共同研究報告書

整理番号第503号

岩盤を支持層とする 杭基礎の設計法・施工法に関する 共同研究報告書

平成31年4月

国立研究開発法人 土木研究所 一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会 一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会 一般社団法人 日本基礎建設協会 一般社団法人 全国地質調査業協会連合会

Copyright © (2019) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木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、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立 研究開発法人土木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。

共同研究報告書

第503号2019年4月

岩盤を支持層とする杭基礎の設計法・施工法 に関する共同研究報告書

国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ	上席研究員	七澤利明※1
国立研究開発法人土木研究所 地質・地盤研究グループ	上席研究員	浅井健一
国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ	主任研究員	河野哲也※2
国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ	交流研究員	田辺晶規※3
国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ	交流研究員	今 広人※4
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	松井良典
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	寺尾名央
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	日下裕貴
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	加藤篤史
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	森本真造
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	楠本 操
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会	技術委員	上醉尾 義明
一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	木谷好伸
一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	津田和義
一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	宮原 清
一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	須見光二
一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	袴田智之
一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	千種信之
一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会	技術委員	笹川康成
一般社団法人 日本基礎建設協会	技術委員	矢田哲也
一般社団法人 日本基礎建設協会	技術委員	荻田成也
一般社団法人 日本基礎建設協会	技術委員	今井康幸
一般社団法人 全国地質調査業協会連合会	技術委員	柳浦良行
一般社団法人 全国地質調査業協会連合会	技術委員	白井康夫
一般社団法人 全国地質調査業協会連合会	技術委員	荻原育夫
一般社団法人 全国地質調査業協会連合会	技術委員	濱田泰治
一般社団法人 全国地質調査業協会連合会	技術委員	奥井裕三
一般社団法人 全国地質調査業協会連合会	技術委員	大賀政秀

※1 現 国土交通省 国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部 構造·基礎研究室長

※2 現 国立大学法人 富山大学大学院 理工学研究部 准教授

※3 現株式会社建設技術研究所(交流研究員在職期間:2014年7月~2016年7月)

※4 現 ジャパンパイル株式会社(交流研究員在職期間: 2017年4月~2019年3月)

要旨

施工機械の能力向上や山岳部での施工事例の増加等により、岩盤を支持層とする杭基礎の 事例が増加している。一方で、道路橋示方書においては岩盤を支持層とする杭の支持力推定 式が明確に示されておらず、また、支持層の選定法や地盤調査法が明らかとなっていない。 さらに、施工法や施工管理方法に関しても十分に確立されているとは言えない。 そこで、岩盤を支持層とする杭基礎に関する地盤調査法・設計法・施工法の確立を目的とし た共同研究を実施した。本報告書はその内容をまとめたものである。

キーワード:岩盤、杭基礎、杭の支持力推定、施工管理方法、地盤調査法

岩盤を支持層とする杭基礎の設計法・施工法に関する共同研究報告書

目 次

	(PAGE)
1. まえがき	1
 2.対象とする岩盤条件及び杭工法について 	
2.1 概要	
2.2 岩盤について	
2.3 杭工法について	
 2.4 岩盤区分と杭工法区分について 	9
2.5 まとめ	11
3. 岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査法について	
3. 1 概要	
3.2 支持層とする岩盤条件の設定	
3.2.1 岩盤における支持層確認の目安及び支持層の条件の検討	
3.2.2 軟岩における支持層の目安値(一軸圧縮強度及びN値)の検討	20
3.2.3 変形しやすい岩盤の支持層としての評価に関する検討	
3.3 不陸・傾斜を考慮した支持層の把握方法	28
3.3.1 岩盤を支持層とする杭基礎の不具合事例の分析	28
3.3.2 岩盤支持層の不陸・傾斜が生じる地形・地質的要因	29
3.3.3 岩盤支持層の不陸・傾斜を把握するための地盤調査方法	
3.4 支持力推定に用いる地盤調査方法	40
3.4.1 支持力推定に必要な地盤調査方法とその評価方法の検討	40
3.4.2 亀裂、風化を考慮した一軸圧縮強度の推定手法について	43
3.4.3 三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験結果からの一軸圧縮強度の推定手法について	45
3.5 杭施工時に注意すべき岩盤について	47
3.6 まとめ	48
4. 岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の推定式について	
4. 1 概要	49
4.2 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法のグルーピング	
4. 2. 1 概要	
4.2.2 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の構造等の比較	
4.2.3 載荷試験等の分析による比較・検証	56
4.2.4 まとめ	68
4.3 中掘り杭工法コンクリート打設方式の適用性	
4.3.1 概要	69
4.3.2 中掘り杭工法コンクリート打設方式と場所打ち杭工法の比較	

4.3.3 まとめ	
4. 4 載荷試験データの分析	
4.5 載荷試験における杭先端の極限支持力度(試験値)の評価方法	
4.5.1 杭先端支持力として扱う範囲	
4.5.2 荷重一変位関係とデータの扱い	
4.5.3 杭先端の極限支持力度の特性値の評価に用いる地盤定数	
4.6 杭先端の極限支持力度の特性値の推定式の検討	
4.6.1 推定式の算定方法	
4.6.2 推定式の算定と提案結果	
4.7 まとめ	
	00
 右盛を文持僧とする机基礎の施工官埋方法について 	
	99
5.2 场所打ち机上法	100
	100
5.2.2 既任の施工事例より侍られた知見と課題	
5.2.3 岩盤を文持層とする場合の施工力法・施工官理力法	
5.2.4 施工上の留息点と対束	
5.3 ノレホーリング机工法	
5.3.3 石盛を又持暦と9 る場合の施工力法・施工官理力法	
	105
5.4 動官ワイルセメント机工法	100
	100
5.4.2 既任の施工事例及び施工試験より待られに知見と課題	100 107
	100
5.5 中価9約1上法(ビタントミルク噴山挽井力式)	
5.5.1 上広の幌安 5.5.2 既行の拡工事例とは得られた知見と課題	109
5.5.2 0100001年例より付けた2000には200000000000000000000000000000000	109
5.5.4 加工工の国志派と対象	
5.6.2 既往の施工事例及び施工試験と以得られた知見と運転	
5.5.4 肥上上の田忌忌と刈束	
J. / みとめ	

6. まとめ		_116
参考文献		_118
参考資料1	載荷試験位置での地盤調査結果	121
参考資料2	本研究で新規に実施した載荷試験結果	_220
参考資料3	個々の載荷試験結果とボーリング柱状図	_230
参考資料4	その他の工法での載荷試験結果について	270
参考資料5	本研究で新規に実施した施工試験結果	277
参考資料6	鋼管先端内面のずれ止めについて	<u>294</u>
参考資料7	中掘り杭工法(コンクリート打設方式)施工手順・施工管理方法	302
参考資料8	岩盤を支持層とする杭基礎における急速載荷試験の適用性について	309
参考資料9	岩盤支持層の傾斜・不陸を把握ためのオートマチックラムサウンディングの適用性について	327
参考資料10	道示Ⅳで用いる杭の軸方向ばね定数の適用性の検討について	331
参考資料11	道示Ⅳで用いる安定に関する照査で考慮する部分係数の適用性の検討について	339

1. まえがき

近年、施工機械・施工機材の能力向上や山岳部での施工事例の増加等により、岩盤を支持層とする杭の 設計・施工事例が増加してきている¹⁾。場所打ち杭工法においては、施工機械の能力向上に伴い、特殊なビ ットを用いることなどで、今まで掘削が困難であった岩盤についても、施工できるようになってきている。 また、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)・プレボーリング杭工法・鋼管ソイルセメント杭工法 においても、オーガ駆動装置の大型化や掘削ビットの改良等により、泥岩やシルト岩等の軟岩での施工実績 が見られ、載荷試験等も行われてきている。

岩盤を杭基礎の支持層とする場合には、一般に強固で良好な支持層とみなされ、高い鉛直支持力が期待 でき、杭の沈下等の不具合が生じることはないと考えられてきたが、亀裂や風化等の影響で物性値や支持力 が大きく異なることや施工時に杭先端地盤を乱すことなどにより、沈下等の不具合を起こす事例が散見され ている^{例えば 23}。また、岩盤は地層の形成過程によって支持層全体が大きな傾斜や不陸を有することが少な くない。このことから、支持層の選定や杭の根入れ深さの設定が難しく、対象とする岩盤が支持層になりう るかどうかを判断するための調査方法や調査結果に基づく地盤定数の評価方法も明らかではない。

岩盤を支持層とする載荷試験やそれに基づく支持力機構に関する研究は、載荷試験を実施する場合に高 い載荷荷重が求められ、一般に多くの費用と時間がかかることや、岩種や風化等によって物性値や支持力が 異なることなどから、これまで体系的な研究が実施されておらず、結果として道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編,平成 29 年 11 月⁴(以下、道示IVという)においても軟岩を支持層とする打込み杭工法を除いて、 杭先端の極限支持力度の特性値の推定式が明確に示されていない。そのため、実務では設計者の判断による 杭先端の極限支持力度の特性値の推定(例えば、良質な砂れき層と同等の値の推定式の適用)や、適用でき る杭工法の選択肢が限定的になっているのが現状である。

また、設計で期待する先端支持力を確実に発揮するためには、岩盤を支持層とする杭基礎において適切 な施工法や施工管理を行うことが必要であるが、十分に確立しているとは言えない。例えば、場所打ち杭に おける支持層の確認は、亀裂や風化等の影響で支持層とする岩盤の硬さに違いが生じる場合では判断が難し くなることも考えられる。

このように、岩盤を支持層とする場合の杭基礎については、設計・施工事例が増加する中で調査・設 計・施工法が十分に整備されておらず、今後も不具合が生じるおそれが考えられる。

そこで、国立研究開発法人土木研究所、一般社団法人鋼管杭・鋼矢板技術協会、一般社団法人コンクリ ートパイル建設技術協会、一般社団法人日本基礎建設協会及び一般社団法人全国地質調査業協会連合会は、 岩盤の力学特性や杭工法等の条件の違いを考慮し、それぞれの条件において岩盤を支持層とする杭基礎の地 盤調査法、設計法(杭先端極限支持力度の推定式)及び施工法(施工管理方法)を明らかにすることを目的 とした共同研究を実施した。

本報告書は、主として平成27年度から平成29年度に実施した共同研究の内容についてまとめたものであり、共同研究報告書の構成は以下のとおりである。

1

1章では、岩盤を支持層とする杭基礎の調査・設計・施工に関する現状と課題ならびに本報告書の目的を 述べた。

2章では、本報告書で対象とした岩盤条件及び杭工法と、それらの区分について示す。

3章では、既往の知見や現地盤での地盤調査結果等の分析から、岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査 法(支持層とする岩盤条件の設定、支持力推定に用いる調査方法、支持層の不陸・傾斜の把握方法等)につ いて示す。

4章では、岩盤を支持層とする杭の載荷試験結果の分析から、岩盤条件や杭工法ごとに杭基礎の杭先端 極限支持力度の推定式の提案について示す。

5章では、現地盤での実杭の施工性試験等の結果や既往の施工実績も含めた分析から、杭工法ごとに岩 盤を支持層とする杭基礎の施工管理方法について示す。

6章では、本報告書の成果と今後の課題をまとめとして示す。

研究体制

表に平成 27~29 年度の共同研究担当者名簿を示す。

研究細目: ①検討計画 ②調査 ③載荷試験 ④支持力特性 ⑤施工

						研究細目					
所属名		氏	名		役職名	1	2	3	4	5	
国立研究開発法人 土木研究所	七	澤	利	明	構造物メンテナンス研究センター	\odot	0	0	O	0	
	浅	井	健		地質・地盤研究グループ	\odot	\odot	0	0	0	
	河	野	哲	也	上席研究員 構造物メンテナンス研究センター	\odot	0	0	O	0	
	Ħ	÷Л	昆	担	橋梁構造研究グループ 主任研究員 構造物メンテナンス研究センター	0	0	0	O	0	
	今	~~	広	人	橋梁構造研究クループ 交流研究員 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ 交流研究員	0	0	0	O	0	
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会	松	井	良	典	技術委員	0	0	0	0	0	
	寺	尾	名	央	技術委員	0	0	0	0	0	
	日	下	裕	貴	技術委員	0	0	0	0	0	
	加	滕	篤	史	技術委員	0	0	0	0	0	
	槑	本 士	具	垣	技術委員	0	0	0	0	0	
	佣		, j	保的	技術委員	0	0	0	0	0	
		97F /E	1 1	党 切	汉 州安貝	0	0	0	0	0	
 一般社団法人 コンクリートパイル建設技	木	谷	好	伸	技術委員	0	0	0	O	0	
術協会	津	田	和	義	技術委員	0	0	\odot	0	\odot	
	宮	原		清	技術委員	0	0	0	0	\odot	
	須	見	光		技術委員	0	0	\odot	\odot	\odot	
	袴	田	智	之	技術委員	0	0	\odot	\odot	\odot	
	千	種	信	之	技術委員	0	0	\odot	\odot	0	
	笹	Ш	康	成	技術委員	0	0	0	0	0	
一般社団法人 日本基礎建設協会	矢	田	哲	也	技術委員	0	0	O	O	O	
	荻	田	成	也	技術委員	0	0	\odot	\odot	0	
	今	井	康	幸	技術委員	0	0	0	0	0	
一般社団法人 全国地質調査業協会連合会	柳	浦	良	行	技術委員	0	O	0	0	0	
	白	井	康	夫	技術委員	0	\odot	0	0	0	
	荻	原	育	夫	技術委員	0	\odot	0	0	0	
	濱	田	泰	治	技術委員	0	O	0	0	0	
	奥	井	裕	三	技術委員	0	O	0	0	0	
	大	賀	政	秀	技術委員	0	O	0	0	0	

2. 対象とする岩盤条件及び杭工法について

2.1 概要

本報告書では、岩盤の物性や杭工法等の条件の違いを考慮し、それぞれの条件において岩盤を支持層と する杭基礎の地盤調査法、設計法(杭先端極限支持力度の推定式)及び施工法(施工管理方法)を確立する ことを目的としている。様々な岩盤や杭工法が存在する中で、杭基礎の支持層として適用する岩盤条件、杭 工法の施工条件等を明確にして、本報告書で対象とする岩盤及び杭工法を選定する必要がある。そこで、岩 盤に関する既往の知見・地盤調査結果・載荷試験結果・施工実績等の分析により、次章以降での地盤調査・ 設計法・施工法を確立していくために対象とする岩盤条件や杭工法を明確にする。

2.2 岩盤について

岩盤は、一般に砂・砂れきと比べて不均質であり、力学特性・変形特性は岩盤の硬軟のほか、岩盤特有の 亀裂や風化の状態や程度にも影響されるため、岩盤における支持力特性の評価は砂・砂れきに比べて容易で はない。岩盤では、砂・砂れきのように標準貫入試験(N値)を基本とした調査では十分な情報が得られな い場合が多いため、可能な限りコアを採取し、コア観察や岩級区分の結果に基づいて亀裂、風化等を評価す るとともに一軸圧縮強度を確認する必要がある。道示IV⁴⁾では、直接基礎、ケーソン基礎及び深礎基礎の設 計に用いる岩盤の鉛直地盤反力度の制限値を評価する際に、一軸圧縮強度が 1MN/m²以上のものを軟岩、 10MN/m²以上のものを硬岩と区分している。ただし、亀裂、風化が生じている岩盤を対象に一軸圧縮試験 を行う場合、採取したコアの中から状態が良好な部分を選定して試験を実施することとなるため、必ずしも 得られた強度が岩盤全体としての強度を代表しているとは限らない。このような場合は亀裂や風化の状態を 考慮することができる試験(三軸圧縮試験、多段階三軸圧縮試験等)を併せて実施して、得られた一軸圧縮 強度の妥当性を確認することが必要となる。

岩盤に関する既往の知見⁵や地盤調査結果の分析等から、岩盤を支持層とした杭基礎において先端支持力 に影響を与える要因としては、「①生成年代」、「②岩盤の硬軟」、「③母岩の硬軟」、「④亀裂の発達」、 「⑤風化の進行」が考えられる。そこで、本報告書においては、これらの要因に対して岩盤条件を区分する こととした。

① 生成年代

図2.2.1に生成年代の違いよる変形係数と一軸圧縮強度の関係、一軸圧縮強度と年代の関係を示す。中新 世以前の岩盤は鮮新世以降の岩盤に比べて一軸圧縮強度や変形係数は大きい。このことから生成年代の違い が岩盤の変形係数や一軸圧縮強度に影響を与えていることがわかる。鮮新世以降の岩盤は概ね軟岩であるこ とが確認できるが、中新世以前の岩盤の中央値は硬岩であるものの、軟岩となるデータも一定程度含まれて いる。また堆積軟岩における生成年代としては、一般的に新第三紀以降(主に中新世、鮮新世、更新世初期) に堆積したものが多いとされている。そこで、本報告書では生成年代においては堆積年代が新しい鮮新世以 降と中新世以前で区分することとした。鮮新世以降の岩盤は強度発現が進行中で最終的な強度発現は何十万 年以降となることから堆積軟岩が該当し、中新世以前の岩盤は最終的な強度発現は現在で風化の影響により 強度低下をしている岩が該当すると考えられる。

4



2 岩盤の硬軟

岩盤の硬軟は、岩盤の種類の違いによる硬軟や亀裂の程度、風化の状態等によって異なる。参考文献[®]で は、岩盤の硬軟(硬岩と軟岩の区分)について図2.2.2に原位置せん断試験より求めた地盤定数と室内試験 により求めた地盤定数の違いを示している。(a)は一軸圧縮強度qu≥10MN/m²の結果であり、いずれも亀裂 を多く含む岩盤である。(b)は一軸圧縮強度qu<10MN/m²の結果である。(a)では原位置試験により得られた結 果と室内試験により得られた結果に大きな差があり、亀裂のないコアにより求めた室内試験の結果の方が著 しく大きくなっている。一方で、(b)では原位置試験により得られた結果と室内試験により得られた結果に 大きな差はない。一軸圧縮強度qu≥10MN/m²の大きな岩盤は、岩の材質自体が硬質であるため原位置での地 盤定数は亀裂の影響により室内試験と大きく変わる一方で、一軸圧縮強度qu<10MN/m²の小さな岩盤は岩の 材質自体があまり硬質でないため材料自体の物性で地盤定数が決まることがわかる。



図 2.2.2 原位置せん断試験と室内試験により求めた地盤定数の関係⁶

また、一般に硬岩と軟岩では応力ひずみ関係の傾向が異なる。硬岩はピーク強度発現後に応力が急激に 低下する傾向にある一方、軟岩はピーク強度発現後に応力が増加していく傾向にある。このように力学特性 が異なるため、かつ道示IVとの整合性の観点から、本報告書では岩盤の硬軟においては硬岩と軟岩で区分す ることとした。さらに、硬岩の場合、亀裂の多少により力学特性が異なるため、直接的に亀裂の程度を評価 しているわけではないが、変形係数 E=500MN/m²を境に亀裂の少ない硬岩と亀裂の多い硬岩に区分すること とした。ここまでの工学的な指標に応じた岩盤条件による区分を表 2.2.1 に示す。

			工学的な指標									
	区分	①牛犬左供	②岩種の硬軟									
		①生成年代	一軸圧縮強度q _u (MN/m ²)	変形係数E(MN/m ²)								
硬岩一	新鮮岩または亀裂の少ない岩			500以上								
	亀裂が多い岩	中新世以前	10以上									
軟岩 -	風化軟岩		10去送	500未満								
	堆積軟岩	鮮新世以降	10木海									

表 2.2.1 工学的な指標に応じた岩盤区分

③ 母岩の硬軟

表 2.2.2 に岩盤のコア観察項目の区分として岩盤柱状図作成要領⁷に基づいた定性的な指標を示す。母岩の硬軟は A~E に分類されている。岩盤は、亀裂や風化等の影響により硬岩・軟岩の中でも母岩の硬軟が異なる。図 2.2.3 から母岩の硬軟が E から A になるにつれて一軸圧縮強度と変形係数が大きくなる傾向が確認でき、一軸圧縮強度 10MN/m²を境にして、硬岩の母岩の硬軟は比較的硬く(A~C)、軟岩の母岩の硬軟は比較的軟らかい(C~E)傾向にある。なお、図中の凡例に示す T-D とは、堆積軟岩を示し、その母岩の硬軟は D の傾向であった。このことから、本報告書では母岩の硬軟を A~E で区分することした。

	Α	極硬,ハンマーで容易に割れない
臣豈	В	硬, ハンマーで金属音
0	С	中硬, ハンマーで容易に割れる
硬	D	軟、ハンマーでボロボロに砕ける
职	Е	極軟,マサ状,粘土状
		密着している,あるいは分離している
	a	が割れ目沿いの風化・変質は認められ
=		ない
7		割れ目沿いの風化・変質は認められる
Ø	b	が, 岩片はほとんど風化・変質してい
割		ない
n		割れ目沿いの岩片に風化・変質が認め
目	C	られ軟質となっている
	a	割れ目として認識できない角礫状,砂
	α	状,粘土状コア
	α	非常に新鮮である
	0	新鮮である。層理面, 片理面に沿って
風	D	僅かに変色があり割れやすい
化		弱風化している。層理面, 片理面に沿
の	Ŷ	って風化している
状	8	風化している。岩芯まで風化してい
態	0	る。ハンマーで簡単に割れる
	0	強風化している。 黄褐色化し, 指先で
	e	簡単に壊すことができる

表 2.2.2 岩盤の定性的な指標



④ 亀裂の発達、⑤風化の進行

岩盤における亀裂の発達や風化の進行について、**表 2.2.2**に示すようなコアの観察結果に基づく定性的な 指標で分類されている。亀裂や風化の状況の違いが先端支持力に影響を与えると考えられることから、本報 告書では亀裂の発達、風化の進行において区分することした。なお、亀裂に関しては硬岩を対象とし、風化 に関しては硬岩、軟岩を対象とすることした。

上記の①~⑤の区分に加えて、杭の施工法によっては「被圧が考えられる岩」・「スレーキングの影響 がある岩」等も影響すると考えられることから区分することとした。一方で、これまでの不具合事例から支 持力発現までに大きな変形が発生する「圧縮性の高い風化軟岩(風化花崗岩、風化流紋岩、風化閃緑岩等)」 について、その他の風化軟岩と区分するかどうかが着目点となる。風化軟岩と圧縮性の高い風化軟岩(風化 花崗岩、風化流紋岩、風化閃緑岩等)については3.2.3に示す検討の結果に基づき、風化軟岩において圧 縮性の高い風化軟岩を区分することなく扱うこととした。表2.2.3に岩盤条件による区分のまとめを示す。 なお、定性的な指標(③~⑤)に関しては地盤調査を行う際の目安として用いるものと考えられる。

			工学的な指標		定性的な指標					
	区分		2)岩種	の硬軟						
		①生成年代	一軸圧縮強度 q _u (MN/m ²)	変形係数 E(MN/m ²)	③母岩の硬軟	④亀裂の発達	⑤風化の進行			
碩兴	新鮮岩または亀裂の少ない岩		1012 F	500以上	母岩の硬軟:	亀裂の発達: 少				
硬石	亀裂が多い岩	中新世以前	TORE		A∼C	亀裂の発達: 多	風化の進行 小〜大			
赤山	風化軟岩 (圧縮性の高い風化軟岩を含む)		10.共进	500未満	母岩の硬軟: C~E	_				
耿石	堆積軟岩	鮮新世以降	10木洞		堆積軟岩: T(D)	_	-			
	被圧が考えられる岩									
	スレーキングの 影響がある岩			_	-					

表2.2.3 岩盤条件による区分のまとめ

2.3 杭工法について

道示IVにおいて杭基礎の設計の対象となる杭工法の分類を図2.3.1に示す。対象となる打込み杭工法、中 掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式、最終打撃方式)、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント 杭工法、場所打ち杭工法(オールケーシング工法、リバース工法、アースドリル工法)、回転杭については、 砂・砂れきを支持層とした先端支持力推定式や施工管理方法が確立している。各杭工法の施工に関するより 詳細な事項については、杭基礎施工便覧⁸⁰や杭工法ごとに発刊されている施工ガイドライン^{9)~14)}などが参 考となる。なお、従来の道路橋示方書¹⁵⁾で示されていた中掘り杭工法(コンクリート打設方式)について は、現行の道示IVでは杭先端の極限支持力度の特性値や施工管理方法に関する規定が示されていない。



図 2.3.1 杭工法の分類

次に、岩盤を支持層とした場合に対象となる杭工法について整理する。次のいずれかの条件に該当する 杭工法は除外することとした。

- ① 杭工法が不明又は道示IVに準拠しない杭工法
- ② 岩盤を支持層とした静的載荷試験(押込み試験、先端載荷試験等)が行われていない杭工法
- ③ ②の載荷試験時の杭諸元、杭先端の地盤条件、載荷荷重、変位、先端位置での軸力が不明な杭工法

なお、打込み杭工法は道示IVにおいて軟岩を支持層とする杭先端の極限支持力の特性値や施工管理方法 について示されており、中掘り杭工法(最終打撃方式)は打込み杭の特性値や施工管理方法を適用すること から本報告書では検討対象としないものとした。また場所打ち杭工法のリバース工法及びアースドリル工法 は道路橋基礎での近年の適用実績がほとんどない¹⁾ことと、道示IVで対象とする杭径が深度方向に一定であ る杭(いわゆるストレート杭)での載荷試験が行われていないことから検討対象としないものとした。なお、 杭先端を拡底したリバース工法で載荷試験が実施されており、その結果については参考資料4で示している。 一方、道示IVにおいて杭基礎の設計の対象とされていない中掘り杭工法(コンクリート打設方式)について は、静的載荷試験により杭先端の極限支持力度の特性値や支持力等を確実に発現させるための施工管理方法 を明確にすることを前提として検討対象とするものとした。本報告書で検討対象とする杭工法を、以下に示 す。

- 中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)
- ② プレボーリング杭工法
- ③ 鋼管ソイルセメント杭工法
- ④ 回転杭工法
- ⑤ 場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)
- ⑥ 中掘り杭工法(コンクリート打設方式)

検討対象とした杭工法において設計上の主要な課題は、岩盤を支持層とする場合での杭先端の極限支持 力度の特性値が規定されていないことである。一方、岩盤を支持層とする場合に想定される施工上の課題に ついては岩盤の掘削能力と掘削精度、根固部の築造方法等があげられる。設計で期待する支持力を確実に発 揮するためには、これらの施工上の課題に対して適切な施工法や施工管理方法を明らかにする必要がある。 5章において杭工法別の岩盤を支持層とした場合の施工法や施工管理方法に関する検討内容や成果が示され ている。

2.4 岩盤区分と杭工法区分について

これまで収集した載荷試験結果や地盤調査結果の数量や内容を踏まえて、岩盤における杭先端極限支持力 度の推定式を提案する上で不足している条件について、本共同研究において新規に載荷試験や地盤調査を実 施した。新規載荷試験結果の詳細については後述する参考資料2を、地盤調査結果については参考資料1を 参照されたい。新規載荷試験を実施した工法と件数はこれまで施工実績がなかった鋼管ソイルセメント杭工 法で2件、プレボーリング杭工法で2件、中掘り杭工法(コンクリート打設方式)で1件である。

表2.4.1に岩盤及び杭工法区分での載荷試験実施件数について示す。新規載荷試験や地盤調査を実施して いるものの、各々の杭工法で岩盤における載荷試験件数は多く実施されているとはいえず、統計量の分析に 必要となる載荷試験数が過小であると推定式を提案することができない。そこで、杭先端の支持力機構や施 工法が同様とみなせる杭工法についてはグルーピングを実施して、統計量の分析に必要となる岩盤における 載荷試験件数を合算して推定式を提案することとした。プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法 では4.2での検討の結果として、同様とみなせることを確認したため、グルーピングした。中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)では4.3での検討の結果として、場所打ち杭と杭先端の支持力機構(支持層内 での周面摩擦力)が一部異なり、今後検証していく必要があるが、硬岩の場合、載荷試験結果の比較では違 いがみられないことから、場所打ち杭での先端支持力度が適用できるものとした。一方で、回転杭工法につ いては載荷試験件数が少なく、杭先端の支持力機構や施工法の独自性から他工法とグルーピングすることが できないことから、本報告書では推定式を提案しないこととした。また、中掘り杭工法(セメントミルク噴 出攪拌方式)、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法においては、これまで硬岩を対象とした 施工実績がなく、掘削能力の面で施工の不確実性が極めて高いと考えられることから、対象とする岩盤を軟 岩のみとした。

9

杭工法区分	既製杭工法または場所打ち杭工法								既製杭工法 中掘り杭工法 セメントミルク噴出撹拌方式						既製杭工法 一 鋼管ソイルセメント杭工法 プレボーリング杭工法 (後沈設方式)						工法	既製杭工法 中掘り杭工法 コンクリート打設方式					場所打ち杭工法 オールケーシング工法					
					L 11					既製コン	クリート柞	亢		鋼會	管杭		_					(仮沈	设力式)		鎁	管杭同日	時沈設方	式			L	
			Ţ	<u>タワンサ</u> 法名 (試	ホールハン 【験を実施	ノマの使用 した工法名)				ہر DANK/N	ょし IAKS/ST	J	なし TAIP/TN					ŀ	なし HYSC杭/ガンテツパイル			7	# -	PRD-R	有 NOSE工法	場合によりし有						
				工法	の先端概	要図																										
				1 m. m. h			共同研究で	追加地盤	即	稅往	追	鱼加	既	租	追	加	既往追加		既往追加			加	既往 追加				既往追加			,加		
			Ā	「盛余件」 	こよる区分		載何試験の 実施地	調査 の実施地	採用	参考	追加 調査	載荷 試験	採用	参考	追加 調査	載荷 試験	採用	参考	追加 調査	載荷 試験	採用	参考	追加 調査	載荷 試験	採用	参考	追加 調査	載荷 試験	採用	参考	追加 調査	載荷 試験
			日本の項	亀裂の 発達: 少	-	新鮮岩または亀裂 の少ない岩 (硬岩)	_	_																	-	-	- -	-	0 1	-	_ _	-
	中新	硬岩	政治の役 軟: A~C	亀裂の		角列がタい岩			-			>	<							>	<				0	-	_	●	0		_	-
	世 以前			発達: 多	-	(硬岩)	岡山:● _岡	_																	1	-	-	1	2	_	-	_
岩盤区分ごと の実施件数			母岩の硬 軟:	_	風化の 進行	風化軟岩※1	長崎∶●₌	広島:● _広	-	-	-	-	-	Δ	-	-	0	-	-	● _長	-	-	-	● _長	-	-	-	-	0	Δ	●広	-
における 載荷試験 - -		動	C∼E		小~大				-	-	-	-	-	1	-	-	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-	-	9	3	1	-
	鮮新 世以	岩	堆積軟岩	_	_	堆積軟岩	福島(その 1):●	福島(その 2):● _{福2}	0	-	-	-	0	-	-	-	0	Δ	● _{福2}	● _{福1}	-	-	-	● _{福1}	-	-	-	-	0	-	_	-
	降					17.♥福1		5	-	-	-	1	-	-	-	4	1	1	1	-	-	-	1	-	-	-	-	3	_	-	-	
						被圧が考えられる岩		_	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			その	也					-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
						スレーキングの 影響がある岩	_	-	-	-	-	-	- -	-	- -	-	-	- -		-	- -	-	- -	- -	-	-	- -	-	-	-	- -	-
					合計	載荷試験数			5	-	_	-	1	1	-	_	5	1	_	2	_	-	_	2	1	-	_	1	15	3	_	_
						湿潤				<u>.</u>	水	、セメン	トミルク使	· 使用	<u> </u>		水	, セメント	ミルク使	〔用		セメント	シルク使用]			<u> </u>	<u>.</u> 地下	水有		I	
						乾湿繰返しの景	響					生地	小品的中							ť	il.					,	小			1) \	
想定される		掘	削時			乾湿繰返し時	間					(約5~	⊶40分)							+	0					先端	掘削時 				屈削時 	
施工による 岩盤への 影響		1/14	111-1			空気接触時間	響 引		C	コッド内の)空気が [.]	セメントミ	ルク噴出	時に根固	国部に排出	Ц				74 t	кС 21.				掘削完	了からコン	シクリート	打設まで	掘削完	 了からコン	い /クリート打	 T設まで
影音 安凶						衝撃	-,					<u>(1~</u> た	·2分) に								 ۲					(数十分)	~ <u>致</u> 時間 有)	なし	(<u></u> 数十分~ ノ(チゼル	~ 数時間) 使用時あ	59)
													小固め	1 189 1-4 1			小 根固め									ノコンクリー	、 一ト打設					
									(セメ)	ントミルク グルーピ	+ 現地 ング 節	L <u></u> 攪 拌) 用			(セメントミルク+現地土攪拌) グルーピング範囲						コノソリー「1」 設 中振り抗コンクリート 打設方式の 場所打ち 抗シレアの 適田性											
					備考				凡例:C 注釈:※)既往の (1風化軟	載荷試験 救岩は圧約	(,●既往 縮性の高	の載荷語	試験サイ 次岩(風化	トで追加出 と花崗岩等	也盤調査 奪)を含す	Eを実施, む。	●新たに	二載荷試	験を実施	i, ∆参≯	き値で、3	章で提案	する支持	層とする	岩盤条伯	牛に合致	しないデ	ータ			

表2.4.1 岩盤及び杭工法区分での載荷試験実施件数について

2.5 まとめ

本章では、力学特性が異なるとみなせる岩盤や杭工法を区分し、また杭先端の支持力機構や施工法が同様 とみなせる杭工法に関してはグルーピングすることで、地盤調査・設計法・施工法を確立していくための岩 盤条件や杭工法を明確にした。次章以降では、この区分に基づき地盤調査法、杭先端極限支持力度の推定式、 施工法及び施工管理方法を検討し、提案していく。

3. 岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査法について

3.1 概要

岩盤を杭基礎の支持層とする場合には、一般に強固で良好な支持層とみなされ、高い鉛直支持力が期待で き、杭の沈下等の不具合が生じることはないと考えられがちであるが、亀裂や風化等の影響で物性値や支持 力が大きく異なることや施工時に杭先端地盤を乱すことなどにより、沈下等の不具合を起こす事例が散見 されている。また、岩盤は地層の形成過程によって支持層全体が大きな傾斜や不陸を有することが少なくな い。このことから、支持層の選定や杭の根入れ深さの設定が難しく、対象とする岩盤が支持層になりうるか どうかを判断するための調査方法や調査結果に基づく地盤定数の評価方法も明らかではない。

そこで、本章では既往の基準類や知見を分析して整理するとともに、本研究で実施した地盤調査結果を踏 まえて、対象とする岩盤が支持層になりうるかどうかを判断するための目安やその調査方法、ならびに既往 の知見を整理して支持層の不陸や傾斜が生じやすい地形・地質を示し、構造物位置での具体的な地盤調査の 考え方を提案する。さらに支持力を推定するための地盤調査方法とその地盤定数の評価方法を提案する。

本章の構成は以下のとおりである。

3.2では、既往の基準や便覧等を整理し、これまでに収集した岩盤を支持層とした載荷試験結果の分析 を踏まえて、支持層とする岩盤条件の設定とその調査方法を提案する。

3.3では、既往の知見を整理して支持層の不陸や傾斜が生じやすい地形・地質を示すとともに、構造物 位置での具体的な地盤調査の考え方を提案する。

3.4 では、支持力推定式に用いる地盤調査方法について、既往の知見及び本研究で実施した地盤調査結果を踏まえて、岩盤の種類、亀裂や風化の程度に応じた調査方法とその地盤定数の評価方法を提案する。

3.5では、施工する上で注意すべきと考えられる岩盤の条件について示すとともに、岩盤の膨張性やスレーキング特性についての試験方法について提案する。

3.2 支持層とする岩盤条件の設定

3.2.1 岩盤における支持層確認の目安及び支持層の条件の検討

(1) 各種基準等における支持層確認の目安の整理

各種基準、便覧等(以下、各基準類という)で示されている支持層確認の目安に関する記述について、整 理する。支持層確認の目安として砂・砂れきについての記述があるものは合わせて示す。

① 道路橋示方書·同解説 IV下部構造編⁴⁾

8.3 支持層の選定

- (1) 支持層は、1)及び2)の条件を満足するように選定しなければならない。
 - 1)長期的に安定して存在すること。
 - 2) 基礎を支持するための十分な地盤抵抗が得られること。
- (2) (1)1)における長期的に安定して存在する地層とは、少なくとも1)から4)の影響を受けないと みなせる地層とする。
 - 1) 斜面崩壊等
 - 洗掘・侵食
 - 3) 液状化
 - 4) 圧密沈下
- (3) 1)及び2)を満足する場合には、(1)2)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 基礎を支持するために十分な強度及び剛性を有していること。
 - 2) 施工による乱れにより1)が失われないこと。
- (3)1)支持層は、基礎を支持できるだけの十分な強度及び剛性を有する層を選定する必要がある。 このため、深度の浅い沖積層は一般に支持層とはなりえない。

一般的な支持層の目安について、以下に示す。

- i)粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も大きい場合が多いた め支持層とする際には十分な検討が必要であるが、N値が20程度以上(一軸圧縮強度 quが 0.4N/mm²程度以上)あれば支持層と考えてよい。
- ii) 砂層、砂れき層はN値が30程度以上あれば支持層と考えてよい。ただし、砂れき層ではれきを たたいてN値が過大に出る傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。
- iii)岩盤のうち、スレーキングが生じる岩盤や膨張性の岩盤では、施工時の岩掘削等に伴う応力 解放及び浸水により、細粒化や膨張等が生じ、急激な強度の低下による支持力の低下が生じるお それがある。また、著しく風化した岩盤(風化花崗岩等)や亀裂が著しい岩盤では、相対的に変 形しやすく、支持力発現までに大きな変形が生じる場合がある。この様な条件では、各種調査や 載荷試験により基礎施工後の強度・変形特性を評価したうえで、支持層としての適性を判断する 必要がある。

また、地層構成が複雑な場合, 例えば風化岩上部の強風化層の厚さや風化程度が様々な場合あ

るいは互層の場合には、支持層深度等の設定に十分注意することが求められる。この様な条件で は、調査位置や点数を増やして支持層深度等を適切に定める必要がある。地層の複雑度が高く支 持力の評価等が難しい場合には、載荷試験を実施して支持層深度の設定や支持力の評価を行う のがよい。

- ② 杭基礎設計便覧 16)
 - 1-3-3 予備調査の計画

調査を実施する深さについては、こうした個々のボーリングの目的や現地状況に応じて適切に設定 する必要があるが、支持層の下に圧密沈下が生じる地層等が想定されない一般的な条件の下でボーリ ングを実施する際の支持層確認後の掘進長の目安を例として表3.2.1に示す。過去に、調査における 掘進長が不十分であったことにより、杭先端以深の軟弱層の存在を見落とし、結果として施工後に十 分な支持力を得ることができなかった事例もある。また、調査時に調査者が想定した支持層によって 必ずしも十分な支持力が得られるとは限らない。したがって、調査段階では支持層を安全側に想定す ること、掘進長を長めに設定しておくことが重要である。

表3.2.1 支持層確認後の掘進長の目安

	確認後の掘進長(m)								
支持層が確認された深さ	-1- 725	岩	盤						
	_L 10×	軟岩	硬岩						
地表から 5m 未満	10	10	5						
地表から 5m 以深	5	5	3						

- ③ 斜面上の深礎基礎設計施工便覧¹⁷⁾
 - 1-3-2 本調査

調査深さは、地盤の支持力や水平変位等に影響を及ぼすと推定される深さまで行うことを基本とする。なお、耐震設計上の基盤面を確認する必要がある地点においては、その深さまで調査を実施する 必要がある。表 3.2.2 に一般的な条件での岩盤における支持層確認後の掘進長の目安を、表 3.2.3 に 試験項目と実施頻度の目安を示す。

及び.2.2 石皿(=0										
予備設計で設定されて	確認後の 掘進長(m)									
いる基礎底面の深度	軟岩(C _L 級)	硬岩(C _M 級以上)								
地表から 5m 未満	10	5								
地表から 5m 以上	5	3								

表3.2.2 岩盤における支持層確認後の掘進長の目安

※大規模構造物の場合,予備設計で設定されている基礎底面から,基礎の短 辺長程度まで揺進する

表 3.2.3 試験項目と実施頻度の目安

						実施	頻度						
		4.5	¥0.~85				岩盤部						
		訊	顿巩	B	土砂部	軟岩 ()	風化部〉	硬岩					
						D級	C _L 級	C _M 級以上					
					軟弱な粘性土に対	オレて1本/3~							
サン	ノブリ	レンク	7		5m その他代表的か#	ዘጃጥ1 አ	可能な限りコア採取						
							コアボーリングを適用(標進貫入						
標準貫入試験					1 回/ m 程度		試験が可能な場合には実施)						
	1		土料	対の密度	1個/3~5m又	は1個/各層							
		+	含力	(比)	同上	-							
		破	粒度	ŧ٤	同上								
	物	đ۵)	液性	主・塑性限界	同上(粘性土)	_							
	理		湿洞	阳密度	同上								
	験		吸っ	(密)			1個/3~5m	1個/5m又は					
		岩盤		·- •			又は1個/各層						
室		部	有穷	加間隙率			间上						
内試	丙			間密度			同上	同上					
験		土桶	少部	三軸圧縮	1個/3~5m又	【は1個/各層							
			諾	三軸圧縮			1個/3~5m 又は1個/各層	1個/5m又は 1個/各層					
	力学	岩	和法	多段階 三軸圧縮			同上	同上					
	試験	盤部		一軸圧縮			同上	同上					
			節	圧裂			同上	同上					
			勿法	超音波伝播 速度			同上	同上					
 		現		K試験	地下水位がある	、 場合に実施							
地 ⁻ 調	下水 査	湧 2	k庄i	則定			支持地盤までに 場合に実施	破圧滞水層がある					
載	荷	3LI	内水 ³	平載荷試験	基礎頭部位置から支持地盤までの代表的な各層を対象として各1~2 回								
벎	験	ŦLI	内せん	ん断摩擦試験	基礎頭部位置か 象として各1~	ら支持地盤までの [,] 2回	代表的な各層を対						
牧	速度検層 物理 (PS 検層含む)			層 層含む)	1m 間隔全深度実施, Vs ≥ 300m/s で層厚 5m 以上の耐震設計上の基 盤面を確認								
19	<i>梗層</i> 電気検層				汤水箇所,滞水層の位置を求める場合に実施,連続的に全深度実施								

※液状化の発生が懸念される土層を除く

④ NEXCO 調査要領¹⁸⁾

IV. 調査数量

第一次詳細調査における調査・試験の範囲、頻度、対象深度、数量等は、地形・地質条件や構造物 の規模、想定される基礎形式などを考慮した上で定めるものとする。

横断方向のボーリング実施箇所は、通常の場合道路中心線付近における1箇所でよいが、トンネ ル坑口付近や地形が急峻な地区で上下車線が分離しているような場合は、上下車線それぞれにボー リングを実施するのがよい。

調査深度は、基礎の支持層を確認することが原則である。良質な支持層としてのN値の目安は、 「設計要領第二集 橋梁建設編」では、N値30以上の砂質土層もしくはN値20以上の粘性土層を 想定しているが、支持層確認後に表3.2.4に示す深度までボーリングを実施することを基本とする。 表3.2.4 は特に支持力が問題となる直接基礎を想定し、基礎の最小幅を考えて想定したものである が、大型構造物の場合には、基礎の短辺長程度の深度まで掘進するものとする。

なお、支持層を確認する上では、土砂地盤における玉石・礫や、山岳地等における転石等の影響に よる過大な N 値に注意して、慎重に検討する必要がある。また、硬軟の互層が連続する場合には、 さらに深くまで調査することが望ましい。

軟弱な層が厚く堆積している地盤では、基礎工の施工可能な範囲内で支持層を確認できる深度ま で調査することを原則とする。

山岳地等で岩盤が露頭しているようなところでも、風化状況、亀裂の発達状態、断層の有無等を知るために、新鮮な基盤まで調査するのが望ましい。

表3.2.5 に調査試験数量の目安を示す。

支持層が確認	確認	8後の掘進長(
された深度	-L. Th	岩	盤	備 考
	工型	軟 岩	硬 岩	
地表から 5m 未満	10	10	5	玉石や転石に当たっていない
地表から 5m 以深	5	5	3	かどうか十分な注意が必要。

表 3.2.4 支持層確認後の掘進長の目安

注) 大型構造物の場合には、基礎の短辺長程度の深度まで掘進する。

表3.2.5 調査試験数量の目安

			施 頻 度	
計論I	īт н	上 質 部	軟 岩 部 硬	(出版)
H-COX-		↓ ・ 軟弱な粘性土に対し1本/3~5m ・	可能な限りコア採取・同左	(石峦即)
(舌は	サンフリンク hの少ない試料採取)	・その他,代表的な地層で各 1	,	
		本 ・1 回m を原則とする ・		267
	標準貫入試驗		(原則とし	レてコアボーリング)
 7	几内水平藏荷試験	[直接基礎]基礎底面から基礎幅の1 [杭基礎・銅管矢板基礎]基礎頭部位 (1/βを目安とする)で2~3回 [ケーソン基礎・深礎基礎]基礎頭部	~1.5 倍程度までの範囲で 2~3 回 置から 5~10m 程度までの範囲 立置から支持地盤までの代表的な各層を	:対象として各 1~2 回
		〔直接基礎〕 基礎底面から基礎幅の1	~1.5 倍程度までの範囲で 2	
		~3 回 「枯基礎・銅管矢板基礎」 基礎頭部位	置から 5~10m 程度主での	
	SBIFT	範囲		
	SDIII	(1/β を目安とする)で 2~3 回,杭; □	E端までの代表層で各 1~2	
		□ □ [ケーソン基礎・深礎基礎]基礎頭部 表的な各層を対象として各 1~2 回	位置から支持地盤までの代	
· 湧 (ま	水 圧 測 定 たは間隙水圧測定)	〔直接基礎〕基礎底面深度までに帯水 〔その他の基礎〕支持地盤までに被圧	習がある場合に実施 帯水層がある場合に実施	
	土粒子の密度	1 個/3~5m または 1 個/各層		
	含水比	同上		
±	粒度	同上		
質	液性・塑性限界	同 上 (粘性土のみ)	7	
絬	湿 潤 密 度	同上	-	
験	一軸圧縮	同上(粘性土のみ)	-	
	三軌圧縮	適宜	-	
	匠 密	l 個/3~5m(主として軟弱粘性土)	-	
	含水比	/	1 個/5m 程度	
石	湿 潤 密 度		同上	
試驗	一 軸 圧 縮		同上	
HIK.	三 軸 圧 縮		適 宜	

注) 岩級区分については「設計要領第一集 土工建設編」を参照のこと

(2) 岩盤を支持層とした杭の載荷試験における支持層確認の目安

これまで収集した岩盤を支持層とした載荷試験における支持層確認の目安について整理する。載荷試験 結果の詳細については参考資料3を参照されたい。表3.2.7に軟岩(風化軟岩及び堆積軟岩)を対象とした 載荷試験において、試験位置で実施された支持層確認した層厚及び杭先端位置のN値を示す。載荷試験に おいて、多くは支持層確認した層厚は3m以上であり、杭先端位置のN値は50以上であることが分かった。 一方で、参考資料3の参表3.1、参表3.9、参表3.31のようにN値50以上到達後に岩盤特有の風化による 影響で弱層が出てくる可能性があるため、ある程度支持層確認する層厚を確保することも必要となる。

表3.2.7 軟岩を対象とした載荷試験での杭先端N値、一軸圧縮強度及び支持層確認の層厚について

			11.47	杭先端位置			支持層深度(N	確認されたN値	50以上の厚さ
エ法	No.	支持層の岩種	る 被	深度	杭先端	一軸圧縮強度	値50以上)の確	杭先端からの	支持層から
			区分	(GL-m)	N値	$q_u(MN/m^2)$	認深度(GL-m)	厚さ(m)	の厚さ(m)
	2	風化花崗岩	D	21.50	56	-	20.00	3.50	5
	3	風化花崗岩	不明	24.10	136	-	16.00	-	7
	4	風化花崗岩	不明	14.34	150	-	11.00	1.66	5
提所打ち枯て注	5	風化花崗岩	不明	14.34	150	-	11.00	1.66	5
	6	風化花崗岩	不明	18.60	125	-	15.00	1.40	5
	8	風化花崗岩	不明	23.50	83	-	22.00	3.50	5
	11	砂岩	不明	13.48	500	3.83	12.00	3.52	5
	14	角礫凝灰岩	不明	5.40	50以上	1.66	3.80	-	-
	15	角礫凝灰岩	D	17.39	50以上	3.50	14.95	1.56	4
プレボーリング杭工法	26	角閃岩	D	9.00	68	8.63×	7.00	2.00	4

(a)風化軟岩

※杭先端位置と異なる深度で実施した岩盤の一軸圧縮強度の値

工法			111.67	杭先端位置			支持層深度(N	確認されたN値	50以上の厚さ
		支持層の岩種	岩級	深度	杭先端	一軸圧縮強度	値50以上)の確	杭先端からの	支持層から
			区分	(GL-m)	N値	$q_u(MN/m^2)$	認深度(GL-m)	厚さ(m)	の厚さ(m)
	12	砂岩	不明	9.12	50以上	1.70	6.74	-	-
	16	砂岩	不明	11.50	167	2.00	9.86	1.36	3
(オールワージンク工法)	17	砂質泥岩	不明	15.40	191	3.32	13.70	2.30	4
	19	土丹	不明	51.00	115	-	49.40	3.40	5
	21	泥岩	不明	25.00	75	-	23.50	2.50	4
中掘り杭工法	22	泥岩	不明	30.50	167	3.06	28.75	2.25	4
(セメントミルク噴出攪拌)	23	泥岩	不明	32.00	100	-	30.10	3.10	5
	24	泥岩	不明	61.00	214	4.00	58.20	2.20	5
	25	泥岩	不明	33.00	65	-	33.00	3.00	3
	27	泥岩	不明	23.00	66	1.33	21.90	1.90	3
	28	土丹	不明	28.50	79	-	27.90	2.40	3
プレボーリング杭工法	29	泥岩	СМ	18.00	100	1.01	17.15	3.15	4
	30	砂岩·泥岩互層	不明	17.65	300	9.10	17.00	2.35	3
	33	泥岩	CL	14.50	100	1.40	11.00	16.00	5
鋼管ソイルセメント杭工法	35	泥岩	CL	15.00	100	1.40	11.00	16.00	5

(b) 堆積軟岩

(3) 岩盤における支持層の条件

上記(1)、(2)の検討結果より、岩盤を支持層とする場合の支持層確認の目安及び支持層の条件については、以下に示す内容を提案する。

岩盤における支持層の条件としては、岩盤の硬軟、亀裂や風化の状態や頻度を考慮して判断することが重要となることから、地盤調査の流れを考慮し、まずは岩盤ボーリング(N値併用のオールコアボーリング) を行って、現地で得られる岩級区分から亀裂や風化の状態を把握して支持層の目安を定める。**表 3.2.7** に 示すこれまで収集した載荷試験での岩盤ボーリング結果から得られた岩級区分が CM~D 級であったこと に加えて、斜面上の深礎基礎設計施工便覧¹⁷⁾ との整合性を踏まえると、岩級区分 CL級以上が目安のひとつ と考えられる。なお、D級の岩盤については、条件によっては過大な沈下等が生じるおそれがあるため、慎 重に判断する必要がある。ただし、これまで収集した載荷試験結果では D級の岩盤であっても N値 50 以 上の地層が深度方向に安定して連続した場合には十分な支持力等が得られているものも多くあるため、支 持層として扱うことができると考えられる。支持層確認の目安として深度方向に連続することを現地で確 認するボーリング掘進長は、斜面上の深礎基礎設計施工便覧¹⁷⁾及び調査要領¹⁸⁾を参考にして、表3.2.8 に 示す値が目安と考えられる。ただし、3.3に後述する風化花崗岩等でみられる球状風化の場合や、大径杭 を用いることで4.5.3に後述する杭体先端から杭径の3倍下方までの杭先端 N値の算定範囲が支持層確 認の目安値よりも大きくなる場合では、掘進長の設定には注意する必要がある。

支持層が	支持層確認		
確認された深さ	D級(N值50以上)	C _L 級	C _M 級以上
地表から 5m 未満	10	5	
地表から 5m 以深	5	3	

表3.2.8 岩盤の支持層を現地で確認する目安

また、既往の知見等を踏まえて、以下に示す事項は支持層の条件を定めるうえで参考となる。

- ・斜面上の深礎基礎設計施工便覧及びこれまで収集した載荷試験における地盤調査結果より、岩級区 分 D 級(N 値 50 以上)及び C_L級は軟岩(堆積軟岩 ^{×1}、風化軟岩 ^{×2}「圧縮性の高い岩を含む」)相 当、C_M級以上は硬岩相当として一般的には分類されている。
- ・岩級区分D級の岩盤において、N値50未満の地層が確認された場合には、再度,確認された深度から「支持層確認の目安」を掘進し、支持層として連続することを確認する。
- ・これまでの不具合事例等から、支持層がGL-30m以浅に出現する場合には、「支持層の凸凹傾斜の影響」を受け不具合が生じる可能性があるため、複数のボーリング、それを補間するサウンディング等で支持層深度の変化を綿密に確認する。
- ・岩盤ボーリング(標準貫入試験併用のオールコアボーリング)を行って、岩盤柱状図を作成すること で、岩盤の支持層の条件(岩盤分類など)を把握する必要がある。
- ※1:本報告書における堆積軟岩とは、堆積岩(泥岩、頁岩、凝灰岩、砂岩等、砂・泥等の堆積物を起源と する岩)のうち、相対的に固結度の低い岩盤の総称で、堆積年代が新しく、新第三紀以新(主に中新 世、鮮新世、更新世初期)に堆積したものを指す。現場においてシルト岩、固結粘土、土丹等と呼ば れているものを含む。
- ※2:本報告書における風化軟岩とは、※1 に示す堆積軟岩に分類されない軟岩を指す。また、圧縮性の高い岩として、長石を多く含む火成岩に分類される風化花崗岩、風化閃緑岩、風化流紋岩等を含む。

3.2.2 軟岩における支持層の目安値(一軸圧縮強度及びN値)の検討

これまで収集した軟岩(風化軟岩、堆積軟岩)を支持層とした載荷試験における杭先端のN値及び一軸 圧縮強度を整理して、軟岩における支持層の目安値を検討することとした。

(1) 風化軟岩の一軸圧縮強度及びN値の整理

風化軟岩におけるこれまで収集した載荷試験データの一軸圧縮強度及びN値について整理した結果を表 3.2.9に示し、以下に整理した結果から得られた知見を示す。

				杭先端位置			
工法	No.	支持層の岩種	岩級	深度	杭先端	一軸圧縮強度	
			区方	(GL-m)	N値	$q_u(MN/m^2)$	
	2	風化花崗岩	D	21.50	56	-	
	3	風化花崗岩	不明	24.10	136	-	
	4	風化花崗岩	不明	14.34	150	-	
提びた坊て注	5	風化花崗岩	不明	14.34	150	-	
	6	風化花崗岩	不明	18.60	125	-	
(オールウーシンウエ法)	8	風化花崗岩	不明	23.50	83	-	
	11	砂岩	不明	13.48	500	3.83	
	14	角礫凝灰岩	不明	5.40	50以上	1.66	
	15	角礫凝灰岩	D	17.39	50以上	3.50	
プレボーリング枯工法	26	伯問屶	D	9 00	68	8 63 X	

表3.2.9 風化軟岩を対象とした載荷試験での杭先端の一軸圧縮強度、N値

※杭先端位置と異なる深度で実施した岩盤の一軸圧縮強度の値

・対象とした風化軟岩は風化花崗岩、砂岩、角礫凝灰岩、角閃岩である。

・一軸圧縮強度は、一軸圧縮試験を実施したものについては qu=1.66~8.63MN/m²の範囲である。

・N値は50~500の範囲である。

(2) 堆積軟岩の一軸圧縮強度及びN値の整理

堆積軟岩におけるこれまで収集した載荷試験データの一軸圧縮強度及びN値について整理した結果を表 3.2.10に示し、以下に整理した結果から得られた知見を示す。

				杭先端位置			
工法	No.	支持層の岩種	岩紋	深度	杭先端	一軸圧縮強度	
			区分	(GL-m)	N値	$q_u(MN/m^2)$	
提武社 技工法	12	砂岩	不明	9.12	50以上	1.70	
	16	砂岩	不明	11.50	167	2.00	
(オールリーンシリエ法)	17	砂質泥岩	不明	15.40	191	3.32	
	19	土丹	不明	51.00	115	-	
	21	泥岩	不明	25.00	75	-	
中掘り杭工法	22	泥岩	不明	30.50	167	3.06	
(セメントミルク噴出攪拌)	23	泥岩	不明	32.00	100	-	
	24	泥岩	不明	61.00	214	4.00	
	25	泥岩	不明	33.00	65	-	
	27	泥岩	不明	23.00	66	1.33	
	28	土丹	不明	28.50	79	-	
プレボーリング杭工法	29	泥岩	СМ	18.00	100	1.01	
	30	砂岩·泥岩互層	不明	17.65	300	9.10	
	33	泥岩	CL	14.50	100	1.40	
鋼管ソイルセメント杭工法	35	泥岩	CL	15.00	100	1.40	

表3.2.10 堆積軟岩を対象とした載荷試験での杭先端の一軸圧縮強度、N値

- ・対象とした堆積軟岩は砂岩、砂質泥岩、泥岩である。
- ・一軸圧縮強度は、一軸圧縮試験を実施したものについては qu=1.01~9.10MN/m²の範囲である。
- ・N値は50~300の範囲である。

(3) 軟岩における支持層の一軸圧縮強度及びN値の目安値

上記(1)、(2)の載荷試験データの地盤調査結果の分析と、道示IVにおける直接基礎、ケーソン基礎及 び深礎基礎の設計に用いる岩盤の鉛直地盤反力度の制限値を評価する際に、軟岩の目安を一軸圧縮強度が 1MN/m²以上であることを踏まえて、軟岩(風化軟岩、堆積軟岩)における支持層の一軸圧縮強度の目安値 としては「一軸圧縮強度 1MN/m²以上」が考えられる。また、上記(1)、(2)の載荷試験データの地盤調 査結果の分析から、軟岩(風化軟岩、堆積軟岩)における支持層のN値の目安値としては「N値 50以上」 が考えられる。

3.2.3 変形しやすい岩盤の支持層としての評価に関する検討

近年、岩盤を支持層とする杭基礎において、沈下や傾斜等の問題が発生したケースが報告されている。例 えば新東名高速道路²⁾では、N値=30~50の風化花崗岩類を支持層とした結果4~90mm(直接基礎29~ 90mm、杭基礎:4~44mm)の沈下が発生したことが報告されている。

風化花崗岩類は変形しやすい岩盤であることが知られており、図 3.2.1 に示すように風化花崗岩以外の 岩に比べると同じ N 値であっても変形係数は小さくなる傾向である⁵。また、風化花崗岩類は一般に採取 したコア供試体が自立しないことから、その他の岩盤(風化軟岩、堆積軟岩)に比べて、応力解放や施工に よる乱れの影響で強度や変形係数の低下が懸念される。特に直接基礎や場所打ち杭工法では注意が必要な 岩盤と考えられる。

そこで、風化花崗岩類を支持層とした基礎の不具合事例を整理した上で、風化花崗岩類の地盤特性を踏まえて、支持層としてどのように評価すべきか検討することとした。



(1) 風化花崗岩類を支持層とした基礎における不具合の実態

宮部ら¹⁹は、新東名高速道路のうち新城 IC 付近で発生した一部の橋梁下部構造の沈下について、発生 原因と対策等下部構造の沈下への対応について以下のように報告している。

新城 IC 周辺の 5 橋の下部構造が施工中に 4~90mm 沈下していることが発覚し、直接基礎の下部構造で は地盤改良対策が行われ、杭基礎(場所打ち杭)の下部構造ではマイクロパイルによる増し杭対策が行われ た(表3.2.11 参照)。新城地区の地質は、図3.2.2 に示すように石英閃緑岩(花崗岩類)が広く分布してい る。花崗岩類はマグマが地下深所で固結する深成岩であり、他の岩盤と比較して風化が早いことが知られて おり、深層風化により"まさ化"する特徴を有している。沈下が確認された下部構造基礎の支持層は、N値 30~50 の花崗岩類(深層風化)であり、岩片(岩石のかけら)状コアを呈しているもののコア肌は粗粒で あり、ハンマーの軽打で容易に崩れる状況にあった。一方で、N値 50 以上の花崗岩類を支持層とした下部 構造基礎では沈下は確認されていない。

22

表 3. 2. 11	新城地区の下部工の沈下量と対策工法2)
12 0. 2. 11	机频地区の下的工作加工工具工作工作

対象箇所		H DKIL-P	沈下量		既設杭の照査結果(3	変位:mm、応力 kN/mm ² 、回転角	i rad)
橋名(仮称)	箇所	基礎形式	(mm)	常時	L1 地震時	L2 地震時	対策工法
大宮川橋	P1橋脚	直接基礎	-90	—	—	$\bigcirc 0.015 < 0.02$	補強不要
名高田高架橋	A1 橋台	杭基礎	-20	0	変位 ð 21.8 > 15 ×応力 σ _s 313 > 300	-	増杭(マイクロパイル)工法
	A1 橋台(上)	杭基礎	-18	0	×変位 ð 16.1 > 15		増杭(マイクロパイル)工法
てに可用さ加持	A1橋台(下)	杭基礎	-22	0	×変位 ð 15.2 > 15		増杭(マイクロパイル)工法
五及田川商采商	A2橋台(上)	杭基礎	-33	0	0	○曲率塑性率µ _{FR} = 1.39 < 3.0	補強不要
	A2橋台(下)	杭基礎	-44	0	0	○曲率塑性率µ _{FR} = 2.18 < 3.0	補強不要
A THE REPORT	A1 橋台(上)	直接基礎	-32	-	-	00015 < 0.02	補強不要
	A1 橋台(下)	直接基礎	-29			0.013 < 0.02	地盤改良
宣玉田宣加舔	A2橋台(上)	杭基礎	· -4	×応力 o _c 8.3 > 8.0	×変位 ð 15.1 > 15		増杭(マイクロパイル)工法
宮下川高架橋	A2橋台(下)	杭基礎	-4	0	変位δ 15.3 > 15 ×応力σ _c 12.3 > 12 応力σ _s 332 > 300	- 17	増杭(マイクロパイル)工法
	A1 橋台	杭基礎	-26	0	0	○曲率塑性率µ _{FR} = 1.53 < 3.0	補強不要
新城 ICランプ橋	P1 橋脚	杭基礎	-25	0	×応力 o _s 313 > 300		増杭(マイクロパイル)工法
	A2 橋台	杭基礎	-44	0	0	○降伏しない	補強不要



図 3.2.2 新城地区周辺の地質図¹⁹⁾

新城 IC 周辺では沈下原因究明のため、支持層の風化花崗岩類の変形係数を把握する目的で原位置での変 形係数の計測が可能である SBIFT 試験(原位置せん断摩擦試験)が行われた。

追加の地盤調査の結果を図 3.2.3~図 3.2.5 に示す。せん断強度定数 c(粘着力)及びφ(内部摩擦角) については、一般的な深成岩の回帰式と相関が得られることから風化花崗岩類の支持力は一般的な深成岩 相当の値を有していると評価されている。一方で、変形係数については、一般的な N 値との相関式に比べ て小さいことから、沈下原因は下記のようにまとめられている。

