

兵庫県南部地震における鋼管杭栈橋の被災メカニズム

南 兼一郎¹・高橋邦夫²・菅野高弘³・園山哲夫⁴・川端規之⁵

¹正会員 工修 (財) 大阪港埠頭公社 理事 (〒559-0034 大阪市住江区长港北1-14-16)

²正会員 工博 (独) 港湾空港技術研究所 理事 (〒239-0826 横須賀市長瀬3丁目1番1号)

³正会員 工博 (独) 港湾空港技術研究所 地盤構造部構造振動研究室長 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

⁴正会員 工修 財団法人東京港埠頭公社 理事 (〒105-0022 港区海岸1-11-1
ニューピア竹芝ノースタワー9F)

⁵正会員 工修 新日本製鐵株式会社建材開発技術部 (〒100-8071千代田区大手町2-6-3)

平成7年兵庫県南部地震において、大きな被災を受けた神戸港の鋼管杭式縦栈橋、横栈橋およびドルフィンについて現地調査、被災メカニズムに関する解析を行った。

栈橋の被害調査の結果により、鋼管杭式栈橋の被害は周辺地盤の側方移動に起因していることが明らかになった。また、静的な弾塑性解析により栈橋の被災メカニズムが定性的に説明が可能であるが、絶対変位量まで含めて評価するためには、非線形動的解析モデルが有効であることがわかった。さらに、栈橋の水中振動台模型実験により、側方移動をともなう横栈橋の残留変形がある程度再現可能であることがわかった。

Key Words: steel pipe pile pier, numerical analysis, earthquake damage, shaking table tests

1. まえがき

平成7年(1995年)兵庫県南部地震において、多くの港湾施設が被災した^{1), 2)}。地盤盤に杭を打ち込んでその上に床版を一体化させた、いわゆる栈橋構造物も被災した。栈橋構造は港湾の代表的な構造物の一つであるが、過去被災事例がなかったため、その耐震設計法の再検討が緊急の課題となった。

栈橋の構造の耐震設計法に関する研究は、古くから港湾技術研究所を中心に進められており^{3), 4)}、その成果が栈橋の設計法として港湾の施設の技術上の基準⁵⁾(以下技術基準と呼ぶ)にまとめられている。本稿での検討は、今回の被災が既存の技術基準の見直しを迫るものかどうかとの観点から、また、地震後土木学会から提言された、発生確率は低い非常に強い地震(いわゆるレベル2地震)に対する栈橋の耐震設計法の検討に資するの観点から実施した。本稿では、鋼管杭の引き抜きを含む被災事例の詳細な調査結果を踏まえ、主として、静的弾塑性解析及び地震時の土の過剰間隙水圧の変化を考

慮した非線形動的応答解析により、被災原因の究明を行った結果を取りまとめた。

検討の対象とした栈橋は、護岸法線に沿って設置された典型的な横栈橋であるT栈橋、護岸法線に直角方向に設置された縦栈橋であるA栈橋、既設防波堤の近くに独立に設置された杭構造物であるBドルフィン並びに神戸港の東に位置し、前記T栈橋と同程度の加速度を受けたと推定されるにもかかわらず、被災を受けなかった横栈橋のC栈橋である。被害の特に大きかったT栈橋については、振動台模型実験も実施した。

2. 被災状況の総括

(1) T栈橋^{1), 6)}

a) T栈橋の概要

T栈橋は前面水深K.P. -7mの既設護岸に平行に建設された横栈橋である。栈橋の構造概要及び地盤の構成を図-1に示す。K.P. -12m付近に図-2に示す粒度分布が

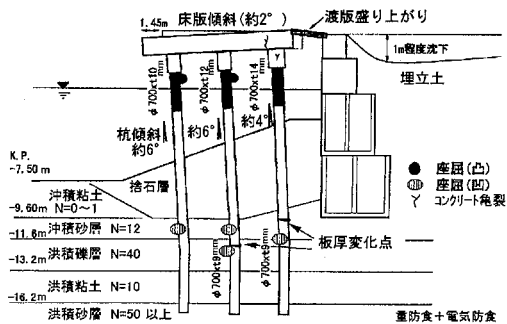


図-1 構造概要、地盤構成及び被害状況模式図

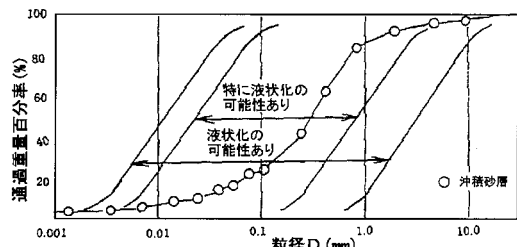


図-2 沖積砂の粒度分布

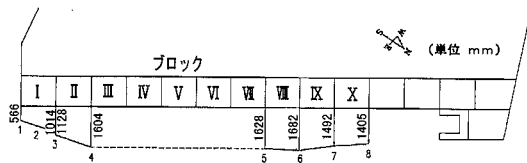


図-3 栈橋法線の水平変位量

ら液状化の可能性があると判断される薄い沖積砂層が存在している。設計水平震度は0.15である。全部で16ある栈橋ブロックのうち、詳細な調査の対象としたのは図-3に示す第Xブロックである。

b) T栈橋の被災状況

栈橋法線の水平変位量の測定結果を図-3に示す。また、栈橋ブロックXで行われた、床版のクラック調査の結果及び鋼管杭の杭頭部の座屈箇所と座屈による膨らみ量を図-4に、鋼管杭の引き抜き後の変形状況を図-5に示す。T栈橋の被災状況をまとめると以下の通りである。

①栈橋の水平変位量は、栈橋中央部で1.4~1.6mで、最大で約1.7mであり、南端は0.5mであった。栈橋北端付近の水平変位の値を記していないが、これは、詳細な測量が行われていないことによる。現場状況から実際にはかなりの水平変位が生じていたものと推定される。

②栈橋のRC梁のクラックは下面にのみ認められた。海

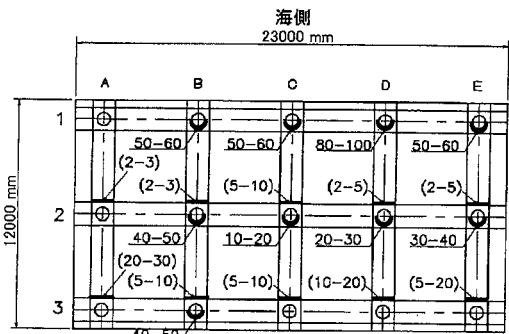


図-4 杭頭部の座屈による膨らみ量と梁のクラック幅
凡例
()内クラック幅(mm)
影部は座屈による膨らみ量

図-4 杭頭部の座屈による膨らみ量と梁のクラック幅

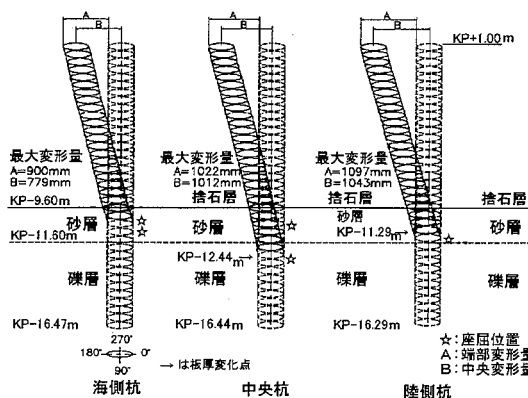


図-5 引き抜き後の杭の変形

側の梁にはクラックは見られなかった。クラック幅は最大で30mm程度であり、鉄筋の降伏レベルを越える曲げモーメントが発生していたものと推定される。

③鋼管杭頭部には、床版の海側への動きによると考えられる局部座屈が認められた。RC梁のクラックの発生箇所と対照的に、鋼管杭頭部の座屈は海側の杭で多く、陸側の杭頭部では少なかった。杭頭部の座屈の形状は凸型であった。

