

新 旧 対 照 表 (案)

| 改 正 | 現 行 |
|--|--|
| <p>第5節 排水施設</p> <p>(開発許可の基準)</p> <p><u>法第三十三条 都道府県知事は、開発許可の申請があつた場合において、当該申請に係る開発行為が、次に掲げる基準（第四項及び第五項の条例が定められているときは、当該条例で定める制限を含む。）に適合しており、かつ、その申請の手續がこの法律又はこの法律に基づく命令の規定に違反していないと認めるときは、開発許可をしなければならない。</u></p> <p><u>一及び二 略</u></p> <p><u>三 排水路その他の排水施設が、次に掲げる事項を勘案して、開発区域内の下水道法（昭和三十二年法律第七十九号）第二条第一号に規定する下水を有効に排出するとともに、その排出によつて開発区域及びその周辺の地域に溢水等による被害が生じないような構造及び能力で適当に配置されるように設計が定められていること。この場合において、当該排水施設に関する都市計画が定められているときは、設計がこれに適合していること。</u></p> <p><u>イ 当該地域における降水量</u></p> <p><u>ロ 前号イからニまでに掲げる事項及び放流先の状況</u></p> <p><u>四から十四まで 略</u></p> <p><u>2 前項各号に規定する基準を適用するについて必要な技術的細目は、政令で定める。</u></p> <p><u>3から8まで 略</u></p> <p>令第二十六条 法第三十三条第二項に規定する技術的細目のうち、同条第一項第三号（法第三十五条の二第四項において準用する場合を含む。）に関するものは、次に掲げるものとする。</p> <p>一 開発区域内の排水施設は、国土交通省令で定めるところにより、開発区域の規模、地形、予定建築物等の用途、降水量等から想定される汚水及び雨水を有効に排出することができるように、管渠の勾配及び断面積が定められていること。</p> <p>二 開発区域内の排水施設は、放流先の排水能力、利水の状況その他の状況を勘案して、開発区域内の下水を有効かつ適切に排出することができるように、下水道、排水路その他の排水施設又は河川その他の公共の水域若しくは海域に接続していること。この場合において、放流先の排水能力によりやむを得ないと認められるときは、開発区域内において一時雨水を貯留する遊水池その他の適当な施設を設けることを妨げない。</p> <p>三 雨水（処理された汚水及びその他の汚水でこれと同程度以上に清浄であるものを含む。）以外の下水は、原則として、暗渠によつて排出することができるように定められていること。</p> <p>令第二十九条 <u>第二十五条から前条までに定めるもののほか、道路の勾配、排水の用に供する管渠の耐</u></p> | <p>第7節 排水施設</p> <p>(開発許可の基準)</p> <p><u>法第三十三条第一項第三号（本章第1節参照）</u></p> <p><u>(開発許可の基準)</u></p> <p><u>法第33条第2項（本章第1節参照）</u></p> <p><u>(開発許可の基準)</u></p> <p><u>法第33条第3項（本章第1節参照）</u></p> <p><u>(法第33条第1項各号を適用するについて必要な技術的細目)</u></p> <p>令第二十六条 法第三十三条第二項に規定する技術的細目のうち、同条第一項第三号（法第三十五条の二第四項において準用する場合を含む。）に関するものは、次に掲げるものとする。</p> <p>一 開発区域内の排水施設は、国土交通省令で定めるところにより、開発区域の規模、地形、予定建築物等の用途、降水量等から想定される汚水及び雨水を有効に排出することができるように、管渠の勾配及び断面積が定められていること。</p> <p>二 開発区域内の排水施設は、放流先の排水能力、利水の状況その他の状況を勘案して、開発区域内の下水を有効かつ適切に排出することができるように、下水道、排水路その他の排水施設又は河川その他の公共の水域若しくは海域に接続していること。この場合において、放流先の排水能力によりやむを得ないと認められるときは、開発区域内において一時雨水を貯留する遊水池その他の適当な施設を設けることを妨げない。</p> <p>三 雨水（処理された汚水及びその他の汚水でこれと同程度以上に清浄であるものを含む。）以外の下水は、原則として、暗渠によつて排出することができるように定められていること。</p> <p><u>(法第33条第1項各号を適用するについて必要な技術的細目)</u></p> <p>令第二十九条 <u>(本章第1節参照)</u></p> |

改正

水性等法第三十三条第一項第二号から第四号まで及び第七号（これらの規定を法第三十五条の二第四項において準用する場合を含む。）に規定する施設の構造又は能力に関して必要な技術的細目は、国土交通省令で定める。

（排水施設の管渠の勾配及び断面積）

規則第二十二條 令第二十六条第一号の排水施設の管渠の勾配及び断面積は、五年に一回の確率で想定される降雨強度値以上の降雨強度値を用いて算定した計画雨量並びに生活又は事業に起因し、又は付随する廃水量及び地下水量から算定した計画汚水量を有効に排出することができるように定めなければならない。

2 (略)

（排水施設に関する技術的細目）

規則第二十六條 令第二十九条の規定により定める技術的細目のうち、排水施設に関するものは、次に掲げるものとする。

- 一 排水施設は、堅固で耐久力を有する構造であること。
- 二 排水施設は、陶器、コンクリート、れんがその他の耐水性の材料で造り、かつ、漏水を最少限度のものとする措置が講ぜられていること。ただし、崖崩れ又は土砂の流出の防止上支障がない場合においては、専ら雨水その他の地表水を排除すべき排水施設は、多孔管その他雨水を地下に浸透させる機能を有するものとすることができる。
- 三 公共の用に供する排水施設は、道路その他排水施設の維持管理上支障がない場所に設置されていること。
- 四 管渠の勾配及び断面積が、その排除すべき下水又は地下水を支障なく流下させることができるもの（公共の用に供する排水施設のうち暗渠である構造の部分にあつては、その内径又は内法幅が、二十センチメートル以上のもの）であること。
- 五 専ら下水を排除すべき排水施設のうち暗渠である構造の部分の次に掲げる箇所には、ます又はマンホールが設けられていること。
 - イ 管渠の始まる箇所
 - ロ 下水の流路の方向、勾配又は横断面が著しく変化する箇所（管渠の清掃上支障がない箇所を除く。）
 - ハ 管渠の内径又は内法幅の百二十倍を超えない範囲内の長さごとの管渠の部分のその清掃上適当な場所
- 六 ます又はマンホールには、ふた（汚水を排除すべきます又はマンホールにあつては、密閉するこ

現行

（法第33条第3項の政令で定める基準）

令第29条の2 法第33条第3項の政令で定める基準のうち制限の強化に関するものは、次に掲げるものとする。

- 一 （本章第1節参照）
 - 二から十一 （略）
 - 十二 （本章第1節参照）
- 2 （略）

（排水施設の管渠の勾配及び断面積）

規則第二十二條 令第二十六条第一号の排水施設の管渠の勾配及び断面積は、五年に一回の確率で想定される降雨強度値以上の降雨強度値を用いて算定した計画雨量並びに生活又は事業に起因し、又は付随する廃水量及び地下水量から算定した計画汚水量を有効に排出することができるように定めなければならない。

2 令第28条第7号の国土交通省令で定める排水施設は、その管渠の勾配及び断面積が、切土又は盛土をした土地及びその周辺の土地の地形から想定される集水地域の面積を用いて算定した計画地下水排水量を有効かつ適切に排出することができる排水施設とする。

（排水施設に関する技術的細目）

規則第二十六條 令第二十九条の規定により定める技術的細目のうち、排水施設に関するものは、次に掲げるものとする。

- 一 排水施設は、堅固で耐久力を有する構造であること。
- 二 排水施設は、コンクリート、れんがその他の耐水性の材料で造り、かつ、漏水を最少限度のものとする措置が講ぜられていること。ただし、崖崩れ又は土砂の流出の防止上支障がない場合においては、専ら雨水その他の地表水を排除すべき排水施設は、多孔管その他雨水を地下に浸透させる機能を有するものとすることができる。
- 三 公共の用に供する排水施設は、道路その他排水施設の維持管理上支障がない場所に設置されていること。
- 四 管渠の勾配及び断面積が、その排除すべき下水又は地下水を支障なく流下させることができるもの（公共の用に供する排水施設のうち暗渠である構造の部分にあつては、その内径又は内法幅が、二十センチメートル以上のもの）であること。
- 五 専ら下水を排除すべき排水施設のうち暗渠である構造の部分の次に掲げる箇所には、ます又はマンホールが設けられていること。
 - イ 公共の用に供する管渠の始まる箇所
 - ロ 下水の流路の方向、勾配又は横断面が著しく変化する箇所。（管渠の清掃上支障がない箇所を除く。）ときは、この限りではない。
 - ハ 管渠の長さがその内径又は内法幅の百二十倍を超えない範囲内の長さごとの管渠の部分のその清掃上適当な場所
- 六 ます又はマンホールには、ふた（汚水を排除すべきます又はマンホールにあつては、密閉するこ

改正

とができるふたに限る。)が設けられていること。
 七 ます又はマンホールの底には、専ら雨水その他の地表水を排除すべきますにあつては深さが十五センチメートル以上の泥溜めが、その他のます又はマンホールにあつてはその接続する管渠の内径又は内法幅に応じ相当の幅のインバートが設けられていること。

1 排水計画

- (1) 開発区域には、当該開発区域の規模、地形、予定建築物の用途及び降雨量等から想定される汚水及び雨水を有効に排出しうる排水施設が計画されていること。
- (2) 排水施設は、放流先の排水能力、水利の状況等を勘案して、開発区域内の雨水その他の排水を有効かつ適切に排水できるように下水道、排水路又は河川等公共の水域に接続していること。
 この場合、放流先の排水能力により、開発区域内において一時雨水を貯留する調整池等適当な施設を設けること。
- (3) 既存の河川、ため池等に排出する場合は、当該河川、ため池等の所有者及び管理者と協議し、又は同意を得ること。
- (4) 雨水並びに処理された汚水及びこれと同等以上清浄である汚水以外の下水は、原則として暗渠によって排出すること。
- (5) 下水の排除方法は、原則として分流式とすること。
- (6) 計画排水区域は、汚水については開発区域とし、雨水については開発区域を含む地形上の流域とすること。
- (7) 原則として流域は、変更しないこと。やむを得ず流域変更する場合は、その影響を最小限にするために必要な措置が講じられていること。また、流域変更に係る河川管理者と協議を行い、その同意を得ること。

2 計画雨水量

- (1) 計画雨水量の算定方式は、合理式を標準とすること。

$$Q = \frac{1}{360} C \cdot I \cdot A$$

Q : 計画雨水量 (m³/sec) I : 降雨強度 (mm/hr)
 C : 流出係数 A : 集水面積 (ha)

ア 降雨強度 I は次式により求めること。

$$I = \frac{a}{t^n + b}$$

I : 降雨強度 (mm/hr) t : 降雨継続時間 (min) a、b、n : 表 3-14

現行

とができるふたに限る。)が設けられていること。
 七 ます又はマンホールの底には、専ら雨水その他の地表水を排除すべきますにあつては深さが十五センチメートル以上の泥溜めが、その他のます又はマンホールにあつてはその接続する管渠の内径又は内法幅に応じ相当の幅のインバートが設けられていること。

(令第29条の2第1項第12号の国土交通省令で定める基準)
規則第27条の4 令第29条の2第1項第12号の国土交通省令で定める基準は、次に掲げるものとする。

- 一 (本章第1節参照)
- 二、三 (略)
- 四 第26条第4号の技術的細目に定められた制限の強化は、公共の用に供する排水施設のうち暗渠である構造の部分の内径又は内のり幅について行うものであること。
- 五 (略)

1 排水計画

- (1) 開発区域には、当該開発区域の規模、地形、予定建築物の用途及び降雨量等から想定される汚水及び雨水を有効に排出しうる排水施設が計画されていること。
- (2) 排水施設は、放流先の排水能力、水利の状況等を勘案して、開発区域内の雨水その他の排水を有効かつ適切に排水できるように下水道、排水路又は河川等公共の水域に接続していること。
 この場合、放流先の排水能力により、開発区域内において一時雨水を貯留する調整池等適当な施設を設けること。
- (3) 既存の河川、ため池等に排出する場合は、当該河川、ため池等の所有者及び管理者と協議し、又は同意を得ること。
- (4) 雨水並びに処理された汚水及びこれと同等以上清浄である汚水以外の下水は、原則として暗渠によって排出すること。
- (5) 下水の排除方法は、原則として分流式とすること。
- (6) 計画排水区域は、汚水については開発区域とし、雨水については開発区域を含む地形上の流域とすること。
- (7) 原則として流域は、変更しないこと。やむを得ず流域変更する場合は、その影響を最小限にするために必要な措置が講じられていること。また、流域変更に係る河川管理者と協議を行い、その同意を得ること。

2 計画雨水量

- (1) 計画雨水量の算定方式は、合理式を標準とすること。

$$Q = \frac{1}{360} C \cdot I \cdot A$$

Q : 計画雨水量 (m³/sec) I : 降雨強度 (mm/hr)
 C : 流出係数 A : 集水面積 (ha)

ア 降雨強度 I は次式により求めること。

$$I = \frac{a}{t^n + b}$$

I : 降雨強度 (mm/hr) t : 降雨継続時間 (min) a、b、n : 表 3-20

改正

表3-14

| ブロック 確率年 | 岐阜ブロック | | | 下呂ブロック | | | 高山ブロック | | |
|-------------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|
| | n | a | b | n | a | b | n | a | b |
| 100 | 3/4 | 2931.1 | 8.216 | 2/3 | 1714.3 | 4.655 | 2/3 | 1052.3 | 2.158 |
| 50 | 3/4 | 2637.5 | 8.209 | 2/3 | 1569.9 | 4.631 | 2/3 | 958.1 | 2.108 |
| 30 | 3/4 | 2420.4 | 8.215 | 2/3 | 1464.0 | 4.628 | 2/3 | 888.7 | 2.065 |
| 10 | 3/4 | 1944.2 | 8.214 | 2/3 | 1228.3 | 4.543 | 2/3 | 736.4 | 1.963 |
| 5 | 2/3 | 1008.1 | 3.711 | 2/3 | 1073.8 | 4.493 | 2/3 | 634.5 | 1.843 |
| 2 | 2/3 | 714.2 | 3.722 | 2/3 | 837.7 | 4.341 | 3/4 | 772.7 | 4.644 |

(注) ブロック区分は、図3-5を参照のこと。

図3-5 岐阜県降雨強度ブロック分割図



(参考) 略算に用いる数値としては、表3-15によることができる。

現行

表3-20

| ブロック 確率年 | 岐阜ブロック | | | 下呂ブロック | | | 高山ブロック | | |
|-------------|--------|-------|------|--------|-------|-------|--------|-------|------|
| | n | a | b | n | a | b | n | a | b |
| 100 | 0.75 | 2,730 | 6.20 | 0.80 | 3,524 | 15.00 | 0.70 | 1,306 | 3.80 |
| 50 | 0.75 | 2,477 | 6.60 | 0.75 | 2,439 | 10.00 | 0.70 | 1,189 | 3.70 |
| 30 | 0.75 | 2,289 | 6.90 | 0.75 | 2,282 | 9.90 | 0.70 | 1,103 | 3.50 |
| 10 | 0.70 | 1,410 | 4.90 | 0.75 | 1,938 | 9.80 | 0.75 | 1,214 | 5.60 |
| 5 | 0.70 | 1,205 | 5.40 | 0.70 | 1,272 | 6.20 | 0.75 | 1,043 | 5.30 |
| 2 | 0.65 | 668 | 4.00 | 0.70 | 990 | 6.10 | 0.75 | 782 | 4.70 |

(注) ブロック区分は、図3-13を参照のこと。

図3-13 岐阜県降雨強度ブロック分割図



(参考) 略算に用いる数値としては、表3-21によることができる。

改正

表3-15 単位(mm/hr)

| 到達時間 ブロック 確率年 | 10分 | | | 20分 | | | 30分 | | |
|---------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|
| | 岐阜 | 下呂 | 高山 | 岐阜 | 下呂 | 高山 | 岐阜 | 下呂 | 高山 |
| 10 | 141 | 134 | 111 | 110 | 103 | 79 | 92 | 87 | 63 |
| 30 | 175 | 158 | 133 | 137 | 122 | 94 | 115 | 103 | 76 |
| 50 | 191 | 169 | 142 | 149 | 131 | 101 | 125 | 110 | 81 |
| 100 | 212 | 184 | 155 | 166 | 143 | 110 | 139 | 120 | 89 |

イ 到達時間は、表3-16の値を標準とすること。

表3-16

| 流域面積 | 到達時間(t) |
|---------|---------|
| 50ha未満 | 10分 |
| 100ha未満 | 20分 |
| 500ha未満 | 30分 |

ただし、地域の形状等により表3-16を適用することが不適当な場合は、次式により算出すること。

$$\text{到達時間 (t)} = \text{流入時間} + \text{溪流流下時間} + \text{人口水路流下時間}$$

表3-17

| 区間 | 流速 | 摘要 |
|--------|----------------------|-------|
| 流入 | 0.3m/sec | 林地、草地 |
| 溪流流下 | $20(h/C)^{0.6}m/sec$ | |
| 人口水路流下 | 改修流速 m/sec | |

C: 流入延長
h: 区間高低差 (m)

ウ 排水施設に対する確率年の適用は、表3-18を標準とすること。

表3-18

| 種別 | 確率年 |
|--------|------|
| 排水施設 | 10年 |
| 洪水調節容量 | 30年 |
| 余水吐能力 | 100年 |

3 流出係数

流出係数は、市町村が下水道整備計画において別に定める場合を除き、表3-19による数値を標準とすること。

現行

表3-21 単位(mm/hr)

| 到達時間 位置 確率年 | 10分 | | | 20分 | | | 30分 | | |
|-------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|
| | 岐阜 | 下呂 | 高山 | 岐阜 | 下呂 | 高山 | 岐阜 | 下呂 | 高山 |
| 10 | 142 | 126 | 108 | 108 | 101 | 81 | 90 | 86 | 66 |
| 30 | 183 | 147 | 130 | 140 | 118 | 95 | 116 | 100 | 77 |
| 50 | 203 | 156 | 137 | 154 | 125 | 100 | 128 | 107 | 82 |
| 100 | 231 | 165 | 148 | 174 | 136 | 109 | 144 | 117 | 89 |

イ 到達時間は、表3-22の値を標準とすること。

表3-22

| 流域面積 | 到達時間(t) |
|---------|---------|
| 50ha未満 | 10分 |
| 100ha未満 | 20分 |
| 500ha未満 | 30分 |

ただし、地域の形状等により表3-22を適用することが不適当な場合は、次式により算出すること。

$$\text{到達時間 (t)} = \text{流入時間} + \text{溪流流下時間} + \text{人口水路流下時間}$$

表3-23

| 区間 | 流速 | 摘要 |
|--------|----------------------|-------|
| 流入 | 0.3m/sec | 林地、草地 |
| 溪流流下 | $20(h/C)^{0.6}m/sec$ | |
| 人口水路流下 | 改修流速 m/sec | |

C: 流入延長
h: 区間高低差 (m)

