

## 超軟弱地盤中の山留工の挙動

### Behavior of Retaining Structures Constructed in Very Soft Ground

勢田 篤史\*  
Atsushi Seta

前原 常信\*\*  
Tsunenobu Maehara

杉本 和也\*\*  
Kazuya Sugimoto

#### 要 約

東京湾横断道路のうち、川崎側陸上部の半地下U型擁壁建設工事において、埋立直後の超軟弱地盤中に鋼管矢板を山留壁とする切梁式山留工が採用された。本工事では、掘削深さは10.1 m～14.3 mと比較的浅いが、掘削幅が80 mと広く、仮設構造物も大規模であり、埋土層とN値0の超軟弱地盤層が40 mに及ぶため、情報化施工管理により山留工の挙動を把握し、鋼管矢板補強ならびに増梁を実施した。

#### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 当該工事の概要
- § 3. 地質概要
- § 4. 地盤改良工
- § 5. 山留工
- § 6. 情報化施工
- § 7. 山留工の挙動
- § 8. 対策工
- § 9. あとがき

#### § 1. はじめに

東京湾横断道路は、神奈川県川崎市と千葉県木更津市を結ぶ延長15.1kmの有料道路である。このうち海上部分14.2kmを東京湾横断道路株式会社が、川崎側陸上部分

0.3kmと木更津側陸上部分0.6kmを日本道路公団が施工を担当している。

川崎側陸上部分は、川崎西、川崎中、川崎東の3工事に分割されている。当該工事は川崎中であり、工事期間が長期のため川崎中（その1）工事、同（その2）工事として発注された。本報では、掘削の進行に伴って観測された山留工の挙動とその原因および対策工について述べる。

#### § 2. 当該工事の概要

本工事は、掘削床付面下部に先行地中梁としての地盤改良工を施し、鋼管矢板山留壁を用いた切梁式開削工法で、半地下式U型擁壁（長さ81 m×幅81 m×高さ7.0 m～13.5 m）を構築するものである。断面図を図-1に示す。なお、施工順序の概略は以下のとおりである。

- ①先行地中梁地盤改良（CJGおよびSWING-JET工法）
- ②鋼管矢板（φ1200 mm）打設（ディーゼルハンマー工法）
- ③間詰め地盤改良（CJG工法）

\* 土木設計部設計課

\*\* 横浜(支)道公浮島(出)

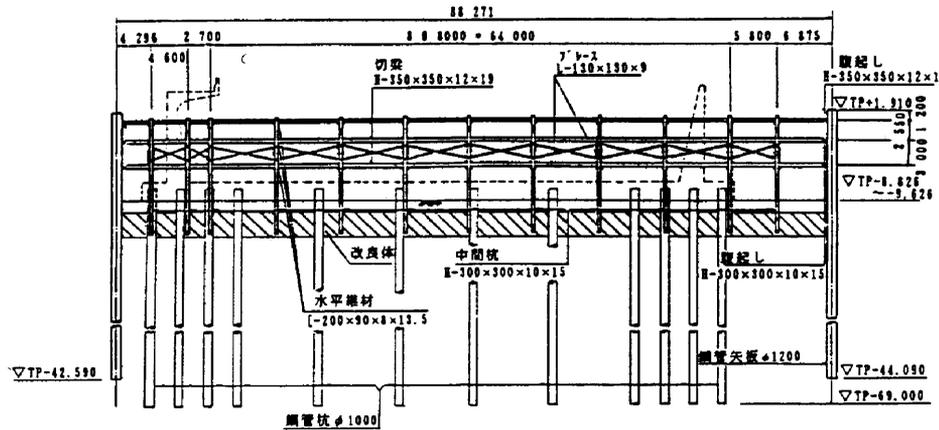


図-1 断面図

- ④基礎鋼管杭 (φ1000mm) 打設 (中掘工法併用ディーゼルハンマー工法)
- ⑤中間杭打設 (バイプロ工法)
- ⑥掘削
- ⑦構築

§ 3. 地質概要

地質概要を図-2に示す。

当該地盤は、建設残土による埋立直後の埋土層と旧海底地盤であるN値0の超軟弱な沖積層の粘性土 (AC1およびAC2層)と砂質土 (AS) で構成されている。最終盛土高であるTP+3.91 mまで盛土した場合の埋土およびAC1層の最終沈下量は、4.6 mに達すると想定される。

