

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1196

June 2009

鋼管杭における水とセメントミルクジェット併用パイプロハンマ工法の開発

菊池 喜昭
山下 久男
西海 健二
石濱 吉郎
田中 隆太
鈴木 勇吉
横山 博康
高橋 健二

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. はじめに	4
2. 既往の取り組み	4
2.1 TGMS 工法(テグメス工法).....	4
2.2 CJV 工法	4
3. RSプラス工法の開発概要.....	4
3.1 工法概要	4
3.2 施工方法	5
3.3 本研究における検討内容.....	6
4. 根固め部の軸方向抵抗カメカニズムの解明	7
4.1 先端形状による軸方向抵抗カ影響評価.....	7
4.2 根固め部耐力評価実験	9
5. 施工法の検討.....	15
5.1 ウォータージェット掘削の基本的挙動.....	15
5.2 根固め部築造実験.....	19
5.3 実大杭での施工性の検討.....	29
5.4 施工方法の改良.....	34
6. 軸方向抵抗カ性能の確認	39
6.1 本工法による実大杭の押込み試験	39
6.2 押込み試験結果の考察	43
7. 設計の考え方と施工方法	45
8. 結論	46
9. おわりに	46
参考文献.....	46

Development of vibro hammer method to drive steel pipe pile using water and cement milk jetting

Yoshiaki KIKUCHI*
Hisao YAMASHITA**
Kenji NISHIUMI***
Yoshiro ISHIHAMA****
Ryuta TANAKA*****
Yukichi SUZUKI*****
Hiroyasu YOKOYAMA*****
Kenji TAKAHASHI*****

Synopsis

The hammer pile driving method is popular for installing steel pipe piles in port and harbor areas. It is getting harder to apply this method, because of noise and vibration problems. Vibro hammer method with water jetting, so-called 'JV Method' has been effectively used instead of using hammer pile driving method to avoid the noise and the vibration problems. The bearing capacity of steel pipe piles installed by JV Method is not so high as that of installed by hammer pile driving method, because water jetting tend to disarrange supporting layer. Therefore it is required to develop new pile driving method such as to perform high bearing capacity with low noise and low vibration when installing piles. This method is called 'RS plus method.'

This method is an improvement method of the JV Method. When penetrating piles into ground, water jetting and vibration hammer are used to reduce noise and vibration. And assured soil cement block is constructed at around pile tip with cement milk. In this method, noise and vibration will be decreased when installing piles, and high bearing capacity of piles will be performed.

Model pile load experiments to confirm axial resistance, water jetting model experiments to confirm the washing performance around and inside of the pile tip were conducted in the laboratory. Then, full-scale pipe pile construction works for checking the shape and quality of the soil cement treated zone around the pile tip were conducted to certify the jetting systems. Finally, installation and static loading tests were conducted to the full-scale piles installed into about 20m depth.

From these research works, design method and installation procedure of 'RS plus' were proposed.

Key Words: RS plus, countermeasure for noise and vibration, soil cement mixture, shaft resistance, end-bearing resistance

* Head, Foundations Division Geotechnical & Structural Engineering Department

** Manager, Nippon Steel Corporation Structural Engineering & Material Development Division

*** Chief Researcher, Steel Structure Development Center Steel Research Laboratories Nippon Steel Corporation

**** Researcher, Steel Structure Development Center Steel Research Laboratories Nippon Steel Corporation

***** Staff, Nippon Steel Corporation Structural Engineering & Material Development Division

*****Director, Technical Section Chowa Kogyo Corporation

***** Chief, Technical Section Chowa Kogyo Corporation

***** Chief, Technical Section Chowa Kogyo Corporation

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-844-5057 Fax : +81-46-844-0618 e-mail:kikuchi@pari.go.jp

鋼管杭における水とセメントミルクジェット併用 バイブロハンマ工法の開発

菊池 喜昭*
山下 久男**
西海 健二***
石濱 吉郎****
田中 隆太*****
鈴木 勇吉*****
横山 博康*****
高橋 健二*****

要 旨

近年、港湾地域で騒音・振動が問題となり、鋼管杭の一般的な工法として用いられている打撃工法が適用できないケースが増加している。その対策工法として、ウォータージェット併用バイブロハンマ工法(以下、JV 工法)が採用されてきたが、鋼管杭を支持杭として用いる場合、JV 工法ではジェット噴射で地盤を乱すおそれがあるため、JV 工法による支持杭の施工が敬遠されている。そこで、騒音・振動対策を図った上で軸方向抵抗力性能の高い鋼管杭工法として『RS プラス』の開発に取り組んだ。

本工法では、ウォータージェットを用いることで掘削性の向上と騒音・振動対策効果を計るとともに、杭先端にソイルセメントで根固め部を確実に築造することで、確実な軸方向抵抗力性能を発揮することを期待している。

本研究では、根固め部の軸方向抵抗力メカニズムを検討するとともに、ウォータージェット掘削の基本的性質の確認実験、実物大の杭での根固め部築造実験を実施し、施工法を検討した。最後に、実物大の杭を用いて施工法の確認実験、押し込み試験を実施した。以上の結果を踏まえて、本工法の施工方法の確立をするとともに軸方向抵抗力特性の設計法の提案を行った。

キーワード：RS プラス，騒音振動対策，根固め，周面抵抗力，先端抵抗力

* 地盤・構造部 地盤研究領域 基礎工研究チームリーダー
** 新日本製鐵株式会社 建材開発技術部 マネージャー
*** 新日本製鐵株式会社 技術開発本部 主幹研究員
**** 新日本製鐵株式会社 技術開発本部
***** 新日本製鐵株式会社 建材開発技術部
***** 調和工業株式会社 技術開発部 部長
***** 調和工業株式会社 技術開発部
***** 調和工業株式会社 工法技術部
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5057 Fax：046-844-0618 e-mail:kikuchi@pari.go.jp

1.はじめに

従来、港湾地域での鋼管杭施工は、打撃工法によるものが主流であった。最近では、港湾地域近傍にある住居や工場等に対する騒音・振動が問題となったり、既設構造物近傍での施工の際の振動が問題となったりすることから、打撃工法が適用できないケースが増加している。

この対応策として、ウォータージェット併用パイロハンマ工法(以下、JV工法)を採用し、騒音・振動対策をしてきた。この工法は、杭の貫入する地盤をウォータージェットで乱しながらパイロハンマで杭を打設するもので、地盤を緩める可能性のある工法である。このため、JV工法は、打撃工法より軸方向抵抗力が小さくなる傾向がある。また、押込み試験等による性能確認がほとんど実施されておらず、軸方向抵抗力特性が明らかでない。

一般的に、軟弱地盤地域では、従来から鋼管杭工法が多く採用されているが、このような環境問題や軸方向抵抗力特性より打撃工法やJV工法が適用できない場合が出てきている。

そこで、騒音・振動対策が必要な工事を対象とした鋼管杭工法で、しかも大きな支持力を期待できる工法の開発に取り組んだ。すなわち、JV工法と同様にジェットパイロで杭を打設し、さらに先端部にセメントミルクを注入することでソイルセメント根固め部を築造し、かつ杭周面にもセメントミルクを注入することで、打撃工法で施工した場合と同等以上の軸方向抵抗力を確保する工法(RSプラス)である。

本研究では、本工法によって施工される杭の先端部での支持力メカニズムを解明するとともに、実物大の杭を施工して根固め部の形状や支持力特性の検討を行った。

2.既往の取り組み

2.1 TGMS工法(テグメス工法)

TGMS工法(トーマン建機)は、主にJV工法による岩盤層の中間層の打ち抜きを対象とした工法である。JV工法により発生した空隙に、セメントミルクをジェット噴射配管の一部と専用配管を用いて注入し、杭の周面抵抗力を確保する施工法である。

TGMS工法は、過去の施工実績は10例程度あるが、押込み試験データがなく、セメントミルクの注入効果は定量的に評価されていない。

2.2 CJV工法

伏木富山港の水深-14m岸壁の建設における栈橋鋼管杭の施工において(上菌ほか、2003)、近隣の環境に配慮し、

JV工法を採用した。前述のように当工法は押込み試験データが不足しているため、正確な軸方向抵抗力を把握するための押込み試験を実施した。その結果、設計上の軸方向抵抗力を満足しないことが判明したため、杭の軸方向抵抗力を増大するための改良を実施した。

この工法を改良して、ウォータージェットに替えてセメントミルクを噴射する新工法(CJV工法)を採用した。CJV工法は、セメントミルクを噴射することで、特に杭の周面抵抗力の増大効果を狙ったものである。実際にCJV工法で施工した鋼管杭の押込み試験を実施し、周面抵抗力の増加が確認されている。

しかし、JV工法の一つの問題点は、ウォータージェットによって支持地盤を緩めることである。この対策としては、支持層の軸方向抵抗力を確実に回復させる工法を開発することが必要である。本研究は、JV工法で緩めた杭先端の支持層にソイルセメント根固め部を築造することによって確実な先端抵抗力を期待するとともに、CJV工法でも実施されている杭周面へのセメントミルク注入によって周面抵抗力も発揮するような杭の施工方法を開発するものである。

3. RSプラス工法の開発概要

3.1 工法概要

本工法は、JV工法の掘削性能と騒音・振動対策効果を持ちながら、杭先端にソイルセメントで根固め部を築造することで、大きな軸方向抵抗力性能を発揮させる工法である。

ウォータージェットによって地盤を緩めて杭を貫入しやすくしたのち、支持層の杭外周面及び杭の根入れ下端部以下を掘削し、杭内面はウォータージェットにより確実に洗浄させる。そこへセメントミルクを注入することで杭先端にソイルセメントの根固め部を築造する。

杭先端部には、本工法の特徴である鋼管外周に放射状に長方形の鋼板(以後、リブプレート)4~6枚を配置し、リブプレートに沿ってセメントミルクを噴射することで根固め部を拡大化させる。また、杭先端は鋼管杭とソイルセメントのずれ止め用の鉄筋(以下、ずれ止め)を用いて杭と根固め部を一体化させることを狙っている。その上で、支持層以外の杭外周面にもセメントミルクを注入することで、周面抵抗力の増大をも図っている。本工法の杭構造図を図-3.1に、杭先端形状を図-3.2に示す。

なお、セメントミルクの配合は、既往の各種工法を参考にW/C=65%(根固め部)で、一軸圧縮強度は4週強度で20N/mm²以上、根固め部で15N/mm²を目標としている。

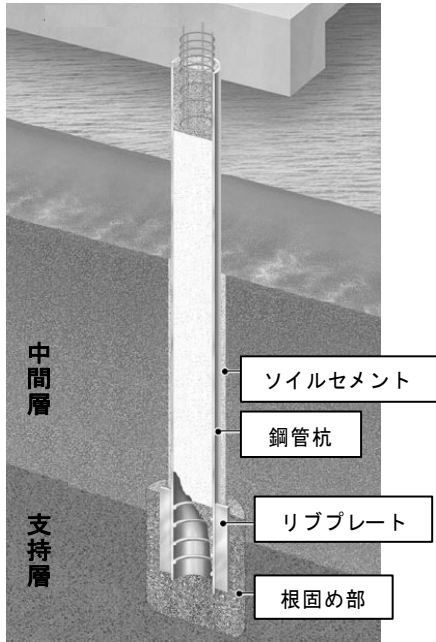


図-3.1 提案する工法による杭の断面図

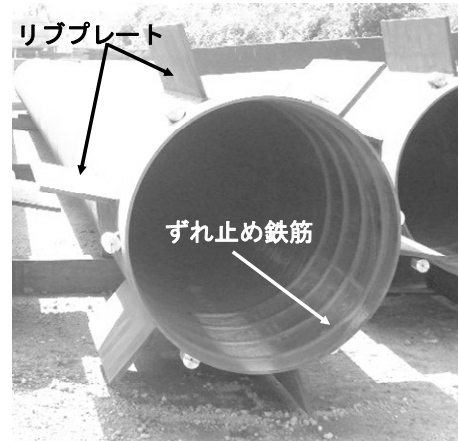


図-3.2 鋼管先端部仕様

3.2 施工方法

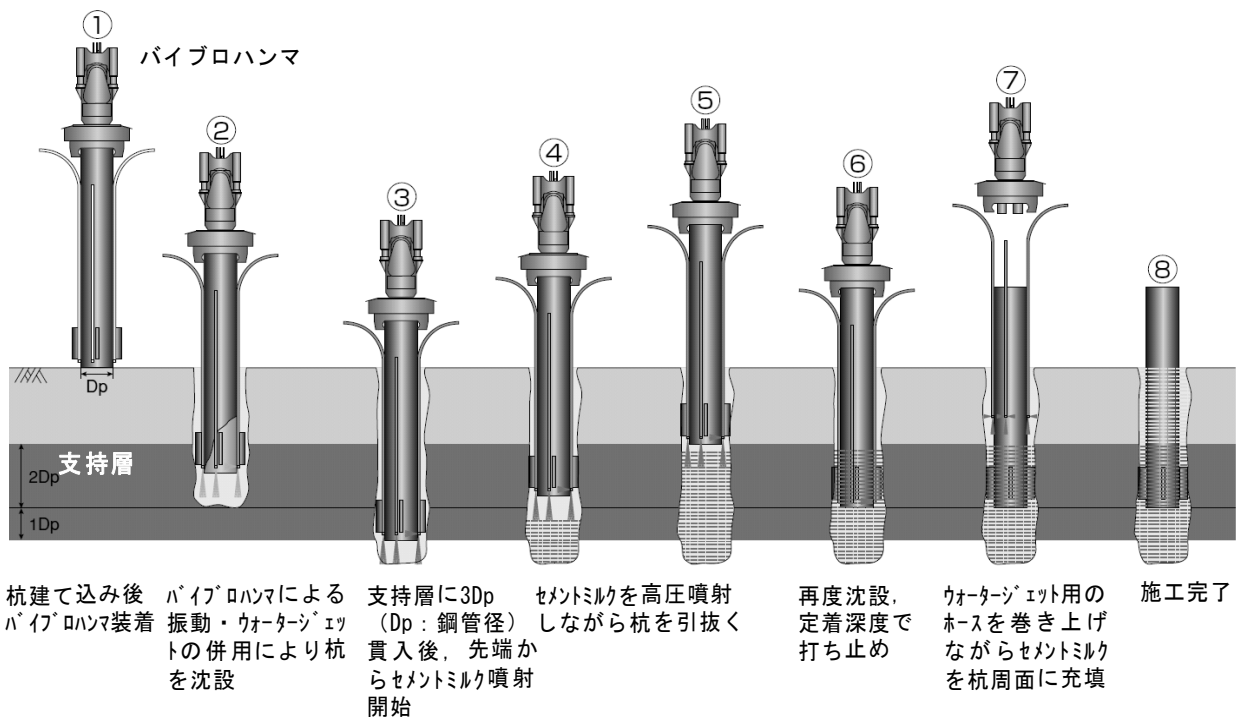
(1) 施工手順

本工法の施工手順を図-3.3に示す。

施工は、まずリブプレート付き先端開放鋼管杭の先端部にウォータージェットを噴射し、地盤を掘削しながらバイプロハンマの振動力を併用して杭を所定の深度まで沈設する(①～③)。

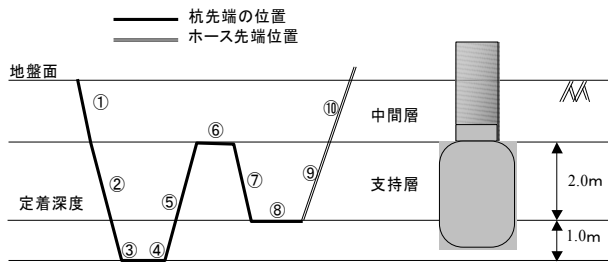
支持層に鋼管径の3倍程度貫入後(③)、先端抵抗力を得るために杭先端でセメントミルクの高圧噴射とバイプロハンマ振動を行いながら杭を上下させ、セメントミルクと地盤を攪拌混合して根固め部を築造する(④～⑥)。

ウォータージェットによる周辺地盤の緩みを回復させるために、杭周囲にもセメントミルクを注入充填し(⑦、⑧)、確実な軸方向抵抗力を有する杭を築造する。



杭建て込み後 バイプロハンマ装着
 バイプロハンマによる振動・ウォータージェットの併用により杭を沈設
 支持層に3Dp (Dp: 鋼管径) 貫入後、先端からセメントミルク噴射開始
 セメントミルクを高圧噴射しながら杭を引抜く
 再度沈設、定着深度で打ち止め
 ウォータージェット用のホースを巻き上げながらセメントミルクを杭周囲に充填
 施工完了

図-3.3 施工手順



	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
工程	ウォータージェット掘削			先端ミルク注入					ホース 引上げ	周面 ミルク注入
時間 (秒)	30 (秒/m)	900	10	40	45	5	45	240	60	12 (秒/m)
圧力 (Mpa)	15		3	15				3	3	3
注入量 (m ³)	22.8m ³ (1.2m ³ /m)	36m ³ (12m ³ /m)	0.025	1.40	1.58	0.18	1.58	1.13	0.26	10.3m ³ /m (0.54m ³ /m)
W/C	—			65%						150%

図-3.4 ジェット噴射及びミルク注入時間の管理の例(φ1000mmの場合)

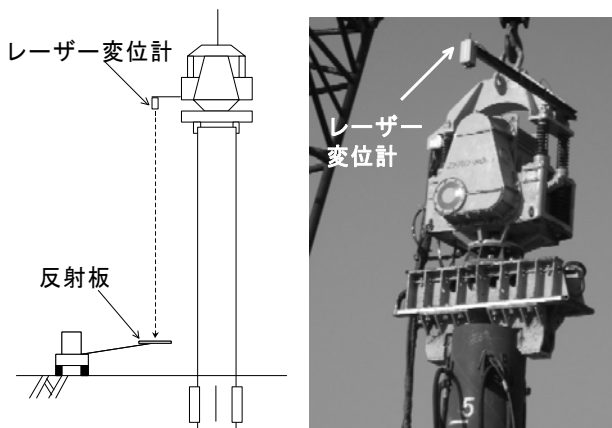


図-3.5 打設深度計測装置

(2) 根固め部の施工管理

本工法のようなセメントミルクを注入する工法では、杭毎の施工のばらつきを無くすため、施工の標準化が必要である。特に本工法では、杭先端で鋼管内を閉塞させるとともに拡大根固め部を築造させることが重要である。そのためには、根固め部に注入するセメントミルク量を鋼管径毎に詳細に規定したうえで管理することが必要である。注入するセメントミルクの量は打設速度、打設深度、打設流量、圧送圧力、ウォータージェットとセメントミルクの切り替えのタイミングにより決定されるため、これらをリアルタイムで管理する必要がある。そこで、本工法ではクレーンオペレーターおよびジェット装置の

操作者が、施工状況を管理する管理プログラムを用いて杭の深度、水やセメントミルクの噴射を制御することで、ばらつきがない根固め部が築造できるようにしている。この管理プログラムによる管理方法を図-3.4に示す。なお、杭の打設深度は図-3.5のようなレーザー変位計装置を用いて計測している。

3.3 本研究における検討内容

本研究では、①根固め部の軸方向抵抗力メカニズムの解明、②施工法の確立、③軸方向抵抗特性の把握の3点について主として検討した。具体的には以下のとおりである。

(1) 根固め部の軸方向抵抗力メカニズムの解明

a) 先端形状による軸方向抵抗力影響評価

支持層強度やジェット噴射間隔等による拡大根固め部形状の違いが軸方向抵抗力に及ぼす影響を確認することを目的として、異なる先端形状の杭の先端抵抗力特性および杭先端部周辺地盤の経時変化と挙動を把握するCTスキャナによる模型貫入実験を実施した。

b) 室内模型を用いた根固め部押込み実験

打撃杭相当の杭先端抵抗力を発現させるための根固め部のずれ止めの効果による杭内部抵抗力とリブプレート部の抵抗力を模型実験により把握することを目的として実施した。

(2) 施工法の検討

a) ジェット掘削の基本的挙動の調査

杭先端にウォータージェット等により確実に根固め部が築造できることを確認するため、模型実験によって、鉛直下向きのウォータージェットの到達範囲や掘削性を調査した。

b) 根固め部の築造実験

実地盤で目標とする形状の根固め部が築造できることを確認するために、実物大の杭を用いて杭を施工した後根固め部を掘起こし、出来形等を確認した。

c) 実物大の杭での施工性検討

押込み試験のための反力杭、試験杭を用いて、施工方法の検証を行った。実際には、いくつかの課題が生じたため、課題を解決するための改良を施した。

(3) 押込み試験

軸方向抵抗力の特性を確認するため、実地盤での鋼管径、地盤が異なる3例の押込み試験を実施した。

以上の結果から、設計の考え方と標準的な施工法の提案を行なった。

4.根固め部の軸方向抵抗カメカニズムの解明

4.1 先端形状による軸方向抵抗力影響評価

ここでは、模型地盤にアルミ製模型杭を貫入させて、模型杭の貫入抵抗-貫入量関係を確認した。模型杭としては、本工法により築造されるソイルセメント拡底部の形状を有した模型杭(以下、拡底杭と呼ぶ)と拡底部を持たない模型杭(以下、標準杭と呼ぶ)を用意し、両模型杭の貫入実験により得られる貫入抵抗-貫入量関係を比較して、拡底杭の軸方向力特性を調べた。

(1)貫入抵抗の評価

図-4.1に、模型杭貫入実験の概略図を示す。使用したアルミ製模型杭全長は、いずれも140mmである。標準杭は全区間直径15mmであり、拡底杭は杭先端30mmの区間のみを直径21.2mmに拡大し、その他の区間を標準杭と同様直径15mmとしている。これにより、標準杭と拡底杭の先端面積比は1:2となる。土槽には、内径φが200mm、肉厚 t が5mmの亚克力製円筒を用いている。

模型地盤材料は、相馬硅砂4号($D_{50} = 0.7\text{mm}$, $U_c = 1.6$)を気乾状態で使用した。模型地盤の相対密度は65%とした。模型地盤の厚さはいずれの実験ケースにおいても270mmとし、1層あたり厚さ45mmになる必要数量の硅砂を土槽内に漏斗を用いて静かに投入し、砂地盤天端が所定の高さになるようにハンマーによる水平打撃で高さ調整を行いながら、計6層で作製している。初期条件として標準杭径 D の3倍の長さを地盤に根入れさせるために、模型杭の配置は5層目作製完了時に土槽中央に模型杭を配置してから6層目の模型地盤を作製している。

模型杭の配置が完了したら、図-4.1のように載荷テーブルの上に模型地盤をセットし、ロードセル~杭頭間の載荷治具と変位計を設置し、載荷とデータ計測を開始する。変位計や載荷テーブルの昇降ストロークを考慮して、変位が30mmに到達したら一度除荷してロッドを継足し、最終的には65mmまで再載荷し、除荷して実験終了とした。杭の貫入速度は1.0mm/minとしている。

図-4.2は、拡底杭と標準杭を用いて行った実験結果である。黒線が拡底杭の挙動を示しており(Case 1)、灰線が標準杭の挙動を示している(Case 2)。図の横軸にはロードセルで得られた反力値を各杭先端面積で除した貫入抵抗で表記し、縦軸は杭の貫入量 S を各杭の先端径 D で正規化した S/D で表記している。

いずれの模型杭についても初期根入れ長45mmを与えていることより、貫入初期から貫入抵抗が発現している。 S/D が0.1を越えたあたりで貫入抵抗はいずれの杭においても250(kPa)程度となり、それ以降も貫入量の増加に伴

い貫入抵抗もほぼ同じ速度で増加している。途中で一度除荷して、再度載荷を開始しているが、このときも除荷以前の貫入包絡線上にまで少ない貫入量の段階で戻り、それ以降も同じ包絡線上で貫入抵抗を増加させながら貫入が進行している。

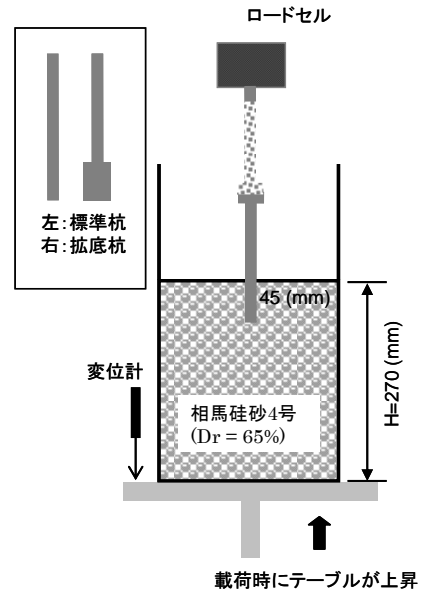


図-4.1 模型実験の概要

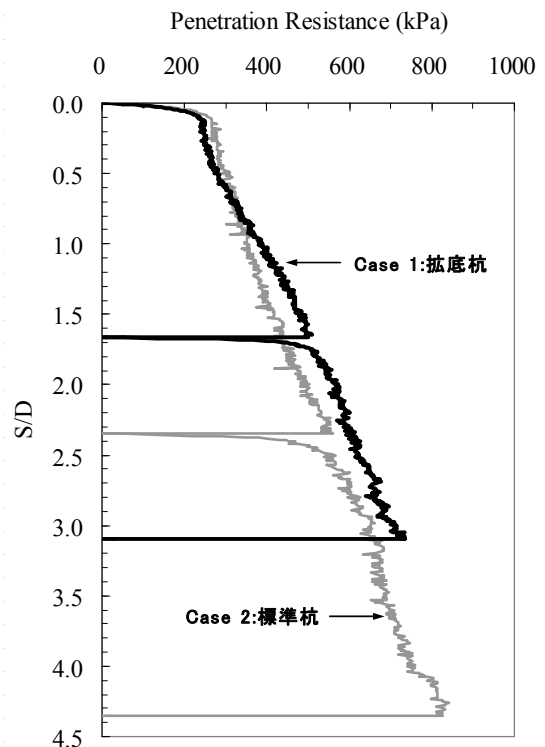


図-4.2 貫入抵抗-貫入量関係(初期根入れ45mm)

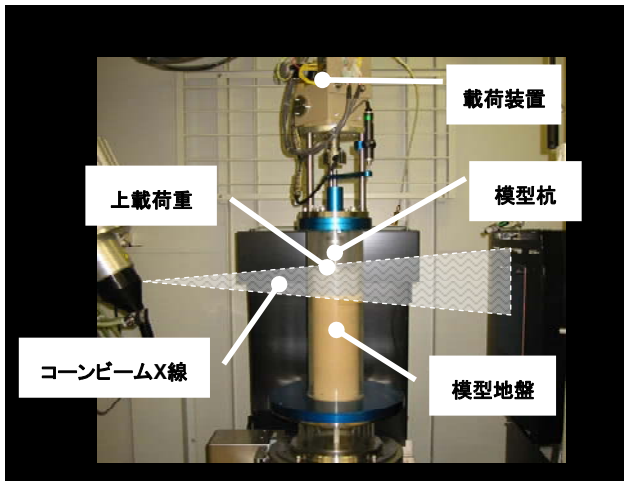


図-4.3 実験状況

また、2本の曲線は载荷過程において、ほぼ同じ経路をたどっている。単位面積あたりの抵抗力が载荷段階のいずれにおいても同程度であるため、先端支持力は先端面積に比例して発揮されるものと考えられる。つまり、拡底杭は支持層への貫入が3D程度までの範囲においては、標準杭の2倍程度の支持力を発揮することが分かる。

