

# 仮設土留め壁の本設構造物への適用に関する検討

掘削土留工 土留め壁 設計法

(株)複合技術研究所 正会員 矢崎 澄雄

(財)鉄道総合技術研究所 国際会員 小島 謙一 正会員 松丸 貴樹

## 1. はじめに

用地拡幅等を目的に盛土のり面を急勾配化する場合には、仮土留めにより掘削を行った後、本設の RC 擁壁を仮土留め前面に建設し、仮土留め壁は引抜き撤去するのが一般的な施工法である。しかし、この施工法の場合、複数工種の施工となり建設費が高価となること、狭隘箇所では擁壁の施工が困難なこと、鋼矢板等の引抜きの際に背面地盤に変位を与える等の問題が発生することがある。このような背景から、仮土留め工をそのまま本設構造物として適用することが望まれている。そこで、掘削工事に用いる土留め壁をそのまま本設の土留め構造物として適用するための、設計方法および構造細目について検討を行い、試算によりその妥当性を確認した。

## 2. 仮土留め壁の本設構造物としての設計方法

対象とした構造物は、H 鋼や鋼矢板を土留め壁に用いた自立式、補強土式(図 1)およびグラウンドアンカー式土留めで、これらを本設構造物として評価するための細目および設計方法について検討を行った。

従来、仮設部材である H 鋼や鋼矢板、腹起し等の支保部材を、永久部材として評価するためには、設計において耐用期間内に進行する腐食を考慮した有効断面を適用する必要がある。そこで、港湾構造物<sup>1)</sup>等を参考に土留め壁に腐食しるを考慮し、更に防食処理を行うことを前提に、設計に適用する部材の断面性能を設定することとした。腐食しるを 1mm として、腐食の進行が最も厳しい土留め壁前面には、図 1 に示すように防食を目的とした RC 壁面を設置することとした。また、RC 壁は土留め壁

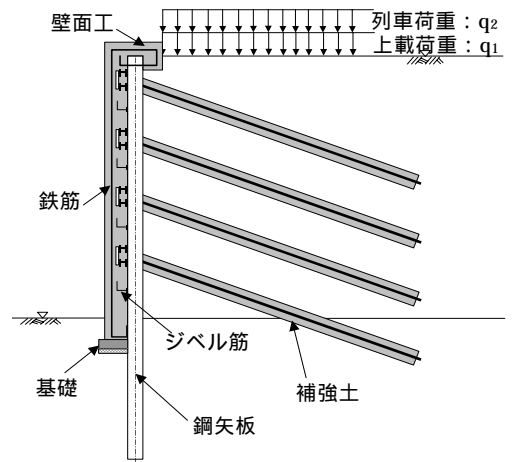


図 1 補強土式土留め工

頭部を巻き込む形状として、背面への雨水の浸入を低減するとともに、土留め壁前面部にはジベル筋を配置することで両壁の一体化を確保することを構造細目とした。

以上の前提のもとに、表 1 の検討項目に対して設計を行うこととした。検討項目は、その変形・破壊モードが仮設時の掘削土留工と同様であることから、標準<sup>12)</sup>に示される掘削土留工の検討項目を基本とした。ただし、永久構造物としての設計を行うため、表 2 に示すように想定される作用の組合せでの各限界状態について検討を行うこととした。

検討の実施に当たっては、限界状態に応じた安全率や部材耐力、抵抗係数等を設定する必要がある。これらについては擁壁等の類似する標準<sup>23)</sup>, <sup>34)</sup>を参考に設定を行った。一例として根入れ長算定に対する必要安全率の設定結果を表 3 に示す。各安全率は、標準<sup>2)</sup>を基本に各限界状態での試算を実施し、現実的となる安全率を設定したものである。

