

泥水掘削における溝壁安定の実大実験

金谷 祐二 秋野 矩之

Full-sized Tests on Stability of Vertical Faces

Yuji Kanatani Noriyuki Akino

Abstract

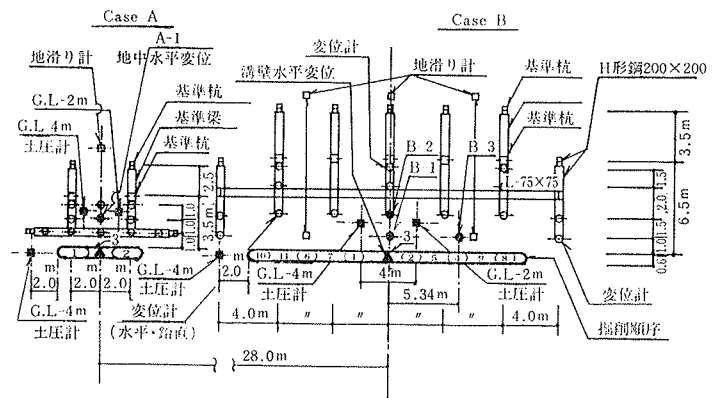
Full-sized tests were carried out to investigate the stability of the vertical faces of slurry trenches. Two test trenches, 6 and 20 m long, 10 m deep, and 60 cm wide, were excavated and made to collapse by means of raising groundwater level and lowering slurry level. The deformations and stresses of subsoils were measured, the behaviors of subsoils from excavation to failure were made sufficiently clear, and the great influences of groundwater level and slurry level on stability of trenches were recognized. The theory and calculation method (the authors, 1975) were compared with the field test on the behavior of subsoil and collapse forms and they showed good agreement. The analytical values for stability indicated good agreement with the results of the tests also and it was confirmed that this calculating method is effective in estimating stability.

概 要

連続地中壁工法の泥水掘削壁面の安定に関する実大実験を自然地盤（埼玉県越谷市）で行なった。実験溝は二つで、掘削幅は6 mと20 mである（深さと厚さはともにGL-10m, 60cm）。実験では、掘削後ウエルポイントを停止して地下水位を上昇させ、更に泥水位を低下して崩壊させた。地盤の変形と応力の計測を行ない、掘削から崩壊に至る地盤挙動および地下水位と泥水位の壁面安定の及ぼす影響について明らかにした。これらの地盤挙動や崩壊形状は著者らが提案した安定理論と符合し、また理論計算結果も実験結果とよく一致した。以上より、この安定計算方法によって壁面安定を予測することの妥当性が確認された。

1. まえがき

連続地中壁工法のトレンチを掘削（以後、溝掘削と呼ぶ）する時の泥水壁面の安定機構に関して、著者らは、一連の横型実験による研究^{1)~4)}から壁面の安定理論および安定計算式を提案した。以後、この安定計算式を使って、壁面崩壊が懸念される工事での安定予測や崩壊した工事の原因調査と事後対策の検討を行なってきた。しかし、これをより確実な安定予測法とするには、実大規模の崩壊実験を行ない、当理論の妥当性について検証すること、また、溝掘削時の安全管理の面からも実大実験によって崩壊に至る地盤の挙動を明らかにし、崩壊の兆候について把握することが必要である。本報告



図一 トレンチと各種測定器の配置図

は、自然地盤において行なった実大実験と上記安定理論および安定計算法とを対比し、その妥当性を検討したも

のである。

2. 溝掘削・崩壊の実大実験

2.1. 実験概要

場所：独協医科大学越谷病院建設現場
(埼玉県南越谷市)

期間：昭和57年2月2日～4月2日

内容：以下に示す2種類のトレンチを掘削し、地下水位と泥水位を制御して崩壊させ、この間の地盤の挙動を調査した。

	掘削幅	掘削深さ	厚さ	面積
Case A	6 m	10 m	60 cm	60 m ²
Case B	20 m	10 m	60 cm	200 m ²

測定項目：①地中水平変位(多段式傾斜計)、②地中水平応力(短冊形の2次ダイヤフラム型挿入式土圧計)、③地表面鉛直・水平変位(デジタル式摺動型変位計)、④地すべり計(水平変位)、⑤溝壁水平変位(デジタル式摺動型変位計)、⑥超音波溝壁測定、⑦地表面亀裂観察(地表面石膏塗布)(図-1参照)。

地盤：実験位置の地盤状態は、図-10に示すごとく、地表からGL-1mまではN値=2の埋土、更にGL-2.2mまではN値=1、粘着力C=0.6 tf/m²の粘土層である。GL-2.2mからGL-4.6mまではN値≒3、C=0.8 tf/m²、φ=25°の細砂層、GL-4.6mから溝底深度のGL-10m以深までN値=0~1、平均粘着力C=1.7 tf/m²のシルト層が続いている。

