

地盤改良併用型直接基礎の 免震効果に関する実験的研究

西村隆義¹・本山紘希²・井澤 淳³・室野剛隆⁴

- ¹ (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: takayosi@rtri.or.jp
² (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: motoyama@rtri.or.jp
³ (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: izawa@rtri.or.jp
⁴ (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: murono@rtri.or.jp

軟弱地盤上に構造物を建設する場合は、杭基礎を用いて支持力を確保することが一般的である。しかし、杭基礎は上部構造物の慣性力も支持できるように設計されるため、結果として上部構造物も杭基礎も大規模化することが多い。そこで、本研究では地盤改良により鉛直支持性能を確保することで、直接基礎の免震効果を積極的に活用できる地盤改良併用型直接基礎構造を提案し、振動台実験およびシミュレーション解析により、直接基礎の免震効果と鉛直支持性能に着目した検討を行った。その結果、直接基礎は長周期化することにより杭基礎と比べて応答加速度が小さくなること、また地盤改良を施すことで直接基礎の免震効果と鉛直支持性能の両者を満足する構造形式が実現可能であることを確認した。

Key Words : *base isolation structure, spread foundation, ground improvement, shaking table test, vertical bearing capacity*

1. はじめに

地盤が比較的軟弱な地点に構造物を建設する場合、基礎形式として杭基礎を用いて支持力を確保することが一般的である。しかし杭基礎は、大規模地震時における上部構造物の慣性力を支持することも期待されるため、水平方向にも相応の耐力を有する部材として設計される。このような設計は、上部構造物の慣性力の更なる増大につながるため、結果として構造物が大規模化することとなる。特に、上部構造物と杭基礎の接続部にあたる杭頭部ではこの傾向が顕著であり、過密配筋が大きな問題となっている。

しかし、本来、杭に期待している性能は鉛直支持性能であり、これを確保しつつ構造物の慣性力の増大は抑えられるような構造形態であることが望ましい。関口・中井^{1,2)}らは、杭とフーチングを非接合にするという方法で、基礎のあり方を提案しており、非常に興味深い。

ところで、慣性力の増大を抑える構造形態という観点では、直接基礎構造は、地震時に浮き上がりや

支持地盤の塑性化によって上部構造物に入力される地震作用が頭打ちとなる免震特性が期待できるため、有効であると考えられる。

直接基礎の動的挙動に着目した研究は以前より行われており、林³⁾は兵庫県南部地震時に極めて被害の大きい箇所においても被害の無かった直接基礎構造物に着目している。直接基礎の場合、基礎が浮き上がることで構造物の応答に占めるロッキング成分が増大し、構造物自体の変形が抑制されることを示している。川島ら⁴⁾は直接基礎橋脚を対象として解析を実施している。その結果、地震時に基礎の端部が浮き上がる可能性があること、ロッキングが橋脚の応答に対して一種の免震効果として機能することを示している。また、羽矢ら⁵⁾は振動台実験、静的載荷実験、解析を通して、地盤反力分布と基礎の回転角について検討を行い、ロッキングと基礎の浮き上がりや地盤の塑性化の関係を明らかにすると共に、浮き上がりにより地盤と構造物の応答の位相がずれ、振動モードが変化していく事を明らかにしている。

このように、直接基礎構造を用いることで、地震

動の特性や規模に対する感度が低く免震効果の大きい構造にできる。したがって、地盤が比較的軟弱な地点でも上記の免震効果を積極的に活用することで、合理的な設計が可能になると考えられる。そこで、直接基礎の直下に地盤改良を施すことで、免震特性と鉛直支持性能の両者を満足する構造を提案する。

著者らの提案と先に述べた関口・中井らの研究は共通する部分があるが、後者はフーチングと杭を非接合にすることで、杭に作用する荷重分担を減らすことに着目しており、杭基礎としての成立性をターゲットとする一方、著者らの研究は杭基礎としてではなく、直接基礎としての成立性を議論していることに違いがある。

本研究では、直接基礎および杭基礎を有する構造模型の振動台実験を行い、両者の応答を比較して、直接基礎の免震効果を把握した。さらに、直接基礎の免震特性と鉛直支持性能を満足する構造を提案し、その応答特性を実験および解析により把握した。

2. 直接基礎および杭基礎の振動台実験

振動台実験では、図-1のように土層内に模型地盤を構築し、その上に橋脚模型を設置して加振を行った。実験ケースは、表-1に示すように杭基礎構造、直接基礎構造、また直接基礎構造に対してジオグリッドおよび地盤改良杭による沈下対策を行った、計4ケースを実施した。

振動台は、鉄道総研の中型振動台および剛土層（内寸高さ1.5m×幅2m×奥行き0.6m）を使用した。模型地盤は、基盤層と軟弱層で構成される地盤とした。地盤材料は、基盤層を粒度調整砕石（M40）、

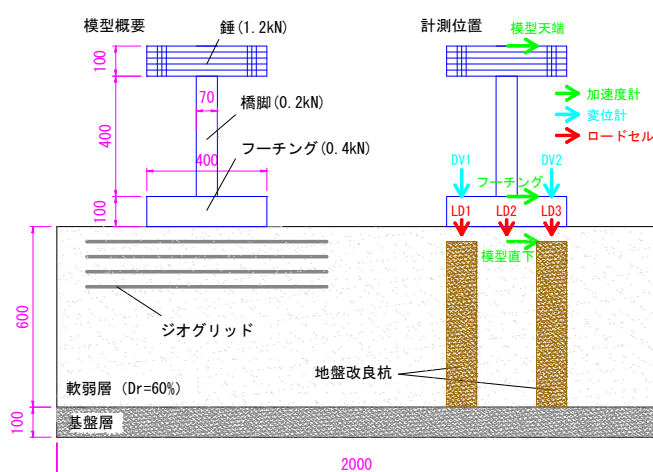


図-1 振動台実験概要(左:Case3,右 Case4)

表-1 実験ケース

Case	Case1	Case2	Case3	Case4
基礎形式	直接基礎	杭基礎	直接基礎	直接基礎
沈下対策	なし	—	ジオグリッド	地盤改良杭
載荷STEP	入力加速度(最大値,gal)			
1	95.2	95.2	94.7	96.6
2	167.6	167.6	164.3	166.1
3	240.0	240.0	239.6	239.5
4	372.5	372.5	376.9	378.6
5	376.6	376.6	440.6	442.4

