

斜め組杭式棧橋の地震応答特性と耐震性能照査

Seismic performance and its verification of an open-type marginal wharf on coupled raking piles

横田 弘*, 濱田純次**, 大熊弘行***, 麻生川学****, 佐藤 博*****

Hiroshi Yokota, Junji Hamada, Hiroyuki Ohkuma, Manabu Asogawa and Hiroshi Sato

- * 工博 独立行政法人港湾空港技術研究所 構造強度研究室長 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)
- ** 工修 (株)竹中工務店技術研究所 地盤・基礎部門 (〒270-1395 印西市大塚1-5-1)
- *** 東電設計(株)第二土木本部 地盤・構造部 (〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)
- **** 鋼管杭協会 技術委員 (〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町3-2-10)
- ***** 東京電力(株)電力技術研究所 土木グループ (〒230-8510 横浜市鶴見区江ヶ崎町4-1)

This study deals with the seismic performance of an open-type marginal wharf on coupled raking steel pipe piles. Nonlinear dynamic analysis on the two-dimensional model was performed to understand dynamic response characteristics of the wharf during two levels of earthquakes. The analytical results showed that pulling out of the raking piles governs the seismic performance of the overall structure. After pulling out of the piles, horizontal displacement of the structure became large. Dynamic analysis on the wharf with multi-mass system ground was carried out to compare its results with those of the two-dimensional model. While some differences existed in the horizontal displacement, the two analytical results were almost the same, which confirmed the applicability of the simplified analytical model. The results of push-over analysis fit to the results of the other two analytical models and it was concluded that the push-over analysis would be of use to examine seismic performance of the wharf.

Key Words: open type wharf on coupled raking piles, seismic performance, earthquake response analysis, push-over analysis

キーワード：斜め組杭式棧橋，耐震性能，地震応答解析，プッシュオーバー解析

1. まえがき

棧橋は、港湾における船舶係留施設の代表的な構造様式であり、複数の鋼管杭とそれに支持されたコンクリート上部工により構成される。この棧橋は、鋼管杭の打設方向に基づき、地盤に対して杭がほぼ鉛直に打設される直杭式棧橋と、斜めに打設される斜め組杭式棧橋（ここでは斜杭式棧橋とよぶ）に大別することができる。直杭式棧橋と斜杭式棧橋は構造様式が類似しているが、水平荷重に対する抵抗機構が大きく異なる。すなわち、直杭式棧橋においては、鋼管杭には主に曲げモーメントが発生するが、軸力の変動成分は小さい。一方、斜杭式棧橋においては、斜杭には主に軸力が発生することとなる。また、引張軸力により、杭が地盤中から引き抜ける現象が生じるが、引抜き力の限界値により、棧橋および鋼管杭の構造・寸法諸元が決まることが多い。

筆者らは、棧橋の耐震性能照査として、鋼管杭の塑性

変形による地震エネルギーの吸収を考慮した保有耐力照査法に基づいて行う手法を提案した¹⁾。この手法は、現行の港湾施設の技術基準²⁾において採用されている。それは、棧橋の局所的損傷を許容しつつ、地震時の保有耐力を照査するものであり、個々の施設の要求性能や損傷形態を直接評価できる合理的な体系となっている。しかしながら、この手法は、直杭式棧橋を対象にして構築されたもので、現在のところ直杭式棧橋にその適用が限られている。

斜杭式棧橋においては、前述のように、部材の応力や支持力に対する限界値を満足するように設計・照査が行われているが、杭の引抜き限界値が支配的である。しかし、杭の引抜きが生じたとしても、押込み側の杭の支持力が存在すること、あるいは引抜きが生じた後の杭の抵抗機構が軸力から曲げに変化することが想定され、この状態が直ちに構造体の終局限界にならない可能性がある。このようなことから、斜杭式棧橋の地震時動的挙動を把

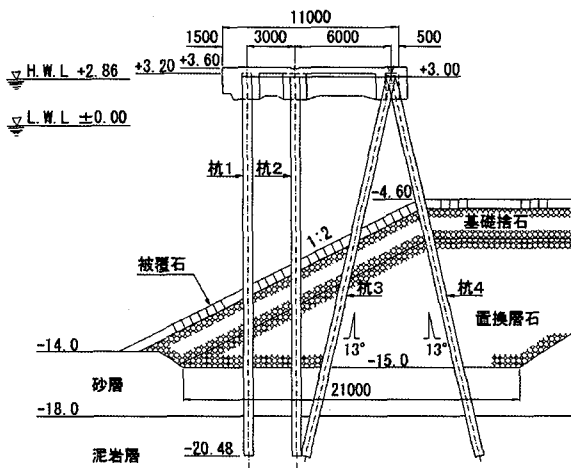


図-1 検討対象栈橋の標準断面図

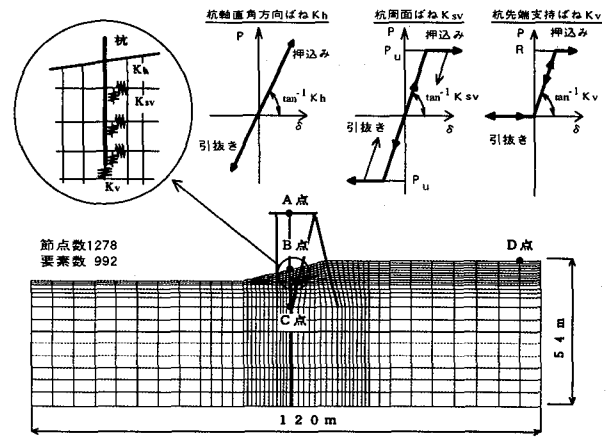


図-2 2次元解析モデルとばねの構成則

握し、直杭式栈橋と同様の保有耐力照査手法が適用できるかどうかを検討する必要がある。

斜杭式栈橋の地震時動的挙動については、振動台による模型実験も実施されている³⁾が、模型縮尺と使用材料等の関係から、鋼管杭の塑性後の動的挙動を得ることが難しく、詳細には把握されていない。そこで、本研究では、数値解析により斜杭式栈橋の地震時動的挙動を把握することを試みる。用いる解析手法は2次元解析で、後述するように、栈橋の法線直角方向の杭1列分を抽出したものである。このモデルを用いて、非線形動的応答解析を実施するとともに、より簡便な解析手法として、多質点系モデルによる非線形動的応答解析を行い比較した。また、設計計算時に行われる簡便な耐震性能照査の検討を目的として、プッシュオーバー解析⁴⁾による弾塑性解析および1質点系動的な非線形解析を行った。これらのことより、斜杭式栈橋の基本的な地震時動的挙動を把握するとともに、プッシュオーバー解析により行われる地震時保有耐力の照査法の適用性について考察を行った。

