

既存施設を活用した耐震強化岸壁の整備について

仲井 秀樹¹・岩田 直樹²

¹近畿地方整備局 大阪港湾・空港整備事務所 前任建設管理官室 (〒552-0007 大阪府大阪市弁天 1-2-1-1500)

²近畿地方整備局 大阪港湾・空港整備事務所 前任建設管理官室 (〒552-0007 大阪府大阪市弁天 1-2-1-1500)

関西経済の発展に伴い増大する物流需要への対応及び大規模地震発生時の緊急物資海上輸送ルートを確認するため、堺泉北港堺2区において耐震強化岸壁を整備した。本岸壁は、建設から約40年を経過した既存護岸を活用した構造となっているため、耐震性の向上や老朽化に伴う耐力低下、施工時安定の確保に課題があった。また、施工中の調査で既存建造物の想定以上の変形・損耗が明らかとなり設計の見直しが生じた。

本稿では、既存ストック活用した施設整備の一事例として、工事の技術的特徴について報告する。

キーワード : 既存施設の活用, 計測管理施工, 施工事例

1. はじめに

堺泉北港は大型液晶パネル工場や太陽光発電パネルを製造するコンビナートの立地、中古自動車の取扱増加などにより、関西経済の発展を担う活気あふれるエリアとして期待されており、近年、既存岸壁の能力不足が顕著なものとなってきている。さらに、京阪神都市圏では東南海・南海地震や上町断層をはじめとする内陸部断層型地震の大規模地震発生が危惧されており、同港堺2区において大規模地震発生時に被災地への緊急物資輸送活動や救援活動の拠点となる基幹的広域防災拠点の整備を進めている。

こうした背景のもと、本事業は今後増大する物流需要への対応及び大規模地震発生時の緊急物資海上輸送ルートを確認するため、堺2区(図-1)において建設から約40年を経過した既存護岸を活用し耐震強化岸壁を整備したものである。

本稿では、既存ストックを活用した施設整備の一事例として、工事の技術的特徴である「既存護岸を活用した合理的な構造形式」、「計測管理施工による安全確保」、「既存鋼矢板損耗への対応」について報告する。

『微な修復による使用性』を確保するため、残留変形量の限界値として100cm程度と設定している。



図-1 位置図

表-1 岸壁諸元

水 深	DL-7.5m
施 設 延 長	190m (標準部130m+取付部60m)
対 象 船 舶	貨物船 5,000DWT
入 力 地 震 動	L1: 堺泉北港レベル1地震動 L2: 東南海・南海地震 上町断層地震

2. 事業概要

岸壁諸元を表-1に示す。本施設は『(特定)緊急物資輸送対応の耐震強化岸壁』である。その要求性能として『軽

3. 既存護岸を活用した合理的な構造形式

本岸壁は、既存護岸を活用し、その前面に岸壁を整備するものである。活用にあたって、既存護岸の耐震性能、経年による耐力低下等を照査し、構造形式の検討を行った。図-2に既存護岸断面図を図-3に想定土層を示す。

