

深い軟弱地盤にある斜杭基礎橋脚の地震時挙動に関する考察

Seismic response for bridge foundation with batter piles on soft ground

阿知波 秀彦*, 関 雅樹**, 岩田 秀治**, 吉田 幸司**, 武田 篤史***, 小長井 一男****
 Hidehiko Achiha, Masaki Seki, Shuji Iwata, Koji Yoshida, Atsushi Takeda, Kazuo Konagai

*修(工), 東海旅客鉄道株式会社, 総合技術本部技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山 1545 番 33)

**博(工), 東海旅客鉄道株式会社, 総合技術本部技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山 1545 番 33)

***修(工), 株式会社大林組, 技術研究所 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4 丁目 640)

****工博, 東京大学, 生産技術研究所 (〒153-8505 東京都目黒区駒場 4 丁目 6 番 1 号)

The purposes of this study are examining the seismic response of the bridge foundation with battered piles at the deep, soft ground condition, as well as investigating the effectiveness of the sheet-piles installed method newly developed. Because of its geometrical configuration, the foundation with battered piles has the dynamic characteristics that the footing rotates to the opposite direction against the inertia action on the superstructure due to the ground deformation during the earthquake. This may cause severe damage at the pile cap. The sheet-piles installed method proposed in this paper can reduce the damage of the pile cap by restraining the rotation of the footing utilizing the sheet-piles installed around the foundation. A series of shaking table tests and the FEM analyses were performed for the investigation, which includes the sheet-piles installed and normal conditions. Following results were obtained. 1) Seismic characteristics of the foundation with battered piles were confirmed. 2) The effectiveness of the sheet-piles installed method was verified. 3) FEM analysis for this structure is feasible with introducing the appropriate ground spring model.

Key Words: Batter piles, Soft ground, Shaking table test, Dynamic analysis

キーワード: 斜杭, 軟弱地盤, 振動台実験, 動的解析

1. はじめに

深い軟弱地盤にある斜杭基礎の特徴的な地震時挙動として、幾何的要因から橋脚全体の变形モードが、通常直杭と異なるということがある¹⁾。その变形モードを図-1に示す。フーチングが地盤変形に追従して図中左側に変位すると、右側の斜杭は引張軸力が、左側の斜杭は

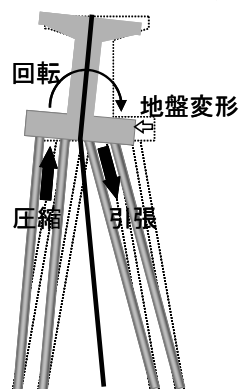


図-1 斜杭の変形モード

圧縮軸力が働き、その結果フーチングが回転し、基盤-フーチング間相対水平変位とフーチング-橋脚天端間相対水平変位の符号が異なるモードである。つまり、全体形状が「く」の字のようになる。(本論文ではこの変形モードを「くの字モード」と呼ぶこととする。)なお、ここで示す「くの字モード」は、地盤と上部工慣性力が位相差をもって振動する2次モードを指すのではなく、フーチングの強制変位に対して静的な力の釣り合いから発生する変形の形状を指すことに注意しなければならない。

くの字モードは、地盤変形が小さく上部工慣性力の影響が大きいときは、顕著ではない。これは、フーチングの水平変位が小さいため、発生する杭軸力が小さく、また、上部工慣性力の影響により通常直杭と同じになるモードの影響が強いためである。しかし、深い軟弱地盤上においては、地盤変形が大きいため、相対的に上部工慣性力の影響が小さくなり、くの字モードが顕著となる。この時、フーチングが回転するため、杭軸とフーチング

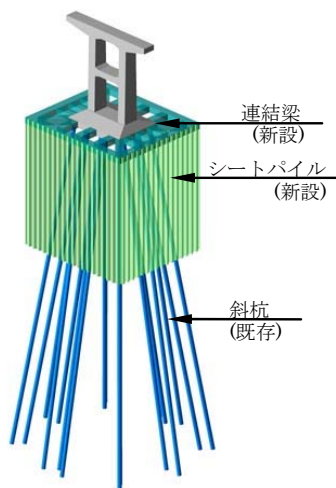


図-2 シートパイル打設工法

のなす角度は変形前とは大きく異なり、杭頭に大きな曲げモーメントが生じる可能性がある。

軟弱地盤における斜杭基礎の地震時挙動に関する研究は、いまだ多くない。濱田ら²⁾は、斜杭式栈橋に関して、振動実験を行い、斜杭の曲げモーメントと軸力について考察を行っており、上部工慣性力の影響と地盤変位の影響について示している。しかし、栈橋のため、左右の斜杭が軸線の交点でフーチング等を介さず接続されているため、くの字モードは発生しない。大平ら³⁾は地震観測およびFEM解析によって斜杭基礎橋脚の地震時特性の検討を、大川ら⁴⁾⁵⁾⁶⁾は一連の研究においてFEM解析および遠心模型実験によりジャケット式鋼管杭基礎に対する地震時挙動および設計法の検討を行っており、どちらの研究においてもくの字モードで変形することを指摘しているが、杭頭の損傷に関連させたとはいえない。

杭頭の損傷を低減するための補強工法には、地盤変形を低減させる方法、杭頭の断面性能を向上させる方法、およびくの字モードを解消する方法が考えられる。地盤変形を低減する方法は、地中に非常に大きな剛性を付加する必要がある、深い軟弱地盤にある場合は現実的な方法とは言えない。杭頭の断面性能を向上させる方法は、突出杭においては実績がある⁸⁾ものの、通常はフーチング下部を掘削することが必要であり、非常に高コストであることは想像に難くない。そこで、くの字モードを解消、低減できる方法が現実的である。

基礎の耐震補強工法に関しては種々の工法が開発されている。渡辺ら⁹⁾はマイクロパイルによる補強を、太田ら¹⁰⁾はグラウンドアンカーによる補強を提案している。これらの補強は、上部工慣性力に対する支持力を増加させようとするものであり、軟弱地盤における地盤変位の影響を低減することには役立たない。

シートパイルを用いた耐震補強としては、西岡ら¹¹⁾、滝内ら¹²⁾の研究があるが、前者は上部工慣性力に対する水平支持力の向上を目的としており、後者は液化地盤中の地盤せん断変形を抑止しようとするものである。し

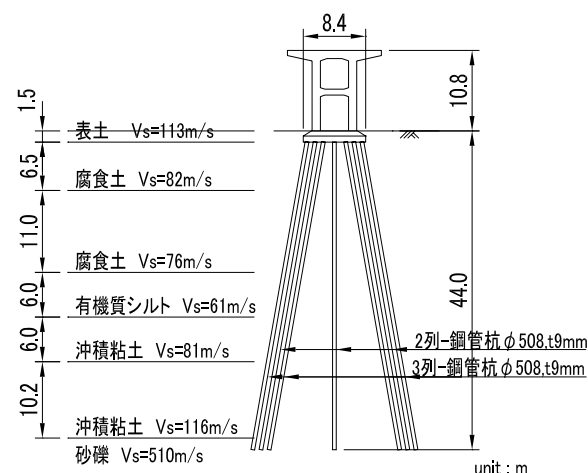


図-3 想定する橋脚

たがって、斜杭のくの字モードを抑える働きとは異なっている。

以上の背景より、本研究では、深い軟弱地盤にある斜杭基礎の地震時挙動を明らかにすること、シートパイルをフーチング周りに施工することで、くの字モードにどのような影響を与え、どのような挙動を示すのかを確認することを目的とした。検討方法は、補強なし・補強ありの2ケースの振動台実験、および、2次元FEM解析によるシミュレーションである。