表 3 根入れ長算定に用いる各限界状態の安全率

限界状態	算定式(安全率)	
	自立式の場合	自立式以外
仮設時	$M_p = 1.2 \cdot M_a$ かつ $H_p = 1.2 \cdot H_a$	モーメントの釣合いのみを自立式と同様の安全率で実施。
長期使用	$M_p = 2.0 \cdot M_a$ かつ $H_p = 2.0 \cdot H_a$	
使用限界	$M_p = 1.5 \cdot M_a$ かつ $H_p = 1.5 \cdot H_a$	
終局限界	$M_p = 1.2 \cdot M_a$ かつ $H_p = 1.2 \cdot H_a$	
L1 地震時	$M_p = 1.2 \cdot M_a$ かつ $H_p = 1.2 \cdot H_a$	
L2 地震時	$M_p = 1.0 \cdot M_a$ かつ $H_p = 1.0 \cdot H_a$	

表 1 本構造物の限界状態と想定される検討項目

	限界状態					
	仮設時	長期使用	使用	終局	L1	L2
安定	土留め壁根入れ長算定					
	土留め壁変位					
	土留め壁支持力					
	掘削底面の安定				-	-
	外的安定(円弧すべり法)					
部材耐力	支保工の安定					
	土留め壁の応力度照査					
	支保部材の応力度照査					
	引張材の応力度照査					

表 2 本構造物の限界状態と想定される検討項目

	限界状態					
	仮設時	長期使用	使用	終局	L1	L2
永久作用	死荷重	1.0	1.0	1.0	1.1	1.0
	付加死荷重(軌道)	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0
	永久作用時土圧	1.0	1.0	1.0	1.1	1.0
	水圧(平水位)	1.0	1.0	1.0	-	1.0
変動作用	列車荷重	1.0	-	1.0	1.1	1.0
	変動作用土圧	1.0	-	1.0	1.1	1.0
	水位(高,低水位)	-	1.0	1.0	1.1	-
偶発作用	L1 地震時土圧	-	-	-	-	1.0~1.5
	L2 地震時土圧	-	-	-	-	1.0~1.5

### 3. 試計算

上記で設定した設計方法の妥当性を確認することを目的として、モデル断面による試計算を実施した。計算ケースは、地盤2種類（砂質土、粘性土）、掘削深さ3種類の計6ケースを対象とした3構造形式について実施した。

これらの中から、ここでは図2に示すグラウンドアンカー式の砂質土地盤、掘削深さ10m（5ステップ）の試計算の例を示す。土留め壁は鋼矢板を適用した。

設計は設計条件の設定、グラウンドアンカーの仮定、根入れ長の算定、土留め壁の変形計算、部材照査の順にて、各限界状態に対して実施した。

各限界状態に考慮する荷重は表2に従い、荷重の特性値および地盤条件は図2に示すとおりとした。

グラウンドアンカーは永久アンカー（E5-7）を想定して、同図のとおり配置を仮定した。

表4に根入れ長および土留め壁変位の試計算結果を示す。設計根入れ長は釣合い安全率が大きい長期使用限界状態で決定される結果となり、この根入れ長による土留め壁の変形計算結果は、同表および表5のとおりである。なお、土圧の算定は、仮設時には標準1) 2)を適用し、仮設時以外の状態に対しては、盛土部に対しては標準2<sup>3)</sup>、標準4<sup>5)</sup>を、掘削底面以深については標準1) 2)を適用した。地震時土圧は標準4<sup>5)</sup>に準じて修正物部岡部法により算定しており、地震時土圧に対する作用係数は1.5として、盛土部のみに作用させた。これは、グラウンドアンカーのように壁面への固定力が大きい構造では、地震時の土圧が上記の算定土圧に対して1.5倍程度となる結果を模型振動実験により確認したことによるものである。また、土留め壁前面の地盤ばねは、長期使用限界は仮設時の1/2とし、その他の限界状態は仮設時と同値とした。土留め壁の断面二次モーメントは本設時には腐食しる1mmを考慮して低減している。表4、表5から、仮設時の最大変位は4.9cmであり、長期使用、使用および終局限界状態では、仮設時の変位からの増分は見られない結果であった。これは、長期使用では列車荷重のない状態を仮定していること、終局限界では作用係数を割増しており、上載荷重は仮設時よりも大きい、土圧に考慮している壁面摩擦角を仮設時 $\frac{1}{3}$ に対して、 $\frac{1}{2}$ を用いてクーロン土圧により算定していることが影響したものである。地震時については、L1地震時で7.5cm、L2地震時には10.4cmとなり、グラウンドアンカーを多密に配置することにより、L2地震時においても現実的な変形に留めることが可能であることが確認された。