(2)PIV解析による杭先端周辺地盤の変形挙動

図-4.3にマイクロフォーカスX線CTスキャナを併用した拡底杭貫入実験の実験状況写真を示す。使用材料、実験手法については基本的に4.1(1)と同様である。ただし、ステンレス球により上载荷重2.25kPaを与えた。また、このステンレス球が模型杭に接触することを避けるため、内径φ19mmのホースを模型杭可動部に配置している。

この実験システムで用いている载荷装置や変位計のストロークを考慮して、貫入量が20mm、40mmに到達した時点で除荷し、载荷治具の継足しや変位計の盛替えを行ってから、再载荷を実施している。

ここでは、今回は貫入量が2.0mm増加するごとに一度载荷を中断し、CT撮像を実施している。CTスキャナによる撮像方法にはコーンCTを用いて、設定した範囲の水平・鉛直方向の3次元地盤情報を一度に取得した。

図-4.4は、CTスキャナでの撮影を繰り返しながら実施した模型杭の貫入量と貫入抵抗の関係を示したものである。曲線の中で、2.0mm刻みで変位一定下での荷重が減少しているのは、CT撮像のために载荷を中断したことによる応力緩和であり、貫入量が大きくなるにつれ応力緩和も大きくなっていく様子が分かる。

図-4.5に貫入実験過程でのCT画像のPIV解析結果を示す。ここでは、各撮影間隔での杭周辺粒子の移動量を示している。ここでは、現象がほぼ軸対称であるため、半断面のみを示している。図中のベクトルは、明るいものほど

移動量大きいことを示しており、暗いものほど移動量が小さいことを示している。ここで、(a)は標準杭の結果であり、(b)は拡底杭の結果である。

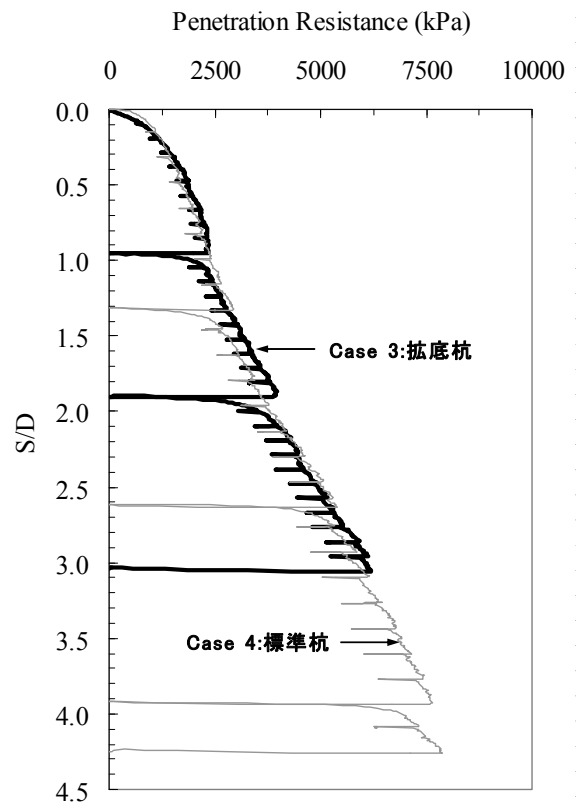
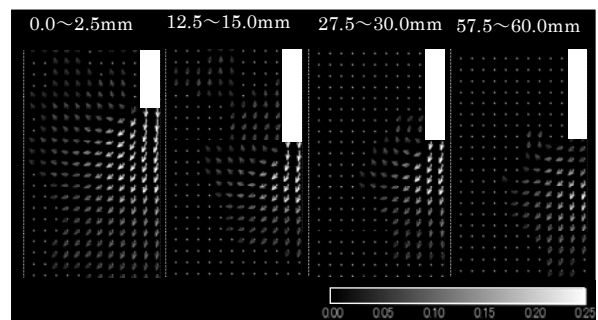
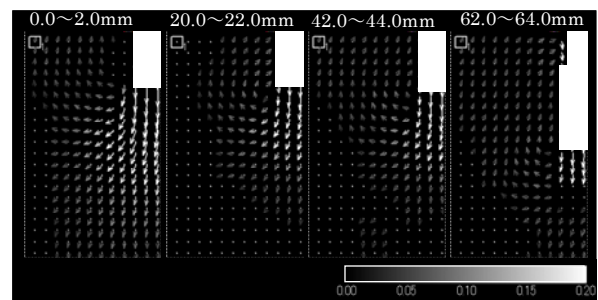


図-4.4 貫入抵抗-貫入量関係(初期根入れ45mm)



(a) 標準杭



(b) 拡底杭

図-4.5 杭周辺地盤の動き(PIV解析)

この結果では、0～2mmのときが最も地盤の移動量が大きくなっており、その後は地盤の動きは貫入量にあまりよらない結果となっている。標準杭と拡底杭とで、杭直下に生じる、杭とともに大きく下方方向に移動する領域の大きさにはあまり違いはない。しかし、杭の側方で上方方向に移動する量が大きく異なっており、拡底杭の場合にそれが大きく、標準杭ではそれが小さい。また、拡底杭では、拡底部の直上に土が下方方向に移動する様子が見られた。このように地盤の挙動には多少の違いが生じるものの、全体としては挙動に大きな差がないことがわかった。

4.2 根固め部耐力評価実験

(1)目的

本工法では、打撃杭相当の先端抵抗力の発現を目指している。

現行の基準では打撃杭の先端抵抗力は N 値と関連付けられている。完全閉塞杭の場合、先端抵抗力は次式で現される。

$$P_u = 300NA_p \quad (\text{kN}) \quad (4.1)$$

ここに、 N は N 値で $N \leq 50$ 、 A_p は鋼管先端閉塞断面積(m^2)である。

ここでは、上式を適用する場合に想定されている最大抵抗力(N 値が50の時に式(4.1)から計算される15,000 A_p (kN))を発揮するときでも杭の先端根固め部分が破壊しないような杭の先端構造を構築するにはどのようにすべきか模型実験により検討した。

なお、本工法の根固め部では、杭内部にずれ止めを配置し、杭の外側にはリブプレートを設置する仕様とすることを考えている。本実験では、これらの抵抗力を定量的に評価することを目的とする。

(2) 根固め部の抵抗力に関するこれまでの知見とここでの課題

土木研究所(1992)では、杭頭内側にずれ止めとしてフラットバーを配置したコンクリートの押抜き実験を行なっている。この実験の結果から、ずれ止めの厚さが増加するとそれに比例して押抜き耐力が増加することを示している。

また、杭先端にずれ止めとしてリング筋を配置した根固め部の押抜き実験(ガンテツパイル技術審査証明, 1995)では、ずれ止めを配置した鋼管の杭内部抵抗力による押抜き耐力を評価している。

これらの実験では、ずれ止めの効果を評価するために、ずれ止めの投影面積とコンクリートやモルタル強度で正規化した支圧倍率を検討している。支圧倍率は式(4.2)で示す支圧応力 σ をモルタルあるいはコンクリートの圧縮強度で除したものである。

$$\sigma = P_d / A_s \quad (4.2)$$

ここで

σ : 支圧応力 (N/mm^2)

P_d : 押抜き荷重 (N)

A_s : ずれ止め投影面積 (mm^2)

土木研究所の実験結果では、ずれ止めの支圧倍率は4.4～6.3程度であり、ガンテツパイルの技術審査証明の実験では支圧倍率は4.2～4.9程度となっている。

このように、内部をモルタル等で補強した場合には鋼管内側に鋼管とモルタルの相対的なずれを抑止するずれ止めを用いることで大きな抵抗力を発揮することが知られている。そこで、本工法の杭先端内面についてもずれ止めを取付ける仕様とする。

一方、鋼管外側のリブプレートについては、その効果および影響は既往の知見が少なく不明な点が多い。特に、鋼管外周面から放射状に伸びるリブプレートが根固め部に挿入されている構造はこれまではないものである。

表-4.1 各供試体の仕様

Case	鋼管径 D (mm)	板厚 t (mm)	根固め部圧縮強度 σ_c (N/mm^2)	ずれ止め			リブプレート				備考
				鉄筋径 (mm)	段数 (段)	付着長 (mm)	板厚 (mm)	幅 B (mm)	高さ D_R (mm)	枚数 (枚)	
1	318.5	7.9	15.0	5	3	500	-	-	-	0	リブプレートの枚数の違い(無)
2							6	75	200	4	標準ケース
3							6	75	200	8	リブプレートの枚数の違い(8枚)
4							6	75	200	4	リブにチェッカープレート
5							6	75	200		モルタル強度低い
6							6	75	200		鋼管外周面に突起

そこで根固め部の抵抗力に関係するリブプレートの仕様、根固め部強度を変化させた模型実験を実施した。併せてずれ止めの影響を評価する実験を実施した。

(3)根固め部の模型実験

a) 供試体の種類および形状

本工法に用いる内面ずれ止め鉄筋仕様および鋼管先端仕様を図-4.6に示す。また、図-4.7に今回の実験での全体のセットアップの概要を示す。

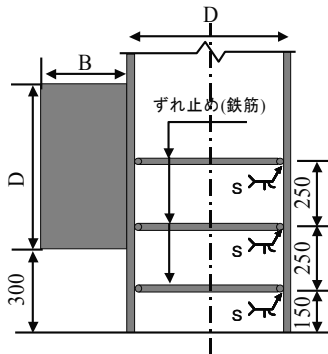


図-4.6 鋼管先端仕様

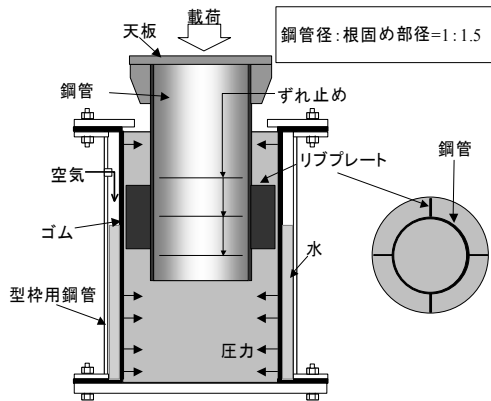


図-4.7 実験概要図

供試体は、ずれ止め、リブプレートを備えた鋼管 318.5mmを、根固め部を想定した型枠用鋼管内の所定の位置に仮止めし、鋼管内外にモルタルを充填して作製した。根固め部の外径は鋼管径の1.5倍(鋼管断面積の2倍)の 477.8mmとした。

ここでは、リブプレートの枚数、リブプレート表面形状、根固め部強度を変化させて根固め部の供試体を作製した。なお、ここでの実験ではずれ止めの仕様は図-4.6に示した1種類としており、どのケースでも変えていない。各実験ケースの仕様を表-4.1に示す。また、各実験ケースでの供試体概要を図-4.8に示す。なお、特殊鋼板としてCase4で用いたチェッカープレート(縞鋼板)と、Case6で用

いた外側突起付鋼管(平均突起高さ3.8mm)の外観を図-4.9に示す。

b) 荷条件

荷荷は、鋼管頭部に200kNまで荷荷した後一端除荷し、その後単調荷荷で杭と根固め部の相対変位が40mmを超えた時点で荷荷を停止した。

荷荷時には、深度30m程度を想定した有効応力に相当する側圧300kPaを、根固め部外面から付与できる実験装置を用いた。

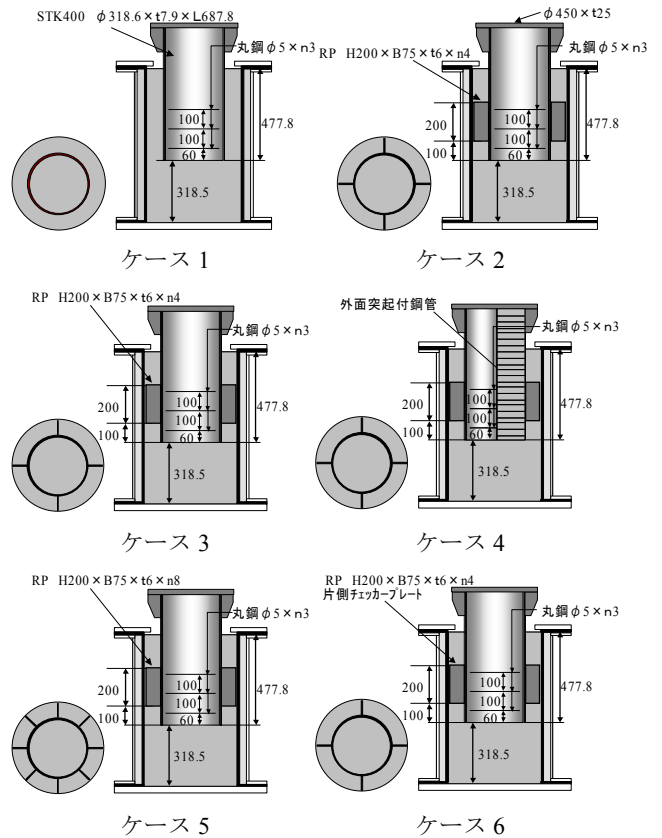
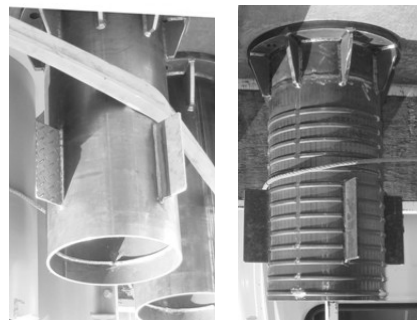


図-4.8 各実験ケースでの実験概要図



a) Case4 b) Case6

図-4.9 供試体(Case4,6)

c) 計測項目

測定項目は、載荷荷重(試験機荷重計)1点、載荷板の4方向の鉛直変位、鋼管の周方向90°ピッチで鉄筋間4断面計16点でひずみゲージにより鋼管の圧縮ひずみを測定した。これらのひずみゲージの計測結果から、各ずれ止めによる荷重伝達を推定した。図-4.10に計測概要図を示す。

(3)実験結果

a) 根固め部耐力

各供試体の杭頭荷重-変位関係を図-4.11に示す。

いずれの実験においても載荷初期の立ち上がりは急である。また、いずれのケースとも500kN付近で一度荷重が少し落ち、その後は荷重の増加程度がそれまでに比べると少し緩くなるものの直線的に荷重が増加する傾向にある。そして、1,200~2,000kNを境に荷重曲線が曲がり、その後は荷重の増加があまり見られなくなる。500kN付近で生じる変化は、モルタルと杭との剥離によるものであると思われ、この時点よりずれ止め等が働き始める荷重である。この変化は、実験結果からもわかるように、支持力に影響するような挙動ではない。その後の曲線が大きく曲がるまでの範囲が実務的に利用すべき区間である。曲線が曲がり始めるとその後の荷重の増加はいずれも小さく、ほぼ最大荷重となることがわかる。

この曲線が大きく折れ曲がる場所が重要であるので、図-4.11の値を図-4.12のように両対数でプロットして、変位が急増する点(降伏点)の載荷荷重を降伏耐力 P_y として求めた。また、原点と降伏点を結ぶ直線の傾きを剛性とした。図中には、降伏点を●印で示した。

各実験条件での最大耐力 P_{max} 、降伏耐力 P_y 、初期剛性をまとめたものを表-4.2に示す。図-4.11と表-4.2によると、モルタル強度の低いCase5が際立って最大耐力、初期剛性

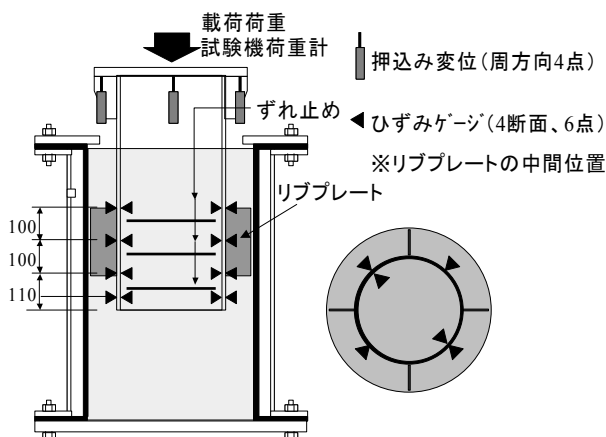


図-4.10 計測概要

が小さいものの、他のケースでは、最大耐力にはあまり

大きな違いが見られなかった。また、Case4とCase6は他のCase1, 2, 3と比べて際立って初期剛性が大きいという傾向が見られた。

この実験では、リブプレートの枚数、リブプレートの材質、鋼管の突起等を変化させて実験を行ったが、条件を変えた場合の個々の荷重成分を直接計ることが難しかったため、便宜的にひとつだけ条件の異なるケースごとの最大耐力の差分を取り、変えた条件の部分の抵抗力であると仮定して表-4.3に整理した。つまり、Case2, 3ではCase1との差分をリブプレートの枚数による違いと考えた。また、Case4, 5, 6ではCase2との差分を取っており、それぞれCase4ではチェッカープレートの影響、Case5は根固め部モルタルの圧縮強度の影響、Case6は突起付き鋼管の影響と考えて整理している。

リブプレートは、枚数が増えるほど耐力が上昇することが確認できた。枚数によって、効果の度合いが異なり、4枚では83kN、8枚では271kN最大耐力が増加した。このことから、根固め部耐力に及ぼすリブプレートの影響は、4~11%程度であることになる。

リブプレートにチェッカープレートを用いたCase4、鋼管部に外面突起付鋼板を用いたCase6はCase2と比較して同一荷重に対して変形量が少なかった。これは、チェッカープレートの縞模様や外面突起により付着力が増加し、これが初期剛性を1.4~3倍に高める効果に貢献することが確認できた。しかし、最大耐力の差は少なく、降伏後の耐力への寄与は小さいことが確認された。

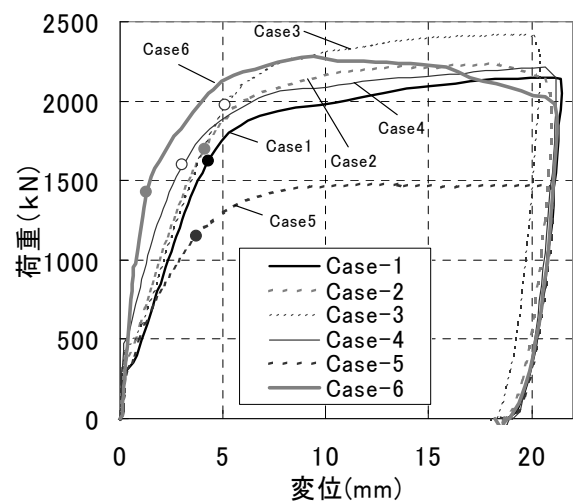


図-4.11 荷重-変位関係

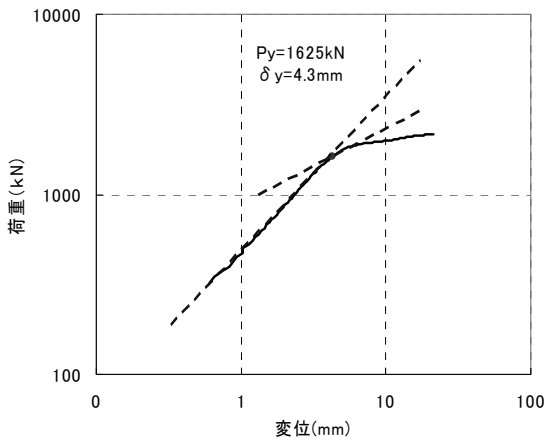


図-4.12 降伏点判定例(Case1)

表-4.2 押し込み実験結果まとめ

Case	P_{max} (kN)	P_y (kN)	初期剛性 (kN/mm)
1	2,146	1,625	278
2	2,229	1,700	415
3	2,417	1,975	387
4	3,167	1,600	533
5	1,470	1,150	311
6	2,285	1,425	1,096

表-4.3 各実験条件の違いによる最大耐力の違い

(a) リブプレートの影響

Case	Case1との差(kN)	リブプレート枚数
1	-	0
2	+83	4
3	+271	8

(b) それ以外の影響

Case	Case2との差(kN)	相違点
2	-	-
4	+62	リブプレート チェッカープレート
5	-759	σ_c 15→10kN/m ²
6	+56	外周面突起付き鋼管

表-4.3のCase2, 5の比較より, モルタル強度による影響は, モルタル強度比が60%であるのに対し, P_{max} が66%, P_y で58%と概ね比例関係にあることが確認された. このことは, 根固め部強度が, モルタル強度に比例した耐力を発揮することを意味している.

b) ずれ止めの効果

各供試体の軸力分布(断面力)と載荷荷重の関係を図-4.13に示す. 軸力は, 鋼管に貼付したひずみゲージの値

から算出してある. 各ずれ止めが負担している荷重を, 直接的に計測することは困難であるため, 計測したいずれ止めの上下のひずみゲージの読みから算出した軸力の差分をそれぞれのずれ止めで負担する軸方向力とした. なお, Case1~4については実験中にゲージが断線したためデータが途中までしか計測できていない.

以降, ずれ止めは上から1段目, 2段目, 3段目と称する.

図-4.13が示すように, 各ずれ止めのうち, 各供試体とも1段目ずれ止めが最も高い抵抗を示している.

各ずれ止めで発揮される耐力は, 300~560kN程度であり, Case5ではその半分程度の270kNであった. このことから, モルタル強度がずれ止め耐力にも大きく関係していることが判る.

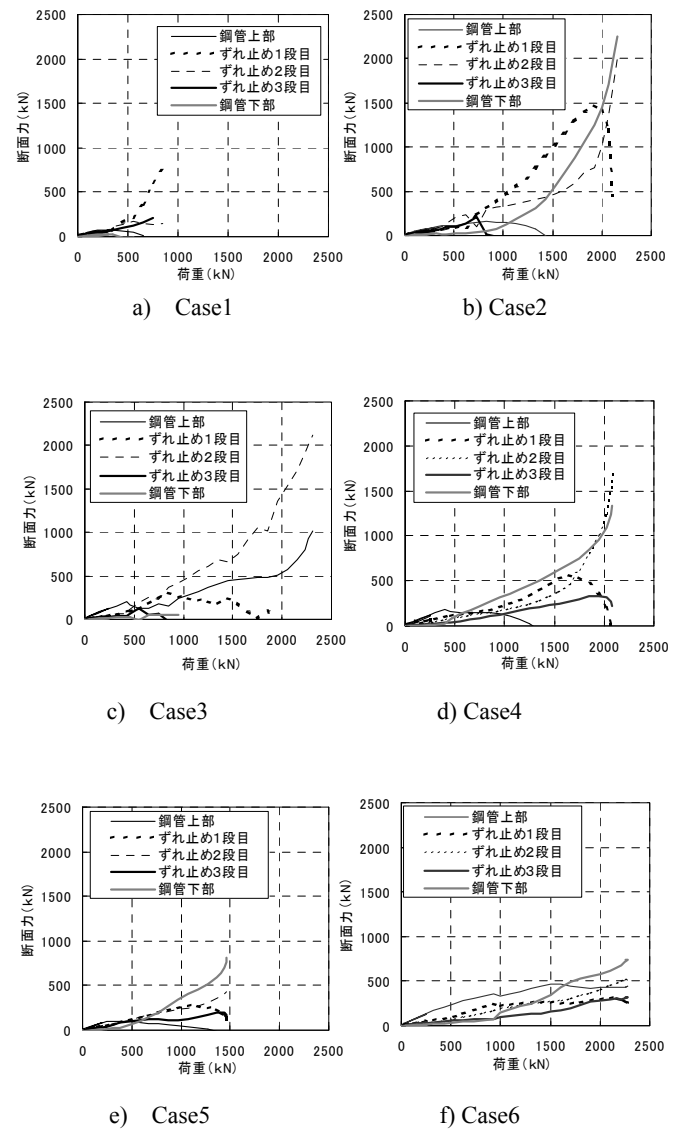
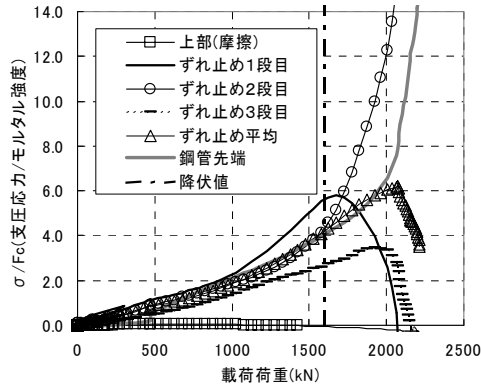


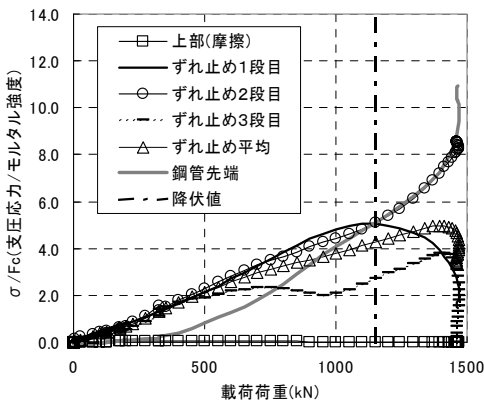
図-4.13 各断面の軸力分布—載荷荷重関係

鋼管先端部は、各ずれ止めとほぼ同程度の荷重を受け持っているが、ずれ止めと比較して耐力が発揮されるのが遅い傾向を示した。

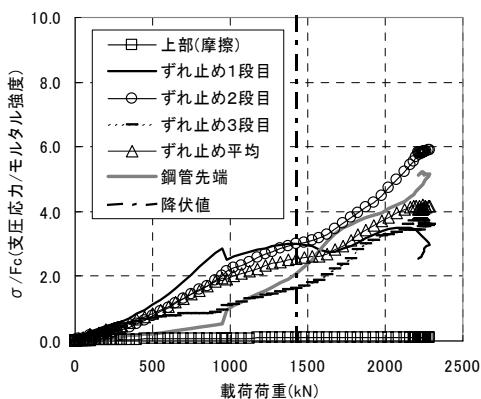
突起付鋼管を用いたCase6では、各ずれ止めと鋼管先端で分担する耐力は低く、突起部の付着により、荷重を伝達していることが伺えた。



