

土留め壁の変形に伴う杭基礎の挙動に関する模型実験

MODEL TESTS FOR PILE FOUNDATION UNDER THE INFLUENCE OF GROUND DISPLACEMENT DUE TO EXCAVATION

中野正則* 木村嘉富** 渡会正晃*** 井上昭生****

By Masanori NAKANO, Yoshitomi KIMURA, Masaaki WATARAI and Akio INOUE

When an excavation is executed in an urban area where structures are concentrated, it is important to give sufficient consideration at each stage of planning, design and execution as to how the excavation work affects adjacent ground and structures, and by doing so, to control its effects on them. The some organizations have laid down guidelines for excavation in this situation, however, all of these guidelines are for two-dimensional trench shape retaining walls, only.

With the above considerations as the background, laboratory tests on the displacement of adjacent ground to a two-dimensional ditch shape retaining wall and to a pile foundation were conducted.

Key Words: model test, pile foundation, excavation, ground displacement

1 まえがき

構造物の密集する都市部において開削工事を行う場合には、既存の都市施設に近接して施工する、いわゆる「近接施工」とならざるを得ないことが多くなる。この場合には、通常の新設構造物の設計や仮設土留めの設計に加え、その工事による周辺地盤変状および近接する既設構造物へ及ぼす影響について、十分配慮する必要がある。しかしながら、このような近接施工は建設する構造物と地盤に既設構造物が加わった三者の相互作用であり、これらの複雑な挙動をモデル化して変状の予測や対策工の検討を行わなければならない。

近接施工を行う場合の基準類としては日本国有鉄道¹⁾、首都高速道路公団²⁾、建設省土木研究所³⁾、東京電力(株)⁴⁾など各機関でとりまとめられている。これらにおいては、近接施工としての検討を行うべき影響範囲の設定が主であり、周辺地盤や既設構造物への影響予測手法については確立されていないのが現状である。

開削工事による周辺への影響のうち、地盤の変形については原位置での計測データも蓄積されつつあり、下記の予測手法が提案されている⁵⁾。

*	建設省 土木研究所 構造橋梁部 基礎研究室長	(〒305 茨城県つくば市大字旭1 番地)
**	建設省 土木研究所 構造橋梁部 基礎研究室	(同 上)
***	同 上	(同 上)
****	同 上	(同 上)

- ① 過去の実測値に基づく予測
- ② すべり線を仮定した予測
- ③ 有限要素法による予測

これに対し、既設構造物への影響については有限要素解析や別途求めた地盤変位を既設構造物のモデルに入力する方法などが用いられているが、まだ十分に確立された方法とはいえない。既設構造物への影響については、基礎全体の挙動を計測したデータはあるものの、杭体への影響など詳細なデータが得られていないためと考えられる。

一方、筆者らは近接施工に関する設計法を確立するために一連の研究を行っている。周辺地盤の変形について原位置での実測データを収集するほか、詳細なデータを得るために大型壁体模型を製作し、実験および数値解析を行ってきた^{6) 7) 8)}。それに引き続き、開削による地盤変形が基礎構造物に与える影響について杭基礎模型を用いた室内模型実験を行っており、本論文ではその概要および結果について報告するものである。

2. 実験方法

2.1 実験の目的

開削工事において近接する既設構造物としては、ビルや住宅などの建築物や共同溝などの地中構造物が考えられる。これら既設構造物の基礎形式としては、直接基礎が約5割、杭基礎が約4割という調査結果があり⁹⁾、既設構造物への影響としてはこれらの基礎形式を考慮すればよいといえる。

直接基礎については地盤内の応力解放による支持力低下も考えられるものの、地表面の沈下による影響が支配的であり、これによる影響を考慮すればよいと考えられる。一方、杭基礎については地中での変状が支配的であり、また、地盤と杭との相互作用を考慮する必要があるなど複雑な挙動となることから、設計法確立のための詳細なデータ収集を目的として杭基礎模型を用いた実験を行ったものである。

ここで、杭基礎への影響の予測手法としては、

- ① 地盤と杭基礎とを一体として有限要素法で解析する方法
- ② 別途求めた地盤変位を杭基礎の解析モデル（例えば、弾性床上的はりモデル）へ入力する方法（図-2.1 参照）

