

D滑走路 埋立/栈橋接続部護岸の変形予測解析と計測施工
 ~ 自重解析による護岸構造の設計と動態観測計画 ~

鹿島 坂梨利男・田島新一・村上武志・渡邊洋介・山田岳峰・上本勝広・加藤浩司

接続部護岸・栈橋工区 新原雄二

キーワード：接続構造、鋼管矢板井筒護岸、軽量混合処理土、自重解析、高耐力継手
 高置換サンドコンパクションパイル

1. まえがき

埋立/栈橋接続部護岸は、軟弱地盤上の高盛土構造である背面埋立部の土圧、地盤の側方変位の影響を受け、施工期間中から比較的大きな水平変位が発生することが予想される。従って、鋼管矢板井筒護岸の設計においては、施工中から供用期間中に生じる護岸変形に十分配慮する必要がある。

本稿では、接続部の実施設計に関する種々の技術検討のうち、長期的な地盤変形を評価するため実施した鋼管矢板井筒護岸をモデル化した弾・粘塑性解析（自重解析）の概要と自重解析結果を基に策定した動態観測計画の概要について述べる。また、今回適用した自重解析は、遠心模型実験結果などから当該検討をより合理的に評価できるように構成則の一部を変更した「関口・太田モデル」(修正カムクレイ型)(以下、修正モデル)を適用しており、適用性の検証結果も併せて示す。

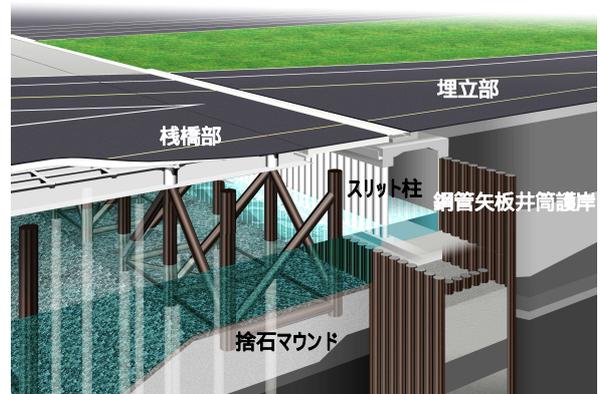
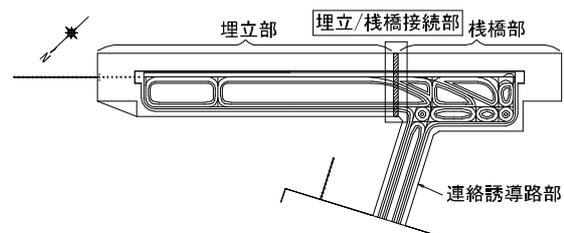


図 1-1 埋立/栈橋接続部の全体構造

2. 鋼管矢板井筒護岸の設計に用いる構成則の妥当性検証

2-1 施工中～供用期間中の地盤変形

鋼管矢板井筒護岸は、栈橋部と埋立部の境界に位置する延長 424m の線状構造物であり、埋立材による側圧に加え、高盛土の埋立による軟弱地盤の圧密沈下とそれに伴う水平変位の影響を受け、栈橋側に押し出される挙動を示す。そこで接続部設計では、従来の静的設計にあわせ、長期的な地盤変形を踏まえ鋼管矢板井筒護岸の断面仕様を決定する必要があることから、地盤変位、

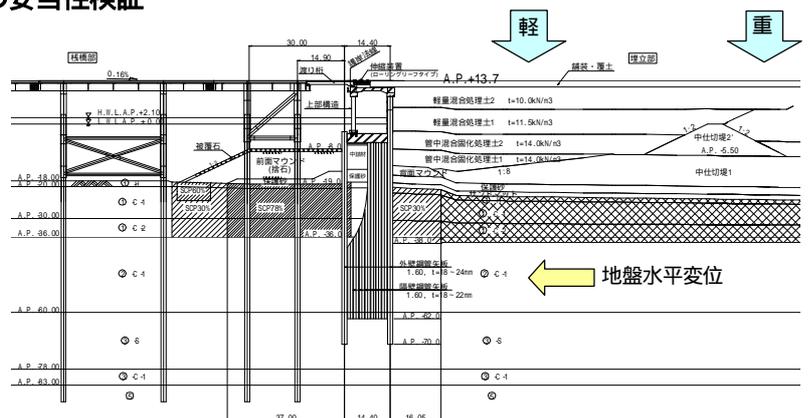


図 2-1 滑走路断面

特に水平変位のより正確な評価が求められた。要求水準書では、供用期間中の地盤変形の照査法として、関口・太田モデル(以下、オリジナルモデル)による弾・粘塑性解析(自重解析)の適用が示されているが、これまでの事例調査から、オリジナルモデルは水平変位を大きめに評価する傾向があることが明らかとなった。護岸断面や栈橋杭は地盤の水平変位が決定要因となるため、水平変位を合理的に評価することを目的に接続部護岸をモデル化した遠心載荷試験を実施し自重解析と対比し検討した結果、自重解析の構成則を一部見直した。構成則の見直しは、オリジナルモデルの粘性土の降伏曲面に、修正カムクレイ型降伏曲面を適用した。以下では、修正モデルの有効性を検証するために実施した遠心模型実験や実事例解析結果を示す。

2-2 構成則の特徴

関口・太田モデル(修正カムクレイ型)(修正モデル)

関口・太田¹⁾による弾・粘塑性構成モデルの流動曲面式は、

$$F = \alpha \ln \left\{ 1 + \frac{\dot{\nu}_0 t}{\alpha} \exp \left(\frac{f(\sigma')}{\alpha} \right) \right\} - \varepsilon_v^{vp} = 0 \quad (1)$$

である。ここに、 M は限界応力比、 D はダイレイタンシー係数²⁾、 t は塑性流動時間、 α は二次圧密係数、 $\dot{\nu}_0$ は初期体積ひずみ速度、 ε_v^{vp} は粘塑性体積ひずみ、 f はスカラー関数である。

関口・太田¹⁾ はスカラー関数 f を

$$f(\sigma') = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta^* \quad (2)$$

と定義している。ただし、

$$p' = \frac{1}{3} \sigma'_1, \quad \eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\eta - \eta_0\|, \quad \eta = \frac{s}{p'}, \quad s = \sigma' - p'1$$

である。

本検討では、応力パラメータ η^* を導入した修正カムクレイモデルの降伏曲面を適用し、スカラー関数 f を

$$f(\sigma') = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + MD \ln \left(\frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} \right) \quad (3)$$

と定義する。

それぞれの構成則の特徴と解析に与える影響について表 2-1 に示す。

2-3 遠心模型実験による地盤挙動評価と構成則の妥当性検証

接続部に適用した自重解析から得られる地盤変形の発生傾向、特に地盤の水平変位挙動に関する検証と構成則を修正カムクレイ型に変更した修正モデルの適用性を確認するために、実応力場での地盤挙動を定量的に把握することができる遠心模型実験と実験シミュレーションを実施した。また、遠心実験で使用したカオリン粘土の室内試験を実施し、要素レベルでの再現性を確認した。

