

第 2 章 仮設構造物

第2章 仮設構造物

第1節 共通事項（標準）

1. 定義

山留めは以下のように定義する。

山留め：土留めと締切りの総称である。

土留め：陸上で地下構造物を築造するとき地下水の遮水及び土の崩壊防止のために設ける仮設構造物であり、その工法を土留工法という。

締切り：水中で、掘削部分を完全に締切り、おもに土圧または水圧、もしくはその両者に抵抗させる仮設構造物であり、その工法を締切工法という。

（解説）本項では山留工法を下記の如く分類する。

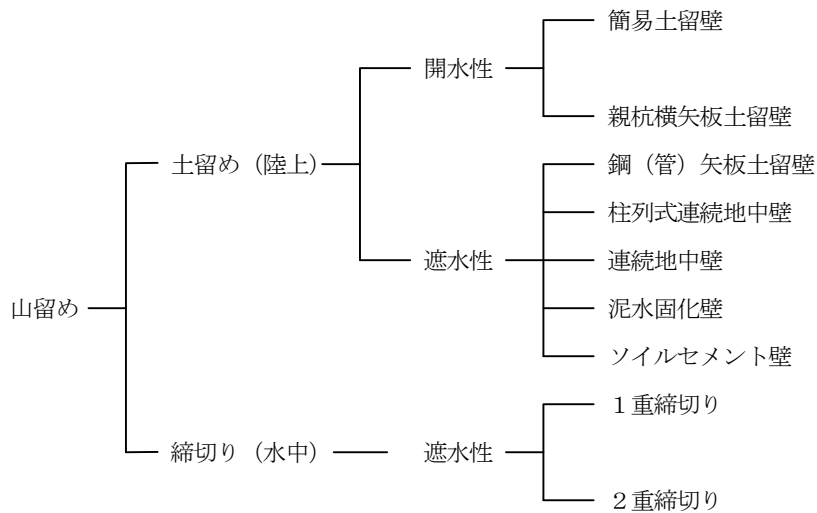


図2-1-1 山留工法の分類

注：出水期に堤防を開削する工事において、河川堤防にかわる仮締切を、鋼矢板二重式工法により施工する場合の設計計算方法は、「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」（財団法人 国土技術センター 平成13年）によるものとする。

2. 山留め工法の選択

山留め工法は以下の条件を考慮して選択することが望ましい。

1. 地盤条件
2. 環境条件

2-1 地盤条件の調査

山留工法選定のための地盤条件の調査は以下の事項について行なうことが望ましい。

1. 地下水調査
2. 土質調査

（解説）

土質調査計画は「建設工事公衆災害防止対策要綱第42（土質調査）」に準じて立案するものとする。

2-2 環境条件の調査

山留め工法選定のための環境条件の調査は以下の事項について行なうことが望ましい。

1. 地下埋設物調査
2. 近接構造物調査
3. 施工条件の調査

(解説)

山留めくいや鋼矢板は、構造物の基礎がしめる部分より外側に打たれるため、本条に示す調査には仮設構造物の規模も考慮する必要がある。過去において土留H鋼ぐいや鋼矢板の打込み時にガス管や水道管を破損し、大事故となり附近の住民にも被害をおよぼした例や、また既設構造物に近接して土留H鋼ぐいや鋼矢板を打設または掘削して既設の構造物を傾斜させたり沈下を生ぜしめた事故等もあり、これらの事故を完全に防ぐためにも調査は必要である。これらの調査は形式決定の前に埋設物や近接構造物の所有者の台帳並びに構造図で、調査することはもちろん、不明確な場合には試掘等の現地調査を行なうものとする。

周辺構造物の調査、近接構造物が設置されている地質、基礎構造について特に留意した調査が必要であり、仮設構造物施工中もしくは施工後において問題が惹起しないよう対策を講じておくとともに、仮に問題が起きた場合にも対処できるような調査、検討を行っておく必要がある。近接構造物への影響度等については「道路土工－仮設構造物工指針」を参照する。

施工条件の調査とは、施工法によっては騒音・振動などの規制によって打込み工法が不可能な場合などや、工事周辺の事情などによって大型の建設機械が現地に搬入出来ないことがある等、もろもろの施工条件を工法決定前に調査することをいう。

建設作業時の騒音・振動に関する環境基準及び条例を次に示す。

(1) 区 域

表 2-1-1

区域	振動規制法 騒音規制法	大阪府条例	兵庫県条例
第 1 号 区域	<p>法第 3 条第 1 項の規定により指定された区域のうち、次のいずれかに該当する区域として、都道府県知事又は、施行令に規定する市の長が指定した区域。</p> <p>イ. 良好な住居の環境を保全するため、特に静穏の保持を必要とする区域。</p> <p>ロ. 住居の用に供されているため、静穏の保持を必要とする区域。</p> <p>ハ. 住居の用にあわせて商業、工業等の用に供されている区域であって、相当数の住民が集合しているため、振動の発生を防止する必要がある区域。</p> <p>ニ. 学校教育法（昭和22年法律第26号）第 1 条に規定する学校、児童福祉法（昭和22年法律第164号）第 7 条に規定する保育所、医療法（昭和23年法律第205号）第 1 条の 5 第 1 項に規定する病院および同条第 3 項に規定する診療所のうち患者の収容施設を有するもの、図書館法（昭和25年法律第118号）第 2 条第 1 項に規定する図書館並びに老人福祉法（昭和38年法律第133号）第 5 条の 3 に規定する特別養護老人ホームの敷地の周囲おおむね 80 m の区域内であること。</p>	<p>住居系地域、近隣商業地域、商業地域、準工業地域及び用途地域の指定のない地域のうち第 2 号区域に該当する地域以外の地域並びに工業地域及び第 53 条第 2 号に掲げる地域のうち学校、保育所、病院、入院施設を有する診療所、図書館及び特別養護老人ホームの敷地の周囲 80 m の区域内の地域。</p>	<p>条例第 34 条第 1 項の騒音にかかる規制基準が適用される区域のうち、次のいずれかに該当する区域。</p> <p>ア. 当該規制基準を適用すべき区域の区分（以下「適用区域区分」という。）が第 1 種区域から第 3 種区域までの区域。</p> <p>イ. 適用区域区分が第 4 種区域である区域のうち、学校教育法（昭和 22 年法律第 26 号）第 1 条に規定する学校、児童福祉法（昭和 22 年法律第 164 号）第 7 条に規定する保育所、医療法（昭和 23 年法律第 205 号）第 1 条の 2 第 1 項に規定する病院および同条第 2 項に規定する診療所のうち患者の収容施設を有するもの、図書館法（昭和 25 年法律第 118 号）第 2 条第 1 項に規定する図書館ならびに老人福祉法（昭和 38 年法律第 133 号）第 14 条第 1 項第 2 号に規定する特別養護老人ホームの敷地の周囲おおむね 80m の区域内。</p>
第 2 号 区域	<p>法第 3 条第 1 項の規定により指定された地域のうち前号に掲げる区域以外の区域。</p>	<p>工業区域のうち前号の地域以外の地域。</p>	<p>適用区域区分が第 4 種区域である区域のうち、前号のイに掲げる区域以外の区域。</p>

(2) 特定建設作業に伴って発生する騒音の規制に関する基準

① 特定建設作業の種類

表 2-1-1-2

	騒音規制法施行令	大阪府条例	兵庫県条例
1	くい打機（もんけんを除く。）、くい抜機又はくい打くい抜機（圧入式くい打くい抜機を除く。）を使用する作業（くい打機をアースオーガーと併用する作業を除く。）	左に同じ	くい打機又は、くい抜き機を使用する作業（もんけん、圧入式くい打機及び圧入式くい抜き機を使用する作業を除く。）
2	びょう打機を使用する作業	左に同じ	左に同じ
3	さく岩機を使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあつては、1 日における当該作業に係る2地点間の最大距離が50メートルをこえない作業に限る。）	左に同じ	左に同じ
4	空気圧縮機（電動機以外の原動機を用いるものであつて、その原動機の定格出力が15キロワット以上のものに限る。）を使用する作業（さく岩機の動力として使用する作業を除く。）	左に同じ	左に同じ
5	コンクリートプラント（混練機の混練容量が0.45立方メートル以上のものに限る。）またはアスファルトプラント（混練機の混練重量が200キログラム以上のものに限る。）を設けて行う作業（モルタルを製造するためにコンクリートプラントを設けて行う作業を除く。）	左に同じ	左に同じ
6	バックホウ（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が80キロワット以上のものに限る。）を使用する作業	左に同じ	ブルドーザー、パワーショベル等の掘削機械を使用する作業
7	トラクターショベル（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が70キロワット以上のものに限る。）を使用する作業	左に同じ	コンクリート造、鉄骨造及びレンガ造の建物の解体作業又は動力、火薬若しくは鉄球を使用して行う破壊作業
8	ブルドーザー（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が40キロワット以上のものに限る。）を使用する作業	左に同じ	—
9	—	6、7又は8に規定する作業以外のショベル系掘削機械（原動機の定格出力が20キロワットを超えるものに限る。）、トラクターショベル又はブルドーザーを使用する作業	—
10	—	コンクリートカッターを使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあつては、一日における当該作業に係る2地点間の最大距離が50メートルを超えない作業に限る。）	—
11	—	鋼球を使用して建築物その他の工作物を破壊する作業	—

②音量の規制に関する基準

騒音規制法、大阪府条例および兵庫県条例に定める騒音の規制に関する基準は以下のとおりである。

- (イ) 特定建設作業の騒音が特定建設作業の場所の敷地の境界線において、85 デシベルを超える大きさのものでないこと。
- (ロ) 特定建設作業の騒音が第 1 号区域にあつては午後 7 時から翌日の午前 7 時までの時間内、第 2 号区域にあつては午後 10 時から翌日の午前 6 時までの時間内において行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ハ) 特定建設作業の騒音が当該特定建設作業の場所において、第 1 号区域にあつては 1 日 10 時間、第 2 号区域にあつては 1 日 14 時間を超えて行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ニ) 特定建設作業の騒音が、特定建設作業の全部又は一部に係る作業の期間が当該特定建設作業の場所において連続して 6 日を超えて行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ホ) 特定建設作業の騒音が、日曜日その他の休日に行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。

注一 1) イ. 騒音規制法：

特定建設作業に伴って発生する騒音の規制に関する基準（平成 12 年一部改正）

ロ. 大阪府条例：大阪府生活環境の保全に関する条例施行規則（平成 6 年制定）

ハ. 兵庫県条例：環境の保全と創造に関する条例の規定に基づく特定建設作業に伴って発生する

騒音又は振動の基準（平成 13 年 2 月 27 日告示第 234 号）

注一 2) 福井県、京都府、滋賀県、奈良県、和歌山県、三重県は「騒音規制法」による。

(3) 特定建設作業に伴って発生する振動の規制に関する基準

① 特定建設作業

表 2-1-3

	振 動 規 制 法	大阪府条例	兵庫県条例
1	くい打機（もんけん及び圧入式くい打機を除く。）、くい抜機（油圧式くい抜機を除く。）、又はくい打くい抜機（油圧式くい打くい抜機を除く。）を使用する作業	左に同じ	左に同じ
2	鋼球を使用して建築物その他の工作物を破壊する作業	左に同じ	左に同じ
3	舗装版破碎機を使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあつては、1日における当該作業に係る2地点間の最大距離が50mを超えない作業に限る。）	左に同じ	左に同じ
4	ブレーカー（手持式のものを除く）を使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあつては、1日における当該作業に係る2地点間の最大距離が50mを超えない作業に限る。）	左に同じ	左に同じ
5	—	ブルドーザー、トラクターショベル又はショベル系掘削機械（原動機の定格出力が20Kwを超えるものに限る。）を使用する作業	—

② 振動の規則に関する基準

振動規制法、大阪府条例および兵庫県条例に定める振動の規制に関する基準は以下のとおりである。

- (イ) 特定建設作業の振動が特定建設作業の場所の敷地の境界線において、75 デシベルを超える大きさのものでないこと。
- (ロ) 特定建設作業の振動が第1号区域にあつては午後7時から翌日の午前7時までの時間内、第2号区域にあつては午後10時から翌日の午前6時までの時間内において行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ハ) 特定建設作業の振動が当該特定建設作業の場所において、第1号区域にあつては1日10時間、第2号区域にあつては1日14時間を超えて行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ニ) 特定建設作業の振動が、特定建設作業の全部又は一部に係る作業の期間が当該特定建設作業の場所において連続して6日を超えて行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ホ) 特定建設作業の振動が、日曜日その他の休日に行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。

注一 1) イ. 振動規制法施行規則（平成13年改正）

ロ. 大阪府条例：大阪府生活環境の保全に関する条例施行規則（平成6年制定）

ハ. 兵庫県条例：環境の保全と創造に関する条例の規定に基づく特定建設作業に伴って発生する

騒音又は振動の基準（平成13年2月27日告示第234号）

注一 2) 福井県、京都府、滋賀県、奈良県、和歌山県、三重県は「振動規制法」による。

2-3 山留め部材の最小部材

掘削深さ3mを超える山留め部材は、表2-1-4に示すものを最小部材とする。使用する部材については、著しい損傷がなく、入手の容易なものを使用するのがよい。

表2-1-4 掘削深さ3mを超える山留めの最小部材

項目	最小部材	留意事項
親杭 横矢板	H-300×300	親杭の中心間隔は1.5m以下とするのがよい
山留め板	最小厚3cm以上の所用の強度を有する木材	山留め板の両端は4cm以上土留め杭のフランジにかかる長さを有するもの（山留め板厚が4cmを超える場合はその板厚以上）
鋼矢板	Ⅲ型	
腹起し	H-300×300	継手間隔は6m程度以上とする 垂直間隔は3m程度とし山留めの頂部から1m程度以内のところに第1段の腹起しを施す（ただし、頂部にある覆工受桁が腹起しと同様の役割を果たせる場合はこの限りでない）アンカー式等の支保工形式においては、安全性、施工性を検討した上で規定以外の部材を使用してよい
切ばり	H-300×300	水平間隔5m程度以下、垂直間隔3m程度とする
中間杭	H-300×300	

(解説)

- 掘削深さ3m未満においては表2-1-4の最小部材の規定は設けないが、施工上の問題、打設時の貫入抵抗、市場性等から、親杭横矢板ではH-150、鋼矢板ではⅡ型以上を使用することが望ましい。軽量鋼矢板に関しても、打設時の貫入抵抗、継手の構造の問題があるため、特別な検討を行わない場合はⅢ型（断面係数が $1.7 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{m}$ 程度）以上のものを使用することが望ましい。
- 本項の規定は、“建設工事公衆災害防止対策要綱の解説”にも準拠している。要綱においては、公衆に係わる区域で施工する重要な山留め工（掘削の深さが4mを超えたり、周辺地域への影響が大きいことが予想される場合）について、表2-1-4の最小部材を規定している。ここで「公衆に係わる区域」とは、通行者、建物、公共あるいは公共性の高い施設等のある所で事故が発生した場合、公衆に危害、迷惑の及ぶ恐れのある区域のことである。従って、例えば山岳地域での砂防工事、ダム工事等や臨海埋立地等での土木工事で公道と接しない場所、第三者が出入りしない場所には適用されない。すなわち、第三者が物理的に進入可能な場合は「公衆に係わる区域」と解釈する。ただし、公衆が存在しない場合であっても、第三者の財産に著しい危害及び迷惑のかかることが想定される場合は適用される。本便覧で、「重要な仮設工事」とは、「建設工事公衆災害防止対策要綱」に示されるものである。

3. 山留めの設計手法

支保工形式と掘削深さに応じた設計手法を用いる。

表 2-1-5 山留め工法の設計手法

支保工形式	掘削深さ	計算手法
切 ば り 式 ア ン カ ー 式	$3.0\text{m} \leq H$	小規模土留め設計法 (慣用法)
	$3.0\text{m} < H \leq 10.0\text{m}$	慣用法 ^{注1)}
	$10.0\text{m}^{\text{注2)}} < H \leq 30.0\text{m}$	弾塑性法
自 立 式	$H \leq 3.0\text{m}^{\text{注3)}}}$	弾性床上のはり理論

注1) 慣用法では山留め壁の変形量を求めることができないため、近接構造物が存在し、変形量を求める必要がある場合は弾塑性法によるのがよい。

注2) N値が2以下もしくは粘着力が20kN/m²程度以下の軟弱地盤においては掘削深さH>8.0mに対して適用する。

注3) 良質地盤においては概ね掘削深さが4m以浅に適用する。

(解 説)

1) 本便覧で用いる山留めの適用範囲は、原則として掘削深さを30m程度以浅とする。

2) 下記の条件を満たすような掘削深さが浅い自立式山留めおよび切ばり1段式山留めにおいては、設計の簡略化を目的として、「道路土工・仮設構造物工指針」の参考資料-5, 6の設計図表を用いた部材設計を行ってよい。

①地盤が単層である場合もしくは単層とみなせる場合

②掘削深さ：3m以浅

③地盤条件：N値7以上の砂質地盤

N値3以上もしくは粘着力が20kN/m²以上の粘性土地盤

④掘削が比較的短期間である場合

⑤周辺に重要構造物がない場合

4. 仮設構造物に用いる土質定数

仮設構造物設計に用いる土質定数は、土質調査および試験によって求めることを原則とするが、十分な資料がない場合には以下の数値を参考にしてよい。

4-1 土の単位体積重量

表 2-1-6 土の単位重量 (kN/m³)

地盤	土質	ゆるいもの	密なもの
自然地	砂および砂れき	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛り	砂および砂れき	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

出典：[表 2-1-6]
道路橋示方書・同解説
I 共通編 (H14.3) P. 41
表-解 2.2.4

慣用法に用いる土圧を設定する場合の地下水位以下にある土の水中単位体積重量は、土の飽和状態と湿潤状態の単位体積重量の差を 1.0kN/m³ と想定し、土の湿潤単位体積重量から 9.0kN/m³ を差し引いた値を用いてよい。

ボーリングの検討において、地盤の有効重量を計算する場合の土の水中単位体積重量は、水の単位体積重量を $\gamma_w=10.0\text{kN/m}^3$ (ただし、海水を考慮する場合は、 $\gamma_w=10.3\text{kN/m}^3$ とし湿潤単位体積重量から差し引いた値とする。

埋戻し土の単位体積重量は、その材料および締め固め方法により異なるため、実重量を用いることを原則とするが、土圧算定時の目安としては、 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ を用いてよい。

4-2 砂質土のせん断抵抗角

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad \text{ただし, } N > 5 \quad \log \text{ は自然対数}$$

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

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w)$$

ここに、 ϕ : 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地点の値

N_1 : 有効上載圧 10.0kN/m² 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、 $\sigma'_v = 50\text{kN/m}^2$ とし算出する。

N : 標準貫入試験から得られる N 値

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

x : 地表面からの深さ (m)

h_w : 地下水位の深さ (m)

出典：[4-2]
道路土工カルバート工指針
(H22.3) P. 72

4-3 粘性土の粘着力

$$c = qu/2 = N/0.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

正規圧密荷重を受けた沖積粘土については下記の式を用いて粘着力を算定してもよい。

$$c = 0.2 \sum \gamma h + 2.0 Z \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

表 2-1-7 粘性土の粘着力とN値の関係

硬さ	非常に軟らかい	軟らかい	中位	硬い	非常に硬い	固結した
N値	2以下	2～4	4～8	8～15	15～30	30以上
粘着力 c (kN/m ²)	12以下	12～25	25～50	50～100	100～200	200以上

出典：[表 2-1-7]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.119
表 2-2-3

(解説)

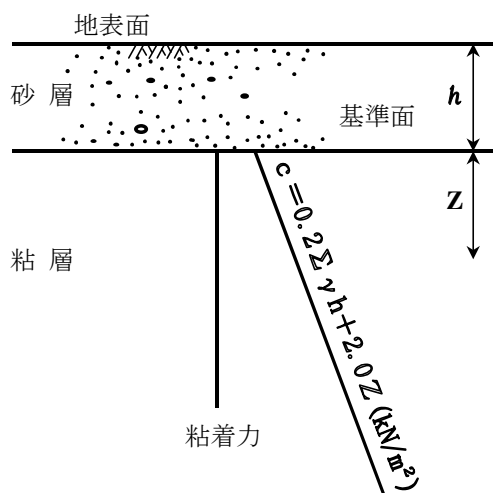
- ・設計対象土層が明らかに沖積粘土もしくはシルト層と判定出来る場合には、その単位重量を $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ とする。
- ・基本式は「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」及び「道路土工—カルバート工指針」に準拠している。
- ・粘着力 (C) と N 値との関係は、砂質土の場合と異なり比較的その相関性は低いとされているが、土木学会及び地盤工学会の提案式を運用する。

$$qu = (0.012 \sim 0.013) N = N/80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$C = Cu = qu/2$$

$$C = N/160 \text{ (N/mm}^2\text{)} = N/0.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

また、一般に飽和した正規圧密粘土では、圧密荷重と粘着力とが、よい比例関係が成り立つとされている。ここでは、「土質安定工法便覧」(松尾新一郎編) に準じて、沖積粘土の粘着力は図 2-1-3 に示す値を用いてもよい。



h : 土かぶり高 (m)

γ : 単位体積重量 (kN/m³)

図 2-1-3 正規圧密荷重を受けた沖積粘土の粘着力

5. 荷 重

5-1 荷重の種類

土留めによる仮設構造物の設計にあたっては以下の荷重を考慮する。

- (1) 死 荷 重
- (2) 活 荷 重
- (3) 衝 撃
- (4) 慣用法に用いる土圧および水圧
- (5) 弾塑性法に用いる土圧および水圧
- (6) 温度変化

(解 説)

- ・水圧は、地下水位が低いとき、排水が十分に行なわれる場合は無視できる。
- ・地震力について、本節においてはこれを無視する。

表 2-1-8 荷重の組合せ

			死荷重	活荷重	衝 撃	土 圧	水 圧	温度変化 の影響	その他
山 留 め	山留め壁	根入れ長				○	○		必要に応じて考慮
		支持力	○	○	○				
		断 面	○	○	○	○	○		
	腹 起 し	断 面				○	○	○ ^{注)}	
	切 ば り	断 面				○	○	○	
	火 打 ち	断 面				○	○	○	
路面覆工・仮 架橋	覆工受けた けた受け	断 面	○	○	○				
		たわみ		○					
	中 間 杭 支 持 杭	支 持 力	○	○	○				
		断 面	○	○	○				

注) 腹起しの計算に軸力を考慮する場合

出典：[表 2-1-8]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.32
表 2-3-1

5-2 死荷重

死荷重の算出に用いる単位体積重量は、材料の実重量とする。ただし、個々の重量が不明な場合は表2-1-9の値を用いてよい。

表2-1-9 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材 料	単位体積重量	材 料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0	セメントモルタル	21.0
鋳 鉄	71.0	木 材	8.0
鉄筋コンクリート	24.5	アスファルトコンクリート舗装	22.5

出典：[5-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.32

5-3 活荷重

仮設構造物に作用する活荷重としては、自動車荷重、群集荷重および建設用重機等の荷重を考慮する。また、このほか道路上の工事では換算自動車荷重として仮設構造物の範囲外に上載荷重を考慮する必要がある。活荷重の一般的な载荷状況を図2-1-4に示す。

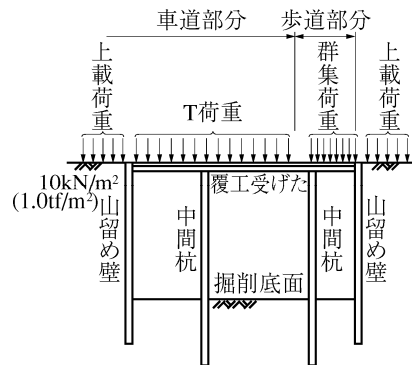


図2-1-4 活荷重の载荷状況

出典：[5-3]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.32~34

(解説)

1) 自動車荷重

自動車荷重は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」に規定されている図2-1-5のT荷重を用いる。A, B活荷重の適用は道路橋示方書に準拠することを基本に存置期間中の大型車の交通状況等を考え、A, B活荷重をそれぞれ使い分けるものとする。

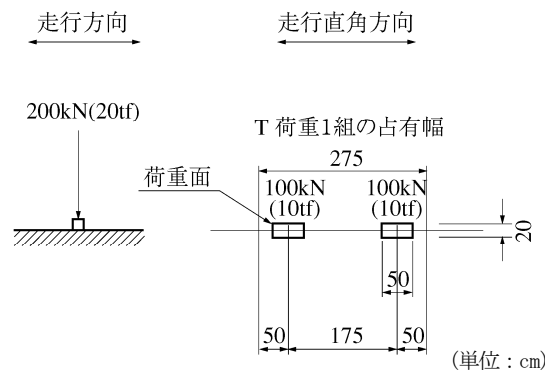


図2-1-5 T荷重

B活荷重を適用する道路においては、T荷重によって算出した断面力等に部材の支間長に応じて表2-1-11に示す係数を乗じたものを用いるものとする。ただし、この係数は1.5をこえないものとする。

一方、A活荷重を適用する道路の自動車荷重については、総重量245kNの大型車の通行頻度が比較的低い状態を想定していることから、連行荷重を考慮するための表2-1-11の係数は適用しない。なお、支間が15m程度をこえる大規模なもの、また、トラス橋やプレートガーダー橋等、ほかの構造形式のものについては、設計荷重、設計法を別途考える必要がある。

表2-1-11 設計に用いる係数

部材の支間長 L (m)	$L \leq 4$	$L > 4$
係数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$

出典：[表2-1-11]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.139
表2-11-3

2) 群集荷重

群集荷重は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」準拠し、5.0kN/m²の等分布荷重として歩道部に載荷するものとする。

3) 建設用重機の荷重

建設用重機と吊上げ荷重については、その使用状況に応じて考慮する。

4) 地表面での上載荷重

山留めの設計においては、仮設構造物の範囲外に原則として10kN/m²の上載荷重を考慮する。ただし、自動車、建設用重機および建築物等が特に山留めに近接し、かつ明らかに10kN/m²では危険側と考えられるときは、別途適切な値を考慮しなければならない。

5) その他

仮架橋等の設計においては、必要に応じて自動車および建設用重機等による水平荷重を考慮する。自動車の制御および始動等による水平荷重としては鉛直荷重の10%を、建設用重機の制動、始動および施工中の作業に伴う水平荷重としては、建設用重機自重（作業時には吊り荷重等を含む）の15%を考慮する。

5-4 衝 撃

自動車荷重や仮設用重機による衝撃を考慮し、その衝撃係数は支間に関係なく 0.3 とする。

(解 説)

- 1) 仮設構造物では、一般に支間が限定されているので支間長に関係なく定数を用いてよい。
- 2) 覆工板の衝撃係数は 0.4 とする。
- 3) 仮橋の一般供用の衝撃係数については「第 6 節 仮橋 4-2 衝撃」による。

5-5 慣用法に用いる土圧および水圧

ここでは、掘削深さ 3 m 以上の慣用法に用いる土圧について記述する。

(1) つり合い根入れ長の計算に用いる土圧

$$P a = (q + \gamma h) \tan^2 (45^\circ - \phi / 2) - 2 c \tan (45^\circ - \phi / 2)$$

$$P p = (\gamma h') \tan^2 (45^\circ + \phi / 2) + 2 c \tan (45^\circ + \phi / 2)$$

ここで $P a$: 主働土圧 (kN/m²)

$P p$: 受働土圧 (kN/m²)

q : 路上の工事の場合の載荷重量 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ただし、粘性土地盤の主働土圧強度の下限値は図 2-1-6 に示すように $P a = 0.3 \gamma h$ とし、算出した土圧と比較して大きい方を用いるものとする。ただし、この土圧の下限値には、地表面での上載荷重 q を考慮しなくてもよい。

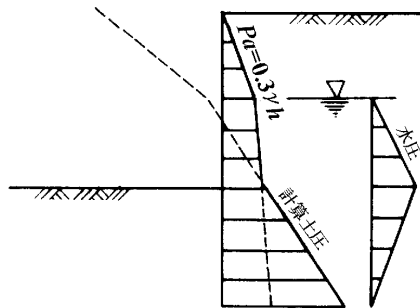


図 2-1-6 粘性土地盤の主働側圧の考え方

(2) 断面決定用土圧

表 2-1-12 掘削深さ、地質による係数

a	b	c
5 m ≤ H のとき a = 1	2	N > 5 のとき c = 4
3 m ≤ H < 5 m のとき a = $\frac{1}{4} (H - 1)$		N ≤ 5 のとき c = 6

出典 : [5-5]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.35~38

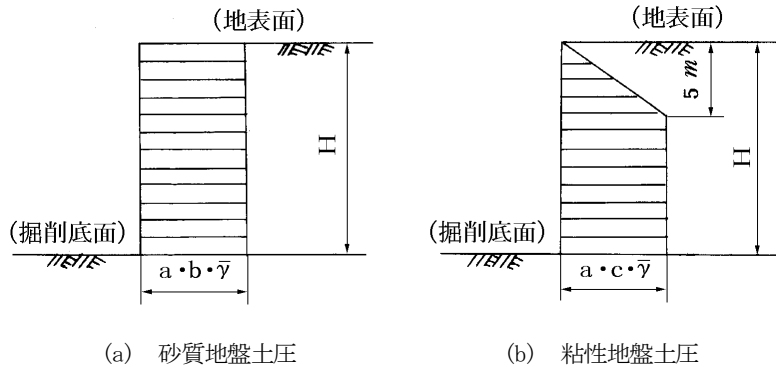


図 2-1-7 土圧分布

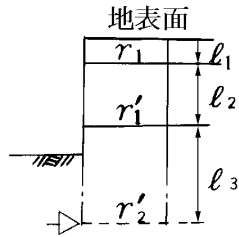
- γ : 土の平均単位体積重量
 a : 掘削深さHによる係数
 b, c : 地質による係数 ($b = \text{砂質土}, c = \text{粘性土}$)
 N : 地盤の平均N値

(3) 水 圧

山留め壁に作用する水圧は三角形分布とする。

(解 説)

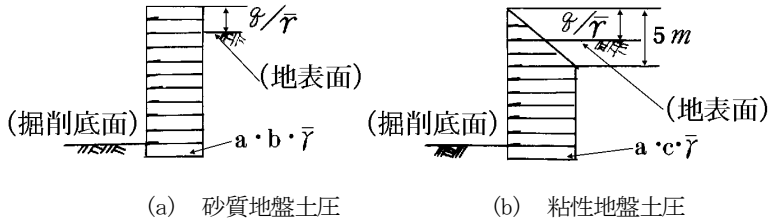
- 1) 小規模土留め工、自立式土留め工の土圧については、別途記述する。
- 2) つり合い根入れ長の検討に用いるランキンの主働土圧強度式では、粘着力の効果により計算上、山留めに主働土圧が作用しない場合がある。しかし、実際の工事における地表面付近では、山留め壁の打ち込み等の施工に伴う地盤の乱れや降雨等の影響が考えられるため、粘性土地盤における土圧の下限値の規定を設けた。
- 3) 断面決定用土圧式は、山留め壁、腹起し、切ばりの断面計算に用いる。この土圧は多数の土圧測定結果を、慣用法に用いることを前提として整理し得られた見掛け上の土圧分布であり、基になった土圧実測例はあくまで標準的な地盤、掘削深さ、施工法についてのものである。土圧公式の適用には次の事項に留意する必要がある。
 - ① 土が過度にかく乱された状態にあつては、土圧は極めて大きくなるので、裏込め土、埋立て土、あるいは施工中にかく乱されると思われる場合は別途検討する。
 - ② 地層が粘性土と砂質土の互層になっている場合は、粘性土の層厚の合計が地表面から仮想支持点までの地盤の厚さの 50% 以上の場合は粘性土、50% 未満の場合は砂質土の様な基盤と考えてよい。また、地盤種別が粘性土と判定された場合は、粘性土をN値で分類し、 $N \leq 5$ の層厚の合計が 50% 以上の場合は軟らかい粘性土、50% 未満を硬い粘性土として取り扱う。
 - ③ 地盤の平均単位体積重量は、地表面から仮想支持点までの間における各層を考慮し図 2-1-8 のようにして求める。
 - ④ 道路上の工事では、過載荷重として $q = 10 \text{ kN/m}^2$ を考慮するが、最上層の土の単位重量 γ または③で求めた平均単位体積重量 γ より q / γ (m) または q / γ (m) の換算土圧を地表面にとり図 2-1-9 のようにする。



平均単位体積重量

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma_1 \cdot l_1 + \gamma_1' \cdot l_2 + \gamma_2' \cdot l_3}{l_1 + l_2 + l_3}$$

図2-1-8 平均単位体積重量の求め方



(a) 砂質地盤土圧

(b) 粘性地盤土圧

図2-1-9 载荷重がある場合の土圧

4) 水圧における三角形分布とは図2-1-10に示す

ように鋼矢板先端で掘削側の水圧と地山側の水圧が等しいという考えから、鋼矢板に作用する水圧として $\triangle ABC$ から $\triangle OEB$ 相当分を差し引いた $\triangle ABD$ を考慮することである。

ただし、「親ぐい横矢板形式」の土留めにおいては「水圧」を考慮しなくてもよい。

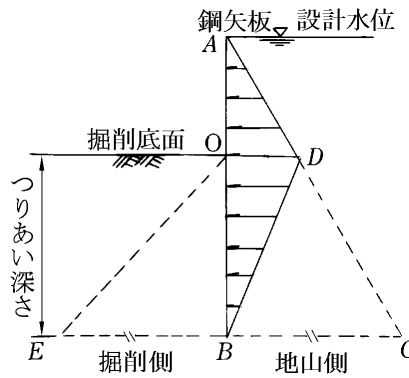


図2-1-10 水圧

5-6 弾塑性法に用いる土圧および水圧

(1) 静止側圧

山留め壁に作用する静止側圧は次式により算出する。

砂質土の場合 $p_0 = K_{0s} (\sum \gamma h - p_{w2}) + p_{w2}$

粘性土の場合 $p_0 = K_{0c} (\sum \gamma h)$

ここに、 p_0 : 静止側圧 (kN/m²)

K_{0s} : 着目点における砂質土の静止土圧係数 (ヤーキーの式)

$$K_{0s} = 1 - \sin \phi$$

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

K_{0c} : 着目点における粘性土の静止土圧係数

表2-1-13 粘性土の静止土圧係数

N値	K_{0c}
$N \geq 8$	0.5
$4 \leq N < 8$	0.6
$2 \leq N < 4$	0.7
$N < 2$	0.8

出典：[5-6]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.39~42

$\Sigma \gamma h$: 着目点における掘削面側地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

ただし、地表面より上に水位がある場合は地表面より上の水の重量を含む。

γ : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 着目点までの各層の層厚 (m)

p_{w2} : 着目点における掘削面側の間隙水圧 (kN/m²)

(2) 背面側主働側圧

山留め壁に背面側から作用する主働側圧は砂質土では次式により算出する。

砂質土の場合

$$p_a = K_{as}(\Sigma \gamma h + q - p_{w1}) - 2c\sqrt{K_{as}} + p_{w1}$$

粘性土の場合

$$\text{掘削面以浅 } p_a = K_{ac1}(\Sigma \gamma h + q)$$

$$\text{掘削面以深 } p_a = K_{ac1}(\Sigma \gamma h_1 + q) + K_{ac2}(\Sigma \gamma h_2)$$

ここに、 p_a : 主働側圧 (kN/m²)

K_{as} : 着目点における砂質土の主働土圧係数

$$K_{as} = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

ϕ : 着目点における土のせん断抵抗角 (度)

K_{ac1} : 掘削面以浅での着目点における粘性土の主働側圧係数

K_{ac2} : 掘削面以深での着目点における粘性土の主働側圧係数

表 2-1-14 主働側圧係数 (粘性土)

N値	K_{ac1}		K_{ac2}
	推定式	最小値	
$N \geq 8$	$0.5 - 0.01H$	0.3	0.5
$4 \leq N < 8$	$0.6 - 0.01H$	0.4	0.6
$2 \leq N < 4$	$0.7 - 0.025H$	0.5	0.7
$N < 2$	$0.8 - 0.025H$	0.6	0.8

※H : 各掘削深さ (m)

$\Sigma \gamma h$: 着目点における地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

$\Sigma \gamma h_1$: 掘削面以浅での着目点における地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

$\Sigma \gamma h_2$: 掘削面以深での着目点における掘削面からの地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

ただし、地表面より上に水位がある場合は、地表面より上の水の重量を含める

γ : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 着目点までの各層の層厚 (m)

h_1 : 粘性土地盤における掘削面以浅の各層の層厚 (m)

h_2 : 粘性土地盤における掘削面以深の着目点までの各層の層厚 (m)

q : 地表面での上載荷重 (kN/m²)

p_{w1} : 着目点における間隙水圧 (kN/m²)

c : 着目点における土の粘着力 (kN/m²)

(3) 掘削面側受働側圧

山留め壁の変位に抵抗する受働側圧は次式により算出する。

$$p_p = K_p(\Sigma \gamma h - p_{w2}) + 2c\sqrt{K_p} + p_{w2}$$

ここに、 p_p : 受働側圧 (kN/m²)

K_p : 着目点における地盤の受働土圧係数

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}}\right)^2}$$

ϕ : 着目点における土のせん断抵抗角 (度(度))

δ : 山留め壁と地盤との摩擦角 (度(度)) で、 $\delta = \phi/3$ とする。

$\Sigma \gamma h$: 着目点における地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

ただし、地表面より上に水位がある場合は、地表面より上の水の重量を含む。

γ : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 着目点までの各層の層厚 (m)

p_{w2} : 着目点における間隙水圧 (kN/m²)

ただし、粘性土においては $p_{w2} = 0$ とする。

c : 着目点における土の粘着力 (kN/m²)

(4) 水 圧

水圧は、現地の調査に基づき設定する。

(解 説)

- 1) 砂質土地盤では、地下水位の変動に伴い水圧が変化しやすいこと等から、土圧と水圧を分離し、その合計によって側圧を求めることにした。砂質土の静止土圧係数はヤーキーの式を用いて算出してよい。粘性土地盤では、一般に、透水係数が小さいため、地下水位が変動しても粘性土中の水は、しばらくの間保持されるものと考え、土圧と水圧を一体として求めることとした。粘性土の静止側圧係数は、実測値から推定した表 2-1-13 の値を用いるものとする。なお、非常に軟弱な地盤では、 K_0c が表 2-1-13 に示す 0.8 より大きくなる場合があるので、 K_0c の値の決定にあたっては留意する必要がある。
- 2) 主働側圧も静止側圧と同様に、砂質土については土圧と水圧を分離した側圧式を、粘性土については土圧と水圧を一体とした側圧式を用いるものとした。粘性土の主働側圧係数は表 2-1-14 に示す値を用いるものとする。
- 3) 受働側圧はクーロンの土圧公式を用いるものとする。
- 4) 各計算ステップごとの水圧状態に留意し、掘削底面の安定が図られるよう、適切な水圧を設定する。水圧の状況が不明確な場合には、次のように設定してよい。すなわち、砂質土地盤における間隙水圧は、山留め壁先端が透水層の場合には背面側より掘削面側へ地下水が浸透し、山留め壁の下端におい