などがある。①の有限要素法については、地盤の構成式や構造物の二次元へのモデル化、構造物と地盤との境界の要素など未だ不明確な点が多い。一方、②の方法は通常の設計で実績のある解析モデルを用いるものであり、また、杭と地盤との相互作用についても多くの載荷試験データに基づいてバネ定数などとしてモデル化されている。これらの点から、一般的な杭基礎への影響予測手法として②の方法に着目し、設計法確立のための基礎的データを得ることとした。

杭基礎への影響予測においては、地盤変形と設置された杭基礎模型の抵抗特性が必要である。地盤変形については通常は別途解析することとなるが、ここでは大型二次元土槽全面のアクリル面から計測することとした。また、杭基礎の抵抗特性について通常は道路橋示方書IV下部構造編¹⁰⁾において推定法が確立されて

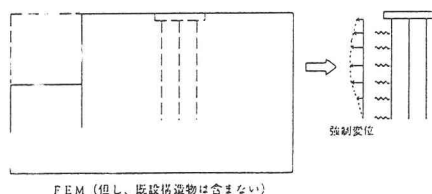


図-2.1 近接構造物の変状予測手法

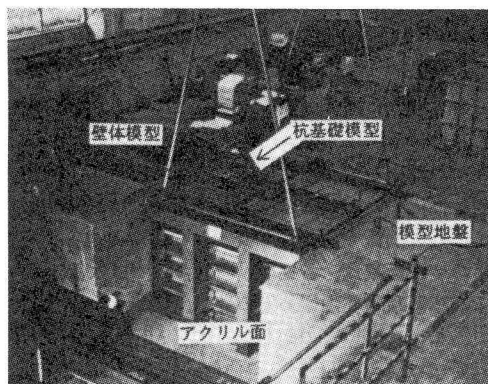


写真-2.1 実験状況

いるが、ここでは杭基礎模型と同じ条件で設置された単杭の載荷試験により求めることとし、水平載荷試験、押し込み試験および引抜き試験を行うこととした。また、地盤材料は一連の実験で用いている豊浦標準砂としたが、これについては詳細な特性が把握されているので有限要素法による数値解析も可能である。

2.2 実験概要

実験の状況を写真-2.1 および図-2.2 に示す。実験は大型の二次元土槽（幅7m、深さ4m、奥行き2m）に土留め壁をイメージした壁体模型を設置し、杭基礎模型を埋め込んだ砂地盤を作成した後、土留め壁を変形させて地盤の変形にともなう杭基礎模型の挙動を観測した。また、要素試験として杭の水平載荷試験および押し込み、引抜き試験も同時に実施した。

(1) 壁体模型

壁体模型は、土留め壁にあたる壁体パネル部（高さ25cm×幅200cm）を10段有し、電動モーターにより各1段毎に変位を制御できるようになっており、実際の土留め壁をイメージした変形を再現できるものである。また、壁体パネル部は端部から60cmの位置で屈折可能構造（ヒンジ接合）となっており、この接合部分を剛結合あるいはヒンジ結合とすることで、2次元的な溝状掘削状態あるいは3次元的な矩形掘削状態を表現できる。

(2) 地盤作成

試料土には力学的性質の明確な乾燥した豊浦砂を用いた。砂地盤の作成には、まず、実験に影響がないと思われる土槽の底から1.0mの高さまで鹿島砂を投入し、杭基礎模型を予め立てておきながら豊浦標準砂を専用ホッパー⁴⁾を用いて土層内に豊浦砂を一様に自由落下させて模型地盤を作成した。また、地盤の密度は、ホッパーのふるい目を調節して所定の密度になるようにした。作成した地盤の密度は 1.59t/m^3 である。

試料土の動きを観察するための色砂は、土槽正面の亚克力面（横3m×高さ2m）（図-2.3参照）および地表面にそれぞれ設置した。

(3) 杭基礎模型

杭基礎模型には、弾性係数の小さな塩化ビニル管を用い、地盤の拘束圧の小さな浅い領域においても地盤変形に追従できるようにした。杭は3.25m（根入れ長 $l=3\text{m}$ ）と1.25m（ $l=1\text{m}$ ）の2種類作成し、それぞれ3本を1組としてフーチングに取り付けた。杭頭部とフ

