

大規模開削工事における土留計測と施工

Monitored Construction of Large Scale Braced Excavation

入江健二¹・河畑充弘²・藤井和之³・村尾光則⁴・赤木寛一⁵

Kenji Irie, Mitsuhiro Kawabata, Kazuyuki Fujii, Mitsunori Murao and Hirokazu Akagi

¹正会員 東京地下鉄株式会社 建設部 (〒110-0015 東京都台東区東上野3-19-6)

E-mail:k.irie@tokyometro.jp

²正会員 工修 東京地下鉄株式会社 建設部 渋谷工事事務所 (〒150-0002 東京都渋谷区渋谷2-18-4)

E-mail:m.kawabata@tokyometro.jp

³正会員 工修 東京地下鉄株式会社 建設部 渋谷工事事務所 (〒150-0002 東京都渋谷区渋谷2-18-4)

E-mail:k.fujii@tokyometro.jp

⁴正会員 三井住友建設株式会社 土木本部 土木設計部 (〒164-0011 東京都中野区中央1-38-1)

E-mail:MitsunoriMurao@smcon.co.jp

⁵正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

E-mail:akagi@waseda.jp

The numerical analyses of the wall deformation during large scale braced excavation for the subway station were conducted by adopting the lateral active earth pressure coefficient k_{ac} for the heavily over consolidated Kazusa clay as an unknown parameter, based on the field measurement results. The magnitude of k_{ac} was found to be much smaller than those of normally consolidated or lightly over consolidated clay. In the case of water tight braced wall for the Kazusa clay, the underground water pressure was assumed to act on the wall due to the existence of sand layer within the Kazusa clay. "Two staged braced wall system" employed for the open cut excavation was demonstrated to be stiff enough and efficient for the reduction of the construction period above the ground surface in the highly congested urban area.

Key Words : opencut excavation, braced wall, monitored construction, numerical analysis, Kazusa clay

1. はじめに

地下鉄13号線は、有楽町線(新線)池袋駅を起点とし、新宿三丁目、明治神宮前を経て、渋谷に至る延長8.9kmの路線である(図-1)。

この路線は、池袋以西において東京メトロ有楽町線、東武東上線及び西武有楽町線と、渋谷において東急東横線と相互直通運転を計画しており、埼玉県南西部から都心を経由し横浜方面に至る広域的な鉄道ネットワークを形成する予定である。

今回の延伸区間のうち、明治神宮前駅(仮称)の工事は、都内有数の繁華街原宿を通る明治通りに位置するため、駅部の大規模開削工事を安全に施工するため、種々の計測管理を実施している。

本稿では、自立性の非常に高い上総層粘性土層の側圧の評価および初めての試みとなる「二段式土留

め工法」の適用性について、安全を確認しながらの情報化施工を通じて得られた結果を報告する。

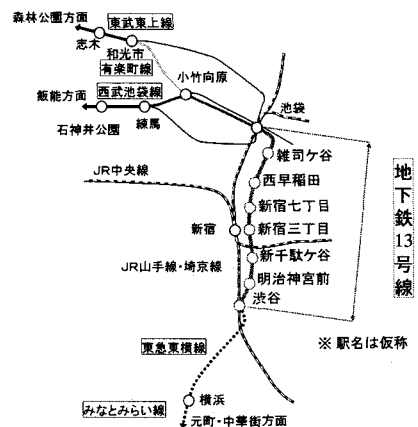


図-1 路線図

2. 工事概要

(1) 施工環境

本工事区域は、都内有数の繁華街原宿を通る明治通り（都道305号線）に位置し、中央部はJR原宿駅につながる表参道通り（都道413号線）となっており交通量の非常に多い交差点となっている。

交通量約4万台、歩行者数約10万人（いずれも平日24時間）という環境における工事であり、コストのみならず社会環境への配慮も工事管理上重要な位置付けにある。

こうした環境において、本工事は延長307m区間（図-2）を、平均掘削深29m、平均掘削幅18mの大規模開削を行い、3層3径間の鉄筋コンクリート構造物を築造するものである。

(2) 土質状況

工事区域の地層は、地表面より関東ローム層、東京層群、上総層群の順に分布しており、地表面より12～16m以上深の上総層粘性土層は、固結したN値50以上の非常に硬い泥岩（軟岩）である。

地下水は東京層（Tog層）に第一帯水層、泥岩の上総層砂層（Kas層）に第二帯水層があり、いずれも被圧地下水である。

施工中の地下水対策として、第二帯水層の地下水をディープウェルで揚水し、盤膨れ又はボイリング対策とするが、第一帯水層の地下水は揚水しない。

(3) 開削工法

前述した施工環境の中で、沿道店舗・住居者、および当地域利用者へのイメージアップ等の観点から路上工程の大幅な短縮が強く望まれた。そこで、路上工程短縮に寄与すべく、初めての試みとして二段土留め工法（上部：柱列式地下連続壁（SMW）＋下部：坑内せん孔鋼杭による親杭横矢板工法）を採用した（図-3）。

