

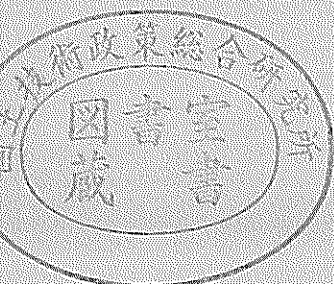
独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

VOL.42 NO.2 June 2003

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN
INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE



港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 42 卷 第 2 号 (Vol. 42, No. 2), 2003 年 6 月 (June 2003)

目 次 (CONTENTS)

1. グリーンベルトを用いた南太平洋地域の津波対策
..... 平石 哲也・原田 賢治 3
(Greenbelt Tsunami Prevention in South-Pacific Region
..... Tetsuya HIRAISHI, Kenji HARADA)
2. 時間発展型擬似段波モデルに基づく砕波モデルの開発
..... 平山 克也・原 信彦 27
(A Simple Wave Breaking Model with Quasi-Bore Model in Time Domain
..... Katsuya HIRAYAMA, Nobuhiko HARA)
3. SCP 改良地盤における水平抵抗特性
..... 北詰 昌樹・高橋 英紀・竹村 慎治 47
(Experimental and Analytical Studies on Horizontal Resistance of Sand Compaction Pile Improved Ground
..... Masaki KITAZUME, Hidenori TAKAHASHI, Shinji TAKEMURA)
4. 粘土地盤中の根入れ基礎の鉛直支持力に関する遠心載荷模型実験と解析
..... 中村 健・北詰 昌樹 73
(CENTRIFUGE MODEL TESTS AND STRESS CHARACTERISTICS ANALYSES ON VERTICAL BEARING
CAPACITY OF EMBEDDED SHALLOW FOUNDATION
..... Takeshi NAKAMURA, Masaki KITAZUME)
5. 斜め組杭式棧橋の地震時挙動に関する数値解析と耐震性能照査法の提案
横田 弘・濱田 純次・大熊 弘行・杉澤 政敏・芥川 博昭・津國 正一・佐藤 博 87
(Numerical Analysis on Dynamic Behavior of an Open Type Wharf on Coupled Raking Steel Piles During Earthquakes
... Hiroshi YOKOTA, Junji HAMADA, Hiroyuki OHKUMA, Masatoshi SUGISAWA, Hiroaki AKUTAGAWA,
Shouichi TSUKUNI, Hiroshi SATO)
6. ASR が発生したコンクリートの特性および内部鉄筋ひずみとコンクリート表面ひずみの関係
..... タレク ウディン モハメッド・濱田 秀則・山路 徹 133
(Concrete Properties and Relationship Between Surface Strain and Strain Over the Steel Bars of ASR Affected
Concrete Members
..... Tarek Uddin MOHAMMED, Hidenori HAMADA, Toru YAMAJI)

7. スラグセメントを用いたコンクリートの海洋環境下における長期耐久性
 …… タレク ウディン モハメッド・濱田 秀則・山路 徹 …… 155
 (Long-term Durability of Concrete Made with Slag Cements Under Marine Environment
 …… Tarek Uddin MOHAMMED, Hidenori HAMADA, Toru YAMAJI)
8. 久里浜湾における越波被災の要因と特性
 - ナウファスを用いた臨海部の越波災害予知法の構築 -
 …… 安田 誠宏・服部 昌樹・平石 哲也・平山 克也・永井 紀彦・小川 英明 …… 193
 (Damage Cause and Characteristics of Wave Overtopping in Kurihama Bay
 -Establishment of the Estimation Method for Wave Overtopping Damage Applying NOWPHAS-
 …… Tomohiro YASUDA, Masaki HATTORI, Tetsuya HIRAIISHI, Tosihiko NAGAI, Hideaki OGAWA)
9. コンテナクレーンの耐震性向上に関する研究
 - 免震コンテナクレーンの開発 -
 …… 菅野 高弘・芝草 隆博・藤原 潔・徳永 耕一・榎本 洋二・藤木 友幸 …… 221
 (Study on the Seismic Performance of Container Crane
 -Development of the Container Crane with Isolation System-
 …… Takahiro SUGANO, Takahiro SHIBAKUSA, Kiyosi FUJIWARA, Koichi TOKUNAGA, Yoji MAKIMOTO,
 Tomoyuki FUJIKI)
10. 羽田空港の地震動特性に関する研究
 (第2報) スペクトルインバージョンによるサイト特性
 …… 野津 厚・佐藤 陽子・菅野 高弘 …… 251
 (Characteristics of Ground Motions Observed at Haneda Airport
 (Second Report) Site Amplification Factors
 …… Atsushi NOZU, Yoko SATO, Takahiro SUGANO)
11. 直立部に消波構造を用いた新しい高基混成堤の開発
 - 水理特性および耐波安定性に関する実験的研究 -
 …… 下迫 健一郎・高橋 重雄 …… 285
 (Development of a New Type High Mound Composite Breakwater
 -Experimental Study on Hydraulic Characteristics and Stability against Waves-
 …… Kenichiro SHIMOSAKO, Shigeo TAKAHASHI)

斜め組杭式栈橋の地震時挙動に関する数値解析と 耐震性能照査法の提案

横田 弘^{*1}・濱田 純次^{*2}・大熊 弘行^{*3}・杉澤 政敏^{*3}
芥川 博昭^{*4}・津國 正一^{*5}・佐藤 博^{*6}

要 旨

斜め組杭式栈橋においては、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が行われている。耐震性能上は杭の引抜き限界値が支配的となることが多く、従来はこの引抜きが生じないことが照査されている。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、斜め組杭式栈橋の地震時動的挙動を把握し、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。

そこで、本研究では、数値解析により斜め組杭式栈橋の地震時動的挙動を把握することを試みる。用いる解析手法は二次元解析で、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、結果を比較した。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、斜め組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、弾塑性解析の地震時保有耐力照査への適用性について考察を行った。

キーワード：斜め組杭式栈橋，耐震性能，動的応答解析，弾塑性解析，加速度応答スペクトル

*1 地盤・構造部 構造強度研究室長
*2 株式会社竹中工務店 技術研究所 地盤・基礎部門
*3 東電設計株式会社 第二土木本部
*4 鋼管杭協会 技術委員
*5 株式会社竹中土木 技術本部竹中技術研究所
*6 東京電力株式会社 技術開発研究所 建設技術グループ
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所
Tel: 046-844-5059, Fax: 046-844-0255, E-mail: hiroy@pari.go.jp

Numerical Analysis on Dynamic Behavior of an Open Type Wharf on Coupled Raking Steel Piles during Earthquakes

Hiroshi YOKOTA^{*1}

Junji HAMADA^{*2}

Hiroyuki OHKUMA^{*3}

Masatoshi SUGISAWA^{*3}

Hiroaki AKUTAGAWA^{*4}

Shouichi TSUKUNI^{*5}

Hiroshi SATO^{*6}

Synopsis

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, acceleration spectrum

*1 Head, Structural Mechanics Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

*2 Research and Development Institute, Takenaka Corporation

*3 Tokyo Electric Power Services Co., Ltd.

*4 Japanese Association of Steel Pipe Piles

*5 Technical Research Laboratory, Takenaka Civil Engineering and Construction Co., Ltd.

*6 Research and Development Center, Tokyo Electric Power Company
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan, Port and Airport Research Institute
Phone: +81-46-844-5059, Fax: +81-46-844-0255, E-mail: hiroy@pari.go.jp

目 次

要 旨	87
1. まえがき	91
2. 研究の背景と目的	91
3. 二次元非線形解析による栈橋の動的挙動の解析	92
3.1 解析対象栈橋の構造諸元	92
3.2 解析モデルと解析手法	93
3.3 解析結果	94
4. 簡易解析手法の精度評価	97
4.1 概 要	97
4.2 多質点モデルによる解析	97
4.3 1質点および2質点モデルによる解析	100
5. 静的弾塑性解析	103
5.1 解析モデル	104
5.2 解析結果	105
6. 耐震性能照査法の提案	107
6.1 概 要	107
6.2 線形加速度応答スペクトルの算定	107
6.3 地震時保有耐力法	114
7. まとめ	116
謝 辞	116
参考文献	116
記号一覧	117
付 録	118

1. まえがき

栈橋は、港湾における船舶係留施設の代表的な構造様式であり、地盤中に打設された複数の鋼管杭とこれに支持されるコンクリート上部工により構成される。この栈橋は、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栈橋と、斜めに打設される斜め組杭式栈橋（ここでは斜杭式栈橋とよぶ）に大別することができる。直杭式栈橋と斜杭式栈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、直杭式栈橋においては、鋼管杭には主に曲げモーメントが発生し、軸力の変動成分は小さい。一方、斜杭式栈橋においては、斜杭には主に軸力が発生することとなる。また、引張軸力により斜杭が地盤中から引き抜かれる現象が生じるが、引抜き力に対する目標安全率を設定し、斜杭に引抜きが生じないように設計されている。このように、斜杭の引抜き現象から、栈橋および鋼管杭の構造・寸法諸元が決定されることが多い。

筆者らは、栈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⁾²⁾。この手法は、現行の港湾施設の技術基準³⁾において採用されている。それは、地震時において栈橋の杭頭部の塑性化等の局所的損傷を許容しつつ、構造全体系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、直杭式栈橋を対象にして構築されたもので、現在のところ直杭式栈橋にその適用が限られている。

斜杭式栈橋においては、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モードから曲げモードに変化し⁴⁾、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、斜杭式栈橋の地震時動的挙動を把握することで、現行の耐震設計体系をさらに合理的な手法に改良することが可能となる。特に、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ことは、両構造様式の耐震性能照査手法の整合性の観点から不可欠である。

斜杭式栈橋の地震時動的挙動については、振動台による模型振動実験が実施されている⁵⁾⁶⁾。しかし、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、破壊に至るまでの挙動は詳細に把握

されていない。

そこで、本研究では、最初に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た。まず二次元の非線形動的応答解析を実施し、斜杭式栈橋の破壊に至るまでの地震時動的挙動を把握した。斜杭式栈橋は、前述のように、実験あるいは実測レベルでの地震時の破壊挙動が十分に得られていないので、この解析結果を正しいものとして以降の考察を進めた。二次元非線形動的応答解析は、直杭式栈橋あるいは橋梁等の構造物でその解析精度が確認されており、現在最も信頼のおける手法の一つである。次に、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、両手法による解析結果を比較することで、簡便な解析手法の適用性を考察した。続いて、非線形動的応答解析に準じる耐震性能照査手法の構築を目的とした考察を行った。本研究では、地震時保有耐力法を照査の基本体系と位置付け、Pushover解析による弾塑性解析⁷⁾および1質点系動的非線形解析の結果から、本手法の適用性を考察した。また、斜杭式栈橋にもたらされる地震作用をより簡便に把握するために、線形加速度応答スペクトルの算出法についても検討した。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、新たな耐震性能照査法を提案した。

2. 研究の背景と目的

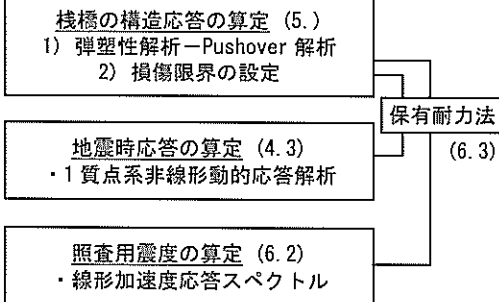
一般に栈橋は、高次の不静定構造物であることに加えて、斜面を有する基礎地盤上に設けられるため、各々の杭の剛比が異なる。その結果、降伏あるいは塑性ヒンジ化等の損傷イベントが各杭で同時に生じなくなり、初期に部分的に損傷が生じた後も、全体系の崩壊に至るまでには構造的余裕が非常に大きい¹⁾。この構造的特性を最大限に生かすことで、合理的な設計体系を構築することが可能となる。この第一段階として、技術基準³⁾において、1999年4月の改訂の際に、保有耐力法を骨子とした照査体系が導入された。保有耐力法は、地震時に構造物全体の崩壊に至らないものの局所的な損傷を許容し、栈橋の変形性能を指標として耐震性能を照査する手法である。したがって、施設の重要度や要求性能などに応じて設定された栈橋の地震時の目標性能を直接的に照査することで、栈橋が地震時あるいは地震後にどのような性能を保持しているのかを明快に示すことができる。これは、現在検討が進められている性能照査設計体系の考え方⁹⁾に合致するものである。

耐震性能の照査においては、栈橋が地震動により弾性

○ 非線形動的解析による照査

- 1) 二次元非線形動的応答解析 (3.)
- 2) 多質点モデル動的解析 (4.2)

○ 弾塑性解析による照査



* 括弧内の数字は文中の該当箇所を示す

図-1 斜杭式栈橋の耐震性能照査体系

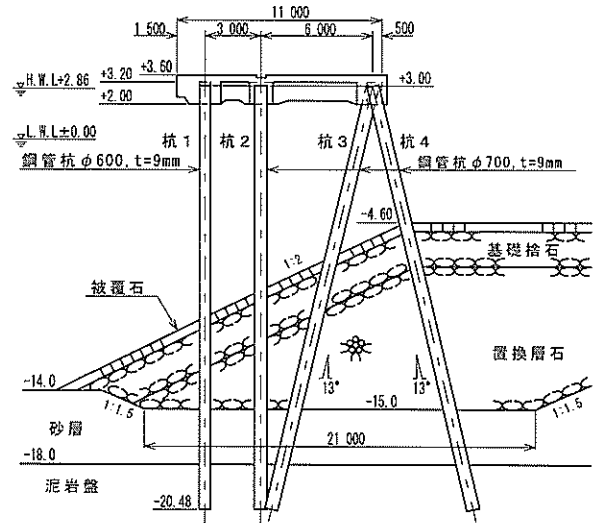


図-2 検討対象モデル栈橋の標準断面図

応答域を超えて塑性域に至る非線形現象を精度よく評価することが必要である。つまり、地震作用が栈橋に入力することで励起される応答値および栈橋構造自体が保有する構造性能から定まる限界値の両者を、それぞれ非線形挙動下で定量化することが求められる。そのためには、地盤、鋼管杭、およびコンクリート上部工の非線形性を考慮した解析手法を用いることになる。したがって、比較的簡単に行え、かつ高精度の結果が得られる解析手法を確立することが設計の便を考える上で重要となる。

一方、斜杭式栈橋では、斜杭の引抜き現象が構造全体の挙動に大きな影響を及ぼす。斜杭は地震作用に対して軸力で抵抗するが、引抜け以降は曲げモーメントで抵抗するようになる。この抵抗機構の変化は、繰返し載荷実験からも明らかになっている⁴⁾。これまで建設されてきた一般的な諸元の斜杭式栈橋では、斜杭の引抜けまでは構造全体がほぼ線形的に挙動するが、これ以降は急速に水平変位が増大し、非線形性的挙動を示すようになる。そのため、従来は斜杭の引抜けに対して十分な安全率を付与することでこれを防ぐようにしてきた。これに対し、本報告では、耐震性能の照査に多くの自由度を持たせることを目的に、斜杭引抜け後の栈橋の挙動を把握し評価することで、栈橋の重要度に応じて地震時の軽微な斜杭の引抜けを許容することも視野に入れる。いずれにせよ、斜杭が引抜ける場合とそうでない場合の両者を想定した照査を行うことで、より精緻な耐震性能を把握し、多岐にわたる目標性能の設定を可能とする。

これらをまとめると、斜杭式栈橋の耐震性能照査の体系は図-1に示すように整理される。本報告では順を追って記述するが、同図中括弧内に記された数字がそれぞれ

本文の箇所に対応している。

3. 二次元非線形解析による栈橋の動的挙動の解析

栈橋のように法線方向の杭列がほぼ同じように配置されている構造物を対象に地盤と構造物の動的解析を行う場合、二次元解析は詳細解析として比較的多く用いられている。これは、二次元解析が三次元解析と比べてモデル化をしやすいこと、二次元解析でも解析の妥当性が確認されていること¹⁰⁾¹¹⁾などの理由からである。ここでは、斜杭式栈橋の地震時動的挙動を平面二次元モデルによる全応力非線形動的応答解析により考察する。

3.1 解析対象栈橋の構造諸元

解析は、異なる構造様式・諸元の栈橋を数例対象として行った。ここでは、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を取り上げる。モデル栈橋の標準断面図を図-2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。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と称する）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、鋼管杭の鋼種は、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、

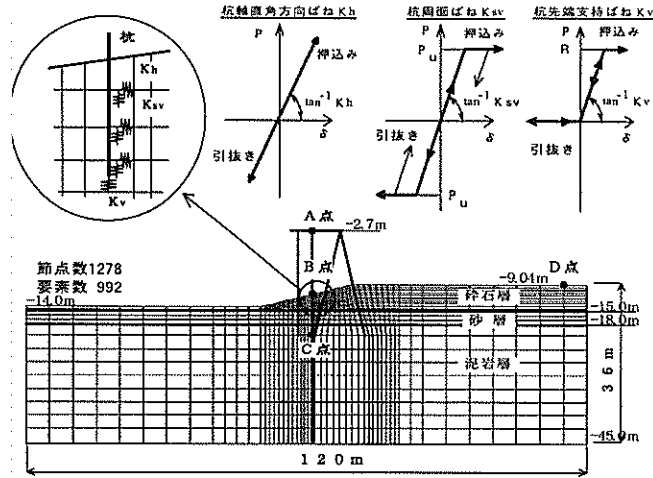


図-3 解析モデルと地盤ばねの履歴モデル

床版は、通常的设计で行われるように、上載荷重としての効果のみを考慮している。また、地盤の構成は、深度GL-15mまでは捨石層、-15~-18mは砂層、-18~-45mは泥岩層で、-45mを工学的基盤面とした。各地盤層の性状は、3.2で述べる。なお、同図には示していないが、棧橋の直背後にはL形ブロック式の土留め護岸が設けられている。ただし、この護岸と棧橋本体とは構造的には分離しているため、解析では棧橋本体のみを対象とした。

3.2 解析モデルと解析手法

(1) 解析モデル

二次元モデルの有限要素分割を図-3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。棧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。地震時の上部工は、ひび割れの発生などの現象により、厳密には非線形挙動を示す場合がある。しかし、非線形性を考慮することの有無によって、解析結果には大きな差異が生じないこと⁷⁾から、今回の解析では線形部材とした。

杭と地盤間の相互作用を表現するために、杭と地盤の節点を分離し、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-3に合せて記載している。杭と地盤間の相互作用を表現するモデル化の手法について、予備解析においては、地盤の要素に溝を設け、そこに杭をモデル化したはり要素を挿入し、このはり要素の左右両側にそれぞれ杭軸直角方向ばねと杭軸方向ばね、および杭先端に支持ばねを設けたモデルを考えた。しかし、このモデルでは、杭を境にして地盤の変形に段差が生じ、地盤の連続性に影響を与える結果となった。そこで、この溝ありモデルを棄却し、今回採用

したような溝なしモデルとした。

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¹²⁾。

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

$$k_h = k_{h0} (B_H / 0.3)^{-3/4} \quad (2)$$

ここで、

α : 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

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 (kN/m³)

k_{h0} : 横方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 杭の換算載荷幅 (m)

また、 α は斜杭の設置角度 θ により次式のとおり求める。

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

$$\alpha = -0.039\theta + 0.95 \quad (\theta < 0, \text{ in-batter杭}) \quad (3)$$

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杭のばね定数の平均値を軸直角方向ばねのばね定数として設定した。また、横方向地盤反力係数 k_{h0} は、変形係数 $E_0=2800N$ (kN/m², N : 地盤の N 値) より道路橋示方書¹²⁾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。

杭周面に設ける軸方向ばねのばね定数 K_{sv} は、式(4)に示すとおり、 K_h の0.3倍とした¹²⁾。

$$K_{sv} = 0.3 K_h \quad (4)$$

また、杭先端支持ばねのばね定数 K_v は、杭直径 D の10%の押し込み変位が生じる際に地盤の極限支持力 R_u に達するものとして、以下のとおり求めた¹³⁾。

$$K_v = R_u / (0.1D) \quad (5)$$

杭周面の軸方向ばねの上限値には、押し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し込み側の上限値 R には、先端極限支持力 R_u を技術基準³⁾により算定し、以下の式から $R=P_{NU}-P_{TV}$ として設定した。

$$P_{NU} = \min (R_u, R_{pu}) \quad (6)$$

$$P_{TV} = \min (P_u + W, P_{pv}) \quad (7)$$

ここで、

P_{NU} : 極限支持力

P_{TV} : 極限引抜き力

表-1 地盤定数の設定

	N 値	γ (kN/m ³)	ν	V_s (m/s)	G_0 (MN/m ²)
① 砕石層	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

- R_u : 地盤から定まる極限支持力
- P_u : 地盤から定まる極限引抜き力
- R_{pu} : 杭から定まる押し込み支持力 ($=f_y A_p$)
- P_{pu} : 杭から定まる引抜き抵抗力 ($=f'_y A_p$)
- f_y : 杭の引張降伏強度
- f'_y : 杭の圧縮降伏強度
- A_p : 杭の純断面積
- W : 杭の自重および杭内部土の有効重量

また、杭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、2.1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 と初期せん断弾性係数 G_0 を表-1に示すように設定した。なお、 V_s 、 G_0 および動的変形特性については、砕石層に関しては田中の研究¹⁴⁾を、砂層に関しては液状化対策ハンドブック¹⁵⁾に基づき、Ramberg-Osgood (R-O) モデルとして設定した。砕石層および砂層の動的変形特性を図-4に示す。なお、泥岩層は線形材料とした。

(2) 解析手法

解析は、直接積分法のNewmark- β 法 ($\beta=1/4$) により、積分時間間隔を0.002sとして行った。解析では、地盤の非線形性には修正R-Oモデルによる骨格曲線を、履歴ループにはMasing則¹⁶⁾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¹⁷⁾を参考に、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、基礎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Rayleigh減衰は、固有値解析から得られる栈橋および地盤の1次モードに着目し、それらの固有振動数で1%および2%となるように設定した。解析に用いたプログラムはDINASである。

(3) 入力地震波

入力地震動は、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の設計に用いられている基礎加速度的1つである。また、1000Gal

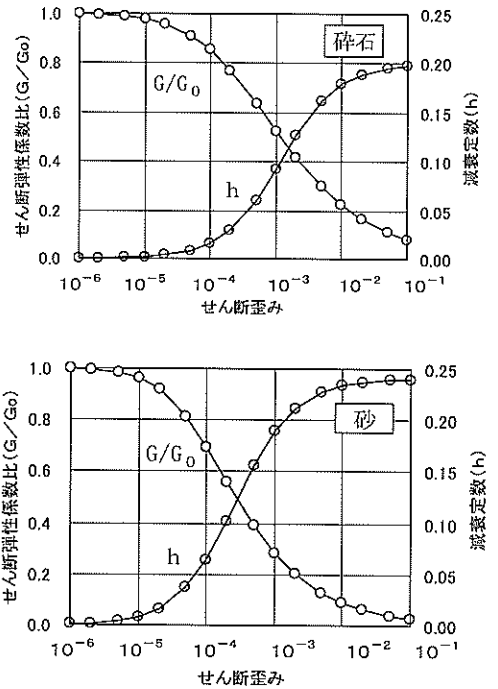


図-4 砕石と砂の動的変形特性

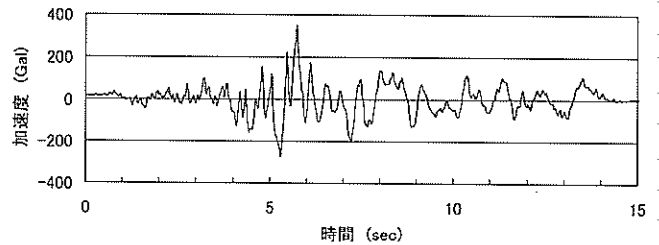


図-5 入力地震波(350Gal)

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-5に、最大加速度を350Galに調整した地震波形を示す。

3.3 解析結果

(1) 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となり、これらの固有周期は、それぞれ0.59sおよび0.29sであった。

(2) 350Gal入力時の解析結果

図-6に上部工位置 (図-3のA点) における杭先端からの相対変位の時刻歴を、また、図-7に図-3のA~D点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

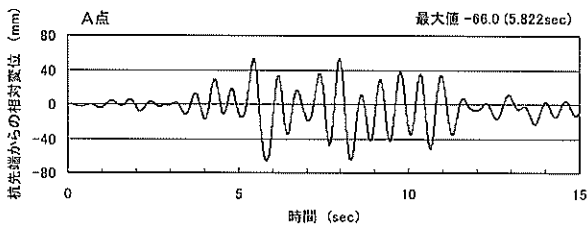


図-6 A点における杭先端からの相対変位 (350Gal)

