

直下型地震に対する鋼矢板岸壁の耐震性に関する模型振動実験

佐々木 武 三藤 正明
中井 潤一 猪野 健吾

要 旨

近年、多発する傾向にある直下型地震における、鋼矢板岸壁の破壊メカニズムの検証を目的とし、大型水中振動台を用いて水中模型振動実験を実施した。模型実験は、振動台テーブル上に土槽を設置した後、矢板模型と砂地盤を作製して行い、矢板前面と背後の地盤は砂地盤とした。模型スケールは1/10であり、各種パラメータは相似則を適用して設定し、時間間隔は1/5である¹⁾。外力条件としては、1993年1月15日に発生した釧路沖地震の際に地表面で観測された地震波を用い、水平1方向、水平：上下=2:1、水平：上下=1:1の2方向加振を行い、矢板の破壊モードを明確に捉え、矢板の地震時挙動に上下動が及ぼす影響の評価を行った。以下に実験より明らかになった結果を示す。

- 1) 上下動および水の存在は地盤の軟化を促進し、水平応答加速度を低下させる。また、入力レベルが大きくなても矢板天端における水平応答の増幅は小さい。
- 2) 過剰隙水圧は上下動が大きくなるにつれて大きくなる傾向があり、液状化には上下動の影響もあると考えられる。
- 3) 設計震度を用いた地震時土圧は、実験値と比較してかなり異なる分布形状を示す。
- 4) 矢板の破壊モードは、背後地盤の地震時土圧の作用と前面地盤の液状化により、矢板が前方にはらむものである。

1. まえがき

大都市近郊の臨海部において、軟弱地盤上の高層建築物や沖合人工島といった構造物が急増する傾向にある。臨海部の地盤は、埋め立てにより人工的に構築されており、地震時には液状化する可能性が非常に高い軟弱地盤となっている場合が多い。よって、このような地域における建築物の基礎構造は、十分な耐震安全性が必要である。

また、地震多発地域であるわが国でも、近年地震が頻繁に発生しており、特に直下型地震といわれる地震が発生し、大きな被害を受けている。わが国においては1993年1月の釧路沖地震、1995年1月の兵庫県南部地震、世界的に見ても1994年1月のロサンゼルスに被害をもたらしたノースリッジ地震に見られるような大規模な直下型地震が発生しており、広域にわたり壊滅的な打撃を受け、一時的に麻痺状態に陥った実例もある。直下型地震の特徴は上下動が卓越する点にあり、地震時の構造物の挙動は上下動の影響を強く受けることも予想される。

わが国の大都市近郊の臨海部においては、都市の再開発や沖合人工島の建設が多く予定されており、大規模な直下型地震の発生が懸念されている。したがって、これ

らの地域に建設される構造物には、より高度な耐震安全性に関する検討が早急視されている。

そこで、本報告では水-地盤-構造物系を忠実に再現できる大型水中振動台を用いて、釧路地震において被害の見られた鋼矢板岸壁を取り上げ、浮力、動水圧および上下動の影響を考慮した模型振動実験を行い、相互作用系の地震時挙動の把握と水平・上下2方向入力した場合における耐震安全性を検討するものである。

2. 模型振動実験

2.1 実験装置と模型の概要

矢板岸壁の模型振動実験は、大型水中振動台の振動台テーブル上に、前面と背面に透水性をもたせた土槽を設置し、水深は80cmとして実施した。土槽は内寸法m1.5m(横)×3.5m(縦)×1.5m(高さ)のものを設置し、前面には地盤高さの壁を作成し、背面には透水性を持たせた鋼鉄製の壁を作製した。なお、実験時に土槽の応答が影響しないよう、剛性はかなり高いものとした。矢板模型の実験概要を図-1に実験状況を写真-1に示す。

