

礫質地盤における吸水型振動棒締固め 工法の改良効果の検証事例

湯浅楠勝¹・阪井田茂²・川瀬 洋³・石黒 健⁴・清水英樹⁵・北川吉信⁶

^{1, 2}正会員 運輸省第三港湾建設局神戸港湾工事事務所（〒651-0082 神戸市中央区小野浜町7-30）

³ 運輸省第三港湾建設局広島港湾工事事務所（〒734-0011 広島市南区海岸3-10-28）

⁴正会員 工博 前田建設工業（株）技術研究所（〒179-8914 東京都練馬区旭町1-39-16）

⁵正会員 工修 同上

⁶正会員 前田建設工業（株）関西支店土木技術部（〒550-0002 大阪市西区江戸堀1-3-15）

ケーソン式岸壁背面の裏込め土（まさ土）の液状化対策を目的として、吸水型振動棒締固め工法による地盤改良工事が実施された。施工時の間隙水圧測定や吸水量測定、砂の投入状況の観察等により本工法の改良メカニズムを再確認するとともに、従来型振動棒締固め工法との改良効果の比較を行った。この結果、従来型工法に比べて改良効果が顕著に向上し、同一目標改良強度に対しては施工ピッチを大幅に拡大できることが確認され、礫質地盤における改良効果、経済性、効率性の向上が実証された。さらに、本工法で提案されている改良効果予測式が、今回の施工箇所における礫質地盤に対しても実務的に適用できることが示された。

Key Words : liquefaction prevention, in-situ execution, vibrational compaction method with absorbing excess pore water pressure, gravelly fill(Masado), compaction effect.

1. はじめに

飽和砂地盤の液状化対策工法のひとつに、振動棒締固め工法（ロッドコンパクション工法）がある。本工法は、大型バイブロを起振源とする振動ロッドを地盤内に貫入し、原地盤を直接振動させて密実化を図るものである。施工機械が簡単に施工時に良質投入砂を必要としないなど施工上の利点を有するものの、改良効果に対する信頼性は十分とはいえない。改良効果が得にくい場合には施工ピッチを狭く取らざるを得ず、施工費の増大と工期の延長を余儀なくされる場合もある。

大型バイブロの加振力は極めて大きい。これを用いて緩い飽和砂地盤を強制的に加振すると、大地震の到来を待つまでもなく、施工中に液状化が発生してしまう。振動棒締固め工法（以降、従来型工法と称する）の問題点は、施工中に振動ロッドの先端付近で発生する過剰間隙水圧、いわば人為的な液状化現象にある。これが振動エネルギーの伝達障害や砂粒子の構造攪乱を、結果として改良効果の低下をもたらす。著者らは、この施工時過剰間隙水圧を除去しながら振動締固めを行う新しい液状化対策工法を

提案し¹⁾、室内および原位置試験による種々の検証を試みてきた^{2), 3), 4)}。一方、文献⁴⁾に示した原位置試験は、打設本数や改良面積等の施工規模が実際の施工に比べるとかなり小さく、地盤条件も主に均等粒度の細砂層やシルト混り砂層に限定されていた。施工機械に関しても、その後過剰間隙水圧の吸引方法に対して幾つかの改良が加えられた。実施工、実機での改良効果の再確認が本研究に残された課題であった。

今回、ケーソン式岸壁背面の礫質地盤において改良実機を用いた液状化対策工事が実施され、実施工の中で、本工法の改良メカニズムや改良効果の再検証が試みられた。本論文は、ここで得られた幾つかの知見を報告するものである。

2. 吸水型振動棒締固め工法の概要

図-1に吸水型振動棒締固め工法（以降、吸水型工法と称する）の工法原理を示す。施工時過剰間隙水圧を除去するために、振動ロッド先端部で地下水を吸引しながら振動締固めを実施する。振動ロッド先端での液状化の発生、地盤剛性の消失が生じないた

表-1 施工機械の仕様一覧

機械名	仕様・規格
ベースマシン	クローラー式杭打機 40t吊載 リーダー長4.5m
起振機	パイプロハンマー 120KW
発電機	機械動力用電源 350KVA
振動ロッド	H鋼400×400 フレスパネル・吸水装置付
吸水装置	高圧駆動水を用いたジェットキャリアー方式
ウォータージェットポンプ	吐出量100~325ℓ/min、吐出圧力50~150kgf/cm ²
水中ポンプ	2B(φ50)
水タンク	20m ³
施工管理装置	深度計、電流計、流量計、過剰間隙水圧測定装置
発電機	管理装置用電源 45KVA
トラクターショベル	ホイール型1.2m ³

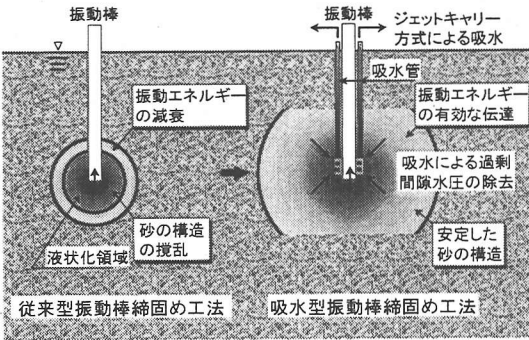


図-1 吸水型振動棒締固め工法の工法原理

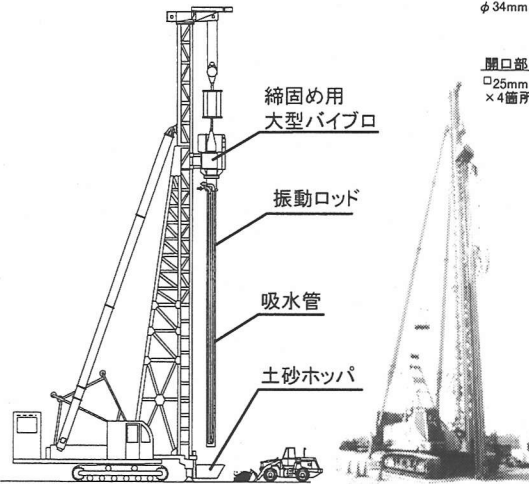
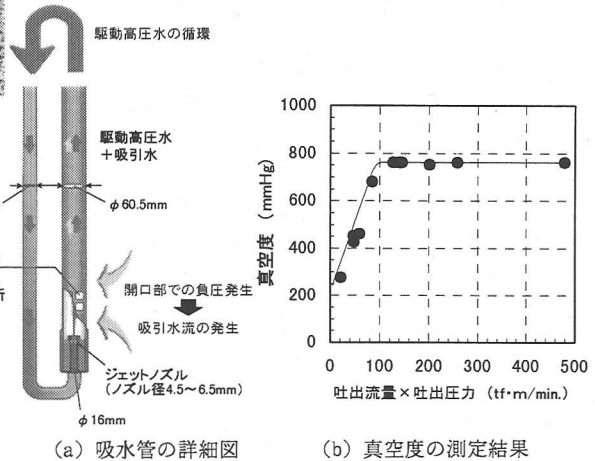


図-2 施工機械の概要 写真-1 施工機械全景

めに、大型バイプロによる締固め荷重（振動エネルギー）をより確実に、より遠方まで地盤に伝達させることができる。液状化履歴による砂粒子の構造攪乱が生じないことも、改良効果を高める一要因となる⁴²。

施工機械の概要を図-2および表-1に、機械全景を写真-1に示す。文献⁴¹では、真空ポンプを吸引源とする吸水管を振動ロッドと分離し、別途配置した吸水管分離タイプの施工機械が用いられていた。従来型工法に比べて吸水管貫入と引抜き工程が余計に付加されるため施工効率が低下すること、また吸引部の目詰まりといった施工上の問題から、図-2に示すような実施工対応の施工機械への転換が図られた。吸水管が振動ロッドに一体化され、さらに吸水機構として、真空ポンプではなく高圧の循環ジェット水を利用した吸引方式が採用された。図-3(a)に示すよ



