性能設計体系における新たな耐震設計事例 -構造設計-

今村年成1・坂井康伸2・平井俊之3・長尾 毅4・北原武嗣5

 ¹正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 鉄道系部門(〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4-11-10) E-mail:imamura_t@cfk.co.jp
 ²正会員 清水建設(株) 土木技術本部 エネルギー設計部(〒104-8370 東京都中央区京橋 2-16-1) E-mail: y-sakai@shimz.co.jp
 ³正会員 株式会社ニュージェック 港湾・海岸グループ(〒531-0074 大阪市北区本庄東2-3-20) E-mail: hiraits@newjec.co.jp
 ⁴正会員 神戸大学教授 都市安全研究センター(〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1) E-mail:nagao@people.kobe-u.ac.jp
 ⁵正会員 関東学院大学教授 理工学部土木学系(〒236-8501 横浜市金沢区六浦東1-50-1) E-mail:kitahara@kanto-gakuin.ac.jp

性能設計の導入が各種基準類において謳われているものの,現実的には画一的な手法が採用されている 現状に鑑み,本論文は設計者の判断により適切と考えられる手法を適用して作用の評価から断面諸元を決 定するプロセスを性能設計体系における設計事例として示すことを目的とする.後編に相当する本稿では 各種構造物の設計事例を示した.道路橋,鉄道橋,岸壁を対象に,基準類で位置付けられた地震動と震源 依存かつ地点依存の地震動を用いた場合で設計結果がいかに異なるかを示し,真の意味における性能設計 の必要性を示すものである.

Key Words : performance-based design, earthquake resistant design, highway bridge, railway bridge, quay wall

1. はじめに

土木学会地震工学委員会に設置されている耐震基準小 委員会においては、平成26年9月に「性能設計体系に おける土木構造物の耐震設計事例集」¹⁾をとりまとめ、 公表している.性能設計に関しては、国際標準規格とし て ISO23469 (構造物の設計の基本一地盤基礎構造物の 設計に用いる地震作用一: (Bases for design of structures-Seismic actions for designing geotechnical works)² があり、当該 事例集はその趣旨を踏まえて性能設計体系における要求 性能や性能規定、さらには設計法の考え方を示すことに 主眼を置いたものとなっている.

現在の各分野の耐震設計の現状は、各基準とも性能設計を謳っているが、実質的には各基準類に定められた手法のみが採用されているのが現状であると言わざるを得ない.構造物の設計とは、想定される作用に対して許容されるパフォーマンスを示す構造を設定することに他ならない.その意味において、設計法や係数などは、対象地点で建設される構造物に対して最適と考えられるものが選択されなければならない.設計の目的はあくまでも必要とされる性能を保有する構造物の断面諸元や仕様等

を決定することであり,設計行為において用いられる具体的な設計法はその過程で取捨選択されるツールである にもかかわらず,画一的な手法を採用することが目的の 一つに位置付けられてしまうのが仕様規定型設計法であ る.このような考えから判断すれば,現状の耐震設計は 性能及び仕様規定型の設計体系となっているとみなすこ とができよう.

このような問題点を踏まえ、土木学会地震工学委員会 の耐震基準小委員会においては、性能設計を導入しない 場合に生じる不都合さを具体的に示す資料が必要である との認識のもと、新たな設計事例集を作成するための WGが設立された.本論文は、そのWGにおける検討結 果をとりまとめたものであり、性能設計体系における地 震動を扱った前編³では、地震動は震源依存かつ地点依 存のものでなければらない⁴ことを踏まえ、震源依存か つ地点依存な地震動を設定するとともに、基準類で設定 された画一的な標準地震動との対比を行っている.後編 に相当する本稿ではそのように設定された地震動により 各種構造物の設計結果がどのように変化するのかについ て事例を示すこととし、真の意味における性能設計の 必要性を示すことを目的としている.

2. 鉄道橋の性能設計事例

(1) 検討概要

鉄道構造物の耐震設計では、要求性能の設定、耐震設計上の基盤面での地震動の設定、表層地盤の挙動の算定 (地表面地震動の算定),構造物の応答値の算定、性能 照査の順に作業を進める.これらの設計法については、 性能照査型の設計基準である「鉄道構造物等設計標準・ 同解説 耐震設計(以下,耐震標準)」⁹にとりまとめ られており、新しい技術や知見、設計法を自由に導入す ることができるようになっている.一方で、標準的な構 造形式の構造物に対しては、設計者の作業負担を軽減す るために、適用範囲を明確にした上で、あらかじめ精度 が検証された簡易な設計法も合わせて記述されている. 設計実務では、簡易な手法に基づいて構造物を設計する ことが一般的であり、性能照査型の設計基準の枠組みを 最大限に活用した設計が普及しているとは言い難い.

2. では、鉄道橋で標準的に用いられる壁式橋脚を対象に、一般的に用いられる簡易な手法による設計と、性能照査型の設計体系を活用して震源依存・地点依存の地 震動を設定した設計とで構造物の地震応答がどの程度異なるのかについて検討する.

