

# 泥水掘削壁面の安定計算法

佐藤 寛  
秋野 矩之

## A Calculating Method for Stability of Bentonite Slurry Trenches

Hiroshi Sato  
Noriyuki Akino

### Abstract

Studies on stability of bentonite slurry trenches have mainly been conducted in Europe in the past and many stability factors have been pointed out. However, there is presently no calculating method established for practical use.

The authors examined a vast store of literature on stability of slurry trenches, conducted a series of laboratory tests, and obtained actual experience in field construction. As a result, arching was noted as a stability factor and a calculating method for stability of slurry trenches was derived.

This report gives outlines of the tests and field experience and describes the calculating method and an example of its application.

### 概 要

泥水掘削壁面の安定に関する研究は、従来主としてヨーロッパを中心としておこなわれており、壁面の安定因子として種々の要素が指摘されているが、実際に適用しうる計算法が確立されていないのが現状である。

著者等は、これまでに発表された文献の検討、模型実験および現場における経験から、壁面安定要因としてアーチ作用に着目し、実験結果に基づいて壁面安定計算法を導いた。

本報では、それら一連の実験および現場経験の概要を述べると共に、壁面安定計算法およびその適用例について紹介した。

## 1. 概 説

地中連続壁工法における泥水掘削壁面の安定問題に関しては、以前からヨーロッパを中心として、ベントナイト泥水のもつ種々の安定要素を考慮した理論が展開されているが、その安定機構はいまだ明確になったとはいえない状況である。他方、地中連続壁工法の実際の適用面においては、年毎に激しくなる公害問題とからみ、同工法の実績は理論的な裏付けのないままに益々増加の一途をたどっている。経験が理論に優先した典型的な実例をここにみることができる。

さて、上述のごとく地中連続壁工法が経験をふまえて発展してきた工法であるとはいえ、実際に同工法を適用するにあたり、事前にその安全性の検討をおこなうことが必要となる場合が往々にしてある。著者等はかねてこの問題に着目し、既往の文献を検討すると共に模型実験および現場経験にもとづき、泥水掘削壁面の安定計算法の開発をすすめてきた。これらの一連の実験および調査の経過と得られた結果について以下に概論的に述べる。

最初の実験では、泥水掘削時の性状を定性的に把握する目的で、ガラス製の水槽に砂、粘土、ローム等を詰めて、その中に泥水を満たしたトレンチを掘り、種々の現象を観察した。その結果壁面の安定が保たれるためには

- 1) 壁面を構成する土粒子個々の動きを拘束すること
  - 2) 土圧に対して泥水圧が十分であること
- の2つの条件が必要であると推論した<sup>1)</sup>。ここで前者は特に砂地盤の場合に重要な意味をもっている。

次に、種々な土質および施工条件のもとで施工された現場の実績から得られた壁面安定上の経験をまとめると次のごとくなる。

- 1) 山留め壁に作用する土圧の計算と同じ手法で求めた土圧が泥水圧を上廻るような条件でも施工が可能であった。
- 2) 砂質地盤においては、掘削中に壁面に空洞が生ずるというパターンの崩壊例が比較的多く、特に逸泥の激しい層で顕著である。
- 3) 粘土質地盤においては、2)のごときパターンの局部崩壊は一般に認められないが、特に軟弱な地盤に

においては鉄筋籠の挿入が困難となるケースがまれに見られる。

- 4) 何らかの原因により泥水位が急激に低下した場合には、地表面からいわゆる滑り破壊が生ずる。但し、良質な粘性土地盤の場合には泥水が不要なこともある。
- 5) ガイドウォールの施工のために、掘削して埋戻した地盤は崩壊が生じやすい。
- 6) 地下鉄工事など路面覆工の下の施工地盤面から山留め壁に接近して連続壁の施工をおこなうが、かなりのサーチャージがあっても崩壊なしに施工することが可能である。実績として、覆工下約8mの施工地盤面において、山留め壁から約1m離れた位置で施工した例がある。
- 7) 営業中の鉄道の線路に接近して連続壁を施工した実績がある。但しこの場合には、安全のために線路と連続壁との間に注入等により地盤改良をおこなってから施工するケースが多い。

