

試験施工には本工事で使用する転圧機械を用いて盛土締固め基準に合致するまで転圧し、必要な転圧回数を決定するものとする。

(4) 堤体盛土の施工

1) 施工含水比

盛土の施工において、第28条に示した締固め基準にもとづく適切な施工を行うためには、盛土材料の施工含水比の管理が重要な要素のひとつである。この場合、施工時の天候等に十分注意を払い、所定の締固め基準が得られるように施工時の含水比を確保するように特に留意する必要がある。所定の含水比が確保できない場合は、含水比の調整や施工方法等を検討して、締固め基準を満足した堤体を築造するものとする。

2) まき出し方向及び転圧方向

堤体内への浸透水を防止する目的から堤体盛土材料のまき出し及び転圧は、堤体軸線と平行に行うことを原則とする。

3) 転圧面の盛りつき

まき出した盛土材料は、その日のうちに締固めが完了し、降水に対して十分な表面排水ができるよう盛土表面を平坦に仕上げなければならない。翌日、ひきつづき盛土を行う場合は、盛土転圧面があまり平坦にならないようにして盛りつきし、相互のなじみをよくしなければならない。

4) 法面の転圧

堤体盛土法面の締固めは、適切な機種を選定し、入念な転圧を行うものとする。

5) 降水時による施工休止の条件

堤体盛土工事は、気象条件の影響を大きく受ける。

特に、施工不能降水量は、盛土材料の種類や降水継続日数等により必ずしも一律ではない。試験施工の結果など参考に、設計条件を満足し得るような施工含水比が得られない降水量のあった後には施工を休止する必要がある。

6) クラック発生時の処置

軟弱地盤上に堤体盛土を行うと、地盤の不等沈下により放流施設部や軟弱地盤部と地山アバット部の境界付近にクラックが発生する危険性があるので、十分に注意して施工しなければならない。

堤体盛土にクラックが生じた場合は、将来漏水や堤体崩壊の原因となるので、すみやかに処置しなければならない。

クラックの処置方法としては、クラック発生及びその周辺の盛土をクラックが発生していない深度まで掘削し、堤体盛土と同一の材料で置換えるのが一般的である。

(5) 降水の処理

降水に対する留意点としては、以下の点がある。

1) 堤体盛土面上は、上流方向に排水に必要な片勾配、又は堤軸線を境にして上下流方向へ勾配をもたせ、表面を平坦に締固め排水を良くし、かつ降水の浸透を防止する。

2) アバット部等の切土部は、法肩部に排水溝を設けて排水し、法面部に流出しないようにする。長大法面の場合には、法面部に排水溝を設け、盛土面上に雨水ができるだけ流出しないよう注意する。

3) 次のまき出しを急ぐ盛土面、重要な走路面等はシートで覆う。

(6) 湧水処理

基礎地盤からの湧水は、単に堤体盛土施工の障害となるばかりでなく、盛土材料のせん断強度の低下やパイピングの原因ともなるので、十分な注意が必要である。従って、現地調査の結果から湧水的位置や量等を的確

に把握して、湧水処理を施しながら盛土材料で埋戻したり、又は、グラウト処理あるいはフィルター材や円筒管等を用いて適切な処理を行わなければならない。

接合部の施工

第30条 堤体と基礎地盤及び堤体構造物との接合部は、十分な水密性が得られるように入念に施工するものとする。

解 説

(1) 基礎地盤の接合部の施工

基礎地盤に凹凸等がある場合は、これを整形掘削、あるいは硬い地盤の場合コンクリート、填充土等によって、盛土施工の締固めが十分にでき、なじみがよくなるよう仕上げる必要がある。この場合は、整形勾配はできるだけ緩やかな勾配にすることが望ましい。

上記の表面処理を行った後、本施工に先行して盛土材料の含水比の変化をきたさない範囲で、基礎地盤を湿润にしておく。

(2) 構造物との接合部の施工

洪水吐き放流施設等のコンクリート構造物と堤体盛土との接合部では、沈下やクラックが生じ漏水の原因となることもある。堤体盛土と構造物との接合部の沈下の原因は、基礎地盤の沈下及び盛土自体の圧縮沈下のほかに、場所が狭いため締固めが不十分となり易いことなどがある。

構造物との接合部の施工方法は、次のような点に留意して行うものとする。

- ① コンクリート構造物と埋戻し材の接合部は、埋戻し材料の含水比に留意してなじみよく施工する。
- ② 埋戻しは、小型ブルドーザ等により平坦に敷均し、ダンプトラック等による高まき出しは避ける。
- ③ 埋戻し材料のまき出し厚さは、概ね小型締固め機械の場合5～10cm、タイヤローラ等の場合20cm程度とし、入念に締固める。

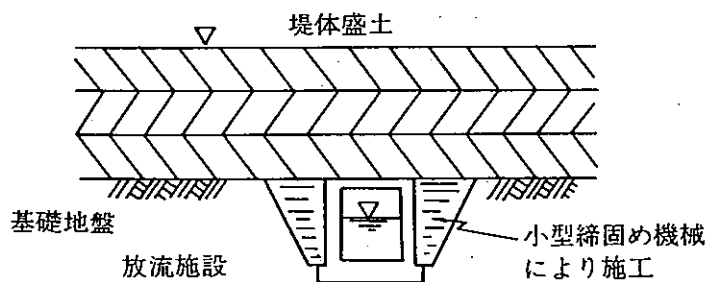


図4.2 構造物周辺部の施工

ドレーンの施工

第31条 堤体内に設けるドレーンは、定められた材料を均質にまき出し、締固められるように施工するものとする。

解 説

堤体内に設けられるドレーンのうち、特に水平ドレーンとインターセプターについて次の留意点を配慮して確実に施工するものとする。

- ① 施工機械に付着している粘性土は、施工前によく清掃し、まき出し、転圧時にドレーン内に混入しないようにする。
- ② 材料によっては、過転圧によって細粒化することがあるので転圧回数を必要以上に多くすることは避ける。
- ③ 施工中は、絶えずドレーン材料の中に隣接するゾーン材料が混入しないようにする。
- ④ 降水後は、必ずドレーン施工面を点検し、表面の異物等は撤去してから施工する。
- ⑤ 施工中は、たえず材料の変化に注意する。
- ⑥ 筋状ドレーンの場合は、掘削した溝の側面が崩れ、その土がドレーン材料に混入しないよう注意する。

堤体の品質管理

第32条 堤体盛土の施工にあたっては、土質材料に応じて品質管理を行うものとする。

品質管理は、盛土材料及びドレーン材料に対し行い、搬入時の材料の試験と施工時の品質確認の試験を実施するものとする。

- 2 動態観測は、軟弱地盤上の、あるいは高含水比粘性土からなる堤体盛土に対して必要に応じて行うものとし、これにより基礎地盤及び堤体の挙動を常に把握しながら工事を進めるものとする。

