

ウ 計算例

グンベル法による確率降雨量の計算例を以下に示す。

- (ア) 計算の対象となる資料を表-6.9に示すように整理する。なお、表は年最大日雨量を大きい順に整理した例であり、トーマス・プロットの値を同時に示している。

- (イ) 資料 N 個の平均値及び二乗平均値を求める。

$$\text{平均}=88.3\text{mm}、\text{二乗平均}=8776.9$$

- (ウ) 資料 N 個の標準偏差を求める。

$$S_x = \sqrt{x^2 - \bar{x}^2} = \sqrt{8776.9 - 88.3^2} = 31.305$$

- (エ) 表-6.8 より、資料数 $N=35$ の時の S_y 、 $\bar{y}$ の値を定める。

$$S_y=1.1285、\bar{y}=0.5403$$

- (オ) 分布関数の定数項を求める。

$$\frac{1}{a} = \frac{S_x}{S_y} = \frac{31.305}{1.1285} = 27.740$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{\bar{y}}{a} = 88.3 - \frac{0.5403}{0.0360} = 73.291$$

- (カ) 基本推定式を求める。

$$x = x_0 + \frac{y}{a} = 73.291 + 27.740y$$

- (キ) 確率年に対する極値変数 y の値(表-6.7)より、確率日降雨量を求める。(表-6.10)

表-6.10 確率降雨量

T 年	y	$27.740y$	x
50	3.90194	108.240	181.5
30	3.38429	93.8802	167.2
10	2.25037	62.4253	135.7
5	1.49994	41.6083	114.9
2	0.36651	10.1669	83.5

表-6.9 計算例

順位	トーマス プロット	x_i ①	x_i^2 ②
1	0.028	199.8	39,920.0
2	0.056	164.9	27,192.0
3	0.083	135.2	18,279.0
4	0.111	132.4	17,529.8
5	0.139	123.7	15,301.7
6	0.167	107.9	11,642.4
7	0.194	104.9	11,004.0
8	0.222	103.0	10,609.0
9	0.250	100.5	10,100.3
10	0.278	98.9	9,781.2
11	0.306	94.2	8,873.6
12	0.333	94.0	8,836.0
13	0.361	90.0	8,100.0
14	0.389	87.7	7,691.3
15	0.417	84.9	7,208.0
16	0.444	83.1	6,905.6
17	0.472	80.5	6,480.3
18	0.500	80.0	6,400.0
19	0.528	78.5	6,162.3
20	0.556	78.5	6,162.3
21	0.583	74.0	5,476.0
22	0.611	73.0	5,329.0
23	0.639	73.0	5,329.0
24	0.667	71.6	5,126.6
25	0.694	71.0	5,041.0
26	0.722	68.1	4,637.6
27	0.750	64.8	4,199.0
28	0.778	63.6	4,045.0
29	0.806	60.9	3,708.8
30	0.833	60.2	3,624.0
31	0.861	58.9	3,469.2
32	0.889	58.7	3,445.7
33	0.917	57.6	3,317.8
34	0.944	56.9	3,237.6
35	0.972	55.0	3,025.0
計		3,089.9	307,190.0
1/ N		88.3	8,776.9

6.3 確率降雨の時間分布

排水計画の作成に当たって、受益区域の湛水解析等の目的で洪水ハイドログラフを必要とする場合は、確率連続降雨量(1～3日連続雨量)の時間分布を求める必要がある。連続降雨の時間配分を定める手法には、以下の三つの方法がある。

- ① 日降雨分布については各確率降雨量(日降雨量、2日連続降雨量、3日連続降雨量)を満足するように配分し、日降雨量に対する時間分布は過去の実績降雨パターンに基づいて比例配分する方法
- ② 日降雨分布については各確率降雨量(日降雨量、2日連続降雨量、3日連続降雨量)を満足す

るように配分し、日降雨量に対する時間分布は、シャーマン型降雨強度式、単峰型降雨強度式を組み合わせる複峰型降雨波形を求める手法⁸⁾等を用いて配分する方法

- ③ 必要となる確率連続降雨量を、過去の実績降雨パターンに基づいて全体を比例配分する方法
それぞれの配分方法の特徴は、表-6.11 のとおりである。

表-6.11 配分方法の特徴

配分方法	特 徴
①、②の方法	・各々の日降雨量が、確率計算により求められた各確率連続降雨量を満たしている。 ・①の方法については、降雨資料から、短時間の豪雨についても確率雨量に近い実績降雨を選定することができれば、ピーク付近雨量の過大又は過小評価を避けることができる。 ・②の方法については、時間雨量の資料が利用できない場合の便法であり、降雨配分式の係数に関する資料があれば適用できる。
③の方法	実際の降雨パターンを忠実に再現できる。ただし、短時間の豪雨を表しにくい。

ここでは、①の方法による連続降雨の時間配分を定める方法について以下に示す。

6.3.1 連続降雨量に対する日降雨分布の検討

確率連続降雨量に対する時間配分は、まず過去の実績降雨から日降雨パターンを分析し、そのパターンを当てはめて定める。この検討に当たっては、以下の事項に留意する。

- (1) 既往の降雨の選定に当たっては、大洪水をもたらしたものや対象流域において特に生起頻度の高いパターンに属する降雨を落とさないように注意する。
- (2) 選定すべき降雨は資料の存在期間の長短に応じて変化するが、通常 10 降雨以上とする。

日降雨パターンの分析には、特に定まった方法はないが、3 日連続降雨量の日降雨分布パターンを検討した事例を以下に示す。

<日降雨パターンの分析例>

既往の 3 日連続降雨量から比較的大きな雨量（上位 20 位）を抽出し、表-6.12 に示すようにパターン化してその発生頻度を調べる。この分析例では、表に示すように中央山型の生起頻度が最も高く、かつ「3・1・2」のパターンが圧倒的に高い。

表-6.12 3 日連続雨量の日分布パターン生起頻度例

分布型	前方山型		中央山型		後方山型	
	1・2・3	1・3・2	2・1・3	3・1・2	2・3・1	3・2・1
模式図						
頻度	1 (5%)	1 (5%)	5 (25%)	9 (45%)	0 (0%)	4 (20%)
	2 (10%)		14 (70%)		4 (20%)	

注：日分布のパターン化は、最大日雨量にインデックス 1 を、中位の日雨量にインデックス 2 を、さらに最小日雨量にインデックス 3 を付けて、分類している。

次に、特定した日降雨パターンに対する雨量は、日降雨量、2日連続降雨量及び3日連続降雨量のそれぞれについて確率降雨量を求め、それぞれの差分から表-6.13のように求める。

表-6.13 3日連続雨量の日配分(mm)

確率雨量	日配分雨量	備 考
日雨量 239.1	239.1	
2日連続雨量 333.8	94.7	$333.8 - 239.1 = 94.7$
3日連続雨量 381.8	48.0	$381.8 - 333.8 = 48.0$

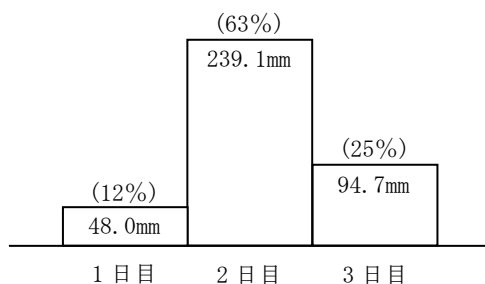


図-6.6 確率雨量の日配分

注：この例は、我が国の降雨パターンは、統計的に見て最大日、2日、3日連続とも隣り合わせに発生する確率が多いことから、3日連続の波形は同一確率の日雨量、2日、3日連続が隣り合わせに発生するとの考えで求めたものである。

6.3.2 日降雨量に対する時間分布の検討

「6.3.1 連続降雨量に対する日降雨分布の検討」によって定めた、日配分雨量に対する時間配分は、既往の降雨パターンを当てはめて求めるが、検討に当たっては以下の事項に留意する。

- (1) 選定された実績降雨の継続時間が計画降雨に一致することは極めてまれであるが、原則として実績降雨の継続時間を基本に降雨量高さの引き伸ばしを行う。
- (2) 実績降雨の継続時間が計画降雨より相当長い場合は、引き伸ばし後の計画降雨について不合理が生じないか十分検討する。

既往の時間分布の当てはめについて、事例を以下に示す。

<時間分布の検討例>

既往の実績降雨から、以下の4点を考慮して選定し、表-6.14に示すような配分率で引き伸ばしを行う。

- ① 総雨量が計画基準雨量に近いこと。
- ② 降雨の日分布パターンが同じであること。
- ③ 実測降雨の分布率が標準的であること。
- ④ 実測降雨記録に欠測が無いこと。

$$\text{計画降雨の時間雨量} = \text{実績降雨の時間雨量} \times \frac{\text{計画日雨量}}{\text{実績日雨量}}$$

表-6.14 時間配分比率

	1/20 確率 3 日連続雨量		
	1 日目	2 日目	3 日目
計画雨量	48.0mm	239.1mm	94.7mm
実績雨量	79.0mm	165.0mm	134.5mm
比 率	0.6076	1.4491	0.7041

計画降雨の時間配分計算結果は、図-6.7のとおりである。

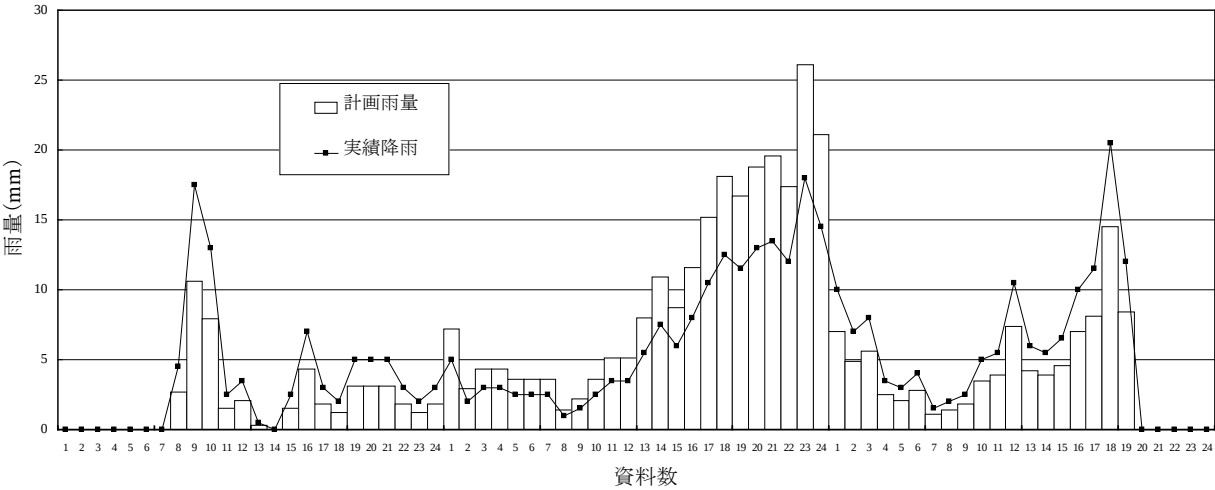


図-6.7 3日連続降雨のハイエトグラフ

6.4 計画基準降雨の決定

前項までの検討を基に、傾斜地など洪水ピーク流出量を計画の基礎とする場合は短時間降雨強度を、氾濫域など洪水ハイドログラフを計画の基礎とする場合は適当な波形を持った連続降雨をそれぞれ対象とし、計画排水量を決定する。計画排水量の算定に採用した降雨を計画基準降雨とする。

