

羽田空港D滑走路の埋立／棧橋接続部護岸の耐震性能設計について

砂坂善雄¹・新原雄二²・田代聡一³・浅沼丈夫³・宮田正史⁴・野口孝俊⁵

¹フェロー 工博 鹿島建設㈱ 土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30)

²正会員 工修 鹿島建設㈱ 東京土木支店 (〒135-0064 東京都江東区青海2丁目地先中央防波堤外側埋立地1)

³正会員 東亜建設工業 土木本部 (〒102-8451 東京都千代田区四番町5)

⁴正会員 工修 国土交通省 国土技術政策総合研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)

⁵正会員 国土交通省 東京空港整備事務所 (〒144-0041 東京都大田区羽田空港三丁目3-1)

1. はじめに

羽田空港D滑走路は現空港の沖合いに建設される4本目の滑走路で、埋立と棧橋構造を組み合わせたハイブリッド工法により建設されるものである。その埋立部と棧橋構造の接続部には、接続部構造の基礎としての性能と、埋立土の施工時・供用時・地震時の地盤の沈下や側方変形を抑制する護岸としての性能が要求され、高耐力継手を用いた鋼管矢板井筒護岸が採用された(図-1 参照)¹⁾。鋼管矢板井筒構造を水深約18m、海面上の護岸高さ約14mという大水深・高盛土の条件下において、側方変形に対抗する護岸構造(抗土圧構造)として採用したのは、本構造が初めてである。

接続部の設計フローを図-2に示す。鋼管矢板井筒護岸の設計は、①立体骨組みモデルによる設計(静的設計)、②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²⁾、③地震時の地盤変形に対する動的解析FLIP³⁾による照査の3つの設計手法に基づいている。

本論文では埋立／棧橋接続部の鋼管矢板井筒護岸の設計のうち、地震時の地盤変形に対する照査について、耐震性能、照査基準、照査方法、解析コードFLIPを用いた2次元有効応力解析におけるモデル化及び解析結果、耐震性能照査結果について報告する。

2. 構造概要^{1),2)}

埋立／棧橋接続部の標準断面を図-3に示す。地盤の水平変位を抑制し、基礎構造としての安定性を確保するために、隔壁となる部分の鋼管矢板に高耐力継手を用いた鋼管矢板井筒構造を採用し、その頂部を厚さ3mの頂版(RC部材)で結合している。接続

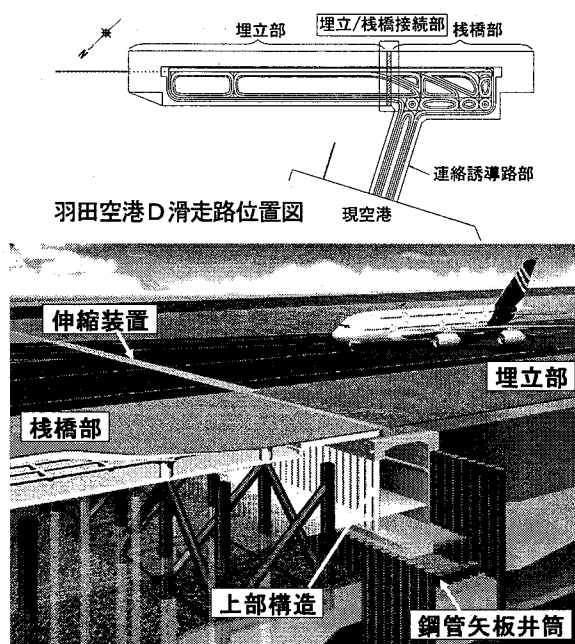


図-1 羽田空港D滑走路 埋立／棧橋接続部

部護岸の上部構造(頂版より上部の構造)は、波の護岸における反射を低減するとともに、渡り桁等に作用する波による揚圧力を抑制するために、海側の壁を円柱スリットとしたカルバート構造とした。護岸の路面と棧橋の路面は渡り桁で接続する構造とし、護岸の上部には埋立部と棧橋部の相対変位を吸収するためにローリングリーフタイプの伸縮装置を設置している⁴⁾。護岸背面は軽量混合処理土及び管中固化処理土による埋立とし、護岸に作用する土圧の低減、圧密沈下量の低減、海側への地盤変形の抑制が図られている。護岸前面においては護岸背面から作用する荷重に効率的に抵抗するため、前面マウンドを採用するとともに、マウンド直下の粘性土層では高置換のサンドコンパクションパイル(SCP)による地盤改良を行うこととした。

