

全国初！疑似重力式構造を採用した 耐震強化岸壁の整備について

長田康輝¹・下田義治²・森下倫明³

¹三河港湾事務所 企画調整課 (〒441-8075 豊橋市神野ふ頭町1番地1)

²三河港湾事務所 工務課 (〒441-8075 豊橋市神野ふ頭町1番地1)

³三河港湾事務所 企画調整課 (〒441-8075 豊橋市神野ふ頭町1番地1)

当事務所では、岸壁の延長不足及びふ頭用地の貨物の混在等を解消するため「ふ頭再編事業」を進めており、既設護岸を水深12mの耐震強化岸壁として整備した。岸壁は、元々陸地化されている特性を活かし、全国初の疑似重力式構造（原地盤を地盤改良で連続固化処理した構造）を採用した。疑似重力式構造の設計では、複数の構造等を組み合わせることで、新たな設計体系を構築した。また、一連の施工において、固化改良体の一体性及び地盤改良による影響の確認を行い、疑似重力式構造の信頼性を向上させることが出来た。

キーワード：疑似重力式、耐震強化岸壁、設計体系、固化改良体

1. はじめに

三河港は、我が国を代表する完成自動車の輸出入拠点である。一方で、神野地区では、自動車運搬船（船長約200m）に対して、岸壁の延長不足によって同時着岸が制限されていた（図-1）。そのため、船舶の待待ちが発生するなど、非効率な輸送を余儀なくされていた。

また、神野地区周辺には、今後発生が懸念される南海トラフの巨大地震に耐えられる耐震強化岸壁がない状況であった。そのため、緊急物資を輸送するための耐震強化岸壁の早期整備が求められていた。

以上のことから、当事務所では、平成26年度より神野地区における「ふ頭再編改良事業(図-2)」に着手し、7号岸壁の西側に隣接する区域で、水深12mの耐震強化岸壁の整備を進めてきた。

今回整備する耐震強化岸壁では、複数の構造形式の中から、既設構造物の活用や供用中の隣接施設への影響等を理由に、全国初の疑似重力式構造が採用された。

疑似重力式は、地盤改良により一体的に地盤を固化処理することで、大きなひとつの固化改良体を形成する構造である。しかし、その設計には前例が無く、固化改良体の照査手法も含めた設計体系の構築が課題であった。

加えて、施工中に地盤を一体的に固化することが出来たか、その際の施工による変位の影響が無かったか等、施工中及び施工後の品質確認も重要であった。

そのため、本報告では、全国初の疑似重力式構造の設計における新たな設計体系の構築、施工における固化改良体の一体性及び地盤改良による影響の確認結果について紹介する。

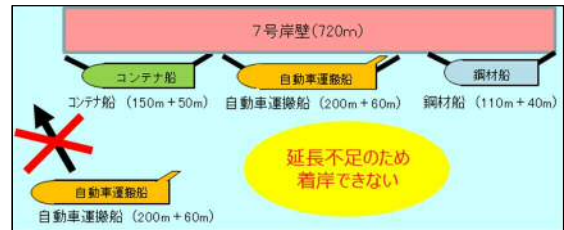


図-1 岸壁の延長不足による自動車運搬船の着岸制限



図-2 神野地区におけるふ頭再編のイメージ

2. 疑似重力式構造の設計体系の構築

(1) 耐震強化岸壁の構造形式の選定

多数の構造形式の中から、成立断面が比較的安価であったケーソン式、鋼矢板式、疑似重力式の3構造について、比較を行った。構造形式の選定に当たっては、①構造の実績、②陸地及び海域への影響、③既設建造物の活用、④施工コストを要件として設定した。

①構造の実績について、ケーソン式及び鋼矢板式は従来から全国的に採用されている。一方で、疑似重力式が耐震強化岸壁の本体構造に採用された実績はない。

②陸地及び海域への影響について、ケーソン式ではケーソン本体の据付時、鋼矢板式では本体鋼管矢板の打設時に、大きな作業船を要し、長期間の海上作業が必要である。一方で、事業対象区間が既に陸域化(図-3)されており、疑似重力式は主工種である地盤改良が陸上から施工出来る。そのため、ほぼ海上での作業がなく、供用中の隣接施設の荷役作業への影響が最も少ない。

