

地盤との動的相互作用を考慮に入れた高耐力マイクロパイルによる 既設基礎の耐震補強効果について

The Effect of Seismic Retrofitting of Existing Foundations using High Capacity Micro-piles
Considering Dynamic Interaction with Ground

岸下崇裕*, 三浦房紀**

Takahiro KISHISHITA and Fusanori MIURA

*博士(工学) 株式会社フジタ 技術センター土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

** 工博 山口大学教授, 工学部知能情報システム工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台二丁目 16-1)

In this study, the authors conducted non-linear dynamic response analyses of full-scale structures to grasp the dynamic behavior of pile foundations retrofitted with vertical or battered micro-piles, as well as the strengthening effects of such retrofitting. The non-linear dynamic response analyses revealed, similarly to shaking table tests, that the retrofitting with high capacity micro-piles or cast-in-place piles reduces the acceleration responses and displacement responses of bridge piers. The section force of the existing piles was reduced in terms of shearing and axial forces, but no significant reduction in bending moments was observed. This may be attributed to the strong effect of ground displacements during earthquakes on bending moments

Key Words: micro-pile, existing foundation, seismic retrofitting, non-linear dynamic analysis

キーワード: マイクロパイル, 既設基礎, 耐震補強, 非線形地震応答解析

1. はじめに

兵庫県南部地震以後の応急復旧とともに「震災対策緊急橋梁補強事業」として、首都高速道路等の橋脚の柱部を鉄板または炭素繊維で巻きたてる耐震補強工事がなされてきたが、基礎の耐震補強を行った事例は数少ない。しかしながら、国土事情、災害時における交通網の確保や構造物の再利用等を考えると基礎の耐震補強は必要になってくるものと思われる。

そこで、平成 11 年度より「既設基礎の耐震補強技術の開発」に関する官民共同研究（独立行政法人土木研究所、財団法人先端建設技術センター、民間 12 社）が開始されている¹⁾。この共同研究では、合理的かつ確実な耐震安全性を確保する基礎の補強方法として、高耐力マイクロパイル工法（High Capacity Micro Piles、以後 HMP 工法と称す）を中心にその設計・施工法²⁾の確立を目的とし、模型振動台実験³⁾や地震時保有水平耐力法による耐震補強効果の検討が行われている。

一般にマイクロパイル工法は、地中に小径の削孔を行い、異形鉄筋、鋼管などを補強材として挿入し、グラウト（セメントミルクあるいはモルタル）を注入して築造する場所打ちまたは埋め込みによる直径 300mm 以下の小口径杭

の総称である。アメリカでは、1989 年のロマ・プリエタ地震以後、既設構造物による施工空間等の制約条件下であっても有効で経済的な基礎の耐震補強工法の一つとして、カリフォルニア州交通局を中心に、HMP 工法が採用されてきた^{4,5)}。

一方、HMP 工法は、既設構造物による制約条件下における施工性において他の工法に比べ優位になるものの、小口径であるために地震時における水平方向の補強効果があまり期待できないものと一般的に思われている。

そこで本論文は、HMP 工法により補強された基礎の水平方向の挙動を中心に動的挙動や耐震補強効果を明らかにすることを目的に非線形地震応答解析を実施し、補強された基礎の耐震設計法確立のための基礎データを取りまとめたものである。

2. 概要

2.1 解析概要

杭基礎構造物の非線形地震応答解析には、一般に有限要素法が使用されている。本解析では、二次元有限要素法による非線形地震応答解析を実施した。

解析は、地盤と構造物を連成解析することの出来る解析

コード“DINAS”^⑥を用いて行った。地盤は、平面歪み要素を用い、非線形性は龍岡・福島^⑦による修正 R-O モデルとし、そのパラメータは今津・福武^⑧の式より求められた $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ の関係を基に求めた。橋脚、既設杭や高耐久マイクロパイルは、非線形の梁要素とし、杭と地盤は節点を共有させた。桁の質量は、上部構造の慣性力作用位置に集中質量として作用させた。地盤部の境界条件は、底面境界は固定とし、側方境界は繰り返し境界 (MPC 境界) とした。表-1 に解析に用いた地盤定数を、図-1 に解析に用いたメッシュ図を示す。

地盤・杭・構造物系は、三次元モデルで表現し解析することが理想的である。しかし、一般に三次元解析に要する時間や計算要領は非常に膨大となり、実務では二次元解析モデルが多く使われている。二次元有限要素法により三次元的な挙動を十分に表現するには、地盤の奥行き方向幅をどのように定めるかが問題となる。この奥行き幅の問題に関しては、岸下・三浦^⑨や淵本・田蔵^⑩らの研究により、定性的ではあるがフーチング幅の 2 倍とすることにより三次元解析結果を模擬できることが確認されている。よって、本解析においても地盤の奥行き幅は、フーチング幅の 2 倍として検討し、検討方向は橋軸直角方向とした。

入力は、プレート境界型の地震動 (タイプ I) と内陸直下型の地震動 (タイプ II) の 2 種類の加速度波形を用い、基盤に入力した。図-2 に入力加速度波形を示す。本検討に用いた地盤は、II 種地盤であることから、タイプ I には、1968 年日向灘沖地震の際に板島橋周辺で観測された地震波を、タイプ II には、1995 年兵庫県南部地震の際に J R 鷹取駅構内の地盤で観測された地震波を用いた。入力加速度の最大値は、フーチングの最大加速度が 700gal 程度になるように 400gal に調整した。

表-1 解析に用いた地盤定数

土質	層厚 (m)	平均N値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断剛性 G (kN/m ²)	基準ひずみ $\gamma_{0.5}$	最大減衰定数 h_{max}
砂質土	3.0	5	18	137	3500	2.00×10^{-4}	0.24
砂質土	7.0	5	18	137	3500	3.13×10^{-4}	0.24
粘性土	4.8	5	19	171	5000	1.29×10^{-3}	0.20
砂質土	2.9	15	18	247	11000	5.50×10^{-4}	0.24
砂 礫	12.3	50	19	300	20000	6.50×10^{-4}	0.24