2. シートパイル打設工法

シートパイル打設工法¹³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾の概要を図-2に示す。本工法は、フーチングの周囲に、ある程度の離隔を取って基礎に根入れをしないシートパイルを打設するものである。シートパイルとフーチングの間は、梁または盤により結合する。打設の目的は、くの字モードを抑制し、杭頭付近の損傷を低減することである。シートパイルの効果は、周面摩擦によりフーチングの回転に抵抗することを期待する。

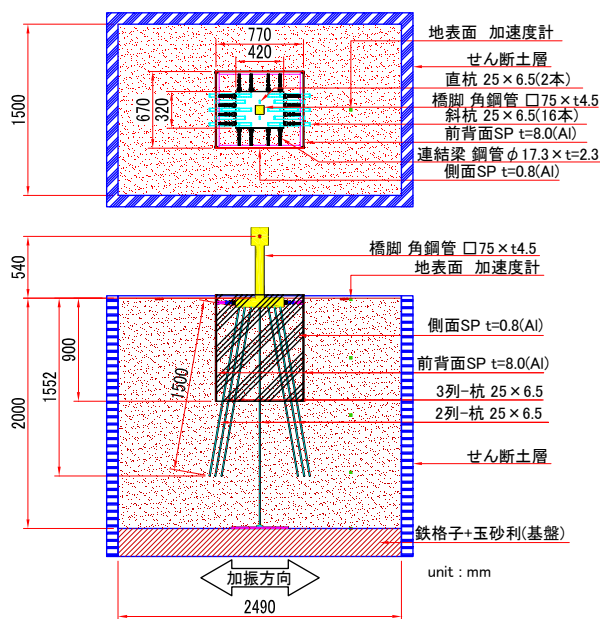
3. 振動台実験内容

3.1 実験概要

実験は、傾斜角 10° の斜杭基礎を有する図-3に示す橋脚を想定して、せん断土層中に1/20スケールの橋脚模型および地盤模型を設置し、一次元振動台上で加振した。図-4に実験模型を示す。

想定する橋脚の斜杭は橋軸方向および橋軸直角方向の両方に傾斜しているが、1次元の振動実験であることから、加振直角方向（橋軸方向）の傾斜成分については無視した。

実験ケースは、斜杭基礎の地震時挙動を明らかにする目的の補強なしと、シートパイル打設による挙動の変化を確認するための補強ありの2ケースとした。



図－４ 実験模型（補強あり）

計測項目は、地盤および橋脚模型の加速度、土層枠および橋脚模型の変位、杭模型のひずみ、前背面シートパイルの曲げひずみ、前背面シートパイルへの土圧とした。

3.2 相似則

一般に1G場の振動実験においては、国生ら¹⁶⁾、香川¹⁷⁾の相似則を用いることが多い。この相似則は、せん断剛性が有効上載圧の0.5乗に比例することを前提条件としているが、砂質土に対しての検証のみで、粘性土に対しては必ずしも当てはまるとは言えない。また、模型地盤として、プロトタイプと同じ材料を用いることを前提としているが、本研究で想定するプロトタイプの地盤材料は腐植土や有機質シルトであり、乱さない状態を再現することは不可能である。

そこで、前記相似則より、プロトタイプと同じ材料と言う条件を排し、その代わりに地盤材料よりひずみの相似比 β を定めて相似則を構築した。具体的には、地震動により地盤に作用するせん断力（作用力 $=\rho \cdot L^3 \cdot a$ 、 ρ は質量密度、 L は長さ、 a は加速度）と地盤に発生するせん断力（抵抗力 $=G \cdot L^2 \cdot \gamma$ 、 G はせん断弾性係数、 γ はせん断ひずみ）の比が、モデルとプロトタイプとで等しくなることが前提条件となる。

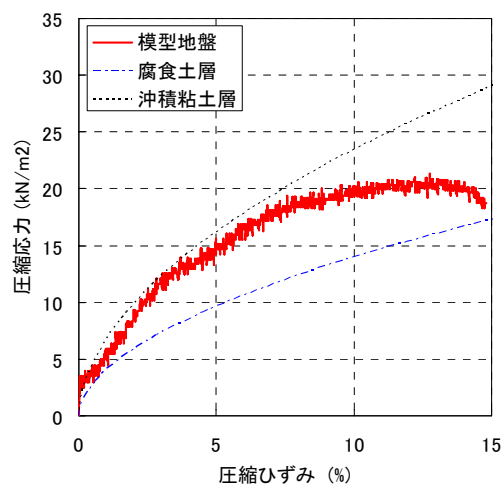
相似比は、土槽サイズおよび模型地盤材料の性質より、長さの相似比 $\lambda=1/20$ 、質量密度の相似比 $\eta=1.02$ 、ひずみの相似比 $\beta=1/4$ とした。表－1に、適用した相似則を示す。

3.3 模型地盤

図－3に示す想定橋脚は多層地盤であるが、模型地盤

表－1 適用相似則

物理量	計算式	相似比
長さ	$\lambda^{-1} \eta^0 \beta^0$	0.05000
質量密度	$\lambda^0 \eta^1 \beta^0$	1.020
時間	$\lambda^{0.5} \eta^{0.5} \beta^0$	0.2258
振動数	$\lambda^{-0.5} \eta^{-0.5} \beta^0$	4.428
速度	$\lambda^{0.5} \eta^0 \beta^{-0.5}$	0.4472
加速度	$\lambda^0 \eta^0 \beta^0$	1.000
弾性定数	$\lambda^{-1} \eta^1 \beta^{-1}$	0.2040
ひずみ	$\lambda^0 \eta^0 \beta^1$	0.2500
変位	$\lambda^{-1} \eta^0 \beta^1$	0.01250
応力	$\lambda^{-1} \eta^1 \beta^0$	0.05100
力	$\lambda^{-3} \eta^1 \beta^0$	0.0001275
モーメント	$\lambda^{-4} \eta^1 \beta^0$	0.00006375
質量	$\lambda^{-3} \eta^1 \beta^0$	0.0001275
曲げ剛性	$\lambda^{-5} \eta^{-1} \beta^{-1}$	0.000001275
軸剛性	$\lambda^{-3} \eta^1 \beta^{-1}$	0.0005100
せん断剛性	$\lambda^{-3} \eta^1 \beta^{-1}$	0.0005100



図－５ 模型地盤の1軸圧縮試験結果

は一樣の材料を用いることとした。これは、実験の目的が想定橋脚の耐震性を照査することではなく、斜杭基礎の地震時挙動を明らかにすることであることから、地盤の挙動については極力単純化すべきだからである。

模型地盤は、粘性土に近いこと（せん断強度において粘着力が支配的であること）、剛性になるべく小さいこと、均一に設定できること、一軸圧縮強度が実地盤の0.05倍程度であること等を要件として、市販粘土、水、珪酸ソーダ、および珪酸ソーダの固化剤を調合して作成した。

図－5に模型地盤の一軸圧縮試験結果を示す。図中、腐食土層および沖積粘性土層として示す曲線は、図－3に示す $V_s=76\text{m/s}$ の腐食土層および $V_s=81\text{m/s}$ の沖積粘土層について、土研資料¹⁸⁾を参考にR-Oモデルで非線形性を表現し、さらに相似則にしたがってモデルスケールに縮小したものである。粘性土と同様の非線形特性であることがわかる。

3.4 構造物模型

(1)杭体

杭模型は板状とし、全体挙動に大きく影響すると思われる軸線位置、本数、前面幅および曲げ剛性が相似則に

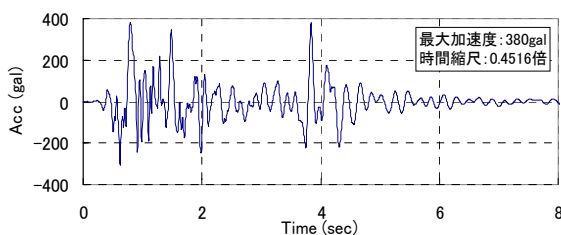


図-6 入力波形 (L2 地震動スペクトル II)