軟弱層を6号硅砂とした。基盤層をD値90%程度として作成し、その上に軟弱層を空中落下法により相対密度が60%となるように作成した。

橋脚模型は、材質はアルミニウムとし、橋脚高さ500mm、フーチングは底面が400mm×400mmで高さ100mmで製作した。模型サイズは実橋梁の1/20を想定している。また、フーチング底面の鉛直応力およびせん断応力を確認するため、2方向ロードセルを載荷方向に3箇所配置した。橋脚の天端には、上部工の影響を考慮するため、重量約1.2kNの錘を配置した。杭基礎模型は、フーチングにアルミニウム管（φ=21mm、t=2mm）を固定し、先端が振動台底面に着底するように設置した。直接基礎構造では、橋脚模型を直接地盤上に設置した。

沈下対策として用いるジオグリッドは、ポリ塩化ビニル製のグリッドを使用し、基礎底面より50mm下から50mm間隔で4枚配置した。また、地盤改良杭は、豊浦砂にセメント、水およびベントナイトを添加した改良杭（φ=100mm）を作成し、基礎の四隅にあたる位置に配置した。設置高さは、基礎底面から50mm下の位置から基盤位置までとした。これらの構造に対して、2Hzの正弦波10波を最大加速度を漸増させて入力した。各載荷ステップにおける入力加速度は、表-1に示す通りである。なお、Case1および2については、STEP4において過大な変位が発生したため、STEP5はSTEP4と同程度の最大加速度で入力を行った。

本検討では、橋脚模型および直下地盤の水平加速度、橋脚模型の鉛直変位量、フーチング底面に配置したロードセルより得られる鉛直方向応力に特に着目している。水平加速度からは構造物の応答加速度の頭打ち状況、鉛直変位からは橋脚模型のロッキングと残留変位、鉛直方向応力からは構造物と地盤の接地状況や地盤の進行を把握することを目的としている。

3. 実験結果

(1) Case1（直接基礎）

図-2に、模型天端およびフーチング位置での水平加速度の時刻歴応答を示す。STEP3に着目すると、模型天端では、フーチング位置とほぼ同様の応答を示しているのがわかる。次にSTEP4に着目すると、8秒付近で応答が大きく変化し、フーチング位置の加速度が低下して、模型天端と位相がずれているのがわかる。この応答の傾向は、STEP5ではさらに顕著になる。

図-3には、STEP5に着目し、模型天端およびフーチング位置の応答加速度と、模型に対する入力波と考えられる模型直下地盤の応答加速度を比較した。この結果、模型天端の応答加速度は入力波に対して90度以上位相がずれており、フーチング位置でも若干の位相のずれが確認できる。

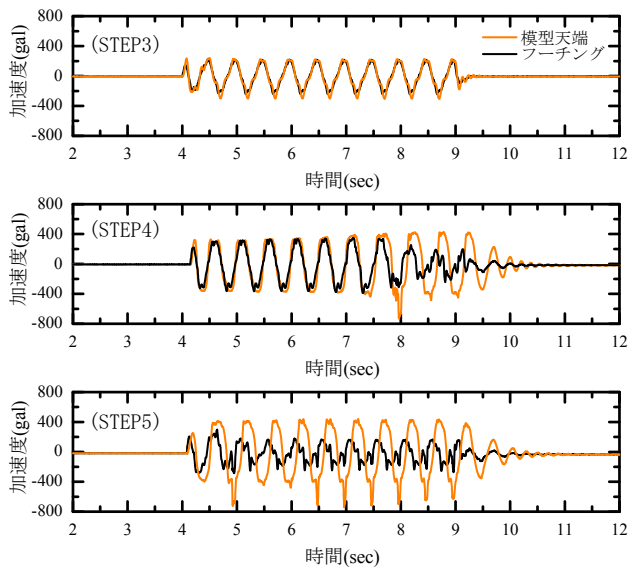


図-2 Case1 時刻歴応答加速度

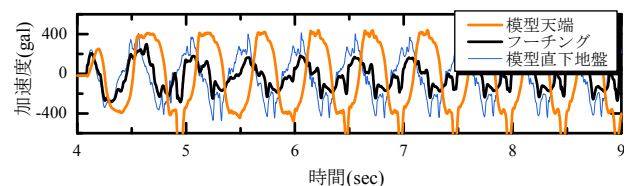


図-3 Case1 時刻歴応答加速度 (STEP5)

図-4には、模型の鉛直変位 (DV1,DV2) の時刻歴応答を示す。STEP3では、鉛直変位はほとんど生じていない。STEP4では、地震波が入力された4秒前後から、STEP3に比べて明らかに大きく、3mm程度変位していることから、基礎の浮きあがりを伴うロッキング挙動が生じていることが考えられる。次に8秒以降に着目すると、鉛直変位がさらに増大し、模型が沈下していく傾向も確認できる。これは、STEP5でも同様の傾向である。模型が沈下傾向を示すタイミングは、フーチング位置で応答加速度が低

