

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 20

NO. 3

SEPT. 1981

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第20巻第3号 (Vol. 20, No. 3), 1981年9月 (Sept. 1981)

目 次 (CONTENTS)

1. Analysis of Edge Waves by Means of Empirical Eigenfunctions
.....Kazumasa KATOH 3
(経験的固有関数によるエッジ波の解析.....加藤一正)
2. 共分散法を用いた波向測定方式の数値的検討合田良実.....53
(Numerical Examination of the Measuring Technique of Wave Direction
with the 'Covariance Method'Yoshimi GODA)
3. 流れの中の風波についての実験的研究 (第3報) 一波の推算法とその検証
実験一 加藤 始, 鶴谷広一, 寺川博也.....93
(Experimental Study of Wind Waves Generated on Water Currents (3rd
Report) —Wave Forecasting Method and its Experimental Confirma-
tion—.....Hajima KATO, Hiroichi TSURUYA, and Hiroya TERAOKA)
4. 土質定数のバラツキを考慮した不同沈下の推定奥村樹郎, 土田 孝... 131
(Prediction of Differential Settlement with Special Reference to Variability
of Soil Parameters.....Tatsuro OKUMURA and Takeshi TSUCHIDA)
5. 組杭式プラットフォームの地震応答観測と応答計算
..... 上田 茂, 白石 悟... 169
(Observation and Analysis of Earthquake Response of a Coupled Pile
Offshore Platform Shigeru UEDA and Satoru SHIRAISHI)

5. 組杭式プラットホームの地震応答観測と応答計算

上 田 茂*・白 石 悟**

要 旨

組杭式プラットホーム（デッキを斜杭および直杭で支持した構造物）は、シーバース等に多数用いられている。地震が頻発する地域に建設される組杭式プラットホームの設計上重要な荷重は地震荷重である。たとえば、シーバースのローディングプラットホームのように上部工の重量が大きい構造物では、杭部材の断面が地震荷重によって決ることが多い。組杭式プラットホームの耐震設計のための地震応答は、これまで電子計算機を用いた地震応答計算等で検討されていた。しかし、実際の構造物において、地震応答観測を行い、その結果を地震応答計算結果と比較することにより、地震応答計算法の妥当性を確認すること、あるいは計算法をより合理的なものに改良することは、その地震応答計算法の信頼性を向上させる意味で重要である。ところが、大水深のプラットホームでは、地震応答観測記録が取得された例がないので、鹿島港20万トン原油タンカーバースのローディングプラットホームのデッキ上、およびその近傍の海底面下5mの地中に地震計を設置し地震応答観測を行った。

本報告では、取得した合計10本の地震応答観測記録を解析し、観測対象とした組杭式プラットホームの振動特性を検討した。また、1質点モデルおよび多質点モデルを用いて組杭式プラットホームの地震応答計算を行い、応答計算値と実測値を比較した。その結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 杭の付加質量係数は1.0を用いるのがよいことが確認された。
- (2) 観測対象とした組杭式プラットホームの減衰定数は、バース係船法線直角方向で0.03、法線平行方向で0.04であることがわかった。
- (3) 地震応答解析に多質点モデルを用いて計算すると、プラットホームの振動の詳細な検討を行うことができる。これに対して1質点モデルを用いて計算すると、プラットホーム頭部の最大加速度および最大変位はほぼ実測値と一致するが、プラットホームの高次の振動モードによる影響が計算されないため、プラットホームの振動の伝達関数は実測されたものと異なる。
- (4) シーバースのローディングプラットホームのように送油配管や連絡橋で周辺の施設と連結している構造物では、それらの影響を考慮してモデル化する必要が明らかになった。

* 構造部 海洋構造研究室長
** 構造部 海洋構造研究室

5. Observation and Analysis of Earthquake Response of a Coupled Pile Offshore Platform

Shigeru UEDA*

Satoru SHIRAIISHI**

Synopsis

Earthquake response records of a coupled pile offshore platform were obtained in the Kashima Seaberth. Perhaps, there had been no data observed on a coupled pile offshore platform at moment. In this report, vibrational characteristics of the platform are analysed by use of observed 10 records. And the results of computation by use of 1 degree of freedom model and the multi degree of freedom model are compared with the results of observation.

Then, chiefly following items are cleared.

- (1) Added mass coefficient of pile in water is seemed to 1.0.
- (2) Damping factor of observed platform is 0.03 in the perpendicular to quay line and 0.04 in the parallel direction to quay line.
- (3) Earthquake response of coupled pile offshore platforms is computed exactly by use of the multi degree of freedom model. But, computed result by use of the one degree of freedom model gives excessive value when natural frequency of a platform is nearly equal to predominant frequency of ground motions.
- (4) Characteristics of oil pipes and cat ways must be considered in the modeling of the platform.

* Chief of the Offshore Structures Laboratory, Structures Division

** Member of the Offshore Structures Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	169
1. ま え が き	173
2. 地震応答観測	173
2.1 観測地点および対象構造物	173
2.2 観測方法	176
2.3 観測地震の概要	177
3. 組杭式プラットホームの振動特性	180
3.1 振動周期特性	180
3.2 減衰特性	190
3.3 回転振動特性	190
3.4 地盤およびデッキの速度および変位	193
3.5 プラットホームの振動特性のまとめ	195
4. 地震応答計算	195
4.1 地震応答計算の方法と目的	195
4.2 1質点モデルによる地震応答計算	195
4.3 多質点モデルによる地震応答計算	199
4.4 周辺施設の影響の考慮	202
4.5 1質点モデルと多質点モデルの比較	204
5. 結 論	210
6. あとがき	210
参考文献	211
記号表	211
付録 観測加速度波形	213

1. まえがき

組杭式プラットホーム（デッキを斜杭および直杭で支持した構造物）は、シーバース等に多数用いられている。地震が頻発する地域に建設される組杭式プラットホームの設計上重要な荷重は、地震荷重である。たとえば、シーバースのローディングプラットホームのように上部工の重量が大きい構造物では、杭部材の断面が地震荷重によって決まることが多い。組杭式プラットホームの耐震設計のための地震応答は、これまで電子計算機を用いた地震応答計算等で検討されていた。しかし、実際の構造物において、地震応答観測を行い、その結果を地震応答計算結果と比較することにより、地震応答計算法の妥当性を確認すること、あるいは計算法をより合理的なものに改良することは、その応答計算法の信頼性を向上させる意味で重要である。ところが、大水深のプラットホームでは、地震応答観測記録が取得された例がないので、鹿島港20万トン原油タンカーバースのローディングプラットホームのデッキ上、および、その近傍の海底面下5mの地中に地震計を設置し地震応答観測を行った。また、取得した地震応答記録を解析し、組杭式プラットホームの振動特性を検討することとした。さらに1質点モデルおよび多質点モデルを用いた地震応答計算プログラムを作成し、地震応答計算を行い、応答計算値と実測値との比較を行った。地震応答計算に際しては、海中部の杭の付加質量係数、杭に対する横方向地盤反力パネ定数および構造系全体の減衰定数などの諸定数を決める必要がある。これらの定数のうち付加質量係数と横方向地盤反力係数は取得された10本の記録から実測値の伝達関数を計算し、それから求められる固有周波数と地震応答計算から得られる固有周波数とを比較することによって、また、減衰定数は、実測記録の伝達関数よりハーフパワー法によって求めた。

なお、本報告は部材応力が弾性限度内にある場合の線形地震応答解析に限定されている。実際の施設で部材応力が弾性限界を越えるような地震応答観測記録を得るのはなかなか難しくこの点についてはあらかじめ予測されたことである。しかし、線形地震応答解析は構造物の使用状態における地震応答特性を検討する上できわめて重要である。たとえば、海洋構造物の設計にしばしば用いられるAPI（アメリカ石油協会）基準¹⁾では、地震動のレベルを強度レベル（Strength Level）とダクテリティレベル（Ductility Level）の2つに大別し、強度レベルの地震動（耐用年限中にある超過確率で期待される地震動）に対しては、部材応力度は許容応力度を越えてはならな

いと規定している。また、ダクテリティレベルの地震動（強度レベルの地震動の2倍のレベルの地震動）に対しては、地震エネルギーを十分吸収でき、構造物の崩壊が生じないように設計すべきことが定められている。このほか、DnV（ノルウェー海事協会）基準²⁾やACI（アメリカコンクリート協会）基準³⁾でも地震レベルについてAPI基準と同様な検討を行うことが規定されている。したがって筆者らは、いわゆる強震計ではなく、加速度が1Gal程度の地震波でも記録できる地震計を設置した。観測期間は約1年半であった。より長期に観測を行えば多くの記録が取得でき、より大きな加速度の地震動に対する地震応答観測記録が得られる可能性もあった。しかし、諸般の事情から、観測を1年半で終了しなければならなかった。しかし、結果的には、この期間中に10本の地震記録が得られた。

2. 地震応答観測

2.1 観測地点および対象構造物

地震応答観測は、茨城県鹿島港鹿島石油20万トン原油タンカーバースにおいて行った。鹿島港は東京の北東約80kmに位置する。鹿島港がある地域では、地震が比較的頻発することが知られている。港湾技術研究所が中心となり、港湾関係諸機関が協力して実施している港湾地域強震観測の過去7年の実績では、鹿島港において年間3～15本程度の記録が取得されている。したがって、比較的短期間の観測でも解析に用いる記録が取得できるものと判断し、観測を実施した。

鹿島石油20万トン原油タンカーバースは、図-2.1に示すように延長3,000mの南防波堤の隅角部から北に500mの港内側の地点にある。設置地点の水深は22mである。バースはローディングプラットホームとプレスティンダルフインおよびムアリングドルフィンから構成されている。それらの配置および断面を図-2.2に示す。図

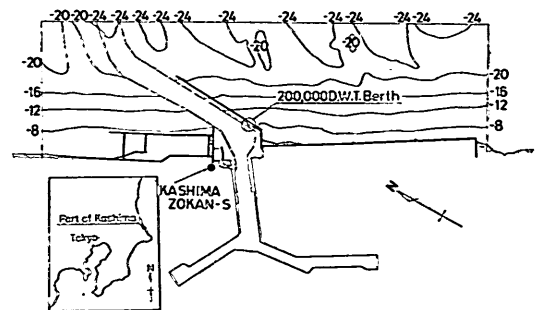


図-2.1 観測地

中の○で囲んだ番号に付した矢印は、地震計の成分方向を示す。ローディングプラットホームは直杭10本と斜杭

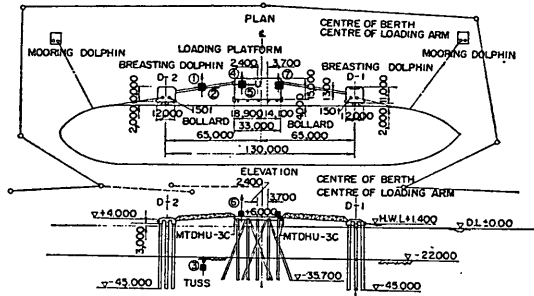


図-2.2 対象構造物と加速度計の配置

表-2.1 杭の諸元

外 径	812.8mm
内 径	793.8mm
肉 厚	9.5mm
断 面 積	239.7cm ²
断面二次モーメント	1.93×10 ⁵ cm ⁴
弾 性 定 数	2.1×10 ⁶ kgf/cm ²
杭 長	4,100cm (直杭) 4,400cm (斜杭)
杭 の 地 上 部 長	2,730cm (直杭) 2,905cm (斜杭)
杭 本 数	(直杭) 10本 (斜杭) 8本

8本で構成される組杭構造である。杭の諸元は表-2.1にとりまとめて示しているが、直杭および斜杭ともに外径812.8mm、内径793.8mm、肉厚9.5mmである。杭長は、直杭は41m、斜杭は44mである。また、杭の根入長は、直杭13.7m、斜杭14.6mである。斜杭の傾斜角は20°で、図-2.3に示すように、法線直角方向および法線平行方向にそれぞれ2組ずつ使用されている。しかし、法線直角方向と法線平行方向とは杭配置が非対称である。なお、ここで法線とは船舶の係船方向（船舶長手方向）を意味する。

ローディングプラットホームのデッキは、表-2.2に示すように長さ33m、幅15m、厚さ1.5m（スラブ厚0.2m）のコンクリート製でデッキ上には写真-1に示すように、ローディングアーム、コントロールタワー、オペレーションハウス、送油配管などの上載構造物が設置されている。デッキの重量は791tfで、デッキ上のローディングアーム、オペレーションハウス等の合計重量は709tfである。したがって、ローディングプラットホーム上部工の総重量は1,500tfとなる。ローディングプラットホームの荷重の平面位置を図-2.4に示す。上載構造物の重

表-2.2 デッキの諸元

幅 (係船法線直角方向)	15m
長さ (係船法線平行方向)	33m
厚さ	1.5m (スラブ厚 0.2m)
重量	1,500tf
コンクリート重量	791tf
ローディングアーム	245tf
コントロールタワー	48tf
機 器	11tf
建 屋	222tf
配 管 荷 重	153tf
ゴムフェンダー、タラップ	30tf

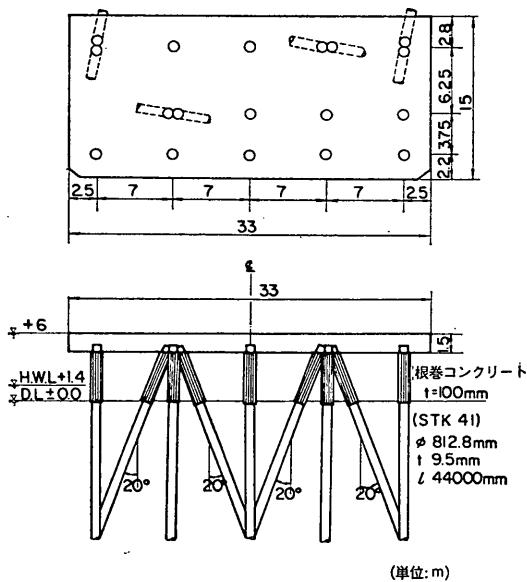


図-2.3 杭の配置

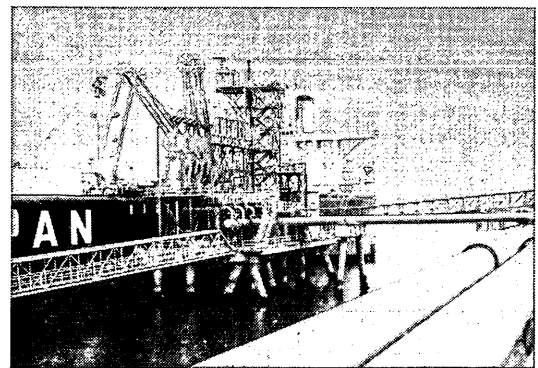


写真-1 ローディングプラットホーム全景

組杭式プラットフォームの地震応答観測と応答計算

心点はデッキ中心ではなく中心点よりも法線平行方向に0.4m（南側）、法線直角方向に1.40m（西側）ずれている

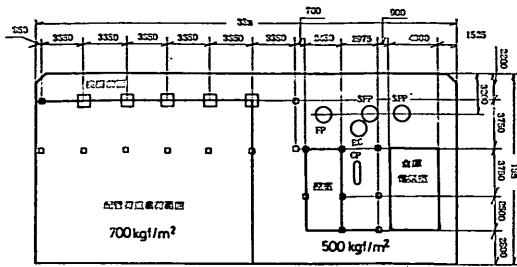


図-2.4 デッキの荷重平面図

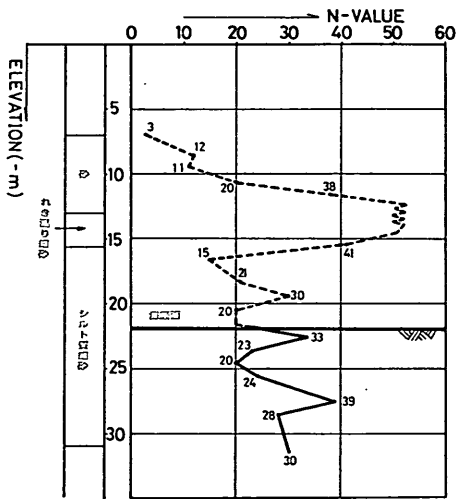


図-2.5 対象地盤のN値

また、杭反力の中心は、法線平行直角方向に1.57m（東側）ずれている。したがって、プラットフォームの回転中心はプラットフォーム中心から法線平行方向に0.2m（南側）、法線直角方向に0.09m（東側）ずれている。

地盤は、図-2.5に示すように一様なシルト質細砂層であり、N値は20~40と比較的良好な地盤である。しかしながら杭先端部は耐震設計で通常基礎として取り扱われることの多いN値50以上の地層⁽⁴⁾には達していない。なお、対象地盤はN値の測定後、図-2.5に示す点線部以上の層は浚渫されている。したがって表層部では、調査時点よりも若干N値が低下しているのではないかと考えられる。しかしながら、地震計の設置の際にも固い層が確認されているので、N値の低下はさほど大きくないのではないと思われる。ローディングプラットフォーム付近の地盤の横断面図を図-2.6に示す。海底面は防波堤側で浅くなっており、プラットフォーム直下の杭の根入部分では海底勾配は1:10となっている。

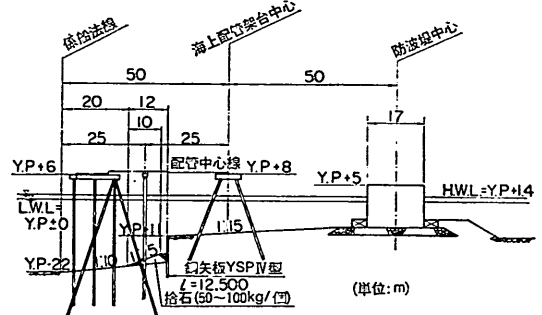


図-2.6 横断面図

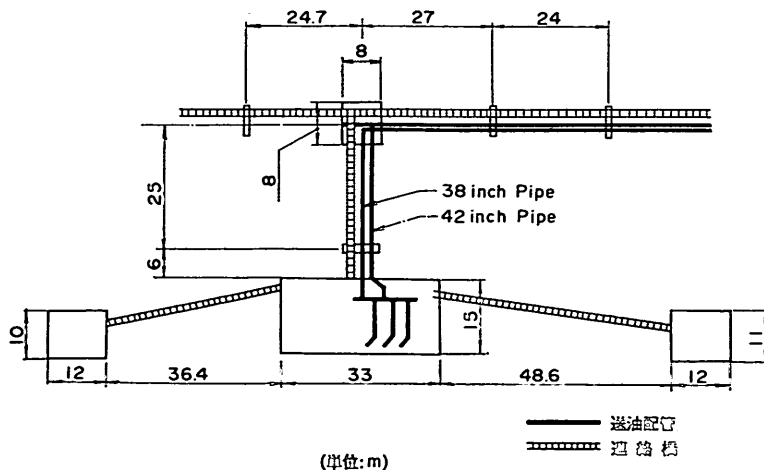


図-2.7 周辺施設との連結

ローディングプラットフォームは図-2.7に示すように、連絡橋を介してプレスティングドルフィンと連結している。また、連絡橋および送油配管を介して背後の送油配管橋脚と連結している。ローディングプラットフォームとプレスティングドルフィン間の送油配管は2本で、それぞれ外径965.2mm (38inch)、肉厚11.9mm、外径1,066.8mm (42inch)、肉厚11.1mmである。連絡橋の連結部は、可動脊で構造物相互間の相対変位は吸収できるようなっている。また、送油配管の連結部は、フレキシブルジョイントである。

2.2 観測方法

(1) 計器の設置

地震計の換振器は、プラットフォームのデッキ上とプラットフォーム付近の地中に設置した。プラットフォームのデッキ上および地中に設置された換振器の位置は前掲の図-2.2に示されたとおりである。水平成分の換振器の感振方向はバース法線平行方向と法線直角方向とした。これらの方向は、それぞれほぼNS方向、EW方向に相当する。地中地震計(換振器)はローディングプラットフォームとプレスティングドルフィン間の渡り架橋直下5mの海底面下の地点に設置した。これは、対象としたプラットフォームの杭の仮想固定点に相当する位置である。

プラットフォームのデッキ上には、オペレーションハウス内に3成分(水平2成分、上下1成分)の換振器を設置し、これとデッキの重心点に関し対称の位置にもう1成分の換振器を設置した。これらの換振器によってデッキの並進運動2成分、上下成分および鉛直軸まわりの回転成分を観測することとした。地震計の制御部および記録部は、オペレーションハウス内に設置した。

(2) 地震計の仕様

観測に用いた換振器(加速度計)は、可動線輪型(ムービングコイル型)のもので、地中部にはTUSS型を、また、デッキ上には、MTDHU-3C型を用いた。MTDHU-3C型は先に述べた港湾地域強震観測に使用されていて、実績が豊富である。しかしながら、地中部については、これを用いることができなかったためTUSS型を用いることとした。なお、土田らは、羽田での観測で、MTDHU-3C型とTUSS型を同一の地点に設置して両者の記録を比較しているが、ほぼ同じ記録が得られたことを報告している⁹⁾。換振器と制御記録部の仕様は、とりまとめて表-2.3に示した。つぎにTUSS型換振器の水平成分の総合周波数特性を図-2.8に示す。これによれば高周波側および低周波側で感度が落ちているが、0.3~30Hzの範囲では、ほぼ一定の感度である。図-2.8に示したものの以外の成分の周波数特性もほぼ同様である。こ

表-2.3 地震計の仕様

地中部換振器	
a. 型式	可動線輪型(名称 TUSS 特型)
b. 成分	水平2成分, 上下1成分
c. 寸法	約 870mm×100mmφ
d. 固有周波数	5 Hz
e. コイル抵抗	約 90Ω
プラットフォームデッキ上換振器	
a. 型式	可動線輪型(名称 MTDHU-3C 型)
b. 成分	水平2成分, 上下1成分(オペレーションハウス内に設置) 水平1成分(オペレーションハウスと対称な点に設置)
c. 寸法	約 440×440×350mm (水平2成分, 上下1成分) 約 320×250×200mm (水平1成分)
d. 固有周波数	3 Hz
e. コイル抵抗	約 250Ω
記録部	
a. 記録器	直視式電磁オシログラフ
b. 自動感度切換装置	切替倍率 1, 1/3, 1/9
c. 記録器起動信号	TUSS特型からの信号により動作させる。
d. 記録器起動加速度	1, 3, 5, 10Gal 4段切替
e. 所要電源	DC12V

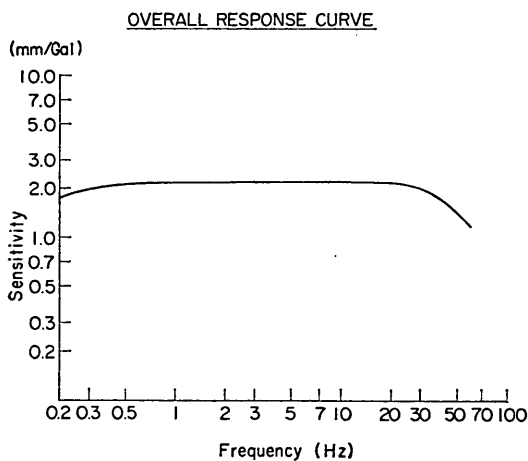


図-2.8 換振器の総合周波数特性

の水平成分の総合周波数特性については、港湾技術研究所の地震波形振動試験装置を用いてメーカーが提出した総合周波数特性をチェックしている。

記録部は、地中部の水平2成分の加速度のいずれかが起動加速度を越えると、ユニバーサルスタータが作動し

組杭式プラットフォームの地震応答観測と応答計算

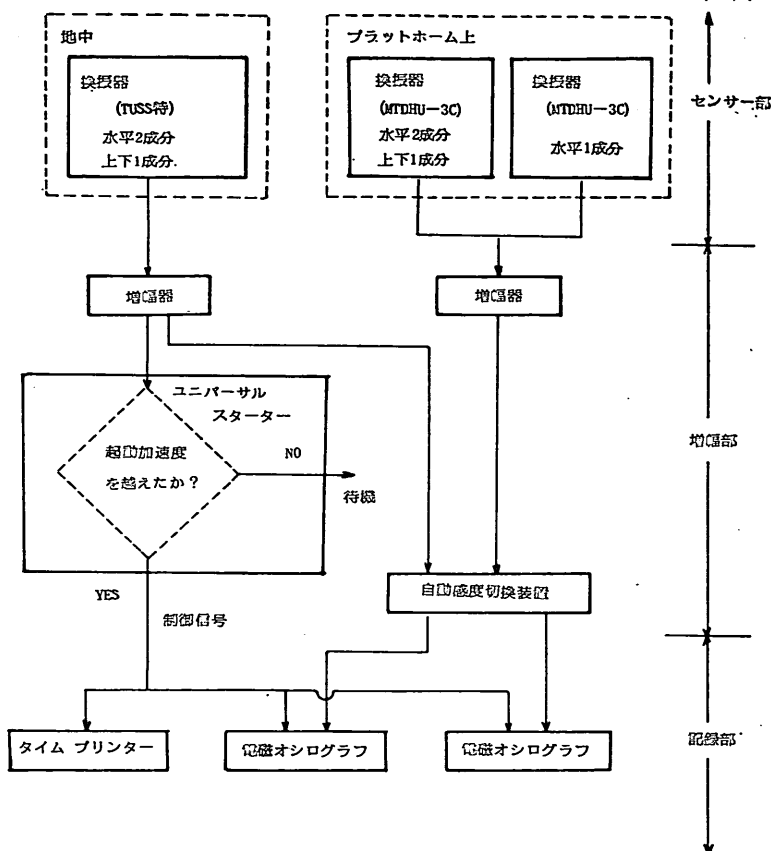


図-2.9 取得システム

て、合計7成分の加速度記録が取得できる機構になっている。記録器の起動加速度としては、1, 3, 5, 10Galを任意に選択できる。しかし起動加速度を1Galにすると港内波の波高が大きい時に、スターターが作動することがあったので、観測期間中は起動加速度を3Galとした。また、記録感度は自動感度切換装置によって加速度レベルに応じて3段階に自動的に切換える。すなわち、当初の設定感度に対して1/3倍、1/9倍の感度となる。したがって、3Gal程度の加速度から100Gal程度の加速度まで広範囲の記録を取得できる。以上に示した加速度記録の取得システムを図示すると図-2.9のようになる。