〔参考〕実績降雨の引き伸ばしに当たり短時間降雨を考慮した事例（D地区）

日降雨量に対する時間分布の検討において、実績降雨の引き伸ばしを行う場合に、実績降雨の選定に当たって、3日連続降雨量とともにピーク時間雨量に留意した事例を以下に示す。なお、本事例では実績降雨のピーク時間雨量が1/10年確率の時間雨量に近いものを選定したが、引き伸ばし後の計画降雨が1/10年確率の時間雨量に近いものとなっているか確認することが望ましい。

D地区では、過去の大雨を分析した結果、生起頻度が最も高かった降雨の日分布パターンが「3・2・1」のパターンとなったことから、同パターンの1/2年確率以上の大雨のうち、無降雨日のない降雨を抽出した。

次に、実績降雨の波形を遵守する観点から、引き伸ばしによる調整量が少ない降雨を検討した結果、表-6.15のとおり、3日連続降雨量が1/10年確率に近い降雨はNo. 3, 4, 5, 6, 10となり、ピーク時間雨量が1/10年確率に近い降雨はNo. 4となったことから、No. 4の降雨を引き伸ばしの基となる実績降雨として採用した。

表-6.15 実績降雨の1/10年確率雨量に対する割合

No.	発生年月日	実績雨量(mm)					1/10年確率雨量に対する割合				
		1日目雨量	2日目雨量	3日目雨量	計	ピーク雨量	1日目雨量	2日目雨量	3日目雨量	計	ピーク雨量
0	1/10年確率雨量	23.3	66.2	209.6	299.1	41.9	-	-	-	-	-
1	S55 7月8日 7月10日	24.0	76.0	79.0	179.0	32.0	1.03	1.15	0.38	0.60	0.76
2	S55 10月12日 10月14日	16.0	17.0	129.0	162.0	25.0	0.69	0.26	0.62	0.54	0.60
3	H2 9月17日 9月19日	20.0	111.0	134.0	265.0	32.0	0.86	1.68	0.64	0.89	0.76
4	H10 10月15日 10月17日	3.0	49.0	282.0	334.0	50.0	0.13	0.74	1.35	1.12	1.19
5	H16 9月27日 9月29日	5.0	17.0	245.0	267.0	53.0	0.21	0.26	1.17	0.89	1.26
6	H17 9月4日 9月6日	10.0	48.0	208.0	266.0	16.0	0.43	0.73	0.99	0.89	0.38
7	H19 7月12日 7月14日	13.0	48.0	125.0	186.0	19.0	0.56	0.73	0.60	0.62	0.45
8	H23 5月27日 5月29日	2.5	26.5	164.5	193.5	15.0	0.11	0.40	0.78	0.65	0.36
9	H25 9月2日 9月4日	14.0	36.0	141.5	191.5	24.0	0.60	0.54	0.68	0.64	0.57
10	H25 10月23日 10月25日	27.5	103.5	152.0	283.0	21.5	1.18	1.56	0.73	0.95	0.51

※1/10年確率ピーク雨量は3日目雨量に含まれる。

※網かけは1/10年確率雨量に対して±20%以内のもの。

参考文献

- 1) 角屋 睦：水文統計論、水工学シリーズ64-02、p. 2（1964）
- 2) 建設省河川局監修：改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説調査編、技報堂出版、pp. 66～67（1997）
- 3) 角屋 睦：水文統計論、水工学シリーズ64-02、p. 4（1964）
- 4) 角屋 睦：水文統計論、水工学シリーズ64-02、pp. 22～23（1964）
- 5) 角屋 睦：水文統計論、水工学シリーズ64-02、p. 28（1964）
- 6) 角屋 睦：水文統計論、水工学シリーズ64-02、p. 35（1964）
- 7) 角屋 睦：水文統計論、水工学シリーズ64-02、p. 13（1964）
- 8) 角屋睦・増本隆夫・田中丸治哉：複峰型豪雨波形の一表現法、農土論集、164、pp. 115～123（1993）

表-6.16 地区事例：雨量波形（時間配分）の具体的手法

地区名	地方	都道府県	事業主体	事業名	年 度		確率年	降 雨				備 考		
					調査計画	全体表 施計画		計画降雨量	確率計算	資料数	観測期間		日配分	時間配分
樺戸	北海道	北海道	国	かんがい排水	S49～S53	S54～S61	1/10	157.0mm/2日	岩井法	30年	S34～S63	実績降雨	S50.8—実績型	・過去の大雨(日雨量80mm以上)より選定。 ・降雨量、外水位ともに1/10に近い。 ・過去の記録の中で災害の大きかった年。 ・他事業との関連。
		北海道	国	農地防災 (農地機能保全型)	H21～H29	—	1/10	89mm/日	岩井法	30年	S62～H28	—	H26.8—実績型	・計画基準降雨の継続時間1日。
		北海道	国	農地防災 (農地機能保全型)	H13～H16	—	1/10	95mm/日	—	—	—	—	中央山型	・確率等雨量線図より計画雨量を算定。
角田	東北	宮城	国	かんがい排水	S55～S57	S58	1/10	187.6mm/2日	岩井法	57年	S元～S57	確率雨量	理論型	・降雨の時間配分は、シャーマン型降雨強度式により雨量から配分。
男鹿東部		秋田	国	干拓事業 排水対策特別	H6	H7～H8	1/30 1/10	198.3mm/3日 158.8mm/3日	岩井法	18年	S52～H6	不明	不明	・関連事業(S54 県営排特)で採用された波形を、計画雨量に併せて拡大している (原波形の出典は不明)。
		宮城	国	農業水利	S61～H元	H2～H5 H9	1/10 1/20	167.9mm/3日 185.3mm/3日	岩井法 岩井法	45年 48年	S18～S62 S23～H7	確率雨量 確率雨量	H3.10—実績型	
大利根用水		千葉	国	かんがい排水	S41～S43	S44	1/10	210.7mm/2日	—	20年	S32～S52	実績降雨	S42.9—実績型	・近傍の観測所資料より選定する。 ・過去180(mm/2日)以上の8降雨より選定。 ・時間集中度(物部曲線、伊藤AB曲線)より選定。
東葛北部		千葉	県	かんがい排水	S53	S54～H14	1/10	254.0mm/3日	グンベル法	43年	S6～S48	実績降雨	S46.8—実績型	・最近10か年で被害が最も顕著であったこと。 ・地区の基幹施設(ポンプ)設置後の降雨であること。
坪井	関東	静岡	県	治水防除	H7	H8	1/20	381.3mm/3日	岩井法	91年	M37～H6	確率雨量	S57.9—実績型	・総雨量が計画基準雨量に近いこと。 ・降雨の日分布型が同じであること。 ・実測降雨の分布率が標準的であること。 ・実測降雨記録が完全であること。
栃木南部		栃木	国	かんがい排水	H15～H19 H22～H26	H27	1/10	197.0mm/3日(栃木) 174.1mm/3日(小山市) 189.5mm/3日(古河)	岩井 角屋法	57年 (3日) 34年 (時間)	S30～H23 S53～H23	実績降雨	S57.9—実績型	・3日連続雨量と時間雨量が1/10になるように引き伸ばし。 ・3観測所の計画基準降雨をディセン法で合成。
			群馬 栃木	国	農地防災 (一般型)	H9～H11	—	1/10	160mm/3日(桐生) 190mm/3日(足利) 178mm/3日(館林)	岩井 角屋法	39年	S30～H6	実績降雨	S57.9—実績型
阿賀野川右岸	北陸	新潟	国	かんがい排水 農地防災	S59～S61	S62	1/10 1/50	223.0mm/3日 359.0mm/3日	岩井法	50年	S10～S59	確率雨量	物部降雨強度式	・実績降雨波形と比較検討した結果、理論波形において流出量、湛水面積、湛水時間が大きくなった。
白根郷		新潟	国	農地防災	S61～H3	H4～H5	1/30	268.3mm/3日	岩井法	47年	S15～S61	確率雨量	シャーマン型 降雨強度式	・水田の汎用農地化を積極的に推進することを基本とするため、排水能力の増強につながる理論型を採用する。
亀田郷		新潟	県	かんがい排水 農地防災	S60～S62	S63	1/10 1/50	192.1mm/3日 283.0mm/3日	岩井法	47年	S14～S60	実績降雨	S53.6—実績型	・最大湛水被害をもたらした降雨。
庄川左岸		富山	国	農地防災 (一般型)	H4～H18	H19～H20	1/15	145.3mm/日	岩井 角屋法	50年	S31～H17	—	中央山型	・年最大日雨量の最大時間雨量を確率処理した時間雨量をピーク時間雨量に採用。
射水郷		富山	国	農地防災 (一般型)	S60～H元	H2～H3	1/30	259mm/3日	岩井 角屋法	53年	S8～S60	中央山型	シャーマン型 降雨強度式	・時間配分のピーク発生時間は実績より決定。