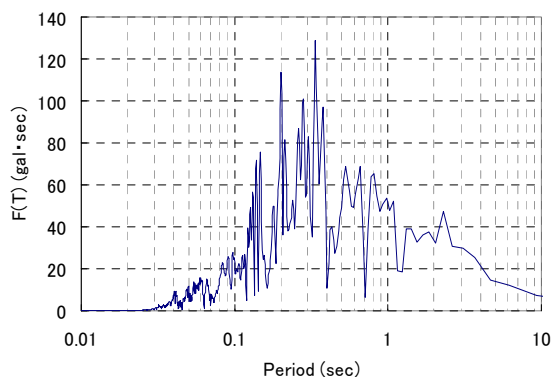


図-7 調整後入力波形のフーリエスペクトル (L2 地震動スペクトル II)

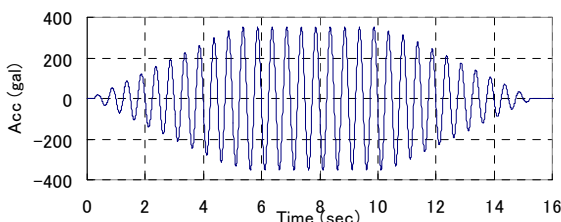


図-8 入力波形(正弦波 2Hz)

適合する断面とした。よって、軸剛性およびせん断剛性は相対的に大きくなっている。

(2)橋脚

図-3に示す想定橋脚がラーメン橋脚であるものの、ラーメンの各部材の応答を見ることを目的とはしていない。そこで、想定橋脚の弾性時天端水平力—天端水平変位関係と、橋脚模型の弾性時天端水平力—天端水平変位関係が相似則に従う1本柱としてモデル化した。

(3)補強シートパイル

プロトタイプはシートパイルVL型を用いることを想定したが、実験上シートパイルの凹凸および継手を模擬することは困難であるので、等価な板材とした。前背面シートパイルと側面シートパイルは継手の性状を再現することが困難なこと、および条件を明らかにする目的から、剛結とした。なお、実際の打設にあたっては、通常の継手により併合し、コーピングにより一体化することを想定している。

前背面については、面外曲げ剛性が相似則に従う板厚とした。ただし、プロトタイプにおける曲げ剛性は、継手効率を考え、完全に一体化した断面の0.8倍とした¹⁹⁾。

側面については、面内せん断剛性が相似則に従う板厚

表-2 最大応答値 (L2 地震動スペクトル II)

項 目		補強なし	補強あり
加速度 (gal)	地表面	700	680
	フーチング	646	657
	橋脚天端	789	829
相対変位 (mm)	地表面	37.9	34.3
	フーチング	40.9	36.6
	橋脚天端	39.4	39.5
杭曲げモーメント (N・m)	杭頭	20.2	6.6
	深度250mm位置	15.0	3.6
杭軸力 (kN)	杭頭	0.79	1.31
	深度250mm位置	1.49	0.69

とした。プロトタイプにおける面内せん断剛性は、フランジ厚を板厚とする板材として算定し、継手効率は考慮していない。

(4)フーチング

模型は鋼製として、相似則に従う曲げ剛性より、大きいことを確認した。重量および回転慣性は相似則に従うように調整した。

3.5 入力地震動

入力地震動には、鉄道耐震標準²⁰⁾L2 地震動スペクトル II(最大加速度を 380gal に縮小)および正弦波 2Hz(最大加速度 200gal)を用いた。

L2 地震動は、相似則に従うと、時間軸を 0.2258 倍としなければならないが、より大きな地盤変形を観察するため、地盤の伝達関数と地震波のスペクトルについてピークが一致するように調節し、相似則により定まる時間軸に対し2倍(鉄道標準地震波の0.4516倍)して用いた。実験に用いた地震波の時刻歴を図-6に、そのフーリエスペクトルを図-7に示す。

正弦波は、最大加速度での波数を 10 とし、その前後に 10 波ずつのスロープをつけた。時刻歴波形を図-8に示す。

4. 振動台実験結果

4.1 最大応答

表-2に、L2 地震動に対する各ケースの最大応答を示す。ここに、地表面加速度は構造物と土層枠の中間点における加速度計の記録を、相対変位は振動台テーブルとの相対変位を、地表面変位は地表面高さの土槽枠変位を示す。

橋脚天端の加速度、相対変位とも、補強により大きくなっている。これは、補強によりくの字モードの影響が小さくなり、大きく振動するようになったものと考えられる。

地表面の加速度、相対変位とも補強により小さくなっている。本来、広い地盤中に構造物がありその状態を模擬するためのせん断土槽であるため、構造物によらず地盤変形は一定であることが望ましいが、本実験において

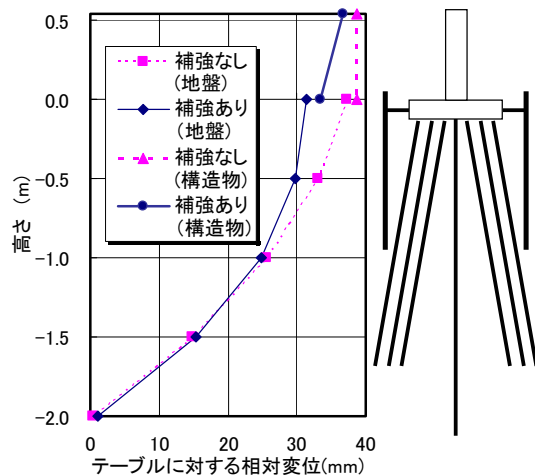


図-9 変位分布 (L2地震動スペクトルII)

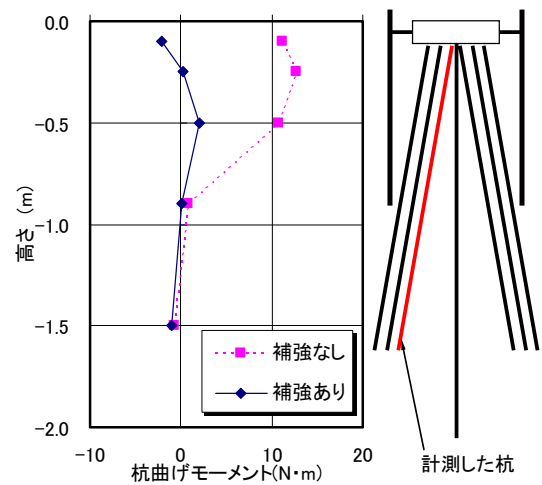


図-11 杭の曲げモーメント分布
(L2地震動スペクトルII)

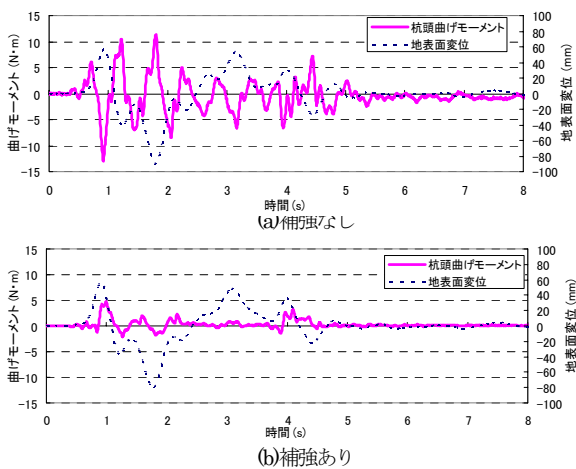


図-10 杭頭曲げモーメントの時刻歴
(L2地震動スペクトルII)