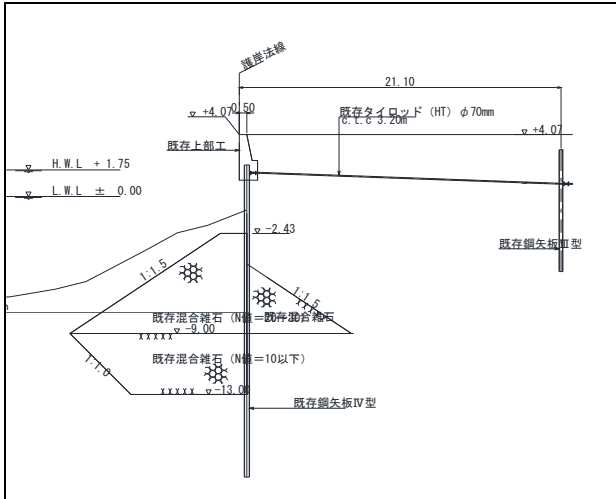


図-2 既存護岸断面図

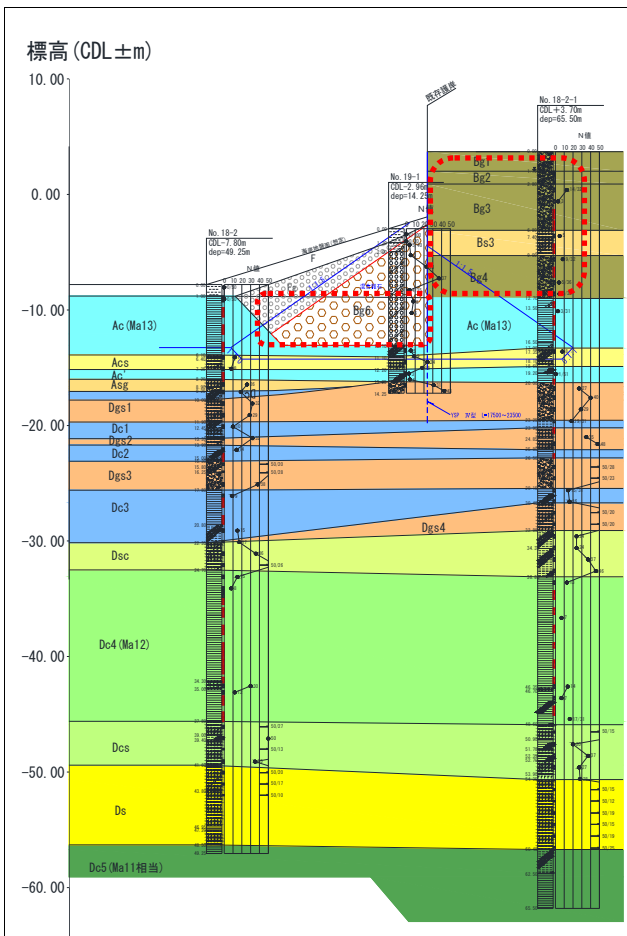


図-3 想定土層図

(1) 既存護岸の耐震性確保

a) 概要

既存護岸（控え式鋼矢板護岸）は、背後の土圧に対し、控え工と根入れ前面の受働土圧によって支える構造であり、常時及び地震時（レベル1）に対して安定性を確保している。

今回、新設岸壁の耐震性能にあわせレベル2地震時の照査を行ったところ、鋼矢板の根入れ長不足、鋼矢板・タイロッドの強度不足が明らかとなった。

b) 対策工法

対策として、既存構造自体を直接補強し耐力を増加させる方法や受働土圧増加による発生応力を低下させる方法が考えられる。

前者の場合、鋼矢板の継板やタイロッド（控え工）の追加など施工が複雑かつ高コストとなるので、後者の比較的安価で容易な前面捨石による補強工法を検討することとした。

前面水深を確保するため、捨石天端幅、高さに制約があり、結果として重力式傾斜堤として護岸の安定を確保した。

(2) 背後地盤の液状化対策

a) 概要

既存護岸背後は、緩い粘土混じり砂礫、粘土質砂から成る埋立地である。等価N値と等価加速度による液状化の予測・判定を行ったところ、既存護岸背後の埋立土が液状化することが明らかとなった。

二次元FEM有効応力解析を行ったところ、液状化に伴う土圧増加により、残留変形量が限界値を上回ることが確認された。

b) 対策工法

地盤改良による液状化対策は、大きく分けると締固、固化、排水の3つの工法がある。それぞれ代表的な工法について、経済性、施工性、環境性を比較検討した結果、施工時に周辺地盤の変位が懸念されるものの、最も安価なサンドコンパクションパイル工法（以下、SCPという。）による地盤改良を採用した。

(3) 既存捨石部の改良

a) 概要

既存護岸前面捨石の-9.0m以深部でN値が10未満を示す箇所があり、地震時の安定性が確保できないため、捨石層の強度を増加させる必要があった。

b) 対策工法

対象地盤は、緩く詰まった空隙の多い地盤である。締固工法や固化工法では、締固材（固化材）が空隙に逸脱し、十分な改良効果が得られない恐れがあるため、軟弱地盤を撤去し、材料を置き換える置換工法を採用した。