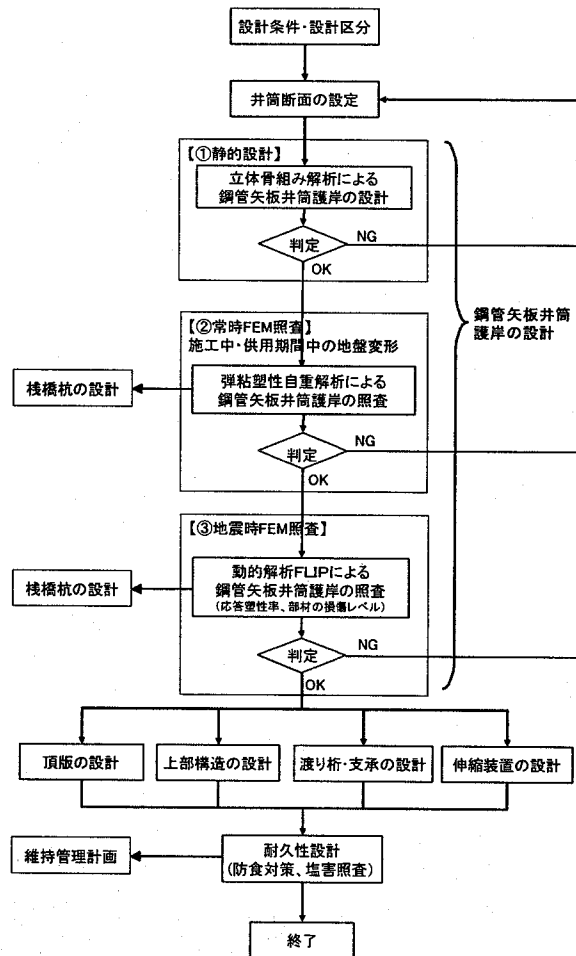


図-2 埋立/栈橋接続部の鋼管矢板井筒護岸の設計フロー

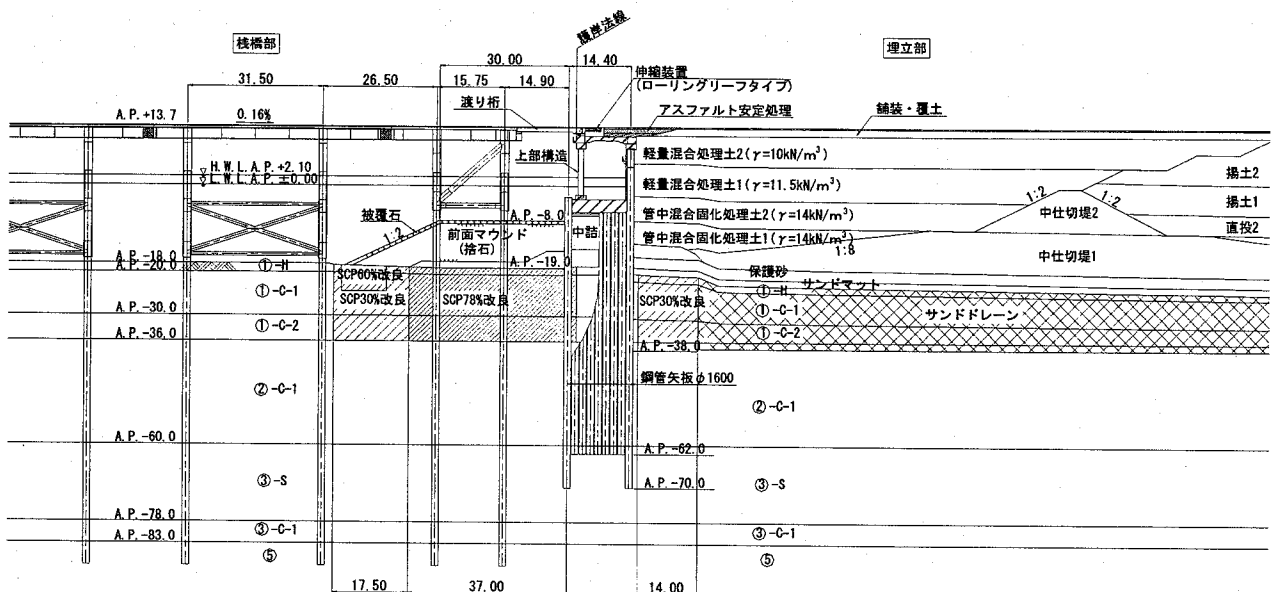


図-3 埋立/栈橋接続部の標準設計断面

3. 護岸構造の耐震性能と照査基準及び照査方針

羽田空港D滑走路の耐震設計においては、動的解析による地震時変形照査に用いる設計地震動として以下の地震波が設定されている。

レベル1地震動：八戸波・大船渡波（補正最大基盤加速度 439Gal）

レベル2地震動：八戸波・大船渡波（補正最大基盤加速度 486Gal），
シナリオ地震（想定南関東地震）

これら地震波のうち、レベル1地震動として八戸波（補正最大基盤加速度 439Gal）を、レベル2地震動としてシナリオ地震（滑走路方向）の地震動波形を図-4に示す。

これらの地震動に対して要求される耐震性能は表-1のように規定されている。これらの耐震性能に対

する照査基準の設定に際しては、埋立／栈橋接続部の重要性及び羽田空港D滑走路の構造物全体の設計思想の統一性を鑑み、港湾基準⁵⁾、鉄道標準⁶⁾等の関連基準の耐震性能と照査基準を参照して設定した。照査の対象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・伸縮装置の変形量とした。設定した照査基準を表-2に示す。