(a) 吸水管の詳細図 (b) 真空度の測定結果

図-3 吸引機構の概要

うに、高圧ジェット水の循環経路の途中に設けた開口部の直前でジェットノズルにより水流の流速を増大させ、ベルヌーイの原理により負圧を発生させる機構である。本機構には真空ポンプの場合のような揚程の限界がなく、地盤深部での施工にも対応できる。25mm×25mmの比較的広い開口部にはフィルター等は一切設けられておらず、これを通過した土砂は高圧の循環水もろとも地上に掃出される。目詰まりという施工上の難問がこれにより回避される。図-3(b)には、本吸引機構で得られた真空度の測定結果が示されている（開口部に真空計を設置して計測）ポンプの吐出流量と吐出圧力の積に比例して真空度が高まるため、両者を組み合わせて吸引力を任意に調整することが可能である。施工の手順として、まず振動ロッドを改良層下端まで初期貫入する。今回のような礫質地盤では、この際、貫入抵抗を減ずるためにロッド先端から高圧ジェット水を噴出させる必要がある。これは、従来型工法も全く同様である。その後、締固めの工程に移る。従来型工法では、このジェット水を停止して施工を行うのに対し、吸水型工法では簡単なバルブ操作でこれを吸水管の循環経路へと切り替え、過剰間隙水圧の吸引を併用しながらの締固め施工が行われる。

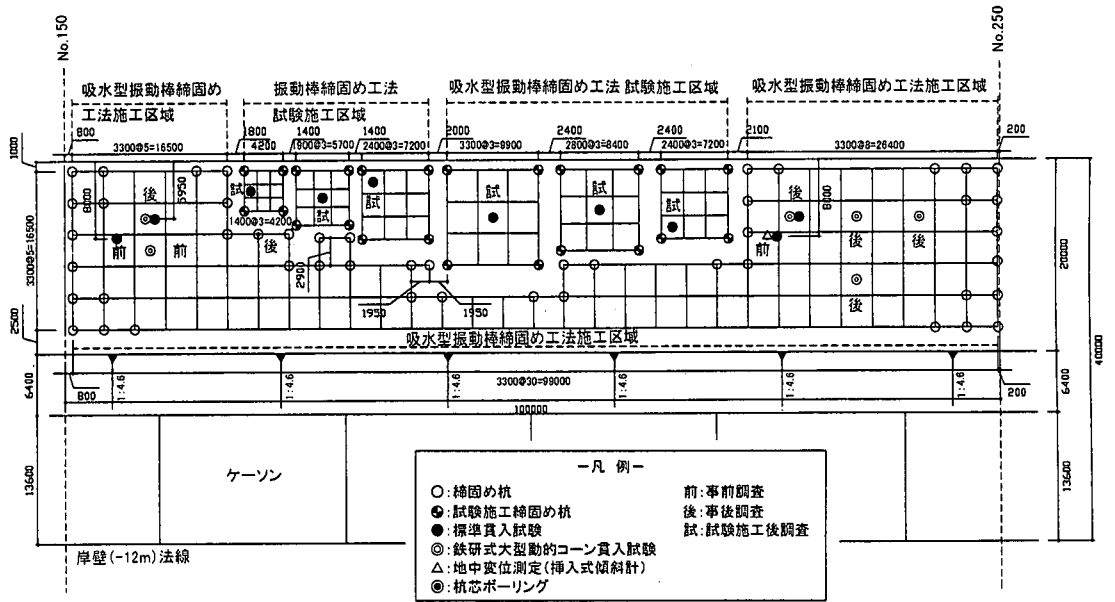


図-5(a) 施工平面図

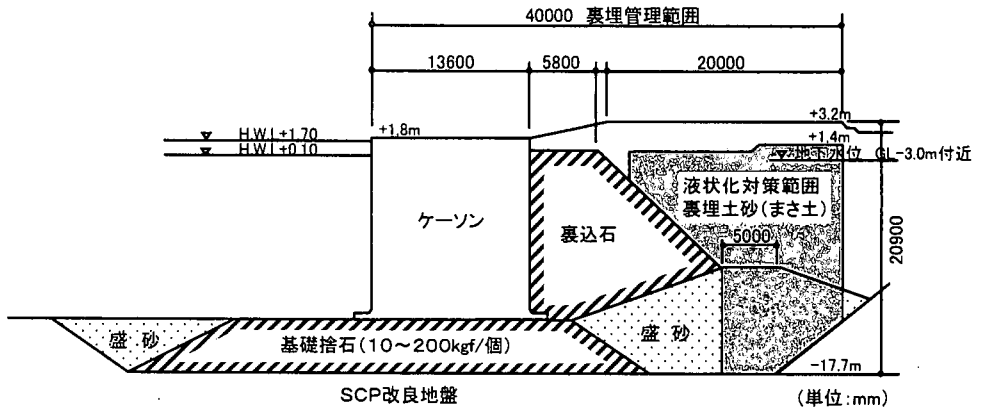


図-5(b) 施工断面図



図-4 施工位置図

3. 地盤改良施工および現場計測の概要

(1) 施工位置および施工概要

図-4に施工位置図を、図-5(a)(b)に施工平面図および標準断面図を示す。施工位置は兵庫県尼崎市尼崎港内の埋立地であり、ケーソン式岸壁背面の裏込め土の液状化対策を目的として吸水型振動棒締め工法による締め固め施工が実施された。施工の概要および施工数量は表-2に示す通りである。従来型工法と吸水型工法の改良効果の比較、および所要施工ピッチの決定を目的とする試験施工を実施した後、全2000m²の施工エリア内で本打設が行われた。

表-2 施工概要および施工数量一覧

①施工範囲	No. 150~No. 250間(延長100m)
②施工面積	幅20m×100m=2,000m ²
③施工深度	平均12.2m(図-5(b)参照) 最深20.9m
④施工ピッチ	吸水型試験施工:2.4m, 2.8m, 3.3m 従来型試験施工:1.4m, 1.9m, 2.4m 吸水型本施工:3.3m
⑤施工本数	244本(吸水型196本, 従来型48本)
⑥施工延長	2,972.6m

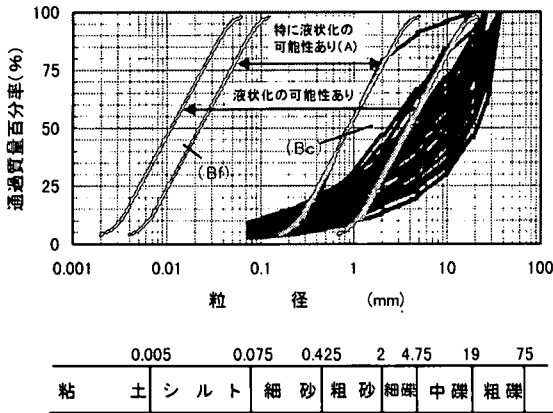


図-6 裏込めまさ土の粒度特性

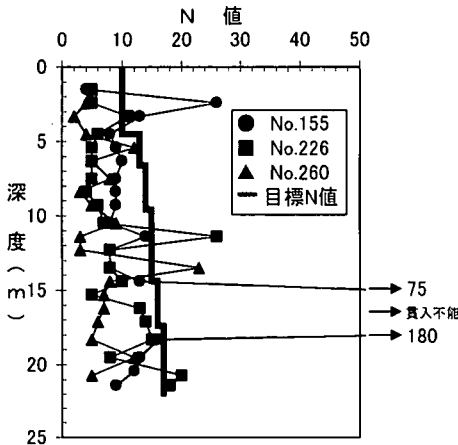


図-7 地盤の初期N値と目標N値の関係

(2) 地盤特性および現場計測の概要

裏込め土砂として用いられたまさ土(家島産)の粒度分布を図-6に示す。細粒分含有率は10%以下、粒度的には粗砂~中礫成分が卓越する礫質材料である。粒度曲線の一部は、図中に併記した「液状化の可能性あり(港湾の技術基準⁵⁾)」の範囲内にある。また兵庫県南部地震(1995)での液状化被災事例の調査結果やHatanakaら⁶⁾の最近の研究成果によると、まさ土が礫質土に分類されながらも極めて液状化しやすい材料であるとの報告も見られることから、こ

