

D滑走路における埋立／棧橋接続部鋼管矢板井筒護岸の施工及び動態観測

接続部護岸・棧橋工区 田中秀夫 山本泰三 荒川真秀
唐澤義久 新原雄二 吉原知佳

キーワード：埋立／棧橋接続部、鋼管矢板、高耐力継手、消波護岸、伸縮装置、動態観測

1. はじめに

D滑走路の埋立部と棧橋部をつなぐ埋立／棧橋接続部（以下、接続部）の護岸は、水深 AP-18m、層厚約 40m の軟弱粘性土地盤上に、標高 AP+13.7m の滑走路を築造するもので、高低差 30m 以上の大規模護岸構造物である。この接続部護岸には、橋梁基礎として実績のある鋼管矢板基礎を下部構造とし、円形スリット柱を用いた消波護岸を上部構造とする「鋼管矢板井筒護岸」を採用した¹⁾ (図-1)。この鋼管矢板井筒護岸では、背面埋立部の土圧による護岸変位が施工中から発生することから、護岸変位の予測と構造安全性の確認を目的として、背面地盤及び鋼管矢板の動態観測を施工中から実施した。また、弾粘塑性 FEM 解析（自重解析）による護岸変位の予測を行い、支承・伸縮装置のオフセット量を決定するなどの施工に反映した。本稿では、埋立／棧橋接続部の鋼管矢板井筒護岸の施工実績および動態観測と自重解析による護岸挙動の検証について報告する。

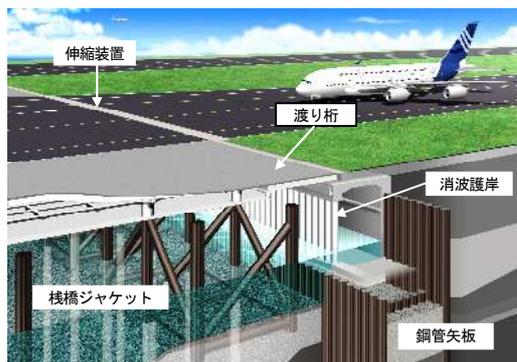


図-1 埋立／棧橋接続部のイメージ図

2. 鋼管矢板井筒護岸の施工手順

2-1 鋼管矢板井筒護岸の構造概要

鋼管矢板井筒護岸の下部構造となる鋼管矢板基礎は、護岸延長 428.7m にわたって打設した鋼管矢板 φ1600 による 24 個の連続した矩形セルから形成される (図-2)。埋立部の土圧による護岸変位を抑制するために、隔壁部の鋼管矢板の継手には高耐力継手 (図-3) を使用し²⁾、鋼管矢板頂部を頂版コンクリートで結合して井筒基礎とした。また、背面側埋立部には単位体積重量が小さく強度の大きい固化処理土を使用することにより、護岸に作用する土圧や地盤の圧密沈下と側方変位の低減を図るとともに、棧橋側の地盤を高置換サンドコンパクションパイル工法 (SCP、改良率 78%) により改良し、捨石マウンドを構築して護岸変位に対する横抵抗を確保した。護岸の上部構造は円形スリット柱を用いた消波護岸とし (図-4)³⁾⁴⁾⁵⁾、その上部に渡