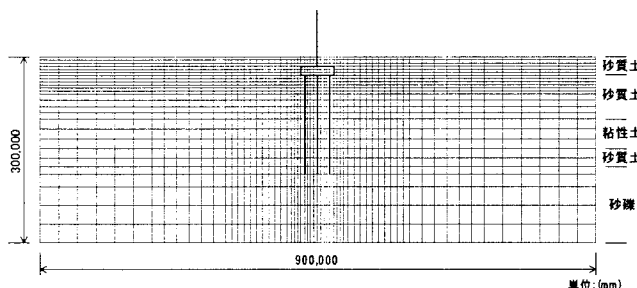
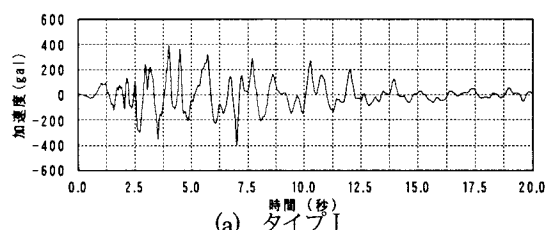
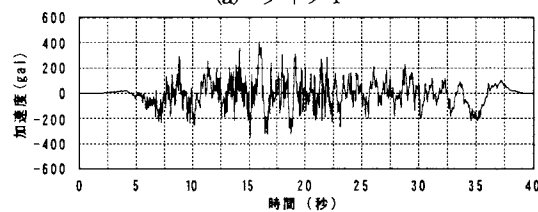


図-1 メッシュ図



(a) タイプ I



(b) タイプ II

図-2 入力加速度波形

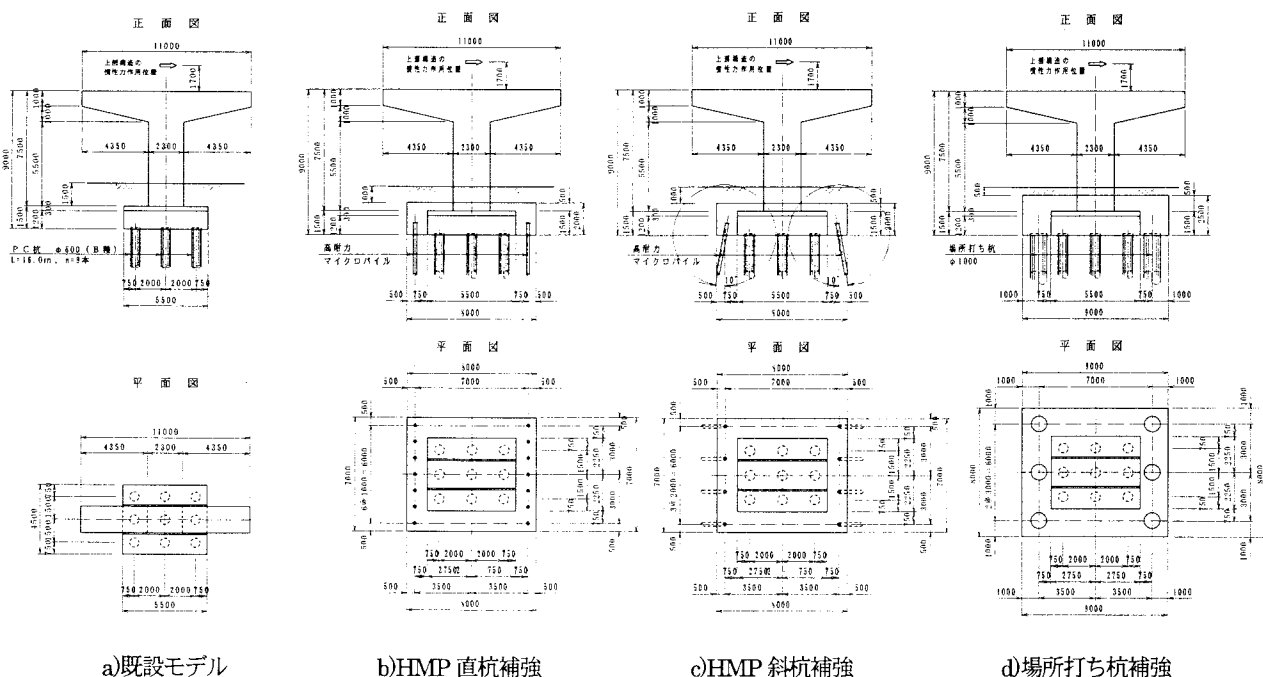


図-3 検討モデル概略図

2.2 検討モデル

検討は、地震時保有水平耐力法により基礎の補強が必要と判断された既設モデル、その既設モデルに対しマイクロパイルを鉛直に施工し補強したHMP直杭補強モデル、斜め10°に施工し補強したHMP斜杭補強モデルと在来工法の場所打ち杭で補強した場所打ち杭補強モデルの4モデルで行った。図-3に検討に用いた構造物の概略図を示す。また、表-2には、既設杭、HMP杭および場所打ち杭の諸元を示す。

既設杭の耐震補強設計は、前述した共同研究で作成したHMP工法設計・施工マニュアルに従って行った。図-4に、作用荷重位置での荷重～変位関係を、表-3に降伏判定結果を示す。図中の黒塗り印は、基礎が降伏したと判定された位置を示している。表に示すように既設モデルの基礎は、押し込み側の杭の支持力が上限値に達して降伏に至ったものと判断され、降伏時の荷重が設計荷重より下回っているため、基礎の補強が必要であると判断された。

この既設モデルに対し、HMP直杭補強の場合14本、HMP斜杭補強の場合8本および場所打ち杭補強の場合6本を補強することにより、補強された基礎が設計荷重以上の水平耐力を有する結果を得た。したがって、補強モデルは、設計荷重以上の水平耐力を有する補強基礎を検討モデルとしたことになる。