実験では、接続部の挙動特性を表現するため、埋立/ 栈橋接続部構造のみを対象に単純なモデル化を行った。実験モデルを図 2-2 に示す。载荷の手順は以下の通りである。

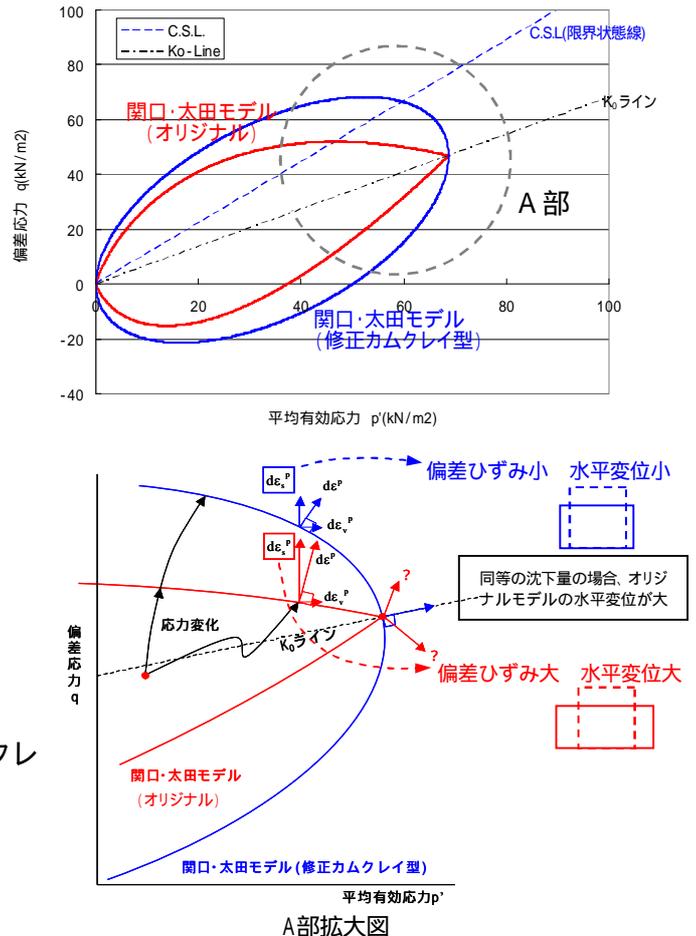


表 2-1 構成則の特徴(A部)

	内容
特徴 1	修正カムクレイ型は、降伏曲面の形状の違いからオリジナルカムクレイ型よりも弾性域が拡大しており、同等の応力経路を辿る場合には変形量が小さくなる。
特徴 2	降伏曲面の形状(傾斜)の違いで同等の沈下量(= d_{vp} が等しい)の場合、オリジナルカムクレイ型に比べ修正カムクレイ型は、せん断変形に相当する偏差ひずみ(d_{sp})が減少する。その傾向は、 K_0 ライン付近では顕著に現れる。
特徴 3	オリジナルカムクレイ型は、 K_0 ライン上に塑性ひずみ増分の方向が不定となる特異点が存在する。なお、特異点による変形量や変形方向への影響は不明であり、解析結果の精度が問題になる(計算が正しく行われていない)と考えられる。



写真 2-1 遠心模型実験装置

表層の過圧密状態を再現するため 1G 場で段階圧密
 100G 場で予備圧密後、計測機器・ジグ等設置
 本試験 (100G 場)

また、実験との対比のため図 2-3 に示す解析モデルを用いて、オリジナルモデルと修正モデルによる遠心模型実験シミュレーションを実施した。なお、弾・粘塑性 FEM 解析に必要な粘性土の物性値は、模型実験で使用したカオリン粘土 (ASP100) の要素試験を実施し決定した。

実験の結果、軽量材、標準材に沈下差が生じ、粘土地盤の水平変位が発生して矢板を押す変形挙動が確認された。(写真 2-2)

一方、解析シミュレーションの結果から、修正モデルは、オリジナルモデルに比較して沈下量、水平変位量ともに実験結果を適切に再現できることを確認できた。(図 2-4, 図 2-5)

また、カオリン粘土の要素シミュレーションの結果、修正モデルは、完全非排水せん断条件、完全排水せん断条件とも要素試験結果を良好に再現できることを確認できた。特に完全排水条件でその再現性が優れることから、部分排水から完全排水問題の地盤変形予測への適用性が高くなることが予想される。

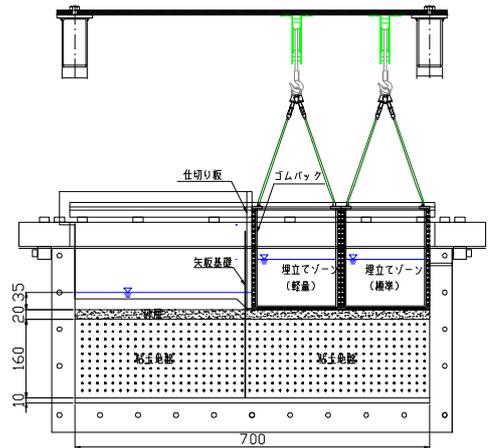


図 2-2 実験モデル

(土槽サイズ(内寸: W700 × L150 × H350))

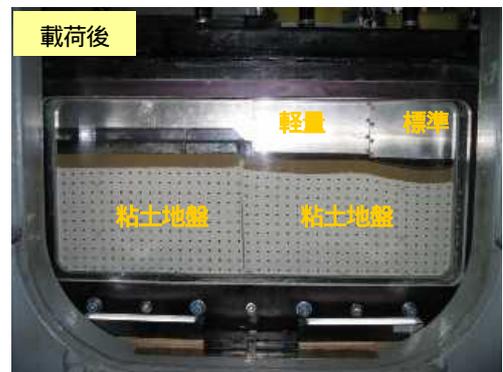


写真 2-2 遠心模型実験状況

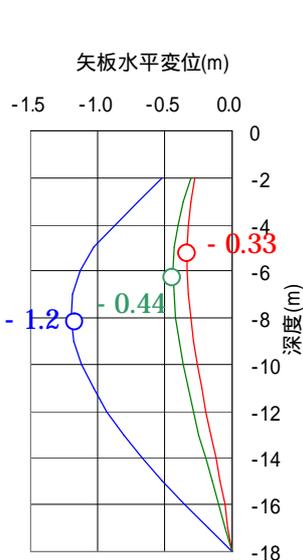


図 2-4 矢板水平変位

- : 本実験
- : 関口・太田モデル
- : 関口・太田モデル(修正カムクレイ型)