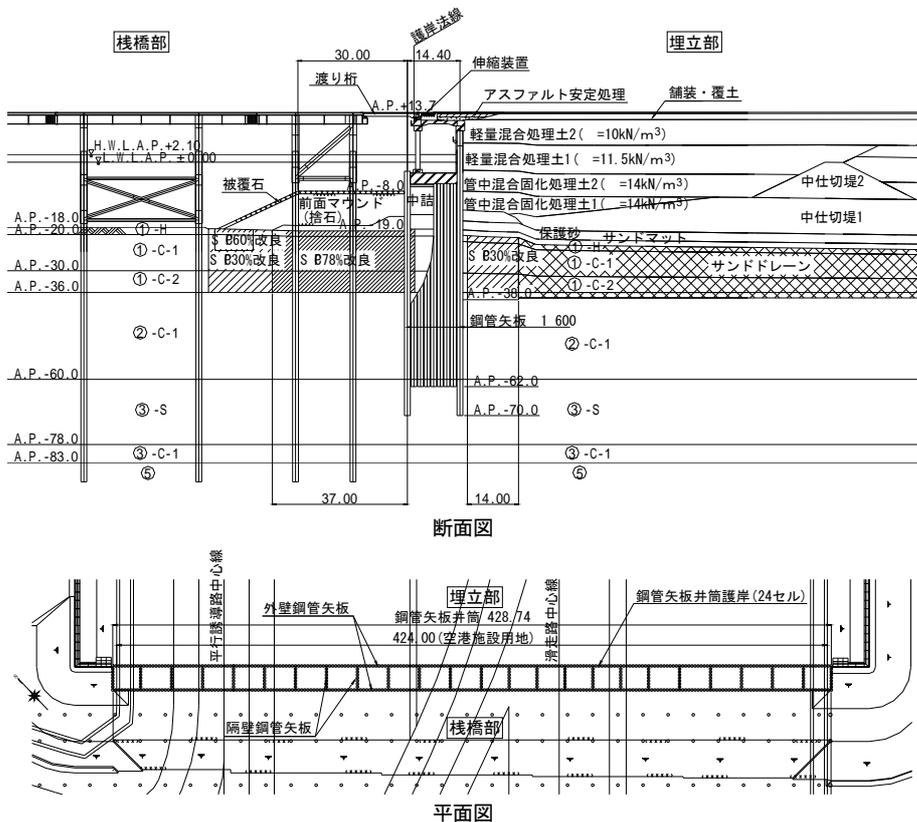


図-2 鋼管矢板井筒護岸

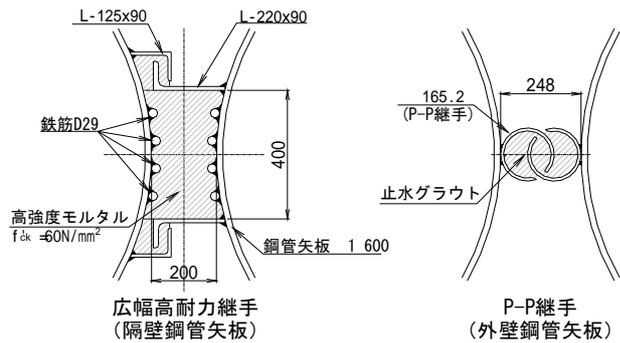


図-3 鋼管矢板継手断面図

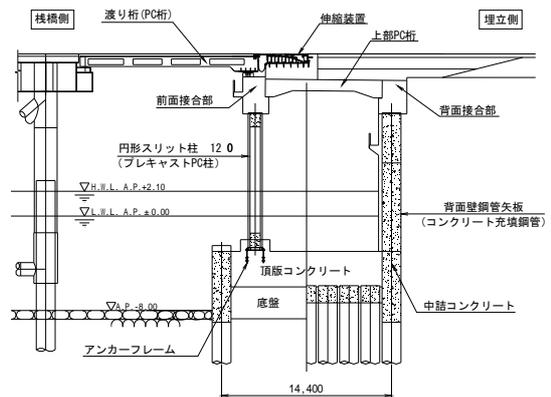


図-4 上部構造（消波護岸）断面図

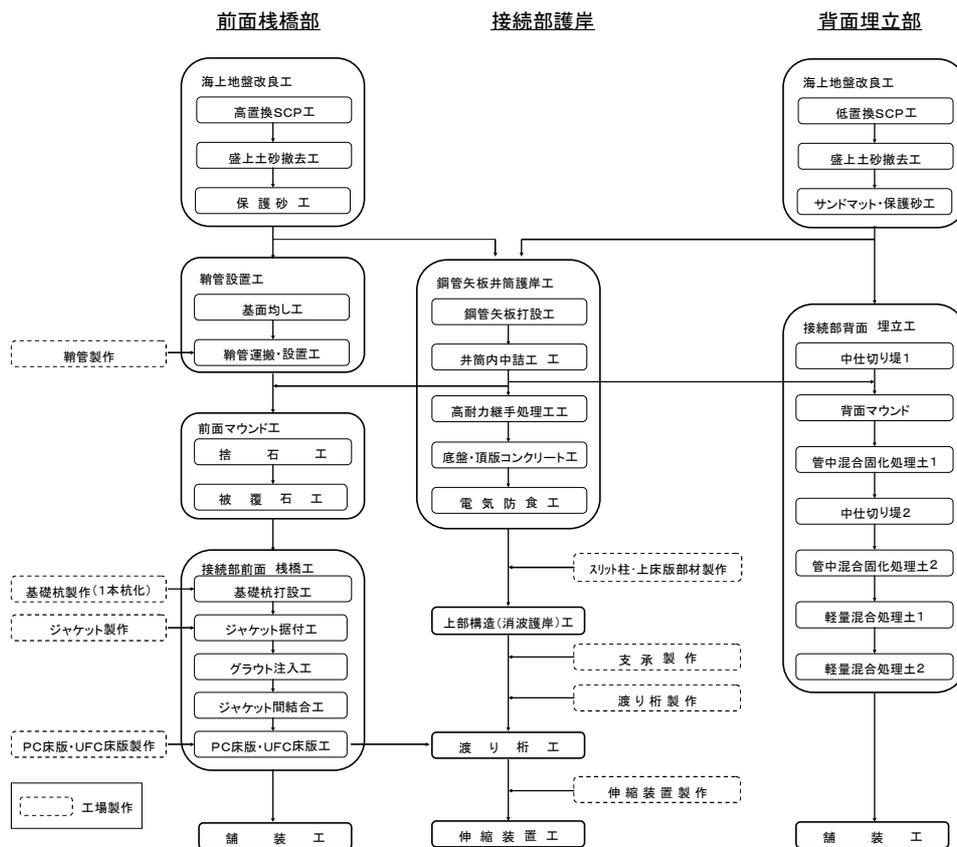


図-5 埋立／棧橋接続部の施工フロー

り桁及び伸縮装置を設置して埋立部と棧橋部を接続した。

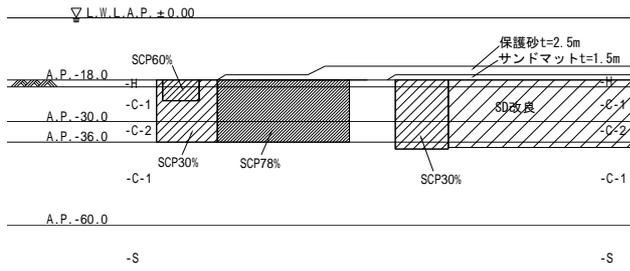
2-2 施工フロー

鋼管矢板井筒護岸の施工フローを図-5 に示す。鋼管矢板基礎の施工と同時平行で、背面側では埋立工が、また、棧橋側では捨石マウンド工と棧橋ジャケット工が行われる。そのため、鋼管矢板井筒護岸の施工では、前背面の工事との輻輳を調整しながらの急速施工が要求され、かつ、埋立部の土圧によって護岸変位が発生する状況下で躯体の構築を行う必要があった。

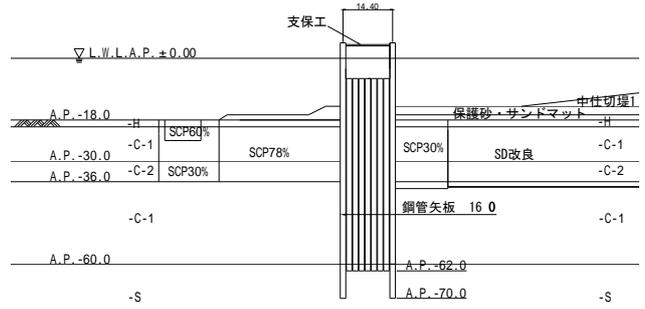
2-3 下部構造の施工手順

下部構造（鋼管矢板基礎）の施工ステップ図を図-6 に示す⁹⁾。鋼管矢板井筒護岸の施工では、SCP による地盤改良後、鋼管矢板を打設して、井筒内部及び前背面に捨石、割栗石を投入して鋼管矢板を安定させた後、鋼管矢板継手の掘削・モルタル注入を行った。その後、底盤コンクリートを打設して井筒内部をドライアップし、頂版コンクリートを打設して鋼管矢板を一体化した。