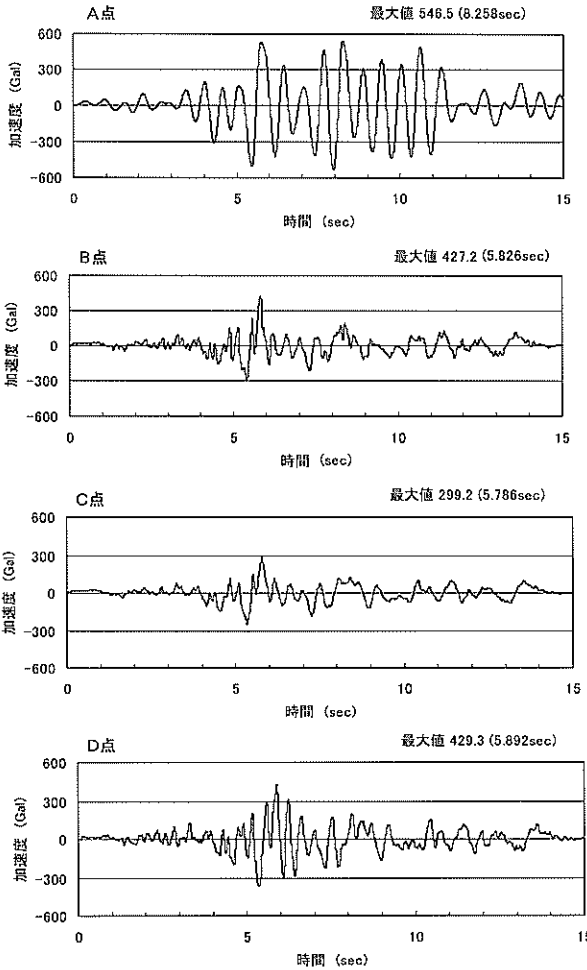


図-7 A~D点の応答加速度の時刻歴

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が確認された。また、栈橋上部工の加速度が杭先端の加速度のほぼ2倍に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、杭の振動が地盤の振動の影響を大きく受ける結果となった。これは、表層地盤（碎石層と砂層）のせん断剛

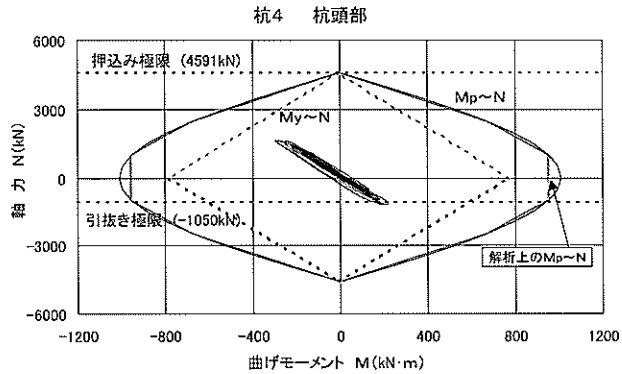
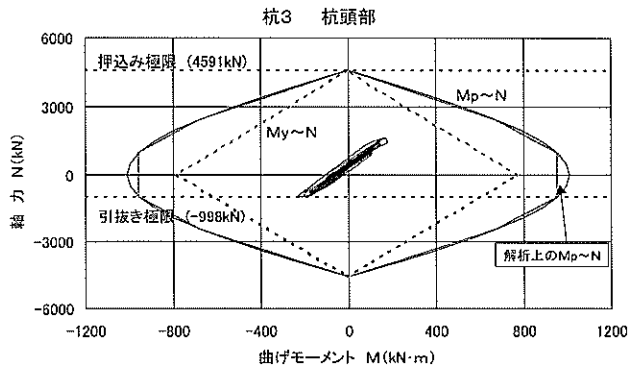
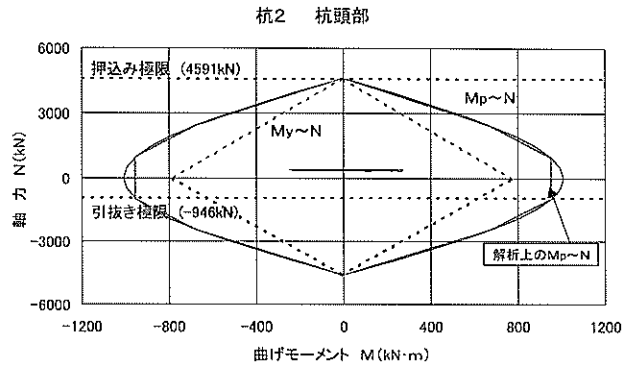
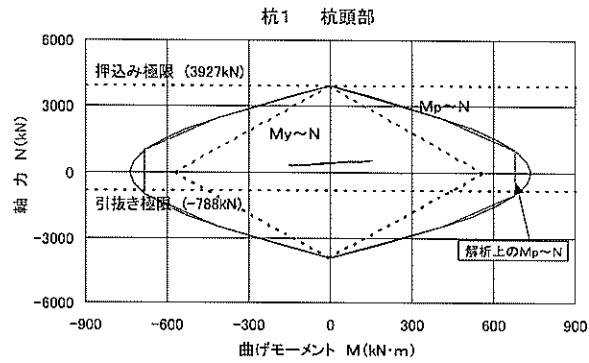


図-8 杭頭でのM-N相関図 (350Gal)

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 の関係を図-8に示す。ここで、 M_y 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。杭頭部における $M-N$ 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場合

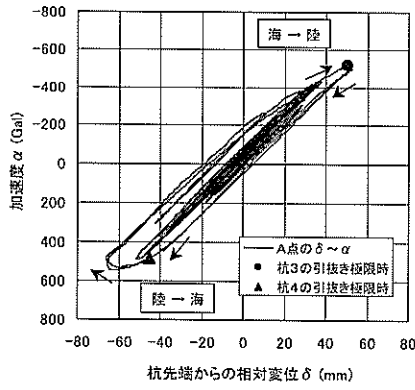


図-9 A点における加速度と応答変位の関係

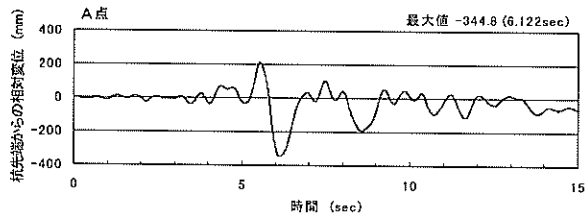


図-10 A点における杭先端からの相対変位 (1000Gal)

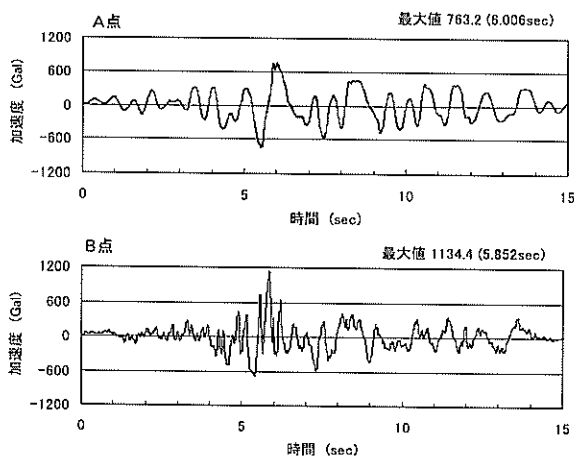


図-11 A点およびB点の応答加速度の時刻歴

があるものの、比較的同じような履歴の傾向を示した。直杭（杭1および杭2）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、斜杭（杭3および杭4）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。直杭および斜杭ともに、降伏あるいは塑性ヒンジの発生は認められなかった。

図-9にA点での応答加速度と杭先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程度で引抜きが生じる結果となった。また、この引抜き極限を超えると、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。

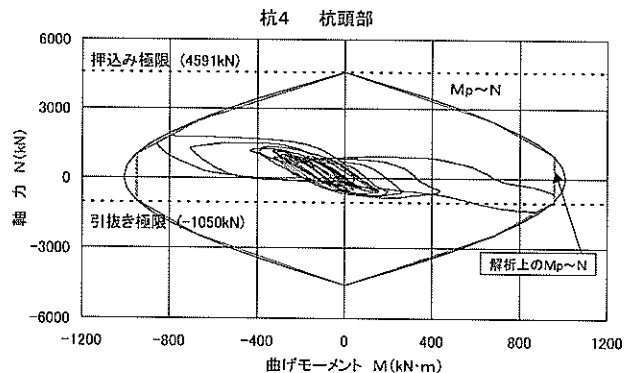
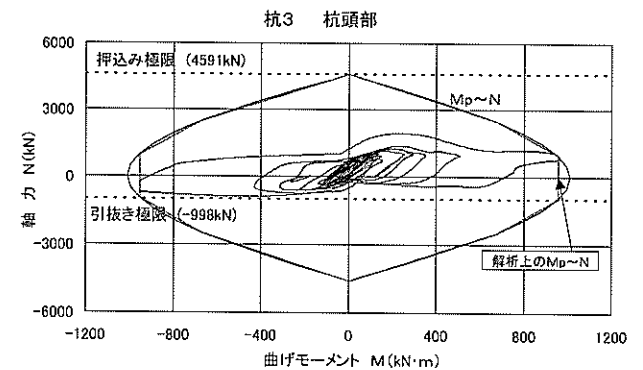
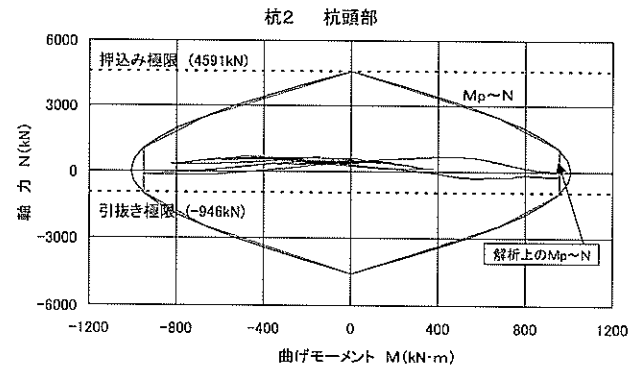
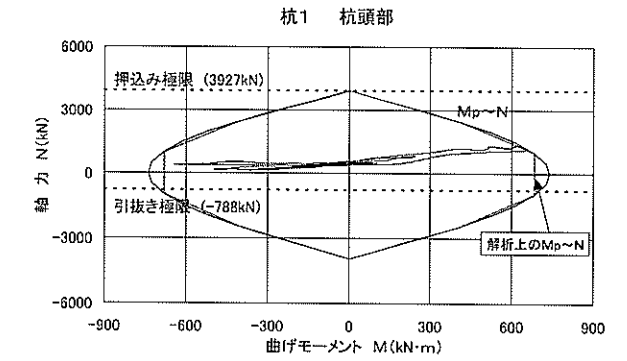


図-12 杭頭での M-N 相関図 (1000Gal)

(3) 1000Gal入力時の解析結果

杭に塑性ヒンジが発生した際の地震時挙動を把握するために行った、入力地震波の最大加速度を1000Galとした解析の結果を述べる。

図-10に上部工位置（A点）における杭先端からの相対変位の時刻歴を、図-11に上部工（A点）と栈橋直下の海

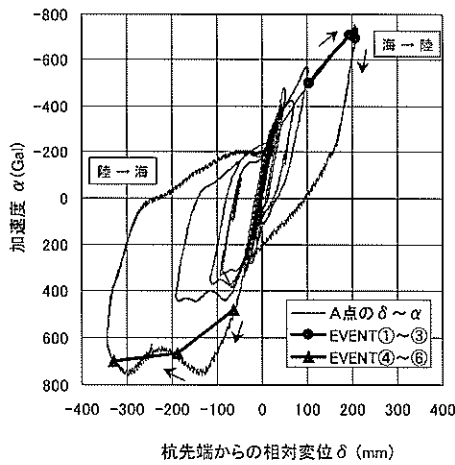


図-13 A点における加速度と応答変位の関係 (1000Gal)

底面 (B点) の位置における応答加速度の時刻歴を示す。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の引抜き極限に達していた時間帯に一致し、杭が引き抜かれた結果、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。

杭頭部におけるM-N関係を図-12に示す。直杭 (杭1と杭2) 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、斜杭 (杭3と杭4) は曲げモーメントと軸力が共に変動して引抜き限界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。直杭と斜杭のいずれにも塑性ヒンジの発生が認められた。また、斜杭では、引抜き極限に達した後、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ト卓越型に変化する現象を示した。

図-13に、A点での加速度と杭先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発生時における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、引抜き後の上部工変位の増大とともに相次いで生じた。

4. 簡易解析手法の精度評価

4.1 概要

ここでは、二次元の非線形動的解析と比較してより簡便なモデルおよび解析手法を用いて、斜杭式栈橋の地震

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

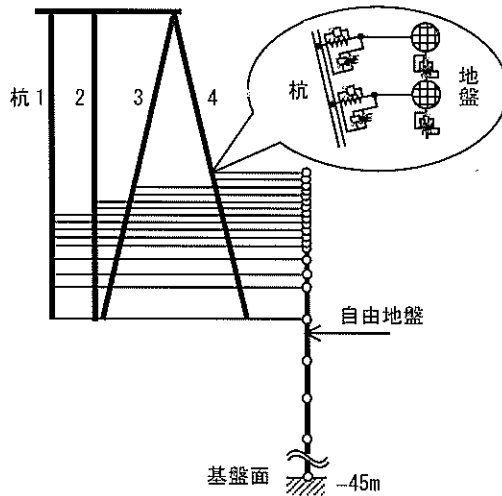


図-14 多質点解析モデル

時挙動を評価することを試みた。

まず、自由地盤を1次元の多質点モデルに置換して非線形動的解析を行い、3.で示した二次元非線形動的解析結果と比較検討した。また、6.3で述べる地震時保有耐力法の検討の際に用いる1質点モデルおよび2質点モデルによる解析も合わせて実施し、二次元解析結果と比較検討して、解析の精度を考察した。

4.2 多質点モデルによる解析

(1) 解析モデル

解析モデルを図-14に示す。図-2に示したモデル栈橋では、海底面は斜面となっているが、ここでは、自由地盤を陸側の杭 (杭4) の海底面までモデル化し、海側の杭 (杭1) と自由地盤は、海底面において結合しないモデルとした。入力地震波は、図-5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SHAKE¹⁸⁾により解析を行い、地盤のせん断剛性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、杭軸直角方向ばねを除

き、図-3に示した二次元非線形動的解析に用いたものと同様の履歴特性を有するばねとした。杭軸直角方向ばねには、バイリニアの非線形履歴特性を有するばねを用いた。また、杭材の降伏曲面 (M_p - N 曲線) は、式(8)~(10)に示すように六角形で単純化した。これらの点は3. で述べた二次元非線形動的解析モデルと異なるが、その他の基本的な解析手法やRayleigh減衰の決め方は、既に述べた方法と同様である。3. で示した二次元非線形動的応答解析および5. で述べる弾塑性解析と異なる点を以下にまとめて示す。

- ① 杭直角方向ばねのばね定数には、静的弾塑性解析で用いた押し込み (in-batter) 方向と引抜き (out-batter) 方向のばねの平均値を用いる (3. の手法と同様)。
- ② 杭材の降伏曲面は、式(8)~(10)により単純化する。
- ③ 自重解析によって初期に生じる曲げモーメントを計算する (3. の結果と同様)。
- ④ 杭の深度方向に軸力の分布が生じる (3. の結果と同様)。
- ⑤ 曲げ-曲率関係をバイリニアでモデル化する際、2次勾配を初期勾配の1/100とする。

$$\left(\frac{M_z}{M_{pcz}}\right)^2 + \left(\frac{M_y}{M_{pcy}}\right)^2 = 1 \quad (8)$$

$$M_{pcz} = M_{py} = \frac{1}{6}(D^3 - d^3)f_y \quad (9)$$

$$M_{pcz} = M_{pcy} = M_{pz} \quad \left(\frac{N}{N_y} \leq 0.2 \text{ の場合}\right)$$

$$= 1.25\left(1 - \frac{N}{N_y}\right)M_{pz} \quad \left(\frac{N}{N_y} > 0.2 \text{ の場合}\right) \quad (10)$$

ここで、

M_{py}, M_{pz} : 軸力が作用していない場合の全塑性モーメント

M_{pcy}, M_{pcz} : 全塑性モーメント

N_y : 降伏軸力

N : 作用軸力

D, d : 鋼管杭の外径および内径

f_y : 鋼管の引張降伏強度

また、動的解析は、Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔 Δt は、0.0005sとした。

(2) 解析結果

動的解析に先立って実施した固有値解析の結果を図-15に示す。栈橋の振動は1次モード (固有周期0.47s) であり、地盤の振動は2次モード (固有周期0.34s) となっていた。二次元非線形動的解析結果と比較して、栈橋の

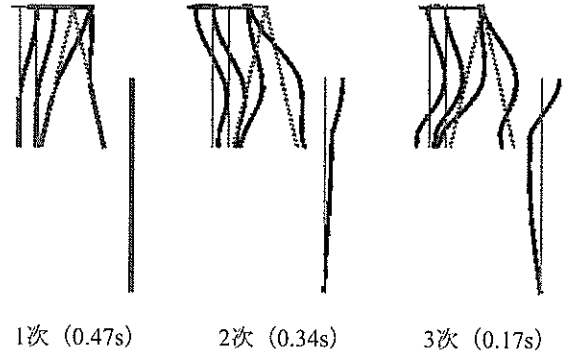


図-15 固有値解析結果

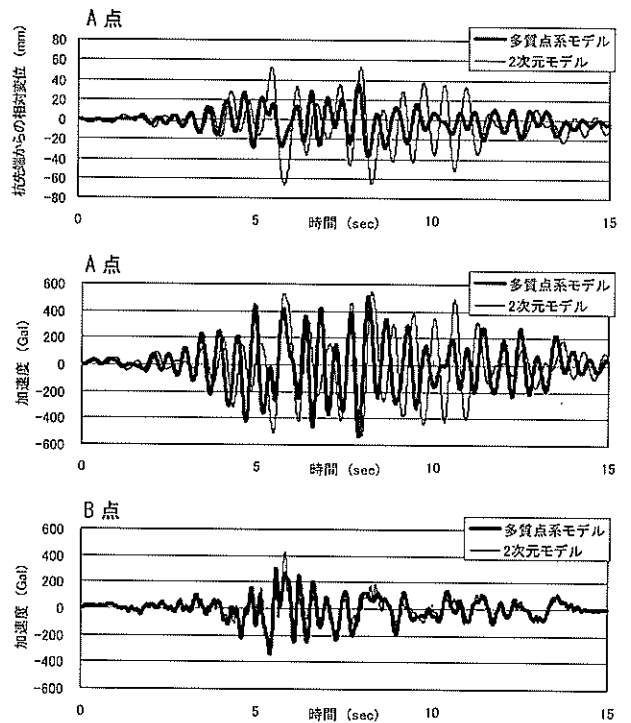
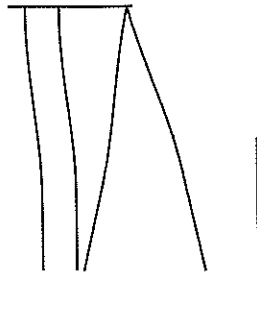


図-16 相対変位および加速度の時刻歴

固有周期が約0.8倍となったが、これは、二次元解析での地盤が平面ひずみ要素とスカラーばねが直列に繋がった状態となってモデル化されており、多質点モデルと比較して柔らかい構造となっていたためと考えられる。また、地盤の固有周期は、多質点モデルの方が約1.2倍大きくなった。これは、多質点モデルにおいては、陸側の地盤面までモデル化した影響によるものと考えられる。

入力地震波は、SHAKEにより求めたGL-45mの加速度応答波形 (E+F) を用いた。入力レベル350Gal時のA点での相対変位およびA点とB点での加速度の時刻歴波形を二次元解析と比較した結果を図-16に示す。地表面加速度の結果は、両者で比較的一致していたが、上部工については位相、振幅とも少し異なった。この違いは主に上部工の固有周期の差異による影響と考えられる。



(上部工最大変位時、時刻：8.17s、変形倍率：30倍)

図-17 栈橋および地盤の変形状況

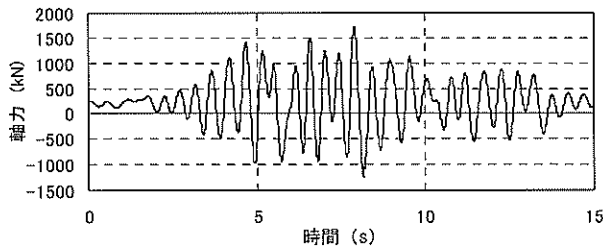


図-18 杭頭軸力の時刻歴波形 (杭4)

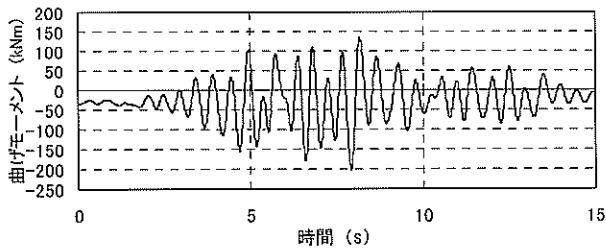


図-19 杭頭曲げモーメントの時刻歴波形 (杭4)

図-17に上部工が最大変位を示した時刻における栈橋および地盤の変形状況を示す。地盤変形は、栈橋自身の変形に比べ非常に小さく、上部工の慣性力が卓越した振動モードとなっているのが分かる。

斜杭 (杭4) の杭頭軸力および同杭の曲げモーメントの時刻歴波形を図-18および図-19に示す。なお、図-20に示すとおり、杭頭曲げモーメントと上部工の相対変位との相関は高い。杭頭部に発生する曲げモーメントは、主に地盤変形の影響で発生する場合³⁾もある。しかし、今回の解析条件では、地盤の層厚が薄く、しかも地盤変形が小さかったために、主に上部工の変形によって発生したものと言える。

図-21に杭1および杭3の杭頭曲げモーメント M と杭頭軸力 N の関係を示す。また、図-22に水平荷重 (加速度換算) と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

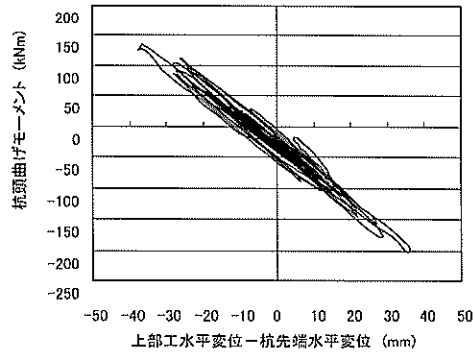


図-20 杭頭曲げモーメントと上部工相対変位の関係 (杭4)

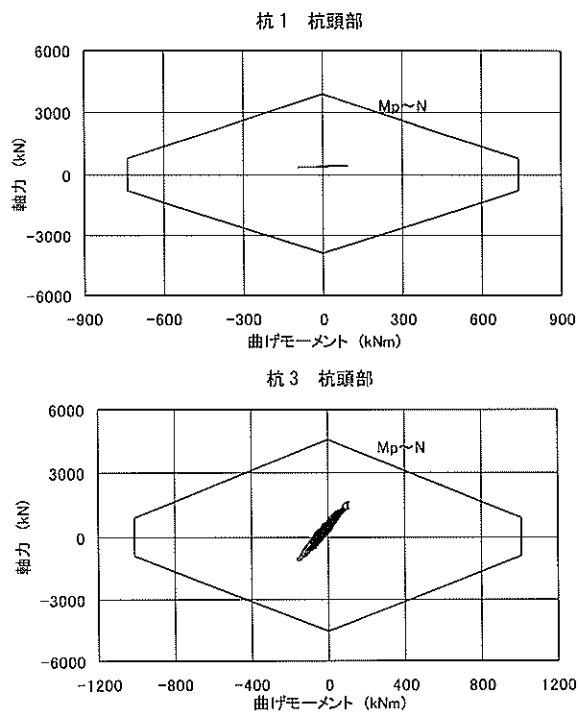


図-21 杭の $M-N$ 相関図

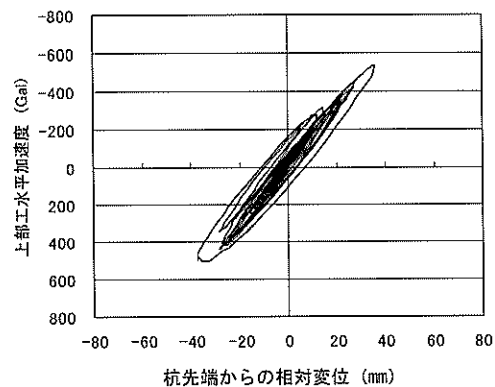


図-22 応答変位と水平加速度の関係

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、二次元非線形動的解析結果とよく似た傾向を示しており、地盤を多質点でモデル化しても十分な精度を確保できるといえる。また、5.に示す静的弾塑性解析結果と比較して、 $M-N$ 相関および荷重-変位特性の初期勾配がよく一致しており、このことから、上部工の慣性力が卓越しているものと考えられる。

4.3 1質点モデルおよび2質点モデルによる解析

ここでは、1質点モデルによる動的解析を行い、6.1で述べる加速度応答スペクトルの算出方法の妥当性をあらかじめ検討しておく。すなわち、加速度応答スペクトルは、栈橋を1質点系の線形ばね-マスモデルに置き換えて得られる線形応答加速度により表されるが、先に示した二次元非線形動的解析結果と比較してその精度を検証する。また、栈橋と地盤をそれぞれ1質点にモデル化した2質点モデルによる動的解析を行い、二次元解析結果と比較する。これは、1質点モデルによる加速度応答スペクトルの算定では、6.1で述べるように、地震波の入力位置を1点に定める必要があることによる。2質点モデルでは、この入力位置を2点（杭先端と海底面など）に定められることから、地盤震動の影響を考察することが可能となる。

(1) 解析モデル

解析モデルを図-23および図-24に示す。1質点モデルは、栈橋の1次固有周期と等しくなるようにばねの剛性 k_s および質量 m_s を設定するとともに、想定する減衰が得られるように、減衰係数 c_s を設定すればよい。ただし、地震波（加速度）を入力する位置を杭先端、海底面あるいは海底面下 $1/\beta$ の位置など、どこかの1点に定める必要がある。なお、直杭式栈橋では仮想海底面下 $1/\beta$ の位置を入力位置としている。ここで、 β は杭と地盤の剛性から求まる杭の特性値である。

2質点モデルでは、地震波が杭先端から直接栈橋に入力することを表現するために k_s' および c_s' が、海底面や海底面下 $1/\beta$ の地点などから入力することを表現するために k_i および c_i がある⁹⁾。一見、1質点モデルと2質点モデルは全く異なるモデルのように見えるが、2質点モデルの k_s' および c_s' を0とし、 k_i および c_i を1質点モデルで用いた k_s および c_s に置き換え、 m_g を十分大きくすると、地震波を海底面付近から入力する1質点モデルに等しい。