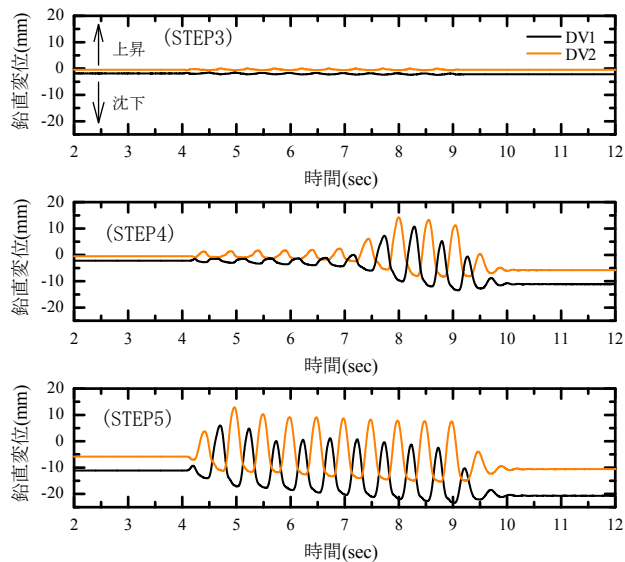


図-4 Case1 時刻歴応答変位

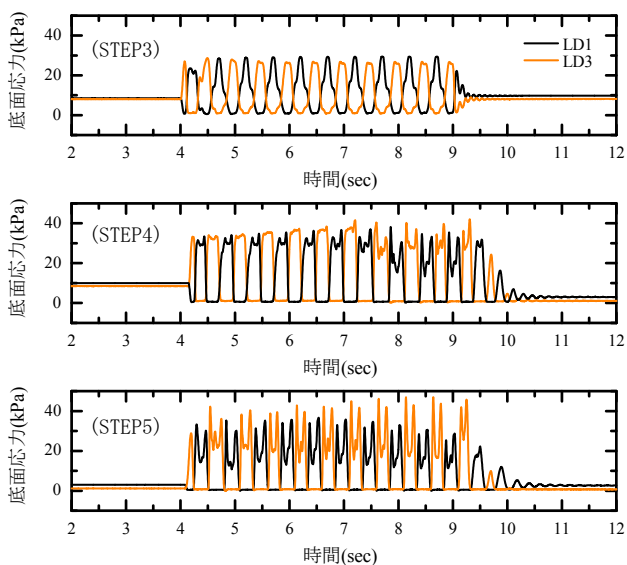
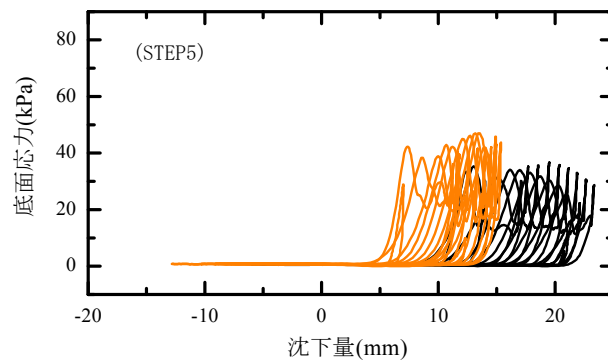
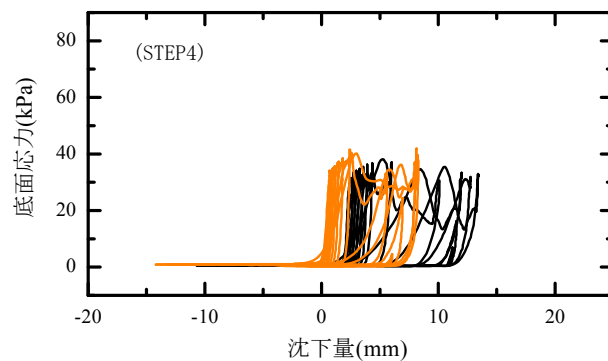
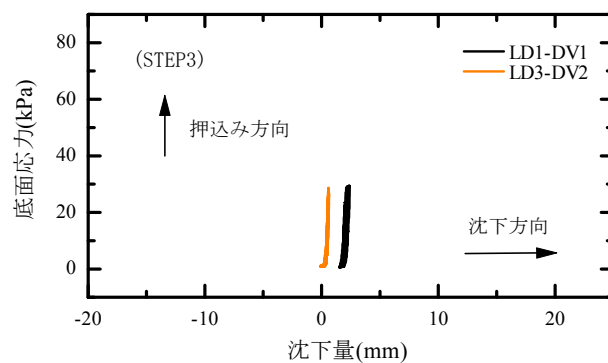


図-5 Case1 フーチング底面の時刻歴応答応力 (鉛直)

図-6 Case1 底面応力—沈下量関係

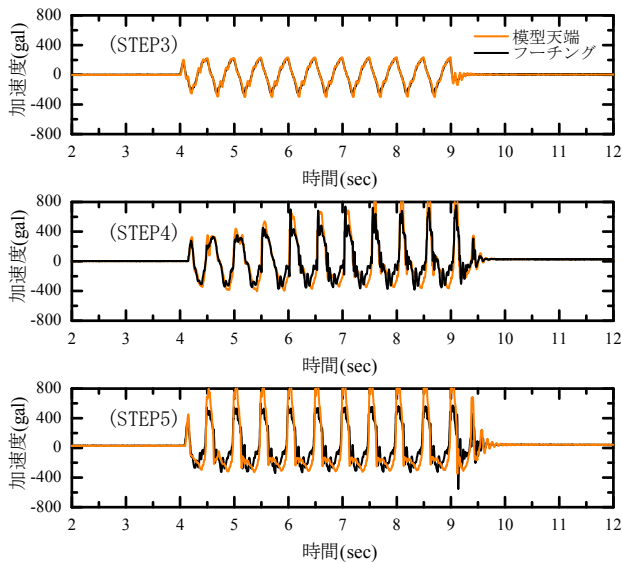


図-7 Case2 時刻歴応答加速度

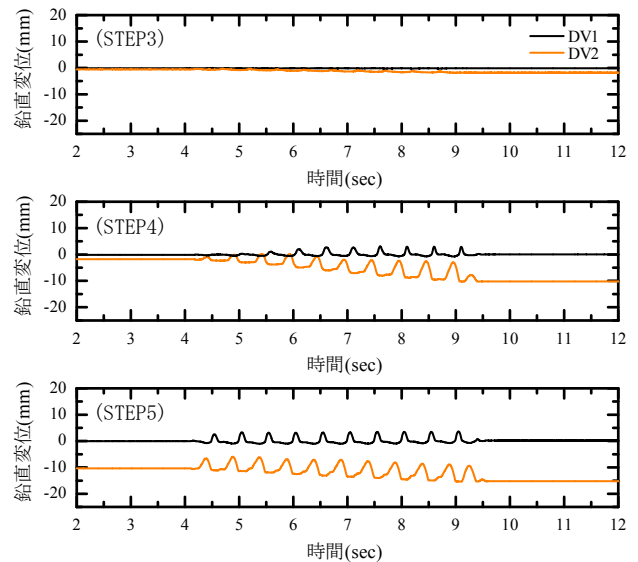


図-8 Case2 時刻歴応答変位（鉛直）

下する時間が符合しており、この時刻で基礎直下の地盤が塑性化した（極限支持力状態に達した）ものと考えられる。

基礎の浮き上がり、および地盤の塑性化の状況を確認するために、図-5にはフーチング底面に設置したロードセル3箇所のうち、中央を除いた2箇所（LD1,LD3）の鉛直方向応力の時刻歴応答を示す。これらの図は、押し込まれる場合を正としてプロットしており、0になるとロードセル位置が浮き上がった状態となることを示している。

