羽田空港D滑走路埋立／棧橋接続部護岸の 供用後10年間の動態観測と変位予測解析

新原 雄二¹・大野 進太郎¹・吉原 知佳¹・村上 武志¹・
平佐 健一²・渡部 知治²・衛藤 謙介³・野口 孝俊⁴

¹正会員 鹿島建設(株) 土木設計本部(〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)
E-mail: niihara-y@kajima.com

²正会員 鹿島建設(株) 東京土木支店(〒144-0041 東京都大田区羽田空港 3-1)

³正会員 国土交通省関東地方整備局東京空港整備事務所(〒144-0041 東京都大田区羽田空港 3-3-1)

⁴正会員 国土交通省港湾局海洋・環境課海洋利用調査センター
(〒100-8918 東京都千代田区霞が関 2-1-3)

羽田空港D滑走路の埋立部と棧橋部を繋ぐ埋立／棧橋接続部(以下、接続部)の鋼管矢板井筒護岸の施工期間中において、埋立部の圧密沈下や接続部護岸の水平変位についての動態観測を実施した。その動態観測に基づき、設計時に行った護岸変位予測を更新・評価しながら、施工計画にフィードバックする情報化施工を行った。護岸変位予測は、関口・太田モデル(修正カムクレイ型)による二次元土水連成弾粘塑性FEM解析(以下、自重解析)により実施した。さらに供用後も、動態観測を継続し、自重解析による護岸変位予測の更新を行うことで護岸の長期安定性を評価した。本論文では施工中・供用後の自重解析による接続部護岸の水平変位予測と、供用開始後10年間の動態観測との整合状況とそれに基づく護岸の長期安定性評価について報告する。

Key Words : Haneda airport D-runway, airport, runway, steel pipe sheet-pile cellular seawall, finite element method, elasto-viscoplastic constitutive model

1. はじめに

羽田空港D滑走路の埋立部と棧橋部を繋ぐ埋立／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盛土高さAP+13.7mの滑走路を構築するもので、高低差30m以上の大規模護岸構造物である。その構造は、高耐力継手Super Junctionを用いた大口径鋼管矢板による24個の連続矩形セルを頂版コンクリートで一体化した鋼管矢板井筒護岸である(図-1)¹⁾。

鋼管矢板井筒護岸の設計では、背面側の埋立部の土圧と、埋立部の圧密沈下に伴う海底地盤の側方変位によって護岸に海側(棧橋部側)への水平変位が生じることから、護岸構造の安全性と水平変位予測が重要な課題となった。そこで、遠心載荷実験等を実施し、関口・太田モデル(修正カムクレイ型)^{2,3)}の構成則の妥当性を検証した上で、護岸構造および周辺地盤をモデル化した二次元土水連成弾粘塑性FEM解析(以下、自重解析)により、護岸の安全性評価と護岸変位予測を行った^{3,4)}。

また、D滑走路は短工期で埋立を行う急速施工が行われ、圧密沈下が未完了の状態で供用を開始する計画であった。このため、施工中の護岸の安定性や残留圧密沈

下に対する埋立部の上越し量の設定、接続部護岸の残留水平変位に対する伸縮装置・支承などのオフセット量の評価等のため、施工期間中から動態観測を実施し、圧密沈下や地盤の側方変位、接続部護岸の鋼管矢板の変形などを評価・予測しながら、その結果を施工計画にフィードバックする情報化施工を行った。接続部では、施工期間中の2010年2月の動態観測データをもとに護岸水平変位の予測解析を行い^{5,6)}、将来の残留変位量を考慮してオフセットした位置に伸縮装置・支承を設置し、同年8月末に工事完了、同年10月にD滑走路の供用が開始された。

