

斜杭を有する群杭基礎の動的挙動に関する 実験的検討

大川 賢紀¹・亀井 宏之²・木村 亮³・張 鋒⁴

¹正会員 工修 三菱重工業(株) 高砂研究所 (〒676-8686 高砂市荒井町新浜 2-1-1)

²正会員 工修 三菱重工業(株) 神戸造船所 (〒652-8585 神戸市兵庫区和田崎町 1-1-1)

³正会員 工博 京都大学大学院 助教授 工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

⁴正会員 工博 岐阜大学 助教授 流域圏科学研究センター (〒501-1193 岐阜市柳戸 1-1)

ジャケット式鋼管杭基礎は、ジャケット構造を利用した上下部構造一体化による構造物の自重低減と、斜杭の有効利用により、地震や風などの水平外力に対し合理的な基礎構造の構築を可能とする。本論文では、斜杭を有する群杭基礎の動的挙動を把握するため、動的遠心模型実験により直杭のみからなる群杭基礎と比較して、上部構造の応答特性や杭の断面力を調査した。その結果、斜杭を有する群杭基礎は、直杭のみの群杭基礎より上部構造の慣性力と杭の断面力の相関が低いこと、従来の慣性力主体の設計手法では杭の断面力が過小評価されること、表層に軟弱地盤がある場合には、杭は地盤変位の影響を強く受け、最大曲げモーメントが地中部で大きくなる可能性があることなど、耐震設計において重要な知見が得られた。

Key Words : steel pile foundation, pile group, inclined pile, dynamic centrifuge model test, dynamic interaction

1. まえがき

ジャケット式鋼管杭基礎¹⁾は、図-1に示すように、従来の重力式基礎のフーチングを省き、鋼管をブレースでつなぎ合わせたジャケット構造を設けて、杭基礎と上部構造を一体化することにより構造物の重量を大幅に低減できる基礎形式である。したがって、構造物の自重と地震時の慣性力に対する基礎への負担を大幅に軽減できるため、基礎を軟弱地盤上に設置する場合にも地盤改良が不要となり、工期短縮ならびに工費縮減に貢献できる。さらに、ジャケットより上部の構造物を支持するメインパイルとして、斜杭を適切に配置することにより、地震や風などの水平外力に対して、効率良く基礎の支持力と剛性を増強できるため、合理的な耐震構造を構築し得る基礎形式として有望である。しかしながら、斜杭を有する群杭基礎は、防波堤や棧橋などの港湾構造物や海底油田掘削プラットフォームなどの海洋構造物に適用された事例は多いが、図-1に示すような海上橋基礎などの重要構造物に積極的に活用された事例はない。その背景には、斜杭の支持力特性や斜杭を有する群杭の地震時挙動は複雑で、斜杭を積極的に活用できる設計手法が確立されていない現状がある。

著者らは、今までに、海上橋基礎を想定して、斜

杭を有する群杭基礎の挙動を明らかにするため、静的な水平力作用下での微小変形レベルから、繰り返し水平荷重による終局状態まで、杭基礎の支持力特

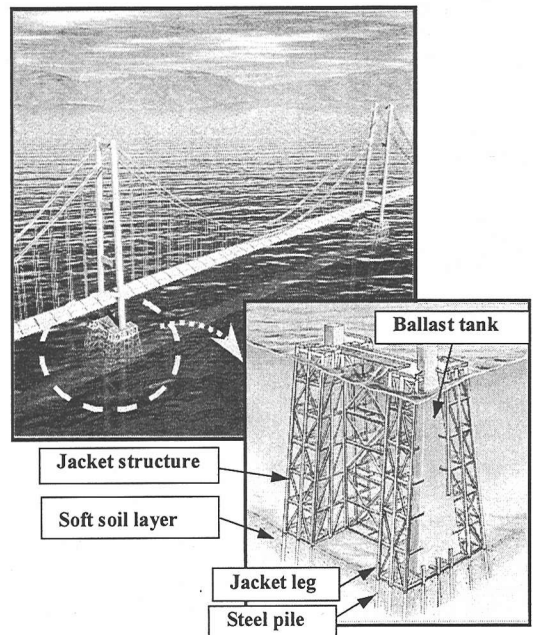


図-1 ジャケット式鋼管杭基礎の海上橋への適用

性や杭の荷重分担について、杭間隔や斜杭の傾斜角が与える影響などを、3次元静的弾塑性有限要素解析コード GPILE-3D と遠心模型実験により詳細に調査し報告してきた^{2)~6)}。

一方、近年まれに見る大規模な災害を引き起こした兵庫県南部地震では、多くの土木・建築構造物が全壊、倒壊し、杭基礎においても耐震性に関する研究の重要性が再認識された。被災事例の一つとして、鋼管杭で構成される栈橋の被災状況が報告⁷⁾されており、鋼管杭の変状から上部工慣性力以外に設計時に考慮されなかった地盤変形による荷重が作用したものと推定されている。また、地震観測データに基づき、軟弱地盤における杭基礎の耐震設計において、地盤の地震時挙動特性を考慮する必要があると過去の研究においても述べられている⁸⁾。さらに、鉄道構造物の指針では、上部構造の慣性力 (Inertial な相互作用) だけでなく、地震時の地盤変位が杭に及ぼす影響 (Kinematic な相互作用) を組み合わせた考え方⁹⁾が取り入れられており、杭と地盤の相互作用の影響が耐震設計において考慮されつつある。しかしながら、地盤と杭の動的相互作用を考慮した群杭の動的挙動について詳しく論じられた研究¹⁰⁾は極めて少なく、海上橋基礎を想定した斜杭を有する群杭基礎の動的挙動に至っては、その挙動が複雑なため、ほとんど把握されていない。したがって、斜杭を有する群杭基礎の耐震設計手法を確立するには、まず、その動的挙動を実験的に十分確認しておく必要がある。そこで、本論文では、動的遠心模型実験手法を利用して、密度の異なる砂地盤中において、まず、単杭と地盤の動的相互作用の影響を把握するための実験手法を確立した後、直杭のみからなる群杭基礎と比較して、斜杭を有する群杭基礎の動的挙動に関する実験的検討を行った。

2. 実験内容

(1) 動的遠心模型実験

一般に、従来にはない構造形式の有効性を検証する場合、その構造物の地震時挙動を評価し、耐震性能を検証することは必須である。しかしながら、その構造物と地盤の地震時挙動を評価するために必要な実観測データがないため、耐震性能の検証は模型実験あるいは解析に頼らざるを得ない。

構造物と地盤の動的相互作用を実験的に検証する有効な方法として、動的遠心模型実験がある。動的遠心模型実験は、縮尺 $1/n$ の模型に重力加速度の n 倍の遠心加速度を作用させ、模型内に実物と同様の