2. 解析対象栈橋の概要

解析の対象は、S港に建造された現地盤水深-14mの斜杭式栈橋に基づいて作成したモデル栈橋である。モデル栈橋の標準断面を図-1に示す。当該栈橋の1ブロックは、法線方向延長24m、幅11mで5列の杭列を有しているが、解析では、このうち杭1列分である延長5m分を取り出した。杭1列分の鋼管杭は、直杭2本（海側より杭1および杭2と称する）および斜杭2本（同じく杭3および杭4）の4本である。斜杭の設置角度は13度である。杭1は直径600mm、肉厚9mmで、他の杭2～4は直径700mm、肉厚9mmである。解析においては、腐食による杭の肉厚の減少は考慮していない。また、鋼管杭の鋼質は、いずれもSKK400（降伏強度：235N/mm²）である。

鉄筋コンクリート上部工は、版厚400mmの床版と、幅

600mm×高さ1000mmのはりにより構成される。ただし、床版は、通常的设计で行われるように、上載荷重としてのみ考慮している。また、地盤の構成は、-15mまで捨石層、-15～-18mは砂層、-18～-45mは泥岩層で、-45mを基盤面とした。各地盤層の性状は、3.1で述べる。なお、同図には示していないが、栈橋の直背後にはL形ブロック式の土留め護岸が設けられている。ただし、この護岸と栈橋本体とは構造的には分離しているため、解析では栈橋本体のみを対象とした。

3. 2次元モデルによる地震応答解析

3.1 解析手法

(1) 概要

斜杭式栈橋における地震時動的挙動を平面2次元モデルによる全応力の非線形動的応答解析により検討した。用いたプログラムはDINASである。

解析手法は、直接積分法のNewmark-β法（β=1/4）により、積分時間間隔を0.002秒とした。解析では、地盤の非線形性には修正Ramberg-Osgood (R-O) モデルによる骨格曲線を、履歴ループにはMasing則⁵⁾を用いた。また、杭の非線形性には、軸力変動を考慮した軸力-曲げモーメント相関関係を用いた。地盤の左右側方境界は、既往の解析事例等⁶⁾を参考にして、構造物からの波動の影響を受けないように十分遠方にとり、水平ローラーとした。地盤の底面境界は、基盤面下の地盤が無限の剛性を有しているものと仮定して粘性境界とした。また、解析に用いたレーリー減衰は固有値解析から得られる栈橋の1次モードと地盤の1次モードに着目し、それらの固有振動数から設定した。

(2) 解析モデル

2次元モデルの有限要素分割を図-2に示す。節点数は1278、地盤の要素は平面ひずみ要素で、要素数は992である。栈橋本体の杭と上部工は、はり要素でモデル化し、

杭を非線形部材，上部工を線形部材とした。また，杭と地盤間の相互作用を表現するために，杭と地盤との節点を分離し，これらを結ぶ杭軸直角方向ばね K_h と杭軸方向ばね K_{sv} を設けるとともに，杭先端には支持ばね K_v を設けた。これらのばねの履歴モデルを図-2に合わせて記述している。

杭軸直角方向ばねのばね定数 K_h は，以下の式により設定した⁷⁾。

$$K_h = \alpha \eta_k \alpha_k k_h \quad (1)$$

$$k_h = k_{ho} (B_H / 0.3)^{3/4} \quad (2)$$

式(1)で， α は杭の傾斜角の影響を考慮した横方向地盤反力係数の補正係数で，斜杭の設置角度 θ により以下のとおり表される。

$$\alpha = -0.024\theta + 0.98 \quad (\theta > 0 \text{ out-batter杭})$$

$$\alpha = -0.039\theta + 0.95 \quad (\theta < 0 \text{ in-batter杭})$$

ただし，今回の解析では，モデル上の制約から，out-batter杭とin-batter杭の平均のばね定数を設定した。また， η_k ：群杭効果を考慮した横方向地盤反力係数の補正係数(=1.0)， α_k ：単杭における横方向地盤反力係数の補正係数(=1.5)， k_h ：地震時の横方向地盤反力係数， B_H ：杭の換算載荷幅である。 k_{ho} は，変形係数 $E_o=2800N$ (N ：地盤の N 値)から推定した横方向地盤反力係数で，道路橋示方書⁷⁾に基づき設定した。なお，杭軸直角方向ばねは線形とし，上限値を設けていない。

杭周囲に設ける軸方向ばねのばね定数 K_{sv} は，式(3)に示すとおり， K_h の0.3倍とした⁷⁾。

$$K_{sv} = 0.3 K_h \quad (3)$$

また，杭先端支持ばねのばね定数 K_v は，杭直径 D の10%の押込み変位が生じる際に極限支持力 R_u に達するものとして，以下のとおり求めた⁸⁾。

$$K_v = \frac{R_u}{0.1D} \quad (4)$$

杭周囲の軸方向ばねの上限値には，押込み側と引抜き側ともに極限引抜き抵抗力 P_u を，杭先端支持ばねの押込み側の上限値 R には，先端極限支持力 R_u を技術基準²⁾により算定し，以下の式から， $R=P_{NU}-P_{TU}$ として設定した。

$$P_{NU} = \min(R_u, R_{pu}) \quad (5)$$

$$P_{TU} = \min(P_u + W, P_{pu}) \quad (6)$$

ここで， P_{NU} ：極限支持力， P_{TU} ：極限引抜き力， R_u ：地盤から決まる極限支持力， P_u ：地盤から決まる極限引抜き抵抗力， R_{pu} または P_{pu} ：杭から決まる押込み支持力または引抜き抵抗力(= $f_y A_p$)， f_y ：杭の降伏強度， A_p ：杭純断面積， W ：杭の自重および杭内部土の有効重量。また，先端支持ばねは引抜きには抵抗しないものとした。

地盤条件は，2.で述べた地層ごとに地盤の N 値，単位体積重量 γ ，ポアソン比 ν ，せん断波速度 V_s と初期せん断

表-1 地盤定数の設定

	N 値	γ (kN/m^3)	ν	V_s (m/s)	G_o (MN/m^2)
① 碎石層	8	20	0.49	160	51
② 砂層	20	18	0.49	240	108
③ 泥岩層	>50	18	0.49	500	450

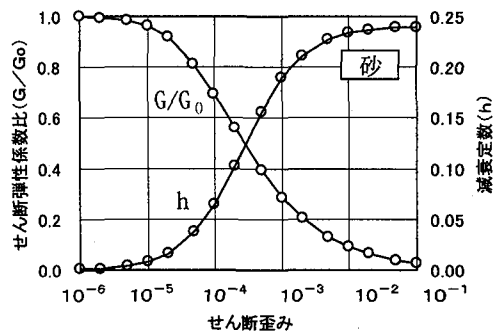
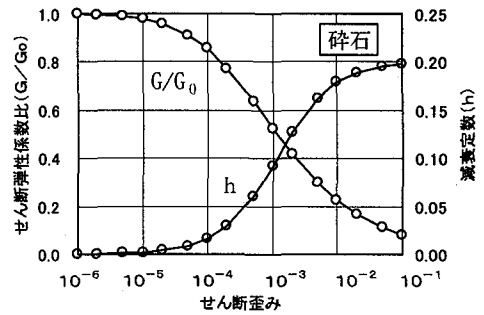


