

H 形鋼を柱部材とした仮橋脚の大地震時における大変形領域の動的挙動

JR 東日本コンサルタンツ株式会社 正会員 ○武田 智信
JR 東日本コンサルタンツ株式会社 フェロー会員 小林 薫

1. はじめに

在来線や新幹線の線路上空に鉄道橋、道路橋、歩道橋などを架設する際には、仮橋脚などの仮設鋼構造物を用いることがある。仮橋脚構造は、使用期間が短いことを考慮した耐震設計が行われているため、設計時を上回る地震動が作用することも想定される。仮橋脚構造の設計については塑性変形性能を考慮した検討が行われているが、単調載荷や交番載荷による静的な検討にとどまっており、動的な挙動の把握には至っていない。

本稿では、一般的な仮橋脚に用いられる H 形鋼を柱部材とした仮橋脚のモデルに対して、大変形を考慮した動的解析を行い、大地震時の動的挙動の特性について報告する。

2. 解析条件の概要

対象とする構造は、文献¹⁾の 1 層および 2 層の鋼製仮橋脚の実験供試体とした。図 1 に対象とする構造の解析モデルを示す。柱部材は M- ϕ の非線形梁要素、斜材と水平材は線形梁要素とした。斜材の端部には斜材の降伏を表現できるようにバイリニア型の非線形特性を有するばね要素を配置した。また、後述する接合ボルトの破断に伴う斜材の引張破断を考慮した解析では、ばね要素の非線形性を一定の復元力以上が作用した後は荷重を受け持たないヒューズ型の履歴特性に置き換えた。図 2 に斜材端部のばね要素の履歴特性を示す。さらに、大変形挙動を精度よく求めるために上述の材料非線形に加えて幾何学的非線形を考慮した。構造物の天端には、プッシュオーバー解析の初降伏震度が 0.25 程度となるように上部工重量を想定した質量を設定した。柱の下端は固定支持とした。

入力地震動は鉄道標準²⁾の G3 地盤用 L2 設計地震動スペクトル I およびスペクトル II (以下, Spec I, Spec II)を用いた。動的解析にはニューマーク β 法を用い、積分時間間隔は斜材の破断を考慮する場合は 0.0002 秒、それ以外では 0.002 秒とした。減衰にはレイリー減衰を用いた。解析には汎用三次元非線形骨組み構造解析ソフトウェア isas³⁾を使用した。

3. 解析モデルの荷重-変位関係

各解析モデルの基礎的な荷重変位関係を把握するため、プッシュオーバー解析を実施した。図 3 にプッシュオーバー解析から得られた P- δ 曲線を示す。いずれのモデルにおいても斜材の降伏、柱の降伏の順に発生しており、柱の降伏が構造物全体系の降伏となった。幾何学的非線形を考慮した場合は柱の降伏後に圧縮斜材の座屈が発生し、激に落ちる挙動が確認でき、2 層モデルの場合は上層、下層の順で斜材変位の増加に伴う震度の増加が緩やかにな