④引き抜いた鋼管杭の調査から鋼管杭は、地中部でも座屈しており、座屈位置は陸側の杭ほど深い位置で生じていた。座屈の形状は杭頭部とは異なり、凹型であった。

(2) A栈橋^{1), 7)}

a) A栈橋の概要

A栈橋は護岸法線から直角方向に設置された縦栈橋であり、前面水深はK.P. -7.5mである。栈橋の平面形状、

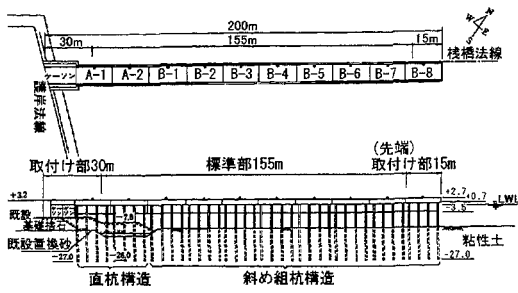


図-6 A 栈橋の平面形状及び構造概要

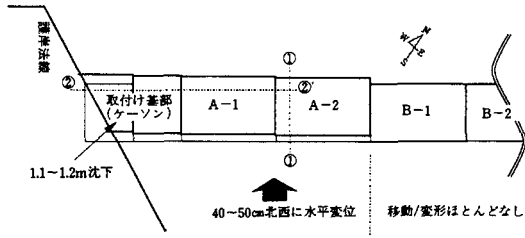


図-7 上部工の変位状況

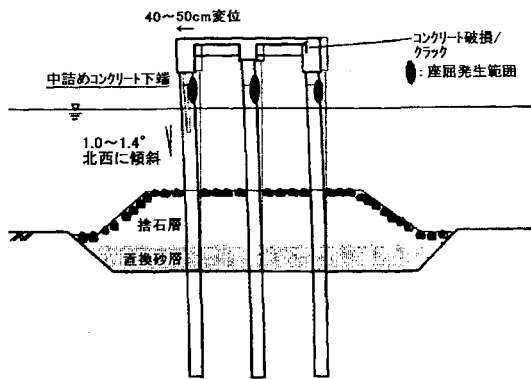


図-8 杭の法線直角方向変形 (A1ブロック第3列)

構造概要及び地盤構成を図-6に示す。ここで、護岸法線とは、護岸線の方向を意味する用語として使う(以下同様)。調査対象は、護岸に重力式のケーソンを経て接続した、直杭式のA-1、A-2ブロックである。

b) A栈橋の被災状況

A栈橋上部工の変位状況を図-7に、栈橋法線直角方向の変形状況を図-8に、栈橋法線方向の変形状況を図-9に示す。A栈橋の被災状況をまとめると以下の通りである。

- ①A-1、A-2ブロックは、全体的に北側に40cm程度変位していた。
- ②A-1ブロックの内、ケーソンに最も近い杭では地中部

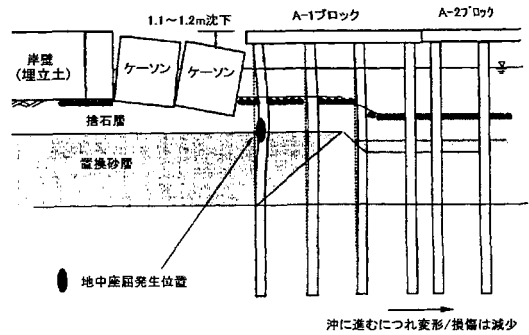


図-9 杭の法線方向変形 (A1, A2ブロック中央列)

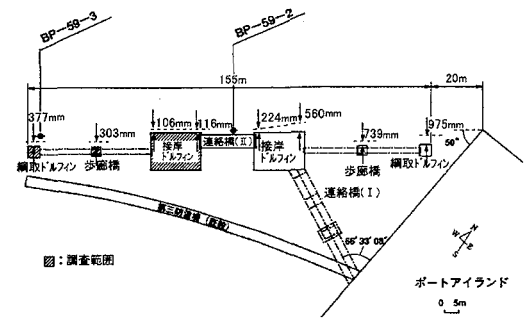
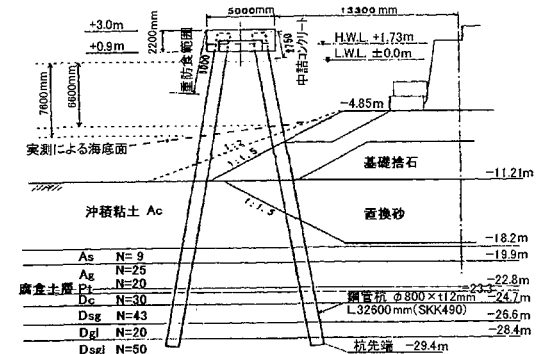


図-10 Bドルフィンの構成及び水平変位量



西側網取りドルフィン

図-11 Bドルフィンの断面図(網取りドルフィン)

及び杭頭部の2点に顕著な折れ曲がりが見られた。これらはケーソンの海側への移動や捨石マウンドの変形による影響と考えられる。他の杭では杭頭部に座屈が発生していた。上部工にはクラックが発生しており、南側杭列の杭頭付近及び北側杭列の上面付近に集中していた。ケーソンに近いA-1ブロックでは栈橋の法線直角方向にもクラックが見られた。

- ③A-2ブロックより東側に位置する護岸から離れた組

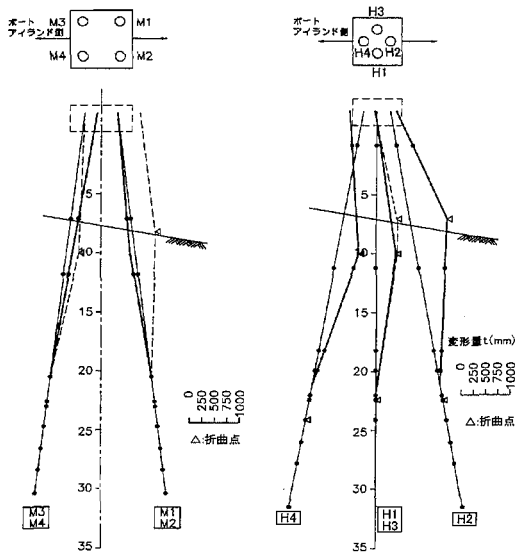


図-12 (a) 網取りドルフィン 変形状況 図-12 (b) 歩廊橋ドルフィン 変形状況

杭式の栈橋部では被害が見られなかった。

④A栈橋の杭は腐食代により設計されており杭打設後、約16年が経過していたが、L. W. L. 付近では3mm程度の腐食が見られた。平均的な腐食速度は技術基準に示されている値とほぼ等しかった。

(3) Bドルフィン¹⁾

a) Bドルフィンの概要

Bドルフィンは防波堤の沖側に建設された前面水深K. P. -11mのドルフィンである。ドルフィンの平面形状、構造概要、地盤構成を図-10, 11に示す。調査対象は、西側の3つのドルフィンである。

b) Bドルフィンの被災状況

Bドルフィンの水平変位を図-10に示す。水中観察調査の結果、鋼管杭の曲がり観測された網取りドルフィン及び歩廊橋ドルフィンについては、鋼管杭を引き抜いて変形量を調査した。調査結果を図-12に示す。なお、接岸ドルフィンでは杭の曲がり観測されなかった。Bドルフィンの被災状況をまとめると以下の通りである。

①網取りドルフィン・歩廊橋ドルフィンで30cm程度、接岸ドルフィンで10cm程度、北西側に変位していた。

②網取りドルフィン及び歩廊橋ドルフィンでは、杭が杭頭及び置換砂層付近の2点で座屈し折れ曲がっている。

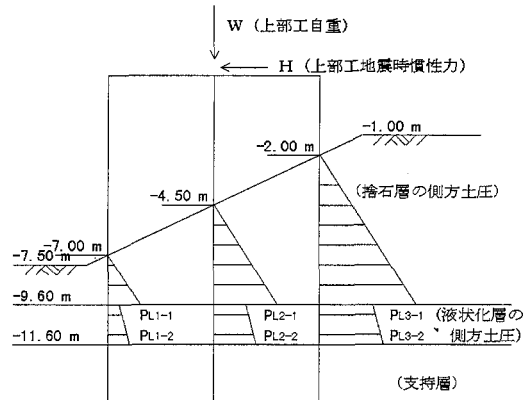


図-13 栈橋の静的解析モデル

た。接岸ドルフィンの杭には曲がりは見られなかった。

③各ドルフィンの上部工(床版・梁)については目視調査の結果、網取りドルフィン・歩廊橋ドルフィンではクラック等の被害は認められなかった。接岸ドルフィンでは床版にクラックが生じたが、梁は健全であった。