2.2. 実験経過

Case A と Case B 実験の測定結果の経時変化を図-2および3に示した。同図の上段に示した泥水位と地下水位の経時変化図にもとづき実験経過の概略について述べる。

(1) Case A 実験：昭和57年3月1日の10時から16時までウェルポイントをかけて図-1に示す番号順に溝掘削を行ない16時にウェルポイントを停止し、翌3月2日14時まで放置した。この間の地下水位は図-2 aのような変動を示した。ここで、泥水位をGL±0mからGL-0.5mまで下げ、翌3月3日9時40分まで維持した。続いて泥水位を地下水位と同じGL-1.0mに下げたところ、約9時間経過後に溝壁崩壊が発生した。

(2) Case B 実験：図-1に示す掘削順序で、3月9日(1~3番)、10日(4~7番)、11日(8~11番)の3日間にわたって掘削した。ウェルポイントは3月10日8時に開始し、溝掘削終了後4日以上経過した3月16日6時まで継続した。この間の地下水位はGL-1.7~1.8m、泥水位は、GL-0~0.3mの範囲にあった。3月16日6時にウェルポイントを停止し、3日後の3月19日9時まで放

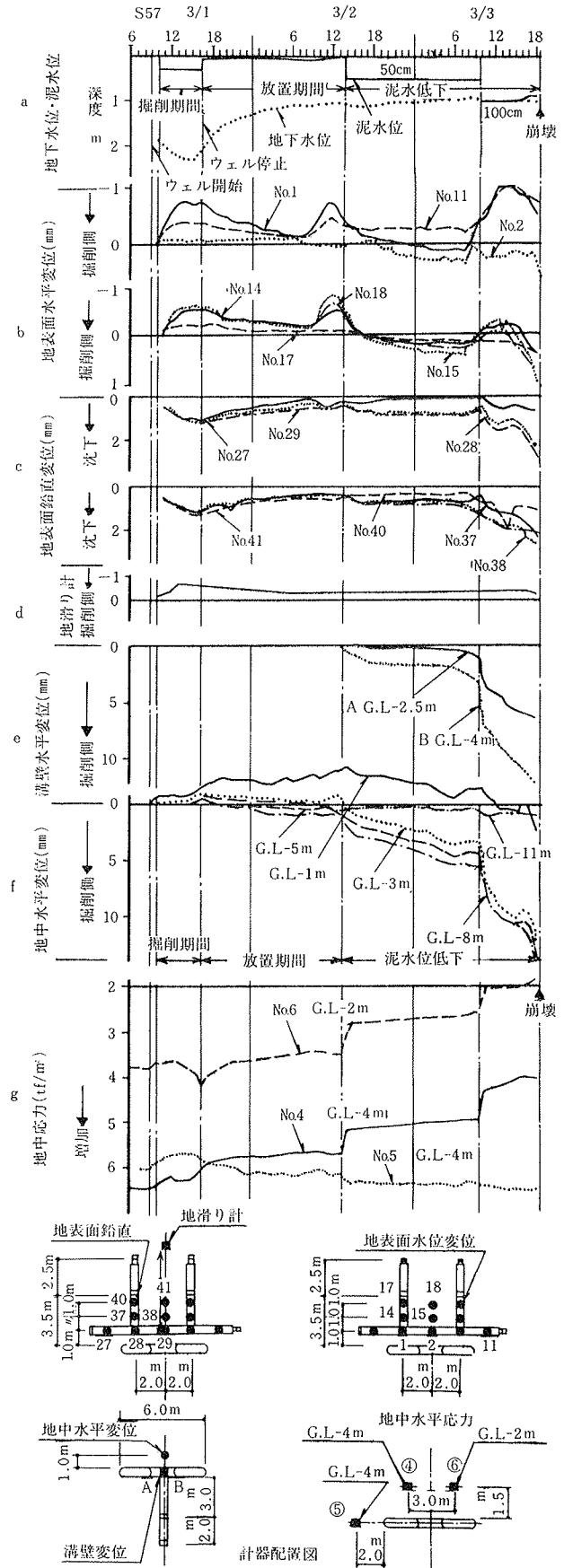
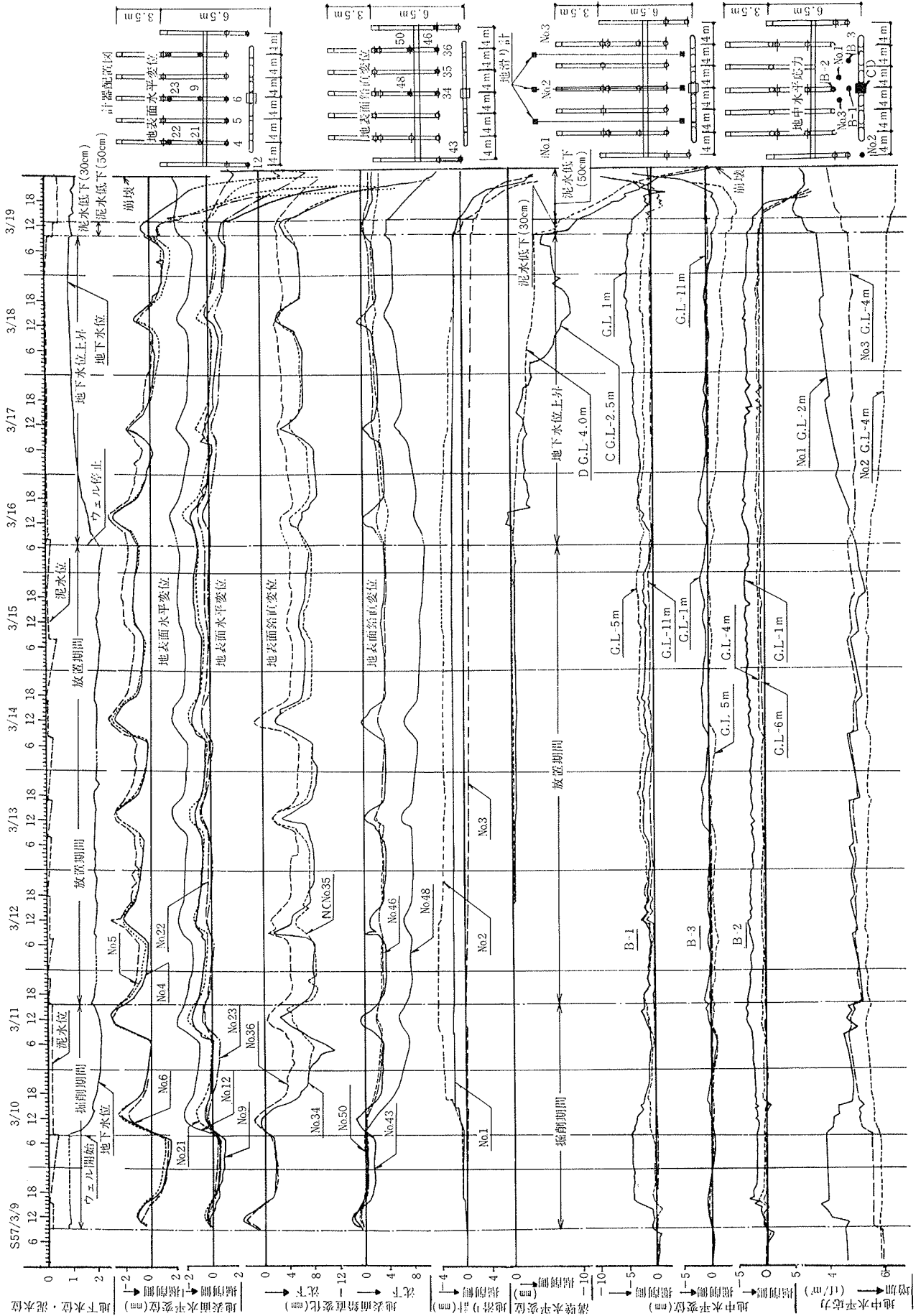


図-2 Case A 実験の測定値経時変化



図—3 Case B 実験の測定値経時変化

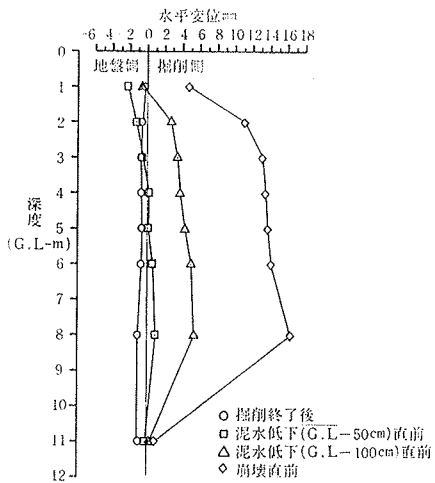


図-4 地中水平変位分布 (Case A 実験)