2質点モデルで用いるばね定数 k_s' 、 k_g 、 k_i および減衰係数 c_s' 、 c_g 、 c_i の設定方法について述べる。図-24の地盤の質量 m_g は、自由地盤をモデル化しているため、栈橋との相互作用ばね k_i および c_i の影響を受けない位十分大きい

栈橋（上部工）

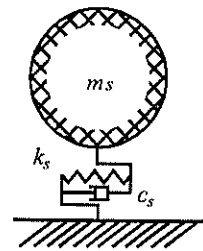


図-23 1質点モデル

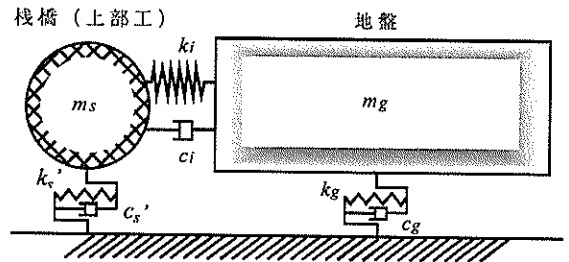


図-24 2質点モデル

ものとする。地盤のばね定数 k_g は、想定している地盤の固有周期になるように定め、地盤の減衰係数 c_g は地盤の応答計算より得られた等価線形時の減衰定数から固有周期を考慮して定める。栈橋のばね定数 k_s' は、地盤がない場合の栈橋の固有周期より決定する。直杭式栈橋に適用する場合には、地盤がないと仮定すると栈橋の固有周期がかなり長周期になるので、この k_s' は極めて小さな値となる。また、相互作用ばね k_i は以下の方法で求められる。

- a) 地盤がある場合の固有周期と地盤がない場合の固有周期の比から求める方法

栈橋をフレームモデルに置換して固有値解析を行う。静的弾塑性解析による場合は、静的弾塑性解析結果の初期勾配から固有周期を求める。固有周期が求まると、式(11)から k_i を求めることができる。

$$k_i = \left\{ \left(\frac{T_s'}{T_s} \right)^2 - 1 \right\} k_s' \quad (11)$$

ここで、

T_s : 栈橋の固有周期

T_s' : 地盤がないとした場合の栈橋単体の固有周期

- b) 杭の軸剛性が摩擦によって変化したとして簡易的に算定する方法

地盤の影響によって栈橋の剛性が高くなるが、この程度を簡易的に求め、 k_i に反映させる方法である。構造全体の水平剛性 k_i+k_s' は、次式で求められる。

表-3 解析ケース一覧

ケース	6.での解析ケース		T_g (s)	T_s (s)	h_g		h_s		k_i/k_s'
	地盤モデル	解析ケース			1質点	2質点	1質点	2質点	
Case1	砂層 (浅い)	モデル1	4	0.34	-	-	0.1	-	0.1
			1						
			5						
Case2	砂層 (深い)	モデル2	11	1.08	-	0.1	-	0.05	-
			8						
			12						
Case3	粘土層 (深い)	モデル3	18	1.08	-	-	0.2	-	0.2
			15						
			19						
			-						

$$\frac{1}{k_i+k_s'} = f_0 \left(\frac{l_1}{AE} + \frac{l_2}{\alpha AE} \right) = f_0 \frac{\alpha l_1 + l_2}{\alpha AE} \quad (12)$$

ここで、

l_1 : 杭の自由長

l_2 : 地盤内の杭長

AE : 杭の軸剛性

f_0 : 杭傾斜の影響を考慮する係数

$\gamma = k_i/k_s'$ とすると、式(13)のとおりとなる。

$$\frac{1}{(1+\gamma)k_s'} = f_0 \frac{\alpha l_1 + l_2}{\alpha AE} \quad (13)$$

k_s' を斜杭構造を表すばねとすると、 $k_s' = AE / (l_1 + l_2) / f_0$ と考えられるので、

$$\frac{l_1 + l_2}{(1+\gamma)AE} = \frac{\alpha l_1 + l_2}{\alpha AE} \quad (14)$$

$$\gamma = \frac{(\alpha-1)l_2}{\alpha l_1 + l_2} \quad (15)$$

$$k_i = \frac{(\alpha-1)l_2}{\alpha l_1 + l_2} k_s' \quad (16)$$

上式での α は鋼管杭の場合、次のように提案されている。

$$\alpha = 0.78 + 0.014 \frac{l_2}{D} \quad (\text{打込み鋼管杭の場合}) \quad (17)$$

$$\alpha = 0.39 + 0.009 \frac{l_2}{D} \quad (\text{中掘り鋼管杭の場合}) \quad (18)$$

また、減衰係数 c_i は、以下のようにして求められる。杭軸方向と地盤間の減衰は、地盤の減衰に近いものと仮定して式(19)のように表す。

$$c_i = c_g \frac{k_i}{k_g} \quad (19)$$

これを減衰定数で示すと、式(20)のとおりとなる。

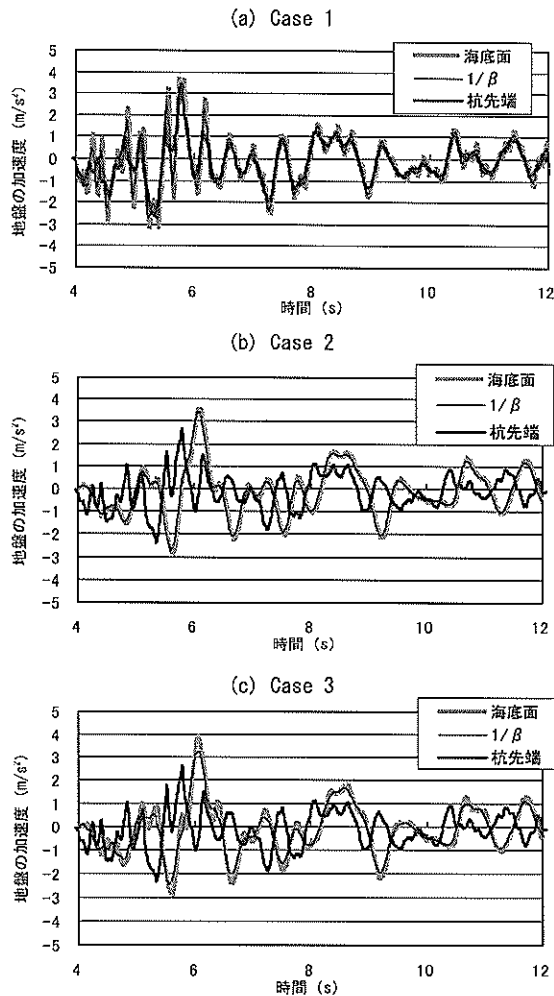


図-25 地盤の応答加速度波形

$$h_i = h_g \sqrt{\gamma} \frac{T_g}{T_s} \quad (20)$$

減衰定数 c_s' は、通常の1質点モデルで用いる c_s のような地盤震動との相互作用を含んでいない。

(2) 解析ケース

解析ケースを表-3に示す。Case1は、3.および6.2のモ

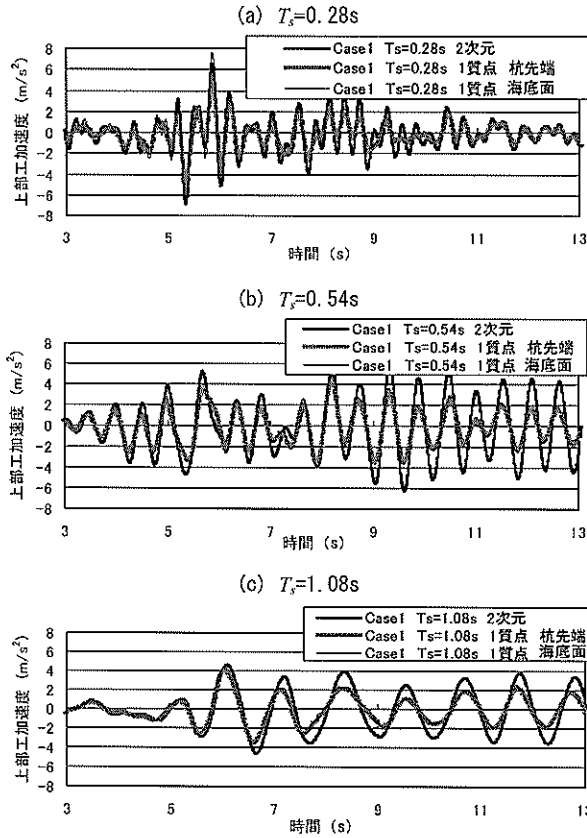


図-26 二次元解析と1質点解析の比較 (Case1)

デル1に相当する。また、Case2およびCase3は、6.2のモデル2およびモデル3にそれぞれ相当する。地盤のみを非線形(R-Oモデル)として取り扱った二次元非線形動的解析を行った後、地盤と栈橋の加速度応答倍率が最も卓越する周期をそれぞれ地盤と栈橋の固有周期として、等価線形解析を行った。なお、用いた地震波は、図-5で示したものと同一である。

図-25にCase1~3の杭先端、海底面、海底面下 $1/\beta$ の地点での地盤の応答加速度を示す。Case1では、砂層で杭の根入れが浅いため、どの深度でもほぼ同様の応答を示した。また、Case2およびCase3では、杭先端と海底面での応答には、顕著な差が見られたが、海底面と $1/\beta$ では、優位な差は見られなかった。そこで、杭先端での地震波と海底面での地震波を用いて応答計算を行う。

上部工の応答加速度について二次元解析結果と1質点モデルでの解析結果を比較した結果を図-26~28に示す。図-26はCase1について示したものであり、減衰10%の場合である。1質点モデル解析には必要ないが、地盤の固有周期 T_g は0.34sである。地盤の層厚が薄く、地盤剛性が大きいことに加え、杭先端での地震波と海底面での地震波が最大値および位相差の点で大差なかったため、どちらの波を用いても二次元解析結果をよく再現できていた。

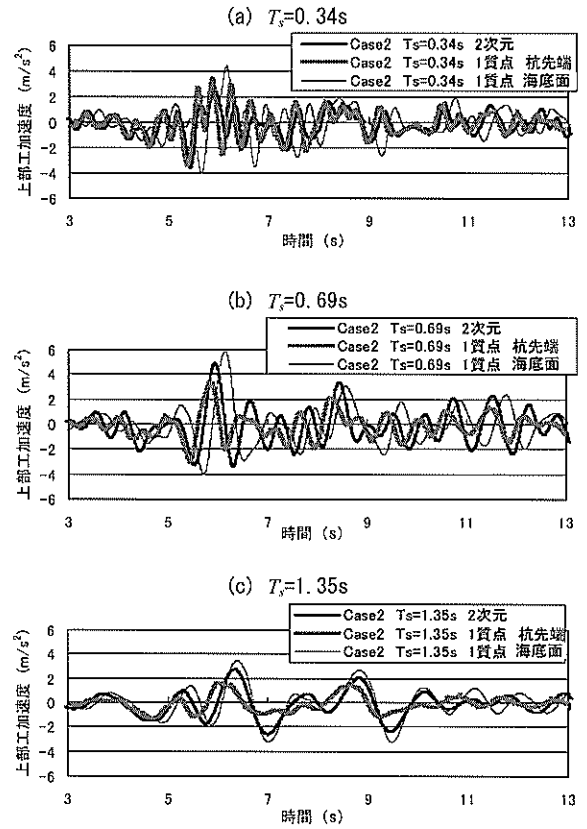


図-27 二次元解析と1質点解析の比較 (Case2)

図-27で示したCase2に対しては、 $T_s=1.35s$ ($T_s/T_g=1.25$) の場合、減衰定数をもう少し大きく設定することにより海底面での地震波を用いて上部工の応答を表現できるものと思われる。 $T_s=0.34s$ ($T_s/T_g=0.31$) の場合は、杭先端での地震波を用いる方が二次元解析結果と近い結果が得られた。 $T_s=0.69s$ ($T_s/T_g=0.64$) の場合は、杭先端での地震波でも海底面での地震波でも位相のずれが見られた。

Case3に対しても、Case2と同様の結果が得られた。栈橋の固有周期が地盤の固有周期より大きい場合、一般的に栈橋の応答が卓越するため、相対的に地盤震動の影響が小さく、海底面波を用いるよりも杭先端波を用いた方が良いと考えていた。しかし、海底面波を用いた方が良い結果が得られた。この原因として、図-29に示すフーリエスペクトルより、海底面波は栈橋の固有周期 $T_s=1.35s$ および $2.07s$ で良く振動していたためと考えられる。

次に、2質点モデルによる解析結果を示す。2質点モデルでは、地盤震動の影響を考慮した栈橋の応答を表現することができる。栈橋の固有周期は k_s' と k_t から求め、1質点モデルと同様の周期に設定した。地盤の固有周期は0.34sおよび1.08s、減衰定数は地盤で10%、栈橋で5%に設定した。また、 k_t は k_s' の0.2倍とした。

図-30および図-31に上部工の応答を示す。1質点モデル

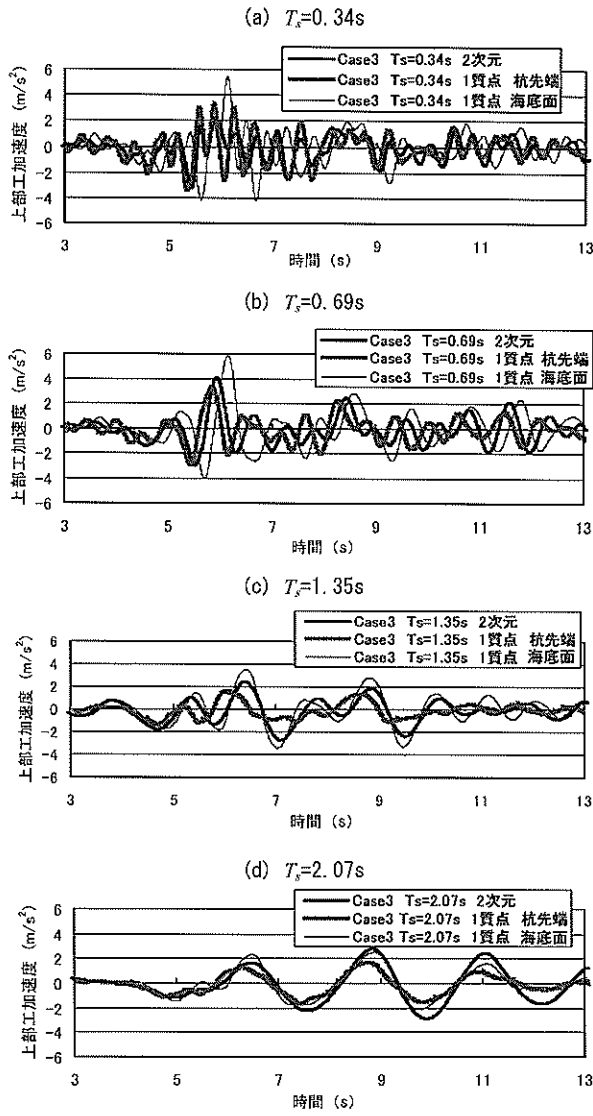


図-28 二次元解析と1質点解析の比較 (Case3)

では困難であったケースにおいても、全体的に二次元解析結果を良く表現できていた。現象を精度よく求めるためには、入力位置を杭先端などの1点に定めることは困難である。代わりに、入力位置を杭先端と海底面の2点にすることにより、精度よく斜杭式栈橋の地震時挙動を表すことが可能であるといえる。また、2質点モデルでは、斜杭の傾斜角が異なった場合でも、それに応じて k_s' と k_t を設定することにより、このような構造の変化にも対応可能である。

一方、栈橋上部工における最大応答加速度を算定して静的弾塑性解析により耐震性能の照査を行う場合には、加速度応答スペクトルが安全側の値を与えていれば、設計上は十分である。したがって、簡便で、かつ、既往の直杭式栈橋に適用されている簡便照査法との整合性が高

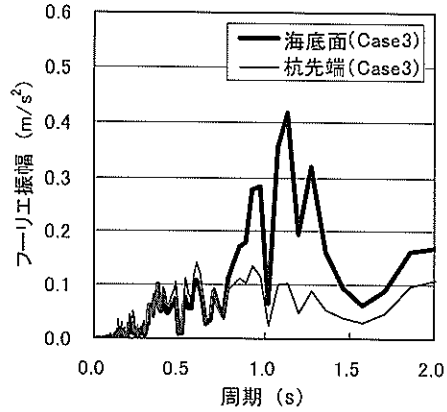


図-29 入力地震波のフーリエスペクトル

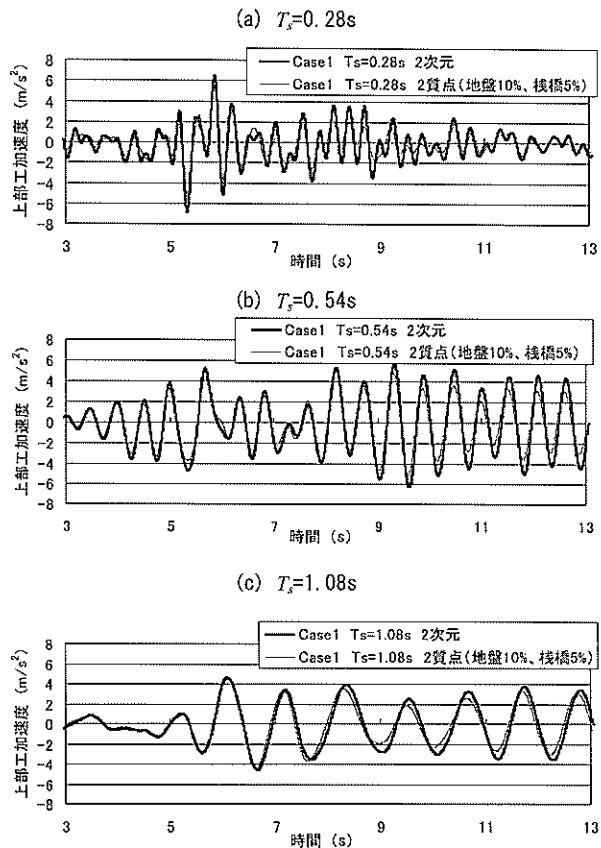


図-30 二次元解析と2質点解析の比較 (Case1)

い1質点モデルによる応答スペクトルの検討を6.で行う。

5. 静的弾塑性解析

ここでは、斜杭式栈橋を二次元平面骨組にモデル化をし、地震慣性力に相当する水平荷重を上部工に漸増させて作用させる静的弾塑性解析 (Pushover解析) により栈橋の挙動および破壊メカニズムを考察する。

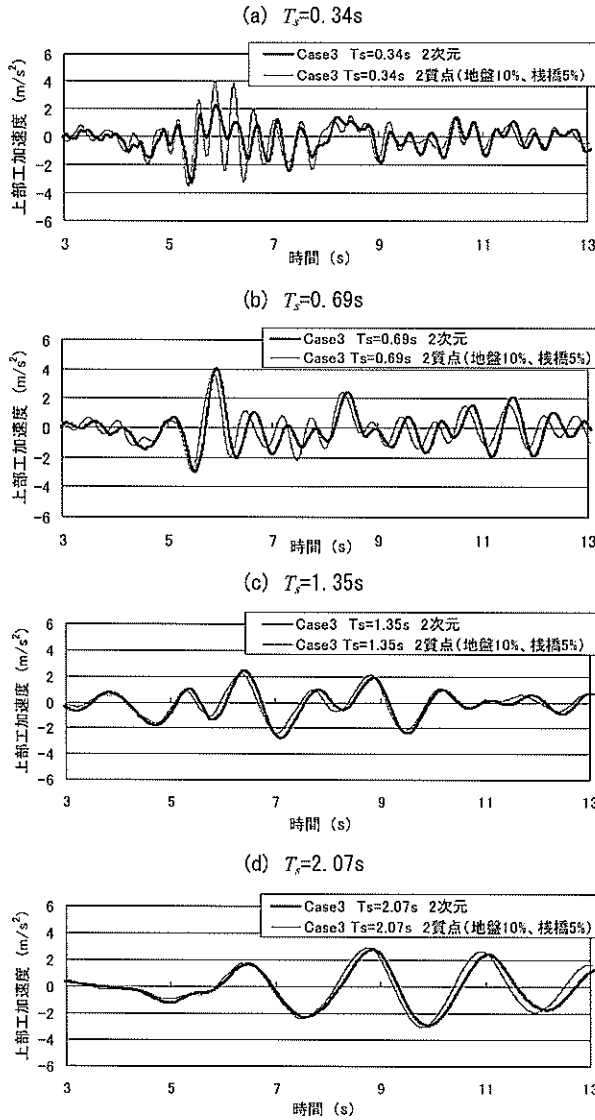


図-31 二次元解析と2質点解析の比較 (Case3)

5.1 解析モデル

解析にあたっては、上部工および杭をばりに、杭と地盤の相互作用を分布ばねに置き換えた直接剛性法による杭の弾塑性解析プログラムN-Pier⁷⁾を斜杭式栈橋用に改良して用いた。

解析モデルを図-32に示す。栈橋上部工と杭の結合条件は固定とし、杭の先端はピンとした。

(1) 構造モデル

解析の際のモデル化の手法は、次のとおりである。

① 上部工

上部工には、図-33に示すように、杭との結合部付近に剛域部、スパン中央付近に線形部を設けた。上部工は、3. で述べた理由により、ひび割れなどの非線形挙動は考

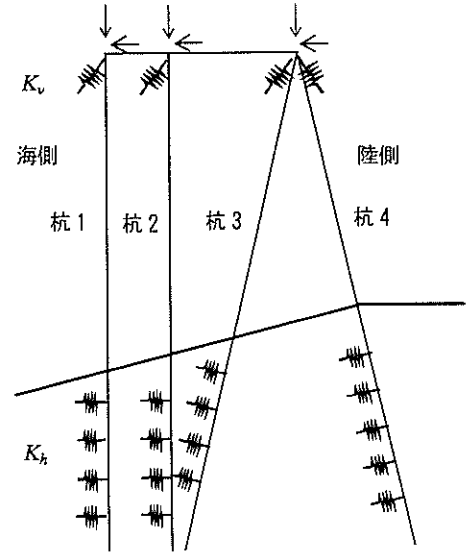


図-32 弾塑性解析モデル

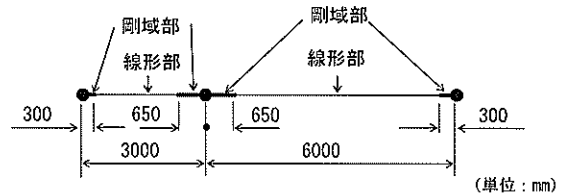


図-33 上部工のモデル化

慮していない。

② 鋼管杭

鋼管杭の部材特性は、杭体の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係で表し、全塑性モーメントを上限値とするバイリニア型とした。全塑性モーメントは、杭に算定される軸力を考慮して低減した。

③ 杭軸方向地盤ばね

杭頭部に地盤および杭体の軸剛性を集約した鉛直ばねを設けて、杭と地盤との相互作用を考慮した。杭軸方向ばねの構成則は、軸方向ばね定数 K_v を初期勾配とし、押込側の上限値 P_{NU} を極限支持力、引抜き側の上限値 P_{TV} を極限引抜き力とするバイリニア型とした。軸方向ばね定数 K_v は、式(21)により算出した。

$$1/K_v = 1/K_{v1} + 1/K_{v2} \quad (21)$$

ここで、

$$K_{v1} : \text{突出部の軸方向ばね定数} = A_p E / l_1$$

$$l_1 : \text{杭の自由長 (突出部の杭長)}$$

$$K_{v2} : \text{地中部の軸方向ばね定数} = \alpha A_p E / l_2$$

$$l_2 : \text{地盤内の杭長}$$

$$\alpha : \text{補正係数} (= 0.014 (l_2 / D) + 0.78, \text{打撃工法})$$

表-4 鉛直荷重の一覧

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

D : 杭径

また、極限支持力 P_{NU} および極限引抜き力 P_{TU} は、式(6)および式(7)により求めた。

④ 杭軸直角方向地盤ばね

杭軸直角方向の地盤の横抵抗については、同様に地盤ばねにより表現した。杭軸直角方向ばねの構成則は、式(1)で得られる横方向地盤反力係数 K_h を初期勾配とし、地盤反力の上限値 P_{HU} を最大値とするバイリニア型とした。横方向地盤反力の上限値 P_{HU} は、次式により算出した。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p P_p \quad (22)$$

ここで、

η_p : 群杭効果を考慮した横方向地盤反力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の上限値の補正係数

- = 3.0 (砂質地盤)
- = 1.5 (粘性土地盤 $N > 2$)
- = 1.0 (粘性土地盤 $N \leq 2$)

P_p : 地震時の受働土圧強度

地震時の受働土圧強度 P_p は次式により算出した。

$$P_p = K_p (\sum \gamma h + q) + 2c \quad (23)$$

ここに、

- K_p : 受働土圧係数
- γ : 土の単位体積重量
- h : 層厚
- q : 上載圧
- c : 粘着力

(2) 荷 重

① 鉛直荷重

鉛直荷重として、①上部工自重、②積載荷重、③はり自重、④杭自重を杭1~杭4の杭頭部に一定の集中荷重として作用させた。鉛直荷重の一覧を表-4にまとめる。

② 水平荷重

水平荷重は、鉛直荷重に0.01刻みで漸増させた水平震度を乗じて求め、杭1~杭4の杭頭部に作用させた。杭における局所的な損傷が進行し、収束が不可能となった時点で解析を終了した。なお、海底面に勾配があるため、荷重の載荷方向は、海側→陸側に載荷した場合と、陸側

