

## (8) 小口径スクリーン管を用いた液状化対策工法に関する現場実証実験

株式会社 銭高組 正会員 角田晋相  
 株式会社 銭高組 正会員 原田尚幸  
 独立行政法人 土木研究所 正会員 大下武志  
 独立行政法人 土木研究所 正会員 小野寺誠一  
 独立行政法人 土木研究所 正会員 井谷雅司

### 1. はじめに

小口径スクリーン管を用いた間隙水圧消散工法（以下、小径ドレーン工法と称す）は、都市部において輻輳する近接構造物などで施工空間に多くの制約を受ける厳しい制約条件下でも適用可能な液状化対策技術として開発したものである。

本論文では、小径ドレーン工法の施工性と対策効果を確認するため、実際の埋立地盤で行った実証実験の結果について報告する。

### 2. 工法概要

小径ドレーン工法の概要を図-1に示す。本工法は、軽量小型の施工機械を用いて飽和砂地盤中に $\phi 50\sim 100\text{mm}$ 、長さ $L=1.0\sim 3.0\text{m}$ のスクリーン管をジョイントしながら $0.5\sim 1.5\text{m}$ 間隔で、所定の深度まで鉛直または斜めに打ち込む間隙水圧消散工法である。

小径ドレーンの構造を図-2に示す。小径ドレーンは、無孔鋼管の口元部、ウェッジ型ワイヤーを用いた水平連続Vスロット構造のスクリーン部とロッド先端の砂溜まりを兼用したドライブポイントで構成されており、ウェッジ型ワイヤーは打設時の砂粒子の流入を防止する目的で、打設方向に $6^\circ$ 傾斜させている。