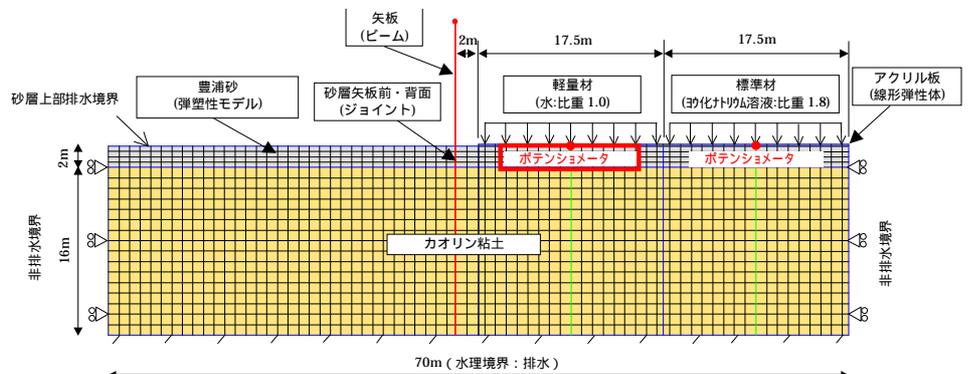


図 2-3 解析モデル

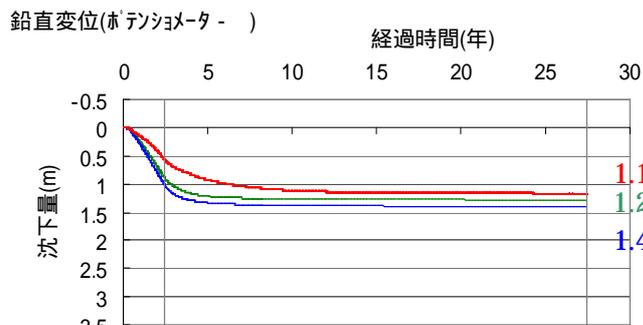


図 2-5 鉛直変位

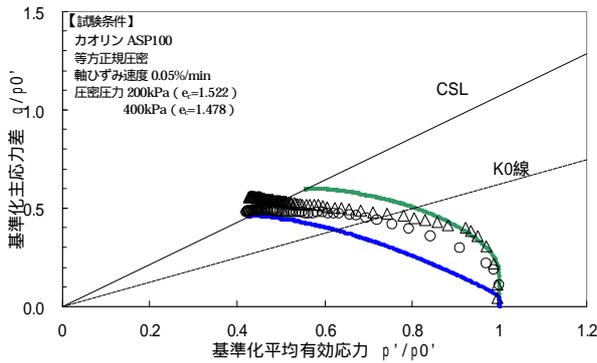
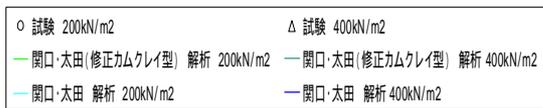


図 2-6 三軸 CU 試験の要素シミュレーション結果

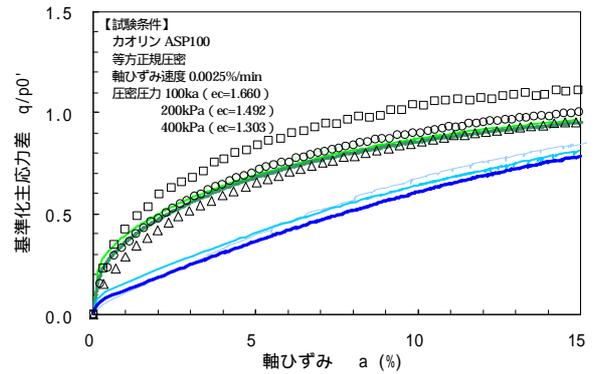
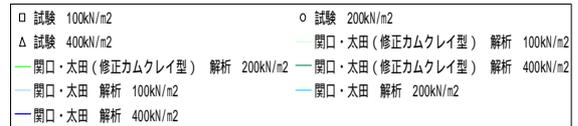


図 2-7 p一定三軸 CD 試験の要素シミュレーション結果

2.4 修正モデルの妥当性検証

軟弱地盤上の盛土工事 3 事例に対して、オリジナルモデルおよび修正モデルを適用して、実測値と比較し構成則の妥当性を検証した。検討の結果、沈下量はオリジナルモデル、修正モデルともほぼ同等の良好な結果を示したが、水平変位については、オリジナルモデルはどの事例についても水平変位を安全側に評価することが確認された。一方、修正モデルは、水平変位についても実測値の再現性が高いことが確認されたことから、羽田空港 D 滑走路接続部護岸の地盤水平変位を合理的に評価可能と判断した。

(1) 事例 1 (羽田沖合展開道路盛土工事)

盛土高さ	7 m
解析条件	解析に用いる地盤物性値は、接続部実施設計の物性値を適用することを基本とする 接続部実施設計に無い解析条件は、参考資料を引用 ・ Ac2層の土性値は接続部実施設計の -C-1と同様とする ・ バックドレーンは、接続部実施設計のサンドドレーンと同じモデル化とする ・ Ac1層、Bs層、As1層の土性値は、資料 ¹ を引用 ・ Ac1層の透水係数は、資料 ² を引用

