

連続地中壁の設計手法及び掘削時の挙動 (シンガポール地下鉄301工区駅部連続地中壁)

Design Method of Diaphragm Walls and Behavior during Bulk Excavation

後藤 裕明*
Hiroaki Gotō

細井 武**
Takeshi Hosoi

石井 敬明***
Takaaki Ishii

菅原 春****
Syun Sugawara

藤井 利侑*****
Toshiyuki Fujii

市川 寛*****
Hiroshi Ichikawa

要 約

シンガポール地下鉄301工区において、駅部および一部開削部に採用された本体兼用連続地中壁の設計および掘削時の挙動に関し、以下の事項について報告する。

① 連続地中壁の設計に用いた、当社が開発したプレロードを考慮した弾塑性解析法

② 連続地中壁の設計手法

(全応力法採用経緯、設計土質定数、壁の剛性、腹起しのない切梁支保工など)

③ 掘削時の連続地中壁の挙動および背面地表面の沈下解析

連続地中壁の水平変位が部分的に予測値を上まわった。その原因として掘削に伴う海成粘土の強度低下、対向壁の移動等に着目し、その現象を解析した。

また、背面地表面の沈下については、実測値を解析し、その予測方法を提案した。

目 次

§ 1. まえがき

§ 2. 概 要

§ 3. プレロードを考慮した弾塑性解析法

§ 4. 連続地中壁の設計

§ 5. 掘削時の挙動

§ 6. まとめ

§ 7. あとがき

工事を入手し、引き続きII期工事の301工区(Bugis 駅、Lavender 駅及びトンネル工事)を同じく国際競争入札により受注した(1985年10月)。301工区の両駅部及び、開削トンネル部の一部は本体兼用連続地中壁が採用された。

この連続地中壁の設計のうち、本体構造物としての設計はアメリカのコンサルサントの Delcarter が行い、仮設時(掘削時)の設計は当社の責任範囲であった。当該地質の特徴として、軟弱な海成粘土層(Marine clay)が厚く、かつ基盤層の洪積粘土層が深いため、仮設時(掘削時)の断面力が大きく、大部分の断面は仮設時にて決定された。したがって、仮設時の連続地中壁の設計をいかに経済的に設計するかが当工事最大の課題であった。すなわち、企業先である MRTC(Mass Rapid Transit Corporation)の特記仕様書の規定事項(プレロード導入率60%以上、連続地中壁の許容変位量等)を満足しながら、かつ徹底した経済設計を行うことが当工事落札のため、また落札後、当社の立場を有利に導くためにも不

§ 1. まえがき

シンガポール地下鉄工事のうち、当社は101工区(Bishan 操作場)及び107工区(City Hall 駅及びトンネル

*土木設計部係長
**土木設計部課長
***香港(支)MRT 南(工)副課長
****香港(支)MRT 南(工)係長
*****土木設計部副課長
*****香港(支)工事部設計課長

可欠であった。

以上の背景のもとに、連続地中壁の設計に際して、本社土木設計部、香港支店設計課、シンガポール301工区南工事事務所設計課が共同して、設計業務を遂行し、つぎのような事項を開発・検討してきた。

- ① プレロードを考慮した弾塑性解析法の開発
- ② 連続地中壁の設計手法の確立
(設計土質定数の決定方法、壁剛性の考え方、腹起しのない切梁支保工の設計等)

- ③ 各施工段階における現象解析
本文は Bugis 駅に限定し、上記①～③に関して要点をまとめたものである。

§ 2. 概 要

2-1 工事概要

工事件名：SINGAPORE MASS RAPID TRANSIT SYSTEM CONTRACT 301A&B
 企業先：MASS RAPID TRANSIT CORPORATION (M.R.T.C)

工事場所：VICTORIA STREET IN THE SOUTHERN PART OF SINGAPORE

工 期：自1985年10月14日～1989年9月25日
 301工区平面図を Fig. 1 に示す。

概略工事数量：Table 1 に示す。

2-2 土質概要

地層構成は概ね、地表より Fill 層(粘性土系埋土)、B 層 (Beach Sand)、上部海成粘土層 (Upper marine clay)、F1 層及び F2 層 (中位のシルト質砂及びシルト質粘土) 下部海成粘土層 (Lower marine clay) 及び基層に洪積粘土層である O 層 (Old Alluvium) より成っている。O 層上部に堆積している上記の沖積堆積物はカラ

Table 1 概略工事数量

		BGS.STN & XOB	LVR.STN
連 続 地 中 壁	壁 厚 (m)	1.2	1.0
	平 面 延 長 (m)	528	899.5
	最 大 長 さ (m)	54	32.1
	最 小 長 さ (m)	37	22.5
	平 均 長 さ (m)	43.4	27.1
数 量	コンクリート (m ³)	26,811	23,244
	鉄 筋 (tf)	4,654	3,450
掘 削 土 量 (m ³)		184,918	117,087
支 保 工 (tf)		3,020	2,512
構 築	コンクリート (m ³)	61,575	50,870
	鉄 筋 (tf)	10,798	9,400

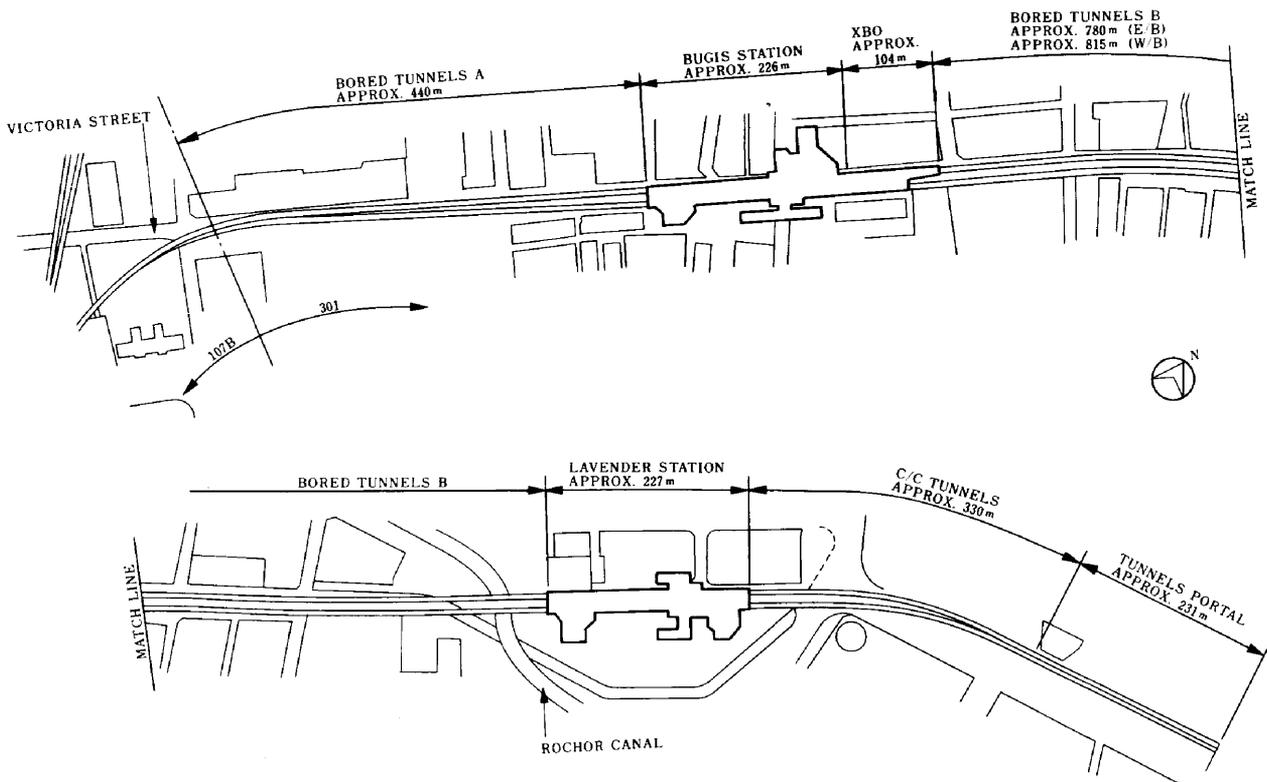


Fig.1 301工区平面図

ンフォーメーション (Kalang Formation) と呼ばれ、シンガポール全域にわたり、広く分布している。当地質の大部分を占めている海成粘土層は、その中間に存在するやや硬質の粘土層 (F2層) により、上部と下部に2分されている。これは、約一万年前に海水位が一時的に10 m程度低下し、このとき硬質粘性土層は海面上に露出し、乾燥・酸化などの作用を受けて強度が上昇したものと推定される¹⁾。従って、上部海成粘土と下部海成粘土は、その性質を異にしている (Table 2 参照)。上部海成粘土層は、非常に軟弱であり、設計上その土性の把握に十分留意する必要があった。

なお、駅部の土質縦断面図を Fig. 2 に示す。また、設計に用いた各層の土質定数は、Table 7 のとおりである。

Table 2 シンガポール海成粘土の土性特性

	上部海成粘土	下部海成粘土
自然含水比 (%)	60~80	50~60
液性限界 (%)	80~95	60~80
塑性指数 (%)	50~65	35~50
非排水せん断強度 (kPa)	10~30	40~70

§ 3. プレロードを考慮した弾塑性解析法の開発

3-1 経緯

シンガポール地下鉄301工区駅部の掘削において、周囲に幹線道路を控え、かつ背面に建物が密集しているため、切梁プレロード工法の採用が義務づけられていた。

また、当社にとっても、切梁プレロード工法を採用した本体兼用山留め連続地中壁の掘削時の変形量を正確に評価し、許容変位量 (仕様書に細かく規定) の範囲内に納まる最適経済断面を徹底的に追求する必要があった。しかしながら、このプレロードの効果をも的に評価し、山留め壁の掘削時の挙動を解析する手法は確立されていないのが現状であり、当社独自の解析法の開発が必要であった。

3-2 当社開発の解析法

当社には、山留め壁の掘削時の挙動を解析する手法として、弾塑性解析 (拡張法)²⁾ (基本仮定は4-5参照) を修正して、開発した電算プログラムがある。これにプレロードの効果も評価できるように修正を加え、総合的な電算プログラムを開発した。

プレロードを評価する方法として Table 3 及び Fig. 3 に示す3方法が考えられた。

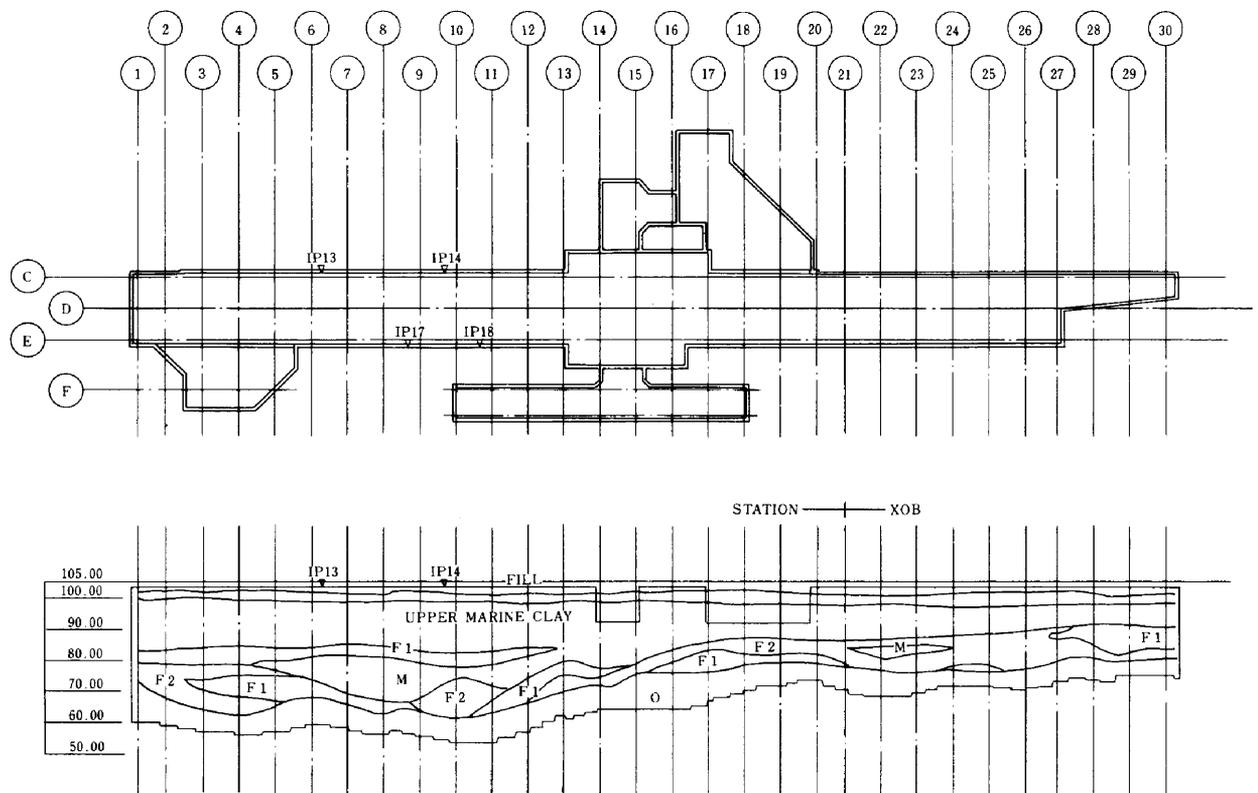


Fig.2 BUGIS駅部土質縦断面図(北側)