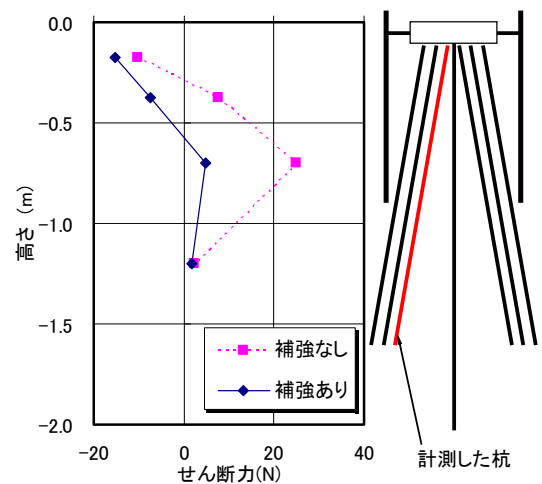


図-12 杭のせん断力分布
(L2地震動スペクトルII)

は地盤模型に対して相対的に構造物模型の剛性が大き過ぎであった。よって、補強の有無の比較においては、この影響を考慮した上でなければならない。

杭の曲げモーメントは補強により、大きく低減している。よって、上記地盤変形の違いによる影響を考慮しても、シートパイル補強により、杭頭付近の損傷を低減させる効果があることがわかる。

4.2 変位分布

図-9に、L2地震動に対する相対変位分布を示す。時間断面は、地表面最大変位時としており、両ケースともほぼ同時刻である。地盤の変位は土槽枠の変位を用いている。

シートパイル補強のある高さ-0.9mより上においては、補強の有無により地盤変位が異なっている。このことより、シートパイルの剛性が系全体のひずみを抑制していることが明らかであり、4.1でも指摘しているとおり、実際の挙動とは異なっていることを考慮する必要がある。

補強前は橋脚の傾斜が地盤変形と逆向きとなるくの

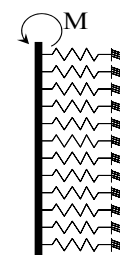


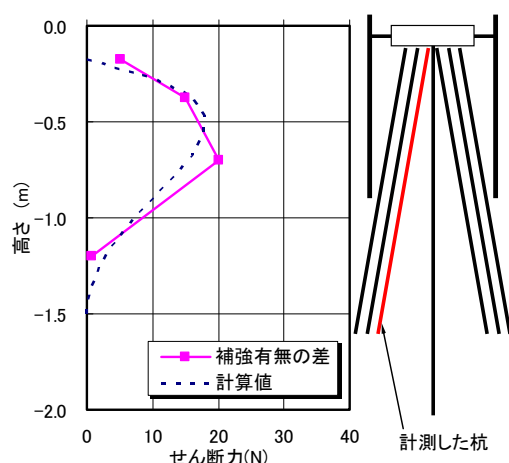
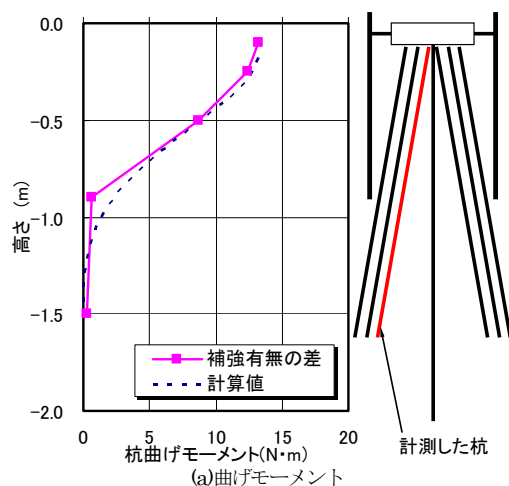
図-13 弾性床上の梁の計算モデル

字モードがみられるが、補強によりくの字モードが解消していることがわかる。

4.3 杭の曲げモーメントとせん断力

図-10にL2地震動に対する杭頭曲げモーメントを地表面高さの土槽枠—振動台テーブル間相対変位とともに示す。杭頭曲げモーメントは、最も内側の斜杭について示している。

補強の有無を比較すると、曲げモーメントの向きがほぼ反転していることがわかる。補強なしの場合は杭断面

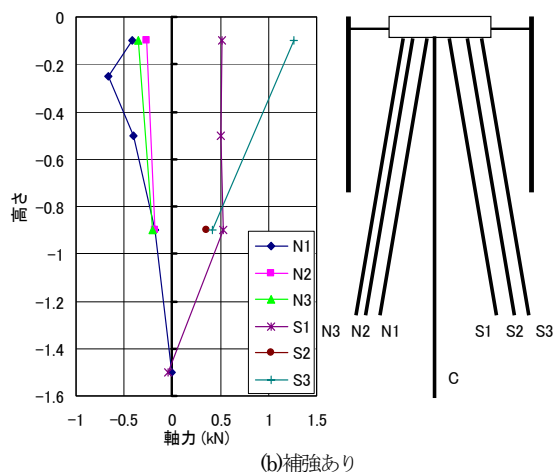
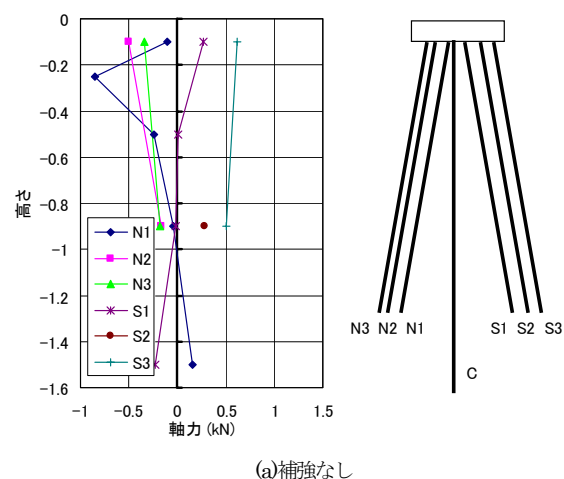


図ー14 杭断面力分布の補強有無間での差
(L2地震動スペクトルII)

の変形方向側が引張となっているのに対し、補強ありの場合は杭断面の変形方向側が圧縮になっている。これは、補強なしの場合は、くの字モードの影響で曲げモーメントが発生するのに対し、補強ありの場合は上部工慣性力によって橋脚がロッキングしようとする影響で曲げモーメントが発生していることを示す。

地表面変位との関係に着目すると、補強なしでは地表面変位のピークと杭頭曲げモーメントのピークがほぼ同時であるのに対し、補強ありでは地表面変位のピークから遅れて杭頭曲げモーメントのピークがある。補強なしの場合は、地盤変位の影響でくの字モードとなり杭頭曲げモーメントが発生するため、両者のピークが同時であり、補強ありの場合は、上部工慣性力の影響で曲げモーメントが発生するため、両ケースのピークがずれると考えられる。

図ー11にL2地震動に対して杭頭曲げモーメントが最大（補強なし）もしくは最小（補強あり）となる時間断面の、杭曲げモーメント分布を示す。なお、前記のとおり、同一の地盤変位に対し、杭頭の曲げモーメントは補強の有無で符号が反転するため、図ー11に示す時間断面における両ケースの地表面変位は同符合である。ま



図ー15 杭の軸力分布
(L2地震動スペクトルII)

