

鉄道高架橋の耐震設計における 土の変形特性試験の影響に関する基礎的検討

神澤 拓¹・井澤 淳²・山本 昌徳¹・小島 謙一²・笠井 悟³・鈴木 聡³

¹正会員 修士（工学）（公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 博士（工学）（公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

³正会員 修士（工学）（株）複合技術研究所 解析技術部
（〒160-0004 東京都新宿区四谷1-23-6）

1. はじめに

橋梁および高架橋の耐震設計にあたっては、周辺の地盤条件を勘案し、適切に設定された設計地震動に対して、構造物が所用の性能を有していることを確認する必要がある。鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計¹⁾（以降、耐震標準）では、性能照査に用いる設計応答値を算定するにあたり、構造物に作用する慣性力と地盤変位は、逐次非線形動的解析による表層地盤の挙動評価を行うことが推奨されている。この表層地盤挙動のモデル化については、幅広いひずみレベルの土の変形特性を精度よく表現可能なGHE-Sモデルが開発され、広く使われてきている。しかしながら、表層地盤の挙動評価を行う際に必要となる土の変形特性試験については、従来の試験法（以降、従来法）²⁾ではL2地震動のような大地震を想定した場合、強い非線形性を示す地盤の変形特性を適切に評価できない可能性が指摘されている。また、応答値を算定するために精緻なモデルを用いたとしても、土の変形特性試験が適切に評価できていない従来法の解析結果では適切な評価ができないことも報告されてきている（例えば³⁾）。そこで、井澤ら⁴⁾は、逐次非線形動的解析のための適切な地盤の変形特性試験法と液状化も含めた表層地盤の挙動評価法（以降、提案法）を提案するとともに、提案法による評価の妥当性について別途構築したハイブリッド地盤応答試験で確認してきた。

本稿では、提案法から得られた土の変形特性を適切に考慮した地盤応答解析結果による鉄道高架橋の

試設計を実施し、従来法による土の変形特性およびハイブリッド地盤応答試験による地盤応答の結果を用いた試設計との比較を行うことで、試験法の違いが鉄道高架橋の耐震設計に与える影響について検討を行った。

2. 試設計の概要

(1) 高架橋の耐震設計フロー

構造物の耐震性の照査する方法として基本的には、構造物の地震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を考慮したモデルを構築するとともに、これらの非線形特性を適切に表現できる動的解析法によるのがよい。しかしながら、構造物が比較的単純で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でない場合には、静的な地震作用を設定することが可能であり、その場合には静的解析法により設計応答値を算定してもよいこととしている¹⁾。

図-1に耐震標準に示されている、静的解析による高架橋の設計フローを簡単に示す。

① まず、構造物の挙動を適切に評価可能な梁ばねモデルを作成した後、構造物の耐力が十分低下するまでプッシュ・オーバー解析を実施し、「破壊形態の確認」を行う。ここでは、「上部構造物先行破壊型」かあるいは「下部構造物先行破壊型」であるかを判定する。せん断破壊先行型の構造物の場合は構

