

# 平成22年度 設計技術研修会

## 『道路土工－仮設構造物工指針

平成11年3月』

都市開発コンサルタント(株)  
岡林弘憲、岡田知己

平成22年10月22日

## 目 次

- 第1章 土留め工一般
- 第2章 自立式土留め工の設計
- 第3章 切梁式土留め工の設計
- 第4章 おわりに

## 第1章 土留め工一般

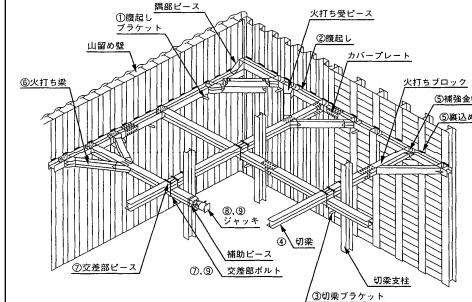
### 目 次

- |                |                |
|----------------|----------------|
| 1. 概 要         | 3. 設計の基本       |
| 1-1 土留め工とは     | 3-1 設計の基本      |
| 1-2 設計基準・指針    | 3-2 フローチャート    |
| 1-3 近年の工事の動向   | 3-3 設計手法       |
| 1-4 土留め工の種類    | 3-4 作用する荷重     |
| 1-5 土留め壁の種類    | 3-5 土質定数       |
| 1-6 支保工の種類     | 3-6 使用材料と許容応力度 |
| 1-7 補助工法の種類    | 3-7 断面の有効率     |
| 1-8 施工写真       | 3-8 全体安定の検討    |
| 1-9 形式決定時のポイント | 3-9 掘削底面の安定    |
|                | 3-10 周辺構造物への影響 |
| 2. 調 査         |                |
| 2-1 調査の必要性     |                |
| 2-2 地盤の調査      |                |
| 2-3 施工条件の調査    |                |
| 2-4 調査のポイント    |                |

## 1. 概 要

### 1-1 土留め工とは

- 土留め工とは、開削工法により掘削を行う場合に、**周辺土砂の崩壊を防止**すること、また、**止水**を目的として設けられる仮設構造物をいい、**土留め壁と支保工**からなる。
- 本体構造物を構築するため、一時的に設けられる**仮設構造物**である。



※写真提供:ジェコス株式会社

## 1-2 設計基準・指針

土留め工に関する基準類一覧

No	学会・協会・企業体の名称	図書名	発行年月
1	(社)土木学会	トンネル標準示方書[開削工法]・同解説	平成18年 7月
<b>2</b>	<b>(社)日本道路協会</b>	<b>道路土工 仮設構造物工指針</b>	<b>平成11年 3月</b>
3	(社)日本道路協会	共同溝設計指針	昭和61年 3月
4	(財)鉄道総合研究所	鉄道構造物等設計標準・同解説(開削トンネル) 付属資料 掘削土留め工の設計	平成13年 3月
5	(社)日本鉄道技術協会	深い掘削土留め工設計法	平成 5年 9月
6	(財)先端建設技術センター	大深度土留め設計・施工指針(案)	平成 6年10月
7	首都高速道路(株)	首都高速道路 仮設構造物設計要領	平成19年 9月
8	日本高速道路(株)	設計要領 第二集 橋梁建設編 11章 仮設構造	平成18年 5月

## 1-3 近年の工事の動向

本体構造物の大型化・大深度化



現在の指針(H11)で適用範囲を拡張した(掘削深30m、弾塑性法等)

制約条件の複雑化



現地条件を十分に調査する(作業スペース、支障物件、地盤状況等)

環境保全指向の高まり



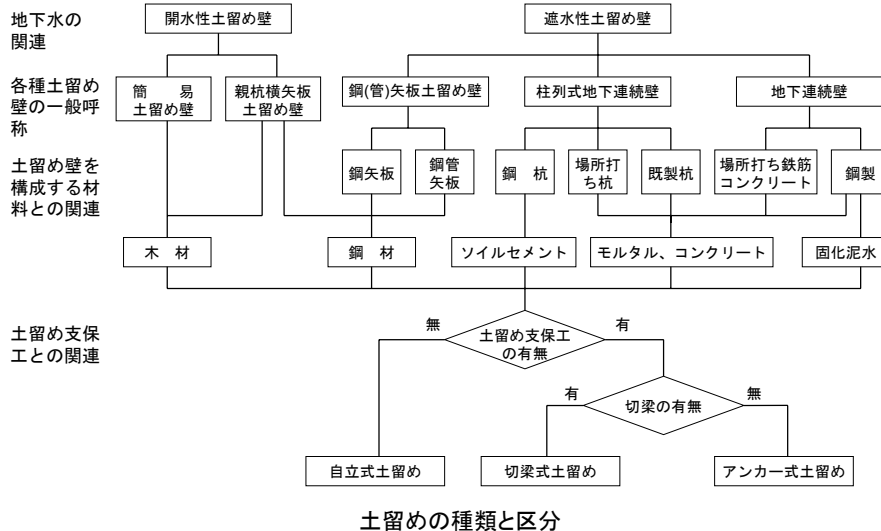
周辺環境への影響に十分配慮する(水質・大気・粉塵・振動・騒音等)

厳しい財政事情



安全性を確保した上で、コストを抑制する

## 1-4 土留め工の種類



## 1-5 土留め壁の種類

指針 p18

土留め壁の種類と特徴

規模	工法	平面形状	構造特性	特徴
小	簡易土留め壁		軽量鋼矢板やレール方式などで構築する簡易な土留め壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>軽量、短尺で使いやすい。</li> <li>断面性能や遮水性が低い。</li> <li>小規模工事で用いられる。</li> </ul>
中	親杭横矢板土留め壁		H形鋼などの親杭を1~2m間隔で設置し、親杭間に土留め板を挿入して構築された土留め壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>施工が比較的容易である。</li> <li>止水性がない。</li> <li>軟弱地盤では不適である。</li> </ul>
	鋼矢板土留め壁		鋼矢板の継手部をかみ合わせ、地中に連続して構築された土留め壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水性がある。</li> <li>軟弱地盤に適する。</li> <li>掘削機械の開発により適用地盤が広がっている。</li> </ul>
大	鋼管矢板土留め壁		鋼管矢板の継手部をかみ合わせ、地中に連続して構築された土留め壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水性がある。</li> <li>地盤変形が問題となる場合に適する。</li> <li>鋼管矢板は残置することが多い。</li> </ul>
	柱列式連続壁(ソイル)		原地盤とセメントミルクを攪拌混合した柱体に、形鋼等の芯材を挿入して構築された土留め壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>柱体をオーバーラップさせる場合は止水性がよい。</li> <li>地盤変形が問題となる場合に適する。</li> <li>芯材は残置するが多い。</li> </ul>
	地中連続壁		安定液を使用して掘削した壁状の溝の中に鉄筋かごを建て込み、場所打ちコンクリートで連続して構築された土留め壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水性がある。</li> <li>地盤変形が問題となる場合に適する。</li> <li>撤去が不可能である。</li> <li>泥水処理施設が必要となる。</li> </ul>

## 1-5 土留め壁の種類

土留め壁の比較

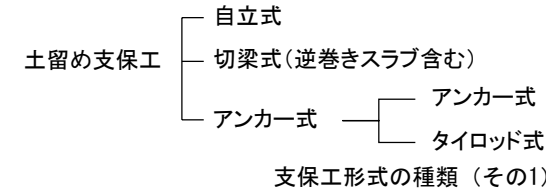
検討項目 土留め壁	地盤の状態				掘削規模		施工条件			転用性	工期	工費
	軟弱地盤	普通地盤	硬質地盤	高い地下水	深い	広い	地下埋への対応	等振動騒音の制約	周辺の沈下			
軽量鋼矢板	×	○	△	×	×	△	○	○	×	◎	◎	◎
親杭横矢板	△	◎	○	×	△	○	○	○	△	◎	○	○
鋼矢板	◎	◎	△	◎	○	○	△	○	○	◎	○	○
鋼管矢板	◎	○	△	◎	◎	○	△	○	◎	×	△	△
柱列式連続壁	◎	◎	○	◎	◎	○	△	○	◎	×	△	△
地下連続壁	◎	◎	◎	◎	◎	○	△	○	◎	×	△	△

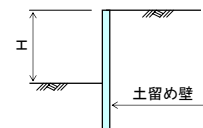
(凡例) ◎:有利 ○:普通 △:検討を要する ×:不利

8

## 1-6 支保工の種類

指針 p19



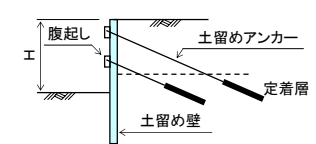
形式	自立式土留め	切梁式土留め
	概要	 <p>切梁や腹起しなどの支保工を用いず、主として掘削側の地盤の抵抗によって土留め壁を支持する工法</p>
特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>比較的良好な地盤で浅い掘削に適する。</li> <li>軟弱地盤: 3m以下、良質地盤: 4m以下</li> <li>支保工がないため土留め壁の変位が大きい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>掘削規模に応じて、支保工の数や配置等の変更が可能。</li> <li>掘削時には支保工が障害になる。</li> <li>掘削面積が大きいと支保工が増える。</li> </ul>

9

## 1-6 支保工の種類

指針 p19

支保工形式の種類 (その2)

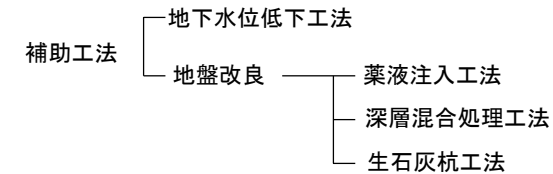
形式	アンカー式土留め	タイロッド式土留め
	概要	 <p>背面地盤中に定着させた土留めアンカーと、掘削側の地盤の抵抗によって土留め壁を支持する工法</p>
特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>切梁がないので掘削が容易。</li> <li>偏土圧が作用する場合や任意形状の掘削にも適応可能。</li> <li>良質な定着地盤や打設ヤードが必要。</li> <li>アンカーの撤去について検討が必要。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>自立式土留めでは変位が大きい場合に適用。</li> <li>切梁がないので掘削が容易。</li> <li>アンカー式より経済的。</li> <li>背後に控え杭を設置する敷地が必要</li> </ul>

10

## 1-7 補助工法の種類

指針 p21

### 1) 補助工法の種類



### 2) 補助工法の目的

- 掘削底面を安定させる(ポイリング、ヒービング、盤ぶくれ)
- 土留め欠損部を防護するために利用される。
- 根入れ部が軟弱地盤の場合、地盤を改良して受働抵抗力を向上させる。
  - 根入れ長を短くできる。
  - 使用鋼材をランクダウンできる。

11

## 1-7 補助工法の種類

指針 p21

	地下水低下工法	薬液注入工法
概要	<p>地盤内の地下水をくみ上げ、水位低下によって水圧の軽減を図る工法。</p> <p>ディープウェル工法は、地盤を削孔し、ストレーナ付きパイプを挿入、フィルタ材を充填して地下水を集め、水中ポンプなどを用いて排水する工法。</p> <p>ウェルポイント工法は、土留め壁に沿って小さなウェルを多数設置し、真空吸引して揚排水する工法。</p>	<p>注入材(薬液)を地盤中に圧力注入することにより、土粒子の間隙や地盤中の亀裂を充填し、地盤の止水性や強度の増加を図る工法。</p>
留意点	<p>ディープウェル工法は、比較的透水性のよい地盤に、ウェルポイント工法は、砂層から透水係数の小さい砂質シルト層まで広範囲に適用できる。</p> <p>くみ上げた地下水の放流方法の検討が必要。</p> <p>水位低下に伴う周辺地盤の沈下や地下水利用者への影響の検討が必要。</p>	<p>目的により注入材や注入工法が異なるため、目的に適合した注入計画が必要。</p> <p>既設構造物の隆起・移動・ひび割れ・注入材の流入などを防止するため、入念な調査と施工管理が必要である。</p> <p>周辺環境への影響について注意が必要。</p>
適用例	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ボイリングの防止</li> <li>・ボイリングの防止</li> <li>・盤ぶくれの防止(被圧帯水層の減圧)</li> </ul> <p>ディープウェル ウェルポイント</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ボイリングの防止</li> <li>・盤ぶくれの防止</li> <li>・土留め壁欠陥部の止水処理</li> </ul> <p>(盤ぶくれの検討が必要) (ディープウェルを補助的に併用する場合がある。) (土留め壁や既設構造物への注入圧に対する注意が必要である。)</p>

