

洗掘護岸の転倒破壊に関する模型実験

(株) 複合技術研究所 正 浦川智行
 東日本旅客鉄道(株) 正 三上正憲, 正 青木照幸
 (財) 鉄道総合技術研究所 正 木村英樹, 正 舘山 勝
 東京大学 工学部 正 龍岡文夫

1. はじめに

線路に近接した護岸土留め壁の崩壊要因として、洪水時の根入れ部の洗掘に起因するものがある。この場合の破壊モードとすれば護岸の滑動破壊と転倒破壊が考えられるが、どちらが卓越するのかについては、背面盛土の性状や土留め壁の形状などの違いによって決定される。そこで、洗掘護岸を経済的かつ合理的に補強する方法を提案することを目的として、洗掘を模擬した土留め根入れ部の掘削模型実験を実施した。

本報告ではこのうち、護岸が転倒破壊する条件で、無補強ならびに補強した護岸の実験結果について報告する。

2. 実験概要

実験装置の概要を図-1に示す。長さ200cm高さ80cm幅60cmの実験土槽内に実物の1/10スケールで護岸土留め壁模型を作成した。なお、土槽側面は崩壊の様子が写真観察できるように側面がアクリル板で出来ている。模型地盤および模型盛土は気乾状態の豊浦標準砂を空中落下法によって作製し、概ね相対密度 $Dr=45\%$ となることを目標とし均質に巻き出した。この地盤密度は、別途実施した予備実験によって決定したものである。つまり $Dr=90\%$ とした実験では非常に薄いすべり面しか発生せず壁体を押し倒すほどの土圧が得られなかったのに対して、 $Dr=45\%$ ではすべり面が深くなり、掘削に連れて壁体に変形することが確認できた。このため今回の実験では、無補強護岸が根入れ底部まで掘削された状態でちょうど破壊が生じる程度の密度($Dr=45\%$)によって実験を行った。

図-2は実験で用いた模型壁面の寸法図を示す。模型壁体は重量の相似則に配慮し、密度が概ねコンクリートと同等であるアルミの無垢材を用いて壁体の厚さを40mmとした。また、土槽側面の摩擦の影響が少ない中央部に10cm幅の2方向ロードセルを6個設置し、壁面土圧分布が測定できるようにした。なお、実際の土留め壁は裏型枠を用いず盛土と密着するように構築するため、模型壁体も土と接する部分についてはサンドペーパーを貼り付けて、摩擦が十分に得られるように考慮した。本実験は転倒破壊が生じることを目的としたため、滑動実験¹⁾に比べて壁体勾配を1:0.2と急にし、 47.1gf/cm^2 の上載荷重を壁背面まで均等に載荷した。

今回行った実験ケースは、上記の仕様で構築した無補強土留めのケース(Case1)と、土留め頭部をロックボルトを模擬した補強材で補強したケース(Case2)、の2ケースである。滑動実験¹⁾のようにH鋼を壁体つま先部(回転中心)に設置する方法は、転倒に対しては効果が小さいことが明らかであるので、ここではあえて行わなかった。

Case2で使用した補強材は、 $5 \times 2.5\text{mm}$ 角のリン青銅の角棒を用いており、その周囲をアラルダイトで固め、直径5.5mmの円柱状に成形した。補強体の表面には、摩擦力が十分に取れるように実験に使用している豊浦砂をまぶして使用した。実験では、長さ30cm補強材を4本使用し、横1列に19cmピッチ、壁面上部から2cmの位置に配置した。地盤の作製時には壁体自立しないので仮固定し、その状態で豊浦砂を散布して模型地盤を構築した。