この地震観測装置によって得られた加速度記録は、港湾技術研究所構造部耐震構造研究室のオシログラムデジタル化装置⁶⁾によってデジタル化(デジタル化)した後、計算センターの大型計算機を用いて解析した。

2.3 観測地震の概要

(1) 震源および規模

1978年3月から1979年5月の観測期間中に合計10本の

地震記録を得た。これらの地震の震央およびマグニチュードを図-2.10に示す。また、地震の発生日時、規模、震源等を表-2.4に示す。これらのうちKA 78-04※の地震は1978年宮城県沖地震(1978年6月14日)であり、マグニチュード7.4で、マグニチュードおよび観測加速度が観測地震中最大のものである。宮城県沖地震の震央距離は約300kmであった。また、KA 78-02の地震の震源は房総沖でマグニチュードが6.2、震央距離は約120kmであった。これらの2つの地震についてはマグニチュードが大きく、震央距離が大きいため地震波には長周期成分が優勢に含まれていたと考えられる。プラットフォームの固有周期が1秒前後になることを考えれば、これらの2つの地震記録は、耐震工学的に注目すべき記録である。以上の2つの地震以外の地震の震央距離は、いずれも100km以下であり、しかもマグニチュードが6.0未満の局

※) 地震記録の名称はKA 78-01のように略記する。78は取得年(西暦の下2ケタ)を示し01はその年の何番目の記録であるかを示すものとする。

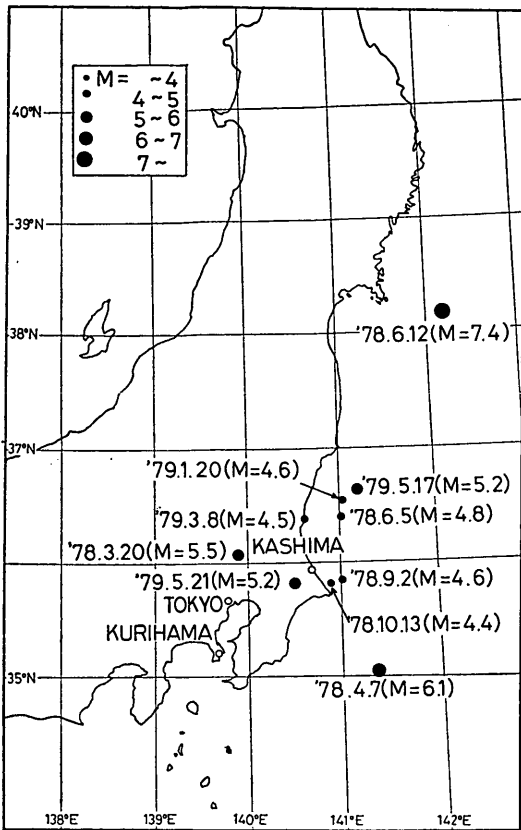


図-2.10 震央図

地的な地震である。これらの地震の震源は、KA 78-01が茨城県南西部、KA 79-04が茨城県と千葉県の境であるが、その他は、いずれも鹿島灘から茨城県沖の沿岸50 km 以内の海域である。

(2) 加速度記録

地震計の記録は加速度記録であるが、記録の一例を図-2.11に示す。これは、1978年宮城県沖地震の際に得られた記録である。7本の加速度波形のうち上から3成分が地中加速度記録であり、それぞれ、法線直角方向(HOSEN-V)、法線平行方向(HOSEN-P)、上下方向(U-D)である。それに続く3成分は、プラットホームのデッキ上のオペレーションハウス内で得られた記録である。それぞれ、法線直角方向(HOSEN-V)、法線平行方向(HOSEN-P)、上下方向(U-D)である。最後の成分は回転運動検出のための法線直角方向成分(ROTCHECK)である。

各地震記録について、地中およびプラットホームデッキ上での加速度の最大値、および最大加速度比※を示すと表-2.5のようになる。最大加速度が全記録中最大であるのはKA 78-04である。いずれの成分の加速度も全記録中最大である。

観測で得られた各地震記録の最大加速度比は、法線直角方向では、0.84~5.21倍、法線平行方向では0.77~3.16倍、上下方向では0.56~1.24倍とバラツキがみられる。このバラツキの原因としては入力地震動の周期特性が考えられるが、これについては、3.1で述べることに

表-2.4 地震の発生日時、規模、震源

記録番号	発震年月日時刻	震 央	緯 度	経 度	震源深さ (km)	マグニチュード
KA 78-01	1978. 3.20 19:24	茨城県南西部	36°05'N	139°53'E	60	5.5
KA 78-02	1978. 4. 7 8:30	千葉県東方沖	35°03'N	141°22'E	30	6.1
KA 78-03	1978. 6. 5 3:40	茨 城 県 沖	36°24'N	141°01'E	50	4.8
KA 78-04	1978. 6.12 17:14	宮 城 県 沖	38°09'N	142°10'E	40	7.4
KA 78-05	1978. 9. 2 8:37	茨 城 県 沖	35°50'N	141°01'E	30	4.6
KA 78-06	1978.10.13 17:50	茨 城 県 沖	35°49'N	140°53'E	30	4.4
KA 79-01	1979. 1.20 18:02	茨 城 県 沖	36°32'N	141°02'E	50	4.6
KA 79-02	1979. 3. 8 7:27	茨 城 県 沖	36°23'N	140°37'E	50	4.5
KA 79-03	1979. 5.17 21:56	茨 城 県 沖	36°38'N	141°11'E	40	5.2
KA 79-04	1979. 5.21 23:37	千葉・茨城県境	35°54'N	140°31'E	60	5.2

※) プラットホームデッキ上の最大加速度と地中の最大加速度の比を、最大加速度比とする。

KA78-04

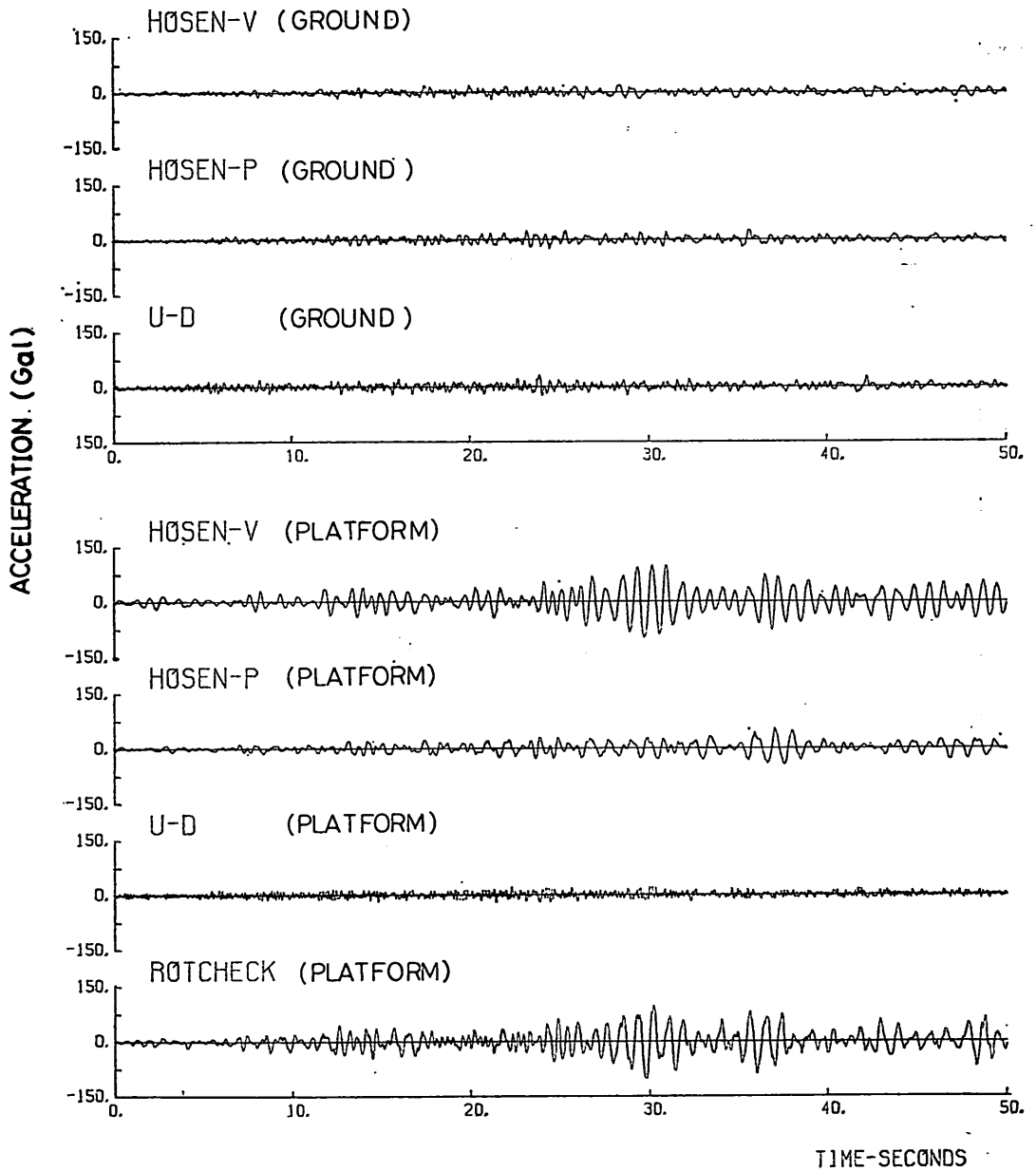


図-2.11 加速記録 (KA 78-04)

する。

表-2.5の最大加速度をみると、地中加速度のうち上下成分は、いずれの場合にも水平成分より大きいことに気がつく。これは、他の多くの地震観測の経験と異なるものである。ちなみに、今回の観測地点に近い地点にある

強震計（港湾地域強震観測網の1地点、観測地点名は鹿島造函—S※）で得られた1978年宮城県沖地震の加速度記録¹⁾は、E-W方向、N-S方向、上下方向で、それぞれ

※) 鹿島造函—Sの位置は前掲の図-2.1に示した。

表-2.5 最大加速度および最大加速度比

記録番号	地 中 加 速 度			プラットホームデッキ上加速度			
	HOSEN-V	HOSEN-P	U-D	HOSEN-V	HOSEN-P	U-D	ROTCHECK
KA 78-01	5.17	8.25	9.77	10.2 (1.97)	7.88(0.96)	9.68(0.99)	12.2 (2.36)
KA 78-02	9.17	8.69	9.75	35.5 (3.87)	27.5 (3.16)	7.05(0.72)	34.7 (3.78)
KA 78-03	6.90	8.31	10.0	7.98(1.16)	7.80(0.94)	10.6 (1.06)	13.7 (1.99)
KA 78-04	19.0	24.8	27.9	98.9 (5.21)	52.5 (2.12)	20.8 (0.75)	106.0 (5.58)
KA 78-05	4.91	6.64	11.4	15.1 (3.08)	6.66(1.00)	6.35(0.56)	19.8 (4.03)
KA 78-06	5.48	8.89	10.8	12.9 (2.35)	7.99(0.90)	9.70(0.90)	16.7 (3.05)
KA 79-01	4.00	4.73	5.01	4.36(1.09)	4.53(0.96)	6.23(1.24)	8.59(2.15)
KA 79-02	4.16	5.30	5.98	3.49(0.84)	4.08(0.77)	3.52(0.59)	4.59(1.10)
KA 79-03	4.97	5.38	7.77	12.3 (2.47)	6.82(1.27)	9.41(1.21)	11.4 (2.29)
KA 79-04	3.84	5.24	6.44	18.6 (4.84)	7.32(1.40)	6.38(0.99)	16.0 (4.17)

単位: Gal, () 内は 最大加速度比 = $\frac{\text{プラットホーム最大加速度}}{\text{地中最大加速度}}$

れ、40Gal、30Gal、9Galであり、上下成分は水平成分に比べて小さい。今回の観測で、上下動の最大加速度が水平動の最大加速度より大きかった原因としては、現地の海底地盤の特殊性や計器の異常が考えられる。現地地盤の特殊性を調べるためには、現地における地中の加速度の分布をより詳細に検討する必要がある。しかしながら、今回の観測では、そのような記録は得られていないので確かなことは判らない。第2の原因として考えられる計器の異常については、観測期間中に製作メーカーの技術者をまじえて回路等のチェックなど種々検討したが特に異常が認められなかった。また、観測終了後にも、デッキ上に設置した地震計については、回路等のチェックを再度行った。しかしながら、この際にも特に異常は認められなかった。したがって、現時点では、筆者らは、この現象（上下動が水平動より大きいこと）の原因について明らかにすることができない。

なお、上下方向の最大加速度比は最も大きいもので、1.24倍であった。通常、杭式構造物の上下方向の剛性は大きいので、杭式構造物では上下方向の増幅率は1程度であると思われるが、今回の測定でもこのような結果が得られている。

ここでは、実測加速度波形は、KA 78-04 のみについて示したが、その他の記録のうち3本の記録 (KA 78-01, KA 78-02, KA 78-05) については、巻末の付録に掲載する。

3. 組杭式プラットホームの振動特性

3.1 振動周期特性

ここでは、ローディングプラットホームの地震動に対する周期特性を検討する。その際、まず、地中とプラットホームデッキ上の加速度の周波数特性を周波数スペクトルを用いて検討する。つぎに、地中加速度に対するプラットホームデッキ上の加速度の伝達関数を求め、プラットホームの固有振動周期を推定する。

(1) 地中加速度の周期特性

まず、地中加速度の水平成分について検討する。地中加速度記録から周波数スペクトルを求めて地盤の振動周期特性を検討する。図-3.1は、法線直角方向および法線平行方向の地中加速度記録の周波数スペクトルである。これを見ると観測された10回の地震に対して、スペクトルの形状は地震ごとに異なっているのがわかる。つまり、周波数スペクトルのピークは、それぞれの記録で異なっている。たとえば、KA 78-02では、1Hz付近、KA 78-04については2Hz付近にピークがある。これらのピークが生ずる周波数を列挙すると、1Hz、2Hz、3Hz、4Hz、5Hz、8Hz、9Hzなどである。

地震動の鉛直方向（深さ方向）の加速度の分布および周波数特性については、荒井・斎藤⁹⁾、土田・井合⁹⁾などが、実測記録に基づいて検討している。これらの検討によると、基盤近くの周波数スペクトルには、地震動ごとに異なる単一のピークがあるのに対して、表層付近の

組杭式プラットホームの地震応答観測と応答計算

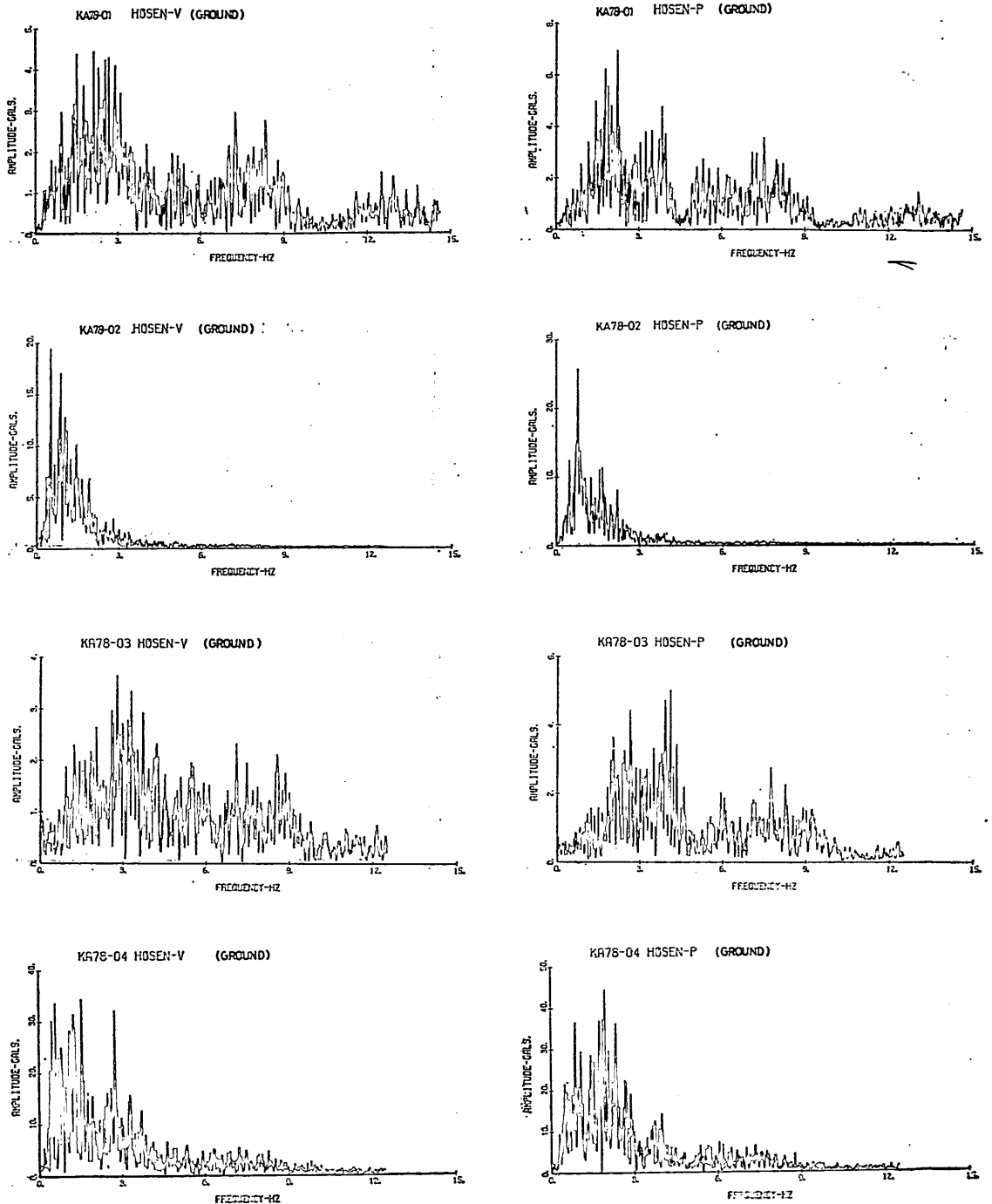


図-3.1 地中加速度記録の周波数スペクトル (HOSEN-V,HOSEN-P)

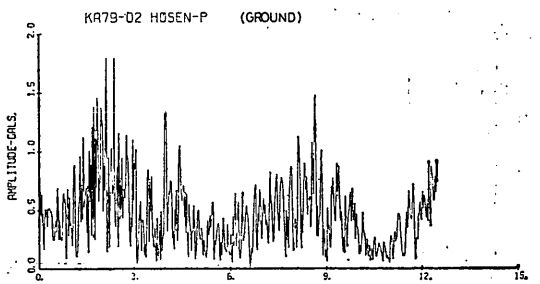
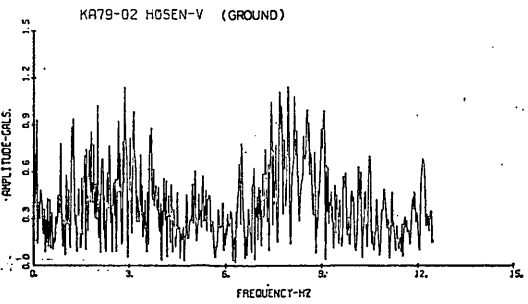
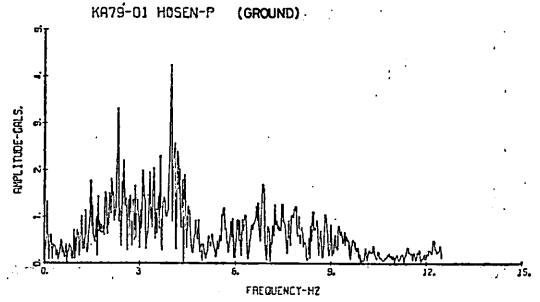
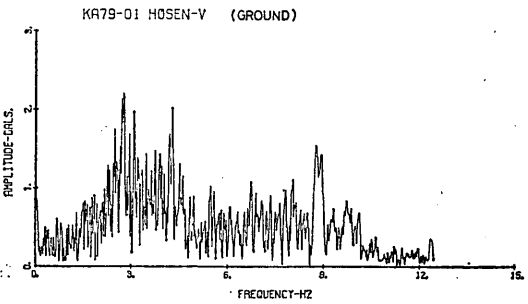
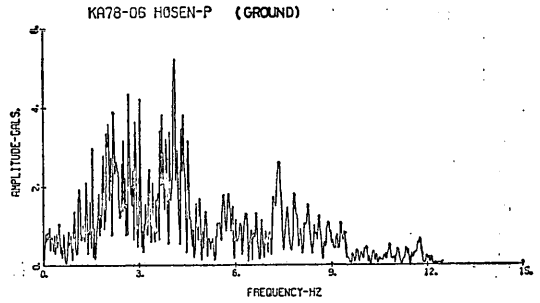
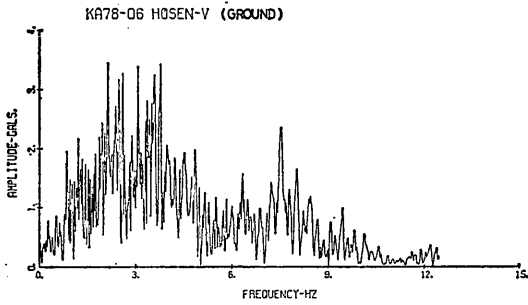
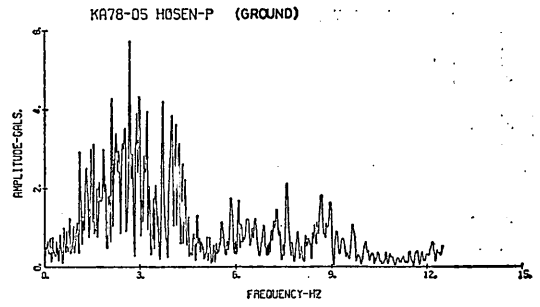
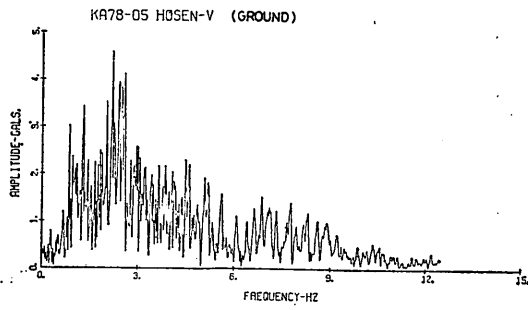


図-3.1 地中加速度記録の周波数スペクトル (HOSEN-V, HOSEN-P)

組杭式プラットホームの地震応答観測と応答計算

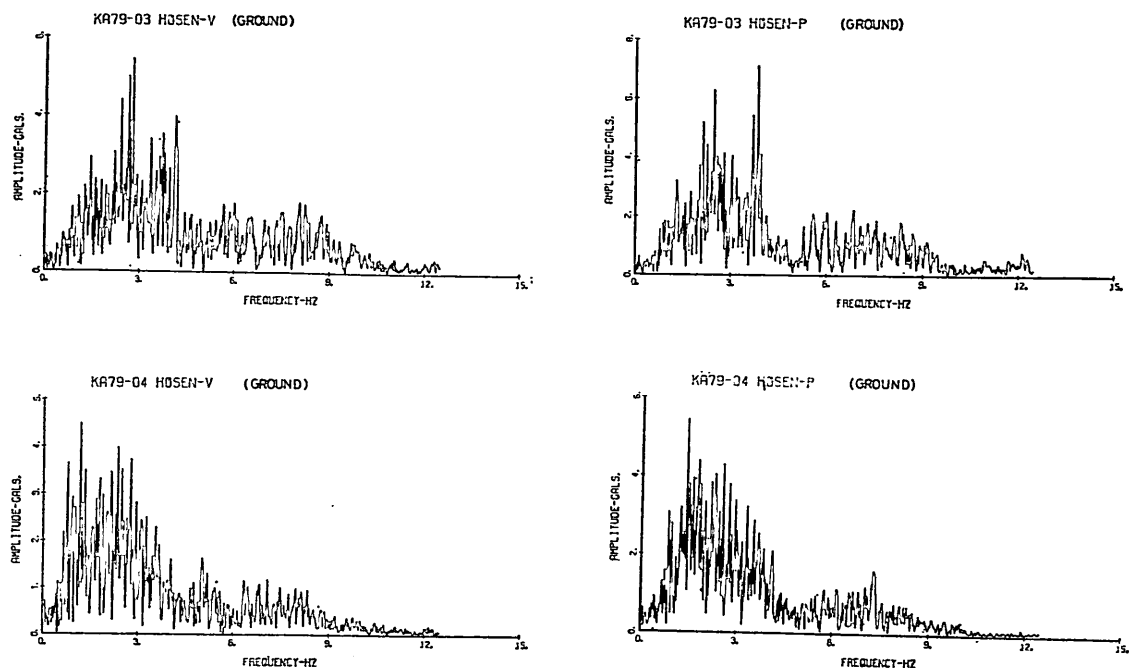


図-3.1 地中加速度記録の周波数スペクトル ((HOSEN-V, HOSEN-P))