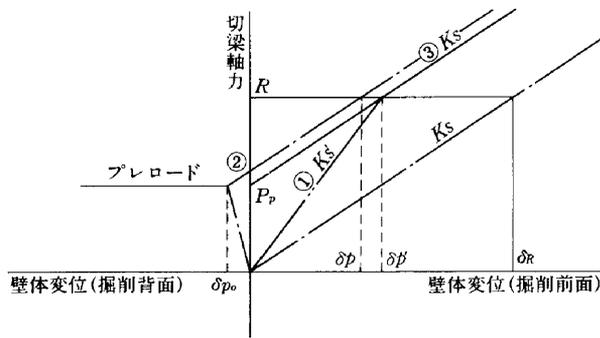


Fig.3 プレロード評価概念図

Table 3 プレロードの評価手法の比較

No.	プレロードの評価手法	特徴	参考文献
①	見掛けの切梁バネ値によりプレロードの効果を評価する。	解析は簡単であるが、あくまでも簡便法である。	従来の方法 3) 他
②	山留め壁を弾性床上の切梁と考え、プレロードを集中荷重として作用させ、その反力と変位量を追加合成する。	プレロード作用時の地盤バネの評価が難しい。	3), 4), 5)
③	プレロード(P)と地盤反力(R)を比較し R-P (>0) のみか壁の変形に寄与すると考える。	プレロードによる壁の変形は無視している。	

「①の方法」は解析は簡単であるが、見掛けのバネ値 K_s を使用しているため、掘削途中の壁体変位は、実際の変位とかなりの相違が生ずる可能性がある。

「②の方法」はプレロード作用時の背面地山の地盤バネの評価がむずかしい。

結局は「③の方法」を採用することとした。

すなわち、着目している(プレロードを導入しようとしている)切梁の反力 R のうち $\Delta R = R - P_p$ が正となる荷重のみが壁の変形に寄与すると考えた。

また、プレロードを導入する場合、壁体背面の主動土圧は、変化しないという考えに基づいている。

§ 4. 連続地中壁の設計

4-1 設計概要

(1) 設計手順

特記仕様書では、連続地中壁の設計にあたり、①土質定数、上載荷重 ②切梁のプレロード量 ③壁体の許容変位量等を規定すると共に、断面照査に関しては

CP110 (終局強度設計法) で、また、支保工照査に関しては BS449 (許容応力度法) に準拠することを規定していた。従って、設計手順を Fig. 4 と考えた。

なお、断面照査に用いる荷重係数 γ_f については、CP110には規定がなかったが、過去の実績等から $\gamma_f = 1.2$ を採用することとした。

(2) 設計上の留意点

Fig. 4 に示す設計手順のうち、主要な懸案事項は以下のとおりであった。

- ① 有効応力法と全応力法
- ② 設計土質定数
- ③ 断面剛性の低下

4-2 有効応力法と全応力法

MRT の特記仕様書のなかで、連続地中壁の設計に関して、全層に対し有効応力法による土圧係数が明確に規定されていた。

しかし、当社との設計討議の中で、その規定に矛盾があることが明らかとなり、粘性土層に対して全応力法を採用することとなった。

以下にその経緯について述べる。

(1) 仕様書の規定

特記仕様書には、設計に用いる土質定数が3つの表に分け示された。そのうちの2表を Table 4 及び Table 5 に示す。

土圧係数に関しては、Table 5 に従うことが規定され、その他設計に必要な定数を他の table から使用するよう規定されていた。

これにより、解析には有効応力法の使用を義務づけていると判断された。

(2) 水圧分布

荷重計算において、水圧の影響が大きいことから、その分布を把握するため、浸透流非定常解析を行った。その結果から、当社は Fig. 5 に示す水圧分布を設定し、当初設計を行った。

(3) 仕様書の矛盾

MRT は Fig. 5 に示す水圧分布を考えた場合、受働抵抗 $P_p = K_p (\gamma_t - \alpha \gamma_w) h$ は著しく低減することを指摘した。

しかし、実際の粘土地盤の掘削において、掘削側は土砂の除荷により膨張し、負の隙間水圧が生じ、結果的には大きな受働抵抗が発生するという上記結論との矛盾が生じた。この矛盾は、飽和粘土の掘削問題に対して有効応力の考え方を導入したためである。

また、掘削側は過圧密状態になっている。すなわち、Fig. 6 において掘削側に逆に $\sigma < P_p$ の範囲である。

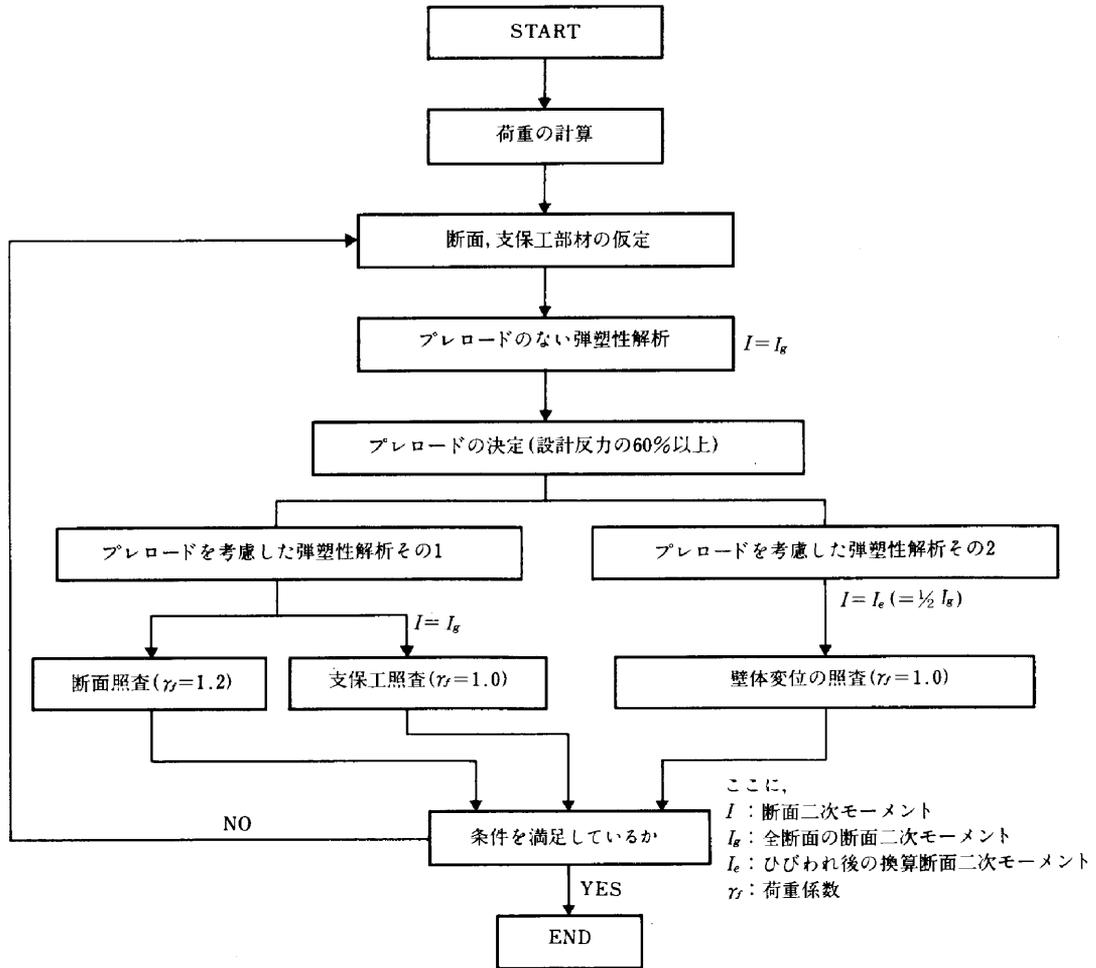


Fig.4 設計手順

Table 4 土質定数(その1)

土質	深さ		非排水せん断強度 (kN/m ²)	地盤反力係数 (MN/m ²)
	上端	下端		
Fill	0+	-	30	3.6
B	0+	-	0	11.0
E	0	5	5	0.6
	5	25	5 to 50	0.6 to 6.0
	25+		50	6.0
F ₁	0	25	0	11.0
	25+		0	22.0
F ₂	0	10	20	2.4
	5	25	20 to 50	2.4 to 6.0
	25+		50	6.0
M	0	7	10	1.2
	7	40	10 to 60	1.2 to 7.2
	40+		60	7.2
O	0	5	45	5.4
	5	15	100	12.0
	15+		150	18.0

Table 5 土質定数(その2)

土質	粘着力	せん断抵抗角 (°)	背面摩擦角 (°)	土圧係数		
				Ka	Kp	Ko
Fill	0	30	11	0.31	4.28	0.5
B	0	30	11	0.31	4.28	0.5
E	0	5	2	0.78	1.29	0.9 - 1.0
F ₁	0	30	11	0.31	4.28	0.43 - 0.67
F ₂	0	22	11	0.41	2.95	0.75 - 1.0
M	0	22	11	0.41	2.95	0.6 - 0.7
O	0	35	11	0.25	5.51	0.75 - 1.0

この過圧密状態の粘土の定数として $C'=0$, $\phi'=\phi_a$ と考えるのは現実に即していないと考えられる。

以上2点の理由から有効応力法を義務づけている特記仕様書の矛盾を指摘した。

(4) 全応力法の採用

Fig. 6より、理論的には $P_1 < \sigma < P_2$ 間では経路 gb, $\sigma < P_1$ では経路 ba のせん断強度を用いることが正しいものの、現実的にはその反映が難しいことから、単純化

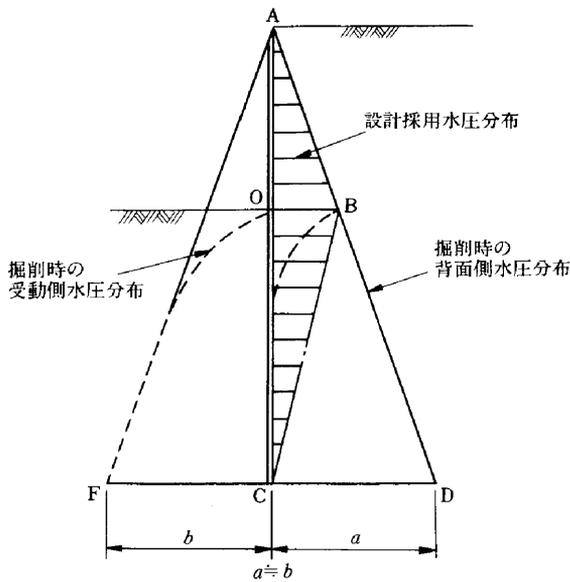


Fig.5 掘削時の水圧分布

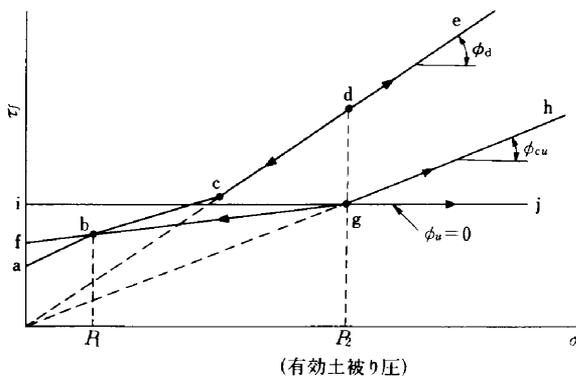


Fig.6 応力変化と排水条件の相違によるせん断強さの変化 (一面せん断の場合)

して全応力法 ($\phi_u = 0$) を採用し、再度設計を行うこととなった。

4-3 設計土質定数

連続地中壁の設計において、計算結果に大きな影響を与える海成粘土の非排水せん断強度 (C_u)、及び連続壁の付着応力 (C_w) について考察する。

(1) 海成粘土の非排水せん断強度 (C_u)

設計用非排水せん断強度 (C_u) を決定するため、数多くの現場ベーン試験を実施した。試験方法として現場ベーン試験を選択したのはつぎの理由による。

- ① 海成粘土は極めて軟弱でサンプリングによる乱れの影響が大きいと考えられたこと。
- ② 調査対象範囲が広く、現場試験の個数が非常に多くなるため試験方法が簡単であることが望まれたこと。
- ③ 現場ベーン試験に対する集積された実績が多く評