表-3 現場計測の概要

計測目的	計測項目	計測方法	回数
吸水型振動棒締固め工法の地盤改良メカニズムの確認	①従来型工法施工時の過剰間隙水圧	間隙水圧測定用施工「型窓 ⁷⁾ 」を使用	従来型工法施工時に1回実施
	②吸水型工法の吸水量	流量計(2ヶ所の吸水部別に測定)	各打撃毎に測定
	③投入砂の充填状況	再生砕石を投入後、杭芯ボーリングにより直視観察	吸水型工法施工時に1回実施
	④施工時周辺地盤の地中水平変位	挿入式傾斜計	越れ2.6m, 5.2m打撃時に2回実施
吸水型振動棒締固め工法の改良効果の確認	①改良前後の地盤強度	標準貫入試験(N値) 静置式動的コーン貫入試験(N _d 値)	事前2回, 事後2回 事前1回, 事後5回
	②地盤改良による原地盤の体積変化量	施工面標高の測定 投入土砂の計量	改良前後で各1回 ガット地盤ごとに計量
	③材料粒度	粒度試験	2ヶ所での50試料
当該地盤の土質特性の把握	①最大・最小密度	大型モールドを用い、水中落下およびモールド打撃後の密度を測定	1回
	②透水係数	大型モールドによる浸水位置透水試験	4回(2試料×密度2水準)

の裏込め土に対して液状化の検討が行われた。図-7は、施工エリア内で計測された初期N値のデータである。海中投入により造成された地盤であるためN値は全体に5~9と低い。図中に併記した、当該地点での液状化しないための目標N値(港湾の技術基準⁵⁾により算出)と比べると、大半の深度でこれを下回り、当該地盤は液状化対策を要するものと判断された。

液状化対策工の前後、および施工中に、改良強度の確認や投入砂の充填状況観察等を目的とした幾つかの現場計測が実施された。その概要を表-3にまとめる。各々の実施位置は図-5(a)の施工平面図中に併記した。図-5(b)に示すように、改良深度はケーソン側に近づくほど徐々に浅くなる。調査ボーリング位置が全体にケーソンの反対側に集中しているのは、このような理由による。

4. 吸水型振動棒締固め工法の改良メカニズム

図-1で模式的に示した吸水型振動棒締固め工法の改良メカニズムを再確認する目的で、施工時の過剰間隙水圧や吸水量の測定、投入砂の充填状況の観察等が実施された。本章では、これらの結果をとりまとめる。

(1) 施工時過剰間隙水圧および吸水量の測定結果

図-8(a)は、従来型工法施工時の過剰間隙水圧データを示したものである。締固め施工は、振動ロッドを改良層下端まで初期貫入した後、「4m引抜き→3m突固め(貫入)」を繰り返しながらロッドを徐々に引き上げる施工サイクルで実施された。締固めの効果は、パイプロの荷重が地盤に加えられる「3m

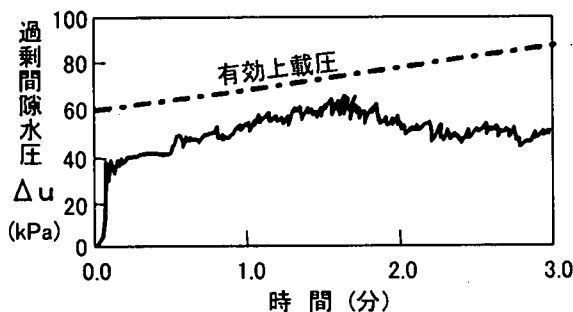


図-8(a) 従来型工法施工時の過剰間隙水圧の測定結果

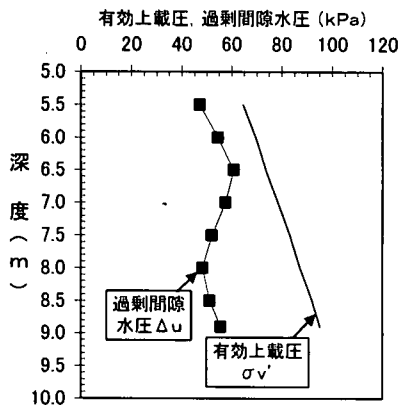


図-8(b) 過剰間隙水圧の深度方向分布

突固め」の工程で発揮される。図は、この際の計測データ例である（GL-6.0m→-9.0m突固め時）。図より、振動ロッドによる突固めの過程で過剰間隙水圧が急増していることが判る。図-8(b)は、これを深度方向にプロットしたものである。図中に併記した有効土被り圧と比較すると、締固め中の過剰間隙水圧比は60%～80%にも達している。本地点のまさ土を持ち帰り、大型透水試験を実施した。得られた透水係数は $3 \times 10^{-2} \text{ cm/sec} \sim 4 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ と、粒度特性を反映して通常の砂よりもかなり大きな値となった。地盤の排水性が良いために、ロッド加振に伴う過剰間隙水圧の蓄積が生じにくいと思われたが、図-8の結果はこれに反するものであった。まさ土のような透水性の良い礫質地盤であっても、大型パイプロの加振力が地盤の排水能力を大きく上回り、通常の砂地盤と同様に、振動ロッド先端部で有効応力の減少と地盤剛性の低下が生じたものと推察される。なお本データは、地盤内にあらかじめ間隙水圧計を設置する方法ではなく、振動ロッドに併設した施工管理用の間隙水圧測定装置⁷⁾を用いて計測された。振動ロッド先端部に間隙水の流入口が設けられており、流入した水は細管によって地上へ導かれる。計測時にはまず、所定の深度まで振動ロッド

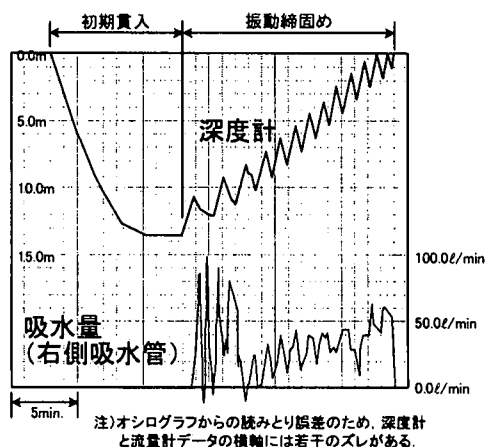


図-9 吸水型工法施工時のオシロ記録例

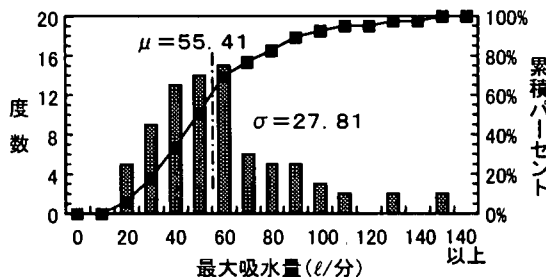


図-10 本施工における吸水型工法の最大吸水量

ドを貫入し、パイプロを停止して地上の間隙水圧測定装置との間の経路内を満水状態とする。その後振動締固めを開始し、その際の水圧増分、すなわち過剰間隙水圧を地上部で検知するものである。このシステムは、締固め施工によって地盤の液化化抵抗が高まったことを確認するために、振動ロッドによって改良後の地盤を強制加振し、発生する過剰間隙水圧を測定するものである。地震時を模擬するためには、吸水機構を停止したうえでロッドの加振や計測を行う必要がある。今回も吸水を伴わない従来型工法を対象とした計測に用いられた。試みに吸水型工法施工時にも計測を行ってみたが、この場合、経路内の水が瞬時に地中に引込まれ計測不能となり、振動ロッド先端部で強烈な負圧が発生していることが明白であった。

一方、吸水型工法の施工中に流量計によって計測された吸水量のオシログラフの一例が図-9に示されている。振動ロッドの突固め過程で吸水量が急増し、引抜き過程で元に戻る動きが繰返されており、突固めの過程で発生しようとする過剰間隙水圧が抑制されている様子がうかがわれる。本施工時の最大吸水量のデータが図-10である。毎分40リッター～毎分

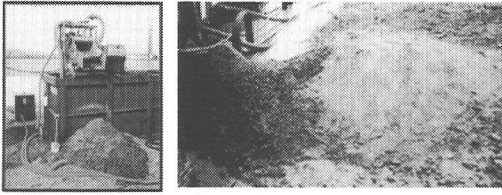


写真-2 吸引土砂の堆積状況

60リッターのデータが多く、一部では毎分100リッター以上の水を地中から吸引したケースも見られる。この吸水量は、本工法の既往現場実験⁴⁾で得られた値と同等以上のものであった。土砂もろとも吸い上げられた水は、サンドスクリーンによって土砂を分離された後、いったん地上の水槽に貯められる。写真-2は、分離された吸引土砂の状況を示したものである(10本程度の施工によるもの)。水槽付近にうずたかく堆積した吸引土砂は、本吸引機構により、目詰まりを生ずることなく多量の地下水が吸引された事実を裏付けるものといえる。なお、開口部を通して吸引された土砂の量は施工1本あたり概ね0.1 m³程度であり、投入土砂量に比べると無視しうるほどの値であった。

