

盛土中に建設された橋梁の耐震性能評価の試計算

中央復建コンサルタンツ(株) 正会員 ○和仁 晋哉 今村 年成
(財) 鉄道総合技術研究所 正会員 田上 和也 坂井 公俊
(財) 鉄道総合技術研究所 正会員 室野 剛隆

1. はじめに 盛土中に建設された橋梁の地震時挙動については、未解明な部分が数多く残されている。そのため、筆者らは盛土と橋梁の動的相互作用を明らかにすることを目的とした振動台実験を行い、その結果に基づき、盛土中橋梁の耐震性能評価法の提案を行っている¹⁾。本報では、盛土中橋梁の耐震性能評価において、盛土と橋梁の動的相互作用を考慮した場合の橋脚の変形量や断面力について提案手法を用いた試計算により検討する。

2. 解析モデル 対象とした鉄道構造物は複線用 RC 壁式橋脚で、上部構造形式は PRC 単純 3 主 I 型桁(スパン L=29.20m×2 連)、く体高さは 10m、基礎形式は直接基礎である。提案手法に従った解析モデルを図-1 に示す。橋脚は梁要素でモデル化し、橋脚く体は非線形性を考慮、フーチングは剛部材とした。地盤抵抗はばね要素でモデル化し、基礎底面の鉛直地盤抵抗を分布ばねでモデル化した²⁾。また、フーチング底面の水平地盤抵抗にはせん断ばねを、フーチング前面の水平地盤抵抗には水平ばねを設定した。

盛土が橋脚に与える抵抗要素としては、盛土法肩側の水平抵抗とフーチング上面の上載土の抑え抵抗がある。盛土法肩側の水平抵抗は、有効抵抗土圧を上限とした水平抵抗ばねを設置した。また、フーチング上面の上載土の抑え抵抗は、フーチング上の盛土重量を各節点に分担させた。

3. 解析ケース 本検討では、橋脚単体、盛土の安定性が保たれる場合(降伏震度 $K_{hy} >$ 入力地震動最大加速度 PGA の場合)、盛土の安定性が失われる場合(降伏震度 $K_{hy} <$ 入力地震動最大加速度 PGA の場合)について地震時における橋脚の応答値を算定し、それぞれを比較することとした。解析ケース一覧を表-1 に示す。Case0 は橋脚単体モデルを、Case1 は盛土の安定性が保たれる場合のケースで盛土の抵抗要素を考慮したモデルを、Case2 は盛土の安定性が失われる場合のケースで Case1 に盛土の滑動変位量を作用させたモデルとした。

4. 解析結果 まず、Case0 および Case1 で実施した PushOver 解析で得られた荷重変位関係を図-2 に示す。図中、正方向の変位が盛土法肩側への載荷を、負方向が盛土法尻側への載荷を示す。同図において、正方向(法肩方向)に橋脚が変形した場合の結果を見ると、Case1 では、法尻側フーチング上面の上載土の抑え抵抗と法肩側の水平抵抗により、Case0 に比べて耐力が増大していることが分かる。また負方向(法尻方向)に橋脚が変形した場合の結果を見ると、Case1 では法肩側フーチング上面の上載土の抑え抵抗によって、Case0 より耐力が増大しているものの、その増分量は正側と比較すると小さい。これは正側に応答する場合には、法尻側フーチング上載土の抑え抵抗の他に、法肩側の水平抵抗が存在することにより、より多くの抵抗効果が作用するためであると考えられる。これらの解析結果は、盛土の抵抗効果により