矢板模型は、アルミニウム板で作製し、土槽底面に高さ10cmの治具を取り付けた後、その上に載せる形で設置

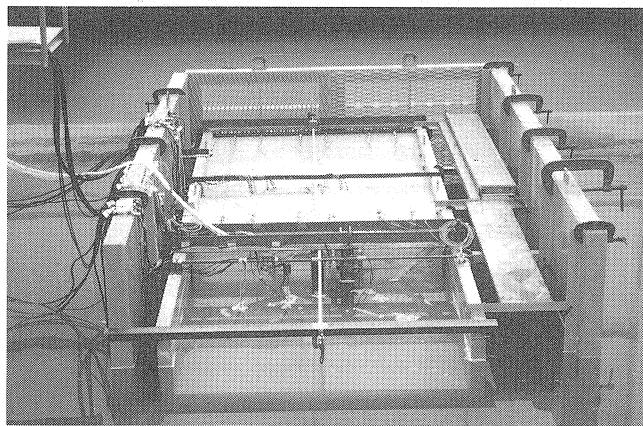


写真-1 実験状況

した。寸法は50cm×90cm、厚さが5mmである。前面地盤は長さ125cm・高さ30cm、背面地盤は長さ225cm高さ100cmとしており、地盤の作製は両地盤とも水面から高さ30cmの位置より水中自由落下によって行った。地盤の作製には、福島県相馬郡小高町産の相馬珪砂5号を使用した。使用砂の物理特性は、表-1に示すとおりである。

表-1 使用砂の物理特性

土粒子の比重 Gs (N/m ³)	2.610
最大間隙比 emax	1.105
最小間隙比 emin	0.685
原 石	山 砂

模型の作製方法は以下に示すとおりである。まず、計測用の矢板模型に計測器（圧力計、間隙水圧計、ひずみゲージおよび加速度計）を取り付け、模型実験の再現性を考慮して3つの模型（計測用1、ダミー矢板2）を設置し、中央に置かれた矢板模型を計測に用いた。次に、前面および背面地盤の所定の位置に加速度計と間隙水圧計を設置した後、水を張りながら、水中自由落下により前面地盤高さ40cm、背面地盤高さ100cm、水位80cmの模型

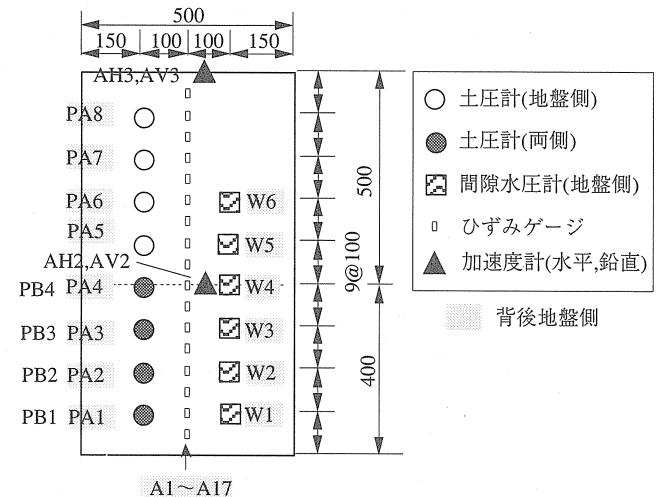


図-2 矢板模型計測器設置位置

を作製した。その後、矢板模型を固定するため治具を取り除き、合計6個の張力計の値を確認しながら均等にタイロッドで反力をとり、矢板模型を完成させた。最後に矢板の挙動を確認するため、前面に変位計を設置した。図-2に矢板模型、図-3に前面地盤、背面地盤の各種計測器の設置位置と背後地盤の地表面移動量の測定位置を示す。加速度計は矢板模型と地盤の挙動を明らかにするため、水平上下の2方向に合計20個（矢板模型2ヶ所、前面地盤高さ20cm、40cm、背面地盤高さ20cm、40cm、60cm、80cm、100cm）を設置した。間隙水圧計は矢板自身に作用する水圧と地盤中の過剰間隙水圧の上昇を測定するため、基本的には加速度計の設置位置と対応させて合計12個設置した。矢板には、これらの他にも作用する力（水圧+土圧）を測定するための圧力計を10cmピッチに12個と静止状態および加振中に発生するモーメントを算定するためのひずみゲージを5cmピッチに17個取り付けた。