「新城地区の地盤は荷重に対して支持力は得られるが、地盤の圧縮性が高く、通常の基礎地盤と比べ支持 力の限界値に達するまでに大きな沈下量を生じさせた」



図 3. 2. 3 新城地区の地盤の変形係数と N 値の関係¹⁹⁾





(2) 風化花崗岩類の変形特性の検討

本城ら⁵は、岩盤を支持層とする基礎の支持力特性や変形特性を適切に評価するためには、岩盤の変形 係数を適切に設定する必要があると考え、ひずみレベルに着目した変形係数の整理を行った。図3.2.6 は 原位置試験、室内土質試験で得られた変形係数 E と、その変形係数を求めたときのひずみ ε の関係である。 添え字のf は破壊時の割線勾配から求めた変形係数 E_f及び破壊ひずみ ε_f であり、添え字のm は実測試験値、 E₅₀や孔内水平載荷試験で求めた変形係数 E_m及び破壊ひずみ ε_m に相当する。風化している花崗岩類は、そ の他の岩盤と比べると変形係数が小さく、ひずみが大きい傾向にある。

一方、図 3.2.7 は軸ひずみ 1%時の割線勾配から求めた変形係数 E₁と N 値の関係である。風化している 軟岩(F1)、風化花崗岩類(F2)と堆積軟岩(T)では、堆積軟岩 T だけは N 値が 30 未満で F1、F2 よりも E₁は小さく、逆に N 値 50 以上では F1、F2 よりも大きい特徴がある。しかし、風化花崗岩類 F2 とその他の 風化している軟岩 F1 については、N 値と E₁の相関はほぼ同様である。

以上より、設計時に考慮するひずみレベルに統一して変形係数を求めた場合には、他の風化した岩盤と風 化花崗岩類では違いはないことがいえる。したがって、ひずみレベルを一定レベル以下に抑える設計を行う ことが過大な沈下等を防ぐためには重要となる。具体的には、不具合が生じていない強度の範囲で支持層を 設定する(例えば N 値 50 以上)、あるいは設計で期待する先端地盤反力を低く抑えることなどが考えられ る。







図 3.2.7 N 値と変形係数 E1の関係 ⁵⁾

(3) 風化花崗岩類を支持層とした杭の載荷試験結果の分析

変形しやすい岩盤である風化花崗岩類を支持層とした杭の載荷試験結果について整理する。表 3.2.12 に 示すこれまで収集した場所打ち杭工法 (オールケーシング工法) における風化花崗岩を支持層とした載荷試 験結果を用いて、4.5.2で後述する Weibull 分布曲線から求めた杭先端支持力度と杭頭変位/杭径の関係 を図 3.2.8 に示す。N 値 50 以上の風化花崗岩類を支持層とした載荷試験結果は風化花崗岩類以外のN 値 50 以上の岩盤を支持層とした載荷試験結果と比べて、杭先端支持力度-杭頭変位/杭径の関係において、 多少のばらつきはあるものの、違いはないと考えられる。一方で、4.4で後述する参考値とした杭先端N 値が 35 程度の風化花崗岩類を支持層とした載荷試験結果(No.7)では、所要の杭先端支持力度に達するま でにN 値 50 以上の風化花崗岩類を支持層とした載荷試験結果と比べると、大きな杭頭変位が生じており、 変形しやすい傾向であった。

				杭先端位置			
No.	岩盤分類	支持層の岩種	岩級	深度	杭先端	一軸圧縮強度	
			区方	(GL-m)	N値	$q_u(MN/m^2)$	
2		風化花崗岩	D	21.50	56	-	
3		風化花崗岩	不明	24.10	136	-	
4	国化動学	風化花崗岩	不明	14.34	150	-	
5	風化軟岩 (圧縮性の高い岩盤)	風化花崗岩	不明	14.34	150	-	
6		風化花崗岩	不明	18.60	125	-	
7※		強風化花崗岩	不明	18.00	35	-	
8		風化花崗岩	不明	23.50	83	-	
11		砂岩	不明	13.48	500	3.83	
14	風化軟岩	角礫凝灰岩	不明	5.40	50以上	1.66	
15		角礫凝灰岩	D	17.39	50以上	3.50	
12		砂岩	不明	9.12	50以上	1.70	
16	堆積軟岩	砂岩	不明	11.50	167	2.00	
17		砂質泥岩	不明	15.40	191	3.32	

表3.2.12 場所打ち杭工法(オールケーシング工法)における風化花崗岩を対象とした載荷試験

[※]参考値で、杭先端支持力推定のデータには用いない



図3.2.8 場所打ち杭工法(オールケーシング工法)における杭先端支持力度-杭頭変位/杭径の関係

(4)変形しやすい岩盤の支持層としての評価

上記の(1)、(2)、(3)の結果から、以下に示す知見が得られた。

- ① N値 50 未満の風化花崗岩類に根入れされた基礎は、岩盤の圧縮性の高さにより過大な沈下等が生じる可能性がある。また、これまで収集した N値 50 未満の風化花崗岩類を支持層とした載荷試験結果は、風化花崗岩の N値 50 以上の風化花崗岩を支持層とした載荷試験結果と比べて、岩盤の圧縮性が高く、変形しやすい傾向であった。
- ② 一方、N値50以上の風化花崗岩類に根入れされた基礎で過大な沈下等が生じて問題となった事例は 全国的にも報告がない。また、これまで収集した N値50以上の風化花崗岩類を支持層とした載荷 試験結果は、風化花崗岩類以外の N値50以上の岩盤を支持層とした載荷試験結果と比べて、岩盤 の圧縮性で違いはない。
- ③ 地盤調査により得られた風化花崗岩類の変形係数は、他の風化した岩盤に比べると小さいが、同じ ひずみレベルで変形係数を求めなおして比較すると、他の風化した岩盤と風化花崗岩類で違いはな い。このため、ひずみレベルを一定レベル以下に抑える設計を行うことが過大な沈下等を防ぐため には重要となる。

道示IVにおいては、土砂(砂質土、礫質土)の一般的な支持層としてはN値30以上が目安とされている が、岩盤を支持層とする場合には、変形しやすい岩盤での不具合を避けるため、少なくともN値50以上の 岩盤に杭基礎を根入れさせることがよいと考えられる。また、設計で期待する先端地盤反力を低く抑えるこ となどもよいと考えられる。
3.3 不陸・傾斜を考慮した支持層の把握方法

3.3.1 岩盤を支持層とする杭基礎の不具合事例の分析

土砂を支持層とする場合、支持層の出現深度や平面的な不陸を把握するための地盤調査として標準貫入 試験が活用されている。岩盤を支持層とする場合においても、支持層の出現深度の把握にはこれまでも標準 貫入試験が活用されていたが、岩盤の支持層は、地形の形成過程等から縦横断方向に変化して不陸や傾斜す ることが多い。これらを想定せずに調査・設計・施工が行われた場合には、以下に示すように杭の支持層へ の未到達による支持力不足や構造物の不同沈下等が報告されている。

① 支持層が縦断方向(橋軸方向)に傾斜していた事例

図 3.3.1 は橋梁基礎において設計時に当初想定した風化岩の支持層が、実際は大きく異なっていた事例 である。これは、支持層の不陸や傾斜を想定せずに各橋台、橋脚位置においてジャストポイントで地盤調査 が実施しなかったことが原因と考えられる。この事例を踏まえて、調査の留意点としては、橋台、橋脚位置 ではジャストポイントで地盤調査を行うことが重要となる。特に、地形の形成過程から支持層の傾斜や不陸 が予想される場合には、複数本のボーリング調査、サウンディング、物理探査等を行う等の工夫が必要であ ると考えられる。



図 3.3.1 支持層が亀裂・風化で凸凹していた事例 200

② 支持層が横断方向(橋軸直角方向)に傾斜していた事例

図 3.3.2 は橋脚位置でジャストポイントのボーリング調査が行われたにもかかわらず、施工完了後に橋 脚が傾く変状が生じた事例である。これは支持層の横断方向への傾斜を把握できなかったことが原因と考 えられる。この事例を踏まえて、調査時の留意点としては、横断方向に支持層が傾斜することが予想される 場合には、対象とする構造物の範囲を網羅できるように地盤調査を実施することが重要となる。すなわち1 構造物に1 箇所の地盤調査では見逃すことが多く、複数の箇所でのボーリング調査、ボーリング調査を補 完するサウンディングなどの組合せ等の工夫が必要であると考えられる。



3.3.2 岩盤支持層の不陸・傾斜が生じる地形・地質的要因

岩盤支持層の不陸・傾斜が生じる地形・地質的要因としては、地形の形成過程による岩盤支持層全体の傾斜、岩盤が過去に受けた力や地下水の影響による亀裂や風化(球状風化、褶曲を含む)等が考えられる。

① 地形形成過程による支持層全体の深さの変化

沖積平野発達史による地形の形成過程から、図 3.3.3 に示すように岩盤を主体とする山地と土砂を主体 とする平野部との境界では、岩盤が沖積層の土砂の下方にもぐりこむように、岩盤支持層の深さが山地から 平野部に向かって深くなることが多いと考えられる。特に小オボレ谷がその典型といわれている。このよう な箇所において、構造物を設計する場合には、支持層の傾斜を想定する必要があると考えられる。

③ 亀裂の発達と風化の進行による支持層の深さの変化

岩盤は、過去に受けた力や地下水等の変化の影響で亀裂や風化が生じており、岩盤を支持層とする場合に は支持力に影響を与える要因の一つと考えられる。表 3.3.1 に岩盤柱状図で用いられているボーリングコ アの形状の例を示す。硬岩では主に亀裂の多少、軟岩では主に風化の大小により分類されており、定性的で あるものの亀裂や風化の状態を判断する指標の一つである。このように亀裂の発達と風化の進行によって 岩盤支持層の傾斜や凸凹等の深さの変化を想定する必要があると考えられる。



表 3. 3. 1 岩盤柱状図で用いられる ボーリングコアの形状²⁰⁾

記号	模式図	コア形状,長さ
Ι		棒状, 50cm以上
П		長柱状, 15~50cm
Ш	ZZUZ	短柱状,ほとんど円形コア,5~15cm
IV	3.48.36.36.26.26.36	岩片状,不円形コアが多い,5cm以下
V		礫状、コア形を残す
VI	251.45 343743 3467757	砂状、岩形・コア形なし
VII		粘土状

【小オボレ谷における岩盤支持層の傾斜の例】



3.3.3 岩盤支持層の不陸・傾斜を把握するための地盤調査方法

岩盤の支持層の不陸・傾斜は、「支持層の深さの変化」であり、その変化を全て把握することは、費用、 工程の面から現実的ではないと考えられる。そのため、地盤調査において、この「支持層の深さの変化に対 する地質リスク(以下、地質リスクと略称する。)」を可能な限り低減しつつ、残された地質リスクに関して は、構造物の設計者や施工者に対して情報共有や伝達することが重要であると考えられる。

予備調査段階では、地質リスクがどの程度あるのかを把握し、構造物の設計施工及び供用後に与える影響 を考察して、地質リスクをどの程度低減したら良いか、どの程度残すのかを検討することが必要と考えられ る。本調査段階では構造物を具体的に設計施工するために必要な詳細な調査を実施することが必要と考え られる。

予備調査段階における地盤調査

予備調査段階では、下部構造の位置や基礎形式等の検討、さらには本調査の計画を適切に方向づけるため、支持層の力学的性状や空間分布などを大局的に把握することが必要となる。特に地質リスクが調査区間 にどの程度あるのかを把握する上では、地形判読、物理探査、ボーリング調査等を適切に組み合わせるのが 有効であると考えられる。

(1)地形判読による把握

山岳地では、現地踏査により比較的容易に岩盤の支持層の深さの変化の有無を把握できる。丘陵地や 平野部では、地表面が水平に近いことが多く、現地踏査だけでは支持層の深さの変化の有無を把握する ことは困難であると考えられる。そのため、地形判読により把握することになる。岩盤の支持層の深さ の変化が生じる注意すべき地形地質としては図3.3.4~3.3.5 に示す「山地近傍の平野境界部(支持層 の傾斜、凸凹、風化の進行に注意)」であると報告されている¹¹⁾。このような場合には、図3.3.6 に示 すような沖積平野の形成過程を考慮した地形判読を行い、支持層の傾斜や凸凹の程度を概略的に把握 することが有効である²⁰⁾。



図 3.3.4 平野部における注意すべき地形地質 21)



左列の▲は活動中の火山

右列の断面にみえる黒い層は関東ローム層の上部(立川ロームと武蔵 野ローム),点は河岸段丘砂礫層,縦線は主に海成層(成田層群と沖 積層)

図 3.3.6 関東平野と東京の地形の変遷²⁰⁾

(2)物理探査による把握

地盤状況や地下水状況によって、地盤は力学特性だけでなく、弾性波が地盤中を伝わる速さや電気抵抗等の物理特性も異なる。これらの物性の違いを利用して、設計に用いる地盤定数を間接的に求める調査方法を物理探査という。地盤構造の推定に用いる主な物理探査の種類を表 3.3.2 に示す。いずれの方法も岩盤の支持層の上面出現深度において、1mの精度を満たすことは困難であるものの、広域的な支持層の傾斜等を概略的に把握することにおいては有効な手段であると考えられる。

表 3.3.2	地盤構造の推定に用いる主な物理探査の種類 ²	:2)
12 0. 0. 2	地面伸迫の推足に用いる工な物理体直の性效	

調査方法		弹性波探查	表面波探查(高密度)	微動アレイ	トモグラフィ
主な	;目的	地盤の速度構造、断層	地盤の速度構造,空洞 調査,液状化予測	構造物周辺地盤のS波 速度の構造	精度の高い速度構造
測定方法		多チャンネルの地震計を配置し、人工的な起振による振動を測定する。	多チャンネルの地震計 を配置し,人工的な起 振による振動(表面 波)を測定する。	複数の地震計を地表面 に配置し,自然な地盤 振動を測定する。	複数のボーリング孔を 利用し,孔間の物理量 を面的に測定する。
測定	物理量	弾性波速度(P波,S 波)	表面波速度	表面波速度(常時微 動)	弾性波速度,比抵抗
作業範囲	広さ	受振器の設置する延長 ×幅	探査深度の2倍以上の 測線長	測定深度の2倍以上 地震計の配置箇所は 1m ² 程度であるが,地 震計間隔と箇所数に制 限がある	ボーリング作業可能範 囲
の条件	平坦性	不問	起伏のなだらかな平坦 地	基本的に平坦地	不問
	高さ	不問	不問	不問	ボーリング可能な3~ 5mの離隔
	水上	0	×	×	0
	適用深度	起振のエネルギーによ り数十m~数百m(お およそ探査深度の5~ 10倍の測線長)	10m程度(重量300kg級 起振器でも20~30m程 度)	数十m~数千m(最大 アレイ半径程度) 20m以浅の極表層は困 難	起振のエネルギーによ り数十m~数百m
	測定精度	2m程度(起振源によ る)	2m程度	数m (配置間隔によ る) 深さ方向のみ	2~5m
調査能力	適用地盤	中間低速度層,薄層の 検出は困難	起伏の激しい箇所,浅 部が深部より高い速度 層を基ところは難	水平成層構造の地盤が 前提 複雑な地盤構成は不適	不問 孔間の人工物等の検出
	備考	岩盤分類等の力学的特 性の評価 大きな振動源が近くに ある場合は困難	起振器利用と多チャン ネルの2方式 精度は数十cm以上	地盤振動を利用した表 面波探査	医療用X線CTの応用 複数のボーリング孔が 必要 精度は孔間距離の1/10 程度
山駅の	上端面	×ボーリングと併用する	ることにより、当該層の	速度分布のみ可能(精	度は2m程度)
石盛の 支持層	層厚	×1mの精度を満たすこ	とは困難		
評価	地層傾	有無のみ可	有無のみ可	1アレイでは不可	有無のみ可

(3)ボーリング調査による把握

岩盤ボーリング調査(N値併用のオールコアボーリング)により、地層構成、岩種、亀裂・風化の程度、 N値、岩級区分等を確認して、岩盤柱状図としてまとめることや、採取されたコアを供試体として一軸圧縮 試験等を行い一軸圧縮強度を求めることができる。よって、得られた岩盤柱状図や一軸圧縮強度等から支持 層の深さ、支持層の地質構造を把握することが重要になると考えられる。

② 本調査段階における地盤調査

本調査段階では、支間割り、基礎形式等が決定された段階で調査を実施することとなるため、個々の下部 構造位置でボーリング調査が行われるのが一般的である。ただし、基礎1基あたり複数本のボーリング によって支持層の空間分布を把握することは、費用や工期等の制約から容易でない場合もある。そ こで、ボーリング調査点間の補完として支持層の不陸・傾斜の把握に簡易なサウンディングを適用 できれば、すべてをボーリング調査による場合と比べてより経済的かつ短期間での調査が可能とな ると考えられる。

(1) 補完するサウンディングについて

表 3.3.3 にボーリング調査の補完として主に土砂を対象として用いるサウンディングの一覧を示す。調 査能力の観点から岩盤の支持層の上面出現深度を確認できる可能性があるのは、動的コーン貫入試験(オー トマチックラムサウンディングなど)であると考えられる。本研究ではオートマチックラムサウンディング を用いた岩盤支持層(泥岩)の不陸や傾斜の把握を実施した結果、泥岩上面の不陸を捉えるとともに、 泥岩の強風化部と弱風化部の境界の不陸を推定することができた²³⁾。詳細は参考資料9を参照さ れたい。このことからボーリング調査を補完する形で実施したオートマチックラムサウンディングによ り岩盤の支持層の上面出現深度を確認できることが分かった。このことから、動的コーン貫入試験による 岩盤支持層の把握の適用性と、平面的に支持層の深さの変化を把握する上でのボーリング調査による標 準貫入試験とそれを補完する簡易なサウンディングとの組合せが有効であることが確認された。

動的コーン貫入試験を用いて、岩盤支持層の上面出現深度を確認する上での留意すべき地形地質等を以 下に示す。

- 適用可能な深度はGL-20m程度で、岩盤支持層までの地層が軟弱であることが前提となる。中間部に 玉石層等が存在す場合には、貫入不能となり支持層と勘違いする場合があるので注意が必要である(図 3.3.7(a))。
- 2) 中間層にN値20程度の砂層が連続する場合には、ロッドの摩擦が大きくなることから貫入不能となり支持層と勘違いする場合があるので注意が必要である(図3.3.7(a))。
- 3)風化花崗岩では、亀裂に沿って球状に風化進むことが多く、強風化花崗岩のなかに風化花崗岩が存在 する場合には、同試験が適用できない場合があるので注意が必要である(図3.3.7(b))。
- 4)動的コーン貫入試験より得られる N_d値は、標準貫入試験より得られる N 値との相関性があり、N_d値の変化から支持層の凸凹、傾斜を調査する方法としては有効な方法であるものの、N_d値は N 値と必ずしも一致しないことが多いため、N_d値の数値を適用する場合には十分注意が必要である。

これらの留意点を踏まえて、サウンディングは単独で用いることは支持層の深度、傾斜の有無の判断を見 誤ることがあり、必ずボーリング調査と併用し、ボーリング調査を補完するものと考えて適用すべきである と考えられる。

34



(a) 支持層の上に玉石、中間砂層がある例



(b) 花崗岩の支持層上部の風化の例

図 3.3.7 サウンディング適用上の注意すべき地形地質 20)

表3.3.3 ボーリングの補完を目的とした主なサウンディング方法^{22)加筆}

	調査方法	動的コーン貫入試験 (オートマチック ラムサウンディングなど)	スウェーデン式サウンディング	ポータブルコーン貫入試験	簡易動的コーン貫入試験	電気式静的コーン貫入試験 (CPTU)	標準貫入試験 (ボーリング)
主な目的		地盤の硬軟、締まり具合の判定	地盤の硬軟、締まり具合、地盤構 成、基礎地盤の支持力算定	地盤の硬軟 締まり具合,地盤構 軟弱地盤のコーン貫入抵抗,表土 自然斜面の表層部,宅地等小規 成,基礎地盤の支持力算定 のトラフィカビリティ 建築物基礎の支持力算定		地盤構成, 力学特性, 液状化強度, 弾性波速度など	地盤の硬軟、締まり具合の判定, 土質試料の採取
I	调查方法		φ33mm のスクリューポイントを 1000N の荷重と回転貫入	¢28.6mm の円錐を人力で静的貫 入	 	断面積 1000mm²(φ36mm 程度)の円 錐を静的貫入	SPT サンプラー (外径 51mm)の打撃 貫入(63.5kgのハンマーを76cm 自 由落下)
作業範囲の冬	広さ	2.5m×5m程度 ※傾斜地は足場仮設要	2m×2m程度	1m×1m程度	1m×1m程度	2.5m×5m程度 車載型もあり ※傾斜地は足場仮設要	5m×5m程度 ※傾斜地は足場仮設要
1日未早10日107未	高さ	地表より最低 3m	2m 程度	1.5m 程度	1.5m 程度	2m 程度~	地表より最低 3m
		Nd	Nsw, Wsw	dc	Nd	qc(先端抵抗),fs(周面摩擦力), u(間隙水王)	N値
洪	化初理里	20cm 貫入に要する打撃回数	25cm 貫入に要する荷重と半回転 数	10mm/s の貫入速度における荷重 計の目読み(10cm 程度ごと)	10cm 貫入に要する打撃回数	20mm/s の貫入速度による連続測 定	30cm 貫入に要する打撃回数
	適用深度(m)	20m	10m 程度 周面摩擦力の影響	5m 程度	3~5m 程度 周面摩擦の影響	26~60m (コーンタイプ, 地盤反力 による)	制限なし
調査能力	適用N値	50 程度	10 程度	5程度	10 程度	15 以下(車載型は 50 以下)	換算 300 以上
	支持層の確認精度	N値50以下で上端深度のみ 精度20cm	N値10以下で上端深度のみ 精度25cm	N値5以下で上端深度のみ 精度10cm	N値10以下で上端深度のみ 精度10cm	N値15以下で上端深度のみ 精度10cm	換算 N 値 300 以上,層厚確認可 精度 10cm
足	昜の必要性	傾斜地では足場仮設が必要	半自動式は傾斜地で足場仮設必要	不要	不要	傾斜地では足場仮設が必要	傾斜地では足場仮設が必要
	上端面	N値50程度であれば可能		0			
岩盤の支 持層評価	層厚		×				0
	地層傾斜・凹凸		岩盤支持層より	も上に調査能力を超える硬さの層が無	い場合のみ可能		0
	備考	BOR 程度の準備工が必要 地層の目視観察は不能	礫や中間層で貫入不能 風化層等の見分けは困難	地表付近の軟質部の厚さ確認に限 定	地表付近の軟質部の厚さ確認に限 定	反力必要・作業効率はやや劣る	地層の目視確認可能

(2) 支持層の凸凹・傾斜を把握するための調査方法について

杭は支持層内に杭径程度以上の根入れが確保され、また杭長は通常 1m 単位で定められていることなどか ら、支持層深さに 1m 以上の想定差があると基礎の設計に影響を与えるおそれがある。これを踏まえて、本 調査段階において、同一基礎内の支持層の凸凹、傾斜を把握するための調査方法について検討した。

1) 広域にわたって支持層が凸凹・傾斜する可能性がある場合

広域にわたって支持層線が凸凹・傾斜する可能性がある場合には、基礎毎に詳細な調査を行う前に代 表地点でのボーリング、物理探査を用いて傾斜の方向、傾斜量を確認し、支持層線の凸凹・傾斜に合わ せた各基礎の本調査計画を立案するのが有効と考えられる。

支持層線の確認は、図3.3.8及び図3.3.9に示すように、予想される支持層線の凸凹・傾斜の方向と 基礎の配置等から計画する。



広域の支持層線の凸凹・傾斜に合わせて、基礎毎にボーリング又はサウンディングで以下の調査を行う。 調査の結果、同一基礎内で複雑に支持層線が変化する場合には、追加ボーリング又は追加サウンディングを 計画するのが良いと考えられる。

2) 地表面と支持層の凸凹・傾斜が同一傾向と推定される場合

山地部斜面等で地表面と支持層の凸凹・傾斜が同一傾向と推定される場合には、図 3.3.10 に示すよう に、地表面の条件に応じて、ボーリング又はサウンディングを組合せて計画する。



3) 地表面と支持層の凸凹・傾斜が異なる傾向と推定される場合

山際部等で地表面と支持層の凸凹・傾斜が異なる傾向と推定される場合には、隣接する山地部斜面等の状況等を踏まえながら、図3.3.11に示すように、支持層線の傾きの方向や変化量を確認するため、ボーリング又はサウンディングを必要な数量を組合せて計画する。



4) 風化等の影響によって岩盤層表面と支持層線が異なる傾向と推定される場合

風化等の影響によって岩盤層表面(強風化岩表面)と支持層線が異なる傾向と推定される場合、支持層線の傾きの方向、風化等による変化量を確認するため、図3.3.13に示すように、ボーリング又はサウンディングを必要な数量を組合せて計画する。



図3.3.13 風化等の影響によって岩盤層表面と支持層線が異なる傾向と推定される場合

3.4 支持力推定に用いる地盤調査方法

3.4.1 支持力推定に必要な地盤調査方法とその評価方法の検討

支持力を推定するための地盤調査は、土砂の力学特性を把握する場合には、一般に原位置試験である標準 貫入試験から得られる N 値が用いられ、サンプリング試料による一軸圧縮試験から得られる一軸圧縮強度 quも一部で用いられている。岩盤の力学特性を把握する場合には、一軸圧縮強度による評価が基本とされ、 他の基礎形式においても一軸圧縮強度で評価している事例が多くみられる。しかし、岩盤は土砂と異なり、 亀裂や風化等の存在によって力学特性が大きく変化するため、試験結果の評価は土砂に比べて容易ではな い。また一般に一軸圧縮試験は試験が実施できる岩石(岩盤から採取したコア供試体)を選定して行うこと から、得られた一軸圧縮強度は岩盤層全体の力学特性を表しているとは言えない。さらに、亀裂や風化の状 態によっては、岩石そのものが採取できないため、一軸圧縮試験が実施できない場合も考えられる。

そこで、これらの問題への対応として、以下に示す岩盤の特性を考慮した支持力推定に必要な地盤調査方 法とその評価方法を検討することとした。

(1) 一軸圧縮試験を用いつつ、亀裂等の影響が考慮できる評価方法

岩盤の一軸圧縮試験では、採取されたコア全体の中からコア長が 10cm 程度の亀裂のない(自立する)長 柱状の部分を選定して、一軸圧縮強度 quを求める。亀裂や風化等が生じている岩盤においても、同様に選 別されるため、一軸圧縮試験によって得られた一軸圧縮強度は、岩盤層全体としての強度を代表していると は限らない。このような場合は、亀裂、風化等の状態を考慮して一軸圧縮試験で得られた一軸圧縮強度を評 価する必要がある。

そこで、本研究においてはトンネル等で用いられている岩盤内を伝播する弾性波速度の変化が岩盤の亀 裂や風化等の影響を定量的に評価できることに着目して、亀裂や風化等の影響を考慮した支持力推定に用 いる評価方法となり得るかを検討した。詳細な検討内容については3.4.2に示す。検討結果から、岩盤及 び岩石の弾性波速度を用いて算出する準岩盤強度は、支持層としての岩盤全体の亀裂や風化の状態を考慮 することができると考えられる。

(2) 試験が実施できる岩石そのものが採取できない場合の評価方法

本研究では、亀裂や風化等の影響でコアそのものは採取できるものの一軸圧縮試験が実施できない岩石 や、試験実施のために十分なコア長が確保できない岩石が確認されており、そのような場合の支持力推定に 用いる評価方法の確立が課題となっている。さらにコアそのものが採取できない(乱れの少ない状態でのサ ンプリング自体が困難な)場合には、一軸圧縮試験はもちろんのこと、室内試験を実施できないため、原位 置において支持力推定に必要な地盤調査方法を検討して評価する必要がある。

そこで、コアそのものは採取できるものの一軸圧縮試験が実施できない場合、岩石に側圧をかけてせん断 する三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験を実施し、得られた粘着力 c と内部摩擦角 φ から一軸圧縮強度 quを推定することを念頭に、支持力推定に用いる評価方法となり得るかを検討した。詳細な検討内容につい ては3.4.3に示す。検討結果としては、三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験から得られた c、 φ から、 亀裂や風化等の影響を考慮した一軸圧縮強度 quを推定することで、コアそのものは採取できるものの一軸 圧縮試験が実施できない場合での支持力推定に用いる評価方法することができると考えられる。

一方、コアそのものが採取できない場合、支持力推定に用いる地盤調査方法としては土砂と同様に原位置 試験の標準貫入試験から得られる N 値を用いることが基本になると考えられる。標準貫入試験は、一般的 に深度方向に 1m 間隔に実施される地盤の硬さを示す N 値の確認のほか、層相や地盤の連続性の確認のた めに得られた試料を用いた土質試験や肉眼観察によって土質区分が行われている。岩盤の場合には、コアそ のものが採取できない場合には局部的に得られるコアの性状(岩級区分等)から地層全体として定性的に評 価することも多いが、亀裂や風化が進行した岩盤を除いて 50 以上の非常に大きな N 値が得られることか ら、一般的に換算 N 値を用いて評価することになる。換算 N 値は式 3.4.1 により求められ、例えば 50 回 打撃時の貫入量が 1cm では 1500、2cm の貫入量では 750 となる。貫入量の計測精度によって換算 N 値が大 きく変化することから、各種基準においては換算 N 値を用いる上では上限値を設定しており、建築では上 限が 60^{24) 25)}、NEXCO²⁶⁾ では上限が 300 である。よって、換算 N 値は岩盤全体の特性を反映したものとは ならないことに注意が必要である。

換算 N 値=50 回×30 cm / (50 回打撃時の貫入量 cm) ・・・・(3.4.1)

したがって、コアそのものが採取できない場合にやむを得ず換算 N 値を用いる場合では、近傍で実施された一軸圧縮試験もしくは三軸圧縮試験にて得られる強度定数を踏まえて総合的に評価することが望ましいと考えられる。

(3) 上記(2) のうちで、変形しやすい岩盤の場合の影響を考慮した評価方法

3.2.3で、上記の(2)に示す試験が実施できる岩石そのものが採取できない場合のうちで、変形しや すい岩盤(風化花崗岩類)の支持層としての評価について示した。風化花崗岩類は風化花崗岩以外の岩盤に 比べると同じN値であっても変形係数は小さく、沈下が生じやすい岩盤であり、一般に採取したコアはハ ンマーの軽打で容易に崩れる状況にあり、自立しないために一軸圧縮試験を実施することができないと知 られている。

そこで、変形しやすい岩盤を考慮するために、原位置の支持層で行われる孔内水平載荷試験等から得られ る変形係数に着目して、支持力推定に用いる評価方法となり得るかを検討した。表 3.4.1 にこれまで収集 した載荷試験において得られた変形係数と N 値について示す。変形しやすい岩盤で変形係数を用いて評価 するためには試験数がまだ少ないことから、十分な検証ができていないと考えられる。よって、本研究では 硬岩と軟岩の区分としての 500MN/m²の閾値の目安にとどまっており、今後、試験数の増加されることが望 まれる。また、変形しやすい岩盤においては設計で期待する先端地盤反力を低く抑えることなどが考えられ る。

41

No.	岩盤分類	支持層の岩種	変形係数 E(MN/m ²)	一軸圧縮強度 qu(kN/m²)	杭先端N値
2	風化軟岩	風化花崗岩	87. 8	-	56
4、5	風化軟岩	風化花崗岩	45. 8	_	150
6	風化軟岩	風化花崗岩	40. 7	_	125
7	風化軟岩	強風化花崗岩	35. 2	_	35
17	堆積軟岩	砂質泥岩	528	3322	191
22	堆積軟岩	泥岩	341	3057	167
26※	風化軟岩	角閃岩	2678	8633	68
29	堆積軟岩	泥岩	115	1010	100
32、34	風化軟岩	砂岩	974	14950	300
33、35	堆積軟岩	泥岩	99	1400	48
36	亀裂が多い岩(硬岩)	弱風化岩	1524	20750	500

表3.4.1 これまで収集した載荷試験における変形係数とN値の一覧表

※杭先端位置と異なる深度で実施した岩盤の一軸圧縮強度の値

以上の検討から、岩盤の亀裂や風化等の影響を支持力推定に必要となる地盤調査方法と評価方法について、以下に示す知見が得られた。

- ① 岩盤の支持力推定に必要な地盤調査方法は、一軸圧縮試験から得られる一軸圧縮強度 quを用いることを基本とする。ただし、一軸圧縮試験は実施できるものの、亀裂や風化等の影響が確認される岩盤の場合には、岩盤及び岩石の弾性波速度を用いて算出する準岩盤強度で、支持層としての岩盤全体の亀裂や風化の状態を考慮して評価をするのがよいと考えられる。
- ② コアそのものは採取できるものの一軸圧縮試験が実施できない場合、三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮 試験から得られた c、 φ から、亀裂や風化等の影響を考慮した一軸圧縮強度 quを推定することで、支持 力推定に用いる評価とすることができると考えられる。
- ③ コアそのものが採取できない場合、原位置試験の標準貫入試験から得られる N 値を用いることを基本 とするが、換算 N 値の推定精度等を踏まえて、近傍で実施された一軸圧縮試験もしくは三軸圧縮試験 にて得られる強度定数を踏まえて総合的に評価することが望ましいと考えられる。
- ④ コアそのものが採取できない場合のうちで、変形しやすい岩盤(風化花崗岩類)を考慮するため、原位置の孔内水平載荷試験等から得られる変形係数を支持力推定に用いる評価方法とすることは試験数がまだ少ないことから、十分な検証ができていないと考えられ、硬岩と軟岩の区分として閾値の目安とするのがよいと考えられる。

なお、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験は、岩盤の亀裂や風化の具合等によって強度 が深度方向・水平方向で変化するおそれがあり、そのばらつきの評価を考慮すると、各下部構造の位置で複 数の試料について行い、支持層全体の力学特性を得ることが望ましいと考えられる。

42

3.4.2 亀裂、風化を考慮した一軸圧縮強度の推定手法について

亀裂、風化が生じている岩盤の一軸圧縮試験は、採取されたコア全体の中からコア長が10cm 程度の亀裂 のない(自立する)長柱状の部分が選別されるため、一軸圧縮試験によって得られた一軸圧縮強度は、岩盤 全体としての強度を代表しているとは限らない。このような場合は、亀裂、風化等の状態を考慮して一軸圧 縮試験で得られた一軸圧縮強度を評価する必要がある。

岩盤の一軸圧縮試験から得られる一軸圧縮強度で岩盤層としての物性値を推定する方法として、トンネル等の設計において、原位置での岩盤の弾性波速度と岩盤から採取したコア供試体(岩石)の弾性波速度の比をとった割れ目係数(岩盤の弾性波速度 VP/岩石の弾性波速度 vp)の2乗を、岩盤の一軸圧縮試験で得られた一軸圧縮強度に掛けることで、準岩盤強度を算出し、岩盤の力学特性を求める方法が用いられている

(式 3.4.2)。岩盤と岩石の弾性波速度においては、図 3.4.1 に示すように高い相関を示しており、割れ目係数は平均 0.86 で、岩石の弾性波速度に比べて岩盤の弾性波速度は約 1~2 割が低下することが報告されている²⁷⁾。一般的に弾性波速度が低下する要因としては、岩盤では亀裂、風化の状態や多少が影響し、岩石ではコア採取により応力解放で緩んだことが影響すると考えられる。

$$q_u' = \left(\frac{VP}{vp}\right)^2 \times q_u \qquad \cdots \qquad (3.4.2)$$

ここに、

qu	:	準岩盤強度(kN/m²)	

q_u : 岩盤の一軸圧縮強度(kN/m²)

VP : 岩盤の弾性波速度 (km/s)

vp : 岩石の弾性波速度(km/s)



杭基礎において、支持層とする岩盤の準岩盤強度を推定するためには、岩盤での弾性波速度と岩石の弾性 波速度を把握する必要があり、そのための試験方法としては岩盤では PS 検層を、岩石では超音波伝播速度 試験を実施しなければならない。なお、PS 検層は構造物の耐震設計を行うために地盤の速度構造を把握す る必要性から実施されることが多いため、岩石の弾性波速度を把握する超音波伝播速度試験を追加するこ とで、支持層としての岩盤全体の亀裂や風化の状態を考慮することができると考えられる。なお、岩石の弾 性波速度が岩盤の弾性波速度を上回る場合、すなわち割れ目係数が 1.0 以上となる場合は岩石の応力解放に よる緩みの影響が考えられることから、割れ目係数は 1.0 を上限にすることが妥当である。

そこで、これまで収集した載荷試験での地盤調査結果や新規に実施した地盤調査結果より得られたデー タを用いて亀裂等の影響を補正した準岩盤強度を検証する。表 3.4.3 に岩盤及び岩石の弾性波速度より算 出した割れ目係数を示す。亀裂の多い硬岩の一部(No.18)では、岩石の弾性波速度よりも岩盤の弾性波速 度が極端に小さくなったことで、割れ目係数が 0.62 となり、岩盤が亀裂による影響を大きく受けているこ とが把握でき、準岩盤強度にてその影響を補正できることがわかった。

No.	岩盤の種類	岩盤分類	岩盤の弾性 波速度 VP(km/s)	岩石の弾性 波速度 vp(km/s)	割れ目係数 VP/vp	一軸圧縮強度 qu(kN/m ²)	準岩盤強度 qu [´] (kN/m ²)
18	砂岩	亀裂が多い硬岩	2. 380	3. 840	0. 620	19800	7603
29	泥岩	堆積軟岩	1.800	1. 926	0. 935	1010	882
32、34	砂岩	新鮮岩又は亀裂 の少ない岩	2. 524	2. 749	0.918	14950	12587
33、35	堆積軟岩	堆積軟岩	2. 100	1. 780	1. 180 [%]	1400	1400
36	弱風化岩	亀裂の多い硬岩	2. 870	2. 880	0. 997	20750	20625

表3.4.3 岩盤及び岩石の弾性波速度と割れ目係数、準岩盤強度の一覧表

※割れ目係数 VP/vp が 1.0 以上のため、1.0 とする。

3.4.3 三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験結果からの一軸圧縮強度の推定手法について

亀裂が多いために一軸圧縮試験のように側圧の無い状態では自立しない供試体や、クラックが多く単体 でコア長が確保できない供試体では、一軸圧縮試験を実施することは困難である。そこで、供試体に拘束圧 をかけてせん断する三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験を実施し、得られた c、 ϕ から、支持力推定に用 いられる一軸圧縮強度 quを推定する方法について検証する。本研究では、新規に実施した地盤調査結果か らほぼ同一の深度から採取した供試体を用いて両試験を実施した事例に基づいて検証することとした。三 軸圧縮試験や多段階三軸圧縮試験の結果から得られた c、 ϕ から、式 3.4.3 より一軸圧縮強度 quを推定する ことができる。

$$q_u = \frac{2c \sin \varphi}{\tan \varphi \left(1 - \sin \varphi\right)} = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \qquad \cdots \qquad (3.4.3)$$

これは、c、 ϕ から定まるモール・クーロンの破壊基準線に対し、最小主応力 $\sigma_3 = 0$ とした場合の内接円の直径を q_u とみなす方法である。

図3.3.2 に本研究で実施した泥岩(No.33、35)を対象に、多段階三軸圧縮試験結果から式3.4.3 で推定 した一軸圧縮強度と、一軸圧縮試験により求めた一軸圧縮強度のモール円をあわせて示した。一軸圧縮試験 に用いた供試体と多段階三軸圧縮試験に用いた供試体は採取深度が1m程度深さ方向に異なるが、式3.4.3 から得られた値は、試験値とほぼ一致し、qu=1.40MN/m²が得られた。



図3.4.2 多段階三軸圧縮試験結果から一軸圧縮強度を推定した例(泥岩)

一方、図3.4.3に示す亀裂の多い硬岩(No.36)を対象に、多段階三軸圧縮試験から式3.4.3で推定した 一軸圧縮強度と、一軸圧縮試験により求めた一軸圧縮強度のモール円をあわせて示した。コア写真をみると コアの状態や採取深度はほぼ同じとみなせるが、式3.4.3から得られた値と試験値の一軸圧縮強度には大 きな違いが見られた。



図3.4.3 多段階三軸圧縮試験結果から一軸圧縮強度を推定した例(亀裂の多い硬岩)

コア写真をみると、泥岩では亀裂の状態は目視観察でも異なることが明らかであるが、岩片の強さは深度 方向に違いがなかったと評価することができる。泥岩のような比較的新しい時代の均質な岩盤であれば、こ のように多段階三軸圧縮試験からの推定値と一軸圧縮強度はよく一致することが分かった。一方で、亀裂の 多い硬岩では、潜在する亀裂の影響が三軸圧縮試験結果に大きく反映され、それより推定された一軸圧縮強 度は、亀裂の見られない部分での供試体の一軸圧縮強度より小さく推定される結果となった。この乖離の理 由としては、亀裂の影響のほか、鉱物の入り具合、鉱物の風化具合が不均質であったことによる影響も考え られる。

三軸圧縮試験又は多段階三軸圧縮試験にて得られたせん断強度 c、 φ については、コアの亀裂、風化の影響を考慮した試験結果であるので、 3.4.2の亀裂による補正(準岩盤強度)は不要と考えられるが、図

46

3.4.3のような岩盤条件、すなわち供試体において亀裂の入り方や風化具合によってばらつきが大きいもの と想定される場合には、試験の数を増やすことや他の試験方法も検討するなどの対応が考えられる。

3.5 杭施工時に注意すべき岩盤について

杭施工時に注意するべき岩盤としては、膨張性が考えられる岩盤、スレーキングの影響が考えられる岩 盤、被圧が考えられる岩盤が挙げられる。スメクタイト系の粘土鉱物を含む膨張性が考えられる岩盤におい ては、掘削時の応力解放と粘土鉱物の吸水膨張反応によって孔閉塞や強度低下等の問題を生じる場合があ り、またスレーキングの影響が考えられる岩盤においては、水浸によって粒子の結合力が低下し、掘削時に 孔壁崩壊等を生じて杭先端部(根固部)に岩片が混入することで強度低下等の問題を生じる場合があるため 注意が必要である。膨張性やスレーキングの影響が考えられる岩盤としては、蛇紋岩、風化した結晶片岩、 堆積軟岩、熱水作用を受けた岩盤等がある。

このような膨張性やスレーキングの影響が考えられる岩盤かどうかは、吸水膨張試験や**写真 3.5.1** に示 すようにスレーキング試験(乾湿繰り返し試験)を行い判断することとなる。しかしながら、スレーキング の進行速度やスレーキングまでに要する時間を室内試験等で把握することは養生条件等の違いから一般に 困難であり、有用な知見がないのが現状である。一方で、杭基礎の場合はトンネルなどと異なり、解放され る状態となるのは、掘削後からコンクリートが打設されるまでの一時的な期間に限られる。そのため、膨張 性やスレーキングの影響が考えられる岩盤を支持層として杭を施工する場合には、掘削後速やかにコンク リートを打設することや杭先端部(根固部)に岩片が混入しない施工方法を実施することが重要となると考 えられる。



写真 3.5.1 泥岩のスレーキング試験例(浸水崩壊試験)²⁹⁾

3.6 まとめ

岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査法について、「支持層とする岩盤条件の設定の目安」、「支持層の不 陸、傾斜の把握方法」、「支持力推定に用いる地盤調査方法」、「杭施工時に注意すべき岩盤」について検討し た。検討した結果、以下の知見が得られた。

- ① 「支持層とする岩盤条件の設定の目安」については、既往の基準や指針等を整理し、これまでに収集した岩盤を支持層とした載荷試験結果の分析を踏まえて、軟岩における支持層の目安として「一軸圧縮強度1MN/m²以上」又は「N値50以上」を提案した。
- ② 「支持層の不陸・傾斜の把握方法」については、既往の知見を整理して支持層の不陸や傾斜が生じやすい地形・地質を示すとともに、予備調査段階、本調査段階での各調査の組合せによる把握方法について提案した。
- ③ 「支持力推定に用いる地盤調査方法」については、既往の知見及び本研究で実施した地盤調査結果を踏 まえて、亀裂や風化等を考慮した地盤調査方法と評価方法を提案した。
- ④「杭施工時に注意すべき岩盤」については、杭施工時に注意すべきと考えられる岩盤として膨張性やスレーキングの影響が考えられる岩盤を示すとともに、その特性を把握する試験方法と杭施工時の対応について示した。
- ⑤ 今後の課題としては、さらなる地盤調査データの蓄積がある。特にデータ数が少ない「準岩盤強度による亀裂を考慮した補正方法」や「三軸圧縮試験、多段階三軸圧縮試験から一軸圧縮強度を求める方法」の検証が必要となる。

4. 岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の推定式について

4.1 概要

岩盤を杭基礎の支持層とする場合には、一般に強固で良好な支持層とみなされ、高い鉛直支持力が期待で き、杭の沈下等の不具合が生じることはないと考えられてきたが、亀裂や風化等の影響で物性値や支持力が 大きく異なることや施工時に杭先端地盤を乱すことなどにより、沈下等の不具合を起こす事例が散見されて いる。また、道示IV⁴⁾において、岩盤を支持層とした場合の杭基礎の杭先端の極限支持力度の推定式が示さ れておらず、実務では設計者の判断による杭先端の極限支持力度の推定等(例えば、良質な砂れき層と同等 の値の推定式の適用等)、杭工法の選択が限定的になっているのが現状である。なお、例えば米国の道路橋 設計基準³⁰では、支持層内に杭径程度以上根入れした場合について、岩盤に支持された場所打ち杭の周面 摩擦力度の推定式³⁷⁾が提案されている。しかし、米国は杭の極限支持力度を推定する際に周面摩擦力度の みで評価しており、杭先端の極限支持力度も評価する道示IVにおける設計の考え方とは異なっている。

そこで、本章では、これまで収集した岩盤を支持層とした載荷試験データ及び本研究で実施した載荷試 験の分析結果に基づき、杭先端の極限支持力度の推定式を検討して、提案する。検討にあたっては、道示IV で信頼性に基づく部分係数設計法が導入され、部分係数を乗じる前の段階ではできるだけ平均的な特性を評 価するという方針を前提として、岩盤条件や支持力推定に用いる地盤調査方法や杭工法の違いなどについて 考慮する。

本章の構成は以下のとおりである。

4.1では、岩盤を支持層とする杭基礎の設計に関する現状と課題ならびに本章の目的を述べる。

4.2では、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法において、杭先端の支持力機構や施工法 が同様とみなせ、グルーピングが可能であるかの検討結果について示す。

4.3では、中掘り杭工法コンクリート打設方式が、杭先端の支持力機構、施工法、載荷試験結果の分析 から、場所打ち杭工法(オールケーシング工法)での先端支持力度の適用性に関する検討結果について示 す。

4.4では、新規に実施及びこれまで収集した岩盤を支持層とする杭基礎の載荷試験データの分析結果について示す。

4.5 では、杭先端支持力として扱う範囲、荷重変位関係、地盤定数に関して載荷試験における杭先端極 限支持力度(試験値)の評価方法について示す。

4.6では、杭先端の極限支持力度の特性値の推定式の検討結果について示す。

4.7では、本章の成果と今後の課題をまとめとして示す。

4.2 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法のグルーピング

4.2.1 概要

本研究では、各々の杭工法で岩盤における載荷試験件数は多く実施されているとはいえず、杭先端の支持 カ機構や施工方法が同様とみなせる杭工法についてはグルーピングを実施して、統計量の分析に必要となる 岩盤における載荷試験件数を合算して推定式を提案することとした。

道示IVで規定されるプレボーリング杭工法は、掘削ビット及びロッドを用いて掘削・泥土化した掘削孔内の地盤にセメントミルク(根固液、杭周固定液)を注入し、攪拌混合してソイルセメント状にした後、既製コンクリート杭を沈設する工法である。道示IVで規定される鋼管ソイルセメント杭工法は、原地盤中に掘削 攪拌ヘッドより所定の配合のセメントミルクを注入し、攪拌混合して造成したソイルセメント柱内に、外面 にリブを有する鋼管を沈設する工法である。両工法は使用する杭の種類が既製コンクリート杭(PHC 杭、SC 杭)と外面突起付鋼管で異なるものの、施工方法がセメントミルクを用いてソイルセメント柱を造成し、杭 とソイルセメントを一体化させて支持力を発現させる工法であること、また掘削形状が道示IVで対象とする 杭径が深度方向に一定である杭(いわゆるストレート杭)であることから、同様の支持力機構や施工方法で あると考えられる。

そこで、岩盤における杭先端の極限支持力度の推定式を提案する上で、プレボーリング杭工法と鋼管ソイ ルセメント杭工法でグルーピングすることが可能であるかを検討する。

4.2.2 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の構造等の比較

(1) 構造

プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の先端構造の概要を図4.2.1に示す。プレボーリング 杭工法は、既製コンクリート杭 (PHC 杭、SC 杭) とソイルセメント (根固部、杭周固定部)によって構成さ れ、支持層への杭の根入れ長さは杭径以上であり、軸力は根固部、杭周固定部では既製コンクリート杭のみ で負担する。鋼管ソイルセメント杭工法は、外面突起付鋼管とソイルセメント (杭先端固化部、杭一般固化 部)によって構成され、支持層への杭の根入れ長さはソイルセメント径以上であり、軸力は杭先端固化部で はソイルセメントと外面突起付鋼管で負担、杭一般固化部では鋼管外周にあるソイルセメントと外面突起付 鋼管で負担する。両工法の先端構造については杭と掘削底の離隔長さでは異なるものの、概ね同様の先端構 造であると考えられる。なお、鋼管ソイルセメント杭工法では外面突起付鋼管を杭全長にわたって用いてお り、杭一般固化部においてもソイルセメントと外面突起付鋼管の一体化が図られていることから、プレボー リング杭工法の杭周固定部とは支持力機構は異なるものと考えられる。



(2) 施工

1)施工手順

プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の施工手順例を図4.2.2と図4.2.3に示す。プレボー リング杭工法は、掘削ビットおよびロッドにより、水又は掘削液を注入しながら地盤を掘削・攪拌混合して 所定の支持層まで掘削した後、セメントミルクを注入してソイルセメント状の根固部・杭周固定部を築造す る。その後掘削孔に既製コンクリート杭を所定の深度まで沈設する。鋼管ソイルセメント杭工法は、原地盤 中に掘削攪拌ヘッドより所定配合のセメントミルクを注入し、攪拌混合して造成した固化体(ソイルセメン ト柱)内に外面突起付鋼管を沈設する。両工法の施工手順の類似点は、掘削工程で用いる掘削液の種類にお いて一部異なるものの、セメントミルクを用いてソイルセメントを築造することと、ソイルセメント築造後 に既製杭を沈設することである。一方で、根固部及び杭先端固化部における築造方法や必要強度の考え方に 関しては異なる部分もあることから、2)において、詳細に比較することとした。



図 4.2.2 プレボーリング杭工法の施工手順例^{®)}



図 4.2.3 鋼管ソイルセメント杭工法(後沈設方式)の施工手順例⁸⁾

2) 根固部及び杭先端固化部の比較

両工法における根固部及び杭先端固化部での築造方法を比較する。プレボーリング杭工法では根固液に用 いるセメントミルクの水セメント比 W/C は 60%程度とし、注入量は根固部掘削体積の 100%以上としてい る。根固液の築造方法は掘削完了後、掘削液から根固液に切り替えて根固部下端から行い、根固部区間内で 所定の反復しながら注入する。鋼管ソイルセメント杭工法では杭先端固化部に用いるセメントミルクの水セ メント比 W/C は 60%程度とし、現地土 1m³あたり固化材量 C は 1000kg 程度となるように注入する。杭先端 固化部の築造方法は支持層付近の杭一般固化部下端の深度に達したら、杭先端固化部配合のセメントミルク を注入しながら掘削攪拌を行う。

次に、両工法における根固部及び杭先端固化部の必要強度について比較する。以下に必要強度の算出方法 を示す。

① プレボーリング杭工法での根固部の強度

杭先端付近の根固部に対して、杭先端の極限支持力 R_{up}が局部的に作用する(支圧強度 F_n)ものとし、次 に示す計算式³⁰⁾³¹⁾から根固部の必要強度 q_uを算出する。杭径及び杭先端の極限支持力度 q_dに応じた根固部 の必要強度を**表 4.2.1** に示す。

$$q_u = \frac{F_n}{(A_k / A_p)^{0.5}} = \frac{q_d}{(A_k / A_p)^{0.5}} \cdot \cdot \cdot (4.2.1)$$

ここに、

qu : 根固部の一軸圧縮強度(必要強度)(kN/m²)

 F_n : 支圧強度 (kN/m²)

Ak : 根固部の断面積(m²)

Ap : 杭先端の閉塞面積(m²)

qd : 先端地盤の極限支持力度(kN/m²)

杭先端の		杭径(m)											
™限又行力度 (kN/m ²)	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0					
5,000	3.75	4.00	4.17	4.29	4.38	4.44	4.50	4.55					
6,000	4.50	4.80	5.00	5.14	5.25	5.33	5.40	5.45					
7,000	5.25	5.60	5.83	6.00	6.13	6.22	6.30	6.36					
7,500	5.63	6.00	6.25	6.43	6.56	6.67	6.75	6.82					
8,000	6.00	6.40	6.67	6.86	7.00	7.11	7.20	7.27					
9,000	6.75	7.20	7.50	7.71	7.88	8.00	8.10	8.18					
10,000	7.50	8.00	8.33	8.57	8.75	8.89	9.00	9.09					
12,000	9.00	9.60	10.00	10.29	10.50	10.67	10.80	10.91					
15,000	11.25	12.00	12.50	12.86	13.13	13.33	13.50	13.64					

表 4.2.1 根固部の必要強度 q」(片側かぶり 50mm の場合)(N/mm²)

② 鋼管ソイルセメント杭工法での杭先端固化部の強度

鋼管ソイルセメント杭の杭先端固化部において、鋼管に作用する軸力は鋼管の突起を介してソイルセメント柱に伝達され、次いでソイルセメント柱から先端地盤に伝達されるとしている。この機構を成立させるためには、鋼管の押抜きに対するソイルセメントの抵抗力が杭先端地盤の極限支持力よりも大きくなるようにしなければならないことから、次に示す計算式で杭先端固化部の必要強度を算出することにしている。ソイルセメントの片側かぶりが 100mm の場合での杭径及び杭先端の極限支持力度 qaに応じた根固部の必要強度を表 4.2.2 に示す。

I_{spi} : 杭先端固化部の鋼管の内面に突起を有する部分の長さ(m) 1.25 *D_{sp}*程度以上

- τ_{spo} : 杭先端固化部の鋼管外面とソイルセメント柱の付着強度 (kN/m^2) $\tau_{spo} = 0.15 \times q_u$
- τ_{spi} : 杭先端固化部の鋼管内面とソイルセメント柱の付着強度 (kN/m^2) $\tau_{spi} = 0.2 \times q_u$
- q_u :ソイルセメント柱の一軸圧縮強度(必要強度)(kN/m²)
- q_d :先端地盤の極限支持力度(kN/m^2)

極限支持力度		鋼管径 (m)								
(kN/m^2)	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3				
5,000	4.11	3.93	3.79	3.68	3.58	3.50				
6,000	4.93	4.72	4.55	4.41	4.30	4.20				
7,000	5.76	5.50	5.31	5.15	5.01	4.91				
7,500	6.17	5.90	5.68	5.51	5.37	5.26				
8,000	6.58	6.29	6.06	5.88	5.73	5.61				
9,000	7.40	7.08	6.82	6.62	6.45	6.31				
10,000	8.22	7.86	7.58	7.35	7.16	7.01				
11,000	9.05	8.65	8.34	8.09	7.88	7.71				
12,000	9.87	9.43	9.09	8.82	8.60	8.41				
13,000	10.69	10.22	9.85	9.56	9.31	9.11				
14,000	11.51	11.01	10.61	10.29	10.03	9.81				
15,000	12.34	11.79	11.37	11.03	10.75	10.51				

表 4.2.2 杭先端固化部の必要強度(片側かぶり 100mm の場合)(N/mm²)

(3) 構造等の比較においての考察

上記の検討結果より、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の先端構造では、以下に示す点 から、同様の施工方法や支持力機構であると考えられる。

- i)両工法の掘削形状は、深度方向に一定である杭(いわゆるストレート杭)である。
- ii) 根固部又は杭先端固化部には、両工法ともに W/C=60%のセメントミルクを同量程度注入する。
- iii) 図4.2.4 に両工法の杭先端部での荷重抵抗について示す。プレボーリング杭工法では、支持層内での 杭周部分の周面摩擦による抵抗は、既往の報告³²⁾より杭下面での抵抗に比べて小さいことから、杭先

端部の底面から根固部下端へ荷重が伝達されると考えられる。一方、鋼管ソイルセメント杭工法では、 鋼管先端部の内外突起から杭先端固化部下端へ荷重が伝達されると考えられる。両工法での支持層(先 端評価位置)より下の先端抵抗として寄与する範囲は、図4.2.4の青ハッチング部分に示すように、プ レボーリング杭工法では1.5Dで、鋼管ソイルセメント杭工法では1.5Dscとなり、杭径もしくはソイル セメント径に対する比率は同程度である。

iv)両工法の根固部又は杭先端固化部の必要強度の算出方法は異なるものの、一般的に用いられている片 側かぶり(プレボーリング杭工法:片側かぶり 50mm、鋼管ソイルセメント杭工法:片側かぶり 100mm) においては、概ね同程度の必要強度の値である。このことから、根固部又は杭先端固化部の下端に伝達 する鉛直支持力度は同程度と考えられる。なお、根固部又は杭先端固化部の径は、プレボーリング杭工 法では杭径+100mm に対し、鋼管ソイルセメント杭工法では鋼管径+200mm~400mm となっているた め、杭径又は鋼管径に対する根固部又は杭先端固化部の径の比が異なることに注意する必要がある。



図 4.2.4 杭先端部の荷重抵抗について

4.2.3 載荷試験等の分析による比較・検証

(1) 支持層が砂・砂れきの場合

道示IVにおける杭先端の極限支持力度の推定式及びその根拠となるデータ³³⁾に基づき、両工法を比較す ることとする。杭先端の極限支持力は、杭先端の極限支持力度 qdに杭先端面積を乗じて求められる。杭先端 面積の算出方法はプレボーリング杭工法では既製コンクリート杭の杭径を用い、鋼管ソイルセメント杭工法 ではソイルセメント柱径を用いる。両工法において、杭先端の極限支持力を算出する上での杭先端面積の算 出方法が異なる点が課題となっている。

そこで、杭先端の極限支持力度の推定式(以下、杭先端支持力式という。)の比較を行うために、プレボー リング杭工法の杭先端支持力式の根拠となるデータを用いて、ソイルセメント柱径(以下、ソイル径)で参 考文献 33)と同様の算定方法により評価した。道示IVに規定される杭先端支持力式とソイル径で評価したプ レボーリング杭工法の杭先端支持力式を表 4.2.3 に示す。また、評価結果である強度変化点判定と先端抵抗 力度 qa の推定線の図を図 4.2.5~図 4.2.7 に示す。

表 4.2.3に示すようにプレボーリング杭工法のソイル径で評価した杭先端支持力式と鋼管ソイルセメント 杭工法の杭先端支持力式が同じ値となった。したがって、砂・砂れきの場合においてはプレボーリング杭工 法と鋼管ソイルセメント杭工法はグルーピングが可能であることがわかった。

工法	先端地盤	道示IV	ソイル径での評価
プレボーリング枯丁注	砂	240 \overline{N} ($\leq 12,000$)	190 \overline{N} (\leq 9,500)
ノレホーリンク和上伝	砂れき	$300 \overline{N} \ (\leq 15,000)$	$240\overline{N}(\leq 12,000)$
御筥ソノルセマント持て注	砂	$190 \overline{N} (\leq 9,500)$	同左
- 剄目 ノイノビビグ イト机工伝	砂れき	$240 \overline{N} (\leq 12,000)$	同左

表 4.2.3 杭先端の極限支持力度 q_dの推定式 (kN/m²)

▶ : 先端抵抗力の算定に用いる平均 №値

()内は、qd算定上の上限値





図 4.2.6 プレボーリング杭工法の杭先端支持力式:ソイル径での評価



図4.2.7 鋼管ソイルセメント杭工法の杭先端支持力式:ソイル径での評価³³⁾

(2) 支持層が岩盤の場合

本研究で岩盤を支持層とした新規載荷試験は、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法ともに 同じ試験場所で実施したことから、支持層となる岩盤は同じ条件である。

そこで、新規載荷試験結果を用いて、両工法を比較することとする。新規載荷試験結果の詳細は参考資料 2を参照されたい。ただし、(1) で述べたように、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の杭 先端の極限支持力を算出する上での杭先端面積の算出方法が異なることから、杭径に関する条件を設けて試 験結果を整理し、比較を行った。なお、長崎県での載荷試験結果では、プレボーリング杭工法と鋼管ソイル セメント杭工法の杭先端の抵抗を比較するために、両工法の杭径とソイル径の比率や杭先端から掘削下端ま で長さにおける杭径比率を合わせることとした。具体的にはプレボーリング杭工法を鋼管ソイルセメント杭 工法での鋼管径とソイル径の比 1.25 (1000mm/800mm) に合わせる形とし、杭径 600mm に対して掘削径は 750mm に、根固部における杭先端から掘削下端までの長さは 0.5D (D:杭径) とした。

1) 載荷試験結果の整理方法

先端伝達荷重の評価位置(以下、先端評価位置という)について、図4.2.8及び図4.2.9に示すように杭 先端から杭径又は鋼管径分上方となる位置と、ソイル径分上方となる位置の2つのパターンで検討した。な お、先端評価位置の軸力は、各載荷荷重段階における計測結果ごとに、上下のひずみ計測断面での値を線形 補間して算出した。また、軸力の算定においては杭先端支持力を杭径又は鋼管径で評価する場合は、杭径又 は鋼管の外周部にある根固部又は杭先端固化部のソイルセメントは考慮しないが、杭先端支持力をソイル径 で評価する場合は杭径又は鋼管の外周部にある根固部又は杭先端固化部のソイルセメントも考慮することと した。ソイルセメントの断面積を考慮する範囲を図4.2.8及び図4.2.9に灰色のハッチングで示す。また、 2つのパターンでの載荷試験結果は、4.5でのデータ整理方法に準じて行った。



図 4.2.8 杭先端評価位置とソイルセメントの考慮範囲(杭径又は鋼管径)



図4.2.9 杭先端評価位置とソイルセメントの考慮範囲(ソイル径)

2) 載荷試験の実施結果(その1:長崎県)

新規載荷試験での試験杭の仕様を、プレボーリング杭工法は表4.2.4に、鋼管ソイルセメント杭工法は表4.2.5に示す。また、支持層の地盤調査結果を表4.2.6に示す。当初は風化軟岩での先端支持力及び施工性を確認するために本試験を計画したが、地盤調査の結果から支持層の岩盤の一軸圧縮強度が想定よりも高く、硬岩(10MN/m²以上)相当となった。しかしながら、対象とする工法が硬岩を確実に掘削できないことを踏まえて、軟岩に対する評価として扱うこととした。なお、地盤調査の詳細は参考資料1、載荷試験の詳細は参考資料2に示す。

載荷試験結果の比較一覧を表 4.2.7 に示す。また、Weibull 分布曲線にて近似した杭頭荷重 P_o又は杭先端 荷重 P_pと杭頭変位 S_oの関係を表 4.2.8 に示す。長崎県での載荷試験結果を分析した結果、杭頭変位が評価径 の 10%での先端支持力度 q_dは、杭径又は鋼管径での評価、及びソイル径での評価、それぞれで両工法を比較 したところ、ほぼ同じ程度の値を示した。また、ソイル径での評価における先端支持力度 q_dは、プレボーリ ング杭工法では約 17500kN/m²、鋼管ソイルセメント杭工法では約 18600kN/m²となり、支持層の岩盤の一軸 圧縮強度 q_u=14950kN/m²に対し両工法ともに同程度の値となった。

