

軟弱地盤上における二重鋼管矢板護岸の逆解析事例

Field observation and FEM analysis on deformation of revetment
built with two rows of steel-pipe columns on soft foundation

小林 宣保*	(Nobuyasu	KOBAYASHI)
吉沢 昭寿*	(Shoju	YOSHIZAWA)
飯島 清次**	(Seiji	IIJIMA)
光石 一成**	(Kazushige	MITSUISHI)
滝 昌和***	(Masakazu	TAKI)
福田 直三****	(Naouzou	FUKUDA)

沿岸埋立時の仮設護岸として二重鋼管矢板（直径 ϕ 1200mm）を施工して埋立て盛土を完成した。今回の二重鋼管矢板は、軟弱粘土層（層厚30m）をサンドコンパクションパイル工法により改良した地盤の中間まで打設し、杭頭をタイロッドで連結して土砂で中詰めした構造形式となっている。施工に並行して行った動態観測から、護岸の変形挙動は、盛土荷重等により海側方向に単純せん断変形的に傾いた状態にあり、矢板天端の水平変位量と沈下量がそれぞれ109cmと81cmまでに累積した。こうした挙動は、従来の力の釣り合い式による設計法では説明できないため、鋼管矢板の変形の継続に伴って護岸の安定性が議論された。

本報告は、従来の設計法では求めることが難しかった軟弱地盤上の二重鋼管矢板の変形挙動を有限要素解析を用いて解明した事例について述べたものである。有限要素解析は、弾粘塑性モデルを適用し、現場観測データに基づく実際の挙動の逆解析を行い護岸の安定性を検証した。結論的には、変位量が一般値に比べ大きいにもかかわらず、鋼管矢板周辺地盤の塑性域の進行は見られず護岸の安定性が確認された。

キーワード：矢板壁，変形，有限要素法，軟弱地盤（IGC：E2/H7/D6）

1. まえがき

東京湾横断道路浮島（川崎側）取付部においては二重鋼管矢板による埋立て護岸が施工され、安定管理を目的とした動態観測が継続されてきた。当仮護岸は、有楽町層と称する軟弱粘土層をサンドコンパクションパイル工法（SCP）による改良地盤中に二列に鋼管矢板（ ϕ 1200）を打設し、頭部をタイロッドで連結して中詰めした構造物である。鋼管矢板と中詰め砂が一体となって外力に抵抗するもので、一般に重力式構造物のように安定性が高く遮水性にも優れていることから護岸、岸壁などに多く用いられている。

当該地区では平成2年10月の仮護岸完成に続く埋立てに伴い護岸に水平変位が発生し、その変位に収束傾向が見られないことや仮護岸の一部撤去工事などの開始時期にさしかかったことなどから、護岸の安定性を検討し対応策を講ずることになった。図-1に概況を示すが、平成5年1月までの鋼管矢板頭部の水平変位が1mを越えるに至っており、仮護岸の挙動は従来の設計法から予測されるものと大きな相違を示すものであった。このうち埋立て盛土では、建設残土を陸側から片押しして埋立てられたため在来粘土が盛上がる結果となり、さらにその粘土を部分的に地盤改良して固化地盤を形成している。また、今回の問題解決にあたっては、地盤条件の複雑さ、二重鋼管矢板等の境界条件の取り扱い、動態観測データのシミュレーションなどを考慮する必要があると言えた。従って、有限要素解析（FEM）を用いた動態観測値の逆解析という手法により、現状の安定性と将来の挙動予測を行うことにした。

