護岸構造物の模型振動実験

-その2 北海道大学における1g振動台を用いた実験-

北海道大学大学院工学研究科	正会員	三浦	均也
	学生員	小濱	英司
北日本港湾コンナルタント(株)		大塚	夏彦
北海道開発局		栗田	悟
佐藤工業(株)	正会員	吉田	望

1. はじめに

地震時において港湾地域、特に埋め立 て地では大規模な液状化現象が発生し、 港湾施設は多大な被害を受ける。本研究 では、護岸構造物の地震時の挙動を明ら かにするために、重力場において振動台 を用いた重力式岸壁と矢板式岸壁の模型 実験を行った。本報告では実験手法と実 験結果の概要を説明する。重力式岸壁に おける背後地盤の液状化に伴う被害のメ カニズムは本シンポジウムにおける筆者 らによる別の2編の報告で検討している。

2. 重力式岸壁の模型振動実験

2.1. 実験装置および実験方法

図1(a-b)に実験で用いた土槽、模型岸 壁と計測器の配置箇所を示す。振動台は 寸法が2.5m×2.5mの動電型で、出力は正 弦波で2500kg・g、ランダム波で1000kg・g である。模型ケーソンは鋼製の箱で、中 に鉛を詰めて2.2t/m³に調節した。模型の ガラスに接する両端面にはフォームラ バーを貼り付けて裏込め砂の流出防止と 摩擦の低減を図り、背後側の側面には異 なる深さに間隙水圧計と土圧計をそれぞ れ2個、模型上部には加振方向に加速度計 とワイヤー式(ポテンショメーター式) の変位計を取り付けた。用いた計測器 (加速度計、間隙水圧計、土圧計)はす べてひずみゲージ式である。

模型地盤を作成した試料は一度水洗いした市販の珪砂(7号; D₅₀=0.18mm)で、基盤と背後地盤は同じ試料によって作成した。地盤の作成方法は水中落下法により、 水深を一定に保ちながら試料をふるいに 通して落下・堆積させている。図2には 予備実験で得られた、試料堆積時の水深 と密度の関係を示している。水深が大き いほど作成される地盤は緩いという関係



Model Shaking Tests on the Motion of Quay Walls during Earthquake: Kinya MIURA (Hokkaido Univ., Graduate School of Engineering), Eiji KOHAMA (Hokkaido Univ., Graduate Student), Natsuhiko OHTSUKA (North Japan Port Consultants Co., Ltd.) and Satoru KURITA (Hokkaido Development Bureau)

が認められるが、基盤を作成する時と背後地 盤を作成する時では試料の落下高さが異なる ので、それらの関係が若干異なっている。基 盤では、試料を落下堆積後、5Hz200Galの正 弦波で5分間以上加振して締め固め、Drを 95%以上とした。基盤では実験中に間隙水圧 のある程度の上昇は見られたものの剛性の著 しい低下や変形は認められなかった。基盤作 成後に模型ケーソンを設置し、その後背後地 盤を基盤と同じ材料で同じく水中落下法で作 成した。地盤内に設置する計測器には水糸を 取り付けて位置を固定し、液状化発生時の計 測器の沈下を防いだ。また地盤中の加速度計 には有孔アルミ板を取り付けて水平を保持し た。実験方法についての詳細は参考文献¹⁾を 参照して頂きたい。

図3には、常時および加振時における安 全率の算出時に考慮する、ケーソンに作用す る外力を模式的に示している。加振時におけ る検討は震度法に基づいて行い、ケーソンに 作用する土圧と地震時土圧を算定している。 また液状化の発生を想定した場合には、背後 地盤を液体とみなし、土圧を液体の静水圧と して評価している。表2には、相対密度が Dr=50%のケースについて得られた安全率を 示している。安全率の算出に当たっては、内 部摩擦角φ=35°と仮定し、地震時の設計水 平震度 $k_h = 0.224(=220gal / 980gal)$ とした。 ケーソンの断面が正方形に近いために、すべ てのケースで転倒に対する安全率よりも滑動 に対する安全率の方が小さくなっている。 ケーソンの常時における安全率は2以上を確 保しているが、水平震度が0.224に達すると、 液状化を想定しなくても滑動に対する安全率 は1を割り、ケーソンは滑動すると考えられ る。液状化を想定すると、安全率はさらに 0.5程度まで低下している。



	表	2	安全率
--	---	---	-----

		-		·		
	常時		地震時		液状化時	
	滑動	転倒	滑動	転倒	転倒	転倒
安全率	2.65	7.98	0.71	1.89	0.52	1.10
		2	2.	0		

 $Dr: 50 \% (\rho_d: 1.41t/m^3, \rho_{sat}: 1.89t/m^3), \phi: 35^\circ, k_h: 0.224 (= 220/980)$

2.2. ケーソンの移動量と背後地盤の密度および液状化の関係

本研究では表1に示す条件で実験を行った。背後地盤の密度は3段階、加振加速度は4段階、振動数は4段階に設定 した。ただし40Hzの場合は、50Galで背後地盤が中密な場合と密な場合でのみ実施した。これらの加振の継続時間は原 則として70secである。