路上から施工する杭長を低減し、残りは路面覆工後、GLー約16m（上総層上端付近）まで掘削し路下施工とした。これにより、路上工程を従来の約40％に短縮することができる。

このような段階的な杭施工を行うため、上部および下部杭は同一平面に配置せず、下部杭施工に必要な最小限の離隔を確保した杭配置とした。（図-4）

なお、駅間シールドの発進部となる立坑部については、柱列式地下連続壁（SMW）を（図-5）、交差

点部においては、埋設が多く上部支保工設置が不能なためアンカー式土留め工法を採用した。また、工事工程の短縮の観点から一部区間を地下1階スラブ逆巻きによる重層施工法を採用した。

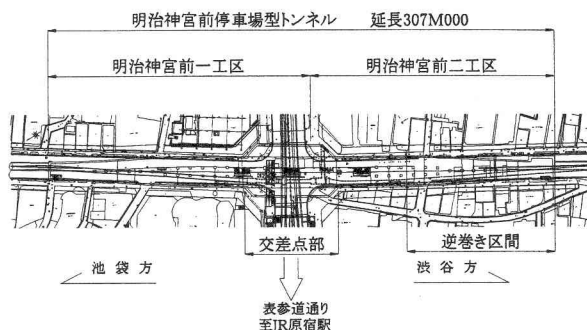


図-2 平面図

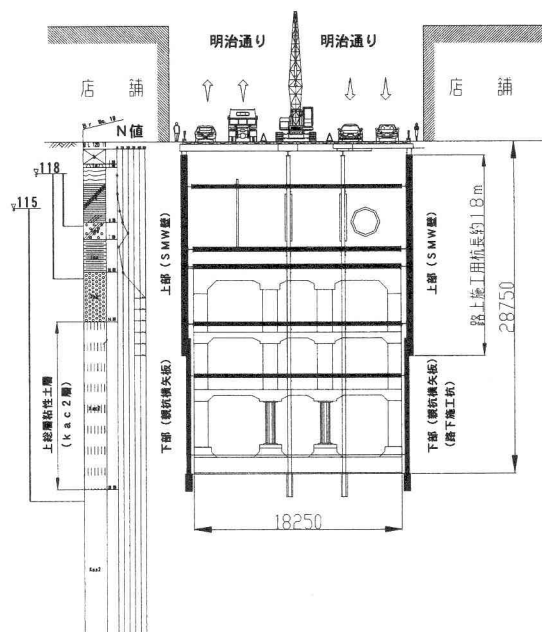


図-3 二段式土留め掘削断面図

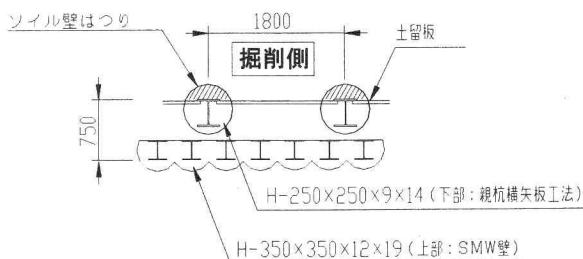


図-4 上下土留め杭平面配置

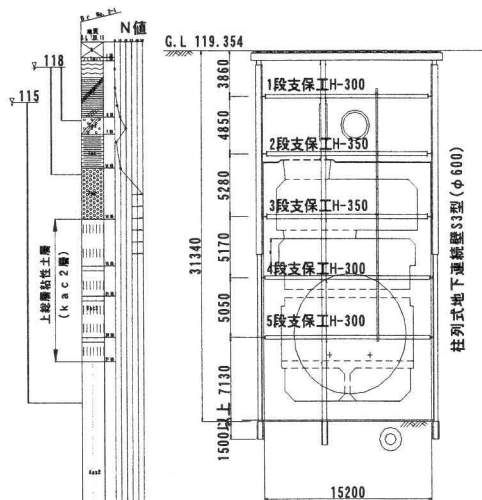


図-5 立坑部土留め（SMW壁）断面図

(4) 計測工

本工事は、営業店舗および一般屋に隣接する都市部における大規模開削工事であることおよび特殊な二段式土留め壁工法を採用していることから情報化施工による安全管理が必要であると判断し、計測工を実施した。本工事で行った計測工を表-1に示す。