以上のごとき実績を考慮すると、泥水掘削壁面の安定について検討を行なう上で、土圧を見積る方法がもっとも重要であろうとの推測が成立つ。文献<sup>2)</sup>によれば、掘削中の土砂の混入による泥水比重の増加率は、粘性土地盤で未使用泥水の10%程度、砂地盤中で3~5%程度であるが、せいぜい1.1前後の値となるに過ぎない。したがって、この泥水圧と釣り合う土圧はかなり小さい筈である。そこでベントナイト泥水の安定要素の他にアーチ作用の効果を導入することになるが、このアーチ作用については既に2・3の文献がある。

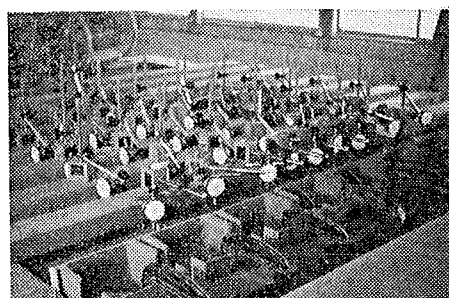
著者等はこのアーチ作用の効果に着目して先に述べた定性的な性質を調査するための実験に引続き、かなり大がかりなRC造の実験槽を製作して、一連の模型実験を実施した。この実験結果の一部は既に土質工学研究発表会において報告<sup>3),4)</sup>しており、実験方法についてもその報告中で詳しく説明している。すなわち写真一1に示したごとく、特別に製作した矢板9枚(一部の矢板には土圧計が取り付けられている)を並べ、砂で裏込めしたのち矢板を1枚ずつ引抜いてゆく方法により、土圧変化、裏込砂表面沈下量、および壁面崩壊時の形状等を調査した。水締めによって湿潤状態にある砂はトレンチに泥水がなくてもある幅の範囲までは自立する(写真一2)。また泥水のない方が崩壊の形状等の調査には都合がよいため、実験の種類は泥水を使用しない場合を主とし、泥水を使用した場合を従とした。

実験結果を簡単にまとめると次のごとくなる。

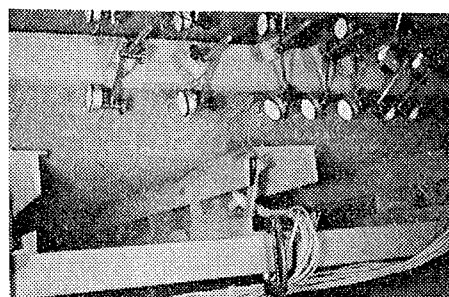
- 1) 矢板引抜時に残存矢板の土圧は増加する傾向があり、アーチの効果によるものと推察される。

- 2) 崩壊時の形状はほぼ円筒形となり(写真一3)、円筒部は矢板引抜によって生ずる開放部を直径とした円の中に含まれる。
- 3) 泥水を使用しない場合には矢板3枚を連続して引抜いた時(幅約660cm)が自立の限界であるが、泥水を使用した場合には矢板7枚を連続して引抜いても崩壊しない(矢板7枚が本実験の限界である)。
- 4) 泥水を使用して矢板7枚を引抜いたのち、泥水位を45cm下げた時に崩壊が生じた。崩壊形状に関しては2)と同様であった。
- 5) 泥水を使用した場合の砂表面沈下量は、泥水を使用しない場合に比較してかなり少ない。