接続部護岸の耐震設計のフローを図-5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。静的な耐震設計により設定された構造について、レベル1・レベル2地震動に対する耐震性能が確保されていることを、有効応力法非線形動的解析 FLIP を用いて照査する。照査に際しては、栈橋がない状態での接続部護岸の動的解析及び接続部護岸と栈橋を一体とした動的解析を実施することとした。以下では、FLIP による地震時変形照査について述べる。

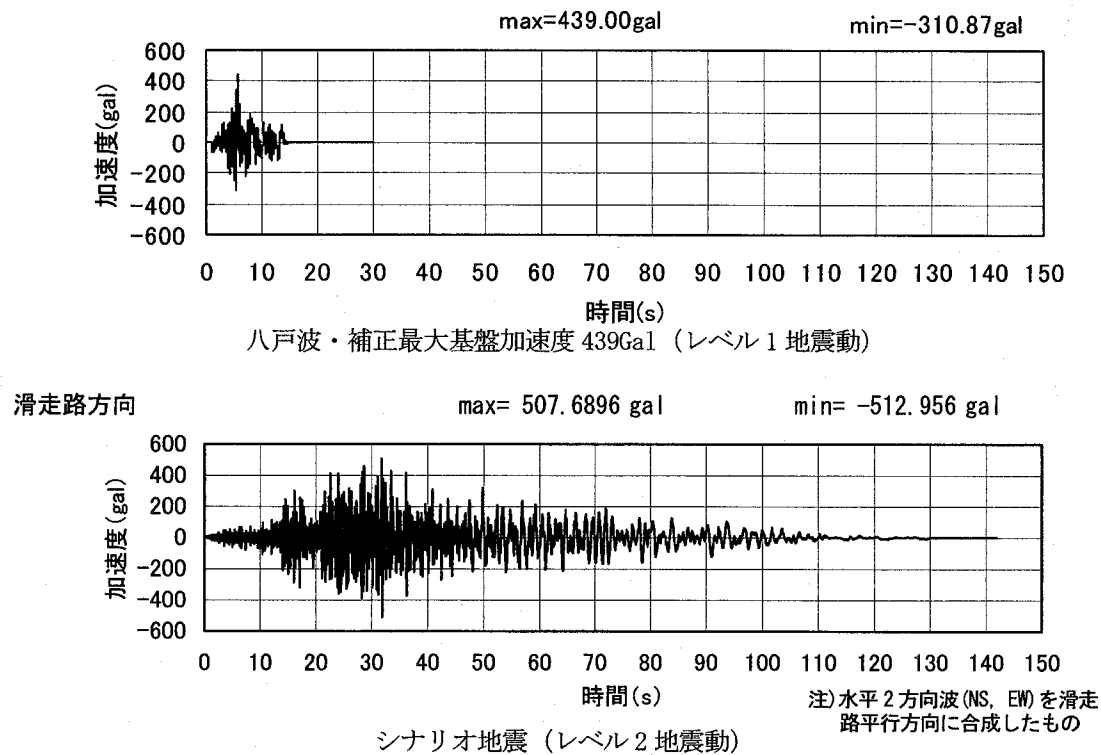


図-4 地震動波形

表-1 羽田空港D滑走路に要求される耐震性能

地震波	耐震性能
レベル1地震動	・八戸波・大船渡波 (補正最大基盤加速度 439Gal)
レベル2地震動	・八戸波・大船渡波 (補正最大基盤加速度 486Gal) ・シナリオ地震（想定南関東地震）
	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
	構造物としては著しい被害を受けるが、崩壊しないこと