層名	層厚 m	N値 回	$\gamma$ tf/m <sup>3</sup>	C tf/m <sup>2</sup>	$\phi$ 度	変形係数 E kgf/cm <sup>2</sup>
埋土	17.8	0	1.6	1.0	10	10
AC1	23.1	0	1.5	0.15z <sup>0.5</sup> -1.6	0	15 30 50
AS	2.8	0	1.8	1.5	15	20
AC2	4.3	0	1.7	6.0	0	60
DISU	2.5	15	1.8	0	30	105

\*Z: T.P.m

図-2 地質概要

§ 4. 地盤改良工

4-1 地盤改良工法

鋼管矢板の変形防止と発生応力度の低減ならびに中間杭 (根入れ1.0 m) 支持のため、受働側地盤に先行地中梁としての地盤改良工を施工した。図-3に地盤改良工の平面区分を示す。

施工にあたり、事前に実施したチェックボーリングの結果、埋立地盤でコンクリート塊等の混入が確認された。このため、当初は経済的な機械式攪拌工法 (SWING-JET工法) による全断面の改良が計画されていたが、埋立地盤部の改良となるA, B断面では噴射攪拌置換工法 (コラムジェット工法, CJG工法) を採用することとした。

CJG工法では、超高压噴射ノズルの近くにある障害物が噴射を遮り、障害物の裏側が未改良部分として残ってしまう恐れがある。このため、コンクリート塊の混入し

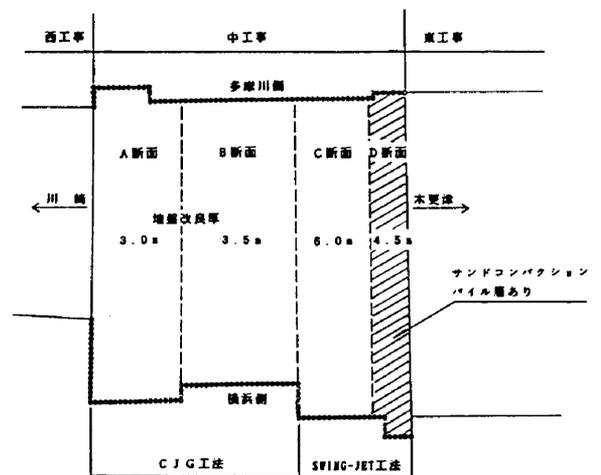


図-3 地盤改良工平面区分

た粘性土にCJG工法でどのような施工を行えば所要の改良体が造成できるか試験施工を行った。その結果、超高压水のみでの切削長をコンクリート塊の量により改良範囲

あるいは改良範囲十余堀長とし、地盤をルーズにすることによりコンクリート塊を下に落とす水切り施工（図-4参照）により改良体部を確保することとした。

(1) SWING-JET工法

SWING工法は、開閉可能な攪拌翼（直径2m）により地盤を切削し、次に固化材を注入しながら攪拌して、地盤中に改良体を造成する工法である。

SWING-JET工法は攪拌翼先端からのジェットを併用することによって、さらに大口径（直径2.4m）の改良を行う攪拌翼が先行した隣接改良体に接触、破損することを防ぎながら密着施工を可能にしている。

(2) CJG工法

空気を伴った超高圧水を、回転するノズルにより地盤中に噴射させて地盤を切削し、そのスライムを地表に排土させるとともに、硬化材を同時充填させ、円柱状の固結体を造成する工法である。

当現場では、超高圧水圧400kgf/cm<sup>2</sup>（39.2MPa）、水噴射吐出量70ℓ/min、硬化材吐出量180ℓ/min、ロッド引揚速度20m/minと、粘性土地盤に対する一般的な施工条件とした。

4-2 地盤改良体の厚さ・強度

改良体の厚さは、山留壁の弾塑性解析結果から「仮設構造物設計基準」（首都高速道路公団）に規定されている弾性領域率（改良厚に対する弾性領域の割合）が50%程度となるように決定した。計算結果を表-1に示す。

なお、本工事では、地盤改良後に基礎杭をプレオーガー工法（後に中堀工法へ変更）にて建て込むため、改良体強度は設計上必要な強度を確保すると同時に、オーガー削孔が可能な強度でなければならないという制約があった。