て背面側と掘削面側で水圧が等しくなると考えられることから、図2-1-11によることとしてよい。
 また、図2-1-12および図2-3-13に示すように、下層地盤もしくは上層地盤に粘性土層がある
 場合の水圧係数 K_w (K_{w1} , K_{w2}) は、 $K_{w1}=K_{w2}=1.0$ としてよい。なお、互層の場合の水圧は、一
 般的に図2-3-14のような水圧分布が考えられる。

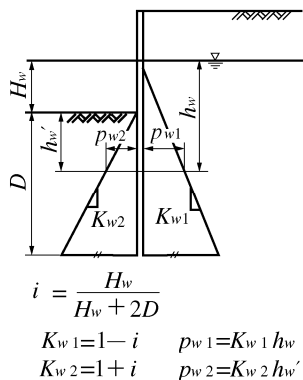


図2-1-11 砂質地盤の水圧

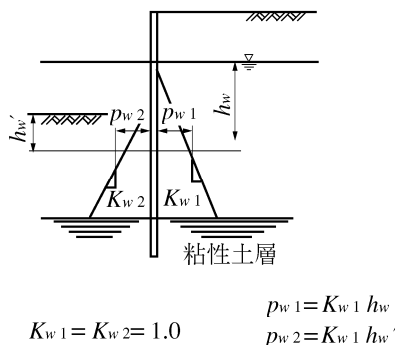


図2-1-12 下層地盤に粘性土層がある場合

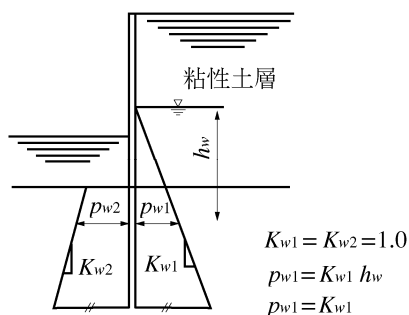


図2-1-13 上層地盤に粘性土層がある場合

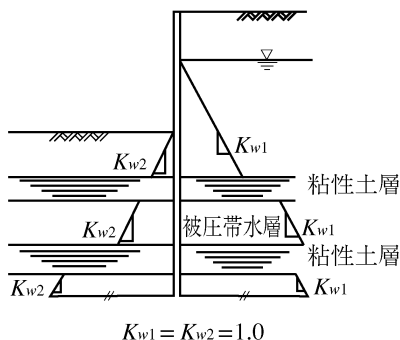


図2-1-14 互層地盤の場合

5-7 温度変化

切ばりには、温度変化によって生ずる軸力増加（150kN）を考慮する。

出典：[5-6]
 道路土工仮設構造物工指針
 (H11.3) P.43

(解説)

- 1) 仮設構造物の切ばり反力の増加は、気温1℃上昇するのに11.0～12.5kN程度発生するとの報告もある。
 しかし、夏冬の温度差による軸力増加は地盤のクリープによって消化されると考えられるので、設計に考慮する必要はない。
- 2) 切ばりを兼ねる腹起し部材には、これを考慮する。
- 3) 覆工板がある場合にはこれを無視してよい。

6. 設計計算に用いる物理定数

(1) 鋼材のヤング係数

表 2-1-15 鋼材のヤング係数

種 類	ヤング係数 (N/mm ²)
鋼 お よ び 鋳 鋼	2.0×10^5
PC 鋼線、PC 鋼より線、PC 鋼棒	2.0×10^5

(2) コンクリートのヤング係数

表 2-1-16 コンクリートのヤング係数

標準基準強度 (N/mm ²)	21	24	27	30
ヤング係数 (N/mm ²)	2.35×10^4	2.50×10^4	2.65×10^4	2.80×10^4

(解 説)

設計計算に用いる物理定数は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」に準拠した値を用いる。

なお、コンクリートの設計基準強度が表 2-1-16 に示す値以外の場合は、比例によって求めたヤング係数を用いてよい。また、鉄筋コンクリート部材の応力度計算に用いるヤング係数比 n は 15 とする。

出典：[表 2-1-6]
道路橋示方書・同解説
I 共通編 (H14.3) P.83, 84
表-3.3.1, 表-3.3.3

7. 許容応力度

7-1 仮設構造物鋼材の許容応力度

出典：[7-1]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.47~50

(1) 構造用鋼材

表 2-1-17 鋼材の許容応力度 (N/mm²)

種 類		SS400	SM490
軸方向引張 (純断面)		210	280
軸方向圧縮 (総断面)		$\ell/r \leq 18(20)$ 210(2, 100) $18 < \ell/r \leq 92$ $[140 - 0.82(\ell/r - 18)] \times 1.5$ $92 < \ell/r$ $\left[\frac{1,200,000}{6,700 + (\ell/r)^2} \right] \times 1.5$ ℓ : 部材の座屈長さ (mm) r : 断面二次半径 (mm)	$\ell/r \leq 16(15)$ 280(2, 850) $16 < \ell/r \leq 79$ $[185 - 1.2(\ell/r - 16)] \times 1.5$ $79 < \ell/r$ $\left[\frac{1,200,000}{5,000 + (\ell/r)^2} \right] \times 1.5$ ℓ : 部材の座屈長さ (mm) r : 断面二次半径 (mm)
曲 げ	引張縁 (総断面)	210	280
	圧縮縁 (総断面)	$\ell/b \leq 4.5$ 210 $4.5 < \ell/b \leq 30$ $[140 - 2.4(\ell/b - 4.5)] \times 1.5$ ℓ : フランジの固定点間距離 (mm) b : フランジ幅 (mm)	$\ell/b \leq 4.0$ 280 $4.0 < \ell/b \leq 30$ $[185 - 3.8(\ell/b - 4.0)] \times 1.5$ ℓ : フランジの固定点間距離 (mm) b : フランジ幅 (mm)
せん断 (総断面)		120	160
支 圧		315	420

工場溶接部は母材と同じ値を用い、現場溶接部は施工条件を考慮して80%とする。十分な品質管理ができる場合は、工場溶接と同じ値とする。

注) 純断面：欠損部を考慮 総断面：欠損部は考慮しない

(2) 鋼 矢 板

表 2-1-18 鋼矢板の許容応力度 (N/mm²)

			SY295	SY390	軽量鋼矢板	
母材部	曲げ引張		270	355	210	
	曲げ圧縮		270	355	210	
溶接部	良好な施 工条件で の溶接	突合せ溶接	引張	215	285	165
			圧縮	215	285	165
		すみ肉溶接	せん断	125	165	100
	現場建込 み溶接	突合せ溶接	引張	135	180	110
			圧縮	135	180	110
		すみ肉溶接	せん断	80	100	60

(3) 鋼管矢板

表 2-1-19 鋼管矢板の許容応力度 (N/mm²)

		SKY400	SKY490
母材部	引張	210	280
	圧縮	210	280
	せん断	120	160
溶接部		工場溶接部は母材と同じ値を用い、現場溶接部は施工条件を考慮してその80%とする。	

(4) 鉄筋

鉄筋コンクリート用棒鋼 SD345 の許容応力度は、300N/mm² とする。

(5) ボルト

表 2-1-20 ボルトの許容応力度 (N/mm²)

ボルトの種類	応力の種類	許容応力度	備考
普通ボルト	せん断	135	SS400 相当
	支圧	315	
高力ボルト (F10T)	せん断	285	母材が SS400 の場合
	支圧	355	

(6) タイロッド

表 2-1-21 タイロッドの許容引張応力度 (N/mm²)

	SS400	SS490	高張力鋼 290	高張力鋼 390	高張力鋼 440
許容引張応力度	(径 40mm 以下) 141 (径 40mm を超えるもの) 125	(径 40mm 以下) 165 (径 40mm を超えるもの) 150	195	235	265
伸び (%)	24 以上	21 以上	24 以上	22 以上	20 以上

(7) PC鋼材

山留めアンカーに用いる PC鋼材の許容引張力は、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説」(地盤工学会) に準じ、テンドンの極限引張り力の 65% またはテンドンの降伏引張り力の 80% のうちいずれか小さい値とする。

(解説)

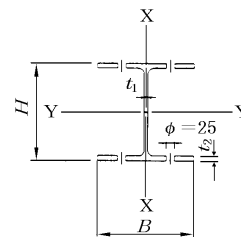
- 1) ここで規定した許容応力度は、仮設構造物であることを考慮して、道路橋示方書等に規定されている常時の許容応力度を1.5倍した値を標準値として示したものである。したがって、構造物の重要度、荷重条件、設置期間、交通条件等によっては、この値を低減するのがよい。特に一般交通の通行を許容する仮設橋の設計においては、交通状況等を考慮し、かつ上記の条件を十分検討した上で、許容応力度を定める必要がある。また締切りおよび締切り堤については別途許容応力度を定める。
- 2) 鋼矢板の現場溶接部の許容応力度のうち、建込み前に矢板を横にして下向き姿勢で良好な施工条件で溶接が可能な場合は、許容応力度を母材の80%程度とした。現場建込み溶接とは、先行する矢板を打込んでからそれに接続する矢板を鉛直に建込んだ状態で継手を溶接するもので、足場の悪さ、溶接姿勢の悪さ、上下矢板開先のずれ、打込みによる開先の変形等の影響が考えられるため、現場溶接部の許容応力度を母材の50%程度とした。
- 3) ボルトの許容応力度は、「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」の仕上げボルト(SS400相当)および高力ボルト(B10T)の許容応力度に準じ、その値を50%割増した値とした。高力ボルトは普通ボルトと同様に支圧接合として設計してよいこととした。
- 4) 仮設構造物に用いるタイロッドの許容引張応力度は、長期許容応力度(保証降伏応力度の40%)を1.5割増した値とする。また、タイロッドは伸びの少ない、もろい材質であると破断強度が低下することから、伸びが18%以上の鋼材を用いることとする。
- 5) 山留め用支保工に使用するリース材の断面性能、断面特性は以下の表によるものとする。

表2-1-23 リース加工製品の断面性能

出典：[表2-1-33]
 道路土工仮設構造物工指針
 (H11.3) P.320
 参表3-6

(JIS G3192-1990)の加工製品								
寸法	単位質量	断面積	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
			$I_x(\text{cm}^4)$	$I_y(\text{cm}^4)$	$i_x(\text{cm})$	$i_y(\text{cm})$	$z_x(\text{cm}^3)$	$z_y(\text{cm}^3)$
$H \times B \times t_1 \times t_2$	kg/m	cm^2						
H-200×200×8×12	55	51.53	3,660	919	8.43	4.22	366	92
H-250×250×9×14	80	78.18	8,850	2,860	10.60	6.05	708	229
H-300×300×10×15	100	104.80	17,300	5,900	12.90	7.51	1,150	394
H-350×350×12×19	150	154.90	35,000	12,500	15.10	8.99	2,000	716
H-400×400×13×21	200	197.70	59,000	20,300	17.30	10.10	2,950	1,010
(JIS 規格外品)の加工製品								
寸法	単位質量	断面積	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
			$I_x(\text{cm}^4)$	$I_y(\text{cm}^4)$	$i_x(\text{cm})$	$i_y(\text{cm})$	$z_x(\text{cm}^3)$	$z_y(\text{cm}^3)$
$H \times B \times t_1 \times t_2$	kg/m	cm^2						
H-500×500×25×25	300	330.80	142,000	45,300	20.70	11.70	5,670	1,810
H-502×475×25×25	300	331.30	143,000	42,200	20.80	11.30	5,700	1,780

- (注) 1. 孔の径および位置により断面性能が異なるものもある。
 2. 上記の材料は、地域によっては保有していないものもある。



- 6) 覆工受けたの計算において、覆工板が落とし込み式の場合は、フランジの座屈を考慮するが、締結式で受けたが拘束されている場合は、座屈を考慮しなくてよい。(σ_{sa}=205N/mm²)

7-2 軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材

出典：[7-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.50

軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材は、応力度の照査のほか、安定に対する検討が必要である。

(解説)

H形鋼 (SS400) の場合「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」の規定に準じ、次式により安定の照査を行うものとする。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq 1$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq \sigma_{cal}$$

- ここに、
 σ_c : 照査する断面に作用する軸方向力による圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_{bcy} , σ_{bcz} : それぞれ強軸および弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²) で、表 2-1-15 を用いる。ただし、 $b' \leq 13.1t'$ とする。
 σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²) で表 2-1-15 を用いる。ただし、 $2A_c \geq A_w$ とする。
 (A_c : 圧縮フランジの総断面積 (cm²), A_w : ウェブの総断面積 (cm²) 図 2-1-15 参照)
 σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値で、210N/mm² とする。
 σ_{cal} : 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度で、210N/mm² とする。ただし、 $b' \leq 13.1t'$ とする。
 σ_{eay} , σ_{eaz} : それぞれ強軸および弱軸まわりのオイラー座屈応力度 (N/mm²)
 $\sigma_{eay} = 1,200,000 / \left(\frac{\ell'}{r_y}\right)^2$
 $\sigma_{eaz} = 1,200,000 / \left(\frac{\ell'}{r_z}\right)^2$
 ℓ' : 材料両端の支点条件より定まる有効座屈長 (mm) で、強軸および弱軸でそれぞれ考慮する。
 r_y , r_z : それぞれ強軸および弱軸まわりの断面二次半径 (mm)
 b' , t' : 図 2-1-15 参照。

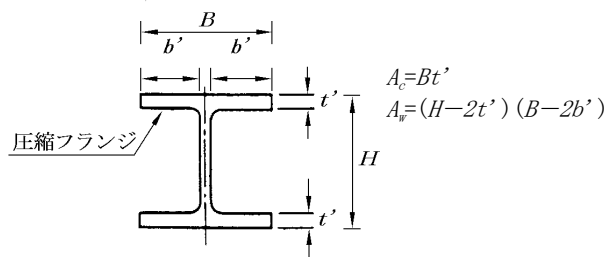


図 2-1-15 b'、t' のとり方

7-3 せん断力を受ける部材

せん断力を受ける部材は、それが最大となる荷重状態についてせん断応力度の検討を行わなければならない。

$$\tau = \frac{S}{A_w}$$

τ : せん断応力度 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A_w : ウェブ断面積 (mm²)

7-4 コンクリートおよびソイルセメントの許容応力度

(1) 気中コンクリート

表 2-1-24 大気中で施工するコンクリートの許容応力度

(N/mm²)

コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})		21	24	27	30
		応力度の種類			
許容応力度	曲げ圧縮応力度	10.5	12.0	13.5	15.0
	軸圧縮応力度	8.0	9.5	11.0	12.5
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.33	0.35	0.36	0.38
	斜め引張鉄筋と共同してせん断力を負担する場合 (τ_{a2})	2.40	2.55	2.70	2.85
許容付着応力度	丸鋼	1.05	1.20	1.27	1.35
	異形棒鋼	2.10	2.40	2.55	2.70

(2) 水中コンクリート

表 2-1-25 泥水置換工法によるコンクリートの許容応力度

(N/mm²)

コンクリートの呼び強度		30	35	40
水中コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})		24	27	30
許容圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	12.0	13.5	15.0
	軸圧縮応力度	9.5	11.0	12.5
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.35	0.36	0.38
	斜め引張鉄筋と共同してせん断力を負担する場合 (τ_{a2})	2.55	2.70	2.85
許容付着応力度	異形棒鋼	1.80	1.90	2.10

出典 : [7-4]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.52~53

(3) ソイルセメント

ソイルセメントの許容応力度は、一般に設計基準強度をもとにして定めるものとし、ソイルセメントの設計基準強度は、原位置土で作成した試験体での強度試験に基づいて定める。やむを得ない場合は、当該工事の諸条件に類似した過去の強度記録等を参考に定めてもよい。

(解 説)

- 1) コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 τ_{al} の補正の考え方については、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に準じるものとする。
- 2) 水中コンクリートの配合は単位セメント量 350kg/m^3 以上、水セメント比 55%以下、スランプ 18~21cm とし、標準養生の供試体の材令 28 日における圧縮強度は 30N/mm^2 以上とする。なお、鉄筋かご挿入後、ベントナイト溶液の濃度が 10%をこえる場合には別途検討しなければならない。
- 3) ソイルセメントの許容応力度は、「ソイルミキシングウォール(SMW)設計施工指針(案)」(日本材料学会)では、圧縮強度を強度の基本値として取り扱い、許容応力度として表 2-1-26 に示す値を与えている。

— 1 — 26 ソイルセメントの許容応力度

圧縮 (σ_a)	引張り	せん断 (τ_a)
$\frac{F_c}{2}$	—	$\frac{F_c}{6}$

F_c : 基準強度 (N/mm^2)

7-5 木材の許容応力度

表 2-1-27 木材の許容応力度

(N/mm^2)

木 材 の 種 類		応 力 度		
		圧縮	引張、曲げ	せん断
針葉樹	あかまつ、くろまつ、からまつ、ひば、ひのき、つが、べいまつ、べいひ	12.0	13.5	1.05
	すず、もみ、えぞまつ、とどまつ、べいすぎ、べいつが	9.0	10.5	0.75
広葉樹	かし	13.5	19.5	2.1
	くり、なら、ぶな、けやき	10.5	15.0	1.5
	ラワン	10.5	13.5	0.9

出典：[7-5]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.54

(解 説)

土留め板の場合、標準として最上段の値を用いて良い。

木材を仮設構造物として長期にわたり使用する場合には、その品質の劣化に十分注意する。

8. 山留め工設計に関する一般事項

8-1 山留め壁と構造物との間隔

構築する構造物と山留め壁との余裕幅は、数量算出要領に準じる。

表 2-1-28 構造物と山留め壁との余裕幅

種 別	足場工の有無	余裕幅	
オープン掘削	足場工なし	50 cm	
	足場工あり (フーチング高さ 2 m未満で フーチング上に足場を設置する 場合)	170 cm (50 cm)	
山留掘削	足場工なし (プレキャスト構造物で自立 型土留めの場合)	100 cm (70 cm)	
	足場工あり (フーチング高さ 2 m未満で フーチング上に足場を設置する 場合)	220 cm (100 cm)	

- 注) 1. 余裕幅は本体コンクリート端からとする。
 2. 矢板施工の型枠施工幅は矢板のセンターからの距離。
 3. 足場工の必要な場合とは、 $H = 2$ m以上の構造物。
 4. 雪寒仮囲いを使用する場合は、必要幅を計上すること。
 5. 小構造物等で、これによることが不適当な場合は別途余裕幅を設定できる。
 6. 共同溝等の特殊な場合は、別途取り扱う。

(解 説)

1) 構築する構造物と山留め壁との純間隔は、上表を標準とするが、既設構造物や地下埋設物等により上記に依り難い場合は、下記を参考にする。

- ①型枠を取り外す場合、山留めと本体構造物との余裕幅を最小 80 cm程度とする。
 - ②型枠を存置する場合、山留めと本体構造物との余裕幅を 30 cm程度とする。この場合、山留め壁の施工精度や防水工等も考慮して定めるのがよい。
 - ③仮設アンカーを除去する場合は余裕幅を別途考慮する。
- 2) 鋼矢板等により締切りを行う場合、矢板割付等も考慮して定めるものとする。

8-2 余掘り量

設計計算上では、掘削の余掘りは 1 mとする。

(解 説)

掘削の余掘りは、施工ではできるだけ小さくすることが望ましいが、設計計算上の余掘り量は腹起しのブラケットの取付や施工上の安全を考慮して 1 mとする。1 m以下の余掘り量を設計値として用いる場合は、施工において設計図書を理解した十分な管理を行うが、この場合においても、最下段切ばり設置時の余掘り量は 1 mとする。

出典：[8-1 解説 1)①]
 道路土工仮設構造物工指針
 (H11.3) P. 65

出典：[8-1 解説 1)②]
 共同溝設計指針 (S61.3)
 P. 98

出典：[8-2]
 道路土工仮設構造物工指針
 (H11.3) P. 65

8-3 山留め壁の許容変位量

山留め壁の側方変位量は30 cm以下とする。ただし、自立式山留めの許容変位量は掘削深さの3%を目安とする。

(解説)

- 1)切ばり式山留めにおいても山留め壁の側方変位が周辺構造物に重大な影響を及ぼすことが予測される場合には、その許容変位量を掘削深さの3%を目安とし詳細に検討する。
- 2)近接影響検討を実施する際に必要となる山留め壁の側方変位量は、弾塑性法等により算出するのがよい。その場合の許容変位量は、近接構造物や周辺状況を勘案し、適宜設定する。
- 3)慣用法によって求められる山留め壁の側方変位量は、山留め壁の剛性を設定するために簡易的に算出したものであり、実際に生じる変位量と大きく異なることに注意する。

8-4 山留め壁の部材計算

(1)山留め壁の設計に用いる山留め壁の断面性能は、その構造形式および使用材料を考慮して定める。

表2-1-29 山留め壁の断面二次モーメント

山留め壁の種類	応力・変形計算時の断面二次モーメント
親杭横矢板壁	H形鋼の全断面有効
鋼矢板壁	全断面有効の45% ただし、鋼矢板継手部の掘削面側を鋼矢板頭部から50 cm程度溶接したり、コンクリートで鋼矢板頭部から30 cm程度の深さまで連結して固定したもの等については、断面二次モーメントを全断面有効の80%まで上げることができる。 ハット形鋼矢板については全断面有効(100%)
鋼管矢板壁	継手部分を除いた、鋼管部分の全断面を有効
柱列式連続壁	芯材としての形鋼断面のみ有効
地中連続壁	コンクリート全断面を有効とした場合の60%

(2)山留め壁断面に発生する応力度は、慣用法あるいは弾塑性法により求めた、掘削途中あるいは埋戻しの各過程において発生する最大の断面力に対して、表2-1-30に示す断面係数を用いて算出する。また、土留め壁に軸方向力が作用し、それが壁体の応力度に対して危険側となる場合は、これを考慮しなければならない。

表2-1-30 山留め壁の断面係数のとり方

山留め壁の種類	山留め壁の断面係数のとり方
親杭横矢板壁	H形鋼の全断面を有効とした断面係数
鋼矢板壁	全断面有効の60%の断面係数 ただし、鋼矢板継手部の掘削面側を鋼矢板頭部から50 cm程度溶接したり、コンクリートで鋼矢板頭部から30 cm程度の深さまで連結して固定したもの等については、断面係数を全断面有効の80%まで上げることができる。 ハット形鋼矢板については全断面有効(100%)の断面係数
鋼管矢板壁	継手部分を除いた、鋼管部分の断面係数 中詰めコンクリートを用いる場合でも、鋼管部分のみとする。

出典：[8-3]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.94, 151

出典：[8-4]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.107~109

出典：[(1) ハット型鋼矢板]
鋼矢板設計から施工まで
(H19.4) P.106

出典：[(2) ハット型鋼矢板]
鋼矢板設計から施工まで
(H19.4) P.106

柱列式連続壁	芯材としての形鋼のみの断面係数
地中連続壁	鉄筋コンクリートの矩形断面として、コンクリートの引張強度を無視して設計する。

(3) 地中連続壁を除く山留め壁に使用する鋼材の断面応力度の算定は、次式による。

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$

ここに、 σ : 鋼材に発生する応力度 (N/mm²)

M : 鋼材に発生する最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 鋼材の断面係数 (mm³)

N : 鋼材に作用する鉛直荷重 (N)

A : 鋼材の断面積 (mm²)

σ_{sa} : 鋼材の許容応力度 (N/mm²)

(4) ソイルセメント柱列壁の芯材間に水平方向に働くせん断応力は、ソイルセメント部分で抵抗するものとする。

(解 説)

1) 下記の方法により鋼矢板断面の剛性を高めることができる。(参考例)

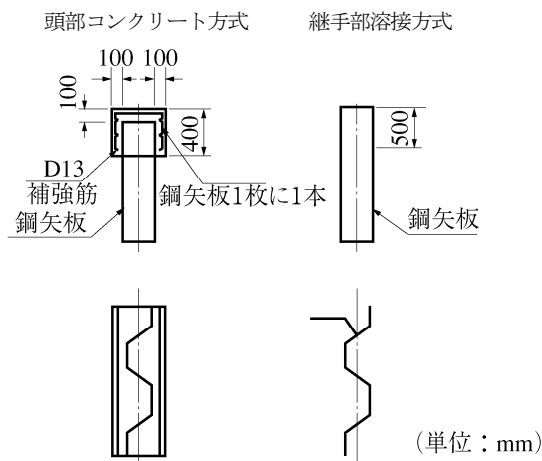


図 2-1-16

2) ハット形鋼矢板は継手が部材縁にあるため、断面二次モーメントおよび断面係数は、全断面有効 (100%) とした。

3) 地中連続壁の断面二次モーメントでは、ひびわれによる剛性低下を考慮した。

4) 仮設構造物として広幅鋼矢板を使用するにあたっては、通常型鋼矢板との経済比較等により検討する。

5) 鋼管矢板壁の断面二次モーメントでは、鋼管内にコンクリートの中詰めを行う場合、充填状況や付着状況に不明の点が多いため中詰めコンクリートの剛性を無視することとする。

出典 : [2]
鋼矢板設計から施工まで
(H19.4) P. 106

6) ソイルセメント部分に働くせん断応力は、隣接する芯材を支点とする単純ばりとみなして、次に示す応力度算定を行う。

① 芯材を全孔設置で割付ける場合

芯材を全孔設置で割付ける場合は、図2-1-17に示すように、せん断力のみを考慮する。このとき、せん断力が生ずる位置での芯材の掘削側フランジ面（はつりカット面）から背面の造壁面交点までの距離を、断面決定用の有効厚 d_e とする。

単位長さ当たりのせん断力の算定は、次式による。

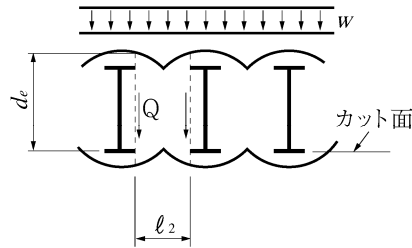


図2-1-17 ソイルセメント柱列壁の応用計算
(芯材を全孔設置する場合)

$$Q = \frac{w l_2}{2}$$

ここに、 Q : せん断力 (kN)

w : 深さ方向の単位長さ (1 m) 当たりの側圧 (kN/m)

l_2 : 芯材のフランジ間距離 (m)

せん断応力度の検討は、次式によるものとする。

$$\tau = \frac{Q}{b d_e} \leq \tau_a$$

ここに、 τ : せん断応力度 (N/mm²)

Q : せん断力 (N)

b : 深さ方向の単位長さ (1,000 mm)

d_e : 有効厚 (mm)

τ_a : ソイルセメントの許容せん断応力度 (N/mm²)

② 芯材を隔孔設置で割付ける場合

芯材を隔孔設置で割付ける場合は、せん断力とともに、圧縮力に対する応力度算定を行う。

i) せん断応力度の算定

有効厚は、想定する破壊形状にも関係するが、現状としては図2-1-18に示す I-I 面での d_{e1} および II-II 面での d_{e2} とする。単位長さ当たりのせん断力の算定は、次式による。

なお、ウェブ寸法の小さい芯材を用いる場合、有効厚は図2-1-19に示す d_{e2} とする。

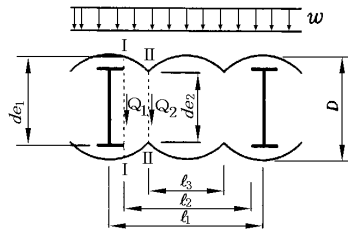


図 2-1-18 せん断応力度の検討
(芯材を隔孔設置する場合)

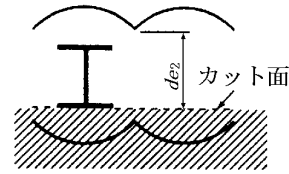


図 2-1-19 くびれ部での有効厚のとり方
(芯材を隔孔設置する場合)

$$Q_1 = \frac{w l_2}{2}$$

$$Q_2 = \frac{w l_3}{2}$$

- ここに、 Q_1 : I-I面でのせん断力 (kN)
 Q_2 : II-II面でのせん断力 (kN)
 w : 深さ方向の単位長さ (1 m) 当たりの側圧 (kN/m)
 l_1 : 芯材間隔 (m)
 l_2 : 芯材のフランジ間距離 (m)
 l_3 : くびれ部分の間隔 (m)

せん断応力度の検討は、次式による。

$$\tau_1 = \frac{Q_1}{b d_{e1}} \leq \tau_a$$

$$\tau_2 = \frac{Q_2}{b d_{e2}} \leq \tau_a$$

- ここに、 τ_1 : I-I面でのせん断応力度 (N/mm²)
 τ_2 : II-II面でのせん断応力度 (N/mm²)
 Q_1 : I-I面でのせん断力 (N)
 Q_2 : II-II面でのせん断力 (N)
 τ_a : ソイルセメントの許容せん断応力度 (N/mm)
 b : 深さ方向の単位長さ (1,000 mm)
 d_{e1} : I-I面の有効厚 (mm)
 d_{e2} : II-II面の有効厚 (mm)

ii) 圧縮応力度の算定

図2-1-20に示すように、ソイルセメント部とH形鋼フランジとの間に作用する圧縮力Nは次式により計算する。

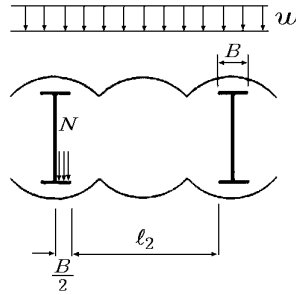


図2-1-20 圧縮応力度の検討（芯材を隔孔設置する場合）

$$N = \frac{w l_2}{2}$$

ここに、N : 圧縮力 (kN)

w : 深さ方向の単位長さ (1 m) 当たりの側圧 (kN/m)

l_2 : 芯材間のフランジ間距離 (m)

また、単位長さ (b = 1 m) 当たりの応力度は、圧縮を受ける断面積としてH形鋼のフランジ幅の $\frac{1}{2}$ に単位長さを乗じた面積Aをとり、次式により算定する。

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{2N}{bB} \leq \sigma_a$$

ここに、 σ : 圧縮応力度 (N/mm²)

N : 圧縮力 (N)

A : 圧縮力を受ける面積 (A = bB/2) (mm²)

b : 深さ方向の単位長さ (1,000 mm)

B : フランジ幅 (mm)

σ_a : ソイルセメントの許容圧縮応力度 (N/mm²)

山留め壁および中間杭の許容鉛直支持力は、以下の式で求める。

$$R_a = \frac{1}{n} (R_u - W_s) + W_s - W$$

$$R_u = q_d A + U \sum \ell_i f_i$$

ここに、 R_a ：許容鉛直支持力 (kN)

n ：安全率 ($n = 2$)

R_u ：地盤から決まる山留め壁の極限支持力 (kN)

W_s ：山留め壁で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

ただし、地下水位以下での土の単位体積重量は、湿潤重量から 9.0 kN/m^3 を差し引いたものを用いる。

W ：山留め壁の有効重量 (kN)

ただし、地下水位以下での山留め壁の有効重量は、山留め壁の単位体積重量から 10.0 kN/m^3 を差し引いたものを用いる。

q_d ：山留め壁先端地盤の極限支持力度 (kN/m^2)

A ：山留め壁の先端面積 (m^2)

U ：周長 (m) で、山留め壁の設置状況を考慮し、土と接する部分とする。

ℓ_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m^2)

なお、地中連続壁やモルタル連続壁のように山留め壁の自重が大きい場合は上式を用いるが、自重が小さい場合は次式を用いてもよい。

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

(解 説)

- 1) 安全率 $n = 2$ は、仮設構造物であることを考慮して定めた値である。したがって、構造物の重要度、荷重条件、設置期間、交通条件等によっては、この値を割増すのがよい。
- 2) 極限支持力 R_u を求める場合の山留め壁先端地盤の極限支持力度と周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度は山留め壁の種類によって規定された値を用いる。
- 3) 山留め壁の周面摩擦力を考慮する範囲は、図 2-1-21 を示す範囲とする。なお、 $N \leq 2$ の軟弱層では信頼性が乏しいので原則として周面摩擦抵抗を考慮してはならない。ただし、一軸圧縮試験等の試験により粘着力を評価できる場合に限り周面摩擦を考慮してもよい。また、軟弱地盤において掘削背面の地盤の沈下により負の摩擦力が働くと予想される場合には、支持力として周面摩擦は考慮してはならない。

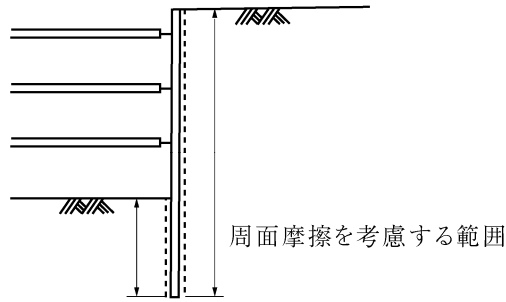


図 2-1-21 周面摩擦の考慮範囲

4) 山留め壁先端地盤の極限支持力度は、根入れ長さと壁厚の比である根入れ比の影響を受ける。したがって、安定計算から求まる根入れ長が同じであっても、山留め壁の壁厚が大きくなると根入れ比が小さくなり、根入れが十分にある場合の支持力推定式をそのまま適用すると支持力を過大評価するおそれがある。このため、鋼管矢板、柱列式連続壁および地中連続壁では、山留め壁先端地盤の極限支持力度を根入れ比に応じて低減することとした。山留め壁を本体利用したり、逆巻き工法等で本体構造物の荷重を受けるような場合は、本体構造物の特質を十分に理解して、必要に応じ「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」等を参考にして、支持力を評価する必要がある。以下に山留めの種類別の極限支持力算出式を示す。

①親杭、中間杭および仮栈橋支持杭

親杭および中間杭の先端地盤の極限支持力度 q_d (kN/m²) および最大周面摩擦力度 f_i (kN/m²) はそれぞれ次式により求めてよい。

ただし、本式を適用する場合には、杭先端は良質な層へ 2 m を根入れさせることが望ましい。

$$q_d = 200 \alpha N$$

(砂質土) $f_i = 2 \beta N_s$

(粘性土) $\begin{cases} f_i = 10 \beta N_c & (N_c : N \text{ 値の場合}) \\ f_i = \beta N_c & (N_c : \text{粘着力 } c \text{ の場合}) \end{cases}$

ここに、 α : 施工条件による先端支持力度の係数 (表 2-1-31)

N : 先端地盤の N 値で 40 を上まわる場合は 40 とする

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

N_1 : 杭先端位置の N 値 (図 2-1-22 参照)

N_2 : 杭先端から上方へ 2 m の範囲における平均 N 値 (図 2-1-22 参照)

β : 施工条件による周面摩擦力度の係数 (表 2-1-32)

N_s : 砂質土の N 値で 50 を上まわる場合は 50 とする

N_c : 粘性土の N 値または粘着力 c で 150kN/m² を上まわる場合は、150kN/m² とする。

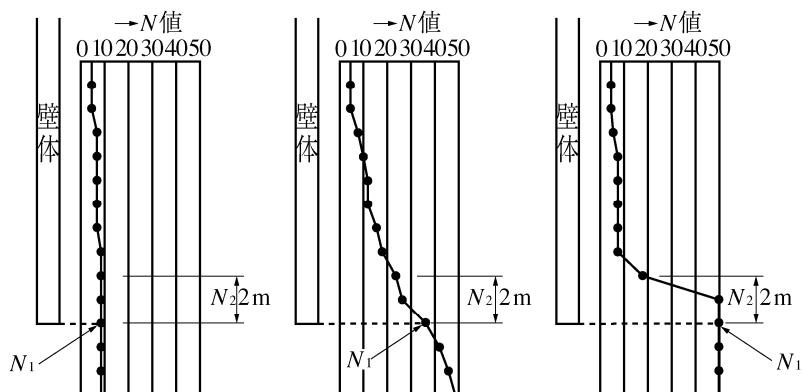


図 2-1-22 N_1 および N_2 のとり方

表 2-1-31 施工条件による先端支持力度の係数 α

施工方法		α
打撃工法		1.0
振動工法		1.0
圧入工法		1.0
プレボーリング工法	砂充填	0.0
	打撃・振動・圧入による先端処理	1.0

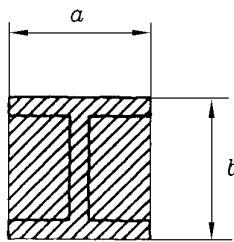
表 2-1-32 施工条件による周面摩擦力度の係数 β

施工方法		β
打撃工法		1.0
振動工法		0.9
圧入工法		1.0
プレボーリング工法	砂充填	0.5
	打撃・振動・圧入による先端処理	1.0

プレボーリング工法では、表 2-1-31、表 2-1-32 から先端部および周面部の施工条件に応じた係数を選定する。なお、周面摩擦力度の係数 β (表 2-1-32) は、打撃等の先端処理や砂充填等による空隙処理が施工されている範囲の値であることに注意する。また、プレボーリング工法のモルタル充填は、柱列式連続壁のモルタル杭に準じて極限支持力度を算定してよい。プレボーリング工法のように杭径以上の掘削を伴う場合には、孔壁と杭体周面との空隙を確実に充填しなければならない。締まった砂層や砂礫層あるいは硬質地盤においては、山留め壁の施工にウォータージェットが併用されることが多いが、地盤が乱され支持力が低下することから山留め壁に支持力を期待する場合には用いないようにする。やむを得ず覆工荷重等を作用させる場合には先端処理を行う必要がある。この場合、先端処理の方法に応じて表 2-1-31 の値を用いるものとする。また、施工条件による周面摩擦力度の係数 β は $\beta = 0.5$ を用いてよい。

親杭および中間杭の先端面積および周長は、図 2-1-23 に示す値とする。

図 2-1-24 に示すように、壁体先端位置の良質層が薄層の場合には十分な支持力が得られない場合がある。そこで、杭下端からの層厚が 2m に満たない場合は、下層地盤の N 値を用いて先端で支持する極限支持力度を算定する。



$U = 2(a + b)$ (中間杭、仮棧橋杭と親杭の掘削底面以深)
 $U = (a + b)$ (親杭の掘削底面以浅)
 $A = a b$
 A : 先端面積 (m²)
 U : 周長 (m)

図2-1-23 親杭の先端面積および周長

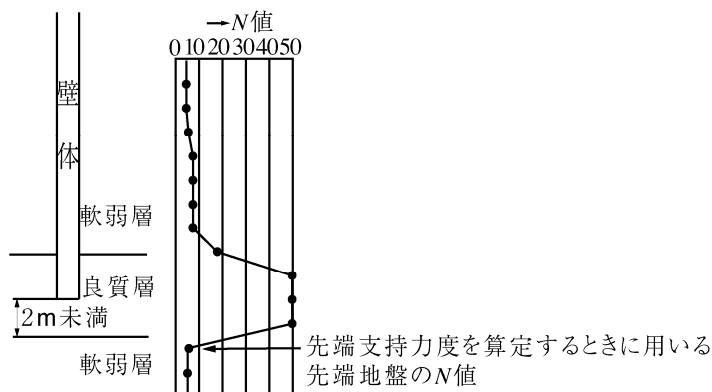


図2-1-24 薄層支持

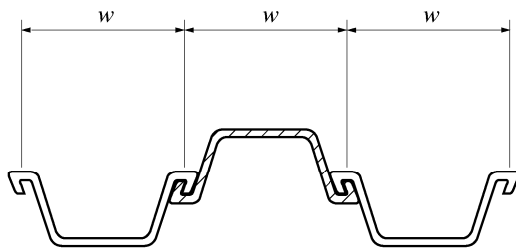
②鋼矢板壁

鋼矢板の先端地盤の極限支持力度および最大周面摩擦力度はそれぞれ親杭に準じてよい (表2-1-31, 表2-1-32 参照)。

オーガ併用圧入工法を採用する場合には、プレボーリング工法に準じて算定してよい。ただし、背面地盤の変状を防止する目的でベントナイトミルク等を注入する必要があるが、この場合は砂充填に準じて極限支持力を算定する。

