

新設計標準による直接基礎の試設計と 現行標準による設計比較

阿部 慶太* 安西 綾子** 西岡 英俊*

A Trial Design of Spread Foundations Applying a New Design Code and a Comparative Design between the New and Current Design Code

Keita ABE Ayako ANZAI Hidetoshi NISHIOKA

The design standard for railway foundations, currently based on the limit-state design method is under revision as performance based design method in near future. In this report, we have presented the trial design of spread foundations applying the new design code and difference between the results according to new and current design codes. We carried out the seismic performance verification of two wall-type pier with different heights, which have sufficient bearing capacity during normal conditions, using criterion values for restoration and safety performance, i.e., L1 and L2 seismic spectrum II. Consequently, we confirmed that it is possible to make justifiable designs based on the new design code.

キーワード：新設計標準，直接基礎，壁式橋脚，性能照査，試設計，影響分析

1. はじめに

現在改訂を進めている「鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物」について、現行標準¹⁾と改訂標準(案)²⁾(以降、新設計標準と呼ぶ)による直接基礎の試設計を実施し、改訂に伴う影響分析を行った。対象構造物は、現行標準による設計事例で、常時の鉛直支持力に十分余裕があり、橋脚高さの異なる壁式橋脚2基である。それぞれの構造物に対し、改訂された復旧性および安全性の照査指標の制限値を用いて、地震の影響(L1地震動、および、L2地震動スペクトルII)³⁾に対する性能照査を実施し、現行標準の照査結果との違いを確認した。

2. 直接基礎設計法の主な改訂点

2.1 現行設計法の課題

現行標準による直接基礎の設計では、良好な支持地盤上に構築されることを前提として、地震時の回転方向の地盤抵抗成分をフーチング底面の集約回転バネでモデル化している。また、L2地震動による慣性力に対しては、「基礎の浮き上がり」と「基礎端部地盤の支持降伏」の非線形挙動を考慮し、応答塑性率 μ (=構造物天端の応答変位/降伏変位)による照査を行っているが、実務上では以下の課題があった。

(1) 塑性率による照査

応答塑性率による照査は、全体的には一定以上の耐震性能が確保できるが、構造物の規模・諸元の変化に応じた性能の変化を適切に評価できない場合がある。

(2) 滑動成分が卓越する場合の照査

想定する非線形挙動が「基礎の浮き上がり」、「基礎端部地盤の支持降伏」による非線形化に限定されるため、例えば重心位置が低く荷重レベルの小さいトンネル緩衝工など、滑動成分が卓越する構造形式の応答値算定や照査方法が合理的でない。

2.2 主な改訂点

(1) 性能照査型設計への移行

現行標準に示される各限界状態と耐震標準で定義される耐震性能について、新たに実務上の取り扱いとの整合性を考慮して、構造物の要求性能に応じて直接基礎の性能項目および照査指標を設定した(表1)。

(2) 設計地盤反力係数

設計地盤ばね定数(フーチング底面の鉛直、せん断、回転ばね定数)の算定に用いる設計鉛直地盤反力係数 k_{vd} の基準値について、新たに平板載荷試験の載荷幅の1%(ϕ 300mm載荷板の場合3mm)沈下付近での繰り返し載荷時に相当するものと想定し、表2により算定することとした。なお、表2中の地盤の変形係数の設計用値 E_d は、室内圧縮試験から得られる変形係数の試験値 E_{50} 相当値とした。

* 構造物技術研究部(基礎・土構造)

