

III-315

DMM壁状改良地盤の外力に関する遠心力模型実験

竹中技術研究所 ○鈴木 吉夫 馬場崎 亮一 鈴木 善雄
中央大学理工学部 藤井 斉昭

1. まえがき 前報¹⁾に引き続き、ケーソン護岸が設置された着底型の壁状改良地盤の遠心力載荷実験結果について報告する。本実験の特徴として、前報に比べてスケールアップされたモデル地盤を作製し改良地盤の境界外力の計測点数を増したこと、砂撤き装置を用いてケーソン背面に盛土を行ったこと、および盛土時のケーソン背面土圧の計測を行ったことである。

2. モデルの作製手順および実験方法

a) 地盤モデル 図-1に、模型地盤を示す。支持砂層は豊浦砂を十分締め固めて作製し、軟弱粘土層は柳井港粘土（山口県）を所定圧で浸透圧密して作製した。

b) 改良地盤モデル 圧密終了後短壁部の粘土を取り除き、両サイドの改良壁を作製するため長壁の形状をしたケーシングを押し込み内部の粘土を排土する。その後ケーシングを引抜き排土部に石こうを流し込み改良壁を作製する。最後に、中央の改良壁を作製するためケーシングを用いて排土したのち底面、側面に圧力計を取り付けた塩ビプレート（幅19mm）を設置し、粘土層との空隙部に石こうを流し込む。改良壁作製後、50g のもとで再圧密を行う。

c) 護岸モデル 再圧密後、改良地盤天端にモルタル製ケーソン（W70 × H120 × L150mm）を設置した。ケーソン設置時、ケーソンと改良地盤は一体化した。d) 実験方法 载荷は、今回新たに作製した砂撤き装置を用いて遠隔操作により行った。再圧密後、試料容器上部に砂撤き装置を設置し再度50g のもとで圧密を行い、その後3段階の盛土を行った。各盛土段階では10分間放置後次の盛土に移った。盛土には豊浦砂を用いた。模型の変形は写真撮影により計測した。

3. 実験結果と考察 実験結果および考察は、2ケースの载荷実験について述べる。図-2に、ケーソン設置後の再圧密終了時（第1段盛土直前）の改良地盤の境界外力、底面反力を示す。図-3、4に、それぞれ第1段盛土、第3段盛土時（盛土完了10分後）の改良地盤の境界外力、底面反力分布およびケーソン背面土圧分布を示す。

a) 改良壁側面水平外力 図-2には前報と同様に $K_0 = 0.4$ 、 $\gamma' = 0.65 \text{ tf/m}^3$ とした静止土圧分布を破線で示す。図-3、4には、海側に静止土圧を破線で示しており、盛土側には盛土荷重に相当する過剰間隙水圧が発生する²⁾と仮定した土圧分布を破線で示す。海側土圧は第3段盛土終了まで静止土圧となっている。盛土側側面土圧はケーソン設置時は海側と同様に静止土圧分布を示すが、盛土とともに増大する。しかし、破線で示した土圧分布には達せず、盛土荷重に相当する過剰間隙水圧は発生していない。この理由として、今回の実験ではモデル地盤表面に水を張っていないために、応力解放時の膨張により粘土地盤が不飽和状態となり間隙水圧が十分に発生しなかったことが考えられる。b) ケーソン背面土圧 図-3、4には、盛土の単位体積重量（ $\gamma_d \approx 1.6 \text{ tf/m}^3$ ）より推定した内部摩擦角 $\phi = 42^\circ$ を用いて求めた主働土圧を破線で示す。第1段盛土時、第3段盛土時ともに背面土圧は主働土圧に近い土圧分布を示してい

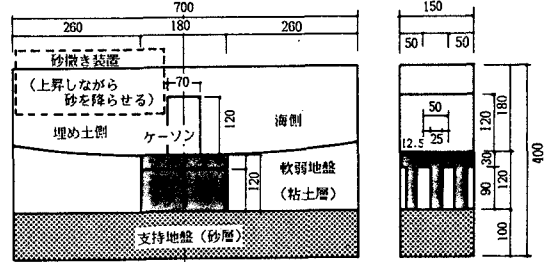


図-1 モデル地盤

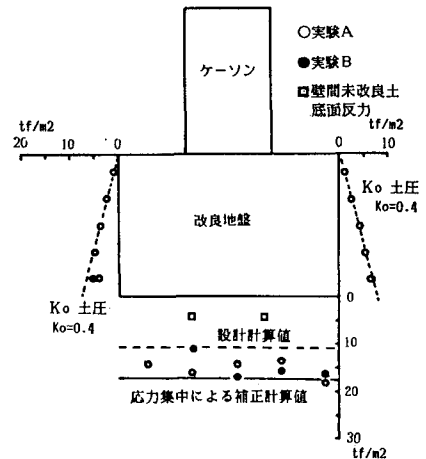


図-2 ケーソン設置時の外力分布

る。写真撮影からは改良壁、ケーソンの変位は見られず载荷後もケーソンと改良壁は一体となっていたことから、盛土による改良地盤の微小な変位により主働土圧状態となったものと推定される。