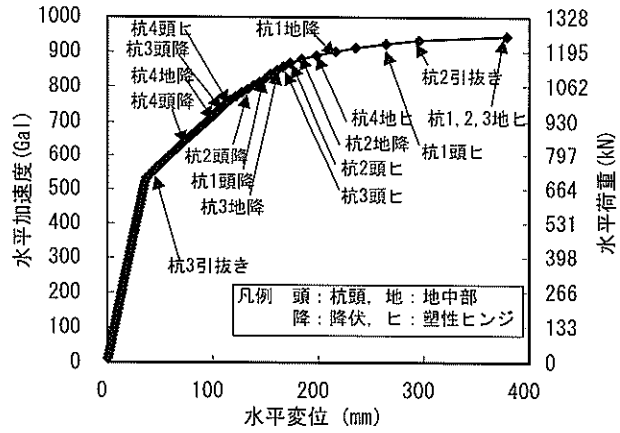


図-34 荷重—水平変位関係 (海側→陸側載荷)

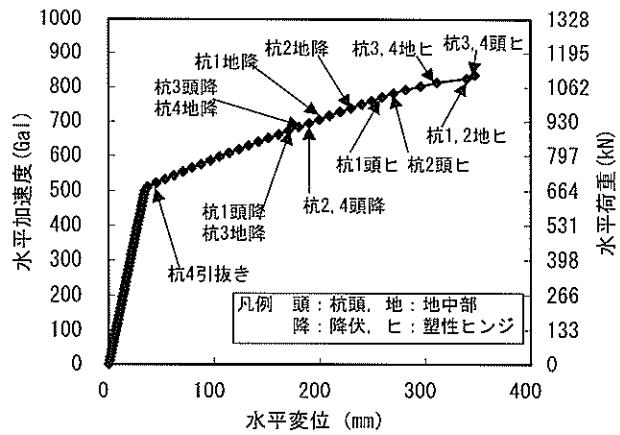


図-35 荷重—水平変位関係 (陸側→海側載荷)

→海側に載荷した場合の2ケースとした。

5.2 解析結果

海側→陸側に載荷した場合の荷重と上部工の水平変位の関係を図-34に、陸側→海側に載荷した場合の関係を図-35に示す。また、海側→陸側に載荷した場合の杭の曲げモーメントと軸力の関係 ($M-N$ 相関図) を図-36に、陸側→海側に載荷した場合の杭の $M-N$ 相関図を図-37に示す。

海側→陸側および陸側→海側のいずれのケースにおいても、斜杭の引抜き極限 (海側→陸側では杭3で532.1Gal, 陸側→海側では杭4で510.4Gal) が他の損傷イベントに先駆けて最初に発生した。荷重—変位曲線においては、引抜き極限に達した時点で変位量が急増し、折曲り点が生じたが、その後も急激な荷重の低下や損傷の進行は生じず、ある程度の剛性を保ったまま杭各部の損傷が進行する結果を示した。なお、同一杭に2点の塑性ヒンジが発生したのは、海側→陸側の場合に杭4で890.5Gal載荷時、陸側→海側の場合に杭1と杭2で825.3Gal載荷時であった。

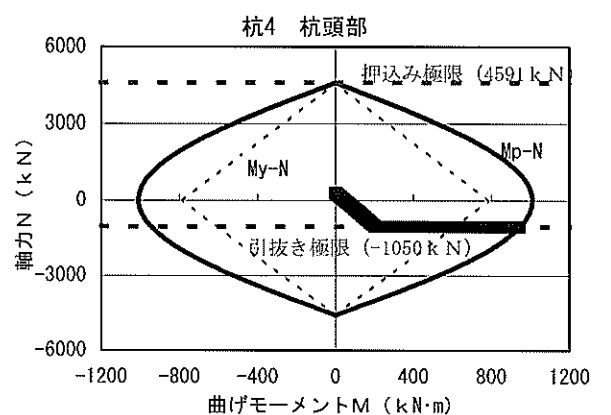
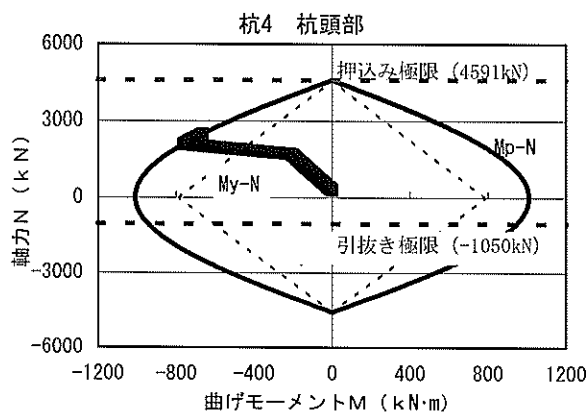
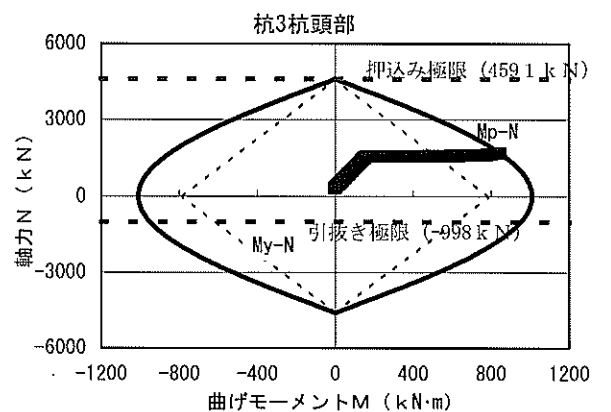
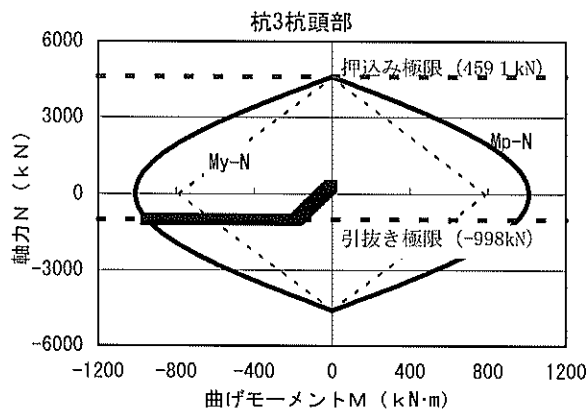
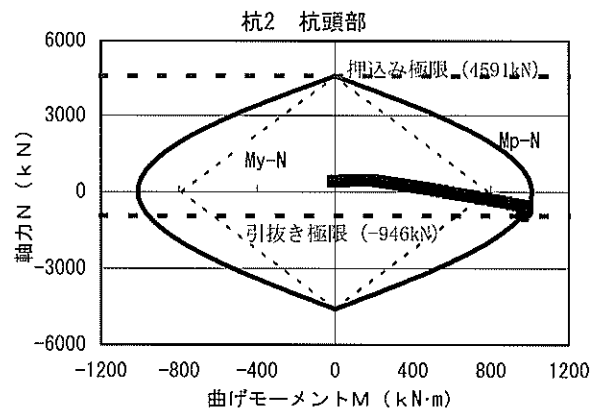
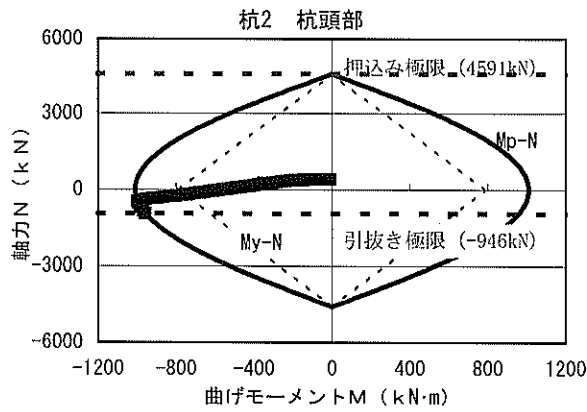
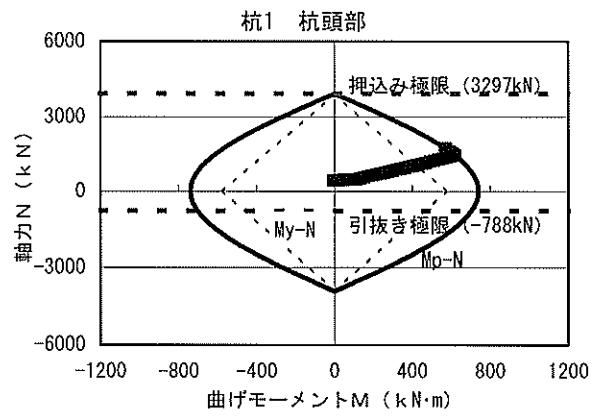
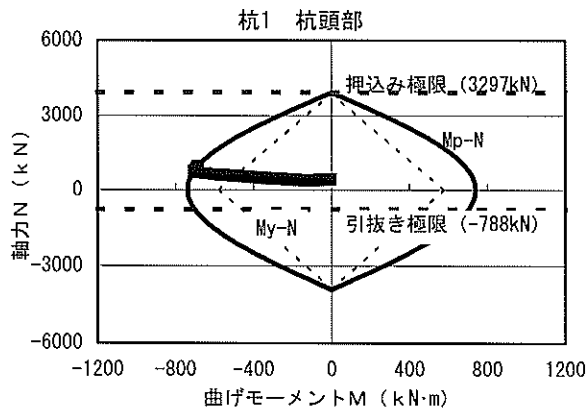


図-36 杭のM-N相関図 (海側→陸側)

図-37 杭のM-N相関図 (陸側→海側)

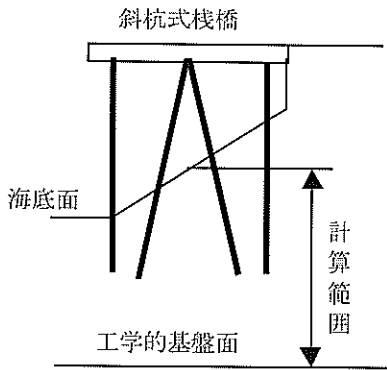


図-38 地盤の一次元的動的解析の着目位置

また、今回の斜杭式栈橋は左右非対称の構造であるため、海側→陸側載荷および陸側→海側載荷の両ケースで、引抜き極限以降の栈橋の2次剛性が異なった。杭のM-N相関図に示したように、海側→陸側載荷の場合、杭3が引抜き極限に達した後、杭の軸力の増加は主に杭4で確認された。一方、陸側→海側載荷の場合、杭4が引抜き極限に達した後の杭の軸力増加は、主として杭1で認められ、杭3の軸力は若干の増加にとどまった。今回の解析モデルにおいて、斜杭の引抜き後は、水平力の作用方向に対して最外縁の杭への軸力の配分の程度が高くなる傾向が認められた。したがって、最外縁杭が直杭である場合には、栈橋の2次剛性が低くなる傾向があると言える。

6. 耐震性能照査法の提案

6.1 概要

技術基準³⁾によれば、直杭式栈橋の一般的な耐震性能照査法として、以下の方法が示されている。

- ① 線形加速度応答スペクトルを用いる方法(エネルギー一定則を適用する)
- ② 静的弾塑性解析と非線形応答加速度スペクトルを用いる方法
- ③ 非線形動的解析を用いる方法

上記方法の内、①の方法による線形加速度応答スペクトルが最も簡便な方法である。線形加速度応答スペクトルは、仮想海底面下 $1/\beta$ の位置における地盤の応答加速度を1質点モデルに入力して求める。その際、逸散減衰としては地盤の固有周期に応じて10~30%の値が用いられる。

一方、斜杭式栈橋の耐震性能照査を同様の手法により行う場合、このような方法で線形加速度応答スペクトルを求めることの妥当性、およびエネルギー一定則の精度についてあらかじめ検証しておかねばならない。

そこで、6.2では次の2つの課題に着目して検討を行い、

表-5 地盤モデル

モデル番号	T_g (s)*	地盤種別
モデル1	0.16	2種地盤
モデル2	0.34	2種地盤
モデル3	0.60	3種地盤

*) $T_g = 4\sum(H/V_s)$ にて算定、 H : 層厚

斜杭式栈橋の耐震性能照査に用いる線形加速度応答スペクトルを提示した。

- ① 地震動の入力位置
- ② 線形加速度応答スペクトル作成時の逸散減衰値

また、エネルギー一定則の適用性については、6.2で提示した線形加速度応答スペクトルおよび1質点モデルによる非線形動的解析結果により考察した。その結果を6.3で述べる。

6.2 線形加速度応答スペクトルの算定

(1) 検討方法と検討条件

検討方法の手順は以下のとおりである。まず、モデル地盤、モデル栈橋およびこれらの材料特性を複数設定するとともに、入力地震動のレベルに応じて最大加速度を設定した。次に、地盤の一次元的動的解析(SHAKE¹⁸⁾による)モデルを作成した。地盤モデルの着目位置は、図-38に示す栈橋中央位置とした。地盤モデルに上記の地震動を入力し、地盤の動的解析を実施した。そして、仮想海底面位置、仮想海底面下 $1/\beta$ (杭の特性値 β は、斜杭を直杭と仮定して算定)の位置、杭先端位置で得られた加速度応答波形を用いて線形加速度応答スペクトルを作成した。なお、その際の逸散減衰値は10%、20%、30%とした。

線形加速度応答スペクトルの検証は、以下の手順で行った。まず、3.で示した方法と同様に地盤-栈橋連成系の二次元モデルを作成し、動的応答解析(地盤のみ非線形)を実施した。解析では、上部工位置での水平最大加速度(α_{max})、栈橋の固有周期(T_s)および上部工位置での応答加速度波形と入力地震動から求まる伝達関数が得られる。この α_{max} と T_s を上述の方法で求めておいた線形加速度応答スペクトル上にプロットし、その適合状況から最も整合性のある解を与える地震波の入力位置および逸散減衰値を検討した。

a) 地盤および構造条件の詳細

地盤モデルは表-5に示すモデル1~3の3種類とした。これらのモデルは、技術基準³⁾に示される1種地盤に近い2種地盤、2種地盤、および3種地盤にそれぞれ相当する。解析モデルの詳細を図-39に、地盤の物性値を表-6~8および図-40に示す。

解析モデルは、地盤を平面ひずみ要素、上部工および

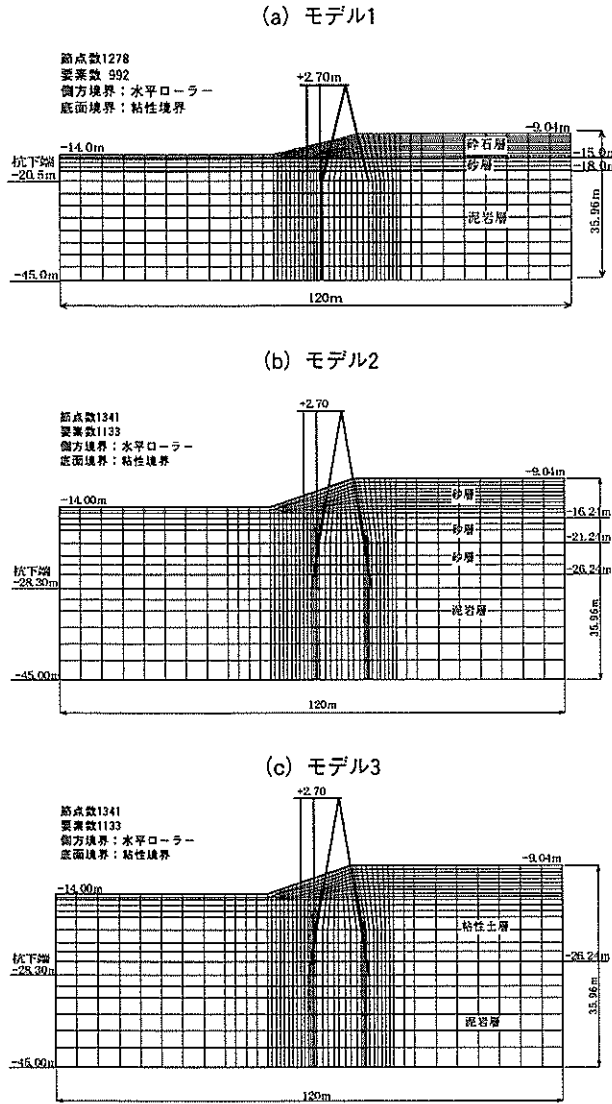


図-39 応答解析モデル

杭をはり要素とし、杭と地盤は剛結した。地盤については非線形特性を考慮したモデルとしているが、はり要素については線形材料とした。境界条件は図-39に示している。モデルの基本構造は、図-39(a)に示したモデル1である。これは、3.で述べた図-2に示すモデル栈橋と同様である。モデル2およびモデル3はこの栈橋構造を基に、地盤の支持層位置や物性値および杭長を変化させたモデルであり、地盤条件および栈橋の固有周期の影響を考察するために設定した。

b) 入力地震動

入力地震動は、プレート境界型地震である八戸波（長周期タイプ）、大船渡波（短周期タイプ）および直下型地震である神戸波の3波形を採用した。これら加速度波形の

表-6 地盤物性値（モデル1）

名称	N値	γ kN/m ³	ν	V_s m/s	G_0 kN/m ²	動的 特性
砕石層	8	20	0.49	160	5100	図-40a
砂層	20	18		240	10800	図-40b
泥岩層	>50	18		500	45000	線形

表-7 地盤物性値（モデル2）

名称	N値	γ kN/m ³	ν	V_s m/s	G_0 kN/m ²	動的 特性
砂層1	6	18	0.49	145	3700	図-40c
砂層2	12			183	60300	
砂層3	18			210	79400	
泥岩層	>50			295	156600	線形

表-8 地盤物性値（モデル3）

名称	N値	γ kN/m ³	ν	V_s m/s	G_0 kN/m ²	動的 特性
粘土層	1	18	0.49	100	18000	図-40d
泥岩層	>50			295	156000	線形

表-9 解析ケースと解析条件一覧

ケース	解析 モデル	質量*	入力地震波	最大加速度 (Gal)
1	1	×1	八戸波	350
2			大船渡波	350
3			神戸波	350
4			八戸波	350
5		×4	八戸波	350
6,7,8	2	×1	八戸波	100, 200, 350
9			大船渡波	350
10			神戸波	350
11			八戸波	350
12		×4	八戸波	350
13,14,15	3	×1	八戸波	100, 200, 350
16			大船渡波	350
17			神戸波	350
18			八戸波	350
19		×4	八戸波	350

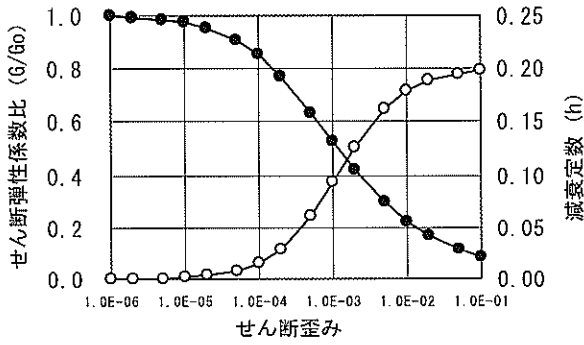
* 質量の×1は標準モデルの栈橋質量（栈橋のみ）であり、×1/4あるいは×4は標準質量をそれぞれ1/4倍あるいは4倍として固有周期を変化させたモデルである

最大値は、弾性応答相当、レベル1地震動相当、およびレベル2地震動相当としてそれぞれ最大加速度（2E）を100Gal、200Gal、および350Galとした。これら地震動の時刻歴波形およびフーリエスペクトルは、既報¹⁹⁾に示されている。

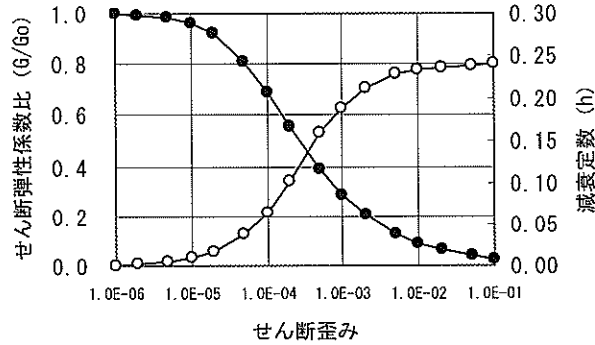
c) 解析ケースと解析条件

解析ケースを表-9にとりまとめる。解析は、地盤および構造条件、入力波形、入力最大加速度をパラメータとして全19ケース実施した。

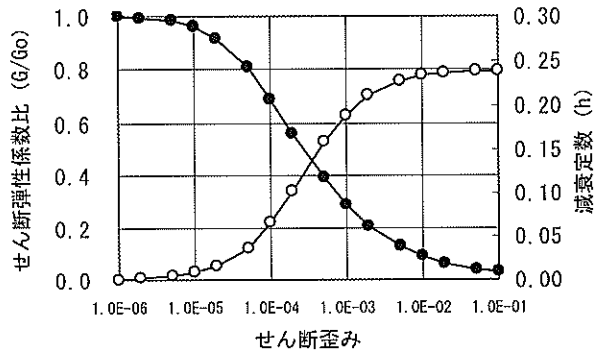
(a) モデル1-碎石層



(b) モデル1-砂層



(c) モデル2-砂層



(d) モデル3-粘性土

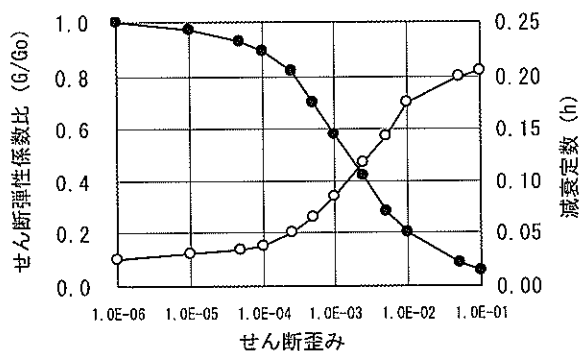


図-40 地盤の動的特性のモデル化

d) Rayleigh減衰値

各解析モデルで使用したRayleigh減衰値は、動的解析に先立って実施した地盤の固有値解析結果に基づいて、地

表-10 Rayleigh減衰パラメータ一覧

モデル	質量	α	β
モデル1	$\times 1/4$	4.99×10^{-3}	3.27×10^{-1}
	$\times 1$	1.54×10^{-3}	5.48×10^{-2}
	$\times 4$	1.49×10^{-3}	8.38×10^{-2}
モデル2	$\times 1/4$	2.74×10^{-4}	3.66×10^{-1}
	$\times 1$	2.07×10^{-3}	4.50×10^{-2}
	$\times 4$	2.21×10^{-3}	6.03×10^{-2}
モデル3	$\times 1/4$	8.68×10^{-4}	1.58×10^{-1}
	$\times 1$	6.92×10^{-4}	1.68×10^{-1}
	$\times 4$	1.83×10^{-3}	7.50×10^{-2}

表-11 モデル1の解析結果

入力波	入力最大加速度 (Gal)	質量	α_{max} (Gal)	T_s (s)
八戸波	350	$\times 1$	628.91	0.5389
		$\times 1/4$	687.37	0.2768
		$\times 4$	488.05	1.0779
大船渡波	350	$\times 1$	735.23	0.5389
神戸波		$\times 1$	758.59	0.5389

盤および栈橋の主要固有周期に着目して設定した。その際、Rayleigh減衰は質量および剛性に比例するとし ($C = \alpha K + \beta M$)、 α および β の値は表-10に示すとおりとした。

(2) 検討結果

a) モデル1地盤の解析結果

モデル1地盤を対象に実施した二次元動的解析結果の内、上部工位置の水平最大応答加速度および上部工の応答加速度と入力地震動の伝達関数より求めた栈橋の固有周期の結果を表-11に示す。

各ケースの上部工の応答加速度波形を図-41に示す。また、斜杭式栈橋中央部の地盤条件を用いた1次元の動的解析結果より得られた仮想海底面位置、仮想海底面下 $1/\beta$ の位置、および杭先端での加速度応答波形を基に作成した線形加速度応答スペクトル上に栈橋の固有周期と最大応答加速度をプロットした結果を図-42~44に示す。これらより、プロット点と最もよく合致する加速度応答スペクトルの算出条件を見つけ出すことになる。

図-42~44の結果の内、逸散減衰が20%の場合の結果を比較すると、仮想海底面下 $1/\beta$ の位置における両者の整合性が、他の位置で入力した場合と比べて整合性の良い結果が得られた。また、技術基準³⁾によれば、地盤種別に応じて逸散減衰の標準値が与えられており、1種地盤で10%、2種地盤で20%である。今回の結果では、逸散減衰が10%の場合と20%の場合でほぼ同様の結果が得られた。これは、地盤が1種地盤と2種地盤のほぼ境界に分類されたこ