改良体は接円タイプ（改良率90.7%）にて施工した。

以上より、実施した地盤改良工の施工方法・施工数量等を表-2に示す。

表-1 改良厚計算結果

	A断面	B断面	C断面	D断面
改良工法	CJG工法		SWING-JET工法	
ソフトコンクリート層の有無	なし		あり	
改良厚(m)	3.0	3.5	6.0	4.5
弾性領域率(%)	67.7	51.1	45.7	51.6
鋼管矢板肉厚(mm) SKY400 φ1200	16	21	19	14
改良強度(tf/m <sup>2</sup> )	30		A C1層 21 S CP層 24	

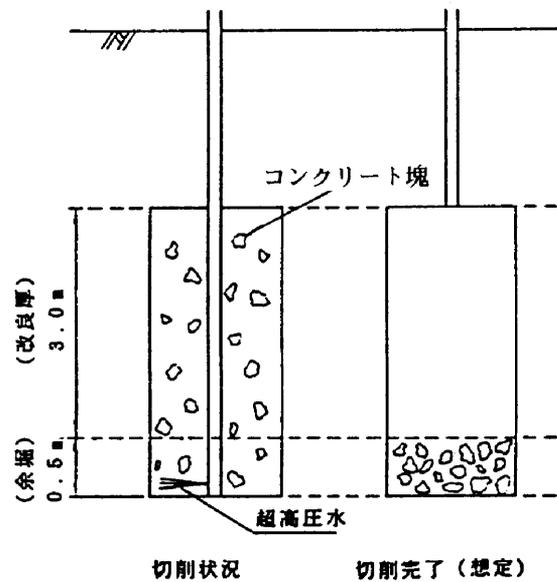


図-4 水切施工

表-2 地盤改良工および数量表

名称	地盤改良工A				地盤改良工B				
	SWING-JET工法				CJG工法				
工法名	SWING-JET工法				CJG工法				
特徴	攪拌				噴射・置換				
工種	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>	B <sub>4</sub>	B <sub>5</sub>	B <sub>6</sub>	
対象土	旧海底	サンドコンパクション	旧海底	サンドコンパクション	建設残土	建設残土	建設残土	建設残土	
コンクリート塊	無	無	無	無	少	少	多	多	
施工方法	通常施工		通常施工		通常+水切り施工, 余堀なし		通常+水切り施工, 余堀0.5m		
径	2.4m	2.4m	2.0m	2.0m	2.0m	2.0m	1.8m	1.8m	
改良厚	6.0m	4.5m	6.0m	4.5m	6.0m	3.5m	3.5m	3.0m	
施工数量	本数	332	161	16	62	110	341	439	772
	延長	1,992	7,24.5	96	279	660	1,193.5	1,536.5	2,316
	計	493本	2,716.5m			1,740本	6,081m		
備考					SWINGと鋼管矢板の間詰 1. 切削は水切り施工、硬化材噴射同時施工と2回行う。 2. 余堀は改良厚の下にコンクリート塊を落とすためのガラだまりであり、最初に水切り施工をする。				

## § 5. 山留工

### 5-1 山留工の設計概要

本工事は超軟弱地盤における大規模掘削工事であり、また現在も圧密が進行している状況の中での施工であるため、種々の問題が考えられた。よって、山留工の設計は、掘削段階ごとにシミュレーションが可能な弾塑性法による計算を行った。

### 5-2 山留工における問題点

山留工に対して以下に示す問題点が考えられた。

- ①周辺の盛土による影響（側方流動圧）
- ②圧密未完了の粘性土地盤の挙動
- ③鋼管矢板背面にある建設残土の土性値の適否
- ④地盤改良全体としての挙動および効果
- ⑤基礎杭建込みの削孔により生じる改良体と杭間の間隙の考慮
- ⑥鋼管矢板に掘削開始前に発生している応力の判断
- ⑦掘削開始前に沈下が進行している地盤改良体の掘削に伴うリバウンドの予想
- ⑧ディープウェルの必要性の有無

AS層の間隙水圧は、GL+7mと被圧されている。鋼管矢板を長くしてAS層下の粘性土に根入れをしているが、サンドコンパクション側からの水の補給によりせん断強度の低下および盤ぶくれの発生が懸念される。

### 5-3 問題点への対応策

上記問題点①～⑦については、§ 6に述べる情報化施工で対応するが、⑥の鋼管矢板に掘削開始前に発生している応力および変位については、検討の結果、5-5で述べるプレロード工法が有効であることが判り、実施した。