図-1 羽田空港D滑走路埋立／棧橋接続部

図-2 埋立／棧橋接続部の動態観測

図-3 埋立／棧橋接続部の自重解析モデル³⁾ 図-4 鋼管矢板井筒護岸のモデル化³⁾

D滑走路では、滑走路表面の許容段差量が2 cm以下と規定されている。供用開始以降も接続部背面の沈下や護岸の水平変位が継続したため、段差の観測を行い、必要に応じて段差補修工事を実施した。さらに、供用開始以降の予測精度向上のため、2010年2月以降の動態観測データを再分析し、2011年1月に護岸変位の予測解析を見直した。その後、2011年3月11日には東北地方太平洋沖地震(以下、3.11地震)を経験し、接続部護岸にも地震による水平変位が確認された。本論文では、供用開始以降、約10年間の接続部護岸の挙動と予測解析について報告する。

2. 埋立／棧橋接続部の動態観測

(1) 動態観測の概要

施工期間中に設置した接続部護岸(滑走路中心部)の動態観測機器の配置を図-2に示す。施工期間中には、接続部背面の埋立部の沈下計や間隙水圧計、並びに接続部護岸の鋼管矢板と前面側の棧橋鋼管杭の傾斜計やひずみ計による計測を実施した。供用開始以降は、接続部背面の埋立部の観測は終了したが、接続部護岸の鋼管矢板の傾斜計やひずみ計の計測は継続して実施している。

(2) 施工期間中の護岸変位予測

自重解析モデルを図-3に示す。護岸については鋼管矢板井筒における外壁・隔壁の鋼管矢板を梁要素、鋼管矢板間の高耐力継手を非線形バネでモデル化した(図-4)。施工期間中に実施した自重解析では、土質調査結果の範囲内で、接続部背面の埋立部の圧密沈下量などが計測値にフィッティングするよう地盤物性値の同定を行った(図-5)。同定した地盤物性値を表-1に示す。地盤物性値のうち過圧密比OCRが設計値に比べて同定値の方が小さくなっており、特に設計時には3.6~2.5であった②-C層のOCRが、1.5となったことが、圧密沈下や護岸水平変位が設計値よりも増加する要因となった。また、接続部護岸の水平変位は、鋼管矢板井筒の隔壁部に用いられている高耐力継手のせん断強度にも依存する。高耐力継手のせん断耐力は2000 kN/m程度が期待できる⁹⁾のに対

表-1 施工期間中の動態観測結果のフィッティングを基に同定した地盤物性値

	①-H		①-C-1		①-C-2		②-C		②-S		③-S	
	設計	同定値	設計	同定値	設計	同定値	設計	同定値	設計	同定値	設計	同定値
透水係数 k (cm/sec)	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	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 C_c	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_α	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 (700N)	140,000 (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。

(a) 接続部護岸から9m地点 (滑走路中央位置)

(b) 接続部護岸から102.5m地点 (滑走路中央位置)

図-5 埋立部の圧密沈下の実測値と解析値 (2010年2月時点)

図-6 施工期間中に実施した護岸水平変位 (鋼管矢板天端 (AP-7.0m)) の予測解析

して、設計時には安全側の評価として高耐力継手のせん断強度を 800 kN/m とした (実強度よりも低い設定値だと考える)。施工期間中の 2010 年 2 月 (背面側の埋立完了時、以下、2010 年 2 月予測と呼ぶ) に実施した接続部護岸の水平変位予測結果を図-6 に示す。図-6 における護岸水平変位の実測値と解析結果の整合性から、高耐力継手は 1700 kN/m のせん断強度を発揮していると推定した。なお、埋立部の盛立により護岸に作用する側方圧のうち、粘性土の過剰間隙水圧によるものは、圧密終了地点で水圧が消散するため作用しなくなる。従って、継手が部分的にせん断強度に達しても、その後の減少した側方圧と抵抗力が釣り合った時点で護岸変位は収まる。そのため、本護岸の設計では高耐力継手の非線形性を考慮した。

