

## 岸壁および建築物に近接した高層建築物地下の設計と施工 Design and Construction of a High-Rise Building's Basement adjacent to the Quay and Building.

大西 徳治*** Noriharu Onishi	松本 靖司* Yasushi Matsumoto
緩鹿 秀明* Hideaki Yuruka	金子 豊* Yutaka Kaneko
熊谷 健洋** Takehiro Kumagae	後藤 裕明*** Hiroaki Goto

### 要 約

本報告は、東京都港湾局と竹芝再開発株式会社の発注の「竹芝ふ頭再開発第3期建設工事」のうち、地下部構築に伴う根切り工事の設計と施工に関する報告である。対象となる地盤は海に面した埋土地盤であるため軟弱で地下水位が高く、周辺には岸壁をはじめとする重要構造物が近接しているなど、土留壁の変位には特に注意を払う必要があった。また、埋土地盤中に埋没した旧護岸の撤去、構真柱の設置および、躯体の逆打ちなど施工上の課題も豊富であった。

これに対し、周辺地盤の異なる条件から土留工は4種類の土留壁を採用し、さらに変形抑制を目的とした地盤改良を施すとともに土留壁の挙動および土・水圧の把握を目的に計測施工を実施することで工事を無事遂行することができた。

### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 概要
- § 3. 設計
- § 4. 施工
- § 5. 計測施工
- § 6. あとがき

### § 1. はじめに

竹芝地区再開発事業第3期工事は、既存のふ頭の前面を埋立てた約4.7haの敷地にオフィスビル、商業施設、ホテルなどを一体的に整備する工事である。当社はこのうち地下3階、地上22階からなるオフィス棟の築造を担当し

た。これは当社がJV主幹事社として施工した国内最高層建築物である。

周辺環境は前面には東京湾を臨み、背面には新しいベイエリアとして開発中の臨海副都心と都市中央を結ぶ新交通システムの橋脚がひかえ、左手には2期施工の海上公園が、右手には民間大型倉庫が隣接しており、四方の状況が全て異なる条件となっている。また、対象となる地盤は旧護岸を埋立てた地盤であるため、土留壁に作用する土・水圧による変形も大きくなることが予想された。

これらの厳しい条件に対し、当該工事では、先行変位を極力少なくすることと工期短縮を目的に逆巻き工法を採用し、変形抑制の補助工法としてコラムジェットグラウト(CJG)を採用した。さらに、土留壁の変形、土・水圧などを計測、状況に応じ実施工に反映する計測施工を実施した。本文では、土留壁、斜梁、地盤改良の設計および障害撤去、土留壁、構真柱、逆巻き工事における掘削と構築の施工について報告する。

\* 東京建築(支)竹芝再開発(出)