** 中央復建コンサルタンツ(株)(前 構造物技術研究部)

特集：基礎構造物の設計技術

表1 構造物の要求性能と直接基礎の性能項目・照査指標（地震時）

要求性能			新設計標準		現行標準
性能項目			照査指標（設計限界値）		照査項目
安全性	安定	地震時 (L2地震)	地盤の破壊	底面塑性化率：片側20%	基礎の塑性率 応答塑性率 $\mu_s = 10.0$ 以下
			水平安定	設計水平支持力： R_{hd} ($f_r = 0.83$)	
			回転安定	応答回転角（フーチング底面）：30/1000 (rad)	
			基礎部材の破壊	損傷レベル1～2（フーチング）	
復旧性	性能 レベル1	地震時 (L1地震)	残留鉛直変位	設計鉛直支持力： R_{vd} ($f_r = 0.83$)	基礎の降伏点 降伏震度 < L1 震度
			残留水平変位	設計水平支持力： R_{hd} ($f_r = 0.83$)	
			残留傾斜	設計最大抵抗モーメント： M_{md} ($f_r = 0.83$)	
			基礎部材の損傷	損傷レベル1（フーチング）	
	性能 レベル2	地震時 (L2地震)	残留鉛直変位	底面塑性化率：片側10%	基礎の塑性率 応答塑性率 $\mu_s = 6.0$ 以下
			残留水平変位	設計水平支持力： R_{hd} ($f_r = 1.0$)	
			残留傾斜	応答回転角（フーチング底面）：20/1000 (rad)	
			基礎部材の損傷	損傷レベル1（フーチング）	

表2 設計鉛直地盤反力係数の算定式 (kN/m³)

土質	新設計標準	現行標準
砂質土	$k_w = 6.9\rho_k E_s B_v^{-1/2}$	$k_s = 2.3\alpha E_0 B_v^{-1/2}$
砂・粘土互層	$k_w = 5.1\rho_k E_s B_v^{-3/4}$	$k_s = 1.7\alpha E_0 B_v^{-3/4}$
粘性土	$k_w = 3.9\rho_k E_s B_v^{-1}$	$k_s = 1.3\alpha E_0 B_v^{-1}$

ρ_k ：地盤反力係数の修正係数（長期：0.5，短期：1.0）
 E_s ：地盤の変形係数の設計用値

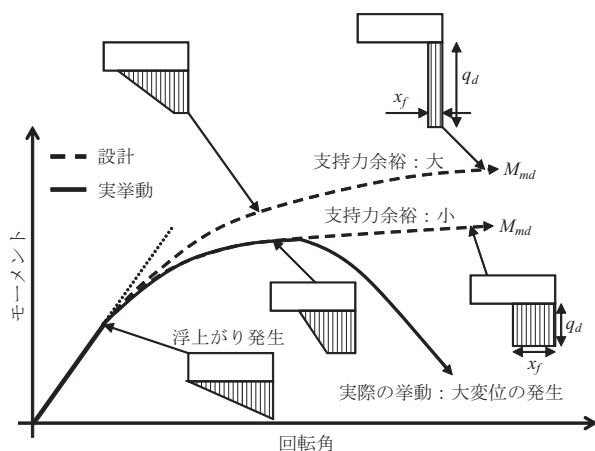


図1 直接基礎底面の非線形回転抵抗特性

(3) 改訂された照査指標

(a) 底面塑性化率

図1に直接基礎底面の非線形回転抵抗特性を示す。比較的地盤の支持力余裕が小さい場合には、支持力余裕が大きい場合と比較して、図1に示すように浮き上がり後の基礎端部地盤の塑性化範囲が広がる。この際、支持地盤の累積的変形が進み実線で示す過大な沈下が生じ、想定以上の残留変位が生じる可能性がある。このような破壊形態を回避するため、新設計標準の浮き上がり後の非線形領域の応答を考慮した設計では、底面塑性化率が一定値以下であることを照査する。

底面塑性化率は、慣性力載荷方向の基礎幅 B に対する底面の塑性化領域の幅 x_f の比と定義し、底面反力

モーメント M_d が設計最大抵抗モーメント M_{md} に至ったときの値であり、偏心傾斜の影響を考慮して低減した鉛直支持力度 q_d と鉛直荷重 V_d との釣り合いから次式で求めることができる。なお、ここで底面塑性化率 x_f/B はフーチング片側分の値として扱うものとする。

$$\frac{x_f}{B} = \frac{V_d}{q_d \times L \times B} \quad (1)$$

x_f/B ：底面塑性化率

x_f ：底面の塑性化幅 (m)

B ：荷重作用方向のフーチング幅 (m)

V_d ：基礎底面中心に働く設計有効鉛直荷重 (kN)

q_d ：基礎底面の設計鉛直支持力度 (kN)
(地盤抵抗係数 1.0)

L ：底面直角方向のフーチング幅 (m)

