

第 4 章 水理設計

第4章 水理設計 目次

4.1	総則.....	4-1
4.2	許容流速.....	4-1
4.2.1	最小許容流速.....	4-1
4.2.2	最大許容流速.....	4-2
4.2.3	最大許容流速の検証.....	4-2
4.3	等流計算と粗度係数.....	4-3
4.3.1	平均流速公式.....	4-3
4.3.2	粗度係数.....	4-3
4.4	不等流の計算.....	4-4
4.4.1	不等流の計算.....	4-4
4.4.2	限界水深.....	4-5
4.4.3	不等流計算方法.....	4-6
4.5	損失水頭.....	4-7
4.6	水路断面.....	4-8

第4章 水理設計

4.1 総則

水路の水理設計は、設計流量について、水路組織内の各施設の機能が的確に発揮されるように行い、設計流量以外の流量が流下したときの状態についても検討するとともに、各施設の水理的な一貫性を保持するように努めなければならない。

水理的な一貫性の確保とは、統一的な機能性、安全性及び経済性を確保する観点から一貫した技術判断が行われることを意味している。

水理設計は、設計流量を対象として水理的に目標とする設計水位を確保するほか、水路組織内の各施設が所期の目的と機能を十分に発揮できるように設計流量以外の流量に対しても検討を行う。

4.2 許容流速

開水路の流速は、土砂の堆積が起こらず、かつ水中植物が繁茂しない最小許容流速と、水路内面を構成する材料が流水によって耐久性が確保され水理的に不安定な流況が発生しない最大許容流速の範囲内とすることを標準とする。

4.2.1 最小許容流速

(1) 最小許容流速

最小許容流速は表-4.2.1のとおりとする。

表-4.2.1 最小許容流速

水路の状況	最小許容流速
浮遊土砂の堆積の懸念される水路	0.45~0.90m/s
水中植物の繁茂の懸念される水路	0.70 m/s

注) 最小許容流速は浮遊土砂の粒径により決めるものとする。(第3編 4.2.1 (2) 参照)

(2) トンネル、暗渠、サイホン等の流速

トンネル、暗渠、サイホン等で土砂の堆積が生じた場合には、通水断面が狭まり、また、堆積した土砂の排除も困難であることから、これらの施設内ではそれに接続する開水路の流速よりも大きくすることが必要である。

一般の基準としては、その流速比は次のような値がとられることが多い。

トンネル	} 開水路流速の 1.3 倍以上
暗 渠	
サイホン	開水路流速の 1.5 倍以上

4.2.2 最大許容流速

最大許容流速は、水路を形成する材料により著しく相違するため不明確であり、経験や他の事例から判断せざるを得ない。水路及び水路構造物内面の材質及び部材厚さから、ほぼ表-4.2.2 に示す値が制限値とされている。

表-4.2.2 最大許容流速 (m/s)

種 類	流 速	種 類	流 速
厚いコンクリート(180 mm程度)	3.00	鋼管	5.00
薄いコンクリート(100 mm程度)	1.50	ダクタイル鋳鉄管	5.00
プレキャストコンクリート水路類	3.00	強化プラスチック複合管	5.00
鋼板水路	5.00	塩化ビニル管	5.00
プレキャストコンクリート管	3.00	ポリエチレン管	5.00

注1) 用水路に設けられる放・余水工等一時的に流す構造物の最大許容流速については、上記数値の1.5倍以内とする。

注2) 現場打ち鉄筋コンクリートの最大許容流速は、部材厚さ130mm以上は3.0m/s以下とする。

注3) 無筋コンクリートの最大許容流速は、上表の厚いコンクリート、薄いコンクリートの値を適用し、厚さ100~180mmについては比例配分等により定めてもよい。

注4) プレキャストコンクリート管は、鉄筋コンクリート管、遠心力鉄筋コンクリート管及びコア式プレストレストコンクリート管を対象とする。

注5) 流水に接する面で、流速が3‰を超過する場合は、コンクリートの磨耗等を考慮して、次のようにかぶり厚を加算する。

① 流速が3‰を超過する場合、標準かぶり厚に1.5cmを加算する。

② 更に流速が3‰増加するごとに1.5cmを加算する。

4.2.3 最大許容流速の検証

用水路における最大流速の決定に当たっては、限界流速状態に近い流れに対する検証を以下により行わなければならない。

- ① 限界状態に近い流れは、本質的に水面が不安定となりやすく、いったん波が発生すると消えにくいいため、水路の機能低下を招くことがある。
- ② 流れの安定性は、流量・流速及び断面変化の度合い、または湾曲・屈曲の程度等多くの要因により異なるが、おおむね流速に支配されると考えられており、流量を同じとした時の限界流速の2/3（フルード数：0.54）程度以下の流速であれば一応安定した水面が期待できるとされている。従って、用水路は原則として常流域で流下させるものとし、流速は流量を同じとした時の限界流速の2/3程度以下に計画する。

$0.45 \text{ ‰} \leq V \leq$ 表-4.2.2 の最大許容流速

$$\text{かつ } V < (2/3) \cdot V_c \text{、または } < F_r = 0.54 \dots\dots\dots (4.2.1)$$

$$\text{ここにフルード数 } (Fr) = V / \sqrt{g \cdot h} \dots\dots\dots (4.2.2)$$

- ③ やむを得ずこの流速の限界を超えて流下させる場合には、波動の発生や湾曲部における水面の偏り等に対する検討を行い、水路側壁の嵩上げ、分水工、落差工の構造の工夫等、必要な対策を講じなければならない。
- ④ 射流域となる急流工等のような施設に対しては、この規定は適用しないが、水路内面の摩擦に

対する配慮、断面の拡大、縮小等流れに変化を伴う場合には、流況の安全性についても併せて検討しておかなければならない。

4.3 等流計算と粗度係数

水路の断面寸法は、原則として設計流量について平均流速公式を用いて求める。なお、開水路系の等流流速の計算は、原則としてマンニング公式を用いる。

4.3.1 平均流速公式

開水路系の等流の平均流速は、原則としてマンニング公式により計算する。

$$Q = A \cdot V \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$$

- Q : 流量(m³/s)
- A : 通水断面積(m²)
- V : 平均流速(m/s)

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \dots\dots\dots (4.3.2)$$

- V : 平均流速(m/s)
- n : 粗度係数
- R : 径深=A/P (m)
- I : 水路底勾配
- A : 通水断面積(m²)
- P : 潤辺(m)

4.3.2 粗度係数

一般的に用いられる材質の粗度係数は、表-4.3.1に示すとおりである。その他の材質の粗度係数の詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 6.2.2」による。

表-4.3.1 粗度係数 n の値

水 路 装 工	区 分	粗 度 係 数
プレキャストコンクリート水路	目 地 材 有	0.014
現 場 打 ち コ ン ク リ ー ト		0.015
プレキャストコンクリート管		0.013
鋼 管	塗 装 有	0.013
ダ ク タ イ ル 鋳 鉄 管		
強 化 プ ラ ス チ ッ ク 複 合 管		0.012
硬 質 ポ リ 塩 化 ビ ニ ル 管		0.012
ポ リ エ チ レ ン 管		0.012
鋼 板 水 路		0.014

4.4 不等流の計算

水路断面の変化、堰上げ及び低下背水等により流水の断面が一様とならない区間の流況は不等流の計算により解析しなければならない。

4.4.1 不等流の計算

開水路の流れにおいて、水深や流速が時間的には変化しないが、場所によって変化する流れを不等流という。

不等流は一般に取付水路、分土工、落差工等のように水路断面が変化しているところ、または水路勾配の変化、もしくは堰上げ等により背水の影響が生じているところにみられる。

不等流の一般式は次式で表される。

$$-i + \frac{dh}{dx} + \alpha \frac{Q^2}{2g} \cdot \frac{d}{dx} \left[\frac{1}{A^2} \right] + \frac{n^2 \cdot V^2}{R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.4.1)$$

i : 水路底勾配

h : 水深 (m)

x : 水路底に沿って流下方向にとった距離(m)

Q : 流量(m³/s)

A : 通水断面積(m²)

g : 重力の加速度 9.8(m/s²)

α : エネルギー補正係数(普通は1.1である。ただし、簡便な計算では $\alpha=1.0$ として差しつかえない)

n : 粗度係数

V : 平均流速(m/s)

R : 径深(m)

(水路底が水平線となす角度 θ が小さい場合に用いられる一般式であり、 i 、 h 、 X 、も同じ考え方で示している)

不等流の水面追跡は、不等流の基礎方程式を解くかまたは逐次計算方法及び図解法によって求められる。この場合の計算は、既知の点を始点として、常流の場合は上流へ、射流の場合は下流へ向かってそれぞれ計算を進める。流れの途中で支配断面(限界水深)の生ずる可能性がある場合は、支配断面の有無を確認し、支配断面が生じる時はこの点を計算始点とする。

不等流計算は、用水路における水面形を求めることから次の目的により行われる。

- ① 水路の流下能力の検証(現況や部分改修における流下能力の確保)
- ② 水路の安全性の確認(計画以外の流況に対するフリーボードの確保や許容流速のチェック等)
- ③ 必要水位高の検証(分土工必要水位やチェック水位の確保)
- ④ 水路貯留変動量の算定(水路のバッファ要領検討)
- ⑤ 計画断面の算定(等流以外で水路断面を計画する場合)
- ⑥ 急激な断面変化(局所流)による流況検討

4.4.2 限界水深

常流と射流の境界となる限界流の水深、すなわち限界水深は次のように求められる。

(1) 長方形断面

長方形断面の場合には、 $T = b$ 、 $A = bh$ 、 $q = Q/b$ の関係があり、限界水深 h_c は次式で表される。

$$h_c = \sqrt[3]{Q^2 / gb^2} = \sqrt[3]{q^2 / g} = 0.467 q^{2/3} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

h_c : 限界水深 (m)

b : 水路底幅 (m)

q : 単位幅当たり流量 ($m^3 \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$)、 $q = Q/b$

T : 水面幅 (m)

Q : 流量 (m^3/s)

g : 重力の加速度 (m/s^2)

(2) 台形断面

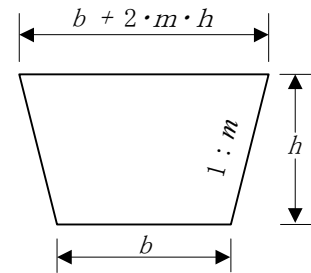
台形断面水路の限界水深 h_c は、限界状態の場合について次に示す関係が成立する。

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{または、} \quad \left(\frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{dA}{dh} = 1 \right)$$

$$\left(\frac{Q}{A} \right)^2 = g \cdot \frac{A}{T} \dots\dots Vc^2 = g \cdot D \quad (Vc = \sqrt{g \cdot D})$$

$$\begin{aligned} D &= \frac{A}{T} \\ &= \frac{h}{T} \cdot (b + b + 2 \cdot m \cdot h) / (b + 2 \cdot m \cdot h) \\ &= \frac{h}{2} \cdot \left(1 + \frac{b}{b + 2 \cdot m \cdot h} \right) \end{aligned}$$

$$\therefore Vc = \sqrt{g \cdot \frac{h}{2} \left(1 + \frac{b}{b + 2 \cdot m \cdot h} \right)} \dots\dots\dots (4.4.3)$$



T : 水面幅 (m)

D : 水理水深 (m) $D = \frac{A}{T}$

Q : 流量 (m^3/s)

g : 重力の加速度 (m)

h : 水深 (m)

A : 通水断面積 (m^2)

4.4.3 不等流計算方法

不等流の計算手法には、多くの方法が提案されているが、一般的に摩擦以外の損失も計算に取り込むことが可能な、逐次計算法が広く用いられている方法である。

<逐次計算法>

水路を適当な計算区間に分割して、境界条件が与えられた地点から、各区間ごとにベルヌーイの定理が成立するように順次水面形を求める方法である。図-4.4.1のI、II断面にベルヌーイの定理を適用すると、式(4.4.4)を得る。

$$\left. \begin{aligned} h_1 + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot A_1^2} + z_1 + h_f &= h_2 + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot A_2^2} + z_2 \\ h_f &= \frac{Q^2 \cdot \ell}{2} \cdot \left(\frac{n_1^2}{R_1^{4/3} \cdot A_1^2} + \frac{n_2^2}{R_2^{4/3} \cdot A_2^2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.4.4)$$

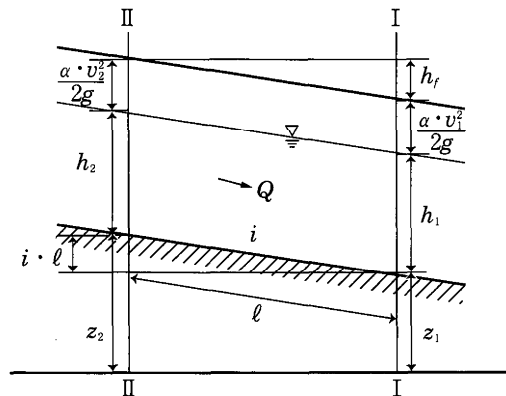


図-4.4.1 逐次計算法

- z : 基礎面から水路底まで高さ (m)
 - h : 水深 (m)
 - Q : 流量 (m³/s)
 - hf : I、II断面で生じた水頭損失 (m)
 - ℓ : I、II断面区間の斜距離 (m)
 - R : 径深 (m)
 - A : 通水断面積 (m²)
 - n : 粗度係数
 - g : 動力の加速度 (m³/s)
 - α : エネルギー補正係数
- 添字 1、2 : それぞれ断面 I、II のものであることを示す。

I断面のエネルギー線の高さが与えられたとき、これにI、II断面間の水頭損失を加えたものがII断面のエネルギー線の高さになるように、II断面の水深を計算して求める。

詳細については、不等流水路水面追跡計算の詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 6.3.5」による。

4.5 損失水頭

用水路の水理設計に当たっては、次の予想される損失水頭を見込んで設計しなければならない。

(1) 摩擦 (2) 流入、流出 (3) 断面変化 (4) スクリーン (5) 橋脚 (6) 湾曲、屈曲

損失水頭の算定に当たっては次のように考える。

- ① ある区間で断面がおおむね一様であるか、もしくは緩やかにかつ連続的に変化している水路では、当該区間の損失水頭は、摩擦損失のみによるものとみなして差しつかえない。一様な断面の等流は摩擦損失による水面低下が水路底勾配と等しくなっている例である。
- ② 流入・流出または断面の急拡・急縮等、水頭損失が局部的に発生している場合にはこれらの原因による損失水頭のみを見込み、その地点で発生している水位差を求める。
- ③ トランジションのように、断面変化がある長さをもった区間で生じているときは、その間の断面変化に伴う損失と摩擦損失を加算したものを当該区間で発生している損失水頭とする。
- ④ 一般的には、水頭損失に伴い水面は低下するが、段落ち等により下流側の流積が広がっている場合には、水面の上昇が生じることがある。
- ⑤ 用水路の水路内の流水は、水の流動に伴って水路の表面の摩擦による損失のほか、前述のような原因で、流れの変化または乱れが生じ水頭が失われる。

損失水頭計算の詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 6.5」による。

4.6 水路断面

水路断面には、その水理上の安全性を確保するため、設計流量に対応する余裕高を設計水面上に見込んで通水断面を決定しなければならない。

余裕高は原則として、水路粗度係数の変動に対する余裕、流速水頭の静水頭への変換の可能性に対する余裕及び水面変動に対する余裕を加えて決定する。

水路の余裕高は水路の目的、形式、断面形状や水路の規模、重要度、立地条件更には工種配置、路線形状、流速等の要素を考慮して決定する。

(1) 水路余裕高の算定方法

プレキャストコンクリート水路、現場打ちフルーム水路の余裕高は原則として式(4.6.1)による。

$$\text{余裕高 } F_b : 0.07d + \beta \cdot h_v + h_w \quad \dots\dots\dots (4.6.1)$$

F_b : 余裕高(m)

d : 設計流量に対する水深(m)

h_v : 流速水頭(m)

β : 流速水頭の静水頭への変換係数で0.5~1.0をとる。

h_w : 水面動揺に対する余裕(m)

式(4.6.1)において、水面動揺に対する余裕 h_w は、水路の状況に応じて0.05~0.15m程度を考慮する必要があるが、0.10mを標準としてよい。

(2) 水路余裕高決定のための着眼点

水路の余裕高決定のための主な着眼点は次のとおりである。

① 規模、重要性、立地条件

余裕高を決定するに当たっては、水路の規模、重要度を考慮しなければならない。広い地域に関係する重要な幹線水路とこれ以外の幹・支線、分線または派線水路を同等に扱うことは不合理であり、同様に人家に近い盛土水路と山間部の水路では余裕高にいくらかの差を設けることができる。

② 工種

水路は通水施設の工種、断面形により不測の事態に対する適応性が異なってくる。内圧サイホンやトンネル、円形または馬てい形暗渠等は、一定の限界を越えると水頭の増加や通水能力増加の関係が変化する。従って、余裕高の決定に当たっては水路の工種、配置、水理特性についても考慮すべきであり、これらの工種の直上流となる開水路では余水吐等の検討とともに余裕高の決定は慎重に行う必要がある。

③ 構造物の配置と水路の湾曲

水路中の構造物(落差工、急流工、ゲート、スクリーン等)及び水路の急な湾曲は、堰上げ背水を起こしたり、波動の原因となったりする。このため余裕高の付与に当たってはこれらとの関係も考慮し、水路によっては標準値以上の余裕高が必要となる場合もある。

④ 管理

水源流量の変化の可能性、分土工、余水吐の構造と管理状況によっては、予定以上の流量が水路を流下する場合がある。このような、水路の特に取入口付近の余裕高の付与に当たっては、これらの要素を考慮しなければならない。

⑤ 洪水の流入

用水路の場合、本指針では原則として洪水を水路に流入させないこととしているが、やむなくある流域の洪水流を取込む場合や水路敷内に降下流入する雨水については、その水量を考慮して余裕高を決定しなければならない。

この場合、ライニング頂まで0.1m程度の余裕が残されることが望ましい。

また、水路内面に水草が繁茂し大幅に粗度を増大させている事例も報告されている。このような水草は通常の維持管理作業により撤去されるが、困難な場合もありやむを得ないと判断される場合は適切な粗度係数の推定を行い、余裕高を増加させる等の対策をとるものとする。

(3) 水路の余裕高と壁高の算定

① 用水路

用水路の開水路形式の余裕高並びに水路壁高の算定については、**図-4.6.1**に示すフローチャートに基づいて行う。

② プレキャストコンクリート水路のうち、U、V型コンクリートトラフ水路の600型（標準型）以下の余裕高は、**表-4.6.1**に示す値とすることができる。ただし、現場状況、水理状況等により必要とされる場合は、**図-4.6.1**に示すフローチャートによるものとする。なお、余裕高を含んだ断面の通水可能量と設計流量との比率は、1.2を下回らないものとする。