¹ 長尾ほか 東京国際空港における地盤の変形挙動,第24回土質工学研究発表会,pp1145-1148

² 三菱石油(株)東京国際空港航空機給油施設敷地不等沈下解析 報告書 平成10年10月 株式会社東京ソイルサーチ

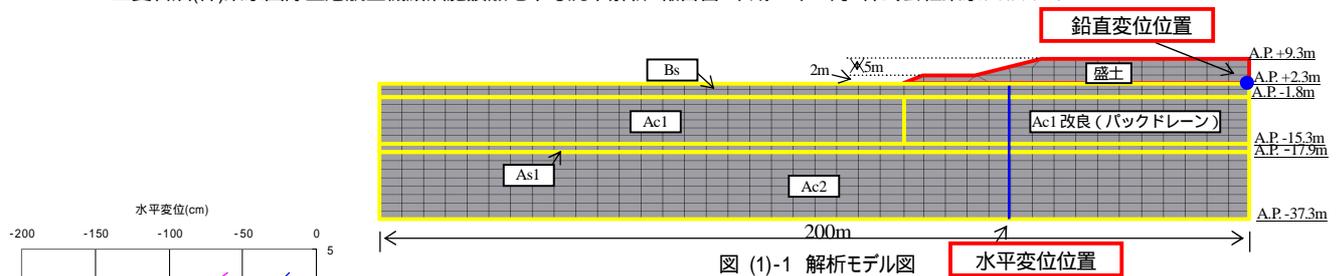


図 (1)-1 解析モデル図

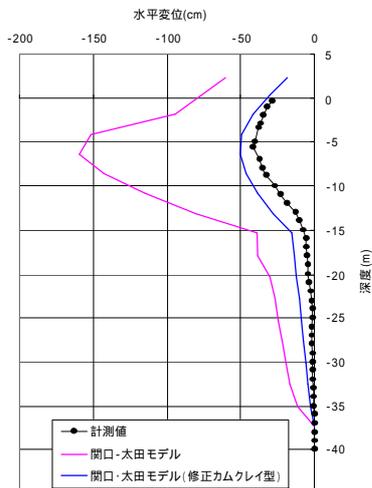


図 (1)-2 水平変位

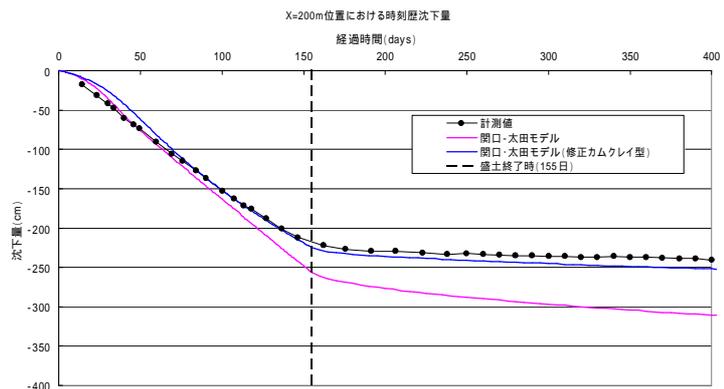
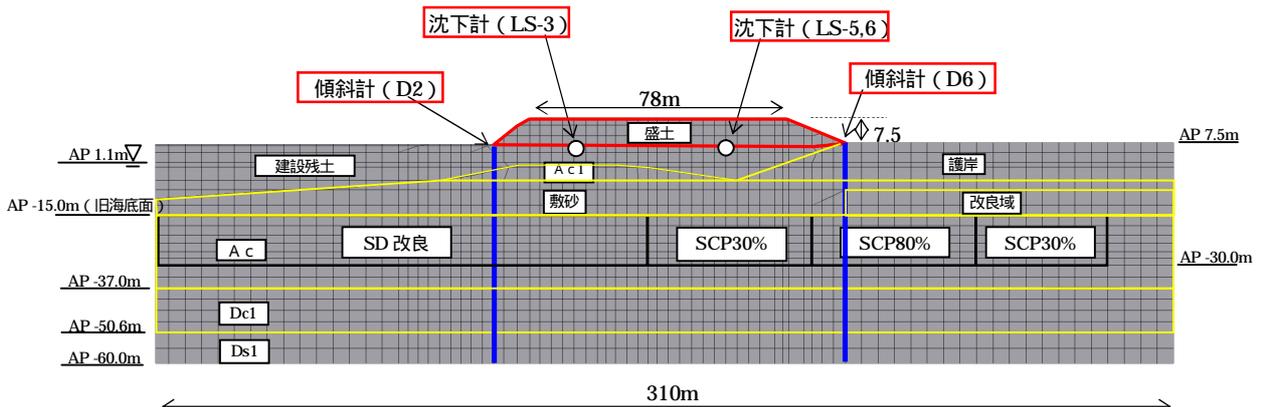


図 (1)-3 沈下量

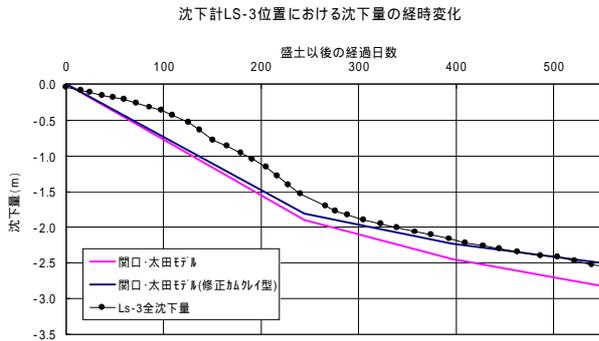
(2) 事例2 (羽田空港内载荷盛土工事)

盛土高さ	7.5 m
解析条件	<p>解析に用いる地盤物性値は、接続部実施設計の物性値を適用することを基本 接続部実施設計に無い解析条件は、参考資料を引用</p> <ul style="list-style-type: none"> Ac2-1層、Dc1層の土性値は接続部実施設計の -C、 -C層と同様 SCP・SDIは、接続部実施設計と同じモデル化とする 現空港の建設過程からシミュレーションを実施 建設残土、Ac1層、護岸、敷砂の土性値は、資料¹を引用

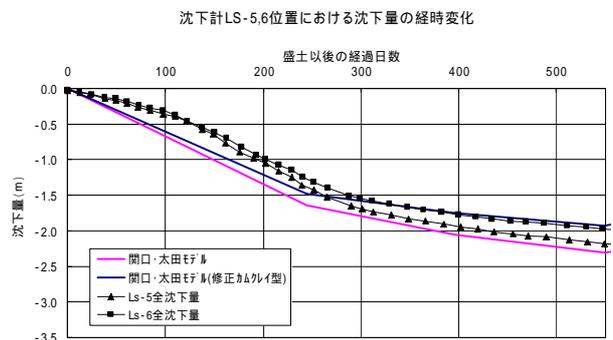
*1 三菱石油(株)東京国際空港航空機給油施設敷地不等沈下解析 報告書 平成10年10月 株式会社東京リソサーチ



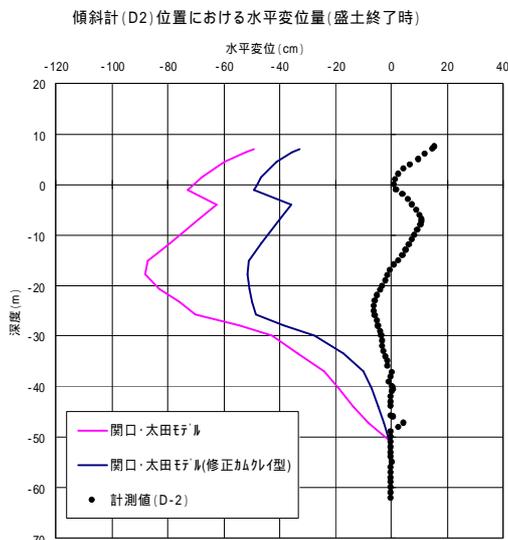
図(2)-1 解析モデル図



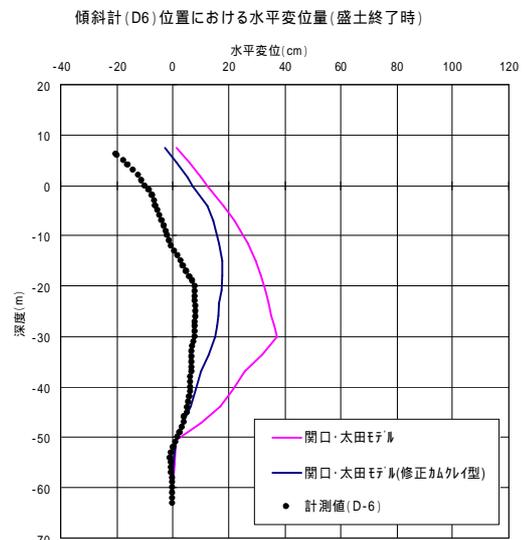
図(2)-2 沈下量



図(2)-3 沈下量



図(2)-4 水平変位



図(2)-5 水平変位

*事例2 (D2位置における水平変位)は、法尻付近のすべり破壊に伴う引きずり込みの挙動を解析では表現出来ていないが、変形モードは評価できており、適用性に問題ないと判断される。

(3) 事例3 (港湾内土砂処分場護岸造成工事)

盛土高さ	16 m
解析条件	<ul style="list-style-type: none"> 地盤物性は、資料¹²を引用する SCP改良部は、接続部自重解析と同じモデル化とする 応力分担比nは$n = 4$とする (Asは改良率で30%)