吸水の有無の違いは、施工時の締固め状況に大きな違いをもたらす。本来、ロードコンパクション工法のような原地盤直接振動型の工法は、大型パイプロの荷重をできるだけ地盤に預け、振動エネルギーを有効に伝えることが必要とされる。従来型工法では、図-8に示したような過剰間隙水圧の発生と地盤剛性の極端な低下により、これ自体が困難となる(荷重を無理に預ければ、自由落下に近い形でロッドの急激な貫入が生じてしまう)。一方吸水型工法では、突固め時にパイプロの荷重を地盤に預けることが可能となる。両者の違いは、パイプロ荷重電流のデータやオペレーターからの聞き取り調査により確認された。

(2) 投入砂の充填状況に関する観察結果

締固め系の代表的な液状化対策工法に、SCP工法(サンドコンパクションパイル工法)がある。中空ケーシングを用いて地中に砂を供給し、直径70cm程度の砂杭を圧入造成する工法である。一方吸水型工法では、振動ロッド周辺の沈下の状況に応じて、施工中に適宜地表面より砂が補給される。地表から投入した砂が地中深部にまで到達し、SCP工法のような砂杭が造成されるためには、振動ロッド周辺に自立した空洞が深さ方向に連続して形成されなければならない。しかし、粘着力をもたない緩い砂は地下水位より下では自立しえないため、砂の充填範

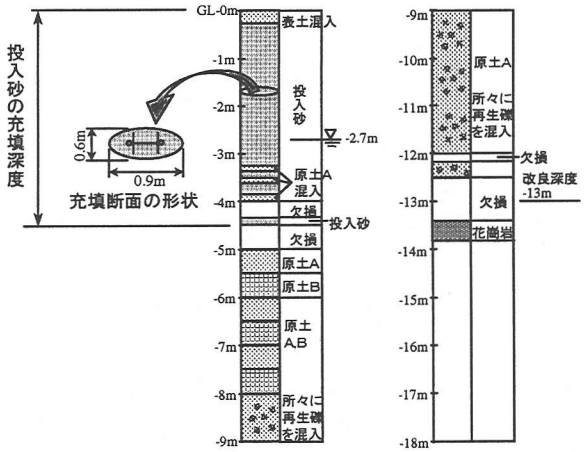


図-11 投入砂の充填状況

囲は地表面付近に限定されるのではないかとと思われる。吸水型工法は、冒頭で述べたように原地盤を直接揺らす工法なのか、それともSCP工法のように深部まで砂杭を造成しているのか。このことを確認する目的で、投入砂の充填状況観察を実施した。本施工では、投入砂として現地の裏込め土と同一のまき土が使用された(部分的には現地の表土をすき取って使用)。そこで、投入砂の充填状況を確認するために、色調、材質の異なる投入材(再生碎石)を用いた施工が一部で実施された。施工後、杭芯(振動ロッド打設地点)で連続ボーリングを実施し、この再生碎石の充填深度を直接観察した。その結果が図-11である。本施工箇所の改良深度は13mであったが、投入砂が連続して充填されていた深度は地表面から4m程度(主に地下水位から上の部分)に過ぎず、投入材料はやはり地盤の深部までは到達していなかった。図中には、杭芯位置の地表面付近を重機掘削し、観察した結果も併記した。これによると、投入砂の充填面積も振動ロッド断面の周囲10cm程度の範囲にしか過ぎず、杭芯位置での砂の充填量はさほど多くないことが判る。なお実際の施工では、締固めに伴う地盤の沈下が施工機械の周りで広範囲に生ずるため、地表面不陸の整形と施工機械の安定性確保を目的として、ここにも多くの土が投入された(図-20参照)。再生碎石は量的な関係からこの部分には使用せず(不陸整形用にはまき土を使用)、打設地点のみに投入された。

図-12には、吸水型工法施工時の地中水平変位の測定結果が示されている。地盤内にあらかじめ挿入式傾斜計を設置しておき、その周辺を打設(打設箇所は図中に併記した2つのエリア)した後、地中水平変位の深度方向分布を測定したものである。地中変

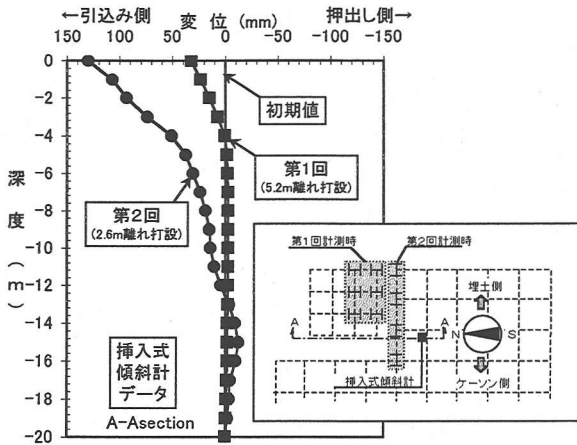


図-12 施工時の地中変位データ

位はいつでも振動ロッドに引込まれる方向に生じており、砂を強制圧入する際に見られる押し変位は全く発生していない。以上の結果は、吸水型工法の改良メカニズムがSCP工法のような砂杭造成にはなく、図-1で述べたような原地盤の直接振動にあることを裏付けている。なお、砂杭を造成しないのであれば、砂の投入は地盤深部の改良効果とは無関係である。地表面の不陸整形用であれば良質な砂をあえて使用する必要はなく、安価な材料や現地発生土の転用が可能といえる。

5. 吸水型振動棒締固め工法の改良効果

礫質地盤（まさ土）における吸水型振動棒締固め工法の改良効果を調べ、従来型工法に対する優位性を検証する目的で、試験施工が実施された。本章では、試験施工で得られた改良効果、本施工終了後の改良効果の確認結果、および吸水型工法の改良効果予測手法とその精度の検討結果について述べる。改良効果の評価に際しては、一般的な標準貫入試験に加えて、迅速かつ深度方向に多点的な計測が可能な鉄研式動的貫入試験を併用した。30cmピッチにN値相当のデータ（Nd値）を得ることができるため、当該地盤のような不均一な礫質地盤の物性評価に適すると考え採用したものである。本工事の中でN値とNd値の関係を調べた結果が図-13である。両者の相関性は比較的良好であり、以降のNd値のデータはすべて、図中の式にて補正を施し、N値換算したものをを用いている。