(a) Case4



(b) Case5



(c) Case6

図-4.14 支圧倍率－関係載荷荷重

c) ずれ止めの支圧倍率

大変形までひずみデータが取得できたCase4～6について、ずれ止めが分担している軸力から求めた支圧倍率と載荷荷重の関係を図-4.14に示す。

なお、支圧倍率を求める際のモルタルの圧縮強度は、模型製作時に別途用意したテストピースを用いて同じ養生日数のときに、JISA1108に示されるコンクリートの圧縮強度試験方法に準じて実験を実施して求めたものである。

降伏耐力後の先端部の支圧倍率は、Case4, 5では4.0程度から漸増していくことから、4.0以上であると考えられる。

上・中段ずれ止めは降伏時で支圧倍率は4.0以上発揮されているが下段のずれ止めは4.0以下であり、発揮される抵抗力に差が見られた。最大耐力に対して平均値で評価すると4.0～6.0程度以上であり、既往の実験に基づき採用した値と同等の値であった。

Case6では発揮される支圧応力が他のケースと比較して低くなっている。これは、外面鋼管突起により各断面で分担する荷重が分散することで、ずれ止めでの局所的な分担荷重が減少しているためと考えられる。

d) リブプレートの支圧倍率

リブプレートで受け持つ軸力からリブプレートの支圧倍率を式(4.2)の考え方に沿って求めた結果を表-4.4に示す。この表が示すようにリブプレートの支圧倍率は、枚数が多い方が大きい傾向にあった。これを支圧強度で示すと $2.4\sigma_c \sim 3.9\sigma_c$ であった。

表-4.4 リブプレートの効果

Case	Case 2	Case 3
リブプレート枚数 N	4枚	8枚
支圧倍率 ($P_{rp}/(N \cdot \sigma_c \cdot A_{rp})$)	2.4	3.9

e) 実験結果のまとめ

本結果より、根固め部の抵抗力として見込めるずれ止め、リブプレート、杭先端部(純断面積部)の効果について以下のことが言える。

- ① ずれ止め効果は、既往の知見と同様の4.0以上の支圧倍率が期待できる。また、鋼管先端部でも同等の効果が期待できるという結果が得られた。
- ② リブプレートの効果は、リブプレートの枚数によって異なり、枚数が多いほど高い効果がみられるが、その影響を定量的に評価できるまでには至っていない。今回、実験を行った4枚を下限と考えると、2.0以上の支圧倍率が期待できる。

③リブプレートにチェッカープレートを採用したものや、鋼管に突起付鋼板を用いたものについては、剛性の上昇は期待できるが耐力の向上効果は限定的である。

以上のことを踏まえて、表-4.5にずれ止め等に期待できる設計用の支圧倍率の提案値を示す。

表-4.5 設計用支圧倍率

	設計支圧倍率
ずれ止め	4.0
鋼管先端部	4.0
リブプレート	2.0

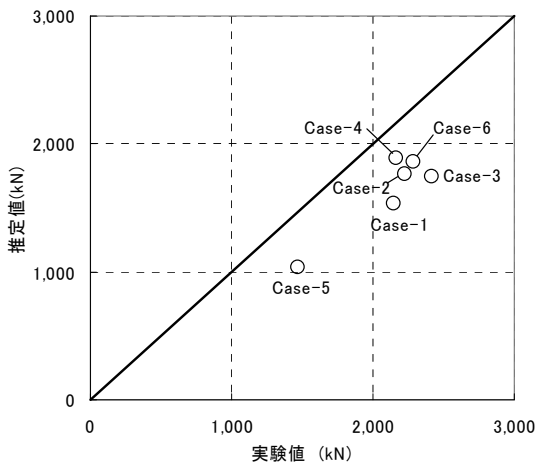


図-4.15 設計値—実験値比較

根固め部の押込み耐力 R は式(4.3)によって求めることができる。このとき、杭先端各部の耐力の設計式を以下のように提案する。

$$R = R_i + R_o + R_t \quad (4.3)$$

R_i : ずれ止め耐力;

$$R_i = (D_p - 2t - d_i) \times \pi \times \sigma_c \times a \times n$$

ここで、 D_p : 鋼管径、 t : 板厚、 d_i : ずれ止め幅、 σ_c : 根固め部圧縮強度、 a : ずれ止めの支圧倍率(=4.0)、 n : ずれ止めの段数である。

R_o : リブプレート耐力;

$$R_o = t_r \times B \times \sigma_c \times b \times N$$

ここで、 t_r : リブプレート板厚、 B : リブプレート幅、 b : リブプレートの支圧倍率(=2.0)、 N : リブプレートの枚数である。

R_t : 鋼管先端部効果;

$$R_t = (D_p - t) \times \pi \times t \times \sigma_c \times c$$

ここで、 c : 鋼管先端の支圧倍率(=4.0)である。

図-4.15に表-4.5の設計用の支圧倍率を用いて算出した根固め部の押込み耐力と実験値の比較を示す。

全てのケースでやや安全側に最大耐力を推定できていることがわかる。

本実験から求まる設計定数を用いて、実大杭で目標としている先端根固め部の耐力(15000・ A_p (kN))を確保するような根固め部を築造するのに必要なずれ止めとリブプレートの仕様は表-4.6のようになる。模型実験の結果では鋼管径サイズの影響や、ずれ止めの段数による影響などを十分には考慮できていないが、根固め部強度を15N/mm²以上確保したうえで、表-4.6のような仕様を用意することで目標とする先端抵抗力に対して十分な耐力を持つ根固め部を築造することが可能であると考えられる。

ずれ止め、鋼管の肉厚、リブプレートの組み合わせは任意ではあるが、現実性のある組み合わせを表-4.6には示している。これを踏まえてこの計算結果を評価すると、ずれ止め、鋼管先端部、リブプレートの荷重分担はそれぞれ70~80%、12~15%、4~11%程度であり、ずれ止めの耐力分担が高く、外側にリブプレートを配置する効果は比較的低いことがわかる。

表-4.6 設計値と目標根固め耐力との比較

鋼管		ずれ止め		リブプレート			根固め部強度 (N/mm ²)	支圧倍率		根固め部耐力 (カッコ内は P_a に対する比率)				目標根固め耐力 $P_b = 15000 A_p$	余裕度 P_a/P_b
径 (mm)	板厚 (mm)	径 (mm)	段数 (段)	板厚 (mm)	幅 (mm)	枚数 (枚)		内側・先端	外側	内側 (kN)	先端 (kN)	外側 (kN)	合計 P_a (kN)		
600	6	13	3	19	250	4	15	4	2	4,227 (77%)	672 (12%)	570 (10%)	5,469	4241	1.3
800	8	13	4	19	300	4		4	2	7,557 (80%)	1,194 (13%)	684 (7%)	9,435	7540	1.3
1,000	10	13	4	22	300	6		4	2	9,478 (76%)	1,866 (15%)	1,188 (9%)	12,532	11,781	1.1

5. 施工法の検討

本工法は、杭先端鋼管内部をセメントミルクで強制的に閉塞させ、かつ大きな断面を持つ根固め部を築造することで、先端抵抗力として $300 \cdot N \cdot A_p$ (kN), $N : N$ 値で $N \leq 50$, A_p : 鋼管先端閉塞面積(m^2)が期待できる杭を構築することを目標としている。

このためには、再現性のある、確実な根固め部の造成を行うことが必要である。

そこで、本章では、本工法の施工で重要なポイントである以下の項目について検討した。

- ①ウォータージェット掘削の基本的挙動の評価
- ②根固め部築造手順やウォータージェット仕様などの確立
- ③施工方法の改良

5.1 ウォータージェット掘削の基本的挙動

(1) 目的

本工法では、 $300 \cdot N \cdot A_p$ (kN)の先端抵抗力を確保するために、鋼管先端閉塞断面の2倍の底面積を有する根固め部を築造し、さらに鋼管先端を確実に閉塞させることを目標としている。それらを達成するためには、ウォータージェットにより鋼管底面全体の土を掘削し、その部分に十分にセメントミルクを充填することが必要である。

これまでのJV工法では、ウォータージェットは施工の補助的な役割でしかなかったため、その到達範囲や影響範囲に関わる知見はほとんどない。そこで、まず、模型実験によって、ウォータージェットの到達範囲や、掘削性の評価を行った。

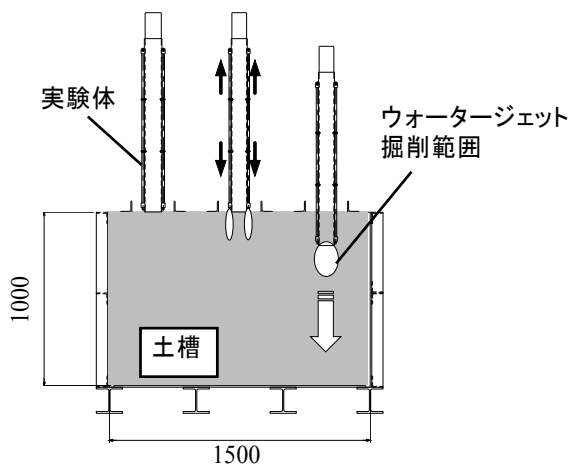


図-5.1 実験概要

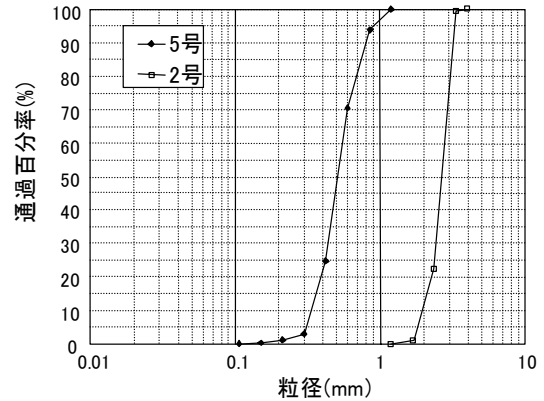


図-5.2 粒径加積曲線

表-5.1 実験ケース

ケース	地盤(硅砂)	鋼管径(mm)	ノズル径(mm)	ウォータージェット圧力(MPa)
SA-11	5号	102	0.5	3.0
SA-21				1.0
SA-22				2.0
SA-23				2.5
SA-24				3.0
SA-31	5号	102	2.0	0.5
SA-32				1.0
SA-33				1.5
SA-34				2.0
SA-41	5号	102	1.3	1.0
SA-42				2.0
SA-43				3.0
SB-21	5号	216	1.0	1.5
SB-22				2.0
SB-23				3.0
SB-31	5号	216	2.0	0.5
SB-32				1.0
SB-33				1.5
GA-31	2号	102	2.0	1.0
GA-32				1.5
GA-33				2.0

(2) ウォータージェット掘削実験

実験は、矩形土槽内(奥行き700mm, 幅1,500mm, 高さ1000mm)に模擬砂地盤を作製し、縮小模型鋼管先端のウォータージェットを噴射しながら、パイプロにて地中に打設した。図-5.1に実験概要を示す。なお、掘削の様子を土槽壁面から目視で観察するため、半割のパイプをアクリル製の土槽壁面に押し付けながら実験を実施した。

ウォータージェットによる地盤の掘削性には、ウォータージェット圧力、噴射流量(ノズル径)、地盤の粒径や強度などが影響することから、縮小模型鋼管、ウォータージェット仕様等の違いによる掘削状況の観察を行った。

ここでは、パラメータとして地盤材料の粒径、鋼管径、ノズル径、ウォータージェット圧力を設定した。地盤材

料には鹿島砂5号、2号の2種類を用いた。それぞれの砂の粒径加積曲線を図-5.2に示す。鋼管径は102mmと216mmの2種類とし、ノズル径は0.5, 1.0, 1.3, 2.0mmの4種類とした。ウォータージェット圧力は0.5~3.0MPaまで変化させた。実験ケースを、表-5.1に示す。

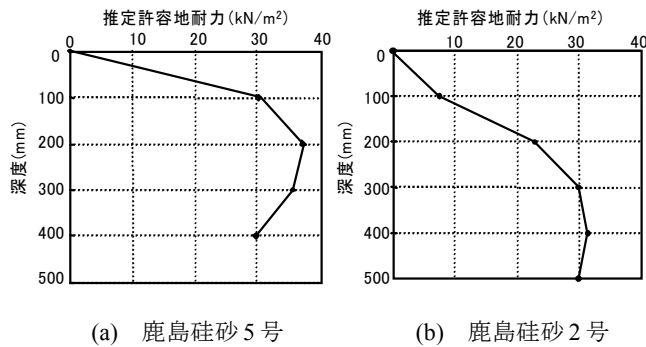


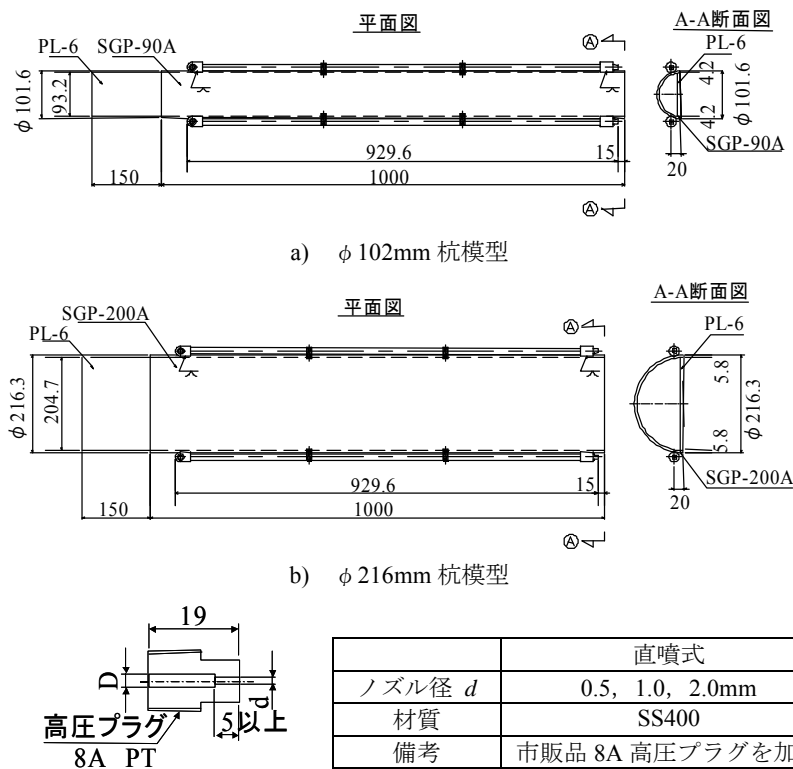
図-5.3 コーン貫入抵抗の深度分布

地盤は水締めによって締め固めて作製した。図-5.3に作製した模型地盤の地盤強度を示す。鹿島砂5号、2号で作製した模型地盤について、コーン・ペネトロメーター

で許容推定地耐力を測定して算出した。図に示したように、砂5号と2号とで多少深度方向の傾向に違いがあるが、深さ30cm以深では深度によらずほぼ一定の貫入抵抗を示す地盤を作製した。

図-5.4に用いた杭模型とノズルの仕様を示す。杭模型は鋼管を半割にしたものを用いている。杭模型の長さは1000mmで、杭の両側にウォータージェット用の配管を溶接してあり、配管先端に2箇所ウォータージェット噴射用のノズルを取付けてある。

土槽は奥行き700mm、幅1,500mm、高さ1000mmのものを用いた。また、地盤の掘削状況を観察するため、土槽の前背面をアクリルで製作し、表面にはメッシュを切っている。用いたパイプロの質量は28.5kgであり、起振力は最大で0.67kNのものである。用いたポンプは最大圧力が3.4MPaであり、2つの吐出口からそれぞれ最大流量17.6ℓ/minの送水能力を有するものである。



	直噴式
ノズル径 d	0.5, 1.0, 2.0mm
材質	SS400
備考	市販品 8A 高圧プラグを加修

図-5.4 供試体概要

実験では、所定の水圧でウォータージェット開始後、パイプロを起振させ所定深度まで杭を貫入させた。その後、所定深度(525mm)到達後、所定時間(3分間)ウォータージェット圧力を維持させた状態で振動を継続させ、掘削形状の確認を行った。

実験中は、ウォータージェット圧力、ウォータージェットの水量をそれぞれ圧力計と流量計により測定した。掘削状況はビデオカメラで撮影した。また、掘削の最終段階で所定深度において水圧を維持し、最終掘削形状をデジタルカメラで撮影した。なお、土槽表面にはあらかじめメッシュを描いておいたので、デジタルカメラの撮影結果からこのメッシュを基準にして掘削状況を観察した。

(3) 実験結果

根固め部の形状に関する掘削長さ、掘削面積は、掘削実験状況を撮影した画像を図面に落とし、杭体より下部の砂が水噴射によって掘削された領域の長さおよび面積を算出した。例として、SA-11～SA-33の掘削状況を図-5.5に示す。なお、図中の ϕ は杭のおおよその外径であり、 $\phi 100$ とあるのはこれらの実験に用いている杭の杭径が約100mm(実際には102mm)であることを意味しており、 d はノズル径を、 P はウォータージェット圧力である。

SA-11のケースはノズル径が0.5mmのものである、水圧は3MPaと高く設定しているが、側面からは掘削されている部分が観察されなかった。SA-21, 22, 23, 24はいずれもノズル径が1.0mmの実験結果である。噴射圧力は、SA-21, 22, 23, 24でそれぞれ1.0, 2.0, 2.5, 3.0MPaである。SA-21～23のケースでは最大掘削深さはほぼ同じであるが、噴射圧力が低いときに、杭の中心線上に掘削できない領域が残るなどやや不完全な掘削状況となっている。SA-24のケースでは、他のノズル径1.0mmのケースに比べると掘削深さが大きく、それまでのケースに比べて安定的な掘削形状が得られる傾向が見られた。SA-31, 32, 33はいずれもノズル径が2.0mmのものである。SA-31, 32, 33のそれぞれのウォータージェット圧力は、0.5, 1.0, 1.5MPaである。いずれのケースも安定的に地盤を掘削できており、特に、SA-21～23で見られたような、杭中心線上で掘削が十分にできないというような挙動は見られない。また、噴射圧力が大きくなるにつれて掘削深さ、掘削幅とも広がる傾向を示している。

このように、ノズル径とウォータージェット圧力を適切に選択することで、杭下端の地盤を十分に掘削できることがわかった。

次に、この結果を定量的に検討する。

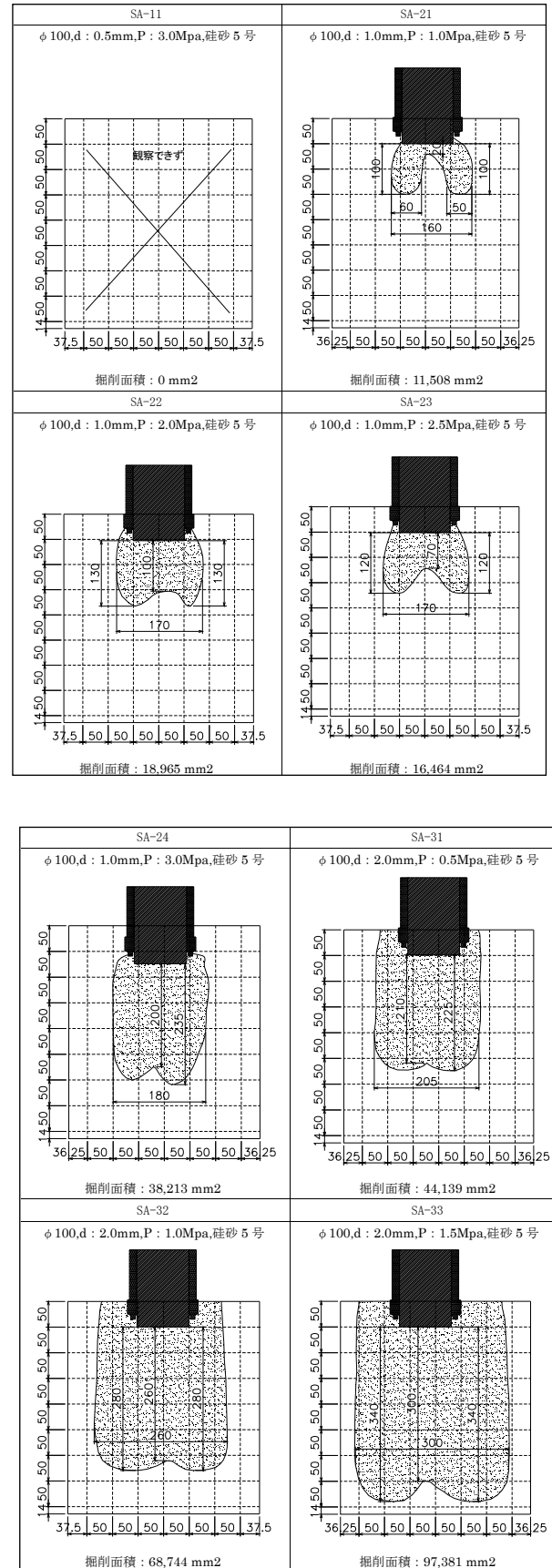


図-5.5 掘削状況図

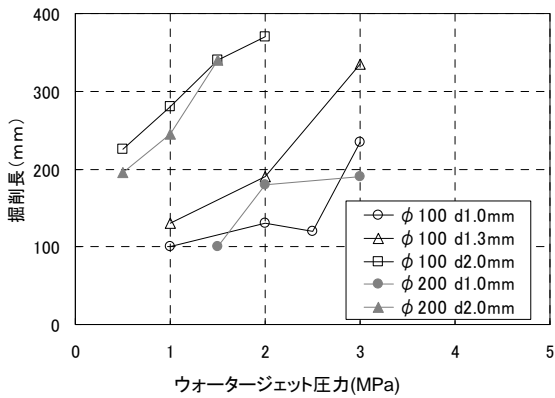


図-5.6 掘削長－ウォータージェット圧力関係

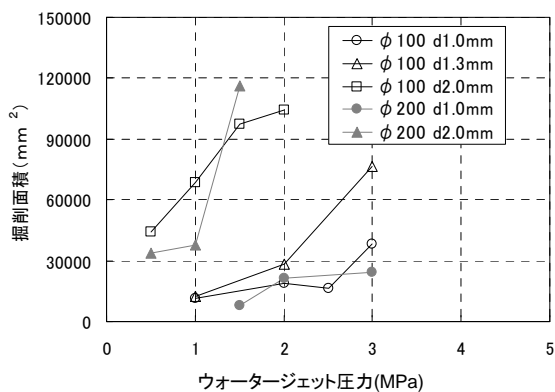


図-5.7 掘削面積－ウォータージェット圧力関係

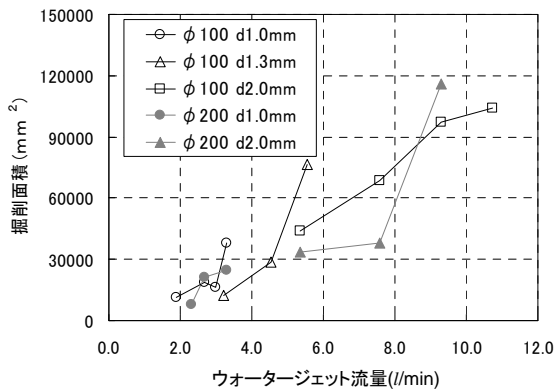


図-5.8 掘削面積－ウォータージェット流量関係

図-5.6に硅砂5号における掘削長－ウォータージェット圧力関係を示す。ここで言う掘削長は、図-5.10に示すBに相当する掘削深さのことである。図-5.6によると、杭径によらず、ノズルの径によってウォータージェット圧力と掘削長の関係が決まるような結果となっている。

図-5.7には硅砂5号における掘削面積－噴射圧力関係を示す。この関係についてもノズル径によって関係が決まっているようである。

なお、図-5.6に示すようにノズル径が異なっても噴射圧の違いによる掘削長の変化の割合は、ノズル径の違いをあまり受けない傾向にある。しかし、図-5.7に示したように、掘削面積の変化で見るとノズル径が小さい場合には顕著に変化率が減少する傾向にあることが伺える。ノズル径が大きな場合に比べて、ノズル径が小さい場合にはウォータージェット圧力の変化に対するウォータージェット流量の変化が少ない。このことが掘削面積の変化の仕方の違いに生じている可能性がある。

そこで、図-5.8に硅砂5号における、掘削面積とウォータージェットの流量の関係を示す。この図によると、掘削面積は、ノズル径や杭径に関わらず、ウォータージェットの流量とほぼ1対1の関係がある。つまり、掘削範囲の確保のためには、流量の確保が最も効果的であることが分かる。

また、図-5.9には硅砂5号(□)と2号(◆)での掘削長－ウォータージェット圧力の比較を示す。同一のノズル径での結果を比較すると硅砂5号に比べ2号では掘削長が約1/10と大きく下回る結果となった。このことは、掘削するのに必要な流量が、地盤の粒径の影響を強く受けることを意味している。したがって、ウォータージェットの流量を決めるには、支持層の粒度についての十分な注意が必要となる。

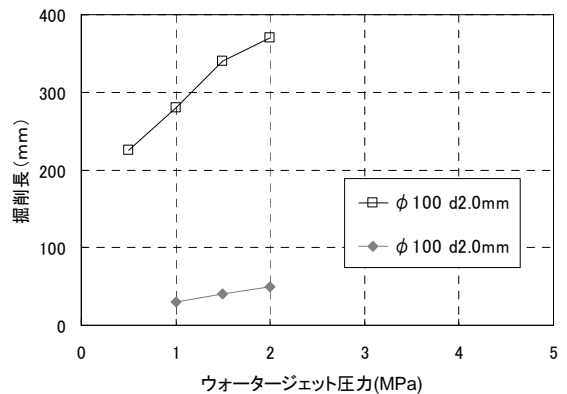


図-5.9 地盤による掘削長－ウォータージェット圧力関係

図-5.10に掘削範囲の長さ方向の最短部を最長部で割ったもの(図-5.10の右のAとBの比)とウォータージェットの流量との関係を示す。この値が小さいほど不均一な形状で掘削されていることとなる。φ 100の鋼管では、ウォータージェット流量の増加に伴い水平方向への掘削範囲も拡大することで、A/Bの値が増加し、掘削範囲の形状が均

一となっていくことがわかる。また、 $A/B=0.8$ では $\phi 102$ では $3.3\sim 4.5\text{ l/min}$ に対し、ノズル間隔が倍になる $\phi 216$ では 7.6 l/min と倍近いウォータージェットの流量を必要としている。均一な掘削範囲を得るためには、杭径の増加に伴い、高いウォータージェットの流量の確保が必要となる。