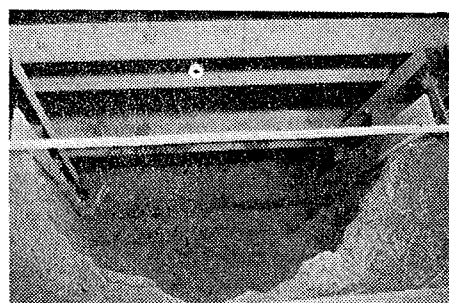
上記崩壊時の形状について、本実験では底部の状態が確認できないため、写真一4のごとく、 $\phi=762\text{mm}$ の鋼管を2つ割にした実験装置を製作した。この鋼管の前面に仕切板を取付け砂で中詰めしたのち、この仕切板を上から順次取りはずしてゆくことにより、底部の崩壊状況を調査した。



写真一1 矢板の設置状況



写真一2 矢板の引抜き状況



写真一3 崩壊時の状況

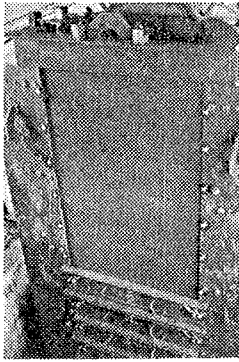


写真-4 鋼管2つ割の  
実験装置

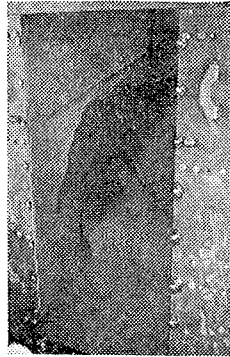


写真-5 崩壊時の状態

## 2. 泥水掘削壁面の安定計算法

1で述べた種々の実験および調査結果のうち、崩壊時の形状に着目して壁面安定のための釣り合い式を求めた。以下にその概要を記すが、実験結果と対比させるために、掘削溝に泥水を満たした場合と泥水のない場合とについて論ずる。

### 2.1. 掘削壁面の極限状態に関する仮定

掘削壁面の安定計算式を求めるに際し、これまでの実験結果等を考慮して以下のごとき仮定を設ける。但し、掘削孔に泥水がある場合と、ない場合の2つのケースについて考える。

1) 掘削壁面の極限平衡状態は図-1および図-2のごとくとする。すなわち、崩壊時の土楔側面の形状は円筒状であり、土楔の底面は掘削底面に対して $\alpha$ なる傾斜角をもつ平坦面とする。崩壊時には、この半円筒の土楔のみが滑り落ち、周辺地山はアーチ作用で保持される。

2) 極限平衡状態において土楔の境界面に作用する力は、図-1および図-2のごとく、円筒側面に上向きに粘着力 $C$ 、底面に沿った粘着力 $C$ および底面の垂線に対して傾斜角 $\phi$ をもつ摩擦力 $T$ である。ここに $\phi$ は内部摩擦角である。図-2に示されるように深さに比例して増加する泥水圧の分布を考慮する。掘削溝周辺の地山から土楔円筒面に作用する土圧は、極限平衡状態においてほぼ零に減少するものとしてこれを無視する。

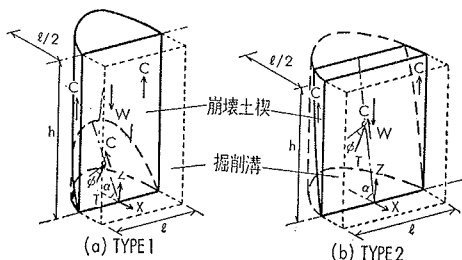


図-1 極限平衡状態 (泥水を使用しない場合)

3) 極限平衡状態においては、2)で述べた境界面に作用する力と土楔本体の自重 $W$ および土楔の上面に作用するサーチャージ $P$ が鉛直方向、水平方向に対して釣合状態となる。土楔自重の計算に際して地下水がある場合には地下水位より深い部分の自重を水中単位体積重量によって算定する。この時、泥水圧も地下水位より深い部分では泥水比重から1を差引いた値によって算定する。

4) 砂層においても粘着力 $C$ を考慮する。

5) 底面の傾斜角は、 $\phi < \alpha < 90^\circ$ の間にあり、与えられた条件において最も安全側の極限平衡状態となるような極値をとる。この $\alpha$ の値によって崩壊時の土楔の形態は、図-1および図-2にそれぞれ示されるTYPE 1とTYPE 2に分けられる。