締まった砂層や砂礫層あるいは硬質地盤においては、山留め壁の施工にウォータージェットが併用されることが多いが、地盤が乱され支持力が低下することから山留め壁に支持力を期待する場合には用いないようにする。やむを得ず覆工荷重等を作用させる場合には先端処理を行う必要がある。この場合、先端処理の方法に応じて表2-1-31の値を用いるものとする。また、施工条件による周面摩擦力度の係数 β は $\beta = 0.5$ を用いてよい。

鋼矢板は、鋼管杭や親杭の場合と異なり、外側に開放的な形状であるため、先端支持力に関する鋼矢板壁の面積は鋼矢板の純断面積とする。また、周面摩擦を考慮できる範囲は鋼矢板の凹凸を考慮しない周長であり、鋼矢板1枚当たりの周長は図2-1-25に示す値とする。



$U = 2w$ (掘削底面以深)
 $U = w$ (掘削底面以浅)
 A : 純断面積 (斜線部)

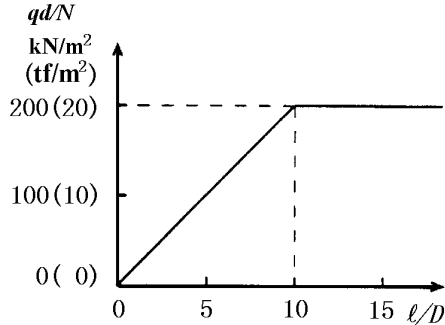
図2-1-25 鋼矢板の先端面積および周長

③鋼管矢板壁

打撃工法、振動工法を採用するときの先端地盤の極限支持力度 q_d は、砂質土の場合は図 2-1-26 により、また粘性土の場合は次式により求めてよい。

$$q_d = 3 q_u \quad (\text{粘性土})$$

ここに、 q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)



ここに、
 l : 根入れ長 (m)
 D : 鋼管矢板の径 (m)
 N : 山留め壁先端から上方へ $4D$ の範囲における平均 N 値 ($N \leq 40$)

図 2-1-26 鋼管矢板の先端地盤の極限支持力度 (砂質土)

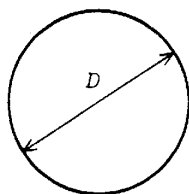
中掘り圧入工法で山留め壁の先端支持力度を期待する場合は、地盤の条件を十分に考慮して、セメントミルク噴出攪拌方式等による先端処理を必要とする。セメントミルク噴出攪拌方式の先端支持力度は地中連続壁の先端支持力度を用いてよい。また、先端処理を打撃方式による場合は、先端支持力は打撃工法に準じる。

プレボーリング工法による山留め壁の先端支持力を期待する場合は、鋼管矢板先端部のスライム処理を十分に行いコンクリートを打設しなければならない。この場合の先端支持力は地中連続壁に準じてよい。

鋼管矢板壁に働く最大周面摩擦力度は地盤の種別、施工法に応じて表 2-1-33 の値を用いる。なお、掘削建込み工法で周面摩擦を期待する場合には鋼管矢板の外部の空隙を泥水固化あるいはモルタル等で充填置換する必要がある。この場合の最大周面摩擦力度は地中連続壁に準じてよい。鋼管矢板壁の先端面積および周長は図 2-1-27 に示す値とする。

表 2-1-33 鋼管矢板壁の最大周面摩擦力度

施工方法	地盤条件	f_i (kN/m ²)	f_i の上限 (kN/m ²)
打撃工法	砂質土	2N	100
	粘性土	10N または c	150
中掘り圧入工法	砂質土	2N	100
	粘性土	8N または 0.8c	100



$$U = \pi D \quad (\text{掘削底面以深})$$

$$U = 1/2 \pi D \quad (\text{掘削底面以浅})$$

$$A = 1/4 \pi D^2$$

D : 鋼管矢板の径

図 2-1-27 鋼管矢板の先端面積および周長

④柱列式連続壁

先端地盤の極限支持力度および最大周面摩擦力度は、地中連続壁に準じてよい（図2-1-29、表2-1-34 参照）。ただし、ソイルセメント壁ではソイルセメント強度と地盤の支持力度を比較して、小さい方の値を極限支持力度とする。なお、先端地盤の極限支持力度は芯材の先端位置での値を用い、最大周面摩擦力度は芯材の挿入されている範囲のみ考慮できるものとする。

柱列式連続壁の先端面積および周長は図2-1-28に示す値とする。

ソイルセメント壁に覆工荷重等を作用させると乗入れ時の衝撃荷重により壁に亀裂が発生するおそれがあることから、原則として作用させないこととする。やむを得ず作用させる場合には、芯材の頭部につなぎばりを設置して鉛直荷重が分散して芯材に伝達されるような配慮が必要である。

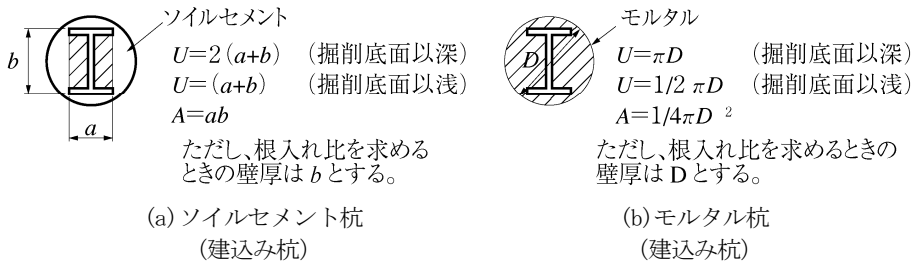


図2-1-28 柱列式連続壁の先端面積および周長

⑤地中連続壁

地中連続壁の先端地盤の極限支持力度 q_d は先端地盤が砂質土の場合は図2-1-29により、また粘性土の場合は次式により求めてよい。なお、地中連続壁のように断面の大きな山留め壁の先端地盤の極限支持力を求める場合の、先端の良質地盤が薄層の場合の考え方は、「杭基礎設計便覧」等を参考にするとよい。

$$q_d = 3 q_u \quad (\text{粘性土})$$

ここに、 q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

地中連続壁の最大周面摩擦力度は地盤の種別に応じて、表2-1-34の値を用いてよい。

地中連続壁の先端面積および周長は図2-1-30に示す値とする。

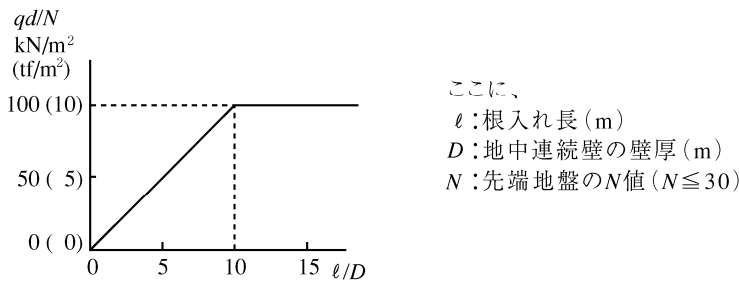


図2-1-29 地中連続壁の先端地盤の極限支持力度 (砂質土)

表2-1-34 地中連続壁の最大周面摩擦力度

地盤条件	f_i (kN/m ²)	f_i の上限 (kN/m ²)
砂質土	5 N	200
粘性土	10Nまたは c	150

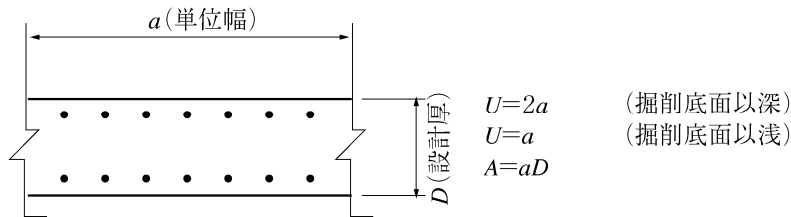


図 2-1-30 地中連続壁の先端面積および周長

8-6 山留め壁および中間杭に作用する鉛直荷重

山留め壁および中間杭に作用する鉛直荷重としては、必要に応じて次のものを考慮しなければならない。

- ① 路面荷重（衝撃を含む）
- ② 路面覆工（覆工板、けた等）自重
- ③ 埋設物自重（防護げたを含む）
- ④ 山留め壁の自重、支保工の自重
- ⑤ 山留めアンカーおよび斜め切ばりの鉛直分力

(解説)

- 1) ①、②および③については、これらにより覆工受けたに生じる最大反力を荷重として考慮する。
- 2) ④については、山留め壁本体の自重および切ばりの鉛直荷重が特に大きい場合には、これを荷重として考慮する必要がある。
- 3) ⑤については、山留めアンカーや斜め切ばりの最大反力の鉛直成分を荷重として考慮する。

8-7 山留め壁の鉛直荷重分担幅

山留め壁に作用する鉛直荷重は、その山留め壁の種類に応じて適切な分担幅に作用させる。

(解説)

山留め壁に作用する鉛直荷重のうち、けた受けを通じて伝達される荷重に対しては、けた受けの取付け方法に応じて次のように分担させるものとする。なお、ここに示す分担本数は長さ 2 m のものの覆工板を用いた場合でも 3 m のものを用いた場合でも同様に適用できる。

1) 親杭横矢板壁

覆工受けたの最大反力を親杭 1 本で受け持つものとする。

2) 鋼矢板壁

鋼矢板壁に鉛直荷重を載荷させる場合は、鋼矢板継手のずれ、変形等が生じることを考慮して、けた受けと結合したものに限り鉛直荷重を受け持つものとする。ただし、ここに示す分担本数は、幅 400 mm～500 mm の鋼矢板を用いる場合に適用するものとし、これ以外の鋼矢板を用いる場合は、別途検討を要する。

図 2-1-31 のようにけた受けを取り付けた場合、覆工受けたの最大反力を鋼矢板 2 枚で分担すると考えてよい。

出典：[8-6]

道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.65～66

出典：[8-7]

道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.66～67

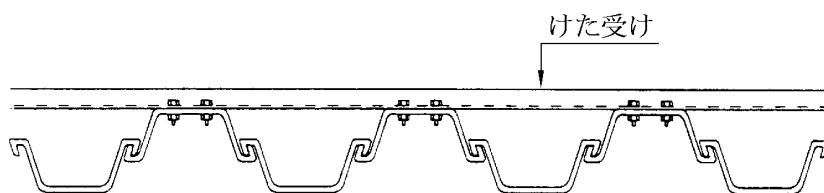


図2-1-31 鋼矢板の片側にけた受けを取り付けた場合

また、図2-1-32のようにけた受けを鋼矢板の両側に取り付けた場合やH型鋼を鋼矢板頭部に設置した場合は、覆工受けたの最大反力を鋼矢板4枚で分担すると考えてよい。

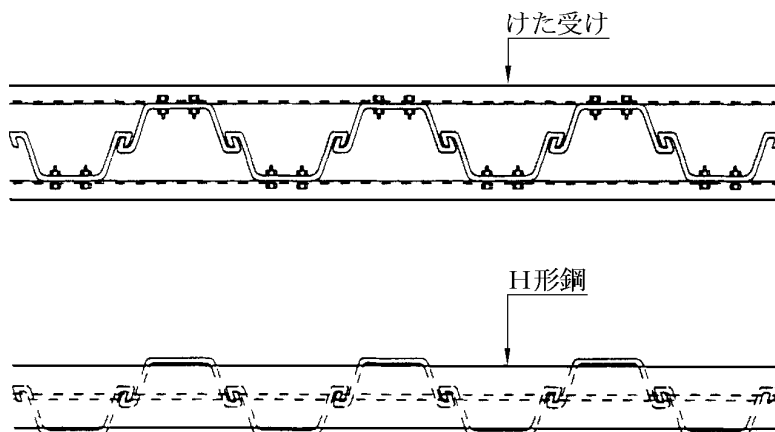


図2-1-32 鋼矢板の両側にけた受けを取り付けた場合および
H形鋼を鋼矢板頭部に設置した場合

3) 鋼管矢板壁

覆工受けたの最大反力を1本の鋼管矢板で受け持つものとする。

4) 柱列式連続壁

柱列式連続壁の芯材間隔が1m以内の場合には、芯材2本で覆工受けたの最大反力を分担するものと考えてよい。1mをこえる場合は1本の芯材で受け持つものとする。

5) 地中連続壁

1エレメントに作用する覆工受けたの最大反力を1エレメント全体で受け持つものとする。

9. 掘削底面の安定

9-1 設計の基本

掘削底面の安定が損なわれた場合の被害は、山留め内部だけの問題にとどまらず周辺にも多大な影響を及ぼす事態となるため、設計にあたっては地盤の状態をよく検討し、必要な山留壁の根入れ長と剛性を決定する。

(解説)

掘削の進行に伴い、掘削面側と背面側の力の不均等が増大し、掘削底面の安定が損なわれると、地盤の状況に応じた種々の現象が発生する。

掘削底面の安定が損なわれた場合の被害は、山留め内部だけの問題にとどまらず周辺にも多大な影響を及ぼす事態となるため、掘削の進行に伴い掘削底面の地盤がどのような状況に置かれているのかを慎重に検討する。

掘削底面の安定は、多くの条件に左右されるので、設計にあたっては地盤の状態をよく検討し、必要な山留壁の根入れ長と剛性を決定すべきであり、検討結果によっては地盤改良や地下水位低下工法等の補助工法を行うなどの配慮も必要である。

表 2-1-35 掘削底面の破壊現象

出典：[表 2-1-35]
 道路土工仮設構造物工指針
 (H11.3) P.77
 表 2-9-5

分類	地盤の状態	現象
ボ イ リ ン グ	<p>地下水位の高い場合、あるいは山留め付近に河川、海など地下水の供給源がある砂質土の場合。</p>	<p>遮水性の山留め壁を用いた場合、水位差により上向きの浸透流が生じる。この浸透圧が土の有効重量をこえると、沸騰したように湧き上がり掘削底面の土がせん断抵抗を失い、急激に土留めの安定性が損なわれる。</p>
パ イ ピ ン グ	<p>ボーリング、盤ぶくれと同じ地盤で、水みちがでやすい状態がある場合、人工的な水みちとしては上図に示すものなどがある。</p>	<p>地盤の弱い箇所の細かい土粒子が浸透流により洗い流され、地中に水みちが形成され、それが荒い粒子をも流し出し、水みちが拡大する。最終的にはボーリング状の破壊に至る。</p>
ヒ ー ビ ン グ	<p>掘削底面付近に軟らかい粘性土がある場合主として沖積粘性土地盤で、含水比の高い粘性土が厚く堆積する場合。</p>	<p>山留め背面の土の重量や山留めに近接した地表面での上載荷重などにより、掘削底面の隆起、山留め壁のはらみ周辺地盤の沈下が生じ最終的には山留めの崩壊に至る。</p>
盤 ぶ く れ	<p>掘削底面付近が難透水層、水圧の高い透水層の順で構成されている場合、難透水層には粘性土だけでなく、細粒分の多い砂質土も含まれる。</p>	<p>難透水層のため上向きの浸透流は生じないが難透水層下面に上向きの水圧が作用し、これが上方の土の重さ以上となる場合は、掘削底面が浮き上がり、最終的には難透水層が突き破られボーリング状の破壊に至る。</p>

9-2 ボイリングの検討

ボイリングの検討は、下記の式にて行う。

$$F_s = \frac{W}{u}$$

ここに、 F_s ：ボイリングに対する安全率 ($F_s \geq 1.2$)

w ：土の有効重量 (kN/m^2)

$$w = \gamma' \ell_d$$

u ：山留め壁先端位置に作用する平均過剰間隙水圧 (kN/m^2)

γ' ：土の水中単位体積重量 (kN/m^3)

γ' は、水の単位体積重量を $\gamma_w = 10.0 \text{kN/m}^3$ とし、土の湿潤単位体積重量 γ から差し引くものとする。

ただし、海水を考慮する場合には $\gamma_w = 10.3 \text{kN/m}^3$ とす。

ℓ_d ：山留め壁の根入れ長 (m)

γ_w ：水の単位体積重量 (kN/m^3)

h_w ：水位差 (m)

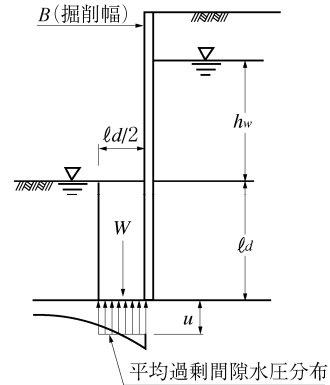


図 2-1-33 ボイリングの検討方法

(解説)

山留め壁先端位置での過剰間隙水圧を $p_{wa} (= \gamma_w h_w / 2)$ とすると、崩壊幅 $\ell_d / 2$ 位置での過剰間隙水圧 p_{wb} は、楕円浸透流理論から $p_{wb} \approx 0.57 p_{wa}$ となるため、平均過剰間隙水圧は、図 2-1-34 に示すような台形分布で近似した場合、次式で表される。

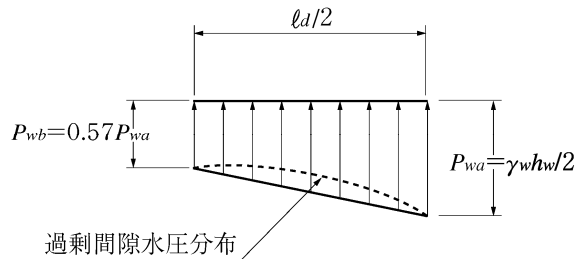


図 2-1-34 過剰間隙水圧分布

$$u = \lambda \frac{1.57 \gamma_w h_w}{4}$$

ただし、 $u \leq \gamma_w h_w$

ここに、 λ ：山留めの形状に関する補正係数

矩形状山留めの場合

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2$$

λ_1 ：掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 (B / \ell_d)^{-0.45}$$

ただし、 $\lambda_1 < 1.5$ のときは、 $\lambda_1 = 1.5$ とする。

出典：[9-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.78~80

λ_2 : 山留め平面形状に関する補正係数

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \{ (L/B) + 0.37 \}^{-2}$$

L/B は、山留め平面形状の(長辺/短辺)とする。

円形形状山留めの場合

$$\lambda = -0.2 + 2.2 (D/\ell_d)^{-0.2}$$

ただし、 $\lambda < 1.6$ のときは、 $\lambda = 1.6$ とする。

D は、円形形状山留めの直径 (m)

9-3 ヒービングの検討

出典 : [9-3]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.83~85

通常、掘削底面の安定の判断には安定数 N_b が用いられるが、安定数 N_b が次式を満たすならば、ヒービングに対する検討を省略してもよい。安定数 N_b が3.14をこえると、塑性域が掘削底面の隅から発生し始め、 N_b が5.14で底部破壊が生じるとされている。

$$N_b = \frac{\gamma H}{c} < 3.14$$

ここに、 N_b : 安定数

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

H : 掘削深さ (m)

c : 掘削底面付近の地盤の粘着力 (kN/m²)

N_b が 3.14 以上の場合は、次式を用いてヒービングの検討をするものとする。

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} c(z) x d\theta}{W \frac{x}{2}} \quad (\text{ただし、} \alpha < \frac{\pi}{2})$$

ここに、 $c(z)$: 深さの関数で表した土の粘着力 (kN/m²)

正規圧密状態にある沖積粘性土の場合、粘着力の増加係数は $a = 2 \text{ kN/m}^3$ としてよいが、深度方向に求められた一軸圧縮強度等の土質試験値から求めることが望ましい。

x : 最下段切ばりを中心としたすべり円の任意の半径 (m)

(掘削幅を最大とする。)

W : 掘削底面に作用する背面側 x 範囲の荷重 (kN)

$$W = x (\gamma H + q)$$

q : 地表面での上載荷重 (kN/m²)

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

H : 掘削深さ (m)

F_s : 安全率 ($F_s \geq 1.2$)

ただし掘削底面下かなりの深さまで粘着力が一定と考えられる場合には、土の粘着力を c とし次式となる。

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x \left[\frac{\pi}{2} + \alpha \right] xc}{(\gamma H + q) x \frac{x}{2}} = \frac{(\pi + 2\alpha)c}{\gamma H + q}$$

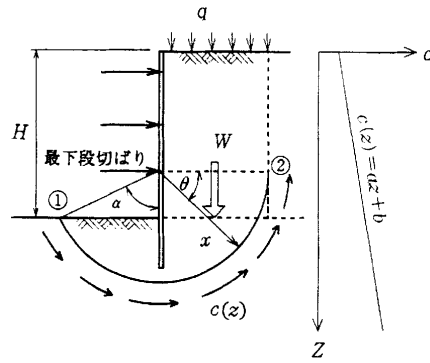


図 2-1-35 ヒービングの検討

(解説)

沖積粘性土地盤のような含水比の高い粘性土が厚く堆積する地盤では、掘削の進行に伴ってヒービングの危険性が增大する。

ヒービングに対する検討は、図 2-1-35 に示すように、最下段切ばりを中心とした任意の半径 x のすべり円を仮定し、奥行き方向単位幅当たりについて、①～②区間の土の粘着力による抵抗モーメント (M_r) と、背面側の掘削底面深さまで作用する土の重量と地表面での上載荷重による滑動モーメント (M_d) との関係として求めるものである。ここで、求まる安全率は 1.2 以上を確保するものとする。

なお、安定数 N_b を求める式中の粘着力 c は、沖積粘性土地盤において深度方向に増加する傾向にあるが、設計上の安全を考慮し掘削底面付近の地盤の粘着力とする。

9-4 被圧地下水による盤ぶくれの検討

軟弱地盤から成る掘削底面の下に被圧地下水層が存在する場合には、盤ぶくれの安全性を検討しなければならない。

$$F_s = \frac{w}{u} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{\gamma_w h_w}$$

ここに、 F_s : 盤ぶくれに対する安全率 ($F_s \geq 1.1$)

w : 土かぶり荷重 (kN/m^2)

u : 被圧水圧 (kN/m^2)

γ_1, γ_2 : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m^3)

h_1, h_2 : 地層の厚さ (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

h_w : 被圧水頭 (m)

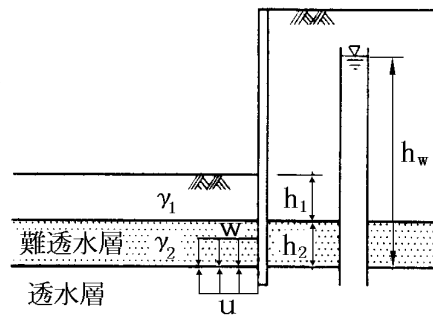


図 2-1-36 盤ぶくれに対する検討

(解説)

1) 盤ぶくれに対する安全率の評価については明確なものがないが、間隙水圧の値や、土の単位体積重量等の設計定数の決定にあたって十分な調査を行っていることを前提として、安全率を 1.1 以上とした。

2) 根入れ長に比較して平面規模が小さく、土留め壁の根入れ部と地盤との摩擦抵抗や難透水層のせん断抵抗力が期待できる場合は、地盤状態、間隙水圧等を十分に考慮した上で、「2006 年制定トンネル標準示方書開削工法・同解説 土木学会 P. 149～P. 150」を参考に土留め壁と地盤のせん断抵抗を考慮する方法で検討を行ってよい。なお、土留め壁と根入れ部地盤との摩擦抵抗については、土留め壁の種類や施工法による摩擦抵抗の違いや掘削時の地盤の乱れ等の影響を受けるため慎重に検討しなければならない。

出典 : [9-4]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P. 86

出典 : [2]
2006 年制定トンネル標準
示方書開削工法・同解説
P. 149～P. 150

9-5 パイピングの検討

パイピングとは、ボイリング状態が局部的に発生し、それが山留め壁近傍や中間杭周面のような土とコンクリートあるいは鋼材等の異質の接触面に沿って上方に進行し、パイプ状にボイリングが形成される現象である。パイピングに対する検討は、図2-1-37に示すように浸透流路長と水位差の比を考慮した次式を用いる。

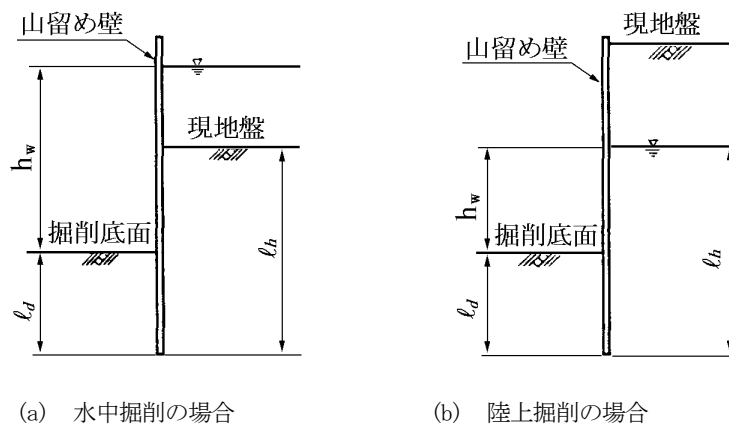


図2-1-37 パイピングの検討

$$l_h + l_d \geq 2h_w$$

ここに、 l_h : 背面側の浸透流路長 (m)

ただし、背面地盤に礫層のような透水性の大きな地層がある場合は、その層厚を l_h から控除する。

l_d : 掘削底面からの根入れ長 (m)

h_w : 水面から掘削底面までの高さ (水位差) (m)

出典：[9-5]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.82

第2節 慣用法による土留めの設計（標準）

1. 親ぐい横矢板土留め（標準）

1-1 定義

親柱と称するH形鋼等のぐいを所定間隔に打設し、そのぐい間に土留板を落とし込んで、主として土圧に抵抗させる仮設構造物である。

（解説）

構造形式は「切ばり形式」を対象としその他の形式は構造上困難であるから除外する。

1-2 各部の名称

仮設構造物各部の名称は図2-2-1に示すものを使用する。

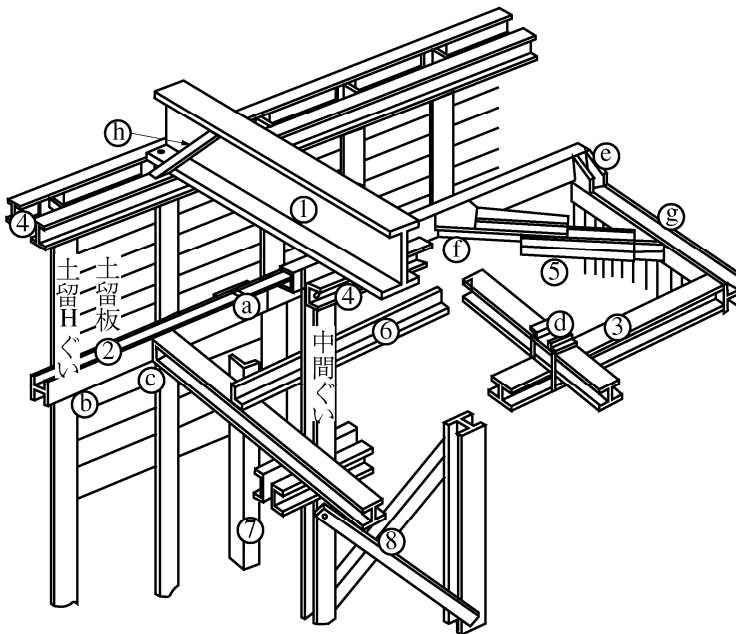


図2-2-1 各部の名称

- | | |
|-----------|--------|
| ① カバープレート | ① 覆工受桁 |
| ② ブラケット | ② 腹起し |
| ③ 腰掛金物 | ③ 切ばり |
| ④ U型ボルト | ④ 桁受け |
| ⑤ 隅角部ピース | ⑤ 火打ち |
| ⑥ 火打ピース | ⑥ 水平継材 |
| ⑦ 裏込め補強 | ⑦ 鉛直継材 |
| ⑧ 覆工受桁補強 | ⑧ 綾溝 |

1-3 材料

土留めの材料としては、著しい損傷がなく、入手が容易なものを使用する。

1-4 土留ぐい

(1) つりあい深さおよび仮想支持点の求め方

- ① 最下段切ばりおよびその一段上の切ばり点に関する、それより下方の主働土圧による作用モーメントと受働土圧および土留ぐい側面抵抗による抵抗モーメントとがつりあう状態になるときの掘削底面以下の深さをつりあい深さとし、そのときの受働側の合力の作用点を仮想支持点とする。
- ② 親杭の根入れ部における主働・受働土圧の作用幅は表 2-2-1 に示す値とする。

表 2-2-1 親杭の根入れ部の土圧の作用幅

土 質		土圧作用幅
砂 質 土	N値 ≤ 10	フランジ幅
	N値 > 10	フランジ幅の 2 倍 ただし、杭間隔以下
粘 性 土		フランジ幅

出典：[表 2-2-1]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.88
表 2-9-6

(解 説)

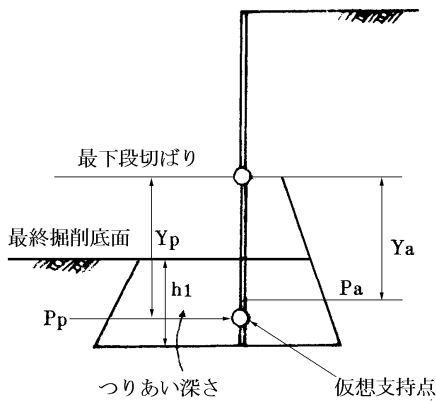


図 2-2-2 最終掘削時の計算
(最下段切ばり点での計算)

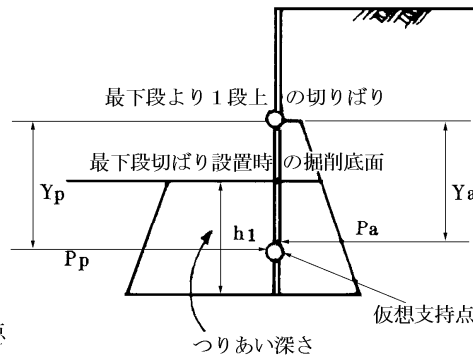


図 2-2-3 最下段切ばり設置時の計算
(最下段切ばりより 1 段上での計算)

粘性土では、図 2-2-4 に示すように親杭の側面抵抗として土の粘着力を考慮してよい。ただし、親杭の施工において地盤が乱されると考えられる場合は、側面抵抗を無視するものとする。

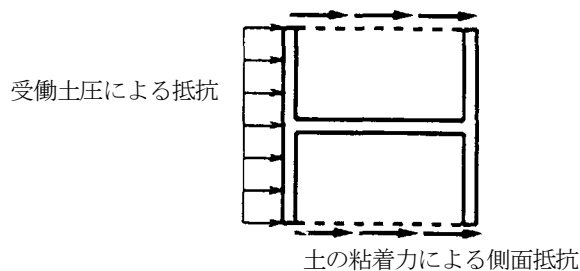


図 2-2-4 親杭の根入れ部の地盤抵抗

(2) 土留ぐいの根入長

土留ぐいの根入れ長はつりあいの深さの1.2倍以上とするが、重要な仮設工事にあつては、原則として根入長は1.5m以上とする。

(解 説)

土質がよく、つりあい深さが極めて小さいか、求められない場合の最小根入長の規定は「建設工事公衆災害防止対策要綱」によつたものである。杭長は、切り上げて50cm単位の数値とする。

(3) 土留ぐいの断面計算

土留ぐいの断面は第1節5-5の断面決定用土圧分布を用い、土留ぐい間隔分の土圧を荷重とし、切ばり位置および仮想支持点を支点とする単純ばりとして計算する。また軸方向鉛直力が作用するときはこれを考慮して計算しなければならない。

(解 説)

一般に土留ぐいは腹起し、切ばり等により拘束されているため、座屈は考慮しなくてもよい。

(4) 土留ぐいの間隔

土留ぐいの中心間隔は、1.5mを標準とする。これによらない場合にも、1.0m以上2.0m以下の範囲とする。

(5) 中間ぐい

- ① 中間ぐいが軸方向鉛直力を受けるときの許容支持力は、第1節8-5による。
- ② 中間ぐいに作用する軸方向鉛直力は、覆工受桁に載荷された諸荷重によつて生ずる最大反力である。中間ぐいが、適切な剛性を持つ綾構によつて連結されたときは、最大反力が前後の中間ぐいに分配されると考える。
- ③ 切りばりの座屈防止のために設ける中間ぐいは、覆工からの荷重を受ける中間ぐいを兼ねてよい。
- ④ 軸方向鉛直力を受ける中間ぐいは長柱として計算する。
- ⑤ 軸方向鉛直力が作用する中間ぐいでは、必要に応じて掘削底面において、沈下防止措置を考慮する。

(解 説)

- 1) 鉛直荷重を受ける中間ぐいが長期間にわたつて使用される場合は、安全のために掘削底面に沈下防止装置を設けることが望ましい。
- 2) 切梁自重程度の鉛直力しか受けない中間杭について、設計計算を行うと土質によつて数10cm程度の根入れになる。中間杭は、切梁座屈拘束点、覆工受桁からの諸荷重を受けるものであり、数10cm程度の根入れでは中間杭の固定に不十分であるとの観点から、土留杭と同程度の最小根入れ(1.5m)を通常確保している。ただし、支持層が岩盤である場合は、この限りでない。

出典：〔2〕
建設工事公衆災害防止対策
要綱（H5.1）第46

(6) ヒーピングの検討

土留めにおいてはヒーピングに対する安定計算を行う。

(解説)

親ぐい横矢板土留めの工法は地下水位が低いときまたはポンプによる排水で十分であるときに採用される。従ってボーリングの検討は省略できる。

ヒーピングの検討は、第1節9-3による。

1-5 土留板

土留板は最終掘削深さに応じた板厚のものを掘削全面に用い、その両側が4cm以上かつ板厚以上土留ぐいのフランジにかかる長さとする。

(解説)

土留板の板厚は次式により求め、せん断に対しても満足しなければならない。

$$t = \sqrt{\frac{6M}{b\sigma_a}}$$

t : 板厚 (mm)

b : 板幅 (=1000mm)

σ_a : 許容応力度 (N/mm²)

M : 作用モーメント (=w $\ell^2/8$) (N \cdot mm) ℓ_1 : 板厚以上かつ 40mm (4cm) 以上

w : 土圧強度 (N/mm²)

ℓ : 土留板の計算スパン (mm)

ℓ_1 : 土留ぐいのかかり長 (mm)

尚、板厚は30mm以上とする。

$$\tau = \frac{Q}{bt} \leq \tau_a$$

τ : せん断応力度 (N/mm²)

Q : 作用せん断力 (w $\ell/2$) (N)

τ_a : 土留め板のせん断応力度 (N/mm²)

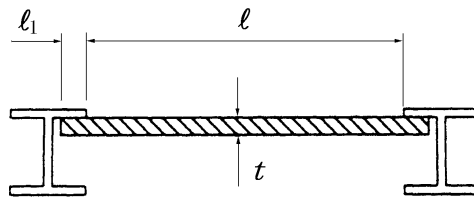


図2-2-5 土留板

1-6 腹起しおよび切ばり

(1) 腹起し、切ばりの部材および間隔

① 腹起し、切ばりの部材

重要な仮設工事にあつては、腹起し、切ばりはH-300を最小部材とする。

② 腹起し、切ばりの間隔

腹起し、切ばりの間隔においては、次に挙げる。

(イ) 腹起しの垂直間隔は3m程度とし、土留ぐい頭から1m以内に第1段目の腹起しを入れることを原則とする。ただし、覆工受桁のある場合はこの限りでない。

(ロ) 切ばり間隔は水平に5m以下、垂直には3m程度とする。

(ハ) 腹起しの継手間隔は6m以上とする。

ただし、切ばりの設置間隔については、大規模な地下掘削工事において、計算等によりその安全性が確認された場合にはこの限りではない。

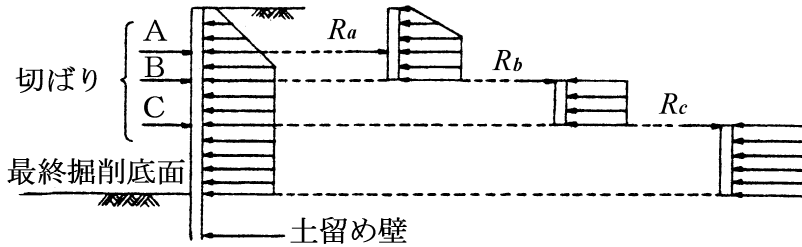
出典：[(1)]
建設工事公衆災害防止対策
要綱 (H5.1) 第50, 第51

(2) 腹起しおよび切ばりに作用する土圧

腹起しおよび切ばりに作用する土圧は、下方分担法により求める。

(解説)

腹起し、切ばりに作用する土圧は図2-2-6による。



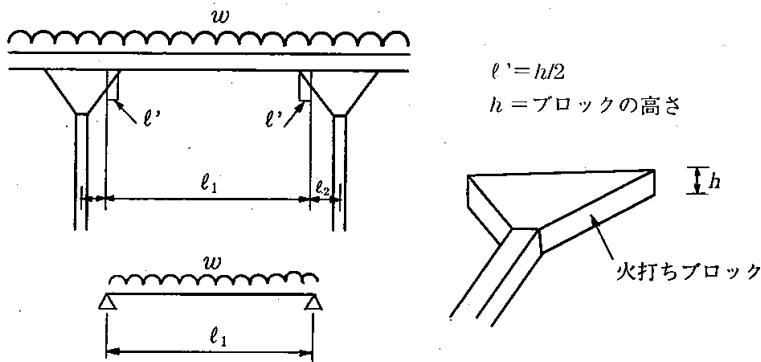
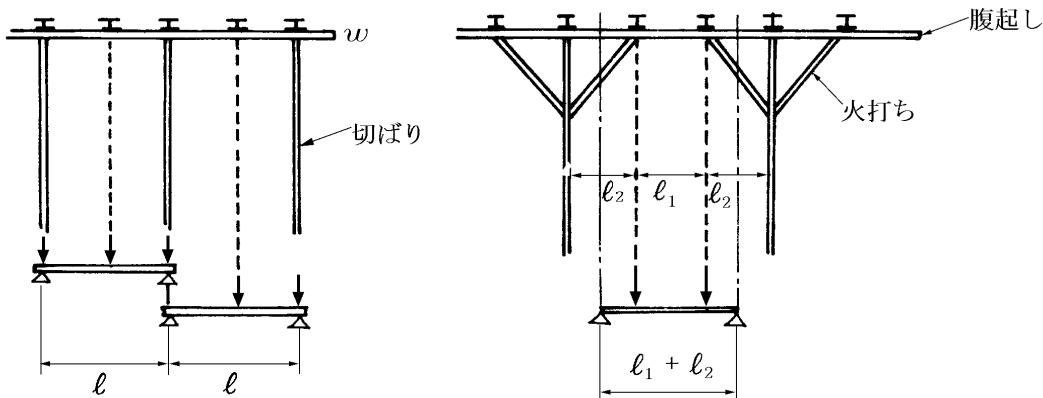
$$w = R_a, R_b, R_c : \text{支保工A, B, Cの反力 (kN/m)}$$

