

III - A 220 鋼矢板心壁堤の耐震性能に関する模型振動台実験

鋼管杭協会 正会員 田中 宏征 正会員 龍田 昌毅 原田 典佳
 正会員 恩田 邦彦 正会員 宇都宮伸三 中野 啓眞

1. はじめに

河川堤防の液状化対策や基盤漏水対策として堤防のり尻に鋼矢板を打設する構造は、限られたスペースで施工可能で既存堤防への適用性も高いことからこれまでに数多くの実績がある。ここでは、鋼矢板を用いた堤防の強化構造の一つとして、のり尻ではなく堤体内に鋼矢板を打設することにより、洗掘・越水等が原因でのり面が破壊した場合でも天端高さを保ち壊滅的な破壊を防止することを目的とした「鋼矢板心壁堤」に着目し、その耐震安定性を検討するために実施した模型振動台実験の結果の一部を報告する。

2. 実験概要

実験模型と主な計測位置を図1に示す。模型は長さ2800×奥行695×高さ845mmの剛な砂箱内に作成した。堤防を模擬した盛土は天端幅500mm、高さ400mm、のり勾配1:1.75で、含水比15%に調整したケイ砂7号($G_s=2.648$, $D_{50}=0.177\text{mm}$, $U_c=1.59$)を用い湿潤密度が 1.5g/cm^3 程度になるように、基礎地盤は高さ400mmの飽和砂層とし、ケイ砂7号を用い相対密度が80%程度になるように作成した。矢板は板厚3.0mmの鋼板を用いて作成し、盛土の両側のり肩位置に設置して下端を土槽底面に固定した。また、両側矢板はタイロッドで連結しているが、緊張力は導入していない。実施した実験は矢板あり(鋼矢板心壁堤)と矢板なしの2ケースである。加振は5Hz、20波の正弦波とし、目標台加速度を100galから順次100gal \times で増加させ、同じ模型に対して盛土が破壊するまで断続的に加振を繰り返した。その後、盛土の変状が確認された加速度レベルでさらに数度の加振を行った。

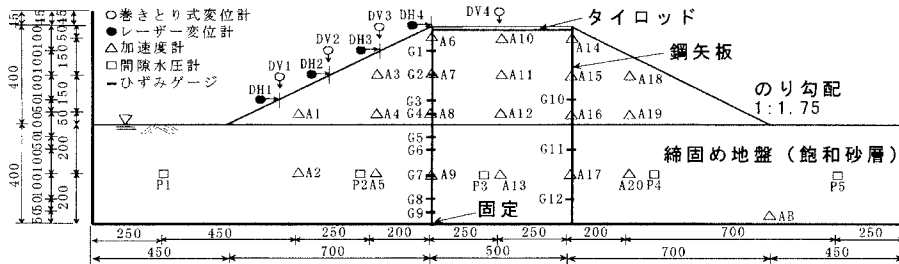


図1 実験模型と主な計測位置

3. 実験結果

(1) 盛土の破壊時の挙動について

今回の実験では矢板あり、なしの2ケースとも700gal加振においてはじめて盛土の変状が確認され、主にのり面にクラックや小さな崩壊が見られた。そこで、600galおよび700gal加振時の矢板頭部(矢板なしケースはのり肩)の相対水平変位DH4と基礎地盤内の過剰間隙水圧P1, P3の経時変化を図2に示す。また、600gal, 700gal加振後半での台加速度の1波長の内の正側ピーク時、ゼロ近傍時、負側ピーク時、ゼロ近傍時の4時刻に関し、天端中央下A10~A13、矢板位置A6~A9、のり面下A3~A5の応答加速度の鉛直分布を図3に示す。図より、600gal加振では

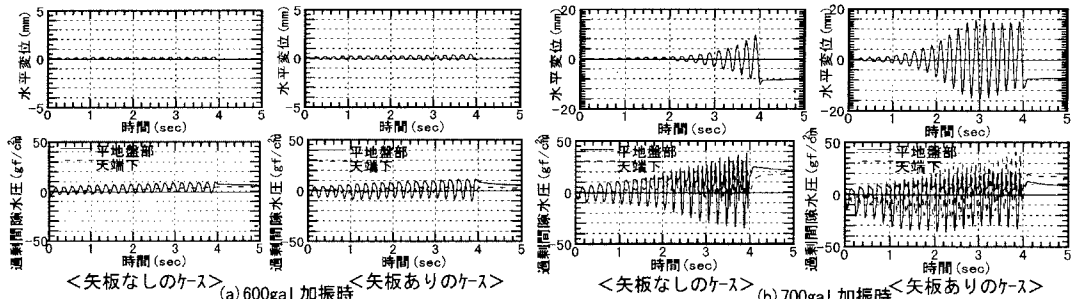


図2 矢板頭部(矢板なしのケースではのり肩位置)の水平変位と基礎地盤の過剰間隙水圧の経時変化

キーワード: 堤防, 盛土, 矢板壁, 地震応答, 耐震

連絡先: 鋼管杭協会 〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町3-2-10 (Tel)03-3669-2437 (Fax)03-3669-1685