3. 構造物の応答について

3.1 時刻歴応答

HMPや場所打ち杭で補強することによる、既設杭への効果や影響を調べるために、時刻歴応答や最大応答値を基に検討を行った。

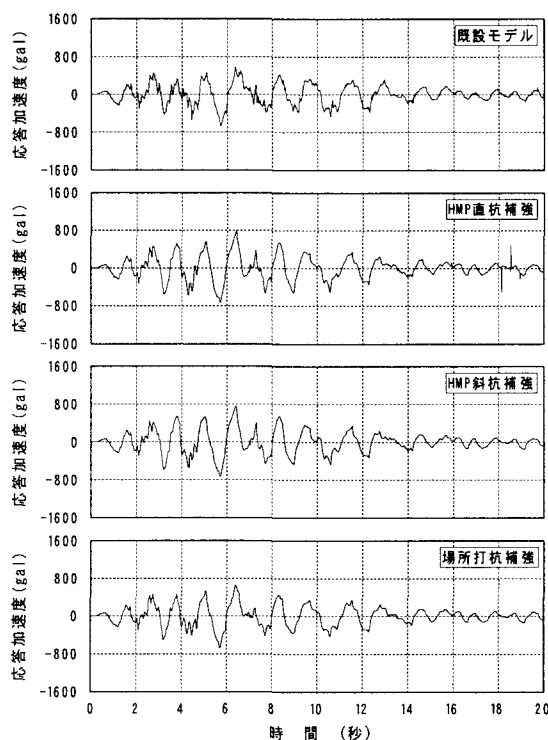


図-5 フーチングの応答加速度 (タイプII)

表-2 解析に用いた杭および橋脚基部の諸元

杭種	既設杭	HMP杭	場所打ち杭	橋脚基部
杭径	PHC杭	高強度鋼管	RC杭	—
曲げ剛性	$EI(\text{kN}\cdot\text{m}^2)$	198000	4671	1493000
ひび割れ時	$M_c(\text{kN}\cdot\text{m})$	203.9	—	224
	$\phi_c(1/\text{m})$	0.001	—	0.0002
降伏時	$M_y(\text{kN}\cdot\text{m})$	366.4	144.0	1484
	$\phi_y(1/\text{m})$	0.0059	0.0309	0.0036
終局時	$M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$	459.5	199.4	2415
	$\phi_u(1/\text{m})$	0.0197	0.0427	0.0778

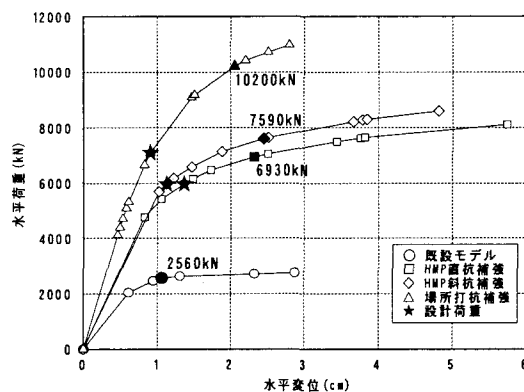


図-4 作用荷重位置での荷重～変位関係

表-3 降伏判定結果一覧

検討モデル	補強本数	降伏荷重 (kN)	降伏変位 (cm)	降伏判定
既設モデル	0	2560	1.06	押し込み側の支持力が上限値を超えた。
HMP直杭補強モデル	14	6930	2.33	既設杭の全てが降伏モーメントを超えた。
HMP斜杭補強モデル	8	7590	2.45	既設杭の全てが降伏モーメントを超えた。
場所打ち杭補強モデル	6	10200	2.06	既設杭の全てが降伏モーメントを超えた。

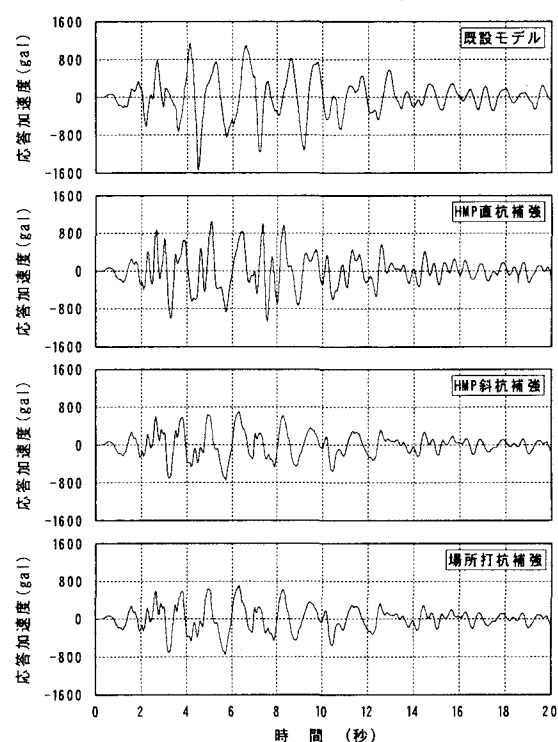


図-6 構造物上端の応答加速度 (タイプII)

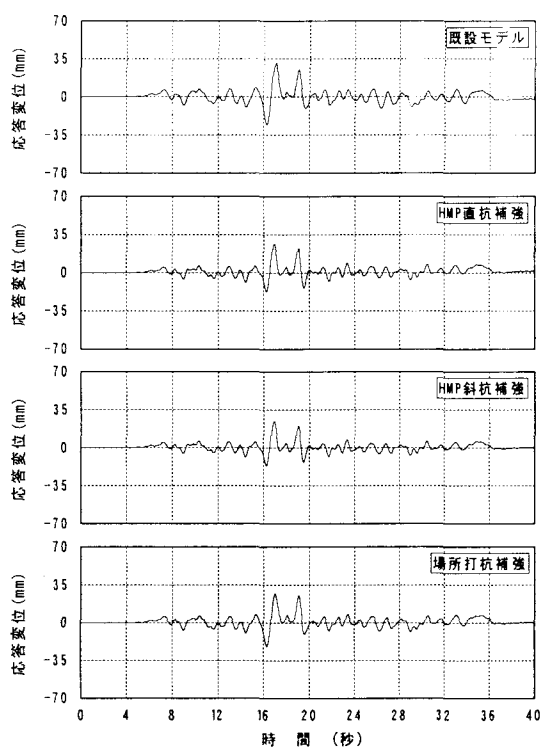


図-7 フーチングの応答変位 (タイプI)