図2-2-6 腹起し、切ばりに作用する土圧

(3) 腹起しの計算

腹起しは第2節1-6(2)で求められた反力を荷重とし、切ばりを支点とした単純ばりとして計算する。フーチングのように掘削平面形状が長方形の場合では、腹起しは切ばりを兼ねることになるので圧縮力を考える必要がある。

(解説)



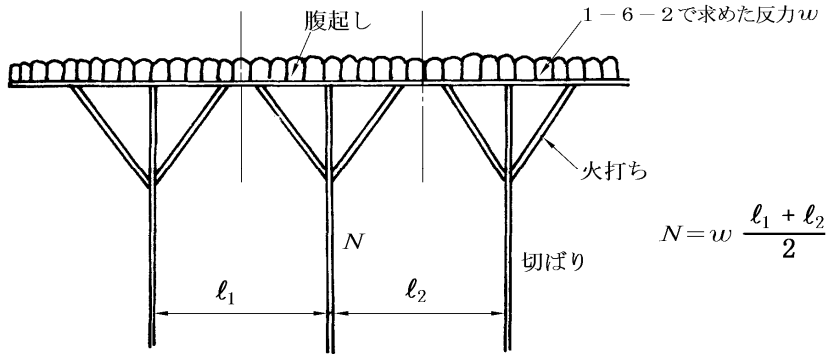
火打ちブロックの場合

図2-2-7 腹起しのスパン

出典：[(3)]
道路土工仮設構造物工指
針 (H11.3) P.119
図2-10-5

(4) 切ばりの計算

①切ばりに作用する軸力は、2節1-6(2)で計算する反力と切ばりの分担幅との積として求める。



②切ばりは、第1節7-2により、切ばりの鉛直方向および水平方向の安定が検討されなければならない。

③切ばりには、軸力のみでなく鉛直荷重を考慮する。

(解説)

切ばりは土圧による軸方向圧縮力と鉛直荷重による曲げモーメントを受ける部材である。従って応力度の検討を切ばり鉛直方向及び水平方向について行なう必要がある。

切ばりが鉛直方向の座屈によって決まるか、水平方向での座屈によって決まるかは、それぞれの l/r によって左右されるのはもちろんであるが、次のように判定できよう。

下図で L を切ばり全長、 l を水平継材の最大間隔長とすると（水平継材は $[-150 \times 75]$ 以上とする）

- I) $L > 4.35 l$ のときは鉛直方向で決定される。
- II) $L < 4.35 l$ のときは水平方向で決定される。

1) 切ばりの鉛直方向の検討に対して

- I) 中間ぐいがないときは切ばり全長
- II) 中間ぐいがあるときは図2-2-9で l_1, l_2, l_3 のうちの最大長

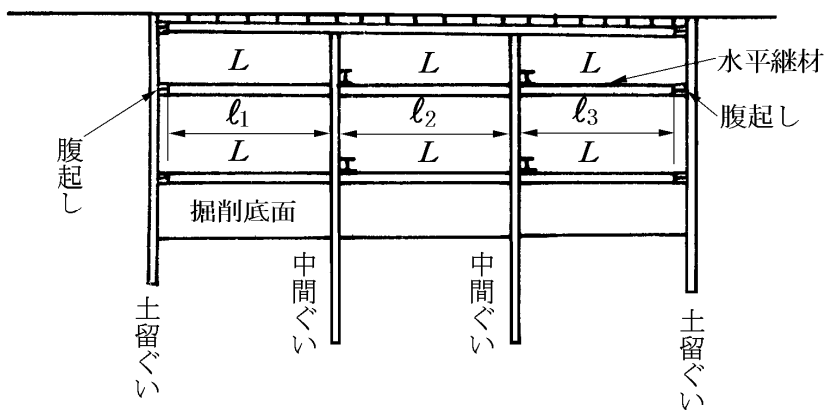


図2-2-9 中間杭の座屈長のとり方

ただし、この場合では水平方向に水平継材や切ばりが直角に交わって設置されていることが多いので横倒れ座屈に対する考慮は必要なく、曲げ座屈のみを考え検討を行えばよい。

2) 切ばり水平方向の検討に対して

表 2-2-2 切ばりの水平方向座屈長

切ばり固定部材		固定点間距離	座屈長	備 考	切ばり固定部材		固定点間距離	座屈長	備 考
A 端	B 端				A 端	B 端			
腹起し	腹起し		l		直交切ばり	直交切ばり		$1.5l$	
腹起し	直交切ばり		$1.5l$		火打ち	直交切ばり		$1.5l$	
腹起し	中間杭		l	中間杭と切ばりの交点には、直交切ばりまたは水平継材（[-150×75以上）が存在する。	火打ち	火打ち		l	
中間杭	中間杭		l		腹起し	水平継材		$2.5l$	水平継材 [-150×75以上を想定。
中間杭	直交切ばり		$1.5l$		水平継材	中間杭		$2.5l$	
火打ち	中間杭		l		水平継材	水平継材		$2.5l$	

出典：[表 2-2-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.123
表 2-10-1

(5) 継 材

継材間隔は 4 m 以内とする。

出典：[(5)]
共同溝設計指針 (S61.3)
P.106

(6) 火 打 ち

①火打ちは図 2-2-10・11 に示すように 45° の角度で対称に入れる。

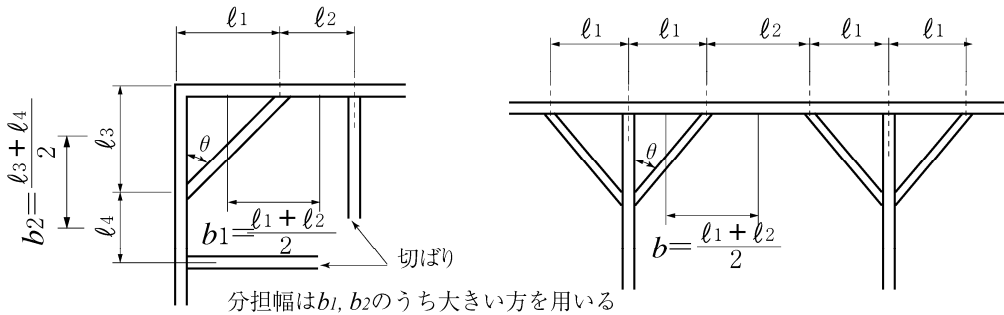


図 2-2-10 火打ちの軸力分担幅

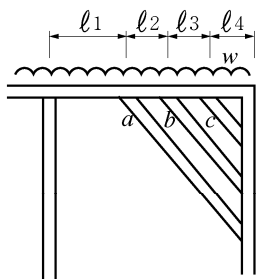


図 2-2-11 多重火打ちの各火打ちが負担する荷重

$$Ra = \frac{l_1 + l_2}{2} w$$

$$Rb = \frac{l_2 + l_3}{2} w$$

$$Rc = \frac{l_3 + l_4}{2} w$$

w: 支保工反力 (kN/m)

Ra, Rb, Rc: 火打ち a, b, c が負担する腹起しからの荷重 (kN)

②火打ちに作用する軸力は次式により計算する。

$$N = \frac{R}{\cos \theta}$$

ここに、N：火打ちに発生する軸力 (kN)

R：火打ちが負担する腹起しからの荷重 (kN)

$$R = b \cdot w$$

b：分担幅 (m)

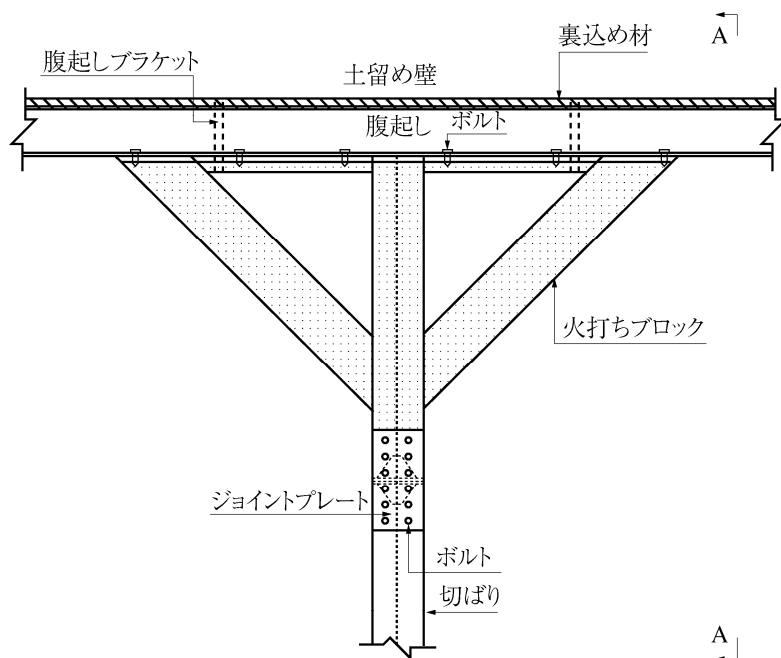
w：支保工反力 (kN/m)

θ ：火打ちの設置角度

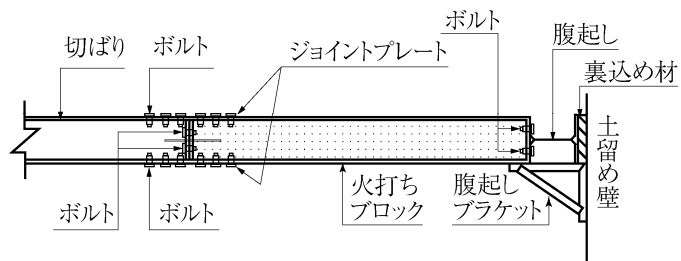
③火打ちの自重は、無視してよい。

(解説)

近年、施工性の良さから火打ちブロックの使用が増えており、施工にあたってはその市場性を考慮して採用してもよい。



平面図



A-A断面図

図2-2-12 火打ちブロック

2. 鋼矢板土留め（標準）

2-1 定 義

鋼矢板を打設して、土圧及び水圧に抵抗させる仮設構造物であり、根切り深さによって支承構造が変化する。最も浅い場合には、鋼矢板の剛性のみで自立する自立式鋼矢板工法、次に鋼矢板頭部のみを控え壁等で支承する控え矢板工法、更に掘削深さが大きい場合には数段の腹起し切ばりで支承された切ばり矢板工法となる。

（解 説）

- 自立式鋼矢板工法
- 控え矢板工法
- 切ばり矢板工法（「1. 親ぐい横矢板土留め（標準）」に準ずる）

図 2-2-14 構造形式による分類

2-2 鋼材の最小断面および鋼矢板の継手

(1) 鋼 材

鋼矢板土留め工の鋼材は著しい損傷がなく、入手が容易なものを使用する。

(2) 主要部材の最小断面

重要な仮設工事に用いる鋼矢板は、Ⅲ型以上とする。

（解 説）

鋼矢板は、一般にⅡ型からⅤ型まで使用されているが、土圧、水圧などの不明確さにより予想しない荷重が作用し、土留め全体および周辺地盤に変状をきたすことも考えられるため、重要な仮設工事に用いる鋼矢板についてはⅢ型以上を標準とした。

ただし、控え鋼矢板についてはこれによらなくてもよい。

(3) 鋼矢板の継手

- ①鋼矢板は一枚物を用いる。
- ②止むを得ず現場継手を設ける場合は、継手位置はできるだけ応力の大きい所を避けるとともに継手が同一箇所集中することのないよう隣接矢板継手とは上下に1m以上離して千鳥に設ける。

（解 説）

- 1) 鋼矢板は一般の鋼材に比べ溶接性が悪いため、一枚物を使用する。
- 2) 現場溶接には突合せ溶接と添接板（形鋼、鋼矢板）溶接との併用とする。
- 3) ボルト接合工法を用いる場合は溶接との併用をしてはならない。これは応力の伝達法が全く異なるためであるが、応力の伝達はボルトで行ない止水の目的のみに溶接を併用する場合はこのかぎりでない。
- 4) 鋼矢板の現場溶接継手の仕様については、「仮設構造物工指針 平成11年3月 社団法人日本道路協会 P.370～P.372」を参考に決定してよい。
現場溶接継ぎ手の計算方法は、第3章附属資料を参照。

出典：〔2〕
建設工事公衆災害防止対策
要綱（H5.1）第49

出典：〔4〕
道路土工仮設構造物工指
針（H11.3）P.370～P.372

(4) 鋼矢板の根入長

- ①重要な仮設工事にあつては、原則として根入長は、3.0m以上とする。
- ②第1節9. にしたがひ、掘削底面の安定の検討を行う。

(解 説)

根入長は建設工事公衆災害防止対策要綱（平成6年2月）に準拠する。

2-3 自立式土留め工

(1) 設計の基本

(a) 適用範囲

一般に入手可能なH形鋼および鋼矢板を使用し、掘削深さが軟弱地盤で概ね3m以浅、良質地盤で4m以浅の自立式土留めに適用する。

(イ) 最小根入れ長は、掘削深さ3m以深では3m、掘削深さ3m以浅では掘削深さと同等とする。

(ロ) 最小部材は、掘削深さ3m以深の場合H-300、鋼矢板壁ではⅢ型以上とし、掘削深さ3m以浅では最小部材の規程は設けないものとする。

(解 説)

最小根入れ長について、非常に硬質地盤のため、施工上、最小根入れ長を確保することが困難な場合には、最小根入れ長より短くしてもよい。ただし、このような地盤の場合、破壊が脆性的であるので、受働抵抗の十分な検討を行わなければならない。

最小部材について、掘削深さ3m以浅では最小部材の規定は設けないが、施工上の問題、打設時の貫入抵抗、市場性等から、親杭横矢板壁ではH-150×150、鋼矢板壁ではⅡ型以上を使用することが望ましい。

(2) 土留め壁頭部の許容変位量

土留め壁頭部の許容変位量は、掘削深さの3%を目安とする。

(解 説)

自立式土留めは頭部の変位が大きくなりやすい構造であり、既設構造物が隣接している場合、隣接構造物に与える影響を考慮し変位量を制御しなければならない。このような場合、部材断面を大きくし、変位量を抑える方法もあるが、構造形式の変更も含め、十分な検討を行わなければならない。

(3) 頭部連結材

土留め壁頭部には、局部的に不測の荷重が作用する場合に備えて、溝形鋼等の連結材を取り付けることが望ましい。なお、背面側地盤上に一般交通や建設用重機がある場合には、頭部連結材を必ず設けるものとする。

(4) 荷 重

(a) 地表面での上載荷重は10kN/m²を原則とする。

(b) 土圧及び水圧

自立式鋼矢板に作用する土圧は、断面計算、変位の計算のいずれも次式による。水圧は静水圧とする。

出典：〔4〕
建設工事公衆災害防止対策
要綱（H5.1）第46

出典：〔2-3〕
道路土工仮設構造物工指針
（H11.3）P.150～152

$$P_a = K_a (\sum \gamma h + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

ここに、 P_a : 自立式土留めに作用する土圧 (kN/m²)

K_a : 主動土圧係数

$\sum \gamma h$: 着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m²)

γ : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³) で、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

h : 着目点までの各層の層厚 (m)

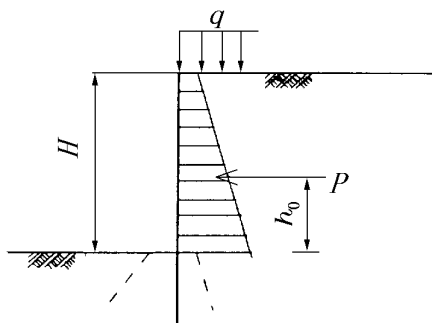
q : 地表面での上載荷重 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

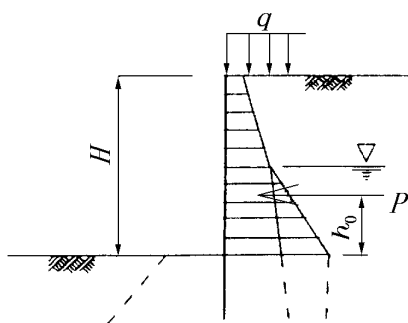
ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

(解説)

- 1) 地表面での上載荷重は、建設用重機等、特に大きな荷重が背面側に作用する場合は、土留め上部に局部的に大きな土圧が作用するので、十分な検討を行わなければならない。
- 2) 親杭横矢板壁では、図2-2-13(a)のように掘削底面以浅に主動土圧を作用させ、親杭間隔分の土圧を親杭1本が分担するものとする。鋼矢板壁では、図2-2-13(b)のように掘削底面以浅に主動土圧と水圧を作用させる。



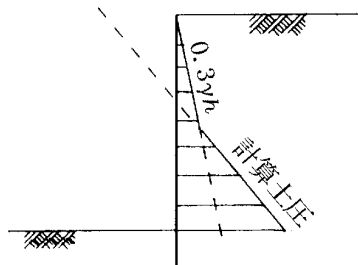
(a) 親杭横矢板壁の場合



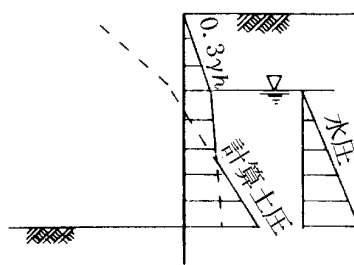
(b) 鋼矢板壁の場合

図2-2-13 自立式土留めに作用する土圧および水圧

- 3) 粘性土地盤の主動土圧の下限値は、図2-2-14に示すように $P_a = 0.3\gamma h$ (γ は地下水位以下については土の水中単位体積重量とする) とする。



(a) 親杭横矢板壁の場合



(b) 鋼矢板壁の場合

図2-2-14 粘性土地盤の主動側圧の考え方

(5) 設 計

- ①自立式土留めは弾性床上の半無限長の杭（Chang の方法）として設計する。
- ②土留め壁の断面二次モーメントおよび断面係数の有効率は、表 2-2-3 によるものとする。

表 2-2-3 土留め壁の断面二次モーメントおよび断面係数の有効率

	計算種別	断面性能の有効率
断面二次モーメント	根入れ長の計算（ β の計算）	全断面（100%）有効
	断面力、変位の計算およびこれに用いる β の計算	表 2-1-29 による
断 面 係 数	応力度の計算	表 2-1-30 による

(解 説)

1) 根入れ長の計算

自立式土留めの根入れ長は、最小根入れ長、掘削底面の安定から決定される根入れ長、および次式により求められる根入れ長のうちの最大のものとする。

$$\ell_0 = \frac{2.5}{\beta}$$

ここに、 ℓ_0 ：根入れ長（m）

β ：杭の特性値（ m^{-1} ）で、次式による。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H B}{4 E I}}$$

k_H ：水平方向地盤反力係数（ kN/m^3 ）で、通常、 $1/\beta$ の範囲の平均値とし、第 3 節 3. 設計定数の設定 による。

B ：土留め壁の幅（m）で、親杭の場合は杭幅、鋼矢板の場合は単位幅とする。

E ：土留め壁のヤング係数（ kN/m^2 ）

I ：土留め壁の断面二次モーメント（ m^4 ）で、親杭の場合は 1 本、鋼矢板の場合は単位幅の値とする。

2) 断面の計算

土留め壁の断面計算に用いる曲げモーメントは土留め壁背面に図 2-2-13 に示す荷重を作用させ、次式により計算する。

$$M = \frac{P}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}\right)$$

ここに、 M ：土留め壁に発生する最大曲げモーメント（ $kN \cdot m$ ）

P ：側圧の合力（ kN ）（図 2-2-15 参照）で、親杭の場合は親杭間隔、鋼矢板の場合は単位幅の値とする

h_0 ：掘削底面から合力の作用位置までの高さ（m）（図 2-2-15 参照）

β ：杭の特性値（ m^{-1} ）

（ただし、ここで用いる逆三角関数の単位は（rad）である）

3)変位の計算

自立式土留め壁頭部の変位量は次式により計算する。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

ここに、 δ : 土留め壁頭部の変位量 (m)

δ_1 : 掘削底面での変位量 (m)

δ_2 : 掘削底面でのたわみ角による変位量 (m)

δ_3 : 掘削底面以上の片持ばりのたわみ (m)

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0) P}{2EI \beta^3}$$

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2\beta h_0) PH}{2EI \beta^2}$$

β : 杭の特性値 (m^{-1})

h_0 : 掘削底面から合力の作用位置までの高さ (m) (図2-2-13 参照)

P : 側圧の合力 (kN) (図2-2-13 参照)

E : 土留め壁のヤング係数 (kN/m^2)

I : 土留め壁の断面二次モーメント (m^4)

H : 掘削深さ (m)

$$\delta_3 = \frac{p_2' H^4}{30EI}$$

p_2' : モーメントを等価とする三角形分布荷重の掘削底面での荷重強度 (kN/m)

(図2-2-15 参照)

$$p_2' = \frac{6 \Sigma M}{H^2}$$

ΣM : 側圧による掘削底面回りのモーメント ($kN \cdot m$)

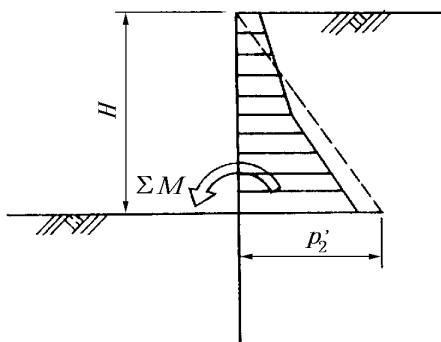


図2-2-15 モーメントを等価とする三角形分布荷重

4)土留め板の設計

土留め板は、切ばり式土留めと同様に必要とする厚さを求める。

ただし、土留め板厚を求める際の土圧強度は、「第2節2-3(4)」に示す土圧強度とする。

2-4 控え鋼矢板

(1) 土圧および上載荷重

①地表面での上載荷重は 10kN/m^2 を原則とする。

②控え鋼矢板に使用する土圧は、根入れ長の計算、断面計算いずれも次式により算出される土圧を用いるものとする。

$$p_a = K_a (\Sigma \gamma h + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$p_p = K_p \Sigma \gamma h' + 2c\sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

ここに、 p_a : 主働土圧 (kN/m^2)

p_p : 受働土圧 (kN/m^2)

K_a : 主働土圧係数

K_p : 受働土圧係数

$\Sigma \gamma h$: 主働側の着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m^2)

$\Sigma \gamma h'$: 受働側の着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m^2)

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m^3) で、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

h : 主働側の着目点までの各層の層厚 (m)

h' : 受働側の着目点までの各層の層厚 (m)

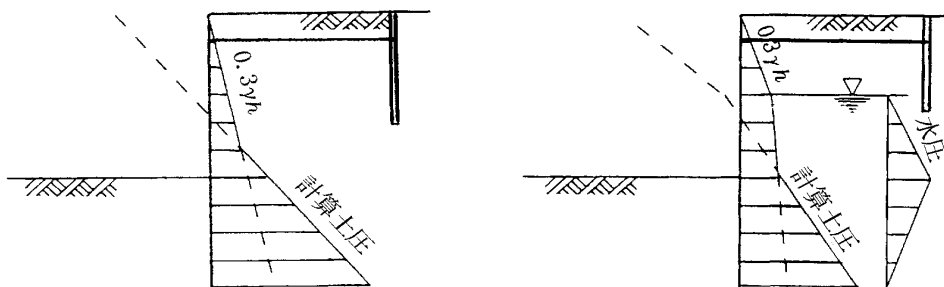
q : 地表面での上載荷重 (kN/m^2)

c : 土の粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

ただし、粘性土地盤の主働土圧の下限值は $p_a = 0.3\gamma h$ (γ は地下水位以下については土の水中単位体積重量とする) とし、図 2-2-16 に示すように、算出した土圧と比較して大きい方を用いる。

水圧は静水圧とし図 2-2-17 に示す $\triangle ABD$ で表わされる三角形分布とする。



(a) 親杭横矢板壁の場合

(b) 鋼矢板壁の場合

図 2-2-16 粘性土地盤の主働側圧の考え方

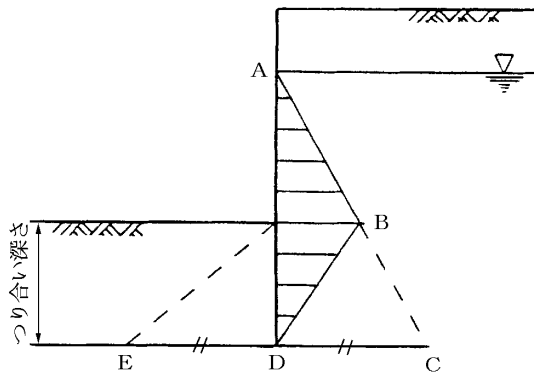


図 2-2-17

(2) 鋼矢板の根入長

根入れ長の計算は、第 2 節 2-4(1)の土圧および水圧を用い、第 2 節 1-4(1), 2-2(4)準じて行なう。

(解 説)

鋼矢板の根入れ長は「自立式鋼矢板」と同様に「掘削底面の安定」の検討を併せて行わなければならない。

(3) 支点反力及び鋼矢板の曲げモーメント

土留め壁の断面計算は第 2 節 2-4(1)の土圧および水圧を用い、第 2 節 1-4(1)に準じて、タイロッド取付け位置と仮想支持点を支点とする単純ばりとして行なう。

(4) 鋼矢板変位の検討

鋼矢板の変位量は 30 cm 以下とする。

(解 説)

ここに示した変位量は、鋼矢板の曲げ剛性を検討するための許容値 (30 cm) である。

詳細な変形形状や変位量が必要な場合は、弾塑性法等によって計算する必要がある、その場合の許容値は、近接構造物や周辺環境を勘案し、適宜設定する必要がある。

(5) 控え杭

控え杭はタイロッドの引張力に対し、タイロッド取付け位置を仮想地盤面とした半無限長の杭として設計する。必要根入れ長、控え杭に発生する曲げモーメントは次式により求める。

$$l = \frac{2.5}{\beta}$$

$$M_m = 0.3224 \frac{H}{\beta}$$

ここに、 l : 必要根入れ長 (m)

M_m : 最大曲げモーメント (kN・m)

H : 控え杭に作用する水平力 (タイロッドの引張力) (kN)

β : 杭の特性値 (m^{-1}) で、第2節 2-3(5)による。

控え杭のタイロッド取付け位置における変位量は、次式により求める。

$$\delta = \frac{H}{2E I \beta^3}$$

ここに、 δ : タイロッド取付け位置の変位 (m)

H : 控え杭に作用する水平力 (タイロッドの引張力) (kN)

E : 控え杭のヤング係数 (kN/m^2)

I : 控え杭の断面二次モーメント (m^4) で、表2-2-3による

β : 杭の特性値 (m^{-1})

(解説)

地形条件、用地境界等からやむを得ずタイロッド位置以下で交差する場合は、図2-2-18に示すように、この交点の深さを仮想地盤面として、控え杭を仮想地盤面より長さhだけ突出した杭として設計する。このときの控え杭の曲げモーメントおよび変位は、次式により算出してよい。

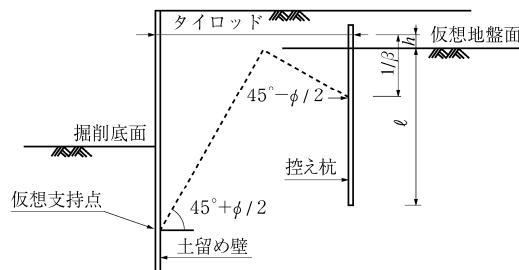


図2-2-18 タイロッド以下で交差する場合

$$M_m = \frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right)$$

ここに、 M_m : 最大曲げモーメント ($kN \cdot m$)

H : 控え杭に作用する水平力 (タイロッドの引張力) (kN)

h : 仮想地盤面からタイロッド位置までの距離 (m)

β : 杭の特性値 (m^{-1}) で下式による。

(ただし、ここで用いる逆三角関数の単位は (rad) である)

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3E I \beta^3} H$$

ここに、 δ : タイロッド取付け位置の変位 (m)

H : 控え杭に作用する水平力 (タイロッド張力) (kN)

E : 控え杭のヤング係数 (kN/m^2)

I : 控え杭の断面二次モーメント (m^4) で、表2-2-3による。

h : 仮想地盤面からタイロッド位置までの距離 (m)

β : 杭の特性値 (m^{-1}) で第2節2-3-5による。

ただし、このような場合でも、控え杭と土留め壁が過度に接近した構造は、不経済になるばかりでなく、控え杭に作用する地盤反力が期待できなくなるため、構造形式の変更を含め、十分な検討を行わなければならない。

(2)防 食

仮設アンカーでは簡易な防食を行う。ただし、腐食環境条件、供用期間に応じて、永久アンカーと同様な防食を行う、あるいは防食を省略してもよい。

(解 説)

防食に関しては、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」平成12年3月（第5章 防食）に準拠する。

(3)設計基本方針

土留めアンカーは、対称とする構造物の規模、機能、地盤条件、環境条件等を考慮して、所要の安全性、経済性、施工性を確保するように、次の項目について検討を行う。

- ① 土留アンカーの設計に用いる荷重
- ② アンカーの配置、仕様
- ③ 設計アンカー力
- ④ アンカー体の設計
- ⑤ アンカー長の決定
- ⑥ 土留め安定性の検討
- ⑦ 初期緊張力の決定
- ⑧ 土留め壁の鉛直支持力の検討
- ⑨ アンカー頭部の設計

(解 説)

1)アンカー式土留めに作用する側圧は第1節 5-5 慣用法に用いる土圧および水圧における断面決定用土圧を用いてよい。また、地下水圧は別途考慮する。プレロードは考慮しない。

2)アンカーは、良好な地盤に定着するものとする。軟弱な沖積粘性土層を定着層とすると定着長が過大となったり、土留めの変形が大きくなることがあるので特に検討を要する。

また、定着部の最小土かぶり、5m以上とすることが望ましい。これはアンカーの引抜き抵抗力を發揮させるために、ある程度の土かぶり重量を確保する必要があることと、重機等の走行による定着地盤の乱れを最小限に押さえる必要があるためである。

出典：[2]
グラウンドアンカー設計・施工基準、
同解説 (H14.9) P.99

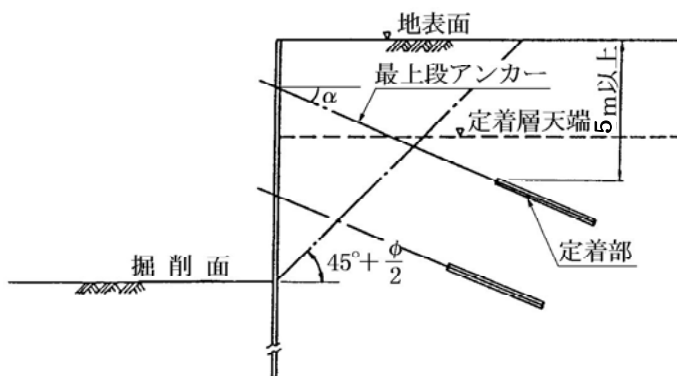


図2-2-22 定着部の最小土かぶり

- 3) アンカー長は、アンカー体定着長とアンカー自由長とから決まるが、安定計算上の所要長さについても満足するものでなければならない。なお、アンカー自由長は原則として4 m以上、アンカー体定着長は原則として3 m以上10m以下とする。
- 4) アンカー傾角 α は、原則として $10^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ とする。
- 5) アンカー段数は、アンカー1本の引抜き抵抗力、土留めの応力・変形、腹起しの強度、施工性及び経済性を考慮して決定する。
- 6) アンカー間隔は、一般に1.5m～4mとする。アンカー間隔が小さい(1.5m以下)場合は、いわゆるグループ効果によりアンカー1本当たりの引抜き抵抗力が低下することになるので注意する。

(4) アンカー力の算定

アンカー力は、側圧から下方分担法で求めた単位長さ当たりの側圧とアンカー配置から次式で計算する。

$$P_o = \frac{R \cdot S}{\cos \alpha \cdot \cos \theta}$$

ここに P_o : 設計アンカー力 (N/本)

R : 単位長さ当たりの側圧 (N/m)

S : アンカー間隔 (m)

α : アンカー傾角 (度)

θ : アンカー水平角 (アンカー設置方向の鉛直面と土留めと直角な鉛直面とのなす角)

(度) ただし、原則として $\theta = 0^\circ$ とすることが望ましい。

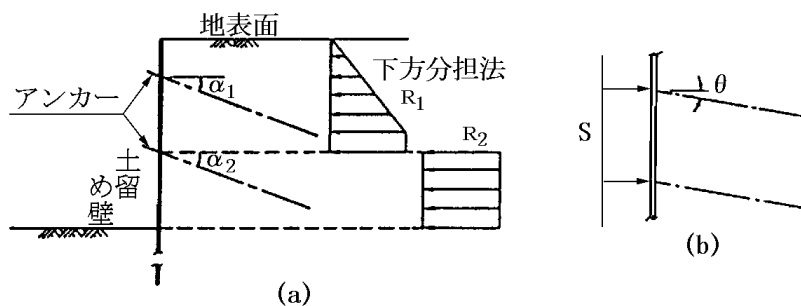


図 2-2-23 アンカー力の算定

(5) アンカー体の設計

- ①アンカー体のグラウトは、緊張時および設計荷重作用時に、十分な強度を有するものとする。
- ②アンカー引張材とグラウトの付着強度は、鉄筋コンクリートの付着強度の考え方に準じてよい。
この場合、異形棒鋼は異形鉄筋に準じ、PC鋼線、PC鋼より線および多重PC鋼より線は、丸鋼に準じた付着強度を用いてよい。
- ③グラウトと引張材との付着から必要な引張材付着長（ l_{sa} ）は、次式より求めることができる。

$$l_{sa} = \frac{P_0}{U \tau_a}$$

ここに、 P_0 ：設計アンカー力（N）

U ：引張材の見掛けの周長（mm）で、PC鋼線、鋼より線は標準径から、異形PC棒鋼は公称径から算出してよい。

τ_a ：許容付着応力度（N/mm²）で、表2-2-4による。

- ④グラウトと地盤の摩擦抵抗から決まるアンカー体定着長（ l_a ）は、設計アンカー力が安全性を考慮した許容アンカー力以下になるように求めるが、一般に次式により算出する。

$$l_a = \frac{P_0 f_s}{\pi D_a \tau}$$

ここに、 P_0 ：設計アンカー力（N）

f_s ：安全率で1.5とする。

D_a ：アンカー体径（m）

τ ：周面摩擦抵抗（N/mm²）

(解 説)

- 1) グラウト圧縮強度は、18N/mm²以上とし、現場養生した供試体の圧縮強度により確認する。
- 2) 表2-2-4に許容付着応力度を示す。

表2-2-4 許容付着応力度

(N/mm²)

グラウト設計基準強度	18	24	30	40 以上
PC鋼線				
PC鋼棒	1.0	1.2	1.35	1.5
PC鋼より線				
異形PC棒鋼	1.4	1.6	1.8	2.0

ただし、ここに示した鉄筋コンクリート部材の許容付着応力度は、スターラップあるいはフープ筋等が有利に働くと考えられるため、アンカーに適用する場合には、試験により確認することが望しい。

- 3) 地盤とアンカー体の単位面積当たりの周面摩擦抵抗は、設計計画段階で試験によらない場合は、地盤の種類を考慮して、表2-2-5を参考にしてよい。ただし、施工段階においては試験によってその妥当性を確認する。

表 2-2-5 アンカー周面摩擦抵抗

地盤の種類			摩擦抵抗 (kN/m ²)
岩 盤	硬 岩		1,500~2,500
	軟 岩		1,000~1,500
	風化岩		600~1,000
	土 丹		600~1,200
砂 礫	N 値	10	100~200
		20	170~250
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
砂	N 値	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
粘 性 土			c (cは粘着力)

(6) アンカー長の決定

アンカー長は次式より求めることができる。

$$L_A = l_f + l_a$$

ここに、 L_A : アンカー長 (m)

l_f : アンカー自由長 (m)

l_a : アンカー体定着長 (m)

(7) 構造物としての安定

構造物をアンカーにより安定させるときにはアンカーの耐力のほかにも構造物、アンカー、地盤の全体を含めた構造系についての安定を検討する必要がある。安定計算の方法は、外的安定と内的安定の両方について検討しなければならない。

(解 説)

- 1) 外的安定とはアンカー、土留め壁、背面土のすべてを考えた安定を意味し、計算は円弧すべり法で行う。
- 2) 内的安定とはアンカーと土留め壁根入れ部分の仮想支点との間の深いスベリ面の安定を意味し、計算はKranzの簡易計算法で行う。

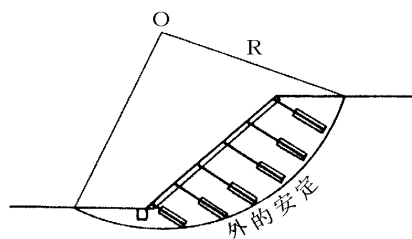


図 2-2-24 外的安定で検討すべき破壊

$$F_s = \frac{\max R_h}{P_{0h}}$$

F_s : 安全率 (1.5 以上)

P_{0h} : 設計アンカー力の水平分力 (N)

$\max R_h$: 限界抵抗力の水平分力 (N)

$$E_{\gamma h} = [W - (E_{ah} - E_{1h}) \tan \delta] \tan (\phi - \theta)$$

$$\max R_h = f_A (E_{ah} - E_{1h} + E_{\gamma h})$$

$$f_A = \frac{1}{1 + \tan \alpha \tan (\phi - \theta)} \quad (\text{図 2-2-26 参照})$$

ここで W : 深いスベリ線にかかる土塊の重量 (N/m)

E_a : 土留め壁の上端から仮想支持点までの山留め壁にかかる主働土圧 (N/m)

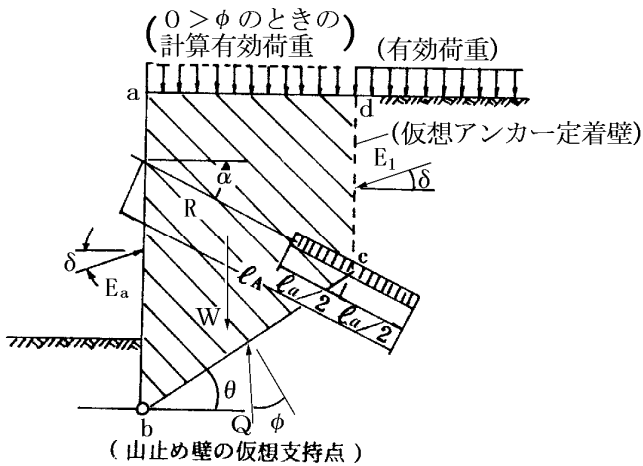
E_1 : 仮想アンカー一定着壁にかかる主働土圧 (N/m)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

δ : 壁の摩擦角 (度)

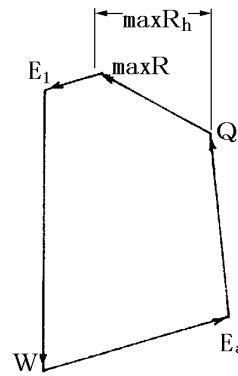
θ : 深いスベリ線の傾斜角 (度)

α : アンカー傾角 (度)



(山留め壁の仮想支持点)