6. 実績降雨に基づく計画基準降雨

217

地区名	地方	都道府県	事業主体	事業名	年度		降雨						備考	
					調査計画	全体実施計画	確率年	計画降雨量	確率計算	資料数	観測期間	日配分		時間配分
加賀三湖周辺 邑知地溝帯	北陸	石川	国	農地防災 (一般型)	H4～H5	H5～H6	1/10	250.4mm/4日	—	16年	S10～S25	実績降雨	M35.7—実績型	・10～20年に1回程度の降雨を想定して当時の稲作期間中過去4番目に大きい4日雨量250.4mmを計画雨量とした。
					S52～H4	H5～H6	1/15 1/10 1/30	253.3mm/3日 225.5mm/3日 304.3mm/3日	岩井法	60年	S元～S63 (欠測3年)	中央山型	シャーマン型 降雨強度式	・自然排水、機械排水で確率規模を変えており、自然排水：1/15、機械排水：1/10、自然機械排水、農地防災排水：1/30。
尾張西部 (一宮)	東海	愛知	国	かんがい排水 地盤沈下排対	S50～S53	S54～S59	1/10	259.0mm/2日	岩井法	32年	S17～S51	実績降雨	S51.9—実績型	・最近の降雨から流出解析を行い、ピーク流出量の平均値に近い降雨パターンを選定。一宮、津島各々の降雨パターンを使用している。
尾張西部 (津島)					1/10	288.0mm/2日	S15～H12	中央集中型						
新農尾		愛知	国	農地防災 (一般型)	H6～H9	H9～H10	1/10	259mm/2日(一宮) 205mm/日(名古屋)	岩井法	35年 61年	S17～S51 S15～H12	実績降雨 —	S51.9—実績型	・施設により計画降雨が異なる。 ・河川で用いられている降雨強度式を採用。
巨椋池		京都	国	農地防災	H8	H8～H9	1/20	260.6mm/3日	岩井 角屋法	43年	S28～H7	確率雨量	石黒型降雨強度式	
和歌山平野	近畿	和歌山	国	農地防災 (一般型)	H22～H24	H25	1/10	254mm/3日 (ディセンセン比 で合成)	岩井 角屋法	和歌山 109年 かつらぎ 31年	M34～H21 M34～H21 かつらぎ S54～H21	実績降雨	H5.9—実績型	・観測所ごとに実績降雨を引き伸ばし後、計画基準降雨をディセンセン比で合成。
児島湾周辺		岡山	国 県	かんがい排水	S55～S56	S57～S60	1/10	170.8mm/3日	岩井法	68年	T5～S58	確率雨量	S42.7—実績型	・S25～S55までの過去31年間から選定する。 ・総雨量が計画基準雨量に近い降雨。 ・引き伸ばし後のピーク時間降雨強度が確率雨量に近いもの。
矢道湖西岸	中四国	島根	国	緊急農地再編整備	H27～H29	—	1/10	252mm/3日	岩井 角屋法	37年	S54～H27	実績降雨	S59.6—実績型	・3日連続雨量と時間雨量が1/10になるように引き伸ばし。 ・区画整理と一体整備。
道前平野		愛媛	国	緊急農地再編整備	H24～H27	—	1/10	299mm/3日	岩井法	39年	S50～H25	実績降雨	H10.10—実績型	・日、2日、3日雨量が1/10になるように引き伸ばし。 ・区画整理と一体整備。
筑後川下流		福岡	国	かんがい排水	S45～S46	S47～S49	1/10	370.0mm/3日	岩井法等	43年	S4～S46	確率雨量	特性係数法	
筑後東部第2		佐賀	県	かんがい排水	H8	H9	1/10	321.0mm/3日	岩井法等	80年	M24～S45	確率雨量	S47.7—実績型	・過去48年間における主要洪水について、被害の発生状況と降雨の発生原因及び2観測所のハイエトチェックを行い決定した。 ・時間雨量資料が少ないため関連事業の降雨波形を採用。
佐賀中部		佐賀	国	農地防災	S57～S63	H元	1/30 1/10	389.2mm/3日 312.8mm/3日	岩井法	92年	M24～S57	確率雨量	S55.8—実績型	・降雨総量(3日雨量)に近いもの。 ・雨量が3日間まんべんなくあるもの。 ・ピーク時間雨量が近いもの。
出水(東)	九州	鹿児島	国	海岸保全	H元	—	1/10	374.5mm/3日	岩井法	20年	S41～S60	確率雨量	S46.7—実績型	
出水(福ノ江)					H8	—	1/20	460.2mm/3日	岩井 角屋法	31年	S41～H8	実績降雨	H7.7—実績型	
筑後川下流 福岡		福岡	国	施設機能保全	H23～H28	—	1/10	370mm/3日	岩井法	87年	S4～H27	中央山型	降雨強度式 (特性係数法)	
八代平野		熊本	国	かんがい排水	H25～H29	—	1/10	364mm/3日	岩井 角屋法	39年	S51～H26	実績降雨	H23.8—実績型	・3日連続雨量と時間雨量が1/10になるように引き伸ばし。

7. 計画基準外水位

(基準、基準の運用第3章 3.3.6 関連)

7.1 基本事項

受益区域の過剰水の排出先となる排水本川には、表-7.1 に示すようなタイプがある。これらの水位（すなわち、外水位）は受益区域の排水計画の規模を支配する外的要因であるため、排水計画に採用する計画基準外水位の決定に当たっては、以下の事項に留意し、受益区域と排水本川との関係を慎重に検討しなければならない。

- ① 計画基準外水位の規模
- ② 排水本川に与える影響
- ③ 関係機関との調整及び協議

表-7.1 排水本川の形式

排水本川の形式	河川	内部流域の面積に比べて同等かそれ以下の場合
		内部流域の面積に比べて大きい場合
	湖沼	内部流域の面積に比べて同等かそれ以下の場合
		内部流域の面積に比べて大きい場合
	海	

7.1.1 計画基準外水位の規模

排水本川の計画基準外水位は、受益区域内に設定した降雨の確率年 T と同規模の確率外水位としなければならない。特に、排水本川が河川の場合、その計画水位の確率年は、一般的に河川等級（一級河川、二級河川、等）に応じて30～100年確率程度といった大きな値が採用されるため、その水位を直接排水計画の計画基準外水位とすることはできない（排水計画の内容が過大規模となる。）。

7.1.2 排水本川に与える影響

受益区域の排水計画は、排水系統の整備等によって、その排水量が排水本川の流水に何らかの影響を与える。特に、排水本川が河川の場合は、排水口からの排水量が局所的な河床洗掘を引き起こし、排水本川の正常な流水を阻害することもある。

したがって、計画基準外水位は、適正な排水口の位置を踏まえて検討し、また計画排水量が排水本川の流水に影響を与えるおそれがある場合には、その状況を数量的に明らかにし、対応策を具体的に検討しておかなければならない。

7.1.3 関係機関との調整及び協議

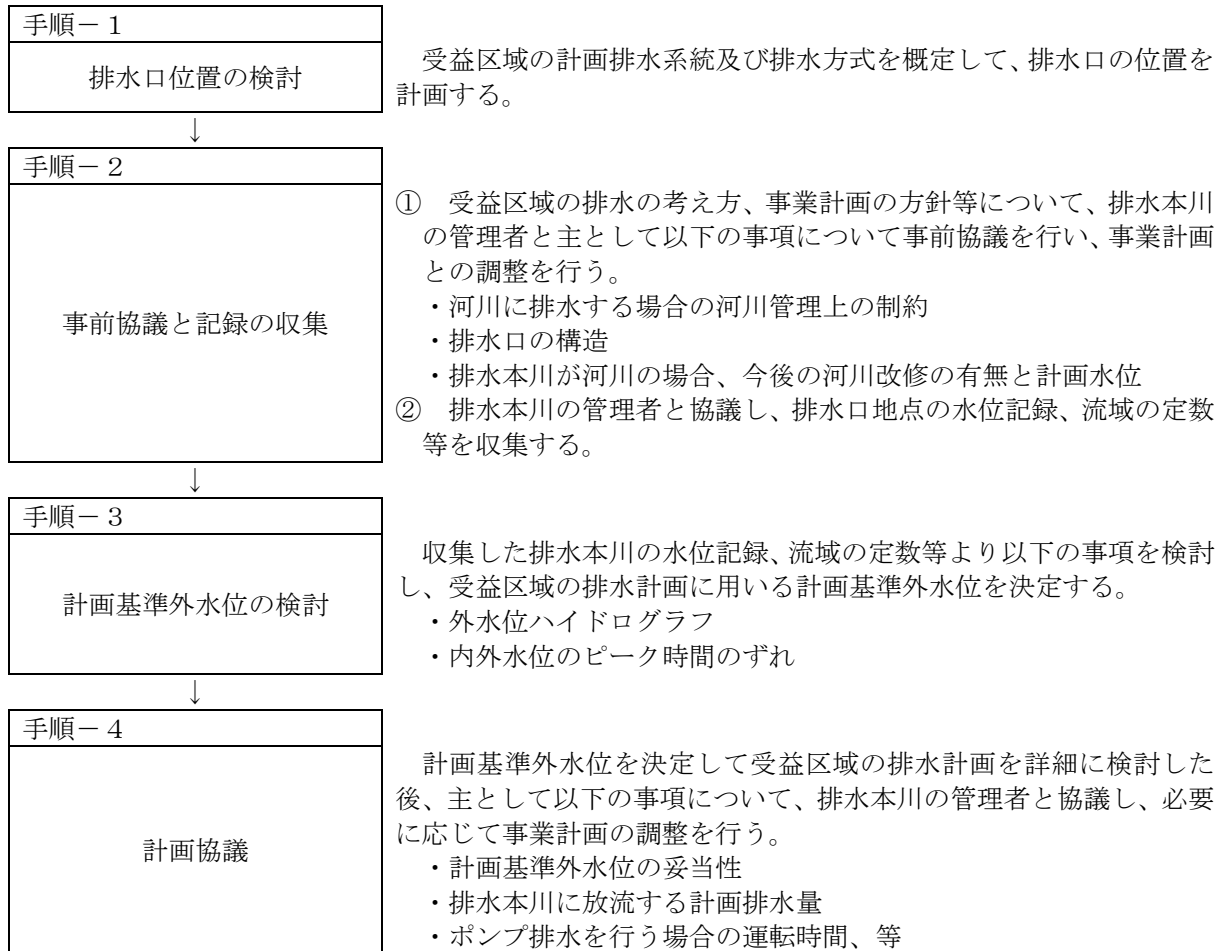
受益区域の排水計画の立案に当たっては、排水本川の管理主体者と以下の事項について調整及び協議を十分にしておくことが重要である。特に、排水本川が河川の場合は、河川管理者との協議を密にして、受益区域の排水計画が排水本川の流水を阻害しないようにしなければならない。また、排水本川が海の場合は、海岸管理者及び近隣漁業者との協議を十分に行う必要がある。

- ① 排水口の位置
- ② 排水計画に用いる計画基準外水位とその採用の考え方

- ③ 排水本川に放流する計画排水量
- ④ 計画排水量が排水本川の流水や環境に与える影響の有無

7.2 計画基準外水位の検討手順

計画基準外水位は、おおむね以下の手順に沿って検討を進める。



7.3 計画基準外水位の検討

計画基準外水位は、排水本川のタイプに関わらず、以下の事項について検討する。

- ① 受益区域の排水計画確率年相当の外水位ハイドログラフ
- ② 内外水位のピーク時間のずれ

7.3.1 排水本川が河川の場合

排水本川が河川の場合、計画基準外水位ハイドログラフの検討は、おおむね表-7.2の二つの方法がある。

表-7.2 外水位ハイドログラフの検討手法

検討手法	水位記録から求める場合	一般的に、外部流域が内部流域よりはるかに大きい流域に対して適用する。
	外部流域の流出解析から求める場合	一般的に、外部流域が内部流域と同程度又はそれより小さい流域に適用する。

(1) 水位記録から求める場合

排水本川の流域（外部流域）が内部流域よりはるかに大きい一級河川等では、一般に河川水位の観測網が整備されている場合が多い。この場合は、以下のようにして計画基準外水位を定める。