(b) 設計水平支持力

現行標準では、L2地震動に対しても滑動による塑性化は許容しない。新設計標準においても、基本的には水平変位による照査を原則とし、設計水平支持力の照査を満足する場合には、滑動による水平変位量を無視して設計してよいものとした。ただし、重心位置が低い直接基礎でフーチングの浮き上がりによる非線形化により滑動が卓越する場合には、適切な方法により水平変位を算定し照査することとする。

(c) 応答回転角

構造物規模（例えば、橋脚高さ）によらず、応答回転角を新たな照査指標に用いる。

(4) 浮き上がり・沈下を表現できる直接基礎モデル

浮き上がりによる回転成分を表現できるだけでなく、軸力変動による沈下量の算定精度の向上のため、ラーメン高架橋の直接基礎など、基礎に作用する鉛直荷重の変動が大きい場合には、鉛直地盤ばねをフーチング底面全体に分布させる「分布ばねモデル」により算定する。

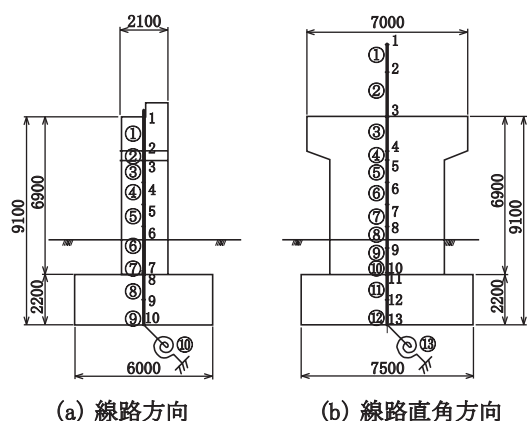


図2 橋脚高さ H=9.1m モデル (単位: mm)

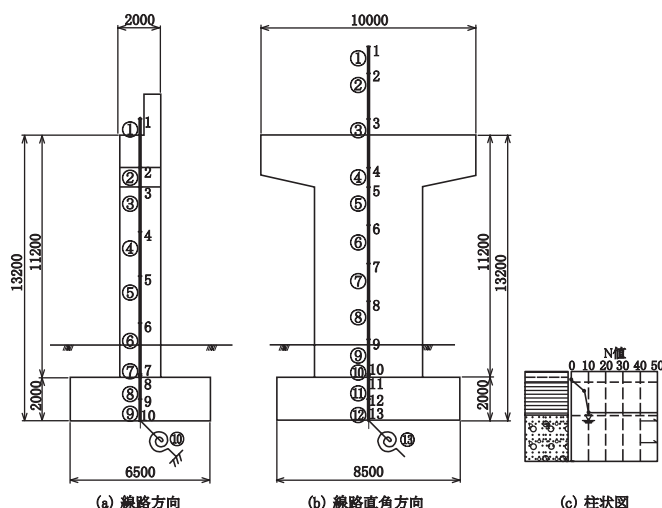


図3 橋脚高さ H = 13.2m モデル (単位: mm)

3. 設計条件

3.1 基本条件

構造形式：複線用 RC 壁式橋脚（直接基礎）

検討方向：線路方向，線路直角方向

基礎の支持力係数： $\alpha_f = 1.0$

材料修正係数： $\rho_m = 1.0$

- 上部工：① 起点側 RCT 桁 20m（可動）
 終点側 RCT 桁 15m（固定）
 ② 起点側 PPCT 桁 30m（可動）
 終点側 RCT 桁 10m（可動）

基礎形式：直接基礎

橋脚高さ：① H= 9.1m（基礎底面～沓座面）

② H=13.2m（基礎底面～沓座面）

地盤条件：N 値 50 の砂質土（フーチング下面）

地下水位はフーチング下面

地盤種別：G2 地盤

3.2 構造形状および設計モデル

構造物の形状寸法と地盤条件を図2と図3に示す。図中には静的非線形骨組み解析モデルの軸線（太線）と節点および要素番号を示す。

4. 試設計と設計比較

4.1 橋脚高さ H=9.1m

4.1.1 荷重-変位曲線

表3，表4に新設計標準と現行標準により求めた荷重-変位曲線を示す。荷重-変位曲線の新旧の比較により，次に示す傾向が確認できる。

(1) 線路方向

- (a) 降伏震度は柱基部が先行降伏するため新設計標準と現行標準間で同値となるが，降伏変位は新設計標準

の方が約6%（48.0mmから45.0mmへ）減少した。

- (b) 等価固有周期は，降伏変位の減少に伴い新設計標準の方が約3%（0.775sから0.750sへ）短くなった。

- (c) 最大応答変位は，新設計標準の方が約2%（245.3mmから239.4mmに）減少した。

(2) 線路直角方向

- (a) 降伏震度は，支持地盤が先行降伏するため，新設計標準と現行標準間でほぼ同値（0.421と0.419）であるが，降伏変位は約10%（34.8mmから31.2mmへ）減少した。

