

D滑走路 埋立 / 栈橋接続部の護岸構造の最適化
 ~ 水平変形を抑制する護岸構造と消波型上部構造の設計 ~

接続部護岸・栈橋工区 新原雄二

鹿島 加藤浩司・砂坂善雄・木暮健・池谷毅・稲垣聡、東亜建設工業 浅沼丈夫・田代聡一

埋立()工区 大和屋隆司

キーワード：鋼管矢板井筒構造、最適化、耐震設計、FLIP、消波護岸

1. まえがき

埋立 / 栈橋接続部（以下、接続部）の実施設計においては、「鋼管矢板井筒護岸構造の常時変位及び地震時残留変位について、より一層の抑制の可能性等構造系の最適化について引き続き検討することが必要である」との技術検討委員会の指摘を踏まえて基本設計断面からの変更を行った。本報告は、接続部の実施設計における変更のうち、FLIPによる鋼管矢板井筒護岸の耐震設計及び消波型上部構造の設計概要について述べるものである。

接続部の設計フローを図1-2に示す。鋼管矢板井筒による護岸構造の設計は、立体骨組みモデルによる設計（静的設計）、施工中・供用期間中の地盤変形に対する弾粘塑性解析による照査、地震時の地盤変形に対する動的解析 FLIP による照査の3つの設計手法に基づいている。

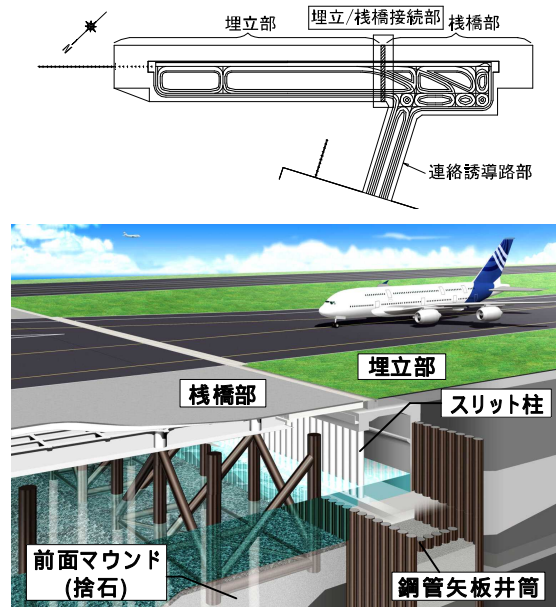


図1-1 埋立 / 栈橋接続部

2. 接続部護岸の基本設計からの最適化

2-1 基本設計断面の概要

接続部護岸の基本設計断面を図2-1に示す。基本設計では、鋼管矢板井筒の前面には幅75mの捨石マウンド（前面マウンド）を構築し、その直下の軟弱粘土層（C層）を低置換SCP改良するものであった。前面マウンド形状が大きいため地盤変位の影響がNo.17JKTの杭にまで及んでいたため、より一層の地盤変位の低減が望まれた。また、上部構造については現場打ちコンクリートによるRCボックスカルバート構造を採用していた。

2-2 実施設計における護岸構造最適化

接続部護岸の実施設計断面を図2-2に、基本設計からの変更点を表2-1に示す。実施設計断面では前面マウンドの幅を50mに狭めてNo.17JKTを前面マウンドの外に配置して地盤変位の影響を受けないようにした。また、マウンド直下のSCPによる地盤改良を高置換とし、さらに鋼管矢板井筒幅を広げるにより井筒護岸の変形を抑制した。背面側についても、軽量混合処理土の範囲を拡大して圧密沈下量を低減し、背面側の地盤変位を抑える等の対策を行った。