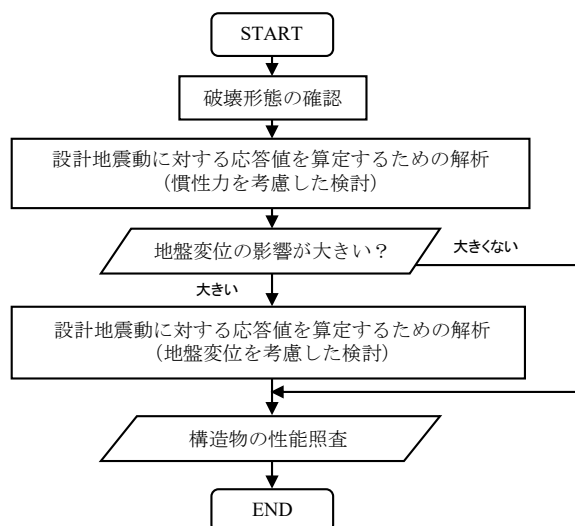


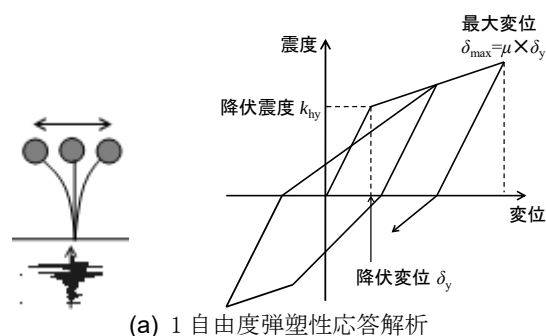
図-1 橋りょうおよび高架橋の静的解析による一般的な耐震設計のフロー

造物全体系の脆性破壊につながる可能性あること、下部工先行破壊の場合は復旧が困難になる場合があることから、上部工先行破壊かつ曲げ破壊先行型の構造物に設計することが推奨されている。

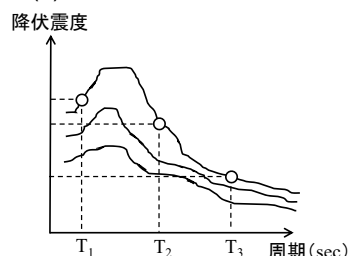
② 次に、慣性力の影響について、所要降伏震度スペクトルを用いた非線形スペクトル法で設計応答値を算定する。

高架橋の地震時応答は比較的単純であるため、図-2(a)に示すような1自由度弾塑性応答解析で表現できる。このときの構造物の地震時応答を決定する構造諸元としては、剛性を表す固有周期と降伏点を示す降伏震度である。このようなモデルに対して、1自由度弾塑性応答解析モデルを多数作成し、対象とする設計地震動を入力して質点の最大応答変位 δ_{max} を求め、その最大応答塑性率 μ （最大応答変位 δ_{ky} /降伏変位 δ_y ）を固有周期 T_{eq} 、降伏震度 k_y に対してプロットしたノモグラムが所要降伏震度スペクトルである（図-2(b)）。この所要降伏震度スペクトルを用いることで、高架橋の固有周期と降伏震度が分かれば、設計地震動に対する高架橋の応答値（最大応答塑性率、最大応答変位）を容易に算定することができる。

地震時応答の重要な諸元となる固有周期と降伏震度は、プッシュ・オーバー解析で得られる性能曲線から求める。構造物の降伏震度は、橋脚く体などの上部構造物の構造要素が最初に降伏に達する点（初期降伏点）の震度とするのが原則である。ただし、ラーメン高架橋のような不静定構造物では、初期降伏点が荷重～変位曲線の折れ曲がり点とは一致しない場合が多いこと、壁式橋脚のように橋脚の耐力が大きく、基礎周辺地盤が徐々に降伏する場合などは



(a) 1 自由度弾塑性応答解析



(b) 所要降伏震度スペクトル

図-2 所要降伏震度スペクトルの概念図

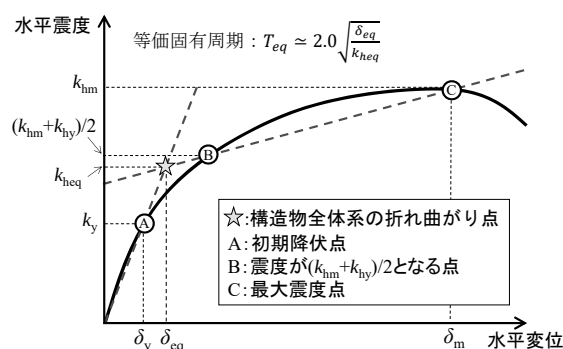


図-3 降伏震度および等価固有周期の算定

荷重～変位曲線に明確な折れ曲がりが見れない場合があるため、初期降伏点の震度を用いるのが適切でない場合がある⁵⁾。そのため、耐震標準では図-3に示すように構造物全体系の折れ曲がり点を降伏点として、等価固有周期 T_{eq} と降伏震度 k_{heq} を設定する。