価しやすいこと。

現場ベーン試験結果 $C_u(\text{vane})$ は、2つの点に関する補正が必要であるとされている。第一はせん断速度に関するもの (μ_R) であり、第二は地盤の強度の異方性に関するもの (μ_A) である。

従って、原位置の非排水せん断強度 $C_u(\text{field})$ は、つぎの式にて表現できる。⁶⁾

$$C_u(\text{field}) = C_u(\text{vane}) \times \mu_R \times \mu_A = C_u(\text{vane}) \times \mu$$

粘土の強度はせん断する速さによって大きく変化し、せん断速度を増加させると強度は増加する傾向がある。実際の地盤における破壊はクリープ現象などによってかなり長時間要するのに対して、ベーン試験における破壊までの時間は1分程度と非常に小さい。このため、ベーン試験結果は過大な値を与えるので補正する必要がある。この補正が μ_R である。

また、粘土の非排水せん断強さには異方性があり、破壊の際の応力状態により強度が変化する。一般に、圧縮強度 > 単純せん断強度 > 伸張強度の傾向がみられ、現場ベーン試験結果より設計値を算定するにあたり、このような強度の差異を考慮する必要がある。この補正が μ_A である。

補正係数は $\mu = \mu_R \times \mu_A$ は塑性指数により影響を受ける。また、連続地中壁の設計では μ_A は受働側と主動側によって異なるが、結局採用した補正係数は、Fig.7のとおりである。

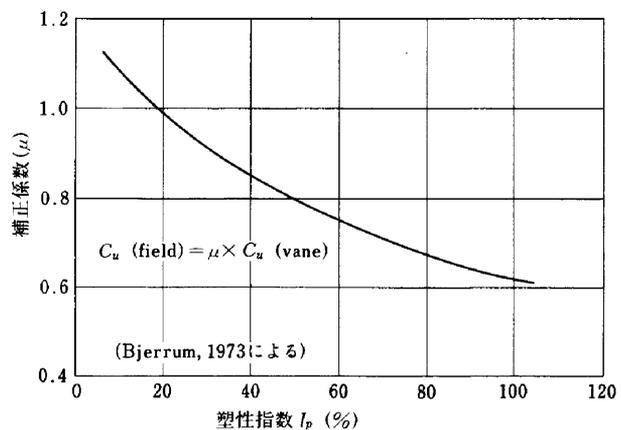


Fig.7 現場ベーン試験結果の補正值

海成粘土の平均塑性指数は $I_p = 50\%$ であり、Fig.7により、 $\mu = 0.8$ を採用した。設計に使用した C_u 値を Fig.8 に示す。

(2) 連続壁の付着応力 (C_w)

連続壁の表面は滑らかでないため、連続壁背面及び前面の土楔の、力のつりあいにより海成粘土の土圧を算定

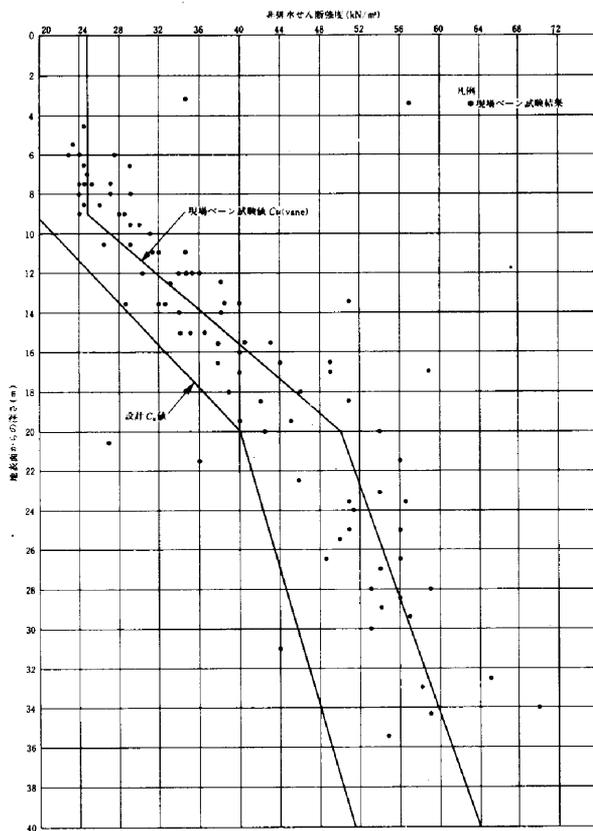


Fig.8 海成粘土の非排水せん断強度と深さの関係 (BUGIS 駅)

する場合、連続壁表面と土の付着応力を考慮する必要³⁾がある(ただし、鉛直壁でかつ根入れがあることが³⁾条件)。

この付着応力を C_w 、粘土の非排水せん断強度を C_u とした場合の主動土圧及び、受働土圧はつぎの式で表現することができる。

$$P_a = rZ - 2 C_w \sqrt{1 + C_w/C_u}$$

$$P_p = rZ + 2 C_w \sqrt{1 + C_w/C_u}$$

規準や文献のなかで付着応力に関してつぎのような記述がある。

CP 2. clause 1. 4332⁷⁾

主動土圧に関して $C_w = C_u (\leq 50 \text{ kN/m}^2)$

受働土圧に関して $C_w = 0.5 C_u (\leq 25 \text{ kN/m}^2)$

CIRIA REPORT104⁸⁾

主動土圧に関して $C_w = 0.5 C_u (\leq 50 \text{ kN/m}^2)$

受働土圧に関して $C_w = 0.5 C_u (\leq 25 \text{ kN/m}^2)$

以上を考慮し、連続地中壁の設計には海成粘土に関して $C_w = 0.5 C_u$ を採用した。

4-4 壁体剛性の低下について

鉄筋コンクリート断面の曲げモーメント (M) と曲率 (ϕ) との関係は Fig. 9 中の実戦で表される。Fig. 9 より、曲モーメントが $M < M_c$ の領域では断面二次モーメントは、 I_g を用いればよく、 $M > M_c$ の領域では I_g と I_{cr} の間の値(設計曲げモーメント M_d に対応して求まる、換算断面二次モーメント: I_e)となる。すなわち、断面ひびわれが発生すると、剛性が低下し、たわみが増大することになるため、連続地中壁の設計において剛性の低下を考慮する必要があった。しかし、弾塑性解析では、掘削に伴い、曲げモーメントの分布(発生曲げモーメント及び発生位置)が変化することから、剛性低下の考慮が難しかった。

当解析では、部材全長にわたって剛性を一定とする場合の算定式の1つである以下に示す Branson の提案式⁹⁾で I_e を試算し、その結果 (Table 6 参照) を参考に変位の計算に用いる壁体の断面二次モーメントを、 $I_e = 1/2 I_g$ とした。

Table 6 剛性低下試算結果

	BGS. STN	
	TYPE-I	TYPE-II
M_{max} (KN·m/m)	3,380	2,816
R.C Section		
	$A_s : 16,080 \text{ mm}^2/\text{m}$ $A_s' : 6,285 \text{ mm}^2/\text{m}$	$A_s : 13,835 \text{ mm}^2/\text{m}$ $A_s' : 6,285 \text{ mm}^2/\text{m}$
$P = \frac{A_s}{bd}$	0.0160	0.0168
$\frac{I_e}{I_g}$	0.47	0.42

$$I_e = [(M_{crd}/M_{dmax})^3 I_g + (1 - (M_{crd}/M_{dmax})^3) I_{cr}]$$

ここに、

I_e : 換算断面二次モーメント (部材全長で一定)

M_{crd} : 断面にひびわれの発生する曲げモーメント

M_{dmax} : たわみ計算時の最大曲げモーメント

I_g : 全断面を有効とした断面二次モーメント

I_{cr} : コンクリートの引張域を無視した断面二次モーメント

4-5 弾塑性解析の結果

(1) 弾塑性法の基本仮定

弾塑性法の計算は次に示す仮定を前提に成り立っている (Fig. 10 参照)。

- ① 土留め壁は1本のはり部材 (弾性体) とする。
- ② 切梁設置後の支点は、切梁支承により決まる弾性支承とする。

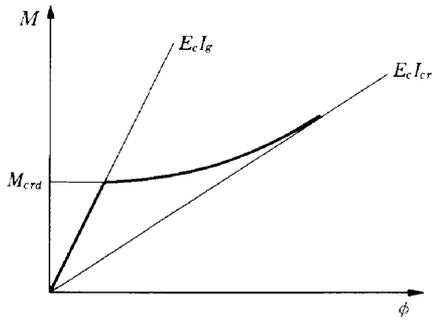


Fig.9 曲げモーメント (M) と曲率 (φ) との関係

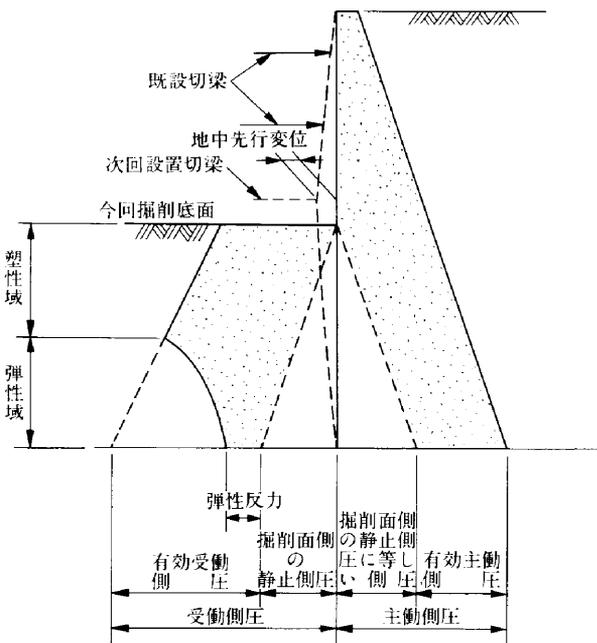


Fig.10 弾塑性法説明図

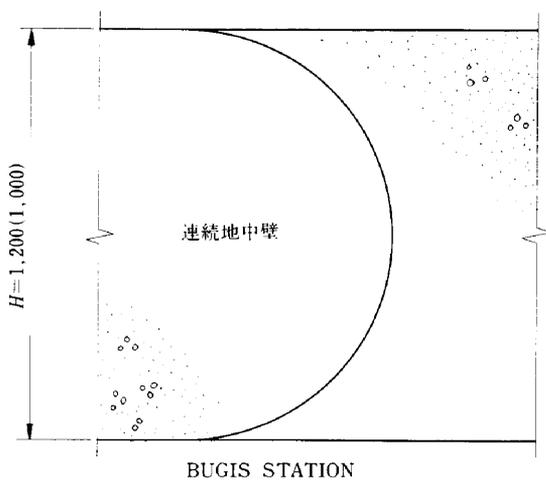


Fig.13 連続地中壁の継手構造図

作用する抵抗側圧は、土留め壁の変位に一次比例し、かつ有効受働側圧を超えない。

(2) 土質条件

設計に用いた土質条件を Table 7 に示す。

(3) 解析結果

解析結果のうち、§5. で対象とする IP13位置での解析結果を Fig. 11 に示す。

また、配筋図を Fig. 12 に示す。

4-6 切梁支保工

BGS. 駅での連続地中壁の継手構造は、コンクリートの凹凸のみのかみあわせとなっている (Fig. 13 参照)。

一般に、連続地中壁の設計で施工時の横方向の曲げモーメント及びせん断力に対しては、腹起しで負担させている。

しかし、当駅部は、連続地中壁の内側にさらに、内壁を打設するため、腹起しを用いた場合、内壁立上り時に

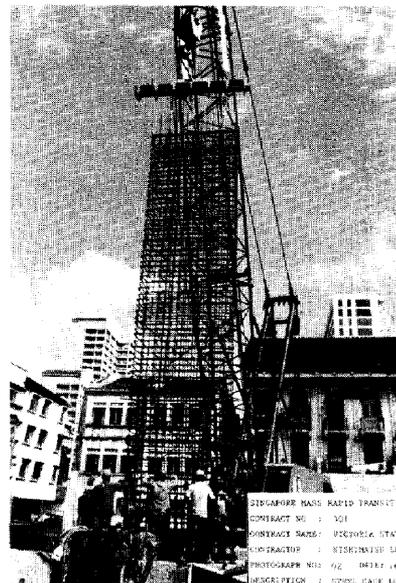


Photo 1

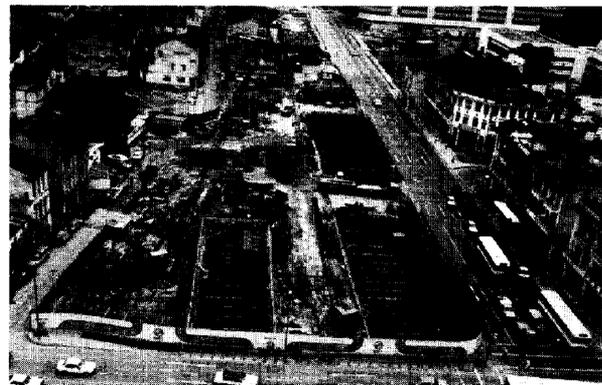


Photo 2

- ③ 上記の切梁の弾性支承は、同切梁架設時に既に発生している地中先行変位を考慮するものとする。
- ④ 各掘削段階とも掘削底面以下において土留め壁に

Table 7 設計に用いた土質定数(BGS.駅)