(1) 従来型工法と吸水型工法の改良効果の比較結果
試験施工エリアの一部で、従来型工法と吸水型工

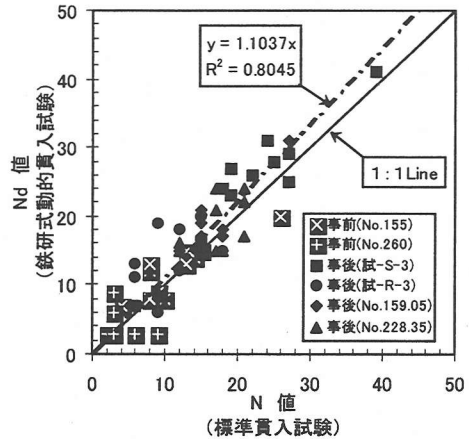


図-13 N値とNd値の比較結果

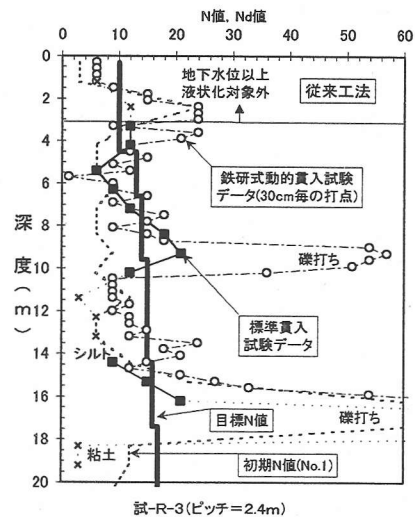


図-14(a) 改良後N値の深度方向分布（従来型工法）

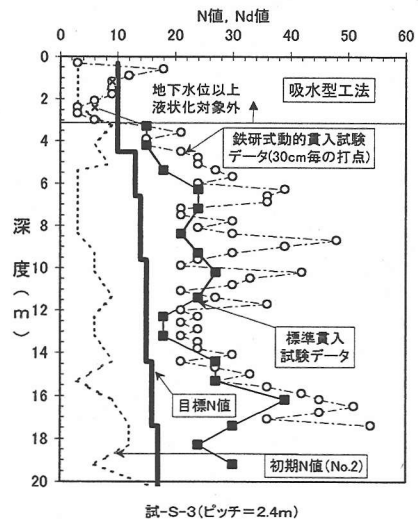


図-14(b) 改良後N値の深度方向分布（吸水型工法）

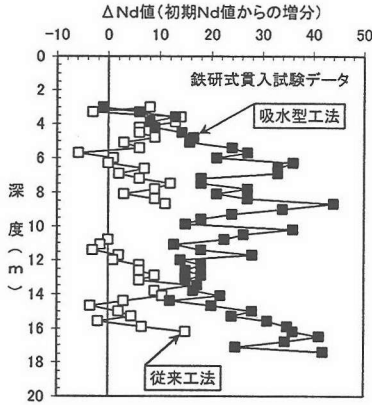


図-15 N値増分の深度方向分布の比較結果

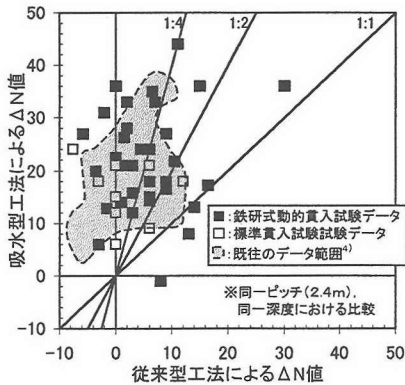


図-16 同一深度での2工法のN値増分の比較結果

法を同一ピッチ(2.4m)で打設する施工が行われた。その改良後N値を比較することで、施工時過剰間隙水圧の除去効果を直接的に検証することができる。図-14(a)(b)は、改良後の杭間N値およびNd値の深度方向分布を示す。図中には、2工法の試験施工ヤード近傍で得られた初期N値を併記した。なお改良後N値のうち、巨礫に当たった点や粘土、シルト層の点、地下水位が浅い点などは改良効果を議論するためのデータから除外して考える必要がある。図中には、これらの点を×の印でプロットし、区分した(後出の図も同様)。礫当たりの箇所を除くと、従来型工法では改良前後でのN値増分がわずかであるのに対し、吸水型工法では初期N値に対して15~30ものN値増分を記録している。初期状態からのN値増分で整理した図-15によると、同一施工ピッチでありながら、施工時の過剰間隙水圧除去によって改良効果が著しく向上していることが明白である。図-16では、同一深度での両工法のN値、Nd値増分量を比較した。このような整理では、吸水型工法の

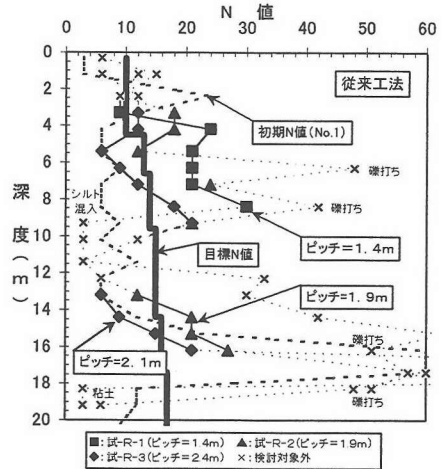


図-17(a) 改良後N値の深度方向分布(従来型工法)

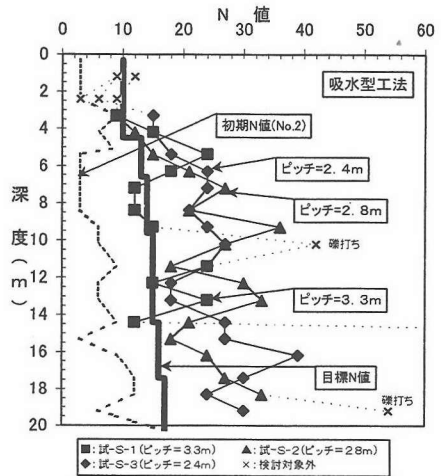


図-17(b) 改良後N値の深度方向分布(吸水型工法)

N値増分は従来型工法の場合の2倍~4倍にまで及ぶものも多く、図中に併記した既往現場試験データ⁴⁾と同様の傾向が、実工事の中で再現される結果となった。

(2) 施工ピッチの拡大に関する検討結果

同一の改良目標強度に対し、吸水型工法が従来型工法に比べてどの程度施工ピッチを拡大できるのかを調べる目的で、図-5(a)中に示す位置で試験施工が実施された。後述する改良効果予測式による事前のピッチ試算結果をもとに、従来型工法では1.4m~2.4m、吸水型工法では2.4m~3.3mの各施工ピッチで全96本を打設し、図中の●の位置で事後標

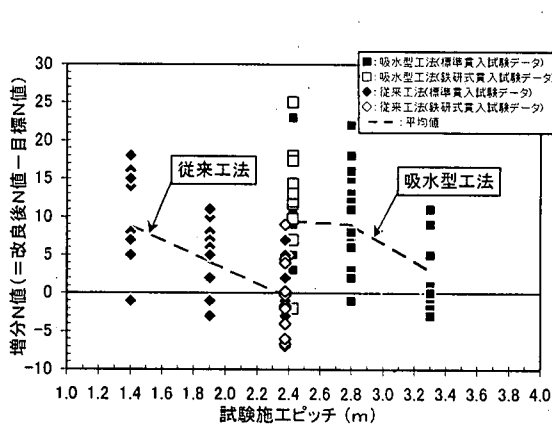


図-18 所要施工ピッチの検討結果

準貫入試験を実施した。図-17(a)(b)には、施工ピッチを変えた場合の改良効果の変化を2工法別にとりまとめた。礫打ち点やシルト層のデータを除くと、両工法とも施工ピッチの拡大とともに改良効果が減衰する傾向が認められる。図中には、本地点での目標N値が階段状の実線で併記されている。港湾の技術基準⁵⁾によると、水深10m程度の大型重力式岸壁の背後地盤の液状化を検討する場合、1m間隔の深度で得られたN値のうち1、2点が液状化しても、地盤全体としては液状化しないとの判定がなされる。局所的に液状化が生じたとしても、重力式岸壁への影響(背面土圧へ及ぼす影響)は少なく、よって平均値的な考え方がある程度許されているものと解釈される。今回の改良深度が2.0mに及ぶことを勘案すると、階段状の目標N値に対して数点程度これを下回る箇所があっても、全体としては液状化しないものとみなしてよさそう。このような観点で図-17を見ると、従来型工法ではピッチ1.9m、吸水型工法では3.3mでも目標値をクリアできているものと判断される。図-18は、これを施工ピッチと改良効果(目標値からのN値増分で整理)の関係として示したものである。地盤の不均一性の影響で同じ施工ピッチでもN値増分量がかなりばらついているため、図中にはその平均値を併記した。港湾の技術基準を満たす施工ピッチ1.9m、3.3mでは、平均値としては十分に目標値をクリアし、N値増分で4程度の余裕を有していることがわかる。なお、吸水型工法の施工ピッチ2.4mのヤードは、地盤の細粒分含有率が他に比べてやや大きかった。吸水型工法の改良効果は細粒分含有率が大きいほど低下する^{3)、4)}。地盤の粘性抵抗によって振動締固め効果自体が低減することに加え、細粒分の混入によって地盤の透水係数が