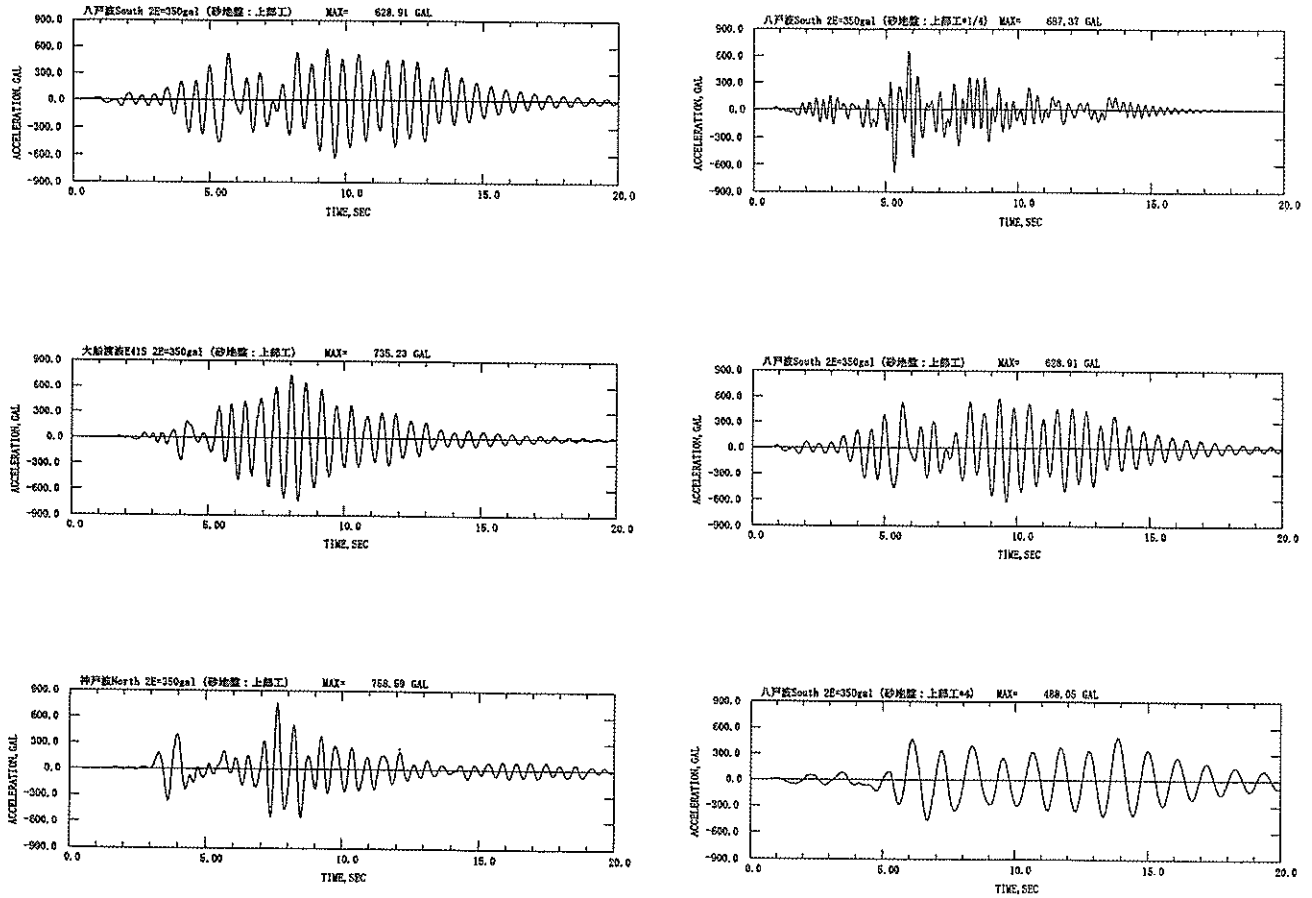


図-41 モデル1の上部工における水平加速度の時刻歴

とによると思われる。

b) モデル2地盤の解析結果

モデル2地盤の解析結果を表-12に示す。また、モデル1地盤と同様の観点で整理した解析結果を付録Aにまとめる。逸散減衰が20%の結果を比較すると、海底面下 $1/\beta$ の位置に地震動を入力した場合に、最も整合性のよい結果が得られた。

c) モデル3地盤の解析結果

モデル3地盤の解析結果を表-13に、また加速度応答スペクトルの解析結果を付録Aにまとめて示す。逸散減衰が30%の結果を比較すると、海底面下 $1/\beta$ の位置に地震動を入力した場合に、最も整合性のよい結果が得られた。

(3) 結果の評価

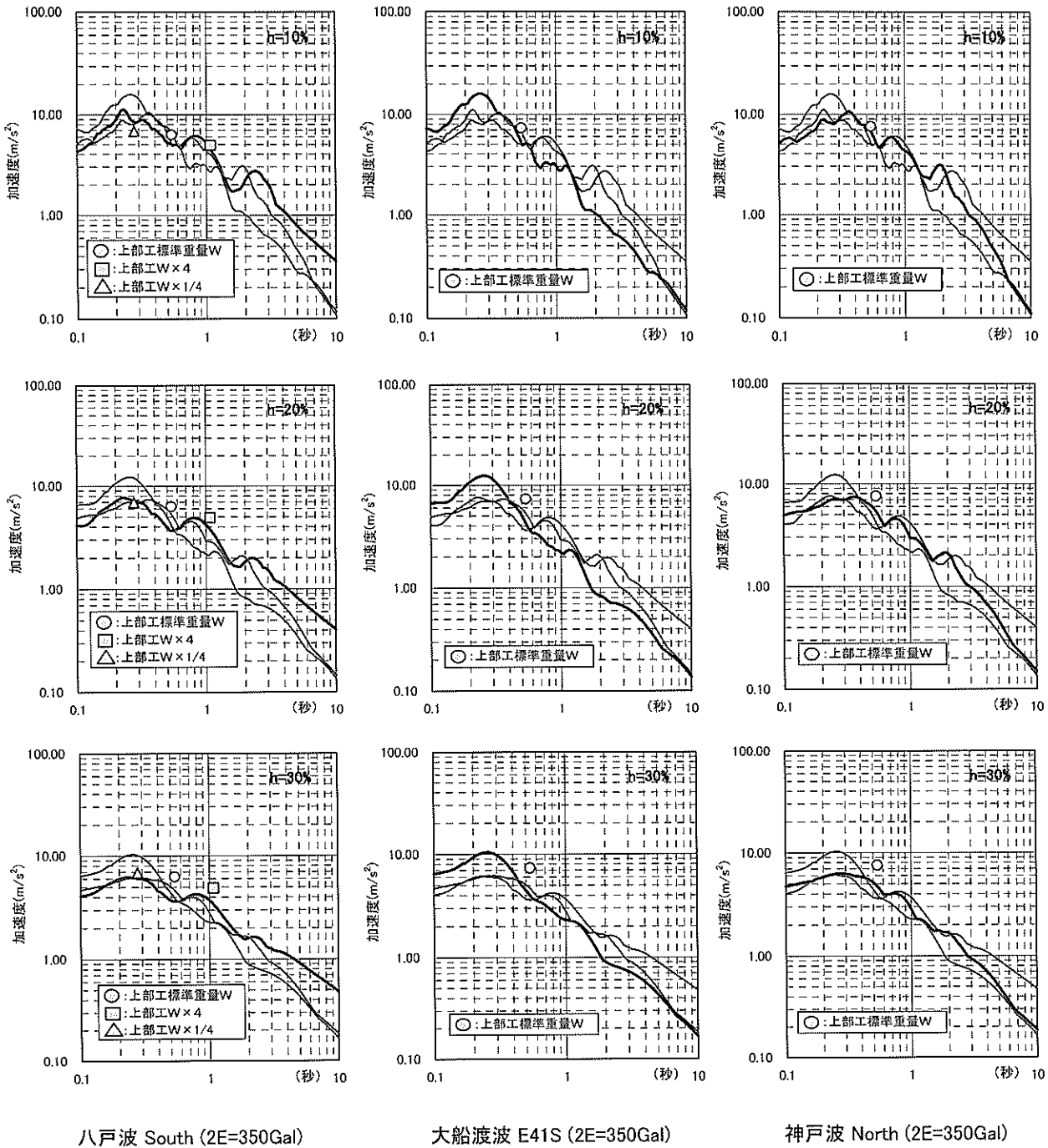
上記の解析結果をとりまとめると、以下のとおりとなる。斜杭式栈橋の加速度応答スペクトルを作成する場合の地震動の入力位置は、斜杭を直杭と仮定して算定した仮想海底面下 $1/\beta$ の位置とし、地盤の1次元動的解析結果で得られる応答加速度を用いて算定してよい。

表-12 モデル2の解析結果

入力波	入力最大 加速度 (Gal)	質量	α_{max} (Gal)	T_s (s)
八戸波	100	×1	161.69	0.6400
	200		314.42	0.6606
	350	×1/4	487.82	0.6827
		×4	358.86	0.3793
大船渡波	×1	275.87	1.3653	
神戸波	×1	236.77	0.6606	
	×1	436.94	0.6606	

表-13 モデル3の解析結果

入力波	入力最大 加速度 (Gal)	質量	α_{max} (Gal)	T_s (s)
八戸波	100	×1	142.71	0.6827
	200		253.42	0.6827
	350	×1/4	403.11	0.6827
		×4	327.98	0.3793
大船渡波	×1	275.23	1.3653	
神戸波	×1	183.83	0.7062	
	×1	349.15	0.6827	



八戸波 South (2E=350Gal)

大船渡波 E41S (2E=350Gal)

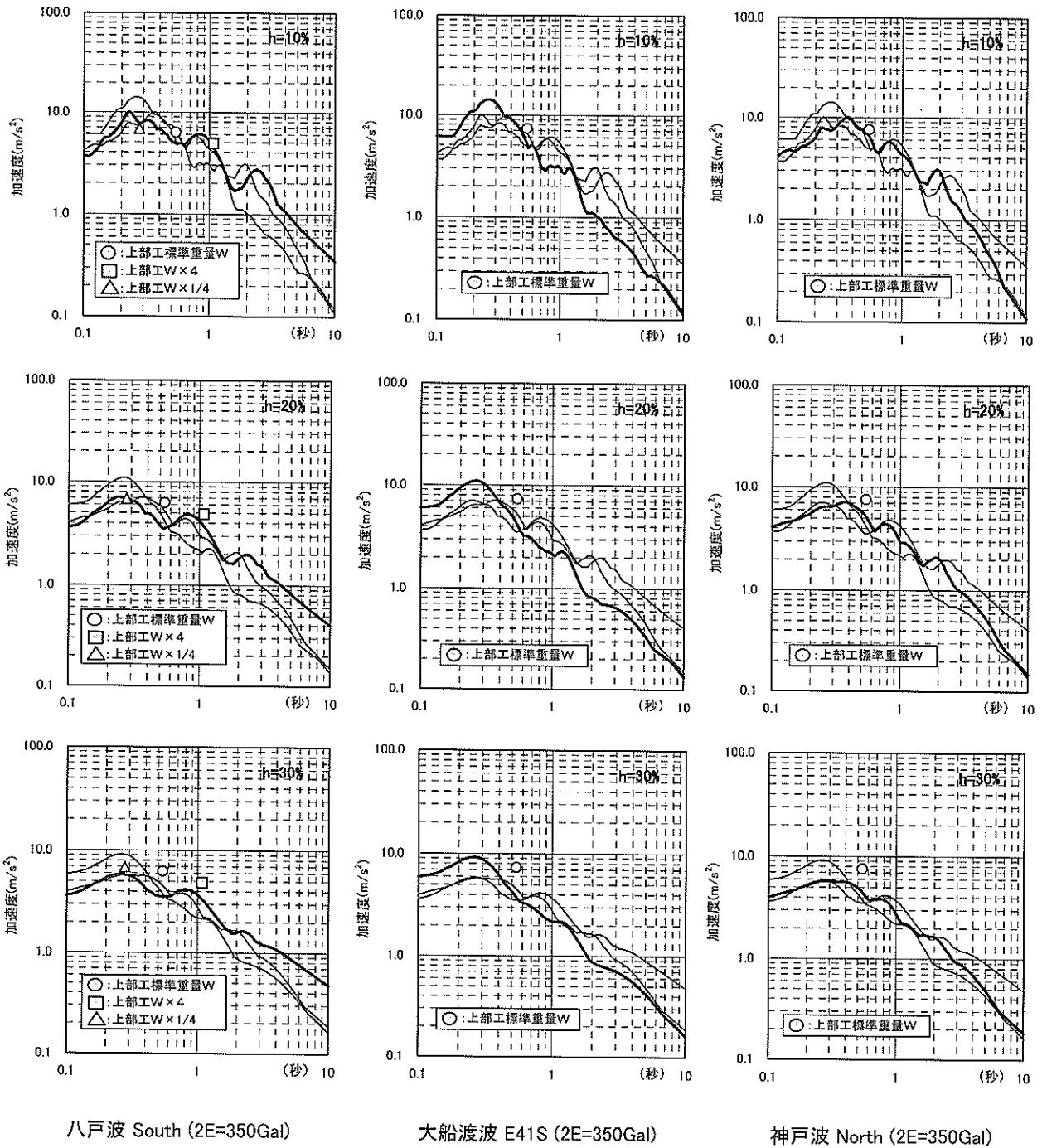
神戸波 North (2E=350Gal)

動的解析の結果

	八戸波	大船渡波	神戸波	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.5389	0.5389	0.5389	0.2768	1.0779
上部工加速度 (m/s ²)	6.289	7.352	7.586	6.874	4.881

(注) 黒線がそれぞれ該当する条件でのスペクトルを示す。赤線は、地震波が異なるケースを参考までに示している。

図-42 入力位置が仮想海底面の場合の加速度応答スペクトル (モデル1, 350Gal)



八戸波 South (2E=350Gal)

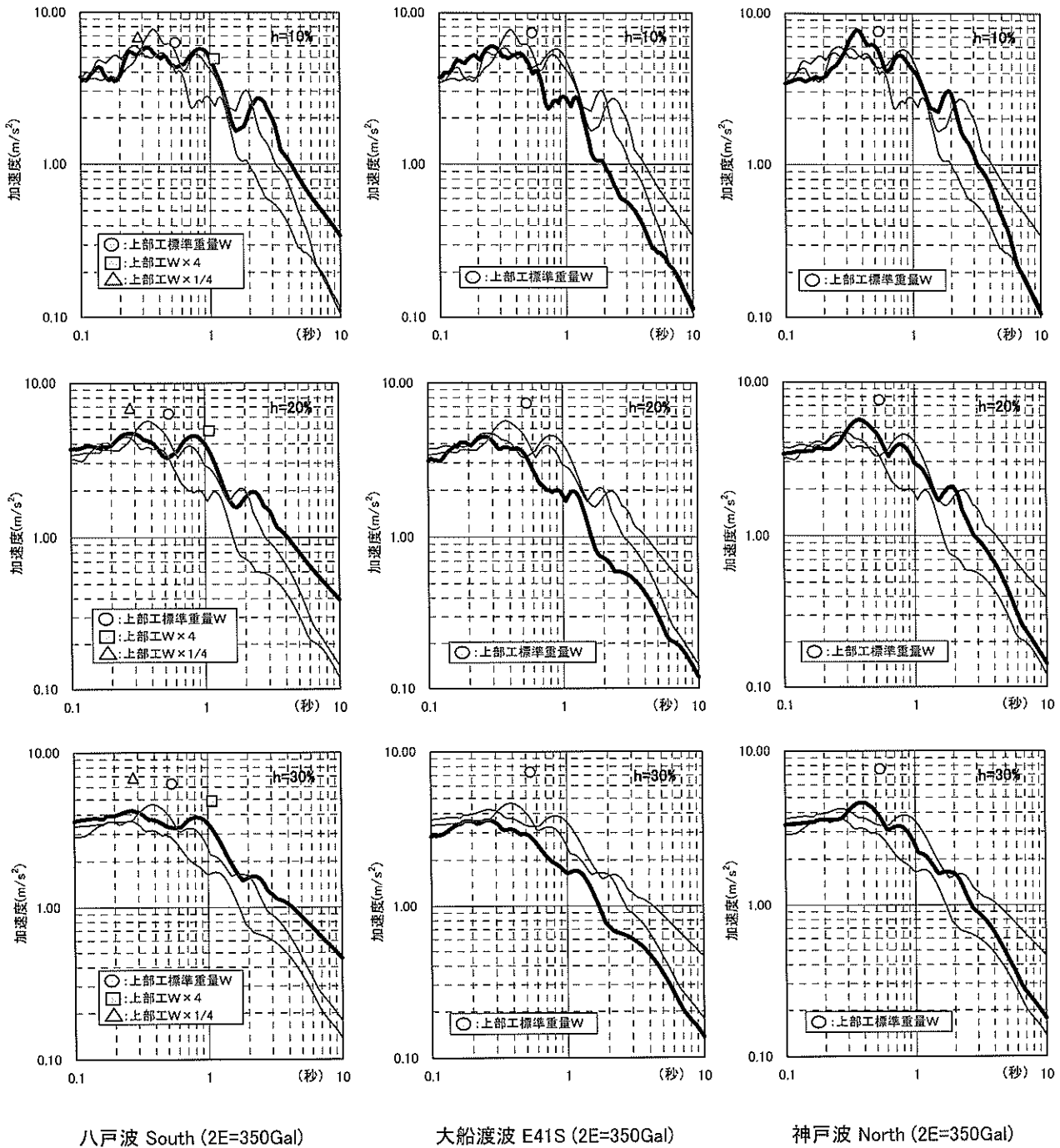
大船渡波 E41S (2E=350Gal)

神戸波 North (2E=350Gal)

動的解析の結果

	八戸波	大船渡波	神戸波	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.5389	0.5389	0.5389	0.2768	1.0779
上部工加速度 (m/s ²)	6.289	7.352	7.586	6.874	4.881

図-43 入力位置が仮想海底面下1/βの場合の加速度応答スペクトル (モデル1, 350Gal)



八戸波 South (2E=350Gal)

大船渡波 E41S (2E=350Gal)

神戸波 North (2E=350Gal)

動的解析の結果

	八戸波	大船渡波	神戸波	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.5389	0.5389	0.5389	0.2768	1.0779
上部工加速度 (m/s ²)	6.289	7.352	7.586	6.874	4.881

図-44 入力位置が杭先端の場合の加速度応答スペクトル (モデル1, 350Gal)

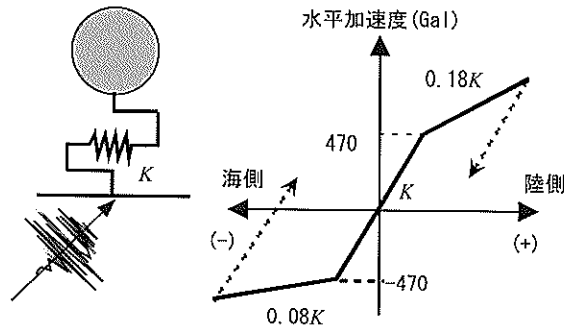


図-45 1質点系解析モデル

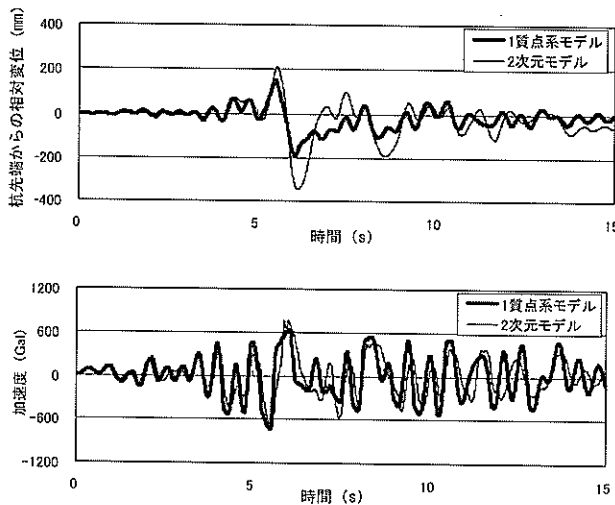


図-46 応答変位と応答加速度の時刻歴

また、加速度応答スペクトルを算定する場合の逸散減衰は、直杭式栈橋と同様に、地盤の固有周期から設定できることが確認できた。なお、今回のモデル1地盤は固有周期が0.16sであり、2種地盤であっても1種地盤に限りなく近い。したがって、この固有周期であれば、逸散減衰を20%でなく10%と評価しても問題無いと考えられることから、1種地盤の逸散減衰は10%を適用できるものとした。

6.3 地震時保有耐力法

これまでに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再現することができた。静的弾塑性解析は、動的非線形解析ほど労力を費やさず栈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。これを知るには、詳細な二次元非線形モデルを用いた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。

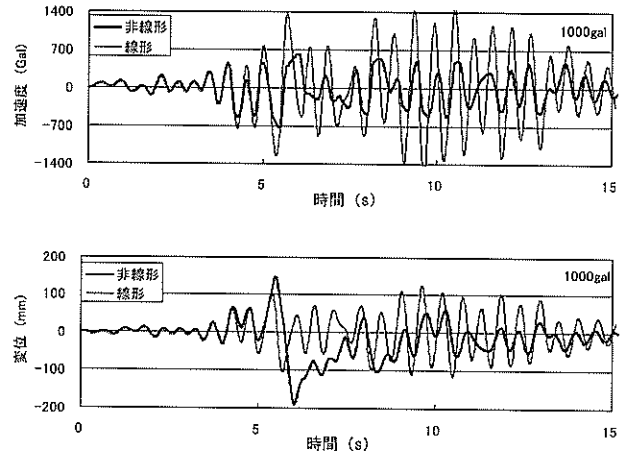


図-47 線形解析と非線形解析結果の比較

例えば、4. では、質点モデルでの線形解析を行い、その可能性を示した。また、6.2では、斜杭式栈橋の上部工の加速度応答スペクトルは、直杭式栈橋と同様に、仮想海底面下 $1/\beta$ の位置での地盤の応答加速度波形と1質点モデルを用いて算定できることを示した。

ここでは、3.で行った二次元非線形モデルによる地震応答解析結果を1質点の非線形モデルで再現し、1質点モデルの有効性を非線形挙動に対しても示し、そのモデルを用いてエネルギー一定則の妥当性を示すことを試みた。非線形ばねは、5.の静的弾塑性解析結果の荷重-変位関係より、陸側(正)へ載荷した場合と海側(負)へ載荷した場合を比較すると、引抜きが発生した後の剛性が異なっているので、図-45に示すように載荷方向で異なる2次勾配をもつバイリニア関係でモデル化した。正方向、負方向の2次勾配は、弾塑性解析の結果から、それぞれ初期勾配の0.18, 0.08倍とした。また、同様に解析結果から、震度0.47で杭の引抜きが発生するようにした。入力地震波は、6.2では、仮想海底面下 $1/\beta$ での波形を用いることとしたが、図-25(a)に示したように、本解析ケースでは、杭先端、地表面および $1/\beta$ 下で地盤の応答加速度に優位な差が見られないことから、二次元解析で得た杭先端での加速度波形(E+F)を用いた。また、減衰は、履歴減衰によって生じるが、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Rayleigh減衰5%を与えた。

入力加速度1000Gal時の応答相対変位および応答加速度の時刻歴結果を二次元モデルでの解析結果と重ねて図-46に示す。1質点モデルでの最大水平変位は、二次元解析結果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異なっていた。しかし、加速

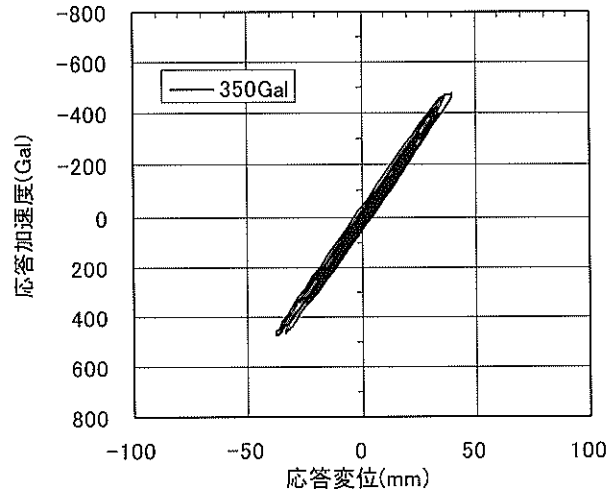


図-48 水平変位と水平加速度の関係 (350Gal時)

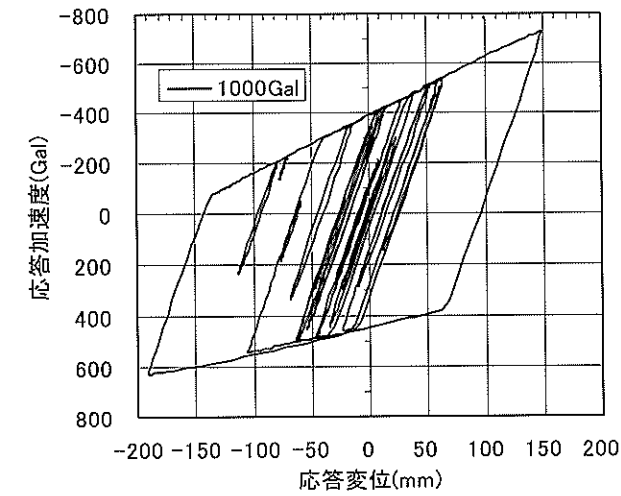


図-49 水平変位と水平加速度の関係 (1000Gal時)

度値や位相特性などは良く一致していると言える。

図-47に、1質点モデルのばねを線形ばねとした場合の解析結果を示す。線形解析は、図-26(b)で示した入力加速度レベルを1000/350倍にし、減衰定数を10%から5%にしたものに相当する。非線形モデルでは、応答加速度が著しく小さくなる一方、応答変位が増大していることが分かる。

水平変位と水平加速度の履歴関係を図-48および図-49に示す。入力加速度350Gal時では、ほぼ線形状態であるが、1000Galでは、非線形性が見られ、変位が増大している。

次に、入力加速度レベルを100~1000Galまで100Gal間隔に変えて計算した最大応答加速度と最大応答変位の関係を図-50に示す。図中には、静的弾塑性解析および二次