自重重力状態を再現した上で、土槽の振動台実験を行うものであり、力学的相似則と幾何学的相似則を同時に満足させた状態で地盤と構造物の動的相互作用を考慮できるため、実物と等価な動的挙動を把握したい場合には、通常の重力場の振動台実験よりも経済的に有効なデータを取得できる利点がある。

そこで、本論文では、動的遠心模型実験手法を利用して、実物と同様の自重重力状態を再現し、地震時の群杭の動的挙動を実験的にシミュレートした。その手順としては、軟弱地盤における群杭基礎の動的挙動を把握することに主眼を置き、まず、単杭の動的遠心模型実験により地盤の密度差が杭の動的挙動に与える影響を確認した後、斜杭を有する群杭基礎の動的挙動を直杭のみの群杭基礎と比較して、上部構造の応答特性や杭の断面力を詳細に調査した。これら一連の試験は、三菱重工業 (株) 高砂研究所の遠心載荷装置を利用して行った。本装置は、有効回転半径 2.5m、遠心加速度 50G で最大 250kg の供試体を搭載して振動台実験ができる。振動台の加振方式は電気・油圧サーボ方式で、最大加振加速度は 25G、加振周波数は 25~200Hz である。

本論文におけるすべての動的遠心模型実験は、遠心加速度を 45G に、計測時のサンプリング時間を 0.001s に設定して実施した。動的遠心模型実験に使用した入力地震波を図-2 に示す。同波形は兵庫県南部地震時に東神戸大橋周辺地盤で観測されたサンプリング時間 0.01s の実波形の時間軸を 1/45 に圧縮し、動的遠心模型実験における計測時のサンプリング時間が 0.001s になるよう補間したものである。

(2) 単杭の動的遠心模型実験

a) 実験模型

実験に使用した供試体を図-3 に示す。模型杭は、外径 20mm × 板厚 1mm の中空のアルミパイプを使用した。今回対象とするような軟弱地盤での群杭基礎の地震時挙動においては、杭の断面力は杭の水平方向の変形による曲げ成分が支配的になると考えられる。したがって、単杭の動的遠心模型実験においても、この点に着目して、杭と地盤の動的相互作用を評価した。なお、後述の群杭基礎の動的遠心模型実

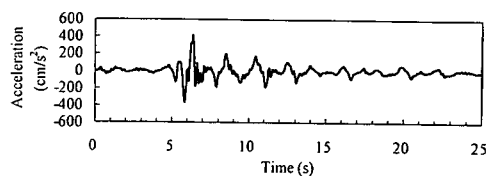


図-2 動的遠心模型実験に使用した入力地震波

験で評価する軸方向成分については、斜杭群杭と直杭群杭の動的挙動における相対的な差を評価することを目的としているため、本論文では、正確な杭の軸剛性の相似率を無視した。

また、上部構造を模擬するため、杭頭部には底面45mm×45mm、高さ20mmの鋼製ブロックを剛結合した。表-1に杭および上部構造の諸元をプロトタイプ換算値とともに示す。

b) 計測項目

計測項目は、模型杭の曲げひずみ BS1~BS5 と、上部構造の加速度 SA1 および地盤の加速度 GA1~GA5 とした。曲げひずみを計測するひずみゲージは、加振中に地盤を乱さないようにするため、アルミパイプの内側に貼り付けて計測した。また、加速度は小型の加速度センサーで計測した。

c) 土槽および模型地盤

実験土槽には、振動台実験において土槽壁面の影響を極力低減できるようにせん断土槽を使用した。せん断土槽は、軽量かつ剛性を確保したアルミ枠を積み上げ、土槽内部には厚さ約1mmのゴムメンブレンを装着した。また、各アルミ枠の間には、平型ベアリングを挿入し、加振時には土槽内部の地盤材料がスムーズにせん断振動できるようにした。

模型地盤は、土槽に模型杭の下端を固定した後、乾燥状態の豊浦砂 ($D_{50}=0.16\text{mm}$) を用いて、所定の

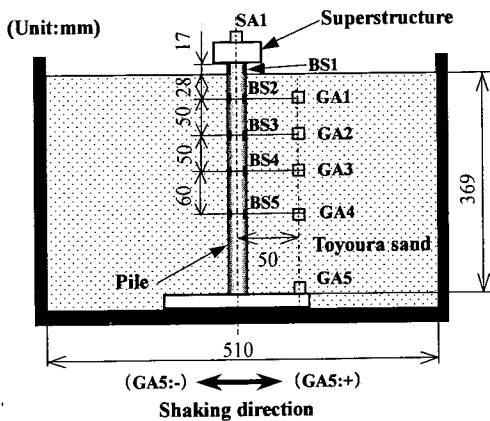


図-3 単杭の動的遠心模型実験の模型

表-1 単杭の模型杭および上部構造の諸元

	Unit	Model	Prototype*
Length	m	0.386	17.1
Diameter	m	0.02	0.9
Thickness	m	0.001	0.045
Young's modulus	GPa	70.8	—
Bending rigidity	Nm ²	1.912×10^2	7.845×10^8
Mass of superstructure	kg	0.273	24.9×10^3

*Modelのプロトタイプ換算値を示す。

密度になるよう気中落下法により作成した。密度の調整は、地盤材料の落下高さとホッパーのスリット幅にて行い、相対密度73%、間隙比0.68の密詰め地盤 (Ground1) と、相対密度27%、間隙比0.85の緩詰め地盤 (Ground2) の2種類の模型地盤を作成した。なお、模型地盤の寸法は、杭固定端から高さ369mm、幅510mm、奥行き330mmである。模型地盤の物性値は表-2に示すとおりである。なお、表-2に示す物性値は地盤作成時の値である。

d) 実験ケース

単杭の動的遠心模型実験を行う前に、まず、図-3において、杭がない地盤のみの動的遠心模型実験を行い、この地盤のみの実験により、今回設定した2種類の地盤の密度が地盤の応答特性に与える影響を確認した。その上で、それらの密度の異なる2種類の地盤において、単杭の動的遠心模型実験を行い、地盤と杭の動的相互作用の差異を評価した。