STEP3では、底面応力が0に近づく程度であり、基礎が地盤から浮き上がっていないことを示している。これは、鉛直変位がほとんど発生していないという結果とも符合している。次にSTEP4では、明確に底面応力が0に達しており、基礎の浮き上がりが確認できる。また、正側の応力も30kPa付近で頭打ちとなっており、地盤が有する支持能力の上限値がこの程度であると考えることができる。さらに8秒付近からは、この上限値が低下している様子が確認できる。ここで、これらの挙動を確認するため、ロードセルの鉛直応力（LD1,LD3）と鉛直変位（DV1,DV2）と対応させた、底面応力-沈下量関係を図-6に示す。

STEP3では、変形が小さくほぼ線形の挙動を示している。STEP4では、まず沈下量が負の領域については、底面応力が0となっており、基礎の浮き上がり挙動を確認することができる。次に沈下量が正の領域については、底面応力が30～40kPa程度まで地盤が剛性を発揮し、それ以降は地盤が塑性化して、沈下していく様子を確認することができる。また、沈下時の地盤剛性は、経験した最大沈下量に近づくと徐々に剛性を発揮する挙動を示すことが確認できる。STEP5についても、同様の傾向を示した。

上記の結果より、Case1における挙動では、直接基礎の設計で考慮されている①基礎が地盤に接地している状態、②基礎が浮き上がる状態、③基礎直下の

地盤が塑性化した状態、の3つの状態を示すこと、地盤の支持能力を超過すると沈下量が累積的に増加し、結果として残留沈下量が増大してしまうことが確認できた。

(2) Case2（杭基礎）

図-7に、杭基礎の模型天端およびフーチング位置での水平加速度の時刻歴応答を示す。STEP3では、模型天端とフーチング位置で同様の応答加速度を示している。次にSTEP4では、模型天端およびフーチング位置での応答加速度が徐々に増幅し、入力加速度（最大372gal）に対して3倍程度の値となっている。また位相は、ほぼ同位相であることが分かる。これらはSTEP5でも同様の傾向であり、模型天端の応答加速度がフーチング位置での応答加速度に比べて大きく、また同位相で挙動しているのが分かる。これらの応答は、杭により橋脚と地盤間に相互作用が生じ、加速度が杭を介して橋脚に伝達されたことによると考えられる。

図-8に、模型の鉛直変位の時刻歴応答を示す。STEP3では、変位はほとんど発生していない。STEP4およびSTEP5では、振幅が5～10mm程度発生していることから、ロッキング振動を生じていると考えられる。このような変位が発生したのは、杭先端の固定度が十分ではなく、杭に浮き上がりを生じたと考えられる。ただし、杭により模型の回転挙動が抑制されたため、Case1のような変位の増幅には至らなかった。

また、Case2では、片側の鉛直変位計（DV2）のみに残留沈下が生じていた。これは、実験後に杭を確認すると損傷していたことから、その影響で傾き沈下したと考えられる。しかし、他方の鉛直変位計（DV1）では沈下は生じておらず、鉛直変位計に発生する平均的な沈下量をCase1と比較すると、Case2の方が小さい結果となった。

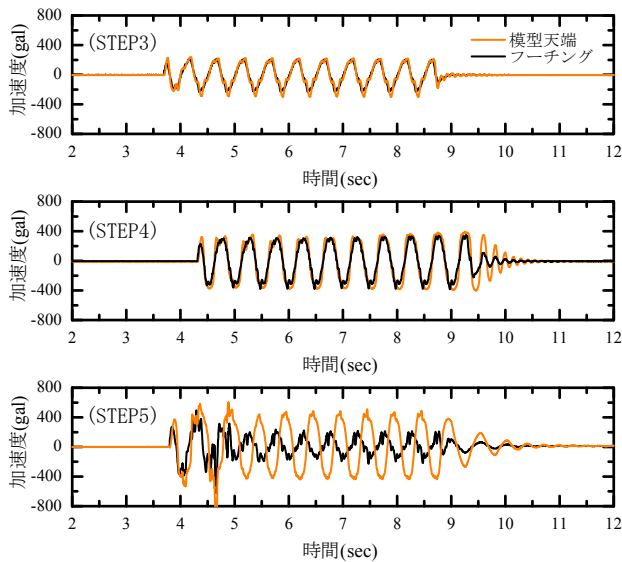


図-9 Case3 時刻歴応答加速度

(3) Case3 (直接基礎, ジオグリッド敷設)

図-9に、模型天端およびフーチング位置での水平加速度の時刻歴応答を、図-10には模型の鉛直変位の時刻歴応答をそれぞれ示す。STEP3では、応答加速度、変位共にCase1と同様の挙動をしているのがわかる。STEP4に着目すると、Case1の8秒付近のような応答加速度の変化がみられないことがわかる。鉛直変位に着目すると、3mm程度の浮き上がりは確認できるものの、沈下はほとんど発生していなかった。次にSTEP5に着目すると、地震波入力後すぐに応答加速度に変化が生じ、フーチングの応答加速度が低下し、模型天端とフーチングの応答加速度の位

