

矢板式係船岸改良設計の地震応答解析における 既設構造物モデル化手法の影響評価

堤 杏紗¹・小濱 英司²

¹ 正会員 (株) ニュージェック 港湾・海岸グループ (〒531-0074 大阪府大阪市北区本庄東 2-3-20)
E-mail: tsutsumizs@newjec.co.jp

² 正会員 国立研究開発法人 港湾空港技術研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)
E-mail: kohama-e83ab@p.mpat.go.jp

本研究では、既存の控え矢板式係船岸の前面に新設矢板を打設する改良設計の地震応答解析において、既存構造物の考慮の有無や考慮方法の違いによる解析結果への影響について検討を行った。実務で多く採用されていると考えられる新設構造物のみをモデル化したケースでは変形量が大きくなり安全側の結果が得られたが、矢板に生じる曲げモーメントは小さくなった。既設構造物を含めてモデル化したケースについては既設及び新設構造の施工過程を詳細に考慮した場合は岸壁天端変位が抑えられたが、施工過程を簡略化してモデル化した場合は新設構造物のみをモデル化したケースと結果が類似した。このことから、矢板式係船岸を新たな矢板式構造で改良する場合において、既設構造物を含めてモデル化する場合においても、詳細な施工過程を考慮しない場合には既設構造の影響を見込むことができないことが明らかとなった。

Key Words: Harbor structure, improving method, sheet pile type quay wall, earthquake response analysis

1. はじめに

近い将来発生が懸念されている巨大地震とそれに伴う巨大津波への対策や、急速に進む船舶の大型化や施設老朽化への対応等により、港湾分野では既存係留施設の改良設計が増加している。一方、日本は厳しい財政状況にあり、効率的な施設整備やコスト縮減の観点からも、既存施設の構造を活用した合理的な改良設計が求められている。このような背景から港湾既存係留施設の改良については様々な技術開発が行われてきており、その事例や分類および改良設計の基本的考え方について高野ら¹⁾や田端ら²⁾により取り纏められている。また、耐震関係においては、既存係留施設の耐震補強改良や被災施設の復旧に特化した事例や設計の考え方が菅野ら³⁾によって整理されている。そのような様々ある改良工法の中で、既存施設に数多く存在する矢板式岸壁の改良の需要は多い。老朽化対策、耐震性向上、増深化を考慮した矢板式岸壁の改良においては、既存の矢板式岸壁の構造を残したまま、新たに矢板、タイ材および控え杭を有する控え杭式矢板岸壁を築造する工法がある。このような場合、多く

の場合において、既存の矢板や控え杭等は無いのとし、新設された矢板、控え杭、タイ材だけを考慮して通常の矢板式岸壁として設計することが考えられる。しかし、既設の矢板等の矢板式岸壁の構造が新設の矢板等に何らかの荷重を与えることや、既設構造が存在していることにより特に地震時の変形挙動が通常の矢板式岸壁と異なる可能性も指摘されており²⁾、既存構造を考慮しないことが必ずしも安全側の設計とはならないことも考えられる。

一方、多くの港湾構造物の耐震設計においては2次元有効応力有限要素解析 (FLIP)⁴⁾が用いられ、矢板式岸壁においては施工過程を考慮した多段階の自重解析が行われる⁵⁾⁶⁾。改良設計時においてはその施工過程が通常の新設岸壁と比べて複雑になることから、その影響が改良構造の挙動に影響を与えることが考えられる。

そこで、本研究ではこれらの疑問に対して、2次元有効応力有限要素解析 (FLIP) を用いた検討を行い、既設構造物や施工過程の考慮の違いによる解析結果への影響について検討を行うこととした。

2. 検討内容

(1) 解析対象

検討対象は、図-1 に示す既存施設を増深改良した控え組杭式矢板式係船岸とした。既設構造物および新設構造物の各諸元を表-1 に示す。また、解析に用いた入力地震動を図-2 に示す。全 240 秒のうち、60 秒～200 秒の 140 秒間を解析対象時間として解析を行った。

FLIP における解析モデルを（後述する Case2 を代表として）図-3 に、地盤の物性値を表-2 に示す。本研究における FLIP の解析モデルでは、地盤はマルチスプリング要素、矢板および杭はハリ要素、タイ材はバネ要素でモデル化しており、矢板と地盤の間にはジョイント要素、組み杭の両下端にはバネ要素、杭と地盤の間には相互作用バネ要素を入れている。

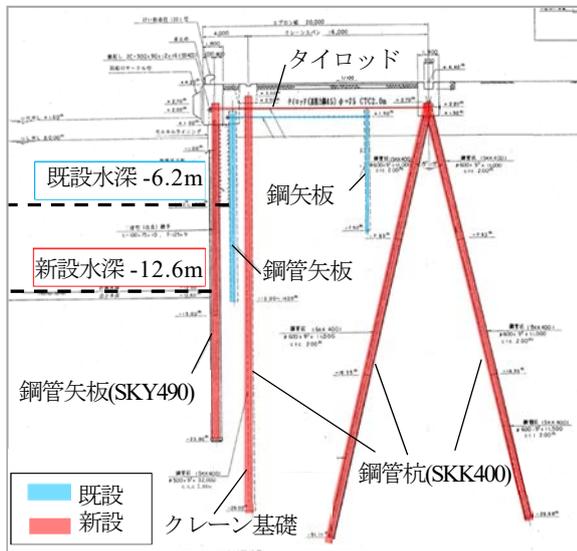


図-1 対象構造物

表-1 新設構造物及び既設構造物の諸元一覧

既設構造物	既設前面矢板	鋼管矢板	SKY400 φ 508×t12.7 (L-T(65型)継手) L=15m
	既設控え矢板	鋼矢板	SY295 (U 1 5 型) L=9.5m
	既設タイ材	タイロッド	φ 44.45 c.t.c.1.7m L=12.5m
新設構造物	新設前面矢板	鋼管矢板	SKY490 φ 900×t14 (二建型継手) L=26.5m
	新設控え杭 (押込)	鋼管杭	SKK400 c.t.c.2.0m φ 600×t9 L=35m
	新設控え杭 (引抜)	鋼管杭	SKK400 c.t.c.2.0m φ 600×t9 L=33.5m
	新設タイ材	タイロッド	φ 75 (高張力鋼45) c.t.c.2.0m L=19m
	クレーン基礎	鋼管杭	SKK400 φ 500×t9 L=32m

