungan berlereng terjal	0.75 - 0.90
Daerah perbukitan	0.70 - 0.80
Daerah bergelombang dan bersemak-semak	0.50 - 0.75
Daerah dataran yang digarap	0.45 - 0.60
Daerah persawahan irigasi	0.70 - 0.80
Sungai di daerah pegunungan	0.75 - 0.85
Sungai kecil di daerah dataran	0.45 - 0.75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran yang lebih dari seperduannya terdiri dari dataran	0.50 - 0.75

Sumber : Sosrodarsono, 1976:38

Koefisien pengaliran yang tertera pada tabel di atas telah didasarkan pada pertimbangan bahwa koefisien itu terutama tergantung dari faktor-faktor fisik DAS. Dr.Kawagami mengemukakan bahwa untuk sungai tertentu, koefisien tidak tetap, tetapi berbeda-beda tergantung curah hujan. Koefisien pengaliran rata-rata untuk setiap bagian alur sungai seperti ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 2.6. Koefisien Pengaliran (*run-off coefficient*) dari sungai-sungai

No	DAS	Kondisi Sungai	Curah Hujan	Rumus Koef. Pengaliran Rata-rata
1	Bagian hulu			$f = 1 - 15,75 / Rt^{3/4}$
2	Bagian tengah			$f = 1 - 5,65 / Rt^{1/2}$
3	Bagian tengah	Sungai biasa	$Rt > 200$ mm	$f = 1 - 7,20 / Rt^{1/2}$
4	Bagian tengah	Sungai di zona lava	$Rt < 200$ mm	$f = 1 - 3,14 / Rt^{1/4}$
5	Bagian hilir			$f = 1 - 6,60 / Rt^{1/2}$

Sumber : Sosrodarsono, 2003 : 146

2.1.5.3. Intensitas Hujan

a. Sebaran Hujan Jam-Jaman

Penentuan besarnya sebaran hujan jam-jaman dapat secara langsung diamati dilapangan melalui alat, akan tetapi jika tidak tersedia data pengamatan sebaran hujan maka penentuan besar sebaran hujan jam-jaman dapat menggunakan rumus empiris Mononobe sebagai berikut (Sosrodarsono, 2006:145) :

$$r_t = \frac{R_{24}}{t} \left[\frac{t}{T} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (2-13)$$

$$R_T = t \cdot r_t - (t-1) \cdot r_{t-1} \quad (2-14)$$

Dengan : r_t = Intensitas curah hujan rata-rata sampai jam ke-T (mm/jam)

T = waktu mulai hujan sampai jam ke T (jam)

t = waktu konsentrasi hujan (jam)

R_{24} = curah hujan harian yaitu curah hujan 24 jam (mm)

R_T = Intensitas curah hujan pada jam ke T (mm/jam)

b. Curah Hujan Netto Jam-Jaman

Hujan netto adalah bagian hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*). Limpasan langsung ini terdiri dari limpasan permukaan (*surface run-off*) dan *interflow* (air yang masuk ke dalam lapisan tipis dibawah permukaan tanah dengan permeabilitas rendah yang keluar lagi di tempat yang lebih rendah dan berubah menjadi limpasan permukaan).

Besarnya curah hujan netto R_n dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$R_n = C \cdot R \quad (2-15)$$

Dengan : R_n = hujan netto (mm/hari)

C = koefisien pengaliran

R = curah hujan harian maksimum rancangan (mm/hari)

2.1.5.4. Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu

Hidrograf satuan adalah hidrograf limpasan langsung yang dihasilkan oleh hujan efektif merata di DAS dengan intensitas tetap (diambil 1 mm/jam) dalam satu satuan waktu yang ditetapkan (diambil 1 jam). Hidrograf satuan ini dianggap tetap selama faktor fisik DAS tidak mengalami perubahan. Upaya ini digunakan untuk menghitung debit sungai. Prinsip-prinsip hidrograf satuan bisa diterapkan untuk menaksir banjir rancangan (dalam hal ini diperlukan data hujan yang panjang). (Lily, 2009:30)

Hidrograf satuan sintesis merupakan suatu cara untuk memungkinkan penggunaan konsep hidrograf satuan untuk suatu perencanaan yang tidak tersedia pengukuran-pengukuran langsung mengenai hidograf banjir.

Analisa debit rencana pada studi ini menggunakan hidrograf satuan berdasar HSS Nakayasu dapat dirumuskan sebagai berikut (CD Soemarto, 1995:100):

$$Q_p = \frac{A \cdot R_o}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})} \quad (2-16)$$

dengan :

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

R_0 = Hujan satuan (mm)

T_p = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

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

A = Luas daerah aliran sungai (km^2)

Bagian lengkung naik (*rising limb*) hidrograf satuan mempunyai persamaan:

$$Q_a = Q_p \cdot \left[\frac{t}{T_p} \right]^{2,4} \quad (2-17)$$

dengan :

