

応答変位法と地震時主働土圧を用いた発生断面力の比較による U型擁壁の耐震設計手法に関する検討

(公財) 鉄道総合技術研究所 正○西山 和宜 正 小湊 祐輝 正 仲山 貴司
正 西岡 英俊 正 渡辺 健治 正 澤田 亮

1. はじめに

鉄道構造物の耐震設計において、地盤から構造物へ作用する外力の影響を評価する場合、開削トンネルのような地下構造物では応答変位法、L型擁壁のような抗土圧擁壁では地震時主働土圧が用いられることが多い。ここで、開削トンネル区間から地上部への接続区間に設置されることが多い U 型擁壁の耐震設計手法については「①地下に構築されることが多い」、「②背面が自然地盤であることが多い」、「③開削トンネルとの設計手法の連続性」を考慮し、実務設計においては応答変位法が用いられる場合が多い。一方、地震時に地盤から構造物に作用する外力(土圧)は、地盤に対する構造物の固定度(安定度)によって大きく異なり、固定度が高いほど作用外力が大きくなることが実験で確認されている¹⁾。U 型擁壁は開削トンネルと同様に両側を地盤で拘束されているものの、上床版によって側壁が固定されていない。そのため、U 型擁壁の固定度(安定度)は、開削トンネルより低く、L 型擁壁よりも高いと予想され、背面地盤は開削トンネルよりも塑性化(主働化)しやすいと考えられる。このことから U 型擁壁の地震時挙動は、図-1 に示すように開削トンネルと L 型擁壁の中間的なものになると予想されるが、定量的に評価した事例がないのが現状である。

そこで本研究では、応答変位法と地震時主働土圧を用いて U 型擁壁に発生する断面力の傾向を比較した。

2. 応答変位法と地震時主働土圧による発生断面力の比較

(1) 検討条件

表-1 に検討に用いた地盤条件を示す。地盤は N 値 5 の砂質土一様地盤とし、せん断弾性波速度 V_s は N 値より推定した。

図-2 に検討概要図を示す。発生断面力の比較は、L1 地震時および Mw7.0 程度の内陸活断層による地震が直下で発生した場合を想定した L2 地震(スペクトルⅡ)²⁾時において行った。

U 型擁壁は、開削トンネルとは違い、上床版と側壁天端が接合されていないことから、応答変位法で想定されている地盤と構造物との力のつり合いが開削トンネルとは異なり、周面せん断力の扱いが不明確である。一方で側壁の曲げ挙動に着目した場合、周面せん断力の影響は大きくないと考えられる。このことから本研究では図-2 に示すように側壁のみを片持ち梁としてモデル化し、側壁の曲げ変形に着目して断面力を算定することとした。側壁高さは設計事例から 4m とした。なお、本研究では部材を線形として扱った。

応答変位法では耐震設計上の基盤面に近い位置に構造物が設置された場合、側壁天端と下床版位置における地盤の相対変位差が大きくなり、断面力が大きくなると想定される。このため、U 型擁壁の設置深さを勘案し、耐震設計上の基盤面が図-3 に示すように浅い場合(case1: ①GL-4m, 側壁下端位置)と深い場合(case2: ②GL-20m)の2ケース考慮することとした。また、地盤ばねについては、開削トンネル設計時には地盤のせん断ひずみによる剛性低下を考慮した等価線形モデルとして扱うが、U 型擁壁は設置深度が浅く、背面地盤が塑性化しやすいことを考慮し、受働抵抗土圧を上限としたバイリニア型の非線形モデルとしたケースも参考に実施することとした。

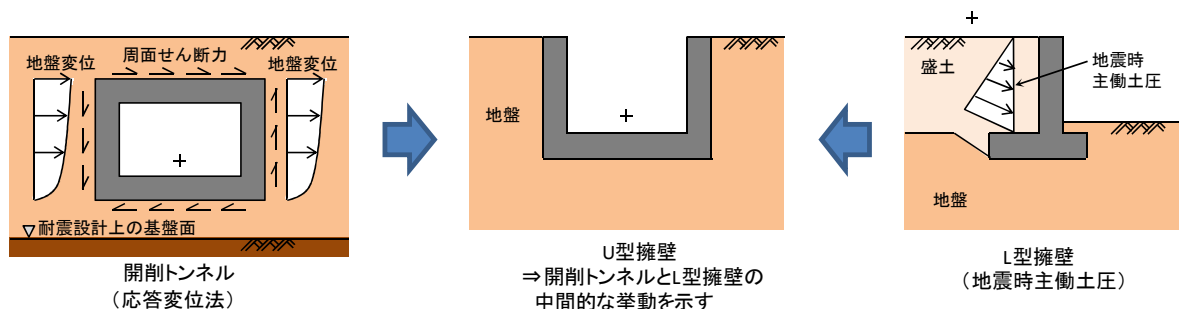


図-1 想定される U 型擁壁の地震時挙動

キーワード U 型擁壁 応答変位法 地震時主働土圧

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 TEL042-573-7261

表-1 地盤条件

	耐震設計 上の 基盤面	単位体積 重量 γ kN/m ³	N 値	せん断弾性 波速度 V_s m/s	地盤の固有 周期 T_g s	地盤変位			地盤 種別	内部摩擦角	
							L1	L2		ϕ peak 度	ϕ res 度
								mm			
case1	①	19	5	137	0.117	地表面変位	0.7	48.2	G2	40	30
						相対変位※	0.7	48.2			
case2	②				0.584	地表面変位	20.7	241.2	G4		
						相対変位※	1.0	11.8			