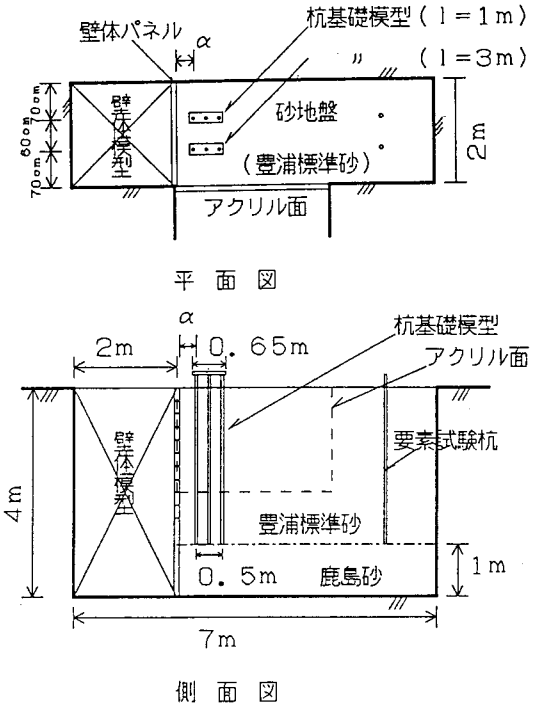


図-2.2 実験概要図

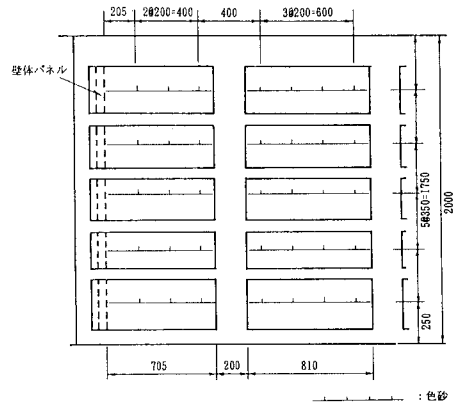


図-2.3 色砂設置状況（亚克力面）

表-2.1 杭体の諸元

材 質	塩化ビニル
外 径	48mm
肉 厚	1.8mm
変形係数	$3.025 \times 10^4 \text{kgf/cm}^2$

※変形係数は単純曲げ試験により算出

杭基礎模型の先端での境界条件を確認するため、 β の計算を道路橋示方書IV下部構造編⁵⁾により算定した。その結果、

 $l = 3\text{m}$ の杭では、 $\beta l = 20.16 > 3$ $l = 1\text{m}$ の杭では、 $\beta l = 6.72 > 3$

となり、両杭とも半無限長の杭となる。

(4) 計測

実験における主な計測項目は以下の通りである。

- ① 壁体模型の壁面土圧
- ② 地表面沈下量および地表面水平変位量
- ③ 地表面およびアクリル面におけるクラック発生状況
- ④ 壁体変位量
- ⑤ 杭体の曲げモーメントおよび軸力
- ⑥ 杭頭部変位量

地表面における地盤の水平変位量は、地表面に敷いた色砂を写真撮影し、写真から変位量を測定した。また、地表面沈下量に関しては、地表面に設置したスケールを目視観測した。地表面およびアクリル面における地盤のクラック発生状況は、写真および目視により観察した。

さらに杭頭部に変位計を設置し、杭頭部の挙動を計測した。

⑤については、杭体に貼り付けたひずみゲージから求まるひずみ量を曲げひずみおよび軸ひずみに分け、それぞれ弾性率を乗じて算出した。

2.2 実験ケース

(1) 杭基礎模型の変状実験

実験ケースを表-2.2に示す。杭基礎模型と壁体模型の距離 α を2通りに変化させ、CASE 1 およびCASE 2 とした。また、各ケースにおいて、土留め壁の変形による地盤のすべりが杭基礎模型の中間部 ($l = 3\text{m}$ の場合) および杭先端付近 ($l = 1\text{m}$ の場合) で発生するように2種類の杭基礎模型を設置している。

土留め壁の深さ方向の最終変形モードとしては、図-2.5に示すような形状とし、計測はそれぞれのパネルの変形量の20分の1を1STEPとして、合計20STEPまで実験を行った。土留め壁の変位量は最大50mm、変形速度は1mm/minとした。なお、土留め壁の変形モードとして、実際の開削工事においては、工事の進行と共に土留め壁下方の変形が進行するが、ここでは、実験後の解析の簡略化のため、一様な変形とした。なお、壁体の変形モードの影響については、文献7)を参照されたい。