12

## 1-7 補助工法の種類

指針 p21

	深層混合処理工法	生石灰杭工法
概要	<p>地盤内に固化材を圧力注入し、地盤の止水性や強度の増加を図る工法。</p> <p>噴射攪拌方式は、高圧ジェットで地盤を切削して土と固化材を攪拌混合する、または、切削による空隙に固化材を充填して地盤を改良する方式。</p> <p>機械攪拌方式は、攪拌翼やオーガを回転させながら所定の深度まで貫入させ、固化材を圧送して原位置土と攪拌混合し改良体を形成する方式。</p>	<p>地中に生石灰を適切な間隔で打ち込み、生石灰の吸水および膨張圧によって周辺地盤を圧密させ、地盤の強度を増加させる工法。</p>
留意点	<p>底版改良や先行地中梁の場合には、土留め壁との密着性や改良体の連続性に留意する。</p> <p>改良体や強度に大きなばらつきが生じないように、材料や攪拌混合などの施工管理を十分に行う。</p> <p>周辺環境への影響について注意が必要。</p>	<p>水が連続的に供給される滞水砂層やその近傍では効果が期待できない。</p> <p>ケーシングの圧入や膨張圧によって土留め壁に影響を与える場合があるため、打ち込み間隔、壁体との距離などに対する検討が必要。</p>
適用例	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ヒービングの防止(底版改良)</li> <li>・盤ぶくれの防止(底版止水改良)</li> <li>・受働抵抗の増強(先行地中梁)</li> </ul> <p>原位置土 改良土 原位置土</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・受働抵抗の増強</li> <li>・ヒービングの防止</li> <li>・トワフィカゼリティーの向上</li> </ul> <p>原位置土 改良土 原位置土</p>

13

## 1-8 施工写真

自立式 親杭横矢板



切梁式 親杭横矢板



自立式 鋼矢板



切梁式 鋼矢板



※写真提供: ジェコス株式会社

14

## 1-8 施工写真

鋼管矢板



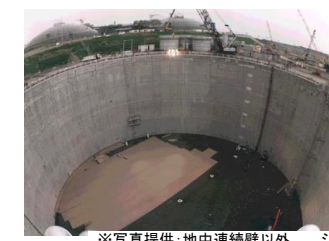
アンカー式 親杭横矢板



柱列式連続壁(ソイル切梁)



地中連続壁



※写真提供: 地中連続壁以外 ジェコス株式会社  
地中連続壁 地中連続壁基礎協会HP

15



## 1-9 形式決定時のポイント

土留め工形式で多いのは、「親杭土留め」と「鋼矢板土留め」である。また、支保工形式で多いのは、「自立式」と「切梁式」である。これらは一般的に、

- 地盤が軟弱
  - 根入れ部の受働抵抗が多く見込める「鋼矢板」が優位
- 地下水位が高く、湧水量も多い
  - 止水性が高い「鋼矢板」を採用
- 根入れ地盤が岩盤
  - 削孔数が少ない「親杭」が優位
- 本体構造物の施工に配慮したい(鉄筋組立てやBOX二次製品など)
  - 支保工がない「自立式」が優位
- 本体構造物が直接基礎(岩盤以外)
  - 土留め壁引き抜きの影響が少ない「親杭」が優位
  - 鋼矢板の場合、引き抜き長が短い「切梁式」が優位
- 掘削が深い、支保工を設置できない
  - 「アンカー式」を採用
- 河口や海上の施工で水位が高い
  - 「タイロッド式の二重締切」を採用

上記を考慮しながら、総合的に形式を選定する。

16

## 2. 調査

指針 p7

### 2-1 調査の必要性

土留め工を安全で経済的に計画・施工するためには、事前調査が重要である。

• 地盤調査  
地質調査  
地下水調査



土留め形式(土留め壁、支保工、補助工法など)  
使用鋼材(材質、形状、寸法、ピッチなど)  
に影響する。

• 施工条件調査  
地形調査  
周辺構造物調査  
地下埋設物調査  
環境調査



施工方法(施工機械・手順・作業空間・時間など)  
に影響する。

17

### 2-2 地盤の調査

指針 p10~11

地盤の調査方法と調査項目

調査方法	調査項目	結果の利用方法
ボーリング	• 地質、層序、層厚	• 地層構成の把握 • 計画、設計、施工上の基礎資料
サウンディング (標準貫入試験など)	• N値 • 地質、層序、層厚	• 土質定数の推定、許容支持力の検討 • 施工方法の検討
サンプリング	• 試料採取(乱さない試料、乱した試料) • 土の判別分類、観察	• 室内土質試験用の試料 • 地質構成の把握
室内試験	物理的性質試験 • 土粒子の密度、湿潤密度、含水比 • コンシステンシー(液性限界、塑性限界) • 粒度(分布、最大粒径、均等係数など)	• 土留めの解析 • 地盤の安定性検討 • 施工性の検討 (施工法、施工機械、補助工法など) • 周辺地盤の変状検討 (圧密沈下など)
	力学的性質試験 一軸圧縮試験 三軸圧縮試験 圧密試験 透水試験	
孔内水平載荷試験	• 変形係数	• 土留めの解析
地下水調査	• 地下水位、間隙水圧、透水係数 • 流向、流速、水質	• 土留めの解析 • 地盤の安定性、施工性、補助工法の検討
ガス調査	• 酸素吸収量、有毒ガスの有無・濃度	• 施工安全管理計画

18

### 2-3 施工条件の調査

指針 p12~14

施工条件の調査方法と調査項目

調査内容	調査項目	結果の利用方法
地形調査	• 施工上問題となる地形や土質の有無 • 現場作業ヤードの有無 • 運搬経路の状態	• 形式決定、解析方法(偏土圧など) • 借地の交渉や耕作物の収穫時期との整合 • 搬入資材の長さ、重量などの制限
周辺構造物調査	• 住宅などの建造物の有無 • 電柱や架空線の有無 • 埋蔵文化財の有無	• 建造物に配慮した施工方法の選定 • 支障物件の事前移設
地下埋設物調査	• 水道、ガス、NTT、電力、共同溝など • 規模、材質、位置、埋設深さ	• 事前協議により対策を検討 • 撤去できない場合は、土留め欠損などで対応
環境調査	• 井戸の位置、深さ、利用状況、水質 • 河川の利水状況 • 地盤沈下の範囲と程度 • 振動や騒音被害の程度(公共施設や病院など)	• 水脈の遮断、井戸の枯渇、水質汚染を生じない施工方法の選定 • 事前調査の実施、変状の測定 • 振動や騒音の少ない施工方法の選定、施工時における計測

19

## 2-4 調査のポイント

### ① 地盤調査

- 仮設構造物に関する地質調査の実施は軽視されがちである。
- 実際には、橋梁下部工などの本体構造物で地質調査を行っている現場が多い。
- 最低限必要な地質調査(例)
  - 「掘削深さH=4~5m、切梁n=1~2段、地盤改良なし」の場合  
ボーリング、サウンディング(標準貫入試験)、サンプリング
- 調査の掘削深度は、土留め壁の根入れ長を考慮しておく。(以下は参考)
  - 自立式: 根入れ長が5~10m、切梁式: 根入れ長が3~5m
- 土質、N値、礫径などの地質条件を十分把握し、土留め本体だけでなく施工方法も入念に検討する。時には専門施工業者の知恵を借りる。(鋼矢板の圧入工法など)

### ② 施工条件調査

- 地形・周辺・地下埋・環境の調査は十分に行う。(ここで施工方法が決まる)
- 地下埋による鋼矢板の欠損部の補強 : 薬液注入工の併用
- 振動・騒音の抑制 : バイブロハンマ → サイレントパイラー
- 鋼矢板引抜き後の沈下の抑制 : 鋼矢板引抜き → 残置(ワイドの採用も検討)
- 水質汚染の回避 : 汚染のない改良材の使用

上記などに留意しながら、調査を行う。

20

## 3. 設計の基本

指針 p25~26

### 3-1 設計の基本

- 施工中に作用する荷重を適正に評価する。
- 作用する荷重に対して、十分な強度を確保する。
- 周辺環境にも配慮する。

#### ① 掘削底面の安定

ボーリング、ヒービング、パイピング、盤ぶくれを検討する。

#### ② 土圧や水圧に対する土留め壁の安定

根入れ長は、壁体背面側の側圧に対して、前面(掘削)側の側圧に抵抗できる長さを確保する。

#### ③ 土留め壁の応力および変位

壁体は、所要の強度を有し、過大な変形が生じない構造とする。

#### ④ 支保工の応力

支保工は、所要の強度を有した構造とする。

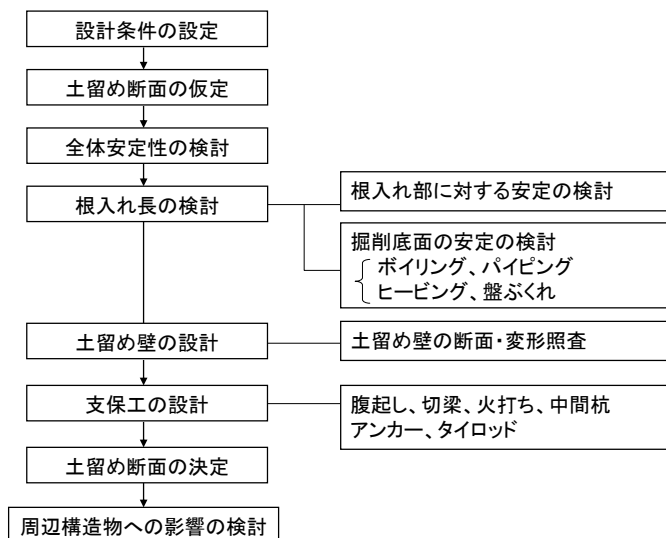
#### ⑤ 土留め壁や中間杭の鉛直支持力

路面覆工やアンカーの鉛直荷重に対して、鉛直支持力を検討する。

21

## 3-2 フローチャート

指針 p27



22

## 3-3 設計手法

指針 p28

土留め工は、支保工の有無により安定機構が異なり、また掘削深さにより必要とされる設計の精度等も異なる。  
したがって、土留め工の設計では、支保工形式と掘削深さに応じた設計手法を用いる。また、土圧・水圧も設計手法に応じて設定する。

支保工形式	掘削深さ	応力・変形の計算方法
切梁式 アンカー式	$H \leq 3.0\text{m}$	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 <sup>注1)</sup>
	$H > 10.0\text{m}$ <sup>注2)</sup>	弾塑性法
自立式	軟弱地盤 $H \leq 3.0\text{m}$ 良質地盤 $H \leq 4.0\text{m}$	弾性床の上はり理論

注1) 慣用法では土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/m<sup>2</sup>程度以下の軟弱地盤においては、掘削深さがH>8.0mに対して適用する。

23

### 3-4 作用する荷重

指針 p32

#### 1) 荷重の組合せ

荷重の種類		死荷重	活荷重	衝撃	土圧	水圧	温度変化の影響	その他
土留め	土留め壁	根入れ長			○	○		必要に応じて考慮
		支持力	○	○	○			
	腹起し	断面	○	○	○	○	○	
		切ばり	断面			○	○	
	火打ち	断面				○	○	

注) 腹起しの計算に軸力を考慮する場合

#### 2) 上載荷重

地表面での上載荷重は、**一般に10kN/m<sup>2</sup>**とする。ただし、建設用重機など特に大きな荷重が作用する場合には、それを考慮する。

### 3-4 作用する荷重

#### 3) 土圧と水圧

形式	項目	土圧・水圧の理論	算定式
自立式土留め	根入れ長	—	—
	土留め壁	理論的な土圧算定式 砂質土、粘性土：土圧と水圧を分離	主働土圧 砂質土：ランキン式 粘性土：ランキン式(下限値あり)
切梁式土留め(慣用法)	根入れ長	理論的な土圧算定式 砂質土、粘性土：土圧と水圧を分離	主働土圧 砂質土：ランキン式 粘性土：ランキン式(下限値あり) 受働土圧 砂質土：ランキン式 粘性土：ランキン式(下限値あり)
	土留め壁支保工	実測値に基づく見掛けの算定式 砂質土、粘性土：土圧と水圧を分離	主働土圧 砂質土：長方形分布 粘性土：台形分布 受働土圧 砂質土、粘性土：ランキン式
切梁式土留め(弾塑性法)	根入れ長	土圧・水圧を計測表現できる算定式 砂質土：土圧と水圧を分離 粘性土：土圧と水圧を一体	主働側圧 砂質土：ランキン式 粘性土：推定式 受働側圧 砂質土、粘性土：クーロン式
	土留め壁支保工	土圧・水圧を計測表現できる算定式 有効主働側圧：主働側圧－静止側圧 有効受働側圧：受働側圧－静止側圧 砂質土：土圧と水圧を分離 粘性土：土圧と水圧を一体	主働側圧 砂質土：ランキン式 粘性土：推定式 受働側圧 砂質土、粘性土：クーロン式 静止側圧 砂質土：ヤーキー式 粘性土：推定式

### 3-5 土質定数

指針 p29

#### 1) 土質定数一覧

検討内容	検討項目	必要諸数値
掘削底面の安定	ボーリング	$\gamma$ 、 $\gamma'$ 、 $\gamma_w$ 、地下水位
	ヒーピング	$\gamma$ 、C
	盤ぶくれ	$\gamma$ 、 $\gamma_w$ 、被圧水頭
土留め壁の設計	土圧	$\gamma$ 、 $\gamma'$ 、C、 $\phi$ 、N値、 $\delta$
	水圧	$\gamma_w$ 、地下水位、間隙水圧
	水平地盤反力係数	Eo、N値、C
施工法検討	補助工法	補助工法の種類による