\*\* 技術研究所土木技術課

\*\*\* 土木設計部設計課

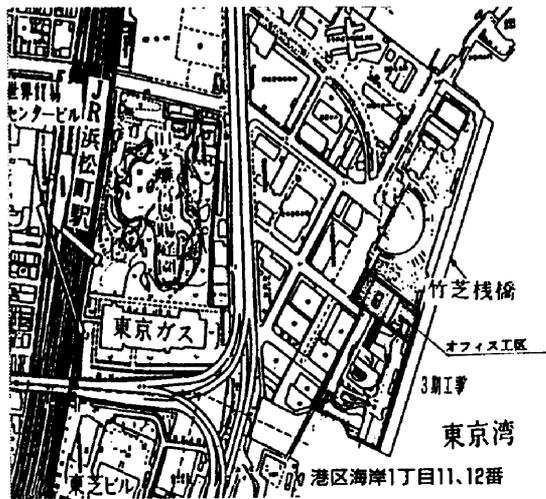


図-1 工事位置図

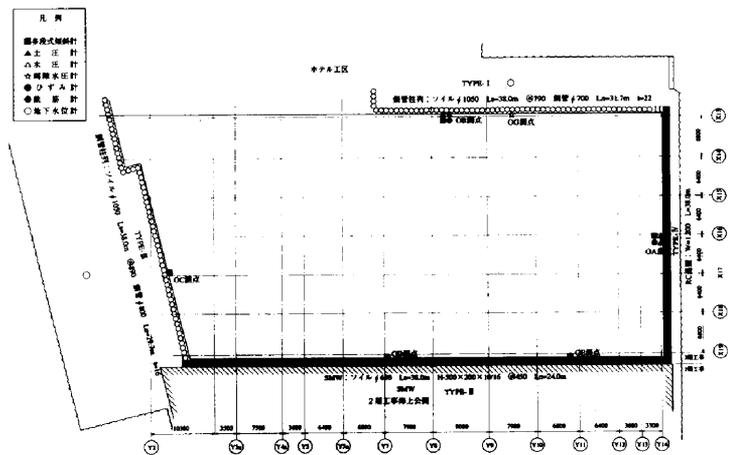


図-2 土留壁平面図

表-1 主要工事数量

工種	単位	施 工		
		数量	仕 様	期 間
障壁撤去	本	285	基礎杭部 φ1500CD N=45本 φ2000CD N=11本 鋼管部 φ2000CD N=42本 SMW部 φ1000BG11N=185本	4.9~4.12
表層地盤改良	m <sup>2</sup>	3,236	D=1,700 (2回施工)	4.11~4.12
ケミコパイル	m	13,608	φ400打設長 L=21,000 改良長 L=19,300 N=648 (内排土N=173)	4.12~4.12
RC連続壁	m <sup>2</sup>	1,607	W=1,200 L=38,000 9エレメント	5.1~5.2
鋼管柱列	m <sup>2</sup>	3,160	φ1,050 L=38,000 φ800 Ln=29,700 t=16 N49 φ700 Ln=31,700 t=22 N59	5.1~5.2 5.3~5.4
SMW	m <sup>2</sup>	3,010	φ650 L=38,000 N=176 芯材：H.300×200×10×16 @450 Ln=30,000	5.2~5.3
CG	m <sup>3</sup>	10,293	ガイドホール長=13,541m 造成長=2,681m φ2,000 N=506	前期 5.4~5.5 後期 5.6~5.7
ディープウェル	本	4	φ500 L=22,000 (No.1, No.3) φ500 L=31,000 (No.2, No.4)	5.7~6.11

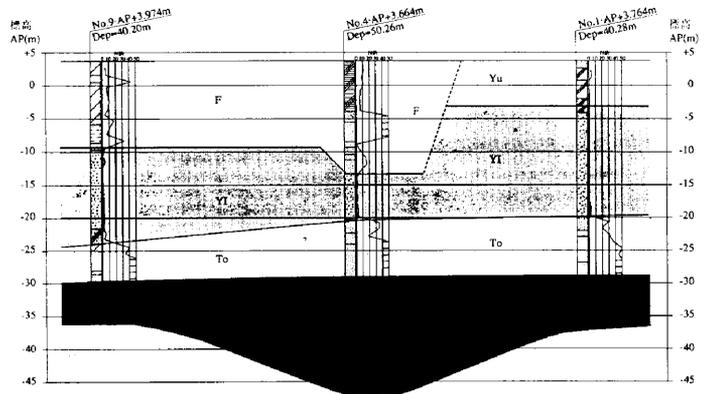


図-3 土質縦断面図

階 数 地下3階，地上22階，塔屋1階  
 構造種別 B3~F3F;SRC造，4F~;S造  
 建物高さ 99.8m

## § 2. 概要

### 2-1 工事概要

工事名：竹芝ふ頭再開発第3期建設工事  
 工事場所：東京都港区海岸1丁目11番、12番地  
 (図-1参照)

発注者：東京都港湾局，竹芝再開発株式会社

工期：自 1992年8月4日

至 1995年7月31日

工事内容：主要工事数量を表-1に平面図を図-2に示す。

建築概要：敷地面積 45,894.06m<sup>2</sup>  
 建築面積 13,080.50m<sup>2</sup>  
 延床面積 118,631.73m<sup>2</sup>  
 (オフィス棟約52,000m<sup>2</sup>)

### 2-2 土質概要

第3期工事区域における土質は、現地盤から10 mまでが第1期，第2期工事にて発生した掘削残土による埋土地盤であり，その下GL-20m付近までは有楽町層でN値0の含水比が高く軟弱なシルトと砂との互層となっている。さらにその下には東京礫層，上総層といった支持層を呈しており地下水位が高い。また，対象地盤には旧棧橋の護岸が埋没しており栗石あるいは松杭などが点在している。図-2に当該地盤の土質縦断面図を示す。

