

抗土圧橋台の耐震設計法と性能照査例

西岡 英俊* 日野 篤志**
 神田 政幸* 室野 剛隆***

Seismic Design Procedure of Conventional Type Bridge Abutment and an Example of its Performance Verification

Hidetoshi NISHIOKA Atsushi HINO Masayuki KODA Yoshitaka MURONO

Conventionally, in the seismic design of railway structure, when calculating the nonlinear response of the bridge abutment, the dynamic amplification characteristic was disregarded. Seismic design code for railway structure was revised in 2012, and the method for calculating the nonlinear response of conventional retaining bridge abutments was revised by the method of calculating by strength demanded spectra in consideration of the dynamic response characteristic. This report explains the performance verification by new seismic design code for two examples, the bridge abutment upon shallow footing foundation, and that upon pile group foundation.

キーワード：耐震設計法，抗土圧橋台，土留め構造物，非線形応答スペクトル法，エネルギー一定則

1. はじめに

橋台は、橋梁・高架橋区間と盛土区間の境界に位置する構造物であり、桁を支持するとともに、その背面に盛土を有している。このうち橋台背面からの土圧に対して橋台壁体および基礎により抵抗する形式のものを、抗土圧橋台という。

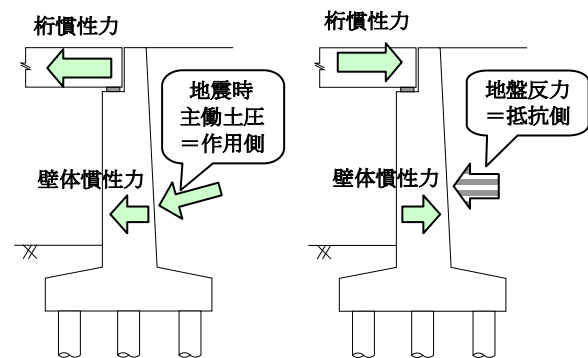
これまで鉄道構造物の抗土圧橋台の耐震設計は、主に平成9年発刊の「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物）（以下、旧基礎標準・旧抗土圧標準）」¹⁾ および平成11年発刊の「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）（以下、旧耐震標準）」²⁾ により実施されていた。平成13年に「鉄道に関する技術上の基準を定める省令（国土交通省令第151号）」により、各設計標準を従来の仕様規定から性能規定に改める方針が示されて以降、順次、設計標準の改訂が進められている。平成24年1月には「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）（以下、新基礎標準）」³⁾ および「鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）（以下、新土留め標準）」⁴⁾ が、平成24年9月には「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）（以下、新耐震標準）」⁵⁾ が改訂・発刊され、今後、抗土圧橋台の耐震設計はこれらの新しい性能規定型設計標準により実施されることとなる。なお、新土留め標準は、旧抗土圧標準が取り扱う抗土圧構造物に、近年適用が増えている補強土構造物を含めた土留め構造物を統一的に取り扱うものとして、旧抗土圧標準の後継として新たに制定された設計標準である。

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室
 ** (株)ジェイアール総研エンジニアリング（構造技術部）
 *** 構造物技術研究部 耐震構造研究室

本稿では、抗土圧橋台の耐震設計法の主な改訂点について解説するとともに、直接基礎形式および杭基礎形式の抗土圧橋台の設計事例について、新しい耐震設計法による性能照査結果を示し、耐震設計法の改訂が実務設計結果に及ぼす影響結果についての一例を示す。なお、以下では、平成9年版の旧基礎・抗土圧標準¹⁾と平成11年版の旧耐震標準²⁾の組み合わせを「旧設計標準」、平成24年版の新基礎標準³⁾、新土留め標準⁴⁾および新耐震標準⁵⁾の組み合わせを「新設計標準」と表記する。

2. 抗土圧橋台の耐震設計法の主な改訂点

抗土圧橋台の地震時挙動の特徴として、図1に示すように抗土圧擁壁に比べて桁の慣性力の影響が大きく、橋脚のような動的な振動特性（応答加速度の増幅等）を示すことが模型振動実験⁶⁾から明らかとなっている。すなわち、橋台のL2地震動に対する耐震設計法としては、構



背面方向変位が抑制され、前面方向に変位が累積する
 (a) 前面方向(主働方向) (b) 背面方向(受働方向)