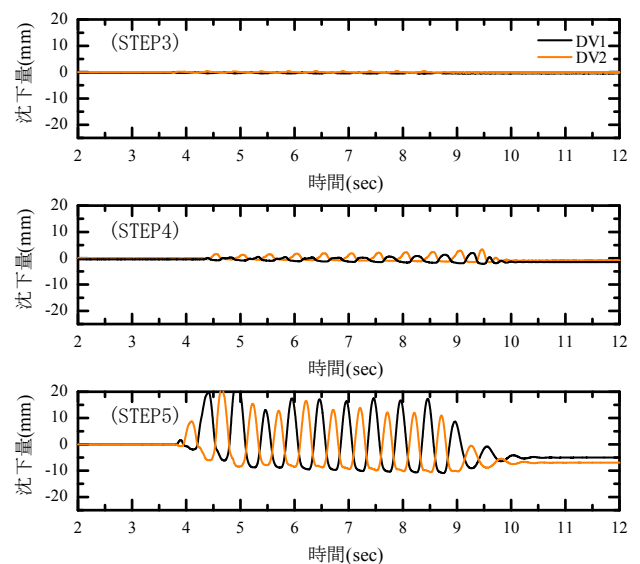


図-10 Case3 時刻歴応答変位 (鉛直)

相がずれるのがわかる。鉛直変位を確認すると、大きくロッキングし残留沈下を生じていることがわかる。

図-11に、底面応力と沈下量の関係を示す。STEP4では、基礎の浮き上がりのみ生じており、沈下量はほとんど見られない。次にSTEP5では、底面応力が60kPa程度を上限として、残留変位が累積していくのが確認できる。

上記の結果より、Case3ではSTEP4(370gal入力時)においては基礎の浮き上がりのみが発生し、Case1のように地盤の塑性化を生じず、STEP5(440gal入力時)において地盤の塑性化が発生したと考えられる。このことから、ジオグリッドを敷設したことにより地盤の支持能力が向上したことが確認できた。

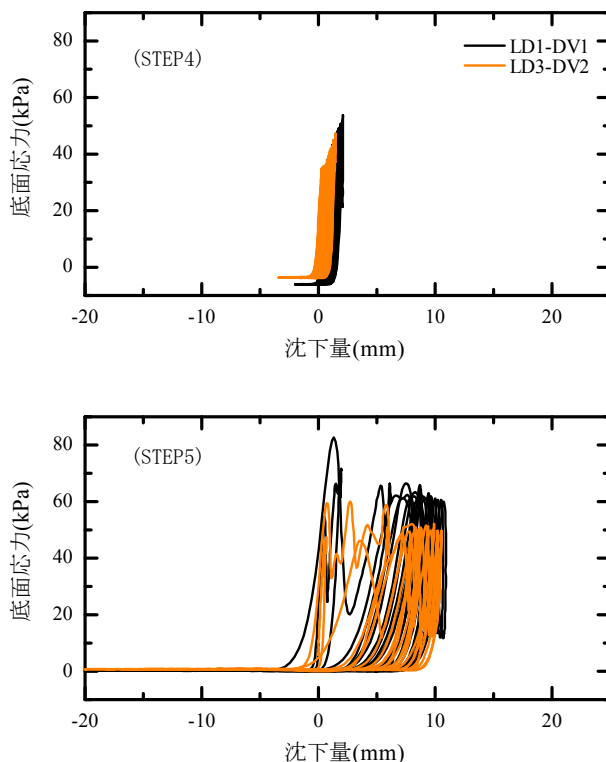


図-11 Case3 底面応力—沈下量関係

(4) Case4 (直接基礎, 地盤改良杭設置)

図-12に、模型天端およびフーチング位置での水平加速度の時刻歴応答を、図-13には模型の鉛直変位の時刻歴応答をそれぞれ示す。STEP3では、応答加速度、変位共にCase1,3と同様の挙動をしているのがわかる。STEP4では、Case3と同様に3mm程度の浮き上がりが発生し、残留変位はほとんど確認できなかった。次にSTEP5に着目すると、地震波入力後すぐに応答加速度に変化が生じ、フーチングの加速度が低下し位相がずれた。鉛直変位についても、入力後すぐに大きく沈下し、その後累積的に沈下量が増大した。最終的な沈下量はCase3よりも大きい。実験終了後に改良杭を確認したところ折損していたことから、改良杭が鉛直支持能力を失い、沈下量が増大したものと考えられる。なお、DV1については、7秒付近でフーチングから逸脱してしまい、それ以降のデータは取得できなかった。

図-14に、底面応力と沈下量の関係を示す。この結果より、STEP4では基礎の浮き上がりのみ生じているのがわかる。また、底面応力はロードセル間

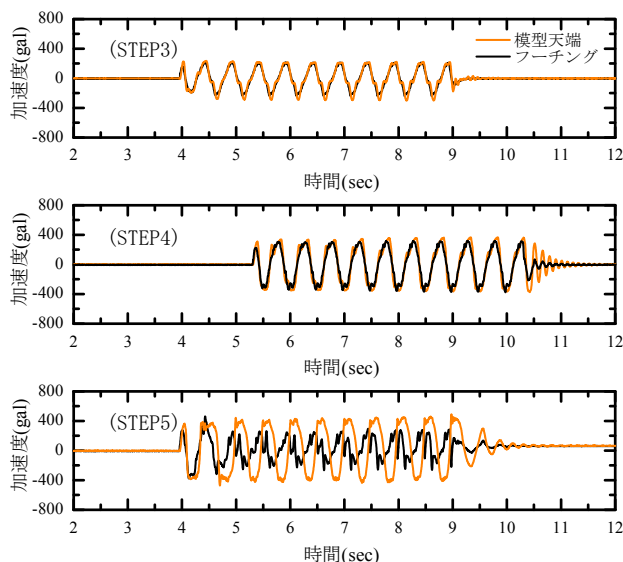


図-12 Case4 時刻歴応答加速度

に偏りがあるものの、最大で80kPa程度発生している。ここで、Case3と加速度応答が同程度であるのに発生応力が大きくなったのは、改良杭が周囲の地盤より相対的に剛性が高く集中的に荷重を負担するためと考えられる。これを確認するため、図-15に、300gal入力時の底面応力と鉛直変位の関係において、変位の小さい領域に着目し、Case3とCase4を比較したものを示す。この図からも、地盤の剛性はCase4の方がCase3と比べて高いことがわかる。