⑦の地盤改良体の動きについては、改良幅80mに対して、厚さが3～6mと薄いため、不等沈下が発生するおそれがある。このため、5-4で述べる不等沈下対策を実施した。

⑧については、AS層にストレーナーを取り付けた観測井戸を設置し、AS層の水位および給水状況を実測した結果、ディープウェルは不要であると判断した。

### 5-4 不等沈下対策

#### ①継材の見直し

中間杭の不等沈下を少なくするために、すべての中間杭に縦断および横断方向の水平継材、斜継材を設置することとした。

#### ②切梁の見直し

地盤改良体以深のAC層は、2～3cmの不等圧密沈下が予想されたため、3cmの不等沈下により中間杭に発生

する曲げモーメントを考慮した結果、一段階上の部材を使用することとした。

### 5-5 切梁プレロード工法

掘削開始前に鋼管矢板の改良体位置（TP-10.0～13.0m）に1,300kgf/cm<sup>2</sup>（128MPa）の応力が発生し、鋼管矢板天端には50mmの変位が生じた。

この応力と変位を初期値として最終掘削時までの部材応力を検討すると許容応力度を超えるため、今後掘削により発生する応力をできる限り小さく押さえることを目的とした切梁プレロードの検討を行った。

いくつかのケースで検討した結果、1段切梁だけにプレロードを導入するのが効果的であることから、プレロード荷重を設計荷重の80%とし、切梁長が80mと長いいため、プレロードジャッキは切梁1本あたり2本を両端に設置した。

## § 6. 情報化施工

### 6-1 現状解析と予測解析

本工事は、深さ40mにおよぶ軟弱地盤のうち、埋土層厚と超軟弱なAc1層厚が大きく変化しており、地盤条件、地盤改良体の改良効果等について不明確なことが多く、設計条件を的確に把握できていない。

よって、情報化施工として山留工および周辺地盤の挙動をリアルタイムに計測を行い「現状解析」により解析条件を見直し、次の施工段階での山留工の挙動を予測す

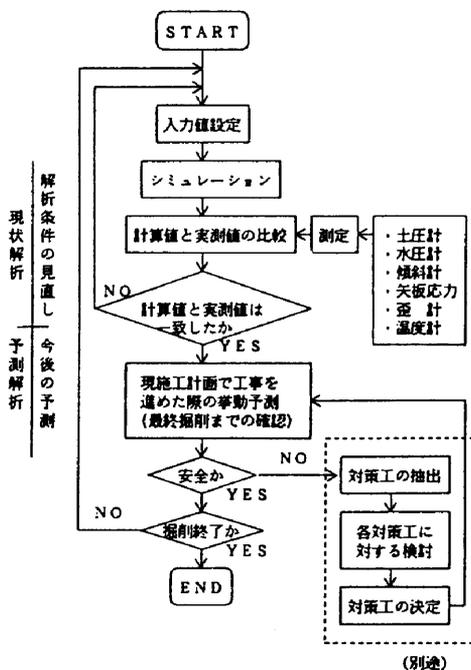


図-5 現状解析と予測解析

表-3 計測項目

計測の目的	計測項目	計測機器	手動/自動	箇所	個数	頻度		凡例
						日常体制	強化体制	
山留壁の安全性の確認 山留壁の変位を把握し、山留工挙動の将来予測解析の基礎データとする。	山留壁の変位・応力	挿入式傾斜計	手動	4	-	1回/週	1回/日	●
		固定式傾斜計	自動	3	-	1回/日	2回/日	○
		歪計	自動	4	54	1回/日	2回/日	□
支保工の安全性の確認 気温の変化が測定値におよぼす影響を把握する。	切梁軸力	歪計	自動	4	52	1回/日	2回/日	----
	切梁温度	温度計	自動	5	10	1回/日	2回/日	----
山留壁に作用する荷重の把握 掘削に伴う側圧の変化を把握する	山留壁面に作用する側圧	壁面土圧計	自動	4	20	1回/日	2回/日	■
	掘削に伴う水圧の変化を把握する	壁面水圧計	自動	4	20	1回/日	2回/日	■
盛ぶくれ(ヒービング)に対する安全性の把握	盛ぶくれ	層別沈下計	自動	2	14	1回/日	2回/日	▽
	AS層の地下水位	間隙水圧計	自動	4	-	1回/日	2回/日	△
掘削に伴う山留周辺地盤への影響の把握	中間沈浮上り	レベル	手動	3	31	1回/週	1回/日	----
	掘削に伴う山留周辺地盤への影響の把握	掘削地盤の変位	挿入式傾斜計	手動	9	-	1回/週	1回/日
		掘削地盤の沈下	レベル	6	28	1回/週	1回/日	x