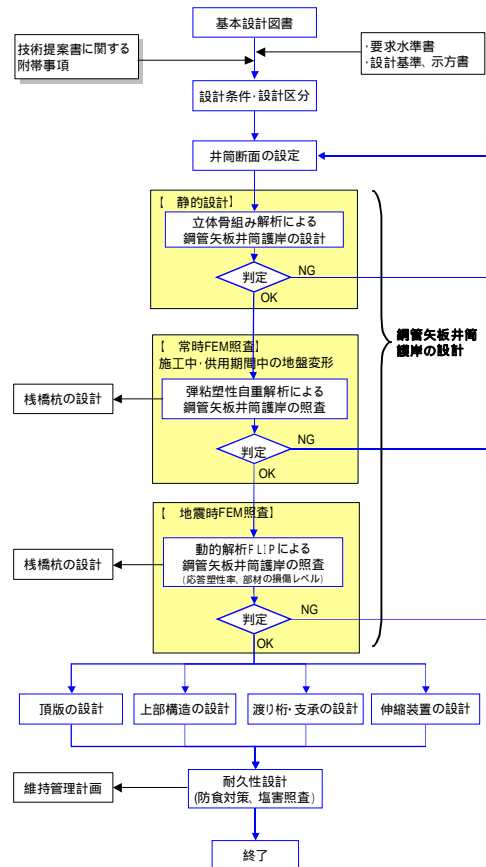


図1-2 接続部護岸の設計フロー

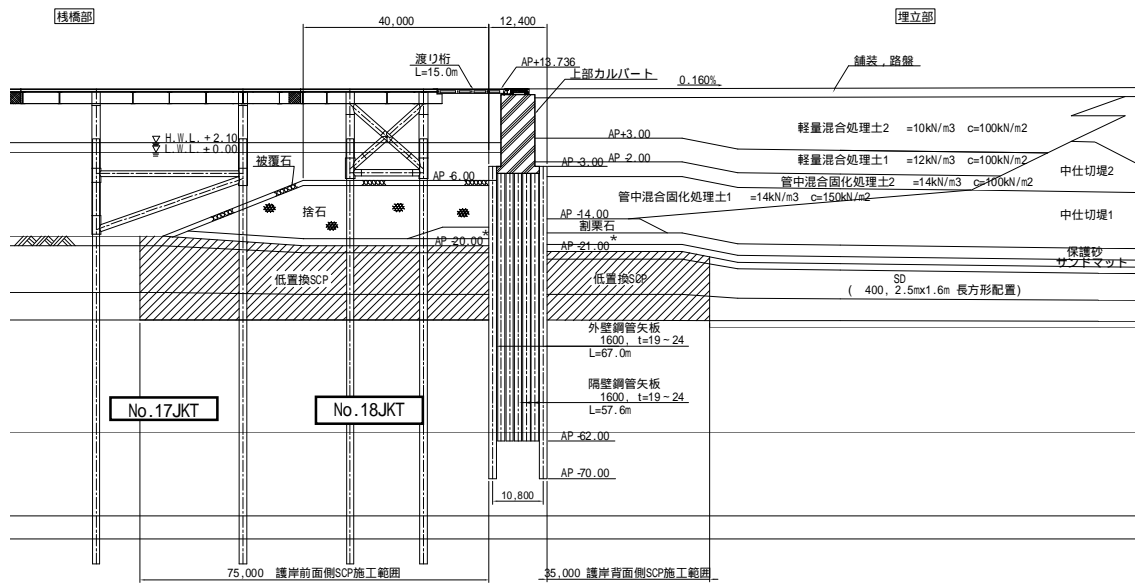


図 2-1 埋立 / 栈橋接続部の基本設計断面

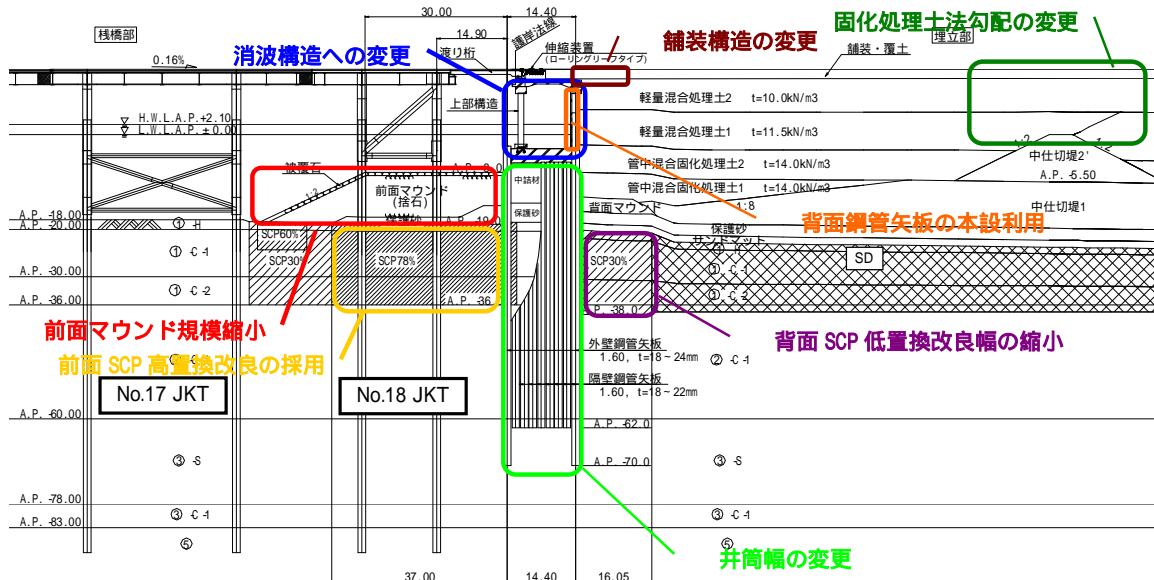


図 2-2 埋立 / 栈橋接続部の実施設計断面

表 2-1 基本設計断面から実施設計断面への変更点

変更項目	基本設計	実施設計	変更理由
消波構造への変更	ボックスカルバート形状の直立護岸構造	前面壁をスリット形式とした消波構造の採用	<ul style="list-style-type: none"> 渡り桁への揚圧力作用の軽減 反射波低減による航行船舶への影響軽減 反射率低減による栈橋部カバプレート全面設置
背面壁鋼管矢板の本設利用	背面壁は、埋立側鋼管矢板の内側にRC直立壁とし構築	背面壁は、埋立側鋼管矢板を本設利用する構造に変更	背面壁と埋立側鋼管矢板の位置を一致させることで、背面固化処理土の沈下に対する頂版の引っかかりを無くし、背面縁切り材の設置を省略
前面マウンド規模縮小	No.17JKT まで設置	No.18JKT まで設置	地盤変位による栈橋杭への影響範囲を縮小、ジャケット構造を最適化
前面 SCP 高置換改良の採用	低置換 30%改良	高置換 78%改良の採用	護岸の常時及び地震時の変形抑制、及び護岸前面栈橋への影響軽減を目的として断面最適化
背面 SCP 低置換改良幅の縮小	改良幅 3.5m	改良幅 1.5m	改良範囲は前面盛土施工時の安定（C層下端から約45°の範囲）と護岸直背面の沈下抑制効果を考慮し最適化
井筒幅の拡幅	7本	9本	護岸の常時及び地震時の変形抑制、及び護岸前面栈橋への影響軽減を目的として断面最適化
固化処理土法勾配の変更	中仕切り堤2から揚土にかけて1:2の勾配で立ち上げ	中仕切り堤1法肩に小段を設け、揚土の各施工段階において小段を設置	埋立の荷重変化の平準化による沈下と水平変位の軽減
舗装構造の変更	埋立舗装構造を上部構造PC桁上へ延長	下層路盤をAs安定処理路盤、路床をクランチャーラスクに変更	<ul style="list-style-type: none"> 弾性変形量差の緩和 維持管理・補修工事の軽減

3. 接続部護岸の設計

3-1 常時(供用時)の設計と地盤変形照査

3-1-1 静的解析による設計

静的設計は接続部護岸が作用荷重に対して十分な構造安全性を確保することを目的として、港湾基準¹⁾や道路橋示方書^{2),3)}、便覧⁴⁾・マニュアル^{5),6)}などに準拠し、立体骨組みモデルを用いて護岸構造の部材設計を行った⁷⁾。解析モデルを図3-1に示す。静的解析によって鋼管矢板の杭頭部板厚や頂版の部材等が決定した。

3-1-2 自重解析による変形照査

施工中から供用期間中に生じる護岸変形に十分配慮した設計とするため、埋立に伴う粘性土の圧密状態や地盤改良の効果、施工履歴の影響を評価できる関口・太田モデル(修正カムクレイ型)を用いた弾粘塑性FEM解析(自重解析)を実施し、施工中～供用期間中の変形照査及び鋼管矢板の発生応力度の照査を行った。モデル化の詳細等については文献8)において報告する。自重解析によって地中部の鋼管矢板の板厚が決定した。