検討ケースの一覧を表-1 に示す. Casel は,設計実務 で一般的に用いられる手法に基づく設計であり,これに より,検討対象構造物の断面諸元を設定した. Case2 お よび Case3 では, Case1 で設定した断面諸元に対して, 地震応答がどのように変化するのかについて検討した. Case2 では,耐震設計上の基盤面での地震動として標準 応答スペクトル適合波を用いるが,表層地盤の挙動の算 定には地点依存の動的解析を実施することとし,地点依 存の動的解析で得られた地表面地震動を用いて構造物の 地震応答を算出することにした. Case3 では,表層地盤 の挙動の算定に地点依存の動的解析を実施することに加 えて,耐震設計上の基盤面での地震動に震源依存・地点 依存の地震動 ³を用いることにした.

(2) 検討対象構造物

検討対象構造物は,桁長 30mの PPC 単純 T 形桁を支持する壁式橋脚である.構造一般図を図-1 に示す. く体寸法は,線路幅 2.5m,直角幅 4.5m であり,基礎は9



図-1 検討対象構造物





表-3 地盤条件

| 土質 区分 | 層厚 (m) | N値 | γ (kN/m ³) | c (kN/m ²) | φ (度) | E (kN/m ²) | Vs (m/sec) |
|----------|-----------|----|-------------------------------|---------------------------|----------|---------------------------|---------------|
| 埋戻土 | 0.50 | - | 18.0 | - | 32 | - | 146.5 |
| 埋戻土 | 2.60 | - | 18.0 | - | 32 | - | 146.5 |
| 砂質土 | 2.60 | 10 | 18.0 | - | 29 | 11,700 | 146.5 |
| 砂質土 | 5.00 | 15 | 18.0 | - | 31 | 11,700 | 167.7 |
| 粘性土 | 4.00 | 4 | 15.0 | 50.0 | - | 12,800 | 134.9 |
| 粘性土 | 6.40 | 10 | 16.0 | 100.0 | - | 8,900 | 183.1 |
| 砂質土 | 3.50 | 50 | 20.0 | - | 38 | 20,400 | 400.0 |

|--|

| 検討ケース | 要求性能の設定 | 耐震設計上の基盤面での 地震動の設定 | 表層地盤の挙動の算定 (地表面地震動の算定) | 構造物の応答値の算定 | 性能照查 |
|-------|---------|--------------------------------|------------------------------|---------------|------------------|
| Case1 | 安全性 | 標準応答 スペクトル | 地盤種別に基づく標準的な 弾性加速度応答スペクトル | 非線形 スペクトル法 | 損傷レベル3 安定レベル3 |
| Case2 | 同上 | 同上 | 地点依存の動的解析 | 同上 | 同上 |
| Case3 | 同上 | 震源依存・地点依存の 地震動 ³ | 同上 | 同上 | 同上 |

本群杭(場所打ちコンクリート杭,杭径 ϕ 1300mm,杭 長 *L*=21.5m)である. く体と杭の断面諸元を**表**-2 に示す. 構造物の等価固有周期は,線路方向で T_{eq} =0.909s,線路 直角方向で T_{eq} =0.727sであった. 地盤条件は**表**-3 に示す とおりであり,モード解析により求めた表層地盤の固有 周期は, T_{g} =0.46sである.

(3) 構造物の要求性能の設定

耐震標準では、地震時における要求性能としては、安 全性について設定することとしており、重要度の高い構 造物については復旧性についても設定することとしてい る.本検討では、一般的な重要度の構造物であると仮定 して、Casel~3のいずれの場合についても、安全性を要 求性能として設定することにした.なお、安全性には、 ①構造体としての安全性(レベル2地震動に対して構造 物全体系が崩壊しないための性能)と、②機能上の安全 性(少なくともレベル1地震動に対して構造物の変位を 走行安全上定まる一定値以内に留めるための性能)の2 つがあるが、ここでは3.に示す道路橋の性能設計事例 や4.に示す岸壁の性能設計事例との整合を図るために、 構造体としての安全性だけを設定することにした.

(4) 耐震設計上の基盤面での地震動の設定

耐震設計上の基盤面での地震動としては、構造物の安 全性を照査するための地震動としてレベル2地震動を設 定する必要がある.耐震標準では、レベル2地震動は、 震源特性・伝播経路特性・地点特性を考慮した強震動予 測手法に基づき、地点依存の地震動として算定すること を原則としている.ただし、次の2つの条件に当てはま らない場合には、あらかじめ妥当性が検証された標準的 な弾性加速度応答スペクトルに基づき算定してもよいこ とになっている.

①Mw=7.0よりも大きな震源域が建設地点近傍に確認 される場合



②耐震設計上の基盤面より深い地盤構造の影響によっ

て地震動の著しい増幅が想定される場合

Casel, 2 では、標準的な弾性加速度応答スペクトルと して、スペクトル I とスペクトル II を用いるとした. こ こで、スペクトル I とは、プレート境界で繰返し発生す る Mw8.0 程度の海溝型地震が 60km 程度離れた地点で発 生した場合の地震動を想定して作成されたスペクトルで ある. また、スペクトル II とは、Mw7.0 程度の内陸活断 層による地震が直下で発生した場合の地震動を想定して 作成されたスペクトルである. Case3 では、震源依存・ 地点依存の地震動の弾性加速度応答スペクトル(減衰定数 h=5%)を図-2 に示す. 同図には、参考として、レベル 1 地震動と下限地震動(マグニチュード 6.5 の地震を引 き起こす震源断層が伏在する場合に備えて設定されたレ ベル 2 地震動の下限値)の弾性加速度応答スペクトルも 合わせて示す.