土質記号	単位体積重量		K_a	K_p	K_o	GLからの深度		C_u (kN/m^2)	K_H (MN/m^2)
	(kN/m^3)	(kN/m^3)				上端	下端		
FILL	18.6	9.8	0.31	4.28	0.5	0+		—	3.6
B	16.7	7.8	0.31	4.28	0.5	0+		—	11.0
F ₁	17.6	8.8	0.31	4.28	0.67	0+	25	—	11.0
						25+		—	22.0
F ₂	18.6	8.8	—	—	1.0	0+	10	20	2.4
						10	25	20 to 50	2.4 to 6.0
						25+		50	6.0
M	14.7	4.9	—	—	0.7	0	12	25	3.0
						12	40	25 to 60	3.0 to 7.2
						40+		60	7.2
O	20.1	10.3	—	—	1.0	0	8.8*	150	18.0
						8.8+		150+23Z	18.0+27.6Z

γ : 土の湿潤単位体積重量 K_a : 静止土圧係数
 γ' : 土の水中単位体積重量 C_u : 非排水せん断強度
 K_a : クーロンの主動土圧係数 K_H : 地盤反力係数
 K_p : クーロンの受働土圧係数

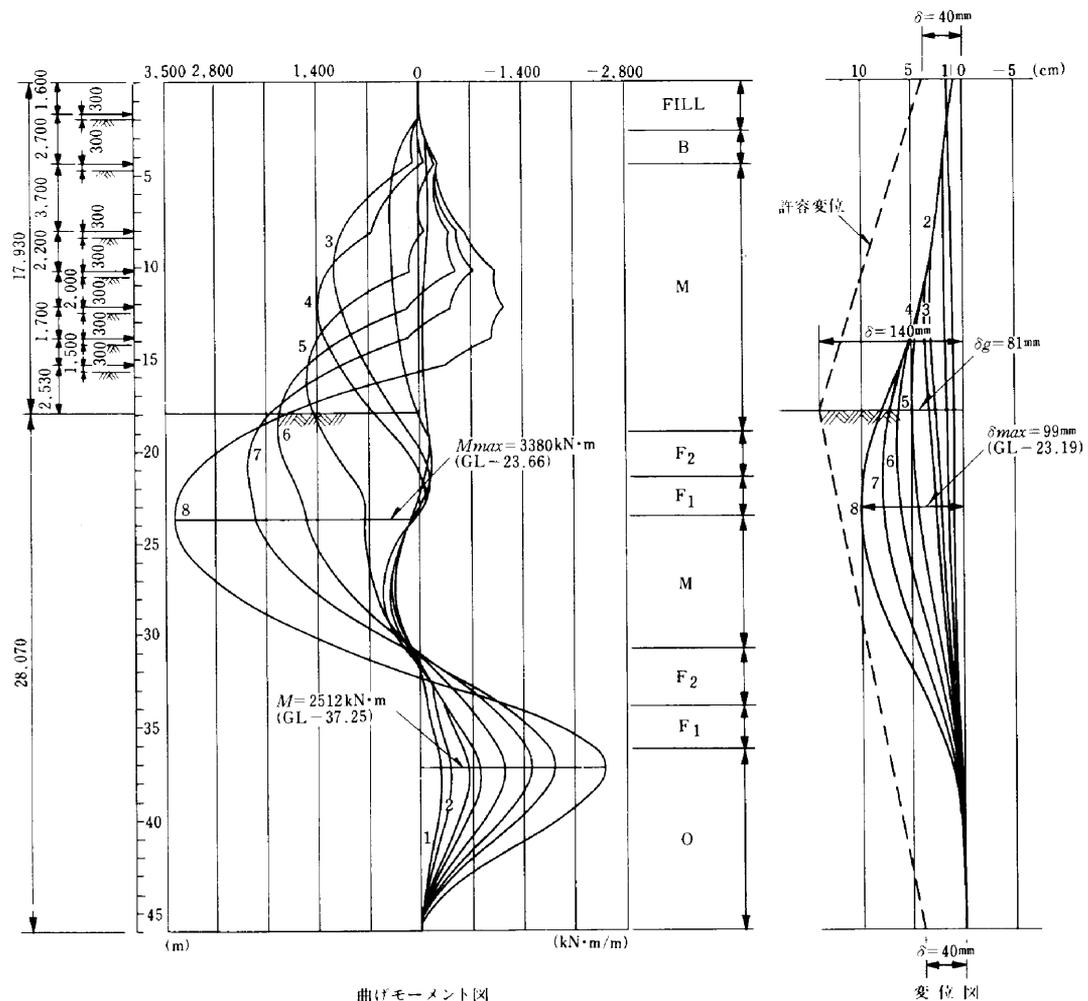


Fig.11 弾塑性解析結果

注) 許容変位量には、連続地中壁打設時の地盤変位を含む

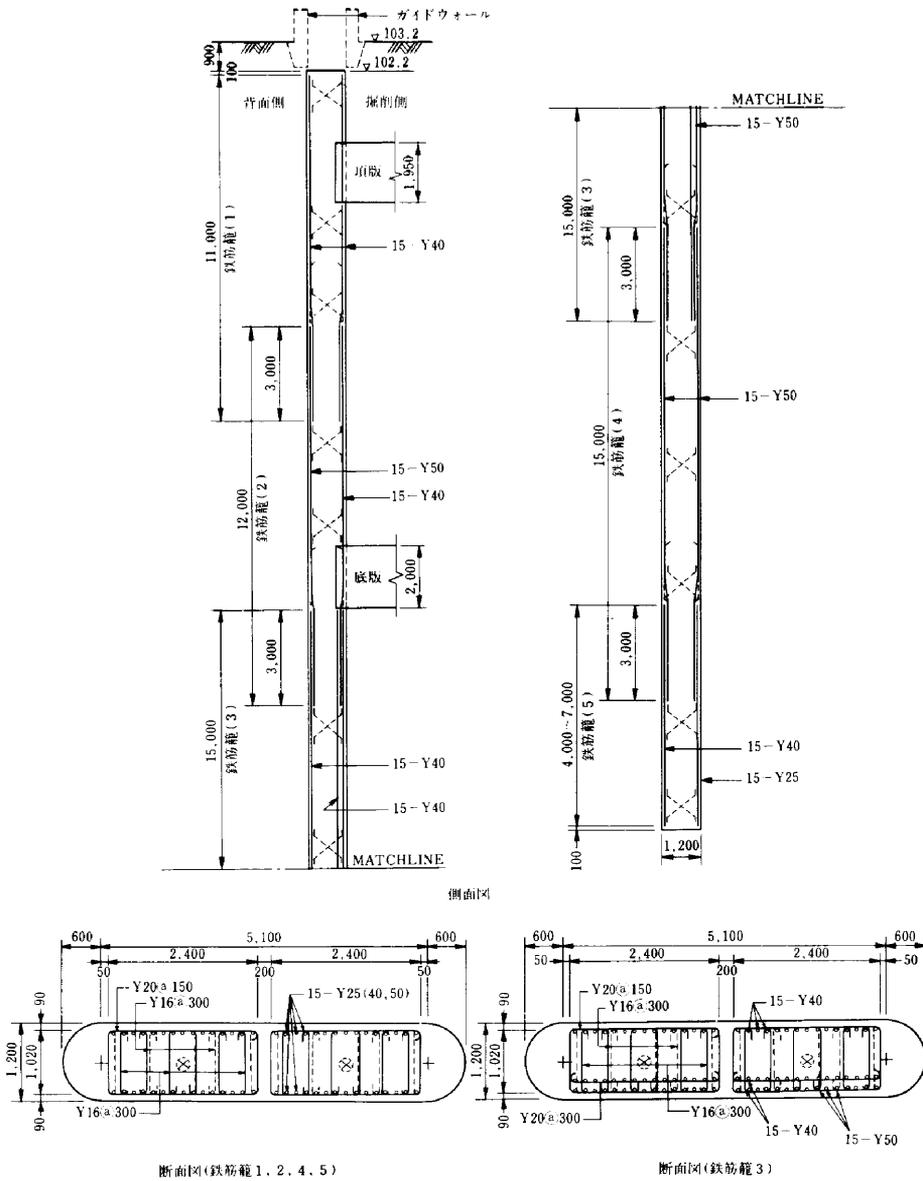


Fig.12 配筋図

埋殺しとなり、鉄筋の継手の施工上、また構造上で問題となる。

このため、継手をピン構造とした切梁で支持された連続梁モデルと、地中壁の施工1パネルを対象とした切梁で支持された版モデルを FEM 解析し、発生断面力（曲げモーメント及び継手部せん断力）が耐力内に納まる切梁ピッチを検討した。

なお、せん断耐力は、実際には直接せん断力（圧縮強度 $1/4 \sim 1/6$ ）と考えられたが、安全側に CP110 に規定する終局せん断応力度 ($V_c = 0.3N/mm^2$) を用いて算出した。