杭種	杭径 Dp (mm)	杭長 L (m)	壁厚 t (mm)	断面積 A (m ²)	コンクリート強度 (N/mm ²)	掘削径 Dc (mm)
PHC 杭	600	19.0	90	1473×10 ⁻⁴	105	750

表 4.2.4 試験杭の仕様:プレボーリング杭工法

杭種	鋼管径 Dsp (mm)	杭長 L (m)	板厚 t (mm)	断面積 A (m ²)	材質	固化体径 Dsc (mm)
鋼管ソイル セメント杭	800	19.5	21	5139×10 ⁻⁵	SKK490	1000

表4.2.5 試験杭の仕様: 鋼管ソイルセメント杭工法

表4.2.6 支持層の地盤調査結果

	項目	調査結果	備考
支	持層の岩種	砂岩	
N 値(換算 N 値)	プレボーリング杭工法	400	掘削下端から掘削径
	鋼管ソイルセメント杭工法	458	の3倍下方の範囲
一軸圧縮	強度 qu(kN/m ²)	14950	計測2箇所の平均値

工法		プレボーリング杭工法		鋼管ソイルセメント杭工法		
評価に用いた径		呼び	杭径	ソイル径	鋼管径	ソイル径
		mm	600	750	800	1000
実測値	杭頭荷重:Pomax	kN	8,000.0	8,000.0	19,200.0	19,200.0
	杭頭変位:Somax	mm	68.29	68.29	46.45	46.45
	杭先端荷重:Ppmax	kN	6,372.4	7,162.4	9,183.3	11,989.0
	先端支持力度:qd	kN/m ²	22,537.8	16,212.3	18,269.6	15,264.9
	周面摩擦力:	1-N1	1.627.6	027 (10.0165	7.011.0
	P _{omax} -P _{pmax}	KIN	1,027.0	837.0	10,016.7	7,211.0
	杭先端変位:S _{pmax}	mm	52.48	52.48	16.17	16.17
極限	極限支持力:Pou	kN	12,260.5	12,260.5	27,588.5	27,588.5
	設計上の	1-NI	7 622 0	8 226 0	22 646 2	25.071.6
	極限支持力:P ₁₀	KIN	7,023.0	8,220.0	25,040.5	25,071.0
	杭頭変位:S ₀₁₀	mm	60.00	75.00	80.00	100.00
	杭先端荷重:P _{p10}	kN	5,711.2	7,732.9	10,558.1	14,636.1
	先端支持力度: q_d	kN/m ²	20,199.2	17,503.7	21,004.7	18,635.3
	周面摩擦力:	1 N	1.011.0	493.1	10,203.3	10,435.5
	$P_{10} - P_{p10}$ KIN	KIN	1,911.8			
	杭先端変位:Splo	mm	46.53	60.82	27.53	34.66
根固部0)一軸圧縮強度	N/mm ²	14	4.7	22	2.2
根固部0	Dヤング係数	N/mm ²	9,396	6,740 ^{%1}	12,	550

表 4.2.7 載荷試験結果 比較一覧

※1 ソイルセメントのヤング係数は、根固部の平均値ではなく、GL-17.625m~GL-17.775m位置の結果を用いた。



表 4.2.8 杭頭荷重 Po 又は杭先端荷重 Pp と杭頭変位 So の関係 比較一覧

備考1 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の比較のため、グラフは縦軸を支持力度 (kN/m²)、横軸 を変位と杭径の比とし、示している。

備考2 プレボーリング杭工法

Dp: 杭径(mm)、Dc: ソイル径(mm)、Ap: 杭径での面積(mm²)、Ac: ソイル径での面積(mm²) 備考3 鋼管ソイルセメント杭工法

 Dsp:鋼管径(mm)、Dsc:ソイル径(mm)、Asp:鋼管径での面積(mm²)、Asc:ソイル径での面積(mm²)

 備考4
 グラフ中の凡例

Po-So: 杭頭荷重と杭頭変位の関係、Pp-So: 杭先端荷重と杭頭変位の関係

3) 載荷試験の実施結果(その2:福島県)

載荷試験での試験杭の仕様を、プレボーリング杭工法は表4.2.9に、鋼管ソイルセメント杭工法は表4.2.10 に示す。また、支持層の地盤調査結果を表4.2.11に示す。なお、地盤調査の詳細は参考資料1、載荷試験の 詳細は参考資料2に示す。

載荷試験結果の比較一覧を表 4.2.12 に一覧で示す。Weibull 分布曲線にて近似した杭頭荷重 Po又は杭先端 荷重 Poと杭頭変位 Soの関係を表 4.2.13 に示す。

福島県での載荷試験結果を分析した結果、長崎県での載荷試験結果とは異なり、鋼管ソイルセメント杭工 法の先端支持力度 q_dはプレボーリング杭工法に比べて杭径又は鋼管径での評価では 0.8 倍程度、ソイル径で の評価では 0.7 倍程度小さくなる結果であった。この要因としては、当該地盤において複数で実施したボー リング調査結果から支持層となる岩盤が大きく不陸、傾斜していたことによる影響で、両工法における支持 層となる岩盤が多少異なっていたことが考えられる。ただし、両工法における先端支持力度 q_dは、支持層の 岩盤の一軸圧縮強度 q_u=1400kN/m²に対し 4q_u以上で、既往の知見での 3qu²²⁾ 以上となることが分かった。

杭種	杭径	杭長	壁厚	断面積	コンクリート	掘削径
	Dp	L	t	A	強度	Dc
	(mm)	(m)	(mm)	(m ²)	(N/mm ²)	(mm)
PHC 杭	600	15.0	90	1473×10 ⁻⁴	105	700

表 4.2.9 試験杭の概要:プレボーリング杭工法

表 4.2.10 試験杭の概要:鋼管ソイルセメント杭工法

杭種	鋼管径 Dsp (mm)	杭長 L (m)	板厚 t (mm)	断面積 A (m ²)	材質	固化体径 Dsc (mm)
鋼管ソイル セメント杭	800	15.5	21	5139×10 ⁻⁵	SKK490	1000

表 4.2.11 支持地盤の諸元

	項目	調査結果	備考				
支持層の岩種		堆積軟岩					
N 値(換算 N 値)	プレボーリング杭工法	55.3	掘削下端から掘削径				
	鋼管ソイルセメント杭工法	61.8	の3倍下方の範囲				
一軸口線路度。 (LNI	m^2	1400	GL-17.85m				
甲田/⊥/旧J田/支 qu (KIN/	III)	1400	\sim 18.00m				
	工法		プレボーリ	ング杭工法	鋼管ソイルセメント杭工法		
------------	--------------------------------------	-------------------	----------	---------	--------------	-----------	--
-	河ケットントタ	呼び	杭径	ソイル径	鋼管径	ソイル径	
Ē	評価に用いた性		600	700	800	1000	
実測値	杭頭荷重:Pomax	kN	5,022.0	5,022.0	8,000.0	8,000.0	
	杭頭変位:Somax	mm	68.33	68.33	50.77	50.77	
	杭先端荷重:Ppmax	kN	3,236.1	3,553.1	3,535.2	3,895.0	
	先端支持力度: qd	kN/m ²	11,445.4	9,232.5	7,033.1	4,959.3	
	周面摩擦力:	1	1 705 0	1.460.0	4.464.0	4 10 4 0	
	P _{omax} -P _{pmax}	KIN	1,785.9	1,468.9	4,464.8	4,104.8	
	杭先端変位:Spmax	mm	56.38	56.38	36.93	36.93	
極限	極限支持力: Pou	kN	5,310.0	5,310.0	8,944.8	8,944.8	
	設計上の	1 NT	49670	4.067.6	0.576.0	0 7 4 7 5	
	極限支持力:P10	KIN	4,807.0	4,907.0	8,570.8	8,747.5	
	杭頭変位:S ₀₁₀	mm	60.00	70.00	80.00	100.00	
	杭先端荷重:P _{p10}	kN	3,138.9	3,467.6	4,007.7	4,678.4	
	先端支持力度: q_d	kN/m ²	11,101.6	9,010.4	7,973.1	5,956.7	
	周面摩擦力:	1 N	1 002 1	1554 4	45001	40.00 1	
	$P_{10} - P_{p10}$	KIN	1,883.1	1554.4	4,369.1	4069.1	
	杭先端変位: S _{p10}	mm	49.60	58.62	65.49	83.42	
根固部の一軸圧縮強度		N/mm ²	13	3.2	6.4		
根固部0)ヤング係数	N/mm ²	6,40	50.0	4,641.2		

表 4.2.12 載荷試験結果 比較一覧



表 4.2.13 杭頭荷重 Po 又は杭先端荷重 Pp と杭頭変位 So の関係 比較一覧

備考1 プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の比較のため、グラフは縦軸を支持力度(kN/m²)、横軸 を変位と杭径の比とし、示している。

備考2 プレボーリング杭工法

Dp: 杭径(mm)、Dc: 掘削径(mm)、Ap: 杭径での面積(mm²)、Ac: 掘削径での面積(mm²) 備考3 鋼管ソイルセメント杭工法

 Dsp:鋼管径(mm)、Dsc:固化体径(mm)、Asp:鋼管径での面積(mm²)、Asc:固化体径での面積(mm²)

 備考4
 グラフ中の凡例

Po-So: 杭頭荷重と杭頭変位の関係、Pp-So: 杭先端荷重と杭頭変位の関係

(3) 既往の載荷試験結果も含めた分析

本研究で実施した長崎県及び福島県の載荷試験結果に加えて、既往の岩盤を支持層とした載荷試験結果も 含めて、データを整理し、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の杭先端支持力の比較を行っ た。なお、採用した試験結果の概要を表 4.2.14 に示す。また、既往の岩盤での載荷試験結果の詳細は、参考 資料3 に示す。

杭先端極限支持力度の試験値と推定値との関係について、杭径又は鋼管径での評価の場合を図 4.2.10 に、 ソイル径での評価の場合を図 4.2.11 に示す。また、杭先端極限支持力度の推定値は、杭先端の一軸圧縮試験 が実施されている載荷試験では $q_d = 3q_u^{22}$ から推定し、杭先端の一軸圧縮強度が不明で杭先端の N 値がある 載荷試験では道示IVでの砂れきから推定することとした。なお、杭径又は鋼管径での評価の場合はプレボー リング杭工法での推定式 $q_d = 240$ N、ソイル径での評価の場合は鋼管ソイルセメント杭工法での推定式 $q_d = 300$ N を用いて推定している。

図 4.2.10 と図 4.2.11 において、本研究で実施した長崎県と福島県での載荷試験結果については、識別するためにプロット点を、プレボーリング杭工法ではひし形で示し、鋼管ソイルセメント杭工法では丸形で示す。また、長崎県での載荷試験結果は青色で示し、福島県での載荷試験結果は赤色で示す。

道示IVにおける砂れきでの杭先端の極限支持力度 qaの推定式(推定値)に対し、新規の岩盤での載荷試験 結果(試験値)の先端支持力度は、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法ともに上回り、既往 の岩盤を支持層とした載荷試験結果についても同様に試験値は推定値を上回る結果となった。

				-							
	工法				鋼管ソイルセメント杭						
	試験の新旧			既往0)試験	新規0)試験	新規の試験			
	No.	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
施	杭長 (m)	9	23	29	18	18	39	17.9	14.5	18.4	15
汇概	杭径又は鋼管径(m)	0.60	0.50	0.50	0.30	0.45	0.60	0.60	0.60	0.80	0.80
要	掘削径(m)	0.80	0.65	0.60	0.40	0.50	0.75	0.75	0.70	1.00	1.00
	岩盤分類	風化軟岩	堆積軟岩	堆積軟岩	堆積軟岩	堆積軟岩	堆積軟岩	風化軟岩	堆積軟岩	風化軟岩	堆積軟岩
	支持層の岩種	角閃岩	泥岩	土丹	泥岩	砂岩・泥岩 の互層	シルト岩	砂岩	泥岩	砂岩	泥岩
地	岩級区分	D	不明	不明	СМ	不明	不明	СМ	CL	СМ	CL
盤概	亀裂の発達(RQD:%)	不明	不明	不明	16	不明	不明	38	0	37	0
安	風化状態	強風化	不明	不明	新鮮	不明	不明	新鮮	風化	新鮮	風化
	先端平均 N 值	64.1	83.3	79	100	300	31.7	400	55.3	458	61.8
	一軸圧縮強度 qu(kN/m²)	8633	1325	_	1010	9100	_	14950	1400	14950	1400

表 4.2.14 岩盤での載荷試験結果一覧









4.2.4 まとめ

岩盤における杭先端の極限支持力推定式を提案する上で、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭 工法のグルーピングすることが可能であるか検討した。

- ① プレボーリング杭では既製コンクリート杭を用いているが、鋼管ソイルセメント杭では外面突起付 鋼管が用いられており、ソイルセメント柱との一体化が図られていることから、両工法で先端評価位 置より上の周面抵抗は同じと考えにくい。ただし、先端抵抗については、プレボーリング杭工法と鋼 管ソイルセメント杭工法は同様の施工方法、品質、支持力機構であることから同様の抵抗機構である と考えられる。
- ② 砂・砂れきを支持層とする場合、プレボーリング杭工法での砂と砂れきにおける杭先端支持力式を ソイル径で再評価を行った結果、プレボーリング杭工法における杭先端支持力式は鋼管ソイルセメン ト杭工法と同じとなり、プレボーリング杭と鋼管ソイルセメント杭は同等の支持力式として評価でき ることがわかった。
- ③ 岩盤を支持層とする場合、新規の載荷試験結果を分析した結果、プレボーリング杭工法と鋼管ソイ ルセメント杭工法の先端支持力度は同様の傾向を示し、また既往の岩盤における載荷試験の結果と同 様な結果となった。
- ①~③により、プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法の岩盤における先端支持力機構 は同等とみなせ、グルーピングして推定式を評価できることがわかった。ただし、プレボーリング杭 工法は設計において既製コンクリート杭の杭径での評価であることから、ソイル径と杭径の面積比を 考慮して支持力推定式を提示する必要がある。

4.3 中掘り杭工法コンクリート打設方式の適用性

4.3.1 概要

これまでの道示IV⁴において中掘り杭工法の先端処理方法は、最終打撃方式又はセメントミルク噴出攪拌方 式が一般的であるが、支持層が硬質粘性土や岩盤といった前記 2 方式による先端処理が難しい場合に限りコ ンクリート打設方式が適用されてきた。コンクリート打設方式はセメントミルク噴出攪拌方式と異なり、鋼 管先端にずれ止めを設けず、鋼管内径 d の 4 倍以上コンクリートを打設する先端部の仕様であるが、載荷試 験による支持力確認の例がほとんどないため、支持層における施工方法の類似性から一般的に場所打ち杭の 先端支持力度が準用されていた。一方で、岩盤のように大きな先端支持力が期待できる場合に、鋼管内面とコ ンクリートとの付着力のみでは先端閉塞が十分確保できない恐れがある。さらに、中掘り杭工法コンクリー ト打設方式で施工した杭基礎において、不適切な施工管理方法(特に先端処理方法)によって基礎が沈下する といった不具合が発生しており³、適切な施工管理方法の設定が課題となっている。

そこで、本研究では中掘り杭工法コンクリート打設方式の一つとして硬岩でも施工可能なダウンザホール ハンマ施工を対象に、新たに杭先端部のずれ止め仕様、施工管理方法・項目を設定した上で施工試験及び載荷 試験を実施し、多数の載荷試験結果を有する場所打ち杭と施工手順や先端の抵抗構造を比較することで、中 掘り杭工法コンクリート打設方式が場所打ち杭工法での先端支持力度を適用することが可能であるかを検討 した。

4.3.2 中掘り杭工法コンクリート打設方式と場所打ち杭工法の比較

(1) 構造

表4.3.1に中掘り杭工法コンクリート打設方式と場所打ち杭工法の構造を示す。

従来の中掘り杭工法コンクリート打設方式は、上述の通り杭先端部にずれ止めが無く、鋼管内径 d の 4 倍 以上コンクリートを打設する仕様に対して、本研究で提案する中掘り杭工法コンクリート打設方式のダウン ザホールハンマ施工では、鋼管内面にずれ止めを取り付けるとともに、根固めコンクリートを孔底から最上 段ずれ止め位置の+500mm 以上打設する仕様とした。なお、ずれ止めに関する詳細な仕様は参考資料6を参照 されたい。ダウンザホールハンマ施工とは、ダウンザホールハンマを鋼管内に挿入し、拡径ビットで岩盤を粉 砕しながら鋼管を同時に沈設する施工方法である。本工法では、軸力は中間層では鋼管杭、支持層では鋼管杭 とコンクリートで負担し、ずれ止めの付着耐力は先端支持力以上とする。場所打ち杭工法は、鉄筋かごとコン クリートにより杭体を構成し、軸力は全長にわたり鉄筋及びコンクリートで負担する。

(2) 施工

各工法の施工手順例を表4.3.2に示す。

中掘り杭工法コンクリート打設方式のダウンザホールハンマ施工では、鋼管先端にずれ止めを取り付けた 鋼管杭の中にダウンザホールハンマをセットし、中掘り杭工法セメントミルク噴出攪拌方式におけるフリク ションカッター⁸相当の拡径以内(鋼管 φ 800 以上の場合:掘削径 ≦ 鋼管径+24mm)で掘削を行う。所定深 度まで掘削した後に、先端ずれ止め部の洗浄及び孔底のスライム処理を行い、先端根固め用のコンクリート を打設する。

場所打ち杭工法(オールケーシング工法)では、ケーシングチューブを建込みながら所定深度まで掘削を行い、 孔底処理を行った後に鉄筋かごの建込み、コンクリート打設を行う。

2工法の施工の類似点は、「原地盤の掘削・排土」、「孔底処理」、軸力や曲げへの抵抗部材である「鋼管杭・ 鉄筋かごの建込み」、「コンクリート打設」の工程を含むことである。特に支持層においては、岩盤を掘削して 完全に排土した後にコンクリートで置換するため、参考資料7で詳述する支持層での施工管理を遵守した施 工を行う条件のもとで、施工時に支持層へ与える影響(応力解放等)は2工法で違いはないと考えられる。



表 4.3.1 構造概要



表4.3.2 各工法の施工手順例

(3) 支持力メカニズムの比較

本研究では土研資料4139号と同様に、支持層の上端位置を設計上の杭先端位置とみなすことを基本として、 設計上の杭先端位置より下方の周面摩擦力は先端支持力に含まれるものと考えて評価している。

表4.3.3に支持層内における荷重抵抗を示す。2工法とも底面地盤の先端抵抗力と支持層内の周面摩擦力が 先端支持力として作用する機構となっており、中掘り杭工法コンクリート打設方式の場合は、鋼管と先端根 固部のコンクリートがずれ止めにより一体となって先端支持力に抵抗し、場所打ち杭工法の場合は、杭体の 鉄筋とコンクリートが先端支持力に抵抗する。

したがって、中掘り杭工法コンクリート打設方式は、杭体内の土砂を排土して充填したコンクリートと杭 体とを一体化して杭先端部を構築することから、杭先端部の支持力発現機構は場所打ち杭工法と概ね同様に なるとみなせる。なお、新たに実施した中掘り杭工法コンクリート打設方式のダウンザホールハンマ施工に よる載荷試験(詳細は参考資料2を参照)の結果を場所打ち杭工法の杭先端支持力度の実測値を図4.3.1 に 併せて示しているが、その載荷試験の実測値は、場所打ち杭工法と同等の先端支持力度を発揮することが確 認できた。岩盤の周面摩擦力は評価が困難なため、新規載荷試験では評価していないものの、硬岩においては 杭底面で発揮される先端抵抗力が支配的であるため、2工法での先端支持力度に差が生じなかったと考えられ る。



表4.3.3 支持層内における荷重抵抗



4.3.3 まとめ

下記①、②の結果から、中掘り杭工法コンクリート打設方式が場所打ち杭工法での先端支持力度を適用することが可能であると考えられる。ただし、本研究で用いた中掘り杭工法の載荷試験は2例のため、今後は異なる岩盤条件での載荷試験を実施して評価を行っていくことが望ましい。

- ① 2 工法の施工の類似点は、「原地盤の掘削・排土」、「孔底処理」、軸力や曲げへの抵抗部材である「鋼管杭・ 鉄筋かごの建込み」、「コンクリート打設」の工程を含むことである。特に支持層においては、岩盤を掘削 して完全に排土した後にコンクリートで置換するため、施工時に支持層へ与える影響(応力解放等)は2 工法で差がないと考えられる。
- ② 杭先端の抵抗機構において一部異なる部分があると考えられるが、載荷試験結果で杭先端の極限支持力度を比較すると、中掘り杭工法コンクリート打設方式は場所打ち杭工法と同等の杭先端支持力度を発揮することが確認できた。その要因として、硬岩においては杭底面で発揮される先端抵抗力が支配的であるため、2工法での先端支持力度に差が生じなかったと考えられる。

4.4 載荷試験データの分析

岩盤を支持層とする杭基礎の鉛直載荷試験データには、これまで収集した載荷試験データ³⁷⁾(94 件)及 び新たに関係機関より収集した載荷試験データ(9 件)の既存載荷試験(103 件)と、本研究で新たに実施 した新規載荷試験(5 件)がある。これらの載荷試験データを用いて、先端支持力の推定式を提案すること となるが、2章での岩盤及び杭工法区分を踏まえ、また既往の研究結果³⁷⁾におけるデータ選定を参考に、 杭先端の極限支持力度の推定式の分析に用いるデータとしては次のいずれかの条件に該当するものは除外す ることを基本とした。

- ① 杭工法が不明または道路橋示方書に準拠しない杭工法のデータ
- ② 杭諸元および杭先端の地盤条件が不明なデータ
- ③ 静的載荷試験(押込み試験、先端載荷試験等)が行われていないデータ
- ④ 載荷荷重や変位が不明なデータ
- ⑤ 押込み載荷試験で軸力分布が不明なデータ

表4.4.1に杭先端の極限支持力度の推定式の分析に用いる試験データ一覧表を示す。表では各載荷試験デ ータの(1)施工概要、(2)地盤概要、(3)載荷試験概要を示している。上記の除外条件①~⑤に該当 する載荷試験データを除いたデータ数は既存及び新規載荷試験を合わせて 37 例である。表4.4.2 に杭工法 別の載荷試験データ数の内訳を示す。杭工法別に支持力推定式を提案するには一定数の試験データが必要で あることから、4.2に示すように、杭先端の支持力機構や施工法が同様とみなせる杭工法についてはグル ーピングを実施して、統計量の分析に必要となる載荷試験件数を合算して先端支持力の推定式を提案するこ ととした。検討対象とする杭工法は場所打ち杭工法(オールケーシング工法)、プレボーリング杭工法、鋼 管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)、中掘り杭工法(コンクリート打 設方式)となる。

検討対象とする杭工法	全載荷 試験データ数	分析に用いる 試験データ数	グルーピング化 による分析対象 試験データ数	備考
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	26	18	18	
プレボーリング杭工法	12	8	10	
鋼管ソイルセメント杭工法	2	2	10	
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	20	7	7	
中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2	2	2	
その他(検討対象外の工法)	46	-	_	打込み杭、中掘り杭工法(最終打撃方式)、回転 杭、リバース工法(拡底)、杭工法不明等
合計	108	37	37	

表4.4.2 杭工法別の載荷試験データ数の内訳

表4.4.1 杭先端支持力の推定式の分析に用いる試験データー覧表

				(1)施工概要									(2) ±	也盤概要				(3) 載荷試験概要※										
No.	資料 No.	杭工法	杭仕様	工法詳細	拡大掘削	杭長	杭径	載荷径 根固め径	岩盤分類	支持層の 岩種	岩級 区分	RQD (%)	風化状態	杭先端 N値	平均N値 (杭先端 ~3D区 問)	一軸 圧縮強度	進岩盤強度	粘着力	内部摩 擦角	変形係数	載荷試験 方法	載荷試験時の 杭頭最大荷重	載荷試験時の 杭先端上方1D 位置での最大 荷重	載荷試験時の 杭頭最大変位	載荷試験時の 杭先端最大変 位	ワイブル分布 曲線による杭 先端上方1D位 置での先端極 限支持力	杭先端の 極限支持力度	備考
						(m)	(m)	(m)								q_u (kN/m ²)	q_u (kN/m ²)	c (MN/m ²)	¢ (°)	E (MN/m ²)		P _{0max} (kN)	P _{pmax} (kN)	S _{0max} (mm)	S _{pmax} (mm)	R _u (kN)	$q_{d=}R_u/A$ (kN/m ²)	
1	5	場所打ち杭	_	オールケーシング	_	34.1	1.0	-	風化軟岩	風化石灰岩	不明	不明	風化	17	37.5	_	_	_	_	_	押込み試験	2744	279	2.38	0.78	972	1237	参考値:支持層とする岩 盤条件を満たさない
2	15	場所打ち杭	_	オールケーシング	_	19.5	2.0	0.3	風化軟岩	風化花崗岩	D	55	風化	56	78.0	-	_	0	42.6	87.8	杭先端の 平板載荷試験	_	322	_	24.37	380	5379	本研究で追加地盤調査実 施
3	22	場所打ち杭	_	オールケーシング	_	24.1	1.2	1.2	風化軟岩	風化花崗岩	不明	不明	風化	136	136.0	-	_	_	-	_	先端載荷試験	_	7607	_	53.39	10208	9026	
4	23	場所打ち杭	_	オールケーシング	_	14.3	1.2	1.2	風化軟岩	風化花崗岩	不明	不明	風化	150	175.0	-	-	0.208	31.1	45.8	先端載荷試験	_	8861	_	117.87	8123	7182	
5	24	場所打ち杭	_	オールケーシング	-	14.3	1.2	0.9	風化軟岩	風化花崗岩	不明	不明	風化	150	175.0	-	_	0.208	31.1	45.8	先端載荷試験 (部分載荷方式)	_	2447	-	41.06	4357	6848	
6	25	場所打ち杭	_	オールケーシング	-	18.6	1.2	0.6	風化軟岩	風化花崗岩	不明	不明	風化	125	140.3	-	_	0.081	32.1	40.7	先端載荷試験 (部分載荷方式)	_	2136	-	209.41	1523	5388	
7	26	場所打ち杭		オールケーシング	-	18.0	1.2	1.2	風化軟岩	強風化花崗岩	不明	不明	風化	35	69.0	-	-	_		35.2	先端載荷試験	_	6148	_	243.36	3771	3335	参考値:支持層とする岩 盤条件を満たさない
8	27	場所打ち杭	_	オールケーシング	_	23.5	1.0	1.0	風化軟岩	風化花崗岩	不明	不明	風化	83	128.7	_	_	_	_	_	先端載荷試験	-	5330	-	5.74	12892	16414	
9	39	場所打ち杭	_	オールケーシング	-	29.8	1.5	1.5	風化軟岩	琉球石灰岩	不明	不明	不明	38	36.7	_	-	_	_	_	先端載荷試験	-	8500	-	18.07	10661	6033	参考値:支持層とする岩 盤条件を満たさない
10	40	場所打ち杭	_	オールケーシング	-	18.0	1.2	0.6	新鮮岩または 亀裂の少ない岩(硬岩)	砂岩	СМ	不明	不明	1500	1500	32300	-	_	_	_	先端載荷試験 (部分載荷方式)	_	3077	-	7.93	3566	12611	
11	41	場所打ち杭	_	オールケーシング	-	13.5	1.2	0.52	風化軟岩	砂岩	不明	不明	不明	500	526.5	3825	-	_	-	_	先端載荷試験 (部分載荷方式)	_	2414	_	13.77	3003	14142	
12	75	場所打ち杭	_	オールケーシング	-	8.0	1.0	_	堆積軟岩	砂岩	不明	53	不明	50以上	-	1700	-	_	-	_	押込み試験	10780	6842	19.35	16.99	10450	13305	
13	77	場所打ち杭	_	オールケーシング	-	6.0	1.2	_	亀裂が多い岩(硬岩)	砂岩	СМ	25	不明	50以上	500	18800	-	_	_	_	押込み試験	8918	5722	7.11	5.71	25846	22853	
14	78	場所打ち杭	_	オールケーシング	_	5.4	1.6	_	風化軟岩	角礫凝灰岩	不明	不明	不明	50以上	_	1660	-	_	-	_	押込み試験	14112	12703	9.63	8.24	23016	11447	
15	80	場所打ち杭	_	オールケーシング	-	15.0	1.2	_	風化軟岩	角礫凝灰岩	D	45	不明	50以上	_	3500	-	_	_	_	押込み試験	12740	4719	23.83	19.24	9677	8556	
16	83	場所打ち杭	_	オールケーシング	-	11.5	1.5	_	堆積軟岩	砂岩	不明	不明	不明	167	167.0	2000	-	_	_	_	押込み試験	11466	7292	26.40	24.20	16638	9415	
17	84	場所打ち杭	_	オールケーシング	_	15.0	1.0	_	堆積軟岩	砂質泥岩	不明	不明	不明	191	199.6	3322	_	0.837	24.7	528.3	押込み試験	12936	9486	50.27	41.64	11242	14313	
18	105	場所打ち杭	_	オールケーシング	_	41.0	1.2	1.2	亀裂が多い岩(硬岩)	砂岩	不明	不明	不明	1500	984.5	19800	7603	_	_	_	先端載荷試験	-	7491	-	35.03	18166	16063	
19	43	中掘り杭(セメントミ ルク噴出攪拌方式)	鋼管杭	高圧噴出方式 (TN工法)	あり	52.1	0.8	0.95	堆積軟岩	土丹	不明	不明	不明	115	115.0	_	-	_	_	-	押込み試験	14700	6252	89.79	42.55	5822	11583	
20	44	中掘り杭(セメントミ ルク噴出攪拌方式)	鋼管杭	機械攪拌方式 (TAIP工法)	あり	26.0	1.0	1.012	風化軟岩	凝灰岩	不明	不明	不明	36	33.7	l	-	_	I	_	押込み試験	-	1640	13.77	-	5516	6804	参考値:支持層とする岩 盤条件を満たさない
21	85	中掘り杭(セメントミ ルク噴出攪拌方式)	コンクリート杭	機械攪拌方式 (NAKS工法)	あり	25.0	0.8	0.96	堆積軟岩	泥岩	不明	不明	不明	75	75.5		-	_	I	_	押込み試験	7350	3989	22.64	8.45	7768	15454	
22	86	中掘り杭(セメントミ ルク噴出攪拌方式)	コンクリート杭	機械攪拌方式 (DANK工法)	あり	27.0	1.0	1.2	堆積軟岩	泥岩	不明	不明	不明	167	176.9	3057	-	1.300	8.45	341	押込み試験	20286	15592	130.09	102.37	14189	18066	
23	87	中掘り杭(セメントミ ルク噴出攪拌方式)	コンクリート杭	機械攪拌方式 (DANK工法)	あり	32.0	1.0	1.2	堆積軟岩	シルト岩	不明	不明	不明	100	104.8	-	-	_	-	-	押込み試験	18620	14024	102.28	53.26	13734	17487	
24	88	中掘り杭(セメントミ ルク噴出攪拌方式)	コンクリート杭	機械攪拌方式 (DANK工法)	あり	62.0	1.0	1.2	堆積軟岩	泥岩	不明	不明	不明	214	189.4	4000	-	_		_	押込み試験	19600	16121	136.13	68.79	13825	17603	
25	89	中掘り杭(セメントミ ルク噴出攪拌方式)	コンクリート杭	高厓噴出方式 (STJ工法)	あり	33.0	0.8	1.1	堆積軟岩	泥岩	不明	不明	不明	65	66.4		-	_	I	_	押込み試験	9800	7866	99.72	75.69	6661	13251	
26	42	プレボーリング杭	コンクリート杭	-	なし	9.0	0.6	0.8	風化軟岩	角閃岩	D	不明	強風化	68	64.1	8633	-	-	-	2678	押込み試験	7700	5094	69.03	51.10	4825	17066	
27	90	プレボーリング杭	コンクリート杭	-	なし	23.0	0.5	0.65	堆積軟岩	泥岩	不明	不明	不明	66	83.3	1325	-	_	-	-	押込み試験	7000	5900	100.00	74.60	4811	24502	
28	91	プレボーリング杭	コンクリート杭	-	なし	29.0	0.5	0.6	堆積軟岩	土丹	不明	不明	不明	79	79	-	-	_	-	-	押込み試験	6586	3780	93.43	62.21	2968	15113	
29	92	プレボーリング杭	コンクリート杭	-	なし	18.0	0.3	0.4	堆積軟岩	泥岩	СМ	16	新鮮	100	100.0	1010	879	0.372	29.5	115	押込み試験	2250	1528	47.31	30.89	1295	18326	本研究で追加地盤調査実 施
30	93	プレボーリング杭	コンクリート杭	-	なし	18.0	0.45	0.5	堆積軟岩	砂岩・泥岩 の互層	不明	不明	不明	300	300	9100	-	_		_	押込み試験	3920	3146	39.93	-	3511	22078	
31	94	プレボーリング杭	コンクリート杭	_	なし	39.0	0.6	0.75	堆積軟岩	シルト岩	不明	不明	不明	32	31.7		_	_	_	_	押込み試験	9000	3997	93.61	61.58	3480	12308	参考値:支持層とする岩 盤条件を満たさない
32	95	プレボーリング杭	コンクリート杭	COPITA型	なし	17.9	0.6	0.75	風化軟岩	砂岩	СМ	38	新鮮	300	400.0	14950	13800	_	_	974	押込み試験	8000	6372	68.29	52.48	5711	20199	本研究で載荷試験実施
33	96	プレボーリング杭	コンクリート杭	COPITA型	なし	14.5	0.6	0.7	堆積軟岩	泥岩	CL	0	風化	48	55.3	1400	1400	0.425	27.9	99	押込み試験	5022	3236	68.33	56.38	3139	11102	本研究で載荷試験実施
34	97	鋼管ソイルセメント杭	鋼管杭	後沈設方式 (ガンテツ工法)	なし	18.4	0.8	1.0	風化軟岩	砂岩	СМ	37	新鮮	500	458	14950	13800			974	押込み試験	19200	11989	46.45	16.17	14636	18635	本研究で載荷試験実施
35	98	鋼管ソイルセメント杭	鋼管杭	後沈設方式 (HYSC工法)	なし	15.0	0.8	1.0	堆積軟岩	泥岩	CL	0	風化	48	61.8	1400	1400	0.425	27.9	99	押込み試験	8000	3895	50.77	36.93	4678	5957	本研究で載荷試験実施 急速載荷試験実施
36	106	中掘り杭(コンクリー ト打設方式)	鋼管杭	同時沈設 (PRD-ROSE工法)	なし	23.8	0.8	_	 亀裂が多い岩 (硬岩)	弱風化岩	СМ	22	風化	500	500.0	20750	20610	1.546	39.9	1524.6	押込み試験	15000	12755	71.99	21.68	13855	27564	本研究で載荷試験実施 急速載荷試験実施
37	99	中掘り杭 (コンクリート打設方式)	鋼管杭	コンクリート打設	なし	27.8	1.0		亀裂が多い岩 (硬岩)	玄武岩	СМ	不明	不明	50以上	-	14580		-	_	_	押込み試験	16000	15770	46.50	4.28	24841	31627	

※プレボーリング杭工法:杭径評価での値、鋼管ソイルセメント杭工法:ソイル径評価での値

表4.4.3に岩盤分類別の載荷試験データ数の内訳を示す。支持層とした杭先端の岩盤は、表2.2.3に示す 岩盤条件による区分を踏まえて分類している。硬岩での載荷試験データは5例で、軟岩での載荷試験データ は32 例である。硬岩については場所打ち杭工法(オールケーシング工法)、中掘り杭工法(コンクリート 打設方式:ダウンザホールハンマ施工)で施工された杭で、軟岩については場所打ち杭工法(オールケーシ ング工法)、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌 方式)で施工された杭である。なお、No.32(プレボーリング杭工法)、No.34(鋼管ソイルセメント杭工法) の岩盤は、地盤調査の結果から軟岩の目安(10MN/m²)を少し上回る一軸圧縮強度が確認された(15MN/m²) ものの、対象とする工法が硬岩を確実に掘削できないことなどから、軟岩に対する評価として一括して扱う こととした。

岩盤分類 		杭工法	分析に用いる 試験データ数		
硬岩	新鮮岩または 亀裂の少ない岩	新鮮岩または 場所打ち杭工法 」裂の少ない岩 (オールケーシング工法)			
	毎刻がタい出	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	2	5	
	电衣が多い石	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2		
		場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	12		
	風化軟岩	プレボーリング杭工法	2		
	を含む)	鋼管ソイルセメント杭工法	1	l	
		中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	1	20	
彩石		場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	3	52	
	堆積軟岩	プレボーリング杭工法	6		
	堆慎私石	鋼管ソイルセメント杭工法	1		
		中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	6		
	合計	3	7		

表 4.4.3 岩盤分類別の載荷試験データ数の内訳

表4.4.4 に地盤調査方法別の載荷試験データ数の内訳を示す。地盤調査方法としては、岩盤から採取した コアによる観察から得られる岩級区分・RQD・風化状態の評価、標準貫入試験から得られる N 値、コア試 料による室内試験または原位置試験から得られる一軸圧縮強度 q_u ・準岩盤強度 q_u ・粘着力 c・内部摩擦角 ϕ ・変形係数 E に分類している。全ての地盤調査方法を実施しているデータは 5 例 (No.15、No.29、No.33、 No.35、No.36) と少なく、その多くが一部もしくは幾つかの地盤調査方法しか実施されていない。3.4に 示すように支持力評価に必要な地盤調査方法として、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験または多段階三軸圧縮試 験、標準貫入試験が挙げられており、載荷試験データにおけるこれらの内訳としては一軸圧縮試験が 21 例、 三軸圧縮試験または多段階三軸圧縮試験が 10 例、標準貫入試験(具体的な数値が不明なものは除く)が 32 例である。

地盤調査法	杭工法	分析に 試験デ	用いる 一タ数
		14	
	<u>(オールゲーシング工法)</u> プレボーリング杭工法	8	
標準貫入試験 (N値)	鋼管ソイルセメント杭工法	2	32
(中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	7	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	
	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	9	
	プレボーリング杭工法	6	
(一軸圧縮強度q」)	鋼管ソイルセメント杭工法	2	21
-	中掘り杭工法 (セメンク噴出攪拌方式)	2	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2	
	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	1	
風化、亀裂に対する	プレボーリング杭工法	3	
一軸圧縮強度の補正	鋼管ソイルセメント杭工法	2	7
(準岩盤強度q _u ´)	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	0	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	
	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	5	
三軸圧縮試験もしくは	プレボーリング杭工法	2	
多段階三軸圧縮試験 (粘着力c、内部摩擦角¢)	鋼管ソイルセメント杭工法	1	10
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	1	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	
	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	6	
ボーリング孔内での 水平載荷試験キリくけ	プレボーリング杭工法	4	
供試体の一軸または	鋼管ソイルセメント杭工法	2	14
三軸圧縮試験から推定 (変形係数E)	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	1	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	
	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	4	
って観察による	プレボーリング杭工法	4	
岩級区分	鋼管ソイルセメント杭工法	2	12
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	0	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2	
	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	4	
コア観察による	プレボーリング杭工法	3	
RQD	鋼管ソイルセメント杭工法	2	10
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	0	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	
	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	8	
コア観察による	プレボーリング杭工法	4	
風化の状態	鋼管ソイルセメント杭工法	2	15
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	0	
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	1	

表 4.4.4 地盤調査方法別の載荷試験データ数の内訳

表4.4.5に載荷試験方法別の載荷試験データ数の内訳を示す。載荷試験方法としては、地盤工学会基準³⁸⁾ に記載されている「押込み試験」、「先端載荷試験」、「先端載荷試験(部分載荷方式)」と、杭先端にお いて行われた平板載荷試験である「杭先端の平板載荷試験」がある。なお、図4.4.1に示すように「先端載 荷試験」と「先端載荷試験(部分載荷方式)」の違いは先端ジャッキ位置と載荷径である。

その内訳としては押込み試験が26例、先端載荷試験が6例、先端載荷試験(部分載荷方式)が4例、杭 先端の平板載荷試験が1例である。なお、押込み試験以外の試験方法は、試験方法の特性からすべて場所打 ち杭工法(オールケーシング工法)にて施工された杭に対して実施されている。また参考資料8に示すよう に、岩を支持層とする杭基礎の動的載荷試験の適用性を検討する目的で、押込み試験が終了した杭に対して 急速載荷試験を実施し、両試験の支持力を比較した事例が2例あるが、本章では押込み試験で得られた結果 を分析に用いている。本研究で新規に実施した載荷試験結果の詳細については参考資料2を参照されたい。

載荷試験方法	杭工法	分析に用いる 試験データ数			
	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	7			
	プレボーリング杭工法	8			
押込み試験	鋼管ソイルセメント杭工法	2	26		
	中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	7			
	中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2			
先端載荷試験	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	6			
先端載荷試験 (部分載荷方式)	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	4			
杭先端の平板載荷試験	場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)		1		
合	3	7			

表4.4.5 載荷試験方法別の載荷試験データ数の内訳



図4.4.1 先端載荷試験における通常の方式と部分載荷方式の違い³⁸⁾

参考資料3の表参 3.1~表参 3.37 に個々の載荷試験概要とボーリング柱状図を示す。表中の概略で記載 しているボーリング柱状図には、杭姿図(杭頭深度、杭先端深度)、支持層上端位置、杭先端の極限支持力 度の推定に用いた一軸圧縮強度や三軸圧縮強度の試験位置もあわせて記載している。なお、3.2.1に示す 支持層とする岩盤条件を満たさない載荷試験データは、表中に支持層上端位置を記載していない。支持層と する岩盤条件を満たさない要因としては、杭が支持層に未到達もしくは杭先端付近に弱層が存在するもので ある。

ここで、本報告書では支持層とする岩盤条件を満たさない載荷試験データについては、参考値として杭 先端の極限支持力度の推定式を提案する際のデータからは除外することとした。理由としては、過去に沈下 や傾斜等の不具合が発生した事例は支持層とする岩盤条件を満たしていなかったこと(3.2.3参照)、支 持層発現後もしくは杭先端付近に亀裂や風化等による弱層が出現することで、想定よりも先端支持力が小さ くなることが想定され、岩盤における杭先端の極限支持力度の評価に大きな影響を与えること、道示IVでは 杭先端の極限支持力度の特性値は支持層に杭径以上根入れした条件の載荷試験結果の分析に基づき規定され ていることとの整合性が挙げられる。表4.4.6に杭先端の極限支持力度の推定式を提案する際の採用値と参 考値の内訳を示す。参考値は場所打ち杭工法(オールケーシング工法)で3例、プレボーリング杭工法で1 例、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)で1例の計5例である。

検討対象とする杭工法	分析に用いる 試験データ	支持層とする岩盤条 件を満たさない載荷 試験データ(参考値)	採用値	グルーピング後 の採用値	備考
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	18	3	15	15	参考值:No.1、No.7、No.9
プレボーリング杭工法	8	1	7	0	参考值:No.31
鋼管ソイルセメント杭工法	2	0	2	9	
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	7	1	6	6	参考值:No.20
中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	2	0	2	2	
合計	37	5	32	32	

表4.4.6 杭先端の極限支持力度の推定式を提案する際の採用値と参考値の内訳

4.5 載荷試験における杭先端の極限支持力度(試験値)の評価方法

設計上の地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 R_u を推定するための支持力推定式は、極限支持力の特性値 R_u を先端支持力(第1項)と周面摩擦力(第2項)との和で表した式(4.5.1)が道示IVで示されており、杭の寸法(杭径,杭長)から決まる杭体、ソイルセメント柱の先端及び周面の表面積に、杭工法や地盤の種類・強度に応じて定められた杭先端の極限支持力度及び最大周面摩擦力度の特性値(q_d , f_i)を乗ずることによって極限支持力が推定できるようになっている。

本研究では、道示IVとの整合を踏まえて支持力推定式は、式(4.5.1)とし、岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の特性値 *qd*の推定式を提案する。

 $R_{u} = q_{d}A + U\sum L_{i}f_{i} \qquad (4.5.1)$

- Ru: 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値(kN)
- q_d: 杭先端の極限支持力度の特性値(kN/m²)
- A : 杭先端面積(m²)、ただし鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱径を有効径として 求める。
- U: 杭の周長(m) ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱の周長とする。
- Li: 周面摩擦力を考慮する i 層の層厚(m)
- fi : 周面摩擦力を考慮する i 層の最大周面摩擦力度の特性値(kN/m²)

4.5.1 杭先端支持力として扱う範囲

杭先端支持力は、載荷試験で計測された杭体の深度方向の軸力(軸ひずみ×軸剛性 EA)を用いて評価される。杭体下端の軸力を直接計測するのは困難であるため、何らかの方法によって杭体軸力を外挿してこれ を予測せざるを得ない。しかし、外挿の方法そのものや、杭体以外の根固部等の軸剛性の評価方法によって 予測値は不確実なものとなる。

よって、ここでは文献 39)と同様に、支持層の上端位置を設計上の杭先端位置とみなすことを基本として、 図 4.5.1 に示すように、設計上の杭先端位置より下方の周面摩擦力は先端支持力に含まれるものと考え、こ れによって杭体軸力の外挿の不確実性を極力排除することとした。



図4.5.1 先端支持力の考慮範囲の基本的な考え方

4.5.2 荷重-変位関係とデータの扱い

道示IVでは、杭の鉛直載荷試験で得られた杭頭部の荷重と変位の関係が変位軸に平行になったときの荷重 を極限支持力とし、杭頭部の変位が杭径の10%を超えても荷重と変位の関係が変位軸に平行とみなせない場 合には、杭頭部の変位が杭径の10%に達したときの荷重を極限支持力とすると定めている。杭頭部の荷重と 変位の関係に関連づけて規定されている理由は、基礎の沈下量が上部構造に与える影響を考慮するためであ る。このことから、杭先端の極限支持力度の評価においても杭先端荷重と杭頭変位の関係で整理することが 原則となる。

先に示した 37 例の載荷試験データのうち場所打ち杭工法(オールケーシング工法)では、先端載荷試験 のデータが複数例あり、先端載荷試験の特性よりジャッキ下端での杭先端変位は計測されているものの、杭 頭部においては押込み試験と逆方向(押上げ方向)に変位が生じることから、押込み試験に相当する杭頭変 位(押込み方向)の推定が必要となる。既往の研究 ³⁷⁾では、杭頭変位が杭径の 10%のときの杭先端変位を 求め、図 4.5.2 に示すように杭頭変位が 10%のときの杭先端変位の中央値が 9%であったため、このときの 杭先端荷重を極限支持力とみなしていた。本研究においても、既往の研究と同様に、この考え方を適用する こととした。



図 4.5.2 場所打ち杭工法における杭径の 10%変位時の杭頭変位 So に対する 杭先端変位 Sp の比(Sp/So)の度数分布³⁷⁾

極限支持力や降伏支持力は、一般には載荷試験で得られる logP-logS 関係の変曲点とする方法等から判定 されるが、極限支持力の判定結果の人為的誤差を排除するために、本報告書では既往の研究³³⁾³⁷⁾を参考に し、宇都らの提案している Weibull 分布曲線⁴⁰⁾によって近似もしくは外挿した曲線を用いて荷重-変位を整 理する。Weibull 分布曲線は式(4.5.2)で表される。

$$\frac{P_o}{P_{ou}} = 1 - e^{-\left(\frac{S_o/D}{S_{os}/D}\right)^m}$$
(4.5.2)

- ここに P。: 杭頭における任意の軸方向荷重(杭頭荷重)
 - Pou : 杭頭における極限支持力
 - **e** : 自然対数の底
 - S。 : 任意の杭頭荷重によって生ずる杭頭変位
 - Sos : 杭頭変位の特性値
 - **D** : 杭径
 - *m* : 変位指数

荷重-変位関係を Weibull 分布曲線で近似もしくは外挿して整理を行う上で、外挿された曲線が信用でき るものであるとみなすためには、個々の載荷試験において杭の最大荷重付近まで載荷されていることが望ま しい。文献 33) では Weibull 分布曲線での極限支持力 P10(杭頭変位が杭径の 10%に達する時の荷重)を実測 値とみなす観点において十分な載荷がなされたと考えることのできる条件としては表4.5.1に示す条件を満 足するものを対象としている。本研究で対象とする個々の載荷試験データを見ると、載荷試験方法や載荷荷 重レベルが異なるため、載荷試験の種類や載荷荷重レベルに応じたデータの整理方法に関するフロー図を図 4.5.3 に示す。載荷試験の種類で押込み試験と先端載荷試験(杭先端の平板載荷試験、先端載荷試験(部分 載荷方式)含む)に分類して整理し、載荷荷重レベルの違いで極限支持力まで載荷されているか否かで分類 した。載荷されていない場合は、表 4.5.1 に示すように杭先端荷重が Weibull 分布曲線で求められる降伏荷 重(0.63P10)の1.2倍以上か未満かで分類している。ここで、文献37)では杭先端荷重がWeibull分布曲線で 求められる降伏荷重の 1.2 倍を満たさない場合(整理方法③、⑥)には、極限支持力の推定精度が悪くなる ことが懸念されることから、参考値として扱われた。ただし、岩盤の場合には一般に発揮される先端支持力 が非常に大きく、結果として条件を満たさない場合も少なくない。また、支持力推定式を提案する上では載 荷試験データ数が多いほど信頼性が高くなり、できるだけ多くの岩盤を支持層とした杭基礎の載荷試験デー タに対して検証が行えるように配慮する観点から、整理方法③、⑥の場合でも統計量の分析に必要となる載 荷試験データとする考え方もできる。本研究では、整理方法③、⑥に分類される載荷試験データの扱いに関 しては、推定された極限支持力が不自然に大きな値になっていないかを確認しつつ、後者の考え方に基づき 検討することとした。

採用条件	内容
条件-1	杭頭における実測最大荷重 P _{omax} が,杭頭変位が杭径の 10%に達した時の杭頭荷重 P ₁₀ の 76%以上 であるもの(P _{omax} ≧1.2×0.63P ₁₀ ≒0.76P ₁₀)

表 4.5.1 データの採用条件³³⁾



図4.5.3 載荷試験データ整理方法に関するフロー図

4.5.3 杭先端の極限支持力度の特性値の評価に用いる地盤定数

道示IVでは、地盤の種類が砂・砂れきを対象とする杭先端の極限支持力度の特性値は表4.5.2に示すよう に標準貫入試験から得られるN値との関係式で評価されている。

これに対して、3.4では岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の特性値 q_d を推定する地盤 定数としては、亀裂や風化などを考慮した上で一軸圧縮強度 q_u や N 値が指標値となることを提案している。

よって、本研究では、岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の特性値 *qa*を推定する際に用いる地盤定数として、一軸圧縮強度 quおよび N 値を用いることとする。ここで、一軸圧縮強度 quおよび N 値の検討方法について以下に示す。

杭工法	地盤の種類	杭先端の極限支持力度の特性値 qd
	粘性土	$90 N (\leq 4,500)$
打込み杭工法	砂	$130 N (\leq 6,500)$
	砂れき	$130 N (\leq 6,500)$
	粘性土	$110 N (\leq 3,300)$
場所打ち杭工法	砂	$110 N (\leq 3,300)$
	砂れき	$160 N (\leq 8,000)$
中根のたて社会	砂	$220 N (\leq 11,000)$
甲拙り机上法*	砂れき	$250 N (\leq 12,500)$
プレボールング技工法	砂	$240 N (\leq 12,000)$
クレホータンク加工法	砂れき	$300 N (\leq 15,000)$
鋼管ソイルセイント枯丁法	砂	$190 N (\leq 9,500)$
調査ノイルピグシド仇工伝	砂れき	$240 N (\leq 12,000)$
回転杭工法	砂	$120 N (\leq 6,000)$
(1.5 倍径)	砂れき	$130 N (\leq 6,500)$
回転杭工法	砂	$100 N (\leq 5,000)$
(2.0 倍径)	砂れき	$115 N (\leq 5,750)$

表4.5.2 道路橋示方書における杭先端の極限支持力度の特性値(kN/m²)

ここに、N:標準貫入試験のN値

*:セメントミルク噴出攪伴方式における特性値である。なお,最終打撃方式では 打込み杭工法の特性値を適用する。

(1) 一軸圧縮強度 quの算定範囲と準岩盤強度

ー軸圧縮強度 quは、岩盤の亀裂や風化などによって、深度方向および水平方向で変化するおそれがある。 このため、採用する quは道示IVにおける N 値の算定範囲との整合を踏まえて、杭体先端から杭径の 3 倍下 方までの範囲で実施した一軸圧縮試験、三軸圧縮試験もしくは多段階三軸圧縮試験の結果から得られる値を 用いることとし、この範囲で複数試験を実施している場合には平均値を採用することとした。

ー軸圧縮強度の亀裂や風化に対する補正として用いられる準岩盤強度については、表4.4.4に示すように 載荷試験データで実施されている件数が7例と少ないことから、支持力推定式では載荷試験データで実施さ れている件数が21例と多い一軸圧縮強度の値を用いることとした。

(2) N 値の算定範囲と換算 N 値

道示IVで対象とする杭基礎の先端地盤は砂および砂れきであり、N 値の算定範囲は杭体先端から杭径の3 倍下方までの範囲での平均値としている。これは既往の研究成果⁴¹⁾⁴²⁾⁴³⁾を参考にして、実験結果や解析結果 に基づき杭先端支持力に影響する深度方向の範囲から設定されている。そこで、杭基礎の先端地盤が岩の場 合においても、同様にN 値の算定範囲を先端支持力に影響する範囲から設定することとした。文献44)で は、打撃工法(先端閉塞)で施工された杭径400mmの杭先端周辺の岩盤の応力伝達経路を把握するため、 岩を模擬したソイルセメント($q_u=1660kN/m^2$)内にモールドゲージを設置して、載荷試験時の岩盤のひず みを測定した結果、図4.5.4に示すように均質な地盤条件では杭体先端から杭径の2~3倍下方まで圧縮ひ ずみが発生することが確認された。このことから、亀裂や風化などの影響が少ない均質な岩盤条件において は、N値の算定範囲を道示IVで示されている杭体先端から杭径の3倍下方までの範囲での設定することは妥 当であると考えられる。一方で、杭体先端から杭径の3倍下方までの範囲内で、深度方向に岩の強度(N値) や岩級区分等が極端に強くなる場合においては、N値を過大に評価することになるために注意が必要である。



図 4.5.4 地盤内の主応力分布図⁴⁴⁾

載荷試験データにおいては、N 値が 50 以上となるデータがほとんどであり、50 回打撃時の貫入量が示されているものについては、式(4.5.3)により求められる換算 N 値を用いることとした。

換算 N 値 = 50 回 × 30 cm / (50 回打撃時の貫入量 cm) ・・・・・・・ (4.5.3)

4.6 杭先端の極限支持力度の特性値の推定式の検討

杭先端の極限支持力度の特性値の推定式は、載荷試験データを用いて、岩盤区分・杭工法区分に応じて、 地盤調査方法から得られた qu値または N 値との関係式として提案する。

表4.6.1 に推定式を提案する上での各種条件の組合せを示す。これまでに検討した内容を踏まえて、軟岩 については、生成年代の違いを実務設計で明確に判別することが困難であることから、風化軟岩と堆積軟岩 で同じ推定式にすることとした。また、3.2.3 での検討結果から圧縮性の高い風化軟岩についても風化軟 岩と堆積軟岩と同じ推定式にすることとした。硬岩については、実務で施工が可能と考えられる場所打ち杭 工法(オールケーシング工法)での載荷試験データが限られていることから、軟岩の推定式との関係を検討 することとした。中掘り杭工法(コンクリート打設方式)は、工法全体としての2例しか載荷試験データが ないことから場所打ち杭工法(オールケーシング工法)の推定式との関係を確認することとした。

杭工法	岩盤区分	支持力推定に用いる 地盤定数	備考
場所打ち杭工法	硬岩	一軸圧縮強度q _u	
(オールケーシング工法)	軟岩	<u>一軸圧縮強度q</u> 」 N値	
プレボーリング杭工法	軟岩	<u>一軸圧縮強度q</u> N値	グルーピングして
鋼管ソイルセメント杭工法	軟岩	一軸圧縮強度q _u N値	推定式を検討
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	軟岩	一軸圧縮強度q _u N値	
中掘り杭工法 (コンクリート打設方式)	硬岩	一軸圧縮強度q _u	

表 4.6.1 推定式を提案する上での各種条件の組合せ

※硬岩:新鮮岩または亀裂の少ない岩、亀裂が多い硬岩 ※軟岩:風化軟岩(圧縮性の高い風化軟岩を含む)、堆積軟岩

一方,岩盤を支持層とする基礎の支持力を理論的に求める方法して、Terzaghiの支持力公式による方法が ある。この条件より導かれた杭先端の極限支持力度の評価式 $3q_u$ が一般的に設計で用いられている。岩種に 関わらず岩盤を支持層とする場合において,岩盤の粒子間が固着した支持地盤としてこの評価式を適用する ことは,クーロンの破壊規準の観点からも矛盾がないと考えられる。なお,平成 24 年の道示IVの解説で粘 性土 (N \geq 20, $q_u \geq$ 0.4N/mm²)を支持層とする場所打ち杭の杭先端の極限支持力度の推定式として示してい た $3q_u$ も,この支持力公式から導かれたものである。

4.6.1 推定式の算定方法

推定式を算定する際の杭先端面積 A の設定については、道示IVに準じることとし、グルーピングして検討するプレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法では杭径を有効径として qdを推定する場合とソイルセメント柱径を有効径として qdを推定する場合の2つについて検討する。

文献 33) では近年確立されているバイリニア型の支持力推定線を前提として、次の要領で推定式の算定 方法を標準化した。そこで、本研究ではこの方法に準じて、支持力推定式を算定する。

- 1)強度-地盤定数関係は、2次勾配を有しないバイリニアモデルとする。すなわち、あるN値を境界とし、qu値またはN値の増加に伴い強度が上昇する領域(領域1)とN値の増加に関わらず強度が上昇しない領域(領域2)があるとする。
- 2) 領域1 における推定線の勾配は、領域1 に含まれるデータの平均勾配とし、領域2 における推定線 は、領域2 に含まれるデータの平均強度線とする。
- 3) 図4.6.1(a) に示すように「領域1における推定線」と「領域2における推定線」とが2つの境界線上 で交わるように境界線の位置を決定するためには、バイリニアモデルにおける強度変化点を適切に定 める必要があり、境界線の位置が不適切であると、2 つの領域における推定線が境界線上で交差しな い(図4.6.1(b)(c))。そこで,強度変化点は、図4.6.2(b) に示す強度変化点判定図を利用して定め る。
- 4)図4.6.2(b)に示すように、領域1と領域2の境界N値を任意に仮定し、平均勾配(○分布)と平均 強度(●分布)の分布図において○分布と●分布の交点を強度変化点とする。ここに、○分布はN値 の小さなデータから順に採用した平均勾配線上端の分布であり、●分布はN値の大きなデータから 順に採用した平均強度の分布である。
- 5) 図4.6.2 (b)において明確な強度変化点が得られなかった場合には、杭先端の極限支持力度 qdでは N 値の大きな範囲(領域 2)を重視して平均強度(●分布)の傾向を優先することにより強度変化点を 定める。



図 4.6.1 バイリニア関係と仮定する場合の強度係数決定法の例 33



図 4.6.2 強度変化点判定図を利用した推定線の算定例 33)

また、文献33)を参考に前述の標準化した方法に加えて以下の点を考慮して強度変化点を定めた。

- ① 図 4.6.2 (b)の右軸に、推定式の強度係数(▲分布)を追加し、強度係数が一定の値に収束する点を参考とする。なお、あるN値における強度係数(▲分布)にそのN値を掛けたものが平均勾配(○分布)である。
- ② データの空白部があり強度変化点の判定が困難なものについては、○分布や●分布に対して、線形近 似曲線や多項式近似曲線を用いることによりデータ空白部を補てんする。
- ③ ○分布と●分布の交点が得られない場合には、○分布と●分布が最も接近する点を交点とみなす。
- ④ 図 4.6.2 (b) から定める強度変化点は、換算 N 値の信頼性を考慮して上限値を N=300 とする。また、 支持層とする岩盤条件を考慮して下限値を N=50 とする。

次節以降に示す強度変化点判定図内には、データ数 n、算定式による推定値とデータ実測値との推定比 (=実測値/推定値)の統計量として幾何平均 GM、変動係数 CV を示している。なお、平均勾配(○分布) や平均強度(●分布)の傾向を差し置いて GM が 1.0 に最も近づくような点を狙って強度変化点を定めてし まうと、杭工法の工学的強度特性を誤って評価しかねない³³⁾ことを踏まえて、本研究においても上述の方 法で強度変化点を定めた上で、GM を計算した。

4.6.2 推定式の算定と提案結果

(1) 載荷試験データに基づく推定式の算定

標準化した推定式の算定方法により、強度変化点判定図を作成し、杭先端の極限支持力度の特性値 qdの 強度変化点を定め、地盤定数に応じて推定式を算定する。一軸圧縮強度 quからの推定について図 4.6.3 に、 N 値からの推定について図 4.6.4 に示す。



図 4.6.3 杭先端の極限支持力度の特性値 qdの強度変化点判定図(qu値)



図 4.6.4 杭先端の極限支持力度の特性値 qd の強度変化点判定図(N値)

図4.6.3 および図4.6.4 から判定される各杭工法の強度変化点は、次のとおり算定される。なお、ここに 示す括弧内の値は、強度変化点での値(qu値(kN/m²)もしくはN値、qd(kN/m²))である。

(a) 場所打ち杭工法(オールケーシング工法)

q_u値:○と●の交点に加えて、▲分布の収束状況を考慮し、(12000(●)/6(▲) ≒2000、12000)。
N値:○と●の交点に加えて、▲分布の収束状況を考慮し、(150、150×60(▲) =9000)。
(b) プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法(杭径評価)

q_u値:○と●の交点に加えて、▲分布 (q_u<10000kN/m²)の収束状況を考慮し、

(17000/7 (▲) ≒2400、17000)。

N値:○と●の交点に加えて、▲分布の収束状況を考慮し、(120、20000)。

(c) プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法(ソイルセメント柱径評価)

qu値:○と●の交点に加えて、▲分布(qu<10000kN/m²)の収束状況を考慮し、

 $(15000/5 (\blacktriangle) = 3000, 15000)$

N 値: ○と●の交点に加えて、▲分布の収束状況を考慮し、(125、15000)。

(d) 中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)

qu値:データ数が n=2 と少ないので、検討対象外とする。

N値:○と●の交点に加えて、▲分布の収束状況を考慮し、(15000/150(▲)≒100、15000)。

表4.6.2に載荷試験データに基づくqdの算定式を示す。

杭工法	算定式に用いる 有効径	算定式に用いる 地盤定数	載荷試験データに基づく 算定式
場所打ち杭工法	拉汉	一軸圧縮強度q _u	6q _u (≦12000)
(オールケーシング工法)	1)1112	N値	60N (≦9000)
	台汉	一軸圧縮強度q _u	7q _u (≦17000)
プレボーリング杭工法	1)11王	N値	165N (≦20000)
鋼管ソイルセメント杭工法	ソノリカクルサタ	一軸圧縮強度q _u	5q _u (≦15000)
	ノイルセベント社社	N値	120N (≦15000)
中掘り杭工法	拉汉	一軸圧縮強度q _u	_
(セメントミルク噴出攪拌方式)	行い1全	N值	150N (≦15000)

表 4.6.2 載荷試験データに基づく算定式 (kN/m²)

(2) 算定結果の考察

① qu値による算定式の力学的な妥当性について

これまで岩盤を支持層とする載荷試験結果に基づき q_u 値による推定式が提案されておらず、従来の道路 橋示方書 ¹⁵⁾では粘性土 (N \geq 20、 $q_u\geq$ 0.4N/mm²)を支持層とする場所打ち杭の杭先端の極限支持力度 q_d = $3q_u$ により推定することとし、これは Terzaghi の支持力公式から導かれている。力学的には一定の関係にな ると考えられていたが、**表** 4.6.2 に示す算定結果と $q_d=3q_u$ において値に乖離が見られた。そのため、今回 得られた qu値による算定式が力学的に妥当な値であるかを検証する必要がある。