ア 確率降雨量の計算（「6. 実績降雨に基づく計画基準降雨」及び「19. 将来の降雨予測に基づく計画基準降雨」参照）により、受益区域に採用するT年確率降雨量を求め、それに最も近似する実降雨の発生年月日を特定する（例えば、受益区域のT年確率3日連続雨量が382mm（期間：0～72時）であった場合、382mmに最も近似する実降雨の発生年月日を特定する。）。

イ 河川管理者から、計画の排水口地点に最も近い河川水位観測所の記録を収集し、アで特定した実降雨の発生年月日に該当する期間の水位の連続記録を抽出する。

ウ 実績降雨から求めた確率降雨量の時間配分パターン（ハイトグラフ）と河川水位記録から抽出した水位の時間軸を整合させ、基準外水位として定める。

エ 水位観測記録が排水口を計画する地点から離れている場合は、上記によって抽出した水位から不等流計算によって計画の排水口地点の水位を求める。

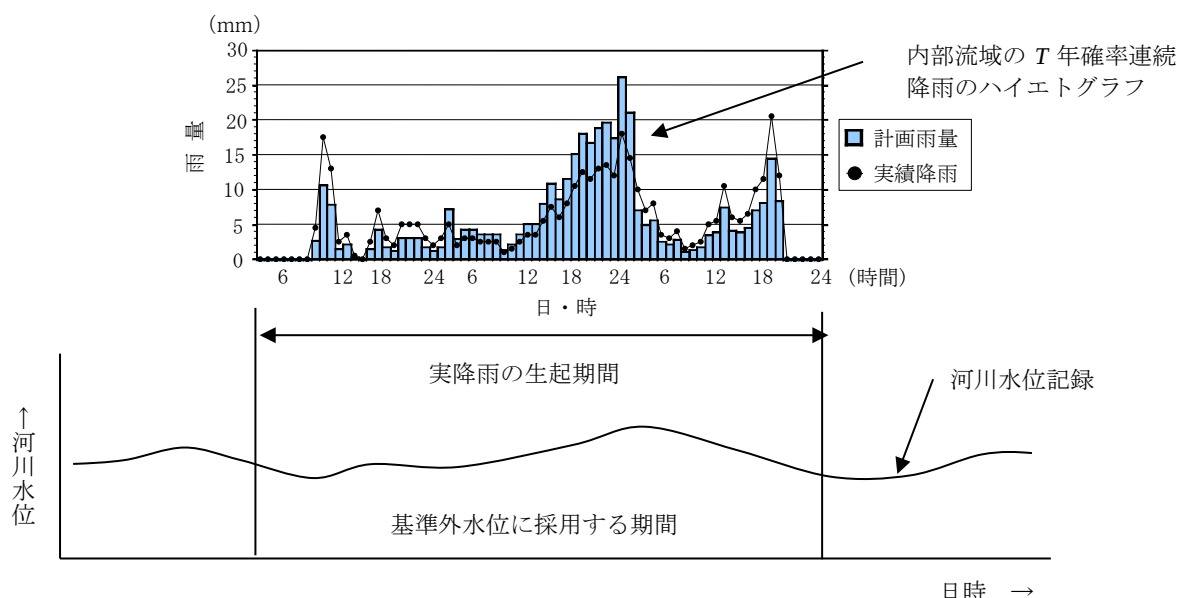


図-7.1 水位記録の抽出

(2) 外部流域の流出解析から求める場合

排水本川の水水位記録がない場合は、以下のようにして排水本川の流出解析を行い、計画基準外水位を求める。

ア 河川管理者と協議して流出解析のための流域の定数を入手し、その定数を用いて外部流域の流出解析を行う。流域の定数が定まっていない場合は、「9. 洪水ハイドログラフの計算」に示す手法を用いて外部流域の流出解析を行う。

イ 外部流域の流出解析に必要な降雨は、内部流域の計画基準降雨を用いる。

ウ 上記によって求めた外部流域の洪水流出量について、排水本川の水水位－流量曲線を用いて排水口地点の外水位を推定する。なお、排水本川について水水位－流量曲線がない場合は、流量観測によってこれを検討する。

7.3.2 排水本川が海の場合

海に排水口を設けるような排水計画では、外水位ハイドログラフは、以下のとおり求める。

- (1) 海象調査結果から、上下弦(小潮)又は朔望(大潮)時の平均潮位曲線を外水位ハイドログラフとする。
- (2) 内外水位のピーク時間のずれは、いくつかのパターンを想定して、排水施設規模を概定する。
そのうち、最も危険側のパターンを採用する。

8. 洪水ピーク流出量の計算

(基準、基準の運用第3章 3.3.7 関連)

8.1 基本事項

洪水ピーク流出量は合理式又は流出モデルから求める。本章では合理式による方法を示す。流出モデルから求める場合は「9. 洪水ハイドログラフの計算」を参照する。

8.1.1 合理式

傾斜地における排水路の規模決定等、洪水ピーク流出量を計画洪水時排水量とする場合には、次の合理式¹⁾により計算することができる。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad \dots\dots\dots (8.1)$$

ここに、 Q_p : 洪水ピーク流出量 (m³/s)

r_e : 洪水到達時間内の平均有効降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

ただし、合理式を使用する場合は、以下の事項について留意しなければならない。

- (1) 合理式を用いる場合には、洪水到達時間と洪水到達時間内の平均有効降雨強度を決める必要があるが、概査や精査で得られる資料は現況の流況を表しているものであり、計画で使用する数値は事業実施後の変化を考慮したものとする必要がある。
- (2) 合理式の適用範囲の上限は、降雨のスケールによって異なるが、流域平均降雨という概念が物理的に許される10km²～40km²までと考えられる。
- (3) 河道貯留効果があるような場合でも合理式を適用することができるが、事業実施後に流域内に氾濫又は一時貯留が起こらない場合や下流水位による堰上げ背水等の影響がない場合に適用できる。

8.1.2 有効降雨強度（ピーク流出係数）

洪水到達時間内の平均有効降雨強度を求める際の有効降雨強度は、降雨強度より地表の最終浸入能を差し引いた値と考えられる。有効降雨強度は、以下により求める。

$$r_e = r - f_c \quad \dots\dots\dots (8.2)$$

又は、洪水到達時間内の降雨強度と有効降雨強度の比であるピーク流出係数で洪水到達時間内の平均有効降雨強度を表すと以下のとおりとなる。

$$r_e = f_p \cdot r \quad \dots\dots\dots (8.3)$$

ここに、 r_e : 有効降雨強度 (mm/h)

f_c : 最終浸入能 (mm/h)

f_p : ピーク流出係数

r : 降雨強度 (mm/h)

ピーク流出係数は、地域の地質、地被、先行降雨等の諸条件により異なるので、それぞれの流域についての観測値に基づき定めるのが妥当である。しかし、事業実施後のピーク流出係数を推定す

る場合や、実測資料の乏しい場合には表-8.1、8.2に示す値を参考としてもよい。表-8.1は物部が河川の洪水時の値として与えたものであるが、流域の状況によって変化するとともに、安全係数に類するものも含めてあり、さらに対象とした洪水が大きなものであるため、土地改良事業で対象とする降雨に対しては大きな値となる傾向がある。特に水田の場合には、0.7～0.8をとることはほとんどなく、大略0.4～0.5の範囲内と考えてよい。

表-8.1 ピーク流出係数

地形の状態	f_p
急峻な山地	0.75 ～ 0.9
三紀層山地	0.7 ～ 0.8
起伏のある土地及び樹林地	0.5 ～ 0.75
平らな耕地	0.45 ～ 0.6
かんがい中の水田	0.7 ～ 0.8
山地河川	0.75 ～ 0.85
平地小河川	0.45 ～ 0.75
流域のなかば以上が平地である大河川	0.5 ～ 0.75

—物部の調査による日本内地の洪水時の値—

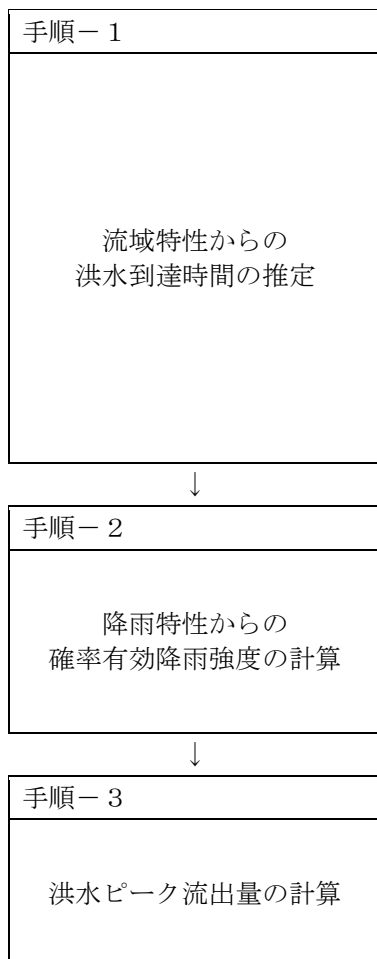
表-8.2 ピーク流出係数

地形の状態	f_p
路面及び法面	0.70～1.00
市街	0.60～0.90
森林地帯	0.20～0.40

—道路土工 排水工指針(昭和62年6月)—

8.1.3 洪水ピーク流出量の計算手順

合理式によってある確率年 T に対するピーク流出量を求めるためには、以下の手順によって計算する。



① 実測値による場合

過去の洪水記録より、出水ごとに洪水到達時間(t_p)と洪水ピーク流出高を推定する。この洪水ピーク流出高を洪水到達時間内の平均有効降雨強度(r_e)と見なし、洪水到達時間と洪水到達時間内の有効降雨強度の関係を両対数グラフにプロットし、関係曲線(r_e-t_p 曲線)を描く。

② 計算による場合

角屋・福島の式より有効降雨強度に対する洪水到達時間とその間の平均有効降雨強度の関係(洪水到達時間 t_p と洪水到達時間内の有効降雨強度 r_e の関係)を両対数グラフにプロットし、関係曲線(r_e-t_p 曲線)を描く。

任意の降雨継続時間に対する降雨強度の確率計算を行い、降雨継続時間 t_r と確率降雨強度 r_T の関係(r_T-t_r 曲線)を求める。流域の最終浸入能やピーク流出係数より確率有効降雨強度を求め、 r_e-t_p 曲線のグラフ上に確率有効降雨強度曲線($r_{eT}-t_r$ 曲線)を重ねてプロットする。

① 上記グラフ上の両曲線(r_e-t_p 曲線と $r_{eT}-t_r$ 曲線)の交点の値が、確率有効降雨強度となる。

② 求めた確率有効降雨強度を合理式に代入して洪水ピーク流出量を求める。この値を、計画洪水時排水量とする。

8.2 洪水到達時間 t_p の推定

8.2.1 実測値による推定

洪水到達時間とは、概念的には「流域の最遠点（距離ではなく時間）に降った雨水が最下流端に伝播する時間」と定義され²⁾、流域の地形、流路網の構成及び配列、地被等により異なり、概して流量が大きくなるほど短くなる。