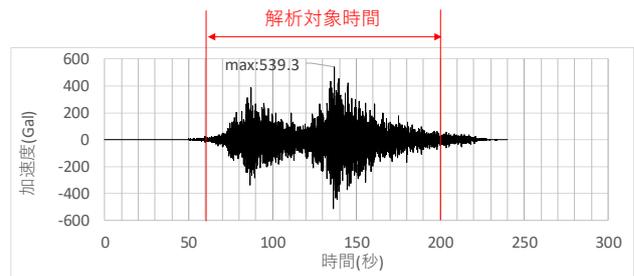


図-2 入力地震動の加速度波形 (2E 波)

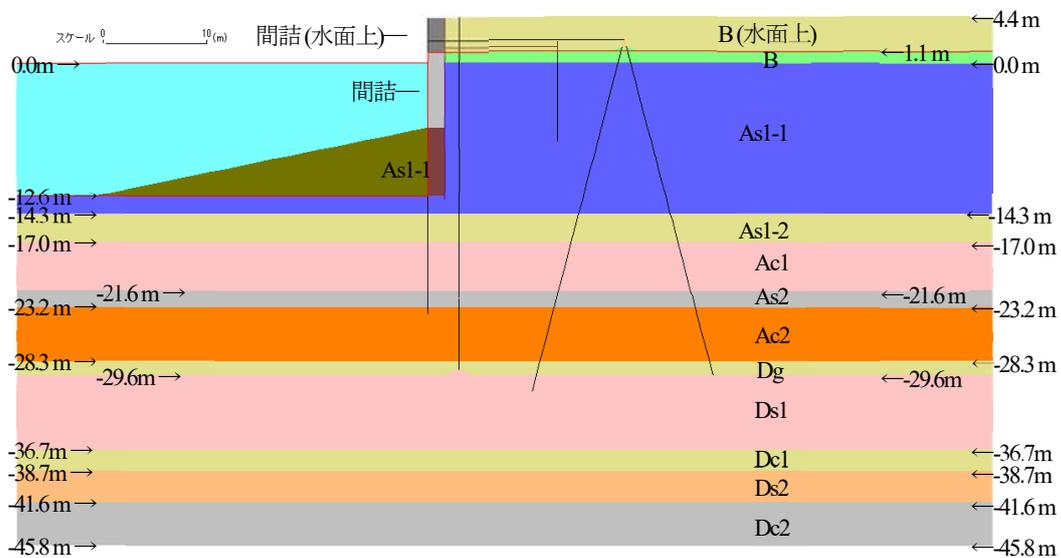


図-3 解析モデルにおける地盤区分

表-2 地盤物性値一覧

下端標高	層名称 (層中央)	ボーリングデータ平均					液状化パラメタ												
		$\sigma_{v'}$ kPa	等価N値 $N_{0.66}$	F_c %	補正N値 N_a	$\sigma_{ma'}$ kPa	G_{ma} kPa	K_{ma} kPa	ϕ_f deg.	C kPa	ϕ_p deg.	S_I	W_I	P_I	P_2	C_I	η (間隙率)	h_{max}	
0	B	27.0	40.8	5.7	8.5	11.5	98.0	5.96E+04	1.55E+05	38.7		28	0.005	4.1	0.5	1.03	2.03	0.45	0.24
-14.3	As1-1	125.5	127.0	14.4	5.3	18.4	98.0	1.06E+05	2.77E+05	40.5		28	0.005	6.1	0.5	0.915	3.1	0.45	0.24
-17	As1-2	210.5	207.0	4.9	18.7	14.8	98.0	5.49E+04	1.43E+05	38.5		28	0.005	5.8	0.5	0.986	2.27	0.45	0.24
-21.6	Ac1	237.1					177.8	2.66E+04	6.93E+04	30.0	78.1							0.55	0.20
-23.2	As2	258.2	257.2	7.0	13.8	16.6	98.0	6.77E+04	1.77E+05	39.0		28	0.005	6.3	0.5	0.96	2.49	0.45	0.24
-28.3	Ac2	285.3					214.0	1.85E+04	4.84E+04	30.0	54.6							0.55	0.20
-29.6	Dg	311.0	313.9	22.5	10.0	28.2	98.0	1.42E+05	3.70E+05	41.7								0.45	0.24
-36.7	Ds1	353.0	359.5	9.4	13.2	19.4	98.0	7.99E+04	2.08E+05	39.5								0.45	0.24
-38.7	Dc1	395.5	396.2				297.1	4.44E+04	1.16E+05	30.0								0.55	0.20
-41.6	Ds2	417.0	423.5	5.8	12.5	14.6	98.0	6.05E+04	1.58E+05	38.7								0.45	0.24
-45.8	Dc2	448.3	444.7				333.5	7.10E+04	1.85E+05	30.0								0.55	0.20
-	間詰						98.0	1.80E+05	4.69E+05	35.0	20							0.45	0.24

※GmaはN値とCから設定。ただし、Dc1とDc2は中央防災会議の関係式からN→Vs→Gで設定
 ※粘性土はすべて正規圧密粘土で $\phi_f=30^\circ$ 指定
 ※拘束圧依存係数はすべて0.5
 ※間詰は捨石相当とした

(2) 解析手順

図-1の断面に対して、既設矢板構造の有無と施工段階の考慮方法が異なる三つの解析ケースを設定した。

通常の矢板式岸壁改良設計実務の多くでは既存の矢板岸壁構造を考慮せずに新設構造のみをモデル化しており、本研究においても検討ケースの一つとした。前述のように、既往文献^{5) 6)}より、FLIPを用いた矢板式岸壁（または護岸）に関する解析では自重解析を複数段階に分けて行うことにより施工過程を考慮する多段階解析法が推奨されており、そのような方法を参考に、本ケースにおいても新設の矢板岸壁構造について4段階の解析を行うこととした（図-4）。原地盤中に矢板を打設し、背面を埋め立て、前面を掘削する過程を模擬する。まず、岸壁建設前の原地盤の応力状態を再現するため、1段階目で原地盤および矢板のみの自重解析を行った。なお、後に掘削する矢板前面の地盤に関しては、地盤要素を設けず、海底面上載地盤の有効応力相当の分布荷重を作用させた。また、矢板前面の地盤掘削前に矢板にはらみ出す変形が生じぬよう、矢板の水平方向の変位を拘束することで周囲の土の変形には影響を与えないようにした。2段階目では矢板のタイロッド取り付け点を水平方向に固定し、矢板背後の埋土を加えて自重解析を行った。3段階目では、1段階目で海底面に作用させた分布荷重を打ち消すことにより矢板前面掘削を考慮し、さらに2段階目で変位拘束した矢板タイロッド取付点の反力解放を伴う拘束解除を考慮した自重解析を行っている。そして最後の4段階目で地震応答解析を行っている。こちらをCase1とする。

続いて、本研究では既設構造物の考慮の有無による解析結果の違いについての検討を行うため、既設構造物を考慮したモデルについて解析を行った。解析手順を図-5に示す。既設構造物が出来上がるまでの施工過程を1～3段階の自重解析において考慮し、新設構造物による改