表-1 計測一覧表

	使用計測機器	計測目的
立坑部	多段式傾斜計 (埋設回収型傾斜計)	水平変位量を把握し 管理値と計測値を比較
	表面ひずみ計	山留め壁の芯材曲げモーメント を把握し、管理値と計測値を比較
	表面ひずみ計 (測温機能付き)	掘削と温度変化に伴う切梁軸を 把握し、管理値と計測値を比較
一般部	埋設型小型傾斜計	掘削に伴う山留めの水平変位量を 把握し、管理値と計測値を比較

3. 土留め壁の設計

(1) 設計手法

自立性の非常に高い上総層粘性土層において、土留め壁変位量の計測値が設計値に比べて非常に小さくなるケースがこれまでに見られ、結果として土留め支保工が過剰であったと考えられた。

この現象を改善するために、実際の状況を考慮しコスト削減に寄与すべく、特殊な設計手法を導入した。具体的には、不確定設計パラメータとして「自立性の高い上総層粘性土層の側圧」を抽出し、極端に小さい側圧を想定し設計を行う。

極端に小さい側圧の仮定に基づき山留め計画を行う事例は皆無に等しい。したがって、工事施工中に

おける厳密な計測値管理および逆解析手法を用いた情報化施工を行い、安全を確認しながらの施工体制が必須条件となるのは言うまでもない。情報化施工の中で必要と判断された場合は、支保工補強等の対策を実施するものとした。

つまり、本設計手法は、必要最小限の山留め仕様で工事を開始し、工事を進めながら必要に応じて支保工仕様の妥当性判断および補強の実施を念頭においた考え方を有する手法である。

従来の既存指針^{1)~6)}に基づいた設計思想に比べ、山留め架構を合理的に計画し、それに伴うコスト削減が可能な合理的な設計思想であるといえる。

(2) 不確定パラメータの抽出

上総層粘性土層の側圧設定に関与するパラメータとして以下の3項目を抽出する。

a) 主働側圧係数 k_{ac}

自立性の高い上総層粘性土層では、既往の指針にない小さい主働側圧係数を与える推定式を採用した。

$$k_{ac1} = 0.4 - 0.01H (N \geq 50) \quad (1a)$$

$$k_{ac2} = 0.2 \quad (1b)$$

ここに、 k_{ac1} ：掘削深が浅の主働側圧係数推定式
($H \geq 30\text{m}$ の場合、最小値0.1とする)

k_{ac2} ：掘削深が深い主働側圧係数推定式

H ：掘削深 ($0 \leq H \leq 30\text{m}$)

N ：地盤のN値

上記推定式は、地下鉄南北線7号線掘削工事⁷⁾において上総層粘性土層の主働側圧係数推定式として提案されたものである。

b) 単位体積重量 γ

上総層粘性土層における側圧算出時においては、上総層粘性土層上部に堆積した土層の重量を上載荷重として考慮するが、上総層粘性土層自体の重量は考慮しないものとした。解析上は上総層粘性土層の単位体積重量 γ をゼロとする。これは先行工区で得られた解析結果をもとに採用した仮定である。

なお、上総層粘性土層同様に硬質な東京礫層についても単位体積重量 γ をゼロとした。

c) 水圧 p_w

弾塑性法に用いる土圧および水圧は、砂質土においては土圧と水圧をそれぞれ考慮し(土水分離)、粘性土においては土圧と水圧を一体とした側圧を用いるのが一般的である(図-6)。

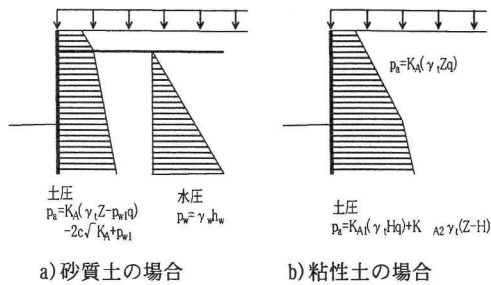


図-6 砂質土と粘性土の水圧の取り扱い

このことから、硬質な東京礫層の水圧は100%考慮するが、上総層粘性土層についてはこれを全く考慮しないものとした。

(3) 解析モデル（一般部）

解析は大規模掘削であることを考慮し、弾塑性法により行った。特殊な構造となる二段式土留め壁の解析モデルは上下一体の土留め杭として考え、上下杭の結合部はピン構造とした。

上下杭の杭打設時期が異なることから、本来は山留め構造仕様変更ステップを考慮した解析が望ましい。しかし、硬質地盤であり上部掘削が下部杭に与える影響が大きいことを解析的に確認したうえで、上下一体土留め杭とした解析モデルを用いた（図-7）。