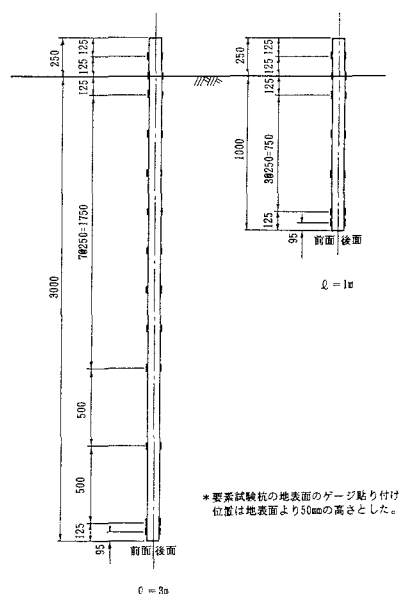


図-2.4 ひずみゲージ貼付け位置

表-2.2 実験ケース

CASE	α	杭根入れ長
1	25cm	3m および 1m
2	12.5cm	3m および 1m

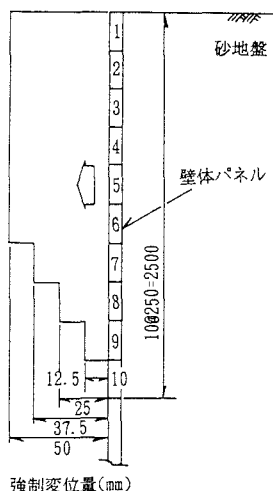


图-2.5 壁体変位量

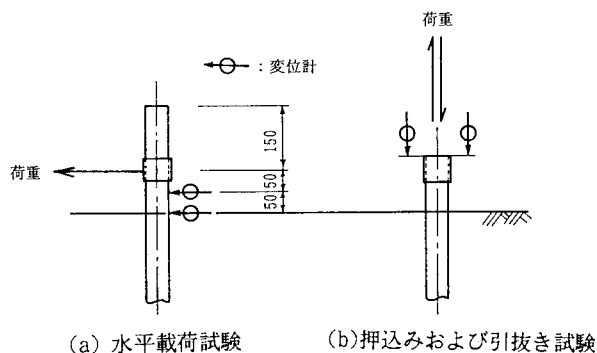


図-2.6 単杭の載荷試験

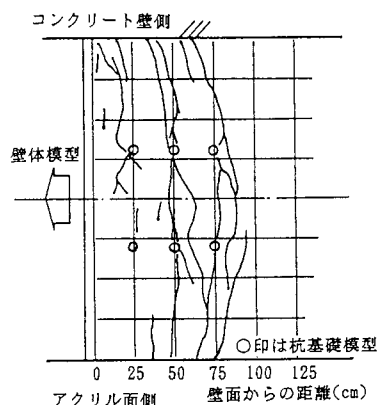


図-3.1 地表面クラック発生状況 (CASE 1)

(2) 単杭の載荷試験

本実験は、壁体模型を変形させ、周辺地盤を主働崩壊状態にして近接する杭基礎の挙動を把握するものであるが、通常の杭の水平載荷による挙動と比較あるいは整合をはかる目的により、同様の地盤での単杭による水平載荷試験、押し込み試験および引抜き試験を行った。

試験は、杭基礎模型の実験地盤に予め試験杭 ($L = 3\text{m}$ および 1m の 2 本) を埋め込んでおき、実験終了時に図-2.6 に示すように載荷試験を行った。杭体の諸元およびひずみゲージの貼付位置は組杭と同様とした (ただし、地表面上のゲージ貼付位置は変更した)。

水平載荷試験はCASE 1 の地盤において、 $L = 3\text{m}$ および $L = 1\text{m}$ の 2 ケースについて行った。載荷は変位制御により行い、約 30mm の杭頭変位量まで 2.5mm ピッチで測定し、杭体を変形させた。

押し込み試験および引抜き試験はCASE 2 の地盤において行った。押し込み試験は $L = 3\text{m}$ の杭を使用し、変位制御により載荷を行なった。測定は、杭頭沈下量が 0mm から 5mm までは 0.5mm ピッチ、 5mm から 10mm までは 1mm ピッチ、 10mm から最終STEPである 23.8mm まではほぼ 5mm ピッチで測定を行った。