③既設建造物の活用について、神野地区には元々護岸があったことから、疑似重力式のみ既設鋼矢板の一部を活用することが出来る。

④施工コストについて、疑似重力式が比較的安価な地盤改良工法を選択出来ることから、最も安価であった。

以上のことから、構造の実績はほぼなく、岸壁本体としての採用は全国初となるものの、他の全項目で優れていた疑似重力式構造を選定した(表-1)。



図-3 工事前の事業対象区間の状況

表-1 構造形式の比較結果

構造形式	ケーソン式 (重力式)	鋼矢板式	疑似重力式
構造の実績	◎	◎	△
陸地・海域への影響	△	△	○
既設建造物の活用	△	△	◎
施工コスト	△	○	◎
比較結果	不採用	不採用	採用

(2) 疑似重力式構造の設計

a) 構造の考え方

本来、地盤改良は、主に構造物への土圧軽減、砂質地盤に対する液状化防止を目的として、実施する。一方、本事業で採用した疑似重力式は、地盤改良により一体的に地盤を固化処理することで、一定強度を有した大きなひとつの固化改良体を形成し、その塊を重力式構造物相当の本体構造とする考え方である(図-4)。今回の造成する固化改良体は最大で幅30m、高さ20.8mであり、その大きさのコンクリート塊の自重で、地震や土圧等の外力に対し持ちこたえるのが特徴である。加えて、固化改良体として必要な強度も地盤改良としては一般的な深層混合処理工法等を用いることで、十分満足出来るという利点もある。

また、固化改良体と上部コンクリートの一体性を高める構造上の工夫として、形状をある程度自由に出来る固化改良体の施工性の良さを活かし、固化改良体上部にホゾ穴(図-4)を設けた。

加えて、地盤改良により造成した固化改良体は、波浪等の浸食に弱いため、既設護岸に使用されていた鋼矢板を保護材として有効活用することとした。

b) 設計照査の結果

疑似重力式構造の設計前例は無い。そのため、永続・変動状態(静的照査)の設計では「港湾の施設の技術上の基準・同解説」を準拠し、複数の構造等を組み合わせ(表-2)、その安定性等を確認した。



図-4 疑似重力式構造の概念図

表-2 静的照査における構造・工法の組合せ

項目	準拠した構造・工法
固化改良体の安定性	重力式係船岸
上部コンクリートの安定性	重力式係船岸
前面鋼矢板の安定性	矢板式係船岸
固化改良体の強度等	深層混合処理工法

疑似重力式構造のミソとなる固化改良体の照査は、主外力が土圧である永続状態と主外力がレベル1地震動である変動状態に対して、壁体の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力不足による破壊が発生しないように行った。変動状態における照査結果の一例を表-3に示す。全項目で、耐力が発生外力を上回り、構造の安定性が確保出来た。

次に、耐震強化岸壁としての性能を確認するため、静的照査により決定した断面に対し、レベル2地震動（海溝型、活断層型、M6.5直下型）に対する地震応答解析（動的照査）を実施した。南海トラフの巨大地震における照査結果を表-4に示す。全項目で許容値以内となった。

なお、参考として全国に先駆けて採用した疑似重力式構造の設計フローを図-5に示す。

表-3 固化改良体の静的照査（変動状態）の結果

検討項目	発生外力	耐力	判定
滑動	2,928kN/m	5,598kN/m	○
転倒	36,761kN・m/m	95,019kN・m/m	○
基礎地盤の支持力	527kN/m ²	1,858kN/m ²	○

※上載荷重有り、R.W.L+2.40m、クレーン有りのケース

表-4 動的照査の結果（南海トラフの巨大地震の場合）

位置	検討項目	解析値	許容値	判定	
岸壁 法線	残留	水平	37cm	100cm	○
	変形	鉛直	21cm	—	—
		傾斜角	0.36°	3°	○
改良体	せん断耐力	185kpa	400kpa	○	
内応力	支圧強度	487kpa	800kpa	○	
鋼矢板	発生モーメント	176kN/m	505kN/m	○	