ウ 排水施設に対する確率年の適用は、表3-24を標準とすること。

表3-24

| 種別 | 確率年 |
|--------|------|
| 排水施設 | 10年 |
| 洪水調節容量 | 30年 |
| 余水吐能力 | 100年 |

3 流出係数

流出係数は、表3-25による数値を標準とすること。

改正

表3-19

| | | | | | |
|-------|-------|-------|--------------|--------------|-----------|
| 地表の状態 | 平坦な農地 | 優良な林地 | 普通林地 択伐林地 | 皆伐地 優良な草地 | 裸地 荒廃地 |
| 係数 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 |

(注) ゴルフ場のコースについては0.9、宅地については1.0とする。

4 断面設計

- (1) 汚水管渠にあつては、計画時間最大汚水量とすること。
- (2) 雨水管渠にあつては、計画雨量とすること。
- (3) 流量の計算は、次のいずれかによること。

ア マニング式

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

イ クッター式

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{I}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{RI}$$

Q : 流量 (m³/sec)
 A : 流水の断面積 (m²)
 V : 流速 (m/sec)
 R : 径深=A/P (m)
 P : 流水の潤辺長 (m)
 n : 粗度係数
 I : 勾配 (小数又は分数)

ウ 洪水時において土砂流入による流速減が考えられる場合は、その流速減を考慮のうえ流過断面等を設計するものであること。

エ 粗度係数は、表3-20によること。

表3-20 粗度係数表

| 河川及び水路の状況 | nの範囲 | nの標準値 |
|---------------------------|-------------|-------|
| 一般河道 | 0.030~0.035 | 0.035 |
| 急流河川及び川幅が広水深の浅河川 | 0.040~0.050 | 0.045 |
| 三面張水路 | | 0.025 |
| コンクリート人工水路 | 0.014~0.020 | 0.020 |
| コンクリート管及びU字溝 (コンクリート2次製品) | | 0.013 |
| U型水路 (現場打ちコンクリート) | | 0.015 |
| 組立水路 | 0.025~0.033 | 0.030 |
| 両岸石張小水路 (泥土床) | | 0.025 |
| 塩ビ管 | | 0.010 |

現行

表3-25

| | | | | | |
|-------|-------|-------|--------------|--------------|-----------|
| 地表の状態 | 平坦な農地 | 優良な林地 | 普通林地 択伐林地 | 皆伐地 優良な草地 | 裸地 荒廃地 |
| 係数 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 |

(注) ゴルフ場のコースについては0.9、宅地については1.0とする。

4 断面設計

- (1) 汚水管渠にあつては、計画時間最大汚水量とすること。
- (2) 雨水管渠にあつては、計画雨量とすること。
- (3) 流量の計算は、次のいずれかによること。

ア マニング式

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

イ クッター式

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{I}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{RI}$$

Q : 流量 (m³/sec)
 A : 流水の断面積 (m²)
 V : 流速 (m/sec)
 R : 径深=A/P (m)
 P : 流水の潤辺長 (m)
 n : 粗度係数
 I : 勾配 (小数又は分数)

ウ 洪水時において土砂流入による流速減が考えられる場合は、その流速減を考慮のうえ流過断面等を設計するものであること。

エ 粗度係数は、表3-26によること。

表3-26 粗度係数表

| 河川及び水路の状況 | nの範囲 | nの標準値 |
|---------------------------|-------------|-------|
| 一般河道 | 0.030~0.035 | 0.035 |
| 急流河川及び川幅が広水深の浅河川 | 0.040~0.050 | 0.045 |
| 三面張水路 | | 0.025 |
| コンクリート人工水路 | 0.014~0.020 | 0.020 |
| コンクリート管及びU字溝 (コンクリート2次製品) | | 0.013 |
| U型水路 (現場打ちコンクリート) | | 0.015 |
| 組立水路 | 0.025~0.033 | 0.030 |
| 両岸石張小水路 (泥土床) | | 0.025 |

改正

(4) 排水路の断面積は、円形管の場合は満流、その他の断面形状の場合は、8割水深で有効断面を算定すること。
 なお、山林・農地等を集水区域に含み、土砂等が混入するおそれのある流路にあつては、流量計算に次表の安全率を適用すること。

表3-21

| | V = 5 m/sec未満 | V = 5 m/sec以上 |
|-----|---------------|----------------------------|
| 開水路 | 1.5以上 | V = 5 m/secとして計算し2.0とする。 |
| 暗渠 | 2.0以上 | V = 5 m/secとして計算し2.0以上とする。 |

また、橋梁架設する場合には、更に余裕高0.5m以上取ること。ただし、保安林、砂防指定地等がある場合には、当該法令等による基準値のいずれか大きい方とすること。

(5) 宅地造成事業（別荘を除く。）の管渠の流速並びに勾配及び最小内径又は最小内のり幅は、原則として表3-22の値とすること。また、その他の造成事業の流速は、5 m/sec以下を標準とする。

表3-22

| 管渠の種類 | 流速(m/sec) | | 勾配 | | 最小内径又は 最小内法幅(mm) |
|-------|-----------|-----|-------------|-------|---------------------|
| | 最小 | 最大 | 管渠(mm) | 勾配(%) | |
| 污水管渠 | 0.6 | 3.0 | 250～350 | 6～40 | 200 |
| | | | 400～600 | 3～18 | |
| 雨水管渠 | 0.8 | 3.0 | 700～1,000 | 1～6 | 250 |
| | | | 1,100～1,800 | 0.5～3 | |

ただし、取付管の最小内径又は最小内法幅は、污水管渠にあつては100mm、雨水管渠にあつては、150mmとすることができる。

(6) 管渠等の構造等

ア 管渠については、水圧、外圧に対する耐力、形状、工事費、将来の維持管理等を十分考慮し、ビニール管、鉄筋コンクリート管、遠心力鉄筋コンクリート管又は現場打ち鉄筋コンクリート渠等のうち最も適当なものを選定すること。

イ 雨水の排水路は、原則として開渠とすること。

ウ 雨水排水路は、地形のできるだけ低位部を選定し、地域の排水が完全に行われる位置に行われる位置に設置すること。また、縦断勾配の変化や屈曲部についても適切に配慮し、流速の変化等による溢水が生じないようにすること。跳水が生じるおそれがある場合は、落差工、減勢工等を設置すること。

エ 公共の用に供する排水施設は、道路その他公共用地など維持管理上支障のない場所に設置すること。

(7) 樹・マンホール

ア 次に示す暗渠部分の箇所には、原則として樹又はマンホールを設置すること。

(ア) 公共の用に供する管渠の始まる箇所

(イ) 下水の流路の方向、勾配又は断面が著しく変化する箇所。ただし、清掃に支障のないときは、この限りでない。

(ウ) 管渠の内径又は内法幅の120倍を超えない箇所

(エ) 維持管理上必要な箇所

(オ) 管渠が合流する箇所、段差を生じる箇所（段差60cm以上の場合は、副管付マンホールを設けること）

現行

(4) 排水路の断面積は、円形管の場合は満流、その他の断面形状の場合は、8割水深で有効断面を算定すること。
 なお、山林・農地等を集水区域に含み、土砂等が混入するおそれのある流路にあつては、流量計算に次表の安全率を適用すること。

表3-27

| | V = 5 m/sec未満 | V = 5 m/sec以上 |
|-----|---------------|----------------------------|
| 開水路 | 1.5以上 | V = 5 m/secとして計算し2.0とする。 |
| 暗渠 | 2.0以上 | V = 5 m/secとして計算し2.0以上とする。 |

また、橋梁架設する場合には、更に余裕高0.5メートル以上取ること。ただし、保安林、砂防指定地等がある場合には、当該法令等による基準値のいずれか大きい方とすること。

(5) 宅地造成事業（別荘を除く。）の管渠の流速並びに勾配及び最小内径又は最小内のり幅は、原則として表3-28の値とすること。また、その他の造成事業の流速は、5 m/sec以下を標準とする。

表3-28

| 管渠の種類 | 流速(m/sec) | | 勾配 | | 最小内径又は 最小内法幅(mm) |
|-------|-----------|-----|-------------|-------|---------------------|
| | 最小 | 最大 | 管渠(mm) | 勾配(%) | |
| 污水管渠 | 0.6 | 3.0 | 250～350 | 6～40 | 200 |
| | | | 400～600 | 3～18 | |
| 雨水管渠 | 0.8 | 3.0 | 700～1,000 | 1～6 | 250 |
| | | | 1,100～1,800 | 0.5～3 | |

ただし、取付管の最小内径又は最小内法幅は、污水管渠にあつては100mm、雨水管渠にあつては、150mmとすることができる。

(6) 管渠等の構造等

ア 管渠については、水圧、外圧に対する耐力、形状、工事費、将来の維持管理等を十分考慮し、ビニール管、鉄筋コンクリート管、遠心力鉄筋コンクリート管又は現場打ち鉄筋コンクリート渠等のうち最も適当なものを選定すること。

イ 雨水の排水路は、原則として開渠とすること。

ウ 雨水排水路は、地形のできるだけ低位部を選定し、地域の排水が完全に行われる位置に行われる位置に設置すること。また、縦断勾配の変化や屈曲部についても適切に配慮し、流速の変化等による溢水が生じないようにすること。跳水が生じるおそれがある場合は、落差工、減勢工等を設置すること。

エ 公共の用に供する排水施設は、道路その他公共用地など維持管理上支障のない場所に設置すること。

(7) 樹・マンホール

ア 次に示す暗渠部分の箇所には、原則として樹又はマンホールを設置すること。

(ア) 公共の用に供する管渠の始まる箇所

(イ) 下水の流路の方向、勾配又は断面が著しく変化する箇所。ただし、清掃に支障のないときは、この限りでない。

(ウ) 管渠の内径又は内法幅の120倍を超えない箇所

(エ) 維持管理上必要な箇所

(オ) 管渠が合流する箇所、段差を生じる箇所（段差60cm以上の場合は、副管付マンホールを設けること）

| 改 正 | 現 行 | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|----------|-----------------------|-----------------------|-----------|------------|------|------|------|---|---------|----------|-----------------------|-----------|------------|------|------|------|
| <p>イ 柵又はマンホールの底は、雨水を排除すべき柵等には深さ15cm以上の泥だめを、その他柵等にあつては、その接続する管渠の内径又は内法幅に応じ相当の幅のインバートを設置すること。</p> <p>(8) 管渠の埋設位置及び深さは、道路管理者と協議すること。特に指示がない場合は、車道1.2m以上（幹線3m以上）の土かぶりを標準とすること。</p> <p>(9) 管渠の接合 管渠の接合は、次の各項を考慮して定めること。 ア 管渠の管径が変化する場合又は合流する場合の接合方法は、水面接合又は管頂接合とすること。 イ 地表勾配が急な場合は、地表勾配に応じて段差接合又は階段接合とすること。 ウ 合流する場合の中心交角は、原則として60度以下とし、曲線をもって合流する場合、曲線半径の5倍以上とすること。</p> <p>(10) 溪流及び既存排水路の処理 ア 原則として開渠とされていること。 ただし、やむを得ない場合には、当該計画位置における流域面積が5ha未満については断面決定流速が5m/sec以上について5m/secとし、安全率を2とした暗渠としてもよい。この場合、流域面積が3ha以上はのみ口の処理を床止工とし、3ha未満については集水柵とされていること。 イ 当該計画位置上流に接近して、暗渠工が計画されている場合には、同一断面又はその断面以上で計画されていること。 ウ 暗渠工の最小内径又は最小内法幅は、1.0m以上とされていること。 ただし、施工延長20m未満の場合には、0.6m以上とすることができる。 エ マンホールは、50m毎に1箇所設置されていること。 オ 暗渠工は、直線とされていること。</p> <p>5 汚水処理施設</p> <p>(1) 公共下水道の事業計画について、市町村に確認を行い、整合を図ること。</p> <p>(2) 開発区域内の、計画処理対象人員が100人を超える場合は、集中処理とすることが望ましい。 なお、人員算定については、<u>「建築物の用途別による尿尿浄化槽の処理対象人員算定基準（JIS A3302-2000）」</u>による。</p> <p>(3) 処理水の放流については、放流経路及び公共水域への排水方法については管理者の意見を聴くこと。道路側溝への排水の可否及び調整池への放流の可否を調査すること。</p> <p>(4) 終末処理場及びし尿浄化槽の敷地については、表3-23により算定した面積を標準とするとともに、敷地の外周部には適切な緩衝帯を設置すること。</p> <p>表3-23</p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>開発区域の人口</td> <td>2,000人未満</td> <td>2,000人以上 20,000人未満</td> <td>20,000人以上</td> </tr> <tr> <td>1人当たりの敷地面積</td> <td>0.7㎡</td> <td>0.6㎡</td> <td>0.5㎡</td> </tr> </table> <p>(5) 設計水量については、「建築物の用途別による尿尿浄化槽の処理対象人員算定基準 <u>（JIS A3302-2000）</u>」による。 ア 住宅団地の場合で、建物規模が不確定な場合は、戸当たりの処理対象人員は6人とすること。 イ 浸透地下水等を考慮し、1人・1日当たりの汚水量に10%程度加算するものとする。</p> <p>(6) 汚水管渠は、本節によること。</p> | 開発区域の人口 | 2,000人未満 | 2,000人以上 20,000人未満 | 20,000人以上 | 1人当たりの敷地面積 | 0.7㎡ | 0.6㎡ | 0.5㎡ | <p>イ 柵又はマンホールの底は、雨水を排除すべき柵等には深さ15cm以上の泥だめを、その他柵等にあつては、その接続する管渠の内径又は内法幅に応じ相当の幅のインバートを設置すること。</p> <p>(8) 管渠の埋設位置及び深さは、道路管理者と協議すること。特に指示がない場合は、車道1.2m以上（幹線3m以上）の土かぶりを標準とすること。</p> <p>(9) 管渠の接合 管渠の接合は、次の各項を考慮して定めること。 ア 管渠の管径が変化する場合又は合流する場合の接合方法は、水面接合又は管頂接合とすること。 イ 地表勾配が急な場合は、地表勾配に応じて段差接合又は階段接合とすること。 ウ 合流する場合の中心交角は、原則として60度以下とし、曲線をもって合流する場合、曲線半径の5倍以上とすること。</p> <p>(10) 溪流及び既存排水路の処理 ア 原則として開渠とされていること。 ただし、やむを得ない場合には、当該計画位置における流域面積が5ha未満については断面決定流速が5m/sec以上について5m/secとし、安全率を2とした暗渠としてもよい。この場合、流域面積が3ha以上はのみ口の処理を床止工とし、3ha未満については集水柵とされていること。 イ 当該計画位置上流に接近して、暗渠工が計画されている場合には、同一断面又はその断面以上で計画されていること。 ウ 暗渠工の最小内径又は最小内法幅は、1.0m以上とされていること。 ただし、施工延長20m未満の場合には、0.6m以上とすることができる。 エ マンホールは、50m毎に1箇所設置されていること。 オ 暗渠工は、直線とされていること。</p> <p>5 汚水処理施設</p> <p>(1) 公共下水道の事業計画について、市町村に確認を行い、整合を図ること。</p> <p>(2) 開発区域内の、計画処理対象人員が100人を超える場合は、集中処理とすることが望ましい。 なお、人員算定については、建築物の用途別による尿尿浄化槽の処理対象人員算定基準（JIS A3302-2000）による。<u>（資料編【資料3-7】参照）</u></p> <p>(3) 処理水の放流については、放流経路及び公共水域への排水方法については管理者の意見を聴くこと。道路側溝への排水の可否及び調整池への放流の可否を調査すること。</p> <p>(4) 終末処理場及びし尿浄化槽の敷地については、表3-29により算定した面積を標準とするとともに、敷地の外周部には適切な緩衝帯を設置すること。</p> <p>表3-29</p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>開発区域の人口</td> <td>2,000人未満</td> <td>2,000人以上 20,000人未満</td> <td>20,000人以上</td> </tr> <tr> <td>1人当たりの敷地面積</td> <td>0.7㎡</td> <td>0.6㎡</td> <td>0.5㎡</td> </tr> </table> <p>(5) 設計水量については、<u>資料編【資料3-7】</u>「建築物の用途別による尿尿浄化槽の処理対象人員算定基準」による。 ア 住宅団地の場合で、建物規模が不確定な場合は、戸当たりの処理対象人員は6人とすること。 イ 浸透地下水等を考慮し、1人・1日当たりの汚水量に10%程度加算するものとする。</p> <p>(6) 汚水管渠は、<u>本章第7節</u>によること。</p> | 開発区域の人口 | 2,000人未満 | 2,000人以上 20,000人未満 | 20,000人以上 | 1人当たりの敷地面積 | 0.7㎡ | 0.6㎡ | 0.5㎡ |
| 開発区域の人口 | 2,000人未満 | 2,000人以上 20,000人未満 | 20,000人以上 | | | | | | | | | | | | | | |
| 1人当たりの敷地面積 | 0.7㎡ | 0.6㎡ | 0.5㎡ | | | | | | | | | | | | | | |
| 開発区域の人口 | 2,000人未満 | 2,000人以上 20,000人未満 | 20,000人以上 | | | | | | | | | | | | | | |
| 1人当たりの敷地面積 | 0.7㎡ | 0.6㎡ | 0.5㎡ | | | | | | | | | | | | | | |

