

模型振動台実験に基づく既設土留め擁壁の耐震補強設計手法の提案

JR 東日本コンサルタンツ(株) 正会員○工藤敦弘, 野上雄太, 久保大樹
(公財)鉄道総合技術研究所 正会員 中島進, 成田浩明

1.はじめに 鉄道構造物には、25 万か所に及ぶ土留め構造物が存在するが¹⁾、古くに構築されたもたれ壁は耐震性能が低く、多くの被災事例が報告されている(例えば図-1 参照)。鉄道構造物は線状構造物であるため、線区全体の耐震性能の向上を目的とした耐震補強においては、L2 地震動に対して復旧性を満足する耐震補強を局所的に実施するよりも、広い範囲の既設構造物を対象に、脆性的な破壊を防止することを目的とした耐震補強を実施の方が効果的な場合もある。既設もたれ壁においては転倒破壊の抑制と壁体の破壊防止が脆性的な破壊防止に効果的であると考えられているが、このような脆性的な破壊防止を目的とした耐震補強の設計手法は十分に整備されているとは言えない。以上を背景として、本研究では既設もたれ壁を対象として、過去に実施した模型振動台実験の結果に基づき、脆性的な破壊防止を目的とした耐震補強の設計手法について検討した内容について報告する。

2. 模型振動台実験の概要 図-2 に検討の対象とした模型振動台実験の概要図(計測機器設置図)を示す。実験は、無対策の Case1, 地山補強材を 2 段×2 列で打設した Case2 および、上部 1 段×2 列で打設した Case3 の計 3 ケース実施した(Case3 は図-2 に示す Case2 の上段のみ打設)。実験模型は、実寸の 1/10 程度を想定し、背面地盤は気乾状態の東北ケイ砂 6 号を、もたれ壁背面には栗石層を模擬して鹿島ケイ砂 8 ～12 号を用いた。地山補強材模型には表面に背面地盤と同じ東北ケイ砂 6 号を接着した直径 10mm のアルミニウム製模型を用いた。加振は、5Hz10 波の正弦波を用いて行い、振動台の最大加速度を段階的に約 100gal の増分で漸増させ、もたれ壁模型が大変位に至るまで加振を継続した。模型振動台実験の詳細については参考文献 2)を参照されたい。

図-3 に各加振終了時の残留変位と振動台の最大加速度の関係を示す。残留変位は基礎底面における水平変位ともたれ壁の傾斜角を示している。各ケースの結果を比較すると、Case1 では、最大加速度の小さい試番から壁体の傾斜が発生する転倒モードの破壊形態となっており、400gal 程度で傾斜角は 20° を超え大変位に至った。一方、Case2・Case3 では、地山補強材による補強効果により傾斜角を大きく減少させることで、転倒モードの破壊形態が滑動モードへ変化し、両ケースともに、傾斜角が急増するような傾向は生じなかった。また、Case2 と Case3 を比較すると、各加速度における残留変位量に差はあるものの、傾斜角を減少させる効果に大きな差はないことが分かる。これは、壁体上部に地山補強材を設置した方がアーム長が長いために、抵抗モーメントが大きくなり、転倒破壊の抑制に大きく寄与することを示している。このことから、もたれ壁の脆性的な破壊形態である転倒破壊を抑制するためには、壁体上部に優先的に地山補強材を打設することが効果的であることが分かる。これらの結果に基づいて、以下に脆性的な破壊形態である転倒破壊の抑制を目的とし



図-1 もたれ壁の被災の様子

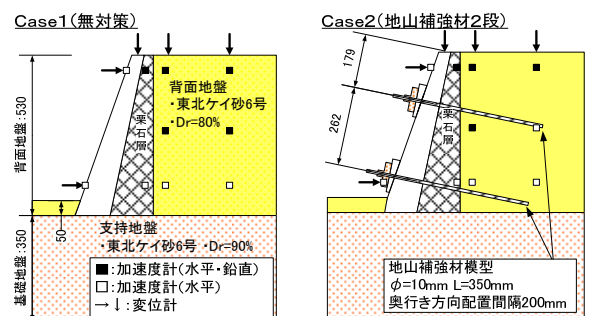


図-2 実験模型の概要(単位: mm)

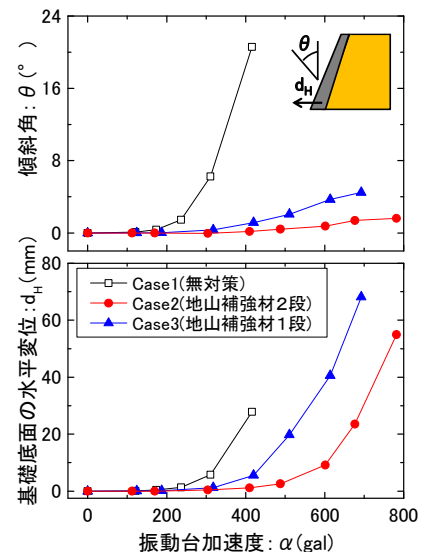


図-3 残留変位と最大加速度の関係

キーワード: もたれ壁, 耐震補強, 転倒防止

連絡先: 〒171-0021 東京都豊島区西池袋 1 丁目 11 番 1 号 19 階 JR 東日本コンサルタンツ(株) TEL: 03-5396-7249

た既設もたれ壁の耐震補強の試設計を示す。

3. 既設構造物に対する試設計 図-4 に試設計の対象とする既設もたれ壁の概要図を、表-1 に試設計に用いた土質諸数値を示す。なお、対象とする既設もたれ壁は、兵庫県南部地震で被災したもたれ壁(図-1 参照)であり、表-1 に示す土質諸数値は地盤調査により得られたものである。試設計は、RC 壁体と地山補強材による耐震補強工法を用いて、設計標準³⁾に準拠した L1 地震動に対する安全性の照査および L2 地震動に対する復旧性の検討を実施する TypeA と、L1 地震動に対する安全性の照査および L2 地震動による転倒破壊の抑制と RC 壁体の破壊の防止を目的とした検討を実施する TypeB の 2 タイプ実施した(なお、タイプ A については、設計標準³⁾における性能ランク 2 に相当する)。