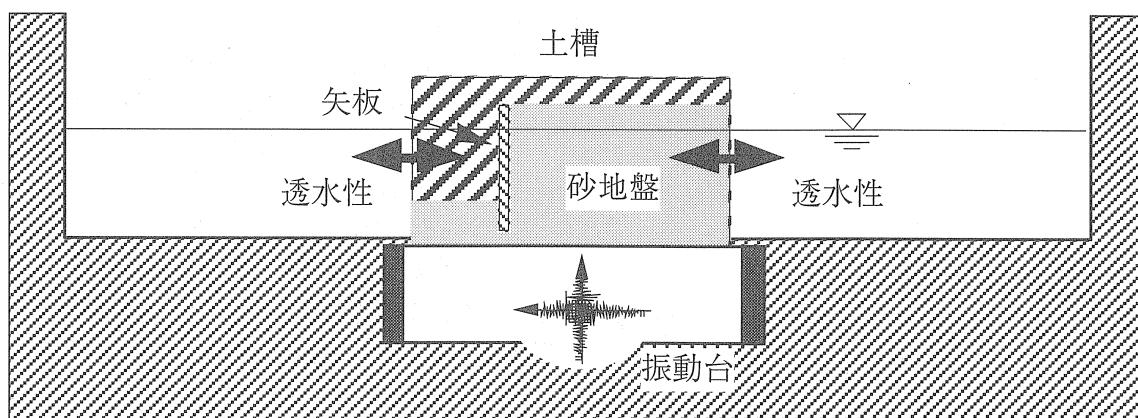


図-1 実験概要

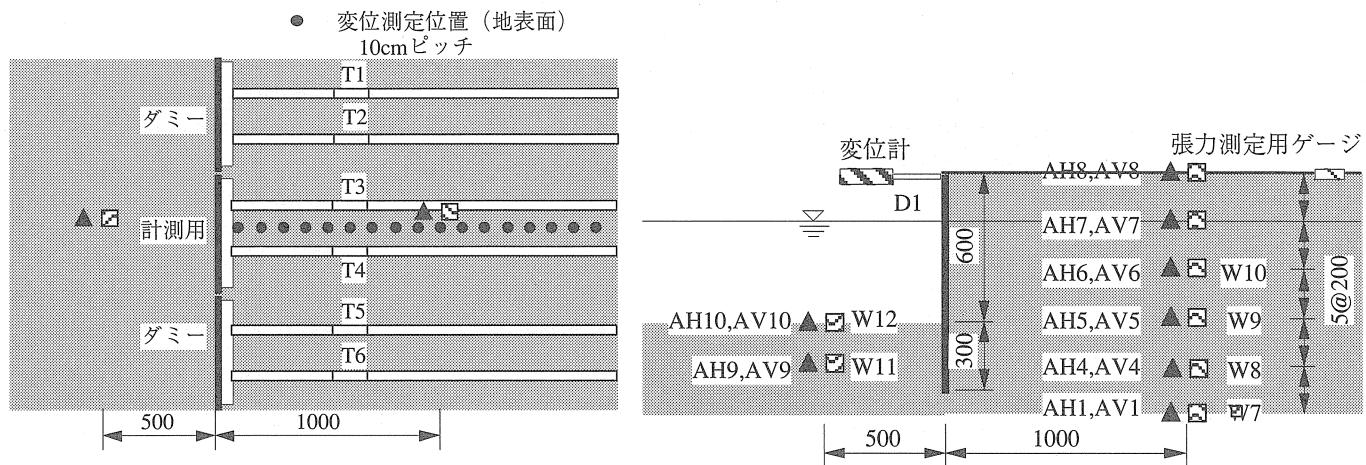


図-3 計測器設置位置

2.2 実験ケース

振動実験は、1993年1月15日に発生した釧路沖地震の波形を用い、鋼矢板岸壁の破壊モードの検証、またその原因を明確にするとともに上下動の影響に関する基礎データの収集することを目的として実施した。模型スケールは1/10として鋼矢板岸壁をモデル化している。実験は表-2に示すような4ケースについて実施した。