解 説

(1) 品質管理の目的

- ① 工事の欠点を未然に防止すること。
- ② 品質のばらつきをできるだけ少なくすること。
- ③ 工事に対する信頼性を増すこと。

(2) 品質管理の方法

品質管理の方法としては、定められた試験を実施して統計的手法により管理して行く方法と、目視による管理法とがある。

盛土材料別の管理項目、頻度、規格値は、表4.6に示す通りである。

なお、目視による管理も十分に行って、品質管理試験結果を補足する必要がある。

表 4.6 品質管理規格表

材料名		管理試験内容	頻 度	規 格 値	
堤 体 部	普通土・砂質土・塊状土	材 突固め試験	盛土当初及び土質の変化時に3ヶ	—	
		料 粒度試験			
	施 工	含水量試験	毎日1回、3ヶ	W_{opt} より湿潤測で γ_{dmax} の90%に相当する含水比 W_{opt} :最適含水比(%) γ_{dmax} :突固め試験で求めた最大乾燥密度(g/cm^3)	
		現場密度測定	各層毎又は3,000 m^3 毎に3ヶ	$\gamma_{dmax} \geq 90\%$	
	高含水比粘性土	材 料	突固め試験	盛土当初及び土質の変化時に3ヶ	—
			粒度試験		
		施 工	含水量試験	毎日に1回、3ヶ	材料に応じて決定
	現場密度測定		各層毎又は3,000 m^3 毎に5点	$S_r \geq 85\%$ 又は $V_a \leq 10\%$ S_r :飽和度(%) V_a :空気間げき率	
	工	コーン試験	各層毎又は3,000 m^3 毎に5点	材料に応じて決定	
	ドレイン	材 料	粒度試験	2,000 m^3 毎に1回	設計書内で規定された粒度
透水試験			$K \geq 10^{-3} cm/s$ K:透水係数(cm/s)		

注) 堤体部に砂質土、塊状土を用いる場合には、必要に応じ透水試験を行う。この場合の規格値の目安としては、 $K=10^{-5} cm/s$ 以下を目標とすることが望ましい。

(3) 結果の整理

試験結果は毎日整理して、工程能力図等に図示するとともに必要な時点でヒストグラムに整理しておくとい。

特に工程能力図は工事の進捗に伴う品質の変化を見ることができ、異常値の事前予測や原因の検討を行う上で便利である

(4) 品質不良の処置

品質管理試験で規格値以下の値が発生した場合は、その原因を直ちに追求し、類似の事態を再発させないための処置をとらなければならない。

(5) 動態観測は、調査・設計時に予測した現象が実際に生じているかどうか、対策工法の効果が予測どおりであるかどうかを照合し、予期しなかった挙動が生じたときには一刻も早くその原因を追求し、対策を実施するものとする。

動態観測は、主に、以下に述べるような装置及び計器類を用いて行われるが、計測にのみならず目視による観察を行うことも大切である。

目視による観察としては、次の項目があげられる。

- ① 堤体盛土法面のはらみ出し(特に、高含水比粘性土からなる盛土)。
- ② 堤体盛土部及び基礎地盤のクラックの有無。

③ 堤体盛土法尻部付近の基礎地盤の盛上り、側方変位。

④ その他。

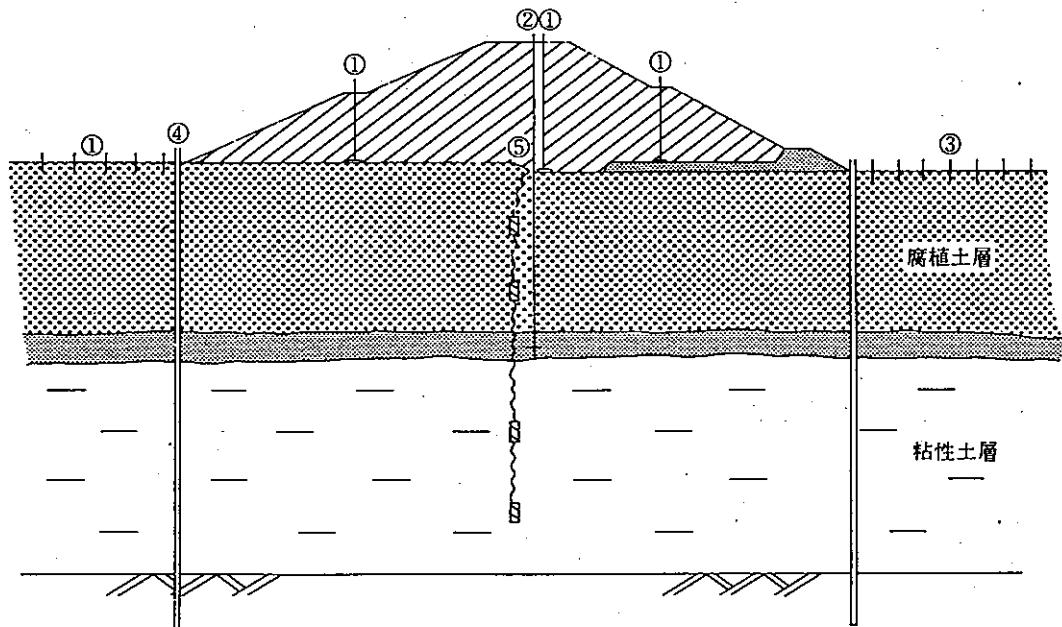
必要な測定項目としては、沈下量、間げき水圧、側方変位があるが管理目的別に整理すると表4.7のようになる。

又、一般的な条件での計器配置例を図4.3に示す。

表4.7 管理目的測定項目

測定項目	利用目的	
	沈下管理	安全管理
沈下量	◎	◎
間げき水圧	○	○
側方変位	-	◎

注) : ◎ 実施頻度が高いもの



① 地表面層沈下計 ② 深層型沈下計 ③ 変位ぐい又は伸縮計 ④ 地中変位計 ⑤ 間げき水圧計

図4.3 軟弱地盤での計器配置例

(6) 施工後の異状時の処理

堤体施工後、特に軟弱地盤上および高含水比粘性土からなる堤体盛土部において、目視により法面のはらみ出し、クラック等の異状現象が露見された場合には、押さえ盛土等の適切な処理をするものとする。その際、渇水期において自己流域流量で湛水可能な場合には必要に応じ湛水試験を行うとよい。

維持管理

第33条 完成後の堤体の安定および調整池の機能を確保するため、維持管理を完全に行なわなければならない。

解 説

(1) 少なくとも年一回草刈を行ない堤体の完全なことを確かめるものとするが、さらに豪雨、地震などの直後は、その都度、堤体細部にわたり点検を行なうものとする。

また天端、小段などの排水はつねに良好であるよう手入れし、さらに出水後、堤体に付着した塵埃類は取り除かなければならない。

(2) 放流管のゲートあるいはバルブ類はペンキ塗り替え、潤滑油の補給など怠らないようにし、出水期前には必ず操作試験を行ない、不備の点はただちに修理しておかなければならない。

第5節 防災調節池技術基準（案）

第1章 総 則

適用範囲

第1条 宅地開発等に伴い、恒久的な施設として、堤高の低いダム（高さ15m未満）による調節池（防災調節池という）を築造する場合には、この基準によるものとする。

解 説

河川上流域にお宅地化等に伴い、河川流域の流出機構が変化し、当該河川の流量を著しく増加させる場合に、下流河川改修に代って洪水を調節する手段として低いダム式の防災調節池を設ける場合が多い。