※既設-4m護岸のケース

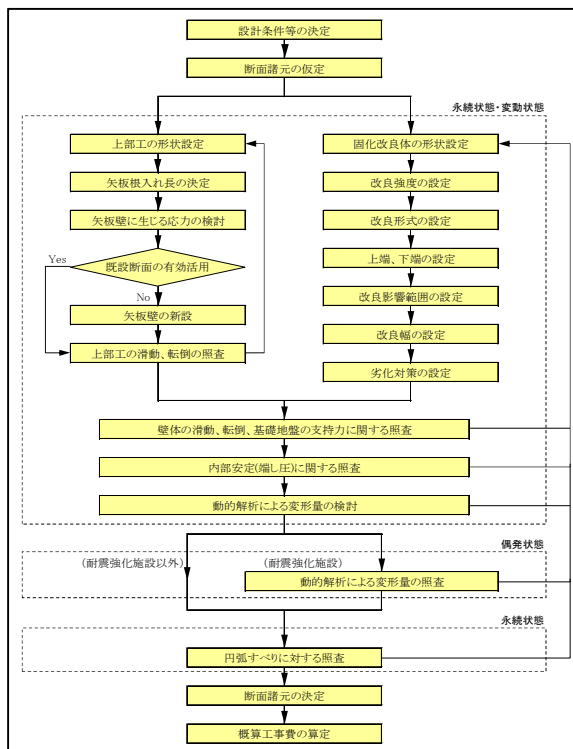


図-5 疑似重力式構造の設計フロー

3. 信頼性向上のための施工上の品質確認

2.のとおり、新しい設計の妥当性を確認したものの、過去に前例がない構造のため、施工中及び施工後の品質確認が重要である。本構造で特に確認すべきポイントは、一体的に地盤を固化することが出来たかどうか、また、その際の施工による影響が無かったかどうかであった。

(1) 固化改良体の一体性の確認

疑似重力式構造は、ほぼ隙間なく地盤改良を行うことで地盤を一体化する構造（ブロック式）であることから、固化処理した改良体の一体性が非常に重要である。

そのため、固化改良体が本体構造として機能するよう適切に施工されているか否かを確認する必要がある。試験施工において、一体化の最も弱点となる、個々の地盤改良体のラップ部分で、鉛直方向のボーリングを実施し、一軸圧縮強度試験を行った。その結果、設計上満足すべき基準強度（1,000kN/m²）を上回る結果であった。

加えて、固化改良体全体の一体性を確認する目的で、通常は行わない斜め方向のボーリングも実施した。結果は、図-7のとおり、全体を通して接合状態に連続性があり、固化体の品質も良好であった。

以上の結果から、個々の地盤改良体が確実に繋がっており、固化改良体の一体性が確認出来た。

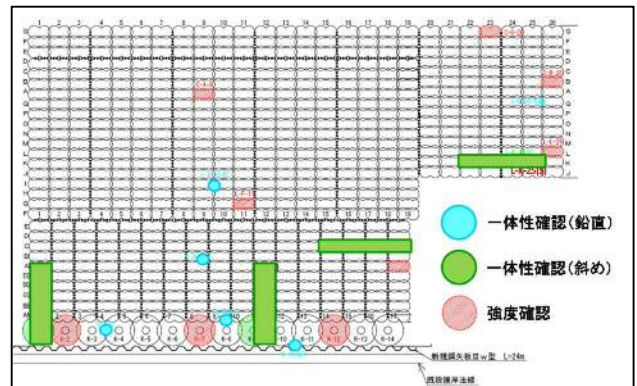


図-6 試験施工におけるボーリングの実施箇所

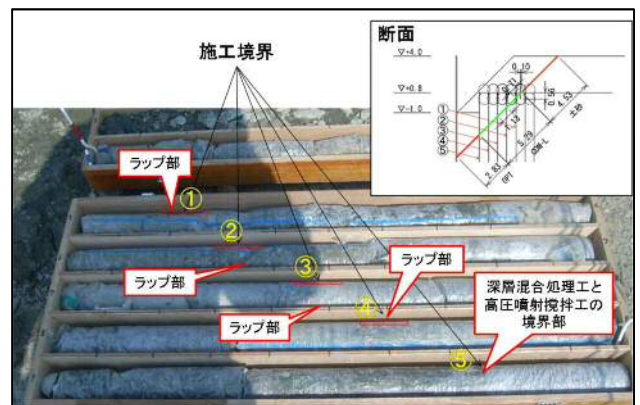


図-7 固化改良体ラップ部の接合状態（斜めボーリング）

(2) 地盤改良による変位の影響の確認

疑似重力式構造は、高密度（改良率92%）で施工を行うことから、施工による変位の影響が懸念される。そのため、地盤改良の一部で変位抑制工法を採用するとともに、地盤改良が鋼矢板等の既設構造物や地中変位に影響を与えないかを確認する必要があった。