*日本道路公団 川崎工事事務所、 **（株）熊谷組 横浜支店、 ***復建調査設計（株）高松支社、
****復建調査設計（株）技術研究所

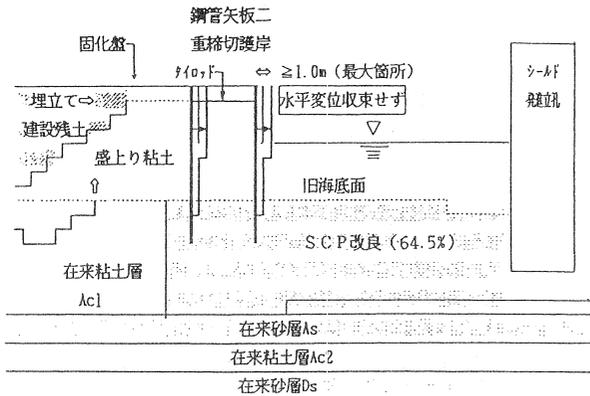


図-1 二重鋼管矢板護岸の変状概況

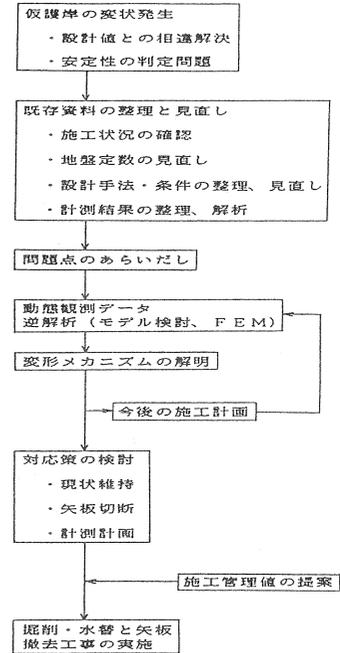


図-2 検討手順のフロー

本報告は、従来の設計法では求めることが難しかった軟弱地盤上の二重鋼管矢板の変形挙動について FEM 解析した結果を述べたものである。なお、今回の検討手順は、図-2 に示すフローに従っている。

2. 地盤・設計・施工・動態観測の概要

(1) 地盤条件

地盤の層序を表-1 に示す。また、仮護岸直交方向の地質断面図を図-3 に示した。旧埋土 (F)、有楽町層 (Ac₁、As、Ac₂) までが軟弱層であり、層最下端の標高は TP-4.6m 付近 (軟弱層厚約 3.5m) となる。F、Ac₁ 層は SCP 工法 (置換率 a_s = 64.5%) で地盤改良された。図-3 に示す通り鋼管矢板の下端深度は TP-24.6 ~ -25.6m であり、Ac₁ 層のほぼ中央付近までの根入れとなっている。道路構造物などの杭基礎の支持層深度が TP-7.0m に設定されているのに対し、鋼管矢板の打設長はかなり短い。

表-1 地盤の層序

地質時代	地層名	地質記号		土質	層相				
		区分	細区分						
新 世 四 代 紀 更 新 世	完 新 世	有楽町層	F		埋土	礫混り粘性土			
			Ac1		粘性土	シルト質粘土			
			As		砂質土	砂質シルト、シルト質砂			
			Ac2		粘性土	シルト、砂質シルト			
	"いわゆる七号地層"	上部	D1	D1su		砂質土	シルト混り砂、シルト質砂		
				D1cu		粘性土	砂混りシルト、シルト		
				D1sl		砂質土	細中砂		
				D1cl		粘性土	シルト、細砂を介在; D1cl(S)		
				下部	D2	D2s		砂質土	細中砂
						D2g		礫質土	砂礫