図-3 碎石と砂の動的変形特性

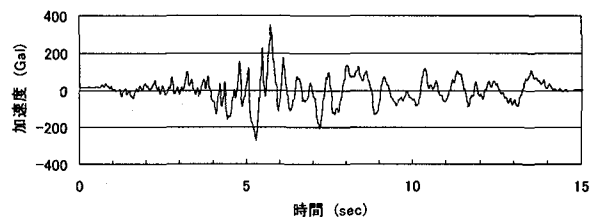


図-4 入力地震波 (350Gal)

弾性係数 G_o を表-1に示すように設定した。なお， V_s ， G_o および動的変形特性については，碎石層に関しては田中の研究⁹⁾を，砂層に関しては液状化対策ハンドブック¹⁰⁾に基づきR-Oモデルとして設定した。碎石層および砂層の動的変形特性を図-3に示す。泥岩層は線形材料とした。

(3) 入力地震波

入力地震波は，十勝沖地震の八戸波(N-S成分)を用い，最大加速度(2E)を350Galと1000Galに調整した。350Galは，レベル1地震動相当として港湾構造物に設計に用いられている基盤加速度である。また，1000Galは，鋼管杭に塑性ヒンジを生じさせる目的で，レベル1地震動に比べて十分大きい地震動としたものである。図-4に，最

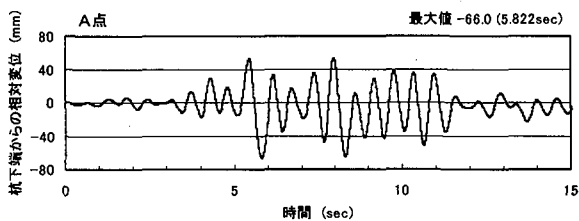


図-5 A点における杭下端からの相対変位 (350Gal)

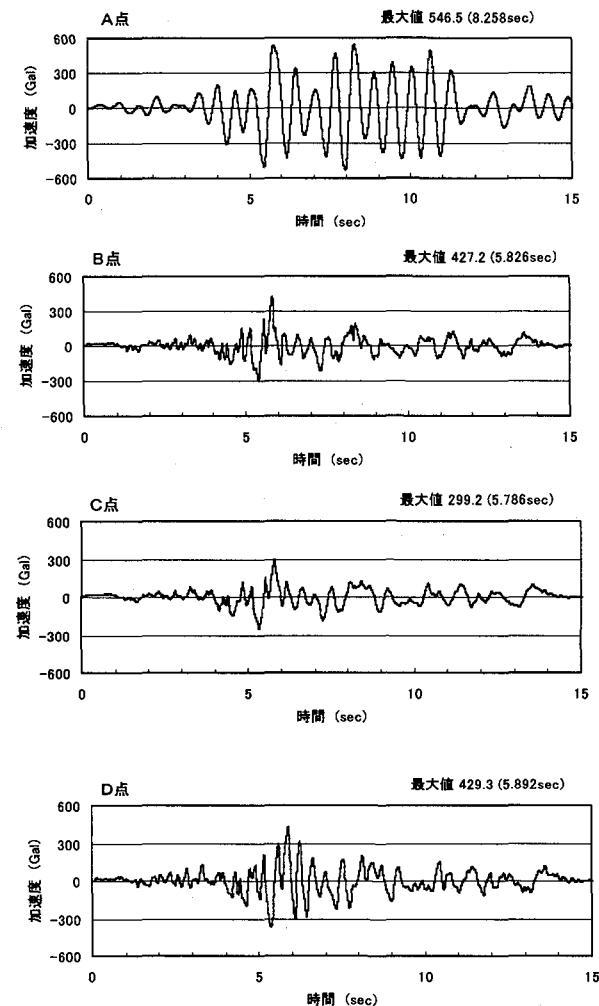


図-6 A~D点の応答加速度の時刻歴

大加速度を350Galに調整した地震波形を示す。

3.2 固有値解析結果

解析モデルの振動特性を把握するためにまず固有値解析を行い、栈橋と地盤のそれぞれの1次モードにおける固有周期を求めた。栈橋本体と地盤の1次モードは、水平変位が卓越するモードを示し、これらの固有周期は、それぞれ0.59sおよび0.29sであった。

3.3 350Gal入力時の解析結果

図-5に上部工位置 (図-2のA点) における杭下端からの相対変位の時刻歴を、また、図-6に図-2のA~D点に

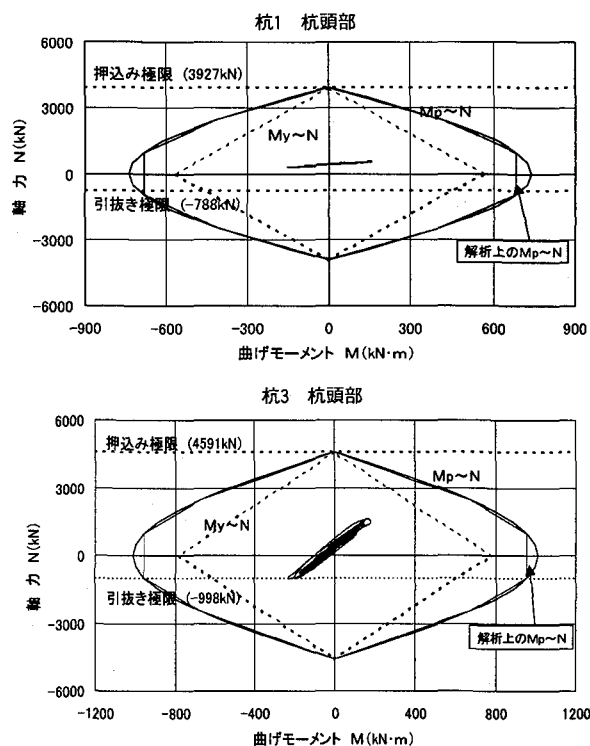


図-7 杭1および杭3のM-N相関図 (350Gal)

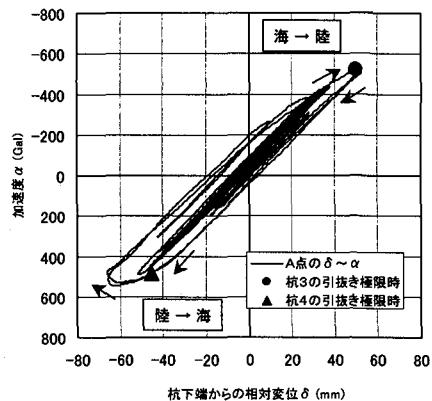


図-8 A点における加速度と応答変位の関係

における応答加速度の時刻歴を示す。B点、C点、D点は、それぞれ栈橋直下海底面、杭先端位置、背後地盤の地表面を示している。また、変位の符号は、海側から陸側に変位する場合を正としている。A点での最大応答加速度および最大相対変位はそれぞれ547Galおよび66mmとなった。最大変位と最大加速度の生じた時刻は厳密には異なっていたが、最大加速度とほとんど同じ値の加速度が計算された時刻に、最大変位が生じている傾向は確認された。また、杭下端の加速度がほぼ2倍程度に栈橋上部工で増幅される結果を示した。B点とD点を比較すると、ほぼ同様の加速度応答を示し、杭の振動が地盤のそれと影響を大きく受ける結果となった。これは、表層地盤 (碎