この基準は、このような調節池についての一般的かつ基本的な規定を示すものである。

「堤高」とは、「ダムの非越流部天端」の標高と、「基礎地盤」の標高との差で示される（下図参照）。但し、基礎地盤の置換が広範囲になるダムにあっては、下図の軸線における「ダムの非越流部天端」の標高とこの位置の置換部分の最低標高との差をさす。

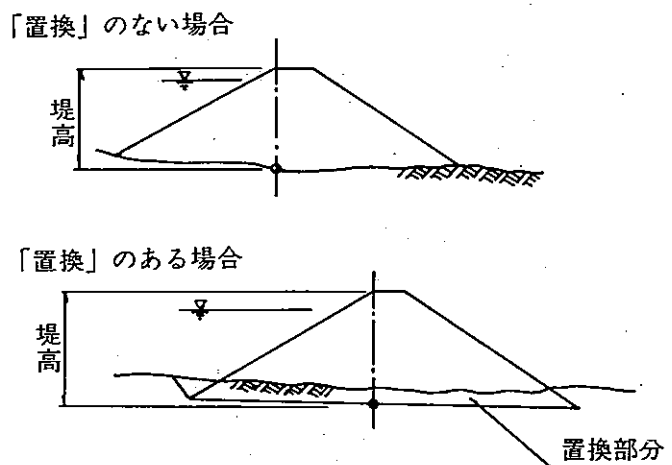


図1.1 ダムの標高

計画規模

第2条 防災調節池計画の雨量規模は、下流河道改修の規模に拘らず、年超過確率1/50の雨量を下廻らないものとする。この場合短時間集中型や長時間連続型も満足するものでなければならない。

解 説

(1) 防災調節池は集水面積が小さく、高さも低いのでダム構造基準より大幅に緩和すべきであるとの意見もある

が、人家の連担した区域内にあるので、下流河道の計画規模に拘らず十分安全なものとするべきであるとして確率1/50を下廻らないものとした。

(2) 下流で許容される放流量（第13条解説(1)参照）が大きい場合は、短時間集中型の降雨により、また放流量が少量の場合は、2日、3日連続型の長雨により、貯水池の容量が決められるのが一般的である。

従って、24時間雨量等で検討しただけでは十分でなく、幅広くチェックする必要がある。なお、既往の著名な実績洪水についてもチェックしておくものとする。

洪水調節方式

第3条 調節池の洪水調節方式は自然放流（孔あきダム）方式とする。

解 説

宅地開発の行なわれる区域は、一般に河川の本支川上流域である場合が多く、調節池の設置地点も流域面積が非常に小さい（普通5ha以下の場合が多く、1haに満たない場合も多い）ため、降雨開始から洪水発生までの時間が極めて短いので、洪水調節方式は人工操作によらない自然放流方式とし確実に調節効果をあげるようにした。

貯留・浸透施設との併用

第4条 防災調節池の対象とする流域に設置される貯留・浸透施設が、良好な維持管理が担保され流出抑制機能の継続が確保できる場合には、防災調節池と併用して計画することができるものとする。

解 説

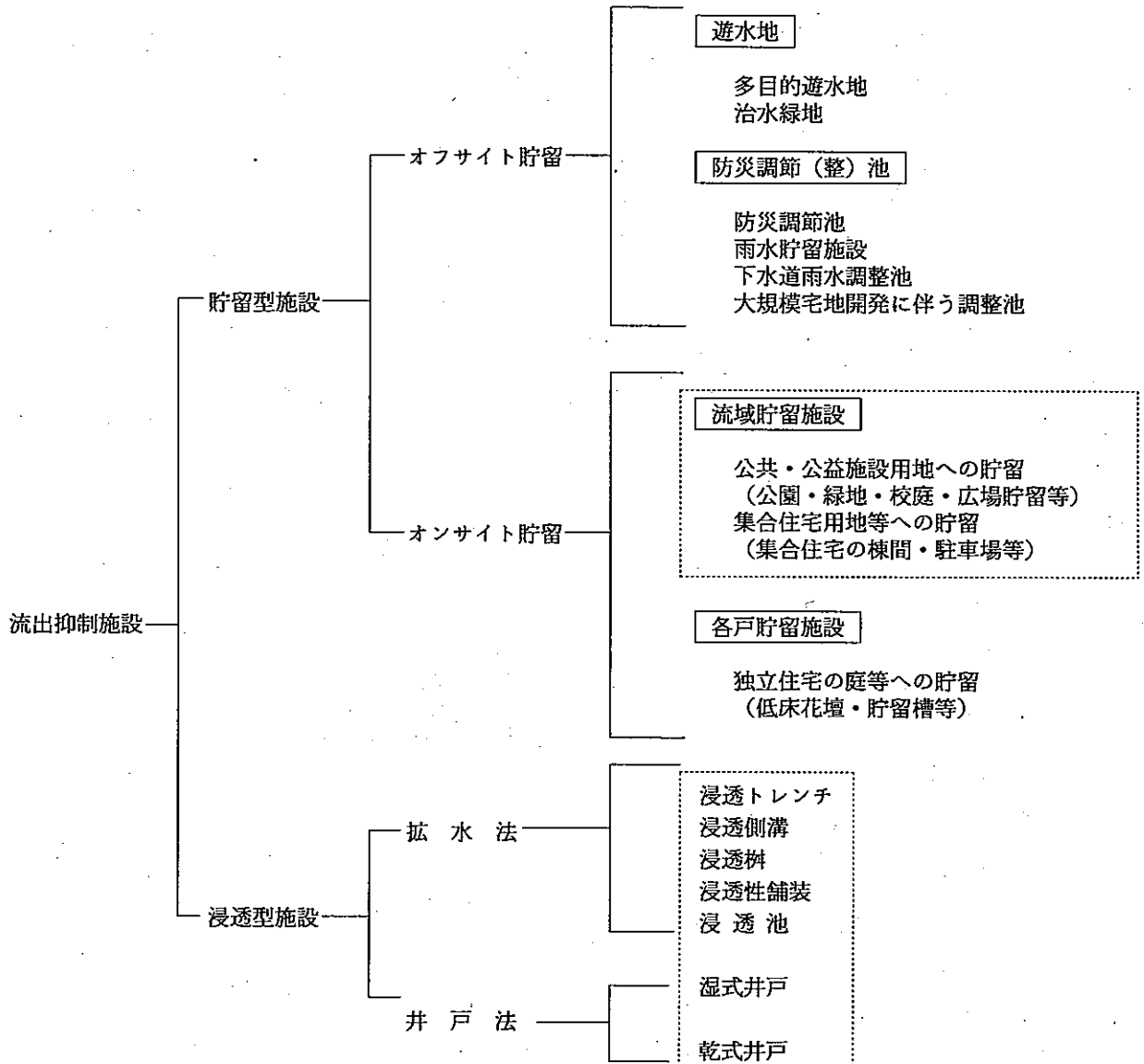
(1) 貯留・浸透施設は、雨水を一時貯留もしくは地下に浸透させ、流域のもつ保水機能を適正に確保することによって、下流河川への洪水流出の抑制を目的とする流域における治水対策の一つである。