③ 地盤変位による影響が大きいと考えられる状況においては、「慣性力と地盤変位」の相互作用を考慮した応答値を算定する。相互作用を考慮する際は、構造物と地盤の固有周期の比率 α (式1)に応じた補正係数¹⁾を算定し、この補正係数毎の複数のケースについて、破壊形態に応じた性能照査をそれぞれ実施する。

$$\alpha = T_{eq} / (T_g / \alpha_g) \quad (1)$$

T_{eq} : 構造物の等価固有周期(s)
 T_g : 表層地盤の固有周期(s)
 α_g : 地震時のひずみレベルによる地盤の剛性低減係数

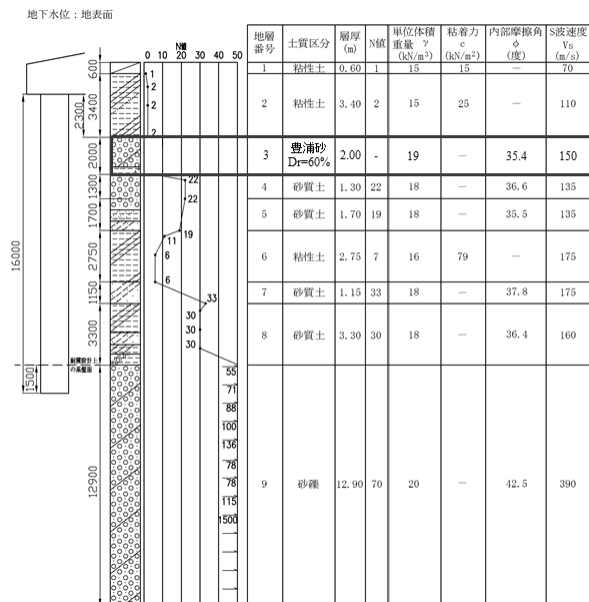


図-4 対象地盤

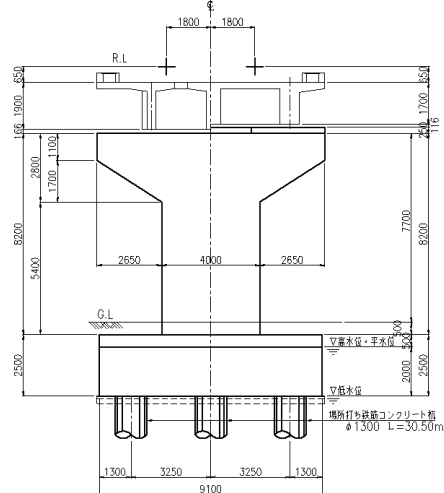


図-5(a) 対象構造物の構造一般図（正面）

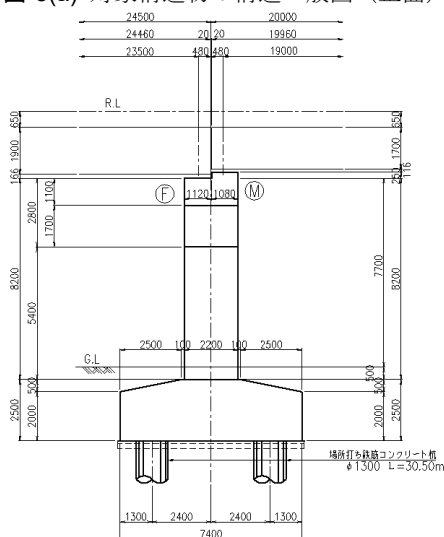


図-5(b) 対象構造物の構造一般図（側面）

(2) 対象地盤・対象構造物

図-4および図-5(a)～図-5(c)に本検討で対象とした

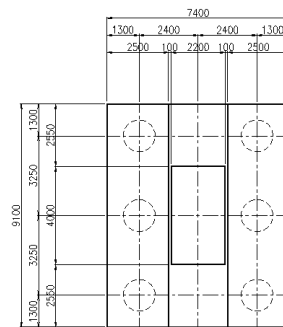


図-5(c) 対象構造物の構造一般図（平面）

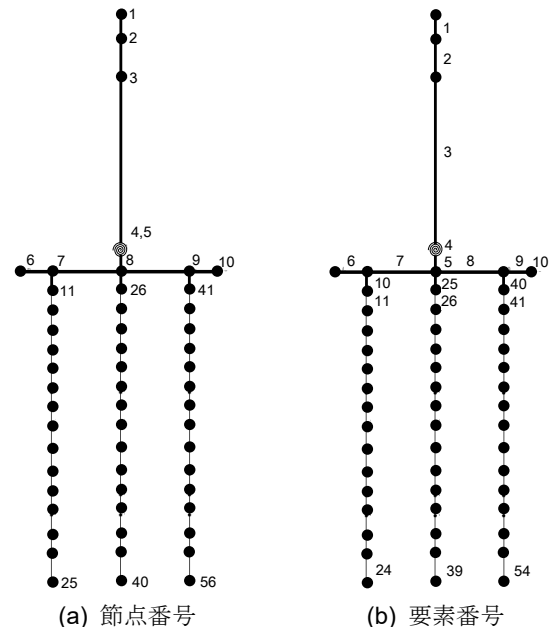


図-6 設計モデル図

地盤と構造物をそれぞれ示す。