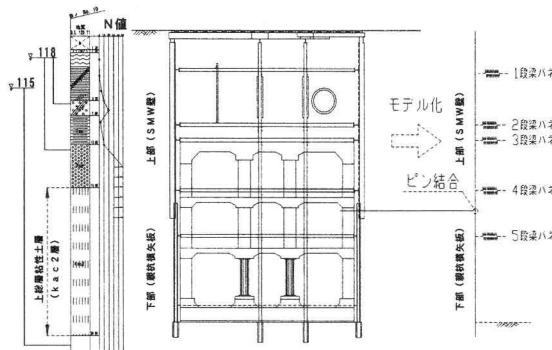


図-7 二段式土留めの解析モデル

4. 計測結果

(1) 立坑部（SMW壁）の計測結果

a) 4次掘削までの計測結果

立坑部SMW壁の1次掘削～4次掘削までの変位量の計測値を図-8に示す。

4次掘削まではSMW壁の変位量の計測値は設計値を下回る傾向であった。

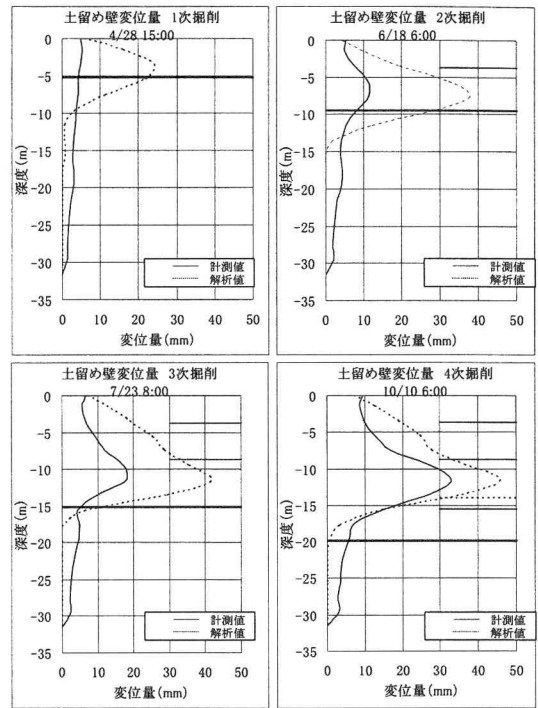


図-8 4次掘削までの計測結果

b) 5次掘削および5段支保工設置時の計測結果

5次掘時、5段支保工設置時のSMW壁の変位量を図-9に示す。これより、掘削底面（GL-20m）付近で設計値を大幅に上回る変位が急激に発生したことが計測結果より明らかとなった。

43mm（計測値） > 3mm（設計値）

特に、5次掘削後5段支保工設置までの非掘削期間にも変位が増加していることから、早急な原因究明および対策工の立案が必要と判断した。

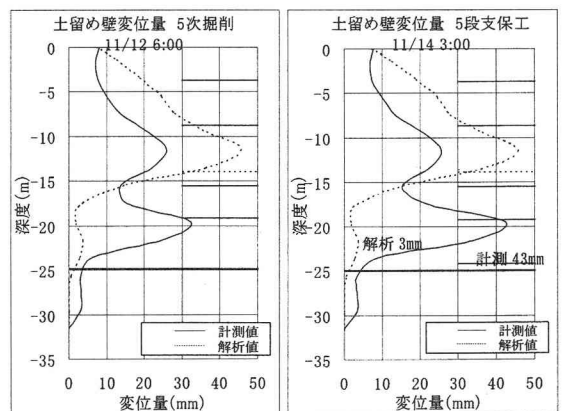


図-9 5次掘削および5段支保工設置時の計測結果

(2) 一般部（二段式山留め工法）の計測結果

下部杭施工後の4次掘削～最終掘削までの山留め壁の変位量の計測値を図-10に示す。

これより、下部杭変位量の計測値はほぼ0であり、全ステップを通じて設計値を大幅に下回った。なお、解析値は、前述した上総層粘性土層の不確定設計パラメータとして、主働側圧係数推定式(1a)、(1b)を用い、かつ単位体積重量 $\gamma=0$ としたものである。