施工手順を図-3に示す。施工は、打設箇所周辺の基面

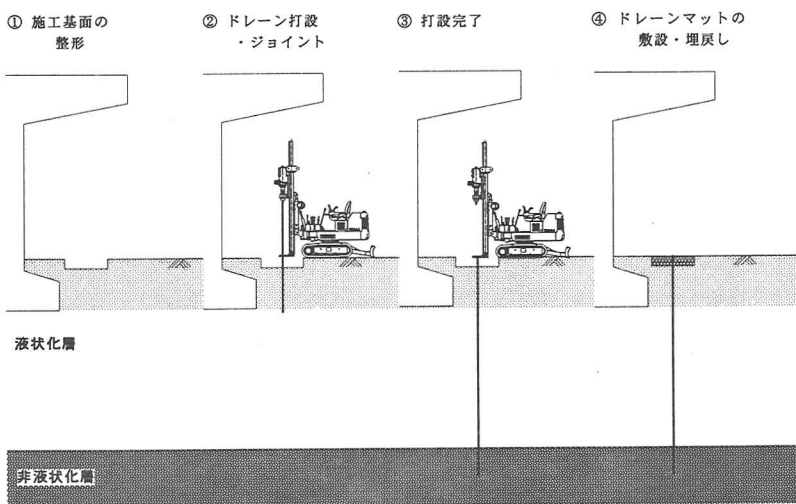


図-3 小径ドレーン工法の施工手順

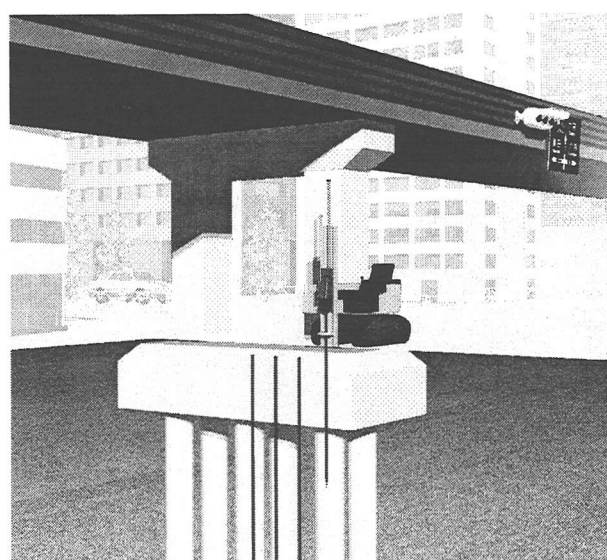


図-1 小径ドレーン工法の概要

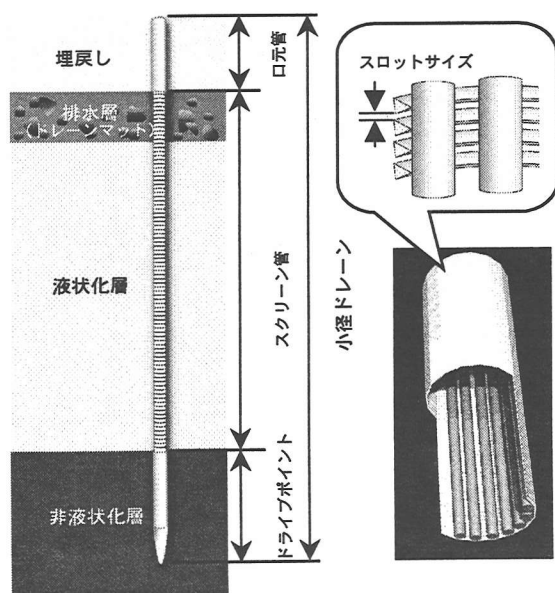


図-2 小径ドレーンの構造

Keywords : 小口径スクリーン管、排水効果、原位置液状化実験、杭の水平抵抗、沈下

〒163-1011 東京都新宿区西新宿 3-7-1 新宿パークタワー11F TEL:03-5323-3861 FAX:03-5323-3860

を整形し、ドレーンは小型ボーリングマシン等でスクリーン管をジョイントしながら所定の深度まで地中に直接打設する。全ドレーン打設後、構造物基礎の周辺部にドレーンマットを敷設し、地表面まで掘削土砂にて埋戻す。また、空頭制限は3.5m程度、最小施工幅は2.0m程度で施工可能であり、無排土で直接地盤に貫入させるため、周辺環境に対する影響も少ない。

### 3. 実験ヤード

実験は、千葉県浦安市に位置する東京湾岸低地と呼ばれる沖積低地の埋立地で行った。現地の地盤特性を図-4に示す。上位より造成に伴う埋立土、および沖積層の上部有楽町層、七号地層が分布し、その下位には洪積層の東京層群高砂層が分布する。埋立土は、1975～1977年にかけて造成されたものであり、地盤沈下はほぼ収束状態にある。地下水位はG.L.-1.7m付近に位置し、埋立土および有楽町層上部砂層は液状化抵抗率 $F_L$ が0.3程度と小さく、液状化発生の可能性が高い地盤と想定される。

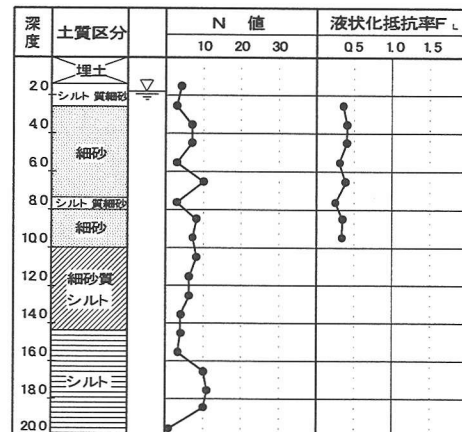


図-4 実験ヤードの地盤特性

### 4. 現場実証実験

現場実証実験で確認した項目を表-1に示す。

#### 4.1 施工性の確認実験

##### (1) 実験概要

施工性の確認実験は、小口径スクリーン管の打設機械各種について、施工能力および打設精度の検証を行い、実工事への適用性を確認した。実験ケースを表-2に示す。調査項目は、施工速度、打設可能深度、鉛直精度および施工時の目詰まり、騒音・振動である。実験に用いた施工機械とその特長を写-1、表-3に示す。

##### (2) 実験結果および考察

スクリーン管 10m の打設工程における平均所要時間を表-4に示す。衝撃式削進機は人力に頼る部分が多いため狭小な箇所にも運搬可能であるが、小型ボーリングマシンに比べ約 1.5 倍の時間がかかり改善の余地がある。今回の

表-1 実験項目

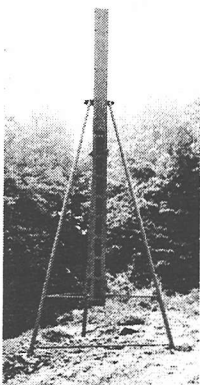
| 項目       | 目的                 | 内容  | 測定項目   |
|----------|--------------------|---|--|
| 施工実験     | 実工事への適用性把握         | 打設能力、施工精度の確認                                | 最大打設深度<br>施工速度<br>鉛直精度<br>騒音・振動              |
| 実験原位置液状化 | 排水性能の確認<br>対策効果の確認 | 排水性能の確認<br>構造物への影響把握<br>水平地盤反力係数<br>地盤の変形係数 | ドレーン間中央の加速度、間隙水圧<br>杭の水平変位量<br>カウンターウエイトの沈下量 |

表-3 施工機械の特長

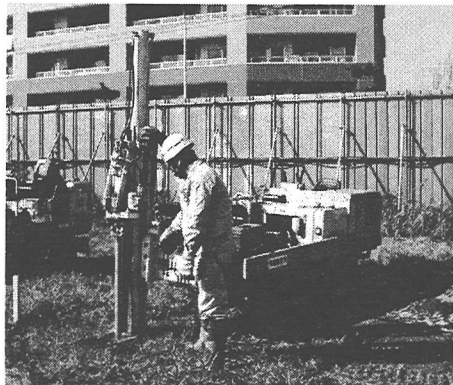
| 施工機械 | 貫入方式 | 機械高  | 特長                       |
|------|------|------|--------------------------|
| I    | 打撃方式 | 1.6m | 構造がシンプル<br>軽量、人力運搬可能     |
| II   |      | 3.0m | ハンマによる打撃貫入<br>(振動数 30Hz) |
| III  | 圧入方式 | 3.6m | 油圧圧入、低騒音<br>ハンマとの併用可     |
| IV   |      | 3.2m | 振動圧入<br>低騒音              |