## § 3. 設計

### 3-1 土留壁の検討

土留壁の検討においては、新交通システムの駅舎橋脚

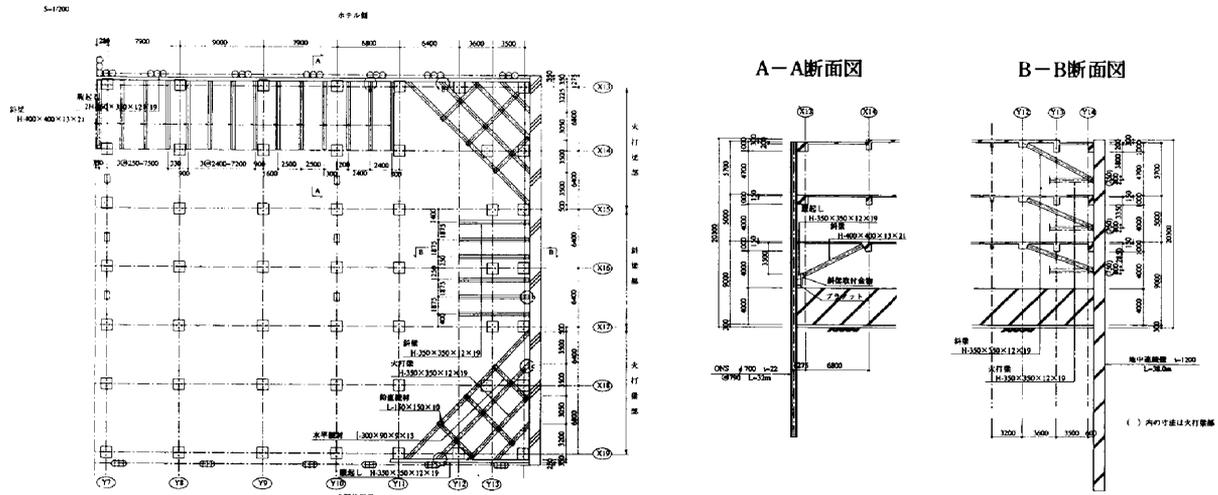


図-4 支保工平面図および断面図

表-2 土留壁仕様一覧表

	TYPE-I	TYPE-II	TYPE-III	TYPE-IV
土留壁仕様				
鋼管柱列式山留工法	鋼管柱列式山留工法 φ700 (S490) 特殊鋼管 (SM490) パイプ長 L=38.0m 芯材長 L=32.0m	SMW工法 φ600 (S490) パイプ長 L=38.0m 芯材長 L=30.0m	鋼管柱列式山留工法 φ800 (S490) 特殊鋼管 (SS400) パイプ長 L=38.0m 芯材長 L=30.0m	連続壁中継工法 I=1200 As=2035@250 L=38.0m As=1336@125
対象構造物	大型倉庫	既設(2期施工)構造物 (海上公園、 活動アミナホおよび基礎)	海上バス乗場および構造物	新交通システム 駅舎構造物
許容変位量	δ=10.0cm	δ=10.0cm	δ=10.0cm	δ=13.0mm
備考	当初φ800 (SS400)にて計画されていたが、隣接とのクリアランス確保が困難と判断されたため、鋼管をφ700 (SM490)に変更し、さらに斜梁を設けた。	2期施工分の構造は、地下1階基礎形状となっているため、B1F基礎の打設は実施した。ただし、本図については既述していることとあり、100%考慮した。	当検討面通り	特に、変形に配慮した。CJG工法の補助工法として、斜梁・火打梁を設けた。

表-3 C J G 検討結果

	TYPE-II、III側	TYPE-IV側
改良断面		
滑動	Fs=1.2>1.1 O.K!	
付着力	Fs=1.2>1.1 O.K!	
梁せん断	由	σ=2.5kgf/cm<σ <sub>allow</sub> =4.0kgf/cm O.K!
	せん断	τ=0.6kgf/cm<τ <sub>allow</sub> =6.0kgf/cm O.K!
	付着	f=0.6kgf/cm<f <sub>allow</sub> =2.0kgf/cm O.K!

が近接している範囲は、杭への影響検討から壁体の許容変位を $\delta a=13.0\text{mm}$ とし、そのほかの範囲は $\delta a=10.0\text{cm}$ とした。このため、土留工の検討には弾塑性解析法(土木学会)を用い、検討を行った。

検討の結果、各辺における土留壁は表-2の仕様とした。

### 3-2 斜梁の検討

TYPE-Iでは、基本設計での鋼管柱列φ800(SS400)では構築と官民境界とが接近していることから構築と土留壁とのクリアランス確保が困難と判断された。

そこで、鋼管をφ700(SM490)に変更するとともに、B2F~B3F間に鋼製斜梁を設けることで、変位を許容以内に抑えることとした。

また、TYPE-IVについては土質定数の見直しにより、当初設定していた許容変位量を上回る結果が得られ、1F~B1F、B1F~B2F、B2F~B3F間のすべてに斜梁および火打梁を設けることとした。しかし、当該断面では土留壁の剛性が高いために、鋼製の斜梁だけでは許容以内

におさまらず、先行変位を極力小さくすることを目的に余掘りを最小限(30cm)にとどめることとした。これにより変位は許容を下回る結果となった。

TYPE-I、TYPE-IVの斜梁および火打梁構造を図-4に示す。

### 3-3 C J G の検討

当該工事ではトラフカビリチー向上を目的とした表層混合処理およびメコパイルの他に、受働耐力増加を目的としたコラムジェットグラウト(CJG)を土留壁前面の根切り以深に数列を階段状に施工し、土留変位の抑制を図った。

改良範囲は、TYPE-II、III側については連続性がないことから、擁壁の挙動に類似しているものと考え、改良体底面の滑動と土留壁との付着にて安定が得られる厚さを、また、TYPE-IV側については連続性が確保できることから改良体を土留壁短辺をスパンとする梁と評価し、背面の土・水圧を負担できる厚さとした。検討結果を表-3に、改良範囲図を図-5に示す。

