

(71) 地中構造物に作用する側方流動の荷重特性に関する実験的検討

(財) 電力中央研究所 ○大友敬三
東海大学 浜田政則
(財) 電力中央研究所 岩楯敏広

1. はじめに

地盤液状化に伴う側方流動の影響を考慮した地中構造物の耐震計算法を確立するためには、側方流動量の予測手法の開発と並んで、側方流動が地中構造物に及ぼす影響を解明することが必要である。このため、地表面で実測された側方流動を強制変位として加え、側方流動に起因する杭基礎、埋設管などの被害状況を解析しようとする試みがいくつか行われているが^{1)、2)}、側方流動の深さ方向分布や地盤ばね定数は仮定に頼らざるを得なく、側方流動の荷重設定方法について十分な調査・試験が行われていないのが現状である。そこで、本報告では、地中壁・護岸などを想定した剛構造モデルおよび基礎杭を想定した柔構造モデルに作用する側方流動の荷重特性について模型振動実験により検討を行うこととした。

2. 実験方法

剛構造モデル・柔構造モデルそれぞれの荷重特性を把握することを目的とした実験ケースを図-1に示す。土槽には、小型鋼製土槽（高さ 0.5 m・奥行き 0.5 m・長さ 3.0 m）と大型鋼製土槽（高さ 1.0 m・奥行き 1.0 m・長さ 6.0 m）を用いた。大型土槽は柔構造モデルを対象とするケースのみに用いた。これらの土槽の側面はアクリル板張りとなっており、土槽中の模型地盤の動きを観察できるようになっている。

模型地盤は、ロームを締め固めて作成した非液状化層と岐阜砂を用いた飽和砂層により構成した。実験的に容易に側方流動を生じさせるため、砂層表面に2%の勾配をつけたが、剛構造モデルを対象としたケースでは、勾配4%のケースも実施した。

剛構造モデルは幅 10 cm・高さ 50 cm・奥行き 50 cm の鋼製箱であり、砂層表面勾配に対して上手・下手両面に土圧計を深さ方向にそれぞれ、3点取り付けた。鋼製箱は土槽底部に完全固定した。柔構造モデルは塩化ビニルパイプとアクリルパイプの2種類であり、小型土槽のケースでは、外径 18 mm のものを同じ断面に2本並列して設置した。これらのパイプの片面（砂層表面勾配の上手側）には 10 cm 間隔でひずみゲージを貼った。一方、大型土槽のケースでは、外径 22 mm、18 mm の塩化ビニルパイプとアクリルパイプを図-1(c)に示す断面に設置し、パイプ曲げ剛性の影響を調べることとした。この場合では、ひずみゲージを 20 cm 間隔で貼った。なお、以上のパイプは鋼製箱と同様に土槽底部に完全固定した。

振動台による加振は、側方流動の発生に振動や慣性力の影響が加わらないようにするため土槽の短辺方向に対して行った。小型土槽の場合は 10Hz の正弦波 20 波、大型土槽の場合は 10Hz の正弦波 30 波を加振

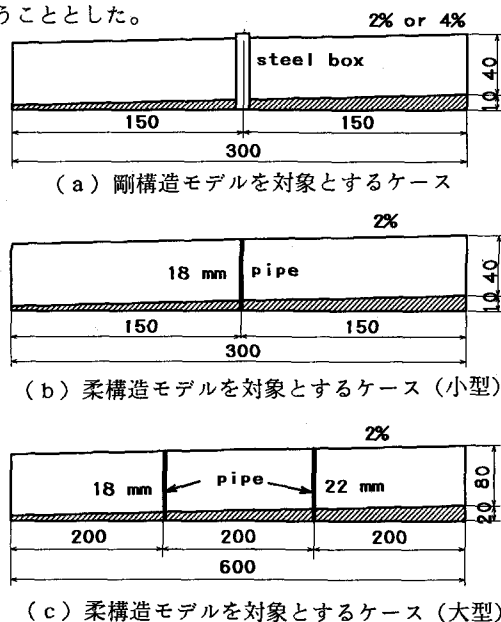


図-1 実験ケース（寸法の単位：cm）

条件とした。ただし、これら加振波形の始まりと終わりには、それぞれ3波の立ち上げ、立ち下げ区間を設けた。振動台の加速度振幅の大きさは、試行錯誤の結果、500 から 600 ガルに設定すれば砂層がほぼ全深さにわたって液状化することが確かめられたので、その範囲の値に設定して加振した。