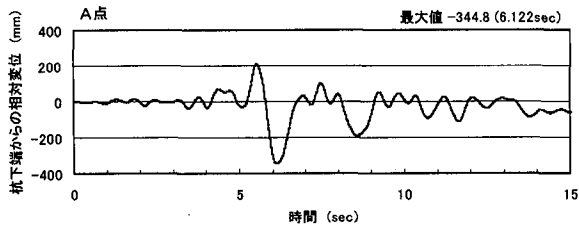


図-9 A点における杭下端からの相対変位 (1000Gal)

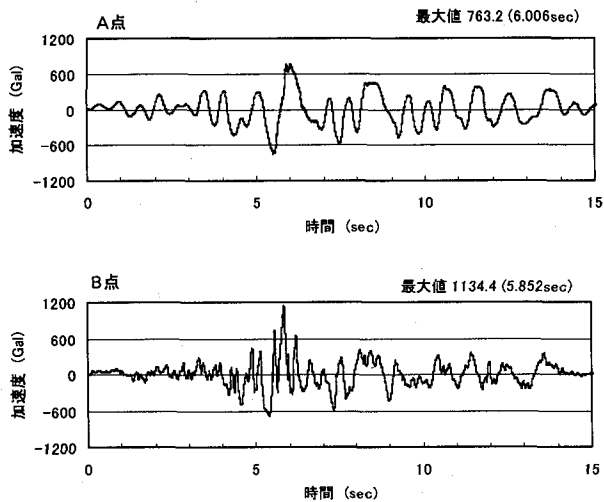


図-10 A点およびB点の応答加速度の時刻歴

石と砂層)のせん断剛性が高く、かつ層厚が薄いためである。

杭頭部における曲げモーメント M と軸力 N の関係は、2本の直杭と、2本の斜杭で、それぞれ符号が異なるものの比較的同じような履歴の傾向を示したため、杭1と杭3についてのみ図-7に示す。ここで、 M_p は杭の縁部降伏モーメント、 M_p は全塑性モーメントを示す。杭1は、常時の軸力を始点として、曲げモーメントが卓越した挙動を示し、杭3は、曲げモーメントと軸力がともに変動して杭に引抜きが生じる挙動を示した。しかし、杭1と杭3ともに降伏および塑性ヒンジの発生は認められなかった。

図-8にA点での応答加速度と杭下端からの相対変位との関係を示す。同図中の●と▲の記号は、それぞれ杭3と杭4が引抜き極限に達した時点を示しており、杭3では520Gal程度、杭4では470Gal程度で引抜き現象が生じる結果となった。また、この引抜き極限を越えると、陸側から海側への変位が著しく大きくなる挙動を示した。

3.4 1000Gal入力時の動的応答解析結果

杭に塑性ヒンジを発生させ、その時の地震時挙動を把握するために、入力地震波の最大加速度を1000Galとした解析を行った。

図-9に上部工位置(A点)における杭下端からの相対変位の時刻歴を、図-10に上部工(A点)と栈橋直下の海底面(B点)の位置における応答加速度の時刻歴を示す。

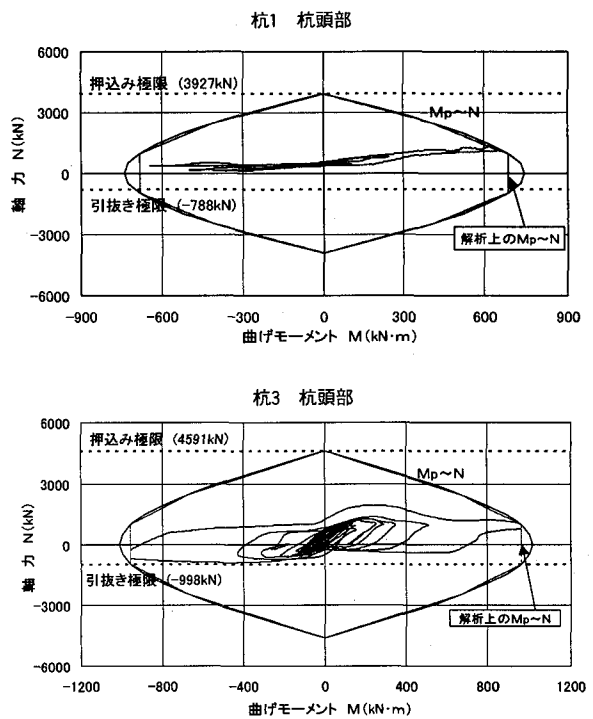


図-11 杭1および杭3のM-N相関図 (1000Gal)

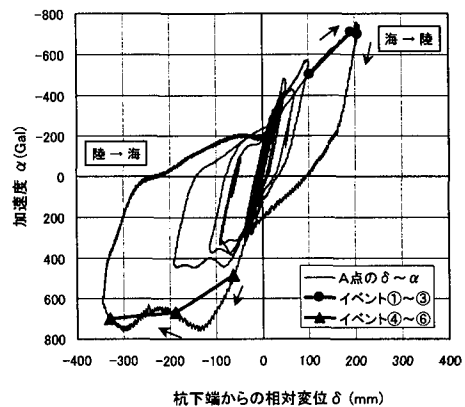


図-12 A点における加速度と応答変位の関係

A点での最大相対変位の絶対値は、345mmとなった。また、最大応答加速度はA点で763Gal、B点で1134Galとなり、上部工の方が海底面よりも加速度が小さくなった。これは、斜杭の杭3と杭4の引抜き極限状態が生じていた時間帯に一致し、杭が引き抜かれて地震加速度の栈橋本体への伝達が抑えられたものと考えられる。

杭1および杭3の杭頭部におけるM-N関係を図-11に示す。杭1は常時の軸力を始点に曲げモーメントが卓越した挙動を示し、杭3は曲げモーメントと軸力が共に変動して引抜き極限に達すると曲げモーメントのみが増加する挙動(杭が引き抜けた状態)を示した。杭1と杭3ともに、杭には塑性ヒンジの発生が認められた。また、杭3では、引抜き限界に達した後、曲げモーメントが急増する現象が見られ、杭の抵抗機構が軸力卓越型から曲げモーメン

表-2 杭3と杭4の損傷イベント発生時点

局所損傷イベント	時刻 (s)	加速度 (Gal)	相対変位 (mm)
① 杭3引抜き極限	5.376	-502	104
② 杭4杭頭塑性化	5.482	-708	194
③ 杭3杭頭塑性化	5.512	-696	208
④ 杭4引抜き極限	5.838	483	-63
⑤ 杭4杭頭塑性化	5.914	668	-188
⑥ 杭3杭頭塑性化	6.048	702	-329

