

鉄道高架橋上の防音壁の地震時安全性の評価

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○徳永 宗正 (公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 曾我部 正道
 北海道旅客鉄道株式会社 正会員 松本 光矢 (公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 浅沼 潔
 (独) 鉄道・運輸機構 正会員 山東 徹生 (独) 鉄道・運輸機構 正会員 徳富 恭彦

1. はじめに

高速鉄道の高架橋では、騒音対策のため防音壁が設置されている場合がほとんどであり、その設計では風荷重が支配的な設計条件になることが多く、設計風荷重 3.0kN/m^2 (震度換算で $k_h=2.0$) に対して防音壁支柱の H 鋼が降伏しないように設計されるのが一般的である。一方、近年では騒音の環境基準への適合性等から、高い防音壁を採用する例が増えており、地震時には高架橋の振動周期との関係で防音壁応答が大きく増幅する可能性もある。本稿は近年新幹線で採用の多い高さの高い防音壁を対象に、地震時の防音壁の動的応答の把握及び安全性の確認を目的に、以下の項目を解析的に検討した。①1 自由度系にモデル化した高架橋と、梁要素によりモデル化した防音壁による連成系の 2 次元弾塑性動的応答解析 (以下、「全体モデル解析」) により、防音壁の地震時動的応答をパラメトリックに把握する。②ソリッド要素により詳細にモデル化した防音壁の 3 次元弾塑性漸増載荷解析 (以下、「詳細モデル解析」) により、防音壁の構造性能および破壊形態を把握する。③防音壁の構造性能と地震時応答を比較し、地震時安全性を評価する。

2. 解析方法

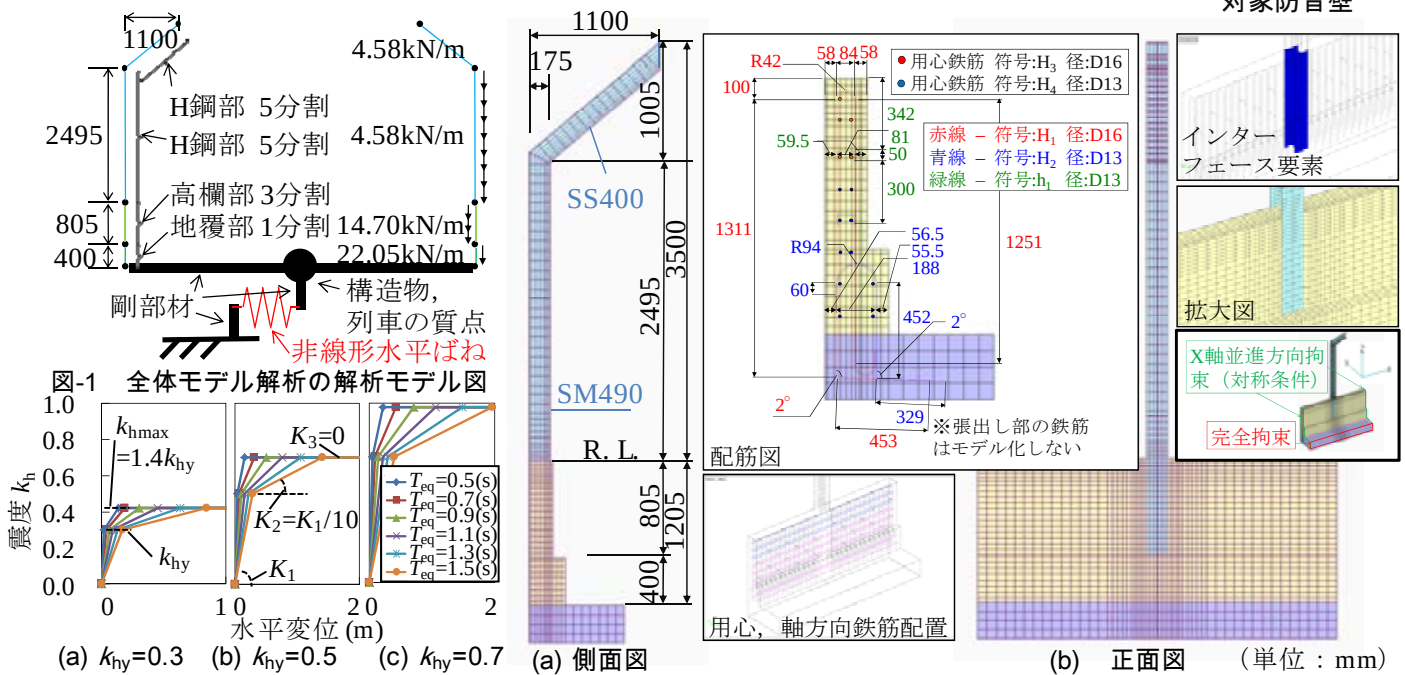
写真-1に対象とした防音壁の写真を示す。本稿では、積雪が多い地域の代表的な構造形式である防音壁高さ H =レールレベル+3.5mの半雪覆型防音壁を検討対象とし H 鋼の両側1.5mの解析の範囲とした。