表-2 実験ケース

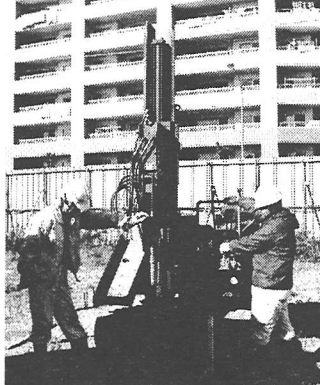
| No. | 打設機械 | スロットサイズ (mm) | 打設長 (m) | 打設本数 | 調査項目                 |
|-----|------|--------------|---------|------|----------------------|
| 1   | I    | 0.2          | 10      | 1    | スロットサイズ              |
|     |      | 0.3          |         | 1    |                      |
|     |      | 0.5          |         | 1    |                      |
| 2   | III  | 0.3          | 10      | 12   | 施工速度<br>鉛直精度・目詰まり    |
|     |      |              |         | 10   |                      |
| 3   | III  | 0.3          | 20      | 1    | 施工速度<br>最大深度<br>鉛直精度 |
|     |      |              |         | 1    |                      |
|     |      |              |         | 1    |                      |



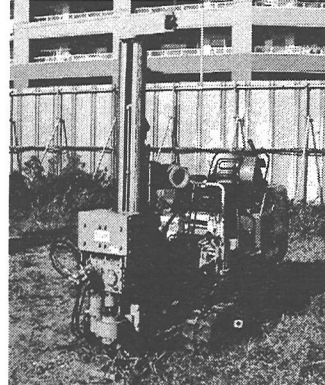
I 衝撃式削進機



II 打撃貫入式マシン



III 油圧圧入式マシン



IV 振動圧入式マシン

写-1 施工機械

実験で打設速度は、衝撃式削進機で 25cm/min、小型ボーリングマシンで 40cm/min であった。また、打設深度については、どちらも 20m まで施工が可能であった。

一方、スクリーン管はフレキシブルなため、打設中の曲がりや折れが懸念される。そこで、打設後の鉛直精度を PC 鋼線挿入により確認した。PC 鋼線は、内径 30mm のスクリーン管に対し、打設長さ 10m および 20m を触れること無く挿入でき、その直線性は 1/300~1/600 程度確保されていると考えられる。

打設後のスクリーン管内の土砂堆積量を図-5 に示す。スロットサイズ 0.5mm では土砂が大量に流入したが、0.2mm と 0.3mm ではその約 1/3 程度であり、両者に差はみられなかった。

なお、スクリーン管打撃中の騒音レベルは、音源から 10m 程度の離れた位置で騒音規制値 (85dB) 以下であった。

#### 4. 2. 原位置液状化実験

実験は、小径ドレーン工法による対策効果を確認するため、実地盤に小口径スクリーン管を打設し、地盤を強制加振により液状化させて行った。

強制加振は、バイブロハンマー (60kW,18.3Hz) による鋼管 (φ508mm,t=9.5mm,L=12m) 打ち込み時の振動を利用して行い、鋼管を貫入速度 1m/min で G.L.-8.0m まで振動貫入させる方法とした (写-2)。

使用したスクリーン管の仕様は、直径 48.6mm、スロットサイズ 0.3mm であり、打設長は埋土層下端までの 10m とした。

##### 4. 2. 1 排水性能確認実験概要

###### (1) 実験概要

実験概要を図-6 に示す。実験に先立ち、地盤内 G.L.-5m の位置に加速度計、間隙水圧計を埋設し、これを中心に 1.0m、0.5m 間隔でスクリーン管を正方形配置した。実験ケースを表-5 に示す。実験は、計測器位置までの水平距離を 4m、3m、2m、1m と段階的に近づけることで加振レベルを変化させ、小口径スクリー

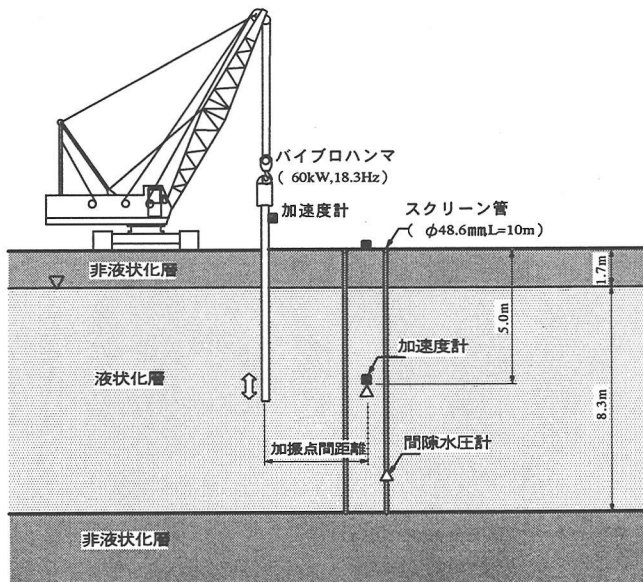


図-6 実験概要と計測点配置図

表-4 打設所要時間

|          | 衝撃式削進機 | 小型ボーリングマシン |
|----------|--------|------------|
| 移動・芯出し   | 10分    | 5分         |
| 打設・ジョイント | 40分    | 25分        |
| 所要時間     | 50分    | 30分        |