(4) 既存鋼矢板の腐食に対する施工時の安定検討

a) 概要

既存護岸は建設後約40年を経過しており、鋼矢板の腐食による耐力低下も考えられたため、鋼矢板の肉厚測定を行った。表-2に肉厚測定結果を示す。一部鋼矢板には、1/3以下まで肉厚が減少している箇所も見られた。

床掘時の安定検討を行ったところ、受働土圧の減少、作用位置の深度化により増加する鋼矢板の発生応力が増加する。現状ではDL-13.0mまで床掘が不可能であり、鋼矢板の補強工法および施工手順の検討が必要であった。

b) 対策工法

施工時の短期荷重に対して安定性を保つため、鋼矢板前面にH形鋼を打設、腹起し、コンクリートにて一体化させ背後土圧に抵抗する補強工法を採用した(図-4)。床掘による受働土圧の減少に対し、複数段の腹起しを設置する必要があるため、既存護岸の安定性を確保できるような段階施工手順を立案し、施工を進めることとした。

しかしながら、段階施工において“床掘後(DL-13.0m)～腹起し設置による一体化”迄は護岸安定性の確保ができないため、鋼矢板背後の土圧軽減対策として深層混合固化処理工法(セメント注入攪拌)を併用し、土圧軽減と液状化対策双方に対応する施工法を採用した。

(5) 標準断面の決定

本体構造は、既存護岸を土留護岸として活用するため、栈橋式(RC、PC、ジャケット式、ストラット式)と重力式ゲタッチドピアを比較検討し、経済性・耐震性に優れたRC栈橋式を採用した。

表-2 肉厚測定結果

(単位: mm)

測定位置		上	中	下	平均
No.0	凸部	12.4	13.1	13.0	12.7
	凹部	13.3	12.0	12.1	
No.2+5m	凸部	4.4	8.9	5.9	6.2
	凹部	6.9	5.5	5.8	
No.4+5m	凸部	11.8	5.0	12.3	9.8
	凹部	13.3	4.4	11.8	
No.6+5m	凸部	6.2	12.5	11.2	10.4
	凹部	10.4	10.2	11.9	
No.8+5m	凸部	11.6	9.1	13.3	10.3
	凹部	7.1	6.7	14.2	
No.10+5m	凸部	13.1	5.2	14.6	10.3
	凹部	8.9	6.5	13.8	
No.12+5m	凸部	11.3	6.8	13.1	10.5
	凹部	11.6	7.4	13.0	
No.14+5m	凸部	14.4	11.1	13.6	13.4
	凹部	14.6	12.4	14.5	
No.16+5m	凸部	13.5	14.3	14.3	14.5
	凹部	14.8	15.1	14.9	
No.19	凸部	13.6	14.4	14.4	14.0
	凹部	13.1	14.4	14.1	

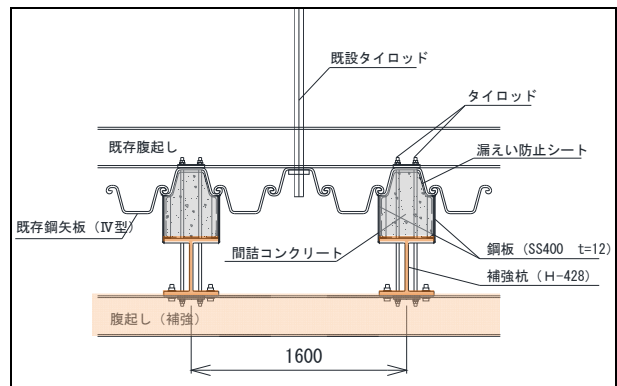
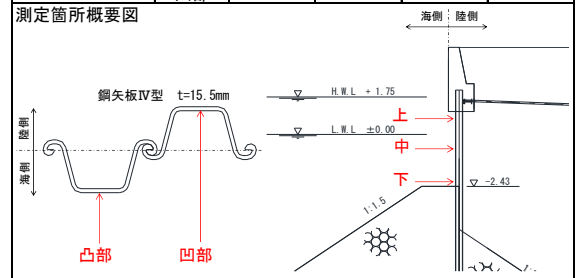