砂層の側方流動（マーカー、差動トランス型変位計による）、応答加速度、過剰間隙水圧、剛構造モデルの土圧、柔構造モデルのひずみ、などを実験の計測項目とした。なお、差動トランス型変位計による側方流動の計測は、りん青銅板を土槽底面に完全固定して砂層中に垂直に立て、その先端を砂層表面に出しておき、変位計の検出部を先端に取り付けることにより行った。りん青銅板が側方流動に追従して変形するものとして計測したわけである。

3. 剛構造モデルの荷重特性

水平地盤が液状化すると、泥水状態となるため、土の要素に作用する鉛直圧と水平圧は等しくなり、土圧係数が 1.0 となることは良く知られている。側方流動が生じた場合にも、このことがあてはまるか否かを明らかにすることが、とくに側方流動に対する護岸構造物の安定性検討に必要なってくる。このため、鋼製箱に加わる側方流動の荷重を振動台加振前の静止土圧からの増分土圧として土圧計により計測した。砂層表面の勾配が 2 % の場合と 4 % の場合の砂層表面の側方流動の最大値は差動トランス型変位計によれば、それぞれ 20 mm、33 mm であった。過剰間隙水圧の上昇とともに、土圧は増加し、過剰間隙水圧の消散とともに土圧は減少した。側方流動が主動的に作用する面の増分土圧の時系列の最大値を取り出し、それらと静止土圧 (at rest) の和を図-2、3 中に (total) として表示した。これに対して、土圧係数 $K_0 = 1.0$ とした場合の静的な泥水圧を (initial) と (deformed) として表示したが、前者は初期の地盤高さに基づいて土圧の深度分布を求めたもの、後者は側方流動が鋼製箱に作用した結果の砂層表面の隆起を考慮して地盤高さを補正したものである。浅い部分では、実験値

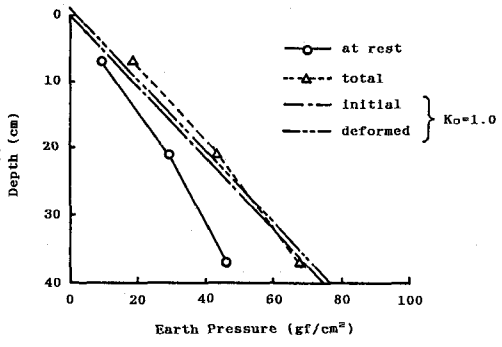


図-2 鋼製箱に作用する土圧 (勾配 2 %)

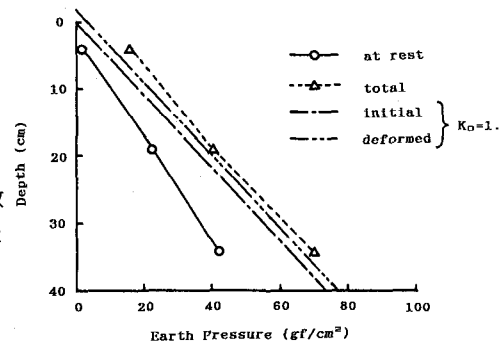


図-3 鋼製箱に作用する土圧 (勾配 4 %)

(total) は $K_0 = 1.0$ の深度分布 (initial および deformed) をやや上回る傾向にあるが、 $K_0 = 1.0$ とした場合の静的な泥水圧とほぼ一致している。今回の実験では、ケース数が限られているので、今後砂層表面の勾配を変化させたケースを実施することにより、この点をより明らかにする必要がある。

4. 柔構造モデルの荷重特性

一例として、小型土槽の実験ケースからアクリルパイプ (外径 18 mm) に対して、差動トランス型変位計による砂層表面の側方流動とパイプに発生した曲げひずみの時系列を対比して図-4 に示す。側方流動の最大値は 42 mm であった。ひずみの最大値は側方流動が進行中に発生している。すなわち、パイプの変形が最大となるのは側方流動が進行中の段階であるといえる。最大値に達した後は、側方流動が残留しているにもかかわらず、パイプのひずみは減少し、必ずしも、側方流動が最大値に達さなくとも、ひずみ・変形は最大値に達する。

側方流動による杭基礎の被害事例を解析する場合には、杭-地盤系を弾性支承上の梁にモデル化し、側方流動を地盤ばねを介して強制変位として加える、いわゆる応答変位法に沿った荷重設定が行われる場合が多い¹⁾。しかし本実験では、液状化中に流動が進行しており、その場合の地盤剛性はほとんどゼロとなって、地盤ばねの拘束効果がほとんど期待できない状態でパイプの最大変形が起きている。一方、側方流動が最大

値で残留した状態では、地盤剛性は液状化以前のものに回復しているものの、パイプの変形は最大とはならない。したがって、実際の地盤で図-4のような挙動が現れるものとすれば、応答変位法的な荷重設定法が適用しがたいものと考えられる。