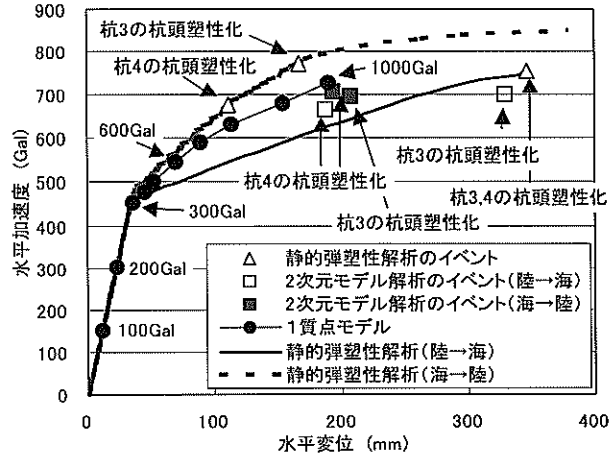


図-50 最大応答変位と最大応答加速度の関係

元非線形動的応答解析によって得られた杭3および杭4の損傷イベントの結果も重ねて示す。解析の結果、入力加速度値が300~350Galで少し引抜きが生じる程度であり、二次元解析の結果と整合していた。したがって、1質点非線形解析は、栈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、静的弾塑性解析の載荷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、二次元非線形解析の結果によると、水平変位はこれらの中間に位置した。そして、1質点非線形解析で生じた最大水平加速度と変位からも静的弾塑性解析を通じて杭3および杭4の杭頭で塑性化が生じていると推定でき、これら解析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考えられる。

表-14に1質点モデルによる線形解析時と非線形解析時の最大応答加速度、最大応答変位およびエネルギー一定則を用いた場合の等価加速度、等価変位を示す。等価加速度および等価変位は、非線形解析から得られた最大応答加速度と最大応答変位を台形積分し、面積が等しくなるようにして求めた線形解析時の加速度と変位である。

線形解析では、入力加速度1000Galに対して水平加速度および水平変位がそれぞれ1573Galおよび124mmであった。これに対し非線形解析では、それぞれ727Galおよび190mmであった。非線形解析の結果から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値が得られた。入力加速度300~900Galでは、等価線形加速度の方が線形解析結果より小さめであったが、安全側となる良い対応を示した。これらのことから、エネルギー一定則と弾塑性解析 (Pushover解析) を組合せるこ

表-15 エネルギー一定則による等価加速度および等価変位

入力最大 加速度 (Gal)	線形解析		非線形解析			
	最大加速度 (Gal)	最大変位 (mm)	最大加速度 (Gal)	最大変位 (mm)	線形時等価 最大加速度 (Gal)	線形時等価 最大変位 (mm)
100	157	12	157	12	157	12
200	315	25	315	25	315	25
300	472	37	452	36	452	36
350	550	43	477	40	508	40
400	629	50	479	45	562	44
500	786	62	503	52	640	50
600	944	74	546	70	800	63
700	1101	87	589	89	957	75
800	1258	99	632	113	1137	90
900	1415	111	680	154	1404	111
1000	1573	124	727	190	1619	128

とにより、比較的詳細に、かつ簡便に斜杭式栈橋の耐震性能を確認し、照査することができる。

7. まとめ

本研究により得られた主要な結論は、以下のとおりである。

- (1) 斜杭式栈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二次元モデルの動的解析結果は、斜杭式栈橋の最大応答加速度についてはほぼ一致したが、水平変位量は二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弾塑性解析（Pushover解析）の組合せにより、斜杭式栈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非線形解析を併用することで、簡便かつ比較的詳細に斜杭式栈橋の破壊現象を予測することが可能になる。
- (4) 斜杭式栈橋の地震時応答加速度、すなわち水平荷重を簡便に求めるための線形加速度応答スペクトルの算出は、直杭式栈橋のそれと同様にしていことが確認できた。
- (5) 斜杭式栈橋では、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栈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

本研究の実施にあたり、港湾空港技術研究所基礎工研究室菊池喜昭室長、同構造振動研究室菅野高弘室長、東電設計㈱第二火力土木部・樋口豊久部長、鋼管杭協会金井文男氏、川端規之氏、麻生川学氏のご助言等をいただきました。ここに、深甚なる感謝を申し上げます。

(2003年2月14日受付)

参考文献

- 1) 横田 弘, 竹鼻直人, 南兼一郎, 川端規之: 鋼管杭式横栈橋の耐震設計法に関する考察, 構造工学論文集, Vol.44A, 1998, pp.1613~1622
- 2) 横田 弘: 鋼直杭式横栈橋の耐震性能照査手法, 平成11年度港湾技術研究所講演会講演集, 1999, pp.99~118
- 3) 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, 1999, pp.731~759
- 4) 築地健太郎, 井上 譲, 岩波光保, 横田 弘: 正負交番繰り返し荷重を受ける斜め組杭式栈橋の破壊過程, 構造工学論文集, Vol.49A, 2003 (登載決定)
- 5) 濱田純次, 菅野高弘, 上部達生, 上田 茂, 横田 弘: 斜杭式栈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, 2001, pp.101~113
- 6) 濱田純次: 斜杭式栈橋の大地震時挙動と耐震性能設計に関する研究, 東北大学学位論文, 2002

- 7) 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: 鋼直杭式栈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, No.943, 1999, 55p.
- 8) 横田 弘, 川崎 進, 菅原 亮, El-Bakry, H., 川端規之: 鋼直杭式栈橋の地震時保有耐力に関する実験および解析, 港湾技術研究所報告, Vol.38, No.2, 1999, pp.223~255
- 9) 国土交通省: 土木・建築にかかる設計の基本, 2002, 30p.
- 10) 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
- 11) 黒澤 到, 福武毅芳, 藤川 智, 大槻 明, 宇野壽郎: 二次元および三次元液状化解析の比較による杭・構造物系のモデル化の検討, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, 1994, pp.1351~1356
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 下部構造編, 1996, pp.238~241, pp.286~288, pp.378~379
- 13) 岡原美知夫ほか: 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, 1990, pp.257~266
- 14) 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, 1989, pp.84~97
- 15) 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, 1997, pp.60~69
- 16) 石原研而, 木村 孟: 土木工学大系8, 土質工学, 彰国社, 1980, pp.226~234
- 17) 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, 1991, pp.63~66
- 18) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE: A computer program for earthquake response of horizontally layered sites, Report No. EERC/72-12, University of California, Berkeley, 1972, 88p.
- 19) 横田 弘, 竹鼻直人, 南兼一郎, 高橋邦夫, 川端規之: 鋼管杭式栈橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察, 港湾技術研究所報告, Vol.37, No.2, 1998, pp.75~130

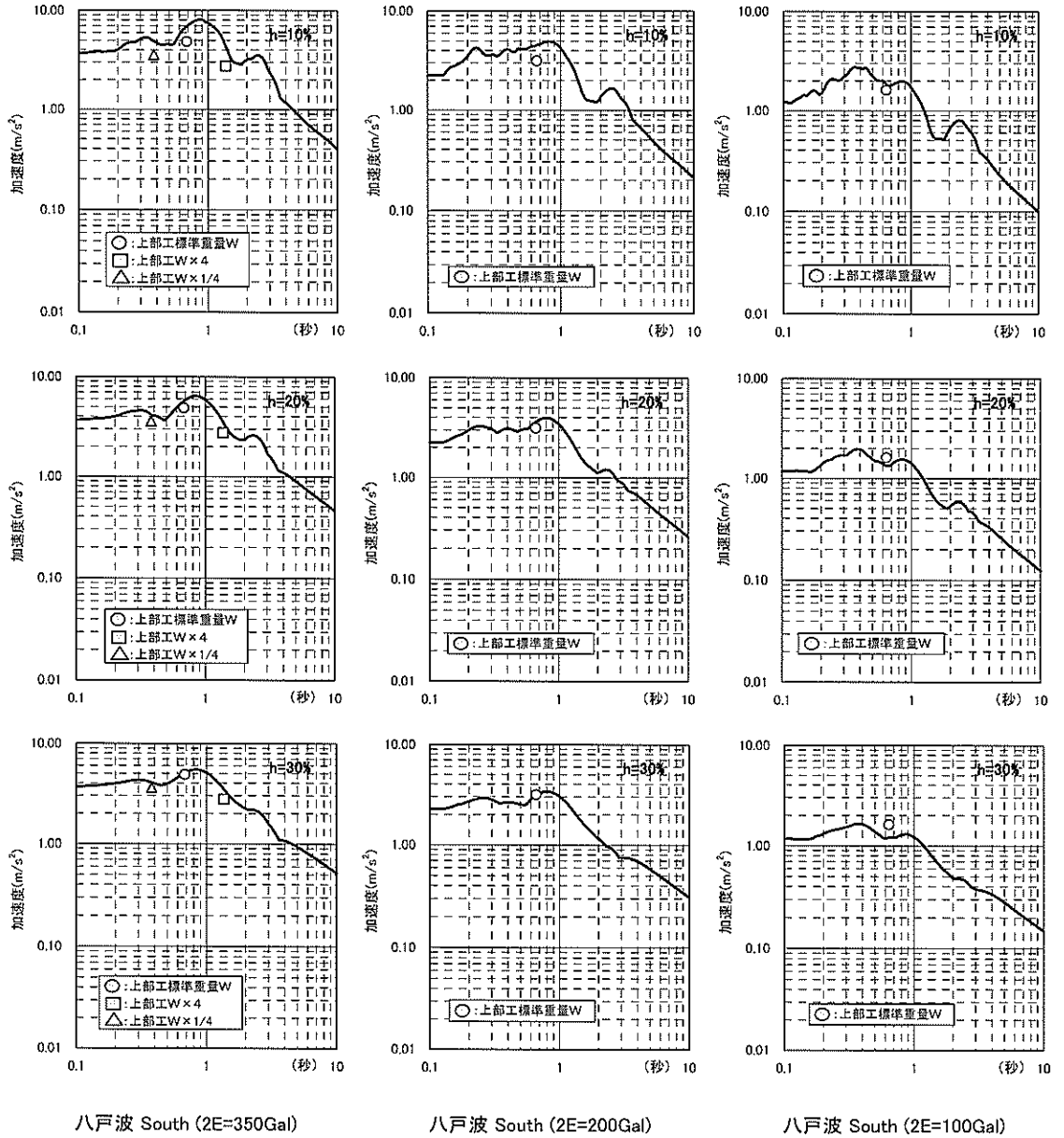
- K_{v2} : 地中部の軸方向ばね定数
 M : 曲げモーメント
 M_p : 全塑性モーメント
 N : 軸力または地盤の N 値
 N_y : 降伏軸力
 P_{HU} : 地盤反力の上限值
 P_{NU} : 極限支持力
 P_{pu} : 杭から定まる引抜き抵抗力
 P_{TU} : 極限引抜き力
 P_u : 地盤から定まる極限引抜き力
 R_{pu} : 杭から決まる押込み支持力
 R_u : 地盤から定まる極限支持力
 T_g : 地盤の固有周期
 T_s : 栈橋の固有周期
 V_s : せん断波速度
 f_y : 杭の引張降伏強度
 c_g : 地盤の減衰係数
 c_s : 1質点モデルでの減衰定数
 c_s' : 栈橋の減衰係数
 h : 減衰定数
 k_i : 栈橋と地盤の相互作用を表すばね定数
 k_s : 1質点モデルでのばね定数
 k_s' : 栈橋自体のばね定数
 l_1 : 杭の自由長 (突出部の杭長)
 l_2 : 地盤内の杭長
 α : 杭の傾斜角の影響を考慮した補正係数または打撃工法による補正係数
 α_{max} : 加速度の最大値
 β : 杭の特性値
 γ : 土の単位体積重量
 θ : 斜杭の設置角度
 ν : 土のポアソン比

記号一覧

本報告に用いた主要な記号は以下のとおりである。

- D : 杭径
 G_0 : 初期せん断弾性係数
 K_h : 横方向地盤反力係数
 K_{sv} : 杭周面に設ける軸方向ばね定数
 K_{vi} : 突出部の軸方向ばね定数

付録A 6.2に関する加速度応答スペクトルの追加図面



八戸波 South (2E=350Gal)

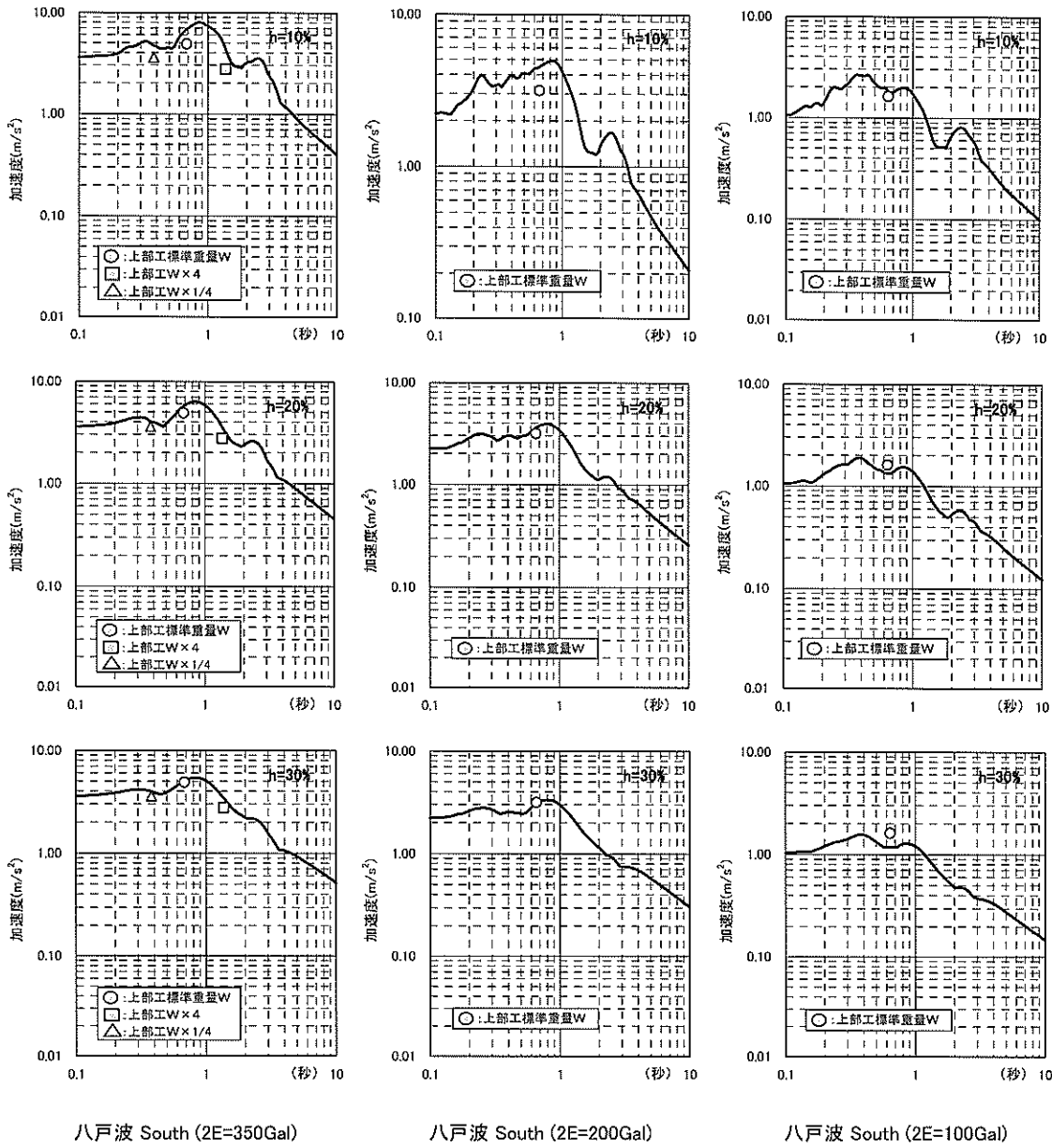
八戸波 South (2E=200Gal)

八戸波 South (2E=100Gal)

動的解析の結果

	八戸波(2E=350Gal)	八戸波(2E=200Gal)	八戸波(2E=100Gal)	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.6827	0.6606	0.6400	0.3793	1.3653
上部工加速度 (m/s^2)	4.878	3.144	1.617	3.589	2.759

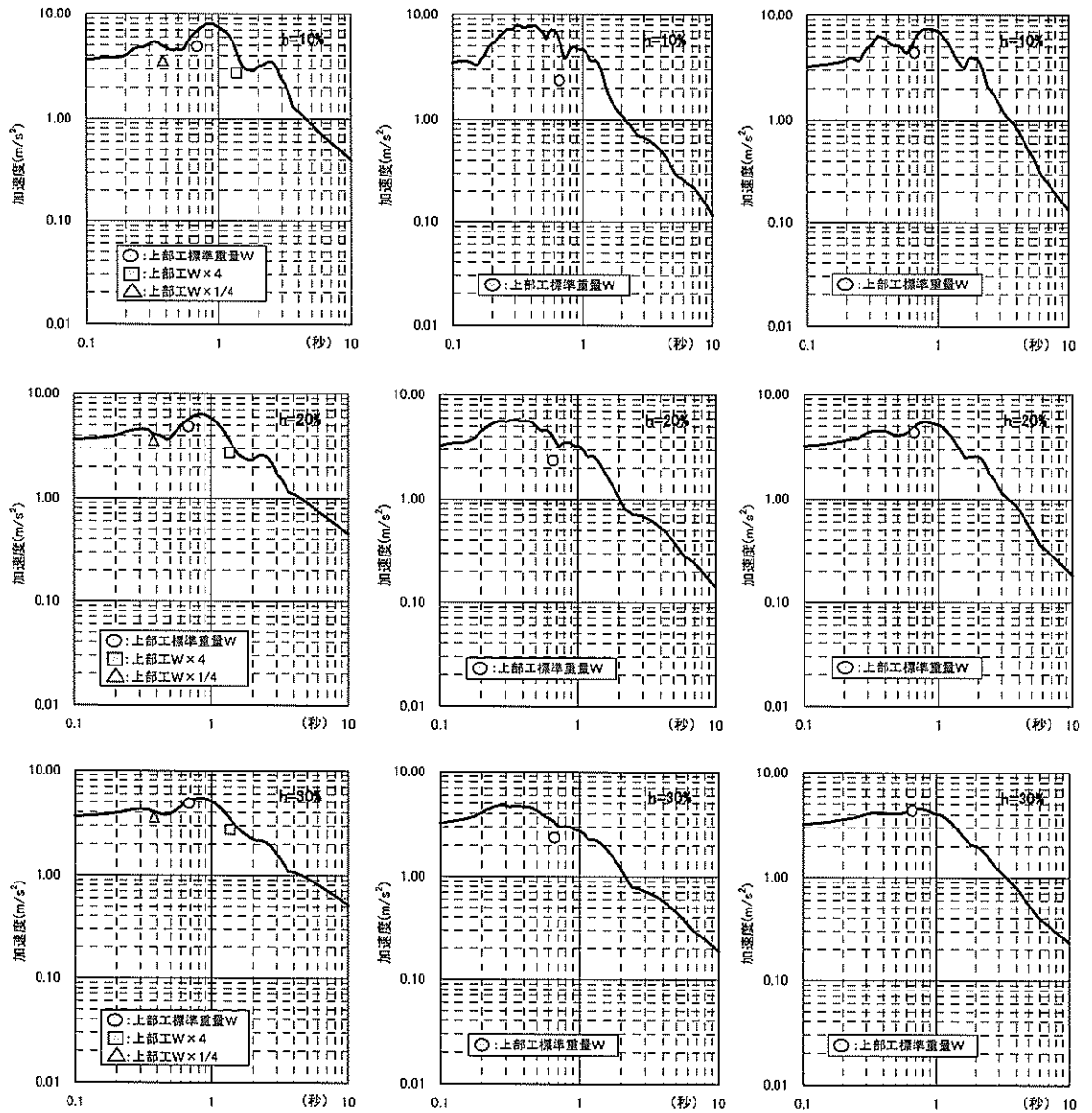
図-A.1 入力位置が仮想海底面の場合の加速度応答スペクトル (モデル2, 最大加速度別)



動的解析の結果

	八戸波(2E=350Gal)	八戸波(2E=200Gal)	八戸波(2E=100Gal)	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.6827	0.6606	0.6400	0.3783	1.3653
上部工加速度 (m/s^2)	4.978	3.144	1.617	3.589	2.759

図-A.2 入力位置が仮想海底面下 $1/\beta$ の場合の加速度応答スペクトル (モデル2, 最大加速度別)



八戸波 South (2E=350Gal)

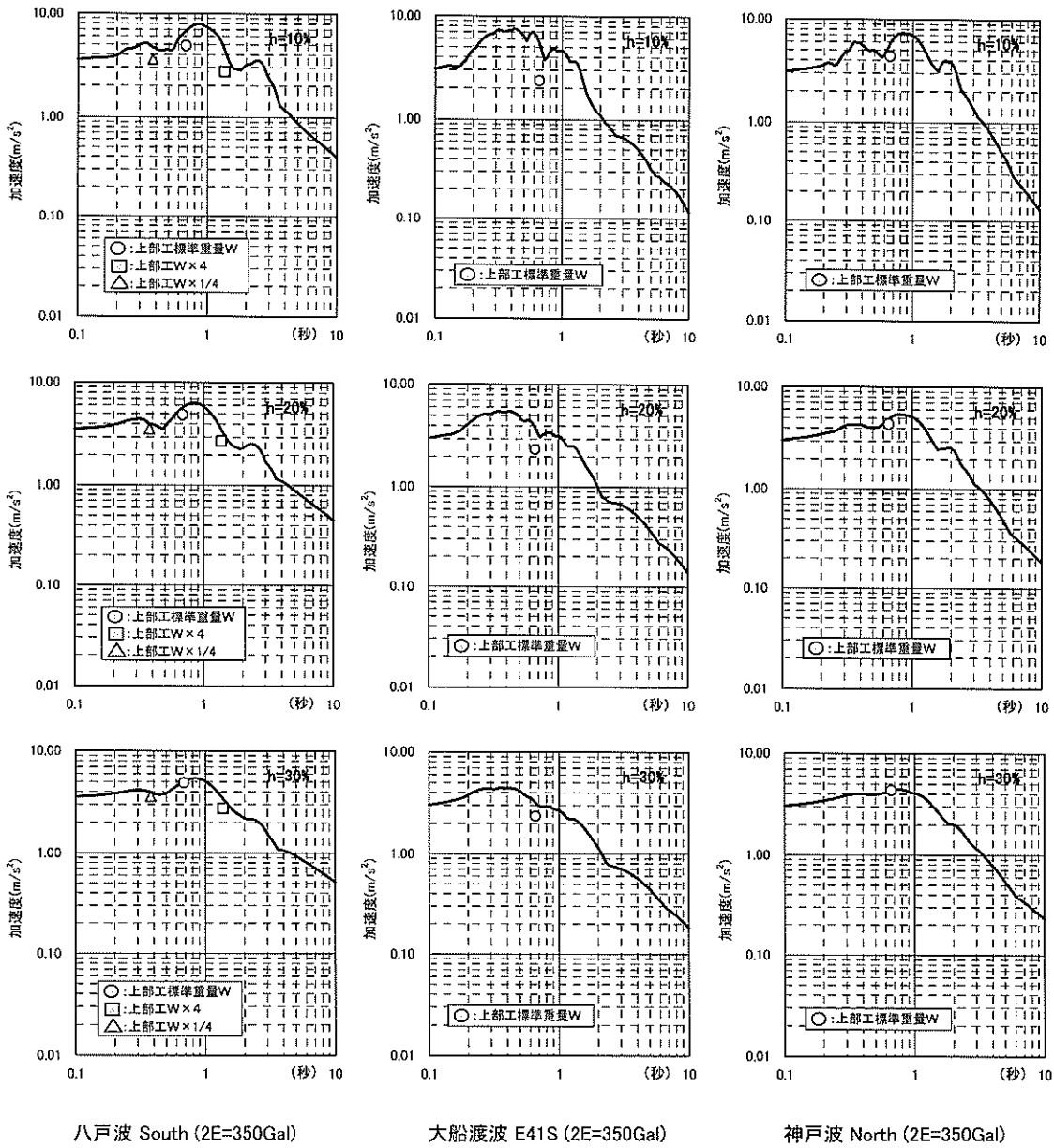
大船渡波 E41S (2E=350Gal)

神戸波 North (2E=350Gal)

動的解析の結果

	八戸波	大船渡波	神戸波	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.6827	0.6606	0.6606	0.3793	1.3653
上部工加速度 (m/s ²)	4.878	2.368	4.369	3.589	2.759