(a) 地中各応力



(b) 力の多角形

図 2-2-25 貫入アンカーの深いスベリ線における安定 (Kranz の簡易計算法)

3. 小規模土留め

3-1 適用範囲

掘削深さ3m以浅で、支保工に1段ないし2段の腹起し切ばりを用いた、小規模な掘削における土留めの設計を対象とする。

また、小規模土留めでは、路面覆工荷重を土留め壁に直接作用させない。

出典：[3-1]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.156

3-2 使用部材

- (1) 土留め壁にはH形鋼、鋼矢板、軽量鋼矢板を用いる。
- (2) 掘削規模が小さな土留めを対象としているため、最小部材の規定は設けないが、施工上の問題、打設時の貫入抵抗、市場性等から、親杭横矢板壁ではH-150×150、鋼矢板壁ではⅡ型以上を使用することが望ましい。軽量鋼矢板に関しても、打設時の貫入抵抗、継手の構造等の問題があるため、特別な検討を行わない場合は3型以上のものを使用することが望ましい。
- (3) 腹起しおよび切ばりにはH形鋼を用いる。
- (4) 掘削規模が小さな土留めを対象としているため、最小部材の規定は設けない。

出典：[3-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.156～157

(解 説)

軽量鋼矢板の継手形状は鋼矢板とは異なり、比較的継手遊間が大きいので、鋼矢板と同等の止水効果は期待できない。このため軽量鋼矢板の使用にあたっては、地盤性状、周辺環境等を十分考慮しなければならない。近年、小規模土留めでは、施工性を考慮しアルミ合金の腹起し材や、切ばり用サポート等も使用されるようになったが、これらを使用する場合、強度、耐荷力等を十分把握しておかなければならない。

3-3 荷 重

- (1) 上載荷重は10kN/m²を原則とする。
- (2) 根入れ長の計算、断面計算のいずれも次式により算出される土圧を用いるものとする。

$$p_a = K_a (\Sigma \gamma h + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$p_p = K_p \Sigma \gamma h' + 2c\sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

ここに、 p_a : 主働土圧 (kN/m²)

p_p : 受働土圧 (kN/m²)

K_a : 主働土圧係数

K_p : 受働土圧係数

$\Sigma \gamma h$: 主働側の着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m²)

$\Sigma \gamma h'$: 受働側の着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m²)

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³) で、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

h : 主働側の着目点までの各層の層厚 (m)

h' : 受働側の着目点までの各層の層厚 (m)

q : 地表面での上載荷重 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

出典：[3-3]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.157～158

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

(解説)

粘性土地盤の主働土圧の下限値は $p_a = 0.3 \gamma h$ (γ は地下水位以下については土の水中単位体積重量とする) とし、図 2-2-26 に示すように、算出した土圧と比較して大きい方を用いる。

水圧は静水圧とし図 2-2-27 に示す $\triangle ABD$ で表される三角形分布とする。

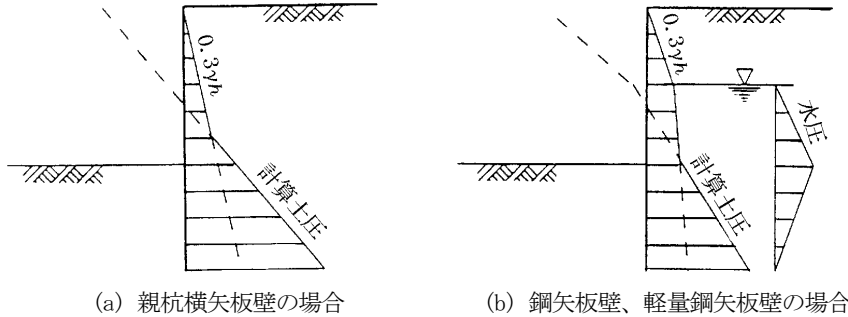


図 2-2-26 粘性土地盤の主働側圧の考え方

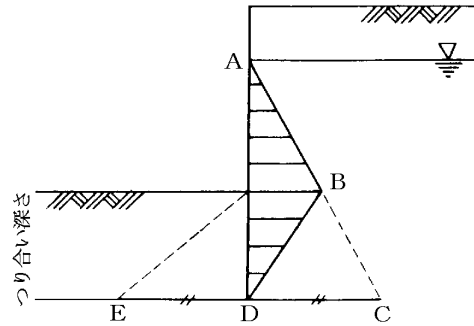


図 2-2-27 水圧

3-4 設計

- (1) 根入れ長の計算は、第 2 節 3-3 による土圧および水圧を用い、慣用法による土留めの設計に準じて行なう。
- (2) 最小根入れ長は土留め壁の種類に関係なく、掘削深さの 1/2 とする。
- (3) 土留め壁の断面計算は、第 2 節 3-3 による土圧および水圧を用い、慣用法による土留めの設計に準じて行なう。
- (4) 仮想支持点の最小位置は土留め壁の種類に関係なく、最小根入れ長の 1/2 とする。
- (5) 支保工の設計は、第 2 節 3-3 による土圧および水圧を用い、慣用法に準じて行なう。
- (6) 小規模土留めでは掘削深さが 3m 未満と浅いことから、掘削底面の安定の検討は省略してよい。

(解説)

- 1) 軽量鋼矢板には種々の形状があり、図 2-2-28 に示すように、継手が部材中立軸上にあるものと、部材縁にあるものがある。したがって、土留め壁に軽量鋼矢板を使用する場合、継手の位置、形状を十分理解して使用しなければならない。基本的には図 2-2-28 (a) では全断面有効 (100%) の断面係数を、(b) では 60% の断面係数を用いてよい。

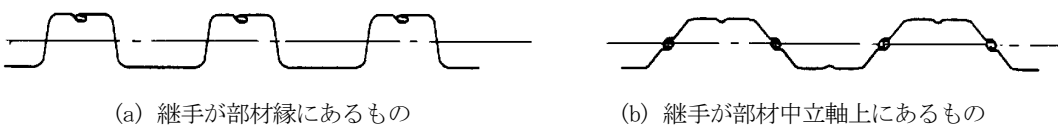


図 2-2-28 軽量鋼矢板の継手位置

出典：[3-4]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.159~160

2)小規模土留めでは、土留め壁に小断面かつ短いものが使用されることが多いため、土留め壁頭部に過大な変位が生じないように、第1段目の支保工は、地表面から0.5m以内に設け、余掘り深さは0.5m以下とする。

3)軟弱な粘性土地盤（N値が2以下もしくは粘着力が20kN/m²未満）では、ヒービングの検討を行わなければならない。

第3節 弾塑性法による土留めの設計（標準）

1. 設計の基本

- (1)土留め杭及び中間杭に作用する鉛直荷重は、土留め杭の許容鉛直支持力を超えてはならない。
- (2)土留め杭は、土留め杭に作用する水平荷重に対して、安全に抵抗できるように根入れさせなければならない。
- (3)仮設構造物を構成する各部材の応力度は、それぞれ許容応力度を超えてはならない。
- (4)掘削により生じる土留め壁の変位量は、許容変位量を超えてはならない。
- (5)掘削底面の安定に対して安全でなければならない。
- (6)応力及び変形の解析に当たっては、土留め壁の根入れを有限長、地盤を弾塑性床、切ばりを弾性支承としたはり理論によるものとする。

(解説)

親杭横矢板壁を用いる場合でも、10mをこえる深い掘削では弾塑性法で設計を行うこととしている。

2. 根入れ長の決定

土留め壁の根入れ長は、次に示す検討から求められる根入れ長のうち最も長いものとする。

- (1)慣用法による土留め壁の設計・根入れ長の決定に規定する土圧および水圧に対する安定から必要となる根入れ長（つりあい深さの1.2倍）。ただし、土留め壁に作用する側圧は、「第1節5-6弾塑性法に用いる土圧および水圧」を用いる。
- (2)「第1節7-5山留め壁および中間杭の支持力」に規定する土留め壁の許容鉛直支持力から定まる根入れ長。
- (3)「第1節8掘削底面の安定」に規定する掘削底面の安定から必要となる根入れ長。
- (4)弾塑性法による計算結果で、土留め壁先端付近の地盤に弾性領域が存在する根入れ長。
- (5)最小根入れ長3.0m。ただし、親杭の場合は1.5mとする。

(解説)

1)比較的硬質な地盤では、必要根入れ長が非常に小さく計算される場合があるが、土留め壁根入れ部の十分な拘束を考慮して土留め壁の最小根入れ長を(5)として規定した。しかし、非常に硬質な地盤のため、施工上最小根入れ長を確保することが困難な場合、最小根入れ長より短くしてもよい。ただし、このような硬質な地盤の場合、受働側地盤の破壊がぜい性的に起きるので、受働抵抗の十分な検討が必要である。また、止水性の低下についても十分注意する。なお、根入れ長が求まらない、あるいは異常に長く求まる場合は、土留めの構造形式を見直すか、補助工法を用いるなどの対策を検討する。

2)つり合い根入れ検討の際の親杭横矢板壁の根入れ部の土圧の作用幅は、第2節1-4(1)の表2-2-1に示す値とする。

出典：[2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.95~96

3) 弾塑性法を用いて根入れ長の計算を行う場合の方法としては、各基準等で異なった表現をしているが、基本的には、土留め壁や支保工に対する影響が根入れ長によって変化しない深さまで根入れするという考え方をとっている。したがって、ここでは根入れ部先端に弾性領域が存在することを確認するという方法をとる。

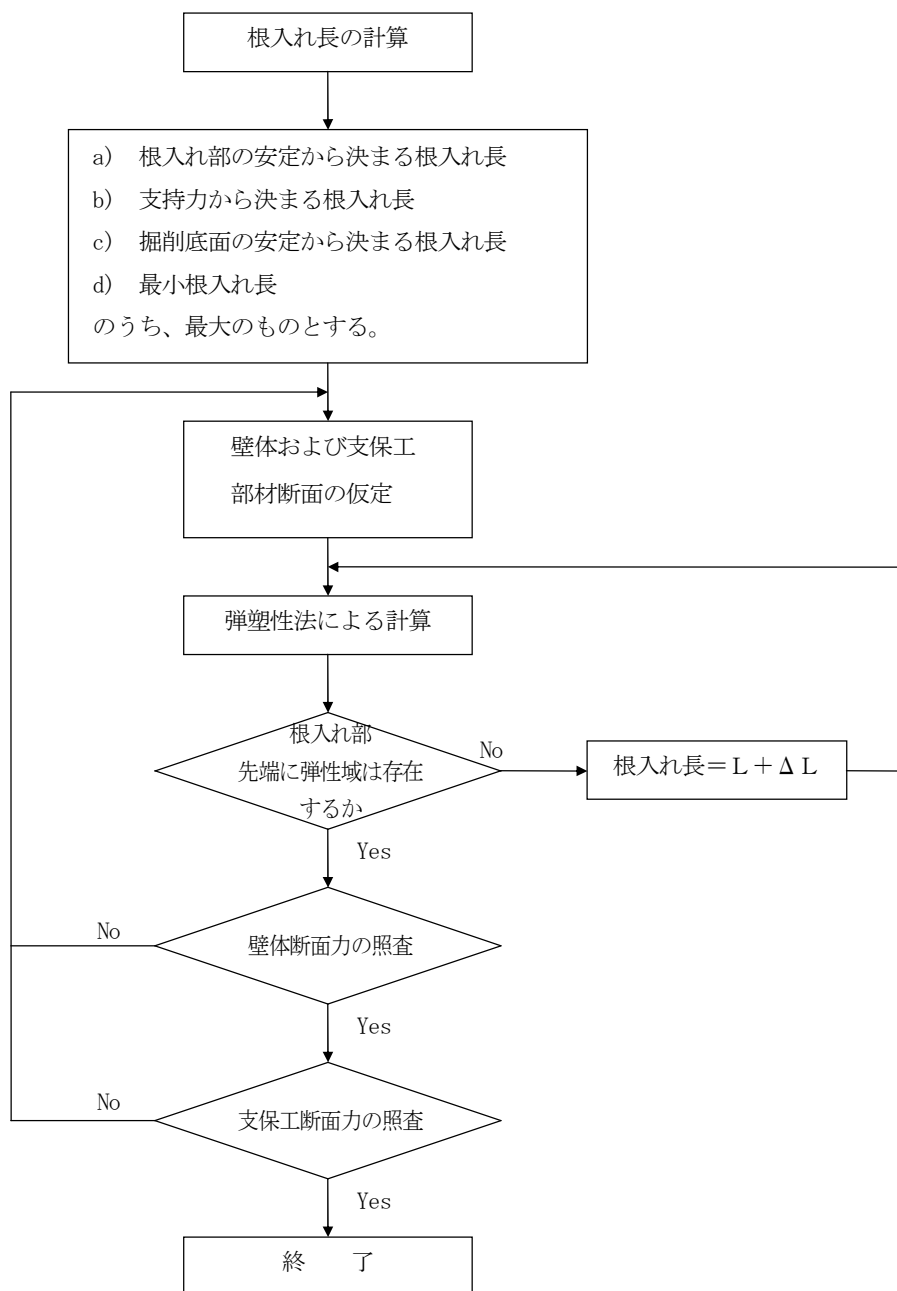


図 2-3-1 根入れ長決定の手順

3. 土留め壁の断面力および変形の算定

出典：[3]
 道路土工仮設構造物工指針
 (H11.3) P.97～101

土留め壁の断面力および変形の算定に用いる手法は、土留め壁を有限長の弾性ばり、地盤を弾塑性床、支保工を弾性支承とした弾塑性法とする。使用する土圧および水圧については第1節5-6の規定を用いる。

(解説)

弾塑性法は、掘削過程における土圧の変化を考慮し、作用荷重として各掘削段階ごとに設定した背面地盤の土圧を用いる掘削段階ごとのステップ解析である。以下に、弾塑性法の解析上の一般的な仮定および考え方について示す。

(1) 基本仮定

- ①土留め壁は有限長の弾性ばりとする。
- ②背面側の主働側圧および掘削面側の受働側圧は、掘削による土質条件の変化（地下水位の低下等）に対処できるように掘削段階ごとに定める。
- ③掘削底面以深において土留め壁に働く抵抗土圧（地盤反力）は、図2-3-2に示すように土留め壁の変位に一次的に比例し、かつ、有効受働側圧をこえない。
- ④切ばりは弾性支承とし、そのバネ定数は設置間隔、断面積、長さ、材料のヤング係数等から求める。
- ⑤ある掘削段階での切ばり位置の変位および切ばり軸力は、設置時にすでに壁体に発生している先行
- ⑥変位を考慮して求める。

(2) 側圧に対する仮定

- ①掘削底面以浅には、土留め壁背面から主働側圧が作用する。
 - ②掘削底面以深には、土留め壁背面から主働側圧が作用し、掘削面側は受働側圧が作用するが、掘削面側は受働側圧と掘削面側の静止側圧と弾性反力の和とを比較して弾性領域と塑性領域に分けて考える。ここで、静止側圧と弾性反力の和が受働側圧以下となる部分を弾性領域、受働側圧以上となる部分を塑性領域とする。
- すなわち、“背面側から有効主働側圧が作用し、掘削面側の塑性領域では有効受働側圧が、弾性領域では土留め壁の変位に比例した弾性反力が働く”と考えている。

(3) 構造系のモデル化

土留め壁は弾性体であるため、その応力とひずみは比例するが、土は応力が大きくなるに従い応力と変位の比例関係が成立しなくなる。したがって、土を弾性領域と塑性領域に分けて考えることが必要となる。

また、切ばりは、土留め壁にその時点の掘削状態に応じた断面力と変位が生じた後に設置されるため、構造系は各掘削段階ごとに変化し、以後の掘削進行に伴って、切ばりの断面力と変形も変化する。これらに対処するため、切ばりおよび土留め壁の断面力と変位を次のように考える。

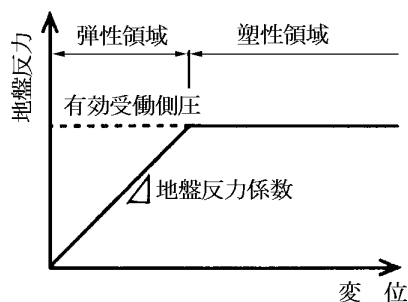


図2-3-2 地盤バネの特性

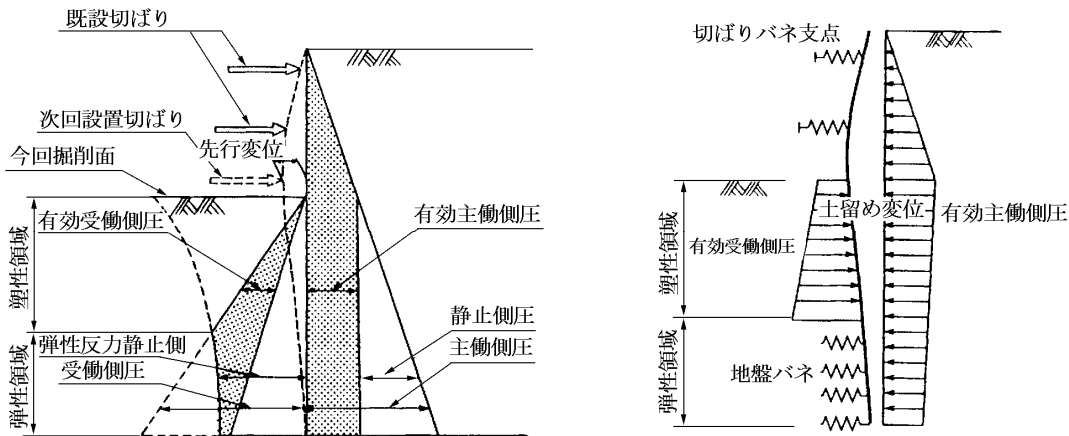


図 2-3-3 側圧、構造系説明

①切ばり

切ばりを設置したとき、その位置における土留め壁の変位量を「先行変位」と呼ぶ。このときの切ばりの断面力はゼロであり、これ以後の掘削では切ばり位置の変位に比例した断面力（切ばりバネ反力）が生じるものとする。

②土留め壁

土留め壁は、掘削底面以浅では主働側圧を受け、各切ばりを弾性支承とする連続ばりとする。掘削底面以深の塑性領域では、有効主働側圧から有効受働側圧を差し引いた荷重を受け、弾性領域では、有効主働側圧を受ける弾性床のはりとする。

4. 設計定数の設定

弾塑性法を用いて土留め壁の断面力の変形を算定する場合に用いる各種設計定数は、その設定自体が計算結果に大きな影響を与えるため、地盤定数や土留め形状等を十分に検討して決定しなければならない。

(解説)

表 2-3-1 に、弾塑性法に必要な入力値の一覧を示す。

弾塑性法を親杭横矢板壁に適用する場合、掘削底面以浅と根入れ部では主働側からの作用荷重や受働側の抵抗土圧の作用幅が、通常の連続した土留め壁とは異なる。また、計算を単位幅（1 m）で行うか親杭間隔で行うかによって、土留め壁の剛性や、地盤バネ、作用土圧等、各種の入力値を換算する必要があり注意しなければならない。

図 2-3-4 に地中連続壁等の連続した壁体の場合と親杭横矢板壁で弾塑性法を用いる場合の考え方を示す。

なお、粘性土では、側面抵抗を考慮することは、計算が煩雑となるので、前面の水平地盤バネのみを考慮する。

出典：[4]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.102~108

表 2-3-1 弾塑性法の入力値

入力値	項目	備考
基本値	掘削ステップ数	通常、切ばり段数+1となる
	地層数	
土留め壁	土留め壁天端、先端支持条件	自由とする。
	土留め壁長さ	掘削底面および根入れ部の安定、最小根入れ長、土留め壁の鉛直支持力、弾性領域の確保から決まる。
	ヤング係数	地中連続壁の場合は、コンクリート、その他の場合は鋼となる。「第1節6設計計算に用いる物理定数」参照
	断面二次モーメント	「第1節7-4土留め壁の部材計算」参照
土質条件	地層厚さ	
	土質種類	砂質土、粘性土の区分
	N値	
	湿潤単位体積重量	「第1節4仮設構造物に用いる土質定数」参照
	粘着力	
	せん断抵抗角	
	壁面摩擦角	「第1節5-6弾塑性法に用いる土圧および水圧」参照
水平方向地盤反力係数	本項の解説参照	
地下水条件	背面側地下水位	「第1節5-6弾塑性法に用いる土圧および水圧」参照
	掘削面側水位	
	水の単位体積重量	通常、 $\gamma_w=10.0\text{kN/m}^3$ (海水 $\gamma_w=10.3\text{kN/m}^3$)
掘削条件	各ステップ掘削深さ	掘削余掘り量については、「第1節8-2余掘り量」参照。基本は1m
	切ばり設置位置	本体構造物の施工との関係を考慮して設定
支保工条件	切ばりおよび土留めアンカーのバネ定数	本項の解説(3)参照
荷重条件	地表面での上載荷重	通常 $q=10.0\text{kN/m}^2$ とする。
	主働側圧係数	「第1節5-6弾塑性法に用いる土圧および水圧」参照
	受働側圧係数	
	掘削面側静止側圧係数	
その他	プレロード荷重	「道路土工 仮設構造物工指針の弾塑性法による土留め壁の設計」参照

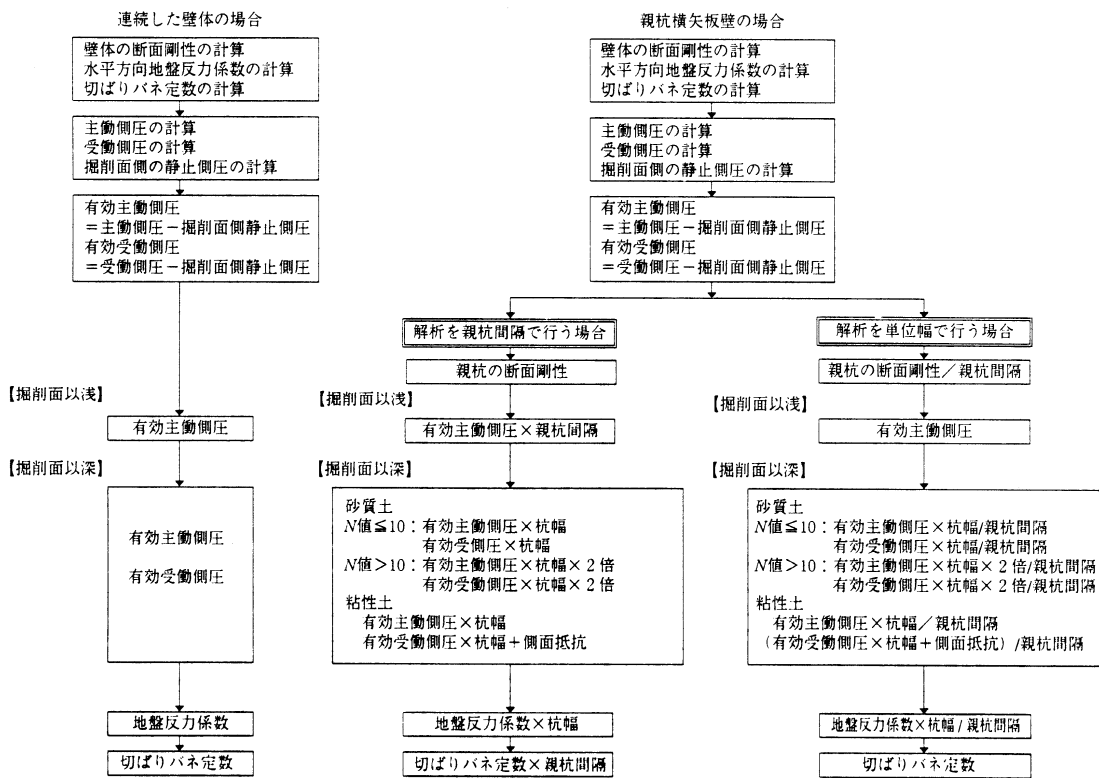


図 2-3-4 弾塑性法の入力値算定の手順

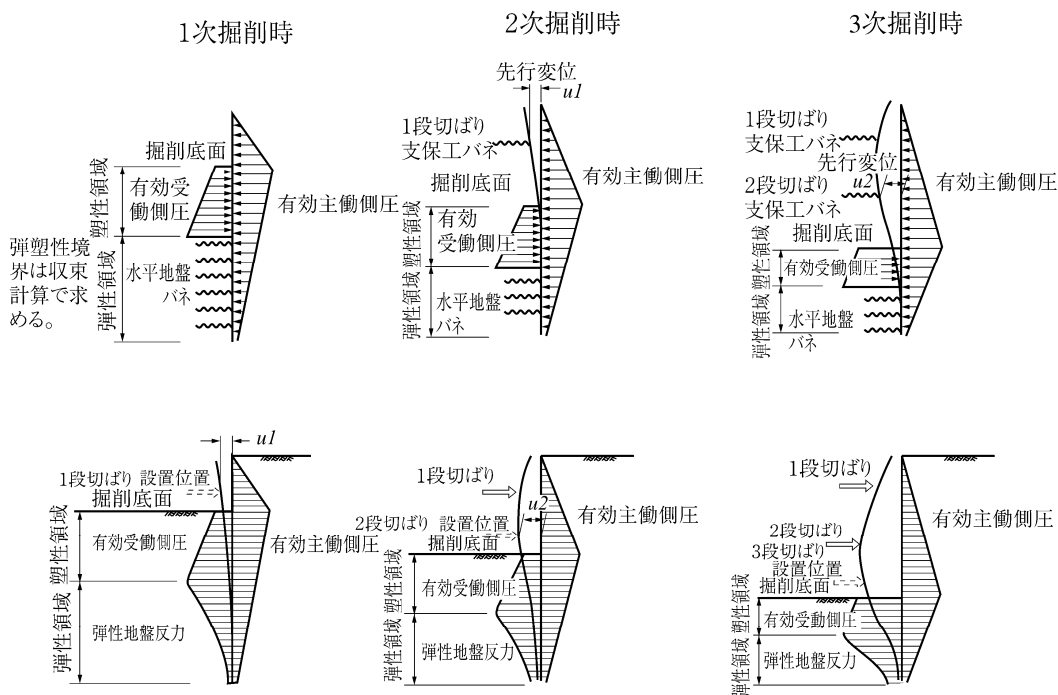


図 2-3-5 弾塑性解析における解析ステップ

(1) 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数の算出式において、遮水性の土留め壁のように延長が長い場合、換算載荷幅 B_H をいくらに設定すればよいのか明確ではない。現状では、現場での実測結果を参考にして、通常、 $B_H = 10\text{m}$ 程度の値が採用されている。

ここでは、水平方向地盤反力係数を次式のように設定する。

$$k_H = \eta k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 k_H ：水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

η ：壁体形式に係わる関数

連続した壁体の場合 $\eta = 1$

親杭横矢板壁の場合 $\eta = B_0 / B_1$ 、ただし、 $\eta \leq 4$

B_0 ：親杭中心間隔 (m)

B_1 ：親杭フランジ幅 (m)

k_{H0} ：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

B_H ：換算載荷幅 (m)

親杭横矢板壁、連続壁ともに、 $B_H = 10\text{m}$ とする。

E_0 ：表 2-3-2 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

固結シルトの変形係数は、原則として試験値を用いるが、試験結果が得られない場合は、

$\alpha E_0 = 210 c$ (kN/m²) で推定してよい。

ただし、 c は土の粘着力 (kN/m²) である。

表 2-3-2 E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0 (kN/m ²)	α
ボーリング孔内で測定した変形係数	4
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800\text{N}$ で求めた変形係数	1

(2) 土留め壁の断面二次モーメント

解析に用いる土留め壁の断面二次モーメントは、その構造形式および使用材料を考慮して定めるが、各々の土留め壁の種類に応じて断面の有効率が異なるため、「第 1 節 7-4 土留め壁の部材計算 表 2-1-27」に示す値を用いる。

(3) 切ばりおよび土留めアンカーのバネ定数

切ばりのバネ定数は、切ばり断面積、ヤング係数、長さ、水平間隔および施工の条件等を考慮して定める。一般には、次式により算出してよい。

①鋼材の場合

$$K_s = \alpha \frac{2AE}{\ell s}$$

②コンクリートの場合

$$K_c = \frac{2AE}{\ell(1+\phi_c) s}$$

ここに、 K_s 、 K_c ：切ばりのバネ定数 (kN/m/m)

A ：切ばりの断面積 (m²)

E ：切ばりのヤング係数 (kN/m²)

ℓ ：切ばりの長さ (掘削幅) (m) (図2-3-1)

s ：切ばりの水平間隔 (m)

α ：切ばりのゆるみを表す係数

$\alpha = 0.5 \sim 1.0$ とし、一般にジャッキ等でゆるみを除去する場合

$\alpha = 1.0$ とする。

ϕ_c ：コンクリートのクリープ係数 (表2-3-3参照)

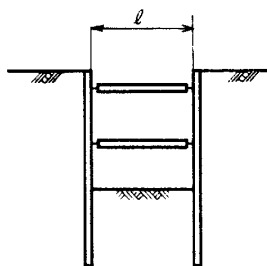


図2-3-6 切ばりの長さ

表2-3-3 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときの コンクリートの材令 (日)		4~7日	14日	28日	3ヵ月	1年
クリープ係数 普通コンクリート	無筋コンクリート	2.7	1.7	1.5	1.3	1.1
	鉄筋コンクリート (鉄筋比1%)	2.1	1.4	1.2	1.1	0.9

③土留めアンカーの場合

アンカーの打設角度、引張材の自由長および水平方向の打設間隔を考慮して次式を用いてバネ値を定める。

なお、定着部の変位量は、自由長部に比べて小さいので無視した。

$$K_a = \frac{A_s E_s \cos^2 \alpha}{\ell_{sf} b}$$

ここに、 K_a ：土留めアンカーの水平方向バネ定数 (kN/m/m)

A_s ：引張材の断面積 (m²)

E_s ：引張材のヤング係数 (kN/m²)

ℓ_{sf} ：テンドンの自由長 (m) (図2-3-2参照)

α ：水平からのアンカー傾角 (度)

b ：水平方向のアンカー間隔 (m)

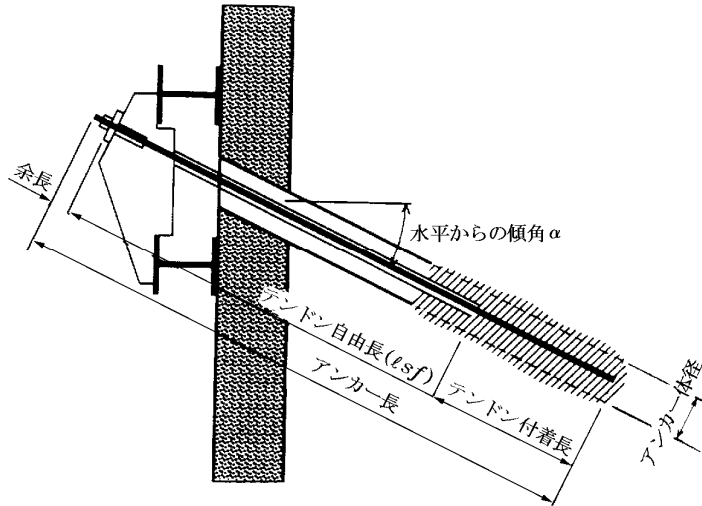


図 2-3-7 土留めアンカー構造図

5. 支保工設計に用いる荷重

弾塑性法により土留め壁の設計を行った場合の支保工反力設計は、弾塑性法で算出される各最大支保工反力を用いる。

(解説)

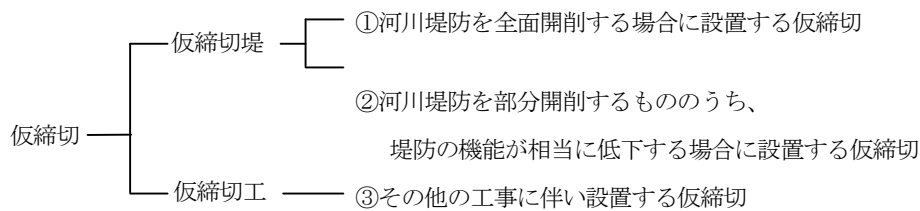
弾塑性法では、掘削ステップごとの解析を行うため、支保工反力は各ステップごとに算出される。切り等設計に用いる支保工反力は、着目した支保工に発生する支保工反力の最大値を用いて設計する。

第4節 仮締切（標準）

1. 定義

本節では、河川区域及びその周辺で行われる工事に伴い設置する河川堤防にかわる仮締切を仮締切堤、その他の工事に伴い設置する仮締切を仮締切工と定義する。

(解説)



仮締切は、上記の3ケースがある。①, ②は、河川堤防にかわる仮締切であり、仮締切堤設置基準(案)を適用する。

その他の仮締切は、③のケースとなる。また、河川区域内の橋脚工事等で低水敷に設置する仮締切は、河川堤防の開削を行わないので③のケースとなる。

なお、堤防開削しない場合でも、工事条件によっては、②を準用する。

2. 仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切）

本項の規定は、仮締切堤設置基準（案）平成22年6月30日に準拠している。

2-1 目的

河川区域及びその周辺で行われる工事において、その施工期間中における治水上の安全を確保するため、仮締切を設置する場合の基準を定めるものである。また、出水期（融雪出水等のある地方ではその期間を含む）においては河道内の工事を行わないものとする。但し、施工期間等からやむを得ないと認められる場合は、治水上の安全を十分確保して実施するものとする。

（解説）

ここでいう治水上の安全を確保すべき対象は堤内地及び既存の河川管理施設等のことである。

2-2 適用範囲

河川区域内及びその周辺で行われる工事に伴い設置する河川堤防にかわる仮締切に適用する。

2-3 仮締切の設置

河川堤防にかかる仮締切は次の各号の1つに該当する場合に必ず設置するものとする。但し、堤防開削によって洪水または高潮被害の発生する危険が全く無い場合は除く。

- (1) 河川堤防を全面開削する場合
- (2) 河川堤防を部分開削するもののうち、堤防の機能が相当に低下する場合

2-4 構造

(1) 構造形式

① 堤防開削を伴う場合

既設堤防と同等以上の治水の安全度を有する構造でなければならない。特に出水期間における仮締切は鋼矢板二重式工法によることを原則とし、地質等のために同工法によりがたい場合は、これと同等の安全度を有する構造とする。

なお、土堤による仮締切の場合は法覆工等による十分な補強を施し、かつ川裏に設けるものとする。但し、河状等から判断して流過能力を阻害しない場合であって、流勢を受けない箇所についてはこの限りではない。

異常出水等、設計対象水位を超過する出水に対しては、堤内地の状況等を踏まえ、応急対策を考慮した仮締切構造を検討する。部分開削の場合は、仮締切の設置の他、設計対象水位に対して必要な堤防断面を確保する措置によることことができる。

② 堤防開削を伴わない場合

流水の通常的作用に対して十分安全な構造とすると共に、出水に伴い周辺の河川管理施設等に影響を及ぼさない構造とする。

（解説）

ここでいう出水への対策とは、台風の接近などによる河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のう等を設置する対策を言う。

仮締切の構造形式は、締切高さ、土質条件、流水の影響、施工性、経済性等に対し、土堤式、鋼矢板一重式（自立式）工法、鋼矢板二重式工法の各形式について比較検討して、最適な構造形式を決定するものとする。

出典：[2]
仮締切堤設置基準（案）
（H22.6）

一般に用いられる仮締切堤（鋼矢板締切（二重））の特徴を下表に示す。

表 2-4-1 鋼矢板締切（二重）

工法	模式図(断面形状)	適用範囲	特徴・留意点
鋼矢板締切（二重）		<ul style="list-style-type: none"> ・深い場所 ・水衝部・感潮部にも有効である。 ・敷地が確保できる場合 	<ul style="list-style-type: none"> ・水深の深い場所、水衝部・感潮部にも有効である。 ・完成後の安定性に優れ、止水性が高い。 ・一重式に比べ締切幅が大きくなるため、狭い場所には適さない。 ・中詰土砂流出、タイロッドの切断事故に注意する必要がある。 ・天端を作業道路として利用できる。

(2) 設計対象水位

(a) 堤防開削を伴う場合

(イ) 出水期においては計画高水位（高潮区間にあたっては計画高潮位）とする。

(ロ) 非出水期においては工事施工期間（不測の実態による工期の延長も十分考慮のこと）の既往最高水位または既往最大流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位のうちいずれか高い水位とする。但し、当該河川の特長や近年の出水傾向、背後地の状況等を考慮して変更することができる。なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

(ハ) 出水期、非出水期に係わらず、既設堤防高が(a) (b)より求められる水位より低い場合は、既設堤防高とすることができる。

(b) 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず、工事施工期間の過去5ヶ年間の時刻最大水位を目安とする。但し、当該水位が5ヶ年間で異常出水と判断される場合は、過去10ヶ年の2位の水位を採用することができるものとする。なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料、過去の出水状況および現場条件等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

(解説)

- 1) 河川の特長により水面勾配の変化が著しい場合は、最寄りの水位観測所データの最高水位時の流量データを用いて工事施工箇所の水位を不等流計算等により算定するものとする。
- 2) 設計計算時における外水位（河川側）は、常時（高水位時）にあつては上記で求めた設計対象水位、地震時にあつては平水位を標準とする。内水位（締切側）は、掘削床付け面を標準とする。
- 3) 鋼矢板二重式工法における矢板間の中詰め土内の水位は、外水位より内外水位差の1/2下がった水位とする。

(3) 高さ

(a) 堤防開削を伴う場合

(イ) 出水期においては既設堤防高以上とする。

(ロ) 非出水期においては設計対象水位相当流量に余裕高（河川管理施設等構造令第20条に定める値）を加えた高さ以上とし、背後地の状況、出水時の応急対策等を考慮して決定するものとする。但し、既設堤防高がこれより低くなる場合は既設堤防高とすることができる。

(b) 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず(2)設計対象水位で定めた設計対象水位とする。但し、波浪等の影響等これによりがたい場合は、必要な高さとするものとする。

(解 説)

・ここでいう出水時の応急対策とは、台風接近時などに河川の水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうを設置するなどの対策をいう。

(b) 堤防開削を伴わない場合

余裕高は0 mを原則とする。但し、次に示す場合については、0.50mの余裕高を考慮するものとする。

- ・ 河口付近で波浪の影響が想定される場合
- ・ 感潮区間で土堤締切工を施工する場合
- ・ 重要構造物等の場合

なお、本基準の目的に鑑み、上記により求めた高さを上回らない範囲で別途定めることができる。

(4) 天 端 幅

(a) 堤防開削を伴う場合

仮締切の天端幅は河川管理施設構造令第21条に定める値以上とする。但し、鋼矢板二重式工法による場合は大河川においては5 m程度、その他の河川においては3 m程度以上とするものとし、安定計算により決定するものとする。

(b) 堤防開削を伴わない場合

構造の安全上必要な値以上とするものとする。

(解 説)

(a) 堤防開削を伴う場合

仮締切天端を兼用道路の仮設道路として使用する場合は、現況堤防幅以上で、仮締切平面形状上の対象車両の安全な走行（旋回、すれ違い）に必要な幅とする。また、工事中道路としても兼用する場合は、工事中資材の積み下ろし、締切内への進入出等も考慮すること。