3. 供用開始以降の動態観測による護岸挙動

接続部護岸の鋼管矢板に取り付けられた傾斜計から算出した護岸水平変位の経時変化を図-7 に示す。施工期間中において、接続部背面側の軽量混合処理土 (以下、SGM) の気中打設が始まった 2009 年 8 月頃から SGM の打設が終了する 2009 年 12 月頃まで護岸水平変位が急激に増加した。舗装・覆土の施工前の 2010 年 2 月に、それまでの動態観測結果を基に自重解析による水平変位予測を行い (図-6)、伸縮装置や渡り桁支承のオフセット量を決定した。SGM 打設完了以降は徐々に護岸水平変位の増加は少なくなり、80 か月目 (2013 年 12 月) 以降はほぼ一定の変位量 (約 70 cm) に収束した。なお、図-7 では 47 か月目 (2011 年 3 月) に変位が 3 cm 程度急激に増加している。これは 3.11 地震により接続部護岸に約 3 cm の即時的な水平変位が生じたためである。図-8 に接続部護岸の水平変位の 1 か月当りの増分変位量を示す。SGM の打設期間中は約 5 cm/月の割合で水平変位が増大したが、SGM 終了後は舗装工事により一時的な変位増加がみられたものの徐々に収束した。3.11 地震で一時的に水平変位が増大したが、2012 年頃以降の増分変位量は小さく、接続部護岸は安定した状態を保っている。

(a) 鋼管矢板打設～2019年11月の経時変化

(b) 鋼管矢板打設～60か月までの拡大図

図-7 護岸水平変位（鋼管矢板天端（AP-7.0 m））の経時変化

図-8 接続部護岸の1か月当りの増分水平変位の変化（埋立完了時～2019年11月まで）

4. 接続部護岸背面の圧密沈下の再評価

施工期間中の2010年2月の自重解析による護岸水平変位予測以降も、2010年10月のD滑走路供用開始まで接続部背面の埋立部の沈下量の水圧式沈下計による計測を行っていた（接続部から離れた埋立部の水圧式沈下計による計測については2010年7月まで）。

施工期間中の2010年2月に実施した自重解析（図-9のCase1に該当）による沈下曲線は、接続部護岸から離れた地点（図-9(b)）では実測値とよく一致していたが、接続部直背面（図-9(a)）では、28か月目以降に沈下量の実測値が増加したのに対して、自重解析による沈下量の増加

(a) 接続部護岸から9m地点（滑走路中央位置）

(b) 接続部護岸から102.5m地点（滑走路中央位置）

図-9 埋立部の圧密沈下の実測値と解析値（2011年1月時点）

は少なく残留沈下量を過小評価していると考えられた。護岸直背面における沈下挙動は、護岸に作用する土圧に直接関係し、護岸水平変位の予測精度に大きな影響を及ぼすため、その差異の要因を分析した上で、供用開始後の2011年1月に自重解析の見直しを実施することとした（図-9のCase2に該当）。沈下量の差異の要因としては、低置換サンドコンパクション（SCP）改良の応力分担比、二次圧密および余盛荷重の3点が考えられた。

(1) 低置換 SCP 改良部の応力分担比

接続部護岸から離れた地点（図-9(b)）はサンドドレーン改良エリアであるのに対し、接続部直背面（図-9(a)）では改良率30%の低置換サンドコンパクションパイル（以下、低置換SCP）改良エリアであることから、低置換SCP改良部のモデル化の影響が強いと考えられた。設計時における自重解析では、低置換SCPの応力分担比を $n=3$ としていた。一方、施工期間中の2010年2月に実施した自重解析では、護岸背面の盛立て荷重が比較的小さい時期の沈下曲線の実測値にフィッティングさせていたことから、応力分担比を $n=7$ としていた。高橋は η 、低置換SCP改良を対象とした遠心模型実験から、鉛直載荷荷重の増加に伴い、応力分担比が小さくなることを示している。そこで、本検討では応力分担比を設計時の $n=3$ に戻した解析を行った（詳細は後述する）。

(2) 二次圧密の考慮

設計時における自重解析では、原地盤については粘性土の二次圧密を考慮できる弾粘塑性構成則を用いていたが、SCP 改良部については二次圧密が発生しないと仮定し、粘性項を削除した弾塑性構成則を用いていた。沈下の解析値が実測値より小さい原因の1つとして、未改良部の粘性土の二次圧密が考えられたため、本検討では低置換 SCP 改良部も原地盤同様に弾粘塑性構成則によりモデル化することとした（解析物性値も原地盤と同様）。