④Bドルフィンの各杭は杭頭から水中中部にかけて重防食被覆が施されており、杭体の腐食はなかった。

3. T栈橋の解析による被災原因の究明

(1) 静的弾塑性解析

a) 構造モデル

栈橋の被災原因を推定するために、静的弾塑性解析を行った。T栈橋、A栈橋及びBドルフィンの解析プログラムとしてNPILAN⁸⁾を用いた。解析に際して床版は剛体と仮定し、杭のM-φ関係はバイリニアとした。地盤反力は完全弾塑性型の連続バネでモデル化した。

b) 解析結果

調査によって確認された杭頭部及び地中部座屈を再現しうる地震荷重の組み合わせを検討した(図-13)。その結果、捨石層及び液状化層に側方土圧をかけ、栈橋床版に作用させる慣性力と側方土圧合力の比を1:1として荷重を漸増させた場合、図-14に示す最大曲げモーメント発生位置と図-1に示す鋼管の折れ曲がり点(座屈位置)が一致した。最終段階での側方土圧合力と有効土被り圧の比率を α とすれば、 $\alpha=1$ 程度の結果となった(図-15)。受動土圧レベル($\alpha=3$ から4)の側方土圧を作用させるケースでは、最大曲げモーメントの発生位置

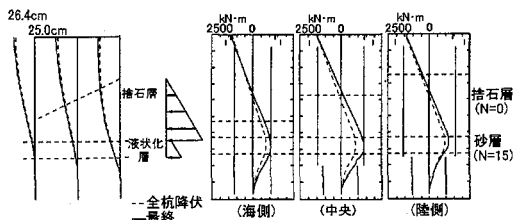


図-14 杭の水平変位及び曲げモーメント
(床版水平力；土圧 = 1 : 1)

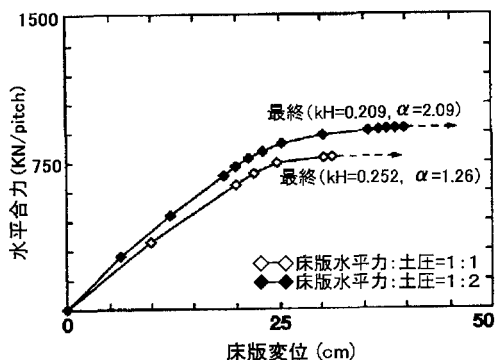


図-15 栈橋の水平合力と床版水平変位

が捨石層中となり、地中部座屈の位置と方向が調査結果と対応しなかった。また、上載荷重及び側方土圧を0として、上部工へ慣性力だけをかけた場合の終局荷重を震度に換算すると、限界水平震度は0.4以上で、実際に栈橋に作用したと推定される加速度(300gal)から計算した水平震度よりも大きかった。いずれのケースでも1.4~1.6mの実測水平変位は再現できなかった。

(2) 非線形動的解析

a) 非線形動的解析手法の概要

栈橋と地盤の動的相互作用解析を実行するプログラムはいくつか提案されている。本稿では、運輸省港湾技術研究所により開発された、地震時の地盤の有効応力の変化を考慮できる非線形動的応答解析プログラム(FLIP)⁹⁾を用いて栈橋の被災メカニズムを検討した。その際、鋼管杭は一本の剛性を栈橋の杭の法線方向のピッチで除した剛性を持つ梁部材に置き換えた。

さらに、栈橋の崩壊過程を正確に追跡するため、杭と地盤の間の相互作用を表すバネ及び床版の非線性を考慮した解析を行った。具体的には、栈橋のない地盤だけのモデルについて、その地震時挙動をFLIPで計算し、その結果求められた地盤の変位を、米国で開発された

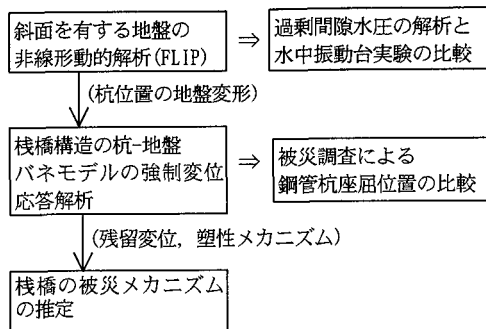


図-16 T栈橋の調査解析・実験による被災メカニズムの検討フロー

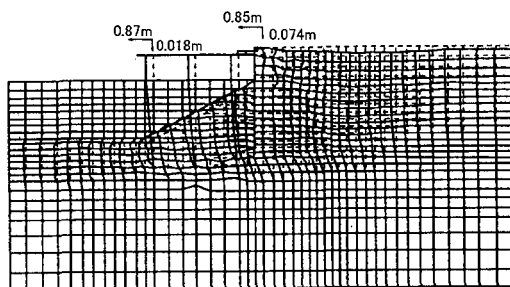


図-17 地盤及び栈橋の残留変形

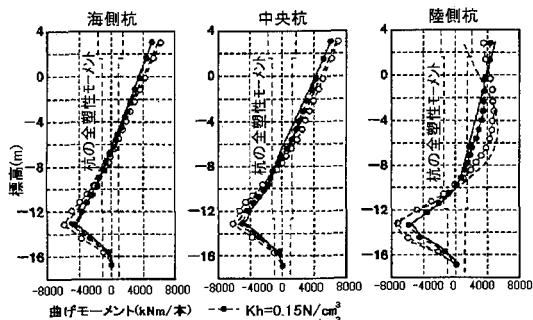


図-18 杭の残留曲げモーメント

骨組み系構造解析プログラム(CAP)¹⁰⁾のモデルに強制変位として入力することにより、骨組みの時刻歴応答を逐次計算し、栈橋の崩壊過程を追跡し、被災調査結果と比較を行った。検討フローを図-16に示す。

b) 有限要素解析法(FLIP)による非線形動的解析

FLIPによる解析に当たって地盤条件は図-1に示したものをベースに、神戸港における重力式岸壁の被災原因分析についての一井らの研究¹¹⁾を参考にして決めた。鋼管杭及びRC梁は線形梁要素を用い、地盤と鋼管杭の間の相互作用バネには杭の軸直角方向の地盤反力バネ

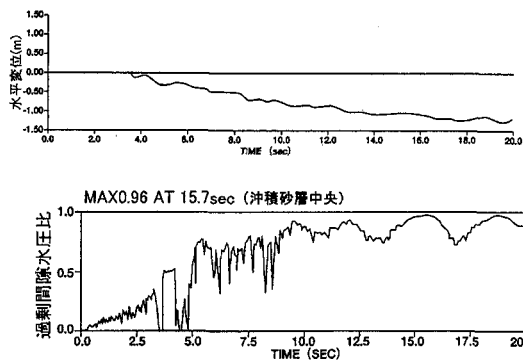


図-19 栈橋上部工の水平変位と沖積砂層の過剰間隙水圧比の時刻歴

に相当する相互作用バネを用いた。FLIPでは相互作用バネは線形バネしか考慮できないため、バネの値を小さく設定することによりバネの非線形性を考慮した。入力地震波は栈橋近傍のポートアイランドで観測されたK. P. -79mの地震波¹²⁾を入射波に変換したものを、T栈橋の法線直角方向に合成して用いた。