以上の理由から、通常行われる鋼矢板天端面における変位計測に加え、施工期間中の前面鋼矢板のひずみ観測及び地盤の傾斜観測を実施した。

a) ひずみ計の観測結果

ひずみ計は、最も剛性の小さい鋼矢板（SP-III_w型）に、計20ヶ所（D.L.+1.0m～-18.0m迄1m間隔）設置した。

ひずみ観測において、特に影響の大きかった前面泊地浚渫時の結果を図-9に示す。水深4mの現地盤から水深12mに増深した際、鋼矢板前面の受働土圧が解放され、約1.6mm程度のひずみが発生した。このひずみを矢板変位に換算すると、増加変位量は約5cm、累計変位量は約8cmとなった。残留水圧等の外力を等分布荷重に置き換え、上部コンクリートの下端と海底面（水深12.6m）間を単純梁でモデル化し、最大曲げモーメント発生時の水平変位量を計算した結果、約12cmであった。そのことから、観測値が理論値以内の結果であったことが分かった。なお、観測上の最大曲げモーメント発生深度は水深6.0～7.0m付近であり、上述の計算とも概ね一致していたことから、計算過程の妥当性も確認出来た。

以上の結果から、事業期間を通じて、地盤改良が前面鋼矢板へ及ぼす影響に問題がないことが確認された。

b) 傾斜計の観測結果

傾斜計は、理論上地盤改良の影響が及ばない範囲である地盤改良背後に2箇所、前面鋼矢板と地盤改良が隣接する場所に1箇所、設置した。

傾斜観測において、地盤改良の影響範囲外に設置され、特に影響の大きかった前面泊地浚渫時の結果を図-10に示す。相対的な変形が1mm以下であり、ほぼ変化していない結果となった。このことから、今回の地盤改良の施工において、過剰に地中変位を及ぼす力が発生していないことが確認された。

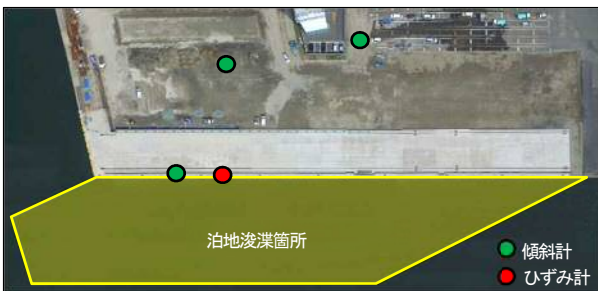


図-8 ひずみ計・傾斜計の位置

4. おわりに

完成した耐震強化岸壁は、全国初の疑似重力式構造を採用した。疑似重力式構造の設計では、既存の構造等を組み合わせることで、新たな設計体系を構築し、安定性等の照査を行った。また、施工時に行った固化改良体の一体性及び地盤改良の影響の確認結果は全く問題なく、これにより疑似重力式構造の信頼性がより高まった。そのため、疑似重力式構造は、今回の設計・施工を経て、今後の岸壁設計における選択肢のひとつとして、確立されたものと考えている。

平成30年6月2日には、本施設の供用式典が行われた。今後、耐震強化岸壁の利用とそれに伴うふ頭再編によって、背後地域の国際競争力の向上や地域住民の安全安心の向上に貢献することが期待される。

謝辞：本報告の作成にあたり、ご指導・ご協力を頂いた関係者の方々に深く感謝し、御礼申し上げます。

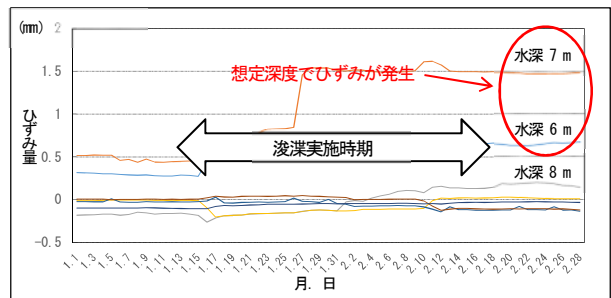


図-9 浚渫時のひずみ計の計測結果

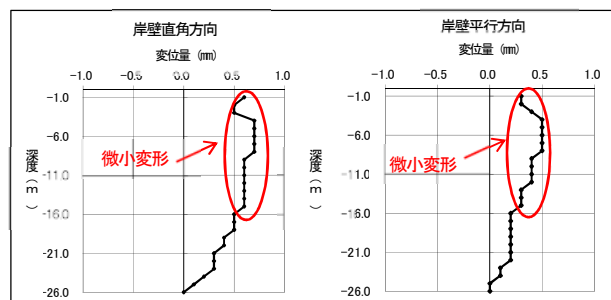


図-10 地盤改良時の傾斜計の計測結果（最大値）



写真-1 完成した耐震強化岸壁