以上の実験結果は、柔構造タイプに作用する側方流動の荷重には側方流動量の最大値よりも流動の発生過程、すなわち、流動速度の影響が大きいことを示唆している。

図-5は、大型土槽の実験ケースから一例としてアクリルパイプ（外径 18 mm）に対して、図-4と同様な整理をしたものである。差動トランス型変位計による砂層表面の流動は 160 mmであり、周囲のマーカーから読み取った流動量約 200 mmよりも小さかった。この場合、図-4でみられたようなパイプひずみの最大値が側方流動進行中には現れていない。これは流動量が相対的に大きかったため、変位計の検出部が流動の進行に追従できず、実際に流動が収束する以前で計測不能になったためと考えられる。むしろ、図-5で特徴的なのは、深さ方向の各点のひずみの最大値の発生に時間ずれが伴うことである。これは側方流動は深さ方向に時間的变化を伴って進行することを示すものであり、砂層が厚い大型土槽の場合に顕著に現れたと考えられる。

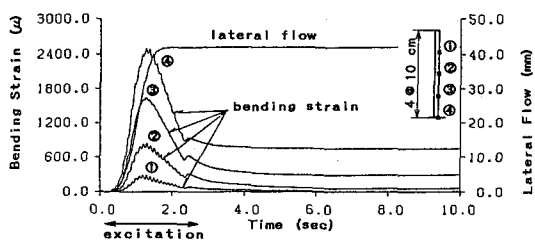


図-4 側方流動とパイプ曲げひずみ (小型)

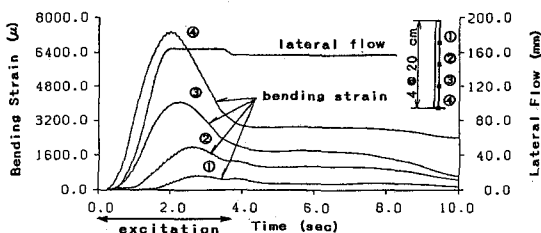


図-5 側方流動とパイプ曲げひずみ (大型)

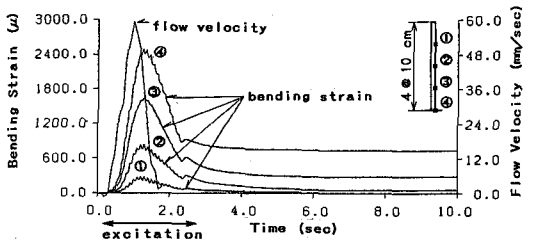


図-6 流動速度とパイプ曲げひずみ (小型)

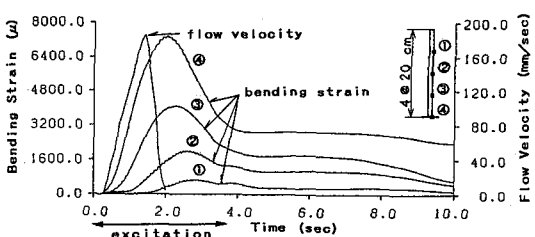


図-7 流動速度とパイプ曲げひずみ (大型)

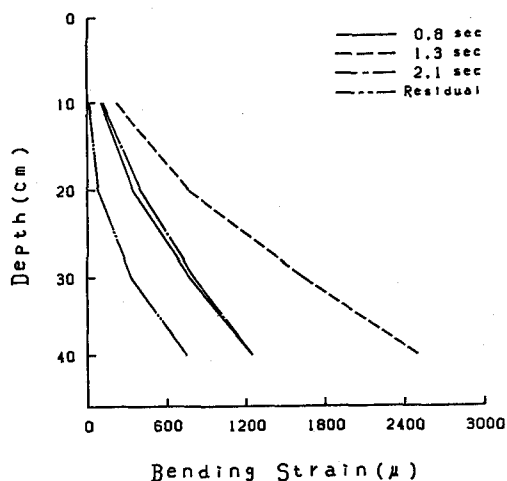


図-8 曲げひずみ分布 (小型)

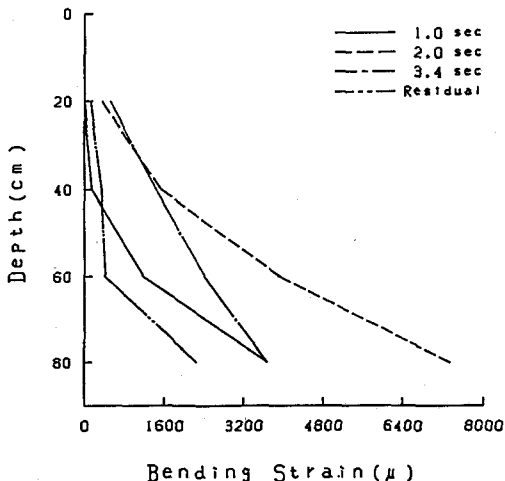


図-9 曲げひずみ分布 (大型)