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

t = Waktu (jam)

$$Q_d > 0,3 Q_p, \quad Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t - T_p}{T_{0,3}}} \quad (2-18)$$

$$0,3 Q_p > Q_d > 0,1 Q_p, \quad Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}}} \quad (2-19)$$

$$0,1 Q_p > Q_d, \quad Q_d = Q_p \cdot 0,3^{\frac{t - T_p + 1,5 T_{0,3}}{2 T_{0,3}}} \quad (2-20)$$

Tenggang waktu

$$T_p = t_g + 0,8 t_r \quad (2-21)$$

dengan :

$$L < 15 \text{ km} \quad t_g = 0,21 L^{0,7} \quad (2-22)$$

$$L > 15 \text{ km} \quad t_g = 0,4 + 0,058 L \quad (2-23)$$

L = Panjang alur sungai (km)

t_g = waktu konsentrasi (jam)

t_r = $0,5 t_g$ sampai t_g (jam)

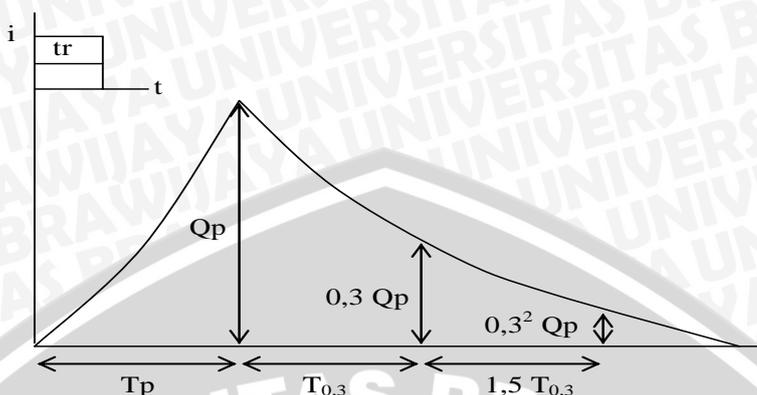
$$T_{0,3} = \alpha t_g \quad (2-24)$$

dengan :

1. Untuk daerah pengaliran biasa $\alpha = 2$

2. Untuk bagian naik hidrograf lambat dan bagian menurun yang cepat $\alpha = 1,5$

3. Untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat $\alpha = 3,0$



Gambar 2.6. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu
Sumber : Soemarto, 1987 :168

2.2. Analisa Hidrolika

2.2.1. Analisa Profil Aliran

Elevasi muka air pada alur sungai perlu dianalisis untuk mengetahui pada sisi mana terjadi luapan pada alur sungai atau juga dapat digunakan untuk mengetahui dimana terjadi hambatan pada alur sungai, Sehingga dapat ditentukan dimensi dari perbaikan sungai.

Sebagai alat bantu analisa profil muka air digunakan program HEC-RAS versi 4.0.0 untuk kondisi aliran *steady*. Prosedur perhitungan didasarkan pada penyelesaian persamaan aliran satu dimensi melalui saluran terbuka. Aliran satu dimensi ditandai dengan besarnya kecepatan yang sama pada seluruh penampang atau digunakan kecepatan rata-rata.

2.2.2. Pengertian Program HEC-RAS

HEC-RAS merupakan program aplikasi untuk memodelkan aliran di sungai, *River Analysis System (RAS)*, yang dibuat oleh *Hydrologic Engineering Center (HEC)* yang merupakan satu divisi di dalam *Institute for Water Resources (IWR)*, di bawah *US Army Corps of Engineers (USACE)*. HEC-RAS merupakan model satu dimensi aliran permanen maupun tak permanen (*Steady and Unsteady one-dimensional flow model*).

HEC-RAS merupakan program aplikasi yang mengintegrasikan fitur *graphical user interface*, analisis hidraulik, manajemen dan penyimpanan data, grafik, serta pelaporan.

2.2.3. Pemodelan HEC-RAS

Secara ringkas program HEC-RAS versi 4.0 diuraikan seperti berikut ini :

- a. Model matematik HEC-RAS ini secara umum dapat digunakan untuk menangani aplikasi yang sangat luas seperti halnya penjalaran gelombang pasang surut di muara sungai, gelombang banjir di sungai, operasi sistem irigasi, drainasi dan sebagainya.
- b. HEC-RAS ini dapat menghasilkan keluaran yang langsung dapat digunakan untuk proses lebih lanjut, misalnya : desain struktur bangunan air.
- c. Di dalam sistem HEC-RAS, suatu model dari prototipe dapat disusun dari suatu rangkaian elemen tipe dari elemen yang tersedia adalah penampang saluran terbuka (sungai maupun saluran) dan bangunan pengatur.
- d. Bagan jaringan saluran yang menunjukkan orientasi dan hubungan antara ruas-ruas dan simpul dapat divisualisasikan oleh program bila diperlukan. Hal ini untuk memudahkan pemeriksaan bila terjadi kesalahan dalam pemasukan data.
- e. Bentuk penampang saluran yang sederhana dapat dilukiskan hanya dengan beberapa data. Sedangkan untuk penampang yang rumit seperti pada sungai alam, maka lebar aliran (*flow width*) dan lebar tampungan (*storage width*), faktor tahanan dan radius hidrolis dapat diberikan sebagai fungsi dari elevasi air.
- f. Dalam program HEC-RAS dimungkinkan untuk menggunakan salah satu dari rumus gesekan air, yaitu rumus Manning atau rumus Chezy.
- g. Didalam HEC-RAS ada beberapa jenis bangunan air yang dapat dimodelkan sebagai *overflow* dan *underflow*. Transisi dari berbagai situasi seperti *overflow* dan *underflow*, aliran sub kritis dan super kritis dari berbagai arah akan diperhitungkan secara otomatis oleh program HEC-RAS.