(5) 表層地盤の挙動の算定

耐震標準では、表層地盤の挙動の算定は、耐震設計上 の基盤面で設定された地震動を用いて、地点依存の地盤 応答解析を行うことを原則としている.ただし、地震時 に土の動力学特性が大きく変化する可能性が低い地点に 構造物を建設する場合など、詳細な検討を必要としない 場合においては、地盤種別に応じてあらかじめ設定され ている標準的な弾性加速度応答スペクトルを用いてもよ いことになっている.

Caselでは、詳細な検討を必要としない場合として、 地盤種別毎に用意されている標準的な弾性加速度応答ス ペクトルを用いることにした.当該地盤の固有周期は $T_g=0.46s$ であるので、G3地盤(普通地盤)の弾性加速 度応答スペクトルを用いることとした.Case2では標準 的な弾性加速度応答スペクトルであるスペクトル II 適 合波を、Case3では震源依存・地点依存の地震動³⁵を、 入力地震動として地点依存の地盤応答解析手法を用い、



土の応力~ひずみ関係には、GHE-S モデル ®を用いるこ ととした. Case1~3 で用いる地表面地震動の弾性加速度 応答スペクトル(減衰定数 h=5%)を図-3 に示す. 同図 には、参考としてレベル1地震動の弾性加速度応答スペ クトルも示す.

(6) 構造物の応答値の算定および照査

構造物の応答値の算定は、地盤と構造物の相互作用や 部材および地盤の非線形性の影響など、構造物の動力学 特性を適切に表現できる解析方法を用いる必要がある. そのため、耐震標準では、動的解析法を用いることを原 則としているが、構造系が比較的単純で1次の振動モー ドが卓越し、かつ主たる塑性ヒンジの発生個所が明らか な場合には、地震作用を静的荷重に置き換えて評価する 静的解析法により応答値を算定してよいとされている.

検討対象構造物は、単純桁を支持する壁式橋脚であり、 構造系が比較的単純かつ塑性ヒンジの発生個所(く体基 部)が明らかであるので、Casel~3のいずれのケースに ついても地震作用を静的荷重に置き換えて評価すること にした.なお、地震作用の評価方法としては、1自由度 系の非線形動的解析の結果を整理して作成した所要降伏 震度スペクトルを用いて評価する、非線形スペクトル法 によることにした.応答値の算定や照査の具体的な手順 は次のとおりである.

- ①構造物のPushOver解析を行い、荷重~変位関係から等価降伏震度と等価固有周期を求める.
- ②所要降伏震度スペクトルを用いて等価降伏震度と等価固有周期から応答塑性率を算定する.
- ③等価降伏変位に応答塑性率を乗じて最大応答変位を 算定する.
- ④最大応答変位時の構造物の状態を Push Over 解析の 結果から読み取り,部材や基礎の安定を照査する.

Casel~Case3 で用いる所要降伏震度スペクトルをぞれ ぞれ図-4~図-6 に示す. Casel では,耐震標準に準備さ れている G3 地盤の所要降伏震度スペクトルを用いるこ とにした. Case2 および Case3 では,(5)で求めた地表面 地震動を入力地震動として作成した所要降伏震度スペク トルを用いることとした.

線路方向の Push Over 解析の結果を図-7 示す. 等価降 伏震度 K_{heq} および等価降伏変位 δ_{eq} は,荷重~変位関係 の折れ曲がり点での水平震度と水平変位として算出した. 今回の解析では, $K_{heq}=0.483$, $\delta_{eq}=99.8$ mm であった. 等 価固有周期は,これらの値から $T_{eq}=2.0 (\delta_{eq}/K_{heq})^{1/2}=0.909s$ として求めた. 応答塑性率 μ は,所要降伏震度スペクト ルに対して K_{heq} と T_{eq} の交点から読み取るが,図-4~図-6 に示すとおり, Case1 では μ =4.31, Case2 では μ =2.5, Case3 では μ =1.2 と算出した.最大応答変位 δ_r は,



図-4 所要降伏震度スペクトル(スペクトル II, G3 地盤) (文献 5)に加筆)



図-5 所要降伏震度スペクトル (スペクトル II, 地点依存)







等価降伏変位 δ_{eq} に応答塑性率 μ を乗じることで求める が, Casel では δ_{r} =430mm, Case2 では δ_{r} =250mm, Case3 では δ_{r} =120mm であった.

線路直角方向の Push Over 解析の結果を図-8 示す.線路直角方向でも、同様の手順で最大応答変位を求めた. その値は、図-8 に示すとおり、Case1 では 342mm, Case2 では 150mm, Case3 では 88mm であった.

