

セメント改良補強土橋台の設計法の検討

(財)鉄道総合技術研究所 正会員 山田 孝弘 舘山 勝
 日本鉄道建設公団 正会員 青木 一二三 米澤 豊司
 北野 陽堂
 (株)複合技術研究所 正会員 矢崎 澄雄

1. はじめに

筆者らは、地震時の背面盛土の沈下を抑制し、かつ橋台に作用する土圧も軽減できる新型橋台として、セメント改良補強土橋台を提案し、その高い耐震性を実験・解析的に検証してきた¹⁾²⁾。そこで、セメント改良補強土橋台の耐震設計法として、耐震性能を橋台とセメント改良補強土それぞれの耐震性能によって定義することを提案した。ここでは、橋台の静的非線形解析³⁾のモデル化およびセメント改良補強土の地震時に対する設計の考え方を示す。

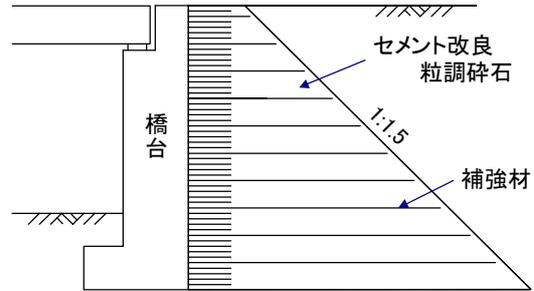


図1 セメント改良補強土橋台の概略図

2. 設計の基本方針

図1にセメント改良補強土橋台の概略図を示す。構造系は、施工時には、背面盛土を未固結のセメント改良補強土と考え、完成時には、橋台とセメント改良補強土が一体化された複合構造物と考える。設計は、施工時の補強土としての設計、完成時の橋台、およびセメント改良補強土を重力式擁壁と仮定した3断面に対して設計を行うものとする。

表1 各部材の耐震性能

設計想定地震動	L 1 地震動	L 2 地震動
橋台く体の損傷	弾性範囲内	最大耐力以内
補強材の損傷	設計破断強度以内	上部1/3の破断を許容
セメント改良土の損傷	許容応力度以内	せん断クラックを許容

表1に各部材の耐震性能を示す。L1地震動に対しては、無損傷かつ安定であるものとする。また、L2地震動に対しては、部材が非線形領域に入ることが許容するが、橋台の応答値が最大耐力以内かつ塑性率の許容値以内とする。セメント改良土については、L2地震動のような大きな外力に対し、損傷を全く許容しない設計は非合理的であるとの工学的判断から表1の設定とした。なお、模型振動実験¹⁾による破壊実験では、セメント改良土のせん断クラックや補強材の定着切れが確認されたが、大きな損傷には至らなかった。

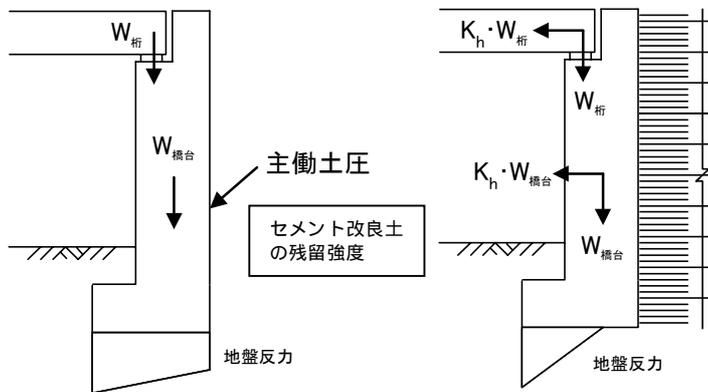


図2 橋台の設計概念図(常時) 図3 橋台の設計概念図(地震時)

図2に、常時の設計概念図を示す。ここでは、常時およびL2地震後の状態を想定し、設計鉛直地盤反力が設計鉛直支持力度内であることを確認して、フーチング幅を決定する。このときの設計荷重は、橋台、

3. 橋台の設計法

図2に、常時の設計概念図を示す。ここでは、常時およびL2地震後の状態を想定し、設計鉛直地盤反力が設計鉛直支持力度内であることを確認して、フーチング幅を決定する。このときの設計荷重は、橋台、

キーワード：セメント改良補強土橋台,耐震設計,静的非線形解析,ニューマーク法

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38 TEL 042-573-7261 FAX 042-573-7248

桁の自重，および背面盛土による主動土圧を考慮する．なお，主動土圧は，L2地震後の安定を担保するために考慮する荷重であり，L2地震ではセメント改良補強土のクラック等の軽微な損傷を許容することから，セメント改良土の残留強度を用いて2ウェッジ法により算定する．