た、図ー11における隣り合う計測点の曲げモーメントの差から計算したせん断力分布を図ー12に示す。

補強ありの曲げモーメント分布は、通常の直杭と同様の分布形状を示すが、補強なしの場合は、杭頭付近で非常に大きな曲げモーメントが働いていることがわかる。一方、せん断力分布については値が異なるものの、両ケースとも同様の分布形状であり、地盤との相対変形の形状については大きな差がないことがわかる。

補強なしの断面力分布と補強ありの断面力分布の差に関しては、地盤との力のやり取りの分布（＝せん断力分布）に大きな違いがないと考えられることから、杭頭におけるくの字モードの影響のみに起因すると仮定することができる。そこで、断面力分布の差を、図ー13に示すような弾性床上の梁の端部にモーメントを載荷した時の断面力分布計算値と比較したものを図ー14に示す。ここで、計算モデルに載荷するモーメントは、実験で得られた杭頭曲げモーメントの補強有無における差とする。地盤バネは、鉄道基礎標準²⁾を基本として算定したが、5章に詳述するバネ定数と同じである。

図ー14より、補強有無の差は、曲げモーメント、せん断力とも、計算値とほぼ一致していることがわかる。

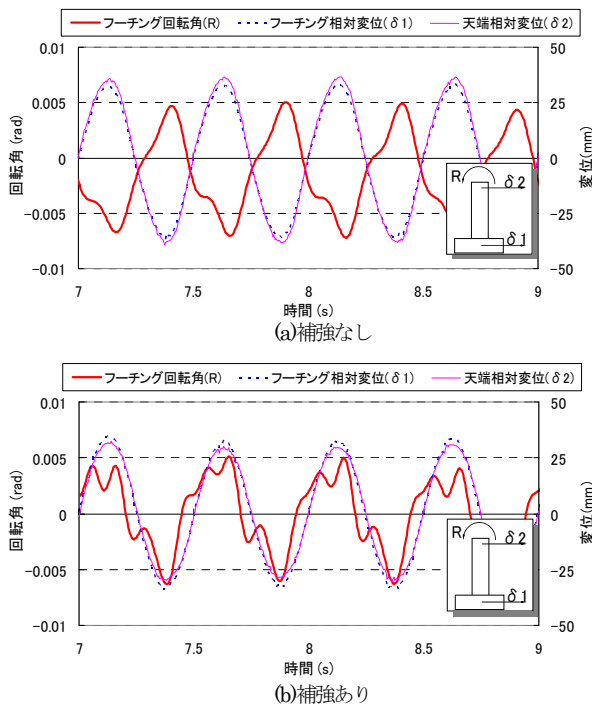


図-16 フーチング回転の時刻歴（正弦波2Hz）

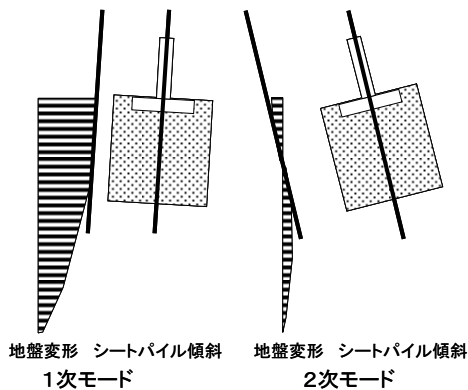


図-17 シートパイル傾斜のイメージ

よって、シートパイル補強の効果は、杭頭曲げモーメントを抑えること、即ち、くの字モードの発生を抑制することであると言える。

なお、本節においては、最も内側のひとつの杭に着目して記したが、他の斜杭に関しても同様の傾向であった。

4.4 杭の軸力

図-15にL2地震動に対する地表面変位最大時の杭軸力分布を示す。大平ら³⁾や大川ら⁵⁶⁾の研究においては、同じ側の斜杭の中で軸力の向きが異なるとされているが、本実験においては両ケースとも、同じ側の斜杭軸力の向きは同一の傾向であった。これは、幾何学的にどちらも発生しうる現象であり、水平変位に対してフーチングの回転が大きいときは同じ側の斜杭の中で軸力の向きが異なり、フーチングの回転が小さいときは、同じ側の斜杭軸力は同符合となる。水平変位に対するフーチ

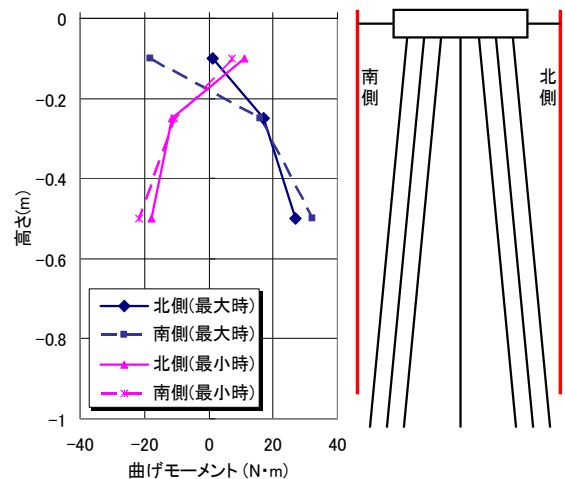


図-18 前背面シートパイルの曲げモーメント分布 (L2地震動スペクトルII)

ング回転の大きさは、杭頭における軸剛性（杭体剛性と杭支持剛性の合計）によって定まるが、既往の研究は全て根入れしているため、大きな杭頭軸剛性が得られており、フーチング回転が大きかったものと考えられる。一方、本実験では、斜杭が根入れされていないため、杭頭軸剛性が小さく、その結果フーチング回転も小さくなったものと考えられる。

軸力の大きさは、補強により大きくなっている。これは、シートパイルが回転を拘束するために、杭が自由な軸方向変位ができなくなり発生したものと考えられる。

4.5 フーチングの回転

図-16に、正弦波に対する、フーチングの回転をフーチングおよび橋脚天端の振動台テーブルに対する相対変位とともに示す。図中に示している7~9secは、最大振幅に達した後、定常状態になっている時間帯である。

補強なしのケースでは明らかにくの字モードで振動していることがわかる。その回転はフーチング変位と同位相であり、ほぼ連動していることがわかる。

一方、補強ありのケースにおいては、くの字モードが解消し、補強なしのケースとほぼ同振幅の逆向きの回転が生じている。その回転は、おもに、フーチング変位と同位相で生じているが、約8Hzでも小さく振動していることがわかる。8Hzというのは模型地盤の2次の固有振動数である。フーチングの回転は、シートパイルの傾斜とほぼ等しくなるが、シートパイルの傾斜は図-17に示すように、地盤変形の傾斜（せん断ひずみ）に近くなる。2次モードは振幅が小さいため、フーチング変位や橋脚天端変位には現れてこないが、傾斜は約3倍効いてくるため、フーチング回転において観察されたと考えられる。

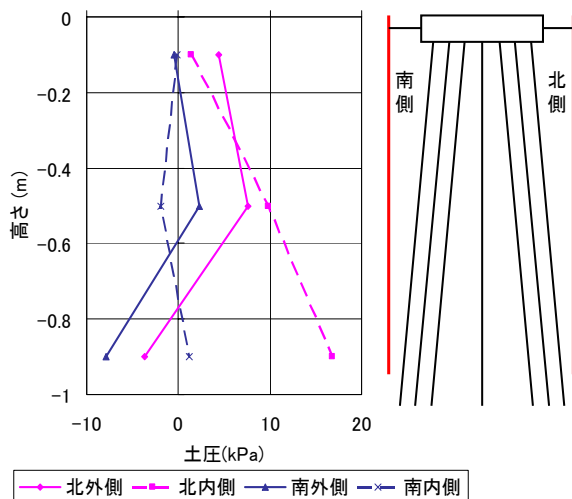


図-19 前背面シートパイルの土圧分布

4.6 前背面シートパイルの曲げモーメント

図-18に、L2地震動に対して、最上段の曲げモーメントが最大または最小となる時間断面の、前背面シートパイルの曲げモーメント分布を示す。なお、北側最大時と南側最小時、および北側最小時と南側最大時は、それぞれ同じ時間である。