対象地盤は、主に粘性土と砂質土の互層であり、地表から深度16.2mの位置に支持層がある。地表から深度4.0～6.0mの位置には相対密度（Dr）60%の豊浦砂を配置した仮想的な地層とした。この豊浦砂層を対象として、従来法・提案法・ハイブリッド試験による変形特性試験を実施する。なお、この表層地盤の等価固有周期 T_g は0.411秒であり、耐震標準にしたがって地盤種別を分類するとG3地盤（普通地盤）に該当する。

本体構造物は、 2×3 本（杭径：1.3m、杭長：17.5m）の場所打ちコンクリート杭で支持された鉄道複線用RC壁式橋脚とし、フーチング天端からシュー座面までのく体高さは8.2mとした。

(3) 試験法毎の設計作用力の算定

本構造物は前述した比較的単純な構造物に該当するものであるため、静的解析による応答値照査を実施する。図-6に、平成24年版（現行）の鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物⁵⁾（以降、基礎標

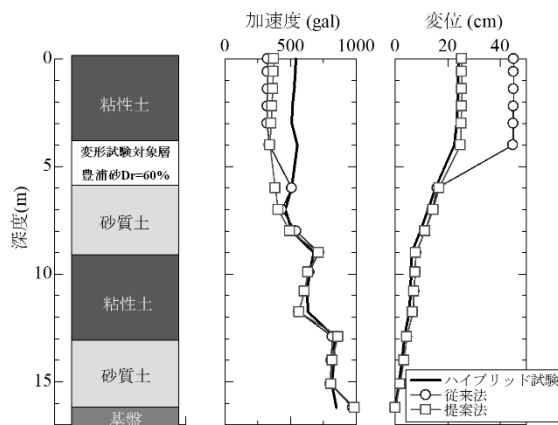


図-7 最大応答値分布

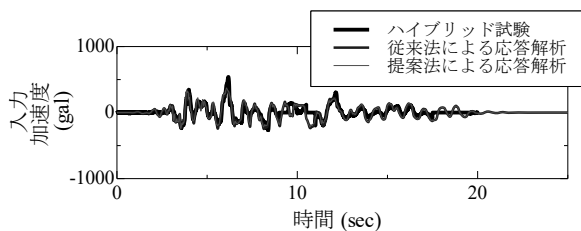


図-8 地表面加速度時刻歴

準) および耐震標準に従ってモデル化した設計モデルを示す。

構造物の地震時応答値は慣性力と地盤変位の影響を考慮する応答変位法によって算出することとし、作用は地盤応答解析またはハイブリッド地盤応答試験より求めた。地盤応答解析では、従来法および提案法から得られた土の変形特性をGHE-Sモデルを用いて表現した2ケースを実施した。

