

北海道新幹線（新函館北斗・札幌間）におけるサイト増幅特性を考慮した L2 地震動に対する防音壁地覆の試設計

(独)鉄道・運輸機構 正会員 谷田 宗一郎, 正会員 朝長 光

(公財)鉄道総合技術研究所

正会員 徳永 宗正

パシフィックコンサルタンツ(株)

正会員 河内 一樹

1. はじめに

現在、建設を進めている北海道新幹線（新函館北斗・札幌間）における各地点の地震動は、地震基盤から耐震設計上の基盤面までの領域（以下、深部地盤）の増幅特性（以下、サイト増幅特性）（図-1）を考慮すると、標準地震動よりも大きくなる地域が分布し、鉄道構造物の耐震設計においてはこれを適切に考慮した上で、設計地震動を設定する必要性が明示されている¹⁾。その影響は構造物本体だけでなく、地震時の照査を行う防音壁等の付帯構造物にも及ぶこととなり、特に近年において、将来の高速化を踏まえてニーズが高まっているレール面（以下、R.L.）上 4.5m などの背の高い防音壁は従来のものよりも固有振動数が低く、地震時の動的応答が大きくなる。そこで本稿では、サイト増幅特性を考慮した地震動に対する新幹線用支柱式防音壁の地覆の試設計を行ったので、その結果を報告する。

2. 北海道新幹線（新函館北斗・札幌間）のサイト増幅特性

既往の文献²⁾を参考に建設予定地点のサイト増幅特性を評価した結果、サイト増幅特性の影響を考慮した場合の標準 L2 地震動が適用できない地区が確認された（図-2）。主にニセコ地区以北で適用不可となる傾向にあるため、それらの地域においては、標準地震動で想定するサイト増幅特性から超過した分を標準 L2 地震動の振幅スペクトルに割り増すことで補正を行い、これを耐震設計上の基盤面における設計地震動とした。以降、サイト増幅特性の影響が特に大きかった札幌地区の L2 地震動に着目して報告する。

3. 地震時の応答解析

(1) 解析モデル

解析モデルは既往の文献³⁾を参考に構造物と防音壁をそれぞれ水平方向 1 自由度系の質点でモデル化し、それぞれの相互作用を考慮する連成モデルとした（図-3）。構造物は非線形ばねおよび線形ダッシュポット、防音壁は線形ばねおよび線形ダッシュポットでモデル化し、それぞれのダッシュポットはモード減衰比が 5%、2% となるように設定した。ここで、防音壁のモード減衰比を 2% としたのは、実際の防音壁の衝撃振動試験結果を参考に定めたものである。また、構造物の非線形性については図-4 に示すとおり、骨格曲線はひび割れに

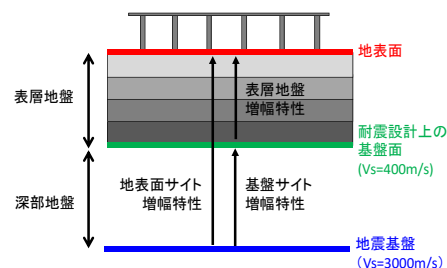


図-1 サイト増幅特性



図-2 標準 L2 地震動の適用可否

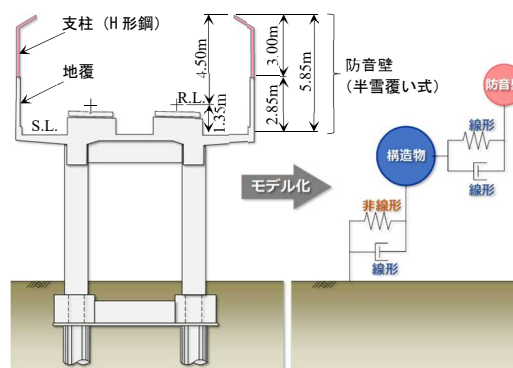


図-3 解析モデル

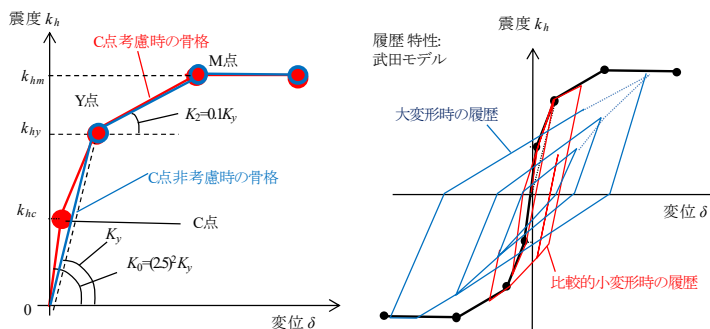


図-4 骨格曲線と履歴モデル

キーワード 新幹線, 防音壁, サイト増幅特性

連絡先 〒231-8315 横浜市中区本町 6-50-1 横浜アイランドタワー・電話 045-222-9082・FAX: 045-222-9102

よる軟化の影響を考慮したテトラリニアとし、履歴特性は武田モデルとした。入力地震波はそれぞれ G0～G5 地盤を想定した L1 地震、サイト増幅特性を考慮した L2 地震（スペクトルⅠ，Ⅱ）である。

