

(85) 重力式擁壁模型の地震時滑動実験とその解析

運輸省 港湾技術研究所 正員 上部達生
 国土庁 正員 守屋正平

1. はじめに

港湾施設の地震防災対策をより合理的、効果的に実施するために、港湾施設の地震時の被害を定量的に推定することが必要とされている。こうした背景をうけて、係船施設として代表的な重力式係船岸（海水に接した重力式擁壁）の地震時滑動変位量の推定手法を開発するために、模型振動実験を実施し、これに基づく簡単な数値計算モデルを検討した。裏込めのない剛体模型だけの地震時滑動実験は既に報告しており¹⁾、今回の実験はこれに続いて実施した裏込めのある場合の擁壁模型の地震時滑動実験である。以下には擁壁模型の地震時滑動実験の結果と、数値計算モデルの概要、計算結果と実験結果の比較を示す。

2. 重力式擁壁模型

実験に使用した擁壁模型を図-1に示す。擁壁模型本体は水平方向に3個、鉛直方向に2個の荷重計により支持された土圧測定板を介し土圧を受ける。5つの荷重計の測定値から土圧の合力、作用方向、作用点は下記のように求めることができる。

$$\text{土圧合力} : E = \sqrt{(\sum F_{hi})^2 + (\sum F_{vi})^2}$$

$$\text{壁面摩擦角} : \delta = \tan^{-1} \left(\frac{\sum F_{vi}}{\sum F_{hi}} \right)$$

$$\text{作用点の高さ} : h = \frac{\sum F_{hi} \cdot h_i}{\sum F_{hi}}$$

3. 土圧測定板の荷重計の検定

滑動実験に先立ち、土圧測定板により擁壁模型に作用する外力が測定可能であることを静水圧と動水圧について検証し、良好な結果を得た。動水圧についての検証は、土圧測定板を取り付けた擁壁模型を振動箱内の水中に設置し、それを加振して実施した。動水圧の実測値とWestergaardの近似式の値とを比較したものを図-2に示す。

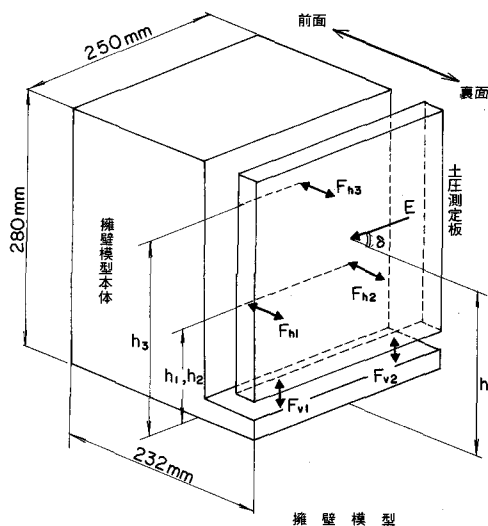


図-1 重力式擁壁模型

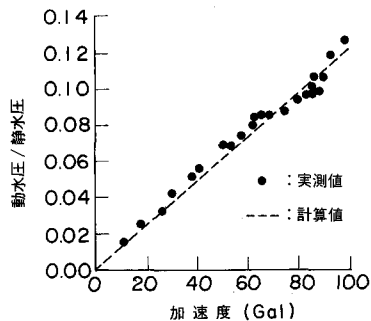


図-2 土圧測定板の検定

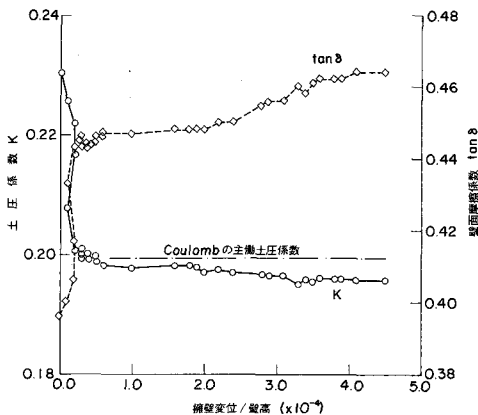


図-3 擁壁模型変位と土圧係数

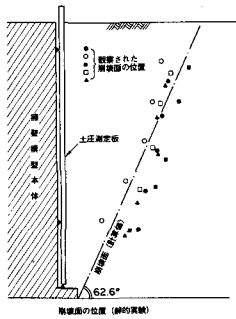


図-4 崩壊面の位置 (静的実験)

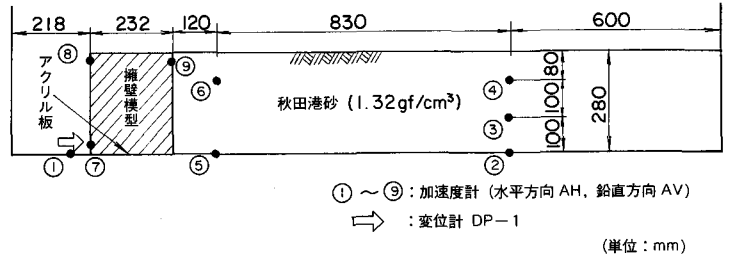


図-5 地震時滑動実験模型

表-1 砂の物理試験結果

項目	秋田港砂	高萩砂
比重 G_s	2.65	2.66
有効粒径 D_{10} (mm)	0.11	0.90
均等係数 U_0	1.50	1.50
最大間隙比 e_{max}	1.320	0.90
最小間隙比 e_{min}	0.818	0.65