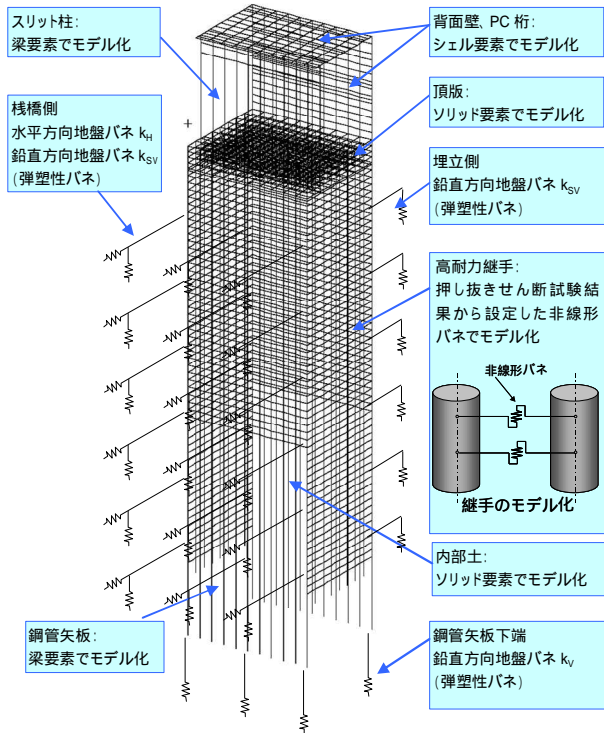


図3-1 静的設計に用いた3次元解析モデル

3-2 接続部護岸の耐震設計と地震時変形照査

3-2-1 地震時に対する設計方針

(1) 耐震設計の方針

接続部護岸の耐震設計のフローを図3-2に示す。部材設計については、静的設計において設計水平震度 $k_h = 0.22$ の地震力に対して、部材発生応力度が許容応力度以下となるよう設計している。さらに、地震時変形照査として、要求水準書に規定された地震動に対する要求性能が確保されていることを、FLIPを用いた動的解析により確認した。以下では、FLIPによる地震時変形照査について述べる。

(2) 要求水準書の耐震性能と照査基準

要求水準書において接続部護岸に要求された耐震性能を表3-1に示す。これらの耐震性能に対する照査基準は、要求水準書、港湾基準並びに鉄道標準⁹⁾に従って設定した。設定した照査基準を表3-2に示す。

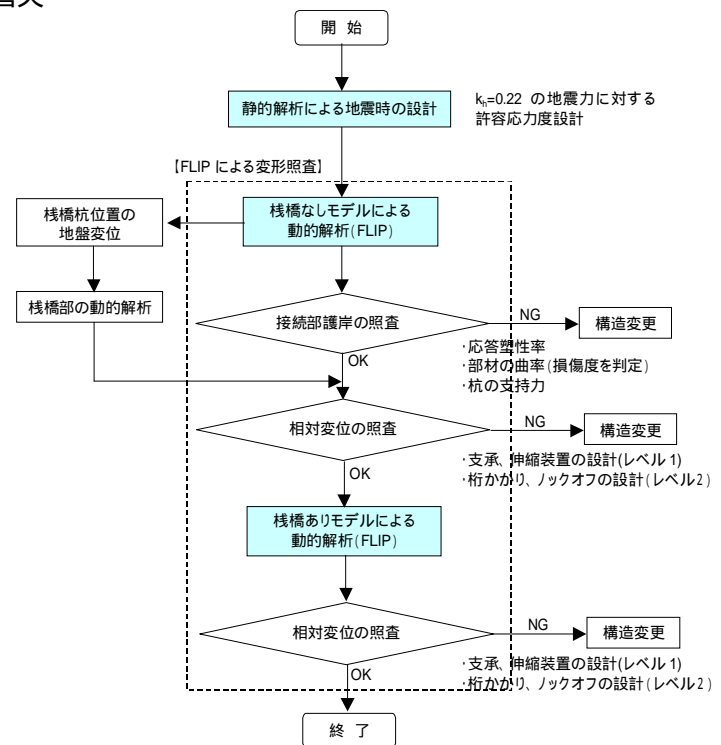


図3-2 接続部護岸の耐震設計フロー

表3-1 要求水準書に示される耐震性能

地震波		耐震性能
レベル1地震動	・補正最大基盤加速度 439Gal (八戸・大船渡波)	構造物としては軽微な被害程度とし強度、安定性を確保すること
レベル2地震動	・補正最大基盤加速度 486Gal (八戸・大船渡波) ・シナリオ地震	構造物としては著しい被害を受けるが崩壊しないこと

表 3-2 地震時変形照査における照査基準

要求水準書の記述			照査方針			照査結果	
要求内容	対象	照査方法	耐震性能	照査項目	照査基準	設定根拠	損傷レベル
(レベル1地震動) 八戸・大船渡波 (439Gal) 構造物としては軽微な被害程度とし強度、安定性を確保すること。	接続部 護岸	地震後も当初必要な安定性を確保	耐震性能	応答塑性率 μ	応答塑性率 $\mu = 1.3$ 〔降伏・引抜き前面杭が全塑性(モーメント)に達した時点〕	要求水準書に記載された連続誘導路橋梁部、栈橋部の許容値を使用	応答塑性率 $\mu = 1.0$ 以下 (自重解析結果も含む)
				鋼管矢板部材の損傷度	損傷レベル2以下 〔応答曲率が局部座屈発生時の曲率 ϕ_m 以下〕 $\phi_m = \frac{0.22t}{r^2} \left(1 + \sin \frac{\alpha\pi}{2} \right)$		
	杭の押込み支持力、引抜き支持力	極限支持力、最大引抜き力に対して安全率1.5を確保		要求水準書に記載された連続誘導路橋梁部、栈橋部の安全率を使用	極限支持力に対して安全率3.2		
	上部構造部材の損傷度	損傷レベル2以下 〔最大曲げモーメントMmを維持出来る最大の曲率 ϕ_m 以下〕		鉄道標準の算定式を適用	弾性範囲内		
支承 伸縮装置	伸張方向の最大変形量の2倍以上の性能を有すること	栈橋 - 護岸天端の相対変位	栈橋 - 護岸天端の相対変位が伸張方向: 変形性能の1/2以下 縮小方向: 変形性能以下 〔栈橋なしモデルと栈橋ありモデルの最大相対変位で照査〕	要求水準書に従う	可動量の範囲内		
(レベル2地震動) 八戸・大船渡波 (486Gal) シナリオ地震 構造物としては著しい被害を受けるが崩壊しないこと	接続部 護岸	地震後も崩壊せず、最低限の安定性を確保	耐震性能	応答塑性率 μ	応答塑性率 $\mu = 2.5$ 〔降伏・引抜き前面杭が全塑性(モーメント)に達した時点〕	要求水準書に記載された連続誘導路橋梁部、栈橋部の許容値を使用	応答塑性率 $\mu = 1.4$ (自重解析結果も含む)
				鋼管矢板部材の損傷度	損傷レベル3以下 〔応答曲率が損傷レベル3の限界点の曲率 ϕ_{nd} 以下〕 $\phi_{nd} = \phi_n / \gamma_n = 2.0(1 - \alpha) \cdot \phi_m / 1.1$		
	杭の押込み支持力、引抜き支持力	極限支持力、最大引抜き力に対して安全率1.0を確保		要求水準書に記載された連続誘導路橋梁部、栈橋部の安全率を使用	極限支持力に対して安全率2.4		
	上部構造部材の損傷度	損傷レベル3以下 〔降伏モーメントMyを維持出来る最大の曲率 ϕ_n 以下〕		鉄道標準の算定式を適用	損傷レベル2 (塑性域初期)		
支承 伸縮装置	落橋防止対策を施すこと (予測変形量以上の桁かかり長を確保等)	栈橋 - 護岸天端の相対変位	栈橋 - 護岸天端の相対変位以上の桁かかり長を確保 〔栈橋なしモデルと栈橋ありモデルの最大相対変位で照査〕	要求水準書に従う	ロックオフ機能により桁の崩壊・落橋は生じない		