表-2 実験ケース

実験ケース	水の有無	加振条件（水平：上下）
TEST	無	1:0
CASE1	有	1:0
CASE2	有	2:1
CASE3	有	1:1

TESTは水を張らずに実施した水平1方向加振の気中実験、CASE1は水平1方向のみ、CASE2は水平：上下=2:1、CASE3は水平：上下=1:1の加速度で実施した矢板岸壁の水中実験である²⁾。全てのケースに対する加振条件は表-3に示すとおりである。（完全に破壊が起きた場合には実験をとりやめ、加振をしていないものもある。）実験に用いた入力地震波は模型スケールに合わせて相似則を適用し、時間間隔を1/5に圧縮した波形を用いている。加振に用いた入力地震波の時刻歴とスペクトルを図-4に示す。

表-3 加振条件

実験ケース	地震波 (KUSHIRO)			
	TEST	CASE1	CASE2	CASE3
加振方向	水平1方向	水平1方向	水平・上下	水平・上下
最大加速度 (cm/s/s)	100	100	100/50	100/100
	200	200	200/100	200/200
	300	300	300/150	300/300
	400	400	400/200	400/400
	500	500	500/250	500/500

加振は、水平方向の最大加速度を100~500cm/s²の5段階とし、鉛直方向の最大加速度も条件に合わせて調整して入力した。模型は各実験ケースごとに作製し、加振は小加速度から大加速度に連続的に変化させた。段階的な加振となるため、加振時に上昇する過剰間隙水圧が消散するよう十分な時間間隔を考慮し、実験ごとに変化する加振前の静止状態もチェックしている。

各実験ケースでの初期地盤の相対密度は、60~80%の比較的締まった地盤である。なお各実験の実験前には、パルス波入力によるせん断波速度測定と最大加速度30~50cm/s²のSWEEP加振を実施し、地盤の固有振動数を算出している。