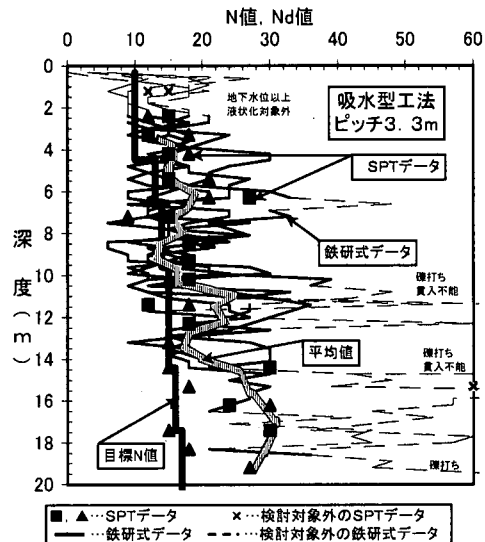


図-19 本施工終了後の改良後N値の確認結果

減少し吸水効果が低下するためである。改良後のN値がピッチ2.8mと同程度となっているのは、このような理由による。図-5(a)に示したように、締固めの施工は四角形配置で実施された。この場合、施工ピッチが広がると、施工数量はその2乗に比例して低減する。上記のピッチでは吸水型工法の施工数量は従来型工法の33%に低減し、大幅な工費縮減と工期短縮がもたらされる。本現場では、同一地盤において別途SCP工法の施工が実施され、今回と同じ目標N値に対する所要ピッチとして2.1mが得られている⁶⁾。従って、同一地盤における所要施工ピッチは、従来型工法<SCP工法<吸水型工法の順に大となり、同じ順序で施工数量の低減と経済性の向上がもたらされることになる。ただし、このような施工ピッチの大幅な拡大は、当該地盤が細粒分の極めて少ない、粒度の良好な礫質(直接振動によって最も締固まりやすい地盤)であったことに起因する。均等粒度の砂や粘土、シルト混じりの地盤など、地盤条件が異なれば変動する可能性があることに留意を要する。なぜSCP工法よりも所要施工ピッチが広がるのか。同一地盤においてSCP工法や動圧密工法など、他の締固め工法との改良効果、改良メカニズムの比較が試みられている^{9)、10)、11)}。参照されたい。

(3) 本施工後の改良効果の確認結果

試験施工の結果を踏まえ、本施工では吸水型工法のみによる打設がピッチ3.3mで実施された。3.3mという施工ピッチは、ロードコンパクション工法の

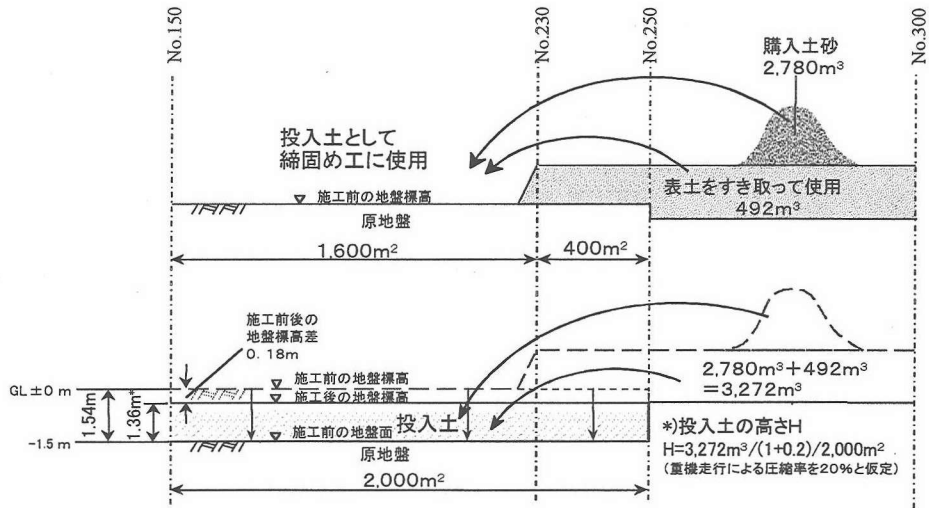


図-20 施工面標高測定結果と土量収支

既往の施工ピッチ（1.2m～2.0m程度）から見てもかなり広いため、本施工実施中、および終了後に施工エリア内で何点かのチェックボーリングが行われた。図-19は、その結果を示したものである（標準貫入試験2点と鉄研式動的貫入試験5点の計7点）。改良後N値、Nd値はいずれも目標N値を概ねクリアしており、図中に太線で併記した平均値は、図-18の試験施工結果と同様、目標値に対して若干の余裕を与える結果となった。

本施工で得られた改良効果について、別の角度から考察を加えてみたい。四角形配置3.3mピッチの施工を行うと、打設位置から杭間（四角形の中心で改良強度の確認位置）までの離れは2.3mとなる。文献⁴¹⁾では、吸水型工法施工中の地中振動加速度の距離減衰データ（今回のまさ土に類似した粒度をもつ中砂地盤でのデータ）が報告されている。これによると、上記の離れでも0.1g～0.3gという比較的大きな振動加速度が、締固め中に地中で計測された。また図-12に示した地中変位の計測結果を見ると、打設点からの離れ5.2mの位置でも、振動ロッドに向けて引き込まれる方向の地盤変位が観察されるなど、振動締固めによって周辺の地盤が広範囲に密実化する様子が見えてくる。これは、施工中、地表面で振動ロッドを中心とした半径数m程度のすり鉢状の沈下が生じた事実とも符合する。離れ2.6m（杭間距離2.3mよりも若干大）のデータでは、深さ方向すべての箇所で振動ロッドへ向けての引き込み変位が生じており、地盤深部にまで締固めの影響が及んでいたことを示唆している。これらのデータから、3.3mという広い施工ピッチでありながら、

その杭間位置まで振動エネルギーが伝達されていたものと推察される。実際の施工では、杭間位置の周辺で複数箇所の締固めが行われる。これによる周辺打設の効果も無視できないものと思われる。

吸水型工法の改良効果を地盤の密度増加の面から検証するために図-20を準備した。図は、本施工実施前後での施工面標高の測量結果、および敷地外から搬入した投入土（埋立てに用いたのと同じまさ土）の土量収支をまとめたものである。なお前述したように、施工中に地中から吸引された土砂の量は投入土量に比べると無視できるほど少なかったため、収支計算からは除外した。施工エリア外から平均高さ1.3m相当の土砂を搬入し、施工時の地盤沈下に応じてこれを場内に投入したにもかかわらず、施工後の地盤標高は施工前よりもさらに0.18m低かった。なお高さ1.3mは、全投入土量を施工面積で除し、さらにまさだし後の重機走行による沈下率を20%と仮定（現地敷きならし時の簡易計測データによる）して算出した。従って、締固め施工による原地盤の圧縮沈下量は平均1.5m程度と推定された。この沈下量を平均改良層厚12.2mで除して鉛直ひずみ ϵ_v に換算すると約12%となる。振動締固め施工によって原地盤にかなりの密度増加が生じたことが判る。施工エリア近傍のケーソンが締固め施工によってほとんど側方へ変位しなかったことが、現地測量によって確認されている。側方へのはらみ出しがなければ、上記の鉛直ひずみ ϵ_v を体積ひずみ v に置き換えることができる。初期N値からMeyerhof式（ $Dr=21\sqrt{\{N/(\sigma'v+0.7)\}}$ 、 $\sigma'v$:kgf/cm²）により相対密度 Dr を推定し、本材料の最大、最小間隙比（ e_{max}

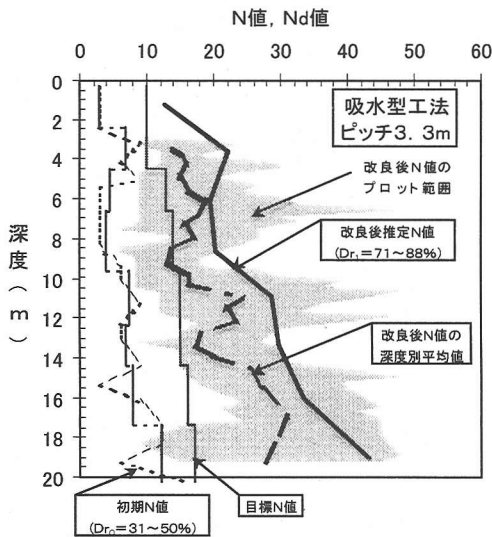


図-21 原地盤の密度増加量とN値増加量の関係

$e_o = 0.6$, $e_{min} = 0.29$) を用いて初期間隙比 e_o を求める。地盤沈下量から推定した体積ひずみ v と $v = \Delta e / (1 + e_o)$ の関係を用いて改良後の間隙比と相対密度、そして改良後N値を試算することができる。なお、本材料の最大、最小間隙比は、水を張った大型モールド内に水中落下状態で試料を作成した状態、およびこの試料を表面沈下が収斂するまで大型ハンマーで打撃した後の間隙比を実測し、便宜的に定めた。計算結果が図-21である。まず、初期N値とその深度の有効上載荷重 σ'_v から前出のMeyerhof式によって初期相対密度 D_{r0} を計算した。初期N値が地盤の深度方向に一定でなかったため、図-21に黒の階段状の実線で示したように、これをいくつかのゾーンに分けた。推定された初期相対密度は、 $D_{r0} = 31\% \sim 50\%$ であった。締固め施工による地盤の体積ひずみが深度方向一定で生じたものと仮定して計算すると事後相対密度は $D_{r1} = 71\% \sim 88\%$ となり、地盤改良施工による相対密度の増加は約40%と計算された。図中には、本施工後の実測N値の範囲と平均値、および上記の事後相対密度からMeyerhof式を用いて計算された推定改良後N値を併記した。実測N値の平均値と推定N値との整合性は比較的良好であり、実測値は推定値よりも若干低めの値を示している。実測N値が、改良効果が最も減衰する杭間での値であるのに対し、推定N値は、より打設点に近い位置も含めた全体平均に相当するためと考えられる。いづれにしても、地盤改良によるN値の増加傾向が、締固め施工に伴う地盤沈下量と定量的にも整合する事実は興味深く、本工事で得られた改良効果の妥当性を側面から裏付けるものといえよう。