く体の照査結果を表-4 に示す. 断面諸元が決定され ている線路方向の照査結果に着目すると,安全度は Casel ではく体の安全度が 0.89 とぎりぎりの値であるの に対し, Case2 では 0.44, Case3 では 0.12 と余裕のある値 になっている. 次に,基礎の安定照査の結果を表-5 に 示す.基礎の照査は,「鉄道構造物等設計標準・同解析 基礎構造物(以下,基礎標準)」⁷に従う.基礎標準で は,基礎の安定照査については,①地盤破壊(鉛直支持 力)に対する照査,②水平安定に対する照査,③回転安 定に対する照査,④杭部材の照査の 4項目について行う ことになっているが,表-5 では,杭本数や杭径,杭長 を決定している①地盤破壊に対する照査結果だけを示し ている. 杭の決定ケースとなっている線路直角方向に着 目すると,安全度は Case1 では安全度が 0.70 であるのに 対し, Case2 では 0.65, Case3 では 0.54 になっている.

今回の検討では、Casel の想定作用に対してちょうど 安全性を確保できる断面諸元を決定し、その断面に対し て他の Case について地震応答の違いを求めてみたが、 これらの結果より、Case3 で断面決定をすれば、断面諸 元を大幅に縮小できることが分かる.

3. 道路橋の性能設計事例

(1) 検討概要

道路橋の耐震設計は、「道路橋示方書・同解説 V耐 震設計編」[®]に従って、設計地震動のレベルと橋の重要 度に応じて、必要とされる耐震性能を確保することを目 的として行われる.

3. では、道路橋の耐震設計に関する資料 % を参考に、 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法による耐 震設計の事例として、道路橋示方書に従った照査と設計 地震動を震源依存・地点依存とした場合の照査の比較を 行う.

(2) 検討対象構造物

検討対象構造物は、文献 9)の「2.鉄筋コンクリート 橋脚を用いた場合の設計計算例」での対象構造物である PI橋脚とする.

検討対象物の構造図を図-9に、橋脚躯体基部の断面



表-4 く体の照査結果

| | 照查指標 | | | Case1 | Case2 | Case3 |
|------------|--------------|--|-----|-------------|-------------|-------------|
| | 部材角 | θ_{d} | rad | 0.044922 | 0.022233 | 0.006027 |
| 線路方向 | 損傷レベル3 限界 | θ_{nd} | rad | 0.050461 | 0.050461 | 0.050461 |
| | 照査結果 | $\gamma_i \cdot \theta_{d'} \theta_{nd}$ | _ | 0.890 < 1.0 | 0.441 < 1.0 | 0.119 < 1.0 |
| | 部材角 | θ_{d} | rad | 0.013919 | 0.003038 | 0.002058 |
| 線路 直角方向 | 損傷レベル3 限界 | θ_{nd} | rad | 0.050943 | 0.050943 | 0.050943 |
| | 照査結果 | $\gamma_l \cdot \theta_d \theta_{nd}$ | — | 0.273 < 1.0 | 0.060 < 1.0 | 0.040 < 1.0 |

表-5 基礎の安定照査の結果

| | 照查指標 | | | Case1 | Case2 | Case3 |
|------------|-------------|---------------------------------|----|------------|------------|------------|
| 線路方向 | 設計鉛直力 | V_d | kN | 6706 | 6706 | 6690 |
| | 設計鉛直 支持力 | R _{vd} | kN | 11586 | 11586 | 11586 |
| | 照查結果 | $\gamma_i \bullet V_d / R_{vd}$ | _ | 0.58 < 1.0 | 0.58 < 1.0 | 0.58 < 1.0 |
| | 設計鉛直力 | V_d | kN | 8135 | 7481 | 6228 |
| 線路 直角方向 | 設計鉛直 支持力 | R _{vd} | kN | 11586 | 11586 | 11586 |
| | 照査結果 | $\gamma_i \cdot V_d / R_{vd}$ | _ | 0.70 < 1.0 | 0.65 < 1.0 | 0.54 < 1.0 |

を図-10 に示す. 躯体寸法は, 橋軸方向の幅 2.2m, 橋軸 直角方向の幅 5.0m であり, 使用材料は, コンクリート 強度 21 N/mm², 鉄筋 SD295 である. 地盤条件は, 前章 の鉄道橋の事例と同じ表-3 に示される地盤条件とし, 道路橋示方書[®]に従って算定される地盤の基本固有周期 は 0.54(s)であり, 耐震設計上の地盤種別は「II種地盤」 となる.

(3) 耐震性能

道路橋示方書[®]では,設計地震動のレベルと橋の重要 度に応じて,必要とされる耐震性能が定められる.設計 地震動のレベルは,橋の供用期間中に発生する確率が高 い地震動(「レベル1地震動」)と橋の供用期間中に発 生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動(「レベル 2 地震動」)の2段階のレベルの設計地震動を考慮し, また,レベル2地震動としては,プレート境界型の大規 模な地震を想定したタイプIの地震動及び内陸直下型地 震を想定したタイプIIの地震動の2種類を考慮する.橋 の重要度は,道路種別及び橋の機能・構造に応じて,重 要度が標準的な橋(「A種の橋」)と、特に重要度が高い橋(「B種の橋」)の2つに区分する.