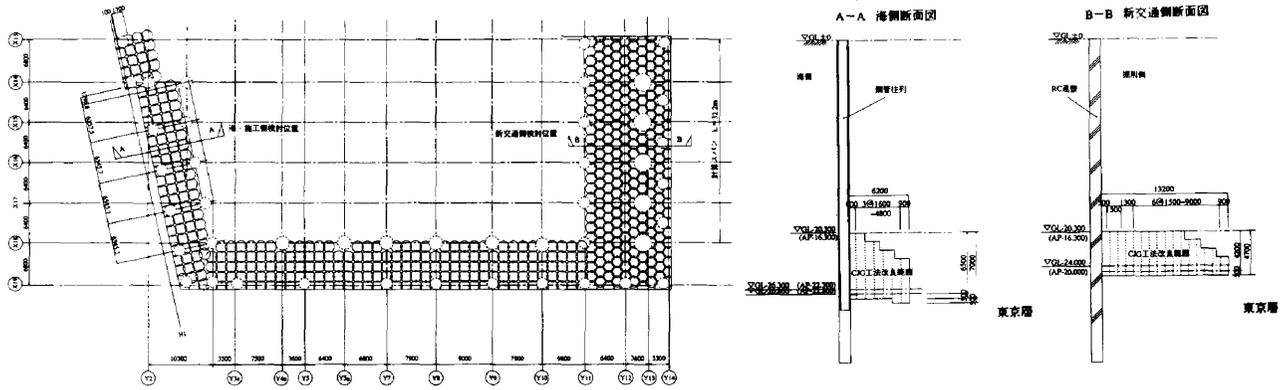


図-5 C J G改良範囲図

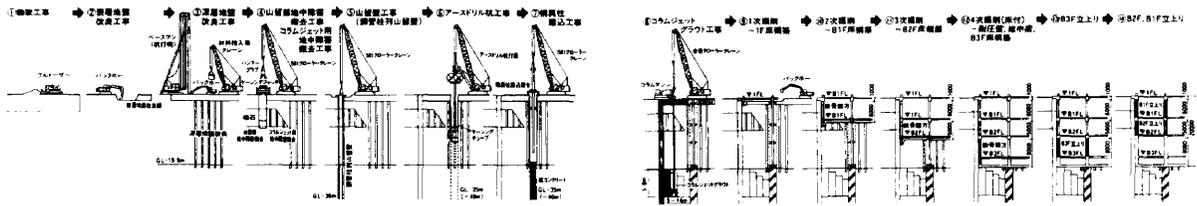


図-6 施工順序図

## § 4. 施工

### 4-1 施工順序

図-6に工事開始～B2F、B1F立上りに至る施工順序を示す。

### 4-2 施工方法

図-6に示すように当該工事は、数多くの工種から構成されているが、この中で特出すべき工種として以下に示す4工種が挙げられる。

- ①地中障害撤去工事
- ②土留壁工事
- ③構真柱建込工事
- ④逆巻き工事における掘削および構築

以下に上記4工種の概要を示す。

#### (1) 地中障害撤去工事

当該工事の施工に際しまず、現栈橋背面の埋土下に埋没している旧栈橋を撤去する必要があった。撤去工は先行解体、後行解体の2つにわけて行った。前者は主として土留壁、新設杭および地盤改良部分を対象とし、後者はそのほかの部分を対象とし掘削とともに行うこととした。

施工には、ケーシングドライバー (CD) φ2000、グラブハンマーおよびアースドリル (BG11) を用い、ケーシングドライバーを施工場所に設置、障害物を削りなが

らグラブハンマーまたはアースドリルにより、破碎・撤去した。また、撤去を完了した削孔には、セメント系地盤改良材を発生土または購入土に添加・混合処理した改良土 ( $qu=3 \text{ kgf/cm}^2 (2.94 \times 10^{-3} \text{ Pa})$ ) にて埋戻した。

(2) 土留壁工事

4種類の土留壁のうちTYPE-I、TYPE-IIIの鋼管柱列式山留工法は、鋼管を使用することから剛性も高く、止水性にも優れている新しい工法である。ここでは鋼管柱列式山留工法のみに着目し報告する。

鋼管柱列式山留工法は、3点式アースオーガー機を使用し、セメントミルクを吐出しながら削孔した後、ソイルモルタルで充填された削孔の中に特殊鋼管を建込む工法である。この特殊鋼管には図-7に示すような継手が設けてあり、次孔はこれをガイドにして削孔を行い、削孔完了後は継手を合わせ建込むことで、止水性を確保するとともに高い精度を得ることができる。

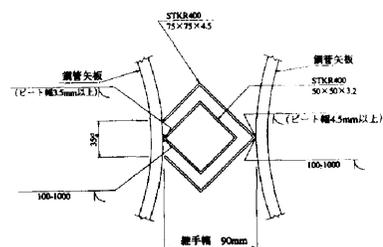


図-7 特殊鋼管継手詳細図

(3) 構真柱建込工事

構真柱は、逆巻き工事においては、地下部分の掘削中に、上部構造体の荷重を確実に支持杭に伝える役目を果たさなければならない。したがって、施工精度如何では地下工事で地上工事の進捗バランスが崩れ全体工程に支障を来すことも考えられるため、慎重な施工が要求される。

構真柱の建込み方法にはコンクリートの打設時期の違いから以下に示す2種類があるが、当該工事においては、後さし工法(54本)を基本として、偏心の大きい杭については先決め工法(18本)を採用した。図-8に建込み概念図を示す。