良施工過程を4～6段階の自重解析において考慮した後、7段階目で地震応答解析を行っている。既設構造物の施工過程における前面地盤掘削に関する考慮方法や、矢板のはらみ出しを防ぐための水平変位拘束についてはCase1と同様の考え方でを行っている。一方、新設構造物による改良過程において掘削する矢板前面地盤（以降、土塊とする）については地盤要素を設けている。ただし、掘削に伴い6段階目で開放する力を評価するため、土塊と海底地盤の間および土塊と新設矢板の間にはジョイント要素を設けている。これらのジョイント要素は掘削時の解放応力を評価するためだけに用いるため、滑り強度を大きくとっている。また、土塊およびこれらのジョイント要素については6段階目以降で解析に影響がないようKILL指定している。こちらをCase2とする。

さらに、既設構造物を考慮するケースとしてもう1ケースの検討を行った。解析手順を図-6に示す。ここでは、既存構造物をモデル化するが施工過程の考慮を簡略化しており、つまり基本的な解析手順はCase1に倣い新設構造物についての施工過程は考慮するが、既設構造物が完成するまでの施工過程については多段階解析を行わず、新設構造物と同時にモデル化する形で解析を行った。こちらをCase3とする。

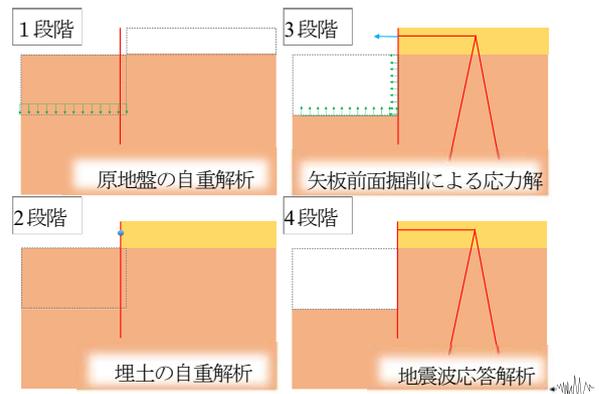


図-4 Case1の解析手順

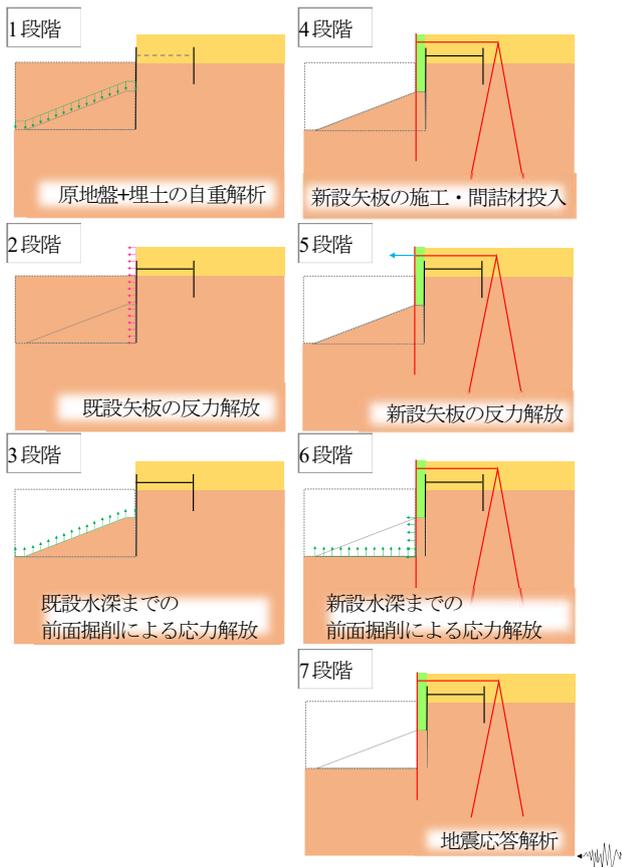


図-5 Case2の解析手順

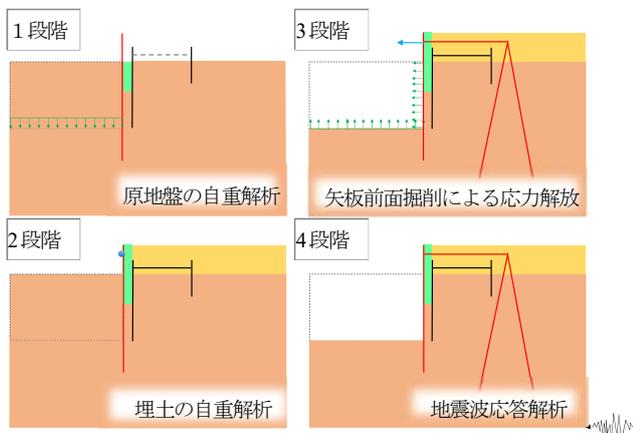


図-6 Case3の解析手順

以上の3ケースを表-3にまとめる。Case1とCase2の比較により既存構造物を考慮した場合と考慮しない場合において解析結果にどの程度の差異が生じるかについての検討を行う。

Case3の検討においては、Case1およびCase2の結果との比較を行い、Case1とCase2で生じた差異が既設構造物の施工過程まで考慮したことによるものか、単に既設構

造物をモデル化したことによるものかを判断することを目的とした。Case2における既設構造および新設構造の施工手順を詳細に考慮した多段階の自重解析では、段階数が増加して長時間化するとともに解析が複雑になり、多くの労力や時間を要することとなる。設計実務においては時間の制約がある中、複数断面について検討するために数多くの解析を行う必要があるため、可能であれば自重解析においても段階数の簡素化が望ましい。そこで、Case3の検討により既設構造及び新設構造の詳細な施工過程を考慮する必要があるか否かの評価を行うことを意図した。

表-3 検討ケース一覧

case	モデル化方針	step
1	新設構造物のみモデル化	4段階
2	新設および既設構造物をモデル化、施工過程を考慮	7段階
3	新設および既設構造物をモデル化、既設構造物の施工過程を考慮しない	4段階

3. 検討結果

(1) 岸壁天端変位

矢板および控え杭の天端変位の結果を表-4に示す。新設鋼管矢板の水平方向残留変位量に着目すると、新設構造物のみで解析を行ったCase1が約1.4m変位しているのに対し、既設構造物の施工過程を詳細に考慮したCase2では0.7m程度と岸壁の天端変位では倍半分の差が生じていることが確認できる。よって、新設構造物のみを考慮した解析では安全側の評価になるものの、このモデル化による解析によって設計を行う場合には変形量を小さくするためにより断面諸元の大きい構造部材を用いる等の対応が必要となり、工費がより大きくなると考えられる。