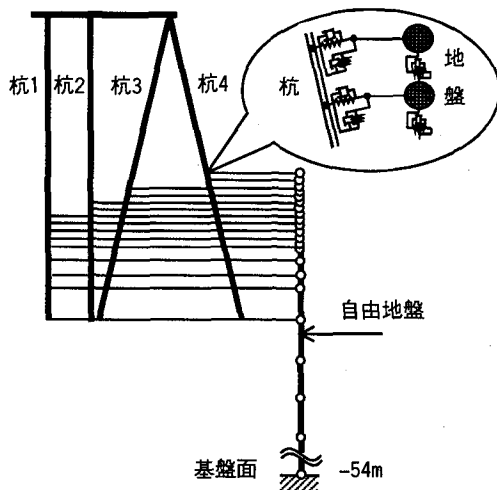


図-13 多質点系解析モデル

ト卓越型に変化する現象を示した。

図-12に、A点での加速度と杭下端からの相対変位との関係を示す。また、表-2に杭3と杭4の局所損傷イベント時におけるA点での加速度および相対変位を示す。同図中の●と▲の記号は、それぞれ同表に示した杭3と杭4の引抜き極限時以降のイベントを示す。引抜き極限以降では、上部工の水平変位が著しく大きくなる挙動を示し、杭3と杭4の杭頭部に塑性ヒンジが生じる結果となった。杭の引抜きは約480Galで、全塑性化は約700Galで生じた。また、イベント④～⑥は、引抜き後の上部工の変位の増大とともに相次いで生じた。

4. 多質点系モデルによる地震応答解析

4.1 解析条件

自由地盤を1次元の多質点でモデル化して非線形動的解析を行い、3.で実施した2次元モデルと比較検討した。解析モデルを図-13に示す。モデル栈橋では、海底面は、斜面となっているが、自由地盤を陸側の杭(杭4)の地表面までモデル化し、海側の杭(杭1)と自由地盤は、地表面では結合しないでモデル化した。入力地震波は、図-4で示した最大加速度350Galの地震波を用いた。

まず、自由地盤を対象にSHAKEにより解析を行い、地

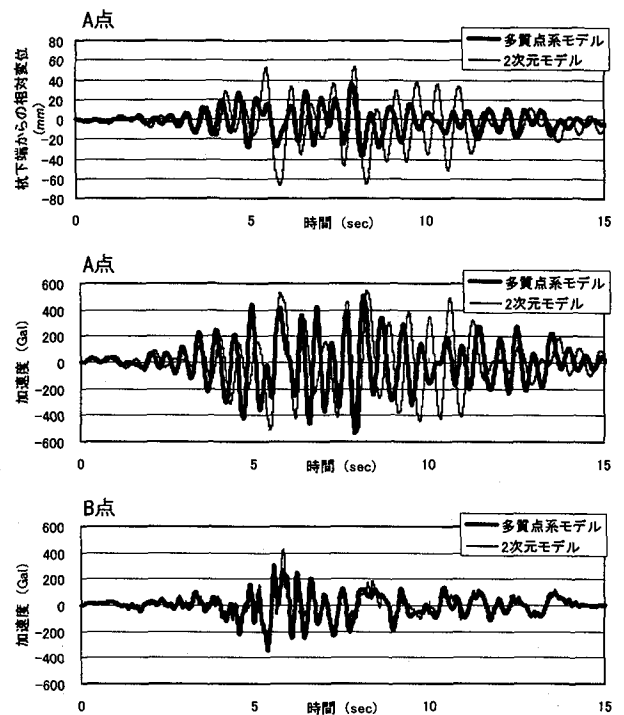


図-14 相対変位および加速度の時刻歴

盤のせん断剛性 (G) および減衰定数 (h) を求めた。その結果、碎石層で $G/G_0=0.79$, $h=0.025$, 砂層で $G/G_0=0.42$, $h=0.05$ となり、この結果を用いて、自由地盤を線形ばねでモデル化した。杭と地盤間のばねは、杭軸直角方向ばねにバイリニアの非線形ばねを用いた点以外は、3.1で示したものと同様の履歴特性を有するばねでモデル化した。杭軸直角方向のばねの詳細は、5.1で述べる。また、杭の降伏曲面 (M_p-N 曲面) は、6角形で単純化した。その他の基本的な解析手法やレーリー減衰の決め方は、2次元解析モデルと同様である。栈橋への地震入力には、SHAKEにより求めた-54m位置の応答加速度 (E+F) を用いた。

4.2 解析結果

動的解析に先立って固有値解析を行った結果、栈橋の振動が1次モードで周期0.47s、地盤の振動が2次モードで周期0.34sとなっていた。2次元モデルに比較して、栈橋の固有周期が約0.8倍となっているが、これは、2次元モデルでは、地盤要素の剛性とスカラーばねが直列に繋がった状態となっているため、多質点系モデルに比べて柔な構造となったことによると考えられる。また、地盤の固有周期は、多質点系モデルの方が約1.2倍大きくなった。これは、多質点系モデルでは、陸側の地盤面までモデル化した影響によるためであると考えられる。

入力レベル350Gal時の加速度および杭下端からの相対変位の時刻歴波形を、2次元モデルと比較して図-14に示す。地表面加速度については、両者はほぼ一致していたが、上部工加速度については位相、振幅とも少し異なっていた。この違いは主に栈橋の固有周期の影響と考えら

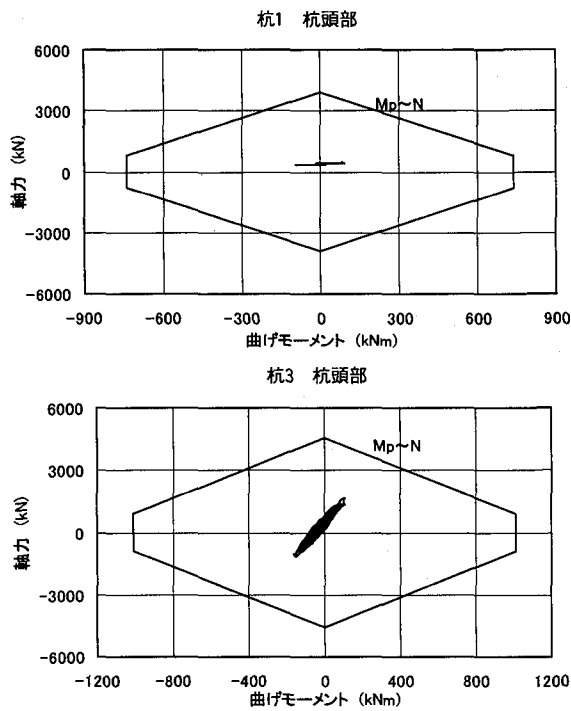


図-15 杭のM-N相関図

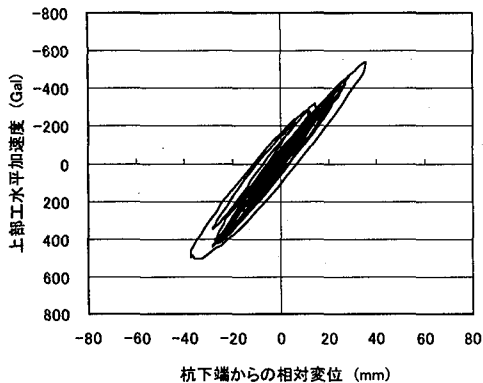


図-16 応答変位と水平加速度の関係

れる。しかし、上部工の最大加速度の大きさおよび発生時刻はおおむね一致していた。上部工の変位については、固有周期に関して述べたように、多質点系モデルでの栈橋が剛になっていたため、小さくなった。

