

表2 土留め標準における盛土補強土擁壁の要求性能と照査指標

要求性能	性能項目		照査指標	主たる作用
安 全 性	破 壊	壁体の破壊 補強材引抜け・破断	曲げモーメント・せん断力 引抜け抵抗力・設計引張力	永久作用
	安 定	支持地盤の安定 補強土体外的・内的安定	圧密沈下量・液状化判定値 モーメント・力	永久作用+変動作用(列車載荷時)+地震作用(L1地震)
使 用 性	軌道保守の作業性 外観	背面盛土(補強土体) 支持地盤 壁体	累積変形量・圧密沈下速度 ひび割れ幅・応力度	永久作用 永久作用+変動作用
	復 旧 性	壁体の損傷 支持地盤の残留沈下 残留変位	曲げモーメント・せん断力 引抜け抵抗力・設計引張力 補強土体の残留変位・変形	永久作用+地震作用(L2地震) 永久作用+地震作用(L2地震)+従たる変動作用 残留変位量
耐久性の検討	鋼材の腐食 壁体コンクリートの劣化 補強材の劣化	—	—	永久作用

(例えば、背面地盤・補強土体の残留変位、補強材の引抜け・破断、壁体の破壊等)を定めた。盛土補強土擁壁の要求性能、性能項目、照査指標を表2に示す。

(2) 応答値の算定法と設計限界値

表3に擁壁と橋台の構造形式と特徴を示す。擁壁は盛土端部等の土構造物の付帯構造物として使用されるが、橋台は土構造物の端部でありながら橋梁・高架橋群の端部でもある。擁壁の場合は地震時の慣性力に比べて地震時土圧の影響が大きいが、橋台は地震時土圧よりも慣性力の影響の方が大きい。さらに隣接する橋梁との目違い、折れ角等の相対変位が重要な照査指標であり、ここに橋台の擁壁とは異なる性能項目が存在する。したがって、擁壁と橋台の応答値算定法や設計限界値を区別し、擁壁は土構造物に、橋台は橋梁・高架橋に整合を図ることとした。表4に抗土圧構造物の地震時のモデル化、応答値の算定方法を示す。

3. 補強土構造物の耐震設計法の主な改定点

土留め標準で取り扱う補強土構造物には盛土補強土擁壁、切土補強土擁壁、補強土橋台の3種類がある(表1)。本報告では土留め標準の制定に際して最も改定点が多かった補強土橋台の設計法(主な改定点)を概説する。

3.1 補強土橋台に関する技術開発の経緯、特徴

補強土橋台は、アプローチブロックをセメント改良礫土で構

表3 擁壁、橋台の特徴

	特徴		
	適用箇所・方法	軌道荷重の支持方法	地震時の応答特性
擁壁	・主に土構造物の付帯構造物としての適用 ・一般に5m以下の場合が多い	直接的には支持しない	・慣性力に比して地震時土圧の作用が支配的 ・動的応答の影響が少ない
橋台	・橋梁の端部への適用	直接支持	・地震時土圧に比して、く体・橋桁の動的応答、慣性力の影響が支配的

築し、盛土補強材(ジオグリッド)によって橋台とアプローチブロックを一体化させた橋台であり(図1左下図)、従来形式の橋台の弱点であった橋台と背面盛土の接続部の耐震性を高めるために開発されたものである⁴⁾。アプローチブロックは自立性が高いため、地震時において橋台く体に作用する地震時土圧が小さい。さらに、橋台く体が盛土補強材で多層に支持されているため、橋台く体に発生する断面力が小さくなり、その結果、従来形式の橋台(抗土圧橋台)に比べてく体やフーチングが各段にスリムになる。本橋台については、九州新幹線において初めて適用され、さらに水平載荷試験によりL2地震動に相当する外力に対しても高い安定性を有することが確認された。その後、整備新幹線においては標準仕様の橋台としてこの橋台が多く適用されている。

表4 土留め構造物の地震時のモデル化、応答値算定方法

	擁壁		橋台	
	抗土圧擁壁	補強土擁壁	抗土圧橋台	補強土橋台
主たる作用	地震時土圧(>慣性力)			慣性力(>地震時土圧)
慣性力	地表面設計地震動(盛土と整合)		動的応答を考慮(橋梁・高架橋と整合)	地表面設計地震動(補強土構造物の減衰性能を考慮)
地震時土圧	試行くさび法(抗土圧構造物は修正物部岡部式、補強土擁壁は2ウェッジ法)		一般に考慮しない(アプローチブロックの安定を別途照査)	
応答値算定法	モデル化 壁体・基礎分離型モデル(剛塑性解析)	壁体・補強土体一体型モデル(剛塑性解析)	杭・壁体・基礎・アプローチブロック一体型モデル(剛塑性解析)	杭・壁体・基礎・アプローチブロック一体型モデル(剛塑性解析)
備考	※盛土に整合を図る		※橋梁・高架橋に整合を図る	

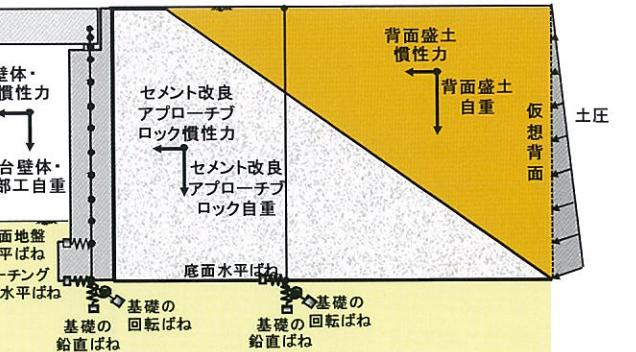


図2 橋台基礎、セメント改良アプローチブロックの安定における構造解析モデル(土留め標準)