参考資料8に示す岩盤を模擬した模型による載荷試験結果から、表4.6.3に示す q_d/q_u =4.5~5.0程度になることが確認されている。既往の知見ではSkemptonによって場所打ち杭の先端極限支持力度が式(4.6.1)で提案されており⁴⁵⁾、 $c_b = q_u/2$ と仮定すると、 q_{dp} =4.5 q_u となる。他の設計基準⁴⁰を確認すると、軟岩を支持層としたときの抵抗力は式(4.6.2)で示されている。

以上より、算定された qu値による推定式 qd=6quは概ね妥当な値であると考えられる。ここで、場所打ち 杭工法(オールケーシング工法)で強度変化点により判定した算定式は qd=6quであるが、既往の知見を踏 まえて qd=5quとして提案する。なお推定式の精度検証については後述する(4)推定式の推定精度を参照 されたい。

	Ru (kN)	q _d (N/mm²)	q _u (N/mm²)	q _d /q _u
HS-S	522	83.7	18.9	<u>4.43</u>
SS-S	150	24.1	5.1	<u>4.73</u>
SU-S	197	31.6	6.4	<u>4.94</u>

表4.6.3 既往の模型実験による載荷試験結果

※Ru: Weibull 分布曲線により得られた極限支持力

 $q_{dp} = 9c_b \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4.6.1)$

ここに、q_{dp}:場所打ち杭の杭先端の極限支持力度(kN/m²)

c_b:底面深さでの粘着力(kN/m²)

 $R_{pk} = 5q_u A_p \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4.6.2)$

ここに、Rpk: 杭先端の抵抗力の特性値(kN)

qu: 乱さない試料での一軸圧縮強度(kN/m²)

Ap:杭の有効断面積(m²)

② 中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)でのqu値による推定式について

(1)では、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)については、N値による算定式を示した。一 方、qu値による算定式はデータ数が2例と少ないことから示していない。施工方法は異なる部分があるもの の、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)はプレボーリング杭工法および鋼管ソイルセメント杭工 法と同様に杭先端部に根固部を築造することから、先端支持力機構が類似していると考えられる。また、3. 4に示したように、一軸圧縮強度から支持力推定できる岩盤条件の場合には、N値を用いるのではなく一軸 圧縮強度から推定することが望ましい。 そこで、算定式の q_d/q_uに関してはプレボーリング杭工法や鋼管ソイルセメント杭工法での q_u値による算 定結果を、算定式の q_dの上限値に関しては中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)での N 値による 算定式を参考にして q_u値による推定式を提案する。なお、載荷試験数が少ないことを踏まえて推定式は安 全側となるように設定する。

③ プレボーリング杭工法および鋼管ソイルセメント杭工法の杭先端部の有効径について

プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法は、グルーピングして支持力推定式を算定している。 杭先端の極限支持力度を算出する際の杭先端断面積の設定において、杭径評価とする場合とソイルセメント 柱径評価とする場合では、その面積比率(Asc/Ap、Asc:ソイルセメント柱径での杭先端断面積、Ap:杭径 での杭先端断面積)により、q_d/q_uもしくは q_d/N の値が変わる。表 4.6.2 に示す杭径評価とする場合とした q_d/q_uまたは q_d/N の値を、プレボーリング杭工法での平均的な杭径である 600mm(ソイルセメント柱径 700mm)での面積比率 1.36 で割り戻すと、q_d/q_uは 5.14 に、q_d/N は 121 となり、概ねソイルセメント柱径の 評価と同じ値となる。また、図 4.6.3 および図 4.6.4 においてソイルセメント柱径評価と杭径評価で支持力 推定式の推定精度に大きな差がみられないことから、道示IVとの整合を考慮して、鋼管ソイルセメント杭工 法はソイルセメント柱径評価の算定式、プレボーリング杭工法は杭径評価の算定式に基づき提案する。

④ 場所打ち杭工法(オールケーシング工法)以外の杭工法で風化花崗岩に支持された場合の影響について 軟岩の支持力推定式では圧縮性の高い風化軟岩を含むこととしたが、圧縮性の高い風化軟岩(風化花崗 岩)を支持層とした載荷試験データは場所打ち杭工法(オールケーシング工法)のみであり、他の杭工法 (プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式))で は実施されていない。そのため、他の杭工法においても、支持力推定式の算定条件に差が生じないように圧 縮性の高い風化軟岩を含む推定式とする必要がある。このため、場所打ち杭工法(オールケーシング工法) での載荷試験データに基づき、その強度係数(qd/N)に着目して、風化花崗岩を含む場合と含まない場合で の比率から風化花崗岩による低減係数を算出し、その低減率を他の杭工法の載荷試験データより推定される 強度係数に乗じることにより影響を考慮することとする。なお、ここでは N 値による場合の支持力推定式 を想定しており、qu値による場合の支持力推定式はコアがサンプリングできることから風化花崗岩とは区別 できるため低減係数は考慮しないこととする。さらに図4.6.5に示すように風化花崗岩での三軸圧縮試験結 果より得られた c, φ を用いて一軸圧縮強度を推定した場合に得られる平均勾配が風化花崗岩以外の平均勾配 よりも大きくなったことも低減係数を考慮しない理由の一つである。

図4.6.6に風化花崗岩を含まない場合の杭先端の極限支持力度の特性値 q_dの強度変化点判定図(N値)を示す。データ数が3例と少ないものの、平均強度(●)の上限値を表4.6.2に示す場所打ち杭工法(オールケーシング工法)の値 12000kN/m²に固定した場合(図中の点線)での平均勾配(○)との交点は 175 程度であり、これより q_d/N≒70と算定される。風化花崗岩を含む場合は図4.6.4(a)から q_d/N=60である。よって、風化花崗岩による低減係数は 60/70≒0.85 とした。表4.6.4 に風化花崗岩による低減係数を考慮した

93

載荷試験データに基づく算定結果を示す。風化花崗岩を支持層とした載荷試験データがないプレボーリング 杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)への対応として、表 4.6.2 に示す載荷試験データに基づく算定式の qd/N の値に低減係数 0.85 を乗じている。



図4.6.5 載荷試験における杭先端極限支持力度(試験値)と一軸圧縮強度の関係



図 4.6.6 風化花崗岩を含まない場合の杭先端の極限支持力度の特性値 qd の強度変化点判定図 (場所打ち杭工法:オールケーシング工法、N 値)

表4.6.4 風化花崗岩による低減係数を考慮した算定式

		杭先端の極限支持力度の特性値q _d (kN/m ²)		
杭工法	支持力推定時 の杭の有効径	載荷試験データに基づく算定式 (N値より求める場合)	風化花崗岩より低減係数を 考慮した算定式 (N値より求める場合)	
プレボーリング杭工法	杭径	165N(≦20000)	140N(≦20000)	
鋼管ソイルセメント杭工法	ソイルセメント 柱径	120N(≦15000)	100N(≦15000)	
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	杭径	150N(≦15000)	125N(≦15000)	

⑤ 異なる地盤定数を用いた場合の杭先端の極限支持力度 qdの上限値の統一について

本研究では、杭先端の極限支持力度の特性値の推定式は地盤調査方法から得られた qu値または N 値との 関係式をバイリニア型の支持力推定線を前提として提案する。表4.6.2 に示す場所打ち杭工法(オールケー シング工法)およびプレボーリング杭工法(杭径評価)の算定式において異なる地盤調査方法を用いて杭先 端の極限支持力度 qdが上限値となる岩盤条件では、qd値に差異が生じることになる。実務設計を行う上では 煩雑となり、極限支持力度 qdが有利に推定される地盤調査方法だけが選択されることも懸念されることか ら、異なる地盤定数を用いた場合でも杭先端の極限支持力度 qdの上限値を統一することが必要である。そ こで、3章においては支持力推定に用いる優先すべき地盤調査方法として一軸圧縮試験が挙げられているこ とを踏まえて、qu値による場合に推定される杭先端の極限支持力度 qdの上限値を統一することとした。

(3) 推定式の提案

載荷試験データに基づく算定式の結果を基に、(2)に示した検討結果を反映させた軟岩における杭先端の極限支持力度の特性値の推定に関する提案式を表4.6.5に示す。

各杭工法でN値より求める場合のqdの平均勾配とqu値より求める場合のqdの平均勾配の比を比較する。 場所打ち杭工法(オールケーシング工法)においては、60/5=12となり、プレボーリング杭工法、鋼管ソ イルセメント杭工法、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)においては、20~25と場所打ち杭工 法(オールケーシング工法)に比べて大きな値となった。これは、杭先端での施工方法の違いなどによる影 響が考えられる。

	ᅷᅶᆂᄽᇢᇠ	杭先端の極限支持力度の特性値q _d (kN/m ²)			
杭工法	りまた の杭の有効径	N値より 求める場合	q _u 値より 求める場合	参考値: 道示Ⅳ砂れき式	
場所打ち杭工法 (オールケーシング工法)	杭径	60N (≦12000)	5q _u (≦12000)	160N (≦8000)	
プレボーリング杭工法	杭径	140N (≦17000)	7q _u (≦17000)	300N (≦15000)	
鋼管ソイルセメント杭工法	ソイルセメント 柱径	100N (≦15000)	5q _u (≦15000)	240N (≦12000)	
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	杭径	125N (≦15000)	5q _u (≦15000)	250N (≦12500)	

表4.6.5 軟岩における杭先端の極限支持力度の特性値の推定に関する提案式

(4) 推定式の推定精度

道示IVでは、部分係数を乗じる前の段階では、できるだけ平均的な特性を評価するという方針であり、 推定式については載荷試験データの平均的な挙動を再現できるように定められている。そこで、表4.6.5 に 示す推定式を用いた場合の杭先端の極限支持力度の推定精度を検証する。図4.6.7~4.6.10 に杭先端の極限 支持力度の試験値と推定値の関係を示す。図中にはデータ数 n、推定式による推定値と試験値との推定比 (=試験値/推定値)の統計量として幾何平均 GM、変動係数 CV を示している。また、図中には、参考と して、一軸圧縮強度の得られている載荷試験データが比較的多い、場所打ち杭工法(オールケーシング工 法)、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法について、Terzaghiの支持力公式により導かれる 杭先端の極限支持力度の評価式 3qu 及び道示IV 10.5.2 に示される各杭工法における砂れきを支持層とする 場合の杭先端の極限支持力度の特性値の上限値を併せて示している。

GMが1.0に近いほど平均的な挙動に対して推定精度は良好であり、CVが0.0に近いほど推定精度は良好 といえる。各図の提案式の推定比の幾何平均GMの値は、4.5.2に示す整理方法③、⑥に分類される載荷試 験データの扱いに配慮し1.002~1.379と、道示IVの砂・砂れきの推定式における数値(GM≒1.00)に比べ て大きな値となった。上記に加えて載荷試験データ数が比較的に少ないこと、一部の杭工法では本来算定結 果を出すデータ数にも至っていないことから、この載荷試験データだけでは信頼性を評価するのは難しいと 考えられる。また、3quを上限値にした場合の結果では、いずれの載荷試験結果もこの評価式を概ね上回っ ている。qu値により求めた推定式の図において、推定比が1.0を下回る載荷試験データ(破線で記載)が見 られる。一方で、図4.6.9(b)で同一の載荷試験データでN値により求めた推定式では推定比は1.0以上を 示していた。これらのデータについて、土質記事などから亀裂や風化の影響を大きく受けていることが確認 されており、一軸圧縮強度が岩盤全体としての強度を必ずしも代表していないことが原因としてあげられる。 なお、3章では一軸圧縮強度における亀裂や風化の影響を考慮する方法として、準岩盤強度が提案されてい る。よって、推定式を用いて先端支持力を算出する場合には一つの地盤調査方法による結果だけではなく、 他の地盤調査方法(N値、三軸圧縮試験など)による結果も含めて総合的に判断することが重要となると考 えられる。





(場所打ち杭工法(オールケーシング工法):軟岩)



(a) qu値により求める場合

(b) N 値により求める場合

図4.6.8 杭先端の極限支持力度の試験値と提案式による推定値の関係

(プレボーリング杭工法:軟岩)



図 4.6.9 杭先端の極限支持力度の試験値と提案式による推定値の関係

(鋼管ソイルセメント杭工法:軟岩)



図 4.6.10 杭先端の極限支持力度の試験値と提案式による推定値の関係

(中掘り杭工法セメントミルク噴出攪拌方式:軟岩)

(5) 硬岩における支持力推定式について

硬岩を支持層とした載荷試験データが場所打ち杭工法(オールケーシング工法)で3 例、中掘り杭工法(コンクリート打設方式)で2例と、分析に必要なデータ数が十分ではないことから、表4.6.5 に示す軟岩における qu値を用いた支持力推定式の適用性を確認することとする。図4.6.11 に比較結果を示すが、硬岩における試験値は軟岩における qu値より求めた推定値を上回ることが確認できた。一部、大きく上回る試験結果もあるものの、データ数が少ないこと、ばらつきが大きいことを考慮すると、軟岩における推定式を準用することは妥当と考えられる。よって、場所打ち杭工法(オールケーシング工法)、中掘り杭(コンクリート打設方式)での硬岩における支持力推定式に関しては、安全側に評価する軟岩における場所打ち杭工法(オールケーシング工法)での qu値より求めた推定式を準用する。



図 4.6.11 杭先端支持力度の試験値と推定値の比較

4.7 まとめ

本章ではこれまで収集した岩盤を支持層とした載荷試験データの分析結果に基づき、岩盤条件や支持力推 定に用いる地盤調査方法や杭工法の違いなどを考慮した杭先端の極限支持力度の推定式を提案した。その結 果として得られた知見及び今後の課題は次のとおりである。

- (1) プレボーリング杭工法と鋼管ソイルセメント杭工法が、杭先端の支持力機構、施工法、載荷試験結果 の分析から同様とみなせることから、グルーピングを行い、支持力推定式の検討を行った。
- (2)中掘り杭工法コンクリート打設方式が、杭先端の支持力機構、施工法、載荷試験結果の分析から、場所打ち杭工法(オールケーシング工法)での先端支持力度を適用することは妥当であることを確認した。
- (3)軟岩における標準化した方法により求めた杭先端の極限支持力度の算定式について、その妥当性やデ ータの多寡を考慮して、杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を提案した。
- (4)硬岩における場所打ち杭工法(オールケーシング工法)、中掘り杭工法コンクリート打設方式での支持力推定式について、載荷試験数が少ないことなどを考慮して軟岩における場所打ち杭工法(オールケーシング工法)でのqu値より求めた推定式を準用することとした。
- (5) 今後の課題としては、載荷試験数が少ない杭工法や圧縮性が高い風化軟岩(風化花崗岩等)を支持層 とした場合など試験数が少ない条件でのさらなる載荷試験データの蓄積が必要である。

5. 岩盤を支持層とする杭基礎の施工管理方法について

5.1 概要

施工機械・施工機材の能力向上により、岩盤を支持層とする杭の設計・施工事例が増加している一方で、 杭工法(杭先端地盤:砂質土・礫質土)の一般的な施工法や施工管理方法は杭基礎施工便覧[®]や各工法の施 工要領^{10)~13}に記載されているものの、岩盤を支持層とする杭基礎の施工法や施工管理方法が十分に確立さ れているとは言えず、設計で期待する支持力を確実に発揮するためには、適切な施工管理を行う必要がある。 特に岩盤において支持層を掘削する場合の確実な根入れ、良質な根固部の形成、確実な杭先端部の孔底処理 等を実現する施工管理方法が求められる。

そこで、本章では、既往の施工実績や、本研究で実施した現地盤での実杭の施工性試験等から得られた知 見や課題を整理したうえで、岩盤を支持層とする杭基礎の施工法及び施工管理方法に関する留意点等を明ら かにする。対象とする杭工法は、2章で検討対象とした場所打ち杭工法(オールケーシング工法)、プレボ ーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法及び中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式、コンクリー ト打設方式)である。なお、本章での中掘り杭工法(コンクリート打設方式)とはダウンザホールハンマを 鋼管内に挿入し、拡径ビットで岩盤を破砕しながら鋼管を同時に沈設する方法を指すものである。
5.2 場所打ち杭工法

5.2.1 工法の概要

場所打ち杭工法にはオールケーシング工法、リバース工法、アースドリル工法があり、3工法は機械による 水中掘削、鉄筋かごの建込み、水中コンクリート打込みなど基本的事項に関しては同じ特徴をもつが、掘削方 法や孔壁の保護等の詳細な事項に関して違いがある。本研究においてはオールケーシング工法を対象として 整理する。図5.2.1に場所打ち杭工法(オールケーシング工法)の施工手順例を示す。オールケーシング工法 では、杭の全長にわたりケーシングチューブを回転(又は揺動)圧入しながら、ハンマグラブで掘削・排土し、 孔壁の保護はケーシングチューブと孔内水によって対応する。

以下では、道示IVで規定される場所打ち杭工法(オールケーシング工法)のうち、岩盤を支持層とする場合の施工管理について整理、検討した。



図 5.2.1 場所打ち杭工法(オールケーシング工法)の施工手順例[®]

5.2.2 既往の施工事例より得られた知見と課題

岩盤を支持層とする場所打ち杭工法(オールケーシング工法)において、これまでの施工事例から軟岩及び 硬岩において、一般的な施工機械や設備で十分掘削することが可能であるものの、亀裂の有無、風化の状態に よっては掘削に時間を要する場合がある。また、岩盤掘削時にケーシングビットを必要以上に出すことにより ケーシングチューブと孔壁の隙間に岩塊がつまり、くさびを形成してケーシングの引抜き不能といった事例 も確認されている。

無亀裂・無風化な硬岩掘削において補助工法(ダウンザホールハンマ、チゼルなど)を用いて掘削する場合 は、支持層となる岩盤を乱さないようにする必要がある。衝撃力によって先端地盤を乱すおそれがある場合 は、補助工法による先端地盤の乱れの影響がない深度までにその利用を留めておくか、載荷試験により支持力 を確認するなどの対応が必要である。

5.2.3 岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法

(1) 一般

(2) 適用範囲

岩盤でのオールケーシング工法の適用範囲は、基本的に砂・砂礫を支持層とする場合と同様と考えられる。 掘削径と掘削深度の関係を表5.2.1に示す。

表 5.2.1 オールケーシング工法の適用範囲(掘削径と掘削深度)

掘削径(mm)	1000~2000mm	2100~3000mm
最大掘削深度(m)	50 [*] *	40

※これまでの施工実績としては最長 80m

- (3) 施工機械設備
- ① 掘削機械

岩盤における掘削機械の選定は、一般的な砂・砂れきを支持層とする場合よりもワンランク上の掘削能力 を有する掘削機械を選定することが望ましい。

② ケーシングチューブ

岩盤掘削時にケーシングチューブ断面形状が変形したものや凹凸のあるものを使用すると、ケーシング と地山の隙間にくさびが形成され、ケーシングチューブの回転・圧入・引抜きが困難となる場合があるので 注意が必要である。カッティングエッジについては、岩盤を支持層とする場合は砂・砂れきを支持層とする 場合に比べて摩耗が激しいため、岩盤の硬さに応じた岩盤用のカッティングエッジ(外刃、中刃、内刃)を 選定することが望ましい。

③ ハンマグラブ

岩盤掘削時において、一般的な砂・砂れきを支持層とする場合に用いるハンマグラブを用いると破損する おそれがあるため、注意が必要である。

④ 補助工法 (ダウンザホールハンマ、チゼル)

補助工法としては、一般的にチゼル(岩盤破砕用の重り)を落下させてその衝撃により岩盤を破砕する方法と、ダウンザホールハンマの打撃力により岩盤を破砕する方法がある。どちらの方法に関しても杭先端部を乱さないようにする必要があるが、ダウンザホールハンマの場合には補助工法としての使用は掘削予定 深度から500mm程度上方までに限定することとしている。

(4) 施工管理

5.2.2に示された課題に対して、本研究では既往の施工実績等の分析結果から、岩盤を支持層とする場合

においても、砂・砂れきを支持層とする場合の施工管理方法と同様の方法で対応することができると考えられる。

5.2.4 施工上の留意点と対策

以下に岩盤を支持層とした場合の施工上の留意点と対策を示す。

① ケーシングチューブ刃先と掘削底の位置関係

周辺地盤の緩みや崩壊を防止するため、掘削底よりケーシングチューブ刃先が常に先行することを原則と する。岩盤の掘削においてはケーシングチューブ刃先が先行しにくくなるが、回転・圧入を行い、ケーシング チューブ刃先が掘削底と同位置以深となるようにする。また岩盤の性状(硬さ、亀裂の有無等)に応じてケー シングの貫入量を調整しながら掘削する。

② ケーシングチューブの回転・引抜きの困難・不能

ケーシングチューブの回転・引抜きの困難又は不能となる主な原因は、周面摩擦抵抗・カッティングエッジ 抵抗が機械能力を上回った場合と、機械器具の整備不良・掘削性能の低下により、機械自体の能力が十分に発 揮されていない場合に大別される。このことから、岩盤掘削時の施工機械設備の選定は十分検討する必要があ る。

③ 支持層の確認

一般的に支持層の確認は、ハンマグラブによって掘削した岩塊とその掘削深度を、土質調査試料及び設計図 書等と比較して行う。ただし、深度方向に風化や亀裂の程度が異なる岩盤や同じ岩盤でもN値が異なる場合等 に、目視等では支持層の確認が十分にできない場合がある。そのような場合は、掘削深度、掘削速度、押込み 力、トルク値等の施工データを測定して掘削抵抗の変化状況、掘削土の状況、試験杭で定めた管理指標等を参 考に総合的に判断するのが望ましい。

④ スレーキング特性を持つ岩盤での施工

スレーキング特性を持つ岩盤での施工は、掘削完了からコンクリート打設までの作業を同日中に実施する ことを基本とする。やむを得ず掘削完了とコンクリート打設までの作業が同日中に実施できない場合は、ハン マグラブを数回落下させ、岩塊のつかみ量から掘削底の状態を確認する。なお、スレーキングにより掘削底に 乱れがあると確認された場合にはケーシングチューブを 1.0m 程度回転圧入して再掘削を行い、同日中にコン クリート打設を完了する。

5.3 プレボーリング杭工法

5.3.1 工法の概要

プレボーリング杭工法は、掘削ビット及びロッドを用いて掘削・泥土化した掘削孔内の地盤に根固液及び杭 周固定液を注入、攪拌混合してソイルセメント状にした後、既製コンクリート杭を沈設する工法で、掘削孔壁 と杭体周面との間がソイルセメントで確実に満たすことによって、地盤の支持力や水平抵抗を期待する工法 である。図5.3.1 にプレボーリング杭工法の施工手順例を示す。

以下では、道示IVで規定されるプレボーリング杭工法のうち、岩盤を支持層とする場合の施工管理について 整理、検討した。



図 5.3.1 プレボーリング杭工法の施工手順例[®]

5.3.2 既往の施工事例及び施工試験より得られた知見と課題

岩盤を支持層とするプレボーリング杭工法において、施工事例は報告⁴⁷⁾されていたものの、載荷試験まで 実施した例は少なく、設計で期待する先端支持力を確実に発揮するための適切な施工管理方法が必要であっ た。また岩盤を支持層とする場合の施工上の課題としては、岩盤の掘削能力や掘削精度、良質な根固部の形成 等が挙げられる。そこで、本研究では風化軟岩及び堆積軟岩を対象としたプレボーリング杭工法の載荷試験及 び施工試験を行い、岩盤を支持層とする場合の施工管理方法について検討した。施工試験結果の詳細について は参考資料5を参照されたい。

施工試験により得られた知見としては、換算 N 値 300 以上の砂岩(本研究では風化軟岩相当と評価)を支 持層とする岩盤において、砂・砂れきと同様の施工設備で掘削精度を確保しながら掘削できることを確認し た。また、良質な根固部の形成に関しては、根固部のコアボーリング又は未固結試料の一軸圧縮試験結果より 風化軟岩及び堆積軟岩(泥岩)では、従来の施工方法及び施工管理方法で、所定の品質(強度)が確保される ことを確認した。

5.3.3 岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法

(1) 一般

施工については基本的に砂・砂れきを支持層とする場合と同様と考えられることから、「COPITA型プレボーリング杭工法の施工ガイドライン(土木)」¹¹⁾等が参考となる。

(2) 適用範囲

本研究で施工試験を実施した長崎県での杭先端地盤は、換算 N 値 300 以上の砂岩(本研究では風化軟岩相当と評価)、福島県での杭先端地盤は、換算 N 値 60 程度から 150 程度の泥岩(堆積軟岩)である。これら 2 件の施工試験やこれまでの施工実績を踏まえ、岩盤を支持層とするプレボーリング杭工法の適用範囲は、以下 が妥当であると考えられる。

① 支持層地盤

杭先端地盤は、堆積軟岩及び風化軟岩。

② 杭仕様

道示IVと同様、杭径が300~1000mm程度。ただし、支持層となる岩盤が硬い場合には、掘削に時間を要す ことが考えられるため、サイクルタイムを充分検討した上で杭仕様を選定する必要がある。

(3) 施工機械設備

風化軟岩及び堆積軟岩であれば、砂・砂れきと同様の施工設備で掘削は可能と考えられるが、地盤構成や杭 仕様によっては、オーガ駆動装置の容量を増やす等の検討をするとよい。

(4) 施工管理

5.3.2に示された課題に対して、本研究では参考資料5に示す 2 例の施工試験を実施した。施工試験結果から、支持層の判断に関しては、施工管理装置を用いた積分電流値や駆動電流値の変化、採取された土の状況等を総合的に判断することで支持層確認できることがわかった。また、根固部の築造方法に関しては、風化軟岩及び堆積軟岩に築造した根固部のコア強度を確認した結果、根固部の必要強度を満足していたことがわかった。このことから、岩盤を支持層とする場合においても、砂・砂れきを支持層とする場合の施工管理方法と同様の方法で対応することができると考えられる。ただし、岩盤を支持層とした根固部の強度確認データが少ないことと、支持層となる岩盤が硬い場合には、掘削に時間を要することで掘削液の増加による強度低下の可能性があることを踏まえて、試験孔で根固部の未固結試料の採取を行い、強度確認を実施するのが望ましい。ただし、本杭において根固部の未固結試料を実施する場合には、試料採取作業によって根固部に土塊を混入させることも考えられることから十分に検討をして行うこととする。

5.3.4 施工上の留意点と対策

以下に、5.3.2より得られた知見等を踏まえた岩盤を支持層とした場合の施工上の留意点と対策を示す。

- ① プレボーリング杭工法は、掘削ビットや掘削ロッドを用いて掘削・泥土化させるので、支持層が傾斜している場合には、掘削ロッドの曲がりに伴う掘削孔の曲がりも懸念される。そのため、支持層付近では本研究で得られた知見に基づき、0.25m/分程度とゆっくりとした速度で掘削を行うことや、掘削ロッドの剛性を大きくするなどの対策を行う。この対策によって掘削孔の曲がりは生じにくいと考えられるが、岩盤の硬さや傾斜により偏心する恐れがある場合は、常時測量(例えば本研究で用いたノンプリズムトランシッド測量)により傾斜を補正しながら施工する。なお、岩盤の傾斜が30度程度を超えるような場合においては、低速で掘削し、掘削ロッドの剛性を大きいものを用いても掘削孔の曲がりが発生しやすくなるので、工法の選定を含めて検討を行うのが良い。
- ② 泥岩や土丹等の岩塊が根固部に混入するおそれがある岩盤においては、本研究で得られた知見に基づき、プレボーリング杭工法における一般的な注入方法である掘削底から根固液のセメントミルクを注入することが、根固部への岩塊の混入を抑える有効な対策の一つであると考えられる。

支持層となる岩盤が硬く想定よりも掘削に時間を要する場合には、掘削液の増加による根固部の強度が 低下する可能性がある。既往の知見⁴⁸⁾では、根固液の注入量を増量することが根固部の強度を高くなる と報告されていることから、この対策を行うとともに、試験孔で根固部の未固結試料の採取を行い、事前 に強度確認を実施するのが望ましい。

5.4 鋼管ソイルセメント杭工法

5.4.1 工法の概要

鋼管ソイルセメント杭工法⁴⁹⁾⁵⁰は、現地盤中に掘削攪拌ヘッド先端より所定配合のセメントミルクを注入 し、攪拌混合して造成した固化体(ソイルセメント柱)内に突起(リブ)を有する鋼管を沈設して両者を一体 化させる工法である。鋼管の沈設方法としては、所定のソイルセメント柱を造成した後、鋼管を建込み沈設す る方法(後沈設方式)とソイルセメント柱を造成しながら同時に鋼管を沈設する方法(同時沈設方式)がある。

図5.4.1に鋼管ソイルセメント杭工法(後沈設方式)の施工手順例を示す。

以下では、道示IVで規定される鋼管ソイルセメント杭工法のうち、岩盤を支持層とする場合の施工管理について整理、検討した。



図 5.4.1 鋼管ソイルセメント杭工法(後沈設方式)の施工手順例[®]

5.4.2 既往の施工事例及び施工試験より得られた知見と課題

岩盤を支持層とする鋼管ソイルセメント杭工法において、施工事例はこれまで複数報告されている⁵¹⁾ものの、載荷試験を実施した例はなく、設計で期待する先端支持力を確実に発揮するための適切な施工管理方法が必要であった。また岩盤を支持層とする場合の施工上の課題としては、岩盤の掘削能力や掘削精度、良質な杭 先端固化部の形成等が挙げられる。そこで、本研究では風化軟岩及び堆積軟岩を対象とした鋼管ソイルセメン ト杭工法の載荷試験及び施工試験を行い、岩盤を支持層とする場合の施工管理方法について検討した。施工試験結果の詳細については参考資料5を参照されたい。

施工試験により得られた知見としては、換算 N 値 300 以上の砂岩(本研究では風化軟岩相当と評価)を支 持層とする岩盤において、砂・砂れきと同様の施工設備で掘削精度を確保しながら掘削できることを確認し た。また、良質な杭先端固化部の形成に関しては、杭先端固化部のコアボーリング又は未固結試料の一軸圧縮 試験結果より風化軟岩では、従来の施工方法及び施工管理方法で、所定の品質(強度)が確保されることを確 認した。一方、堆積軟岩(泥岩)では、岩盤の硬さに応じた鋼管ソイルセメント杭としての必要強度は満たし ていたものの、同一現場で実施したプレボーリング杭工法の根固部の一軸圧縮強度と比較すると低めの値と なった。コア試験体が部分的に混入した岩塊(掘削片 ¢ 20mm 程度)に沿って破壊したことから、杭先端固化 部に岩塊が混入することにより、杭先端固化部の一軸圧縮強度が低下する可能性があることが示唆された。な お、既往の知見⁵²⁾においても同様の報告がなされている。そのため、杭先端固化部に岩塊(掘削片)が混入 する恐れがある泥岩や土丹等では、できるだけ岩塊を混入させないようにする施工方法が有効と考えられる。

5.4.3 岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法

(1) 一般

施工については基本的に砂・砂れきを支持層とする場合と同様と考えられることから、「鋼管ソイルセメント杭工法施工管理要領」¹²⁾等が参考となる。

(2) 適用範囲

本研究で施工試験を実施した長崎県での杭先端地盤は、換算N値300以上の砂岩(本研究では風化軟岩相当と評価)、福島県での杭先端地盤は、換算N値60から150程度の泥岩(堆積軟岩)である。これら2件の施工試験やこれまでの施工実績を踏まえ、岩盤を支持層とする鋼管ソイルセメント杭工法の適用範囲は、以下が妥当であると考えられる。

支持層地盤

杭先端地盤は、堆積軟岩及び風化軟岩。

② 杭仕様

道示IVと同様、ソイルセメント柱径が 1000~1500mm 程度、鋼管径が 800~1300mm 程度、ソイルセメ ントの片側かぶりが 100~200mm 程度。ただし、ソイルセメント柱径が大きく、支持層となる岩盤の硬 さが硬い場合には、掘削に時間を要すことが考えられるため、サイクルタイムを充分検討した上で選定 する必要がある。

(3) 施工設備

堆積軟岩及び風化軟岩であれば、砂・砂れきと同様の施工設備で掘削は可能と考えられるが、地盤構成や杭 仕様に応じて、オーガ駆動装置の容量を増やす、掘削ヘッドの仕様を検討するのがよい。

(4) 施工管理

基本的には砂・砂れきを支持層とする場合と同様の施工管理手法で対応できると考えられるが、鋼管ソイル セメント杭工法においては、堆積軟岩での杭先端固化部の強度確認データが少ないことから、強度確認データ を収集する目的で、事前配合試験又は未固結試料の採取を行い、強度確認を実施するのが望ましい。ただし、 本杭において杭先端固化部の未固結試料の採取を実施する場合には、試料採取作業によってソイルセメント の固化が進行し鋼管の沈設が困難となったり、杭先端固化部に杭一般固化部のソイルセメントを混入させた りする可能性が考えられることから、試験孔での実施も含めて十分に検討をして行うこととする。

5.4.4 施工上の留意点と対策

以下に岩盤を支持層とした場合の施工上の留意点と対策を示す。

① 砂・砂れきを対象とした施工方法では、杭一般固化部区間において、杭一般部のセメントミルクを注入攪拌しながら掘進し、所定の深度(一般に支持層到達前)で杭先端固化部のセメントミルクに切替えて掘削底まで掘進する。泥岩や土丹等の岩塊が杭先端固化部に混入する恐れがある岩盤においては、杭一般固化部のセメントミルクを注入攪拌しながら掘削底まで掘進する。その後、杭先端固化部のセメントミルクに切替えてソイルセメント柱の造成を行う。

これは、福島県で実施した施工試験において、砂・砂れきを対象とした方法で施工した鋼管ソイルセ メント杭と掘削底から根固液を注入したプレボーリング杭工法の固化体の出来栄えを比較した結果、プ レボーリング杭工法でのコア試験体が均質で良好であったことから、掘削底からセメントミルクを注入 することが、杭先端固化部への岩塊の混入を抑える有効な対策の一つであると考えられる。

② 鋼管ソイルセメント杭工法では、原地盤とセメントミルクを注入攪拌させながらソイルセメント柱を 造成するので、杭先端固化部では 0.25m/分程度とゆっくりした規定速度で掘削を行う。したがって掘削 孔の曲がりは生じにくいと考えられるが、岩盤の硬さや傾斜により偏心する恐れがある場合は、トラン シットなどで常時測量し傾斜を補正しながら施工する。なお、岩盤の傾斜が 30 度程度を超えるような場 合においては、低速で掘削を行っても孔曲がりが発生しやすくなるので、工法の選定を含めて検討を行 うのが良い。

5.5 中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)

5.5.1 工法の概要

中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)は、先端開放の既製杭の内部にスパイラルオーガなどを通して地盤を掘削しながら杭を所定の深さまで沈設したのち、杭先端部の地盤にセメントミルクを噴出し、攪拌混合して根固部を築造する工法である。図5.5.1に中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)の施工手順例を示す。

先端処理の方法にはセメントミルクを低圧で噴出し機械的に攪拌する方法(機械攪拌方式)又は高圧で噴出 し噴流で攪拌する方法(高圧噴出方式)がある。

以下では、道示IVで規定される中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)のうち、岩盤を支持層とする 場合の施工管理について整理、検討した。



図 5.5.1 中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)の施工手順例^{®)}

5.5.2 既往の施工事例より得られた知見と課題

岩盤を支持層とした中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)での載荷試験の実施例を表 5.5.1 に示 す。これまでに載荷試験が実施されていた杭先端の岩盤を整理すると、機械攪拌方式では風化軟岩及び堆積軟 岩で先端 N値は 36~214、高圧噴出方式では、堆積軟岩で先端 N値は 65~115 であった。これまで硬岩を対 象とした施工実績がなく、掘削能力の面で施工の不確実性が極めて高いと考えられることから、対象とする岩 盤を軟岩のみとした。

中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)においては、杭工法の特性から根固部築造時に支持層を確実 に拡大掘削しなければならない。砂・砂れきを支持層とする機械攪拌方式の場合、拡大掘削時のオーガ駆動装 置の電流値変化等で確認するとともに、拡翼ヘッドに取付けた確認用ピンの変形チェックなどの事後確認を 行う。高圧噴出方式の場合、拡大掘削時に噴出圧、噴出量、ロッドの回転数及び引上げ速度等が所定の値となっているかを管理・記録することとしている。岩盤を支持層とする高圧噴出方式の場合には先端処理方法の特性から岩盤の硬軟や岩塊の混入具合によっては適用が制限される場合が考えられ、また機械攪拌方式であっても、岩盤への適用性が確認されていない杭工法もある。

根固め	め球根の	拉什样	市土油制	杭長	杭径	支持層の	岩盤の	先端
築ì	造方法	171.11.17*	加八加市	(m)	(m)	岩盤	種類	N値
	TAIP工法	鋼管杭	-	26.0	1.0	凝灰岩	風化軟岩	36
	NAKS工法	コンクリート杭	あり	25.0	0.8	泥岩	堆積軟岩	75
機械攪拌方式	DANK工法	コンクリート杭	あり	27.0	1.0	泥岩	堆積軟岩	167
	DANK工法	コンクリート杭	あり	32.0	1.0	シルト岩	堆積軟岩	100
	DANK工法	コンクリート杭	あり	62.0	1.0	泥岩	堆積軟岩	214
真正暗出方式	TN工法	鋼管杭	あり	52.1	0.8	土丹	堆積軟岩	115
同庄嗔山力式	STJ工法	J工法 コンクリート杭		33.0	0.8	泥岩	堆積軟岩	65

表 5.5.1 岩盤を支持層とした中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)での載荷試験の実施例

5.5.3 岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法

(1) 一般

施工については基本的に砂・砂れきを支持層とする場合と同様と考えられることから、「既製コンクリート 杭の中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)」⁹、「鋼管杭基礎・鋼管矢板基礎の中掘り杭工法(セメン トミルク噴出攪拌方式)施工管理要領<標準版>」¹⁰等が参考となる。

(2) 適用範囲

表 5.5.1 に示す載荷試験の実施例及び機械攪拌方式・高圧噴出方式の先端処理方法の特徴を踏まえて、機 械攪拌方式の場合、「N 値 150 程度まで」かつ「岩級区分 D 級」、高圧噴出方式の場合、「N 値 100 程度まで」 かつ「岩級区分 D 級」を適用範囲と考えている。岩級区分 D 級の岩盤は「堆積軟岩」、「風化軟岩(圧縮性の 高い軟岩を含む)」が対象となる。

また、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)は、他の杭工法に比べて杭先端仕様や根固部形状が工 法毎に異なるため、岩盤を支持層とする場合に適用できる工法の前提条件として、「岩盤を支持層とした載荷 試験が実施されていること」及び「施工管理方法が確立していること」が挙げられる。

(3) 施工機械設備

堆積軟岩及び風化軟岩であれば、砂・砂れきと同様の施工設備で掘削は可能と考えられるが、地盤構成や杭

仕様に応じて、オーガ駆動装置の容量を増やす等の検討をするとよい。

(4) 施工管理

基本的には砂・砂れきを支持層とする場合と同様の施工管理方法で対応できると考えられるが、中掘り杭 工法(セメントミルク噴出攪拌方式)においては、根固部の強度確認データが少ないことから、当面は工法 ごとに定められた施工管理方法を遵守し、記録を残すことが前提であるものの、今後はデータを収集する目 的で、事前配合試験又は強度確認を実施されることが望ましい。ただし、未固結試料の採取においては杭工 法の特性から杭中空部には掘削した土砂がある程度残存することから、採取作業によって根固部に土塊を混 入させることも考えられるため、十分に検討をして行うこととする。

5.5.4 施工上の留意点と対策

以下に岩盤を支持層とした場合の施工上の留意点と対策を示す。

- ① 中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)は、先端開放の既製杭の内部にスパイラルオーガなどを 通して地盤を掘削しながら杭を所定の深さまで沈設する。既製杭をガイドにしながら掘削できることか ら、プレボーリング杭工法に比べて、掘削孔の曲がりなどは生じにくいと考えられるが、岩盤の硬さや傾 斜によって掘削孔の曲がりや曲がりに伴う掘削装置の損傷等が懸念される場合には、トランシットなど で常時測量し傾斜を補正しながら低速で掘削する。なお、岩盤の傾斜が30度程度を超えるような場合に おいては、掘削孔の曲がりが発生しやすくなるので、杭工法の選定を含めて検討を行うのが良い。
- ② 支持層を掘削する場合や機械式方式での拡大掘削する場合に、岩盤の硬軟によってはオーガヘッドや スパイラルオーガが大きく振動し、杭体や掘削装置を損傷させるおそれがある。オーガ駆動装置の容量 を大きくすることや、掘削速度をできるだけ低速にして振動を抑えながら掘削をすることがよいと考え られる。高圧噴出攪拌方式で拡大掘削する場合には、当面は工法ごとに定められた施工管理方法を遵守 し、記録を残すプロセス管理が前提となるが、今後は根固部が所定の形状になっていることを施工中も しくは施工直後に確認できる手法の開発が望まれる。
- ③ 泥岩や土丹等の岩塊が根固部に混入するおそれがある岩盤においては、本研究で得られた知見に基づき、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)においても掘削底からセメントミルクを注入することが、根固部への岩塊の混入を抑える有効な対策の一つであると考えられる。なお、工法によっては支持層から根固液に切替えて掘削する方法の場合について、所定の深度まで掘削完了後に掘削底から所定量の根固液を注入することがよいと考えられる。

5.6 中掘り杭工法(コンクリート打設方式)

5.6.1 工法の概要

中掘り杭工法コンクリート打設方式は、主に支持層が岩盤等の硬質地盤に適用される工法であり、施工方 法は予め鋼管杭の内部にダウンザホールハンマを通して、地盤を掘削しながら杭を所定の深さまで沈設する ダウンザホールハンマ施工と、一般的な中掘り杭工法と同様に、オーガスクリューによって所定深度まで掘 削後、ハンマグラブにより管内土を排土するハンマグラブ施工の2つに分類される。ここではダウンザホー ルハンマ施工について示す。図5.6.1に施工手順例を示す。



図5.6.1 ダウンザホールハンマ施工の施工手順例

5.6.2 既往の施工事例及び施工試験により得られた知見と課題

岩盤を支持層とするダウンザホールハンマ施工においては、主に仮設構造物の基礎としての施工事例はあ るものの、道路橋を対象とした杭基礎としての施工事例や載荷試験を実施した例はなく、設計で期待する先 端支持力を確実に発揮するための適切な施工管理方法が必要であった。そこで、本研究では硬岩を対象とし たダウンザホールハンマ施工の載荷試験および施工試験を行い、岩盤を支持層とする場合の施工管理方法に ついて検討した。施工試験結果の詳細については参考資料5を参照されたい。施工試験により得られた知見 を以下に示す。

 一軸圧縮強度が 20N/mm²超の硬岩でも掘削が可能であること、掘削孔の曲がりや杭心ずれといった掘 削精度が所定の管理値に収まることを確認した。

- ② 支持層の到達確認は、場所打ち杭工法の施工管理方法と同様に掘削された土砂と土質柱状図、コアサンプルの色調などによる対比で判断ができることがわかった。
- ③ 先端部の築造方法は、水を添加した高圧エアにより管内面の付着物を除去できること、エアリフトにより孔底スライムを除去できることがわかった。また杭先端コンクリートのコア強度を確認した結果、ずれ止めの仕様設定から決めた必要強度を満足していたことがわかった。

ダウンザホールハンマ施工の今後の課題としては、下記が挙げられる。

- ・鋼管ソイルセメント杭工法や中掘り杭工法(セメントミルク撹拌噴出方式)においては、合理的な施工管理と記録の確保の観点から主要な管理項目の計測値を電子情報として取得し、常時表示・記録できる施工管理装置が整備されている。ダウンザホールハンマ施工においても施工管理装置の整備が望まれる。
- ・ヤットコによる施工基盤面より下方の施工の実績が少ないことから、合理的な施工法の確立と実施例の 蓄積が望まれる。

5.6.3 岩盤を支持層とする場合の施工方法・施工管理方法

(1) 一般

ダウンザホールハンマ施工は、主に仮設構造物の基礎として適用されており、道路橋を対象とした杭基礎 の施工要領が確立されていないことから、本研究で得られた知見を踏まえて、ダウンザホールハンマ施工の 施工手順・施工管理方法について取りまとめたものを参考資料7に示す。

(2) 適用範囲

ダウンザホールハンマ施工の杭先端地盤は軟岩に加えて、既製杭工法では掘削能力の面で施工の不確実性 が極めて高いとした硬岩も対象とする。ダウンザホールハンマ施工の杭径は、施工実績より杭径400~1200mm とし、杭長については80m 超を施工した実績があり特に制約はないものの、地盤構成や杭仕様によりコンプ レッサの容量を検討するのがよいと考えられる。

(3) 施工機械設備

ダウンザホールハンマ施工に用いる主要機械設備は、掘削および沈設設備(ダウンザホールハンマ、クロー ラクレーン、コンプレッサなど)、先端処理設備等である。詳細については**参考資料7**に示す。

(4) 施工管理

基本的な施工管理の項目については、他の杭工法と同様である。詳細については参考資料7に示す。

5.6.4 施工上の留意点と対策

以下に岩盤を支持層とした場合の施工上の留意点と対策を示す。

① 膨張性やスレーキング特性を有する岩盤での施工について

事前の地盤調査において、支持層が膨張性の岩盤である場合やスレーキング特性を持つ岩盤の場合には、 できるだけ応力解放や吸水膨張反応による影響を小さくする観点から、支持層掘削からコンクリート打設ま での作業を速やかに(同日中)実施することがよいと考えられる。一方、中掘り杭工法コンクリート打設方式 では、杭1本当たりに打設するコンクリート量が少量のため、複数本同時にコンクリートを打設したほうが 施工効率は良く、経済的となる場合がある。このような施工手順を行う場合には、基礎底面の岩盤のスレーキ ング試験や吸水膨張試験を実施した上で、応力解放や吸水膨張反応による影響が小さいことを確認すること が望ましい。

② 液状化が懸念される地盤での施工について

振動を与えながら杭を沈設する工法では、杭沈設の際に地盤を液状化させることで緩める恐れが考えられる。バイブロハンマ工法において、施工前と施工後で地盤調査を実施した結果、細砂層においてN値が上昇するという結果⁵³がある一方、直接基礎の近傍に締切り矢板を施工したところ、支持層を乱して直接基礎が 傾斜したという事例もある。

ダウンザホールハンマによる施工は、鋼管杭自体は振動させずに杭先端の地盤の局所的な繰返し打撃であ ることからバイブロハンマよりも周辺地盤への影響は小さいと考えられ、また液状化層に起因した施工トラ ブルの発生は確認されていない。ただし、ダウンザホールハンマにおいて、バイブロハンマのような地盤調査 を実施した事例がないことから、今後実施し検証されることが望まれる。

5.7 まとめ

本章では既往の施工実績や、本研究で実施した現地盤での実杭の施工性試験等から得られた知見や課題を整理し、岩盤を支持層とする杭基礎の施工法及び施工管理方法に関する留意点と対策を明らかにした。

6. まとめ

本研究で得られた成果と今後の課題を以下に示す。

【2章 対象とする岩盤条件及び杭工法について】

- ・岩盤を支持層とした杭基礎の先端支持力に影響を与える要因を踏まえて、岩盤の力学特性が異なるとみな せる岩盤条件を工学的な指標、定性的な指標に応じて区分した。
- ・岩盤を支持層とした杭基礎の載荷試験事例や施工法を踏まえて、検討対象とする杭工法を区分した。杭先端の支持力機構、施工法、載荷試験の分析結果が同様とみなせる杭工法についてはグルーピングをすることとした。

【3章 岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査法について】

- ・支持層とする岩盤条件の設定の目安については、既往の基準や指針等を整理し、これまでに収集した岩盤
 を支持層とした載荷試験結果の分析及び過去の不具合事例を踏まえて、軟岩における支持層の目安を提案
 した。
- ・支持層の不陸・傾斜の把握方法については、既往の知見を整理して支持層の不陸や傾斜が生じやすい地形・地質を示すとともに、予備調査段階、本調査段階での各調査の組合せによる把握方法について提案した。
- ・支持力推定に用いる調査方法については、既往の知見及び本研究で実施した地盤調査結果を踏まえて、亀
 裂や風化等を考慮した地盤調査方法と評価方法を提案した。
- ・今後の課題としては、さらなる地盤調査データの蓄積が必要である。特にデータ数が少ない「準岩盤強度 による亀裂を考慮した補正方法」や「三軸圧縮試験、多段階三軸圧縮試験から一軸圧縮強度を求める方法」 の検証が必要となる。

【4章 岩盤を支持層とする杭基礎の杭先端の極限支持力度の推定式について】

- ・杭先端の支持力機構、施工法、載荷試験結果の分析から同様とみなせるプレボーリング杭工法と鋼管ソイ ルセメント杭工法についてはグルーピングを行い、支持力推定式の検討を行った。
- ・杭先端の支持力機構、施工法、載荷試験結果の分析から、中掘り杭工法コンクリート打設方式については 場所打ち杭工法での先端支持力度を適用することは妥当であることが分かった。
- ・標準化した方法により算定した支持力推定式については、その妥当性やデータの多寡を考慮して軟岩にお ける杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を提案した。
- ・場所打ち杭工法、中掘り杭工法コンクリート打設方式での硬岩における支持力推定式は、安全側に評価す る軟岩における一軸圧縮強度より求めた推定式を準用することとした。
- ・今後の課題としては、支持力推定式の信頼性を評価する上で、さらなる載荷試験データの蓄積が必要である。特に載荷試験数が少ない杭工法や圧縮性が高い風化軟岩(風化花崗岩等)を支持層とした場合での載荷試験データの蓄積が望まれる。

【5章 岩盤を支持層とする杭基礎の施工管理方法について】

- ・既往の施工実績や、本研究で実施した現地盤での実杭の施工性試験等から得られた知見や課題を整理し、 場所打ち杭工法(オールケーシング工法)、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り 杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式、コンクリート打設方式)での岩盤を支持層とする杭基礎の施工法 及び施工管理方法に関する留意点と対策を明らかにした。
- ・今後の課題としては、場所打ち杭工法(オールケーシング工法)、中掘り杭工法(コンクリート打設方式)
 において、従来の目視等で支持層の確認が十分にできない場合、施工データに基づく支持層の判断方法の
 確立が望まれる。また、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)において、根固部もしくは杭先端固化部での強度確認データの蓄積が望まれる。

参考文献

- 七澤利明,眞弓英大,河野哲也,坂本裕司,田辺晶規,河村淳,宮原清,今野貴元:橋梁基礎形 式の選定手法調査,土木研究所資料 第4339 号,2016.10.
- 2) 村中誠,岡田和弘,加藤昌明,宮部光貴:新東名高速道路 浜松いなさ JCT~豊田東 JCT 間橋梁下部工の沈下対策工事-愛知県新城市-,土木施工 Vol.57 No.7, pp194-198, 2016.7.
- 3) 国土交通省九州地方整備局遠賀川河川事務所:「中間堰技術検討委員会」の設置について, 2013.
- 4) (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 2017.11.
- 5)岐阜大学,新潟大学,(国研)土木研究所:平成 25-27 年度道路橋示方書の改定を踏まえた性能設計 概念に基づく設計照査手法についての研究開発,共同研究報告書第 499 号, 2018.6.
- 6) 中谷昌一,七澤利明,西田秀明,河野哲也,木村真也:岩盤上の基礎の鉛直方向の安定照査法の ための地盤反力度の評価に関する研究,土木研究所資料 第4222 号, 2012.3.
- 7)建設省大臣官房技術調査室,建設省土木研究所編:ボーリング柱状図作成要領(案)解説書改定版,
 (財)日本建設情報総合センター,1999.
- 8) (公社) 日本道路協会: 杭基礎施工便覧, 2015.3.
- 9) (一社) コンクリートパイル建設技術協会:既製コンクリート杭の中掘り杭工法(セメントミルク噴 出攪拌方式) COPITA 式施工管理要領(土木), 2016.9.
- 10) (一社) 鋼管杭・鋼管矢板技術協会:鋼管杭基礎・鋼管矢板基礎の中掘り杭工法(セメントミルク 噴出攪拌方式)施工管理要領<標準版>, 2017.3.
- 11) (一社) コンクリートパイル建設技術協会: COPITA 型プレボーリング杭工法の施工ガイドライン (土木), 2016.3.
- 12) (一社) 鋼管杭・鋼管矢板技術協会: 鋼管ソイルセメント杭工法施工管理要領, 2017.3.
- 13) (一社)日本基礎建設協会:場所打ちコンクリート杭 施工指針・同解説 オールケーシング工法 (土木),2015.2.
- 14) (一社)鋼管杭・鋼管矢板技術協会: 回転杭工法施工管理要領, 2017.3.
- 15) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 2012.3.
- 16) (公社)日本道路協会:杭基礎設計便覧, 2015.3.
- 17) (社) 日本道路協会: 斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 2012.4.
- 18) 東日本高速道路(株),中日本高速道路(株),西日本高速道路(株):調査要領,2017.7.
- 19) 宮部光貴,早川慎治,加藤昌明,上東泰: 脆弱岩や風化岩等における設計・施工事例 –新東名高 速道路新城地区の橋梁下部工の沈下とその対策一,基礎工, Vol44, No.12, pp.87-91, 2016.12.
- 20) 柳浦良行,浅井健一:岩を支持層とする杭基礎の地盤調査方法に関する取組み,基礎工,vol.44, No.12, pp.23-26, 2016.12.
- 21) 柳浦良行:全地連ガイドライン等における杭の支持層調査の紹介,基礎工, vol.45, No.8, pp.90-91, 2017.8.

- 22) (一社)全国地質調査業協会連合会:「岩を支持層とする杭基礎の調査法」に関する検討委員会報告書(案), p26, 2017.1.
- 23) 浅井健一, 佐々木靖人, 七澤利明: 杭基礎支持岩盤の深さ変化の面的調査のためのサウンディン グの適用性検討, 日本応用地質学会研究発表会, PP.287-288, 2017.10.
- 24) 平成 13 年国土交通省告示第 1113 号, 2001.
- 25) (社) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針, 2001.10.
- 26) 東日本高速道路(株),中日本高速道路(株),西日本高速道路(株):設計要領第二集橋梁建設 編,2013.7.
- 27) (一社) 土木学会: 2016 年制定 トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説, p.50, 2016.8.
- 28) 瀬崎満弘, Omer AYDAN, 市川康明, 川本眺万:岩盤データベースを用いた NATM の事前設計の ための物性値, 土木学会論文集 第 421 号/VI-13, pp.125-133, 1990.9.
- 29) 小西純一,福田裕之,山本浩樹:第三紀泥岩のスレーキング・膨潤性について,全地連「技術 e-フ オーラム 2002」よなご,No.2002-86, 2002.
- 30) 一木保夫:コンクリート支承面が局部的に荷重を受ける場合のコンクリートの許容支圧応力度実験 式並びに其の適用の限界に就いて,土木試験所報告,第60号,1941.3.
- 31) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説 1998 改定, p.88-p.89, 1998.11.
- 32) 木谷好伸,加藤洋一,田中和夫,桑原文夫:埋込み杭の先端拡大根固め球根の鉛直支持性能に関す る模型実験,日本建築学会構造系論文集,Vol.72,No.615, p.137-p.143, 2007.
- 33) 七澤利明,河野哲也,宮原清,大城一徳:杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定 精度の評価に関する研究,土木研究所資料,第4374号,2018.3.
- 34) (株) 横山基礎工事 HP: PRD-ROSE 工法 REACH-PILE-X TYPE
- 35) (一社) 日本基礎建設協会 HP: オールケーシング工法施工順序
- 36) AASHTO : AASHTO LRFD Bridge Design Specification, Fifth edition 2010, 2010.
- 37) 七澤利明,河野哲也,田辺晶規:岩盤を支持層とする杭の先端極限支持力度の評価,土木研究所資料第4303号,2015.2.
- 38)(社)地盤工学会:杭の鉛直載荷試験方法・同解説-第一回改定版-,2002.
- 39) 中谷昌一, 白戸真大, 横幕清: 杭の軸方向の変形特性に関する研究, 土木研究所資料, 第 4139 号,
 2009.3.
- 40) 宇都一馬, 冬木衛, 桜井学: 杭の載荷試験結果の整理法, 基礎工, Vol.10, No.9, pp21-30, 1982.9.
- 41) 高野昭信, 岸田英明: 砂地盤中の Non-Displacement Pile 先端部地盤の破壊機構, 日本建築学会論文報 告集, No.285, pp.51-62, 1979.11.
- 42) 佐伯英一郎, 岩松浩一, 木下雅敬: Non-Displacement Pile の先端支持力推定のための地盤の「平均 N 値」に関する解析的一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 535 号, pp.87-94, 2000.9.
- 43)小椋仁志:杭の先端支持力算定式に関する一考察(先端平均 N 値の平均範囲を中心として),第45
 回地盤工学シンポジウム論文集,pp.199-204,2000.10.

- 44) 岡原美知夫,神長耕二,中谷昌一,森浩樹,北村敬司,津川優司:軟岩を支持層とする杭の支持力 に関する実験的研究、土木研究所資料,第2720号,1989.2.
- 45) 山肩邦男:大口径杭の現状と鉛直支持力に関する問題点,土と基礎, Vol.28, No.11, pp.5-11, 1980.11.
- 46) (社) 日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説(下巻), 2007.7.
- 47) 酒井隆男,木谷好伸:埋込み杭施工時の掘削抵抗による支持層深度調査,第43回地盤工学研究発表 会,pp.1305-1306,2008.6.
- 48) 竹森敬介,安達俊治,津田和義,杉山太宏,藤井衛:杭先端根固め部へのセメントミルクの注入・ 攪拌方法に関する実験的研究,日本建築学会技術報告集,第21巻,第48号,pp.551-556,2015.6.
- 49) (一財) 国土技術研究センター: HYSC 杭 (鋼管ソイルセメント杭工法),建設技術審査証明事業 (一般土木工法)報告書, 2012.2.
- 50) (一財) 国土技術研究センター:ガンテツパイル (鋼管ソイルセメント杭工法),建設技術審査証明 事業 (一般土木工法)報告書,2006.1.
- 51) 加藤篤史:岩を支持層とする鋼管杭の事例-鋼管ソイルセメント杭-,基礎工 Vol.44, No.12, pp53-55, 2016.12.
- 52) 酒井隆男,木谷好伸,坪井秀樹,皆川恵三,桑原文夫:埋め込み杭の根固め部における未固結試料 採取による施工管理手法の提案 その2 根固め部に混入した土塊の影響,日本建築学会大会学術講 演梗概集, pp471-472, 2014.9.
- 53) バイブロハンマ工法技術研究会:バイブロハンマ設計施工便覧, 2010.1.