解析結果の残留水平変位を図-17に、杭の残留曲げモーメントの分布を図-18に示す。このケースは、栈橋の残留水平変位は0.87mと調査結果の1.4~1.5mより小さく、鋼管杭の最大曲げモーメントの発生位置が13mと座屈位置よりも深い³⁾が、解析による曲げモーメント分布が調査結果の杭の座屈状況を概ね説明できるケースである。このときの鋼管杭と捨石層の相互作用バネの地盤反力係数は $K_h=0.15\text{N/cm}^3$ である。図-18に示すように、相互作用バネの値を大きくすると、捨石層中の杭に大きな曲げモーメントが生じて、鋼管が折れ曲がることとなり、被災調査結果と一致しない。このケースでは、護岸背後の埋立土は完全に液状化している。図-19に栈橋の水平変位と沖積砂層の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。捨石層下の沖積砂層の間隙水圧比が0.5を越えたところから栈橋の変位が徐々に大きくなっている。なお、護岸背面の埋立土が液状化しない場合及び捨石層下の沖積砂層が液状化しない場合の解析結果は、栈橋の水平変位がさらに小さく、鋼管杭も降伏にいたっていない。

以上から、栈橋の被害の主因は強い地震動による護岸背面の埋立土の液状化及び現地調査では確認できなかったが捨石下の沖積砂層の液状化によるものと推定される。

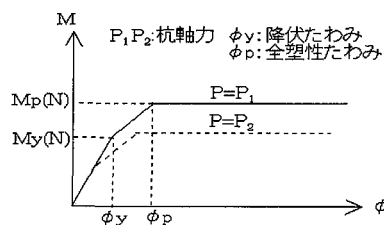


図-20 CAPにおける鋼管杭のM-P-φ

c) 骨組み系構造解析プログラム (CAP) による骨組みの崩壊過程の検討

図-16に示す手順で栈橋が存在しない場合の地中部の応答変位をFLIPにより計算し、CAPに支点の強制変位として入力した。さらに、栈橋床版と護岸を渡版の剛性に相当するバネで結び護岸の動きも同時に入力した。鋼管杭及び梁のM-φ関係は図-20のようにトリリニアにモデル化した。鋼管杭と地盤を結ぶバネはバイリニアとしバネ値は前項と同じ値を、最大地盤反力値は、前節の静的弾塑性解析結果を参考にして有効土被り圧とした。

解析結果の栈橋床版水平変位の時刻歴及び鋼管杭の塑性化の進行状態を図-21に示す。図中の番号は塑性化の生じた順序を示している。鋼管杭の塑性化の順序は実際には観測されていないが、陸側の鋼管杭の杭頭が最後に降伏する計算結果と、陸側の鋼管杭の一部が座屈している調査結果が被災状況と一致していると考えられる。また、このケースでは、渡版の圧縮剛性が大きい⁴⁾ため、栈橋床版の動きが護岸と同じとなり、残留変位は1.5m程度と調査結果とほぼ等しくなった。栈橋床版変位の時刻歴を詳しく見ると発震後3秒から5秒の間で陸側杭頭部を除くすべての杭頭部及び地中部で、塑性ヒンジができること、栈橋床版が慣性力で海側に変位した後、陸側に戻るところで渡版に衝突し、元に戻れず、さらに海側に変位する様子が読みとれる。渡版に衝撃的な大きな圧縮力が作用したことは現地の調査でも認められている。

(3) T栈橋の被災原因の考察

T栈橋の被災状況と静的解析及び非線形動的解析による被災原因の検討により以下のことが明らかになった。

①地震時にT栈橋に生じた大きな残留変位及び鋼管杭の杭頭及び地中部での局部座屈は、護岸背面の埋立土

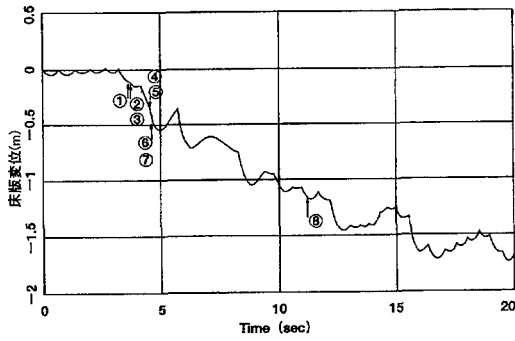


図-21(a) 床版の水平変位と塑性イベント

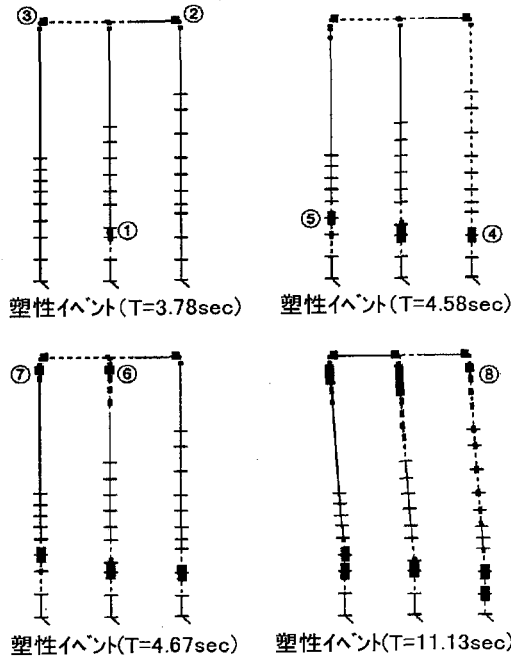


図-21(b) 塑性イベントの発生時刻と順序

層と栈橋下の沖積砂層の液状化によりケーソン護岸が栈橋と捨石層を押し出したことにより生じたと推定される。

②静的弾塑性解析によれば、上載荷重がない場合の栈橋の限界水平震度は0.4程度であり、今回の地震時の作用震度は0.3程度と推定されることから、地盤の液状化が生じなければ、栈橋は十分な耐力を有していたと考えられる。

③捨石層から鋼管杭に作用した側方土圧は捨石層の有効土被り圧と同程度であったものと推定される。

④非線形動的解析法を適用する場合、杭体と地盤間の

表-1 適用相似則

パラメータ	実物/モデル	縮尺
長さ	2	15
密度	1	1
時間	0.75	7.62
応力	2	15
間隙水圧	2	15
変位	1.5	58.09
速度	0.75	7.62
加速度	1	1

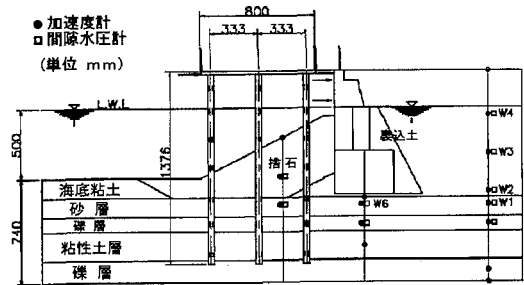


図-22 栈橋模型と計測器配置

相互作用バネの設定によりモーメント分布が変化するので相互作用バネの十分な検討が必要である。

4. T栈橋の振動台模型実験

(1) 実験概要

土構造物の模型実験は、相似則の問題から、その挙動を完全に再現する実験は困難である。T栈橋の被災原因は、前節までの検討で、護岸ケーソンのせり出しによるものと推察されたが、捨石層直下の砂層の液状化現象とケーソンの移動との関係、杭と地盤の相互作用のモデル化の問題など、数値解析では不十分な点があると考え、T栈橋の3次元水中振動台模型実験を行った。相似則は、土の応力歪み関係をRamber-Osgoodモデルで関係づけた上で、地盤の波動方程式を支配方程式とした場合の1G場での相似則であるIai¹³⁾によるものを用いた。各物理量に対する縮小比率を表-1に示す。相似則によれば、時間スケールは模型縮尺の0.5乗に比例し、変位のスケールは縮尺の1.5乗に比例する。本実験で用いた1/15縮尺の栈橋模型の形状を図-22に示す。振動台への

