

各種背面構造橋台の模型振動実験に対する滑動変位解析

(株)複合技術研究所 正 堀井 克己
 鉄道総合技術研究所 正 館山 勝
 日本鉄道建設公団 正 青木 一二三 正 米澤 豊司
 東京大学 正 古関 潤一 正 龍岡 文夫

1. はじめに

過去の地震被害においては、橋台裏の取付け盛土が大きく沈下し、列車の走行安定性が損なわれる事例が少なくない。このために、橋台背面の耐震性向上を目指して、補強土橋台を開発・実用化するために、種々の形式の背面構造を有する橋台について模型振動実験を実施してきた^{1,2,3,4)}。その一環として、橋台の耐震性の評価に関わる変形解析法の確立を目的として、模型振動実験を対象に滑動安定計算ならびに滑動変位解析を実施した。

2. 解析対象と解析方法

解析対象は、模型振動実験が実施された橋台背面構造を変えた次の5ケースである。①無対策、②粒度調整砕石を用いたアプローチブロック、③粒調砕石をセメント改良したアプローチブロック、④補強材非定着(橋台に定着させないケース)、⑤補強材定着(橋台に定着させたケース)。ただし、補強材はジオテキスタイルを想定したものである。

模型振動実験で観察された加振後の変形状況^{1,3)}によれば、橋台模型の変形モードは滑動を主体とする運動であるので、安定ならびに変位解析は滑動モードに対して実施した。解析モデルは、実験による変形状況を参考にして図1に示すように設定した。すなわち、①無対策の場合は、破壊形態を単楔と仮定して土圧を算定し、橋台の滑動変位を計算した。②粒調砕石のケースでは、破壊形態を2楔と仮定して土圧を算定し、橋台の滑動変位を計算した。③セメント改良土のケースでは、改良土が自立し改良土内には楔が発生せず、改良土から橋台には土圧が作用しないものとして、橋台と改良土は別個に運動するものとして安定計算・滑動解析を行った。④補強材非定着の場合は、破壊形態を2楔と仮定して、橋台背面に作用する土圧を算定し、橋台の滑動変位を計算した。⑤補強材定着の場合は、破壊形態を2楔と仮定して、補強領域背面に作用する土圧を算定し、橋台と補強領域が一体化したのに対して滑動変位を求めた。

安定計算法は極限平衡法、滑動変位解析法はNewmark法⁵⁾を適用した。滑動安全率の定義と、橋台の運動方程式を次に示す。

$$F_s = \frac{F_R}{F_D} \quad (1), \quad M \delta = F_D - F_R \quad (2)$$

ここに、 F_s : 滑動安全率、 F_D : 土圧外力および橋台や橋桁の地震時慣性力などによる滑動力、 F_R : 橋台底面摩擦および補強材などによる滑動抵抗力、 M : 橋台などの滑動体の質量、 δ : 滑動変位である。

3. 安定計算結果

解析に使用した土質定数と摩擦角をそれぞれ、表1,2に示す。

安定計算は水平震度を0.1ずつ変えて行った。水平震度と安全率の関係を図2に示す。同一の水平震度に対する安全率の大きいものから順に、補強材定着、セメント改良、無対策、粒調砕石、補強材非定着となっている。補強材定着の耐震性が優れていることがわかる。しかし、このケースを除くと、 $F_s=1$ となる降伏震度 k_y には著しい差がない。これは橋台および橋桁などの自重の影響が相対的に大きいためである。

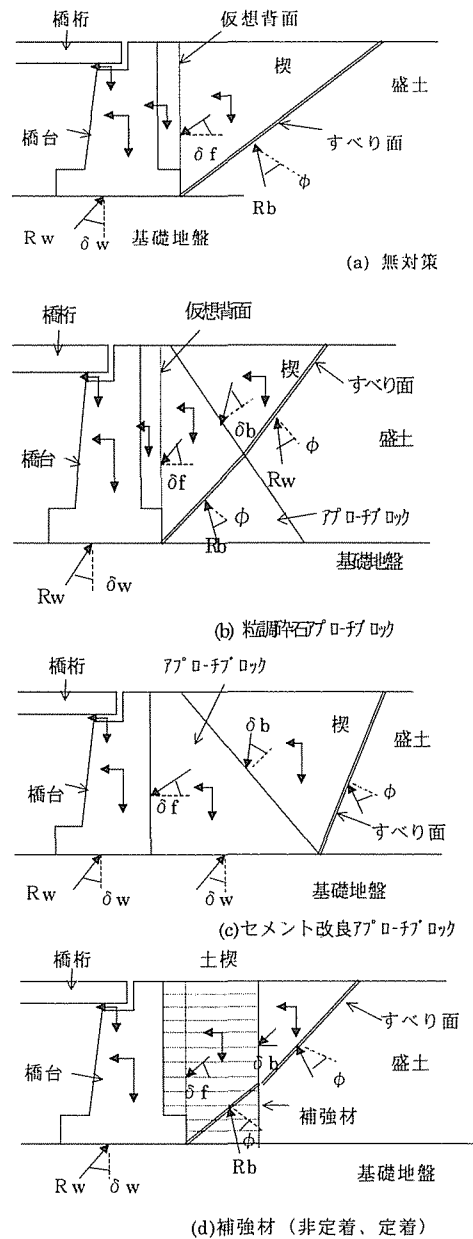


図1 解析モデル

Stability and Sliding Block Analyses for Model Bridge Abutments with Various Types of Backfill Soil on Shaking Table Test

K.Horii(Integrated Geotechnology Institute), M.Tateyama(Railway Technical Research Institute), H.Aoki, T.Yonezawa (Japan Railway Construction Public Corporation), J.Koseki, F.Tatsuoka (University of Tokyo)