- (b) 等価固有周期は，降伏変位の減少に伴い新設計標準の方が約6%（0.555sから0.524sへ）短くなった。

- (c) 最大応答変位は，新設計標準の方が約7%（166.5mmから154.1mmへ）減少した。

4.1.2 基礎の性能照査

基礎の性能照査として，図4に復旧性に関する基礎の残留変位の照査結果（橋脚高さH=9.1m）を示す。ここでは，L1地震動での復旧性性能レベル1とL2地震動（スペクトルII）での復旧性性能レベル2に対する残留鉛直変位，残留水平変位，残留傾斜の照査結果を示した。比較のため，現行標準で対応する性能と照査指標（L1地震動での耐震性能Iの降伏震度，L2地震動での耐震性能IIの応答塑性率）の照査結果を併記した。なお，復旧性に関する基礎の残留変位の照査に加え安全性に関する安定の照査を行い，満足することを別途確認した。

(1) 基礎の残留変位の照査（L1地震）

復旧性の性能レベル1に関する基礎の残留変位の照査（L1地震）では，線路方向での残留傾斜の照査値が0.8程度と比較的1.0に近いが，線路方向・線路直角方向ともに，新設計標準と現行標準間でほぼ同程度の照査値が得られている。

(2) 基礎の残留変位の照査（L2地震）

復旧性の性能レベル2に関する基礎の残留変位の照

特集：基礎構造物の設計技術

