

現場計測にもとづく大規模山留め掘削 (京葉・都心 西越中島駅新設工事)

Execution of Excavation Works based on the Field Monitoring

松崎 勝*
Masaru Matsuzaki

細井 武**
Takeshi Hosoi

高原 治美***
Osami Takahara

要 約

軟弱地盤での大規模な山留め掘削では、現場計測にもとづく計測安全管理が重要となる。特に市街地においては、近接施工の観点から、山留め架構は強度設計から変形重視の設計に移っており、施工に際しての計測管理でも、山留め壁の変形や背面地盤の変位の測定がより重要となっている。また、計測結果を迅速に処理し、次段階の施工に反映させるために、自動計測システムの採用が増えている。本報告では、西越中島駅新設工事で採用した山留め計測管理システムを紹介するとともに、計測で得られた山留め架構及び周辺地盤の挙動に関する考察、解析結果との比較検討について述べる。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 概 要
- §3. 山留め計画及び設計
- §4. 計測計画及び管理
- §5. 生石灰杭による地盤改良効果及び山留め壁に与える影響
- §6. 側圧測定値の評価
- §7. 掘削時の挙動に関する考察
- §8. まとめ
- §9. おわりに

の新設駅（うち3つは地下鉄）と駅間の単線並列トンネル及び高架式軌道よりなり、平成2年3月（旅客化）の開業である。当社はこのうち、江東区越中島2丁目において西越中島地下駅の建設を担当した。

施工は、鋼管矢板山留め壁を用いた開削工法によったが、軟弱な地質に加えて、駅舎両側に東京商船大の建物、施設が隣接するという厳しい施工条件であったため、現場計測に基づく施工管理、安全管理を実施した。計測によって得られた情報を正確かつ迅速に処理し、施工に反映させる目的から、自動計測による管理システムを採用した。本文は、この計測管理手法と山留め工の現場計測結果について報告するものである。

§1. はじめに

京葉都心線ルートは、日本鉄道建設公団が東京湾岸に建設中の JR 京葉線のうち、昭和63年末に部分開業された新木場～蘇我間の湾岸ルートより、東京駅へ結ぶ約 7.4kmの路線である (Fig. 1)。東京～新木場間は、5つ

*土木設計部係長
**土木設計部課長
***関東(支)西越中島(出)所長



Fig.1 京葉・都心線路線平面図

§ 2. 概要

2-1 工事概要

工 事 件 名：京葉・都心・西越中島駅新設工事
 企 業 先：日本鉄道建設公団
 工 期：自 昭和60年3月
 至 平成3年3月
 開 削：幅19m×延長314m×深さ16~18m
 平面図を Fig. 2 に示す。

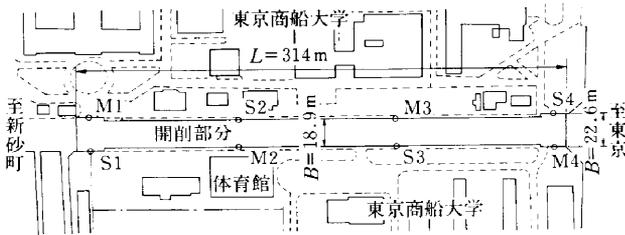


Fig.2 開削平面図および主計測位置

Table 1 主要工事数量

鋼管 矢板壁	仕 様	鋼 管	φ800t=9@1.20m
		平面延長	680m
		最大長さ	31.0m
	数 量	本 数	570本
重 量		3,440 t	
掘 削 工 量		97,200m ³	
支 保 工		4,230 t	
構 築	コンクリート	18,500m ³	
	鉄 筋	2,410 t	

主要工事数量：Table 1 に示す。

2-2 地質概要

路線の位置する地域は、東京低地と呼ばれ、古東京川の埋没谷上に位置しており、古荒川、古中川の三角州として発展した沖積層が厚く堆積している。基盤面は、第四紀の初期に形成された東京層、東京礫層と呼ばれる洪積層で、その上部に埋没段丘礫層、埋没ローム層と呼ばれるやはり洪積世の土層がある。これら洪積世の上部に分布する沖積世は、有楽町層と呼ばれ、海成の堆積物を主体として縄文前期よりの海進時に形成されたものである。沖積層の上部には近年干拓地として人工造成された埋土が分布している。

工事地点における各土層の性状は以下の通りである。

(1)埋土 (T_s)

埋土は、付近の埋め立てに伴うもので層厚は約2.0mである。粘性土や礫、コンクリートガラ、木片等が混入した粗砂よりなり、N値は1~3を示す。

(2)上部有楽町層 (A_{c1}, A_{s1})

上部有楽町層は、砂混りシルト、細砂を主体とする層で、色調は黒灰色を呈し若干の腐食臭を持つ。層厚は約5.0mで、N値1~3の軟弱な土層である。

Table 2 有楽町下部層 (A_{c2}) の土質特性

自然含水比 W_n (%)	40~65
液性限界 W_l (%)	35~55
塑性指数 I_p (%)	10~20
せん断強度 C_u (tf/m ²)	2.0+0.1Z

(Z (m) は地表面よりの深さを示す)

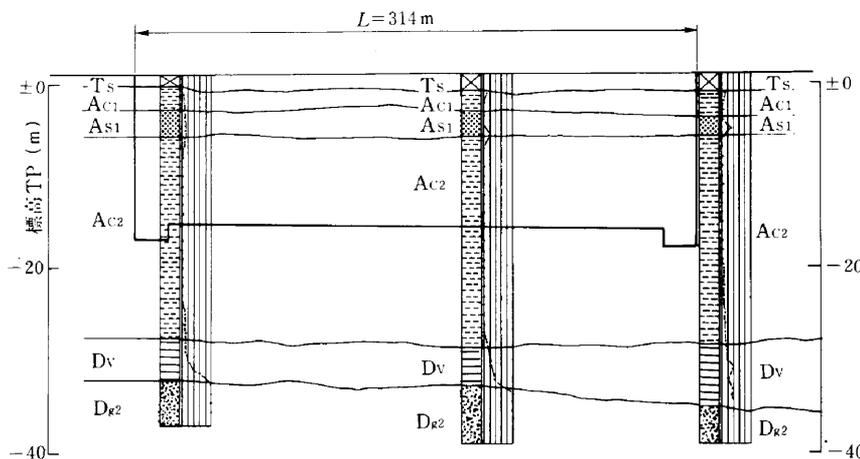


Fig.3 土質縦断面図

地質凡例

土層区分		記号
	表 土	Ts
沖積層	上 部	〜ド口 Fc
		粘 性 土 Ac1
		砂 質 土 As1
	下 部	粘 性 土 Ac2
洪積層	上 部	ローム質土 Dv
		粘 性 土 Dc2
		砂 質 土 Ds2
		砂 礫 Dr2

(3)下部有楽町層 (Ac₂)

下部有楽町層は、比較的均質なシルト層であり、所により砂混りシルト層を挟む。色調は、暗灰色を呈しほぼ全般に貝殻片を含む。層厚は約22~23mと厚く、N値も上部で0~2、下部で2~5と小さく、全体として軟弱な土層である。土質特性を Table 2 に示す。

(4)埋没ローム層 (D_v)

凝灰質粘土を主体とした旧ローム層で、全体的に浮石や有機物を混入する。N値は4~17とばらつきが大きい。

(5)埋没段丘礫層 (D_{g2})

一般的に粘性土 (D_{c2})、砂質土 (D_{s2})、砂礫 (D_{g2}) の互層により構成されるが、この付近は砂礫層 (D_{g2}) が主体となっている。N値は50を越え、よく締まっている。

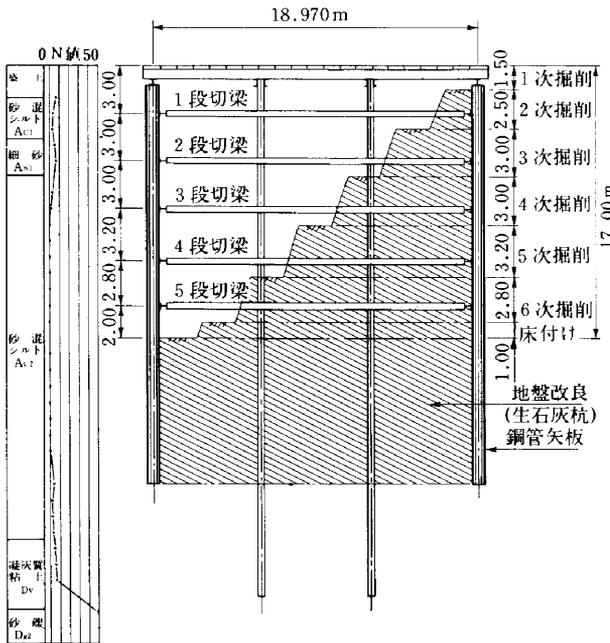


Fig.4 山留め断面図(一般部)