洪水到達時間は、有効降雨強度曲線と流出ハイドログラフの関係より、図-8.1に示すように、時刻 t_1 と時刻 t_2 の差 t_p で定義されることが理論的に証明されている²⁾。実測により洪水到達時間を推定する場合は、以下の手順による。

- (1) 有効降雨強度曲線とそれに対応する流出ハイドログラフを図-8.1のように描く。
- (2) 流出ハイドログラフから流出量のピーク時刻 t_2 を求める。
- (3) 時刻 t_2 における有効降雨強度曲線上の点から水平線を引き、降雨ピーク前で有効降雨強度曲線と交わる点の時刻を t_1 とする。
- (4) 得られた t_1 と t_2 の時間差が洪水到達時間 t_p となる。

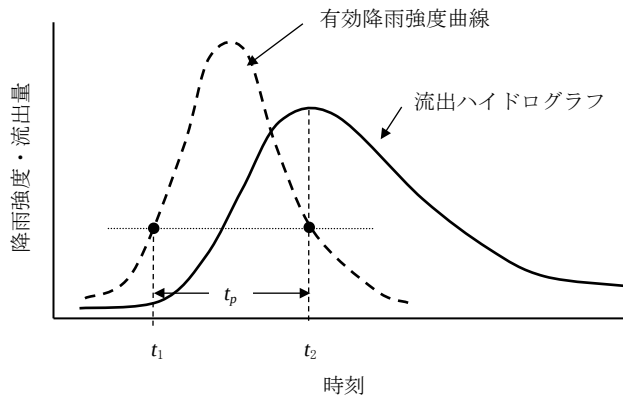


図-8.1 洪水到達時間の定義

上記の手順において、有効降雨強度曲線を前提としているが、大きなピーク流出量は降雨後半の強度によってもたらされることが多いことから、流出のピーク近傍において、観測降雨を用いた式(8.2)、式(8.3)が適用できる。なお、推定に当たっては、以下の事項に留意しなければならない。

- (1) 降雨波形と流出量波形の対応が十分でないと洪水到達時間を過小評価しがちである。そこで、有効降雨強度曲線は単位時間を小流域では10～20分、大流域では20～60分程度にとり、適当な移動平均によって降雨波形を流量波形に対応させるような工夫が必要である。
- (2) 採用する資料は、ピーク流出量が $1.0\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$ 以上の大きいものに限定した方がよい。これより小さな出水では洪水到達時間の推定は難しい。
- (3) 降雨の時間分布が場所的に一様でない資料による洪水到達時間の推定は避けた方がよい。
- (4) 総雨量の少ない記録や降雨継続時間の短い記録は推定に使用しない方がよい。また、流出のピーク直後に降雨が終了している記録も好ましくない。これらは、洪水到達時間を過小評価しがちである。

次に、推定した洪水到達時間と有効降雨強度の関係を示す有効降雨強度曲線 ($r_e - t_p$ 曲線) を両対数紙にプロットする。いま、図-8.2に示すように、流域面積 0.5km^2 の基準点で表-8.3に示すようなピーク流出量が観測され、それに対応した降雨強度が得られたとする。

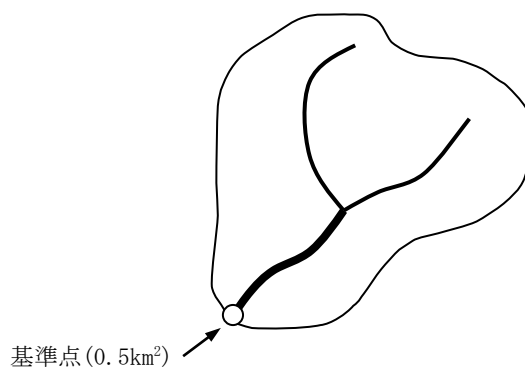


図-8.2 流域の例

表-8.3 流量観測記録

流域面積：50ha

No.	観測月日	ピーク 流出量 Q_p (m^3/s)	到達時間 t_p (min)	到達時間 内降雨量 Σr (mm)	平均 降雨強度 r (mm/h)	平均有効 降雨強度 r_e (mm/h)	ピーク 流出係数 f_p
1	00/00/00	0.597	145	16	6.8	4.3	0.63
2	00/00/00	0.833	90	14	9.1	6.0	0.66
3	00/00/00	1.028	100	18	10.7	7.4	0.69
4	00/00/00	1.528	90	25	16.9	11.0	0.65
5	00/00/00	2.500	60	25	25.0	18.0	0.72
6	00/00/00	3.472	50	29	35.2	25.0	0.71

この記録から、基準点の $r_e - t_p$ 曲線は、以下のように求める。

- (1) 観測されたピーク流出量 (m^3/s) を式(8.4)に代入して計算し、洪水到達時間内の平均有効降雨強度 (mm/h) を求める。

$$r_e = \frac{3.6 \cdot Q_p}{A} \dots\dots\dots (8.4)$$

ここに、 r_e : 洪水到達時間内の平均有効降雨強度 (mm/h)

Q_p : 洪水ピーク流出量 (m^3/s)

A : 流域面積 (km^2)

- (2) 図-8.3 に示すように、洪水到達時間 t_p と洪水到達時間内の平均有効降雨強度 r_e の関係を両対数グラフにプロット（グラフの“○”マーク）し、その平分線（グラフの破線）を挿入する。この平分線が 0.5km^2 の流域に対する洪水到達時間 t_p と洪水到達時間内の平均有効降雨強度 r_e の関係を表す。

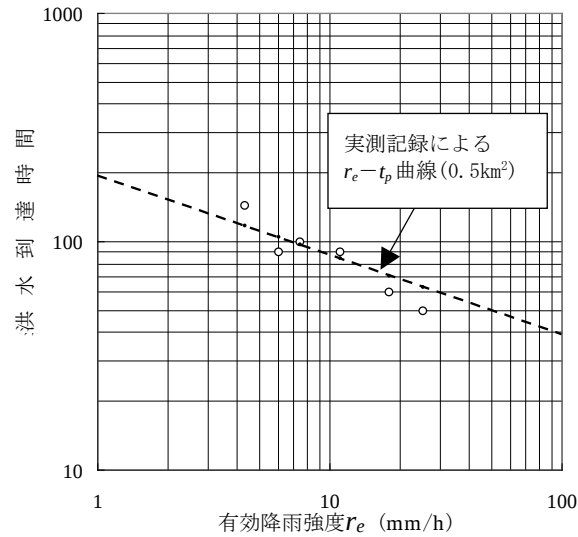


図-8.3 有効降雨強度曲線

8.2.2 計算による推定

洪水到達時間は、実測に基づいて定めることを原則とするが、流域に十分な水文観測資料が得られない場合は式(8.5)により推定してもよい。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \dots\dots\dots (8.5)$$

ここに、 t_p : 洪水到達時間 (min)

C : 土地利用係数

A : 流域面積 (km²)

r_e : 平均有効降雨強度 (mm/h)

表-8.4 土地利用係数 (C) の値^{2)~4)}

土地利用の状態	土地利用係数 (C)
自然山地	250~350 ≒ 290
放牧地	190~210 ≒ 200
ゴルフ場	130~150 ≒ 140
粗造成宅地(水路道路整備)	90~120 ≒ 100
開畑地(数 ha 程度の小面積)	50~130 ≒ 90
運動場	80
市街地	60~ 90 ≒ 70

式(8.5)は、角屋・福島により東北、近畿、中国、四国及び九州の山地丘陵地流域の14河川(流域面積： $A=0.13\sim740\text{km}^2$)での観測結果より導かれた式である。

また、観測記録がある場合においても、その観測記録が計画対象流域の一部(例えば、支川の範囲)であり、計画対象の全流域について洪水到達時間を推定する必要がある場合は以下のようにして洪水到達時間を推定する。

前述の「8.2.1 実測値による推定」により存在する観測資料、すなわち洪水到達時間 t_p と洪水到達時間内の平均有効降雨強度 r_e を用いて、式(8.6)から土地利用係数 C の値を特定する。特定した値と計画対象の流域面積 A を用いて、式(8.5)より洪水到達時間を推定する。

$$C = t_p \cdot A^{-0.22} \cdot r_e^{0.35} \dots\dots\dots (8.6)$$

ここに、 t_p : 洪水到達時間 (min)

C : 土地利用係数

A : 流域面積 (km²)

r_e : 平均有効降雨強度 (mm/h)

8.3 確率有効降雨強度曲線 (r_{eT} — t_r 曲線) の推定

確率有効降雨強度曲線は、降雨継続時間と確率有効降雨強度との関係を表した曲線であり、以下のようにして求める。

- (1) 降雨継続時間 t_r を20分間、1時間、2時間など3種類以上想定する。想定する範囲は、に示すような流域特性に支配される洪水到達時間から定める。
- (2) 長期間の降雨記録(過去30年程度)からそれぞれの t_r に対応する年最大降雨強度(mm/h)を求め、整理する。
- (3) それぞれの t_r に対応するデータを確率計算し(「6. 実績降雨に基づく計画基準降雨 6.2 確率降雨量の計算」参照)、降雨継続時間 t_r ごとにある確率年 T に対する確率降雨強度 r_T を求める。確率降雨強度式が定まっている場合は、それを利用する。
- (4) 上記で求めた降雨継続時間 t_r ごとの確率降雨強度 r_T に対して、式(8.7)により確率有効降雨強度 r_{eT} を求める。この場合のピーク流出係数は、原則として流域の流量観測結果から得られた値を用いる。

$$r_{eT} = f_p \cdot r_T \dots\dots\dots (8.7)$$

ここに、 r_{eT} : 確率有効降雨強度 (mm/h)

f_p : ピーク流出係数

r_T : 確率降雨強度 (mm/h)

- (5) ピーク流出係数 f_p は、地域の地質、地被、先行降雨等の諸条件により異なるので、それぞれの流域についての観測記録に基づき、種々の降雨に対する洪水ピーク流出量と洪水到達時間から求める。求める時は、式(8.1)と式(8.3)から導かれる式(8.8)を用いる。この場合、排水計画に用いる f_p の値は、大規模洪水時の値又はピーク流出係数の最大値に注目する(表-8.3の例の場合、 f_p は0.72となる)。

$$f_p = \frac{3.6 Q_p / A}{r} \dots\dots\dots (8.8)$$

ここに、 Q_p : 実測されたピーク流出量 (m³/s)

r : 到達時間内の実測平均降雨強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km²)

- (6) このようにして求めた降雨継続時間 t_r ごとの確率有効降雨強度 r_{eT} に、に示すような滑らかな曲線を挿入する。

8.4 洪水ピーク流出量の計算

洪水ピーク流出量 Q_p は、洪水到達時間 t_p に等しくなるような降雨継続時間に対応する確率有効降雨強度 r_{eT} を求め、これを式(8.1)に代入すれば求められる。