実験は壁前面にある模型地盤を吸引機によって段階的に掘削して、その際の変形量を測定した。なお計測項目は、壁

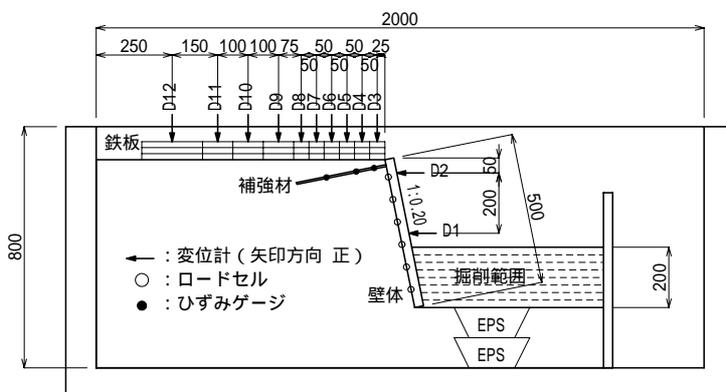


図-1 実験装置の概要

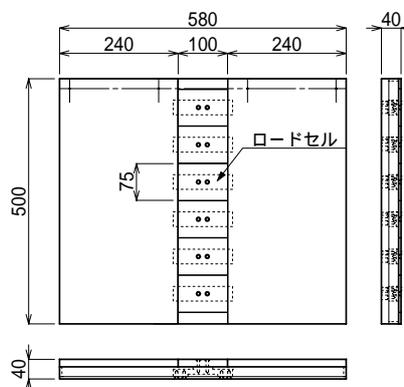


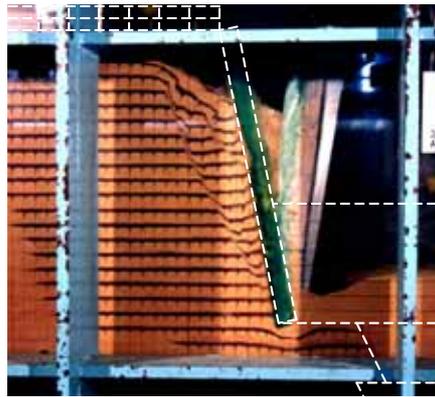
図-2 模型壁面

水平変位 2 点、背面地盤鉛直変位 10 点と壁体背面土圧および補強材ひずみである。また、掘削が根入れ底まで達した状態で破壊が生じないケースについては、あらかじめ埋め込んでいる発泡スチールブロック（EPS）を段階的に撤去して、一気に洗掘される状態を模擬した。

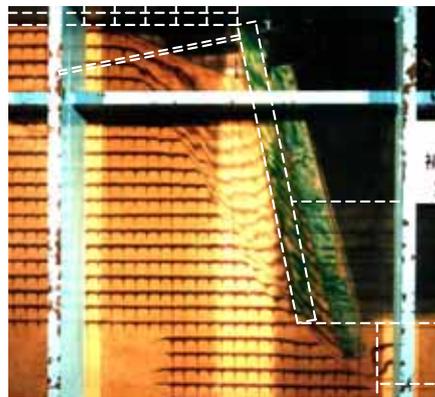
3. 実験結果

3.1 崩壊状況

各ケースにおける実験終了時の状況を図 - 3 に示す。また図 - 4 は、掘削に伴う壁面変形と盛土沈下状況を示す。Case1（土留め壁のみ）では、根入れ深さ 12.5cm の時点ですべり線が発生し、壁体下端から壁体背面上部に向かうすべり線と、壁体中央部から壁体背面上部に向かうすべり線が確認された。その後、根入れ深さ 10cm まで掘削する時点で壁体が転倒し始め、すべり土塊の沈下が顕著となった。根入れ深さ 15cm から 10cm の間では、大きな変形は起こらなかったが、10cm 以下の掘削開始直後に壁体が急に転倒し始め実験を終了した。Case2（補強材）では、壁体の根入れ深さ 2.5 cm まで掘削した時点までは変化が見られなかった。しかし、根入れ深さ 0cm までの掘削中に、前面側に埋め込まれた EPS が浮き上がり、壁体の支持力が失われ壁体の自重で沈下していったかたちで崩壊した。