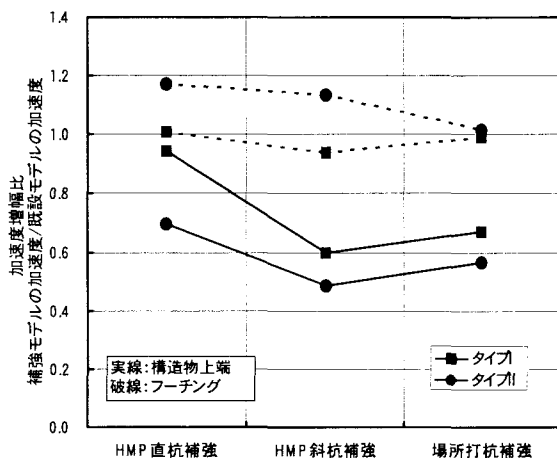


図-9 加速度の低減効果

図-5にフーチングの応答加速度を、図-6に構造物上端部での応答加速度の時刻歴を示す。図は、上段から既設モデル、HMP直杭補強モデル、HMP斜杭補強モデルおよび場所打ち杭補強モデルの結果を示している。

フーチングの応答加速度は、既設モデルと補強モデル共にほぼ同じ応答性能を示した。それに対し構造物上端の応答加速度は、補強することにより減少する傾向にある。また、既設モデルでは、フーチングから構造物上端部にかけて応答加速度が大きく増幅しているのに対し、補強モデルでは、ほぼ同程度の値を示した。この傾向は、タイプI地震動においても同様であった。

次に図-7にフーチングの応答変位を、図-8に構造物上端部の応答変位の時刻歴を示す。応答変位に対しても、上述した応答加速度と同じ傾向が得られた。

このことからフーチング部における応答は、地盤応答の影響を受けているため、既設モデルと補強モデルでほぼ同

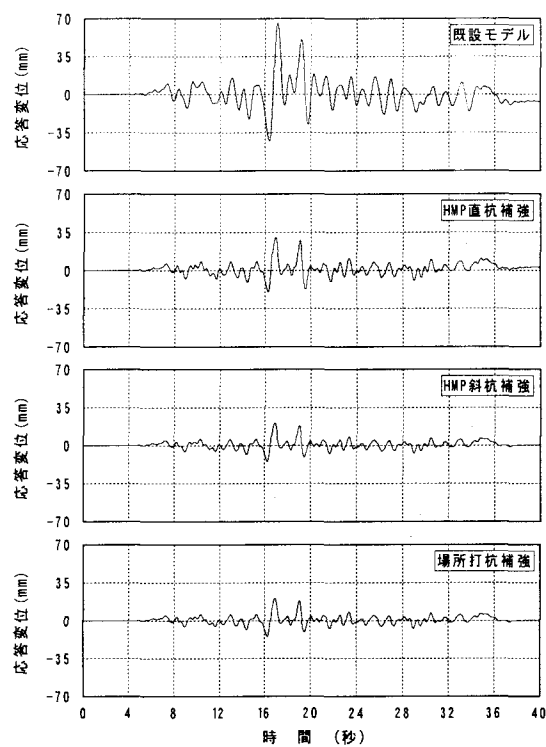


図-8 構造物上端の応答変位 (タイプI)

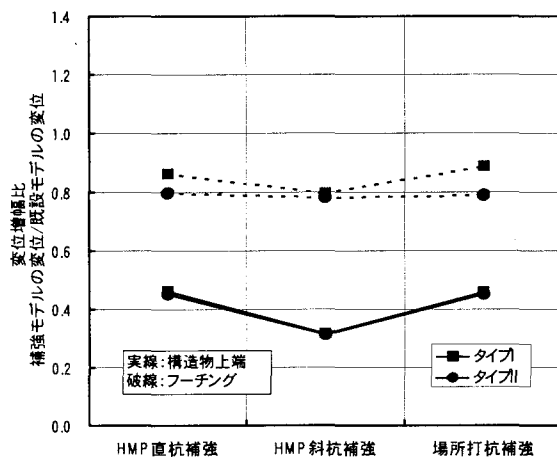


図-10 変位の低減効果

じ応答特性を示したものと考えられる。それに対し、構造物上端部の応答は、HMPや場所打ち杭で増し杭することにより、杭基礎の軸方向剛性が増加し、橋脚基部に生じる曲げモーメントに対する抵抗力が増えたために、フーチングの回転が抑止され、しいては上部構造物の応答が低減されたものと考えられる。この応答に関する傾向は、官民共同研究で実施された模型振動台実験⁹⁾においても同様な結果が得られている。

3.2 最大応答加速度

補強方法の違いによる構造物の応答加速度の比較を図-9に示した。図中の値は、補強モデルの最大応答加速度を既設モデルの最大応答加速度で除したものである。図中の実線は構造物上端部の結果を、破線はフーチング部の結果を示している。図に示されるようにフーチングに生じる最大加速度は、既設モデル、HMPによる補強モデルおよ

び場所打ち杭による補強モデルともほぼ同程度の値を示している。フーチングに生じる加速度応答は、周辺地盤の応答加速度が支配的であるためである。それに対し構造物上端における応答加速度は、HMPや場所打ち杭で補強することにより減少する傾向にある。その低減効果は、HMP斜杭補強モデルが最も大きく、約50%であった。