(4) まとめ

本実験から得られた結論を以下にまとめる。

- ①同一地盤でのウォータージェットによる掘削長・面積はウォータージェットの流量に比例関係にあり、掘削面積を増加させるためには流量の確保が効果的である。
- ②ウォータージェットによる地盤の掘削では、地盤の粒径が大きく影響し、粒径が大きいほど掘削面積が小さくなるため、砂・礫層などの地盤では同一の面積を掘削するためには大きな流量が必要となる。
- ③流量一定条件での掘削では、ノズル間隔の増加に伴い、掘削形状が不均一となる恐れがあるため、杭径を大きくする場合など、ノズル間隔を広げる際には流量を増加させるなどの対策が必要となる。

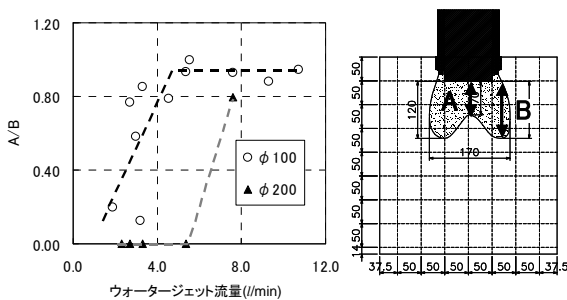


図-5.10 掘削形状－ウォータージェット流量関係

5.2 根固め部築造実験

5.1において、模型実験レベルで、ウォータージェットの噴射によって地盤を掘削できることを確認した。しかし、ウォータージェット噴射に伴う掘削形状を支配する相似則が十分にはわからないことから、実大の杭を用いて、十分な掘削をするための必要なウォータージェット噴射量や噴射時間などを確認することが必要である。また、施工性についても模型実験ではわからないので、実大杭を用いて施工性についても把握することが必要である。さらに、根固め部が良好に築造できていれば十分な支持力が期待できることは確認しているが、良好な根固め部が築造できるかどうかについても実大杭で確認する

ことが必要である。

実験は、まず径 800mm の鋼管を用いてウォータージェット本数や施工手順などをパラメータに表層部で根固め部を築造して掘起こし、形状や強度を調査する根固め部築造実験を実施した。

さらに、本工法の当面の適用最大径である 1000mm の鋼管径を用いた根固め部築造実験を実施した。

(1)鋼管径 800mm の根固め部築造実験

a) 実験施工概要

本実験は、新日本製鐵㈱八幡製鐵所構内で実施した。実験に先立って実施したボーリング調査結果を図-5.11に示す。表層は N 値が $16\sim 36$ と硬く、さらに非常に硬質な鉍滓礫や鉍滓粉を $15\sim 20\%$ 程度含んでいるため掘削は比較的困難な地盤であるといえる。

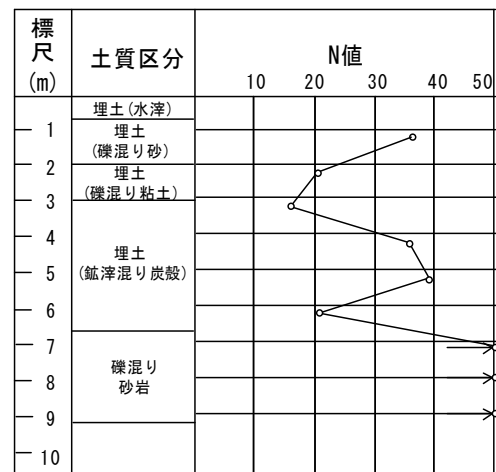


図-5.11 柱状図

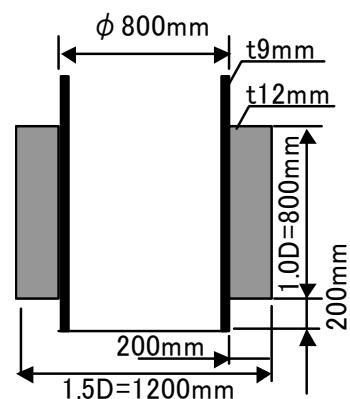


図-5.12 実験杭寸法

実験では、先端部に図-5.12のような加工を施した径(D_p) 800mm 、杭長 5.0m の鋼管杭を使用した。根固め部は、 $GL-2\sim 4\text{m}$ の深度に造成した。

ここでの主要な検討項目は、セメントミルクの注入量と出来型との関係の把握、リブプレートの有無による根固め部の出来型の把握、内側十字プレートの有無による施工性能の変化と根固め部の出来型の把握、ノズルの配置による根固め部の広がりの違いの把握、ノズルの噴射向きの違いによる根固め部の出来型の違いの把握、根固め部築造時に鋼管杭を上げ下げする回数が根固め部の出来に及ぼす影響の把握、掘削深度が出来型に及ぼす影響の把握と多岐に渡っている。以上の目的を達成するために、表-5.2に示す9ケースの実験を行った。

表-5.2 パラメータ設定の考え方

No.	確認内容	確認項目
1	1.0Dp 換算量	適切な CM 注入量
2	1.5Dp 換算量	
3	2.0Dp 換算量	
4	リブプレート無	根固め部形状
5	ジェットノズルの位置を変更	
6	セメントミルク 2 回打ち	根固め部形状 管内閉塞
7	先端掘削の無	
8	内側十字プレートの有無	管内閉塞
9	管内 WJ 噴射有	

注)WJ:ウォータージェット, CM:セメントミルク

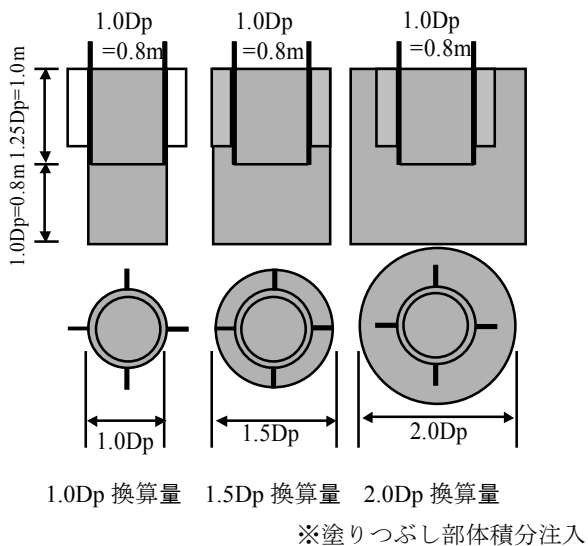


図-5.13 セメントミルク注入量と換算量の関係

ここで、セメントミルク注入量の換算量は以下のように定義している。図-5.13に示すように、杭下方に1D、杭下端より上方に1.25Dの長さの範囲にわたり、杭径のn倍の径を持つ円柱状の改良部分をセメントミルクで作れるだけのセメントを注入することをnDp換算量と呼んでい

る。ここでは、 $n=1.5$ を基準としている。No.1とNo.3のみnの値をそれぞれ1.0と2.0に変えている。これは、このような方法でウォータージェットで掘削できている領域を把握すること狙ったものである。実施工を考えた場合、ウォータージェットで掘削した領域に過不足なくセメントミルクが充填されることが望ましく、そのために、この試験施工でセメントミルクの量を変化させると出来型がどのように変化するかを見るものである。

ここでは、No.2のケースを標準的なケースと考えている。その仕様は、セメントミルク注入量1.5Dp換算量、リブプレート(4枚、寸法は図-5.12に示すとおり)、ノズルは、リブプレートの中に4本配置(図-5.16参照)、ノズルは下向きのみとした。なお、下向きのノズル孔径は6.9mm(Case8の内向きのみ3.7mm)としウォータージェット噴射圧は14.7MPaとした。

根固め部築造方法の概要を図-5.14に示す。根固め部築造のための鋼管杭の上げ下げ回数は1回、先端部は1D分余掘りすることとした。

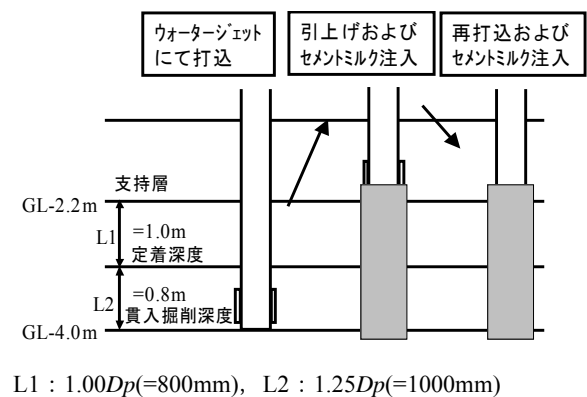


図-5.14 施工方法

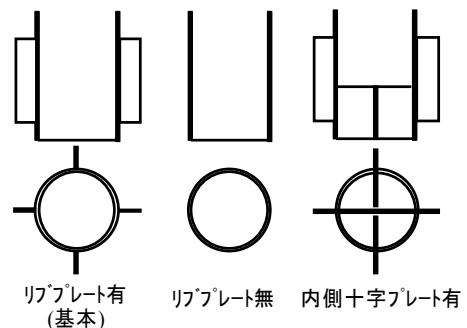


図-5.15 リブプレートおよび内側十字プレートの有無

内外のプレートの違いは、図-5.15に示すとおりである。No.4のケースのみリブがなく、No.8のケースではリ

ブプレートのほかに内側十字プレートをつけてある。
 ノズルの配置と個数は、図-5.16に示すとおりである。
 ノズルの本数は4本と固定しているが、リブプレートとの
 相対位置の関係や噴射の向きを管内に変更している。
 No.5では、ノズルをリブプレートの脇に設置した。No.9
 では、ノズルの二つを内向き(杭内部の洗浄用)に配置し、
 杭の下方のノズルは二つになっている。

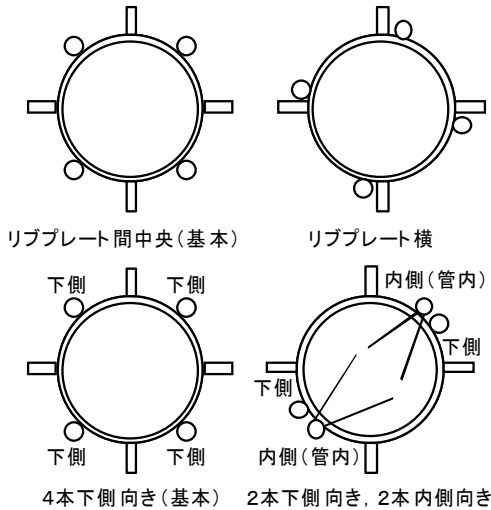
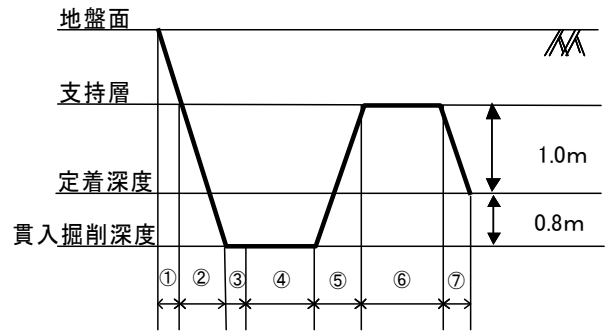
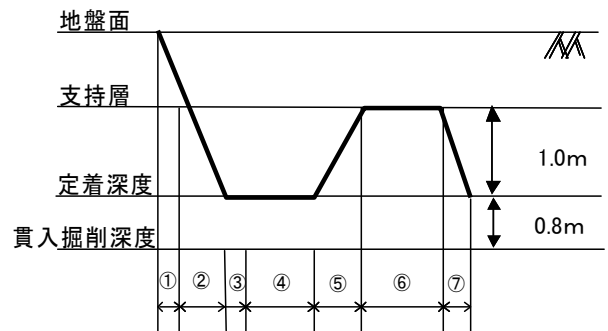


図-5.16 ノズル個数と噴射方向

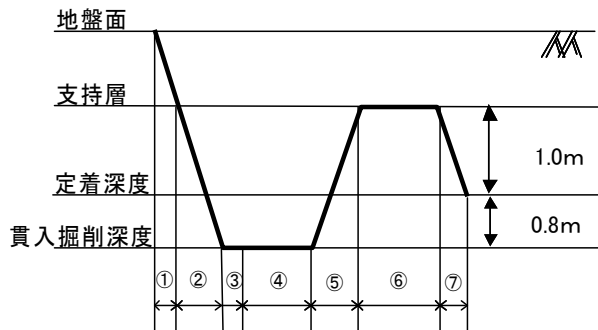


a) 先端掘削あり

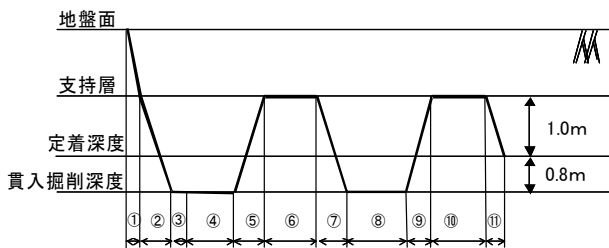


b) 先端掘削なし

図-5.18 最大掘削深度(施工工程)



a) 上下一回



b) 上下二回

図-5.17 施工時の上下回数(施工工程)

施工時の鋼管の上げ下げ、掘削深度のイメージはそれぞれ図-5.17と図-5.18に示すとおりである。施工時の鋼管杭の上げ下げを2回行ったのは、No.6のケースである。また、先端に余掘りをしなかったのは、No.7のケースである。

本実験におけるセメントミルクの注入量の計画値および実測値を表-5.3に示す。本工法の施工システムにより計測したセメントミルク注入量の実測値(B)は計画値(A)に対して $B/A = -10 \sim +20\%$ であり、概ね計画したセメントミルク量が注入できたことがわかる。

また、施工時の杭の上下動は計画通り実施できた。

b) 根固め部掘起し調査

根固め部の築造後、約4週間の養生を経て、根固め部を地上に掘起した。掘起した根固め部は、出来型形状測定、コアサンプリングによる圧縮強度測定を行った。

掘起した根固め部の形状は、図-5.19に示す断面位置で外形を計測した。また、図-5.20に根固め部の外形の計測結果の一例を示す。

図-5.20のようにして計測した結果を元に各ケースの根固め部形状、セメントミルク注入量と根固め部体積を計算した結果を表-5.4に示す。根固め部概算直径 D_c はGL-

2.2m～3.2m間の実測値(B, C断面)の大きい方の値を示す。また、セメントミルク注入量に対する体積比は、No.1で極端に大きく、他のケースでは0.8～1.4と比較的1に近い値であった。

実際、実測データは示さないが、No.8の内側に十字プレートを取り付けたNo.8のケースのみ、後述のように、根固め部のモルタル強度がミキシングプラントのセメントミルクよりも圧縮強度が弱い結果となったが、他のケースでは根固め部のモルタルの圧縮強度が低下する傾向は見られなかった。

表-5.3 セメントミルク注入量

No.	注入量			B/A(%)	
	換算量	計画値 (m ³) A	実測値 (m ³) B		
1	1.0Dp換算量	1.0	1.2	120	90 ~ 120
2	1.5Dp換算量	2.0	2.1	105	
3	2.0Dp換算量	3.8	3.5	93	
4	1.5Dp換算量	2.0	1.8	90	
5		2.0	2.3	115	
6		2.0	2.4	118	
7		2.0	1.9	95	
8		2.0	2.2	110	
9	2.0	2.3	115		

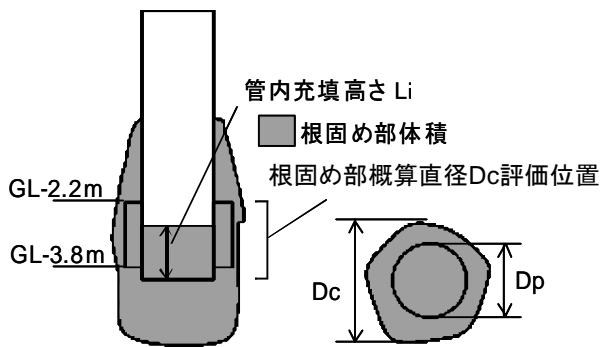


図-5.19 根固め部の計測断面

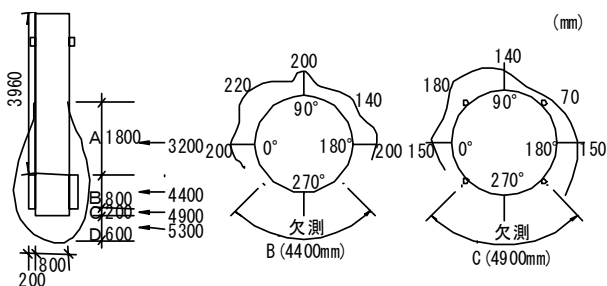


図-5.20 根固め部の外形計測例

表-5.4 根固め部形状計測結果

No	実験ケースの内容	根固め部概算直径 Dc	CM注入量実測値 (m ³) B	根固め部概算体積 (m ³) C	体積比 C/B
1	1.0Dp換算	1.68 Dp	1.2	2.9	2.4
2	1.5Dp換算	1.48 Dp	2.1	2.1	1.0
3	2.0Dp換算	1.58 Dp	3.5	2.8	0.8
4	リブプレート無	1.37 Dp	1.8	1.6	0.9
5	リブプレート横ノズル	1.47 Dp	2.3	2.6	1.1
6	CM 2回打ち	1.52 Dp	2.4	2.6	1.1
7	先端掘削無	1.66 Dp	1.9	2.7	1.4
8	内側十字プレート有	1.67 Dp	2.2	2.8	1.3
9	管内横噴射	1.56 Dp	2.3	2.8	1.2

表-5.5 セメントミルク注入量による根固め部形状比較

No.	実験ケース内容	CM注入量設定値	根固め部直径 Dc	体積比 C/B*
1	CM注入量変化	1.0Dp換算量	1.68 Dp (≧1.0Dp)	2.4
2		1.5Dp換算量	1.48 Dp (≒1.5Dp)	1.0
3		2.0Dp換算量	1.58 Dp (≪2.0Dp)	0.8

*C/Bは表-5.4から再録

c) 施工条件の違いの影響

根固め部掘起し実験の結果、各ケースの施工条件によって造成された根固め部の形状が変化していた。そこで、目標とする根固め部の形状が確実に造成できる標準的施工方法を確立するために、ウォータージェットや杭の仕様等の各パラメータが、根固め部の形状にどのような影響があるかについて考察を行った。

①セメントミルク注入量

セメントミルク注入量による根固め部形状のうち、拡径効果に観点をおいて比較する。この工法では、杭の底面の断面積を実杭の外径による面積の倍にすることを目標としている。すなわち、1.5Dpを拡径の目標としている。

セメントミルク注入量を変化させたNo.1～No.3において、根固め部概算直径ならびに体積比C/B(根固め部概算体積/注入量実測値)を比較した結果を表-5.5に示す。この結果を見るとどのケースでも拡径は鋼管径の1.5倍程度となり、目標を満足している。しかし、No.1(1.0Dp換算量注

入)については体積比C/B=2.4と想定値を大きく上回った。このように、出来型が想定値を大きく上回る場合には、セメントミルクの希釈、現位置土の混入など、根固め部の築造に際し、モルタル部の強度低下の要因となる現象が生じていた可能性がある。

今回の実験結果で拡径の程度がセメントミルク注入量によらなかったのは、ジェットによる余掘りの範囲が今回の3つのケースではほぼ同じであったことを意味すると考えられる。このため、セメントミルクを効率よく混合し、必要量の体積を確保するためには、1.5Dp換算量程度以上のセメントミルクを噴射する必要があると考えられる。

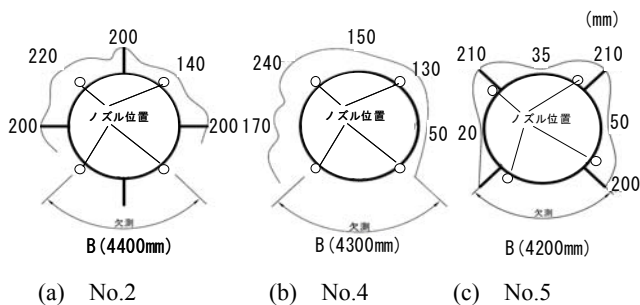
②リブプレート有無の比較

表-5.6にセメントミルクを1.5Dp換算量注入したときの各実験ケースの根固め部概算直径Dcを示す。この結果によると、リブプレート無しのNo.4の場合のみ、拡径幅が1.5Dpを下回っていた。

また、図-5.21にNo.2, 4, 5の根固め部の断面の形状の比較を示す。リブプレートのあるNo.2, 5ではリブプレート伝いに根固めが形成され、リブプレートを結ぶラインで根固め部が確保されている。一方で、リブプレートのないNo.4ではノズル周辺は造成範囲が大きいものの、根固めの造成範囲が相対的に小さい。これは、リブプレートが無いことにより管外が掘削されなかったことが最大の原因と考えられる。

表-5.6 根固め部概算直径比較

No.	実験ケースの内容	根固め部概算直径 Dc
2	1.5Dp 換算	1.48 Dp ≒ 1.5Dp
5	リブプレート無	1.37 Dp < 1.5Dp
6	内側十字プレート有	1.67 Dp
7	リブプレート横ノズル	1.47 Dp
8	管内横噴射	1.56 Dp
10	CM 2 回打ち	1.52 Dp
11	先端掘削無	1.66 Dp



(a) No.2 (b) No.4 (c) No.5
図-5.21 リブプレートの有無による根固め部形状

以上より、リブプレートは掘削量(攪拌・空隙の大きさ)の増大に寄与し根固め部径を大きくする効果があり、支持力増大に有効であると考えられる。

③内側十字プレート有無の比較

表-5.7にNo.8(内側十字プレートのケース)を掘起した後の管内及び管外根固め部の一軸圧縮強度試験結果ならびに、ブリージング試験用にミキシングプラントより直接採取したセメントミルクの一軸圧縮試験結果を示す。既に述べたように、このケースでは、管内および管外根固め部の一軸圧縮強度が、ミキシングプラントから直接採取した試料と比較して大きく下回る結果であった。このように小さな値となった理由の1つとしては、ウォータージェットによるセメントミルクの希釈による影響が考えられる。つまり、No.8のC/B=1.3(根固め部体積/CM注入量)は他のケースのC/Bと比較して相対的に大きいことから希釈が生じたおそれがあると思われる。また、内側十字プレートを用いると攪拌がしにくくなり、効率よく管内土がセメントミルクと攪拌混合・置換されなかったことがもうひとつの理由であると考えられる。

攪拌効率が悪くなることの影響は、管内セメントミルク充填高さLiにも現れているものと考えられる。表-5.8にNo.2, 8の管内セメントミルク充填高さLiと支持層内ウォータージェット噴射時間を示す。内側十字プレートを装着したNo.8は、管内CM充填高さLiが0.9mとほぼ再貫入量1.0m(L2: 支持層～定着深度)と等しくなっているが、No.2と比較しても特に良好な値ではない。

また、施工性については内側十字プレートが貫入抵抗になり、内側十字プレート以外の条件が同一であるNo.2と比較して施工速度が低下した。

以上のことから、内側に十字プレートを配置することは、根固め部の築造及び耐力の増加に対して効果が低いものと判断した。

表-5.7 ミキシングプラントのモルタルと根固め部との圧縮強度試験結果の比較(No.8)

採取位置	No.	材齢 (日)	強度 (N/mm ²)	平均強度 (N/mm ²)
ミキシングプラント	-	47	21.9	25.8
		46	20.9	
		44	34.6	
管内	8	45	12.6	13.1
			13.1	
			13.7	
管外根固め部	8	45	7.8	9.0
			8.0	
			11.2	

表-5.8 管内セメントミルク充填高さ比較

No.	実験ケースの内容	管内 CM 充填高さ Li (m)	支持層内ウォータージェット噴射時間(秒)
2	1.5Dp 換算	0.9	587
8	内側十字プレート有	0.9	754

④ジェットノズル位置の比較

図-5.22にNo.2(ノズルをリブプレート中央に配置, 図-5.16左上)とNo.5(ノズルをリブプレート横に配置, 図-5.16右上)の場合の先端部根固め部断面形状を示す。

表-5.4では両ケースの根固め部概算直径, 体積比はほぼ同等であるが, 図-5.22において両者を比較すると形状が大きく異なっていることがわかる。No.2ではノズル位置とリブプレート位置での根固め部形状に凹凸があるのに対し, No.5ではリブプレート周辺に集中してセメントミルクが付着し, その結果四角形に近い断面形状となっており, 根固め部が半径方向に比較的均等に出来ていた。また, No.5のケースの方が根固め部全長にわたり安定した形状を形成していた。このように, 単純に断面積だけを比較すると両ケースに大差はないが, 根固め部の全体的な形状はNo.5のケースのほうが望ましく, リブプレート付近により多くモルタルが付着しやすいNo.5のほうが根固め部と杭の一体化を図りやすいと考えられる。

以上より, ノズルはリブプレート間中央ではなく, リブプレート付近に配置することで, 根固め部形状の安定形成と, 根固め部と鋼管部との一体化を促進させる効果があると考えられる。

⑤管内への噴射有無の比較

図-5.23a)にNo.2(基本, ジェットノズル下側向き4本), b)にNo.9(ジェットノズル下側向き2本+内側向き2本)の先端部及び管内の観察結果を示す。

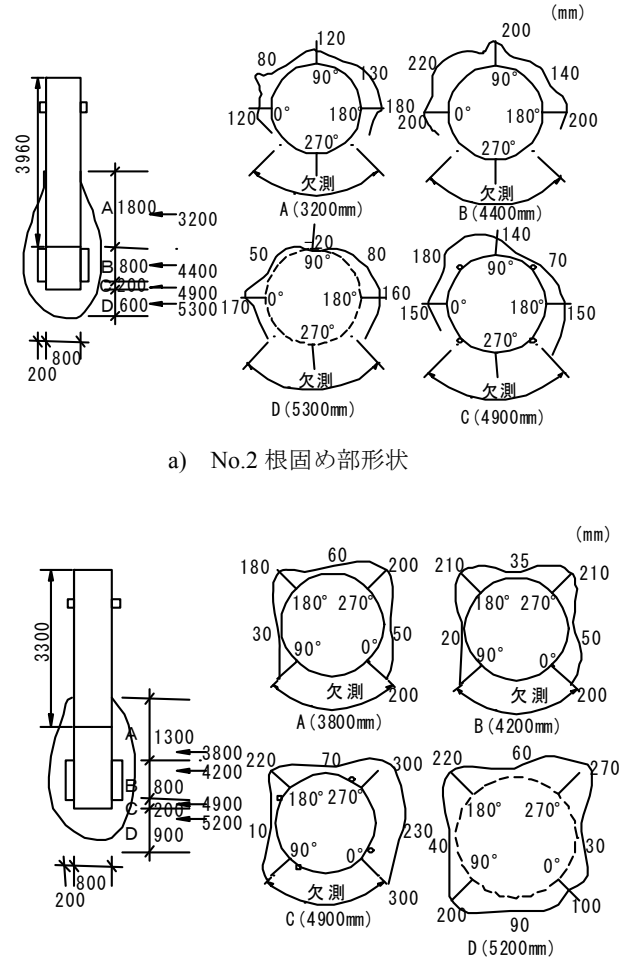
A(杭先端部断面)を比較すると, No.2では現地土が掘削・攪拌不足により点在して混入しているが, No.9では現地土が混入しているもののセメントミルクと攪拌混合されソイルセメント状になっていた。また, 杭先端部より下の根固め部形状をBで比較すると, No.2は鋼管の周に沿った位置(特にノズル位置)で根固め部が突出しているものの内側がえぐれて土が掘削されていなかった状況(歯根状)であるのに対し, No.9ではえぐられることなく根固め部が形成されており, 管内への噴射が管内の掘削及び凹凸(歯根状)のない根固め部築造に効果的であったことがわかる。