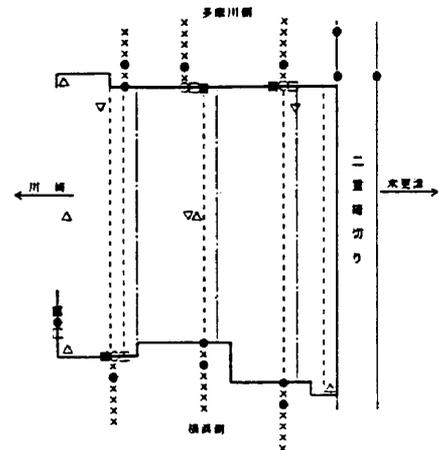


図-6 計測機器配置図

る「予測解析」を行うことにより、必要に応じて設計・施工法を修正し、施工の確実性、安全性を確保することとした。図-5に現状解析と予測解析のフローを示す。

6-2 計測計画

本工事における計測項目および計測機器の配置を表-3、図-6に示す。計測頻度は、管理室からの自動計測が可能な計器については1回/日、手動(人力)計測によるものは1回/週とし、計測完了時期は、1段目山留支保工を撤去し、鋼管矢板の自立が確認された時とした。

管理基準値は、山留壁、切梁、腹起しとも、許容応力度(2100kgf/cm<sup>2</sup>(206MPa))の80%とし、これを超えたときには、計測は強化体制とし、計測頻度を増やすこととした。また、許容応力度を超えると予測されたときは補強を行うものとした。

6-3 解析結果

1次掘削時から実施した解析定数の見直しおよび予測解析結果と対策工について表-4に示す。このうち、3次掘削および最終掘削時について以下に述べる。

鋼管矢板の変位およびモーメントの予測値と実測値との比較を図-7に示す。実測値は鋼管矢板先端の変位を0として測定している。

①3次掘削時

鋼管矢板の変位実測値が予想値を超えたことから、現状解析による改良体バネ定数を5,000tf/m<sup>2</sup>(49MPa)と見直し、さらに側方流動を考慮することとした。