¹ 近井ほか: 低置換率SCP工法による地盤改良が粘土地盤の強度特性に及ぼす影響, 第41回地盤工学研究発表会, pp.1019-1020,2006.2

² 水野ほか: 低置換率SCP工法における二次元有限要素圧密変形解析の精度検証, 第41回地盤工学研究発表会, pp.1021-1022,2006.2

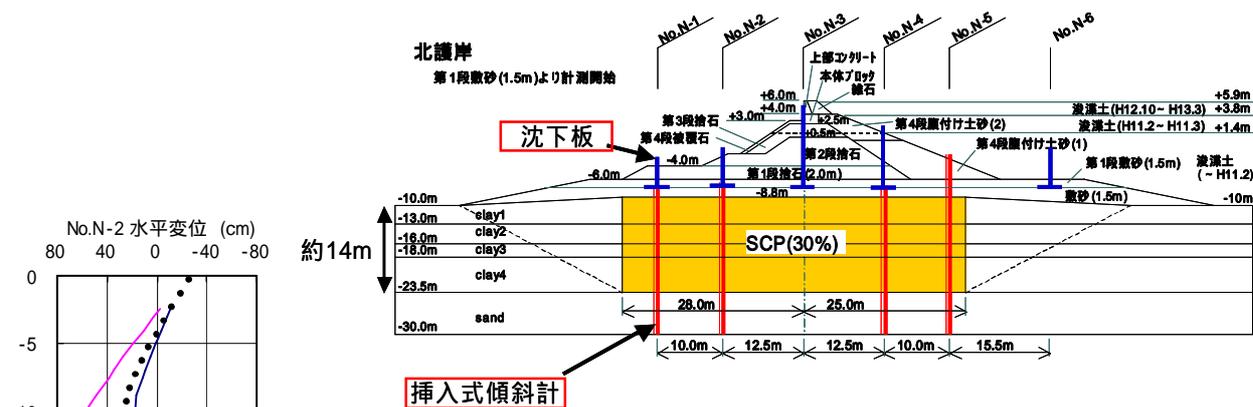


図 (3)-1 解析モデル図

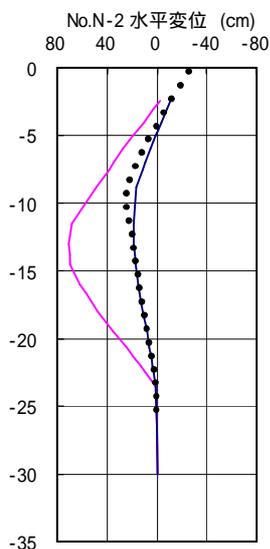


図 (3)-2 水平変位

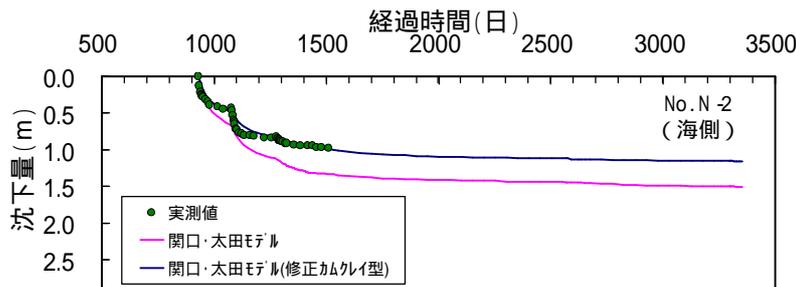


図 (3)-3 沈下量

3. 接続部護岸の施工時・供用期間中の变形照査

3-1 解析条件

3-1-1 解析モデル

接続部護岸の施工時・供用期間中の变形照査は、背面埋立高さが最も高い滑走路断面を代表断面として実施した。解析モデルを図 3-1 に示す。

鋼管矢板井筒護岸は埋立に対する抗土圧構造であるため、その变形挙動は、鋼管矢板と地盤との相互作用を評価する必要がある。そこで、地盤の FEM モデルの中に鋼管矢板井筒構造を詳細にモデル化し相互作用を評価した。図 3-2 に示すように鋼管矢板井筒護岸の外壁および隔壁の鋼管矢板を線形梁で、鋼管矢板間の高耐力継手を非線形バネでモデル化した。上部工は線形弾性モデルのソリッド要素とし、頂版と外壁および隔壁の杭頭部は剛結合とした。井筒内部の地盤はソリッド要素でモデル化し、外壁が地盤と接触する面についてはジョイント要素を設け、実挙動を再現可能なモデル化とした。更に解析では、地盤改良、鋼管矢板護岸の構築、埋立、舗装など実際の施工ステップを 36 ステップに分割して評価し(表 3-1)、設計供用期間 100 年間の地盤変形および鋼管矢板の応力状態を確認した。

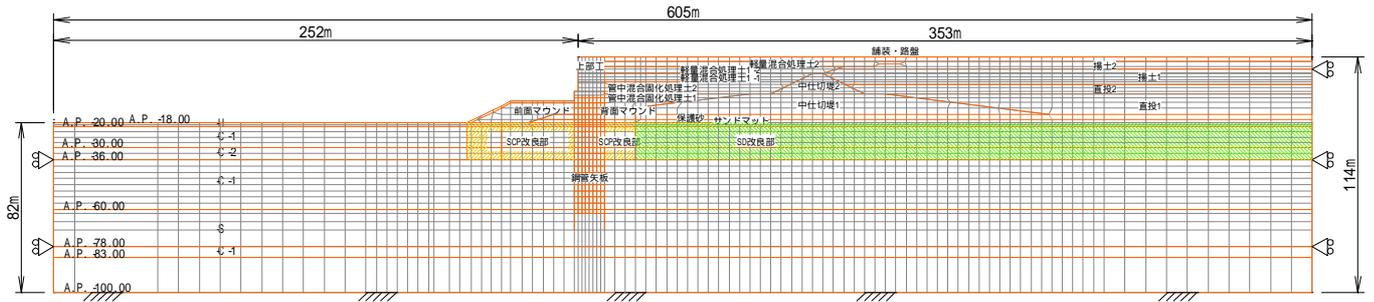


図 3-1 解析モデル図

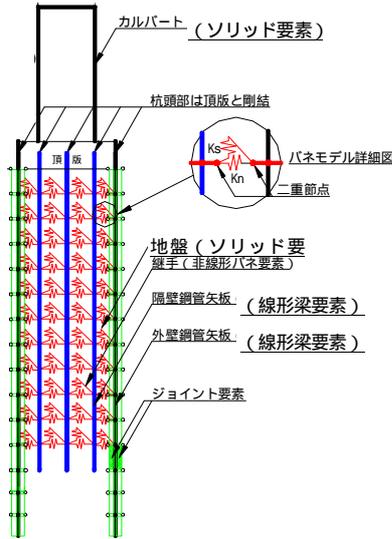


図 3-2 鋼管矢板井筒モデル図

表 3-2 物性値一覧(原地盤の粘性地盤:弾・粘塑性モデル)