地震動の周波数スペクトルには、ほぼ1～2Hzごとにピークを持つ特徴が明らかにされている。

したがって、これらの知見を参考にすると観測対象としたプラットホーム付近の地盤の地震動において、さきに示したように1Hz, 2Hz, 3Hz, 4Hz, 5Hz, 8Hz, 9Hzなどにスペクトルのピークが生じた理由は、観測した個々の地震動の基盤面における卓越周波数に応じて、以上に示した周波数の成分が増幅された結果と思われる。

地中加速度の周波数スペクトルから、観測された10回の地震動の特性を大まかに次のように分類することができる。なお、ここで示した分類は、地表面近くの加速度の周波数スペクトルによって分類したものであるが、基盤における地震動の特性によって分類したものとほぼ等しいものと考えられる。

①長い周期成分が卓越する地震動 (グループA)

このグループの地震動は周期0.6秒以上の周期成分が卓越しており、KA 78-02, KA 78-04, KA 79-04がこれに分類される。これらの地震に対しては、最大加速度比が法線直角方向で3.9～5.2、法線平行方向で1.4～3.2となっている。

②中程度の周期成分が卓越する地震動 (Bグループ)

このグループの地震動は0.3～0.6秒程度の周期成分が

表-3.1 卓越周波数と最大加速度比

分類	卓越周波数	最大加速度比	
		法線直角	法線平行
グループA	～1.7Hz	3.9～5.2	1.4～3.2
グループB	1.7Hz～3.3Hz	2.0～3.1	0.9～1.3
グループC	3.3Hz～	0.8～1.2	0.8～1.0

卓越しており、KA 78-01, KA 78-05, KA 78-06, KA 79-03がこれに分類される。これらの地震に対しては、最大加速度比が、法線直角方向で2.0～3.1倍、法線平行方向で、0.9～1.3倍となっている。

③短い周期成分が卓越する地震動 (グループC)

このグループの地震動は周期0.3秒以下の周期成分が卓越しており、KA 78-03, KA 79-01, KA 79-02がこれに分類される。これらの地震に対しては、最大加速度比が法線直角方向で0.8～1.2倍、法線平行方向で0.8～1.0倍である。このグループに属する地震動に対しては、このように最大加速度比は1前後であり、プラットホーム上の加速度は、地盤加速度に対してほとんど増幅されていないことがわかる。

以上に示した地震動の分類と最大加速度比の関係をま

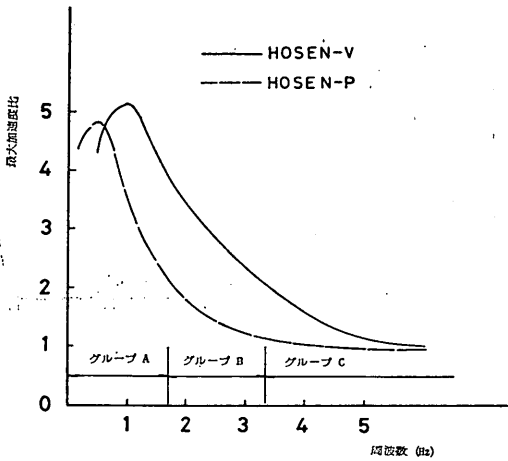


図-3.2 スペクトルの卓越周波数と最大加速度比

とめると表-3.1のようになる。法線直角方向と法線平行方向の地震動の周波数スペクトルは、図-3.1に示したようにスペクトルの形状が良く似ている。したがって、表-3.1に示したように法線直角方向と法線平行方向の最大加速度比に差が生じているのは、法線直角方向と法線平行方向の入力地震動の差異が原因ではなく、構造物の振動特性の差異が原因であると考えられる。この関係を模式的に示すと図-3.2のようになる。つまり、最大加速度比のピークは、法線直角方向が法線平行方向に比べて高

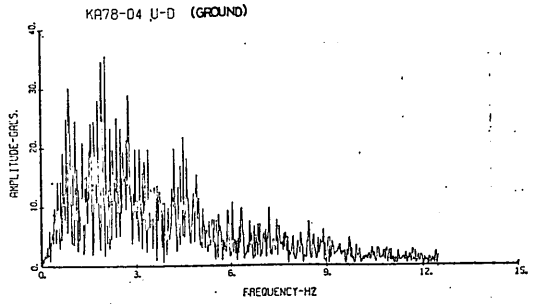


図-3.3 地中加速度記録の周波数スペクトル(U-D)

周波側にあり、最大加速度比のピーク値が大きくなっているものと思われる。

地中加速度の上下成分の周波数スペクトルの1例としてKA 78-04の周波数スペクトルを図-3.3に示す。この場合には周波数スペクトルのピークは2 Hz付近にある。さきに示したKA 78-04の法線直角方向および法線平行方向の地震動の周波数スペクトルと比べると、全体的には同じ周波数特性を示しているが、上下方向成分の周波数スペクトルのピークがわずかに高周波数側によっているようである。この傾向は他の9回の地震記録についても同様であった。

(2) プラットホーム上加速度の周期特性

ここでは、プラットホームのデッキ上の加速度記録から周波数スペクトルを求めて、プラットホームの応答加

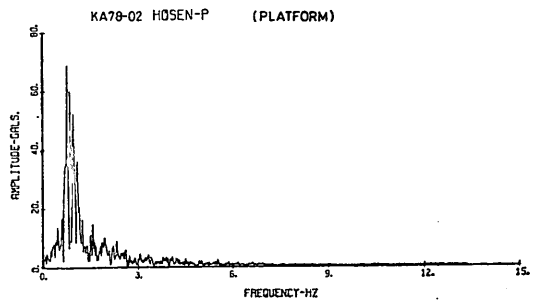
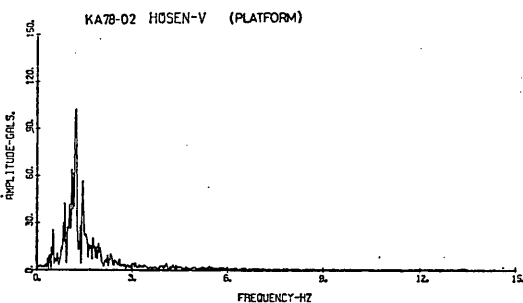
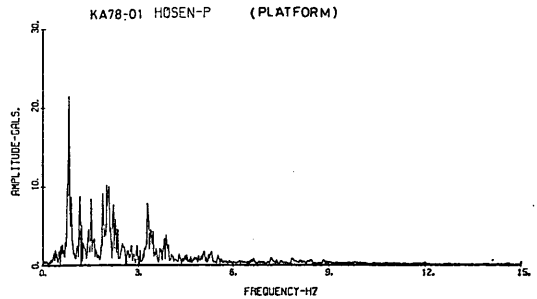
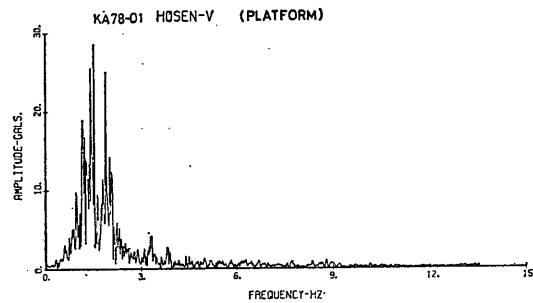


図-3.4 デッキ上加速度記録の周波数スペクトル (HOSEN-V, HOSEN-P)

組杭式プラットホームの地震応答観測と応答計算

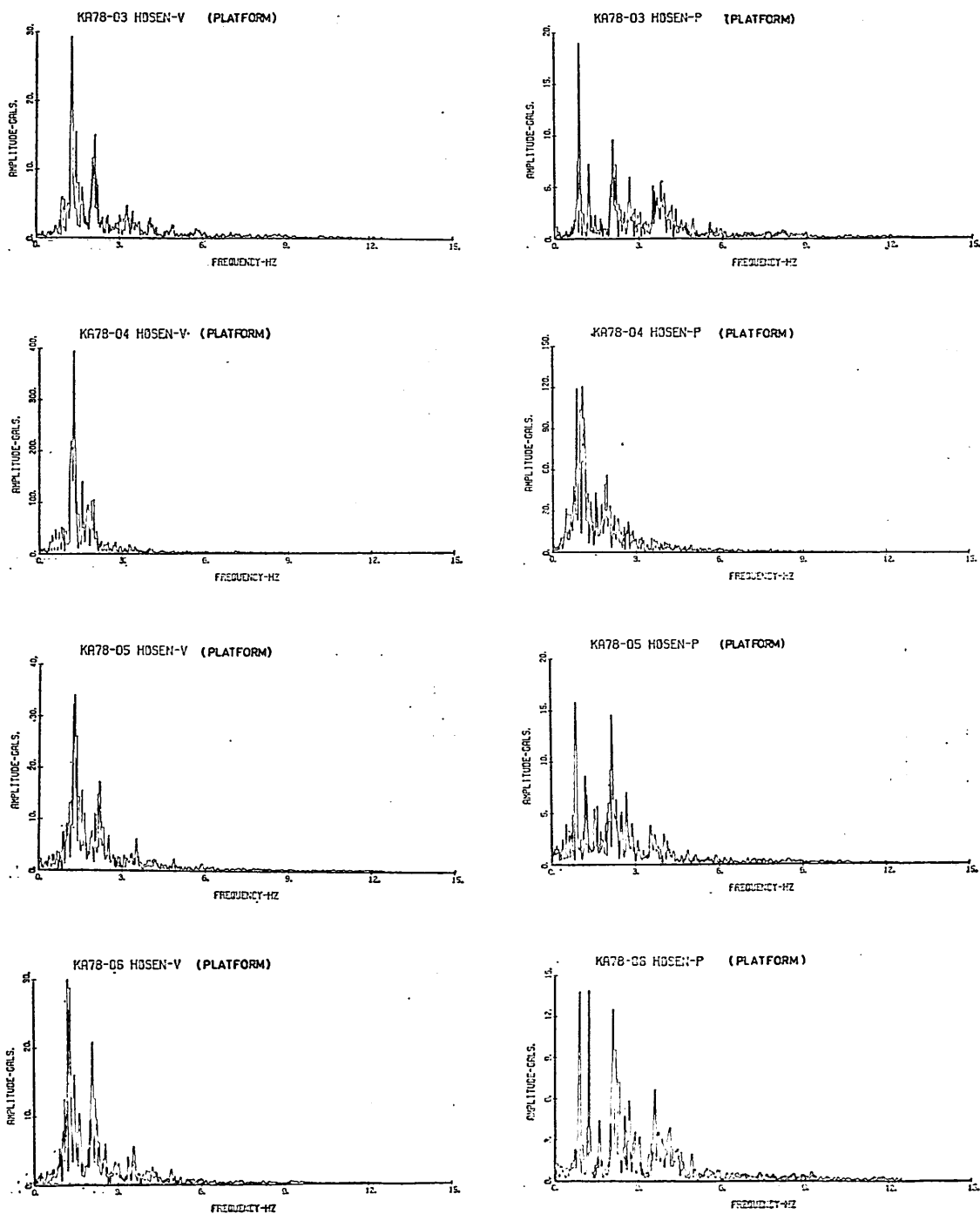


図-3.4 デッキ上加速度記録の周波数スペクトル (HOSEN-V, HOSEN-P)

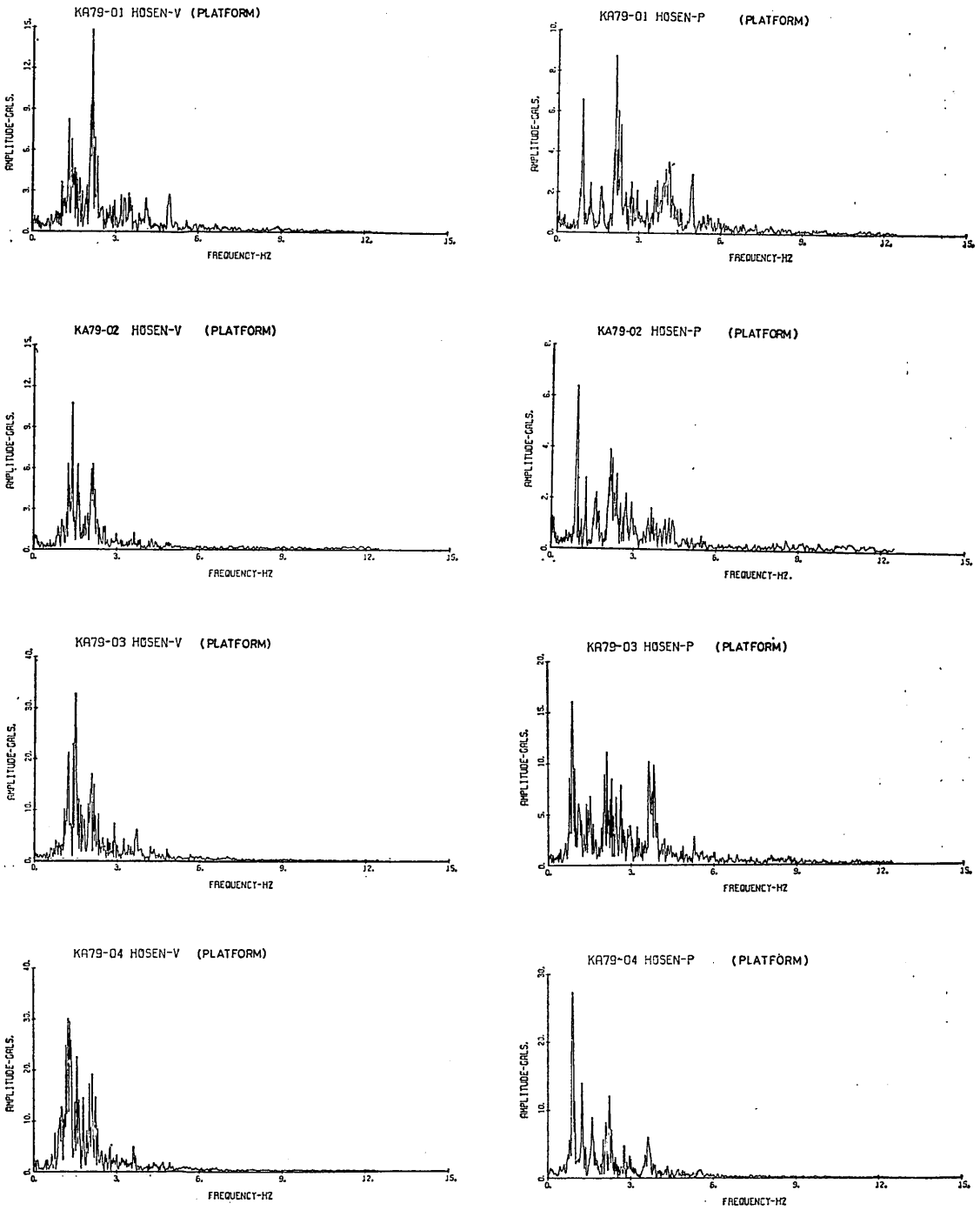


図-3.4 デッキ上加速度記録の周波数スペクトル (HOSEN-V, HOSEN-P)

速度波形の周波数特性を検討する。また、プラットホームの固有周期を概略推定し、次項に示す伝達関数を求める際のバンド幅を決めるものとする。

図-3.4は、法線直角方向および法線平行方向のプラットホームデッキ上の加速度記録の周波数スペクトルである。地中加速度記録が10回の地震でそれぞれ異なる卓越周波数を示していたのに対し、デッキ上の加速度記録の周波数スペクトルは地震によらずほぼ一定の卓越周波数を示している。つまり、法線直角方向では、周波数スペクトルのピークは、ほぼ1.2Hz付近にあるし、また、法線平行方向では、ほぼ0.9Hz付近にある。ただし、KA

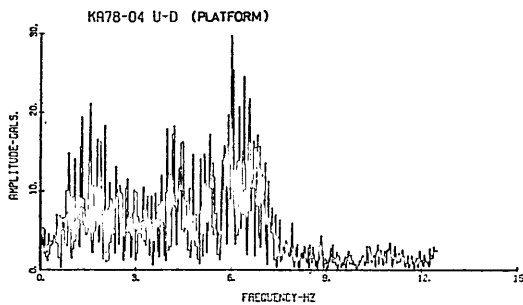


図-3.5 デッキ上加速度記録の周波数スペクトル (U-D)

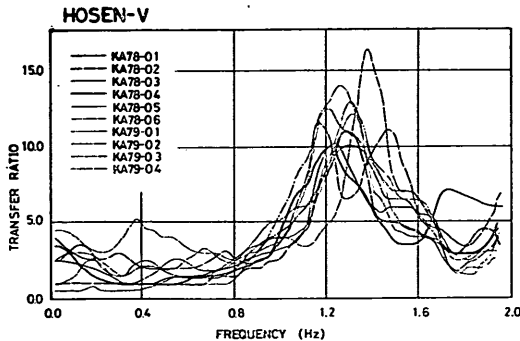


図-3.6 周波数伝達関数 (HOSEN-V)

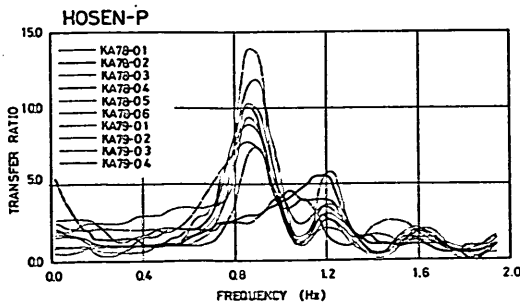


図-3.7 周波数伝達関数 (HOSEN-P)

79-01は、スペクトルのピークが法線直角方向および平行方向のいずれについても2.0Hz付近である。この場合には、入力地震波には1.0Hz前後の成分がほとんどなかったためと思われる。

つぎに、プラットホームデッキ上の上下方向の振動特性は、水平方向の振動特性とは異なっている。図-3.5にはデッキ上の上下方向の加速度記録から求めた周波数スペクトルを示すが、6Hz付近にピークがあらわれている。また、1.5Hz付近、4Hz付近にもピークがみられる。これを図-3.3に示した地中における上下方向の加速度記録の周波数スペクトルと比較すると、1.5Hz付近、4Hz付近の増幅率に比べて6Hz付近の増幅率が大きいので、上下方向については、6Hz付近がプラットホームの固有周波数であると思われる。

(3) 伝達関数

すでに示した周波数スペクトルによって、プラットホームデッキ上の地震応答記録の卓越周波数が明らかになったが、ここではプラットホームの固有周波数を周波数伝達関数を用いてより詳細に検討する。周波数伝達関数

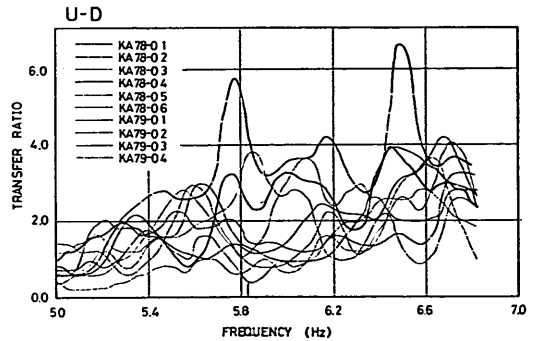


図-3.8 周波数伝達関数 (U-D)

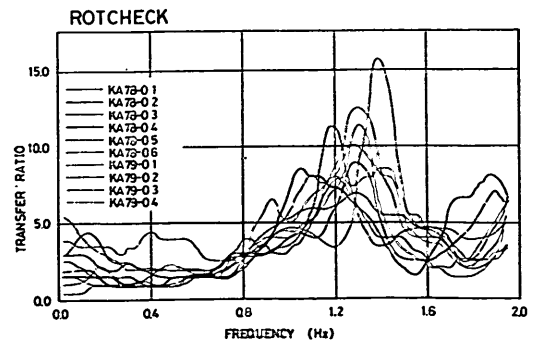


図-3.9 周波数伝達関数 (ROTCHECK)

は、それぞれの周波数成分について出力振幅と入力振幅との比で示す。つまり、プラットホームデッキ上の加速度振幅と地中加速度振幅との比である。

加速度記録の伝達関数を HOSEN-V, HOSEN-P, U-D, ROTCHECK 成分ごとに図示すると、図-3.6~3.9 のようになる。伝達関数を計算した周波数帯は固有周波数付近における増幅特性に注目するために HOSEN-V, HOSEN-P, ROTCHECK については、0~2 Hz とし、U-D については、5~7 Hz とした。これらは、いずれも、フーリエスペクトルより明らかとなったプラットホームデッキ上の加速度の卓越周波数から決めたものである。

図-3.6~図-3.9では、取得した10本の記録の伝達関数を同一図面上に重ねて描いている。伝達関数は、詳細にみれば、個々の記録ごとに多少の違いはあるが、周波数特性はほぼ同一とみることができる。図-3.6は、HOSEN-V の伝達関数であるが、これから周波数 1.2 Hz 前後の成分は、地中の加速度の10~16倍に増幅されていることが判る。しかし、それ以外の振動数成分については、2~5倍にしか増幅されていない。また、図-3.7は、HOSEN-P の伝達関数であるが、振動数 0.9 Hz 前後で倍率が8~14倍である。また、1.2 Hz 付近にも3~5倍程度の倍率を示すピークがみられ、さらに1.6 Hz 付近に

も2倍程度の倍率を示すピークがみられる。ただし、KA 78-02 と KA 78-04 では 0.9 Hz 付近ではピークがみられず、1.0~1.2 Hz 付近にピークがある。

図-3.8は上下方向成分の伝達関数である。上下方向に関しては、水平方向の加速度の伝達関数にみられるような顕著なピークは認められないが、6 Hz 付近にピークがある。また、倍率は、最大6程度である。

ROTCHECK の伝達関数を図-3.9に示す。ROTCHECK の伝達関数は、HOSEN-V 方向の伝達関数とはほぼ同一の周波数特性を示すが、HOSEN-V の伝達関数では、ピーク周波数は、ほぼ 1.2 Hz にありバラツキは小さいのに対し、ROTCHECK では、ややバラツキている。また、1.8 Hz 付近にもピークが生じている。

以上示した伝達関数は、プラットホーム上の地震計の加速度記録から直接求めたものである。したがって、この伝達関数には、プラットホームが回転振動して生ずる並進方向の加速度成分の影響が含まれていることになる。そこで、プラットホームの回転振動の影響を後に3.3で述べる方法で除去し、プラットホームの重心点に関する法線直角方向および法線平行方向の伝達関数を求めると図-3.10および図-3.11ようになる。このようにして求めた加速度の伝達関数を、地震計の加速度記録から直接求めた伝達関数と比較してみたところ、両者はほ

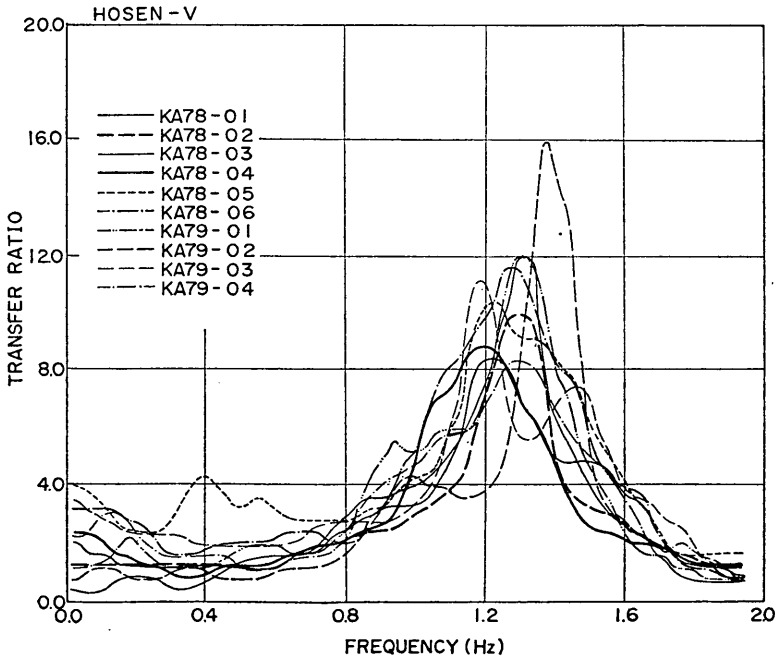


図-3.10 周波数伝達関数 (重心点, HOSEN-V)