| 改正 | 現行 |
|---|--|
| <p>(7) 汚水以外の工場排水等については、関係法令に従い排水先を別途考慮すること。</p> <p>6 開発区域外への排水計画 開発行為に伴い開発区域外の河川、水路、下水道等に排水する場合は、次によること。</p> <p>(1) 基本事項</p> <p>ア 排水先の同意 開発行為に伴い開発区域外の河川等に排水を排出する場合は、法第32条第1項の規定に基づき河川管理者等の同意を得ること。(第5章第1節参照)</p> <p>イ 開発面積が1ha以上の大規模開発については、県内における過去の災害を踏まえて原則として調整池を設置するものとする。なお、下流の河川狭小部を改修する場合についても地域的に必要とされる最小限の調整池(表3-25の最小比流量により算出する。)は設置するものとする。</p> <p>(ア) 河川改修、調整池の設置等にあたっては下流水路及び河川の狭小部の調査を行うこと。 河川狭小部の調査については、放流先の水路及び河川の流下能力の調査範囲を、原則として調査地点の集水面積に占める開発区域全体の面積の割合が2.0%以下になるまでの地点とする。ただし、下流部分に過去の災害等の実績から、特に配慮を要する場合があるので、河川管理者と協議のうえ、調査範囲を決定すること。</p> <p>(イ) 下流の流下能力は、実地での縦横断測量による。河川管理者において把握している場合については、その値によるが、河床変動もあり得るので現地調査は行うこと。</p> <p>a 流域図により河川狭小部の調査範囲を仮決定する。 b 橋梁架設部などネック点になると思われる箇所を重点にポール横断等による概略測量を行う。 c bの結果をもとに、河川管理者と調査範囲、ネック点の検討箇所について協議を行う。 (河川の規模、状況により調査測量地点を決定する。) d 狭小部と思われる地点付近の縦横断測量を行う。 e dの結果をもとに、法第32条第1項の規定に基づく同意申請を、河川管理者に対して行う。 なお、他法令により狭小部が明らかにされている場合はこの限りでない。</p> <p>(ウ) 原則として、防災調整池と貯水池等は兼用しないものとする。ただし、地形上及びその他の地質によりやむを得ない場合で、管理体制が明確なものについては、この限りでない。</p> <p>(オ) 設計は、この規準に適合するほか河川管理者と協議された内容が反映されたものであること。</p> <p>(2) 下流河川を改修する場合</p> <p>ア 下流河川の改修範囲は、原則として排水地点から流量増の影響がなくなる地点までとすること。</p> <p>イ 改修規模及び工法は、開発行為の大小、下流河川の流過能力、災害頻度、背後地の重要性等種々な要素を勘案して決定し、その工法は現場に即したものであること。</p> <p>ウ 改修計画については、河川管理者と協議し、法第32条第1項の規定に基づく同意を得ること。</p> <p>エ 開発による流量増が僅かな場合については、流量増による洪水被害よりも、土砂流出による河道の埋塞が生じ、災害をこうむる恐れがあるので、流出土砂の対策を十分考慮すること。</p> <p>カ 開発行為に伴って調整池を設ける場合、下流河川は調整池での調整容量の不足に対応する流量を安全に流過できる断面以上で改修すること。</p> <p>キ 開発行為による流量増は、次式によるものであること。</p> | <p>(7) 汚水以外の工場排水等については、関係法令に従い排水先を別途考慮すること。</p> <p>6 開発区域外への排水計画 開発行為に伴い開発区域外の河川、水路、下水道等に排水する場合は、次によること。</p> <p>(1) 基本事項</p> <p>ア 排水先の同意 開発行為に伴い開発区域外の河川等に排水を排出する場合は、法第32条第1項の規定に基づき河川管理者等の同意を得ること。(第5章第1節参照)</p> <p>イ 開発面積が1ヘクタール以上の大規模開発については、県内における過去の災害を踏まえて原則として調整池を設置するものとする。なお、下流の河川狭小部を改修する場合についても地域的に必要とされる最小限の調整池(表3-31の最小比流量により算出する。)は設置するものとする。</p> <p>(ア) 河川改修、調整池の設置等にあたっては下流水路及び河川の狭小部の調査を行うこと。 河川狭小部の調査については、放流先の水路及び河川の流下能力の調査範囲を、原則として調査地点の集水面積に占める開発区域全体の面積の割合が2.0パーセント以下になるまでの地点とする。ただし、下流部分に過去の災害等の実績から、特に配慮を要する場合があるので、河川管理者と協議のうえ、調査範囲を決定すること。</p> <p>(イ) 下流の流下能力は、実地での縦横断測量による。河川管理者において把握している場合については、その値によるが、河床変動もあり得るので現地調査は行うこと。</p> <p>a 流域図により河川狭小部の調査範囲を仮決定する。 b 橋梁架設部などネック点になると思われる箇所を重点にポール横断等による概略測量を行う。 c bの結果をもとに、河川管理者と調査範囲、ネック点の検討箇所について協議を行う。 (河川の規模、状況により調査測量地点を決定する。) d 狭小部と思われる地点付近の縦横断測量を行う。 e dの結果をもとに、法第32条第1項の規定に基づく同意申請を、河川管理者に対して行う。 なお、他法令により狭小部が明らかにされている場合はこの限りでない。</p> <p>(ウ) 原則として、防災調整池と貯水池等は兼用しないものとする。ただし、地形上及びその他の地質によりやむを得ない場合で、管理体制が明確なものについては、この限りでない。</p> <p>(オ) 設計は、この規準に適合するほか河川管理者と協議された内容が反映されたものであること。</p> <p>(2) 下流河川を改修する場合</p> <p>ア 下流河川の改修範囲は、原則として排水地点から流量増の影響がなくなる地点までとすること。</p> <p>イ 改修規模及び工法は、開発行為の大小、下流河川の流過能力、災害頻度、背後地の重要性等種々な要素を勘案して決定し、その工法は現場に即したものであること。</p> <p>ウ 改修計画については、河川管理者と協議し、法第32条第1項の規定に基づく同意を得ること。</p> <p>エ 開発による流量増が僅かな場合については、流量増による洪水被害よりも、土砂流出による河道の埋塞が生じ、災害をこうむる恐れがあるので、流出土砂の対策を十分考慮すること。</p> <p>カ 開発行為に伴って調整池を設ける場合、下流河川は調整池での調整容量の不足に対応する流量を安全に流過できる断面以上で改修すること。</p> <p>キ 開発行為による流量増は、次式によるものであること。</p> |

改正

$$Q = \frac{1}{360} \cdot (f_{1i} - f_{2i}) \cdot r \cdot A_i$$

Q : 流量増分 (m³/sec)
 f_{1i} : 開発地の流出係数 (表3-19) を参照
 f_{2i} : 開発前の流出係数 (表3-19) を参照
 r : 雨量強度 (mm/hr) (表3-15) を参照
 A_i : 開発面積 (ha)

ク 計画洪水流量は、次式によるものであること。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q : 計画洪水流量 (m³/sec)
 f : 流出係数 (表3-19) を参照
 r : 洪水計画到達時間内の降雨強度 (mm/hr)
 A : 開発面積 (ha)

コ 通水断面計算は、マンニングの流速公式によること。

(3) 調整池を設置する場合

- ア 全高は10m未満 (やむを得ない場合は15m未満) とし、構造は原則としてコンクリート重力式ダムとすること。ただし、基礎地盤の支持力の不足等で真にやむを得ない場合は、フィルダムとすることができる。
- イ 調整池の洪水調節方式は、原則として自然放流方式とすること。

表3-24 洪水調整容量算定表 (Frc)

| rc (mm) | 岐阜 | | 下呂 | | 高山 | | rc (mm) | 岐阜 | | 下呂 | | 高山 | |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------------|------|------|------|------|------|------|
| | 1/30 | 1/50 | 1/30 | 1/50 | 1/30 | 1/50 | | 1/30 | 1/50 | 1/30 | 1/50 | 1/30 | 1/50 |
| 1 | 3,195 | 3,687 | 5,539 | 6,121 | 2,391 | 2,773 | 51 | 588 | 679 | 507 | 576 | 262 | 297 |
| 2 | 2,511 | 2,823 | 3,541 | 3,936 | 1,678 | 1,884 | 52 | 580 | 670 | 499 | 567 | 258 | 293 |
| 3 | 2,175 | 2,434 | 2,872 | 3,190 | 1,366 | 1,528 | 53 | 572 | 662 | 491 | 558 | 254 | 288 |
| 4 | 1,961 | 2,205 | 2,466 | 2,748 | 1,177 | 1,319 | 54 | 565 | 654 | 484 | 550 | 251 | 284 |
| 5 | 1,804 | 2,031 | 2,194 | 2,442 | 1,047 | 1,174 | 55 | 557 | 645 | 476 | 541 | 247 | 281 |
| 6 | 1,684 | 1,896 | 1,989 | 2,215 | 951 | 1,067 | 56 | 550 | 637 | 469 | 533 | 244 | 277 |
| 7 | 1,586 | 1,787 | 1,829 | 2,037 | 876 | 983 | 57 | 543 | 630 | 462 | 525 | 241 | 273 |
| 8 | 1,504 | 1,696 | 1,699 | 1,894 | 815 | 915 | 58 | 536 | 622 | 455 | 518 | 237 | 269 |
| 9 | 1,434 | 1,619 | 1,591 | 1,774 | 765 | 858 | 59 | 530 | 614 | 448 | 510 | 234 | 266 |
| 10 | 1,374 | 1,551 | 1,499 | 1,672 | 722 | 810 | 60 | 523 | 607 | 442 | 503 | 231 | 263 |
| 11 | 1,320 | 1,491 | 1,419 | 1,584 | 685 | 769 | 61 | 517 | 600 | 435 | 496 | 228 | 259 |
| 12 | 1,272 | 1,438 | 1,350 | 1,507 | 652 | 733 | 62 | 510 | 593 | 429 | 489 | 225 | 256 |
| 13 | 1,228 | 1,389 | 1,288 | 1,439 | 624 | 701 | 63 | 504 | 586 | 423 | 482 | 222 | 253 |
| 14 | 1,189 | 1,346 | 1,233 | 1,378 | 598 | 672 | 64 | 498 | 579 | 417 | 476 | 219 | 250 |
| 15 | 1,153 | 1,305 | 1,183 | 1,323 | 575 | 646 | 65 | 492 | 573 | 411 | 469 | 217 | 247 |
| 16 | 1,119 | 1,268 | 1,138 | 1,273 | 554 | 623 | 66 | 486 | 566 | 405 | 463 | 214 | 244 |
| 17 | 1,088 | 1,234 | 1,096 | 1,227 | 535 | 601 | 67 | 480 | 560 | 400 | 457 | 212 | 241 |
| 18 | 1,059 | 1,202 | 1,058 | 1,185 | 517 | 581 | 68 | 475 | 553 | 394 | 451 | 209 | 238 |
| 19 | 1,032 | 1,172 | 1,023 | 1,146 | 501 | 563 | 69 | 469 | 547 | 389 | 445 | 207 | 235 |
| 20 | 1,007 | 1,144 | 991 | 1,110 | 486 | 546 | 70 | 464 | 541 | 384 | 439 | 204 | 232 |
| 21 | 983 | 1,118 | 960 | 1,077 | 471 | 531 | 71 | 458 | 535 | 379 | 433 | 202 | 230 |
| 22 | 961 | 1,093 | 932 | 1,045 | 458 | 516 | 72 | 453 | 529 | 374 | 428 | 199 | 227 |
| 23 | 940 | 1,069 | 906 | 1,016 | 446 | 502 | 73 | 448 | 524 | 369 | 422 | 197 | 225 |
| 24 | 919 | 1,047 | 881 | 988 | 435 | 489 | 74 | 443 | 518 | 364 | 417 | 195 | 222 |
| 25 | 900 | 1,025 | 857 | 963 | 424 | 477 | 75 | 438 | 512 | 359 | 412 | 193 | 220 |
| 26 | 882 | 1,005 | 835 | 938 | 413 | 466 | 76 | 433 | 507 | 355 | 407 | 191 | 217 |
| 27 | 864 | 985 | 814 | 915 | 404 | 455 | 77 | 428 | 502 | 350 | 402 | 188 | 215 |
| 28 | 847 | 967 | 794 | 893 | 394 | 445 | 78 | 423 | 496 | 345 | 397 | 186 | 212 |

現行

$$Q = \frac{1}{360} \cdot (f_{1i} - f_{2i}) \cdot r \cdot A_i$$

Q : 流量増分 (m³/sec)
 f_{1i} : 開発地の流出係数 (表3-25) を参照
 f_{2i} : 開発前の流出係数 (表3-25) を参照
 r : 雨量強度 (mm/hr) (表3-21) を参照
 A_i : 開発面積 (ha)

ク 計画洪水流量は、次式によるものであること。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$$

Q : 計画洪水流量 (m³/sec)
 f : 流出係数 (表3-25) を参照
 r : 洪水計画到達時間内の降雨強度 (mm/hr)
 A : 開発面積 (ha)

コ 通水断面計算は、マンニングの流速公式によること。

(3) 調整池を設置する場合

- ア 全高は10m未満 (やむを得ない場合は15m未満) とし、構造は原則としてコンクリート重力式ダムとすること。ただし、基礎地盤の支持力の不足等で真にやむを得ない場合は、フィルダムとすることができる。
- イ 調整池の洪水調節方式は、原則として自然放流方式とすること。

表3-30 洪水調整容量算定表 (Frc)

| rc (mm) | 岐阜地区 | | 下呂地区 | | 高山地区 | | rc (mm) | 岐阜地区 | | 下呂地区 | | 高山地区 | |
|------------|------|------|------|------|------|------|------------|------|------|------|------|------|------|
| | 1/30 | 1/50 | 1/30 | 1/50 | 1/30 | 1/50 | | 1/30 | 1/50 | 1/30 | 1/50 | 1/30 | 1/50 |
| 5 | 1683 | 1878 | 1649 | 1807 | 1006 | 1121 | 61 | 503 | 584 | 425 | 478 | 236 | 265 |
| 6 | 1572 | 1756 | 1535 | 1683 | 924 | 1029 | 62 | 497 | 578 | 419 | 472 | 233 | 262 |
| 7 | 1482 | 1657 | 1443 | 1583 | 859 | 957 | 63 | 491 | 571 | 413 | 465 | 230 | 258 |
| 8 | 1407 | 1574 | 1365 | 1499 | 805 | 897 | 64 | 486 | 565 | 408 | 459 | 227 | 255 |
| 9 | 1343 | 1503 | 1299 | 1427 | 760 | 847 | 65 | 480 | 559 | 402 | 453 | 224 | 252 |
| 10 | 1287 | 1442 | 1242 | 1364 | 721 | 804 | 66 | 475 | 553 | 396 | 447 | 221 | 248 |
| 11 | 1238 | 1388 | 1191 | 1309 | 687 | 765 | 67 | 470 | 547 | 391 | 441 | 219 | 245 |
| 12 | 1193 | 1339 | 1145 | 1259 | 657 | 733 | 68 | 464 | 542 | 386 | 435 | 216 | 242 |
| 13 | 1154 | 1296 | 1104 | 1215 | 631 | 704 | 69 | 459 | 536 | 381 | 430 | 213 | 239 |
| 14 | 1118 | 1256 | 1066 | 1174 | 607 | 677 | 70 | 454 | 531 | 375 | 424 | 210 | 236 |
| 15 | 1084 | 1220 | 1031 | 1136 | 585 | 653 | 71 | 449 | 525 | 370 | 419 | 208 | 233 |
| 16 | 1054 | 1186 | 1000 | 1102 | 565 | 630 | 72 | 445 | 520 | 366 | 413 | 205 | 231 |
| 17 | 1025 | 1155 | 970 | 1070 | 547 | 610 | 73 | 440 | 515 | 361 | 408 | 203 | 228 |
| 18 | 999 | 1126 | 942 | 1040 | 530 | 591 | 74 | 435 | 510 | 356 | 403 | 200 | 225 |
| 19 | 974 | 1099 | 917 | 1012 | 514 | 574 | 75 | 431 | 505 | 351 | 398 | 198 | 222 |
| 20 | 951 | 1074 | 893 | 986 | 500 | 558 | 76 | 426 | 500 | 347 | 393 | 196 | 220 |
| 21 | 930 | 1050 | 870 | 961 | 486 | 542 | 77 | 422 | 495 | 342 | 388 | 193 | 217 |
| 22 | 909 | 1028 | 848 | 938 | 473 | 528 | 78 | 417 | 490 | 338 | 383 | 191 | 215 |
| 23 | 889 | 1006 | 828 | 916 | 461 | 515 | 79 | 413 | 485 | 333 | 378 | | |
| 24 | 871 | 986 | 809 | 895 | 450 | 502 | 80 | 409 | 481 | 329 | 374 | | |
| 25 | 853 | 967 | 790 | 875 | 439 | 490 | 81 | 405 | 476 | 325 | 369 | | |
| 26 | 837 | 949 | 773 | 856 | 429 | 479 | 82 | 401 | 472 | 321 | 365 | | |
| 27 | 821 | 931 | 756 | 838 | 419 | 468 | 83 | 397 | 467 | 317 | 360 | | |
| 28 | 805 | 915 | 740 | 820 | 410 | 458 | 84 | 393 | 463 | 313 | 356 | | |
| 29 | 791 | 898 | 725 | 804 | 401 | 448 | 85 | 389 | 458 | 309 | 352 | | |
| 30 | 777 | 883 | 710 | 788 | 392 | 438 | 86 | 385 | 454 | 305 | 347 | | |
| 31 | 763 | 868 | 696 | 772 | 384 | 430 | 87 | 381 | 450 | 301 | 343 | | |
| 32 | 750 | 854 | 682 | 757 | 377 | 421 | 88 | 377 | 446 | 298 | 339 | | |
| 33 | 738 | 840 | 669 | 743 | 369 | 413 | 89 | 374 | 442 | 294 | 335 | | |

| 改正 | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 29 | 831 | 949 | 775 | 872 | 386 | 435 | 79 | 419 | 491 | 341 | 392 | 184 | 210 |
| 30 | 816 | 932 | 757 | 852 | 377 | 426 | 80 | 414 | 486 | 337 | 387 | 182 | 208 |
| 31 | 801 | 916 | 740 | 833 | 369 | 417 | 81 | 410 | 481 | 333 | 382 | 180 | 206 |
| 32 | 787 | 900 | 724 | 815 | 362 | 408 | 82 | 405 | 476 | 329 | 378 | 178 | 204 |
| 33 | 773 | 885 | 708 | 798 | 355 | 400 | 83 | 401 | 471 | 324 | 373 | 176 | 202 |
| 34 | 760 | 870 | 693 | 781 | 348 | 393 | 84 | 397 | 466 | 320 | 369 | 174 | 200 |
| 35 | 747 | 856 | 679 | 765 | 341 | 385 | 85 | 392 | 462 | 317 | 365 | 172 | 197 |
| 36 | 735 | 842 | 665 | 750 | 335 | 378 | 86 | 388 | 457 | 313 | 360 | 171 | 195 |
| 37 | 723 | 829 | 652 | 735 | 328 | 371 | 87 | 384 | 452 | 309 | 356 | 169 | 193 |
| 38 | 711 | 816 | 639 | 721 | 323 | 365 | 88 | 380 | 448 | 305 | 352 | 167 | 191 |
| 39 | 700 | 804 | 627 | 708 | 317 | 358 | 89 | 376 | 443 | 302 | 348 | 166 | 189 |
| 40 | 689 | 792 | 615 | 694 | 311 | 352 | 90 | 372 | 439 | 298 | 344 | 164 | 187 |
| 41 | 679 | 780 | 603 | 682 | 306 | 346 | 91 | 368 | 435 | 295 | 340 | 162 | 185 |
| 42 | 669 | 769 | 592 | 670 | 301 | 340 | 92 | 364 | 430 | 291 | 336 | 161 | 184 |
| 43 | 659 | 758 | 582 | 658 | 296 | 335 | 93 | 361 | 426 | 288 | 333 | 159 | 182 |
| 44 | 649 | 747 | 571 | 646 | 291 | 330 | 94 | 357 | 422 | 285 | 329 | 157 | 180 |
| 45 | 639 | 736 | 561 | 635 | 287 | 325 | 95 | 353 | 418 | 281 | 325 | 156 | 179 |
| 46 | 630 | 726 | 552 | 625 | 282 | 320 | 96 | 349 | 414 | 278 | 321 | 154 | 177 |
| 47 | 621 | 716 | 542 | 614 | 278 | 315 | 97 | 346 | 410 | 275 | 318 | 152 | 175 |
| 48 | 613 | 707 | 533 | 604 | 274 | 310 | 98 | 342 | 406 | 271 | 314 | 151 | 174 |
| 49 | 604 | 697 | 524 | 594 | 269 | 305 | 99 | 339 | 402 | 268 | 311 | 149 | 172 |
| 50 | 596 | 688 | 516 | 585 | 265 | 301 | 100 | 336 | 398 | 265 | 308 | 148 | 170 |

$$\text{※ Frc} = \left(ri - \frac{rc}{2}\right) \cdot \frac{ti}{360}$$

ウ 調整池内法面は、浸食防止用保護工を設置すること。

エ 必要調整容量は、開発事業後における年超過率 1/30 で求めた洪水のピーク流量の値を調整池下流の流過能力の値まで調整するものとし、次式により算定すること。

$$V = \left(ri - \frac{rc}{2}\right) \cdot ti \cdot A \cdot f \cdot \frac{1}{360}$$

$$= \text{Frc} \cdot A \cdot f$$

$$rc = Q' \cdot \frac{360}{f \cdot A}$$

V : 必要調節容量 (m³)
ri : 1/30年確率の降雨強度
rc : 調整池下流の流過能力の値に対応する降雨強度 (mm/hr)
ti : 降雨の継続時間 (sec)
A : 集水面積 (ha)
f : 開発後の流出係数
Frc : 洪水調整容量 (表 3-24) (m³/ha)
Q' : 調整池下流の流過能力 (m³/sec)