予測解析の結果では、鋼管矢板の応力度が許容値を超えることが予想されたため、対策工として鋼管矢板のRC補強を実施した。

②最終掘削時

実測値では鋼管矢板が大きく変形し、地中部のモーメントが増大している。現状解析定数を見直した結果では、

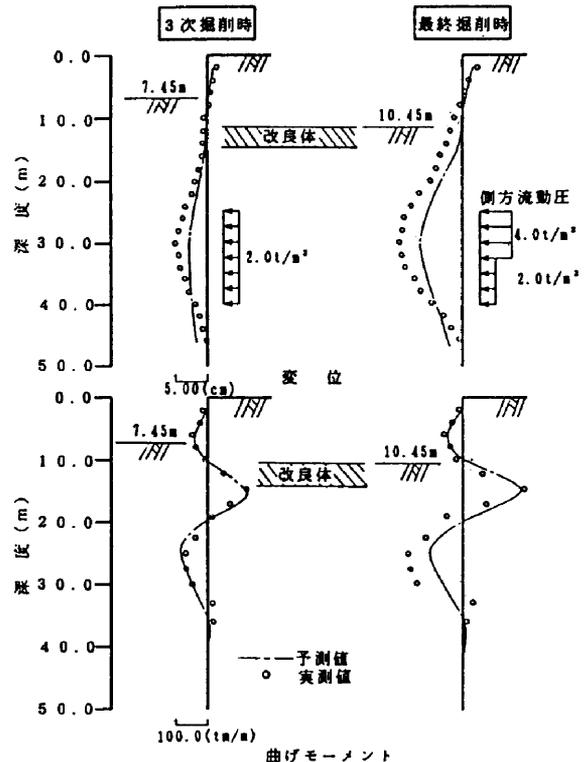


図-7 予測値と実測値の比較

改良体バネ定数がさらに低下し1,000tf/m<sup>2</sup>(9.81MPa)となり、側方流動は増加している。

予想解析の結果では、3段梁の腹越しの応力度が時間の経過とともに許容値を超えるため、対策工として増梁を実施した。

③側方流動圧について

現状解析において側方流動圧を考慮したが、これは以下の理由による。

AC1層の定数として、「仮設構造物設計基準」(首都高速道路公団)に示された粘性土に対する主動土圧係数は

表-4 解析結果および対策工

項目		当初	1次掘削	2次掘削	3次掘削	最終掘削
現状解析着目のポイント			埋土層の見直し(埋め土層が予想より良い地盤)	鋼管矢板下端の変位	改良体部の掘削側への変位 地中部(AC1層)の変位と曲げモーメント	改良体の掘削側への変位 地中部(AC1層)の変位と曲げモーメント
現状解析定数の見直し	埋土層のバネ定数(tf/m <sup>3</sup> )	50	400	400	400	400
	埋土層の主動土圧係数	0.8	0.5	0.5	0.5	0.5
	AS層(GL-40.9)のバネ定数(tf/m <sup>3</sup> )	120		400	400	400
	改良体のバネ定数(tf/m <sup>3</sup> )	10,000			5,000	1,000
	側方流動圧を載荷(tf/m <sup>3</sup> )	—			2.0	2.0, 4.0
予測解析結果			鋼管矢板の応力度が許容値を超える可能性がある。	鋼管矢板の応力度が許容値を超える。	鋼管矢板の応力度が許容値を超える。	3段梁の腹起しの応力度が許容値を超える。
対策工の実施			1段切梁にプレロード工法	3次掘削後に対策工を実施する。	鋼管矢板のRC補強(改良体部・地中部)	増梁をする

最大の0.8とし、また変形係数は最小の  $E=10\text{kgf/cm}^2$  ( $98.1\text{N/cm}^2$ ) とし、水平方向地盤反力係数 $100\text{tf/m}^3$  ( $0.98\text{MN/m}^3$ ) から得られた変位量は計測結果より小さかった。

他の外力の要因として、当現場から100m程度離れた箇所での盛土の施工により側方流動圧が作用した可能性があると判断し、深度25~40m区間に側方流動圧として等分布荷重を考慮することにより、計測結果と一致した。

このように軟弱地盤における掘削工事の近傍で盛土が行われると、その距離が100m程度と遠くであっても今回のように影響を受けることが考えられるため、注意する必要がある。

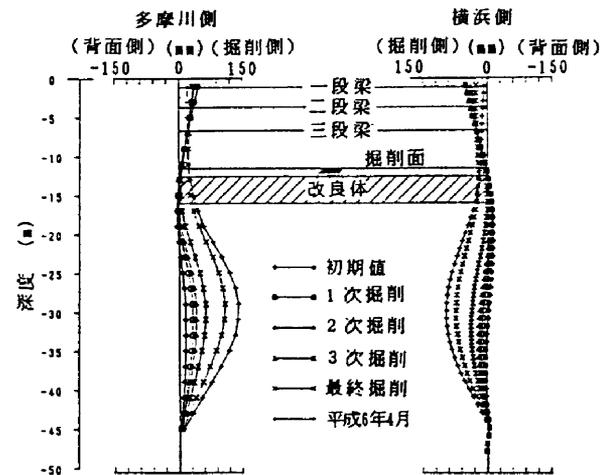


図-8 鋼管矢板水平変位の経時変化(1)

## § 7. 山留工の挙動

### 7-1 鋼管矢板の挙動

#### (1) 掘削前の挙動

鋼管矢板は(その1)工事で施工し、その後計測を行っていた。(その2)工事で背面のサンドドレーン工、掘削側での基礎杭打設、側方流動による影響等により、構造物掘削開始までに改良体の位置に $1,300\text{kgf/cm}^2$  ( $127\text{MPa}$ ) の応力が集中し、矢板天端に50mmの変位が生じた。これには前述のプレロード工と背面掘削(1m)で対応した。

#### (2) 掘削中の水平変位

掘削中の変位を図-8に示す。図において改良体より下の部分は最終掘削時に大きく変位し、その後も増え続けて150mmに近くなっている。改良体部では、最終掘削時に変位が大きくなったが、その後は落ち着いている。矢板天端は、50mm掘削側へ変位した状態で掘削を開始した