また、Case3の結果を見てみるとCase1と同程度の結果が得られていることがわかる。このことから、Case1とCase2における岸壁天端変位の差には、既存構造物の存在が考慮されていることはあまり影響せず、既設構造物の施工過程を詳細に考慮したことが影響していることが考えられる。

表4 矢板および控え杭の天端変位

	最大変位量(mm)							
	新設鋼管矢板		既設鋼管矢板		新設控え杭		既設控え杭	
	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
Case1	-1377.0	-231.6	—	—	-1339.0	236.3	—	—
Case2	-744.8	-186.9	-768.9	-541.2	-762.1	-51.0	-805.0	-359.5
Case3	-1362.0	-316.9	-1366.0	-515.5	-1331.0	127.1	-1350.0	-386.6
	残留変位量(mm)							
	新設鋼管矢板		既設鋼管矢板		新設控え杭		既設控え杭	
	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
Case1	-1372.0	-230.2	—	—	-1333.0	233.6	—	—
Case2	-738.3	-186.9	-762.4	-540.9	-755.8	0.8	-797.7	-358.3
Case3	-1353.0	-315.9	-1357.0	-514.6	-1324.0	123.1	-1341.0	-386.6

(2) 最大せん断ひずみの比較

各ケースにおける最大せん断ひずみの結果の比較を行う。地震応答解析終了時の残留値を図-7に、自重解析終了時点を図-8に示す。地震応答解析終了時の最大せん断ひずみには各ケースそれぞれで異なる傾向が見られる。

岸壁天端変位が小さくなった Case2 では既設控え下端付近から前面の新設矢板下端にむけてひずみが発生して

いるのに対し、法線変位が大きくなった Case1 と Case3 では新設控え工の組杭背後に大きくひずみが発生していることが確認できる。ここで、自重解析終了時点の最大せん断ひずみの比較を見てみると、case2 では前面矢板背後に大きくひずみが発生しているのに対し、Case1 と Case3 では前面矢板背後のひずみが軽減されている代わりに、新設控え工背後に最大せん断ひずみが大きく生じていることが確認できる。地震応答解析前の応力状態が異なるため、case2 とその他の2ケースでは動的解析後の変位に差が生じたと考えられる。

また、Case1 と Case3 では自重解析終了時点の最大せん断ひずみは同程度となっているが、地震応答解析終了時の最大せん断ひずみ分布には違いが見られる。既設構造物が存在する Case3 では、既設の前面矢板と既設控え工に挟まれた部分におけるせん断ひずみが軽減されており、新設控え工背後の最大せん断ひずみの分布も少し異なっている。このことから、既設構造物をモデル化することにより、多少の地盤の変形は低減されていることが確認できた。

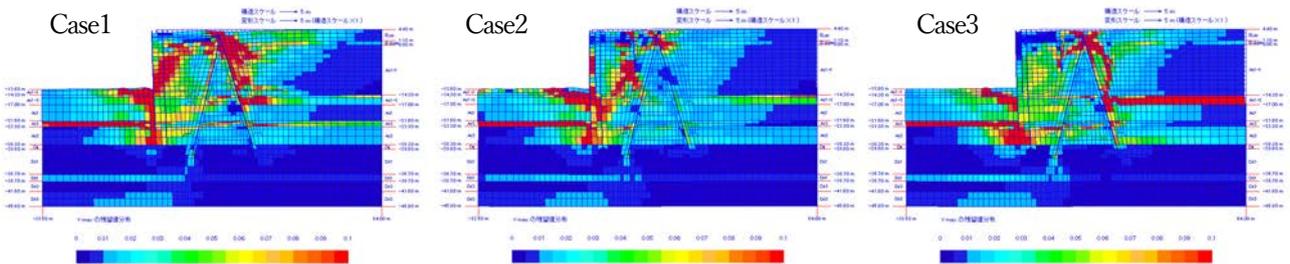


図-7 最大せん断ひずみの比較 (地震応答解析終了時)

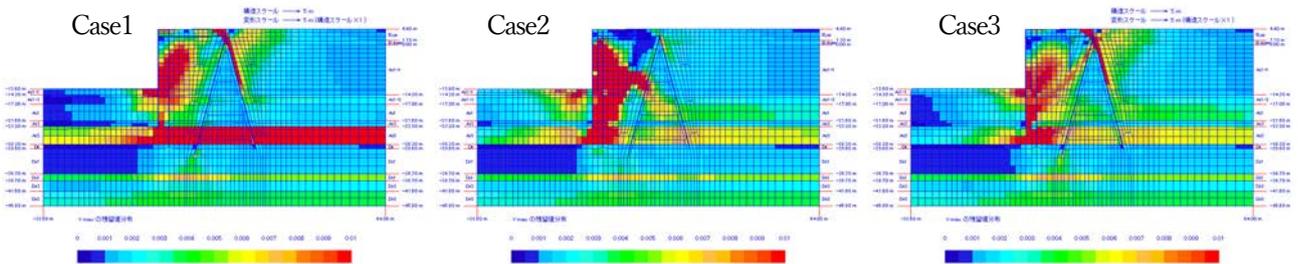


図-8 最大せん断ひずみの比較 (自重解析終了時)

(3) 施工過程を考慮した自重解析終了時の応力状態

前述の地盤の最大せん断ひずみの比較より、既設と新設構造の施工過程を詳細に考慮した Case2 では自重解析終了時点で他の2ケースと異なる傾向が見られた。ここで、Case2 の応力状態が新設および既設構造物の施工過程を考慮した影響によって他の2ケースと異なる傾向を示しているのかを確認するため、Case2 の自重解析において既設構造物が完成した段階（図-5 における3段階目終了時）と新設構造が完成した段階（図-8 で示した自重解析終了時、図-5 における6段階目終了時）における応力状態を比較する。それぞれの地盤の最大せん断ひずみと既設構造物に発生している曲げモーメントを図-9～図-12 に示す。なお、3段階目終了段階（図-9）の最大せん断応力については既設構造物の完成段階であるため、新設矢板や間詰部は存在せず、既設矢板の前面には改良時に掘削する土塊が示されている。

地盤の最大せん断ひずみおよび既設構造部材の曲げモーメントの両者において、3段階目終了時点と6段階目終了時点で同等の応力状態となっており、Case2 における新設構造完成時の応力状態は既存構造物が完成した段階においてほぼ形成されている。Case1 や Case3 においては既設構造物の存在や施工過程を省略しており、よって、自重解析終了時の地盤および構造の応力状態は Case2 と異なる傾向を示したと考えられる。