表-4 構真柱建込方法

	後さし工法	先決め工法
概要	支持杭のコンクリート打設完了後に構真柱を挿入し、コンクリートに定着させる。	孔内の正規の位置に構真柱をセットしてからコンクリートを打設し定着させる。
適用	杭断面に対する構真柱の偏心が小さい場合	杭断面に対する構真柱の偏心が大きい場合
留意点	コンクリートの硬化時間以内に施工を完了させなければならないため、生コンの運搬時間および打設の所要時間、配合、施工時期等の検討が必要となる。	コンクリートの打設圧力により構真柱が移動、または回転しやすいため、水中ジャッキによる固定、コンクリートの打設方法等の検討が必要となる。

なお、構真柱は1階の鉄骨梁を取付け後、再度建込み修正を行った上で本締めおよび溶接を行う。

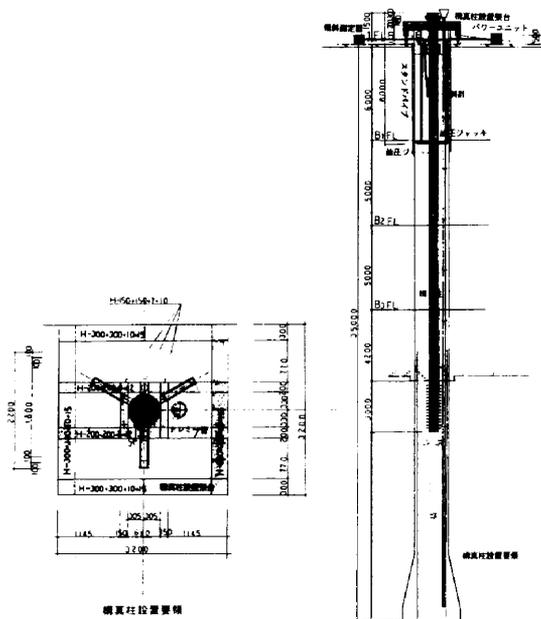


図-8 構真柱建込概念図

(4) 逆巻き工事における掘削および構築工事

①地下逆打躯体

地下逆打躯体の構築は、まず所定の位置(1~3次掘削:SRC桁下30cm)まで掘削し、作業床あるいは捨コンを打設し、作業床および捨コンの施工が完了した後、墨出し、鉄筋組、躯体コンクリート打設の手順で行った。また、掘削については各フロアのスラブに開口部を2ヶ所設け、地上からクラムセルにて積込みを、スラブ下ではクラムセル1台につき2~3台のバックホウにて集土した。

なお、3次掘削および4次掘削時にはそれぞれB1階立上り部、B2階立上り部を並行して施工した。

②後行躯体の立上げ

後行躯体とは、外壁、耐震壁、間仕切壁を指しており、いずれも先行躯体施工時に埋め込んだ機械継手などを利用して鉄筋組を行った後、型枠を組立てコンクリートを打設した。コンクリートは、床から1m程度上部に設けた圧入口(写真-1参照)から圧入し、上部梁底まで一気に打設する方法をとった。

以下にコンクリート圧入時の注意事項を示す。

- a. コンクリート圧入はゲージ圧 $1.5 \text{ kgf/cm}^2$  ( $1.47 \times 10^{-3} \text{ Pa}$ )を上限として超スローペースで打つ。
- b. ゲージ圧が $1.5 \text{ kgf/cm}^2$  ( $1.47 \times 10^{-3} \text{ Pa}$ )を越すおそれが生じた場合は、補助に設けた上部圧入口に切替え打設する。
- c. 締めめは、壁式パイプレーターと木槌によった。
- d. 型枠上部に設けた空気穴からセメントノロが均等に出てきた場合、打設終了となる。

なお、先行躯体と後行躯体の接続については躯体打設開始前にグラウトホースを設置、コンクリート打設、型枠解体後グラウト注入することとした。

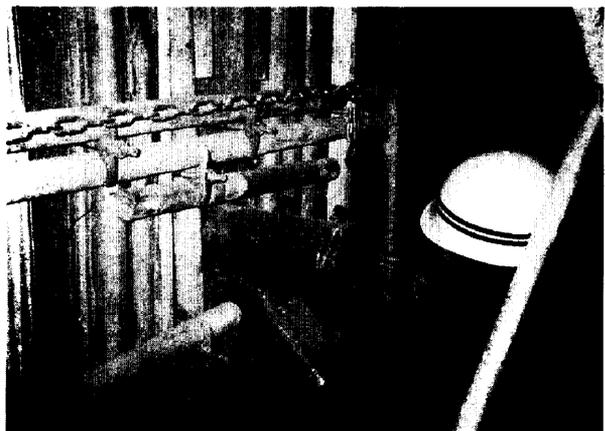


写真-1 圧入口

### § 5. 計測施工

当該工事では、掘削に伴う土留壁および近接構造物の挙動を常に把握するとともに、得られたデータを施工に反映し、安全で効率の良い施工を行うことを目的に計測施工を実施した。計測結果は逆解析の対象となったTYPE-IおよびTYPE-IVについて報告する。