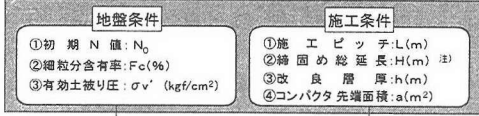
なお今回の現場施工では、従来型工法の施工は試験施工エリア内のごく狭い範囲のみで行われた。また、図-20の方法によって工事全体の土量収支から平均的な原地盤圧縮量を推定したために、従来型工法と吸水型工法での地盤の圧縮沈下量の違い、改良後の地盤の密度の違いを検討できなかった。一方、文献^{2), 3), 4), 11)}では、従来型工法と吸水型工法で締固め後の地盤の密度に大差がないこと、改良強度の違いが砂の粒子構造の違いにより説明されることが要素試験、模型実験、現場計測の各々の結果の中で報告されている。上記の密度算定で従来型工法と吸水型工法を区別して扱っていないのは、このような理由による。

(4) 礫質地盤における改良効果予測式の検証結果

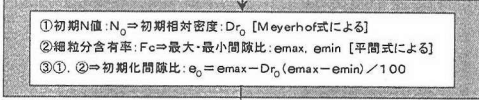
吸水型工法に関して、改良効果を事前に予測するための改良効果予測式¹²⁾が検討されている。本予測式は、主に均等粒度の砂地盤での現地試験データ⁴⁾を基に構築されたものであるため、今回の礫質地盤(まさ土)に対する適用性の検討が試みられた。図-22に改良効果の予測フローを示す。改良効果の予測は、以下の手順に従って行われる。

- ① 初期N値、細粒分含有率、有効土被り圧などの地盤条件と、施工ピッチ、施工サイクルなどの施工条件に関するデータを準備する(「設計条件の決定」)
- ② SCP工法の設計式¹³⁾と同一の算式(Meyerhof式、平間式)を用いて地盤の初期状態を算定する(「地盤の初期状態の算定」)。
- ③ 従来型工法の改良後N値を計算する。まず、ロッドコンパクション工法の既往簡易計算式(施工サイクルの試算式)¹⁴⁾をベースとして机上の改良後N値を計算する。SCP工法のように砂杭を造成しないため、振動ロッドを引き抜いた後に周辺の砂が崩落してできた「緩い砂柱」を地中に押し込む、とのモデル化¹⁵⁾が用いられている。本算式により初期N値や施工ピッチ、施工サイクルの影響が加味されるが、この机上N値は必ずしも実測値とは一致しない。このため、SCP工法の設計式¹³⁾と同じように地盤の細粒分含有率に関する補正が施される。複数現場での実測N値データに基づく補正係数を机上N値に掛け合わせることで、実測N値との乖離が修正される(「事後N値の算定」)。
- ④ ③で得られた従来型工法のN値に「過剰間隙水圧の除去効果に関する補正係数」を掛け合わせ、吸水型工法の改良後N値を算出する。複数現場の実測N値データに基づき、吸水効果に影響を及ぼす

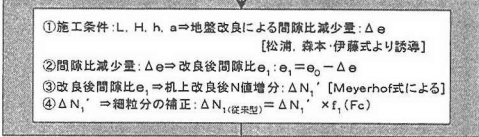
●設計条件の決定



●地盤の初期状態の算定



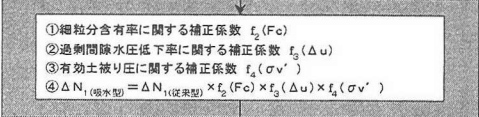
●事後N値の算定



従来工法の改良後N値

$$N_{1(従来型)} = N_0 + \Delta N_{1(従来型)}$$

●吸水併用効



吸水型工法の改良後N値

$$N_{1(吸水型)} = N_0 + \Delta N_{1(吸水型)}$$

注) 締固め総延長 H とは、振動ロッド貫入過程における貫入長さ(初期貫入を除く)を全て合計した長さとして定義される。

設計に用いる算式

- $Dr = 21\sqrt{\{(N/(\sigma_v' + 0.7))\}}$ (2) $e_{max} = 0.02Fc + 1.0$, $e_{min} = 0.008Fc + 0.6$
- $e_1 = e_0 - (aH/(L^2 h)) \times (1 + e_0)^2 / (1 + e_{max})$ (4) $f_1(F_c) = 1.67Fc^{-0.55}$
- $f_2(F_c) = 19.73Fc^{-0.78}$
- $f_3(\Delta u) = 0.292(1 - \text{水圧低下率})^{-0.884}$ (水圧低下率=0(従来型) ~1($\Delta u=0$))
- $f_4(\sigma_v') = 0(\sigma_v' < 0.3)$, $5\sigma_v' - 1.5(\sigma_v' = 0.3 \sim 0.5)$, $1(\sigma_v' > 0.5)$

図-22 吸水型振動棒締固め工法の改良効果の予測フロー

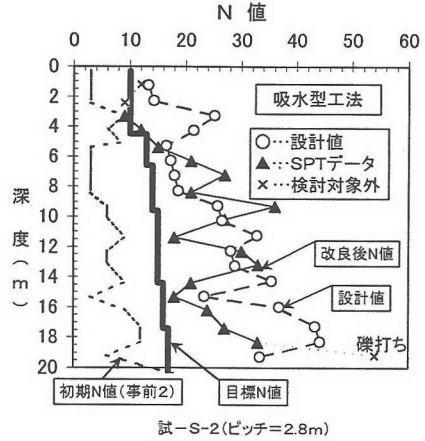


図-23(a) 改良後N値と設計値の比較例(ピッチ2.8m)

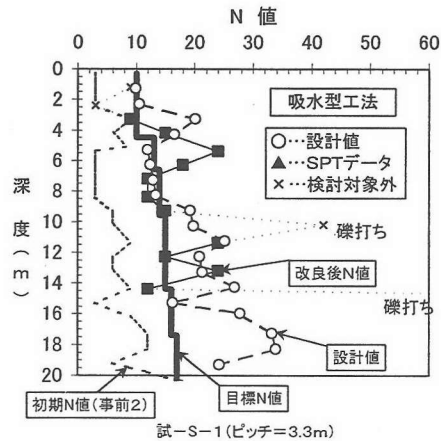


図-23(b) 改良後N値と設計値の比較例(ピッチ3.3m)

主たる因子として、細粒分含有率、過剰間隙水圧低下量、有効土被り圧に関する3つの補正係数が掛け合わされる(「吸水併用効果に関する補正」)算定式の誘導等の詳細は紙面の関係から割愛する。文献^{11), 12), 14), 15)}を参照されたい。図-23(a)(b)には、改良後N値の深さ方向分布に関する実測値と設計値の比較例を示す(吸水型工法、ピッチ2.8m, 3.3mの例)。設計に必要な地盤条件は、近傍で行った事前ボーリングデータを参照して定めた。ばらつきはあるものの、両者の整合性は比較的良好のように見える。図-24には、図-18に示した施工ピッチとN値増分の関係を表す図の上で、実測値と設計値の比較を試みた結果が示されている。改良後N値の大きさやそのばらつきを、どの程度予測できるのか。これを調べるために、実測値、設計値の両者に対し