土層名		-H	-C-1	-C-2	-C	-C-1
飽和単位体積重量	(kN/m ³)	16.0	13.5	15.0	18.0	18.0
水中単位体積重量	'(kN/m ³)	5.9	3.4	4.9	7.9	7.9
圧縮指数	C _c	0.50	1.31	1.13	0.36	0.49
圧縮指数(自然対数)		0.217	0.569	0.490	0.156	0.213
膨潤指数(自然対数)		0.022	0.057	0.049	0.016	0.021
過圧密比	OCR	4.1	1.7	1.7	2.5 ~ 3.6	2.5
圧密降伏応力	P _c (kN/m ²)	P _c = OCR × 'H				
初期間隙比	e ₀	1.8	3.5	2.9	1.1	1.1
内部摩擦角	'(°)	33.0	36.0	38.0	36.0	40.0
破壊時応力比	M	1.33	1.46	1.55	1.46	1.64
ダイレイタンス係数	D	0.052	0.078	0.073	0.046	0.056
静止土圧係数(正規圧密時)	K ₀	0.46	0.41	0.38	0.41	0.36
ポアソン比	'	0.32	0.29	0.28	0.29	0.26
静止土圧係数(過圧密時)	K _i	0.99	0.56	0.53	0.70 ~ 0.87	0.65
二次圧密係数		3.10E-03	5.05E-03	5.03E-03	2.98E-03	4.05E-03
初期体積ひずみ速度	v _v (1/day)	2.23E-07	3.64E-07	3.62E-07	2.14E-07	7.64E-05
圧密係数	c _v (cm ² /day)	100	100	100	1000	1000
水平方向透水係数	k _h (cm/s)	1.00E-07	1.00E-07	1.00E-07	2.00E-07	1.00E-07
鉛直方向透水係数	k _v (cm/s)	1.00E-07	1.00E-07	1.00E-07	2.00E-07	1.00E-07

3-1-2 地盤物性

接続部護岸の地盤変形解析には、地盤改良部(高置換 SCP 改良、低置換 SCP 改良、SD 改良)及び未改良層の粘性土の圧密特性の感度が高い。表 3-2 に解析用物性値のうち、現地盤の粘性土地盤の物性値を示す。これらの物性値は、発注者が事前に実施した 16 本の海上ボーリングと室内試験結果から地形・地質特性および工学的な地盤特性を示した土質調査参考資料を基に、鋼管矢板井筒護岸の長期挙動が合理的に評価できるよう設定した。

3-2 解析結果

鋼管矢板護岸及び棧橋杭位置の地盤水平変位を図 3-3 図 3-4 図 3-7 に示す。

井筒護岸は頭部の変位が大きく片持ち状態の変形パターンを示す。井筒設置から開港 100 年後までの井筒護岸天端での水平変位量は 50cm 程度であり、その約 90% は施工期間中に発生する結果となった。棧橋杭位置の地盤変位は、井筒護岸に最も近い「杭 36」位置で杭打設 ~ JKT 連結 : 15cm、JKT 連結 ~ 開港 100 年後 : 10cm で合計 25cm 程度である。

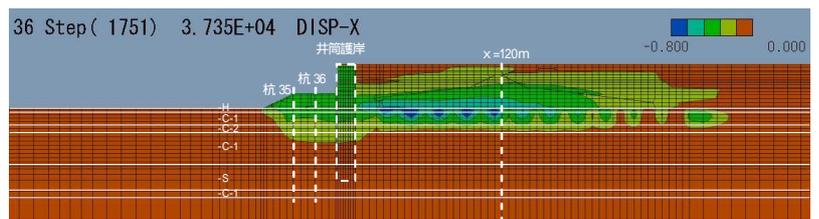


図 3-3 滑走路断面水平変位カウンター図(100 年後)

一方、井筒護岸背面 X=120m 位置の地盤水平変位は、C層が大きくはらみ出すような挙動を示すことから井筒護岸が抗土圧構造として機能していることが判る。

図 3-5 図 3-6 に鋼管矢板井筒の最大応力度分布図を示す。

鋼管矢板の最大曲げモーメントは、開港後 100 年後に発生し、旧海底面付近で最大となる。これは、背面の固化処理土が埋立に伴い背面への回転挙動を示し旧海底面付近の矢板を押しためと考えられる。

- 施工ステップ
- 鋼管矢板打設、保護砂埋
 - 中継工始、保護砂埋
 - 中継工、埋立砂埋、保護砂埋終
 - 中継工、中継切壁 始
 - 前面掘土始、中継工、中継切壁
 - 前面掘土、中継工、抑入盛土、中継切壁
 - 前面掘土、中継工終、中継切壁 終
 - 前面掘土、管中、直設 始
 - 前面掘土、直設 終
 - 前面掘土終、中継切壁
 - 被覆石、管中、始、直設 始
 - 管中 終、直設 終
 - 上部工始、直設 終
 - 上部工
 - 上部工終、軽量 -1、挿土
 - 一部打設
 - 挿土 始
 - 軽量 -2、挿土
 - 軽量、挿土
 - 挿土、終、JKT連結
 - 挿土(工事完了)
 - 開港
 - 開港1年後
 - 開港3年後
 - 開港5年後
 - 開港10年後
 - 開港20年後
 - 開港30年後
 - 開港50年後
 - 開港100年後

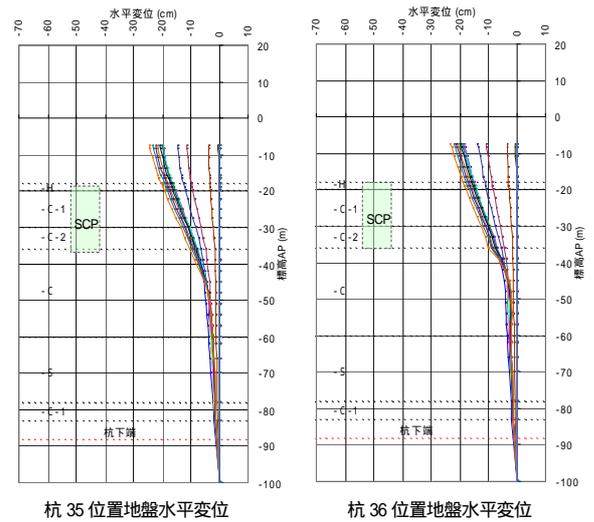


図 3-4 水平変位分布図(杭橋)

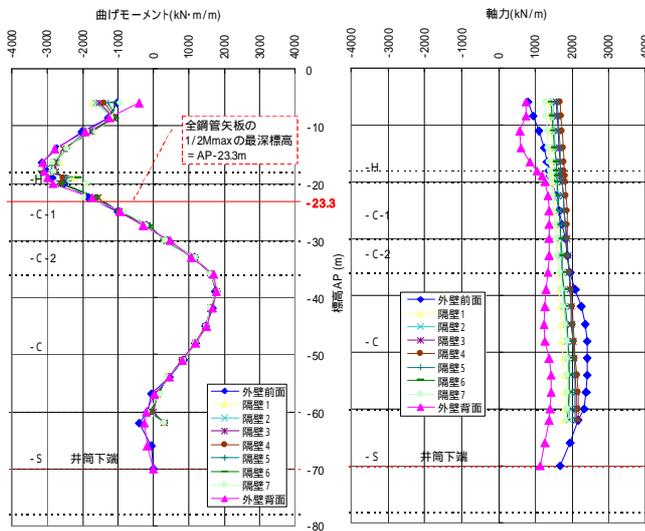


図 3-5 曲げモーメント図(開港 100 年)