参考資料1 載荷試験位置での地盤調査結果

本資料では、新規載荷試験位置での地盤調査結果(1.~3.)と、既存載荷試験位置で追加地盤調査結 果(4.~5.)を示す。なお、1.~3.のボーリングは、「平成28年度 建設産業活性化助成事業 (一 般財団法人建設業振興基金)」の助成金を用いて実施された「岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法 に関する調査研究事業(一般社団法人全国地質調査業協会連合会)」において実施された基礎データ収集 結果からの抜粋である。

- 1. 福島県 (その1) での調査例 (No.33、35)
- 2. 岡山県での調査例 (No.36)
- 3. 長崎県での調査例(No.32、34)
- 4. 広島県での調査例 (No.2)
- 5. 福島県 (その2) での調査例 (No.29)

【記載内容】

- ・調査概要
- ·調査位置案内図
- ・調査位置図
- ・岩盤柱状図
- ・コア写真
- · 孔内載荷試驗結果
- ・PS 検層結果
- ・室内岩石試験結果(写真含む)

- 1. 福島県 (その1) での調査例 (No. 33、35)
- 1.1 調査概要
- (1) 調査件名:岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査(いわき市泉町)
- (2) 調査場所:福島県いわき市泉町滝尻字亀石町2-44(調査位置を図参1.1.1に示す)
- (3) 調査期間: 平成 28 年 7 月 20 日 ~ 平成 28 年 10 月 31 日
- (4) 調査目的:岩を支持層とする杭基礎に関する調査研究のための本調査として、当該地における支持 層の分布や強度特性等の地盤情報を得ることを目的として標準貫入試験を伴うボーリ ング、原位置試験、岩石試験を実施した。
- (5) 調査内容:調査内容は以下に示すとおりであり、表参1.1.1に実施数量表を示す。

①ボーリンク	Ť	1 箇所 21m
②標準貫入詞	式験	1 箇所 21 回
③孔内水平載	战荷試験 (中圧)	1回
④PS 検層		21 m
⑤岩石試験	自然密度試験	3供試体
	超音波伝播試験	2供試体
	一軸圧縮試験	1供試体
	圧裂引張試験	1供試体
	多段階三軸圧縮試験	1供試体

1.2 調査数量

			ボーリン	グエ(m)			標準貫入試験(回)					ゴ内水		岩石試験(供試体)					
孔番	φe	6mm 7	オール⊐∶	アボーリン	レグ		新十	私				平載荷	PS検層 (回)	动	超音波 伝播試	一十日日	도젤리	多段階 三軸圧 縮試験	
	粘土 シルト	砂 砂質土	礫質土	軟岩	計	合計	ジルト	砂質土	礫質土	軟岩	合計	(回)		験	験	縮試験	張試験		
No.1	6.55	5.6	0	8.85	21	21	6	5	0	10	21	1	21	3	2	1	1	1	

表参 1.1.1 調査実施数量表

1.3 調査位置案内図



図参 1.1.1 調査位置案内図(縮尺 1:25,000)

1.4 調査位置図



図参1.1.2 調査位置平面図

			調 査 名 岩を支持層とする杭基礎の設計および施工法に関する調査研究事業											<u></u>	ボー	リングト	٩v										
				1	事 業	ŧ•:	工习	F 2	3											_		<i>`~</i>	HNo				
ボ -	ーリン	グ名	ň	番島り	県い	b	き市	泉	町		調査位置 福島	副馬	長いお	き市	泉町	滝	尻:	字 亀	五町2	-44		北	į	緯 :	36°5	6'33	.3″
発	注档	夎 関		一般	社日	11 法	人	全	围;	地多	〔 謂 査 業 協 会 連 合 会	â	调查期	間平	成 2	8年	7)	月 2	0日~	28年 7月	月 24日	東	ł	経	140°	52'2	. 2 ″
調	査 業	者 名	株式	会 社 電話	ダイ 話(0	ヤコ 48-	ン f 6 5	ナル 4-	タ 19	ント 59	主任技師 大賀 政秀	Ę	見 代 理	場	大賀	政	:秀	日銀	アたた	大賀	政秀	ボー	-リン 任	グ 者	横↓	山貴州	Ł
孔	口杉	東高		. 1	h.	100			+	1	北 0° 圹 · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	-	式 錐	機								A 2	_				
総	掘進	差 長	21.0	0m	度	下 0*	/		向	西	□ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □		ェンジ	ン	YAI	N N I	M A	R	NFAD	8 ポ	ンプ				G P - 5		
iar'	+ar	સ્તર	+1-	щ	12	100	_	¢aí		亦			27	採販達	<u>з</u> щ	71	1		れようナン	博准書1) =4	i iike	105	~	463	44 #1)a
保	係	0RC	仕	石	12	侠	-	剖 れ	/90.	X.	βĽ.		-0-	(%)	石	1.内水	-		(P~QN值	(豪華員) 2	. /	a are	座位置	禹武	ant Fe Salt Salt		の. 洋洋排
			415	種			7	目					最大	コア長	級	位			□ : ルジオ ○ : 換算ル ◎ : 限黒圧	ン値 ジオン値 カ			試験	験(進速(日)	アロレアテロ	水水水
1. K	尚	度	水	区			形	σ					R	Q D) IZ	/測	N		di i havyi sas						理度/	7	$\widehat{1}\widehat{1}$
				~	-07			状	а.	56	ute		2	[%]		定月	Ŭ			Nhi		_			月一壁	E-MPerpaMI V	Pa// 分分
(m) E	(11)	(n)	×	分	調	軟	状	態	1Ľ	質	\$	+	0	50 10	x 分	н	値	0	10	20 3	0 40	50	~	~	日一護	1	
Ē,				成	#						No. 201 11 dr Storf, strategie 1, ster 21			(10)	**		7	1.15	(9/11,2/11,2/	(12)					159	100 60	*
Ē				±	褐						(約) こりも二と土(P) こりつ, (100~200mm 温度の泥岩塊を吊入する。			(10)) 1 5	7/24	34	1.49	1						200	100 60	無水
	-2.4	3 2.6												(10)			1	2.1k/	65						259	100 60	無
F :	-2.8	3 3.0	ade==	細砂 有機質 シルト	暗灰 暗褐						少量のシルトを流入する。 少量の有機物を流入する。	-					3	3.15	111.1/11.1/129	_					_		*
Ē.	ł										上部に少量のシルトを混入する。 7.0m付近よりシルトをポケット状に混入			(10)	"		36	3.49 4.15	2/20,t)						300	100 60	*
Ē,											40.			(100) 4		3	4.45	9						400	100 60	無
				細	暗灰									(10)) 4		13	5.15	2						600 86	ダ ブ 100 60	無水
Ē	5			÷										(10)			8	6.15	(3.8) F						- ゲ I	7 m en (
Ŀ															1		4	7.15	(2,1,1/12)						- シ - ツ オ	n	*
Ē,	-7.2	3 7.5									7.25~7.45%シルトを挟む。			(10)	04		32	7.47 8.05/3	[600	100 60	禁 水
			7	電	Rela									(10)	9 4		35	8.50							600	10 60	# *
	1		7	りシ	禄田						全体に貝殻細片を混入する。 全体に少量の細砂を混入する。			(10)) 4		45	9.45	34.1/11)						7 600	10 60	無
- 10	•			ルト													0	10/89	6)						20		
11	-10.3	8 10.9	1					_				_		(10)	7		56	10.56	(4,3,4)						309	10 60	*
Ē.				細砂	暗灰						少量のシルトを満入する。 11.95~12.15m砂礫を挟む。			(90)			11	11.45	B	10.0.11					200	10 60	無水
Ē	-115	12.1		風										(90)	\vdash		26	12.15		(0,0,1a					40	グ ブ 20 70	15
1				化 泥							全体に風化している。						13	13.15	(4,4,5	1						7 20 70 (33 15 14
14	Ł			岩砂	黄褐	₹ D	ч	d	2	23	砂岩、泥岩の五層状。 13.45~13.63m砂岩部は酸化色を呈する。			~	D		97	14.15			(11,11,1	5)			-	14 00 10 0	
Ē 19				岩互							15. 1-14. 00-2 7 Hg F.			(10	<u>*</u>			14.45				(17,1	4,17)		21 25	18 150 0	λS 6 5.5
	-15.4	18 15.5		100				_			15.65~18.00m岩片緑を主体とする。	_	6 [0]	- (10)	-		48	15.45				R			25	15 90 0	XS 6 6
1	-16.4	18 16.6				с		c	δ	3	一部で5~10cm程度の短柱状を呈する。		65		CL		50	<u>16.15</u> 16.39			(21,19,10	/4) → 利内水	工会的	#91 Wa	25	y 15 100 C	0.5 6 6
1	-16.8	3 17.0			暗厌	_	IV		'V	2	亀要に沿って指圧~ハンマーで容易に分	÷	[9]				50	17.35				966.450		1 100.00	7/22	7 N	
Ē 18	-17.5	17.7 3 18.0		促	褐	0		a	δ	3	聴9 0. 伏住ゆ若部分が転買となってい る。 18.00~21.00m柱状コア~岩片状を主体	; ;	05	5] (100			20 50	17.55			050/	20)			50	/ 15 90 0 グ イ	NS 6 6
Ē.	-18.5	3 19.0		岩				c			とする。層理に沿った亀裂と一部に縦方 向の亀裂も見られる。 鼻裂に沿って風化しているが、当ちら件	5	15	36] (10) 4		7	18.17							50	* 15 90 0	XS 6 6
E 19					暗厌	с	ш		v		は硬質である。 砂岩は読者戻を呈する。			01	»СМ		8	19.10			050	//E) >			50	15 90 0	X3 6 6
E 20	-19,8	3 20.0			暗灰 ~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~			Ъ	ρ	2			20				50	20.15			(25,25	/1)			25	15 85	
21	-20.8	3 21.0			青灰				D D			_		69]	\square		50	21.20		_	(4)	1/2)			23	10 90 0	
																	12	21.32			(ed.)	- 4)					

調査名 岩を支持層とする杭基礎の設計および施工法に関する調査研究事業

1.6 コア写真





1.7 孔内水平載荷試験結果

1.8 PS 検層結果



1.9 岩石試験結果一覧表

			来 小	ź			¢°			Ι		0 20	F.12				
			崔渡	Ŕ			°.			-		0.405	u. 423				
	漸程(111)	変形	燄	婒			E. 50	MN/m ²		-	157	218	273	252			
	輸圧縮試験	田羅	嚮	NU			σa−σr	MIN/m ²			1.55	1.81	1.97	2.07	-		
	多段階三	シイ	田	Ł			αr	MN/m ²		1	0.1	0.2	0.3	0.4			
		推飞	٢	~	9	궈	v	-	-								0.496
			ベチンダ	ゲージ			DE _{4.80}	MN/m ²					-				122
		変形係数	ひずみ	ゲージ			Et. 10	MN/m ²	1						-		398
	試験結果	田塾	TT.	影	潮	1 U	σt	MN/m ²		3.03			1				1
	一軸圧縮	韋	Ħ	緖	強	tU	nb	MN/m ²	-	+							1. 40
	結果	増が	7	~	У	屴	νd	-	-	0.388			1				0.462
	速度測定	動資	赳	庥	燅		РЭ	MN/m ²	ł	5830					ł	-	1200
	部 波伝播)	SS版	涭	澎			Vs	km/sec	-	1.04			1		-		0.474
	躍	山赵	涭	虔			νp	km/sec		2.43			1		-		1.78
業		鍧杏	剫				Sr	%	99.8				1		99.6	99. 7	1
研究事		名水	곳				W_{II}	%	37.0	+			1		21.9	24.6	ł
る調査		有效	噩	諉	樹		ne	%	49.6	1			1		34.9	38. 2	ł
「関す		毁水	樹				Wa	%	37.1	ł			ł		22.0	24.6	ł
町工法 (鵊	礤			уd	-	1. 337	1			l		1.587	1.551	ł
ト及び旅			则	鼆			γS	-	1.833	ł			1		1.936	1.933	
の設計	結果	見掛比重	Ē	慾			γn	-	1.832	-					1. 935	1.932	
抗基礎	物理試験		度				γt	g/cm ³		1. 937		000	740 T				1.828
鼻とする			下限	В					16.80	16.84		20.00	76'0T		17.00	17.88	18.00
全扶雇		深度	膨土	н					16.77	16.80		20 00	70'01		16.97	17.85	17.90
件名:岩き	武料区分	武卒南屯							-	1			2			c	2

ľ 4 Ŧ

1.10 岩石試験結果(密度測定)

質

密

量 g

度 g/cm³

		岩	石	の	密	度	試	験	(ノギ)	ス法)	報告月	刊紙
調査名	岩を 杭基	支持層と 縦の設計	する 一及び落	(工法)	に関す	る調査	研究		試驗日	28 年	8月	日
位置Br.No.									試験者			

供	試	体	番	导	No. 1	No. 2	No. 3	No.
滦				度	16.80 m ∼ 16.84 m	16.87 m ∼ 16.97 m	17.90 m ∼ 18.00 m	т ~ п
岩		石		名	泥岩(圧裂試料)	泥岩(多三軸試料)	泥岩(一軸試料)	
平	均	高	Ś	cm	4.075	9.815	9.560	
Ŀ	部平	均直	径	сm	4.855	4.895	4.875	
中	部平	均直	径	cm	4.855	4.870	4.875	
下	部平	均直	径	cm	4.855	4.868	4.875	
全	平力	匀 直	径	cm	4.855	4.878	4.875	
断	Ē	百	積	cm^2	18.51	18.69	18.67	
体			積	cm^{S}	75.43	183.44	178.49	
質			量	g	146.14	346.98	326.36	
密			度	g/cm ³	1.937	1.892	1.828	
_					1			
供	試	体	番	븃	No.	No.	No.	Na.
深				度	m ∼m	m	т ~ т	m ∼m
岩		石		名				
₽	均	高	ż	cm				
Ŀ	部平	均直	径	cm				
中	部 平	均直	径	сm				
下	部平	均直	径	сп				
全	푸 1	匀 直	径	cm				
断	Ū	面	積	cm^2				
体			積	cm^3				

1.11 岩石試験結果(物理試験)

		岩	石の	物理	試	験	:	報告用紙
	を支持層とす 基礎の設計】	「る 及び施工法」	に関する調	查研究事	業	試験日	28 年	8月 日
位置Br.No.						試験者		
		自然質量 W1	水中質量 ₩₃	見掛	比 重	吸水率	飽和度	£ 休 積
供試体番号	岩 石 名	強制湿潤 質量 W ₂		また 密度(こは g/cm ³)	有効間隙率 含 水 率	含水比	$M_2 - W_3$
			g)	- (三)	伏 態)	(9	%)	(cm ³)
No. 1		73.37	33.35	自然	1.832	37.1	99.8	
16.77 m ∼ 16.80 m	泥岩	73.41	53.56	· 強湿	1.833	49.6	37.0	40.06
No. 2		56 88	97 59	自然	1.935	22.0	00.6	
16.97 m	泥岩	90.00	41.94	強湿	1.936	34.9	99.0	29.40
\sim 17.00 m		56.92	46.65	強乾	1.587	34.8	21.9	
No. 3		72.31	34.93	自然	1.932	24.6	99.7	
17.85 m	泥岩	79.35	58.05	- <u>強湿</u>	1.933	38.2	24.6	37.42
~ 17.88 m		14.00	90.09	<u> </u>	1.551	38.1	24.0	
m.				日次				
~ m				強乾				
No.				自然				
m				強湿				_
~ m				強乾				
No.				自然				
m				強湿				-
\sim m				強乾		Γ		
No.				自然				
m				強湿				-
\sim m				強乾				
No.				自然				
m				- 強湿				-
~ m				強乾				
No.				自然				
m				- <u>強湿</u>		<u> </u>		-
~ m				強乾				
No.				自然				
m				- <u> </u>				-
~ m				「疽乾」		1	1	1

1.12 岩石試験結果(超音波伝播速度)

	超 音 波 伝 播 速 度 測 定					報告	用紙		
岩? 調査名 杭3 位置Br.No.	と支持層とする 基礎の設計及	5 び施工法に閉	夏する調査	查研究事	<u>*</u>	試験日 試験者	28 年	8月	Ħ
		20 20 E							
	岩石名	CE CE	Р	波	S	波	前ボア	ソン比	
試料番号	测力タル	en en	伝播時間	速度	伝播時間	速度	MN	±17R94X /m ² 2814-05794	備考
	创起来件	≝ & ∎/cm ³	µ sec	km/sec	∦ sec	km/sec	期) E ん助 MN	钾性徐家 /m ²	
No. 1	相景(王梨斌科)	4.075	16.8		38.6		0.3	88	
16.80 m	10-0 (magazett)	4.855	16.8	2.43	39.4	1.04	58	30	
\sim 16.84 m	自然状態	1.937	16.8		39.0		21	00	
No. 2	据带(名三副 部 案)	9.815							
16.87 m		4.878							
$\sim -16.97~{\rm m}$	自然状態	1.892							
No. 3	派告(一前就料)	9.560	53.7		202.0		0.4	62	
17.90 m	ACTE (ACCESSION	4.875	53.6	1.78	201.0	0.474	12	00	
\sim 18.00 m	自然状態	1.828	53.7		201.5		41	1	
No.									
т									
\sim m									
No.									
m									
~ m									
No.									
m									
~ m									
No.									
m									
~ m									
No.									
m									
~ m									
No.									
m									
~ m									
No.									
m									
~ m									

133

1.13 岩石試験結果(一軸圧縮試験:ダイヤルゲージ)



DIA CONSULTANTS

1.14 岩石試験結果(一軸圧縮試験:ひずみゲージ)




1.15 岩石試験結果(引張試験)

			口石	금 구	-	の	引	張	(圧	裂)	試	験		報告	用紙
調杳名	岩を	支持層)	レする杭	「基礎	の言	安計7	殳 てが城	缸法	に関す	る調査		、験日	28 年	8月	B
位置Br.No.			<u>a, a</u> ,							01711	 記	驗者	,		

試料番号	岩石名	試料長 cm	試料直径 cm	密度 g/cm ³	破壊荷重 kN	引張り強さ MN/m ²	一軸圧縮強さ MN/m ²	ぜい性度
No. 1 16.80 m \sim 16.84	加 泥岩(圧裂試)	科) 4.075	4.855	1.937	9.41	3.03		
No. ~	u m							
No. ~	m							
No. ~	m							
No.	m							
No.	ı m							



破壊後スケッチ

1.16 岩石試験結果(多段階三軸圧縮試験)

岩石の多段階三軸圧縮試験

	孔名		No. 13		強 度	定 数	
岩種		泥岩		粘着ナ	j MN/m²	せん断抵	抗角 。
深度	16.87 m	\sim	16.97 m	Cu	0.425	¢ u	27.9
ê	试驗方法		u · cu · cd	C'		φ'	
セ	ん断速度	0.	1 %/min	Cr		Φ,	
ť	共 試 体 No.		1	2	3	4	5
セル圧		MN/m²	0.1	0.2	0.3	0.4	
背圧 u,	b	MN/m ²					
圧縮強さ	$(\sigma_{a} - \sigma_{\tau})_{max}$	MN/m²	1.55	1.81	1.97	2.07	
軸ひずみ	κ ε _{af}	%	2.05	2.05	1.12	2.05	
間隙水田	É u _f	MN/m²					
有効軸力	7向応力 σ' _{ef}	MN/m²					
有効側方	F向応力 σ' _{rf}	MN/m²					
体積ひず	°Æ €π	%					
変形係勢	έ Ε _{t, 50}	MN/m ²	157	218	273	252	



岩石の多段階三軸圧縮試験 強度特性(UU)



1.17 岩石試験結果(供試体写真)

供試体





岩の一軸圧縮試験 前供試体	
(裏面)	
GL-17, 90m∼-18, 0	Om



後供試体	K .		
(正面)			
GL-17.9	0m∼-18.()0m	

供試体



位供為14	
(裏面)	
GL-17.90m∼-18.00m	

供試体





圧裂による岩石の引張り強さ試験
 前供試体
 (裏面)
 GL-16.80m~-16.84m



後世	录体		31365 7 3	
(元言	5/ 5/			
CIEI	817	10.0	-	
6L-1	6.80m	~-16.8	4m	

供試体



Æ	裂による岩石の引張り強さ試験
後	供試体
(算	長面)
GL	-16.80m∼-16.84m

供試体





多段階	三軸圧縮試験	
前供試	本	
(裏面)		
GL-16.8	37m∼-16. 97m	



後供試在	t.		
(正面)	r.		
OL 1C O	7 10.07		
6L-16.8	/m~-16.9/	m	





这件录体	
(表面)	
GL-16.87m∼-16.97m	

2. 岡山地区での調査例 (No. 36)

2.1 調査概要

(1)業務件名: 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市竹田 事前調査

(2)履行場所: 岡山県美作市竹田字釜ヤ145番(作東産業団地内)

- (3) 調査期間: 平成29年1月17日~平成29年2月9日
- (4)業務目的:岩を支持層とする杭基礎に関する調査研究のための調査として、杭の載荷試験予定
 地の地盤構成及び支持層と想定される岩の強度特性等の地盤情報得ることを目的とし
 て、標準貫入試験を伴うボーリング、原位置試験、岩石試験を実施した。

(5)調査内容:	①コアボーリング	1箇所、	33m
	②標準貫入試験		32回
	③孔内水平載荷試験(単調載荷·高圧)		2回
	④PS検層		32m
	⑤岩石試験		1式
	※詳細は 表参1.2.1 に示す		

2.2 調査数量

		ボー	リングコ	I (m)				原位	位置試験	験(回)				岩石	試験	(供試	体)	
項目		ם 7	φ66mm ゚゚ボーリ	ング	標準貫入試験					孔内水平載荷試験	PS検層	供試体端面整形・コア	岩石の	岩石の超音波	岩石の一軸圧縮試験	岩石の圧	岩石の多段階	
項目	粘性土	礫質土	軟 岩 I	軟岩Ⅱ	硬岩	粘性土	礫質土	軟 岩 I	軟岩Ⅱ	硬岩	単調載荷・高圧	ダウンホール	ア抜き(中硬岩・硬岩)	密度試験	波伝播速度試験	駅(静弾性係数試験)	裂引張試験	三軸圧縮試験UU
数量 -	1.2	8.7	13.1	4. 1	5.9	1	8	13	5	5	2	20	5	2	2	2	2	1
		33				32			2	52	5	2	2	2	2	1		

表参 1.2.1 実施数量表

2.3 調査位置案内図

調査地案内図



国土地理院ウェブサイト (http://maps.gsi.go.jp) ※地理院タイルを加工して作成





2.4 調査位置図



2.5 岩盤柱状図

調査名 岩を支持層とする抗基礎の設計及び施工法の検討美作市竹田 事前調査

ボーリングNo

												シ	> − ₩0																					
ボ -	- IJ	ング	ブ名		岡山	県き	負作	市	竹	Ξ		調査位置				岡	山県	美 作	市竹	r 田 :	字 貧	会ヤ	145	番			北		緯 3	5°	0 0	' 0	2.1	20″
発	注	機	関		一般	社日	田法	十人	全	围	也賀	賀調 査 業 権	备会	連合会		1	査期	間平	成 2	9年	1,	1	7日 -	~ 29	年 1月	28	東		経1	34°	14	ŧ';	39.	45″
調	査	業者	6名									主任技師				現代	! :理	場人				口鑑	定	ア 者			ボー	-リン 任	グ 者					
7l		標	高	KB +0.39	M 92m	角	180 上		»0*	方	270	北 0°	地盤		使用	103	(錐)	機							К	D - 1	С							
総	掘	進	툱	33.0	0m	度	F.	Þ.)°	向	西	東180° 南	勾配		機種	I	ンジ	ン		NFI	D 1	2 - 1	MEK		ポ	ンプ		М	S 1 1	7 1 E	MM	A = 2	1	
	Ι.					<u>~</u>							HU .	00 0		-		空脑索	2								b #4							
標	1	宗	深	柱	岩	色	硬	=	割わ	風	変		ā	2				кяхч (%)	• 岩	孔内	(レジオ (P~Q	ン N値~i	料理賞人 ^{業度)} 図	ت ة (4、 験	原位臺	室内試	Jea lea		值 : 	大	Я \\
					種			7	1 E								最大:	コア長	級	不位]:ル ():換	ジオン(算ルジ:	<u>虐</u> オン値			計	颖(地理	れ径	ア府チー	日本に	达排
尺	6	高	度	状	R			形	Ø								-≁ R (ст ЭГ		2	N	8	(): RM	养庄力				$\widehat{}$		進度(政圧	重重
									状								2	[%]		定月	~									月開	九壁(MPa	pmNPa	
(n)	6	n) 0.24	(n) 		分	調	軟	状	態	化	質		격	¢			0 5	0 10	。分	Í	値	0	10	N)	值 20 3	0 4() <u>-</u>	~	\smile	H –	護	ř,	4	
	,			000		西次	1											(10))) 0			1.15	(1,2,2)							1 17				
				0.0														(10))) 0		5	1.45	0		(6.8.8)									
				0.0	盛							0.15mまで砕石所)) e	1/20	22	2.45			I.									
				0.00	(4	褐						含水中位~やや 610~40m程度 鼻± 6150mf80	P位へやや少ない ~40mm程度の支付点や ●150mm程度支付点在 ●自色や優県色主体 まお土質砂~砂質お土					(10))) 6	3.50	22	3.45			-	0								
	4			80	土般							減くで Hounday 確は便自色や優 基質は粘土質砂	黒色: ~砂)	E体 首粘土				(10)	" "		41	4.15				>	0							
	5			000	砂塘							福灰を主体とし 緑灰や茶褐のク 5mの貫入試験試	、所- サリす 料にり	♥ φ 10~20mm間 単点在 関植物混ス	腹の			(10)		1/21 5_80	16	5.15 5.45		(6,6,4)	<					1 18				
	6			0.00	÷							5.60~5.80mfti	£、盖	質の粘土分無	ι			- 10		-	44	6.15					(9,19,16)				86			
	7	-6.61	7.00	0000		*												(10)			42	7.15				(6,4,12)			75 ≥	71	N 10	10	無水。
	8		0.50	0.00		褐												0.0			19	8.15		(5,	170					100	2	20	30	0
	9	-0.31	0.10		砂湿り	茶						含水少ない、粘 を全体に混入	性中位	2、微細砂~3	ルト	1					12	9.15	6	.3.5						1 19	1			
- 1	0	-9.46	9.85	nim	粘土	褐	_					◊10mm程度の重 9m貫入試験試料	角鞘/ に炭(低倍 と物挟む			0	(100	"°		26	9,45 10.15			(6.9.11)									
- 1	1																[0]	(10)	Ȣ		24	10.45 11.15			(7.7 10)									
1	2																0 [0]	(10)	<u>**</u>			11.45 12.15				(12.)	4.13)							
1	3					赤						原岩組織無く粘	土化和	新しい			0 [0]	(10)	96		32	12.45 13.15				an	4)							
Ē,	4					140		VII				所々黄褐色部、 11m付近より、 15mttin 410c	淡緑 ₩1mm ~20mm	各色部あり 温度の白色脈さ 程度の毎点の	り		0 [0]	(10)	<u>"</u> •	1/25	36 50	13.45 14.15				2	-							
					強風		E					り 16n付近より、1	 七 七 七 七 七 七 七 七 七 七 七 七 七	部をまだらに	含む	1	0 [0]	(10)	D D	1/24	24	14.39				(16,24,1	0/4) (14	20,16)		ıL				
		15.61	15.00		化岩					č	1	16.85~17.00m の硬質部が核岩 17.75m付近、50	日、10 状に列 mm大利	0mm大槌度でき 見存 発度で優黒色の	を無色 >硬質		0 (0)	ao	, ,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	1/22	50	15.45				(a)	0.13.45)	P		20				
	_					赤褐						部が核岩状に残 18.50m付近より	存し、	コア状 目線を認める	21-2 MI		0 [0]	(10))) e	1	41	16.45					$\langle \rangle$	検腸		40 2		10 2	1 CO 0.3	増 粘 剤 5.5
		17.36	17.75			 						褐色を量するも	しくけ	11日本 11日本 11日本 11日本 11日本 11日本 11日本 11日本	014.998		5 [0]	- (10)	»e		50	17.15						2		60		20	120 1.0	5.5
	8	18.11	18.50			褐	-	v									3	(10			43	18.15 18.45								21		Н	+	
	9					黄褐	D	vi vi									0	- (10)	90	1/26	12	19.15 19.27				(40,1	0/2)							
2		19.01	20.00			賞						20.20m付近より	、片	大コア主体	7.1.4. PM	1	6	- 400	»•		8/6	20.15 20.21				(5	0/6)			60		10	100 0.6	粮 判 3.5 ノ)
2	1				風化	~	с	IV	c	δ	3	福色、低角度~ 21.90m付近、∠	設かう 中角8 20° 利	F 们し、単級日 町の亀裂は閉口 呈度、幅20mm和	ロナる 設定で		3	(10)	CL.		50 8	21.15 21.23				(8	0/8)			80			120 1.0	3.5 4.0 2
2	2				岩	禄屋						砂〜粘土挟む 21.90m付近より あり	、暗	東灰の片状ココ	「所々		đ	(10)			50 7	22.15 22.22				(5	0/7)			1,				4.0
2	3	22.61	23.00				-										012	(10)			50	23.15 23.18				(5	0/3)			22	1	v T	+	增
2	4				बुद्	暗緑	в	ш		y		 23.00m付近より 5.短柱状コア主 	、暗新体 体 四分7	東灰色主体、) 51 金型(0)	†状か		[22]	(10)	СМ		1	24.00 24.01				()	(/1) 密度	孔内	24.27 衷·一朝	·多時:	朝	/ D 8 20	150 1.0	粘 剤 3.8 / ~
2	5	25.26	25.65		風化	灰			c		2	低角度~中角度 26.65~26.85m	亀裂) 1、乙	10°程度の亀	裂多く		14	8]			50	25.00 25.00				(5	0/0)	載 仰 試験	24.56 25.22 25.28	85			180 1.1	3.8 5.5 2
2	6	26.01	25.40		岩	暗灰の振		IV		ô		Wei150mm種度です 26.15~26.40mm 26.40m付近より	ド他日 町、開 、低が	和王~切を挟 日高角度亀裂 度~中角度の	む 多い 2亀裂		(24)		CL		50	26.00 26.00				()	6/0) >					Н	+	0.0
- 2	7	26,71	27.10			暗禄	Ľ	ш		Ÿ		主体で、亀裂面	は褐色	色化			[21]		СМ		50	27.00 27.00				(6	0/0) 			24				
- 2	8	27.61 27.86	28.00 28.25				B	ш	b c	ß		27.10mより概ね 表面なめらかで	新鮮/ 、幅1	な岩盤となる、 ~2mm程度の é	ヨア		0.5	[83]			50	28.00 28.00				(8	0/0)	孔内	00.00					坦
2	9											が様々な角度で 27.10~28.15m 体、象列面け場	入る 1、低 色化1	角度~中角度 2相屈品士み	亀裂主			(10)	"°		50	29.00 29.00				(6	0/0) ····	載蘭 試験	28,62 28,84	*	#	20	150 0.1	粘 利 4
3	o				緑	暗青						28.15~28.25m 繊状コアとなる	U. 69	直亀裂多く、	片状~		HZ	[79]10	CH		50	30.00 30.00				(5	0/0)							4
3	1				包岩	緑灰	в	u	ь	в	2	28.20~28.55m 岩石の組織は引 している、完晶	u、密 き延1 質で1	着した蛇直亀 まされ、結晶が まなく、結晶間	weのり 《変形 引に基		223	[74])) 6		50	31.00 31.00				(0/0) -							
3	2											質がある、基質 28.60m以深、低 色化	の割信	きが8割程度と 観裂主体、亀勢	多い		23	(10 (88))) 6		50	32.00 32.00				(5	0/0) ·····			1		\mid	_	
3	3	32.61	33.00	<u> </u>								28.85~29.05m 30.80m付近、幅	間、 <u></u> 20~3	柱状コア主体 0mmで藤状コブ	快む		025	[81]100))©											1 26		20	150 043	占朔 /4
												01.90117近、幅	100015	a.egの日色駅)	10	1	++++																	

2.6 コア写真



2.7 孔内載荷試験結果(GL-24.50m)

孔内水平載荷試驗測定結果一覧

No.	岡山り	県美作市	可竹田	測	定	深	度		GL	24.50	m	
地質		緑色岩		Æ	内	水	位	GL:	-	20.05	m	
岩級		СМ		카	ł	U	器	л;	ラス	トメータ	-2	
載荷方法	初期半径 R1(mm)	降伏半径 R2(mm)	初期圧力 PO(MN/m ²)	降(Py()	代圧力 MN/m ²)	地盤(Km(MN	徽 (/m ³)	変形係数 Em(MN/m ²)	保 た	数を求め 半径(mm)	ボアソ	×⊭v
単調載荷	33.68	33.98	2.40		12.80	34,	667	1,524.0	6	33.83		0.30
22.0	[
20.0									Medicine,			
18.0									- materia			
16.0												
_€ 14.0								- Colores				
N 12.0								1				
а Ғ. 10.0								+				
8.0												
6.0								1				
4.0												
2.0							- Contraction of the second se	5				
0.0	1.0	32			33.0		J.	34.0			35.0	,
3	1.0	52.	0	半	33.0 径 r ((mm)		04.0			55.0	,

2.8 孔内載荷試験結果(GL-28.55m)

孔内水平載荷試驗測定結果一覧

No.	岡山り	県美作市	前竹田	測	定	深	度	G	L- 28.55	m
地質		緑色岩		孔	内	水	位	GL-	20.05	m
岩級		СН		카	ł	則	器	エラ	ストメーター	-2
			turn of a	nin es		1.1.1.1	t en stat	A second dama dal		
載荷方法	初期半径 R1(mm)	降伏半径 R2(mm)	初期圧力 P0(MN/m ²)	Py(M	()±77 (N/m²)	地強 Km(M	侨叙 N/m ³)	変形係数 Em(MN/m ²)	係数を求め た半径(mm)	ポアソン比ァ
単調載荷	33.44	33.51	2.50		20.00	250),000	10,879.4	33.48	0.30
22.0										



2.9 PS 検層結果

P S 検層結果図

調查孔 岡山県美作市竹田

深	柱	±	N	密			求	1401	ヤン
度	状	質	late:	度	P波速度(Vp) m/s	S波座度(VS) m/s	2	性	11
(m)	×	分	10 20 30 40 50	s/em ⁸	1000 2000	500 1000	比	==5 (G) kN/m ²	年 (E) kN/m ²
-				2.00	450	1380	0.405	64800	182000
- 5-		<u>感土</u> (<u>明上</u> 貫 (中御)	Ż	2.00	930	490	0.387	3200.00	887000
- 10 -		351 结果化岩		1.81	560	250	0.333	113000	301000
-			Ľ	1.90	138D		0. 327	931000	2470000
- 20 -		民化岩		2.59	2140	1090	0, 325	3090000	8160000
- 25 -		弱風化岩		2.50	8110	1400	0, 335	5520000	1460000
- 30 -		社会会		2.79	3800	2040	0, 305	11600000	3030000

2.10 岩石試験結果一覧表



調査件名岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討美作市竹田事前調査

調査孔番

試 料	番 号	C-1	C-2	C-3	C-4	
地質名	岩 種 名					
秶	度 m	24.27	24.44	25,22	28.62	
		24.44	24,56	25,28	28.84	
湿潤密丹	度ρt g/cm ³	2.621	2.528	2.624(圧裂)	2.789	
含水	比w %					
各状態に	白 然					
おける	泥 潤					
密 度	乾 燥					
(g/cm ³)	見かけ					
吸水	率 wa %					
有劲間	隙率 ne %					
一軸圧縮劑	亀さqu MN/m ²	20.75	-	-	32.08	
変形係数	$\xi E_s, 50 (GN/m^2)$	9.60	_	_	19.11	
変形係券	τ E _t ,50 (GN/m ²)	8.21	-	_	25.29	
圧裂引張強	龟度 St MN/m ²	_	-	1.45	8.49	
<u>∹</u> 軸	c kN/m ²	_	1546.2	_	-	
圧 縮 強 度	φ	_	39.9	-	-	
超 音 波	P波速度km/s	_	2.88	_	3.90	
伝 播 速 度	S波速度km/s	_	1.50	_	2.14	
動ポアン	ノン比 v d	_	0.315	-	0.283	
動弾性係	数 Ed GN/m ²	-	14.95	-	32.86	
スレー	キング指数					
CEC emo	l(+)kg(=me/100g)					
備考						

2.11 岩石試験結果(密度測定)

										-		
						岩石。	の密度試験(ノ	/ギス法)				
調査件名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市竹田事前調査 試験年月日 試験年月日 ご 試料番号(深さ) 試験者 ご												
供		試	14	k.		No.	C-2	C-4				
深		度		(m)	$24.44 \sim 24.56$	$28.62 \sim 28.84$				
供	試 体	の 質	量	m		g	494.81	536.14				
供	直	[-	立度				4.92	4.93				
			이다			СШ	4.92	4.93				
4≑		rft	立[4.93	4.93				
μų,		.1.	чŅ			CIII	4.93	4.93				
		т	立[4.95	4.93				
体		1.	נ ח			СШ	4.95	4.93				
	径	平均	〕値	D		cm	4,93	4.93				
茠	高					40 MW	10.24	10.07				
117						СШ	10.24	10.07				
	đ	平均	,值	Н		cm	10.24	10.07				
積	体利	責 V=(π []	$p^2/4$	Н	cm^3	195.74	192.23				
力> ;	さ密度	ξρ	=m/V		ę	g/cm ³	2.528	2.789				

特記事項

2.12 岩石試験結果(超音波伝播速度)

岩石の超音波伝播速度試験

岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討

調查件名 美作市竹田事前調查 試験年月日 平成29年2月6日

	No.		C-2	C-4		
诩	长 度	(m)	$24.44 \sim 24.56$	$28.62 \sim 28.84$		
試	料 状 況		自然	自然		
١Ħ	径	(cm)	4.93	4.93		
長	さ	(cm)	10.24	10.07		
断	面 積	(cm^2)	19.11	19.09		
体	積	(cm^3)	195.71	192.23		
質	重	(g)	494.81	536.14		
かさ	密度 ρ	(g/cm ³)	2.528	2.789		
縦波	伝播時間	$(10^{-6} \mathrm{sec})$	35.5	25.9		
(P波)	速度:V _p	(km/sec)	2.88	3.90		
横波	伝播時間	$(10^{-6} \mathrm{sec})$	68.3	47.0		
(S波)	速度:V _s	(km∕sec)	1.50	2.14		
動ポアソ _{ア d} = <u>(V</u> 2{(アン比 $V_p / V_s)^2 - 2$ $V_p / V_s)^2 - 1$		0.315	0.283		
動せん断! G _d = ρ・V。	弹性係数 2	(GN∕m²)	5.68	12.80		
動弾性() E _d = 2(1+	系数 µ _d)•G _d	(GN∕m²)	14.95	32.86		

2.13 岩石試験結果(一軸圧縮試験 GL-24.27~24.44m)

岩石の一軸圧縮強度試験

.....

岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市 竹山事前調査 調査件名

試験年月F _____ 平成29年2月7日

試料番号(深さ)C-1 24.27m~24.44m

試 験 者 _____





2.14 岩石試験結果(一軸圧縮試験 GL-28.62~28.84m)

岩石の一軸圧縮強度試験

.....

調 査 件 名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 美作市 竹山事前調査

試験年月日 平成29年2月7日

試料番号(深さ) C-4 28.62m~28.84m

試 験 者 _____



2.15 岩石試験結果(圧裂試験)

圧裂による岩石の引張り強さ試験

岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法の検討 調 査 件 名<u>美作市竹田事前調査</u>

試験年月日 平成29年2月7日

調 査 孔 番______

試 験 者 _____

武米	斗 名	C-3	C-4	
深度	m	$25.22 \sim 25.28$	$28.62 \sim 28.84$	
供試体寸法	直 径	4.95	4.93	
cm	長さ	5.09	5.11	
断 面 積	$A cm^2$	19.24	19.09	
体積	V cm^3	97.95	97.54	
質量	W g	257.02	272.15	
湿潤 密度	$ ho_{ m t}$ g/cm ³	2.624	2.790	
でした たま	10	-222.00	0.495.04	
一	Kg1	583.99	5425.94	
引張り 強さ	$\sigma_{\iota} = kgf/cm^2$	14.76	86.57	
破壞 荷重	kN	5.73	33.60	
引張り 強さ	$\sigma_{\tau} = MN/m^2$	1.45	8.49	



					宕	の三軒	曲試験の供認	试体作製・設	:置		
調査	件名			岩を身 検討	と持層と 美作寸	:する杭 5竹田耳	基礎の設計及(軍前調査	ブ施工法の 試験	作月日	平成29年2月]9日
試料	番号	〈深さ) .		C-2 (2	24.44m	~24.56m)	試	 験 者	••••••	
供試体	を用	いる試	験の基	準番号	子と名称						
試 非	\$ (の一状	態	U)		乱さ	ない	上粒子の密度	$\rho_{8}^{(3)}$ g/cm ³		
供詞	、休	ογ	乍 製	2)				最大密度 ρc	lmax g/cm ^{3 4)}		
土	質	名	称					最小密度 ρ(lmin g/cm ^{8 -0}		
	供	r'le	式	体	No .		1				
							4.920				
		μĤ,	径			$^{\mathrm{cm}}$	4.930				
							4.950				
픽	Ż	均	直	径		cm	4.933				
							10.240				
初		高	3			em	10.240				
().7							10.240				
ᄥ	<u>/</u>	均	卣	Ś	$H_{\rm i}$	cm	10.240				
水	5			積	K	cm^3	195.74				
2	3	水		比	₩i	%					
態貿	ŧ			量	Ш _і	g	494.81				
洒	Z	涠	密	度	$\rho_{\rm ti}^{(3)}$	$ m g/cm^3$	2.528				
¢	ź	燥	密	度	ن م ال م	$ m g/cm^3$					
F	9	隙		比	$e_{i}^{(3)}$						
饀	1	枊		度	$S_{i}^{(3)}$	%					
村	H	文]	密	度	$D_{\rm ri}^{-30}$	%					
		輌	变位量	の測定	方法		変位計によって	測定			
1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	と置	時の『	軸変	位量		em	0.00				
設置	包和立	監程の	軸変	位量		сm	0.00				
・車	ή	変	位	蚩	$\Delta H_{\rm i}^{\rm (5)}$	cm	0.00				
和山		休積	[変化量	との測定	官方法		計算による				
程記	と置り	寺の体	積変	化量		cm^3	0.00				
Ê	包和追	糧の値	本積変	化量		cm^3	0.00				
侰	卞 希	責 変	化	量	$\varDelta V_{\rm i}^{\rm hi}$	cm^3	0.00				
# • •	j 			5	II_0	cm	10.240				
密	1			径	D_0	сm	4.933				
前角	¢.			積	V_0	cm ³	195.74				
武 市 除	É	燥	密	度	, с _{d0} 3)	g/cm^3					
前間	Ŋ	隙		比	e 0 ³⁾						
村	9	対	密	皮	$D_{z0}^{-3)}$						
窄 50	¥	器		No.							
	炉乾炒	供試体	「容器)質量		g					
深 窄	\$	器	質	量		g					
か (北) (十	≓ † rrei	9. 燥	質	重	III_3	g		을 [Me] 공동부장 파트 구드카드	은 [MO] 255(D) 465 7 11년 415		 > 1 かた デ、コ 1 キレートーマ

2.16 岩石試験結果(三軸圧縮試験 GL-24.44~24.56m)

2) トリミング法、負圧法の種別、凍結試料の場合は解凍方法等を記載する。 3) 必要に応じて記載する。

4) 必要に応じて粘性土の場合は液性限界、砂質土の場合は最小乾燥密度、 最大乾燥密度等を記載する。

5) 設置時の変化と飽和過程およびB値測定過程での変化を合わせる。



 $[1kN/m.2 \approx 0.0102kgf/cm2]$

			岩の強度	度特性		
調査件名	岩を支持層と	する杭基礎の設計及び	び施工法の検討 美作	市竹田事前調査	試験年月日	平成29年2月9日
試料番号	(深さ)	C-2 (24.44m	n∼24.56m)		試 験 者	
)))))))))))))))))))	Ý.	全応 /	力	有 効	応力
応力範囲		c kN/m ²	φ°	$ an \phi$	c'kN/m²	φ'°
正規月	E密領域					
過圧	密領域	1546.2	39.9	0.837		



特記事項

			岩の強度特性(残留強度)										
調查件名	岩を支持	層とする杭基礎の設計	ト 及び施工法の検討	美作市竹田事前調査	試験年月日	平成29年2月9日							
試料番号	(深さ)	C-2 (24.44n	n∼24.56m)		試験者								
	強度定對	<u>ئ</u>	全応	力	有 効	応 力							
応力範囲		$c kN/m^2$	φ°	tan φ	c'kN/m²	φ'°							
正規出	E密領域												
過 圧	密 領 城	477.7	40.4	0.851									





3. 長崎県での調査(No. 32、No. 34)

- 3.1 調査概要
- (1) 調査件名:岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査(長崎)
- (2) 調査場所:長崎県松浦市志佐町浦免(調査位置を図参1.3.1、図参1.3.2に示す)
- (3) 調査期間: 平成 28 年 6 月 8 日~平成 28 年 10 月 30 日
- (4) 調査目的:岩を支持層とする杭基礎に関する調査研究のための本調査として、当該地における支持 層の分布や強度特性等の地盤情報を得ることを目的として、標準貫入試験、孔内水平載 荷試験及び PS 検層を伴うボーリング及び岩石試験を実施した。
- (5) 調査内容:調査内容は以下に示すとおりであり、表参1.3.1に実施数量表を示す。

①ボーリング	1 箇所 23.0m
②標準貫入試験	1 箇所 23 回
③孔内水平載荷試験(高圧)	1 箇所 2 深度
④PS 検層	1 箇所 23.0m
⑤岩石試験	2 試料

- ・自然密度試験
- ·超音波伝播試験
- 一軸圧縮試験
- ・圧裂引張試験

3.2 調査数量

迤数量表
調査実が
.
<u>–</u>
表参

	者								
	PS	検層	23		23.0				
		圧裂引 張試験	2		2				
試験	超音波	伝播 試験	2		2				
岩石	ţ	上 試験	2		2				
	i H	目 密度	2		2				
Æ	荷試内水	飯 京 中 載	2		2				
		습랆	23		23				
(I)		軟岩	9		9				
貫入試験		礫質土	3		с				
標準闅	ī	砂質 土	5		5				
	-	^粘 イント	6		6				
		습랆	23.00		23.00				
	Fボーリング	Fボーリング	しげ	しげ	ング	랆	23.00		23.00
ングエ			軟岩	5.70		5.70			
ボーリ	トールコ	礫質土	2.90		2.90				
	6mm 2	砂 砂 土	6.00		6.00				
	$\phi 6$	粘土 シルト	8.40		8.40				
			本調査孔		合計				

※孔内水平載荷試験は高圧載荷である。

3.3 調査位置案内図



3.4 調査位置図



図参1.3.2 載荷試験調査位置図

ボーリング柱状図

ボーリングNo

調査名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業(長崎)

車 業・工 車 タ

						1	•••	19	₱ 石	1																			ŝ	−HN∘							
ボ・	- y	ンク	「名			本司	周查	孔				調査位置	ł			長	崎	県 松	浦ī	冇 志	佐	町	浦 :	免					北		緯	3	3 °	$2 \ 0$	4	8"	
発	注	機	関		一般	社日	田 注	、人	全 🛙	国均	也質	〔調査業	協会連合会		調	査	朝間	平	成 2	8年	6	月	8日		28	年	6月	11	日 東		経	12	9°	4 2	2'3	1 "	
26	査	業者	名									主任技師	6		現代	理	場!人	L T					コ 鑑 :	定:	ア者				ボ	ーリン 任	グ者]
7L		標	高	GH 3.13	= Im	角	180° E			方	270	1 0°	地 総 いん 平 0°	使田	試	錐	機							-			YB	A - 1	0.5		- 1						1
総	掘	進	툱	23.0	0m	审	下 0 ²) ,	۰. ا	向	۵ï	中 東 東	勾 前 一 前 一 一	機種	I	ン	ジン	,	Y	A N	M A	A R	- T	F 7	0	;	ポン	プ				G P	- 5				1
	-						0.					150 円	HL 90	1±	_	_	- 1-5			_	_									_		_					ר ר
標	1	漂	深	柱	岩	色	硬	:1	割	風	変		記			コフ 	r 採 (取率 %)	岩	孔内	(123	ジオン	とも	製造す Series	闪) 7	試 翳	原位	室内		掘	進	状	況	
					種			7	れ							最ナ	t=	ア長	級	水位				- Q. ル: 換3	ジオン ネルジ	^{未度)} 値 オン作	(A)			賞試除	いいいかい	掘	副祖	コアモ	间転	送送扬水水水	非
尺	1	高	度	状					н の							- o -	-	cm		(n) /	N		Ő)	- R.J	和压力					· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		進月		了日	[数]	王量言	Ē.
					X			形	状							R	ပ ၂	р %1	X	測定	~											月	11星	J L'MP	arpañ	Pa]	1
(a)		(m)	(m)	X	分	調	軟	状	態	化	質		事			, _	50	10	分	日日	値		0	10	3	(信 20	3.0			50	_	日 日	寺保 ~ 護	彩し		分分	7
				Æ	埋土	杩												(100)	4					10									99/0	P			
-	1				(礦	灰~						・深度0.00~(). 20mまで真砂上								12	1.1	5	-(4	, i, i)	-				-			-				-
Ē	2			1	がe じ り	暗褐						 ・砂は粒径不J ・礫はる5~30 	約一な細~中砂 Amnの正門礫が主体					(100)	^	@/B		1.4	5 (1720, 1	7120						_							
-	-				粘性	灰之						 部分的に粘1 深度0.40m付 深度4.00m付 	作分を多く混入 近、L=10cm程度の藤を 近、L=10cm程度の藤を	採取				(100)	۵	義	32	2.4	$\left \right\rangle$														
-	3				上質	晴灰						1100						(100)			8	3,1	5	9 9		-											
-	4	-0.87	4.00		<u></u> 型	Щ.	-		_	-	-			_				12000				1.3	0 0 (2,	2 2)		-				-		60/00					
	5				記じれ	辰~						 ・砂は粒径や ・ 礫は φ 5~30 ・ 余水 = 11 00 	や助一な細~中砂 Damの重円碟が主体 Pastalo					(100)	•		6	4.5	0														
	_	-2.32	5,43		り 砂 シルト	原版				_	_	· 齿外鱼口、	- か細路	_				(100)	۵.		8	3.4	5	۶I													
	6	-2.87 -3.27	6,00 6,10	() (===	<u>質砂</u> 砂質シ ルト	灰暗日	-		-	+	-	 ・粒子やや均子 ・粒子やや均子 ・粒子のや均子 	賞な粘性上	_							3	6,1	5 (1,1,1 9	-		+				-							
_	7					- 55				1		- 101 - 101 - 102		_				(100)				6.4 7.1	6 g1/17,1	/13)						_				6 65			
Ē				-														(100)	۵.		2	7,4	5											C T			
	8					暗												(100)			2/34	8.1	\$ 1/17,1	/17)													1
-	9			•	貝	灰~															2	9.1	, 1/15.1	/20)		-				-			86				-
Ē,	0				最混	昭福田						 ・粒子均質な 	粘性土					(100)	<u>م</u>		35	9.5	0 61/15.1	/15)						р			C				
-					じり	<u>沢</u> ~						 ・ 和作は中位 ・ 貝殻片を泥, ・ 深度11,85m 	~やや強い 人する 付近、木片を混入					(100)	۵		2	10.4	15							S 検							
	1				粘性	喧灰、						・深度13,50~ 礫を混入	-13.55n問、 φ2~-30mm	の小				(100)			з		5(1.1.1	,						_ 層						1	-
- 1	2				±	(暗												(100)				12.1	5 £1/45,1	/15)		_				- た						2:	-
Ē,	_			°.		他灰												(100)	۵		2	12.4	5	(15)						たき							
Ē	3																	(100)	6		2	13.4	s o							法							-
- 1	4.	11.27	14.40																		3	14.	5 ^{(1,1,1})						-							
Ē 1	5				Ŷ	暗												(100)				14.3	5		_	-	-	5,9,11		_		6/3		٥			a here a
Ē.	_			0.000	ルト	火 ~ 1						・儀はる2~18 ・L=4~6cmの)	50mmの亜円礫が主体 玉石を追入 60mmの研究		+			(100)	۵		35	15.4	5					0						66 C			
Ē	0				資砂	昭相日						 ・含水量は多) 	1、my					(100)	4		4	16.1	4					0	50/4)	-				4 1			
1	7	14.17	17.30		铼	<i>P</i> K						14.4.5.55	A MARK CONTRACT			7					50	17.1	5	+		-		0	50/5)	•				÷			
Ē 1	8	14.67	17.80		風化砂 岩	禍 火	E D	VII V	d _	ε		・風化し極軟	から軟質コアで採取		ĺ	iai		(100)	D		50	18.	ò	_		_			(50)			6 10					den en el el
Ē	-	15.52	18,65						_	8							33 [7	n] (100)	۵		10	18.3	0						(30)	1							
	9											feet fail and a star					430	(100)			3	19.0	216					0	50/3)	-	19.40	青波		¢ 66			1
E 2	0				75.							 ・細粒砂岩、 るが、高角度 ・18,20~18.4 	Pleg 倖状コアで採取 の亀裂が発達 Somは泥岩薫理を会か	3n	-		+	193			50 3	20.0	iQ G	+		-			50/30	-	19.60			W C			
Ē,	1				89 岩	灰	С	п	b	8		・層理面沿い。 縦亀裂に沿っ	の風化は認められない てコアは悒色を帯びる	が、		36	Tai	67 ⁽¹⁰⁰⁾	СМ		50	21.0	0						50/40	_	20.60 - 11. 高 - 20.80	誠		9 1			
Ē	1									γ		・18.70~19.1 ・21.30~21.4 となる	lom黒包灰化物を含む 45m亀裂が密集しやや	軟質			48 66	(100)	•		4	21.0															
2	2											 21.65 ~22.0)m黒色炭化物を含む				18	(100)			3	22.0	8						50/3)	-							
- 2	3	19,87	23,00														[58]	100			50	23.0	0	-					50/3)	-		б 11				+	and and and
-															+																1						-

3.6 コア写真



3.7 孔内載荷試験結果(GL-19.75m)

孔内水平載荷試験結果図

一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一	目体目松滞去去的	- <i></i>	- +> (-	+ 2 地質調本業政	試験装置	エラストメータ
前宜什石	长 呵乐忆/用印芯/2	ī 尤l、	- 63 1.	る地員調査未伤	試験時の	
測定番号	調査孔~1	深	度	GL- 19.75 m	状況	
測定月日	平成28年 7月 6日	時	間	16:30		
使用ゴム筒	ВΧ	孔	径	66 mm		
地質名		砂	岩			

	初期応力 Po(kN/m²)	降伏応力 Py(kN/m²)	地盤係数 Km(kN/m³)	係数EまたはD (kN/m ²)	K値を求めた 中間半径 rm(cm)		
変形係数D	775. 5	4, 895. 8	11, 280, 000	496, 900	3. 39		



3.8 孔内載荷試験結果(GL-20.75m)

孔内水平載荷試験結果図

調木供友	試験装置					
詞宜什石	女呵呆忪油巾芯?	試験時の				
測定番号	調査孔	深	度	GL- 20.75 m	状況	
測定月日	平成28年 9月16日	時	間	15:30		
使用ゴム筒	ВХ	孔	径	66 mm		
地質名		砂	岩			

試験装置	エラストメータ
試験時の	
状況	

	初期応力 Po(kN/m²)	降伏応力 Py(kN/m²)	地盤係数 Km(kN/m³)	係数EまたはD (kN/m ²)	K値を求めた 中間半径 rm(cm)		
変形係数D	726. 4	5, 641 . 0	34, 060, 000	1, 452, 000	3. 28		



半径 r (cm)
3.9 PS 検層結果

PS検層走時曲線 (ダウンホール法)

調査名 岩を支持層とする杭基礎の設計及び第二法に関する調査研究事業(長崎)

孔 名 本調査孔



3.10 岩石試験結果一覧表

		岩	石	試 験	結	果	.	覧	表				
調査	杏件ター・ 豊を支持	· 届とする 柿 ま	は膝の	設計及び	布 丁≥	おに関	する	、調杏	研究主	(堂(4	豪崎)		
調	<u>查地点 : 本調査孔</u>		211/2 //	<u>成日次0%</u>	/12 12		7 'a	加山田。	<u></u> 武影	テリ	2016年	7月	13日
\vdash	試 料 番 号	7- R-	·1	R-2									
\vdash	抠) 19	9.20	20.60)								
	床 収 休 及(III	· ~ 19	9.60	\sim 20.80)								
	岩 石 名	砂	岩	砂 岩									
	見 自然状	態											
	ケ湿潤状	態											
物	重乾燥状	態											
	含水比	%											
理	吸水率	%											
	有効間隙率	%											
肚	自然密度	g/cm ³ 2.3	15	2.366									
17	超 Vp km	n/sec 2.3	37	2.749									
	音 Vs kn	n/sec 1.4	25	1.602									
性	伝 動ポアソン比 播	0.2	04	0.243									
	虚 動せん断弾性係数	$k MN/m^2$ 4.70	E+03	6.07E+03	3								
	度 動弾性係数 M	N/m ² 1.13	E+04	1.51E+04	1								
		N/m ² 15.	4	14.5									
	軸 静弹性係数 M	N/m²											
	<u>上</u> 静ポアソン比												
力													
	E裂強度 M	N/m ² 0.9	43	1.13									
学	試験条	件						-					
	三全 ^ピ <u> c M</u>	N/m ²											
些	応 ク	度											
17	軸表残 с М	N/m ²											
		度			_								
性	圧 有 ビ c M	N/m ²											
		度											
	™ 刀 表 残 c M	N/m ²											
	示 留 ∮	度											
1	備 考												
1													

密度測定試験 (ノギス法)

調査件名 : 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業(長崎)

調査地点 : 7	本調査孔	1		100 -1	試験者	
供試体番	垣	R-1	R-2			
深度	(m)	$19.40 \sim 19.60$	$20.60 \sim 20.80$			
も	H (cm)	10.120	10.090			
直径	D (cm)	4.920	4.920			
面 積	\mathbf{A} (cm ²)	19.012	19.012			
体積	V (cm ³)	192.40	191.83			
自然質量	W_t (g)	445.35	453.80			
湿潤質量	W_s (g)					
乾燥質量	W_d (g)					
自然密度	$\rho_{\rm t}$ (g/cm ³)	2. 315	2. 366			
湿潤密度	$ ho_{ m s}$ (g/cm ³)					
乾燥密度	$\rho_{\rm d}$ (g/cm ³)					
含水比	ω (%)					
吸水率	wa (%)					
有効間隙率	n (%)					

3.11 岩石試験結果(密度測定)

23 H

試験日 : 2016年 6月

超音波伝播速度試験

調査件名 : 岩を支持層とする杭基礎の設計及び施工法に関する調査研究事業(長崎)

調查地点 : 本讀	間査孔					試験者 :	
供試体番	Пр		R-1	R-2			
深 度		(m)	$19.40 \sim 19.60$	$20.60 \sim 20.80$			
供試体の状態			自然状態	自然状態			
供試体長さ	Г	(cm)	10.120	10.090			
密 度	ø	(g/cm^3)	2.315	2. 366			
P波伝播時間	T_{p}	$(n \sec)$	43. 3	36.7			
S波伝播時間	T_{s}	$(\pi \sec)$	71.0	63. 0			
P波伝播速度	$\rm V_{P}$	(km / sec)	2. 337	2.749			
S波伝播速度	$V_{\rm S}$	(km⁄sec)	1.425	1.602			
動ポアソン比	D d		0.204	0.243			
動せん断弾性係数	$\mathbf{G}_{\mathbf{d}}$	(MN/m^2)	4. 70E+03	6.07E+03			
動弹性係数	E_d	(MN/m^2)	1.13E+04	1.51E+04			

3.12 岩石試験結果(超音波伝播速度)

23 H

6月

試験日 : 2016年

3.13 岩石試験結果(一軸圧縮試験 GL-19.4~19.6m)



3.14 岩石試験結果(一軸圧縮試験 GL-20.6~20.8m)



177

3.15 岩石試験結果(圧裂試験 GL-19.2~19.4m)



3.16 岩石試験結果(圧裂試験 GL-20.6~20.8m)



4. 広島県での調査例 (No. 2)

- 4.1 調査概要
- (1) 調查件名:広島地区地質調查業務
- (2) 調査場所:広島県東広島市黒瀬町地先(調査位置を図参1.4.1示す)
- (3) 調査期間: 平成 29年2月14日~平成29年5月18日
- (4) 調査目的:広島県東広島市黒瀬町地先において、過年度に実施された基礎の載荷試験の実施箇所で 地質情報を補うための基礎資料の収集。
- (5) 調査内容:調査内容は以下に示すとおりであり、表参1.4.1に実施数量表を示す。

①ボーリング	1 箇所 27m
②標準貫入試験	1 箇所 25 回
③孔内水平載荷試験(中圧)	1 回
④PS 検層	27m
⑤岩石試験	
・自然密度試験	

- ·含水比試験
- ・粒度試験
- · 三軸圧縮試験
- ·超音波伝播試験

4.2 調査数量

	地点	ξNo.		計画	実施	増減	備考
	測量(位置出	し、水準測量)	式	1	1	0	
		シルト・粘土	m	0.0	0.0	0	
		砂·砂質土	m	0.0	0.0	0	
	E E	礫混り土砂	m	0.0	0.0	0	
	φ 00	玉石混り土砂	m	0.0	0.0	0	
		軟岩	m	5.0	5.0	0	
(H)		計	m	5.0	5.0	0	
リング		シルト・粘土	m	3.0	5.1	2.1	
ا ب ب		砂·砂質土	m	4.0	3.5	-0.5	
	8 mm	礫混り土砂	m	13.0	10.4	-2.6	
	φ111	玉石混り土砂	m	0.0	0.8	0.8	
		軟岩	m	2.0	2.2	0.2	
		計	m	22.0	22.0	0	
		合計	m	27.0	27.0	0	
		シルト・粘土		3	5	2	
験	<u> </u>	砂·砂質土		4	4	0	
位置試験	試験(旧	礫混じり土砂	▣	13	9	-4	
をび原	隼貫入	玉石混り土砂		0	1	1	
イングル		軟岩		7	6	-1	
ウンデ		合計		27	25	-2	
÷.	孔内	可水平載荷試験	箇所	1	1	0	中圧載荷
		PS検層	m	27	27	0	1m間隔
サプン	乱れ0	D少ない試料採取	本	1	2	1	
	土料	立子の密度試験	試料	1	1	0	
	±	の含水比試験	試料	1	1	0	
(料)	F	この粒度試験	試料	1	1	0	ふるい分析
t 験(試	±٥	D湿潤密度試験	試料	1	1	0	
土質訪	超音波	友伝播速度の測定	試料	3	3	0	有効土被り
室内	岩石の	三軸圧縮強度試験	試料	0	1	1	4供試体
	土の圧密排	非水(CD)三軸圧縮試験	試料	1	0	-1	3供試体/中圧
	土の圧密排	非水(CD)三軸圧縮試験	試料	0	1	1	1供試体/中圧
	報告	書作成	式	1	1	0	

表参 1.4.1 調査実施数量表

4.3 調査位置案内図



図参1.4.1 調査位置案内図

4.4 調査位置平面図



図参1.4.2 調査位置平面図

4.5 岩盤柱状図

調查名 広島地区地質調査業務

車 業・⊤ 車 タ

ボーリング No.