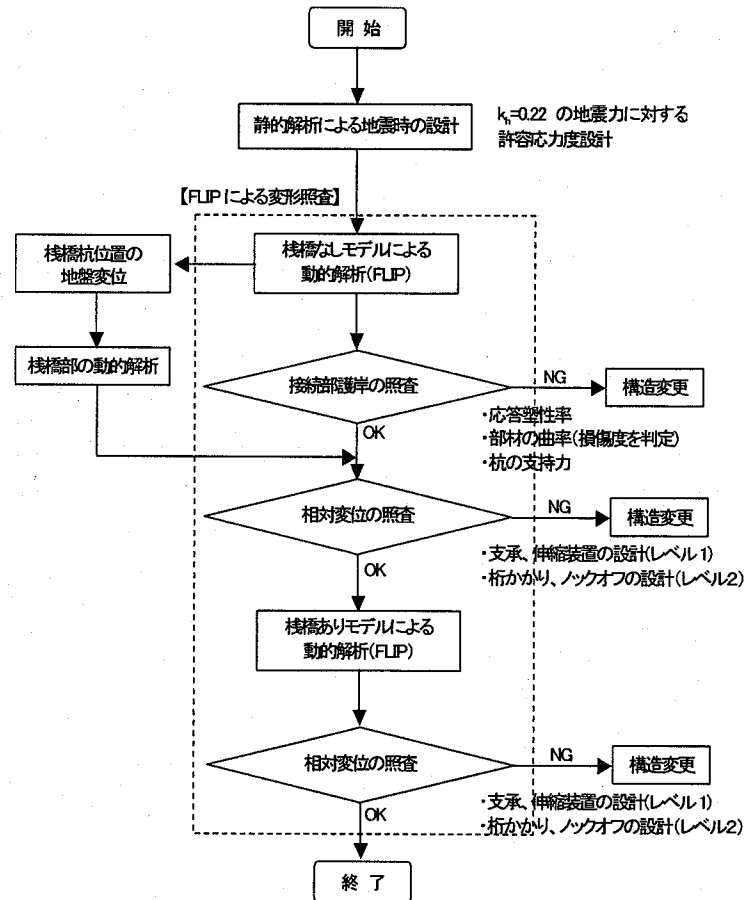


図-5 接続部護岸の耐震設計フロー

表-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			
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
(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Ⅱ	応答塑性率 μ	応答塑性率 $\mu \leq 1.3$ 〔降伏: 井筒前面杭が全塑性〕	要求水準書に記載された連絡誘導路橋梁部、栈橋部の許容値を使用
				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 $\phi_m = \frac{0.22t}{r^2} \left(1 + \sin \frac{\alpha\pi}{2} \right)$ 〕	港灣基準の局部座屈発生ひずみ ε_{max} に達したときの曲率 ϕ_m を設定
				杭の押込み支持力、引抜き支持力 上部構造部材の損傷度	極限支持力、最大引抜き力に対して安全率1.5を確保 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〕	要求水準書に記載された連絡誘導路橋梁部、栈橋部の安全率を使用 鉄道標準の算定式を適用
	支保 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
(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	地震後にも崩壊せず、最低限の安定性を確保	耐震性能Ⅲ	応答塑性率 μ	応答塑性率 $\mu \leq 2.5$ 〔降伏: 井筒前面杭が全塑性〕	要求水準書に記載された連絡誘導路橋梁部、栈橋部の許容値を使用
				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〔限界点の曲率 ϕ_{nd} 以下〕 $\phi_{nd} = \phi_n / \gamma_b = 2.0(1 - \alpha) \cdot \phi_m / 1.1$ 〕	鉄道標準の算定式を適用
				杭の押込み支持力、引抜き支持力 上部構造部材の損傷度	極限支持力、最大引抜き力に対して安全率1.0を確保 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〕	要求水準書に記載された連絡誘導路橋梁部、栈橋部の安全率を使用 鉄道標準の算定式を適用
	支保 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

注) 要求水準書とは、国土交通省が羽田空港D滑走路の建設に当たって制定した要求基準をまとめた文書。

4. FLIPによる地震時変形解析

(1) 解析モデルの概要

FLIP(ver. 604)による動的解析は、栈橋構造がない状態で地盤及び接続部護岸のみをモデル化した「栈橋なしモデル」と、栈橋構造も含めて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った。栈橋ありモデルでは栈橋部の全てのジャケット 14 基をモデル化し、支承・伸縮装置部の変形量の照査のみを対象とした。

解析モデルを図-6に示す。地盤は有効応力モデルに基づく非線形平面要素³⁾を用い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。鋼管矢板井筒は鋼管矢板 1 本ごとに軸力変動を考慮して全塑性モーメントを剛性変化点とするバイリニア型復元力特性を有する非線形梁要素とし、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基づき非線形バネ特性を設定した²⁾。護岸の上部構造(RC 部材)は非線形梁要素でモデル化した。また、栈橋ありモデルでは杭と地盤の間に杭-地盤相互作用バネ⁷⁾を用いた。

(2) 弾粘塑性解析(自重解析)結果との重ね合せ

FLIPでは、施工中・供用期間中に発生する地盤変位による鋼管矢板の断面力の変化を考慮できない。このため、鋼管矢板の部材損傷の評価については、図-7に示すとおりFLIPのみによる評価(図-7(a))に加えて、関口・太田モデル(修正カムクレイ型)による自重解析結果²⁾とFLIP(動的解析による増分のみ)の結果を足し合わせた評価(図-7(b))も行い、両者の方法による部材損傷の評価がいずれも許容値を満足することを確認することとした。なお、鋼管矢板部材の応答塑性率、部材の曲率の評価に関して