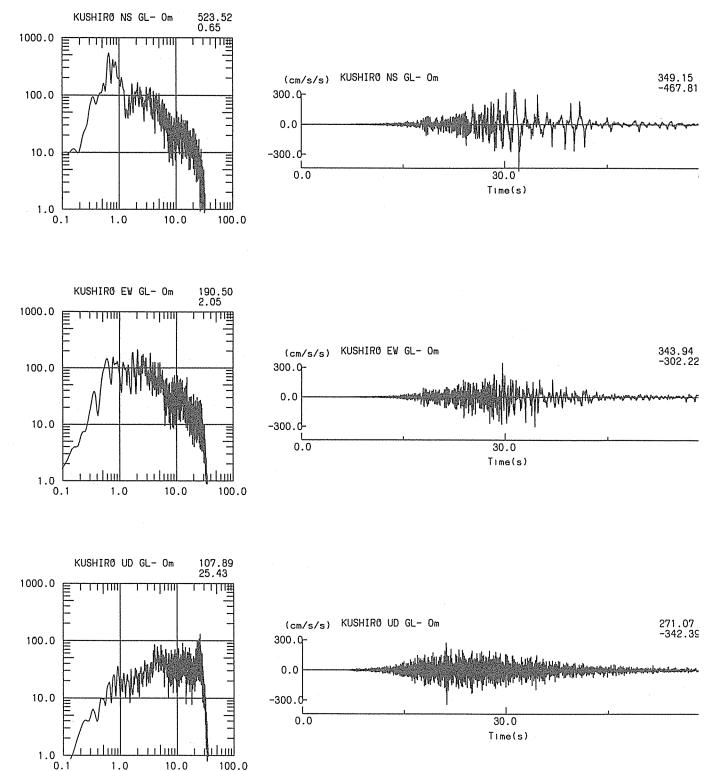


図-4 入力動の時刻歴とスペクトル

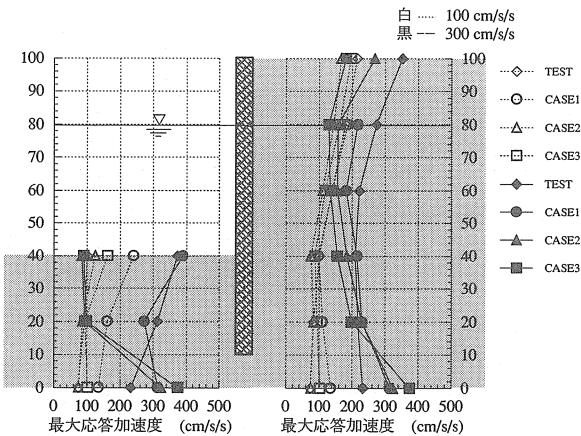


図-5 水平最大応答加速度

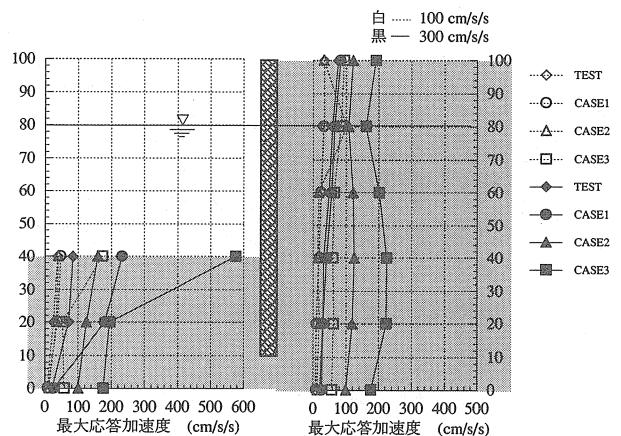
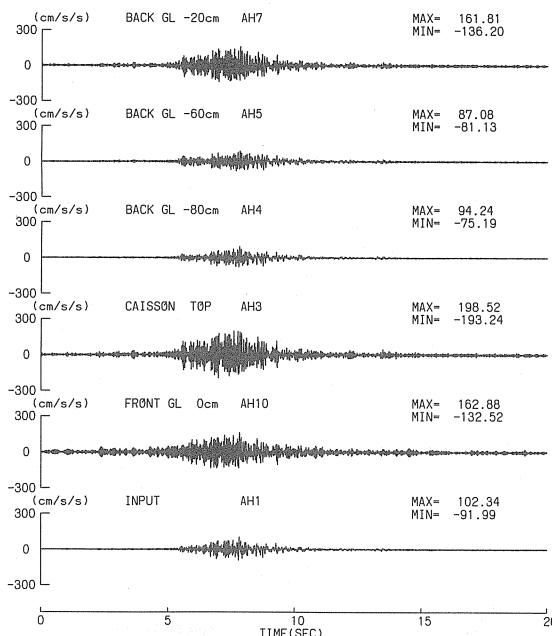


図-6 鉛直最大応答加速度

図-7 CASE3-水平応答加速度 (100cm/s²加振時)

2.3 実験結果と考察

a) 応答加速度

図-5、6に水平加速度100cm/s²、300cm/s²加振時における実験ケース別での水平最大応答と鉛直最大応答を示す。水平方向の応答は、100cm/s²入力時および300cm/s²入力時のTESTにおいては地表面に近づくにつれて前面および背面ともに増幅する傾向である。しかし、CASE1からCASE3の300cm/s²を入力した場合においては、背後地盤の中間層と前面地盤において水平応答加速度が低下している。これは地盤が軟化していることを示し、その度合は特に地盤前面で激しくなった。鉛直応答については、全ての実験ケースにおいて入力はほとんど増幅されることなく上部へ伝達し、鉛直方向の入力と比例して応答も大きくなっている。

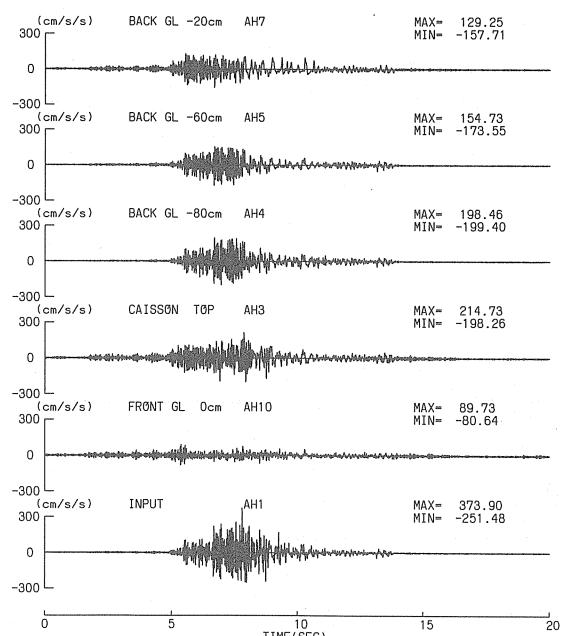
図-8 CASE3-水平応答加速度 (300cm/s²加振時)