検討の結果をもとに、切梁ピッチを3.0mを基本とすると共に、安全のために1パネルに最低1本の切梁を配置することとした。

なお、MRTの要求もあり、万一に備え、第1段のみに腹起しを設けた。

平面図を Fig. 14 に、断面図を Fig. 15 に示す。

§ 5 . 掘削時の挙動

5-1 計測

(1) 計測計画

駅部の掘削に伴う連続地中壁および周辺地盤・建物の挙動を把握するため、計測の計画を行った。

主な計測位置を Fig. 16 に示す。また、計測に用いた機器を Table 8 に示す。

(2) 計測結果

掘削に伴い BGS. 駅における IP13および IP14位置

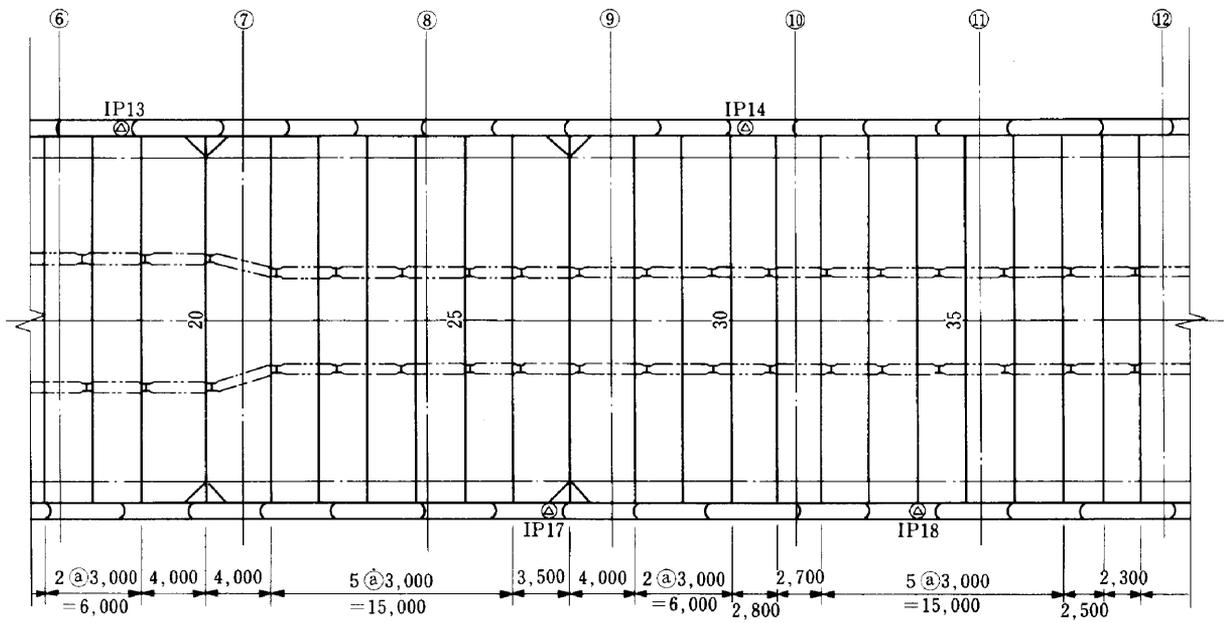


Fig.14 切梁支保工平面図

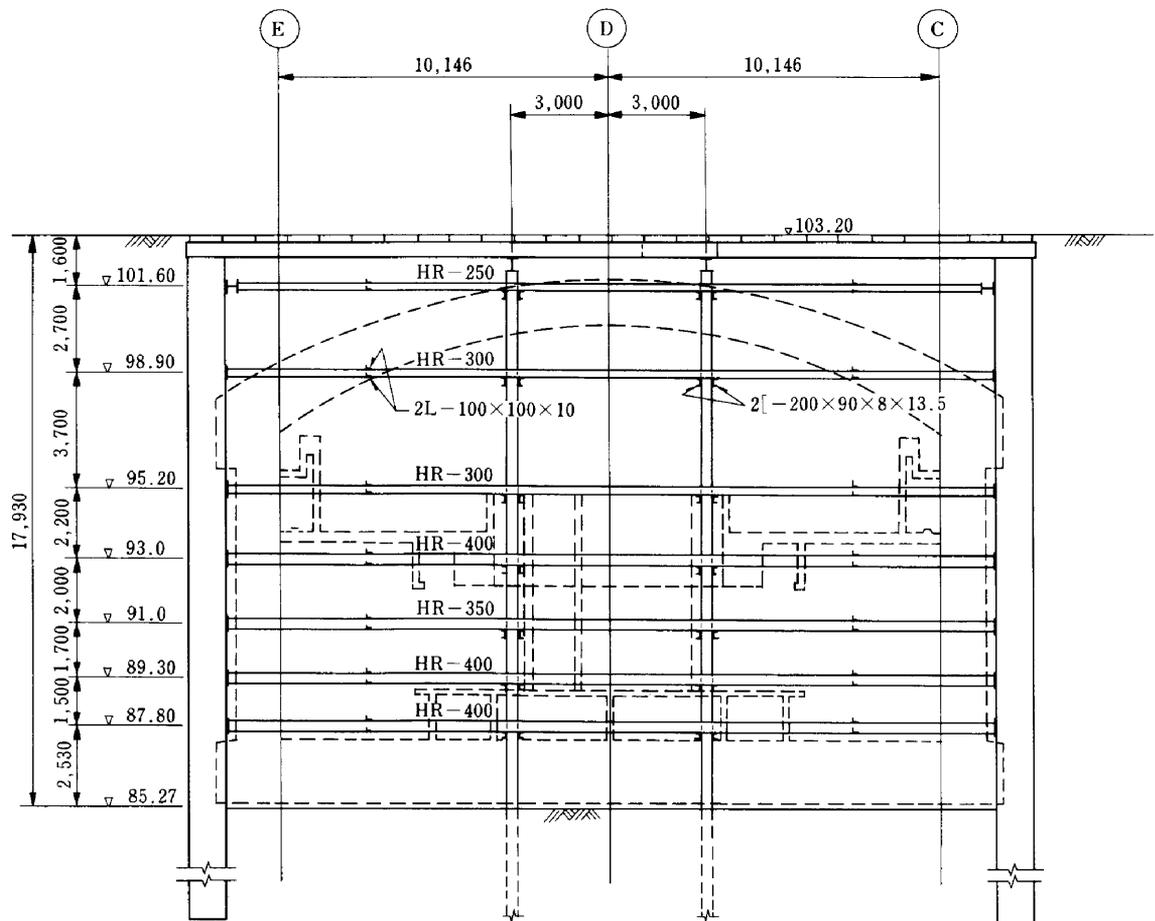


Fig.15 切梁支保工断面図

で予想を上回る壁体変位、地表面沈下等が4次掘削時以降発生した。その計測結果のまとめをFig.17及びFig.18に示す。

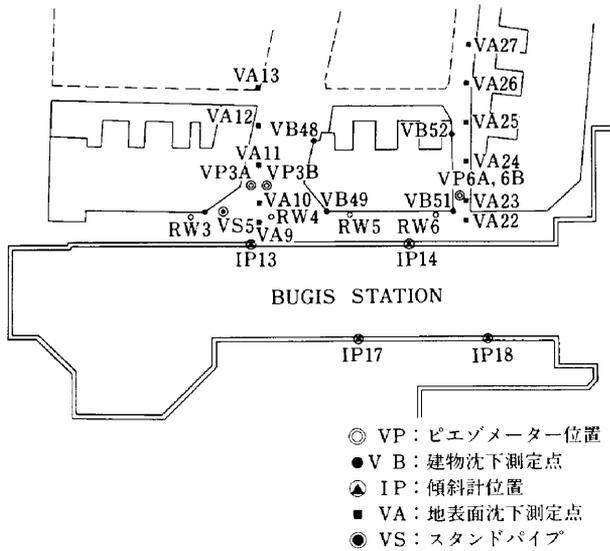


Fig.16 主要な測定点位置図 (IP13, IP14付近)

Table 8 計測機器

計測項目	計測機器
壁体変位	傾斜計 (挿入式)
切梁軸力	ロードセル 歪計 (電気計測式・振動弦式)
地下水水位	スタンドパイプ
間隙水圧	間隙水圧計 (キャサグラント型・ニューマチック型)
地盤沈下 建物沈下	レベル

これらの地層は海成軟弱粘性土が最も厚く堆積し、かつ基盤の範囲の深度が最も深いという特徴がある (Fig.2参照)。

以下、連続地中壁の挙動および背面地盤の挙動について述べる。

5-2 連続地中壁の挙動

IP13およびIP14位置における壁体変位の設計値と実測値とを比較したものをFig.19及びFig.20に示す。

(1) 変位増大の原因

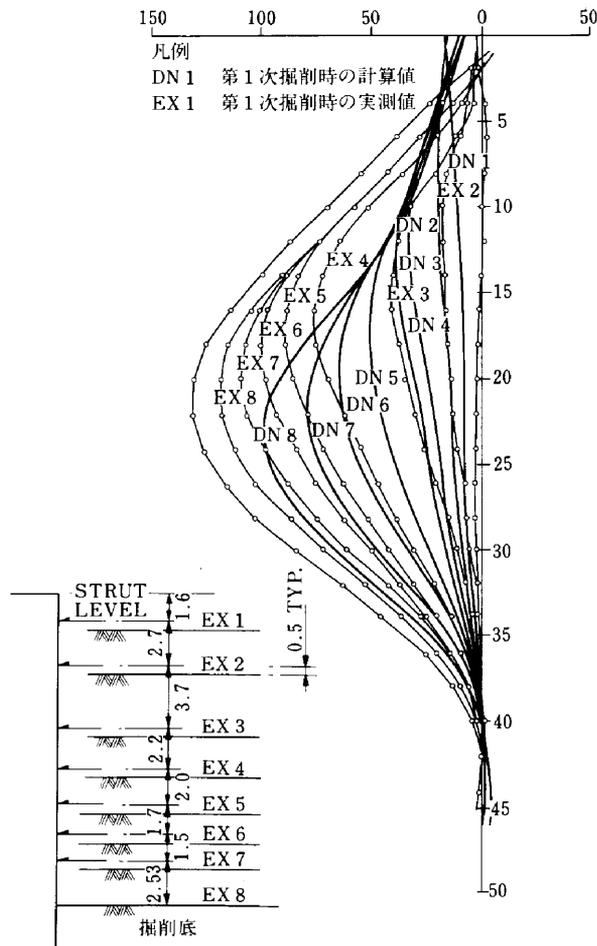


Fig.19 壁体変位図 (傾斜計No13)

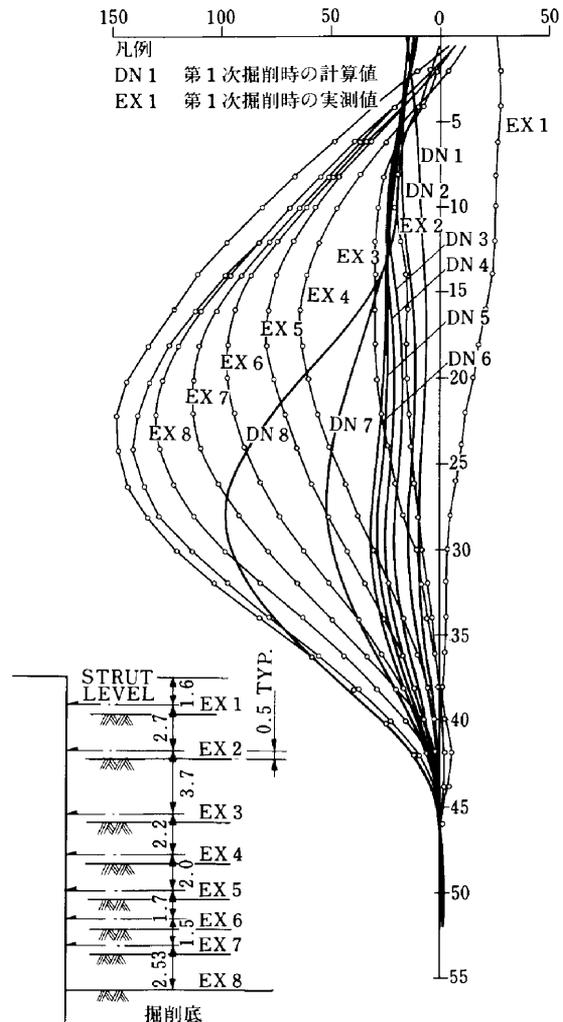


Fig.20 壁体変位図 (傾斜計No14)

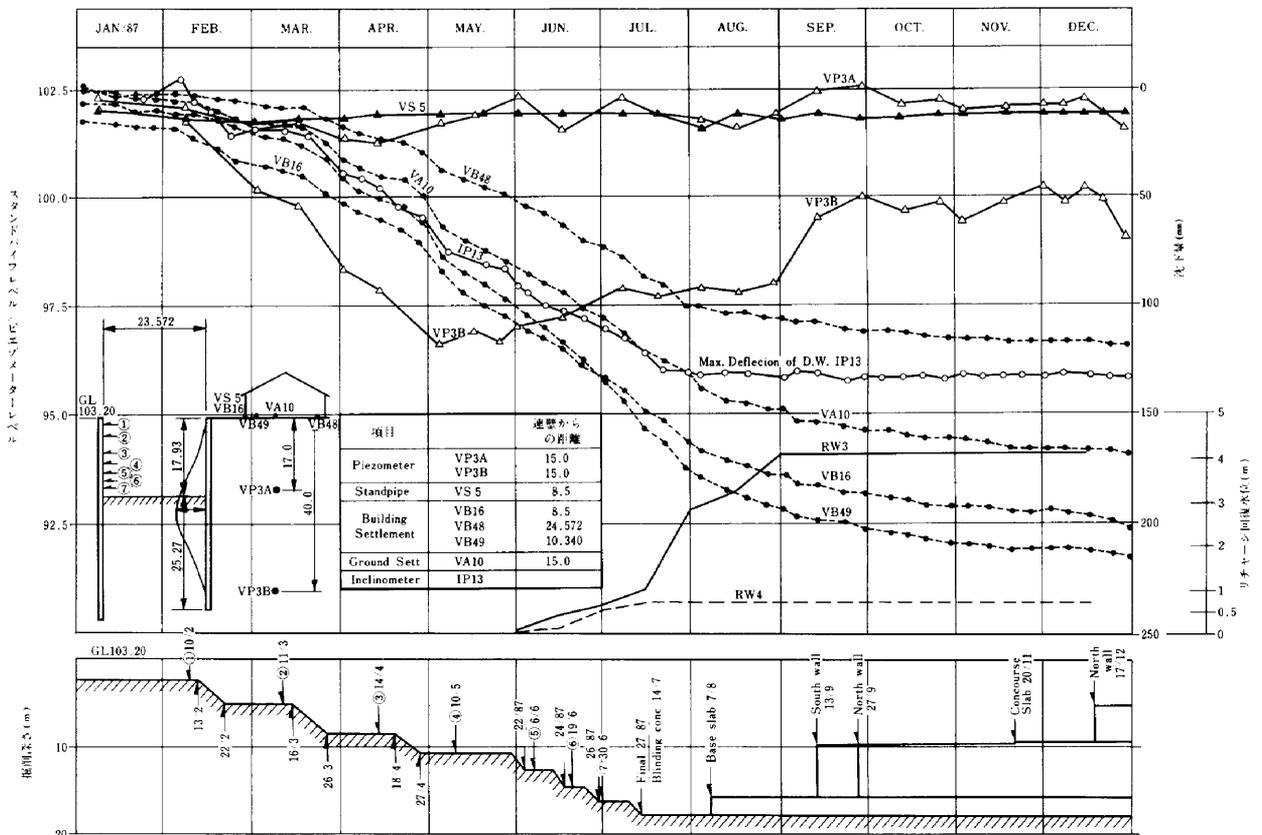


Fig.17 計測結果 (IP13)