以上より, 管内へのウォータージェット及びセメントミルクの横噴射は管内閉塞ならびに根固め部築造に有効

な手段であると考えられる。

⑥セメントミルク噴射時上下回数の比較

図-5.24にNo.6(セメントミルク2回上下噴射)の先端部及び管内の観察結果を示す。



a) No.2 根固め部形状

b) No.5 根固め部形状

図-5.22 ジェットノズル位置による根固め部形状

No.6のA先端部断面は, 図-5.23に示したNo.2と比較すると, セメントミルクが均質にまわっている様子が見られた。また, 杭内面付近における土砂の付着も少ない傾向にあった。ただし, 図-5.23に示したNo.9(管内噴射)の方がよく攪拌されており, 鋼管杭内周面に付着する土砂も少ない傾向にあった。

このように, セメントミルク噴射時の上下回数を多くすることで管内の掘削・攪拌効果は向上するものの, 管内噴射と比較すると, 高い効果は期待できないと考えられる。

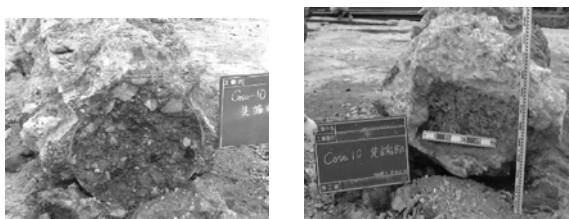


A 先端部断面 B 先端部形状
a) No.2 根固め部形状



A 先端部断面 B 先端部形状
b) No.9 根固め部形状

図-5.23 管内噴射による根固め形状



A 先端部断面 B 先端部形状

図-5.24 セメントミルク噴射時上下回数を2回にした場合の根固め形状(No.6根固め部形状)

⑦まとめ

各パラメータが根固め部の築造性に与える結果を表-5.9にまとめた。

本実験の結果から、基本的な施工仕様を設定し、標準施工方法を決定した。その概略を表-5.10に示した。

(2)鋼管径 1000mm の根固め部築造実験

a)実験概要

本実験は、新日本製鐵(株)技術開発本部(千葉県富津地区)で実施した。異なる鋼管径での根固め部築造性の確認を目的として、鋼管径をパラメータに、鋼管径800, 1000mmの鋼管杭を用いて根固め部の築造、および根固め部の掘起し実験を行った。本工法の最大径である鋼管径1000mmを2本、比較のための鋼管径800mmを1本の計3本の施工を実施した。さらに、根固め部の築造後、約4週の養生を経て、根固め部を地上に掘起す作業を行った。掘起した根固め部は、形状計測による出来型形状測定、コアサンプリングによる圧縮強度測定を行った。

表-5.9 各パラメータが根固め部築造性に与える影響

確認項目	確認内容	No	実験結果	評価
セメントミルク注入量	1.0Dp換算量	1	CM注入量に対して根固め部体積が大きく上回る	×
	1.5Dp換算量	2	CM注入量に対して、出来型が想定に近い形状であった	◎
	2.0Dp換算量	3	CM注入量に比して根固め部体積は増大しない	○
根固め部形状	リブプレート必要性	4	拡径(掘削・攪拌効果)ならびに一体化にリブプレートは必要	◎
	ノズル位置	5	ノズルのリブプレート横配置は、中央配置に比べ根固め部形状の安定ならびに一体化に有効	◎
根固め部形状 管内閉塞	CM上下回数	6	2回に増やしても効果は小さい	△
	先端掘削の必要性	7	先端掘削は管下根固め部の築造に必要(ただし管下根固め部の築造にはCM量増大、管内横噴射、ノズルのリブプレート横装着などの細工も必要)	◎
管内閉塞	内側十字プレート必要性	8	内側十字プレートは管内のCM強度の懸念(攪拌不足)と貫入抵抗になることが短所	○
	管内横方向噴射必要性	9	管内横方向噴射は管内のCM置換、根固め部形状の安定形成に最も有効	◎

表-5.10 標準的な施工方法

項目	施工要領
セメントミルク注入量	1.5Dp換算量体積を注入(直径1.5Dp, 高さ3Dp)
リブプレート	外側のみの配置(φ600, 800mmで4枚, φ1,000mmで6枚)
ノズル位置	リブプレート横に配置(リブプレート数と同数)
セメントミルク注入時の上下回数	1回(最深部からセメントミルク注入開始)
先端掘削	鋼管定着深度から1D下までを掘削
管内方向噴射	各ノズル位置から管内方向噴射を実施

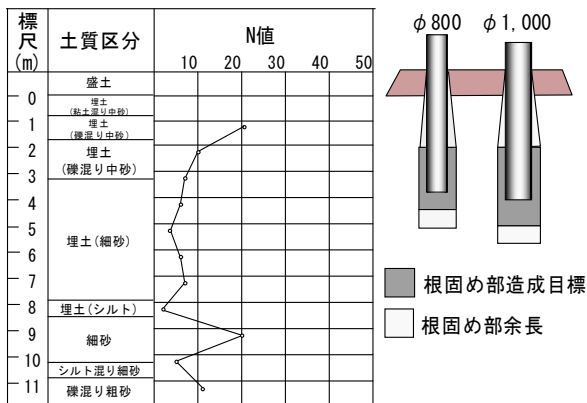


図-5.25 柱状図および根固め部築造概要

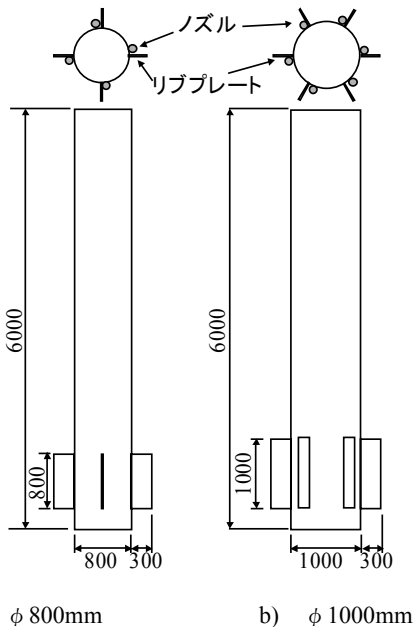


図-5.26 実験杭寸法

b)根固め部築造実験

図-5.25に実験場所近傍のボーリングデータを示す。実験場所の地盤は表層からGL-8mまでは埋土・細砂で、GL-7.8~8.45mに埋土・シルト層を挟んでいる。

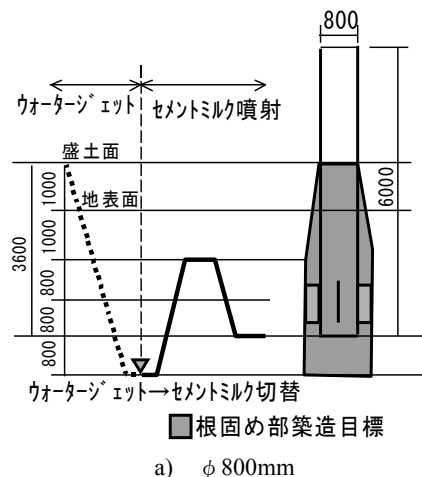
なお、掘起し時の作業性および施工時の土被りを確保するため、表層に高さ1mの盛土を造成し、杭を打設した。本実験では鋼管先端がGL-4.0mとなるまで打設を行った。

図-5.26に実験杭先端部概要、図-5.27に施工手順を示す。本実験では、鋼管径800, 1,000mm, 杭長6.0mであり、リブプレートとジェットノズルは、鋼管径800mmで4個、鋼管径1,000mmで6個取り付けている。表-5.11に実験ケースを示す。

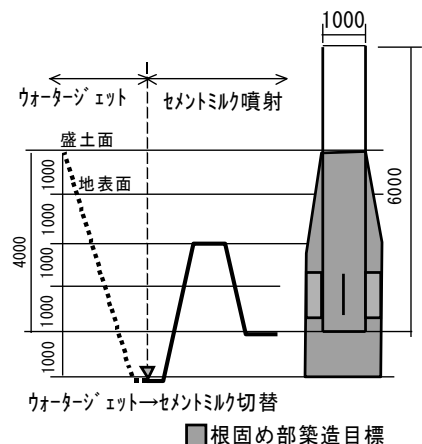
なお、供試体R10-Bは、鋼管杭内閉塞防止およびずれ止め部洗浄性を把握する目的として、図-5.28に示すように内側水平方向への振角 $\phi=30^\circ$ および鉛直方向へも交互に振角 $\phi=30^\circ$ でウォータージェット噴射を実施した。

本実験で計測したセメントミルクの注入量の実測値を表-5.12に示す。なお、セメントミルクの注入量は、ジェットの圧力を調整し、注入時間を測定することで把握できる。この表に示すように、本工法では、計測したセメントミルク注入量の実測値(B)は計画値(A)に対して $B/A=3\sim+7\%$ であり、計画したセメントミルク量が予定通り注入できていた。

R10-Aの施工速度およびウォータージェットとセメントミルクの流量の時系列データを図-5.29に示す。ウォータージェットおよびセメントミルクは、鋼管径800mmでは2台のポンプで、鋼管径1000mmでは3台のポンプで送水しており、それぞれのポンプ元で計測した流量を示している。この図が示すように、深度およびセメントミルク注入量について、計画通りの施工管理ができたことが確認できた。



a) φ800mm



b) φ1,000mm

図-5.27 施工手順

表-5.11 実験ケース

ケース	鋼管径	リッププレート	内側ノズル仕様	セメントミルク計画注入量	備考
		枚数	傾斜角・本数		
	(mm)	(枚)	(°)	(m ³)	
R8-A	800	4	0	3.7	表-5.10 の確認
R10-A	1,000	6	0	6.0	
R10-B	1,000	6	30×3本	6.0	噴射角 30°

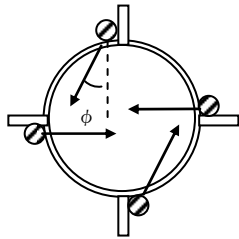
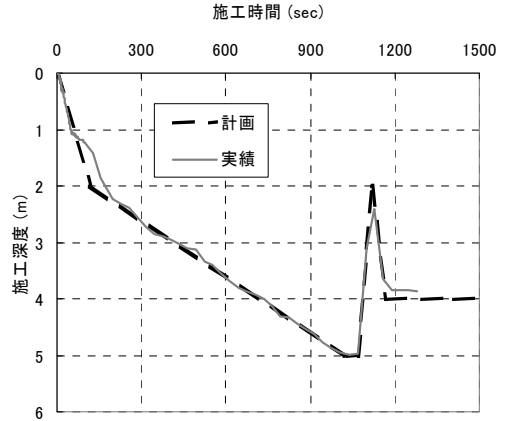


図-5.28 ジェットノズル噴射角概要

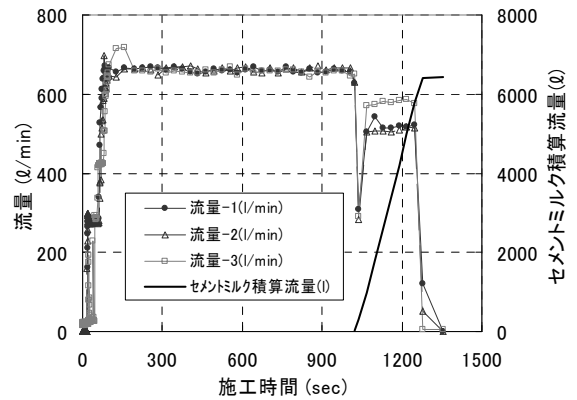
表-5.12 セメントミルク注入量

ケース	注入量			B/A(%)	
	換算量	計画値 (m ³) A	実測値 (m ³) B		
R8-A	1.0Dp 換算量	3.7	3.6	97	97 ~ 107
R10-A	1.5Dp 換算量	6.0	6.4	107	
R10-B	2.0Dp 換算量	6.0	6.3	105	

本工法では、打設時はジェットノズルと鋼管に溶接したノズルホルダーとをヒューズベルトでつなぎ、打設後はホースを引張りヒューズベルトを切断することでジェットノズルとノズルホルダーを切り離し、ジェットノズルおよびホースを回収しながら杭周面にモルタルを充填する工法である。図-5.30に今回用いたヒューズベルトの使用状態を示す。しかし、本実験は、深度2~4mと非常に浅い位置での施工であったため、地盤による鋼管杭の拘束が小さかったため、ヒューズベルトが切断不能となった。そのため、根固め部築造工程後、一旦鋼管を地上に引き上げてヒューズベルトを切断後、再度根固め部に鋼管を沈設した。



(a) 杭先端位置の施工計画と実際との関係



(b) ポンプ流量とセメントミルク積算流量

図-5.29 施工概要の例(R10-Aの場合)

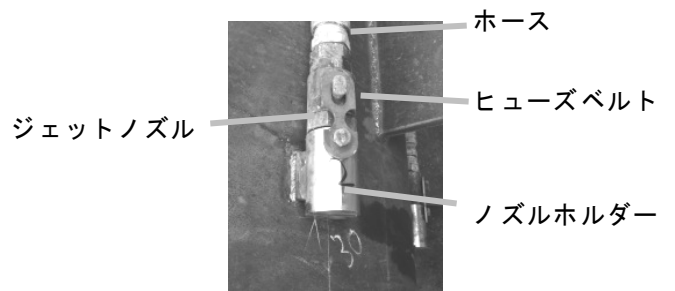


図-5.30 接続用ヒューズベルト

c)根固め部掘起し実験

図-5.31に各ケースの根固め部の掘起し状況を示す。各ケースともに、杭先端部にジェットノズル孔を中心とした円柱状の固化部が杭を包み込む形で築造されていることがわかる。



図-5.31 根固め部掘起し状況

本工法では、杭内部方向へのウォータージェット、セメントミルクの噴射により杭内面の洗浄を確実にすることで、杭の内側に確実なモルタル部を築造することを目的としている。このようにすることで、杭先端内周面のずれ止めと根固め部を一体化させることができ、杭先端閉塞を確実に発揮させることができると考えられる。

そこで、各ケースの根固め部を解体して確認した。その状況を図-5.32に示す。図に示すように、鋼管内外ともセメントミルクと原位置土とが十分に攪拌された根固め部が築造されていることが確認できた。また、ずれ止めの周囲も確実に土が洗浄され、鋼管杭と根固め部が一体化できていることが確認できた。ただし、鋼管杭内については、ヒューズベルト切断時に、地上に一旦鋼管を引き上げて再度沈設させた際に巻き込んだと思われる土塊が散見された。

掘起した根固め部の形状は図-5.33に示すようにして測定した。測定結果を表-5.13、14に示す。いずれのケースにおいても、目標とする $1.5D_p$ 以上の径の根固め部が築造できていることが確認できた。管内のセメントミルク充

填高さは、R10-Aでは $1D_p$ 以上であったが、R8-A、R10-Bではそれぞれ $0.8, 0.9D_p$ と若干 $1.0D_p$ に達していなかった。

また、セメントミルク注入量に対する根固め部概算体積は、 $1.1\sim 1.2$ とばらつきの少ない値であった。



図-5.32 根固め部解体状況

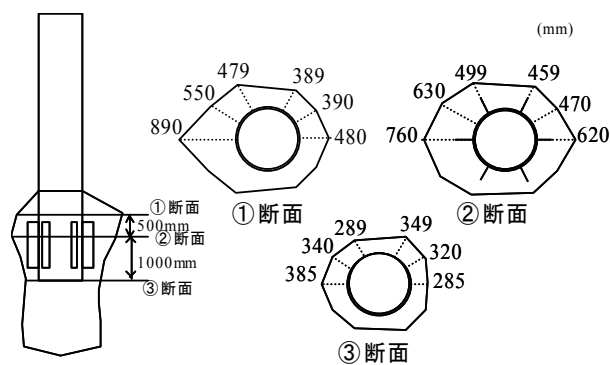


図-5.33 根固め部概算直径算出例(R10-A)

表-5.13 根固め部築造実験結果(径)

No.	実験ケース内容	根固め部概算直径 Dc	管内 CM 充填高さ Li (m)
R8-A	鋼管径 800mm	1.7 Dp	0.8 ≥ 1Dp
R10-A	鋼管径 1000mm 内側直噴	2.1 Dp	1.5 ≥ 1Dp
R10-B	鋼管径 1000mm 内側斜噴	2.0 Dp	0.9 < 1Dp

表-5.14 根固め部築造実験結果(体積)

No.	実験ケース内容	CM 注入量実測値 (m ³) B	根固め部概算体積 (m ³) C	体積比 C/B
R8-A	鋼管径 800mm	3.6	4.3	1.2
R10-A	鋼管径 1000mm 内側直噴	6.4	7.8	1.2
R10-B	鋼管径 1000mm 内側斜噴	6.3	6.9	1.1

表-5.15 根固め部圧縮強度結果

採取位置	No.	材齢 (日)	強度 (N/mm ²)	平均圧縮強度 (N/mm ²)
管内	R8-A	56	10.1	12.8
			13.4	
			14.9	
管外			17.4	18.4
			24.7	
			13.0	
管内	R10-A	56	8.1	9.0
			9.6	
			9.3	
管外			11.8	15.3
			14.4	
			19.8	
管内	R10-B	56	10.4	9.9
			10.6	
			8.6	
管外			14.1	15.2
			17.3	
			14.1	

表-5.15に掘起し後の管内及び管外根固め部の一軸圧縮強度試験結果を示す。

総じて管内の根固め部強度が管外よりも小さい傾向にあり、R10-A、Bで目標に対して小さな強度しか確認できなかった。この理由としては、ヒューズベルト切断後の

再沈設時に巻き込んだ土塊が原因となっている可能性が高いと考えられる。

また、内側噴射用のノズルを杭内側中心方向に噴射させたR10-Aと斜めに噴射させたR10-Bで根固め部強度がほとんど変わらず、またずれ止めの洗浄性もどちらも問題ないことから、ノズルの内側向きは施工性・品質に大きく影響しないことが確認された。

d)まとめ

本実験では、当面の最大径である鋼管径1000mmの鋼管を使用した際の、根固め部の施工性、形状、強度について調査した。施工性については、目標とする根固め部形状が築造できる施工方法を把握できた。また、根固め部の形状、モルタル強度についても所定のものを築造できる施工方法がわかった。

5.3 実大杭での施工性の検討

本工法は、浅い地盤で施工した杭については良好な結果が得られているが、実杭のような深い支持層まで施工する杭についての施工性については確認出来ていない。そこで、600mm、800mm、1,000mmの3種類の径の杭を用いて根入れ深度約20mの場合の本工法の施工性を確認した。

なお、施工性の確認は、6.1で紹介する押込み試験を実施する試験杭、反力杭を用いて行った。

(1)鋼管径φ600mmでの施工性の確認

本施工は駒井鉄工(株)千葉県富津工場構内にて実施した。押込み試験のための試験杭1本と、反力杭4本、計5本の鋼管杭を本工法にて施工した。

a) 地盤条件

施工地点でのボーリング結果を図-5.34に示す。地盤は、GL-12.8mからN≥50の砂質土層となることから、この層を支持層とした。

本工法は、支持層に2D(1.2m)根入れすることを前提とした工法であるが、この現場では、GL-12m付近から連続した硬質層が存在したため、このような硬質層でも本工法が施工できるかどうかを確認するために、この層を貫通して杭を打設し、GL-16.4mを試験上の支持層上面とした。

b) 杭諸元

押込み試験の試験杭として、φ600mm×19mm×19.0m(規格：SKK490)の鋼管杭を1本、反力杭としてφ600mm×12mm×19.0m(規格：SKK400)の鋼管杭を4本打設した。

鋼管杭の先端にはリブプレートを4枚(PL-600mm(高さ)×250mm(幅)×19mm(板厚))およびずれ止めを3段(D13(径)、SD295A(材質))を取り付けてある。ジェットホ

ースもリブプレートと同数の4本使用した。図-5.35に、杭の先端形状を示す。また、図-5.36に、鉛直方向と内側方向に同時噴射できるジェットノズルの仕様を示す。

c) 用いた施工機械の仕様

施工に用いた施工機械の仕様は次のとおりである。

- ・クローラクレーン : 100t吊
- ・バイプロハンマ : 60kW
- ・水・セメントミルク送出装置 : 1台
- ・ジェットホース
ノズル孔数: 4個
ノズル孔径: 鉛直噴射 4.9mm(噴出量 1750 /min)
内側噴射 2.6mm(噴出量 500 /min)

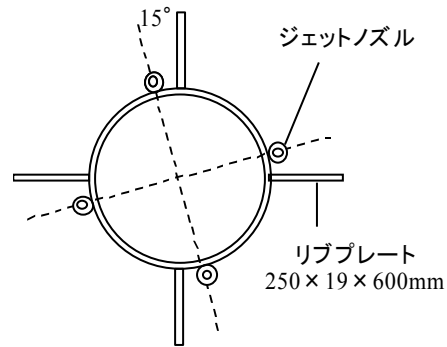


図-5.35 杭先端形状

d) 根固め部築造工程

図-5.37に根固め部の築造工程のイメージを示す。図-5.38に代表的な試験杭の施工結果を示す。

この図に示すように、セメントミルク注入工程はほぼ計画どおりに施工できており、本工法の良好な施工性が確認できた。

e) まとめ

本工法により砂質土主体の地盤でφ600mmの鋼管杭の施工を実施した。その結果、打設、根固め部築造工程とも施工が可能であることを確認した。

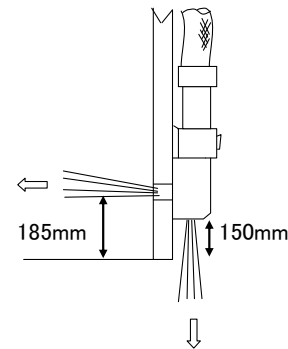


図-5.36 噴射方向(鉛直および水平)

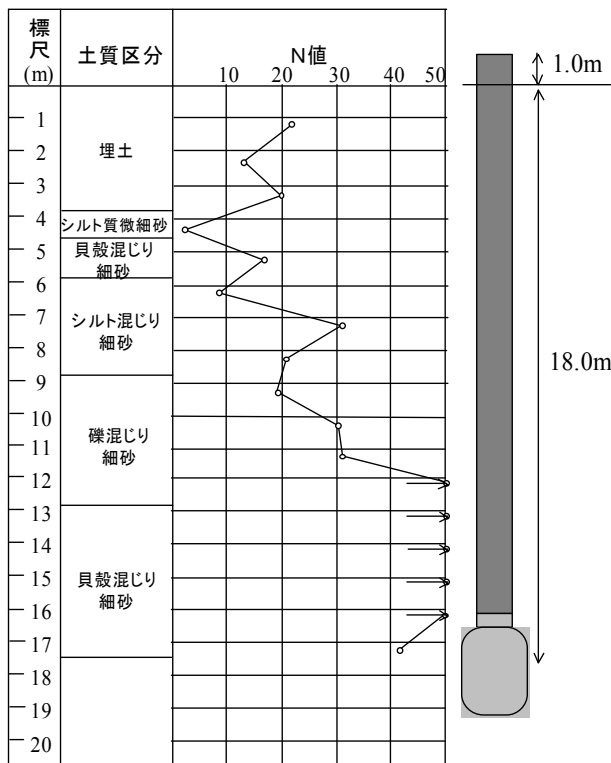
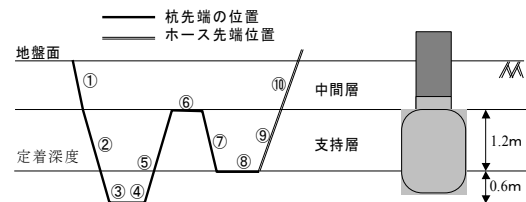


図-5.34 柱状図



	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
工程	ウォータージェット掘削			先端ミルク注入				ホース 引上げ	周面 ミルク注入	
時間 (秒)	30	540	10	30	40	10	35	180	60	19
圧力 (Mpa)	15		3	15				3	3	3
注入量 (m ³)	8.1m ³ (0.45m ³ /m)	19.2m ³ (4.5m ³ /m)	0.025	0.30	0.40	0.10	0.35	0.42	0.13	4.6m ³ /m (0.28m ³ /m)
W/C	—			65%					150%	

図-5.37 根固め部築造工程計画

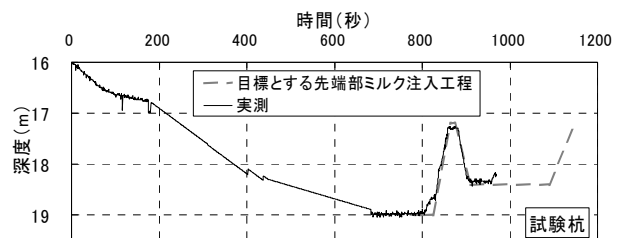


図-5.38 根固め部築造工程(試験杭)

(2)鋼管径φ800mmでの施工性の確認

本施工は新日鐵(株)富津技術開発本部構内にて実施した。押込み試験の試験杭1本と、反力杭4本、計5本の鋼管杭を本工法にて施工した。

a) 地盤条件

図-5.39に施工地点でのボーリング結果を示す。地盤は、GL-13.4mからN≧50の砂質土層となることから、この層を支持層とした。

図-5.34と同様に、この現場でも比較的浅いところに支持層が出現したが、ここでも硬質層に対する施工性を確認するために、硬質層に深く根入れしたGL-16.4mを試験上の支持層上面とした。