(b) 堤防開削を伴わない場合

(イ) 仮締切が鋼矢板二重式工法の場合は、壁体の安定計算上の必要幅とするが、仮締切工天端を工事中道路として使用する場合には、工事中道路として必要な幅との何れか大きな幅とする。

(ロ) 仮締切が土堤式の場合は、施工箇所の現場条件により必要幅を確保するものとする。

(5) 平面形状

仮締切の平面形状は流水の状況、流下能力等にできるだけ支障を及ぼさないものとする。

(6) 取付位置

堤防開削天端 (a - a') より仮締切内側迄の長さ (B) は、既設堤防天端幅または、仮締切堤の天端幅 (A) のいずれか大きい方以上とする。

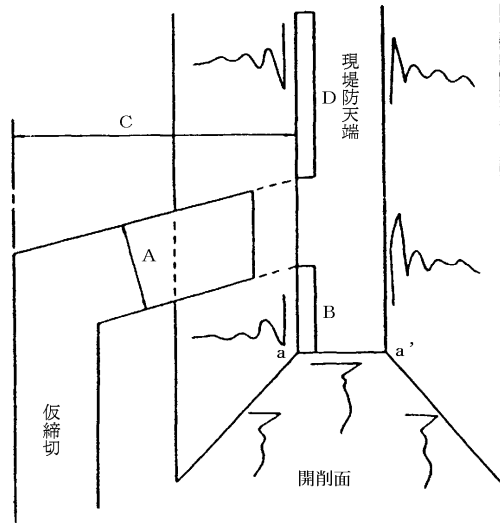


図 2-4-1 締切堤取付位置

(解説)

仮締切の現況堤防との接続は矢板を現況堤防に嵌入させてもよい。但し嵌入させた場合は後述する 1-11 堤体の復旧に従って矢板の引き抜きによる堤体のゆるみ及び基礎地盤のゆるみに対する補強対策を行うものとする。

2-5 設計条件

(1) 許容応力度

堤防開削 (部分開削を含む) を行う工事における仮締切については、その重要性は極めて高い。従って、仮設構造物としての許容応力度の割増しは行なわないものとする。仮締切堤設計における許容応力度は、表 2-4-2 で定めた値とする。

表 2-4-2 許容応力度 (N/mm²)

材 料 名		常 時 (高水時)	地 震 時	
鋼矢板	SY295	180	270	
	SY390	235	353	
鋼管矢板	SKY400	140	210	
	SKY490	185	278	
タイロッド	SS400	径 40mm 以下	94	141
		径 40mm 超	86	129
	SS490	径 40mm 以下	110	165
		径 40mm 超	102	153
HT690		176	264	
タイワイヤー	SWRH (硬鋼線材)	破断強度に対して常時で 3.8 以上、地震時で 2.5 以上の安全率を持つように許容応力度を定める。		
	SWRS (硬鋼線材)			
腹起材	SS400	140	210	

地震時の許容応力度は常時 (高水時) の 1.5 倍の値を用いる。

出典：[表 2-4-2]
鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル (H13.5) P.11

(解 説)

仮設構造物として広幅鋼矢板を使用するにあたっては、通常型鋼矢板との経済比較等により詳細に検討する。なお、設計に用いる断面性能等は「第1節共通事項7. 山留め工設計に関する一般事項」に準ずるものとする。

(2) 流下能力の確保と周辺河川管理施設等への影響

①堤防開削を伴う場合

- (イ) 出水期においては、仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力を確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。
- (ロ) 非出水期においては、仮締切設置後の断面で1-4(2)①(b)で定める仮締切設計対象水位時の洪水流量に対する流下能力が一連区間において確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

②堤防開削を伴わない場合

- (イ) 出水期においては、仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力が確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策工を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。
- (ロ) 非出水期においては、仮締切設置後の断面で非出水期間中の最大流量に対する流下能力を一連区間において確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

(解 説)

- ・ 流過能力の算定は不等流計算等により行うことができる。
- ・ 出水の状況によっては仮締切周辺の河川管理施設等に被害を生じる場合があるため、必要に応じて対策を施す。
- ・ 堤内地盤高が各々の場合で想定される水位以上である場合はこの限りではない。

(3) 補 強

川表側の仮締切前面の河床及び仮締切取付部の上下流概ね $D = 2A$ の長さの法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等で補強するものとする。
また、仮締切を川裏に設置する場合には、堤防開削部の法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等により補強するものとする。

(4) 堤体の復旧

仮締切撤去後の堤体部は表土1m程度を良質土により置き換え、十分に締固め復旧すると共に、必要に応じて堤防及び基礎地盤の復旧も行うものとする。なお、水衝部では川表側の法面は、ブロック張等で法覆を施すものとする。

(5) 土質定数

第1節 4 「仮設構造物に用いる土質定数」に準じる。

(6) 鋼矢板の継手効率

断面二次モーメント(I)、断面係数(Z)とも、第1節8-4「山留め壁の部材計算」に準ずる。

(7) 頭部変位量

第2節「慣用法による土留めの設計」に準じる。

(8) その他

この基準は、一般的基準を示したもので、現地の状況等によりこれによることが適当でない場合には治水上の安全を十分考慮し、別途措置するものとする。

(9) 締切り堤の各部の名称

締切り堤の各部の名称

- ① 鋼矢板
- ② 腹起し
- ③ 切ばり
- ④ 中間ぐい
- ⑤ 火打ち
- ⑥ 火打ちピース
- ⑦ 隅角部ピース

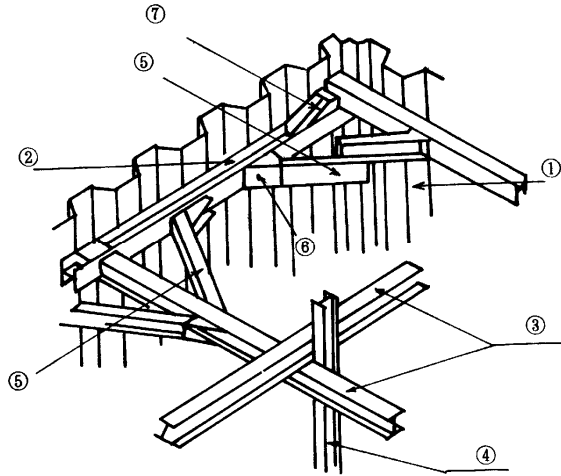


図2-2-2 締切名称図

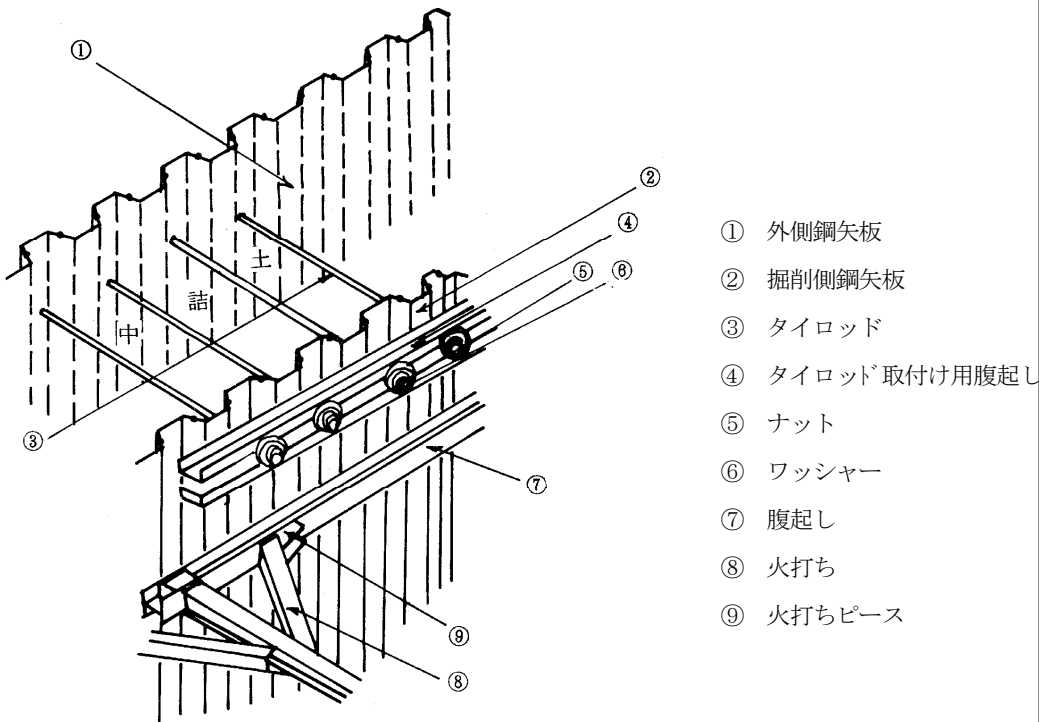


図2-4-3 鋼矢板二重式工法名称図

3. 鋼矢板二重式工法（仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切））

3-1 鋼矢板二重式工法の設計

仮締切堤に用いる鋼矢板二重式工法の設計は、「鋼矢板二重式工法仮締切設計マニュアル」に準拠するものとする。

出典：[図2-4-4]
鋼矢板二重式工法仮締切設計マニュアル（H13.5）P.19

（解 説）

鋼矢板鋼矢板二重式工法仮締切設計マニュアルでの設計の流れは、図2-4-4に示すとおりである。

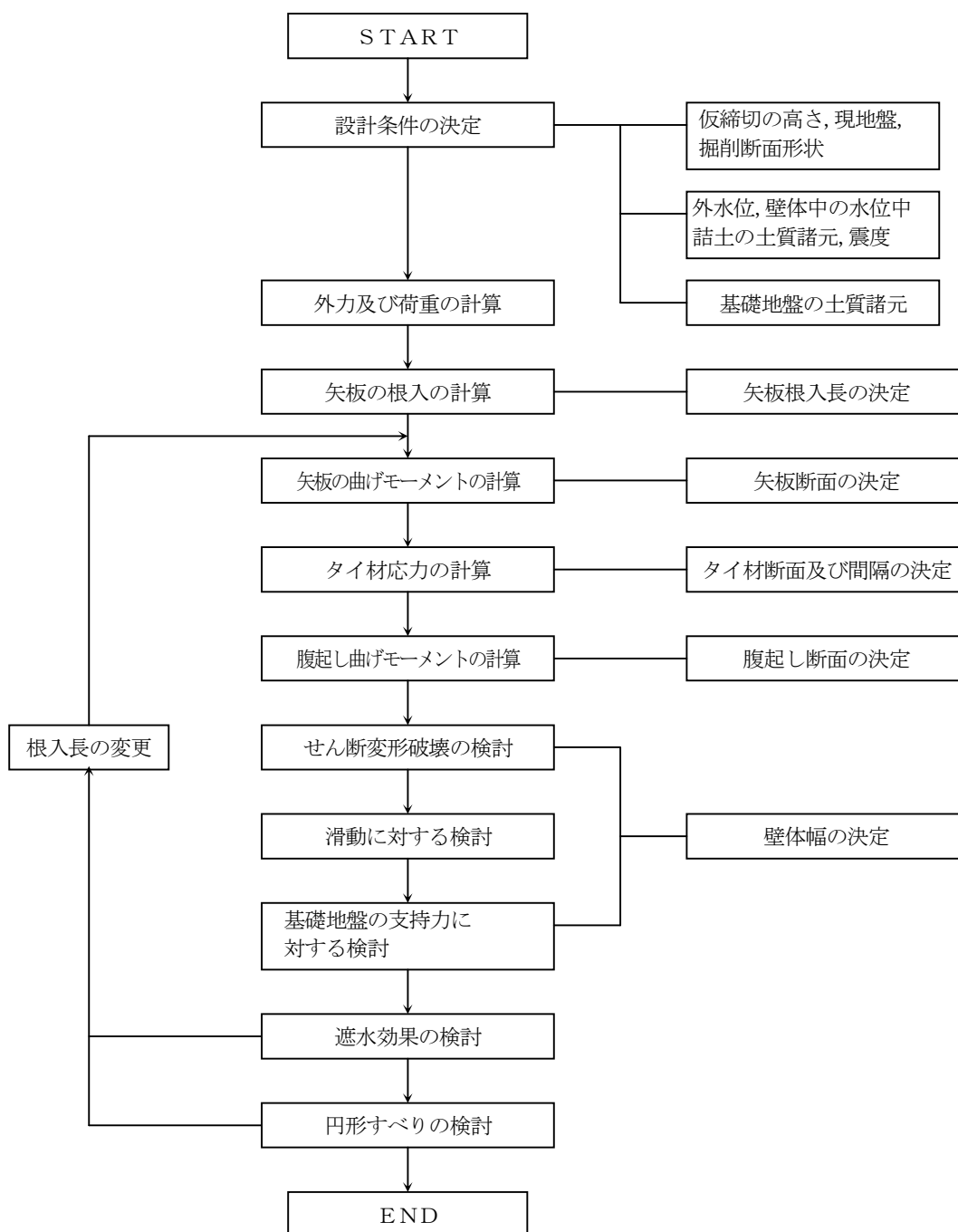


図2-4-4 設計の流れ

3-2 許容応力度、安全率

許容応力度、安全率等は仮設時の割増等を考慮し、下表の値とする。

表 2-4-3 鋼矢板二重式仮締切設計に用いる許容応力度等

項目	仮締切堤 (堤防にかわる締切)		
	許容応力度	常時	割増をしない
	地震時	割増をする	
壁体のせん断変形破壊の安全率	常時 (高水時)	1.2 以上	
	地震時	1.0 以上	
滑動の安全率	常時 (高水時)	1.2 以上	
	地震時	1.0 以上	
基礎地盤の支持力の安全率	常時 (高水時)	1.2 以上	
	地震時	1.0 以上	
円形すべりの安全率	常時 (高水時)	1.2 以上	
	地震時	1.0 以上	
矢板の根入長の安全率	常時	砂質土	1.5 以上
		粘性土	1.2 以上
	地震時	砂質土	1.2 以上
		粘性土	1.2 以上
遮水効果の安全率	砂質土	3.5 以上	
	粘性土	3.0 以上	

4. 鋼矢板一重式工法 (仮締切堤 (河川堤防にかわる仮締切))

4-1 鋼矢板一重式工法の設計

設計計算は第 2 節 2-3 「自立式土留め工」に準ずる。

許容応力度は本節 2-5 (1)を用いる。

4-2 受働土圧に対する検討

受働土圧は図 2-4-4 に示す形状以上であれば現地盤面より考えるものとし、これによりがたい場合は、設計上の現地盤面を下げる等の考慮をしなければならない。

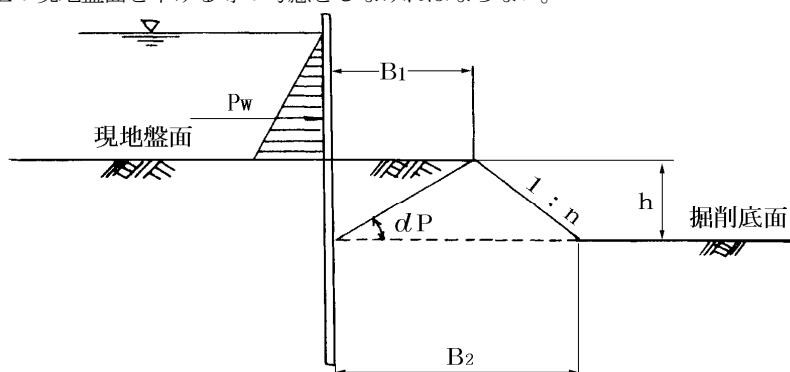


図 2-4-4

(1) 掘削面付近が砂質土の場合

$$B_1 \geq h \cdot \cot \alpha_p \quad \text{①}$$

$$W_1 \cdot \tan \phi \geq P_p \quad \text{②}$$

α_p : 受働土圧崩壊角 ($=45^\circ - \phi/2$) (度)

$$W : \frac{1}{2}(B_1 + B_2) \cdot h \cdot \gamma \quad (\text{kN/m})$$

ϕ : 砂の内部摩擦角 (度)

P_p : 受働土圧 (第1節5-5(1)による) (kN/m)

(2) 掘削面付近が粘性土の場合

$$B_1 \geq h \cdot \cot \alpha_p \dots\dots\dots ①$$

$$B_2 \cdot c \geq P_p \dots\dots\dots ②$$

α_p : 受働土圧崩壊角 (=45°)

c : 粘着力 (kN/m²)

5. 仮締切工 (河川堤防に係わらない工事の仮締切)

5-1 目的

仮締切工は、河川や海などの水中に構造物を構築する際に、当該区域内をドライな状態で施工するため、水を遮断することを目的とする。

5-2 適用範囲

主として河川区域内及び海岸保全区域内で施工する工事の仮締切工の計画・設計に適用する。ただし、河川堤防に係わる仮締切については、本節2「仮締切堤」によるものとする。

5-3 仮締切工の構造

仮締切工の構造は工事施工箇所の施工状況を勘案して、鋼矢板締切工又は土堤締切工を採用するものとする。

(解説)

一般に用いられる仮締切工の種類と特徴を下表に示す。

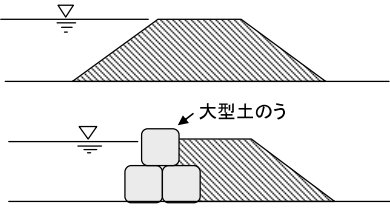
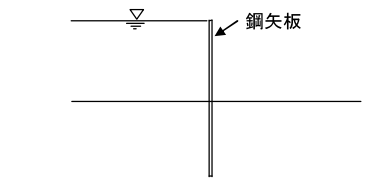
工法	模式図(断面形状)	適用範囲	特徴・留意点
土堤締切		<ul style="list-style-type: none"> 比較的に浅い場合 (推水深2~3m程度) 広い敷地が取れる場合 	<ul style="list-style-type: none"> 深い水深には適さない。 水衝部・感潮部には適さない。 盛土材料は水中で安定性の高い土砂を用いる必要がある。 透水性土砂のときは、前面にビニールシート等を張る必要がある。 大型土のうを前面に施工する場合は、床付け面の安定性が必要である。 土のうの大型化、耐候性型に伴い、土のう同士の密着性に課題があるため、遮水性や安定性に対する確認を行う必要がある。
鋼矢板締切 (一重)		<ul style="list-style-type: none"> 比較的に深い場所 水衝部・感潮部にも有効である。 敷地が取れない場合 	<ul style="list-style-type: none"> 土堰締切に比べ、水深の深い場所にも適用可能。 土堤締切に比べ、水衝部・感潮部にも有効である。 軟弱地盤には適さない。 矢板の強度を慎重に検討する必要がある。(特に根入れ長) 濁水の発生を抑える必要がある場合に適している。

表2-4-4 仮締切工の特徴

※鋼矢板締切 (二重) は、単に工事施工のためだけではなく、破堤や堤防欠損により堤防機能が損なわれたときの、河川堤防に替わる仮設の締切堤として施工するものである。

そのため、土堤締切と鋼矢板締切 (一重) とは主な目的が異なる。鋼矢板締切 (二重) の特徴は、本節「2. 仮締切堤」によるものとする。

※比較的に浅い水深で水流を考慮しない場合に、特に遮水が必要となる場合には、土のうのみによる土堤ではなく背面盛土などの遮水性の工夫が必要。

5-4 設計水位

設計対象水位は以下のとおり設定する。

- ① 工事施工期間の過去5カ年間の時刻最高水位を目安とする。但し、当該水位が5カ年間で異常出水と判断される場合は、過去10カ年の2位の水位を採用する事が出来るものとする。
- ② 地形の状況により溢水がある場合、上流のダム等により河川水位に影響がある場合、河口付近で波浪の影響が想定される場合、あるいは仮締切により河積を著しく縮小する場合等は別途考慮する。

設計対象水位の算定方法は以下のとおりとする。

- ① 河川の水面勾配が一定で、変化の少ない河川の場合は基準となる最寄りの水位観測所の水位（時刻水位等）より比例計算で算出するものとする。
- ② 河川の特長により水面勾配の変化が著しい場合には、最寄りの水位観測所データの最高水位時の流量データを用いて工事施工箇所の水位を不等流計算等により算定するものとする。

(解 説)

設計水位は、余裕高さを考慮しない。

上流のダム等により河川水位に影響がある場合、河口付近で波浪の影響が想定される場合、あるいは仮締切により河積を著しく縮小する場合などは、仮締切工の構造、期間等を含め、十分な検討が必要である。

出水を避けて施工可能な場合、施工中の一時的な出水による浸水が許容できる場合もあるので、工事に応じた適切な設計水位及び天端高を決める。

5-5 設計計算

鋼矢板一重式工法の仮締切工の設計では、許容応力度等は、下記のとおりとする。

(1) 鋼矢板一重式工法

第2節 2-3「自立式土留工」に準ずる。

(解 説)

1) 鋼矢板一重式工法については、第2節2-3「自立式土留工」(道路土工指針準拠)にしたがい設計する。

6. その他の仮設備（参考）

対象流量が比較的小さい場合、施工区域をドライな状態にしたり、当該区域まで進入する目的で仮締切工を設置するよりも、瀬替工、渡河工が適切な場合がある。瀬替工は、一時的に流路を変更して、工事場所をドライな状態にする。渡河工は、流路に仮設水路等を設置し、流路を越えて、工事場所に行けるようにする。瀬替工、渡河工を採用する場合、工事の段取りによって使い分ける必要がある。

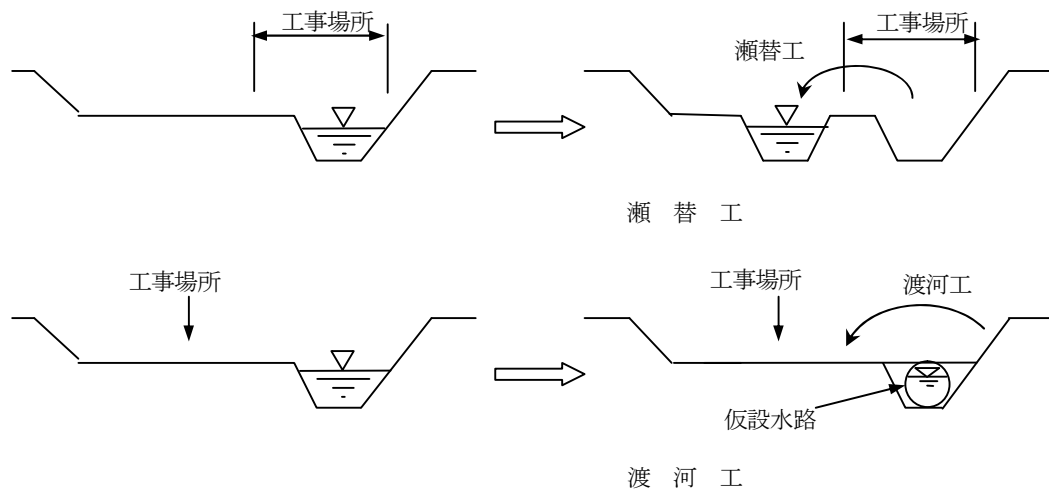


図 2-4-6 瀬替工および渡河工

第5節 路面覆工（標準）

1. 定 義

道路下に工事を行う場合、路上交通を妨げずに施工するために必要となるのが路面覆工であり、土留めと併用するのが一般的である。

（解 説）

路面覆工の目的は次の通りである。

(1) 車両の安全走行と歩行者の安全確保

車両の安全な走行を満足させるとともに、歩行者の便利安全を確保するものであること。

(2) 安全な地下工事の遂行

路面覆工後の掘削および構造物本体の施工完了まで、工事の安全が保たれること。

(3) 埋設物の防護

路面覆工は、覆工板が埋設物の被覆防護の役目をはたし、覆工受けたと地下埋設物受けたは別のけたになっていても、けた受け材は共通であるため、地下埋設物を支持する役目を受持つものであるから、全工事の完了まで防護が安全でなければならない。

2. 設計のための事前調査

第1節 山留め3、4による。

3. 各部の名称

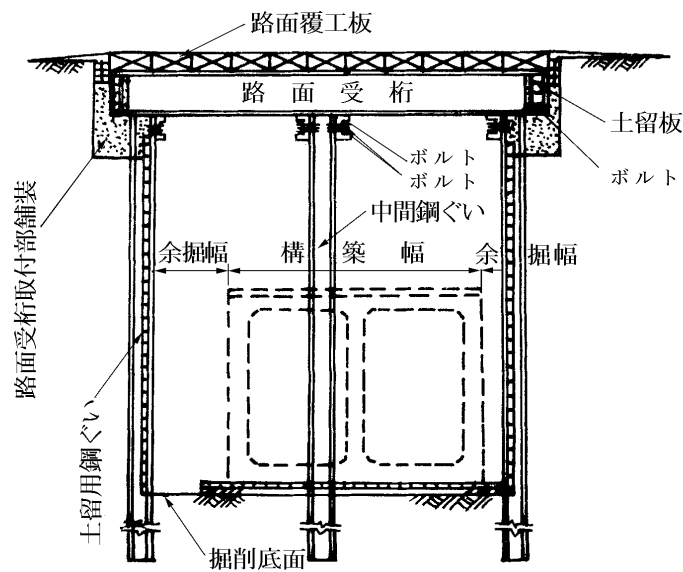


図2-5-1 路面覆工名称図

（解 説）

路面覆工に使用する鋼材は、使用実績および市場性を考慮して決定しなければならない。

表2-5-1に示す部材を最小断面の目安とし、これ以上の断面性能を有する部材を使用するのがよい。

表 2-5-1 部材の最小断面

覆工受けた	H-250×250×9×14
横継材	[-300×90×9×13
けた受け	[-250×90×9×13
斜材・水平継材	L-100×100×10
杭	H-300×300×10×15

出典：[表 2-5-1]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.137
表 2-11-1

覆工板は一般に、市場に流通している 2 次製品が使用されており、長さ 2 m のものが多く使用されているが、近年、切ばり水平間隔と覆工受けた間隔を合致させ、掘削作業を容易にさせる

目的等のため、長さ 3 m のものも使用されるようになっている。

市場に流通している覆工板は、いずれも長辺を支間として使用するよう設計されているため、短辺が支間となるような使用をしてはならない。

4. 荷 重

「第 1 節 5 荷重」によるものとする。

5. 覆工受桁

5-1 覆工受桁の設計

覆工受桁は、死荷重および活荷重を載荷させ、単純ばりとして計算する。

(解 説)

活荷重の載荷方法は「第 1 節 5-3」による。

5-2 覆工受桁のたわみ

覆工受桁の死荷重（衝撃を含まない）によるたわみは、 $l/400$ (l は支間長) 以下、かつ 2.5cm 以下でなければならない。

(解 説)

たわみは次式によって計算する。

覆工受けたに載荷される活荷重が一個の場合

$$\delta = \frac{P_0 \ell^3}{48 E I}$$

活荷重が複数個載荷される場合、もしくは分布荷重が載荷される場合。

$$\delta = \frac{5 W_0 \ell^4}{384 E I}$$

ここに、 δ : たわみ (m)

P_0 : 覆工受けたに作用する衝撃を含まない集中荷重 (kN)

ℓ : 支間長 (m)

E : 使用部材のヤング係数 (kN/m²)

I : 使用部材の断面二次モーメント (m⁴)

W_0 : 等値等分布荷重 (kN/m)

出典：[5-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.142

$$W_0 = \frac{8 M_{\ell_{\max}}}{\ell^2}$$

$M_{\ell_{\max}}$: 衝撃を含まない活荷重による最大曲げモーメント (kN・m)

5-3 地下埋設物と覆工受桁

地下埋設物の吊桁と覆工受桁とは、原則として兼ねてはならない。

出典：[5-3]
建設工事公衆災害防止対策要綱 (H5.1) 第63

5-4 覆工受桁の補強

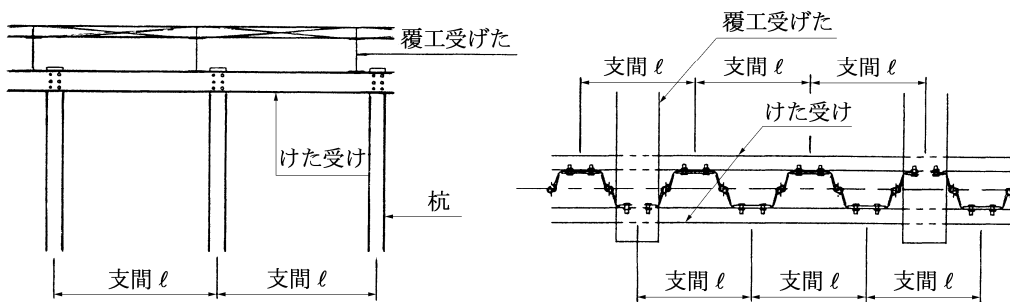
覆工受桁が、勾配2.5%以上の路面に勾配直角方向に設置されるときは、覆工受桁の転倒防止のため覆工受桁の補強を行うのがよい。

なお、フランジ幅と高さが同程度の広幅系列のH形鋼を用いた覆工受けた場合には、一般に転倒防止材を取り付ける必要はない。

5-5 桁受けの設計

- (1) けた受けは覆工受けた反力および死荷重に対し、十分な強度と剛性を有していなければならない。
- (2) けた受けは、覆工受けた等、けたの最大反力を集中荷重、また、けた受け自重を分布荷重とし、杭あるいは土留め壁との取り付け部を支点とする単純ばりとして設計する。
- (3) 覆工受けた反力は、けた受けの断面力が最大となるように载荷して計算する。

出典：[5-5]
道路土工仮設構造物工指針 (H11.3) P.143



(a) H形鋼に支持させる場合

(b) 鋼矢板に支持させる場合

図2-5-2 けた受けの支間

5-6 ボルトの設計

- (1) けた受けと杭を接合するボルトは、けた受けの最大反力に対し十分な強度を有していなければならない。
- (2) ボルトの必要本数は次式で計算してよい。

$$n = \frac{R}{S_a}$$

$$S_a = \tau_a A$$

ここに、 n : ボルトの必要本数 (本)

R : けた受けの最大反力 (N)

S_a : ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)

出典：[5-6]
道路土工仮設構造物工指針 (H11.3) P.144

τ_a : ボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)
A : 高力ボルトの場合は公称径 (呼び径) から求めた断面積
普通ボルトの場合ねじ部の有効断面積 (mm²)

(解 説)

けた受けに溝型鋼を用いる場合のように、活荷重による鉛直荷重に対し、ボルトのせん断で抵抗するような場合は、高力ボルトを使用することが望ましい。

第6節 仮 橋 (参考)

1. 定 義

一般交通及び作業場として、一時的な使用に供するために建設される橋りょうを仮橋という。

(解 説)

河川に架設する場合は非出水期を基本とするが、工期等の関連からやむを得ない場合は、河川管理者と協議の上、設置期間を決定するものとする。

2. 仮橋の分類

使用目的により下記のように分類する。

- (1) 工事用仮橋
- (2) 一般供用仮橋

(解 説)

- ・ 工事用仮橋 : 工事用車両や建設機械等の通行や作業に供する工事専用の仮橋および締切り内の作業台。
- ・ 一般供用仮橋 : 一般車両、歩行者の通行及び工事用車両の通行に供するもの。

3. 設計のための事前調査

設計に先立ち、下記の事項について調査を行うことが望ましい。

- (1) 土質調査
- (2) 近接構造物調査
- (3) 地下埋設物調査
- (4) 施工条件に関する調査
- (5) 河相、その他これに類する調査

(解 説)

上記調査のうち(1)～(4)については「第1節共通事項」の項参照。

- (5) 河相、その他これに類する調査について

河相、その他これに類する調査には、一般に次の調査がある。

- ① 洪水期、非洪水期の判定
- ② 過去数年間の水位
- ③ ダム、河川構造物の有無

①については、河川内の工事は非出水期のみ許可されることが多く、施工期間が限定されるので、本工事に影響を及ぼす可能性があり、仮橋の施工計画を立案するにあたっては、事前に調査及び河川管理者との協議が必要である。

②については、出水時の流木、ごみなどが仮橋・作業構台にひっかかり流水を阻害する恐れがあるため、仮橋を計画するにあたり、スパン割り、けた下余裕高が規制されることが多いことから、洪水時の水位を検討するうえで事前に調査し把握しておく必要がある。

一般に、5～10年間程度の水位について検討している例が多くみられる。

③については、河川増水時には上流にダムや河川構造物等の流量調節機能があるか否かにより災害発生の有無につながるため、事前に調査しておくべきものである。

4. 荷 重

4-1 荷重の種類

仮橋の設計にあたっては、以下の荷重を考慮する。

- (1) 死荷重
- (2) 活荷重
- (3) 土圧
- (4) 衝撃
- (5) 地震荷重
- (6) その他水平荷重

(解 説)

(1)～(3)の荷重については、「第1節共通事項」による。

4-2 衝 撃

工用仮橋の衝撃係数は、支間に関係なく0.3とするが、一般供用の場合には次式により衝撃係数を求めるものとする。

$$i = \frac{20}{50+L} \quad L: \text{支間 (m)}$$

(解 説)

「道路橋示方書・同解説 I 共通編」では衝撃係数を $i = 20/(50+L)$ と規定しており、スパン $L = 4 \sim 15$ m とすると $i = 0.31 \sim 0.37$ となる。 $i = 0.3$ とする場合と、 $i = 0.31 \sim 0.37$ とする場合では、モーメントにして約2～5%の差であり影響を与えず、仮設構造物のスパンが限定されているので定数で与えてもさしつかえないと考えられる。したがって衝撃係数は $i = 0.3$ とした。

ただし、一般供用の場合には、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」に規定されている式により衝撃係数を求めるものとした。

4-3 地震荷重

一般供用仮橋における、地震の震度は次のとおりとする。

水平震度	$K_H=0.2$
鉛直震度	$K_V=0$

(解 説)

工用仮橋については、地震荷重は基本的に考慮しないものとする。地震荷重を考慮する場合には、地震時水平力の作用位置は主桁上フランジの上面とする。

地震荷重は、従来、通常の仮設構造物に対しては考慮していない。これは仮設構造物が工事現場に設置されている期間が比較的短いから、考慮すべき程の大きな地震に遭遇する機会は少ないという考えからきている。しかしながら、迂回路用の仮橋のように、仮設構造物の中でも重要構造物（工事目的物）で、長期間供用される場合には、地震荷重を考慮することが必要となる。

4-4 その他水平荷重

地震荷重以外の水平荷重には次のようなものが挙げられ、必要に応じて以下の諸荷重を組合せて求めるものとする。

- (1) 施工精度から生じる鉛直荷重の傾斜方向の分力
- (2) 波圧、流水圧
- (3) 衝突荷重

(解 説)

1) 施工精度から生じる鉛直荷重の傾斜方向の分力

現場合わせで施工条件の悪い仮橋の場合は、一般の橋梁に比べ施工精度が劣るものと考えられ、これによって鉛直荷重の傾斜方向分力が生じるので、考慮する必要がある。

2) 波圧、流水圧

波圧、流水圧は、特別にこれらが大きいと判断される場合には、これらに耐えるように設計し、洗掘に対する配慮も必要である。波圧、流水圧の考え方については「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編」によることとする。

3) 衝突荷重

衝突荷重は、衝突が予想される船舶、車輛の大きさ、衝撃荷重、角度などを十分検討して決定することが必要である。

5. 許容応力度

許容応力度については、「第1節7. 許容応力度」によるものとする。

6. 設計基本事項

6-1 仮橋各部の名称

仮橋の名称は、図2-6-1のとおりとする。

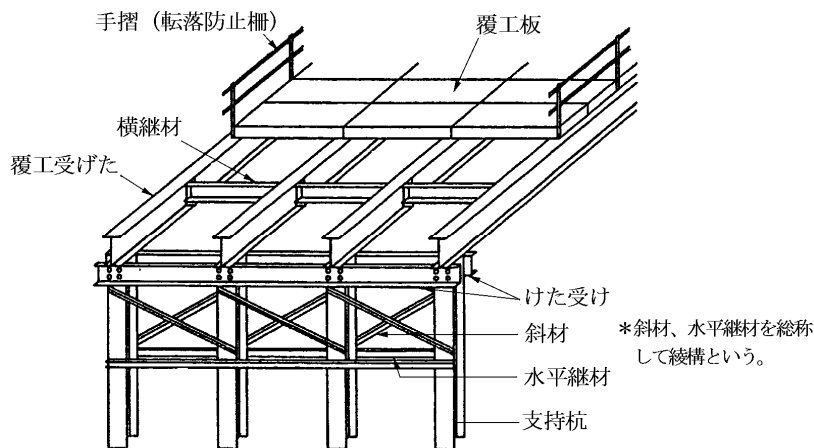


図2-6-1 仮橋名称図

(解 説)

仮橋の構造は、図2-6-1に示すとおりで、覆工板を覆工受けた（主けた、主にI形鋼及びH形鋼）で受け、その荷重をけた受けで支持杭に伝達する構造である。

6-2 幅員と覆工受けたおよびくいの間隔

(1) 標準幅員は、工事用：4m

一般供用：10m（8m(車道・対面交通)+2m(歩道)）とする。

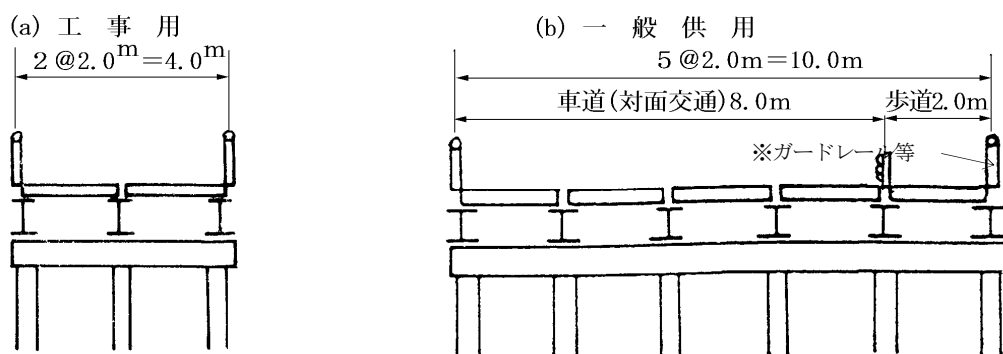
(2) 覆工受けたおよびくいの中心間隔は2mおよび3mとする。

(解説)

(1)について

幅員は、車両通行用か歩道も兼ねるか、また作業台として使用するか等の仮栈橋の使用目的により異なる。一般に、車両通行用の仮栈橋であれば6mが多く用いられている。通行の安全上、少なくとも幅員4mは必要であり、通行車両が対面交通であれば、8m程度とすることが望ましい。

このような実態を考慮して、標準幅員は図2-6-2のとおりとする。



※歩車道はガードレール等で分離することが望ましい。

図2-6-2 仮橋の標準幅員

作業台としては、施工計画を入念に検討し、作業に使用する機種、作業半径、機械の組立て解体に必要な幅、通行余裕幅等を考慮して、幅員を決定しなければならない。また、迂回路用の仮橋では道路構造令に準拠して、幅員を決定しなければならない。

(2)について

覆工受けたの間隔は覆工板の寸法に合わせ2mもしくは3mとしている例が多い。杭の間隔も覆工受けたの間隔に合わせ、2mもしくは3mとすることが一般的である。ここでは、覆工受けたおよびくいの中心間隔は2mを標準としたが、決定にあたっては幅員、現地の状況等を考慮して決定するものとする。埋設物があるなどの理由で杭間隔を広げる場合は、けた受け材の十分な検討を行わなければならない。