北側シートパイルと南側のシートパイルはほぼ同様の曲げ挙動をすること、およびシートパイルの中間程度の深さでも大きな曲げモーメントが発生することがわかる。

4.7 前背面シートパイルの土圧分布

図-19にL2地震動に対して、北側上段の土圧が最大となる時間断面の、前背面シートパイルが受ける土圧分布を示す。なお、ここで言う土圧は動的成分のみであり、この時間断面における地盤変形は北向きである。

北内側中段を除くと、各面において最下端の土圧のみ符号が異なることから、シートパイルが傾斜しようとしているのが土圧により抑えられていることがわかる。

また、北内側中段を除くと、内側と外側はほぼ対称形状であり、シートパイル外面の地盤抵抗と同様にシートパイル内面の地盤抵抗も期待できることがわかる。

なお、本節における議論では、北内側中段の土圧に関しては除外している。これは、もともと土圧計は周辺地盤のローカルな条件により正常な挙動を示さないことが間々あること、および他に行った加振においても同様に北内側中段の土圧計のみ他の土圧計と異なる傾向を示したことからである。

4.8 実験結果のまとめ

斜杭基礎橋脚の模型を用いた振動台実験により、以下のことがわかった。

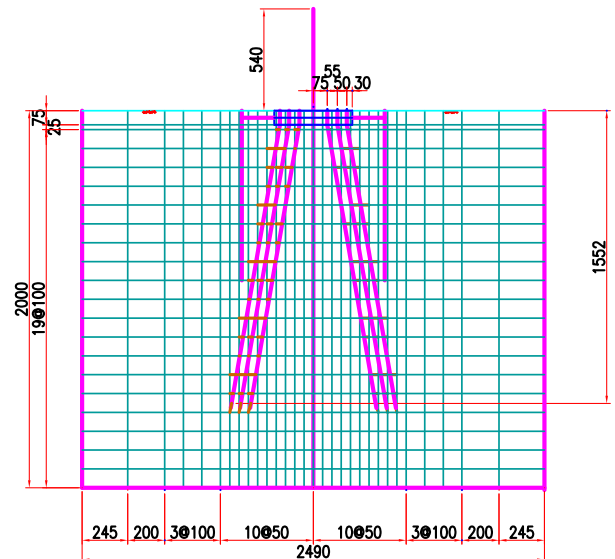


図-20 要素分割図

- 1)斜杭基礎はくの字モードで変形する。このため、杭頭付近に大きな曲げモーメントが発生する。
- 2)シートパイル補強により、くの字モードによるフーチングの回転は拘束される。その結果、杭頭の曲げモーメントを低減できる。
- 3)シートパイルの回転に対する地盤抵抗は、外面だけでなく、内面にも期待できる。

5. 動的FEM解析

5.1 解析概要

設計計算に用いる解析モデルの作成に資する目的で、4章に示した実験をFEM解析によりシミュレートした。

解析は、地盤および構造物を用いた2次元線形時刻歴解析とし、解析ケースは、実験と同様に補強なしおよび補強ありの2ケース、入力地震動はL2地震動スペクトルⅡの実験で得られた振動台上の加速度波形とした。

5.2 解析モデル

(1)モデル化の方針

地盤、フーチング、および側面シートパイルは4変形要素とし、橋脚、杭、前背面シートパイルおよび連結梁は梁要素とした。杭、フーチングおよびシートパイルの節点は地盤とは共有させず、最も近傍の地盤節点と地盤バネで結合した。自由地盤領域を除く要素分割図を図-20に示す。

モデル化の範囲は、図に示す土槽範囲を基本とするが、せん断土槽を用いているため、側方に十分大きな自由地盤領域を設定し、側方粘性境界に相当するダンパーで接合した。

(2)地盤モデル

本解析の目的は、地盤の動的特性を把握することでの

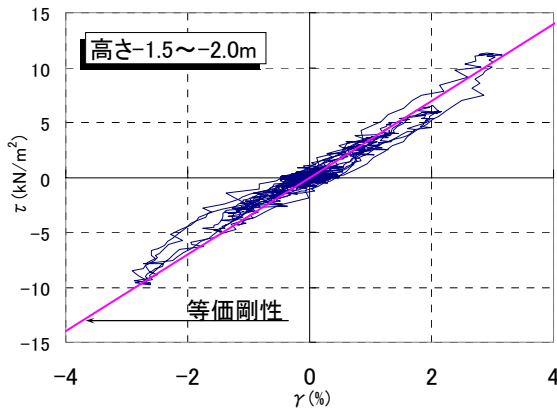


図-2 1 $\tau - \gamma$ 関係 (高さ1.5~2.0m)

表-3 解析に用いたせん断弾性係数

高さ(m)	0.0~0.5	-0.5~-1.0	-1.0~-1.5	-1.5~-2.0
せん断弾性係数(kN/m²)	80	200	450	350

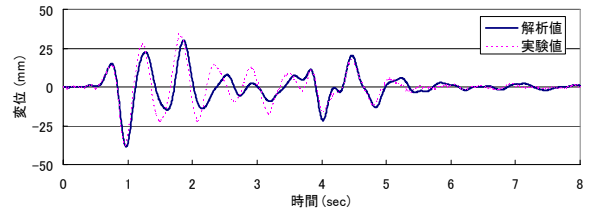
く、地盤変形に対して構造物がどのように挙動するかである。そこで、地盤モデルは実験により得られた $\tau - \gamma$ 関係より等価線形として評価することとした。また、非線形減衰分に関しては、レーリー減衰に含めることとし、最も地盤変位が実験と整合する大きさとして1.75Hzおよび5.50Hzに対して18%とした。

実験における $\tau - \gamma$ 関係は、地中に設置した加速度計記録および土槽枠変位より、500mm毎の4層に分けて算定した。図-2 1に例として、高さ1.5m~2.0mの範囲に適用する $\tau - \gamma$ 関係を示す。図中、直線で示すのが等価剛性である。表-3に解析に用いた各層のせん断弾性係数を示す。均一の地盤であれば、ひずみレベルの大きい下のほうがせん断剛性は小さくなるはずであるが、そのとおりになっていないのは、圧密や拘束圧依存性のためと思われる。

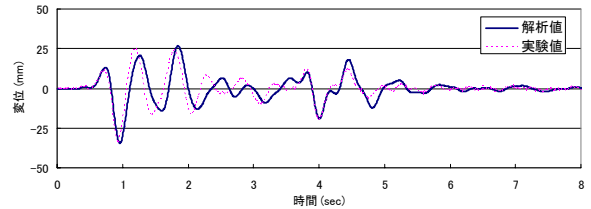
(3)地盤バネ

杭やシートパイルと地盤は地盤バネを介して結合することとした。これは、地盤バネを用いない場合、以下のような問題があるからである。1)構造物と地盤がまったく同じ変位となるため、地盤のせん断ひずみ分布が急なところで、実際以上に大きな局所曲げモーメントが出力される。2)構造物との相互作用がある地盤は、奥行き方向には構造物近傍だけのはずであるが、解析上の奥行き方向全体の地盤が構造物と相互に作用してしまう。よって、解析する地盤の奥行きによって答えが変化する。3)斜杭が地盤と同様に動くため、くの字モードおよびその原因となる斜杭軸力を適切に評価できない。