					, ,	< .	<u> </u>	F 1	н	_		_	_	_	_	_	_				_				÷	−トNa.						_
ボ ー	リング	グ名			Ν	ο.	1				調査位置	広	島	県	東)	た良	市	黒	頼田	丁兼広:	地内]			北		緯	34°	20'	0 3	2 ″	
発	主機	関	国立	研究制	発行	去人	土オ	、研3	究所	構	き造物メンテナンス研究センター	1	一查	期	61	平瓦	K 2	9年	2)	月 14日	\sim	294	탼 2 月	28日	東		経	132°	38	' 5	0 ^	,
調道	: * * *	「名									主任技師	現代	5	理	場人					コ鑑定	ア 者				ボ - 責	-リン 任	·グ 者					
孔	口標	高	185.7	70m	角	180 [°] 上	6	90°	方	270	北 0° 地 使	ŝ	t	錐	機								東 邦	D1-	- G							
総	掘進	툱	27.0	00m	度	下。 0	2	0*	向	西	東 勾 置 機 180° 南 配 90° 0° 種	I	י :	ジ	ン	†	<i>z </i>		- N	FD-	12	型	ポ	ンプ			東邦	5 B G -	- 3 C			
標	標	深	柱	岩	色	硬	=	割	風	変	記		1	7	採取	率 \	岩	孔内	(ルジ	オン	標	準貫入) \$	弐 験	原位	室内	掘	進	状	況	_
				種			7	れ					最	大	37	, 長	級	水位	-	(P~ []: 0:	QN信 ルジッ 換価の	§~澡 トン値 レジオ	32)図 ン値			置試驗	試験	掘掘孔	記録	同う	を送 水	計オ
尺	高	度	状	5				н の						-	CI				N	©): S波(限界日 m / s	E力 ()		A 90/		\sim		進度	上一	数	目 日 日 日 日 日 日	: 量
				2			13	状							۲ [%]	1		一定月	-	P 波(0	n. / s 600	120	0 180	0 240	0 300	0		月四星	e ki			Ż
(11)	(n)	(11)	2	分感力	調	軟	状	態	化	質	事		0		50	100	分	F	値	0	10	N 1 20	É 30	40		, <u>~</u>	~	日」調	К -		10	
	185,10	0.60		遊良土	祝福	-					セメント改良土 0.85~1.0m改良砂質土	-	H			(196)+		2/22 1,10										2 18	IN	0 60 2	1.00	0
	184.00		100	リート 盛士・	所暗視	-					1.0~1.15m鉄筋コンクリート殻	4				(100)-		Ť	29	1.25			(10,8	.115				150	19	0 60 2	1	0
- 2	185.70	2.00		土石浜 り砂礫	灰	-					◆10~30皿の焼を多く苦む砂柴 上部20cmは暗褐色の腐植物を含む	4	ļţ			(100)			3	2,15 (b-b-l) 3.45	T					1		ат-р	0	0		T
- 3			/	粘上混 じり砂	淡黄银						粘性土 粗砂を含む粘性のやや強い粘 土。3.58m以下に粗粒確を多く含		H					2/28	5	3.15 (4,8,2)	+0	-						102		0		
- 4	181.75 181.50	3.98 4.20		確混り	暄	-	-				む。 石英細粒を多く含み腐植物を含							2/24	и	4.15	42.	1,8)								-		
- 5	180,98	4.7)		線通上 確混 り砂	* 淡黄 褐						むれ日エ 粗砂~φ5mm程度の礎を含む。3.9 5~4.2m間は酸化赤褐色を呈す。	1	ļ			(196)*		5.04 		4.45 5.15	_	X	(5,11,1	n				\$14k	作 (注 (注 (注 (注 (注 (注 (注 (注 (注 (注	0		
6	179.50	6.9	-	確混り 粘土	淡黄						粗粒砂~φ5mm以下の小碟を多く 含む。粘性が強い。		t			(100)-		2/25 5,90	27	5.45		(5,)						\$1:9	ショ	0	無	
	110.00	0.0		粘土混 じり砂	淡黄						粘性の強い粘土分を含むが粗砂 が優勢である。					(100)		2/27	21	6.15			\leq		123			打学	Í s	0	+ / 0	0
(178.50	7.20		雜	<u>灰</u> 淡茶 褐	-					やや酸化色を帯び粘土分が多く 固結粘土状を呈す。					(100)		7,30	39	7,15					543y	1		¥1:9	0	0		
8				り粘	淡青	1					7.85~8.30,8.95~9.10m間は 読 離分が多い					(100)			13	8.15	(1,4 9	,5)						ب تو	D	0		1
- 9	176.60	9.10		上 羅混り 右陸端	灰暗黒	-					上部は腐植物を多く含み。下部	+	┢			1000			16	9.15		3(5,8)	_					***		0		1
10	175.70	16.00		1102.m 土	茶暗	-					は細碟が多くなる。	-	$\left \right $						50	10.15	-	+	(16,2	0,14/6)				179	0	0		
- 11				砂磲	沢 ~ 茶						3~5mmの石英機を多く含む。下部 はシルト分多く茶褐色に酸化し 花蘭岩磯が点在。		Ħ			(190)4			26	10.41	_				(1	15,16)		42 116	5 30	60 1		4
- 12	174.10	11.60			褐	-							ļ			(100)			- 30 - 30	11.45								660	ō0	60		
12			0.000	2	液						n o o in the second state of the second state		$\left \right $			(190)			20	12.35			(18,	(2)				150 90	100	0 60 7	2 3	4
13			0.000	ト混	褐灰						る30~50mmの流紋岩縁が点在しマ トリクスは花崗岩起源の粗~中 粒の砂質±10、シルト分を含み					(100)			43	13.15								2.90	30 30	40 5 40		
- 14			0,000	り 砂	/ 茶 纲						戦闘総状を呈す。 下部は5~10㎝の流紋岩、安山岩 玉石を含む。					(100)			40	14.15				(11)	(2,17)	1		280	30	60 3	5~4	5
- 15				髞	14								H			1001			50	15.15	-				(8,	22,20)		55 55	30	40		t
- 16	169.75	15.9	0000	粘土	淡茶	-	-				若干の練を含み、非常に粘性が		╟							16.15	(14,4)							tre)	D		4 2	4
- 17		2010		2	暗						ユマー。 17-33mから10cmの安山岩モ石を		Ħ			(100)*			50	16.45	_		(22.5	8/8)				160	M	40 2	5	
- 18			02000 02000 00000 10101	ト混	赤紫						含む。 17.75~18.80m間は石英・長石・ 季母の弱い液理機造が見られる。		ļ			(100)•			18	17.33		_			(13,15,	18)		2 60 23	ā0	60 2	5~6	5
- 19				い り 砂	? 茶 细						下部に雲母の集中した箇所が見 られ、全体に花崗岩起源の二次					(100)=			16	18,45					5	16,22)		96	30	60		
	165.95	19.78	0.000	磲	1c)						· / // c. // / u		H	15		(100)			50	19.45						8						
- 20			+ + + + + + + + + + + + + + + + + + +											[15] 16	3(8)	(100)			50 28	20.15			(15,1	9,18/8)	-			2	30	60	ь	
- 21			* + + + + + + + + + + +	62							21.0~21.44m、24.4~24.65m区 間は一部務状で指でつぶせる程		ļ	202												156+	21.00 S-1-1	320	30	10 2	2 6	5
- 22			$+^{+}_{+}+$	化花	褐	D 2	v	a 2	σ		度でありDM級程度である。 粗粒の黒雲母花歯岩で風化が進 行し、長石類が自色に脱色し雲		+	[3	6]		DH				+	-				, 254 1970-F	37.09 S-1-2			-		
- 23			++++++++++++++++++++++++++++++++++++	崗岩	伏	Е		с			母の黄金化が見られる。 短柱〜柱状のコア形状を残す が、結晶粒子間の膠結度が低く		F			100)			50	23.00	-	_	(14,2	60		-	22.80	2/25	D	0		
- 24			++++++++++++++++++++++++++++++++++++								容易に崩せる。			3	[70]	(100)			50	24.00			(40.1	0)				1.30	D 10	0 0	_	Ļ
- 25	160.70	25.00	++++++++++++++++++++++++++++++++++++								All las in the last of the second second		H	27 [3	41	(100)			20 50	24.20 25.00			(50)					360 150	50 D 50	60		I,
	159.85	25.85	* * * * + + + + + + + +	風化	淡黄	с	IV		y		鬼枉状~枉状コアとなる。カリ 長石・石英の大きな結晶が残る高 が残高		H	6 [20]		(190)	CL		2 50	25.02			0,00					2 55	M 10	0 2	5	1
- 26			++++++++++++++++++++++++++++++++++++	花崗	他淡黄	C 2	- In	c	7		くなるが、コア肌は粗い。 25.85~25.95m間はアプライト質 で以下26.6.0m付近まで細粒で雲	1	ļ.	16	73	(100)	CL ₹ CM		0	26.00			(50/	20		1		27 90 96 2/90	D 10 D 10	90 2 90 2 0 120 1	1 1 2 5 1	4
- 27	158,70	27.00	1 + + + +	岩	褐色	B			ŝ		母細片が帯状に集積した所があ る。岩質はやや硬くなる。		Ħ			Ш			0	27.60 27.60	+		(50/	9	,	1		28 -90-	200	2120	6	10
						[111																E

4.6 コア写真



孔内水平載荷試験結果図

調査件名: 広島地区地質調査業務

ボーリング名	No. 1	ā	试験条件	i	試験時の状況	ł
ボーリング位置		載荷ピッチ	200 kN/m ³			
測定深度	GL- 21.60 m	載荷速度	200 (kN/m²)/2min			
地質名	風化花崗岩	試験日時	平成29年2月25日			
	DH級	孔径	66mm			
試験器	エラスト2	使用ゴム	BX		ポアソン比	0.3

変	曲点	変形係数(D))および弾性係数(E)
1次变曲点(Po)	990kN/m2	变形係数(D)	87860kN/m2
2次変曲点(Py)	3010kN/m2	弾性係数1(E1)	272629kN/m2
降伏応力(Py)	2020kN/m2	弾性係数2(E2)	326589kN/m2



4.8 PS 検層結果

PS検層結果図



4.9 岩石試験結果一覧表

土 質 試 験 結 果 一 覧 表 (基礎地盤)

調查件名 広島地区地質調查業務

整理年月日 2017年 4月 24日

				整理担当者
缩	: 料) 译	ぎ 号 さ)	No. 1 S-1 (21.00~22.80m)	
	灌溉密度	E o s/cm	è	
87	乾燥密度	F os g/cm	2	
	十約子の容重	E a a/ca	. 9.630	
	白铁全水田	e pr great	15 5	
	ET DY H	- We A	0 10.0	
#2	64a En 10	сс сс 0/		
-	AC (1) (1)		0	
	11 25 11	STRATES A	0.0	
647	教紀 75 G	~ (3mm) 7	· 20.0	
	105 77 10	(112-200) X	• 60.3	
	シルト分下に	())(**), (24m) ()	6 10, 9	
	精土分 10.	. 905an## %	5 2.8	
	最大粒刊	e m	9.5	
度	的等係费	¢ U,	17.30	
-				
200	液性限系	łw. %	6	
8.4	继性限员	4 w., %	6	
X and	塑性指数	t I,		
2				
分	地盤材料の	2	細粒分まじり	
	分類名	-	碟質砂	
114	分類記号	÷	(SG-F)	
	試驗方法	1		
甩	压箱指素	ξ C.		
	圧密降伏応力	p = kN/m	ŕ	
æ				
÷				
2	一軸圧縮強さ	g, kN/m	ř	
軸	一軸圧縮強さ	g, kN/m	ř	
Æ	動圧縮強さ	s a, kN/m	ř	******
箱	動圧縮強さ	a, kN/m	ľ	1 144 5 166 166 166 166 166 166 166 166 166 166 166 166 166 166 166 166 1
	試驗类性		CD	
世	40.000	e kN/m	0 5	
	全応力	d -	42.6	
h		~	14.0	
No.	有効応力	4 1.5 m		
871		~		***************************************
	ध कर और स	e mlan	1000	
	r at at a	s m/sec	1966	
	5 10 28 8	t 11/set	c 89A	
寺記 2	书項			 石分を除いた75mm未満の土質材料
				に対する百分率で表す。
				$[1kN/m^2 \approx 0.0102kgf/cm^2]$

4.10 岩石試験(密度測定)

JIS A 1202 JGS 0111 土	粒	子の	密度	試 験	(測定)	
調査件名 広島地区地質調査	業務			試	读年月日	2017年 4月 24日
				試	験 者	
試料番号(深さ)		No.1 S-1 (2	1.00~22.80	n)		
ピクノメーターNo.		64	78	99		
(試料+蒸留水+ピクノメーター)の質量 血	n⊳ g	102.869	101.897	103.256		
mをはかったときの内容物の温度 7	°C	20.3	20.3	20.4		
Γ Cにおける蒸留水の密度 $\rho_*(T)$)g/cn	0.99814	0.99814	0.99812		
温度T℃の蒸留水を満たしたときの (蒸留水+ビクノメーター)質量 4	n ¹ g	86.780	85.029	86.941		
容器	ο.	723	741	749		
試料の(伊乾燥試料+容器)質	(量g	132.856	124.902	125.452		
炉乾燥質量 容 器 質 量	g	106.962	97.780	99.219		
m:	g	25.894	27.122	26.233		
土粒子の密度の	g/cn ³	2.636	2.640	2.640		
平 均 值 ρ,	g/cn ²		2.639			
試 料 番 号 (深 さ)						
ビクノメーターNo.						
(試料+蒸留水+ビクノメーター)の質量 ム	n⊨ g					
mたはかったときの内容物の温度 1	л "С					
T Cにおける蒸留水の密度 $\rho_*(T)$)g/cm²					
温度アじの薬留水を満たしたときの (義田水+ビクノメーター)質量 #	n ^U g					
容器的	ο.					
試料の(伊乾葉試料+容器)質	谨g					
炉乾燥質量 容 器 質 量	g					
<i>m</i> ,	g					
土粒子の密度 ρ。	g/cn ²					
平 均 值 ρ.	g/cn ³					
試料番号(深さ)						
ピクノメーターNo.						
(就料+蒸留水+ビクノメーター)の質量 血	n⊳ g					
mをはかったときの内容物の温度 1	r rc					
TCにおける蒸留水の密度 ρ.(T))g/cn					
温度TUの展留水を満たしたときの (然留水+ビクノメーター)質量 が	n ¹ g					
容器N	ο.					
試料の(伊乾燥試料+容器)質	i量g					
炉乾燥質量 容 器 質 量	g					
<i>m</i> ₅	g					
土 粒 子 の 密 度 ρ。	g/cm ²					
平 均 值 ρ,	g/cm ²					
特記事項					ひどろ	ノメーターの絵字結果から求める

1) ピクノメーターの検定結果から求める。

 $\rho_s = \frac{m_s}{m_s + (m_s - m_s)} \times \rho_v(\tau)$

(社)地盤工学会 4291 不許複製

4.11 岩石試験(含水比測定)

102 0151		T	0) î			試	験				
周查件名 広島地区	く地質調査業績	务				1	試験年月	日	2017年	5 4月 24	E
						ī	武 験	者			
試料番号(深さ)	No.1 S-1 (2	1.00~22.	80n)								
容 器 No.	193		162		61						
<i>m.</i> g	43.82	44	.05	41	.58						
m, g	39.51	39	.08	37	.54						
m. g	11.64	6	.88	11	.65						
w %	15.5	1	5.4	1	5.6						
平均值 w %		1	5.5								
特記事項											
試料番号(深さ)											
容 凇 No.											
m, g											
m _b g											
<i>m</i> : g											
w %											
平均值 w %											
待 記 事 項											
试料番号(深さ)											
容 器 No.											
m, g											
m, g											
m. g											
w %											
平均值 w %											
待記事項											
试料番号 (深さ)											
谷 恣 No.											
<i>m</i> , g											
m _b g											
<i>m</i> ⊢ g											
w %											
平均值 11/%											
诗記 事項											
試料番号(探さ)											
容器 No.											
<i>m</i> , g											
m, g											
m: g											
w %											
平均值 w %											
待 記 事 項											

4.12 岩石試験(粒度試験)

JIS	А	$1\ 2\ 0\ 4$	4	\mathcal{O}	来宁	귵
J G S		0131		U)	不业	反

試 験 (粒径加積曲線)

調查件名 広島地区地質調査業務

試験年月日 2017年 4月 24日

								試	験	者		
試料番号 (深 さ)	No.1 S-1 (21.00~2	22.80m)				試 (沒	彩 F	番	号 さ)		No.1 S-1 (21.00~22.80m)	
	粒径㎜	通過質量百分率%	粒 径 mm	通過質量百分率%	籸	đ	ж.	分		%	0.0	
	75		75		中	Ê	———— 柴	分		%	4.0	
£	53		53		細	Æ	<u>業</u>	分		%	16.0	
~.	37.5		37.5		粗	栢	少	分		%	21.2	
z	26.5		26.5		ψ	 fi	 少	分		%	26.4	
6	19	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	19		細	槓	少	分		%	18.7	
	9.5	100.0	9.5		シ	N	Ի	分		%	10.9	
~	4.75	96.0	4.75		粘	=	£	分		%	2.8	
	2	80.0	2		2mm	ふるい	通過	質量	百分率	š %	80.0	
স	0.850	58.8	0.850		425	µጠぶ	るい通	過賀量	百分3	× %	42.8	
	0.425	42.8	0.425		75 µ	mふる	い通知	日質量	百分率	晷 %	13.7	
析	0.250	32.4	0.250		最	大	粒	径		mm	9.5	
	0.106	18.1	0.106		60	%	粒	径	D 60	mm	0.8945	
	0.075	13.7	0.075		50	%	粒	径	D 50	mm	0.5877	
	0.0549	10.5			30	%	粒	径	D 30	mm	0.2200	
NI.	0.0392	8.0			10	%	粒	径	D 10	mm	0.0517	
Т.	0.0251	5.6			均	等	係	数	$U_{\rm c}$		17.30	
降	0.0146	4.3			曲	率	係	数	U_{c}^{\prime}		1.05	
	0.0103	3.7			±.)	粒 子	の密	度	ρ_{s}	g/cm³	2.639	
分	0.0073	3.1			使用	した	分散剤				ポイズ530	
+C	0.0037	2.5			溶液	 と 濃度	溶液	添加	量		0.3%,20cc	
1 /T	0.0015	2.5			20	%	粒	径	$D_{ m 20}$	mm	0.1209	
				1								



4.13 岩石試験(三軸圧縮試験)

	CD 三 軸 圧 縮 試 験	記 録
調查名	広島地区地質調査業務	試 験 日
地点No	No1 S-1-1 (21.00m~ 22.80m)	試 験 者
コードNo		試験・岩種 CD三軸圧縮試験・

1·供試体寸法

	高さ(cm)	直径(cm)	断面積(cm2)	体積(cm3)	単位体積重量	飽和度
	13.718	7.103	39.624	543.56	(gf/cm^3)	(%)
物性值	湿潤重量(gf)	乾燥重量(gf)	含水比(%)	間隙比	2.096	89.9
	1139.51	987.18	15.4	0.453		

2・見掛け比重・吸水率・含水比・有効間隙率

試 験 状 態	見掛け比重	空中重量(gf)	水中重量(gf)	吸水率(%)	含水比(%)	飽和度(%)
自然含水状態						
強制乾燥状態			体積(cm ³)	有効間隙率	有効間隙比	土粒子の密度
強制湿潤状態						

3.弹性波速度試験

44	眨	Д		伝播時間	伝播速度	動弹性係数	動せん断弾性係数	動ポアソン比
邧	闷火	17	悲	$(\mu \text{ sec})$	(km/sec)	Ed (kN/m ²)	Gd (kN/m^2)	
白伏	縦	波	(Vp)					
日公	橫	波	(Vs)					
訪棍	縦	波	(Vp)					
毕石/宋	橫	波	(Vs)					
油油	縦	波	(Vp)					
包比引马	横	波	(Vs)	s)]		

4·圧縮試験

破 壊 荷 重 (kN)	116.7		静弹性的	系数		静ポアソン比				
圧 縮 強 度 (kN/m ²)	271	方法	(kN/n	n^{2})						
拘 束 圧 σ 3 (kN/m ²)	200		S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G		
有劾拘束圧 σ 3' (kN/m ²)	50	接線			1.20E+04					
B P (kN/m ²)	150	割線			1.29E+04					
破壊ひずみ (%)	5.835	E50			1.45E+04					



日 平成29年5月2日	ポアソン比	3.G(1) S.G(2) D.G				-12	10	8 - -	%) ^ 3 (0 -	代 や い 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	2	0 -	- -	14 - 2	
試験	(kN/m ²) 静	D.G	1.20E+04	1.29E+04	1.45E+04				and the second se				_	10 12	
	单性係数	.G(1) S.G(2)						- CONCEPTION					_	8	4. /b/)
	€ →→ 静峭	<u>力性</u> S.	接線	医 割線	E50			Automatica managements				\backslash		6	21 · F + +
	奏荷重 圧縮強	(kN) (kN/m ²)	16.7 271	正係数 圧縮強										4	
	側圧一破場	(kN/m ²) (50 1	D/II站工 補				PAR	AND	, sococococo	ooooooo	00000000	_	2	
区地質調查業務		m∼ 22.80m)				350	ほ 頂き 300 -	mm) 250 -	直径の2倍)。 は補正無し E 200 -	- でなり になり -	100	20			
調 査 名 : 広島地1	地点・深度	Vol S-1-1 (21.00					※静弾性係数 養線:1/2qu点の接線の傾 9線:1/2qu-1/3quとの値 550:1/2qu-所点との傾き	.G : ひずみゲージ 0.G : 外部変位計 (1/1000)/H補正: duの高さ補正 (j ※D/H補正係数1.000表記!	※軸ひずみ速度:0.01%/mi					

CD三軸圧縮試験記録(応力~ひずみ曲線)

CD 三 軸 圧 縮 試 験 記 録

調 査 名 _ 広島地区地質調査業務

試 験 日 平成29年 4月25日

地点No <u>No1 S-1-2 (21.00m~ 22.80m</u>)

コードNo 1・供試体寸法

- [[1 1 1 1 1 1 1 1 1						
	高さ(cm)	直径(cm)	断面積(cm2)	体積(cm3)	単位体積重量	飽和度
	13.896	7.103	39.620	550.54	(gf/cm^3)	(%)
物性值	湿潤重量(gf)	乾燥重量(gf)	含水比(%)	間隙比	2.158	89.3
	1187.98	1052.59	12.9	0.380		

2・見掛け比重・吸水率・含水比・有効間隙率

試験状態	見掛け比重	空中重量(gf)	水中重量(gf)]	吸水率(%)	含水比(%)	飽和度(%)
自然含水状態							
強制乾燥状態			体積(cm ³)]	有効間隙率	有効間隙比	土粒子の密度
強制湿潤状態]			

3.弹性波速度試験

4:	驗	44	能	伝播時間	伝播速度	動弹性係数	動せん断弾性係数	動ポアソン比
p±V.	词尺	1/\	愿	$(\mu \text{ sec})$	(km/sec)	Ed (kN/m ²)	Gd (kN/m²)	
白砅	縦	波	(Vp)					
日 7/3	横	波	(Vs)					
訪帰	縦	波	(Vp)					
单石方来	横	波	(Vs)					
油油	縦	波	(Vp)					
但此们判	^{虚润} 横波(Vs	(Vs)						

4·圧縮試験

破 壞 荷 重 (kN)	280.1		静弹性的	系数		静ポアソン比				
圧 縮 強 度 (kN/m ²)	632	方法	(kN/m	n^2)						
拘 束 圧 σ 3 (kN/m ²)	285		S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G		
有効拘束圧σ3'(kN/m ²)	135	接線			1.48E+04					
B P (kN/m^2)	150	割線			1.80E+04					
破壊ひずみ (%)	9.529	E50		-	2.35E+04					

試験後





静ポアソン比	S.G(1) S.G(2) D.G]	 		-12	10		(%) ♀ └	3 42 €	く 2 2 2 2 4 5 2 4 5 4 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5	0 -		- 2	7	12 14 -	
(kN/m^2)	3(2) D.G	1.18E+0/	1.80E+04	2.35E+0/			And the second second second				ł			-	10	
争弹性係数	S.G(1) S.C						TATAL TATAL CALLS AND A DESCRIPTION OF THE OWNER							-	8	ずみ (%)
	カた	接線		E50										-	9	る陣
重 圧縮強度	(kN/m^2)	632	数 圧縮強)											_	1	
破壊荷!	²) (kN)	280.1	_正 【補正係						AND	225				-	2	
侧圧	(kN/m	135					I	I	1	1929242022	00000040	⁶⁰⁰⁰⁰⁰ 0	, 2000000	~~~	0	
地点・深度	Vol S-1-2 (21.00m~ 22.80m)				800	※静弾性係数 変線:1/2qu点の接線の傾き 門線:1/2qu-1/3quとの傾き 550:1/2qu-所点との値き	.G:ひずみゲージ 600 - ひずみゲージ 	500、11時には1000円の110000000000000000000000000000000	※1/17曲正系炎1:000次回は油上ボート ※曲75ビみ速度・0 01%/min	式 (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)	200		100	C		

CD三軸圧縮試験記録(応力~ひずみ曲線)

CD 三 軸 圧 縮 試 験 記 録

調査名

地点No

コードNo

No1 S-1-3 ($21.00m \sim 22.80m$)

試 験 日 平成29年 4月21日

試 験 者 試験・岩種 __CD三軸圧縮試験・

1·供試体寸法

	高さ(cm)	直径(cm)	断面積(cm2)	体積(cm3)	単位体積重量	飽和度
	14.140	7.081	39.377	556.79	(gf/cm^3)	(%)
物性值	湿潤重量(gf)	乾燥重量(gf)	含水比(%)	間隙比	2.130	83.9
	1186.06	1054.09	12.5	0.394		

2・見掛け比重・吸水率・含水比・有効間隙率

試 験 状 態	見掛け比重	空中重量(gf)	水中重量(gf)]	吸水率(%)	含水比(%)	飽和度(%)
自然含水状態							
強制乾燥状態			体積(cm ³)		有効間隙率	有効間隙比	土粒子の密度
強制湿潤状態]			

3. 弹性波速度試験

試	験	状	態	伝播時間	伝播速度	動弾性係数	動せん断弾性係数	動ポアソン比
				$(\mu \text{ sec})$	(km/sec)	Ed (kN/m ²)	Gd (kN/m ²)	
白松	縦	波	(Vp)					
	横	波	(Vs)					
欯榀	縦	波	(Vp)					
平石房积	横	波	(Vs)					
湿潮	縦	波	(Vp)					
包比伯利	横	波	(Vs)					

4·圧縮試験

破 壞 荷 重 (kN)	440.1		静弹性的	系数		静ポアソ	ン比			
圧 縮 強 度 (kN/m ²)	1051	方法	(kN/n	1 ²)						
拘 束 圧 σ 3 (kN/m²)	420		S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G		
有効拘束圧σ3'(kN/m²)	270	接線			1.76E+04					
B P (kN/m^2)	150	割線			2.15E+04					
破壊ひずみ (%)	7.420	E50			3.19E+04					





試験前
武频俊
※ 静磁性係物
<u>- X時7日の</u> 接線:1/2gu点の接線
割線 : 1/2qu-1/3quとの傾き
<u>E50 : 1/2qu-原点との傾き</u>
<u>S.G : ひずみゲージ</u>
D.G:外部変位計(1/1000mm)
<u>D/H補止:guの局さ補止(直径の2倍)</u>

<u>地元・深度</u> Nol S-1-3 (21.00m~ 22.80m) (kN) (kN/m ²) Nol S-1-3 (21.00m~ 22.80m) (kN/m ²) Regrit (kg 270 (kN/m ²) (kN) (kN/m ²) 270 440.1 1051 第一 二 二 二 二 二 二 270 440.1 1051 第一 二 二 二 二 二 二 二 二 二 二 1200 36.1 1/3qu-D(和正係数, 1/3qu-D(動き) 36.1 1/3qu-D(動き) 37.0 1/14hTE (mERC) 36.1 1/3qu-D(動き) 36.1 1/3qu-D(merc) 36.1 1/3qu-D(merc) 37.1 1/3qu-D(merc) 36.1 1/3qu-D(merc) 36.1 1/3qu-D(merc) 36.1 1/3qu-D(merc) 36.1 1/3qu-D(merc) 36.1 1/3qu-D(merc) 36.1 1/3qu-D(merc) 37.1 1/3qu	静理性法教 (kN/r S.G(1) S.G(2) D 1.76 2.15 3.19	1 ⁻⁽⁾ 1 ⁻⁽⁾ 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	S.G(2)
Nol S-1-3 (21.00m~ 22.80m) (kN/m ²) (kN) (kN/m ²) S.G.(1) S.G. ※精弾性係数 ※精弾性係数 後濃: 1/2qu = 0.05 副線: 1/2qu = 1/3qu = 0.00 副線: 1/2qu = 1/3qu = 0.00 副後: 1/2qu = 1/3qu = 0.00 S.G. 1/2qu = 0.01% (kN) (kN/m ²) (kN) (kN/m ²) (kN/m ²) (kN) (kN/m ²) (k	S.G(1) S.G(2) D 1.76 2.15	G S.G(1) 3+04 3+04 3+04	S.G(2)
270 440.1 1051 接線 ※静弾性係数 ※静弹性係数 D/H補正 ※静弹性係数 ※静弹性係数 ※静弹性系数 ※静弹性系数 ※第第一日/3qu上の成款の領令 第第 1/2qu - 1/3qu上の領令 第第 1/2qu - 1/3quとの領令 第3:1/2qu - 1/3quとの領令 1000 5G:1/3qu - 1/3quとの領令 5G:1/4間形:1/2du - 1/3quとの領令 5G:1/4間形:1/2du - 1/3quとの領令 5G:1/4間形:1/2du - 1/3quとの領令 5G:1/4間形:1/2du - 1/100mm) 800 2G:1/4間形:1/2du - 1/14面に係数1.000支配 ※D/H釉面に係数1.000支配 ※D/H袖面に係数1.000支配 ※MUやする1	<u>1.76</u> 2.15 3.19	3+04 3+04	
加油 加工係数 田岡 (1) ※精弾性係数 (1) (1) (1) ※精弾性係数 (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1) (2) (1) (1) (1)	2.15 3.19	3+04	
※排弾性係数 (装飾:1/2qu/E/			
※海弾化係数 (液線:1/2qu-fi/3quとの領含 国線:1/2qu-fi/3quとの領含 E50:1/2qu-fi/3quとの領含 E50:1/2qu-fi/3quとの領含 E50:1/2qu-fi/3quとの領含 E50:1/2qu-fi/3quとの領含 E50:1/4mfl: quoの高さ補正(直径の2倍) 2.G:外端受位計(1/1000mm) 8.00 D/H補正: quoの高さ補正(直径の2倍) ※動ひずみ速度:0.01%/min 表力 4.00			
※海弾性係数 (装飾:1/2qu=L/3quどの領令 割線:1/2qu=L/3quどの領令 割線:1/2qu=F(1/1000mm) 5.6:1/2qu=F(1/1000mm) 5.6:小部炎位計(1/1000mm) 5.6:小部炎位計(1/1000mm) 5.6:小部炎位計(1/1000mm) 5.6:小部炎位計(1/1000mm) 8.0 小和正係数1.000表記は補正価し、 (人 600 ※働ひずみ速度:0.01%/min (人 600 ※働ひずみ速度:0.01%/min たち			
※静弾性係数 (5%:1/2qu-1/3quとの模さ 550:1/2qu-所点との模さ 550:1/2qu-所点との模さ 550:1/2qu-所点との模さ 550:1/2qu-所点との模さ 5.5:外部変位計(1/100mm) 5.5:外部変位計(1/100mm) 5.5:外部変位計(1/100mm) 5.5:外部変位計(1/100mm) 5.5:小部位目(1/100mm) 5.5:小部位目(1/100mm) 5:小部位目(1/100mm) 5:小部位 5:小部位目(1/100mm) 5:小部位[1/100mm] 5:小部位[1/100mm] 5:小部位[1/100mm] 5:小部位[1/100mm] 5:小部位[1/100mm] 5:小部位[1/100mm] 5:小部位[1/100mm] 5:小部位[1/100mm] 5:小部		קונות אין	
藤浜:1/2qu点の接線の領き 割線:1/2qu-1/3quとの領き 550:1/2qu-所点との領き 5.0:1/2qu-所点との領き 5.0:小ずみゲージ D.G:外部変位計(1/100mm) 800 D/H補正:quの高さ補正(直径の2倍) 2 20/H補正:quの高さ補正(直径の2倍) 2 20/H補正:quの高さ補正(直径の2倍) 2 20/H補正:qu0高さ補正(直径の2倍) 2 20/H補正係数1.000表記は補正無し 200 200 200 200 200 200 200 200 200 20		ענערונקיישיישיאי	
副歌:1/2qu-L/3qu2の頃き E50:1/2qu-L/3qu2の頃き E50:1/2qu-F/3qu2の頃き LG:小ずみゲージ D.G:小ずみゲージ D.G:外部炎位計(1/100mm) 800 D/H補正:quの高さ補正(直径の2倍) ※D/H補正係数(1.000表記は補正無し ※D/H補正係数(1.000表記は補正無し ※個ひずみ速度:0.01%/min 方 100 -		aron or an around the second second	
3.G:: ひずみゲージ D.G:: 外部変位計(1/1000mm) 800 D/H補正: quの高さ補正(直径の2倍) 2 ※D/H補正係数1:000表記は補正無し 2 ※動ひずみ速度:0.01%/min 10 人内		The second s	DOTTO INTERNIT
5.G: いずみゲージ D.G: 外部炎位計(1/1000mm) 800 - 8			Contraction and a second
D/H補正:quの高さ補正(直径の2倍) 2 ※D/H補正係数1.000表記は補正無し 続替ひずみ速度:0.01%/min 100			
D/H補正:quの高さ補正(直径の2倍) ※D/H補正係数1.000表記は補正無し ※軸ひずみ速度:0.01%/min 大力 100			
※D/H補正係数1.000表記は補正無し E ※軸ひずみ速度:0.01%/min (民国			
※軸ひずみ速度:0.01%/min 送 600 - 10			
4.21 - 100 - 一			
100 -			
Active and a second sec			
¥			
ωωα			
-	_	-	_
0 2 4 6 8	8 10	12	14
	·····································		

CD三軸圧縮試験記録(応力~ひずみ曲線)

CD 三 軸 圧 縮 試 験 記 録

調査名

コードNo

試 験 日 _____ 平成29年 4月28日

地点No <u>No1 S-1-4 (21.00m~ 22.80m</u>)

1·供試体寸法

	高さ(cm)	直径(cm)	断面積(cm2)	体積(cm3)	単位体積重量	飽和度
	14.155	7.048	39.018	552.30	(gf/cm^3)	(%)
物性值	湿潤重量(gf)	乾燥重量(gf)	含水比(%)	間隙比	2.188	96.0
	1208.37	1065.96	13.4	0.367		

2・見掛け比重・吸水率・含水比・有効間隙率

試 験 状 態	見掛け比重	空中重量(gf)	水中重量(gf)		吸水率(%)	含水比(%)	飽和度(%)
自然含水状態							
強制乾燥状態			体積(cm ³)]	有効間隙率	有効間隙比	土粒子の密度
強制湿潤状態]			

3·弹性波速度試験

試	驗	狀	能	伝播時間	伝播速度	動弹性係数。	動せん断弾性係数	動ポアソン比
μ·×	47	.0.0		$(\mu \text{ sec})$	(km/sec)	Ed (kN/m²)	Gd (kN/m^2)	
白妖	縦	波	(Vp)					
日巛	横	波	(Vs)					
虧榀	縦	波	(Vp)					
平石房代	横	波	(Vs)					
泡潮	縦	波	(Vp)					
仙山川	横	波	(Vs)					

4·圧縮試験

破 壞 荷 重 (kN)	1049.3		静弹性的	系数		静ポアソ	ン比			
圧 縮 強 度 (kN/m ²)	2477	方法	(kN/n	n^2)						
拘 束 圧 σ 3 (kN/m ²)	690		S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G		
有劾拘束圧σ3'(kN/m ²)	540	接線			2.90E+04					
B P (kN/m^2)	150	割線			3.10E+04					
破壊ひずみ (%)	9.333	E50			4.26E+04					



ポアソン比	.G(1) S.G(2) D.G				-12		10	2	2 		(%) 		3 .	£ 5- 		₹ 2- 7		0 -		- 2			14	
(kN/m ²) 静) D.G (2.90E+04	3.10E+04	4.26E+04																		-	10 12	
铮弹性係数	S.G(1) S.G(2						_															_	ø	トずみ (%)
[編強度] [+:**]	tN/m ²) /J (55	2477 接線	王縮強度 割線	E50							AND	- ALARA AND A A A A A A A A A A A A A A A A A	ANALAN									_	9	う神の
: 破壞荷重 <u>H</u>	1 ²) (kN) (k	1049.3	→ → 「補正係数 F										¥.	AND	AN 199	ANAAAAAA		*	1			-	2 4	
	m) (kN/n	540	對11/ CI	17/17個	3000			2500 -			2000 -	(74	۳\۷ ۱	<u>3</u> 1500 -	Ľ.		1000	199999 	EDD	22222222	2000000		0	
地点・深度	No1 S-1-4 (21.00m~ 22.80)					※静弹性係数	接線:1/2du点の接線の傾き 軸a ・1/91/9トの傾き	〒1184:1/2du-1/oducの70gさ E20:1/2du-原点との傾き		S.G:ひずみゲージ D.C.A 虹恋なヨ(1/1000mm)	D.G.: 2下的炎小4.FT (17 TOUMIE)	D/H補正:quの高さ補正(直径の2倍) ;	※D/H補正係数1.000表記は補正無し 、	※軸ひずみ速度:0.01%/min	- F -	1								

CD三軸圧縮試験記録(応力~ひずみ曲線)

調査名:

試験日 平成29年4月28日

CD 三 軸 圧 縮 試 験 記 録

調 査 名 _____ 広島地区地質調査業務

地点No <u>No1 S-1-5 (21.00m~ 22.80m</u>)

試験日 <u>平成29年5月18日</u> 試験者 試験・岩種 <u>CD三軸圧縮試験・</u>

コードNo 1・供試体寸法

	高さ(cm)	直径(cm)	断面積(cm2)	仏 積(cm3)	単位体積重量	的和度
	HIC (CIII)	LE (CIII)	两面很(CIII2)	「Frig(CIII5)	中国門俱重重	ARA HIVE
	14.265	7.047	39.001	556.33	(gf/cm^3)	(%)
物性值	湿潤重量(gf)	乾燥重量(gf)	含水比(%)	間隙比	2.195	92.0
	1220.92	1088.66	12.1	0.349		

2・見掛け比重・吸水率・含水比・有効間隙率

試験状態	見掛け比重	空中重量(gf)	水中重量(gf)] [吸水率(%)	含水比(%)	飽和度(%)
自然含水状態] [
強制乾燥状態			体積(cm ³)] [有効間隙率	有効間隙比	土粒子の密度
強制湿潤状態] [

3•弹性波速度試験

41	睑	<u>بل</u>	台口	伝播時間	伝播速度	動弾性係数	動せん断弾性係数	動ポアソン比	
р н , 7	洞央	1/	咫	$(\mu \text{ sec})$	(km/sec)	Ed (kN/m ²)	Gd (kN/m²)		
白妖	縦	波	(Vp)						
日公	横	波	(Vs)						
訪協	縦	波	(Vp)						
早17天	僙	波	(Vs)						
湿潤	縦	波	(Vp)						
	横	波	(Vs)						

4·圧縮試験

破 壊 荷 重 (kN)	8062.1		静弹性的	系数		静ポアソ	ン比	
圧 縮 強 度 (kN/m ²)	20990	方法	(kN/m^2)					
拘 束 圧 σ 3 (kN/m²)	5150		S.G(1)	S.G(2)	D.G	S.G(1)	S.G(2)	D.G
有劾拘束圧σ3'(kN/m ²)	5000	接線			2.89E+05			
B P (kN/m^2)	150	割線			2.84E+05			
破壊ひずみ (%)	8.309	E50			2.89E+05			



_色調 :
試験前
試験後
<u>※静弾性係数</u> 接線:1/2qu点の接線
割線: 1/2qu-1/3quとの傾き F50: 1/2qu-頂点との傾き
<u> 5.G:ひずみゲージ</u>
<u>D.G : 外部変位計(1/1000mm)</u> <u>D/H補正 : guの高さ補正(直径の2倍</u>)

♪ずみ曲線)
5
(
+
心
$\widetilde{\mathbf{v}}_{\mathbf{L}}$
嬍
験
1
1111± ⊥11±±
鯊
H
圕
111
\sim
CI

調 至 名 : 広島地区地質調査業務

試験 日 平成29年5月18日

D.G

S.G(2)

(kN/m²) D.G 2.89E+05

S.G(2)

静弹性係数 S.G(1)

力法 接線

圧縮強度 (kN/m²) 20990

破壞荷重 (kN) 8062.1

側圧 (kN/m²) 5000

22.80m)

S-1-5 (21.00m \sim

No1

地点·深度

静ボアソン比 S.G(1) ---

D/H油止(和KK)(1000m) 新程紙紙 新品紙(1000m) 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:1245-75-75 5:104-75-75 5:
--



	3	2.639	540	2.256	2.022	0.305	13.63	191	713.6	65	2096.9	1148.8	0.408
ー覧	2	2.639	270	2.193	1.920	0.374	13.72	143	959.4	69	1988.4	2018.6	0.302
定試験結果-	1	2.639	135	2.199	1.930	0.367	13.94	135	1032.6	73	1909.6	2344.7	0.243
表- P波·S波速度测测	岩 番 禄 辉	土粒子の密度 p g/cm ³	正密圧力 σ°, kN/m ²	正 湿潤密度 ^{注1} ρ tc g/cm^3	症 乾燥密度 ρ _{dc} g/cm ³	☞ 間隙比 e _。	弾性波測定高さ cm	平均S波伝播時間 Ts_Ave µs	S波速度 Vs m/s	平均P波伝播時間 Tp_Ave µs	P被速度 Vp m/s	初期せん断剛性率 ^{注2} G MN/m ²	動ポアソン比 ^{注3} v _d

4.14 岩石試験(超音波伝播試験)

注1: $\rho_{tc} = (\rho_{s+ec*} \rho_{w})/(1+ec)$ $\rho_{w=1}$ として 注2: G= $\rho_{tc}*V_{s}^{\circ}$ 2 注3: $\nu_{d} = (V_{p}/V_{s})^{\circ} 2-2/(2*(V_{p}/V_{s})^{\circ} 2-1)$

- 5. 福島県(その2)での調査例(No. 29)
- 5.1 調査概要
- (1) 調查件名:福島地区地質調查業務
- (2) 調査場所:福島県いわき市小名浜芳浜地先(調査位置を図参1.5.1、図参1.5.2に示す)
- (3) 調査期間: 平成 28 年 12 月 23 日~平成 29 年 5 月 30 日
- (4) 調査目的:本業務は、福島県いわき市小名浜芳浜地先において、過年度に実施された杭基礎の載荷 試験の実施箇所で地質情報を補うための地質調査を実施するものである。
- (5) 調査内容:調査内容は以下に示すとおりであり、表参1.5.1に実施数量表を示す。

①ボーリング	1 箇所 23m
②標準貫入試験	1 箇所 23 回
③孔内水平載荷試験(中圧)	1 回
④PS 検層	23m
⑤岩石試験	

- ·自然密度試験
- ・超音波伝播試験
- · 一軸圧縮試験
- · 圧裂引張試験
- ·多段階三軸圧縮試驗

5.2 調査数量

表参 1.5.1 調査実施数量表

地質調査

		生下相口	В	差分		
		地点留方	計画	実施	(<mark>実施</mark> −計画)	
+\$15		十座	シルト・粘性土	5.00	8.00	3.0
機械	φ66 (mm)	上貝	砂・砂質土	11.00	9. 15	-1.9
ホ -		岩盤	軟岩	7.00	5.85	-1.2
リン		十四	シルト・粘性土			0.0
グ	φ86 (mm)	上貝	砂・砂質土			0.0
m		岩盤	軟岩			0.0
		/]	い計	23.00	23.00	0.0
	標準貫入 試験 (回)	+ 啠	シルト・粘性土	5	9	4.0
原			砂・砂質土	11	8	-3.0
		岩盤	軟岩	7	6	-1.0
			。 計	23	23	0.0
与 英	孔内水平	載荷試験	(中圧載荷)(回)	1	1	0.0
	PS検層	(サスペン	ション法)(m)	23	23	0.0
		供試体	本作成	3	3	0.0
石	物理		密度	1	1	0.0
試 験		圧	縮強度試験	1	1	0.0
〔	力学	引張強度	試験(圧裂試験法)	1	1	0.0
料		多段	瑎三軸圧縮試験	1	1	0.0
	伝播速度	超音波伝	般速度測定(自然状 態)	1	1	0.0
/		平坦地足均	局(箇所)	1	1	0.0
		仮囲い	(箇所)	1	1	0.0
孔閉塞		調査子	 孔閉塞	1	1	0.00

5.3 調査位置案内図



図参 1.5.1 調査位置案内図

5.4 調査位置平面図



図参1.5.2 調査位置平面図
5.5 岩盤柱状図

				1	調	1	<u></u>	4	8		福島地区 地質調查業務	务								-	ボー	リング	No	Π			Т	Π	1
				(事業	ŧ.	I	事彳	S												1.000		-HNo						
ボ -	-リン	グ名		-	E	3 - 1	1				調査位置格	盲島男	よいわ	t i	市小	名	浜 芳	浜地	先	-		北	1140	緯	36°	56'	3 3	3.0	"
発	注 機	関	国立	研究	開発	法	٨	土7	木研	究	所 橋梁構造研究グループ	調査其	月間 平	成	29	年;	3月	1 日	~ 2	9年3	月 6 F	東		経	140°	5 2	2 ' 9	. 2	33
調	査 業 者	首名									主任技師	現世田	場				-		アチ			ボー	ーリン	グま					
孔	口標	高	H=	-	角	180			方		北 0° 地 使	試錐	機				9	二 化	18	Γ) - 1 C	A	ш	19					
総	掘進	長	23.2	5m	rte:	F)	90"	•	270 西	$ \begin{array}{c} $	エンシ	12			ΤF	12	0 V		ポ	ンプ			H	3 G - 3	С			
		1.000			皮	0~	_	_	[H]		80 m BC 90 112	1 2					379.00			155.0			_		1		_	_	_
標	標	深	柱	岩	色	硬	=	割	風	変	51	= 7	採取。 (%)	^幹 岩	- A	七一		ルジオ (P~0	シ 木 N値~	票準貫入 漆度)図) 診	代 験	原位	案员	掘	進	状	況	1
				種			7	日				最大	(コア)	€ 級	7	K 立	-	[]:儿 ():披	ジオン 算ルジ	値 オン値			直試験	験 (掘掘升	コアチ	合回転	送水	6排
尺	高	度	状	x			ŦŔ	Ø				R	cm Q I	x c	19		8	() : N	界止力				^		進度	17	上 叙	11:19	E E
								状				1	[%]		2	至一				AN					月四年	E	Parps	MPa /	
(m)	(8)	(11)	X	分	調	軟	状	態	化	質	事	0	50	60	1	」作	ť ,	1	0	(111) 20 3	0 40	5	0	-	日二調	ě.			
				12	茶褐						の盛土。含水は中〜少ない。所々、63〜 30mm程度の亜角・亜円礫を混入。上部、		(10	900¢				72/12/2	(14 9.65)						600 ×	1	00 70	0.03	k o
	0.70	1.6	5	Ŧ	/ 福						権約載でガラス方を従入する。Infyは、 最大100mm位の板状の泥岩境混在。下部、 最結シルトを薄層状に挟む。		á	-00		6	1.15	9	12,27.07									1	
- 2	2										微細砂混じる。全体的に粒子不均一。	-			5.02	20 9	2.15	(2,)	-0						300 9	1	00 70	0.03	K 0
- :	3										2.5m以深、含水多くなるが、締まりやや 強くなる 3m付近、粒子やや粗くなる。						3.15		1	(5,7,9)					3.		+	H	
											3.0m時近、人2mm泡車の進み少券限ドス		(t)	00		2	3.15		(1.6.5)	1					3 450	1	00 70	0. ¢ 3.k	/255
					褐灰						4m以深、暗灰色を呈する。		a	ж0) А		1	4.45		9										
	5			細	(淡								(14	200		1	5.15		(3	7(7)			6						1000
- (5			dy.	1											-2	6.15			(6,8,9)									
	7				灰						 5m付近、黒灰色の細砂を薄層状に挟む。 5m以近で画々、少量の目的細状を探え 		a	203 Å			6.45		(5,5,5)	1									
											7.9m付近、φ2mm程度の鍵を少量混入。 下部に従い、粘土分多くなる。		a	2000		8	2.45		9							22			
8	8												(14	x004		2	8.15			06,7,83			1			11 14			
	96.80	9.1	5		-	-	_			_	比較的均質なシルト。含水中~多い。					2	9.15	1/15,1-18					-			1 9			
- 10	þ										Lia付近まで粘性弱い。 全体的に砂分や貝殻細片を少量混入する。		de	2002		0	9.45	15)								1		1	e i
													11	×(0)		4	10,45								300	1	00 70	0.63	K 25
	6										 11m以深,粘性強い。 11.5m~12m付近,砂分を多く混入し、具 勢片を混じる。 		-	-(0)		2	11.50	1											
12	2										148以深、所々、暗緑灰色を呈し、色調一 定しない。						12.15	али, н , н, н,	0										
- 13	3			シル	暗									AV.			12,45	1/15,1/15	_						3/2				
- 1/				ŀ	K								(14	800			13,45	I											
													a	0		3	14.40												
1:	5													2005		1	15.18	(35)			-								
16	5										16.7m以深、砂分多くなり、確認入する。 硬はφ3~30mm程度の亜円確及び円確であ					-	16.15	1/16,1/13											
- 17	7 ~14.80	17.1	5								δ.		0	×04		3	16.16				-						_		
	-15.60	17.9	6				11 2 111				17.15a~17.95aまで砂質泥岩優位。短柱 状コアで採取される。所々、砂岩を挟み、 極少量の里家色の有機効混じる。	721	(84)			'n	17.33				(11,3	9/8>			67	P	00 70	0.05	K n
- 18	5						-111 2	ь	β	2	18a付近、淡灰色の凝灰質泥岩狭む。 17.95a~19m、岩片状コアを主体とする。 金別をく、前一端金別でた主体とする。	AL		×00		11	18.15				(30,2	9/57	孔内水平		3 70	i	00 120	0.05	EK T
- 19	-16.65	19.0	0		暗座		IV.		_		19m~20m、短柱~棒状コアで採取される。 欄少量の黒灰色の有機物混入する。	200				54	19.15				(31,1	9/6>	載荷 試験						E .
- 20	0-17.65	20,0	0	泥	~ 灰	c	- 0					1	[88]	CM		54	20.05			_	(25,2	5/7)			- 39	11 1	AJ 120	100 1	2
- 21				岩	~ 掲	ľ			a :		20a以深、岩片状〜短柱状コアで採取される。	18 [2	3] (10	x0)4		1	20.23								3 67 4	1 1	00 120	0.05	K/ 7-
6					胶		u	b	ß	्रं	20. 2m~20. 3m及び22. 3m行近、決決並の補 灰質混岩挟む。 22. 4m行近、円柱の半分が角礫状コアで採	12	1	5.00x		2	21.39				(17,19,1	4/4)			29	+	00 120	0.05	AK 7
- 22	2										取される。 22.6m及び22.8m付近、薄層の聶沢質泥岩 を類斜角10度程度で持ち	10		400		54	22.15			-	(17,3	3/5)	-		40		00 120	0.05	E K 7-
- 23	3 -20,90	23,2	5								22.6a~22.8u、従亀裂みられる。	-	[29]			84	23.05				022	,28)						1	e
														902		2	14.25								3, 6t	30	00 120	0.05	5 7

5.6 コア写真



5.7 孔内水平載荷試験結果



210

5.8 PS 検層結果

PS検層結果図



5.9 岩石試験結果一覧表

周了	坒地	L点 : B-1				試験日	l 2017年	3月	29
	्र	式 料 番 号	R1-1-1	R1-1-2	R1-1-3				
	杉	采 取 深 度 (m)	$\sim 19.70 \\ \sim 19.74$	$\sim 19.74 \ \sim 19.84$	$\sim 19.87 \\ \sim 19.97$				
	불	岩 石 名	砂質泥岩	砂質泥岩	砂質泥岩				
٦	見力	自 然 状 態							
	なケル	湿潤状態							
勿	比重	乾燥状態							
	섵	含水比 %							
ŧ	먯	吸水率 %							
<u>т</u>	有	有効間隙率 %							
	É	自然密度 g/cm ³	1.838	1.879	1.844				
寺	招	Vp km/sec		1.926					
	音泣	Vs km/sec		1.136					
ŧ	仮伝	動ポアソン比		0.233					
	播速	動せん断弾性係数 MN/m ²		2.43E+03					
	度	動弾性係数 MN/m ²		5.98E+03					
		圧縮強度 MN/m ²		1.01					
	一軸	静弹性係数 MN/m ²		4.58E+02					
	圧縮	静ポアソン比							
ŋ	/HH								
	日	E裂強度 MN/m ²	0.286						
ž		試験条件			多段階CUB				
,		$rac{L^{\circ}}{2}$ c MN/m ²			0.372				
	_				29.5				
寺	軸	万 表 _残 c MN/m ²			0.027				
		示留			33.5				
ŧ	圧	有ピ c MN/m ²			0.247				
		効 - 応 ク 			47.6				
	縮	$\frac{D}{B}$ c MN/m^2			0.002				
		示 ^留 φ 度			36.4				

密度測定試験(ノギス法)

区地質調査業務 調査件名

1	
围	
1)11 ≖ :	
質	
푌	
1×1	
171	
췬	
세비너	
	יו
旧田	
-14-	

調査件名:	福島地区地質	調査業務				. – 1	試験日 : 20174	年 3月 15日
調查地点 : 1	8-1					. –1	試験者	
供試体部	中		R1-1-1	R1-1-2	R1-1-3			
深度		(m)	$19.70 \sim 19.74$	$19.74 \sim 19.84$	$19.87 \sim 19.97$			
と で で	Н	(cm)	4.070	9.420	9, 650			
直径	D	(cm)	4.680	4.658	4. 735			
面稍	А	(cm^2)	17.202	17.041	17.609			
体積	Λ	(cm^3)	70.01	160.52	169.92			
自然質量	W_{t}	(g)	128.65	301.70	313. 39			
湿潤質量	W_{s}	(g)						
乾燥質量	${ m W}_{ m d}$	(g)						
自然密度	ρt	(g/cm^3)	1. 838	1.879	1.844			
湿潤密度	s d	(g/cm^3)						
乾燥密度	ho d	(g/cm^3)						
含 水 比	ß	(%)						
吸水率	(i) a	(%)						
有効間隙率	ц	(0)						

5.10 岩石試験結果(密度測定)

 $15 \square$ 3Д 試験日 : 2017年 試験者 $19.74 \sim 19.84$ 自然状態 2.43E+03 5. 98E+03 R1-1-2 9.420 1.8791.9261.1360.233 48.982.9 調查件名 : 福島地区地質調查業務 (g/cm^3) $(n \sec)$ $(\mu \sec)$ (MN/m^2) (m) (MN/m^2) (cm)(km / sec)(km / sec)ч Т \mathbf{V}_{P} $^{\rm s}$ \mathbf{T}_{s} n d Ģ ы L Q ūþΡ : B-1 動せん断弾性係数 搿 動ポアソン比 供試体の状態 P波伝播速度 S波伝播速度 P波伝播時間 S波伝播時間 谷 供試体長さ 動弹性係数 度 度 調查地点 尨 供 毲 倁

5.11 岩石試験結果(超音波伝播速度)

超音波伝播速度試験

5.12 岩石試験結果(一軸圧縮試験)



5.13 岩石試験結果(圧裂試験)



5.14 岩石試験結果(多段階三軸圧縮試験)



217





1. 長崎県での載荷試験結果

1.1 鋼管ソイルセメント杭工法 (No.34)

載荷試験の諸元を表参2.1.1 に、試験結果総合図を図参2.1.1、荷重変位関係を図参2.1.2、図参2.1.3 に、 軸力分布を図参2.1.4 に、杭施工時と載荷時の状況を写参2.1.1 に示す。

□法	鋼管ソイルセメント杭			
試験日	2016年8月19日(養生期間28日)			
検場所	長崎県松浦市志佐町浦免 928			
径	800mm			
板厚	21mm			
「ル径	1000mm			
端地盤	砂岩			
	GL-17.9m			
先端深度	GL-18.4m			
	 二法 試験日 検場所 径 板厚 パル径 地盤 c端深度 先端深度 			

表参 2.1.1 載荷試験の諸元



図参2.1.1 試験結果総合図



図参 2.1.4 軸力分布



(a)施工時



(b)載荷時

写参 2.1.1 状況写真

1.2 プレボーリング杭工法 (No. 32)

載荷試験の諸元を表参2.1.2 に、試験結果総合図を図参2.1.5、荷重変位関係を図参2.1.6、図参2.1.7 に、 軸力分布を図参2.1.8 に、杭施工時と載荷時の状況を写参2.1.2 に示す。

工法	プレボーリング杭工法
載荷試験日	2016年8月26日(養生期間29日)
試験場所	長崎県松浦市志佐町浦免 928
杭径	600mm
掘削径	750mm
先端地盤	砂岩
杭先端深度	GL-18.0m
掘削先端深度	GL-18.3m

表参 2.1.2 載荷試験の諸元



図参 2.1.5 試験結果総合図



図参 2.1.8 軸力分布



(a)施工時



(b) 載荷時

写参 2.1.2 状況写真

2. 福島県での載荷試験結果

2.1 鋼管ソイルセメント杭工法 (No. 35)

載荷試験の諸元を表参2.2.1に、試験結果総合図を図参2.2.1、荷重変位関係を図参2.2.2、図参2.2.3に、 軸力分布を図参2.2.4に、杭施工時と載荷時の状況を写参2.2.1に示す。

]	口法	鋼管ソイルセメント杭		
載荷	試験日	2016年12月14日(養生38日)		
試測		福島県いわき市泉町滝尻字亀石町 2-44		
之国在古	径	800mm		
· 刘叫' 官'	板厚	21mm		
ソイ	イル径	1000mm		
先站	端地盤	泥岩		
鋼管护	 端深度	GL-14.5m		
ソイル	先端深度	GL-15.0m		

表参 2.2.1 載荷試験の諸元







10000 8000 6000 杭先端荷重 (kN) 4000 ○ 杭先端変位 م ٠ -●杭頭変位 2000 0 100 0 20 40 60 80 変位(mm)

図参 2.2.2 荷重変位関係(杭頭荷重)





図参 2.2.4 軸力分布



(a)施工時



(b)載荷時

写参 2.2.1 状況写真

2.2 プレボーリング杭工法 (No.33)

載荷試験の諸元を表参2.2.2に、試験結果総合図を図参2.2.5、荷重変位関係を図参2.2.6、図参2.2.7に、 軸力分布を図参2.2.8に、杭施工時と載荷時の状況を写参2.2.2に示す。

工法	プレボーリング杭工法
載荷試験日	2016年12月15日(養生期間40日)
試験場所	福島県いわき市泉町滝尻字亀石町 2-44
杭径	600mm
掘削径	700mm
先端地盤	泥岩
杭先端深度	GL-14.5m
掘削先端深度	GL-15.4m

表参 2.2.2 載荷試験の諸元



図参 2.2.5 試験結果総合図



図参 2.2.6 荷重変位関係(杭頭荷重)



図参 2.2.7 荷重変位関係(杭先端荷重)



図参 2.2.8 軸力分布



(a)施工時



(b) 載荷時

写参 2.2.2 状況写真

3. 岡山県での載荷試験結果

3.1 中掘り杭工法 コンクリート打設方式 (No.36)

載荷試験の諸元を表参2.3.1に、総合図を図参2.3.1、荷重変位関係を図参2.3.2、図参2.3.3に、軸力分 布を図参2.3.4に、杭施工時と載荷時の状況を写参2.3.1に示す。

Т	ご法	中掘り杭コンクリート打設方式 (ダウンザホールハンマ)		
載荷	試験日	2017年7月28日(養生期間29日)		
試懸	食場所	岡山県美作市竹田 145-35		
留符	径	800mm		
亚 門 目	板厚	14mm		
先靖	制地盤	弱風化岩		
鋼管外	 こ端深度	GL-23.8m		
摩擦低	減剤塗布	GL-9.85m~GL-23.0m		

表参 2.3.1 載荷試験の諸元







図参 2.3.4 軸力分布



(a)施工時



(b) 載荷時

写参 2.3.1 状況写真

参考資料3 個々の載荷試験結果とボーリング柱状図

本資料では、杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を提案する上で、分析に用いた載荷試験データ 37 例の個々の載荷試験概要とボーリング柱状図を表参 3.1~表参 3.37 に示す。表中の概略で記載しているボーリング柱状図には、杭姿図(杭頭深度、杭先端深度)、支持層上端位置、杭先端の極限支持力度の推定に用いた一軸圧縮強度や三軸圧縮強度の試験位置もあわせて記載している。

	No.	1	資料No.	5
	工法	場所打ち杭	杭仕様	_
	工法詳細		オールケーシング	
①加工做安	拡大掘削	—	杭長(m)	34.1
	杭径(m)	1.00	載荷径(m)	_
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化石灰岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
②革费福田	風化状態	風化	杭先端N値	17
②地篮枫安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	37.5	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	2744
<u>૾</u>	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	279	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	2.38
③軓何訙駚熌安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	0.78	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	972
	杭先端の 極限支持力度g _d (kN/m ²)		1237	
備考	~	参考値:支持層とする	岩盤条件を満たさない	
		弾機混り粘土 9 砂礫 12 砂礫 7 砂買シルト 5 万 8 12 12 砂葉シルト 5 東 12 22 26 19 12 13 13 13 13 13 13 13 13 13 13 13 12 13 13 14 16 16 14 12 22 23 50/23 50/23 50/23 50/23 50/23	成長34.1m GL-40.40m	
		30/27 43 が径 20	→ ⇒ 1000	

表参3.1 載荷試験概要とボーリング柱状図

	No.	2	資料No.	15				
	工法	場所打ち杭	杭仕様	_				
	工法詳細		オールケーシング					
①他工做安	拡大掘削	-	杭長(m)	19.5				
	杭径(m)	2.00	載荷径(m)	0.30				
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩				
	岩級区分	D	RQD(%)	55				
②革费普里	風化状態	風化	杭先端N値	56				
心地盈帆女	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	78	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)					
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	0				
	内 部摩擦角Φ(°)	42.6	変形係数E(MN/m ²)	87.8				
	載荷試験方法	杭先端の 平板載荷試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	_				
<u>ᢀ밖뀪</u> 락於ᄪᄑ	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	322	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	_				
③戦何武駛慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	24.37	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	380				
杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²) 5379								
備考 本研究で追加地盤調査実施								
	盛 整 整 素 着 微 一 一 一 一 三 軸 圧 縮 試 験 (GL-21.0~22.8m)	土 10 15 10 15 10 17 7 6 24 6 11 53 28 25 300 300 27 26 30 300 27 26 30 300 27 26 30 300 27 26 53 28 25 30 53 28 25 53 27 26 53 27 26 53 28 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 27 26 53 53 53 53 53 54 55 55 55 55 55 55 55 55 55	広長19.5m 載荷板 φ 300mm GL-20 GL-21	00m] 0.00m 50m				

表参3.2 載荷試験概要とボーリング柱状図

No. 3 資料No.		22				
	工法	場所打ち杭	杭仕様	—		
	工法詳細		オールケーシング			
①他工做安	拡大掘削	_	杭長(m)	24.1		
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	1.20		
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩		
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明		
ᡣᡁ᠊ᢦᢑᡃ᠇᠋ᡣ᠊᠇᠋ᠴ	風化状態	風化	杭先端N值	136		
②心盛做安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	136	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_		
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_		
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_		
	載荷試験方法	先端載荷試験	荷試験 杭頭最大荷重P _{max} (kN)			
②封井計酔掘西	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	7607	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	_		
③軋何武駛慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	53.39	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	10208		
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	9026				
備考		_				
<u>埋土</u> <u>料性土</u> <u>強風化</u> 花崗岩 <u>現化花崗岩</u> <u>現化花崗岩</u> <u>現化花崗岩</u> <u>13</u> <u>135</u> <u>13</u> <u>135</u> <u>13</u> <u>135</u> <u>13</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>134</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>135</u> <u>145</u> <u>145</u> <u>145</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u> <u>157</u>						

表参3.3 載荷	「試験概要とボー	リン	クオ	主状	凶
----------	----------	----	----	----	---

	No. 4 資料No. 2		23	
	工法	場所打ち杭杭杭仕様		—
	工法詳細		オールケーシング	
①他工做安	拡大掘削	—	杭長(m)	14.34
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	1.20
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
②苯聚普里	風化状態	風化	杭先端N値	150
②地盈枫安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	175	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m²)	0.208
	内 部摩擦角Φ(°)	31.1	変形係数E(MN/m ²)	45.8
	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	-
②封井計酔掘西	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	8861	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	_
③軋们武駛慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	117.87	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	8123
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	杭先端の 5持力度q _d (kN/m ²) 7182		
備考		-	_	
埋土				

表参3.4 載荷試験概要とボーリング柱状図

No. 5 資料No.		24		
	工法	場所打ち杭杭杭仕様ー		_
	工法詳細	オールケーシング		
①他工做安	拡大掘削	_	杭長(m)	14.34
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	0.90
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
ᡣᡰᡰᡰ᠊ᡥᠣᡰᡏᡏᡆ᠊᠋᠊᠋᠇ᠣ	風化状態	風化	杭先端N值	150
②地盛城安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	175	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	0.208
	内 部摩擦角Φ(°)	31.1	変形係数E(MN/m ²)	45.8
	載荷試験方法	先端載荷試験 (部分載荷方式)	-	
<u>૾</u>	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)		杭頭最大変位S _{0max} (mm)	_
③戴何訊駛慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	41.06	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	4357
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	端の 度q _d (kN/m ²) 6848		
備考		_		
 				

表参3.5 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		6	資料No.	25
	工法	場所打ち杭	杭仕様	_
	工法詳細		オールケーシング	
①加工做安	拡大掘削	_	杭長(m)	18.6
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	0.60
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
②盐酸糖黄	風化状態	風化	杭先端N值	125
②地盛城安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	140.3	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m²)	0.081
	内 部摩擦角Φ(°)	32.1	変形係数E(MN/m ²)	40.7
	載荷試験方法	先端載荷試験 (部分載荷方式)	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	_
૾૾	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	2136	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	_
③軋何訊駛慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	209.41	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	1523
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	n ²) 5388		
備考		-	-	
埋土 3 水山灰質 3 水山灰質 15 沙礫 12 1 12 1 12 1 12 1 12 1 12 1 12 1 12 1 12 1 13 22 11 12 11 13 14 14 13 50/29 50/29 50/29 GL-15.00m 50/20 50/17 50/12 50/17 50/11 ftt៥ \$ 1200				

表参3.6 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		7	資料No.	26
	工法	場所打ち杭	杭仕様	—
工法詳細			オールケーシング	
①加工做安	拡大掘削	_	杭長(m)	18
	杭径(m)	<u>加入批刊</u> 杭径(m) 日般八哲 同世報出		1.20
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	強風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
②革费错用	風化状態	風化	杭先端N値	35
②地盘枫女	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	69	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	-	粘着力c(MN/m²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	一 変形係数E(MN/m ²)	
	載荷試験方法	先端載荷試験 杭頭最大荷重P _{max} (kN)		-
ᡣ ᆎᆂᆣᅇᄪᄑ	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	6148	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	-
③軧何訊駛慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	243.36	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	3771
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	3335		
備考		」 参考値:支持層とする岩盤条件を満たさない		
-	埋土 粘土 玉石混り砂礫 強風化 花崗岩	39 9 13 14 25 38 22 24 26 30 34 26 30 34 26 30 34 26 30 34 36 5 83 杭径 (1200) 94 88	GL-0	9.00m 8.00m