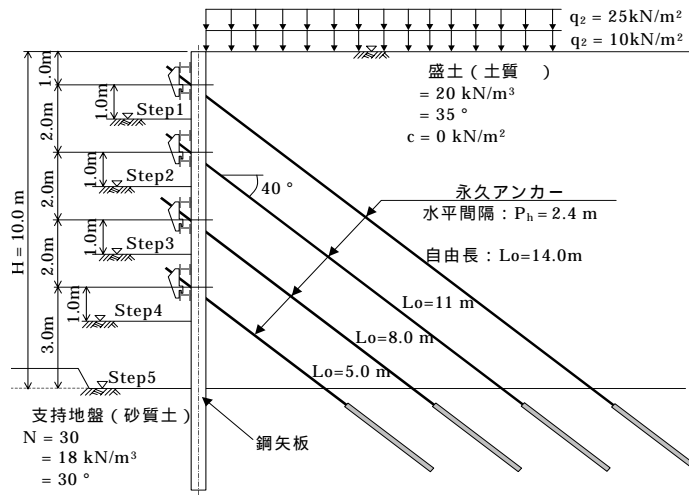
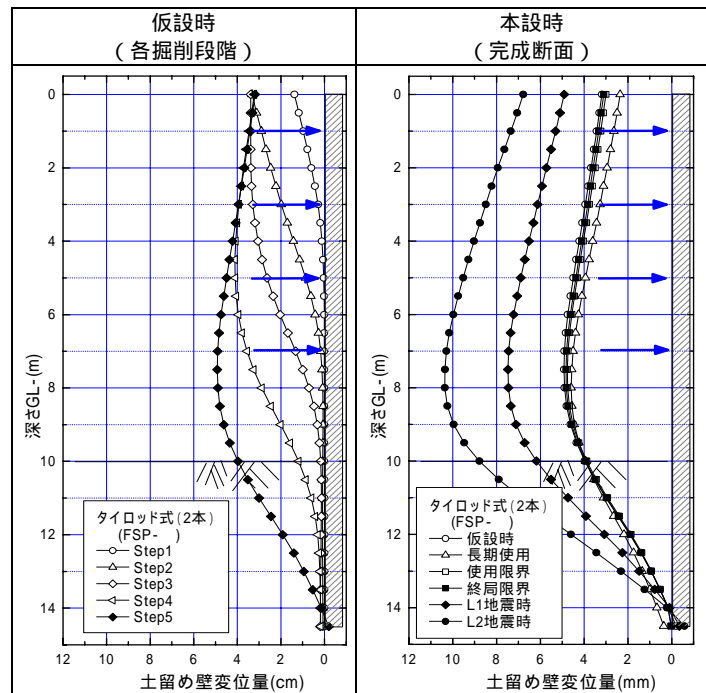


図2 補強土式土留め工

表4 試計算結果一覧

限界状態	必要根入れ長	最大変位量
仮設時	3.5 m	4.9 cm
長期使用	4.5 m	4.6 cm
使用限界	4.0 m	4.8 cm
終局限界	3.5 m	4.8 cm
L1地震時	3.5 m	7.5 cm
L2地震時	3.5 m	10.4 cm

表5 土留め壁の変形計算結果



### 4. おわりに

仮設構造物として適用している掘削土留工を、本設構造物として適用する際の設計方法および構造細目を設定し、試計算により確認を行った。今後は、本構造物に対する設計・施工マニュアルとしての整備を行っていきたい。また、今回設定した安全率、抵抗係数等の諸数値については、対象とする構造物の重要度などにより必ずしも妥当な値であるとは限らないことから、本設計法による実設計を積み重ねていく中で更なる検討を続け、設計法を確立していきたい。

<参考文献>

- 1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説（上・下），平成 11 年 4 月，社団法人日本港湾協会
- 2) (財)鉄道総合技術研究所編，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，2001.3
- 3) (財)同標準（基礎構造物・抗土圧構造物），平成 12 年 6 月
- 4) (財)同標準（コンクリート構造物），平成 16 年 4 月
- 5) 同標準（耐震設計），平成 11 年 10 月