3-2-2 FLIP による地震時変形照査

(1) 解析モデルの概要

FLIP による動的解析は、栈橋がない状態で接続部護岸のみをモデル化した「栈橋なしモデル」と、接続部護岸及び栈橋部を一体としてモデル化した「栈橋ありモデル」の2ケースを実施した。栈橋なしモデルでは鋼管矢板井筒構造の応答塑性率、部材の損傷レベル、杭の支持力、支承・伸縮装置の変形量の照査を行い、栈橋ありモデルでは支承・伸縮装置部の変形量の照査を対象とした。

(2) 地盤及び接続部護岸のモデル化

解析モデルを図3-2に示す。地盤はマルチスプリング要素でモデル化し、地盤と鋼管矢板が接する面については滑り・剥離を考慮できるジョイント要素を用いた。接続部護岸は鋼管矢板1本ごとに全塑性モーメントを剛性変化点とするバイリニア型履歴特性を有する

2次元非線形梁要素でモデル化し、隔壁鋼管矢板の高耐力継手はせん断試験及び交番載荷試験により設定した強度、変形特性を考慮した非線形バネとした。また、栈橋ありモデルでは栈橋部のジャケット14基をモデル化した。

(3) 弾粘塑性解析(自重解析)結果との重ね合せ

施工中に発生する変位の影響に関しては、関口・太田モデルによる自重解析結果と FLIP の結果を足し合わせて評価した。鋼管矢板部材の応答塑性率、部材損傷度を判定する曲率に関しては、鉄道標準による抗土

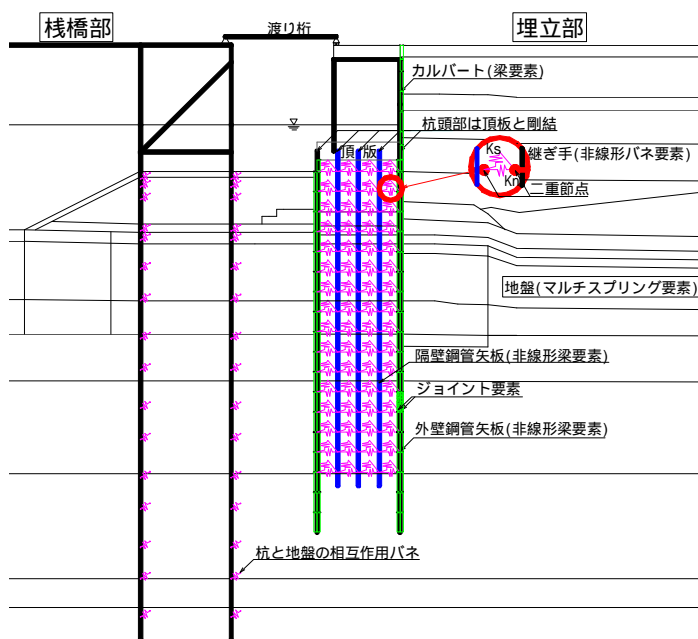


図 3-2 FLIP における鋼管矢板井筒及び栈橋杭のモデル化(概念図)

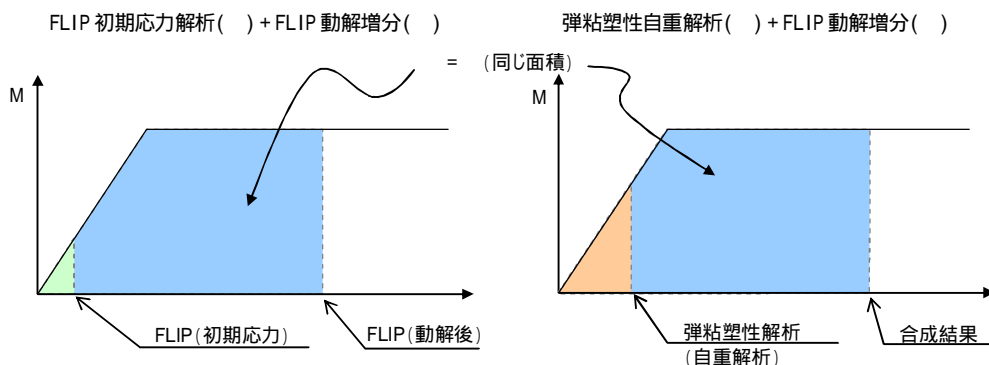


図 3-3 自重解析結果と足し合わせ曲率の算定イメージ

圧構造物の応答値及び道路橋示方書による橋台基礎の応答塑性率の考え方を参照して、FLIPによるM-曲線の面積の増分を自重解析に足し合わせてを評価した(図3-3)。

3-2-3 地震時照査結果

(1) FLIPによる地震時照査結果

八戸 439gal 地震波及びシナリオ地震波による栈橋なしモデルの護岸天端と栈橋杭位置地盤の変位時刻歴波形を図3-4に、残留せん断ひずみ分布と残留変形図を図3-5に、鋼管矢板の曲げモーメントと曲率の分布を図3-6に示す。また、護岸天端と栈橋の最大相対変位(支承・伸縮装置部の変位)を表3-3に示す。表中の栈橋なしモデルの値は、FLIP(栈橋なしモデル)による栈橋杭位置の地盤の変位時刻歴を、別途作成した栈橋の骨組みモデルに地盤ばねを介して入力して算出した変位に基づいて求めたものである。

護岸天端の変位時刻歴波形(図3-4)より、地震時に護岸は栈橋側に向かって変位し、最終的な残留変位は八戸 439Galで66cm、シナリオ地震時で218cmである。鋼管矢板の損傷については、図3-6に示されるように八戸 439Galでは弾性範囲内に収まっており、また、シナリオ地震時では降伏曲率を越えるものの局部座屈曲率以下であり、損傷レベル3以下という照査基準に対して実際には損傷レベル2で収まる設計とした。また、表3-3より護岸と栈橋の縮小方向の最大相対変位は八戸 439Galで60cm、シナリオ地震時で197cmで