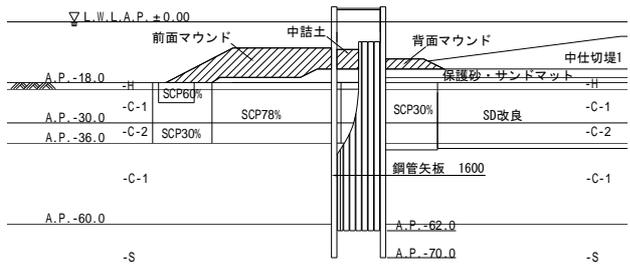
地盤改良工・保護砂工



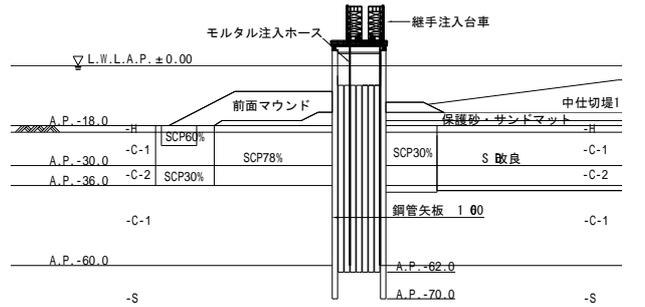
鋼管矢板打設



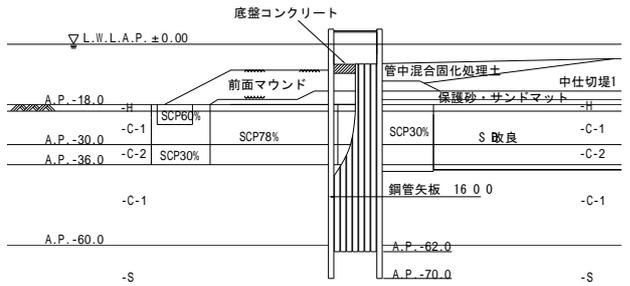
中詰工、前面・背面マウンド工



鋼管矢板継手の掘削洗浄、モルタル注入工



底盤コンクリート（水中コンクリート）打設



井筒内ドライアップ、頂版コンクリート打設（気中）

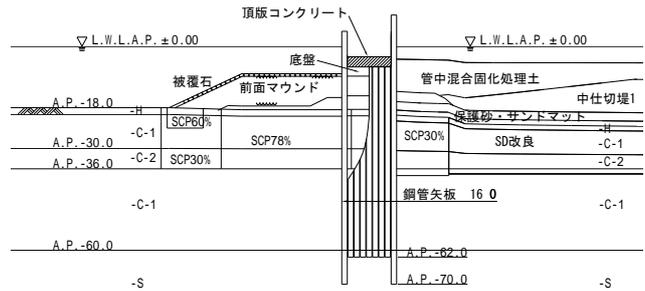


図-6 鋼管矢板井筒護岸の下部構造（鋼管矢板基礎）の施工ステップ

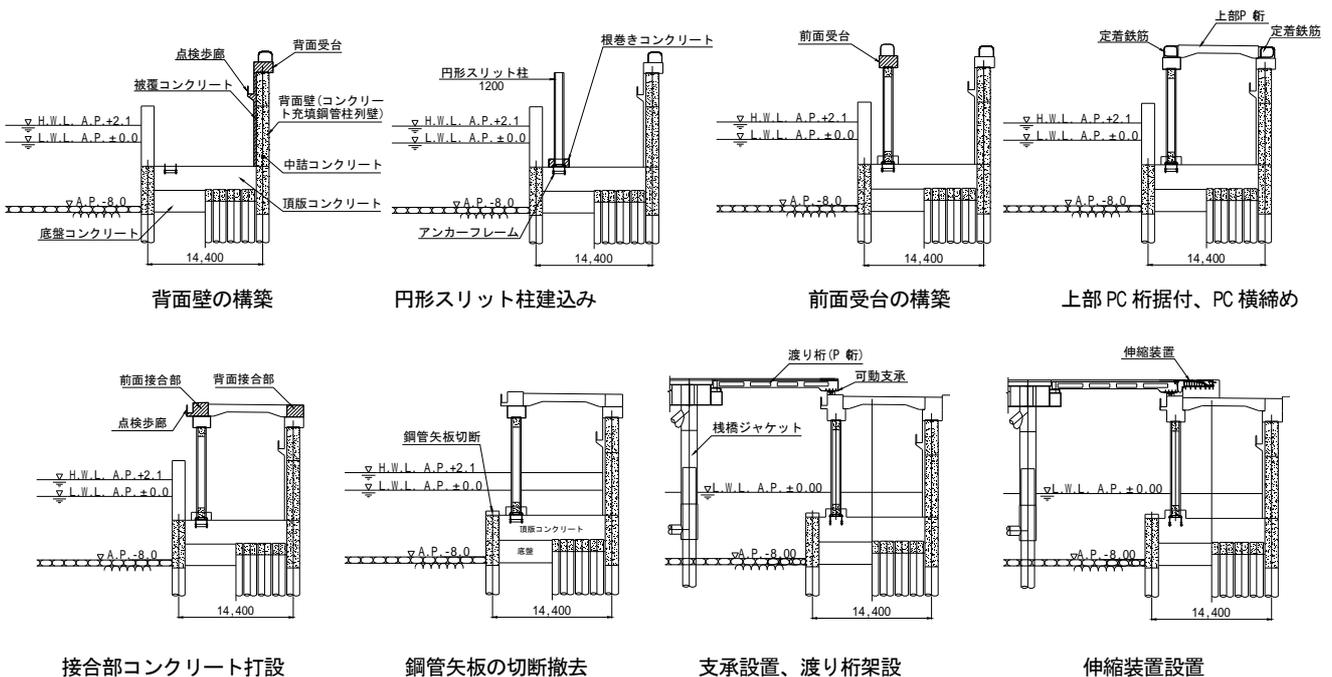


図-7 上部構造（消波護岸）の施工ステップ



写真-1 水中リーダー式導材台船（先行杭打設）



写真-2 500t 吊級杭打ち船による鋼管矢板の夜間打設作業（後行杭）

(2)高耐力継手の掘削洗浄、モルタル注入

鋼管矢板の継手の掘削洗浄は、鋼管矢板天端に敷設されたレール上を移動することができる走行台車を用いて行った（写真-3）。高耐力継手は、異形鉄筋と高強度モルタルとの付着力によって大きなせん断耐力を得るものであるため、鉄筋に付着した土べらを確実に洗浄しなければならない。そのため高圧ジェット水による洗浄とエアリフトによる排土を併用した専用の掘削洗浄機で水深60mまで掘削した。

高耐力継手に注入するモルタルは設計基準強度 60N/mm^2 の高強度モルタルを使用した。事前に実施した施工性実証試験から得られた水中低減率0.86を用いて呼び強度を 70N/mm^2 （配合強度 84N/mm^2 ）とした。モルタル練混ぜ時に製造した標準供試体による圧縮強度のヒストグラムを図-8に示す。標準供試体の圧縮強度は、平均値 $\bar{q}_1 = 106\text{N/mm}^2$ （試験数125、標準偏差 7.4N/mm^2 ）であった。

また、打設した高強度モルタルの品質確認のため、継手の一部からコアを採取して圧縮試験を行った。コアの圧縮強度と水中低減率を表-2に示す。5体の採取コアの圧縮強度の平均値は 95.5N/mm^2 であり、所定の強度が得られていることを確認した。採取箇所に打設したモルタルの標準供試体の圧縮強度に対して算出した水中低減率は、平均で0.92であった。

(3)底盤コンクリート・頂版コンクリートの施工

底盤コンクリートは水中打設される無筋コンクリートで、井筒内部をドライアップする際の止水盤及び外水圧に対する鋼管矢板の切梁としての機能を有する仮設部材である。コンクリートには流動性、自己充填性に優れた水中不分離性コンクリート（ハイドロクリート）を使用し、練混ぜ及び打設はコンクリートプラント船により行った（写真-4）。



写真-3 鋼管矢板継手の掘削洗浄・モルタル注入用自走式台車

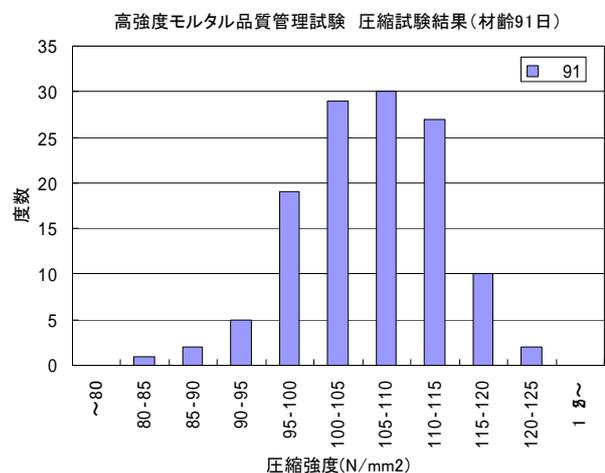


図-8 高強度モルタルの標準供試体圧縮強度

表-2 採取したコアの圧縮強度と水中低減率

番号	採取位置	採取コアの平均強度 (N/mm ²)	標準供試体圧縮強度 \bar{q}_1 (N/mm ²)	\bar{q}_1 に対する水中低減率
	AP-5.4m	91.1	111	0.82
	AP-4.4m	91.9	102	0.90
	AP-4.4m	95.3	100	0.95
	AP-5.0m	106.0	111	0.95
	AP-4.4m	93.2	98	0.95
	平均値	95.5	平均値	0.92



写真-4 CP 船による底盤コンクリート打設



写真-5 井筒内部のドライアップ状況

井筒内部をドライアップした後(写真-5)、頂版コンクリートを施工した。頂版コンクリートと鋼管矢板の接合は施工性に優れた鉄筋スタッド方式とした。頂版コンクリート ($f_{ck}'=30\text{N/mm}^2$) は部材厚 3 m のマスコンクリートであることから、低発熱セメントを使用し、膨張材を添加して温度ひび割れの発生を防いだ。

3.2 上部構造(消波護岸)の施工

(1) 躯体構築の基準

上部構造の躯体を構築する時期は、井筒背面の埋立部において管中混合固化処理土、軽量混合処理土の施工を行っており、鋼管矢板井筒護岸の変位が発生する時期と重なる。そのため、躯体の構築位置を絶対座標で管理できないことから、井筒内ドライアップ時に躯体構築用の基準線を底盤コンクリート上に設定し、護岸変位に伴って移動する構築基準線を基準として躯体構築位置を決定することとした。その際、設計で考慮している部材の断面寸法や鉄筋のかぶりを確実に確保するように躯体の構築を行った。

(2) 背面壁(コンクリート充填鋼管柱列壁)の施工

背面壁は鋼管矢板内にコンクリートを充填し、鋼管の腐食を防止するために、海側には最小かぶりとして 300mm 以上の被覆コンクリートを打設したコンクリート充填鋼管柱列壁である。被覆コンクリートの断面は部材厚が 300mm ~ 1100mm の変断面となるため、部材厚の薄い部分にひび割れが発生しやすいことから、ひび割れ防止鉄筋を配置するとともに膨張材を使用してひび割れの抑制を図った。さらに、ひび割れが発生した箇所については、0.2mm 幅以上に対してはエポキシ樹脂注入工法、0.2mm 幅未満に対しては表面被覆工法により補修した。また、補修箇所の一部で小口径のコンクリートコアを採取し、注入材が確実に充填されていることを確認した。



写真-7 スリット柱の製造状況

(3) 円形スリット柱の製造と施工

消波護岸の円形スリット柱は、塩害に対する耐久性向上と急速施工のためプレキャスト PC 部材 (1200) とした。円形スリット柱の製造は、基礎杭として一般に用いられている PHC 杭と同様に、遠心力締めめと常圧蒸気養生による方法を用いた(写真-7)。ただし、JIS 規格の PHC 杭とは異なり、軸方向鋼材には PC 鋼棒 (B



写真-8 スリット柱の建込み状況

種1号SBPR 930/1080)、フープ筋には異形棒鋼を用い、これらをエポキシ樹脂塗装することにより塩害に対する耐久性を高めた仕様とした。セメントは普通ポルトランドセメントを使用し、設計基準強度 $80\text{N}/\text{mm}^2$ 、水セメント比26%の高強度コンクリートとした。円形スリット柱を現場まで台船で海上輸送した後、クレーン付き台船により頂版コンクリートに埋め込まれたアンカーフレームに建て込み、ベースプレートにボルト接合した(写真-8)。

(4) 上部PC桁の製造と施工

消波護岸のラーメン構造の上床版に相当する上部PC桁は、工場製造によるプレテンションPC桁(桁長9.9m、桁幅900mm)である。また、コンクリートは設計基準強度 $f_{ck}'=50\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $W/C=35\%$ とし、消波護岸の遊水室側になるPC桁下側の鋼材はエポキシ樹脂塗装した。

上部PC桁も台船にて現場海域まで輸送した後、200t吊級起重機船で受台上に架設した(写真-9)。現空港側のエリアでは、起重機船がC滑走路の制限表面に抵触することから、PC桁の架設は夜間に実施した。上部構造は、延長424mを10ブロックに分割しており、PC桁間に間詰めコンクリートを打設した後、1ブロックごとにPC桁同士を橋軸直角方向のPC鋼線で緊張し横締めした。上部PC桁の両端部からは定着用のループ形の鉄筋が出ており、受台の鉄筋と組合せた後、接合部にコンクリートを打設して円形スリット柱及び背面壁と上部PC桁を接合した。その後、栈橋側の鋼管矢板(仮締切り部)を切断して消波護岸が完成した(写真-10,11)。