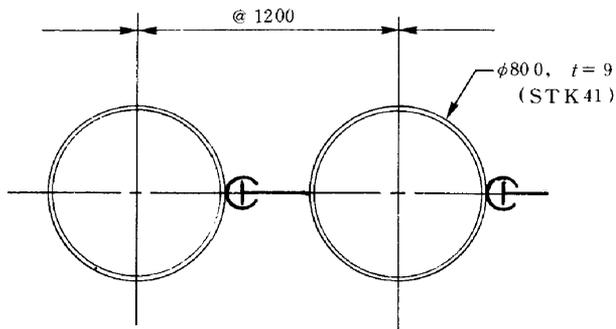


Fig.5 鋼管矢板仕様

土層上面は G.L.-33~-36m 付近に位置する。

工事区域の土質縦断面図を Fig. 3 に示す。

§ 3 . 山留め計画及び設計

3-1 山留め計画

山留めは、Fig. 4 に示すように切梁支保による鋼管矢板土留工により実施された。補助工法としては軟弱なシルト層に対して、トラフィカビリティーの確保、山留め壁の変形抑制、ヒービング防止を目的として、生石灰杭による地盤改良を施した。

鋼管矢板の仕様を Fig. 5 に示す。

3-2 山留め壁の設計

山留め壁の設計は、基本的に企業先により行われている。計測結果に基づく設計手法に関する考察は後述するとして、ここではその概要を述べる。

(1)設計土質定数

土質試験結果に基づいて決定された設計土質定数を Table 3 に示す。生石灰杭による地盤改良後の粘着力 (() 内の値) は複合地盤の改良目標値である。

(2)設計側圧

山留め壁の設計側圧は、旧日本国有鉄道東京第一工務局 (以下東一工と呼ぶ) の「仮設構造物設計要領」に示される「切梁式土留壁に対する設計用側圧」が採用されている。この設計用側圧は、剛性の高い山留め壁を使用した比較的深い掘削における現場実測値を統計的に整理、解析して得られたものである (参考文献 1 参照)。

粘性土についての背面側及び受働側の側圧計算の基本仮定を Fig. 6 及び Table 4 に示す。

Table 3 設計土質定数

土 層	単位体積重量 γ (t/m ³)	内 部 摩 擦 角 ϕ (°)	粘 着 力 C_u (tf/m ²)
埋 土 (Ts)			
砂混じりシルト (Ac1)	1.70	0	3.0
細 砂 (As1)	1.70	28	0
砂混じりシルト 上半部 (Ac2)	1.70	0	3.0(6.0)
砂混じりシルト 下半部 (Ac2)	1.70	2	4.0(8.0)
凝灰質粘土 (Dv)	1.60	0	3.5
砂 礫 (Dg2)	2.00	32	0

()内の値はケミコパイルによる地盤改良後の改良目標値

Table 4 側圧係数の基本仮定(粘性土)

		基本仮定
背面側圧	一次掘さく	[$0 \leq Z \leq D+2.0$] 掘さく面より2.0m下方の点(㊸点)において静止側圧から $2c$ (c は粘着力度)を差し引いた側圧と仮想流体圧の大きな方の側圧とし、土留め壁上端で0となる側圧とする。 [$D+2.0 \leq Z$] ㊸点において上記の側圧とし、㊸点以深においては静止側圧と同じ勾配で増加するものとする。
	二次掘さく以後	[$0 \leq Z \leq 0.2D \leq 3.0$] 鉛直圧に等しい側圧とする。 [$0.2D \leq Z \leq D+2.0$] ㊸点において上記の側圧とし、㊸点においては静止側圧から $2c$ (c は粘着力度)を差し引いた側圧と仮想流体圧の大きな方の側圧とする。その中間は直線分布とする。 [$D+2.0 \leq Z$] ㊸点において上記の側圧とし、㊸点以深においては静止側圧と同じ勾配で増加するものとする。
掘さく面側圧	受働側圧	[$0 \leq Z \leq 2.0$] ㊸点において、ランキンを受働側圧と、掘さく面で0となる三角形の側圧とする。 [$2.0 \leq Z$] ランキンを受働側圧とする。

主働側圧係数は、次式で表現される。

$$K_A = K_0 - \frac{2C}{\gamma(D+2.0)} \geq \frac{\gamma_w}{2\gamma_t}$$

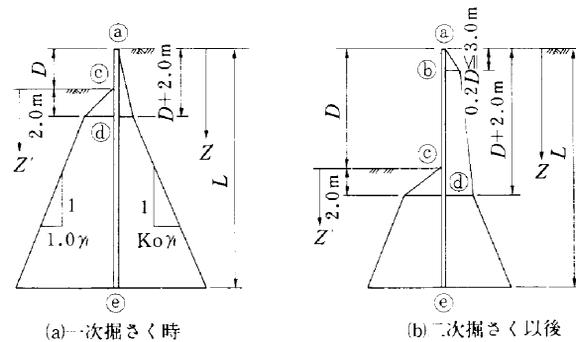
静止側圧係数は、粘性土に対して次の値が採用されている。

$$K_0 = 0.75 \sim 0.82 \text{ (全土圧)}$$

3-3 計算方法

山留めの壁の応力、変形の計算は、東一工の設計要領に従い、弾塑性法により行われている。弾塑性解析は、粘性土において、解析値と実測値が比較的良好一致を示す中村・中沢の方法によっている。

弾塑性法の概要を Table 5 に示す。



D: 掘さく深さ (m)
L: 山留め壁の全長 (m)
Z: 地表面から着目点までの深さ (m)
Z': 掘さく面から着目点までの深さ (m)

Fig.6 切ばり式山留め壁の側圧(粘性土)

§4. 計測計画及び管理

4-1 計測計画

計測計画に際しては、工事の安全管理、環境保全を第一に考え、施工管理上必要なデータを得ることを基本に、第二の目的である研究、設計上の実証的データを得ることを考慮して、計測位置、計測項目及び計器の配置を決定した。

Table 6 に山留架構と周辺に関する計測項目、使用計器の一覧表を Fig. 2 に主要計測位置を示す。

(1)山留め架構に関する計測

鋼管矢板壁の計測位置は、Fig. 2 に示すように、掘削深度の大きい駅舎両端の拡幅分 (M_1, M_4, S_1, S_4) と設計計算上重要な位置となっている東京商船大体育館付近 (M_2, S_2) 及び開削延長上 M_2-S_2 断面とバランスの

とれた位置 (M_3, S_3) の8ヶ所を選んだ。

このうち、 M_1, M_2 、及び M_3 の3ヶ所に関しては、山留め計算結果との実証が行えるように、壁体に作用する土圧、水圧及び壁体の応力、変位の計測を行い、 M_4 は壁体の応力、変位のみ、 $S_1 \sim S_4$ は、変位計測のみとした。

側圧測定の主対象土層が、比較的均質な沖積粘性土層であることから、Fig. 7 に示すように、土圧計の鉛直配置間隔を約@3.0m、水圧計を@6.0mとした。矢板応力測定のためのひずみゲージの鉛直配置は、曲げモーメントの形状をとらえられるピッチとし、最大曲げモーメントの発生する壁下部については、@1.5mとし、壁上部については、@3.0mとした。また、切梁反力による応力集中が懸念される3段及び4段切梁位置においては、鋼管

Table 5 山留めの弾塑性解析

提 案 者		中村・中沢(パシフィック コンサルタンツ)	
概 念 図	構造モデル	荷重・反力図	
構造モデル	壁 体	根入れ有限長の完全弾性体 先端条件：固定，自由，ヒンジより選定	
	切 ば り	設置後の切ばり支点はバネ支点	
土 圧	背 面 図	有効主動土圧（背面側の主動土圧から掘削面側の静止土圧を差し引いた値）で，地層による変化を考慮できる。	
	掘 削 面 側	壁の変化に一次比例した抵抗土圧で，受働土圧値を超えない，地層によって，水平地盤反力係数を変化できる。	
計 算 手 順	手 順	各掘削段階毎に計算する。この際の仮定条件として， 1)切ばり支点には，設置前の壁の先行変位を考慮する。	
	インプット デ ー タ	1)切ばり設置位置 2)各掘削深度 3)施工順序 4)壁の剛性(E) 5)静止土圧 6)主動土圧 7)受働土圧 8)水平地盤反力係数 9)切ばりのバネ係数	
	アウトプット デ ー タ	1)壁の水平変位 2)壁の応力(M, S) 3)切ばり軸力	

Table 6 計測項目と使用計器

測定対象	測定位置	測定項目	使用計器	台数/測点数	
山留め架橋	鋼管矢板壁	土 圧	背面側土圧	差動トランス式土圧計	37台
			掘削側土圧	土 圧 計	37台
		水 圧	背面側土圧	差動トランス式間隙水圧計	13台
			掘削側土圧	間隙水圧計	6台
	M ₁ ~M ₄	壁 体 応 力	ひずみゲージ	124ヶ所	
	M ₁ ~M ₄ S ₁ ~S ₄	壁 体 水 平 変 位	挿入式傾斜計	8ヶ所	
切梁, 火打ち	M ₁ ~M ₄	軸 力	油圧式荷重計	6台	
			ひずみゲージ	38ヶ所	
		鋼 材 温 度	ひずみゲージ	72ヶ所	
周 辺	地 盤	M ₁ ~M ₄ S ₁ ~S ₄	地表面鉛直変位	レ ベ ル	72ヶ所
			変 位	鉛直変位	レ ベ ル
	傾 斜	下 げ 振 り		-	
	構 造 物	構造物変状	スケール他	-	

