

鉄道高架橋との連成を考慮した防音壁の地震時応答の簡易評価手法の提案

公益財団法人 鉄道総合技術研究所
独立行政法人 鉄道・運輸機構

正会員 ○徳永 宗正 渡辺 勉 曾我部 正道
正会員 米澤 豊司 下津 達也 進藤 良則

1. 目的 高速鉄道の構造物上の防音壁の構造性能を決定する H 鋼支柱の設計には、風荷重、高欄推力、飛雪荷重、列車風圧等が考慮される。中でも風荷重が支配的な作用となる場合が多く、風速 50m/s 程度を想定した設計荷重 3.0kN/m² に対して、防音壁支柱の H 鋼の降伏耐力を確保するように設計されるのが一般的であった¹⁾。一方、本論文で主として取り扱う地震の影響であるが、高架橋の降伏震度を想定した $k_h=0.7$ 程度の静的作用として考慮される程度で、実務設計において支配的な条件とはなっていない(風荷重 3.0kN/m² は震度 $k_h=2.0$ 相当)。従来は、防音壁高さ $H=$ レールレベル+2.5m 程度までの比較的剛な防音壁が一般的であったため、設計において防音壁が共振増幅に至るケースは少なかった。近年整備新幹線の建設が進むにつれニーズが増してきた背の高い防音壁は、その固有振動数が低くなることから、地震動や構造物との共振による動的応答増幅を精度よく考慮する必要がある²⁾。本稿では、構造物の弾性固有振動数、防音壁/構造物間の相互作用、構造物の回転入力³⁾の影響を考慮した、防音壁の地震時応答評価手法を提案することを目的として数値解析による検討を行った。

2. 解析手法 図-1 に、鉄道高架橋上防音壁の地震時水平応答を評価するための解析モデルを示す。固有振動数等のパラメータの影響を検討しやすいよう、構造物、防音壁の応答をそれぞれ 1 自由度で表現した。構造物は非線形ばねおよび線形ダンパ、防音壁は線形ばねおよび線形ダンパでモデル化した。防音壁/構造物間の相互作用を考慮せず、構造物の応答加速度を防音壁に inputs する非連成モデルと、相互作用を考慮する連成モデルを構築した。構造物の非線形ばねは、標準的な鉄道 RC 構造物の振動特性の統計調査結果に基づき、C 点を考慮した骨格曲線と考慮しない骨格曲線を用いた。C 点に関するパラメータは、Y 点に対応する降伏震度 k_{iy} 、降伏振動数 f_{eq} (等価固有周期の逆数= $1/T_{eq}$) を基に、 $k_{ic}=0.2k_{iy}$ 、弾性固有振動数 $f_0=2.5f_{eq}$ ⁴⁾ と設定し、M 点に関するパラメータは、 $k_{imax}=1.4k_{iy}$ 、 $K_2=0.1K_y$ と設定し、M 点以降は剛性 $K_3=0$ とした。 f_{eq} は 0.5, 1.0, 1.5, 2.0Hz の 4 通り、 k_{iy} は 0.3, 0.5, ..., 1.1, 防音壁の固有振動数 f_{nbr} は 2.0, 2.5, ..., 20Hz の 37 通りとした。非線形ばねの履歴特性は、コンクリート部材の応答を詳細に表現できる武田モデルとした。構造物、防音壁の粘性減衰は、それぞれを 1 自由度系とした時のモード減衰比が 10%、2% となるよう設定した。入力地震動は、G0~5 地盤用の設計地震動⁵⁾である L1, L2 スペクトル I, L2 スペクトル II(以下、それぞれ「L1(G0~5), L2speI(G0~5), L2speII(G0~5)」)の 15 通りとした。