③ 用排兼用水路

用排兼用水路は、①用水路で算定する余裕高と「第3編 排水路**4.5**」で算定される排水路の余裕高の大きい方を採用して水路壁高を決定するものとする。

なお、流速水頭による大幅な水位上昇の要因となる構造物の配置や水理状況が予想されない一般的な開水路では、既述の想定や経験上の判断から $0.5h_v$ を与えておけば十分と思われる。さらに、特に水位上昇が予想され、この対策のためのバイパスや余水吐が設置される場合も $0.5h_v$ を採用するものとする。

④ 射流・急流水路

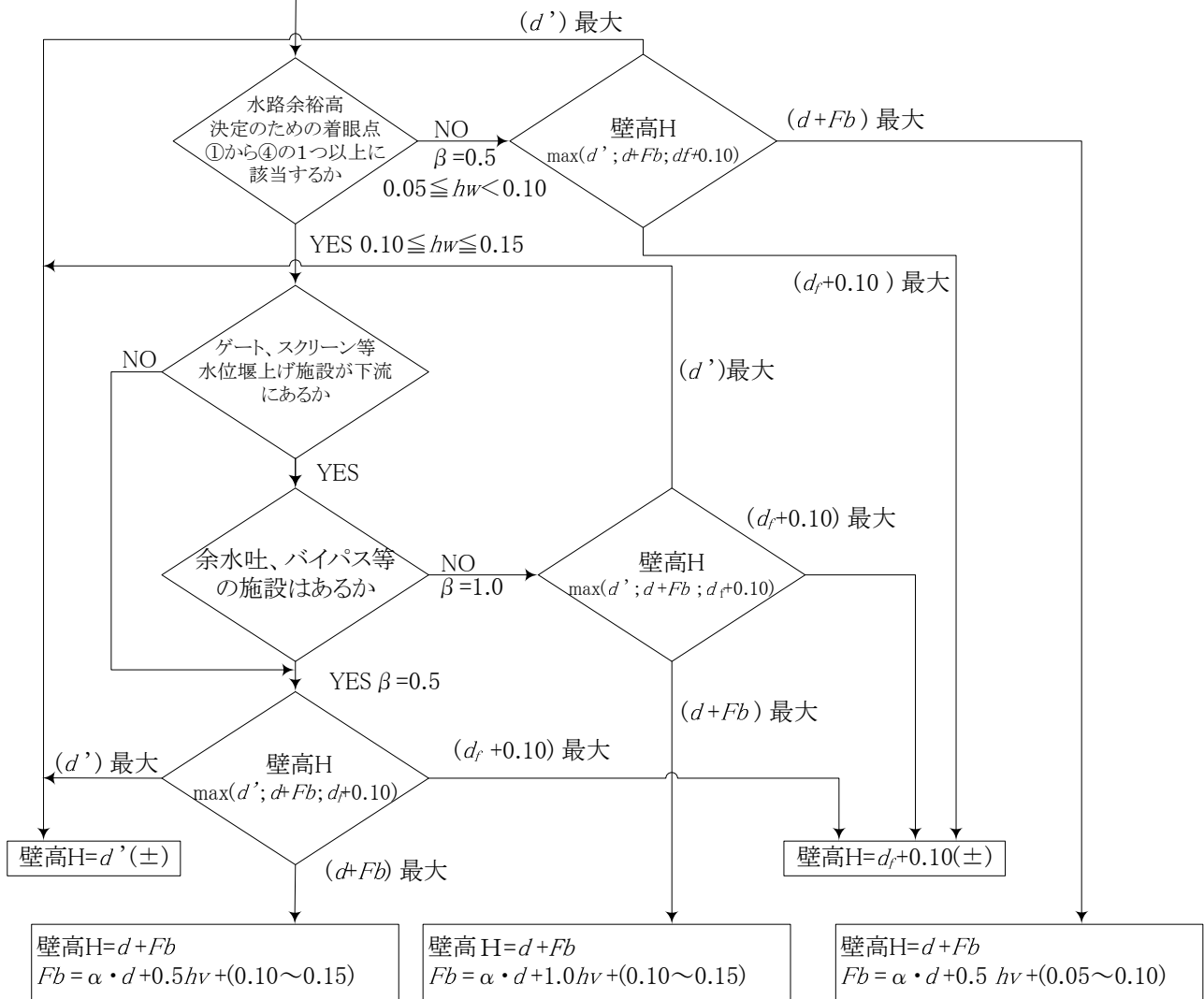
流水が射流となる矩形断面における急勾配水路の余裕高は、「第3編 排水路**4.5**」による。

⑤ 現場打ちフルーム水路

現場打ちフルーム水路の余裕高を含めた水路壁高、水路内幅は0.10m単位とする。

設計条件(用水路)
 ・設計流量: Q (m^3/s) ・洪水流入時流量 : $Q_f(Q + q_f)(m^3/s)$
 ・設計水深: d (m) ・同 上 等 流 水 深 : d_f (m)
 ・設計流速: V (m/s) ・1.2 Q の等流水深: d' (m)
 ・流速水頭: $hv = \frac{v^2}{2g}$ (m)
 小規模の用水路では洪水流入量 q_f を無視することができる。

Fb 計算基準式
 $Fb = \alpha \cdot d + \beta \cdot hv + hw$
 無ライニング水路並びにライニング水路 : $\alpha = 0.05$
 擁壁型水路 : $\alpha = 0.07$



注) 水路余裕高決定のための着眼点②、③の場合で、水理的検討により必要と判断される場合、上式以外により壁高算定を行ってもよい。

図-4.6.1 用水路の余裕高算定と水路壁高決定のフローチャート

表-4.6.1 プレキャストコンクリート水路の余裕高 (600型以下)

U型コンクリートトラフ			V型コンクリートトラフ		
呼び名	側壁高	余裕高	呼び名	側壁高	余裕高
	mm	mm		mm	mm
240	240	60	V24	240	50
300A	240	60	V30	300	50
300B	300	70	V34	400	60
300C	360	80	V40	400	60
360A	300	70	V45	450	70
360B	360	80	V50	500	70
450	450	90	V60	600	80
600	600	100	-	-	-

注) フルーム等の余裕高については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 6.6.3 (5)」による

(4) 横断暗渠工の余裕高

水理的に、自由水面をもち開水路の流れとなる横断暗渠工の余裕高は、円形、矩形断面とも下記により求める。なお、用水路を横断する橋梁形式の余裕高についても同様に求めてよい。地上構造物の施設管理者が別に定めた手法がある場合にはそれによるものとする。

また、上下流水路と同一幅、同一水深となる矩形断面において、洪水流入量が見込まれない場合の余裕高は、上下流水路の余裕高としてよい。

① 設計流量に対して

$$d_1/D_1 = 0.80 \sim 0.83 \dots\dots\dots (4.6.2)$$

d_1 : 設計流量に対する水深(m)

D_1 : 内空高または内径(m)

ただし、 $(D_1 - d_1) \geq 0.30$ (m)

なお、 $D_1 \leq 0.60$ mの場合、 $F_b = D_1/2$ (m)とする。

式(4.6.2)を円形断面について整理すると表-4.6.2、管径別の余裕高は表-4.6.3に示すとおりである。

また、式(4.6.2)によって求められた内空高または内径による通水可能量と設計流量との比率は、1.2を下回らないものとする。

表-4.6.2 円形断面の余裕高 (単位: mm)

管 径	余裕高(F_b)	備 考
300 ~ 500	$D/2$	D : 内 径
600 ~ 1,350	300	
1,500 ~ 2,000	$D/5$	

表-4.6.3 管径別プレキャストコンクリート水路の余裕高

項目 \ 管径	300	350	400	450	500	600	700	800	900
内 径 D (m)	0.300	0.350	0.400	0.450	0.500	0.600	0.700	0.800	0.900
余 裕 高 F_b (m)	0.150	0.175	0.200	0.225	0.250	0.300	0.300	0.300	0.300
水 深 d (m)	0.150	0.175	0.200	0.225	0.250	0.300	0.400	0.500	0.600
通水断面 A (m ²)	0.035	0.048	0.063	0.080	0.098	0.141	0.227	0.331	0.451
潤 辺 P (m)	0.471	0.550	0.628	0.706	0.785	0.943	1.200	1.459	1.720
径 深 R (m)	0.075	0.088	0.100	0.113	0.125	0.150	0.190	0.227	0.262

項目 \ 管径	1,000	1,100	1,200	1,350	1,500	1,650	1,800	2,000
内 径 D (m)	1.000	1.100	1.200	1.350	1.500	1.650	1.800	2.000
余 裕 高 F_b (m)	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.330	0.360	0.400
水 深 d (m)	0.700	0.800	0.900	1.050	1.200	1.320	1.440	1.600
通水断面 A (m ²)	0.587	0.740	0.910	1.195	1.516	1.834	2.182	2.694
潤 辺 P (m)	1.981	2.346	2.513	2.916	3.321	3.654	3.986	4.429
径 深 R (m)	0.296	0.314	0.362	0.410	0.456	0.502	0.548	0.608

② 排水を流入させる場合

用水路で排水を流入させる場合の余裕高は、原則として式 (4.6.2) (4.6.3) のいずれか大きいほうにより通水断面の大きさを決める。

$$d_2 / D_2 = 0.90 \sim 0.93 \quad \dots\dots\dots (4.6.3)$$

d_2 : 排水を加味した流量に対する水深(m)

D_2 : 内空高または内径(m)

第 5 章 構造設計

第5章 構造設計 目次

5.1	総則.....	5-1
5.2	設計の基本.....	5-1
5.3	荷重.....	5-2
5.3.1	自重.....	5-3
5.3.2	水圧.....	5-3
5.3.3	浮力または揚圧力.....	5-4
5.3.4	土圧.....	5-4
5.3.5	自動車荷重.....	5-9
5.3.6	群集荷重.....	5-10
5.3.7	地震荷重.....	5-10
5.3.8	雪荷重.....	5-11
5.3.9	その他の荷重.....	5-15
5.3.10	上載荷重.....	5-15
5.4	基礎の検討.....	5-18
5.4.1	検討の基本方針.....	5-18
5.4.2	基礎形式の選定.....	5-20
5.4.3	直接基礎工法の検討.....	5-21
5.4.4	地盤改良工法の検討.....	5-26
5.4.5	杭基礎工法の検討.....	5-28
5.4.6	直接基礎軟弱地盤対策工法.....	5-34
5.5	部材の設計.....	5-36
5.5.1	設計手法.....	5-36
5.5.2	許容応力度.....	5-37
5.5.3	限界状態設計法.....	5-39
5.5.4	耐震設計の考え方.....	5-43

第5章 構造設計

5.1 総則

水路の構造設計は、構造物の安全性の確保を目的として、構造物に作用する荷重を適切に定め、地盤の力学的性質、気象条件等に応じた施工条件及び経済性を考慮して、構造物の形式、設計諸数値及び構造細目を決定しなければならない。

本指針では、構造物に作用する荷重について、荷重算定の具体的な手法や諸元値を規定していないものがあるので、関連する技術書や類似の設計事例等を参照しながら設計者が適切な判断のもとで決定する必要がある。

5.2 設計の基本

コンクリート構造物の部材設計の照査手法のうち安全性に対する照査方法には、主に許容応力度法及び限界状態設計法がある。安全性の照査には、要求性能の水準に応じた照査方法を用いるものとする。水路の復旧性は地震の影響に対して検討を行い、地域特性を考慮した要求性能を適切に設定しなければならない。

水路に作用する荷重に対する水路工の要求性能は、次のとおりである。

- ・ 耐久性：想定される作用のもとで、構造物中の材料の劣化により生じる性能の経時的な低下に対して構造物が有する抵抗性。
- ・ 安全性：想定されるすべての作用のもとで、構造物が使用者や周辺の人々の生命、身体及び財産を脅かさないための性能。
- ・ 使用性：想定される作用のもとで、構造物の使用者及び周辺の人々が快適に構造物を使用するための性能及び構造物に要求される諸機能に対する性能。
- ・ 耐震性：地震の影響による作用のもとで、構造物が有する抵抗性。
- ・ 復旧性：地震の影響等の偶発荷重等によって低下した構造物の性能を回復させ、継続的な使用を可能にする性能。

要求性能の水準については、「5.5.4 耐震設計の考え方」を参照する。

表-5.2.1 水路工の構造性能照査手法の適用

検討ケース	重要度区分 ¹⁾ と耐震設計	構造性能照査手法
常時	—	許容応力度法
レベル1地震動	A種, B種の場合行う。	許容応力度法
レベル2地震動	開水路、暗きよ	A種の場合行う。
	水路橋・水管橋の橋脚	A種の場合行う。

注1) 重要度区分は表-5.5.13に示す。

5.3 荷重

構造設計に当たっては考慮すべき荷重は、現地の条件、構造物の重要度、形式、使用材料、設置場所、施工方法及び自然条件等に応じて適切に算定しなければならない。

水路構造物の設計に当たっては、その構造物の耐用年数をふまえ、その目的とする機能を十分に発揮されることを期待しなければならない。

このことにより、構造物が現場条件に照らし強度的に満足させるものであることが重要である。

北海道の農業農村整備事業によって実施される水路構造物の設計条件としては、一般的には積雪等による特殊荷重の影響が大きく、冬期間での設計条件が他の期間より厳しく、十分に注意して扱わなければならない。

積雪等による特殊荷重には、雪荷重、凍上力及び雪庇力があるが、凍上力、雪庇力については、基礎砂利、裏込砂利による置換えで対応するものと考え、荷重には加えないものとする。ただし、過去の経験をふまえこれら特殊荷重を特別に考慮しなければならない地域にあっては、「第4編 資料編」の積雪寒冷地の設計（案）に基づいて設計することができる。

5.3.1 自重

自重の計算に用いる材料の単位体積重量は、使用条件に応じて適切な数値を用いて算定する。

自重の計算に用いる材料の単位体積重量は、次の値を用いることができる。詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.2.1」による。

鉄筋コンクリート	24.5 kN/m ³
無筋コンクリート	23.0 kN/m ³
土	湿潤土 18.0 kN/m ³
	水中土 10.0 kN/m ³
	飽和土 20.0 kN/m ³
水	9.8 kN/m ³

5.3.2 水圧

静水圧は作用面に垂直に作用するものとし、地震時の動水圧は必要に応じて考慮する。

地下水位の位置は、周辺地下水位、背面の地質、水抜工、内水位の変動状況等の条件を考慮して決定される。一般的な水路の地下水位の位置は、次を目安とする。

- ③ 水抜工を設置する場合：壁高の1/2（排水ドレーン設置の場合も同様と考える※）
- ④ 水抜工を設置しない場合：周辺地下水位

※「現場技術者のための設計のチェックポイント（案）－水路工・パイプライン編－7.1.2」

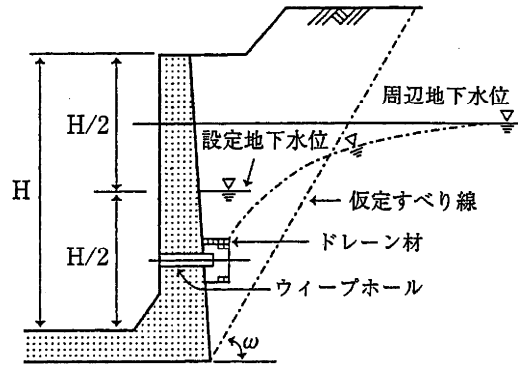


図-5.3.1 周辺地下水位と設計地下水位

水路背面の地下水位の状況は、図-5.3.1のように想定される。周辺地下水位が壁高の1/2より高い場合で、図のように水抜工を設置する設計地下水位は、壁高の1/2まで低下すると考えてよい。

静水圧は作用面に垂直に作用するものとして式(5.3.1)により求める。

$$P = \gamma_w \cdot h \dots\dots\dots (5.3.1)$$

- p : 静水圧 (kN/m²)
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
- h : 水面から作用点までの高さ (m)

5.3.3 浮力または揚圧力

浮力または揚圧力は鉛直上方向に作用するものとし、構造物の安定計算のうち転倒、浮上、滑動等の場合に考慮し、支持力を検討する場合には無視する。

浮上に対する計算方法は、プレキャストコンクリート水路については「6.2.4 構造設計」、現場打ちフルーム水路については「6.3.3 外力の計算」を参照する。

5.3.4 土圧

水路壁に作用する水平土圧は、ランキン土圧公式、クーロン土圧公式及び試行くさび法によるものとする。それぞれの土圧公式の適用に当たっては、構造物の種類や土圧の作用形態に応じて適切に選択するものとする。

(1) 土圧区分

土圧は壁の変位の状況と土圧の作用方向によって、主働土圧、受働土圧、静止土圧に区分する。また、常時と地震時に区分する。

- ① 主働土圧：壁の変化と同じ方向に作用する土圧
- ② 受働土圧：壁の変位と逆方向に作用する土圧
- ③ 静止土圧：壁が変位を伴わない場合の土圧

主働土圧、受働土圧及び静止土圧の概念図を図-5.3.2に示す。

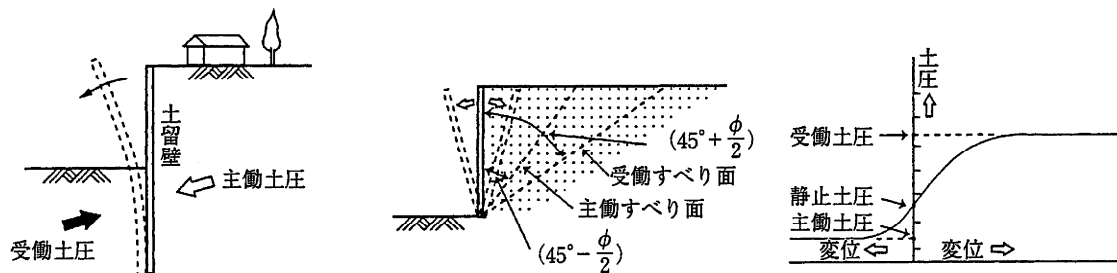


図-5.3.2 土圧区分概念図

(2) 土圧公式の分類と適用

水路構造物に作用する土圧は、構造物が土圧により変形・移動を伴うかどうかで変化するため、構造物の条件に合った土圧公式を適用することが必要である。構造物のタイプを、構造体の異なる下記の①～③に分類し、これに適用する土圧公式及びその適用条件を表-5.3.1に示す。

適用公式（基本公式）

- | | |
|-------------------------------|----------------------------|
| ① ボックスカルバート等移動変形の少ない構造物 | ： 静止土圧公式 |
| ② 変形及び移動変形を伴う構造物 | ： ランキン土圧公式または、
クーロン土圧公式 |
| ③ 安定計算を伴う構造物
(石積・ブロック積・擁壁) | ： クーロン系試行くさび法
クーロン土圧公式 |