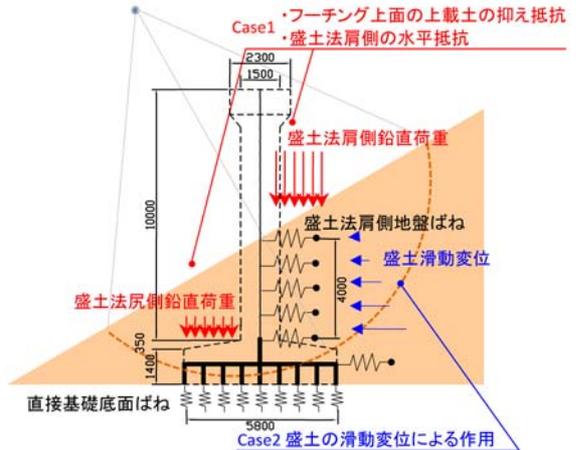


図-1 解析モデル

表-1 解析ケース一覧

解析ケース	モデル図	備考
Case0		橋脚単体モデル
Case1		盛土の抵抗要素を考慮したモデル
Case2		盛土が滑動するモデル

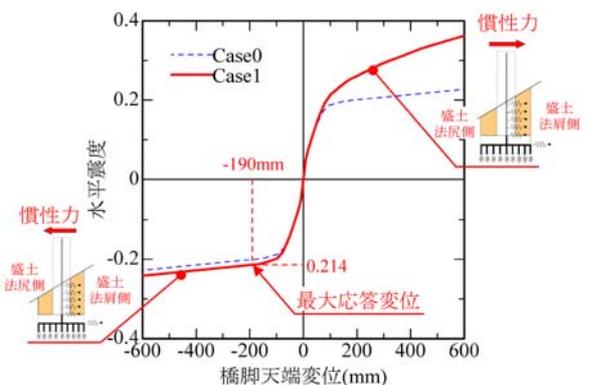


図-2 橋脚天端の水平震度-変位関係

キーワード 盛土中橋脚, 耐震性能評価, 耐震設計, 試計算, 応答変位法

連絡先 〒102-0083 東京都千代田区麹町二丁目 10 番地 13 中央復建コンサルタンツ(株) TEL 03-3511-2006

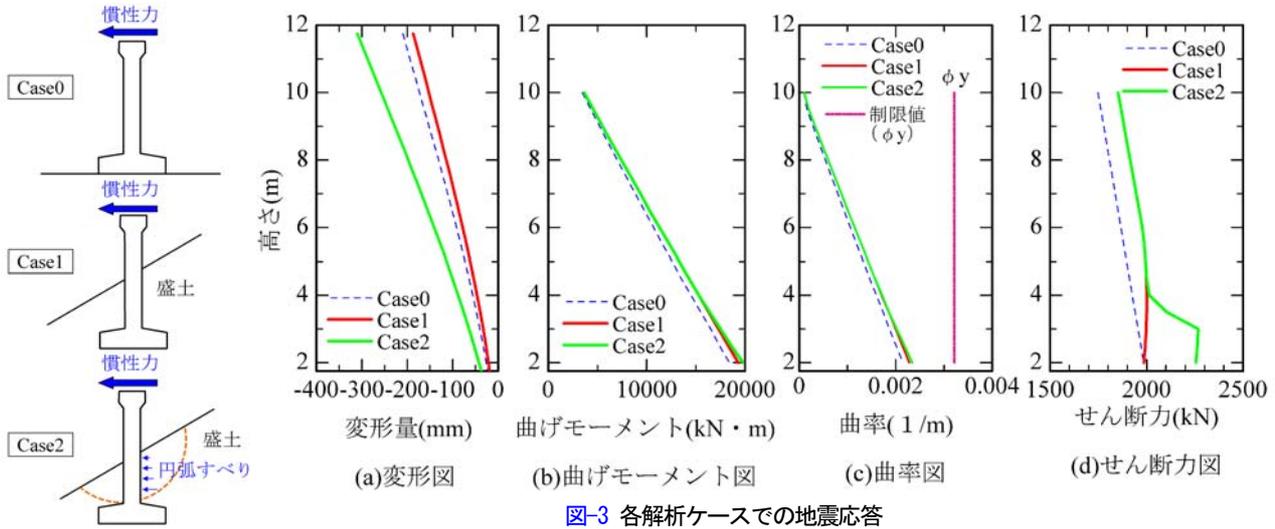


図-3 各解析ケースでの地震応答

橋脚の耐力（応答震度）が増大すること、またその増分量は、法尻側の応答に比べ法肩側の応答の方が大きくなるという実験より得られた現象を再現できている。

次に、地震動が作用した場合の橋脚の応答値を求める。提案手法の耐震性能評価フローに従うと、図-2の荷重変位曲線を用いて、非線形応答スペクトル法により橋脚の応答値を算定する。しかし今回は図-2の荷重変位曲線に合致する1質点系モデルを構築し、動的解析により最大応答変位を求めた。入力地震動としては、鉄道構造物の耐震設計用地震動であるL2地震動スペクトルI (G1地盤)³⁾を用いた。また提案フロー¹⁾では、盛土の安定度(降伏震度 K_{hy} と入力地震動最大加速度PGAの関係)に応じて応答変位法実施の有無を判定している。盛土が安定性を保つ場合($K_{hy} > PGA$)は、Case1の解析ケースとなるため図-2に示すように最大応答変位が190mmとなり、この変形量となる水平震度を求めると $K_h = 0.214$ であった。盛土の安定性が失われる場合($K_{hy} < PGA$)は、Case2の解析ケースとなるためCase1の水平震度と別途盛土単体でニューマーク法を実施して得られた変形量(盛土滑動変位量100mm)を応答変位法と同様の手法によって、法肩側の水平抵抗ばねに作用させた。各節点に与えた変形量は、円弧中心点と各節点との距離の比により変形量を調整した。今回の盛土の滑動変位量は橋脚の慣性力が最大となる時刻と同時に作用させているため、安全側の結果が得られる。しかし、実際には橋梁と盛土は異なる振動性状を有する系のため、両者が同時に最大になるわけではなく、最大となる瞬間が異なって出現すると考えられる。そのような状況を考慮して耐震性能評価を行う場合の簡易推定式を別途提案している⁴⁾。