次に図-14のSTEP5に着目すると、変位の小さい領域では、底面応力が60～80kPa程度となるものの、

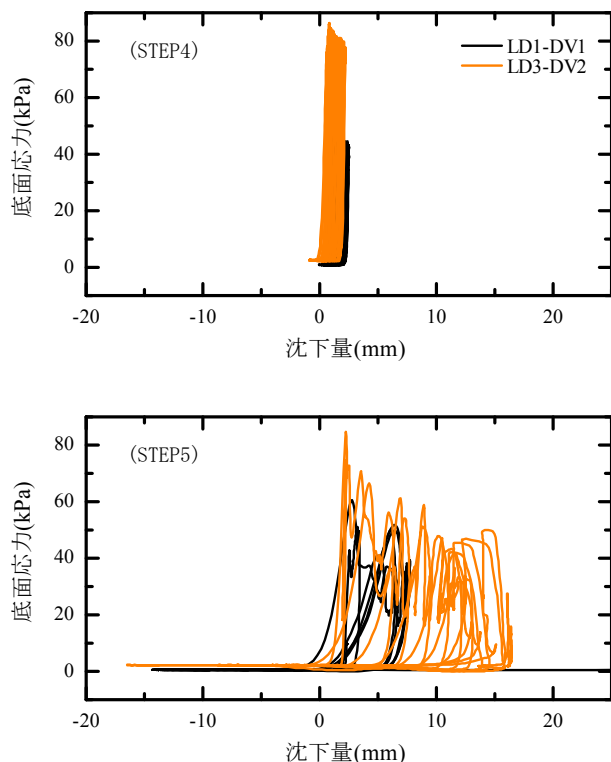


図-14 Case4 底面応力—沈下量関係

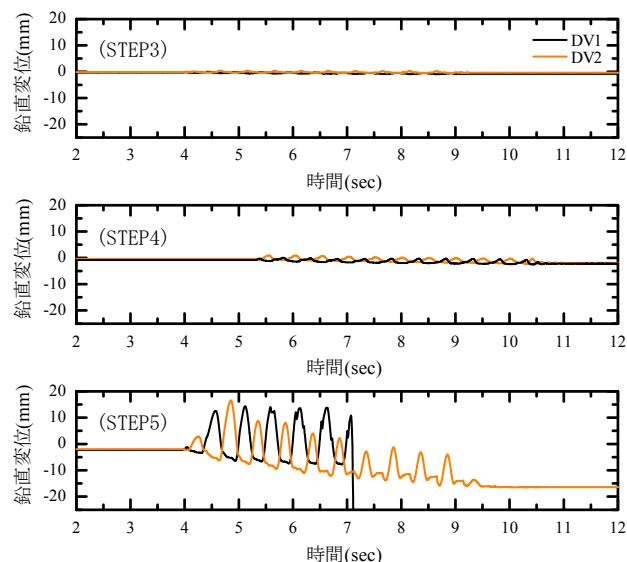


図-13 Case4 時刻歴応答変位

それ以降では40kPa程度を上限として残留変位が累積していくのが確認できる。これは、鉛直支持能力が最大値に達したあと、改良杭が折損して鉛直支持能力を失ったため、Case1と同程度の応力しか地盤が支持できなくなったと考えられる。

上記の結果より、Case4ではCase3と同様にSTEP4(370gal入力時)においては基礎の浮き上がりのみが発生し、Case1のように地盤の塑性化を生じず、STEP5(440gal入力時)において地盤の塑性化が発生したと考えられる。このことから、ジオグリッドを敷設したことにより地盤の支持能力が向上したことが確認できた。また、STEP5において残留沈下量がCase3に比べて急激に増大したのは、改良杭が折損した影響で鉛直支持能力が低下したためと考えられる。

4. 実験結果の比較

(1) 図表の位置

上記の結果より、直接基礎と杭基礎の応答特性を比較する。図-16は各ケースにおけるSTEP4(370gal入力時)の時刻歴応答加速度を併記したものである。この結果より、7秒付近までは全てのケースが同位相で挙動しているものの、杭基礎のみ加速度応答値

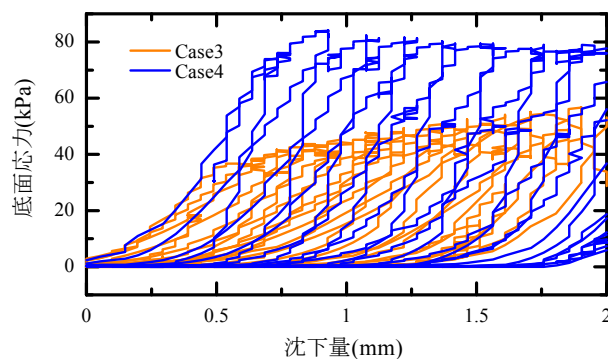


図-15 底面応力—沈下量関係の比較

が大きくなり、直接基礎は加速度が頭打ちとなっているのがわかる。これは先に考察したように、杭基礎では、杭を介して地震動が橋脚に入力され構造物が振動するのに対して、直接基礎では基礎の浮き上がりにより構造物が長周期化して橋脚模型に入力される地震作用が低減されており、免震特性が発揮されたと考えられる。

また、Case1と地盤改良を施したCase3およびCase4を比較すると各ケース間に大きな差異はみられず、地盤改良が直接基礎の免震特性を阻害していないことが確認できる。

次に、直接基礎の3ケース(Case1,3,4)に着目し、8秒以降の挙動を比較すると、地盤の塑性化を生じたCase1のみ位相にずれが生じているのが分かる。これは、地盤の塑性化により模型がより長周期化した影響と考えられる。

図-17に、地盤改良が鉛直支持性能に与える影響について検討するため、直接基礎の3ケースにおける沈下量と入力加速度の関係を示す。なお、ここでの沈下量は2つの鉛直変位の平均値で評価した。

同じ入力加速度レベルであるSTEP4(370gal入力時)に着目して比較すると、地盤改良を実施していないCase1は、地盤の塑性化により10mm程度の沈下量が発生しているが、地盤改良を実施したCase2,3については地盤が塑性化せず、直接基礎の沈下量を大幅に抑制することが可能であることが分かる。