断面の偏平度を測定する目的で，鋼管の外周に2軸直交のクロスゲージを8ヶ所取り付け付けた。変位測定は，挿入式傾斜計によるものとし，連続的な変位分布を描けるよ

うに測定間隔を50cmとした。

切梁軸力の測定位置は，山留め壁計測位置との対応を考慮して M₁, M₂, M₃及び M₄位置の壁前面とした。使用計器はひずみゲージ式ひずみ計を主体に，油圧型荷重計を補助的に使用した。

(2)周辺に関する計測

周辺に関する計測は，地盤及び構造物のレベルによる鉛直変位測定を主体とし，必要に応じて構造物の傾斜，変状測定を行った。地表面鉛直変位の測定点は，山留壁の変形との相関がとらえられるよう，M₁~M₄及び S₁~S₄に対応する壁背面に山留壁と直角方向の側線上に設けた。周辺構造物に関しては，山留壁から2 D(Dは掘削深さ)を基準とした範囲内の商船大施設物に測点を設け，鉛直変位を測定した。

(3)計測システム

当現場では，山留め架橋に関する測点が250点を越えるため，迅速性及び経済性を考慮して，自動計測化を図っている。山留め架橋に関する計測処理は挿入式傾斜計による山留壁の変位測定と荷重計による切梁軸力測定を

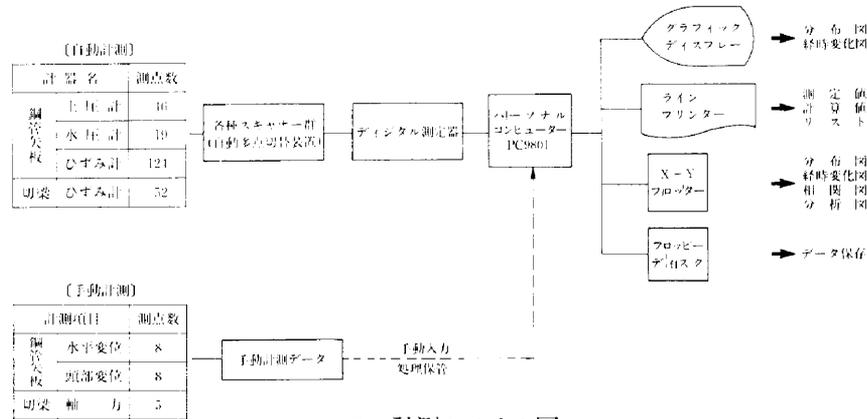


Fig.8 計測システム図

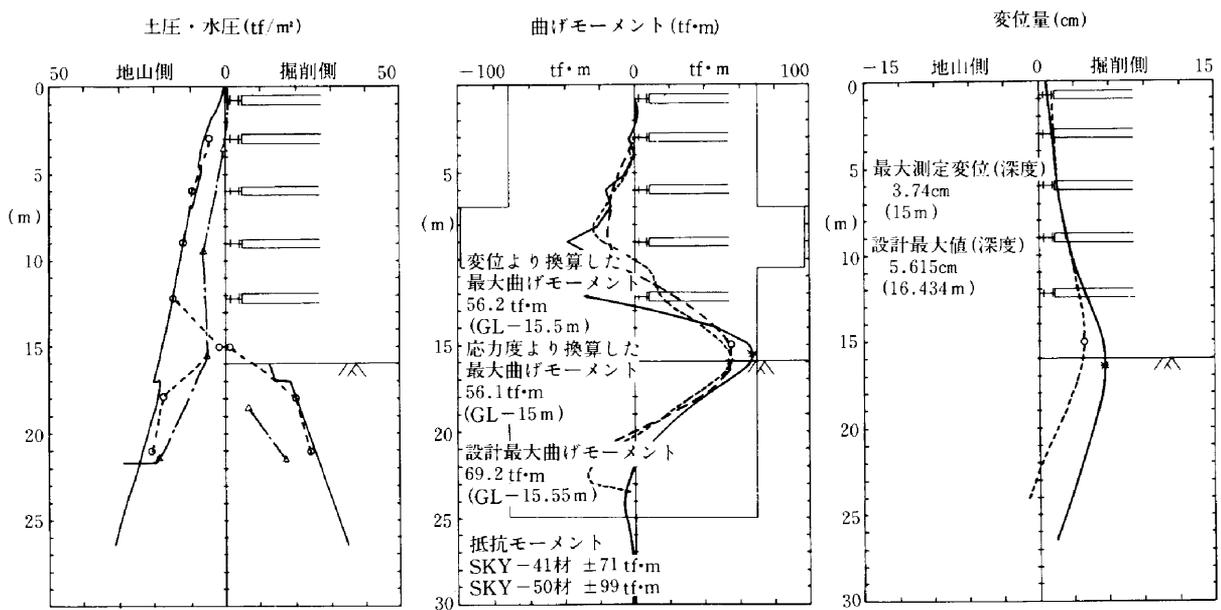


Fig.9 計測結果出力例

ことにより、工事の安全を確認する。また周辺地盤・構造物などへの影響については、毎週1回計測会議を行い、現場状況・計測結果の検討、周辺への影響および安全性の確認を行っている。また、必要に応じて、実測値と予測値のフィッティングを行い、その結果をもとに、より精度の高い予測計算により、次段階掘削の予測計算を行っている。予測検討により、管理値を越える場合は必要に応じた対策を講じることにより、未然に事故防止を図っている。

なお、本工事では生石灰杭打設の影響により、掘削以前に山留め壁に初期変位が生じたため、山留め壁については、フィッティングや予測計算は、掘削の影響だけをとり出した相対値で行い、管理値との比較は絶対値で行った。

Table 8 壁体変位量と地表面沈下量

施工段階	M ₂		S ₂	
	Dv(m ² /m)	Sv(m ² /m)	Dv(m ² /m)	Sv(m ² /m)
2次掘削時 ①→②	0.332	0.233	0.138	0.210
3次掘削時 ②→③	0.243	0.190	0.269	0.098
4次掘削時 ③→④	0.387	0.135	0.244	0.063
5次掘削時 ④→⑤	0.216	0.100	0.182	0.043
最終掘削時 ⑤→⑦	0.213	0.348	0.192	0.200
駅舎築造 ⑦→⑩	0.145	0.492	0.072	0.310
合計 (ΣDv, ΣSv)	1.536	1.498	1.097	0.924

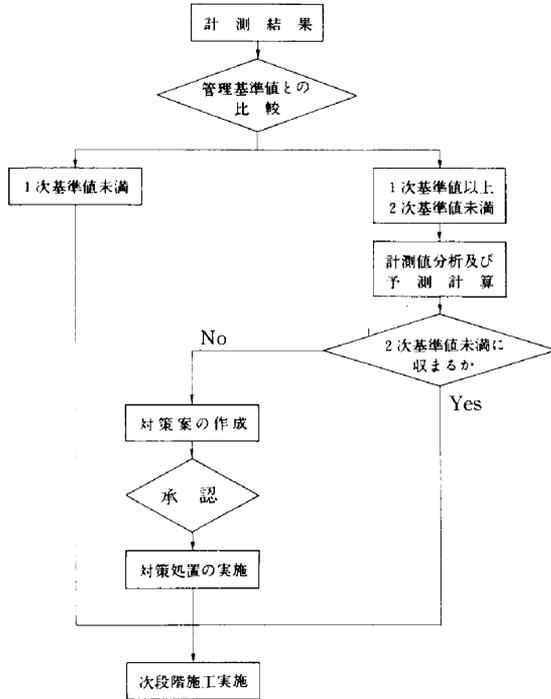


Fig.10 計測管理フロー図

§ 5. 生石灰杭による地盤改良効果及び山留め壁に与える影響

軟弱なシルト層 (A_{c2}) に対して、トラフィカビリティーの確保による施工能率の向上、掘削側地盤の受働抵抗の増加による山留め壁の変形抑制、ヒービングの防止等を目的として、生石灰杭による地盤改良を施した。杭径は40cm、削孔長は24~27m、施工ピッチは1.4m×1.4mを基本とし、GL-3.0mまでの一次掘削後に施工を行った。

ここでは、この生石灰杭による改良効果とその施工時に生じた山留め壁の変形について、試験結果及び計測結果をもとに若干の考察を加える。

5-1 改良効果

調査試験は、原地盤と改良地盤を比較する目的で、シンウォールサンプルによる1軸圧縮試験、3軸圧縮試験(U)、圧密試験及び一連の物理試験を行った。サンプリングは、原地盤に関しては、根切り開始前に行い、改良地盤に関しては、施工4週後、中間強度の得られる4本の生石灰杭の対角線上、1/4点でおこなった。