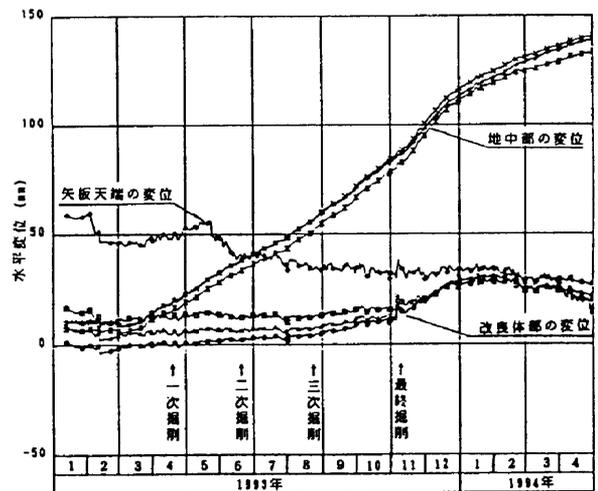


図-9 鋼管矢板水平変位の経時変化(2)

が、地盤改良体以深の鋼管矢板が掘削側に変形することで、鋼管矢板天端が逆に背面側に変形するため、切梁の軸力も減少した。

(3) 掘削後の水平変位

掘削後の水平変位の経時変化を図-9に示すように、地中部の変位は掘削終了後もなお増え続けており、このようなクリープ現象は、各次掘削が終わったときにも同様であった。

一般に、軟弱なAC層においては、クリープおよび掘削による上載荷重の減少により、水分が供給されて膨張し、せん断強度が低下することで山留壁の変形が増加することがあるので、注意する必要がある。

鋼管矢板の応力度も増え続けており、平成6年1月で2,453kgf/cm<sup>2</sup> (241MPa)、同年10月で2,772kgf/cm<sup>2</sup> (271MPa) となっているが、埋戻しが進んだため、計測はここで終了した。

(4) 鋼管矢板の沈下

鋼管矢板打込後の作業により、200~260mm沈下したが、掘削開始とともに沈下が止まり、リバウンドの影響でやや浮き気味なものもあった。沈下に大きく影響したのは、基礎杭打設および背面のサンドドレーン打設による地盤の側方変位と考えられる。

7-2 切梁の軸力

1段切梁は50tf (490kN) のプレロード荷重を加えて設置した。軸力は3次掘削開始後ピーク (74tf (726kN)) となり、最終掘削の開始とともに減少した。

2段切梁はニューキリンジャッキ (油圧) を使用して20tf (196kN) 加圧し、設置した。最大軸力の予測値20tf (196kN) に対して、最終掘削時、3段梁設置後も増加し、ピークで50tf (490kN) となったが、3段増梁を設置

したところで下降し始め、40~45tf (392~441kN) で落ち着いた。

3段切梁もニューキリンジャッキを使用し、2段梁と同様に設置した。最終掘削開始とともに軸力は急が増え、掘削終了後も増加傾向であることから、増梁を設置したところ、増梁施工時がピークであり、その後70~80tf (686~785kN) で安定した。

切梁の延長が約80mと長いので、いずれの段においても軸力は温度の変化に対して敏感に反応する傾向にあった。

7-3 地盤改良体 (地中梁) の沈下

掘削着手前までの沈下は、埋立直後に地盤改良を始めたための沈下とその後の作業によるもので、300~700mmとなった。沈下量は改良翌日にボーリングによりロッドを建て込み、これをレベルにより測量したものであり、沈下分布を図-10に示す。地盤改良後の作業で最も沈下に影響を与えたのは基礎杭打設であった。

当初は、計画どおり建設残土層までプレオーガー工法併用ディーゼルハンマー工法で施工をしていたが、改良体下の土砂の取り込みがあまりにも多すぎ、その影響として地表面の沈下が発生したため、中掘工法へ変更となった。これにともない、栈橋杭打設も中掘工法へと変更された。

7-4 中間杭の浮き上がり (リバウンド) 状況

中間杭は地盤改良体の中に打ち止めされており、この高さをレベルで測ることにより、浮き上がり (沈下量) を把握した (図-11)。リバウンドは掘削にともなって上載荷重が減少し軟弱地盤の弾性の戻りのため発生する浮き上がりであると言われているが、本工事では埋土下のAC1層において、荷重の減少により水分が供給されて膨張したことも原因の一つであると考えられる。