表参3.7 載荷試	験概要とホー	・リング	ブ柱状図
-----------	--------	------	------

No.		8	資料No.	27
	工法 場所打ち杭		杭仕様	—
工法 場所打られ れに稼 工法詳細 オールケーシン?			オールケーシング	
①他工做安	拡大掘削	_	杭長(m)	23.5
	杭径(m)	1.00	載荷径(m)	1.00
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
ᡣ᠊ᡰᡰᡰ᠊ᡥᠣᡃᡰᠮᡏ᠇ ᠊᠋᠇ᡦ	風化状態	風化	杭先端N値	83
②心盛做安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	128.7	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_
	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	_
	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	5330	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	_
③軋何訊駛慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	5.74	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	12892
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	16414		
備考			-	
盛土 9 9 9 33 7 8 11 4 4 13 17 8 10 14 4 13 17 8 10 14 4 13 17 8 10 14 4 13 17 8 10 14 4 14 13 17 8 10 14 4 14 13 17 8 10 14 4 14 13 17 8 10 1 4 4 13 17 8 10 1 4 4 13 17 8 10 1 4 4 13 17 8 10 1 4 4 13 17 8 10 1 4 4 13 17 8 10 1 4 4 13 17 8 10 1 4 4 13 17 8 10 1 1 4 4 13 17 8 10 1 1 4 4 13 17 8 10 1 1 4 4 13 17 8 10 1 1 4 4 13 17 8 10 1 1 4 1 1 7 8 10 1 1 4 1 1 7 8 1 7 8 10 1 1 4 1 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 7 8 1 8 1				

表参3.8 載荷試	験概要とボー!	ノング	柱状図
-----------	---------	-----	-----

No.		9	資料No.	39		
	工法	場所打ち杭	杭仕様	—		
	工法詳細		「ち杭 杭仕様 – オールケーシング			
①他丄做安	拡大掘削	_	杭長(m)	29.8		
	杭径(m)	1.50	載荷径(m)	1.50		
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	琉球石灰岩		
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明		
	風化状態	不明	杭先端N値	38		
②地盤概要 平均N値 (杭先端から下方3D区間) 36.7		36.7	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_		
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	—		
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_		
	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	_		
ᢀᡱᆇᇕᅉᄪᄑ	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	8500	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	_		
③戦何武嶽城安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	18.07	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	10661		
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	²) 6033				
備考		参考値:支持層とする岩盤条件を満たさない				
埋土 GL-0.00m 「一丁厂岩 「「「」」」」」 「「」」」」 「「」」」」 「「」」」」 「「」」」」 「「」」」」 「「」」」」 「「」」」」 「「」」」」 「「」」」」 「「」」」」 「「」」」」 「」」」」 「「」」」」 「」」」」 「「」」」」 「」」」 「「」」」」 「」」」 「「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」 「」」」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」」						

表参3.9 載荷試験概要とボーリング柱状図

	No. 10 資料No. 4		40	
	工法	場所打ち杭	杭仕様	_
①佐工畑西	工法詳細		オールケーシング	
①爬工枫安	拡大掘削	_	杭長(m)	18
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	0.60
	岩盤分類	新鮮岩または 亀裂の少ない岩(硬岩)	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	СМ	RQD(%)	不明
②神影错用	風化状態	不明	杭先端N値	1500
②地盘枫女	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	1500	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	32300
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)		粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_
	載荷試験方法	先端載荷試験 (部分載荷方式)	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	_
<u>૾</u>	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	3077	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	_
③軋何訊駛慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	7.93	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	3566
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	²) 12611		
備考		_		
・・・・ト混り砂 ・・・・ト混り砂 ・・・・ト混り砂 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・				

表参3.10	載荷試験概要とボー	-リング	「柱状図
--------	-----------	------	------

No.		11	資料No.	41			
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	_			
	工法詳細	オールケーシング					
	拡大掘削	—	杭長(m)	13.48			
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	0.52			
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	砂岩			
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明			
	風化状態	不明	杭先端N値	500			
②地盈枫安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	526.5	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	3825			
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m²)	_			
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_			
③載荷試験概要	載荷試験方法	先端載荷試験 (部分載荷方式)	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	_			
	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	2414	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	_			
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	13.77	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	3003			
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	14142					
備考	-						
藤質土 GL-0.00m 藤度しり粘土 シルト質砂 がたり13.48m シルト 300 GL-12.00m 小中 300 GL-13.48m 小中 砂岩 500 小田 500 500 ジロト 500							

表参3.11 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		12	資料No.	75			
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	—			
	工法詳細	オールケーシング					
	拡大掘削	_	杭長(m)	8			
	杭径(m)	1.00	載荷径(m)	—			
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	砂岩			
	岩級区分	不明	RQD(%)	53			
	風化状態	不明	杭先端N値	50以上			
②地盤概要	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	-	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	1700			
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	-	粘着力c(MN/m ²)	—			
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_			
③載荷試験概要	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	10780			
	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	6842	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	19.35			
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	16.99	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	10450			
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	ἐ端の J度q _d (kN/m ²) 13305					
備考	-						
支持層上端 0 1/32 5 支持層上端 0 50/10 0 6 支持層上端 0 50/10 0 6 小 0 0 50/10 0 6 小 0 0 0 0 0 小 0 0 0 0 0 小 0 0 0 0 0 小 0 0 0 0 0 小 0 0 0 0 0 小 0 0 0 0 0							

表参3.12 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		13	資料No.	77			
①施工概要	工法	場所打ち杭	杭仕様	_			
	工法詳細	オールケーシング					
	拡大掘削	_	杭長(m)	6			
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	_			
②地盤概要	岩盤分類	亀裂が多い岩(硬岩)	支持層の岩種	砂岩			
	岩級区分	СМ	RQD(%)	25			
	風化状態	不明	杭先端N值	50以上			
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	500	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	18800			
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	-	粘着力c(MN/m ²)	_			
	内 部摩擦角Φ(°)		変形係数E(MN/m ²)	_			
③載荷試験概要	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	8918			
	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	5722	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	7.11			
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	5.71	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	25846			
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	22853					
備考							

表参3.13 載荷試験概要とボーリング柱状図
No.		14	資料No.	78	
	工法	場所打ち杭	杭仕様	—	
	工法詳細		オールケーシング		
①他工做安	拡大掘削	_	杭長(m)	5.4	
	杭径 (m)	1.60	載荷径(m)	_	
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	角礫凝灰岩	
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明	
②抽般描单	風化状態	不明	杭先端N値	50以上	
②地盛做安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	_	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	1660	
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_	
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_	
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	14112	
③載荷試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	12703	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	9.63	
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	8.24	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	23016	
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		11447		
備考		-	-		
支持層上端					

表参3.14 載荷試験概要とボーリング柱状図

	No.	15	資料No.	80	
	工法	場所打ち杭	杭仕様	_	
	工法詳細		オールケーシング		
①他工做安	拡大掘削	_	杭長(m)	15	
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	—	
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	角礫凝灰岩	
	岩級区分	D	RQD(%)	45	
ᡣᡰᡰᡰ᠊ᡥᠣᡰᠮᡏ᠇᠊᠋᠇᠋᠇ᠣ	風化状態	不明	杭先端N值	50以上	
②心盛做安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	_	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	3500	
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_	
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_	
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	12740	
③載荷試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	4719	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	23.83	
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	19.24	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	9677	
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	8556			
備考			-		
支持層上端 構成 研究治 研究治 GL-2.39m 支持層上端 構成先端Nieの GL-14.95m 一軸圧縮試験 (GL-17.0m) GL-17.39m					

表参3.15 載荷試験概要とボーリング柱状図

	No.	16	資料No.	83	
工法		場所打ち杭	杭仕様	_	
	工法詳細		オールケーシング		
①他工做安	拡大掘削	_	杭長(m)	11.5	
	杭径(m)	1.50	載荷径(m)	_	
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	砂岩	
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明	
②抽般描单	風化状態	不明	杭先端N値	167	
②地盛做安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	167	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	2000	
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m²)	_	
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_	
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	11466	
③載荷試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	7292	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	26.40	
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	24.20	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	16638	
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	9415			
備考			_		
 					

表参3.16 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		17	資料No.	84	
	工法	場所打ち杭	杭仕様	_	
	工法詳細	オールケーシング			
①他工做安	拡大掘削	_	杭長(m)	15	
	杭径(m)	1.00	載荷径(m)	_	
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	砂質泥岩	
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明	
ᡣ᠊ᡰᡈᢁᡃᡰᄪ᠊᠊᠋᠊ᠥ	風化状態	不明	杭先端N値	191	
②地盛城安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	199.6	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	3322	
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	0.837	
	内 部摩擦角Φ(°)	24.7	変形係数E(MN/m ²)	528.3	
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	12936	
	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	9486	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	50.27	
③軋们武駛慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	41.64	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	11242	
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		14313		
備考			_		
支持層上端 0 12 GL-0.40m 小 小 12 小 支持層上端 12 小 杭長15.0m 小 14 10 GL-13.70m 小 70/1 - GL-15.40m 小 70/12 抗隆 § 1000 GL-15.40m					

表参3.17 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		18	資料No.	105
	工法	場所打ち杭	杭仕様	_
	工法詳細		オールケーシング	
①加工做安	拡大掘削	_	杭長(m)	41
	杭径(m)	1.20	載荷径(m)	1.20
	岩盤分類	亀裂が多い岩(硬岩)	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
②地盤概要	風化状態	不明	杭先端N值	1500
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	984.5	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	19800
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	7603	粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_
	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	_
③載荷試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	7491	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	_
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	35.03	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	18166
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	16063		
備考		-	-	
	支持層上端	盛土 0 粘土 0 シルト質砂 2 加 0 粘土 0 シルト質砂 3 水上質砂 3 水土 0 砂質粘土 0 水土 0 砂質粘土 4 水土 3 砂 8 株土 3 砂 50/9 ジロ 50/9 ジロ 50/1 ジロ 50/1 ジロ 50/1	杭長41.0m 杭長41.0m GL-38.00m ジャッキ φ 1200mm	

表参3.18	載荷試験概要とボー	-リング	「柱状図
--------	-----------	------	------

No.		19	資料No.	43	
	工法	中掘り杭(セメントミル ク噴出攪拌方式)	杭仕様	鋼管杭	
①佐工畑西	工法詳細		高圧噴出方式(TN工法)		
小旭工城安	拡大掘削	あり	杭長(m)	52.1	
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	0.95	
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	土丹	
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明	
②忚般概要	風化状態	不明	杭先端N值	115	
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	115	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_	
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	—	
	内部摩擦角 Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_	
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	14700	
	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	6252	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	89.79	
③戦们武嶽城安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	42.55	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	5822	
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		11583		
備考			-		
支持層上端 3 4 4 4 5 5 5 5 6 8 7 6 8 7 6 8 5 7 6 8 7 8 7					

	No.	20	資料No.	44	
	工法	中掘り杭(セメントミル ク噴出攪拌方式)	杭仕様	鋼管杭	
①佐工畑西	工法詳細		機械攪拌方式(TAIP工法)		
①旭工阀女	拡大掘削	あり	杭長(m)	26	
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	1.012	
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	凝灰岩	
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明	
②革费福田	風化状態	不明	杭先端N値	36	
②地盘枫女	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	33.7	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)		
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)		粘着力c(MN/m ²)		
	内 部摩擦角Φ(°)		変形係数E(MN/m ²)		
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	-	
	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	1640	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	13.77	
③軋们試驗做安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	_	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	5516	
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	6804			
備考		参考値:支持層とする	岩盤条件を満たさない		
細砂 シルト質 粘土 細砂 一 単氏岩 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一 一					

表参3.20 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		21	資料No.	85	
工法		中掘り杭(セメントミル ク噴出攪拌方式)	杭仕様	コンクリート杭	
①旋て畑西	工法詳細	4	幾械攪拌方式(NAKS工法))	
①肔工恢安	拡大掘削	あり	杭長(m)	25	
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	0.96	
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩	
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明	
⑦忚般概要	風化状態	不明	杭先端N值	75	
	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	75.5	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	—	
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_	
	内部摩擦角 Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_	
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	7350	
	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	3989	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	22.64	
③戦响武歌城安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	8.45	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	7768	
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	15454			
備考		-	-		
支持層上端 近日 GL-0.00m 支持層上端 50/2 6L-23.50m 近日 50/2 50/2 近日 50/2 6L-25.00m					

表参3.21 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		22	資料No.	86
	工法	中掘り杭(セメントミル ク噴出攪拌方式)	杭仕様	コンクリート杭
①旋て畑西	工法詳細	ł	幾械攪拌方式(DANK工法))
①旭工城女	拡大掘削	あり	杭長(m)	27
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	1.20
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
②苯表音	風化状態	不明	杭先端N値	167
②地篮枫安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	176.9	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	3057
	準岩盤強度q _u ´(kN/m²)	_	粘着力c(MN/m ²)	1.3
	内 部摩擦角Φ(°)	8.45	変形係数E(MN/m ²)	341
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	20286
③載荷試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	15592	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	130.09
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	102.37	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	14189
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		18066	
備考		-	-	
東ボク 3 GL-3.50m 福砂 13 6 小レト 5 支持層上端 細砂 東片層上端 細砂 一軸圧縮試験				

表参3.22 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		23	資料No.	87	
	工法	中掘り杭(セメントミル ク噴出攪拌方式)	杭仕様	コンクリート杭	
①施工概西	工法詳細	ł	幾械攪拌方式(DANK工法))	
①爬工阀女	拡大掘削	あり	杭長(m)	32	
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	1.20	
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	シルト岩	
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明	
②神影错用	風化状態	不明	杭先端N値	100	
②地盘枫女	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	104.8	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)		
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)		
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)		
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	18620	
②封井計陸师西	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	14024	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	102.28	
③軋们試驗做安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	53.26	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	13734	
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	17487			
備考		-	-		
広止 「 GL-0.00m 広土 「 広土 「 「 16 「 16 「 16 「 16 「 1 0 2 ボ土 1 ※ルト混じり 005 砂れき 005 ジルト混じり 5030 ジルト岩 5030 ジルト岩 5030 15 5030 15 5030 15 5030 15 5030 15 5030 16 6014 6040 6040 ジルト岩 6014 6014 6014 6014 6014 6014 6014 6014 6014					

表参3.23 載荷試験概要とボーリング柱状図

	No.	24	資料No.	88	
	工法	中掘り杭(セメントミル ク噴出攪拌方式)	杭仕様	コンクリート杭	
	工法詳細	ł	機械攪拌方式(DANK工法)		
①加工做安	拡大掘削	あり	杭長(m)	62	
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	1.20	
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩	
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明	
②革费福田	風化状態	不明	杭先端N値	214	
②地篮枫安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	189.4	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	4000	
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_	
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_	
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	19600	
③載荷試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	16121	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	136.13	
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	68.79	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	13825	
	杭先端の 極限支持力度g _a (kN/m ²)) 17603			
備考		-	-		
支持層上端					

表参3.24 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		25	資料No.	89	
	工法	中掘り杭(セメントミル ク噴出攪拌方式)	杭仕様	コンクリート杭	
①旋て畑西	工法詳細		高圧噴出方式(STJ工法)		
①旭工阀女	拡大掘削	あり	杭長(m)	33	
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	1.10	
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩	
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明	
②地盤概要	風化状態	不明	杭先端N値	65	
Chemy	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	66.4	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_	
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	—	
	内部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	—	
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	9800	
૾૾૿ઌ ૽ઌ૽ૻઌ૽ૻઌ૽ૻઌ૽ૻઌ૽ૻઌૻૻઌ૽ૻઌ૽ૻઌૻઌ૽ૻઌ૽	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	7866	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	99.72	
③ 载 问 武 示 视 安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	75.69	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	6661	
	杭先端の 極限支持力度g _a (kN/m ²)		13251		
備考		-	-		
東持層上端 12 GL-0.00m 東持層上端 12 12 成倍 4800 13 水ド質細砂 13 現間部径 61100					

表参3.25 載荷試験概要とボーリング柱状図

	No. 26 資料No. 44		42	
	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細		—	
①他工做安	拡大掘削	なし	杭長(m)	9
	杭径(m)	0.60	根固め部径(m)	0.80
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	角閃岩
	岩級区分	D	RQD(%)	不明
②基整期期	風化状態	強風化	杭先端N値	68
②地盈枫安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	64.1	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	8633
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	2678
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	7700
<u>૾</u>	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	5094	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	69.03
③軟何試験慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	51.10	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	4825
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		17066	
備考		-	_	
<u> 支持層上端 地 主 新工 西 正 度 方 一 一 一 一 一 一 一 一 一</u>				

表参3.26 載荷試験概要とボーリング柱状図

No. 27 資料No.		90		
	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細		_	
①爬工枫安	拡大掘削	なし	杭長(m)	23
	杭径(m)	0.50	根固め部径(m)	0.65
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
②基整计目	風化状態	不明	杭先端N値	66
②地盈枫安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	83.3	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	1325
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	7000
<u>ᢀ</u> 봤ᄷᆍᇕᄨᄪᄑ	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	5900	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	100.00
③軟何訊駛慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	74.60	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	4811
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	24502		
備考			-	
 				

表参3.27 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		資料No.	91	
工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭	
工法詳細		_		
拡大掘削	なし	杭長(m)	29	
杭径(m)	0.50	根固め部径(m)	0.60	
岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	土丹	
岩級区分	不明	RQD(%)	不明	
風化状態	不明	杭先端N值	79	
平均N値 (杭先端から下方3D区間)	79	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_	
準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_	
内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_	
載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	6586	
杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	3780	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	93.43	
杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	62.21	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	2968	
杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		15113		
	-	-		
支持層上端 11 12 11 12 11 12 11 12 11 12 11 12 11 12 11 12 11 12 11 12 11 12				
	No.工法工法詳細拡大掘川拡大掘八杭名(m)岩盤分類岩級区分風化状態「航先端から下方3D区間)準岩盤強度qu´(kN/m²)南部摩擦角Ф(°)載荷試験方法航先端最大変位Spmax杭先端最大変位Spmax「航先端最大変しろ」「大楽山、「大楽山、「大楽山、「大学特層上端上舟	No. 28 工法 プレボーリング杭 工法詳細 なし 拡大掘削 なし 航大掘削 なし 航径(m) 0.50 岩盤分類 堆積軟岩 岩級区分 不明 風化状態 不明 単均N値 (杭先端から下方3D区間) 79 準岩盤強度qu´(kN/m²) 一 内部摩擦角Ф(°) 一 載荷試験方法 押込み試験 杭先端した10位置での 最大荷重Ppmax(kN) 3780 杭先端の板洗端の 62.21 杭先端の 62.21 「一 第1000000000000000000000000000000000000	No. 28 資料No. 工法 ブレボーリング杭 杭仕様 工法詳細	

表参3.28	載荷試験概要とボー	-リング	「柱状図
--------	-----------	------	------

	No. 29 資料No. 92		92	
	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細		—	
①他工做安	拡大掘削	なし	杭長(m)	18
	杭径(m)	0.30	根固め部径(m)	0.40
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	СМ	RQD(%)	16
②革整错用	風化状態	新鮮	杭先端N値	100
心地盈枫女	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	100	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	1010
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	879	粘着力c(MN/m ²)	0.372
	内 部摩擦角Φ(°)	29.5	変形係数E(MN/m ²)	115
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	2250
③載荷試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	1528	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	47.31
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	30.89	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	1295
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		18326	
備考		本研究で追加	地盤調査実施	
支持層上端 GL-0.00m 支持層上端 5016 一軸圧縮試験 GL-17.15m (GL-19.70~19.97m)				

表参3.29 載荷試験概要とボーリング柱状図

No. 30 資料No.		93		
	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細		—	
①他工做安	拡大掘削	なし	杭長(m)	18
	杭径(m)	0.45	根固め部径(m)	0.50
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	砂岩・泥岩の互層
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
②抽般概要	風化状態	不明	杭先端N値	300
②地盘枫女	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	300	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	9100
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	3920
②載芬試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	3146	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	39.93
③軟何試験慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	_	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	3511
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		22078	
備考		-	-	
医持層上端 0				

表参3.30	載荷試験概要とボー	-リング	「柱状図
--------	-----------	------	------

	No.	31	資料No.	94
	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細		-	
①他工做安	拡大掘削	なし	杭長(m)	39
	杭径(m)	0.60	根固め部径(m)	0.75
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	シルト岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
ᡣ᠊ᡰᡈᢁᡃᡰᄪ᠊᠊᠋᠊ᠥ	風化状態	不明	杭先端N值	32
②心留做安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	31.7	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	9000
②封井計幹师西	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	3997	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	93.61
③載何試験概要	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	61.58	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	3480
	杭先端の 極限支持力度g _d (kN/m ²)		12308	
備考	-	参考値:支持層とする	岩盤条件を満たさない	
でしたり、 でしたり、 でしたり、 でしたり、 でしたり、 でしたり、 でしたり、 でしたり、 でしたり、 でしたり、 でしたり、 でしたり、 ののかいき でいたり、 でいたり、 でいたり、 でいたり、 でいたり、 でいたり、 でいたり、 でいたり、 でいたり、 でいたり、 でいたり、 でいたり、 でののかいき でののかいき でののかいき でののかいき でののかいき でののかいき でののかいき でののかい でのののかい でののかい でののかい でののかい でののかい でののかい でののかい でののかい でののかい でののかい でののかい でののかい でのののかい でののかい でのののかい でのののののののののののののののののののののののののののののののののののの				

表参3.31 載荷試験概要とボーリング柱状図

No. 32 資料No. 95		95		
	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細		COPITA型	
①他工做安	拡大掘削	なし	杭長(m)	17.9
	杭径(m)	0.60	根固め部径(m)	0.75
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	СМ	RQD(%)	38
ᡣ᠊ᡰᡰᡰ᠊ᡥᠣᡃᡰᠮᡏ᠇ ᠊᠋᠇ᡦ	風化状態	新鮮	杭先端N值	300
②地盛城安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	400	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	14950
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	13800	粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	974
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	8000
③載荷試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	6372	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	68.29
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	52.48	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	5711
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		20199	
備考		本研究で載	荷試験実施	
支持層上端 2 3 4 6 6 支持層上端 2 3 5 6 6 小<				

表参3.32 載荷試験概要とボーリング柱状図

No. 33 資料No. 9		96		
	工法	プレボーリング杭	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細		COPITA型	
①肔工做安	拡大掘削	なし	杭長(m)	14.5
	杭径(m)	0.60	根固め部径(m)	0.70
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	CL	RQD(%)	0
②神影错用	風化状態	風化	杭先端N値	48
②地盈枫安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	55.3	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	1400
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	1400	粘着力c(MN/m ²)	0.425
	内 部摩擦角Φ(°)	27.9	変形係数E(MN/m ²)	99
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	5022
②載芬試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	3236	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	68.33
③戦何武厥佩安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	56.38	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	3139
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		11102	
備考		本研究で載	荷試験実施	
・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・				

表参3.33 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		34	資料No.	97
エ法		鋼管ソイルセメント杭杭仕様鋼管杭		
	工法詳細	í	後沈設方式(ガンテツエ法)	
①他工做安	拡大掘削	なし	杭長(m)	18.4
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	1.00
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	砂岩
	岩級区分	СМ	RQD(%)	37
②抽般描单	風化状態	新鮮	杭先端N値	500
②地盛城安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	458	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	14950
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	13800	粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	974
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	19200
③載荷試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	11989	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	46.45
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	16.17	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	14636
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		18635	
備考	備考 備考 本研究で載荷試験実施			
支持層上端 一 (GL-19.40~19.60m) (GL-20.60~20.80m) (GL-20.60				

表参3.34 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		資料No.	98
工法	鋼管ソイルセメント杭	杭仕様	鋼管杭
工法詳細			
拡大掘削	なし	杭長(m)	15
杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	1.00
岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
岩級区分	CL	RQD(%)	0
風化状態	風化	杭先端N値	48
平均N値 (杭先端から下方3D区間)	61.8	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	1400
準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	1400	粘着力c(MN/m²)	0.425
内 部摩擦角Φ(°)	27.9	変形係数E(MN/m ²)	99
載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	8000
杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	3895	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	50.77
杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	36.93	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	4678
杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	5957		
備考 本研究で載荷試験実施、急速載荷試験実施			
支持層上端 工作 工作 イ <			
	No. 工法詳細 拡大掘削 拡大掘削 杭名(m) 岩盤分類 岩級区分 風化状態 平均N値 (杭先端から下方3D区間) 準岩盤強度qu´(kN/m²) 内部摩擦角Ф(°) 載荷試験方法 杭先端上方1D位置での 最大荷重Ppmax(kN) 杭先端最大変位Spmax (mm) 杭先端日大変位Spmax (mm) 東持眉上端 支持層上端 東北部試験のm)	No. 35 工法 鋼管ソイルセメント杭 工法詳細 人工法詳細 拡大掘削 なし 杭径(m) 0.80 岩盤分類 堆積軟岩 岩級区分 CL 風化状態 風化 平均N值 (杭先端から下方3D区間) 61.8 準岩盤強度q, ´(kN/m²) 1400 内部摩擦角Φ(°) 27.9 載荷試験方法 押込み試験 杭先端上方1D位置での 最大荷重Ppmax(kN) 3895 杭先端最大変位Spmax (mm) 36.93 杭先端最大変位Spmax (mm) 36.93 「林先端の 極限支持力度q_d(kN/m²) 本研究で載荷試験実が 支持層上端 「1 33,374 小型 二 支持層上端 「1,33,374 小型 二 支持層上端 「1,33,374 小型 二 本研究で載荷試験 (2,13,13,13) 1,33,374 小型 「1,33,374 小型 「1,33,374 小型 「1,33,374 小型 「1,33,374 小型 「1,33,374 小型 「1,33,374 小型 「1,33,374	No. 35 資料No. 工法 鋼管ソイルセメンド杭 杭仕様 工法詳細 後沈設方式(HYSC工法) 拡大掘削 なし 杭長(m) 前径(m) 0.80 根固め部径(m) 岩盤分類 堆積軟岩 支持層の岩種 岩級区分 CL ROD(%) 風化状態 風化 杭先端N値 (杭先端から下方30区間) 61.8 一軸圧縮強度q.(kN/m²) 準岩盤強度q.(kN/m²) 1400 粘着力c(MN/m²) 東省試験方法 押込み試験 杭頭最大変位Sumax (mm) 杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN) 3895 杭頭最大変位Sumax (mm) 杭先端の 最大方重P _{gmax} (kN) 36.93 777/matm線にある 先端離展支持力配(kN) 植限支持力度q.(kN/m²) 5957 本研究で載荷試験実施、急速載荷試験実施 5957 本研究で載荷試験実施、急速載荷試験実施 5957 本研究で載荷試験実施 5017 「二、二、二、二、二、二、二、二、二、二、二、二、二、二、二、二、二、二、二、

表参3.35 載荷試験概要とボーリング柱状図

	No.	36	資料No.	106	
	工法	中掘り杭(コンクリート 打設方式)	杭仕様	鋼管杭	
	工法詳細	a]			
①他工做安	拡大掘削	なし	杭長(m)	23.8	
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	_	
	岩盤分類	亀裂が多い岩(硬岩)	支持層の岩種	弱風化岩	
	岩級区分	СМ	RQD(%)	22	
ᡣ᠊ᡰᡈᢁᡃᡰᄪ᠊᠊᠋᠊ᠥ	風化状態	風化	杭先端N値	500	
②心盛做安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	500	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	20750	
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	20610	粘着力c(MN/m ²)	1.546	
	内 部摩擦角Φ(°)	39.9	変形係数E(MN/m ²)	1524.6	
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	15000	
	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	12755	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	71.99	
③載何試験概要	f試験概要 杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	21.68	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	13855	
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	27564			
備考		本研究で載荷試験実施	拖、急速載荷試験実施		
支持層上端 小山 522 221 16 44 16 44 12 33 39 39 39 39 39 39 39 39 39 39 39 39					

表参3.36 載荷試験概要とボーリング柱状図

	No.	37	資料No.	99
	工法	中掘り杭(コンクリート 打設方式)	杭仕様	鋼管杭
①佐工畑西	工法詳細		コンクリート打設	
①旭工枫安	拡大掘削	なし	杭長(m)	27.8
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	_
	岩盤分類	亀裂が多い岩(硬岩)	支持層の岩種	玄武岩
	岩級区分	СМ	RQD(%)	不明
⑦忚般概亜	風化状態	不明	杭先端N值	50以上
Chemy	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	_	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	14580
	準岩盤強度q _u ´(kN/m²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_
	内部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	16000
②載芬試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	15770	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	46.50
③戦何武駛慨安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	4.28	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	24841
	杭先端の 極限支持力度g _a (kN/m ²)	31627		
備考		-	-	
シルト 9 12				

表参3.37	載荷試験概要とボー	-リング	`柱状図
--------	-----------	------	------

参考資料4 その他の工法での載荷試験結果について

1. 概要

本研究では、2章で検討対象とした場所打ち杭工法(オールケーシング工法)、プレボーリング杭工法、鋼管 ソイルセメント杭工法及び中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式、コンクリート打設方式:鋼管杭)に ついて、岩盤を支持層とした場合の杭先端の極限支持力度の推定式を提案し、施工法及び施工管理方法の留意 点を明らかにした。

本資料では本報告書に含まれていない回転杭工法、場所打ち杭工法(拡底リバース工法)、中掘り杭工法(コ ンクリート打設方式:コンクリート杭)での岩盤を支持層とした杭基礎の載荷試験結果を収集分析した。なお、 これらの杭工法は試験例が少なく、杭先端の極限支持力度の推定式の提案に至っていないことから、回転杭に おいては載荷試験により得られる試験値と道示IV¹⁾での支持力推定式から得られる推定値と比較することとし、 場所打ち杭工法(拡底リバース工法)、中掘り杭工法(コンクリート打設方式:コンクリート杭)においては、 **4章**で提案した軟岩における場所打ち杭工法(オールケーシング工法)の支持力推定式と比較する。

2. 回転杭工法

2.1 概要

回転杭工法とは、先端部に羽根を有する鋼管杭に回転力を付与して地盤に貫入させる工法で、表参4.2.1に示 すように先端部の羽根外径が杭径の1.5倍又は2.0倍の砂・砂れき地盤での杭先端の極限支持力度の特性値は道示 IVで規定されている。また施工法としては杭頭部に回転力を付与する方法(杭頭回転方式)と、杭胴体部に回 転力を付与する方法(胴体回転方式)がある。

杭工法	地盤の種類	杭先端の極限支持力度の特性値qd
	砂	120N (≦6000)
凹転机上法(1.3恰径) 	砂れき	130N (≦6500)
	砂	100N (≦5000)
回転机工法(2.0161全)	砂れき	115N (≦5750)

表参4.2.1 道路橋示方書での回転杭の杭先端の極限支持力度の特性値(kN/m²)

2.2 載荷試験結果

回転杭工法での載荷試験データは3 例であり、載荷試験概要とボーリング柱状図を表参4.2.2~表参4.2.4 に示す。施工法の特性から軟岩(No.38、39)、固結シルト²⁾(No.40)を支持層として施工されており、羽根径は1.5倍・1.75倍・2.0倍径の3種類であった。

図参4.2.1に、4.5に示す方法により推定した杭先端支持力度の試験値と、道示IVで規定されている砂れき 地盤での杭先端の極限支持力度の特性値との関係を示す。図参4.2.1中の点線は、表参4.2.1に示す砂れきで の推定式に示しており、No.38(1.5倍径)及びNo.39(1.75倍径)は道示IVの支持力推定式(1.75倍径は2.0倍 径の砂れき式との比較)を上回る結果であった。一方でNo.40(2.0倍径)は、道示IVの支持力推定式を下回る

	No.	38	資料No.	101
	工法	回転杭	杭仕様	鋼管杭
①佐工畑西	工法詳細		NSエコパイル(1.5倍径)	
①旭工枫安	拡大掘削	_	杭長(m)	51
	杭径(m)	1.60	根固め部径(m)	2.40
	岩盤分類	風化軟岩	支持層の岩種	風化花崗岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
②基整计目	風化状態	不明	杭先端N値	81.8
②地盛城安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	98.2	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	63000
③載荷試験概要 (③載荷試験概要 杭先端最大変位S _{pr} (mm)	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	51370	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	331.74
	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	274.04	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	44770
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		9896	
備考		-	-	
支持層上端				

表参4.2.2 載荷試験概要とボーリング柱状図

	No.	39	資料No.	55
	工法	回転杭	杭仕様	鋼管杭
①佐工畑西	工法詳細		つばさ杭(1.75倍径)	
①旭工枫安	拡大掘削	_	杭長(m)	26.1
	杭径(m)	1.00	根固め部径(m)	1.75
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	土丹
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
②苯酸酯甲	風化状態	不明	杭先端N値	93
②地盈枫安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	112.75	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	2582
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	17652
ᢀᡱᆓᇕᅇᄪᄑ	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	14746	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	88.99
③載何試験概要	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	58.10	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	15456
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		6426	
備考			_	
支持層上端 近天 近天 近天 近天 近天 GL-0.00m 支持層上端 近天 近日 近日 GL-25.40m 一軸圧縮試験 (採取位置不明) 土丹 現根径 \$ 1750 GL-25.40m				

表参4.2.3 載荷試験概要とボーリング柱状図

No.		40	資料No.	102
	工法	回転杭	杭仕様	鋼管杭
①佐工畑西	工法詳細		NSエコパイル(2.0倍径)	
①旭工枫安	拡大掘削	_	杭長(m)	9.3
	杭径(m)	0.90	根固め部径(m)	1.8
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	固結シルト
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
②基整计目	風化状態	不明	杭先端N値	55.6
②地盛城安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	69.4	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	758
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	9000
②載芬試験概要	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	8951	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	57.14
③軋们武駛做安	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	45.32	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	11817
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)	4644		
備考				
(GL-9.45~11.54m)				

表参4.2.4 載荷試験概要とボーリング柱状図

結果となった。これは、No.40の杭先端地盤が固結シルト(杭先端直下のN値42、一軸圧縮強度qu=758kN/m²) であり、3.2に示すように軟岩としての支持層の目安値を満たしていないことが影響していると考えられる。 よって、図参4.2.1 ではNo.40は参考値として記載することとした。



3. 場所打ち杭工法(拡底リバース工法)

3.1 概要

リバース工法は、掘削方法や孔壁の安定機構等がオールケーシング工法と異なり、表層部にスタンドパイプ を設置し、外水位+2.0m以上の孔内水位によって孔壁を保護しながら、回転ビットを回転させて土砂を切削す る。切削した土砂は孔内水とともに逆循環方式で排出して、所定の深さまで掘削する。

道示IVで対象とする場所打ち杭は杭径が深度方向に一定である杭(いわゆるストレート杭)である。一方、 建築分野においては杭先端の径を拡大した形状にした場所打ち杭工法が主流で、一般に拡底杭と言われる。

3.2 載荷試験結果

場所打ち杭工法(拡底リバース工法)での載荷試験データは1例であり、載荷試験概要とボーリング柱状図 を表参4.3.1に示す。杭の形状は軸部径1500mm、拡底径2200mmの寸法で、杭先端から上方1De(De:拡底 径)位置に先端ジャッキが設置されている³⁾。

図参 4.3.1 は、4.5 に示す方法により推定した杭先端の極限支持力度の試験値と、4.6 に示す場所打ち杭 の杭先端支持力度の推定式(N値より求める場合)から算出した推定値との関係を示す。なお、杭先端の支持 力機構を考慮して拡底径を有効径として杭先端の極限支持力度を算出することとした。図参 4.3.1 中の実線は、 場所打ち杭工法の杭先端の極限支持力度の推定値(N値より求める場合)を示しており、試験値は支持力推定 式を下回る結果であった。これは、拡底による寸法効果や施工性による影響等が想定されるものの、明確にす るまでには至っていない。

No.		41	資料No.	102	
	工法	場所打ち杭	杭仕様	_	
	工法詳細		リバース		
①肔工做安	拡大掘削	あり	杭長(m)	31.9	
	杭径(m)	1.50	載荷径(m)	2.20	
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	土丹	
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明	
②盐酸糖黄	風化状態	不明	杭先端N值	166.7	
②地盛城安	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	182.6	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	_	
	準岩盤強度q _u ´(kN/m ²)	_	粘着力c(MN/m ²)	_	
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	_	
	載荷試験方法	先端載荷試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	_	
	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	15680	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	—	
③載荷試験概要	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	16.13	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	15562	
杭先端の 極限支持力度g _d (kN/m ²)		4094			
備考	備考				
支持層上端 近日 GL-0.00m 支持層上端 中間のN値の 具体的数値は 不明 杭長31.9m 支持層上端 近日 GL-27.90m 土丹 近日 GL-31.90m 近居後 + 1500 近居後 + 2200					

表参4.3.1 載荷試験概要とボーリング柱状図



図参4.3.1 場所打ち杭工法(拡底リバース工法)での杭先端の極限支持力度の試験値と推定値の関係

4. 中掘り杭工法(コンクリート打設方式:コンクリート杭)

4.1 概要

中掘り杭工法(コンクリート打設方式:コンクリート杭)は、既製コンクリート杭(PHC杭又はSC杭)の中 空部を通じて先端部をオーガ、バケットなどで掘削しながら杭体を所定の深さまで圧入又は軽打により貫入さ せた後、杭先端中空部にコンクリートを打設して先端閉塞を行う方式である。既製コンクリート杭と中詰めコ ンクリートが一体化されることが先端支持力を発揮される前提となることから、施工する上ではコンクリート を打設する範囲の杭先端内面に付着土砂が残らないように清掃・洗浄を適切に行う必要がある。

4.2 載荷試験結果

中掘り杭工法(コンクリート打設方式:コンクリート杭)での載荷試験データは1例であり、載荷試験概要 とボーリング柱状図を表参4.4.1に示す。杭先端地盤は軟岩を支持層として施工されており、杭径は800mmで あった。本杭のコンクリート打設前には杭先端内面の洗浄作業が行われ、洗浄後にコンクリート打設範囲の杭 先端内面に付着土砂が残っていないことをカメラにて目視確認した⁴。また、極限支持力発現時において既製 コンクリート杭と中詰めコンクリートが一体化として挙動することを確認した⁵。

図参 4.4.1 は、4.5 に示す方法により推定した杭先端の極限支持力度の試験値と、4.6 に示す場所打ち杭の杭先端支持力度の推定式(qu値より求める場合)から算出した推定値との関係を示す。図参 4.4.1 中の実線は、場所打ち杭工法の杭先端の極限支持力度の推定値(qu値より求める場合)を示しており、試験値は支持力推定式を上回る結果であった。

	No.	42	資料No.	107
	工法	中掘り杭(コンクリート 打設方式)	杭仕様	コンクリート杭
	工法詳細		YA工法	
①施工概要	拡大掘削	なし	杭長(m)	26.0
	杭径(m)	0.80	根固め部径(m)	-
	岩盤分類	堆積軟岩	支持層の岩種	泥岩
	岩級区分	不明	RQD(%)	不明
⑦抽般概要	風化状態	不明	杭先端N值	_
②地篮枫女	平均N値 (杭先端から下方3D区間)	_	一軸圧縮強度q _u (kN/m ²)	1322
	準岩盤強度q _u ´(kN/m²)	_	粘着力c(MN/m ²)	
	内 部摩擦角Φ(°)	_	変形係数E(MN/m ²)	
	載荷試験方法	押込み試験	杭頭最大荷重P _{max} (kN)	5200
	杭先端上方1D位置での 最大荷重P _{pmax} (kN)	15680	杭頭最大変位S _{0max} (mm)	181.5
③載荷試験概要	杭先端最大変位S _{pmax} (mm)	164.4	ワイブル分布曲線による 杭先端上方1D位置での 先端極限支持力Ru(kN)	3806
	杭先端の 極限支持力度q _d (kN/m ²)		7571	
備考 — — — — — — — — — — — — — — — — — — —				
 				

表参4.4.1 載荷試験概要とボーリング柱状図



図参4.4.1 中掘り杭(コンクリート打設方式)での杭先端の極限支持力度の試験値と推定値の関係

5. まとめ

本資料においては、回転杭工法、場所打ち杭工法(拡底リバース工法)、中掘り杭工法(コンクリート打設方 式:コンクリート杭)で岩盤を支持層とした杭基礎の載荷試験結果を収集分析し、支持力推定式との比較結果 を示した。

回転杭においては試験値が道示IVでの支持力推定式を上回る結果が得られているものの、載荷試験実施例が 少ないことから、岩盤を支持層とした杭先端の極限支持力度の推定式を提案するには至っていない。今後は載 荷試験データが蓄積され、支持力推定式の提案につながることが望まれる。

道示IVで対象としない杭工法の拡底リバース工法においては参考として記載したが、今後は拡底をしていないリバース工法やアースドリル工法での載荷試験データの蓄積が望まれる。

中掘り杭工法(コンクリート打設方式:既製コンクリート杭)においては試験値が場所打ち杭工法の杭先端の極限支持力度の推定値(qu値より求める場合)を上回る結果が得られているものの、載荷試験実施例が少ないことから、岩盤を支持層とした杭先端の極限支持力度の推定式を提案するには至っていない。今後は載荷試験データが蓄積され、支持力推定式の提案につながることが望まれる。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、2017.11.
- 2) 石黒公規,野口彰宏,細野俊英:固結シルトを支持層とする鋼管回転杭の施工管理,土木学会第67回年次 学術講演会, VI-215, pp429-430, 2012.9.
- 3)藤岡豊一, 荻野幸男, 三反畑勇: 拡底場所打ち杭の相反載荷試験, 基礎工, Vol.24, No.5, pp72-77, 1996.5.
- 4) 阿部久義,松尾幹元:軟岩を支持層とした中掘り杭工法(コンクリート打設方式)の支持力特性(その1: 載荷試験計画)土木学会第74回年次学術講演会,2019.9.
- 5) 松尾幹元,阿部久義:軟岩を支持層とした中掘り杭工法(コンクリート打設方式)の支持力特性(その2: 載荷試験結果)土木学会第74回年次学術講演会,2019.9.

1. 長崎県での施工試験結果

1.1 鋼管ソイルセメント杭工法 (No. 34)

施工試験の諸元を表参5.1.1に、施工試験に用いた主な施工機械・機材の仕様を表参5.1.2に示す。

工法		鋼管ソイルセメント杭
施工日		2016年7月22日
試験場所		長崎県松浦市志佐町浦免 928
网络	径	800mm
亚 问"目"	板厚	21mm
ソイル径		1000mm
先端地盤		砂岩
鋼管先端深度		GL-17.9m
ソイル	先端深度	GL-18.4m

表参 5.1.1 施工試験の諸元

表参 5.1.2 施工機械・機材の仕様

名称		仕様	数量	
	施工機本体	日本車両 DH608-120M、リーダ 長 27m	1台	
	オーカ゛モータ	三和機材 SA-D-240H	1台	
	掘削ヘッド・ロッド	φ 1000	1式	
	鋼管キャッフ。	φ 800	1 基	
***	発動発電機	600kVA(杭打機用)	1台	
工	施工管理装置	ガンテツパイル用(深度、速度、電流等)	1台	
機	補助クレーン	80t クローラクレーン	1台	
₩ •機材	ハ゛ックホウ	0.7m ³ 、ML クローラ付き	1台	
	モルタルフ。ラント	全自動プラント	1台	
	ク [゛] ラウトポ ンプ	SG-30、吐出量可変式	2 台	
	セメントサイロ	30t	1台	
	水槽	20m ³	2 台	
	発動発電機	360kVA(プラント設備用)	1台	
	ウェルタ゛ー	溶接用、500A	1台	
材料	セメント	高炉セメントB種	必要量	
	混練水	水道水	必要量	
• 7	鋼管杭	φ 800×t21mm、SKK490-OR、L9m+10m	1 セット	
での他	V^ N		1台	
	トランシット		2台	

施工管理装置の出力を図参 5.1.1 に示す。N 値が大きくなるとともに積分電流値(掘進抵抗値)も上昇することを確認した。岩盤上面 GL-16.9m からソイル径分根入れをした GL-17.9m (ソイル先端 GL-18.4m)で打ち止めた。掘削速度は中間層で 0.5m/min 程度、砂岩層で 0.1m/min 程度であった。

鋼管の鉛直度を計測した結果、管理値である 1/100 以内であることを、また杭心とのずれについても管理値である 100mm 以内であることを確認した。



図参 5.1.1 施工管理装置の出力

杭打設後材齢8日にボーリングでGL-17.475mまでのコアを採取し、材齢28日に一軸圧縮試験を実施した 結果を表参5.1.3に示す。杭先端固化部の強度が所定値を満足することを確認した。

また参考として載荷試験後に杭先端固化部以深の砂岩のコアを採取し、一軸圧縮試験を実施した結果を併 記する。

深 度		一軸王縮強度(N/mm ²)	
杭先端	GL-16.84m	26.2	
固化部	GL-17.41m	18.2	
动出	GL-19.41m	12.2	
い石	GL-19.76m	15.7	

表参5.1.3 杭先端固化部及び岩の一軸圧縮強度

写参5.1.1に施工状況の写真を示す。



(a) GL-18.4m 掘削完了



(b)鋼管建て込み



(c)鋼管定着完了



(d) 杭心確認



(e)プラント・サイロ



(f)杭先端固化体部のセメントミルク比重測定

写参 5.1.1 施工状況
1.2 プレボーリング杭工法 (No. 32)

施工試験の諸元を表参5.1.4に、施工試験に用いた主な施工機械・機材の仕様を表参5.1.5に示す。

工法	プレボーリング杭工法
施工日 2016年7月28日	
試験場所	長崎県松浦市志佐町浦免 928
杭径	600mm
ソイル径	750mm
先端地盤	砂岩
杭先端深度	GL-18.0m
掘削先端深度	GL-18.3m

表参 5.1.4 施工試験の諸元

表参51	5	施工機械・	機材の什様
10 20.1		76	

	名 称 仕 様		数量
	施工機本体	日本車両 DH608-120M、リーダ 長 27m	1台
	オーカ゛モータ	三和機材 SA-D-240H	1台
	掘削ヘッド・ロッド	φ 750	1式
	発動発電機	600kVA(杭打機用)	1台
施	施工管理装置	ジオマスター(深度、速度、電流等)	1台
上機	補助クレーン	80t クローラクレーン	1台
械	ハ゛ックホウ	0.7m ³ 、ML クローラ付き	1台
· 機 材	モルタルフ。ラント	全自動プラント	1台
	ク゛ラウトポ ンフ゜	SG-30、吐出量可変式	2台
	セメントサイロ	30t	1台
	水槽	20m ³	2台
	発動発電機	360kVA(プラント設備用)	1台
	ウェルタ゛ー	溶接用、500A	1台
材	セメント	高炉セメントB種	必要量
料	混練水	水道水	必要量
· 7	杭	φ 600×L9m+10m	1 セット
õ	V~~N		1台
他	トランシット		2台

施工管理装置の出力を図参 5.1.2 に示す。N 値が大きくなるとともに積分電流値(掘進抵抗値)も上昇することを確認した。岩盤上面 GL-16.9m から杭径×1.5 倍程度根入れをし、GL-18.0m(掘削先端 GL-18.3m)で打ち止めた。掘削速度は中間層で1.0m/min 程度、砂岩層で0.05m/min 程度であった。

杭の鉛直度を計測した結果、管理値である 1/100 以内であることを、また杭心とのずれについても管理値である 100mm 以内であることを確認した。



図参5.1.2 施工管理装置の出力

杭打設後材齢6日にボーリングで根固部のコアを採取し、材齢28日に一軸圧縮試験を実施した結果を表参 5.1.6、写参5.1.2に示す。根固部の強度が所定値を満足することを確認した。

表参5.1.6 根固部の一軸圧縮強度

深 度		一軸王縮強度(N/mm²)
	①GL-17.70m	10.3
根固部	@GL-17.85m	15.9
	3GL-18.27m	17.9



写参 5.1.2 コア状況

写参5.1.3に施工状況の写真を示す。





(b)掘削状況



(c)鉛直精度確認



(d) 施工管理装置



(e)試験杭



(f) 根固部での未固結採取器

写参 5.1.3 施工状況

2. 福島県での施工試験結果

2.1 鋼管ソイルセメント杭工法 (No. 35)

施工試験の諸元を表参5.2.1に、施工試験に用いた主な施工機械・機材の仕様を表参5.2.2に示す。

工法		鋼管ソイルセメント杭	
施工日		2016年11月7日	
試調	検場所	福島県いわき市泉町滝尻字亀石町 2-44	
御谷	径	800mm	
狮 官	板厚	21mm	
ソイル径		1000mm	
先端地盤		泥岩	
鋼管先端深度		GL-14.5m	
ソイル先端深度		GL-15.0m	

表参 5.2.1 施工試験の諸元

表参 5.2.2	施工機械・	機材の仕様
----------	-------	-------

	名称	仕様	数 量
	施工機本体	日本車両 DH658-135M、リータ 長 30m	1台
	オーカ゛モータ	三和機材 SDA-300KWP	1台
	掘削ヘッド・ロッド	φ 1000	1式
	鋼管キャップ	ϕ 800	1 基
施	発動発電機	DCA-610SPK	1台
工. #%%	施工管理装置	HYSC用(深度、速度、電流等)	1台
械	補助クレーン	50t ラフタークレーン	1台
+%!%	ハ゛ックホウ	0.45m ³ クラス	1台
機 材	モルタルフ。ラント	全自動プラント	1台
	ク [゛] ラウトホ゜ンフ゜	MG-40、2 連式複動ピストンポンプ	1台
	セメントサイロ	縦型 30t サイロ	1台
	水槽	30m ³ クラス	2 台
	発動発電機	NES220(プラント用)	1台
材	セメント	高炉セメントB種	必要量
料	混練水	水道水	必要量
そ	鋼管杭	φ 800×t21mm、SKK490、L15.5m	1 セット
D 14	VN" N		1台
怛	トランシット		2 台

本施工試験場所は、複数本のボーリング結果から、岩盤が傾斜しており(岩盤上面 GL-9.8m~-12.15m)、また岩盤上部の風化度合も異なることが確認されたことから、鋼管下端を GL-14.5m(ソイル下端 GL -15.1m)として計画した。

施工管理装置の出力を図参5.2.1に示す。N値が大きくなるとともに積分電流値も上昇することを確認し、 当初計画通りの深度で打ち止めた。掘削速度は泥岩層で0.25m/min 程度であった。また、施工後に鋼管の鉛直 度を計測した結果、管理値である 1/100 以内であること、及び杭心とのずれについても管理値である 100mm 以内であることを確認した。





図参 5.2.1 施工管理装置の出力

材齢25日に実施した杭先端固化部及び泥岩の一軸圧縮試験結果を表参5.2.3に示す。

杭先端固化部の一軸圧縮強度は、平均値で必要強度を上回っているものの、従来の砂・砂礫での一軸圧縮強 度や同一現場で隣接して行ったプレボーリング杭の根固部の一軸圧縮強度と比較すると低めの値となった。 試験体を観察すると、部分的に混入していた土塊(φ20mm 程度)を起点に割裂していたことから、杭先端固

深 度		一軸圧縮強度(N	/mm ²)	
杭先端 固化部	GL-13.5.m	5.81	亚均齿	
	GL-14.5m	8.58	平均恒	
	GL-14.8m	4.83	0.41	
泥岩	GL-19.1.m	1.82	亚均储	
	GL-19.43m	1.77	平均恒	
	GL-19.63m	1.40	1.00	

表参 5.2.3 杭先端固化部及び岩の一軸圧縮強度

写参5.2.1 に施工状況の写真を示す。



(a) 掘削径確認



(b) 杭芯セット



(c) 杭建込み状況・鉛直確認



(d) 施工完了·杭天端確認

写参 5.2.1 施工状況

2.2 プレボーリング杭工法 (No. 33)

施工試験の諸元を表参5.2.4に、施工試験に用いた主な施工機械・機材の仕様を表参5.2.5に示す。

工法	プレボーリング杭工法
施工日	2016年11月5日
試験場所	福島県いわき市泉町滝尻字亀石町 2-44
杭径	600mm
掘削径	700mm
先端地盤	泥岩
鋼管先端深度	GL-14.5m
掘削先端深度	GL-15.4m

表参 5.2.4 施工試験の諸元

表参5.2.5	施工機械・	機材の什様
12 9 0. 2. 0		

	名 称	仕様	数 量
	施工機本体	日本車両 DH658-135M、リーダ 長 30m	1台
	オーカ゛モータ	三和機材 D-150KP	1台
	掘削ヘッド・ロッド	φ 700	1式
	回転キャップ	ϕ 600	1基
施	発動発電機	DCA-610SPK	1台
工 +%%	施工管理装置	統合型管理装置(深度、速度、電流等)	1台
機械	補助クレーン	50t ラフタークレーン	1台
-	い ックホウ	0.45m ³ クラス	1台
機材	モルタルフ。ラント	全自動プラント	1台
	ク [゛] ラウトホ゜ンフ゜	MG-40、2 連式複動ピストンポンプ	1台
	セメントサイロ	縦型 30t サイロ	1台
	水槽	30m ³ クラス	2台
	発動発電機	NES220(プラント用)	1台
オオ	セメント	高炉t水トB種	必要量
利料	混練水	水道水	必要量
· そ	杭	PHC(A 種)	1 セット
<i>Ď</i>	V^*N		1台
怛	トランシット		2台

本施工試験場所は、複数本のボーリング結果から、岩盤が傾斜しており(岩盤上面 GL-9.8m~-12.15m)、また岩盤上部の風化度合も異なることが確認されたことから、鋼管下端を GL-14.5m(掘削下端 GL-15.4m)として計画した。

施工管理装置の出力を図参5.2.2 に示す。N値が大きくなるとともに積分電流値も上昇することを確認し、 当初計画通りの深度で打ち止めた。掘削速度は泥岩層で0.25m/min程度であった。また、施工後に鋼管の鉛直 度を計測した結果、管理値である1/100以内であること、及び杭心とのずれについても管理値である100mm 以内であることを確認した。



図参5.2.2 施工管理装置の出力

材齢28日に実施した根固部及び泥岩の一軸圧縮試験結果を表参5.2.6に示す。根固部の強度が所定値を満 足することを確認した。

また参考として載荷試験後に根固部以深の泥岩のコアを採取し、一軸圧縮試験を実施した結果を併記する。

深 度		一軸圧縮強度(N/mm ²)	
	GL-13.6~14.3m	10.17	
根固部	GL-14.3~15.2m	11.56	平均值
	GL-14.3~15.2m	17.16	13.17
	GL-15.2~15.4m	13.77	
泥巴	CL 15 40 16 m	1.90	平均值
心石	GL-15.4~16.2m	1.89	1.89

衣参 3.2.0 低回部及び泥石の一軸圧縮強

写参5.2.2に施工状況の写真を示す。



(a) 掘削径確認



(b)杭芯セット



(c) 杭建込み状況・鉛直確認



(d)施工完了・杭天端確認

写参 5.2.2 施工状況

3. 岡山県での施工試験結果

3.1 中掘り杭工法 コンクリート打設方式 (No. 36)

施工試験の諸元を表参5.3.1に、施工試験に用いた主な施工機械・機材の仕様を表参5.3.2に示す。

	匚法	中掘り杭工法コンクリート打設方式			
施	工日	2017年6月27日~29日			
試測	検場 所	岡山県美作市竹田 145-35			
细体	径	800mm			
羽 叫[日	板厚	14mm			
先站	端地盤	弱風化岩			
鋼管分	 端深度	GL-23.8m			
摩擦低	減剤塗布	GL-9.85m~GL-23.0m			

表参 5.3.1 施工試験の諸元

表参 5.3.2	施工機械・	・機材の仕様
----------	-------	--------

	名 称	仕様	数 量	
	クローラクレーン	200t クローラクレーン	1台	
	発動発電機	150kVA(アースオーガ動力源)	1台	
	元年已始來	1.27MPa 36.8m ³ /min	3台	
	11 XV工作的发	1.27MPa 26.0m ³ /min	1台	
**	掘進機(シリンダー付)	D-60K-HT(45kW)	1台	
心工機械・機材	排土キャップ	<i>φ</i> 800 用	1 基	
	タ゛ウンサ゛ホールハンマ	QL200S φ726(820)mm	1台	
	拡径式L [*] ット	φ 726(820)mm	1台	
	ト゛リルロット゛	φ 800 用	1式	
11	レシーバータンク	1.37~1.5MPa 2.0m ³	2台	
	導材	ベース架台仕様	1台	
	ウェルタ゛ー	溶接用、500A	1台	
	ハ゛ックホー	0.45m ³	1台	
	水槽	3m ³	1台	
材	レデ゛ィミクストコンクリート	普通-40-21-20-N(設計基準強度 30N/mm ²)	必要量	
料	细答枯	φ800×t14mm、SM570相当、	1 7.	
そ	当時 目 わし	L14m+13m	1 177	
Л ин	VNIN		1台	
1也	トランシット		2台	

累積掘削時間と掘削速度を図参5.3.1に示す。着底深度までの掘削時間は、約5時間30分であった。なお、 ここでの着底深度とは鋼管先端深度GL-23.8mにケーシングトップの突出長を加えたGL-23.885mである。

掘削速度は GL-10m までの粘土質砂礫層より GL-10m 以深の強風化岩層の方が速くなった。これは粘性が 強いと打撃エネルギーが地盤に吸収されることに起因していると考えられる。N 値が 50 を超える GL-13.0m 以深では、N 値の増加とともに掘削速度は遅くなる傾向が見られた。

中掘り杭工法コンクリート打設方式は、場所打ち杭と同様に掘削試料と土質柱状図、コアサンプルの対比 により支持層への到達を確認する。**写参 5.3.1**に掘削試料(ずり)とコアサンプルを示す。ボーリングは試験 杭から 2m 離れの位置で実施し、掘削試料の採取は中間層では 1m 毎に、支持層想定深度 GL-23.0m 以深では 0.2m 毎とした。

想定支持層深度で掘削試料の状態(粒径、含有物の変化等)や色味を確認したところ、コアサンプルと同様 の緑色の岩片が発現し、支持層へ到達したことを確認した。



図参5.3.1 累積掘削時間と掘削速度





写参 5.3.1 掘削試料(ずり)とコアサンプルの比較

図参 5.3.2 に杭先端部の管内の洗浄方法を示す。鋼管先端から上方 2000mm の範囲において、水を添加したエア(圧力 1.2MPa)を3 往復、計 300 秒 (100 秒/往復)噴出した。試験杭の施工に先立ち、別杭で本洗浄方法の効果を確認した結果を写参 5.3.2 に示す。エア(水添加)により管内面やずれ止めの付着物を除去できることを確認した。





写参 5.3.2 洗浄効果の確認

管内洗浄後にエアリフトにより孔底(スライム)処理を実施し、重錘で孔底に残留スライムがないことを確認した。孔底処理後にハンマを回収して鋼管を孔底まで押込み、トレミー管を用いて鋼管先端から約1500mmの高さまでコンクリートを打設した。

鋼管の鉛直度を計測した結果、管理値である 1/100 以内であることを、また杭心とのずれについても管理値 である 100mm 以内であることを確認した。

載荷試験後にボーリングでGL-25.0mまでのコアを採取し、一軸圧縮試験を実施した結果を表参5.3.3に示 す。杭先端根固部の強度が設計基準強度 30N/mm²を満足することを確認した。なお、杭先端根固部以深の地 山部については事前調査同様にクラックが多く、一軸圧縮試験は実施できなかった。

	深 度	一軸圧縮強度(N/mm ²)			
杭先端	GL-23.2m	42.4			
根固部	GL-23.35m	35.9			

表参5.3.3 杭先端根固部の強度

写参5.3.3に施工状況の写真を示す。



(a) 拡径式ビット確認



(b) エア、水の試噴射

写参 5.3.3(1) 施工状況



(c)杭建込み



(d) 杭心確認



(e)鉛直度確認



(f) 重錘による孔底確認



(g)コンクリート搬入



(h) コンクリート打設

写参 5.3.3(2) 施工状況

1. 試験目的

中掘り杭工法(コンクリート打設方式)では、杭先端部の管内閉塞を確保するために管内面にずれ止めを 設置し、コンクリート等の固化体を充填する。ずれ止めの高さ・ピッチ・段数等の仕様設定は、多数の鋼管 内コンクリートの押し抜き試験結果から提案された鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複 合構造物¹における付着強度の算定式(以降、付着式と呼称)を準用する。

一方、実施工において杭先端部は固化体の充填前に管内面を清掃して、ずれ止めに付着している土砂を除 去するものの、地中での作業であることから、完全に除去しきれずに微少の付着物が残留することも想定さ れる。

ここでは、管内面に付着物が残留した場合においても、式参 6.1.1 に示す付着式が適用可能であることを 確認するため、管内面にグリースを塗布(付着物を模擬)した条件で、鋼管内コンクリートの押し抜き試験 を実施した。

2. 試験日及び試験場所

試験日 : 2016 年 1 月 25 日、26 日 載荷場所:千葉県富津市新富 20-1 新日鐵住金株式会社 RE センター(富津)

3. 試験方法

3.1 試験ケース

試験ケースを表参6.3.1に、試験体形状を図参6.3.1に示す。試験パラメータは、グリース有無、鋼管径、 ずれ止めの仕様とした。

	鋼	管			ずれ止め)	固化体*1			
No.	径 D (mm)	板厚 t (mm)	D/t	高さ (mm)	段数	೭° ッチ (mm)	目標強度 (N/mm²)	グリース塗布*2	備考	
1				19	1	_		あり	基本ケース	
2	600	0	66.7	12	I		15	なし	グリースなし	
3		9		6	9	100	10	<u>ь</u> 0	ずれ止め小	
4	800		88.9	12	2	200		6,59	杭径大	

表参 6.3.1 試験ケース

*1:固化体はモルタル *2: ナスカグリース EP(化研産業(株))、厚さ 0.1mm 程度



図参 6.3.1 試験体の形状

3.2 載荷·計測方法

載荷状況を**写参 6.3.1**に示す。定盤の上に試験体を載置し、載荷板(厚さ 50mm の鋼板)を介して 5000kN 油圧ジャッキで固化体上面を鉛直載荷した。

荷重はロードセルにより、変位は図参 6.3.2 に示すように鋼管上端から 150mm 位置と載荷板の相対変位 を 90° ピッチで計測した。



写参 6.3.1 載荷状況 (No.1)

3.3 固化体の強度

固化体の一軸圧縮試験結果を表参 6.3.2 に示す。なお、押し抜き試験実施日については、弾性係数も計測 した。

圧縮強度σcは全ケースとも16N/mm²程度であった。

材齢	J	王縮強度 (r c(N/mm	2)		弹性係数		(世 土	
(日)		個 値		平均	個値				佣朽
5	8.3	7.9	7.9	8.1			_		
7	10.5	9.2	10.0	9.9	—		—	—	
14	14.0	14.1	13.9	14.0	—		—	—	
18	16.5	16.1	16.2	16.3	14000	13730	13500	13740	No.1 載荷時
18	16.3	15.8	16.1	16.1	14120	14400	13950	14160	No.2 載荷時
19	16.8	16.4	16.8	16.7	15360	14810	15220	15130	No.3 載荷時
19	16.4	16.6	17.2	16.7	14910	14760	15160	14940	No.4 載荷時

表参6.3.2 一軸圧縮試験の結果

4. 試験結果

4.1 荷重変位関係

荷重変位の関係を図参6.4.1に示す。なお、No.1~3は固化体が定盤に接触した時点で、No.4は油圧ジャ ッキの能力より載荷を終了した。





4.2 載荷後の固化体観察

載荷後に鋼管を剥がして固化体を観察した結果を写参6.4.1に示す。いずれのケースもずれ止め直上の固 化体が圧壊していた。



(a) No.1(D600-h12×1段、グリースあり)



(b) No. 2(D600-h12×1 段、グリースなし)



(c) No. 3 (D600-h6×2 段、グリースあり) (d) No. 4 (D800-h12×2 段、グリースあり) 写参6.4.1 載荷後の固化体状況

4.3 付着式との比較

試験での付着強度 τ_uと付着式の比較を図参 6.4.2、表参 6.4.1 に示す。なお、図参 6.4.2 中には参考として、鋼管径 200.6mm~1016mm、固化体強度 13.1~55.3N/mm²の条件で実施されている既往の押抜き試験データ²を併記する。

これらの図表より、試験における付着力はいずれのケースも付着式による算定値を上回ることを確認した。



図参 6.4.2 付着強度 tu- oc×(h/S)×(t/D)の関係

	鋼 管		ずれ	止め		試調	検結果	付着式		
No.	径 D (mm)	板厚 t (mm)	高さ (mm)	段数	グリース 塗布	最大 荷重 (kN)	τ _u (kN/m²)	による 算定値 (kN)	備考	
1		9	10	1	あり	3010	8.23	1766		
2	600			12	T	なし	3450	9.43	1759	
3			6			2515	6.88	1785		
4	800		12		めり	4981	5.07	4255	試験装置の制約より 最大耐力未達	

表参 6.4.1 押し抜き試験の結果

4.4 まとめ

管内面の付着物を模擬して管内面にグリースを塗布した条件においても、管内面の付着力は鉄道構造物等 設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物における付着強度の算定式を満足した。

5. ずれ止めの仕様例

ずれ止めは管内の付着力が杭先端の極限支持力以上となるように設定する。ずれ止めの仕様は先端支持力 度やコンクリートの強度、鋼管仕様等により変化するが、ここでは下記の条件とした。

<条 件>

- ・鋼管の板厚:9mmかつ杭径1000mm以上は杭径の1%
- ・ずれ止めの高さ:6mm と9mm
- ・ピッチ: ずれ止め高さの15倍を確保した50mm ラウンドとし、ずれ止めの最少段数は2段
- ・固化体強度: 24N/mm²と 30N/mm²
- •先端支持力度:12000kN/m²

	鋼管		ずれ止め		σ_c	17	Td	付着力		極限先端
径 D (mm)	板厚 <i>t</i> (mm)	D/t	高さ h (mm)	段数 <i>n</i>	(N/mm²)	(mm)	(N/mm ²)	$P_u(kN)$		支持力 <i>R_u</i> (kN)
400	9	44.4		2			7.42	1781	\geq	1508
500	9	55.6		3			6.48	2944	\geq	2356
600	9	66.7		4			5.84	4271	\geq	3393
700	9	77.8		4			5.39	4619	\geq	4618
800	9	88.9	6	5	24	100	5.06	6216	\geq	6032
900	9	100		6			4.79	7964	\geq	7634
1000	10	100		7			4.79	10323	\geq	9425
1100	11	100		8			4.79	12978	\geq	11404
1200	12	100		8			4.79	14157	\leq	13572

表参 6.5.1 (1) ずれ止め高さ 6mm、固化体強度 24N/mm²の例

表参 6.5.1 (2) ずれ止め高さ 9mm、固化体強度 24N/mm²の例

	鋼管			ぃ止め	đ	1	τı	付差耐力		極限先端
径 D	板厚 t	D/t	高さ h	段数	(N/mm ²)	(mm)	(N/mm ²)	$P_{\nu}(kN)$		支持力
(mm)	(mm)	Dit	(mm)	n				- 4()		$R_u(kN)$
400	9	44.4		2			7.42	2671	$\sum_{i=1}^{n}$	1508
500	9	55.6		2			6.48	2944	\geq	2356
600	9	66.7		3			5.84	4805	$\geq \ $	3393
700	9	77.8		3			5.39	5197	\geq	4618
800	9	88.9	9	4	24	150	5.06	7459	\geq	6032
900	9	100		4			4.79	7964	\geq	7634
1000	10	100		5			4.79	11060	\geq	9425
1100	11	100		5			4.79	12166	\geq	11404
1200	12	100		6			4.79	15927	\geq	13572

鋼管			ずれ	ぃ止め	đ	1	τ,	付差力		極限先端
径 D (mm)	板厚 <i>t</i> (mm)	D/t	高さ <i>h</i> (mm)	段数 <i>n</i>	(N/mm ²)	(mm)	(N/mm ²)	$P_u(kN)$		支持力 <i>R_u</i> (kN)
400	9	44.4		2			8.61	2067	\geq	1508
500	9	55.6		3			7.42	3371	\geq	2356
600	9	66.7	6	3	30	30 100	6.63	3637	\geq	3393
700	9	77.8		4			6.07	5202	≥ 0	4618
800	9	88.9		5			5.65	6940	\geq	6032
900	9	100		6			5.32	8845	\geq	7634
1000	10	100		6			5.32	9827	\geq	9425
1100	11	100		7			5.32	12612	\geq	11404
1200	12	100		7			5.32	13758	\geq	13572

表参 6.5.1 (3) ずれ止め高さ 6mm、固化体強度 30N/mm²の例

表参 6.5.1 (4) ずれ止め高さ 9mm、固化体強度 30N/mm²の例

	鋼管		ずれ	n止め		,	τı	付差耐力		極限先端
径 D	板厚 <i>t</i>	D/t	高さ h	段数	(N/mm ²)	(mm)	(N/mm ²)	$P_u(kN)$		支持力
(mm)	(mm)		(mm)	n						$K_{u}(KIN)$
400	9	44.4		2			8.61	3100	\geq	1508
500	9	55.6		2			7.42	3371	\geq	2356
600	9	66.7		2			6.63	3637	\geq	3393
700	9	77.8		3			6.07	5852	\geq	4618
800	9	88.9	9	3	30	150	5.65	6246	\geq	6032
900	9	100		4			5.32	8845	\geq	7634
1000	10	100		4			5.32	9827	\geq	9425
1100	11	100]	5]		5.32	13513	\geq	11404
1200	12	100]	5			5.32	14741	\geq	13572

参考文献

1)鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物, 2016.1.