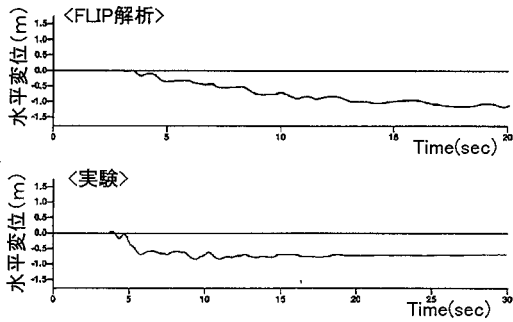


図-23 上部工の水平方向変位の時刻層図

- : 最大過剰間隙水圧
- : 有効上載圧

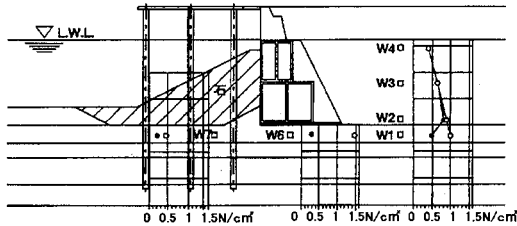


図-24 最大過剰間隙水圧分布

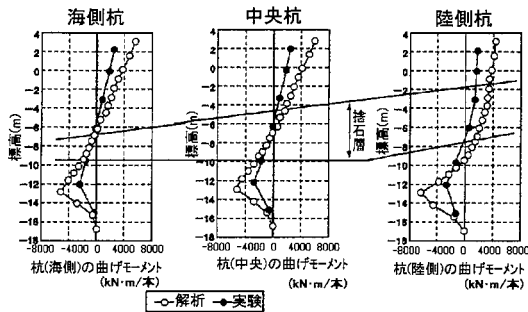


図-25 杭の曲げモーメント (kN・m/本)

入力地震動はポートアイランドのK.P.-28mでの観測地震波を3成分入力した。

(2) 実験結果

実験による栈橋上部工の水平変位の時刻層を図-23に示す。また、3.(2)の解析による水平変位も併せて示す。図中の長さ及び時間スケールは実物のスケールに変換している。最大変位到達時間は、実験結果では3秒程度で、解析の10秒程度よりかなり早くなっている。栈橋床版の残留変位は0.7mと調査結果の1.4~1.6mよりも小さかった。これは、模型の相似則をモーメント分布の再現性に注目し、杭の剛性(EI)で合わせたことから、

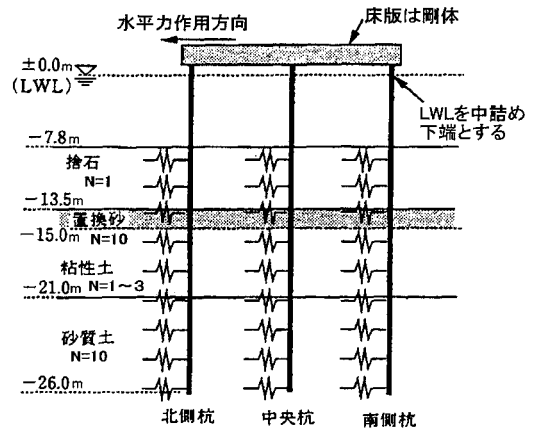


図-26(a) A栈橋の法線直角方向の解析モデル

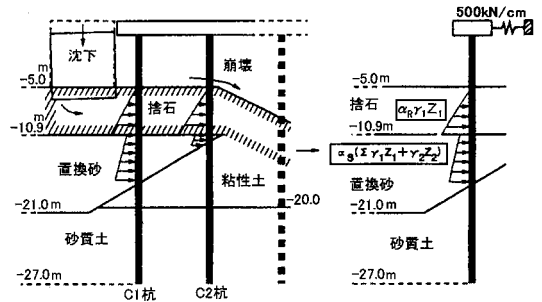


図-26(b) A栈橋の法線方向の解析モデル

変形が小さくなったものである。

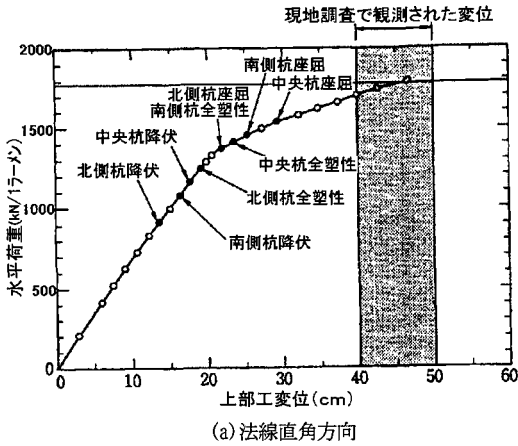
実験における埋立土及び沖積砂層の最大過剰間隙水圧比の分布を図-24に示す。ケーソン背面の埋立土はほぼ液状化しているが、沖積砂層の過剰間隙水圧比は、0.5程度であり、液状化状態に達していない。

図-25に鋼管杭に発生する加振終了時の曲げモーメントの比較を示す。実験では杭頭部と沖積砂層付近での曲げモーメントが卓越しており、観察された鋼管杭の座屈位置と概ね合致している。また、3.(2)の解析結果より絶対値は小さいものの傾向は一致している。

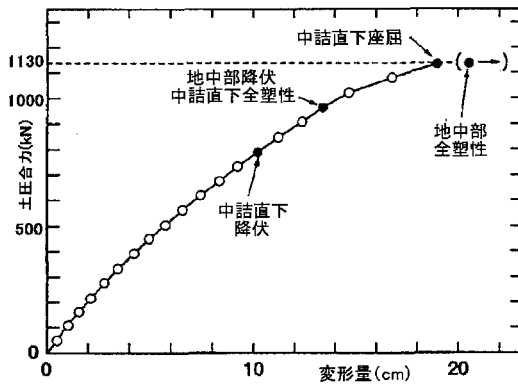
5. A栈橋の解析による被災原因の究明

(1) 静的弾塑性解析

A栈橋の被災原因を推定するために、図-26に示すように栈橋をモデル化し、NPILANによる静的弾塑性解析を行った。栈橋の法線直角方向の解析(図-26(a))では、床版を剛体とし、杭頭を床版が剛結された杭-ラーム



(a) 法線直角方向



(b) 法線方向

図-27 棧橋の荷重変位曲線

ン構造としている。ここでは被災の主因と考えられる床版の慣性力など、上部工に作用した水平力をパラメーターとして、棧橋の破壊メカニズムの検討を行った。一方、棧橋の法線方向の解析（図-26(b)）では、岸壁に最も近接する地中部で座屈した杭を単杭モデルとして検討した。図中の α_p 、 α_s は捨石及び置換砂の側圧係数で、 γ_1 、 γ_2 、 L_1 、 L_2 はそれぞれの有効重量と層厚を示す。ここでは簡単のため、法線方向に並ぶ他の杭列の影響を杭頭の回転を拘束した等価な水平剛性を有する線形バネに置き換えて、これを単杭解析モデルの杭頭部の拘束条件として与えた。また、外力としては、捨石層と置換砂層に有効土被り圧に荷重倍率 α を乗じた側方土圧を作用させた。なお、法線直角方向及び法線方向いずれの解析においても、杭及び地盤はバイリニアの弾塑性体とし、杭には調査結果に基づいた腐食減肉量を考慮している。

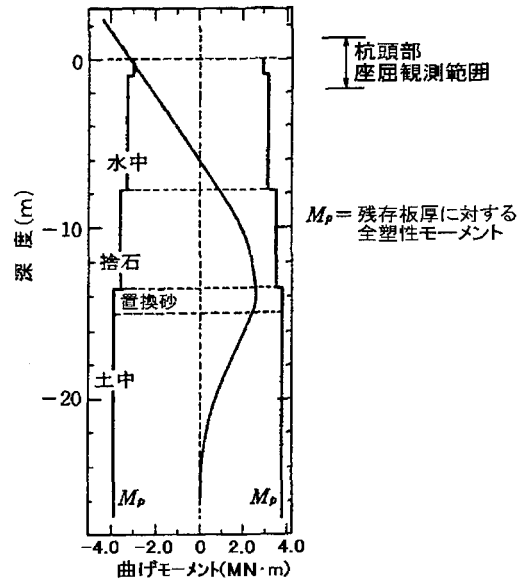


図-28 杭の終局状態における曲げモーメント分布

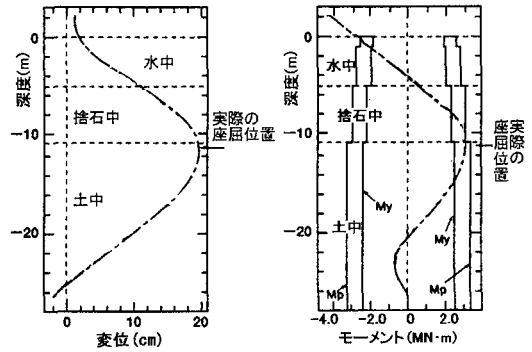


図-29 棧橋法線方向の杭の曲げモーメント分布

図-27に、上部工位置における荷重変位曲線を示す。図中には、杭頭部での座屈等の発生イベントも記入しているが、座屈の判定は杭体の歪みが $\epsilon = 0.44t/D$ (t : 鋼管杭の肉厚、 D : 鋼管杭の直径) を越えたときとした¹⁴⁾。今回の解析では、原設計水平震度に相当する外力 (430kN/ラーメン) では、十分弾性範囲内であり、その後水平力が増加するに従い、北側、南側、中央の順で降伏している。そして水平外力は約1700~1800kN (水平震度0.4相当) となった時点で現地調査で得られた変位に達する結果になった。また、このとき、杭に生じる曲げモーメントの分布は、図-28に示すように、杭の終局状態を示す塑性モーメントが座屈の確認された杭頭部で生じており、棧橋の被災状況と合致した。