3.3 最大変位応答

最大変位応答量についても加速度と同様の比較を行った。図中の実線は構造物上端部の結果を、破線はフーチング部の結果を示している。図-10に、各補強方法における変位増幅比を示す。図に示されるようにフーチングの変位増幅比は、タイプI入力時においてHMP直杭補強で0.86、HMP斜杭補強で0.8、場所打ち杭補強で0.89の値を示し、10%~20%の変位抑止効果が確認された。タイプII入力時には、各工法とも0.8の値を示し、20%の変位抑止効果が確認された。構造物上端部は、タイプI入力時、タイプII入力時ともにHMP直杭補強で0.45、HMP斜杭補強で0.31、場所打ち杭補強で0.45の値を示し変位抑止効果が確認された。この結果より、HMP斜杭補強が最もフーチングおよび構造物上端部共に変位抑止効果があることが確認された。

図-11に、既設杭および構造物の水平変形量を示す。図は、構造物上部における水平変位が最大となる時刻の値を示している。図中の○印は既設モデルの結果を、●印はHMP直杭補強モデルの結果を、□印はHMP斜杭補強結果を、■印は場所打ち杭補強の結果を示している。図に示されるように既設モデルは、上部構造物が大きく前方へ倒れ込んでいるのに対しHMP直杭補強や場所打ち杭補強では上部構造物の倒れ込み量が大幅に減少している。この結果よりHMPや場所打ち杭による補強は、既設モデルに比べ上部構造物のロッキングを抑止する効果があるものと判断される。またHMP斜杭補強では、フーチング部(G.L.-2.5m)の変位より構造物上端部(G.L.7.5m)の変位の方が小さくなる傾向を示した。斜杭における水平変位方向前面の杭は、水平変位が進むにつれ杭頭が起き上がる方向にあり、フーチングを起き上がらせる方向にある。よって、HMP斜杭補強時の構造物上端部の変位は、フーチング部の変位より小さくなったものと考えられる。この傾向は、官民共同研究で実施された模型振動台実験³⁾においても同様な結果が得られている。

4. 耐震補強効果

既設基礎の耐震補強設計では、地震時保有水平耐力法に基づき照査を行い基礎が降伏に達しないようにすることを原則としている²⁾。補強された基礎の降伏は、次のいずれかに最初に達するときを目安としている。

- ① 全ての既設杭において、杭体が塑性化する
- ② 全ての補強杭において、杭体が塑性化する
- ③ 一列の杭（既設杭または補強杭）の杭頭反力が、押し込み支持力の上限值に達する

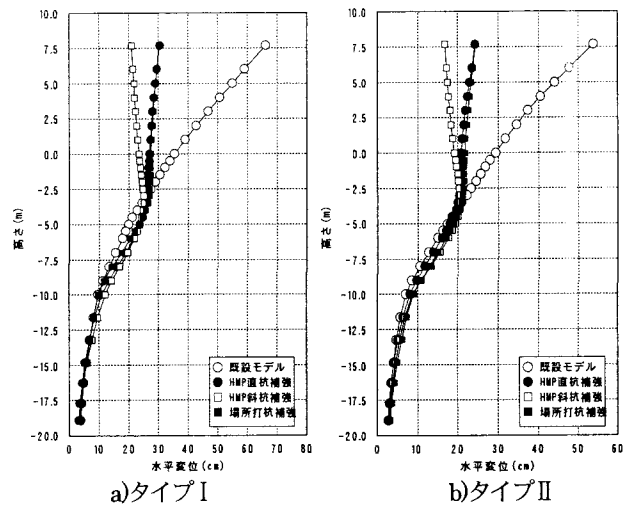


図-11 変位分布

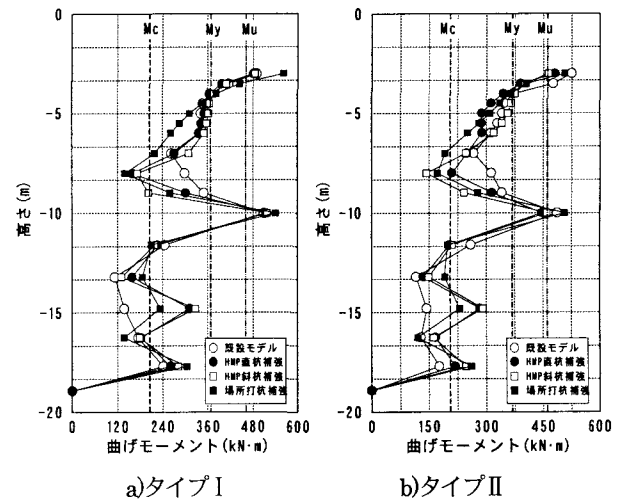


図-12 曲げモーメント分布

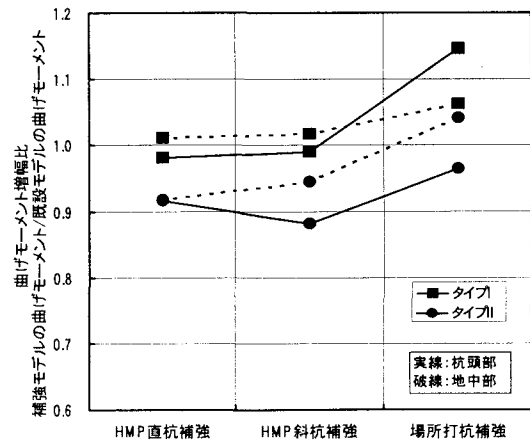


図-13 曲げモーメントの低減効果

そこで本章では、耐震補強効果を確認することを目的として、既設杭の断面力、補強杭の断面力および上部構造物の断面力について検討を行った。

4.1 既設杭の断面力

図-12に既設杭に生じる最大曲げモーメントの分布を示す。図中の○印は既設モデルの結果を、●印はHMP直杭補強モデルの結果を、□印はHMP斜杭補強結果を、■印は場所打ち杭補強の結果を示している。