3.3 埋立と栈橋の接続工

(1) 接続部護岸前面のジャケット3列の施工

鋼管矢板後護岸が完成した後、接続部護岸前面の3列のジャケット(計30基)の基礎杭打設、ジャケット据付を行った。接続部はC滑走路の高度制限下に位置するため、これらは夜間作業で行った。幅約160mの狭い海域に、2400t吊低頭式起重機船、1400t吊あるいは3700t吊固定式起重機船を進入させてジャケットを据付けた。護岸直前面の18列ジャケットの据付では、3700t吊固定式起重機船の右舷側が護岸に干渉するため、ジャケット法線に対して船体を 17° シフトさせ、上下2段吊枠を用いてジブ角度を左右非対称にして据付けた(写真-12)。

(2) 渡り桁の施工

消波護岸が完成した後、埋立部と栈橋部を接合する渡り桁の施工を行った。渡り桁はプレテンションPC桁(桁長15.0m、桁幅1.5m、 $f_{ck}'=50\text{N}/\text{mm}^2$)で、陸上ヤードから現場



写真-9 上部PC桁架設状況



写真-10 消波護岸内部(通水前)

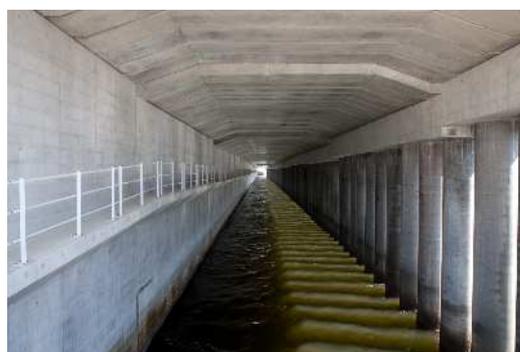


写真-11 消波護岸完成状況



写真-12 3700t吊起重機船による18列JKTの据付

まで台船で輸送した後、棧橋上に配置したクローラクレーンにて架設した。消波護岸の上部 PC 桁と同様に、C 滑走路の制限表面に抵触する現空港側のブロックでは、渡り桁の架設は夜間作業で実施した（写真-13）。PC 桁間に間詰めコンクリートを打設し、現場で橋軸直角方向にプレストレスを導入して横締めし一体化した。

渡り桁の埋立側の支承には、レベル1地震時の変位に対応できるよう可動範囲±60cm（水平2方向）のすべりゴム支承を用いている。4章で述べるように、施工中から護岸変位が生じ、かつ供用開始以降も残留変位が生じることから、動態観測を基に将来の護岸変位の予測し、その分だけ埋立側にオフセットした位置に支承を据付けた。可動支承の据付位置のオフセットの概念図を図-9に示す。渡り桁の可動支承の必要変位量は地震時で決まっており、棧橋側に65cm、埋立側に15cmである。支承・伸縮装置ともに可動範囲が±60cm（=120cm）あることから、可動量から必要変位量を除いた設置可能幅は40cmである。次章に示す護岸変位の予測結果を用いて、支承据付時から工事完了までの間の護岸変位量の増分を予測し、工事完了時に下沓中心が設置可能範囲内の中央に来るように埋立側にオフセットした位置に下沓を設置した。

(2) 伸縮装置の据付

渡り桁の可動側端部に、埋立部と棧橋部の相対変位を吸収するための伸縮装置を設置した。伸縮装置には、航空機が走行する滑走路及び誘導路に用いるローリングリーフジョイント（図-10）、航空機の逸走時を想定した着陸帯・誘導路帯に用いるSジョイント、車両が走行する場周道路に用いるDPジョイントの3タイプがあり、ポルトガルのファンシヤル空港の滑走路の伸縮装置の実績を有する海外メーカーが製造した。伸縮装置も、支承と同様にレベル1地震の相対変位±60cmの大変位に対応した伸縮量を有している。FLIPによる動的解析の結果、レベル2地震時には約2mの護岸変位が発生することから、伸縮装置の台座コンクリート及び背面の裏込め部を破壊させるロックオフ構造を採用した。伸縮装置の台座コンクリートは接続部護岸の上部構造に鉄筋で定着されておらず、自重による底面の摩擦力で航空機の水平荷重による滑動に対する安定を確保している。レベル2地震では渡り桁と台座コンクリートが衝突し、台座コンクリートが埋立側に滑動することによって、護岸構造や渡り桁などの構造物の被害を軽減するものである。伸縮装置についても据付～工事完了までの期間に発生する護岸変位の分だけオフセットした位置に設置した（写真-14）。



写真-13 PC 渡り桁の架設状況

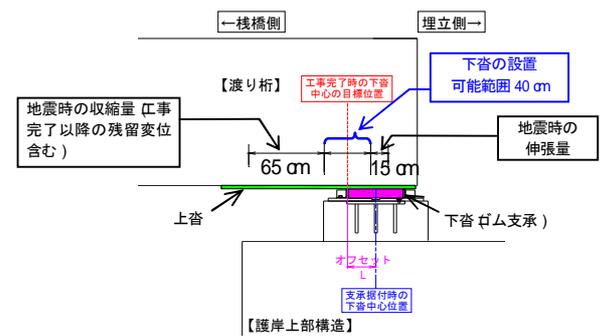
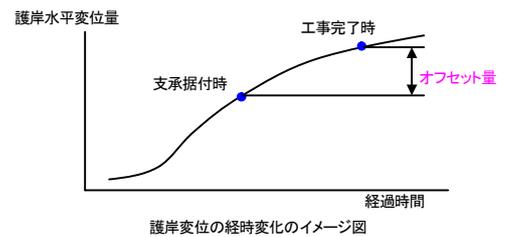


図-9 支承オフセットの方法

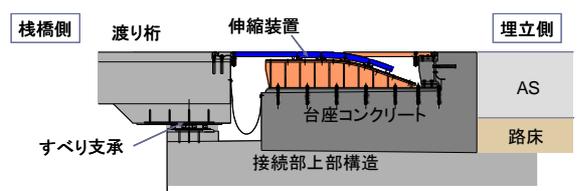


図-10 ローリングリーフジョイント断面図



写真-14 伸縮装置設置状況

4-2 鋼管矢板の変形の実測結果

2010年6月時点の鋼管矢板の変形を図-12に示す。鋼管矢板の杭頭変位は、現空港側端部（JV-J杭）や平行誘導路部（JV-A杭）では約40cm、滑走路部及び沖側では50～60cmとなっており、滑走路部及び沖側で変位が大きい。これは、滑走路部が最も地表面標高が高いこと、また、沖に行くほど水深が深くなることから、埋立層厚が厚く載荷荷重が大きいことが一因と考えられる。変形モードについては、埋立側の鋼管矢板（JV-G杭、JV-I杭、JV-J杭）では、AP-20m～-30m付近（①-C層）で曲率が大きいのに対して、栈橋側の鋼管矢板（JV-A杭、JV-E杭、JV-F杭）では杭頭付近で押されたような変形モードとなっている。これは、埋立部からの土圧が主として①-C層付近で埋立側の外壁鋼管矢板に作用し、井筒全体が押されることによって頂版コンクリートを介して栈橋側鋼管矢板の杭頭部に水平荷重が作用していることを示している。滑走路部に着目すれば、埋立側と栈橋側の鋼管矢板の変位差が、AP-30m付近で10cm超となっている。