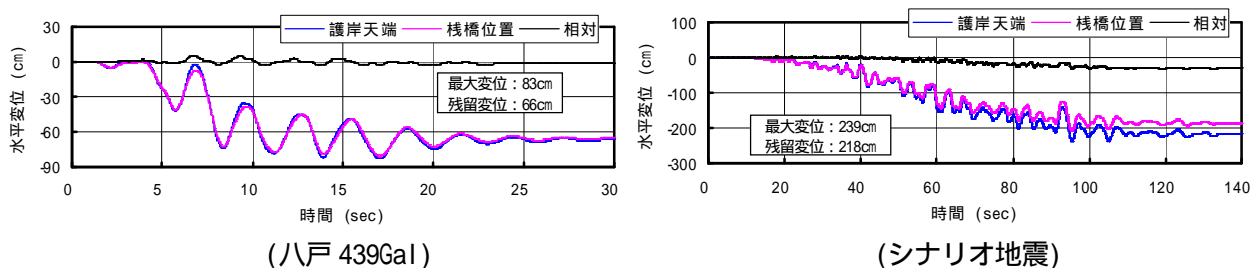


図 3-4 護岸と栈橋杭位置地盤の変位波形

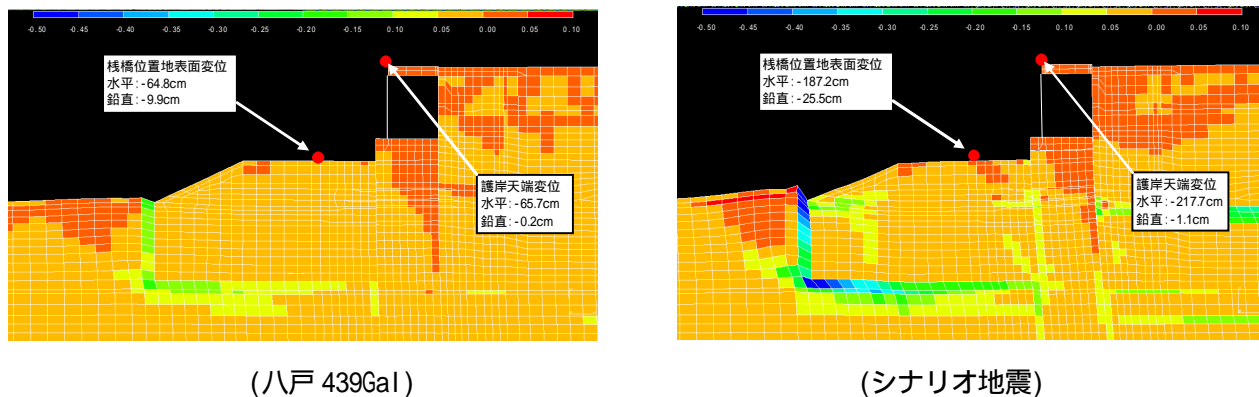
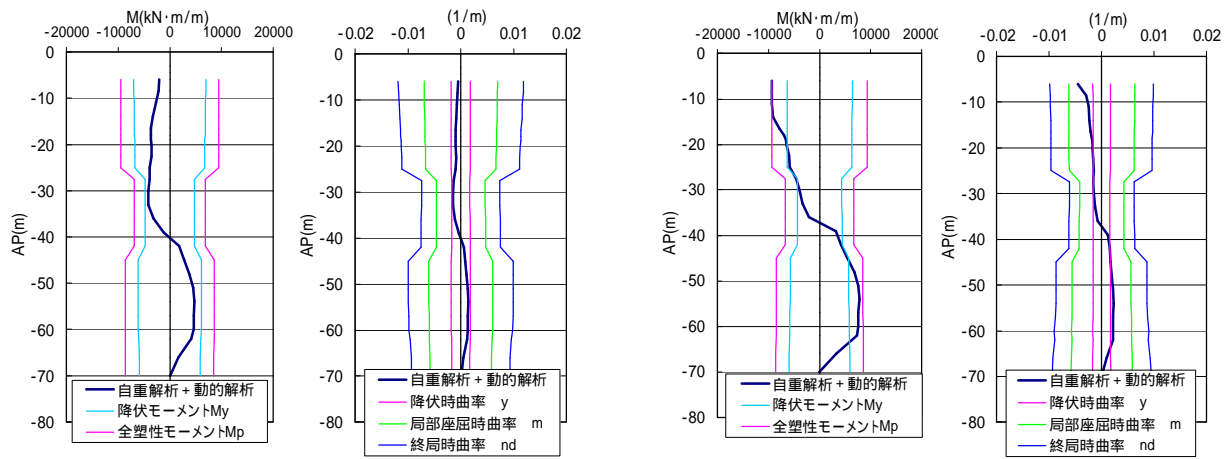


図 3-5 残留せん断ひずみ分布と残留変形図



(八戸 439gal)

(シナリオ地震)

図 3-6 鋼管矢板の曲げモーメントと曲率分布

ある。八戸 439Gal に対しては支承・伸縮装置の可動量で吸収する設計とし、シナリオ地震時には渡り桁と伸縮装置が衝突することになるが、これに対しては以下に述べる対応とした。

(2) シナリオ地震時の護岸変位に対する対応

シナリオ地震時には護岸変位によって伸縮装置と渡り桁が衝突することから、本体構造物である渡り桁や上部構造が落橋・崩壊するといった致命的な被害が生じるのを防ぎ、かつ復旧可能な限定的な損傷にとどめることを目的として伸縮装置の台座コンクリートに地震時の衝突によって壊れるロックオフ機能を導入した。上部構造の PC 桁と伸縮装置台座コンクリートは鉄筋でつながっておらず、地震時の衝突により台座コンクリートが滑動することによって過大な衝突荷重が本体構造物に作用しないように配慮した。

表 3-3 護岸と栈橋の最大相対変位

	相対変位	栈橋なしモデル	栈橋ありモデル
八戸 439Gal	伸張方向	7.6 cm	6.1 cm
	縮小方向	58.9 cm	60.1 cm
シナリオ地震	伸張方向	1.1 cm	3.0 cm
	縮小方向	197.1 cm	180.0 cm