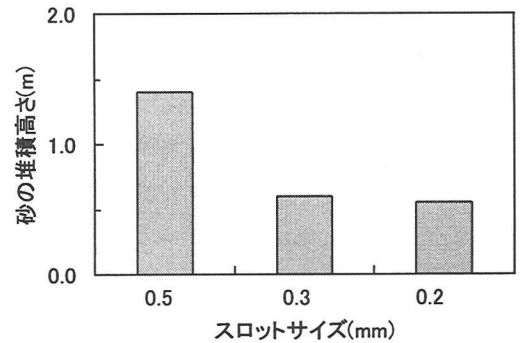
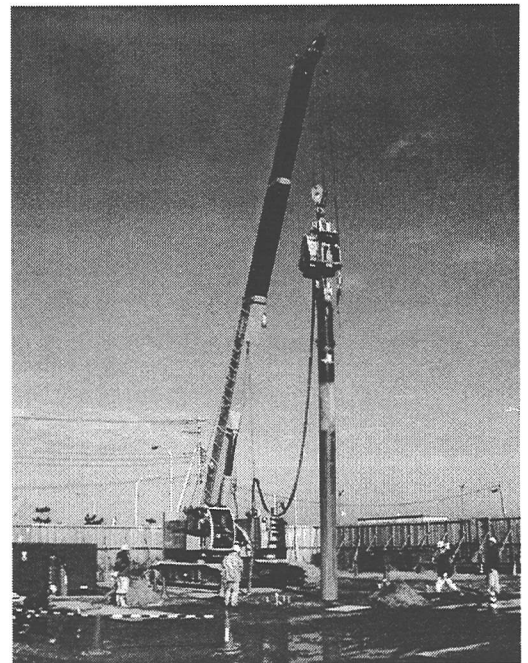


図-5 スクリーン管内の土砂堆積量



写-2 地盤の強制加振状況

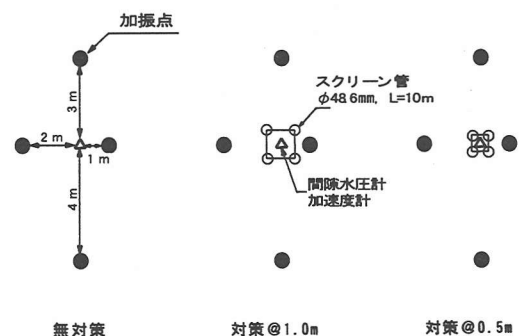


図-7 スクリーン管の配置と加振点

ン管で囲まれた地盤の加速度、間隙水圧の挙動を把握した。

加速度の計測成分は、加振方向と同じ鉛直成分であり、また、目詰まり状態を把握するためスクリーン管内の間隙水圧も同時に計測した。なお、スクリーン管設置地盤においては、管周辺地盤を 1.2m 程度掘り下げ、スクリーン面を露出させて排水状況を目視観察した。

## (2) 実験結果および考察

図-8に間隙水圧と同一深度の最大地中加速度と加振点間距離の関係を示す。図より、加振点間距離 1m では、最大 600gal 程度の地中加速度が生じているが、加振点間距離が 2m 以上になると加速度の伝達は急激に減衰している。そこで以降の検討は、加速度減衰の小さい加振点間距離 1m における無対策と対策@1.0m、対策@0.5m の比較を中心とした。

各実験ケースにおける過剰間隙水圧 (G.L-5.0m) の経時変化を図-9に示す。加振中、過剰間隙水圧は各ケースとも同様の上昇過程をたどるが、無対策地盤は、最大過剰間隙水圧に達した後も高い水圧を保ちながら徐々に周辺地盤に消散している。それに対し、スクリーン管が打設されているケースは、すぐに消散が始まるためピーク値が抑えられている。過剰間隙水圧の消散時間は、無対策と比較して、対策@1.0m では 1/2 程度、対策@0.5m では 1/3 程度であり、設置間隔が密なほど効果が高いことがわかった。

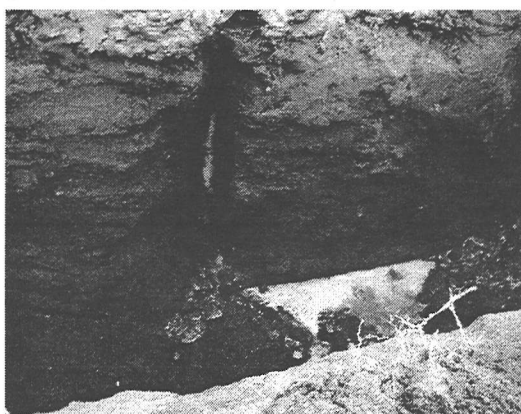
また、いずれのケースもスクリーン管からの排水 (写-3) が確認され、加振に伴うスクリーン管の目詰まりは見られなかった。

### 4. 2. 2 杭の水平載荷実験

#### (1) 実験概要

スクリーン管の排水効果が、杭基礎に与える影響を把握するため、杭頭に水平荷重を与えた条件下で、強制加振により原地盤の間隙水圧を上昇させ、杭頭変位および挙動を測定した。