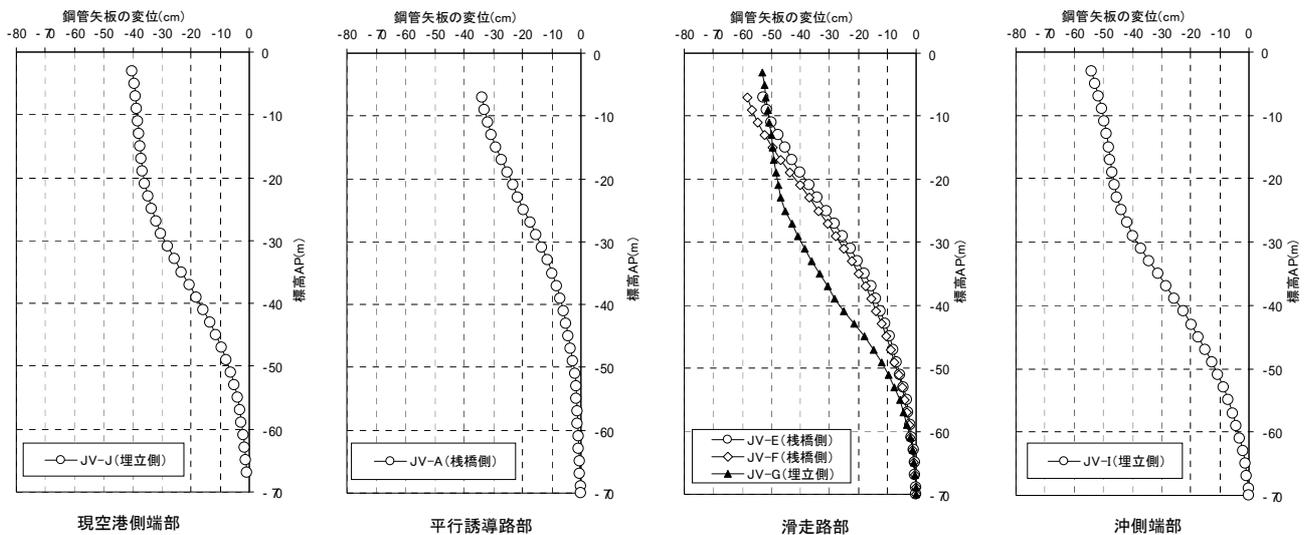
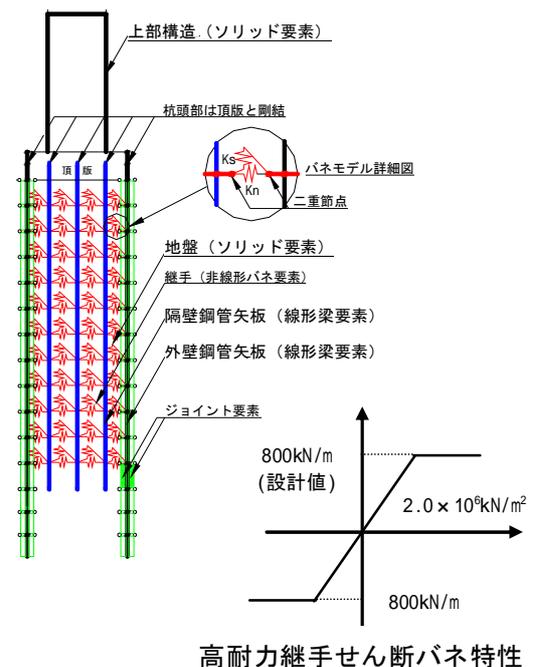


図-12 鋼管矢板の変形モード（2010年6月時点）

4-3 護岸変位の予測解析

(1) 自重解析モデル

自重解析に用いた粘性土の構成式は、実施設計時と同様に、要求水準書に規定されていた弾・粘塑性モデル（関口・太田モデル）に修正カムクレイ型降伏関数を導入した関口・太田モデル（修正カムクレイ型）とした。鋼管矢板井筒は、外壁及び隔壁の各鋼管矢板をビーム要素でモデル化し、外壁が地盤と接触する面には地盤の付着と剥離を考慮するため非線形のジョイント要素を配置した。隔壁鋼管矢板の高耐力継手は、せん断耐力の設計値 $P_u=800\text{kN/m}$ を上限値とする完全弾塑性型の非線形バネ要素でモデル化した。鋼管矢板井筒護岸のモデル化を図-13に、また、FEM解析モデルを図-14に示す。



高耐力継手せん断バネ特性
図-13 自重解析における鋼管矢板井筒護岸のモデル化

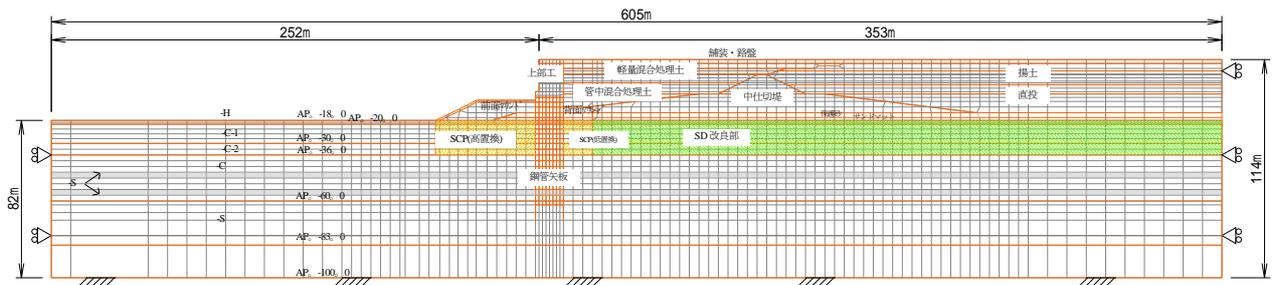


図-14 埋立/栈橋接続部の自重解析モデル

(2)地盤パラメータのフィッティング

鋼管矢板井筒護岸の水平を予測するためには、より基礎的な地盤挙動である背面埋立部の沈下を精度よく再現できなければ、構造物と地盤の相互作用による複雑な護岸挙動に関して、信頼できる予測解析は期待できない。そこで、工事着工後に実施した追加土質調査の結果を踏まえて、接続部近傍の地層構成や地盤物性値を詳細に検討し、背面埋立部の沈下挙動も含めた実測値と解析値のフィッティングを行った。また、鋼管矢板井筒護岸から102mの位置(SK-N)においてCPTによる原位置水圧消散試験を行って地盤の透水性の評価を行うとともに、層別沈下計から得られた層別沈下量に着目して自重解析のフィッティングを行い、地盤パラメータを決定した。

追加土質調査による地盤特性(OCR、 C_c 、 ϕ 、 C)を図-15に示す。自重解析により背面埋立部の沈下挙動をフィッティングした地盤物性値を表-3に示す。これらは土質試験結果のばらつきの範囲内で、最も実測値に近い結果を与えるように設定したものである。透水性については、-C-2層の中に存在する介在砂層を-S層としてモデル化し、-S以外の粘性土層の透水係数は水圧消散試験結果へのフィッティングによって定めた。

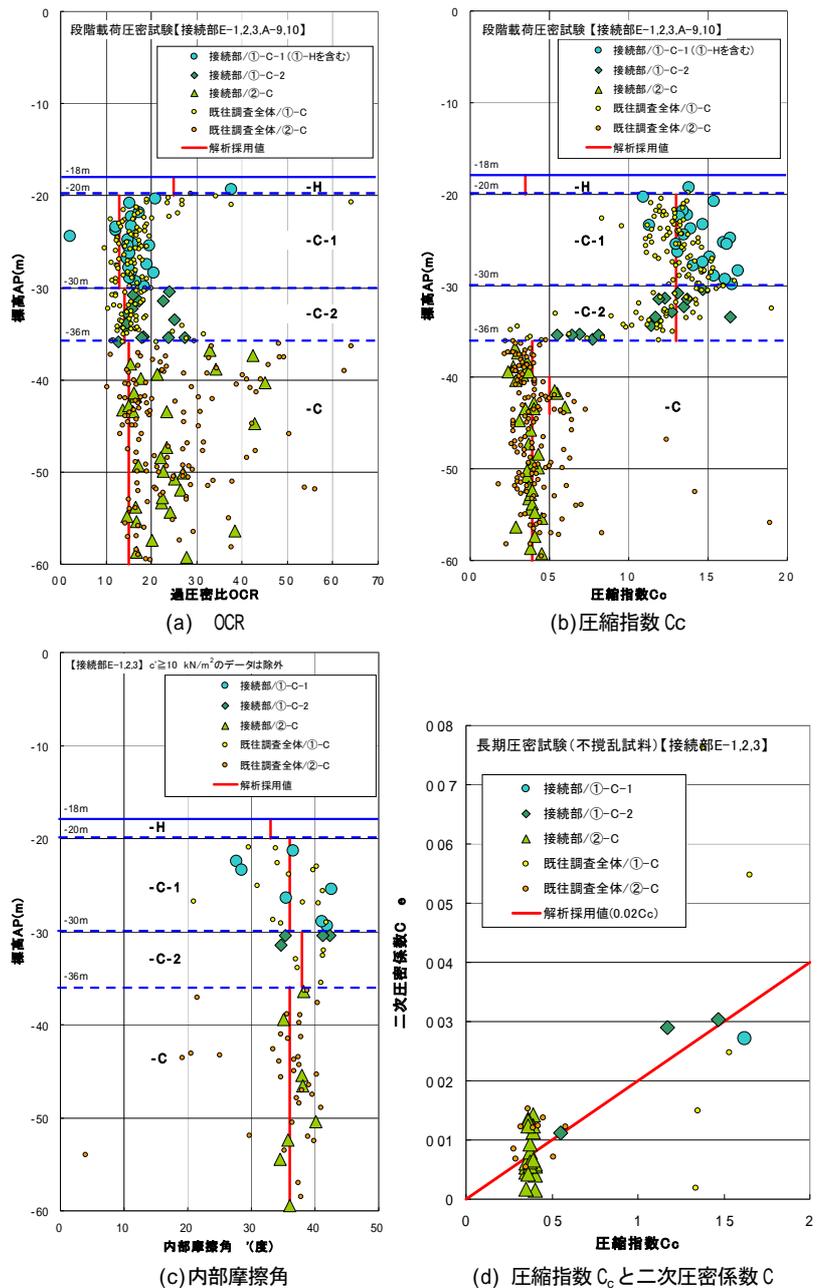


図-15 地盤パラメータ (OCR、 C_c 、 ϕ 、 C)