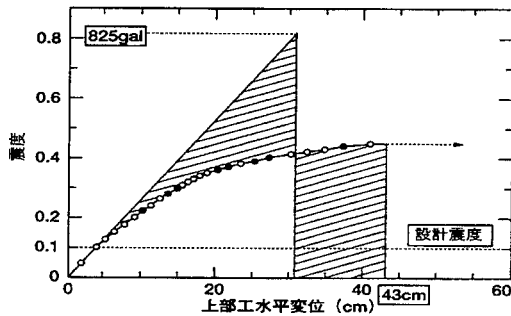


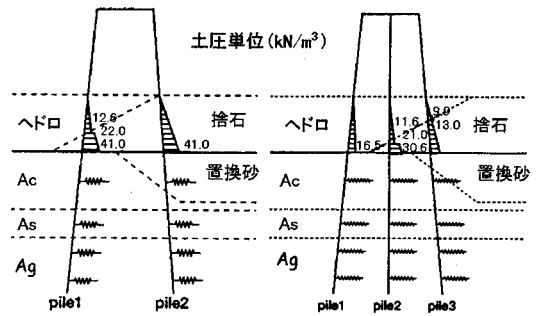
図-30 相対変位量と入力加速度

法線方向の解析では、有効土被り圧に対する荷重倍率 α_R (捨石層) と α_S (置換砂層) の割合を変化させ、護岸変位にともなう側方土圧による杭の破壊モードの検討を行った。図-29に杭地中部で塑性ヒンジが発生した際の曲げモーメント分布図及び変位分布図を示す。側方土圧だけを作用させて得られた解析結果は、 α_R が 4 ~ 6、 α_S が 0.4 ~ 1 の場合で、塑性ヒンジ発生位置が杭の座屈位置とおおむね一致した。ただし、今回の静的弾塑性解析では解析モデルの終局耐力よりも大きな外力に対しては解析が不能となるため、ケーソンに最も接近した杭で見られたような大変形までは再現できなかった。

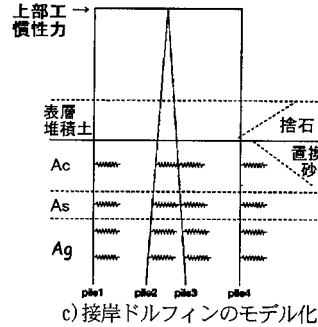
(2) 非線形動的解析 (FLUSH+CAP)

栈橋が存在しない場合の地中部の応答変位を FLUSH で計算し、その結果を CAP に支点の強制変位として入力した。A 栈橋の場合、地盤の残留変位量が小さかったので動的応答解析プログラムとしては FLUSH を用いた。入力地震動は 3. (2) で用いたものと同じで、地盤条件は K. P. -26m 以浅は図-30 に示したものを、それ以深は B ドルフィンのもを転用した。計算上の基盤は K. P. -46m とした。初期剛性率は技術基準の剛性率簡易推定法¹⁵⁾ により設定した。

解析結果では、杭の塑性化はほとんど発生せず上部工の最大応答加速度は 825gal であった。この加速度に相当する慣性力が床版に作用すると考えれば、図-30 のような弾性振動エネルギーと栈橋の塑性変形のエネルギーが等価であるというエネルギーの一定則¹⁶⁾ より、栈橋の塑性変形量が推定できる。これによって得られた残留水平変位は 40cm 程度であり、A 栈橋の法線直角方向の調査結果とほぼ一致した。



a) 網取りドルフィンのモデル化 b) 歩廊橋ドルフィンのモデル化



c) 接岸ドルフィンのモデル化
図-31 ドルフィン解析モデル

(3) A 栈橋の被災原因の考察

A 栈橋の被災状況と静的弾塑性解析及び動的解析による被災原因の検討により以下のことが明らかとなった。

- ① 縦栈橋では、護岸近傍ないし防波堤マウンドの捨石層の変状による被害が顕著であり、被災は周辺地盤の変状によるものと推定される。
- ② 護岸や捨石層の移動に伴い鋼管杭に作用した側方土圧の大きさは、有効土被り圧の 5 倍程度と推測される。
- ③ 護岸の変状の影響を受けない場合の地震応答による鋼管杭の損傷は、上部工慣性力の影響が支配的であるため杭頭付近に集中する。今回の調査では、腐食減肉のために径厚比が大きくなった部位での座屈が認められた。

6. B ドルフィンの解析による被災原因の究明

(1) 静的弾塑性解析

B ドルフィンの被災原因を推定するために、図-31 に示すようにドルフィンをモデル化し、NPILAN による静

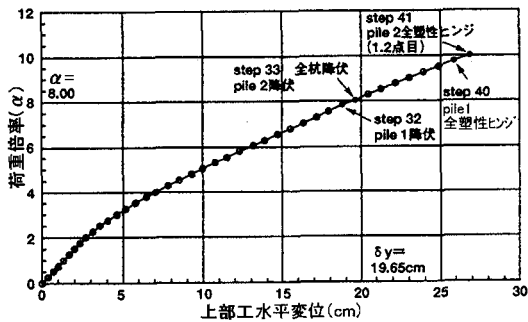


図-32(a) 網取りドルフィンの荷重倍率変位曲線

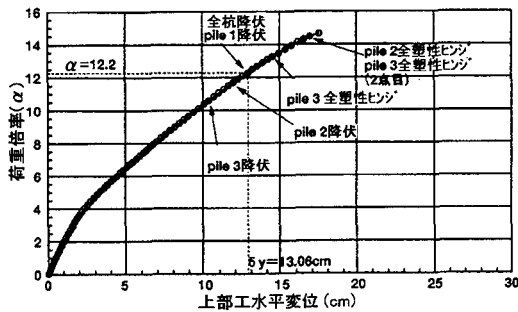


図-32(b) 歩廊橋ドルフィンの荷重倍率変位曲線

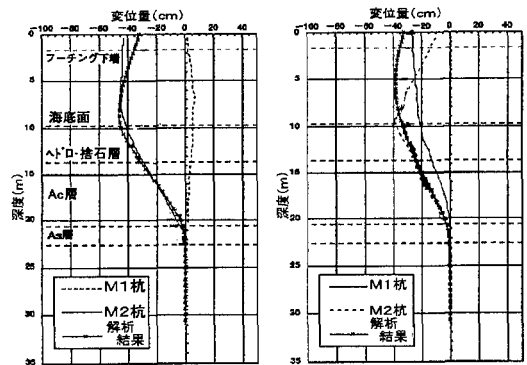


図-33(a) 網取りドルフィンの水平変位

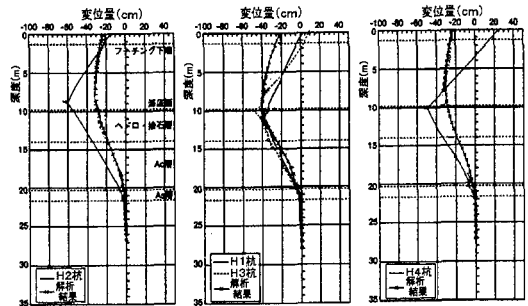


図-33(b) 歩廊橋ドルフィンの水平変位

的弾塑性解析を行った。杭及び地盤のモデル化は近接するA栈橋に準じた。

網取りドルフィン及び歩廊橋ドルフィンについては上部工重量の影響が小さく、慣性力よりも側方土圧による影響が卓越したものと考えられることから、杭に捨石層及びヘドロ層の側方土圧だけを作用させた。側方土圧の設定式は式(1)とし、 α を漸増させて静的弾塑性解析を行った。

$$p = \alpha(\gamma' z + 2c) \quad (1)$$

ここに、 c :粘着力 (kN/m^2)、 γ' :土の水中重量 (kN/m^3)、 z :土被り厚さ(m)