従来法、提案法による地盤応答解析およびハイブリッド地盤応答試験の結果、地盤変位・応答加速度の最大値深度分布は図-7、地表面加速度時刻歴は図-8に示す通りとなった⁴⁾。

3. 試設計結果

L2 スペクトルⅡの地震動が地盤に作用する状況において、変形特性の試験法による作用の評価の違いが橋脚の耐震設計に与える影響を評価する。

(1) 破壊形態の確認

対象モデルをプッシュ・オーバー解析して得られた荷重～変位関係（以降、性能曲線）を図-9に示す。本体構造物は、杭部材の支持降伏（押込み）から損傷が始まり、その直後に躯体基部が降伏し、その後、杭に数か所の降伏が発生しており、最終的には躯体基部の曲げ破壊により耐力低下、すなわち構造物全

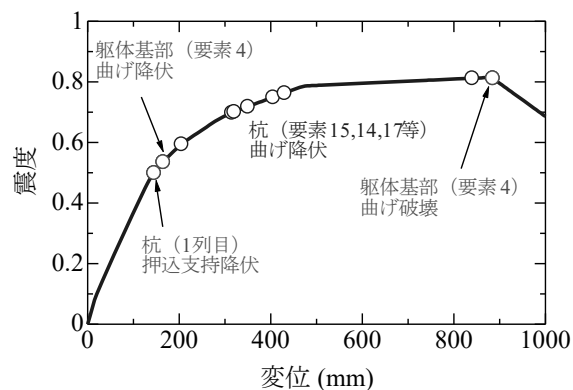


図-9 構造物全体系の破壊形態の確認
(材料修正係数 $\rho_m=1.2$)

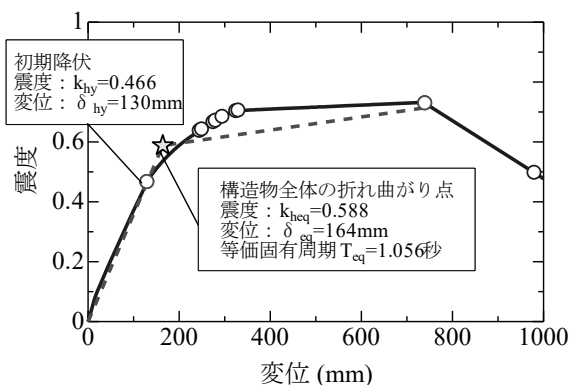


図-10 性能曲線による等価固有周期および降伏震度
(材料修正係数 $\rho_m=1.0$)

表-1 応答塑性率の比較

従来法	1.83
提案法	1.85
ハイブリッド	2.08

体系の破壊が始まることが確認された。したがって、推奨される「上部工破壊先行型」となっていない。この場合は、上部構造物の設計応答値を過小評価している可能性を鑑みて、基礎の地盤抵抗を割り増した条件を追加して、設計応答値の算定および性能照査を実施しなければならない。本検討においても、基礎の支持力修正係数を2.0として照査し直した結果、「上部工破壊先行型」かつ「曲げ破壊先行型」の性能を満足することを確認した。

(2) 慣性力による応答値の算定

プッシュ・オーバー解析の結果から、本構造物は等価固有周期 $T_{eq}=1.056$ (秒)、降伏震度 $k_{heq}=0.588$ と算出された（図-10）。本検討では、これらの諸元をもつ構造物の応答値を、所要降伏震度スペクトル法ではなく、変形特性試験ごとに得られる地表面加速度時刻歴を用いて、耐震標準にしたがった1自由度の非線形解析より算出した。表-1に結果を示す。