表3 荷重-変位曲線（橋脚高さ H=9.1m）（線路方向）

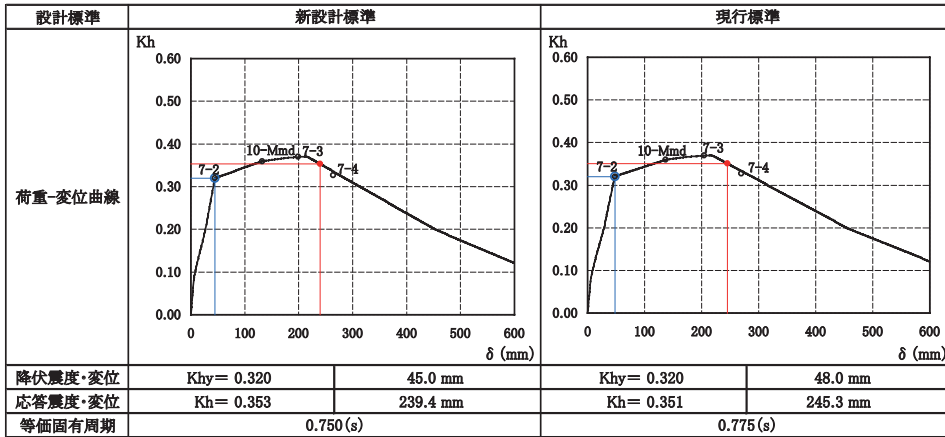


表4 荷重-変位曲線（橋脚高さ H=9.1m）（線路直角方向）

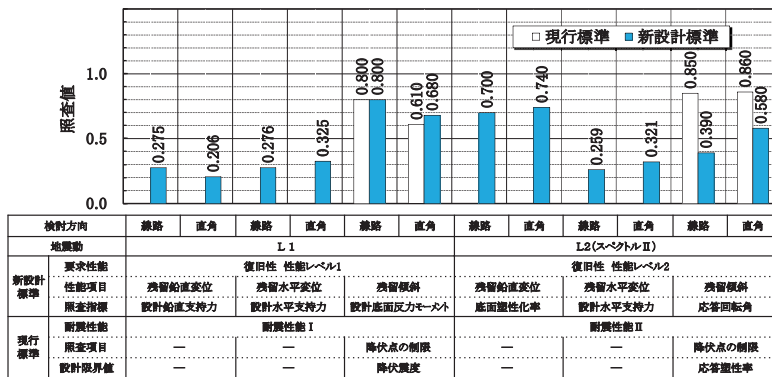
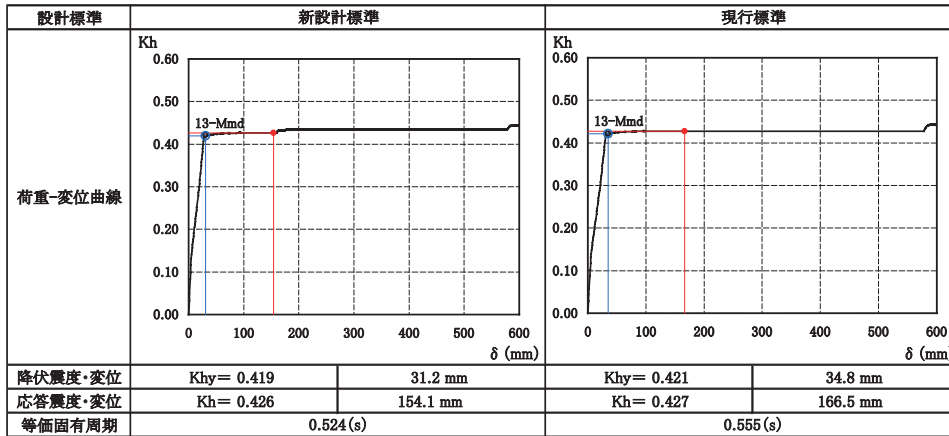


図4 復旧性に関する基礎の残留変位の照査結果（橋脚高9.1m）

査 (L2地震) では、残留傾斜の照査において、現行標準での照査値に比べ、新設計標準での応答回転角による照査値で余裕が生じている。

4.2 橋脚高さ H=13.2m

4.2.1 荷重-変位曲線

表5、表6に新設計標準と現行標準により求めた荷重-変位曲線を示す。荷重-変位曲線の新旧の比較により、次に示す傾向が確認できる。

(1) 線路方向

- (a) 降伏震度は、柱基部が先行降伏するため新設計標準と現行標準間で同値であるが、降伏変位は新設計標準の方が約4% (115mm から 110mm へ) 減少した。
- (b) 等価固有周期は、降伏変位の減少に伴い新設計標準の方が約2% (1.314s から 1.286s へ) 短くなった。
- (c) 最大応答変位は、新設計標準の方が約1% (365.2mm から 359.9mm) 減少した。