表-5.3.1 構造条件と適用土圧公式

構 造 物		水 平 土 圧			そ の 他 荷 重	
		常 時	地震時	壁面 摩擦角	輪荷重	水圧 区分
I	移動変形を伴わない (ボックスカルバート等)	静止土圧公式	無 視	無 視	等分布荷重換算 (平面一方向)	有
II	変形有り、移動無 (フルーム水路等)	ランキン土圧公式 クーロン土圧公式	クーロン地震時 土圧公式	考 慮	フリーリッヒ公式	有
III	移動変形を伴う (擁壁等)	クーロン系試行 くさび法	試行くさび重量の 慣性力	考 慮	等分布荷重換算	有

一般的な開水路の場合、変形のみで移動を伴わないため、水平土圧公式はランキン土圧公式またはクーロン土圧公式が適用される。ここで、ランキン土圧は壁面摩擦角を無視する場合に、クーロン土圧公式は壁面摩擦角を考慮する場合に適用する。

壁面摩擦角は、小規模な水路では壁面摩擦の適用による影響が小さい*ことから無視することができ、ランキン土圧公式を適用してもよい。小規模な水路とは水路幅、高さの最大寸法が1m程度以下の水路を示す。

フルーム構造において、左右の壁高が異なる場合や埋戻し面の標高が異なる場合は、左右の土圧作用高さが異なり偏土圧が生じる。(図-5.3.3参照)その偏土圧が水路底面の摩擦力以上となる場合は、転倒、滑動、支持に対する安定計算が必要となる。この時の、水平土圧公式はランキン土圧公式またはクーロン土圧公式による。

詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.8.3」による。

*「現場技術者のための設計のチェックポイント (案) -水路工・パイプライン編-7.1.4」

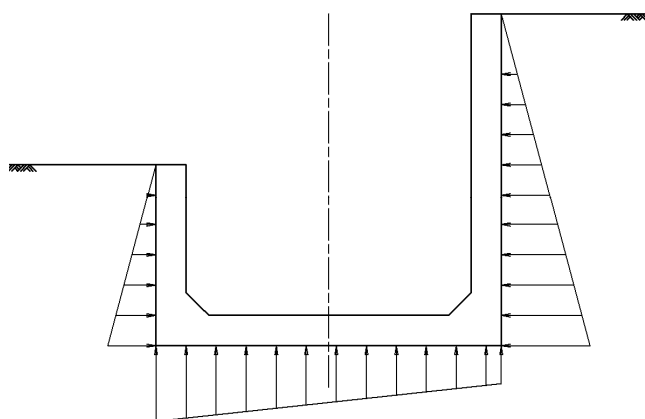


図-5.3.3 側壁非対称断面 (偏土圧作用)

(3) 土質定数

土圧計算を行うためには、土の単位体積重量、土の内部摩擦角及び粘着力等の土質定数が必要であり、土の単位体積重量、内部摩擦角は表-5.3.2に示す値を用いることができる。ただし、実験等により実重量が明らかな材料、または他の基準等により定められている場合は、その値を用いることが望ましい。

表-5.3.2 土の単位体積重量と内部摩擦角

(単位：kN/m³)

土の種類		飽和単位体積重量	湿潤単位体積重量	内部摩擦角(°)
①	細粒子をほとんど含まない砂利、粗砂等 (GP、GW、SP、SW等細粒分5%未満を目安)	20	18	30
②	細粒子を含んだ砂利、砂等 (G-F、S-F等細粒分5~15%を目安)	20	18	25
③	シルト質細砂、粘土を含む砂利等 (GF、SF等細粒分15~50%を目安)	20	18	20

注 1) 土質定数は、土質、排水条件、施工法等によって異なるので、土質試験等の調査を実施して、その適正値を定めるのが望ましい。しかし、これらの調査や試験には多くの労力と時間を要する上に、適切な土質定数の決定には豊富な経験と高度な技術力を必要とするため通常の設計作業においては表-5.3.2の値を参考とする。
 2) 飽和単位体積重量は、水中土 10 kN/m³、水 9.8 kN/m³とする。
 3) 特に重要な構造物、大規模な土工事及び玉石等を含む礫質土や非常に軟弱な粘性土等の特殊な土質には適用できない。

泥炭の場合は、過去に発表されている資料を参考として次の値を設定する。また、火山灰の場合は実測値によるものとする。

泥炭の単位体積重量 10 kN/m³

泥炭の内部摩擦角

泥炭の分解の進んだもの 10°

泥炭が未分解のもの 20°

標準的なもの 15°

① 標準貫入試験 N 値から砂質土の内部摩擦角及び粘性土の粘着力を推定する方法

砂質土における土の内部摩擦角を推定する方法として、Meyerhof、大崎、道路橋示方書の方法等があるが、水路構造物では大崎の方法による式(5.3.2)を用いることを標準とする。

大崎の方法

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N + 15} \leq 45^\circ \quad \dots\dots\dots (5.3.2)$$

道路橋示方書の方法

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad (N > 5)$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}$$

$$\sigma'_v = \gamma_d h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w) \quad \dots\dots\dots (5.3.3)$$

ϕ : 砂の内部摩擦角 (°)

N : 砂の N 値、ただし、 $N > 5$

ここに、

ϕ : 砂のせん断抵抗角 (°)

σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²) で、標準貫入試験を実施した時点の値

- N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50\text{kN/m}^2$ である場合には、 $\sigma'_v = 50\text{kN/m}^2$ として算出する。
- N : 標準貫入試験から得られる N 値
- γ_d : 地下水面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)
- γ'_{d2} : 地下水面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m^3)
- x : 地表面からの深さ (m)
- h_w : 地下水位の深さ (m)

一方、粘性土は原則として乱さない資料により一軸圧縮試験から粘着力 (c) を求めることとなるが、やむを得ない場合、式 (5.3.4) 及び式 (5.3.5) によることができる。

$$c = qu/2, qu = 100N/8 \quad \dots\dots\dots (5.3.4)$$

または

$$c = (6\sim 10) N \quad \dots\dots\dots (5.3.5)$$

- c : 粘着力 (kN/m^2)
- qu : 一軸圧縮強度 (kN/m^2)

式 (5.3.4) 及び式 (5.3.5) の $c = 6N$ は下限値を与え、式 (5.3.5) の $c = 10N$ は中庸～上限値を与える。*

* 「現場技術者のための設計のチェックポイント (案) - 水路工・パイプライン編-7.1.4」

(4) 壁面摩擦角

壁面摩擦角 δ の値は過去の実験結果を参考にすると、擁壁等の場合、常時においては、 $1/2\phi \leq \delta \leq 2/3\phi$ 、地震時においては、 $0 \leq \delta \leq 1/2\phi$ といわれているが、一般の設計の際には表-5.3.3 の値を用いるものとし、壁面摩擦角の値は水中にあっても変化しないものとする。

さらに、壁面摩擦角は側壁の傾斜 n 及び張り出しの有無により次のようにする。

常時

$$\left. \begin{array}{l} n < 0.1 \\ \text{かつ } (T_B) < 0.10\text{m} \end{array} \right\} \delta = \frac{2}{3}\phi$$

$$\left. \begin{array}{l} n \geq 0.10 \\ \text{または } (T_B) \geq 0.10\text{m} \end{array} \right\} \delta = \phi$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{地震時} \\ n、(T_B) \text{ に関係なく} \end{array} \right\} \delta = \frac{1}{2}\phi$$

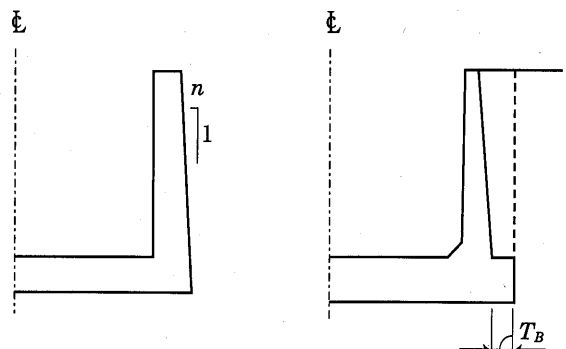
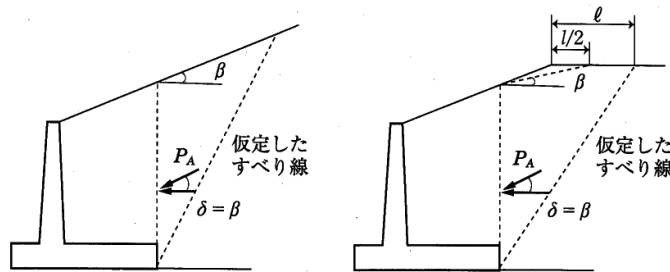


表-5.3.3 壁面摩擦角 (δ) の値

擁壁の種類		重力式擁壁 もたれ式擁壁 ブロック積擁壁	逆T型擁壁、L型擁壁		フルーム	
計算の種類		安定計算	安定計算	部材計算	安定計算	部材計算
摩擦角の種類		土とコンクリート	土と土	土とコンクリート	土と土	土とコンクリート
壁面摩擦角	常時	$\frac{2}{3}\phi$	β ^{注1)}	$\frac{2}{3}\phi$	ϕ ^{注3)}	$\frac{2}{3}\phi$
	地震時	$\frac{1}{2}\phi$	$\tan \delta = \frac{\sin \phi \cdot \sin (\theta_o + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos (\theta_o + \Delta - \beta)}$ 注2) ただし、 $\sin \Delta = \frac{\sin (\beta + \theta_o)}{\sin \phi}$	$\frac{1}{2}\phi$	$\frac{1}{2}\phi$	$\frac{1}{2}\phi$



注1) $\beta \geq \phi$ のときは $\delta = \phi$ とする。 β : 法面傾斜角

2) $\beta + \theta_o \geq \phi$ のときは $\delta = \phi$ とする。 θ_o : 地震合成角 $\left(\tan^{-1} \frac{K_h}{1 - K_v} \right)$

3) 壁の傾斜と底版の張出し幅によって $\delta = (2/3)\phi$ となる。

5.3.5 自動車荷重

水路壁に作用する自動車荷重による水平土圧は、フリーリッヒによる壁背面への換算等分布荷重により求める。

(1) 自動車荷重

自動車荷重の大きさ、位置、寸法は表-5.3.4及び図-5.3.4の示すとおりとする。

表-5.3.4 自動車荷重の大きさ及び寸法

荷重	総重量 W (kN)	前輪荷重 $0.1W$ (kN)	後輪荷重 $0.4W$ (kN)	前輪輪帯幅 b_1 (mm)	後輪輪帯幅 b_2 (mm)	車輪接置長 a (mm)	備考
T-25	245	22.5	100	125	500	200	道路橋示方書
T-14	137	13.5	55	125	500	200	
T-10	98	10	39	125	500	200	

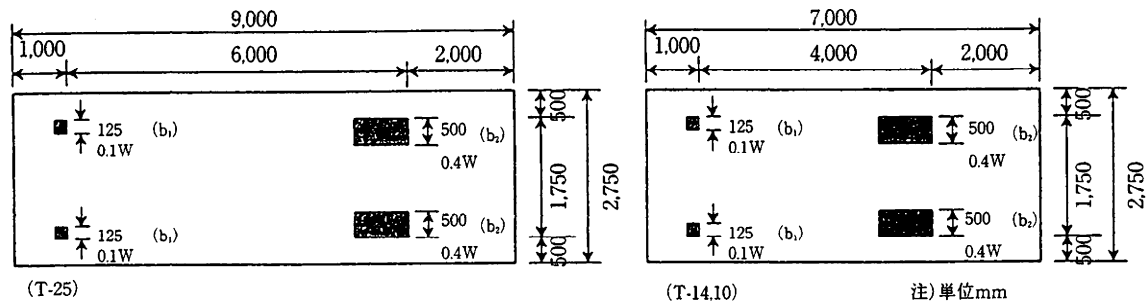


図-5.3.4 自動車荷重（車輪の位置及び寸法）

(2) 自動車荷重の適用区分

自動車荷重の車道幅員による適用区分の目安は一般的に表-5.3.5の示すとおりである。ただし、道路法の適用を受ける道路の場合は、道路管理者との協議の上、自動車荷重を決定することを原則とする。

表-5.3.5 自動車荷重の適用区分

車道幅員（2車線）(m)	自動車荷重（T）	備考
5.5未満	14以下	車道幅員（2車線）5.5m未満の設計自動車荷重は、状況によりT-25にできる。
5.5以上	25	

注) 道路法の適用を受けない場合

(3) 衝撃荷重

自動車荷重や軌道荷重は衝撃を生ずるものとする。ただし、群集荷重については衝撃を考慮しないものとする。

衝撃荷重を考慮する場合の衝撃係数(i)は表-5.3.6を標準とする。

表-5.3.6 衝撃係数（トラック荷重） i の標準値と活荷重

荷重条件	土かぶり (m)	衝撃係数 i	土かぶり (m)	活荷重 (kN/m ²)	衝撃係数 i
T-25	4.0 未満	0.3	4.0 以上	10	0
T-14	3.5 未満	0.3	3.5 以上	7	0
T-10	3.5 未満	0.3	3.5 以上	5	0

T-25 の場合、土かぶりが 4m以上及びT-14 以下の場合、土かぶりが 3.5m以上の活荷重は、表-5.3.6の活荷重の値を頂版上面に一様に載荷させる。

水路隣接地が道路でなく耕地化（水田、畑等）の場合は、表-5.3.7により農業用作業車としてトラクター荷重 5 kN/m²を計上する。

表-5.3.7 トラクター荷重一覧（参考）

メーカー名	出力 (Ps)	重量 W (kN)	長さ L (m)	幅 B (m)	トラクター荷重 $\frac{W}{L \cdot B}$ (kN/m ²)
Y 社	69~90	-	4.020	1.810	-
J 社	〃	-	4.020	1.810	-
I 社	75	30.5	4.000	2.000	4
I 社	63	30.5	3.700	1.700	5 (最大値)
K 社	65	25.8	3.670	1.760	4
M 社	72	27.0	3.830	1.845	4
M 社	62	26.5	3.830	1.740	4

注) 本値は各メーカーの一般的なトラクター（62~75Ps）について開取り調査を行った値である。

5.3.6 群集荷重

群集荷重は歩道等について考慮し、適切な値を使用しなければならない。

大型車の入らない耕作道については、3 kN/m²、公道の歩道（路面等で大型自動車が入る場合を含む）は、5 kN/m²を標準とする。ただし、自動車荷重と群集荷重は同時に作用しないものとする。

5.3.7 地震荷重

長大な盛土を有する水路や液状化・流動化の検討を必要とする水路等の、特に重要な構造物の設計に当たっては地震荷重を考慮する。

一般的に水路の設計では市街地等の路線は少ないため、地震被害がほかに及ぼす影響は小さいと予想されるので、耐震性の検討を省略することが多い。

しかし、水路の重要性や規模等により、必要と判断される場合には耐震設計の検討を行うものとする。耐震設計の詳細については、「土地改良事業設計指針 耐震設計」(H27 農林水産省農村振興局)による。

5.3.8 雪荷重

雪荷重は実情に応じて適切な値を定めるものとする。

雪荷重の適切な値は下記により求める。

(1) 道路上（盛土上を含む）で雪の上を車輛が通行する場合

規定の載荷重の他に雪荷重として 1.0 kN/m²（圧縮された雪で約 15cm厚）を考慮するものとする。

(2) 雪だけが荷重としてかかる場合

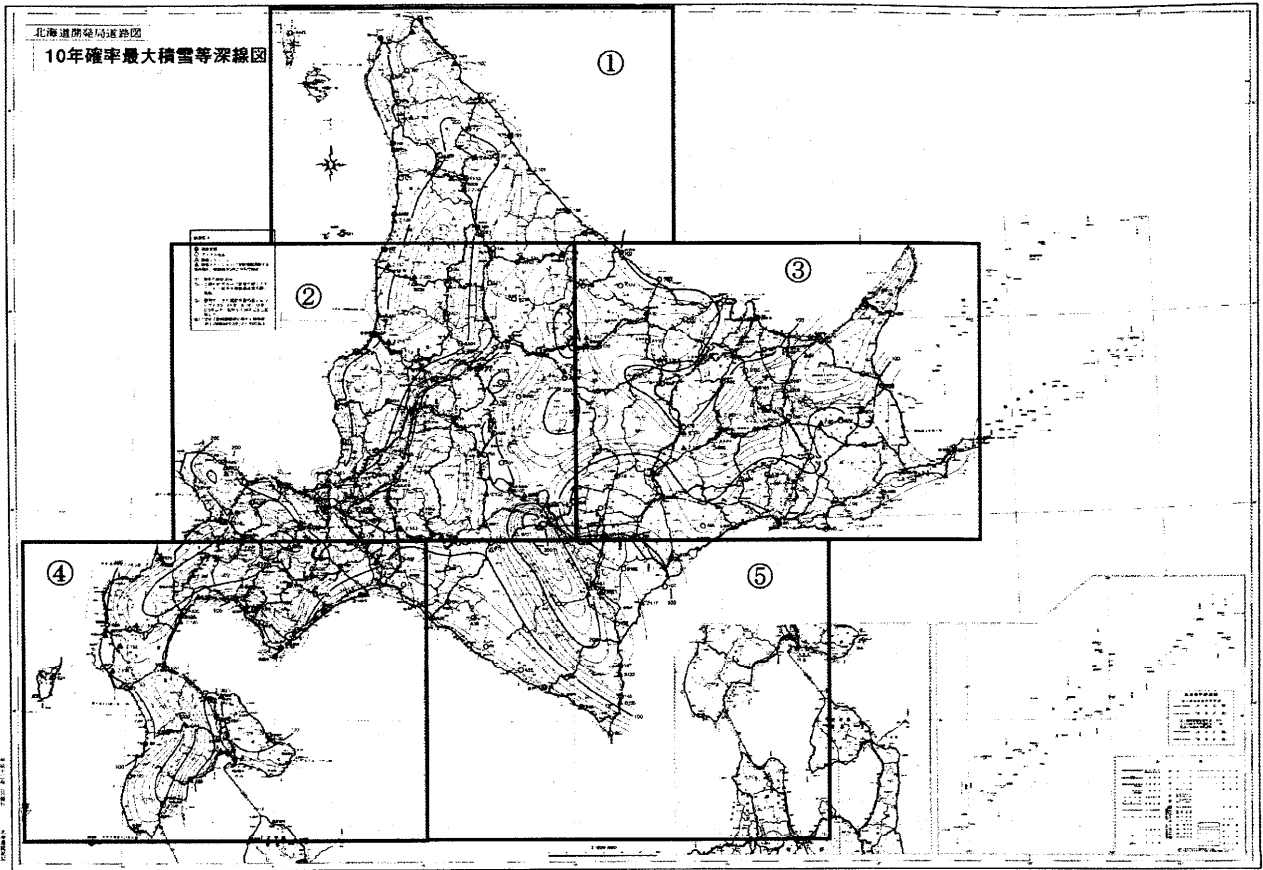
雪荷重は、式 (5.3.6) より算出するものとする。

$$q_s = \gamma_s \cdot h_s \cdots \cdots \cdots (5.3.6)$$

- q_s : 雪荷重 (kN/m²)
- γ_s : 雪の単位体積重量 (kN/m³)
- h_s : 設計積雪深 (m)