図 3-6 軸力図(開港 100 年)

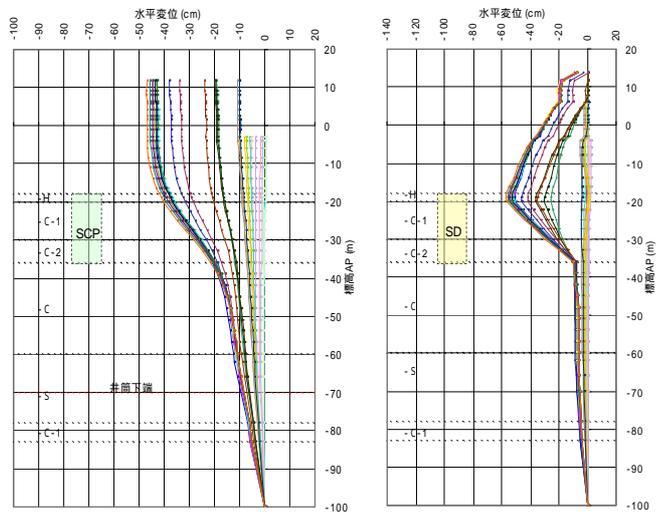


図 3-7 水平変位分布図(井筒・地盤)

4. 鋼管矢板井筒護岸の全体挙動評価

4-1 全体挙動および背面埋立状況

接続部は滑走路直角方向の線状構造物であるが、背面側埋立構成・埋立レベルや施工展開が一様でない。そこで、動態観測の計画に当たっては、接続部全体の挙動予測のため、接続部護岸全体モデルを用いた全体挙動の検討を行った。全体モデルによる検討は、井筒護岸全体をシェル要素およびソリッド要素でモデル化し、自重解析の代表ステップの背面荷重を静的に載荷して実施した。背面荷重の設定において背面側埋立構成・埋立レベルや施工展開の相違を考慮するため、4断面で自重解析を実施した。解析条件を表 4-1 に示す。なお、背面荷重の載荷は、施工ステップを考慮した解析と全荷重を載荷する解析の 2 ケースを実施した。

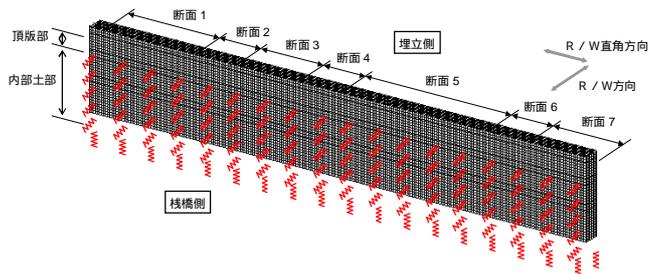


図 4-1 3次元全体モデル

表 4-1 解析条件

モデル	解析条件
外壁および隔壁はシェル要素	・鋼管矢板継手の非線形性を考慮した3次元梁-パネモデルと変形が同等となるよう板厚を設定
頂版および内部土はソリッド要素	
底部および前面壁には地盤パネ(線形)	・道路橋示方書()に準拠して算出した線形の水平地盤パネ ・滑走路断面の二次元自重解析の各ステップにおける増分荷重に対し、二次元自重解析と1セル3次元シェルモデルの増分変位が合うように水平地盤パネ値を補正
荷重	・護岸背面からの滑走路方向の側圧 ・背面荷重の違いごとに自重解析を行い、そこで得られた背面側の側圧を各区分ごとに作用 ・護岸端部に作用するせん断力(護岸接部に作用するせん断力及び護岸端部背面地盤に作用するせん断力) ・地盤からのせん断力として、地盤のせん断強度を荷重として作用 ・滑走路直角方向に作用する地盤とのせん断力(滑走路断面中央から両サイドへ)

検討の結果、鋼管矢板井筒護岸は頂版コンクリートの剛性が高いために、井筒全体がほぼ一様に挙動することが判明した。図 4-2 に 2 次元自重解析と、3 次元全体解析による井筒護岸の水平変位の比較を示す。2 次元自重解析では、背面の埋立荷重に応じて断面毎に大きな変位の差が発生しているが、3 次元全体解析では頂版コンクリートの剛性が大きいので、ほぼ一様な挙動となること判る。

接続部護岸の前面・背面は施工の初期段階においては、荷重バランスをとりながら施工するが、管中混合固化処理土の施工以降、背面の荷重のみが増加する。図 4-3 に管中混合固化処理土以降の施工平面展開及び荷重・沈下・圧密度の分布図を示す。この図から、埋立に伴う荷重増加及び沈下状は、滑走路付近が先行することが判る。

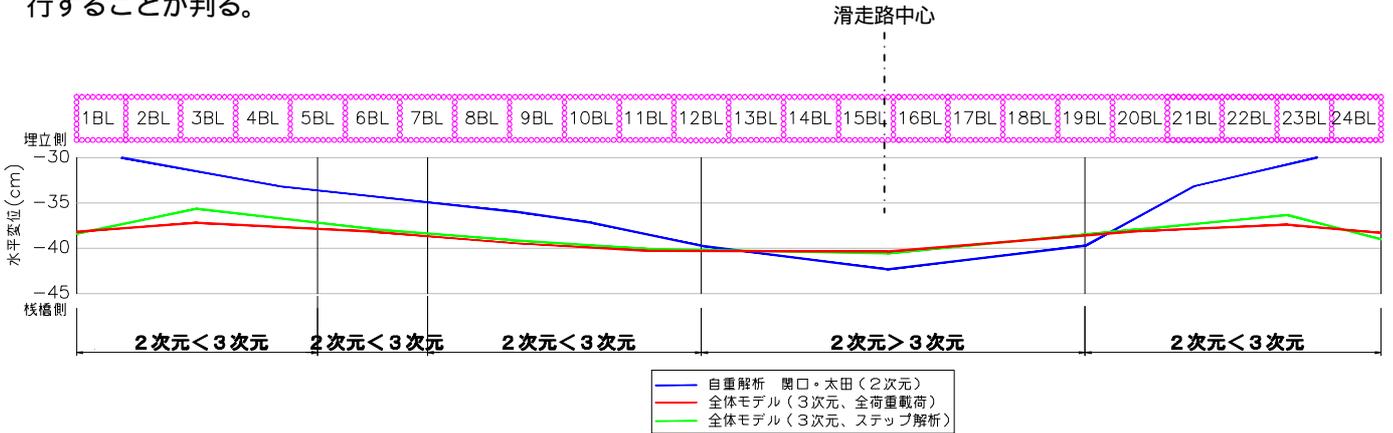


図 4-2 解析結果(頂版部水平変位)埋立完了時

	管中混合固化処理 開始	上部コンクリート完了時	軽量混合処理 開始時	軽量混合処理 完了時	ジャケット間結合開始時
施工平面展開	<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> 床掘施工 置換施工 築堤 2 施工 捨石 2 施工 直投 1 施工 直投 2 施工 管中混合固化処理 1 施工 管中混合固化処理 2 施工 被覆石施工 	<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> 床掘施工 置換施工 築堤 2 施工 捨石 2 施工 埋土 1 施工 直投 2 施工 管中混合固化処理 1 施工 管中混合固化処理 2 施工 被覆石施工 	<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> 床掘施工 置換施工 築堤 2 施工 捨石 2 施工 埋土 2 施工 管中混合固化処理 2 施工 被覆石施工 液状化対策施工 軽量混合処理 1 施工中 消波工施工 	<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> 軽量混合処理 2 施工中 築堤 2 施工 捨石 2 施工 被覆石施工 消波工施工 	<p>凡例</p> <ul style="list-style-type: none"> 築堤 2 施工 捨石 2 施工 被覆石施工 消波工施工 鋪装工施工中 埋土 2 施工
荷重分布					
沈下分布					
圧密度分布 (層)					
層平均 A / B	62% / 82%	68% / 86%	71% / 88%	82% / 90%	90% / 93%
層上部 A / B	- / 62%	- / 63%	10% / 68%	44% / 86%	78% / 94%