Fig. 11 は、原地盤と改良地盤の含水比の値及び1軸圧縮強度 q_u の値を深度別に示したものである。これによれば、含水比は約6~8%の低下を示している。また、改良地盤の q_u の増加量は0.8~1.0kgf/cm²の範囲内であ

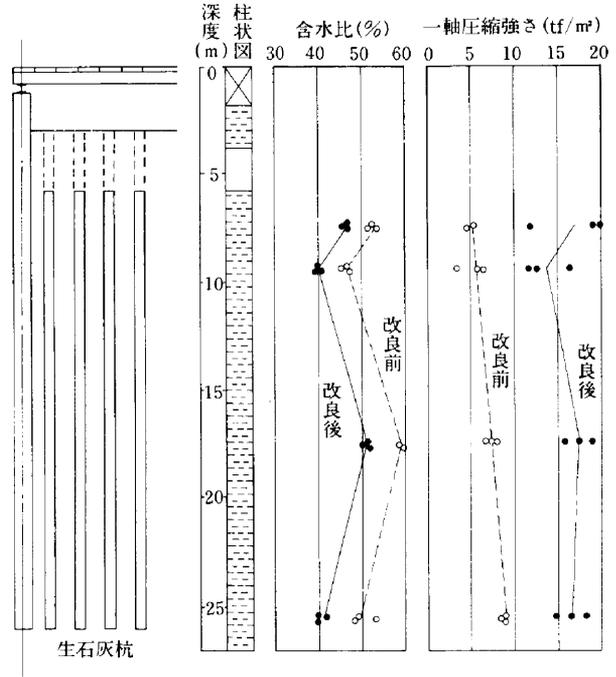


Fig.11 一軸圧縮強度と含水比の実測結果

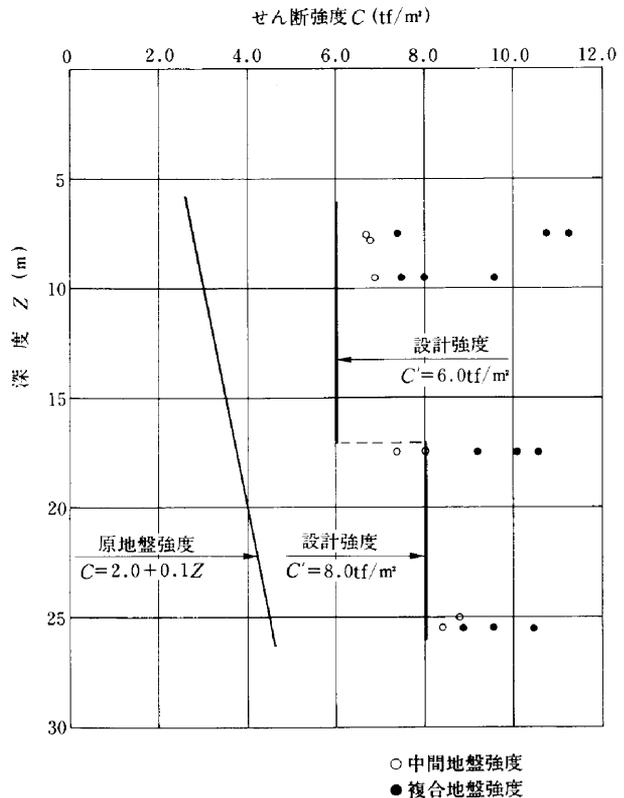


Fig.12 中間及び複合地盤強度

り、深度に関係なくほぼ一様な増加を示している。

Fig. 12 は、改良地盤の3軸圧縮試験による非排水せん断強度 C_u (中間強度 C') とこれにより求まる複合地

盤強度 τ' の値を深度別に示したものである。これによれば、改良地盤の C_u 、複合地盤強度 τ' とともに計画時に設定した値を上回っており、所定の改良効果が得られたことを示している。図に示した複合地盤強度は次式により求めた、

$$\tau' = (1 - a_s') C' + a_s' \cdot \tau_p$$

ここで、

$$a_s' : \text{膨張後打設面積比} = 1.8a_s, \quad a_s = \frac{\pi\phi^2/4}{S^2}$$

S : 生石灰杭ピッチ

τ_p : 生石灰杭自体のせん断強度 (=20tf/m²)

C' : 改良後中間地盤せん断強度

5-2 山留め壁への影響

(1) 生石灰杭施工時の山留め壁の挙動

生石灰杭の施工により、所定の地盤改良強度を得ることができたが、施工中に山留め壁が背面側に押し込まれるような、かなりの大きさの壁変形が生じた。M₂位置における山留め壁の変形と背面側圧の実測値を Fig. 13 に示す。同図から、背面側へ最大63mmの壁変形が生じ、浅い位置において約8.0tf/m²、深い位置において14.0tf/m²前後の側圧増加があったことが判る。また、生石灰杭の施工順序と壁変形の関係を見ると、壁変形の過半は山

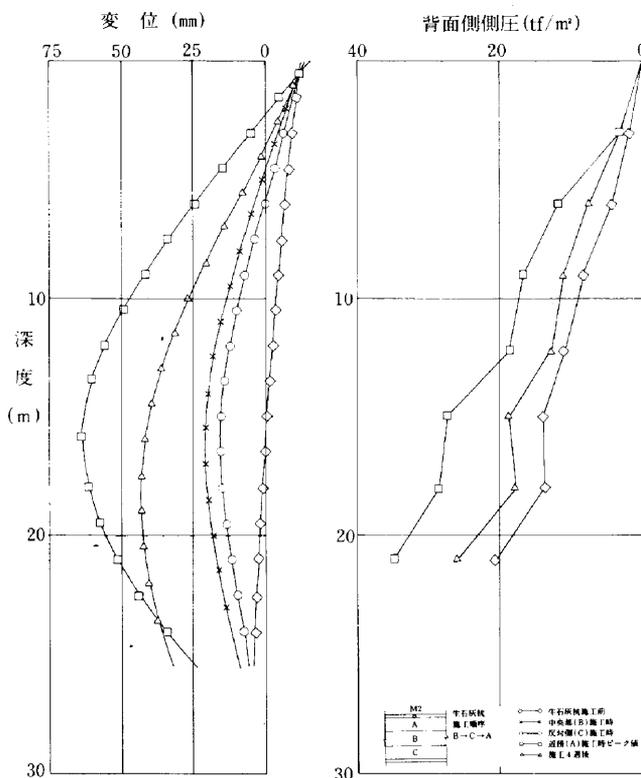


Fig.13 壁変形と側圧の実測値(M2)

留め壁に近接する施工時に発生していることが判る。打設後は、壁体の変形、背面側圧とともに減少する傾向にあり、壁変形については、中央付近で約2.0cmほど掘削側に戻っている。

Fig. 14 は、生石灰杭施工前後の背面側圧の経時変化を示したもので、生石灰杭施工開始に伴って側圧の増加が見られ、山留め壁近傍の打設時に急激な側圧増を示している。打設完了後4~5日で増加量の5割ほどが減少し、その後は比較的ゆるやかな勾配で打設前の側圧値に戻るような変化傾向を示す。これら計測結果から、生石灰杭の施工状況と山留め壁が受ける影響についてまとめると次のようになる。

- ①山留め壁から離れた施工時には、壁全体に比較的ゆるやかな応力と変形が生じる。
- ②壁に近傍する施工時には、山留め壁に顕著な影響があり、側圧、変形とも最大値を示す。
- ③打設完了後、比較的短い時間(4~5日)で側圧が

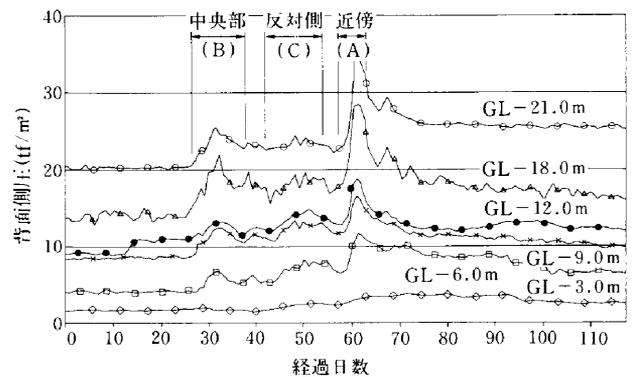


Fig.14 生石灰杭施工時の側圧変化(M2背面側)

土質：シルト質粘土～粘土(沖積粘土層)
 自然含水比：103~120%(GL-9mは64%)
 単位体積重量：1.33~1.58 t/m³
 間隙比：GL-9m=1.7, GL-13m=2.7, GL-19m=3.1