(2) 線路直角方向

- (a) 降伏震度は基礎が先行降伏するため新設計標準と

表5 荷重-変位曲線（橋脚高さH=13.2m）（線路方向）

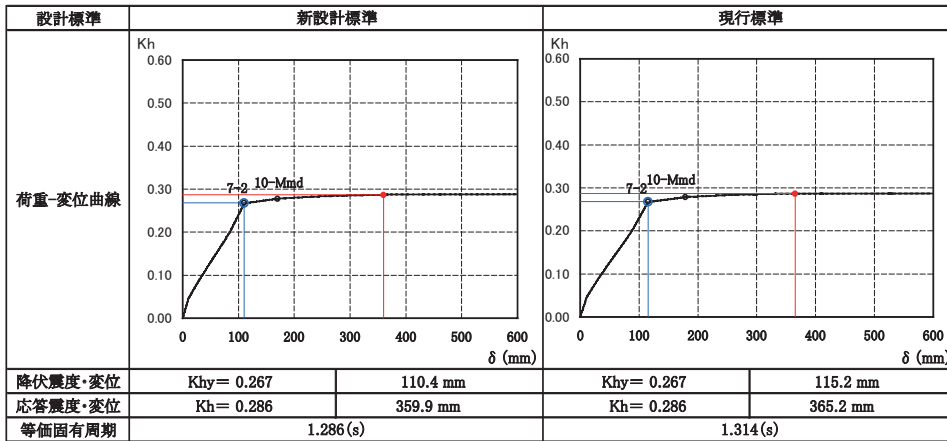


表6 荷重-変位曲線（橋脚高さH=13.2m）（線路直角方向）

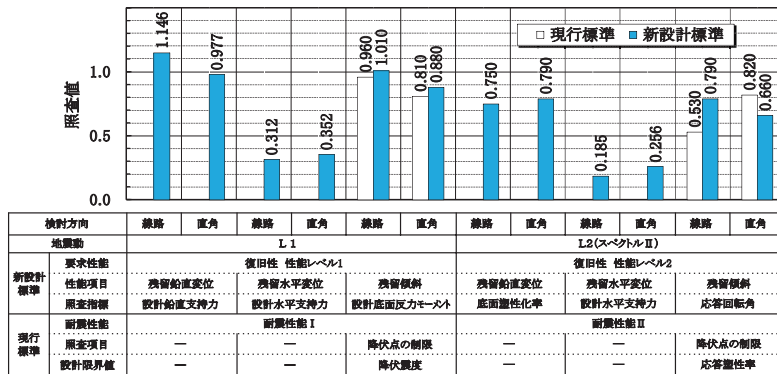
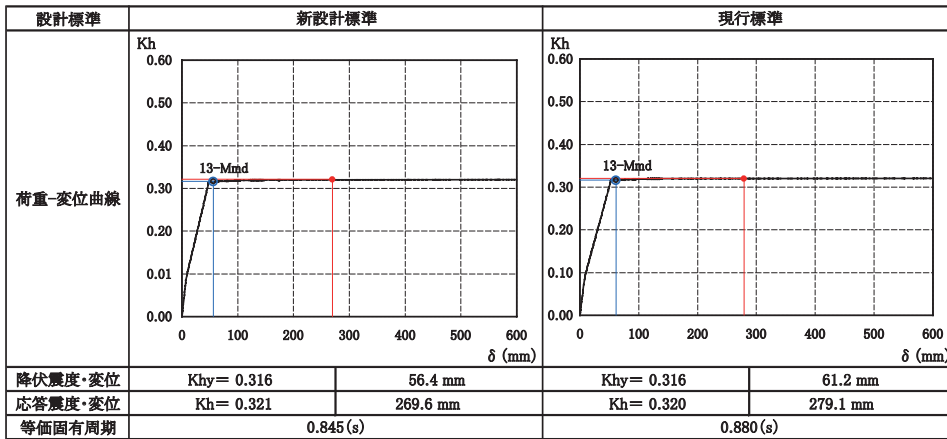


図5 復旧性に関する基礎の残留変位の照査結果（橋脚高13.2m）

現行標準間で同値であるが、降伏変位は新設計標準の方が約8%（61.2mmから56.4mmへ）減少した。

- (b) 等価固有周期は降伏変位の減少に伴い新設計標準の方が約4%（0.880sから0.845sへ）短くなった。
- (c) 最大応答変位は、新設計標準の方が約3%（279.1mmから269.6mmへ）減少した。

4.2.2 基礎の性能照査

図5に復旧性に関する基礎の残留変位の照査結果（橋脚高さH=13.2m）を示す。ここでは、4.1.2に準じ、新設計標準と現行標準による照査の比較結果を示す。なお、

別途安全性に関する基礎の安定の照査を行い、満足することを確認した。

(1) 基礎の残留変位の照査（L1地震）

復旧性の性能レベル1に関する基礎の残留変位の照査（L1地震）の結果、線路方向・線路直角方向ともに新設計標準と現行標準間でほぼ同程度の照査値であるが、線路方向では新設計標準の照査値が1.0を若干上回った。

(2) 基礎の残留変位の照査（L2地震）

復旧性の性能レベル2に関する基礎の残留変位の照

特集：基礎構造物の設計技術

表7 応答値の変化率の比較

橋脚高さ		H=9.1m		H=13.2m	
検討方向		線路	直角	線路	直角
応答値	降伏震度	同値	ほぼ同値	同値	同値
	降伏変位	-6%	-10%	-4%	-8%
	等価固有周期	-3%	-6%	-2%	-4%
	応答変位	-2%	-7%	-1%	-3%

表8 基礎の残留変位(残留傾斜)の照査値の変化率の比較

橋脚高さ		H=9.1m		H=13.2m	
検討方向		線路	直角	線路	直角
照査値	性能レベル1	1.00	1.11	1.05	1.09
	性能レベル2	0.46	0.67	1.49	0.83