一方、接岸ドルフィンでは上部工慣性力が卓越したものと考え、解析では慣性力だけを作用させた。

これらの設定に基づいて解析した結果、網取りドルフィン及び歩廊橋ドルフィンについて杭頭部と置き換え砂付近の2点で折れ曲がる状況を再現することができた。各々のドルフィンの荷重倍率—上部工水平変位曲線を図-32に、杭の水平変位を図-33にそれぞれ示す。側方土圧を作用させた網取りドルフィン・歩廊橋ドルフィンの解析において、塑性ヒンジ発生時の有効土被り圧に対する側方土圧の荷重倍率 α は10~14程度であ

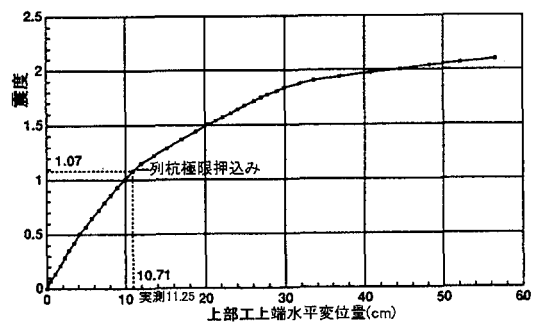


図-34 接岸ドルフィンの水平震度変位曲線

った。

上部工慣性力だけを作用させた接岸ドルフィンの水平震度—上部工水平変位曲線を図-34に示す。栈橋床版に水平震度で1.0以上の水平荷重が作用しても、構造部材はほぼ線形領域にあるが、斜杭の押し込み支持力が水平震度1.07で極限值に達しており、そのときの変位は10.7cmである。調査結果の上部工の残留水平変位は11.2cmであり、この値は、基礎が降伏するかどうかの荷重レベルと考えられる。このことは接岸ドルフィンがほとんど被災を受けなかったことと合致する。接岸ド

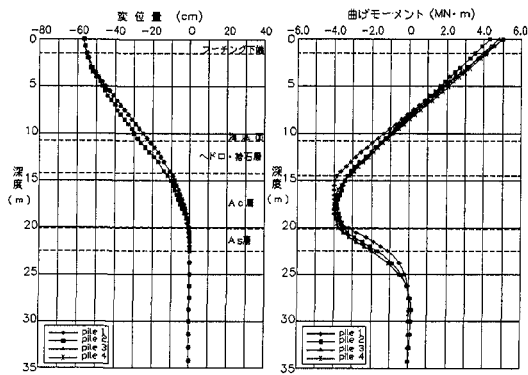


図-35 接岸ドルフィンに水平変位、曲げモーメント

ドルフィンは接岸力で設計されており、解析上の最大耐力は作用したと推定される上部工慣性力の2倍程度あり、今回の地震動に対し十分な耐力があったものとみられる。杭の水平変位曲げモーメントの計算結果を図-35に示す。図から、杭頭だけに塑性ヒンジが発生していると見られるが、調査結果では、上部工にクラックが見られたものの、杭頭に座屈は生じていなかった。これは、接岸ドルフィンが接岸力で設計されており、鋼管杭断面は地震力よりもむしろ接岸力によって決定され、地震力に対しては余裕があったこと、杭に重防食被覆が施され、腐食減肉がなかったことによると考えられる。

(2) 非線形動的解析(FLUSH+CAP)

接岸ドルフィンについて、5.(2)と同様の条件で動的応答解析を実施した結果、上部工の最大応答加速度は、600gal程度であった。斜杭は床版の応答による慣性力で、引き抜き力と押し込み力の双方が、極限荷重を若干超過する結果となった。上部工の最大応答加速度が他のドルフィンと比べて比較的小さかった理由は、斜杭の支持力が極限に達し、エネルギーが吸収されたためと考えられる。動的解析結果で残留変位が生じない点や、前節の静的弾塑性解析における降伏震度が1.07であることは、調査結果で、接岸ドルフィンの残留水平変位が小さかったことと整合している。

(3) Bドルフィンの被災原因の考察

Bドルフィンの被災状況と静的弾塑性解析及び動的解析による被災原因の検討により、以下のことが明らかとなった。

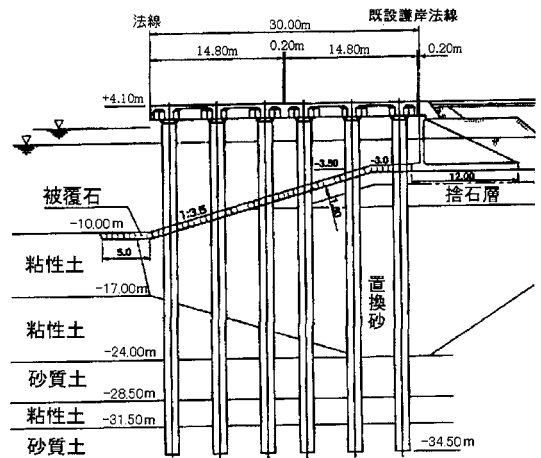


図-36 無被害栈橋の構造概要

- ①ドルフィンでは、護岸近傍ないし防波堤マウンドの捨石層の変状による被害が顕著であり、被災は周辺地盤の変状によるものと推定される。
- ②捨石層の移動に伴い鋼管杭に作用した側方土圧の大きさは、有効土被り圧の10倍程度と推測される。
- ③接岸ドルフィンでは上部工の慣性力の影響が支配的である。計算では杭頭部に塑性ヒンジが発生する結果となったが杭頭に座屈は見られなかった。これは、鋼管に重防食が施され、腐食減肉がなかったことによると考えられる。

7. 無被災栈橋の耐震性の解析

(1) 静的弾塑性解析

C栈橋は、図-36に示す直杭式横栈橋であり、設計震度が0.25の耐震強化岸壁である。栈橋は床版慣性力の集中を回避する観点から、海側栈橋と陸側栈橋に分割されている。C栈橋は、神戸港の東側約10kmに位置するが、断層との距離は近く、神戸港とはほぼ同程度の加速度が作用している区域にあるが、地震後の栈橋本体の被害はほとんど見られず、護岸と栈橋の相対変位が最大で8cm程度見られたただけであった。

C栈橋のNPILANによる静的弾塑性解析モデルを図-37に、解析の結果求められた上部工の荷重変位曲線を図-38に示す。栈橋の鋼管杭すべてに塑性ヒンジが発生する限界水平震度は0.7程度であった。

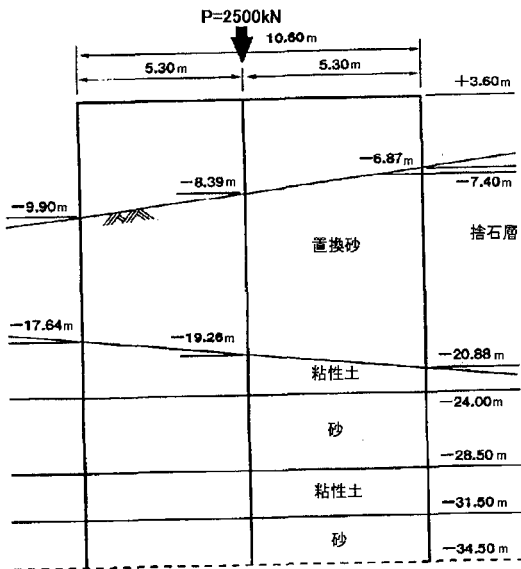


図-37 栈橋の弾塑性解析モデル

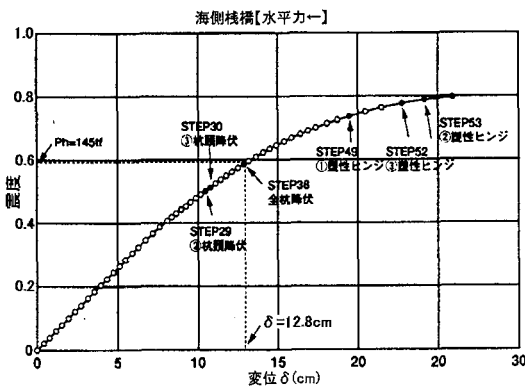


図-38 栈橋上部工の水平震度変位曲線

(2) 非線形動的解析 (FLIP)