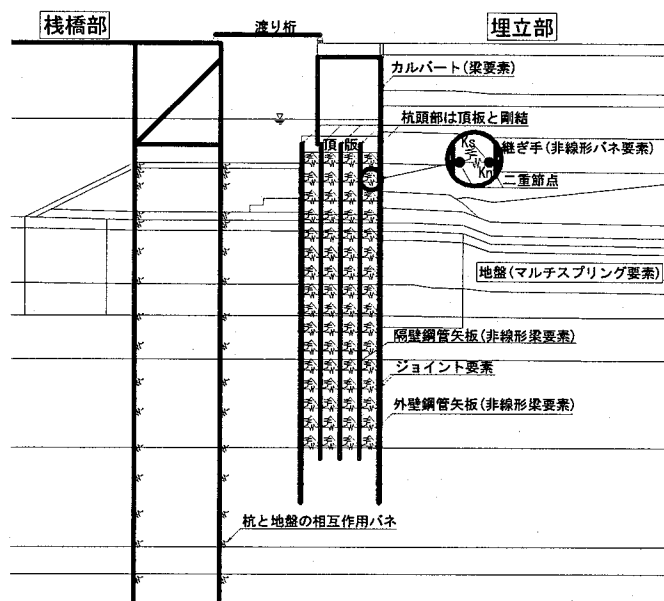


図-6 FLIPにおける鋼管矢板井筒及び栈橋杭のモデル化(概念図)

は、鉄道標準⁶⁾による抗土圧構造物の応答値及び道路橋示方書⁸⁾による橋台基礎の考え方を参照した。

(3) 解析結果

設計地震動は表-1に示す5波であるが、レベル1地震動においては八戸波 439Gal が、またレベル2地震動においてはシナリオ地震が構造設計の決定要因となった。栈橋なしモデルによる護岸及び栈橋杭位置の変位時刻歴を図-8に、護岸周辺の残留ひずみ分布と残留変形図を図-9に示す。鋼管矢板井筒護岸及び前面地盤は徐々に海側(栈橋側)に変位し、鋼矢板井筒にはS字型の残留変形が生じることが分かる。その結果、鋼管の発生曲げモーメントは、杭頭部だけでなく②C層と③S層の境界(AP-60.0m)付近でも大きくなるため、深部における鋼管の肉厚は常時の鋼管矢板井筒護岸の変形解析結果²⁾ではなく、FLIPによる地震時の変形解析結果に基づいて決定した。

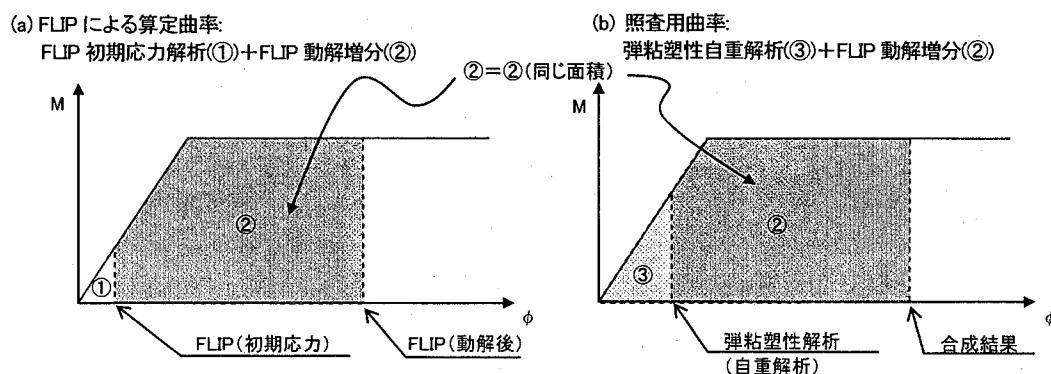
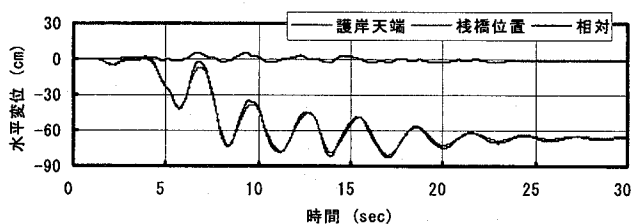
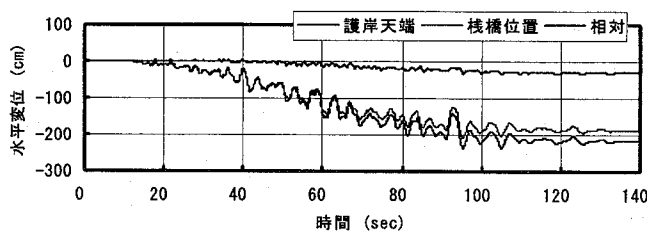


図-7 自重解析結果と足し合わせ曲率の算定イメージ

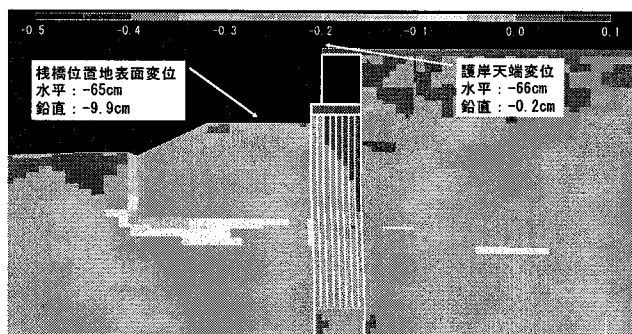


八戸波 439Gal (レベル1地震動)