6-3 標準支間

仮橋の支間は6mを標準とするが、河川上や道路上の仮橋では管理者と十分協議する必要がある。

(解説)

覆工受けたの支間は5~6m程度が最も多く用いられているが、杭打ち機等の作業機械の性能、施工方法を考慮して決定しなければならない。また、河川上、道路上の仮栈橋では、航路帯等の問題があるため管理者等と十分協議する必要がある。

6-4 最大勾配

仮橋の最大勾配は6%とする。

(解説)

路面勾配は、工事の作業性、安全性を考慮して、横断勾配は付けられないものとし、縦断勾配もできるだけ水平を保つことが必要である。

地形条件、管理者の条件等により、勾配が6%をこえる場合は、勾配による水平分力を水平荷重に付加し検討するとともに、綾構等で橋軸方向に対して補強することが望ましい。

6-5 けた下空間

けた下空間は、予定地点の各管理者と十分協議し、仮橋予定地点の制限条件および維持管理に必要な空間を考慮して決める。

(解説)

けた下空間は、利用上の条件、設置期間等を十分考慮して決定する必要がある。例えば河川上の仮橋であれば、施工期間に想定される最高水位に余裕高（通常1m程度）を加えた高さや、航路帯等を考慮した空間を確保する。ただし、河川管理者において基準が定められている場合には、その基準によるものとする。なお、近畿地方建設局の場合は、河川工作物設置許可基準が定められているので、これによるものとする。

7. 使用部材

7-1 鋼材

仮橋に使用する鋼材は、使用実績および市場性を考慮して決定する。

(解説)

鋼材に作用する荷重は必ずしも明確ではなく、このため仮橋の構造全体に大きな変形を生じ、部材に座屈等の破損を招くおそれもあり、応力度からは断面に余裕があっても、経済性を重要視しすぎた断面の使用は避けるべきである。したがって表2-5-1に示す部材を最小断面の目安とし、これ以上の断面性能を有する部材を使用するのがよい。

7-2 覆工板

覆工板は、市場に流通している2次製品を使用する。

(解説)

覆工板は一般に、市場に流通している2次製品が使用されている。これら流通している覆工板には数種類のものがあるが、載荷される荷重に対し十分な強度と剛性を有していなければならない。これら2次製品の覆工板は長さ2mのものが多く使用されているが、近年、切ばり水平間隔と覆工受けた間隔を合致させ、掘削作業を容易にさせる目的等のため、長さ3mのものも使用されるようになってきた。選定にあたっては、設置場所の状況や設置期間、施工性等を検討し、安全性を十分確認した上で使用しなければならない。市場に流通している覆工板は、いずれも長辺を支間として使用するよう設計されているため、短辺が支間となるような使用をしてはならない。長さ3m以下のものの単位面積当たりの重量は表2-6-1の値を使用してよい。

また、斜げた、埋設物等の原因で、現場加工あるいは工場加工の覆工板を使用する場合は、強度および剛性を確認するとともに、表面摩擦、安定性、耐久性等についても検討する必要がある。

表 2-6-1 覆工板の重量

種 類	単位面積当たりの重量	
	長さ 2 m	長さ 3 m
鋼 製	2.0kN/m ²	2.0kN/m ²
鋼 製 (アスファルト舗装付)	2.5kN/m ²	2.6kN/m ²
鋼・コンクリート合成	2.8kN/m ²	3.3kN/m ²

8. 覆工受けたの設計

8-1 設計一般

覆工受けたは、死荷重および活荷重を載荷させ、単純ばりとして設計する。

(解 説)

覆工受けたは載荷される荷重に対して、十分な強度と剛性を有していなければならない。計算に用いる支間長は図 2-6-3 に示すように、けた受け材が溝形鋼で杭の片側のみに取り付ける場合は、溝形鋼取り付け点とし、溝形鋼を両側に取り付ける場合もしくはけた受け材に H 形鋼を用いる場合は、杭中心を支点として求める。

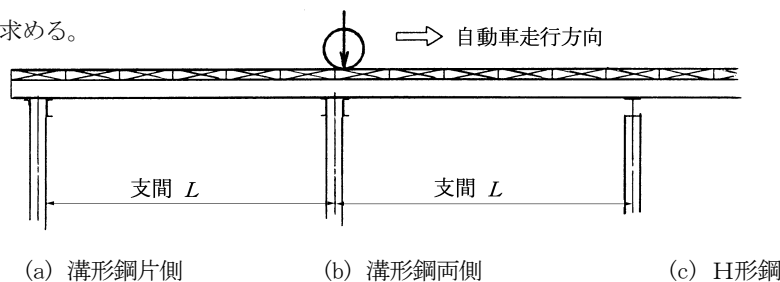


図 2-6-3 覆工受けたの支間長

8-2 応力の計算

死荷重および活荷重により計算された断面力は、それぞれの最大値の合計を設計に用いる断面力とする。

(解 説)

覆工受けたの支間が長い場合は、許容曲げ圧縮応力度が小さくなるため、必要に応じ圧縮フランジ固定のため隣接する覆工受けた相互を横継材で連結し、フランジ固定点間距離を短縮する。

9. たわみ

覆工受けたの活荷重によるたわみは $l/400$ (l は支間) 以下で、かつ 25mm 以下でなければならない。このとき活荷重に衝撃は含まなくてもよい。

(解 説)

覆工受けたに載荷される活荷重が一個の場合、たわみは式 (2-6-1) によって計算する。活荷重が複数個載荷される場合、もしくは分布荷重が載荷される場合は、式 (2-6-2)、式 (2-6-3) によって計算してよい。

$$\delta = \frac{P_o l^3}{48 E I} \dots \dots \dots (2-6-1)$$

$$\delta = \frac{5 W_o l^4}{384 E I} \dots \dots \dots (2-6-2)$$

ここに、

δ : たわみ (m)

P_o : 覆工受けたに作用する衝撃を含まない集中荷重 (kN)

ℓ : 支間長 (m)

E : 使用部材のヤング係数 (kN/m²)

I : 使用部材の断面二次モーメント (m⁴)

W_o : 等値等分布荷重 (kN/m)

$$W_o = \frac{8M_{\ell \max}}{\ell^2} \dots \dots \dots (2-6-3)$$

$M_{\ell \max}$: 衝撃を含まない活荷重による最大曲げモーメント (kN・m)

10. けた受けの設計

けた受けは覆工受けたの反力および死荷重に対し、十分な強度と剛性を有していなければならない。
 けた受けは、覆工受けた等、けたの最大反力を集中荷重、また、けた受け自重を分布荷重とし、くい
 あるいは土留め壁との取付け部を支点とする単純ばりとして設計するのがよい。

(解説)

けた受けの支間は、図2-6-4に示すように、同一けた受けがボルトで接合されている杭の中心間隔とし、覆工受けたの反力は、けた受けの断面力が最大となるように载荷して計算する。

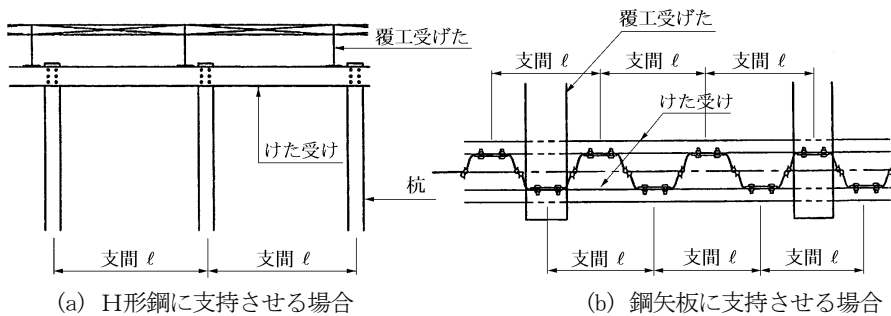


図2-6-4 けた受けの支間

一般にけた受けの支間は2~3m程度と小さく、杭中心と覆工受けた中心が近いので、せん断力が支配的な応力となる。このためけた受けの設計では、たわみの計算は行わなくてよいが、埋設物があるなどの理由で、杭間隔が大きくなる場合、またはけた受けの支間中央付近に覆工受けたが取り付けられる場合は、たわみに対する照査も行わなければならない。このときのたわみの制限値は、覆工受けたと同様とする。

また、杭がH形鋼でけた受け材に溝形鋼を使用する場合、けた受け材の継手部は、原則として杭の中心付近とし、図2-6-5に示すような補強を行う。

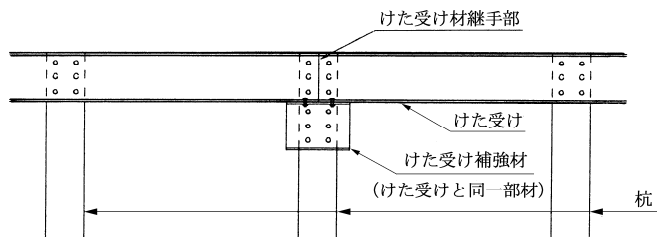


図2-6-5 けた受け材継手部の補強

11. ボルトの設計

けた受けとくいを接合するボルトは、けた受けの最大反力に対し十分な強度を有していなければならない。

(解 説)

ボルトの必要本数は式(2-6-4)、式(2-6-5)で計算してよい。

なお、けた受けに溝形鋼を用いる場合のように、活荷重による鉛直荷重に対し、ボルトのせん断で抵抗するような場合は、高力ボルトを使用することが望ましい。

$$n = \frac{R}{S_a} \dots\dots\dots (2-6-4)$$

$$S_a = \tau_a A \dots\dots\dots (2-6-5)$$

ここに、n : ボルトの必要本数 (本)

R : けた受けの最大反力 (N)

S_a : ボルト1本当りの許容せん断力 (N)

τ_a : ボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)

A : 高力ボルトの場合は公称径(呼び径)から求めた断面積、普通ボルトの場合はねじ部の有効断面積 (mm²)

12. 斜材・水平継材の設計

- (1) 斜材・水平継材はくい列の各くいに水平荷重を分担させ、かつくい頭の回転を拘束する部材および構造でなければならない。仮橋では橋軸直角方向には、斜材・水平材を取り付ける。
- (2) 覆工受けたは支点上でけた受けに結合し、支点上の相互の主げたは橋軸方向に連結しておくことが望ましい。

(解 説)

(1) について

①水平継材

水平継材は圧縮材として設計し、応力度は式(2-6-6)で計算してよい。

$$\sigma_c = \frac{H}{nA} \dots\dots\dots (2-6-6)$$

ここに、σ_c : 水平継材に発生する圧縮応力度 (N/mm²)

H : 杭列に作用する水平荷重 (N) で、表2-6-2による。

n : 水平継材の本数 (通常杭の両面に取り付けるためn=2)

A : 水平継材1本の断面積 (mm²)

表2-6-2 水平荷重

活荷重の種類	T荷重の場合	建設用重機荷重の場合
杭列に作用する水平荷重	全活荷重×0.1	活荷重×0.15 ^{注1)}
注1) 覆工受けたの支間が建設用重機のクローラー接地長と比べ短い場合や、建設用重機を2台以上考慮する場合等のように、著しく不合理と考えられる場合は、(着目する杭列に作用する全活荷重による反力)×0.15としてよい。		

②斜材

斜材は圧縮材として設計し、応力度は式(2-6-7)で計算してよい。

これまで斜材は圧縮材として設計されてきた。しかし、斜材接合部の溶接箇所が破損する事例があり、式(2-6-7)は簡略化した計算のため、実際はこの式による値より大きな引張力が作用していることが分かってきている。よって、本便覧では斜材は圧縮材として設計することとし、より部材の安全性を高め、さらに仮橋の剛性を高めることにより過度の揺動を防ぐようにした。ただし、くいの間隔が大きくなった場合、式(2-6-7)により圧縮材で設計すると部材断面が大きくなり施工性が劣化することがある。この場合は、フレーム計算等で詳細に荷重を算出し、斜材の座屈を許容する設計(引張材としての設計)を行ってもよい。

$$\sigma_c = \frac{H}{n A \cos \alpha} \dots \dots \dots (2-6-7)$$

- ここに、 σ_c : 斜材に発生する圧縮応力度 (N/mm²)
- H : 杭列に作用する水平荷重 (N) で、表2-6-2による。
- n : 斜材の組数 (図2-6-6の場合はn=3)
- A : 斜材1本の断面積 (mm²)
- α : 水平荷重作用方向に対する斜材のなす角度 (度) で、図2-6-6による。

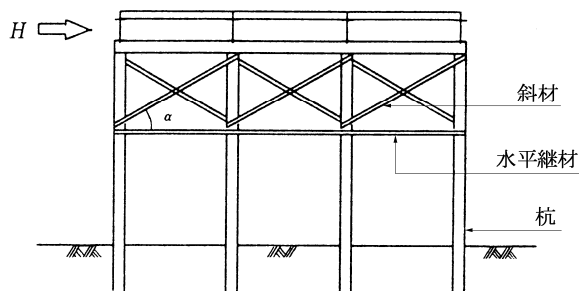


図2-6-6 斜材・水平継材の設計

(2)について

橋軸方向の剛性は、軸直角方向に比べてかなり低いと考えられるので、少しでも剛性を高めるために主桁の下フランジは、横桁にボルトまたは溶接で止めるのが一般的である。また、橋軸方向の主桁は、軸方向のずれを少なくするために添接板を用い、ボルトまたは溶接により接続しておくことが望ましい。

主桁を橋軸方向に連結することによって生ずる温度変化の影響は基礎ぐいに負荷させるものとする。

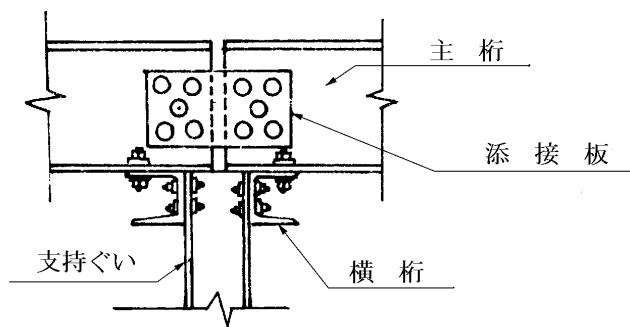


図2-6-7

13. 安全設備

安全設備として、次のものがある。

- (1) 転落防止柵
- (2) 幅 木
- (3) 高 欄
- (4) その他

(解 説)

仮設計画ガイドブック（Ⅱ）平成13年10月を参考にする。その他の安全設備として、車止め、照明、標識等がある。これらは、必要に応じて設置する。

14. 床 版

床版は、一般に覆工板を使用するものとする。

15. くいの設計

15-1 くいの支持力

くいはけた受の最大反力に対し十分な支持力を有していなければならない。くい許容支持力は「第1節8-5土留ぐいの支持力」により計算する。

表2-6-3 安全率

	常 時	地震時
一般供用の場合	3	2
工事用の場合	2	—

(解 説)

一般供用の場合の安全率は「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に規定されている値とした。工事用の場合、仮設構造物であることを考慮して定めた値である。

15-2 くい本体の設計

(1) 軸方向押込力に対する設計

押込力に対しては座屈を考慮して取扱うものとする。

(解 説)

座屈を考慮する場合の座屈長は地盤面から水平つなぎ材の中心線までとする。ただし、全長が地中に埋込まれたくいでは座屈の影響を考慮しなくてもよい。

(2) 水平荷重に対する設計

- ① 仮橋の支持ぐいでは、地盤が軟弱な場合や、くいの突出長が長い場合等には、水平荷重に対する検討を行う必要がある。
- ② 仮橋の支持ぐいの水平荷重に対する検討は、橋軸方向（走行方向）には多数のくいが覆工受けたにより連結されており、乗入れ部は土による拘束が大きいため、危険断面となる橋軸直角方向（走行直角方向）の杭列に対して行えばよい。
- ③ 1本の支持ぐいに作用する水平荷重は、くい列に作用する水平荷重をくい列の本数で除した値とする。

④水平荷重により、支持ぐいに発生する曲げモーメントは、ぐい本体を弾性床土上の梁として求める。

(解説)

③ について

1本の支持杭に作用する水平荷重は式(2-6-8)により算出してよい。

$$H_0 = \frac{H}{n} \dots\dots\dots (2-6-8)$$

ここに、 H_0 : 1本の杭に作用する水平荷重 (kN)
 H : 杭列に作用する水平荷重 (kN) (表2-6-3参照)
 n : 杭列の杭本数 (図2-6-8の場合 $n=4$)

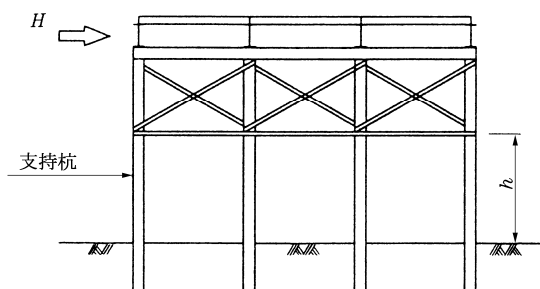


図2-6-8 ぐいに作用する水平荷重

④について

ぐいの根入長 (ℓ) と特性値の関係によって、計算式を次のごとく区分する。

① $\ell \geq \frac{3}{\beta}$ (半無限弾性体)

② $\frac{2}{\beta} \leq \ell < \frac{3}{\beta}$ (有限長弾性体)

③ $\ell < \frac{2}{\beta}$ (剛体)

1) 半無限弾性体ぐいの解法

水平荷重により、支持杭に発生する曲げモーメントは、 $\beta \ell \geq 2.5$ (β : 杭の特性値 (m^{-1}), ℓ : 杭長 (m)) の場合、半無限長の杭として計算してよい。通常、綾構を設けることを原則として、杭頭の回転を拘束された杭とし、式(2-6-9)、式(2-6-10)で計算してよい。

$$M_0 = \frac{1 + \beta h}{2\beta} H_0 \dots\dots\dots (2-6-9)$$

$$M_m = \frac{H_0}{2\beta} \sqrt{1 + (\beta h)^2} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{\beta h}\right) \dots\dots\dots (2-6-10)$$

ここに、 M_0 : 杭頭曲げモーメント (kN・m)
 M_m : 地中部最大曲げモーメント (kN・m)
 β : 杭の特性値 (m^{-1})
 h : 杭の突出長 (m) (図2-6-7参照)
(ただし、ここで用いる逆三角形関数の単位は (rad) である)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4 E I}} \dots\dots\dots (2-6-11)$$

- β : 杭の特性値 (m^{-1})
- k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)
- D : 杭の幅 (m)
- E : 杭のヤング係数 (kN/m^2)
- I : 杭の断面二次モーメント (m^4)

$$\{k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}\} \dots\dots\dots (2-6-12)$$

$$\{k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{30}\right)^{-3/4}\}$$

- k_{H0} : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)
- B_H : 杭の換算載荷幅 (m)

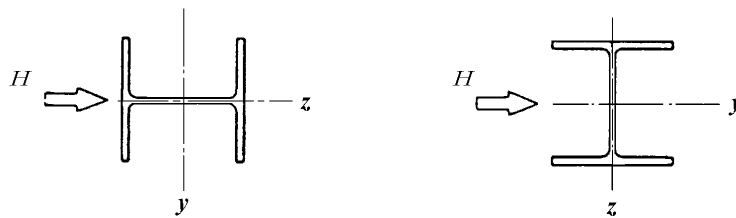
$$\{k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0\} \dots\dots\dots (2-6-13)$$

$$\{k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0\}$$

- α : 表 2-4-7 に示す係数
- E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \dots\dots\dots (2-6-14)$$

このとき用いる杭の断面二次モーメントは図 2-6-9 のように、フランジに直角に水平荷重が作用する場合は強軸方向の断面二次モーメント (I_y) を、ウェブに直角に作用する場合は弱軸方向の断面二次モーメント (I_z) を用いることに注意しなければならない。



(a) フランジに直角に荷重が作用する場合 (b) ウェブに直角に荷重が作用する場合

図 2-6-9 H形鋼杭と荷重方向

やむを得ず綾構を設けない場合は、杭頭の回転を拘束されない杭とし式 (2-6-15) により杭に発生する曲げモーメントを求めるとともに、式 (2-6-16) により杭頭の変位を求め、栈橋の変位についての検討も行う必要がある。

$$M_m = \frac{H_0}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1} \exp\left(-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2\beta h}\right)\right) \dots\dots (2-6-15)$$

$$\delta = \frac{(1+\beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} H_0 \dots\dots\dots (2-6-16)$$

表 2-6-4 E₀とα

次の試験方法による変形係数E ₀ kN/m ²	α
ボーリング孔内で測定した変形係数	4
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験のN値より E ₀ =2800Nで求めた変形係数	1

2) 有限長弾性体脚柱の解法……支持層が浅い等の条件により根入れが有限長の領域

($\frac{2}{\beta} \leq l < \frac{3}{\beta}$) にある場合には有限長くいととしての解析を行うものとする。

ただし、半無限長のくいととしての計算結果に表 2-4-8 の割増し係数を乗ずる簡易法を用いてよい。

表 2-6-5 割増し率

根入長	くいと頭部自由		くいと頭部固定	
	曲げモーメント M	変位量 Δ	曲げモーメント M	変位量 Δ
$\frac{2}{\beta} \leq l < \frac{3}{\beta}$	1.0	1.25	1.10	1.20

3) 剛体脚柱の解法……脚柱の根入長が $l < 2\beta$ の場合には慣用法である Chang の式は適用できない。したがって、図 2-6-10、2-6-11 に示す構造系によって設計することが望ましい。

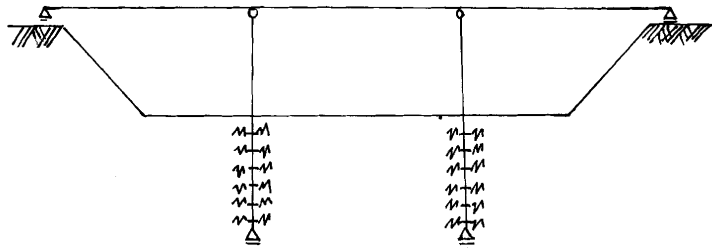


図 2-6-10 橋軸方向

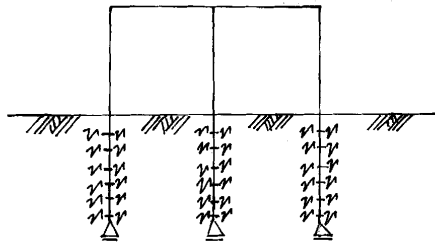


図 2-6-11 橋軸直角方向

(3) 部材断面の設計

仮橋に用いる支持ぐいは、鉛直荷重による軸力と水平荷重によるモーメントが同時に作用する部材として、「第 1 節 7-2 軸方向圧縮と曲げモーメントを同時に受ける部材」により設計する。

(解説)

このときの座屈長は、一般に橋軸直角方向が弱軸となるため、図 2-6-12 の l_1 、 l_2 のうちの大きい値とするが、栈橋高さが高い場合、橋軸方向の座屈が卓越することがある。このような場合は座屈長を $l_1 + l_2$ として橋軸方向（杭全体）の座屈に対する照査も必要となる。

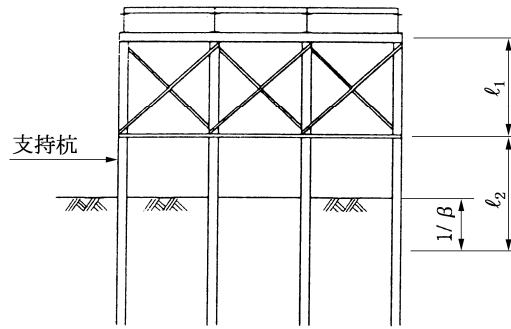


図 2-6-12 支持ぐいの座屈長

16. 橋台の設計

橋台の設計については、現地の地形、地質環境の条件に適応した構造を選択することが望ましい。

第7節 支保工（参考）

1. 定義

支保工とは、スラブや橋げた等のコンクリート構造物を、空中に施工する場合に型枠を支持する仮設構造物である。

2. 設計のための事前調査

「第1節 2. 山留め工法の選択」によるものとする。

3. 荷重

3-1 荷重の種類

支保工の設計にあたっては以下の荷重を考慮する。

- (1) 死荷重
- (2) 活荷重（施工時の作業員、機材、衝撃等）
- (3) 水平荷重

3-2 死荷重

死荷重としては次のものを考える。

- | | | |
|--------------|-----------------------|-----------------------|
| (1) 型枠重量 | 0.60kN/m ³ | |
| (2) コンクリート重量 | 無筋コンクリート | 23.0kN/m ³ |
| | 鉄筋コンクリート | 24.5kN/m ³ |
| (3) 支保工重量 | | |

(解説)

(1)について

型枠重量として、鋼製型枠及び鋼製バタを考えた。

メタルフォーム	1 m ²	0.368kN
バタ角	7.5cm×7.5cm	0.128kN
歩板等		0.094kN
計		0.590kN/m ² ≒0.60kN/m ²

(3)について

支保工重量は、使用部材に応じて算出する。

3-3 活荷重

活荷重として 3.0kN/m²を考慮する。

(解説)

活荷重には、

- ・作業員 ・コンクリート運搬の作業車 ・仮設作業用通路、振動機等の機材器具
- ・部分的に堆積したコンクリート毎の重量 ・コンクリート打設時の衝撃等を含む。

この活荷重の大きさについては、

- ・労働安全衛生規則第240条 1.5kN/m²
- ・コンクリート標準示方書 2.5kN/m²

となっており、ここでは、余裕を見込んで 3.0kN/m²とした。

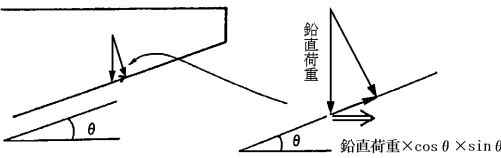
3-4 水平荷重

一般に、地震や台風による水平荷重は施工時に発生する確率が小さいため考慮しないが、風荷重に対応するため鉛直荷重に一定の比率を乗じた荷重を水平荷重として設定する。

(解説)

支保工に作用する水平荷重は、表2-7-1のとおりである。

表2-7-1 支保工に作用する水平荷重

	水平荷重	例
建枠以外のものを支柱として用いる場合	鉛直荷重の5% (安衛則 第240条)	パイプサポート 単管支柱、組立支柱、支保梁
建枠を支柱として用いる場合	鉛直荷重の2.5% (安衛則 第240条)	枠組支柱
型枠面が傾斜している場合	$\text{鉛直荷重} \times \cos \theta \sin \theta$ 	

なお、水平荷重があまり大きくなければ、水平荷重によって生じる主材（鉛直荷重を支持する支柱、はり等）の応力は小さくなるので、これを鉛直荷重による主材応力に加算する必要はなく、結果的に水平荷重は副材（水平継ぎ、筋かい等）の検討にのみ用いることとなる。

4. 使用材料

支保工に使用する材料は、形鋼やH形鋼等の1次製品および数種の部材を組立加工した2次製品の他に補助材として木材が使用される。

(解 説)

支保工に使用する鋼材は、一般構造用炭素鋼鋼管、一般構造用圧延鋼材、溶接構造用圧延鋼材等を使用し、木材としては角材等が使用される。

なお、材料の選定にあたっては、使用する製品の特徴、寸法、許容応力度、適用限界等を把握し、適切に選定する必要がある。

支保工に使用する鋼材は、素材または加工品として使用され、主な材料は次のとおりである。

- ・単管パイプ
- ・パイプサポート
- ・枠組支柱（建枠支柱）
- ・三角枠組式支保工
- ・組立支柱（四角支柱、ペコサポート）
- ・支保工はり部材（I形鋼、H形鋼、ペコビーム、ペコガーダー）

5. 支保工の種類

5-1 分類

支保工は、構造形式および使用材料の組合せ等により、図2-7-1に示すように分類される。

(解 説)

支保工の分類は、既往の文献を参考に、構造形式により支柱式、梁式及び張出し式の3タイプに大別し、さらに部材形式及び材料によって区分したものである。梁式支保工には既設構造物によって支持する場合と、梁材を支柱式支保工で支持する場合があるが、後者は、支柱式支保工と梁式支保工の組合せと考えられることから、図2-7-1の分類では省略した。

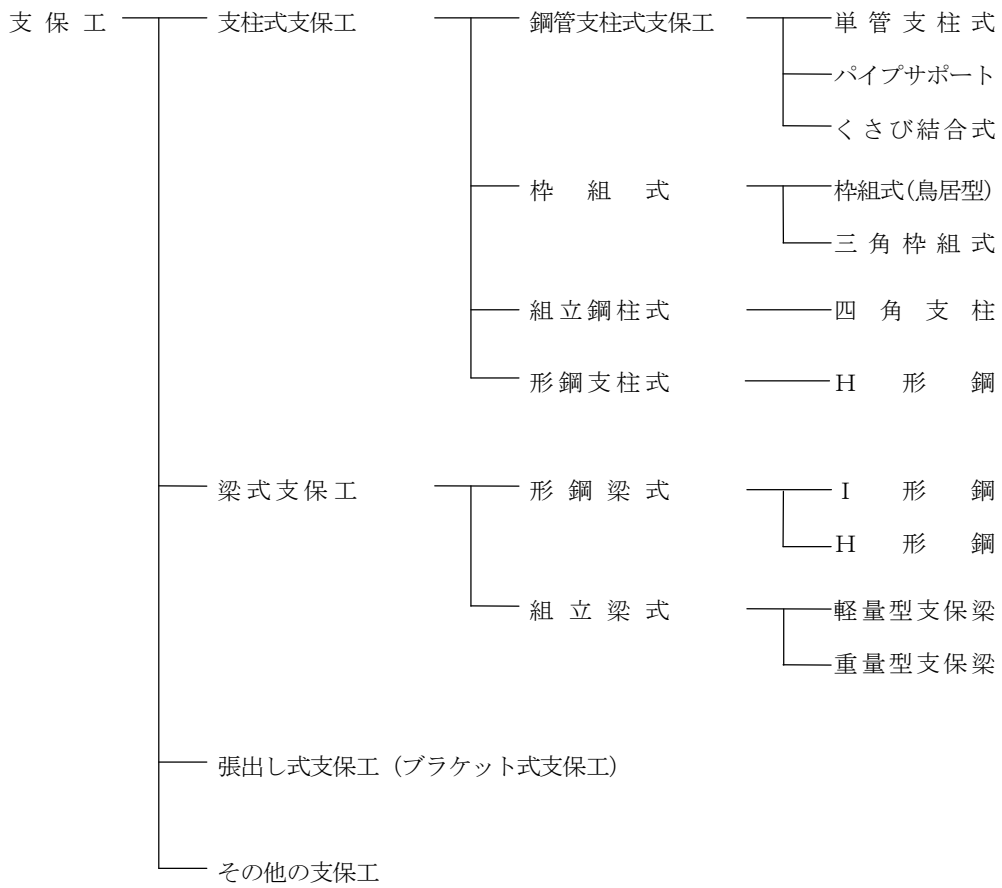


図2-7-1 支保工の分類

また、支保工には、大型移動支保工法、場所打片持架設工法及び押出し工法等により架設されているものがある。

5-2 支保工の選定

支保工の形式選定にあたっては、目的物の高さや規模、障害物の有無、地盤条件等の現場条件、安全性、経済性を考慮して適切な形式とすることが望ましい。

(解説)

各形式の支保工の適用条件（支持基礎、支持荷重）をまとめると表2-7-2に示すとおりである。

なお、同形式の支保工であっても製品によって許容支持力、適用限界等が異なるため、形式選定においては、使用条件、仕様等を確認する必要がある。

表2-7-2 各形式の支保工の適用条件

形式	種別	細別	支持基礎		支持荷重	
			直接支持	間接支持	支点M小	支点M大
支柱式 支保工	鋼管支柱式支保工	単管支柱式	○	○	○	
		パイプサポート	○	○	○	
		くさび結合式	○			○
	枠組式支保工	枠組支柱式	○	○	○	○
		三角枠組式	○	○		○
	組立鋼柱式	四角支柱式	○			○
	形鋼支柱式	H形鋼支柱式	○			○
梁式 支保工	形鋼梁式	—	○	○		○
	組立梁式	軽量型支保梁式		○		○
		重量型支保梁式		○		○
張出し式	張出し式支保工 (ブラケット式支保工)	—		○	○	○

(注) M：モーメントの略

[備考]

- ・直接支持とは、支保工を地盤やコンクリート基盤上に設置する場合をいう。
- ・間接支持とは、例えば枠組支保工の上に鋼管支保工を設置するように、他の支持工等の上に設置する場合をいう。
- ・支点のモーメントの大小については、定量的なものはないが、目安として支点間のスパンが支保工の規格から比較的短いものが支点モーメントが小さく、スパンが長くできるものが支点モーメントが大きい。

6. 許容応力度

支保工に使用する材料の選定にあたっては、許容応力度を十分検討しなければならない。また、材料の多くは転用されることから、損傷等に特に注意しなければならない。

(解説)

支保工に使用する材料の許容応力度は、仮設材であり許容応力度の割増しを考えると自体には問題はないが、転用材を使用する場合には材料の状態を確認のうえ設計しなければならない。支保工は組立てから解体までに生じる全ての荷重を確実に支持し、打設されたコンクリートが所定の強度に達するまで有害な応力を生じさせてはならない。

(1) 木 材

木材を支保工に使用する場合は、同種の材料であっても強度のバラツキが大きく、使用材料の選定にあたっては、材料の損傷等を点検するとともに、水分を多く含んでいる材料を使用してはならない。木材の許容応力度は、「労働安全衛生規則（第 241 条）」に表 2-7-3 のように規定されている。また木材の繊維直角方向の強度は、繊維方向の値の 1/4~1/6 であるので、継目構造を使用（繊維方向に直角に荷重が作用する）する場合には十分注意しなければならない。

表 2-7-3 支保工用木材の許容応力度(N/mm²)

木材の種類		繊維方向			繊維直角方向※	
		曲げ	圧縮	せん断	圧縮	せん断
針葉樹	赤松、黒松、唐松、ひば、桧、栂、米松、べいひ	13.2	11.8	1.03	2.45	1.52
	杉、樅、えぞ松、とど松、米杉、米栂	10.3	8.8	0.74	1.96	1.08
広葉樹	かし	19.1	13.2	2.1	4.41	3.14
	くり、なら、ぶな、けやき	14.7	10.3	1.5	3.43	2.26

※参考値

(2) 鋼 材

支保工に使用する鋼材の許容応力度は、施工精度、転用性等を考慮して、新品の材料の場合と同程度の性能を有することが必要である。「労働安全衛生規則（第 291 条）」において規定されている許容応力度の考え方に沿って、鋼種ごとに整理すると表 2-7-4 に示すとおりである。

表 2-7-4 支保工鋼材（生材）許容応力度試算値

鋼種	降伏点			降伏強さ	引張強さ	3/4 引張強さ	許容曲げ応力度 及び 許容圧縮応力度	許容せん断 応力度
	N/mm ²			N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
SS 400	a 245	b 235	c 215	a 245 b 235 c 215	400~510	300	a 163 b 157 c 143	a 93 b 89 c 82
SS 490	285	275	255	295	490~610	368	197	112
SM 400	a 245	b 235	c 215	a 245 b 235 c 215	400~510	300	a 163 b 157 c 143	a 93 b 89 c 82
SM 490	a 325	b 315	c 295	a 325 b 315 c 295	490~610	368	a 217 b 210 c 197	a 124 b 120 c 112
STK 290	-			-	290	218	-	-
STK 400	235			235	400	300	157	89
STK 490	315			315	490	368	210	120
STK 500	355			355	500	375	237	135

(注) 厚、径 t (mm) とすると、a : t ≤ 16、b : 16 < t ≤ 40、c : 40 < t ≤ 100

- 鋼材の許容曲げ引張応力度および許容圧縮応力度の値は、当該鋼材の「降伏強さの値」または「引張強さの値の 3/4 の値」のいずれか小さい値の 2/3 の値以下とすること（安衛則 第 241 号）。
- 鋼材の許容せん断応力度の値は、当該鋼材の「降伏強さの値」または「引張強さの値の 3/4 の値」のうちいずれか小さい値の 38/100 の値以下とすること（安衛則 第 241 号）。
- 鋼材を支柱として使用する場合の許容座屈応力度及び座屈長さは、表 2-7-5、表 2-7-6 のように規定されている。

表 2-7-5 支保工用鋼材の許容座屈応力度

$\frac{\ell}{i} \leq \Lambda$	$\sigma_c = \frac{1 - 0.4 \left(\frac{\ell}{i} / \Lambda\right)^2}{\nu} F$
$\frac{\ell}{i} > \Lambda$	$\sigma_c = \frac{0.29}{\left(\frac{\ell}{i} / \Lambda\right)^2} F$

ここに、 ℓ : 支柱の長さ（支柱が水平方向の変位を拘束されている時は拘束点間の長さのうち最大の長さ）（単位：cm）

i : 支柱の最小断面 2 次半径（単位：cm）

Λ : 限界細長比 = $\sqrt{\pi^2 E / 0.6 F}$


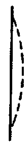
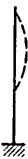

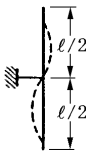
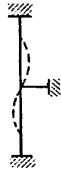
（E : 鋼材のヤング係数 N/mm²）

σ_c : 許容座屈応力度（N/mm²）

ν : 安全率 = $1.5 + 0.57 \left(\frac{\ell}{i} / \Lambda\right)^2$

F : 鋼材の降伏強さの値または限界強さの値の 3/4 のうちいずれか小さい値（N/mm²）

表2-7-6 座屈長さ (l)

部材の支持状態	一端自由 他端固定	両端ピン	一端ピン 他端固定	両端固定	両端ピン 中間支持	両端固定 中間支持
						
l	$2l$	l	$0.71l$	$0.5l$	$0.5l$	$0.35l$

許容曲げ圧縮応力度に対しては、道路橋示方書では、圧縮縁における横倒れ座屈を考慮し、許容応力度の低減を行っているため、支保工梁として使用する場合は、スパンが長くフランジ幅の小さい形鋼等を使用する場合には、道路橋示方書の値が小さくなることもあり、この場合には小さい方の値を採用する必要がある。

足場、型枠支保工等を構成している仮設機材は、長期間繰り返し使用されるうちに、その強度はかなり低下することから、倒壊等の重大な事故につながる懸念される。

これを防止するために労働省では、経年仮設機材の管理指針を作成しているため、転用材の使用にあたってはこれを参照することが必要である。

(3) コンクリート

支保工でコンクリートを使用する場合や既設のコンクリート構造物等を使用する場合の許容応力度は道路橋示方書を参照し、長期荷重に対する許容応力度を1.5倍した値を標準値とする。

(4) 支保工部材

① 四角支柱

四角支柱の許容支持力は、(社)仮設工業会の鉛直載荷試験結果を参考とすれば、200 kN程度を目安として設定することが考えられる。

② ペコサポート

ペコサポートの許容支持力は、上記と同様に160 kN程度を目安として設定することが考えられる。

③ 支保梁

a. 軽量型支保梁

ペコビームは、外ビームと内ビームから構成され、しかも結合はくさびによるため、許容曲げモーメントを計算で算出することは難しく、実験からたわみ量と破壊荷重を求め、その値から2.0程度の安全率を考慮し、許容曲げモーメントを定めている。