実験概要を図-10に示す。実験は、水平荷重載荷後、杭変位が一定値に収束したことを確認してから加振を行うものとし、加振点は試験杭から 1.0m 離れた位置とした。試験杭には H 鋼 (H-150×75,L=12.0m) を使用し、水平荷重 (5kN) の載荷位置



写-3 スクリーン管からの排水状況

表-5 実験ケース

| 実験 No. | 打設間隔 (m) | 加振点間距離 (m) |
|--------|----------|------------|
| 1      | 無対策      | -          |
|        |          | 4.0        |
|        |          | 3.0        |
|        |          | 2.0        |
| 2      | 対策@1.0m  | 1.0        |
|        |          | 4.0        |
|        |          | 3.0        |
|        |          | 2.0        |
| 3      | 対策@0.5m  | 0.5        |
|        |          | 4.0        |
|        |          | 3.0        |
|        |          | 2.0        |

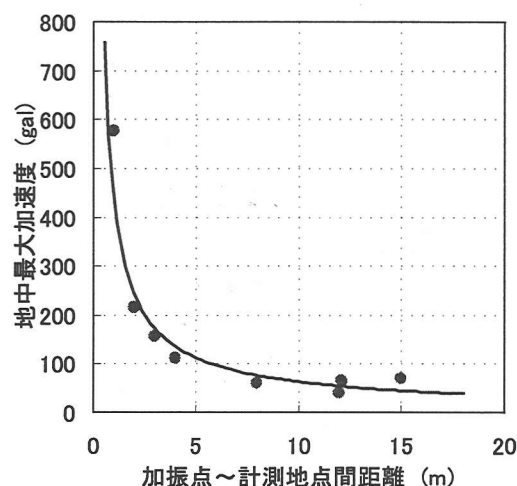


図-8 最大地中加速度と距離減衰の関係

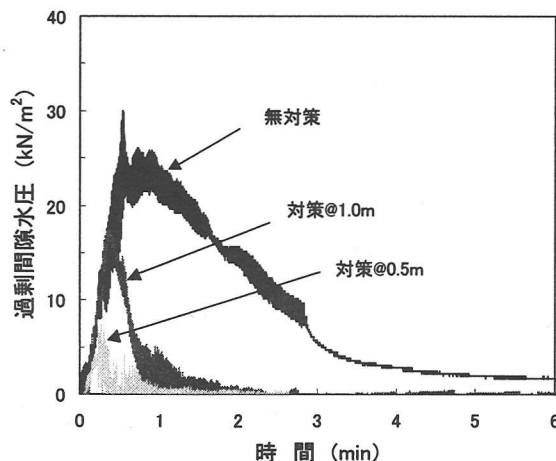


図-9 過剰間隙水圧の経時変化



は、試験杭の液状化層上面から 2m とした。実験ケースは、スクリーン管の設置の有無、設置間隔を変化させた表-6 に示す 3 ケースとした。なお実験の実施にあたっては、非液状化層である表層を G.L.-1.7m まで掘削し、液状化層表面を露出させた。

## (2) 実験結果および考察

### 1) 加振による変位量の比較

加振前と加振後の杭の水平変位分布を図-11 に示す。加振による杭頭での変位量は、無対策地盤での 22.2mm に対し、スクリーン管を 1.0m ピッチで配置した場合は 9.6mm であり無対策地盤の 40% 程度に抑えられた。また、0.5m ピッチとした場合には杭頭の変位量は 4.4mm となり、無対策地盤の約 20% に抑えられている。

### 2) 見かけの地盤剛性の算定

加振前に杭が水平荷重を受けて変形すると、地表面付近での変位量が大きいため杭周辺地盤は破壊に至る。そこで、Broms の式を用いて破壊領域を推定するとともに、地盤のゆるみ、杭頭変位量等を考慮して杭の回転中心までの深さを設定した。また、加振前の地盤剛性は各ケースとも同一とし、地盤の平均  $N$  値から初期値  $E_0=700N(kN/m^2)$  を算出した。実験で得られた変位量と Chang の式 (理論値) により、過剰間隙水圧の発生に伴い地盤の剛性がどの程度変化したか推定した。

加振後の杭の水平変位分布を図-12 に示す。同図に示すように各ケースとも理論値の変位分布はほぼ計測値と一致している。ここで理論値は、杭の突出長を加振前

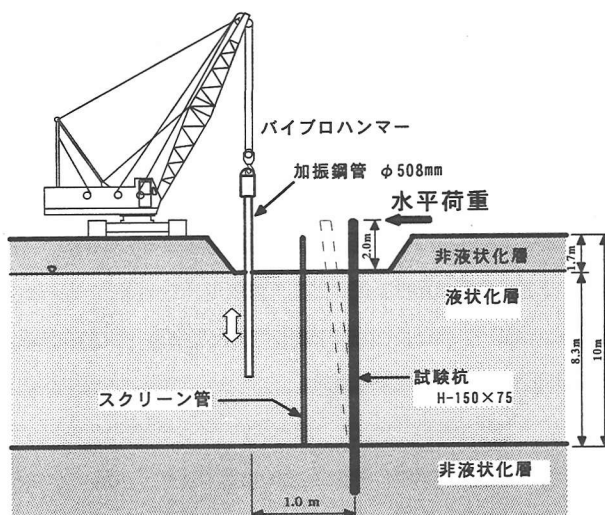


図-10 杭の水平載荷実験

表-6 実験ケース

| 実験 No | 打設間隔   | ドレーン本数 | 配置            |
|-------|--------|--------|---------------|
| 1     | 無対策    | -      | ◎ H ←水平荷重     |
| 2     | 1.0m間隔 | 2本     | ◎ ◎ H ←水平荷重   |
| 3     | 0.5m間隔 | 3本     | ◎ ◎ ◎ H ←水平荷重 |