引抜き試験は $L = 1\text{m}$ の杭により行い、 50mm まで杭体を引き抜いた。

3. 実験結果

3.1 地盤の変状

(1) 亀裂の発生状況

図-3.1 にCASE 1 における実験終了時の地表面のク

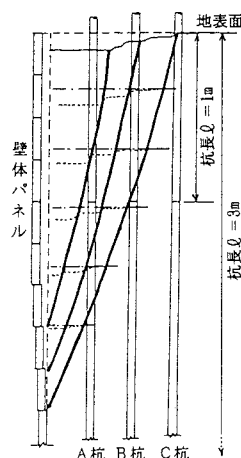


図-3.2 アクリル面クラック発生状況 (CASE 1)

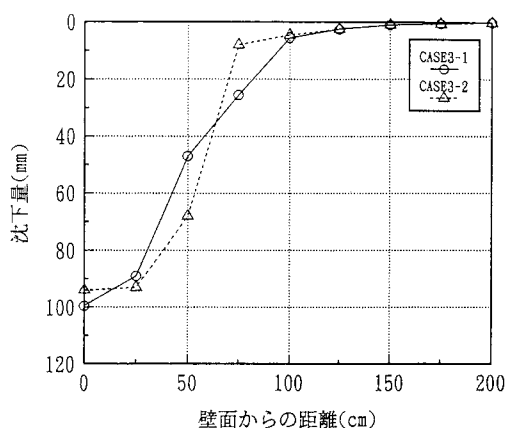


図-3.3 地表面沈下量分布 (最終STEP)