補強土橋台の耐震設計法について土構造標準²⁾に示されたが、土留め標準の制定に際し、本橋台の地震時応答特性に関する最新の知見を考慮し、①地震時の残留変位量の算定法、②盛土補強材の損傷レベルの定義について改訂を行い、耐震設計法を合理化させた。以下にその詳細を示す。

3.2 改訂点1: 地震時の残留変位量の算定法

土構造標準では、盛土補強材により橋台とアプローチブロックが一体化されていることは考慮されているものの、それぞれの残留変位量を独立に評価していた。この手法では、桁長が20m程度以上の橋桁を支持する場合、計算上、補強土橋台の残留変位量が多くなり、高い耐震性能を実証した過去の振動実験や水平載荷試験とは異なる傾向となる問題があった。これらの実験や載荷試験結果を考慮し、補強土橋の安定の照査に際しては橋台とセメント改良アプローチブロックを一体とした構造解析モデルを用い、両者が結合した直接基礎として性能照査を行うものとした(図2)。また、過去の振動実験において、橋台とアプローチブロックは剛塑性的な挙動を示すことが多かったことを考慮し、基礎標準に基づくL2地震時の安定の照査を満足しない場合には、ニューマーク法により橋台の残留変位量を算定し、等体積法によって橋台の残留変位に伴う背面盛土の残留沈下量を算定し、性能照査を行うこととした。

3.3 改訂点2: 盛土補強材(ジオグリット)の損傷レベルの定義

土構造標準では、L2地震時に対する補強土橋台の盛土補強材の損傷の制限値を損傷レベル2(全敷設段数の上部1/3は設計引張強度に達し伸びひずみ5%までを制限値とする。下部2/3は設計引張強度以内とする)としていた。これは過去の振動実験においても上部1/3の範囲の盛土補強材が設計引張強度に達した場合でも破断に至らなければ、橋台全体の残留変位が急増しないことを考慮したものである。しかしながら、下部2/3を設計引張強度以内と制限としていたため、実際には上部1/3の盛土補強材の伸びひずみが1~2%程度しか達していないことが多く、補強土構造物特有の高い変形性能(韌性)を設計上十分に考慮できない状態にあった。

セメント改良礫土中に敷設された盛土補強材の引抜特性を評価するために、実橋台のセメント改良アプローチブロック部における引抜試験³⁾や、実験室内での引抜試験⁵⁾が実施された。図3は実橋台で実施された引抜試験で得られた引抜荷重-引抜き

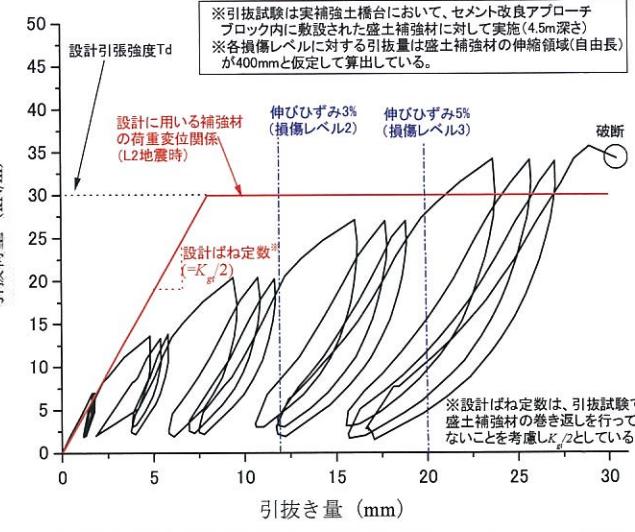


図3 セメント改良アプローチブロックに敷設された盛土補強材の引抜試験で得られた荷重-引抜き量の関係

量の関係、および設計に用いている盛土補強材の荷重変位関係を示している。この図より、引抜荷重が設計引張強度に達しても補強材は直ちに破断せず、引抜き量が30mm以上に達した時に破断が生じていることが分かる。セメント改良礫土中の盛土補強材の伸縮領域(自由長)は400mm程度であることを考慮すると、盛土補強材が破断に至る伸びひずみは7.5%(=30/400)以上であることが分かった。

以上の知見を考慮し、土留め標準においては盛土補強材の損傷レベル、および各性能項目に対する損傷レベルの限界値を表5、表6のように定義した。損傷レベル1については從来と変更

表5 盛土補強材の損傷レベル(土留め標準)

損傷レベル	想定する限界状態	限界値の目安
1	無損傷	設計引張強度に達しない
2	一部の補強材が塑性化し、場合によっては補修が必要な状態	設計引張強度に達し、上部1/3が伸びひずみ3%までを制限値とする
3	一部の補強材が塑性化し、場合によっては補修が必要な状態	設計引張強度に達し、伸びひずみ5%までを制限値とする
4	補強材が破断に至る状態	

表6 性能項目と補強材の損傷の照査に用いる限界値

性能項目	設計応答値	設計限界値
復旧性性能レベル1	補強材発生張力	損傷レベル1
復旧性性能レベル2	伸びひずみ	損傷レベル2
安全性	伸びひずみ	損傷レベル3

せず、損傷レベル2については、補強土橋台の上部1/3の盛土補強材が設計引張強度に達することを許容するが、伸びひずみ3%以内と定義し、復旧性(性能レベル2)の検討における制限値として適用した。前述した過去の研究に基づき、土構造標準

²⁾で示されていた下部2/3の補強材の制限値(設計引張強度以内)については考慮しないこととした。また、損傷レベル3については、全補強材が設計引張強度に達することを許容するが、伸びひずみ5%以内と定義し、安全性の照査に適用した。