鋼管矢板護岸の変形

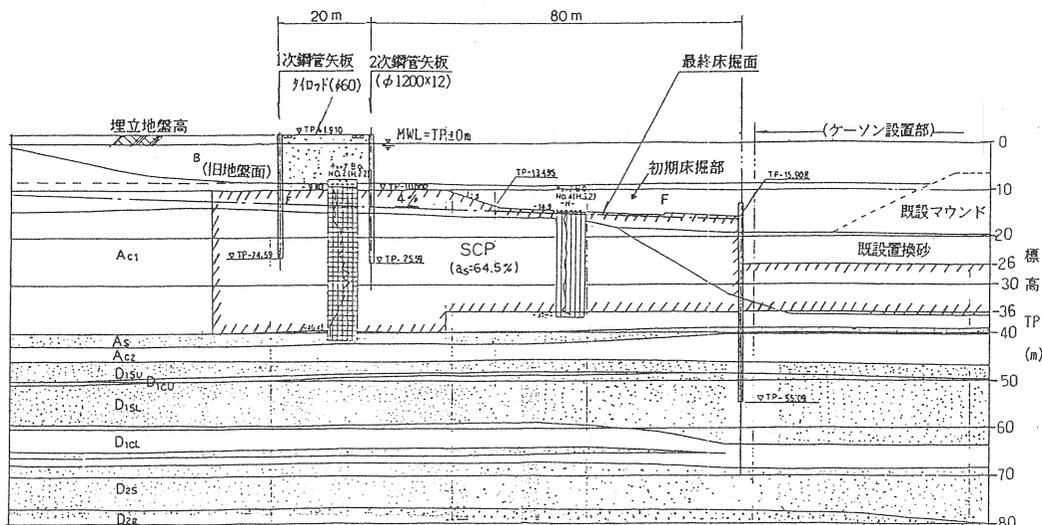


図-3 仮護岸法線直交方向の地質断面図

(2) 設計・施工条件

仮護岸は当初単純梁法で設計されたが、SCP地盤改良の改良率の変更（減少）に伴う設計変更により弾塑性計算法を用いた見直しがなされた。弾塑性計算法の特徴を図-4に示したが、受働土圧を考慮しつつ地盤パネの塑性化を考慮した釣り合い条件によって矢板の根入れ長を決定した。従って、受働土圧に対するSCP改良域の物性評価が重要となる。また、矢板頭部のタイロッド張力作用点は、支点（固定）条件を仮定せざるを得ず、並列二重矢板の実際の挙動との相違につながる。

図-5の施工条件の平面図に示す通り、仮護岸は概ね2次元的な挙動を呈すると考えられる。仮護岸中詰め完了後に約7ヶ月間で埋立てが施工されたが、その後の放置期間（20ヶ月）を含めて鋼管矢板の変形は継続した。

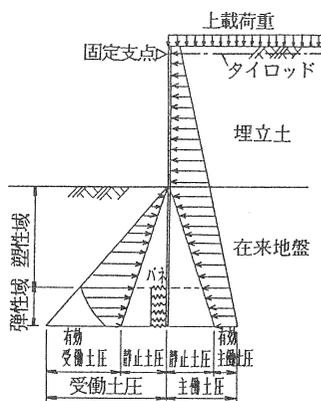


図-4 二重矢板護岸の弾塑性計算条件

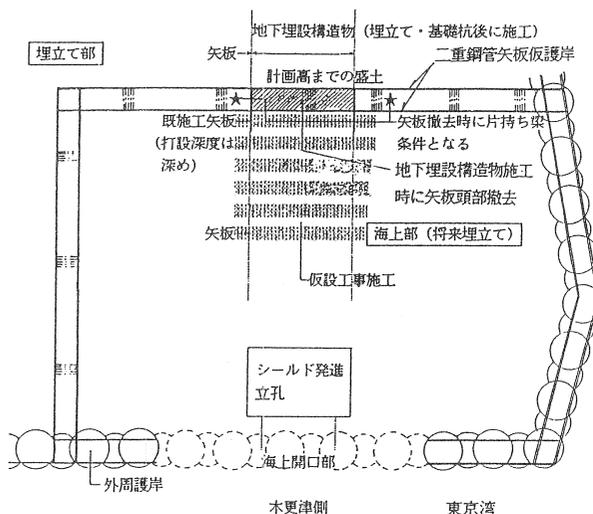


図-5 施工状況の平面図

(3) 動態観測結果

動態観測による鋼管矢板及び地盤の変形状況の測定例を図-6, 7に示す。仮護岸は、TP-50m付近からの地盤の水平変位が直線的に増加した結果、頭部で最大1.09m海側へ水平変位した。水平変位量は陸側(1次)の矢板が海側(2次)に対し10~20cm大きくなっているが、両者の変形パターンは類似である。タイロッドの応力度は2000~2200kgf/cm²で降伏応力($\sigma_y=2700\text{kgf/cm}^2$)以下の状態にある。仮護岸の変形は現在まで継続してきているが、埋立てによる矢板の変形及び地盤の側方流動に起因するものと見なせる。