L1 地震動に対する安全性の照査では、水平震度 $k_h=0.2$ における滑動安定および転倒安定の照査を、TypeA における L2 地震動に対する復旧性の検討では、設計標準⁴⁾に示される G3 地盤の土構造物照査波による背面地盤の地震時残留沈下量について照査した。一方、TypeB における L2 地震動による転倒破壊の抑制を目的とした検討では、前述した土構造物照査波によって転倒する壁体の傾斜角について照査した。ここで、TypeA の地震時残留沈下量の限界値は、性能ランク 2 に対する沈下量の目安値である 500mm とし、TypeB の壁体傾斜角の限界値は、鉄道で一般的に用いられている補強土擁壁の壁面勾配が 1:0.05 であることから、既設もたれ壁の傾斜後の壁面勾配が補強土擁壁の壁面勾配と同程度となる回転角度である 15° とした。

図-5 に各タイプの補強仕様を、表-2 に試設計の結果一覧を示す。なお、表-2 に示していない照査指標(壁体の破壊、補強材の破壊等)についても満足することを確認している。試設計の結果から、脆性的な破壊の防止を目的として転倒破壊を抑制する試設計を実施した場合、TypeA の総補強材量と比較して 1/2 程度にすることが可能であることが分かった。なお、TypeB の補強仕様でも、傾斜後の断面形状と残留強度を用いて、常時の安定を満足することを確認している。これは地震後に適切な調査・補修を行うことで、継続供用が可能であることを示唆するものである。壁体と地山補強材による耐震補強工事においては、地山補強材の打設に多くの工費・工期を要することから、脆性的な破壊を防止することを目的とする様な破壊形態を限定し

た耐震補強は、線区全体の耐震性能を向上するうえで費用対効果の高い方法であると考えられる。

4. まとめ 本研究では、既設もたれ壁を対象に、破壊形態を限定した場合の耐震補強設計手法の提案と試設計を実施し、破壊形態を限定する耐震補強設計が可能である場合は設計・施工の合理化の可能性のあることを示すことが出来た。今後はさらなる設計施工の合理化を目指して検討を進めていきたい。

参考文献 1) 館山勝:地盤工学会誌 講座 土構造物の耐震性診断と対策 5,鉄道土構造物の耐震性診断と補強,地盤工学会誌,59(7),No.642,pp.82-89, 2011 2) 中島ら:既設土留め壁の耐震補強工法に関する振動台実験,第 57 回地盤工学シンポジウム,平成 24 年度論文集,pp.239-246,2012 3) 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 4) 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

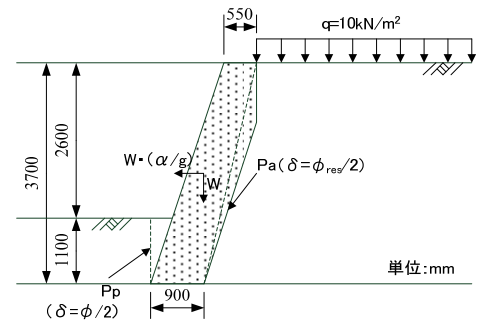
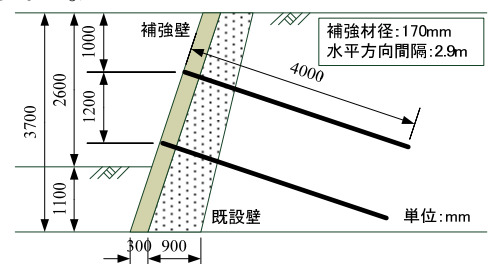


図-4 検討の対象とした既設もたれ壁

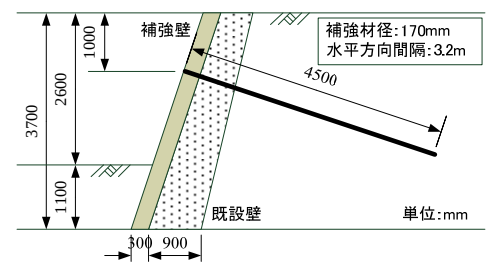
表-1 試設計に用いた土質諸数値

背面盛土 (根入れ部を含む)	単位体積重量	γ	17.5kN/m ³
	内部摩擦角	ϕ_{peak}	40°
		ϕ_{res}	35°
基礎地盤	単位体積重量	γ	17.5kN/m ³
	内部摩擦角	ϕ_{res}	42°

* 粘着力 c は考慮していない



a) TypeA (L2 復旧性確保)



b) TypeB (L2 脆性的破壊防止)

図-5 各タイプの補強仕様

表-2 試設計結果一覧

設計条件		TypeA	TypeB
L1 地震動	滑動安定の照査値	0.541	0.587
	転倒安定の照査値	0.826	0.931
L2 地震動	滑動安定の降伏震度	0.525	—
	滑動変位による沈下量(mm)	79.60	—
	転倒安定の降伏震度	0.406	0.368
	転倒変位による沈下量(mm)	415.57	—
	地震時残留沈下量(mm)	495.17	—
	転倒回転角(°)	—	14.64

* 「—」は照査指標としなかった項目