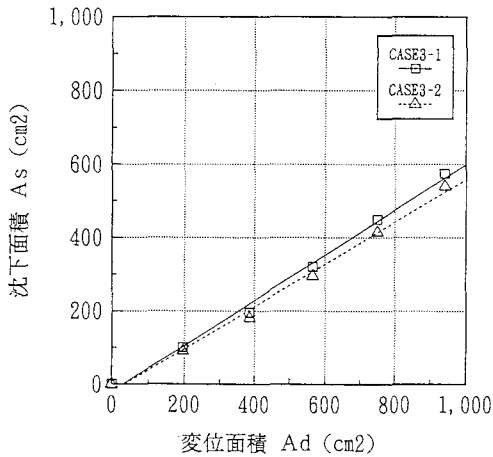


図-3.4 壁体変位面積と地表面沈下面積

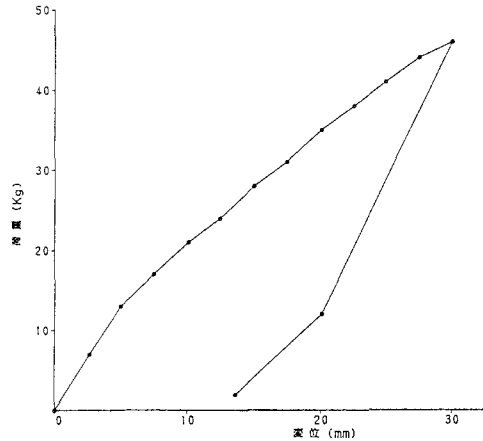


図-3.5 荷重-変位量曲線（水平載荷試験， $L=3\text{m}$ ）

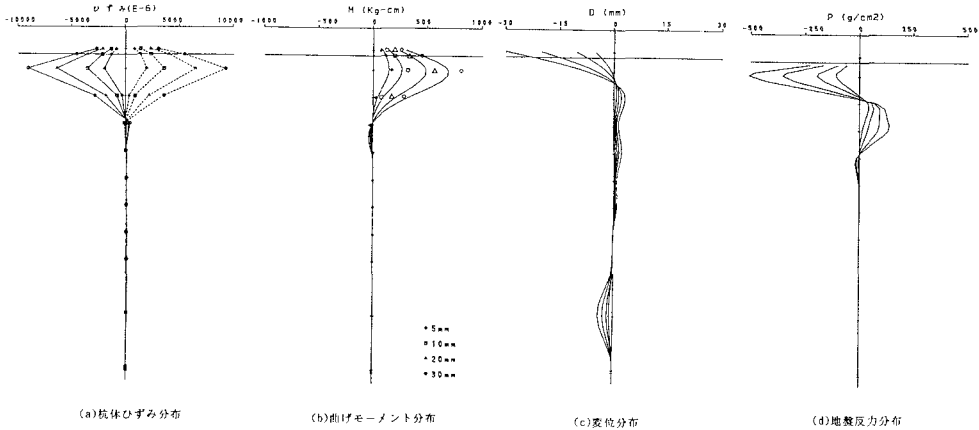


図-3.6 杭体断面力など分布図（ $L=3\text{m}$ ）

ラック発生状況を示す。クラックは杭基礎模型を包含する領域で発生しており、その領域は最大で壁体模型から100cm程度までの範囲において生じている。CASE 2では、CASE 1と比較して若干クラックの発生している領域が小さくなっているが、これは杭体が壁体模型に近い場合、杭体が地盤のすべりに対して抵抗したためと思われる。ここで、クラックの領域は、土槽中央部からコンクリート側壁に近づくにつれて小さくなる傾向にあり、側壁の摩擦抵抗が影響しているのがうかがえるが、杭基礎模型付近からアクリル面側ではほぼ2次元的な変状となっているといえる。

図-3.2に土槽前面のアクリル面から観察したすべり線の発生状況を示す。図中には杭の設置位置を重ねて示したが、根入れ長が3mの杭においてはその中間部で、1mの場合は先端部付近でクラックが交差していることがわかる。また、すべり線は複数発生しており、その下端は壁体パネルの変位に段差が生じている部分（パネルどうしの境界部分）から発生している。

(2) 地表面沈下

図-3.3に土槽中央断面における実験終了時(STEP20)の地表面沈下量を示す。地表面沈下量は両ケースとも壁体模型からの距離が1mあたりのところから大きくなっており、壁付近では100mm程度の沈下量となっている。また、沈下の形状においても両ケースで同様の形状となっているといえる。

図-3.4にAdとAsの関係を示す。同図より、両者の関係はほぼ $As=0.6Ad$ となっており、これは杭基礎模型を設置せずに行った実験結果²⁾と一致している。

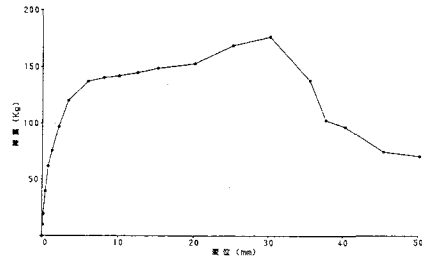
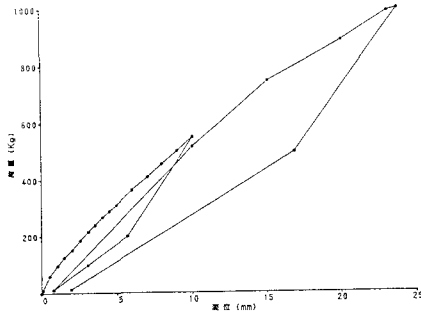


図-3.7 荷重－杭頭沈下量曲線（押し込み試験， $L=3\text{m}$ ） 図-3.8 荷重－杭頭変位量曲線（引抜き試験， $L=1\text{m}$ ）

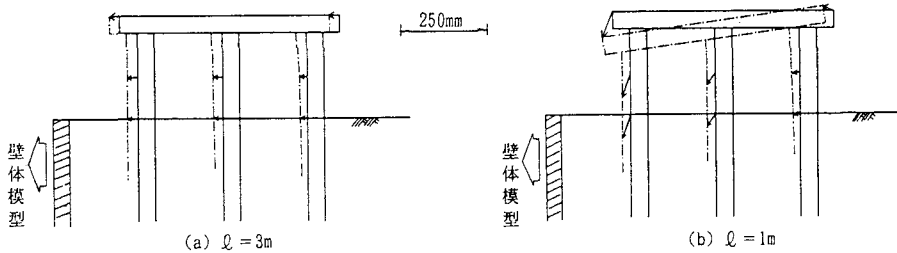


図-3.9 フーチング変位ベクトル図（CASE 1）

3.2 単杭の載荷試験結果

(1) 水平載荷試験

図-3.5に $L=3\text{m}$ の杭における載荷荷重～杭頭水平変位量曲線を示す。杭体に貼り付けたひずみゲージにより測定した杭体ひずみ，曲げモーメント，変位量および地盤反力分布を図-3.6に示す。なお， $L=3\text{m}$ と $L=1\text{m}$ の杭長による分布形状の違いは見られず，これは βL が両方の杭とも3以上あることから裏付けられる。また，載荷によって杭体が大きく変状している範囲は，地表面から約60cmまでであり，それ以深では地盤反力以外は変化がない。ここで，曲げモーメント図に示した曲線は，実測値をスプライン関数によりスムージングしたものであり，また， $L=3\text{m}$ の変位図において，杭先端付近で変位が生じているが，これは積分による誤差と思われる。