橋の耐震性能は,橋全体系の挙動を踏まえ,表-6のように定義され,レベル1地震動に対しては,A種の橋, B種の橋ともに,耐震性能1を確保するように耐震設計 を行い,レベル2地震動に対しては,A種の橋は耐震性 能3を,B種の橋は耐震性能2を確保するように耐震設 計を行うことが規定されている.

3. では、文献 9)の設定に従い、B種の橋として、内陸 直下型地震に対して耐震性能 2 を確保する耐震設計につ いて事例を示すこととする.

(4) 設計地震動

道路橋示方書[®]では、内陸直下型地震を想定した地震 動は、レベル2地震動のうちタイプIIの地震動となり、 耐震設計上の地盤面(本章ではフーチング下面となる) おける加速度応答スペクトルで定義される.また、本論 文の前編[®]では、KiK-net 日生(OKYH13)のサイト増幅 特性、サイト位相特性および GHE-S モデルによる表層 地盤の増幅特性を考慮した震源依存・地点依存の地震動 を算定している.**3**.では、この2つの地震動を設計地震 動として耐震設計の事例を示す.

図-11 に道路橋示方書および震源依存・地点依存のそれぞれの地震動の加速度応答スペクトルを示す. なお, 道路橋示方書のスペクトル図は,震源依存・地点依存の 地震動を作成した岡山県(日生)の地域別補正係数

(B2:0.85 倍)を考慮している. 図-11 のとおり, 震源 依存・地点依存の地震動の加速度応答スペクトルは, 道 路橋示方書で定義される地震動を 0.2~1.0 秒あたりにお いて大きく下回っている.

(5) 地震時保有水平耐力法による設計計算例

図-9の検討対象構造物(橋軸方向)を対象に,式(1) で示される橋脚躯体の地震時保有水平耐力法(曲げ破壊 型)の設計計算例として,

①平成8年の道路橋示方書での照査(文献9)

(地域係数(0.85)の補正考慮)

②平成24年の道路橋示方書での照査

③平成 24 年の道路橋示方書で,震源依存・地点依存 の地震動を設計地震動とした場合の照査

についての事例を示す.

$$k_{hc}W \le P_a \tag{1}$$

ここに,

 k_{hc} :設計水平震度

W:等価重量 ($W = 7,900 \,\text{kN}$) 9

 P_a : 地震時保有水平耐力 ($P_a = 4,858 \text{ kN}$) 9



図-9 検討対象構造物⁹



図-10 橋脚躯体基部の断面⁹

表-6 橋の耐震性能

| 耐震性能1 | 地震によって橋としての健全性を損なわない 性能 |
|-------|--|
| 耐震性能2 | 地震による損傷が限定的なものに留まり,橋 としての機能の回復が速やかに行い得る性能 |
| 耐震性能3 | 地震による損傷が橋として致命的にならない 性能 |



式(1)の照査で,地震時保有水平耐力 P_aは,橋脚の破 壊形態が曲げ破壊型の場合,図-12 に示す橋脚の終局水 平耐力となる.また,等価重量W も上部構造部分の重 量の 1/2 と橋脚の重量であるため,P_aとW は①~③の

照査で全て同じ値(文献 9)で示される値)となる. そのため、①~③の照査の違いは、式(2)に示す設計水平 震度の違いによることとなる.

$$k_{hc} = c_s c_z k_{hc0} \tag{2}$$

ここに,

 k_{hc} :設計水平震度

 c_s :構造物特性係数 ($c_s = 1/\sqrt{2\mu_a - 1}$)

 μ_a :許容塑性率

c,:地域別補正係数(岡山県, 0.85)

k_{ha0}:設計水平震度の標準値

表-7 に①~③の照査における設計水平震度を,**表-8** に①~③の照査結果を示す.検討対象構造物の橋軸方向 の固有周期は1.18s(文献9)より)である.

道路橋示方書の平成 24 年の改訂では,鉄筋コンクリ ート橋脚の塑性ヒンジの形成メカニズムに関する技術的 知見の蓄積を踏まえ,軸方向鉄筋の引張ひずみによって 定義される限界状態に基づく新しい評価方法が導入され た.文献 10)には,繰返し載荷における繰返し回数の影 響,塑性ヒンジ長の算定式や鉄筋コンクリート橋脚の限 界状態時の引張鉄筋ひずみ算定式と実験結果の比較等も 記載され,平成 24 年の改訂によって限界状態の評価値 の推定精度が大幅に向上したと示されている.

本章の検討対象構造物の場合は、上記の改訂によって、 構造物特性係数 c_s (許容塑性率 µ_a)が小さく評価され ることになり、照査結果は**表-8**のとおり平成 24 年度の 道路橋示方書での照査の方が厳しい結果となる.