C栈橋について3. (2)と同様にFLIPによる非線形動的解析を行った。地盤条件は埋土層及び置換砂層については、既往事例¹¹⁾を参考にして決定した。K. P. -24.0mからK. P. -28.5mの砂層のN値は設計時のボーリング所見(最大径20mmの角礫主体であるが、粘土分も多い)から、N=10とした。入力地震動は関西電力尼崎火力での観測波(GL-97m)¹⁷⁾を栈橋法線直角方向へ最大319galで入力した。それ以外の条件は3. (2)と同様に決定した。

計算の結果、栈橋床版の最大応答加速度は海側栈橋で570gal、栈橋の残留水平変位は絶対変位で25cmであった。最大応答加速度から推定される震度は、静的弾塑

性解析で杭中の一本が降伏する程度で、栈橋構造に変状がないことと整合している。残留水平変位は現地状況からみると大きめの値であるが、解析結果はほぼ妥当なものと思われる。

T栈橋の場合は、背後の埋地盤及び捨石直下の沖積砂層が液状化し大きな水平変位を生じたことと考え合わせると、栈橋の設計上、地盤変状を生じさせないことが極めて重要である。

8. まとめ

兵庫県南部地震における栈橋・ドルフィンの動的挙動及び被災メカニズムに関して以下のことが明らかとなった。

①横栈橋であるT栈橋に発生した大きな水平変位は、栈橋上部工に作用した慣性力と背面のケーソン護岸のせり出しに起因している。ケーソン護岸のせり出しは、埋立土と捨石層直下の沖積砂層の液状化により生じたものと考えられる。縦栈橋であるA栈橋は、横栈橋であるT栈橋に比べて土留め部の変形の影響が小さく、水平変位量が小さかった。縦栈橋であるA栈橋及びBドルフィンの地震後の残留水平変位は横栈橋よりも小さい傾向にあった。このことは、栈橋の被災が護岸の変形に強く関係することを示している。

②レベル2地震のような極大地震時に起きる、側方変形を伴う栈橋の崩壊過程のシミュレーションは、有効応力法に基づく地盤の動的変位解析と杭と地盤の相互作用を考慮した栈橋骨組みの非線形解析の組み合わせにより再現が可能である。

③被災した栈橋と同じ程度の加速度を受けたにもかかわらずほとんど被害を受けなかったC栈橋の解析から、護岸の側方移動がほとんどない場合には、栈橋の耐震性は高いことが明らかとなった。

④比較的被害の大きかったA栈橋の動的解析及び静的弾塑性解析結果ではエネルギー一定則による保有耐力設計法の妥当性が示された。

⑤地震時にT栈橋の鋼管杭地中部に作用した側方土圧の土盛り圧に対する比は1程度であり、A栈橋及びBドルフィンではそれぞれ5～6及び10程度であった。この違いは、地震時の捨石層と杭の相互作用の違いによると思われるが、今後の検討課題である。

⑥井合の相似則を用いた1G場での振動台模型実験により、鋼管杭の曲げモーメント分布及び残留水平変位をある程度再現できるが、鋼管杭の弾塑性挙動のモデル化の限界と過剰間隙水圧の消散過程のモデル化の限界により、発生する残留水平変位は被災調査結果よりも小さかった。

参考文献

- 1) 運輸省港湾局, 港湾技術研究所, 第3港湾建設局: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等の被害報告書, 1997. 1.
- 2) 港湾施設被害検討委員会編, 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察, 港湾技研資料, No. 813, 1995. 9.
- 3) 山本隆一, 林聰, 土田肇, 山下生比古, 小蔵 一郎: 鋼直杭式栈橋の耐震性に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol. 9, No. 1, 1970. 3.
- 4) 稲富隆昌, 高木保志, 風間基樹: 鋼直杭式栈橋の地震観測と動的解析, 港湾技研資料, No. 615, 1988. 6.
- 5) 日本港湾協会, 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1989. 2.
- 6) 南 兼一郎, 高橋邦夫, 園山哲夫, 横田弘, 川端規之, 関口宏二, 辰見ター: 神戸港における横栈橋の被害調査動的相互作用解析, 第24回地震工学研究発表会論文集, 1997. 7.
- 7) 高橋邦夫, 南兼一郎, 園山哲夫, 横田弘, 鈴木規彦, 野路正浩: 神戸港における縦栈橋及びドルフィン被害調査と静的弾塑性解析, 第24回地震工学研究発表会論文集, 1997. 7.
- 8) 塩見雅樹, 高橋邦夫, 末吉健太郎, 川端規之: 東京国際空港進, 入灯基礎の水平載荷実験と3次元解析, 構造工学論文集, vol. 41A, pp. 1165-1176, 1995.
- 9) 井合進, 松永康男, 亀岡知弘: ひずみ空間における塑性論に基づくサイクリックモビリティのモデル, 港湾技術研究所報告, 第29巻, 第4号, 1990.
- 10) PMB Engineering Inc.: Capacity Analysis Program, Theoretical Manual, 1993.
- 11) 一井康二, 井合進, 森田年一: 有効応力解析によるケーソン式岸壁の被災原因分析, 土木学会, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 1996. 1.
- 12) 関口宏二, 杉戸真太, 岡二三生, 八嶋厚, 田口洋輔, 加藤要一: 兵庫県南部地震における鉛直アレー強震記録に基づく地震動型増幅特性と地盤振動解析法の検討, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp. 109-116, 1996.
- 13) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1G Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Res. Inst., Vol. 27, No. 3, pp. 3-24, 1988.
- 14) 加藤勉, 秋山宏, 鈴木弘之: 鋼管柱の塑性局部座屈に関する実験, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 構造系, 1971.
- 15) 善功企, 山崎浩之, 梅原靖文: 地震応答解析のための土の動的特性に関する実験的研究, 港研報告, Vol. 26, No. 1, pp. 71-113, 1987.
- 16) Newmark, N.M.: A method of computation for structural dynamics, EM, ASCE, Vol. 85, EM3, pp. 67-97, 1959.
- 17) Sugito, M., Sekiguchi, K., Yashima, A., Oka, F., Taguchi, Y., Kato, Y.: Correction of orientation error of borehole strong motion array records obtained during the South Hyogo Earthquake of Jan. 17, 1995, J. Struct. Mech. Earthquake Eng., No. 531, 1-34, pp. 95s-107s. JSCE, 1996.

(2000. 6. 1 受付)

THE DAMAGE INVESTIGATION AND STRUCTURAL ANALYSIS OF STEEL PILE STRUCTURES IN KOBE PORT DURING 1995 EARTHQUAKE

Kenichiro MINAMI, Kunio TAKAHASHI, Takahiro SUGANO,
Tetsuo SONOYAMA and Noriyuki KAWABATA

The port structures in KOBE were heavily damaged after the Hanshin-Awaji Earthquake in 1995. This paper presents the damage investigation of the existing piers in KOBE Port such as dolphins and detached piers. Observed damages of the steel piles in KOBE Port are mainly caused by the lateral movement of surrounding soils and retaining walls behind the structure. The static elasto-plastic analysis is performed to ensure the damage mode. It is understood that the static analysis cannot proof the permanent deformation after the quake and it is necessary to perform the nonlinear dynamic analysis to get the proper deformation. The under-water shaking table tests are carried out to be compared with the observed damage and the numerical analysis.