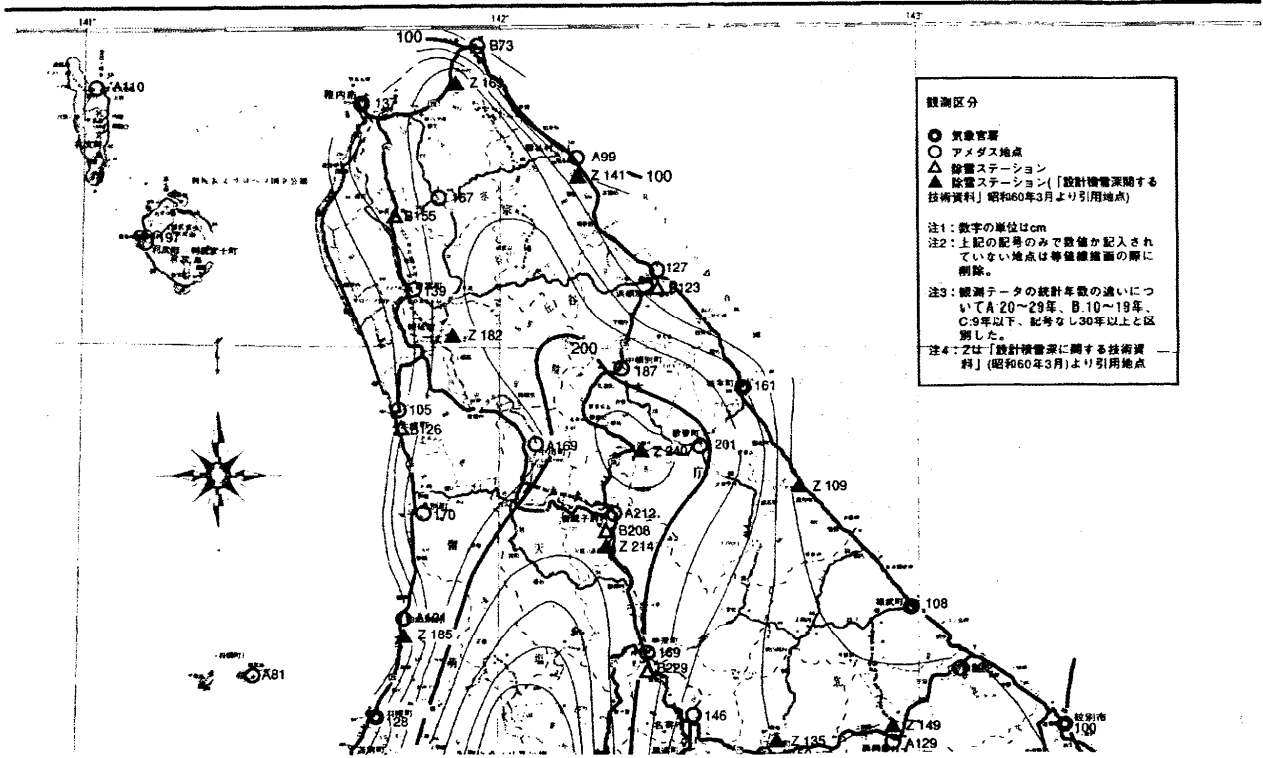
- ① 雪の単位体積重量は 3.5 kN/m³を用いてもよい。
- ② 設計積雪深は、通常の場合には設置地点における 10 年確率最大積雪深線図※ (図-5.3.5) を参考にするものとする。

※寒地土木研究所【寒地道路研究グループ】



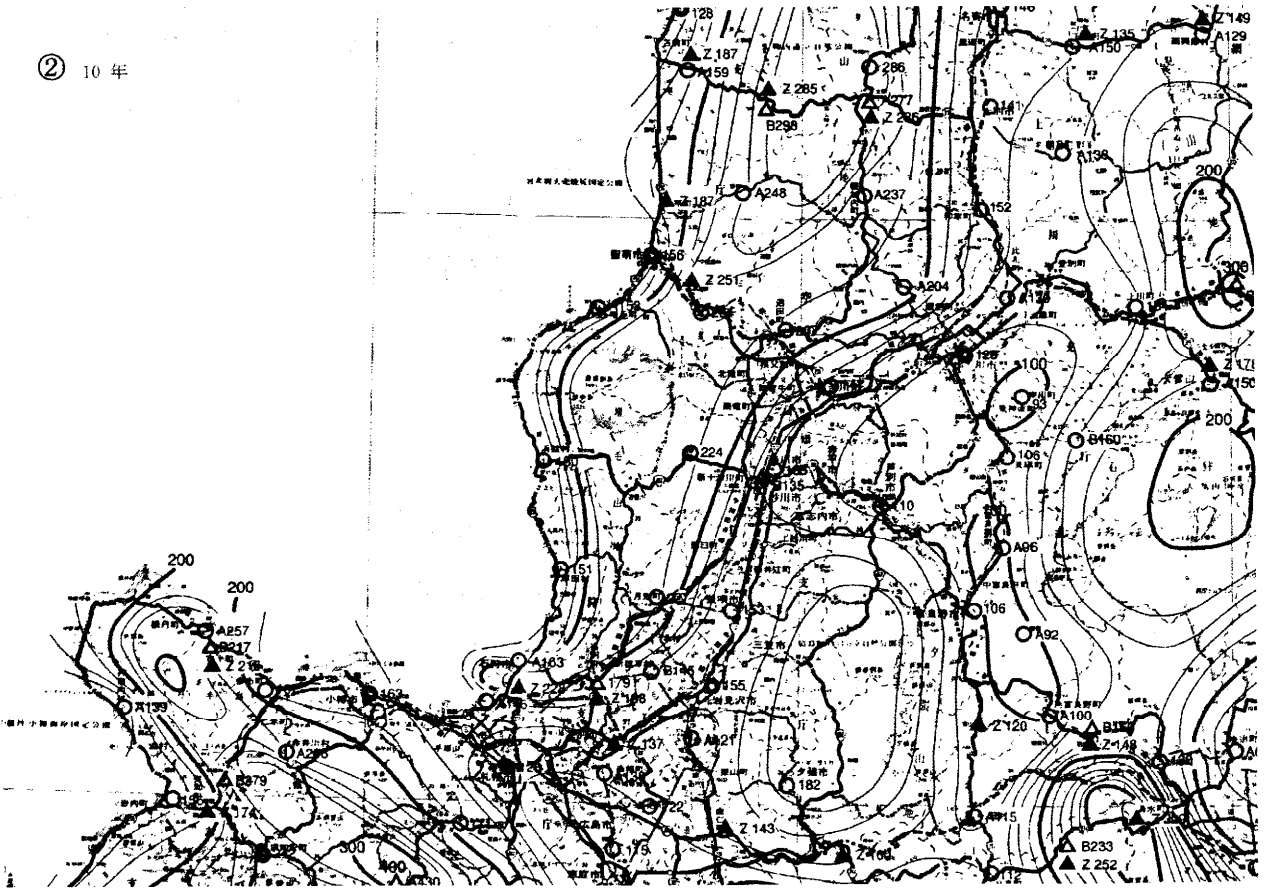
【10年確率最大積雪等深線図】(1)

① 10年



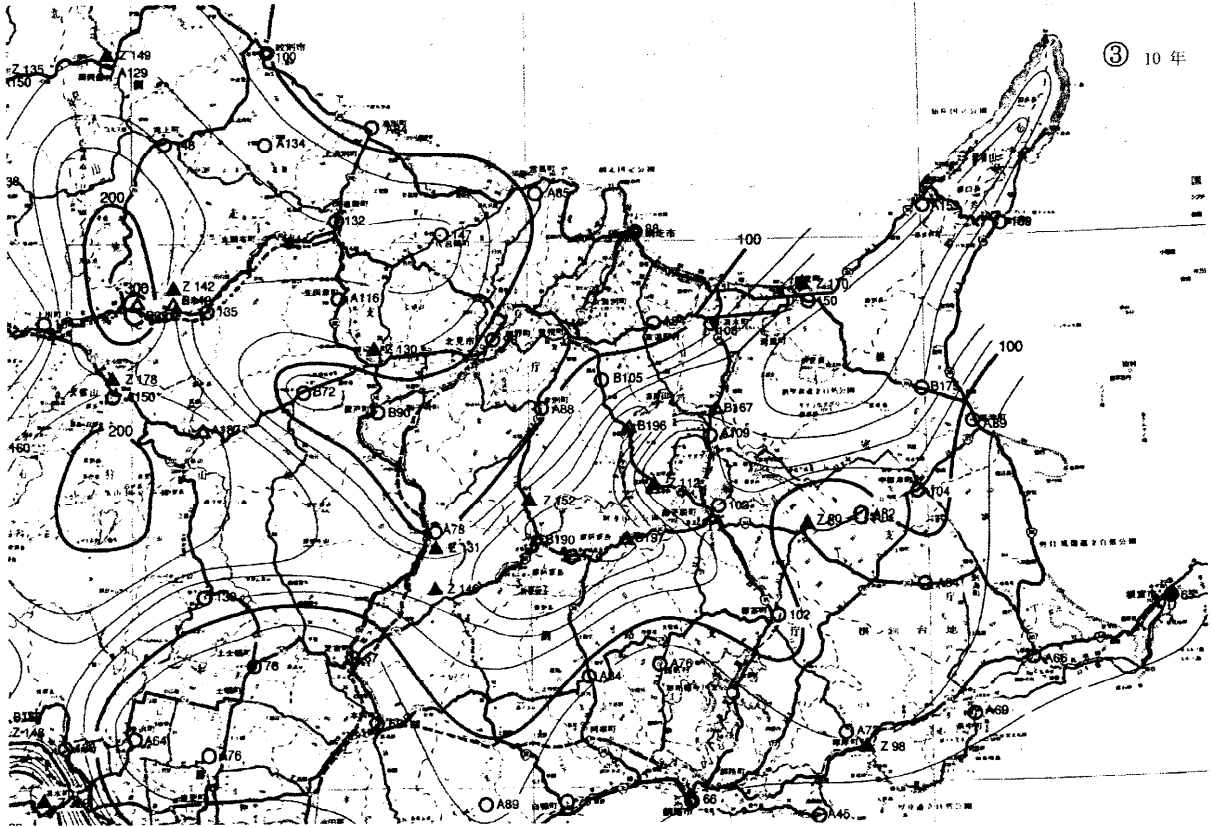
【10年確率最大積雪等深線図】(2)

② 10年



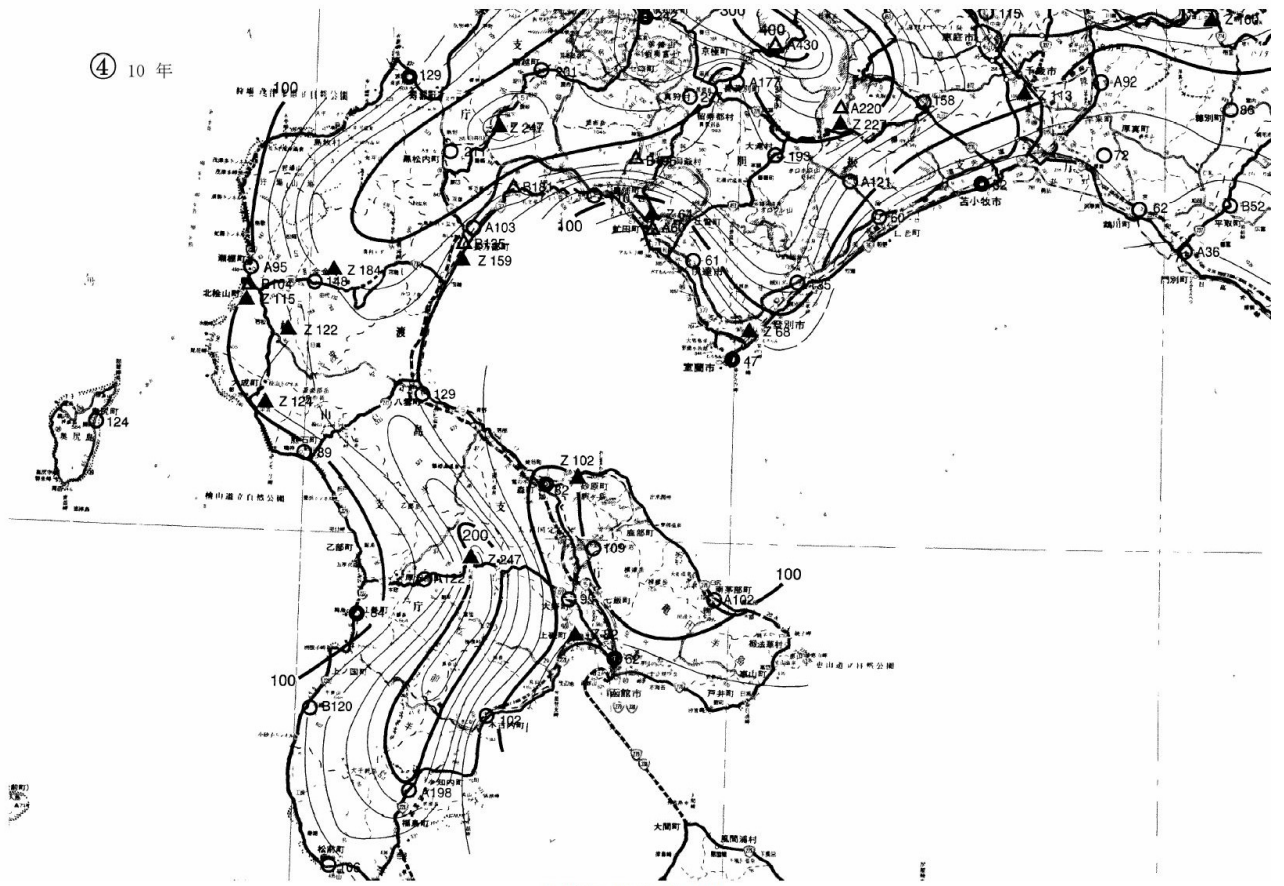
【10年降雪最大積雪等深線圖】(3)

③ 10年



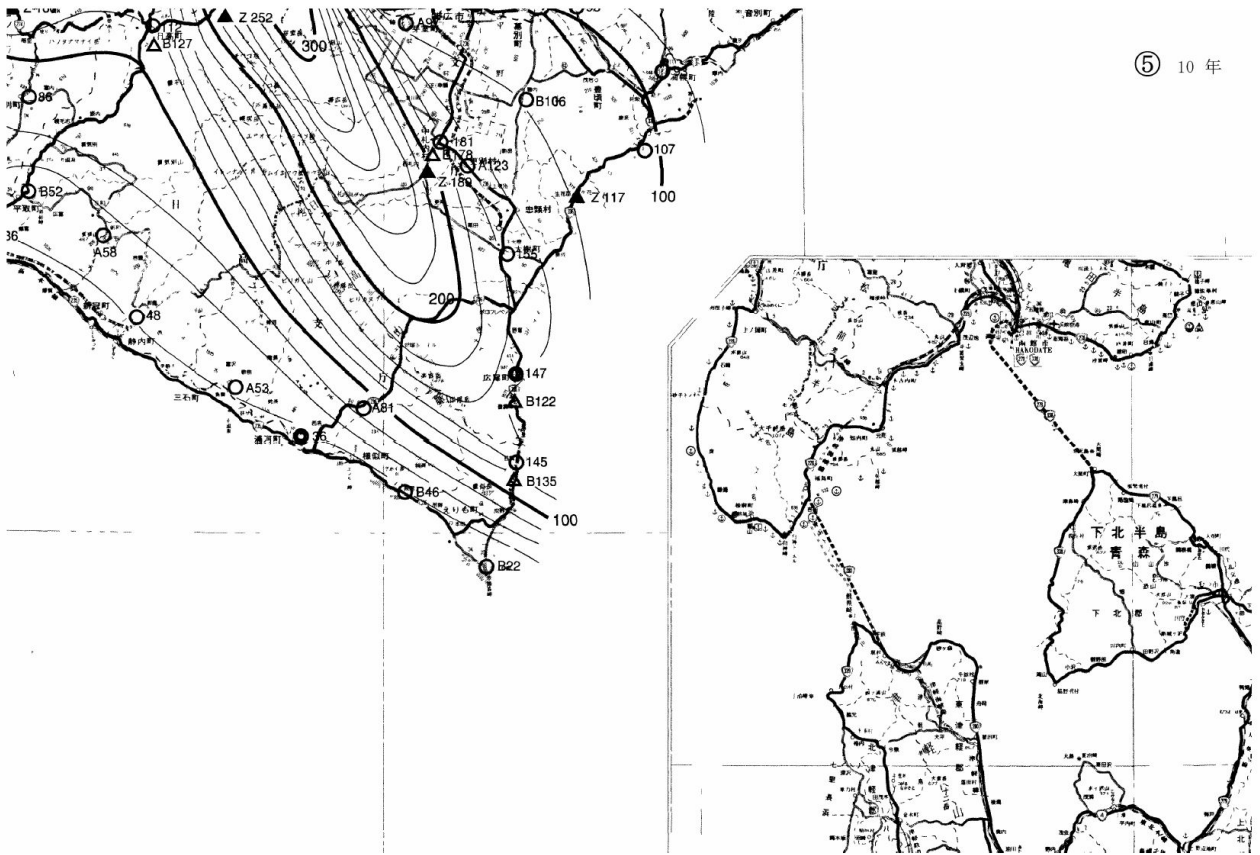
【10年降雪最大積雪等深線圖】(4)

④ 10年



【10年確率最大積雪等深線図】(5)

⑤ 10年



【10年確率最大積雪等深線図】(6)

図-5.3.5 10年確率最大積雪深線図 (単位: cm)

5.3.9 その他の荷重

その他の荷重として凍上力・雪庇力、風荷重、軌道荷重及び施工時荷重等があるが、必要に応じて計上するものとする。

5.3.10 上載荷重

開水路壁背面の台形盛土、自動車荷重、群集荷重等は、開水路壁背面上の等分布荷重に換算して土圧を計算する。

それぞれの載荷重の換算はフリューリッヒの地盤応力の理論を応用し、モーメント換算により求める。

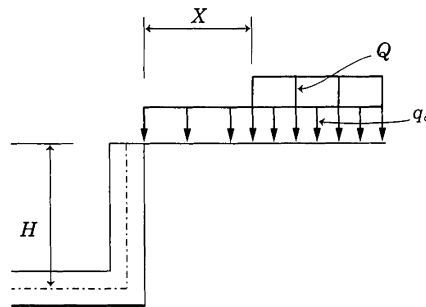


図-5.3.6 載荷重の換算

$$q_q = Q \cdot I_w \quad \dots\dots\dots (5.3.7)$$

$$I_w = \left[1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H} \right) \right] \quad \dots\dots\dots (5.3.8)$$