各解析ケースにより得られた最大応答値を図-3に示す。まず、同図(a)の最大変形量に着目すると、Case1では、法肩側の抑え抵抗効果によりCase0より変形が抑制されている。またCase2では、Case1と同様に法肩側の抑え抵抗効果を考慮しているが、盛土の滑動変位による作用効果により、大きな変形が生じている。このことは、盛土滑動前は盛土の抵抗要素によって変形が小さいが、盛土が滑動開始すると、その作用効果によって変形量が増大するといった実験から得られた現象¹⁾を再現している。次に、同図(b)最大曲げモーメント、(c)最大曲率、(d)最大せん断力に着目する。Case1、Case2はいずれも橋脚く体は降伏には達していないが、Case0に比べ大きな断面力が発生している。これは、盛土の抵抗効果により耐力が上昇し、その分大きな慣性力を背負うためであり、その結果、断面力が増大したものと考えられる。つまり、盛土が安定している場合においても、盛土の抵抗効果によって橋脚に発生する断面力は増大する可能性がある。また、Case2では、盛土の滑動変位によって橋脚下端で局所的に断面力が増大しており、盛土が安定性を失うことによって橋脚基部の断面力が増大することが分かる。これは、橋脚の設計時には盛土が存在しない状態であったが、供用中に何らかの理由で盛土を有した場合に、この盛土の影響を考慮した上で再度耐震性能を確認する必要があることを示唆している。

5. まとめ 盛土中に建設された橋梁の動的相互作用の特性を反映させた耐震性能評価法に基づき、盛土中に建設された橋梁の耐震性能評価の試算を実施した。その結果、盛土の抵抗効果や作用効果により橋脚の変形量や断面力が異なることを示し、盛土中橋梁の耐震性能評価において盛土の影響を適切に評価することが必要であることが分かった。

参考文献 1) 田上, 坂井, 室野: 盛土中橋脚の耐震性能評価法の提案, 土木学会 65 回年次学術講演会, 2010(投稿中). 2) 西村(隆), 西村(昭), 西岡, 神田, 羽矢, 館山: 直接基礎の地震時残留沈下量評価のための構造解析モデルの提案と試算例, 第 43 回地盤工学研究発表会, 2007. 3) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善出版, 1999. 4) 坂井, 室野: 盛土中に建設された橋梁の耐震設計で考慮すべき地震作用の組み合わせ, 第 45 回地盤工学研究発表会, 2010(投稿中).