図1 抗土圧橋台の地震時挙動の特徴

特集：構造物技術

造物の要求性能の連続性という観点からだけでなく、動的な応答特性という観点からも従来の抗土圧擁壁に準じた耐震設計法（構造物の固有周期は未考慮）ではなく、橋脚に準じて構造物の固有周期の影響を加味できる耐震設計法に移行することが望ましい。新設計標準ではこのような考え方にに基づき、抗土圧橋台のL2地震動に対する耐震設計法が、一般的な橋脚の耐震設計法として用いられている非線形応答スペクトル法に準じた手法に改訂された⁷⁾、⁸⁾。具体的な改訂点を以下に示す。なお、各標準の性能規定化に伴う一般的な改訂点は別報⁹⁾、¹⁰⁾を参照されたい。

(1) 上下分離計算から上下一体計算へ

従来は抗土圧擁壁に準じて壁体と基礎をそれぞれ別々に応答値を算定し設計していたが、通常の橋梁・高架橋と同様に上下一体で全体挙動を評価する構造解析法に改訂された。これにより、構造物全体系としての固有周期を算定することが可能となる。

(2) 応答塑性率による照査から変形量照査へ

従来は応答塑性率（＝応答変位 / 降伏変位）を照査指標としていたが、新基礎標準において各基礎形式別に応答回転角等の変形量による具体的な設計限界値が示されることとなったため、抗土圧橋台の照査指標もこれに準じて応答塑性率ではなく、基礎形式に応じた変形量（フーチングの回転角や水平変位等）に改訂された。これにより、従来は同じ応答塑性率であれば応答変位の大小は評価されなかったのに対して、応答変位自体が小さい方が有利と評価されることとなる。

(3) エネルギー一定則から非線形応答スペクトル法へ

L2地震動に対する塑性変形量を算定する手法として、従来は線形最大応答に対するエネルギー一定則（図2）が用いられていたが、このときの線形最大応答の水平震度としては、構造物の振動特性によらず地表面設計地震動の時刻歴波形の最大値（以下、地表面最大加速度という）から算定されており、構造物の固有周期の違いが考慮されないという課題があった。また、地震動の繰り返し回数や継続時間の影響が考慮できないという課題もあった。

そこで、新設計標準では従来のエネルギー一定則ではなく、橋梁・高架橋で用いられている非線形応答スペクトル法を用いることとした。非線形応答スペクトル法

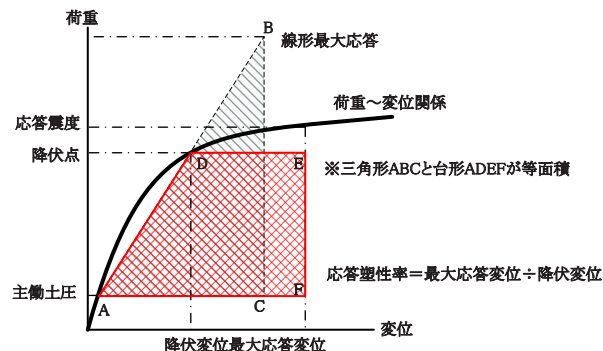


図2 旧設計標準でのエネルギー一定則²⁾

は、図3に示すようにあらかじめL2地震動に対して多数の1自由度弾塑性時刻歴応答解析を実施して所要降伏震度スペクトル（構造物の固有周期と降伏震度に対する応答塑性率の関係を図化したもの）を作成しておき、設計しようとする構造物の等価固有周期と降伏震度から所要降伏震度スペクトルを用いて応答塑性率を読み取ることで、応答値を算定する手法である¹¹⁾。等価固有周期と降伏震度は、静的なプッシュ・オーバー解析から算定できるため、詳細な動的解析を実施することなく簡易にL2地震動に対する非線形挙動を算定できることが特徴である。ただし、抗土圧橋台の場合は常時土圧による初期変位 δ_0 の影響があるため、所要降伏震度スペクトルから応答塑性率 μ を読み取る際の周期としては、図4に示す前面側（主働側）への荷重変位関係から式(1)により算定した主働側等価固有周期 T_{eq-a} を用いる。また、応答変位量 δ_d 算定時には、式(2)のように δ_0 を別途足し合わせる。

