

裏込めに軽量混合処理土を用いた ケーソン式岸壁の地震時安定性について

渡部要一¹・土田孝¹・佐藤孝夫²・今村眞一郎³・加藤繁幸⁴

¹正会員 工博 港湾空港技術研究所 地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

²正会員 工修 国土交通省 航空局 (〒100-8989 東京都千代田区霞ヶ関2-1-3)

³正会員 工修 西松建設(株) 技術研究所 (〒243-0303 神奈川県愛甲郡愛川町中津字桜台4054)

⁴東亜建設工業(株) 土木本部設計部 (〒102-8451 東京都千代田区四番町5)

ケーソン式護岸の耐震性を向上させるために、ケーソン背面の裏込めを軽量混合処理土で置換する工法が実用化された。しかし、地震時におけるケーソンと軽量混合処理土との相互作用は、現象が複雑であることから未解明な点も多い。本研究では比較的密な砂地盤を対象として、地盤の変形状況を観察できる剛土槽を用いて、改良幅をパラメータとした遠心模型振動実験を行い、破壊メカニズムの変化を調べた。また、実務設計における滑動に対する安定性の検討の考え方にに基づき、実験により得られたケーソンの滑動に対する力の釣り合いに関して詳細な検討を行った結果、滑動に対する安定性の検討では、合理的ではあるものの実際にはあり得ない力の組み合わせを考えた安全側の設計になっていることを確認した。

Key Words : backfill, lightweight geo-material, centrifuge model test, earth pressure, earthquake

1. はじめに

ケーソン式護岸の耐震性を向上させるために、ケーソン背面の裏込めを軽量混合処理土(以下、軽量土)で置換する工法が実用化されている。しかし、地震時におけるケーソンと軽量土、および背後地盤との相互作用は、現象が複雑であることから未解明な点も少なくない。本研究では、比較的密な砂地盤を対象として、軽量土の改良幅をパラメータとした遠心模型振動実験を行い、地震時の挙動を詳しく調べた。特に、ケーソンに作用する土圧の大きさ、破壊モード、ならびに滑動に対する力の釣り合いに着目した結果の整理を行った。

2. 実験条件および方法

幅600mm、高さ500mm、奥行き200mm(内寸法)の鋼製剛性容器を用いて、50gの遠心加速度場で遠心模型振動実験を行った¹⁾。実験条件ならびに各種計測センサー位置を実物スケールに換算して図-1に示す。加速度および水平変位は、ケーソン前面側に向かうものを正(+)としている。土圧計受圧面はケーソン側面と同一平面になるように精密に加工・設置し、その平面上には弾性体シリコンを厚さ0.2mmに薄く塗布することによって土圧計測を試みた。ケーソンは高さ10m、幅7m、単位体積重量22kN/m³で、水位はケーソン天端から2m下である。

基盤層と背後地盤は珪砂(6号)と豊浦砂でそれぞ

れ作成し、基盤層は振動締固めにより相対密度Dr=98%、背後地盤は空中落下法によりDr=80%とした。軽量土は、熊本港から採取した浚渫粘土(w_L=85.9%, I_p=44)に緻密な気泡とセメントを混ぜて養生させた単位体積重量11kN/m³、一軸強度q_u=120±8kPaの気泡混合処理土であり、所定の寸法にプレキャストで作成したもの(材齢7日)を設置した。

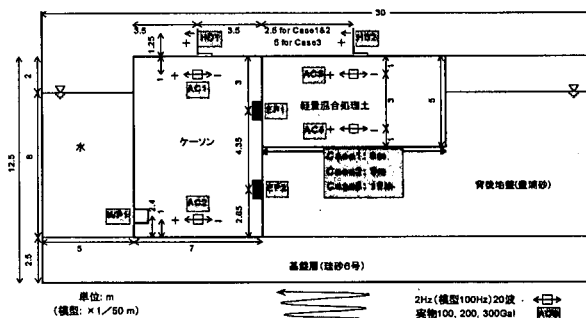


図-1 実験条件およびセンサー設置位置

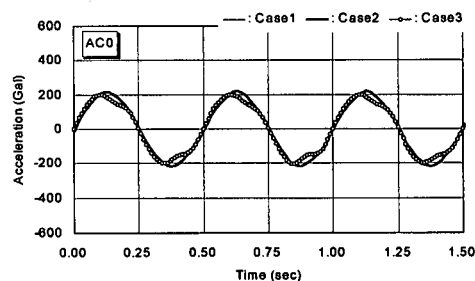


図-2 入力加速度(5~7波目の絶対加速度)