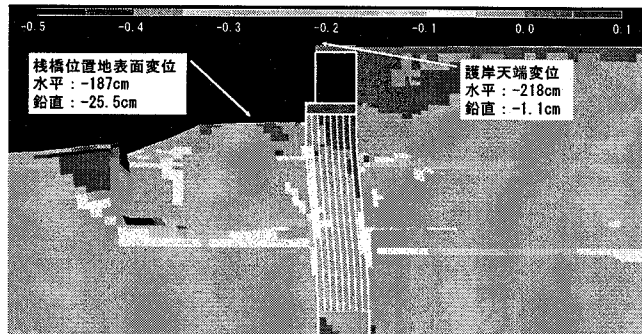


シナリオ地震 (レベル2地震動)

図-8 護岸と棧橋杭位置地盤の変位波形 (棧橋なしモデルによる)



八戸波 439Gal (レベル1地震動)



シナリオ地震 (レベル2地震動)

図-9 護岸周辺の残留ひずみ分布と残留変形図 (棧橋なしモデルによる)

5. 耐震性能照査結果

(1) 鋼管矢板井筒基礎の照査

鋼管矢板部材の曲率分布と $M-\phi$ 関係を図-10 に示す。レベル1地震動 (八戸波 439Gal) では降伏時曲率に達しないため損傷せず、レベル2地震動 (シナリオ地震) では杭頭部及び深部で降伏時曲率を超えるものの局部座屈時曲率以下であり構造の安全性は十分確保されている。なお、詳細は省略するが、杭の支持力および応答塑性率は充分安全であることが確認された。

(2) 上部構造の照査

図-11 にレベル2地震動 (シナリオ地震) 時の上部構造の RC 部材の損傷状態と $M-\phi$ 関係を示す。棧橋側の部材で降伏曲率を超える箇所が見られるが、終局曲率に対しては十分な余裕があり、全ての部材で要求性能を満たしていることが確認できる。なおレベル1地震動の照査結果の図は省略するが、上部構造の RC 部材は降伏曲率以内であることを確認した。

(3) 伸縮装置に発生する相対変位

表-3 に護岸と棧橋の最大相対変位を示す。表-3 における棧橋なしモデルの護岸と棧橋の最大相対変位は、FLIP で得られた棧橋杭位置の地盤変位を、別途作成した棧橋部の骨組みモデルに入力した動的解析 (応答変位法) を実施し棧橋部の変位量と FLIP によ

る護岸の変位量との相対変位を算定した (図-5 参照)。両者はほぼ同等の結果が得られ、レベル1地震動 (八戸 439Gal) における護岸と棧橋の最大相対変位は、伸張方向 (棧橋と護岸が離れる向き) で 10cm 以下、縮小方向 (棧橋と護岸が接近する向き) で 60cm 程度である。接続部に設置される伸縮装置は伸縮量 120cm として設計されており、レベル1地震動による相対変位は伸縮装置の伸縮量で吸収できる変位量である。

レベル2地震 (シナリオ地震時) においては伸縮装置の縮小方向に 200cm 程度の相対変形が生じる結果となっており、棧橋側に固定されている渡り桁と護岸 (上部構造) の衝突が発生する。この護岸と棧橋の衝突に対しては、伸縮装置の取付部にロックオフ機能を持たせることにより、渡り桁や上部構造等の本体構造物に落橋・崩壊といった致命的な被害が生じるのを防ぎ、かつ復旧可能な損傷範囲に留まるよう設計した。

伸縮装置のロックオフ構造の概念図を図-12 に、構造図を図-13 に示す。ロックオフ構造は、伸縮装置の台座コンクリートとそれが設置される上部構造とを鉄筋で連結せずに縁を切った構造であり、常時の航空機荷重による滑動に対しては台座コンクリート底面の摩擦力で十分な安全性を確保し、地震時の衝突に対しては台座コンクリートが背後の舗装及び裏込め材を押し出すように滑動することによって、過大な衝突荷重が上部構造や渡り桁などの本体構造物に作用しないようにしたものである。