### 2.2. 極限釣合方程式

前節に示した仮定に基づいて、掘削溝が中空の場合および掘削溝が泥水で満たされている場合に関して、崩壊状態がTYPE 1とTYPE 2のそれぞれの場合について、極限釣合方程式を示す。但し、地盤は一層系とした。

#### 2.2.1. 掘削溝が中空の場合

##### (1) TYPE 1

崩壊状態は図-1(a)のごとくである。土楔の自重 $W$ 、土楔の側面に沿って作用する上向きの力 $S_1$ 、底面に沿った力 $S_2$ は、それぞれ次式によって表わされる。

$$W = 0.25\gamma l^2 (0.5\pi h - l \tan \alpha / 3) \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$S_1 = 0.5Cl(\pi h - l \tan \alpha) \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$S_2 = 0.125\pi Cl^2 / \cos \alpha \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに $\gamma$ : 単位体積重量、 $C$ : 粘着力、 $l$ : 掘削長さ、 $h$ : 掘削深さ、 $\alpha$ : 底面傾斜角である。

以上に示した力と底面の垂線に対し傾斜角 $\alpha$ をもつて作用する内部摩擦角に起因する力 $T$ による鉛直方向および水平方向の釣合方程式は以下のごとくである。

##### ◎ 鉛直方向の釣合

$$T \cos(\alpha - \phi) = 0.25\gamma l^2 (0.5\pi h - l \tan \alpha / 3) - 0.5\pi Clh + 0.5(1 - 0.25\pi)Cl^2 \tan \alpha \quad \dots\dots\dots(4)$$

##### ◎ 水平方向の釣合

$$T \sin(\alpha - \phi) = 0.125\pi Cl^2 \quad \dots\dots\dots(5)$$

(4)式および(5)式より次の極限釣合方程式が得られる。

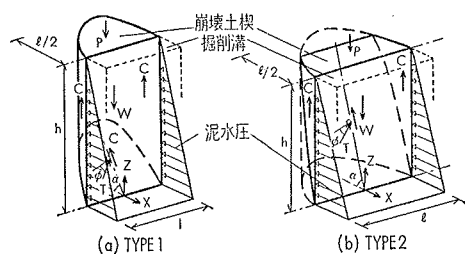


図-2 極限平衡状態 (泥水を使用する場合)

$$l^2 + 1.5l\{\pi C/\tan(\alpha - \phi) - \pi\gamma h - (4 - \pi)C \tan \alpha\} / (\gamma \tan \alpha) + 6\pi Ch / (\gamma \tan \alpha) = 0 \dots\dots\dots(6)$$

(2) TYPE 2

崩壊状態は図-1(b)のごとくである。土楔の重量W, 土楔の側面に作用する上向きの力S<sub>1</sub>, 底面に沿って作用する力S<sub>2</sub>はそれぞれ次式によって表わされる。

$$W = [\tan \alpha \cdot \{l^3 - (\sqrt{l^2 - \beta^2})^3\} / 24 + 0.25l^2 \{h \sin^{-1}(\beta/l) + 0.5 \tan \alpha \sqrt{l^2 - \beta^2} - 0.5l \tan \alpha\}] \gamma \dots\dots\dots(7)$$

$$S_1 = 0.5l^2 \tan \alpha \cdot \{(\beta/l) \sin^{-1}(\beta/l) + \sqrt{l^2 - \beta^2} / l - 1\} C (8)$$

$$S_2 = 0.25 \{\beta \sqrt{l^2 - \beta^2} + l^2 \sin^{-1}(\beta/l)\} C / \cos \alpha \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 $\beta = 2h / \tan \alpha$  である。