#### 5-1 計測計画

##### (1) 計測項目

計測する項目は、土留壁の変形、土圧・水圧および、連続地中壁については鉄筋の応力、また構真柱については施工に伴う軸力等とした。計測位置を図-2に、表-5に計測項目一覧表を示す。

表-5 計測項目

計測対象	計測項目	計測内容	使用機器
RC連壁	変形	施工に伴う山留壁の変形(分析)の推移	多段式傾斜計
	応力	施工に伴う山留壁に発生する応力の変動	鉄筋計
	側圧	山留壁に作用する側圧の変動	土圧計
	水圧	山留壁に作用する水圧の変動	水圧計
鋼管柱列壁	変形	施工に伴う山留壁の変形(分析)の推移	多段式傾斜計
	応力	施工に伴う山留壁に発生する応力の変動	ひずみ計
	側圧	山留壁に作用する側圧の変動	土圧計
	水圧	山留壁に作用する水圧の変動	水圧計
	水圧	山留壁に作用する水圧の変動	間隙水圧計
S MW壁	変形	施工に伴う山留壁の変形(分析)の推移	多段式傾斜計
	軸力	施工に伴う構真柱に発生する軸力の変動	ひずみ計
地下水位	潮位による地下水位の変動	地下水計等	

注：地下水位はポータブル水位計による手動測定と地下水計による自動測定を併用するものとする。

##### (2) 管理体制

計測は、現場事務所内に設置したパソコンを用いた自動計測とするとともに、公衆電話回線を用いて、技術研究所など遠隔地からデータの閲覧を可能とし、常時、土留壁の変位、土・水圧の分布を監視できる体制とした。

計測頻度は、通常行われている2回/日程度では潮位の影響と施工による変化の分析が困難になることが予想されたため、1時間1回の計測頻度とした。

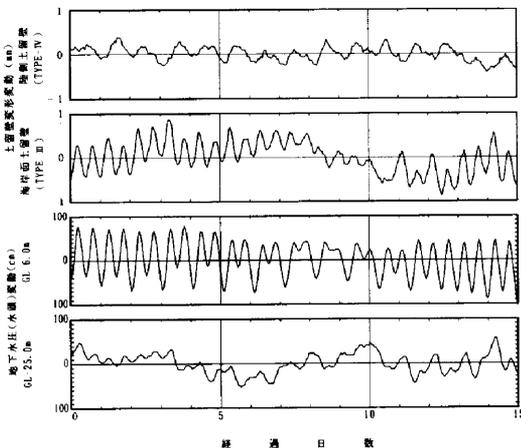


図-9 潮汐等による土留壁変形、地下水圧(水頭)の影響

##### (3) 管理値

掘削に際し、工事をより安全に行うため各土留壁の弾塑性解析結果を基に以下の管理基準を設定した。

なお、表-6に各土留壁の管理基準値を示す。

表-6 管理基準値

		1次管理値	2次管理値
管理基準値	土留壁変位	各掘削段の計算値の80%	各掘削段の計算値の100%
	鉄筋・芯材応力	許容応力の80%	許容応力の100%
	土・水圧	設計値の100%	—————
管理体制・対応		計測結果の再確認をしながら慎重に工事を進める。	工事を一時中断、対策を検討し、安全性が確認された後、施工を再開する。

#### 5-2 計測結果および設計値と実測値の比較

図-9に潮汐等による土留壁変形、地下水圧(水頭)の影響を、表-7にTYPE-IおよびTYPE-IVの各掘削段階における土留壁変形の実測値と計測値の比較を示す。

当初予測したように、土・水圧をはじめ土留壁の変形、応力などにも潮位の影響が顕著に現れていた。今後、海岸近くの土留壁の検討に関しては、潮位の影響にも一考の必要が感じられる。また、土留壁の変形の計算値と計測値を比較してみるとTYPE-Iでは計算値の6割程度の変形量で、TYPE-IVではほぼ等しくなっている。土水圧についてもほぼ設計値と同じ結果が得られていることから、TYPE-I、TYPE-IVでの変形量の差は、設計段階にて、トラフカビリチー向上のために施工したケミコパイルの強度増加を考慮していなかったことによるものと考えられる。

表-7 土留壁変形の実測値と設計値の比較 (mm)

	TYPE-I		TYPE-IV	
	実測値	設計値	実測値	設計値
1次掘削	1.3	4.6	1.4	1.7
2次掘削	29.5	39.5	7.7	8.0
3次掘削	50.9	82.2	10.4	10.2
4次掘削	54.9	96.4	12.6	12.3
5次掘削			13.2	13.0

#### 5-3 実施工へのフィードバック

4種類の土留壁のうち、TYPE-Iの鋼管柱列式土留壁とTYPE-IVの連続地中壁については、変形抑制を目的として斜梁や火打梁などの支保工を設けるとしていた。

これらの支保工は当然ながら施工性に関するメリットは少なく、特にTYPE-IVでは支保工設置のため多段階掘削となることから施工に時間を費やすことが予想された。そこで、先の計測データを実施工にフィードバックし、次掘削の予測解析を行い、支保工の有無を判定することでより効率の良い施工をめざすこととした。