考慮する地盤バネは以下の6種類とした。1)杭の前面バネ(杭軸直交方向)、2)杭の周面バネ(杭軸方向)、3)杭の先端バネ(杭軸方向)、4)前背面シートパイルの前面バネ(水平方向)、5)前背面シートパイルの周面バネ(鉛直方向)、6)側面シートパイルの周面バネ(面内2方向)。



(a)補強なし



(b)補強あり

図-2 2 地表面変位

地盤バネのバネ定数は鉄道基礎標準²¹⁾を基本として定めたが、以下の点において、変更を加えた。1)杭の大きさによる影響を示す $D^{-3/4}$ (D は杭径)については、実験サイズ($D=0.025$ m)が適用範囲外であると考え、平板載荷試験の基準値($D=0.3$ m)とした。2)前面のバネについては、地盤全体系のせん断ひずみレベルが2~4%と大きいことを考慮し、地盤の変形係数 E_0 の試験方法に対する補正係数 α を0.4倍した。3)シートパイルに関するバネ定数は、鋼管矢板井筒基礎に対するバネ定数の求め方に従った。4)シートパイルに関するバネ定数は、4.7の検討より、内外面を同様に有効とした。

バネ定数算定の際に用いた地盤の変形係数 E_0 は、振動台テーブル上および地表面で計測した常時微動より伝達関数を求め算定した。

鉄道基礎標準²¹⁾においては、地盤バネのバネ定数だけでなく、上限値も定められている。しかし、本実験において、上限値を考慮した解析を行っても、どの地盤バネも降伏に達しなかったため、ここでは考慮しないこととした。

5.3 解析結果

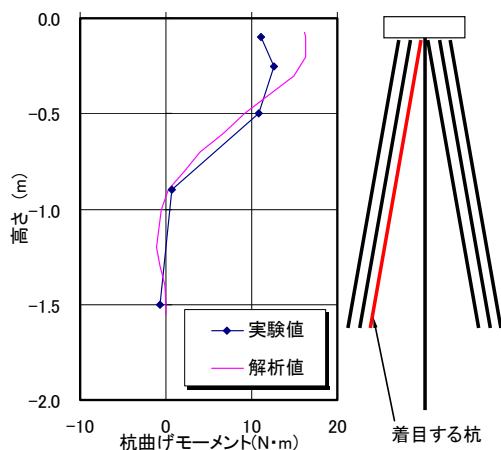
(1)地表面応答

図-2 2に、地表面の応答変位(振動台テーブルに対する相対変位)に関して、実験値と解析値の比較を示す。等価剛性を用いているため解析値の固有周期が若干長くなっているものの、解析値と実験値はおおむね一致しており、構造物との相互作用を考慮するうえで十分な地盤モデルであるといえる。

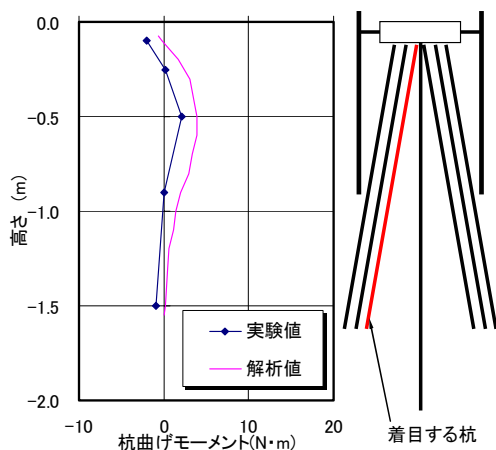
(2)杭の曲げモーメント分布

図-2 3に図-1 1と同時刻の、杭曲げモーメント分布を実験値ともに示す。

実験値と解析値を比較すると、補強なしのケースは、杭頭付近で適合しておらず、補強ありのケースは、全域



(a)補強なし



(b)補強あり

図-23 杭の曲げモーメント分布

において曲げモーメントの絶対量が適合していない。これらは、線形で解析しているためひずみの累積を考慮できない影響等が出ているものと考えられる。

しかし、両ケースとも分布形状がほぼ同等であることや、両ケースのモーメントの差が4.3に示す傾向を持っていることから、全体挙動やシートパイル補強の効果という観点からはおおむね実験を再現できていると言える。

(3)杭の軸力分布

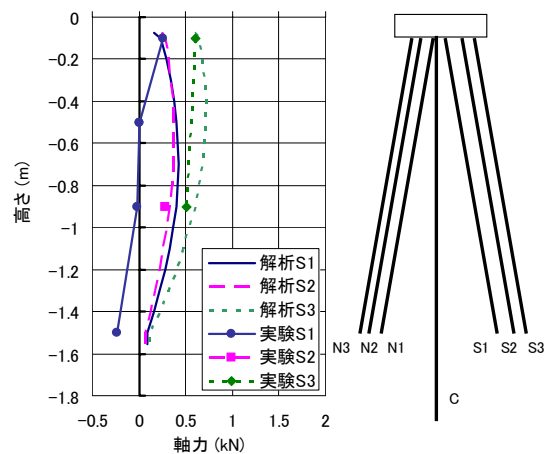
図-24に図-15と同時刻の、杭軸力分布を実験値ともに示す。

解析値と実験値を比較すると、個々の杭に関しては必ずしも整合していないが、ほぼ同様の傾向であることがわかる。個々の杭については、その周辺地盤の局所的な状況（すべりの蓄積、土圧など）が各杭の分担割合に大きく影響するため、実験においてはそのばらつきが出たものと考えられる。

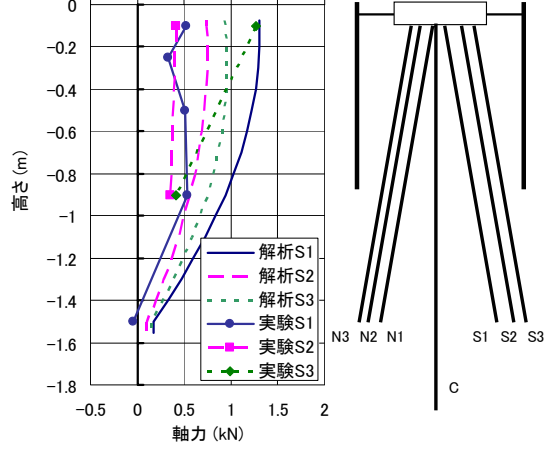
(4)フーチングの回転

図-25に、フーチングの回転変位を実験値とともに示す。

補強なしの場合には実験結果に見られる8Hz程度の成分が再現できていないものの、全体系としての挙動は

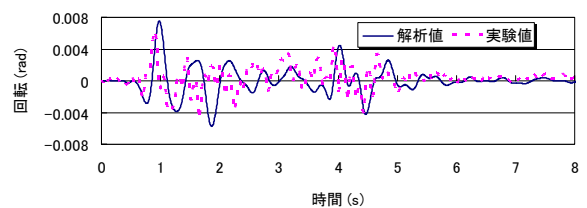


(a)補強なし

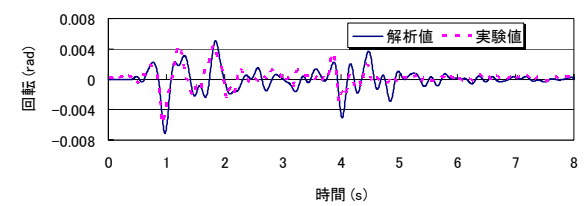


(b)補強あり

図-24 杭の軸力分布



(a)補強なし



(b)補強あり

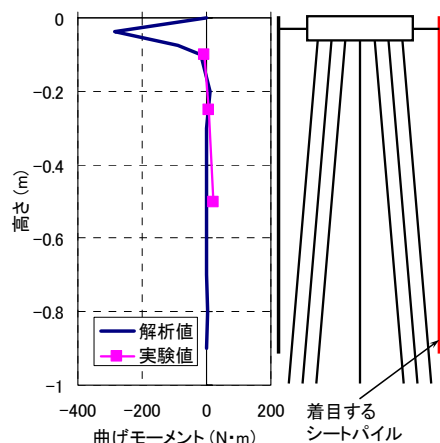
図-25 フーチングの回転

おおむね再現できているといえる。なお、いずれのケースでも解析値の固有周期は長く現れているが、これは、(1)に示す地表面変位において固有周期が長くなっているためと考えられる。