また、最終掘削時の下部杭の変位量は、側圧を受けて大きく変位する設計値に対して、計測値はほとんど0という特徴的な結果となった。

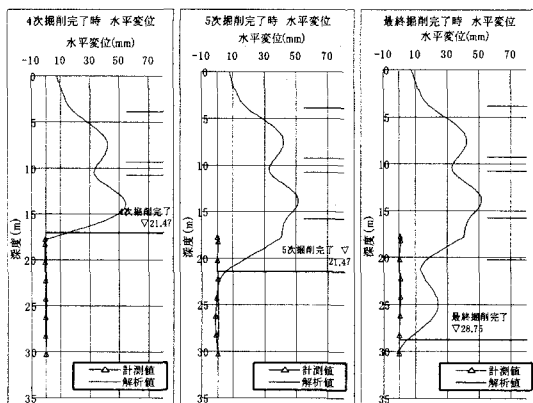


図-10 一般部（二段式土留め）計測結果

表-2のように土質定数を大幅に変更すれば、5次掘削時の変位を再現することができた。

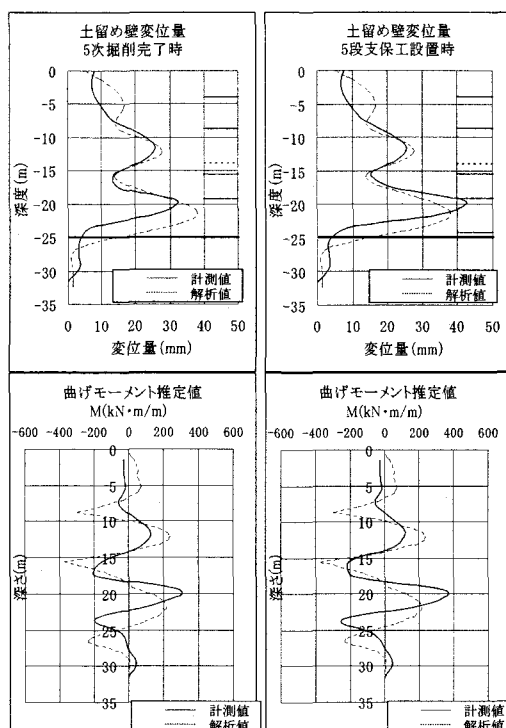


図-11 立坑部変位フィッティング(1)

5. フィッティング解析結果

(1) フィッティング解析について

立坑部における5次掘削時の土留め壁の過大変形について、下記に示す事項に着目し、数値解析による検証を行った。

- ①設計土質定数と実際との相違
- ②側圧条件の相違

(2) 検討手法

以下の項目についてフィッティング解析を行った。

- ①フィッティング対象：土留め壁変形
- ②既知パラメータ：土留め剛性、切梁バネ値
- ③未知パラメータ：主働側圧係数、単位体積重量、水圧
- ④解析手法：試行錯誤法
- ⑤対象解析ステップ：5次掘削、5段支保工設置時

(3) 立坑部数値解析結果

a) 土質定数によるフィッティング

フィッティング解析により得られた土質定数および土留め壁の変形図、曲げモーメント分布を表-2、図-11に示す。

表-2 立坑部フィッティング解析による土質定数一覧(1)

		当初設計					逆解析				
		γ kN/m ³	ϕ °	C kN/m ²	N	kh kN/m ²	γ kN/m ³	ϕ °	C kN/m ²	N	kh kN/m ²
土質条件	B	14	23		3	2500	14	23		3	2500
	Lm	12.8		37.8	0	6280	12.8		37.8	5	6280
	Lc	13.2		34.8	0	5460	13.2		34.8	5	5460
	Tos	16.7	25		9	9000	16.7	25		9	9000
	Toc	15.7		75	6	12000	15.7		75	3	12000
	Tog	0	35		50	40000	19.6	35	50	50	40000
	Kac2 上	0		270	65	162000	18.1		90	5	108000
	Kac2 下	0		270	65	162000	18.1		90	5	162000
	Kas	0	35	100	85	258000	18.6	35	100	85	258000
支保工バネ	掘工桁	238200 kN/m					23820 kN/m				
	1段	96530 kN/m					9653 kN/m				
	2段	142670 kN/m					142670 kN/m				
	3段	142670 kN/m					142670 kN/m				
	4段	96530 kN/m					5000 kN/m				
	5段	96530 kN/m					32000 kN/m				
備考							フィッティング精度を向上させるため Kac2層を2分割した				

しかし、以下の理由により本条件は信頼性が低いと判断した。

- ①硬質な上総層粘性土層（Kac2層）の水平地盤反力係数が最大で設計値の1/10（N値＝5相当）という非現実的な値となった（ $kh=162000 \Rightarrow 16200 \text{ kN/m}^2$ ）。
- ②4段支保工の支保工バネ値が設計値の1/20であり

通常では考えられない小さい値となった。

③変位分布はほぼ一致したが、曲げモーメントの最大値が設計値（380KNm）と計測値（210KNm）で大きく異なる。

上記のことから、土質定数のみの調整で計測値と解析値の変位を一致させることは、非現実的な定数設定となり信頼性が低いと判断した。したがって、何らかの想定外の外力（側圧）が作用しているものと考えた。