なお、流過能力最小地点の比流量が次表の値を上回る場合は、次表の値をもって許容放流量を決定するものとする。

| 現 行 | | | | | | | | | | | | | |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|--|--|
| 34 | 725 | 827 | 656 | 730 | 362 | 405 | 90 | 370 | 438 | 290 | 331 | | |
| 35 | 714 | 814 | 644 | 716 | 355 | 397 | 91 | 366 | 434 | 287 | 327 | | |
| 36 | 702 | 802 | 632 | 703 | 349 | 390 | 92 | 363 | 430 | 283 | 323 | | |
| 37 | 692 | 790 | 621 | 691 | 342 | 383 | 93 | 359 | 426 | 280 | 319 | | |
| 38 | 681 | 779 | 610 | 679 | 336 | 376 | 94 | 356 | 422 | 276 | 316 | | |
| 39 | 671 | 768 | 599 | 668 | 330 | 370 | 95 | 352 | 419 | 273 | 312 | | |
| 40 | 661 | 757 | 589 | 656 | 325 | 363 | 96 | 349 | 415 | 270 | 308 | | |
| 41 | 651 | 746 | 579 | 645 | 319 | 357 | 97 | 346 | 411 | 266 | 305 | | |
| 42 | 642 | 736 | 569 | 635 | 314 | 351 | 98 | 343 | 408 | 263 | 301 | | |
| 43 | 633 | 726 | 560 | 625 | 309 | 345 | 99 | 339 | 404 | 260 | 298 | | |
| 44 | 624 | 716 | 550 | 615 | 304 | 340 | 100 | 336 | 401 | 257 | 294 | | |
| 45 | 615 | 707 | 541 | 605 | 299 | 334 | 101 | 333 | 397 | | | | |
| 46 | 607 | 698 | 533 | 595 | 294 | 329 | 102 | 330 | 394 | | | | |
| 47 | 599 | 689 | 524 | 586 | 289 | 324 | 103 | 327 | 390 | | | | |
| 48 | 591 | 680 | 516 | 577 | 285 | 319 | 104 | 324 | 387 | | | | |
| 49 | 583 | 672 | 508 | 569 | 281 | 314 | 105 | 321 | 384 | | | | |
| 50 | 576 | 663 | 500 | 560 | 276 | 310 | 106 | 318 | 381 | | | | |
| 51 | 568 | 655 | 493 | 552 | 272 | 305 | 107 | 315 | 377 | | | | |
| 52 | 561 | 648 | 485 | 544 | 268 | 301 | 108 | 312 | 374 | | | | |
| 53 | 554 | 640 | 478 | 536 | 264 | 296 | 109 | 309 | 371 | | | | |
| 54 | 547 | 632 | 471 | 528 | 261 | 292 | 110 | 307 | 368 | | | | |
| 55 | 540 | 625 | 464 | 520 | 257 | 288 | 111 | 304 | 365 | | | | |
| 56 | 534 | 618 | 457 | 513 | 253 | 284 | 112 | 301 | 362 | | | | |
| 57 | 527 | 611 | 450 | 506 | 250 | 280 | 113 | 298 | 359 | | | | |
| 58 | 521 | 604 | 444 | 499 | 246 | 276 | 114 | 296 | 356 | | | | |
| 59 | 515 | 597 | 437 | 492 | 243 | 272 | 115 | 293 | 353 | | | | |
| 60 | 509 | 590 | 431 | 485 | 240 | 269 | 116 | 290 | 350 | | | | |

$$\text{※ Frc} = \left(ri - \frac{rc}{2}\right) \cdot \frac{ti}{360}$$

ウ 調整池内法面は、浸食防止用保護工を設置すること。

エ 必要調整容量は、開発事業後における年超過率 1/30 で求めた洪水のピーク流量の値を調整池下流の流過能力の値まで調整するものとし、次式により算定すること。

$$V = \left(ri - \frac{rc}{2}\right) \cdot ti \cdot A \cdot f \cdot \frac{1}{360}$$

$$= \text{Frc} \cdot A \cdot f$$

$$rc = Q' \cdot \frac{360}{f \cdot A}$$

V : 必要調節容量 (m³)
ri : 1/30年確率の降雨強度
rc : 調整池下流の流過能力の値に対応する降雨強度 (mm/hr)
ti : 降雨の継続時間 (sec)
A : 集水面積 (ha)
f : 開発後の流出係数
Frc : 洪水調整容量 (表 3-30) (m³/ha)
Q' : 調整池下流の流過能力 (m³/sec)

なお、流過能力最小地点の比流量が次表の値を上回る場合は、次表の値をもって許容放流量を決定するものとする。

改正

表3-25

| 調節池の集水面積 | 比流量 (m ³ /s/ha) |
|----------|----------------------------|
| 岐阜地区 | 0.226 |
| 下呂地区 | 0.194 |
| 高山地区 | 0.150 |

※計算例についてはP26による

- オ 調整池設置後における管理者が明確にされていること。
- カ 設計にあたっては、堰堤への管理通路を確保する等維持管理について配慮すること。
- キ 公園、駐車場、テニスコート等の他の利用目的と兼用する調整池は、調整池の機能が確実に維持できるものであって、「宅地開発に伴い設置される洪水調節（整）池の多目的利用指針（案）」に適合するものであること。
 なお、都市計画法に規定する公共施設としての公園、緑地、広場を調整池と兼用する場合は、当該底地が市町村に帰属され、調整池の管理も含めて移管されることを原則とする。
- ク やむを得ず市町村が管理を行わないこととなる場合は、底地のみは極力市町村に移管すると共に、市町村長と管理協定を締結するよう努めること。

(4) 沈砂池を設置する場合

- ア 原則として、開発区域の面積が1ha以上の場合に、下流に対する災害を防止するために適切な位置に沈砂池等の防災施設を設置するものとする。
 なお、面積が1ha未満についても、開発区域及びその周辺の地形地表の状況を勘案して、土砂流出が予想される場合も同様とすること。
- イ 沈砂池は、設計堆積土砂量は10年を標準とし、次式により算出すること。

$$V = V_1 + V_2 \quad V_s : \text{工事完了後の土砂量}$$

(ア) 施行期間中流出土砂量 (I)

開発施行期間中における流出土砂量は、400m³/ha・年とする。
 流出土砂量は、工事期間に応じて月割とするが、4ヶ月以下の場合は4ヶ月として算出すること。
 ただし、施行期間中の流出土砂量については、仮設堰堤を設ける場合又は工事完了後において浚渫する場合にはその土量を除くことができる。

(イ) 工事完了後流出土砂量 (II)

$$V_1 : \text{盛土部分の流出土砂量} \quad V_1 = A_1 \left(3 \cdot X + 7 \cdot \frac{X}{5} \right) = 4.4X \cdot A_1$$

$$V_2 : \text{切土部分の流出土砂量} \quad V_2 = A_2 \left(3 \cdot \frac{X}{3} + 7 \cdot \frac{X}{15} \right) = 1.47X \cdot A_2$$

A₁ : 盛土部分の面積 (ha)

現行

表3-31

| 調節池の集水面積 | 比流量 (m ³ /s/ha) |
|----------|----------------------------|
| 岐阜地区 | 0.226 |
| 下呂地区 | 0.194 |
| 高山地区 | 0.150 |

※計算例についてはP79による

- オ 調整池設置後における管理者が明確にされていること。
- カ 設計にあたっては、堰堤への管理通路を確保する等維持管理について配慮すること。
- キ 公園、駐車場、テニスコート等の他の利用目的と兼用する調整池は、調整池の機能が確実に維持できるものであって、「宅地開発に伴い設置される洪水調節（整）池の多目的利用指針（案）」[\(資料編【資料3-8】参照\)](#)に適合するものであること。
 なお、都市計画法に規定する公共施設としての公園、緑地、広場を調整池と兼用する場合は、当該底地が市町村に帰属され、調整池の管理も含めて移管されることを原則とする。
- ク やむを得ず市町村が管理を行わないこととなる場合は、底地のみは極力市町村に移管すると共に、市町村長と管理協定を締結するよう努めること。

(4) 沈砂池を設置する場合

- ア 原則として、開発区域の面積が1ヘクタール以上の場合に、下流に対する災害を防止するために適切な位置に沈砂池等の防災施設を設置するものとする。
 なお、面積が1ヘクタール未満についても、開発区域及びその周辺の地形地表の状況を勘案して、土砂流出が予想される場合も同様とすること。
- イ 沈砂池は、設計堆積土砂量は10年を標準とし、次式により算出すること。

$$V = V_1 + V_2 \quad V_s : \text{工事完了後の土砂量}$$

(ア) 施行期間中流出土砂量 (I)

開発施行期間中における流出土砂量は、400m³/ha・年とする。
 流出土砂量は、工事期間に応じて月割とするが、4ヶ月以下の場合は4ヶ月として算出すること。
 ただし、施行期間中の流出土砂量については、仮設堰堤を設ける場合又は工事完了後において浚渫する場合にはその土量を除くことができる。

(イ) 工事完了後流出土砂量 (II)

$$V_1 : \text{盛土部分の流出土砂量} \quad V_1 = A_1 \left(3 \cdot X + 7 \cdot \frac{X}{5} \right) = 4.4X \cdot A_1$$

$$V_2 : \text{切土部分の流出土砂量} \quad V_2 = A_2 \left(3 \cdot \frac{X}{3} + 7 \cdot \frac{X}{15} \right) = 1.47X \cdot A_2$$

A₁ : 盛土部分の面積 (ha)

| 改 正 | 現 行 |
|--|--|
| <p>A_2 : 切土部分の面積 (ha) コンクリート、アスファルト等で被覆されている部分の面積は除くことができる。</p> <p>X : 1年あたりの土砂流出量 (標準値) 主として建築物の建築等を目的とする開発行為 100m³/ha・年 主として第2種特定工作物の建設を目的とする開発行為 200m³/ha・年</p> <p>ただし、計画区域の全体が極めて平坦であり、地形、地質上土砂流出が極めて少ないと考えられる場合にあっては、次の値まで縮小することができる。</p> <p>$V = 5 \times A \times f$ A : 開発面積 (ha) f : 15m³/ha・年 コンクリート、アスファルト等で被覆されている部分の面積は除くことができる。</p> <p>(ウ) 未開発部分の流出土砂量 (Ⅲ)</p> <p>$V_0 = 5 \times A \times f$ V_0 : 未開発部分の土砂量 (m³) A : 未開発部分の面積 (ha) f : 皆伐地、草地 15m³/ha・年 皆伐地 2m³/ha・年 普通林地 1m³/ha・年</p> <p>(5) 貯水池等を設置する場合 開発区域を水源地として直接に依存していることが明らかな場合、水利用の権利を有する者との協議によっては、貯水池、取水施設、導水路等の設置が必要な場合がある。これらについては、降雨時の防災設備とは主旨を異にすることから、水利権者等との調整を行うものとする。開発区域内に貯水池を設ける場合の堰堤の構造は後記(8)の防災調整池の構造基準を準用するものとする。</p> <p>(6) 既設堰堤がある場合 開発区域の下流に既設堰堤等がある場合は、堤体、余水吐等の安全性を検討し、次の条件を満足するものとする。 ア 既存の機能を阻害しないものであること。 イ 流出土砂に対し十分な容量をもつこと。 ウ 堤体の安全性を検討し、必要場合は堤体の改修を検討すること。 エ 余水吐について開発後の状況で洪水を安全に流過し得る構造をもつか、又は改良計画を持つこと。</p> <p>(7) その他の基準 ア 洪水調整池、沈砂池、かんがい用ため池等のうち2以上の目的に兼用する場合は、有効量をそれぞれの計算された容量の合計の20%増とされていること。 イ 沈砂堆積推定線を明確にして洪水調整容量が不足にならないように十分配慮されていること。 ウ 道路又はゴルフ場のコースを防災ダム又は貯水ダム堤体として利用する場合は、コンクリート重力式ダム等の基準に適合する構造とすること。</p> <p>(8) 堰堤(コンクリート重力式)の構造</p> | <p>A_2 : 切土部分の面積 (ha) コンクリート、アスファルト等で被覆されている部分の面積は除くことができる。</p> <p>X : 1年あたりの土砂流出量 (標準値) 主として建築物の建築等を目的とする開発行為 100m³/ha・年 主として第2種特定工作物の建設を目的とする開発行為 200m³/ha・年</p> <p>ただし、計画区域の全体が極めて平坦であり、地形、地質上土砂流出が極めて少ないと考えられる場合にあっては、次の値まで縮小することができる。</p> <p>$V = 5 \times A \times f$ A : 開発面積 (ha) f : 15m³/ha・年 コンクリート、アスファルト等で被覆されている部分の面積は除くことができる。</p> <p>(ウ) 未開発部分の流出土砂量 (Ⅲ)</p> <p>$V_0 = 5 \times A \times f$ V_0 : 未開発部分の土砂量 (m³) A : 未開発部分の面積 (ha) f : 皆伐地、草地 15m³/ha・年 皆伐地 2m³/ha・年 普通林地 1m³/ha・年</p> <p>(5) 貯水池等を設置する場合 開発区域を水源地として直接に依存していることが明らかな場合、水利用の権利を有する者との協議によっては、貯水池、取水施設、導水路等の設置が必要な場合がある。これらについては、降雨時の防災設備とは主旨を異にすることから、水利権者等との調整を行うものとする。開発区域内に貯水池を設ける場合の堰堤の構造は後記(8)の防災調整池の構造基準を準用するものとする。</p> <p>(6) 既設堰堤がある場合 開発区域の下流に既設堰堤等がある場合は、堤体、余水吐等の安全性を検討し、次の条件を満足するものとする。 ア 既存の機能を阻害しないものであること。 イ 流出土砂に対し十分な容量をもつこと。 ウ 堤体の安全性を検討し、必要場合は堤体の改修を検討すること。 エ 余水吐について開発後の状況で洪水を安全に流過し得る構造をもつか、又は改良計画を持つこと。</p> <p>(7) その他の基準 ア 洪水調整池、沈砂池、かんがい用ため池等のうち2以上の目的に兼用する場合は、有効量をそれぞれの計算された容量の合計の20%増とされていること。 イ 沈砂堆積推定線を明確にして洪水調整容量が不足にならないように十分配慮されていること。 ウ 道路又はゴルフ場のコースを防災ダム又は貯水ダム堤体として利用する場合は、コンクリート重力式ダム等の基準に適合する構造とすること。</p> <p>(8) 堰堤(コンクリート重力式)の構造</p> |

改 正

調整池の設置位置は、雨水の集水区域、集水経路、地形、地質等から総合的に検討すること。軟地盤上には設置を計画しないこと。

堰堤の構造は、原則として岐阜県砂防事業要領（岐阜県県土整備部砂防課）を準用するほか、次の基準によるものとする。

ア 本堤

(ア) 地質調査

基礎地盤の土質、地層構成、地盤の透水性について必要な調査を実施するものとする。堤体軸線上で3ヶ所以上ボーリングを行うことを原則とする。現場の状況により、試掘、弾性波探査等も適宜組み合わせて実施すること。

また、原則として透水試験を行い、透水性の確認を行うこと。

(イ) ダムの方向

水通し中心線において下流流心線に直角であること。

(ウ) 天端幅

原則として1.5mとする。

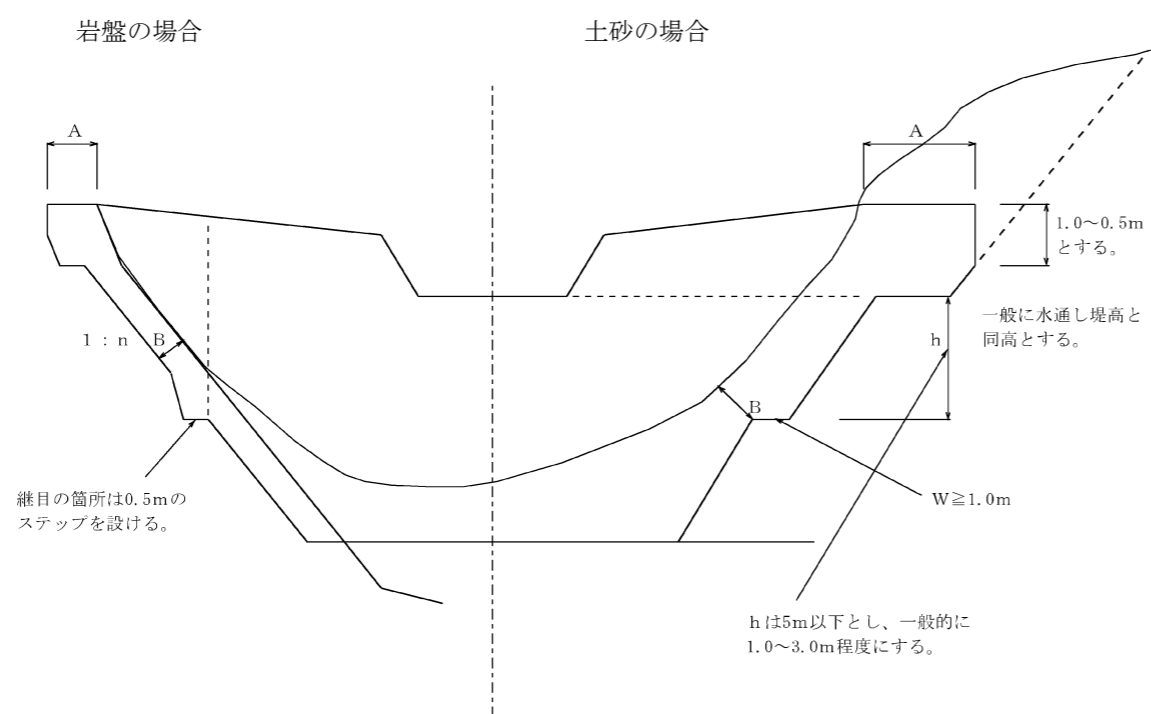
(エ) 水通し断面

100年確率で想定される降雨強度におけるピーク流量の1.2倍以上の流量が放流し得るものであること。ただし、沈砂単独堰堤については、ピーク流量の1.2倍を1.0倍とすることができる。

(オ) 基礎根入袖の両岸への貫入深さ及び段切勾配

図3-6、表3-26、表3-27による。

図3-6



現 行

調整池の設置位置は、雨水の集水区域、集水経路、地形、地質等から総合的に検討すること。軟地盤上には設置を計画しないこと。

堰堤の構造は、原則として岐阜県砂防事業要領（岐阜県県土整備部砂防課）を準用するほか、次の基準によるものとする。

ア 本堤

(ア) 地質調査

基礎地盤の土質、地層構成、地盤の透水性について必要な調査を実施するものとする。堤体軸線上で3ヶ所以上ボーリングを行うことを原則とする。現場の状況により、試掘、弾性波探査等も適宜組み合わせて実施すること。