表-3 自重解析に用いた地盤パラメータ

	-H		-C-1		-C-2		-C		-S		-S	
	実施設計	同定値	実施設計	同定値	実施設計	同定値	実施設計	同定値	実施設計	同定値	実施設計	同定値
透水係数k (m/sec)	1.0×10^{-7}	2.0×10^{-7}	7.0×10^{-6}	—	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}					
圧縮指数Cc	0.50	0.35	1.31	1.30	1.31	1.30	0.36	0.39~0.50	—	—	—	—
過圧密比OCR	4.10	2.50	1.70	1.30	1.70	1.40	2.5~3.6	1.5	—	—	—	—
二次圧密係数C	0.02	0.007	0.052	0.026	0.045	0.026	0.014	0.008~0.010	—	—	—	—
内部摩擦角 ϕ (°)	33	33	36	36	38	38	36	36	—	—	—	—
変形係数E (kN/m ²)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	14 000	35 000 (7 0N)	140000 (2800N)
静止土圧係数K ₀	0.46	0.46	0.41	0.41	0.38	0.38	0.41	0.41	—	—	—	—

※膨潤指数は圧縮指数の1/10とした。

(3) 背面埋立部の間隙水圧

背面埋立部の SK-N 点（鋼管矢板から 102m 位置）に設置されている間隙水圧計の計測値と自重解析における同一位置の間隙水圧を比較したものを図-16 に示す。間隙水圧計では、計測初期に計測データにズレ（ドリフト）が見られたために、ドリフトが落ち着いた時期に CPT による過剰間隙水圧消散試験を 2 回実施し、その結果を用いて間隙水圧計のデータを補正した。管中混合固化処理土の施工が完了した 22 ヶ月目頃から、軽量混合土の施工が開始される 25 ヶ月目までにかけて、載荷荷重の増分のない放置期間となった。この期間の間隙水圧の消散傾向を見ると、計測値及び解析値に良い一致が見られることから、透水係数の評価が妥当であることを示している。

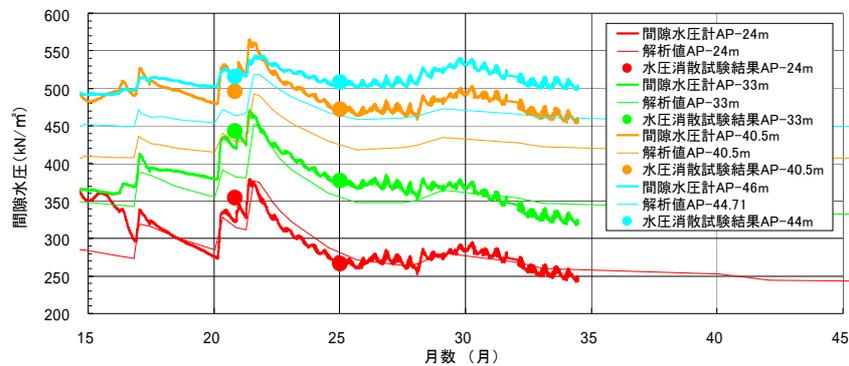


図-16 間隙水圧の経時変化

(4) 背面埋立部の沈下

背面埋立部の滑走路中心線上の 3 地点（SK-L、SK-M、SK-L）の全沈下量の経時変化を図-17 に示す。また、SK-L（鋼管矢板から 102m 位置）に設置した層別沈下計による①-C 層、②-C 層の層別沈下量を図-18 に示す。沈下量の計測値の再現性は良好であることから、今回再評価した地盤パラメータが妥当性であることを示しており、自重解析の信頼性が高いと言える。

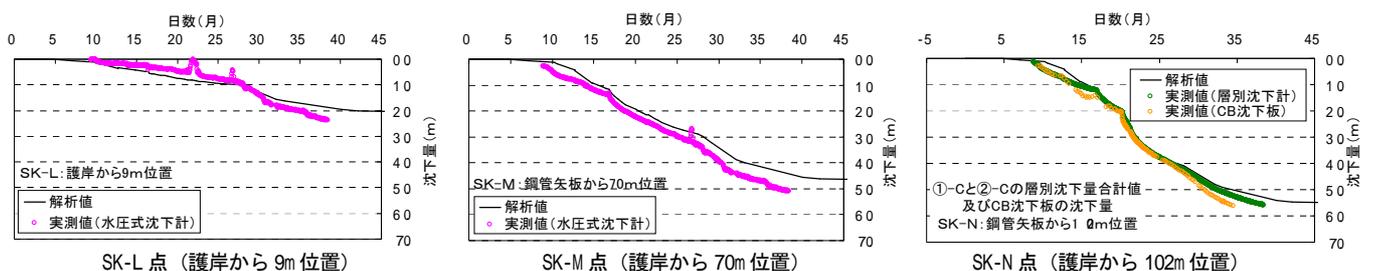


図-17 接続部背面埋立部の沈下曲線 (SK-L、SK-M、SK-N)

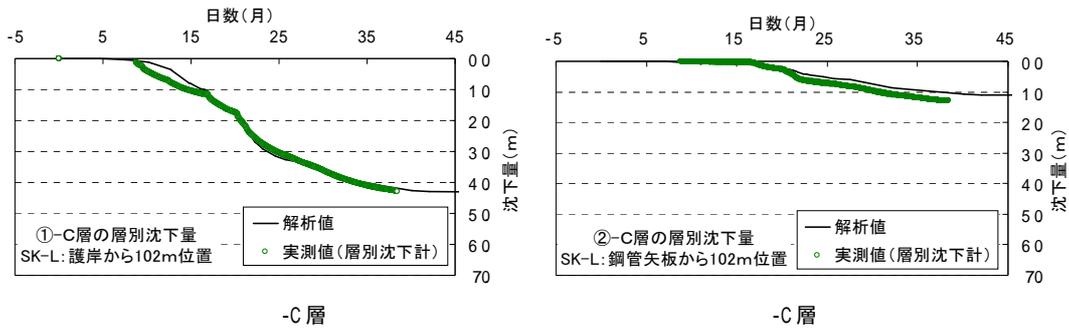


図-18 SK-N点（護岸から102m）における層別沈下量

4-4 護岸変位の予測解析

埋立部の圧密沈下に関わる地盤パラメータの同定を行った後、護岸の水平変位に着目したパラメータの同定を行った。自重解析において護岸変位に影響を及ぼすパラメータのうち特に影響が大きいのは、粘性土の有効内部摩擦角 ϕ' と隔壁鋼管矢板の高耐力継手のせん断耐力 P_u である。これら2つのパラメータに着目して、護岸変位のフィッティングを行った。

粘性土の有効内部摩擦角 ϕ' と高耐力継手のせん断耐力 P_u のそれぞれの寄与は、高耐力継手の挙動が弾性範囲にある間（護岸変位が小さい期間）は P_u の影響はなく ϕ' の寄与が大きい。護岸変位が大きくなり継手がせん断耐力を超え非線形域に達すると P_u の寄与が大きくなる。この継手がせん断耐力に達する時期は、護岸変位が大きく増加し始める28ヶ月目頃（現場施工では接続部背面の軽量混合処理土が水中施工から気中施工に変わった時期）であった。そこで、まず28ヶ月以前の護岸変位の実測値に対して ϕ' をフィッティングし、その後、28ヶ月以降の護岸変位の実測値に対して P_u をフィッティングした。