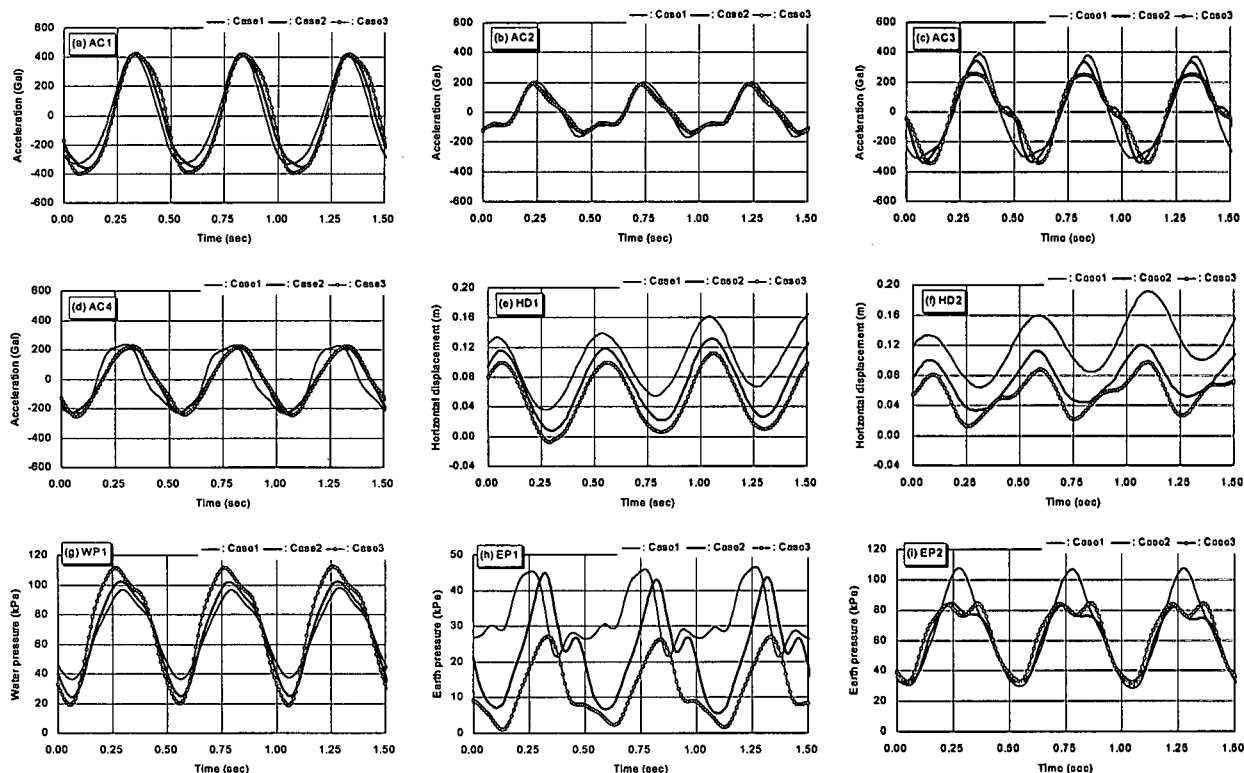


図-3 入力加速度5～7波目と同時刻に計測された絶対加速度AC，絶対水平変位HD，前面水圧WP，背面土圧(全土圧)EP

実験は，軽量土の改良幅をパラメータとし，未改良(Case1)，改良幅5m(Case2)，改良幅10m(Case3)の計3ケースに対して，100Gal，200Gal，300Gal（模型5g，10g，15g）のステップで2Hz(模型100Hz)の正弦波を20波加振した。加振開始から3波目以降は，図-2に示す入力加速度5～7波目のように安定した目標波形になっている。なお，本研究では間隙水圧上昇による地盤剛性劣化を起こさず現象を簡単にするため，間隙流体には水を用いており，間隙水圧消散は実現象よりも50倍早く，加振中の間隙水圧上昇はほとんどない。