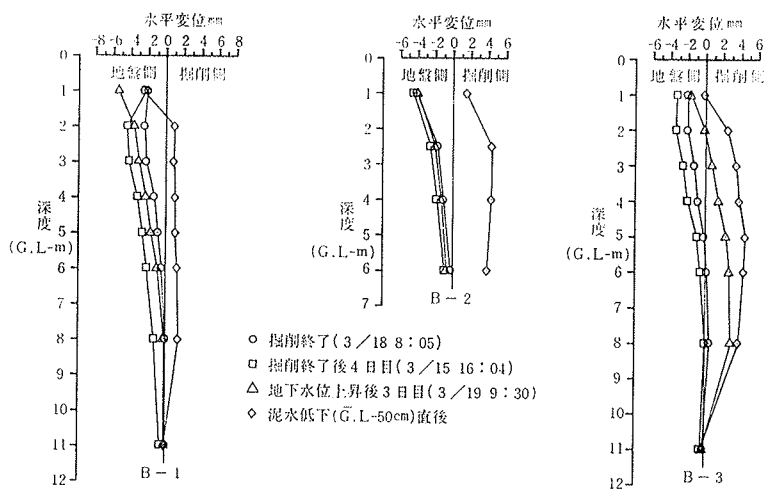


図-5 地中水平変位分布 (Case B 実験)

置した(地下水位はGL -0.9 mまで回復)。次に、泥水位をGL -0.3 mまで下げて3時間放置したが崩壊せず、更に、3月19日13時にGL -0.5 mまで下げたところ、11時間後の3月20日0時に大規模な壁面崩壊が発生した。

2.3. 実験結果と考察

2.3.1. 地盤の変位性状 地表面変位測定用の基準杭・梁が外気温や直射日光によって温度伸縮し、正午近くをピークとする波形変動を示したり、地中水平変位測定でも一部に測定結果の変動が見られたが、全体の測定結果と対比し、妥当と判断できるデータを用いて検討を行なった。以下に各実験期間の地盤変動について図-2, 3, 4および5にしたがって述べる。

(1) 溝掘削時の地盤変位: Case A, B 実験とも、掘削の途中から地下水位の低下を始めているため、この間の地盤挙動には掘削だけでなく地下水位低下の影響が含まれている。この期間において、地盤の水平変位は、各測点とも地盤側へ変位しているが、これは溝中の泥水位が溝壁に形成された不透水性の泥膜を介して地盤からの土圧+水圧に抵抗し優位であったためである。また、若干の地盤沈下が見られたが、これは地下水位の低下により地中有効応力が増加して地盤が圧縮したと考えられる。

(2) 溝掘削後の地盤変位: 地下水位と泥水位の水頭差がある限度以上に維持されておれば、軟弱地盤であっても数日間の放置に対して地盤は変動しない。地下水位の上昇または泥水位の低下によって水頭差が減少すると泥水圧による壁面の押え効果が減殺されて、掘削側への水平変位が生じる。鉛直水位は、地下水位が上昇する場合には地下有効応力が減少し、膨張して浮き上がるが、水頭差がある限度以下になると図-4および5のごとく溝壁の掘削側へのせり出しが大きくなり、このせり出した部分の体積に応じて沈下する傾向を示す。また、ガイド

ウォールは、掘削幅が比較的小さい場合は、その相対的な剛性が大きく、地表付近の水平変位を拘束する上で有効である。

2.3.2. 地中水平応力 地中水平応力(溝壁に直角方向)の経時変化を図-2および3に示した。

溝掘削開始前の各土圧計の測定値は、その設置深度での静止土圧を超える大きな値を示したが、これは土圧計を挿入する際の過剰圧がそのまま残留したためと考えられる。

以下に各実験期間の地中水平応力性状について述べる。

(1) 掘削時の地中水平応力: Case A, B 実験とも、掘削期間中にウェルポイントを開始しており、掘削と地下水位低下の影響が混在しているが、掘削前後の応力を比較すると増加しているもの減少しているものが相半ばしており、全体的に変化は少なく、一般に考えられているような溝掘削による応力解放は生じてない。これは、解放された応力を泥水圧が代わって補うためと考えられる。

(2) 掘削後の地中水平応力: 地下水位と泥水位を一定に保持した期間の地中水平応力は、壁面部も端面部もほとんど変化していない。

泥水位を一定に保ち、地下水位を上昇させると、壁面部では、水圧増加よりも地盤が主働状態に近づいた影響の方が大きく、地中水平応力は減少するが端部では水圧増加とアーチ作用によって地中水平応力は増加する。

泥水位を下げた時の地中水平応力は、泥水位低下直後には壁面部では、泥水圧の減少分がそのまま変化量として現われ、以後も地盤が主働状態に近づいて漸減する。また、端部ではトレンチ中央の壁面部地盤が主働状態に近づくためアーチ作用が生じて端部に応力が伝達され増加する。