- q_q : 換算後の等分布荷重 (kN/m²)
- Q : 各種荷重の載荷位置における等分布荷重 (kN/m²)
- X : 壁背面からの載荷位置 (m)
- H : 壁高+底版厚/2 (m)
- I_w : 等分布荷重換算係数 (式 5.3.8)

(1) 台形盛土荷重の等分布載荷重換算 (図-5.3.7)

壁背面の台形盛土による水平荷重は、換算等分布荷重として式 (5.3.9) により求める。

$$q_w = \gamma \cdot H_0 \cdot I_w \quad \dots\dots\dots (5.3.9)$$

- q_w : 盛土荷重の換算等分布荷重 (kN/m²)
- γ : 盛土の単位体積重量 (kN/m³)
- H_0 : 盛土高 (m)
- X : 仮想距離 ($X = X_1 + \frac{1}{2} X_2$) (m)
- H : 壁高+底版厚/2 (m)
- I_w : 等分布荷重換算係数 (式 5.3.8)

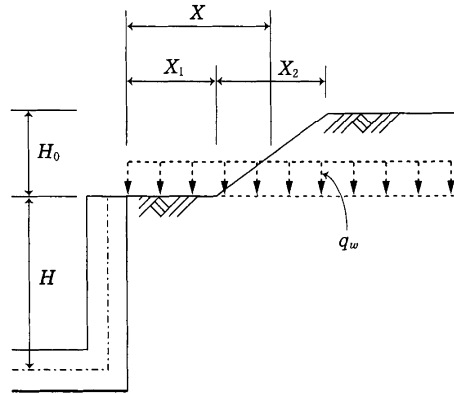


図-5.3.7 台形盛土荷重の換算

(2) 畦畔荷重の等分布荷重換算 (図-5.3.8)

盛土上の畦畔による水平荷重は、換算等分布荷重として式 (5.3.10) により求める。なお、畦畔荷重の算定にあつては、畦畔高を盛土高に加え、盛土荷重として算定してもよい。

$$q_\ell = \gamma \cdot H'_0 \cdot I_w \dots\dots\dots (5.3.10)$$

- q_ℓ : 畦畔荷重の換算等分布荷重 (kN/m²)
- γ : 畦畔の単位体積重量 (kN/m³)
- H'_0 : 畦畔高 (0.4mを標準とする)
- X : 仮想距離 ($X = X_1 + X_2 + \frac{1}{2} X_3$) (m)
- H : 壁高+底版厚/2 (m)
- I_w : 等分布荷重換算係数 (式 5.3.8)

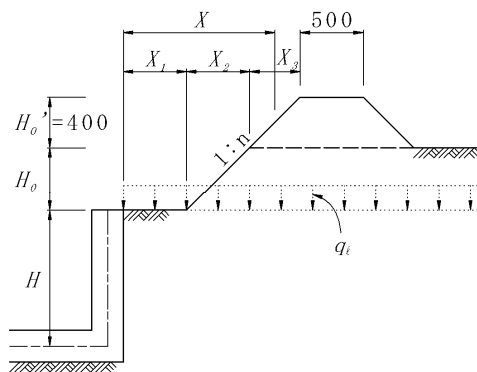


図-5.3.8 畦畔荷重の換算

(3) 壁背面に作用する自動車荷重 (図-5.3.9)

壁面に作用する自動車荷重 (輪荷重) は、車道幅員にT荷重を車両占有面積で除した等分布荷重を載荷して、等分布荷重換算係数、式 (5.3.11) により、換算等分布荷重に換算して土圧を計算する。

$$q_Q = Q \cdot I_W \dots\dots\dots (5.3.11)$$

ただし、 $X \geq (H + H_0)$ の時は $q_Q = 0$ とする。

q_Q : 換算等分布荷重 (kN/m²)

Q : T 荷重/車両占有面積 (kN/m²)

X : 壁背面からの荷重の作用する位置までの距離 (m)

I_W : 等分布荷重換算係数 (式 5.3.8)

表-5.3.8 自動車荷重

荷重	Q (kN/m ²)
T-25	10
T-14	7
T-10	5

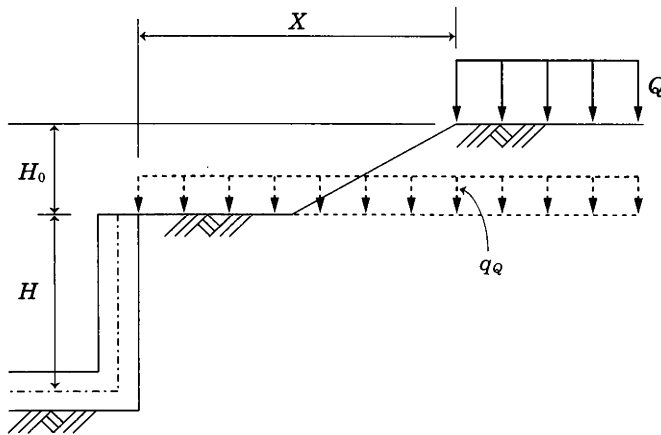


図-5.3.9 自動車荷重の換算

(4) 壁背面に作用するその他荷重

壁背面に作用する群集荷重、雪荷重及びその他の荷重は、式 (5.3.11) により Q を該当する荷重に置換えて計算する。

5.4 基礎の検討

基礎地盤が軟弱な場合には、地盤の沈下、変形及び破壊について検討し、水路に悪影響を及ぼすと判断されるときには適切な対策工法を講じるものとする。

5.4.1 検討の基本方針

軟弱地盤上に水路を設計する場合は、最初に上載荷重による接地圧を軽減させる方法を検討し、その後条件に応じて地盤処理工法や基礎工法を検討する。

地盤が軟弱であるかどうかは、土質分類、自然含水比、一軸圧縮強度、標準貫入試験等の結果から**表-5.4.1** **表-5.4.2** 等により概略判断する。通常、軟弱といわれる地盤は、密度の低い砂質土層、含水比の高い粘土層・シルト層、間隙の大きい有機質土層等であり、用排水路設計の目安として**表-5.4.3**を用いることができる。軟弱地盤のうち、上載荷重によって長期間にわたり徐々に圧密沈下を起こす地盤は、粘土、シルト及び有機質土であり、地震時に液状化しやすい地盤は密度の低い砂質土である。

(1) 沈下

沈下には、上載荷重による地盤の圧密現象に起因する場合のほか、地下水の汲上げや有機物の分解作用等による場合もある。沈下に対しては、できるだけこれらを抑制し、円滑に対応できる水路構造とすることが望ましい。縦断方向については、地盤の土質や層厚が変化するので、水路に支障を及ぼすような不同沈下が生じないように設計することが重要である。特に軟弱地盤とそうでない地盤の境界付近に注意する。

設計にあたって検討すべき主な沈下は次のとおりである。

- ① 圧密沈下 : 圧密現象によって生じる沈下
- ② 不同沈下（不等沈下） : 関連する領域での沈下量が一様でない場合の沈下
- ③ 即時沈下 : 地盤に荷重が作用した時、時間的な遅れがなく生じる沈下

(2) 液状化

地震による地盤の液状化は、地下水面以下の緩い砂質地盤に生ずる可能性がある。従って、液状化の可能性やその防止対策法を検討することを原則とする。また、液状化の可能性がある場合には、水路の規模や重要性、破壊損傷した場合の復旧工事費や社会的影響等も考慮し、対策工を行うか否かを決定する。詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 **7.11.4**」による。

表-5.4.1 細粒土の自然含水比による区分

自然含水比 (%)	一軸圧縮強さ (kN/m ²)	適用土	盛土の安定及び沈下
40 以下	60 以上	深い位置にある圧密の進んだ沖積粘土、乾いた表土、洪積粘土（火山灰土を除く）	沈下、安定について、ほとんど問題ない。
40~70	60~40	一般の沖積粘土	沈下について検討をする。盛土が高くなると安定性が問題となる。
70~100	40 以下	比較的浅い位置にある沖積粘土（有機物を混入している場合が多い）	沈下対策が問題となる。安定についても注意を要する。
100~300	40 以下	有機物の多い沖積粘土	安全対策には十分な検討必要、全沈下量、残留沈下量とも大きい。
300 以上	30 以下	有機質土	安全対策には十分な検討必要、全沈下量、残留沈下量とも極めて大きい。

表-5.4.2 基礎地盤の許容支持力

地 盤		許容支持力度 (kN/m ²)	備 考	
			N値	※ <i>qu</i> (kN/m ²)
岩	石	1000	100 以上	—
砂	盤	500	50 以上	—
土	丹 盤	300	30 以上	—
礫	密実なもの	600	—	—
	密実でないもの	300	—	—
砂質	密なもの	300	30~50	—
	中位なもの	{ 200 100	{ 20~30 10~20	—
	ゆるいもの	50	5~10	—
	非常にゆるいもの	0	5 以下	—
粘土質	非常に堅いもの	200	15~30	250 以上
	堅いもの	100	8~15	100~250
	中位のもの	50	4~8	50~100
	柔らかいもの	20	2~4	25~50
	非常に柔らかいもの	0	0~2	25 以下
関東ローム	堅いもの	150	5 以上	150 以上
	やや堅いもの	100	3~5	100~150
	柔らかいもの	50	3 以下	100 以下

※一軸圧縮強さ

表-5.4.3 軟弱地盤の判定の目安（用排水路の設計）

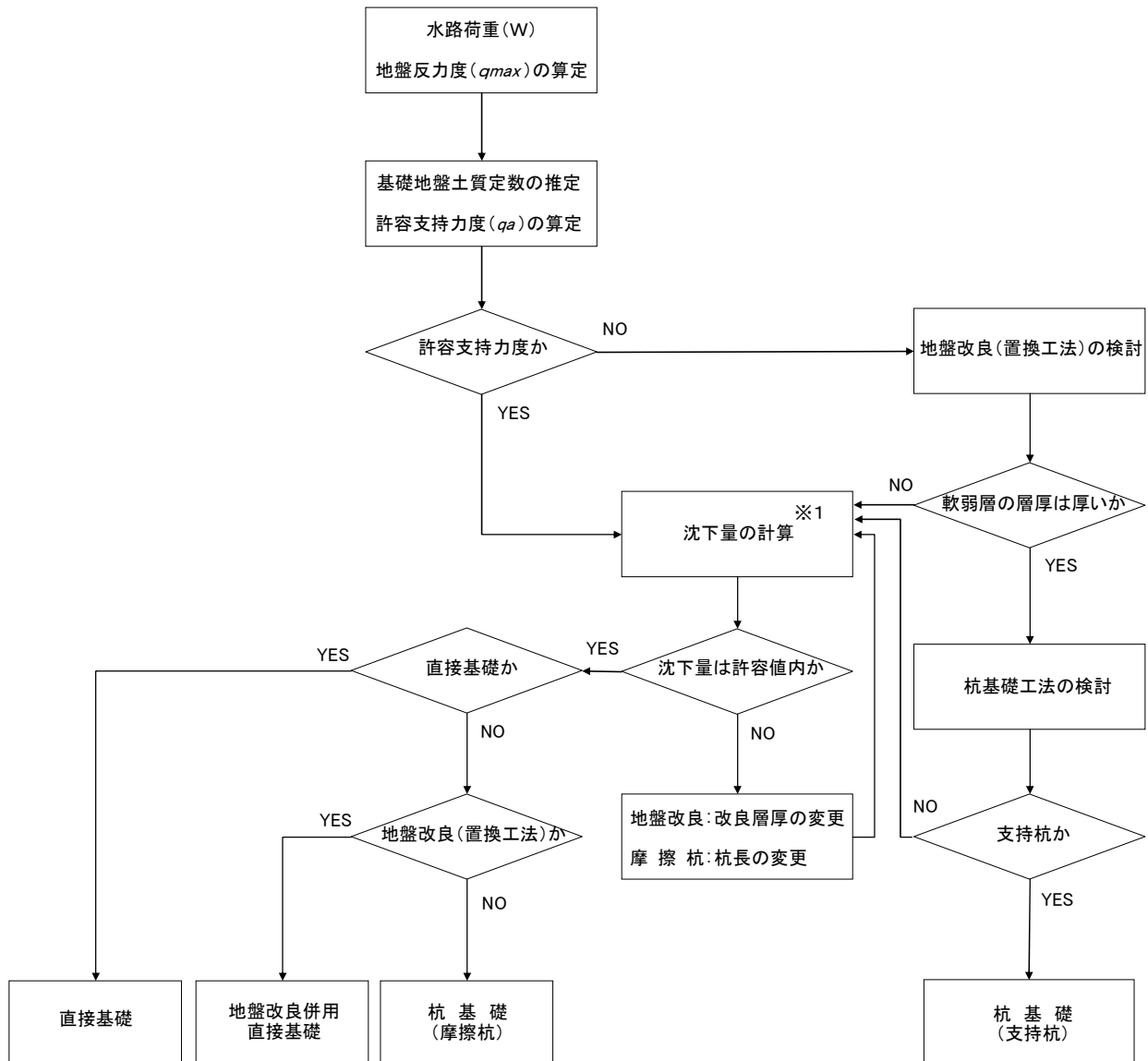
土 質	標準貫入試験 <i>N</i>	自然含水比 (%)	判 定
粘 性 土	4 以上	40 以下	沈下、安定についてほとんど問題ない。
	2~4	40~100 程度	沈下について検討を要する。 安定についても盛土が高くなる場合は問題となる。
	0~2	100 以上	沈下、安定に対し十分な検討が必要。
有機質土	—	100 以上	沈下、安定に対し十分な検討が必要。
砂 質 土 [※]	10 以上	—	沈下、安定についてほとんど問題ない。
	5~10	—	沈下、安定について検討を要する。

※地震時の液状化の可能性については、別途検討する必要がある。

5.4.2 基礎形式の選定

開水路や暗渠（サイホンを含む）の基礎形式は直接基礎を原則とするが、支持力が不足する地盤や軟弱地盤等の特殊条件下においては、圧密沈下や不同沈下等も考慮して地盤改良や基礎杭の検討を行い、経済比較を含めて最適な基礎工法を選定する。

一般的な基礎形式の選定手順は図-5.4.1 に示すとおりである。



※1 沈下量の計算の要否は表-5.4.3による。

計算例：軟弱地盤で盛土等の増加荷重がある場合、または地下水位低下の可能性がある場合。

沈下量の計算にあたっては、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.6.2」、「現場技術者のための設計のチェックポイント（案）—水路工・パイプライン編—7.5.5」による。また、摩擦杭の杭頭沈下量の計算は、「土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計 ポンプ場 15.3.4(3)④」による。

図-5.4.1 水路の基礎形式選定フローチャート

5.4.3 直接基礎工法の検討

水路の直接基礎は、良質な支持層上に設け、鉛直荷重は直接基礎底面下の基礎地盤のみで支持させることを原則とする。

直接基礎工法は、基礎地盤の支持力と沈下に対して安全でなければならない。

(1) 支持力の検討

基礎地盤の支持力は、次により検討する。

$$q_{\max} \leq q_a$$

q_{\max} : 最大地盤反力度 (kN/m²)
 q_a : 許容支持力度 (kN/m²)

基礎地盤の許容支持力は、一般にはテルツァギーの修正支持力公式または基礎地盤の種類によって経験的に決められている許容支持力度等を参考にする。

最大地盤反力度は、浮上または揚圧力を考慮しない状態として計算する。また、基礎地盤にかかる全荷重の合力が偏心している場合は、偏心を考慮した地盤反力度とする。

詳細については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.3.2」による。

① 許容支持力算定式

基礎地盤の長期許容支持力度は、式 (5.4.1) により求める。

a テルツァギー (Terzaghi) の修正支持力公式

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$q_a = \frac{1}{n} q_u \dots \dots \dots (5.4.1)$$

- q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)
- n : 安全率 (常時は $n=3$ 、レベル1地震時は $n=1.5$ とする)
- q_a : 長期許容支持力度 (kN/m²)
- C : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²)
- γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
地下水位下にある場合は、水中単位体積重量をとる。
- γ_2 : 基礎荷重面により上方にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)
地下水位下にある場合は、水中単位体積重量をとる。

α 、 β : 形状係数 (表-5.4.4)

N_c 、 N_r 、 N_q : 支持力係数 (内部摩擦角 ϕ の関数である。表-5.4.5 または図-5.4.3 参照)

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)
隣接地で掘削が行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しなければならない。

i_c 、 i_r 、 i_q : 式 (5.4.2)、式 (5.4.3) に示す荷重傾斜に対する補正係数

B : 基礎幅 (m)

短辺幅、荷重の偏心がある場合は、式 (5.4.4) に示す有効幅 B_e を用いる。円形の場合は直径とする。

η : 式 (5.4.6) に示す基礎の寸法による補正係数で、常時は $\eta = 1.0$ としてよい。

表-5.4.4 形状係数

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.2	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2
β	0.5	0.3	$0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$	0.3

B : 長方形の短辺長さ L : 長方形の長辺長さ

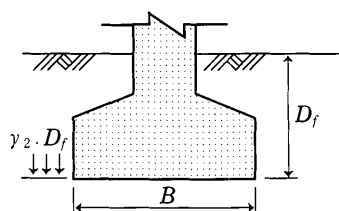


図-5.4.2 基礎の根入れ

表-5.4.5 支持力係数

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	11.0	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22.0
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40° 以上	75.3	64.2	93.7

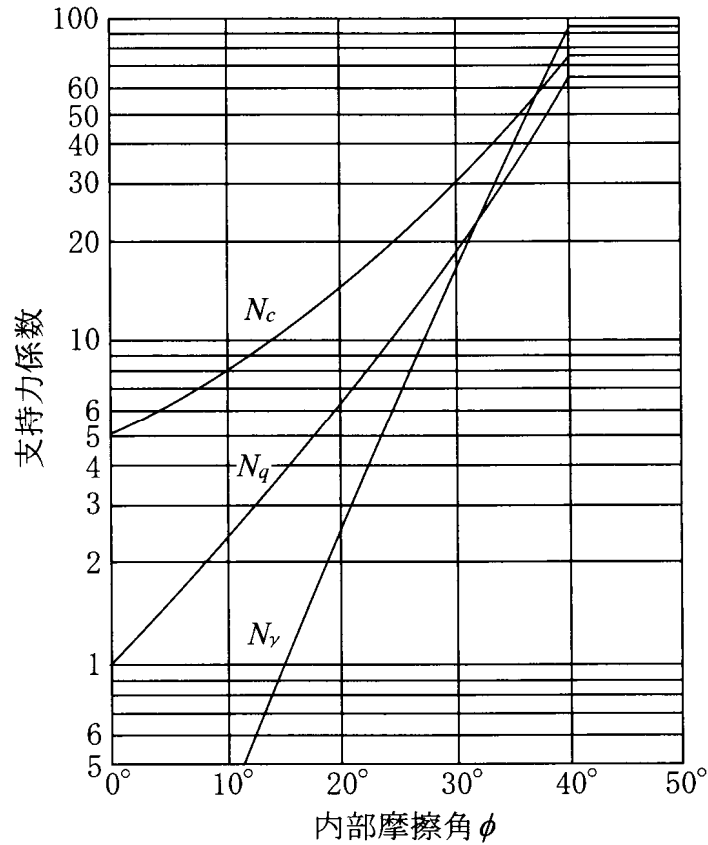


図-5.4.3 支持力係数

b 荷重の傾斜・偏心に対する補正

荷重に傾斜・偏心があると、一般的に地盤の支持力は減少する。基礎底面に鉛直荷重(V)と水平荷重(H)が同時に作用する場合、荷重の合力は $\theta = \tan^{-1} H/V$ だけ傾斜することとなる。この場合は、鉛直成分の最大接地圧が、傾斜しているときの許容支持力度以内になるように設計する必要がある。