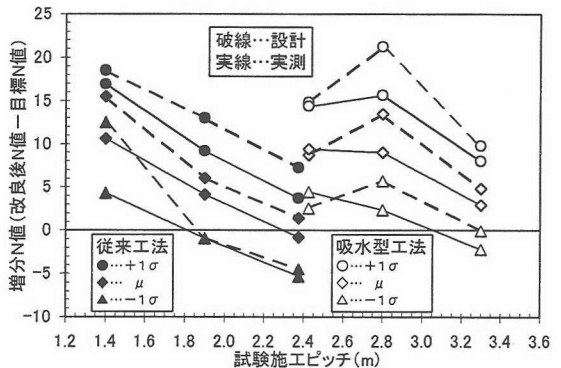


図-24 施工ピッチ～改良効果関係に関する比較結果

て平均値 ± 1σ の範囲を求めてみた。両者の整合性は比較的良好といえよう。本手法を用いて、ある程

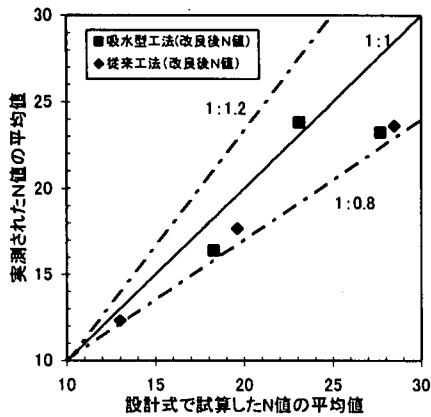


図-25 各ヤードの平均改良後N値と設計値の比較

度の精度で所要施工ピッチを事前に予測できるものと思われる。なお吸水型工法の設計値を見ると、ピッチ2.4mの増分N値がピッチ2.8mのそれよりも小さく算定されている。これは、図-18で述べたように、ピッチ2.4mヤードの地盤の細粒分含有率が他ヤードよりも大きく、設計にもこれを反映させた結果である。実測データでも、このような逆転が起きないまでも、施工ピッチが2.8mから2.4mに狭まりながら改良効果はほとんど変わっていない。前述したように、護岸背面の液状化対策では、改良効果に対して平均的な取り扱いがある程度許されている。そこで図-25では、改良後N値の平均値同士を比較してみた。このような整理結果で見ると、設計式の精度は実務的に適用可能な範囲にあるものと判断されよう。

6. 結論

本論文で得られた結論を以下に列挙する。

- (1) 礫質地盤(まさ土)において吸水型振動棒締固め工法の現場施工が実施された。排水性の高い礫質地盤においても、従来型工法では顕著な施工時過剰間隙水圧の発生が見られた。吸水型工法では突固めの過程で吸水量の急増が生じ、過剰間隙水圧を抑制している様子が見られた。これにより、従来型工法では困難であったパイプ荷重の地盤への十分な伝達が可能となった。
- (2) 吸水型工法施工時の投入砂が、地表面付近のみに充填されていることが杭芯観察により確認された。本工法の改良メカニズムが砂杭造成ではなく原地盤の直接振動にあることや、施工時に良質な砂を必要としないことなどが明らかとなった。

- (3) まさ土地盤における吸水型工法の顕著な改良効果が確認された。N値増分量で比較すると従来型工法に対して2倍～4倍の改良効果を記録し、既往現場実験と同様の結果が実施工においても再現された。
- (4) 同一目標改良強度に対し、吸水型工法では従来型工法に比べて施工ピッチを大幅に拡大できること、これにより工費縮減と工期短縮が図られることが明らかとなった。
- (5) 本施工後、地盤の目標改良強度が確保されていること、地盤改良によるN値の増加傾向が、締固め施工による原地盤の圧縮沈下量と定量的にも整合することが確認された。
- (6) 吸水型工法の改良効果予測式の精度を検討した結果、本施工箇所におけるまさ土地盤に対しても、実務的な適用性を有することが明らかとなった。

以上の知見から、本施工箇所の礫質地盤(まさ土)に対する吸水型振動棒締固め工法の改良メカニズムや改良効果、現場適用性や経済性が検証されたものと結論づけられる。今後は、異なる地盤条件のもとで現場施工を実施し、本工法の適用範囲を明確にしていくことが必要と考えられる。

謝辞：実施工にあたり、ご尽力いただいた運輸省第三港湾建設局北尾進氏、前田建設工業(株)関西支店宮地俊男氏、諫山明生氏、並びに小野田ケミコ(株)技術部西尾経氏に対し、末筆ながら謝意を表します。

参考文献

- 1) 石黒健, 清水英樹: よりき液状化対策を探る, 土木学会誌, Vol. 83, pp. 17~19, 1998.
- 2) 石黒健, 飯島健, 嶋田三朗: 過剰間隙水圧の発生を伴う繰返しせん断履歴を受けた飽和砂の液状化強度特性, 土木学会論文集, No. 511/III-30, pp. 1~11, 1995.
- 3) 石黒健, 飯島健, 菅井正澄, 嶋田三朗: 過剰間隙水圧の除去を併用した飽和砂の振動締固めに関する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 505/III-29, pp. 79~88, 1994.
- 4) 石黒健, 飯島健, 清水英樹, 嶋田三朗: 過剰間隙水圧の除去を併用した飽和砂地盤の振動締固め施工に関する研究, 土木学会論文集, No. 505/III-29, pp. 105~114, 1994.
- 5) (財)沿岸開発技術研究センター: 埋立地の液状化対策ハンドブック, 第4章 液状化の予測・判定, 1997.
- 6) Hatanaka, M., Uchida, A. and Ohara, J.: Liquefaction characteristics of a gravelly fill lique-

- fied during the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 3, pp. 107~115, 1997.
- 7) 飯島健, 石黒健, 嶋田三朗, 菅井正澄, 清水英樹: 飽和砂地盤の現場締固めにおける施工管理装置の開発, 第48回土木学会年次学術講演会講演集, 第三部門, pp. 580~581, 1993.
- 8) 伊佐野隆, 杵島豊, 川瀬洋: 吸水・載荷併用型振動締固め工法(テラシステム)による液状化対策工事, 第52回土木学会年次学術講演会講演集, 第六部門, pp. 428~429, 1997.
- 9) 石黒健: 各種締固め工法に対する吸水-締固め効果の検証, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp. 1871~1874, 1991.
- 10) 清水英樹, 嶋田三朗, 石黒健, 飯島健, 菅井正澄: 吸水-振動締固め工法及びSCP工法による締固め性状に関する測定事例, 第47回土木学会年次学術講演会講演集, 第三部門, pp. 210~211, 1992.
- 11) 石黒健: 飽和砂地盤の振動締固め特性と液状化対策に関する研究, 京都大学博士論文, 1994.
- 12) 石黒健, 嶋田三朗, 飯島健, 清水英樹: 吸水型振動棒締固め工法の改良効果予測式について, 第48回土木学会年次学術講演会講演集, 第三部門, pp. 582~583, 1993.
- 13) 水野恭男, 末松直幹, 奥山一典: 細粒分を含む砂質地盤におけるサトコパ[®]クソパ[®]イル工法の設計法, 土と基礎, Vol. 35, No. 5, pp. 21~26, 1989.
- 14) 森本辰雄, 伊藤雅夫: オイルツク基礎地盤改良工事におけるダイレクト[®]ワ-コンパ[®]クソソ工法, 基礎工, 9月号, 特集 地盤改良工法の現状, pp. 68~75, 1973.
- 15) 松浦忠夫: ダイレクト[®]ワ-コンパ[®]クソソ工法, 施工技術, Vol. 5, No. 2, pp. 52~56, 1972.

(1998. 8. 14 受付)

VERIFICATION OF IMPROVEMENT EFFECT OF VIBRATIONAL COMPACTION METHOD WITH ABSORBING EXCESS PORE WATER PRESSURE AT GRAVELLY GROUND

Kusukatu YUASA, Shigeru SAKAIDA, Hiroshi KAWASE
Takeshi ISHIGURO, Hideki SHIMIZU and Yoshinobu KITAGAWA

In-situ execution of soil improvement by vibrational compaction method with absorbing excess pore-water pressure has been carried out for preventing the liquefaction of back-fill gravelly material(MAS ADO). The mechanism of ground improvement and the remarkable compaction effect of this method at gravelly soils were verified. The execution spacing became wider at the same target strength, this new method was cleared to be able to execute more economically and efficiently than the conventional one. Further the accuracy of the suggested prediction method of improvement effect has been also confirmed.