3. 解析結果 図-2(a)に、C 点の考慮の有無が防音壁の最大応答震度 $k_{h,nbr}$ に及ぼす影響として、構造物の降伏振動数 $f_{eq}=2.0$ Hz、構造物/防音壁の重量比 $\alpha_{nbr}=100$ の連成モデルの構造物に基づく $k_{h,nbr}$ を示す。 $k_{h,nbr}$ は、線形バネの作用力と防音壁重量の比から算出した。図から、C 点非考慮の場合は、L1, L2 のそれぞれの地震動において、 f_{nbr} と f_{eq} が一致する場合に $k_{h,nbr}$ が大きくなるのが分かる。C 点考慮の場合は、L2 地震時には C 点非考慮の場合と同等の応答震度であり C 点の影響が小さいこと一方、L1 地震時には C 点の影響が顕著に現れており、 $f_{eq} \leq f_{nbr} \leq f_0$ となる場合に、 $k_{h,nbr}$ が大きくなる事が確認できる。

図-2(b)に、防音壁/構造物の相互作用が防音壁の最大応答震度 $k_{h,nbr}$ に及ぼす影響として、 $k_{iy}=1.0$ 、 $f_{eq}=1.0$ Hz の構造物における $k_{h,nbr}$ を示す。図から、連成モデルのほうが非連成モデルより小さくなり、また、連成モデルにおいては α_{nbr} が小さくなる程 $k_{h,nbr}$ が小さくなる傾向にあることが確認できる。これは、 α_{nbr} が小さくなる程、連成モデルの防音壁の伝達関数が小さくなる傾向があるためである。

図-3 に、C 点の影響、防音壁/構造物の相互作用の影響を考慮した水平振動による防音壁の最大応答震度 $k_{h,nbr}$ を示す。一般的

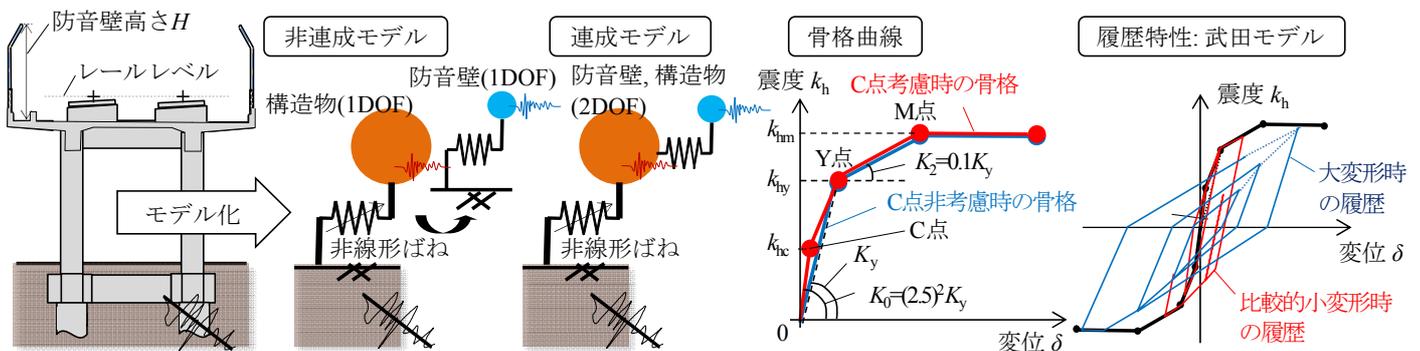


図-1 防音壁の地震時応答解析モデル

キーワード：鉄道ラーメン高架橋，コンクリート，衝突解析，相互作用，有限要素解析
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 構造力学研究室 TEL:042-573-7290

な範囲である $f_{nbr}/f_{eq} \geq 1$ においては、 $k_{hr,nbr}$ と f_{nbr}/f_{eq} の相関が強く、横軸の f_{nbr}/f_{eq} が 1 に近づく程 $k_{hr,nbr}$ が大きくなることを確認できる。L2 地震動の場合は $f_{nbr}/f_{eq} \leq 1$ の領域でも $k_{hr,nbr}$ が増加し続けると考えられ実際には考えにくい領域ではあるが、L2 地震時において顕著な共振現象が発生することが予想される。これらは、構造物が、地震時の入力大きさに依存して構造物の見かけの固有振動数が L1 地震時の場合は高く、L2 地震時の場合は低くなるためと考えられる。図-3(b), (c) から、 $k_{hy}=0.7$ の場合の方が $k_{hy}=0.3$ の場合より応答が大きくなること分かる。これは、 k_{hy} が大きいほど構造物の応答加速度が大きくなり、かつ防音壁と構造物の振動周期が近くなるためと考えられる。