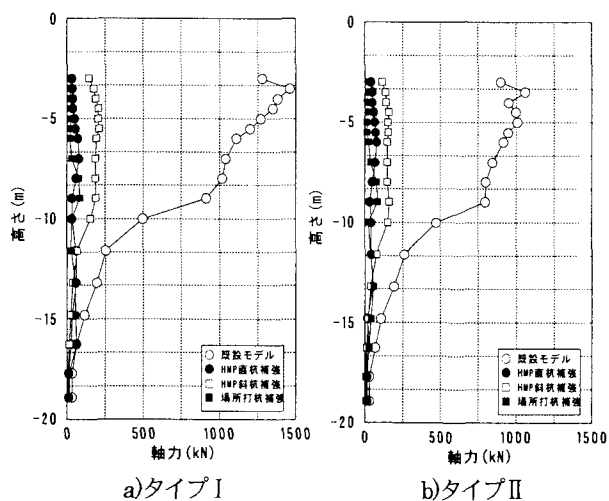


図-14 軸力分布

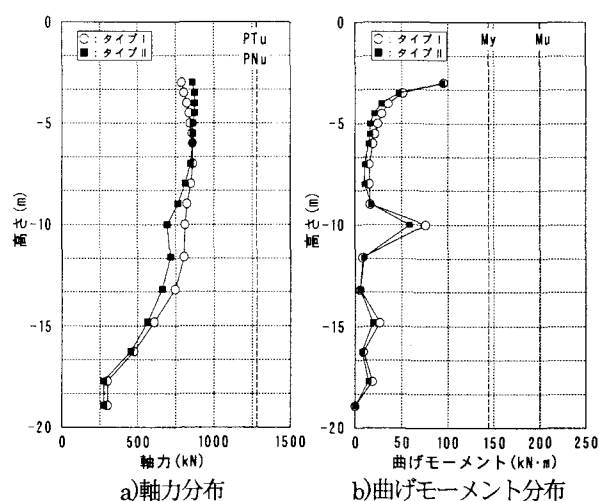


図-15 補強杭の断面力 (HMP 直杭補強)

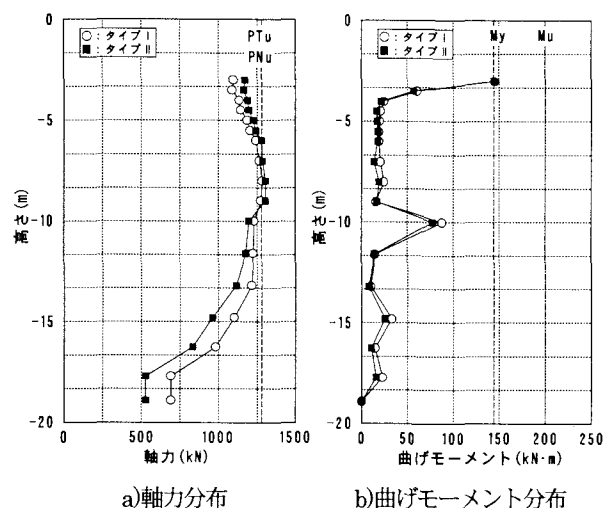


図-16 補強杭の断面力 (HMP 斜杭補強)

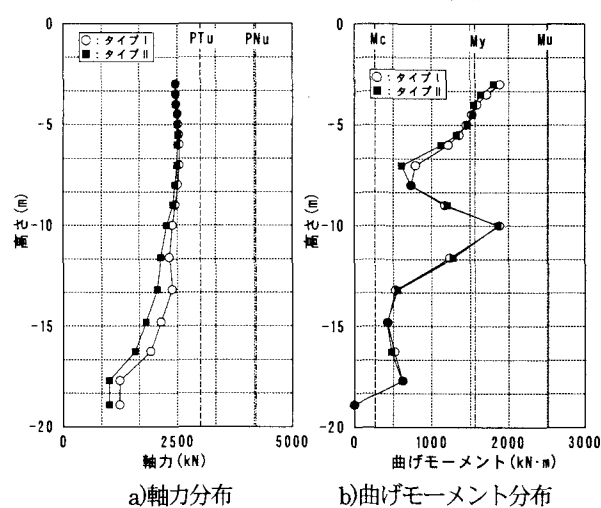


図-17 補強杭の断面力 (場所打ち杭補強)

■印は場所打ち杭補強の結果を示している。また、図中には、損傷状況を表すために軸力 0kN 時におけるひび割れ発生時の曲げモーメント M_C 、降伏時の曲げモーメント M_Y と終局時の曲げモーメント M_U の位置を示した。

図に示すように、既設モデルの曲げモーメントは、杭頭部および地中部(G.L.-10m)において終局曲げモーメントを超える結果となった。HMP や場所打ち杭に補強された基礎における既設杭の曲げモーメントは、既設モデルに比べ減少する傾向にあるものの、杭頭部および地中部において降伏曲げモーメント以下に抑えることはできなかった。この傾向は、官民共同研究で実施された模型振動台実験³⁾においても同様で、既設杭の曲げモーメントを明らかに低減できる結果は得られていない。

図-13に補強方法の違いによる曲げモーメントの増幅比を示した。曲げモーメントの増幅比は、各補強モデルの曲げモーメントを既設モデルの曲げモーメントで除して求めた。図に示される実線は杭頭部の値を、破線は地中部(G.L.-10m)における値を示している。図に示すようにHMP 直杭補強モデルや HMP 斜杭補強モデルは、既設モデルに対しタイプ I 入力時で同等、タイプ II 入力時で約 10%低減する結果となった。それに対し場所打ち杭補強モデルは、タイプ I 入力時において約 10%増加する傾向を示

した。本解析モデルでは、HMP 斜杭補強が曲げモーメントを低減する効果があることが確認された。

図-14に既設杭に生じる最大軸力分布を示す。図に示されるように既設杭の軸力分布は、補強することにより大幅に低減する結果となった。この結果は、図-10で示されたように、HMP や場所打ち杭で補強することで上部構造のロッキングが抑止され、既設杭に作用する軸力が低減したものと考えられる。