Program HEC-RAS sudah dikompilasi dalam program Windows, sehingga operasional *input* data (geometri jaringan dan batasan model) dan tampilan hasil yang aplikatif untuk pekerjaan selanjutnya. Secara ringkas lingkup model matematik HEC-RAS adalah :

- a. Skematisasi sistem jaringan yang ada.
- b. Pemilihan *boundary condition* dan *initial condition*.
- c. Running desain model dengan berbagai alternatif.

d. Evaluasi hasil running.

2.2.4. Data yang Diperlukan Dalam Analisis Hidraulik dengan HEC-RAS

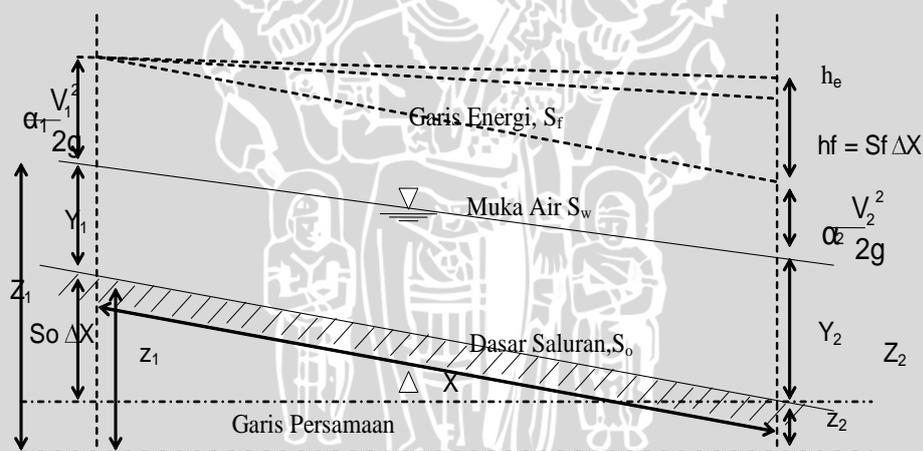
Dalam model matematik HEC-RAS ada beberapa jenis data teknis yang diperlukan guna melakukan analisis hidraulik, antara lain:

1. Geometrik penampang melintang saluran dan jarak antar penampang melintang.
2. Geometrik bangunan-bangunan air, debit aliran dan kondisi batas model.

Hasil penyelesaian dari sistem model HEC-RAS berupa kedalaman air (H) pada setiap simpul dan debit aliran (Q) pada setiap ruas pada setiap interval waktu yang ditentukan.

2.2.5. Perhitungan Profil Muka Air dengan Metode Tahapan Standar

Untuk perhitungan profil muka air dengan metode tahapan standar. Perhitungan profil muka air dilakukan tahap demi tahap dari suatu pos pengamat ke pos berikutnya. Dalam hal ini jarak setiap pos diketahui dan dilakukan penentuan kedalaman aliran di tiap pos. Cara semacam ini biasanya dibuat berdasarkan perhitungan coba-coba.



Gambar 2.7. Bagian saluran untuk menurunkan metode tahapan
Sumber : Chow, 1992 : 239

$$Z_1 = S_0 \Delta X + Y_1 + Z_2 \quad (2-25)$$

$$Z_2 = Y_2 + Z_2 \quad (2-26)$$

Kehilangan energi akibat gesekan :

$$\begin{aligned} hf &= S_f \Delta x \\ &= \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \end{aligned}$$

$$Z_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + hf + h_e$$

$$h_e = k \left(\Delta \alpha \frac{v^2}{2g} \right) \quad (2-27)$$

Untuk mempermudah perhitungan, kadang-kadang h_e dianggap sebagai bagian dari kehilangan tekanan akibat gesekan dan nilai n dari Manning akan meningkat pula dalam menghitung h_f . Lalu dalam perhitungan h_e diambil nol.

Tinggi tekanan total pada kedua ujung penampang adalah :

$$H_1 = Z_1 + \alpha_1 \cdot \frac{v_1^2}{2g} \quad (2-28)$$

$$H_2 = Z_2 + \alpha_2 \cdot \frac{v_2^2}{2g} \quad (2-29)$$

dengan :

$H_1 =$	$H_2 + h_f + h_e$
$Z =$	elevasi muka air
$X =$	jarak penampang yang ditinjau
$Y =$	dalamnya air
$A =$	luas penampang
$V =$	kecepatan aliran rata-rata
$\alpha \cdot V^2/2g =$	tinggi kecepatan
$H =$	tinggi energi
$S =$	kemiringan dasar saluran
$hf =$	kehilangan energi karena kemiringan
$h_e =$	kehilangan energi karena kecepatan aliran

Hasil analisis-analisis hidraulika diatas harus diuji dengan beberapa frekuensi banjir terakhir. Hasil analisis-analisis tersebut harus didiskusikan terlebih dahulu, sebelum dinyatakan, ditetapkan dan diterima oleh pihak yang bersangkutan.