$\gamma$  : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 C : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\delta$  : 壁面摩擦角 (°)  
 $\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)  
 Eo : 土の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

### 3-5 土質定数

指針 p28~29

#### 2) 土の単位体積重量

- 原地盤の土の単位体積重量は、土質試験結果を用いることを原則とする。ただし、十分な資料が得られない場合は、下表を参考に設定する。
- 土の水中体積重量は、湿潤重量から9.0kN/m<sup>3</sup>を差し引いた値とする。
- 水の単位体積重量は、10kN/m<sup>3</sup>とする。
- 埋戻し土の単位重量は、土圧算定時には18kN/m<sup>3</sup>を目安としてよい。

土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

土質	密なもの	ゆるいもの
礫質土	20	18
砂質土	19	17
粘性土	18	14

3) 粘着力(C)、せん断抵抗角(φ)

- 一般的には、以下のように設定している。  
 細粒土層(粘土、シルト) : Cのみ考慮、φ=0  
 粗粒土層(砂礫、砂質土) : C=0、φのみ考慮
- φはN値からの換算式で設定する。  
 $\phi = \sqrt{(15N) + 15} \leq 45^\circ$  (ただしN>5)
- Cは以下の方法で設定する。  
 三軸圧縮試験(非圧密非排水)から求める。  
 一軸圧縮強度quから推定 C=qu/2  
 N値から推定 C=6N(下表の関係式より推定)  
 道路土工一擁壁工指針には、C=6~10Nとある。

粘性土の粘着力C(kN/m<sup>2</sup>)とN値の関係

硬さ	非常に柔らかい	柔らかい	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	12以下	12~25	25~50	50~100	100~200	200以上

4) 変形係数(Eo)

- 一般的に、以下の値が用いられている。  
 ① 孔内水平載荷試験による測定値  
 ② 供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた値  
 ③ 標準貫入試験のN値より、Eo=2800N(kN/m<sup>2</sup>)で推定
- 固結シルトでは、αEo=210C(kN/m<sup>2</sup>)で推定してもよい。

変形係数Eoとα

次の試験方法による変形係数Eo(kN/m <sup>2</sup> )	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Eo=2,800Nで求めた変形係数	1

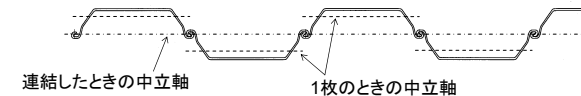
1) 使用材料

- 材料は、使用目的に適合した強度・品質・形状・寸法であるとともに、市場性を考慮して**入手が容易なもの**を基本とする。
- 親杭や鋼矢板などの鋼材は、**リース材を基本**とする。

2) 許容応力度

- 許容応力度は、構造物の重要度、荷重条件、設置期間、交通条件などによって適正な値を決定する。一般的には、『**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」**を標準値としている。

- U型鋼矢板壁は、継手が壁体の中心にあるため、壁全体と鋼矢板1枚あたりの中立軸が一致しない。**この継手状態では、力が作用すれば継手にずれが生じ、隣り合った鋼矢板が一体とならず、壁状に連続していても、**十分な剛度や強度を発揮できない**ことが考えられる。
- このため、継手が滑らないとした時の状態を「100%」とした係数を乗じる。



	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)	親杭横矢板壁: 100% 鋼矢板壁 : 100%
	断面力、変位の計算およびこれに用いるβの計算	親杭横矢板壁: 100% <b>鋼矢板壁 : 45%*</b>
断面係数	応力度の計算	親杭横矢板壁: 100% <b>鋼矢板壁 : 60%*</b>

※ ただし、鋼矢板継手部の掘削面側を鋼矢板頭部から50cm程度溶接したり、コンクリートで鋼矢板頭部から30cm程度の深さまで連結して固定したもの等については、全断面有効の80%まで上げることができる。

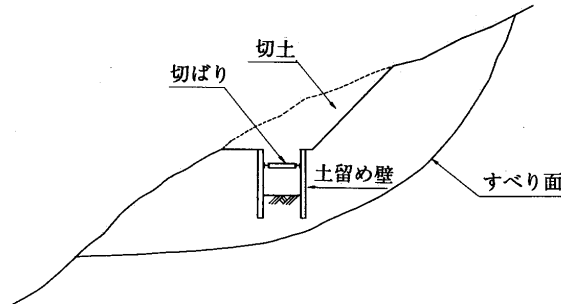


### 3-8 全体安定の検討

指針 p54

#### 1) 外的安定性の検討

- ・ **斜面上に設置する場合**など、土留め工を含む全体の安定性を検討する。
- ・ 検討は『道路土工一切土工・斜面安定工指針』に準じて「**円弧すべり法**」などで行う。

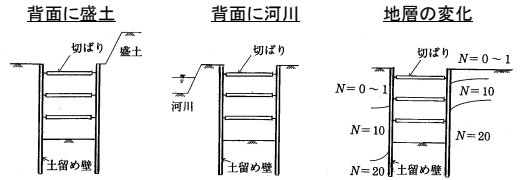


### 3-8 全体安定の検討

指針 p56~57

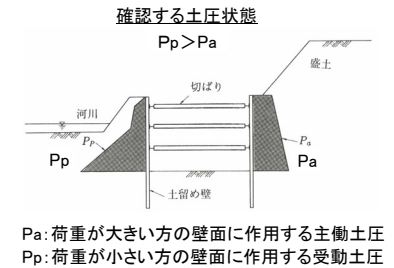
#### 2) 偏土圧が作用する土留め

- ・ 偏土圧が作用する土留め工では、荷重状態や抵抗の違いから、**非対称な挙動**となる。



- ・ 偏土圧の影響が大きい場合には、偏土圧を考慮した設計を行う。

- ① はりバネモデルによる両側土留め壁の一体解析
- ② 有限要素法(FEM)を用いた解析
- ③ 対面壁の影響を考慮した土留め弾塑性法による解析
- ④ 上載荷重のみ考慮した土留め弾塑性法による解析



Pa: 荷重が大きい方の壁面に作用する主動土圧  
Pp: 荷重が小さい方の壁面に作用する受動土圧

### 3-9 掘削底面の安定

指針 p77

掘削底面の破壊現象(その1)

	地盤の状態	現象
ボーリング	砂質土 	 水と砂の湧き出し 砂の非常にゆるい状態
パイピング	砂質土、砂礫 	 水と砂の噴出 調査孔跡など

地下水位の高い場合、あるいは土留め付近に河川、海など地下水の供給源がある砂質土の場合

遮水性の土留め壁を用いた場合、水位差により上向き浸透流が生じる。この浸透圧が土の有効重量を超えると、沸騰したように沸き上がり、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。

ボーリングや盤ぶくれと同じ地盤で、水みちがし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。

地盤の弱い箇所細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。

### 3-9 掘削底面の安定

指針 p77

掘削底面の破壊現象(その2)

	地盤の状態	現象
ヒーディング	粘性土 	 隆起 沈下 はらみ 土の移動
盤ぶくれ	粘性土 	 隆起(最終的には突き破られる) 難透水層 水圧

掘削底面付近に柔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体積する場合。

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。

土留め背面の土の重量や土留めに近接した地表面上の土の重量などにより、掘削底面の隆起、土留め壁のはらみ、周辺地盤の沈下が生じ、最終的には土留めの崩壊に至る。

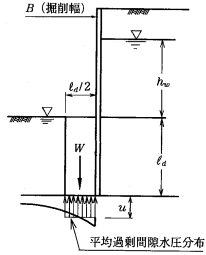
難透水層のため上向き浸透流は生じないが、難透水層下面に上向き水圧が作用し、これが上方の土の重さ以上となる場合には、掘削底面が浮き上がり、最終的には難透水層が突き破られボーリング状の破壊に至る。

### 3-9 掘削底面の安定

指針 p78~81

#### 1) ボイリングの検討

- 対策
  - ・土留め壁の根入れ長を長くする
  - ・地下水位低下工法
  - ・薬液注入工法

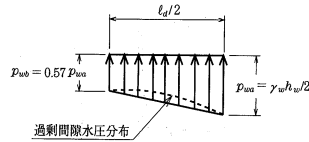


$$F_s = \frac{w}{u}$$

$F_s$  : ボイリングに対する安全率 ( $F_s \geq 1.2$ )  
 $w$  : 土の有効重量 ( $\text{kN/m}^2$ )  $W = \gamma' L_d$   
 $u$  : 土留め壁先端位置に作用する平均過剰間隙水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\gamma'$  : 土の水中心単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 水の単位体積重量を  $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$  として、土の湿潤単位体積重量  $\gamma$  から差し引くものとする。ただし、海中の場合は  $\gamma_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$  とする。  
 $L_d$  : 土留め壁の根入れ長 (m)  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $h_w$  : 水位差 (m)

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

$\lambda$  : 土留めの形状に関する補正係数  
 矩形形状土留め:  $\lambda = \lambda 1 \lambda 2$   
 $\lambda 1 = 1.30 + 0.7 (B/L_d)^{-0.45} \geq 1.5$   
 $\lambda 2 = 0.95 + 0.09 \{ (L/B) + 0.37 \}^{-2}$   
 $L/B$  : 土留め平面形状の(長辺/短辺)  
 円形形状土留め:  $\lambda = -0.2 + 2.2 (D/l_d)^{-0.2} \geq 1.6$   
 $D$  : 円形形状土留めの直径 (m)

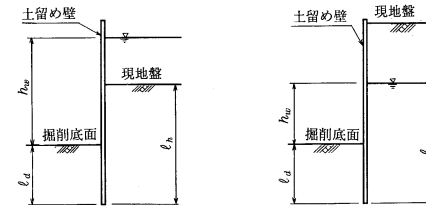


### 3-9 掘削底面の安定

指針 p82

#### 2) パイピングの検討

- 対策
  - ・土留め壁の根入れ長を長くする
  - ・地下水位低下工法
  - ・薬液注入工法



(a) 水中掘削の場合

(b) 陸上掘削の場合

$$L_h + L_d \geq 2h_w$$

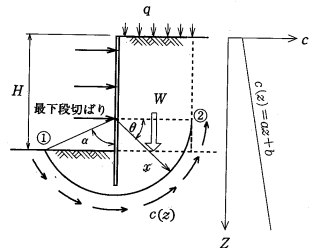
$L_h$  : 背面側の浸透路長 (m)  
 ただし、背面地盤に礫層のような透水性の大きな地層がある場合は、その層厚を  $L_h$  から控除する。  
 $L_d$  : 掘削底面からの根入れ長 (m)  
 $h_w$  : 水面から掘削底面までの高さ (水位差) (m)

### 3-9 掘削底面の安定

指針 p83~85

#### 3) ヒービングの検討

- 対策
  - ・土留め壁の根入れ長を長くする
  - ・地盤改良 (深層混合、生石灰杭)
  - ・背面土砂の除去



##### ① 安定数 $N_b$ の計算

( $N_b$  が 3.14 以下ならヒービングの検討を省略する)

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

$N_b$  : 安定数  
 $\gamma$  : 土の湿潤単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $H$  : 掘削深さ (m)  
 $c$  : 掘削底面付近の地盤の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$c(z)$  : 深さの関数で現した土の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 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  $\alpha = 2 \text{ kN/m}^2$  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。

##### ② ヒービングの検討

$$F_s = \frac{Mr}{Md} = \frac{x \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} c(z) x d\theta}{W \frac{x}{2}}$$

(ただし、 $\alpha < \frac{\pi}{2}$ )

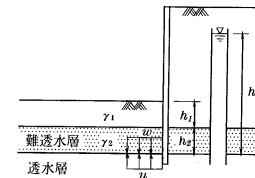
$X$  : 最下段切ばりを中心としたすべり円の任意の半径 (m) (掘削幅を最大とする)  
 $W$  : 掘削底面に作用する背面側  $x$  範囲の荷重 (kN)  
 $W = x (\gamma H + q)$   
 $q$  : 地表面での上載荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\gamma$  : 土の湿潤単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $H$  : 掘削深さ (m)  
 $F_s$  : 安全率 ( $F_s \geq 1.2$ )

### 3-9 掘削底面の安定

指針 p86

#### 4) 盤ぶくれの検討

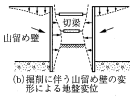
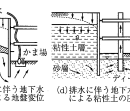
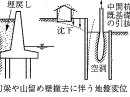
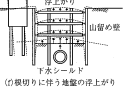
- 対策
  - ・土留め壁の根入れ長を長くし、被圧滞水層を貫通して遮断する
  - ・地下水位低下工法
  - ・底部地盤改良 (薬液注入、深層混合)