(2) 押し込み試験および引抜き試験結果

図-3.7に $L=3\text{m}$ の杭の鉛直載荷試験における荷重～沈下量曲線を示す。載荷は10mm沈下時点で一旦除荷しているが，このときの残留沈下量はかなり少なく，弾性に近い挙動を示している。

図-3.8に $L=1\text{m}$ の杭の引抜き試験における荷重～変位量曲線を示す。曲線は，実験初期段階において曲線の傾きが大きい，変位が進むにつれて曲線は水平に近くなり，実験終了時には荷重が低下する結果となった。

3.3 杭基礎模型への影響

図-3.9に，CASE 1におけるフーチングの変位ベクトルを示す。 $L=1\text{m}$ の杭基礎模型においては，水平変位と共に壁体側が沈下しているのが認められる。これは，図-3.2から明らかなように，すべり線が壁体側の杭先端を含んでおり，すべり土塊と共に杭が沈下したためと考えられる。これに対し， $L=3\text{m}$ の杭基礎模型においてはすべり線が杭の中間部付近を通っており，フーチングの変位は水平方向が支配的となっている。この傾向はCASE 2においても同様であった。

図-3.10にCASE 1の $L=3\text{m}$ の杭における曲げモーメント，地盤反力度，軸力の分布を示す。ここで，曲げモーメントは，ひずみゲージから求まる曲げひずみ分布をスプライン関数によりスムージングしたものを示しており，また，アクリル面から観察した地盤のすべり線の位置も破線により示している。

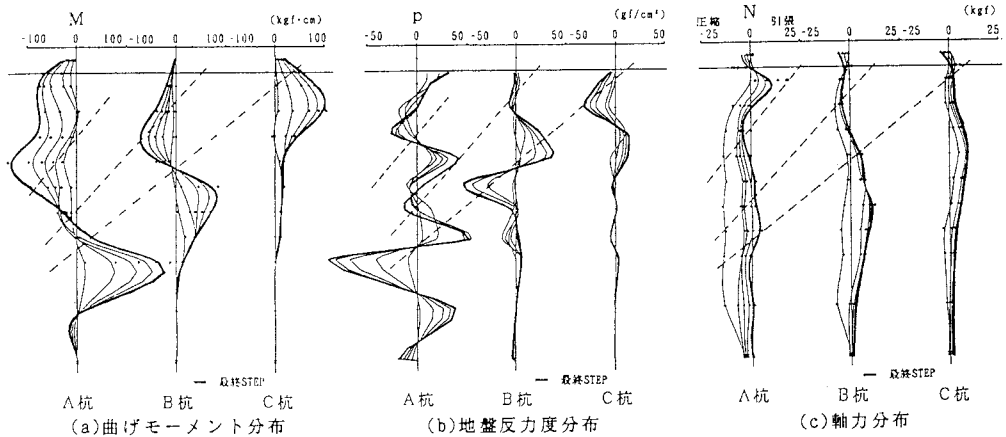


図-3.10 杭体断面力など分布図(CASE1, $L=3\text{m}$)

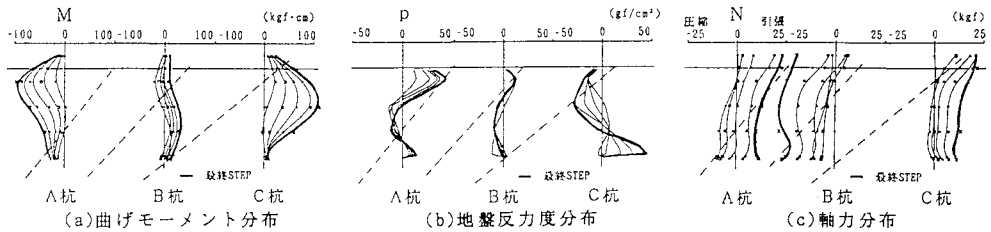


図-3.11 杭体断面力など分布図(CASE1, $L=1\text{m}$)