2.3. Perbaikan Sungai Untuk Menanggulangi Banjir

2.3.1 Umum

Banjir merupakan peristiwa alam yang dapat menimbulkan kerugian harta benda penduduk serta dapat pula menimbulkan korban jiwa. Selanjutnya banjir dapat merusak bangunan prasarana dan sarana lingkungan hidup serta merusak tata kehidupan

masyarakat. Oleh sebab itu bencana banjir perlu ditanggulangi agar kerugian dan kerusakan serta korban jiwa dapat ditekan hingga ke tingkat yang lebih rendah. (Sosorodarsono, 1994 : 347)

Pengurangan kerugian akibat banjir yang mencakup metode-metode untuk melawan pengaruh air yang berlebihan di dalam sungai disebut pengendalian banjir (*flood control*). Tindakan yang dapat dilakukan untuk mengurangi kerugian banjir adalah :

1. Pengurangan puncak banjir dengan waduk
2. Pengurangan aliran dalam suatu alur yang ditetapkan dengan tanggul, tembok banjir atau suatu aliran tertutup
3. Penurunan permukaan banjir dengan perbaikan alur
4. Pengaliran aliran banjir melalui saluran banjir (*floodway*) ke dalam alur sungai lain bahkan ke DAS lain

Selanjutnya harus diingat bahwa penerapan cara-cara kegiatan penanggulangan bencana banjir harus pula disesuaikan dengan lokasi serta sifat banjir yang terjadi. Sebagaimana halnya banjir di bagian hulu biasanya arus banjirnya deras, daya gerusnya besar tapi durasinya pendek. Sedangkan di bagian hilir arusnya tidak deras (karena landai) tapi durasi banjirnya panjang. Agar penanggulangan bencana banjir dapat dilakukan secara efektif maka setiap kondisi banjir di sepanjang sungai haruslah dipelajari seksama, sehingga program penanggulangannya dapat diterapkan secara lebih mantap (Sosrodarsono, 1994 : 348)

2.3.2 Perbaikan Alur Sungai

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

1. Bentuk penampang sungai

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

2. Lebar rencana sungai

Seandainya lebar sungai diperkecil, maka akan lebih besar kemungkinan terjadinya limpasan atau jebolnya tanggul, karena daya tampung sungai akan berkurang. Di samping itu kemungkinan dapat terjadi penurunan dasar sungai yang membahayakan podasi bangunan-bangunan sungai, mengingat sungai yang semakin dalam akan mempunyai gaya 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 diatas, maka penentuan lebar rencana sungai adalah merupakan salah satu tahap perencanaan perbaikan dan pengaturan sungai yang paling penting.

Guna lebih memudahkan penentuan lebar rencananya, biasanya lebar sungai dinyatakan sebagai fungsi dari debit sungai dalam formula sebagai berikut (Sosrodarsono, 1994:329).

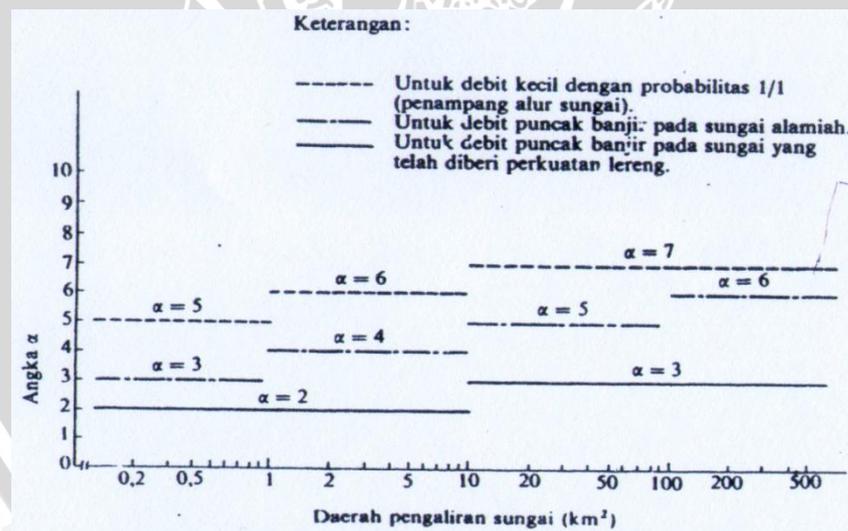
$$B = \alpha Q^{1/2} \quad (2-30)$$

Di mana B : Lebar sungai (m)

α : KOefisien

Q : Debit (m^3/dtk)

Dan nilai koefisien dapat diperoleh dari gambar 2.8.



Gambar 2.8 Lebar sungai untuk merencanakan penampang stabil sungai.