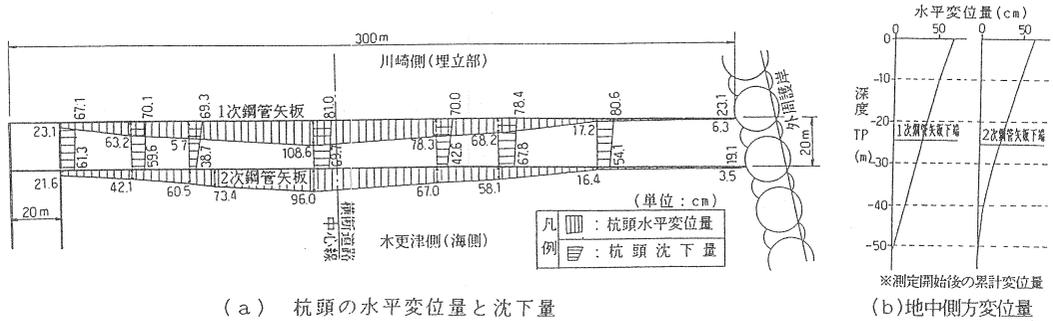
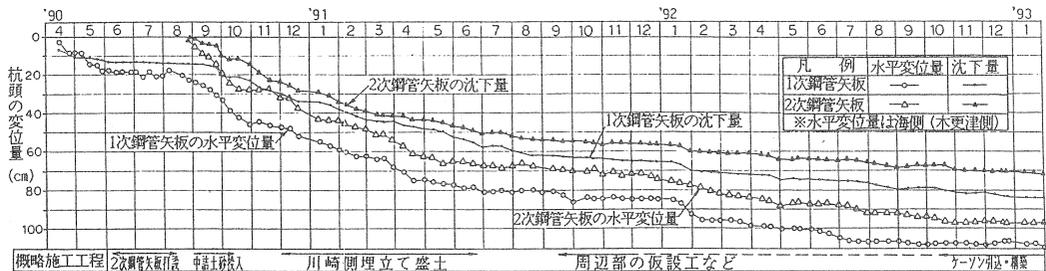


図-6 水平変位量と沈下量の分布状況



3. 検討方針の策定

(1) 護岸変状と原因の推察

設計条件と実際の差異は概略以下に示すとおりである。

①鋼管矢板の設計

鋼管矢板の設計は前面側のみについてタイロッド部の変位固定条件で検討して矢板断面を決定しており、埋立てによる二重締め切り護岸全体が前方に変位するモードについて検討がなされていない。背面土圧は、中詰め砂の $\phi=30^\circ$ 、 $K_a=0.33$ として計算している。

②実際

偏載荷重条件により護岸全体の前方向への変位が生じている。また、埋立てに伴い在来粘土の盛り上がりを生じており、護岸背後の地盤条件が建設残土の場合より悪い状態となっている。矢板前面のSCP改良地盤は均一な改良となっていないため、受働抵抗の評価が複雑である。

③地盤変形の問題

設計では力の釣り合いで護岸の検討を行っているが、受働側で必要とされる反力が発揮されるためには地盤の変位が生じなければならない。設計計算上では弾性あるいは弾塑性支承条件で検討することになる。その際、SCP改良地盤の横方向バネ係数を決定する必要があるが、高置換率であっても地盤を一旦乱していることからバ

ネ係数は小さくなっていることも想定される。

(2) FEM解析計画

1) 解析目的

次の3点を目的として、FEM解析を行った。

- ①護岸の変状の原因評価
- ②鋼管矢板頭部撤去時の隣接護岸への影響推定
- ③現場の管理指標の設定

2) 解析方針

次の4点を解析の方針に設定した。

- ①これまでの施工履歴と動態観測結果の総合的な整理による護岸変状の原因分析を行う。
- ②地盤と護岸構造物の全体系に弾粘塑性モデルによるFEM圧密変形解析を適用し、実測値に基づく地盤定数逆算を目的としたトライアル計算を行う。
- ③地盤変形に伴う鋼管矢板の応力詳査を行う。
- ④護岸の管理目標値を決定する。

なお、鋼管矢板の頭部撤去による隣接護岸への影響は三次元の問題となるが解析が非常に複雑となることから、二次元のモデルにより矢板への影響を評価することにした。また、地盤の塑性破壊領域の発生状況に基づいて地盤の安定評価を行った。用いた土要素モデル（構成式）は以下に示す3つのモデルである。

- ①線形弾性モデル：荷重としての盛土部、埋立土、地盤改良部、砂地盤
- ②モール・クーロンの弾塑性モデル：砂地盤、SCP改良部、埋立土（砂質土）
- ③関口・太田弾粘塑性モデル：粘性土