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

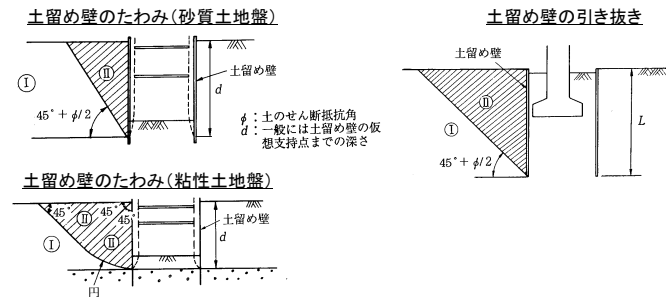
$F_s$  : 盤ぶくれに対する安全率 ( $F_s \geq 1.1$ )  
 $w$  : 土かぶり荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $u$  : 被圧水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\gamma_1, \gamma_2$  : 土の湿潤単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $h_1, h_2$  : 地層の厚さ (m)  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $h_w$  : 被圧水頭 (m)

1) 影響を与える要因と影響の推定方法

要因	略図	推定方法	対策
土留め壁の変形に伴う地盤変形		①過去の実績から推定(Peckの方法、変形土量=沈下量)、 ②すべり面を仮定 ③有限要素法	・高剛性鋼材の採用。 ・切梁プレロード ・掘削側の地盤改良による受動抵抗の増大 ・支保工の鉛直間隔縮小
地下水位の低下に伴う地盤沈下		井戸理論や有限要素法により透水性の水位を求めた上で、e-logP曲線による沈下計算や、有限要素法による応力・浸透流連成解析など。	・高遮水性鋼材の使用 ・不透水層への根入れ ・背面側の地盤改良による遮水性の向上
土留め壁の引抜きに伴う地盤沈下		$V_s = V_p$ $V_s$ : 地表面の沈下量 $V_p$ : 引抜きによる空隙量	・土留め壁の残置
応力開放によるリバウンド		大深度掘削や土留め直下に重要な地下埋設物が存在する場合には、有限要素法などで推定。	・掘削底面の地盤改良による変形の防止

2) 近接程度の判定

- 周辺構造物への影響の検討では、まず、近接程度の判定を行う。その後、影響度に応じて対策工を検討する。
  - I: 地盤変形の影響がない II: 地盤変形の影響がある
- 地下水位の影響は広範囲にわたるため、注意が必要である。
- 近接構造物の管理者が独自に定めた基準等がある場合には、その基準に従って検討する。(JR、NEXCOなど)



第2章 自立式土留工の設計

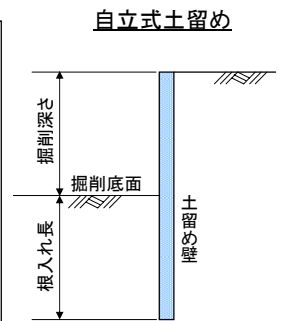
目次

- 設計条件
  - 設計の基本
  - 土圧・水圧
- 設計計算
  - 設計方法
  - 根入れ長の計算
  - 断面の計算
  - 変位の計算
  - 土留め板の設計
  - 自立式土留め工の設計のポイント

1. 設計条件

1-1 設計の基本

- 自立式土留めとは、掘削面側の地盤反力と土留め壁の剛性のみで抵抗する構造である。
- 土質や背面荷重の影響を受けやすいため、軟弱地盤では十分注意する。特に、粘性土地盤で「ヒービング」を満足しない場合には採用を控える。
- 掘削完了後、直ちに均しコンクリートを打設して、土留め壁の変形防止対策を行うことが望ましい。
- 掘削深さは、軟弱地盤で3m、普通地盤で4mまでとする。



1) 最小根入れ長

- 掘削深さ3m以深では3m
- 掘削深さ3m以浅では掘削深さ
- ただし、根入れ地盤が非常に硬質な地盤の場合には、受動抵抗などを十分検討した上で、これより短くても良い。

## 1-1 設計の基本

指針 p150~151

### 2) 最小部材

- 掘削深さ3m以深の場合、  
親杭横矢板壁：H-300×300、鋼矢板壁：Ⅲ型
- 掘削深さ3m以浅では規定しない。ただし、施工性や市場性などを考慮して使用することが望ましい。  
親杭横矢板壁：H-150×150、鋼矢板壁：Ⅱ型

### 3) 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。
- 隣接する既設構造物への影響を制御する必要がある場合には、部材断面を大きくするだけでなく、構造形式の変更も含めて検討する。

### 4) 頭部連結材

- 局部的な荷重の作用に備えて、溝型鋼などの連結材を取り付けることが望ましい。
- 背面地盤上に一般交通や建設用重機がある場合には、必ず設けるものとする。

44

## 1-2 土圧・水圧

指針 p151~152

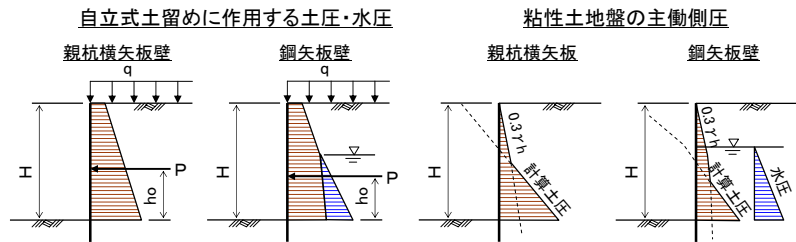
- 土圧と水圧は、掘削底面より上に作用させる。
- 主働土圧はランキン・レザール式、水圧は静水圧とする。

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

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

- 粘性土地盤では、以下を下限値とする。  
 $P_{amin} = 0.3\gamma h$

$P_a$  : 自立式土留めに作用する土圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $K_a$  : 主働土圧係数  
 $\sum \gamma h$  : 着目点における地盤の有効土被り圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma$  : 各層の土の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
地下水位以下では水中重量  
 $h$  : 着目点までの各層の層厚 (m)  
 $q$  : 地表面での上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\phi$  : 土のせん断抵抗角 (度)



45

## 2. 設計計算

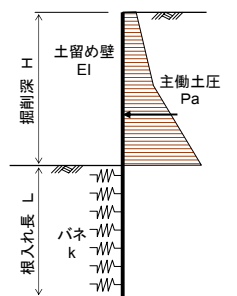
指針 p152

### 2-1 設計方法

- 自立壁の挙動に近い「**弾性床上の半無限長の杭**」として設計する。
- 掘削面側の地盤には、地盤バネを一様に分布させる。

#### ■ 弾性床上の半無限長の杭

- 弾性法は、土留め壁の根入れ部が地盤バネで支持された「弾性床上の梁」として解析する方法である。
- 「半無限長の杭」は、一定以上の長さを有した杭で、無限にあるものと想定して計算する。一方、杭長が短い場合は「有限長の杭」という。
- 道路橋示方書の判定式は以下のとおり。  
有限長 :  $1 < \beta L < 3$   
半無限長 :  $3 \leq \beta L$



46

### 2-2 根入れ長の計算

指針 p153

根入れ長は、①最小根入れ長、②掘削底面の安定から決定される根入れ長、③下式により求められる根入れ長のうち、最大のものとする。

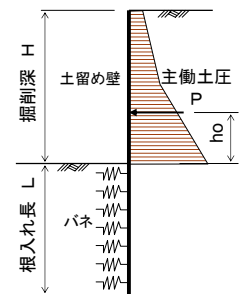
- 最小根入れ長  
掘削深さ3m以深では3m  
掘削深さ3m以浅では掘削深さ
- 掘削底面の安定  
ボーリング、パイピング、ヒービング、盤ぶくれに対する安全性を確保する。

#### ③ 半無限長と見なせる根入れ長

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

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H B}{4EI}}$$

$L$  : 根入れ長 (m)  
 $\beta$  : 杭の特性値 (m<sup>-1</sup>)  
 $K_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)  
通常、1/βの範囲の平均値とする。  
 $B$  : 土留め壁の幅 (m)  
親杭の場合は杭幅、鋼矢板の場合は単位幅  
 $E$  : 土留め壁のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $I$  : 土留め壁断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)  
親杭の場合は1本、鋼矢板の場合は単位幅



47

## 2-2 根入れ長の計算

指針 p105、154

### ④水平方向地盤反力係数( $K_H$ )

$$K_H = \eta K_{HO} \left( \frac{BH}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$K_H$  : 水平方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $\eta$  : 壁体に関わる係数  
 連続した壁体 :  $\eta = 1$   
 親杭横矢板 :  $\eta = B_o / B_f$ 、ただし  $\eta \leq 4$   
 $B_o$  : 親杭中心間隔 (m)  $B_f$  : 親杭フランジ幅 (m)  
 $K_{HO}$  : 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 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $BH$  : 換算載荷幅 (m) (=10m)  
 $E_o$  : 地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )

### ■ 2.5/βとした理由

半無限長と見なせる長さは、 $3/\beta$ 以上(道示IV)といわれている。しかしながら、自立式土留めの根入れ長は、以下の理由により**2.5/β**とする。

- 半無限長の杭とした場合と比べ、杭等変位や曲げモーメントの差が数%である。
- 根入れ長を長くした場合、引き抜きによる周辺地盤への影響が大きくなる。

### ■ 2.5/βとは

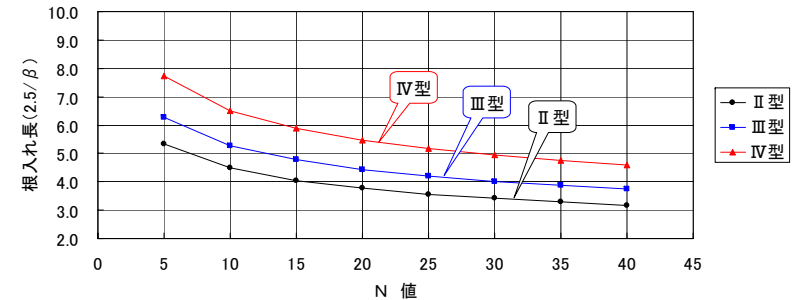
概ね、たわみ角ゼロ(傾かずに鉛直を保つ)となる深さである。

48

## 2-2 根入れ長の計算

### 根入れ長のポイント

2.5/β、地盤のN値、鋼矢板型式の関係を以下に示す。



(図2-1-1) N値と根入れ長の関係

### ■ 根入れ長が長くなるケース

- 地盤のN値が小さい
- 土留め壁の剛性が大きい(II型よりもIV型が長くなる)

49

## 2-3 断面の計算

指針 p154

断面の計算では、最大曲げモーメント発生時の曲げ応力度が許容値以下であることを照査する。

### ①最大曲げモーメントの算出

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

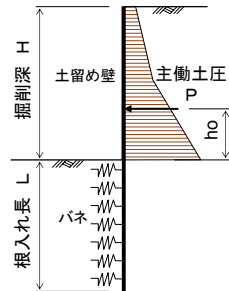
### ②最大曲げモーメントの発生する位置(掘削面から)

$$L_m = \frac{1}{\beta} \left( \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_o} \right)$$

### ③応力度の照査

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$M$  : 土留め壁に作用する最大曲げモーメント ( $\text{N}\cdot\text{mm}$ )  
 $L_m$  : 最大曲げモーメントの発生する位置 (mm)  
 $\sigma$  : 壁体の曲げ応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )  
 $P$  : 側圧の合力 (N)  
 親杭の場合は親杭間隔、鋼矢板の場合は単位幅の値  
 $h_o$  : 掘削底面から合力の作用位置までの高さ (mm)  
 $\beta$  : 杭の特性値 ( $\text{mm}^{-1}$ )  
 $Z$  : 断面係数 ( $\text{mm}^3$ ) (継手効率考慮)



50

## 2-4 変位の計算

指針 p154~155

変位の計算では、土留め壁頭部の最大変位量が許容変位量以下であることを照査する。(掘削深H×3%)

### 変位量(δ)

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

- $\delta$  : 土留め壁頭部の変位量 (m)
- $\delta_1$  : 掘削底面での変位量 (m)
- $\delta_2$  : 掘削底面でのたわみ角による変位量 (m)
- $\delta_3$  : 掘削底面以上の片持りのたわみ (m)

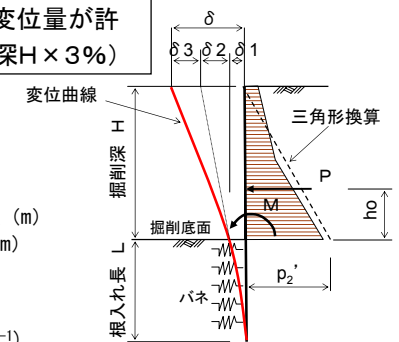
$$\delta_1 = \frac{(1+\beta h_o) P}{2EI\beta^3}$$

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

$$\delta_3 = \frac{P_2' H^4}{30EI}$$

$$P_2' = \frac{6 \Sigma M}{H^2}$$

$\beta$  : 杭の特性値 ( $\text{m}^{-1}$ )  
 $H_o$  : 掘削底面から合力の作用位置までの高さ (m)  
 $P$  : 側圧の合力 (kN)  
 $E$  : 土留め壁のヤング係数 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $I$  : 土留め壁の断面二次モーメント ( $\text{m}^4$ ) (継手効率考慮)  
 $H$  : 掘削深さ (m)  
 $P_2'$  : 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 ( $\text{kN/m}$ )  
 $\Sigma M$  : 側圧による掘削底面回りのモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )



51



## 2-5 土留め板の設計

指針 p110、155

土留め板の設計は、断面計算により応力度が許容値以下であるかを照査する。

板厚は、最終掘削深さの状態 で決定した厚さを全断面に適用する。最小板厚は30mmとする。

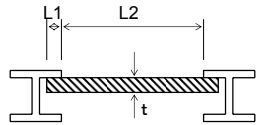
### ①板厚の計算

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

- t : 土留め板の板厚 (mm)
- M : 土留め板の作用モーメント ( $wL_2^2/8$ ) (N・mm)
- w : 土圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- L2 : 土留め板の計算スパンで、親杭のフランジ間距離 (mm)
- b : 土留め板の深さ方向単位幅 (1,000mm)
- $\sigma_a$  : 土留め板の許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- Q : 作用せん断力 ( $wL_2/2$ ) (N)
- $\tau_a$  : 土留め板の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

### ②せん断応力度の照査

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



L1: 板厚以上かつ40mm以上

52

## 2-6 自立式土留め工の設計のポイント

- 軟弱地盤で背面に重要構造物がある場合、構造物に許容できる沈下量や変位量を明確にし、土留め壁の変位がどの程度影響するのかを検討する。そして、「自立式土留め工」の適用についても検討し、適用できなければ「切ばり式」で設計する。
- 鋼矢板壁では、鋼矢板の引抜きによる周辺への沈下影響が懸念されるため、残置を含めた検討が必要となる。残置の時は、ワイドやハット型の採用も検討する。
- 超軟弱地盤では、根入れ長の長尺化と頭部変位が大きいため控えた方がよい。  
鋼矢板のグレードが大 → 剛性が強い → 根入れ長が長い  
掘削側が脆弱 → 変形が収束しない → 変位が大きい
- 自立式土留めは根入れ長が長いことから、根入れ地盤が強固な場合、土留め壁の設置費用が高価になるため、切ばり式との経済比較が必要である。
- 予期せぬ変位を生じさせないよう、頭部付近に大きな荷重を載荷させない。  
(重量機械やクレーンのアウトリガーなど)

53

## 第3章 切梁式土留工の設計

### 目次

- 1. 設計条件
  - 1-1 設計の基本
  - 1-2 設計手法の分類
  - 1-3 使用部材と掘削の余裕
- 2. 慣用法の設計
  - 2-1 土圧・水圧
  - 2-2 根入れ長の計算
  - 2-3 壁体の断面計算
  - 2-4 鋼矢板の剛性の検討
  - 2-5 支保工の設計
  - 2-6 慣用法の設計のポイント
- 3. 弾塑性法の設計
  - 3-1 土圧・水圧
  - 3-2 根入れ長の計算
  - 3-3 土留め壁の断面力および変形の算定
  - 3-4 支保工の設計
  - 3-5 弾塑性法の設計のポイント

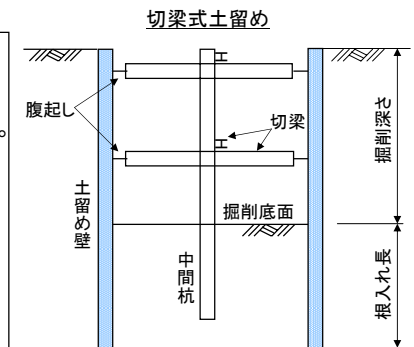
54

## 1. 設計条件

指針 p64

### 1-1 設計の基本

- 切梁式土留めとは、切梁や腹起しなどの支保工と掘削側の地盤の抵抗によって土留め壁を支持する構造である。
- 掘削時の作用荷重に対して十分な強度を有するとともに、土留め自体や周辺地盤に対して有害な変形を生じさせない構造とする。
- 掘削底面に関しても十分な安定をはかる。



55

## 1-2 設計手法の分類

指針 p28、64

### 1) 設計手法の分類

- 中規模程度までの設計は、これまで「慣用法」で行ってきたが、近年では、構造物の大深度・大規模化に伴い、土留めも大型化してきた。
- 掘削深さが10mを超える場合は、地層構成が複雑になり、作用する土圧や水圧も増大し、「慣用法」では切ばり反力や受働側地盤反力分布が**実情に合わない**といった問題が発生する。
- このため、掘削深さが10mを超える土留めでは、**実際の挙動に近いモデル化が可能で、掘削段階に応じた作用力や変形が計算できる「弾塑性法」**を使用する。

支保工形式	掘削深さ	応力・変形の計算方法
切梁式	$H \leq 3.0\text{m}$	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 <sup>注1)</sup>
	$H > 10.0\text{m}$ <sup>注2)</sup>	弾塑性法

注1) 慣用法では土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/m<sup>2</sup>程度以下の**軟弱地盤**においては、掘削深さが $H > 8.0\text{m}$ に対して適用する。

56

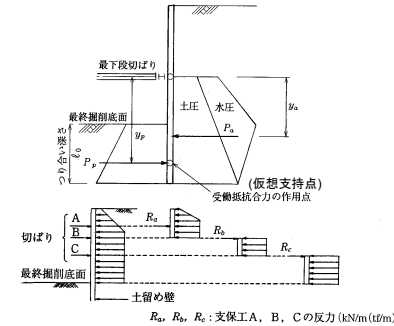
## 1-2 設計手法の分類

指針 p5

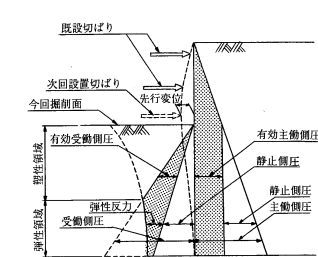
**慣用法** : 切ばり位置あるいは地中の**仮想支持点**を支点にとり、壁体を**単純ばり**とし、背面側に見かけの**土圧分布**を用いる設計手法。

**弾塑性法** : **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**とした設計手法。慣用法と異なり、掘削底面以下の**受働側地盤の塑性化**を考慮し、支保工もバネ支承として考慮しているため、**掘削状態に即した断面力と変位**が算出される。

慣用法の計算モデル



弾塑性法の計算モデル



$R_a, R_b, R_c$ : 支保工A, B, Cの反力(kN/m(t/m))

57

## 1-3 使用部材と掘削の余裕

指針 p65

### 1) 使用部材

掘削深さ $H > 3.0\text{m}$ (小規模土留め除く)の場合、

- 親杭横矢板壁の親杭**は、著しい損傷がなく、入手の容易なものを使用する。都市部においては、**一般に $H-300 \times 300$ 以上**のものが用いられている。
- 鋼矢板**は、著しい損傷がなく、入手の容易なものを使用する。一般にⅡ型～ⅤL型までが使用されているが、土圧などの不明確さによって予期せぬ荷重が作用し、周辺地盤へ変状をきたすことが考えられるため、都市部では、**一般にⅢ型以上**が使用される。

### 2) 掘削幅、余掘り量

- 土留め壁面と本体構造物の最外縁の純間隔**は、作業性を考慮して一般に**80cm程度**を確保する。ただし、施工方法に応じて、必要な作業空間を確保できる掘削幅を検討する。
- 掘削の余掘り量**は、腹起しブラケットの取り付けや施工上の安全を考慮して**1mを基本**とする。

58

## 2. 慣用法の設計

指針 p35~36

### 2-1 土圧・水圧

#### 1) 根入れ長の計算に用いる土圧

- 根入れ長の計算に用いる土圧は**ランキン・レザール式**、水圧は**静水圧**とする。

主動土圧計算式

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

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

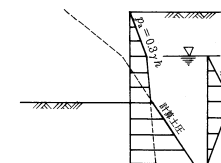
受働土圧計算式

$$P_p = K_p (\sum \gamma h') + 2c\sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

- 粘性土地盤では、粘着力の効果により**主動土圧が作用しない場合**がある。このため、以下を下限値とする。

$$P_{amin} = 0.3\gamma h$$



- $P_a$  : 主動土圧(kN/m<sup>2</sup>)
- $P_p$  : 受働土圧(kN/m<sup>2</sup>)
- $K_a$  : 着目点における地盤の主動土圧係数
- $K_p$  : 着目点における地盤の受働土圧係数
- $\phi$  : 着目点における土のせん断抵抗角(度)
- $\sum \gamma h$  : 着目点における主動側の有効土被り圧(kN/m<sup>2</sup>)
- $\sum \gamma h'$  : 着目点における受働側の有効土被り圧(kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma$  : 各層の土の湿潤単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)
- 地下水位以下は水中単位体積重量
- $h$  : 着目点までの主動側の各層の層厚(m)
- $h'$  : 着目点までの受働側の各層の層厚(m)
- $q$  : 地表面での上載荷重(kN/m<sup>2</sup>)
- $c$  : 着目点における土の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

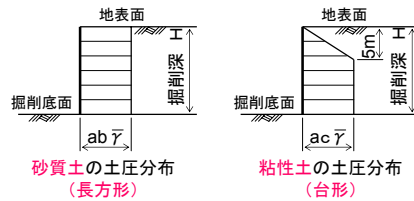
59

## 2-1 土圧・水圧

指針 p36~38

### 2) 断面計算に用いる土圧

- 土留め壁、支保工の断面計算においては、**断面決定用土圧**を用いる。



掘削深さHによる係数	
$5.0\text{m} \leq H$	$a=1$
$5.0\text{m} > H > 3.0\text{m}$	$a=1/4(H-1)$

地質による係数	
b	c
砂質土	粘性土
2	$N > 5$ 4
	$N \leq 5$ 6

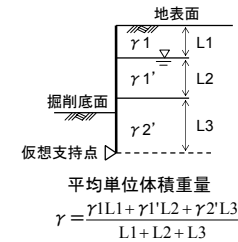
- 断面決定用土圧は、多数の土圧測定結果を慣用法に用いることを前提として整理された見掛けの土圧分布で、標準的な地盤・掘削深さ・施工法についてのものである。このため、適用にあたっては、次の事項に留意する。
  - 土が過度に攪乱されると土圧が大きくなるため、攪乱されていないこと。
  - 粘性土と砂質土が互層になっている場合には、合計層厚の厚い層とする。
  - 多層地盤の場合、土の平均単位体積重量は加重平均した値とする。(図参照)
  - 地表面の上載荷重は、土厚に換算して考慮する。(図参照)

60

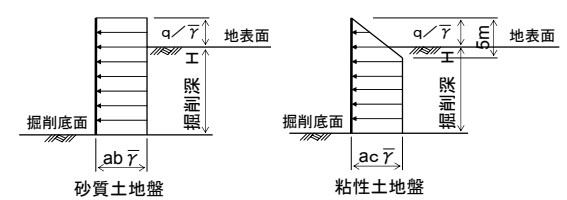
## 2-1 土圧・水圧

指針 p38~39

### ③ 平均単位体積重量

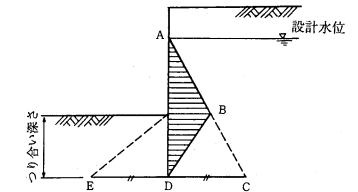


### ④ 上載荷重の換算



### 3) 断面計算に用いる水圧

- 土留めに作用する水圧は静水圧とし、**水圧分布は三角形分布**とする。
- 設計水位は、一般に水中では設置期間に想定される最高水位とし、陸上では地下水水位とする。



61

## 2-2 根入れ長の計算

指針 p87

根入れ長は、以下の最大長さとする。

- 根入れ部の安定から必要となる根入れ長(つり合い深さの1.2倍)
- 土留め壁の許容鉛直支持力から定まる根入れ長
- 掘削底面の安定から必要となる根入れ長
- 最小根入れ長

### 1) 根入れ部の安定から必要となる根入れ長

#### ① 計算方法

- つり合い深さは、「極限平衡法」を用いて計算する。
- 施工状態は、掘削完了時と最下段切ばり設置直前の2ケースとする。
- 土圧のつり合いは、各施工状態における最下段の切ばりより下方とする。
- 背面側からの主動側圧による作用モーメントと、掘削側からの受働側圧による抵抗モーメントがつり合う深さを求める。
- 親杭横矢板壁と鋼矢板壁では、根入れ部の連続性や水圧の考慮方法に違いがあるため、計算式も異なる。

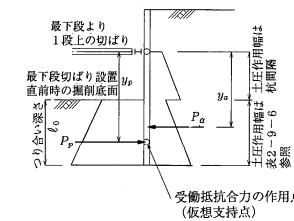
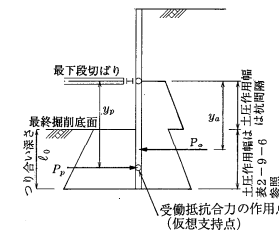
62