図-4 H形鋼補強平面図

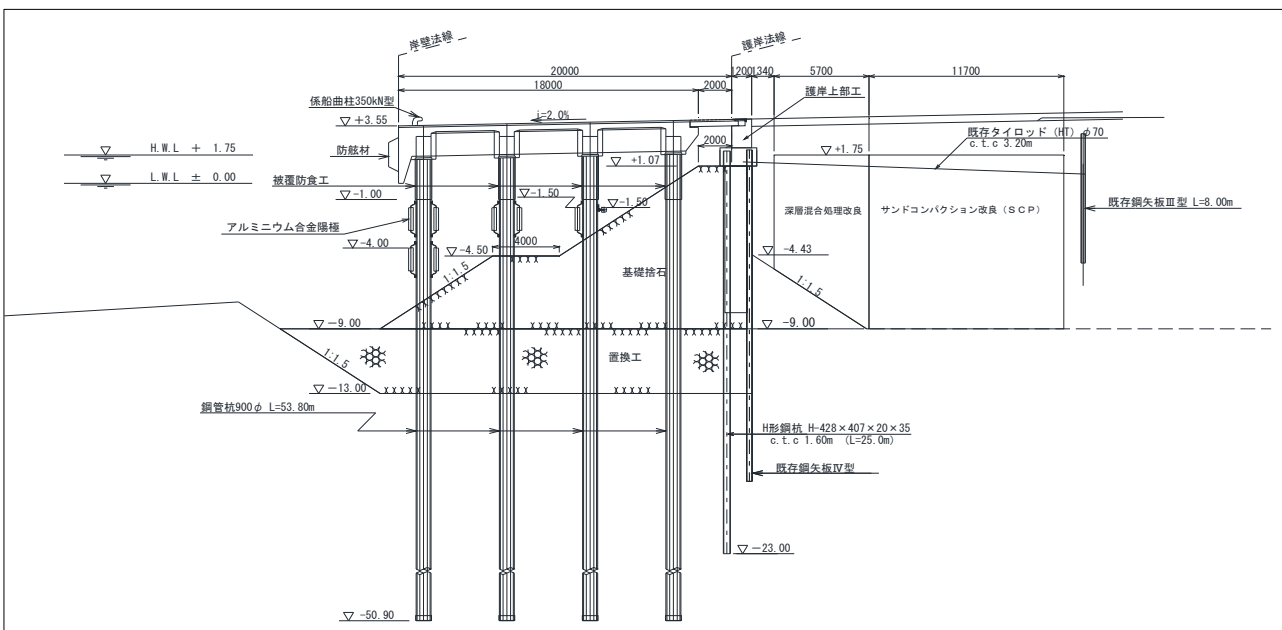


図-5 標準断面図

4. 計測管理施工による安全確保

3. (4) 施工時の安定検討では、短期荷重として部材の許容応力の割増を行っている。そのうえ、土質の不連続性や既存鋼矢板の想定以上の腐食（不可視部）などによる変状も懸念されたため、施工段階ごとの試験施工の実施、計測管理施工による安全確保を行うこととした。

(1) 計測管理項目

控え式鋼矢板護岸の変形形態（図-6）は、①矢板のはらみだし、②矢板下端の跳ね上がり、③タイロッド・控え工の変形が複合的に生じる。不可視部分の変形を把握するため、既存鋼矢板の直背後に挿入式傾斜計を設置し、深度方向1mピッチで計測管理を行った。