貯留・浸透施設が、流出抑制施設としての機能と良好な維持管理の継続性が確保できる設置場所は、公園・緑地・校庭・集合住宅の棟間等の公共公益施設用地等である。

貯留・浸透施設は、本来の土地利用機能を阻害しない範囲で設けられる比較的小規模の施設で構成されることが通例であるため流出抑制能力には限度があり、大規模な宅地開発地区では調節池と併用することとなる。この場合、以下の条件を満たすことにより調節池は、貯留・浸透施設の効果を見込んで計画できるものとする。

- ① 貯留・浸透施設の機能の継続性が確保できるものであること。
- ② 貯留・浸透施設の設置場所は、原則として施設の良好な維持管理が期待できる公共公益施設用地等であること。
- ③ 浸透施設においてはゴミ・土砂等の流入によって機能が低下する場合があるので、必要により除じん対策等を講じるものとする。
- ④ 貯留・浸透施設の設置者と設置後の施設管理者が異なる場合には、機能維持のための管理に関する協定が定められていること。
- ⑤ 貯留・浸透施設は「流域貯留施設等技術指針（案）」（建設省河川局都市河川室監修、日本河川協会発行昭和61年）に基づいて計画設計されたものであること（浸透能力調査については「参考資料 浸透型流出抑制施設の現地浸透能力調査マニュアル試案」参照）。

(2) 流出抑制施設とは、自然流域の持つ保水・遊水機能を適正に確保することによって、下流河川に対する洪水負担の軽減を目的として設置する貯留型および浸透型施設の総称であり、施設の形態あるいは構造により図1.2の様に分類される。



注) 流域貯留施設 防災調節池および調整池との併用の対象となる貯留・浸透施設

図1.2 流出抑制施設の分類

図1.2において

1) オフサイト貯留

オフサイト貯留とは、開発流域下流等に河川・下水道・水路等によって雨水を集水して貯留し、流出を抑制するもので現地外貯留とも呼び、遊水池・防災調節池等はこれに当たる。

2) オンサイト貯留

オンサイト貯留とは、雨水の移動を最小限におさえ、雨が降ったその場所で貯留し、雨水の流出を抑制す

るもので、現地貯留とも呼び、公園・運動場・駐車場・集合住宅の棟間等の流域貯留施設あるいは、各戸貯留施設などが一般にはオンサイト貯留にあたる。

3) 流域貯留施設

流域貯留施設とは防災調節池に代表される貯留型施設のうち公園・校庭等の公共公益施設用地および集合住宅の棟間等の空間地に、本来の土地利用機能を損なわないよう低水深の貯留機能を持たせ、その敷地内に降った雨を一時貯留（オンサイト貯留）させることにより流出抑制を図る施設をいう。

本基準では、以下「貯留施設」という。貯留施設の構造は、一般に小堤および浅い掘込となる。貯留施設は、設置場所あるいは貯留方法により以下ようになる。

公園貯留：公園の広場、池等の空間地に設ける貯留施設をいう。

校庭貯留：校庭の全部または一部を利用して設ける貯留施設をいう。

棟間貯留：集合住宅の棟間の芝地等に設ける貯留施設をいう。

駐車場貯留：屋外駐車場に設ける貯留施設をいう。

空隙貯留：公園、校庭等の空間地を掘削し、碎石等で置換することにより、地下に空隙を設けて貯留する施設をいう。

4) 浸透型施設

浸透型施設は、雨水を地下に浸透させることによって流域からの流出抑制を図ることを目的として設置する施設である。本基準では以下「浸透施設」という。

浸透施設には地表近くの不飽和帯をとおして雨水を分散浸透させる拡水法と、井戸により地中の透水層に浸透させる井戸法がある。

その形式は拡水法の浸透施設としては、浸透枮・浸透トレンチ・浸透側溝・透水性舗装等があり、井戸法には乾式井戸と湿式井戸がある。

以下拡水法および井戸法の構造形式について説明する。

① 拡水法

浸透枮：枮の底面を碎石で充填し集水した雨水をその底面より地表浅所の不飽和帯を通して放射状に分散浸透させるます類をいう。

浸透トレンチ：掘削した溝に碎石を充填し、さらにこの中に浸透ますと連結された有孔管を設置することにより雨水を導き、碎石の側面及び底面から、不飽和帯を通して地中へ帯状に分散浸透させる施設をいう。

浸透側溝：側溝底面を碎石で充填した雨水をその底面より、不飽和帯を通して帯状に分散浸透させる側溝類をいう。

透水性舗装：雨水を直接舗装体に浸透させ、舗装体の貯留及び路床の浸透能力により、雨水を地中へ面状に分散浸透させる舗装をいう。

② 井戸法

乾式井戸：井戸内が滞水層に達していない井戸をいう。

湿式井戸：井戸内が滞水層に達している井戸をいう。

5) 貯留・浸透施設

本基準では貯留施設と浸透施設を併せて呼ぶ場合以下「貯留・浸透施設」という。

多目的利用

第5条 防災調節池は、公園・運動施設等として多目的に利用することができるものとする。

解 説

防災調節池は、治水施設として洪水時の流出抑制を目的とするが、住宅地に隣接しているため、平常時には周辺の土地利用となじみにくい場合がある。このため調節池の構造を配慮することにより、公園・運動施設等として多目的に利用することができるものとした。

調節池を多目的に利用することは、土地の高度利用に資するばかりでなく、景観を改善し市街地環境を向上させる等期待される多くの効用がある。

なお多目的利用にあたっては以下の事項に留意して行うものとする。

- ① 治水上の支障が生じないように導入施設や植樹に配慮すること。
- ② 導入施設の利用機能確保のため、湛水頻度やその継続時間に配慮した導入施設の配置構造とするとともに、避難通路等を設置するなど利用者の十分な安全が確保されるよう配慮すること。
- ③ 調節池の管理者と導入する施設の管理者の間で、機能および安全衛生上等の管理内容を定めておくこと。
- ④ 調節池の多目的利用にあたっては「第4編防災調節池の多目的利用指針（案）」にもとづいて計画・設計されたものであること。

第2章 計 画 基 準

洪水ピーク流量の算定方法

第6条 洪水のピーク流量は、合理式（ラショナル式）によるものとする。

解 説

合理式

$$Q_p = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに Q_p : 洪水のピーク流量 (m^3/s)

f : 流出係数

r : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/hr)

A : 流域面積 (ha)

本基準の場合、ピーク流量は、洪水吐きの設計時にのみ必要とする。すなわち、設計対象がダムであるため、容量および放水管の設計に必要なものは、計画流量ハイドログラフであり、ピーク流量は直接必要としない。なお、 r は確率降雨強度～継続時間曲線（図2.1は東京中央气象台資料による作成例）により求める。