## 2-2 根入れ長の計算

指針 p88~89

### ② 親杭横矢板壁

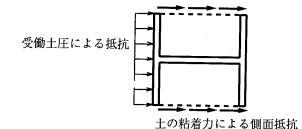
- 親杭横矢板壁は、開水性であるため側圧としての水圧は作用させない。



- 親杭根入れ部における主動・受働土圧の作用幅

土質	土圧作用幅
砂質土	$N \leq 10$ フランジ幅
	$N > 10$ フランジ幅の2倍 ただし、杭間隔以下
粘性土	フランジ幅

- 粘性土では、親杭の側面抵抗としての粘着力を考慮してもよい。ただし、親杭の施工で地盤が乱れる場合は無視する。



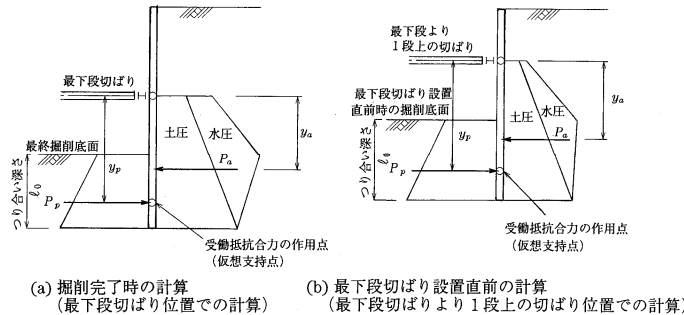
63

## 2-2 根入れ長の計算

指針 p89~90

### ③ 鋼矢板壁

- 鋼矢板壁は、遮水性であるため水圧を考慮する。
- 軟弱地盤では、根入れ長が異常に長くなるケースがある。計算による根入れ長が掘削深さの1.8倍を超える場合には、支保工配置の見直しや地盤改良の実施などの対策をとる。



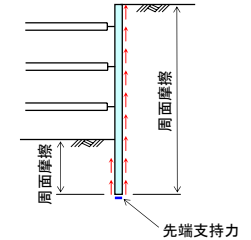
64

## 2-2 根入れ長の計算

指針 p87

### 2) 土留め壁の許容鉛直支持力から定まる根入れ長

- 土留め壁に鉛直荷重が作用する場合には、**許容鉛直支持力**から求まる根入れ長を確保する。
- 鉛直荷重が作用するケースとしては、路面覆工やアンカー工を併用したケースがある。



### 3) 掘削底面の安定から必要となる根入れ長

- ボーリング、パイピング、ヒーピング、盤ぶくれ**に対する安全性を確保する。

### 4) 最小根入れ長

- 親杭横矢板壁は**1.5m**、鋼矢板壁は**3.0m**とする。ただし、根入れ地盤が非常に硬質な場合は、受働抵抗などを十分検討した上で短くしてもよい。

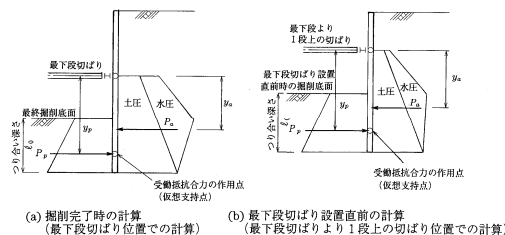
65

## 2-3 壁体の断面計算

指針 p90~91

### 1) 計算の基本

- 土留め壁の曲げモーメントは、以下の施工状態について、**切ばりと仮想支持点間をスパンとする単純ばり**として算出する。
  - 掘削完了時における最下段切ばりと仮想支持点
  - 最下段切ばり設置直前における一段上の切ばりと仮想支持点
- ただし、腹起し間が特に大きい場合や、切ばり支保工を盛替える時に壁体のスパンが長くなる場合には、腹起し間をスパンとする単純ばりとする。
- 仮想支持点は、根入れ長の安定計算でつり合い深さを求めた際の**受働抵抗の合力作用点**とする。
- 親杭横矢板壁と鋼矢板壁では、根入れ部の連続性や水圧の考慮方法に違いがあるため、計算式も異なる。



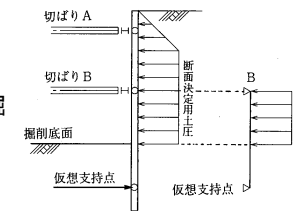
66

## 2-3 壁体の断面計算

指針 p91~92

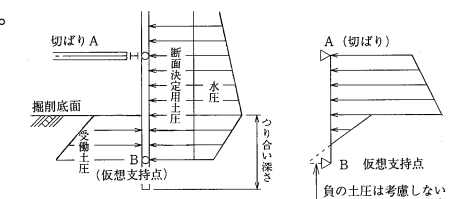
### 2) 親杭横矢板壁

- 作用荷重は、腹起し、切ばりと掘削底面の間に、**断面決定用土圧**を作用させる。
- 地盤がよく根入れ長が短い場合の仮想支持点は、掘削底面以深75cmを最小とする。



### 3) 鋼矢板壁

- 作用荷重は、**主動側には断面決定用土圧**と**水圧**を作用させる。
- 水圧は、つり合い深さでゼロ、掘削底面を頂点とする三角形分布とする。
- 受働側には**、仮想支持点まで**受働土圧**を作用させる。
- 地盤がよく根入れ長が短い場合の仮想支持点は、掘削底面以深75cmを最小とする。また最大深さは5mとする。



67

## 2-3 壁体の断面計算

指針 p92

### 4) 応力度の照査

応力度の照査

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

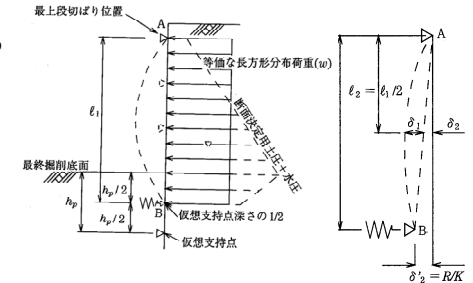
M : 土留め壁に作用する最大曲げモーメント (N・mm)  
 σ : 壁体の曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 σ<sub>a</sub> : 壁体の曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Z : 断面係数 (mm<sup>3</sup>) (継手効率考慮)

68

## 2-4 鋼矢板の剛性の検討

指針 p92~94

- 鋼矢板は、応力度で余裕があっても、変形をある程度以下に抑える必要がある。
- 土留め壁は、下に行くほどはらみ出しが累計され、変形が大きくなる。
- 計算を簡略化するため、最終掘削段階をモデル化し、**最上段切ばり位置A**を剛支点、**仮想支持点深さの1/2点B**を弾性支点とした**単純ばり**で変位量を求める。
- 変位量は、単純ばりの最大たわみδ1と、弾性支点の変位の影響δ2を合計する。この時、δ1算出時の側圧は、台形状を等価な長方形に置き換える。
- 最大変位量は0.3m程度を目安とする。**
- ここでの内容は、あくまでも**鋼矢板の剛性を検討**するものである。よって、実際の変位量が必要な場合には、弾塑性法などで計算する。



69

## 2-4 鋼矢板の剛性の検討

指針 p92~94

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

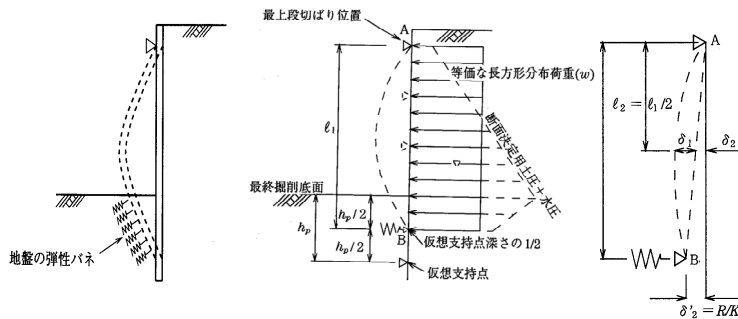
δ : 変位量の合計 (m)  
 δ<sub>1</sub> : 単純ばりの最大たわみ量 (m)  
 δ<sub>2</sub> : 弾性支点の変位の影響 (m)

$$\delta_1 = \frac{5wL^4}{384EI}$$

W : 断面決定用の側圧に等しい面積の等分布荷重 (kN/m)  
 E : 土留め壁のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\delta_2 = \frac{R}{2K}$$

I : 土留め壁の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)  
 R : B点における反力 (kN)  
 K : B点のバネ定数 (kN/m) (= K<sub>H</sub> A)  
 K<sub>H</sub> : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)  
 A : 鋼矢板側面積 (m<sup>2</sup>) (1m × hp)  
 hp : 仮想支持点までの深さ (m)

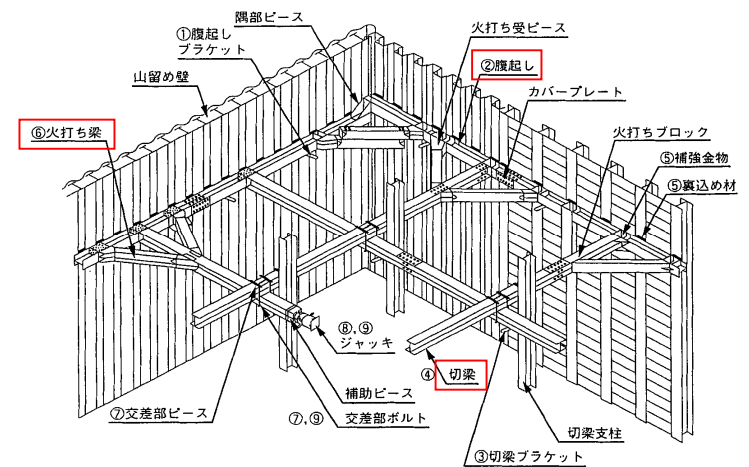


70

## 2-5 支保工の設計

指針 p116

### 1) 部材名称

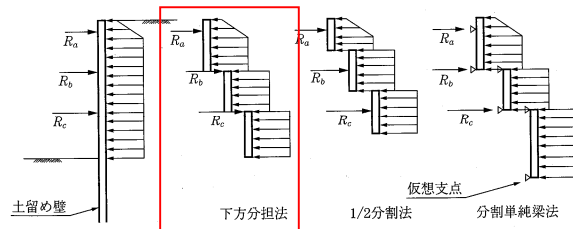


71



2) 設計に用いる荷重

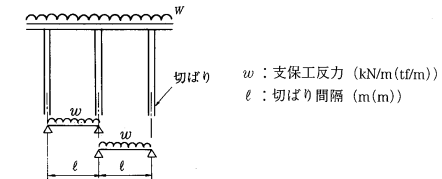
- 設計に用いる荷重は、「壁体の断面計算」時の土圧と水圧を用いる。
- 作用する力は、最終掘削時において、その切ばりと下方の切ばりとの間の荷重であるとする「下方分担法」により、支保工反力を算出する。
- 慣用法で設計を行う場合は、断面決定用土圧が掘削から埋戻しを通じた切ばり反力の実測値から設定されており、掘削時の検討で安全であれば、撤去時も同様に安全であるため、撤去時の検討を行う必要はない。
- ただし、深さ方向の切ばり間隔が大きい、二段同時撤去、支保工の盛替えを行う場合には、状況に応じて撤去時の検討を行う。



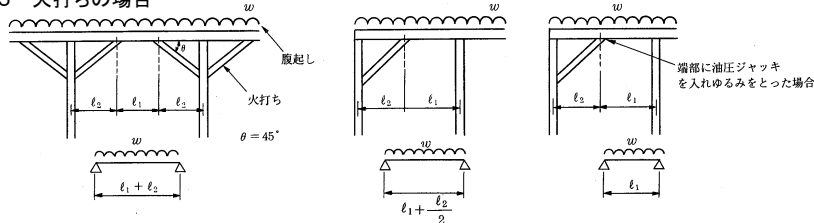
左図の3方法のうち、多くの基準で「下方分担法」を採用している。(土木学会、NEXCO 首都高 など)

3) 腹起しの設計

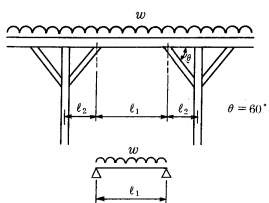
- 腹起しは、切ばり材の芯を支点とした単純ばりとして、曲げモーメントおよびせん断力に対して設計する。ただし、火打ちを入れる場合には、火打ちの形状や配置を考慮して設計する。
- 載荷させる荷重は、支保工反力を等分布荷重として載荷する。
- 妻部や端部の腹起しは軸力が作用するため、曲げと圧縮を受ける部材として設計する。この時の軸力には、温度変化による増加荷重として150kNを考慮する。
- 最小部材はH-300×300とする。
- 鉛直間隔は3m程度とし、路面覆工のある場合を除いて、土留め頭部から1m以内に第1段目の腹起しを入れることを原則とする。ただし、大規模掘削時には、入念な検討を行えばこれによらなくてもよい。
- 継手間隔は6m程度以上とし、上下段で千鳥配置とする。