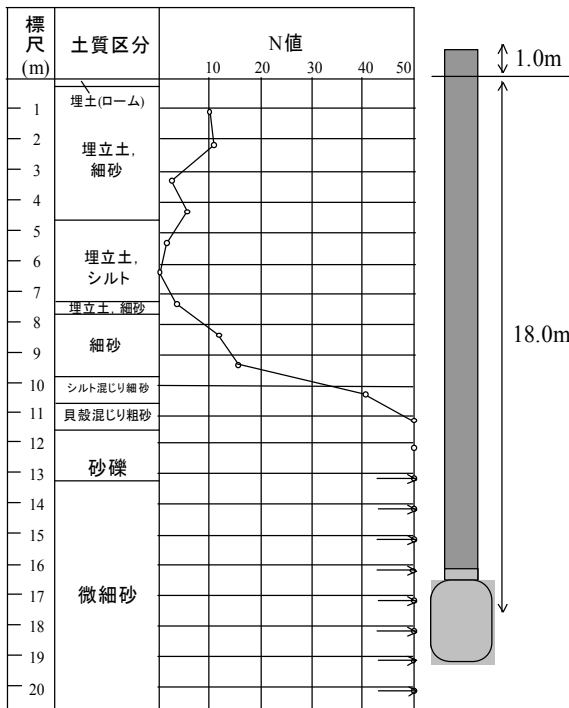


図-5.39 柱状図

b) 杭諸元

押込み試験の試験杭として、φ800mm×16mm×19.0m(規格：SKK490)の鋼管杭を1本、反力杭として、φ800mm×9mm×19.0m(規格：SKK400)の鋼管杭を4本打設した。

鋼管杭の先端にはリブプレート(PL-800mm(高さ)×300mm(幅)×16mm(板厚))および止めを3段(D13(径), SD295A(材質))を取り付けてある。ジェットホースもリブプレートと同数の4本使用した。図-5.40に、杭の先端形状を示す。ジェットノズルの仕様は図-5.36と同じである。

c) 用いた施工機械の仕様

施工機械の仕様は以下のとおりである。

- ・クローラクレーン : 100t吊
- ・バイプロハンマ : 90kW
- ・水・セメントミルク送出装置 : 2台
- ・ジェットホース
- ノズル孔数 : 4個
- ノズル孔径 : 鉛直噴射 6.9mm(噴出量 3500 /min)
- 内側噴射 3.7mm(噴出量 1000 /min)

d) 根固め部の築造工程

図-5.41に根固め部の築造工程のイメージを示す。図-5.42に代表的な試験杭の施工結果を示す。図-5.43に示したように、セメントミルク注入工程は、2回目の引上げ工程がクレーンオペレータの経験不足より早くなっているが、ほぼ計画どおりに施工できた。

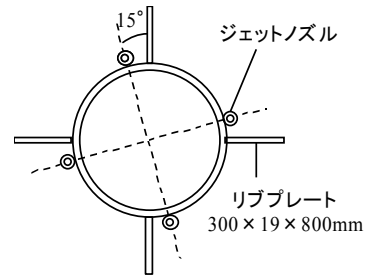
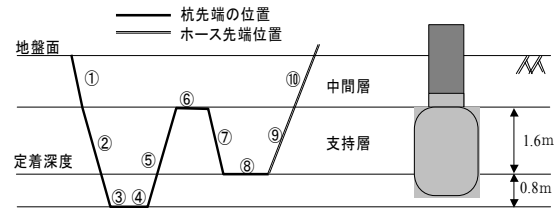


図-5.40 杭先端形状



	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	
工程	ウォータージェット掘削			先端ミルク注入				ホース引上げ	周面ミルク注入		
時間(秒)	30 (秒/m)	720	10	30	45	9	40	240	60	15 (秒/m)	
圧力(Mpa)	15		3	15				3	3	3	
注入量(m³)	13.1 (0.8m³/m)	19.2 (6.4m³/m)	0.025	0.69	1.04	0.21	0.92	0.75	0.18	7.8 (0.45m³/m)	
W/C	-			65%						150%	

図-5.41 根固め部築造工程計画

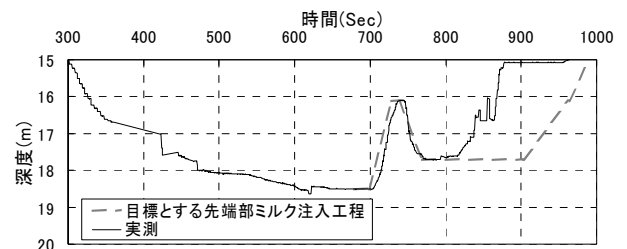


図-5.42 根固め部築造工程(試験杭)

e) まとめ

本工法により砂質土主体の地盤でφ800mmの鋼管杭の施工を実施し、打設、根固め部築造工程とも施工が可能であることを確認した。

(3) 鋼管径φ1,000mmでの施工性の確認

本施工は新日鐵(株)広畑製鐵所構内にて実施した。押し込み試験のための試験杭1本と、反力杭8本、計9本の鋼管杭を本工法にて施工した。

a) 地盤条件

施工地点でのボーリング結果を図-5.43に示す。地盤は、表層6m程度は盛土の鉍砕スラグだが堆積しており、その下にN値10程度の砂とシルトの互層となっている。

試験杭は先端深度をGL-19.0mまで、反力杭はGL-20mまで施工した。なお、表層盛土の鉍砕スラグは事前に製鐵所構内発生残土(砂質土)に置換して試験杭・反力杭の打設を行った。

なお、表層6m程度は当初、鉍砕が堆積していたため、製鐵所構内発生残土に置換して試験杭・反力杭の打設を行った。

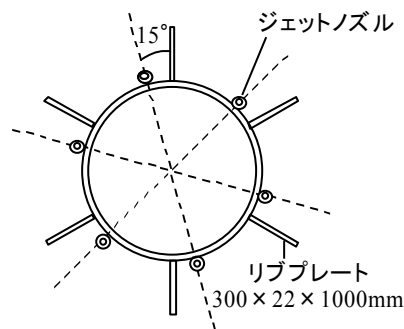


図-5.44 ジェット配管位置

b) 杭諸元

押し込み試験の試験杭として、φ1,000mm×21mm×21.5m(規格：SKK490)の鋼管杭を1本、反力杭として、φ1,000mm×12mm×21.5m(規格：SKK400)の鋼管杭を8本打設した。

鋼管杭の先端にはリブプレートを6枚(PL-1,000mm(高さ)×300mm(幅)×22mm(板厚))およびずれ止めを4段(D13(径), SD295A(材質))を取り付けてある。ジェットホースもリブプレートと同数の6本使用した。図-5.44に杭の先端形状を示す。ジェットノズルの本数は、ここでは6本となっているが、個々のジェットノズルの仕様は、図-5.36と同じである。

c) 用いた施工機械の仕様

施工機械の仕様は次のとおりである。

- ・クローラクレーン : 150t吊
- ・パイプロハンマ : 180kW
- ・水・セメントミルク送出装置 : 3台
- ・ジェットホース
 - ノズル孔数 : 6個
 - ノズル孔径 : 鉛直噴射 6.9mm(噴出量 3500 /min)
 - 内側噴射 3.7mm(噴出量 1000 /min)

d) 根固め部築造工程

根固め部の築造工程の工程管理計画を図-5.45に示す。この現場での根固め部築造工程ではいくつかのトラブルに見舞われたために、この工程管理計画通りの施工が出来なかった。それは、大きく分けて二つの工程でのトラブルである。

ひとつは、図-5.45の①, ②, ③の杭貫入工程である深度以上に杭を貫入できなくなったことである。もうひとつは、④, ⑤の杭引上げ工程で所定の速度で引上げることができなかったことである。

図-5.46に反力杭③を施工している際の工程を示す。この杭では当初120kWのパイプロハンマを用意して施工し

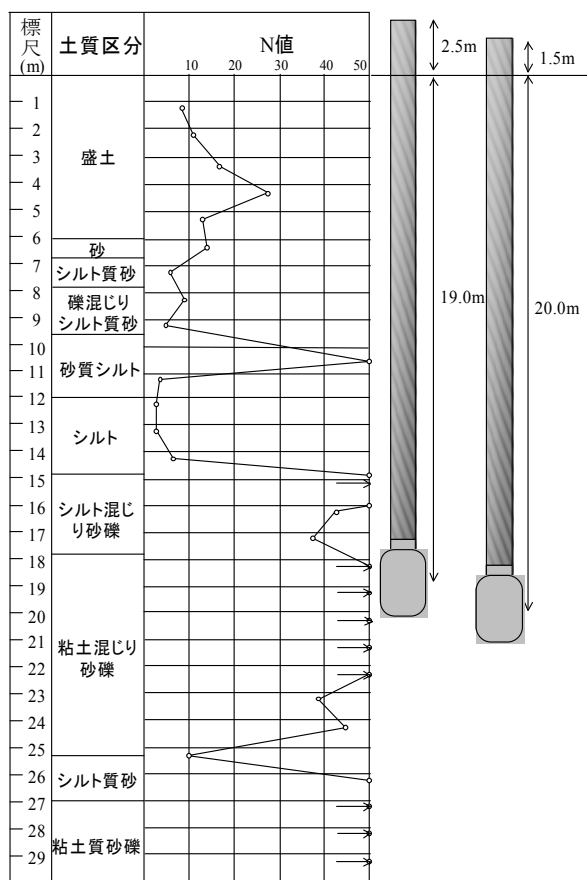
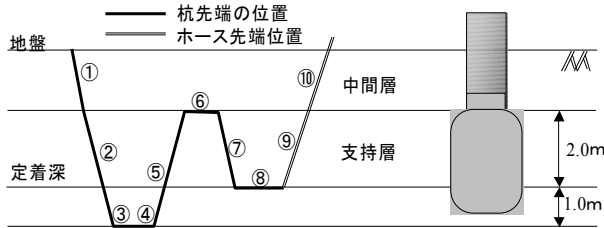


図-5.43 柱状図

たところ、図-5.45の①、②、③の杭貫入工程にあたる深度16.4m付近で貫入速度が著しく遅くなり、最終的に貫入不能となった。そこで、パイプロハンマを180kWの規格のものに変え、再度施工を行なったところ、貫入速度は当初予定よりも遅いものの所定の深度21mまで施工できた(図-5.47)。



工程	ウォータージェット掘削			先端ミルク注入					ホース 引上げ	周面 ミルク注入
時間 (秒)	30 (秒/m)	900	10	40	45	5	45	240	60	12 (秒/m)
圧力 (Mpa)	15		3	15			3	3	3	
注入量 (m ³)	22.8m ³ (1.2m ³ /m)	36m ³ (12m ³ /m)	0.025	1.40	1.58	0.18	1.58	1.13	0.26	10.3m ³ /m (0.54m ³ /m)
W/C	—		65%						150%	

図-5.45 根固め部築造工程計画

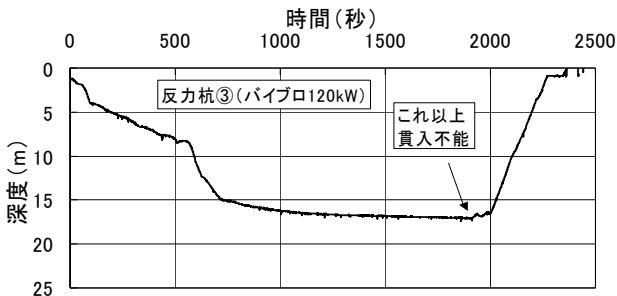


図-5.46 杭の先端深度(120kW使用)

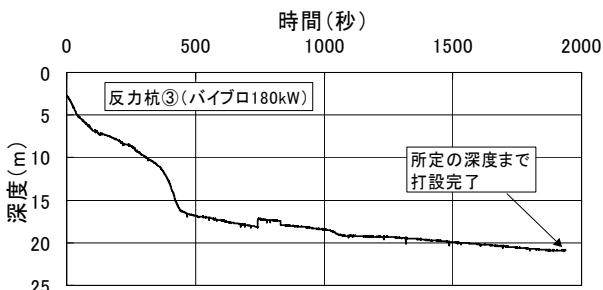


図-5.47 杭の先端深度(180kW使用)

その後はハンマの規格を当初より大きなもの(180kW)に変更して引き続き杭の施工をしたところ、図-5.48に示

すように反力杭④において今度は図-5.45の④、⑤の工程で、杭の引上げ速度が当初計画速度を満たさなくなった。引上げ速度はミルクの注入量との関係することから、所定の引上げ速度を満足することが必要である。この原因は、引き上げ抵抗がクレーンの能力を上回っていたことであると考えられる。そこで、それ以降の杭の施工(反力杭⑤以降と試験杭)の施工に当たってはリブプレートの引上げ抵抗の低減を図った。具体的には、図-5.49のようにリブプレートの肩を45度に切り落とすことで引上げ時のリブプレートの低減を図った。過去の根固め部築造試験から、切り落とし箇所はセメントミルクが十分に回っていない箇所である。このことから根固め部の軸方向抵抗力にさほど大きく影響はしないと考えられるのでこの部分を切り落とすことにしたものである。以上のような処置をして反力杭⑤を施工したところ、図-5.45の①、②、③の杭貫入工程は当初計画を満足しないものの、それ以外の点では計画通りの施工をすることが出来た(図-5.50)。

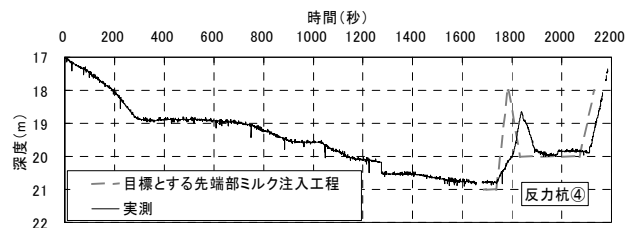


図-5.48 根固め部築造工程(反力杭④)

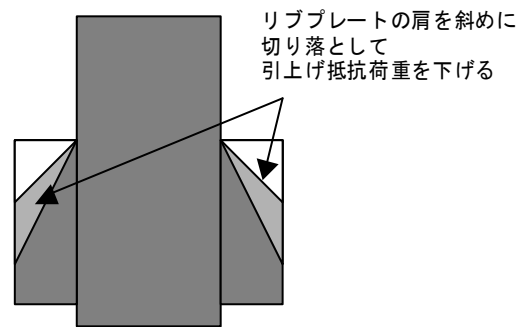


図-5.49 リブプレートの肩落とし

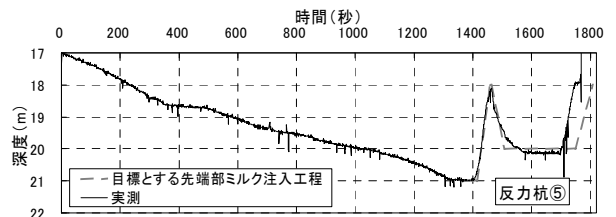


図-5.50 根固め部築造工程(反力杭⑤)

この地盤では、杭の貫入引き抜きともに予想よりも抵抗が大きく施工速度が遅くなる事態が生じていたので、試験杭の施工では、図-5.49のリブプレートの肩の切り落とし角をさらに15°増やし、張り出し部の角度を鉛直方向から30°とした。また、試験杭の施工では、ウォータージェットによる掘削工程(①, ②, ③)を繰り返すことを試みた。その結果を図-5.51に示す。この図の1100秒を超えたところで、ジェットを噴射しながら杭を引き上げ、1200秒あたりから再度杭を貫入させている。計画では、引上げ速度貫入速度とも比較的早いものを想定していたが、実際には、再貫入速度が当初計画よりも遅い事態となった。この杭では、更にもう一度引上げ、貫入を実施したところ2度目には再貫入速度が引上げ速度とほぼ一致した。通常、貫入速度の低下は貫入抵抗の増大によるものと考えられる。貫入抵抗が大きいということは掘削が満足にっていないことを意味すると考えられるため、今回の現場のように、貫入抵抗が著しく大きいと想定される場合には、所定の貫入速度が得られるまで繰り返し、ウォータージェットによる掘削を繰り返すことが必要であると考えられる(図-5.52)。

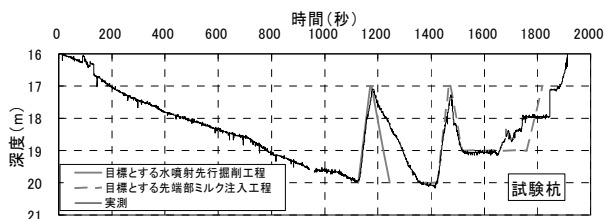


図-5.51 根固め部築造工程(試験杭)

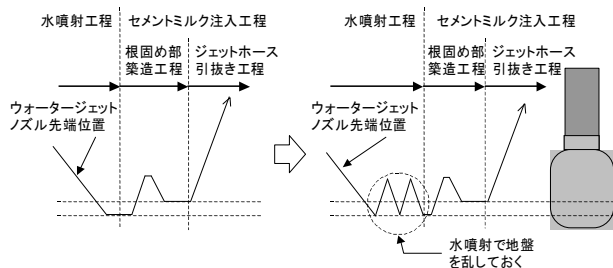


図-5.52 再掘削工程の追加

e) まとめ

本工法により砂質土とシルトの互層地盤でφ1,000mmの鋼管杭の施工を実施した。その結果、打設、根固め部築造工程とも施工に困難をきたした。

その原因としては、構内発生残土(砂質土)で置換した表層に粒径300mm程度の玉石が混入していたために予想以

上に貫入困難であったこと、支持層が礫層で予想以上硬質であったことが考えられる。

このため、パイロハンマの規格をあげる、リブプレート肩を切り落とす、ウォータージェットによる掘削工程を繰り返すという対応を行なった。

これらすべての対応を取ることで、すべての杭を所定の深度まで施工した。

5.4 施工方法の改良

5.3(3)での施工において、標準的な施工方法として考えていた方法に基づいてパイロハンマを用いて打設を行った結果、以下の不具合が発生した。

① 杭が所定の深度まで貫入出来ず規定の施工工程を完了することが出来ない。

② 根固め部施工時に所定の引き上げ速度が確保出来ず、根固め築造工程が完了出来ない。

③ ウォータージェット後の際貫入時に所定の貫入速度で貫入できない。

以上の3点を解決するため、①に対してはパイロハンマの規格を上げることで対応した。②に対しては、リブプレートの肩を切り落とすことで対応した。③に対しては、掘削工程を繰り返すことで対応した。

ここでは、パイロハンマの規格の選定方法とリブプレート肩の切り落としの考え方について整理する。

なお、③に対しては定量的な議論よりは施工方法での対応であるため、ここでは議論の対象としない。

(1) パイロハンマの選定方法の改良

JV工法では、図-5.53に示すように杭重量+パイロハンマ質量が杭先端抵抗以上であれば杭を貫入させることが可能であるとしてパイロハンマを選定している。つまり、パイロハンマの選定には地盤の抵抗を考慮することが必要である。しかし、実用上の表は、簡便のために鋼管杭の質量と打込み長さだけからハンマを決定する図となっている(図-5.54)。本工法の場合、リブプレート部の抵抗が従来のJV工法に比べて大きくなっていることから、この抵抗も含めて全体抵抗を評価してパイロハンマを選定することが必要である。

既に紹介した5.3(1)と(2)の2件の本工法による杭の施工は、ともに砂質土への打設であり、特に打設困難になることがなかったが、5.3(3)の地盤のように砂礫層への打ち込み時には、杭先端部の貫入抵抗が増大するとともに、リブプレートによる打設時の抵抗が大きくなり、それが原因で貫入が困難になることが考えられる。

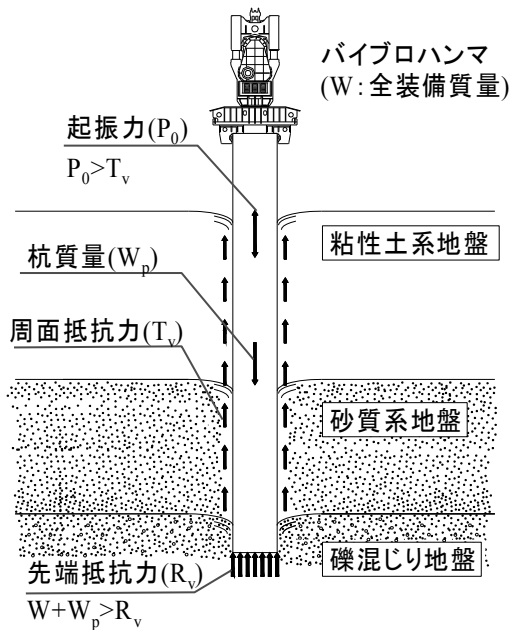


図-5.53 パイプロハンマによる打設の原理

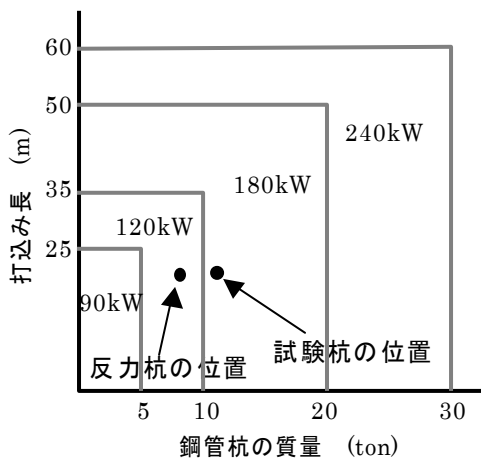


図-5.54 当初のパイプロハンマの選定図

以上のことから、本工法による杭の施工に適したパイプロハンマ選定図の作成が必要であると考えた。しかし、ここで検討の基礎と出来るパイプロハンマの使用実績にはリブプレートを用いた杭に対するものはないため、リブプレートの影響を十分には考慮できない。そのような限界はあるものの、従来の選定図では結果として無視してきている土質の違いによる地盤抵抗の違いを加味することで、より適切にパイプロハンマを選択することが出来ると考えられる。そこで、地盤を砂質土、砂礫土、風化岩に分類してパイプロハンマ選定図の改良を試みた。

パイプロハンマの打込み原理によると、杭質量及び地盤強度が杭の貫入性を左右すると考えられる。そこで、支持層を砂質土、礫質土、風化岩に分類してそれぞれに用いられたパイプロハンマ規格を調査した。ここでは、それぞれのケースについて貫入抵抗値を推定した。これには、式(5.1)を用いた。

$$R_u = 300NA_p + 2N_iLA_s \quad (5.1)$$

ここで、 R_u ：貫入抵抗値(kN)、 N_i ：杭周面平均N値、 N ：最大N値、 L ：打込み長(m)、 A_p ：杭先端閉塞面積(m²)、 A_s ：杭の周長(m)である。

それぞれの支持層の分類ごとに、用いられたパイプロ規格と杭質量、貫入抵抗の関係を整理したものを図-5.55～図-5.60に示す。これらの全てのグラフにおいて決定係数 R^2 が $0.2 < R^2$ となった。

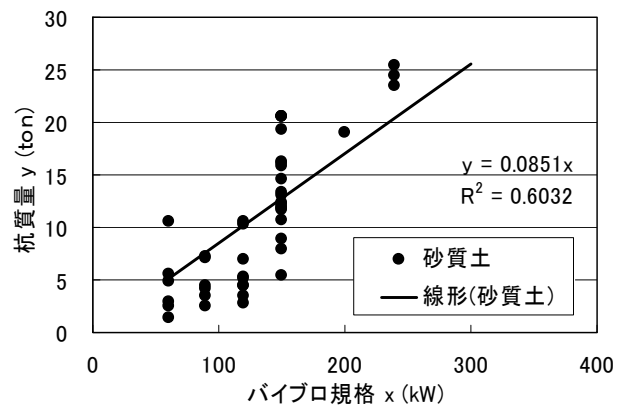


図-5.55 砂質土の杭質量とパイプロ規格の関係

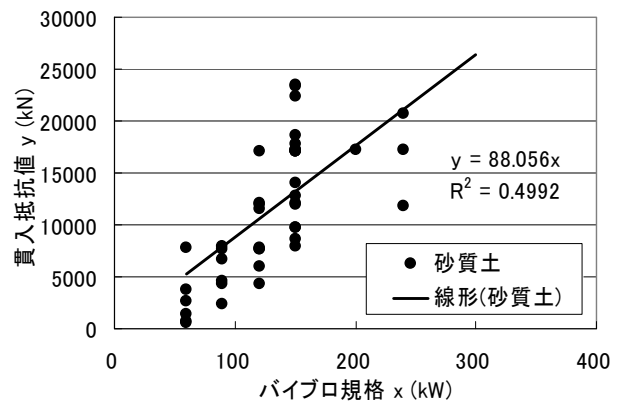


図-5.56 砂質土の貫入抵抗値とパイプロ規格の関係

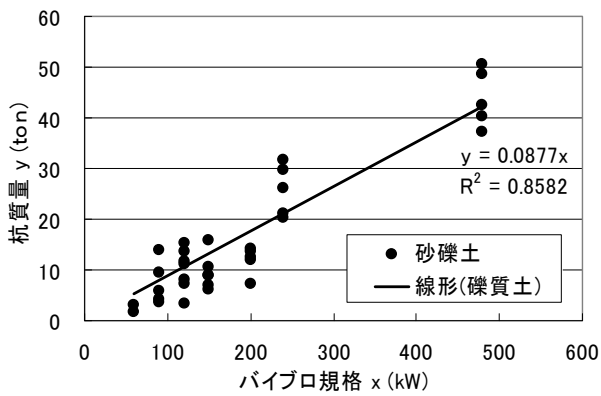


図-5.57 砂礫土の杭質量とパイプロ規格の関係

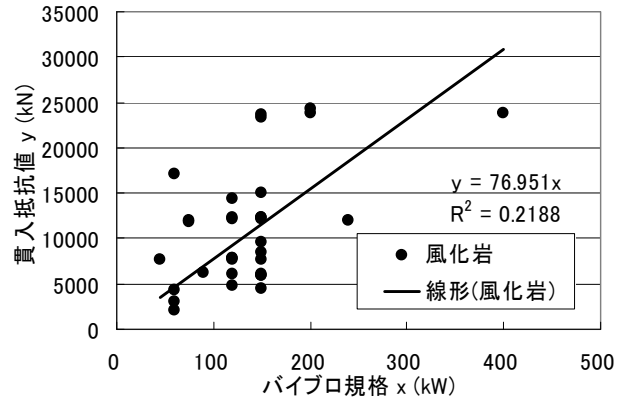


図-5.60 風化岩の貫入抵抗値とパイプロ規格の関係

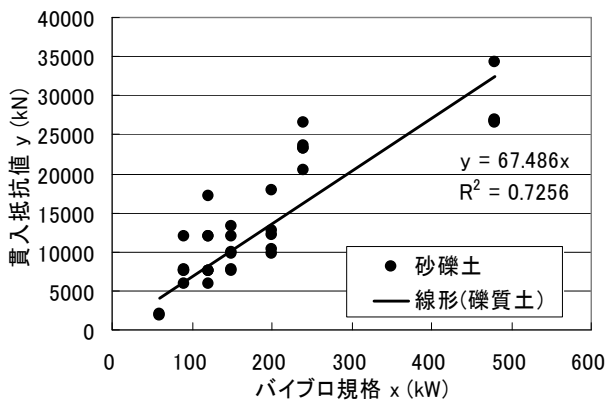


図-5.58 砂礫土の貫入抵抗値とパイプロ規格の関係

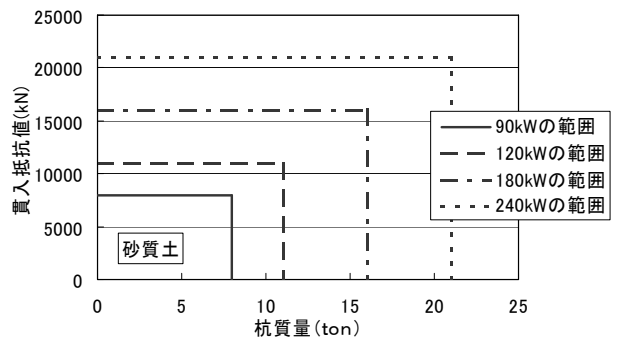


図-5.61 改良パイプロハンマ選定図(砂質土)