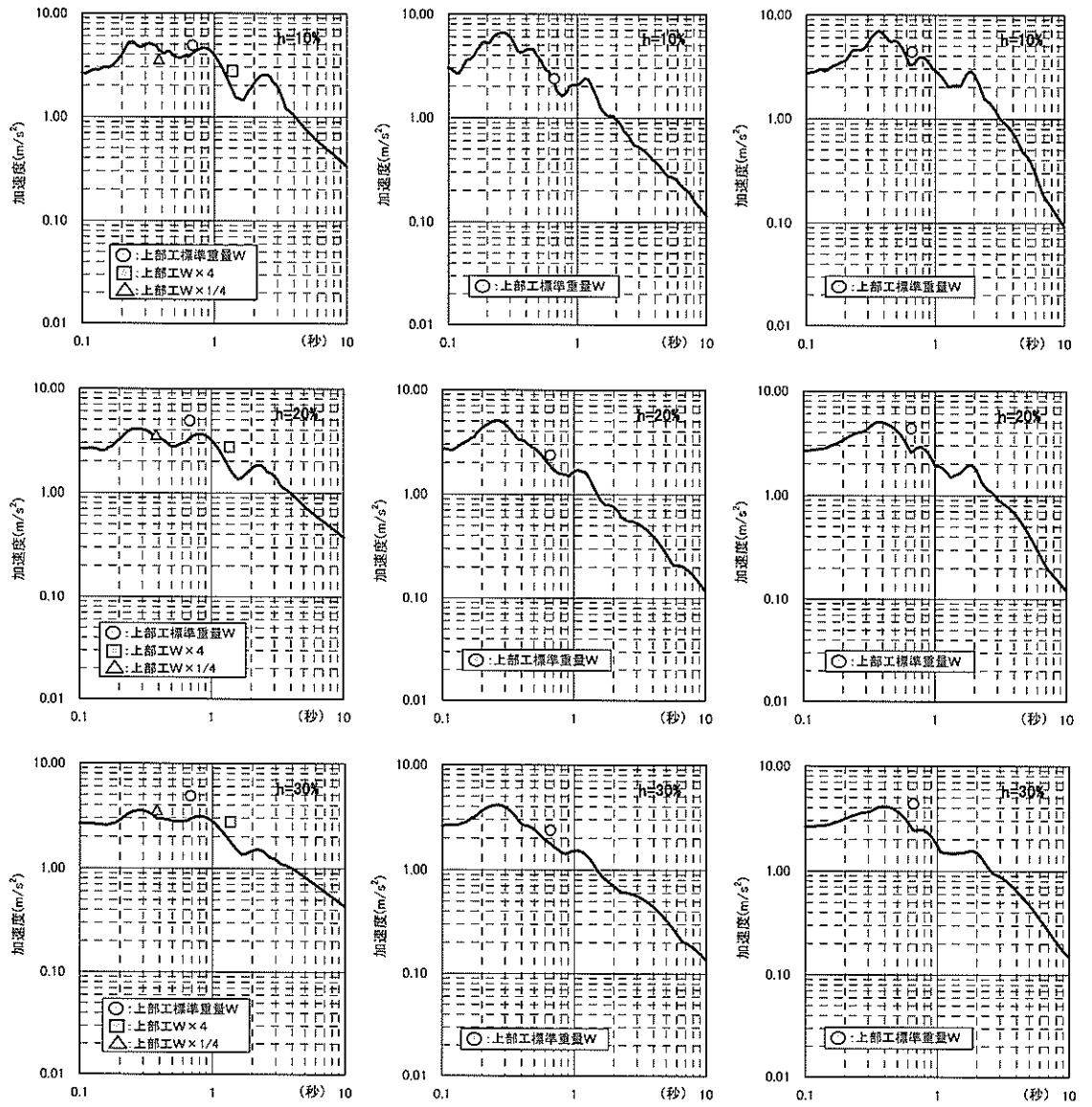
図-A.3 入力位置が仮想海底面の場合の加速度応答スペクトル (モデル2, 地震波形別)



動的解析の結果

	八戸波	大船渡波	神戸波	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.6827	0.6606	0.6606	0.3793	1.3653
上部工加速度 (m/s ²)	4.878	2.368	4.369	3.589	2.759

図-A.4 入力位置が仮想海底面下1/βの場合の加速度応答スペクトル (モデル2, 地震波形別)



八戸波 South (2E=350Gal)

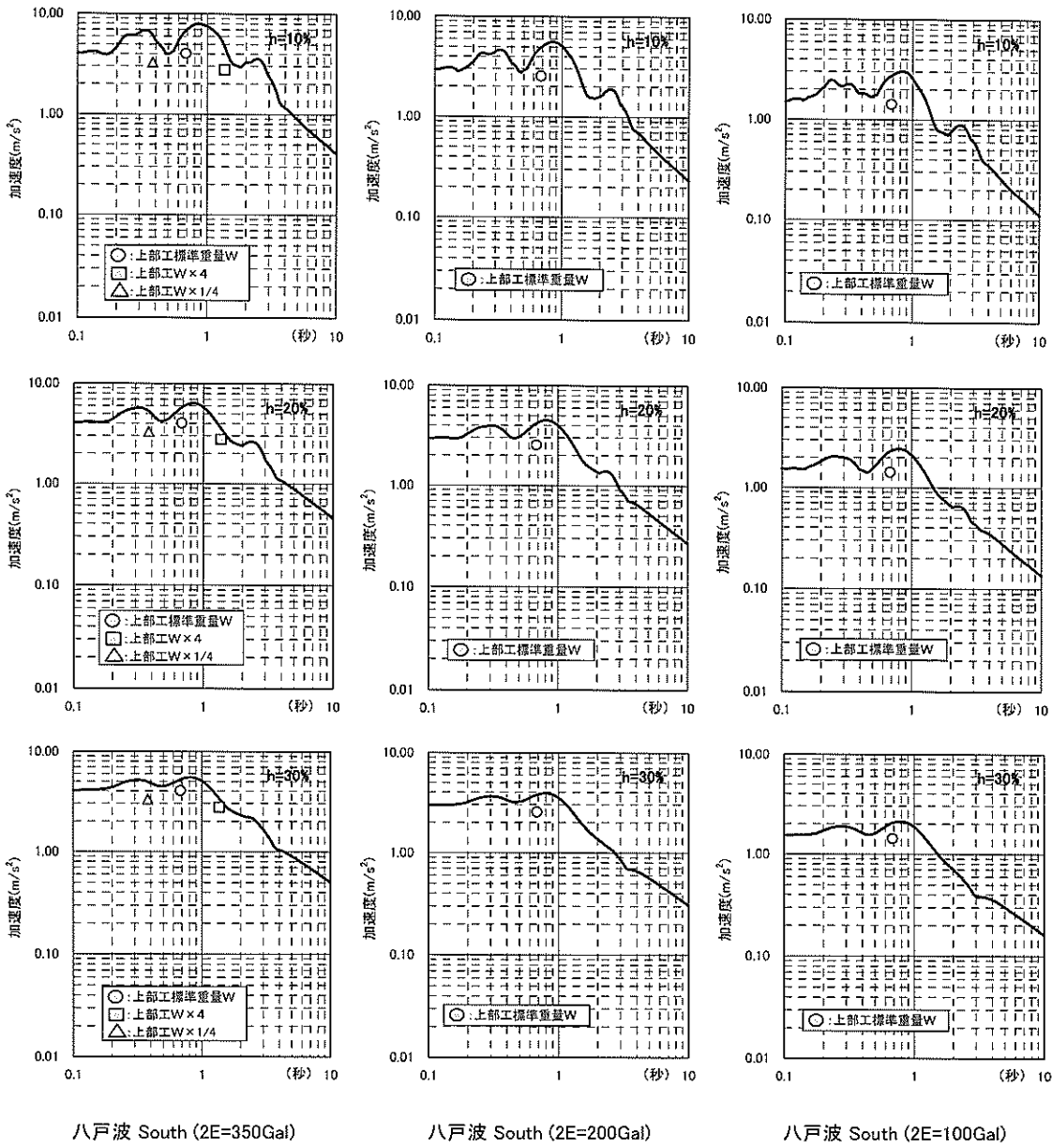
大船渡波 E41S (2E=350Gal)

神戸波 North (2E=350Gal)

動的解析の結果

	八戸波	大船渡波	神戸波	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.6827	0.6606	0.6606	0.3793	1.3653
上部工加速度 (m/s ²)	4.878	2.388	4.369	3.589	2.759

図-A.5 入力位置が杭先端の場合の加速度応答スペクトル (モデル2, 地震波形別)



八戸波 South (2E=350Gal)

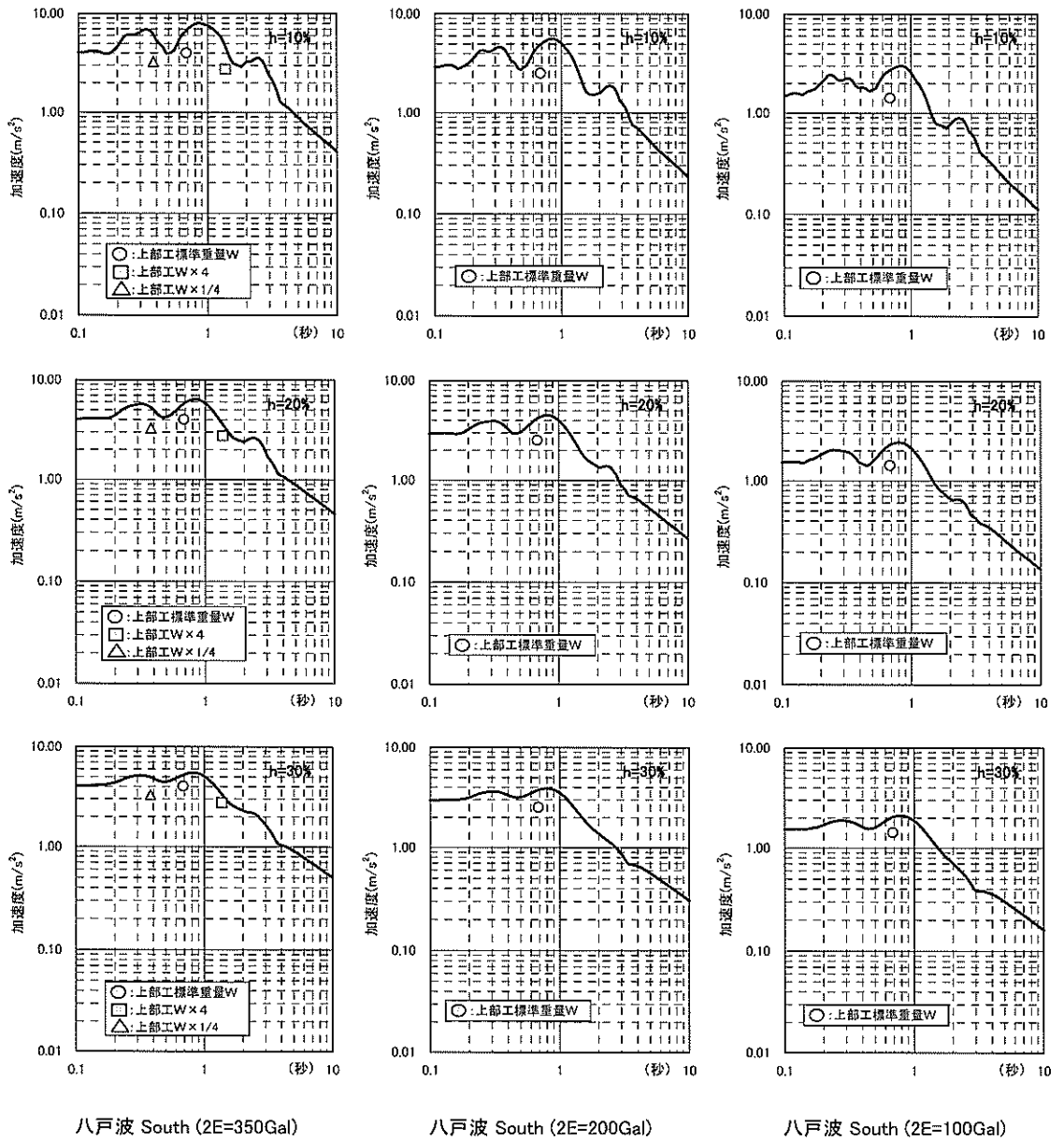
八戸波 South (2E=200Gal)

八戸波 South (2E=100Gal)

動的解析の結果

	八戸波(2E=350Gal)	八戸波(2E=200Gal)	八戸波(2E=100Gal)	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.6827	0.6827	0.6827	0.3793	1.3653
上部工加速度 (m/s ²)	4.031	2.534	1.427	3.280	2.752

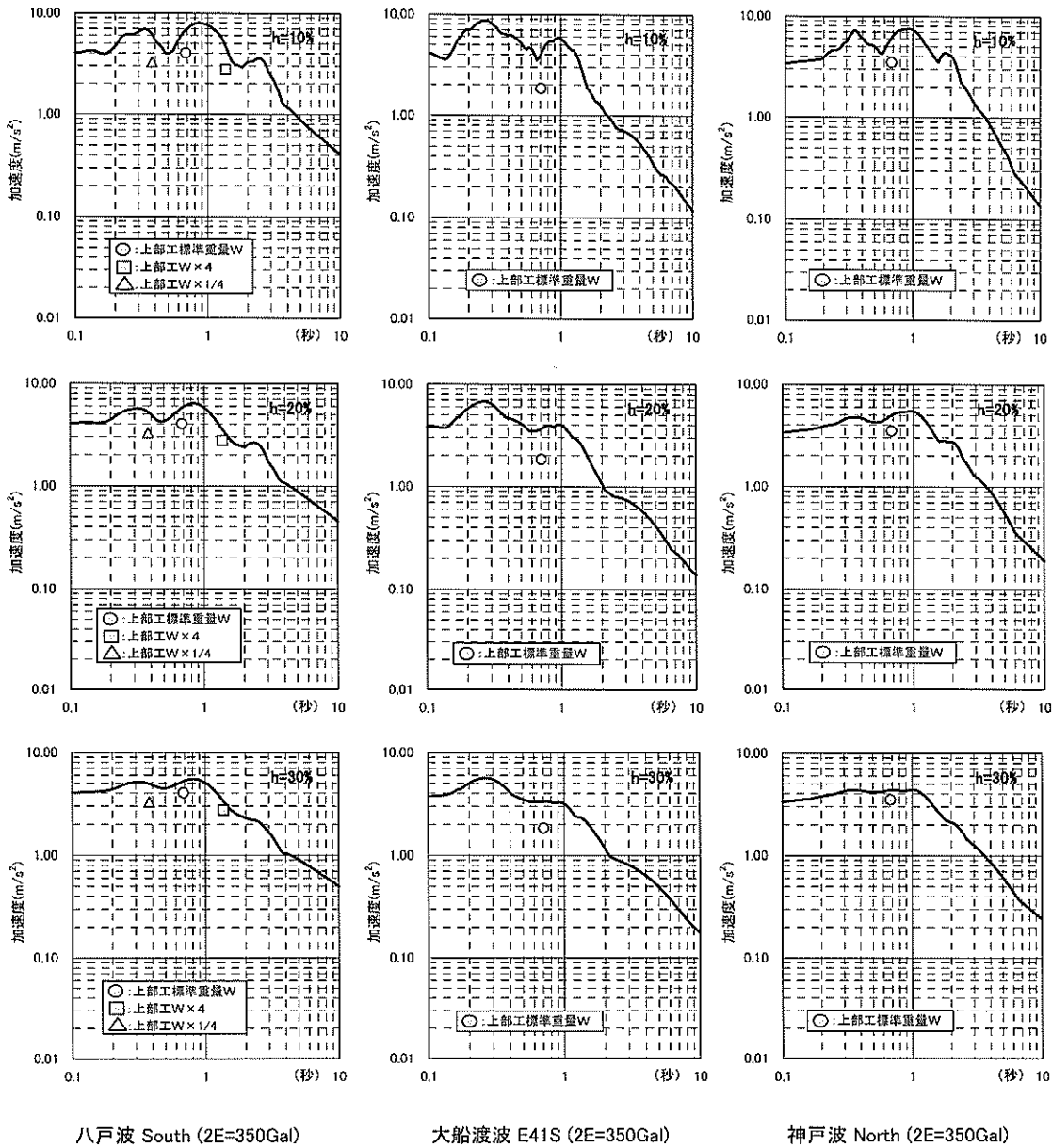
図-A.6 入力位置が仮想海底面の場合の加速度応答スペクトル (モデル3, 最大加速度別)



動的解析の結果

	八戸波(2E=350Gal)	八戸波(2E=200Gal)	八戸波(2E=100Gal)	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.6827	0.6827	0.6827	0.3793	1.3653
上部工加速度 (m/s ²)	4.031	2.534	1.427	3.280	2.752

図-A.7 入力位置が仮想海底面下1/βの場合の加速度応答スペクトル (モデル3, 最大加速度別)



八戸波 South (2E=350Gal)

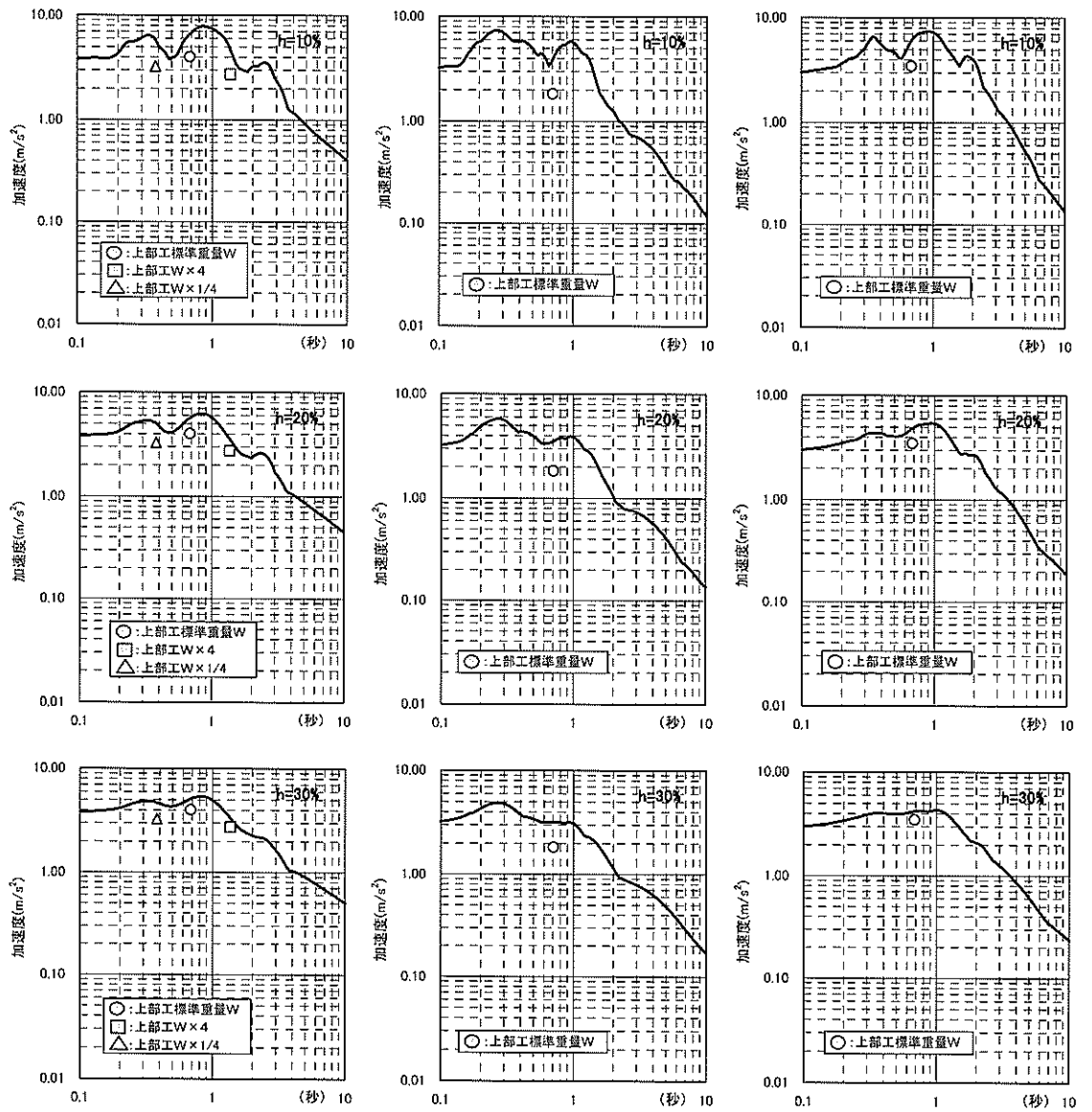
大船渡波 E41S (2E=350Gal)

神戸波 North (2E=350Gal)

動的解析の結果

	八戸波	大船渡波	神戸波	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.6827	0.7062	0.6827	0.3793	1.3653
上部工加速度 (m/s ²)	4.031	1.838	3.491	3.280	2.752

図-A.8 入力位置が仮想海底面の場合の加速度応答スペクトル (モデル3, 地震波形別)



八戸波 South (2E=350Gal)

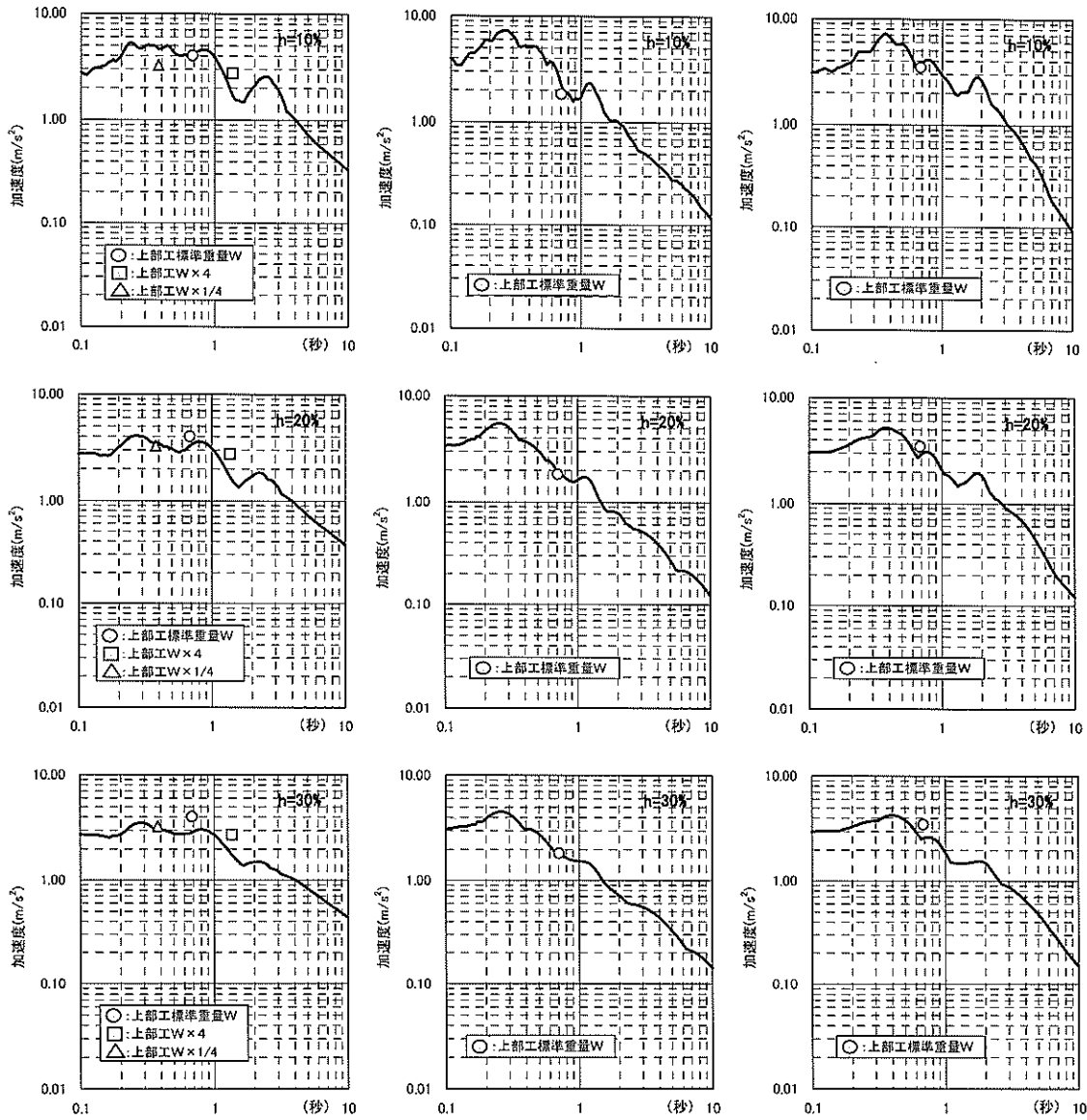
大船渡波 E41S (2E=350Gal)

神戸波 North (2E=350Gal)

動的解析の結果

	八戸波	大船渡波	神戸波	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.8827	0.7062	0.6827	0.3793	1.3653
上部工加速度 (m/s ²)	4.031	1.838	3.491	3.280	2.752

図-A.9 入力位置が仮想海底面下 $1/\beta$ の場合の加速度応答スペクトル (モデル3, 地震波形別)



八戸波 South (2E=350Gal)

大船渡波 E41S (2E=350Gal)

神戸波 North (2E=350Gal)

動的解析の結果

	八戸波	大船渡波	神戸波	八戸波(上部工*1/4)	八戸波(上部工*4)
固有周期 (秒)	0.6827	0.7062	0.6827	0.3793	1.3653
上部工加速度 (m/s ²)	4.031	1.838	3.491	3.280	2.752

図-A.10 入力位置が杭先端の場合の加速度応答スペクトル (モデル3, 地震波形別)

付録B PHC 杭を用いた場合の考察

1. はじめに

ここでは、鋼管杭に替えてPHC杭を用いた場合の斜杭式栈橋の地震時応答特性について試算した結果を参考までに紹介する。PHC杭はプレストレストコンクリート杭の略で、橋梁あるいは建物の基礎杭としての実績が多く、製品のJIS化も既になされている。

本文で解析の対象とした斜杭式栈橋に対して、鋼管杭部分を同一外径のPHC杭C種に置き換えた仮想の解析モデル栈橋を作成した。このモデル栈橋を対象に、多質点系モデルを用いた静的弾塑性解析と二次元モデルを用いた非線形動的応答解析を行った。

2. PHC杭のモデル化

モデル化したPHC杭C種の断面を図-B.1に示す。円筒形のコンクリート中にPC鋼材が配置され、コンクリートにプレストレス力与えられる。PHC杭の特徴として、

- ① 腐食に強く防食の必要が無い
- ② 引張時に比べて圧縮時の曲げ強度が高い
- ③ 鋼管杭に比べてせん断抵抗力が著しく小さい

が挙げられる。

PHC杭の曲げ-曲率関係を図-B.2に示す。ひび割れ発生時 (M_c)、降伏時 (M_y) と終局時 (M_p) に曲げ-曲率関係の勾配が変化するが、今回のモデル化では図-B.2に示したように、トリリニアでモデル化した。また、除荷勾配は初期勾配と同じとした。このトリリニアでモデル化した曲げ-曲率関係を用いた終局面は、図-B.3に示すように、設計に用いる終局面とほぼ一致している。