この他にも、鋼管矢板の改良体より下の部分が掘削側へ最大130mm変形しており、浮き上がりに最も影響を与えた原因であると思われる。

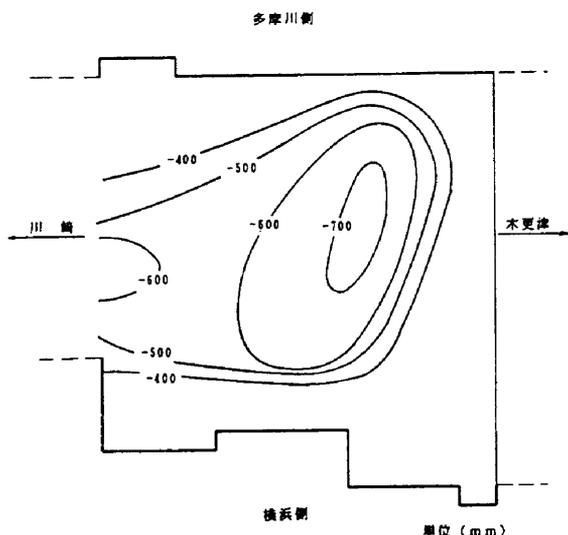


図-10 地盤改良体沈下分布

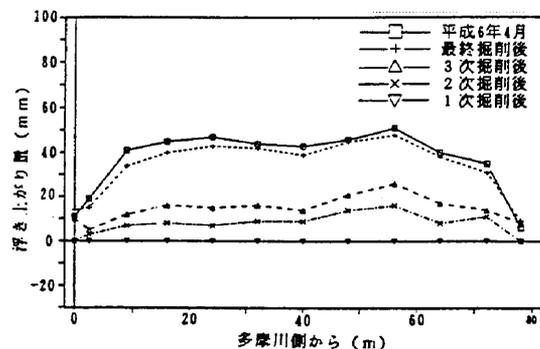


図-11 中間杭の浮き上がり状況

中間杭が不等浮き上がり（沈下）をすれば、切梁に重大な影響を及ぼすが、本工事では、事前に5-4の対策工を実施したため、隣接する中間杭間の不等沈下量は小さく、切梁への悪影響はなかった。

## § 8. 対策工の検討

情報化施工に基づく計測管理（予測解析）の結果、鋼管矢板補強ならびに増梁を実施した。

### ①鋼管矢板補強

3次掘削後の予測解析の結果、最終掘削時の鋼管矢板の応力度が改良体部で許容応力度（ $2,100 \text{ kgf/cm}^2$ （ $206 \text{ MPa}$ ））を超え、地中部では降伏応力度（ $2,400 \text{ kgf/cm}^2$ （ $235 \text{ MPa}$ ））を超えることが予測された。

これによりいくつかの対策案を検討した結果、鋼管矢板内をRC構造で補強することとした。補強に際して、底版コンクリート打設までのクリープ増加を考慮して、改良体部では許容応力度を、地中部では降伏応力度を超える断面力に対して、鋼管矢板内の必要鉄筋量を設計した。

### ②3段梁増梁

最終掘削完了後の切梁の浮上り発生状況から、切梁耐力を見直したが、3段切梁には耐力の90%以上の軸力が発生することが予測された。また、腹起しの照査も行っ

たが、切梁と同様に腹起しの耐力を超えることが予測されたために、3段切梁と同じ高さで切梁ピッチが1/2となるように増梁を行った。

## § 9. あとがき

現在、埋立間もない軟弱地盤の大規模掘削工事が東京湾横断道路工事等で進められている。大深度掘削となるため、受働抵抗の増加やヒービングに対する安全性の確保などを目的として床付面付近の地盤改良工法が採用されることが多いが、現地盤と改良地盤との複合地盤の場合に、強度と変形係数などをどのように評価するかが問題となる。

また、当該地区でみられる独特のクリープ的な土圧の増加など不確定な要素が多く、解明するにはかなりの時間を要すると思われる。今後、同様な工事でのデータを蓄積することにより、研究を進めていく必要があると思われる。

今回は、技術検討委員会を設けて現状解析と予測解析との結果をもとに方針をその都度決定し、施工にフィードバックさせた。

構造物の築造も進み、平成6年12月には山留工の撤去が終了する予定である。

最後に 本工事の施工にあたり、多くのご助言やご指導を賜った関係各位に感謝の意を表します。