4. 解析条件

(1) 解析モデル

図-3の標準断面図に基づき、二次元の解析モデルを設定した。

解析領域は、水平遠端として鋼管矢板より80m（海側はケーソン前面の鋼管矢板まで）の範囲、鉛直下端を支持層 D_{2s} とした。圧密排水層は、砂質土である D_{2s} 、 D_{1s} （ $D_{1s,u}$ 、 $D_{1s,z}$ 、 $D_{1s,l}$ ）、 A_s 、 B 層とした。SCP域は、砂質土層としてモデル化し排水層にした。鋼管矢板（ $\phi 1200$ 、パイプT型継手）及びタイロッド（ $\phi 60$ 、 $T-45$ 、 $2.76m$ ピッチ配置）は、単位奥行き幅1m当りに換算した。

鋼管矢板と周辺土の接する境界面は、摩擦型ジョイント要素を用いて地盤沈下に伴う矢板の押し込み作用を低減させた。

(2) 解析ステップ

解析で取り込んだ工事種目は、図-8に示す(1)～(6)の各段階で、床掘工→鋼管矢板打設・中詰工→埋立盛土工→水替・掘削工→鋼管矢板・中詰土撤去工である。このうち、水替・掘削工以後のステップは、未施工であり、便宜的に条件仮定した。SCP打設は、初期応力（有効土被り圧と静止土圧）設定時には既に完了しているものとした。埋立ては、SCP改良地盤上に二重鋼管矢板の打設と中詰土砂の投入を行って締め切り護岸を完成させた後に、陸側からの片押しにより建設残土を盛土して行った。

(3) 地盤定数

各地層の材料モデルとその地盤定数は逆算（試行錯誤計算）で得られた値であり、表-2に代表的なものを示す。地盤定数の逆算は、特に粘土層（SCP域を含む）と埋土層の変形定数（ E 、 λ 、 κ 、 ν ）に着目して行った。

(4) 地盤定数逆算のための実測値

解析結果のチェックに用いる実測値は、鋼管矢板の水平変位に主眼におき平成5年1月までの累積値とした。

(5) 埋立盛土部の物性

埋立時の在来粘土の盛り上がりをも想定して、1次鋼管矢板背後の盛土荷重による土圧評価は、 $K_0=0.7$ 、 $\nu=0.45$ に設定することにより大きくなるよう考慮した。