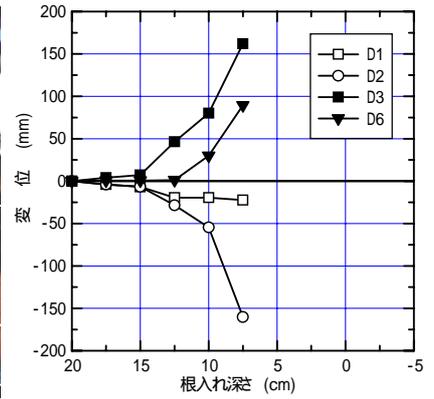


Case1（壁体のみ）

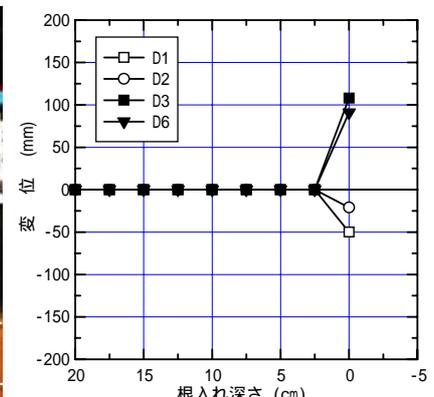


Case2（補強材）

図 - 3 崩壊状況



Case1（壁体のみ）



Case2（補強材）

図 - 4 根入れ深さと変

3.2 壁面土圧と補強材ひずみ

図 - 5 に壁背面土圧と補強材ひずみより算定した引張力分布を示す。壁背面土圧は、Case1 においては明瞭でないが、Case2 においては掘削に従い土圧が小さくなっており、静止土圧から主動土圧への変化を良く表していると思われる。

無補強で土圧が小さいのは滑動実験と同様である。補強材の引張り力はすべり線付近で大きくなっており、すべりに対して有効に抵抗している状況が確認できる。

4. まとめ

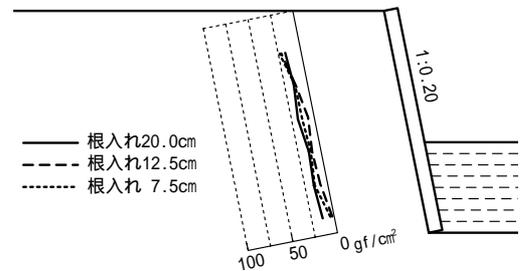
今回の実験結果より、転倒破壊を起こすような土留め壁に対しては、土留め壁頭部に棒状補強材を配置することにより転倒を抑止することが明らかになった。この結果は、別途実施した解析²⁾による検討結果とも整合する。

この工法はコスト・パフォーマンスや施工性に優れ、延長距離の長い護岸に対する補強工として現実的な対策方法であるので、今後は更に検討を進め、線路に近接した護岸擁壁の洗掘破壊に対する合理的な補強対策工の提案を行う予定である。

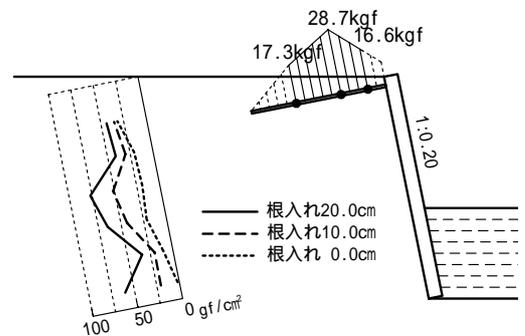
参考文献

1) 青木, 三上, 木村, 館山, 浦川, 龍岡: 護岸土留め壁の掘削による滑動破壊実験, 第 34 回地盤工学研究発表会講演集, 1999.7

2) 貝瀬, 館山, 小島, 三上, 青木, 龍岡: 護岸土留め壁の浸透, 安定解析, 第 34 回地盤工学研究発表会講演集, 1999.7



Case1（壁体のみ）



Case2（補強材）

図 - 5 壁背面土圧と補強材引張