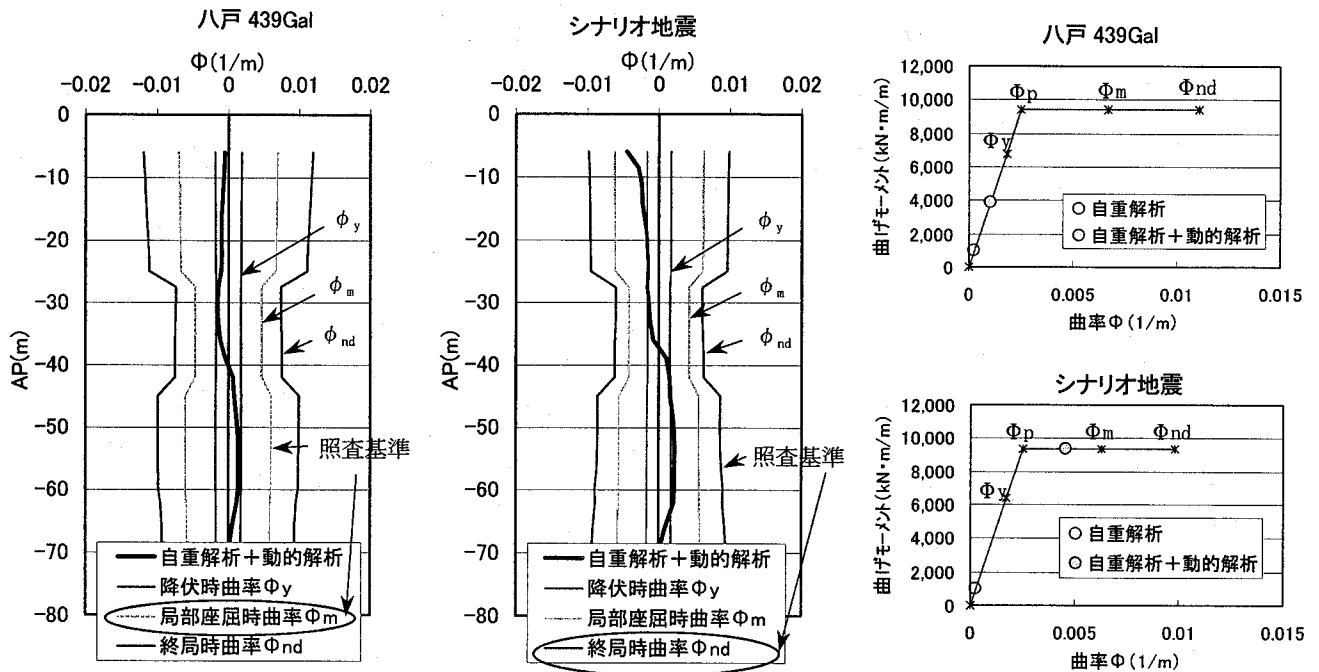


図-10 鋼管矢板の曲率分布及び鋼管矢板頭部の M-φ 関係

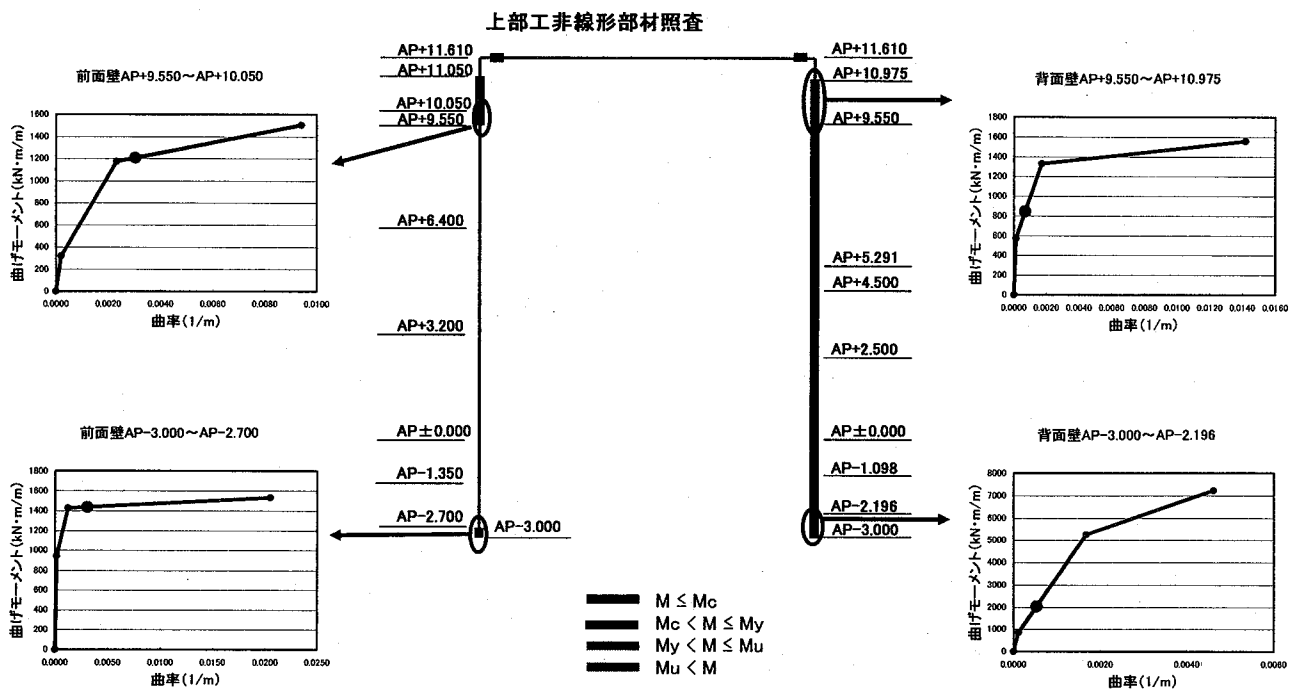


図-11 上部構造の部材の損傷状態と M-φ 関係(シナリオ地震)