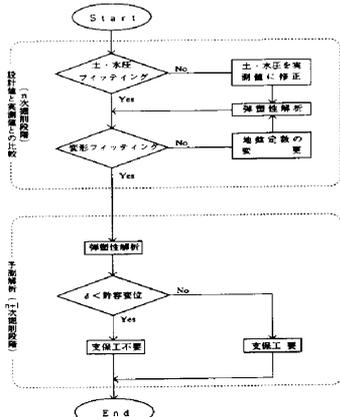


図-10 解析フロー

(1) 解析手順

予測解析は1次掘削完了後、2次掘削完了後の2回にわたり、図-10に示す解析フローに従って行った。

(2) 逆解析

図-11にTYPE-Iの、図-12にTYPE-IVの逆解析結果を示す。逆解析結果によれば、土・水圧はいずれの場合も個々の値については若干の違いはあるものの、合力としては設計値と実測値とはほぼ一致している。また、変位についてはTYPE-Iの場合、実測値は計算値よりも下回り、当初設定した掘削側地盤定数が安全側であったことがうかがえる。以上から背面側の土・水圧については修正する必要はないと判断し、掘削側の地盤定数をパラメータとして変位に関するフィッティングを行うこととした。ただし、TYPE-IVについては、土留壁が剛性の高い連続地中壁ということもあり2次掘削段階においても絶対変位量が小さく、差異について明確な判定が難しく、地盤定数を多少操作したとしても完全なフィッティングが難しいことから、設計値と実測値は一致し