ペコビームの許容曲げモーメントは14 kN・m、許容せん断力は25 kNである。

b. 重量型支保梁 (ペコガーダー, ミドルガーダー)

各部材の組合せにより構成されるガーダーは、各種組合せタイプにより許容耐力が異なる。つめ部の許容せん断力は、ミドルガーダーでは各タイプとも50 kNであり、ペコガーダーは各種タイプとも150 kNである。

許容曲げモーメントは、ミドルガーダーではAタイプを除いて50 kN・mであるが、ペコガーダーでは150~600 kN・mとなり、各部材の組合せとスパンによって異なる。

各種タイプに対する許容荷重許容曲げモーメントを表2-7-7及び表2-7-8に示す。また、最大曲げモーメントとたわみの関係を図2-7-11に示す。なお、ミドルガーダーのタイプ別組立例は図2-7-10に示すとおりである。

表2-7-7 ミドルガーダーの許容荷重

型 耐力 スパン別 [m]	Aタイプ		Bタイプ		Cタイプ		Dタイプ		Eタイプ	
	許容荷重	許容曲げ モーメント	許容荷重	許容曲げ モーメント	許容荷重	許容曲げ モーメント	許容荷重	許容曲げ モーメント	許容荷重	許容曲げ モーメント
	kN/m	kN・m	kN/m	kN・m	kN/m	kN・m	kN/m	kN・m	kN/m	kN・m
2.30 ~ 2.80	35.7	35.0								
4.50 ~ 5.50			13.2	50.0						
5.50 ~ 6.50					9.5	50.0				
6.50 ~ 7.50							7.1	50.0		
7.50 ~ 8.50									5.5	50.0

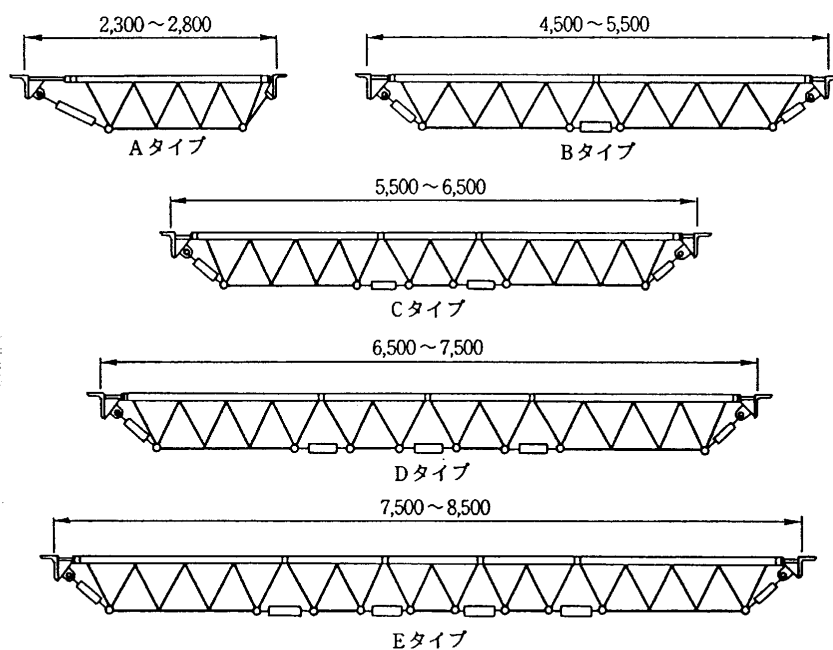


図2-7-10 ミドルガーダーのタイプ別組立例

表2-7-8 ペコガードの許容荷重

型 耐力 スパン別(m)	Aタイプ		Bタイプ		Cタイプ		Dタイプ		Eタイプ		Fタイプ		Gタイプ	
	許容荷重 kN/m	許容曲げ モーメント kN・m	許容荷重 kN/m	許容曲げ モーメント kN・m	許容荷重 kN/m	許容曲げ モーメント kN・m	許容荷重 kN/m	許容曲げ モーメント kN・m	許容荷重 kN/m	許容曲げ モーメント kN・m	許容荷重 kN/m	許容曲げ モーメント kN・m	許容荷重 kN/m	許容曲げ モーメント kN・m
4.95~5.75	36.3	150												
5.70~6.50	28.4	150												
6.45~7.25	22.8	150												
7.20~8.00	18.7	150			35.6	289								
7.95~8.75	15.7	150			33.0	322								
8.70~9.50	13.3	150	31.1	356	31.0	349								
9.45~10.25	11.4	150	25.6	337	27.4	358								
10.20~11.00	9.9	150	24.8	376	25.8	390								
10.95~11.75	8.7	150	19.6	339	21.2	366			25.5	440				
11.70~12.50	7.7	150	18.5	362	20.0	390			24.0	468				
12.45~13.25			15.6	342	17.1	374	20.3	445	22.6	497				
13.20~14.00			14.8	362	16.2	397	18.2	446	20.9	511				
13.95~14.75			12.8	348	13.8	376	16.7	455	19.2	521				
14.70~15.50			12.1	364	13.3	399	14.6	438	17.8	534				
15.45~16.25							13.9	459	15.7	517				
16.20~17.00							12.5	452	15.0	542	15.1	544		
16.95~17.75							11.5	457	13.3	524	13.5	533		
17.70~18.50							10.7	488	12.4	506	12.5	535		
18.45~19.25							10.2	473	11.6	534	11.7	542		
19.20~20.00							9.2	459	10.4	520	10.8	540		
19.95~20.75							8.4	452	10.0	539	10.1	521	11.1	596
20.70~21.50							7.7	445	9.3	537	9.4	543	10.2	591
21.45~22.25							7.0	433	8.4	520	8.8	546	9.7	602
22.20~23.00											8.2	541	8.9	587
22.95~23.75											7.7	544	8.4	593
23.70~24.50											7.2	539	7.9	594
24.45~25.25											6.8	544	7.5	600
25.20~26.00											6.4	541	7.1	600

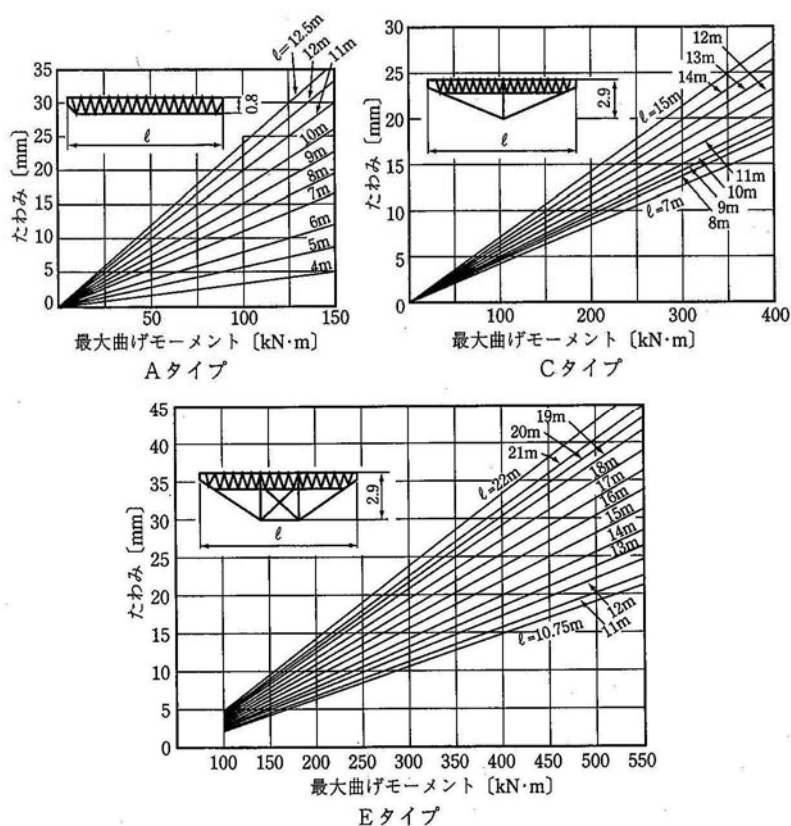


図2-7-11 タイプ別たわみ最大モーメント図の例

7. 三角トラス設計基本事項

7-1 横桁の設計

主桁間を支点とする単純ばりとして計算する。

7-2 主桁の設計

横桁からの反力を受け、ジャッキ受けを支点とする単純張出ばりとして設計する。

7-3 ジャッキ受け桁の設計

桁受けの設計は、ジャッキ受けからの反力を荷重として受け、鉛直材又は斜材を支点とする単純ばりとして設計する。

7-4 方杖材の設計

桁受けの斜材点の反力を P とすると、 $P/\sin\theta$ の力に対する軸方向圧縮部材として設計する。

7-5 垂直材の設計

全荷重を受ける圧縮部材として設計し、この反力を脚柱又は地盤に伝えることができるような構造にする。

第8節 水替工（参考）

1. 設計のための事前調査

水替工の設計には、予め下記の事項について調査を行うことが一般的である。

- (1) 土質調査
- (2) 地下水調査
- (3) 地下埋設物調査
- (4) 近接構造物調査
- (5) 施工条件調査
- (6) 降雨量調査

その他排水に関連する事項全般にわたって総合的に行うことが望ましい。

(解 説)

1) 排水溝

掘削工事を行う場合において、掘削が予定の深さまで進んだときは、ただちに掘削箇所内に排水溝を設けなければならない。

2) 排水の処理

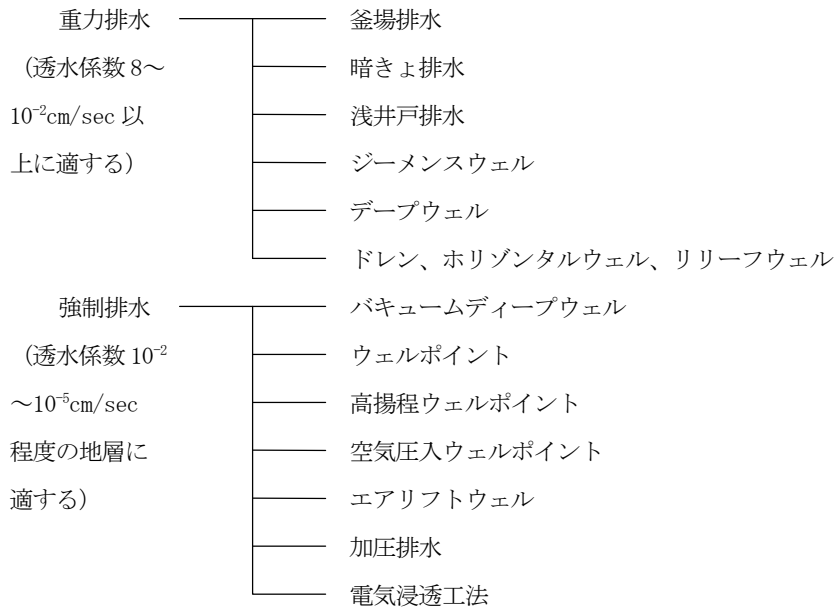
掘削箇所内で排水する場合においては、最寄りの下水施設、河川等へその管理者の許可を得て沈砂、ろ過施設等を経て放流し、路面その他に放流してはならない。

3) 湧水、漏水

掘削箇所内に多量の湧水又は漏水がある場合においては、その箇所にグラウト工、薬品注入工等を行い、土砂の流出、地盤のゆるみ等を防止しなければならない。

2. 水替工法の種類

水替工法を形式分類すると下記の如くとなる。



(解説)

1) 各工法のうち

- ・ 暗渠排水工法
- ・ 電気浸透工法

は特殊な場合にしか用いられないので、一般的な工法として考える必要はない。

2) 代表的な工法（釜場排水、ディープウェル排水、ウェルポイント）の概念図を、図2-8-1～図2-8-3に示す。

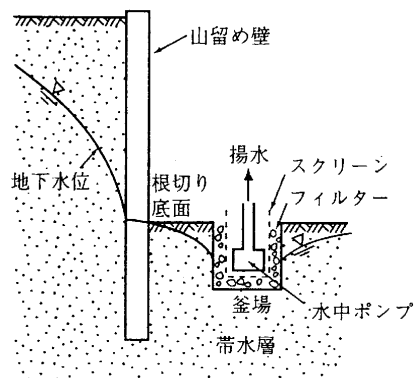


図2-8-1 ポンプ排水工法の概念図

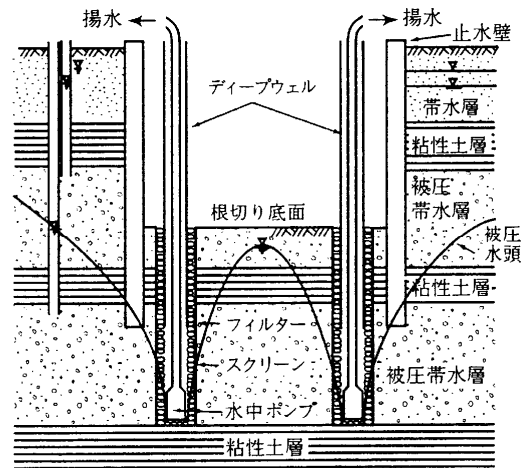


図2-8-2 ディープウェル排水工法の概念図

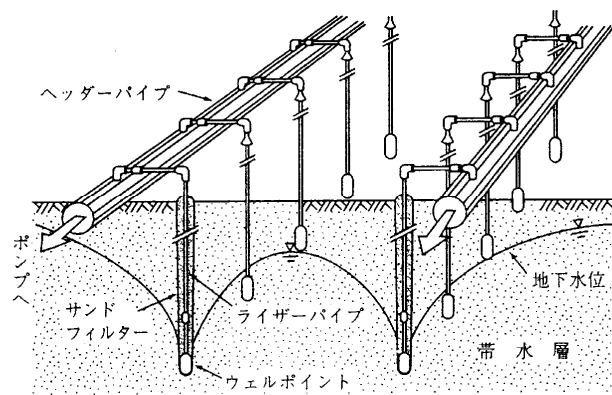


図2-8-3 ウェルポイント排水工法の概念図

3. 排水工法の選定

工法の選定にあたっては、

- (1) 地盤の透水性
- (2) 帯水層の分布
- (3) 工事の規模

等の諸条件に適応するかどうかという判断から決定しなければならない。

(解説)

土性とそれに適した水替工法との相関を必ずしも一義的に論ずることはできないが、目安として表2-8-1及び図2-8-4を用いるとよい。

表2-8-1 土性と水替工法の関係

土質	透水係数 (cm/s)	水中ポンプ	ディープウェル	ウェルポイント
砂利、砂の多い層	10^{-1} 以上	適	適	
粘土及びシルト性砂層	$10^{-1} \sim 10^{-3}$	やや適	やや適	適
砂質粘土層	$10^{-3} \sim 10^{-5}$	不適	不適	適
シルト質粘土層	$10^{-5} \sim 10^{-7}$			やや適

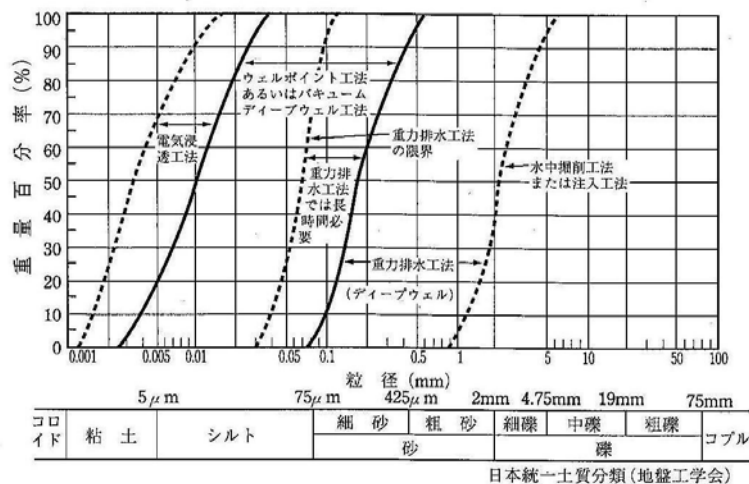


図 2-8-4 粒度と排水の方法

4. 排水量

4-1 排水量の算定

排水量算定の目的は、現場の必要空間を保持することにあるが、算定に重要な影響を及ぼす透水係数は、その構成要素が非常に複雑であるので、実験に基づいて慎重に検討することが望ましい。

(解説)

大規模工事または重要な工事については、試験井と、これと異なった距離で2本以上の観測井を設け、揚水試験を行うことが望ましい。

小規模においても、ボーリング孔を利用し透水係数を実測することが望ましいが、止むを得ない事由により実測できない場合は、下記の方法を用いてもよい。

4-2 透水係数の推定

透水係数の概略値は下記の通りである。

表 2-8-2

D ₂₀ (mm)	k (cm/sec)	土質分類	D ₂₀ (mm)	k (cm/sec)	土質分類
0.005	3.00 × 10 ⁻⁶	粗粒粘土	0.12	2.60 × 10 ⁻³	細粒砂
0.01	1.05 × 10 ⁻⁵	細粒シルト	0.14	3.80 × 10 ⁻³	
0.02	4.00 × 10 ⁻⁵	粗砂シルト	0.16	5.10 × 10 ⁻³	
0.03	8.50 × 10 ⁻⁵		0.18	6.85 × 10 ⁻³	
0.04	1.75 × 10 ⁻⁴		0.20	8.90 × 10 ⁻³	
0.05	2.80 × 10 ⁻⁴	極微粒砂	0.25	1.40 × 10 ⁻²	
0.06	4.60 × 10 ⁻⁴		0.30	2.20 × 10 ⁻²	中粒砂
0.07	6.50 × 10 ⁻⁴		0.35	3.20 × 10 ⁻²	
0.08	9.00 × 10 ⁻⁴		0.40	4.50 × 10 ⁻²	
0.09	1.40 × 10 ⁻³		0.45	5.80 × 10 ⁻²	
0.10	1.75 × 10 ⁻³	0.50	7.50 × 10 ⁻²		
			0.60	1.10 × 10 ⁻¹	粗粒砂
			0.70	1.60 × 10 ⁻¹	
			0.80	2.15 × 10 ⁻¹	
			0.90	2.80 × 10 ⁻¹	
			1.00	3.60 × 10 ⁻¹	
			2.00	1.80	細レキ

k : 透水係数 (cm/sec)

D₂₀ : 通過重量百分率 20% に相等する粒径 (mm) 表はクレイガー (Creager) による

ものである。

4-3 排水量の算定方法

排水量の算定方法は次のように分類できる。

- (1) 数式解法
- (2) 図式解法
- (3) その他

(解説)

1) 数式解法は施工条件により次のように分類できる。

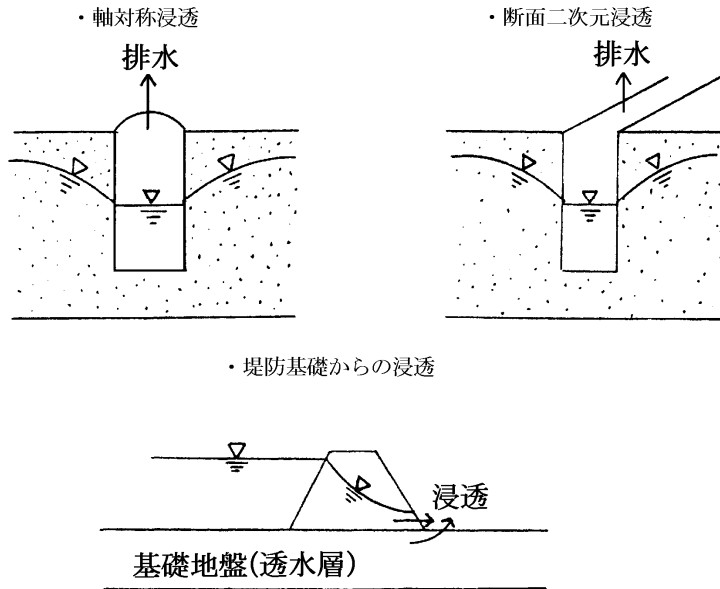


図2-8-5

- 2) 図式解法はフローネット解法とも呼ばれるもので、境界条件による適用範囲の制限はなく、汎用性のある解法である。
- 3) その他の方法としては、実験的解法や数値解析法がある。

4-4 数式解法による算定

(1) 軸対象浸透における排水量

(a) 不圧帯水層の場合

(i) 完全貫入状態

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10} (R / r_0)}$$

Q : 排水量 (m³/sec) A : 掘削面積 (m²) k : 透水係数 (m/sec)
 r₀ : 仮想井戸半径 (m) h₀ : 内水位 (m) R : 影響半径 (m)
 $= \sqrt{A / \pi}$ H : 初期地下水位 (m) $\approx 3,000 \times (H - h_0) \sqrt{k}$

出典 : [(a) (i)]
 根切り工事と地下水-調査・
 設計から施工まで (H3.1)
 P. 114

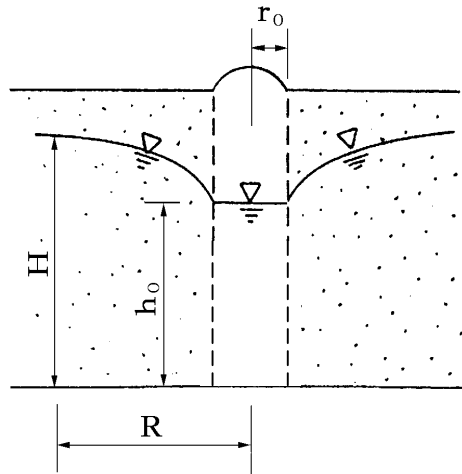


図2-8-6

(㊦) 不完全貫入状態

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10} (R/r_0)} \sqrt{\frac{t + 0.5 r_0}{h_0}} \sqrt[4]{\frac{2 h_0 - t}{h_0}}$$

ここに、 Q : 排水量 (m^3/sec) k : 透水係数 (m/sec)
 r_0 : 仮想井戸半径 (m) H : 初期地下水位 (m)
 h_0 : 内水位 (m) R : 影響半径 (m)
 t : 内水位以深の井戸の長さ (m)

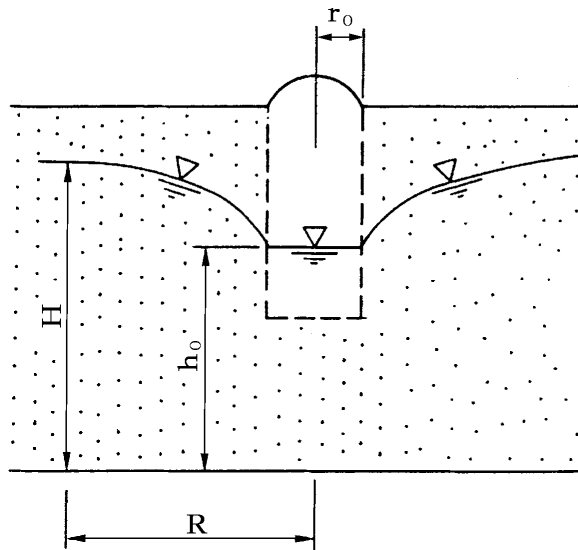


図2-8-7

ただし、井底からのみ排水する場合は、次式により算出する。

$$Q = 4 k r_0 (H - h_0)$$

出典：[(a) (㊦)]
土木工事仮設計画ガイドブック
(II) (H9.9) P.172

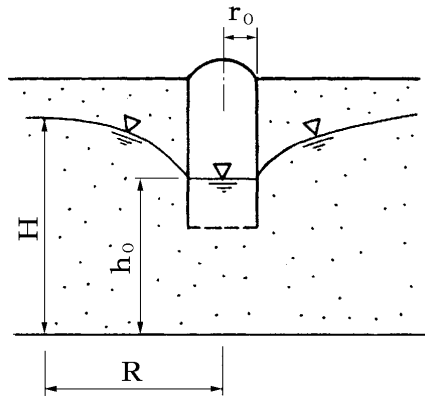


図2-8-8

(b) 被圧帯水層の場合

(i) 完全貫入状態

$$Q = \frac{2 \pi k d (H - h_0)}{2.3 \log_{10} (R / r_0)}$$

ここに、

Q : 排水量 (m³/sec)

k : 透水係数 (m/sec)

H : 初期地下水位 (m)

d : 透水層厚 (m)

R : 影響半径 (m)

h₀ : 内水位 (m)

r₀ : 仮想井戸半径 (m)

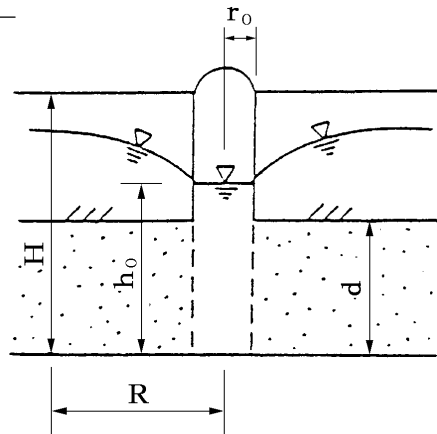


図2-8-9

(ii) 不完全貫入状態

$$Q = \frac{2 \pi k d (H - h_0)}{2.3 \log_{10} (R / r_0)} \cdot G$$

$$\text{ここに、 } G = \frac{l}{D} \left\{ 1 + 7 \sqrt{\frac{r_0}{2l}} \cdot \cos \left(\frac{\pi l}{2D} \right) \right\}$$

出典 : [(b)(i)]

根切り工事と地下水-調査・
設計から施工まで (H3.1)
P. 114

出典 : [(b)(ii)]

根切り工事と地下水-調査・
設計から施工まで (H3.1)
P. 118~119

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- k : 透水係数 (m/sec)
- H : 初期地下水位 (m)
- d : 透水層厚 (m)
- h₀ : 内水位 (m)
- R : 影響半径 (m)
- r₀ : 仮想井戸半径 (m)
- ℓ : 井戸の透水層への貫入長 (m)

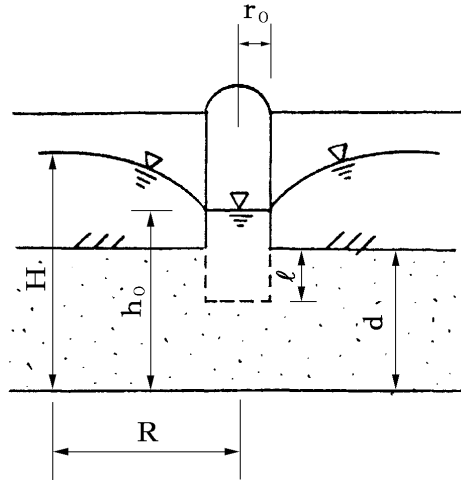


図 2-8-10

(解説)

素掘り工法の場合は、換算掘削面積 (A') を用い、同式によって排水量を算定してよい。

$$A' = a \cdot b$$

$$a = \frac{a_1 + a_2}{2}$$

$$b = \frac{b_1 + b_2}{2}$$

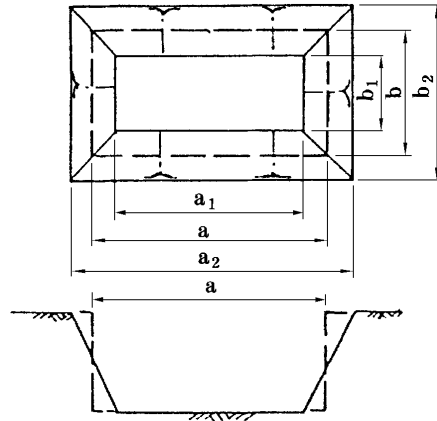


図 2-8-11

(2) 断面二次元浸透における排水量

(a) 不圧帯水層の場合

(i) 完全貫入状態

$$Q = \frac{k (H^2 - h_0^2)}{R} \cdot L$$

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- L : 延長 (m)
- k : 透水係数 (m/sec)
- H : 初期地下水位 (m)
- h₀ : 内水位 (m)
- R : 影響半径 (m)

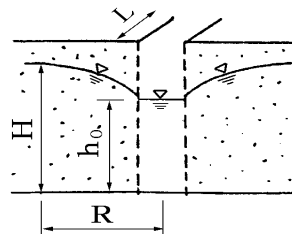


図 2-8-12

出典 : [(a) (i)]
根切り工事と地下水-調査・設計から施工まで (H3.1)
P. 113

ただし、不透水層が深い場合には、次式により算出してもよい。

$$Q = \frac{\pi k H}{2.3 \log_{10} (2R/r)} \cdot L$$

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- L : 延長 (m)
- k : 透水係数 (m/sec)
- r : 溝幅の1/2 (m)
- R : 影響半径 (m)
- H : 初期地下水位と内水位の差 (m)

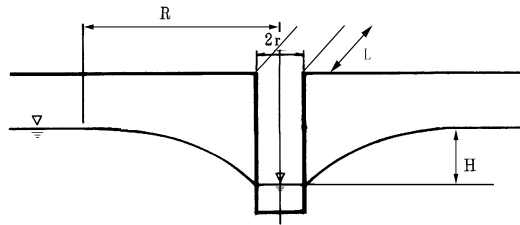


図2-8-13

(㊦) 不完全貫入状態

$$Q = \frac{k (H^2 - h_0^2)}{R} \cdot L \cdot \{0.73 + 0.27 \left(\frac{H - h_0}{H} \right)\}$$

ただし、R/H > 3 の場合に適用する。

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- L : 延長 (m)
- k : 透水係数 (m/sec)
- H : 初期地下水位 (m)
- h₀ : 内水位 (m)
- R : 影響半径 (m)

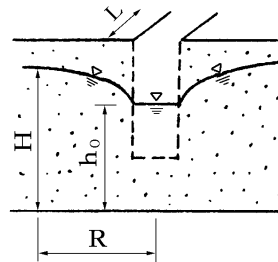


図2-8-14

(b) 被圧帯水層の場合

(㊧) 完全貫入状態

$$Q = \frac{2 k d (H - h_0)}{R} \cdot L$$

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- d : 透水層厚 (m)
- h₀ : 内水位 (m)
- R : 影響半径 (m)
- k : 透水係数 (m/sec)
- L : 延長 (m)
- H : 初期地下水位 (m)

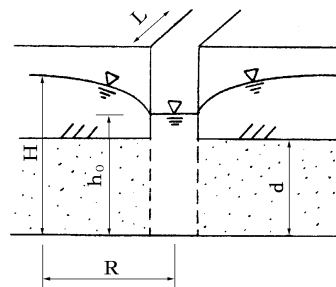


図2-8-15

出典：根切り工事と地下水-調査・設計から施工まで（地盤工学会 平成3年1月）

出典：[(a) (㊦)]

根切り工事と地下水-調査・設計から施工まで (H3.1) P.115

出典：[(b) (㊧)]

根切り工事と地下水-調査・設計から施工まで (H3.1) P.113

(二) 不完全貫入状態

$$Q = \frac{2 k d (H - h_0)}{R + \lambda d} \cdot L$$

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- k : 透水係数 (m/sec)
- d : 透水層厚 (m)
- H : 初期地下水位 (m)
- h₀ : 内水位 (m)
- L : 延長 (m)
- l : 井戸の透水層への貫入長 (m)
- λ : l / d で決定される定数
- R : 影響半径 (m)

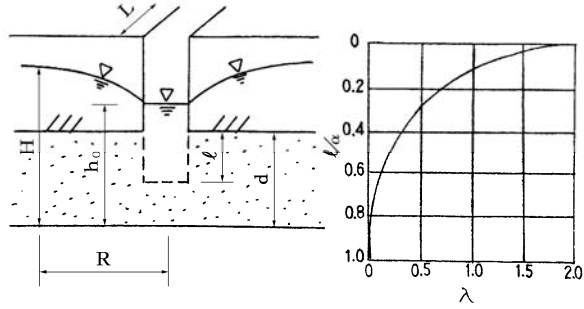


図 2-8-16

出典 : [(b) (二)]
根切り工事と地下水-調査・
設計から施工まで (H3.1)
P. 115

(解説)

排水溝の片側からのみ湧水する場合は、上記の排水量の 1 / 2 倍とする。

(3) 堤防基礎の漏水の公式による排水量

(a) 土堤による締切りの場合

(i) 堤体の浸透流量

$$Q = \frac{4 k H^2}{9 L_1}$$

- Q : 堤防単位長あたりの浸透流量 (m³/sec · m)
- k : 透水係数 (m/sec)
- H : 基礎地盤から水面までの高さ (m)

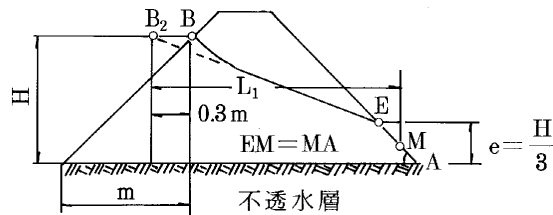


図 2-8-17

(ii) 基礎地盤の浸透流量

$$Q = \rho \cdot k \cdot H$$

$$\rho = \frac{d}{L_2 + 0.86 d}$$

- Q : 堤防単位長あたりの浸透流量 (m³/sec · m)
- ρ : 堤防の断面形 d : 透水層の厚さ (m)
- k : 透水係数 (m/sec)

H : 基礎地盤から河水位までの高さ (m)

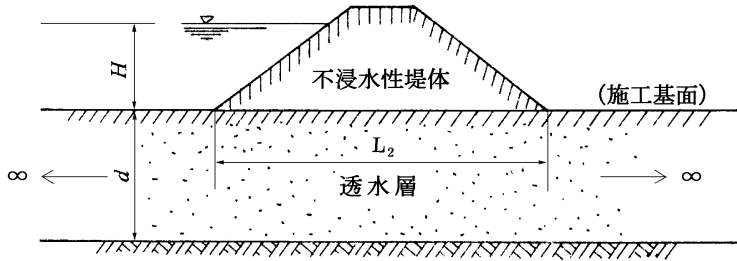


図 2-8-18

(ハ) 堤体と基礎の浸透流量

堤体にはほぼ等しい透水係数をもつ基礎がある場合には、次式によって浸透流量を略算する。

$$Q = \frac{4 k H^2}{9 L_1} + \frac{k b H \cdot d}{L_1}$$

Q : 堤防単位長あたりの浸透流量 (m³/sec・m)

k : 堤体の透水係数 (m/sec)

k b : 基礎地盤の透水係数 (m/sec)

H : 基礎地盤から水面までの高さ (m)

d : 透水層の厚さ (m)

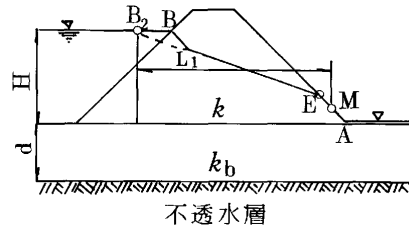


図 2-8-19

(b) 二重矢板による締切りの場合

$$Q = \rho \cdot k_f \cdot H$$

$$\rho = \frac{d}{S + \sqrt{h_1 \cdot d} + \sqrt{h_2 \cdot d}}$$

ここに、Q : 浸透流量 (m³/sec・m)

k_f : 透水係数 (m/sec)

H : 二重矢板による締切りの内側と外側の水位差 (m)

d : 矢板下端から不透水層までの長さ (m)

S : 二重矢板による締切り幅 (m)

h₁ : 河床から締切りの矢板の下端までの長さ (m)

h₂ : 二重矢板による締切りの内側の水位から矢板下端までの長さ (m)

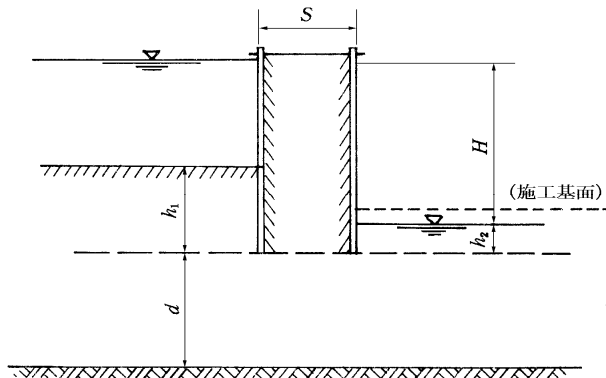
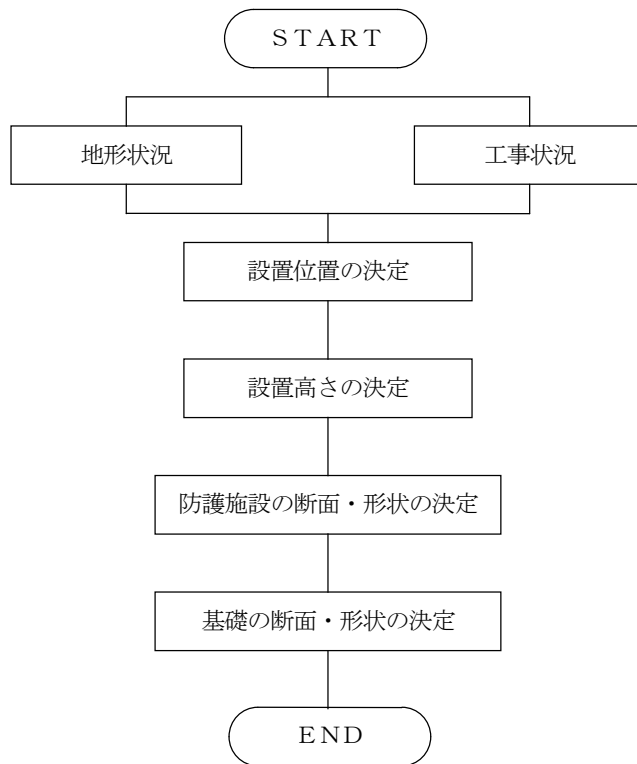


図 2-8-20

第9節 防護施設（参考）

防護施設工とは、建設工事の施工に際し、公衆及び工事関係者の身体、財産の安全を確保するために、工事中に必要な期間設置される施設である。防護施設には、発破防護施設、仮囲い、立入防護柵がある。土砂の飛散から交通及び隣接家屋等の安全を確保するために設ける仮設防護柵の構造及び配置等については、現場条件・施工方法及び設置期間等について十分検討のうえ設計するものとする。

なお、落石の恐れがある場合には、「落石対策便覧」（日本道路協会）を参照の上、落石防護柵の設計を行うこととする。防護施設工の詳細については、仮設計画ガイドブック（Ⅱ）を参照のこと。



（土砂飛散防止施設の例）

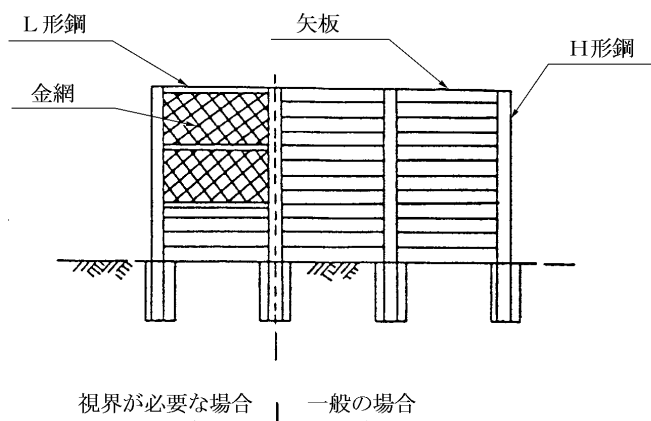


図 2-9-1 設計のフローチャートと施設の例