$$T_{eq-a} = 2\sqrt{(\delta_{eq} - \delta_0) / k_{heq}} \quad (1)$$

$$\delta_d = \delta_0 + (\delta_{eq} - \delta_0) \cdot \mu \quad (2)$$

ここで、 k_{heq} ：折れ曲がり点の震度、 δ_{eq} ：折れ曲がり点の変位、 δ_0 ：常時土圧による初期変位である。

抗土圧橋台用の所要降伏震度スペクトルの作成条件については次章で詳述する。

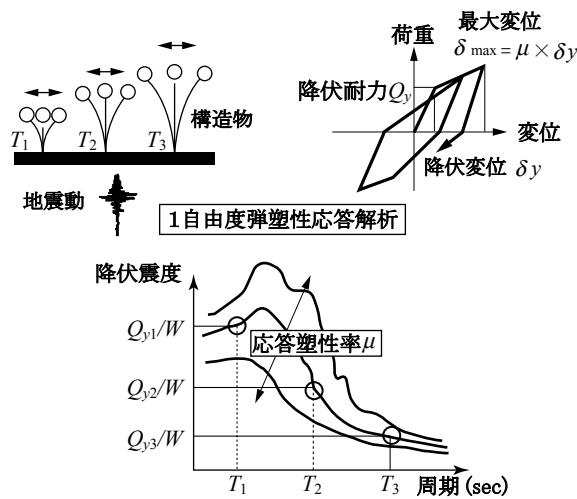


図3 所要降伏震度スペクトルの作成方法¹⁰⁾

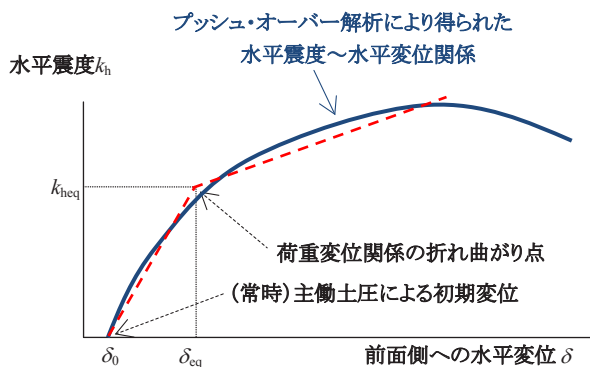


図4 前面側（主働側）への荷重変位関係

3. 抗土圧橋台の所要降伏震度スペクトル

抗土圧橋台の所要降伏震度スペクトルの作成に用いた1自由度弾塑性時刻歴応答解析における橋台の抵抗特性のモデル化の考え方を図5に示す。抗土圧橋台の地震時挙動の特徴を表現するため、背面盛土側への変位増分に対する抵抗を地盤ばねの非対称な履歴特性として考慮した上で、振動系の質量として桁・壁体の質量 m の他に、降伏震度における地震時土圧の増分に相当する付加質量 m_E を加えた m' ($=m+m_E$)でモデル化している。また、動的解析に必要な減衰の取り扱い、ダッシュポットによりモデル化した。この解析モデルの詳細は文献7)を参照されたい。

この1自由度弾塑性時刻歴応答解析モデルから、所要降伏震度スペクトルを作成するには、パラメーターを降伏震度と等価固有周期の2つに絞り込むための仮定条件を設定する必要がある。最終的に設定された仮定条件を表1にまとめて示す。なお、表1の仮定条件は、模型実験のシミュレーション⁷⁾や、後述する所要降伏震度スペクトルとエネルギー一定則との比較や、設計事例に対するコードキャリブレーションの結果を踏まえ、耐震設計法全体のバランスを考慮した工学的な割り切りとして、スペクトル形状に及ぼす影響が少ないパラメーターを簡素化して設定したものである。特に抗土圧橋台の場合は安全性・復旧性の観点から地震後の背面の沈下量はできるだけ小さくなる方が望ましいと考えられることから、同じ降伏震度でも等価固有周期が短い(すなわち降伏変形量自体が小さい)条件に設計結果が誘導されるようなスペクトル形状となるように配慮した(例えば、RC壁体・杭基礎モデルで減衰定数に短周期側の上限を設けないことなど)。

図6に時刻歴応答解析結果の例として、RC壁体・杭

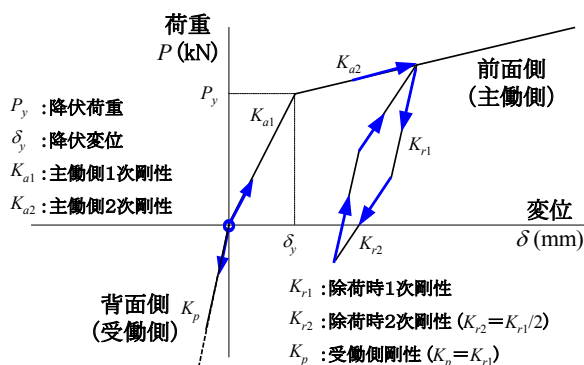


図5 橋台の抵抗特性のモデル化の考え方

表1 抗土圧橋台の所要降伏震度スペクトル作成上の仮定条件

		等価固有周期比 (主働側:受働側:履歴内)	減衰定数
抗土圧橋台	直接基礎	$T_{eq-a} : T_{eq-p} : T_{eq-r} = 2 : 1 : 1$	$h=0.10$
	RC壁体・杭基礎	$T_{eq-a} : T_{eq-p} : T_{eq-r} = 3 : 1 : 1$	$h=0.04/T_{eq-r}$ ($h \geq 0.10$)