図-15に杭1および杭3におけるM-N関係を示す。また、図-16に加速度と杭下端からの相対変位の関係を示す。栈橋の固有周期の違いによって水平剛性が多少異なっているものの、上部工慣性力が500Gal程度で少し引抜きが生じ、その際の引張軸力が1000kN程度となっている点など、2次元モデルの結果とよく合っていた。これは、地盤が多質点モデルで再現され、地盤振動が2次元モデルと良い対応を示したこと、および、杭と地盤間の引抜き耐力を2次元モデルと一致させたためである。したがって、地盤を多質点でモデル化して斜杭式栈橋の動的解析を行うことは十分可能であるといえる。

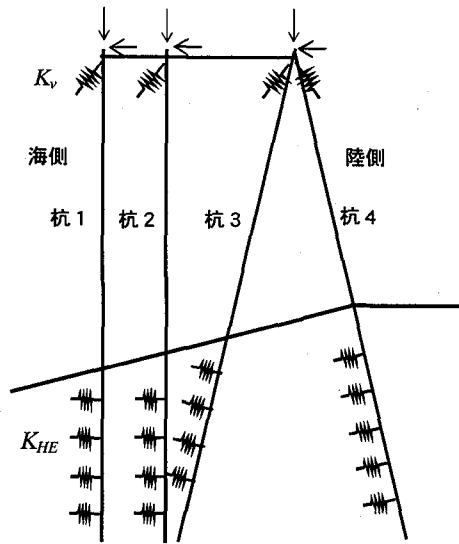


図-17 プッシュオーバー解析モデル

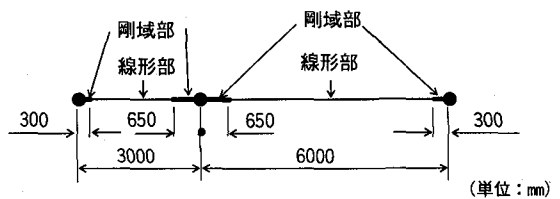


図-18 上部工のモデル化

表-3 鉛直荷重

	杭1	杭2	杭3	杭4
荷重(kN)	445.0	404.0	593.0	593.0

5. プッシュオーバー解析

5.1 解析条件

プッシュオーバー解析では、モデル栈橋を図-17に示す平面骨組モデルに置き換え、杭頭部に所定の鉛直力を作用させ、水平力を暫増させることで栈橋杭の挙動を検討した。

解析においては、直接剛性法による栈橋の弾塑性解析プログラム⁴⁾を用いた。構造解析のモデル化に際しては、杭を線材に、杭と地盤の相互作用ばねをウインクラーばねに置き換えた。また、上部工(はり)と杭の接合部は固定、杭先端部をピンとした。上部工には、図-18に示すような剛域部と線形部を設けた。鋼管杭には、M-P-φ関係の非線形性を考慮し、全塑性モーメント M_p を上限值とするバイリニア型とした。

杭軸方向については、杭頭部に地盤および杭の弾性ばねをひとつのばねに集約した鉛直ばねを設置し、極限支持力、極限引抜き支持力を限界値とする非線形性を考慮した。ばね定数 K_p は、主に鋼管杭の剛性に依存するもの

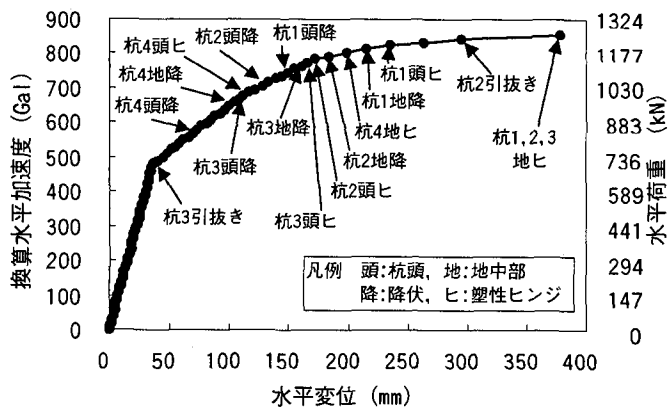


図-19 荷重-水平変位関係 (海側→陸側)

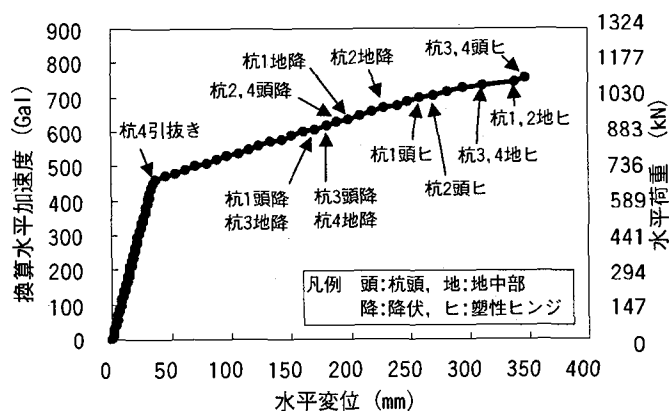


図-20 荷重-水平変位関係 (陸側→海側)

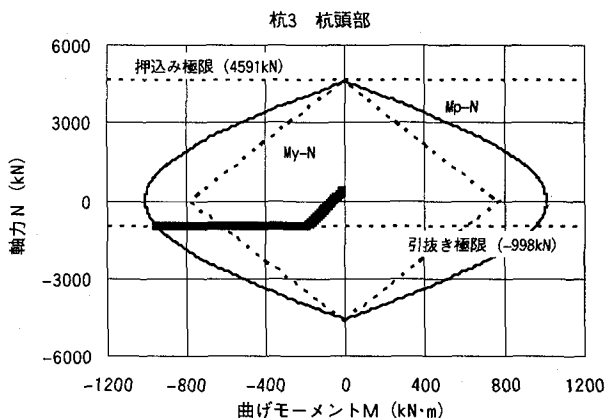
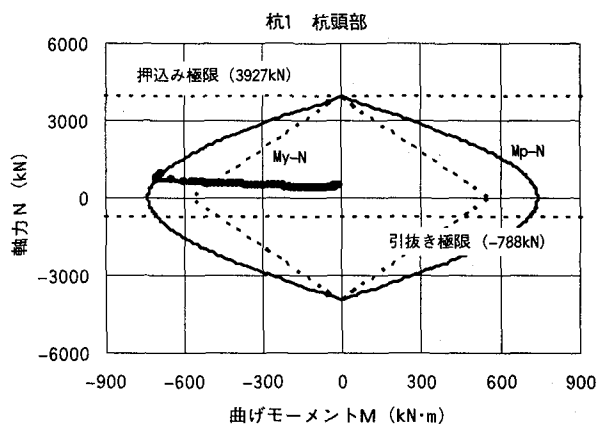