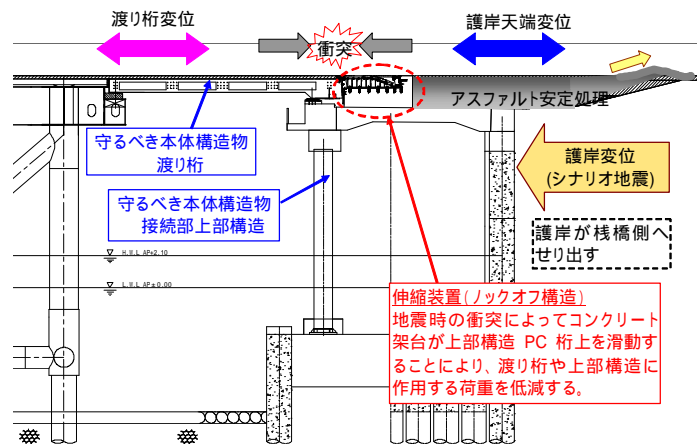


図 3-7 伸縮装置に採用したロックオフ構造

4. 接続部上部構造の変更と実施設計の概要

4-1 基本設計からの変更

上部構造の基本設計断面と実施設計断面を図 4-1 に示す。基本設計断面は直立護岸構造であったため、波の打上りによる渡り桁の揚圧力作用や、波の反射による重複波の影響で接続部近傍の栈橋ジャケットにカバープレートが取付けられない等の問題点があった。そこで、護岸から反射波を小さくし、上記のような問題点を解消するため、異方性の小さい円柱スリットを用いた消波護岸構造に変更し最適化を図った。また、接続部護岸構造の最適化によって井筒幅(頂版幅)が拡幅し現場打ちコンクリートの数量が増大したことから、現場作業を軽減するためスリット柱や上部 PC 桁のプレキャスト化を行った。また、背面壁は鋼管矢板を本設計利用することによって背面壁と埋立側鋼管矢板の位置を一致させ、背面固化処理土の沈下に追従できる構造とした。

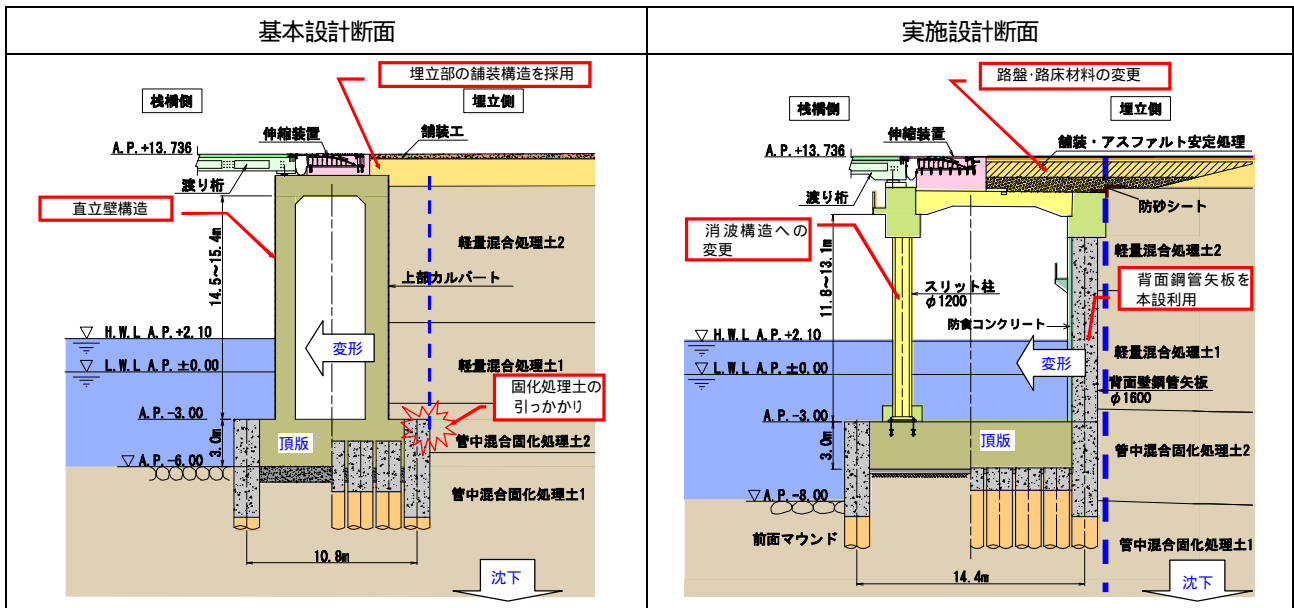


図 4-1 接続部上部構造の基本設計から実施設計での変更点

4-2 水理実験による検証

4-2-1 水理実験による消波構造の最適化

消波構造への変更には、2次元水理模型実験を実施してスリット形状(角柱、円柱)、開口率などをパラメータとして、反射率ができるだけ小さくなるようスリット構造の最適化を図った。水理実験から得られた反射率を表4-1に、実験状況を写真4-1に示す。実験の結果、スリット柱形状として円柱(1200)、開口率33%を採用した。接続部ではS方向からの波が卓越し護岸に対して斜め入射となるため、方向性の影響の少ない円形スリットの方が有効であると考えられる。

4-2-2 消波構造の採用による効果

消波構造の採用による効果を以下に示す。

カバープレートを栈橋部全体に設置することができるようになり、栈橋部の耐久性が向上する。

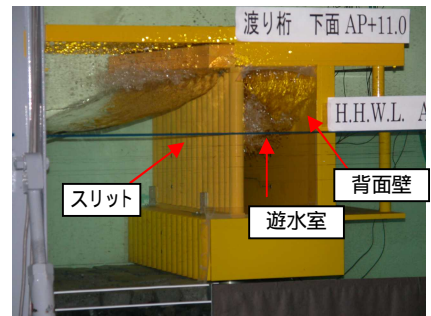
渡り桁への揚圧力の作用が少なくなり、渡り桁の安全性が高まる。

供用時の反射波が低減され、航行する船舶への影響が軽減される。

反射波の低減により周辺の水域環境への影響が軽減される。



(直立護岸)



(スリット式消波護岸)

写真 4-1 スリット護岸の実験状況
(暴風時 $H_{1/3}=4.15\text{m}$, H.H.W.L. AP+4.0m)

表 4-1 水理実験による護岸反射率の計測結果

条件	波高 (m)	周期 (sec)	潮位 (m)	波反射率			
				直立護岸	スリット式消波護岸		
					角柱・開口率 50%	円柱・開口率 33%	円柱・開口率 50%
暴風時	4.15	8.3	H.H.W.L. AP. +4.0	0.775	0.511	0.470	0.614
			H.W.L. AP. +2.1	0.741	0.407	0.396	0.518
			L.W.L. AP. ±0.0	0.655	0.352	0.371	0.405
供用時	1.97	5.9	M.W.L. AP. +1.2	0.730	0.442	0.385	0.531

4-3 上部構造の設計方針

上部構造は、RC 構造および PC 構造で十分な強度を有する構造とし、エポキシ樹脂塗装鉄筋の使用により 100 年間の耐久性を確保しメンテナンスフリーとなるよう設計した。各部材の設計方針及び耐久性照査の方針を図 4-2 に示す。

設計方針

1) PC 桁

- PC 桁は活荷重載荷時にフルプレストレスとする($f_{ck}=50\text{N/mm}^2$)。
- 下側鉄筋はエポキシ樹脂塗装鉄筋として耐久性を照査する。