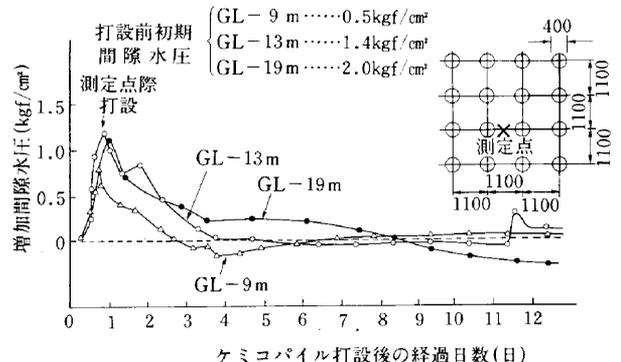


Fig.15 生石灰杭打設に伴う間隙水圧測定事例

その増加量の5割ほど減少する。壁変形もこれに対応して掘削側へ戻る。

- ④その後、側圧は比較的ゆるやかな勾配で打設前の側圧値に戻る変化傾向を示すが、壁変形はほぼ一定値で残留する。

上述したように、生石灰杭の施工により、掘削以前に山留め壁に初期変位が生じたため、その後の根切りに伴う影響の評価は、相対変位で行う必要が生じたが、管理値との比較は絶対値で行った。

(2)影響要因と対策

生石灰杭施工時の山留め壁に与える影響要因として、打設時の地盤体積の増加、杭材料投入時の圧気、消化反応による杭体の膨張などが考えられる。通常、生石灰杭の打設は、ケーシングを所定の深さに強制貫入させて杭材料を投入するので、粘土やシルト質地盤のように、非圧縮性地盤においては、杭体積分だけ地盤体積が増加する。この体積増による周辺地盤への影響は、一般的には、ケーシングの貫入が浅い時点では、土の上向きの動き（ヒープ）が大きく、深くなると土被り圧による拘束効果が生じ、側方への移動が大きくなる。また、この拘束により、一時的に周辺地盤の間隙水圧が上昇する。

この地盤の側方移動、間隙水圧の上昇が山留め壁を背面側へ押す力となる。

一方、地中に投入された生石灰には、即時に吸水膨張作用が始まる。この過程は生石灰の消化に消費される水量と消化に伴う膨張量が体積的にほぼ1対1であるため、Fig. 15に示す生石灰杭打設後の間隙水圧測定例(参考文献3)に見られるように、過剰間隙水圧は、初期のケーシング貫入によるピーク値を越えることなく、徐々に消散していく過程となっている。従って、打設後は杭体の影響によって地盤体積が増加することはない。また、この掘削側地盤に生じた過剰間隙水圧の消散により、Fig. 14に示すような背面側側圧の減少が生じるものと考えられる。

以上の考察から、生石灰杭施工時の山留め壁に与える影響は、主として杭打設による体積増加に起因するものであり、打設終了後の杭体の膨張には影響されないものと考えられ、上述の実測結果もそれを裏付けている。

従って、背面地盤中に近接して重要構造物がある場合のように、影響を軽減する必要がある時には、所定の改良効果を減殺せずに、打設時の体積増加をできるだけ小さくするという、相反した条件を同時に満足させる必要がある。具体的な対策としては、山留め壁との打設距離を大きくする方法やアースオーガー等により打設時に原地盤を排土する方法などが考えられるが、前者において

は肝心の壁近傍地山において所定の改良強度が得られない恐れがあり、後者においては打込み式に比べて改良効果が落ちるとの報告(参考文献5)もある。従って、これらの対策の適用にあたっては、杭配置、施工順序等、事前に十分検討する必要がある。

§ 6 . 側圧測定値の評価

6-1 掘削前の側圧

M₁、M₂、及び M₃地点における、掘削直前の側圧測定値を Fig. 16 に示す。掘削前の壁に作用する側圧は、鋼管矢板圧入時の周辺土の乱れ等の影響によって、自然地盤の静止側圧と異なることも考えられるが、壁の変位が零の時の側圧であるので、一応、静止側圧を示しているものと考えられる。測定値にばらつきはあるものの、土質がほぼ一様であることから、側圧分布は典型的な三角

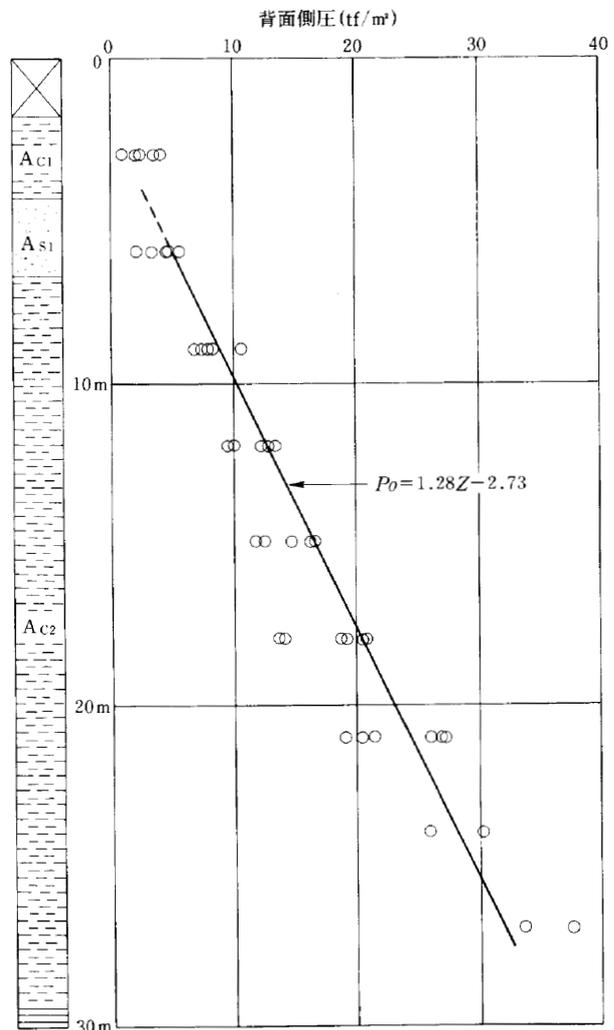


Fig.16 掘削前の側圧実測結果

形分布を示している。図中実線は、側圧 P_o を深さ Z の一次関数、すなわち $P_o = a \cdot Z + b$ として係数 a 、 b を最小自乗法により求めた側圧の代表線である。全土圧による静止土圧係数は、シルト層の平均湿潤単位重量を $\gamma_t = 1.70 \text{ t/m}^3$ とすると $K_o = 0.60 \sim 0.70$ に対応している。この静止土圧係数の値は、既往提案された掘削前の側圧係数と塑性指数 I_p との関係式（次式参照）と比較的良好な相関を示す。

$$K_o = 0.0045 I_p + 0.5 \quad (\text{参考文献6 参照})$$

Fig.17 は全応力比としての静止土圧係数 K_o を $K_o = P_o / \gamma_t Z$ で定義し、既往の試験結果及び本現場の実

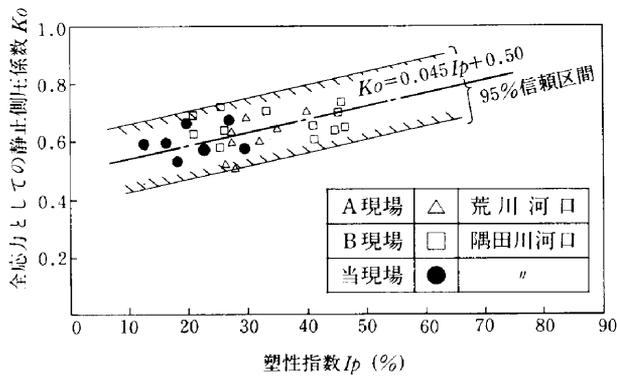


Fig.17 塑性指数と静止側圧係数(全応力比)の相関性

測値から求めた K_o 値を塑性指数に対してプロットしたものである。これらの K_o 値は、上式で表される塑性指数と側圧係数の関係式を統計処理した時の95%信頼区間にはほぼおさまっており、同様の土質に対しては、塑性指数から求まる全応力比としての K_o 値は、設計側圧の大きさを事前予測する方法として比較的高い信頼性があるものと考えられる。

一方、前述したように東一工の設計要領においては、静止土圧係数を $K_o = 0.75 \sim 0.82$ としており、若干大きな値となっているが、これは、土の単位体積重量を $\gamma_t = 1.50 \sim 1.55 \text{ t/m}^3$ と仮定していることと、比較的大きな側圧を示した実測例も含めて統計処理しているためと考えられる。

6-2 掘削中及び掘削後の側圧

(1) 掘削に伴う背面側圧の変化

掘削に伴う背面側の側圧（全土圧）の変化を Fig. 18 に示す。この図から以下の事柄がわかる。

- ①掘削の進行に伴って、背面側側圧は減少する傾向にある。
- ②壁の変位量の大きい床付け付近において側圧の減少量が大きい。
- ③壁の上部では、掘削前の側圧より大きな値が測定されている。