地表面最大加速度が最も大きい結果となったハイブリッド地盤応答試験結果で最大の応答塑性率となっているが、その他の加速度時刻歴を用いた塑性率との差は小さい結果となっている。これは先述の通り、ハイブリッド試験の最大加速度が短周期の応答⁴⁾であるため、周期 1.0 秒程度の本構造物には大きな影響がなかったためであると考えられる。これらの値から L2 スペクトルⅡ作用時の損傷レベルを評価すると、損傷レベルは 2 以内となることを確認した。

(3) 慣性力と地盤変位による応答値の算定

L2 スペクトルⅡ地震動に対する、慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数は、式(1)より求めた α より、下限値を 0.7 とする。上限値については、本構造物は構造物全体系の性能曲線が明確な折れ曲がり点を有しており、非線形スペクトル法より求まる最大応答震度が初期降伏点 k_{by} を超えているため、1.0 と設定する。これらの補正係数を用いて、①慣性力を中心とした設計（補正係数：上限値）、②慣性力を中心とした設計（補正係数：下限値）、③地盤変位を中心とした設計（補正係数：下限）の 3 ケースについて評価される損傷レベルの比較を行った。なお、地盤変位を中心とした設計のうち補正係数の上限値を用いるケースについては、①のケースで代替できるものとして省略する。

ここでは、試験法の違いによる評価を比較する対象は、線路直角方向に対する挙動のうち、杭頭部 2D 区間の地震時応答に焦点をあてる。

表-2 に、L2 スペクトルⅡ作用時に杭頭 2D 区間に生じる応答のうち、最も大きな応答がみられた要素を抜粋して示す。

同表より、軸方向鉄筋 (SD390) D32-24 本として設計した場合、従来法によって評価された地盤変位を作用させると杭頭部の損傷レベルが 4 となった。一方で、提案法によって地盤変位を評価した場合では損傷レベルが 2 となり、損傷レベル 2 を照査値とするとハイブリッド試験から得られた地盤変位を作用させた場合と同じ照査値 ($g_i \cdot f_d / f_{md}$) 0.22 となった。

従来法による地盤変位を作用させる場合において、軸方向鉄筋を D32-24 から D35-24 本へと 1 ランクアップさせると、損傷レベルは 2 に収まる結果となった。決定ケースとなった箇所以外にも、表-2 の各試験法の損傷図をみると、たとえば従来法では中杭に損傷レベル 3 となる杭が発生しているのに対して、提案法では損傷レベルが全体的に小さく収まってお

り、またハイブリッド試験結果を用いたケースとよく整合している。

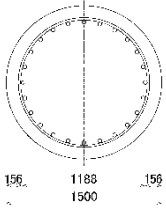
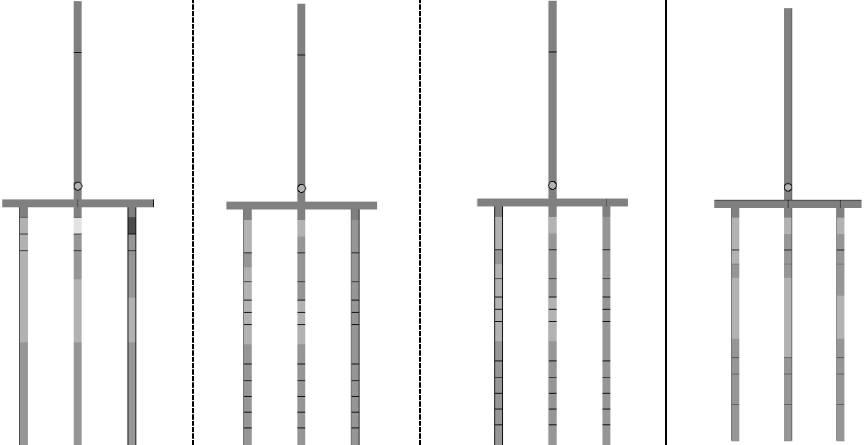
今回の地盤条件、構造物条件においては、試験法の違いによって地盤変位量の算定値が 2 倍 (20cm) 程度異なり、これは構造物の損傷レベル 4 と評価されていたものが提案法で 2 で評価される結果となった。つまり、提案する試験法により大ひずみ領域における地盤剛性を適切に評価できたことで、合理的な設計につながるようになった。