(3) 群杭基礎の動的遠心模型実験

a) 実験模型

実験に使用した供試体を図-4に示す。群杭は単杭の実験で使用したアルミパイプ8本(4本×2列)で構成され、杭頭部を厚さ15mmの鋼製治具(以下フーチングと記す)に14mmまで中空のまま模型杭を挿入し剛結合した。基礎の上には鋼製の門型プレートを固定し、その上にウェイトを剛結合して上部構造を模擬した。図-4に示すように、実験模型は、直杭のみ4本×2列からなる直杭群杭 (Type A) と、外側に傾斜角10度の斜杭2本、内側に直杭2本を配置した4本×2列からなる斜杭群杭 (Type B) の2種類とした。なお、杭間隔はすべて杭径の2.5倍とした。本基礎における杭は先端支持杭であり、実際には杭先端を硬い支持層に根入れさせることを想定しているため、本実験においては、杭先端はあらかじめ土槽底面に固定した鋼製プレートに杭先端から杭径分を挿入した。したがって、本実験における杭先端の支持条件は、押込み側で拘束、引抜き側で自由となっている。上部構造の諸元をプロトタイプ換算値とともに表-3に示す。

模型地盤は、単杭の実験の場合と同様、群杭模型をせん断土槽に据え付けた後、乾燥状態の豊浦砂を

表-2 模型地盤の物性値

	Unit	Ground1	Ground2
		Dense sand	Loose sand
Dry unit weight γ_d	kN/m ³	15.8	14.3
Relative density D_r	%	73	27
Initial void ratio e_0	—	0.68	0.85

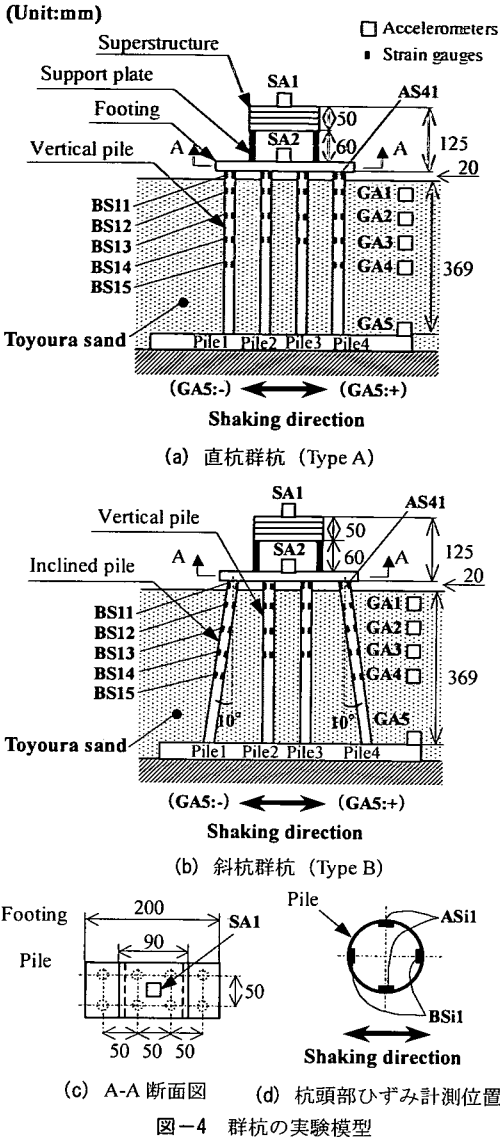


図-4 群杭の実験模型

表-3 群杭実験の上部構造の諸元

	Unit	Model	Prototype*
Mass of superstructure	kg	3.716	338.6×10^3
Mass of footing	kg	2.097	191.1×10^3
Mass of support plate	kg	0.187	17.1×10^3
Bending rigidity of support plate	Nm ²	1.125×10^2	4.615×10^8

*Modelのプロトタイプ換算値を示す。

表-4 群杭基礎の実験ケース

	Foundation	Ground
Case1	Type A	Ground2 (Loose sand)
Case2	Type B	Ground2 (Loose sand)
Case3	Type B	Ground1 (Dense sand)

用いて、気中落下法により作成した。地盤の物性値は表-2に示したとおりである。なお、模型地盤の寸法も前述のとおりである。

b) 計測項目

計測項目は、図-4に示すように、一列分4本の各杭頭部の曲げひずみと軸ひずみ、地中部での杭の曲げひずみ (Pile1, Pile4:各4点, Pile2, Pile3:各3点)、上部構造の加速度SA1、フーチングの加速度SA2、地盤の加速度GA1~GA5を計測した。曲げひずみは、単杭の場合と同様に、模型杭の内側に貼り付けたひずみゲージにより計測し、加速度は小型加速度センサーにより計測した。曲げひずみは位置BS_{ij} (i:杭番号, j:杭頭部からの順番)で、軸ひずみは図-4(d)に示すように、杭頭部において曲げひずみの計測位置と90度ずれた位置AS_{i1}で計測した。

c) 実験ケース

本実験は、軟弱地盤における直杭群杭と斜杭群杭の比較と、斜杭群杭における地盤密度差の影響把握を目的とし、表-4に示す3ケースの実験を行った。

なお、以下に示す実験結果は、観測時間、測定深度を含めて、遠心模型実験で得られた値はすべてプロトタイプ換算値で示した。

3. 地盤の応答特性

動的遠心模型実験で得られた地盤の加速度の時刻歴を図-5に示す。また、上記加速度の応答スペクトルを図-6に示す。時刻歴における加速度の振幅はGround2の方がGround1よりも小さく、地表面付近のGA1の最大値で比較して約20%減 (Ground1: 325cm/s^2 at 6.66s, Ground2: 258cm/s^2 at 6.75s)である。加速度応答スペクトルは、Ground1では、固有周期1s付近の応答が入力GA5よりも増幅されるのに対し、Ground2では、全固有周期にわたってほとんど増幅されない。以上より、地盤の密度の影響を反映した地盤の応答特性を実験的に再現できることを確認した。

4. 単杭の動的挙動

上部構造の加速度SA1の時刻歴を図-7に示す。上部構造の加速度は図-5に示した地表面付近の加速度の約2倍大きい。地盤条件による加速度SA1の違いは、地盤の応答と同様にGround2の方がGround1より小さく、最大値で約16%減 (Ground1: 789cm/s^2 at 6.66s, Ground2: 661cm/s^2 at 6.75s)であった。