組杭式プラットホームの地震応答観測と応答計算

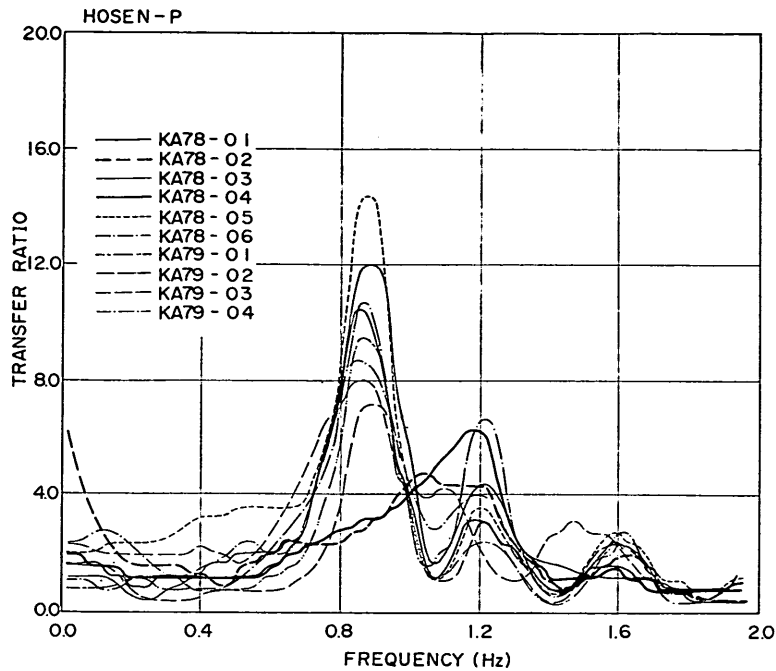


図-3.11 周波数伝達関数（重心点，HOSEN-P）

表-3.2 伝達関数の卓越周波数と伝達率

地震記録番号	HOSEN-V		HOSEN-P	
	卓越周波数 (Hz)	伝達率	卓越周波数 (Hz)	伝達率
KA 78-01	1.245	8.73	0.854	10.58
KA 78-02	1.318	10.14	1.050	5.19
KA 78-03	1.318	12.36	0.903	12.25
KA 78-04	1.221	8.91	1.196	6.63
KA 78-05	1.221	10.50	0.879	14.52
KA 78-06	1.270	11.91	0.879	11.11
KA 79-01	1.318	12.02	0.879	9.74
KA 79-02	1.392	16.35	0.903	7.58
KA 79-03	1.196	11.30	0.854	8.15
KA 79-04	1.318	8.51	0.879	9.13
平均	1.282	11.07	0.928	9.49

とんど同一の周波数特性をもっていることがわかった。したがって、回転振動の影響は比較的小さいものと思われる。

図-3.10および図-3.11に示した伝達関数の卓越周波数および卓越周波数における加速度の倍率を表-3.2に示す。これによると、法線直角方向の卓越周波数は1.196~1.392Hz(0.836s~0.718s)であり、その平均値は、1.28Hz(0.78s)である。また、卓越周波数における加速度の倍率は8.51~16.35倍でありその平均値は、11.1倍となっている。

一方、法線平行方向については、法線直角方向と異なる特性となっている。すなわち、法線直角方向では卓越周波数のバラツキは比較的小さかったのに対して、法線平行方向では、ややバラツキが大きくなっている。KA 78-02とKA 78-04を除く8回の記録の卓越周波数は0.854~0.903Hz(1.171~1.107s)とほぼ一定しているのに対し、KA 78-02では、1.050Hz(0.952s)、KA 78-04では、1.196Hz(0.836s)と卓越周波数が顕著に高くなっている。

図-3.12および図-3.13は、法線直角方向および法線平行方向についてデッキの変位と伝達関数のピーク周波数あるいは1質点モデルで考えた時のバネ定数の関係を示したものである。なお、ここで示したバネ定数は、伝達関数のピーク周波数をプラットホームの固有周波数とみなして求めたものである。これによると法線直角方向については、ピーク周波数は1.3Hz付近にあり、法線平行方向に比べてピーク周波数が高くなっている。図-2.3

で示したように組杭は法線直角方向および法線平行方向でそれぞれ2組使用されている。したがって、デッキの水平方向の剛性は法線直角方向と法線平行方向で同じはずである。しかしながら、法線直角方向については、連絡橋や送油配管を介して背後に送油配管用の橋脚があり、これらの施設の影響を受けて剛性が高まっているものと思われる。また、法線平行方向については、変位が大きくなるにしたがってピーク周波数が高くなるという

ルを用いて、ハーフパワー法⁹⁾によって求める。ハーフパワー法を用いる場合には、入力振動が白色雑音であることが条件である。先に述べたように地盤振動は、個々の地震で、ピーク周波数が異なる特性をもっているの、厳密には白色雑音であるとはいえない。しかし、KA 78-02 と KA 78-04 を除いては、地中加速度の周波数スペクトルは比較的広い周波数分布を示しているのて近似的に白色雑音として取扱うことにする。実際、ハーフパワー法は、地盤振動の減衰定数を求める方法として広く用いられている。

表-3.3 ハーフパワー法によって推定した減衰定数

	HOSEN-V	HOSEN-P
KA 78-01	0.040	0.035
KA 78-02	0.038	0.052
KA 78-03	0.029	0.040
KA 78-04	0.035	0.091
KA 78-05	0.059	0.042
KA 78-06	0.038	0.041
KA 79-01	0.028	0.040
KA 79-02	0.026	0.040
KA 79-03	0.029	0.042
KA 78-04	0.047	0.042

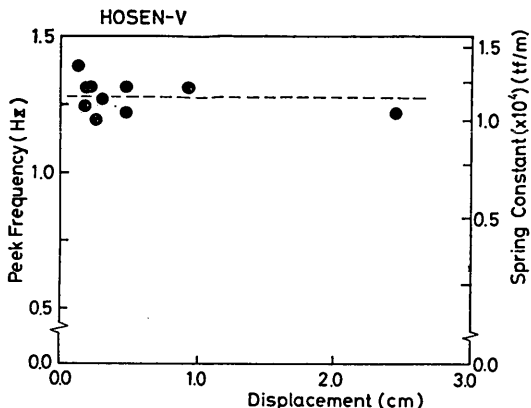


図-3.12 デッキ変位と卓越周波数の関係 (HOSEN-V)

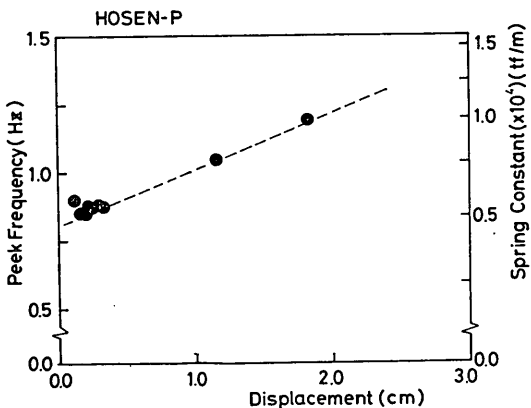


図-3.13 デッキ変位と卓越周波数の関係 (HOSEN-P)

表-3.3は、ハーフパワー法によって求めた減衰定数を各地震記録ごとに示したものである。これによると減衰定数は、法線直角方向で0.026~0.059、法線平行方向で0.035~0.091の範囲に分布している。そのうち、KA 78-03、KA 79-01、KA 79-02（これらは、いずれも3.1で示したグループCに分類される地震動である。）は、地中加速度のスペクトル帯域が広く、ホワイトノイズに近い性状を示すが、それらの減衰定数は法線直角方向で、それぞれ0.029、0.028、0.026、また、法線平行方向では0.040である。ハーフパワー法では、入力振動がホワイトノイズである方が精度良い結果を与えるので、ここでは、グループCの地震動から推定した結果を減衰定数として採用するものとする。したがって、今回観測したプラットホームの減衰定数は、法線直角方向でほぼ0.03、法線平行方向で、ほぼ0.04と推定する。

現象がみられる。すなわち、変位が0.2cm程度では、ピーク周波数が0.88Hzであるのに対して変位が1.16cm(KA 78-02)では1.05Hz、変位が1.82cm(KA 78-04)では1.20Hzとピーク周波数は高くなる傾向にある。この原因については、種々検討したが明らかにすることはできなかった。

3.2 減衰特性

本節では、プラットホームの減衰定数を推定することにする。プラットホームの減衰定数は、パワースペクト

3.3 回転振動特性

プラットホーム上には、2.2で述べたように回転振動を検出するために法線直角方向に2つの換振器を設置し

組杭式プラットホームの地震応答観測と応答計算

た。プラットホームデッキ上の水平面内の振動に着目すれば、回転中心位置に関する並進加速度（水平2成分）と回転角加速度は、法線直角方向の2成分（HOSEN-V, ROTCHECK）と法線平行方向の1成分（HOSEN-P）とから計算することができる。

プラットホーム回転中心位置の加速度（法線直角方向の並進加速度 \ddot{x}_0 、法線平行方向の並進加速度 \ddot{y}_0 、回転角加速度 $\ddot{\theta}_0$ ）とプラットホームのA点（オペレーションハウス内の加速度計の位置）の加速度（法線直角方向 \ddot{x}_1 、法線平行方向 \ddot{y}_1 ）とプラットホームのB点（回転振動検

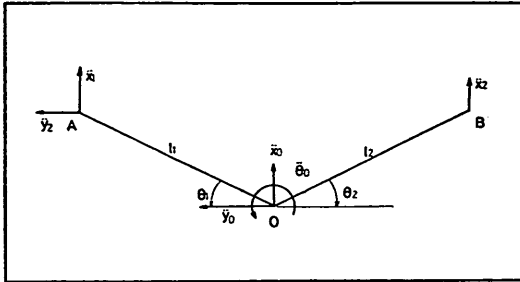


図-3.14 回転中心の加速度を計算するための座標系

出用の加速度計を配置した地点）の加速度（法線直角方向 \ddot{x}_2 ）の間には、以下のような関係がある。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{x}_1 &= \ddot{x}_0 - \ddot{\theta}_0 l_1 \cos \theta_1 \\ \ddot{y}_1 &= \ddot{y}_0 + \ddot{\theta}_0 l_1 \sin \theta_1 \\ \ddot{x}_2 &= \ddot{x}_0 + \ddot{\theta}_0 l_2 \sin \theta_2 \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

ここに、 $l_1, l_2, \theta_1, \theta_2$ は、図-3.14 に示すように、回転中心とA点またはB点との距離および角度を示す。ところで詳細にみれば、プラットホーム上の換振器は、プラットホームが回転することによって、その検出方向が法線に直角方向あるいは平行方向ではなくなり、厳密には、回転後の換振器方向の成分を検出していることになる。しかし、この検出方向の角度のずれは、ごく小さいと考えられるので、ここでは無視して取り扱う。

地震観測では、 $\ddot{x}_1, \ddot{y}_1, \ddot{x}_2$ の記録（それぞれプラットホーム上のHOSEN-V, HOSEN-P, ROTCHECK に対応する）を得ているから、回転中心における加速度 $\ddot{x}_0, \ddot{y}_0, \ddot{\theta}_0$ は式(3.2)で求まる。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{\theta}_0 &= -(\ddot{x}_1 - \ddot{x}_2) / (l_1 \cos \theta_1 + l_2 \cos \theta_2) \\ \ddot{x}_0 &= \ddot{x}_1 + \ddot{\theta}_0 l_1 \cos \theta_1 \\ \ddot{y}_0 &= \ddot{y}_1 - \ddot{\theta}_0 l_1 \sin \theta_1 \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

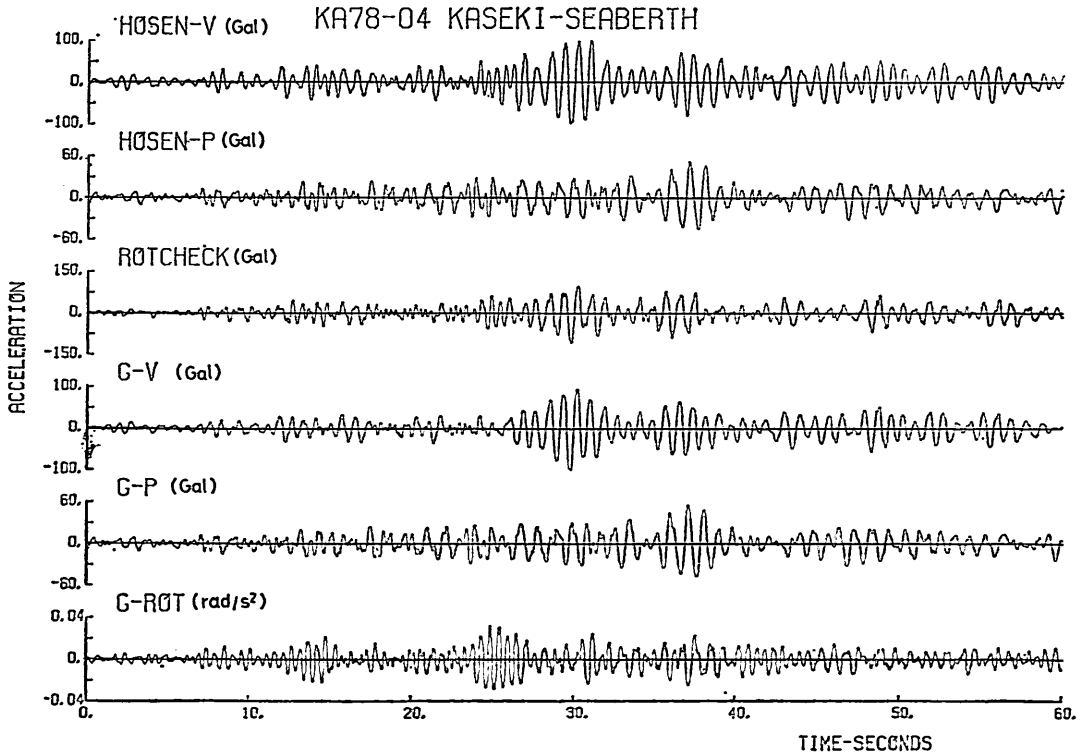


図-3.15 回転中心の加速度，角加速度波形（KA 78-04）

ここで観測したプラットホームについては、 $l_1=13.5$ m, $l_2=15.6$ m, $\theta_1=0.0643$ rad, $\theta_2=0.0749$ rad である。

図-3.15は、KA 78-04の記録を用いてプラットホーム回転中心に関する加速度を計算した例である。図に示す6本の波形のうち上から3本が観測記録であり、それぞれ、HOSEN-V, HOSEN-P, ROTCHECKの記録である。図-3.14の記号で示せば、それぞれ、 $\ddot{x}_1, \ddot{y}_1, \ddot{x}_2$ に相当する。それに続く3成分が式(3.2)によって求めた回転中心に関する並進成分の加速度および回転角加速度である。図-3.14の記号では、 $\ddot{x}_0, \ddot{y}_0, \ddot{\theta}_0$ に相当する。図-3.15をみると法線直角方向の2本の記録(HOSEN-VとROTCHECK)には、位相および波形の相違がみられ回転振動が存在していることを示している。計算の結果得られた回転振動の波形をみると、プラットホームはほぼ周期0.6秒の回転振動をしている。

表-3.4 回転中心における最大加速度，最大角加速度

	HOSEN-V (Gal)	HOSEN-P (Gal)	ROTATION (rad/s ²)
KA 78-01	7.31	7.56	0.00566
KA 78-02	30.6	28.1	0.0153
KA 78-03	6.83	7.87	0.00446
KA 78-04	99.3	57.0	0.0320
KA 78-05	15.2	6.90	0.00497
KA 78-06	11.0	7.86	0.00678
KA 79-01	5.24	4.58	0.00357
KA 79-02	2.94	3.97	0.00240
KA 79-03	9.28	6.60	0.00481
KA 79-04	13.3	7.41	0.00520

つぎに、プラットホームデッキの回転中心に関する最大加速度および最大角加速度を求める。表-3.4はこれを示したものである。デッキの最大角加速度は、KA 78-04に対して、 $0.0320(\text{rad/s}^2)$ でありこれを積分して求めた最大回転角は、 $2.9 \times 10^{-4}(\text{rad})$ である。プラットホームの回転中心から、デッキ端までの距離は、16.5mであるから、デッキ端での最大変位は0.44cmとなる。これはKA 78-04に対する法線直角方向(HOSEN-V)の最大変位2.44cm(固定パラメーター法による計算値※)、あるいは、1.82cm(パラメーター付フィルター法による計算値※)に対して18~24%に相当する。また、

※) 加速度から変位を求める計算について3.4はでふれる。

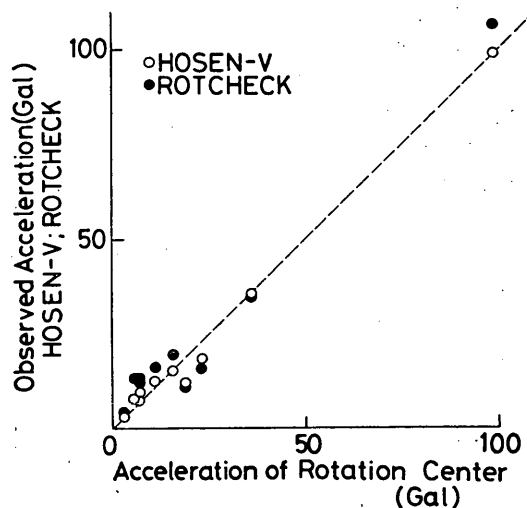


図-3.16 回転中心における加速度と観測点における加速度 (HOSEN-V)

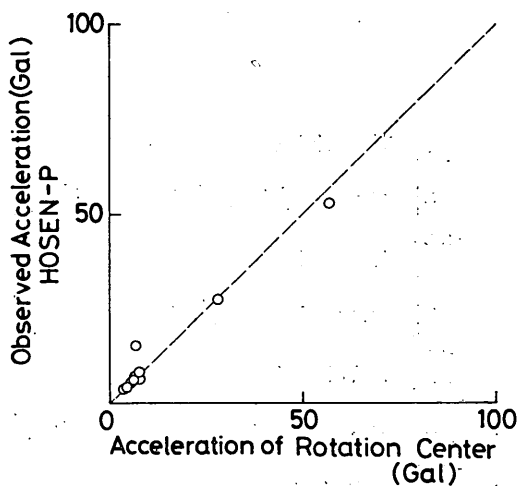


図-3.17 回転中心における加速度と観測点における加速度 (HOSEN-P)

ROTCHECKについては、それぞれ2.56cmおよび1.87cmであるから17~24%である。

つぎに回転中心の最大加速度と観測点の最大加速度の関係を図-3.16および図-3.17に示す。図-3.16は、回転中心の法線直角方向の最大加速度とHOSEN-VおよびROTCHECKの最大加速度の関係を示したものである。また、図-3.17は、回転中心の法線平行方向の最大加速度とHOSEN-Pの最大加速度の関係を示したものである。これらの図をみると、プラットホームの回転中心の最大加速度と地震計の設置点の最大加速度との差は

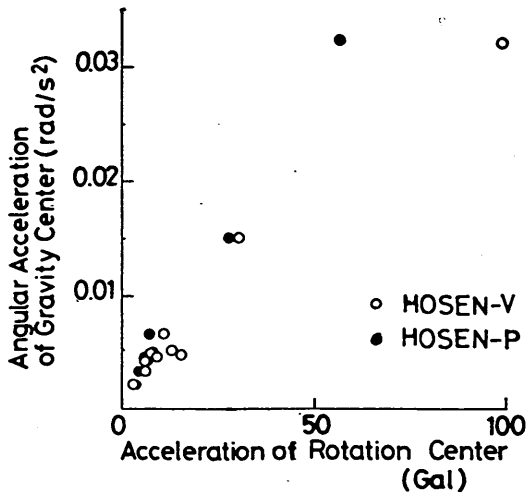


図-3.18 回転中心における加速度と回転角加速度の関係

10%以下である。

回転振動が発生する原因は、杭の配置がデッキ重心に関して非対称であること、デッキ上の上載構造物（オペレーションハウス、ローディングアーム）が重心に対して非対称であるためにデッキの重心と杭による抵抗中心が一致しないことなどである。そこで、回転中心の法線直角方向および法線平行方向の最大加速度と回転成分の最大角加速度の関係を調べてみることにする。図-3.18に示すように最大角加速度は法線直角方向あるいは法線平行方向いずれの成分ともほぼ直線的な対応関係にある。したがって、法線直角あるいは法線平行方向のいずれかの成分が回転振動に大きな影響を及ぼしているものと思われるが、これまでの検討では、その影響の大きさを明確にすることができない。

以上のようにプラットホームのデッキの振動には、並進成分のほかに回転振動成分が含まれていることが確認された。しかし、ここで測定された回転振動成分はあまり大きくなかったため、近似的には回転振動を無視して計算を行ってもよいが、より非対称な構造のプラットホームについては3次元的なモデルを用いて地震応答計算を行うのがよいと思われる。

3.4 地盤およびデッキの速度および変位

地盤およびプラットホームデッキの速度および変位は、加速度から数値積分して求めた。その際、積分により計器のノイズおよび読み取りによる誤差が増幅されるので、あらかじめこれらの誤差をできるだけ除去する必要がある。ここでは、その方法として、固定フィルター法(Fixed filter method)およびパラメーター付フィル

ター法(Variable filter method)を用いた⁶⁾。いずれの方法でも積分しようとする加速度波形の周波数成分のうち、誤差の混入している可能性の大きい低周波側と高周波側の成分を一定の基準で低減させ、積分を行うものである。パラメーター付フィルター法では、低減する低周波数帯域を波形の周波数特性に応じて変化させるが、固定フィルターでは、低減する周波数帯域を波形の周波数特性にかかわらず一定としてある。なお、これらの方法では、地震計の感度が、低周波側と高周波側で落ちる

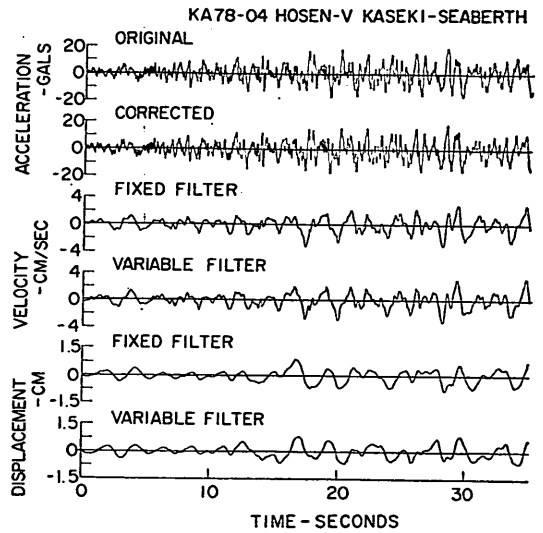


図-3.19 積分波形(地中, HOSEN-V)

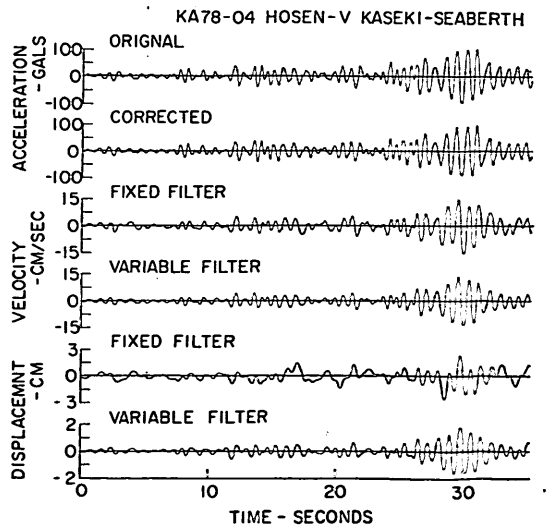


図-3.20 積分波形(デッキ上, HOSEN-V)

表-3.5 最大速度

記録番号	地 中 速 度						プ ラ ッ ト ホ ー ム 速 度							
	HOSEN-V		HOSEN-P		U-D		HOSEN-V		HOSEN-P		U-D		ROTCHECK	
	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)	(II)
KA 78-01	0.35	0.32	0.33	0.30	0.42	0.41	1.06	1.04	0.83	0.85	0.37	0.36	1.00	1.03
KA 78-02	1.86	1.75	1.75	1.55	2.17	1.78	4.46	4.43	4.93	4.48	1.06	1.13	4.70	4.56
KA 78-03	0.43	0.43	0.40	0.31	0.35	0.36	0.81	0.74	0.47	0.44	0.39	0.36	0.89	0.92
KA 78-04	3.67	3.25	3.93	4.30	3.35	3.60	15.0	13.1	7.61	6.40	2.03	1.35	16.1	12.8
KA 78-05	0.34	0.34	0.40	0.36	0.49	0.46	1.96	1.69	0.76	0.72	0.41	0.38	2.63	2.18
KA 78-06	0.33	0.33	0.47	0.45	0.47	0.42	1.41	1.21	0.69	0.58	0.44	0.46	0.14	0.13
KA 79-01	0.17	0.15	0.21	0.17	0.24	0.27	0.54	0.38	0.38	0.33	0.25	0.19	0.65	0.57
KA 79-02	0.16	0.21	0.38	0.27	0.18	0.16	0.34	0.37	0.27	0.23	0.21	0.22	0.40	0.36
KA 79-03	0.29	0.34	0.30	0.31	0.38	0.37	1.27	1.28	0.63	0.68	0.37	0.32	0.90	0.89
KA 79-04	0.36	0.36	0.47	0.37	0.44	0.36	1.97	1.97	0.97	1.03	0.35	0.40	1.51	1.66