4. まとめ

表層地盤の逐次非線形動的解析に用いる土の変形特性試験法の違いが、鉄道高架橋の耐震設計に与える影響について試設計を実施し、その適用性について基礎的な検討を行った。その結果、提案法によって適切に地盤の変形特性を評価することで、より合理的な耐震設計が可能となることを確認した。具体的には、従来法によって評価された地盤変位を作用として与えると、損傷レベル 4 となる部材が含まれる鉄道高架橋について、提案法による評価を適用すると部材の損傷レベルは 2 に収まる結果となり、これはハイブリッド試験による応答評価と整合していた。この要因は、従来法から得られた変形特性を用いた地盤応答解析は、大ひずみ領域の剛性を低く算定する傾向があるため、今回実施した試設計で対象とした地盤に適用すると、緩い砂質層 (豊浦砂 60%) がある位置で大きなひずみが生じる結果となってしまったためである。また、提案法とハイブリッド試験により得られる地表面応答加速度時刻歴や変位の間には多少の誤差は生じるものの、最大加速度は短周期成分によるものであったため、今回検討した構造物への応答は小さく、決定ケースの照査値や損傷図は概ね整合し、耐震設計へ反映するとその影響は大きくないことが確認できた。

今後は、提案法による土の変形特性の評価について、様々な地盤を対象とした場合の適用性を検討するとともに、鉄道構造物の耐震設計に与える影響について検証を重ねていく。

表-2 応答変位法による杭頭2D区間の照査結果（線路直角方向）

杭部材断面図				
軸方向鉄筋(SD390)	D32-24 本			D35-24 本
帯鉄筋(SD390)	D22-ctc125			D22-ctc125
地盤応答解析手法	従来法	提案法	ハイブリッド	従来法
等価固有周期	1.056	1.056	1.056	1.053
降伏震度	0.588	0.588	0.588	0.590
応答塑性率（上部工）	1.83	1.85	2.08	1.85
着目部材位置	右杭（要素：41）	中央（要素：26）	中央（要素：26）	右杭（要素：41）
せん断力 V_d (kN)	2845	3152	3004	4547
せん断耐力 V_{vd} (kN)	5887	5396	5423	5953
α	1.0	1.2	1.2	1.0
$\alpha \cdot V_d/V_{vd}$	0.48	0.70	0.67	0.764
破壊モード	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊
応答曲率 ϕ_d (1/m)	-0.02464	-0.00485	-0.00485	-0.01590
損傷レベル1 制限値 ϕ_{yd} (1/m)	-0.00543	-0.00412	-0.00412	-0.00544
損傷レベル2 制限値 ϕ_{md} (1/m)	-0.02079	-0.02169	-0.0217	-0.02087
損傷レベル3 制限値 ϕ_{nd} (1/m)	-0.02079	-0.02999	-0.0230	-0.02087
$\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_{md}$	1.19	0.22	0.22	0.76
損傷レベル	4	2	2	2
損傷レベル限界値	2	2	2	2
損傷図 凡例 剛域 ———— 灰 損傷レベル1 ——— 緑 損傷レベル2 ——— 青 損傷レベル3 ——— 黄 損傷レベル4 ——— 赤				

参考文献

- 1) 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，2012.
- 2) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 二冊分の②，2009.
- 3) 吉田・三上：時代の要請に応える土の繰返しせん断試験の確立を，地盤工学会誌，Vol.8，No.2，pp.1-5，2010.
- 4) 井澤ら：地盤の動的解析のための変形特性試験方法の提案と妥当性検証，第73回土木学会年次学術講演会，2018.
- 5) 室野剛隆，佐藤 勉：構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用，地震工学論文集，Vol. 29，pp. 520-528，2007
- 6) 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，2012.