(2)解析結果

L1 地震動および札幌地区の L2 地震動（スペクトルⅠ）の解析結果を包絡した設計震度を図-5 に示す。ここで、防音壁の高さは

R.L.+4.5m とし、防音壁と構造物の重量比 α は 20 を想定している。また、横軸には防音壁の設計震度 $k_{hr,nbr}$ と関係が強い防音壁の固有振動数 f_r と構造物の固有振動数 f_{str} の比 f_r/f_{str} をとった。図から、構造物の降伏震度が高いほど、 f_r/f_{str} が小さい（相対的に防音壁の固有振動数が小さい）ほど、防音壁の震度が高くなっていることがわかる。構造物の固有振動数および降伏震度をさまざまな構造物を包括できるように $f_{str} = 2\text{Hz}$ 、 $k_{heq} = 1.0$ とした場合、防音壁の固有振動数（ $f_r = 4.905\text{Hz}$ ）からその設計震度 $k_{hr,nbr}$ を導くと、L1 地震時で 1.867、L2 地震時（スペクトルⅠ）で 4.667 となった。

4. 防音壁地覆の試設計

整備新幹線の防音壁地覆は L1 地震時において損傷レベルⅠ（無損傷）、L2 地震時において塑性化を許容し、終局耐力以下であることを照査することとしている。ここで、L2 地震時に対しては、過去の実験から防音壁の塑性率が 4 程度確保されている⁴⁾⁵⁾ことを考慮し、平成 4 年の鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）に準拠し、震度法に則って設計水平震度（ $K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_{h0}$ ）を決定した。ただし、地域別補正係数 ν_1 および地盤種別による応答特性別補正係数

ν_2 は考慮せず、設計塑性率別補正係数 ν_3 の 0.4 だけを考慮した。表-1 に L2 地震時（スペクトルⅠ）および風荷重最大時の照査結果を示す。防音壁地覆は従来まで風荷重最大時で決定していたが、サイト増幅特性を考慮した R.L.+4.5m のように背の高い防音壁においては、L2 地震時が決定ケースとなることが確認できた。また、従来までは最小鉄筋量によって決定していた張出スラブ下側の鉄筋についても L2 地震時により決定することが確認された。

5. おわりに

本検討では、既往の研究を基にサイト増幅特性の影響が特に大きかった札幌地区の L2 地震動に着目して応答震度を算出し、それを用いて背の高い R.L.+4.5m の防音壁地覆の試設計を行った。その結果、従来まで風荷重で決定していた部材が L2 地震時で決定し、板状部材の地覆にとってはやや過密な配筋となることが確認された。今後は本検討で安全側の値とした構造物の固有振動数および降伏震度、建設地点に依存した地震動、騒音対策として必要な防音壁高さを精査し、過密配筋の解消も含めた深度化を図りたい。

参考文献) 1) 青柳広樹, 北海道新幹線（新函館北斗・札幌間）における設計地震動の評価, JREA, Vol.63, No.1, pp.43725-43728, 2020 2) 朝長光, 西恭彦, 青柳広樹, 神澤拓, 坂井公俊: 常時微動観測に基づくサイト増幅特性評価とこれを考慮した設計地震動評価, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.23, pp.155-162, 2019. 3) 徳永宗正, 曾我部正道, 渡辺勉, 山東徹生, 玉井真一, 鉄道構造物上防音壁の地震応答特性および耐震設計法, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.291-302, 2016. 4) 新山純一, 岡康博, 寺澤正人, 北倫彦, SRC 防音壁構造の曲げ挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1081-1086, 2000. 5) 西恭彦, 森野達也, 野村敏雄, 濱田啓司, SRC 構造防音壁の耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.1447-1452, 2014.

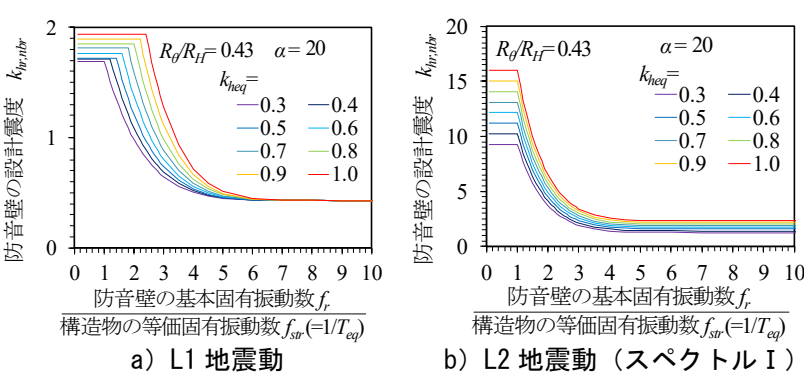


図-5 防音壁の設計震度

表-1 試設計結果（半雪覆い式, R. L. +4.5m）

		地 覆		張出スラブ	
		L2 地震時	風荷重最大時	L2 地震時	風荷重最大時
Case		スラブ端		地覆前面	
照 査 位 置		スラブ端		地覆前面	
断面高さ (mm)		250		338	
鉄 筋 配 置		D22 (SD345) etc125		D22 (SD345) etc250	
安全性 (破壊)	γ_i	1.0	1.0	1.0	1.2
	M_d (kN・m)	345.8	199.8	119.6	84.2
	M_{ud} (kN・m)	384.9	349.9	134.3	122.1
	$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	$0.90 \leq 1.0$	$0.57 \leq 1.0$	$0.89 \leq 1.0$	$0.83 \leq 1.0$