3. 実験結果と考察

(1) ケーソンと周辺地盤の相互作用

図-2に示した200Gal加振時の入力加速度5～7波目と同時刻におけるケーソン(上部AC1と下部AC2)と軽量土(上部AC3と下部AC4)の応答加速度，ケーソン(HD1)および軽量土(HD2)の水平変位，ケーソン前面水圧(WP1)，ケーソン背面の全土圧(軽量土との接触面EP1および背後地盤との接触面EP2)の変化を図-3に示す。加速度AC2ならびにAC4に対してそれぞれAC1，AC3の位相が遅れ，より大きな加速度が計測された。このことは上部がやや遅れながら大きく揺れることを意味している。なお，ケーソン上下ならびに軽量土上下における位相差は比較的小さく，ケーソンおよび軽量土の回転運動の中心はかなり下方にあってロッキングには至っていない。

ケーソン(HD1)が最も前面に出たときに背面に向かう加速度(AC1)が最大になり，逆にケーソンが最も背面側に来たときに前面側に向かう加速度は最大

となっている。ケーソンが最も背面側に来たときに水圧WP1，背面側土圧EP1およびEP2がともに最大となり，ケーソンが最も前面側に来たときにWP1，EP1，EP2いずれもほぼ最小となっている。水圧と土圧がほぼ同位相で変化し，特に土圧がケーソンの運動を抑える方向に作用することは，構造物の安定性に対して有利である。EP1の土圧は，未改良ケースCase1では土圧が最小になってもさほど下がらないが，軽量土を用いたCase2やCase3では土圧が10kPa以下にまで下がっている。これは，背後が砂の場合には砂は自立しないので大きな土圧が作用し続けるのに対し，背後が軽量土の場合にはケーソンとの境界面が自立してケーソンと軽量土の運動のわずかな位相差により両者が離れようとしたときに著しく土圧が低下するためと考えられる。軽量土下の背後地盤の土圧EP2に着目すると，未改良ケースでは最大110kPa近い土圧が作用するが，軽量土を用いたCase2およびCase3では土被り圧が低減されているため，最大土圧が85kPa程度にまで減少している。

前面水圧および背面土圧の200Gal加振前後の計測値と加振中の変化の範囲を深さ方向にプロットしたものを図-4に示す。WP1，EP1，EP2以外のセンサーの位置は図-1に示していないが，これらと同様のセンサーが各深さに設置されている。深さ1.5mの土圧計に関しては，Case1ではもともと土被り圧が少ないために小さな土圧であったものが，Case2やCase3で軽量土のブロックが接するようになると土圧がわずかに増えている。しかし，その他の土圧は，軽量土との接触面，軽量土下の地盤との接触面ともに土圧が軽減され，改良効果が現れている。