b) 側圧によるフィッティング

フィッティング解析により得られた土質定数および土留め壁の変形図を表-3および図-12に示す。

これより、計測値および解析値の変位分布は、ほぼ一致し、同様に曲げモーメントについても精度良く実挙動を再現することができた。

以上のことから、以下に示す事項が土留め壁の実挙動に影響していると判断した。

①5次掘削以降、土留め壁の変位量の計測値が設計値を大幅に上回ったのは、上総層粘性土層に想定外の水圧が作用したためである（表-3右列）。

②土留め背面と背面地盤との境界にTog層の地下水が流入、あるいは上総層粘性土層の介在砂層からの地下水圧等が考えられる。

③土留め壁に作用した水圧は、Tog層の水頭の約75%程度であることが数値解析により確認できた。

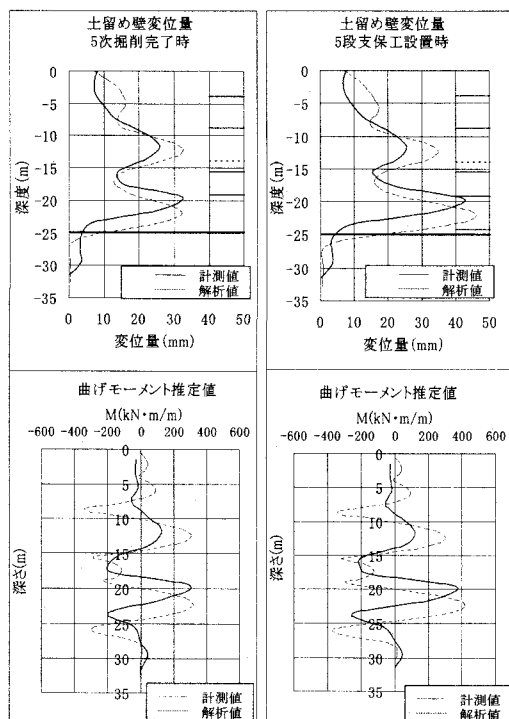


図-12 立坑部変位フィッティング(2)

表-3 立坑部フィッティング解析による土質定数一覧(2)

		原設計					解析値				
		γ kN/m ³	ϕ °	C kN/m ²	N	kh kN/m ²	γ kN/m ³	ϕ °	C kN/m ²	N	kh kN/m ²
土質条件	B	14.0	23.0	-	3	2500	14.0	23.0	-	3	2500
	Lm	12.8	-	37.8	0	6280	12.8	-	37.8	5	6280
	Lc	13.2	-	37.8	0	5460	13.2	-	37.8	5	5460
	Tos	16.7	25.0	-	9	9000	16.7	25.0	-	9	9000
	Toc	15.7	-	75.0	6	12000	15.7	-	75.0	3	12000
	Tog	0.0	35.0	-	50	40000	19.6	35.0	50.0	50	40000
	Kac2	0.0	-	270	65	162000	18.1	-	270	65	162000
	Kas	0.0	35.0	100	85	258000	0.0	35.0	100	85	258000
Kac2層の水圧	考慮せず						5段支保工設置時より Tog層の水頭の75%を考慮				
							層上端 98 kN/m 層下端 185 kN/m				
支保工バネ	覆工桁	238200 kN/m					同左				
	1段	96530 kN/m					同左				
	2段	142670 kN/m					同左				
	3段	142670 kN/m					同左				
	4段	96530 kN/m					32000 kN/m				
	5段	96530 kN/m					32000 kN/m				

(4) 一般部（二段式土留め）フィッティング解析結果

土留め壁の変形図を図-13に示す。これより、上総層粘性土層の土圧を0（電算入力値としては主働側圧係数 $kac=0$ ）とし、土質条件は立坑部フィッティング解析により得られた値を用いることで、計測値および解析値の変位分布は、ほぼ一致した。

なお、グラフには、上下杭の結合条件を当初方針通りピン結合とした場合、剛結合とした場合の2ケースの結果も示したが、両者に大差はない。これは、接合部付近に作用する側圧が小さいため両者の違いが明確に現れなかったためである。

このような条件下では、二段式土留めに解析上存在するピン結合部が山留め架構に与える影響は小さく、剛結合である従来工法とほぼ同じ挙動を示すが、計測値および解析値より明らかとなった。

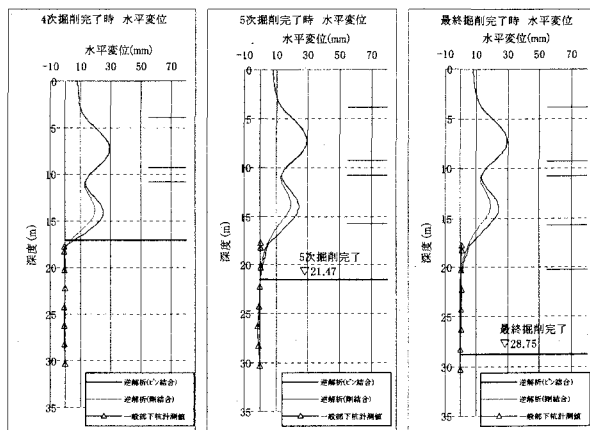


図-13 一般部変位フィッティング

一方で、上総層粘性土層に側圧が作用していると考えられる範囲もあった。しかし、この区間は立坑部に近接しており、立坑部での5次掘削以降の大きな変形の影響を受けたことによるものと考えられる。