図-21 杭のM-N相関図 (海側→陸側)

とし、式 (7) で示す方法により求め、これを初期勾配とし、式 (5) で示した押込み側の上限値 P_{Nu} を極限支持力、式 (6) で示した引抜き側の上限値 P_{Tu} を極限引抜き力とするバイリニア型とした。

$$K_v = \frac{K_{v1} K_{v2}}{K_{v1} + K_{v2}} \quad (7)$$

ここで、 K_{v1} : 突出部の軸方向ばね定数 ($= A_p E / L_1$), K_{v2} : 地中部の軸方向ばね定数 ($= \alpha A_p E / L_2$), L_1 : 突出部の杭長, L_2 : 地中部の杭長, α : 打設工法による補正係数 ($= 0.014 (L_2 / D) + 0.78$ (打撃工法の場合)), D : 杭径。

杭軸直角方向の地盤の抵抗特性は、横方向地盤反力係数 K_{HE} を初期勾配とし、地盤反力度の上限値 P_{Hu} を有するバイリニア型とした。横方向地盤反力度の上限値 P_{Hu} の算出は次式による。

$$P_{Hu} = \eta_p \alpha_p P_u \quad (8)$$

ここで、 η_p : 群杭効果を考慮した横方向地盤反力度の上限値の補正係数 ($= 1.0$), α_p : 単杭における横方向地盤反力度の上限値の補正係数で、 $\alpha_p = 3.0$ (砂質地盤), $\alpha_p = 1.5$ (粘性土地盤, $N > 2$), $\alpha_p = 1.0$ (粘性土地盤, $N \leq 2$), P_u : 地震時の受働土圧強度。

鉛直荷重として、表-3に示す床版自重、積載荷重、は

り自重、杭自重を杭1~4に集中荷重として作用させた。また、地震力は慣性力として上部工に水平方向に作用させた。この水平荷重は、鉛直荷重に水平震度を乗じた値を杭1~4にそれぞれ作用させた。

5.2 解析結果

水平荷重を海側→陸側に荷重した場合の荷重-変位関係を図-19に、陸側→海側に荷重した場合の荷重-変位関係を図-20に示す。なお、これらの図では、変位の符号は考慮していない。また、海側→陸側に荷重した場合の杭1および杭3のM-N関係を図-21に示す。

いずれのケースにおいても、斜杭の引抜き極限 (海側→陸側: 杭3の480.2Gal, 陸側→海側: 杭4の460.6Gal) が他のイベントよりも先に発生した。また、荷重-変位関係において、引抜き極限に達した時点で変位量が急増し、折れ曲がり点が生じるが、その後もある程度の剛性を保ちながら杭各部の損傷が進行する結果を示した。

6. 保有耐力照査法の適用性

これまで述べた解析によって、杭の引抜きが発生した場合の斜杭式栈橋の地震時挙動をある程度再現することができた。プッシュオーバー解析は、動的解析ほど労

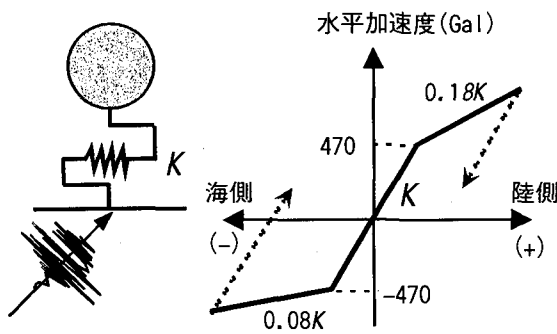


図-22 1質点系解析モデル

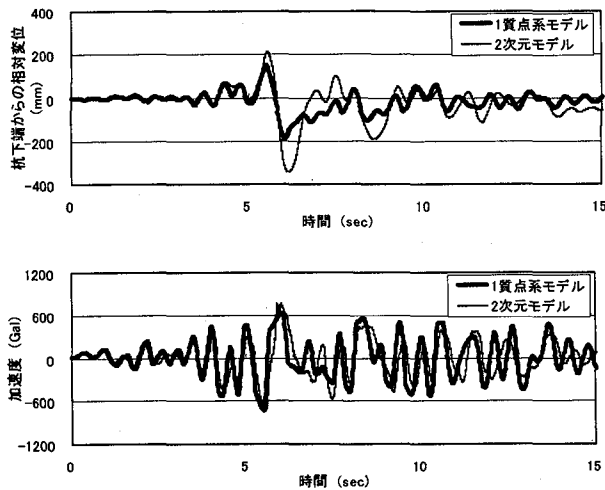


図-23 応答変位と応答加速度の時刻歴

力を費やさず橋の破壊挙動を詳細に解析できるものの、地震動レベルによってどの程度の水平変位が生じるか、また作用する水平力はどの程度かを直接見積もることはできない。そのために詳細なモデルでの地震応答解析は有力であるが、より簡易なモデルによっても最大水平変位や水平力を十分予測できる可能性がある。そこで、詳細モデルによる非線形動的解析結果を1質点系モデルの非線形解析でシミュレートすることを試みた。

1質点系モデルにおける非線形ばねは、プッシュオーバー解析結果の荷重-変位関係より、陸側（正）へ荷重した場合と海側（負）へ荷重した場合とで、杭の引抜きが発生した後の剛性が異なっていた。そこで、図-22に示すように荷重方向で異なる2次勾配をもつバイリニアでモデル化した。正方向、負方向の2次勾配はそれぞれ初期勾配の0.18倍および0.08倍とした。また、前述のように、荷重の方向により杭の引抜き荷重は異なるが、その差が小さかったので、ここでは両者の平均として加速度換算で470Galにおいて杭の引抜きが発生するようにした。入力地震波は、2次元モデル解析で得られた杭下端での応答加速度（E+F）を用いた。また、減衰は、履歴減衰によつ