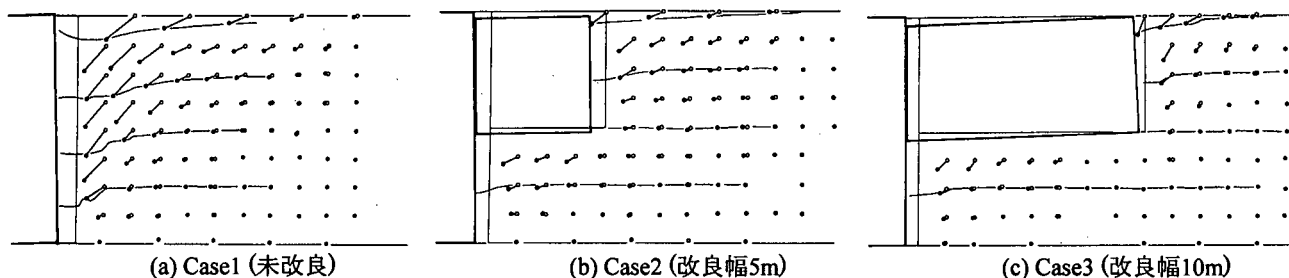


図-5 背後地盤の変位ベクトル

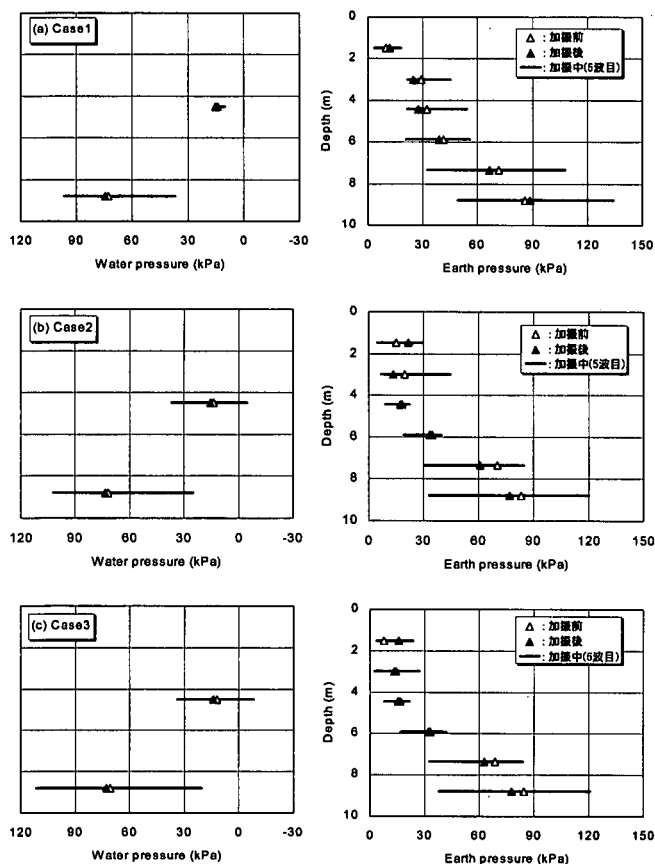


図-4 加振前後および加振中の前面水圧、背面土圧の分布

(2) 破壊モード

図-5は初期状態から300Gal加振後までの背面地盤の変位ベクトルを示している。未改良のCase1は背後地盤が主働崩壊し、Case2やCase3では、軽量土背後の地盤とケーソン背後の軽量土下の地盤がそれぞれ別々に主働崩壊していることがわかる。

図-6は各加振毎に観察されたケーソンの水平変位増分を実測入力加速度に対してプロットしたものである。未改良Case1に比べ、Case2、Case3では軽量土を用いたことにより水平変位量をかなり抑えられているといえる。改良幅が大きいCase3の方がCase2より水平変位がわずかに小さくなっているが、その差は大きくない。しかし、図-3のEP1からわかるように、改良幅が小さいCase2では、ロッキングに至らないまでも軽量土の上部ほど大きく振動しており、改良幅が広く水平振動が卓越しているCase3の方が、構造物としてより安定していることがわかる。

(3) 滑動に対する安定性

計測された加速度は絶対加速度であるが、滑動を

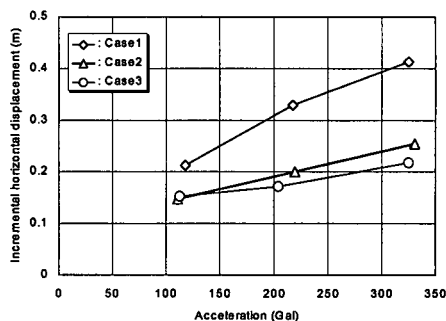


図-6 ステップ加振した入力加速度毎のケーソン水平変位増分

議論するためには、基盤層から見た相対加速度によりケーソンの運動を議論する必要がある。Case2の200Gal加振時の入力加速度、ケーソン下部の応答加速度、ならびに後者から前者を差し引いた相対加速度の経時変化を図-7に示す。この相対加速度は実験容器とともに移動する座標系から見たケーソンの運動に対応する。