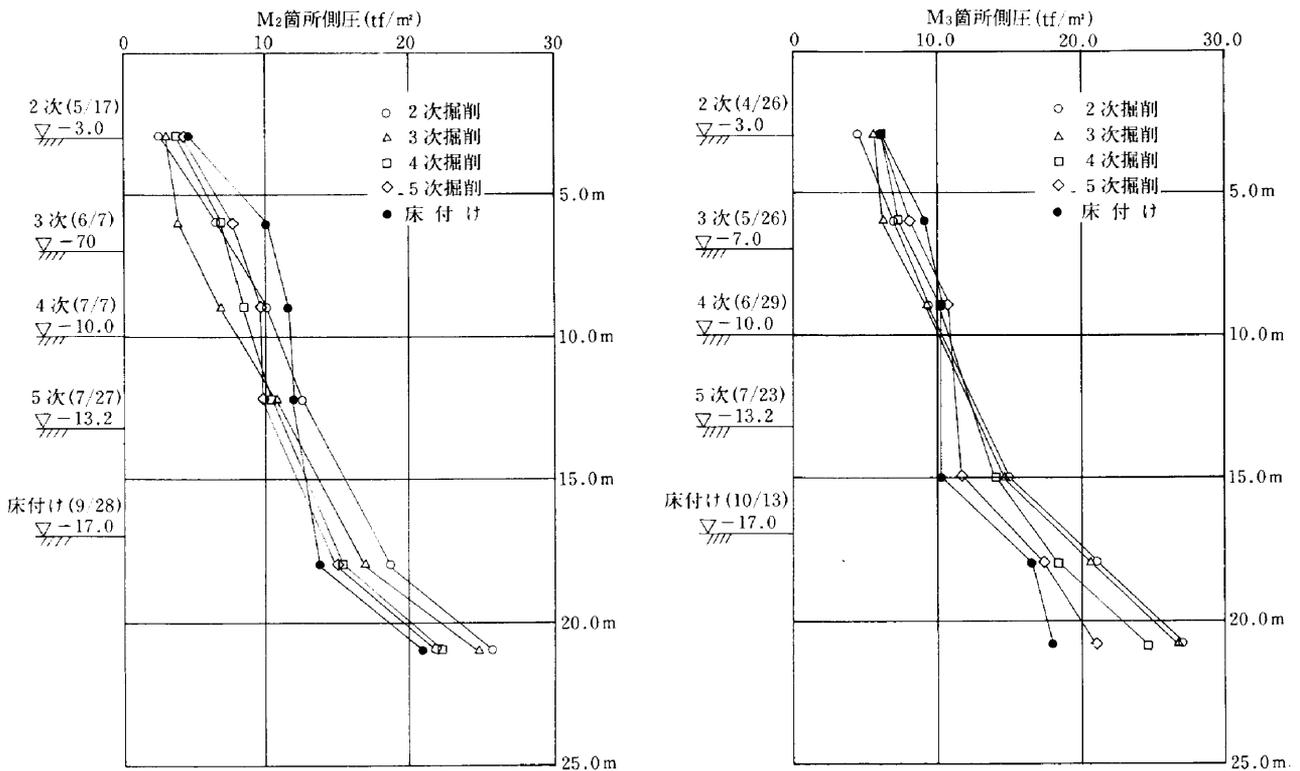


Fig.18 掘削に伴う背面側圧の変化

これらの側圧の挙動は次のように説明できる。すなわち、マクロ的に見れば、掘削に伴って壁が掘削面側へ変位することによって背面側側圧は減少する。この現象を模式的に示したものが Fig. 19 である。擁壁のように剛性が著しく高く、壁の変形モードが単純なものにおいては、Fig. 19 のような模式図だけで側圧 (P) と壁の変位 (δ) の関係が説明できる。しかし、連続地中壁、鋼管矢板壁も含め山留め壁においては、剛性がそれほど大き

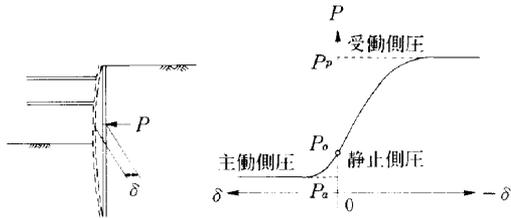


Fig.19 背面側側圧の変化模式図

くないこと、また掘削と共に切梁が架設されることなどによって複雑なモードを示す。従って Fig. 19 に示した $P \sim \delta$ 関係に加えて、次のような現象の影響があるものと考えられる。

a) アーチング作用

Fig. 20 に示すように、地盤中に土のアーチが形成されると、壁の変位量の大きい所での側圧の減少量が大きくなり、逆に変位量の小さい所では側圧が増加する。上記③の現象は、このアーチング作用の影響によるものと考えられる。

b) 壁面のせん断力

壁の変形に伴って背面地盤が沈下しようとする時、壁面摩擦により地盤は上向きのせん断力を受け、地盤内の鉛直圧力 (σ_v) が減少し、結果的に側圧 P も減少するものと考えられる (Fig. 21 参照)。

以上は、側圧の変化に対する定性的な評価であるが、各掘削段階の山留め壁の変形と側圧の変化量との関係につ

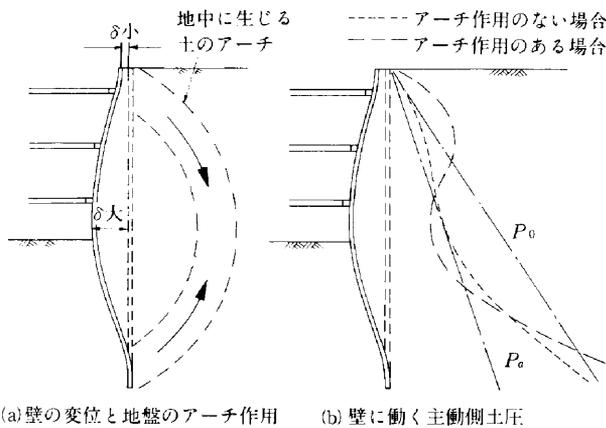


Fig.20 アーチ作用(切梁を用いる山留め壁の変位と土圧)

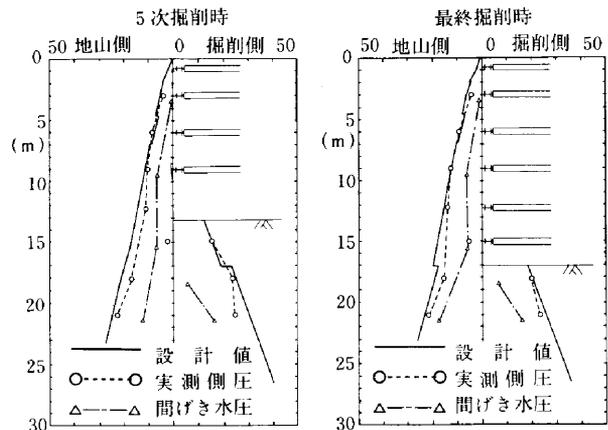


Fig.22 M2計測点側圧測定値

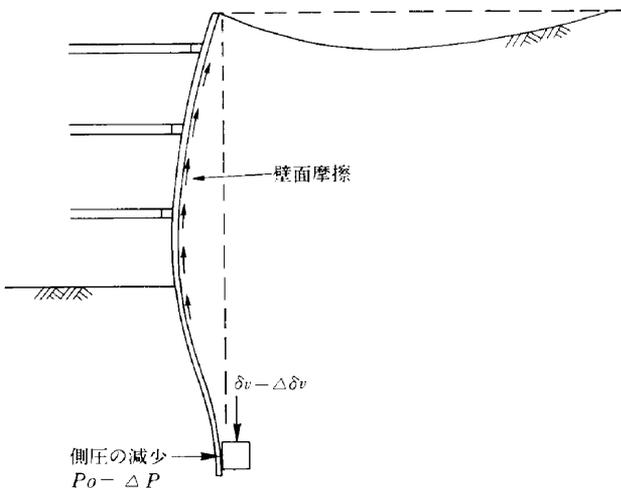


Fig.21 壁面の摩擦力

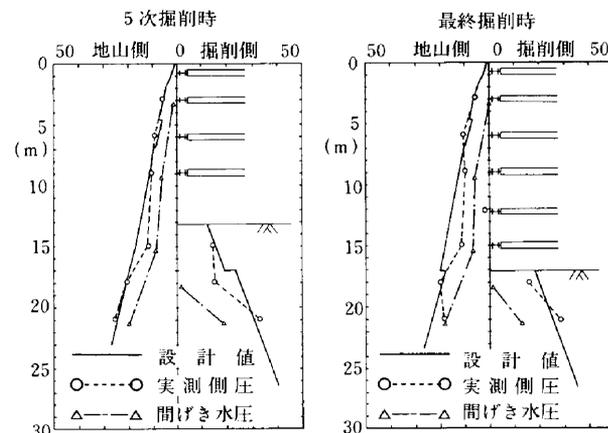


Fig.23 M3計測点側圧測定値

いては、データが十分でないこと及び生石灰杭施工の影響との分離が難しいこともあり、定量的に評価するまでには到らなかった。

(2)設計用側圧との比較

山留め壁の設計用側圧は、前述したように、東一工の設計要領に従い算定されているが、この設計要領に示される設計用側圧は、実測データをもとに掘削に従う側圧の変化をパターン化し、土質定数と関連づけて整理、簡略化して得られたものである。本事例の側圧の実測値と設計値の比較を Fig. 22, 23 に示す。共通した傾向として、掘削底付近の背面側圧が若干設計値より小さいが、全体的には比較的良好一致を示している。東一工の設計用側圧は本事例に関しては妥当であったと言える。