4.2 補強杭の断面力

図-15～図-17に補強杭に発生した軸力および曲げモーメントの最大値分布を示す。図中の○印はタイプ I 入力時の結果を、■印はタイプ II 入力時の結果を示している。軸力分布図には、地震時保有水平耐力法において基礎の降伏判定に用いた押し込み力の上限值 P_{Nu} および引抜き力の上限值 P_{Tu} の位置を示した。ここで示した上限値 P_{Nu} および P_{Tu} は、地盤から決まった値である。また、同様に曲げモーメント分布図には、軸力 0kN 時におけるひび割れ発生時の曲げモーメント M_C 、降伏時の曲げモーメント M_Y と終局時の曲げモーメント M_U の位置を示した。

HMP 直杭補強時における補強杭の断面力は、図-15に示すように基礎の降伏判定の指標とされる、押し込みの

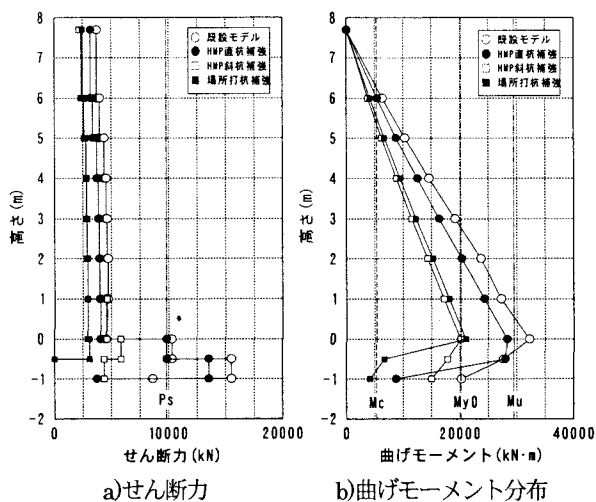


図-18 上部構造の断面力 (タイプI)

上限値 P_{Tu} および降伏モーメント M_y を超えることなく健全であることが確認された。

次にHMP斜杭補強時における補強杭の軸力は、図-16に示すように押し込み力の上限値を超える結果となった。これは、HMP直杭補強が片側7本であるのに対し、斜杭補強では片側4本であったために、1本当たりの軸力負担が増え、押し込み支持力を超える結果となったものと考えられる。この様な支持力不足が生じた場合、通常の杭では、杭径を大きくしたり、杭本数を増やすなどの対応をしている。それに対しHMPでは、定着部長を長くすることで支持力不足を解消できる。これは、地盤や構造部材の非線形性を考慮した現在の耐震設計法において、設計変更に対し容易に対応が可能であるといった特徴を有しているものと言えよう。

次に場所打ち補強時における補強杭の軸力は、図-17に示すように押し込み力の上限値以下であった。それに対して曲げモーメントは、杭頭部に加え地中部においても降伏モーメントを超える結果となった。この結果より場所打ち杭による補強では、既設杭と補強杭ともに降伏し基礎の耐力が不足しているものと判断される。

地震時保有水平耐力法による検討では、図-4に示したように場所打ち杭による補強方法が最も大きな耐力を有している結果となっている。それに対し、非線形地震応答解析では最も弱い補強方法となってしまった。地震時保有水平耐力法では、設計外力としてフーチングに水平力と曲げモーメントを作用させている。そのため、曲げ剛性の大きい場所打ち杭が最も大きな耐力を有する結果になった。それに対し、非線形地震応答解析では、杭断面力へ与える影響に地盤変位が作用するため、既設杭より靱性（降伏曲率）が大きいHMPでは降伏せず、既設杭と同程度の変形性能（降伏曲率）しかもたない場所打ち杭では、既設杭と同様に降伏してしまったものと考えられる。

4.3 上部構造の断面力

図-18と図-19に上部構造のせん断力の最大値分布と曲げモーメントの最大値分布を示す。図中の○印は既設モデルの結果を、●印はHMP直杭補強モデルの結果

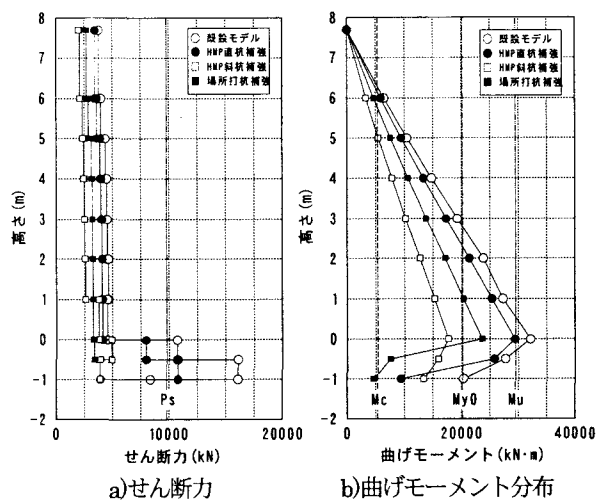


図-19 上部構造の断面力 (タイプII)

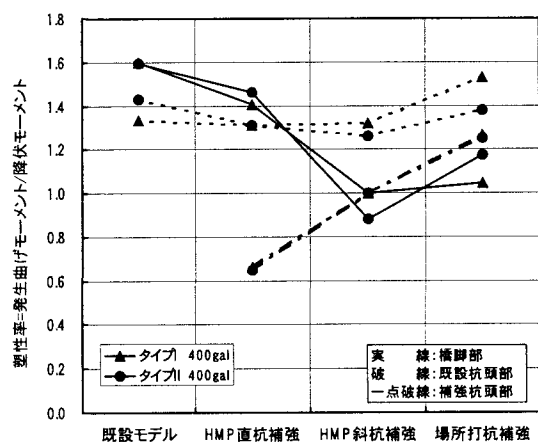


図-20 各モデルの塑性状況

を、□印はHMP斜杭補強結果を、■印は場所打ち杭補強の結果を示している。せん断力分布図には、せん断耐力 P_s の位置を、曲げモーメント分布図には、ひびわれ曲げモーメント M_c 、初降伏曲げモーメント M_{y0} および終局曲げモーメント M_u の位置を示した。