ここで、 $T_{eq-a} = 2.0\pi\sqrt{m'/K_{a1}}$, $T_{eq-p} = 2.0\pi\sqrt{m'/K_p}$, $T_{eq-r} = 2.0\pi\sqrt{m'/K_{r1}}$

m' : 振動系の質量 ($m'=102\text{ton}$), K_{a1} : 主働側1次剛性, K_{a2} : 主働側2次剛性, K_p : 受働側剛性, K_{r1} : 履歴内1次剛性

基礎用モデルに対して新設計標準のL2地震動スペクトルIIのG3地盤での地表面設計地震動を入力した場合の結果を示す。前面方向に変位が累積していく挙動が表現できていることが確認できる。

このような非線形時刻歴応答解析を固有周期と降伏震度を変化させて多数実施し、それらの結果から作成した応答塑性率の等高線が所要降伏震度スペクトルとなる。その一例として、L2地震動スペクトルIIのG3地盤のRC壁体・

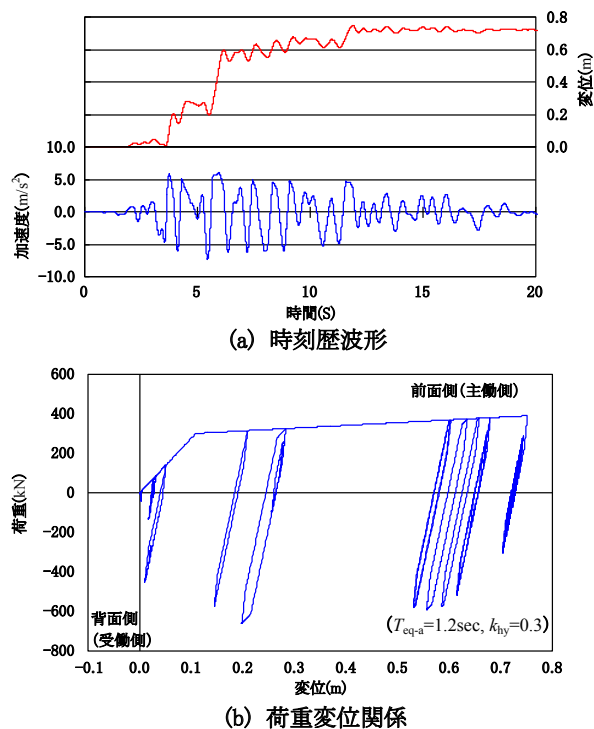


図6 時刻歴応答解析結果の例

(新・L2地震動-SP II, G3地盤, RC壁体・杭基礎用)

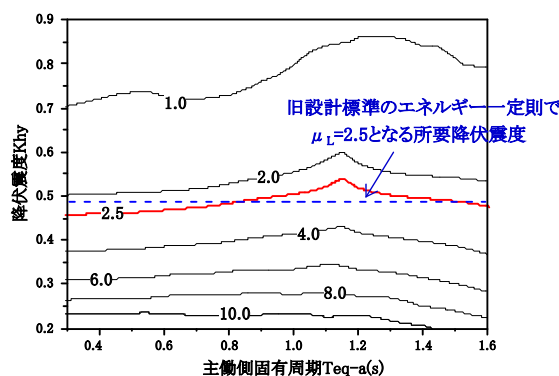


図7 所要降伏震度スペクトル

(L2地震動-SP II, G3地盤, RC壁体・杭基礎用)

特集：構造物技術

杭基礎用の所要降伏震度スペクトルを図7に示す。従来の「地表面最大加速度に対するエネルギー一定則」では応答塑性率は降伏震度のみ依存し、固有周期には依存していなかったが、得られた所要降伏震度スペクトルをみると、主働側固有周期 $T_{eq-a}=1.2$ 秒付近にピークがあり、例えばこれよりも短周期側では、同じ降伏震度であっても固有周期が短いほど、応答塑性率が小さく評価されることがわかる。