(a)の曲げモーメント分布図より、A杭およびB杭ではすべり線との交点において曲げモーメントが変化しているのがわかる。C杭に関しては、曲げモーメントの方向が他の杭と逆になっているが、これはC杭がAおよびB杭の反力杭的な役割を果たしているためと思われる。(b)は曲げモーメント分布を2回微分することにより算出した地盤反力度分布を示しているが、すべり線の上部で主働側、下部で受働側に作用しているのが確認できる。また、地盤反力度は最下段のすべり線の位置で大きくなっている。(c)に軸力分布を示すがA杭において圧縮となっており、すべり土塊を支えている状況が認められる。これに対し、C杭は引張となっているが、これはA杭およびB杭の壁体方向への移動に抵抗しているためと考えられる。

$L=1\text{m}$ の場合を図-3.11に示す。(a)において、A杭およびC杭では地盤のすべりおよびフーチングの移動による曲げモーメントの増加がみられるが、B杭に関しては他に比較して小さい値であるのがわかる。(b)に示す地盤反力度分布においては、C杭の地盤反力度が変位ステップとともに増加しており、他の杭の移動に抵抗している状況が認められる。これに対し、A杭では杭頭部付近で大きくなっているが、これはフーチングにより杭頭部の水平変位が拘束されているためと考えられる。この傾向は、杭基礎模型をより壁体に近づけたCASE2においても同様に認められている。(c)の軸力分布に関してはCASE1のA杭ではすべり線が杭を通過しており、これによると思われる軸力の変動が確認できるが、CASE2のA杭ではすべり線が杭の下を通過しており、杭体の軸力にあまり変動がみられない。BおよびC杭に関してもすべり線の位置の違いにより軸力の分布形状が異なっている。

4 あとがき

開削工事による周辺地盤の変形が、杭基礎へ及ぼす影響について大型壁体模型および杭基礎模型を用いた実験を行い、以下の事項が確認された。

- ① 壁体変形による背面地盤のすべり線が杭体の中間部を交差する場合は、基礎の変形は水平方向が支配

的となる。ここで、杭体の曲げモーメントおよび地盤反力度は、地盤のすべり線との交点付近で大きく変化する。

② すべり線が杭先端以深で生じる場合は、地盤の変形と共に杭の沈下が進行する。

なお、本実験は地盤変形が杭基礎構造物の挙動に及ぼす影響の基本的性状を把握するために地盤中に強制的にすべり線を発生させて実験を行ったものであり、実際の土留め壁周辺での挙動を再現したものではない。

今後は本実験結果の解析を行い、計算モデルの検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 日本国有鉄道：近接施工の設計施工指針，1987.
- 2) 首都高速道路公団：首都高速道路に近接する構造物の施工要領(案)，1982.
- 3) 建設省土木研究所：近接基礎設計施工要領(案)，土木研究所資料第2009号，1983.
- 4) (社)日本トンネル技術協会：地中送電線土木工事における構造物近接部設計・施工指針，1985.
- 5) (社)土質工学会：山留め小委員会報告（Ⅰ）文献調査，山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム発表論文集，1982.
- 6) 渡会正晃，岡原美知夫，木村嘉富，平尾淳一：開削に伴う周辺地盤の変状に関する実験，土木学会第46回年次学術講演会，1991.
- 7) 岡原美知夫，木村嘉富，平尾淳一，井上昭生：掘削に伴う周辺地盤変状の実験と解析，土木技術資料第33巻12号，1991.
- 8) 井上昭生，岡原美知夫，木村嘉富，渡会正晃：掘削模型実験における周辺地盤変状のシミュレーション解析，土木学会第46回年次学術講演会，1992.
- 9) 建設省土木研究所，民間11社：大規模土留め、立坑の設計・施工に関する共同研究報告書（その1），共同研究報告書第36号，1990.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，1991.
- 11) 岡原美知夫，高木章次，木村嘉富，森浩樹ほか：剛体基礎の支持力に関する実験的研究，土木研究所資料第3087号，1992.

（1993年9月16日受付）