タイプI入力時における上部構造のせん断力は、既設モデルおよびHMP直杭補強モデルにおいてせん断耐力を超える結果となった。それに対しHMP斜杭補強モデルや場所打ち杭補強モデルは、せん断耐力以下に収まる結果となった。次に曲げモーメントは、既設モデルで終局曲げモーメントを、HMP直杭補強および場所打ち杭補強モデルで初降伏曲げモーメントを超える結果となった。それに対しHMP斜杭補強では、初降伏以下に収まる結果となった。

この傾向は、3章の3.2節や3.3節で示したように、HMPや場所打ち杭を用いて増し杭補強することによって、上部構造の応答加速度や応答変位が低減され、さらに上部構造の断面力も低減されたものと考えられる。

また、タイプII入力時においてもこの結果と同様な傾向が得られた。

4.4 各モデルの塑性状況

各モデルの補強効果の比較は、上部構造、既設杭および補強杭における塑性率を用いて比較を行った。図-20

に各モデルについて塑性率を比較した結果を示す。図中の実線は、上部構造物の結果を、破線は既設杭の結果を、一点破線は補強杭の結果を示している。ここで比較する塑性率は、各部位に発生した最大曲げモーメントを各部位の降伏曲げモーメントで除した値を用いた。したがって、各部位の損傷状態は、塑性率が1.0以下であると十分な耐力を有しているものと判断される。

図より既設モデルは、上部構造物および既設杭で塑性率が1.0を超えており本解析に用いた入力地震動に対し十分な耐力を有していないことが確認された。HMP直杭補強モデルは、上部構造物と既設杭において十分な耐力を有していないが、補強杭は十分な耐力を有していることが確認された。HMP斜杭補強は、既設杭で十分な耐力を有していないが、上部構造物と補強杭において十分な耐力を有していることが確認された。場所打ち杭補強は、上部構造物、既設杭および補強杭において塑性率が1.0を超えており本解析に用いた入力地震動に対し十分な耐力を有していないことが確認された。

以上の結果より、解析に用いた既設モデルに対し、HMP斜杭補強を用いることが最も有効であることが確認された。

5. まとめ

HMPや場所打ち杭により補強された構造物に対して非線形地震応答解析を実施した結果、以下の点が明らかになった。

- ① HMPや場所打ち杭により補強された構造物の応答加速度や応答変位は、既設杭構造物に比べ軸方向剛性が増え、構造物のロッキングが抑止され、応答加速度や応答変位が低減される。特にHMP斜杭補強において低減される結果となった。この傾向は、模型振動台実験においても確認されている。
- ② 既設杭に生じる軸力は、HMPや場所打ち杭で補強することにより低減される。これは、①に示すように増し杭することにより上部構造物のロッキングが抑止され、軸力の低減につながったものと考えられる。
- ③ 既設杭に生じる曲げモーメントは、HMP補強においては既設モデルに比べ同等もしくは減少する傾向に、場所打ち杭による補強では増加する傾向にあった。ただし曲げモーメントは、降伏曲げモーメント以下に抑えることができず明確な補強効果は得られなかった。この傾向は、模型振動台実験においても見られた。
- ④ 補強杭に生じる曲げモーメントは、HMPでは降伏モーメント以下であったのに対し、場所打ち杭で降伏モーメントを超えてしまった。HMPは、既設杭に比べ靱性が大きいのに対し、場所打ち杭は既設杭と同等で

あったために、場所打ち杭が降伏したものと考えられる。

- ⑤ 上部構造物に生じる断面力は、せん断力と曲げモーメント共にHMPや場所打ち杭で補強することにより低減される。
- ⑥ 塑性率（発生曲げモーメントを降伏曲げモーメントで除した値）を基に補強効果を検証した結果、HMP斜杭補強が最も有効であることがわかった。

上述のように、高耐力マイクロパイルを斜杭で補強することが最も有効であることが明らかになった。このことは、既設構造物下における狭隘な空間での施工や斜杭施工等を考慮すると、既設基礎の耐震補強工法として従来の工法に比べ高耐力マイクロパイルが有効であることを示すものである。

今後は、地盤種別や基礎形式の違う実構造物を対象に高耐力マイクロパイルにより補強された基礎の地震応答解析を実施し、耐震補強効果や設計法について検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その1）、独立行政法人土木研究所、2000。
 - 2) 既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その3）（6分冊の2）、独立行政法人土木研究所、2002。
 - 3) 岸下崇裕・斉藤悦郎・相良昌男・福井次郎・大下武志：マイクロパイルに補強された杭基礎の動的挙動について、土木学会論文集I，No.745/I-65，pp.191-202，2003。
 - 4) Ray Zelinski: Reprinted from Earthquake-Induced Movement and Seismic Remediation of Foundations and Abutments, ASCE Soil Dynamics Committee of the Geotechnical Engrg., 1995。
 - 5) Bruce D.A.: Fundamental Test on The Performance of High Capacity Pin Piles, DFI Conference, 1993。
 - 6) 「3次元地盤・構造物連成地震応答解析システム DINAS」マニュアル、株式会社CRCソリューションズ、2002。
 - 7) 龍岡文夫、福島信二：砂のランダム繰り返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について(1)、生産研究、30巻9号、pp.356-359、1978。
 - 8) 今津雅紀・福武毅芳：砂礫材料の動的変形特性、第21回土質工学研究発表会、pp.509-512、1986。
 - 9) 岸下崇裕、三浦房紀：2次元FEM解析による杭基礎の動的挙動について、杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書、pp.105-108、2001。
 - 10) 淵本正樹、田蔵 隆：2次元有限要素法による地盤・杭・構造物系の地震応答解析による地盤の奥行き方向解析幅に関する一考察、清水建設研究報告、第73号、pp.35-46、2001。
- （2004年4月16日 受付）