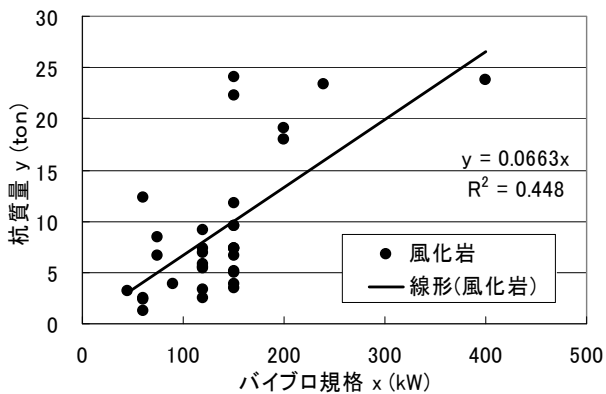


図-5.59 風化岩の杭質量とパイプロ規格の関係

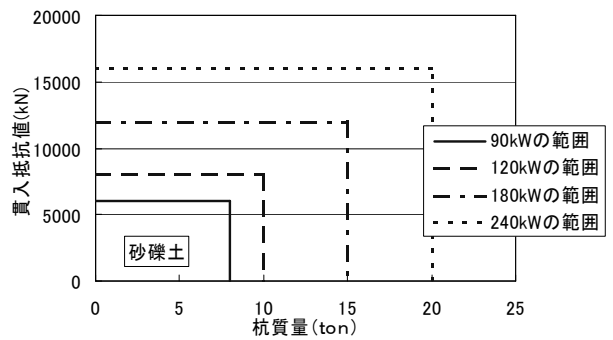


図-5.62 改良パイプロハンマ選定図(砂礫土)

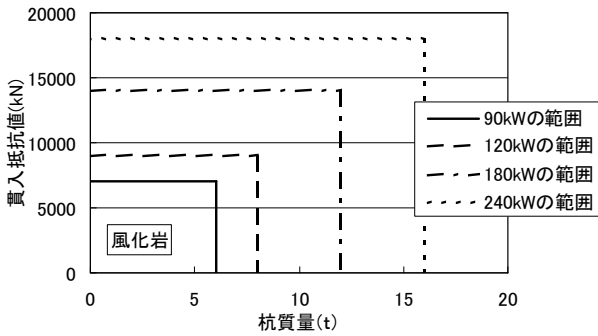


図-5.63 改良バイブロハンマ選定図(風化岩)

図-5.55～図-5.60に示される回帰直線に代入して得られる杭質量及び貫入抵抗値を用いてバイブロハンマの選定図を作成すると図-5.61～図-5.63に示す通りとなる。

ここで、5.3(3)の杭及び土質条件で式(5.1)に基づいて貫入抵抗値を算出すると、 $N_i = 16$, $N = 50$, $L = 19\text{m}$, $A_p = 0.785(\text{m}^2)$, $A_s = 3.14(\text{m})$ であるため、 $R_u = 13,691 \text{ kN}$ となる。

この算出結果と、5.3(3)における杭質量を砂礫地盤のバイブロハンマ選定表である図-5.62に当てはめると選定されるバイブロハンマは180kWとなる。これは、5.3(3)にて最終的に用いたバイブロハンマ規格と一致する。

実績のデータにはかなりのばらつきがあるため、データを最小二乗法で整理して図-5.61～図-5.63では一定の限界がある。実際、5.3(3)ではここに紹介したバイブロハンマで施工できたとは言うものの施工速度の観点からすれば満足なものではなかった。今回は上記の提案をしたが、今後この提案が修正されるようなデータの蓄積が必要である。

(2) リブプレート抵抗の低減

図-5.48に示したように、当初のリブプレートの形状のままでは、引上げ速度が計画よりも遅れることが起こりうる。特に、万が一、引上げ時のリブプレートの抵抗が理由でハンマの規格をあげる必要があるということになっては本末転倒である。そこで、リブプレートの引上げ抵抗を低減することが必要となる。そこで、リブプレートの肩を落とすことで引上げ抵抗を低下させることにした(図-5.49)。ここでは、「肩落とし」による引き上げ抵抗の低減のメカニズムについて考察することによって必要な切り落とし方法を考えることにする。

バイブロハンマ工法、JV工法において、クレーン選定の基準は鋼管杭およびバイブロハンマ本体の質量に加えバイブロハンマの最大起振力に依存している。本工法では、その他に、根固め部築造工程の鋼管杭の上下動を考慮することが必要となる。引上げ時の施工に関しては、以下に注意が必要である。

- ・ ジェットの効果が得られないこと
- ・ 杭重量が抵抗として作用すること
- ・ 杭先端リブプレートが抵抗として作用すること

バイブロハンマ工法のベースマシンとしてのクレーンの適性吊上げ容量は式(5.3)(西村, 2003)により一般的に求められる。

$$F = W_c + W + W_p + (P_0 / g \times \alpha) \quad (5.3)$$

ここで、 F : クレーンの正味吊上げ容量(t), W_c : クレーンフックの質量(t), W : バイブロハンマの本体質量(t), W_p : 杭の質量(t), P_0 : バイブロハンマの最大起振力(kN), g : 重力加速度(9.81m/sec^2), α : 作業係数(杭打込み時:0.15)である。

本工法のクレーン適性吊上げ容量は、式(5.3)にリブプレート部の動的抵抗を加えた式(5.4)から求めることとなる。

$$F' = W_c + W + W_p + (P_0 / g \times \alpha) + R_v' / g \quad (5.4)$$

ここで、 R_v' : 鋼管杭引上げ時のリブプレート部における動的抵抗(kN)である。 R_v' の最大抵抗力は、打込み時の動的抵抗の経験的な算出方法に従い、式(5.5)のように求められる(岡原ほか, 1992)。

$$R_v' = e_v \lambda_i A_t \quad (5.5)$$

ここで、 $e_v = e^{-\beta I^{0.5}}$, e : 自然対数の底(2.7182818), β : 鋼管杭の経験的な先端抵抗力低減係数(0.065), P : バイブロハンマの力積を振動打ち込み計算に用いる経験値 $P = I/g$, I : バイブロハンマの力積($\text{N}\cdot\text{sec}$) ($I = K\omega/g$), K : バイブロハンマの偏芯モーメント($\text{N}\cdot\text{m}$), ω : 角速度($= 2\pi f$)(sec^{-1}), f : バイブロハンマの振動周波数(Hz), g : 重力加速度 $9.81(\text{m/sec}^2)$, λ_i : 土質毎の先端抵抗力度 (kN/m^2), $\lambda_i = \sigma_i N_{\text{max}}$, σ_i : 係数($i=1$ (砂質土)の場合は 4×10^2 , $i=2, 3$ (シルト質土, 粘土質土)の場合は 8×10^2), N_{max} : 最大 N 値, A_t : リブプレート面積(m^2)である。

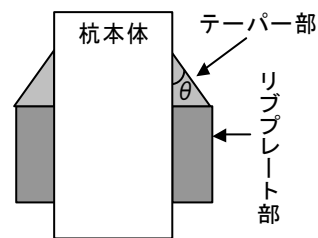


図-5.64 リブプレートテーパ部形状

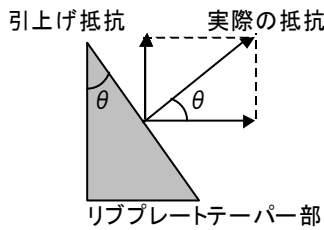


図-5.65 抵抗の作用方向

また、リブプレート部で受ける動的抵抗 R_v'' は、リブプレート上部に、図-5.64に示すようなテーパーを付けることで低減することが可能であり、図-5.65に示す方向に作用していると推定できる。その際、側方方向の拘束は、鋼管に対して摩擦力として働くと考えられるが、振動を与えるためその影響は小さいと考えられる。その動的抵抗 R_v'' は、まだ検討ケースは少ないが、次式により推定できる。

$$R_v'' = R_v' \sin \theta \quad (5.6)$$

ここで、 θ (°): リブプレート上部の角度である。

ここで、5.3(3)の ϕ 1,000mmの押込み試験杭および反力杭の施工時に得られた施工負荷から式(5.5)に代入する値として以下のものを考える。

このとき、

$$K=1,569.6(\text{N}\cdot\text{m})$$

$$\omega=2\times\pi\times 13.3=83.3(\text{sec}^{-1}) \quad \text{ただし, } f: 13.3(\text{Hz})$$

$$\lambda_i=\sigma_i N_{\max}=4\times 10^2\times 128=5.12\times 10^4$$

$$\text{ただし, } \sigma_i=4\times 10^2, N_{\max}=128$$

$$A_f=300\times 22\times 6=39,600(\text{mm}^2)=0.0396(\text{m}^2)$$

であった。

従って、 $R_v'=184(\text{kN})$ となる。

表-5.16に、施工時にクレーンにて計測された引上げ荷重、クレーン質量等を示す。

なお、式(5.3)、(5.4)に示すパイプロハンマの起振力から

算定される荷重は、主にパイプロハンマを起動・停止時に発生する荷重であり、パイプロハンマを低い周波数で作動した際にクレーンと共振することで伝達する荷重である。運転時、つまり、杭の打設や引抜きを実際に行なう際には、パイプロハンマが十分高い周波数で作動するため、パイプロハンマの上下動により発生する荷重が打ち消し合うことに加え、緩衝装置の働きにより、クレーンに伝達する荷重は無視できる程度に小さい。そこで、式(5.4)中の P_0 (パイプロハンマの起振力)を無視して、クレーンで実測した荷重から、クレーンフック、パイプロハンマ、杭体の重量を減じて、リブプレートで受ける荷重を算出した。

図-5.66に杭引上げ時にリブプレート部で受ける抵抗力とリブプレート部のテーパー角度の関係を示す。

黒丸のプロットが実測からの推定値、実線が計算式からの推定値を示す。ばらつきが大きいものの、リブプレート部にテーパーを設けることで抵抗力を低減することができること、および推定式によりその影響を評価できていることがわかる。以上の検討結果と実際に今回の施工で試みた肩落としの効果より、テーパー角度を30～45°程度とすることで大きな引き上げ荷重低減効果が得られることがわかる。

以上のことから、本工法のクレーン選定の際には、根固め部築造工程における杭体上下動の際の、リブプレート部の抵抗を式(5.5)および式(5.6)により考慮して、式(5.4)により選定することにする。

(3) まとめ

今回、本工法の当面の目標最大径である ϕ 1000mmについて、想定した施工方法に基づいた試験杭、反力杭の施工を行なったところ、一部不具合が生じた。そこで、標準的な施工方法の改善策を検討した。その結果、以下の改良案を得た。

表-5.16 リブプレート部での推定荷重

	反力杭④	反力杭⑤	反力杭⑥	試験杭
リブプレート部テーパー角度(°)	90	45	30	30
引上げ荷重測定値(kN)	470以上	382～470	397～414	461
W_c (クレーンフック重量)(kN)	12	12	12	12
W (パイプロハンマ重量)(kN)	191	196	196	196
W_p (杭体重量)(kN)	74	74	74	118
実測引上げ荷重から推定したリブプレート部で受ける抵抗力(kN)	193以上	100～188	115～132	135
R_v'' (リブプレート部抵抗の計算値)(kN)	184	130	92	92
R_v'' 比率(反力杭④に対する比率)	1.0	0.7	0.5	0.5

①パイプロハンマ選定図の変更

従来JV工法では、杭重量と打込み長さのみでパイプロハンマの選定を行っていたが、ここでは、地盤の影響を考慮した新しい選定図表を用いてパイプロハンマを選定する。

②リブプレート形状の変更

リブプレートの上面部を「肩落とし」することで、クレーン引上げ荷重が確実に軽減でき、その効果は、角度を鋭角にするほど顕著に表れる。そこで、必要に応じて肩落としをしたリブプレートによる抵抗を考慮して検討したクレーン能力を設定する。

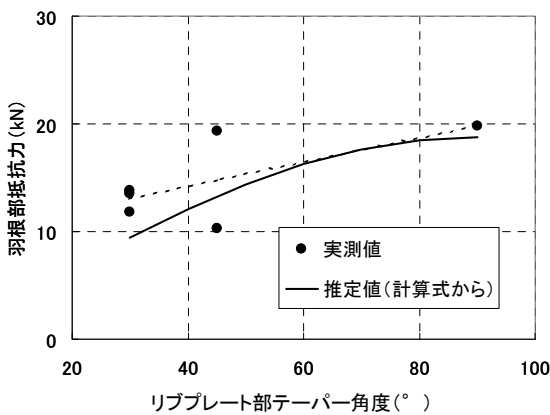


図-5.66 リブプレート部抵抗力とリブプレート部テーパ角度関係

6.軸方向抵抗力性能の確認

6.1 本工法による実大杭の押込み試験

本工法の開発において、軸方向抵抗力特性を確認するため、これまでに、鋼管径600mm, 800mm, 1,000mmの3種類の径について押込み試験を実施した。

(1) 鋼管径 600mm の押込み試験

a) 試験概要

試験杭打設位置でのボーリング結果及びひずみゲージの貼付位置、先端変位計の取り付け位置を図-6.1に示す。各地層での周面抵抗強度 τ (kN/m²)を求めるためには、各地層上端下端面でのひずみ量を計測することが必要となる。そこで、ひずみ計は各地層の境界面に取り付けられた。

地盤条件、杭諸元および施工機械の仕様等の試験の条件の詳細については、5.3(1) 鋼管径 ϕ 600mmでの施工性の確認の項を参照されたい。

b) 押込み試験結果

図-6.2に試験結果総合図を示す。計画最大荷重 $P_o=12,000\text{kN}$ を載荷したところ、杭頭沈下量(S_o)および杭

先端沈下量(S_p)は、 $S_o=38.01\text{mm}$, $S_p=13.54\text{mm}$ であり、第二限界抵抗力である鋼管径の10%の先端沈下量に至らなかった。そこで、載荷試験の許容できる荷重まで引き続き試験を継続した。

$P_o=15,000\text{kN}$ を載荷した時点で杭頭沈下量が急増し、荷重保持が困難な状況になり、15分保持後先端沈下量が鋼管径の10%を超えたので試験を終了した。最終的な変位は杭頭および杭先端沈下量で $S_o=99.45\text{mm}$, $S_p=60.21\text{mm}$ であった。

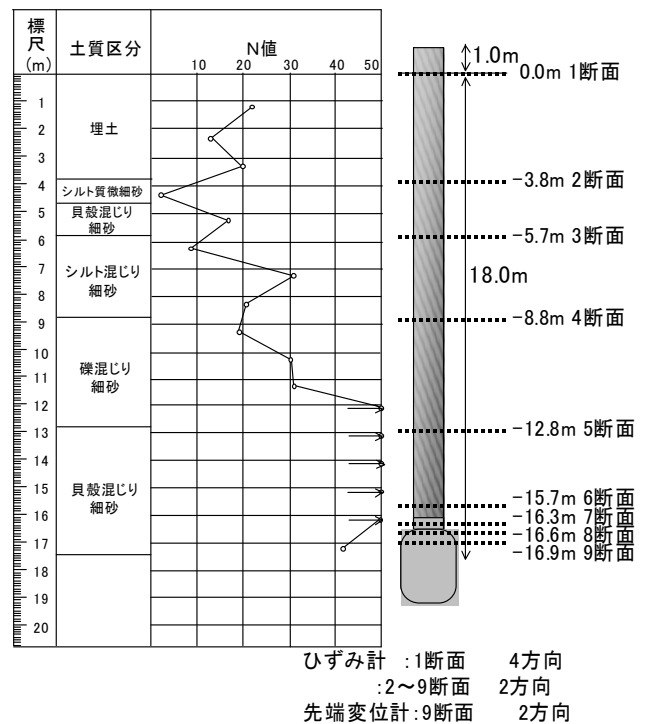


図-6.1 柱状図およびひずみ計取付け位置

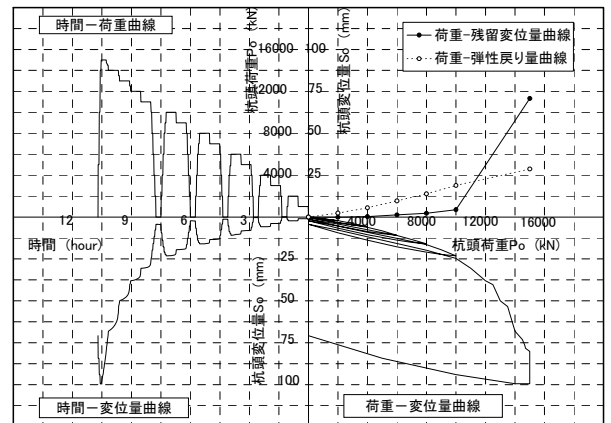


図-6.2 試験結果総合図

各載荷荷重時のひずみ計測結果から求めた軸力分布図を図-6.3に示す。

この軸力分布から求めた各層の周面抵抗力度を表-6.1に示す。なお、表中の周面抵抗力度の試験結果は、試験中の最大値を示してある。この表に示すように、本工法の周面抵抗力度は、どの層においても目標としている場所打ち杭相当の5N(砂質土)以上の抵抗力度を示した。

杭先端の抵抗力は、根固め部を築造してある鋼管先端より2D上方部分までを一体として評価することとした。

本工法の目標である打撃工法相当の先端抵抗力度(300N(kN/m²), N:杭先端地盤のN値)が発現可能であることを確認するため、押込み試験結果から、杭の先端抵抗力度(qd), および先端抵抗力係数(α)を求めた。杭の先端抵抗力度qd, 先端抵抗力係数αは、式(6.1), 式(6.2)のとおりとする。

$$q_d = R_p / A_p \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (6.1)$$

$$\alpha = q_d / N \quad (6.2)$$

ここで、qd:杭の先端抵抗力度 (kN/m²), α:先端抵抗力係数, Rp:先端極限抵抗力 (kN), Ap:鋼管杭の閉塞断面積 (m²), N:杭先端地盤のN値 (N=50)である。

杭先端沈下量が鋼管径の10%の第二限界抵抗力のときに、根固め部上端(杭先端より2D上方)での荷重が6,199kNとなった。このときの先端抵抗力度qd, 先端抵抗力係数αは以下ようになる。

$$q_d = P_p / A_p = 6,199 / 0.2828 = 21,920 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = q_d / N = 21,920 / 50 = 438$$

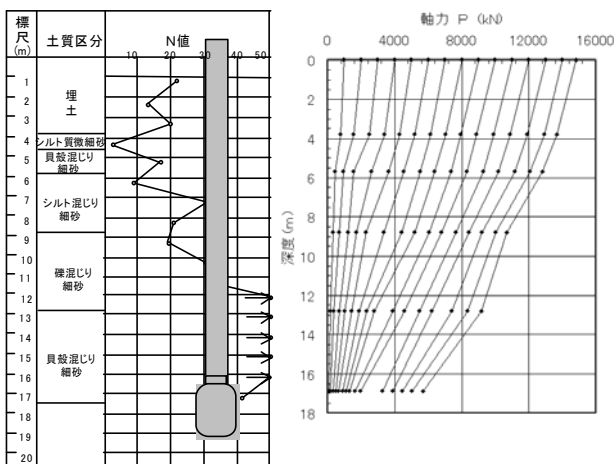


図-6.3 軸力分布図

表-6.1 杭の周面抵抗力度の目標値との比較

断面	深度	層厚	土質	N値	周面抵抗力度(kN/m ²)	
	(m)	(m)			設計値	実測値
1-2	0.0~3.8	3.8	埋土(砂)	18	90	157.9
2-3	3.8~5.7	1.9	細砂	10	50	266.8
3-4	5.7~8.8	3.1	細砂	21	105	362.2
4-5	8.8~12.8	4	細砂	34	170	320
5-9	12.8~16.9	4.08	細砂	50	250	455

(2) 鋼管径800mmの押込み試験

a)試験概要

押込み試験杭打設位置でのボーリング結果およびひずみ計, 先端変位計の取付け位置を図-6.4に示す。

地盤条件, 杭諸元および施工機械の仕様等のその他の試験の条件の詳細については, 5.3 (2) 鋼管径φ800mmでの施工性の確認の項を参照されたい。

b) 押込み試験結果

図-6.5に試験結果総合図を示す。計画最大荷重Po=12,000kN時の杭頭沈下量(So)および杭先端沈下量(Sp)は, So=73.96mm, Sp=50.08mmであり, 第二限界抵抗力である鋼管径の10%の先端沈下量に至らなかった。そこで, 試験を継続して追加荷重のPo=13,000kNを載荷したところ, 30分経過時の最終杭先端沈下量はSp=74.97mmと第二限界抵抗力の基準変位に近い値まで進行した。仮にPo=14,000kNまで荷重を増加した場合, 一気に極限抵抗力に至り明確な第二限界抵抗力を判定できない可能性が生じると判断された。そこで荷重の増加を500kNにしてPo=13,500kNまで載荷した。その結果15分経過時に先端沈下量はSp=80mmを超え第二限界抵抗力に達した。

各載荷荷重時のひずみ計測結果から求めた軸力分布図を図-6.6に示す。杭頭荷重が9,000kNから10,000kNに増加したときに, 深度13m以深で軸力分布に大きな変化が生じている。これは, 深度12m~14m付近の摩擦抵抗が限界に生じて生かしたためであり, それ以降先端部に軸力が伝わりやすくなったものである。

この軸力分布から求めた各層の周面抵抗力度を表-6.2に示す。なお、表中の周面抵抗力度の試験結果は、試験中の最大値を示してある。

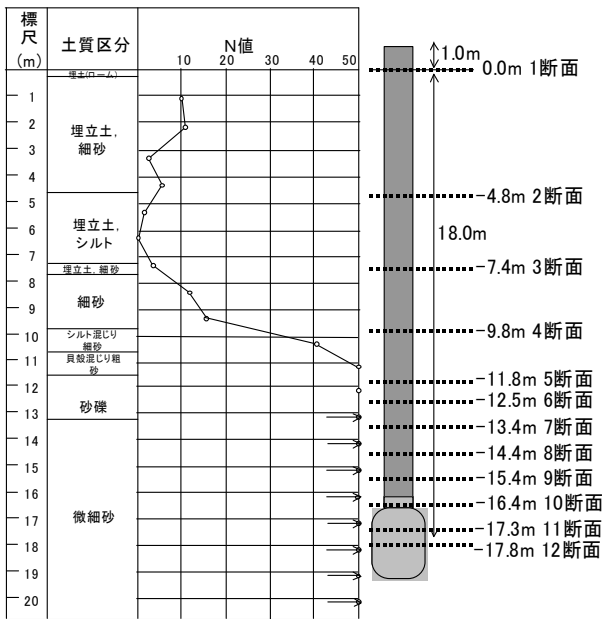
この表に示すように、本工法の周面抵抗力度は、いずれも目標としている場所打ち杭相当の砂質土で5N, 粘性土で10Nを超える抵抗力度を示している。

杭先端の抵抗力は6.1(1)と同様の方法で評価した。

杭先端沈下量が鋼管径の10%したの第二限界抵抗力のときに、先端根固め部上端(杭先端より2D上方)での荷重が8,767kNとなった。このときの先端抵抗力 qd 、先端抵抗力係数 α は以下ようになる。

$$qd = Pp / Ap = 8,767 / 0.5027 = 17,440 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = qd / N = 17,440 / 50 = 349$$



ひずみ計 : 1断面 4方向
 : 2~12断面 2方向
 先端変位計 : 10断面 2方向

図-6.4 柱状図およびひずみ計取付け位置

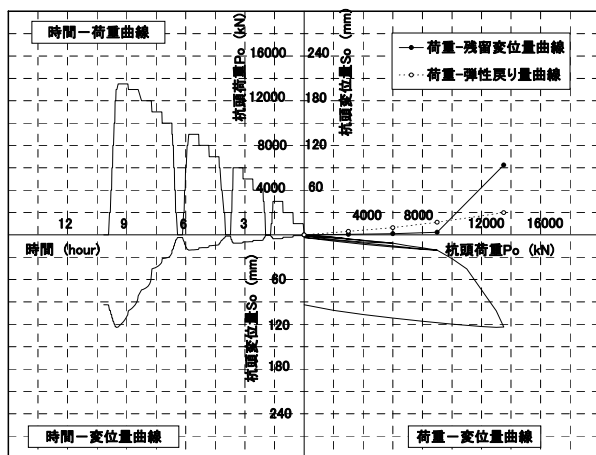


図-6.5 試験結果総合図

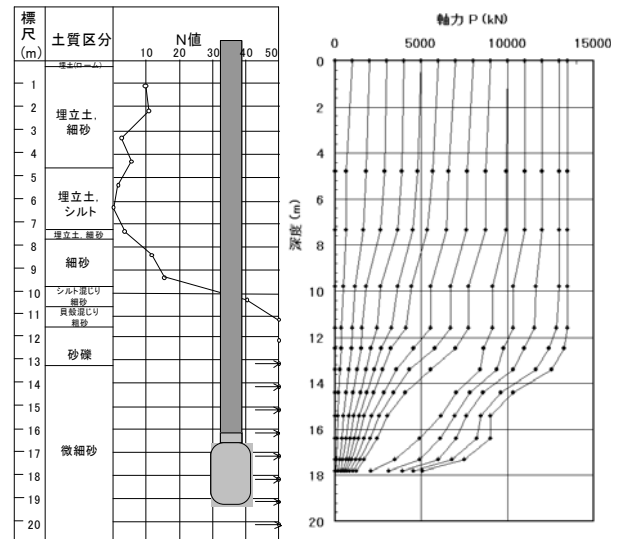


図-6.6 軸力分布図

表-6.2 杭の周面抵抗力度

断面	深度 (m)	層厚 (m)	土質	N 値	周面抵抗力度 (kN/m ²)	
					設計値	実測値
1-2	0.0~4.8	4.8	埋土(砂)	7	35	34.2
2-3	4.8~7.35	2.55	埋土(粘土)	0.5	5	41.3
3-5	7.35~11.6	4.25	細砂	11	55	124.8
5-7	11.6~13.4	1.8	細砂	46	230	523.1
7-12	13.4~17.8	4.4	細砂	50	250	676.3