4. 静的滑動実験

擁壁模型背後に砂地盤を作成した後、擁壁模型を低速度で水平に引っ張り、背後の土圧を測定する実験を行った。測定された土圧係数は図-3に示す通り、Coulomb の理論値と良く一致している。同時に観測された崩壊角についても図-4に示すように理論値と近いものであった。

5. 地震時滑動実験

図-5に地震時滑動実験のために作成した模型の例を示す。擁壁模型は振動台に接着したアクリル板上に設置し、その背後に砂を投入した。図-5に示すように、加速度計と変位計を配置し、計測を行った。裏込めの材料として用いた砂は細砂である秋田港砂と、粗砂である高萩砂である。表-1にこれらの砂の物理試験結果を示す。実験は裏込め砂を秋田港砂としたもの7回、高萩砂としたもの1回実施した。

図-6に計測結果の1例を示す。図-6に示すように、壁体は床との静摩擦力で支え得る以上の力を受けて滑動を始め、その後は動摩擦力により支配された運動をすることがわかる。擁壁のすぐ背後の砂層表面の加速度波形が壁体のそれとほぼ同じ形状を示している。地震時滑動実験の擁壁変位と土圧係数、壁面摩擦角との関係を図-7に示す。また、観測された崩壊面を図-8に示す。図-8の観測された崩壊面は図-4で示した静的実験結果ほどではないが、理論値とほぼ一致している。

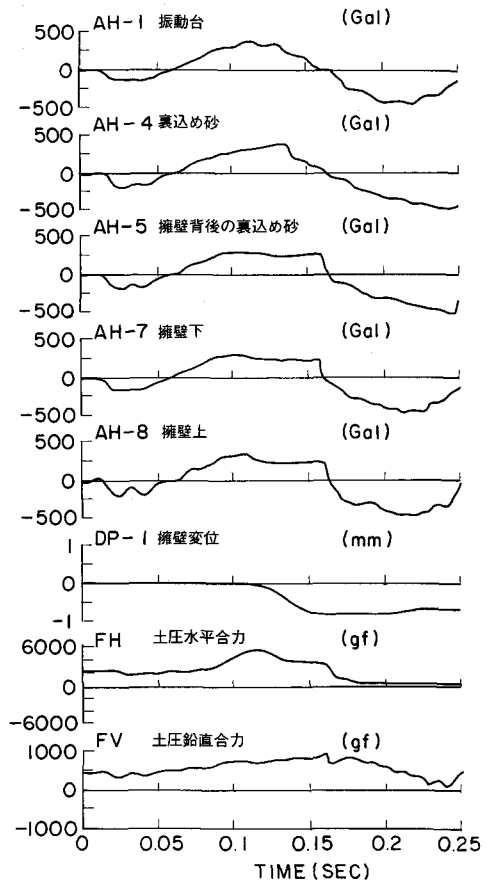


図-6 地震時滑動実験の計測例

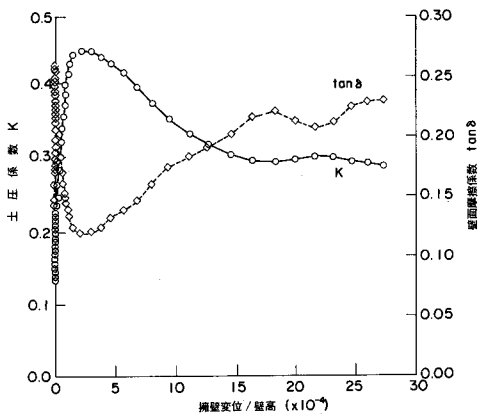


図-7 擁壁変位と土圧係数（動的実験）

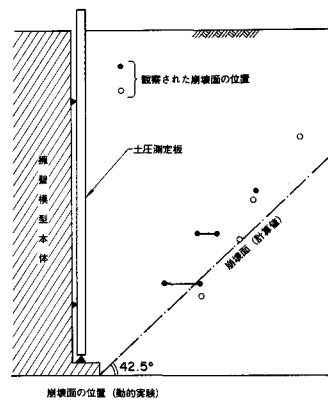


図-8 崩壊面の位置（動的実験）

6. 数値計算モデル

擁壁を剛床上で並進運動を行う剛体と仮定した数値計算モデルを開発した。擁壁に作用する土圧は実験事実を基に下記のように仮定した。

① 擁壁が滑動していない場合

図-9に示すように、地盤加速度を重力加速度で除した値を震度として与えられる物部・岡部の地震時主動土圧を、震度0において静止土圧に一致するように平行に移動させた土圧 E_s が作用するものとする。滑動は、擁壁に作用する水平力が擁壁底面の摩擦力を越えるとき発生する。すなわち、

$$E_s \cos \delta - M a_h > \{ E_s \sin \delta + M (g + A_v) \} \cdot f_s$$

ただし、 δ は壁面摩擦角、 M は擁壁の質量、 f_s は擁壁底面の静摩擦係数、 g は重力加速度、 a_h 、 A_v はそれぞれ、地盤の水平および鉛直加速度である。