※ 側壁天端と下床版位置における地盤の相対変位差を示す

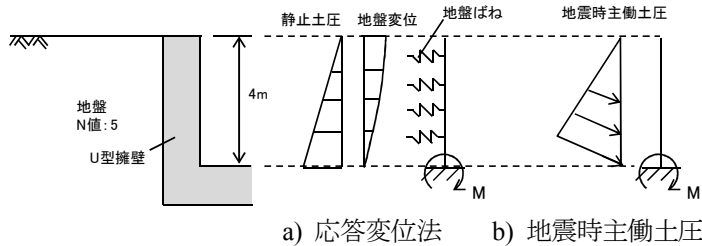


図-2 検討概要図

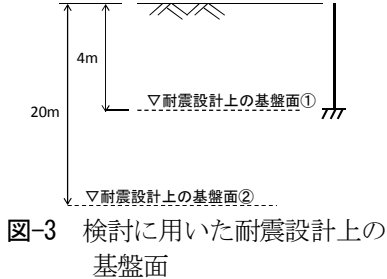


図-3 検討に用いた耐震設計上の基礎面

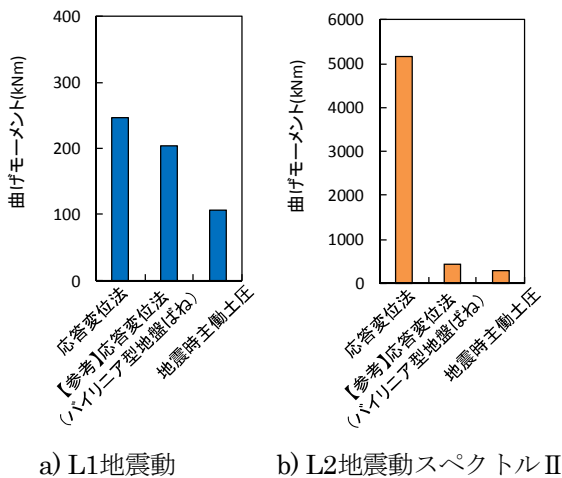


図-4 case1における曲げモーメントの比較

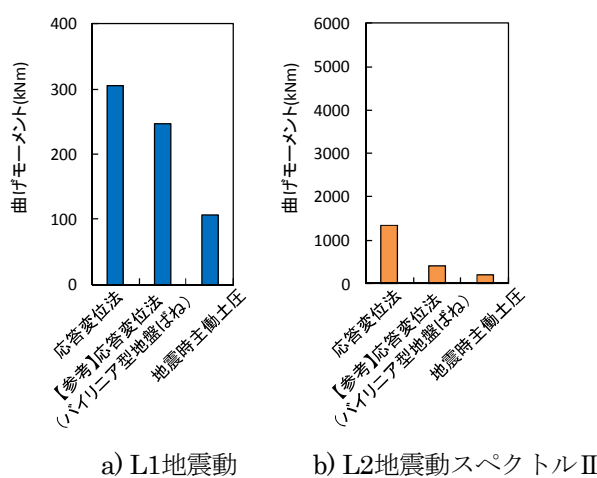


図-5 case2における曲げモーメントの比較

地震時主働土圧については、背面地盤のひずみ局所化およびひずみ軟化挙動を考慮した試行楔法（修正物部岡部法³⁾）を用いることとし、三角形分布と仮定して算定した。

(2)検討結果

図-4 および図-5 に検討結果を示す。これらによれば耐震設計上の基礎面の位置に関わらず、応答変位法の方が地震時主働土圧よりも曲げモーメントが大きくなることがわかった。これは地盤の塑性化を考慮していないためと考えられる。このことは、地盤の非線形化の影響が顕著となる L2 地震時の検討においてバイリニア型の非線形地盤ばねを用いた場合、地盤の塑性化を考慮している地震時主働土圧と同程度の曲げモーメントとなることも確認できる。

3. おわりに

本検討では、応答変位法と地震時主働土圧を用いて U 型擁壁の側壁の発生断面力の比較を行った。結果、等価線形モデルの応答変位法が、断面力が大きく算定されることがわかった。このことは扱いが不明確であった周面せん断力の影響を考慮しても安全側の評価と考えられる。以上の結果から、現在改訂中の鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）において、U 型擁壁の耐震設計手法については応答変位法を用いることで検討を進めている。なお、これまでの実務設計においても応答変位法を用いることが多く、本検討はこれらの妥当性を確認したものとなった。

参考文献

1) 渡辺健治, 舘山勝: 地震時土圧の大きさに及ぼす擁壁の支持条件の影響, 鉄道総研報告 Vol.20, No.5, 2006. 2) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）, 2012. 3) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）, 2012.