基礎荷重が傾斜を有する場合は、近似的に式(5.4.2)及び式(5.4.3)に示す補正係数を乗じて、許容支持力度を求める。

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 \dots \dots \dots (5.4.2)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 \quad (\text{ただし、}\theta > \phi \text{ の場合には } i_\gamma = 0 \dots \dots \dots (5.4.3)$$

- ここに、 ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
 θ : 荷重の傾斜角 (度)
 $\tan \theta = H / V$ かつ $\tan \theta \leq \mu$ (基礎底面の摩擦係数)
 H : 水平荷重 (kN)
 V : 鉛直荷重 (kN)

荷重が基礎底面の図心から偏心している場合は、有効載荷幅の B_e の考え方、すなわち偏心量(e)

で基礎幅を低減するとして説明する方法と、偏心荷重と釣り合う台形又は三角形荷重の接地圧分布を考え、基礎底面の最大接地圧が偏心のない場合の許容応力度以内に収まるように設計する方法がある。地盤の許容支持力度の算定は、前者の方法によることを標準とする(基礎底版の構造設計は後者による方法とする。)

$$B_e = B - 2e \dots \dots \dots (5.4.4)$$

- ここに、 B : 基礎幅 (m)
- B_e : 基礎の有効載荷幅 (m)
- e : 偏心量 ($= M / V$) (m)
- M : 荷重による基礎図心位置におけるモーメント (kN・m)

さらに荷重が二方向に偏心する場合には、二軸偏心の有効接地面積 (A_e) を考慮する必要がある。ただし、実用的には次に示すような近似の長方形の面積を用いてもよい。

$$\left. \begin{aligned} B_e &= B - 2e_x, L_e = L - 2e_y \\ R_a &= \vec{A}_e \cdot \vec{q}_a \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5.4.5)$$

- ここに、 B 、 L : 短辺方向及び長辺方向の基礎幅 (m)
- B_e 、 L_e : 短辺方向及び長辺方向の基礎の有効載荷幅 (m)
- e_x 、 e_y : 短辺方向及び長辺方向の偏心量 (m)
- A_e : 基礎の有効載荷面積 (m²)
- R_a : 直接基礎の許容鉛直支持力 (kN)

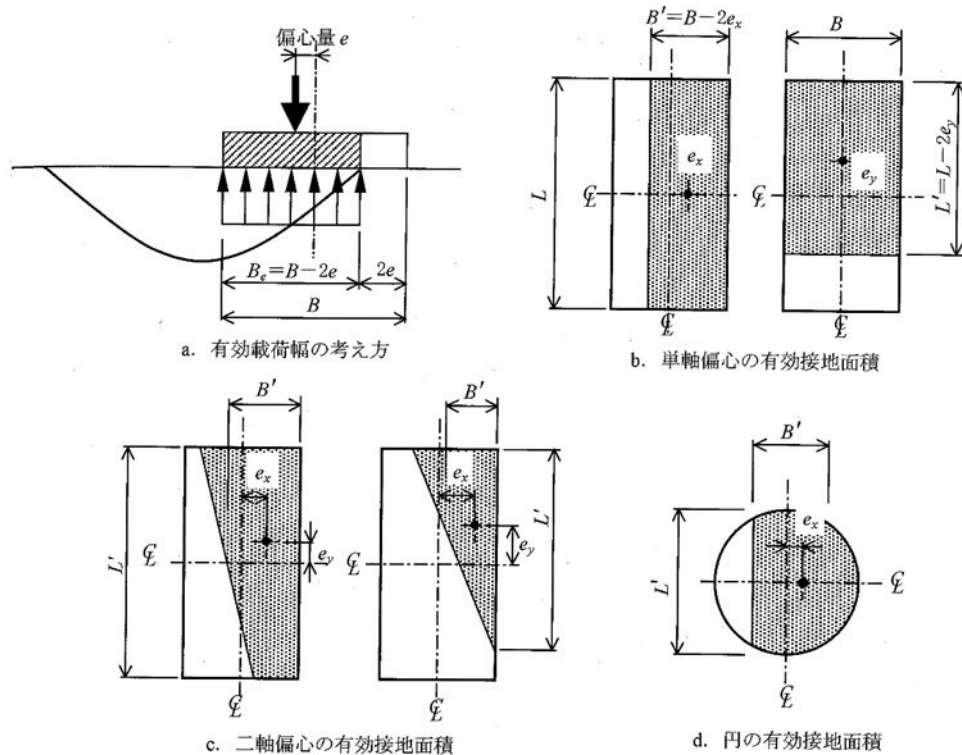


図 5.4.4 荷重に偏心のある場合の有効幅 (B_e)、有効載荷幅 (A_e)

c 基礎の寸法による補正

砂地盤の N_γ には基礎幅が大きくなると支持力係数が低下する性質がある。このため、傾斜・偏心を伴わない荷重条件に対して、地震時の検討を行う場合には、基礎の寸法効果を考慮する。

補正係数 η は式(5.4.6)により算定する。

$$\eta = \left(\frac{B}{B_0} \right)^{-1/3} \dots\dots\dots (5.4.6)$$

ここに、 B : 基礎幅 (m)
 B_0 : 基礎の基準幅で 1m とする

② 経験的による許容支持力度

基礎地盤の種類によって経験的に決められている許容支持力度を参照する。(表-5.4.2 参照)

(2) 沈下の検討

水路の沈下は、基礎地盤下に圧密沈下を生じる軟弱粘土層がある場合に検討することが多い。(表-5.4.3 参考)

沈下量の許容値^{※1}は、水路の余裕高や機能性を考慮して適時設定するのがよい。不同沈下は原則として許容しないので、部分的に軟弱層があったり、支持層が傾斜して不同沈下が懸念される場合は、良質土による置換等の対策が必要となる。また、載荷直後に生ずる即時沈下量が水路通水条件その他に有害となる場合は、上げ越し量を見込むか適切な基礎処理を検討しなければならない。

沈下量の算定は「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.6.2」、その他^{※2}を参照して行う。

※1 「現場技術者のための設計のチェックポイント (案) -水路工・パイプライン編-4.2.2」

※2 「現場技術者のための設計のチェックポイント (案) -水路工・パイプライン編-7.5.5」

5.4.4 地盤改良工法の検討

地盤改良工法は、基礎の変形、すべり破壊、沈下及び流動等の防止または軽減を目的としたものに分けられる。地盤改良工法はそれぞれの目的によって効果が異なるので、採用に当たっては、水路の構造や現場条件及び重要性等を十分検討の上、決定しなければならない。

水路の地盤改良工法には、表-5.4.6のような工法があり、参考として示す。

表-5.4.6 地盤改良工法の概略選定表（参考）

地盤改良工法			置換工法	表層混合処理工法	プレロード工法 (H21.3改正)	バッチカルドレーン工法	SCP工法	生石灰パイル工法	
									選定条件
地盤条件	土質及び層厚	砂質土	10m以下	△	○	○	-	○	×
			10m以上	×	×	○	-	○	×
		粘性土	10m以下	○	○	○	△	△	○
			10m以上	×	×	△	△	△	○
		腐植土	3m以下	○	○	○	×	×	△
			3m以上	×	×	○	△	△	△
	中間層	透水層がある		-	-	○	-	-	×
		不透水層がある		-	-	△	○	○	○
		硬い層がある		-	-	○	×	△	×
	支持層	透水層とみなせる		△	-	○	-	-	×
		不透水層とみなせる		○	-	△	○	○	△
	堤防への影響（不同沈下等）			○	△	○	△	△	△
施工条件	施工深度	3m以下		○	○	-	×	×	△
		3～10m		×	×	-	○	△	○
		10～20m		×	×	-	○	○	○
		20～30m		×	×	-	△	△	△
		30m以上		×	×	-	△	△	△
	施工工期	十分長い		○	○	○	△	△	△
		ある程度長い		○	○	△	○	○	△
		短い		○	○	△	△	△	○
	施工実績が多い		○	△	○	○	△	△	
作業空間が狭い		○	○	△	△	△	△		
トラフィカビリティが悪い		○	○	○	△	△	△		
環境条件	低振動・低騒音		○	○	○	△	×	△	
	地下水に対する影響		○	○	○	○	△	△	
	隣接構造物に対する影響		○	○	△	△	×	○	
	周辺地盤の変形抑制		○	○	△	△	△	○	
工法の効果	沈下促進		-	-	○	○	○	-	
	沈下抑制		○	○	-	-	-	○	
	強度増加		○	○	○	○	○	○	
	盛土の安定		○	○	○	△	○	○	
	側方流動抑制		○	○	△	△	△	○	
	液状化抑制		○	○	△	△	○	△	
	透水性低減		△	○	-	×	×	△	
経済性			○	○	○	○	△	△	

○：適合する、△：検討を要する、×：不適合となる場合がある、-：該当しない

注) SCP工法：サンドコンパクションパイル工法

軟弱層が地表近くにあつて厚さが薄い場合には、それを除去して良質材料で置換える置換工法や安定処理土を形成する表層混合処理工法が一般に用いられる。

地盤改良の範囲は、荷重の分散角度を $\theta = 30 \sim 45^\circ$ 、改良深さを $h = 2 \sim 3\text{m}$ 程度以下とする例が多いが、本指針では分散角度を $\theta = 30^\circ$ 、改良深さの最大は $h = 2.0\text{m}$ とする。支持力と沈下の検討は地盤改良の厚さだけ構造物基礎の根入れが深くなった（**図-5.4.5**では D_f' ）として、直接基礎と同様の方法で行う。

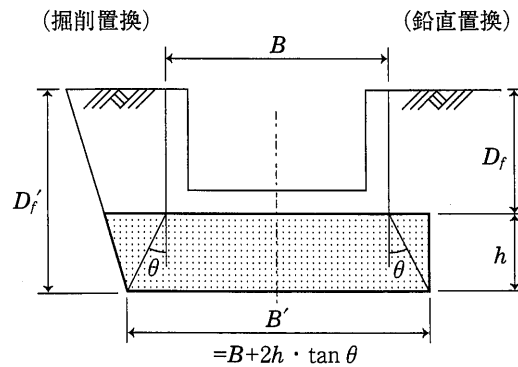


図-5.4.5 地盤改良の範囲

※（鉛直置換）は表層混合処理工法を示す。

(1) 置換工法

置換工法の置換部は、下層が軟弱地盤であったり、あるいは地下水のために十分に締固めができない場合が多いので、施工性について十分検討する必要がある。

置換材料として望ましい土の条件は次のとおりである。

- ① 粒度分布が良い
- ② 細粒分（ $75\mu\text{m}$ 以下）が土質材料の15%以上
- ③ シルト分のあまり多くない土
シルト分が多いと降雨等による含水比の増加でせん断抵抗が低下しやすい。
- ④ 細粒分（ $75\mu\text{m}$ 以下）のあまり多くない土
細粒分が50%以上のものは、乾燥時にクラックが入る危険性が指摘されている。

(2) 表層混合処理工法

表層混合処理工法には、セメント系及び石灰系の改良材が用いられることが多い。支持力に関しては改良地盤も併せて基礎地盤が見かけ上2層系地盤として扱うことができること等から、改良目標強度は、一軸圧縮強度 $q_u = 200 \sim 500 \text{ kN/m}^2$ であることが多い。

施工方法は、大きく次の3工法に代表される。

- ① オーガーによる攪拌式（フロート式、泥上覆帯式）
- ② スタビライザー系の攪拌式（車輪式、覆帯式、泥上覆帯式）
- ③ 路上混合式（バックホー等による）

5.4.5 杭基礎工法の検討

杭基礎は、杭に作用する反力に対し、十分安全であるとともに、施工、環境条件にも適合する必要がある。なお、液状化の可能性が広範囲にわたる場合、路線選定の再検討を行う。

水路の杭基礎に伴う躯体の設計方法、杭種や杭頭処理の選定等は、次の留意事項を参考に行う。

(1) 杭基礎の基本的な考え方

① 杭頭に作用する反力の値

杭頭に作用する反力の値は、原則として安定計算により算定するものとするが、偏土圧の生じないフルーム、ボックスカルバート構造のような場合では、地震時を除き鉛直荷重のみの検討でよい。

② 杭の中心間隔

杭の中心間隔は、原則として杭径の2.5倍程度以上とし、4m程度を超える場合、杭径の10倍が4mを超える場合、または底版の剛性が小さい場合には、縦断方向の検討が必要になる。

なお、杭の中心間隔について、大型のプレキャストコンクリート水路では、1ブロックの長さにも配慮する必要がある（**図-5.4.6**参照）。

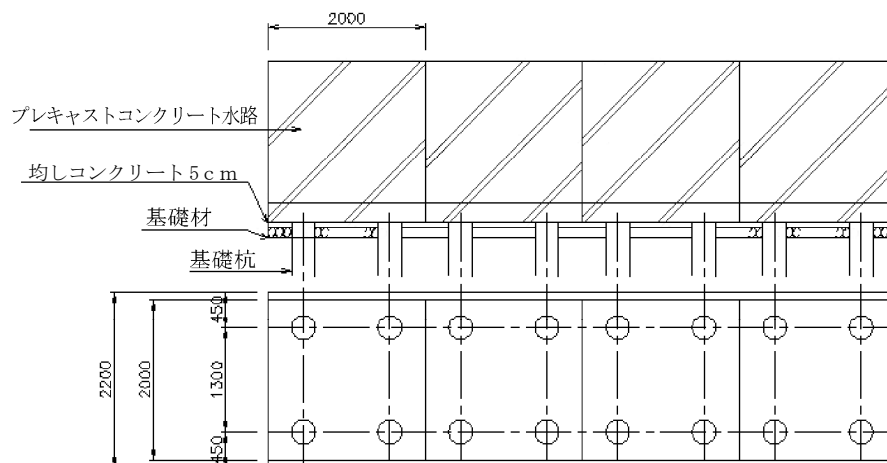


図-5.4.6 大型のプレキャストコンクリートフルーム（結合なしの場合）における杭の設置例

③ 杭の配置

杭配置によっては梁構造とした場合が経済的に有利となる場合もあることや、杭配置の可否についても検討する必要がある。

④ 部材設計と杭反力の形態

部材設計を行う場合の杭反力の形態は、原則として集中荷重として設計する。なお、プレキャストコンクリート水路で基礎コンクリートを設けて躯体を設計する場合は、等分布荷重により行う。また、梁構造とする基礎コンクリートを設計する場合は、杭頭部分を集中荷重として設計する。その際、基礎コンクリートの押し抜きせん断や、必要に応じてせん断力や曲げモーメントに対する検討を行う。

⑤ 杭頭処理

杭の設計は、構造物の種類、荷重の作用状態、施設の重要度や耐震設計の必要性等により、杭に作用する水平力、曲げモーメントまたは引き抜き力に応じて、杭種や杭頭処理工法を検討しなければならない。杭頭と躯体の結合方法は、次の基本的な考え方に基づいて適切に行う。

偏土圧の生じない一般的な開水路の杭頭処理について、梁構造とする必要のない場合は、杭を躯体に埋め込む必要のない結合なしを標準とする。

また、偏土圧の生じる側壁の高さが左右で異なる開水路等や一般の杭の暗きよでは、躯体の安定計算を行い合力の作用位置が底版のミドルサードに入る（引き抜き力の生じない）場合、また、杭の経済比較などから梁構造とする場合において、杭頭に曲げモーメント及び引き抜き力が作用しない場合は、ピン結合を標準とし、杭頭に水平力、曲げモーメント、引き抜き力等の生じる場合は剛結合を標準とする。（図-5.4.7、表-5.4.7 参照）。

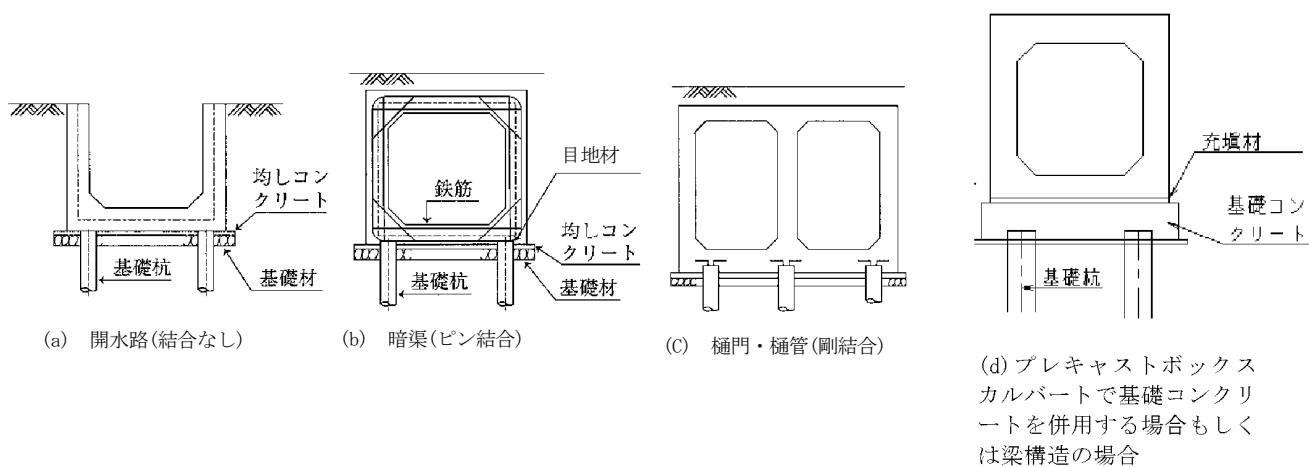


図-5.4.7 代表的な水路工種と杭頭処理

表-5.4.7 代表的な水路工種と杭頭処理

代表的な工種	杭頭処理	杭頭の状態	底版反力	杭計算	荷重
現場打ちフルーム	結合なし	底版に埋め込まない	負が生じない	ヒンジ	集中荷重
偏土圧が生じる	ピン結合	底版に 10cm 埋め込み	負が生じない	ヒンジ	集中荷重
現場打ち暗きよ	ピン結合	底版に 10cm 埋め込み	負が生じない	ヒンジ	集中荷重
樋門・樋管	剛結合	底版と鉄筋で結合	その都度考慮	剛結合	集中荷重
プレキャストコンクリートフルーム	結合なし	底版に埋め込まない	負が生じない	ヒンジ	集中荷重
プレキャストボックスカルバート	結合なし	底版に埋め込まない	負が生じない	ヒンジ	集中荷重
基礎コンクリートを施工(梁構造)	ピン結合	基礎コンクリートに 10cm 埋め込み	負が生じない	ヒンジ	集中荷重 ¹⁾