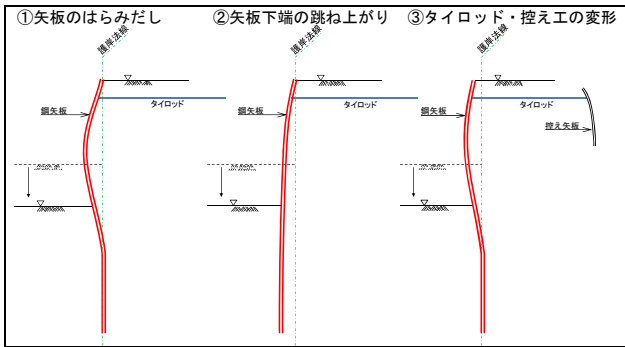


図-6 変形形態イメージ

(2) 計測頻度

設計時の安定検討を踏まえ、影響度合いに応じた鋼矢板変位の計測頻度を設定した。

a) 1次・2次床掘

護岸の押えではない堆積土砂の掘削を行うものであり、影響は少ないことが予測されるため、「1回/週」を基本とする。

b) 1次石材撤去

護岸の押え捨石（混合雑石）の撤去となるため、掘削時に受働土圧が減少する。設計計算結果で、応力に余裕が見られるため、「1回/日」を基本とする。

c) H形鋼打設

バイブロハンマ打設による振動影響が懸念されるため、「1回/日」を基本とする。

d) H形鋼連結

既存護岸の補強を行うものであり、護岸自体への影響が少ないため、「1回/週」を基本とする。

e) 2次・3次石材撤去

護岸の押え捨石（混合雑石）の撤去であり、設計計算結果からも許容応力に近い応力が発生することが想定されるため、「3回/日」を基本とする。

f) 3次床掘・置換

補強後（連結完了後）の作業で影響は小さいため、「1回/週」を基本とする。

(3) 管理指標・管理基準値

管理の指標として、変位と応力度の2つが考えられた。変位を指標とする場合、傾斜計計測で得られる傾斜角より比較的容易に整理が行える利点がある。しかしながら、解析における深度毎の変位は一定の仮定に基づき推定されるものであり、複合的な変形を生じる場合の管理基準値の設定が困難である。

一方、応力度を指標とする場合、計測管理から得られる変形形状から発生応力度を推定する手間は掛かるが、変形形態に関係なく管理基準値が設定できる。

本工事では、変形形態に関係なく管理可能な応力度を指標とし、管理基準値は鋼矢板の許容応力度（短期割増）とした。

なお、挿入式傾斜計はガイド管設置時を基準に計測されるため、初期状態として鋼矢板の変形等を反映させる必要があった。

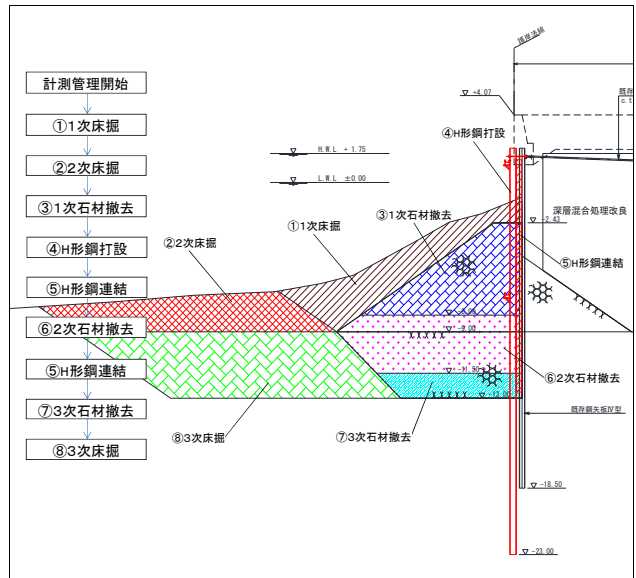


図-7 施工段階図

5. 既存鋼矢板損耗への対応

(1) 既存鋼矢板の調査

工事着手前の既存鋼矢板の可視部分は上部コンクリート下端～堆積地盤上の2m程度しかなく、初期状態の情報としては不十分と考えられた。

したがって、既存鋼矢板の応力に余裕のある1次石材撤去後（DL-8.0m掘削）に下げ振りにより鋼矢板の形状を直接計測した。

(2) 調査結果

直接計測の結果を図-8に示す。左側が鋼矢板の深度別変位、右側が逆解析により深度別発生応力度を推定した結果である。それぞれに計測管理開始～1次石材撤去までの傾斜計による計測結果も示す。

直接計測では計測基線から約900mmの変位が見られる。傾斜計による動態観測では最大20mm程度の累計変位であったことから、工事着手前から既存鋼矢板は変形を起していたものと予測される。

直接計測した変形量より応力を逆解析した結果、DL-2.0m付近をピークに降伏応力を超過し、既存鋼矢板の耐力は期待できないものであり、補強工法の見直しが必要となった。