図-3(b), (d) から、開床式鋼橋相当で構造物防音壁の重量比 $\alpha_{nbr}=1$ の場合は、コンクリート構造物相当の $\alpha_{nbr}=15$ の場合と比較して応答が 50%程度となることが確認できる。

4. 簡易評価法の提案 水平振動による防音壁の最大応答震度の一般化を試みる。まず、 f_{nbr}/f_{eq} をパラメータとして、図-3 中に示す式の形を基に、L1 地震動の場合は $1 \leq f_{nbr}/f_{eq} \leq 2.5$ の領域、L2 地震動の場合には $f_{nbr}/f_{eq} \leq 1$ の領域の最大値 Y_a 、および $f_{nbr}/f_{eq} \geq 10$ の領域の最大値 Y_b を解析ケース毎に抽出する。次に、地震動毎に Y_a , Y_b に大きく影響を及ぼすパラメータ k_{hy} , α_{nbr} に基づき多変量解析を行い、 $Y_a=c_1k_{hy}+c_2\alpha_{nbr}+c_3$, $Y_b=c_4k_{hy}+c_5\alpha_{nbr}+c_6$ で表される 1 次関数に基づき $c_1 \sim c_6$ のパラメータの最適化を行う。図-3 中の黒線は最適化した水平入力に対する地震時応答震度 $k_{hr0,nbr}$ であるが動的解析結果を概ね包絡した安全側の評価となっていることが確認できる。

本稿では、構造物重心からの防音壁の高さ H' 、回転振動による補正係数 k_θ および $k_{hr0,nbr}$ に基づいた防音壁の設計応答震度 $k_{hrd,nbr}$ として、式(1)を提案する。

$$k_{hrd,nbr} = \left(1 + \frac{2H'}{3} k_\theta\right) k_{hr0,nbr} \quad (1)$$

図-4 に、式(1)で示す防音壁の設計応答震度を示す。図は、 $H'=5m$, $k_\theta=0.10$, $\alpha_{nbr}=20$ の条件を基に算出した結果である。本図を用いて防音壁の耐震設計で用いる設計震度を簡易に設定することができる。

5. まとめ 本稿では、数値解析に基づく検討で以下の結論を得た。

- ① 防音壁は、L2 地震時には構造物の降伏振動数と共振現象を起こす一方、L1 地震時のように構造物がほぼ弾性応答する場合には、防音壁は弾性固有振動数と共振現象を起こし、この程度は、構造物の降伏震度が大きくなる程顕著となる。
- ② 防音壁/構造物の連成の程度が大きくなるほど防音壁の応答は小さくなり、開床式鋼橋のように軽い構造物上の防音壁では、コンクリート構造物と比較して 50%程度応答が小さくなる。
- ③ 構造物の弾性固有振動数、防音壁/構造物間の相互作用を考慮して評価した防音壁の地震時応答を、それらのパラメータに基づいた数式により一般化し、構造物の回転入力の影響を加味した簡便な形で防音壁の設計応答震度を提案した。

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. 2) 徳永宗正，曾我部正道，後藤藤一，山東徹生，玉井真一，小野潔：列車通過時の鉄道構造物上防音壁の動的設計法，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.69, No.2, pp.392-409, 2013. 3) 徳永宗正，曾我部正道，渡辺勉，山東徹生：鉄道高架橋との連成を考慮した防音壁の地震時応答評価，第20回鉄道技術連合シンポジウム(J-RAIL2013)講演論文集，pp.165-168, 2013. 4) 徳永宗正，曾我部正道，谷村幸裕，小野潔：常時微動測定に基づく鉄道高架橋の等価固有周期の推定手法，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.71, No.1, pp.72-86, 2015. 6) 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.