§ 7. 掘削時の挙動に関する考察

7-1 山留め壁の変位と応力

M₂, M₃, S₂及び S₃計測位置における生石灰杭施工後及び最終掘削時の壁体変位の実測値を Fig. 24 に示す。生石灰杭施工後の壁体変位は、杭打設後 4 週以上経た時点のもので、ほぼ一定値で残留している状態にある。最終掘削時の壁体変形状は計測位置により違いを示すが、生石灰杭施工後の実測値を初期値として求めた相対変位図 (Fig. 25 参照) においては、ほぼ一様の変形状を示し

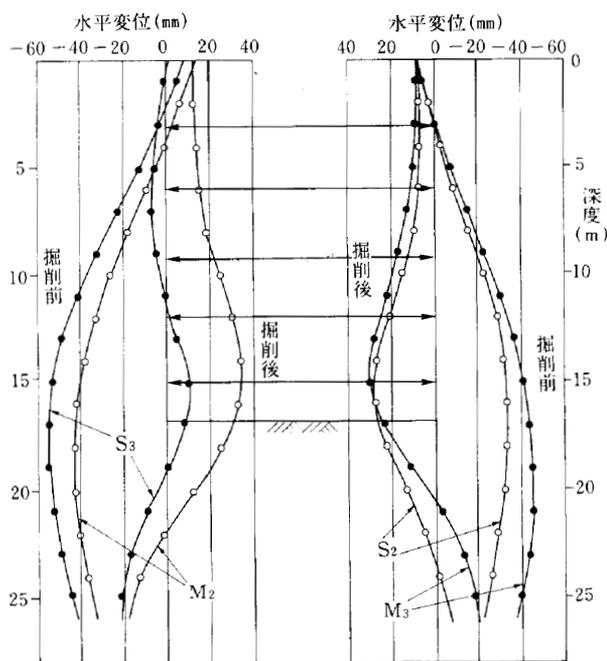


Fig.24 掘削前、掘削後壁体変位図

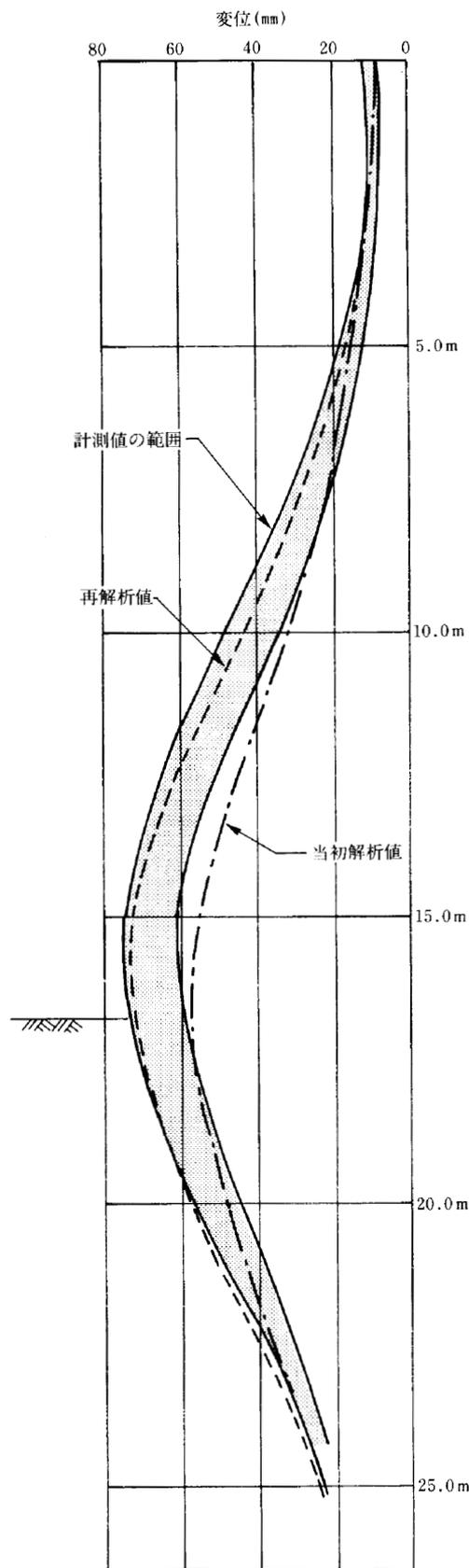


Fig.25 山留め壁相対変位図

ている。Fig. 25 に示す変位が一応掘削による山留め壁の変位と考えられる。図に示すように、実測変位は、当初の弾塑性解析による計算値より最大変位で5~15mmほど大きな値となっている。これに対しては以下のような理由が考えられる。

①生石灰杭打設による壁体の背面変位が長期に渡って掘削側へ戻る現象があり、掘削のみによる影響と分離されずに正しい相対変位が得られていない。

②粘性土層の除荷（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。

③掘削地盤面の重機による攪乱

④施工上の問題

施工上の制約から、掘削時、切梁架設まで長い期間（2~3週間）を要する部分があり、これが掘削面の強度低下の要因となった可能性がある。

以上のうち①については、M₃地点で、生石灰杭施工から次段階の掘削まで約3ヶ月の放置期間があり、後半の2ヶ月間、残留変位がほとんど変化しないことから、この現象は生じていないものと判断された。

そこで、②~④の掘削側地盤の強度低下に着目し、これをFig. 26に示すような受働土圧の低減として評価し、再解析を行った。但し最終掘削時は床付け後直ちに均しコンクリートが打設されているため、この低減は行っていない。

再解析の結果を、Fig. 25に示すが、実測最大変形と良い一致を示しており、掘削地面から0~2m程度の深度で強度低下があったことが推察される。

Fig. 27は、最終掘削時の曲げモーメント分布図であ

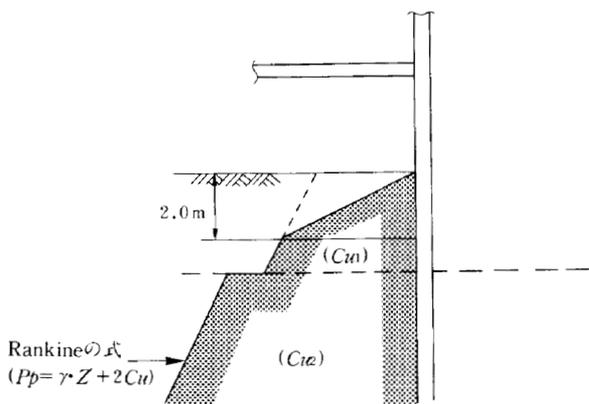


Fig.26 粘性土上の受働土圧

るが、実測値は、当初の解析値と比較的良く一致している。従って当初の解析値は管理値としては妥当であったと言える。しかしながら、生石灰杭施工後、山留め壁には床付け面付近に20tf・m程度の負の曲げモーメントが残留しており、このために掘削後の正の曲げモーメントが小さく実測されていることに留意する必要がある。掘削のみの影響による最大曲げモーメントは、従って、実測値より20tf・mほど大きく、75tf・m程度になると考えられるが、これは、前述の再解析による最大曲げモーメントと一致しており、応力の面からも再解析の妥当性が検照される。

また、図に示すように歪計より求めた曲げ応力と傾斜計のデータより算出した曲げ応力は比較的良く一致しており、鋼管矢板のように剛性の変化の少ない山留め壁の計測管理を行う場合には、傾斜計による変位計測によって十分応力照査が可能であることが示唆される。

7-2 背面地盤の挙動

M₂、及びS₂断面の山留め壁の水平変位と背面地表沈下曲線をFig. 28, Fig. 29に示す。先に述べたように、山留め壁は生石灰杭施工時にケーシング圧入の影響で、