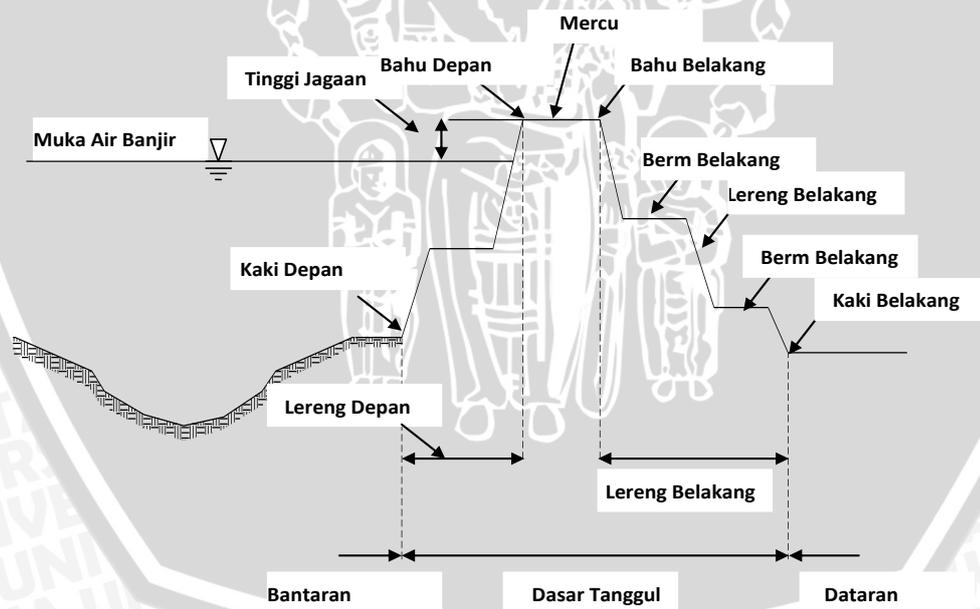
3. Kemiringan memanjang

Sebaiknya kemiringan dasar sungai di daerah kipas pengendapan tidak perlu diubah. Walaupun harus diadakan perubahan seyogyanya tidak dilaksanakan secara drastis, tetapi sedikit demi sedikit. Selanjutnya apabila secara mendadak kemiringan dasar sungai menjadi lebih landai, maka pada titik transisinya terjadi proses

pengendapan dan tentulah akan diikuti dengan penyempitan penampang basah sungai serta di waktu banjir dapat terjadi luapan-luapan yang dapat menimbulkan genangan-genangan di sekitar lokasi tersebut. Dan berhubung pengendapan-pengendapan terus berlangsung serta bergerak ke arah hulu, maka daerah-daerah yang terlanda luapan dan genangan akan semakin meluas.

2.3.3. Tanggul

Tanggul di sepanjang sungai adalah salah satu bangunan yang paling utama dan paling penting dalam usaha melindungi kehidupan dan harta benda masyarakat terhadap genangan-genangan yang disebabkan oleh banjir dan badai (gelombang pasang). Tanggul di bangun terutama dalam konstruksi urugan tanah, karena tanggul bangunan menerus yang sangat panjang serta membutuhkan bahan urugan yang volumenya sangat besar. Kecuali tanah, kiranya amatlah sukar untuk memperoleh bahan urugan untuk pembangunan tanggul dan bahan tanah dapat diperoleh dari hasil galian di kanan kiri trase rencana tanggul atau bahkan dapat diperoleh dari hasil pekerjaan normalisasi sungai, berupa galian pelebaran alur sungai, yang biasanya dilaksanakan bersamaan dengan pembangunan tanggul (Sosrodarsono, 1994 : 83)



Gambar 2.9. Bagian-Bagian Tanggul Sungai

Sumber : Sosrodarsono, 1994 : 87

Bentuk penampang saluran yang direncanakan adalah bentuk profil trapesium.

Untuk dimensi saluran dipakai kriteria sebagai berikut :

1. Perhitungan hidrolis memakai rumus :

$$Q = A \cdot V \quad (2 - 31)$$

Dalam hal ini :

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

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

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

2. Kecepatan aliran memakai rumus manning

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \quad (2 - 32)$$

Dalam hal ini :

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

$$n = \text{koefisien kekerasan manning}$$

$$R = \text{jari – jari hidrolis (m)}$$

$$S = \text{kemiringan saluran } \left(\frac{\Delta H}{L} \right)$$

3. Tinggi tanggul

Tinggi tanggul di saluran rencana ini disesuaikan dengan besarnya debit banjir rancangan + tinggi jagaan.

4. Kemiringan lereng tanggul

Penentuan kemiringan lereng tanggul merupakan tahapan yang paling penting dalam perencanaan tanggul. Dalam keadaan biasa tanpa perkuatan lereng tanggul direncanakan dengan kemiringan 1 : 2 atau lebih kecil.

5. Lebar tanggul

Lebar tanggul juga diperlukan dalam rangka pencegahan bahaya banjir. Agar lebar tanggul memadai, supaya dapat terhindar dari bahaya kerusakan, perencanaan lebar tanggul tergantung pada debit banjir rencana.

6. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan merupakan tambahan tinggi pada tanggul untuk menampung loncatan air dari permukaan air sungai yang sedang mengalir, walaupun debitnya masih lebih rendah dari debit rencana. Loncatan ini dapat terjadi akibat adanya ombak, gelombang dan loncatan hidrolis pada saat terjadi banjir. Kenaikan permukaan air sungai dapat pula terjadi akibat gejala naik turunnya dasar sungai. Selanjutnya adalah suatu kenyataan bahwa tanggul sebagai konstruksi urugan tanah sangat lemah terhadap luapan. Walaupun tinggi jagaan sangat bervariasi yang didasarkan atas

dimensi sungainya, tetapi biasanya berkisar antara 0,6 m sampai 2,0 m (Sosrodarsono, 1994 : 87). Hubungan antara tinggi jagaan dan debit banjir rancangan dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 2.7. Tinggi Jagaan Standar Tanggul

Debit (m ³ /detik)	Tinggi Jagaan (m)
< 200	0,6
200-500	0,8
500-2000	1
2000-5000	1,2
5000-10000	1,5
>10000	2

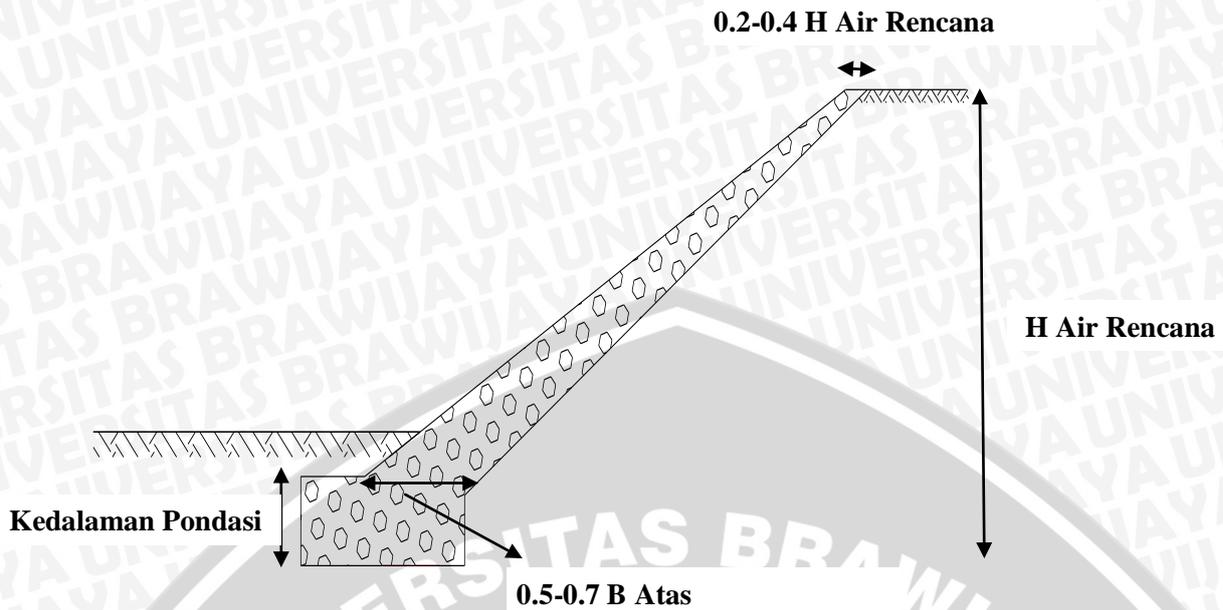
Sumber : Sosrodarsono, 1994 : 88

2.3.4 Perkuatan Lereng (*Revetments*)

Perkuatan lereng/*revetment* merupakan struktur perkuatan yang ditempatkan di tebing sungai untuk menyerap energi air yang masuk guna melindungi suatu tebing alur sungai atau permukaan lereng tanggul terhadap erosi dan limpasan gelombang (*overtopping*) ke darat dan secara keseluruhan berperan meningkatkan stabilitas alur sungai atau tubuh tanggul yang dilindungi.

Disamping digunakan untuk melindungi lereng sungai, *revetment* juga biasanya digunakan untuk melindungi tanggul, ataupun pantai. Daerah yang dilindungi *revetment* adalah daratan tepat di belakang bangunan. Permukaan bangunan yang menghadap arah datangnya gelombang dapat berupa sisi vertikal atau miring. Bangunan ini bisa terbuat dari pasangan batu, beton, tumpukan pipa (buis) beton, turap, kayu atau tumpukan batu ataupun beberapa jenis *revetment* yang di produksi oleh pabrik. Namun yang sering di jumpai di lapangan adalah *revetment* yang terbuat dari tumpukan batu dengan lapis luarnya terdiri dari batu dengan ukuran yang lebih besar.

Adapun bahan yang dipilih sebagai perkuatan lereng dalam studi ini adalah perkuatan tebing dengan menggunakan bebatuan alam di sekitar lokasi studi.