(3) 補強工法の変更

既存鋼矢板の耐力不足のほか、連結に支障となる付着物の存在や、H形鋼が打設不可能となる雑石の混入も明らかとなったため、連結方法、施工方法の見直しもあわせて行った。

a) 補強工法の見直し

既存鋼矢板の耐力不足に対し、補強杭の断面性能自体を向上させる方法と、打設ピッチを密にし単位断面当たりの耐力を増加させる方法がある。リース材で対応可能で経済性に優れた後者を採用した。

b) 連結工法の見直し

連結方法は、背後の土圧を補強杭に伝達するための間詰め材に割栗石を採用した。コンクリートなどの固化材を使用する場合と異なり、水密性が不要となるため、既存鋼矢板の形状や付着物の有無によらず施工が可能である。あわせて、既存鋼矢板前面での水中溶接作業が減少し、安全性確保も期待できる。

c) 施工工法の見直し

支障となる雑石の撤去方法については、孔壁の崩壊なく床掘できる全旋回オールケーシングを採用し、補強杭打設箇所を事前に置換することとした。

d) その他

応力による管理が不可能となったため、最も危険な状態と考えられる「矢板下端の跳ね上がり」を水平変位で監視することとした。管理基準値は高速道路調査会による地すべり動態観測の管理基準値である「50mm/5日」とした。

(4) 施工結果

先行掘削、H形鋼打設、2次・3次石材撤去の各施工期間において、それぞれ10～20mmの変位が生じたが、「50mm/5日」に相当するような急激な変位は見られなかった。その後、基礎工、本体工を施工し、昨年12月に無事工事を終え、1月から供用開始した。

6. おわりに

現在、高度経済成長期に整備され50年近く経過し、老朽化した港湾施設が多数存在し、今後「既存施設の活用や更新」が増加すると思われる。

本稿にて報告したとおり、建設後数十年経過した港湾施設では想定以上に損耗が進行している場合もあり、可視部分による調査結果のみに限らず、計測管理施工による安全対策や施工時における追加詳細調査が必要と考えられる。

謝辞：本工事の実施及び本稿の執筆に際し、ご指導・ご協力いただいた関係各位に対し謝辞を申し上げます。

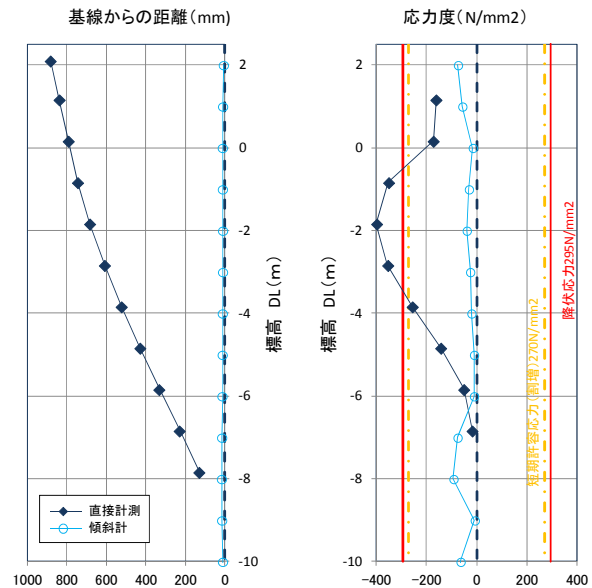


図-8 調査結果 (変位・発生応力度)

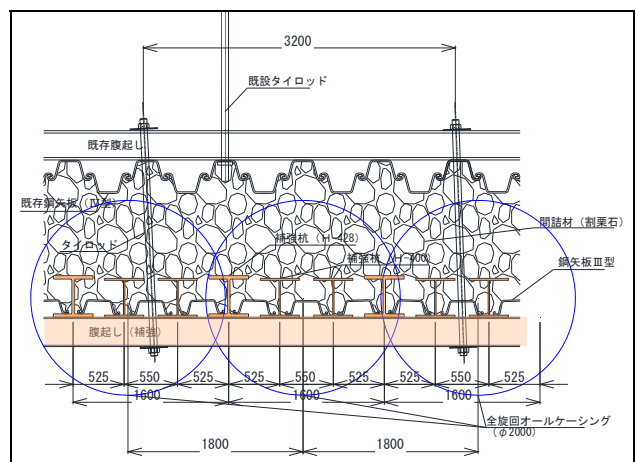


図-9 H形鋼補強平面図 (変更)