6. 予測解析と対策工

(1) 立坑部における予測解析結果

表-3で得られたフィッティング解析結果を設計に反映させ、5次掘削以降の土留め壁の挙動の予測を行った（予測解析）。これより、以下の事項が確認された。

表-4 対策工比較結果一覧表

予測解析結果（無対策）									
土留 曲げ モーメント	上杭 背面側	328 kN・m/m	≤	431 kN・m/m（許容値）	OK				
	下杭 掘削側	492 kN・m/m	>	321 kN・m/m（許容値）	OUT				
最終掘削時	支保工反力	予測値		切梁		復起し		判定	
				仕様	許容反力	仕様	許容反力		
		1段	55 kN/m	H-300	376 kN/m	H-400	297 kN/m	OK	
		2段	550 kN/m	H-350	657 kN/m	H-500	720 kN/m	OK	
		4段	183 kN/m	H-300	376 kN/m	H-300	291 kN/m	OK	
		5段	489 kN/m	H-300	376 kN/m	H-300	291 kN/m	OUT	
		※3段支保工はB1スラブ打設後撤去							

予測解析結果(対策工として6段支保工を追加した場合)										
最終掘削時	芯材曲げモーメント	上杭 背面側	336 kN・m/m	≤	431 kN・m/m (許容値)	OK				
		下杭 背面側	270 kN・m/m	≤	321 kN・m/m (許容値)	OK				
	支保工反力		予測値	切梁		覆起し		判定		
				仕様	許容反力	仕様	許容反力			
		1段	56 kN/m	H-300	376 kN/m	H-400	297 kN/m	OK		
		2段	568 kN/m	H-350	657 kN/m	H-500	720 kN/m	OK		
		4段	198 kN/m	H-300	376 kN/m	H-300	291 kN/m	OK		
		5段	281 kN/m	H-300	376 kN/m	H-300	291 kN/m	OK		
		6段	249 kN/m	H-300	376 kN/m	H-300	291 kN/m	OK		
撤去時	芯材曲げモーメント	上杭 背面側	339 kN・m/m	≤	431 kN・m/m (許容値)	OK				
		下杭 前面側	319 kN・m/m	≤	321 kN・m/m (許容値)	OK				
	支保工反力		予測値	切梁		覆起し		判定		
				仕様	許容反力	仕様	許容反力			
		1段	56 kN/m	H-400	376 kN/m	H-400	297 kN/m	OK		
		2段	568 kN/m	H-350	657 kN/m	H-500	720 kN/m	OK		
		4段	207 kN/m	H-300	376 kN/m	H-300	291 kN/m	OK		
		5段	421 kN/m	H-300	376 kN/m	H-300	291 kN/m	OUT		
		6段	最終掘削時が反力最大							
備考	撤去時に5段支保工がOUTとなるため補強を実施する									

①無対策で最終掘削を行った場合（表-4上），5段支保工より下の変位量が過大（89mm）となり、土留め壁の曲げモーメントは、許容値を大幅に上回ると予測される。また、5段支保工に作用する反力も許容反力を大幅に上回ると予測される。

②補強対策として6段支保工を追加設置した場合（表-4下），最終掘削まで土留め壁の曲げモーメント、支保工反力ともに許容値を下回る。

④補強対策として6段支保工を設置した場合（表-4下），支保工撤去時も曲げモーメントは許容値を下回るが、5段支保工の反力が許容値を上回るために

下の補強を行うこととする。

切梁・・・横継ぎ材の設置による座屈スパンの低減
腹起し・・・ウェブの補強（添接板）

なお、立坑掘削完了後において変位量の計測値と予測解析値を比較した図を図-14に示す。各ステップとも両者の結果はほぼ一致しており、逆解析および予測解析の精度は良好であったと判断される。