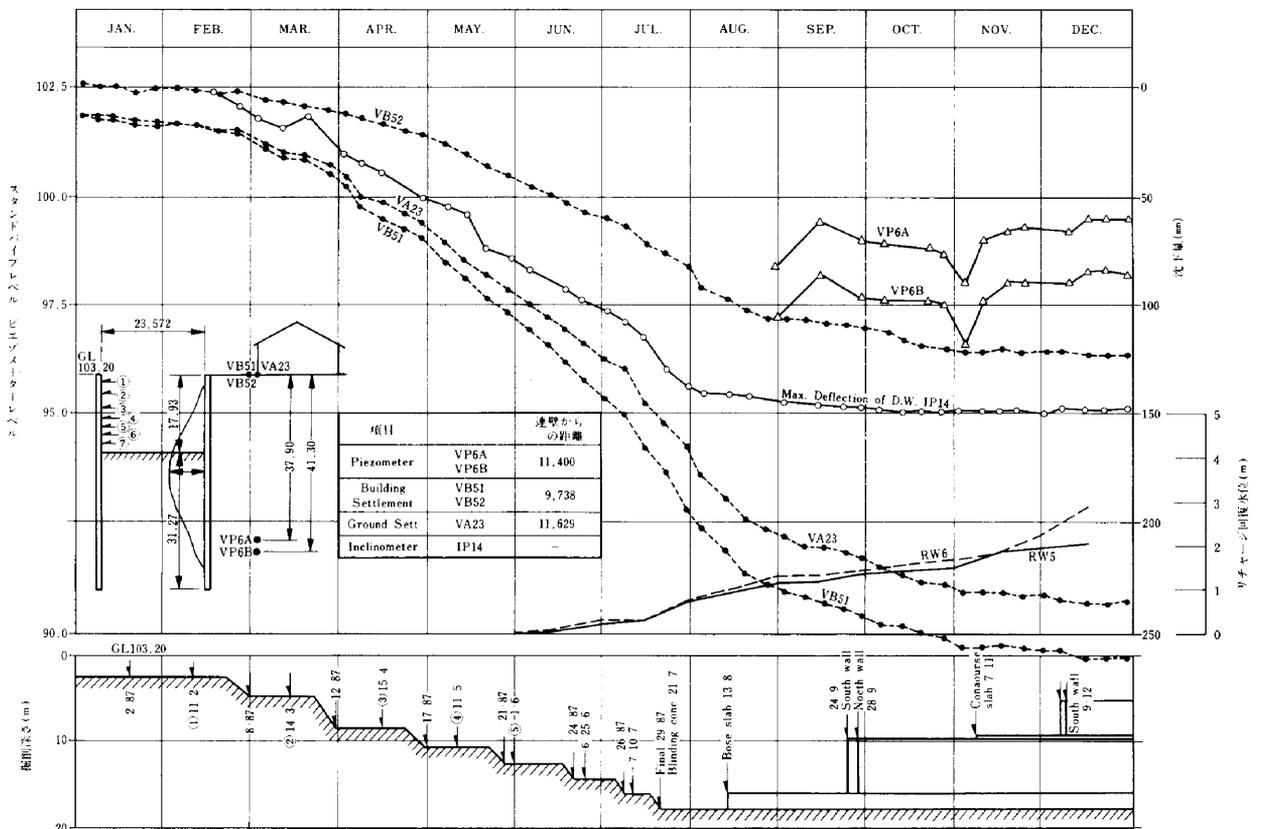


Fig.18 計測結果 (IP14)

予測を超えた変位増大の原因は、以下のものが重なって生じたものと考えられる。

a) 海成粘土層の除荷（掘削）に伴う強度低下

粘性土では、荷重の除荷によって、吸水・膨張のため時間の経過と共に強度低下がおこる。強度低下までの時間は、圧密による強度増加までの時間に比べはるかに短い。また、強度低下の割合は過圧密比（荷重の除荷以前の応力と除荷後の応力の比）によって決まる¹⁰⁾といわれている。

b) 壁体変位に伴う地盤の変形・かく乱による強度低下



Photo 3

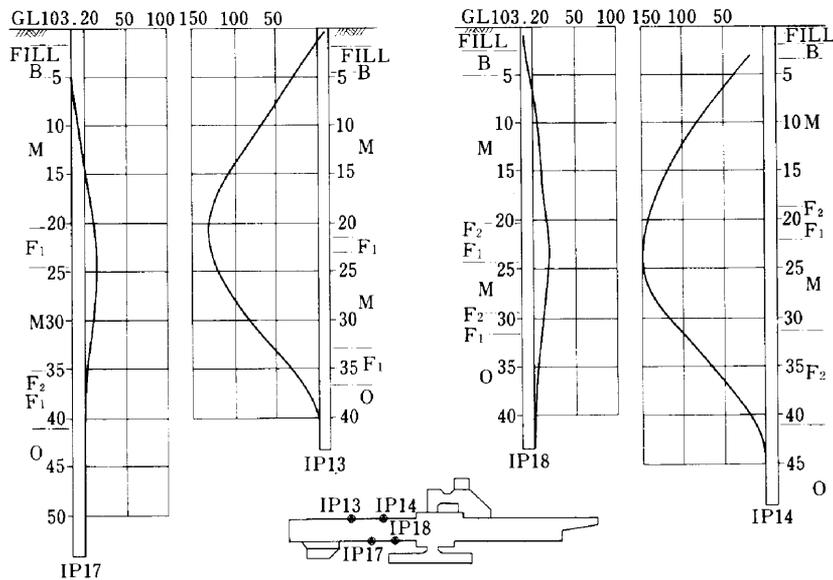


Fig.21 対向壁・変位状況図

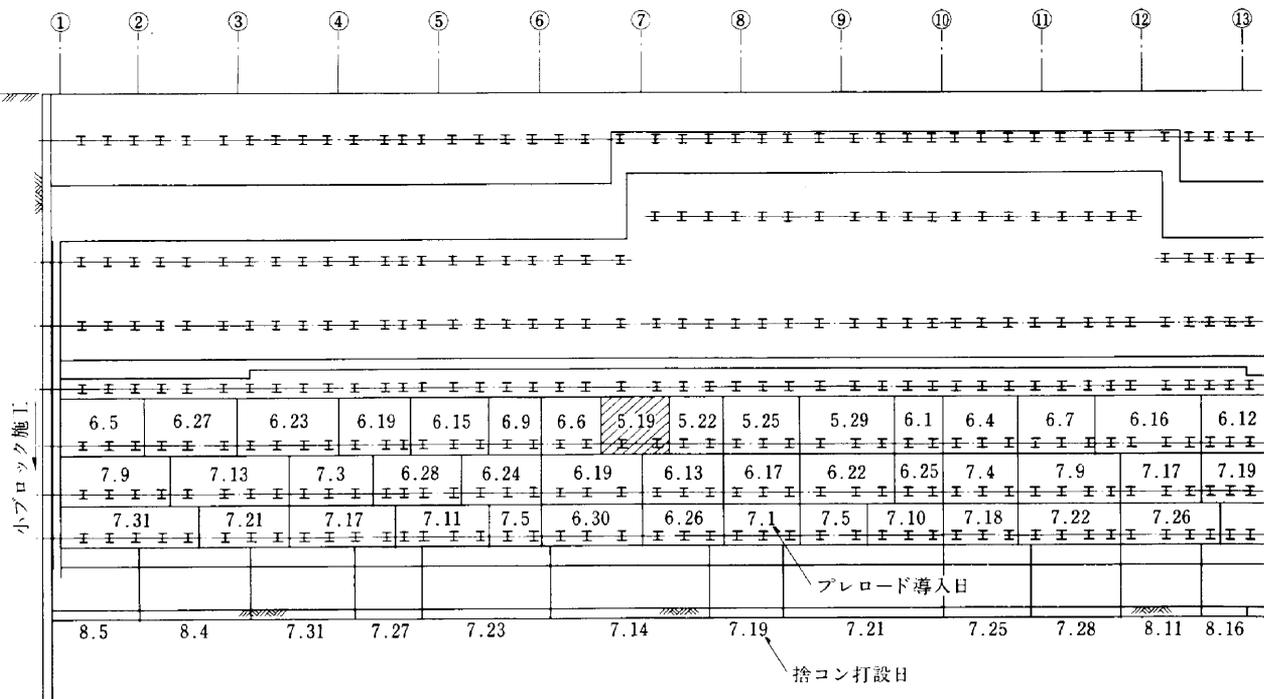


Fig.22 施工ブロック図

掘削に伴う壁体変位が地盤のせん断変形を引き起こし、これに伴う地盤のかく乱による強度低下する。このかく乱による強度低下の定量的な把握は難しいが、鋭敏比と塑性指数から評価する方法が提案されている¹¹⁾。

- c) 掘削地盤面の重機によるかく乱
- d) 駅部の南北の土層・荷重条件の相違

IP13およびIP14が位置する北側とこれに対向する南側(IP17およびIP18)で、次の点で条件が異なる。

- ① 地盤：北側は南側より海成粘土層が概して厚く堆積している。
- ② 上載荷重：北側には建物荷重が作用するが、南側には建物荷重がない。

この他に、O層への根入れ長さの相違も原因と考えられたが、試算を行った結果、その影響は小さかった。

- e) 施工上の問題点

4次掘削までは、その施工上から、広い範囲の掘削および切梁架設を目的としたため、掘削後、切梁架設までながい期間(約3~4週間)を要していた。また、ある程度の大きな余掘りが行われており、これらが強度低下の要因となった可能性がある。

- (2) 対策工

5次掘削以降の壁体の変位を極力小さくする対策工としては次のものが考えられた。

- a) 増梁案
- b) 迅速施工案

a)の増梁案について、試算を行った結果、壁体の最大変位の発生する位置が掘削底以深であるため、増梁案に大きな効果は期待できないことが明らかとなった。

そこで、時間的な強度低下の防止を含め、b)による施工を行うこととした。

施工は、Fig.22に示すように、施工ブロックを極力小さくし、かつ、掘削~切梁架設の施工サイクルを4日弱とする迅速施工を行った。

- (3) 壁体変位増大の挙動解析

IP13位置を対象に挙動解析を行った。(1)で述べた変位増大の主たる原因のうち掘削側地盤の強度低下に着目した。強度低下は時間的な低下という要素が含まれるが、この反映が難しいことから、時間的な低下をも含め、仮定の余掘りという評価で解析を試みた。

すなわち、4次掘削までは設計上の余掘り0.3mに強度が低下した層厚を1.2mと仮定し、計算上の余掘りを1.5mとした(この仮定による4次掘削時変位の計算結

果は、実測変位にほぼ一致した)。5次掘削以降は、施工の改善(迅速施工)を考え、強度低下の層厚を0.3m(4次掘削までの1/4)とし、計算上の余掘りを0.6mとした。この仮定での計算結果をFig.23に示す。同時に、壁体変位の実測値(12/15現在)を示す。

各段切梁設置後の切梁位置での変位の実測値(データは省略)をみると、壁体は北側から南側へ20~30mm程度変形している。これは(1)で述べた駅部の荷重条件の相違が原因と考えられる。そこで、建物荷重の有無による壁体変位を試算した。

その結果、実測とは違うものの、最大で15mm程度の影響があることがわかった。

以上より、IP13における壁体変位の増加を(強度低下による変位の増加)+(荷重の相違による変位の増加)によるものと考え、実測変位から後者(Fig.23中の斜線部)を差し引いてみた。

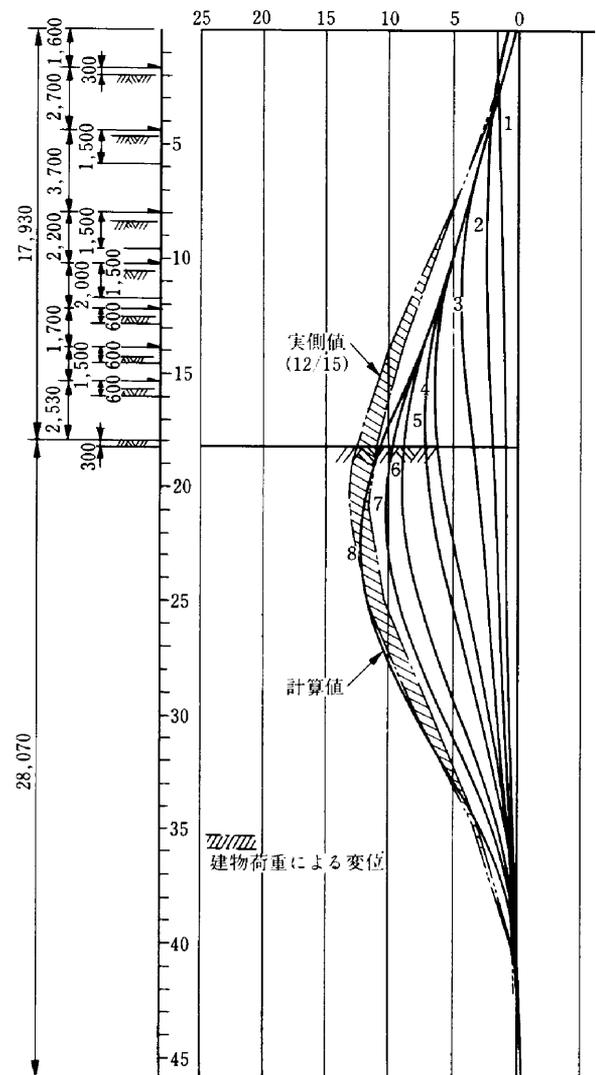


Fig.23 挙動解析結果

Table 9 連続地中壁の水平変位～地表面沈下の関係

断面 施工段階 S_v, D_v	IP13断面			IP14断面		
	D_v (m ³ /m)	S_v (m ³ /m)	S_v-D_v (m ³ /m)	D_v (m ³ /m)	S_v (m ³ /m)	S_v-D_v (m ³ /m)
第1段切梁設置時						
第2段切梁設置時	0.371	0.441	0.070	0.578	0.838	0.260
第3段切梁設置時	0.711	0.757	0.046	0.686	1.002	0.316
第4段切梁設置時	1.514	1.685	0.171	1.408	1.910	0.502
第5段切梁設置時	1.899	2.403	0.504	1.805	2.687	0.882
第6段切梁設置時	2.095	2.686	0.591	2.295	3.566	1.271
第7段切梁設置時	2.332	2.931	0.599	2.571	4.049	1.478
最終掘削時	2.591	3.616	1.025	3.065	4.874	1.809
ベーススラブ・打設直後	2.698	4.229	1.601	3.418	6.474	3.056
最終	2.836	4.900	2.064	3.800	7.900	4.100