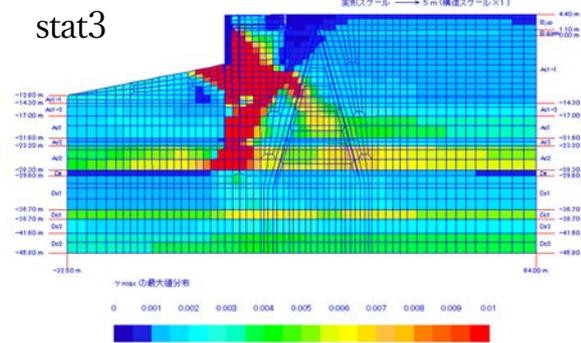


図-9 3段階目終了時における最大せん断ひずみ (Case2)

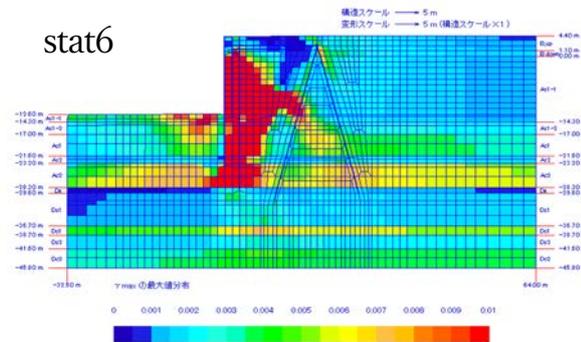


図-10 6段階目終了時における最大せん断ひずみ (Case2)

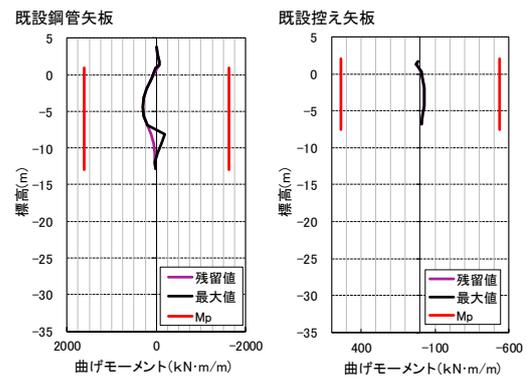


図-11 3段階目終了時における曲げモーメント

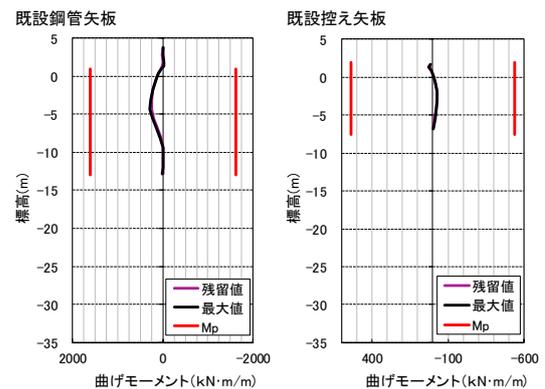


図-12 6段階目終了時における曲げモーメント

(4) 鋼材に作用する土圧

矢板にかかる土圧について整理した。地震応答解析終了時および自重解析終了時の結果を図-13 および図-14 に示す。矢板を表現する梁要素の海側および陸側に配置したジョイント要素の垂直応力を出力して土圧とみなし、矢板に対する土圧の作用方向が分かりやすいよう、各部材の海側に作用する土圧を負側の値として表示している。地震終了時（図-13）については複雑な挙動を示しており、明確な関係性は見出せないが、自重解析終了時（図-14）の新設矢板前後に作用する土圧の残留値については、Case2 および Case3 は Case1 と比較し、-13.0m までの既設矢板が存在する深度までは土圧が低減されていることが分かる。一方、既設矢板下端以深では Case1 の土圧が他の2ケースより小さくなっている。既設構造物のある Case2 と Case3 について、既設矢板の前背面にかかる土圧の差分をとって新設矢板の土圧に足し込んだものと Case1 の新設矢板にかかる土圧とを比較した（図-15）。Case3 についてのみ、既設矢板に生じる土圧の差分を新設矢板の土圧に足しこむことで、Case1 の結果に近づいた。よって、既設の構造物を施工過程を無視した状態で考慮したモデルにおいては、単純に既設が土圧を負担する分、新設の土圧が低減されていることが考えられる。一方、新設・既設構造物の施工過程を詳細に考慮したモデルに関しては、新設矢板に作用する土圧は単純に既設

矢板の負担分が低減されているのではなく、より複雑な挙動をしていることが考えられる。

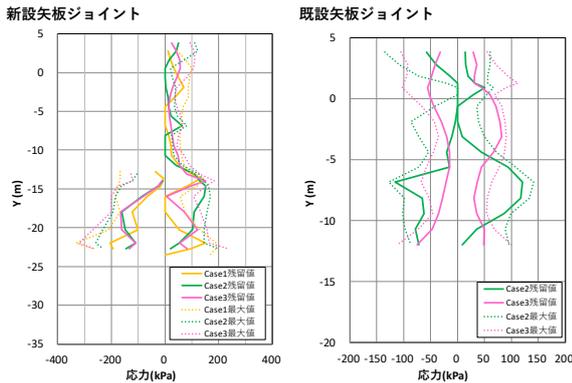


図-13 矢板に作用する土圧 (地震応答解析終了時)

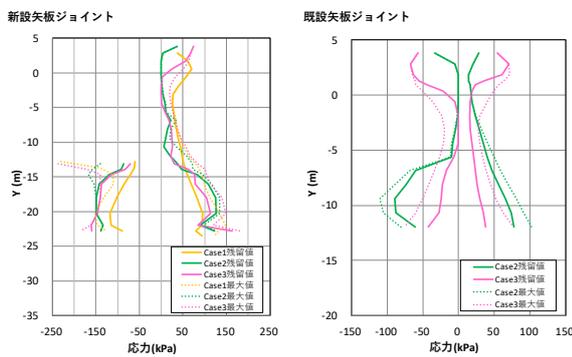


図-14 矢板に作用する土圧 (自重解析終了時)

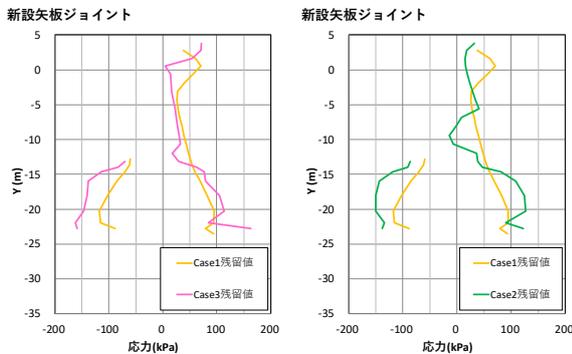


図-15 矢板に作用する土圧 (自重解析終了時)