2.3.3. 掘削壁面の崩壊状態 Case A, B 実験とも、壁面崩壊は、壁面部の土塊が溝内にずり落ちるすべり破壊を生じた。

Case A 実験では、崩壊直前の超音波溝壁測定結果の図-6に見られるごとく GL -8~9m の溝壁面に水平な溝状の窪みが発生し、これをすべり面の下端として、図-7のごとき形状で崩壊している。これは著者らが提案している半円筒（図中の一点鎖線）より小さい半楕円筒状であったが、これはガイドウォールの拘束などがあったためであり、このため地表部の崩落も防げられている。

Case B 実験では、Case A 実験のように図-6のようなすべり面の兆候と見られる溝状の窪みは観察されなかったが（超音波測定が出来ない溝底部に生じているものと思われる）、地盤の水平変位の各測定結果から判断し

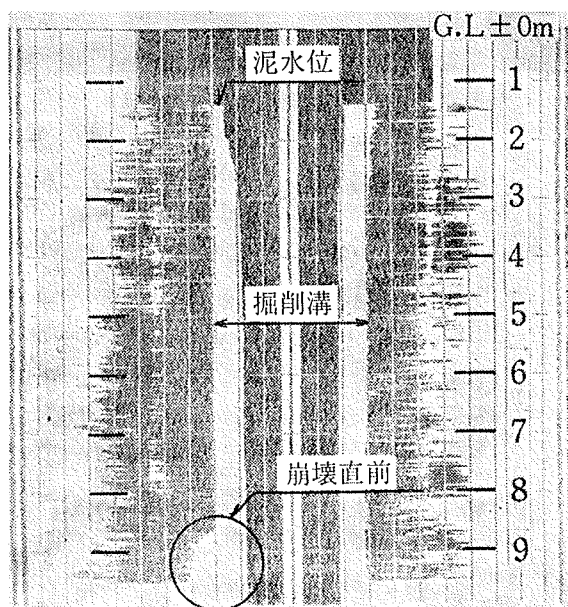


図-6 超音波溝壁測定（崩壊直前・Case A 実験）

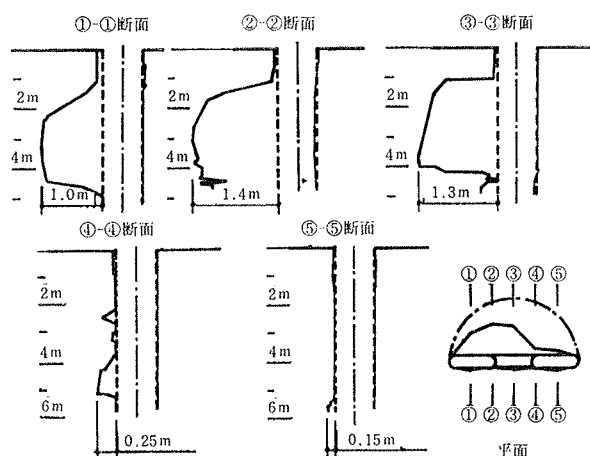


図-7 崩壊形状 ((Case A 実験)

て同様なすべり崩壊が生じたと考える。Case B 実験の崩壊形状は図-8のごとくであり、著者らが提案している崩壊形状（図中の一点鎖線）に類似しているがもっと小さな規模になっている。これに関しては、崩壊が溝壁に平行して設置されたウェルポイントの位置にほぼ一致していることから、ウェルポイント施工時にその箇所の地盤が乱されて、そこにすべり面が発生したと推察できる。また、地表面の亀裂はかなり遠方に及んでおり、ウェルポイント施工の影響がなければ、もっと理論に近い崩壊形状になったと考えられる。写真-1は Case B 実験の崩壊状態を側方から写したものである。

3. 壁面安定理論との比較検討

著者らの提案理論と実験結果を比較検討する。

本安定理論では、図-9に示すような半円筒土楔の極限状態を設定し、これに作用する力の釣合いから極限平衡式(1), (2)式を得ている（記号は図-9参照）。

○TYPE 1 の場合 ($l \tan \alpha \leq 2h$)

$$\tan(\alpha - \phi) [0.25\bar{\gamma}(\pi h - 2l \tan \alpha/3) - \bar{C}_1(\pi h/l - \tan \alpha) - 0.25\pi \bar{C}_2 \{ \tan \alpha + 1/\tan(\alpha - \phi) \} + 2P/l^2] - \{ \xi(h - hd)^2 - (h - hw)^2 \} / \epsilon = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