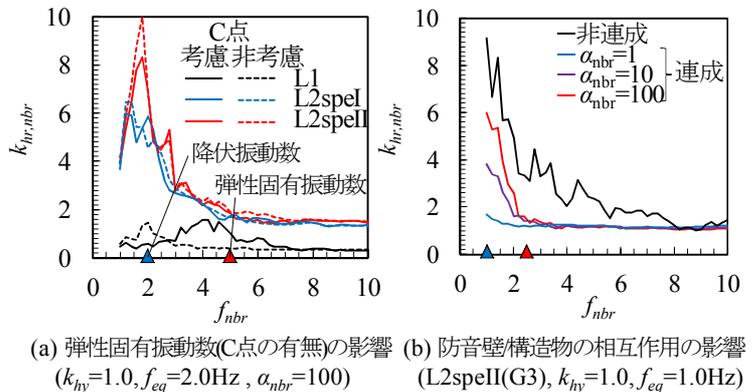


図-2 各種パラメータが防音壁の最大応答震度に与える影響

$$k_{kr0,nbr} = \begin{cases} Y_a & (1.0 \leq f_{nbr}/f_{eq} \leq A_1) \\ (Y_a - Y_b) \left| \frac{f_{nbr}/f_{eq} - 10}{A_1 - 10} \right|^{A_2} + Y_b & (A_1 \leq f_{nbr}/f_{eq} \leq 10) \\ Y_b & (10 \leq f_{nbr}/f_{eq}) \end{cases}$$

L1地震動: $A_1=2.5, A_2=5$
L2地震動: $A_1=1, A_2=10$

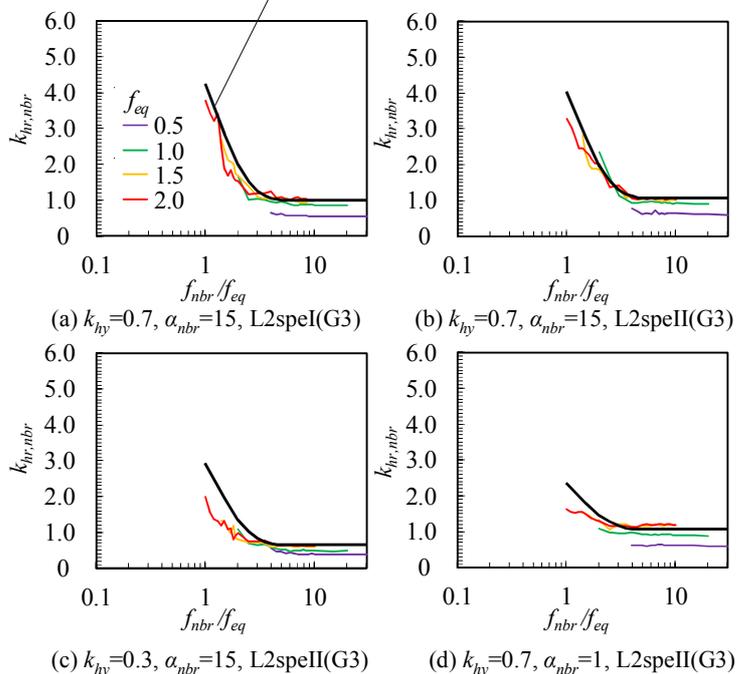


図-3 水平振動による防音壁の最大応答震度の解析結果

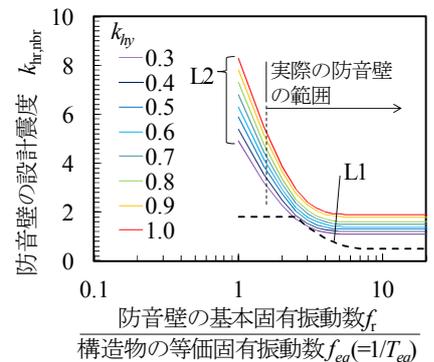


図-4 防音壁の設計応答震度