また、原則として透水試験を行い、透水性の確認を行うこと。

(イ) ダムの方向

水通し中心線において下流流心線に直角であること。

(ウ) 天端幅

原則として1.5mとする。

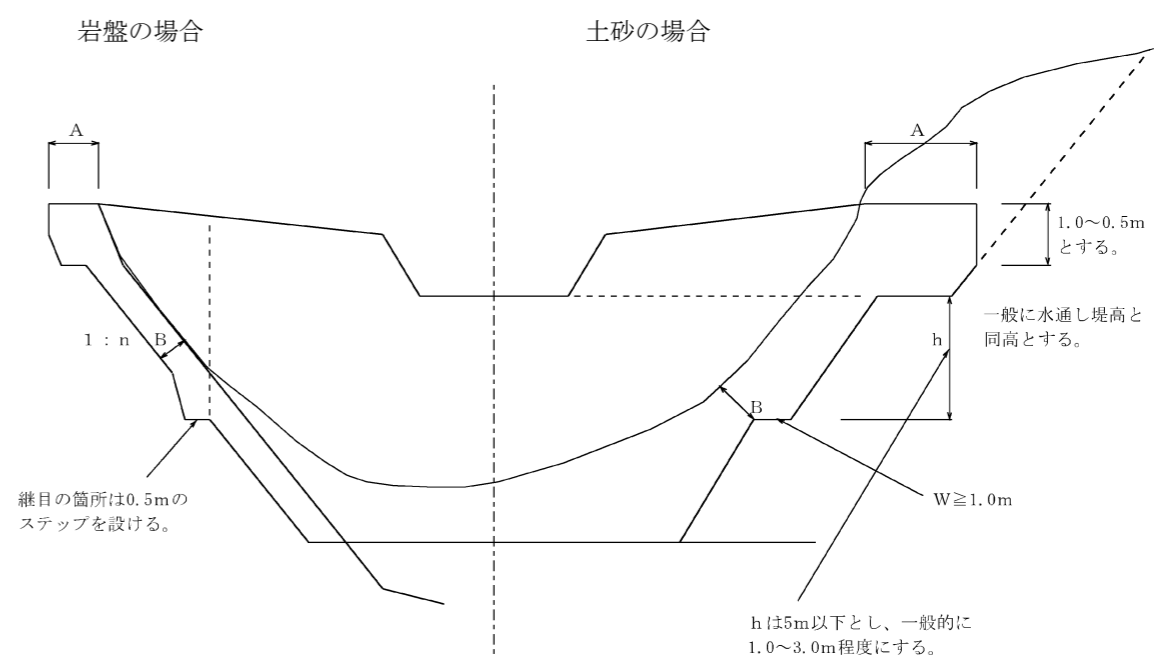
(エ) 水通し断面

100年確率で想定される降雨強度におけるピーク流量の1.2倍以上の流量が放流し得るものであること。ただし、沈砂単独堰堤については、ピーク流量の1.2倍を1.0倍とすることができる。

(オ) 基礎根入袖の両岸への貫入深さ及び段切勾配

図3-14、表3-32、表3-33による。

図3-14



改正

表3-26

| | Aの寸法 | Bの寸法 | 下流側最小根入 |
|--------|----------|----------|----------|
| 土砂 | 3.0以上(m) | 3.0以上(m) | 2.0以上(m) |
| 軟岩 | 2.5〃 | 2.0〃 | 1.5〃 |
| 中硬岩・硬岩 | 2.0〃 | 1.5〃 | 1.0〃 |

(注) 段切りは、直高で最大5.0mまでとし、水平にステップを設ける。段切勾配は下表による。

表3-27

| 土質 | 段切勾配 |
|------------|-------|
| 土砂 | 1:0.5 |
| 礫混り土、転石混り土 | 1:0.5 |
| 軟岩 | 1:0.2 |
| 中硬岩・硬岩 | 1:0.2 |

(注) 1 ダム軸に直角方向の掘削法勾配も本表に準ずる。
2 袖部の掘削において直高5m以上の場合の切勾配は原則として岩盤1:0.3その他は1:0.6とする。

(カ) 間詰

地盤が岩盤の場合は、基礎及び兩岸貫入部ともコンクリート埋戻しとすること。地盤が砂礫の場合は、基礎部は砂礫で埋め戻し、コンクリート等で保護すること。

兩岸貫入部は練ブロック、コンクリートマット等で保護するものとする。

(キ) ブロック割施工

コンクリートの収縮を考慮して分割長7.5m~15m程度とすること。目地には止水上有効な止水板を設けること。その位置は上流側法面より0.5mで法面に沿わせて設けること。

水通しの部分には目地を設けないこと。また、水通し肩から3m以上(やむを得ない場合は1.5m以上)離すこと。

(ク) 水通し断面の形状

水通し断面は原則として蹄形とし、その形状は次によるものとする。

- a 水通し幅は、下流部の地形等を考慮した上でできるだけ広くする。
- b 袖小口の勾配は原則として5分とする。
- c 余裕高は0.6m以上とする。

(ケ) 水抜き穴

沈砂単独堰堤の水抜き穴は、原則として設けないものとするが、流出土砂形態により設ける場合は適切な断面(0.5m以下)の正方形又は円形とする。最上段の水抜き穴は、水通し天端より1.5m以上下げ、各孔は、縦方向に重ならないようにすること。

(コ) 水通し断面算定

断面形が梯形の場合、接近速度を無視すれば

$$Q = \frac{3}{15} \cdot \alpha \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \cdot (3B_0 + 2B_1)$$

Q : 計画流量(m³/sec)
α : 越流係数(0.6)
h : 縮流前の越流水深(m)
B₀ : 水通長(底幅)(m)
B₁ : 水通長(上幅)(m)
g : 重力の加速度(m/sec²)

α = 0.6、両側法勾配を5分、g = 9.8m/sec²とすれば

現行

表3-32

| | Aの寸法 | Bの寸法 | 下流側最小根入 |
|--------|----------|----------|----------|
| 土砂 | 3.0以上(m) | 3.0以上(m) | 2.0以上(m) |
| 軟岩 | 2.5〃 | 2.0〃 | 1.5〃 |
| 中硬岩・硬岩 | 2.0〃 | 1.5〃 | 1.0〃 |

(注) 段切りは、直高で最大5.0mまでとし、水平にステップを設ける。段切勾配は下表による。

表3-33

| 土質 | 段切勾配 |
|------------|-------|
| 土砂 | 1:0.5 |
| 礫混り土、転石混り土 | 1:0.5 |
| 軟岩 | 1:0.2 |
| 中硬岩・硬岩 | 1:0.2 |

(注) 1 ダム軸に直角方向の掘削法勾配も本表に準ずる。
2 袖部の掘削において直高5m以上の場合の切勾配は原則として岩盤1:0.3その他は1:0.6とする。

(カ) 間詰

地盤が岩盤の場合は、基礎及び兩岸貫入部ともコンクリート埋戻しとすること。地盤が砂礫の場合は、基礎部は砂礫で埋め戻し、コンクリート等で保護すること。

兩岸貫入部は練ブロック、コンクリートマット等で保護するものとする。

(キ) ブロック割施工

コンクリートの収縮を考慮して分割長7.5m~15m程度とすること。目地には止水上有効な止水板を設けること。その位置は上流側法面より0.5mで法面に沿わせて設けること。

水通しの部分には目地を設けないこと。また、水通し肩から3m以上(やむを得ない場合は1.5m以上)離すこと。

(ク) 水通し断面の形状

水通し断面は原則として蹄形とし、その形状は次によるものとする。

- a 水通し幅は、下流部の地形等を考慮した上でできるだけ広くする。
- b 袖小口の勾配は原則として5分とする。
- c 余裕高は0.6m以上とする。

(ケ) 水抜き穴

沈砂単独堰堤の水抜き穴は、原則として設けないものとするが、流出土砂形態により設ける場合は適切な断面(0.5m以下)の正方形又は円形とする。最上段の水抜き穴は、水通し天端より1.5m以上下げ、各孔は、縦方向に重ならないようにすること。

(コ) 水通し断面算定

断面形が梯形の場合、接近速度を無視すれば

$$Q = \frac{3}{15} \cdot \alpha \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \cdot (3B_0 + 2B_1)$$

Q : 計画流量(m³/sec)
α : 越流係数(0.6)
h : 縮流前の越流水深(m)
B₀ : 水通長(底幅)(m)
B₁ : 水通長(上幅)(m)
g : 重力の加速度(m/sec²)

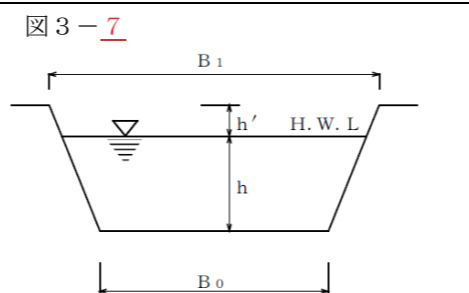
α = 0.6、両側法勾配を5分、g = 9.8m/sec²とすれば

改正

$$Q = (1.77B_0 + 0.71h) \times h^{\frac{3}{2}}$$

$\alpha = 0.6$ 、両側法勾配を1割、 $g = 9.8\text{m}/\text{sec}^2$ とすれば

$$Q = (1.77B_0 + 1.42h) \times h^{\frac{3}{2}}$$



(注) 下流の溪幅を考慮し水通し幅を決定すること

(サ) 安定計算

安定計算に用いる荷重は自重及び静水圧とする。

a 静水圧

$$P = W_0 + H_w$$

P : 静水圧 (t/m²)

W₀ : 水の単位体積重量 (t/m³)

H_w : 任意の点の水深 (m)

安定計算は平常時及び洪水時の越流部断面と非越流部断面について算定するものとする。

b 安定計算に用いる数値

ダム用コンクリートの単位体積重量 : 2.3t/m³

流水の単位体積重量 (W₀) : 1.2t/m³

土圧係数 (C_e) : 0.3~0.6

コンクリートの許容応力度(kg/cm²) 圧縮 : 40、剪断 : 5

地盤の許容支持力(許容応力度)は、ボーリング調査の結果により求めるものとする。

c 安定条件

堤体自重及び外力の和が堤底の中央1/3以内に入るようにすること。

滑動に対する安全率は1.5以上とすること。

堤体及び基礎地盤の最大応力度が許容応力度を超過しないこと。

d 断面形状

越流部断面と非越流部断面とは同一とすることを原則とする。

下流部法勾配は、1:0.2を標準とするが、土砂の発生状況を考慮してやむを得ない場合は1:0.3まで緩くすることができる。

e 袖の構造

袖天端は原則として1.5m以上とする。

袖天端の勾配は、原則として水平とすること。ただし、沈砂単独えん堤について、流出土砂形態により、袖勾配を設ける場合は計画溪床勾配と同程度又はそれ以上とすること。

やむを得ず袖を曲げる場合は、上流側に折り曲げること。折れ角は45°以下とすること。

(シ) 調整孔の穴の大きさの決定

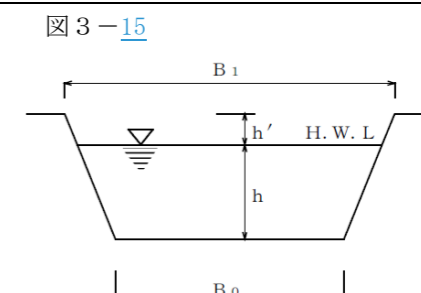
孔の大きさの決定は次式によるものとする。

現行

$$Q = (1.77B_0 + 0.71h) \times h^{\frac{3}{2}}$$

$\alpha = 0.6$ 、両側法勾配を1割、 $g = 9.8\text{m}/\text{sec}^2$ とすれば

$$Q = (1.77B_0 + 1.42h) \times h^{\frac{3}{2}}$$



(注) 下流の溪幅を考慮し水通し幅を決定すること

(サ) 安定計算

安定計算に用いる荷重は自重及び静水圧とする。

a 静水圧

$$P = W_0 + H_w$$

P : 静水圧 (t/m²)

W₀ : 水の単位体積重量 (t/m³)

H_w : 任意の点の水深 (m)

安定計算は平常時及び洪水時の越流部断面と非越流部断面について算定するものとする。

b 安定計算に用いる数値

ダム用コンクリートの単位体積重量 : 2.3t/m³

流水の単位体積重量 (W₀) : 1.2t/m³

土圧係数 (C_e) : 0.3~0.6

コンクリートの許容応力度(kg/cm²) 圧縮 : 40、剪断 : 5

地盤の許容支持力(許容応力度)は、ボーリング調査の結果により求めるものとする。

c 安定条件

堤体自重及び外力の和が堤底の中央1/3以内に入るようにすること。

滑動に対する安全率は1.5以上とすること。

堤体及び基礎地盤の最大応力度が許容応力度を超過しないこと。

d 断面形状

越流部断面と非越流部断面とは同一とすることを原則とする。

下流部法勾配は、1:0.2を標準とするが、土砂の発生状況を考慮してやむを得ない場合は1:0.3まで緩くすることができる。

e 袖の構造

袖天端は原則として1.5m以上とする。

袖天端の勾配は、原則として水平とすること。ただし、沈砂単独えん堤について、流出土砂形態により、袖勾配を設ける場合は計画溪床勾配と同程度又はそれ以上とすること。

やむを得ず袖を曲げる場合は、上流側に折り曲げること。折れ角は45度以下とすること。

(シ) 調整孔の穴の大きさの決定

孔の大きさの決定は次式によるものとする。

改正

$$A = \frac{Q}{C \cdot \sqrt{2g \cdot h}}$$

Q : 許容放流量 (m³/sec)
 A : 放流孔断面積 (m²)
 C : 係数
 h : 放流孔断面中心よりH. W. Lまでの水深 (m)
 g : 9.8m/sec²

| | | | | |
|----|---------------|-----------|-----|-----|
| 係数 | ベルマウス付呑み口 | 0.85~0.95 | 標準値 | 0.9 |
| | 呑み口部分を板で覆ったもの | 0.7 ~0.9 | 標準値 | 0.8 |
| | 箱抜き型 | 0.6 ~0.8 | 標準値 | 0.7 |

調整孔と水通し天端より1.5m以上確保することを原則とする。

(ス) 調整孔の構造

調整孔の穴はゴミ等により閉塞しない構造であること。スクリーンは調整孔の断面積の20倍以上の面積を有するものとする。

イ 垂直壁

(ア) 高さ

水通し天端は溪流面より高めないこと。

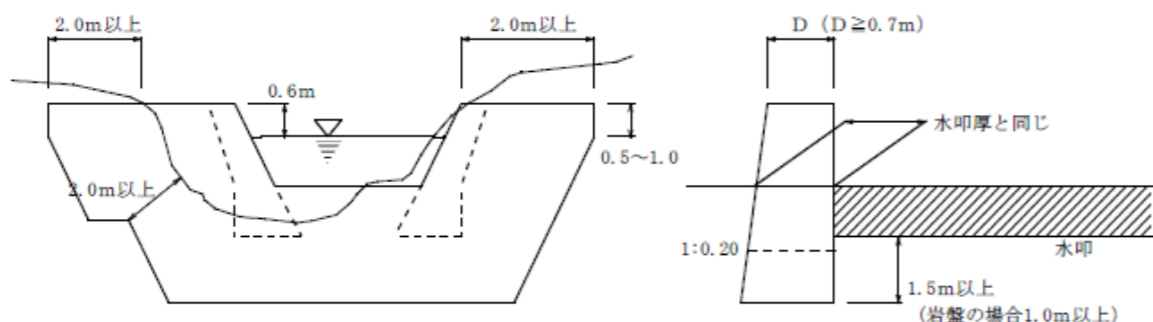
(イ) 天端幅

原則として1.0m以上とすること。ただし、水叩厚が70cm以上の場合は水叩厚と同じにすることができる。

(ウ) 基礎の根入

水通し天端を現河床にあわせて、根入の深さは水叩下端より1.5m以上とする。ただし、岩盤の場合は1.0m以上とすることができる。(図3-8参照)

図3-8



(エ) 袖

袖は必ず設け本堤に準じ兩岸に取付け洪水等に対しても絶対に越流させないこと。勾配は水平とする。

(オ) 水通し断面

水通し断面は本堤の水通し断面とする。

(カ) 断面の形状

垂直壁の下流法勾配は、原則として2分、上流勾配は直とする。袖は両側共直とする。

現行

$$A = \frac{Q}{C \cdot \sqrt{2g \cdot h}}$$

Q : 許容放流量 (m³/sec)
 A : 放流孔断面積 (m²)
 C : 係数
 h : 放流孔断面中心よりH. W. Lまでの水深 (m)
 g : 9.8m/sec²

| | | | | |
|----|---------------|-----------|-----|-----|
| 係数 | ベルマウス付呑み口 | 0.85~0.95 | 標準値 | 0.9 |
| | 呑み口部分を板で覆ったもの | 0.7 ~0.9 | 標準値 | 0.8 |
| | 箱抜き型 | 0.6 ~0.8 | 標準値 | 0.7 |

調整孔と水通し天端より1.5m以上確保することを原則とする。

(ス) 調整孔の構造

調整孔の穴はゴミ等により閉塞しない構造であること。スクリーンは調整孔の断面積の20倍以上の面積を有するものとする。

イ 垂直壁

(ア) 高さ

水通し天端は溪流面より高めないこと。

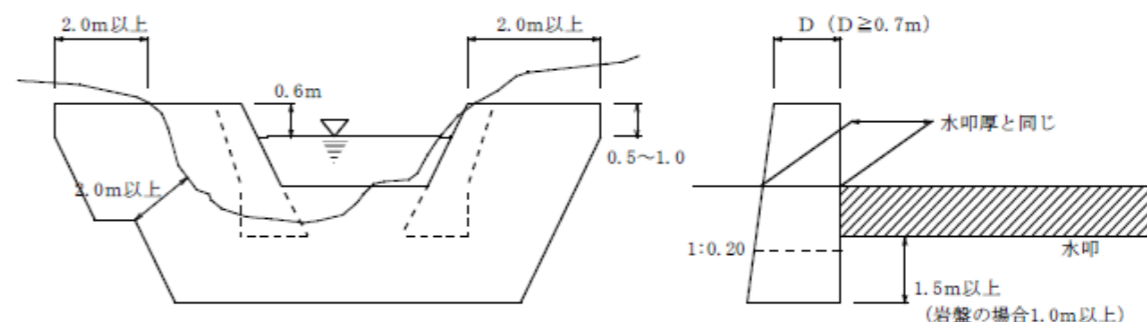
(イ) 天端幅

原則として1.0m以上とすること。ただし、水叩厚が70cm以上の場合は水叩厚と同じにすることができる。

(ウ) 基礎の根入

水通し天端を現河床にあわせて、根入の深さは水叩下端より1.5m以上とする。ただし、岩盤の場合は1.0m以上とすることができる。(図3-16参照)