◎ 加振点 ○ スクリーン管

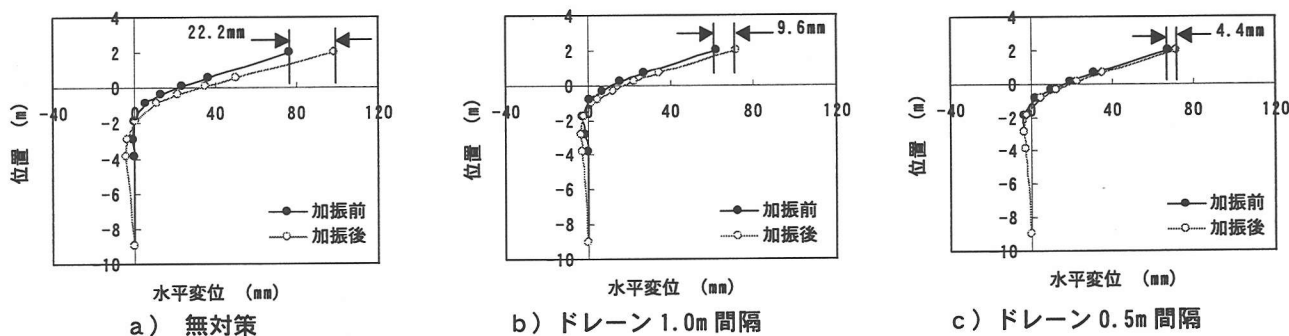


図-11 加振前と加振後の変位分布

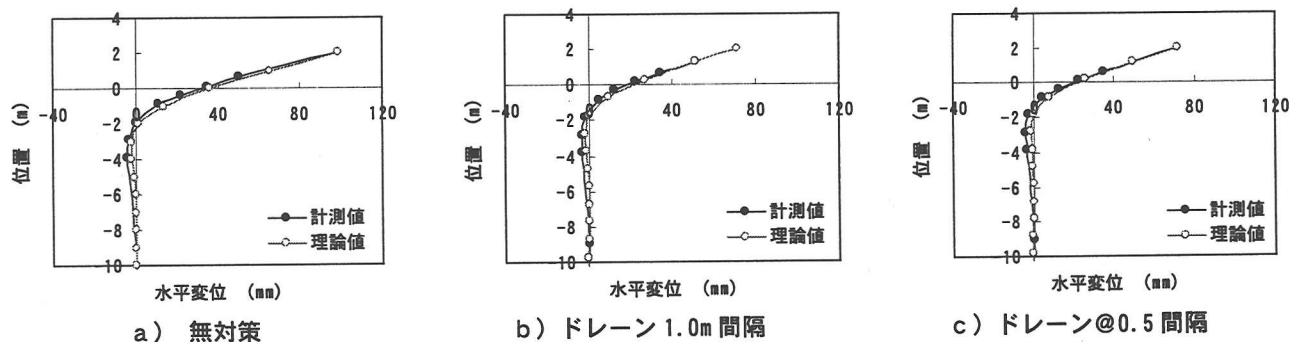


図-12 加振後の変位分布

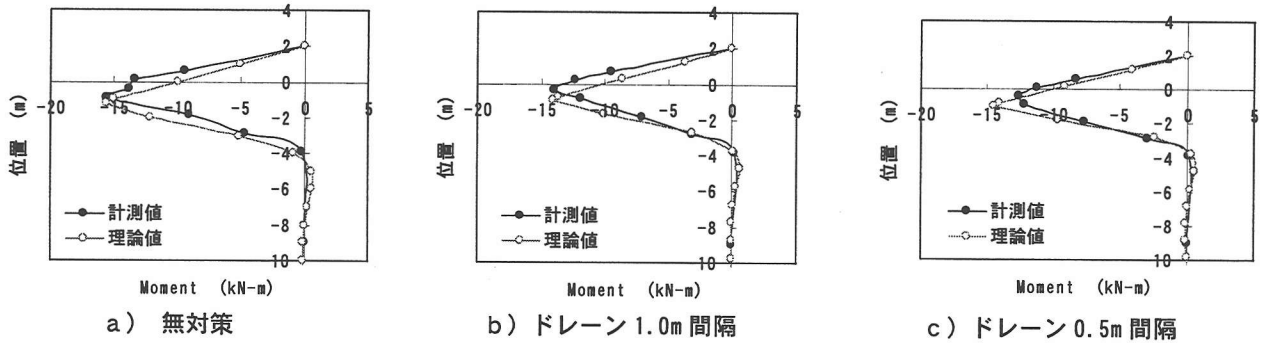


図-13 加振後のモーメント分布

後で同一とみなし、載荷点での水平変位が計測値に一致するように地盤剛性  $E_1$  を逆算し求めた変位分布である。

試験杭の曲げモーメント分布を図-13に示す。曲げモーメント分布においても、計測値と理論値がほぼ同一の値となっている。

Chang の式による地盤剛性の逆算結果を表-7に示す。加振後の地盤剛性  $E_1$  を加振前の地盤剛性  $E_0$  で除したものを剛性保持率とすると、無対策地盤では地盤剛性保持率が過剰間隙水圧の発生により30%程度に低下している。これに対し、スクリーン管を配置した場合には、排水効果により55~70%の剛性を保持していることがわかった。