単位 cm/s, (I): 固定フィルター法で計算したもの
(II): パラメーター付フィルター法で計算したもの

表-3.6 最大変位

記録番号	地 中 変 位						プ ラ ッ ト ホ ー ム 変 位							
	HOSEN-V		HOSEN-P		U-D		HOSEN-V		HOSEN-P		U-D		ROTCHECK	
	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)	(II)
KA 78-01	0.08	0.06	0.11	0.04	0.09	0.07	0.18	0.14	0.17	0.15	0.10	0.06	0.21	0.13
KA 78-02	0.38	0.39	0.46	0.47	0.84	0.79	0.93	0.67	1.16	1.10	0.51	0.35	0.96	0.82
KA 78-03	0.20	0.06	0.14	0.06	0.09	0.03	0.21	0.16	0.12	0.08	0.10	0.05	0.17	0.11
KA 78-04	1.17	1.08	1.29	1.07	1.66	1.54	2.44	1.82	1.82	0.95	0.90	0.16	2.56	1.87
KA 78-05	0.08	0.04	0.11	0.07	0.15	0.07	0.48	0.50	0.30	0.17	0.33	0.24	0.49	0.48
KA 78-06	0.06	0.06	0.21	0.17	0.23	0.10	0.31	0.30	0.26	0.14	0.12	0.07	0.39	0.35
KA 79-01	0.13	0.04	0.10	0.07	0.12	0.06	0.19	0.09	0.13	0.08	0.14	0.07	0.22	0.11
KA 79-02	0.10	0.08	0.11	0.09	0.14	0.07	0.13	0.09	0.12	0.07	0.14	0.10	0.15	0.09
KA 79-03	0.09	0.03	0.07	0.03	0.08	0.03	0.26	0.12	0.21	0.10	0.16	0.02	0.23	0.09
KA 79-04	0.14	0.06	0.15	0.08	0.14	0.07	0.48	0.41	0.32	0.34	0.22	0.33	0.37	0.51

単位 cm, (I): 固定フィルター法で計算したもの
(II): パラメーター付フィルター法で計算したもの

ことを考慮し、周波数特性を補正し、加速度波形を可能な限り実際の加速度波形に近づける操作が組込まれている。

固定フィルター法およびパラメーター付フィルター法を用いて求めた変位および速度の波形の一例を 図-3.19 および 図-3.20 に示す。図-3.19 および 図-3.20 は、そ

れぞれ KA 78-04 の地中およびプラットホームデッキ上の HOSEN-V 方向の速度および変位の波形である。なお、積分に際しては、前記のように感度特性を考慮して修正した加速度記録を用いている。図-3.19、図-3.20において修正前の加速度記録は ORIGINAL、修正後の加速度記録は CORRECTED と付記しているものである。

このようにして求めた最大速度、最大変位を表-3.5、3.6に示す。表中で (I) と表示したものは、固定フィルター法を用いて計算した速度および変位であり、(II) と表示したものは、パラメーター付フィルター法を用いて計算した速度および変位である。それぞれの方法によって求めた速度については、ほぼ一致しているが、変位についてはかなり異なり、固定フィルター法で計算した値がパラメーター付フィルター法で計算した値の3倍程度になっている場合もある。

3.5 プラットホームの振動特性のまとめ

観測記録より推定されるプラットホームの振動特性は以下のとおりである。

(1) 伝達関数から求めたプラットホームの固有周期は、法線直角方向で0.78s、法線平行方向で1.14sであった。また、上下方向の振動の固有周期は0.15sであった。

(2) 法線直角方向の固有周期が法線平行方向の固有周期に比べて短くなっている原因は、法線直角方向については送油配管で周辺施設と連結されており、剛性が高くなっているためであると思われる。

(3) 法線平行方向では、プラットホームの変位が大きくなるにしたがって固有周期が短くなる傾向がみられた。これは、プラットホームが連絡橋や送油配管によって周辺の施設と連結されているための影響と思われる。

(4) プラットホームの減衰定数は、法線直角方向で0.03、法線平行方向で0.04であった。

(5) プラットホームデッキの振動には、回転振動成分が含まれている。しかし、この量は無視し得るものであった。

4. 地震応答計算

4.1 地震応答計算の方法と目的

本章では、組杭式プラットホームの地震応答計算を質点モデルで行う方法について検討を加える。質点モデルには1質点モデルと多質点モデルがある。1質点モデルは取り扱いが容易なモデルである。しかしながら、プラットホームの振動モードを計算することができない。したがって取扱が容易なモデルではあるが、プラットホームの振動を詳細に検討する場合には適当でない。これに

対して、多質点モデルは、プラットホームを多数の質点によってモデル化したものであるから、プラットホーム全体の振動モードを計算することができ、振動現象をより詳細に検討することができる。

本章では、シーバースのローディングプラットホームの1質点モデルおよび多質点モデルによる地震応答計算結果の比較をおこなうことにする。地震応答計算をおこなう際には、杭の付加質量、バネ定数、減衰定数などを決めなければならない。特に、減衰定数は理論解析が困難なので実験値あるいは実測値などを参考にして決めなければならない。しかし、これまで組杭式のプラットホームについては、減衰定数の実測例がない。本報告では、組杭式プラットホームでの地震応答観測記録が得られたので、プラットホームの固有周期および応答加速度の実測値を計算値と比較することによって杭の付加質量係数、構造系のバネ定数、減衰定数などについて検討することとする。また、シーバースのローディングプラットホームは、連絡橋や送油配管によって周辺の施設と連結されている。したがって、プラットホームはこれら周辺の施設の影響を受けて振動する。本章では、この様な場合のモデル化と計算についても述べる。

4.2 1質点モデルによる地震応答計算

(1) 1質点モデルの概要

a) 1自由度モデル

この方法は、組杭式プラットホームを等価1質点モデルに置換える方法である。この場合の運動方程式は、式(4.1)で与えられる。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{\phi} \quad (4.1)$$

ここに、 M : 等価1質点系の質量

C : 等価1質点系の減衰係数

($C=2h\sqrt{MK}$, h : 減衰定数)

K : 等価1質点系のバネ定数

\ddot{x} : 構造物と地盤の相対加速度

\dot{x} : 構造物と地盤の相対速度

x : 構造物と地盤の相対変位

$\ddot{\phi}$: 地盤の加速度

b) 剛体モデル (3自由度モデル)

つぎのような3自由度剛体モデルを想定すると、プラットホームデッキの回転量を計算することができる。

図-4.1はモデルの概略を示すものである。図-4.1において、 G : 重心、 R : 反力の中心、 O : 回転中心である。バネ K については、 x 方向の変位に対するバネ定数 K_x 、 y 方向の変位に対するバネ定数 K_y 、回転中心 O まわりの回転に対するバネ定数 K_θ にそれぞれ分解される。もし回転によって生ずる x 方向、 y 方向の慣性力が小さく、

x 方向変位, y 方向変位によるそれぞれの方向の慣性力に対して無視しうるとすると運動方程式は, 式(4.2)~(4.4)のようになる。

$$M\ddot{x} + C_x\dot{x} + K_x x = -M\ddot{\phi}_x \quad (4.2)$$

$$M\ddot{y} + C_y\dot{y} + K_y y = -M\ddot{\phi}_y \quad (4.3)$$

$$I\ddot{\theta} + C_\theta\dot{\theta} + K_x l x \sin \beta + K_y l y \cos \beta = -MI \sin \beta \ddot{\phi}_x - MI \cos \beta \ddot{\phi}_y \quad (4.4)$$

ここに, M : 等価1質点系の質量

I : デッキの慣性モーメント

C_x, C_y, C_θ : 減衰係数

$\ddot{\phi}_x, \ddot{\phi}_y$: 地盤の加速度

β : G (重心)と R (反力の中心)を結ぶ線が x 軸となす角度, 回転によって生ずる β の変化は無視するものとする。

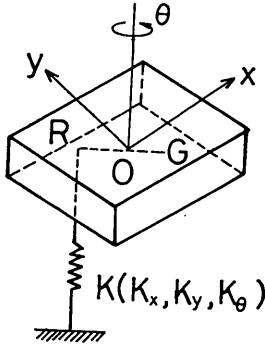


図-4.1 1質点剛体モデル

なお, 力の作用関係を図示すると図-4.2のようになる。実際には, 回転によって x 方向および y 方向に反力が生ずるが, これは小さいので無視すると, 式(4.2)および式(4.3)は独立に解け, その結果より式(4.4)から回転量が求められる。

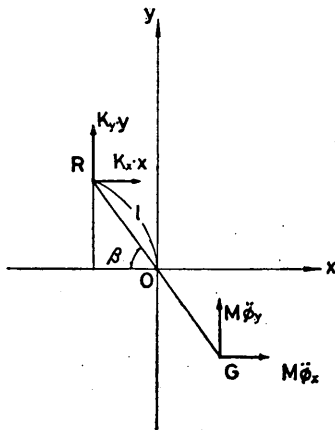


図-4.2 力の作用関係

観測対象としたプラットホームの回転振動については, 観測値を解析した結果, 回転振動の影響は, 高々10%程度であることが確認された。したがって, 式(4.2)~(4.4)を用いた応答計算例については, 本報告の中では示していない。

(2) 1質点モデルに用いる質量の求め方

a) 付加質量

水中で振動する構造物は水による抵抗を受ける。水による抵抗は, 構造物の振動の加速度に比例する力と速度に比例する力とに分離して考えることができる。前者は水中であたかも物体の質量が増加したものとして取り扱うと便利である。したがって, この水による抵抗増加を付加質量とし, 近似的に空気中の構造物の振動問題に置換するものとする。また速度に比例する抵抗増加は減衰力として働くので, これについては減衰定数として取り扱うものとする。

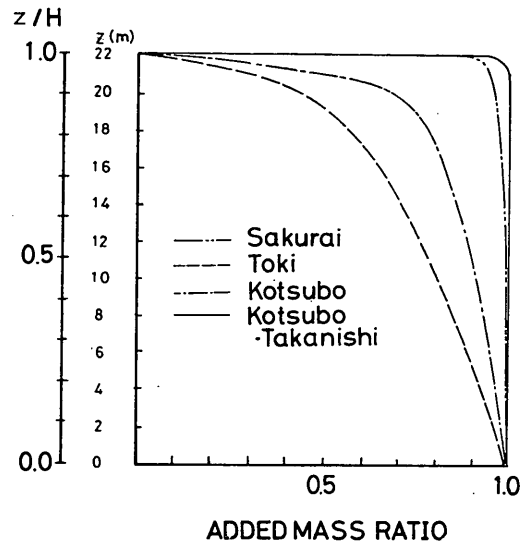


図-4.3 付加質量の鉛直分布(剛体振動)

水中にある円柱の地震時の付加質量に関する理論は, 深さ方向に付加質量が変化することを考慮した3次元理論と, 深さ方向の変化を無視した2次元理論とに分けられる。また, 3次元理論は, 円柱の弾性振動を考慮した理論と, 単に剛体運動のみを行うと考える理論とに分かれる。

水中で剛体振動する単円柱に対する水の付加質量係数は, 桜井¹⁰⁾, 小坪・高西¹¹⁾などによって3次元的な厳密解が求められている。しかしながらそれらの式では数値計算が複雑であるので, 水の付加質量係数の深さ方向の分布を示す近似式が, 桜井¹⁰⁾, 土岐¹²⁾, 小

坪・高西¹³⁾らによって提案されている。今回対象としたプラットホームについて各提案式による付加質量係数を計算すると図-4.3のようになる。小坪・高西の式によると、杭直径と水深との比が0.1以下になると付加質量係数の分布は、各水深に対してほぼ1.0となる。また、桜井の式でも、ほぼ1.0となる。

また、ここで対象としたプラットホームのように杭の直径が杭長に比べて相対的に小さなものについては曲げ振動を考慮する必要がある。単円柱が曲げ振動する時の付加質量の理論式は、桜井¹⁰⁾、後藤・土岐¹¹⁾、小坪・高西¹³⁾らが求めている。小坪・高西らの計算例によれば、図-4.4に示すように杭の直径と杭長との比が小さくなるにしたがって、杭の水深方向の付加質量分布が一様分布となり、付加質量係数がほぼ1.0となることが示されて

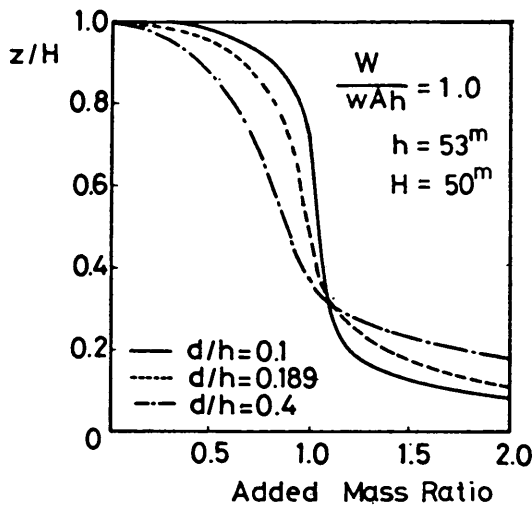


図-4.4 付加質量の鉛直分布 (曲げ振動)

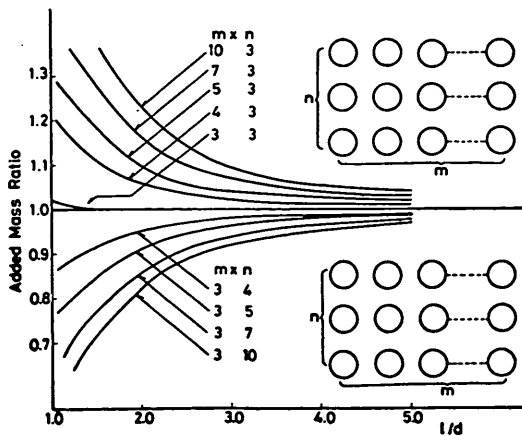


図-4.5 群杭の干渉効果 (小坪・高西による)

いる。

さらに、小坪・高西¹³⁾は、2次元理論で格子状に配置された円柱の中心間隔と直径の比が、付加質量係数に及ぼす影響を検討している。観測対象としたプラットホームでは、杭の中心間隔のうち最小のものは、3.75mであり、中心間隔と直径との比は4.61である。杭の配置は格子状ではないが、近似的に5×3の格子状配置と考えることができる。そこで、小坪・高西が示した図-4.5からプラットホームの法線直角方向と法線平行方向の付加質量係数を読み取ると1.014および0.986となる。したがって、この程度の差異であれば、杭相互間の付加質量に対する干渉効果は無視してもよいと思われる。また、小坪・高西¹³⁾らは、曲げ振動する円柱群の干渉効果についても、2次元理論の結果を近似的に準用できるとしている。したがって、杭間隔が杭直径の3~4倍であるときには、群杭の干渉効果は無視しても良いと思われる。

以上の検討の結果水中の杭に対する付加質量係数は、観測対象としたプラットホームの杭に対しては、1.0としてよいと思われる。

b) 1質点モデルの頭部換算質量

杭質量が頭部質量に対して無視できず、しかも付加質量を考慮しなければならない場合については、杭質量が固有周期に及ぼす影響を無視することができない。その場合には杭質量を頭部換算質量として杭頭部の質量に加える。杭質量の頭部換算係数 κ は、直杭で水平方向地盤反力係数 k_h が一定の時、式(4.5)で示される¹⁰⁾。

$$\kappa = \frac{105(3+6\lambda+7\lambda^2+5\lambda^3)+13(21+7\lambda+\lambda^2)\lambda^4}{35[(1+\lambda)^3+2]^2} \quad (4.5)$$

ここに、 $\lambda = \beta h$, $\beta = \sqrt{\frac{Bk_h}{4EI}}$, h : くいの上長 (杭頭の海底面からの高さ), B : 杭幅

式(4.5)は、杭のたわみ曲線をチャンの式で与えエネルギー法⁹⁾によって求めたものである。換算係数 κ を計算すると表-4.1のようになる。

表-4.1 頭部換算係数

βh	κ
0	1
1	0.7377
2	0.5717
4	0.4686
8	0.4186
∞	13/35

(3) 1質点モデルのパネ定数

等価1質点系のパネ定数は、直杭および斜杭の杭頭バ

表-4.2 横方向地盤反力係数と1質点モデルのバネ定数

横方向地盤反力係数 $k_h(\text{kgf/cm}^2)$	バネ定数 (tf/m)
1.0	5,401.4
2.0	5,404.2
3.0	5,405.7
4.0	5,406.8
5.0	5,407.5
6.0	5,408.1

バネ定数を合成して求めるものとする。沢口・宮本¹⁷⁾は、組杭構造の場合にも、杭の曲げモーメントによるたわみの影響が無視できないことを示している。したがって、ここでは斜杭についても曲げモーメントによるたわみを考慮してバネ定数を算定することにする。

観測したプラットホームは、直杭が10本、斜杭が8本であるが、法線平行方向あるいは法線直角方向のうち1のつの振動方向に注目すれば、直杭が14本、斜め組杭2組の構造である。(図-2.3 参照) 杭頭バネ定数は横方向の地盤反力係数 k_h を 1.0~6.0kgf/cm² の間で変化させて求めると表-4.2のようになる。斜め組杭構造の場合、組杭のバネ定数がかなり大きく構造物全体の水平方向のバネ定数の大部分を占める。また、地盤反力係数が多少変化したとしてもその変化が杭頭バネ定数に与える影響

は小さい。

なお、シーバースのローディングプラットホームのように連絡橋や送油配管によって周辺の構造物と連結している場合には、それらの施設の影響を考慮してバネ定数を設定しなければならない。その場合のバネ定数は、式(4.6)で計算する。

$$K' = \left(\frac{T'}{T}\right)^2 \cdot K \quad (4.6)$$

ここで、 K' : 周辺施設を考慮した場合の換算バネ定数、 K : 1質点モデルによるバネ定数(周辺施設の影響を考慮しない場合)、 T' : 連成振動モデルによる固有周期、 T : 1質点モデルによる固有周期である。

連成振動モデルによる固有周期の求め方については、4.4で述べるものとする。

(4) 1質点モデルにおける減衰定数

a) 模型実験による減衰定数の評価

水中を振動する円筒の減衰定数は岡本・加藤・伯野¹⁸⁾、後藤・土岐¹⁴⁾、小坪・高西¹⁵⁾、R.W. Clough¹⁹⁾などが実験によって求めている。それらの実験の結果得られた減衰定数は表-4.3にとりまとめた。

b) 現地観測による減衰定数の評価

有脚式の構造物で減衰定数を測定した例としては次のようなものがある。直杭栈橋における減衰定数の測定例としては、次の2例がある^{20), 21), 22)}。

林らは、静岡県清水港で模型鋼杭栈橋の振動実験を行っている。実験に使用したドルフィンには外径508mm、

表-4.3 模型実験による減衰定数

実験者	模型	減衰定数	
岡本, 加藤, 伯野	真ちゅう製円筒 (直径19mm, 長さ1,000mm)	気中	0.022
		水中	0.044
後藤, 土岐	メタアクリル酸樹脂製円筒 (外径76mm, 内径70mm, 長さ1,000mm)	水中	0.086
小坪, 高西	塩化ビニール製チューブ (直径21.4mm, 長さ200mm) 干渉効果を調べる実験 2, 4, 6, 9本柱 $l/d=1.4, 1.8, 2.8, 3.75$	気中	ほぼ0.0
		水中	0.015~0.027
R.W. Clough	アルミニウム製 直径1½インチ, 3インチ	(剛体の振動実験)	
		水中	0.010 (1½インチ)
		水中	0.006 (3インチ)
		(曲げ振動実験)	
水中	1次モード	0.016 (3インチ)	
	2次モード	0.045 (3インチ)	

厚さ 9 mm, 全長 21m, 根入長 10.45m の鋼管直杭 4 本とそれらに支えられたコンクリート床版から構成される。自由振動実験の結果得られた減衰定数は一連の実験でバラツキがあるが、その大部分は $k=0.02\sim 0.03$ の範囲である。また、花村²³⁾らは、水深 33~41m の沖繩 CTS シーバースにおいて波が静穏な時に船による衝突を与えて自由減衰振動を発生させ減衰定数の測定を行った。測定の結果、三脚ドルフィン（杭直径 2.3m, 水中部長 33.5 m, 杭間隔 11.5m）については、固有周期 1.47s, 減衰定数 0.068 であった。

ジャケツト式構造物の減衰定数の測定例としては次の 2 例がある。花村²³⁾らは沖繩 CTS シーバースのローディングプラットホームで自由振動実験を行い、法線直角方向で固有周期 0.74s, 減衰定数 0.072, 法線平行方向で固有周期 0.64s, 減衰定数 0.064 であった。また、倉田²⁴⁾らは阿賀沖プラットホームの波による微動時の振動を測定し、その周波数スペクトルからハーフパワー法によって固有周期と減衰定数を推定した。その測定値は法線直角方向で固有周期 1.52s, 減衰定数 0.059, 法線平行方向で固有周期 1.43s, 減衰定数 0.054 である。

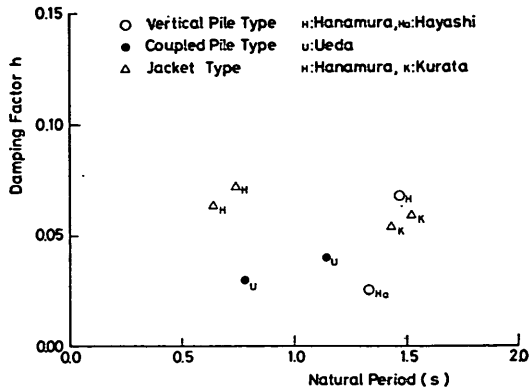


図-4.6 減衰定数の観測値

c) 地震応答計算に用いる減衰定数

筆者らが、地震応答観測結果から求めた減衰定数は法線直角方向で 0.03, 法線平行方向で 0.04 であった。本報告に示す地震応答計算では、地震応答観測結果より得られた減衰定数を用いるものとする。

参考のため、各種プラットホームで測定された減衰定数を、その構造物の固有周期との関係で示すと、図-4.6 のようになる。測定例が数少ないので、明確な関係は、見い出せないが、固有周期が長い構造物の方が、やや減衰定数の大きいこと、および、ジャケツト構造物は、他の構造形式に比べると、減衰定数が大きいことなどがわかる。

模型実験は、一般に頭部重量のない円柱模型で行なっているため、その結果をそのまま実際構造物の減衰定数として用いるには問題があるが、今回観測した組杭式プラットホームの杭径杭長比 0.020 にはほぼ近い、岡本・加藤・伯野の実験¹⁹⁾（杭径杭長比 0.019）による減衰定数は 0.044 であり、筆者らの減衰定数の観測値にかなり近い。実際には、減衰定数は、杭径と杭長の比や、構造物の固有周期などによって変化するものと思われるが、組杭式プラットホームの場合には、実測結果から判断して 0.03 程度をとっておけばよいものと思われる。なお、減衰定数と地震応答計算結果との関係については 4.5(2) で触れる。

(5) 1 質点モデルにおける入力地震動

1 質点モデルにおいては、どの深さの地震動を入力地震動とするかが問題となる。地盤の加速度は鉛直方向に分布しており、入力位置によって加速度の振幅が異なるからである。1 質点モデルの場合には、杭の仮想固定点位置で入力するのがよいと思われる。

本報告では、地中地震計を設置した位置は、すでに示したように杭の仮想固定点にはほぼ相当する位置であった。したがって、地中地震計で取得された地震動をそのまま入力地震動とすることとした。

4.3 多質点モデルによる地震応答計算

(1) 多質点モデルの概要

多質点モデルでは、プラットホームを幾つかの質点に分割する。この場合、地盤と構造物を分離してモデル化する。杭を支持している地盤の質量は、プラットホームの杭の質量に比べてはるかに大きいので、杭の振動が地盤の振動に及ぼす影響は無視しうるものとする。このような場合には、地盤の振動モデルと構造物の振動を切り離してモデル化してもよいと思われる。ここでは Penzien^{25), 26)} のモデル化と同様に次のようにプラットホームをモデル化する。

①全体のモデル化

- a. 構造物と地盤は、互いに独立にモデル化する。
- b. 地盤モデルは、せん断型多質点モデルとする。
- c. プラットホームは、3次元多質点モデルとする。
- d. 地盤と構造物の相互作用を考慮するものとする。

②地盤のモデル化

- a. 地盤振動の解析は、一方向ごとに行う。二方向の地震動を考慮する場合は、それぞれの結果を重ね合わせるものとする。
- b. 地盤の各層の質量を上側境界面と下側境界面に集中させた質点にモデル化し、せん断変形に対する剛性はバネにモデル化する。地盤全体はこれらの質点