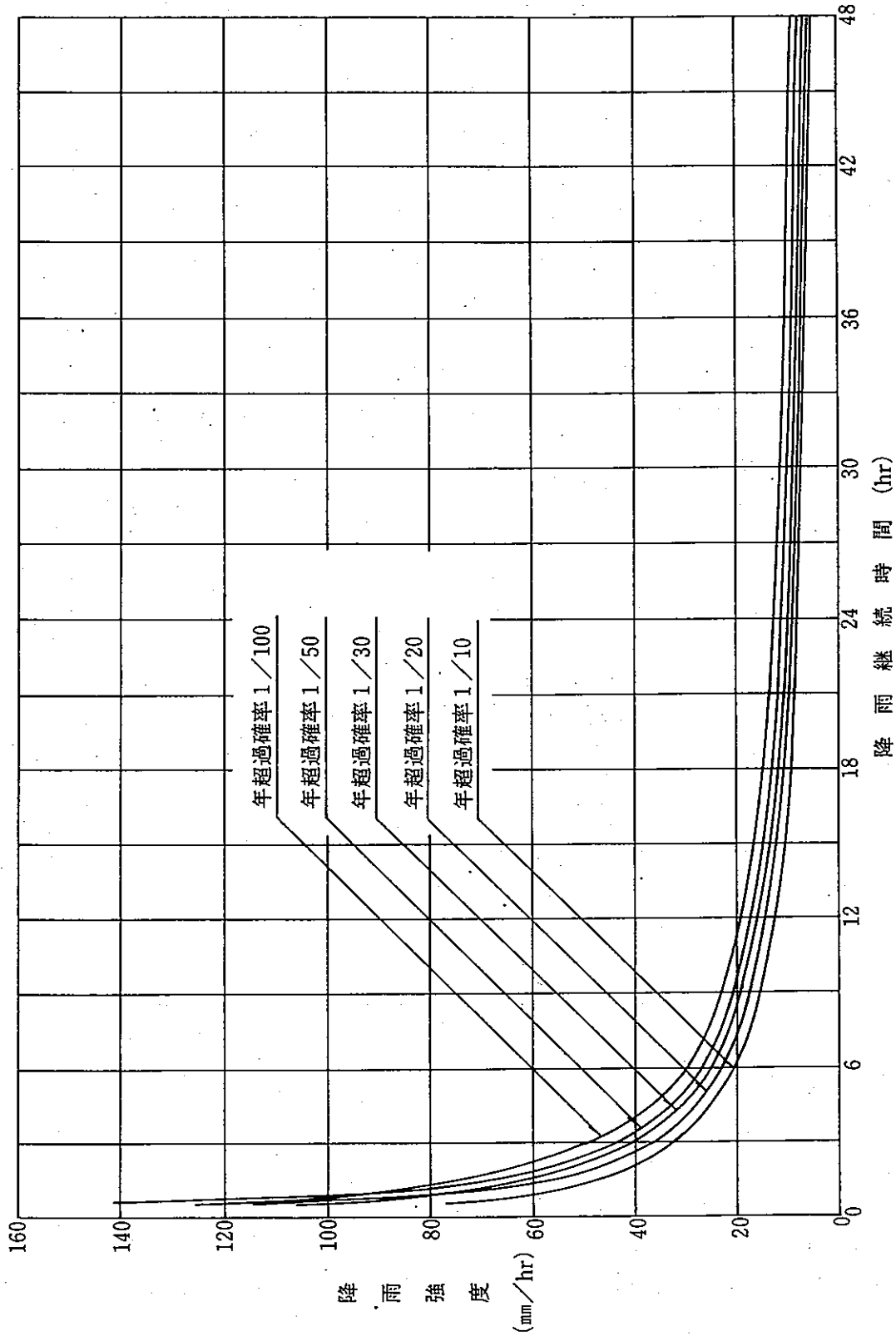


图 2.1 確率降雨強度～継続時間曲線 (東京)

洪水到達時間

第7条 合理式に用いる洪水到達時間は次の等流流速法、土研式および角屋式により算出し、妥当なものを用いる。

解 説

合理式を用いる時には、洪水到達時間の決定が重要であるが、造成地面積が狭いため、10分～20分の程度になることもめずらしくない。このような短い洪水到達時間の調査には種々の困難があって、十分の精度では論じられない。また、洪水到達時間を求める際には、まだ宅地の排水計画が十分決定されていない段階のこともあり、問題が多い。

ここでは等流流速法と土研式ならびに角屋式を用い、三つの式の算出値を総合的に判断して妥当なものを用いることとしたが、一般的な造成地に対して上記三つの式で算出するとかなりの差があるため、等流流速法を主体にし、土研式、角屋式の計算結果を参照して、洪水到達時間を決定するものとする。

この場合、等流流速法については、合理式で求められた流量に応じる流速が等流流速法で求めた流速と大きな差異が生じないことを検討してから用いるよう注意し、土研式については、その適用をデータ範囲から著しく隔たらないように留意しなければならない。

(1) 等流流速法

この方法は、洪水到達時間を洪水時の雨水が流域から河道へはいるまでの時間（流入時間 t_1 ）と流量計算地点まで河道を流れ下る時間（流下時間 t_2 ）との和であるとする方法（ $t_e = t_1 + t_2$ とする方法）である。

流入時間 t_1 については、開発前に対しては流域斜面長の長短に応じて30分以内の適切な時間をとる。開発後に対しては一般に下水道計画において使用される5～10分程度をとる。

流下時間については、開発後に対して次式による。

$$t_2 = \frac{1}{3600} \cdot L/V \dots\dots\dots (2.2)$$

ここで、 t_2 ：河道流下時間（hr）、L：河道延長（m）、V：管路においてはManning式により求めた満管流速、開水路においては計画流量程度の流量に対し、Manning式により求めた流速（m/sec）。

なお、粗度係数に関しては、小さめに見積った方が t_e は小さめの値に算出される。

(2) 土研式

土木研究所では全国の流出試験地について、到達時間 t_e をまとめたところ次の式をえた。

$$\text{開発後 } t_e = 2.40 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7} \dots\dots\dots (2.3)$$

ここで、 t_e ：洪水到達時間（hr）、L：河道延長（m）、S：河道の勾配である。なお、上式の適用範囲は、 $L/\sqrt{S} = 4 \times 10^3 \sim 4 \times 10^5$ （m）までである。

これらの式では t_e は降雨ピークから洪水ピークまでの時間の2倍として求めた値である。

(3) Kinematic Wave理論による計算式

土木研究所は同じく全国流出試験地について角屋氏らが提案した洪水到達時間の推定式に対して次のような結果を得た。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot \gamma_e^{-0.35} \dots\dots\dots (2.4)$$

ここで、 t_p ：洪水到達時間（min）、C：流域の土地利用状態等で決まる定数、 γ_e ：有効降雨強度（mm/hr）、A：流域面積（km²）である。有効降雨強度 γ_e （mm/hr）は降雨強度と流出係数との積として算出する。Cの値は開発前ではC=180、開発後ではC=60とする（第3編の計算例「計算例-3」参照）。