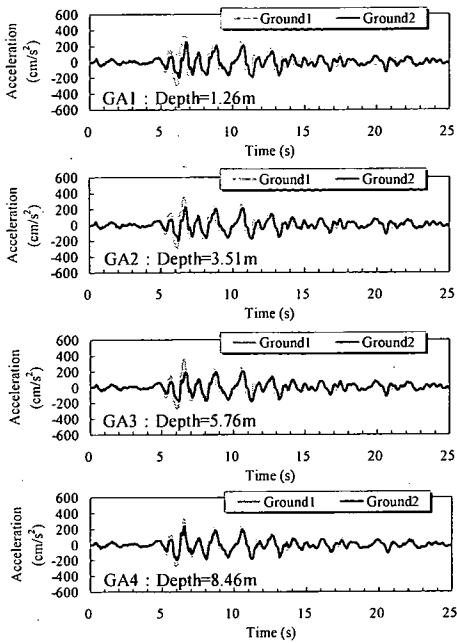


図-5 地盤の加速度の時刻歴

杭の曲げモーメント分布の時間変化を図-8に示す。なお、曲げモーメントは図-3において、時計まわりのモーメントを正とした。後述の群杭の実験結果も同じ定義とする。Ground1の場合、上部構造の慣性力が最大になるとき、すなわち加速度SA1が最大になるとき、杭の曲げモーメントが最大になるとき(BS3が最大)を比較すると、曲げモーメント分布形状に大差はなく、位相もほぼ同じである。一方、Ground2の場合、杭の曲げモーメントはBS5で最大となり、SA1最大時の最大モーメント発生位置(BS3)と異なる。また、位相はGround1の場合と異なり大きくずれている。以上より、地盤の密度により、杭と地盤の動的相互作用が異なり、杭の変形挙動に大きな影響を及ぼすことを確認できた。

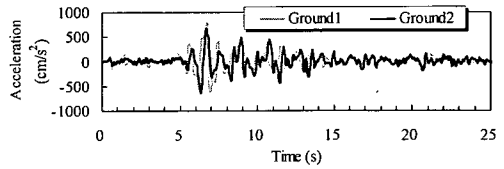
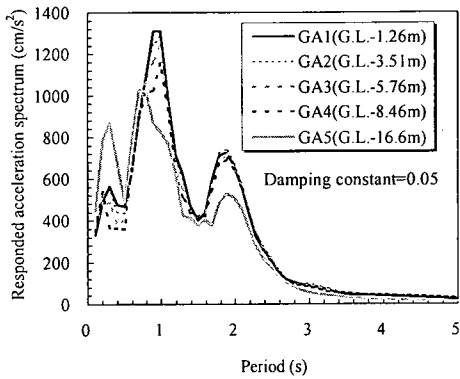
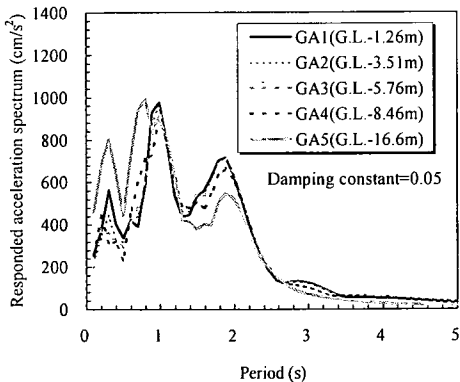


図-7 上部構造の加速度の時刻歴

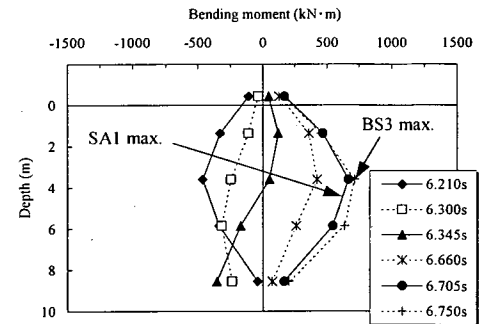


(a) Ground1

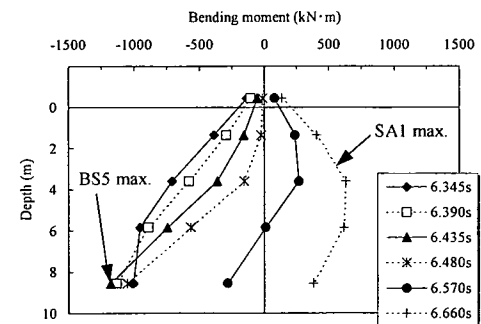


(b) Ground2

図-6 地盤の加速度応答スペクトル



(a) Ground1



(b) Ground2

図-8 杭の曲げモーメント分布の時間変化

5. 群杭基礎の動的挙動

(1) 構造物および地盤の時刻歴

図-9～図-11 に上部構造、フーチングおよび深さ1.35mにおける地盤の加速度の時刻歴を示す。いずれのケースも上部構造とフーチングの加速度の応答レベルは同程度であり、両者の位相差もほとんどない。上部構造の加速度の最大応答値は、Case1, Case3, Case2の順に大きい。特に、直杭群杭 (Type A) の Case1 が顕著に大きく、フーチングと上部構造が、地表面付近の加速度 GA1 の約 1.5 倍に増幅されて応答している。一方、斜杭群杭 (Type B) の Case2 および Case3 の場合は、地盤条件によらず、上部構

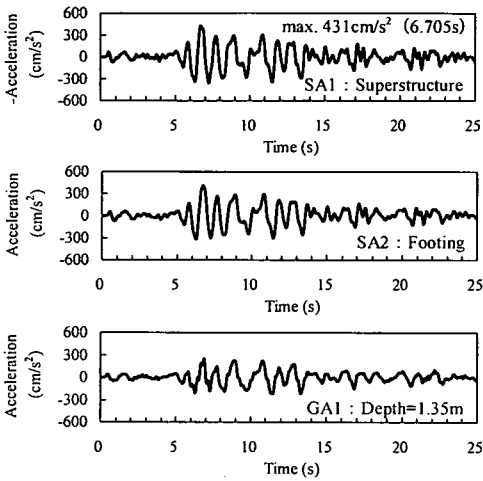


図-9 Case1 の上部構造、フーチングおよび地表面の加速度の時刻歴

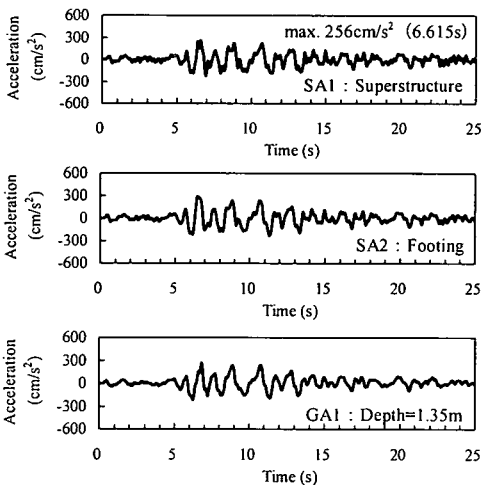


図-10 Case2 の上部構造、フーチングおよび地表面の加速度の時刻歴

造とフーチングの応答は地表面付近の地盤の応答とほぼ同程度に抑えられている。なお、斜杭群杭の Case2 と Case3 の応答値のレベルを比較すると、Case3 の方が Case2 よりも大きくなっている。これは地盤の応答特性で示したように、Case3 の方が Case2 よりも地盤密度が大きい為、土槽底面から入力された地震波が地盤表層部に伝達されやすいためである。