② 擁壁が滑動している場合

滑動開始時に物部・岡部の式によって決まる崩壊面にそって土くさびが滑動するものとすれば、力の釣合いと、変位の適合条件から擁壁に作用する土圧合力は、擁壁の水平加速度の関係として一意的に決まる。滑動中の崩壊面の変化はないと考えて、この方法で求められる土圧 E_d が滑動中の擁壁に作用するものとする。滑動する擁壁の運動方程式は、

$$M a_h = E_d \cos \delta - \{ E_d \sin \delta + M (g + A_v) \} \cdot f_d$$

ただし、 f_d は擁壁底面の動摩擦係数、 a_h は擁壁の水平加速度である。 E_d は a_h の関数であるから、上式は a_h について解くことができる。

擁壁は、地盤との相対速度が0になると地盤に対して静止し、擁壁底面の摩擦係数は、初期の静摩擦係数となるとともに、静止土圧は、Coulombの主動土圧まで減少する。

7. 実験結果と計算結果の比較

実験結果と、計算結果を比較した時刻歴波形を図-10に示す。1回目の滑動の計算結果と実験結果はよく一致している。計算モデルが2回目の滑動挙動を必ずしも良く説明していないのは、アクリル床と壁体の間の静摩擦係数が、一回目の滑動の後で初期の値と異なっている可能性があることが主な原因であると考えられる。

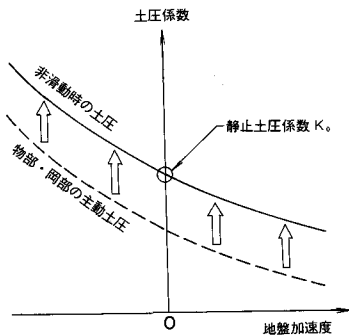


図-9 土圧に関する仮定

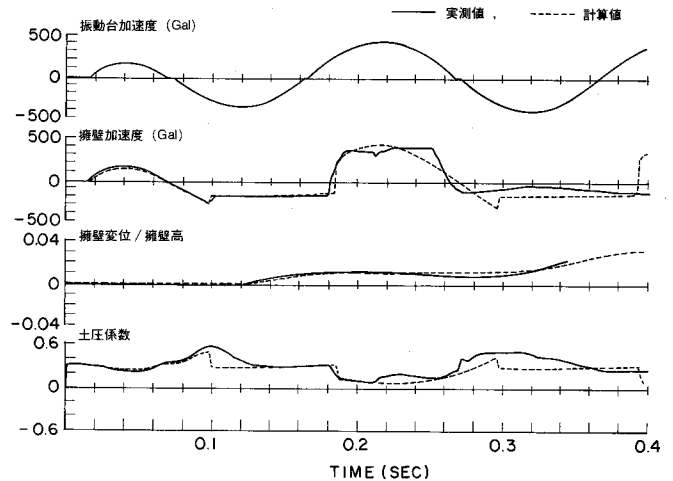


図-10 計算結果と実験結果の比較

8. まとめ

重力式擁壁模型の地震時滑動実験を実施

施し、その結果に基づいて地震時滑動変位量を計算する手法を検討した。得られた結果は以下のとおりであった。

- 1) ここで用いた土圧測定板により、滑動する擁壁模型に作用する地震時土圧の測定が可能であることが判明した。
- 2) 過去に報告した地震時滑動実験¹⁾の裏込めのない剛体模型の加速度波形と同じように、裏込めのある場合の擁壁模型の加速度も滑動を開始すると減少し、滑動中は一定値をとるような波形を示した。
- 3) 擁壁模型のすぐ背後(裏込めの主動崩壊面より上)の砂層表面に埋設された加速度波形も2)で述べた擁壁模型のそれと同様であった。
- 4) 実験結果に基づく地震時土圧に関する仮定を適用した地震時滑動量計算手法の計算結果は実験結果と一致した。

ここで示した簡単な数値計算モデルによって擁壁模型の滑動挙動をかなり良く説明できることが判明したが、これを実際に利用していくためには、今後より多くの実験と現地観測等によって地震時滑動量計算手法の妥当性をさらに検討することが必要である。また、重力式係船岸を対象とした水中の地震時滑動挙動については別に検討中である。

参考文献

- 1) 上部達生、檜垣典弘: An Experimental Study on Sliding Rigid Body in Water during Earthquake
土木学会論文集、No.365/I-3, 1985