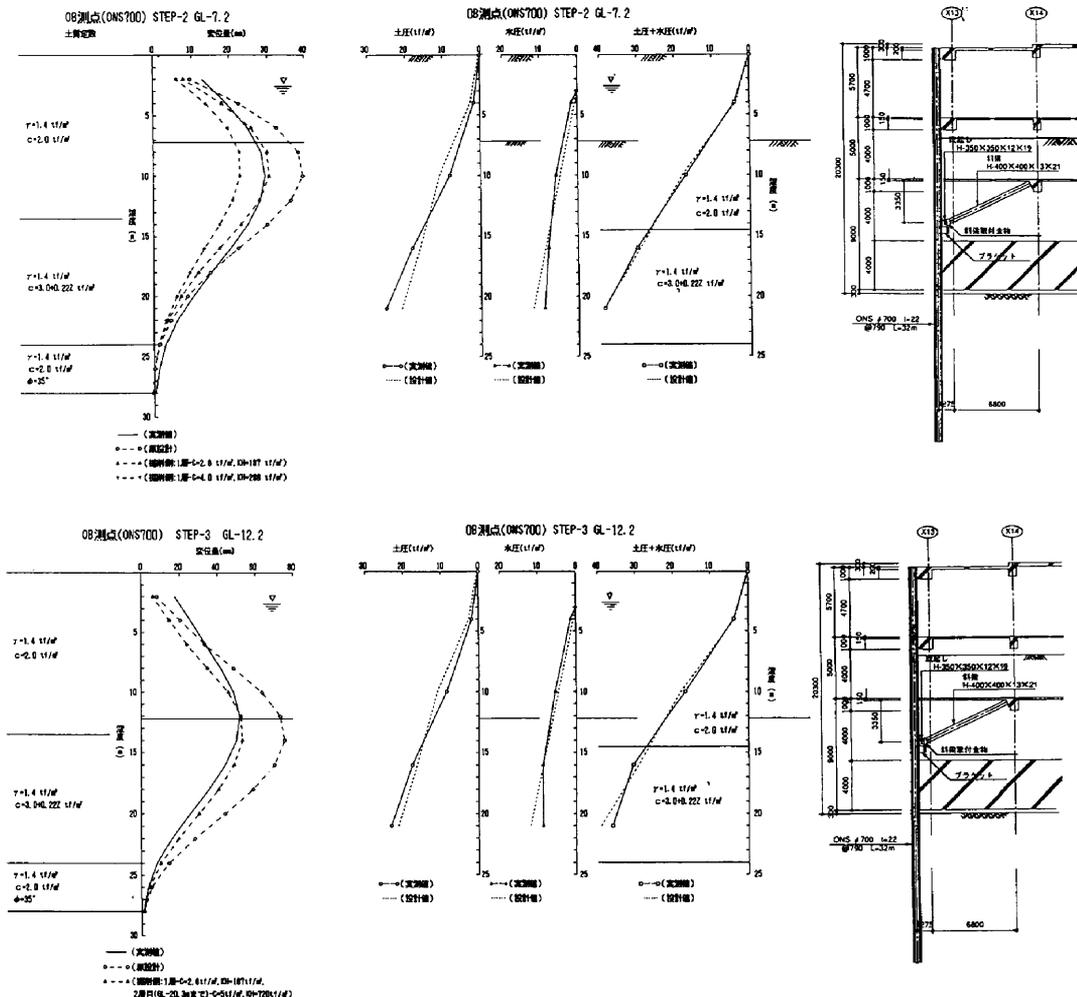


図-11 TYPE-I 逆解析結果

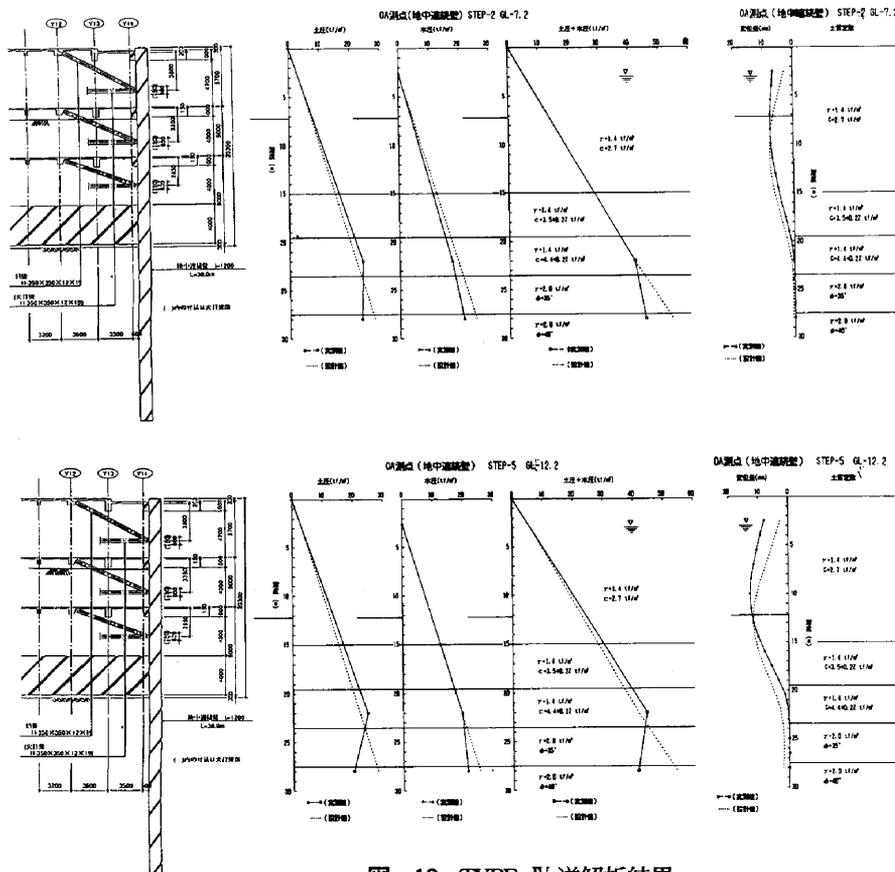


図-12 TYPE-IV 逆解析結果

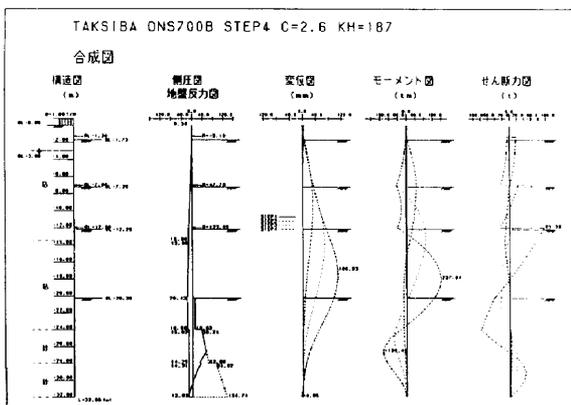


図-13 予測解析結果

ているものと考え、支保工を省略することはできないと判断した。したがって、予測解析を行うのはTYPE-I のみに限定した。

逆解析結果から、設計値と実測値がほぼ一致する条件は、掘削側の地盤定数が粘着力 $C=2.6 \text{ tf/m}^2$  ( $25,500 \text{ Pa}$ )、地盤反力係数 $kh=187 \text{ tf/m}^3$  ( $1830 \text{ kN/m}^3$ )となった。

(3) 予測解析

上記の地盤定数を用いて斜梁のない場合における最終掘削時に至るまでの予測解析を行った。解析結果を図一

13に示す。

最終変位量は $\delta=107 \text{ mm}$ と許容変位量 $\delta a=100 \text{ mm}$ をわずかながら上回り、斜梁を省略することは難しい結果となったため、実工事においても当初の予定どおり斜梁を架設することとした。

§ 6. あとがき

本工事は平成7年7月完成を目指し、現在も鋭意施工中であります。当初懸念された土留壁の変形も設計値を上回ることなく、無事地下部の施工を完了した。また、計測施工については結果的に斜梁の省略は図れなかったものの、今回のような海に面した地盤では土木学会の理論側圧が妥当であることがわかったことは大きな収穫といえる。今後、近接施工が頻繁に行われるに伴い、施工条件もますます厳しくなることが予想される。このような状況下計測施工に要求されるのは現状の把握はもちろん、各種データの集積を行いそれらを他工事に反映することが重要であると考えます。

最後に本工事の施工にあたり、御指導いただいた関係者各位に深く感謝いたします。