図3-16



(エ) 袖

袖は必ず設け本堤に準じ兩岸に取付け洪水等に対しても絶対に越流させないこと。勾配は水平とする。

(オ) 水通し断面

水通し断面は本堤の水通し断面とする。

(カ) 断面の形状

垂直壁の下流法勾配は、原則として2分、上流勾配は直とする。袖は両側共直とする。

改正

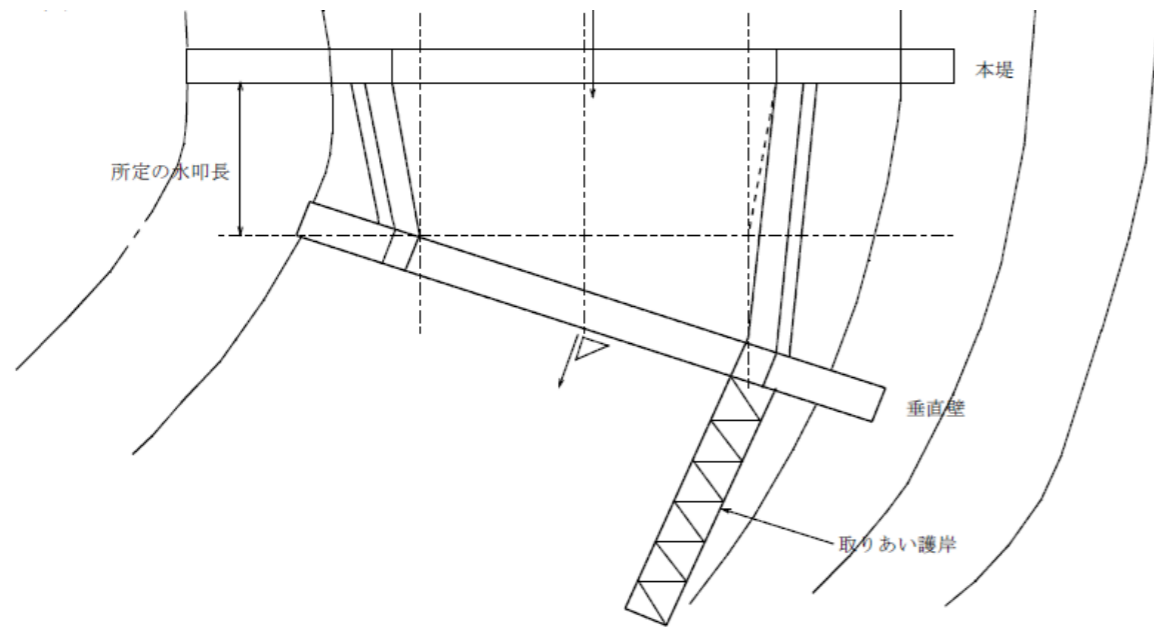
(キ) 垂直壁の方向

地形の状況により本堤を下流の流心に対して直角にできなく、かつ潜り堰とならない場合は、垂直壁を下流流心に対して直角にする。(図3-9参照)

(ク) 洗掘防止対策

水叩工下流の必要に応じて護床工を設けること。護床工は根固めブロック又はフトン籠等を使用する。護床工の必要長さは水叩長の1/2を標準とする。

図3-9

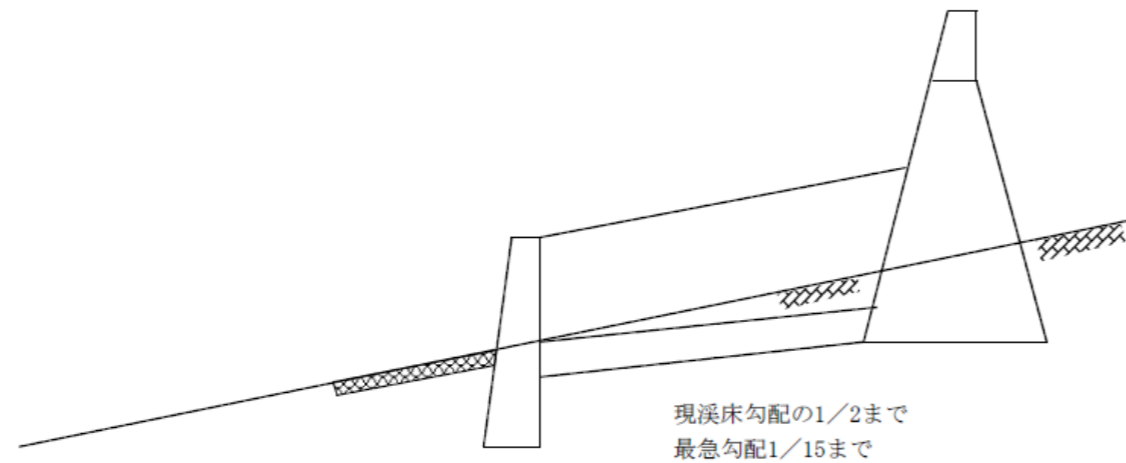


ウ 水叩

(ア) 勾配

水叩天端を垂直壁の水通し天端と同高とし、原則として水平とすること、やむを得ない場合も現溪床勾配の1/2までとし、かつ、1/15以内とすること。

図3-10



現行

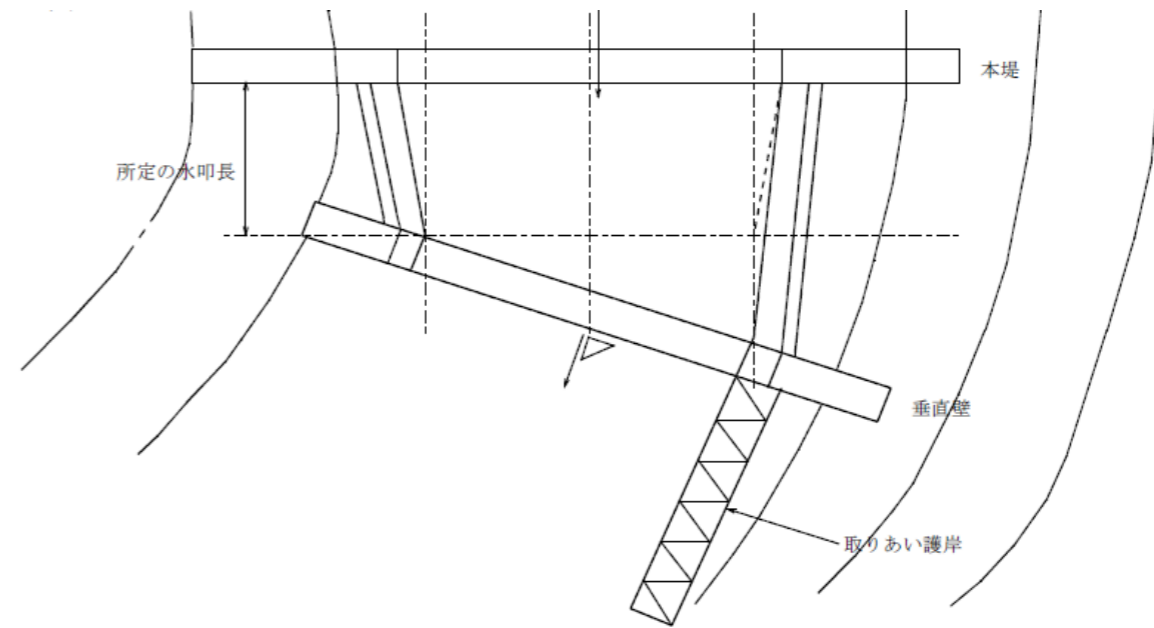
(キ) 垂直壁の方向

地形の状況により本堤を下流の流心に対して直角にできなく、かつ潜り堰とならない場合は、垂直壁を下流流心に対して直角にする。(図3-17参照)

(ク) 洗掘防止対策

水叩工下流の必要に応じて護床工を設けること。護床工は根固めブロック又はフトン籠等を使用する。護床工の必要長さは水叩長の1/2を標準とする。

図3-17

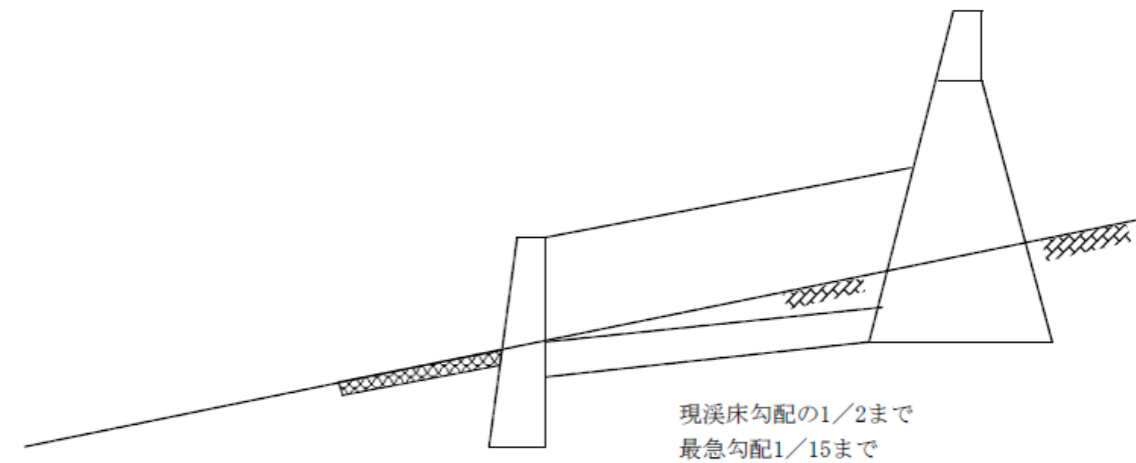


ウ 水叩

(ア) 勾配

水叩天端を垂直壁の水通し天端と同高とし、原則として水平とすること、やむを得ない場合も現溪床勾配の1/2までとし、かつ、1/15以内とすること。

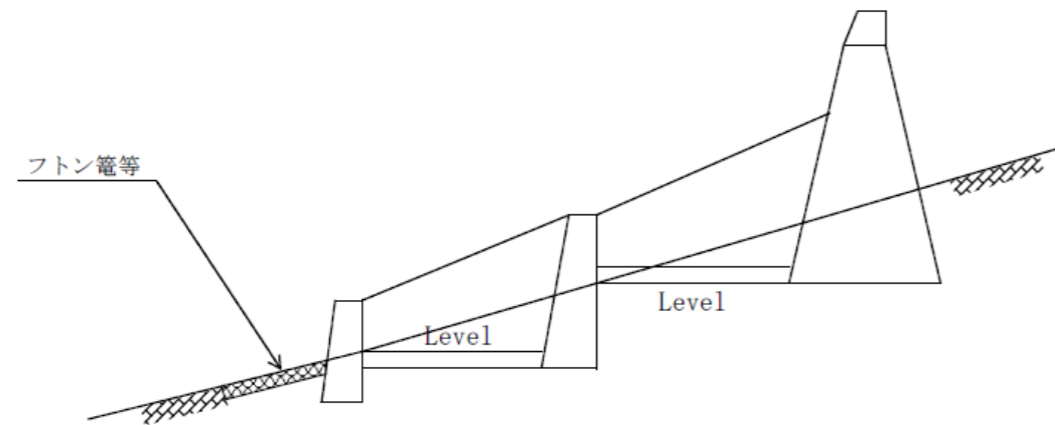
図3-18



改正

やむを得ず垂直壁の水通し天端と下流溪床との落差が生じた場合は、さらに、第2水叩工を設けること。

図3-11



(イ) 水叩の長さの決定

次式にて計算するものとする。(図3-12参照)

$$L = 1.5(H_1 + h) - n \cdot H$$

ただし、ダム工、床固工等においては、 $(H_1 + h)$ の1.5倍をとるのは上式のとおりであるが、 (h/H_1) が0.5より大きい場合は1.5を2.0とすること。

(ウ) 厚さ

水叩き厚さは次式により求めるものとする。

$$T_1 = 0.15(0.6H_1 + 3h - 1)$$

$$H_1 = H - T_1$$

したがって

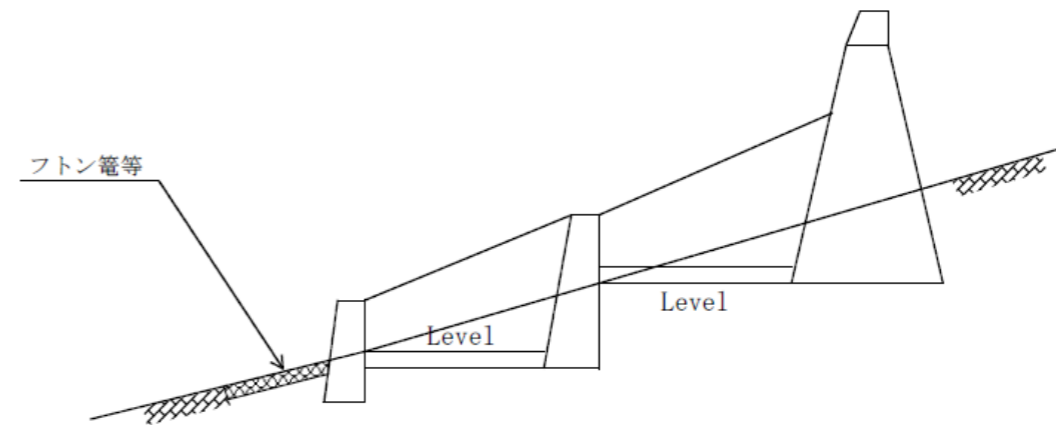
$$T_1 = \frac{0.09H + 0.45h - 0.15}{1.09}$$

ただし、水叩の厚さは0.5m以上とする。

現行

やむを得ず垂直壁の水通し天端と下流溪床との落差が生じた場合は、さらに、第2水叩工を設けること。

図3-19



(イ) 水叩の長さの決定

次式にて計算するものとする。(図3-20参照)

$$L = 1.5(H_1 + h) - n \cdot H$$

ただし、ダム工、床固工等においては、 $(H_1 + h)$ の1.5倍をとるのは上式のとおりであるが、 (h/H_1) が0.5より大きい場合は1.5を2.0とすること。

(ウ) 厚さ

水叩き厚さは次式により求めるものとする。

$$T_1 = 0.15(0.6H_1 + 3h - 1)$$

$$H_1 = H - T_1$$

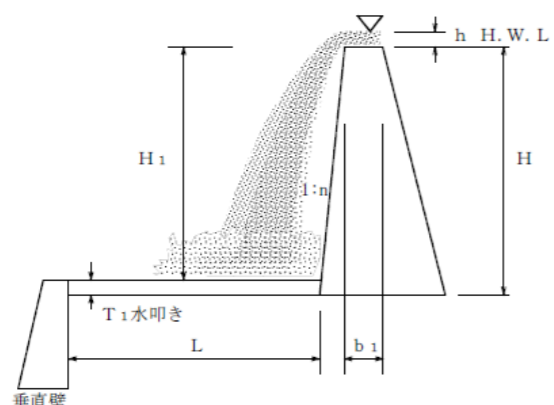
したがって

$$T_1 = \frac{0.09H + 0.45h - 0.15}{1.09}$$

ただし、水叩の厚さは0.5m以上とする。

改正

図3-12



T_1 水叩厚さ (m)
 H 本堤高 (m)
 H_1 有効落差 (m) ※
 h 越流水深 (m)
 L 水叩き長さ
 n 表のり勾配

※ 有効落差は、水叩き勾配が水平でない場合は、勾配×Lだけ落差を加算すること。

(エ) 水通し断面

本堤直下の水叩幅は、原則として本堤水通し上幅以上とし、垂直壁取付部は垂直壁の水通し断面に合わせること。

エ 側壁

(ア) 高さ

側壁護岸の高さは、垂直壁の袖天端に取付け上流に向かって天端を水叩勾配以上とすること。

(イ) 基礎

水叩き基礎と同高とすること。

(ウ) 厚さ40cm以上のコンクリート又は間知ブロック積みとすること。水抜きは、7.5cm以上程度の塩化ビニル管として3㎡に1箇所割合に設けること。

オ 安全柵

危険防止上、人が立入り易い場所には、高さ1.8m以上の安全柵を設けるものとする。(忍返しを付けることを標準とする。) 耐久性のある材料を選定し、管理上施錠のできる門扉を検討すること。

(9) 床固工の構造

ア 床固工

(ア) 高さ

高さは5.0m内外とし越流水深を含め総落差3.0～3.5mを限度とする。

(イ) 構造

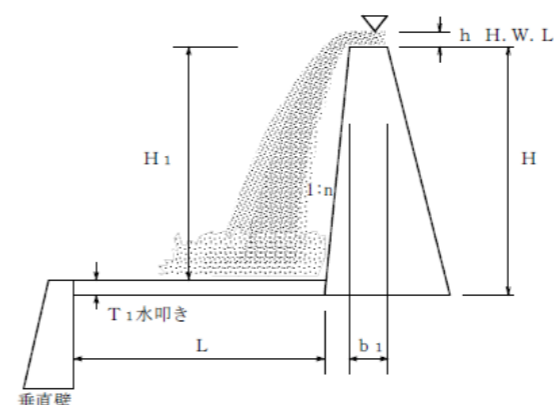
構造については、防災堰堤(コンクリート重力式)に準じて設計するものとする。

(10) 掘込型調整池における排水筒による放流を計画する場合

ア 放流管は管路の流水断面積が管路全断面積の3/4以下(断面の余裕25%以上)となるよう設計するものとする。原則として、最小管径は60cm以上とする。

現行

図3-20



T_1 水叩厚さ (m)
 H 本堤高 (m)
 H_1 有効落差 (m) ※
 h 越流水深 (m)
 L 水叩き長さ
 n 表のり勾配

※ 有効落差は、水叩き勾配が水平でない場合は、勾配×Lだけ落差を加算すること。

(エ) 水通し断面

本堤直下の水叩幅は、原則として本堤水通し上幅以上とし、垂直壁取付部は垂直壁の水通し断面に合わせること。

エ 側壁

(ア) 高さ

側壁護岸の高さは、垂直壁の袖天端に取付け上流に向かって天端を水叩勾配以上とすること。

(イ) 基礎

水叩き基礎と同高とすること。

(ウ) 厚さ40cm以上のコンクリート又は間知ブロック積みとすること。水抜きは、7.5cm以上程度の塩化ビニル管として3㎡に1箇所割合に設けること。

オ 安全柵

危険防止上、人が立入り易い場所には、高さ1.8m以上の安全柵を設けるものとする。(忍返しを付けることを標準とする。) 耐久性のある材料を選定し、管理上施錠のできる門扉を検討すること。