3. 静的弾塑性解析

静的弾塑性解析は図-B.4に示す多質点系モデルを用いて行った。杭種を鋼管杭からPHC杭に置き換えている以外の解析条件は、本文の図-14のモデルと同一である。固有値解析結果では、栈橋の振動が1次モードで周期0.37sとなり、軸剛性の大きいPHC杭を用いたことで、栈橋の固有周期は鋼管杭を用いた場合に比べて短くなった。

海側→陸側載荷で得られた荷重-変位関係を図-B.5に、陸側→海側載荷の結果を図-B.6に示す。両載荷とも斜杭の引抜き極限に達した時点(海側→陸側:杭3の475.3Gal, 陸側→海側:杭4の459.6Gal)で変位が急増したが、その後もある程度の剛性を保ちながら損傷が進行した。

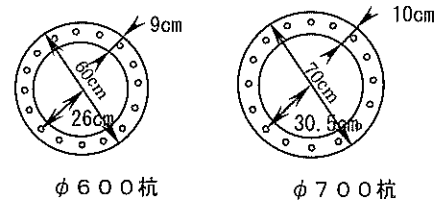


図-B.1 PHC杭の断面

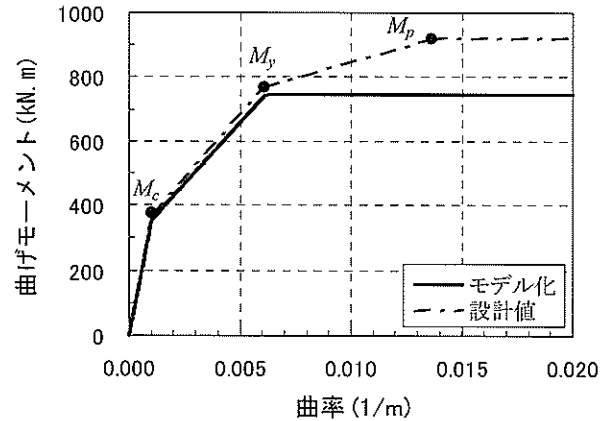


図-B.2 PHC杭 (φ700) の解析モデル

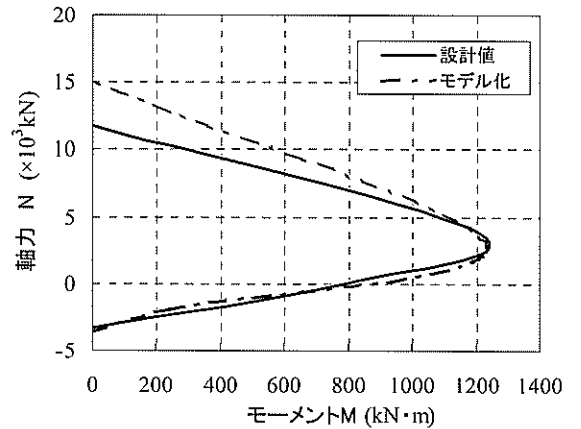


図-B.3 PHC杭 (φ700) の終局面

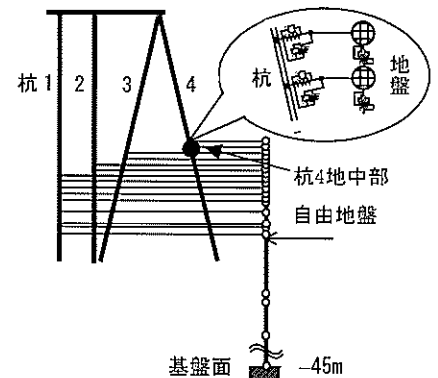


図-B.4 多質点解析モデル

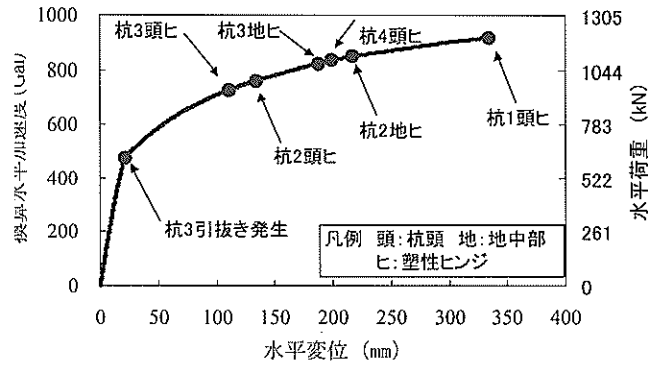


図-B.5 荷重-水平変位関係 (海側→陸側載荷)

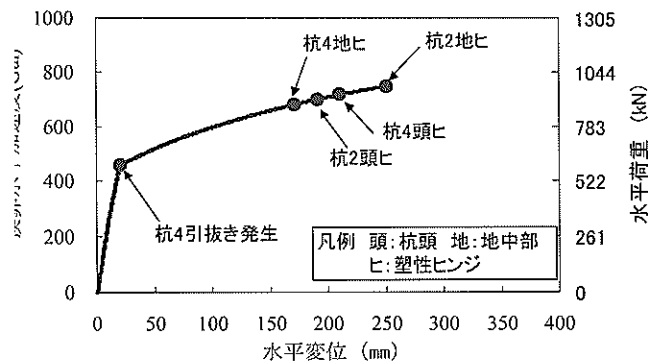


図-B.6 荷重-変位関係 (陸側→海側載荷)

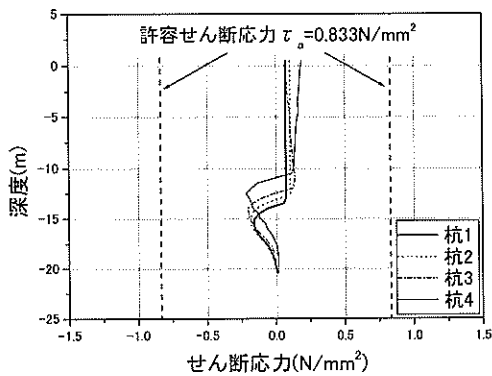


図-B.9 杭3引抜き発生時のせん断応力の分布 (海側→陸側載荷)

また、荷重方向に関係なく、斜杭の引抜き極限が他のイベントよりも先に発生している点は、鋼管杭の場合と同じである。しかし、引抜き極限発生後最初に塑性ヒンジが発生するのは、鋼管杭が押込み側の杭であるのに対して、PHC杭では引抜き側の斜杭であった。図-B.7および図-B.8に示す塑性ヒンジが発生する要素でのM-N相

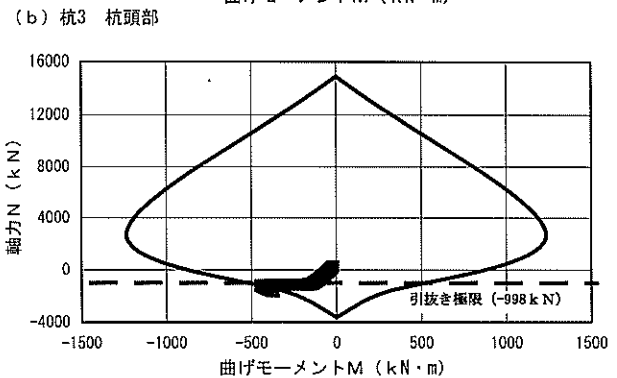
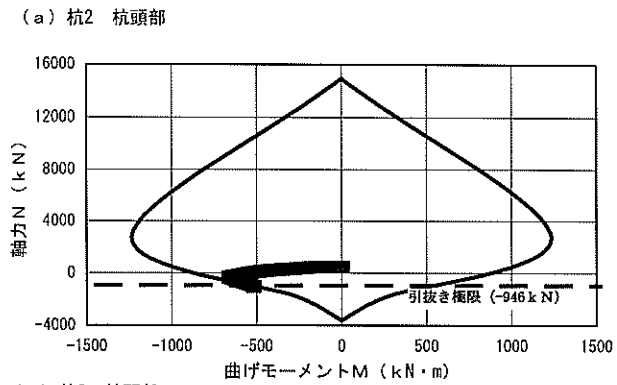


図-B.7 杭のM-N相関図 (海側→陸側載荷)

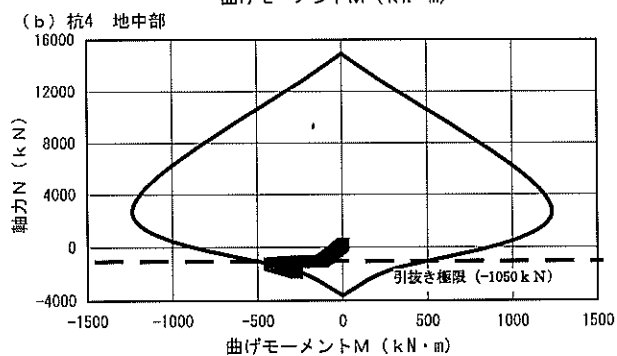
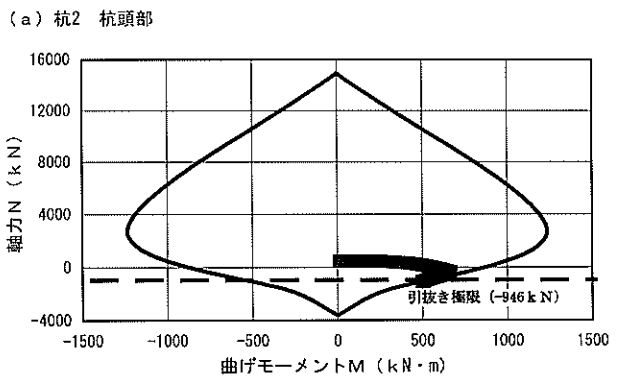


図-B.8 杭のM-N相関図 (陸側→海側載荷)

関より、PHC杭では杭の引抜き極限に達すると、引張強度が小さいために、杭がすぐに破壊するのが分かる。また、PHC杭は鋼管杭に比べてせん断抵抗力が著しく小

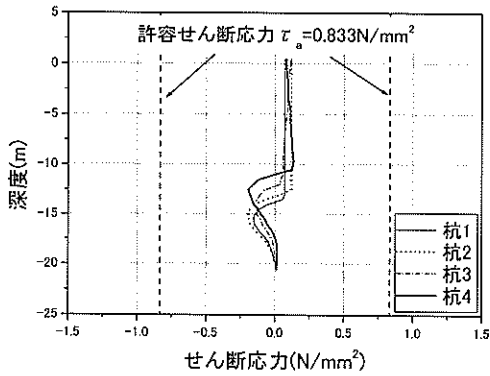


図-B.10 杭4引抜き発生時のせん断応力分布
(陸側→海側載荷)

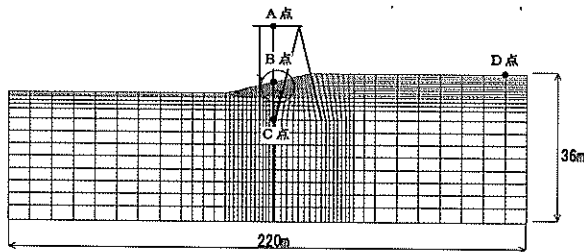


図-B.11 二次元解析モデル

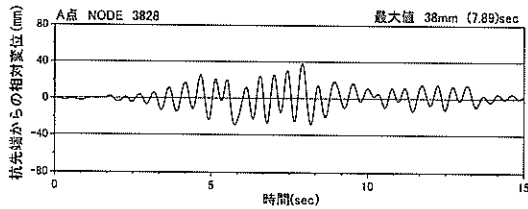


図-B.12 A点での相対変位の時刻歴 (350Gal)

いという特徴がある。海側→陸側に載荷した場合と陸側→海側に載荷した場合それぞれについて、斜杭の引抜きが発生した時点でのせん断応力の深さ方向の分布を図-B.9および図-B.10に示す。いずれの場合もPHC杭の許容せん断応力¹⁾以内に十分収まっていることから、斜杭の引抜きが発生するまでPHC杭の損傷は生じないといえる。

4. 二次元モデルによる地震応答解析

地震応答解析は、図-B.11に示す二次元モデルを用いた。用いたプログラムはMuDIAN²⁾である。静的弾塑性解析と同様に、杭種を鋼管杭からPHC杭に置き換えている以外は、本文の解析手法と同一である。

PHC杭を用いた場合の振動特性を把握するために行った固有値解析結果から、栈橋の1次モードにおける固有周

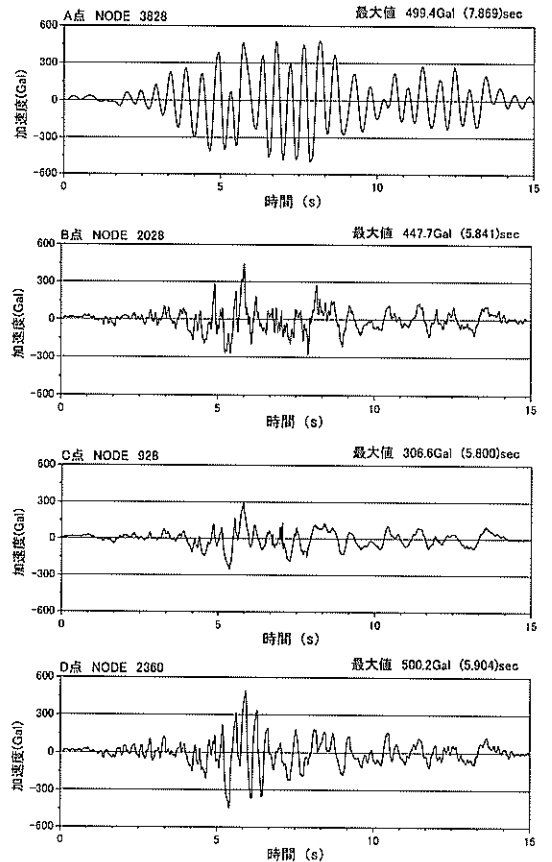


図-B.13 応答加速度の時刻歴 (350Gal)

期は0.43sであり、多質点系モデルと同様にPHC杭を用いた方の固有周期が短くなった。

まず、350Gal入力時の解析結果について述べる。図-B.12に上部工位置(図-B.11のA点)における杭先端からの相対変位の時刻歴を、また、図-B.13に図-B.11のA～D点における応答加速度の時刻歴を示す。上部工位置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499Galおよび38mmであった。最大加速度とほぼ同時刻に最大変位が生じているのは、鋼管杭の場合と同様である。しかし、鋼管杭を用いた場合(最大加速度547Gal, 最大変位66mm)と比較して、最大加速度と最大変位は小さくなった。杭先端での最大応答加速度はPHC杭と鋼管杭でほとんど差がないことから、杭種の違いにより固有周期が異なることと対応している。

図-B.14に杭1～杭4の杭頭でのM-N相関を示す。直杭では軸力の変動が少なく、曲げモーメントだけが変動しているのに対して、斜杭では軸力と曲げモーメントが共に変動し、軸力が引抜き極限に達すると(杭3:●印, 杭4:▲印)、曲げモーメントが大きくなった。

図-B.15は、上部工位置A点での応答加速度と杭先端か

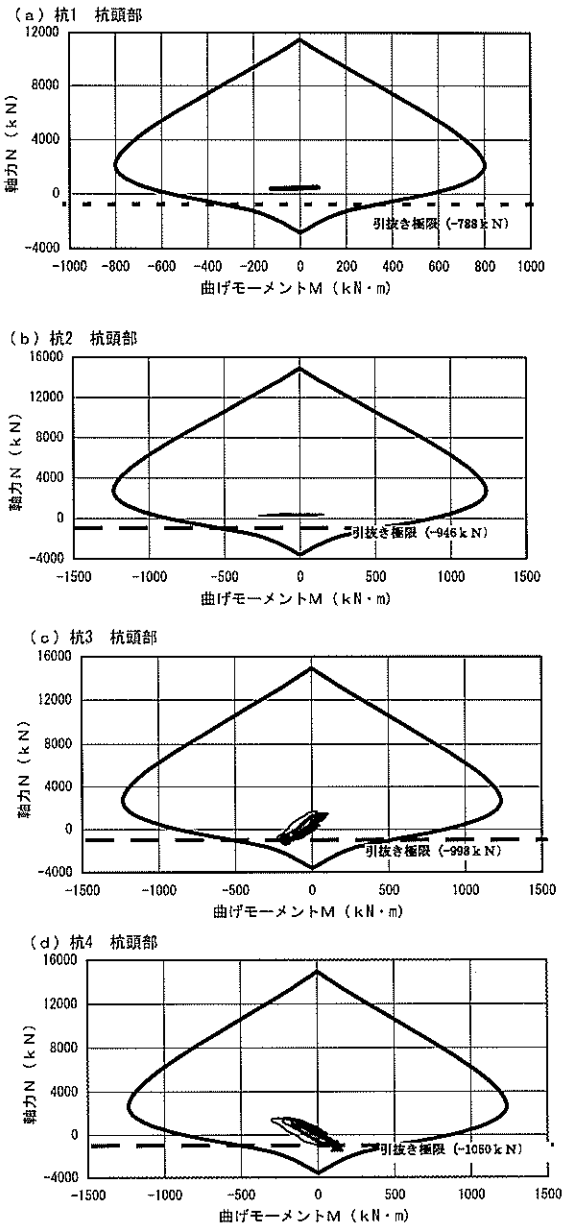


図-B.14 杭頭のM-N相関図 (350Gal)

らの相対変位の関係を示している。同図中の印 (杭3: ●印, 杭4: ▲印) は図-B.14と対応しており、斜杭が引抜き極限に達した後、モーメントが大きくなるのに対応して相対変位も大きくなる挙動を示した。

図-B.16に杭1~杭4の最大せん断応力度の深さ方向の分布を示す。最大加速度350Galの入力に対しては、計算されたせん断応力は許容値以内に収まっていた。

次に1000Gal入力時の解析結果について述べる。図-B.17に、上部工位置 (A点) における杭先端からの相対変位の時刻歴を、また、図-B.18にA点およびB点における応答加速度の時刻歴を示す。上部工位置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1080Galおよび

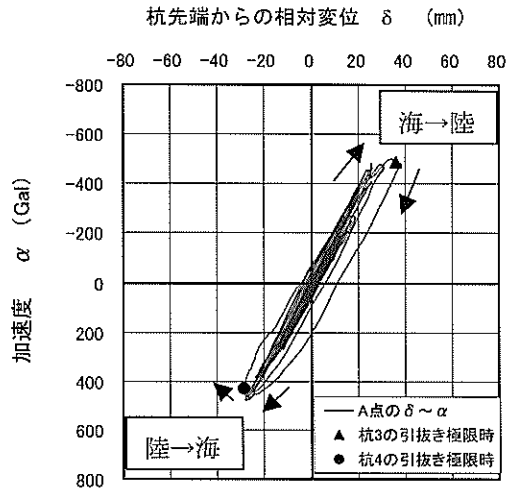


図-B.15 A点における応答加速度と応答変位

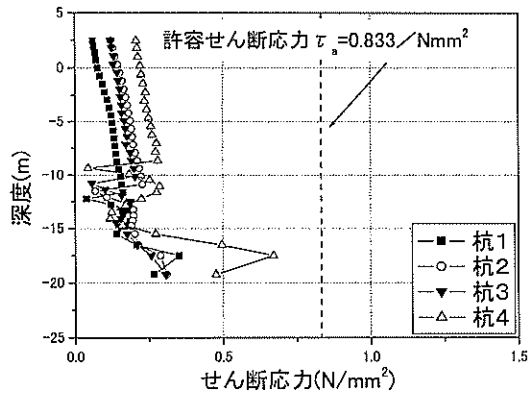


図-B.16 最大せん断応力度の分布

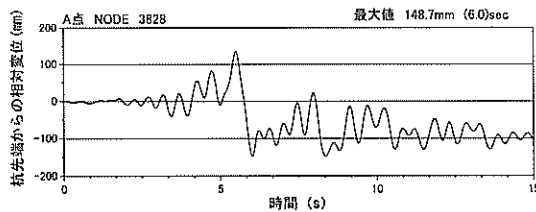


図-B.17 A点での応答変位の時刻歴 (1000Gal)

び149mmであった。350Gal入力時に比べて応答加速度は2.16倍しか増加していないのに対して、最大相対変位は3.9倍になっていた。栈橋直下海底面B点における最大応答加速度は1220Galであり、A点での解析結果より大きくなった。これらの結果は、本文3.3で述べた結果と同様である。

図-B.19に杭1~杭4の杭頭でのM-N相関を示す。杭2, 杭3, および杭4は引抜き極限に達し、破壊する結果とな

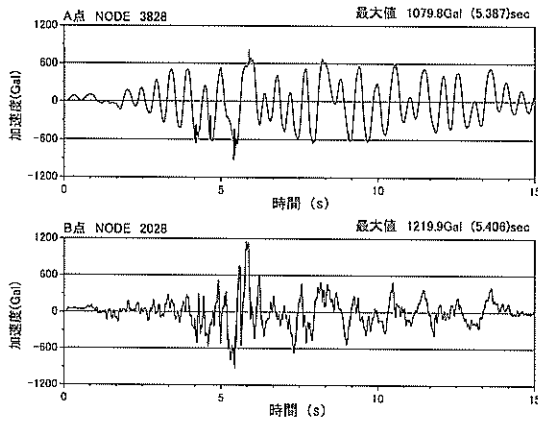


図-B.18 応答加速度の時刻歴 (1000Gal)

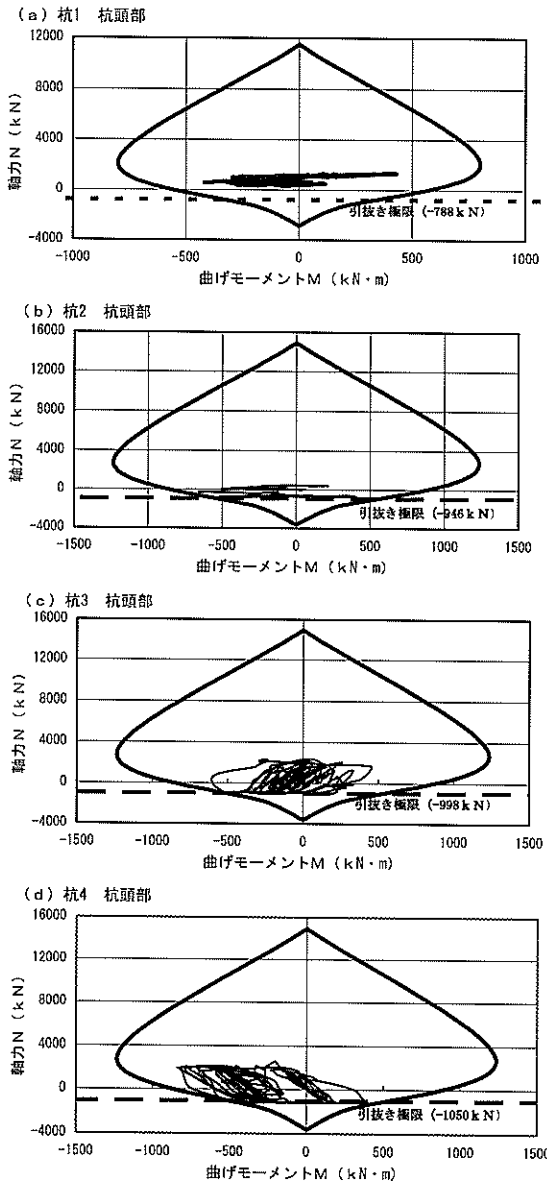


図-B.19 杭頭のM-N相関図 (1000Gal)

った。図-B.20に示す杭1～杭4の最大せん断応力の深さ方

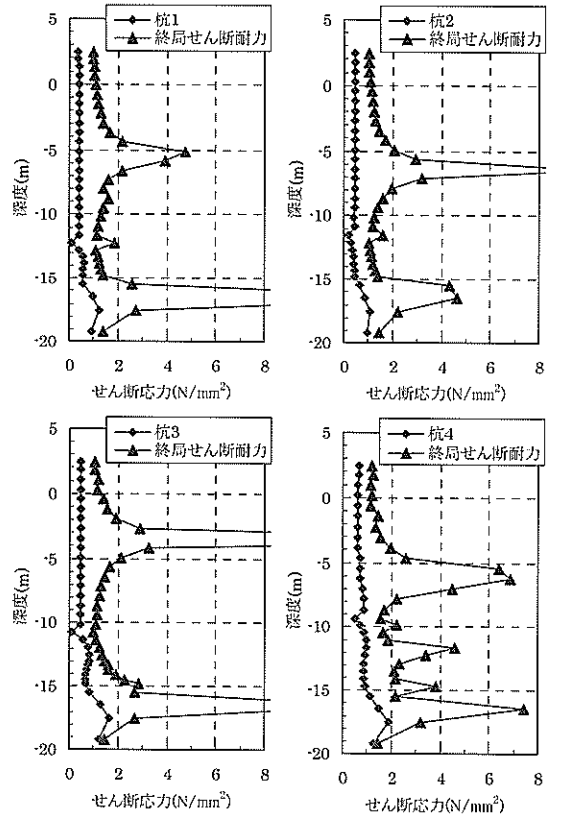


図-B.20 最大せん断応力の深度方向分布 (100Gal)

向の分布から、いずれの杭の最大せん断応力も終局せん断応力³⁾に達していないことから、1000Gal入力時の杭の破壊は曲げによって生じるといえる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，1996
- 2) 塩見忠彦，吉澤睦博，鬼丸貞友，津國正一：地盤と土構造物の非線形挙動を考慮した構造解析システムの開発，竹中技術研究報告，No.54，1998，pp.1～8
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001