(1)と同様にして、以上の力と底面に作用する内部摩擦角に起因する力Tの釣合を考えることによって次式が得られる。

$$\gamma \tan \alpha \{(\sqrt{l^2 - \beta^2})^3 - \beta^3\} / 24 + 0.5l \tan \alpha (C - 0.25\gamma l) \times \{\beta \sin^{-1}(\beta/l) + \sqrt{l^2 - \beta^2} - l\} + 0.25C \{l^2 \sin^{-1}(\beta/l) + \beta \sqrt{l^2 - \beta^2}\} \cdot \cos \phi / \{\sin(\alpha - \phi) \cdot \cos \alpha\} = 0 \dots\dots\dots(10)$$

2.2.2. 掘削溝に泥水が満たされている場合 ここでは、土楔の上面にサーチャージが作用している場合をも考慮した釣合方程式を求める。

(1) TYPE 1

崩壊状態は図-2(a)のごとくである。この時、掘削壁面に作用する泥水圧Fは次式で表わされる。

$$F = 0.5\xi l h^2 \quad (\xi: \text{泥水比重}) \dots\dots\dots(11)$$

この泥水圧Fと前述の(1)(2)(3)式で示される力および土楔の表面に作用するサーチャージPに関して、鉛直方向および水平方向の釣合を考えることによって次に示す極限釣合方程式が得られる。

$$\xi = [\gamma l \tan(\alpha - \phi) \cdot (3\pi h - 2l \tan \alpha) / 3 + C \tan(\alpha - \phi) \cdot \{(4 - \pi)l \tan \alpha - 4\pi h - \pi l / \tan(\alpha - \phi)\} + 8P \tan(\alpha - \phi) / l] / (4h^2) \dots\dots\dots(12)$$

土楔にサーチャージが作用しない場合は、上式において P=0 と置けばよい。

(2) TYPE 2

崩壊状態は図-2(b)のごとくである。掘削壁面に作用する泥水圧Fは(11)式と同じである。極限平衡状態における釣合方程式は、土楔に作用する力(7)(8)(9)(11)式およびサーチャージPに対して鉛直方向、水平方向の釣合を考えることによって次式のごとく得られる。

$$\xi = \tan(\alpha - \phi) [\gamma \tan \alpha \cdot \{l^3 - (\sqrt{l^2 - \beta^2})^3\} + l \tan \alpha \cdot (3\gamma l - 12C) \cdot \{\beta \sin^{-1}(\beta/l) + \sqrt{l^2 - \beta^2} - l\} - 6C \{\tan \alpha + 1 / \tan(\alpha - \phi)\} \cdot \{l^2 \sin^{-1}(\beta/l) + \beta \sqrt{l^2 - \beta^2}\}] / 12lh^2 + 2P \tan(\alpha - \phi) / lh^2 \dots\dots\dots(13)$$

土楔にサーチャージが作用しない場合は、(12)式と同様、P=0 とおけばよい。

以上の釣合式は一層系地盤について求めたものであ

るが多層系地盤に対しても同様な考え方で解析できる。また、各層の平均的な土質常数を使うことによって近似計算ができる。

3. 計算例

ここでは、前章で求めた計算方法のうち泥水のない場合の計算式に対し、所内で実施した泥水を使用しない一連の模型実験の結果と比較し、計算方法の妥当性について検討する。また、泥水を使用した場合の計算式を実際の地盤に適用した場合の計算例を示す。

3.1. 模型実験結果との比較

所内で行った泥水を使用しない砂地盤の模型実験(Aシリーズ: RC 実験槽を使った実験, Cシリーズ・Eシリーズ: 半円筒鋼管実験槽を使った実験)において測定した土質常数および崩壊時の土楔底面の傾斜角のシリーズ毎の平均値を表-1に示す。この実験結果に相当する土質常数として  $\phi = 40^\circ, \gamma = 1.4, 1.5, 1, 6 \text{ g/cm}^3$  および  $C = 5, 10, 20, 40 \text{ g/cm}^2$  なる値を使って泥水のない場合の(6)式および(10)式から極限平衡状態に