(9) 床固工の構造

ア 床固工

(ア) 高さ

高さは5.0m内外とし越流水深を含め総落差3.0～3.5mを限度とする。

(イ) 構造

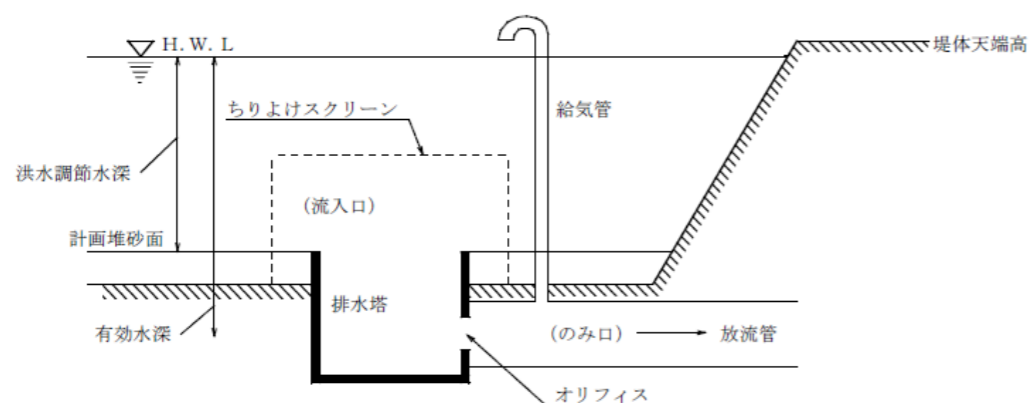
構造については、防災堰堤(コンクリート重力式)に準じて設計するものとする。

(10) 掘込型調整池における排水筒による放流を計画する場合

ア 放流管は管路の流水断面積が管路全断面積の3/4以下(断面の余裕25%以上)となるよう設計するものとする。原則として、最小管径は60cm以上とする。

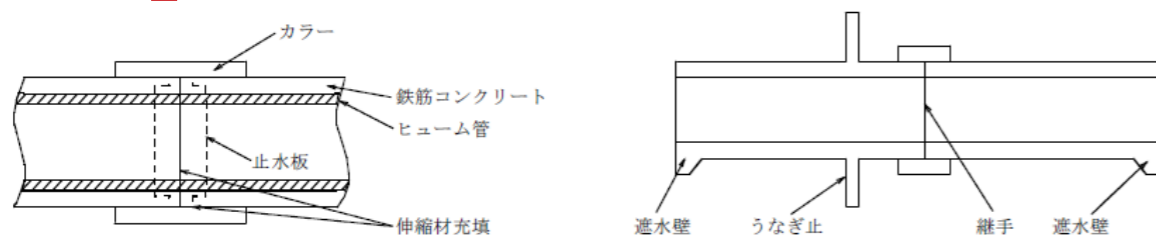
改正

図3-13



イ 放流管は、鉄筋コンクリート造とし、プレキャスト管を用いる場合も、全管長に渡って鉄筋コンクリートで巻くものとする。また、放流管は不等沈下による破損を防ぐために、10m間隔程度毎に継手を設けなければならない。継手構造は可撓性の止水板を用いて水密性を保つものとするほか、下図を標準とする。

図3-14



ウ 吸気管は、放流管呑口直下流部に吸気管（標準径10cm）を設ける。なお、放流量が $5 \text{ m}^3/\text{s}$ を大きく上廻る場合には、さらに大きい寸法の吸気管を用いる必要がある。

エ 洪水吐きは、排水筒とは別に開水路を確保することを原則とする。やむを得ず、越流先を暗渠とする場合は、越流水によって放流管出口が塞がらないように考慮する。（参考図3-15参照、防災調整池等技術指針（案）第5編設計実例第2章2.2より）

(11) 平坦地において水深の浅い調整池を設置する場合（水深が概ね0.3m以下の場合）

ア 敷地が平坦であり、開発区域外への排水先の高さの関係で掘込型の調整池も設置できない場合は、小堤式又は浅い掘込式の水深の浅い調整池を設置することになる。この場合に、調整池を駐車場等にも併用する場合は、注意看板等を設置するほか、安全上、管理上十分に配慮すること。（「宅地開発に伴い設置される洪水調節（整）池の多目的利用指針（案）について」を参照）

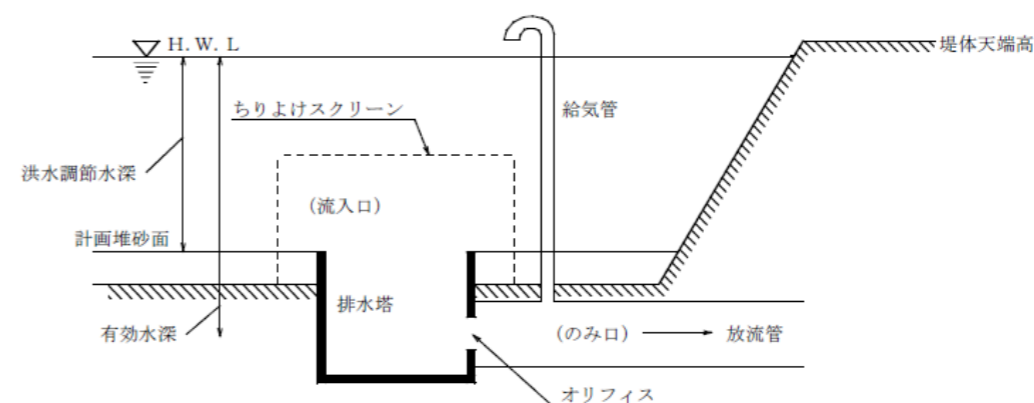
イ 調整孔の設置は、敷地内の排水溝の末端に調整孔を設けた分水樹を設け、開発区域外へ排水するものとする。排水樹は維持管理上支障のない大きさとすること。

ウ 調整池の周囲に小堤を設置する場合は、天端幅を1.0m以上確保する。調整池周囲の余裕高は、0.1m以上かつ越流高の1.2倍以上確保するものとする。コンクリート造の場合は、滞水時に漏水が生じない構造とし、かつ、構造計算により安全性を確認すること。

エ 洪水吐きについて、土地利用及び周辺の地形を考慮し、設置場所、越流幅及び越流部分の大きさについては十分配慮すること。

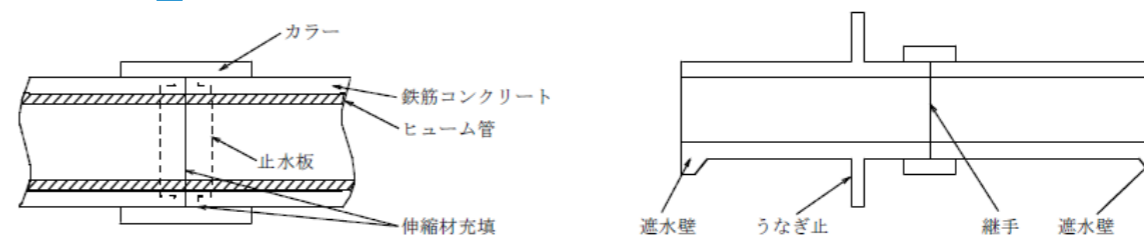
現行

図3-21



イ 放流管は、鉄筋コンクリート造とし、プレキャスト管を用いる場合も、全管長に渡って鉄筋コンクリートで巻くものとする。また、放流管は不等沈下による破損を防ぐために、10m間隔程度毎に継手を設けなければならない。継手構造は可撓性の止水板を用いて水密性を保つものとするほか、下図を標準とする。

図3-22



ウ 吸気管は、放流管呑口直下流部に吸気管（標準径10cm）を設ける。なお、放流量が $5 \text{ m}^3/\text{s}$ を大きく上廻る場合には、さらに大きい寸法の吸気管を用いる必要がある。

エ 洪水吐きは、排水筒とは別に開水路を確保することを原則とする。やむを得ず、越流先を暗渠とする場合は、越流水によって放流管出口が塞がらないように考慮する。（参考図3-23参照、防災調整池等技術指針案第5編設計実例第2章2.2より）

(11) 平坦地において水深の浅い調整池を設置する場合（水深が概ね0.3m以下の場合）

ア 敷地が平坦であり、開発区域外への排水先の高さの関係で掘込型の調整池も設置できない場合は、小堤式又は浅い掘込式の水深の浅い調整池を設置することになる。この場合に、調整池を駐車場等にも併用する場合は、注意看板等を設置するほか、安全上、管理上十分に配慮すること。（資料編【資料3-8】「宅地開発に伴い設置される洪水調節（整）池の多目的利用指針（案）について」を参照）

イ 調整孔の設置は、敷地内の排水溝の末端に調整孔を設けた分水樹を設け、開発区域外へ排水するものとする。排水樹は維持管理上支障のない大きさとすること。

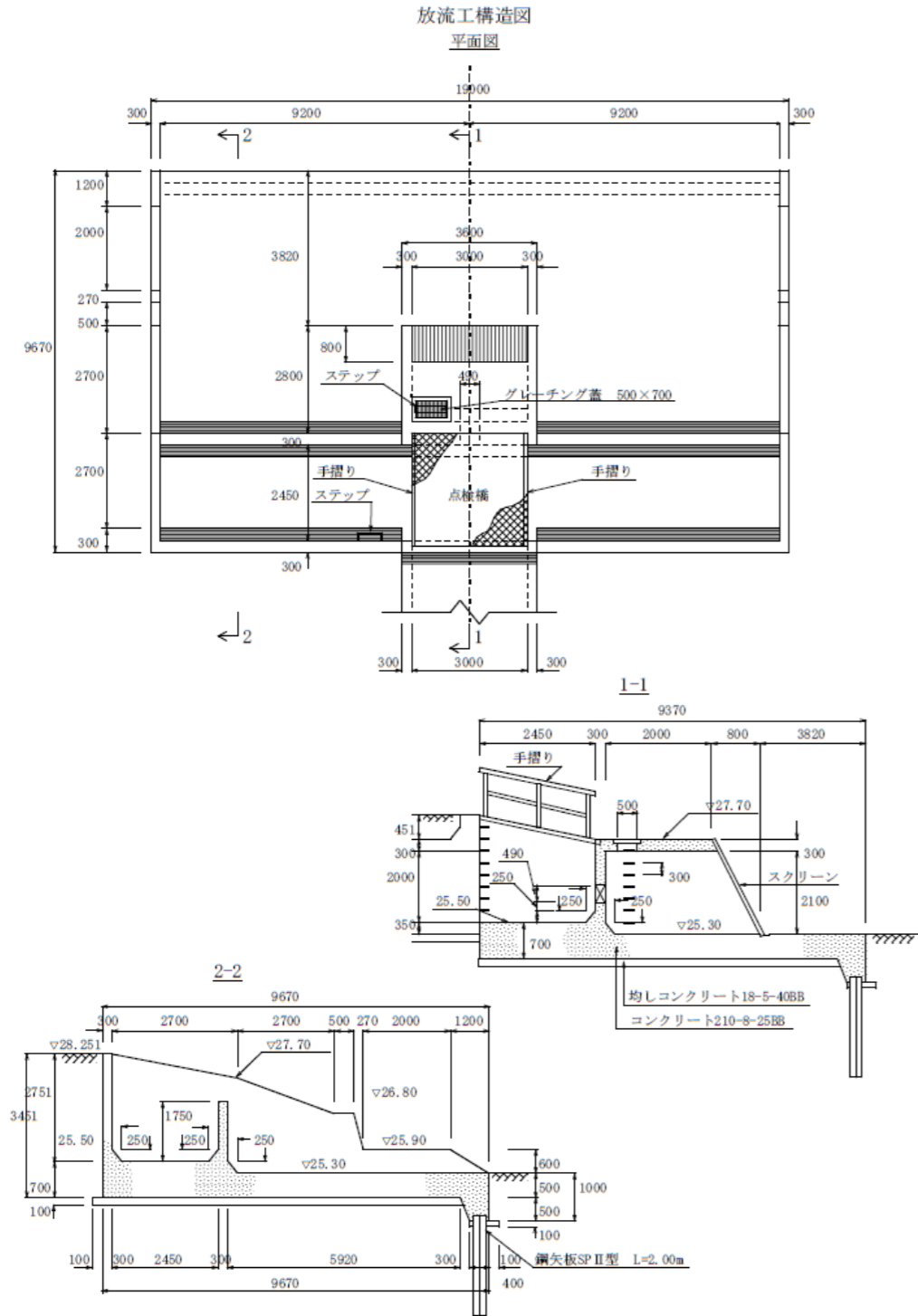
ウ 調整池の周囲に小堤を設置する場合は、天端幅を1.0m以上確保する。調整池周囲の余裕高は、0.1m以上かつ越流高の1.2倍以上確保するものとする。コンクリート造の場合は、滞水時に漏水が生じない構造とし、かつ、構造計算により安全性を確認すること。

エ 洪水吐きについて、土地利用及び周辺の地形を考慮し、設置場所、越流幅及び越流部分の大きさについては十分配慮すること。

改正

オ 調整孔からの放流先及び洪水吐きからの放流先を暗渠とする場合については、前記(10)に準ずるものとする。調整孔の最小径は管理上10cm以上とすることが望ましいが、やむを得ず10cm未満とする場合はスクリーンを二重にすること。

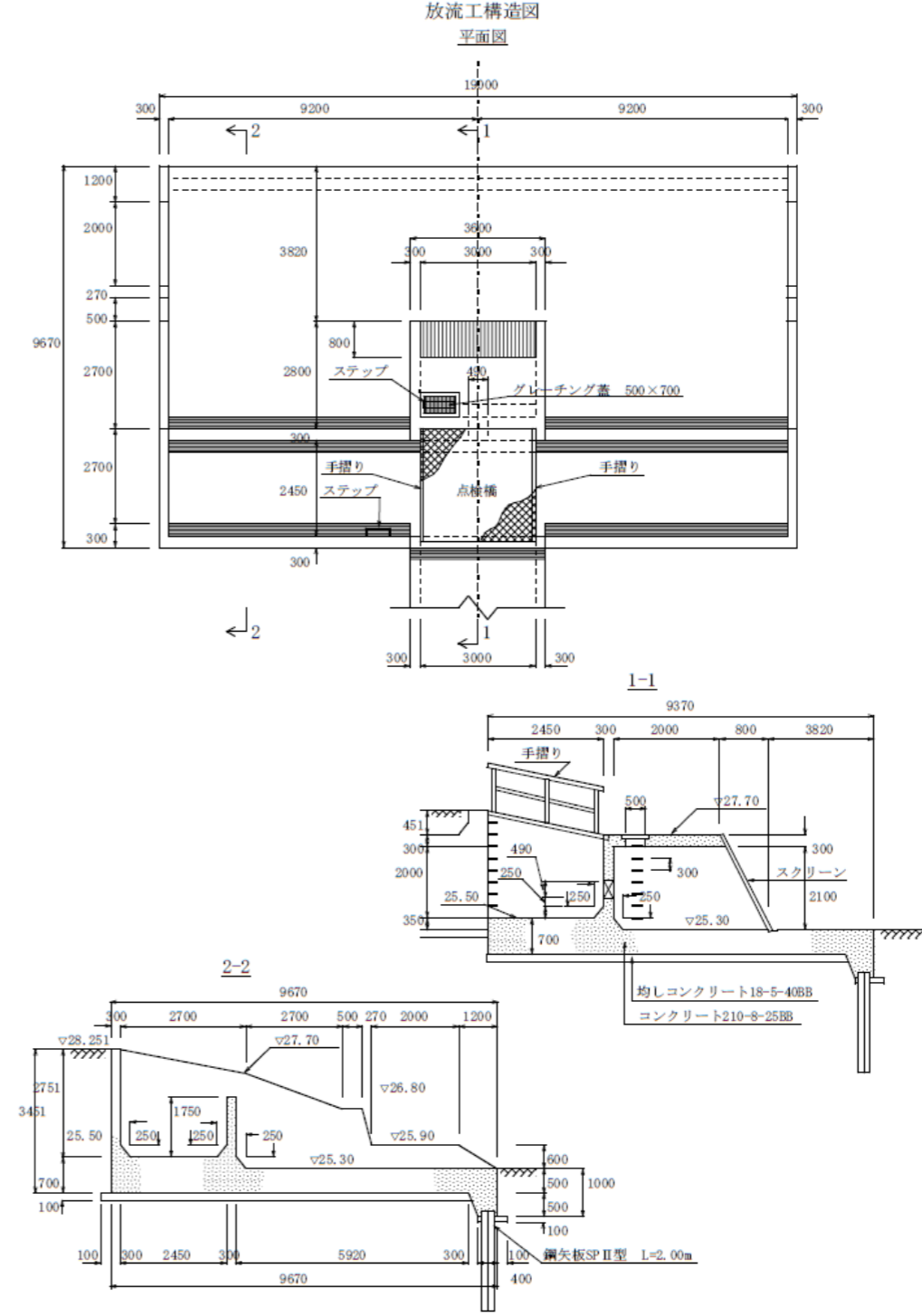
図3-15 参考図



現行

オ 調整孔からの放流先及び洪水吐きからの放流先を暗渠とする場合については、前記(10)に準ずるものとする。調整孔の最小径は管理上10cm以上とすることが望ましいが、やむを得ず10cm未満とする場合はスクリーンを二重にすること。

図3-23 参考図



改正

図3-16 参考図

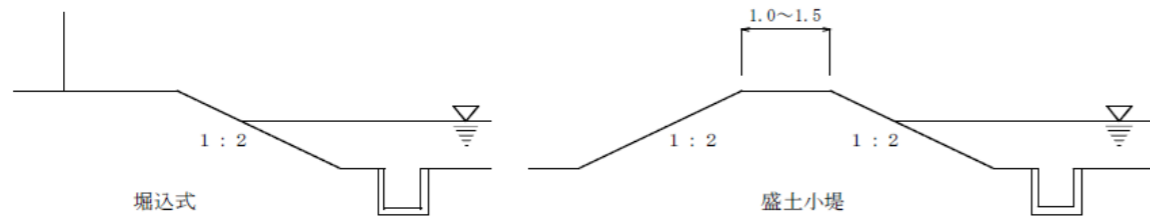
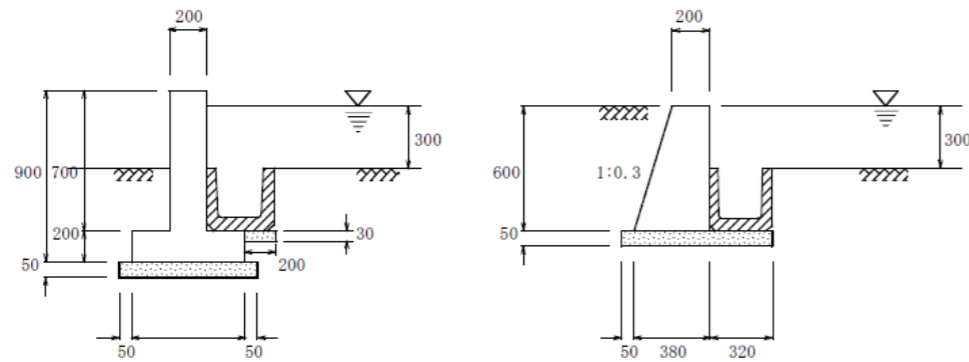


図3-17 参考図



(12) 調整池の維持管理

- ア 調整池では、原則として出水時の監視に際し、貯留状況のチェックが行えるよう、水位標を設置するものとする。
- イ 放流部スクリーンのごみの除去、堆砂の除去、除草、各部の点検などに際し作業が円滑に行えるように、必要に応じて維持管理のための通路、タラップ等の設備を設置するものとする。また、堆積土砂の搬出方法についても検討を行うこと。
- ウ 衛生上、景観上の配慮から必要に応じ、低水用排水路の設置及び底面処理を行うものとする。
- エ その他維持管理については、「宅地開発に伴い設置される流出抑制施設の設置及び管理に関するマニュアルについて」（平成12年7月27日付け建設省経民発第14号、建設省都下公発第18号、建設省河環発第35号）を参考とすること。