○TYPE 2 の場合 ($\epsilon \tan \alpha > 2h$)

$$\tan(\alpha - \phi) [\bar{\gamma} \epsilon \tan \alpha \{ \sqrt{1 - \beta^2} \}^3 - 3\sqrt{1 - \beta^2} - 3\beta \sin^{-1} \beta + 2] + 12\bar{C}_1 \tan \alpha (\beta \sin^{-1} \beta + \sqrt{1 - \beta^2} - 1) - 24P/\epsilon^2] + 6\bar{C}_2 (\sin^{-1} \beta + \beta \sqrt{1 - \beta^2}) \times \{ \tan \alpha \cdot \tan(\alpha - \phi) + 1 \} + 12 \{ \xi(h - hd)^2 - (h - hw)^2 \} / \epsilon = 0 \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $\beta = 2h/(\epsilon \tan \alpha)$ である。

極限釣合い式において底面傾斜角 α と泥水比重 ξ 以外を既知数として与え、 ξ が最大となるような α の値を求める。 α が $\tan^{-1}(2h/\epsilon)$ より小さい時は TYPE 1, 大き

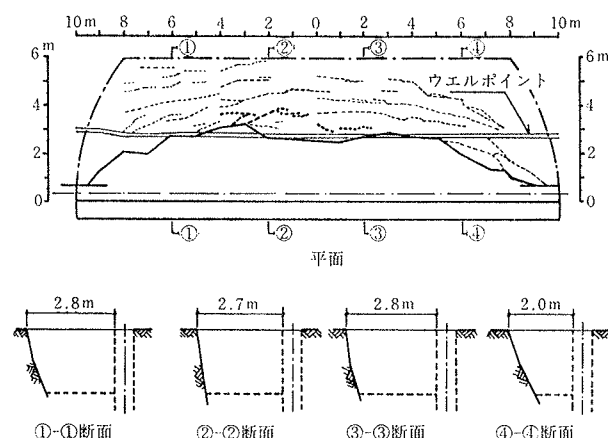


図-8 崩壊形状 (Case B 実験)

いは TYPE 2 の崩壊となる。

上式によって安定を検討する時、最終掘削深度までの全体が崩壊するより、より浅い深度で崩壊する可能性が高い場合が多いので、中間深度に対しても計算する必要がある。

安定計算に使う実験地盤の地層深度、土質定数をボーリング調査、一軸・三軸圧縮試験結果から図-10のごとく決めた。GL-4.6 m から GL-10 m までのシルト層(以下、下部シルト層と呼ぶ)の粘着力は 1.2 tf/m^2 から 2.3 tf/m^2 の範囲で深さに比例しているが、同層の計算用粘着力として平均値の 1.7 tf/m^2 とした場合と低めの 1.3 tf/m^2 とした場合の2通りの計算を行なった。

実験の崩壊時の地下水位は約 GL-1 m, 泥水位は GL-0.3 m, -0.5 m, -1 m の3段階に低下させており、安定計算とこの深度に合わせて計算した。

崩壊深度を GL-4.6 m, -6 m, -10 m に想定した安定計算結果を図-11(a)(b)(c)に示した。各図は想定崩壊深度での極限平衡状態に対して、横軸に掘削幅を、縦軸に実際に使用した泥水による壁面押え荷重 P_d と極限平衡状態を維持するに最少限必要な壁面押え荷重 P_{er} の比 P_d/P_{er} を示したものである。 P_d/P_{er} が 1 以上の場合崩壊しないが、1 以下になると崩壊することを意味する。図-11(a)は崩壊深度を細砂層の下端の GL-4.6 m とした場合、図-11(b)(c)は崩壊深度を GL-6 m, -10 m とした場合の計算結果である。

Case A 実験では、崩壊は地下水位が GL-1 m で泥水位を GL-1 m に下げた時に、GL-9 m あたりの溝壁からすべり面が発生して崩壊している。これに対し計算結果では、掘削幅 6 m について見ると、崩壊深度を GL-4.5 m とした場合の図-11(a)によると、泥水位が GL-0.5 m の時は P_d/P_{er} は 1.23 であり 1 以上であるから崩壊しない。しかし泥水位を GL-1 m まで下げると P_d/P_{er} は 0.95 となり 1 以下であるから崩壊する。次に、下部シルト層の粘着力が 1.7 tf/m^2 で、崩壊深度を GL-6 m と GL-10 m とした場合の計算は、図-11(b)(c)によると掘削幅 6 m に対して、泥水位が GL-0.5 m では P_d/P_{er} はそれぞれ 1.38, 1.30 であるから崩壊しない。更に、泥水位を GL-1 m に下げると崩壊深度 GL-6 m, GL-10 m に対して P_d/P_{er} は 1.13, 1.18 となり 1 に近づくが崩壊には至らない。