両ケースとも若干の水平変位と過剰間隙水圧の上昇が見られるのみで、加速度の鉛直分布もわずかな位相遅れや増幅が確認できる程度であることから矢板の有無による応答の違いは見られず、盛土は砂箱と一体にほぼ剛体的に挙動していたと考えられる。次に、700gal 加振時には両ケースとも基礎地盤の過剰間隙水圧が上昇し、平地盤部 P1 では初期有効上載圧に至っている。これに伴い水平変位が次第に増幅し片振幅で最大 10~15mm の非常に大きな値を示している。また、矢板ありケースの方が水圧の上昇と変位増幅が1秒程度早めに進行し、途中で最大値を示した後に変位振幅が減少している。加速度の鉛直分布では両者が定性的によく似た傾向を示し、入力に対し盛土頂部で約 1/4 の位相遅れを生じ、最大加速度も 1g を大きく超える値になっている。これより、今回の実験では基礎地盤の軟化の時期や程度に若干の違いが見られたが、矢板の有無による影響は顕著ではなく、両ケースとも基礎地盤の液状化により地盤が軟化する過程で生じた大きな加速度増幅により盛土に破壊が生じたものと推察される。

(2) 盛土天端の沈下量について
700gal の1回目および2回目加振時の盛土天端沈下量の経時変化を図4に示す。実際には1回目の加振で上昇した間隙水圧の消散を待って2回目の加振を行っているが、加振終了とともに盛土の変形も停止するため、図では2回の加振の結果を連続して示している。図より、前述の水平変位と同様に矢板なしの方が遅れて沈下が始まっているが、その後の沈下の進行が急であり、最終的な沈下量は矢板有りの場合の1.6倍程度になっている。

(2) 盛土天端の沈下量について

700gal の1回目および2回目加振時の盛土天端沈下量の経時変化を図4に示す。実際には1回目の加振で上昇した間隙水圧の消散を待って2回目の加振を行っているが、加振終了とともに盛土の変形も停止するため、図では2回の加振の結果を連続して示している。図より、前述の水平変位と同様に矢板なしの方が遅れて沈下が始まっているが、その後の沈下の進行が急であり、最終的な沈下量は矢板有りの場合の1.6倍程度になっている。

(3) 盛土の最終破壊状態

土槽側面のアクリル板を通して観察した700gal 2回目加振終了後の盛土のクラックおよび崩壊状況の写真を図5に示す。図のハッチ部は崩壊部またはすべりによる土塊のズレが生じた部分を示す。図より、矢板の有無で盛土の最終的な破壊形態が異なり、矢板なしではのり面内を通る1つまたは2つの円弧状のすべりが卓越しているが、矢板ありではのり面内にほぼ同一角度で複数のクラックが生じ、のり肩部の崩壊が卓越していることが判る。また、矢板なしではすべりによる崩壊が天端に到しているが、矢板ありではこれを防止している。

4. あとがき

鋼矢板心壁堤の耐震性に関する模型振動台実験を行い、次の結果が得られた。①今回の条件では液状化により基礎が軟化するまでは堤体に変位が見られず、矢板による応答の変化もなかった。②今回の実験では基礎の液状化過程における大きな加速度増幅により堤体が破壊したと推察されるが、破壊初期の段階では矢板の有無によらず定性的によく似た傾向を示し、矢板の存在の影響は小さかった。③盛土天端の沈下量では破壊の進行につれて矢板の有無の差が明確になり、矢板とタイロッドによる天端下地盤の拘束の効果が見られた。④堤体の最終的な破壊状態では、矢板なしではのり面内を通る円弧状のすべりが、矢板ありではのり肩部の崩壊が卓越していた。今後は入力波と盛土の周波数特性の関係や矢板剛性の影響も考慮して鋼矢板心壁堤の耐震性を詳細に検討していく予定である。

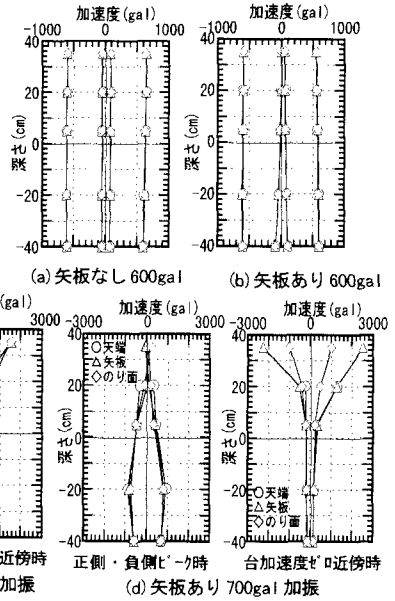


図3 応答加速度の同時鉛直分布

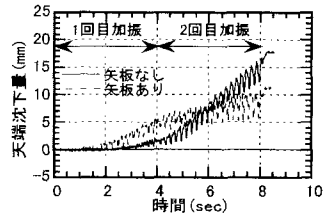


図4 天端の沈下量の経時変化

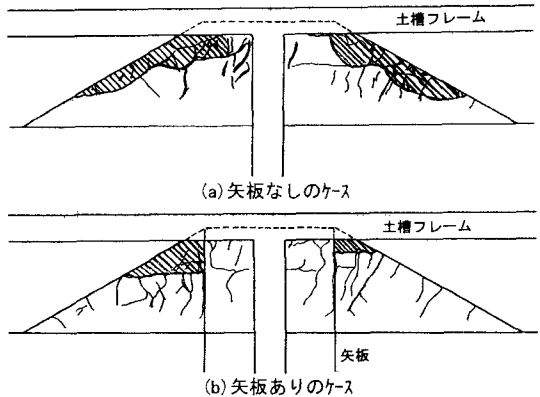


図5 盛土の最終破壊状態