一方,設計水平震度のうち,設計地震動の規定については、レベル2地震動のタイプII地震動は、平成8年と平成24年で同じで、 $c_z k_{hc0}$ の値は①と②でともに、 $c_z k_{hc0}$ =1.49となる。③の設計地震動を震源依存・地点依存の地震動とした場合は、検討対象構造物の橋軸方向の固有周期(文献9)より1.18s)と図-11(周期0.9s~1.1sの最大応答加速度894gal)より、 $c_z k_{hc0}$ は0.90と評価されるため、設計水平震度は0.37と最も小さくなり、表-8の照査結果は最も余裕のある結果となる。

このように、本論文の前編³で作成した、震源依存・ 地点依存の地震動を設計地震動とした場合は、照査結果 に余裕があるため 2. の鉄道橋の事例と同様に、断面諸 元を大幅に縮小できることがわかる.ただし、道路橋示 方書⁸は H24 年の改訂で「設計地震動を個別に設定する ために必要な情報を十分に得ることはまだ現状おいても 一般的に容易ではない」として、個別に地震動を設定す ることに関する規定を無くしているため、現状、設計実 務への適用は難しい.



表-7 設計水平震度

| | ①H8年道示 | ②H24年道示 | ③震源依存 ・地点依存 |
|----------------|--------|---------|----------------|
| μ_{a} | 5.28 | 3.49 | 3.49 |
| C _s | 0.323 | 0.409 | 0.409 |
| C _z | 0.85 | 0.85 | $c_z k_{hc0}$ |
| k_{hc0} | 1.75 | 1.75 | =0.90 |
| k_{hc} | 0.48 | 0.61 | 0.37 |

表-8 地震時保有水平耐力方による照査結果

| | ①H8年道示 | ②H24年道示 | ③震源依存・地点依存 |
|--------------------|------------|------------|---------------------------------------|
| k, W | 0.48×7,900 | 0.61×7,900 | 0.37×7,900 |
| hc ⁺⁺ a | =3,792 kN | =4,819 kN | =2,923 kN |
| P_a | 4,858 kN | 4,858 kN | 4,858 kN |
| $k_{hc}W/P_a$ | 0.78 | 0.99 | 0.60 |
| 判定 | ОК | OK | ОК |

4. 岸壁の性能設計事例

(1) 検討概要

港湾構造物の設計に用いる入力地震動は、平成 19 年 の基準改正(新基準と略記)以降,震源特性・伝播経路特 性・サイト増幅特性を考慮して設定することを基本とし ている¹¹⁾.しかし、平成19年より前の基準(旧基準と略 記)では、このような方法ではなく、既往の観測記録の 振幅調整によって入力地震動が設定されていた¹²⁾.また, 平成 19 年に改正された基準においても、サイト増幅特 性が明確でない場合には、近傍にある既知のサイト増幅 特性を補正して用いる方法(梅補正と略記)が示されてい る. この補正方法は、内陸部のサイト増幅特性と港湾の サイト増幅特性を比較すると後者のほうが港湾構造物の 被害に大きな影響がある低周波数側の増幅特性が大きく なることが多いという点を踏まえて、港湾のサイト増幅 特性を低周波側で内陸部よりも大きくする方法であり、 精度は高くなく¹³,相当安全側の補正となることが多い. 検討対象の構造物は、一般的なケーソン式係船岸とす

る. 図-13に断面図を示す. 埋立土と置換砂は液状化が 想定される地盤である.

ここでは、新基準と旧基準とでそれぞれ入力地震動の 設定を行い、動的応答解析を行って、地震応答解析結果 を比較する.また、新基準で適切なサイト増幅特性を用 いた場合と梅補正により設定した場合とでも地震応答解 析結果を比較する.さらに、それぞれの入力地震動に対 して耐震性能を満足するために必要な地盤改良範囲につ いて比較する.動的応答解析は2次元の有限要素有効応 力解析⁴⁴を用いるものとし、図-14にFEMメッシュを示 す.

(2) 設計地震動

新基準の考え方に基づく震源依存・地点依存の地震動 は、強震動予測手法に基づいて設定した³.

旧基準の考え方に基づく地震動は、八戸波(1968年十勝沖地震の際に八戸港で得られた記録)、大船渡波(1978年宮城県沖地震の際に大船渡港で得られた記録)、PI波(1995年兵庫県南部地震の際にポートアイランドで得られた記録)を振幅調整して用いる.最大加速度値は、旧基準に示された距離減衰式¹²を用い、断層最短距離(3km)とマグニチュード(Mj=7.1)から586galと算定された.図-15に加速度波形を示す.

サイト増幅特性が不明な場合に適用される梅補正のサ イト増幅特性は、新基準¹¹⁾に基づいて設定した.また、 このサイト増幅特性を用いて震源依存を考慮した強震動 予測手法³⁾に基づいて算定した地震動波形を図-16に示す. 震源依存・地点依存の地震動と震源依存・梅補正の地震 動は、想定断層等は同じでサイト増幅特性のみが異なる.

図-17に加速度応答スペクトルを比較して示す.同じ 震源モデルを想定しても、サイト増幅特性の違いにより 震源依存・地点依存の地震動と震源依存・梅補正の地震 動とでは加速度応答に大きな違いがある.長周期側に着 目して旧基準の地震動を比べると、八戸波>Pi波>大船 渡波の順である.震源依存・地点依存の地震動は、0.2s から1.0s程度の周期帯では他の地震動よりもかなり小さ な応答であるが、港湾構造物に影響が大きいと考えられ る長周期側では大船渡波よりも大きく、ほぼPi波の振幅 調整波と同程度である.