表 1 土質定数

区分	γ (tf/m ³)	ϕ (°)	C(tf/m ²)
盛土(豊浦砂)	1.57	46	0
粒調碎石	1.96	50	0
セメント改良土	2.00	0	10
橋台	W=216 kgf/m、換算 $\gamma=2.63$ tf/m ³		
橋桁	W=167 kgf/m		

表 2 摩擦角

ケース	δ_w (°)	δ_l (°)	δ_b (°)
①無対策	33	46	—
②粒調碎石	33	50	46
③セメント改良土	33	—	46
④補強材非定着	33	46	46
⑤補強材定着	33	46	46

なお、粒調碎石のFsが低いのは単位体積重量が大きい割に ϕ が増加していないためである。また、補強材非定着が小さいのは、後ろフーチングがないことに加えて、背面盛土からの土圧が小さくなる以上に、その鉛直成分による押さえ効果が低くなることによる。したがって、非定着補強材は耐震性に関して問題があるといえる。

4. 滑動変位解析結果

模型振動実験は周波数 5Hz の正弦波による段階加振である。そこで、滑動変位解析は、周波数5Hz の正弦波を 10 波与えて計算した。結果の一例を図3に示す。この結果より、1波当りの残留変位増分を求めて、加振加速度に対する関係を示したのが図4である。この図には加振最終段階と1段階前の橋台の実測水平変位増分も示している。

図4において解析値は加速度振幅の増大とともに、加速的に大きくなる傾向を示す。実測値は計算曲線のほぼ立ち上りのところに分布しているが、粒調碎石を除けば、解析値と概ね対応していることがわかる。

ケース間で比較すると、補強材非定着、無対策、粒調碎石、補強材定着の順に、変位増分が小さくなっている。この傾向は実験結果と一致する。特に、補強材を橋台に定着させる方法は変位をかなり抑制できることがわかる。これは、補強材定着の場合の降伏震度($k_v=0.592$)が非定着の場合($k_v=0.320$)の2倍弱の大きさになっていることによる。

5. まとめ

種々の形式の背面構造を有する橋台の模型振動実験の安定計算と滑動変位解析を実施した。その結果、変位解析により実験挙動を概ね説明することができた。また、補強材を橋台に定着させた構造は耐震性が期待できることがわかった。

今後の課題としては、ひずみの局所化の考慮、背面盛土の沈下量に関する検討、不規則波加振実験に対する解析、橋台のロッキングを考慮したモデル化、支持力が十分期待できない場合の検討などが挙げられる。

<参考文献>

- 1) 木村・青木・米澤・館山・北川・伊藤: 橋台背面盛土の地震時沈下に関する模型振動実験、土木学会第 53 回年次学術講演会、1998.
- 2) 青木・米澤・館山・木村・北川・伊藤: 橋台背面盛土の地震時沈下に関する模型振動実験の考察、土木学会第 53 回年次学術講演会、1998.
- 3) 木村・館山・青木・米澤・龍岡・古関: 補強土橋台に関する模型振動実験、第 34 回地盤工学研究発表会、1999.
- 4) 米澤・青木・館山・木村・龍岡・古関: 補強土橋台に関する模型振動実験の考察、第 34 回地盤工学研究発表会、1999.
- 5) N. M. Newmark : Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique 15-2, pp.139-159,1965.

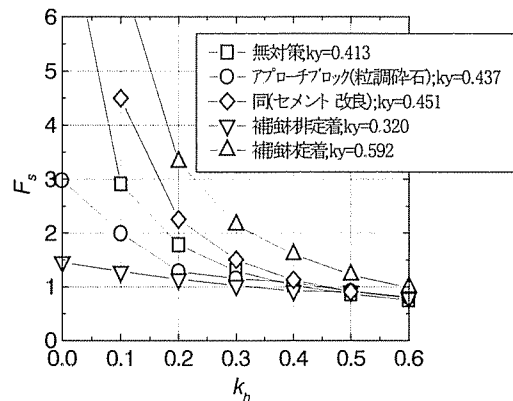


図2 安全率と水平震度の関係

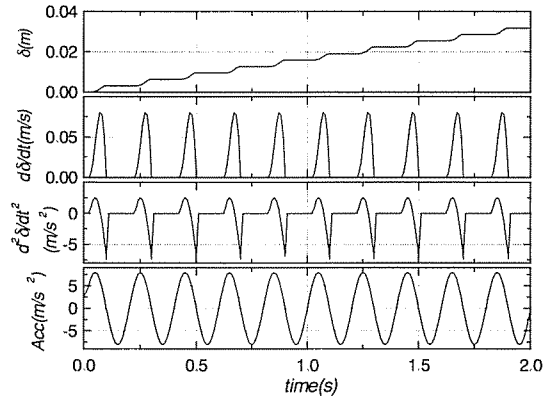


図3 時歴(補強材定着800gal加振時)

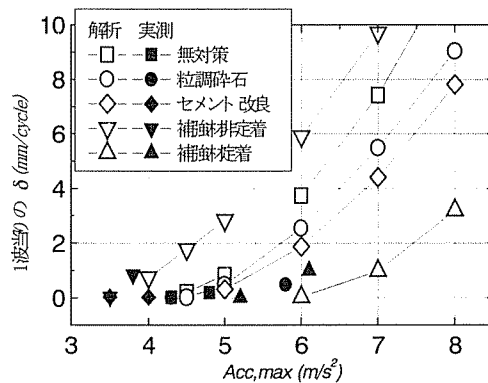


図4 1波当りの残留変位増分と加振加速度の関係