表-3 護岸と栈橋の最大相対変位

	方向	栈橋なしモデル	栈橋ありモデル
八戸波 439Gal	伸張方向	8 cm	6 cm
	縮小方向	59 cm	60 cm
シナリオ地震	伸張方向	1 cm	3 cm
	縮小方向	197 cm	180 cm

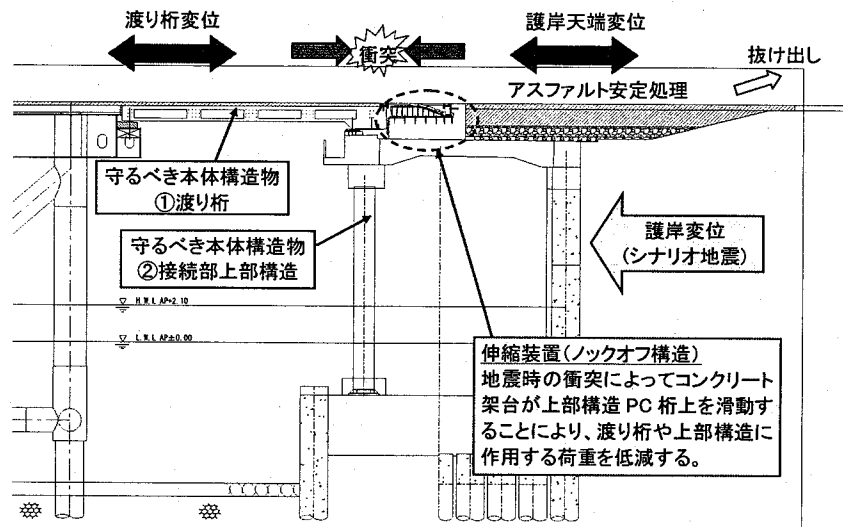


図-12 伸縮装置に採用したノックオフ構造

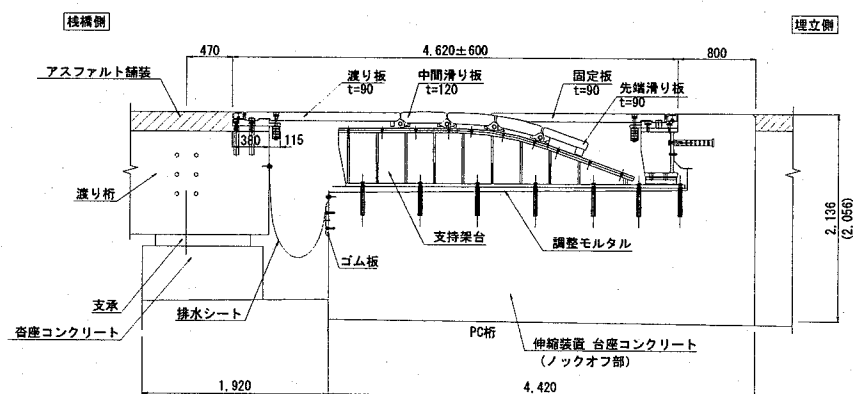


図-13 伸縮装置（ローリングリーフタイプ）及びノックオフ構造の断面図

6. 終わりに

埋立と栈橋構造とのハイブリッド構造である羽田空港D滑走路において、埋立と栈橋とを接続する護岸構造として鋼管矢板井筒構造が採用された。本論文では、水深約18m、海面上の護岸高さ約14mという大水深・高盛土の鋼管矢板井筒護岸を対象に、レベル1及びレベル2地震時の耐震性能設計について述べた。信頼性の高い解析コードを用いて、埋立/栈橋接続部の精度の高いモデル化を行い検討した結果、接続部の護岸構造が必要な耐震性能を満足し、地震時の大きな側方変形に対して十分な安全性が確保されていることを示した。

なお、本報告は東京国際空港D滑走路建設工事の設計業務の一環として実施した成果の一部である。

参考文献

- 宮田正史, 野口孝俊, 福本裕哉, 相河清実: 羽田空港D滑走路の事業概要について—栈橋・埋立組合せ工法による海上空港—, 基礎工, Vol. 35, No. 1, 2007.
- 坂梨他: 地盤変形の影響を考慮した鋼管矢板井筒護岸の設計(その1), (その2), (その3), 第42回地盤工学会発表論文, 2007.
- S. Iai, Y. Matsunaga and T. Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of the Port and Harbor Research Institute, Vol. 29, No. 4, 1990.
- A. Marioni, P. Marioni, K. Kato and Y. Niihara: The expansion joints for the runway D of the Tokyo Haneda Airport, 6th World Congress on Joints, Bearings & Seismic Systems for Concrete Structures, Canada, Sep. 2006.
- 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.
- 鉄道技術総合研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 平成11年10月.
- 第2期 FLIP 研究会: 高度利用技術の研究, 杭基礎のモデル化方法の検討, 平成15年成果報告書, 平成16年6月.
- 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説・V耐震設計編, 平成14年3月.