2) スリット柱

- PC 部材として設計し、活荷重載荷時にフルプレストレスとする。
($f_{ck}=80\text{N/mm}^2$)
- PC 鋼棒と鉄筋はエポキシ樹脂塗装鉄筋として耐久性を照査する。

5) アンカーフレーム

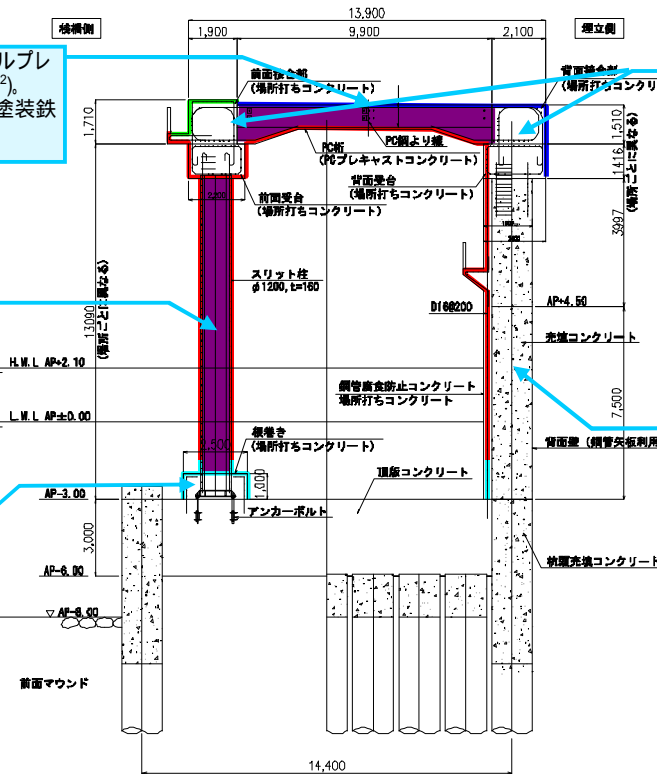
- RC 部材として設計する($f_{ck}=30\text{N/mm}^2$)。
- 水中部材としての必要なかぶりを十分に確保する。
- 万一の対策として打継ぎ目部に止水材を設置する。

4) 接合部・受台

- RC 部材として設計し、接合部は剛結合とする。
($f_{ck}=30\text{N/mm}^2$)
- 塩害対策が必要な内側にはエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用して耐久性を確保する。
- 高炉セメント、 $w/c=45\%$ の密実なコンクリートとする。

3) 背面壁

- 発生断面力に対しては鋼管矢板のみで負担させ、中詰コンクリート及び腐食防止コンクリートは無視する($f_{ck}=30\text{N/mm}^2$)。
- 鋼管矢板は鋼管腐食防止コンクリート(最小厚 300mm)をかぶりコンクリートとして塩害に対する耐久性の照査を行う。
- 鋼管腐食防止コンクリート内にはエポキシ樹脂塗装鉄筋を配置しひび割れを防止する。
- 鋼管腐食防止コンクリートは高炉セメント、 $w/c=45\%$ の密実なコンクリートとする。



耐久性照査方針

腐食性環境の区分と許容ひび割れ幅

	PC 部材 (紫部)	飛沫帯 (赤線部)	気中部 (緑線部)	海水中 (水色線部) 土中(青線部)
腐食性環境	-	特に厳しい腐食性環境	腐食性環境	一般環境
使用鉄筋	エポキシ樹脂塗装鉄筋			普通鉄筋
曲げひび割れ照査(許容曲げひび割れ幅)	ひび割れ(引張)なし	0.0035C ^{*1}	鉄筋 0.005C ^{*1} PC 鋼材 0.004C ^{*1}	
鋼材 腐食代			0.02mm/年	

塩化物イオン濃度の区分

	飛沫帯 (赤線部)	気中部 (緑線部)	海水中 (水色線部) 土中 (青線部)
防錆対策	エポキシ樹脂塗装鉄筋		
塩化物イオン濃度	13.0kg/m ³ ^{*1,2}	3.3 kg/m ³ ^{*1,2}	かぶり 70mm ³ (またはエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用)
鋼材腐食発生限界濃度	1.2kg/m ³ ^{*1,2}		

【設定根拠】* 1 ; コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会)、* 2 ; エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針(土木学会)、* 3 ; 港湾の施設の技術上の基準・同解説(日本港湾協会)

図 4-2 上部構造の各部材の設計方針及び耐久性照査方針

4-4 設計フローと設計結果

上部構造の設計フローを図 4-3 に、検討モデルを図 4-4 に示す。滑走路方向の設計には 2 次元骨組みモデル、滑走路直角方向の設計には 3 次元モデルを用いた。航空機荷重、地震荷重、波力等の設計荷重による発生断面力に対して部材の安全性を確保するよう設計を行った結果、PC 桁については航空機荷重載荷時で、それ以外の部材については地震時で断面が決定した。また、塩害に対する耐久性照査、航空機の繰返し載荷や波浪に対する疲労照査も行い、許容値を満足することを確認した。