図4(a-c)にはそれぞれ、表1に示したの背後地盤が緩い場合、中密な場合、密な場合でのケーソンの水平変位量と基盤での加速度振幅との関係を示している。ここで基盤の加速度振幅を横軸にとっているのは、基盤での加速度の増幅が 生じるケース(特に高振動数での加振時)があり、振動台の加速度と基盤での加速度が必ずしも一致しないからである。 図中の点は、背後地盤で液状化が発生した場合と液状化しなかった場合で区別して示している。図4(a)の背後地盤が緩い場合には、背後地盤が液状化したケースがほとんどであり、加速度が小さいところでは変位量はやや小さくなってい るが、液状化した場合の変位量は液状化しなかった場合の変位量よりも大きい。図4(b, c)は背後地盤が中密な場合と密 な場合についてであり、緩い場合と比べると液状化しなかったケースが多くなっているが、ここでも液状化が発生しな かった場合にはケーソンの変位はほぼ0となり、液状化が発生して加速度が大きくなるにつれて変位量は大きくなる。図 4(b)には、液状化の発生と未発生で変位量が大きく異なることが顕著に現れている。これらの図から、ケーソンの変位 量に対する背後地盤の液状化と加振加 速度の影響は大きいことが理解できる。

以上、ケーソンの移動に対する慣性 カと背後地盤の液状化の影響に着目し て実験結果を整理した。データの観察 から、ケーソンの移動量は背後地盤の 液状化の有無によって大きく異なる事 を確認した。加振中に背後地盤が液状 化しなかった場合には、ケーソンの変 位は小さくほぼ0であった。これに対し て加振中に背後地盤内で間隙水圧が増 大して液状化が生じた場合には、ケー ソンは移動するようになり、加速度が 大きくなるに連れてその移動量はより 大きくなる。

3. 矢板式岸壁の模型振動実験 3.1. 実験装置および実験方法

用いた土槽は重力式岸壁の実験と同 じく内側寸法が深さ1m、幅1.5m、奥行 き0.6mの鋼製であり、模型地盤の試料 も市販の珪砂7号を一度水洗いしてか ら用いた。図5に示す矢板模型は高さ 30cm、厚さ0.8cm、奥行きが60cmのア クリル製である。矢板模型両端の土槽 ガラス面に接する部分にはフォームラ バーを取り付け、その上にテフロン シートを巻いて裏込め砂の流出防止と 摩擦の低減を図っている。土圧計を背 面側に2個と前面側に1個、加速度計 を上部と下部に一個づつ、またワイ ヤー式変位計を上部に取り付け、矢板 上端の水平変位を計測した。図6に模 型地盤の断面と計測器の配置を示す。 基盤については、重力式岸壁の基盤と 同様に湿潤砂を水中落下で堆積させ、 その後5Hz200Galの正弦波で締め固めた。 これにより、加振中に基盤で間隙水圧 の増大は生じていない。液状化層は、 矢板模型を水糸で釣り下げた後、基盤 と同じ珪砂を用いて水中落下法で作成。 した。密度については、この堆積時の 水深を変化させることで調節している。 実験の詳細については参考文献¹⁾を参照 して頂きたい。

3.2. 結果および考察

表3に今回報告する実験ケースを示 す。すべての実験は10Hz 100Galの正弦 波で加振した。Case-A、Bは共に岸壁横



図4(c) 基盤の加速度振幅とケーソン水平変位の 関係(Dense)

断方向に加振した実験であるが、Case-Aでは背後地盤の密度が高いので液状化が発生せず、矢板の変位は無視できる程度であった。一方、Case-Bは液状化により矢板は最も大きく変位した。Case-Cは加振方向を岸壁延長方向とした実験であり、ここでも地盤が液状化して矢板は変位しているが、Case-Bよりは変位量が格段に小さかった。重力式岸壁の場合は、たとえ液状化が発生しても加振方向が岸壁の延長方向の場合にはケーソンの自重により岸壁は変位しなかった。この結果は、比較的軽量な矢板式岸壁の場合とは好対照をなしている。

以下では地盤の液状化の影響と、加振方向の影響に分けて岸壁が被災するメカニズムを比較検討する。

3.2.1 矢板挙動に与える液状化の影響

図7、8にそれぞれCase-A、Bでの振動台加速度、矢板上端の変位、土圧、間隙水圧を時刻歴で示す。各計測器の位置は図6に示す通りである。

図7のCase-Aでは矢板前面および背面において地盤の密度が大きいため、加振中に間隙水圧の上昇はほとんど見られず、液状化が発生していない。このことにより地盤は軟化せず、矢板は変位しなかった。矢板に作用する土圧は前面お