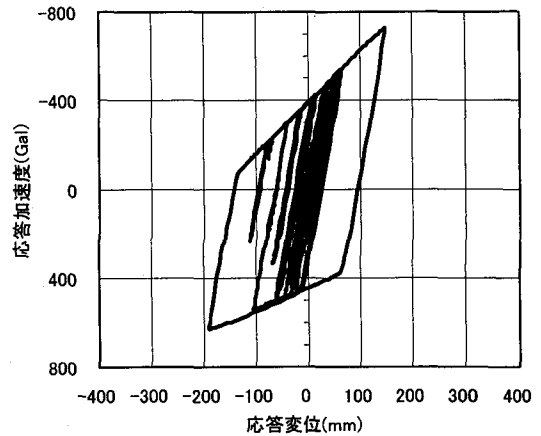


図-24 応答変位と水平加速度の関係（1000Gal）

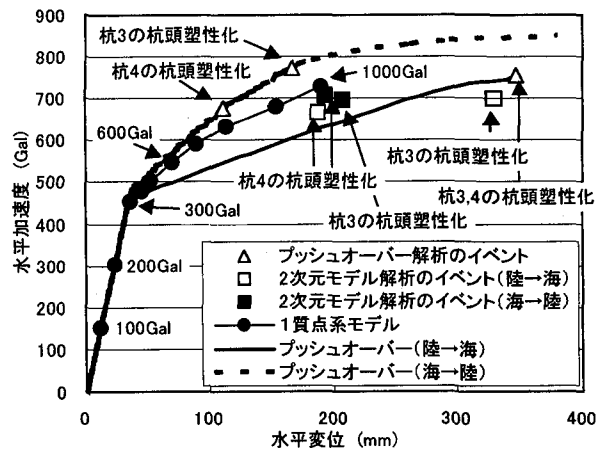


図-25 荷重（加速度）と水平変位の関係

て生じるが、引抜きが生じない小さな加速度レベルの際にも減衰が作用するように、レーリー減衰5%とした。

入力加速度1000Gal時の加速度および変位の時刻歴を2次元モデルでの解析結果と重ねて図-23に示す。また、加速度と応答変位の関係を図-24に示す。1質点系モデルでの最大水平変位は、2次元モデルと比較して過小評価しており、そのため加速度と変位の履歴は負方向で多少合っていないものの、加速度値や位相特性など良く一致していると言える。

次に、入力加速度レベルを100～1000Galまで100Galピッチで増加させて計算した最大荷重（加速度）と最大水平変位の関係を図-25に示す。同図で縦軸は質点での応答加速度（プッシュオーバー解析では作用させた水平荷重）を示し、図中の加速度の注釈は入力加速度レベルを示す。また、2次元モデル解析およびプッシュオーバー解析によって得られた杭3および杭4の損傷イベント発生の結果（符号を考慮しない絶対値で表示）も重ねて示す。入力レベル350Gal（質点の応答加速度470Gal程度）で少し引抜きが生じた程度であり、この結果も2次元モデル動的解析結果と整合していた。1質点系モデルによる非線形解析

は、棧橋の破壊状態を簡易的に予測することができる有力な方法と言える。

また、プッシュオーバーの荷重方向によってイベントの発生が水平変位112~347mmとかなり異なったが、2次元モデルの解析結果でも水平変位がこの大きさに達した場合に生じていた。2次元解析結果から得られた損傷イベントは、陸→海荷重の場合はよく一致していたが、海→陸荷重の場合には若干異なった。しかし、1質点系モデルの非線形解析で生じた最大水平加速度と変位からも、プッシュオーバー解析により杭3および杭4の杭頭で塑性化が生じていたと推定でき、これらの解析手法の組合せによって詳細な動的解析結果を予測することができると思われる。

さらに、エネルギー一定則の適用性を検討するため、1質点の線形解析も行った。その結果、入力加速度1000Galに対して水平変位および水平加速度は、それぞれ1573Galおよび124mmであった。これに対し非線形解析の結果では、図-25に示したように、727Galおよび190mmであった。非線形解析の結果を、杭の引抜きを弾性限界と考えたエネルギー一定則により等価な加速度および変位を算定すると、それぞれ1619Galおよび128mmとなり、線形解析結果とかなり近い結果が得られる。このことからエネルギー一定則とプッシュオーバー解析の組み合わせでも、斜杭式棧橋の耐震性能を十分に予測できると言える。また、斜杭式棧橋では、杭の引抜きが生じても、急激に損傷が進行し、構造全体の破壊に直ちに至ることはなかった。このことは、レベル2クラスの大きな地震作用を受ける場合には、杭の引抜きを許容し、引抜き後の性状を精度よく推定することで棧橋の耐震性能を照査する手法を導入できる可能性があることを示唆するものであると考えられる。

7. まとめ

斜杭式棧橋の耐震性能について、動的非線形解析およびプッシュオーバー解析により得られた主要な結論は、以下のとおりである。

- (1) 斜杭式棧橋の地震時応答特性は、斜杭の引抜きによって支配され、杭の引抜きにより構造体の水平変位が急増した。また、引抜き前は、斜杭は主に軸力により地震荷重に抵抗したが、引抜き後は、曲げモーメントが支配的になった。
- (2) 地盤を質点モデルに置換した多質点系モデルの動的解析結果と2次元モデルの動的解析結果は、斜杭式棧橋の最大応答加速度についてはほぼ一致したが、水平変位量は2次元モデルの方が大きくなった。また、引抜き発生荷重や杭に発生する軸力については両者がおおむね一致しており、多質点系モデルの適用性が確認された。

(3) エネルギー一定則とプッシュオーバー解析の組合せにより、斜杭式棧橋の耐震性能を十分に予測できることが確認された。その際、1質点系モデルによる動的解析を併用することで、より簡便に斜杭式棧橋の破壊現象を予測することが可能になる。

(4) 斜杭式棧橋では、杭の引抜きが生じても、急激に損傷が進行しなかった。そのため、レベル2クラスの大きな地震作用を受ける場合には、杭の引抜きを許容し、引抜き後の性状を精度よく推定することで棧橋の耐震性能を照査する手法を導入できる可能性が示された。

謝 辞

本解析の実施にあたり、(株)竹中土木技術研究所津國正一氏、東電設計(株)杉澤政敏氏、鋼管杭協会斎藤勲氏、芥川博昭氏、川端規之氏のご協力をいただきましたことに感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 横田 弘, 竹鼻直人, 南兼一郎, 川端規之: 鋼管杭式横棧橋の耐震設計法に関する考察, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1613~1622, 1998.
- 2) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 下巻, 日本港湾協会, pp.731~759, 1999.
- 3) 濱田純次, 菅野高弘, 上部達生, 上田 茂, 横田 弘: 斜杭式棧橋の地震時挙動に関する模型振動実験, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.101~113, 2001.
- 4) 横田 弘, 川端規之, 芥川博昭, 黒崎和保, 津嶋敏明, 原田典佳, 矢頭明子: 鋼直杭式棧橋の弾塑性解析による耐震性能照査および簡便照査法の提案, 港湾技研資料, 1999.
- 5) 石原研而, 木村 孟: 土木工学大系8, 土質工学, 彰国社, pp.226~234, 1980.
- 6) 日本電気協会: 原子力発電所耐震設計技術指針JEAG 4601追補版, pp.63~66, 1991.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, pp.238~241, pp.286~288, pp.378~379, 1996.
- 8) 岡原美和夫ほか: 軸方向押込みに対する杭の支持特性に関する研究, 土木学会論文集, No.418/III-13, pp.257~266, 1990.
- 9) 田中幸久: 礫の工学的性質と液状化地盤への適用に関する研究, 東京工業大学学位論文, pp.84~97, 1989.
- 10) 運輸省港湾局監修: 埋立て地の液状化対策ハンドブック, 沿岸開発技術研究センター, pp.60~69, 1997.

(2001年9月14日受付)