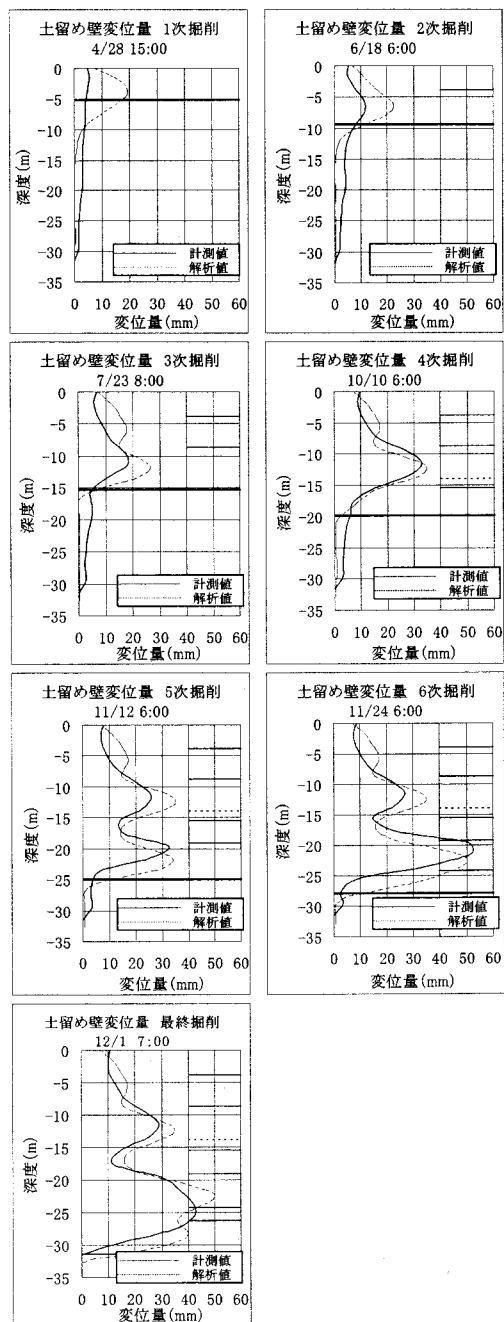


図-14 立坑部予測解析値と最終計測値の比較

(2) 一般部（二段式土留め）における予測解析結果
一般部区間の山留め壁の変位分布の計測値は、上総層粘性土層の側圧が全く生じない解析値とほぼ一致することがフィッティング解析により明らかとなった。

この結果を受け、実際の工事では過大変形が生じた立坑部に近い一部の区間を除き、支保工等の補強は実施せずに掘削を進め無事完了した。

7. まとめ

(1) 不確定設計パラメータ

上総層粘性土層の側圧設定に関与するパラメータについて以下に整理する。

a) 主働側圧係数 k_{ac}

硬質な上総層粘性土層における主働側圧係数 k_{ac} は、一般的な算出式 $k_{ac}=0.5-0.01H^{(1)-6)}$ に対し、 $0\sim0.4-0.01H$ の範囲内の値であることが逆解析により確認された。

b) 単位体積重量 γ

工事開始時の初期山留め架構を暫定的に定義するための大まかな仮定として、上総層粘性土層自体の単位体積重量 γ をゼロと仮定した。しかし、変位の計測値と解析を一致させるためには、上総層粘性土層自体の単位体積重量 γ は考慮する必要がある。

c) 水圧 p_w

遮水性土留めの場合、指針と異なり硬質な粘性土層には介在砂層の影響により地下水圧が作用する可能性が高い。本工事においては、Tog層の地下水の水頭の約75%程度の水圧が作用したことがフィッティング解析により確認された。

(2) 二段式土留め

初めての試みとなる二段式土留め工法を実施に採用した。本工法の大規模開削工事への適用性について得られた結果をもとに以下に整理する。

- ・土留め杭の路上施工期間を従来の約40%に短縮できた。
- ・二段式土留め壁の解析上の特徴である、上下杭接合部条件は、上総層粘性土層のような硬質な地盤条件下では、従来の剛結合条件と変位挙動に大差はない。

(3) 設計思想

本設計手法は、必要最小限の山留め仕様で工事を開始し、工事を進めながら必要に応じて支保工仕様の妥当性判断および補強の実施を念頭においた考え

方を有する手法であり、コスト削減に寄与すべく本工事において採用した。

具体的には硬質な上総層粘性土層の側圧を極端に小さい値として山留め仕様を設計する替わりに、十分な計測管理およびフィッティング解析手法を用いることで、山留め架構を合理的に計画することができ、支保工鋼材量の削減が可能となった。

謝辞：本報告を行うにあたり、工事を担当した三井住友・福田・大木JVの合原所長、大場主任技術者、沖野工事課長には施工技術資料、計測データ等貴重な情報を提供して頂きました。
ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 帝都高速度交通営団：土留め工解析指針（案），pp. 24-25, 1998.
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書開削工編，pp. 100-103, 1996.
- 3) 日本道路協会：道路土工仮設工編，pp. 39-41, 1999.
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル，pp. 173-179, 2001.
- 5) 首都高速道路公団：仮設構造物設計要領，pp. 34-38, 2003.
- 6) 先端建設技術センター：大深度土留め設計・施工指針，pp. 33-39, 1994.
- 7) 矢萩 秀一，辻 雅行，斉藤 光勇，好田 繁：開削工事における情報化施工による工程短縮，トンネル工学研究論文・報告集，第7巻，pp. 411-416, 1997.