図-7、8にCASE3において100cm/s²加振と300cm/s²加振した場合の入力、前面地盤上、矢板頂部および背後地盤中の加速度の時刻歴を示す。これらの図により前述した傾向がより明確に理解できる。100cm/s²加振時において各部の水平応答は増幅されるが、300cm/s²加振時には全ての水平応答が長周期化し、最大応答加速度が低下している。前面地盤上は入力動の成分を伝達しないほどに軟弱化し、背後地盤の地震時土圧に対し、抵抗できないことが推測された。また、矢板頂部の応答が類似した値を示しているのは、地盤の軟弱化により、矢板底面に伝達された応答が減少したことと、背後地盤の応答の低下により矢板に作用する力が入力動に比例して大きくならなかった影響であると推察される。

b) 過剰間隙水圧

水平応答加速度の最大値および時刻歴により、地盤の軟弱化が確認された。そこで、この現象が液状化に起因しているのかを検証するために図-9に過剰間隙水圧の最大値を示す。（図中には有効上載圧も合わせて示す。）これより、300cm/s²加振時に背後地盤の過剰間隙水圧は上昇し、上下動が大きくなるに従い、上部から下部にむかって液状化する傾向がある。一方、前面地盤では、CASE3の100cm/s²加振時において過剰間隙水圧は上昇し始め、300cm/s²加振時には完全に液状化している。この結果は、応答加速度により判断された地盤の軟弱化の傾向と合致するものである。また、CASE1からCASE3に向かい、つ