(5)前背面シートパイルの曲げモーメント分布

図-26に、前背面シートパイルの曲げモーメント分布を実験値とともに示す。

計測点が少なく、特に、連結梁周辺の計測を行ってい



図ー 2 6 前背面シートパイルの曲げモーメント分布

ないため、最大値の評価は出来ないものの、反曲点位置は実験値と整合する。反曲点より下の曲げモーメントについては、実験値に比して解析値が大きく下回っているが、これは、解析が2次元梁部材であるのに対し、実験では、厚さ8mm奥行き670mmの面外壁部材であるためと考えられる。設計にあたっては、シートパイルの局所的な応力が全体解析の値と異なることに注意が必要である。

5.5 解析のまとめ

解析の結果、以下のことがわかった。

- 1)適切な地盤バネを用いた2次元線形動的解析により、斜杭基礎の挙動をおおむね再現することが可能である。
- 2)斜杭基礎をシートパイルにより補強した場合も、同様のモデルで全体挙動を把握することは可能である。ただし、シートパイルの応力分布については、3次元的な影響も大きく、より詳細な検討が必要である。

6. まとめ

深い軟弱地盤上の斜杭基礎橋脚について、実験および解析を行い、地震時挙動について検討を行った。

本研究で対象とした工法は、フーチングの周囲にある程度の離隔を取って基盤に根入れをしないシートパイルを打設し、フーチングとの間を梁などで結合する方法である。

実験は、1G場での振動台実験であり、せん断土槽中に模型地盤および縮小模型を設置して行った。実験ケースは補強ありと補強なしの2ケースとした。

解析は、2次元線形FEM解析を時刻歴で行い、実験をシミュレートした。

これらの検討の結果、以下のことがわかった。

- 1)斜杭基礎は、幾何的な要因から、基盤ーフーチング間相対水平変位とフーチングー橋脚天端間相対水平変位

の符号が異なるという「くの字モード」で変形する。その結果、杭頭付近には大きな曲げモーメントが発生する。

- 2)シートパイル打設は、「くの字モード」によるフーチングの回転を拘束する。その結果、杭頭付近の曲げモーメントを低減する。
- 3)適切な地盤バネを用いた2次元動的FEM解析により、斜杭基礎の挙動をおおむね再現することが可能である。
- 4)シートパイルを打設した斜杭基礎についても、打設前と同様の解析方法により全体挙動を把握できる。ただし、シートパイルの応力分布については、3次元的な影響が大きく、より詳細な検討が必要である。

本研究では、深い軟弱地盤上の斜杭基礎橋脚が地震時にどのような挙動を示すのか、また、このシートパイルの打設により、挙動がどのように変化するのかを実験および解析にて検討したものである。ただし、連結梁やコーピングの詳細、シートパイルの照査方法等については未だ未検討であるため、本研究をもって、ただちに実際の橋脚にこの方法を適用することは考えていない。しかし、今後の補強方法等検討の際に有用な様々な知見が得られたものと考えている。

参考文献

- 1)阿知波秀彦, 関雅樹, 吉田幸司, 岩田秀治, 小長井一男, 松田隆, 武田篤史:軟弱地盤上の斜杭基礎の橋脚の模型試験体を用いた振動台実験(その1), 第42回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1283-1284, 2007.7
- 2)濱田純次, 菅野高弘, 上部達生, 上田茂, 横田弘:斜杭式栈橋の地震時挙動に関する模型振動実験, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.101-113, 2001.7.
- 3)大平彰, 田蔵隆, 中桧新, 清水勝美:軟弱地盤中の基礎杭の地震時挙動特性に関する研究, 土木学会論文集, No.362/I-4, pp.417-426, 1985.10.
- 4)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, pp.97-107, 2002.12.
- 5)大川賢紀, 亀井宏之, 木村亮, 張鋒:斜杭を有する群杭基礎の動的挙動に関する実験的検討, 土木学会論文集, No.729/III-62, pp.31-41, 2003.3.
- 6)大川賢紀, 亀井宏之, 張鋒, 木村亮:一体系動的解析手法による斜杭群杭基礎の動的挙動に関する数値シミュレーション, 土木学会論文集, No.771/III-68, pp.33-49, 2004.9.
- 7)大川賢紀, 亀井宏之, 張鋒, 樋口美紀恵, 木村亮:斜杭を有する鋼管杭基礎の地震時支持性能, 土木学会論文集, No.806/III-73, pp.1-12, 2005.12.
- 8)堀内正道, 金森貞次, 三宅浩, 中條主也:新港橋における道路橋脚の鋼管基礎杭の耐震補強対策, 第57回土木学会年次学術講演会講演概要集第1部, pp.319-320, 2002.9.

- 9) 渡辺達哉, 西谷雅弘, 梅原 剛, 福井 次郎: 既設基礎の耐震補強技術に関する研究, 地震工学研究発表会講演論文集, Vol.26 巻, pp. , 2001.8.
- 10) 太田正彦, 藤沢一: グラウンドアンカーにより耐震補強した橋台の試設計について, 土木学会年次学術講演会講演概要集第4部, Vol.58 巻, pp.209-210, 2003.9.
- 11) 西岡英俊, 神田政幸, 山本忠久, 樋口俊一: シートパイルで補強された杭基礎の水平抵抗に関する基礎的実験, 第42回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1229-1230, 2007.7
- 12) 滝内友則, 杉田秀樹, 谷本俊輔, 高橋章浩: 鋼矢板による液状化地盤中の橋脚杭基礎の杭断面力低減効果に関する研究, 第42回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1263-1264, 2007.7
- 13) 松田隆, 関雅樹, 吉田幸司, 岩田秀治, 阿知波秀彦, 小長井一男, 武田篤史: 軟弱地盤上の斜杭基礎の橋脚の模型試験体を用いた振動台実験(その2), 第42回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1285-1286, 2007.7
- 14) 阿知波秀彦, 関雅樹, 吉田幸司, 小長井一男, 武田篤史: 斜杭基礎を有する軟弱地盤上橋脚に対するシートパイルを用いた耐震補強の振動台実験, 第62回年次学術講演会講演概要集第1部, pp.1095-1096, 2007.9.
- 15) 武田篤史, 岩田秀治, 阿知波秀彦, 小長井一男, 松田隆: 斜杭基礎を有する軟弱地盤上橋脚に対するシートパイルを用いた耐震補強の振動台実験(解析), 第62回年次学術講演会講演概要集第1部, pp.1097-1098, 2007.9.
- 16) 国生剛治, 岩楯敏広: 軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析, 土木学会論文報告集, No.285, pp.57-67, 1979.5.
- 17) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, No.275, pp.69-77, 1978.7.
- 18) 建設省土木研究所: 地盤の地震時応答特性の数値解析法—SHAKE: DESRA—, 土木研究所資料第1778号, 1982.
- 19) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物に適用するシートパイル基礎の設計・施工マニュアル(第2版), 2006.3.
- 20) 鉄道総合技術研究所 編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999.10.
- 21) 鉄道総合技術研究所 編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物. 抗土圧構造物, 丸善, 2000.6.

(2007年9月18日受付)