以上の計算結果では掘削幅 6 m に対して泥水位が GL-0.5 m では崩壊せず、GL-1 m になると崩壊する。この点では実験結果と一致しているが、すべり面発生深度に関しては、計算では GL-4.6 m であり、実験結果の GL-9 m 付近での発生と異なっている。この点に関しては、Case A 実験の地盤挙動で述べたごとくガイド

ウォールの拘束によって GL-4.6 m 付近の浅い崩壊が阻止されて深い部分で崩壊したものと考えられる。深い部分での崩壊の可能性については、計算結果では崩壊深度を GL-6 m と GL-10 m とした場合に P_d/P_{er} は 1.13 と 1.18 であり 1 以上であるから崩壊しないことになるが、ウエルポイントの施工や計器埋設のためのボーリング穿孔によって地盤が乱されていることを考慮して、

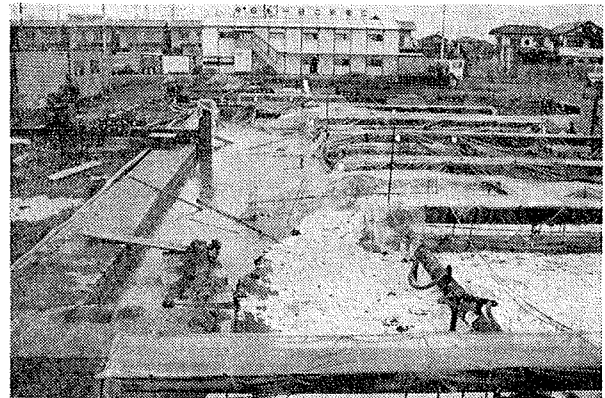


写真-1 崩壊状態 (Case B 実験)

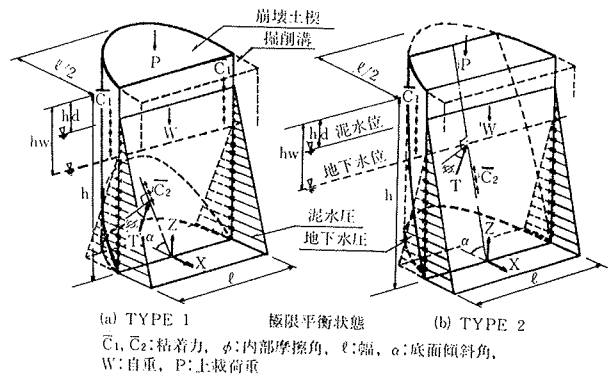
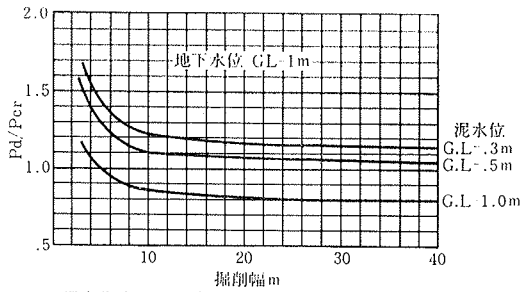


図-9 掘削面安定機構

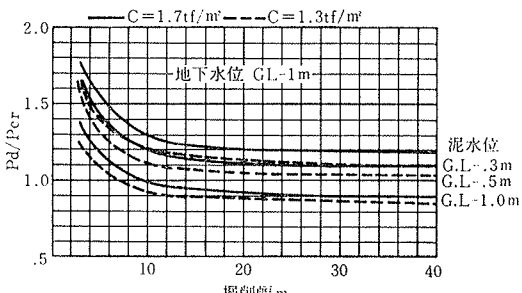
深度	土質記号	土質名	標準貫入試験				計算用定数			掘削溝		
			10	20	30	40	50	c	ϕ		γ	
							tf/m ²	°	tf/m ³			
1	X	埋土					0.0	10°	1.7	G.L.	0	
2	●	粘土					0.6	10°	1.42	G.L.	-1.0	
3	○	細砂					0.8	25°	1.76	G.L.	-2.2	
4	○	細砂					0.8	25°	1.76	G.L.	-4.6	
5	○	細砂					(1.7)	15°30'	1.6	シルト	G.L.	
6	○	細砂				1.3						
7	○	シルト										
8	○	シルト										
9	○	シルト										
10	○	シルト										
11	○	シルト										
12	○	シルト										

