

軽量なため池洪水吐の動的挙動

Dynamic behavior of lightweight spillway on small earth dam

渡邊康治*・河端俊典*・*内田一徳*・北野知洋*・毛利栄征**

K.WATANABE, T.KAWABATA, K.UCHIDA, T.KITNO and Y.MOHR

1. はじめに

農業用ため池の洪水吐は、鉄筋コンクリート製の重量構造物である。兵庫県南部地震では、多くの農業用ため池が被災し、ため池洪水吐と堤体間のはく離とそれに伴う地盤の破壊が報告された。洪水吐周辺部が破壊する主要因として、洪水吐重量による慣性力および側壁に作用する土圧が指摘された。そこで著者らは洪水吐の耐震性向上を目的として、重量と断面形状、および補強材の有無に着目した振動台実験を行った。

2. 実験装置及び土質材料

Fig.1 に 2.4m × 1.9m × 0.8m，堤頂部 0.3m，斜面勾配 45deg. の堤体模型を示す。Fig.2 に 4 種類の洪水吐模型を示す。Fig.1 に示す堤体および洪水吐模型を振動台にて加振実験を行った。堤体模型は霞ヶ浦砂をコンパクターで締固め、斜面を切り出し作製した ($w=7.5\%$ ， D_r 約 65%， $\gamma_s=15.7\text{kN/m}^3$)。Case A は、鋼板製の矩形断面の洪水吐である。Case B は、PVC(ポリ塩化ビニル)製の矩形断面の洪水吐で側壁にジオグリッド(引張強度 3.5kN/m)を左右 4 枚ずつ、計 8 枚接続している。Case C は、PVC パイプを半割にしたもので半円形断面の洪水吐である。Case D は、Case C の両壁にジオグリッドを 8 枚接続したものである。Fig.3 に 800gal 入力波形を示す。5Hz の sin 波を 6 秒間堤軸方向に入力した。

3. 結果及び考察

Fig.4 に、800gal 加振後の堤体模型破壊状況を示す。Fig.4(a)の Case A では洪水吐右が大きく破壊したことが分かる。Fig.4(b)の Case B では、ジオグリッドで補強した洪水吐周辺領域では大きなせん断が見られなかった。また、ジオグリッド補強部の端部からせん断が発達する様子がみられる。このことから、Case B では補強領域が一体化していたと考えられる。Fig.4(c)の Case C では、模型周辺で洪水吐底部から 30° ほど上部よりせん断面が発達した。Fig.4(d)の Case D では、模型周辺にせん断面が見られなかったことから Case B 同様に補強領域が一体化したと考えられる。

Fig.5 に 800gal 加振中の洪水吐模型の水平応答変位を示す。計測位置は Fig.2 に示す DC1 と DC3 である。Case A では、800gal 加振開始 4 秒後付近から応答変位が大きく増加している。これは、800gal 加振中に洪水吐模型右側が破壊し、模型自体が移動したことを示す。また Fig.5(b)中の応答変位増加前の応答より、左右の



Fig.1 堤体模型
Embankment model

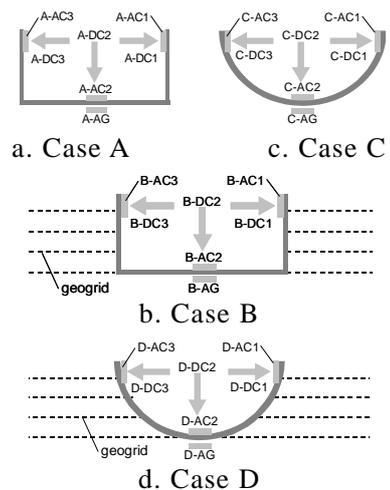


Fig.2 実験ケースと計測器
Cases and Measure instruments

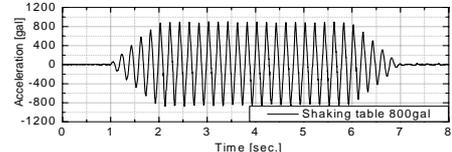


Fig.3. 入力波(800gal)
Input wave (800gal)