(2) 杭頭部断面力の時刻歴

図-12～図-14 に Pile1～Pile4 の各杭の杭頭部における断面力、すなわち BS*i* (*i*=1～4) における曲げ成分と AS*i* (*i*=1～4) における軸方向成分の時刻歴を示す。同時刻歴は断面力の曲げ成分と軸方向成分の配分がわかりやすいように応力で示した。なお、軸方向成分は圧縮側を正、引張側を負とした。いずれのケースも、各杭の杭頭部における断面力は曲げ成分が支配的になっている。各ケースの曲げ応力を比較すると、上部構造の応答に対応して、Type A の Case1 が最も大きく、続いて Case3, Case2 の順である。一方、軸応力を比較すると、Case1 の場合、内側に配置された杭 (Pile2, Pile3) の軸応力は、外側の杭 (Pile1, Pile4) の軸応力に比べてかなり小さいが、Case2 および Case3 の場合、各杭とも絶対値で同程度の軸応力が発生している。また、Case1 の場合、図-4 において、基礎中心より左側の Pile1 と Pile2, 右側の Pile3 と Pile4 の軸応力はそれぞれのペアでほぼ同位相で応答しているのに対し、Case2 および Case3 の場合は、上記ペアの杭の軸応力が逆位相で応答している。以上の結果より、斜杭を組み合わせ

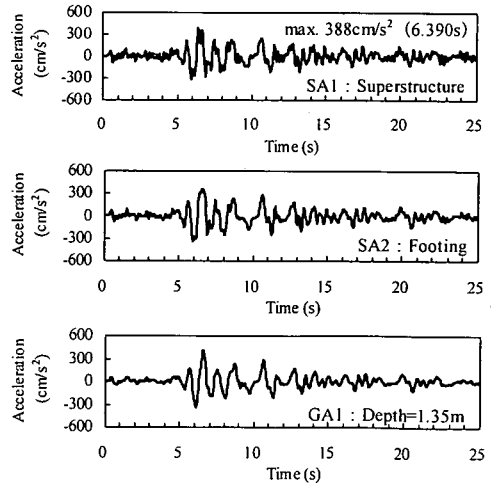


図-11 Case3 の上部構造、フーチングおよび地表面の加速度の時刻歴

ることにより、抵抗する応力成分の分担や作用する方向が大きく異なることがわかる。

前述の断面力特性を把握しやすくするため、杭頭部 BS*i* (*i*=1~4) の曲げモーメントの中で、最大モーメントが発生した時刻 t_0 における杭頭部 BS*i* (*i*=1

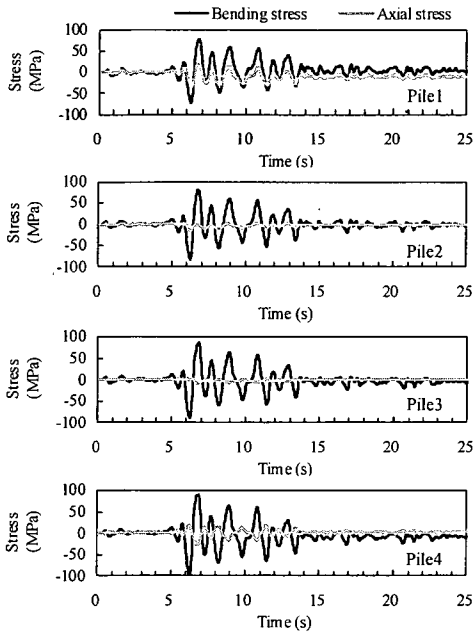


図-12 Case1 の杭頭部断面応力の時刻歴

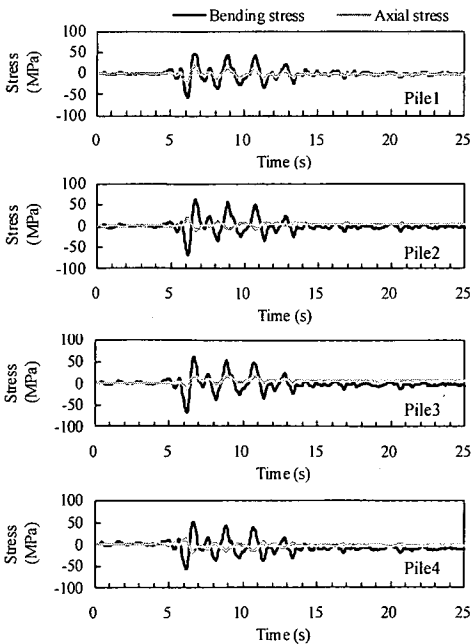


図-13 Case2 の杭頭部断面応力の時刻歴

~4) での曲げモーメントの分布を図-15 に示す。また、時刻 t_0 における各杭頭部 AS*i* (*i*=1~4) での軸力の分布を図-16 に示す。横軸の Pile No. は慣性力の作用方向に対し、最前列杭を 4 として示した。なお、時刻 t_0 は、Case1 が 6.3s, Case2 が 6.165s, Case3 が 6.615s である。図-15 より、Case1 では、慣性力が作用する方向に対し最前列杭 (Pile No.:4) が顕著に大きいのが、Case2 および Case3 の場合、各杭の曲げモーメントは比較的均等化されている。図-16 より、軸力の発生方向は、慣性力が作用する方向に対し最前列杭から順に、Case1 の場合は、圧縮、圧縮、引張、引張となっているが、前述のとおり Case2 およ