#### 4.2.3 支持力確認実験

##### (1) 実験概要

基礎の沈下に対する排水効果を確認するため、図-14に示す直接基礎をモデル化した実験を行った。

実験ケースを表-8に示す。実験ケースは、無対策地盤、スクリーン管を設置した対策地盤および表層を0.5m残した無対策地盤の3ケースとした。液状化層のみの評価を対象とする実験ケース1と2では、非液状化層である表層をG.L.-1.7mまで掘削し、液状化層の上面にウエイトを設置した。載荷重量は49kNのカウンターウエイト（接地面積0.788 $m^2$ ）を使用し、スクリーン管は、加振位置とウエイトとの間に打設間隔1.0mで2本配置した。

沈下量は、加振前と加振後にウエイト天端の4隅を測定し、その差とした。加振点からウエイト前面および背面までの水平距離は1.0m、2.0mである。

表-7 地盤剛性の算定結果

| 実験ケース  | 突出長<br>h (m) | 加振前<br>地盤剛性<br>$E_0$ (kN/m $^2$ ) | 加振後<br>地盤剛性<br>$E_1$ (kN/m $^2$ ) | 剛性保持率<br>$E_1/E_0$ (%) |
|--------|--------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------|
| 無対策    | 3.0          | 4200                              | 1300                              | 31                     |
| 1.0m間隔 | 2.7          | 4200                              | 2300                              | 55                     |
| 0.5m間隔 | 2.8          | 4200                              | 3000                              | 71                     |

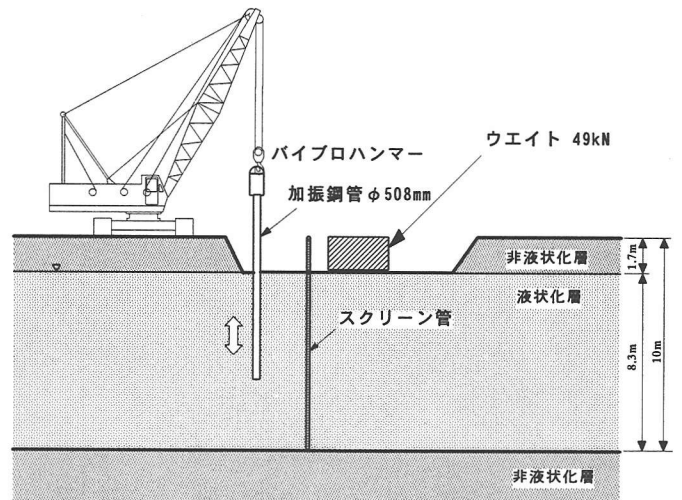


図-14 支持力確認実験

表-8 実験ケース

| 実験ケース  | 1    | 2    | 3          |
|--------|------|------|------------|
|        | 無対策  | 対策地盤 | 表層がある無対策地盤 |
| 打設間隔   | —    | 1.0m | —          |
| ドレーン本数 | —    | 2本   | —          |
| ウエイト重量 | 49kN | 49kN | 49kN       |
| 概要図    |      |      |            |
|        |      |      |            |

## (2) 実験結果および考察

加振後のウエイトの沈下量を図-15に示す。

### 1) スクリーン管の排水効果

① 対策地盤での沈下量は、加振点側の前面で4mm、背面で2.5mmとなり、加振点側へやや傾斜する傾向を示した。最大沈下量については、無対策地盤10mmの約40%であり、液状化対策効果が発揮されていることがわかる。

② 表層がある無対策地盤と比較してもその値は約60%であり、小径ドレーン工法には沈下抑制効果があると考えられる。

### 2) 排水効果による地盤剛性の保持

実験により得られた沈下量と、2次元FEM解析により算出した即時沈下量をもとに、地盤の剛性が過剰間隙水圧の発生に伴いどのように変化したか推定した。

ウエイトの荷重が地盤に作用した時の即時沈下量を弾性解析により算定し、それを初期沈下量とした。また、液状化実験により生じた実測沈下量に初期沈下量を加算したものを総沈下量とした。

加振後の地盤剛性の評価は、初期沈下量と総沈下量の比を地盤剛性保持率とし、これを指標とした。なお、加振後の地盤は剛性が一様に低下すると仮定し、ウエイト4隅の測定値の平均を実験による沈下量とした。

剛性保持率の算出結果を表-9に示す。無対策地盤では、過剰間隙水圧の発生により地盤剛性が半分以下に低下するのに対し、対策地盤では、スクリーン管の排水効果により7割程度の剛性を保持できていることがわかった。