査(L2地震)の結果、線路直角方向では新設計標準の方が余裕のある結果となったが、線路方向では、新設計標準の照査値が40～50%上昇した。

4.3 橋脚高さの違いによる設計比較

4.1と4.2の結果から、橋脚高さが設計の結果に与える感度を比較するため、同一地盤条件下で設計した橋脚高さの異なる直接基礎橋脚の設計結果を比較した。

(1) 荷重-変位曲線の応答値の比較

表7に新設計標準の現行標準に対する応答値の変化率(=(現行標準の設計値-新標準の設計値)/現行標準の設計値×100(%))を一覧で示す。全体的に、新設計標準の方が、降伏震度を除く応答値で減少する結果となった。また、橋脚高さが低い場合の方が、橋脚高さが高い場合に比べ若干減少幅が大きい結果になった。

(2) 復旧性に関する基礎の残留変位の照査値の比較

表8に新設計標準の現行標準に対する、基礎の残留変位(残留傾斜)の照査値の変化率(=新設計標準の照査値/現行標準の照査値)を示す。復旧性性能レベル1での照査値は、新設計標準と現行標準間で同等か、新設計標準の方が若干大きい。一方、復旧性性能レベル2での新設計標準の照査値は、現行標準の照査値に比べ、橋脚高さが低い場合で小さく、橋脚高さが高い場合で線路方向において50%程度上昇している。

4.4 フーチング最小断面の決定

4.3の結果より、橋脚高さの違いが設計の結果に与える感度が新設計標準と現行標準間で異なることが考えられる。そこで、橋脚高さの違いが設計の結果へ与える感度を、新設計標準と現行標準間で比較するため、照査の制限値で求まるフーチング最小断面を各標準で算定した。その結果、以下のようにフーチング幅が変化した。

(1) 橋脚高さが9.1mの場合：線路直角方向のフーチング幅が7.5mから7.0mに縮小した。(約7%縮小)

表9 フーチング体積の比較表(最小断面)

	フーチング体積		変化率
	現行標準	新設計標準	
H=13.2m	6.5m×8.5m×2.0m =110.5m ³	7.0m×8.5m×2.0m =119.0m ³	約8%増
H=9.1m	6.0m×7.5m×2.2m =99.0m ³	6.0m×7.0m×2.2m =92.4m ³	約6%減
体積比	1.12	1.29	

(2) 橋脚高さが13.2mの場合：線路方向のフーチング幅が6.5mから7.0mに増加した。(約7%増加)

表9にフーチング体積の比較結果を示す。橋脚高さ13.2mの場合では約8%増加、橋脚高さ9.1mの場合では約6%減少し、フーチング体積比は、現行標準の1.12倍から新設計標準で1.29倍となり橋脚高さの比1.45に近づいた。これは、新設計標準による設計結果において、現行標準のものに比べ、橋脚高さの影響が大きく表れたことを示している。このことから、現行標準での構造物規模に対する設計感度が低いという課題に対して、新設計標準の適用により、橋脚高さをはじめとした構造物規模の影響をより反映した基礎の設計が期待できることが分かる。

5. まとめ

今回実施した新設計標準による橋脚高さの異なる直接基礎橋脚の2事例の試設計と、現行標準との設計比較により下記の知見が得られた。

- (1) 橋脚高さの低い橋脚の直接基礎の設計では、L2地震動での復旧性性能レベル2の照査で、新設計標準の照査値が余裕をもち、フーチング最小断面が縮小した。
- (2) 橋脚高さの高い橋脚の直接基礎の設計では、L1地震動での復旧性性能レベル1の照査で、新設計標準の照査値が一部上昇し、フーチング最小断面が拡大した。
- (3) 同一地盤条件で橋脚高さの異なる直接基礎橋脚の設計比較をした結果、構造物規模や検討方向の違いがある程度の感度で反映されており、新設計標準の適用により現行標準における構造物規模に対する感度が低いという課題が改善されることを確認した。

文献

- 1) 運輸省鉄道局監修、財団法人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、2000
- 2) 基礎構造物・抗土圧構造物設計標準に関する委員会：鉄道構造物等設計標準・同解説、基礎構造物委員会案、2008.7.
- 3) 運輸省鉄道局監修、財団法人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、1999