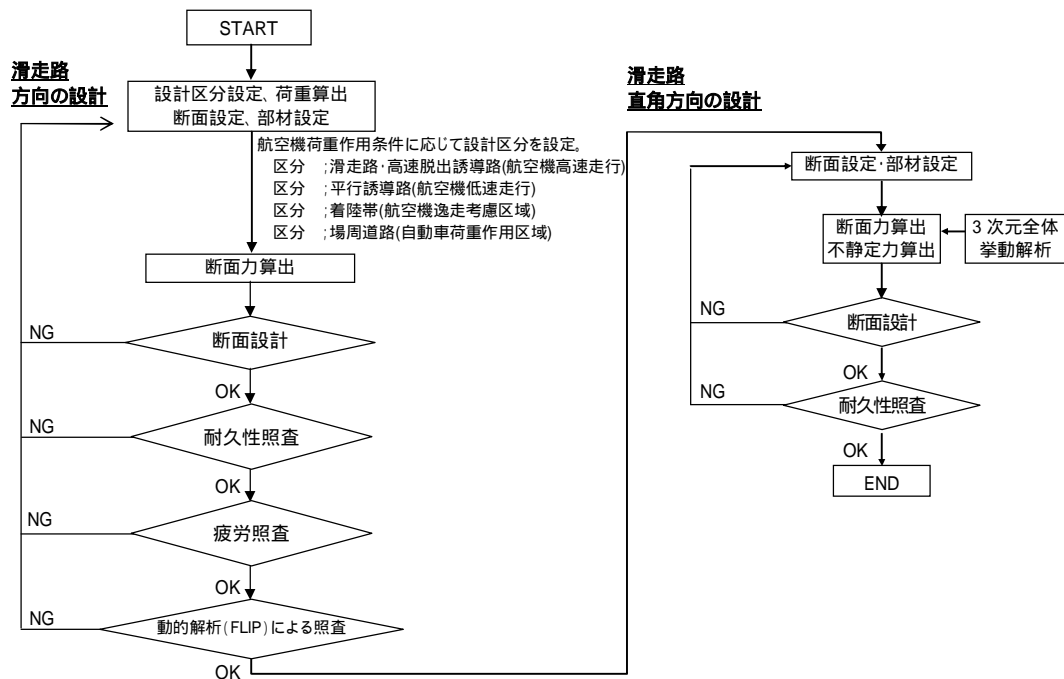


図 4-3 上部構造の設計フロー

	滑走路方向検討モデル(2次元骨組みモデル)	滑走路直角方向検討モデル(3次元モデル)
概要図		
設計荷重	自重、上載荷重 プレストレスによる2次力 背面土圧(常時・地震時) 航空機荷重(衝撃・制動) 暴風時波力 温度荷重 地震時慣性力、動水圧 など	自重、上載荷重 プレストレスによる2次力 航空機荷重(衝撃) 温度荷重 地震時慣性力 など

図 4-4 上部構造の設計に用いた検討モデル

5. 頂版の設計

5-1 頂版の構造概要と設計方針

鋼管矢板井筒護岸の頂版は、棧橋側および埋立側の鋼管矢板とともにラーメン構造を形成し、護岸全体の一体性を確保する重要な部材である。頂版は部材厚が3.0mのRC構造であり、滑走路直角方向に鉄筋を連続させて護岸全体の一体化を図っている。滑走路方向については常時及び地震時の発生断面力に対し、また滑走路直角方向の鉄筋については護岸全体を3次元モデルによりモデル化した全体挙動解析⁸⁾による頂版断面力に対して設計を行った。また、シナリオ地震時の護岸変位に対しては、静的プッシュオーバー解析を行い十分な耐力を確保していることを確認した。

5-2 鋼管矢板と頂版の結合部の設計

頂版と外壁鋼管矢板の結合は鋼管矢板基礎で実績の豊富な鉄筋スタッド方式として、外壁鋼管矢板の拘束モ

頂版コンクリート本体

【構造】

部材厚 3.0mの RC 構造とし、護岸法線方向に一体で構築する。

【設計方針】

- ・ 常時、地震時の発生断面力に対して強度を確保出来るように鉄筋を配置する。
- ・ 3次元全体挙動解析による断面力に対して横断方向の鉄筋量を決定する。
- ・ シナリオ地震に対しては静的プッシュオーバー解析により耐力照査を行う。
- ・ 常時水中部材であるため普通鉄筋を使用し必要なかぶりを確保する。

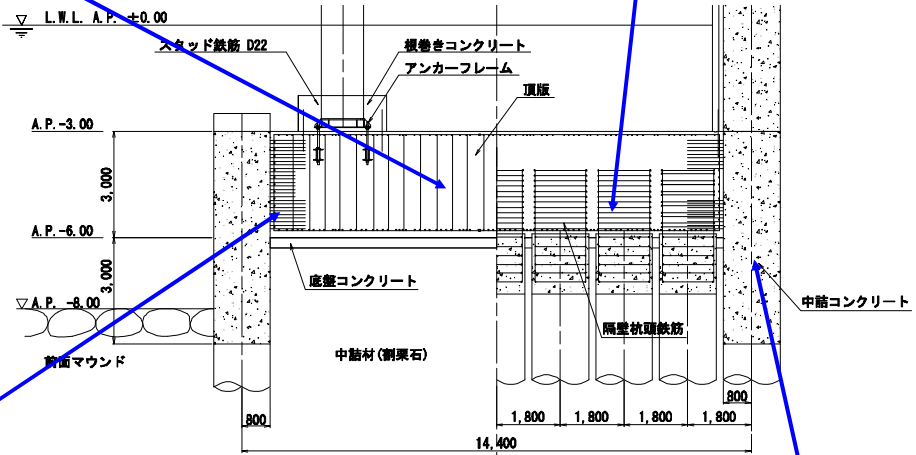
隔壁鋼管矢板結合部

【構造】

定着鉄筋により結合(道路橋示方書の鋼管杭杭頭の結合方法 B)する。

【設計方針】

常時、地震時の隔壁杭頭断面力に対して強度を確保出来るよう RC 断面として設計する。



外壁鋼管矢板結合部

【構造】

鉄筋スタッド方式により外壁鋼管矢板と頂版を剛に結合する。

【設計方針】

- ・ 結合部が鋼管矢板の拘束モーメント以上の耐力を有するようにスタッド鉄筋を配置する。
- ・ 道路橋示方書に従ってスタッド鉄筋量を算出する。

外壁鋼管矢板中詰コンクリート

【構造】

頂版以深の鋼管矢板への応力集中を防止すし鋼管矢板の応力伝達を円滑にするために、頂版厚の2倍の範囲までコンクリートを充填する。

図 5-1 頂版の構造概要と設計方針

ーメント以上の強度を有するスタッド鉄筋 (D22) の本数、配置を決定した。また、頂版と隔壁鋼管矢板の杭頭結合は定着鉄筋により結合する方式(道路橋示方書下部構造編の方法 B)を採用することにより、滑走路直角方向下筋を切断することなく配置した。

6. おわりに

本報告では、東京国際空港 D 滑走路の埋立 / 棧橋接続部の護岸及び上部構造の設計の概要について述べた。接続部では施工中から計測管理を行い新たな知見が蓄積されていくと期待される。今後とも関係各位のご指導・ご協力を賜りますようお願い申し上げます。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾施設の技術上の基準・同解説(上)(下)、平成 11 年 4 月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・下部構造編、平成 14 年 3 月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・耐震設計編、平成 14 年 3 月。
- 4) 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計施工便覧、平成 9 年 12 月。
- 5) 沿岸開発技術研究センター：港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル、平成 11 年 4 月。
- 6) 沿岸開発技術研究センター：管中混合固化処理土工法技術マニュアル、平成 13 年 6 月。
- 7) 加藤浩司、新原雄二：D 滑走路 埋立 / 棧橋接続部の設計、東京国際空港 D 滑走路建設工事技術報告会(第 1 回)技術報告集、2006 年 9 月。
- 8) 坂梨利男、田島新一：埋立 / 棧橋接続部護岸の変形予測解析と計測施工、東京国際空港 D 滑走路建設工事技術報告会(第 2 回)技術報告集、2006 年 12 月。
- 9) 鉄道技術総合研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、平成 11 年 10 月。