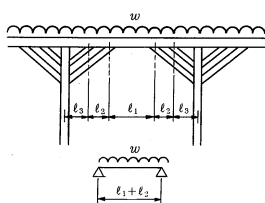
① 45° 火打ちの場合



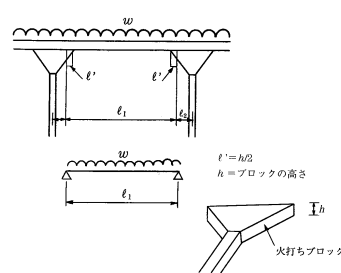
② 30°、60° 火打ち



③ 二重火打ち



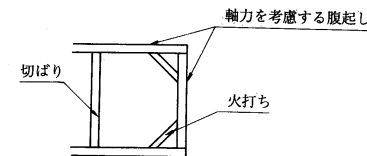
④ 火打ちブロック



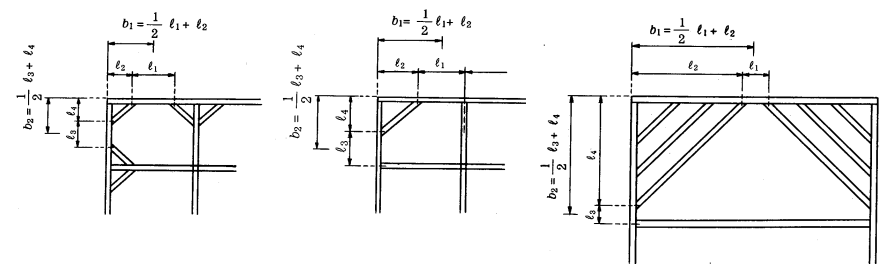
② 30°・60°火打ちの場合

③ 二重火打ちの場合

⑤ 軸力を考慮する腹起し



⑥ 軸力を考慮する腹起しの軸力分担幅

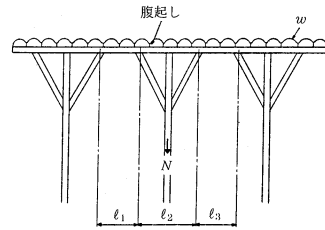


## 2-5 支保工の設計(切ばり)

指針 p121~122

### 4) 切ばりの設計

- 切ばりは、軸力とモーメントが作用する部材として設計する。
- 軸力としては、土圧、水圧、温度変化(150kN)を考慮する。
- 土圧と水圧は、腹起しに作用する荷重と切ばり分担幅の積として算出する。
- 曲げモーメントを計算する際の荷重は、自重を含めた実荷重とし、鉛直方向座掘長をスパンとする単純ばりで計算する。
- 実荷重が不確定の場合は、自重を含めて5kN/m程度以上考慮すればよい。
- 最小部材はH-300×300とする。
- 水平方向の設置間隔は、5m程度以下を原則とする。ただし、大規模掘削時には、入念な検討を行えばこれによらなくてもよい。



$$N = w \frac{l_1 + 2l_2 + l_3}{2}$$

N : 軸力 (kN(tf))  
 w : 支保工反力 (kN/m(tf/m))  
 $l_1 \sim l_3$  : (m(m))

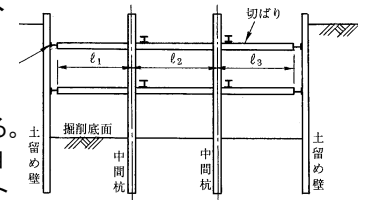
76

## 2-5 支保工の設計(切ばり)

指針 p122

### ① 鉛直方向座掘長

- 切ばりの強軸まわりの座掘、すなわち鉛直方向への変形を計算する場合のスパンは、中間杭の有無によって異なる。
  - 中間杭のない場合は、切ばり全長とする。
  - 中間杭がある場合は、各スパンの最大長とする。
- 荷重としては、切ばりに作用する軸力と、切ばり自重、切ばりに載荷する実荷重による曲げモーメントを考慮する。



### ② 水平方向座掘長

- 切ばりの弱軸まわりの横倒れ座掘、すなわち水平方向への変形を計算する場合のスパンは、交差する切ばりや中間杭を考慮して設定する。(次図参照)
- 荷重としては、切ばりに作用する軸力を考慮する。
- また、座掘を拘束するための継材は[-150×75以上とする。

77

## 2-5 支保工の設計(切ばり)

指針 p123

切ばり固定部材 A 端 B 端	固定点間距離	座掘長	備 考	切ばり固定部材		固定点間距離	座掘長	備 考
				A 端	B 端			
腹起し 腹起し		$l$		直交切ばり	直交切ばり	$l$	$1.5l$	
腹起し 直交切ばり		$1.5l$		火打ち	直交切ばり	$l$	$1.5l$	
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	$l$	$l$	
中間杭 中間杭		$l$		腹起し	水平継材	$l$	$2.5l$	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	$l$	$2.5l$	
火打ち 中間杭		$l$		水平継材	水平継材	$l$	$2.5l$	

78

## 2-5 支保工の設計(火打ち)

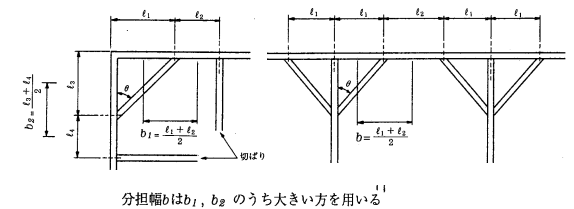
指針 p124~125

### 5) 火打ちの設計

- 火打ちは、腹起しの支間や切ばりの座掘長を短くするために用いられる。
- 一般には、45° 30° 60° 火打ち、多重火打ち、火打ちブロックなどがあり、これらを効果的に組み合わせることが重要である。
- 火打ちは、土圧と水圧による軸力が作用する部材として設計する。特に部材長が長い場合には、軸力と曲げモーメントを同時に受ける部材として設計する。
- 腹起しから火打ちに作用する軸力は、各分担幅に基づき算出する。(下図参照)
- 温度変化に伴う軸力増加としては、150kN程度を考慮する。
- 一般に、切ばり火打ちは切ばり、隅火打ちは腹起しと同部材を用いることが多い。なお、隅火打ちは45°で設置することを原則とする。

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

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 (m)  
 $\theta$  : 火打ちの設置角度 (度)



分担幅bはb1, b2のうち大きい方を用いる

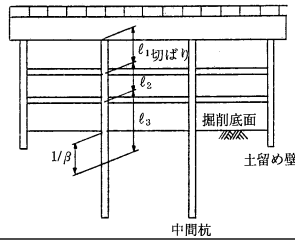
79

## 2-5 支保工の設計(中間杭)

指針 p125~126

### 6) 中間杭の設計

- 中間杭は、切ばりの座掘防止や覆工受けたからの荷重を支持するために設置する。
- 一般に、**軸方向鉛直力**に対して設計する。
- 鉛直荷重としては、路面荷重(衝撃含む)、路面覆工自重(覆工板、けた等)、埋設物自重(防護げた含む)、中間杭の自重、切ばり自重などを考慮する。
- 中間杭の鉛直力は、許容鉛直支持力以下とする。
- 最小部材はH-300×300とする。
- 許容軸方向圧縮応力度の算出に用いる「L/r」のL(部材の座掘長さ)は、切ばりの鉛直方向間隔とし、根入れ部の1/β区間を含めた長さとする。(下図参照)  
また、rは弱軸方向の断面二次半径を用いる。



80

## 2-6 慣用法の設計のポイント

- 軟弱地盤で背面に重要構造物がある場合、**構造物に許容できる沈下量や変位量を明確にし、土留め壁の変位がどの程度影響するのか検討する**。そして、変位量を正確に把握する**必要があれば、「弾塑性法」で計算する**。
- 本体構造物に影響しないよう、**切ばり位置を決定する**。  
例)橋梁下部工の鉛直方向鉄筋、BOX二次製品 など
- 支保工の鉛直位置によって、根入れ長や鋼材が変化するため、本体構造物との位置関係を考慮しながら**支保工を上下させて、適正な配置計画を行う**。
- 河川沿いの土留め工では**偏土圧状態を避けるため、川側に仮設大型土のう等を設置し、切ばり反力をとれる構造とする**。この時、河川の流下を阻害してはならない。
- 背面地盤が砂質土と粘性土の互層の場合、土圧の算出に注意が必要である。  
断面計算用の土圧は、砂質土と粘性土の層厚比率で一方の地層にまとめている。このため、**A断面は砂質土、B断面は粘性土となり、計算上違う構造になる**ことから、**バランスのとれた全体構造となるよう注意する**。

81

## 3. 弾塑性法の設計

指針 p39~40

### 3-1 土圧・水圧

#### 1) 静止側圧

- 静止側圧**は砂質土がヤーキー式、粘性土が推定式で算出する。
- 砂質地盤**では、地下水位の変動に伴い水圧が変化しやすいことから、**土圧と水圧を分離して算出する**。
- 粘性土**では透水係数が小さいため、地下水の変動も小さいことから**土圧と水圧を一体として算出する**。

砂質土  $P_o = K_{os}(\sum \gamma h - pw_2) + pw_2$

粘性土  $P_o = K_{oc}(\sum \gamma h)$

粘性土の静止土圧係数

N値	Koc
N ≥ 8	0.5
4 ≤ N < 8	0.6
2 ≤ N < 4	0.7
N < 2	0.8

$P_o$  : 静止側圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{os}$  : 着目点における砂質土の静止土圧係数

$K_{oc}$  : 着目点における粘性土の静止土圧係数

$\sum \gamma h$  : 着目点における掘削面側の全土被り圧 (kN/m<sup>2</sup>)

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

$\gamma$  : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 着目点までの各層の層厚 (m)

$Pw_2$  : 着目点における掘削面側の間隙水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{os}$  : 砂質土の静止土圧係数(ヤーキー式)

$K_{os} = 1 - \sin \phi$

$K_{oc}$  : 粘性土の静止土圧係数(推定式)

$\phi$  : 土のせん断抵抗角(度)

82

### 3-1 土圧・水圧

指針 p40~41

#### 2) 背面側主働側圧

- 土留め壁に背面側から作用する**主働側圧は、砂質土がランキン・レザール式、粘性土が推定式**で算出する。
- 主働側圧も静止側圧と同様に、砂質土では土圧と水圧を分離し、粘性土では土圧と水圧を一体として計算する。

砂質土  $P_a = K_{as}(\sum \gamma h + q - Pw_1) - 2c\sqrt{K_{as}} + Pw_1$

粘性土 掘削面以浅  $P_a = K_{ac1}(\sum \gamma h + q)$

掘削面以深  $P_a = K_{ac1}(\sum \gamma h_1 + q) + K_{ac2}(\sum \gamma h_2)$

$P_a$  : 主働側圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{as}$  : 着目点における砂質土の主働土圧係数

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

$\phi$  : 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

$\sum \gamma h$  : 着目点における地盤の全土かぶり圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sum \gamma h_1$  : 掘削面以浅での着目点における地盤の全土被り圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sum \gamma h_2$  : 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被り圧 (kN/m<sup>2</sup>)。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

粘性土の主働側圧係数

N値	Kac1		Kac2
	推定式	最小値	
N ≥ 8	0.5-0.01H	0.3	0.5
4 ≤ N < 8	0.6-0.01H	0.4	0.6
2 ≤ N < 4	0.7-0.025H	0.5	0.7
N < 2	0.8-0.025H	0.6	0.8

$\gamma$  : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 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各層の層厚 (m)

$q$  : 地表面での上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$Pw_1$  : 着目点における間隙水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$c$  : 着目点における土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$H$  : 掘削深さ (m)

83

### 3-1 土圧・水圧

指針 p42

#### 3) 掘削面側受働側圧

- 土留め壁の変位に抵抗する受働側圧は、クーロン式で算出する。

$$P_p = K_p (\sum \gamma h - P_w2) + 2c\sqrt{K_p} + P_w2$$

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

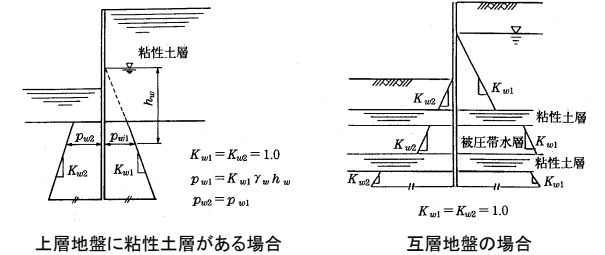
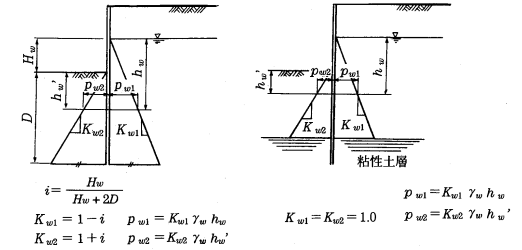
- $P_p$  : 受働側圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K_{os}$  : 着目点における地盤の受働土圧係数
- $\phi$  : 着目点における土のせん断抵抗角(度)
- $\delta$  : 土留め壁と地盤の摩擦角(度) ( $\delta = \phi/3$ )
- $\sum \gamma h$  : 着目点における地盤の全土被り圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
ただし、地表面より上に水位がある場合は、地表面より上の水の重量を含む
- $\gamma$  : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h$  : 着目点までの各層の層厚 (m)
- $P_w2$  : 着目点における間隙水圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
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/m<sup>2</sup>)