Gambar 2.10. Perencanaan Revetment

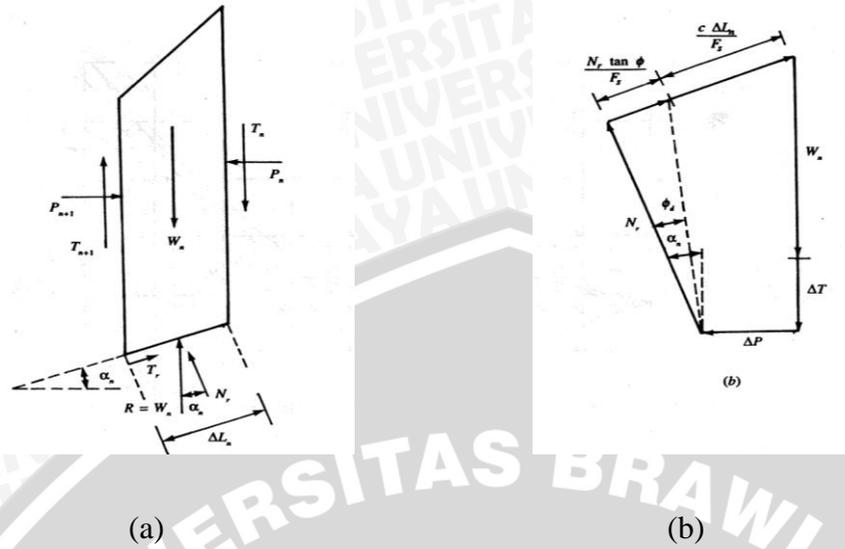
2.4. Analisa Stabilitas Lereng Tanggul

Runtuhnya suatu tanggul biasanya dimulai dengan terjadinya longsor, baik di lereng bagian dalam maupun dibagian 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, antara lain metode irisan bidang luncur menurut *Fellenius* dan *Bishop* serta analisis umum. Dalam studi ini analisa stabilitas lereng dilakukan dengan metode irisan bidang luncur menurut metode *Bishop* yang disederhanakan (*Simplified Bishop Method*).

Dalam metode *Bishop* yang disederhanakan (*Simplified Bishop Method*), pengaruh gaya – gaya pada tiap irisan diperhitungkan. Gaya – gaya yang bekerja pada irisan nomor n , digambarkan dalam Gambar 2.11 (a). Sekarang, misalkan $P_n - P_{n+1} = \Delta P$; $T_n - T_{n+1} = \Delta T$. Juga, kita dapat menulis bahwa

$$T_r = N_r \tan(\phi_d) + c_d \quad \Delta L_n = N_r \left(\frac{\tan \phi}{F_s} \right) + \frac{c \Delta L_n}{F_s} \quad (2-33)$$



Gambar 2.11. Metode Irisan *Bishop* Yang Disederhanakan; (a) Gaya – Gaya yang Bekerja Pada Irisan Nomor N , (b) Poligon Gaya Untuk Keseimbangan

Sumber : Das, BM; 1994 :191

Gambar 2.11. (b) Menunjukkan poligon gaya untuk keseimbangan dari irisan nomor n . Jumlahkan gaya dalam arah vertikal.

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + \left[\frac{N_r \tan \phi}{F_s} + \frac{c \Delta L_n}{F_s} \right] \sin \alpha_n \quad (2-34)$$

atau,

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \frac{c \Delta L_n}{F_s} \sin \alpha_n}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{F_s}} \quad (2-35)$$

Untuk keseimbangan blok ABC (Gambar 2.11. a), ambil momen terhadap O

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_n r \quad (2-36)$$

dengan,

$$T_n = \frac{1}{F_s} (c + \sigma \tan \phi) \Delta L_n = \frac{1}{F_s} (c \Delta L_n + N_r \tan \phi) \quad (2-37)$$

Dengan memasukkan persamaan (2-34) dan (2-35) ke dalam persamaan (2-36), maka didapatkan :



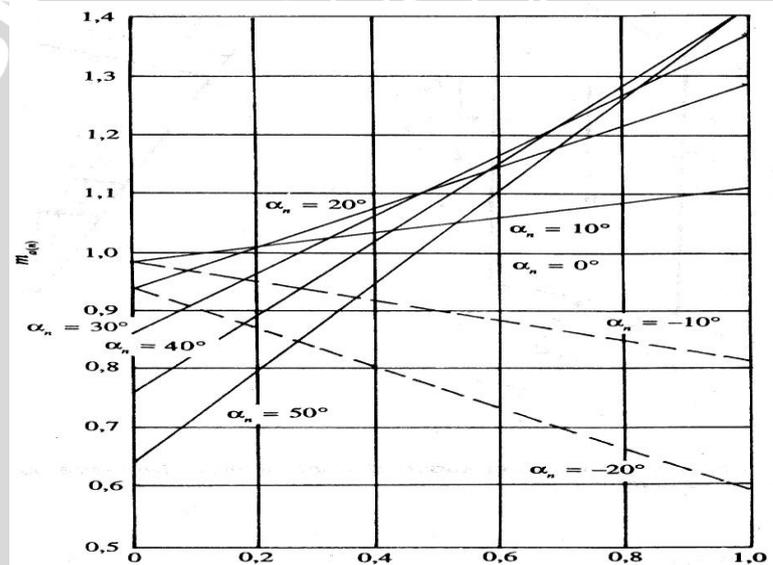
$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi + \Delta T \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (2-38)$$

dengan

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{F_s} \quad (2-39)$$

Untuk penyederhanaan, bila kita mengumpamakan $\Delta T = 0$, maka persamaan berubah menjadi :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (2-40)$$