がバネで結合された多質点モデルとする。

c. 地盤のせん断バネは線形とする。

③ プラットホームのモデル化について

a. 構造物の部材は3次元はり(梁)構造とする。

b. 質量はランプトマス (lamped mass※) あるいは
コンシステントマス (consistent mass※) によって、
質点として与える。

c. デッキのように、他の部材に比べて剛性が大きい
ものについては、剛体としてモデル化する。

d. はり(梁)の荷重変形特性は線形とする。

④ 地盤と構造物の相互作用

a. 地盤の振動は、構造物の振動による影響を受けないものとする。

b. 地盤の振動は、地盤反力バネを介して構造物に伝達されるものとする。

以上のような考え方でモデル化された多質点モデルの運動方程式は式(4.7)で表わされる。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = P_i \quad (4.7)$$

ここに、 M : 質量マトリックス

C : 減衰マトリックス

K : 剛性マトリックス

\ddot{x} : 構造物と地盤の相対加速度ベクトル

\dot{x} : 構造物と地盤の相対速度ベクトル

x : 構造物と地盤の相対変位ベクトル

P_i : 荷重ベクトル

$$P_i = -M\ddot{\phi}$$

$\ddot{\phi}$: モデルの境界面の入力加速度

以上のようなモデル化を概念的に示すと図-4.7のようになる。なお、地盤およびプラットホームのモデル化については、あとで詳述する。

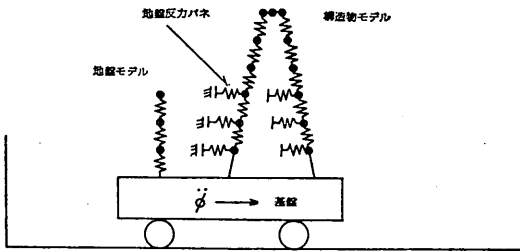


図-4.7 多質点モデルの概念図

(2) 地盤のモデル化

a) 地盤の質量の決め方

地盤のモデル化に当っては、単位断面積の土柱に着目する。さらに、数値解析を行うために土柱を力学的に等価な質点モデルとする。すなわち、土柱を幾つかの層に分割して土のせん断変形のみに着目して、せん断型多質点系モデルに置きかえる。分割された各土層の質量は質点に分配され、せん断型多質点モデルの各質点に対応させる。なお、層の分割にあたっては、土質条件(特に層の単位体積重量やせん断弾性係数)を考慮するものとする。

b) 地盤のバネ定数の決め方

i 番目の層のせん断バネのバネ定数 K_i は、フックの法則により i 番目の層の土のせん断弾性係数 G_i と層厚 l_i とから式(4.8)によって求める。

$$K_i = G_i / l_i \quad (4.8)$$

このプラットホーム付近の地盤については、土のせん断弾性係数は実測されていないので、 N 値を用いた経験式より計算することとした。

砂質土でかつ微小ひずみの時のせん断弾性係数 G の経験式には次のようなものがある。その1つは、せん断弾性係数 G と N 値が定数 a, b を介して式(4.9)のような関係で示されるものである。

$$G = aN^b (\text{tf/m}^2) \quad (4.9)$$

表-4.4 せん断弾性係数の推定式のパラメータ

γ : 土の単位体積重量

a の 値	b の 値	提 案 者
1,000	0.78	今井・吉村 (1970)
1,220	0.62	大場・鳥海 (1970)
1,390	0.72	大田ほか (1972)
1,200	0.80	大崎・岩崎 (1973)
1,580	0.668	原ほか (1974)
822.86 γ	0.681	今井ほか (1976)

定数 a, b については表-4.4 に示すような値が提案されている。

今1つはS波の伝播速度からせん断弾性係数を決める方法で、今井²⁷⁾らは、 N 値とS波の伝播速度のデータから次の実験式を提案している。

$$V_s = 89.8N^{0.341} \quad (4.10)$$

せん断弾性係数 G とS波の伝播速度 V_s との関係は、式(4.11)である。

$$G = \rho V_s^2 \quad (4.11)$$

したがって、式(4.10)は、式(4.12)のように書き換え

※) ランプトマスとは集中質量に換算して質量マトリックスを作る方法によって作られた質量、コンシステントマスとはエネルギー原理に基づいて質量マトリックスを作る方法によって作られた質量

られる。

$$G=822.86\gamma N^{0.651} \quad (4.12)$$

ここに、 ρ : 地盤の密度、 $\rho=\gamma/g$ 、 γ : 土の単位体積重量である。

式(4.9)あるいは式(4.12)で求められるせん断弾性係数は、かなり幅のある値である。したがって、ここでは、きわめて大胆ではあるが、せん断弾性係数としてこれらの平均値を用いることとした。

c) 地盤の減衰定数のとり方

地盤の減衰定数はひずみの大小によって大きな影響を受ける。ここでは、地盤の減衰定数は Seed²³⁾によって与えられている関係を用いて求めた(図-4.8参照)。

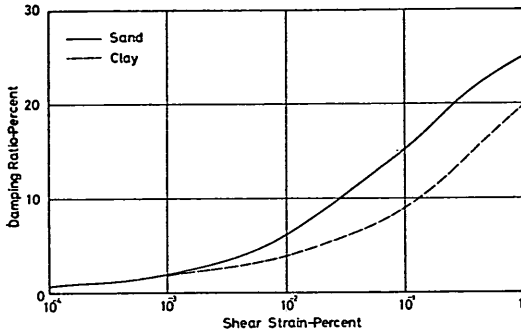


図-4.8 土の減衰定数 (Seedによる)

(3) プラットホームのモデル化

a) 質量マトリックスの決め方

プラットホームのモデル化では、構造物の質量を幾つかの質点に集中させる。海中の杭部分については、水による付加質量を各質点に対して加えるものとする。付加質量は「4.2(2)a) 付加質量」のところで説明したように、水深方向に一樣に1.0とし、各質点に対して集中質量で与えるものとする。

また、土中部の杭については、排除した土の質量と等しい質量を付加質量とする。

プラットホームのデッキの剛性は杭の剛性に比べてはるかに大きいので、デッキは質点には分割せず、剛体とする。

b) 多質点モデルの剛性マトリックス

多質点モデルの剛性マトリックスは、杭部材の剛性マトリックスと地盤反力バネによる剛性マトリックスから組み立てられる。

杭部材の要素剛性マトリックス \bar{K} は部材長 l 、断面積 A 、ヤング率 E 、せん断弾性係数 G 、 y 軸まわりの断面2次モーメント I_y 、 z 軸まわりの断面2次モーメント I_z 、 x 軸まわりの断面2次モーメント J によって式(4.13)

~(4.17)のようにあらわされる。

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} \bar{K}_{ii} & \bar{K}_{ij} \\ \bar{K}_{ji} & \bar{K}_{jj} \end{bmatrix} \quad (4.13)$$

$$\bar{K}_{ii} = \begin{bmatrix} EA/l & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 12EI_x/l^3 & 0 & 0 & 0 & 6EI_x/l^2 \\ 0 & 0 & 12EI_y/l^3 & 0 & -6EI_y/l^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & GJ/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -6EI_y/l^2 & 0 & 4EI_y/l & 0 \\ 0 & 6EI_x/l^2 & 0 & 0 & 0 & 4EI_x/l \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

$$\bar{K}_{ij} = \begin{bmatrix} -EA/l & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -12EI_x/l^3 & 0 & 0 & 0 & 6EI_x/l^2 \\ 0 & 0 & -12EI_y/l^3 & 0 & -6EI_y/l^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -GJ/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 6EI_y/l^2 & 0 & 2EI_y/l & 0 \\ 0 & -6EI_x/l^2 & 0 & 0 & 0 & 2EI_x/l \end{bmatrix} \quad (4.15)$$

$$\bar{K}_{ji} = \begin{bmatrix} -EA/l & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -12EI_x/l^3 & 0 & 0 & 0 & -6EI_x/l^2 \\ 0 & 0 & -12EI_y/l^3 & 0 & 6EI_y/l^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -GJ/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -6EI_y/l^2 & 0 & 2EI_y/l & 0 \\ 0 & 6EI_x/l^2 & 0 & 0 & 0 & 2EI_x/l \end{bmatrix} \quad (4.16)$$

$$\bar{K}_{jj} = \begin{bmatrix} EA/l & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 12EI_x/l^3 & 0 & 0 & 0 & -6EI_x/l^2 \\ 0 & 0 & 12EI_y/l^3 & 0 & 6EI_y/l^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & GJ/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 6EI_y/l^2 & 0 & 4EI_y/l & 0 \\ 0 & -6EI_x/l^2 & 0 & 0 & 0 & 4EI_x/l \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

また、地盤反力バネは地中部の杭の各質点ごとにも与える。地盤反力バネ定数は、横方向地盤反力係数に杭幅および層厚をかけて求める。

$$K_s = k_h B' = k_h B l_t \quad (4.18)$$

k_h : 水平方向地盤反力係数 (kgf/cm³)

B' : 杭の投影面積 (cm²)

l_t : 層厚 (cm)

B : 杭幅 (cm)

横方向地盤反力係数 k_h と N 値との間には図-4.9に示す関係がある¹⁷⁾。図-4.9によると N 値と k_h の関係にはかなりの幅がある。しかしながら、多質点モデルの場合についても、横方向地盤反力係数の大小がプラットホームの固有周期に及ぼす影響は小さいので、横方向地盤反力係数として平均的な値をとり、 $k_h=0.15N$ (kgf/cm³)

とする。

c) 多質点モデルの減衰マトリックス

多質点モデルでは、減衰はマトリックスの形で入力しなければならない。減衰のメカニズムは複雑であり、理論的に取り扱うのは困難である。とくに、大水深のプラットフォームでは、減衰の要因として、構造物周囲の流体の粘性、土の粘性および構造物部材の内部摩擦等が考えられる。これらの個々の要因が構造物全体の減衰に寄与する度合を観測記録から分離して評価することはほとんど不可能なことである。

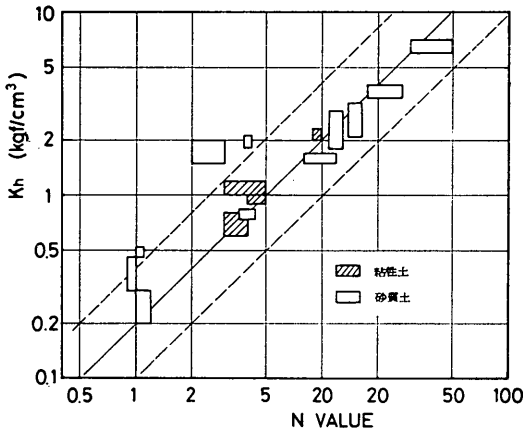


図-4.9 N値と横方向地盤反力係数の関係

減衰のうち流体や土の粘性によるものは粘性減衰(viscous damping)、構造物自体の内部摩擦によるものは構造減衰(structural damping)と呼ばれる²⁹⁾。粘性減衰力は各質点の速度そのものに比例する力であるが、構造減衰力は各質点間のはり部材のひずみ速度に比例する力である。また、粘性減衰のマトリックスは質量マトリックスと相似であり、構造減衰マトリックスは剛性マトリックスと相似である。したがって、このような性質を利用すると質量マトリックス[M]と剛性マトリックス[K]の各々に係数をかけたものを粘性減衰マトリックス[C_v]および構造減衰マトリックス[C_s]とすることができる。以上の考え方を式であらわせれば、式(4.19)となる。

$$\left. \begin{aligned} [C_v] &= a[M] \\ [C_s] &= b[K] \\ [C] &= [C_v] + [C_s] = a[M] + b[K] \end{aligned} \right\} \quad (4.19)$$

ここに、a, bは定数であるが、r次モードの固有角周波数ω_rとr次モードの減衰定数h_rとは式(4.20)のような関係にある。

$$2h_r \omega_r = a + b\omega_r^2 \quad (4.20)$$

この方法による減衰はRayleighダンピングあるいは比例減衰と呼ばれ振動問題ではしばしば用いられるものである。

さて、構造物の自由振動では、低次モードの運動が卓越することを考えて、1次モードにおける角周波数ω₁、減衰定数h₁、2次モードにおける角周波数ω₂、減衰定数h₂などを式(4.20)に代入して得られる。連立方程式(4.21)を解くとa, bはそれぞれ式(4.22)のようになる。

$$\left. \begin{aligned} 2h_1 \omega_1 &= a + b\omega_1^2 \\ 2h_2 \omega_2 &= a + b\omega_2^2 \end{aligned} \right\} \quad (4.21)$$

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{2\omega_1 \omega_2 (h_2 \omega_1 - h_1 \omega_2)}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \\ b &= \frac{2(h_1 \omega_1 - h_2 \omega_2)}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \end{aligned} \right\} \quad (4.22)$$

また、1次モードの角周波数ω₁、減衰定数h₁のみを用いて求める場合には、a, bは式(4.23)のようになる。

$$\left. \begin{aligned} a &= \omega_1 h_1 \\ b &= h_1 / \omega_1 \end{aligned} \right\} \quad (4.23)$$

なお、ここで対象とした組杭式プラットフォームの1次モードの固有角周波数および1次モードの減衰定数は法線直角方向で、8.006rad/s, 0.03、法線平行方向で、5.52rad/s, 0.04である。

(4) 入力地震動のとり方

以上示した多質点モデルは、地盤モデルと構造物モデルとからなっている。したがって、入力地震動に対して地盤の振動を計算し、しかるのちに、地盤の振動が地盤反力バネを介して構造物に伝達されていくという構成になっている。地盤の振動を計算するにあたっては入力地震動は基盤面に入ってくるというモデルをたてるのが一般的であると思われる³⁰⁾。

対象地盤については、基盤面を想定するに十分な土質柱状図、N値のデータがなかったので、海底面下35mを仮想的に基盤面とし、地震波を入力した。

4.4 周辺施設の影響の考慮

シーバースのローディングプラットフォームは送油配管や連絡橋によってプレッシングドルフィンや送油配管用の橋脚に連結している。したがって、プラットフォームの振動は、それらの周辺施設の影響を受けている。ここでは、周辺施設の影響を考慮した応答計算モデルについて述べる。

ローディングプラットフォームおよび周辺施設(プレッシングドルフィンや送油配管用の橋脚)からなる連成振動系を図-4.10に示すように2質点の連成振動系で考える。図-4.10に示す記号の意味はそれぞれ以下に示す

とおりである。

- ϕ_a : 質点1を支持する地点Aの変位
- ϕ_b : 質点2を支持する地点Bの変位
- m_1 : 質点1 (ローディングプラットフォーム) の質量
- z_1 : 質点1の変位
- m_2 : 質点2 (周辺施設) の質量
- z_2 : 質点2の変位
- k_1 : 質点1の地盤に対するバネ定数
- k_2 : 質点1と質点2との間のバネ定数
- k_3 : 質点2の地盤に対するバネ定数

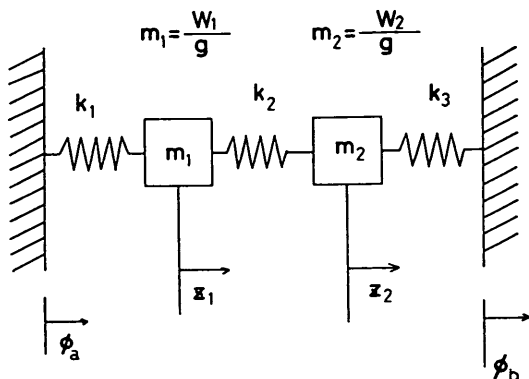


図-4.10 連成振動モデル

この2質点連成振動系の振動方程式は式(4.24)で示される。

$$\begin{cases} m_1 \ddot{z}_1 + k_1(z_1 - \phi_a) - k_2(z_2 - z_1) = 0 \\ m_2 \ddot{z}_2 + k_2(z_2 - z_1) - k_3(\phi_b - z_2) = 0 \end{cases} \quad (4.24)$$

ここで、地点Aが ϕ_a なる変位を行った場合の質点1の変位を z_{1a} 、質点2の変位を z_{2a} とし、地点Bが ϕ_b なる変位を行った場合の質点1の変位を z_{1b} 、質点2の変位を z_{2b} とすると式(4.24)は式(4.25)のように書き換えられる。

$$\begin{cases} m_1 \ddot{y}_1 + k_1 y_1 - k_2(y_2 - y_1) = -m_1(\ddot{z}_{1a} + \ddot{z}_{1b}) \\ m_2 \ddot{y}_2 + k_2(y_2 - y_1) + k_3 y_2 = -m_2(\ddot{z}_{2a} + \ddot{z}_{2b}) \end{cases} \quad (4.25)$$

ただし、

$$\begin{cases} \ddot{z}_{1a} + \ddot{z}_{1b} = \frac{(1/k_2 + 1/k_3)\ddot{\phi}_a + (1/k_1)\ddot{\phi}_b}{1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_3} \\ \ddot{z}_{2a} + \ddot{z}_{2b} = \frac{(1/k_3)\ddot{\phi}_a + (1/k_1 + 1/k_2)\ddot{\phi}_b}{1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_3} \end{cases} \quad (4.26)$$

特別な場合として、地点A、地点Bの加速度が同一の場合については、 $\ddot{\phi}_a = \ddot{\phi}_b = \ddot{\phi}$ として、式(4.26)は式(4.27)のようになる。

$$\begin{cases} \ddot{z}_{1a} + \ddot{z}_{1b} = \ddot{\phi} \\ \ddot{z}_{2a} + \ddot{z}_{2b} = \ddot{\phi} \end{cases} \quad (4.27)$$

したがって振動方程式(4.25)は式(4.28)のようになる。

$$\begin{cases} m_1 \ddot{y}_1 + k_1 y_1 - k_2(y_2 - y_1) = -m_1 \ddot{\phi} \\ m_2 \ddot{y}_2 + k_2(y_2 - y_1) + k_3 y_2 = -m_2 \ddot{\phi} \end{cases} \quad (4.28)$$

このとき、連成振動系の固有周期は式(4.29)より求められる。

$$n^4 - \frac{k_{11}m_2 + k_{22}m_1}{m_1m_2}n^2 + \frac{k_{11}k_{22} - k_{12}k_{21}}{m_1m_2} = 0 \quad (4.29)$$

$$\begin{cases} T_1 = 2\pi/n_1 \\ T_2 = 2\pi/n_2 \end{cases} \quad (4.30)$$

なお、 n_1, n_2 は式(4.29)の根で、 $k_{11} \sim k_{22}$ は式(4.31)である。

$$[K] = \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 + k_3 \end{pmatrix} \quad (4.31)$$

さて、観測対象構造物を例に周辺施設の影響を検討してみる。ローディングプラットフォームおよび送油配管用の橋脚の質量およびバネ定数は以下のものである。

ローディングプラットフォーム

$$m_1 = 1,727/9.8 = 176.22 \text{tf} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^2 \text{ (付加質量を含む)}$$

$$k_1 = 5,406 \text{tf/m}$$

送油配管用橋脚

$$m_2 = 445/9.8 = 45.41 \text{tf} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^2 \text{ (付加質量を含む)}$$

$$k_3 = 8,565 \text{tf/m}$$

また、ローディングプラットフォームと送油配管用橋脚間のパイプラインと連絡橋のバネ定数を $k_2 = 0 \sim \infty \text{tf/m}$ と変化させると、連成振動系の固有周期は図-4.11のように変化する。すなわち、連成振動を考慮しない場合の固有周期は1.134sであるが、送油配管のバネ定数を考慮すると固有周期は短くなり、ローディングプラットフォームと送油配管用橋脚の間が完全に剛結されていると考えると固有周期は0.791sとなる。これに対して固有周期の実測値は、法線平行方向では、1.138s、法線直角方向では0.780sであった。したがって、法線直角方向については送油配管用橋脚の影響を考慮して応答計算を行う必要がある。

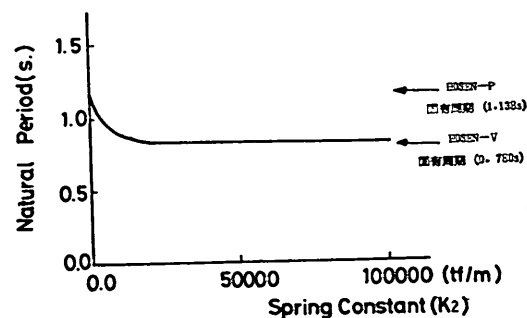


図-4.11 2質点間の剛性と固有周期の変化

4.5 1 質点モデルと多質点モデルの比較

本節では、観測地震波を用いて、1 質点モデルおよび多質点モデルによる地震応答計算を行う。地震応答計算は、まず、ローディングプラットフォームが周辺の施設との相互影響がないとした場合について行う。次に、法線直角方向については周辺施設の影響を考慮し、地震応答計算を行う。1 質点モデルおよび多質点モデルによる地震応答計算結果は、加速度、速度、変位の最大値、加速度波形および伝達関数によって地震応答観測結果と比較するものとする。

(1) 周辺施設の影響を考慮しない応答計算

(a) 計算モデル

1 質点モデルは、4.2 で示した手順により、杭の質量および付加質量を頭部質量に換算し、頭部換算質量を1,727 tf、バネ定数を $k_h=3.0\text{kgf/cm}^3$ ($k_h=0.15\text{N}$) より5,405.7 tf/m とした。

多質点モデルは、計算機の容量を考慮して、構造の特性を失なわないように配慮しながら、組杭3組(斜杭6本)および直杭2本によって構造物をモデル化する。部材の断面定数は、数本の杭をまとめたものについては、まとめた杭本数の断面積、断面2次モーメントを有するものとする。また、地盤反力バネ定数は横方向地盤反力係数を $k_h=3.0\text{kgf/cm}^3$ として式(4.18)より求めた。図-4.12 はプラットフォームを質点系に分割したモデルである。

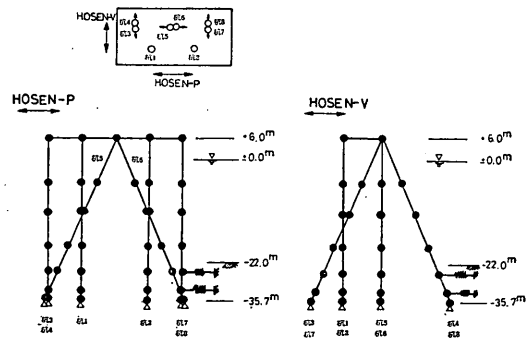


図-4.12 組杭式プラットフォームの多質点系へのモデル化

(b) 固有周期

1 質点モデルの固有周期は1.134sである。これは、法線平行方向の実測固有周期(1.138s)とほぼ一致する。一方法線直角方向については実測固有周期は0.780sであったので計算固有周期は実測固有周期よりかなり長

い。これは、シーバースのローディングプラットフォームが送油配管等で連結され、実際には剛性が高くなっているのにこれを考慮していないためである。この点については、次節で検討する。

図-4.13 は多質点モデルによる振動モードを示したものである。振動モードは、大きな変形を生ずる杭2本について示した。すなわち1次~3次モードでは杭番号1および杭番号2、4次モードでは杭番号3および杭番号4である。1次モードおよび2次モードの形状は、ほぼ同じであるが、振動方向のみが異なる。他の杭の振動モードについても、図に示した杭とほぼ同様である。図-4.13には、各杭の振動方向についても示した。ただし、振動方向は、杭先端から高さ33mの点におけるものである。1次モードと2次モードでは、振動方向が異なる。また、3次モードは、プラットフォームに回転が生ずるモードであり、4次モードは、組杭が水平に開くような形状のモードとなっている。

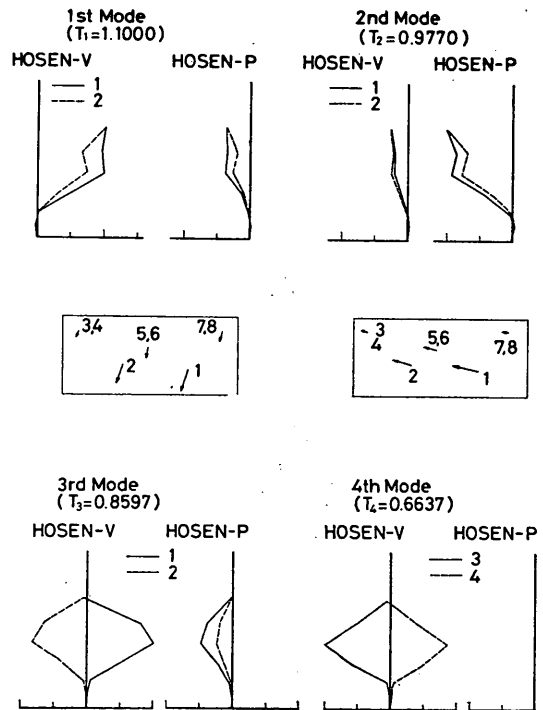


図-4.13 多質点モデルの振動モード

組杭式プラットホームの地震応答観測と応答計算

(c) 加速度, 速度, 変位

1 質点モデルについては全観測記録を対象に地震応答計算を行った。多質点モデルについては, 法線直角方向については KA 78-02, KA 78-04, KA 78-05 の 3 記録について, 法線平行方向については, KA 78-02, KA 78-04 の 2 記録について地震応答計算を行った。地震応答計算に際しては 1 質点モデルについては, 減衰定数を法線直角方向では 0.03, 法線平行方向では 0.04 とした。また, 多質点モデルでは, 式 (4.22) より質量マトリックスおよび剛性マトリックスに対する比例定数 a, b を求めた。比例定数の値は法線直角方向の地震応答計算では $a=0.171, b=0.00525$ とし, 法線平行方向の地震応答計算では $a=0.228, b=0.00703$ とした。