ここで、新設計標準の所要降伏震度スペクトルによる応答値と旧設計標準のエネルギー一定則による応答値の大小関係について比較する。図7中には、旧設計標準における安定レベル2の塑性率の設計限界値 $\mu_L=2.5$ (杭基礎の場合)をエネルギー一定則で満足するための所要降伏震度(固有周期に依存しないため水平な直線となる)を併記している。新設計標準の所要降伏震度スペクトルの $\mu=2.5$ のラインは、概ね旧設計標準のエネルギー一定則と同程度であるが、ピークよりも短周期側では $T_{eq-a}=0.9$ 秒付近で旧設計標準のエネルギー一定則と交差している。すなわち、旧設計標準を満足する抗土圧橋台でも、 $T_{eq-a}=0.9$ 秒よりも短周期側であれば新設計標準の方が応答値は小さくなり、逆に長周期側であれば新設計標準の方が応答値は大きくなることわかる。なお、G3地盤における一般的な設計条件の抗土圧橋台の主働側等価固有周期 T_{eq-a} は、通常の壁式橋脚の線路方向と同程度の概ね0.6秒から1.0秒の範囲にあると考えられる。よって、新設計標準のRC壁体・杭基礎用の所要降伏震度スペクトルによる応答塑性率は、固有周期による違いが考慮されることとなったものの、平均的には旧設計標準による応答塑性率と同程度となると考えられる。

4. 直接基礎形式抗土圧橋台の新旧設計比較

直接基礎に関する設計法の主な改訂点については、文献12)に詳しいが、ここでの新旧比較で重要となるのは、照査指標が従来は応答塑性率とフーチングの損傷の2項目であったのが、回転角、底面塑性化率、水平支持力およびフーチングの損傷の4項目に細分化されたことである。表2に新旧設計標準それぞれでの安定レベル3(旧設計標準では耐震性能III, 新設計標準では安全性)の照査指標と具体的な設計限界値を示す。

新旧設計標準による照査結果比較の対象とした直接基礎形式の抗土圧橋台の諸元を図8に示す。地盤種別はG1地盤である。ここでは設計パラメーターに対する照査結果の感度を比較する目的で、表3に示す支持層の地盤条件を変化させた2ケースについて、新旧設計標準による照査結果を示す。なお、表3中のCase1は平成9年版の抗土圧標準に対応して作成された設計の手引き¹³⁾に示される諸元とほぼ同一である。

Case1に対して、新設計標準の上下一体モデルを用いてプッシュ・オーバー解析によって得られた主働方向への荷重変位関係を図9に示す。水平震度 $k_h=0.275$ で直接基礎底面の回転地盤ばねの降伏(最大抵抗モーメント M_{md} に

表2 直接基礎の照査指標の改訂点(安定レベル3)

新設計標準			旧設計標準
性能項目	照査指標	設計限界値	照査項目
地盤の破壊	底面塑性化率	片側 1/4 = 25%	直接基礎の塑性率 橋脚: $\mu \leq 10$ 橋台: $\mu \leq 5$
水平安定	水平支持力	R_{vd} ($f_r = 1.0$)	
回転安定	応答回転角	30/1000rad	
基礎部材の破壊	損傷レベル1~2		同左

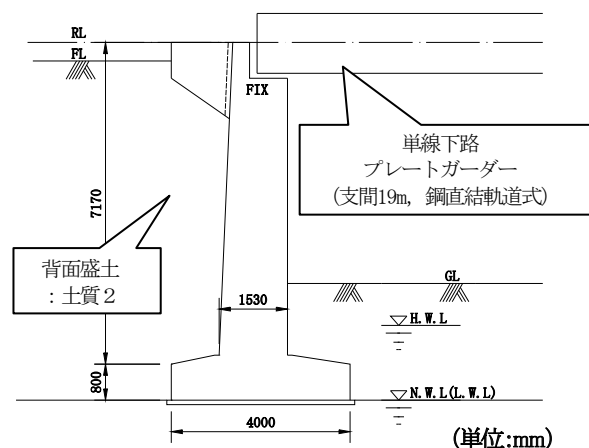


図8 対象とした直接基礎形式抗土圧橋台

表3 直接基礎形式抗土圧橋台の検討ケース

Case名	支持層の地盤条件			
	土質	N値	内部摩擦角 ϕ	変形係数の算出方法
Case1	砂質土	30	39度	N値から推定
Case2	土	50	42度	$V_s=400\text{m/s}$ から換算