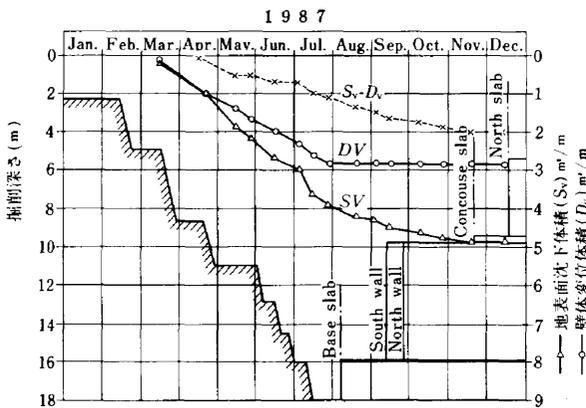


Fig.26 $D_v \sim S_v$ 曲線 (IP13)

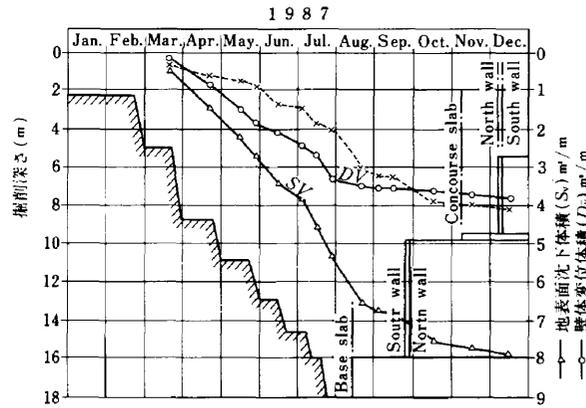


Fig.27 $D_v \sim S_v$ 曲線 (IP14)

最終の壁体変位に着目すると、荷重の相違による変位を差し引いた変位は、強度低下を考慮した変位に比べ小さいことがわかる。すなわち、5次掘削以降の迅速施工の効果が大きかったと考えることができる。

5-3 背面地盤の挙動

IP13断面及び IP14断面に着目して、連続地中壁の掘削時の水平変位と背面地盤の沈下の関係を考察する。

(1) 連続地中壁の水平変位と背面地表沈下の関係

Fig. 24 及び Fig. 25 に IP13断面及び、IP14断面における連続地中壁の水平変位と背面地表沈下曲線を示す。Fig. 26 及び Fig. 27 に同じく、IP13断面及び、IP14断面における連続地中壁の水平変位体積 (D_v) と背面地表面沈下 (S_v) 及び ($S_v - D_v$) 曲線を示す。また、Table 9 に各施工段階における D_v 、 S_v 及び ($S_v - D_v$) を示す。さらに前掲の Fig. 26 及び Fig. 27 を参考にして連続地中壁の水平変位と背面地表面沈下の関係を考察するとつぎのとおりである。

- ① 背面地表面沈下は、連続地中壁の水平変位の増大にともない増大し、ベーススラブ打設後は、その地表面沈下の増加割合は著しく減少する。
- ② 連続地中壁の水平変位体積 (D_v) と背面地表面沈下体積 (S_v) の関係は掘削初期では、 $D_v \approx S_v$ であるが、掘削が進行するに従って $S_v > D_v$ なる傾向が顕著にあらわれる。
- ③ ($S_v - D_v$) は当該地盤のような非圧縮性地盤では圧密沈下によるものである。 S_v/D_v は最終では 1.7~2.0 である。すなわち、地表面沈下 (S_v) の内訳はつぎのとおりである。
地表面沈下 (S_v) = 連続地中壁の水平変位による沈下 + 圧密による沈下 (0.7~1.0) D_v
- ④ 背面地表面沈下の影響距離 L は連続地中壁の水平変位曲線の最深度の深さ H の 1.0~1.3 倍程度である ($L = (1.0 \sim 1.3) H$)。また、地表面の最大沈下発生点 L_{max} と、連続地中壁の最大水平変位発生深

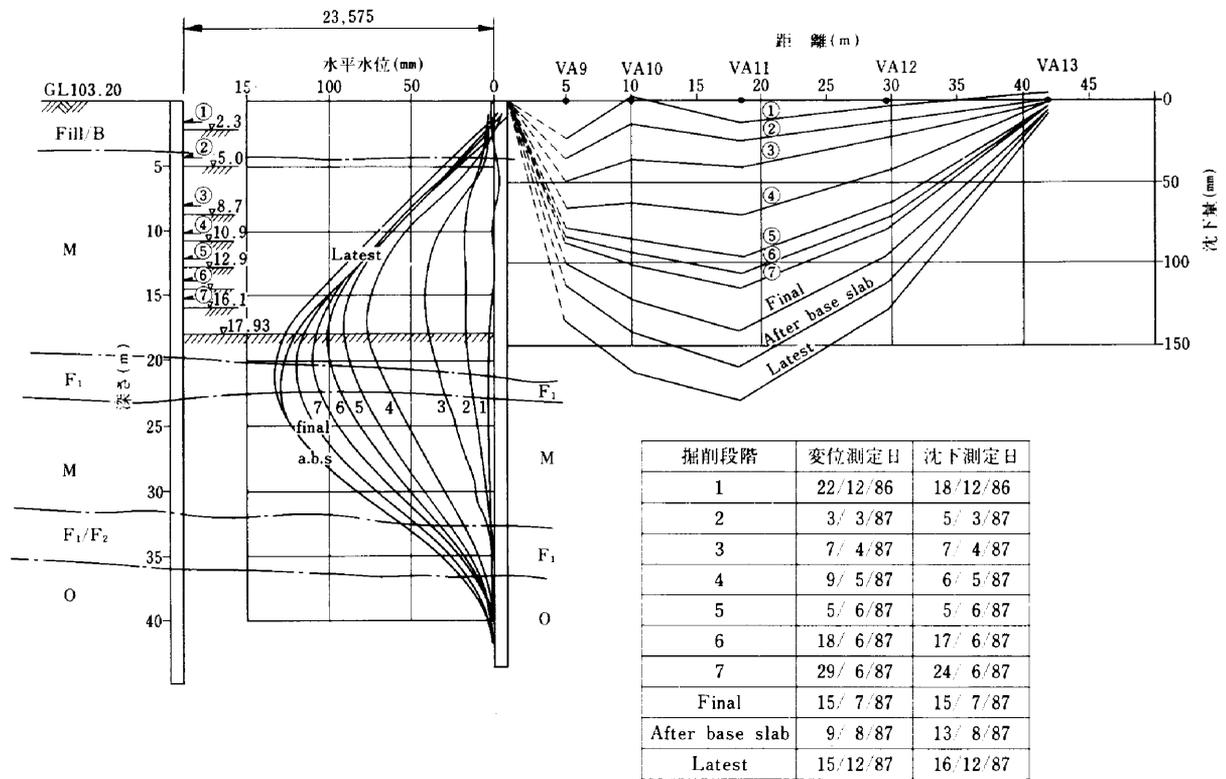


Fig.24 IP13における掘削時の壁対変位及び背面地盤の沈下(BGS.駅)

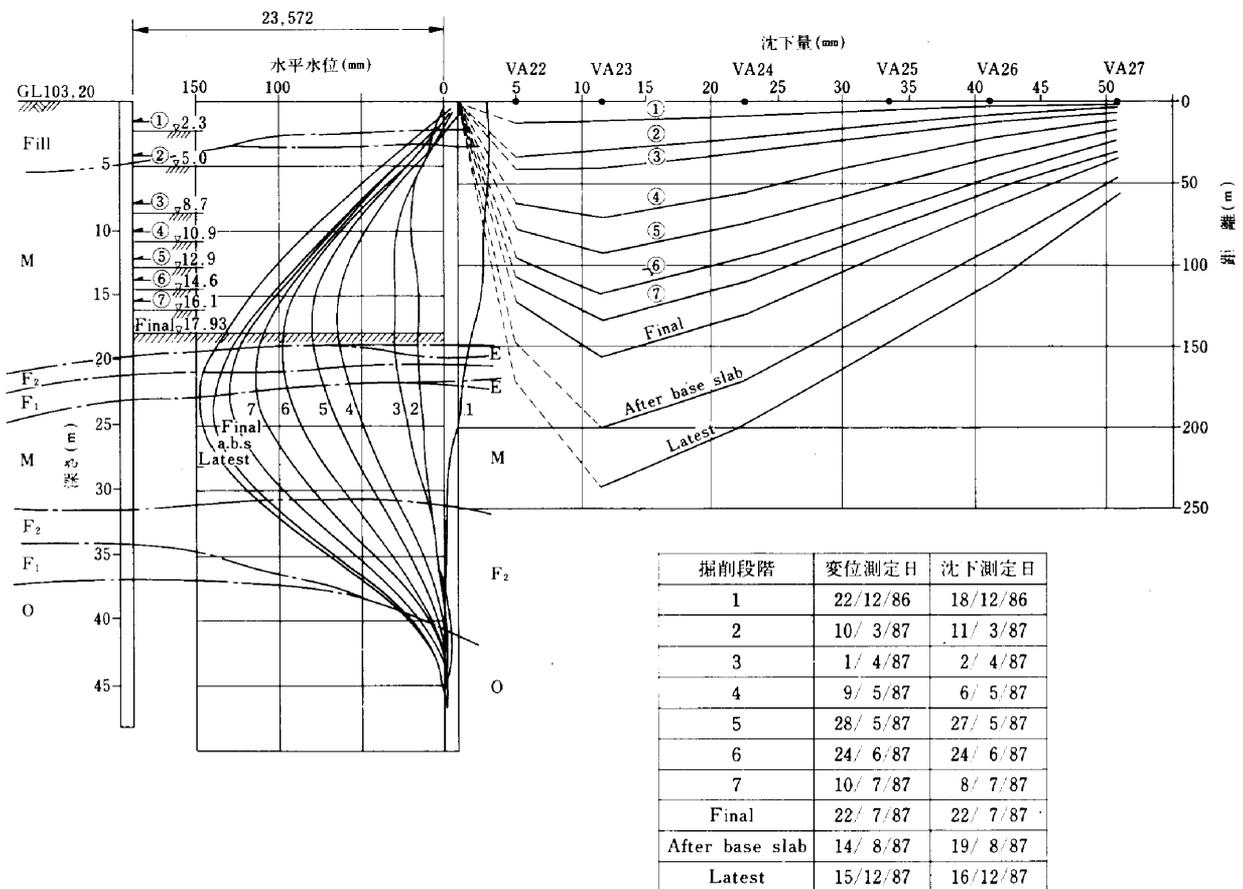


Fig.25 IP14における掘削時の壁体変位及び背面地盤の沈下(BGS.駅)

さ H_{max} の関係は、ほぼつぎのとおりである (Fig. 28 参照).

$$L_{max} \approx H_{max}$$

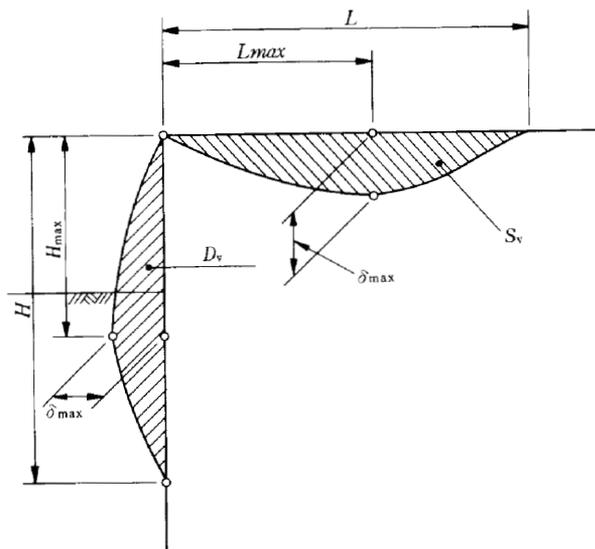


Fig.28 連続地中壁水平変位と背面地表面沈下の関係

⑤ Fig. 17 より明らかなように、O層の間隙水圧は掘削進行にともない低下する。IP13断面のGL-40 m地点のO層の間隙水圧は、第4次掘削時点で約6 m低下し、Recharge-wellの設置により、約3 m