以上の結果から、直接基礎構造に地盤改良を施して沈下対策を行うことで、鉛直支持性能を満足しつつ、直接基礎の特徴である入力遮断特性を期待できることが明らかとなった。

5. 実験で確認された動的挙動の解析的検討

(1) 解析条件および解析モデル

模型の動的挙動を解析的に検証するため、実験Case1,3,4を対象としたシミュレーション解析を実施した。解析モデルは、図-18に示すように橋脚は線形の梁要素、フーチングおよび錘は剛とした梁要素、構造物模型と地盤の相互作用はばね要素でモデル化した。特に、鉛直地盤ばねについては、直接基礎の

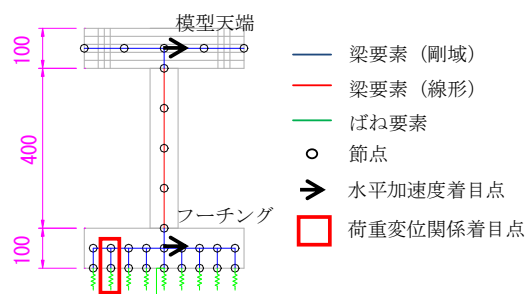


図-18 解析モデル

表-2 解析ケースと諸定数

解析ケース	沈下対策	初期剛性 (kN/m ² /m)	上限値 (kN/m ²)
Case1	なし	53400	32.1
Case3	ジオグリッド	59100	49.5
Case4	地盤改良杭	75900	47.3

※上限値に達した場合には、剛性を 1/100 とする

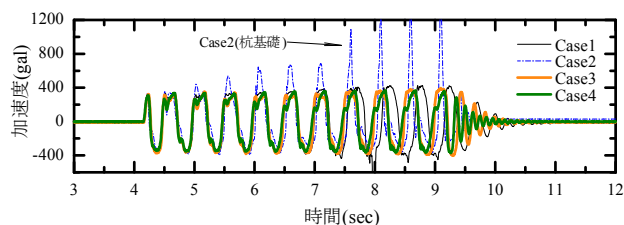


図-16 応答加速度の比較 (370gal入力時)

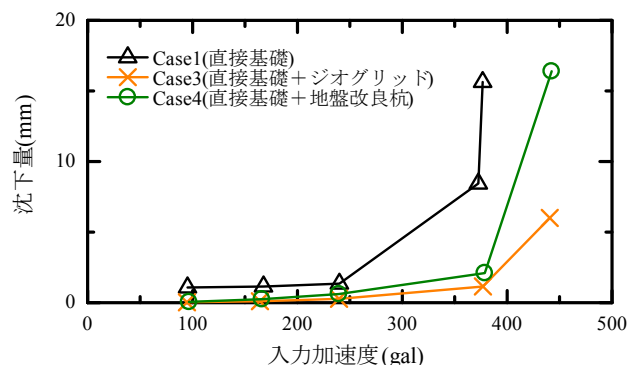


図-17 沈下量-入力加速度関係

回転特性を適切に表現するため、分布地盤ばねモデル⁶⁾を用いることとし、9分割して底面に分布させた。鉛直地盤ばねの非線形特性は、押込み方向には最大抵抗モーメント時の鉛直支持力度を上限値とするバイリニア型とし、浮き上がり方向には抵抗力を発揮しない非対称の骨格曲線としたモデルである。これにより、直接基礎の沈下および浮き上がりを直接評価できる。また履歴モデルには、スリップ型を用いることで、支持力を超過して地盤が塑性化することに伴う累積的な沈下を評価できる。

分布地盤ばねモデルの骨格曲線に与える初期剛性および上限値は、本実験で得られたフーチング位置での鉛直方向の荷重変位関係より設定した。上限値は、沈下量がフーチング幅の約10%にあたる50mmとなる位置での応力値とした。また初期剛性は、包絡線上の点のうち、上記で設定した上限値の約1/2の荷重レベルとなる点の割線剛性とした。バイリニアモデルに与える諸元を、表-2に示す。

初期減衰は剛性比例減衰とし、各解析ケースの1次モードに対して5%となるように設定した。入力波は、模型直下で観測された加速度応答を用いることとし、累積的な沈下を考慮するために各STEPの観測波を連続させた波とした。ただし、各STEPによる自由振動がおさまるように波の間隔に配慮した。

(2) 解析結果

図-19に、各ケースの水平方向応答加速度のうちSTEP4, 5についての結果を示す。模型天端とフーチング位置での応答加速度の位相差に着目すると、Case1については、STEP4,5で応答に位相差が生じているのがわかる。Case3については、STEP4では同位相で挙動した。これに対して、STEP5では位相差が生じた。Case4についてもCase3と同様に、STEP4