(既設矢板海側・陸側土圧の差分+新設矢板の土圧)

(5) タイ材の張力

新設タイ材および既設タイ材について、各自重解析終了時と地震応答解析終了時に生じる張力をそれぞれ求め、新設タイ材取り付け点の反力開放値とともに整理した(表-5)。

a) 地震応答解析終了時

地震応答解析終了時(表-5)に着目すると、Case1では自重解析終了時点に比べて張力が増加していることが確認できる。Case2では自重解析終了時点で既設のタイ材に働いていた張力が激減し、その分新設のタイ材にかか

る張力がCase1の値と同じ程度まで増加している。また、Case3では既設タイ材にかかる張力および、新設のタイ材にかかる張力がともに増加しており、3ケースの中で最も大きな値となっている。これらの傾向についてより詳細な検討を以降で行う。

b) 自重解析時

FLIPを用いた控え矢板式岸壁の解析では、前述のように、各施工過程における地盤応力状態を模擬するため、矢板背後の埋立がある場合には、埋立土の自重を考慮する自重解析時に矢板のタイ材取付点における水平変位を拘束し、それにより生じた反力を次の段階で逆向きの節点力として加えることで解消させる⁹⁾。また、地盤の掘削等による応力解放を模擬する際等にも矢板に節点力を加える。当該モデルの自重解析においても、これらの考えに倣った解析を行っている。ここでは、矢板に加える力とそれに伴いタイ材に生じる張力の関係性に着目する。

自重解析終了時(表-5)について着目すると、Case1では新設のタイ材に3ケースの中で最も大きな張力が働いている。Case2では既設のタイ材に比較的大きな張力が働いており、その分新設のタイ材に働く張力が低減されていることが確認できる。また、Case3ではCase2ほど既設のタイ材に張力が働いておらず、新設のタイ材にはCase1に近い張力が働いている。

新設のタイ材に関してはどのケースにおいても解析段階が進むにつれて張力が増加しているが、地震応答解析実施前の自重解析終了時においては新設及び既設の改良過程を詳細に考慮したCase2はCase1およびCase3の半分以下となっており、また、Case1とCase3の差は小さい。既存タイ材については、自重解析終了時においてCase3での張力はCase2にくらべてかなり小さく、既存構造での矢板の変位を抑制するタイ材および控え矢板にあまり力が作用していないことが考えられる。

表-5 自重解析時および地震応答解析時のタイ材の張力

	張力(kN)			第3段階で タイ材取り付け点に 入力する反力	タイ材取り付け点 反力開放時の タイ材張力(kN)
	地震応答解析終了時 残留値	自重解析終了時 最大値	自重解析終了時 残留値		
Case1					
新設タイ	475.2	707.5	405.0	276.41	405.0
Case2					
新設タイ	465.2	624.5	157.6	210.02	117.1
既設タイ	58.85	122.1	122.1		132.9
Case3					
新設タイ	523.4	669.6	351.7	312.71	351.7
既設タイ	139.4	195.8	29.15		29.15

(6) 曲げモーメントおよび軸力の比較

自重解析終了時と地震応答解析終了時における鋼材ごとの曲げモーメントと軸力の深度分布について、各ケースの結果を重ね合わせたものを図-16～図-19に示す。ただし、クレーン基礎の梁要素については地震応答解析の段階で考慮するため、自重解析時には存在しない。

a) 地震応答解析終了時

地震応答解析終了時における新設鋼管矢板の結果より、岸壁天端の水平変位が大きくなった Case1 と Case3 に対して、変位が小さくなった Case2 においてモーメントが大きく発生していることが確認できる（図-16）。これは控え工により矢板頭部の変位を抑えられる分、鋼材への負担が大きく生じていると考えられる。また、最大モーメントの発生位置が Case2 では下方ヘシフトしているが、図-13において土圧が Case1 や Case3 と比べて大きくなっている箇所（緑の実線の-14mあたり）や、図-7においてせん断ひずみが大きく現れている位置（新設矢板前面の海底面より少し下の深度における新設矢板背後のせん断ひずみ）におおよそあたることを確認できる。既設構造物がない場合は新設矢板全体で背後の土圧を支えていたのに対し、新設・既設構造物の施工過程を詳細に考慮した解析を行うことによって既設構造物の前面矢板と控え工に挟まれた土が一体となって動き、背後土圧を一部既設が負担しながら新設矢板下部に力が作用している可能性も考えられる。なお、3ケースとも港湾の設計基準における矢板式岸壁の設計で用いられる静的な土圧を考慮した仮想梁法で想定されるモーメント分布とは異なるが、地震応答解析時には矢板の根入れ部から変位が生じていることが要因と考えられる。

b) 自重解析終了時点

自重解析終了時点の曲げモーメント（図-17）では、新設の控えの押し込み杭および引き抜き杭の-15m以浅において、Case1、Case3、Case2の順に大きい値となっている。図-8の自重解析終了時に Case1 および Case3 において新設控え背後の地盤に最大せん断ひずみが大きく出ており、新設および既設構造の詳細な施工過程を考慮した Case2 よりも新設の控え杭により大きい力が作用していると思像できる。一方、既存の前面矢板および控え矢板の曲げモーメントは、自重解析終了時において Case2 が Case3 よりも大きい。新設の控え組杭の軸力においては、押し込み杭及び引き抜き杭ともに Case1 と Case3 で同等の値となっているのに対し、Case2 では他の2ケースに比べて小さな値を示している（図-19）。

c) タイ材の張力との関係について

前項にまとめたタイ材の張力との関係について整理する。

地震応答解析時における新設タイ材にかかる張力の残

留値では Case3 が最も大きい値となっているが（表-5）、最大値を比較すると Case1 で最も大きな値となっている。これは軸力の結果にも表れており、図-18の地震応答解析後の軸力における押し込み杭および引き抜き杭では、実線で示す残留値については Case3 が最も大きくなっているが、破線で示す最大値は Case1 が最も大きくなっていることが確認できる。

多段階の自重解析終了時においては、前述の通り、新設タイ材の張力は施工過程を詳細に考慮した Case2 で小さく、Case1 と Case3 において大きい（表-5）。一方、新設控えの押し込み杭および引抜き杭の軸力においても、Case2 で小さい値となっており、Case1 と Case3 がより大きい傾向が見られる（図-19）。図-17より、押し込み杭および引抜き杭の-15m以浅の曲げモーメントにおいても、Case2 が最も小さく、少しの差はあるものの Case1 と Case3 においてより大きい。新設矢板の曲げモーメントはやや傾向が異なるものの、Case2 が最も小さく、Case1 が最も大きい。よって、新設タイ材だけでなく、新設矢板や控え杭からも、新設・既設構造の施工過程を詳細に考慮した Case2 において自重解析終了時の新設矢板構造に作用している力は最も小さく、施工過程を簡略化した Case3 ではより大きい力が作用し、既設構造を考慮していない Case1 に近い傾向にあると考えられる。