Gambar 2.12. Variasi $m_{\alpha(n)}$ dengan $\tan \phi / F_s$ dan α_n

Sumber : Das, BM; 1994 : 192

Cara coba-coba perlu dilakukan untuk mendapatkan harga F_s . Gambar 2.5. menunjukkan variasi dari $m_{\alpha(n)}$ dengan $\tan \phi / F_s$ untuk bermacam – macam harga α_n .

Seperti pada metode irisan sederhana, beberapa bidang longsor harus diselidiki untuk mendapatkan bidang longsor yang paling kritis yang akan memberikan angka keamanan minimum.

Metode Bishop yang disederhanakan merupakan metode yang paling banyak digunakan. Bila kita menerapkannya dengan program komputer, maka metode ini akan memberikan hasil yang memuaskan.

2.5. Analisa Stabilitas Revetment

Dalam membangun revetment perlu dilakukan perhitungan terhadap stabilitas bangunan dan daya dukung tanah sehingga mampu memikul gaya luar.

Untuk menghitung daya dukung tanah digunakan rumus Terzaghi :

$$q_{ur} = c.Nc + \gamma.Df .Nq + 1/2\gamma.B.N\gamma \quad (2-41)$$

dengan :

γ = berat isi

c = kohesi tanah

$Nc, Nq, N\gamma$ = fungsi yang tergantung dari sudut geser

Tabel 2.8. Koefisien daya dukung Terzaghi

ϕ°	Nc	Nq	$N\gamma$	Nc'	Nq'	$N\gamma'$
0	5.71	1.00	0.00	3.81	1.00	0.00
5	7.32	1.64	0.00	4.48	1.39	0.00
10	9.64	2.70	1.20	5.34	1.94	0.00
15	12.80	4.44	2.40	6.46	2.73	1.20
20	17.70	7.43	4.60	7.90	3.88	2.00
25	25.10	12.70	9.20	9.86	5.60	3.30
30	37.20	22.50	20.00	12.70	8.32	5.40
35	57.80	41.40	44.00	16.80	12.80	9.60
40	95.60	81.20	114.00	23.20	20.50	19.10
45	172.00	173.00	320.00	34.10	35.10	27.00

Sumber : Sosrodarsono, Suyono, 2005:32

Untuk perhitungan stabilitas bangunan perlu dianalisa tekanan tanah aktif, untuk perhitungan tekanan aktif digunakan persamaan sebagai berikut :

$$K_a = \frac{\cos^2(\theta - \phi)}{\cos^2 \phi \times \cos(\phi + \delta)} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \times \sin(\theta - \alpha)}{\cos(\alpha - \phi) \times \cos(\phi + \delta)}} \right\} \quad (2-42)$$

Tinggi ekuivalen tanah karena beban, :

$$H_s = q/\gamma t \quad (2-43)$$

Perhitungan tekanan tanah yang bekerja pada tembok dan garis kerjanya.

$$P_1 = \frac{\gamma t}{2} H(H+2hs). Ka \quad (2-44)$$

Sudut yang dibentuk P_1 dengan bidang mendatar $\delta + \Phi$, maka

$$PH_1 = P_1. \cos (\delta + \Phi) \quad (2-45)$$

$$PV_1 = P_1. \sin (\delta + \Phi) \quad (2-46)$$

Tinggi garis kerja

$$h_1 = \frac{H}{3} \times \frac{H+3Hs}{H+2Hs} \quad (2-47)$$

Stabilitas Gelincir

$$F_s = \frac{N \times \mu}{H} = > 1,5 \quad (2-48)$$

2.6. Perhitungan Volume Pekerjaan dan Rencana Anggaran Biaya

Perhitungan volume pekerjaan dilakukan untuk menghitung besarnya biaya yang dibutuhkan untuk normalisasi. Untuk perhitungan volume pekerjaan didasarkan pada hasil desain rinci.

Berdasarkan volume pekerjaan tersebut diatas selanjutnya dibuat rincian jenis pekerjaan. Secara garis besar jenis pekerjaan yang akan dilaksanakan pada normalisasi sungai adalah sebagai berikut:

- a) Pekerjaan persiapan
- b) Pekerjaan normalisasi sungai (galian dan timbunan)
- c) Pekerjaan pemasangan tanggul banjir
- d) Pekerjaan revetment

Rencana anggaran biaya yang disusun mengikuti bentuk perhitungan volume pekerjaan tersebut diatas. Selanjutnya volume dari setiap jenis pekerjaan dikalikan dengan harga satuan, hingga akhirnya diperoleh estimasi total biaya pelaksanaan pekerjaan.