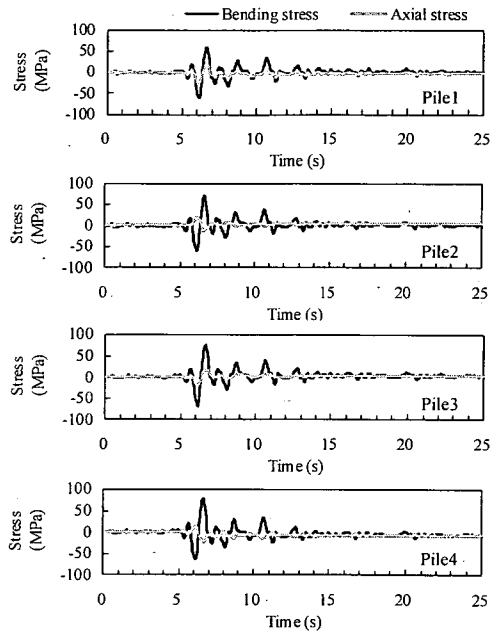


図-14 Case3 の杭頭部断面応力の時刻歴

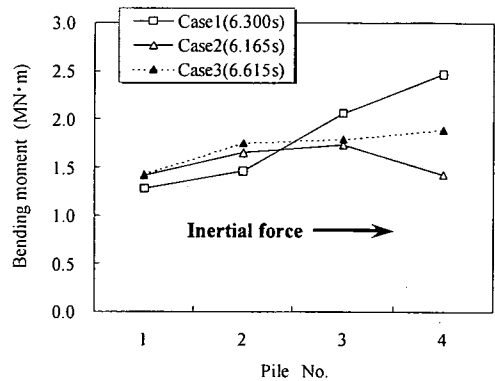


図-15 杭頭部最大曲げモーメント発生時刻 t_0 における各杭頭部 BS*i* での曲げモーメントの分布

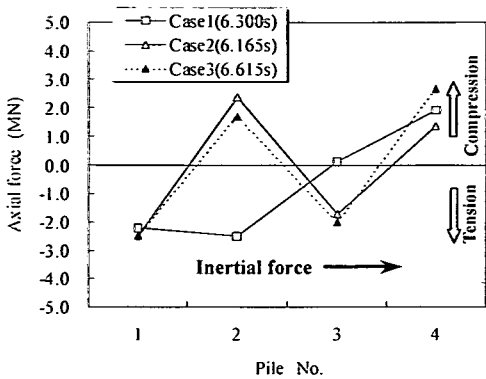


図-16 杭頭部最大曲げモーメント発生時刻 t_0 における各杭頭部 AsI1 での軸力の分布

び Case3 の場合は、圧縮、引張、圧縮、引張となっており、斜杭群杭の軸力の発生パターンが、直杭群杭と異なることがわかる。この軸力発生パターンは過去に報告された斜杭群杭の挙動⁸⁾と対応する。

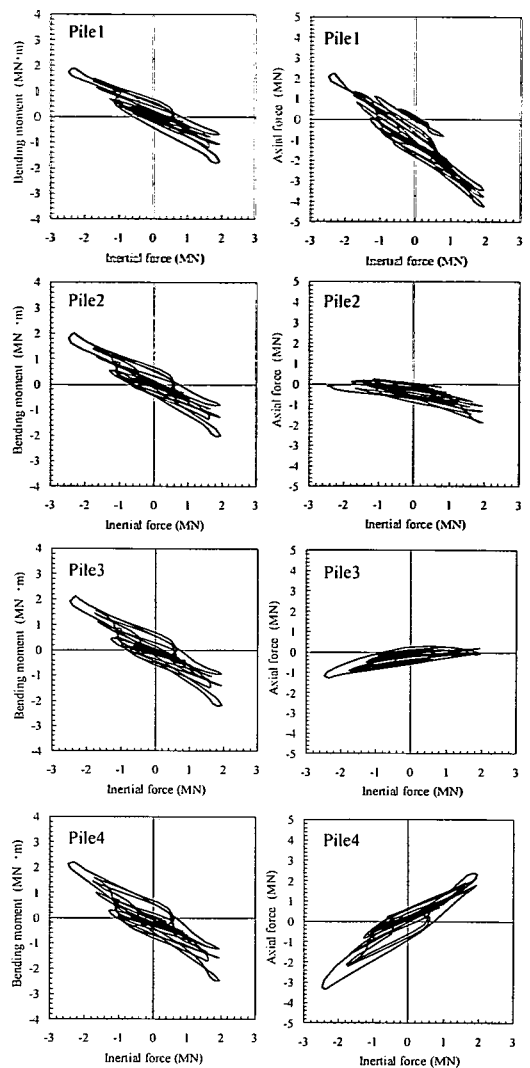
(3) 杭頭部断面力と慣性力の履歴関係

図-17~図-19 に、Pile1~Pile4 の各杭の杭頭部における曲げモーメントおよび軸力と、上部構造およびフーチングの慣性力の和との履歴関係を示す。

Case1 の場合、曲げモーメントは慣性力との相関が高いことがわかる。軸力については、発生する軸力が大きい Pile1 と Pile4 において、慣性力との相関が高い。また、軸力と慣性力の関係から、前述の各杭における軸力のレベルや位相の関係が良くわかる。

一方、Case2 の場合には、各断面力と慣性力の履歴関係は、Case1 の場合と異なって、いずれもループ形状を示し、断面力と慣性力の相関が低い。動的遠心模型実験の前に実施した模型杭の材料強度試験結果より、本実験における杭の応答が弾性変形範囲であることと、遠心加速度の上昇や加振による地盤沈下が原因で斜杭に発生する曲げ応力は、地震動による最大曲げ応力に比べて十分小さいことから、Case2 の履歴特性がループ形状を示した主な原因は、地盤と杭の動的相互作用によるものと考えられる。

また、この履歴特性の形状は、地盤密度が大きい Case3 においても同様に見られることから、斜杭群杭が直杭群杭よりも水平力に対する基礎の剛性が大きいため、上部構造の慣性力が杭の変形に与える影響よりも、地盤の変位が杭に与える影響の方が相対的に顕著に現れたと推測される。したがって、斜杭を有する群杭基礎において、杭の断面力を評価する場合には、上部構造の慣性力の影響だけでなく、杭と地盤の動的相互作用を考慮することが重要である。



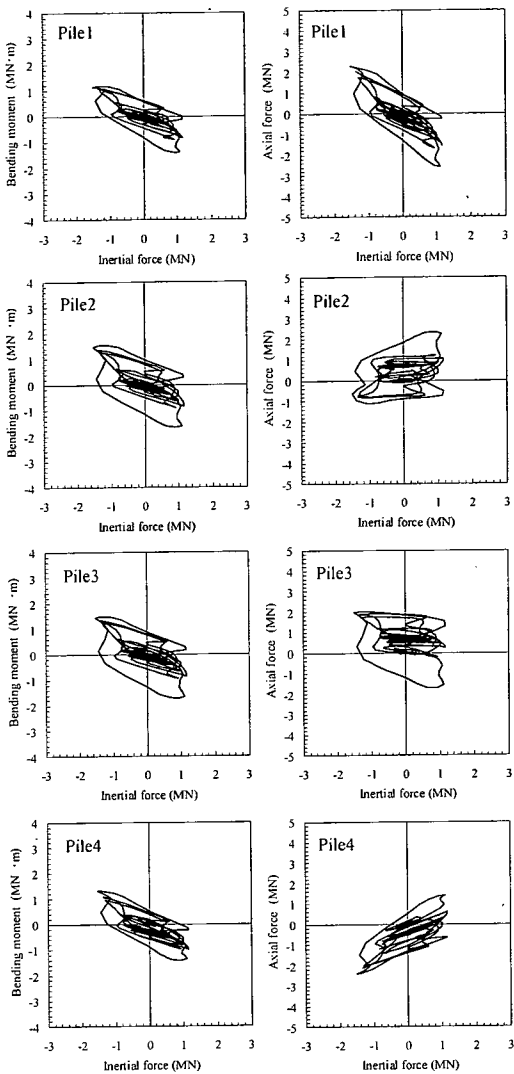
(a) 曲げモーメント (b) 軸力

図-17 Case1 の慣性力と杭頭部断面力の関係

(4) 杭の曲げモーメント分布

図-20~図-22 に、地中部における杭の曲げモーメント分布の時間変化を示す。着目した杭は、基礎の片側 2 本の Pile3 と Pile4 とした。

Case1 の場合、曲げモーメントは杭頭部で最大となり、地中深くなるにつれて直線的に小さくなる分布形状を保持して変化している。6.3s において、各深さで発生する曲げモーメントの絶対値は、外側の杭 (Pile4) の方が内側の杭 (Pile3) より大きい。分布形状やその時間変化は定性的には同じである。また、上部構造の加速度 SA1 が最大になる時刻 (6.705s) は、杭頭部で曲げモーメントが最大にな