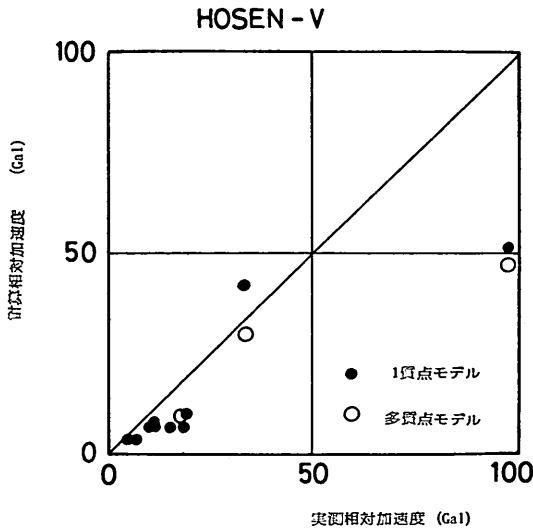


図-4.14 実測値と計算値 (HOSEN-V, 相対加速度)

図-4.14~4.16 に法線直角方向に対する 応答計算結果と観測結果の対比を示す。1 質点モデルおよび多質点モデルによる 法線直角方向に対する 計算結果は, とくに KA 78-02 および KA 78-04 で観測結果と大きく異なる。これは, 計算固有周期が実測固有周期と異なるためである。とくに KA 78-04 については 相対加速度, 相対速度, 相対変位とも計算値は実測値のはぼ 1/2 である。したがって, 法線直角方向の 応答計算に際しては, 周辺の施設の影を考慮して計算しなければならない。

図-4.17~4.19 に法線平行方向に対する 応答計算結果と観測結果の対比を示す。図-4.17 は相対加速度の計算値と観測値の対比を示す。加速度が小さな地震に対しては, 計算値と観測値の対応がよいが, 加速度の大きな KA 78-02 と KA 78-04 の場合について, 1 質点モデルに対する計算値が観測値よりも大きくなっている。KA 78

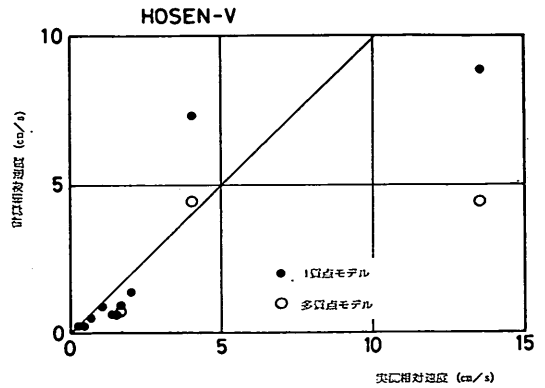


図-4.15 実測値と計算値 (HOSEN-V, 相対速度)

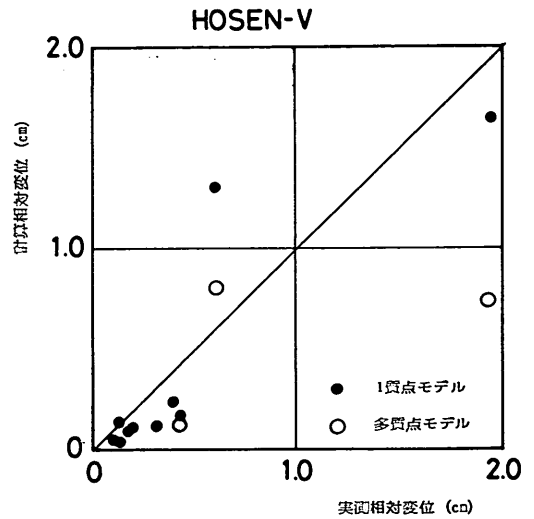


図-4.16 実測値と計算値 (HOSEN-V, 相対変位)

-02 や KA 78-04 では, 法線平行方向の固有周期がやや短くなっているが, 計算はやや長めの周期で行ったため, 計算値が観測値よりも大きくなったものと思われる。相対速度および相対変位については, 1 質点モデルでは, KA 78-02 および KA 78-04 については, 計算値が観測値よりもかなり大きくなっている。これらについても, KA 78-02 あるいは KA 78-04 の記録では, 固有周期が短くなっているためである。この原因について, 送油配管等の影を考慮して検討してみたが, 明らかにすることができなかった。

(2) 周辺施設の影を考慮した地震応答計算

(a) 周辺施設の影を考慮した固有周期

周辺施設の影を考慮しない場合については法線直角方向の固有周期の計算値と観測値は一致せず, また地震応答計算結果も観測結果と異なった。したがって, こ

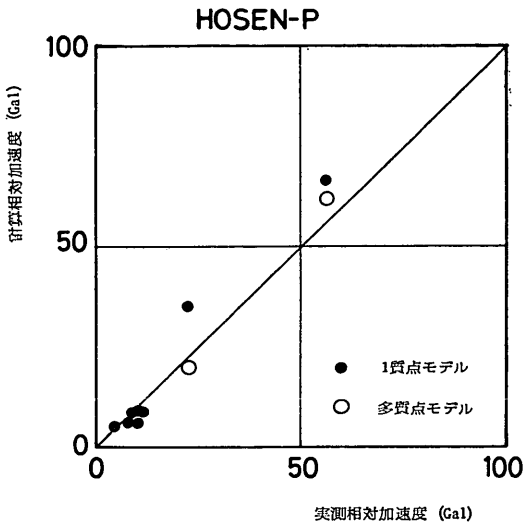


図-4.17 実測値と計算値 (HOSEN-P, 相対加速度)

では周辺施設の影響を考慮して再度地震応答計算を行うものとする。

ローディングプラットフォームと送油配管の支持橋脚の間は、送油配管および連絡橋によって結合されている。このうち連絡橋は可動柵となっているので、この影響を考慮せず、送油配管による影響のみを考慮することにする。送油配管はそれぞれ外径965.2mm(肉厚11.9mm)、外径1,066.8mm(肉厚11.1mm)である。したがって、送油配管の剛性から式(4.32)でバネ定数を計算すると46,270tf/mとなる。

$$k_2 = \frac{E \cdot A}{l} \quad (4.32)$$

したがって式(4.28)~(4.30)を用いれば法線直角方向の計算固有周期は、0.811sとなる。したがって1質点系のバネ定数は、式(4.32)を用いて次のように修正するものとする。

$$\begin{aligned} K' &= \left(\frac{T'}{T''}\right)^2 \cdot K \\ &= \left(\frac{1.134}{0.811}\right)^2 \cdot 5,405.7 \\ &= 10,569.1(\text{tf/m}) \end{aligned}$$

これは、伝達関数のピーク周波数から求めたバネ定数(図-3.12)に比べるとやや小さいが、ほぼ等しい値である。多質点モデルでは、固有周期が実測値に等しくなるように頭部質量を調整することで、周辺施設の影響を考慮した。

(b) 加速度, 速度, 変位

法線直角方向について地震応答計算を行い計算値と観測値を比較した。1質点モデルについては全観測記録を

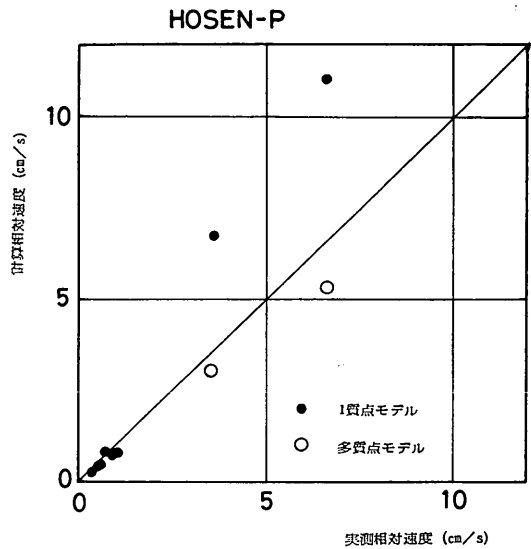


図-4.18 実測値と計算値 (HOSEN-P, 相対速度)

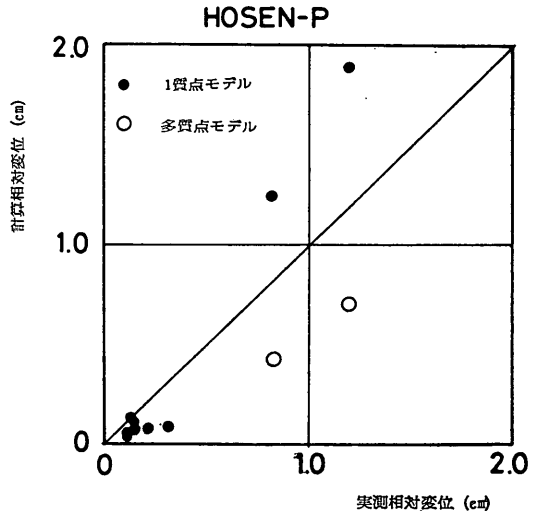


図-4.19 実測値と計算値 (HOSEN-P, 相対変位)

対象に地震応答計算を行った。多質点モデルについては、KA 78-02, KA 78-04, KA 78-05の3記録について地震応答計算を行った。減衰定数は0.03とし、多質点モデルの場合の比例定数は $a=0.235$, $b=0.00383$ とした。

図-4.20~4.22に地震応答計算結果と観測結果の対比を示す。さきに図-4.14~4.16で示した地震応答計算結果では、とくに加速度が観測記録で最大であったKA 78-04のケースについて計算値は観測値と大きく異なっていた。しかし、周辺施設の影響を考慮すると、計算相対加速度は、1質点モデルで92.2Gal, 多質点モデルで100.2

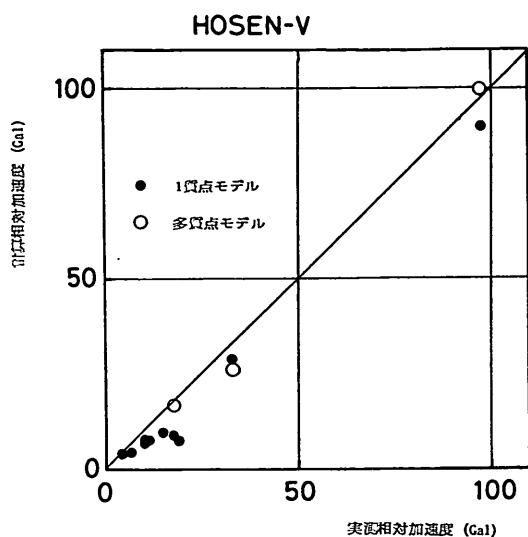


図-4.20 周辺施設の影響を考慮した計算値 (HOSE-P, 相対加速度)

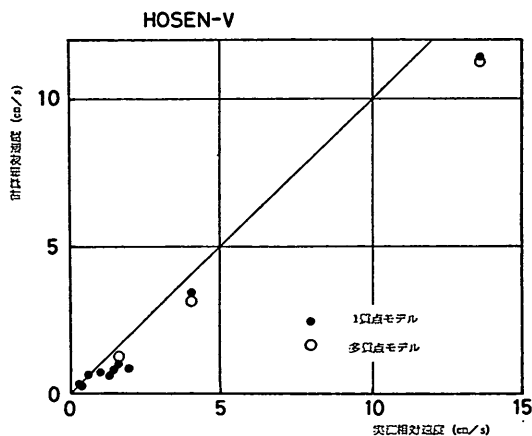


図-4.21 周辺施設の影響を考慮した計算値 (HOSEN-V, 相対速度)

Galとなり実測値の97.4Galとはほぼ一致する。図-4.21は、相対速度の計算値と実測値の比較である。計算値が、実測値に比べて10~20%小さな傾向があるがほぼよい対応を示している。また、図-4.22 は相対変位の計算値と実測値の対比であるが、計算値が実測値に比べて約20%程度小さな傾向を示す。以上のように相対速度や相対変位については、計算値が実測値よりも小さい。この原因としては、実測加速度記録から積分によって速度および変位を求める際には出来る限り数値化の過程における誤差が入らないように留意したが、なお、若干の誤差が残っている可能性があげられる。

KA 78-04 の場合については、相対加速度は多質点モ

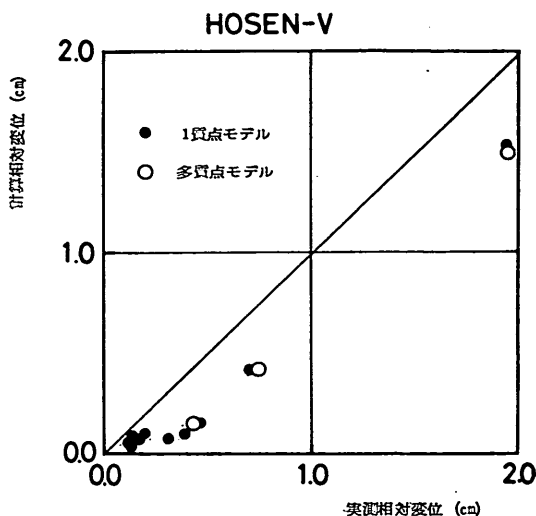


図-4.22 周辺施設の影響を考慮した計算値 (HOSEN-V, 相対変位)

デルによる計算値が1質点モデルによる計算値に比べてやや大き目であるが、相対速度および相対変位については、多質点モデルおよび1質点モデルの結果がほとんど一致している。また KA 78-02 の場合では、相対加速度、相対速度については、1質点モデルによる計算値が多質点モデルによる計算値に比べてやや大き目であるが、相対変位では、1質点モデルと多質点モデルによる計算値は、ほぼ一致する。このように、最大応答値をみる限りにおいては、1質点モデルと多質点モデルの差異はあまり顕著ではない。

ここでは、法線直角方向については、実測値にもとづいて減衰定数 $h=0.03$ として地震応答計算を行ったが、減衰定数 $h=0.01\sim0.05$ として、地震応答計算を行い、計算値の変化を調べることにする。その結果は図-4.23 に示すように、減衰定数 0.01 のときの計算相対加速度は $h=0.03$ のときに比べて、1質点モデルでは1.6倍、多質点モデルでは1.3倍となる。これに対して $h=0.05$ のときの計算相対加速度は、 $h=0.03$ のときに比べて、1質点モデルおよび多質点モデルともに、ほぼ0.8倍となる。図-4.22 から明らかなように、1質点モデルの場合についても多質点モデルの場合についても、減衰定数 $h=0.03$ のときの計算値は実測値と良く合っている。減衰定数を大きくすると応答値は小さくなるが、10~20%程度である。設計計算において減衰定数を0.04ないし0.05程度にしてもよいのではという見方もあるが、 $h=0.03$ とした計算値との差がこの程度であるので、安全側をみて $h=0.03$ をとるのがよいと思われる。また、さらに安全側をみて $h=0.01\sim0.02$ とすべきだという見方もある

う。しかし、実測値と比較してみるとかなり過大な設計になる。

(c) 応答計算波形, 伝達関数

1 質点モデルによる計算加速度波形と多質点モデルに

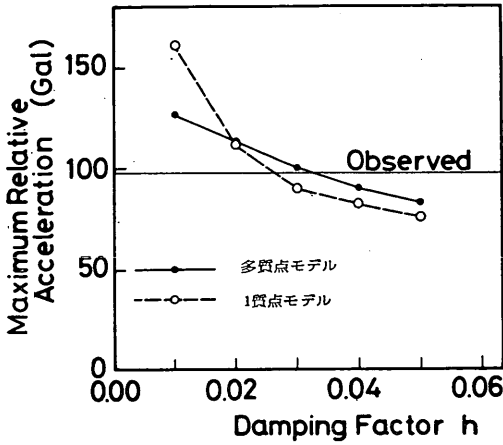


図-4.23 減衰定数と計算相対加速度の関係 (KA 78-04, HOSEN-V)

KA78-04

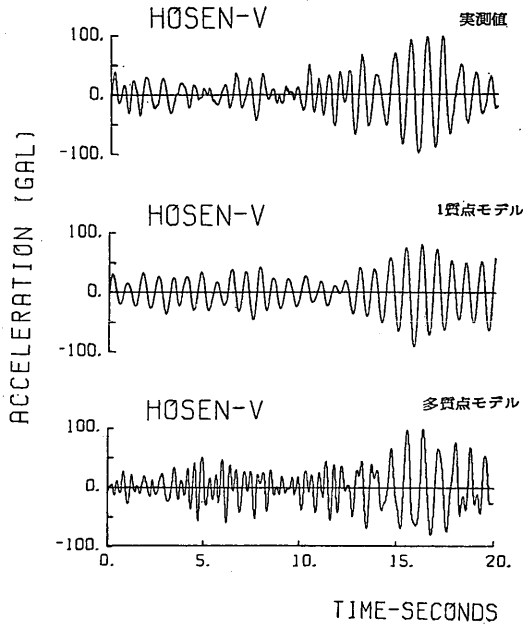


図-4.25 計算加速度波形 (KA 78-04)

KA 78-02

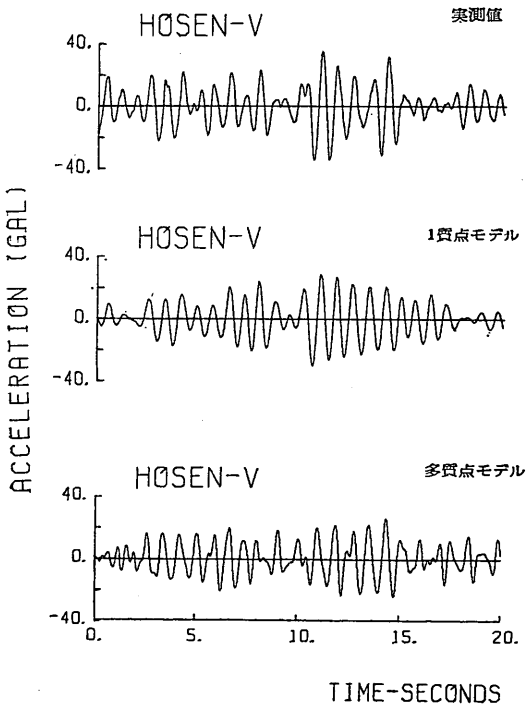


図-4.24 計算加速度波形 (KA 78-02)

KA78-05

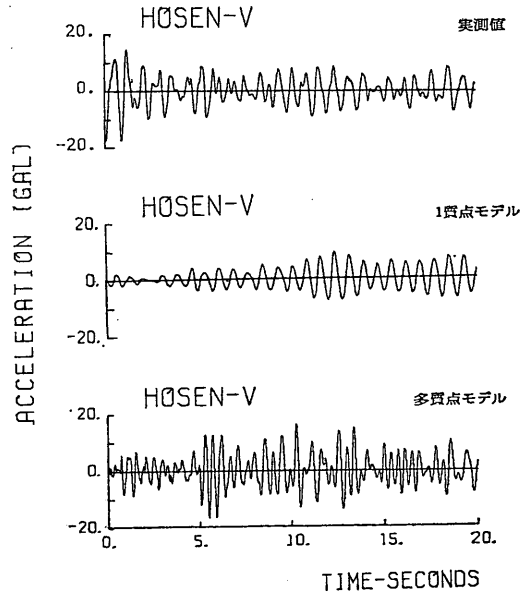


図-4.26 計算加速度波形 (KA 78-05)

組杭式プラットフォームの地震応答観測と応答計算

よる計算加速度波形を図-4.24~4.26に示す。図-4.24~4.26はそれぞれKA 78-02, KA 78-04, KA78-05の法線直角方向の記録に対する実測加速度波形および計算加速度波形である。図面には上から順に実測加速度波形, 1質点モデルによる計算加速度波形, 多質点モデルによる計算加速度波形を示している。1質点モデルによる計算加速度波形は周期がほぼ一定の振動波形をしているが, 全体的な傾向は実測加速度波形とはほぼ同様である。多質点モデルによる計算加速度波形は, 2次以上の高次のモードによる周波数成分を含んでいる。全体的な波形の傾向は実測加速度波形と対応しているが, KA 78-04の前半部およびKA 78-05については, 高次の周波数成分を含んでおり実測波形とかなり異なる波形となっている。

1質点モデルと多質点モデルによる計算加速度波形の特性を伝達関数によって検討する。ここで求める伝達関

数はデッキ上加速度の地中加速度(換振器設置位置における加速度)に対する伝達関数である。つぎに, KA 78-02およびKA 78-04の法線直角方向の地震応答計算値および地震記録から求めた伝達関数を図-4.27および図-4.28に示す。KA 78-02については, 地震記録から求めた伝達関数と多質点モデルによる応答計算値から求めた伝達関数とは, そのピーク周波数および加速度倍率がよく一致している。これに対して, 1質点モデルによる地震応答計算値から求めた伝達関数はピーク周波数は, やや, 短か目であり, ピーク周波数における加速度倍率についても, 実測伝達関数に比べてかなり大きい。KA 78-04については, 多質点モデルによる地震応答計算から求めた伝達関数は, 実測値に対して各周波数にわたって加速度倍率がやや大きめとなっている。しかしながら, 全体的傾向は, 実測値から求めた伝達関数とよく一致している。一方, 1質点モデルによる応答計算より求めた伝達関数は, ピーク周波数については, ほぼ一致しているが, ピーク周波数における加速度倍率が実測値の加速度倍率よりもかなり大きくなってきている。

以上のように, 多質点モデルによる伝達関数は, 実測値から求めた伝達関数とかなりよく一致しているのに対し, 1質点モデルによる伝達関数は実測値から求めた伝達関数とやや異なっている。すなわち, 伝達関数のピーク周波数における加速度応答倍率が1質点モデルでは大きく計算される。以上に示したように, KA 78-02およびKA 78-04では, 1質点モデルによる伝達関数は実測の伝達関数と異なることが示された。すなわち, 多質点モデルの1次モードに対応する周波数で伝達関数の値が大きくなってきている。これに対して, 多質点モデルの伝達関数は, 実測値の伝達関数とよく似た傾向を示す。また, 図-4.27および図-4.28には示していないが, 多質点モデルでは, 高次の振動モードについても求めることができる。したがって, プラットホームの振動特性を詳細に検討する場合は, 多質点モデルを用いなければならない。

(3) 地震応答計算モデルの選択

以上検討した結果, 地震応答計算によって得られる加速度, 速度, 変位については, 両モデル間の差異がないことが明らかになった。したがって, 1質点モデルを用いて組杭式プラットフォームの地震応答計算を行っても問題が起ることはほとんどないものと思われる。ただし, 1質点モデルでは, プラットホームの高次の振動モードによる影響が計算されないため, プラットホームの振動の伝達関数は実測されたものと異なる。また, 多質点モデルを用いれば, 組杭式プラットフォームの振動モードを計算す

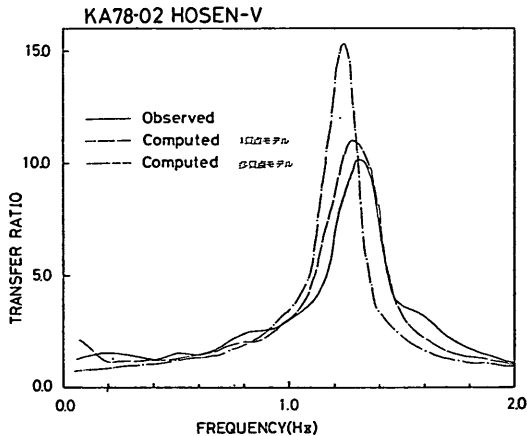


図-4.27 伝達関数 (KA 78-02)

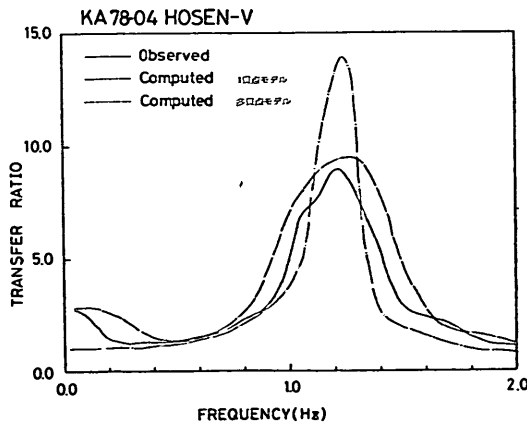


図-4.28 伝達関数 (KA78-04)

ることができ、さらに計算に際して、部材各部の応力を同時に計算することができる。したがって、組杭式プラットフォームの地震応答計算を詳細に行うことができる。

5. 結 論

本報告で示したように水深22mの組杭式プラットフォームにおいて地震応答観測を実施したが、観測期間が短かったにもかかわらず、多くの地震応答観測記録を取得することができた。大水深のプラットフォームにおいて、このような数多くの地震応答観測記録が取得された例はいまだかつてない。ここで取得された地震応答観測記録は今後この種の構造物の耐震設計上極めて有用な資料となるであろう。

次に地震応答観測記録が取得できたので、大水深のプラットフォームの地震応答計算法について詳細に検討することができた。地震応答計算値と実測値を詳細に比較検討した結果、多質点モデルを用いれば振動の詳細な検討を行えることがわかった。これに対し、1質点モデルで計算すると、プラットフォーム頭部の最大加速度および最大変位は、ほぼ実測値と一致するが、プラットフォームの高次の振動による影響が計算されないため、プラットフォームの振動の伝達関数は実測されたものと異なる。さらに、地震応答計算の際用いるべき杭の付加質量係数およびプラットフォームの減衰定数の適切な値を推定することができた。本報告で得られた結果をとりまとめて示すと以下のとおりとなる。