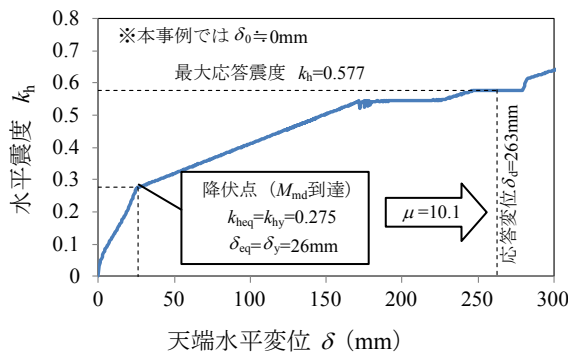


図9 新設計標準による荷重変位関係(Case1)

到達)が生じており、この降伏点での主働側等価固有周期は、 $T_{eq-a}=0.61$ 秒である。なお、RC壁体の降伏震度は $k_{hy}=0.6$ 以上と十分に大きいことから、本検討においては単純化のためRC壁体を線形部材としてモデル化した。

各ケースの主働方向の荷重変位関係から得られた降伏震度、降伏変位および主働側等価固有周期を表4にまとめて示す。なお、旧設計標準でエネルギー一定則から応答塑性率を算定するには降伏震度のみが必要となるが、直接基礎の降伏震度については、直接基礎橋脚と対象とした設計比較¹²⁾において新旧設計標準でそれらがほぼ同一となることが確認されている。

表4 各ケースの降伏震度と等価固有周期

	Case1 : N値30	Case2 : N値50
先行降伏部位	直接基礎	直接基礎
降伏震度	$k_{hy} = k_{heq} = 0.275$	$k_{hy} = k_{heq} = 0.314$
降伏変位	$\delta_y = \delta_{eq} = 26 \text{ mm}$	$\delta_y = \delta_{eq} = 19 \text{ mm}$
等価固有周期	$T_{eq-a} = 0.61 \text{ sec}$	$T_{eq-a} = 0.49 \text{ sec}$

表5 各ケースの設計応答値と安定レベル3照査結果

		Case1 : N値30	Case2 : N値50
新設計標準	底面塑性化率	応答値	16.5%
		照査値	0.66 (OK)
	フーチング回転角	応答値	30.0 / 1000 rad
		照査値	1.0 (OK)
旧設計標準	応答塑性率	応答値	$\mu = 4.13$
		照査値	0.83 (OK)

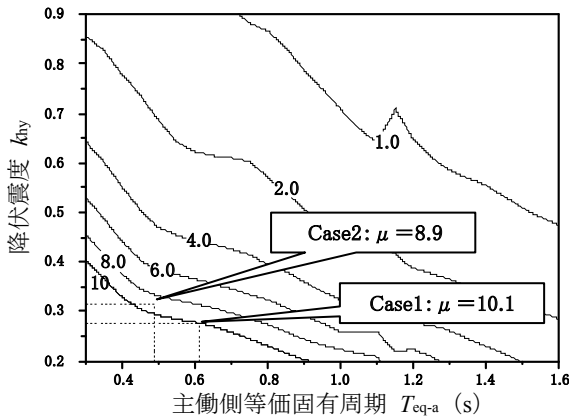


図10 所要降伏震度スペクトル (L2地震動-SP II, G1地盤, 直接基礎用)

新設計標準での設計応答値は、この降伏震度および等価固有周期から図10に示す所要降伏震度スペクトル(L2地震動スペクトルII, G1地盤, 直接基礎用)を用いて算定した。旧設計標準の設計応答値は、地表面最大加速度749.6galを線形最大応答震度としてエネルギー一定則により算定した。新旧設計標準それぞれの設計応答値と安定レベル3の設計限界値に対する照査結果(設計応答値/設計限界値)を表5に示す。なお、フーチングの損傷および水平支持力の照査は、新旧での違いは些少であるため記載を省略した。

旧設計標準では、いずれも安定レベル3に対して余裕のある結果(照査値が1.0以下)となっており、支持層のN値が高いCase2の方が余裕が大きく(照査値が小さく)なっている。これに対して新設計標準の照査値は、底面塑性化率よりも回転角の方が照査値は大きくなっているが、いずれも照査値は1.0以下となっており、同様に安定レベル3を満足する。また、Case1では旧設計標準よりも新設計標準の照査値(の最大値)が大きく、Case2では逆に小さくなっており、新設計標準の方が地盤条件に対する照査値の感度が高いことがわかる。