(3) 沈下量の増加による余盛荷重

D滑走路では、滑走路表面の許容段差量が2cm以下と規定されていたため、背面側の圧密沈下の増加に伴って生じる段差を解消するため、アスファルト舗装の増し打ちによる段差補正工事が供用開始以降も継続的に行われていた。これにより、単位体積重量の大きいアスファルト舗装の厚さが設計時の条件よりも大きくなったことから、その分を余盛荷重（約20cm相当）として考慮した。

(4) 接続部護岸の直背面の沈下解析結果

以上の3点を考慮した自重解析による接続部護岸背面の沈下曲線を図-9(a)に示している（Case2に該当）。また、接続部直背面の沈下量が増大し始める28か月目を基準として、そこからの沈下量の実測値と自重解析値を比較したものを図-10に示す。

図-10より、上述した3点を考慮した自重解析により、28か月目以降の圧密沈下量の増加を精度よく評価できていることがわかる。特に、護岸直背面での解析影響が大きいことから、低置換SCP改良部の応力分担比の影響度が大きいと推察される。ただし、図-9(a)より低置換SCP改良部の応力分担比を $n=3$ に小さくすると、盛立て初期段階の圧密沈下量を実測値よりも大きく評価する結果となる。今回の自重解析では、解析ステップの途中でSCPの応力分担比を変更することができず、一律の値を用いる必要があることから、2011年1月に実施した自重解析の再評価では、安全側の評価となるよう解析の全期間にわたって $n=3$ を採用することとした。

図-10 28か月目以降の圧密沈下曲線の比較

5. 接続部護岸の水平変位の予測

(1) 鋼管矢板の高耐力継手

4章で述べた物性の見直しを受けて、護岸水平変位の予測解析を実施した。自重解析による護岸水平変位の予測では、鋼管矢板井筒の隔壁部に用いている高耐力継手（Super Junction）のせん断強度特性が大きく影響する。高耐力継手のせん断耐力は2000 kN/m程度が期待できるものに対して、設計時においては安全側の設定として高耐力継手のせん断耐力を800 kN/mとするバイリニア型でモデル化した（実強度よりも低い設定値だと考える）。一方、2010年2月に実施した自重解析では施工時の動態観測結果とのフィッティングから、高耐力継手のせん断耐力を1700 kN/mとすることで、鋼管矢板井筒の変位を精度よく評価できることを確認した。2011年1月に実施した自重解析の再評価においても、高耐力継手のせん断耐力をパラメータとして、接続部護岸の水平変位のフィッティングを行った。検討ケースを表-2に示す。なお、表-2のケース名は図-9の表記にも対応している。

(2) 接続部護岸の水平変位

自重解析による接続部護岸の水平変位（鋼管矢板天端（AP-7.0m位置））を図-11に示す。自重解析では3.11地震の際に生じた即時的な水平変位を評価できないことから、図-11では、鋼管矢板天端変位の実測値に関して、地震による即時変位分を差し引いた護岸変位曲線を点線で示している。図-11から、2011年1月の予測値の中で、Case4（継手せん断耐力2300 kN）が3.11地震発生前の2011年2月頃までの護岸水平変位および背面沈下を最も精度良く再現できている。しかし、Case4の予測は、東日本太平洋沖地震以降の護岸水平変位については、即時的に発生した約3cmの水平変位を差し引いても過小評価する結果となった。護岸水平変位の長期的（100年間）な挙動評価は、Case3（同2000 kN）の最終水平変位72 cmに3.11地震による即時水平変位（約3 cm）を加えた値が妥当と考えられる。新原らの検討5)で示唆された通り、高耐力継手のせん断耐力は2000 kN/m程度であると判断できる。以上から、この予測解析から接続部護岸は長期に亘って安定した状態を維持できることが示された。