現行

図3-24 参考図

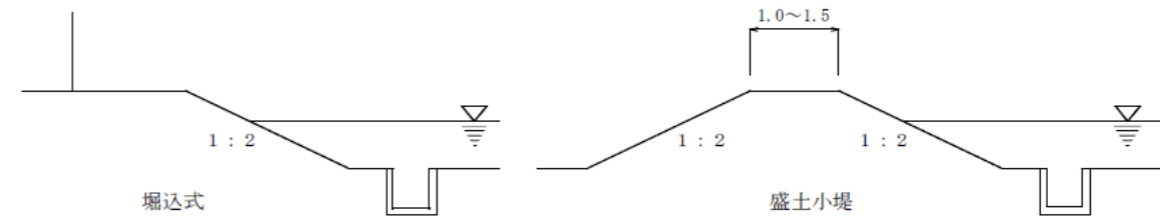
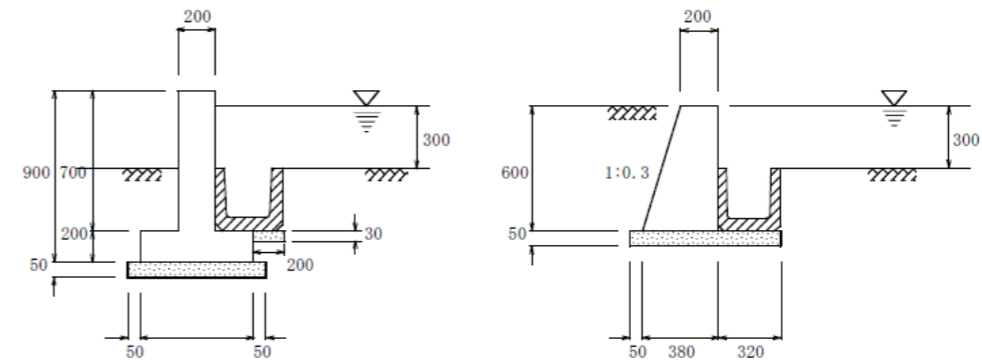


図3-25 参考図



(12) 調整池の維持管理

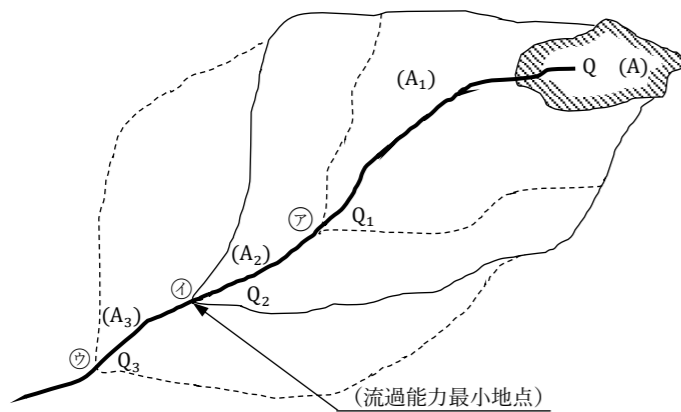
- ア 調整池では、原則として出水時の監視に際し、貯留状況のチェックが行えるよう、水位標を設置するものとする。
- イ 放流部スクリーンのごみの除去、堆砂の除去、除草、各部の点検などに際し作業が円滑に行えるように、必要に応じて維持管理のための通路、タラップ等の設備を設置するものとする。また、堆積土砂の搬出方法についても検討を行うこと。
- ウ 衛生上、景観上の配慮から必要に応じ、低水用排水路の設置及び底面処理を行うものとする。
- エ その他維持管理については、「宅地開発に伴い設置される流出抑制施設の設置及び管理に関するマニュアルについて」（平成12年7月27日付け建設省経民発第14号、建設省都下公発第18号、建設省河環発第35号）を参考とすること。

改正

〔計算方法〕

洪水調節必要容量算定法

図3-18



- (A) : 開発面積 (ha)
- (A₁) : ア地点の集水面積 (ha)
- (A₂) : イ地点の集水面積 (ha)
- (A₃) : ウ地点の集水面積 (ha)
- Q : 開発区域の許容放流量 (m³/sec)
- Q₁ : ア地点の現況流過能力 (m³/sec)
- Q₂ : イ地点の現況流過能力 (m³/sec)
- Q₃ : ウ地点の現況流過能力 (m³/sec)

(1) 下流河川等の現況流過能力の最小値を調査する。調査範囲は、

$$(\text{開発面積} / \text{集水面積}) \times 100 \leq 2\%$$

となる地点までとする。下流河川等の流過能力の変化地点ごとに比流量を算出し、その比流量が最小となる地点の流量を用いる。

ア 現況流過能力の算出 …… $Q_n = V_n a_n$

- Q_n : 下流河川等の現況流過能力
- V_n : 下流河川等の流速 (マニング公式)
- a_n : 下流河川等の断面積

イ 比流量の算出 …… $\frac{Q_n}{A_n}$

A_n : 集水面積

- ア地点 …… $\frac{Q_1}{A_1}$
 - イ地点 …… $\frac{Q_2}{A_2}$
 - ウ地点 …… $\frac{Q_3}{A_3}$
- 最小値を選ぶ。

ウ 図3-18の場合

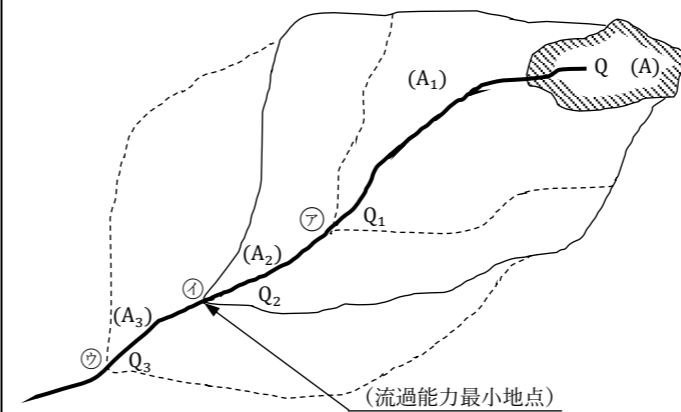
比流量の最小地点 …… イ地点

現行

〔計算方法〕

洪水調節必要容量算定法

図3-26



- (A) : 開発面積 (ha)
- (A₁) : ア地点の集水面積 (ha)
- (A₂) : イ地点の集水面積 (ha)
- (A₃) : ウ地点の集水面積 (ha)
- Q : 開発区域の許容放流量 (m³/sec)
- Q₁ : ア地点の現況流過能力 (m³/sec)
- Q₂ : イ地点の現況流過能力 (m³/sec)
- Q₃ : ウ地点の現況流過能力 (m³/sec)

(1) 下流河川等の現況流過能力の最小値を調査する。調査範囲は、

$$(\text{開発面積} / \text{集水面積}) \times 100 \leq 2\%$$

となる地点までとする。下流河川等の流過能力の変化地点ごとに比流量を算出し、その比流量が最小となる地点の流量を用いる。

ア 現況流過能力の算出 …… $Q_n = V_n a_n$

- Q_n : 下流河川等の現況流過能力
- V_n : 下流河川等の流速 (マニング公式)
- a_n : 下流河川等の断面積

イ 比流量の算出 …… $\frac{Q_n}{A_n}$

A_n : 集水面積

- ア地点 …… $\frac{Q_1}{A_1}$
 - イ地点 …… $\frac{Q_2}{A_2}$
 - ウ地点 …… $\frac{Q_3}{A_3}$
- 最小値を選ぶ。

ウ 図3-26の場合

比流量の最小地点 …… イ地点

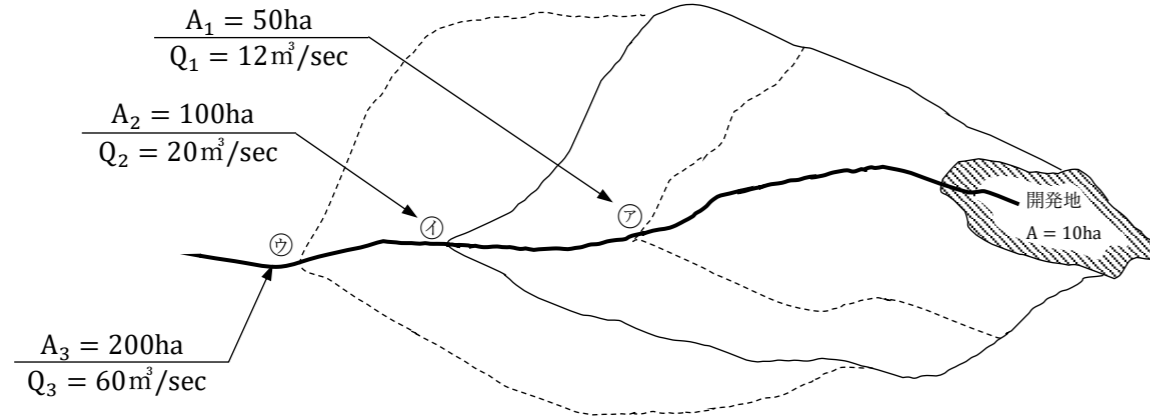
| 改 正 | 現 行 |
|--|--|
| <p>流 量 …… Q_2</p> <p>(2) 洪水調節池設置の必要性を検討する。</p> <p>ア 流過能力最小地点での30年確率計画洪水流量 Q' を次式により算出する。 (図3-18の場合 ……現況流過能力最小地点→イ地点)</p> $Q' = \frac{1}{360} \cdot f_2 \cdot r \cdot A_2$ <p style="margin-left: 150px;">Q' : 30年確率計画洪水流量 (m³/sec) f_2 : イ地点の集水区域内の平均流出係数 r : 30年確率降雨強度 (mm/hr)</p> <p>イ 洪水調節池の必要性の有無</p> <p>$Q_2 > Q'$ の場合 …… 洪水調節池不要 $Q_2 < Q'$ の場合 …… 洪水調節池必要</p> <p>ここで洪水調節池が不要、又は必要とされる場合であってもその比流量が大きい場合は河川への負担を増大させないため調節池を設けるものとする。 この場合は、表3-25の比流量として、小さい方の比流量により許容放流量を算定するものとする。</p> <p>(3) 開発区域からの許容放流量を算出する。</p> $Q = \frac{A}{A_2} \cdot Q_2$ <p>(4) 開発区域からの許容放流量を算出する。</p> $rc = Q \cdot \frac{360}{f \cdot A}$ <p style="margin-left: 150px;">rc : 許容放流量に対応する降雨強度 (mm/hr) f : 開発区域内の平均流出係数</p> <p>(5) 洪水調節必要容量</p> $V = Frc \cdot f \cdot A$ <p style="margin-left: 150px;">V : 洪水調節必要量 Frc : 表3-24により前記(4)のrcに対応した値をとる。</p> | <p>流 量 …… Q_2</p> <p>(2) 洪水調節池設置の必要性を検討する。</p> <p>ア 流過能力最小地点での30年確率計画洪水流量 Q' を次式により算出する。 (図3-26の場合 ……現況流過能力最小地点→イ地点)</p> $Q' = \frac{1}{360} \cdot f_2 \cdot r \cdot A_2$ <p style="margin-left: 150px;">Q' : 30年確率計画洪水流量 (m³/sec) f_2 : イ地点の集水区域内の平均流出係数 r : 30年確率降雨強度 (mm/hr)</p> <p>イ 洪水調節池の必要性の有無</p> <p>$Q_2 > Q'$ の場合 …… 洪水調節池不要 $Q_2 < Q'$ の場合 …… 洪水調節池必要</p> <p>ここで洪水調節池が不要、又は必要とされる場合であってもその比流量が大きい場合は河川への負担を増大させないため調節池を設けるものとする。 この場合は、表3-31の比流量として、小さい方の比流量により許容放流量を算定するものとする。</p> <p>(3) 開発区域からの許容放流量を算出する。</p> $Q = \frac{A}{A_2} \cdot Q_2$ <p>(4) 開発区域からの許容放流量を算出する。</p> $rc = Q \cdot \frac{360}{f \cdot A}$ <p style="margin-left: 150px;">rc : 許容放流量に対応する降雨強度 (mm/hr) f : 開発区域内の平均流出係数</p> <p>(5) 洪水調節必要容量</p> $V = Frc \cdot f \cdot A$ <p style="margin-left: 150px;">V : 洪水調節必要量 Frc : 表3-30により前記(4)のrcに対応した値をとる。</p> |

改正

〔計算例〕

洪水調節必要容量算定法

図 3-19 岐阜地区 開発区域面積 A = 10ha



(開発地の流出係数)

- 普通林地 : 2 ha
- 裸地 : 8 ha

平均流出係数 : $f = \frac{2 \times 0.8 + 8 \times 1.0}{10} = 0.96$

(イ地点の集水区域の流出係数)

- 普通林地 : 52ha
- 裸地 : 8 ha
- 農地 : 40ha

平均流出係数 : $f_2 = \frac{52 \times 0.8 + 8 \times 1.0 + 40 \times 0.6}{100} = 0.74$

(1) 下流河川等の現況流過能力の最小値をみつける。

ア地点..... $\frac{Q_1}{A_1} = \frac{12}{50} = 0.24 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{ha}$

イ地点..... $\frac{Q_2}{A_2} = \frac{20}{100} = 0.20 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{ha}$

ウ地点..... $\frac{Q_3}{A_3} = \frac{60}{200} = 0.30 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{ha}$

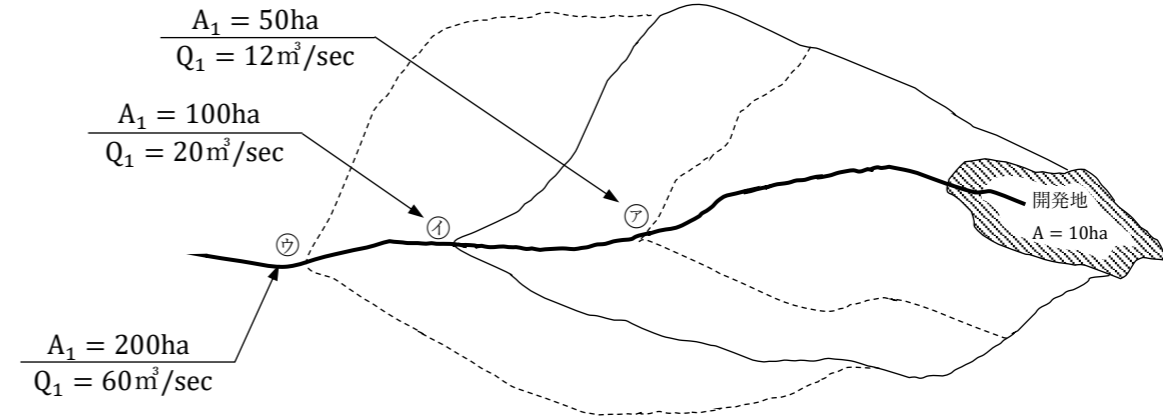
ゆえにイ地点が最小地点 $Q_2 = 20.0 \text{ m}^3/\text{sec}$

現行

〔計算例〕

洪水調節必要容量算定法

図 3-27 岐阜地区 開発区域面積 A = 10ha



(開発地の流出係数)

- 普通林地 : 2 ha
- 裸地 : 8 ha

平均流出係数 : $f = \frac{2 \times 0.8 + 8 \times 1.0}{10} = 0.96$

(イ地点の集水区域の流出係数)

- 普通林地 : 52ha
- 裸地 : 8 ha
- 農地 : 40ha

平均流出係数 : $f_2 = \frac{52 \times 0.8 + 8 \times 1.0 + 40 \times 0.6}{100} = 0.74$

(1) 下流河川等の現況流過能力の最小値をみつける。

ア地点..... $\frac{Q_1}{A_1} = \frac{12}{50} = 0.24 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{ha}$

イ地点..... $\frac{Q_2}{A_2} = \frac{20}{100} = 0.20 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{ha}$

ウ地点..... $\frac{Q_3}{A_3} = \frac{60}{200} = 0.30 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{ha}$

ゆえにイ地点が最小地点 $Q_2 = 20.0 \text{ m}^3/\text{sec}$

改正

(2) 洪水調整池設置の必要性を検討する。

ア 流過能力最小地点での30年確率計画洪水流量 Q' を算出する。

(ア) イ地点の流域面積 ($A_2 = 100$ ha) の洪水到達時間 …… 30分 (表3-16参照)

(イ) 30年確率降雨強度 …… $r = 115$ mm/hr

(ウ) $A_2 = 100$ ha

(エ) $f_2 = 0.74$

$$\begin{aligned} Q' &= \frac{1}{360} \cdot f_2 \cdot r \cdot A_2 \\ &= \frac{1}{360} \times 0.74 \times 116 \times 100 \\ &= 23.64 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

イ 洪水調節池の必要性の有無

Q_2 (20.0m³/sec) < Q' (23.64m³/sec) ※調整池が必要である。

(3) 開発区域からの許容放流量を算出する。

ア 現況流過能力最小地点の比流量を算出する。

$$Q_2/A_2 = 0.20 < (\text{表3-25の比流量}) = 0.226$$

イ 比較の結果、小さい方の比流量により許容放流量を算出する。

$$\begin{aligned} Q &= A \cdot Q_2 / A_2 \\ &= 10 \times 20 / 100 \\ &= 2.0 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

(4) 許容放流量に対応する降雨強度を算出する。

$$\begin{aligned} rc &= Q \cdot \frac{360}{f \cdot A} \\ &= 2.0 \times \frac{360}{0.96 \times 10} \\ &= 75 \text{ mm/hr} \end{aligned}$$

(5) 洪水調節必要容量

ア rc 75mm/hrに対応するFrc : 438 (表3-24)

イ $A = 10$ ha

ウ $f = 0.96$

$$\begin{aligned} \text{※ } V &= \text{Frc} \cdot f \cdot A \\ &= 438 \times 0.96 \times 10 \\ &= 4,204.8 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

現行

(2) 洪水調整池設置の必要性を検討する。

ア 流過能力最小地点での30年確率計画洪水流量 Q' を算出する。

(ア) イ地点の流域面積 ($A_2 = 100$ ha) の洪水到達時間 …… 30分 (表3-22参照)

(イ) 30年確率降雨強度 …… $r = 116$ mm/hr

(ウ) $A_2 = 100$ ha

(エ) $f_2 = 0.74$

$$\begin{aligned} Q' &= \frac{1}{360} \cdot f_2 \cdot r \cdot A_2 \\ &= \frac{1}{360} \times 0.74 \times 116 \times 100 \\ &= 23.84 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

イ 洪水調節池の必要性の有無

Q_2 (20.0m³/sec) < Q' (23.84m³/sec) ※調整池が必要である。

(3) 開発区域からの許容放流量を算出する。

ア 現況流過能力最小地点の比流量を算出する。

$$Q_2/A_2 = 0.20 < (\text{表3-31の比流量}) = 0.226$$

イ 比較の結果、小さい方の比流量により許容放流量を算出する。

$$\begin{aligned} Q &= A \cdot Q_2 / A_2 \\ &= 10 \times 20 / 100 \\ &= 2.0 \text{ m}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

(4) 許容放流量に対応する降雨強度を算出する。

$$\begin{aligned} rc &= Q \cdot \frac{360}{f \cdot A} \\ &= 2.0 \times \frac{360}{0.96 \times 10} \\ &= 75 \text{ mm/hr} \end{aligned}$$

(5) 洪水調節必要容量

ア rc 75mm/hrに対応するFrc : 431 (表3-30)

イ $A = 10$ ha

ウ $f = 0.96$

$$\begin{aligned} \text{※ } V &= \text{Frc} \cdot f \cdot A \\ &= 431 \times 0.96 \times 10 \\ &= 4,137.6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$