図 4-3 背面埋立状況

5. 鋼管矢板井筒護岸の施工時挙動を踏まえた動態観測計画

図 5-1, 5-2 に計測計画の考え方および配置計画図を示す。

鋼管矢板井筒の主計測断面は、前記の 3 次元全体解析結果や背面埋立状況などから滑走路断面とし、バックアップを兼ねて平行誘導路断面を副計測断面とした。埋立部の地盤変位の把握を目的として、護岸背面埋立部には傾斜計・沈下計等を配置する。

栈橋杭については、杭打設時期が早く、背面の埋立レベルが高い位置として平行誘導路付近の栈橋杭に着目した計測とした。

また、井筒全体挙動の確認のために、井筒護岸天端変位の測量を行い、井筒護岸全体の挙動を確認する。

なお、接続部の計測は基本的に鋼管矢板打設後の計測となるため、埋立部護岸で実施する計測結果を確認し、鋼管矢板井筒護岸に大きな変状が現れる前に事前に地盤挙動の傾向を把握する計画である。

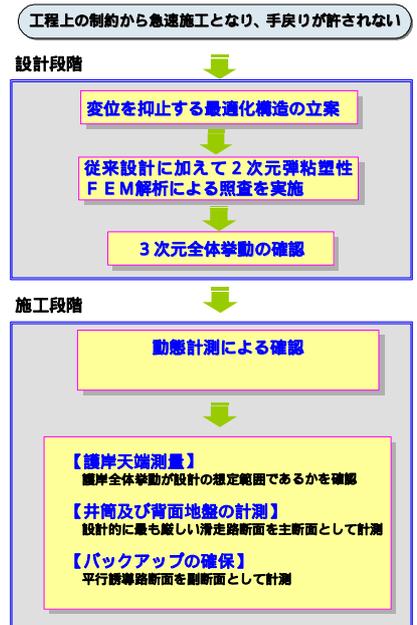


図 5-1 計測計画の考え方

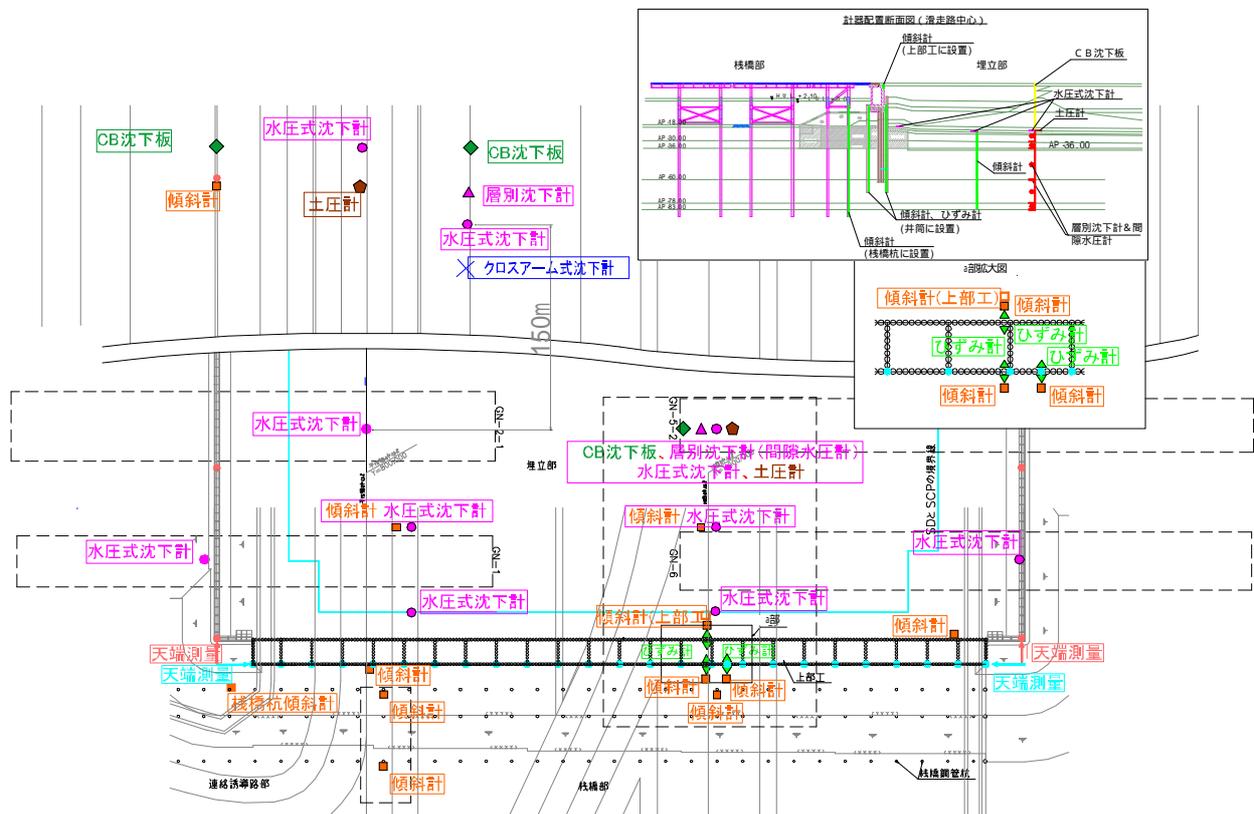


図 5-2 接続部計測機器配置図

6. あとがき

本稿では、埋立/栈橋接続部の重要技術課題の一つとして実施した自重解析の概要と計測計画について紹介した。接続部護岸の設計は、修正モデルの妥当性を確認した上、施工時、供用時の地盤変形を合理的に評価し、その影響を踏まえて行った。その結果、施工時のみならず設計供用期間 100 年間の接続部護岸の安全性が確認された。今後、綿密な施工計画に則り施工をすすめる事になるが、動態観測に基づく安全確実な施工を実現し要求性能を満足する埋立/栈橋接続部護岸の完成を目指す。

- 1) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays. Constitutive Equation of Soils, Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session 9, pp.306-315, 1977.
- 2) 柴田徹：粘土のダイラタンシーについて，京都大学防災研究所年報 6号，pp.128-134，1963.