5. 杭基礎形式抗土圧橋台の性能照査例

杭基礎に関する設計法の主な改訂点については、文献14)に詳しいが、新旧設計標準の比較で重要となるのは、照査指標が従来は応答塑性率と基礎部材等の損傷の2項目であったのが、回転角、水平変位、鉛直支持力および基礎部材等の損傷の4項目に細分化されたことである。表6に新旧設計標準それぞれでの安定レベル3(旧設計標準では耐震性能Ⅲ, 新設計標準では安全性)の照査指標と具体的な設計限界値を示す。なお、このほかの大きな改訂点として、杭基礎のような深い基礎に対する地盤変位の影響について、従来はG4地盤以上の場合のみ応答変位法により検討されていたのが、地盤種別によらず応答変位法を実施することに改訂された。ただし、これは抗土圧橋台に限らず橋梁・高架橋とも共通の改訂点であることから、抗土圧橋台特有の改訂点の影響を把握することを主目的とする本稿では、応答変位法に関する記載は省略することとする。

新旧設計標準による照査結果比較の対象とした杭基礎形式の抗土圧橋台の諸元を図11に示す。地盤種別はG3地盤である。なお、この諸元は、平成11年版の耐震標準に対応して作成された設計計算例¹⁵⁾に示される諸元を基本としているが、基礎標準の改訂に伴う設計鉛直支持力の見直しが比較結果に影響しないよう、地盤条件の一部を修正(杭先端地盤のN値の割増等)したものである。

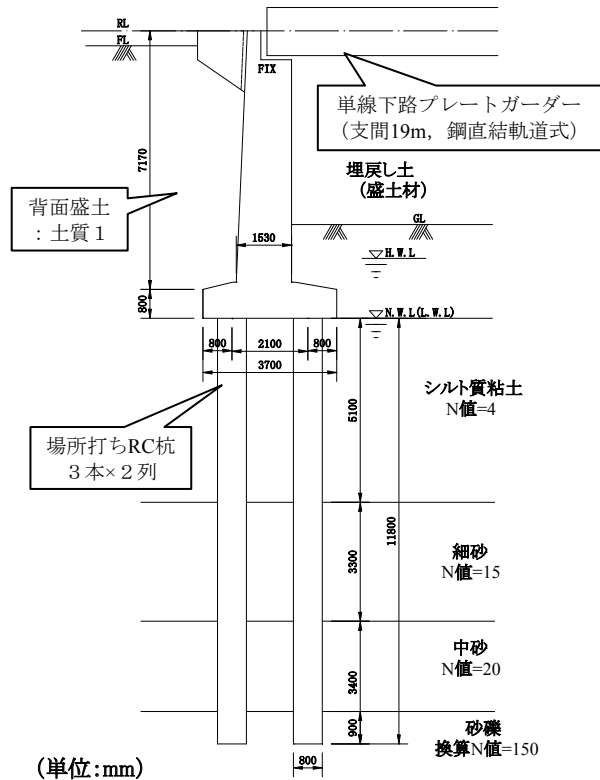
新設計標準による主働方向への荷重変位関係を、L2地震動スペクトル2に対する応答変位とともに図12に示す。新設計標準では、構造物全体系の荷重変位関係の折れ曲がり点の降伏震度は $k_{heq} = 0.51$ 、主働側等価固有周期は $T_{eq-a} = 0.97$ 秒となった。図7の所要降伏震度スペクトルから応答塑性率を読み取ると $\mu = 2.5$ となり、設計応答値は天端変位で $\delta_d = 310 \text{ mm}$ 、最大応答震度で $k_h = 0.58$ となった。また、RC壁体は損傷レベル1以内となった。

一方、旧設計標準による上下分離モデルでのプッシュオーバー解析では、基礎の降伏震度は $k_{hy} = 0.45$ 、RC壁体の降伏震度は $k_{hy} = 0.69$ となった。この基礎の降伏震度に対して、旧設計標準の地表面最大加速度975galを線形最大応答震度としてエネルギー一定則により算定した基礎

表6 杭基礎の照査指標の改訂点(安定レベル3)

新設計標準		旧設計標準
性能項目	照査指標	設計限界値
地盤の破壊	設計鉛直力	設計鉛直支持力
水平安定	フーチングの応答水平変位	$10\%L_A, L_A = \sqrt{ND}$
回転安定	フーチングの応答回転角	30/1000rad
基礎部材の破壊	損傷レベル1~2	