図-4、5に示した側方流動の時系列から流動速度を求め、同様のアクリルパイプ（外径 18 mm）の曲げひずみと対比して図-6、7に示す。図-6をみると流動速度と曲げひずみの最大値発生時刻は対応しないが、流動が収束する直前で最大の変形を及ぼしていることがわかる。図-7では、上述したように差動トランス型変位計の計測が良好ではなかったため、流動速度がゼロになった段階でパイプひずみの最大値が現れる結果となっている。

図-8、9は同様のアクリルパイプ（外径 18 mm）の曲げひずみの等時刻深度分布を示しているが、その分布形状はおおよそ2次曲線的とみなせる。そこで、側方流動がパイプに等分布荷重として加わるものと仮定して、パイプを片持ち梁でモデル化し、実験で得られた曲げひずみからパイプ軸方向 10 cmごと、大型土槽の実験ケースでは 20 cm ごとの等分布荷重を逆算してみた。この場合の片持ち梁の固定端は砂層とローム層の境界部とした。図-8、9中のように最大値を示している時刻での荷重分布をすべてのパイプについて示すと図-10のようになる。ここで、等分布荷重のプラス側の値はパイプの変形を促進する方向である。図-10（a）、（b）で塩化ビニルパイプおよびアクリルパイプに共通して、深さ 30 cm～40 cmの区間で荷重がマイナス側に算出されているのはこの深さの砂層が流動していなかったため、パイプの変形を拘束する方向に作用したと考えられる。

今回の実験結果から、普遍的な荷重特性を抽出することは困難であるが、小型土槽と大型土槽の場合で砂層表面の流動量が前者で 42 mm、後者で 160 mmと大きな差があるにもかかわらず、荷重の値にはそれが反映されていない。このことから、柔構造モデルに作用する側方流動の荷重は流動量の最大値に依存しないと考えられる。

5. まとめ

剛構造モデルおよび柔構造モデルに作用する側方流動の荷重特性について模型振動実験により検討した。剛構造モデルに対しては、側方流動が土圧係数 1.0 とした場合の静的な泥水圧とほぼ一致していること、柔構造モデルに対しては、側方流動量よりも流動速度の影響が大きいことを明らかにした。今後は、柔構造モデルの荷重特性を定式化する検討を進める予定である。

謝 辞

本研究は東海大学と（財）電力中央研究所の共同研究として実施されたものであり、実験の遂行にあたっては、東海大学・海洋学部の学生諸氏に協力して頂いた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

1. 森伸一郎ほか：液状化による地盤の永久変位に起因する杭基礎の被害と解析、第20回地震工学研究発表会講演概要、pp. 25-28、1989。
2. 北浦勝ほか：液状化に伴う地盤の永久変位を受ける地中埋設管の挙動に関する解析、構造工学論文集、Vol. 33A、pp. 679-686、1987。

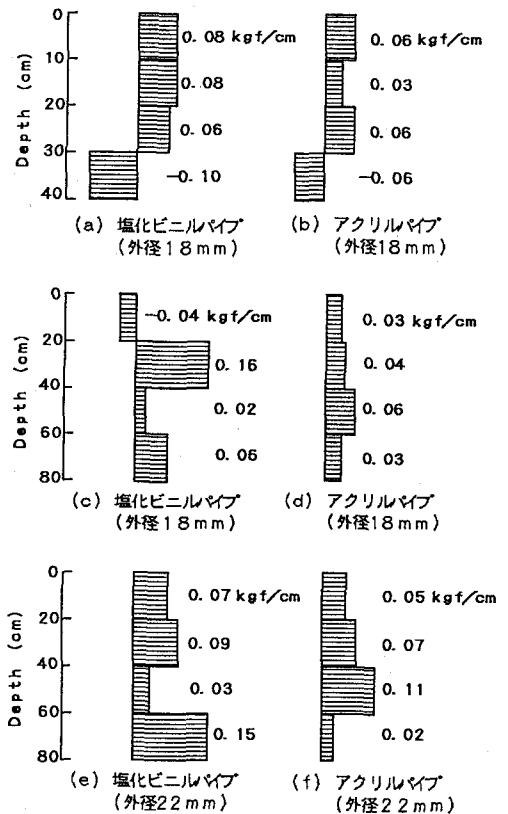


図-10 パイプに作用する等分布荷重