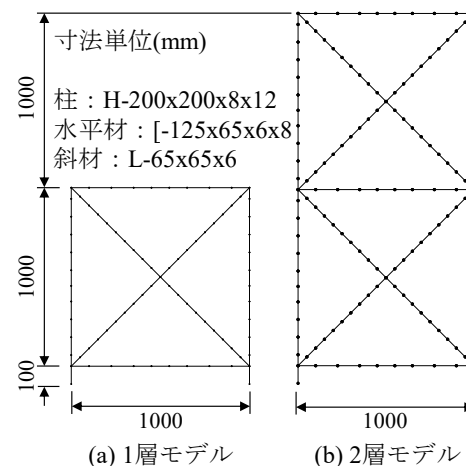


図 1 骨組みモデル

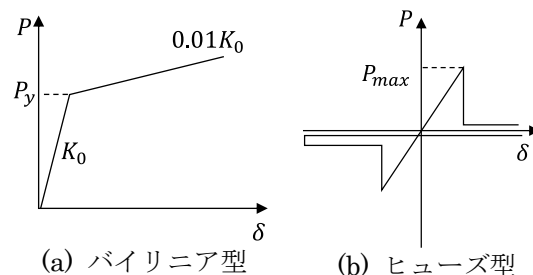


図 2 斜材端部のばね要素の履歴特性

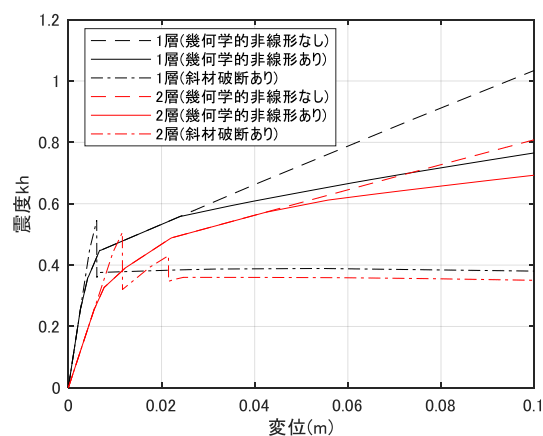


図 3 各モデルの P- δ 曲線

キーワード 仮橋脚, 動的挙動, レベル 2 地震動, 大変形

連絡先 〒141-0033 東京都品川区西品川一丁目 1 番 1 号 大崎ガーデンタワー14 階 TEL03-5435-7625

った。斜材の破断を考慮したモデルでは、変位の増加に伴う震度の増加が緩やかになった。斜材の破断を考慮したモデルでは、破断により構造物の耐力が急の破断が発生した。

4. 大変形時における天端の応答への影響

各解析結果における構造物天端の最大応答変位の比較を図4に示す。同図より、SpecIでは幾何学的非線形性の考慮による天端最大応答変位の明確な影響は見られない一方、SpecIIにおいて幾何学的非線形性を考慮しない場合に比べて考慮したほうが天端の最大応答変位に1層モデルで10%、2層モデルで6%程度の増加がみられた。これは、SpecIに比べてSpecIIでは瞬間的に大きな慣性力が作用し、図5に示すような座屈による変形が進展したためであると考えられる。図6に最大時刻付近の時刻歴応答変位図を示す。幾何学的非線形性の有無に関わらず最大応答の時刻はほぼ差がなかったが、最大変位後も振幅が大きくなる時刻において幾何学的非線形性を考慮したほうが変位の絶対値が大きくなる傾向がみられた。

5. 斜材の破断を考慮した動的解析による構造安定性への影響

鉄道の仮設構造物の設計ではL2地震動が作用した場合には設計時の想定を上回る慣性力が作用する。ここでは、斜材の破断を想定した幾何学的非線形性を考慮した動的解析により、L2地震時における崩壊の有無について検討する。ここで、崩壊とは地震動の継続時間後に構造物が安定して自立できなくなることとする。

図7に最終時刻における2層モデルの変形図を示す。2層モデルではSpecII地震動において、全ての斜材が破断し、0.8m程度の残留変位が生じたが地震動の継続時間後10秒以上変位の増加が確認できなかったため、構造物として安定して自立している状態を保つ結果となった。

以上から、今回の検討で対象とした形式の仮橋脚は想定を上回るL2地震動において崩壊しない結果となった。

6. まとめ

鋼製仮橋脚の実験供試体を対象とした骨組みモデルに対して材料非線形、幾何学的非線形および斜材の破断を考慮したL2地震を想定した動的解析を行い、その動的挙動について検討した。その結果、構造物天端の最大応答変位について、瞬間的に大きな慣性力が作用するSpecII地震動において、斜材の座屈の進展により天端の応答変位が増加することが明らかになった。さらに、斜材の破断と幾何学的非線形性を考慮した解析により、斜材の破断によって変形が急速に進み、2層モデルではSpecII地震時に天端に0.8mの残留変位が発生するものの、地震後の変形状態は安定しており、崩壊には至らなかった。

参考文献

- 1) 山口慎, 山田正人, 後藤貴士, 工藤伸司, 斎藤清一, 伊藤昭夫: H形鋼を柱部材とした橋脚の塑性変形性能について, SED, No.19, pp6-15, 2002.11.
- 2) 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, 2012.9.
- 3) 汎用三次元非線形骨組み構造解析ソフトウェア isas: <https://www.jrc.jregroup.ne.jp/isas/>

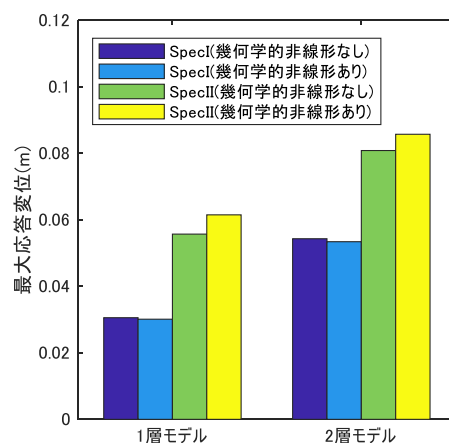


図4 天端の最大応答変位の比較

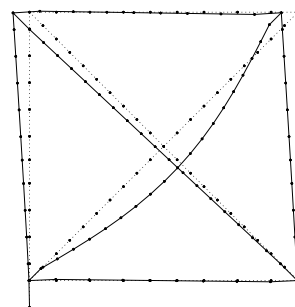


図5 幾何学的非線形を考慮した解析における最大変位時の変形図 (SpecII, 1層モデル)

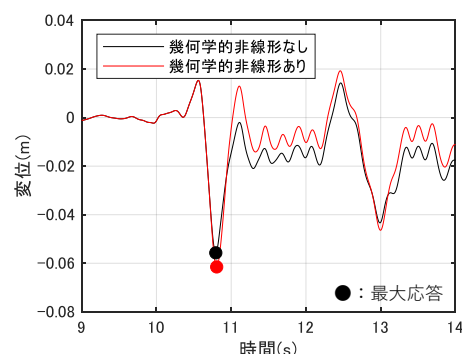


図6 最大応答時刻付近の時刻歴応答変位図 (SpecII, 1層モデル)

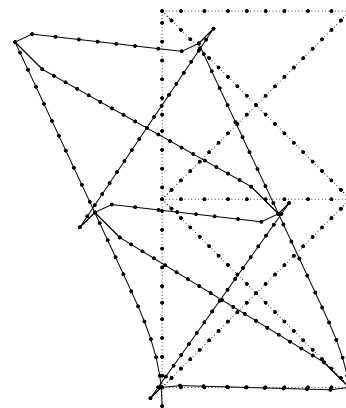


図7 斜材の破断を考慮した解析における最終時刻の変位図 (SpecII, 2層モデル)