表-2 護岸変位予測における検討ケース

Case1	2010年2月に実施した自重解析（高耐力継手の耐力は1700 kN/m）
Case2	2011年1月に再実施した自重解析（低置換SCPの応力分担比の見直し、二次圧密考慮、沈下増による舗装の余盛荷重を考慮、高耐力継手の耐力は1700 kN/m）
Case3	Case2の条件から、高耐力継手の耐力を2000 kN/mに変更する。
Case4	Case2の条件から、高耐力継手の耐力を2300 kN/mに変更する。

図-11 護岸水平変位の実測値と解析結果の比較

6. まとめ

羽田空港D滑走路の供用開始後 10 年間の動態観測と護岸水平変位の予測解析を実施した。結論を以下に示す。

- ・接続部護岸の水平変位は護岸背面の SGM 施工中に大きく増加したが、埋立完了以降は変位増分が少なくなり、3.11 地震の際に 3 cm 程度の即時水平変位が発生したものの、約 10 年経過時点では変位増分はほぼ収束しており、安定した状態が保たれている。
- ・施工期間中の 2010 年 2 月に実施した自重解析以降も接続部直背面の圧密沈下が増加し、予測結果との差異が大きくなったため、2011 年 1 月に自重解析の再評価を行った。その結果、低置換 SCP 改良部の応力分担比、二次圧密、舗装の余盛荷重を考慮することで接続部直背面の沈下を精度よく評価できた。
- ・高耐力継手のせん断耐力をパラメータとした自重解析により、せん断耐力を 2000 kN/m としたケースが 10 年間の動態観測結果とよく整合した。100 年間の護岸水平変位の予測値は自重解析結果 72 cm に 3.11 地震の即時水平変位 3 cm を加えた 75 cm 程度と推定され、長期的にも接続部護岸が安定していることが示された。

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.40-44, 2009.
- 2) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive equations of soils, *Proc. of the 9th ICSMFE*, pp.229-237, 1977.
- 3) 村上武志, 新原雄二, 山田岳峰, 大野進太郎, 野口孝俊, 宮田正史: 弾粘塑性 FEM 解析による大規模護岸構造物の変形予測, 土木学会論文集 C (地圏工学), 第 68 巻 2 号, pp. 224-238, 2012.
- 4) 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, 新原雄二: 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物の設計と動態観測計画～, 東京国際空港建設技術報告会 (第二回) 技術報告集, 2006.
- 5) 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, 海洋開発論文集, 第 26 巻, pp.999-1004, 2010.
- 6) 田中秀夫, 山本泰三, 荒川真秀, 唐澤義久, 新原雄二, 吉原知佳: D滑走路における埋立/栈橋接続部鋼管矢板井筒護岸の施工及び動態観測, 東京国際空港建設技術報告会 (第九回) 技術報告集, 2010.
- 7) 高橋英紀: 砂杭・粘性土複合地盤の破壊過程に関する基礎的研究, 港湾空港技術研究所資料, No.1181, 2008.

(Received February 6, 2020)

(Accepted May 1, 2020)

DEFORMATION ANALYSIS AND FIELD OBSERVATION OF D-RUNWAY AT HANEDA AIRPORT DURING CONSTRUCTION AND 10 YEARS OF OPERATION

Yuji NIIHARA, Shintaro OHNO, Tomoyoshi YOSHIHARA, Takeshi MURAKAMI
Kenichi HIRASA, Tomoji WATABE, Kensuke ETOU and Takatoshi NOGUCHI

The D-runway at the Haneda airport has a hybrid structure consisting of land reclamation and pier sections. In addition to the settlement, the horizontal displacement of the reclamation needs to be evaluated to secure the stability of the steel pipe sheet-pile cellular seawall at the connection of the two sections. For such purpose, soil/water coupled FE analysis with elasto-viscoplastic model has been used throughout the design, construction and operation. During the construction, the FE analysis was compared to the field observation and the material parameters were updated to enhance the accuracy. Meanwhile, the construction plan was justified/modified based on the prediction of the FE analysis. This paper reports the results of the field measurement and the deformation analysis during the construction and the past 10 years of operation. The long-term prediction for the future operation is also described.