流出係数

第8条 流出係数は、開発前後の流域の状態について調節池の計画地点、流域の地質の状況、土地利用、流域の地質等を考慮した値を用いるものとする。

解 説

(1) 流出係数の値を定めることは極めて難しい。一般的に流出係数の値は降雨強度、降雨の継続時間、地質、流域の地質の状況、流域勾配、流域平面形状等によって変化するほか対象とする流域の位置、大きさの程度によって変化するものである。

本基準では、「建設省河川砂防技術基準（案）」で標準値とされている値を基とし、建設省が実施した全国流出試験地調査の結果などを考慮して防災調節池の洪水吐き等の設計流量の算定に用いる流出係数の標準値を定めた。

(2) 開発前、開発後の流出係数の標準値

開発前および開発後の流出係数の標準値として次の値を用いるものとする。

表 2.1 防災調節池の洪水吐き等の設計流量の算定に用いる流出係数の標準値

土地利用状況	流出係数	備 考
開 発 前	0.6 ~ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開 発 後 (1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開 発 後 (2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

1) 開発後の標準値は土地利用計画およびその地域の建ぺい率等にもとづいて、開発後の不浸透面積率を算定し、不浸透面積率が40%以下であれば開発後(1)の、40%以上であれば開発後(2)の流出係数標準値をとる。

2) 上記標準値は、防災調節池流域全体に適用するのを原則とするが、開発後流域内の緑地、保全林面積率および畑地面積率が10%以上である部分は畑地、緑地、保全林地区の流出係数として開発前の標準値を適用し、面積を重みとする加重平均値を流域全体の流出係数とすることができる。

3) 開発地区の近傍において、開発後の地形、流域の地質の状況、土地利用、流域の地質等に関して類似した流域で洪水時流出観測資料が整備されている場合はこの観測資料に基づいて開発後の流出係数を定めてもよい。

4) この標準値は流域の地質の状況による因子を含んでいないが、建設省土木研究所などの全国流出試験地のデータによると流出係数の値は流域の表層地質によっても大きな影響を受けるという結果が示されている。

流域の表層地質が第四紀火山岩類ローム層、火山灰層、風化花崗岩など浸透性の高い地質の場合の流出係数は浸透性の低い流域に比べ一般に小さくなる傾向を示している。

しかし、浸透性流域の観測データが少なく、この調査結果はまだ十分に確認されたものとはいえないことから、このような流域についての流出係数を3)の方法によって定める場合には、表2.2の値を下まわらないよう定めるものとする。

図2.2に流域の地質による流出係数の生起頻度を示す。

不浸透面積とは、おおむね建物の屋根面積、舗装道路面積および舗装された駐車場面積等の和である。

表 2.2 浸透性流域の流出係数の下限値

開 発 前	0.5
開 発 後 (1)	0.7
開 発 後 (2)	0.9

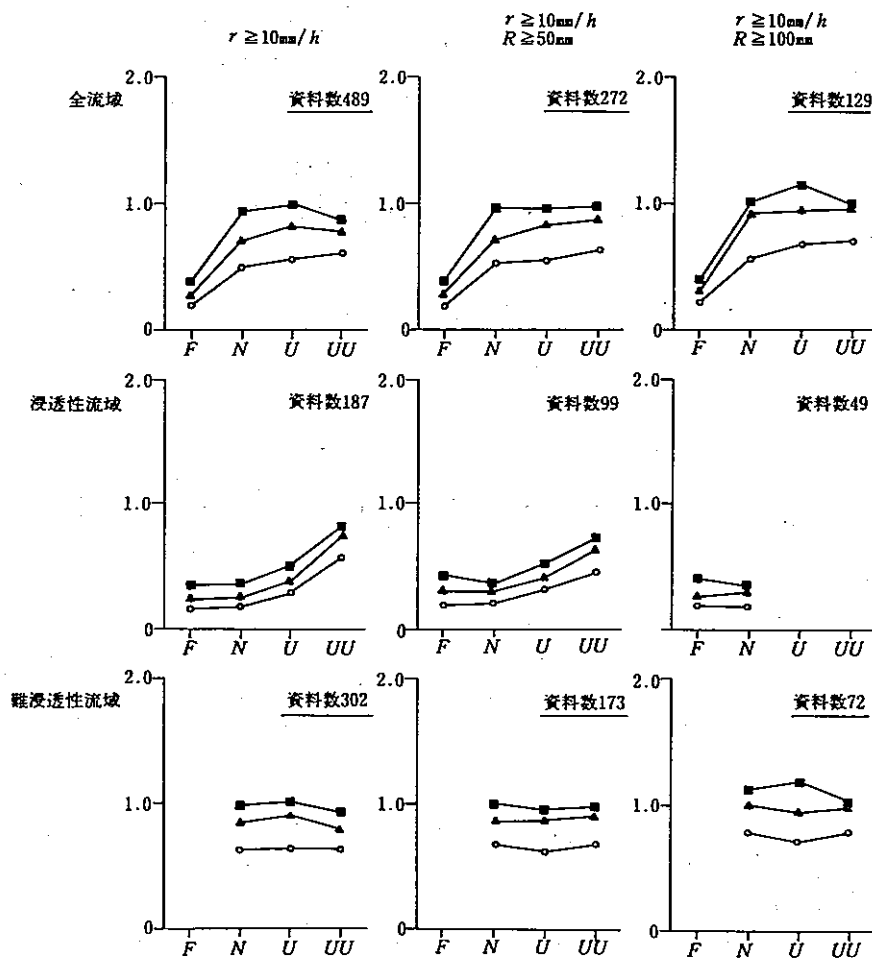
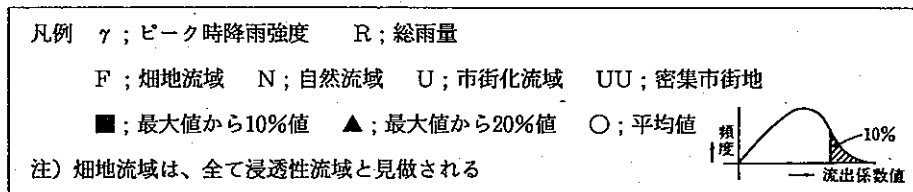


図 2.2 流出試験地に於ける流出係数の生起頻度

計画対象降雨

第9条 調節池の洪水調節容量を算定するために用いる計画降雨については、年超過確率1/50の降雨強度～継続時間曲線（以下「確率降雨強度曲線」という）を用いて後方集中型の降雨波形を作成し、これを計画対象降雨として用いるものとする。使用する降雨継続時間は、実際に洪水調節数値計算を行なって最大の必要容量を与えるものを用いる。

解 説

- (1) 防災調節池の趣旨は、ほぼ河川の代替物を意図したものであり、処理対象洪水も、河川が対象とするものと同等のものでなければならない。その意味から本基準も超過確率1/50、後方集中型（後述）をえらんだ。
- (2) 調節池が貯留で洪水を処理しようというものであることから、ピーク流量よりも総降雨量とその集中度（降雨波形）が問題となる。降雨波形については、この問題を直接しかも完全に解決するような理論波形はまだないが、それに準ずるものとして最近用いられた中央および後方集中型降雨波形は同じ1/50確率降雨波形群中、確率理論的に考えられるもっとも高い集中度を示す波形であることから、これを採用することにした。次に中央集中型と後方集中型については、一般にはほとんど差がなく、下流許容放流量が小さい場合にのみ、後者が少し大きい位であるのでとくに積極的な意味はないが安全をとって後方集中型を採用した。