図-19 に鋼管矢板の杭頭変位（A.P.-7m）の経時変化の計測値と解析値との比較を示す。 ϕ' については、実施設計値そのままの28ヶ月以前の護

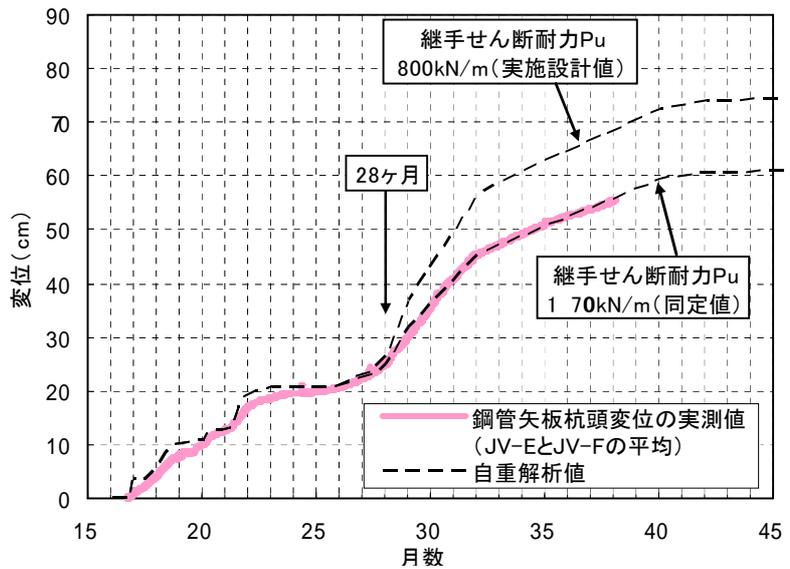


図-19 護岸変位の経時変化（実測値と解析値）

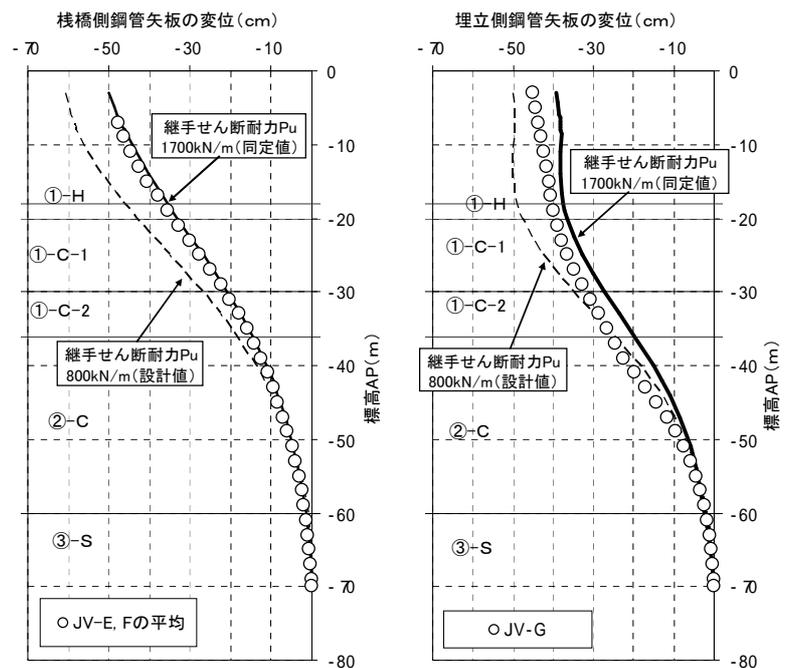


図-20 鋼管矢板の変形モードの比較（SGM終了時）

岸変位の実測値と解析値がほぼ一致した。28ヶ月以降の護岸変位については、継手のせん断耐力の実設計値である $P_u=800\text{kN/m}$ の場合には解析値の方が実測値を上回っている。継手のせん断耐力をパラメータとして護岸変位をフィッティングした結果、 $P_u=1700\text{kN/m}$ とした場合により一致が見られた。継手せん断耐力は設計値の $P_u=800\text{kN/m}$ に対して、それ以上の効果を発揮したと考えられる。栈橋側と埋立側の鋼管矢板の変形モードを図-20 に示す。鋼管矢板の変形モードについても自重解析ではほぼ再現出来ており、自重解析の信頼性が高いことが確認できる。自重解析による将来の護岸変位は供用開始時点で約 60cm、100 年後で約 70cm 程度と予測された。この予測結果を用いて、支承・伸縮装置の据付後～工事完了までの期間の護岸変位量を求め、据付位置のオフセットを行った。

4-5 鋼管矢板の高耐力継手の挙動の評価

自重解析による護岸変位のフィッティングの結果、鋼管矢板の高耐力継手のせん断耐力が護岸変位に及ぼす影響が大きく、せん断耐力は設計値の約 2 倍の $P_u=1700\text{kN/m}$ と推定された。ここでは、今回の動態観測結果から推定される高耐力継手の挙動について検討する。

(1) 動態観測による高耐力継手のせん断ずれ量の推定

動態観測では、隔壁鋼管矢板に傾斜計を設置しておらず、隔壁鋼管矢板の変形を直接計測することができないため、埋立側と栈橋側の外壁鋼管矢板の変形の実測値から隔壁鋼管矢板の変形を推定し、高耐力継手のずれ量を算出した。まず、外壁鋼管矢板の傾斜角の実測値を多項式近似し、隔壁鋼管矢板の変形モードが埋立側と栈橋側の鋼管矢板の間で一様に変化すると仮定して、埋立側と栈橋側の外壁鋼管矢板の傾斜角を線形補間して、隔壁鋼管矢板 1 本毎に傾斜角を算出した。その傾斜角に鋼管矢板の半径 r を乗じることにより継手部の変位量を求め、隣り合う鋼管矢板同士の相対差から継手のずれ量を算出した。このようにして、外壁鋼管矢板の傾斜角の計測結果から推定した継手ずれ量を図-21 に示す。埋立側に最も近い継手-8 では AP-43m 付近で最大 15mm、栈橋側にいくに従ってずれ量の大きい位置が上方へと移動し、最も栈橋側にある継手-1 では AP-24m 付近で最大 12mm のずれ量と推定される。ほぼ継手全長でずれ量が 1mm を超えており、継手のせん断抵抗力は非線形域に達していると考えられる。