Case2の200Gal加振についてケーソン中央の応答加速度から求めた慣性力、背面全土圧合力、前面水圧合力の経時変化を図-8に示す。ここでは全て前面側に向かう力、すなわちケーソンの滑動に寄与する力を正(+)としている。全土圧合力と水圧合力はその影響が相殺され、両者の和の変化はケーソンの慣性力の変化に較べて非常に小さい。この慣性力に抵抗しているのはケーソン底面の摩擦力である。慣性力、土圧合力と水圧合力の和で表される滑動力と、摩擦係数 $\mu=0.5$ (通常 $0.5\sim0.6$ 程度の範囲にある)として浮力を差し引いた鉛直力より求めた摩擦抵抗力(発揮し得る最大値)の各実験ケース200Gal加振時における経時変化を図-9に示す。図中の矢印の範囲は、図-7の相対加速度より、ケーソンが相対的に背面から前面に移動している時間を表している。実験から得られた滑動力は摩擦抵抗力の範囲内にあり、大きな滑動には至らないという結果になっているが、ケーソンが最も前面側に来たとき滑動力が摩擦抵抗力とほぼ一致し、最も危険な瞬間であるといえる。このときの微小な変位が加振中に蓄積されて、相対的な水平変位が現れるものと考えられる。また、Case3に比べCase1の方が大きな滑動力が発揮される時間が若干長くなっていることから大きな水平変位が生じたといえる。Case2の100Galおよび300Gal加振時について図-9と同様の経時変化を図-10に示す。100Gal加振時よりも300Gal加振時の方が滑動力が大きく、滑動に対する安定性が低下しているが、その差はわずかであることは、図-6に示した変位増分が