(3) 鋼管径 1,000mm の押し込み試験

a) 試験概要

試験杭打設位置でのボーリング結果、ひずみ計および先端変位計の取付け位置を図-6.7に示す。

地盤条件、杭諸元および施工機械の仕様等のその他の試験の条件の詳細については、5.3(3) 鋼管径 ϕ 1,000mmでの施工性の確認の項を参照されたい。

b) 押し込み試験結果

図-6.8に試験結果総合図を示す。計画最大荷重 $Po=20,000$ kNを載荷したところ、杭頭沈下量 $So=58.02$ mm、杭先端沈下量 $Sp=32.73$ mmであり、先端沈下量が第二限界抵抗力である鋼管径の10%に至らなかった。そのため、荷重段階を追加し試験を継続することとした。

追加荷重の $Po=22,000$ kNを載荷した時点での沈下量は、杭頭沈下量 $So=71.82$ mm、杭先端沈下量 $Sp=41.87$ mmであった。未だ先端沈下量が鋼管径の10%に至らない状況であったが、載荷装置の安全性を考慮してこの時点で荷重を除荷することとした。

各載荷荷重時のひずみ計測結果から求めた軸力分布を
 図-6.9に示す。杭頭荷重が20,000kNから21,000kNに移行する
 とき、図-6.6でも見られたように、根固め部より高いと
 ころで摩擦が切れたような現象を生じ、杭先端部に軸力
 が伝達するようになっている。

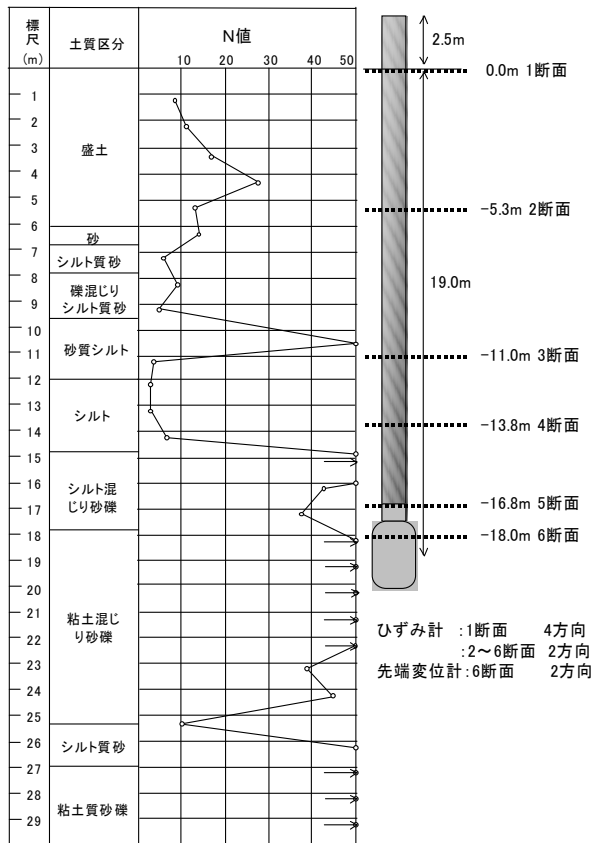


図-6.7 柱状図およびひずみ計取付け位置

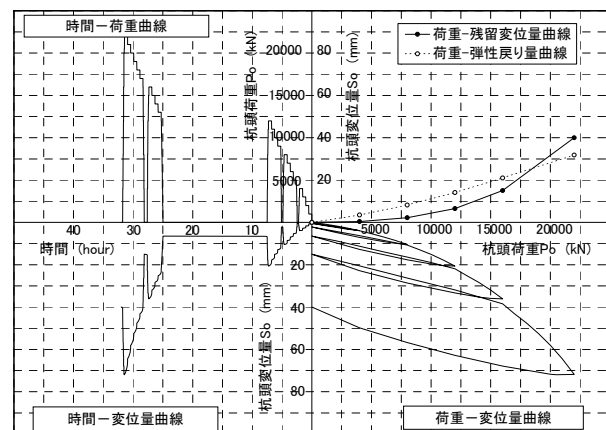


図-6.8 試験結果総合図

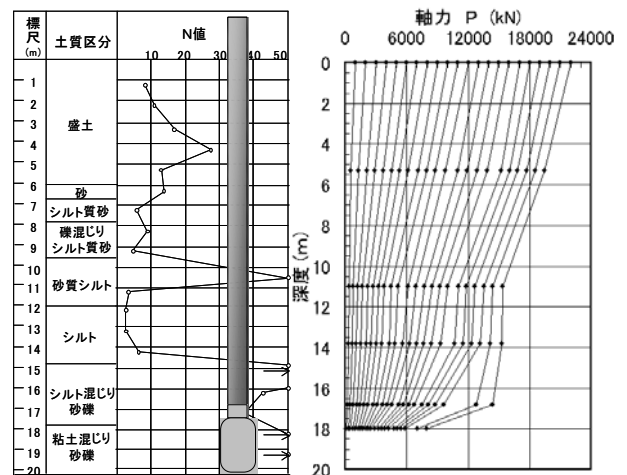


図-6.9 軸力分布図

表-6.3 杭の周面抵抗力度 目標値との比較

断面	深度 (m)	層厚 (m)	土質	N 値	周面抵抗力度 (kN/m ²)	
					設計値	実測値
1-2	0.0~5.3	5.3	埋土(砂)	15	45	121.9
2-4	5.3~13.8	8.5	シルト	3.4	34	170.7
4-6	13.8~18.0	4.2	砂礫	41.6	208	564.4

軸力分布から求めた各層の周面抵抗力度を表-6.3に示す。なお、表中の周面抵抗力度の試験結果は、試験中の最大値を示している。

この表に示すように、本工法の周面抵抗力度は、いずれも目標としている場所打ち杭相当5N(砂質土), 10N(粘性土)以上の抵抗力度を示している。

杭先端の抵抗力は、根固め部を築造してある鋼管先端より2D上方部分を一体として評価することとした。

図-6.10には、杭頭部、杭先端部での荷重-変位の関係を示す。杭先端沈下量が41.9mmに達したときに、根固め部上端(杭先端より2D上方)での荷重が13,306kNとなった。この試験では、第二限界荷重が得られなかったので、載荷最大荷重で先端抵抗力度等を計算した。先端抵抗力度 qd 、先端抵抗力度係数 α は以下ようになる。

$$qd = Pp / Ap = 13,306 / 0.7854 = 16,942 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = qd / N = 16,942 / 50 = 339$$

ここで、載荷過程の結果を整理することにより、杭の第二限界抵抗力度時点での先端抵抗力度を推定してみることとする。すなわち、これまでの荷重レベルでの杭頭荷重と杭頭沈下量の関係と先端伝達荷重と先端沈下量の関係から、ワイブル分布曲線を用いて推定することにした。図-6.10にはその結果も示してある。

図-6.10を見ると、杭頭での載荷荷重21,000kN, 22,000kNのときの杭先端の荷重-変位関係は、杭頭荷重が20,000kN以下の載荷荷重時と比較して荷重増加量に対して変位が小さく、杭頭での荷重変位関係が滑らかであるのに対して不自然な挙動を示している。これは、図-6.9に示した軸力分布曲線で深度17m付近で軸力が急増したところである。この試験では、22,000kN以上かけることが出来なかったため、その原因を完全に追究することが出来ないが、抵抗を低めに推定するように、杭頭荷重21,000kN, 22,000kNの時のプロットは除いて、杭先端での荷重-変位関係を推測した。結果は図-6.10に示してあるとおり、第二限界抵抗力は15,107kNと推定される。このときの先端抵抗力 qd 、先端抵抗力係数 α は以下のようになる。

$$qd = Pp / Ap = 15,107 / 0.7854 = 19,235 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\alpha = qd / N = 19,235 / 50 = 385$$

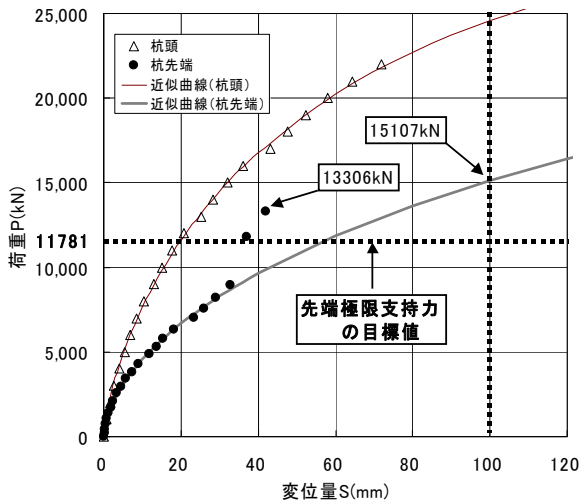


図-6.10 杭頭と杭先端での荷重-変位関係

6.2 押込み試験結果の考察

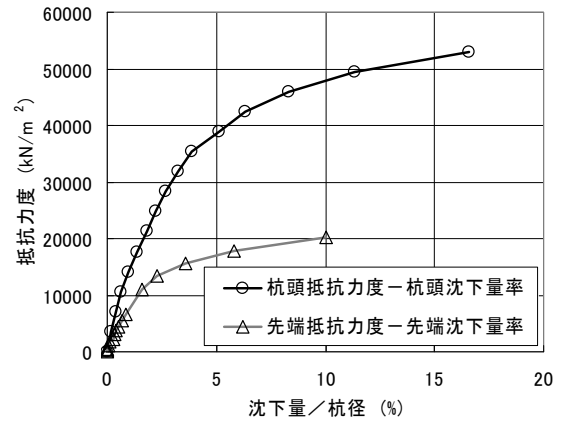
押込み試験結果を基に、本工法の支持力式を以下に考察する。

(1) 試験結果のまとめ

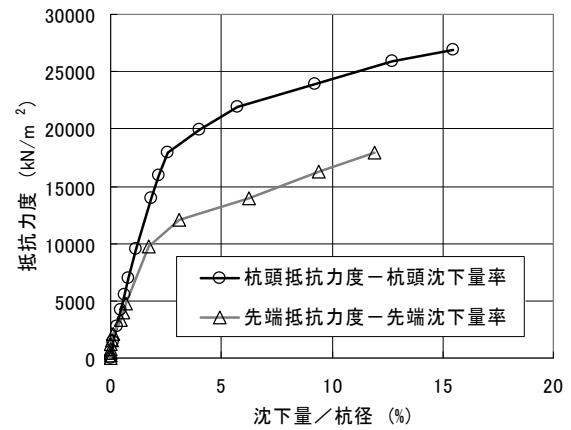
各鋼管径での押込み試験で得られた杭頭荷重、杭先端伝達荷重とこれらの沈下量の関係を図-6.11に示す。この図の先端伝達荷重は、鋼管先端から2D上方の断面(根固め部築造範囲)位置での荷重である。

この図より最大杭頭荷重、最大杭先端伝達荷重とこれらの沈下量の最大値をまとめたものを表-6.4に示す。なお、鋼管径 $\phi 600\text{mm}$ および $\phi 800\text{mm}$ の試験は先端沈下量が鋼管径の10%を超えており第二限界抵抗力まで載荷できているのに対して、 $\phi 1,000\text{mm}$ の試験では最大で鋼管径の

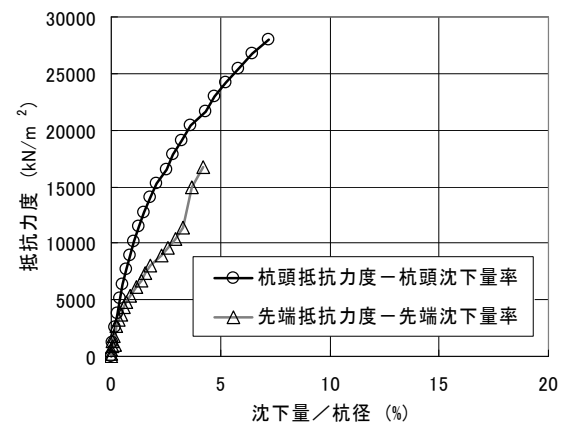
4%と第二限界抵抗力を判定できるまで沈下できていない。



a) 鋼管杭 $\phi 600\text{mm}$



b) 鋼管杭 $\phi 800\text{mm}$



c) 鋼管杭 $\phi 1000\text{mm}$

図-6.11 抵抗力度-沈下量率関係

表-6.4 押し込み試験結果

鋼管径(mm)	600	800	1000
杭長(m)	19.0	19.0	21.5
先端地盤種別	砂層 $N \geq 50$	砂層 $N \geq 50$	礫層 $N \geq 50$
最大杭頭荷重(kN)	15,000	13,124	22,000
最大荷重時杭頭沈下量(mm)	99.5	107.3	71.8
最大杭先端伝達荷重(kN)	6,199	8,767	13,306
最大荷重時杭先端沈下量(mm)	60.0	80.0	41.9
(杭径比：鋼管径D)	0.1D	0.1D	0.04D

表-6.5 先端抵抗力係数

鋼管径(mm)	600	800	1000
鋼管杭先端閉塞面積(m ²)	0.283	0.502	0.785
最大 or 0.1D 沈下時先端荷重(kN)	6,199	8,767	(13,306)
先端抵抗力係数 α	438	349	(339)

(2)先端抵抗力の評価

港湾の施設の技術上の基準・同解説(国土交通省港湾局, 2007)ではN値に基づいて杭の設計をする際の打撃工法による杭の先端抵抗力が300N(kN/m²)(N: 杭先端地盤のN値($N \leq 50$))であらわすことができるとしている。N値の上限値としては50を設定しているため、最大抵抗力は15,000kN/m²を考えていることになる。これは、杭先端地盤の抵抗力として15,000kN/m²を上限としていることになる。今回実施した載荷試験ではいずれの地盤でもN値は50もしくはそれ以上であった。実験結果の整理では、最大荷重時もしくは第二限界荷重時の鋼管杭の閉塞面積に対する単位面積当たりの先端抵抗 qd を50で割ることによって α を求めた。この場合、 α が300であれば、15,000kN/m²の先端荷重が作用しても杭の根固め部が持っていることを意味している。すなわち、 α が300以上であれば、打撃杭工法による杭の先端抵抗性能以上の先端抵抗性能を有することを示したことになる。表-6.4の最大杭先端伝達荷重からこのようにして求めた先端抵抗力係数 α を表-6.5に示す。

この表が示すように先端抵抗力係数 α は、いずれのケースでも300より大きな先端抵抗力係数(339~438)を示しており、本工法が打撃工法以上の先端抵抗性能を発揮する工法であることがわかる。

以上のことから、本工法の設計上の先端抵抗力係数 α

を安全をみて打撃工法と同じ300に設定することにした。

(3)周面抵抗力度評価

試験で求められた砂質土におけるN値と周面抵抗力の関係を図-6.12に示す。図には両者の関係を最小二乗法により直線回帰した線も示してある。この直線の勾配は周面抵抗力度=12.7Nとなり、目標とする道路橋示方書(日本道路協会, 2002)に示されている場所打ち杭の周面抵抗力度5Nを大幅に上回る値が得られた。

粘性土地盤の周面抵抗力度についてはデータ数が少ないものの最大周面抵抗力については目標の10Nを大きく上回る抵抗力度が確保されていた。

表-6.6に試験より得られた周面抵抗力度をまとめたものを示す。

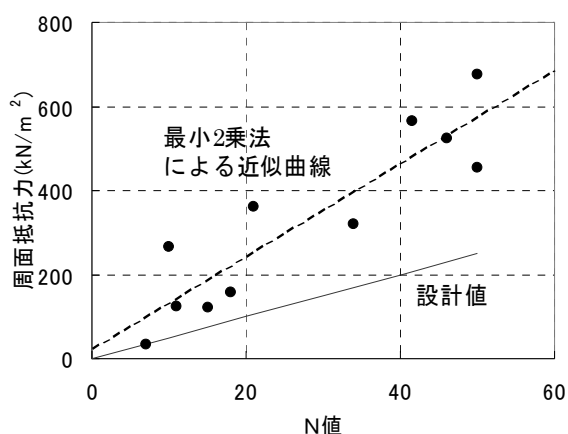


図-6.12 周面抵抗力とN値関係(砂質土)

表-6.6 周面抵抗力度まとめ

	データ数	周面抵抗力度
砂・礫質土	11	4.9~26.7N(平均 12.7N)
粘性土	2	50.2, 82.6N(平均 66.4N)

この結果から、本工法の周面抵抗力度として道路橋示方書(日本道路協会, 2002)に示されている場所打ち杭の周面抵抗力度5N(砂質土), 10N(粘性土)と同じに設定することにした。

(4) まとめ

本工法の軸方向抵抗力に関する結果をまとめる。

鋼管径600mm, 800mm, 1000mmの鋼管杭にリブプレートとずれ止めを設置し、深度約20mまで杭を打設した後、押し込み試験を実施して杭の軸方向抵抗力特性を把握した。

その結果、いずれの杭においても、先端抵抗力は $300 \cdot N \cdot A_p$ (N: 支持層部の平均N値で $N \leq 50$, A_p : 鋼管先端閉塞面積)以上あることが確認された。

また、周面抵抗力については、砂・礫層では単位面積当

りの周面抵抗力度が5N(N：砂・礫層の平均N値)以上発揮されること、粘性土層では、データ数は少ないものの、単位面積当たりの周面抵抗力度が10N(N：粘性土層の平均N値)以上発揮されることが期待できることが確認された。

7.設計の考え方と施工方法

(1) 設計の考え方

a) 先端抵抗力

本工法によって施工された鋼管杭の先端抵抗力は、港湾の施設の技術上の基準・同解説に示される、打撃工法と同等以上発現することから、この基準の算定式である式(7.1)によって算出する。

$$R_{pk} = 300NA_p \quad (7.1)$$

ここで、 R_{pk} ：静力学的抵抗力算定式による杭の杭先端抵抗力の特性値(kN)、 N ：杭先端地盤のN値($N \leq 50$)、 A_p ：杭先端の有効面積(m^2)である。

b) 杭周面抵抗力

本工法の杭周面抵抗力は、道路橋示方書(日本道路協会、2002)に示される場所打ち杭相当以上の杭周面抵抗力が得られることから、この基準の算定式である式(7.2)によって算出する。

$$R_{fk} = \sum r_{fki} A_{si} \quad (7.2)$$

ここで、 R_{fk} ：杭周面抵抗力の特性値(kN)、 r_{fki} ： i 層の平均周面抵抗力度(kN/m^2)、ただし、砂質土の場合; $5N(r_{fki} \leq 200)$ 粘性土の場合 c_a or $10N(r_{fki} \leq 150)$ 、 A_{si} ： i 層において地盤と接している杭の周面積(=鋼管杭外周長 $U_s \times$ 層厚 l)(m^2)、 c_a ： i 層の杭の平均付着力(kN/m^2)、 N ： i 層の平均N値(≤ 10)である。

(2) 鋼管先端部の仕様

本工法では、ウォータージェットによる掘削効果の向上と拡径効果を期待して、鋼管杭先端部外周面に鋼板のリブプレートを取り付けることにしている。併せて、杭先端に形成される根固め球根と鋼管杭との荷重伝達を円滑に図るため、鋼管杭内面に支圧材としてのずれ止め(鉄筋)を取り付けることにしている。更に、杭先端部外周面に所定数量の水・セメントミルク噴射用ノズルを取り付けることが必要である。

図-7.1にリブプレートの配置を、表-7.1にリブプレートの仕様を示す。リブプレートの形状は、施工性の向上のためリブプレートの上端を斜めに切り落した「肩落とし」形状とする。

また、図-7.2にずれ止めの配置を、表-7.2にずれ止めの仕

様を示す。

(3) ウォータージェットノズルの仕様

本工法の水セメントミルク送出装置の選定基準は、表-7.1を基本とした。ノズル孔数については、根固め部築造実験結果からも確認し、施工実験、押込み試験でもその妥当性を確認している。

(4) 根固め部の出来型の確認

これまでの検討で、根固め部の出来型の確認や杭の支持力の確認を実施し、適切な施工を行うことによって、期待される支持力が発現できると考えられるが、通常は根固め部の出来型の確認、根固め部のモルタルの強度確認は困難である。

この工法の性能の確認は押込み試験によるものが最も適している。しかし、常にこの試験を実施することは困難であるので、これに変わるものとして、衝撃載荷試験を実施することが考えられる。杭の断面変化を確認するために衝撃載荷試験を実施することによって、根固め部の出来型を確認することができる。また、モルタルの硬化後、杭心部分でサンプリングを行い、コアの圧縮強度を確認することにより、根固め部の健全性を確認することも可能である。

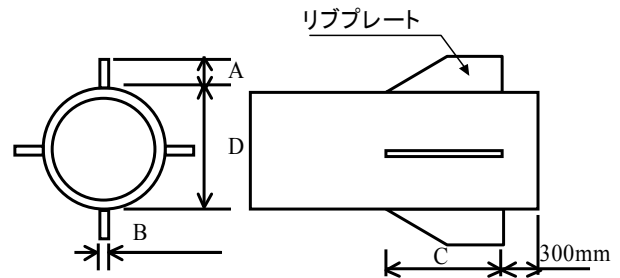


図-7.1 リブプレート配置図

表-7.1 リブプレート仕様

杭外径D (mm)	枚数	A 寸法 (mm)	B 寸法 (mm)	C 寸法 (mm)	リブ間ピッチ (mm)	ノズル数
600	4	250	19	600	471	4
800		300		800	628	
1,000	6			22	1,000	524

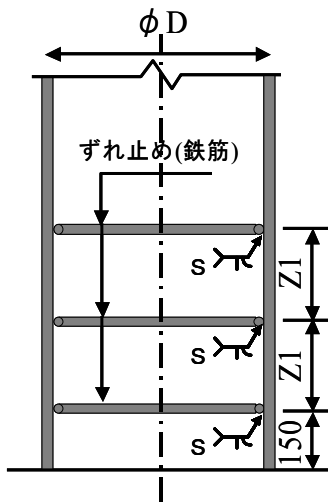


図-7.2 ずれ止め配置図

表-7.2 ずれ止め仕様

鋼管径D (mm)	ずれ止め(SD295)		取付段数 n (段)	取付間隔 Z1 (mm)
	鉄筋径 ϕ (mm)	ピッチ幅 s (mm)		
600	13	9	3	250
700				
800			4	
900				
1000				

表-7.3 水・セメントミルク送出装置の仕様

鋼管径 (mm)	ノズル 孔数	水・セメン トミルク 送出装置 台数	ノズル孔径(mm) (吐出量)	
			鉛直	内側
600	4	1	4.9 (175ℓ)	2.6 (50ℓ)
700~900			6.9 (350ℓ)	3.7 (100ℓ)
1,000	6	3		

8. 結論

本論文では、騒音・振動対策効果と、高い軸方向抵抗力性能を持った、JV工法の改良工法である本工法を想定して、室内実験結果および現場での施工性・軸方向抵抗力性能実験結果を報告したものである。

室内実験では、根固め部形状や底部の面積を変化させた模型杭を押し込みCTスキャナにより模型地盤中の状況を観察する軸方向抵抗力特性実験と、根固め部を押し込むことで根固め部が有する耐力を評価する根固め部押し込み実験を行った。

実験の結果、本工法で目標とする $300 \cdot N \cdot A_p$ (N : 支持層部の平均 N 値で $N \leq 50$, A_p : 鋼管先端閉塞面積)の軸方向抵抗力を發揮させるためには、根固め部の断面積を鋼管杭の底面積の2倍以上確保する必要があること、またそのためのずれ止めの効果が明らかとなった。

また、現場で実施した実験では、浅深度において根固め部を築造することで、リブプレートやセメントミルクの注入量など施工の仕様による根固め部の築造性を評価する根固め部築造実験、および、本工法の軸方向抵抗力性能を解明するために、支持層にて根固め部を築造した杭について押し込み試験を実施した。

実験の結果、根固め部の拡大のためには、リブプレートを配置することが効果的であり、築造目標体積分以上のセメントミルクを注入することが必要であることが分かった。また、根固め部築造工程に関わるノズルの仕様やジェットの流量や噴射圧力、施工深度管理などの工程をまとめて施工要領の策定を行った。

また、押し込み試験からは、本工法の先端抵抗力は、砂および礫からなる支持層において打撃工法で施工した杭の軸方向力の上限とされている抵抗力以上であること、砂・礫層及び粘性土層における単位面積当りの周面抵抗力は場所打ち杭で期待される抵抗力以上發揮されることが確認された。

9. おわりに

本資料は、平成19年度および20年度の(独)港湾空港技術研究所と新日本製鐵(株)、調和工業(株)の共同研究「港湾地域向け杭の新工法(RSプラス)に関する研究」の成果を取りまとめたものである。

この共同研究の実施に当たり、多くの関連各位の御協力を頂きました。本研究に当り御協力いただいた各位に感謝いたします。特に、駒井鉄工の関係の皆様には、載荷試験場所を提供いただき深く感謝申し上げます。また、他の押し込み試験においても、実験場所の提供や御協力いただいた方に深く感謝いたします。

(2009年3月6日受付)

参考文献

- 上 菌 晃・竹澤一彦・滝口要之助・高橋邦夫・山下久男・西村真二(2003): ジェットパイロ工法で施工した栈橋鋼管杭の支持力とその増大工法について, 土木学会論文集, No.700/VI-54, pp15-29
- 岡原美知夫・福井次郎・中谷昌一・田口敬二・藤村知弘(1992): 杭頭部とフーチングの結合部の設計法に関

- する検討, 土木研究所, pp.123-133.
- 国土開発研究センター(1995): 同時埋設合成鋼管杭工法
(ガンテツパイル), pp.42-43.
- 国土交通省港湾局監修(2007): 港湾の施設の技術上の基
準・同解説(下), 日本港湾協会, pp.588-589.
- 地盤工学会編(2002): 杭の鉛直押し込み試験方法・同解説,
pp.19-59.
- トーマン建機株式会社: TGMS(テグメス)工法パンフレッ
ト
- 日本道路協会(1986): 杭基礎設計便覧, pp.282-295.
- 日本道路協会(2002): 道路橋示方書・同解説 I 共通編
IV 下部構造編, pp.353-363.

港湾空港技術研究所資料 No.1196

2009・6

編集兼発行人 独立行政法人 港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人 港湾空港技術研究所

横須賀市長瀬 3 丁目 1 番 1 号

TEL.046(844)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Copyright© (2009) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。