### 3-1 土圧・水圧

指針 p42~43

#### 4) 水圧

- 水圧は、現地調査に基づき設定する。
- ただし、水圧の状況が不明確な場合には、以下で設定する。



### 3-2 根入れ長の計算

指針 p95

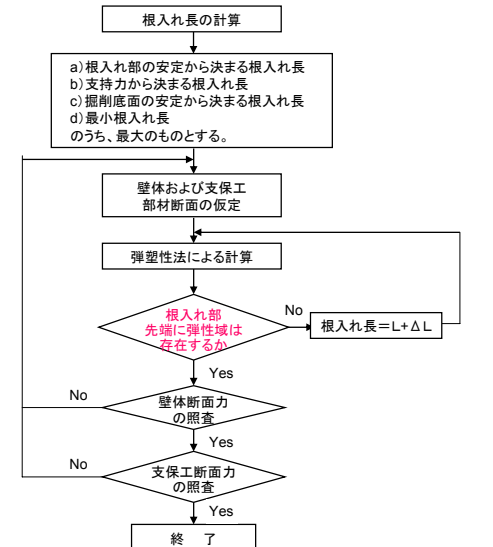
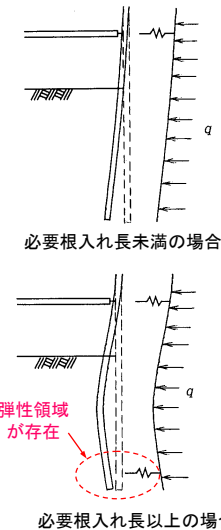
根入れ長は、以下の最大長さとする。

- 根入れ部の安定から必要となる根入れ長(つり合い深さの1.2倍)  
→ 基本的には慣用法と同じであるが、作用する土圧と水圧は弾塑性法で算出した数値を用いる。
- 土留め壁の許容鉛直支持力から定まる根入れ長  
→ 慣用法と同じ
- 掘削底面の安定から必要となる根入れ長  
→ 慣用法と同じ
- 最小根入れ長  
→ 慣用法と同じ
- 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  
→ 慣用法で根入れ長を求め、弾塑性法で弾性領域の存在を確認。

検討内容がほとんど慣用法と同じであるため、詳述は省略する。  
ただし、1)の弾塑性法の土圧は「3-1 土圧・水圧」を、5)の弾性領域は「3-3 土留め壁の断面力および変形の算定」を参照する。

### 3-2 根入れ長の計算

指針 p97~98



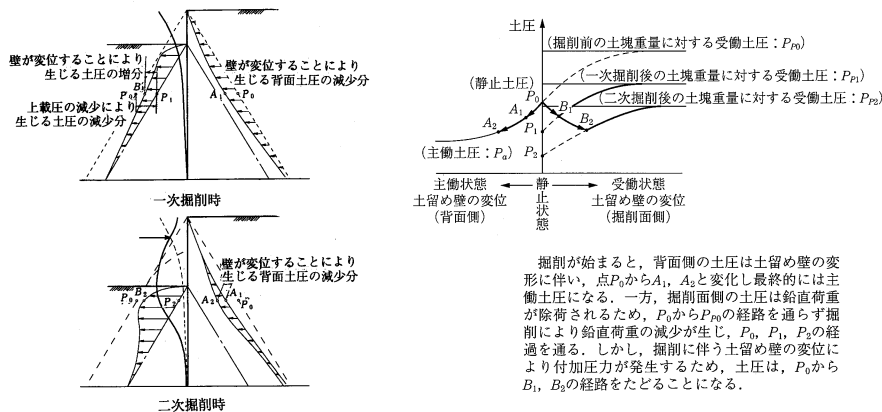
### 3-3 土留め壁の断面力および変形の算定

指針 p97

#### 1) 解析の基本

土留め壁に作用する土圧は、壁体の変形によって変化する。

弾塑性法は、このような掘削過程における土圧の変化を考慮した、各施工段階ごとの「ステップ解析」である。



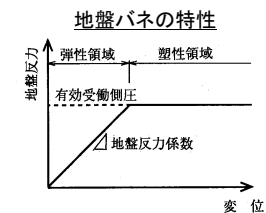
### 3-3 土留め壁の断面力および変形の算定

指針 p97~98

#### 2) 解析上の仮定

##### a) 基本仮定

- ① 土留め壁は有限長の弾性ばりとする。
- ② 掘削による土質条件の変化に対処できるように、主働側圧や受働側圧は掘削段階ごとに設定する。
- ③ 掘削底面以深の抵抗土圧(地盤反力)は、土留め壁の変位に一次的に比例し、かつ有効受働側圧を超えない。(塑性状態となる)
- ④ 切ばりは弾性支承とし、バネ定数は、設置間隔・断面積・長さ・材料のヤング係数などから算定する。
- ⑤ ある掘削段階での切ばり位置の変位や切ばり軸力は、設置時にすでに壁体に発生している先行変位を考慮する。



### 3-3 土留め壁の断面力および変形の算定

指針 p98~100

#### b) 側圧に対する仮定

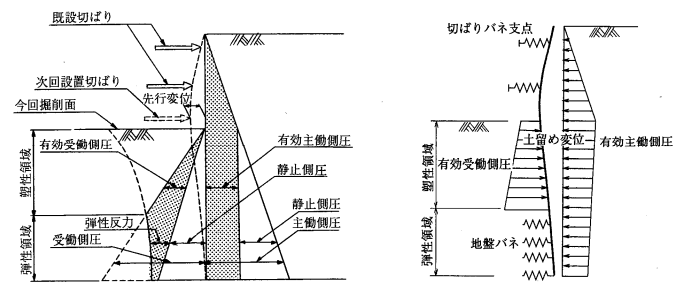
- ① 掘削底面以浅には、土留め壁背面から有効主働側圧(=主働側圧)が作用する。
- ② 掘削底面以深には、土留め壁背面から有効主働側圧が作用し、掘削面側の塑性領域では有効受働側圧が、弾性領域では弾性反力が働く。

「塑性領域」 : 弾性反力 + 静止側圧  $\geq$  受働側圧

「弾性領域」 : 弾性反力 + 静止側圧  $\leq$  受働側圧

「有効主働側圧」 : 背面側の主働側圧 - 掘削面側の静止側圧

「有効受働側圧」 : 掘削面側の受働側圧 - 掘削面側の静止側圧

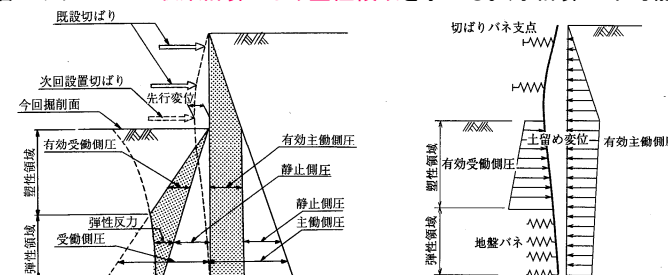


### 3-3 土留め壁の断面力および変形の算定

指針 p100~101

#### c) 構造形のモデル化

- ① 切ばりは、土留め壁に断面力と変位が生じた後に設置される。この時の変位量を「先行変位」と呼ぶ。切ばりの断面力は設置時をゼロとし、以降の掘削で断面力(切ばりバネ反力)が生じるものとする。
- ② 土留め壁は、掘削底面以浅では、背面から主働側圧を受け、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 - 有効受働側圧の荷重を受け、弾性領域では有効主働側圧を受ける弾性床上的のりとする。
- ③ 各ステップごとに収束計算により塑性領域を求める。(手計算は不可能)

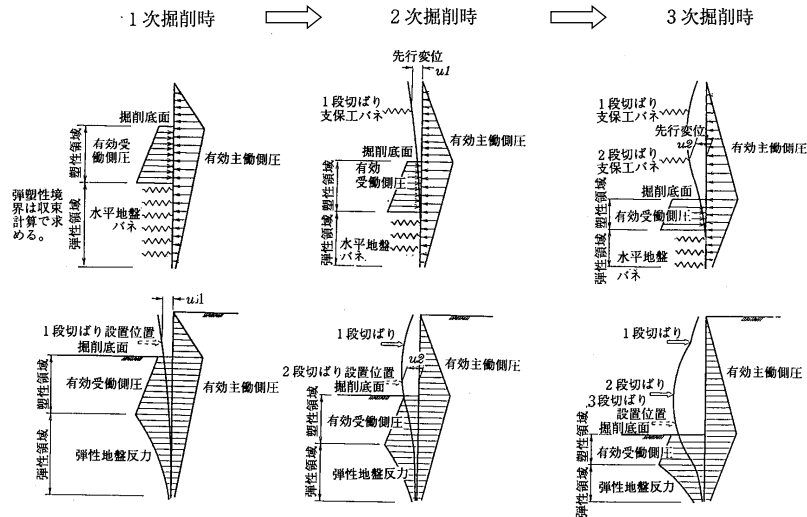




### 3-3 土留め壁の断面力および変形の算定

指針 p104

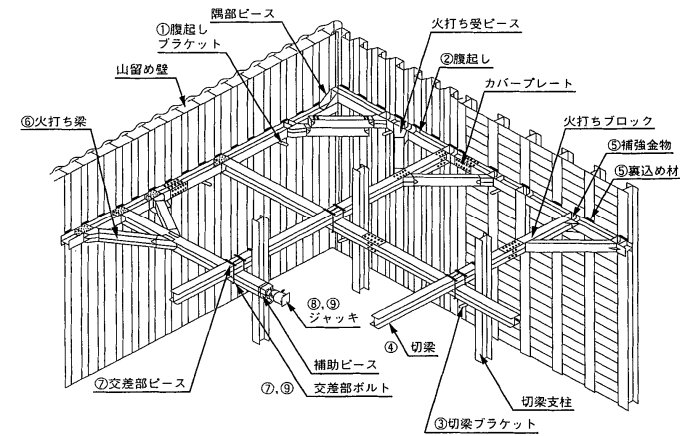
#### 弾塑性解析における解析ステップ



### 3-4 支保工の設計

指針 p116

- ・支保工の設計は、「慣用法」と同じである。
- ・ただし、各支保工の反力は、弾塑性法で算出した最大反力を用いる。



### 3-5 弾塑性法の設計のポイント

- 弾塑性法は、ステップごとに収束計算を行うため、手計算では対応できず、設計ソフトを用いての計算が前提となる。
- このため、入力データや解析で得られた変形モードの妥当性について、過去の事例等を基に、十分検討する必要がある。
- 土留め工の構造は、使用する鋼材や支保工設置数などを変化させて、変形を極力抑える構造とする。
- 土留め壁の許容累計変位量は特に規定されていないが、背面地形や構造物が許容できる沈下量や変位量から、許容累計変位量を設定する。
- 施工中は必要に応じて計測管理を徹底し、変位量が想定よりも大きい場合には、支保工の増設、切ばりプレロード、地盤改良などの対策を検討する。

## 第4章 おわりに

### 4-1 設計業務における問題点と対応策

	よくある問題点	基本的な対応策
種類	① 土留め工には多くの種類がある。	① 目的を的確に把握し、要求機能を満たす土留め工を選定する。この時、適用範囲に注意する。
設計基準	① 発注者ごとに基準がある。 ② 基準によって設計方法が異なる。	① 使用するべき基準を明確にする。 ② 各基準に準じて設計できる能力を習得する。内容の原点をよく考え理解し、応用能力を身につけることが大切である。
設計条件	① 自然条件や社会条件の調査が十分でない。 ② 地盤条件や周辺環境によっては、大きな被害が予想される。	① 調査の重点項目を抽出する。 ② 不確定要素は施工時の確認事項として設計図に明記する。設計には限界があるため、必要に応じて計測管理を行う。
設計能力	① 条件さえ入力すれば答えを得ることができる。答えが間違っても気づかない。 ② 許容値OKなど絶対値の判定だけでは危険である。	① マクロ的な判断を常に行う習慣を身につける。(力のつり合いだけでなく、変形を考える) ② 条件変化が結果にどの程度影響するか、相対的な判断を加えた設計を行う。
施工知識	① 施工条件を反映した設計となっていない。(机上の空論)	① 必要最小限の施工の知識を習得する。完成形だけでなく、施工順序も考慮する。常日頃から問題意識を持って施工状況を見る。

## 4-2 参考文献

本研修資料の作成にあたっては、以下の図書を参考にした。

図書名	発行者	発行年月
道路土工 仮設構造物工指針	(社)日本道路協会	平成11年 3月
道路橋示方書・同解説 IV下部構造編	(社)日本道路協会	平成14年 3月
トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説	(社)土木学会	平成18年 8月
仮設計画ガイドブック	(社)全日本建設技術協会	平成13年10月
鋼矢板 設計から施工まで	鋼管杭協会	平成19年 4月
掘削と土留め—仮設構造物の設計	大成建設(株)	平成21年12月
土木施工管理チェックポイント 仮設工事	吉田洋次郎 他	平成11年11月

自然を相手にする土木の世界では、設計・施工を問わず、様々な技術的ノウハウを身に付ける必要があります。

ノウハウは人から学ぶことも大事ですが、それだけではなかなか身に付きません。自分で考え自分で活用していくことにより、はじめて身に付くものです。

皆様、特に若い技術者の方々が、今後より多くのノウハウを蓄積されていくことを期待して止みません。

ご静聴ありがとうございました。