(3) 地震後の残留変位量の比較

図-18~図-20に、例として入力地震動を震源依存・地 点依存の地震動としたときの地震応答解析結果を示す. 置換砂と埋立土は過剰間隙水圧比が上昇しており、液状 化していることがわかる.図-21に入力地震動の大きさ と応答値の関係を示す.縦軸は岸壁の被災状況を示す指 標の一つである残留水平変位であり、横軸は速度のPSI















図-17 加速度応答スペクトルの比較(h=5%)



図-18 地震応答解析結果の例(残留変形)



図-19 地震応答解析結果の例(最大過剰間隙水圧比)



図-20 地震応答解析結果の例(最大せん断ひずみ y xy)

PSI値¹⁵である.速度のPSI値は次式で表され,港湾構造物の変形量推定のための地震動の大きさの指標の一つとして用いられている.

$$PSI = \sqrt{\int_{-\infty}^{+\infty} v^2(t) dt}$$
(3)



図-21 地震応答解析結果の比較

ここで、v(t)は地震動波形の速度振幅であり、速度のPSI 値には最大値だけでなく波形全体の情報が含まれている.

図-21より、旧基準の地震動は、最大加速度値が同じ でも、周波数特性が異なるため、岸壁の残留変位量に違 いが生じている.八戸波やPI波の残留水平変位は、震源 依存・地点依存の地震動の残留水平変位よりも大きく、 大船渡波の残留水平変位は小さい.震源依存であるがサ イト増幅特性を大きめに見積もった震源依存・梅補正の 地震動を入力した場合はかなり大きな応答を示すことが 分かる.

(4) 耐震性の確保のために必要な地盤改良範囲の比較

耐震強化施設の性能規定において使用性を確保可能な 変形量の目安は、1m程度とされている¹¹⁾. そこで、耐震 性を確保するために必要な地盤改良範囲について検討す る. 地盤改良として, SCP(サンドコンパクションパイ ル)工法と浸透固化処理工法を想定する. SCP工法は構造 物直下の施工は困難だが低コストであり、ケーソン背後 の埋土への対策に用いることとする. 浸透固化処理工法 は構造物直下への施工も可能であるが,高コストであり, ケーソン直下の置換砂への対策に用いることとする. コ スト比は, SCP: 浸透固化=1:5とする. 図-22に想定する 地盤改良箇所を示す. ケーソン前面の置換砂とケーソン 背後の裏埋土である.まず低コストのケーソン背後への SCPによる地盤改良を検討し、まだ耐震性能を満足しな い場合はケーソン前面への浸透固化処理工法による地盤 改良を追加することとし, 適切な完了範囲について検討 する.

SCP地盤については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹¹⁾に従い、改良率20%と想定して等価N値が10から 21に上昇したとして、N値から諸解析物性値を設定した.

浸透固化処理地盤の物性値は、「浸透固化処理工法技術マニュアル」より、設計基準強度=80kN/m²と想定して *c*, *φ*材とし、せん断弾性係数*G*および体積弾性係数*K*を現 地盤の1.1倍としたうえで、非液状化地盤とした¹⁶.

表-9に地盤改良断面の地震応答解析結果を示す. 震源 依存・地点依存の地震動に対しては,背後地盤を改良す るだけで性能規定を満足することができるが,八戸波, PI波に対しては,岸壁背後に加えて岸壁前面の地盤改良 も実施する必要がある.その概算工費の比率は,震源依 存・地点依存の地震動について1とした場合の2.3倍から 29倍である.さらに,震源依存・梅補正の地震動に対 しては,ケーソン直下の置換砂を全て地盤改良しても性 能規定を満足することができなかったため,概算工事比 率は5.8倍以上となる.このことから,同規模の地震を 想定した場合にもかかわらず,地震動の評価方法の違い やサイト増幅特性の精度によって施設の整備費用に大き な差が生じる可能性があるといえる.

5. まとめ

本研究では、道路橋、鉄道橋、岸壁を対象に、基準類 で位置付けられた地震動と震源依存かつ地点依存の地震 動を用いた場合で設計結果がいかに異なるかを示した. 本研究により得られた主要な結論は以下の通りである.

- ①鉄道橋の設計基準は性能照査型の設計基準として整備 されており、新しい技術や知見を自由に導入できる設 計体系になっている.しかしながら、設計実務では、 簡易な手法に基づいて設計されることが一般的であり、 真の意味での性能設計が普及しているとは言い難い.
- ②鉄道橋の性能照査事例では、性能照査型設計法の枠組 みを活用して設計地震動や表層地盤の評価をきちんと 行えば、構造物の断面諸元を縮小して経済的な設計を 行うことができる。
- ③道路橋の事例では、本論文の前編³で作成した、震源 依存・地点依存の地震動を設計地震動とした場合、照 査結果に余裕があり、断面諸元を大幅に縮小できるこ とがわかった.ただし、道路橋示方書⁸⁰はH24年の改訂 で、個別に地震動を設定することに関する規定を無く しているため、現状、設計実務への適用は難しい.
- ④新基準の考え方で設定した震源・地点依存の地震動, 旧基準の振幅調整波及び,新基準で示された梅補正の サイト増幅特性を用いた震源依存・梅補正の地震動を 用い,岸壁を対象とした地震応答解析を行った.同規 模の地震を想定しているにもかかわらず,残留水平変 位に大きな違いが現れた.