プラットフォームの振動性状について

(1) プラットホームの固有振動周期は法線直角方向で0.78s、法線平行方向で1.14s、上下方向で0.15sであった。

(2) 法線直角方向の固有周期が法線平行方向の固有周期に比べて短くなっている原因は、法線直角方向については送油配管で周辺施設と連結されており、剛性が高くなっているためであると思われる。

(3) 法線平行方向の固有振動周期は変位が大きくなるに従って短くなる傾向にあった。これは、変位が大きくなるに伴って、周辺施設の影響を受け剛性が高まったためと思われる。

(4) プラットホームデッキ上の最大加速度と地中最大加速度の比（最大加速度比）の最大は法線直角方向で5.2、法線平行方向で3.2、上下方向で1.2であった。

(5) 地震記録より推定した減衰定数は法線直角方向で0.03、法線平行方向で0.04であった。

(6) プラットホームの回転運動が観測された。回転運動による最大角加速度は $3.20 \times 10^{-2} \text{ rad/s}^2$ であった。ま

た、回転運動によってプラットフォーム端部の水平加速度が受ける影響はプラットフォーム重心の水平加速度に対して10%程度である。

プラットフォームの地震応答計算法について

(7) シーパースのローディングプラットフォームのように送油配管等で周辺の施設（配管用支持橋脚）に連結している構造物では、周辺施設の影響を考慮して地震応答計算を行う必要がある。

(8) 杭の付加質量係数としては、1.0を用いるのがよい。

(9) プラットホームの減衰定数としては、地震応答観測記録より求めた値（法線直角方向0.03、法線平行方向0.04）を用いるのが適切であると思われる。

(10) 上記の諸定数を用いて地震応答計算を行った結果、固有振動周期および最大加速度などの計算値は、1質点モデルおよび多質点モデルのいずれについても実測値とよく一致した。

6. あとがき

水深の比較的大きな地点に建設された組杭式プラットフォームの地震時挙動を観測した。観測期間が限られていたにもかかわらず10本の地震応答観測記録を取得することができた。このような観測はほかに例がないので、今後、この種の構造物の耐震設計を行うにあたり有用な資料になるものと思う。とくに、今回の観測結果より減衰定数について、確度の高い数値が得られた。

なお、今回得られた記録は構造物の変形が線形領域内のものであった。そこで、線形領域について、この種の構造物の地震応答解析法を検討した。しかし、構造物の変形が非線形である場合の解析は、この種の構造物の安全性を検討する上で重要である。その検討については、実測記録が得難いという障壁があるので、はなはだ困難ではあるが、今後、究明していかなければならない課題である。
(1981年6月30日受付)

謝 辞

本報告は、茨城県鹿島港鹿島石油20万トン原油タンクパースで実施した地震応答観測記録をもとに、大水深組杭式プラットフォームの地震応答計算法を検討したものである。地震計の設置にあたっては、鹿島石油株式会社、運輸省第二港湾建設局、同横浜調査設計事務所、同鹿島港工事事務所、およびその担当者の方々に多大なる御協力をいただきました。また、本観測の計画および取りまとめにあたっては土田肇構造部長より貴重な御助言をいただきました。地震計の発注、現地への設置および取得記録の解析作業については耐震構造研究室倉田栄一技官

に多大な御協力をいただきました。ここに、以上の方々に深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) API, *API Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms*, 1977.4, pp. 13~16.
- 2) DnV, *Rules for the Construction and Inspection of Offshore Structures*, 1977, pp. 14~15.
- 3) ACI, *Recommended Practice for Fixed Offshore Concrete Structures*, 1978.
- 4) 土田隆・上部達生: 地表における強震記録より推定した基礎の地震動の特性, 港湾技術研究所報告第11巻第4号, 1972年12月, pp. 191~270.
- 5) Tsuchida, H., S. Iai: Observation of Earthquake Response of Ground with Horizontal and Vertical Seismometer Arrays (2nd Report), *Proc. of 5th Japan Earthquake Engineering Symposium*, 1978, pp. 169~176.
- 6) 井合進・倉田栄一・土田隆: 強震記録のデジタル化と補正, 港湾技研資料 No. 286, 1978.3.
- 7) Kurata, E., S. Iai, Y. Yokoyama and H. Tsuchida: Strongmotion Earthquake Records on the 1978 Miyagi-Ken-Oki Earthquake in Port Areas, *Technical Note of P.H.R.I No. 319*, 1979.6.
- 8) 荒井秀夫・斎藤節文: 防潮施設基礎地盤における地震動観測, 港湾技研資料 No. 251, 1977.12, p. 53.
- 9) 小坪清真: 土木振動学, 森北出版, 1973, pp. 350~354.
- 10) 桜井彰雄: 水中に立てられた柱状構造物の振動, 土木技術, 第16巻第6号, 昭36.6.
- 11) 土岐憲三, 手塚昌信: 水中橋脚に働く動水圧の近似計算式について, 土木学会第20回年次学術講演会概要集, 昭40.5.
- 12) 小坪清真: だ円形水中橋脚に働く地震力とその弾性振動, 土木学会論文報告集, No. 120, 昭40.8, pp. 14~24.
- 13) 小坪清真・高西照彦: 多柱基礎橋脚に対する水の付加質量の3次元解析, 土木学会論文報告集, No. 259, 昭52.3, pp. 25~pp. 39.
- 14) 後藤尚男・土岐憲三: 水中橋脚の振動と耐震設計に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集第100号, 昭38.12, pp. 1~pp. 8.
- 15) 小坪清真・高西照彦: 多柱基礎への水の付加質量について, 土木学会論文報告集, No. 248, 昭51.4, pp. 1~10.
- 16) 横山幸清: くい構造物の計算法と計算例, 山海堂, 1977, p. 72.
- 17) 沢口正俊・宮本六男, 組杭の水平抵抗に関する研究, 昭和45年度港湾技術研究所講演会講演概要, 1970.12, pp. 2-1~2-34.
- 18) 岡本舜三・加藤勝行・伯野元彦: 水中構造物の模型振動実験, 土木学会第17回年次学術講演会講演概要

集第II部, 昭37.5, pp. 79~80.

- 19) Clough, R.W.: Effect of Earthquakes on Underwater Structures, *Proc. of 2nd World Conference of Earthquake Engineering*, 1960, pp. 815~831.
- 20) 林聡, 宮島信雄, 山下生比古, 山田通一郎, 小蔵絃一郎: 清水港における模型鋼くい栈橋の振動実験, 第3回港湾技術研究所研究発表会概要集, 1965.12.
- 21) 山下生比古, 小蔵絃一郎, 宮島信雄, 山田通一郎, 倉田栄一: 鋼直杭栈橋の実寸大模型水平載荷実験資料集(その2 清水港興津地区における実験), 港湾技研資料 No. 126, 1971.6, pp. 125.
- 22) 山本隆一・林聡他: 鋼直杭栈橋の耐震性に関する研究, 港湾技術研究所報告第9巻第1号, 1970.3, pp. 179~228.
- 23) 花村哲也・田中良弘・大坂一: 柱状構造物の波浪応答解析と現地観測, 第23回海岸工学講演会論文集, pp. 74~79, 1976. 11.
- 24) 倉田進・川瀬健夫・西村一人: 大型海洋構造物の波浪による動的応答, 第23回海岸工学講演会論文集 pp. 80~84, 1976.11.
- 25) Penzien, J., C.F. Scheffey and R.A. Parmelee: Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, *Proceedings of ASCE, EM3*, pp. 223~254, 1964. 6.
- 26) Penzien, J.: Seismic Analysis of Platform Structure Foundation Systems, *Proc. of 7th Offshore Technology Conference*, pp. 153~164, 1975.5.
- 27) 今井常雄・麓秀夫・横田耕一郎: 日本の地盤における弾性波速度と力学的性質, 第4回地震工学シンポジウム概要集, 1976, pp. 89~96.
- 28) Seed, H.B. and I.M. Idriss: Soil Moduli Factors for Dynamic Response Analysis, *Report No. EERC 70-10, Col. of Eng. Univ. of Calif., Berkeley*, 1970.
- 29) 例えば, 戸川隼人: 有限要素法による振動解析, サイエンス社, 1975.
- 30) 井合進, 土田隆: 浮遊式構造物の地震応答解析, 港湾技研資料, No. 337, 1980.6.

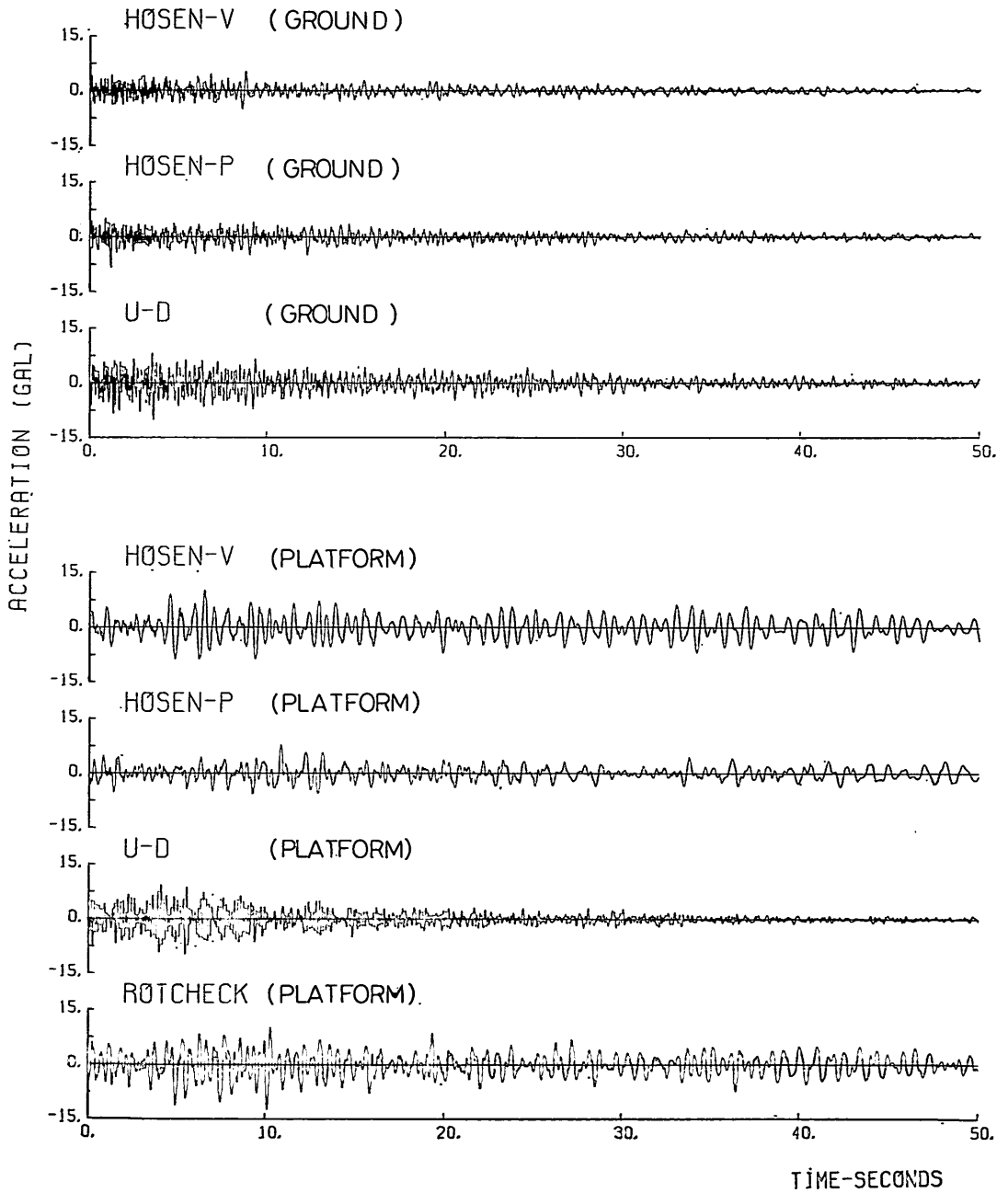
記 号 表

- A: 部材断面積
 a : せん断弾性係数の推定式のパラメーターあるいは Rayleigh ダンピングの比例係数
 B: 杭幅
 B' : 杭の投影面積
 b : せん断弾性係数の推定式のパラメーターあるいは Rayleigh ダンピングの比例係数
 C: 等価1質点系の減衰係数
 C : 減衰マトリックス
 C_s : 粘性減衰マトリックス
 C_c : 構造減衰マトリックス
 C_x : x 方向の振動に対する減衰係数
 C_y : y 方向の振動に対する減衰係数

- C_θ : 回転に対する減衰係数
 d : 杭直径
 E : ヤング率
 G : セン断弾性係数
 G_i : i 番目の層のせん断弾性係数
 g : 重力加速度
 H : 水深
 h : 減衰定数あるいは杭の地上長 (海底面から杭頭までの高さ)
 h_r : r 次モードの減衰定数
 I : 断面 2 次モーメント
 I_x : y 軸まわりの断面 2 次モーメント
 I_y : z 軸まわりの断面 2 次モーメント
 I_θ : 回転中心に関する慣性モーメント
 J : x 軸まわりの断面極モーメント
 K : 等価 1 質点系のバネ定数
 K_i : i 番目の層のセン断バネのバネ定数
 K_s : 地盤反力バネ定数
 K' : 周辺施設を考慮した場合の換算バネ定数
 \mathbf{K} : 剛性マトリックス
 $\bar{\mathbf{K}}$: 要素剛性マトリックス
 \bar{K}_{ii} : 要素剛性マトリックスの部分要素
 \bar{K}_{ij} : 要素剛性マトリックスの部分要素
 \bar{K}_{ji} : 要素剛性マトリックスの部分要素
 \bar{K}_{jj} : 要素剛性マトリックスの部分要素
 K_x : x 方向の変位に対するバネ定数
 K_y : y 方向の変位に対するバネ定数
 K_θ : 回転中心まわりの回転に対するバネ定数
 k_{ij} : 振動方程式 (4.28) の係数
 k_1 : 質点 1 の地盤に対するバネ定数
 k_2 : 質点 1 と質点 2 との間のバネ定数
 k_3 : 質点 2 の地盤に対するバネ定数
 k_h : 横方向地盤反力係数
 l : 回転中心と反力中心の距離あるいは部材長あるいは杭群の中心間距離
 l_1 : 回転中心と A 点の距離
 l_2 : 回転中心と B 点の距離
 l_i : i 番目の層の層厚
 M : 等価 1 質点系の質量
 \mathbf{M} : 質量マトリックス
 m_1 : 質点 1 (ローディングプラットフォーム) の質量
 m_2 : 質点 2 (周辺施設) の質量
 N : N 値
 n : 振動方程式 (4.29) の未知数
 \mathbf{P}_i : 荷重ベクトル
 T : 固有周期
 T_i : i 次の固有周期
 T' : 連成振動モデルによる固有周期
 V_s : S 波の伝播速度
 W : デッキ重量
 W_1 : 質点 1 の重量
 W_2 : 質点 2 の重量
 w : 単位体積重量
 \mathbf{x} : 構造物と地盤の相対変位ベクトル
 $\dot{\mathbf{x}}$: 構造物と地盤の相対速度ベクトル
 $\ddot{\mathbf{x}}$: 構造物と地盤の相対加速度ベクトル
 \ddot{x} : 構造物と地盤の相対変位
 \dot{x} : 構造物と地盤の相対速度
 \ddot{x} : 構造物と地盤の相対加速度
 \ddot{x}_0 : 回転中心位置の法線直角方向の加速度
 \ddot{x}_1 : A 点 (オペレーションハウス内) における観測加速度 (HOSEN-V)
 \ddot{x}_2 : B 点 (デッキ端部) における観測加速度 (ROTCHECK)
 \ddot{y}_0 : 回転中心位置の法線平行方向の加速度
 \ddot{y}_1 : A 点 (オペレーションハウス内) における観測加速度 (HOSEN-P)
 z : 杭の海底面からの高さ
 z_1 : 質点 1 の変位
 z_2 : 質点 2 の変位
 z_{1a} : 地盤 A が ϕ_a だけ変位した場合の質点 1 の変位
 z_{1b} : 地盤 B が ϕ_b だけ変位した場合の質点 1 の変位
 z_{2a} : 地盤 A が ϕ_a だけ変位した場合の質点 2 の変位
 z_{2b} : 地盤 B が ϕ_b だけ変位した場合の質点 2 の変位
 β : 重心と反力中心を結ぶ線が x 軸となす角度, ある
 いは $\beta = \sqrt[4]{\frac{Bk_h}{4EI}}$
 γ : 土の単位体積重量
 θ_1 : 回転中心と A 点を結ぶ直線とデッキの長軸となす角度
 θ_2 : 回転中心と B 点を結ぶ直線とデッキの長軸となす角度
 $\ddot{\theta}_0$: 回転中心位置の角加速度
 κ : 付加質量の頭部換算係数
 λ : $\lambda = \beta h$
 ρ : 地盤の密度
 ϕ_a : 質点 1 を支持する地盤 A の変位
 ϕ_b : 質点 2 を支持する地盤 B の変位
 $\dot{\phi}$: 地盤の加速度
 $\ddot{\phi}_x$: x 方向の地盤加速度
 $\ddot{\phi}_y$: y 方向の地盤加速度
 ω_r : r 次モードの固有角周波数

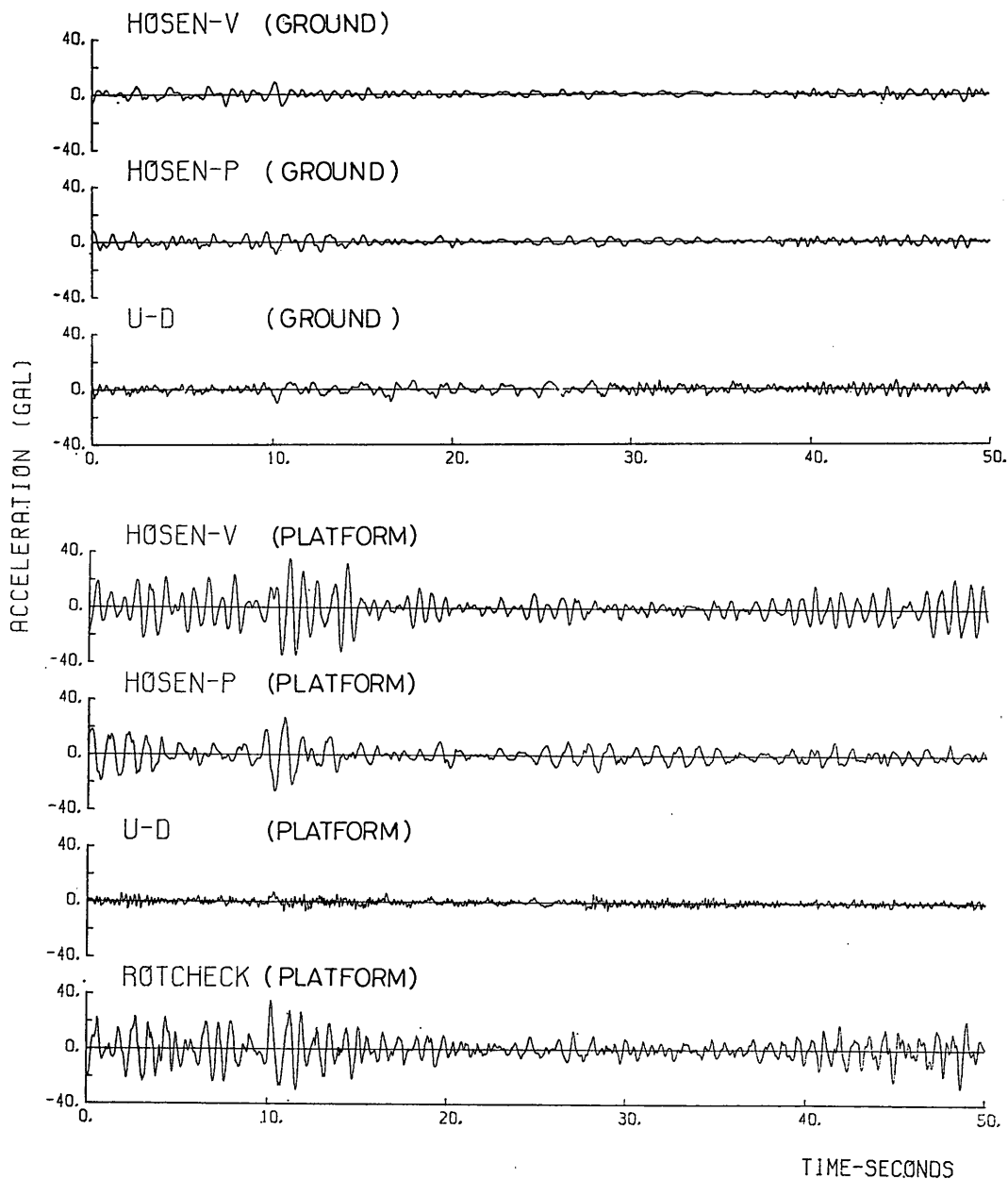
付録 観測加速度波形

KA78-01



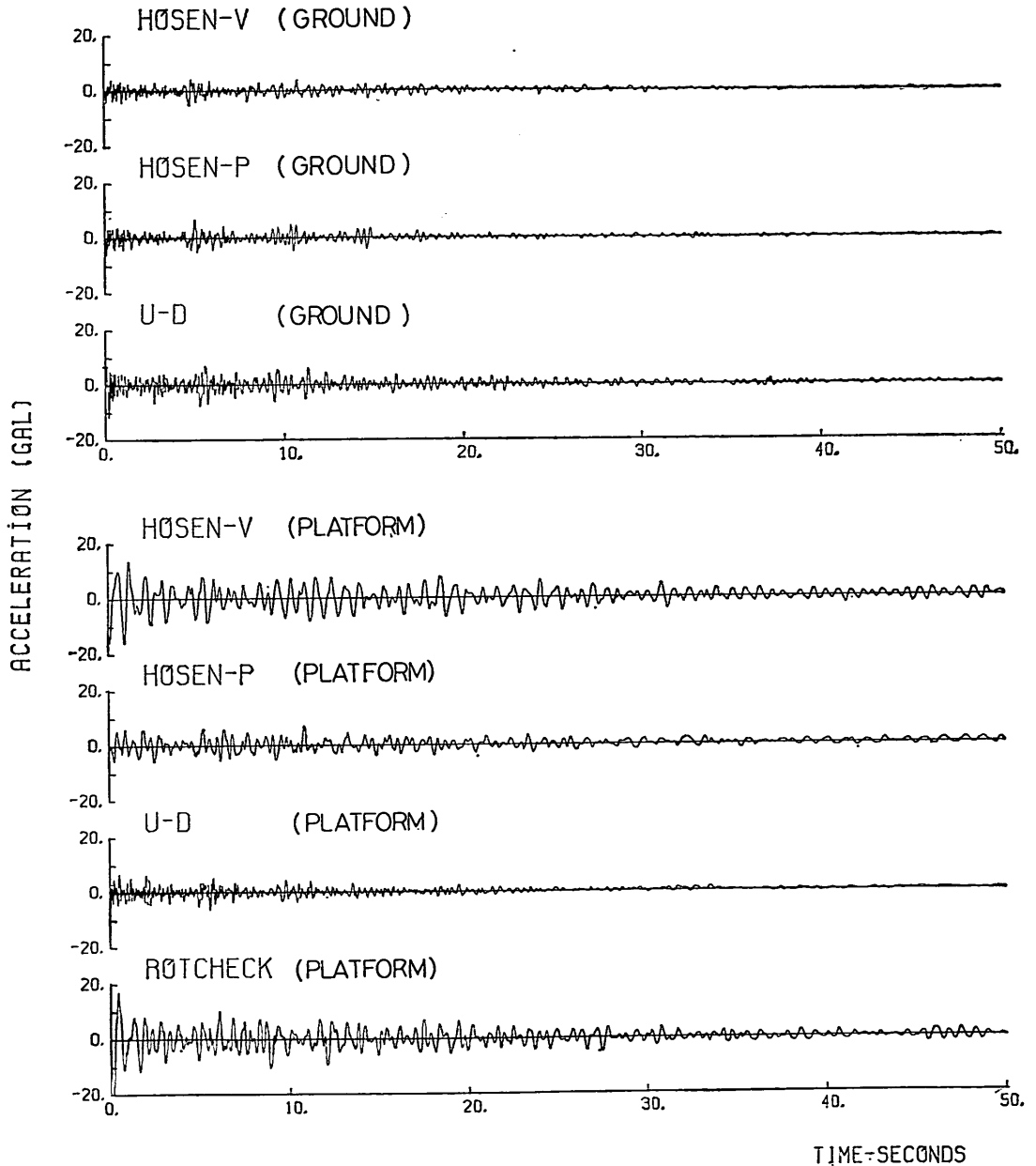
付図-1 加速度記録 (KA 78-01)

KA78-02



付図-2 加速度記録 (KA 78-02)

KA78-05



付図-3 加速度記録 (KA78-05)