図3に，地震時の設計概念図を示す．ここでは，L1・L2地震動に対する安定および橋台の耐震性能を静的非線形解析によって照査する．図4に，橋台の設計モデルを示す．く体は棒部材，基礎地盤は回転バネおよび水平バネ，補強材は水平バネでモデル化する．また，く体の非線形性は $M-\phi$ モデル，基礎地盤バネおよび補強材バネはバイリニア，トリリニアモデルとする．設計荷重は，橋台，桁の自重および地震時慣性力を考慮する．なお，地震時土圧は，別途，セメント改良補強土の安定を照査することを前提に，橋台には作用させないこととした．静的非線形解析では，得られる荷重～変位関係からエネルギー一定則により応答値を算定し，部材の破壊モードや基礎の塑性率を耐震標準³⁾に準拠して照査する．

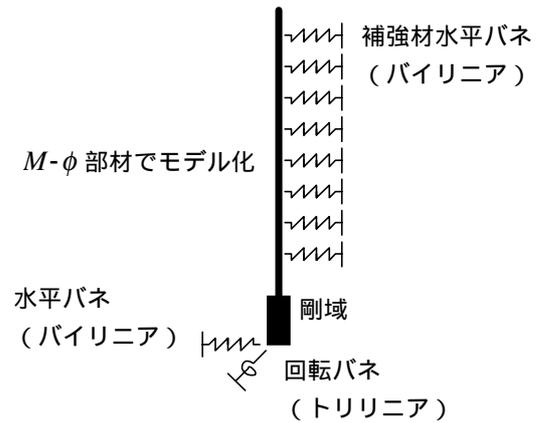


図4 橋台の設計モデル

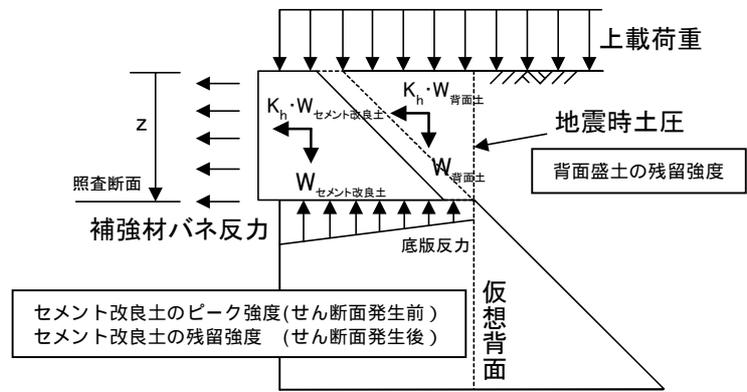


図5 セメント改良補強土の設計概念図

4. セメント改良補強土の設計法

図5に，L2地震に対する設計概念図を示す．まず，セメント改良補強土の施工時の検討は，補強土として行う．このとき，主動土圧は，セメントによる安定処理の効果を無視し，粒調碎石のピーク強度を用いて2ウェッジ法により算出する．つぎに，完成時の検討では，セメント改良補強土を重力式擁壁と仮定し，L1地震動に対しては，せん断応力が許容応力度以内かつブロック体全体が安定であることを確認し，L2地震動に対しては，せん断応力が許容応力度を超えれば，ニューマーク法により滑動変形量を算出し，これが許容変形量以内であることを確認する．ニューマーク法の適用にあたっては，降伏前までは，セメント改良土のピーク強度を，降伏後は，残留強度を用いて変形量を算出する．設計荷重は，セメント改良補強土の自重および地震時慣性力，地震時土圧，橋台く体設計時の補強材バネ反力考慮する．なお，地震時土圧は，背面盛土の残留強度を用いて算出し，仮想背面に作用させるものとした．

5. おわりに

本論文では，これまでの各種模型実験および解析を踏まえ，セメント改良補強土橋台の耐震設計法を提案した．今後，実橋台の現場載荷試験やセメント改良土の要素試験を行い，より合理的なセメント改良補強土橋台の設計法を体系化する予定である．なお，今回の設計法による試算結果については，参考文献4)を参照されたい．**謝辞** 本研究は，運輸施設整備事業団基礎研究制度の助成により行った研究である．ここに記して深謝の意を表する．

参考文献 1) 渡辺，館山，青木，米澤，古関，龍岡：セメント改良補強土橋台に関する模型振動実験，第36回地盤工学研究発表会，2001.6 2) 青木，米澤，館山，小島，大河内，堀井：耐震性橋台模型振動実験の弾塑性FEMによる動的解析，第36回地盤工学研究発表会，2001.6 3) 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)，丸善，1991.10 4) 堀井，館山，青木，米澤，武藤，矢崎：セメント改良補強土橋台の試算結果，第56回土木学会年次学術講演会，2001.9