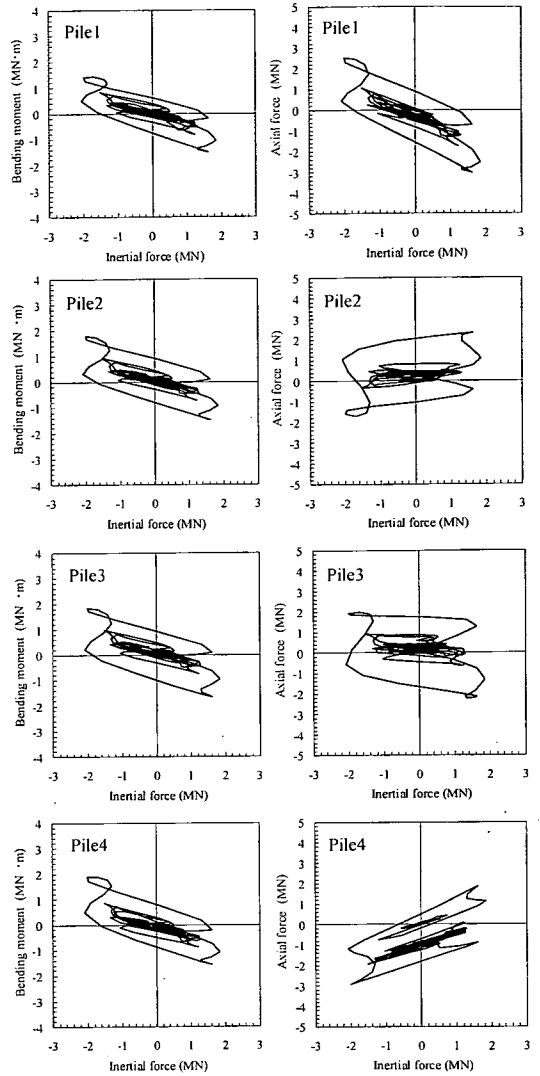


(a) 曲げモーメント (b) 軸力

図-18 Case2の慣性力と杭頭部断面力の関係

る時刻 (6.3s) と大きくずれており、曲げモーメントの正負も上部構造のSA1が最大の時と反対になっているが、それぞれの曲げモーメントの分布形状およびその絶対値は概ね同じである。

Case2の場合、Case1と同様に、曲げモーメントは杭頭部で最大であるが、地中部でのモーメントが大きく、外側の斜杭 (Pile4) は地下4m付近まで杭頭部と同程度の大きな曲げモーメントが発生している。上部構造の加速度SA1が最大になる時刻 (6.615s) と、杭の最大曲げモーメントが発生する時刻 (6.165s) とでは、後者の方が各深さで曲げモーメントが大きくなっており、従来の慣性力主体の評価では、杭の断面力を過小評価することになることが



(a) 曲げモーメント (b) 軸力

図-19 Case3の慣性力と杭頭部断面力の関係

わかる。また、このようなモーメントの分布形状から、軟弱地盤の物性値や層厚、杭の寸法や曲げ剛性などのパラメータの組み合わせによっては、地中部で曲げモーメントが最大になる可能性があると予想され、地震時の斜杭群杭の安全性を検証するには、地盤と斜杭の動的相互作用を考慮した杭体の断面力分布の評価が必要である。

Case3の場合、杭頭部で曲げモーメントが最大になる時刻 (6.615s) での曲げモーメント分布は、Case1と同様に直線的な分布形状となっており、同じ斜杭群杭で、地盤の密度が小さいCase2で起こったように、地中部で大きな曲げモーメントは発生していない。したがって、Case2で生じた杭の曲げモーメン

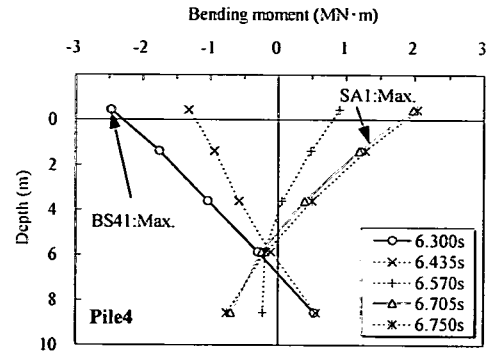
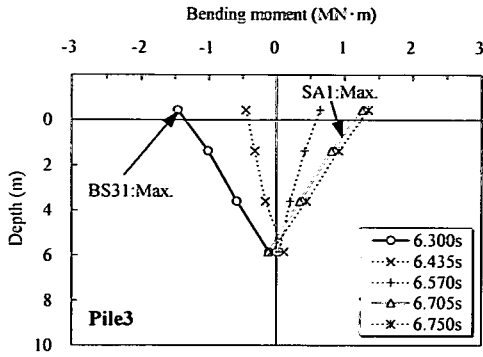


図-20 Case1のPile3およびPile4の曲げモーメント分布の時間変化

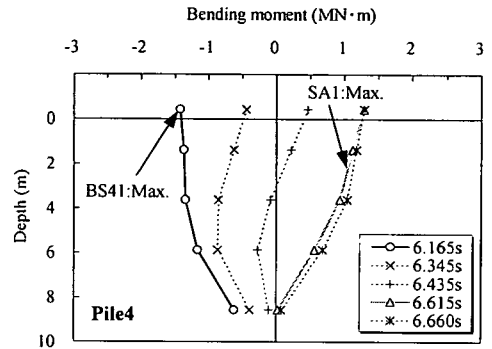
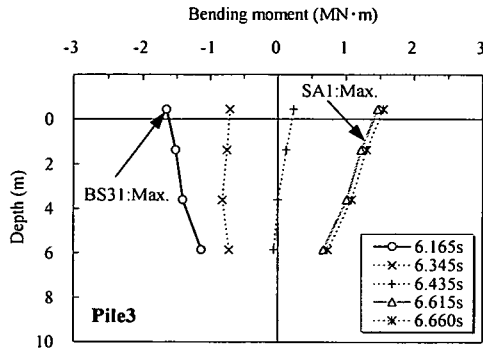