他方、自重解析終了時における既設タイ材の張力 Case2 においてより大きく、Case3 での張力はかなり小さい（表-5）。既設前面矢板および既設控え矢板の曲げモーメントも Case2 でより大きく、Case3 で小さい（図-17）。よって、自重解析終了時の既設構造においては、新設構造とは対照的に、新設・既設構造の施工過程を詳細に考慮した Case2 において、施工過程を簡略化した Case3 よりも大きい力が作用したと考えられる。

以上のことから、新設および既設構造の施工過程を詳細に考慮した Case2 においては既設構造と新設構造にバランスよく荷重が作用し、ともに荷重に抵抗することによって地震時の変形量が低減したことが想像される。一方、既設構造と新設構造を同時に考慮して自重解析を実施した Case3 においては、自重解析時に構造的により強固な新設矢板構造に多くの荷重が作用して既存矢板岸壁構造に十分に力が伝わらず、その安定性のほとんどが新設矢板構造のみによって保たれていたために、Case2 よりも地震時変形量が大きくなったと考えられる。また、主に新設構造だけで安定性が保たれているという Case3 の状態は、既存構造を考慮せずに新設構造だけとした Case1 に類似した状態と考えられ、よって、地震時変形量も同等となったことが考えられる。

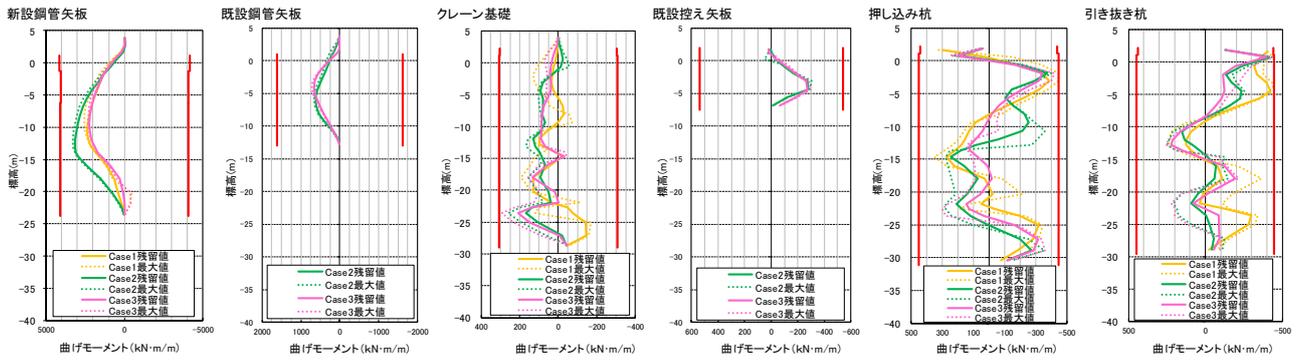


図-16 曲げモーメントの重ね合わせ_地震応答解析終了時

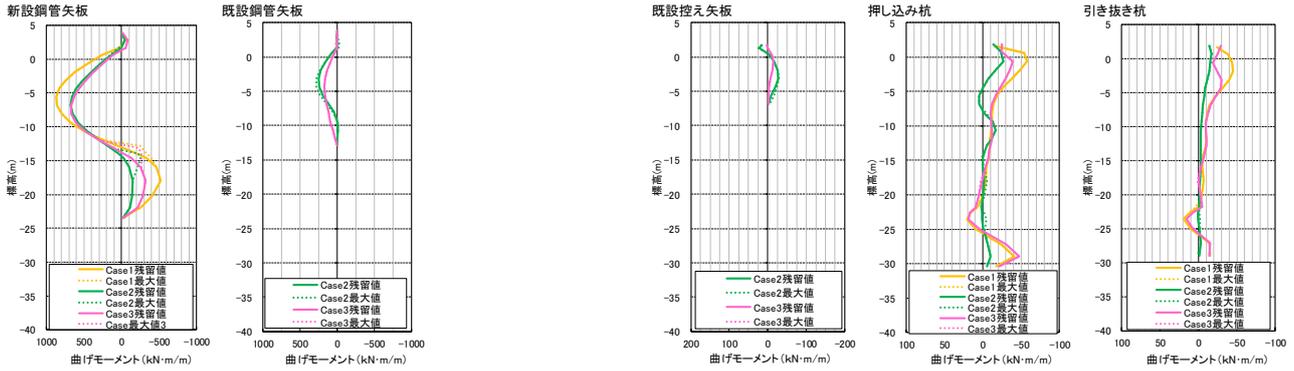


図-17 曲げモーメントの重ね合わせ_自重解析終了時

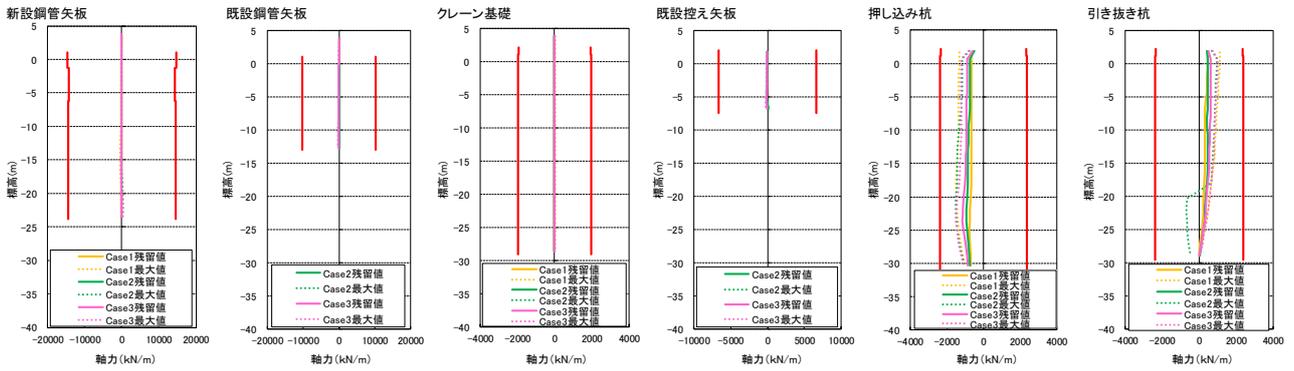


図-18 軸力の重ね合わせ_地震応答解析終了時

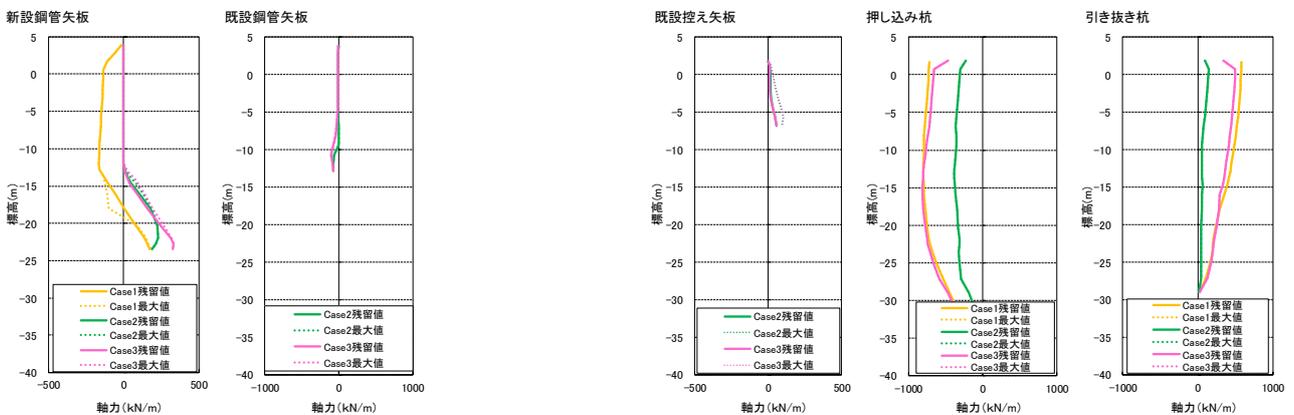


図-19 軸力の重ね合わせ_自重解析終了時

4. まとめ

本研究では、既存の控え矢板式係船岸の前面に新設矢板を打設する改良設計の解析において、既存構造物の考慮の有無や考慮方法の違いによる解析結果への影響について検討を行った。既設の矢板式構造物を考慮した場合と考慮しない場合では、岸壁天端の変位や曲げモーメントに明確な違いが見られた。新設および既設構造をモデル化してその施工過程を詳細に考慮したケースでは岸壁変形量は最も小さくなった。既設構造をモデル化せずに新設構造のみを考慮したケースでは、岸壁変形量は大きくなり安全側の設計となるが、矢板に生じる最大の曲げモーメントは小さくなった。新設・既設構造の詳細な詳細な施工過程を考慮せずに自重解析時にそれらを同時に考慮したケースでは、新設構造のみの場合と結果が類似した。

新設・既設矢板構造の詳細な施工過程を考慮したケースでは、新設構造完成時の応力状態は既存構造物が完成した段階においてほぼ形成されており、既設構造物の存在や施工過程を省略したケースではそのような解析段階が無いために自重解析終了時の応力状態は異なる傾向を示した。詳細な施工過程を考慮したケースでは、自重解析終了時において既設構造により大きい力が作用し、新設構造に作用する力は低減されたが、施工過程を簡略化したケースでは既設構造にあまり力がかからない状態となった。よって、新設および既設構造の施工過程を詳細に考慮したケースでは既設構造と新設構造にバランスよく荷重が作用し、ともに荷重に抵抗することによって地震時の変形量が低減したが、施工過程を簡略化したケースでは自重解析時に既設矢板岸壁構造に十分に力が伝わらなかったために地震時変形量が増大したと考えられる。また、施工過程を簡略化したケースでは、その安定性のほとんどが新設矢板構造のみによって保たれ、既設構造を考慮しないケースと類似した状態となったために地震時変形量も同等となったと考えられる。以上のことから、矢板式係船岸を新たな矢板式構造で改良する場合において、既設構造物を含めてモデル化する場合においても、詳細な施工過程を考慮しない場合には既設構造の影響を見込むことができないことが明らかとなった。

本研究では既存の控え矢板式係船岸の前面の新設矢板

と控え工による改良について検討し、上記のようなより詳細な施工過程の考慮が重要であるという結論を得たが、これは、既設構造の違いや新設矢板および控え工の配置によっても結果が異なる可能性がある。係船岸の改良には様々なものがあり、条件および諸元の異なる改良においては、またそれ合わせたモデル化及び施工過程等の影響性検討が必要と考えられる。