### 3) 表層地盤の影響

① 無対策地盤の沈下量は、加振点に近い前面で10mm、また背面では4mmとなり、加振点側に傾斜する傾向となった。これは、加振点に近いほど地中加速度が大きいため、前面の液状化の程度が大きくなったと考えられる。

② 表層がある無対策地盤の沈下量は、前面で6.5mm、背面で4.5mmとなり、無対策地盤と比較し、加振点側への傾斜は小さい傾向となった。これは、非液状化層である表層が存在するため前面では沈下が抑制されたこと、また、背面については距離による加速度減衰が大きく無対策と同様な液状化程度だったためと考えられる。

### 4) 表層がある無対策地盤の沈下量の算定

表層がある無対策地盤について、前項で算定した地盤剛性を用いて、初期沈下量と液状化に伴う沈下量をそれぞれFEM解析により算定した。なお地盤の物性値は、表層と液状化層の2層に分けて考えた。

層別の地盤剛性保持率を用いた沈下量の算定結果を表-10に示す。液状化時の沈下量5.8mmは、実測値の平均値5.5mmとほぼ同一の値と

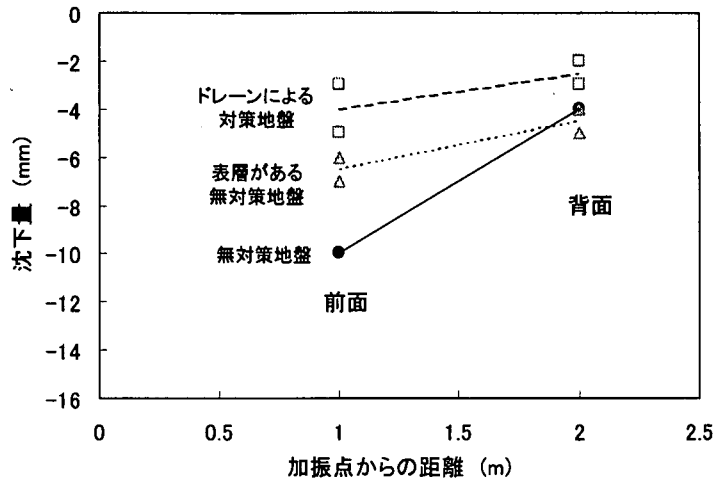


図-15 ウエイトの加振後沈下量

表-9 剛性保持率の算定結果

| ケース  | 平均沈下量 (実測値) | 初期沈下量 (解析値) | 総沈下量    | 剛性保持率 |
|------|-------------|-------------|---------|-------|
| 無対策  | 7.20mm      | 6.85mm      | 14.05mm | 48.8% |
| 対策地盤 | 3.20mm      | 6.85mm      | 10.05mm | 68.2% |

表-10 層別の地盤剛性保持率を用いた沈下量の算定結果

|            | 剛性保持率 |       | ポアソン比 |       | 初期沈下量 (解析値) | 総沈下量 (解析値) | 沈下量 (差分) |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------------|------------|----------|
|            | 表層    | 液状化層  | 表層    | 液状化層  |             |            |          |
| 表層がある無対策地盤 | 100%  | 48.8% | 0.333 | 0.495 | 7.1mm       | 12.9mm     | 5.8mm    |

なり、液状化層の剛性の評価についてはほぼ妥当であることが確認できた。

## 5. まとめ

以上の現場実験より、小径ドレーン工法の施工性および対策効果が実証され、以下の知見が得られた。

- ① 施工性の確認実験では、スクリーン管の貫入不能、折れや極端な曲がりなどのトラブルは発生せず、施工法については問題のないことが確認できた。
- ② 原位置液状化実験により、最大過剰間隙水圧の抑制ならびに早期消散効果が明らかになり、スクリーン管の排水効果が有効に発揮されることが確認できた。また、その排水効果により、地盤剛性が地震時においても保持され、杭の水平変位および基礎の沈下を抑制することがわかった。その効果は、スクリーン管の打設間隔を小さくすることで、大きくなることが明らかとなった。

本報告は、独立行政法人土木研究所との共同研究「既設基礎の耐震補強技術の開発」平成13年度活動報告に基づき取りまとめたものである。実証実験の実施にあたり、ご指導・ご協力を頂きました東京大学大学院東畑教授、日本植生(株)谷口氏、日亜鋼業(株)中沢氏に謝意を表します。

### 【参考文献】

- 1) 原田,角田,高津,水取,大下,小野寺:小口径スクリーン管の排水効果に関する原位置液状化実験,第37回地盤工学研究発表会,2002.7
- 2) 角田,原田,谷野,高津,大下,井谷:排水効果を考慮した杭の水平抵抗に関する原位置液状化実験,第37回地盤工学研究発表会,2002.7
- 3) 渡辺,原田,角田,高津,小野寺,井谷:小径ドレーン工法による基礎の沈下抑制効果について,第37回地盤工学研究発表会,2002.7
- 4) 渡辺,原田,角田,谷野,大下,小野寺:既設基礎の耐震補強に関する検討(その9)ー小径ドレーン工法現場実験ー,土木学会第57回年次学術講演会,2002.9