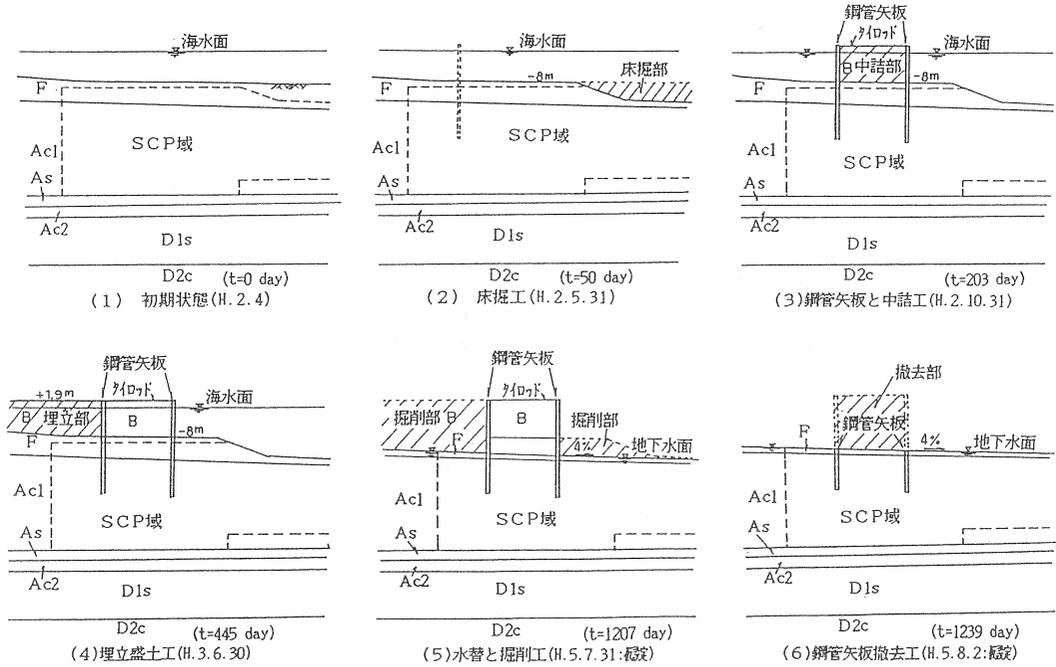


図-8 解析ステップ

表-2 地盤定数

地層名 (記号)	材料モデル (構成式)	E (tf/m ²)	ν	c (tf/m ²)	ϕ ($^{\circ}$)	K_0	e_0	λ	κ	M	α	\dot{v}_0 (1/day)	Cv (m ² /day)
B	MC	500	0.45	0.1	30.0	0.7	-	-	-	-	-	-	-
F	LE	200	0.33	-	-	0.5	-	-	-	-	-	-	4.00
A _{c1}	SO	200 ~500	0.33	-	-	0.5	2.670	0.477	0.048	1.50	2.2×10^{-3}	1×10^{-9}	0.01
A _{c1, scp}	MC	1000	0.40	2.0 ~5.0	30.0	0.5	-	-	-	-	-	-	-
A _s	MC	1000	0.33	0.1	30.0	0.5	-	-	-	-	-	-	-
A _{c2}	LE	1000	0.33	-	-	0.5	-	-	-	-	-	-	0.04
D _{1s}	MC	3000 ~5000	0.33	0.1	35.0 ~45.0	0.5	-	-	-	-	-	-	-
D _{2s}	LE	20000	0.33	-	-	0.5	-	-	-	-	-	-	-

〔記号説明〕材料モデル；LE：線形弾性モデル，MC：モール・クーロンの弾塑性モデル，SO：関口・太田の弾粘塑性モデル
 地盤定数；E：弾性係数， ν ：ポアソン比，c：粘着力， ϕ ：内部摩擦角， K_0 ：静止土圧係数， e_0 ：初期間隙比， λ ：圧縮指数， κ ：膨潤指数，M：限界状態の有効応力比， α ：二次圧縮指数， \dot{v}_0 ：基準体積ひずみ速度，Cv：圧密係数

5. 解析結果

図-9，10に最終解として求めた地盤及び鋼管矢板の変位や曲げモーメントの分布図を示す。

(1) 変位状況

実測値との対比は表-3に示す通りであり良く近似しており、変形パターンも相似していることから、解析値は実際の挙動を表現し得ていると判断した。

鋼管矢板は、1次側でほぼ剛体的な傾きとなり、2次側で前面方向にはらんだ形状を示している。1次と2次の矢板の水平変位差は、上、下端でそれぞれ1.6cmと10.4cmであることから、矢板の根入れ部での地