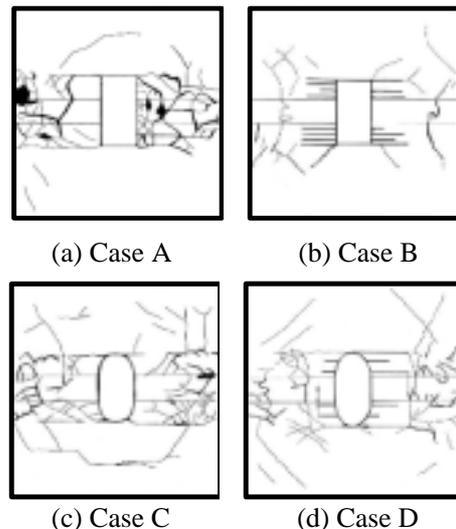


Fig.4 堤体の破壊状況(800gal 加振後)
Failure of embankment

応答変位がほぼ等しいことから，矩形断面は加振中に变形していない事がわかる。

一方，Case B では加振開始 5 秒以後に左右均等に応答変位が増加したが，全ケース中最も小さい振幅であった。Fig.5(b)より，左右の壁が振動台 1 ストローク中に位相差を示していることが分かる。ここで，振動台が右端に達する瞬間を考えた時，右壁の変位に比べて左壁の変位が相対的に大きくなっていることが分かる。この時右壁(DC1 側)は受働土圧を受け，左壁(DC3 側)は主働土圧を受けたと考えられる。また，応答変位の位相差から Case B の PVC 製洪水吐は，Case A の鋼製洪水吐と異なり，両側壁が倒れ込むような変形を示したと考えられる。しかし，加振終了後の洪水吐の残留変位は，左右壁共にほぼ同じ値で全ケース中最も小さい。この結果から，Case B は補強盛土の振動時特性である靱性を示したといえる。

Case C では，Case A と同程度の残留変位を示した。半割形状を持つ洪水吐側方には，その形状から矩形断面に比較して小さい土圧が作用することが考えられるが，堤体への設置方法を検討する必要がある。拡大図から，左右の計測点が内部にたわんでいる様子がわかる。

Case D では加振開始から 5 秒前後に応答変位が大きくなり，加振終了後の残留変位は約 4mm であった。これより Case D も Case B と同様に補強材による靱性を確認した。

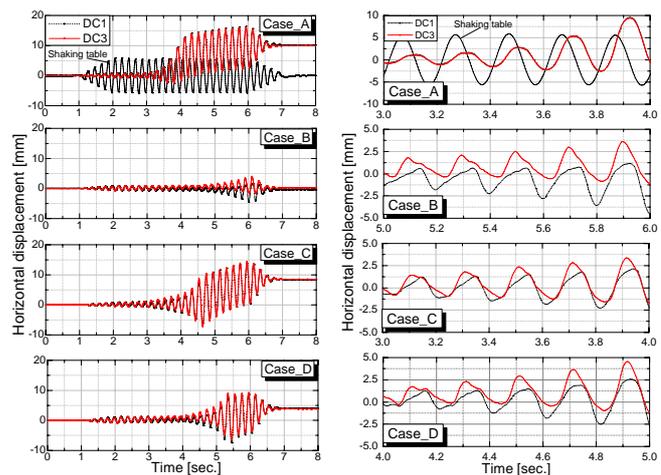
Fig.6 に鉛直応答変位を示す。計測箇所は Fig.2 に示す DC2 である。Case A では加振開始 4 秒後から沈下を始めた。これは，Fig.5 の水平変位を開始した時刻と合致するので，左右の地盤の破壊と沈下が同時刻から起きていることがわかった。Case B では，5 秒前後から大きな応答変位を示した。これは，洪水吐模型の側壁に作用する土圧により模型底板が曲げられたことに起因すると考えられるが，より詳細な検討が必要である。また，Case C では加振中に浮上する傾向がみられた。底部が円形であるため，土圧により浮上したと考えられる。加振開始 5 秒付近から応答変位が沈下する傾向に移行し，最終的には若干の沈下がみられた。洪水吐を支持する堤体が破壊したことにより沈下したと考えられる。一方 Case D では一貫して沈下する傾向がみられた。加振後の沈下量は Case D が最大であった。

4. 結論

今回，ため池洪水吐の振動台実験より，加振中の水平および鉛直の応答変位と残留変位それぞれに関する検討を行った。その結果，水平変位に関しては，補強材を用いた Case B，Case D が加振中に小さい応答変位および残留変位を示す優位性を示した。しかし，鉛直変位に関しては，Case B で大きな応答変位，Case D で大きな残留変位を示すことが明らかとなった。今後は，鉛直方向の変位に関する詳細な検討を行う必要があることがわかった。

参考文献; 1) Bathurst, R.J., El-emam, M.M., Mashhour, M.M. (2002) "Shaking table model study on the dynamic response of reinforced soil walls", Geosynthetics-7thICG-, vol.1, pp.99-102.

2) Koseki, J., Watanabe, K., Tateyama, M., Kojima, K. (2002) "Comparison of model shaking test results on reinforced-soil and gravity type retaining walls", Geosynthetics-7thICG-, vol.1, pp.111-114



(a)800gal (b)Extended

Fig.5 水平応答変位
Horizontal Response Displacement

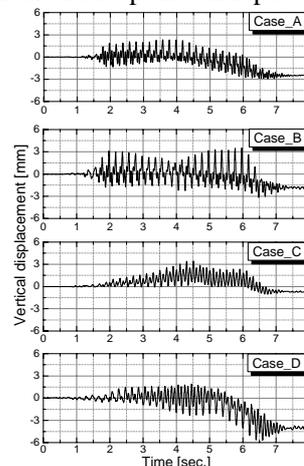


Fig.6 鉛直応答変位
Vertical Response Displacement