おける掘削幅と掘削深さの関係を求めるると図-3のごとき曲線が得られる。図中の各曲線は、それぞれ掘削幅が減少すると崩壊しない掘削深さは無限大に近づき、また、掘削深さが減少すると崩壊形態はTYPE 1 から TYPE 2 に変わり、崩壊しない掘削幅は無限大に近づく、この掘削幅が無限大になる時の掘削深さは、 $H_C = 4C\sqrt{N\phi} / \gamma, (N\phi = \tan^2$

実験名	単位体積重量 $\gamma \text{ g/cm}^3$	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 $C \text{ g/cm}^2$	底面傾斜角 $\alpha$
Aシリーズ	1.43	38°	42	—
Cシリーズ	1.49	37°	31	66°
Eシリーズ	1.50	43°	30	69°

表-1 土質常数

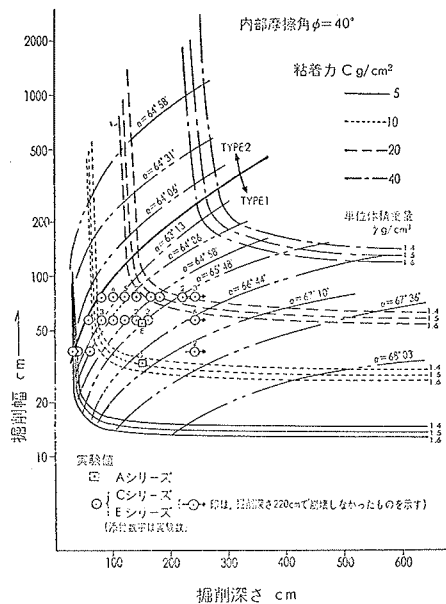
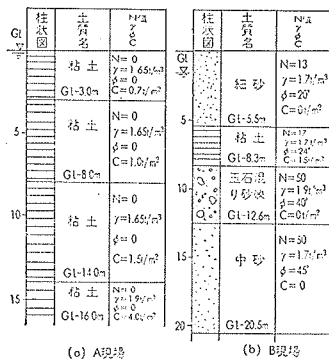


図-3 理論値と模型実験結果の比較

( $45^\circ + \phi/2$ ) で表わされる二次元的な自立高さに等しくなる。図中の□印および○印は模型実験の崩壊時の掘削幅と掘削深さの関係を示したものである。図中の実験値に相当する底面傾斜角 $\alpha$ および粘着力 $C$ の理論値は、それぞれ $\alpha = 63^\circ \sim 67^\circ$ 、 $C = 10\text{g/cm}^2 \sim 20\text{g/cm}^2$ であり、一方、表一1の実験値の平均は、 $\alpha = 67^\circ 30'$ 、 $C = 34.3\text{g/cm}^2$ である。底面傾斜角 $\alpha$ に関しては比較的一致しているが、粘着力 $C$ に関しては若干の差異が見られる。実験において、この粘着力を求めるに際して、適当な試験装置がなく一面セン断試験機を使ったが、粘着力の値が一般の粘性土に較べてかなり小さな値であるため、測定値バラツキが多く、精度上問題があった。粘着力以外の点では、実験値と理論値は比較的良好一致している。

3.2 実際の地盤への適用例

泥水を使用した場合の(11)式および(12)式を実際の2現場(A現場, B現場)の地盤に適用した場合の計算例を示す。A現場およびB現場の地盤の土質柱状図および各層の土質常数は図一4のごとくである。A現場における地中連続壁の掘削深さはGL-16m, B現場ではGL-20.5mである。A現場の最終掘削深さまでの層序は、すべて粘土層であるがGL-3m, 8m, 14mで地層のコンシステンシーが変化している。しかし全般的に軟かい粘土層である。B現場では、GL-5.5mまでが緩い細砂層、GL-5.5~8.3mは比較的硬い粘土層、GL-8.3~12.6mは締った玉石混りの砂レキ層、GL-12.6~20.5mは締った中砂層となっている。各層における土質常数は、それぞれ異なるので、各層の深さ毎の掘削深さに対して極限平衡状態となる掘削幅および泥水比重の関係を求めた。表一2に示した土質常数は、各掘削深さ毎の平均した土質常数である。但し、B現場のGL-5.5mまでの細砂層に関しては、 $1\text{t/m}^2$ 程度の粘着力が期待できるものとした。これらの土質常数を(12)および(13)式に適用した場合の各掘削深さ毎の計算結果を表一2に示す。但し、B現場に関しては、掘削壁面から2m