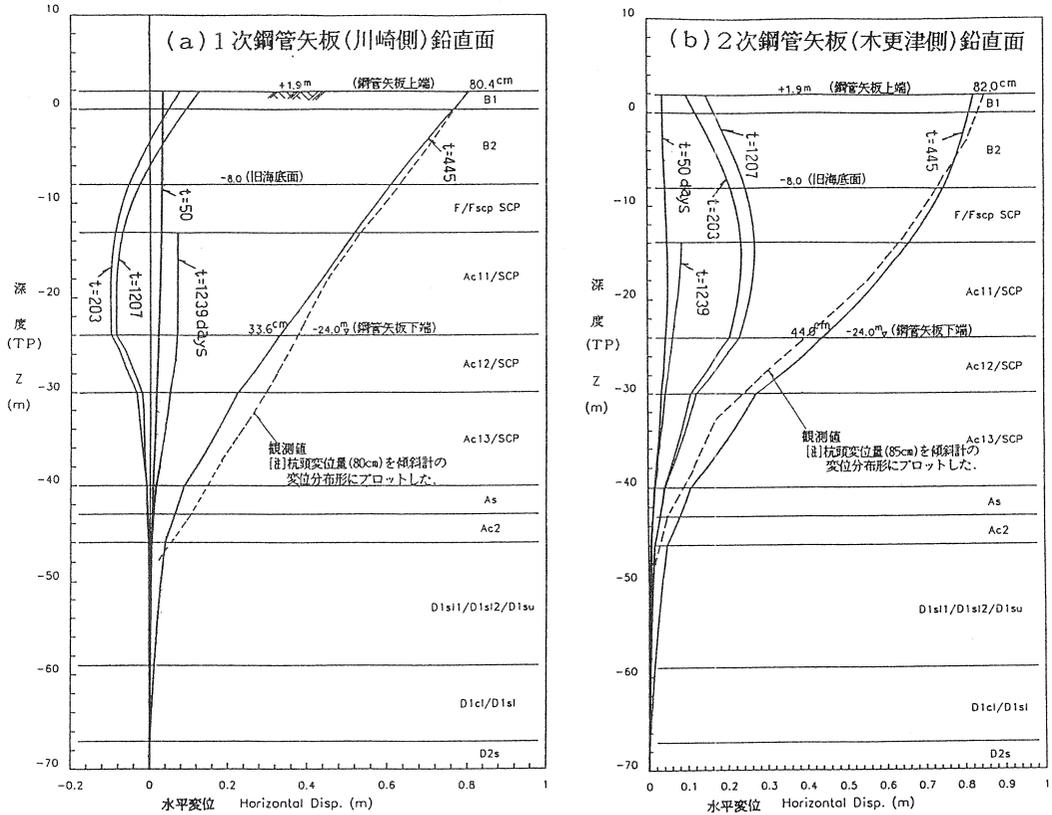


図-9 鋼管矢板打設位置の水平変位分布

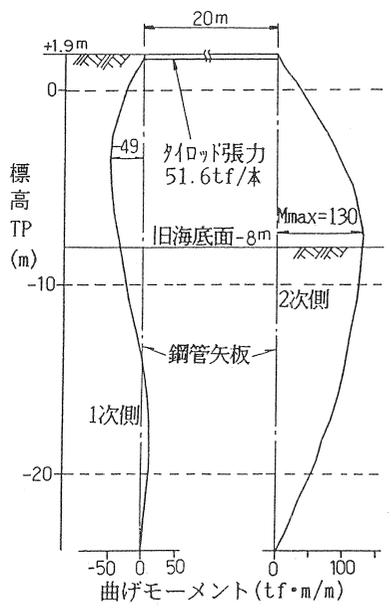


図-10 鋼管矢板の曲げモーメント図

表-3 解析値と実測値の比較

	沈下量 (cm)		水平変位量 (cm)	
	実測値	解析値	実測値	解析値
1次矢板 (川崎側)	70	59.0 (72.0)*	80	80.4
2次矢板 (木更津側)	60	58.0 (81.4)*	85	82.0
埋立地盤	-	100	-	-

[注] *は中詰め土の沈下量。

盤変形の影響は見られるものの、二重鋼管矢板は法線直交方向への単純せん断的な変形モードを呈したと言える。また、鋼管矢板打設深度以下の地盤の側方変形は、滑らかに前方へ傾斜しており、埋立に伴うSCP域深層のせん断応力の伝播状況の現れと見なせる。

(2) 鋼管矢板及びタイロッドの応力度

曲げモーメントは、1次側の鋼管矢板で減衰しているのに対し、2次側では前面側の海底面高付近での顕著なピークが見られる。2次矢板の最大曲げ応力度は 1360 kgf/cm^2 であり、許容応力度を十分下廻る値であった。

タイロッド張力は、1本当りに換算した軸応力度で 1825 kgf/cm^2 （実測値は 2000 kgf/cm^2 ）となり、これも許容応力度より小さな値であった。

(3) 塑性域の分布状況

床掘工から埋立盛土完了までの期間でかなりの範囲で塑性域の進展が見られた。塑性域の進行は、埋立盛土直後後で顕著であり、埋立層とその下方の粘土地盤（非改良）で多くの塑性化が発生した。しかし、二重鋼管矢板の中詰土を除外するならば、塑性域は1次鋼管矢板の背後（特に、SCP改良域背後の非改良層）でのみ発生しており、SCP域の降伏は皆無である。すなわち、仮護岸及び地盤は変形したが、鋼管矢板周辺（特に、SCP域）の基礎地盤の安定性は確保されていると言えた。

6. 変形メカニズムの解明と対応策の決定

(1) 護岸変状の原因分析

護岸全体の前方への変位は、埋立て荷重の作用に伴って発生した在来地盤のせん断変形と二重鋼管矢板締め切り部の単純せん断的な変形が加算されたものである。この現象は、軟弱層がSCP改良で変形・強度特性の増強はなされてはいるものの、鋼管矢板の根入れ不足やSCP域の地盤反力・受働抵抗の不足などに起因して、二重鋼管矢板が有限長の杭的な挙動を示したと言える。また、埋立てに伴う在来粘土の盛り上がりや背面土圧の増大につながり、偏載荷重を大きくしたことも考えられた。