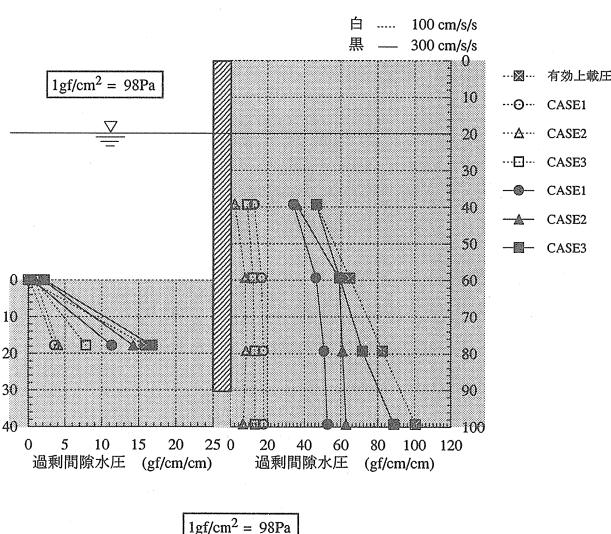


図-9 過剰間隙水圧の最大値

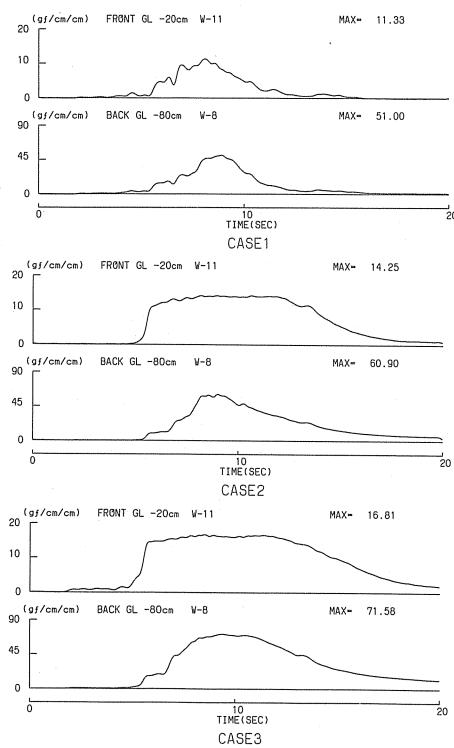


図-10 過剰間隙水圧の時刻歴

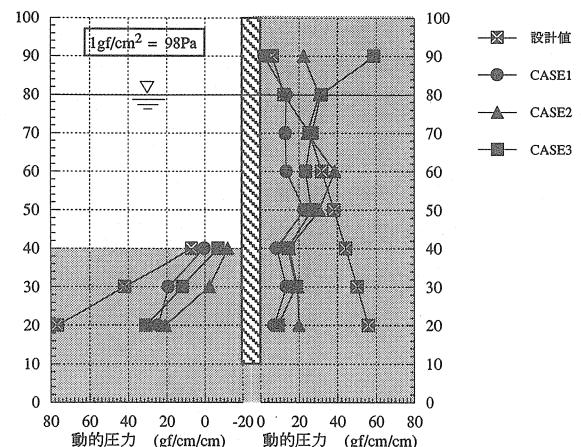
まり上下動が大きくなるにつれて、過剰間隙水圧の最大値が大きくなる傾向が全ケースにおいて見られた。図-10にCASE1からCASE3の300cm/s²加振時における背後地盤(GL-80cm)および前面地盤(GL-20cm)の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。鉛直方向の入力動の大きさに伴い、過剰間隙水圧の値が大きくなるのはもちろん、液状化している時間が長くなり、間隙水圧の消散にも時間がかかる傾向を示している。

c) 地震時土圧

次に矢板の地震時挙動を検証する。図-11に各実験ケース300cm/s²加振時における、合力が最大となる時刻の地震時土圧分布を土圧と動水圧をたし合わせて示す。また、図中には設計震度K=0.15とした場合の設計地震時土圧もあわせて記述している。前面地盤では比較的三角形分布に近い分布形状を示すが、最大値は1/2程度である。背後地盤においては実験値は地盤上部の方が大きくなる傾向があり、かなり設計値と異なる分布形状を示している。背後地盤の地震時土圧は上下動が大きくなるにつれ増幅されるが、前面ではそういった現象は見られず、逆に小さくなる傾向を示している。背後地盤の地震時土圧合力の作用位置は、三角形分布とした場合と比較すると矢板上部に位置している。また、矢板は地盤の変形に伴い移動しており、それらの要因によってこのような分布を示したものと考えられる。さらに、設計値から算出される合力と実験における合力を比較すると、破壊に近い現象が起きたと判断できるCASE2、CASE3において、背後地盤の主動土圧は比較的良好一致が見られるが、前面側の受動土圧の合力は小さいものであった。

なお、実験を実施するにあたり静止状態での分布を測定したところ、ランキン土圧と静水圧を考慮して算出した値とほぼ同等の値であった。

d) 地表沈下と矢板の挙動

図-11 地震時土圧分布 (300cm/s²加振時)

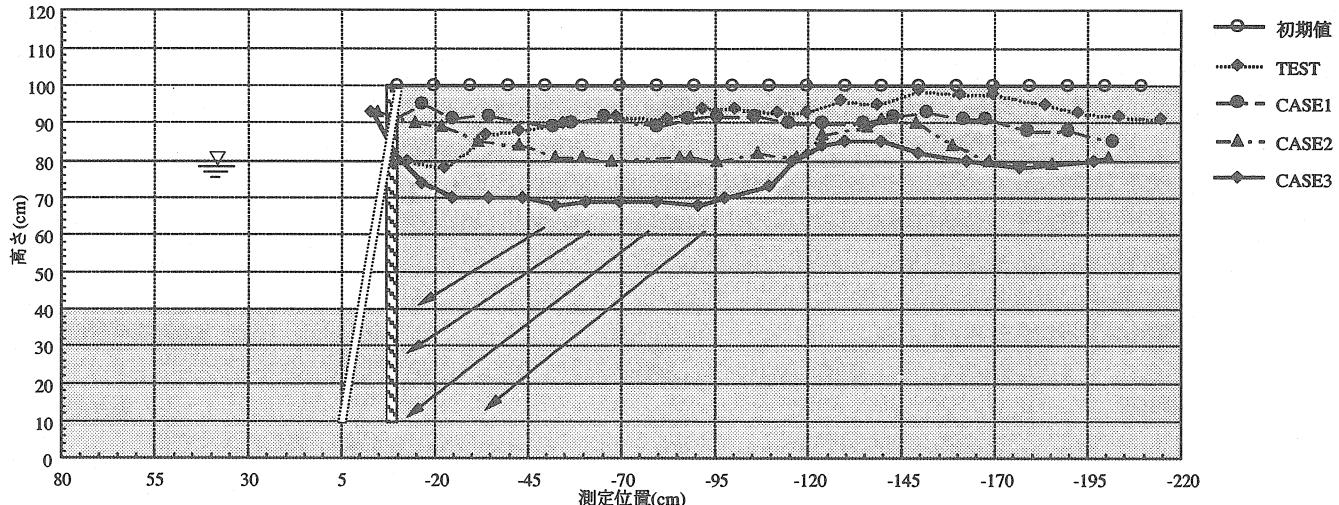
図-12 地表面沈下量と矢板の破壊モード (300cm/s²加振時)