* 第13条解説(1)。

** 許容流量が0になると再び同じになる。

- (3) 波形の作成法は図2.3のように時間軸後方から到達時間 (t_c) 毎に強度を決めるものとし、いずれの継続時間 ($n \cdot t_c$) にたいしても、平均降雨強度が強度曲線を満足するものであるようにする。

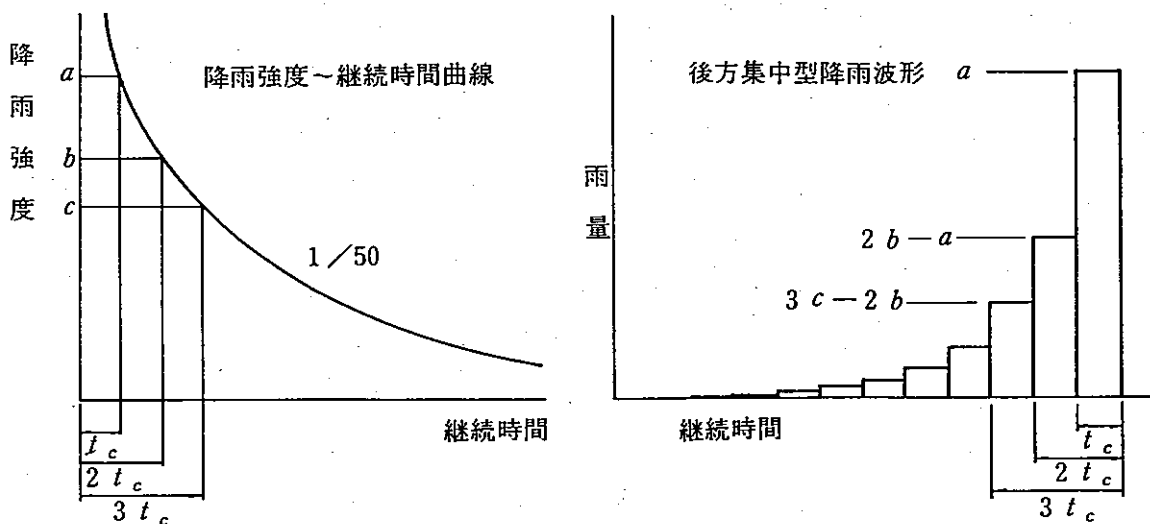


図2.3 後方集中型降雨波形の作り方

- (4) 降雨継続時間としては、下流許容放流量 Q が相当地に大きければ（例えば、その比流量 $q = Q/A > 2 \sim 3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ）、24時間程度のもので一般に十分であるが、 Q が非常に小さい場合は、総降雨量つまり継続時間の増加とともに必要容量は増加を続ける。そこで本条のように規定した。なお実際には継続時間を24時間づつ増加させて、それぞれ必要容量を求め、これが一定量になったところで決定される。しかしいつまでも増加を続ける場合には、その増加量が、必要容量の3%以下になったところで、その容量（それまでの計算で求めた必

要容量)の10%増をもって必要容量としてよい。この場合、この10%増(ひいては水位増)に伴う放流管よりの流量増は無視してよい。

参考までに、ある実例を用いた試算によれば、許容放流量の変化に対する必要な降雨継続時間は次表のようになる。

表 2. 3

許容放流量の比較量	必要な降雨継続時間
$q \geq 2$ (m ³ /s/km ²)	24 (hr)
$2 \geq q \geq 1.5$	48
$1.5 > q \geq 1.0$	72
$q < 1.0$	>72

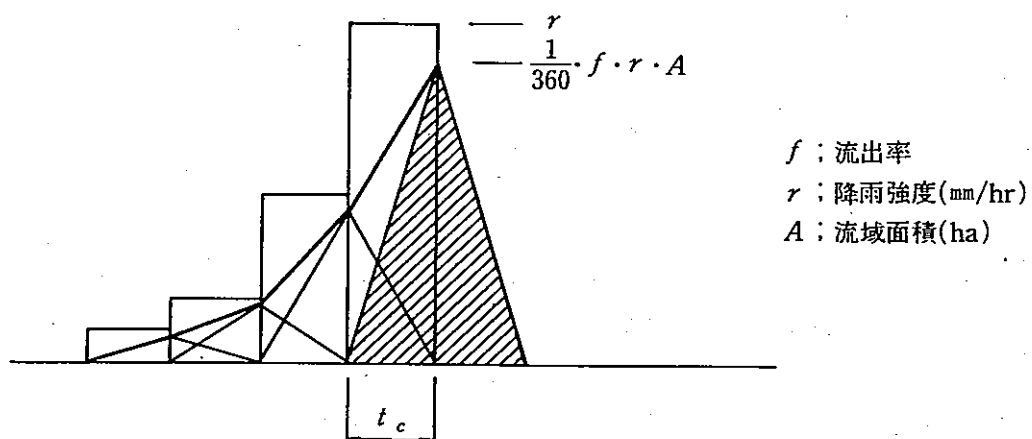
(5) 以上の検討のほかに、既往実績降雨についても、洪水吐き越流の有無をチェックすることが好ましい。

流出ハイドログラフの算出 その1

第10条 洪水波形への変換は合理式によるものとし、流出率を用いて、図 2. 4 の方法により算出する。

解 説

(1) 本法は単位図法と合理式の組み合わせである。合理式によるピーク流量の算定には普通流出係数を用いるが、本法は流出ハイドログラフの算定を目的とするため流出係数の代わりに流出率を用いるものとする。



* 図 2. 4 流出ハイドログラフの算出 (合理式)

(2) 開発前・開発後の流出率の標準値

開発前・開発後の流出率の標準値として、次の値を用いるものとする。

表 2.4 防災調節池の流入量算定に用いる流出率の標準値

土地利用状況	流出率	備 考
開 発 前	0.6 ~ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開 発 後 (1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開 発 後 (2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

- 1) 当流出率は第8条解説(1)、流出係数と同様の資料により導いたものである。
- 2) 開発後の標準値は、土地利用計画及びその地域の建ぺい率にもとづいて開発後の不浸透面積率を算定し、不浸透面積率が40%以下であれば開発後(1)の、40%以上であれば開発後(2)の流出率標準値をとる。
不浸透面積とは、おおむね、建物の屋根面積、舗装道路面積および、舗装された駐車場面積等の和である。
- 3) 上記の標準値は、防災調節池流域全体に適用するのを原則とするが、開発後流域内の緑地、保全林面積および畑地面積率が10%以上である部分は緑地・保全林及び畑地に対しては開発前の標準値を適用し、その他の地区については前項2)の方法に基づいて開発後(1)または開発後(2)の値を適用し、面積を重みとする加重平均値を流域全体の流出率とすることができる。
- 4) 開発地区の近傍において、開発後の地形、流域の地被の状況、土地利用、流域の地質等に関して類似した流域で洪水時、流出観測資料が整備されている場合は、この観測資料にもとづいて開発後の流出率を定めてもよい。
- 5) なお第8条(2)～(4)浸透性流域における流出係数の場合と同様、4)の方法によって流出率を定める場合には次表の値を下まわらないよう定めるものとする。