図-1に、全体モデル解析の解析モデルを示す。構造物は1自由度の非線形ばねおよびダンパでモデル化し、防音壁は線形の梁要素で、3.0m幅全断面有効としてモデル化した。全体モデル解析では、入力地震動3種類、図-2に示す非線形水平ばねの骨格曲線18種類を組み合わせ合わせた合計54通りの解析を行った。入力地震動は、耐震標準に規定されている設計地震動、G3地盤のL1, L2スペクトルI (以下、「L2spe.1」), L2スペクトルII (以下、「L2spe.2」) の3通りを用いた。非線形水平ばねの振動特性は、図-2に示すように降伏震度 $k_{hy}^{2)}$ は0.3, 0.5, 0.7の3通り、等価固有周期 $T_{eq}^{2)}$ は0.5, 0.7, 0.9, 1.1, 1.3, 1.5の6通りとした。履歴モデルは標準型とし、減衰比 h は5%とした。

図-3に、詳細モデル解析の解析モデル図を示す。H 鋼、コンクリートはソリッド要素、軸方向鉄筋、用心鉄筋は梁要素、帯鉄筋は埋め込み要素、H 鋼とコンクリート間はノーテンションモデルを適用したインターフェース要素によりモデル化した。自重による初期状態を再現した後、慣性力を静的に線路直角方向へ正負2方向 (正方向が軌道側) に漸増載荷した。自重載荷では、コンクリート、H 鋼重量は物体力として、PC板重量は地覆表面に等分布荷重として載荷した。慣性



写真-1
対象防音壁



キーワード 防音壁, 鉄道高架橋, H 形鋼, 地震時安全性, 耐震性能

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 構造力学 TEL042-573-7290

力載荷では、コンクリート、H鋼重量は物体力として、PC板重量はH鋼の載荷方向側のフランジ最外面に質量節点荷重として載荷した。コンクリート要素のヤング係数 E は 2.65×10^4 (N/mm²)、ポアソン比 ν は0.2とした。圧縮軟化特性には最大応力(ひずみ $\epsilon_0=2000\mu$)まではコンクリート標準²⁾の曲線部を参考にし、最大応力以降は圧縮破壊エネルギーを考慮して線形で軟化する曲線を設定した。引張軟化特性には、引張破壊エネルギーを考慮したHordijk式を用いた。ひび割れモデルには回転ひび割れモデルを用いた。鋼、鉄筋要素のヤング係数 E は 2.0×10^5 (N/mm²)、ポアソン比 ν は0.3とした。降伏条件にはVon Mises基準を用い、完全弾塑性モデルとした。コンクリートと鉄筋は完全付着を仮定してモデル化した。詳細モデル解析では正側載荷、負側載荷の2通りの解析を行った。

3. 解析結果

図-4に全体モデル解析および詳細モデル解析から得られた防音壁の震度-変位関係を示す。横軸はH鋼折れ点と地覆基部との相対変位である。全体モデル解析で防音壁の応答震度は地覆基部のせん断力の時刻歴を防音壁重量で除すことで算出した。図-4より、震度2.5程度までであれば詳細モデル解析と全体モデル解析で震度-変位関係が概ね一致していることから、全体モデル解析で防音壁の挙動を概ね表現できることが確認できる。

図-5に全体モデル解析の地震応答解析から得られる防音壁の最大応答震度を示す。図から、等価固有周期が小さくなるほど、降伏震度が大きくなるほど防音壁の最大応答震度が大きくなることが確認できる。これは、防音壁の固有周期が0.28秒付近にあること、高架橋の早期降伏による長周期化で、防音壁の固有周期から離れ、応答が低減することが原因と考えられる。

図-6に詳細モデル解析結果から得られるコンクリートのひび割れ分布(ステップ5~11)およびH鋼のVon Mises応力分布(ステップ21)を示す。図から、正負載荷の両ケースにおいて、震度0.4程度で高欄天端にひび割れが発生し、震度0.7程度でひび割れがH鋼に沿って断面変更箇所まで広がり、震度1.0程度でひび割れが45°の方向に広がり地覆基部にまで到達することが確認できる。H鋼のVon Mises応力分布から、図に示すステップ21に近いステップ26の震度2.2程度で、初めて高欄天端付近の圧縮フランジおよびウェブの接合部が降伏応力である 315N/mm^2 に達し、図-4から分かるようにこのH鋼の降伏以降に変形が急増し、概ね震度3.2程度で崩壊に至ることが確認できる。