図-12に各実験ケースでの300cm/s²加振時における地表面の移動量を示す。表示した値は実測値を10倍したものであり、水平方向の変位も考慮している。また、各実験における破壊状況での矢板模型の変位量を点線で示している。地表面の沈下量は、上下動が大きくなるにつれ大きくなり、矢板底部に向かう傾向である。よって、地震時土圧は、図中の矢印の方向に向かい下部ほど大きくなるものと推測されるが、実際には矢板は移動しているため、測定値に見れるような分布を示したものと考えられる。図に見られるような破壊モードとなったのは、背後地盤の地震時土圧の作用と前面地盤の液状化による受動土圧の低下、およびタイロッドが背後土槽壁に設置される形で支持されており、矢板頂部の前面方向の移動を拘束したためと考えられる。

参考までに実寸に換算した値を示すと、CASE3の300/300cm/s²入力時において、地表面沈下量は1.01m、矢板頂部のはらみ出しありは0.16m程度であった。

3.まとめ

直下型地震に対する耐震設計手法の確立を目指し、今回は鋼矢板岸壁を取り上げ、水-地盤-構造物の動的相互作用系を考慮した模型振動実験を実施した。実験により得られた結果を以下に示す。

- ①水の存在は地盤の軟化を促進させ、その傾向は入力レベルおよび上下動が大きくなるにつれて顕著に現れる。しかし、矢板頂部の挙動は、地盤の軟化とタイロッドにより抑止されているため、増幅する傾向は見られない。
- ②過剰間隙水圧の上昇、地盤の水平応答の長周期化の割合は、入力レベルおよび上下動が大きくなるにつれて高くなり、液状化現象には上下動の影響も含まれてい

る」と考えられる。

③水平震度K=0.15とした場合において、従来の設計法による地震時土圧と実験による地震時土圧の分布を比較したところ、分布形状は異なるが、破壊時の主動土圧合力は比較的良好一致した。

④本実験における矢板の破壊モードは、背後地盤の地震時土圧の作用と前面地盤の液状化により、矢板が沈下しながら前面にはらむものとなった。

本実験では、タイロッドによる反力を土槽壁でとったことと矢板を治具上に設置した点が実構造物との相違点であった。今後、設計ベースで有効的な実験結果を得るには、実構造物を忠実に再現した状況下での実験を実施する必要があると思われる。また、これらの現象を検証できる解析手法の開発も重要な課題の一つである。

謝 辞

本研究は、港湾技術研究所との共同研究の一環であり、構造部構造振動研究室室長外山進一氏、同じく主任研究官菅野高弘氏に多大なご指導を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 風間基樹、稻富隆昌、大塚幸治
ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験とその解析、港湾技術研究所報告 第29巻 第2号 1990.6
- 2) 野津 厚、三藤正明、風間基樹、稻富隆昌
水平、上下2方向入力したケーソン岸壁-地盤系の模型振動実験、第9回日本地震工学シンポジウム論文集 第2分冊 220 1994