c) 改良壁底面反力 図-2に、ケーソンおよび改良壁重量がすべて改良壁下端で支持されるとしたときの底面反力分布を破線で示す。図-3, 4に、図-5に示すような外力を改良地盤に作用させたときの底面反力分布を破線で示す。盛土荷重が増大するにつれて実測値、計算値ともに前趾部でわずかに大きくなる台形分布を示すが、いずれの状態においても実測値が計算値よりも大きな値を示している。図-6は、上部工重量が長壁で支持されるとしてケーソン設置から第3段盛土までの改良壁1枚あたりの上部工実重量（ケーソン、盛土）と実測値より求めた上部工重量の関係を示したものである。実測値は、上部工実重量の1.4~1.8倍の値を示している。この理由として、前述した計測用塩ビプレートを設置した中央の改良壁と両側の石こうで作製された改良壁の剛性の差による応力集中が考えられる。塩ビ、石こうのヤング率をそれぞれ 29000 kgf/cm^2 、 12600 kgf/cm^2 、両側の石こうの長壁幅25mm、中央部の長壁の塩ビ部の幅19mm（残り25-19=6mmは石こう）として3枚の長壁が上部工重量により等ひずみを生じると仮定して試算すると、実測値は図中に破線で示す設計計算値の1.7倍となり、図-6より求める計算値と実測値の比1.4~1.8に近い値となる。図-3, 4中の実線は、この結果より設計計算値を1.7倍に補正した底面反力分布を示しており、実測値により近い値となることがわかる。

d) 壁間未改良土底面反力 実験-Bで壁間未改良土底面反力を測定した。図-2~4の□印が計測結果である。実測値は壁間未改良土高さより推定される値（ $1.65 \text{ tf/m}^3 \times 4.5 \text{ m} = 7.4 \text{ tf/m}^2$ ）よりも小さい値を示している。この理由の1つとして浸透圧後の再圧密時の壁間未改良土の長壁へのぶら下がりが考えられるが検討の余地がある。

4. まとめ ケーソン護岸が設置された着底型壁状改良地盤の実験結果より以下のことが明らかとなった。

- 1) 改良地盤の変位がなければ海側側面水平外力は静止土圧分布状態となる。
- 2) ケーソン背面土圧分布は改良地盤、ケーソンの変位が見られないにもかかわらず主働土圧に近い分布となる。
- 3) 改良地盤底面反力は応力集中による補正を行なうと計算値は実測値に近い分布となった。今回の実験では粘土層の応力開放による不飽和状態、改良壁の剛性の違いによる応力集中が見られたが、今後の実験によりこれらの問題の確証を行なうつもりである。

（参考文献）1）鈴木，他；深層混合処理工法による着底型壁状改良地盤の安定性に関する研究，第43回土木学会講演概要集，1988
2）寺師，他；深層混合処理工法による改良体に作用する外力，港湾技術研究所報告，第27巻第2号，1988

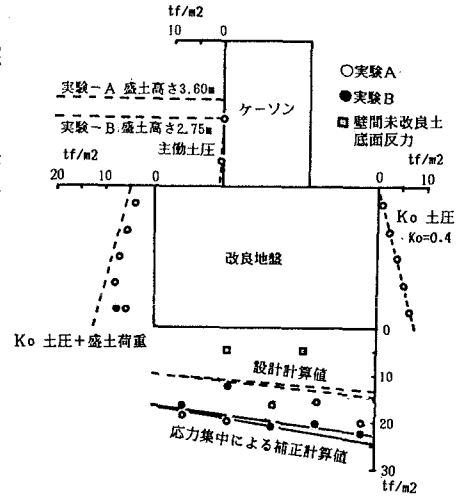


図-3 第1段盛土時の外力分布

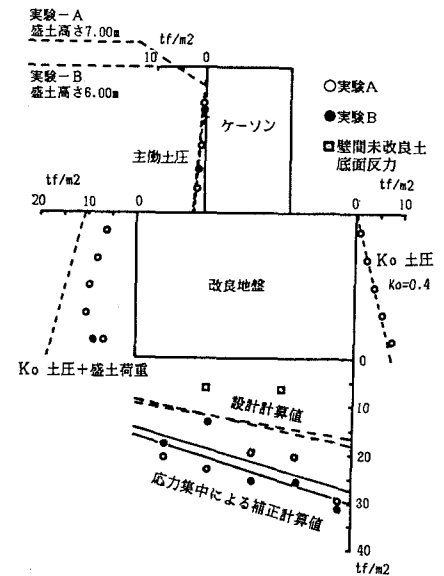


図-4 第3段盛土時の外力分布

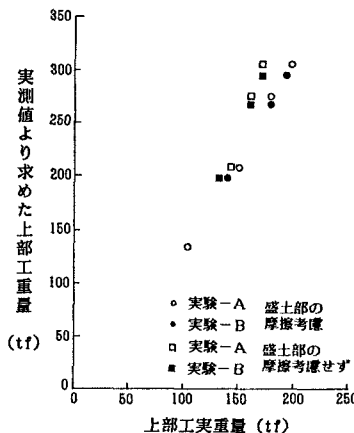


図-6 上部工実重量と実測値より求めた上部工重量の関係

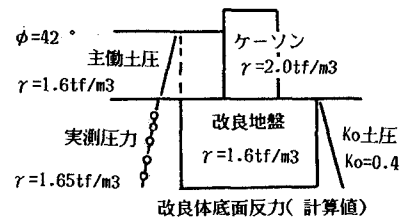


図-5 改良体底面の反力計算の条件