図一4 土質柱状図

(a) A現場				(b) B現場										
掘削深さ	$\gamma'$	$C$	$\phi$	掘削長さ	泥水比重	底面傾斜角	掘削長さ	泥水比重	底面傾斜角	土質作用する荷重				
GL-3m	0.65	0.7	0	<20	<1.0	---	<4	<1.0	---	---				
GL-8m	0.65	0.89	0	<8	<1.0	---	GL-1.5m	1.0	1.0	20'	6	1.039	61.28	40%
				9	1.016	47.31'	---	---	---	---	---	---	---	
				10	1.049	46.01'	---	---	---	---	---	---	---	
				11	1.051	45.40'	GL-1.5m	0.9	5.06	24'	<20	<1.0	---	
GL-14m	0.65	1.15	0	<9	<1.0	---	GL-11.5m	0.9	3.33	40'	<20	<1.0	---	
				10	1.021	51.21'	---	---	---	---	---	---		
				11	1.048	53.21'	---	---	---	---	---	---		
				12	1.070	54.21'	GL-11.5m	0.82	2.04	45'	<14	<1.0	---	
GL-16m	0.68	1.50	0	<11	<1.0	---	---	---	---	---	---	---		
				12	1.003	47.31'	---	---	---	---	---	---		
				13	1.023	50.01'	---	---	---	---	---	---		
				14	1.044	51.21'	---	---	---	---	---	---		

表一2 実際の地盤に適用した場合の計算例

る(すなわち、単に計算結果だけから見ると清水掘削でも良いということである)。掘削深さ8mでは、掘削幅9m以上に対して有効な泥水比重が必要となる。例えば掘削幅10mとすると $1.04\text{g/cm}^3$ 以上の泥水比重が必要である。同様に、掘削深さ14m, 16mでは、それぞれ掘削幅が10m, 12m以上になると泥水が必要となる。以上の結果よりA現場での最も不利な状態は掘削深さ8mの時であり、この時、掘削幅9m以上に対して泥水が必要となる。B現場では、掘削深さ8.3m, 12.6mに対しては、掘削幅20m以内では泥水を必要としないが、掘削深さ5.5m, 20.5mに対して、それぞれ掘削幅6.0m, 16.0m以上で泥水が必要となる。従って、B現場では掘削幅6m以上に対して泥水が必要となる。

4. 結語

掘削壁面の安定要素としてアーチ作用が最も有効であるとした仮定のもとに安定計算方法を示したが、実験結果と理論値はほぼ合致しており、また、実際に地盤への適用例に関しても、特に、従来の経験に矛盾した点はなかった。しかし、計算式に使われている砂の粘着力的要素が定性的および定量的に把握されていないこと、および粘性土地盤に計算式を適用することに対して実験等による実証がなされていないこと等に問題点がある。また、この計算方法を使うに際して安全率が問題になるが、この点に関してもさらに検討する必要がある。本計算方法に関して他にも問題点があると思われるが、より現実に合致した計算式とするため諸兄の適切な御批判をいただければ幸いである。

参考文献

- 1) 佐藤寛・吉田隆次：泥水掘削壁面の安定に関する一考察，大林組技術研究所報，No. 2 (1968)
- 2) 喜田大三・川地武：泥水工法における泥水管理に関する研究，大林組技術研究所報，No. 7 (1973)
- 3) 佐藤寛・秋野矩之：砂の水平方向アーチ作用に関する研究，第5回土質工学研究発表会 (1970)
- 4) 佐藤寛・秋野矩之：泥水掘削壁面の安定に関する模型実験，第6回土質工学研究発表会 (1971)