以上を二重締め切り護岸の設計法と対比した場合、仮に弾塑性地盤反力法の梁の計算を行ったとしても、応力伝播に伴う地盤変形により鋼管矢板自体が移動するために境界条件を確定できず解が求まらなくなる。今回のように中位いの支持力を有する地盤に根入れされた有限長の杭の挙動を算定するためには、FEM解析などを用いて地盤と杭とを同時に解析しなければならない。逆に、従来法の設計を行うならば、完全な支持層まで杭を打設するなどして設計モデルに合致するような対応が必要と言える。

(2) 鋼管矢板頭部撤去時の隣接護岸への影響

2次元モデルの解析結果から隣接護岸への影響を間接的に推定する。変形挙動は除荷過程に移行することになり、偏載荷重の減少や鋼管矢板の曲げ応力の緩和につながる。最終掘削後の水平変位の残留値が 10 cm 程度となることから、鋼管矢板ならびにSCP域の地盤変形の大半は弾性変位であった。背後埋立地のリバウンド量は、掘削前の全沈下量に対して 40% 程度であり残留沈下量（塑性変位）は大きい。

以上の2次元挙動に護岸法線の矢板の水平変位分布と適合する埋土の荷重分布や鋼管の継手による法線方向の連結（一体化）機構を考慮して、矢板頭部撤去時の3次元的挙動をモデル化する。すなわち、二重締め切り護岸（延長約 300 m ）全体における偏載荷重あるいは変形のバランスを考えた場合、図-11のモデル化が可能である。撤去部は、水平変位分布で特にはらんだ区間の約 95 m に位置している。1次及び2次鋼管矢板の継手方向の張力発生がどの程度のものであるか疑問な点も残るものの、掘削部の撤去に伴い海側へ押し出す土圧を低減させることにつながり、隣接護岸への影響は安全側に作用することが推定できる。従って、掘削・水替・矢板撤去の施工時の安全性は確保し得るものと判断できた。

(3) 現場の管理指標の設定

軟弱地盤上の盛土の安定あるいは沈下問題のような有効的な施工管理指標は設定し難い。地盤と構造物の両者の問題が複合されている以上、全体的な応力～変形挙動を評価しながら安全性を検討すべきである。従って、FEM解析で予測された挙動を参考にして、動態観測値のチェックの繰り返しで管理して行くことを原則と考えた。解析値の総合評価により、現状では鋼管矢板、タイロッド、SCP域を主とする基礎地盤ともに応力レベルにはかなりの余裕が見込まれることから、観測値と解析値の比較による管理を継続した。なお、現場の着目点として

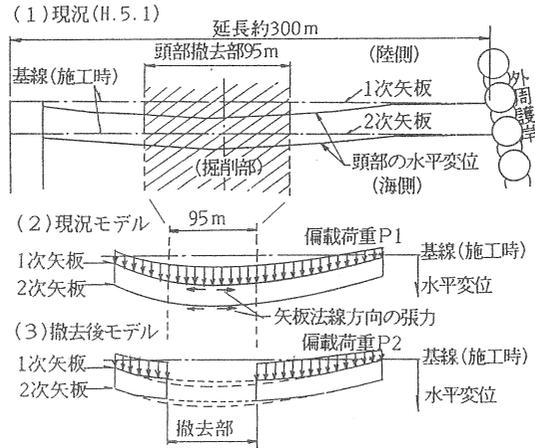


図-11 部分矢板撤去時の挙動の模式図

以下の事項に注意を注意をはらった。

- ①変形パターンあるいは全体挙動のモードに変化が見られた場合は、施工を一時中断して十分な評価・判定を行う。特に、急激な施工条件の変化は避ける（挙動の遅れを想定し緩速施工を心掛ける）。
- ②鋼管矢板・地中側方変位計の変位速度の変化を管理する。

7. あとがき

鋼矢板の設計計算では、Changの式、弾性床上の梁式、弾塑性梁式及びBromsの式などが一般に用いられているが、各方法とも特徴を考慮し荷重及び境界条件に合致するよう適用しなければならない。特に、軟弱地盤上に打設する場合には十分な検討が必要となり、土圧などの力の釣り合い条件の検討のみに止まらず、地盤と矢板相互の変形挙動についての詳査が重要となるケースも考えられる。今回の事例はその顕著なケースと言える。最後に、現在仮護岸の部分撤去工事が着手されており検証データの収集がなされつつあるが、概ねFEM解析で予測された挙動を示している。