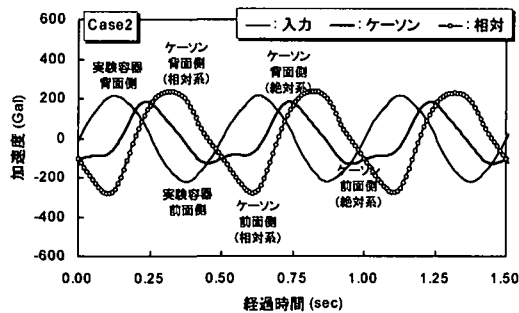


図-7 相対加速度の経時変化

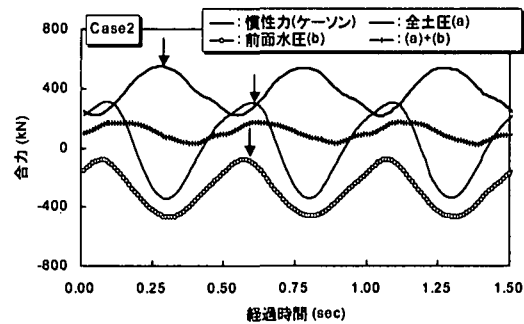


図-8 慣性力、土圧や水圧(合力)の経時変化

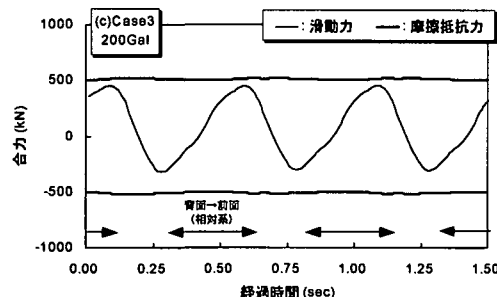
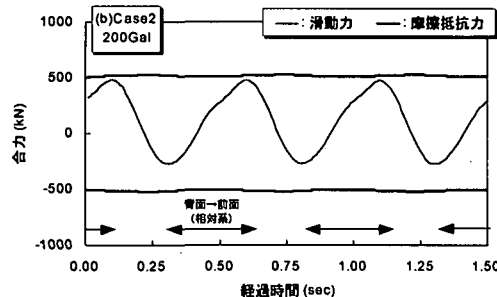
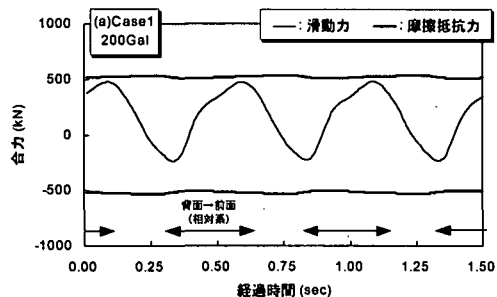


図-9 200Gal加振時の滑動力の経時変化

加振毎にさほど増加しないことと関連していると考えられる。なお、今回はステップ加振としたが、300Gal一発加振時の挙動について、今後検討する必要がある。

設計では、前面水圧およびケーソンの慣性力は危険側、すなわちケーソンが最も前面側に来たときの値を、また背面土圧も危険側、すなわちケーソンが最も背面側に来たときの値をとる。なお、佐藤ら²⁾が示したように、土田ら³⁾が提案した方法で算定される土圧はケーソンが最も背面側にある時に計測される土圧にほぼ一致する。これは、図-8に矢印(↓)で示した位置の力に相当し、合理的ではあるものの実際にはあり得ない力の組み合わせを考えた安全側の設計になっていることが確認される。

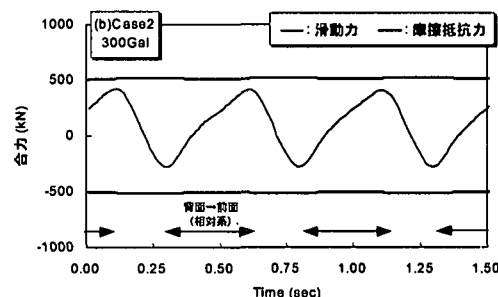
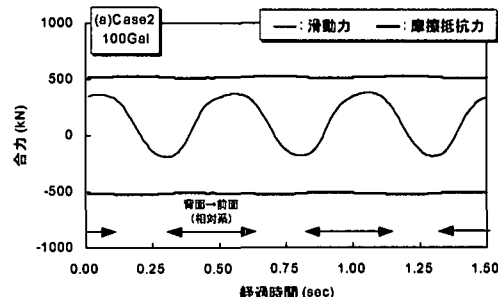


図-10 Case2の加振時滑動力の経時変化

4. 結論

本研究では、軽量土を用いたケーソン式岸壁の地震時安定性について、遠心模型振動実験により調べた。その結果、軽量土背後の地盤とケーソン背後の軽量土下の地盤がそれぞれ別々に主働崩壊すること、軽量土を用いることによりケーソンに作用する土圧が軽減され水平変位が減少すること、ケーソンの運動は底面摩擦力が主に支配し、摩擦力と作用合力とのわずかなアンバランスが蓄積されて水平変位を生じること、既存の設計法における力の釣り合いの考え方は安全を見込んでいたことがわかった。

参考文献

- 1) Imamura, S., Hagiwara, T. and Nomoto, T.: Nishimatsu dynamic geotechnical centrifuge facility, *Proc. of the Centrifuge 98*, pp. 19-24, 1998.
- 2) 佐藤孝夫, 渡部要一, 今村眞一郎, 土田孝, 箕作幸治, 新倉博: ケーソン式護岸背面に作用する軽量混合処理土地盤の地震時土圧, 第36回地盤工学研究発表会講演集, 2001. (投稿中)
- 3) 土田孝, 菊池喜昭, 福原哲夫, 輪湖建雄, 山村和弘: 分割法による土圧算定法とその軽量混合処理土工法への適用, 港湾技研資料, No.924, 1999.