ここで L_A : 基礎の換算抵抗幅, N : 杭本数, D : 杭径



(単位:mm)

図 11 対象とした杭基礎形式抗土圧橋台の諸元

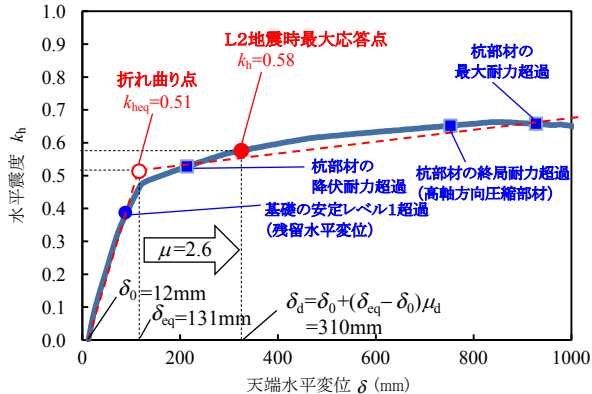


図 12 新設計標準による荷重変位関係

表 7 新旧設計標準による設計応答値と安定レベル 3 照査結果

新設計標準	フーチング 水平変位	応答値	147mm
		照査値	0.75 (OK)
新設計標準	フーチング 回転角	応答値	27.0/1000 rad
		照査値	0.90 (OK)
旧設計標準	応答塑性率	応答値	$\mu = 2.66$
		照査値	0.67 (OK)

の応答塑性率は $\mu = 2.66$ となり、基礎の最大応答震度は $k_h = 0.55$ となった。また、RC 壁体は損傷レベル 1 となった。

新旧設計標準それぞれの安定レベル 3 の設計限界値に対する照査結果(設計応答値/設計限界値)を表 7 に示す。なお、本事例では鉛直支持力の照査は、新旧での違いは些少であるため記載を省略した。新旧設計標準のいずれも安定レベル 3 の照査を満足していることがわかる。

6. おわりに

本稿では、抗土圧橋台の耐震設計法の主な改訂点について解説するとともに、直接基礎形式および杭基礎形式の抗土圧橋台の設計事例について、新旧設計標準のそれぞれでの照査結果を示した。限られた事例ではあるが、旧設計標準と新設計標準のいずれを用いても所定の耐震性能を満足することが確認できた。なお、本稿で示した所要降伏震度スペクトル(図 7 および図 10)は動的解析結果から直接等高線を作成した結果であるが、新耐震標準にはこれを直線近似したものが記載されているので、実務上はこちらを使用されたい。

文 献

- 1) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物・抗土圧構造物), 丸善, 1997
- 2) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善, 1999
- 3) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物), 丸善, 2012
- 4) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(土留め構造物), 丸善, 2012
- 5) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善, 2012
- 6) 西岡英俊, 渡辺健治, 篠田昌弘, 澤田亮, 神田政幸: 橋台の地震時応答特性に関する実験的検討, 第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1330-1337, 2010
- 7) 渡辺健治, 西岡英俊, 神田政幸, 古関潤一: 動的応答特性の違いを考慮した擁壁および橋台の耐震設計法, 鉄道総研報告, Vol.25, No.9, pp.31-38, 2010
- 8) 西岡英俊, 渡辺健治, 神田政幸, 室野剛隆, 日野篤志, 西村昭彦: 橋台の非線形応答スペクトル法による耐震設計法の提案, 土木学会第 67 回年次学術講演会, I-380, 2012
- 9) 神田政幸: 鉄道における基礎構造物の設計技術の動向, 鉄道総研報告, Vol.24, No.7, pp.1-4, 2010
- 10) 佐藤勉: 鉄道構造物に関する設計標準の最近の動向, 鉄道総研報告, Vol.26, No.11, pp.1-4, 2012
- 11) 西村昭彦, 室野剛隆: 所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定, 鉄道総研報告, Vol.13, No.2, pp.47-50, 1999
- 12) 阿部慶太, 安西綾子, 西岡英俊: 新設計標準による直接基礎の試設計と現行標準による比較, 鉄道総研報告, Vol.24, No.7, pp.41-46, 2010
- 13) 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・抗土圧構造物 設計の手引き(橋台), 1997
- 14) 手嶋正和, 勅使川原敦, 西岡英俊: 新設計標準による杭基礎の試設計と現行標準による比較, 鉄道総研報告, Vol.24, No.7, pp.47-52, 2010
- 15) 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 設計計算例 橋台, 2001