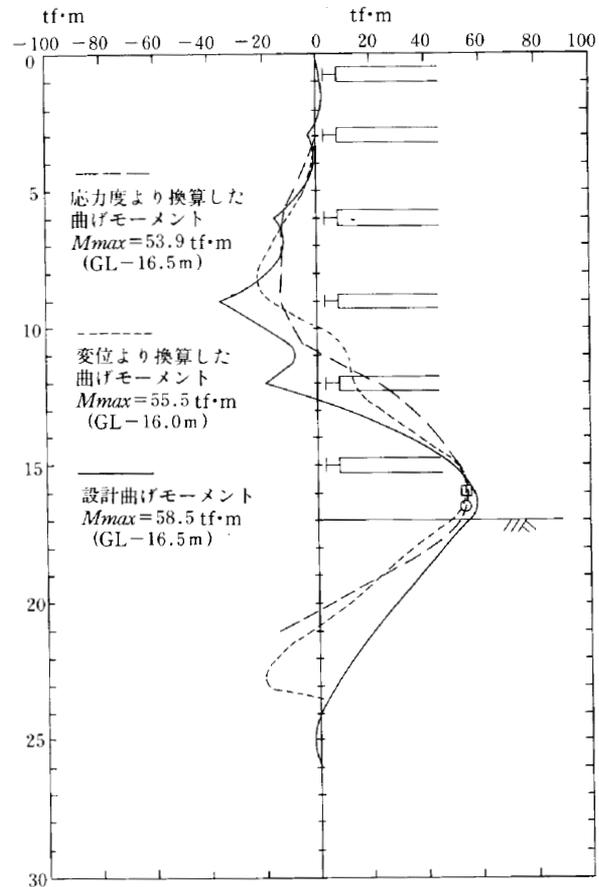
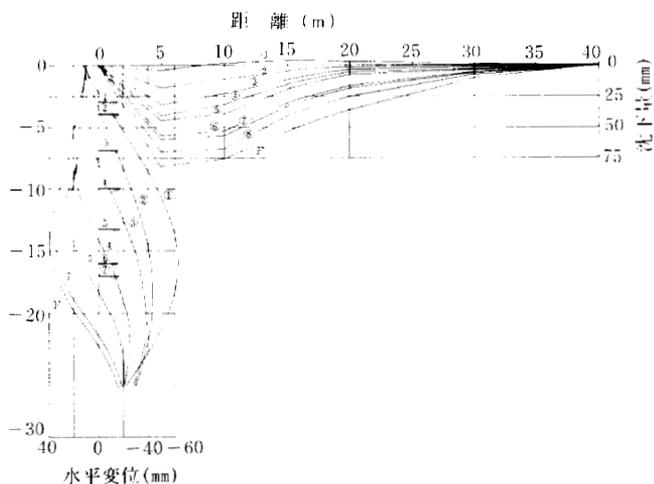
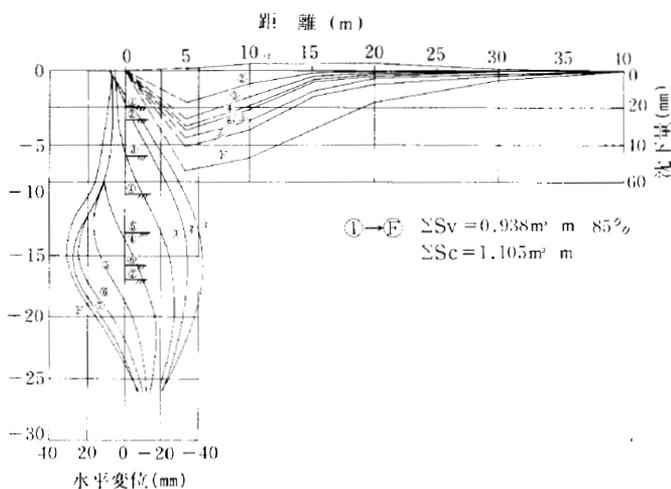


Fig.27 最終掘削時曲げモーメント分布図



施工段階	変位測定日	沈下測定日
生石灰杭完了GL-3.0 ①	28/ 3/87	26/ 3/87
2次掘削 GL-4.0 ②	30/ 4/87	30/ 4/87
3次掘削 GL-7.0 ③	13/ 6/87	12/ 6/87
4次掘削 GL-10.0 ④	10/ 7/87	9/ 7/87
5次掘削 GL-13.2 ⑤	3/ 8/87	30/ 7/87
6次掘削 GL-16.0 ⑥	27/ 7/87	24/ 9/87
床付け GL-17.0 ⑦	8/10/87	8/10/87
底床打設 ⑧	17/11/87	19/11/87
最終計測 ⑨	19/ 9/88	22/ 9/88

Fig.28 壁体変位及び背面地盤の沈下(M2)



施工段階	変位測定日	沈下測定日
生石灰杭完了GL-3.0 ①	19/ 3/87	19/ 3/87
2次掘削 GL-4.0 ②	4/ 5/87	7/ 5/87
3次掘削 GL-7.0 ③	13/ 6/87	12/ 6/87
4次掘削 GL-10.0 ④	10/ 7/87	9/ 7/87
5次掘削 GL-13.2 ⑤	3/ 8/87	6/ 8/87
6次掘削 GL-16.0 ⑥	24/ 9/87	24/ 9/87
床付け GL-17.0 ⑦	8/10/87	8/10/87
最終掘削 ⑧	19/ 9/88	22/ 9/88

Fig.29 壁体変位及び背面地盤の沈下

背面側へ大きく変位している。この変位に伴い地表面に最大4mm程度の隆起が生じた。背面側地盤は受働状態にあるため、山留め壁変位の影響はかなり遠方にまで及んでいるものと考えられる。しかしながら、地中変位の測定を行っていないこと、地表面の微小な隆起を精度良く測定できていない等の理由から、地中を含めた影響範囲の特定はできなかった。

掘削の影響による地表面沈下をみると、影響距離Lは山留め壁の全長Hの1.2~1.5倍 ($L = (1.2 \sim 1.5) H$) であること、最大沈下は山留め壁より5~10mの範囲に生じていることがわかる。

地表面沈下の原因は、一般的に粘性土地盤においては、山留め壁の変形に伴う背面地盤の変形と背面側の地下水位低下に伴う圧密沈下である。当工事においては、山留め壁として比較的止水性の高い鋼管矢板壁を使用しているため、背面側に顕著な地下水位の低下は見られなかった。

また、矢板壁に取り付けた間げき水圧計の実測結果においても、掘削時に山留め壁の変形に伴って若干の低下を示したが、掘削終了後は初期値に戻っている。従って、当工事においては、地表面沈下の大部分が山留め壁の変形に起因するものと考えられる。

この観点からTable 8を作成したが、これより山留め壁の変形量と背面側地表面の沈下量は、ほぼ等しいことがわかる。表において、 ΣS_v が ΣS_o より若干小さい原因は、生石灰杭施工の影響による地盤変状が広範囲に及び、これが測定結果に反映されていないことが原因と考えられる。

§ 8. まとめ

西越中島駅開削工事の計測管理、計測結果から明らかになった事項及び今後の課題は次のとおりである。

① 自動計測システム

計測システムを電気式で統一し、計測室で集中管理することにより、短時間で必要な測定ができ、省力化の面でメリットがあった。また、計測結果をプロッターにて図化することにより、結果の評価、管理値との比較が容易となった。データの保存もディスクの使用により非常にコンパクトとなった。

今後の課題としては、手動計測により行われている挿入式傾斜計による測定を自動化し、いっそうの省力化及び精度の向上を図ることにある。

② 計測器

計測器は機能面で優れる差動トランス型を中心に選定を行ったが、土圧計、水圧計に明らかに異常と思われる測定値を示すものがあった。これは、設置不良が原因と考えられるが、設置の善し悪しが大きく測定精度に影響する計器については、設置に際して細心の注意を払う必要がある。また、計測器固有の特性、初期変動等を良く把握し、必要に応じてデータの補正を行う必要がある。

③ 生石灰杭施工の影響

山留め壁及び背面地盤へ生石灰杭施工の影響が及んだ場合、掘削時の計測管理、挙動解析において、生石灰杭施工の影響と掘削の影響との分離が難しくなる。

生石灰杭施工による影響を軽減する対策をとるか、生石灰杭施工の影響による変動が十分落ち着くまで掘削開始を待つ必要がある。

④ 計測結果及び挙動解析

- a) 掘削前の壁に作用する側圧は、既往提案の塑性指数との関連式より求まる側圧と良く一致した。
- b) 掘削後の側圧は、掘削に伴う土圧の再分配を考慮して決められた東一工の設計側圧と良い一致を示した。
- c) 掘削に伴う山留め壁の水平変位は、当初の予測値を若干上回ったが、掘削側の粘性土のせん断強度の低下を考慮した再解析値と実測値は良い一致を示した。
- d) 背面地盤の沈下量と山留め壁の水平変位量は、ほぼ1：1の関係にあった。

今後は、当工事により得られた計測結果及び知見をその他の工事に反映させ、地下工事の問題解決を図ってきたい。

最後に、本工事に際し御指導いただいた関係各位に感謝する次第であります。

参考文献

- 1) 東京第一工事局(旧国鉄)編：掘削土留め工の設計に関する検討報告書、I編、仮土留め工、1981
- 2) 夏川：計測計画と計測、基礎工、vol. 17, No.12, pp.35~40, 1989
- 3) 下田他：生石灰杭安定処理工法、鹿島出版会、PP.12~19, 1984
- 4) 保井、窪田他：生石灰杭の施工による山留め壁への影響、第20回土質工学研究発表会講演集、PP.1257~1260, 1985
- 5) 土質工学会編：掘削にともなう公害とその対策、土質基礎工学ライブラリー8、PP.292~297, 1973
- 6) 窪田他：粘性土地盤での設計側圧の予測方法について、第19回土質工学研究発表会講演集、PP.1089~1092, 1984

§ 9. おわりに

困難が予想された軟弱地盤における大規模な開削工事でも、事前の入念な設計、施工検討と自動測定システムによる計測安全管理により、周辺構造物に悪影響を与えることなく、無事完了することができた。