表 2.5 浸透性流域の流出率の下限値

開 発 前	0.5
開 発 後 (1)	0.7
開 発 後 (2)	0.7 (0.9)

浸透性流域の開発後(2)の流出率は不浸透面積率が60%以上の場合は浸透性が低くなると考えられるため、地質の状態によらず難浸透性流域と設定し、流出率を0.9とする。

参考までに当値の基礎データとなった流出試験地の生起確率上位10%値、20%値、および平均値を図2.5に示す。

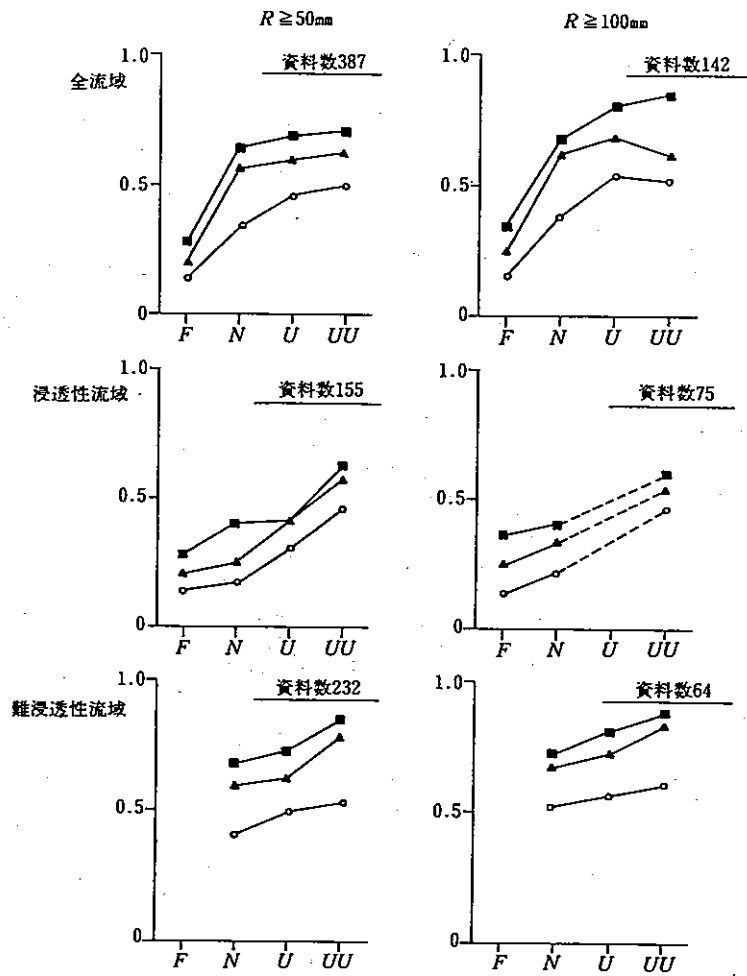
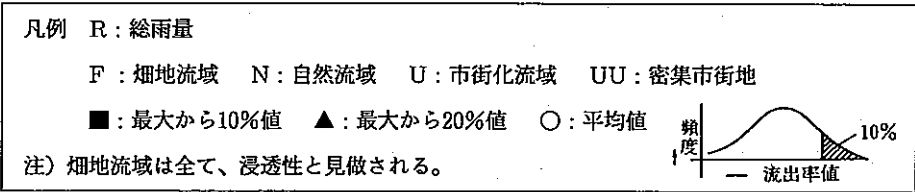


図 2.5 流出試験地に於ける流出率の生起頻度

流出ハイドログラフの算出 その2

第11条 流出ハイドログラフの算出は、修正RRL 法によることもできるものとする。
 修正RRL 法の計算にあたっては、以下の手順をふむ。

- (1) 不浸透面積率の決定。
- (2) 下水道配管図による等到達時間域図、およびS ~Q カーブの算出。
- (3) 降雨ハイツグラフ (波形) から流出ハイドログラフの算出。

解 説

修正RRL 法は、下水道の敷設されているような既成市街地に対して発展してきたものであり、流域形状、土

地利用、下水道配管図およびその管内貯留などを反映させているのが特徴である。加えて、貯留施設の組み入れが容易である。

(1) 不浸透面積率 (I_{np} : %) の決定

不浸透域とは、屋根、道路、舗装された運動場、駐車場等の浸透のおこらない地域を指す。大略10~20年後を想定した計画不浸透面積率を決定する必要がある。これまでの実測例では表 2. 6 の例がある。

(2) 等到達時間域図およびS ~Q カーブ作成

下水道配管計画図 (図 2. 6) を用いて

- 1) 個々の管の満管時流速 (V) を算出する。

表 2. 6

流 域 種 別		I_{np} (%)	A (ha)	
商 業 区 域	豊橋駅前商店街	78.0	68	
住 宅 地 区	東京都谷端川排水区 (池袋の西)	53.1	540	
	東京都桃園川排水区 (高円寺付近)	49.0	511	
団 地	区画整理事業	(千葉県湖北台)	41.6	144
		(千葉県北小金)	43.1	230
		(千葉県新検見川)	37.6	78
		(京都八幡団地)	38.4	186
		(横浜霧ヶ丘団地)	44.0	113
	中層住宅のみ	(湖北台)	21.1	186
		(北小金)	28.3	113

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \text{ (m/sec)} \dots\dots\dots (2.5)$$

R: 径深 (パイプの場合 $D/4$) (m)、D: 管径 (m)

I: 管勾配、n: 粗度係数 (0.015)

- 2) 管長 (L) を V で除し、各管流下所要時間 (ti) を算出し、配管図に記入する (図 2. 7 参照)。
- 3) 流域割は亀の甲型により、流域面積に応じて等到達時間域図を求める。

50 ~ 100ha	3分=180秒毎
100 ~ 500ha	5分=300秒毎
500ha 以上	10分=600秒毎

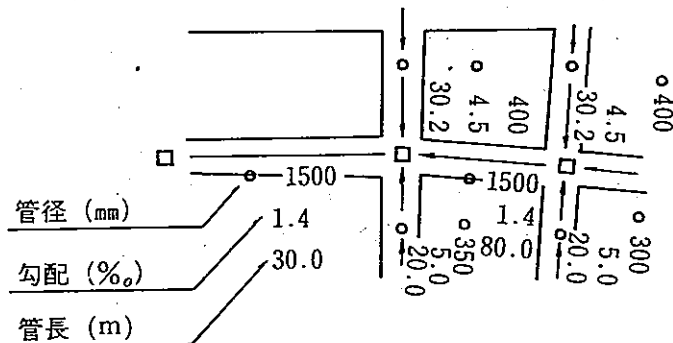


図 2. 6 下水道配管計画図