図-4の防音壁の構造性能、破壊形態と図-5の地震時応答を比較すると、L1地震時に防音壁の最大応答震度が0.25程度に達する場合があり、高欄天端にひび割れが発生する可能性がある。L2地震時にはspe.1, spe.2共に最大で防音壁の最大応答震度は2.5程度に達する場合があり、H鋼が降伏し、H鋼折れ点の相対変位が80mm程度にまで達する可能性がある。

4. まとめ

- ① 対象防音壁は、震度0.4程度で高欄天端のひび割れ発生、震度0.7程度で断面変更箇所のひび割れ発生、震度1.0程度で地覆基部のひび割れ発生、震度2.2程度でH鋼降伏、震度3.2以降で崩壊という構造性能、破壊形態を有す。
- ② 対象防音壁の地震時応答は、防音壁と高架橋の固有周期が近づくほど大きくなり、実際の等価固有周期の範囲では等価固有周期が小さくなるほど、降伏震度が大きくなるほど防音壁の応答が大きくなる傾向にある。
- ③ L1地震時には、防音壁の最大応答震度は0.25程度に達し、高欄天端にひび割れが発生する可能性がある。L2地震時には、spe.1, spe.2共に対象防音壁の最大応答震度は2.5程度に達し、H鋼が降伏する可能性がある。

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(コンクリート構造物), 丸善, 2004.4 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, 1999.10

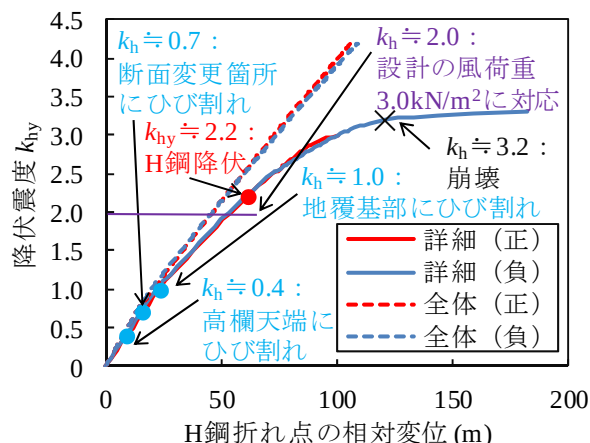


図-4 防音壁の震度-変位関係

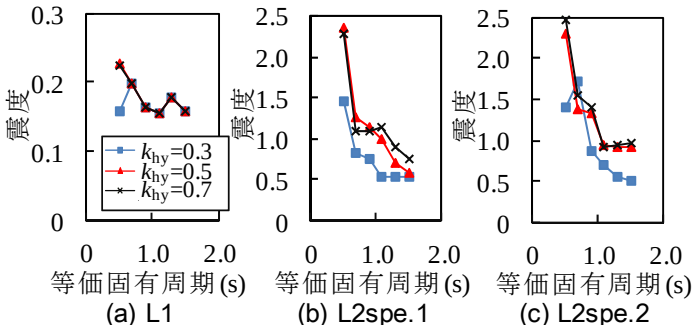
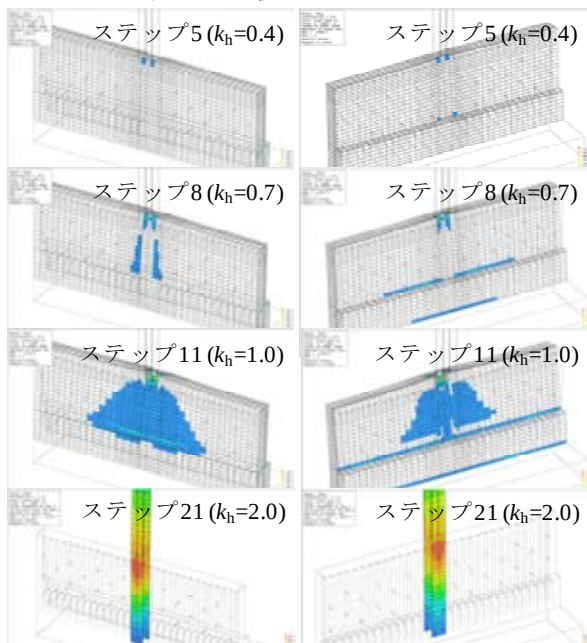


図-5 防音壁の最大応答震度



(a) 正側載荷 (b) 負側載荷
図-6 ひび割れ分布と応力レベル