よび背面下部では共に約1kPa程度の幅 で変動はするが、大きな変化はなかっ た。よって、液状化未発生時には矢板 の前後の土圧のバランスが保たれて、 矢板が移動しなかったことが分かる。 矢板が大きく変位したCase-B(図8) では、液状化層での水圧が上昇して土 圧も大きく増大、変動している。ただ し、矢板前面において過剰間隙水圧比 が1.0よりも大きくなっているのは、矢 板の移動により矢板前面の地盤の層厚 が変化したからである(図10)。こ の図から分かることは、矢板にかかる 土圧の増大は間隙水圧の増大よりもは るかに大きい、ということである。ま た図10にCase-Bでの岸壁変形の様子 を示しているが、この図との比較から 矢板の変位が始まる前後で土圧の大き な変動が起こることが分かる。以上は、 間隙水圧の増大による地盤の軟化によ り矢板に作用する土圧のバランスが崩 れ、矢板のある部分には受働状態の土 圧が作用するからであると考えられる。 これは、地震時において矢板には大き な力が作用しうることを示唆するもの である。

3.2.2 矢板挙動に与える加振方向の影響

図9にCase-Cでの振動台加速度、矢板上端の変位、土圧、間隙水圧を時刻 歴で示す。Case-Cでも矢板の変位が見られたが、Case-B(図10)と比べて その変位は緩やかである。これは地盤 が岸壁の横断方向に慣性力を受けてい ないため、この方向に地盤を動かそう とする直接的な力が作用していないか らである。このことはCase-BとCase-C とでの土圧の時刻歴の比較において、 Case-Cには周期の小さい動的な変動成



図6 岸壁断面および計測器配置図

耒	3	宝騒	ケ	ース
12	J.			~ ^ `

実験ケース	相対密度、D _r	加振方向	矢板変位
Case-A	70%	岸壁横断方向	なし
Case-B	30%	岸壁横断方向	あり
Case-C	30%	岸壁延長方向	あり

加速度振幅: 100Gal、加振振動数: 10Hz



分がないことからも明らかである。

図11に示すように、Case-Cにおける土圧の変動は、前面では土圧がゆっくりと増大して約10秒から減小に移り約12 秒で落ち着くが、一方、背面下側では約8秒までゆっくり減小してからその後少し増大し約12秒で落ち着いている。間隙 水圧については、Case-Bに比べてCase-Cでは地盤の振動が小さい分だけその変動が遅れ、その増大は緩やかである。こ れは間隙水圧の増大に伴う地盤の剛性の低下による流動化の前に矢板に作用する力の均衡が崩れ、矢板の背後側の土圧 は主働状態になり、前面側は受働状態になって矢板が移動したため想像できる。図11はCase-Cでの岸壁の変形の様子 を示しているが、図10との比較からもCase-Bに比べてCase-Cでは矢板の移動開始が緩やかであり、移動量も小さいこ とが認められる。

以上を総合的に考えると、重力式岸壁に比べると矢板自体の存在は岸壁を保つうえでその存在自体の影響は小さいこ とが分かった。そしてこのことは加振方向の違いによる岸壁変形の大きさの違いに明白に現れ、重力式岸壁とは異なり、 加振方向が岸壁延長方向であっても地盤の流動化(平坦化)に合わせて岸壁は大きく変位した。また矢板岸壁の変形は 矢板に作用する土圧のバランスが崩れることによって生じ、矢板の部分によっては受働土圧のような大きな力が作用し うることが分かった。ただしその土圧の傾向や矢板の変位量については加振方向の影響を大きく受け、岸壁法線方向に 加振した場合に変位量は大きくなった。

4.おわりに

振動台を用いた重力式と矢板式岸壁の模型実験の結果を紹介し、地震時において岸壁が変形する様子を観察した。実 験結果を比較検討すると、重力式岸壁の場合、ケーソンの移動は背後地盤が液状化した場合にのみ生じ、背後地盤の液 状化の未発生時には移動はほとんどなかった。また、加振加速度が大きくなるに連れてその移動量は増大した。現行の 設計法で求めた安全率では転倒よりも滑動のモードの安全率の方が小さくなったが、実験結果はこれに従うものであり、 ケーソンの水平の移動は見られたが、転倒は見られなかった。また矢板式岸壁の場合には、矢板に作用する土圧のバラ ンスが崩れることにより矢板が移動することが観察された。これらの結果は、地震時における岸壁の被害が背後地盤の 液状化した岸壁に集中しているという実態に良く対応している。重力式岸壁に関しては、背後地盤の液状化の影響を大 きく受けたが、現行の設計法ではこの液状化発生・未発生の影響を考慮できず、動的な力のやり取り等も含んだ新しい岸 壁の設計方法を考慮すべきであることをを示唆している。ただし、紹介した実験については、「小規模な模型実験であ るために境界の影響が含まれていること」、「圧密現象に対して相似率を満足していないこと」、等の主にスケールに 関する問題が含まれており、実験結果の一般性については慎重な議論が必要であると考えられる。

本研究を実施するに当たって、東京電機大学理工学部安田進先生に実験方法等についてご指導頂いた。また、北海道 大学土岐祥介教授、および北海道開発局開発土木研究所港湾研究室の前室長笹島隆彦氏と現室長明田定満氏には、本研 究を進めるに当たってご支援頂いた。当時、北海道大学4年生の岡君と原田君には実験やデータの整理・図化などで協力 して頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

[参考文献] 1) 小濱(1997): 北海道大学修士論文