1) プレキャストコンクリートフルーム及びプレキャストボックスカルバートの梁構造の場合は、基礎コンクリートに作用する荷重であり、躯体に作用する荷重は、等分布荷重である。

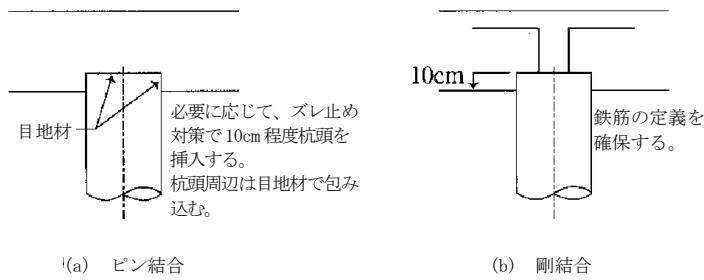


図-5.4.8 杭頭処理

杭基礎を必要とする地盤は軟弱な場合が多いので、杭と結合する底版は、杭反力による押し抜きせん断や負の摩擦による杭の抜けだし、不同沈下等に対して安全な設計を行う必要がある。

⑥ 杭の最小口径

現在最も小口径な既製 PHC パイルは $\phi 300$ であることから、特にプレキャストコンクリート製品については、1 製品にバランス良く配置しなければならない。なお、杭間隔の問題や均等に杭を配置できない場合などについては、梁構造にするなどの配慮が必要であり、他の工法(例えば、地盤改良)との経済比較を検討する必要がある。

⑦ プレキャストコンクリート製品を杭で支持させる際の留意事項

プレキャストコンクリート製品は、既製の製品であるため、現場打ちコンクリートのように杭頭を埋め込むことができない。このため、均しコンクリートの厚さを調節することにより、杭頭処理を行うなどの施工上の配慮が必要である。

⑧ 現場打ちで杭を剛結合させる際の留意事項

フルーム水路、ボックスカルバート暗きよで、杭に支持力以上の要素を負担させ 杭を剛結合させる必要がある場合は、底版部の鉄筋が杭と干渉しないように、配筋などを考慮しなければならない。

なお、フーチングの代わりに基礎コンクリートとして杭を剛結合させる手段もある。この場合、基礎コンクリートを梁構造とすることも可能であり、水路躯体部の底版に結合させるよりも、鉄筋干渉対策が容易になり、基礎コンクリートと躯体本体が分離することで、躯体の慣性力が杭に伝達されにくいことから、高い免震性を持つ構造とみなすことも可能である。

(2) 杭基礎の設計方法

① 現場打ち鉄筋コンクリートの開水路及び暗渠

a 地震荷重

耐震設計を必要とする水路構造物では、地震時土圧や水路構造物の慣性力を考慮した水平荷重による杭に作用する水平力や曲げモーメントを求め、杭種や杭頭処理方法を検討し、地震時以外の場合では常時のみの検討としてよい。耐震設計の詳細については、「土地改良設計指針耐震設計」(H27 農林水産省農村振興局)による。

b 躯体の安定照査

躯体の安定照査は、基礎コンクリートを設置する場合杭頭反力を等分布荷重として考慮してよい。

c 躯体の応力照査

開水路や暗渠の場合は杭反力を底版に作用する集中荷重として構造解析を行い、押し抜きせん断や必要に応じて垂直及び水平支圧応力の照査を行う。なお、摩擦杭となる場合では、等分布荷重による計算結果も考慮する必要がある。
剛結合の場合は、杭頭部を鉄筋コンクリート断面と仮定してコンクリート及び鉄筋の応力照査を行う。なお、杭頭部を底版に 10 cm埋め込む場合は、杭頭から更に 5 cmのかぶり（鉄筋中心から杭頭まで）を確保して部材設計（躯体の断面・配筋計画、応力照査）を行う。

d 杭の配置

杭は、鉛直荷重をスムーズにかつ均等に受けるように配置する。一般的には側壁の軸線付近とするが、水路内水圧と底版自重による曲げモーメントが部材設計を左右するような場合等では、試算等により適切な位置とする。

② プレキャストコンクリート水路

a 杭頭処理

プレキャストコンクリート水路の場合で、均しコンクリート上に直接布設されるような場合の杭頭処理の方法は、**図-5.4.7** (a)（結合なし）を標準とする。また、施工性に配慮し特に基礎コンクリートを施工する場合は、**図-5.4.8** (a) に示すように、基礎杭を基礎コンクリートに 10 cm程度埋め込むピン結合を標準とすることや、製品の長さにも留意しなければならない。

表-5.4.8 基礎コンクリートの標準厚さ

(単位：mm)

規格（暗きよ内幅）	基礎コンクリート厚さ	基礎碎石の厚さ
600～1,000	200	150
1,100～2,000	250	200
2,200～3,500	300	250

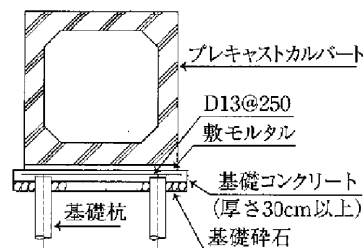


図-5.4.9 プレキャストコンクリート暗きよの杭基礎

プレキャストコンクリート暗きよの場合は、**図-5.4.9** に示すように基礎コンクリートに 10cm埋め込むピン結合を標準とし、暗きよの規模により**表-5.4.8**を参考にして基礎コンクリートの厚さを選定する。

b 部材設計

プレキャストコンクリート水路底版の設計は、杭頭反力を等分布荷重として行う。基礎コンクリートの設計は、上部荷重の大きい比較的大規模な暗渠等では杭頭反力を集中荷重として、押し抜きせん断垂直応力及び水平支圧応力や縦断方向のせん断、曲げモーメント等の検討を行う。

基礎コンクリートの部分は、梁構造とした場合を除き、ひび割れ防止のため用心鉄筋として、D13@250 程度を配置する。

梁構造とした場合は、基礎コンクリートの厚さを 30 cm 以上とし、構造解析を行う。
は、試算等により適切な位置とする。

※「現場技術者のための設計のチェックポイント（案）－水路工・パイプライン編－7.4.2」
杭基礎設計の詳細については、「土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計 ポンプ場 15.3」
による。

(3) 木杭

水路の杭基礎として木杭を使用する場合の杭径は末口径とし、他の摩擦杭に準じた設計を行ってよい。なお、杭の中心間隔は元口径の 2.5 倍以上とする。元口径の推定は式(5.4.7)(5.4.8)による。

L < 6m の場合

$$D_2 = (1.55 \times D_1^2)^{1/2} \dots\dots\dots (5.4.7)$$

L ≥ 6m の場合

$$D_2 = \{ (1.55 \times D_1^2) + 2.55 \times [D_1 \times (L - 4) + \frac{1}{4} (L - 4)^2] \}^{1/2} \dots (5.4.8)$$

D₁ : 末口径 (cm)

D₂ : 元口径 (cm)

L : 杭長 (m)

地中、水中に設置する基礎杭は、酸欠状態となり木材は腐朽しにくいので防腐処理は行わないものとする。ただし、劣化しやすい環境条件下においては、耐久性・安全性が求められる場合等は、防腐処理を行うことが望ましい。防腐処理の詳細については、「土木用木材・木製品設計マニュアル」による。その他の木杭使用にあたっての留意事項は下記のとおりである。

- ・ 木杭は割れなどの欠陥のない生丸太の樹皮を除いたもので、元口から末口までおよそ一様に径が変化し、末口の径は 12cm 以上を標準とする。
- ・ 木杭の両端中心点を結ぶ直線は、杭外に出てはならない。
- ・ 木杭の長期許容圧縮応力度は 4N/mm²、短期許容圧縮応力度は 8N/mm²とする。

木杭の長期許容圧縮応力度は、樹種の最低値の許容圧縮応力度 $Lfc = 6.49 \text{ N/mm}^2$ の 70% の値の 4N/mm² とした。同様に短期許容圧縮応力度については 8N/mm² とした。

$$\text{長期許容圧縮応力度 } Lfc = 6.49 \times 0.7 = 4.5 \rightarrow 4\text{N/mm}^2$$

$$\text{短期許容圧縮応力度 } Sfc = 11.8 \times 0.7 = 8.3 \rightarrow 8\text{N/mm}^2$$

表-5.4.9 無等級材（日本農林規格に定められていない木材）の繊維方向許容応力度（N/mm²）

樹種		長期応力に対する値				短期応力に対する値			
		圧縮 <i>Lfc</i>	引張り <i>Lft</i>	曲げ <i>Lfb</i>	せん断 <i>Lfs</i>	圧縮 <i>Sfc</i>	引張り <i>Sft</i>	曲げ <i>Sfb</i>	せん断 <i>Sfs</i>
針葉樹	あかまつ・くろまつ・べいまつ	8.14	6.49	10.34	0.88	14.8	11.8	18.8	1.6
	からまつ・ひば・ひのき・べいひ	7.59	5.94	9.79	0.77	13.8	10.8	17.8	1.4
	つが・べいつが	7.04	5.39	9.24	0.77	12.8	9.8	16.8	1.4
	もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ・べいすぎ・スプルース	6.49	4.95	8.14	0.66	11.8	9.0	14.8	1.2

注) 常時地下水面下となる状態の場合は、常時湿润状態にある場合を適用して、表-5.4.9の値の70%を採用する。
 長期許容圧縮応力度の最低値の場合、 $6.49 \times 0.7 = 4.5 \text{ N/mm}^2$ となる。ただし木杭の場合においては地盤中に打撃によって貫入設置されること、設置後はその状態を確認できないこと等を考慮して、 4 N/mm^2 とする。

5.4.6 直接基礎軟弱地盤対策工法

粘性土、砂質土の軟弱地盤において、直接基礎形式が選定される水路形式では、不同沈下対策として補助工法の採用が有効と判断される場合、敷板または梯子胴木を採用してもよい。

軟弱地盤と判定（表-5.4.3 参照）される粘性土、砂質土にあつて、図-5.4.1 の基礎形式選定フローチャートにより直接基礎形式が選定される水路形式及び附帯構造物において、補助工法の採用が有効と判断される場合には、敷板または梯子胴木を採用してもよい。

(1) 敷板

対象とする水路形式は、プレキャストコンクリート水路のコンクリートトラフ水路（U、Vとも600型以下）とする。

敷板規格は、過去の実施例を考慮して表-5.4.10 に、敷設位置は図-5.4.10 に示すとおりとする。

表-5.4.10 敷板の規格

壁高(H) m	敷板規格	備 考
	$B \times t$ (mm)	
~0.4	120×18	<ul style="list-style-type: none"> ・ 用・排水路に適用。 ・ 両側連続布設とし、基礎砂利と併用することができる。 ・ トラフ底端から内側に布設し、トラフ底端より突出してはならない。
0.45	150×18	
0.5~0.6	150×24	

注) コンクリート柵渠工については、「第3編排水路第6章護岸工の設計」を参照のこと。

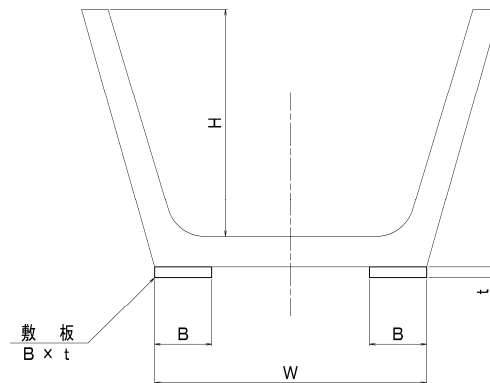
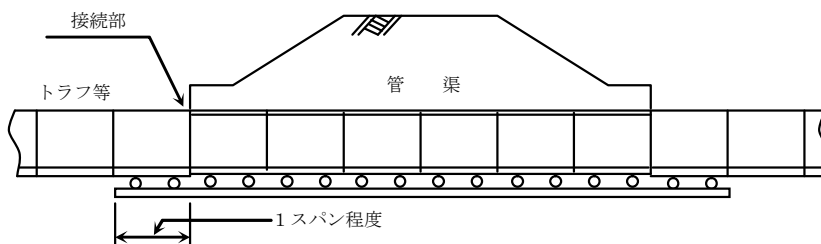


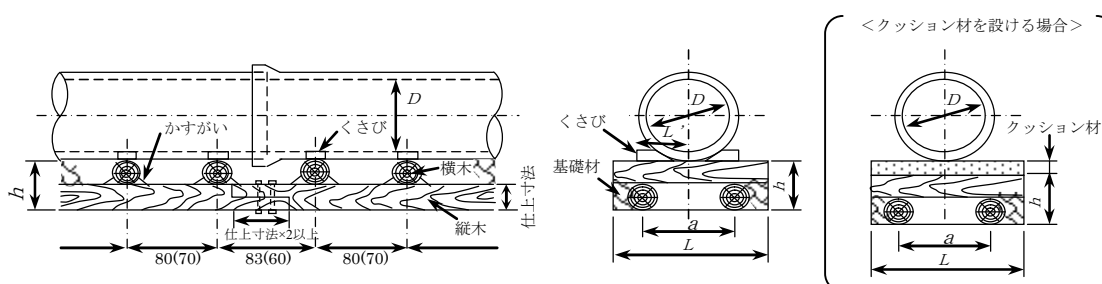
図-5.4.10 敷板敷設位置

(2) 梯子胴木

適用工種は、函渠（U,V型ボックスカルバート）及び管渠（パイプカルバート）とする。
 布設方法と標準寸法は次のとおりである。



注) 横断管に使用した場合は呑・吐口での接続部で敷高のズレが生じる懸念がある場合は、梯子胴木を数 m 程度余分に伸ばす施工方法が望ましい。



注 1) 長さ 2,430 mm 管の場合（カッコ内の数値は長さ 2,000 及び 1,000 mm 管）
 2) とう性管及び用水路管渠等については、支点部への集中応力による管渠の破損等を防止するため管底にクッション材（概ね $t=0.1\text{m}$ ）を設けることができる。

図-5.4.11 管渠における梯子胴木布設方法

表-5.4.11 管渠における梯子胴木基礎寸法

内径 (D) (mm)	縦木間隔 (a) (mm)	基礎幅 (横木長) (L) (mm)	基礎厚 (h) (mm)	くさび長 (L') (mm)
D 250~350	300	450	165	150
D 400	300	450	180	150
D 450~600	400	600	180	200
D 700~1,000	600	900	240	300
D 1,100~1,200	800	1,200	240	400

表-5.4.12 管渠における梯子胴木木材寸法

名称形状 内径 (mm)	横木材 (太鼓落材)	縦木材 (太鼓落材)	くさび (角材 (正割))
D 250~350	末口 cm 仕上 cm 10.5×7.5	末口 cm 仕上 cm 12.0×9.0	末口 cm 仕上 cm 6.0×6.0
D 400	12.0×9.0	12.0×9.0	6.0×6.0
D 450~600	12.0×9.0	12.0×9.0	6.0×6.0
D 700~1,000	15.0×12.0	15.0×12.0	7.5×7.5
D 1,100~1,200	15.0×12.0	15.0×12.0	7.5×7.5

5.5 部材の設計

部材の設計手法は、原則として許容応力度法によるものとするが、限界状態設計法における材料強度や荷重の特性値並びに各種の安全係数等が適切に与えられる場合等、限界状態設計法で行うのがより合理的と判断される場合には、限界状態設計法により設計してよいものとする。但し、レベル2地震動を対象とする開水路及び暗きよの場合は限界状態設計法で行うものとする。

5.5.1 設計手法

コンクリート構造物の設計については、原則として限界状態設計法を適用して行うこととするが、これにより難しい場合は、許容応力度法を適用して行うことも妨げない。ただし、限界状態設計法の具体的な設計手法等は示されていないが、平成26年3月には「水路工」においては、性能に着目した設計手法の導入が図られている。

本指針においては、性能規定化への動向に注視しながらも、コンクリート構造物の設計に当たっては、常時及びレベル1地震動を対象とする場合は許容応力度法によるものとする。レベル2地震動を対象とする場合は限界状態設計法により設計するものとし、①設計対象とする構造物の設計供用期間の設定、②限界状態の設定、③信頼性の検証方法等の基本的な考え方を示す必要があり、また、部分安全係数等設計者が本質を理解していないと設計基準等の意図と異なる設計となるおそれがあることから慎重に検討する必要がある。

5.5.2 許容応力度

※ 水路橋については、「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工 7.9.1(3)⑥」による。

(1) コンクリートの許容応力度

コンクリートの設計基準強度及び許容応力度は表-5.5.1、表-5.5.2に示すとおりである。

表-5.5.1 無筋コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度 σ_{ck}	18	21	24	備考
許容応力度				
圧縮 (σ_{ca})	4.5	5.0	5.4	$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck} / 4$
曲げ引張 (σ_{ta})	0.25	0.29	0.29	$\sigma_{ta} \leq \sigma_{tk} / 7$
支圧 (σ'_{ca})	5.4	5.9	5.9	$\sigma'_{ca} \leq 0.3 \sigma_{ck}$

注1) σ_{ck} は、コンクリートの設計基準強度。

2) σ_{tk} は、コンクリートの設計基準引張強度。

表-5.5.2 鉄筋コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度 σ_{ck}		18	21	24 ³⁾	備考
許容応力度					
曲げ圧縮 (σ_{ca})		7	8	9	
せん断	斜め引張鉄筋の計算をしない場合 (τ_{a1})	梁の場合 0.4	0.42	0.45	最大せん断応力度
	斜め引張鉄筋の計算をする場合 (τ_{a2})	スラブの場合 ¹⁾ 0.8	0.85	0.9	
		せん断力のみの場合 ²⁾ 1.8	1.9	2.0	
付着	丸鋼 (τ_{oa1})	0.7	0.75	0.8	
	異形棒鋼 (τ_{oa2})	1.4	1.5	1.6	
支圧 (σ'_{ca})		5.4	6.3	7.2	$\sigma'_{ca} \leq 0.3 \sigma_{ck}$