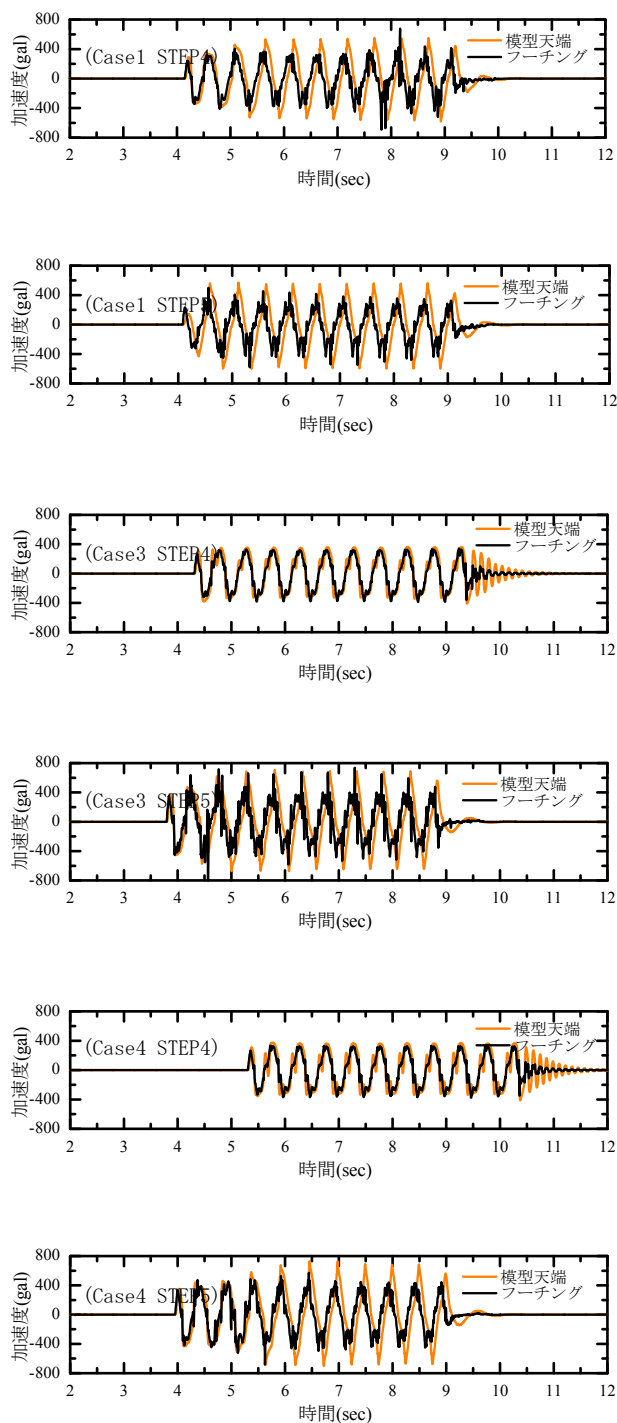


図-19 時刻歴応答加速度（解析）

では同位相で挙動しているが、STEP5では位相差が生じた。応答に位相差が生じたケースについては、実験結果と一致している。

図-20には、図-18に示す位置の鉛直地盤ばねにおける荷重変位関係を示す。Case1については、STEP4で押し込み側の上限値に達して地盤が塑性化状態となり、累積的に沈下を生じた。Case3については、Step4では浮き上がりは生じているものの、押し込み側の応答は弾性範囲内であり、地盤は塑性化していない。STEP5では、押し込み側の上限値に達して

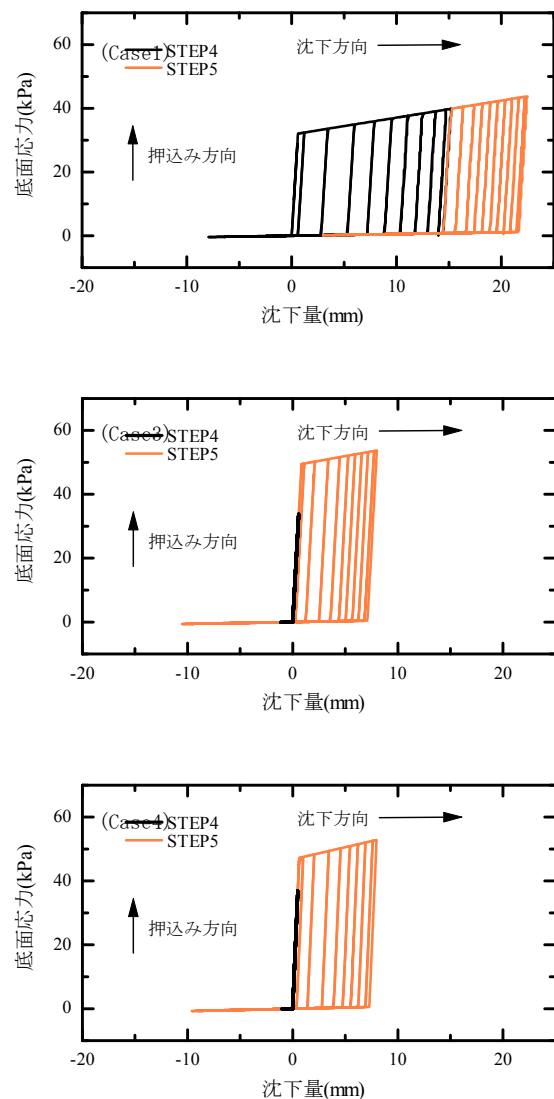


図-20 基礎底面における荷重－変位関係

地盤が塑性化状態となり、累積的に沈下を生じた。Case4についても、STEP4では浮き上がりのみは生じており、STEP5では押し込み側が上限値に達して地盤が塑性化状態となった。なお、解析で地盤が塑性化状態に達したケースは、実験で沈下量が増大したケースと整合しており、直接基礎が浮き上がり沈下に至る過程を解析でも十分評価可能であることが確認できた。

これらの結果より、実験で確認された直接基礎の動的挙動が、浮き上がりおよび地盤の塑性化により説明できること、また天端位置とフーチング位置の応答に位相差が生じたケースが、地盤が塑性化状態に達したケースと一致していることが解析的にも確認できた。

6. おわりに

杭基礎および直接基礎を有する構造模型の振動台実験を行った。以下に、結果より得られた知見につ

いてまとめる。

- (1) 杭基礎では、杭を介して地震動が橋脚に入力され構造物が振動するのに対して、直接基礎では、基礎の浮き上がりに伴うロッキングにより振動特性が長周期化されることから、杭基礎に比べて免震特性を有する。
- (2) 直接基礎では、地盤の鉛直支持能力を超過すると沈下量が累積的に増加し、過度の残留沈下を残す可能性がある。
- (3) 直接基礎の地盤直下に地盤改良を施すことで免震特性と鉛直支持性能の両者を満足する構造が可能であることを確認した。

今後は、さらに免震特性と沈下抑制のメカニズムを検討すると共に、実施可能な工法について検討予定である。

参考文献

- 1) 関口 徹, 中井 正一, 真野 英之: 支持杭とラフトを非接合とした基礎の沈下挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1分冊, pp.387, 2011
- 2) 隈元 建人, 真野 英之, 中井 正一, 関口 徹: 杭頭非接合時の水平力伝達に関する遠心載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1分冊, pp.613, 2008
- 3) 林 康裕: 直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果, 日本建築学会構造系論文集, 第485号, pp.53-62, 1996.7
- 4) 川島 一彦, 細入 圭介: 直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp. 97-111, 2002.4.
- 5) 羽矢 洋, 西村 昭彦: 大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案, 土木学会論文集, No.595/VI-39, pp.127-140, 1998.6
- 6) 西村 隆義, 西村 昭彦, 西岡 英俊, 神田 政幸, 羽矢 洋, 舘山 勝: 直接基礎の地震時残留沈下量評価のための構造解析モデルの提案と試算例, 第43回地盤工学研究発表会, 2008