図-10 柱状図・安定計算用土質定数



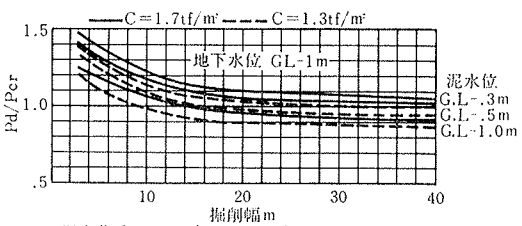
Pd：泥水荷重，Per：極限平衡状態に必要な壁面押え荷重

(a) 崩壊深さGL-4.6mの場合



Pd：泥水荷重，Per：極限平衡状態に必要な壁面押え荷重

(b) 崩壊深さGL-6mの場合



Pd：泥水荷重，Per：極限平衡状態に必要な壁面押え荷重

(c) 崩壊深さGL-10mの場合

図-11 安定計算結果

例えば、下部シルト層の粘着力が 1.3 tf/m^2 に劣化したとすると図-11(b), (c)から掘削幅 6 m の場合に崩壊深さ GL -6 m と GL -10 m に対して、泥水位が GL -1 m の時に P_d/P_{er} は 1.05 と 1.08 となり 1 に近づくので深部での崩壊の可能性が高まり実験結果との差は少なくなる。

Case B 実験の場合は、崩壊は地下水位が GL -1 m で泥水を GL -0.5 m に下げた時に GL -10 m の溝底付近からすべり破壊している。一方、計算結果では Case B 実験と同じ掘削幅 20 m について見ると、崩壊深さを GL -4.6 m とした場合の図-11(a) では、泥水位が GL -0.3 m のときは P_d/P_{er} は 1.18、更に泥水位を GL -0.5 m に下げても P_d/P_{er} は 1.07 であり、いずれも 1 以上であるから崩壊しない。次に、下部シルト層の粘着力が 1.7 tf/m^2 で、崩壊深度を GL -6 m と GL -10 m とした場合の計算では、図-11(b), (c)によると掘削幅 20 m に対して泥水位が 0.3 m のときは P_d/P_{er} は 1.22 と 1.12 であり、崩壊しない。更に、泥水位を GL -0.5 m に下げた場合も崩壊深さ GL -6 m と GL -10 m に対して P_d/P_{er} は 1.13 と 1.07 に低下するが 1 以上であるか

ら崩壊しない。

以上の計算結果では掘削幅 20 m、地下水位が GL -1 m、泥水位が GL -0.5 m の時に、 P_d/P_{er} の最低値は 1.07 で 1 に近づくが崩壊しないことになる。この実験と計算の差に関しても、前述したようにウェルポイントの施工などによる地盤の乱れを考慮して、下部シルト層の粘着力が 1.3 tf/m^2 に劣化したと仮定すると、図-11(b), (c)から掘削幅 20 m、泥水位 GL-0.5 m に対して崩壊深さが GL -6 m と GL -10 m における P_d/P_{er} は 1.07 と 0.99 となり、深度 GL -10 m から崩壊することになり実験結果と一致する。

4. まとめ

溝壁安定実大実験から得た結論を要約すると、

(1) 溝掘削時および泥水位と地下水位を変動させて崩壊に至らせる間の地盤の変位・応力の挙動を明らかにすることができた。

(2) 地盤変位・応力の計測結果および壁面崩壊状態は、著者らの提案している安定理論と合致し、安定計算結果も実験結果とほぼ一致している。少なくとも当実験では当理論式を壁面安定の予測計算式として適用できることが実証できたと考えている。

(3) その他、Case B の実験中に地下水位を GL -1 m まで上昇させた比較的不安定な状態の時に震度 3 の地震が発生したが影響は全く無く、当工法が比較的大きな地震に対しても安定性が損なわれないという貴重なデータが得られた。また、本実験では、溝の片側の地盤だけを崩壊させるため抑止杭を溝に沿って 3 m 間隔で溝底以深まで貫入させたが、十分な効果が確かめられた。今後、これを各種補強工法に利用できるものと考えられる。

最後に、本実験は当社の大断面地中連続壁小委員会の企画で実施したものであり、実施に当っては同委員会の各位および独協医科大学病院現場の方々、その他関係各位に多大な御協力を頂いた。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 佐藤，秋野：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講演集，(1970)，pp. 133～136
- 2) 佐藤，秋野：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講演集，(1971)，pp. 491～494
- 3) 佐藤，秋野：泥水掘削壁面の安定計算法，第 10 回土質工学研究発表会講演集，(1975)，pp. 1023～1026
- 4) 佐藤，秋野：泥水掘削壁面の安定計算法，大林組技術研究所報，No. 10，(1975)，pp. 41～45