注1) 押抜きせん断に対する値である。

2) ねじれの影響を考慮する場合には、この値を割増することができる。

3) 道路協議(河川協議)等による許容応力度の値は、「道路事業設計要領」、「河川事業設計要領」による。

4) ボックスカルバートの場合の許容平均せん断応力度の割り増しは「道路土エールカルバート工指針」を参照する。※ 許容せん断応力の数値および計算式についても整合させる。

(2) コンクリート設計基準強度

コンクリートは原則として表-5.5.3の設計基準強度以上のものを用いるものとする。

表-5.5.3 現場打ちコンクリートの適用区分

(単位：N/mm²)

設計基準強度 σ_{ck}	種 目 等
無筋コンクリート $\sigma_{ck}=18$	構造物基礎等の敷均し(均しコンクリート) 基礎コンクリート等無筋構造物
鉄筋コンクリート $\sigma_{ck}=21$	フルーム・暗渠・サイホン等水路構造物
鉄筋コンクリート $\sigma_{ck}=24$	耐久性を要する場合(水流による摩擦に対応させる構造物：急流工等) 道路協議(河川協議)等による場合

注) この表は標準的な設計基準強度の使用区分であり、現場条件、施工条件によっては配合強度を変更することができる。なお、耐久性向上を図る場合、水セメント比の低下等も十分に考慮するものとする。

(3) 鉄筋の許容応力度

用水路と排水路における鉄筋の許容引張応力度は、水路特性から原則として次のように決める。

① 用水路の場合

表-5.5.4の「水に接する部材の場合」を適用する。

② 排水路の場合

表-5.5.4の「一般の部材の場合」を適用する。

なお、用水路または排水路で次のような場合、鉄筋の許容引張応力度は「一般の部材の場合」を標準とする。

- a 断面規模が小さい（水路幅、高さの最大寸法が1m程度以下）用水路の場合
- b 排水路附帯構造物（落差工、分合流工、樋門・樋管その他）

また、排水路で次のような場合、鉄筋の許容引張応力度は「水に接する部材の場合」を標準とする。

- a 用排兼用水路
- b 水路の立地条件、重要度、その他から適切と判断される場合
- c 他機関等との協議上やむを得ない場合

③ 鉄筋の種類

一般的な水路構造物に用いる鉄筋は、異形棒鋼のSD295A、B及びSD345であり、特に大規模な構造物を除き、SD295を使用することが標準である。

ただし、北海道内においては、SD295の一部の径（D19以上）が流通性に欠けるため、この径を含む水路構造物の鉄筋種類は、SD345に変更することができる。

この場合、鉄筋の許容引張応力度は、用排水路ともSD295A、Bと同一の値を用いるものとする。

なお、一連の構造物ではSD295とSD345の混在使用はしない。

表-5.5.4 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

鉄筋の種類		許容引張応力度(σ_{sa})				備考
		一般の部材の場合	疲労強度より定まる場合	水に接する部材の場合	輪荷重が直接載荷する場合	
SR235	常時	137	137	137	137	
	地震時	205	205	205	205	
SD295 A, B	常時	176	157	157	137	
	地震時	264	264	264	264	
SD345	常時	196	176	176	137	
	地震時	294	294	294	294	

注1)：SD345が適用できる構造物は次のような場合とする。

- ① 特に大規模で地震時が支配的となり、経済的で有利となる場合
- ② ひび割れ等に対する十分な検討を行う場合
- ③ 道路協議(河川協議)等による場合

2)：下記の場合、常時のSD345の許容引張応力度はSD295A、Bと同一とする。

- ① たわみ、ひび割れの検討を行わない場合で流通性に欠けSD295A、Bの入手が困難な場合
- ② 道路協議(河川協議)等による場合

5.5.3 限界状態設計手法

(1) 水路工における構造的な性能照査の原則

水路工の要求性能に応じた限界状態の考え方及び限界状態を例示すると表-5.5.5 に示すとおりである。

表-5.5.5 水路工の要求性能に対する限界状態と照査項目 (例)

検討ケース	要求性能の水準	要求性能	限界状態	照査項目
常時	水路工としての健全性を損なわない	安全性	水路工が安定であるとともに、基礎地盤が安定である限界の状態	力
			力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	応力度
		耐久性	鋼材腐食に対する限界状態 コンクリートの劣化に対する限界状態	ひび割れ幅、 応力度等
		使用性 (内水圧構造物の場合)	水密性に対する限界状態	ひび割れ幅、 応力度等
レベル1地震動 ・ レベル2地震動	「5.5.4 耐震設計の考え方」参照			

(2) 地盤の安定性に対する性能照査

水路工の基礎地盤安定性に対する照査は、用水路の地盤への最大となる作用力 qsd の比に構造物係数 γ_i を乗じた値が 1.0 以下であることを確認する。

$$\gamma_i \cdot \frac{qsd}{qrd} \leq 1.0$$

(3) コンクリート水路構造物の構造に対する性能照査

断面破壊に対する安全性の照査の流れと各種安全係数との関係は図-5.5.1 のようになる。

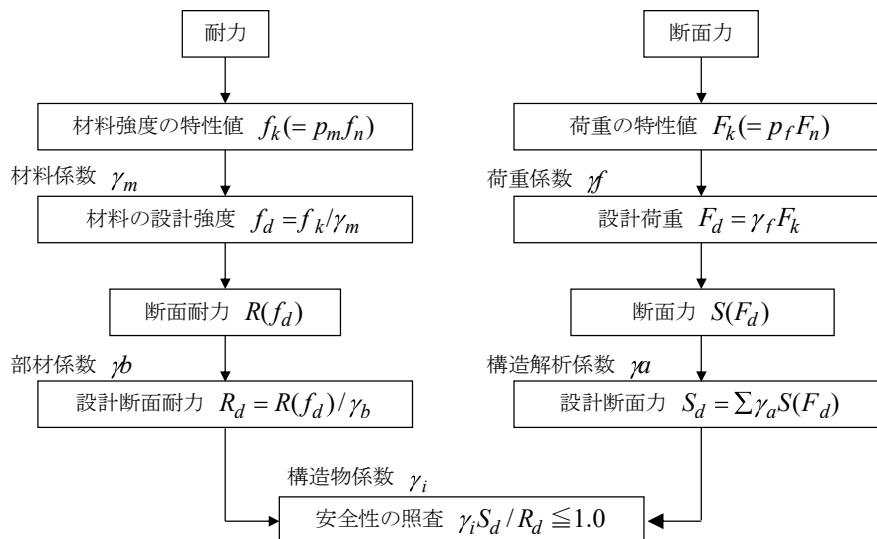


図-5.5.1 断面破壊に対する安全性の照査の流れと各種安全係数との関係

(4) 鋼材腐食に対する照査

鋼材腐食に対するひび割れ幅の照査を行う必要がある場合は、ひとつの代表値であることを踏まえた上で、許容ひび割れ幅は、表-5.5.6に示す値を適用しても良い。

表-5.5.6 鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値 (mm)

鋼材の種類	鋼材の腐食に対する環境条件		
	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
異形鉄筋・普通丸鋼	0.005c 又は 0.4 の どちらか大きい値	0.004c	0.0035c
PC 鋼材	0.004c	—	—

注) $c \leq 100\text{mm}$ を標準とする c : かぶり (mm)

サイホン等の内圧構造物について、使用性に対して水密性のひび割れ幅に基づき照査する場合、表-5.5.7に示すひび割れ幅の限界値を用いることとする。

表-5.5.7 水密性に対するひび割れ幅の限界値の目安 (mm)

要求される水密性の程度		高い水密性を確保 する場合	一般の水密性を確保 する場合
卓越する断面力	軸引張力	—	0.1
	曲げモーメント	0.1	0.2

(5) 部分安全係数

水路工の構造設計に用いる部分安全係数の標準的な値は、表-5.5.8に示すとおりである。

表-5.5.8 鉄筋コンクリート部材の設計に用いる標準的な部分安全係数の値

安全係数 要求性能 (限界状態)	材料係数 γ_m		部材係 数 γ_b	構造解析 係数 γ_a	荷重係数 γ_f	構造物 係数 γ_i
	コンクリート γ_c	鋼材 (鉄筋) γ_s				
安全性 (断面破壊) ¹⁾	1.3	1.0	1.1~ 1.3	1.0	1.0~1.2	1.0~1.2
使用性 ¹⁾	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

1) 線形解析の場合

(6) 開水路（フルーム）の荷重の組み合わせと部分安全係数

開水路の標準的な組み合わせを表-5.5.9に示す。

表-5.5.9 開水路（フルーム）における検討ケース

荷重		項目	安全性			
			断面破壊			
			ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅢ	
永久荷重	自重		○	○	○	
		土圧	鉛直土圧（土重）	△ ²⁾	△ ²⁾	△ ²⁾
			水平土圧	—	—	—
	水圧	外水位	○	—	—	
		揚圧力	○	—	—	
変動荷重	活荷重（自動車荷重）等		—	—	—	
	水路内水圧		—	○	○	
偶発荷重	地震時荷重	地震時土圧	○	—	○	
		地震時慣性力	○	○	○	
		地震時動水圧	—	○	○	

- 注1) ケースⅠ：側壁、底版の各部材の外側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 ケースⅡ：側壁、底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 （側壁の埋戻し土の反力が期待できない場合）
 ケースⅢ：側壁、底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 （側壁の埋戻し土の反力が期待できる場合）
 2) 鉛直土圧（土重）は、底版の張出しがある場合に組み合わせる。

開水路の構造設計に用いる部分安全係数の標準的は数値を表-5.5.10に示す。

表-5.5.10 開水路の部分安全係数一覧表

安全係数種別		限界状態種別	安全性
			断面破壊（ケースⅠ、Ⅱ、Ⅲ）
材料係数 γ_m	コンクリート		1.3
	鉄筋		1.0
部材係数 γ_b	曲げ・軸方向耐力		1.1, 1.3 ²⁾
	せん断耐力	コンクリート	1.3
		鉄筋	1.1
構造解析係数 γ_a			1.0
荷重係数 γ_f			1.0
構造物係数 γ_i			1.0
材料修正係数 p_m			1.0
荷重修正係数 p_f			1.0

- 注1) ケースⅠ：側壁、底版の各部材の外側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 ケースⅡ：側壁、底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 （側壁の埋戻し土の反力が期待できない場合）
 ケースⅢ：側壁、底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合
 （側壁の埋戻し土の反力が期待できる場合）
 2) 軸方向耐力の上限値を算定する場合は、部材係数を1.3とする。

(7) 横断暗きよ（ボックスカルバート）の荷重の組み合わせと部分安全係数
横断暗きよの標準的な組み合わせを表-5.5.11に示す。

表-5.5.11 横断暗きよ（ボックスカルバート）における検討ケース

		安全性		使用性		
		断面破壊		ひび割れ		
		ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅠ	ケースⅡ	
永久荷重	自重		○	○	○	○
	土圧	鉛直土圧	○	○	○	○
		水平土圧	○	○	○	○
	水圧	外水圧	○	—	○	○
		揚圧力	○	—	○	—
変動荷重	活荷重（自動車荷重）等		—	—	○	—
	水路内水圧		—	○	—	○
偶発荷重	地震時荷重		○	○	—	—

注1) 地震時における水路内水位と地下水位の設定は、次のとおりとする。
 ・ケースⅠ：ボックス内は空虚で、飽和土と湿潤土の土圧作用を受ける。
 ・ケースⅡ：ボックス内は圧力水の作用を受け、湿潤土の土圧作用を受ける。
 （サイホンの場合）

横断暗きよの構造設計に用いる部分安全係数の標準的は数値を表-5.5.12に示す。

表-5.5.12 横断暗きよ（ボックスカルバート）の部分安全係数一覧表

安全係数種別		限界状態種別	安全性	使用性
			断面破壊（ケースⅠ、Ⅱ）	ひび割れ（ケースⅠ、Ⅱ）
材料係数 γ_m	コンクリート		1.3	1.0
	鉄筋		1.0	1.0
部材係数 γ_b	曲げ・軸方向耐力		1.1, 1.3 ¹⁾	—
	せん断耐力	コンクリート	1.3	1.0
		鉄筋	1.1	1.0
構造解析係数 γ_a			1.0	1.0
荷重係数 γ_f			1.0	1.0
構造物係数 γ_i			1.0	1.0
材料修正係数 p_m			1.0	1.0
荷重修正係数 p_f			1.0	1.0

注1) 軸方向耐力の上限値を算定する場合は、部材係数を1.3とする。

5.5.4 耐震設計の考え方

(1) 耐震設計の基本方針

耐震設計の基本的な考え方は、施設が地震の影響を受けてもその機能を維持し、構造物の崩壊による人命への二次被害を防止し、さらに経済的損失を極力抑えることにある。

しかし、耐震設計によって担保される構造物の耐震性や安全性には、おのずから限界があるため、以下に耐震設計の考え方を示す。

- ① 施設の供用期間内に1～2度発生する確率を持つ大きさの地震動をレベル1地震動とする。
- ② 施設の供用期間内に発生する確率は低いが、極めて大きな破壊力のある地震動をレベル2地震動とする。これはさらに日本列島付近の2種類のプレートの運動が原因となるプレート境界地震（タイプⅠ）と列島内部の断層の運動が原因となる内陸直下型（タイプⅡ）に区分される。
- ③ 施設の重要度に応じて、作用される地震動レベルを区分する。
- ④ 地震動レベルに対し目標とする耐震性能を定める。レベル1地震動は「健全性を損なわない」を目標とし、レベル2地震動は「致命的な損傷を防止する」を目標とすることを基本とする。
- ⑤ 施設の重要度区分に応じた地震動レベルと、目標とする耐震性能により耐震設計を行う。つまり、重要度区分がA種の場合、レベル2地震動の目標とする耐震性能は「致命的な損傷を防止する」とする。
- ⑥ レベル2地震動を考慮する場合は、レベル1地震動、レベル2地震動の2段階について検討を行う。

次に示すような場合においては、他の技術基準等と整合を図り、耐震性能を決定するものとする。

- ① 道路法の適用を受ける道路上部または下部に設置される施設
- ② 河川法の適用を受ける河川区域に設置される施設
- ③ 鉄道下などを横断する施設

(2) 重要度区分の考え方

耐震設計を行うに当たっては、水路組織の区間または個別の施設を「極めて重要度の高い区間または施設（重要度区分 A 種）」、「重要度区分の高い区間または施設」（重要度区分 B 種）」及び「被災の影響が少ない区間または施設（重要度区分 C 種）」の 3 種類に区分する。

表-5.5.13 重要度区分の考え方

区 分	項目 ①～③のいずれかに該当する施設	判断する上での参考指標
重要度区分 A種 (レベル2地震動 を考慮する)	①水利施設の大きさ 供給される用排水の中断あるいは減量が地域の住民生活及び経済活動・生産活動に与える影響の度合い。	・水路組織の中で施設規模が極めて大きく、かつ被災した際にライフライン、用水供給、ひいては住民生活への影響や地域の経済活動に著しい支障をきたす場合。
	②被災による二次災害危険度 水路施設が被災することにより第三者への被害で、特に人命・財産やライフラインなどへの影響。	・水路施設に隣接して家屋、避難場所若しくは公道、鉄道、各種ライフラインなどの重要公共施設が水路の破損によって直接被害を生じる場合や、水路の破損による流出水が大量にこれらの場所に流入、又は湛水し、人命若しくは社会経済に重大な影響を及ぼすおそれがある場合。
	③応急復旧の難易度 水路組織が被災した場合に直ちに実施すべき応急復旧・代替のための現場作業の難易度。	・応急復旧のための作業が極めて困難、若しくは長期間を要する場合 例) 宅地などの隣接部や構造物の埋設が深い場合などに復旧の難易度が高くなると考えられる。
重要度区分 B種 (レベル1地震動 を考慮する)	①施設規模の大きさ 同上	・施設規模が大きく、かつ被災した場合にライフラインとしての用水供給、ひいては住民生活への影響や地域の農業・経済活動に相当の支障をきたす場合でA種以外のもの
	②被災による二次災害危険度 同上	・水路施設に隣接して家屋、避難場所、若しくは重要公共施設があり、水路の破損による流出水がこれらの場所に流入又は湛水し、人命に重大な影響はないものの、社会経済的に多大な影響を及ぼすおそれがある場合。
	③応急復旧の難易度 同上	・応急復旧のための作業に比較的長時間を要する場合。
重要度区分 C種 (耐震設計は行わ ない)	①施設規模の大きさ 同上	・A種及びB種に該当しない場合 ②は、特に二次被害危険度が認められない場合。 ③は、応急復旧のための作業が容易で短時間で実施できる場合。
	②被災による二次災害危険度 同上	
	③応急復旧の難易度 同上	

(3) 重要度区分と耐震性能

表-5.5.14 開水路（フルーム型、擁壁型）の重要度区分と耐震性能

重要度区分 \ 地震動レベル		レベル1 地震動	レベル2 地震動
		A種	耐震性能 1. 健全性を損なわない
A種	耐震設計	○耐震設計を行う 震度法 (固有周期を考慮しない)	○耐震設計を行う 震度法 (固有周期を考慮しない)
	B種	耐震性能 1. 健全性を損なわない	— (対象としない)
B種	耐震設計	○耐震設計を行う 震度法 (固有周期を考慮しない)	— (耐震設計を行わない)
	C種	耐震性能 — (対象としない)	— (対象としない)
C種	耐震設計	— (耐震設計を行わない)	— (耐震設計を行わない)

表-5.5.15 暗きょ（ボックスカルバート）の重要度区分と耐震性能

重要度区分 \ 地震動レベル		レベル1 地震動	レベル2 地震動
		A種	耐震性能 1. 健全性を損なわない
A種	耐震設計	○耐震設計を行う 応答変位法及び 震度法 (固有周期を考慮しない)	○耐震設計を行う 応答変位法及び 震度法 (固有周期を考慮しない)
	B種	耐震性能 1. 健全性を損なわない	— (対象としない)
B種	耐震設計	○耐震設計を行う 応答変位法及び 震度法 (固有周期を考慮しない)	— (耐震設計を行わない)
	C種	耐震性能 — (対象としない)	— (対象としない)
C種	耐震設計	— (耐震設計を行わない)	— (耐震設計を行わない)

表-5.5.16 水路橋及び水管橋の橋脚の重要度区分と耐震性能

重要度区分 \ 地震動レベル		レベル1 地震動	レベル2 地震動
		A種	耐震性能 1. 健全性を損なわない
A種	耐震設計	○耐震設計を行う 震度法 (固有周期を考慮する)	○耐震設計を行う 地震時保有水平耐力法
	B種	耐震性能 1. 健全性を損なわない	— (対象としない)
B種	耐震設計	○耐震設計を行う 震度法 (固有周期を考慮しない)	— (耐震設計を行わない)
	C種	耐震性能 — (対象としない)	— (対象としない)
C種	耐震設計	— (耐震設計を行わない)	— (耐震設計を行わない)

(白紙)