すなわち、図-8.4のように、洪水到達時間($r_e - t_p$ 曲線)と確率有効降雨強度曲線($r_{eT} - t_r$ 曲線)を同一グラフ上に描くと、両曲線の交点の値が合理式に用いるべき確率有効降雨強度になる(図の結果では、50mm/hを示している)。

この交点の確率有効降雨強度 r_e を式(8.1)に代入し、基準点における洪水ピーク流出量 Q_p を求める。

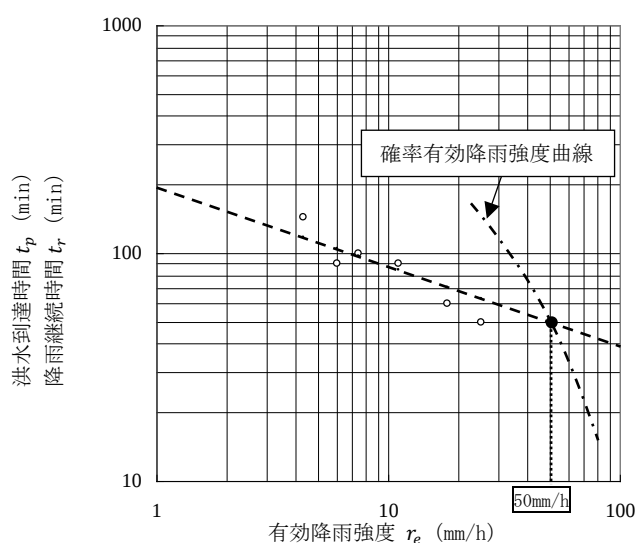


図-8.4 確率有効降雨強度の推定グラフ

参考文献

- 1) 水理公式集等
- 2) 角屋 睦：流出解析手法(その8)―洪水到達時間と合理式―、農土誌 48(8)、pp. 39～44 (1980)
- 3) 杉山博信、田中宏宣：丘陵地開発に伴う流出変化、農土誌 56(11)、pp. 17～23 (1988)
- 4) 四方田穆、奥谷順彦：開発農地の流出特性―表面流モデルによる縦畦の影響の検討―、農土誌 56(11)、pp. 39～44 (1988)

9. 洪水ハイドログラフの計算

(基準、基準の運用第3章3.3.7関連)

9.1 計算モデルの選定

洪水調節用ダムの計画や洪水時排水を一時貯留させて自然排水や機械排水を計画する場合、計画洪水時排水量は、洪水ハイドログラフの形で求めなければならない。

洪水ハイドログラフの計算に当たっては、対象とする流域状況の違い（傾斜地域又は氾濫域）に応じて、表-9.1に示す計算モデルを選定しなければならない。なお、傾斜地域及び氾濫域とは、以下のような性質の流域をいう。

- ・傾斜地域：降雨から流出までの過程で一時貯留又は湛水による氾濫が発生しない地域
- ・氾濫域：降雨から流出までの過程で一時貯留又は湛水による氾濫が発生する地域

注：傾斜地域に適用されるモデルは、基準点について下流水位の影響を考慮しない。したがって、これらのモデルを氾濫域に用いると、洪水ハイドログラフを過小に推定する。

表-9.1 流出モデルの概要

適用域	流出モデル	モデルの分類		定数等	入力	出力	備考
傾斜地域	単位図法	単位図法	集中型 モデル	単位図縦距（単位時間ごと）	有効降雨量	直接流出量	土地利用ごとの有効降雨、モデル定数が必要。
	貯留関数法	貯留法		モデル定数 (K, P, T_L)	有効降雨量	直接流出量	
	タンクモデル			流出孔係数、流出孔高、浸透孔係数	降雨量	全流出量	土地利用ごとのモデル定数が必要。有効降雨の推定は不要。
	キネマティックモデル	雨水流法	分布型モデル	斜面流定数 (k, p) 河道流定数 (K, P)	有効降雨量	直接流出量	土地利用ごとの有効降雨、モデル定数が必要。
氾濫域	遊水池モデル	貯留法	集中型モデル	水位－面積曲線（水位－貯留容量曲線）等	降雨量、氾濫域への流入量、外水位等	湛水位、湛水面積、湛水時間等	湛水域内で水位は一樣と仮定（地点ごとの水理量は求まらない。）。
	低平地タンクモデル	雨水流法	分布型モデル	河道断面、河床標高、粗度係数、田面標高等			湛水域内各地点の水位、流量が求まる。河道－水田間で流入出を考慮。
	不定流モデル						

注1) 集中型モデルとは、基準点に対して流域全体を一つにまとめたモデルをいう。このタイプのモデルで流域内部の流出を詳細に表現するためには、流域をいくつか分割してモデルを適用する必要がある。

注2) 分布型モデルとは、基準点に対して流域内部を分割し、それぞれの分割流域からの流出を合計して流出量を求めるモデルをいう。したがって、このタイプのモデルは流域内部の地点の流出量も表現することができる。

9.1.1 傾斜地域のモデル選定

傾斜地域に適用できるモデルには、単位図法、貯留法及び雨水流法の三つの手法がある。

(1) 単位図法

単位図法は、単位有効降雨に対する直接流出ハイドログラフ（これを単位図又はユニットハイドログラフと呼ぶ。）を推定し、この単位図を用いて計画基準降雨下の洪水ハイドログラフを推定する手法であり、この考え方は以下の仮定に基づいている。

- ア 同一流域では、地域的、時間的に一様強度かつ一定継続時間の有効降雨からは、常に一定波形の流出を生じる。
- イ 同一流域では、有効降雨強度が変化しても、流出量の時間的配分の割合は変化しない。ハイドログラフの縦距は有効降雨強度に比例する。
- ウ 長時間の降雨による流出は、単位時間に分割した降雨によるそれぞれの流出量を算術的に加算したものに等しい。

単位図法によって洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

- ア 単位図の決定には十分な降雨と流量の観測資料を必要とするので、水文資料が少ないときは信頼性が問題となる。
- イ 短時間の降雨によるハイドログラフを利用する場合には、降雨がほぼ全流域に一様であったかどうかを確かめておく必要がある。
- ウ 単位図では、氾濫の影響を考慮しないので、流量観測点の選定並びに降雨量及び降雨強度に十分留意し、氾濫を起こさない程度の洪水ハイドログラフとその降雨から単位図を作成する必要がある。
- エ 単位図の単位時間は、短いほどよいというものではない。洪水到達時間の $1/2 \sim 1$ 倍程度の適当な時間を選ぶようにする。

(2) 貯留法

貯留法は、流域を降雨の貯留場と考え、貯留量と流出量との間に関数関係を想定して洪水ハイドログラフを求める手法であり、入力として有効降雨を使うか、観測降雨をそのまま使うかの違いにより、貯留関数モデルとタンクモデルとに大別できる。

ア 貯留関数モデル

貯留関数モデルは、基本的に集中型モデルである。貯留関数モデルを適用する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

(ア) 適用範囲は、おおむね数 $ha \sim 1,000km^2$ と考えてよい。

(イ) 貯留関数モデルが対象とする流出成分は地下水流出成分（基底流出量）を除いた直接流出量である。したがって、このモデルを用いる場合は、計算に先立って収集した降雨量及び流出量の記録から、有効雨量及び直接流出量を求めておく必要がある。

イ タンクモデル

タンクモデルは、貯留関数モデルと同様に、集中型モデルである。タンクモデルを適用する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

(ア) タンクモデルは、貯留関数モデルと異なり、降雨量をそのままモデルに入力して、流出量を計算することができる（貯留関数モデルの場合のようにあらかじめ有効雨量を求めておく必要はない。）。

(イ) タンクモデルは、一段目タンク（最上段タンク）の流出孔からの流出量が表面流出量を表す。したがって、この流出孔係数の値が洪水ハイドログラフの精度に直接影響する。一段目より下段のタンクの流出孔からの流出量は、中間流出量及び基底流出量を表す。

(ウ) モデルの設定に当たって、タンクの段数はほとんどの場合2段で十分である。いたずらに段数を増やしてもパラメータの同定が困難になるだけであまり効果はない。

(3) 雨水流法

雨水流法は、下流条件に拘束されない斜面上の流れ（このような流れをキネマティック流出と呼ぶ。）について、水流の基礎式（運動方程式と連続式）を用いて水理学的に雨水の流れを追跡して洪水ハイドログラフを求める手法である。このような手法によるモデルをキネマティックモデルと呼ぶ。なお、基礎式の運動方程式にマニング型表面流が採用される場合には等価粗度法と呼ぶこともある。また、計算手法に特性曲線を利用することからこの計算法を特性曲線法と呼ぶこともある。キネマティックモデルの適用に当たっては以下の事項に留意しなければならない。

ア キネマティックモデルは分布型モデルであり、流域を地形、地質及び土地利用状況から複数ブロックの斜面と河道に分割して各ブロック下流端及び全ブロック最下流端の流出ハイドログラフを求めることができる。ブロック分割の一般的なルールはないが、通常河道の合流点、地形や地目の急変する地点を境界にして分割する。モデルの斜面勾配及び河道勾配は地形図により定めるが、必ずしも地形と一致しなくてもよい。特に山地河川では、河道勾配の上限値を1/50と定め、それ以上の値が地形図から求まっても、上限値におさえておくなどの配慮が必要である。

イ キネマティックモデルは、市街地など舗装地の多い流域の流出量計算に最適である。山地流域に対しての適用条件は明確でないが、一般的に言えば実測ピーク流量が $1\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$ 程度の流出には好結果を期待できず、 $3 \sim 4\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$ 程度の流出にはある程度の結果が、 $5\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$ 程度の流出には、良好な結果が期待される。

ウ キネマティックモデルは、有効降雨量に対する直接流出量を求める。したがって、計算に先立って収集した降雨量及び流出量記録から、有効降雨量及び直接流出量を求めておく必要がある。

エ 流域の開発に伴う土地利用形態の変化による流出量の変化を推定する場合には、現在のところ本モデルが最有力である。最近では、貯留関数モデルでも可能になってきている。

オ キネマティックモデルを水田地帯の流出量計算に適用するのは、基礎式の性質上合理的とはいえない面もあるが、流域勾配が1/1,000よりも急な地域では現象をある程度再現できること及び出水資料が少なくてもよいなどの理由からしばしば利用される。その際の流域モデルは、幹線及び支線排水路までを流路とみなして単純化し、斜面勾配は地形勾配で代用すると、等価粗度は $N=2 \sim 3(\text{s}/\text{m}^{1/3})$ 程度になることが多い。

9.1.2 氾濫域のモデル選定

氾濫域に適用できるモデルには、貯留法と雨水流法の二つの手法がある。

(1) 貯留法（遊水池モデル）

貯留法は、氾濫域に遊水池を想定し、内部流域の流入量と排水量との水収支から洪水ハイドログラフを計算する。通常、これを遊水池モデルと呼ぶ。遊水池モデルによって洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