⑤耐震強化施設としての性能規定を満たすために、地盤



図-22 想定する地盤改良箇所

| 表-9 | 地盤改良断面の地震応答解析結果 |
|-----|-----------------|
|-----|-----------------|

| 地震動 | 水白筋田 | 岸壁天端の | 把笛上弗 茨 | |
|------------------|-----------|-----------|---------------|------------|
| | 以及軋西 | 水平(海方向:負) | 鉛直(下方向;負) | 枫异工其平 |
| 震源・地点依存の 地震動 | 背後 | -0.97 | -0.20 | 1 |
| 八戸波 | 背後 | -1.29 | -0.40 | OUT |
| | 背後+直下(一部) | -0.78 | -0.18 | 2.9 |
| PI波 | 背後 | -1.28 | -0.42 | OUT |
| | 背後+直下(一部) | -0.96 | -0.29 | 2.3 |
| 震源依存・梅補正 の地震動 | 背後 | -2.50 | -0.57 | OUT |
| | 背後+直下(全部) | -1.57 | -0.35 | OUT(5.8以上) |

改良範囲の検討を行ったところ,震源・地点依存の地 震動を対象とした場合に比べて,振幅調整波は2.3倍 以上,震源依存・梅補正の地震動は5.8倍以上のコス トが必要であるとの試算結果が得られた.同規模の地 震を想定したとしても,地震動の評価方法の違いやサ イト増幅特性の精度によって施設の整備費用に大きな 差が生じる可能性があるといえる.

謝辞:本論文は、土木学会地震工学委員会・耐震基準小 委員会に設置された「性能設計体系における設計事例集 作成WG」における議論内容を中心に取りまとめたもの である.検討に参加いただいたWGメンバーに感謝しま す.また、(公財)鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学 研究センターの室野剛隆センター長および坂井公俊副主 任研究員には、第2章の検討において、所要降伏震度ス ペクトルの作成をしていただきました.ここにお礼を申 し上げます.

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会性能設計事例集 作成 WG:性能設計体系における土木構造物の耐震設計事例 集,http://committees.jsce.or.jp/eec201/node/15(2016年8月31日閲 覧).
- 日本規格協会: ISO23469 Bases for design of structures Seismic actions for designing geotechnical works (構造物の設計の基本一地 盤基礎構造物の設計に用いる地震作用 英和対訳版), 2006.
- 3) 長尾 毅,末富岩雄,福島康宏,北原武嗣:性能設計体系 における新たな耐震設計事例-設計地震動-,第36回地震工学 研究発表会,2016.
- 4) 土木学会: 2016 年制定 土木構造物共通示方書 性能・作用 編, 2016.

- 5) (公財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準·同解説 (耐震設計),丸善,2012.
- 6) 室野剛隆,野上雄太:S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力~ひずみ関係,第12回日本地震工学シンポジウム, PP.494-497,2006.
- (公財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 (基礎構造物),丸善,2012.
- 8)日本道路協会:道路橋示方書·同解説V耐震設計編, 2012.
- 9)日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 10) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関す る参考資料, 2015.
- 11) (社)日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.

- 12) (社)日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1999.
- 13) 野津厚,長尾毅:スペクトルインバージョンに基づく全国の港湾等におけるサイト増幅特性,港湾空港技術研究所資料, No.1112, 2005.
- Susumu.Iai, Yasuo Matsunaga, Tomohiro Karneoka : Space Plasticity Model for Cyclic Mobilitty, Report of Harbour Research Institute, Vol.27, No.4, pp.27-56, 1990.
- 15) 野津厚,井合進:岸壁の即時被害推定に用いる地震動指標 に関する一考察,平成 12 年土木学会関東支部技術研究発表 会講演概要集, pp.18-19, 2001.
- 16) (一財)沿岸技術研究センター:浸透固化処理工法技術マニュ アル(改訂版), 2008.

NEW EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN EXAMPLES IN THE PERFORMANCE-BASE DESIGN FRAMEWORK -STRUCTURAL DESIGN-

Toshinari IMAMURA, Toshiyuki HIRAI, Yasunobu SAKAI, Takashi NAGAO and Takeshi KITAHARA

Although the performance-based design framework has been introduced to almost all the technical standards, the practical design follows all the specifications stated in the technical standards. This paper aims at showing new earthquake resistant design examples in the performance-based design framework that designers apply the appropriate method according to the design conditions regardless of the specifications in the technical standards. Authors discussed the design results of railway bridge, highway bridge and quay wall considering both source and site specific earthquake ground motion and those specified in the technical standards.