謝辞：本研究の一部は（一社）日本鉄鋼連盟の鋼構造研究・教育助成を受けて実施したものである。また、（一社）鋼管杭・鋼矢板技術協会港湾河川技術委員会およびそのメンバーである塩崎禎郎氏との多くの有意義な議論をもとに研究を進めました。ここに記して関係の皆様へ深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 高野向後, 宮田正史, 藤井敦, 井山繁, 加藤絵万, 山路徹, 坂田憲治: 既存の港湾施設の改良における設計上の留意事項に関する検討～外郭施設及び係留施設を対象として～, 国土技術政策総合研究所資料, No.944, 2017.
- 2) 田端優憲, 宮田正史, 水谷崇亮, 松村聡, 鍵本慎太郎, 高野向後, 岡元渉: 既存係留施設の改良工法選定および改良設計に関する基本的な考え方, 国土技術政策総合研究所資料, No. 996, 2017.
- 3) 菅野高弘, 野末康博, 塩崎禎郎, 小濱英司: 地震による岸壁の被災・復旧工法・耐震補強工法, 港湾空港技術研究所資料, No.1145, 2006.
- 4) S. Iai, Y. Matsunaga, T. Kameoka (1992). Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, 32(2): 1-15.
- 5) 三輪滋, 小堤治, 池田隆明, 岡由剛, 井合進: 初期応力状態を考慮した有効応力解析による鋼矢板岸壁の地震被害の評価, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.369-380, 2003.
- 6) FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ WG: FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ, 2011.
- 7) (一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会: 東日本大震災 2 次報告書, 2012

(Received ?, 2019)
(Accepted ?, 2019)

EXAMINATION OF EFFECT OF EXISTING STRUCTURE MODELING IN SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF AN IMPROVED SHEET PILE QUAY WALL

Azusa TSUTSUMI and Eiji KOHAMA

In the seismic response analysis of a sheet pile quay wall improved by new sheet piles with anchor piles, influence of the existing structures on analysis results was examined in this study. In the case of modeling only the new structures that is often used in general practice, the analysis result shows larger deformation on the safe side but smaller bending moment generated in the new sheet pile. In the case of modeling the new and existing structure, the displacement of the quay was suppressed when the construction process of the existing and new structures was taken into account in detail. On the other hand, when construction process was simplified in the analysis model, the results were similar to the case where only the new structure was modeled. Therefore, in the improvement of a sheet pile quay wall with a new sheet pile structure, it was revealed that the effect of the existing structure could not be expected without considering the detailed construction process even if the existing structure was modeled.