ア モデルの流入量は内部流域（氾濫域を含む）からの流量であり、単位図法、貯留法（貯留関数モデル／タンクモデル）又は雨水流法（キネマティックモデル）により求める。

イ モデルの流出量は、事業計画に基づく排水施設（排水水門、ポンプ、等）の能力を勘案して求める。

(2) 雨水流法

雨水流法は、排水組織の流水を水理学的に追跡して洪水ハイドログラフを計算する手法であり、低平地タンクモデル及び不定流モデルがある。

ア 低平地タンクモデル

低平地タンクモデルは、不定流の連続式と不等流の運動方程式によって排水組織の流水追跡を行う。氾濫域に低平地タンクモデルを適用して洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

(ア) 低平地の流出氾濫現象を実用上十分な精度で再現しようとするものであるから、解析に先立ち流域全体としての対象期間内水収支を検討しておくことが重要である。

(イ) 低平地への流入水は単に降雨のみならず河道堤防の浸透水、用水の残水、用水取水口の漏水、水田の畦畔浸透水、あるいは宅地からの下水等があり、これらが無視できない量に及ぶ場合がある。これらを評価検討しておかないと再現性のよい結果を期待できない場合がある。

(ウ) 水路への降雨は水田タンクに含まれる。

(エ) タンク及び水路の水理条件は現地調査により定める。この場合、面積等のタンクの条件をそろえるようにする。

イ 不定流モデル

不定流モデルは、不定流によって排水組織の流水追跡を行う。氾濫域に不定流モデルを適用して洪水ハイドログラフを計算する場合は、以下の事項に留意しなければならない。

(ア) 本モデルの適用に当たっては、低平地タンクモデルの場合の留意事項に加えて、不定流計算について十分に理解した上で実行することが特に重要である。

(イ) この方法は、精度は非常に高いが複雑な計算である。したがって、要求される計算結果の精度を十分に勘案して適用することが重要である。

9.2 直接流出量と有効雨量

ハイドログラフを計算する流出モデルのうち、単位図モデル、貯留関数モデル及びキネマティックモデルは、有効雨量を用いて直接流出量を計算する。したがって、計算モデルのパラメータを設定するに当たって降雨量及び流出量の観測記録は、有効雨量と直接流出量に分離しておかなければならない。

9.2.1 直接流出量

観測記録から得られる洪水ハイドログラフは、地下水流出成分と直接流出（表面流出＋中間流出）成分が含まれている。地下水流出は、一般には、降雨開始後ある一定の時間を経過してから漸増を始め、降雨終了後若干の時間を経てピークになった後低減し、図-9.1のA - D - E - B線の状況を示すと考えられる¹⁾。

洪水ハイドログラフから直接流出量を分離する具体的方法には、図-9.1を参考にして、表-9.2に示す方法がある。

表-9.2 直接流出量の分離方法

分離線	分離方法	適用対象
A - C 線分離	ハイドログラフの立ち上がりから水平に分離する方法（水平分離法）	傾斜地河川（常時一定値に近い低水流量が期待される河川）
A - B 線分離	中間流出終了時刻が半対数紙上のハイドログラフ低減部の折曲点Bに相当すると考え、これを立ち上がり点Aと結ぶ方法	低平地河川
A - E - B 線分離	半対数紙に描かれたハイドログラフ上で、地下水流出量低減部直線を降雨終了時刻まで逆挿し、これを立ち上がり点と結ぶ方法	

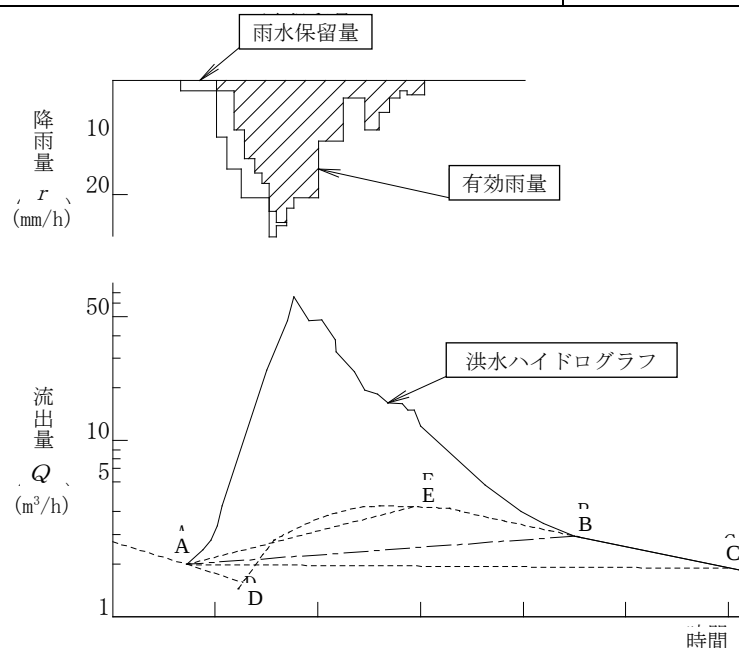


図-9.1 直接流出の分離法

9.2.2 有効降雨量

直接流出量に対する有効雨量の推定方法には、雨水保留量曲線法、補給能曲線法等がある。ここでは、雨水保留量曲線法について解説する。なお、雨水保留量曲線を作成するため、検討初期の段階で水位計及び流速計の設置、流量観測等により実測流量データを得ることが、排水計画の精度向上を図るために望ましい。また、流量観測が困難な地域では、比較的流出形態が類似していると考えられる近隣地区の実測流量から、土地利用別保留量を算定する方法も考えられる。

注1) 雨水保留量曲線は、従来から累加雨量 - 累加損失雨量曲線又は略して損失雨量曲線と呼ばれてきたが、損失という用語は適切でないため²⁾、本技術書では雨水保留量曲線と呼ぶこととする。また、補給能曲線についても、従来から用いられてきた損失能は用語として適切でないため、補給能曲線と呼ぶこととする。

注2) 補給能曲線法は、地下への浸透を以下のホルトン式で表し、有効雨量を推定する方法である³⁾。

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}$$

ここに、 f : t 時間後の降雨の補給能

f_0 : 初期補給能

f_c : 最終補給能

k : 定数

t : 降雨開始後の時間

(1) 雨水保留量曲線法の手順

降雨が継続して累加雨量が増加するに伴い、流域内に保留されて直接流出しない雨水量の増分は漸減し、やがて累加保留量はある限界値に近づくのではないかと、この考えに基づき、中安によって提示された方法である。流域保留量 F は、次式から求まる。

$$F = R - R_E \quad \dots\dots\dots (9.1)$$

ここに、 R : 累加雨量 (mm)

R_E : 累加有効雨量 (mm)

式(9.1)において、累加有効雨量 R_E は、流域の観測記録から前出「9.2.1 直接流出量」によって得られた直接流出量ハイドログラフについて、一定時間間隔 ΔT ごとに直接流出量 Q_i を読み取り、次式によって求める。

$$R_E = \Delta T \frac{\sum Q_i}{A} \quad \dots\dots\dots (9.2)$$

ここに、 A : 流域面積

雨水保留量曲線法による有効雨量の推定は、以下の手順による。

手順－1	
標準保留量曲線の作成	降雨量と洪水ハイドログラフの記録から、流域の標準保留量曲線を作成する。
↓	
手順－2	
有効雨量の推定	標準保留量曲線から、降雨開始から単位時間ごとの有効雨量を推定する。

(2) 標準保留量曲線の作成

流域の標準保留量曲線は、以下の手順で求める²⁾。

ア 流域で観測された数組の降雨量と洪水ハイドログラフの記録を整理する。

イ 洪水ハイドログラフから、前出「9.2.1 直接流出量」により直接流出量を分離する。

ウ 式(9.2)より累加有効雨量 R_E を求め、さらに式(9.1)より流域保留量 F を求める。

エ 得られた数組の降雨量 R と流域保留量 F の関係を、図-9.2 のようにグラフプロットする。この時、 F はかなりばらつくが、 F の大きい側の点群を通る曲線を描くと、前期無降雨日数の長い場合の標準保留量曲線を得る。

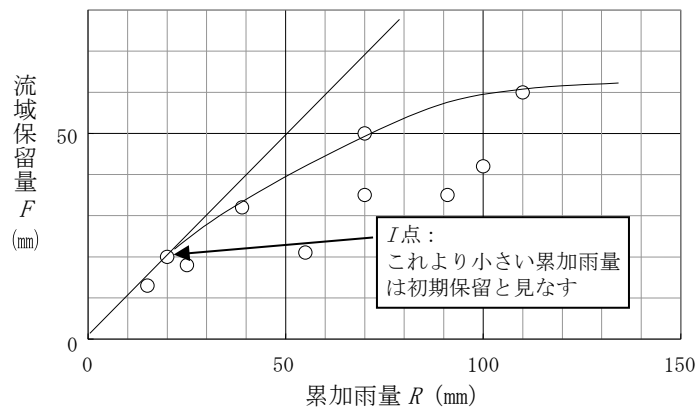


図-9.2 雨水保留量曲線

なお、保留量曲線の作成に当たっては、以下の事項に留意する。また、保留量曲線の例を図-9.3に示す。

ア 標準曲線は、水田主体流域、市街地域等ではある限界値を持った曲線、すなわちある R 値以上は F 値一定の線となるが、山地流域では必ずしも限界値を持った曲線にはならない。

イ 降雨初期の遮断、くぼ地貯留等のため河道に流出しない水量で、降雨開始後ハイドログラフ立ち上がり点までの雨量（一般に初期保留といわれ、山地では20～40mm）は、保留量曲線立ち上がり部の $F=R$ となる直線部の点 I （図-9.2中の点）までの保留量で表現する。