図-21 Case2のPile3およびPile4の曲げモーメント分布の時間変化

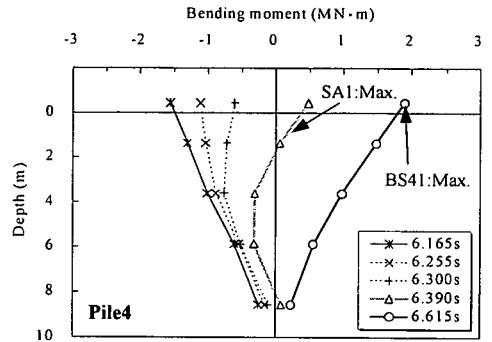
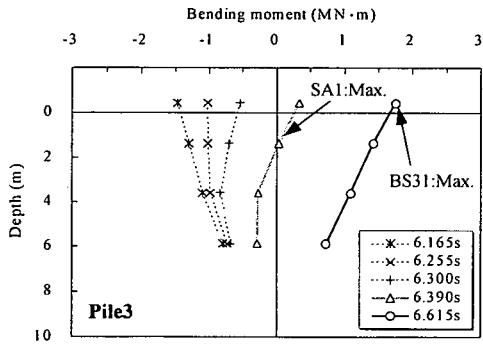


図-22 Case3のPile3およびPile4の曲げモーメント分布の時間変化

ト分布は、先に推測したとおり、主に、地盤の動的な変位に起因するものと考えられる。また、上部構造の加速度SA1が最大になる時(6.39s)の曲げモーメントは、杭の曲げモーメントが最大になる時より圧倒的に小さく、慣性力と地盤変位による荷重の位相差が顕著であることがわかる。したがって、斜杭群杭においては、軟弱地盤に限らず、地盤と杭の動的相互作用を考慮した杭の断面力評価が重要である。

6. まとめ

軟弱地盤における斜杭を有する群杭基礎の動的挙動を把握することを目的として、地盤と杭の動的相互作用を評価し得る実験手法の検討と、4本2列の8本群杭を対象とした直杭群杭と斜杭群杭の動的遠心模型実験を行った。その結果を以下にまとめる。

- (1) 乾燥状態の豊浦砂を用いて、相対密度の異なる2種類の模型地盤を作成し、単杭の動的遠心模

型実験を行った。地盤の密度が地盤の応答特性に影響し、その地盤条件に応じて地中部での杭体の変形挙動が異なることを確認した。

- (2) 直杭群杭の場合、上部構造は地表面の応答が増幅されて応答するが、斜杭群杭の場合、ほとんど増幅されないため、上部構造の慣性力が杭の断面力に与える影響は直杭群杭に対して低減されることがわかった。
- (3) 斜杭群杭は、直杭群杭よりも上部構造の慣性力と杭の断面力との相関が低いことや、従来の慣性力主体の設計手法では杭の断面力が過小評価されることを実験的に明らかにし、地盤と杭の動的相互作用を考慮した杭の断面力評価が重要であることがわかった。
- (4) 特に、軟弱地盤に斜杭群杭を設置する場合には、地盤変位の影響を強く受けて、杭の最大曲げモーメントが地中部で大きくなる可能性があるため、設計にあたっては、地盤と杭の動的相互作用を適切に考慮し得る評価手法が必要である。

今後、さらに、地盤・杭基礎・上部構造の一体系動的解析が可能な3次元静的・動的弾塑性有限要素解析コードDGPILE-3D¹⁰⁾により、本実験結果の評価を行うとともに、同手法で実大構造に対する検討を行う予定である。

参考文献

- 1)岡部俊三：海上橋の明日を拓く－新しい基礎形式の提案－，土木学会誌，Vol.83，pp.16-18，1998。
- 2)木村亮，牧野洋志，吉田敦，岡部俊三，大石善啓，大川

賢紀，亀井宏之：斜杭を有する群杭基礎の水平抵抗に関する遠心模型実験，第33回地盤工学研究発表会概要集，pp.1499-1500，1998。

- 3)木村亮，牧野洋志，岡部俊三，大石善啓，大川賢紀，亀井宏之：斜杭を含む鋼管杭基礎の支持力特性の調査，第34回地盤工学研究発表会概要集，pp.1441-1442，1999。
- 4)木村亮，牧野洋志，吉田敦，岡部俊三，大石善啓，大川賢紀，亀井宏之：斜杭を含む群杭の水平荷重分担と軸力分担に関する実験的研究，第53回土木学会年次学術講演会概要集，Ⅲ-B，pp.72-73，1998。
- 5)大川賢紀，岡部俊三，大石善啓，亀井宏之，木村亮：斜杭を有する群杭基礎の水平支持力解析，第54回土木学会年次学術講演会概要集，Ⅲ-A，pp.828-829，1999。
- 6)木村亮，牧野洋志，大川賢紀，亀井宏之，張鋒：斜杭を有する群杭基礎の静的水平支持力特性，土木学会論文集，No.722/Ⅲ-61，97-107，2002。
- 7)阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告－土木構造物の被害要因の分析，鋼構造物－，pp.228-239，1996。
- 8)大平彰，田蔵隆，中桧新，清水勝見：軟弱地盤中の杭基礎の地震時挙動特性に関する研究，土木学会論文集，第362号/I-4，pp.417-426，1985。
- 9)鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善出版，1999。
- 10)Kimura, M. and Zhang, F. : Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elastic-plastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.40, No.5, pp.113-132, 2000.

(2002. 1. 28 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON DYNAMIC BEHAVIOR OF A GROUP-PILE FOUNDATION WITH INCLINED PILES

Katsunori OKAWA, Hiroyuki KAMEI, Makoto KIMURA and Feng ZHANG

A jacket-type steel-pile foundation is a suitable foundation for resisting horizontal forces from earthquake or wind. It can not only reduce drastically the weight of the structure itself by connecting the foundation and the superstructure continuously but also increase the lateral resistance efficiently by using inclined piles properly. In this paper, the dynamic behavior of a group-pile foundation with inclined piles is investigated by conducting dynamic centrifuge model tests. In these tests, the responding acceleration of the superstructure and the loads of the piles during the earthquake are measured carefully. It was found that, in a group-pile foundation with inclined piles, the correlation between the sectional forces and the inertial forces of the superstructure is less than those of vertical piles, indicating that the effects of soil deformation can not be ignored in evaluating the sectional forces, and that there is a possibility that the maximum bending moment of the pile may occur underground if the upper stratum is a soft soil layer.