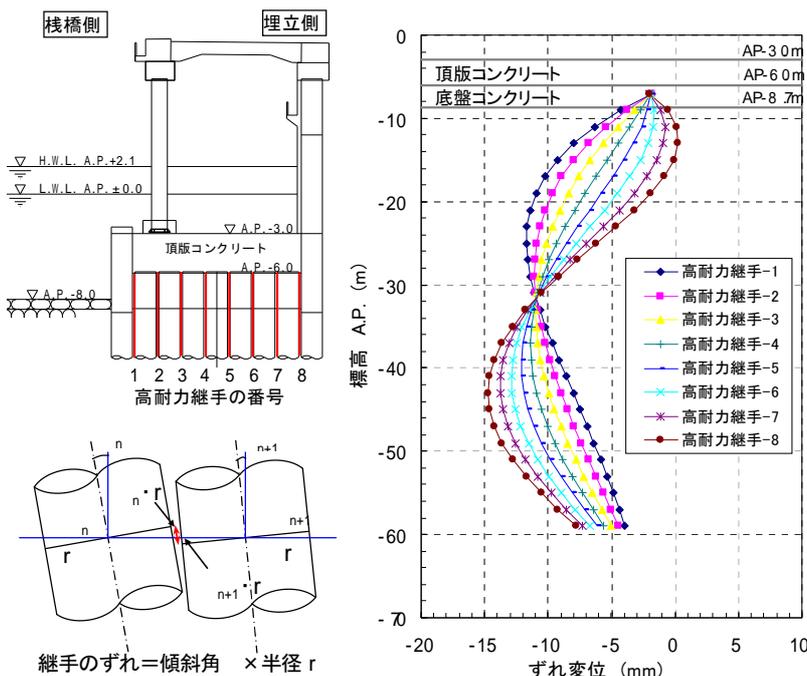


図-21 外壁鋼管矢板の変形から推定した高耐力継手のずれ量

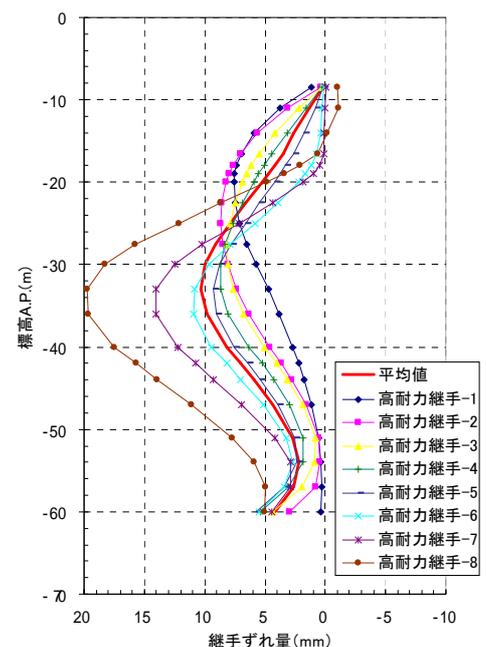


図-22 自重解析における高耐力継手のずれ量の分布

(2)自重解析における高耐力継手の挙動

次に、自重解析における継手のずれ量を図-22 に示す。埋立側の継手-8 が最もずれ量が大きく、AP-35m 付近で約 20mm となっている。棧橋側の継手になるほどずれ量は小さくなるとともに、そのピークが上方へ移動し、継手-1 や継手-2 では AP-20m 付近でずれ量が 8mm 程度である。傾向的には図-21 の外壁鋼管矢板の変形の実測値から推定した継手ずれ量分布と符合しており、継手がせん断耐力まで達していることを示している。図-21 は直接、継手ずれ量を計測したのではなく、あくまでも外壁鋼管矢板の傾斜角を線形補間して推定したものであることを考慮すると、図-22 の自重解析による継手ずれ量は、十分な精度で実現象を再現できていると考えられ、今回の自重解析の妥当性が示されていると言える。

(3)高耐力継手のせん断耐力が大きくなった原因に関する考察

最後に、護岸の実挙動から推定された高耐力継手のせん断耐力が設計値を上回った要因について考察する。高耐力継手を接続部の鋼管矢板井筒護岸のような大規模構造物に適用するにあたっては、設計段階における高耐力継手のせん断耐力の設計値を十分に安全側に評価することとした。その上で、実挙動が設計値を上回った要因として以下のようなことが考えられる。

- 高耐力継手のせん断耐力を設定した押し抜きせん断試験における試験方法上の問題
- 実物の継手において充填モルタルの連続性
- 実際に施工した充填モルタルの発現強度

これらについては文献7)で詳しく述べており、ここでは概要のみを述べる。高耐力継手の押し抜きせん断試験では長さ 1m の試験体を使用した。試験終了後の試験体を写真-15 に、試験から得られた継手のずれ量—せん断抵抗力を図-23 に示す。継手のせん断力は、相対ずれ量 1~2mm 程度で最大耐力 2000~2500kN/m に達した後低下し、相対ずれ量 10mm 以上ではほぼ一定の値 (800~1000kN/m)となっている。このせん断力の低下は、写真-15 が示すように、長さ 1m の供試体のモルタル部分に斜め方向のせん断ひび割れが発生し、異形鉄筋の付着力が有効に伝達される範囲が減少してしまったことによるものである。押し抜きせん断試験結果から、モルタルと異形鉄筋とのせん断伝達応力度を算出し、仮に、モル

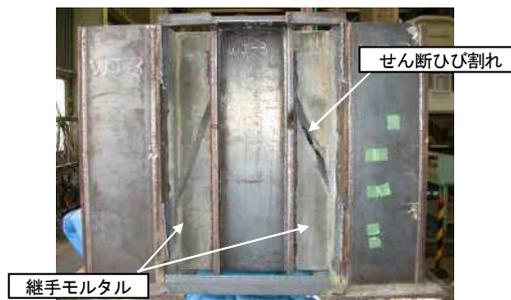


写真-15 押し抜きせん断試験終了後の試験体例

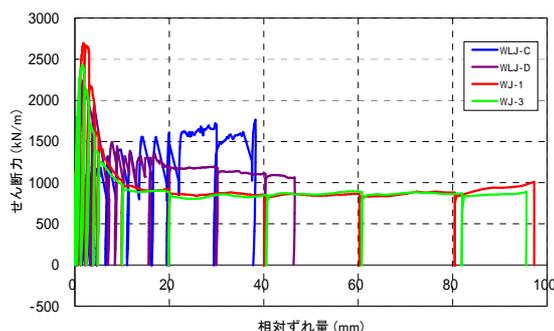
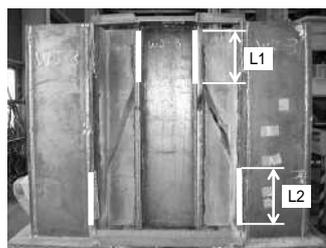
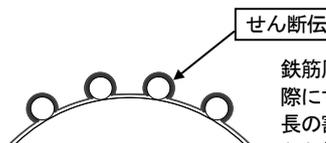


図-23 押し抜きせん断試験による継手のせん断力⁷⁾



せん断伝達長 L は試験体長からせん断ひびわれ長を引いた長さ



$$\text{せん断伝達周長 } U = \alpha \cdot \pi \cdot D$$

鉄筋周長係数 α : 鉄筋の全周長に対する実際にずれ時のせん断抵抗に寄与している周長の割合で、試験後のせん断面の観察結果から算出

せん断耐力 $P_u = \tau \cdot U \cdot L \cdot n$

- τ : せん断伝達応力度 (N/mm²) (試験結果より $\tau=8\text{N/mm}^2$)
- U : せん断伝達周長 (mm)
- L : せん断伝達長 (mm)
- n : 鉄筋本数 ($n=4$)

せん断伝達周長 $U = \alpha \cdot \pi \cdot D$

- α : 鉄筋周長係数 ($=2/3$)
- D : 鉄筋径 (mm)

図-24 せん断伝達長と継手のせん断耐力の推定式

タル部分に斜めせん断ひび割れが発生せずに全長でせん断力を伝達できるとした場合には、そのせん断耐力（上限値）が図-24の式より $P_{max}=1940kN/m$ と推定されることは実施設計計算書の中でも述べられている。今回同定された継手のせん断耐力 $P_u=1700kN/m$ はこの上限値に近い値であることから、実物の継手では斜めせん断ひび割れの発生によるせん断伝達長のロスが少なく、充填モルタルの連続性がかなりの範囲で保たれているのではないかと考えられる。また、表-2に示した採取コアの圧縮強度が示すように、実際に構築した継手モルタルの発現強度が大きかったことも、継手のせん断耐力が増加した一因と考えられる。

5. おわりに

埋立／栈橋接続部の工事は、埋立部と栈橋部の施工が輻輳する中での大量・急速・24時間連続の工事であった。2008年2月下旬に鋼管矢板打設に着手し、2009年7月に鋼管矢板井筒護岸完成、2010年1月に最終ジャケットの据付け完了、そして2010年6月に伸縮装置の設置を終え、無事、埋立部と栈橋部の接続を完了することができた。工程の遅れもなく無事完了できたことは、技術検討委員会の先生方、また東京空港整備事務所を始めとする関係各位の多大なるご支援ご協力によるものであります。この場を借りて、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 新原雄二、相河清実、加藤浩司、坂梨利男、浅沼丈夫、風野裕明：埋立部と栈橋部を接続する鋼管矢板井筒護岸の設計、橋梁と基礎、Vol.43、No.1、pp.40-pp.44、2009年1月。
- 2) 青柳孝義、秋山義信、永嶋聡志、山下久男、西海健二、石濱吉郎：鋼管矢板基礎に用いる高耐力継手の開発、海洋開発論文集、Vol.23、pp.303～308、2007年7月。
- 3) 稲垣聡、向原健、池谷毅、新原雄二、宮田正史、野口孝俊：鋼管矢板井筒護岸に適用したスリット式消波構造、海洋開発論文集、Vol.23、pp.1105～1110、2007年7月。
- 4) 野口孝俊、田中秀夫、新原雄二、吉原知佳：プレキャスト PC 円柱を用いた消波護岸の設計・施工ー羽田空港 D 滑走路 埋立／栈橋接続部護岸工事ー、プレストレストコンクリート、Vol.52、No.3、pp.25-pp.32、2010年5月。
- 5) 新原雄二、吉原知佳、池谷毅、稲垣聡、野口孝俊、宮田正史：円形スリット柱を用いた消波護岸の設計と施工、第35回海洋開発シンポジウム、2010年6月（投稿中）。
- 6) 田中秀夫、新原雄二、野口孝俊、篠原秀文：羽田空港 D 滑走路埋立／栈橋接続部の鋼管矢板井筒護岸の設計・施工、コンクリート工学、Vol.47、No.11、pp.50-pp.55、2009年11月。
- 7) 新原雄二、吉原知佳、永嶋聡志、村上武志、野口孝俊、宮田正史：高耐力継手を用いた大規模護岸構造物の設計と挙動観測、第35回海洋開発シンポジウム、2010年6月（投稿中）