ウ 対象流域内に、山林、市街地、水田等各種の地目が混在する場合には、それぞれの保留量曲線を作成することが望ましい。

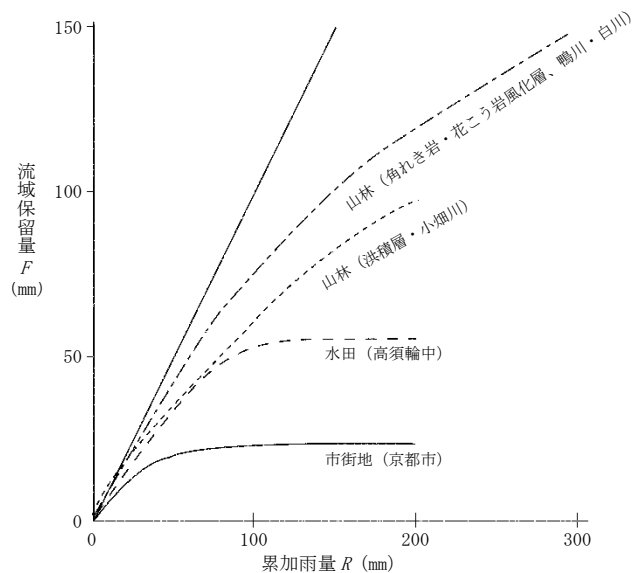


図-9.3 雨水保留量曲線の例

(3) 有効雨量の推定

図-9.1に示すように、降雨開始から直接流出量ハイドログラフに対応した単位時間ごとの有効雨量は、以下の手順で推定する。

ア 降雨開始から単位時間ごとの累加雨量を求める。

イ 単位時間ごとの累加雨量に対して、得られた標準保留量曲線より保留量を求める。

ウ 単位時間ごとの累加雨量から保留量を差し引いて、有効雨量を求める。

エ 上記により得られた有効雨量は、単位時間ごとの累加有効雨量に相当するから、これを降雨終了時刻から順次差し引いて単位時間ごとの有効雨量を求める。

図-9.2に示す保留量曲線を用いた有効雨量の推定例を表-9.3に示す。表において、保留量は累加降雨量（グラフの横軸の値）に対して保留量曲線より求めた縦軸の値である。また、図-9.4はこの結果をハイトグラフに表したグラフである。

表-9.3 有効雨量の推定例

時刻	降雨量	累加 降雨量	保留量	累加 有効雨量	有効雨量
1	2.0	2.0	2.0	0.0	0.0
2	3.0	5.0	5.0	0.0	0.0
3	7.0	12.0	12.0	0.0	0.0
4	16.0	28.0	25.0	3.0	3.0
5	25.0	53.0	41.0	12.0	9.0
6	36.0	89.0	57.0	32.0	20.0
7	31.0	120.0	61.0	59.0	27.0
8	20.0	140.0	62.0	78.0	19.0
9	7.0	147.0	62.0	85.0	7.0
10	3.0	150.0	62.0	88.0	3.0
11	2.0	152.0	62.0	90.0	2.0
12	3.0	155.0	62.0	93.0	3.0

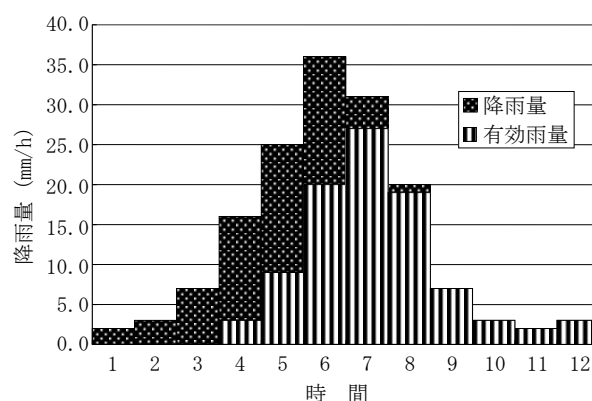


図-9.4 有効雨量ハイトグラフ

9.3 傾斜地域の洪水ハイドログラフの計算

傾斜地域の洪水ハイドログラフの計算に適した手法には、表-9.1 に示した以下のモデルがある。

- ・単位図法：単位図モデル
- ・貯留法：貯留関数モデル、タンクモデル
- ・雨水流法：キネマティックモデル

9.3.1 単位図法

(1) 基礎式

単位図法による洪水ハイドログラフの推定は、式(9.3)による⁴⁾。

$$Q(t) = \sum_{j=0}^{\ell} p_j \cdot r_e(t-j) \quad \dots\dots\dots (9.3)$$

$$Q(t) = p_0 \cdot r_e(t) + p_1 \cdot r_e(t-1) + \dots\dots + p_{\ell} \cdot r_e(t-\ell)$$

$$Q(t+1) = p_0 \cdot r_e(t+1) + p_1 \cdot r_e(t) + \dots\dots + p_{\ell} \cdot r_e(t+1-\ell)$$

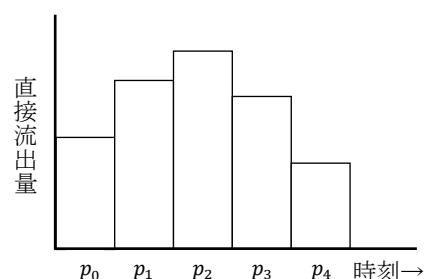
$$\dots\dots\dots \dots\dots \dots\dots$$

$$\dots\dots\dots \dots\dots \dots\dots$$

ここに、 $Q(t)$ ： t 時刻の直接流出量 (mm/h)

$r_e(t-j)$ ： t 時刻から j 時刻前の有効
降雨強度 (mm/h)

式(9.3)において、有効降雨強度を単位強度 ($r_e(t) = 1$) とし、他の時間を0) とすると、直接流出量は p_j に等しくなる。この p_j を単位図 (ユニットグラフ) といい、図-9.5に示すようなハイドログラフを描く。

図-9.5 単位図の例 ($\ell=4$ の場合)

(2) 適用上の注意⁵⁾

単位図法を適用する場合には、単位図が降雨の規模によって変わる可能性のあることに留意する必要がある。これは丘陵山地流域では流出の非線形効果が無視できなくなるためと考えられている。したがって実用的には、降雨強度別単位図を作成するか、非線形単位図を採用することを考える。

9.3.2 貯留法

貯留法による洪水ハイドログラフの計算は、以下のように大別できる。

表-9.4 貯留法の体系

体 系	特 徴	代表的なモデル
貯留関数系	流域の貯留量 S を以下のような流出量 Q の関数形で表し、流域への流入、流域からの流出の計算から洪水ハイドログラフを推定する。 $S = K Q^p$	貯留関数モデル
タンクモデル系	流出孔、浸透孔を持つ直列のタンクを想定し、流域への流入、流域からの流出の水収支の計算から洪水ハイドログラフを推定する。	タンクモデル

(1) 貯留関数モデル⁶⁾

ア 基礎式

貯留関数モデルは、以下のように表現する。

$$S_\ell = K Q_\ell^p \dots\dots\dots (9.4)$$

$$\frac{dS_\ell}{dt} = r_e - Q_\ell \dots\dots\dots (9.5)$$

ここに、 Q_ℓ : 遅れ時間 T_ℓ を考慮した直接流出量 (mm/h)

S_ℓ : 遅れ時間 T_ℓ を考慮した貯留量 (mm)

r_e : 有効降雨強度 (mm/h)

K, P, T_ℓ : 定数

式(9.4)、(9.5)において、 Q_ℓ, S_ℓ の単位を $m^3/s, m^3$ とする場合は、有効降雨強度は $(1/3.6 \times r_e \times A)$ を用いる (A : 流域面積 (km^2))。

有効降雨強度 r_e は、前述の雨水保留量曲線から算定できる(「9.2.2 有効降雨量」)。また、式(9.6)を導入することにより降雨強度 r を直接扱うこともできる。ただし、この場合には総計算流出高と総観測流出高とは必ずしも一致しないので注意が必要である。

$$r_e = f \cdot r \dots\dots\dots (9.6)$$

ここに、 f : 流入係数

r : 降雨強度 (mm/h)

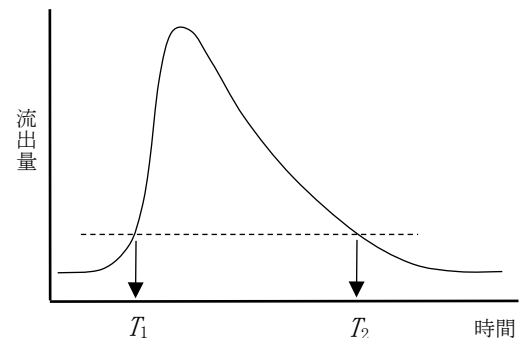


図-9.6 流入係数の推定

流入係数 f は、観測記録より以下の手順で求める。

- ① 図-9.6 に示すように、流出量ピークをはさんで流出量の等しい時刻 T_1 、 T_2 を選定する。
このときの流出量は、ピーク流出量の 10～20% とする。
- ② 次式により、平均流入係数 f を算定する。

$$f = \frac{V_{T2} - V_{T1}}{R_{t2} - R_{t1}} \dots\dots\dots (9.7)$$

$$t_2 = T_2 - T_\ell, \quad t_1 = T_1 - T_\ell$$

ここに、 V_{T1} 、 V_{T2} : T_1 、 T_2 時刻の累加流出量 (mm)

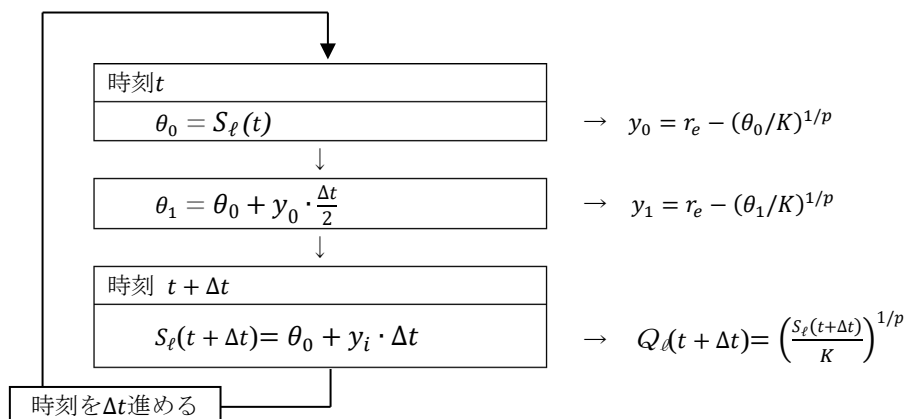
R_{t1} 、 R_{t2} : t_1 、 t_2 時刻の累加降雨量 (mm)

イ 基礎式の計算方法

基礎式の計算には多くの手法があるが、ここでは貯留量 S_ℓ を介して流量を求める方法を示す。
式(9.5)に式(9.4)を代入すると、次式を得る。

$$\frac{dS_\ell}{dt} = r_e - \left(\frac{S_\ell}{K}\right)^{1/p} \dots\dots\dots (9.8)$$

式(9.8)による流出量の計算は、時刻 t の貯留量 $S_\ell(t)$ を既知 ($= \theta_0$) とし、遅れ時間 T_ℓ を考慮して、2 次のルンゲ・クッタ法により以下の手順で Δt 時刻後の貯留量 $S_\ell(t + \Delta t)$ を求める。さらに、 Δt 時刻後の流量 $Q_\ell(t + \Delta t)$ は、式(9.4)より求める。



上記の手法による計算例を表-9.5に示す。表において、有効雨量 r_e は降雨量 r について保留量曲線から求めている（「9.2.2 有効降雨量」の項参照）。初期貯留量 θ_0 は、降雨開始から4時間後の時刻をゼロとしている。⑥欄は、遅れ時間 T_ℓ を0.6時間として、これを考慮した流出高の計算時刻である。これより、1時間ごとの流出量は、比例配分で内挿して求める。また、図-9.7は、計算結果のハイドログラフを示す。