程度回復した。

(2) 圧密沈下に対する考察

当該地質のような非圧縮性地質の場合、 $S_v - D_v$ は圧密沈下によるものと判断できる。

Bugis 駅の施工途中において、第4次～第5次掘削時付近から $S_v - D_v$ の値が大きくなりはじめたため、背面地山に Recharge-well を設置したが $S_v - D_v$ の値は増加しつづけた。

1987年12月15日時点における $S_v - D_v$ および平均圧密沈下量 $\Delta x = (S_v - D_v) / L$ は Table 10 のとおりである。

IP13断面に対応するO層内に設置したピエゾメーター VP 3 B に着目すると、間隙水圧の変位状況は、Fig. 29 のとおりである。すなわち、間隙水圧は0→1→2→3のように低下したため、3の時点でリチャージウェルを設置し給水したため、間隙水圧は3→4→5→6のごとく回復した。

この間隙水圧の変化を単純化し、0→1'→2'→3'→

Table 10 平均圧密沈下量

断面	$S_v - D_v$ (m/m)	L (m)	$\Delta x = \frac{S_v - D_v}{L}$ (m)
IP13	2.064	40.0	0.052
IP14	4.100	60.0	0.068

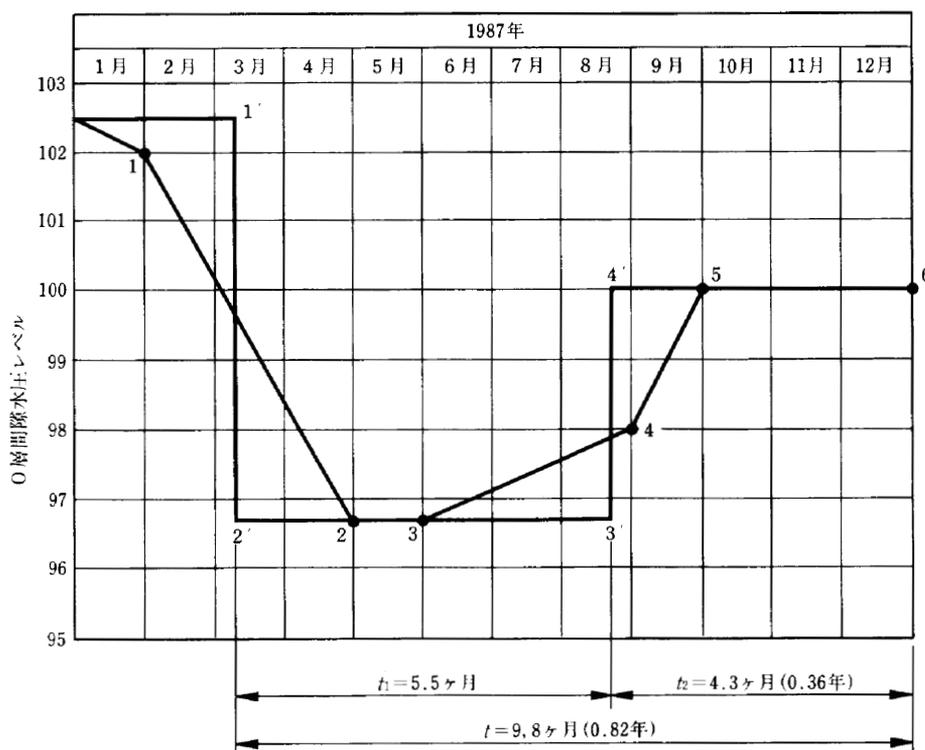
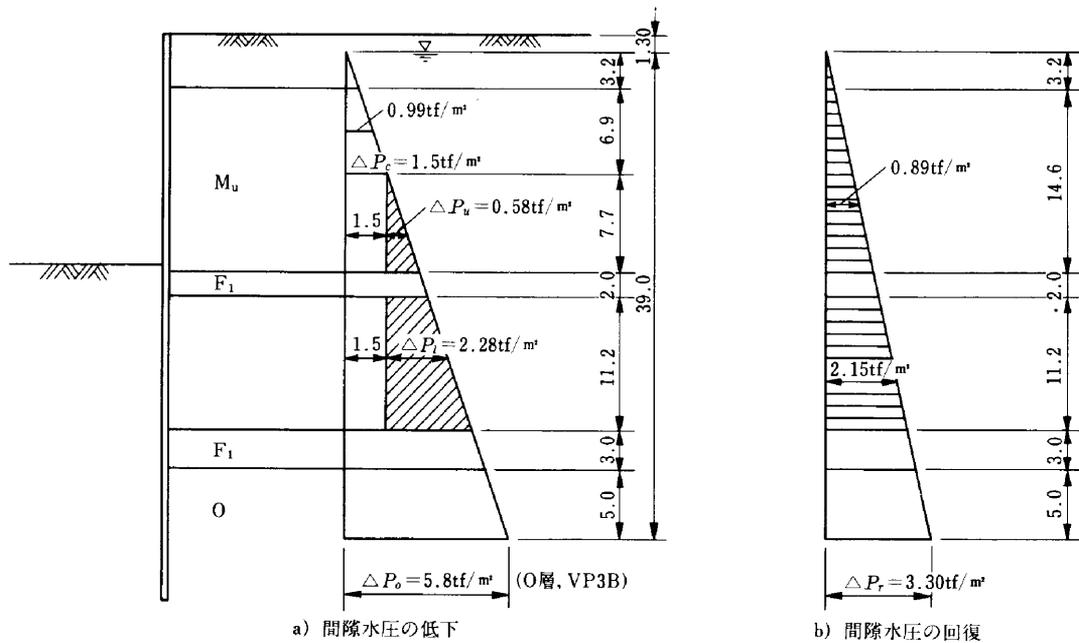


Fig.29 間隙水圧の変化状況 (VP3B)



注) 先行圧密荷重 $P_c = P_o$ (有効土被り圧) + ΔP_c

Fig.30 IP13断面における間隙水圧低下及び回復

4'→5→6と考えると、再圧縮、圧密及び水位回復により膨張量を Fig. 30 に従って計算したものが Table 11 である。

Table 11 によると6.2cm程度の圧密(再圧縮及び膨張を含む)が生じていることになり実測値5.2cmに近い値を示している。

(3) 背面地表面の沈下予測手法

(1)及び(2)より、つぎのフローに従って、背面地表面の沈下予測が可能であることが判る (Fig. 31)。

- ① 土留壁の掘削時の水平変位を弾塑性解析により求める。
- ② 土留壁の水平変位曲線と同一の曲線を地表面沈下曲線と考える。(実績では $L = (1.0 \sim 1.3)H$, $L_{max} \cong H_{max}$ であるが、概略として $L \cong H$, $L_{max} \cong H_{max}$ と考えても問題ではない)。

- ③ 浸透流の計算を行い、間隙水圧低下による圧密計算を行い上記の沈下量に圧密沈下量を加算したものが総沈下量である。

なお、除荷による間隙水圧の低下も掘削中に生ずるが吸水膨張により、短期間で間隙水圧が回復すると考える。従って、除荷による間隙水圧の低下は沈下計算上無視することができる。

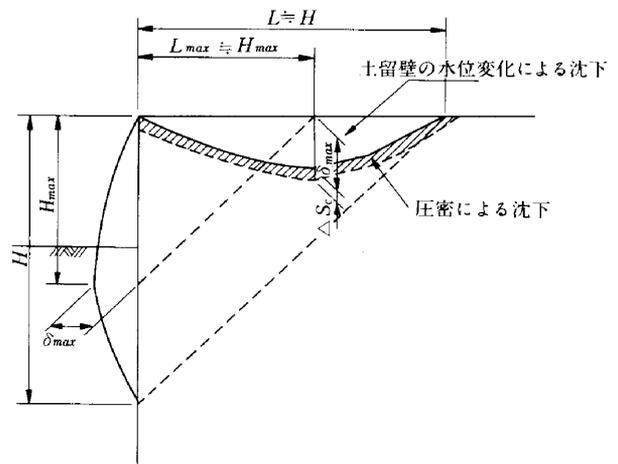


Fig.31 背面地表面の沈下予測

Table 11 海成粘土の再圧縮・圧密・膨張量計算値

	再圧縮量	圧密量	膨張量	計
上部海成粘土	1.2cm	0.9cm	-0.6cm	1.5cm
下部海成粘土	1.5cm	4.6cm	-1.4cm	4.7cm
	2.7cm	5.5cm	-2.0cm	6.2cm

Table 12 海成粘土の圧密特性

	体積圧縮(膨張)係数 $m_v, (m_v')$	圧縮(膨張)係数 $C_v, (C_v')$
上部海成粘土	$m_v = 9 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{kgf}$ ($m_v' = 1.6 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{kgf}$)	$C_v = 80 \text{cm}^2/\text{day}$ ($C_v = 270 \text{cm}^2/\text{day}$)
下部海成粘土	$m_v = 9 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{kgf}$ ($m_v' = 1.6 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{kgf}$)	$C_v = 40 \text{cm}^2/\text{day}$ ($C_v = 270 \text{cm}^2/\text{day}$)

§ 6. まとめ

シンガポール301工区の連続地中壁の設計及び施工実

績を通じて明らかになった事項は次のとおりである。

- ① 当社が開発したプレロードを考慮した弾塑性解析法
従来の方法に比べ、より実際の挙動に即した解析法であり、企業先(MRT)の厳しいテストにも合格しており、国際的に通用する解析法である。
- ② 連続地中壁の設計
 - a) 粘性土地盤の掘削問題では全応力法の適用が妥当である。
 - b) 原位置試験として現場ベーン試験は非常に有効であるが、異方性およびせん断ひずみ速度に関する補正が必要である。
 - c) たわみ計算に用いるコンクリート土留壁の剛性は全断面有効と考えた EI_g の $\frac{1}{2}$ 程度が妥当である。
- ③ 掘削時の連続地中壁の挙動及び背面地表面の沈下
 - a) 大部分の断面は予測値以下の水平変位であったが、海成粘土層が厚く、基盤層(O層)が深い断面の一部で予測値を上まわる水平変位が生じた。その原因は掘削中の粘土のせん断強度の低下や対向壁の移動によるものであった。
 - b) 粘土のせん断強度は掘削による除荷後、時間経過と共にその低下が進むため、小ブロック毎の掘削を行い、すばやく切梁を設置する工法が連続地中壁の水平変位を押さえるうえで有効であった。
 - c) 背面地表面の沈下は、土留壁の水平変位曲線と同一の曲線を壁の変形に伴う地表面の沈下曲線と考え、これに圧密沈下量を加えたものである。

§7. あとがき

約10万 m^2 に及ぶ大規模で、かつ本格的な連続地中壁の設計の実績は当社にはなく、設計手法も確立されていないのが現状であった。

従って、MRT と協議しながら当社独自の設計手法を一つ一つ確立していたため多大な労力を要した。

施工途中で一部の背面建物の沈下が予想を上まわり、非能率な小ブロック掘削に変更せざるを得なかったが全体的には、機能を満足する経済設計が達成できたと思っている。

なお、本文が今後の連続地中壁の設計に少しでも役立てば幸いである。

当設計業務遂行にあたり、全面的な協力をしていただいた、シンガポール301工区南工事事務所、香港支店、海外事業部及び本社土木設計部の各位に感謝する次第であ

ります。

参考文献

- 1) 土質工学会：海外工事と土（東南アジアと中近東のケース）土質基礎工学ライブラリー25
- 2) 中村，中沢：掘削工事における土応力解析 土質工学会論文報告書 Vol.12, No.4, Dec.1972
- 3) 丸岡他：プレロードを伴う山止めの設計法 第17回土質工学研究発表会 pp.897~900, 1982
- 4) 古藤田他：切梁プレロードの効果を考慮した山留め壁の解析法(その1) 第17回土質工学研究発表会 pp.901~904, 1982
- 5) 土屋他：切梁プレロードを考慮した土留解析法に関する研究(その1) 第19回土質工学研究発表会 pp.1129~1130, 1984
- 6) L.Bjerrum: Problem of soft mechanics and construction on soft clay 8th International conference of soft mechanics & foundation Engineering Mosco Vol.3
- 7) CP 2 : Code of Practice for Earth Retaining Structures
- 8) CIRIA REPORT104 : Design of retaining walls embedded in stiff clays
- 9) ACI435.2R-66 : Deflection of Reinforced Concrete
- 10) 中瀬他：圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化 港研報告 Vol.18, No.4
- 11) 森，赤木：土のせん断変形による乱れとそれに基づく圧密現象、特にせん断変形で生ずる乱れの大きさの評価方法 第17回土質工学研究発表会 pp.441~444, 1982