2) 日下裕貴,阿部幸夫,池田学,西岡英俊,和田昌敏,中澤公博:内面にずれ止めを有する鋼管におけるコ

ンクリートの付着耐力評価, 土木学会第69回年次学術講演会, V-178, pp.355-356, 2014.9.

1. 概要

中掘り杭工法コンクリート打設方式の工法概要を表参 7.1.1 に示す。予め鋼管杭の内部にダウンザホール ハンマを通して、地盤を掘削しながら杭を所定の深さまで沈設するダウンザホールハンマ施工と、一般的な 中掘り杭工法と同様に、オーガスクリューによって所定深度まで掘削後、ハンマグラブにより管内土を排土 するハンマグラブ施工の2つに分類される。ここでは前者の施工手順・施工管理方法について示す。



表参7.1.1 中掘り杭工法コンクリート打設方式の工法概要

※:コンクリートを基本とするが、モルタルを用いる場合もある

2. 施工手順

ダウンザホールハンマ施工の標準的な施工フローを図参7.2.1に示す。





(1) 建込み

ダウンザホールハンマを鋼管内に挿入し、鋼管杭とハンマを一体で吊り上げて所定の位置に建て込む。

(2) 掘削・沈設

ダウンザホールハンマ先端の掘削ビットで地盤を打撃し、土砂をハンマ先端より噴出する高圧エアと水に

より管内を通して地上へ排出する。またハンマがケーシングトップの上面を叩くことにより鋼管杭はハンマ に連行する形で沈設する。

(3) 管内洗浄・スライム処理

コンクリートを打設する前に、管内洗浄とスライム処理を行う。

管内洗浄は鋼管内面に水添加の高圧エアを噴出し、付着物を吹き飛ばす等の方法があり、洗浄範囲はずれ 止めで確実に付着力を得るために、コンクリートの充填区間以上とする。

スライム処理はエアリフトや管内に水を充填させた後に高圧エアで水を吹き上げる等の方法がある。

(4) 鋼管押込み、先端処理

拡径ビットによる掘削は、鋼管先端から突出した状態で行っており(図参7.2.2 参照)、所定深度まで掘削 が完了した時点では、鋼管は孔底から拡径ビットの厚さ分だけ高止まりしている。その状態で上記記載の管 内の洗浄と孔底のスライム処理を行った後、杭頭部をハンマで軽打して着底させる。鋼管着底後、トレミー管 を用いてコンクリートを打設する。



図参7.2.2 打ち止め~先端処理工程

(5) 現場接合

中掘り杭工法に準拠する。

3. 施工機械及び設備機器

ダウンザホールハンマ施工に用いる主要機械設備は、掘削及び沈設設備(ダウンザホールハンマ、クローラ クレーン、コンプレッサなど)、先端処理設備等である。一例として参考資料5で施工した際の全体配置を図 参7.3.1に示す。



図参7.3.1 中掘り杭工法コンクリート打設方式(ダウンザホールハンマ施工)の全体配置図例

(1) 掘削及び沈設装置

1) 杭打機

ダウンザホールハンマ施工には、三点式杭打ち機で施工する場合と、クレーンによるハンマの吊り下げで 施工する場合がある。クレーンによる吊り下げ施工を図参 7.3.2 に示す。また、ダウンザホールハンマの各 部名称を図参 7.3.3 に示す。

拡径ビットの径は道示IVにおける中掘り杭工法セメントミルク噴出攪拌方式のフリクションカッターの厚 さに準拠し、鋼管径 800mm 未満は鋼管径+18mm 以内、鋼管径 800mm 以上は鋼管径+24mm 以内とする。



図参7.3.2 クレーンによる吊り下げ施工2)



図参 7.3.3 各部名称

2) ダウンザホールハンマ

ダウンザホールハンマによる掘削は、コンプレッサからロッドを通して供給された圧縮空気でハンマを往 復運動させ、拡径ビットの打撃により岩盤を破砕することにより行う。掘削ずりはビット先端から噴出され るエアにより地上に吹き上げる。

3) ケーシングトップ

ケーシングトップは、ハンマによる岩盤の掘削とともに、鋼管杭を同時に沈設するために杭先端に取り付ける施工治具である。図参 7.3.4 に鋼管先端とハンマのデバイス部先端の動きのイメージを示す。鋼管先端に対してハンマ先端が先行して岩盤の掘削を行い、一定以上掘削が進むとハンマのデバイス部がケーシングトップの天端を打撃することで鋼管が沈設される。



図参7.3.4 鋼管先端とハンマのデバイス部先端の動き

(2) コンプレッサ

コンプレッサの容量は施工条件(杭径、杭長、地盤条件等)に応じて適当な機種を選定する。

(3) 先端処理設備

排土や管内洗浄のために高圧エアや水を噴出する必要があることから、空気圧縮機、レシーバタンクを準 備する。またコンクリートの打設にはトレミー管、コンクリートポンプ車等を準備する。

4.施工管理

表参7.1.2に施工管理項目を示す。

区分	対象	管理項目	管理方法	管理基準		
	用地	敷地条件及び搬入道	仮設計画にて検証	_		
準備工		路				
	施上地盤面	地耐刀及び傾斜	地耐刀の検討			
		<u>机種,材質等</u>	勤賞表示の確認	- JIS A 5525、設計図書による 変形等有害な損傷がないこと JIS A 5525、設計図書による JIS A 5308、設計図書による 3 体平均 ≥ 規格値 個体値 ≥ 規格値の 85% 閉翼時:杭内径未満 拡翼時: φ800mm 未満 鋼管径+18mm 以下 φ800mm 以上 鋼管径+24mm 以下 所定掘削長さ以上 目詰まりがないこと 杭心とのズレ 50mm 以内 1/100 以内 挑継ぎ溶接作業要領」 ³ 準拠 1/100 以内 地盤等に応じた適切な値 試験杭によって目安を設定 エア圧、エア量、排土の上がり方に問 題がないこと		
	鋼管杭	外観検査		変形等有害な損傷かないこと 		
		形状寸法検査(外 径・板厚・長さ等)	ノギス・検尺アーフにより検 測	JISA 5525、設計図書による		
	レディーミ	スランプ				
1714744	クストコン	エア量	現場試験	JISA 5308、設計図書による		
	クリート	圧縮強度]			
	モルタル	圧縮強度	採取供試体を採取材令28日 で一軸圧縮試験 (3体1セット)	3 体平均 ≧ 規格値 個体値 ≧ 規格値の 85%		
			フケール年に上り世級ビット	閉翼時 : 杭内径未満 拡翼時 : φ800mm 未満		
拔丁	拡径ビット	ビット径	2010年により広臣とノー 2010年にノー	鋼管径+18mm以下		
加工			IEIKK)	φ800mm以上		
1,20,04				鋼管径+24mm 以下		
装置	トレミー管	径・長さ	スケール等による計測	所定掘削長さ以上		
	and a fear to prot	高圧洗浄機	目視確認、試噴出			
	洗浄装置	空気上縮機	目視確認、試費出	目詰まりがないこと		
		レシーバタンク	目視確認、試吸引			
	杭の建込み	杭心	2 万向に逃け心を設置し、検 尺棒等で確認	杭心とのズレ 50mm 以内		
建込み		傾斜	トランシット又は傾斜計	1/100 以内		
	現場継ぎ溶 接	施工及び検査	「道路橋における鋼管杭現場縦継ぎ溶接作業要領」3)準拠			
	支持国门准	杭打機の鉛直性, 掘 削・沈設精度	トランシット又は傾斜計	1/100 以内		
1日 米山	の掘削・沈	掘削速度	ストップウォッチ等で計測	地盤等に応じた適切な値 試験杭によって目安を設定		
が出月り ・ いた言几	取	排土状況	目視確認、計器確認	エア圧、エア量、排土の上がり方に問 題がないこと		
化成	支持層の	の 支持層の確認 掘削試料と土質柱状図、 サンプル等との対比	掘削試料と土質柱状図、試料 サンプル等との対比	試験杭によって定めた管理指標		
	掘削	支持層掘削深さ	支持層確認深度からトランシ ットにより計測	杭の支持層根入れ 1D 以上		
	管内洗浄 孔底処理	管内洗浄	エアブロー、高圧水洗浄の圧 力・反復回数・時間等を計測	事前に設定した仕様 洗浄範囲は少なくともコンクリート (モルタル)の充填区間以上		
		孔底処理の確認	重錘による計測	残留スライムがないこと		
十五日		傾斜	トランシット又は傾斜計	1/100 以内		
250m	鋼管沈設	鋼管打込み	目視確認	偏打がないこと		
火山生		鋼管深度	計測器により計測	±50mm 以内		
	コンクリー	トレミー管先端位置	検尺による計測	初期位置 : 孔底+200mm 以内 打ち上げ時 : コンクリート内		
	卜打設	コンクリート充填区 間	検尺による計測	孔底から最上段ずれ止め位置の +500mm以上		
		位置	測量器	杭心とのズレ D/4 かつ 100mm 以内		
出来形		天端高さ	レベルにて視準	±50mm 以内		

表参 7.1.2 施工管理項目

(1) 支持層上端の確認及び打ち止め深度の確認

支持層上端の確認は、場所打ち杭と同様に掘削試料と土質柱状図や試料サンプル等の対比を基本とし、機械振動や岩打設時の発生音等の施工時情報も参考とする。

中間層と支持層で土質の変化が小さい場合やN値・一軸圧縮強度の変化が小さい場合には、上記の方法での支持層上端の確認が困難となるので、事前の地盤調査(ボーリング調査、サウンディング試験等)を増やして支持層を正確に確認しておくことが重要である⁴。

杭の打ち止めは、支持層への必要根入れ長さ(原則1D以上)が確保されたことを確認する。

(2) 管内の洗浄

管内の洗浄は、土砂の除去ができることを確認した方法とする。確認方法としては目視やカメラ撮影等が ある。

(3) 孔底処理及び杭先端コンクリート打設

管内洗浄及び孔底処理が完了したら検尺により杭先端深さを確認する。

杭先端に打設するコンクリートの圧縮強度は、ずれ止めの仕様を設定する際に用いた設計基準強度以上と する。コンクリート打設の際には、高いところからの落下で材料分離を起こさないように、トレミー管による 打設とし、またコンクリートの打設中、トレミー管の先端は常にコンクリート内に挿入した状態を保つ。コン クリートは余盛り部分を含めて、孔底から最上段ずれ止め位置+500mm 以上上方まで充填する。なお、打設 するコンクリート量はロス率を考慮して設定する。

参考文献

1)株式会社横山基礎工事 HP PRD-ROSE 工法 REACH-PILE-X TYPE

- 2)株式会社横山基礎工事HP マイクロジョイントパイル工法
- 3) (一社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会: 道路橋における鋼管杭現場縦継ぎ溶接作業要領, 2012.3.
- 4) (一社) 日本建設業連合会:場所打ちコンクリート杭の品質管理のポイント,2017.6.

参考資料8 岩盤を支持層とする杭基礎における急速載荷試験の適用性について

1. 概要

道路橋の設計基準である道示IV¹⁾では、岩盤に支持された杭の支持力に関しては、標準的な推定式を示すに至っていないため、鉛直載荷試験を実施して評価を行うのがよいとされている。杭の支持力特性を評価する鉛直載荷試験方法²⁾では、単杭に対して鉛直方向に載荷する試験方法が記載されている。図参8.1.1 に載荷試験方法の概念図を、表参8.1.1 に主な載荷試験方法の概要を示す。加力方法の違いから静的載荷試験と動的載荷試験に分類され、静的載荷試験は荷重保持時間の有無により段階載荷方式と連続載荷方式があり、動的載荷試験は杭頭への荷重の作用時間に応じて急速載荷試験と衝撃載荷試験に分類される。静的載荷試験は油圧ジャッキを杭頭に設置して反力杭等の反力装置を用いて載荷することから大掛かりな載荷装置が必要となる。一方、動的載荷試験では主に重錘を杭頭に落下させて載荷することから比較的簡易な装置で試験が実施できる。

道示IVに規定される支持力推定式は、上記の鉛直載荷試験方法のうち、静的載荷試験(段階載荷方式)によって評価された結果に基づくものである。そのため、本研究においても岩盤に支持される杭の支持力特性を評価するための載荷試験として、静的載荷試験(段階載荷方式)を用いている。一方で静的載荷試験は多大な費用と時間がかかるため、より簡易に実施できる動的載荷試験によって支持力特性を評価することができれば、 例えば高い支持力が期待できる硬岩等の支持層において、合理的な設計が可能になると期待される。

動的載荷試験のうち衝撃載荷試験は、急速載荷試験よりさらに短い載荷時間で載荷するため、衝撃力により 載荷中の杭体に発生する軸方向の波動現象を無視できず、全抵抗成分のうち動的抵抗が大きくなり、確認でき る静的抵抗が小さくなる。そのため、本来の杭の支持力特性(静的抵抗)を確認できないことも考えられる。

急速載荷試験により支持力を評価するためには、静的載荷試験(段階載荷方式)により評価される支持力と 比較する必要がある。これまで急速載荷試験と静的載荷試験を比較した事例は少なく、1 サイクルでの載荷方 法である反力体慣性方式(反力体を用いて燃焼ガス圧により加力する方法)で比較している事例³はあるもの の、杭先端 N 値が 20 程度の砂地盤で支持層を対象には実施されていない。現在主流である多サイクルでの軟 クッション重錘落下方式(重錘を落下して軟クッションを介して加力する方法)で岩盤支持層を対象として極 限支持力まで比較し評価した事例はない。また、透水性の低い粘土地盤において杭先端地盤に発生する過剰間 隙水圧による影響で、急速載荷試験から得られた先端抵抗が静的載荷試験に比べて1.5~2.0 倍程度の過大評価 する可能性があるとされている⁴。そこで、岩盤を支持層とした杭(模型杭、実杭)を用いて、静的載荷試験と 急速載荷試験を実施し、両試験の支持力を比較することで、急速載荷試験の実務における適用性を検討するこ ととした。



X	試験	***	反力	載荷	載荷	荷重の性質	抵抗成分	解析及び試験結果の評
分	名称	加力方法	装置	位置	方向	(載荷継続時間)		価
静	押込み	油圧ジャッキ	反力杭、	杭頭	押込み	静的載荷	静的抵抗成分	試験結果を直接利用
的	試験		載荷梁			(数十分~十数時間)		
載	先端載荷	油圧ジャッキ	なし	先端	周面:押上げ			
荷	試験			付近	先端:押込み			
試								
験								
動	急速載荷	・燃焼ガス圧	なし	杭頭	押込み	動的載荷	静的抵抗成分	1質点系モデルなどに
的	試験	・軟クッショ				(0.1~0.2 秒)	+動的抵抗成	より解析(杭体と地盤
載		ン重錘					分	の加速度を考慮)
荷	衝擊載荷	ハンマ	なし	杭頭	押込み	動的載荷		一次元波動解析(杭体
試	試験					(0.01~0.02 秒)		の波動現象、杭体と地
験								盤の加速度を考慮)

表参 8.1.1 主な鉛直載荷試験方法の概要

2. 模型杭による比較試験

2.1 概要

モルタルもしくはソイルセメントで模擬した岩盤を支持層とした模型杭に対して静的載荷試験及び急速載荷 試験を実施し、試験方法による支持力の違いを確認する。

2.2 試験方法

図参8.2.1 に模型試験装置を示す。本試験は、直径1000mm、高さ830mmの鋼製土槽内にモルタルもしくは ソイルセメントを用いて岩盤を作製し、その中心に設置した杭の杭頭部に静的もしくは動的な荷重を作用させ るものである。作製した岩盤の高さは700mm で、模型杭には杭径89.1mm、板厚10mm、長さ900mm(材質 SM400 相当)の先端閉塞の鋼管を使用した。また、鋼管の降伏強度は岩盤の破壊に先行して鋼管が破壊しない ように、場所打ち杭工法による杭先端の極限支持力度(粘性土層:qd=3qu)以上となるように235MN/m²とした。 杭先端は杭径分を岩盤に根入れさせた。

表参 8.2.1 に模型杭による試験ケースを示す。試験は、岩盤の硬さの影響と、急速載荷試験時の岩盤の過剰 間隙水圧の影響を確認することを目的として、岩盤の強度を硬岩相当(一軸圧縮強度 q_u=20MN/m²を想定)に した場合(HS)と、軟岩相当(q_u=5MN/m²を想定)にした場合で飽和状態(SS)と不飽和状態(SU)の2ケ ースを実施した。

計測項目は、静的載荷試験では杭頭の荷重・変位とし、急速載荷試験では杭頭の荷重・変位・加速度とした。 またHS、SSのケースでは、静的載荷試験、急速載荷試験ともに、杭先端地盤の間隙水圧を計測した。



表参8.2.1 模型杭による試験ケース

≣-+ E> NI	岩盤	<u> </u>		
試験NO.	岩盤の硬さ	飽和条件	<u>戦</u> 11可武殿力法	
HS-S	一 一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一一		静的載荷試験	
HS-R)) () () () () () () () () ()	· 飽和	急速載荷試験	
SS-S			静的載荷試験	
SS-R	あ史		急速載荷試験	
SU-S	₩石	不釣和	静的載荷試験	
SU-R		기독립주니	急速載荷試験	

2.3 岩盤の作製

岩盤材料は硬岩(HS)としてはモルタル、軟岩(SS、SU)としては粘土を用いたソイルセメントとした。飽 和・不飽和状態は土槽の内側にドレーン材を貼った上で、養生中の土槽内での水の有無により作製した。すな わち、飽和条件(SS)の場合は水との接触面積を増やして飽和を促進し、不飽和条件(SU)の場合は空気との 接触面積を増やし乾燥を促進させた。各ケースの岩盤材料の配合、一軸圧縮試験の結果(養生29~31日)及び 変形係数・飽和度(実験終了後に供試体から採取し、物理試験を実施)を表参8.2.2 に示す。qu値は概ね想定 した強度になった。飽和条件のSSは不飽和条件のSUに比べて飽和度が30%程度高くなっており、HSは飽和 度が低かったものの、軟岩相当での比較条件においては飽和度の違いが再現できたと考えられる。

Case	++*	配合	一軸圧縮強度	変形係数	飽和度 Sr
	竹科		q_u (MN/mm ²)	$E (MN/m^2)$	(%)
HS	モルタル	S/C = 3.0	18.0	2.49	76.1
		W/C=69%	18.9	2.48	
SS	ソイル	S/C = 1.6	5.1	0.80	98.1
SU	セメント	W/C=180%	6.4	0.73	67.9

表参8.2.2 各ケースの岩盤の配合及び物性値

※S:細骨材(HS:砂、SS・SU:粘土)、C:セメント、W:水

2.4 載荷方法

載荷方法として静的載荷試験では土槽上側に設けた梁を反力として、油圧ジャッキで載荷した。載荷荷重は、 HSの場合には50kNピッチ、SS・SUの場合には10kNピッチで増加させて、新規荷重時には3分間の荷重保 持を行った。急速載荷試験では、杭頭に10mmの軟クッション材を敷いた上で、多サイクルでの重錘落下方式 により載荷した。

2.5 試験結果

図参 8.2.2 に静的載荷試験で得られた荷重変位関係と、急速載荷試験で得られた荷重変位関係及び除荷点法 ¹⁾により整理した結果を示す。いずれのケースにおいても、初期勾配については静的載荷試験の結果と急速載荷 試験の結果が近似している。また、表参 8.2.3 に静的載荷試験と急速載荷試験の除荷点法の結果から文献 5)に 従い、杭頭変位が 0.1D 以下の範囲で計測された最大値として評価した極限支持力 R_u と、R_u の急速/静的の比 率を示す。いずれのケースにおいても、静的載荷試験での極限支持力は、急速載荷試験での極限支持力よりも やや大きな値が得られている。これは、岩盤を模擬した土槽が床に固定されていなかったため、急速載荷試験 の重錘落下時の衝撃により土槽全体が振動し、結果として水平方向の残留変位が少し生じたことによる影響が 要因と考えられる。特に落下エネルギーが大きな HS では大きく振動したことによる影響により静的載荷試験 と大きなかい離が生じた。SS については、急速載荷試験と静的載荷試験の極限支持力の値はほぼ同じである。 これは、過剰間隙水圧の発生によって有効応力が変化したことが影響している可能性がある。一方で、SU では 急速載荷試験の結果は静的載荷試験の結果を上回らず、今回の模型試験の結果からは急速載荷試験により支持 力を過大に評価する可能性は低いものと考えられる。

2.6 まとめ

模型杭を用いて、静的載荷試験と急速載荷試験の違いによる杭の支持力に及ぼす影響を確認した。その結果、 急速載荷試験の除荷点法による荷重変位関係は静的載荷試験と概ね一致する結果が得られた。



図参 8.2.2 荷重変位関係

試馬	矦No.	極限支持力 R _u (kN)	最大水圧 (MPa)
	HS-S(静的)	522	0.07
HS	HS-R(急速)	421	0.22
	急速/静的	0.81	-
	SS-S(静的)	150	0.01
SS	SS-R(急速)	146	2.5以上 [※]
	急速/静的	0.97	-
	SU-S(静的)	197	-
SU	SU-R(急速)	173	-
	急速/静的	0.88	_

表参 8.2.3 極限支持力の比較

※水圧計のレンジが振り切れたため、最大容量を記載する

3. 実杭による比較試験

3.1 概要

岩盤を支持層とした実杭に対して、静的載荷試験及び急速載荷試験(軟クッション重錘落下方式)を実施し、 試験方法による支持力の違いを確認する。なお、両試験は同一の杭を用いており、静的載荷試験終了後に所定 の養生期間を確保して、急速載荷試験を実施した。実杭による比較試験数は、施工方法及び杭先端の岩盤条件 が異なる2例である。

3.2 福島県での実施例(No.35)

3.2.1 試験概要

福島県で実施した試験杭は、4.4の表4.4.1に記載されている No.35 である。施工方法は鋼管ソイルセメント杭工法で、杭先端の岩盤条件は堆積軟岩(泥岩)である。表参8.3.1 に試験概要を示す。本研究では急速載荷試験における除荷点法で杭体の慣性力を求める際の加速度の値は、杭頭部においては杭頭部で計測した値を 杭先端部では杭先端部で計測した値を用いることとした。

表参8.3.2 に試験における測定項目を示す。急速載荷試験での杭体ひずみは、図参8.3.1 に示すように静的 載荷試験で設置したひずみ計を用いている。図参8.3.2 に杭先端部加速度計の設置位置を示す。写参8.3.1 に 静的載荷試験状況を、写参8.3.2 に急速載荷試験状況を示す。

なお、表参 8.3.3 に示す実施した実杭に対する急速載荷試験における各サイクルの載荷時間の平均は 0.077s で、相対載荷時間は 12.85 であった。

	静的載荷試験	急速載荷試験	備考
載荷試験日	平成 28 年 12 月 14 日	平成29年3月7日	83 日養生
計画最大荷重(kN)	16000	12000	
<u> </u>		多サイクル(7回)	
戦何万氏	段階載荷方式	(5cm, 20cm, 40cm, 70cm, 110cm,	
		150cm, 200cm)	
解析方法	- 除荷点法(杭体の慣性力考慮)		
重錘質量(t)		56	

表参 8.3.1 試験概要

表参 8.3.2 (a) 測定項目(静的載荷試験)

測定項目	静的載荷試験	備考
杭頭荷重	1 点	油圧ジャッキ
杭頭変位量	4 点	
杭先端変位量	2 点	
杭頭水平変位量	2 点	
杭体ひずみ	6断面4方向	

表参 8.3.2 (b) 測定項目(急速載荷試験)

測定項目	急速載荷試験	備考
杭頭荷重	1 点	ロードセル
杭頭変位量	1 点	光学式変位計
杭頭加速度	2 点	
杭先端加速度	2 点	杭先端GL-14.1m
杭体ひずみ	6断面4方向	
杭頭水平加速度	杭頭2方向	安全性確認のため

表参8.3.3 各荷重サイクルの載荷時間(単位:s)

荷重サイ	1 サイ	2サイ	3サイ	4 サイ	5サイ	6サイ	7 サイ	平均
クル	クル	クル	クル	クル	クル	クル	クル	
載荷時間	0.075	0.068	0.069	0.074	0.077	0.085	0.090	0.077



図参8.3.1 ひずみ計設置位置






写参 8.3.1 静的載荷試験状況



写参 8.3.2 急速載荷試験状況

3.2.2 試験結果

静的載荷試験と急速載荷試験から得られた杭頭部での荷重変位関係を図参8.3.3 に示す。同一の杭で試験を 実施していることから、急速載荷試験結果には静的載荷試験での残留変位が含まれている。各試験による荷重 変位(実線)とワイブル分布で近似した曲線(点線)をプロットしている。荷重変位の初期勾配については静 的載荷試験の結果と急速載荷試験の結果が概ね近似している。

表参 8.3.4 に各試験での極限支持力を示す。急速載荷試験での極限支持力は模型杭の試験と同様に杭頭変位 が 0.1D 以下の範囲で計測された最大値として評価した。静的載荷試験での極限支持力はワイブル分布曲線で近 似し、杭頭変位が 0.1D で計測された最大値として評価した。杭頭部においては静的載荷試験と急速載荷試験の 極限支持力は概ね同じ値であった。



図参8.3.3 杭頭部での荷重変位関係

	静的載荷試験 (保持前)	静的載荷試験 (保持後)	急速 載荷試験	急速/静的(保持後)
極限支持力	9109	8748	8695	0.99

表参8.3.4 杭頭部における極限支持力の比較(単位:kN)

静的載荷試験と急速載荷試験から得られた杭先端部での荷重変位関係を図参8.3.4 に示す。試験結果による 荷重変位とワイブル分布で近似した曲線をプロットしている。また図参8.3.5 には急速載荷試験開始時の変位 を0とした場合の杭先端部の荷重変位関係を示す。初期勾配については静的載荷試験の結果と急速載荷試験の 結果が概ね近似している。一方で、表参8.3.5 に示すように杭先端部の極限支持力 R_uの急速/静的の比率は 0.56 倍となり、大きな差がみられた。これは2. で示した模型杭による比較試験での結果と異なり、急速載荷試 験により杭先端部の極限支持力を過小に評価する可能性があると考えられる。この原因としては、2 点考えら れる。1 点目について、静的載荷試験における杭先端変位はダイヤルゲージにて直接測定したのに対し、急速載 荷試験における杭先端変位は杭先端に設置した加速度計の加速度を2回積分によって算出している。表参8.3.6 に示すように急速載荷試験での杭頭変位と杭先端変位を比較すると、4・6・7 サイクル目で杭先端変位が杭頭変 位より大きくなり、矛盾が生じていた。このことから杭先端部の変位の推定が加速度の2回積分を用いている ため、精度が悪くなったと考えられる。2点目としては、軸力算定の際に動的成分による影響のために、ひずみ の値の精度が悪くなったことが考えられる。なお、杭頭部においては、変位や荷重を直接測定していることか ら、静的載荷試験での結果と概ね同じ値となったと考えられる。



図参8.3.5 杭先端部での荷重変位関係(急速載荷試験開始時の変位を0とした場合)

	静的載荷試験	急速載荷試験	急速/静的
極限支持力	4911	2774	0.56

表参8.3.5 杭先端部における極限支持力の比較(単位:kN)

表参8.3.6 急速載荷試験での杭頭変位及び杭先端変位の比較(単位:m)

荷重サイクル	杭頭変位	杭先端変位
1サイクル	4.7	4.7
2サイクル	13.1	12.6
3サイクル	19.3	19.3
4サイクル	28.6	30.6
5サイクル	36.6	35.4
6サイクル	52.5	54.4
7サイクル	50.6	68.2

3.3 岡山県での実施例 (No.36)

3.3.1 試験概要

岡山県で実施した試験杭は、4.4の表4.4.1に記載されている No.36 である。施工方法は中掘りダウンザホ ールハンマ杭工法で、杭先端の岩盤条件は亀裂が多い硬岩(弱風化岩)である。表参8.3.7 に試験概要を示す。 本試験杭では岩盤層に 10m 以上根入れされており、杭頭部での載荷荷重が大きくなることが考えられるため、 風化岩層 GL-9.85m から GL-23.00m でフリクションカットを実施している。本実施例では、静的載荷試験時に 段階載荷方式(荷重を段階的に一定時間保持しながら荷重増加させる載荷方式)にて 15000kN を載荷完了後に 荷重を除荷して、連続載荷方式(荷重を保持せずに連続的に荷重増加させる載荷方式)にて 15000kN を載荷完了後に 荷重を除荷して、連続載荷方式(荷重を保持せずに連続的に荷重増加させる載荷方式)にて再度 15000kN まで 載荷を実施している。本研究では3.2の福島県での実施例と同様に急速載荷試験における除荷点法で杭体の慣 性力を求める際の加速度の値は、杭頭部においては杭頭部で計測した値を、杭先端部では杭先端部で計測した 値を用いることとした。表参8.3.8 に試験における測定項目を示す。急速載荷試験での杭体ひずみは、図参8.3.6 に示すように静的載荷試験で設置されたひずみ計を用いている。図参8.3.7 に杭先端部加速度計の設置位置を 示す。写参8.3.3 に静的載荷試験状況を、写参8.3.4 に急速載荷試験状況を示す。

なお、表参 8.3.9 に示す実施した実杭に対する急速載荷試験における各サイクルの載荷時間の平均は 0.07s で、相対載荷時間は 7.53 であった。

	静的載荷試験	急速載荷試験	備考
載荷試験日	平成 29 年 7 月 28 日	平成 29 年 10 月 27 日	90日養生
計画最大荷重	15 000	15 000	
(kN)	15,000	15,000	
<u> </u>	印水井井士士	多サイクル(7回)	
戦何万式 (ハンマの落下高さ)	→連続載荷方式	(25cm, 50cm, 100cm, 150cm,	
		200cm, 260cm, 300cm)	
梅四十二十一八十		除荷点法	
	_	(杭体の慣性力考慮)	
重錘質量(t)	—	44	

表参 8.3.7 試験概要

表参 8.3.8 (a) 測定項目(静的載荷試験)

測定項目	静的載荷試験	備考
杭頭荷重	1 点	油圧ジャッキ
杭頭変位量	4 点	
杭先端変位量	2 点	
杭頭水平変位量	2 点	
杭体ひずみ	杭頭1断面4方向	
	地中4断面2方向	

表参 8.3.8 (b) 測定項目(急速載荷試験)

測定項目	急速載荷試験	備考
杭頭荷重	1 点	ロードセル
杭頭変位量	1 点	光学式変位計
杭頭加速度	2 点	
杭中間加速度	1 点	杭中間 GL-9.85m
杭先端加速度	1 点	杭先端 GL-22.0m
杭体ひずみ	杭頭1断面4方向	
	地中4断面2方向	

表参 8.3.9 各サイクルの載荷時間(単位:s)

荷重サイ	1 サイ	2 サイ	3 サイ	4 サイ	5 サイ	6 サイ	7 サイ	平均
クル								
載荷時間	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07







図参8.3.7 加速度計設置位置



写参 8.3.3 静的載荷試験状況



写参 8.3.4 急速載荷試験状況

3.3.2 試験結果

静的載荷試験と急速載荷試験から得られた杭頭部での荷重変位関係を図参8.3.8 に示す。静的載荷試験(連 続載荷方式)と急速載荷試験の結果には試験前に生じた残留変位を考慮している。図参8.3.8 には各試験結果 による荷重変位とワイブル分布で近似した曲線をプロットしている。初期勾配については静的載荷試験(連続 載荷方式)の結果と急速載荷試験の結果が概ね一致する結果であった。表参8.3.10 に各試験での極限支持力を 示す。極限支持力は模型杭の試験と同様に杭頭変位が0.1D 以下の範囲で計測された最大値として評価した。杭 頭部においては静的載荷試験と急速載荷試験の極限支持力は概ね同じ値であった。



表参8.3.10 杭頭部における極限支持力の比較(単位:kN)

	静的載荷試験	静的載荷試験	与 油 # 世 # 醉	刍油 /印吡	与 油 / 声结
	(段階載荷方式)	(連続載荷方式)	湿迷載何訊駛	冠速/ 权陷	心坯/ 建税
極限支持力	16198	16876	17746	1.09	1.05

静的載荷試験と急速載荷試験から得られた杭先端部での荷重変位関係を図参8.3.9 に示す。急速載荷試験に おける杭先端変位は杭先端に設置した加速度計の加速度を2回積分によって算出している。図参8.3.9 には試 験結果による荷重変位とワイブル分布で近似した曲線をプロットしている。なお、急速載荷試験開始時の変位 を0とした場合の杭先端部の荷重変位関係である。初期勾配については杭先端変位が0~5mm までの範囲では 静的載荷試験(段階載荷方式)と急速載荷試験の結果が概ね近似しているが、5mm 以降になると両試験の差が 大きくなる傾向であった。表参8.3.11 に示すように杭先端変位 20mm 時の杭先端部荷重は、急速/段階の比率 は1.27 倍となり、大きな差がみられた。これは3.2 で示した福島県での結果と異なり、急速載荷試験により杭 先端部の支持力を過大に評価する可能性があると考えられる。この原因としては、3.2 と同様に、杭先端部の 変位の推定が加速度の2回積分を用いているため精度が悪いことと、軸力算定の際に動的成分による影響のた めにひずみの値の精度が悪くなったと考えられる。

323



図参8.3.9 杭先端部での荷重変位関係

表参 8.3.11	杭先端変位 20 mm時における杭先端部の支持力の比較	(単位:kN)
-----------	-----------------------------	---------

	静的載荷試驗	刍读載荷試驗	急速/段階	
	(段階載荷方式)	心入心事实问可下学说大		
杭先端部支持力	12371	15748	1.27	

4. まとめ

表参 8.4.1、図参 8.4.1 に模型試験及び実杭での試験結果の一覧表を示す。実杭において異なる杭工法や岩 盤条件で比較試験を実施したところ、地盤の飽和、不飽和にかかわらず、杭頭部の支持力は静的載荷試験と急 速載荷試験でほぼ一致する結果であった。なお、模型杭の一部で、特に硬岩で急速載荷試験の値が静的載荷試 験を下回る結果となっているが、これは試験土槽の振動が影響したためと考えられる。また杭先端地盤の過剰 間隙水圧による影響は模型実験や実杭による比較試験から、試験値に差異を生じさせる程の影響は確認されな かった。

一方、先端部の支持力は静的載荷試験と急速載荷試験で大きな差が生じる結果となった。これは急速載荷試 験特有の計測方法(杭先端変位の算出方法)や動的成分による影響といった計測方法の精度や限界が要因とな り、結果として先端支持力と周面摩擦力を適切に分離できなかったためと考えられる。

			模型杭			 長杭
		軟岩	軟岩	硬岩	軟岩	硬岩
		(飽和)	(不飽和)	(飽和)	(飽和)	(飽和)
杭	静的載荷試験	150	197	522	8748	16198
頭	急速載荷試験	146	173	421	8695	17746
部	急速/静的	0.97	0.88	0.81	0.99	1.09

表参 8.4.1 極限支持力の比較(単位: kN)



今回の結果から岩盤を支持層とする場合は、杭頭部で評価される極限支持力においては、急速載荷試験を用いた場合にも静的載荷試験と同等とみなして評価してよいと考えられる。このことから、例えば特殊な岩盤条件の下で施工された杭が設計で推定した杭頭部の支持力を満足するかどうかを確認する試験として、急速載荷試験を適用することが考えられる。

一方で、支持力推定式が確立されていない杭工法の開発等で支持力特性(杭先端支持力等)を把握する手段 として急速載荷試験を適用することは現状では困難であり、計測方法等今後解決すべき課題があることがわか った。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説 IV下部構造編, 2017.11.
- 2) (社) 地盤工学会: 杭の鉛直載荷試験方法・同解説-第一回改定版-, 2004.
- 3) 加藤一志,坂本和雄,山中宜昭,尾身博明:大沈下を伴う鋼管杭のスタナミック試験(その1) スタナミ ック試験と静的載荷試験の比較検討-,土木学会第50回年次講演会,Ⅲ-465, pp930-931, 1995.9.
- 4) Brown, M. J. and Powell, J. J. M.: Comparing rapid load pile testing for driven and CFA piles in London Clay, Proc.9th Int. Conf. on Testing and Design Methods for Deep Foundations, IS-Kanazawa 2012, pp281-288, 2012.10.
- 5) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 中村祐二, 野村朋之, 横幕清, 井落久貴: 性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究, 土木研究所資料 4136 号, 2009.3.

1. はじめに

近年、岩盤を支持層とする杭基礎の不具合(沈下、傾斜等)の問題が指摘されている¹⁾。その主な原因と して、岩盤の強度不足・施工による乱れ・杭が支持層に達していないことがあげられている¹⁾が、このうち杭 が支持層に達していない原因の1つとして、岩盤支持層の傾斜・不陸(深さ変化)を把握できていない ことがあげられる²⁾。杭基礎の支持層深さの調査は通常ボーリング調査及び標準貫入試験により行わ れており、調査点を密に配置することにより支持層の傾斜・不陸の把握が可能であるが、その分調査 費用がかかる。それに対し、ボーリング調査点間をサウンディングで補完することができれば、全点 をボーリング調査(+標準貫入試験)による場合に比べてより経済的な調査が可能となる。サウンデ ィングの方法としては例えば地盤工学会の「地盤調査の方法と解説」³⁾に主要な方法が紹介されているが、岩 盤を支持層とする杭基礎の場合には、杭基礎が想定される程度の調査可能深さと岩盤風化部等へのある程度 の貫入力を有する方法が必要である。本研究ではこのような観点を考慮して、各種のサウンディングのうち オートマチックラムサウンディング(質量 63.5kg のハンマーで落下高さ 500mm の連続打撃により貫入量 200mm ごとの打撃回数 Nd 値を測定する動的サウンディング)に着目し、岩盤支持層の傾斜・不陸の調査へ の適用性を検討した。

2. 検討方法

中新世の泥岩の上位に完新世の地層が載る地盤で面的に調査点を設定してオートマチックラムサ ウンディングを実施し、既往のボーリング調査・標準貫入試験結果と比較を行った。試験地は概ね 15m 四方程度の平坦地である。試験地における既往のボーリング・標準貫入試験及びオートマチックラム サウンディングの調査点の配置を図参 9.2.1 に示す。調査点は既往の埋設物を避け、かつ過去にもオ ートマチックラムサウンディング試験が行われているため、それらの実施点と重複しないようにしな がら 8 点配置した。

既往のボーリング調査結果の代表例を図参 9.2.2 に示す。当該ボーリングでは地表から深さ 2.60m までが盛土、その下位の深さ 12.15m までが完新世の地層で砂とシルトの互層からなる。その下位が 中新世の泥岩で、そのうち深さ 15.65m までが風化部、それ以深は未風化部とされている。標準貫入 試験の N 値は、シルト層では 0~3 と極めて小さく、砂層では一部を除いて 8~13 と若干大きい。泥 岩の風化部では N 値 13~48 と幅が大きく、未風化部では N 値 50 以上となる。オートマチックラム サウンディングにあたっては、既往の試験結果を参考に、打撃回数 200 回で貫入量 200mm に達しな い時点で打ち止めとした。









3. 検討結果

オートマチックラムサウンディングの結果の代表例を図参9.3.1に示す。当該試験例では、深さ4.60~7.00m 付近では Nd 値が 10~20 程度と上位及び下位 (Nd 値5 程度以下)に比べて若干高い。他の試験結果及び既往 の試験結果においても類似の傾向があり、ボーリングと比較するとこの部分は砂層に相当し、その上位及び 下位はシルト層に相当すると考えられる。深さ 12m を超えると Nd 値が数十以上に上昇し、ばらつきながら も概ね Nd 値は数十以上で推移する。類似の傾向は他の試験結果及び既往の試験結果の大半で見られており、 ボーリングと比較すると泥岩の風化部に相当すると考えられる。当該試験例では深さ 16.58m で打ち止めとな った。この打ち止め深さは、ボーリングに近い既往の試験結果とボーリングとの比較では概ね風化部の下面 に相当すると考えられる。

図参9.3.1 で見られた Nd 値が上昇し始める深さ(推定風化泥岩上面)と打ち止め深さについて、既往の試験結果も併せて、図参9.2.1 に数値で示す。Nd 値が上昇し始める深さは概ね9.6~15.4mの範囲で、図参9.2.1 の左側が深い傾向にあり、風化泥岩上面の不陸を捉えているものと解釈できる。打ち止め深さは14.8~21.5m の範囲にあり、泥岩の風化部と未風化部の境界にも不陸があることが推定できる。特に打ち止め深さが 20m を超える箇所は例えば図参9.3.2 に示すように、打ち止めに至る前に Nd 値数十以上と10 以下が繰り返すような結果が見られ、局所的に風化部が乱されている可能性が想定できる。

4. 検討結果

中新世の泥岩の上位に完新世の地層が載る地盤で面的に測点を設定してオートマチックラムサウ ンディングを実施し、杭基礎支持岩盤の不陸調査への適用性を検討した。その結果、泥岩上面(深さ 10~15m付近)の不陸を捉えるとともに、泥岩の風化部と未風化部の境界(深さ15~21m付近)の不 陸を推定することができた。このように、ボーリング調査を補完する形で面的なサウンディング調査 を行うことにより、すべてをボーリング調査で行う場合に比べて基礎岩盤の不陸の面的変化をより経 済的に調査することができる。

参考文献

- 1) 七澤利明: 岩盤を支持層とする基礎の設計・施工, 基礎工, Vol.44, No.12, pp.2-5, 2016.12.
- 2) 柳浦良行, 浅井健一: 岩盤を支持層とする杭基礎の地盤調査方法に関する取組み, 基礎工, Vol.44, No.12, pp.23-26, 2016.12.
- 3) (公社) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, pp277-470, 2009.



参考資料10 道示Ⅳで用いる杭の軸方向ばね定数の適用性の検討について

1. 概要

本研究では、検討対象とした場所打ち杭工法(オールケーシング工法)、プレボーリング杭工法、鋼管ソイル セメント杭工法及び中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)について、岩盤を支持層とした場合の杭先 端の極限支持力度の特性値の推定式を提案した。一方、道示IVでは支持杭の軸方向ばね定数 Kvが杭体変形と杭 先端変位に寄与する項をそれぞれ設けて杭先端地盤の影響を評価できるように式の形を見直すとともに、載荷 試験から得られた Kvを精度よく推定できるように、杭工法に応じた補正係数を設定した Kvの推定式が規定さ れた。岩盤を支持層とした杭基礎においても実務設計で応答値を算出する上で Kvが必要となるが、道示IVで規 定された支持杭の Kvの推定式が適用できるかは明確になっていない。

そこで、本資料では道示IVで規定されている砂及び砂れきを支持層とした支持杭における K_vの推定式の推定 比(実測値/推定値)の統計量と、そのデータに岩盤を支持層としたデータを追加した場合の K_vの推定式の推 定比の統計量を比較することで、岩盤を支持層とした杭基礎における K_vの推定式の適用性を検討した。また、 岩盤を支持層とする場合において、K_vの推定式に用いる杭先端の鉛直方向地盤反力係数 k_vを算出する際の変形 係数 E₀の算出方法の違いが K_vの推定式の推定比の統計量に与える影響を検討した。

2. 杭の軸方向ばね定数の推定比の統計量について

2.1 砂及び砂れきを支持層とした場合

道示IV10.6.3 (2) 1) に規定されている K_V の推定式の推定比の統計量¹⁰を表参10.2.1に示す。この値は砂及び 砂れきを支持層とする鉛直載荷試験結果の分析に基づき検討されたものであり、 K_V の推定式に用いる k_v (式参 10.2.1)を算出する際の E_0 については、表参10.2.2に示すN値から E_0 を推定する場合(標準貫入試験のN値より $E_0 = 2800N$ で推定する)のN値は50を上限とした。これは、先端地盤のN値が50を超えると思われるものもある が、換算N値を求められないデータが圧倒的に多かったためである。なお、分析時に用いたデータにはN値から 推定する以外の方法で変形係数を求めたデータはなかった。

杭工法	平均	変動係数
場所打ち杭工法	0.92	0.47
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	1.05	0.42
プレボーリング杭	0.98	0.35
鋼管ソイルセメント杭工法	1.02	0.28

表参10.2.1 杭の軸方向ばね定数の推定比の統計量

$$k_{v} = k_{v0} \left(\frac{B_{v}}{0.3}\right)^{-3/4} = \frac{1}{0.3} \alpha E_{0} \left(\frac{D}{0.3}\right)^{-3/4}$$
(式参 10. 2. 1)

ここに、 k₁₀: 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

- B_v:基礎の換算載荷幅 (m) で、円形である杭基礎の場合には直径 D
- α:地盤反力係数の換算係数
- *E*₀:地盤の変形係数 (kN/m²)

	地盤反力係数の換算係数α				
変形係数 Eoの推定方法	作用の組合せに地震の 影響を含まない場合	作用の組合せに地震の 影響を含む場合			
直径 0.3mの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2			
孔内水平載荷試験から求めた変形係数	4	8			
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験か ら求めた変形係数	4	8			
標準貫入試験のN値よりE ₀ =2800Nで推定した変形係数	1	2			

耒糸 10 2 2	亦形区 数 E	と抽般反力区数の	Ь 街 区 数 α
1X岁 10. Z. Z	タルバホメ L(こ。心血及ノリホ致い	

2.2 岩盤を支持層としたデータを追加した場合

文献 1)で用いた載荷試験データに、岩盤を支持層とした載荷試験データを追加した *Kv*の推定比の統計量を算 出する。採用した載荷試験データ数を**表参** 10.2.3 に示す。岩盤を支持層とした載荷試験データ 37 例のうち、 支持層とする岩盤条件を満たさないデータ、平板載荷試験・先端載荷試験(部分載荷試験)・先端載荷試験を行 ったデータ及び杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を示せていないデータ(硬岩、中掘り杭コンクリート 打設方式)を除外することとした。また、降伏点に関しては**表参** 10.2.4 に示すように扱うこととした。*kv*を算 出する際に用いる *E*₀については、3.で後述する理由から N 値から推定することとし、N 値の条件設定につい てはバイリニア型の支持力推定線の折れ点での N 値を上限値とした換算 N 値を用いる方法とした。

図参10.2.1に文献1)に示されているデータと岩盤を支持層とした載荷試験データを比較した結果を示す。各 工法で岩盤データ数は少ないものの、文献1)データと概ね同様の推定比の傾向を示すことが確認された。

杭工法	文献1)データ	岩盤データ
場所打ち杭工法	35	3
中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)	47	4
プレボーリング杭	6	5
鋼管ソイルセメント杭工法	9	2

表参10.2.3 採用した載荷試験データ数

表参10.2.4 降伏点の扱い 降伏変位 Sau

	条件 降伏変位 Soy		降伏荷重 Poy	
1	折れ点が明確	荷重変位曲線における変位急増点又は	荷重変位曲線における変位急増点又は	
	な場合	両対数目盛での荷重変位曲線の折れ点	両対数目盛での荷重変位曲線の折れ点	
2	折れ点が不明	$S_{\rm oy}=S_{\rm os}$ (杭頭変位の特性値)	$P_{\rm oy} = P_{\rm os}$ (杭頭荷重の特性値) =0.63 $P_{\rm ou}$	
	確でWeibull近			
	似する場合			

※上記条件として杭体に周面抵抗力を低減させる処置(例えばSL剤塗布)を施していないもの



図参10.2.1 軸方向ばね定数の実測値と推定値の関係

2.3 比較結果

表参10.2.5に岩盤を支持層としたデータを追加した場合の統計量を示す。岩盤を支持層としたデータを追加した場合でも平均及び変動係数には大きな変化はみられなかった。このことから、岩盤を支持層とした杭基礎においても道示IVで規定されている支持杭の場合の*K*_Vの推定式を適用できると考えている。

+÷-〒シ+:	文献1)	データ	文献1)+岩盤データ	
们上伝	平均	変動係数	平均	変動係数
場所打ち杭工法	0.92	0.47	0.89	0.48
中掘り杭工法	1.05	0.42	1.04	0.42
(セメントミルク噴出攪拌方式)	1.05	0.42	1.04	0.45
プレボーリング杭	0.98	0.35	0.92	0.30
鋼管ソイルセメント杭工法	1.02	0.28	0.95	0.32

表参10.2.5 岩盤データを追加した軸方向ばね定数の推定比の統計量

3. E₀の算出方法による影響について

3.1 概要

2. 1 で述べたように、道示IVに規定されている K_V の推定式に用いる E_0 については、表参 10.2.2 に示す N 値から E_0 を推定する場合(標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2800N$ で推定する)の N 値は 50 を上限とした。一方、岩盤を支持層とする場合において、道示に規定されている K_V の推定式を適用する上で、 E_0 の取扱いが課題であり、 E_0 の算出方法の違いによる K_V の推定比の統計量に与える影響を検討することした。

3.2 N 値から E₀を推定する場合の N 値の条件設定について

岩盤を支持層とする場合において、N値から E₀を推定する場合のN値の条件設定方法が明確になっていない ことから、以下に示す2つの方法を提案し、それらの方法を用いた場合のK_vの推定比の統計量に与える影響を 比較する。

【方法1】: 岩盤における支持層とする条件(N値の場合 50以上)を考慮して、E₀算出時のN値は 50を上限 とせずに、バイリニア型支持力推定線の折れ点でのN値(図参10.3.1の破線位置でのN値、先端 支持力度 q_dが上限値となる位置でのN値の最小値)を上限値とした換算N値を用いる方法

【方法2】:砂・砂れきの場合と同様に Eo推定時のN値は 50を上限としたN値を用いる方法

方法1については、岩盤を支持層とした場合の杭先端の極限支持力度の特性値のN値から求める推定式より 表参10.3.1に示すようにN値の上限値が杭工法ごとに算定される。方法2については、岩盤における支持層 とする条件(N値の場合50以上)を考慮すると、載荷試験データから推定される E_0 は一律の値(2800× 50=140000kN/m²)となる。なお、いずれの方法も表参10.2.2に示す換算係数αは作用の組合せに地震の影響を 含まない場合の値とした。



図参 10.3.1 バイリニア型支持力推定線

	杭先端の極限支持力度の特性値	バイリニア型支持力推定線
杭工法	N値から求める場合	の折れ点
	$q_d(kN/m^2)$	(方法1でのN値上限)
場所打ち杭工法	60N≦12000	200
プレボーリング杭工法	140N≦17000	121
鋼管ソイルセメント杭工法	100N≦15000	150
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	125N≦15000	120

表参10.3.1 バイリニア型支持力推定線の折れ点(方法1でのN値上限)

表参10.3.2、図参10.3.2にN値の条件設定の影響を比較したKvの推定比の統計量の結果を示す。各工法で岩 盤データ数は少ないものの、方法1、方法2ともに文献1)データと概ね同様の推定比の傾向を示すことが確認 され、いずれの方法を用いたとしても統計量に与える影響としては小さいと考えられる。

	文献1)データ※		文献1)+岩盤データ			
	【方法2】		【方法1】		【方法2】	
杭工法	N値からE ₀ 推定		換算N値からEo推定		N値からEo推定	
	N值上限值50		N値上限値折れ点		N值上限50	
	平均	変動係数	平均	変動係数	平均	変動係数
場所打ち杭工法	0.92	0.47	0.89	0.48	0.98	0.49
中掘り杭工法	1.05	0.42	1.04	0.42	1.00	0.42
(セメントミルク噴出攪拌方式)	1.05	0.42	1.04	0.45	1.06	0.45
プレボーリング杭	0.98	0.35	0.92	0.30	0.94	0.29
鋼管ソイルセメント杭工法	1.02	0.28	0.95	0.32	1.03	0.29

表参10.3.2 岩盤データを追加した軸方向ばね定数の推定比の統計量(N値の条件設定の影響)

※文献1)データでは換算N値からEoを推定していない(方法1で実施していない)





3.3 N値以外の方法から E0を求める場合について

N 値以外の方法から *E*₀を求める場合について、砂及び砂れきを支持層とする場合では三軸圧縮試験値のデー タがないために検証されていない。一方、岩盤を支持層とする場合では、岩盤の力学特性等を考慮して杭先端 の極限支持力度の特性値は一軸圧縮強度から求める推定式が提案されており、N 値以外の方法から *E*₀を求める ことも考えられる。そこで、一軸圧縮試験から求めた *E*₀又は孔内水平載荷試験から求めた *E*₀に換算係数 α を 乗じて算出した *k*_Vを用いた *K*_vの推定値と実測値の関係を図参 10.3.3 に示す。一軸圧縮試験や孔内水平載荷試 験が行われているデータが少ないため限定されたデータからの判断ではあるが、一軸圧縮試験から *E*₀を求めて 換算係数 α を表参 10.2.2 に示す地震の影響を含まない場合の値である4を採用した場合の K_v の推定値が実測 値に対してかなり大きくなる(地盤ばねを硬く評価する)データがあった。また、同一の載荷試験データに対 して複数の方法で E_0 を求めた No.17、No.26 のデータによると、N 値から E_0 を推定した K_v の推定値が実測値に 近い傾向を示した。



(N値以外から*E*0を算出する場合の影響)

3.4 *E*₀の取扱いについて

上記に示した検討結果から、Kvの推定式に用いる k,を算出する際の E₀の取扱いについては、N 値以外の方法 から E₀を求めることに関してはデータが少なく、実測値に対して地盤ばねを硬く評価する可能性もあり、十分 に検証されていないことから、当面は N 値から E₀を推定することを基本とするのがよいと考えられる。なお、 その際の N 値の条件設定については、推定比の統計量に与える影響が小さく、岩盤における支持層とする条件 (N 値 50 以上)を踏まえて、バイリニア型支持力推定線の折れ点での N 値を上限値とした換算 N 値を用いる 方法がよいと考えられる。

4. まとめ

本資料では、岩盤を支持層とした杭基礎において、道示IVで規定されている支持杭の*Kv*の推定式の適用性を 検討した。採用データ数は少ないものの、岩盤を支持層とした載荷試験データを追加した場合でも、*Kv*の推定 比の統計量に与える影響はほぼないことが確認された。このことから、岩盤を支持層とした杭基礎において道 示IVで規定されている支持杭の*Kv*の推定式を適用することができると考えられる。

また、*Kv*の推定式に用いる*kv*を算出する際の*E*0の取扱いについては、当面はN値から*E*0を推定することを 基本とするのがよいとし、その際のN値の条件設定については、バイリニア型支持力推定線の折れ点でのN値 を上限値とした換算 N 値を用いる方法がよいとした。

今後の課題としては、さらなる載荷試験データの蓄積とともに、載荷試験を行う際のN値以外の方法から E₀ を求める場合の地盤調査データの蓄積も望まれる。

参考文献

1) 七澤利明,河野哲也,宮原清,大城一徳:杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究,土木研究所資料,第 4374 号, 2018.3.

参考資料11 道示Ⅳで用いる安定に関する照査で考慮する部分係数の適用性の検討について

1. 概要

本研究では、検討対象とした場所打ち杭工法(オールケーシング工法)、プレボーリング杭工法、鋼管ソイル セメント杭工法及び中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)について、岩盤を支持層とした場合の杭先 端の極限支持力度の特性値の推定式を提案した。一方、道示IVでは従来からの許容応力度法に替えて限界状態 設計法及び部分係数法が導入され、安定に関する耐荷性能の照査においては杭工法の種類に応じて部分係数が 規定されており、岩盤を支持層とした杭基礎での実務設計を行う上でも部分係数(調査・解析係数ξ」、抵抗係数 Φ_r)が必要となる。

そこで、本資料では表参11.1.1に示す道示IV10.5.2で規定されている地盤から決まる降伏支持力の特性値の 推定方法として推定式から求める場合の部分係数の検討時に用いた地盤から決まる極限支持力の特性値*R*_u及び 杭の軸方向ばね定数*K*_vの推定比(実測値/推定値)の統計量と、そのデータに岩盤を支持層としたデータを追 加した場合の各々の推定比の統計量を比較することで、岩盤を支持層とした杭基礎における安定に関する照査 で考慮する部分係数の適用性を検討した。

		抵抗係数 Φ r		
地盤から決まる降伏支持	調査・解析係数 _{ξ1}	打込み杭工法、	プレボーリング杭工	
力の特性値の推定方法		場所打ち杭工法、	法、鋼管ソイルセメン	
		中掘り杭工法	卜杭工法、回転杭工法	
推定式から求める場合	0.90	0.80	0.90	
載荷試験から求める場合	0.95	1	.00	

表参11.1.1 調査・解析係数及び抵抗係数

2. 地盤から決まる極限支持力の特性値の推定比の統計量について

2.1 砂及び砂れきを支持層とした場合(部分係数の検討時に用いたデータ)

道示IVに規定されている部分係数の検討時に用いた*R*_uの推定比の統計量¹⁾を表参11.2.1に示す。この値は支持 杭を対象としており、文献2)に示されている値から数字を0.05単位で丸めて設定している。

表参11.2.1 地盤から決まる極限支持力の推定比の統計量

杭工法	平均	変動係数
場所打ち杭工法	$\underline{1.03} \Rightarrow 1.00$	$\underline{0.36} \Rightarrow 0.40$
中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)	$\underline{1.05} \Rightarrow 1.00$	$\underline{0.30} \Rightarrow 0.35$
プレボーリング杭	$\underline{1.07} \Rightarrow 1.00$	$\underline{0.23} \Rightarrow 0.25$
鋼管ソイルセメント杭工法	$\underline{1.00} \Rightarrow 1.00$	$\underline{0.14} \Rightarrow 0.15$

※下線の数値:文献2)に示されている値

2.2 岩盤を支持層としたデータを追加した場合

文献 2)で用いた載荷試験データに、岩盤を支持層とした載荷試験データを追加して *R*_uの推定比の統計量を算 出する。採用した載荷試験データ数を**表参** 11.2.2 に示す。岩盤を支持層とした載荷試験データ 37 例のうち、 支持層とする岩盤条件を満たさないデータ、平板載荷試験・先端載荷試験(部分載荷試験)・先端載荷試験を行 ったデータ及び杭先端の極限支持力度の特性値の推定式を示せていないデータ(硬岩、中掘り杭コンクリート 打設方式)を除外することとした。また、杭先端地盤の地盤定数において q_u値があるデータは q_u値から求める 推定式を、q_u値がないデータは N 値から求める推定式を用いて推定値を算出した。

図参 11.2.1 に文献 2)に示されているデータと岩盤を支持層とした載荷試験データを比較した結果を示す。 各工法で岩盤データ数は少ないものの、文献 2)データと概ね同様の推定比の傾向を示すことが確認された。

杭工法	文献2)データ	岩盤データ		
場所打ち杭工法	62	5		
中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)	122	6		
プレボーリング杭	31	7		
鋼管ソイルセメント杭工法	20	2		

表参11.2.2 採用した載荷試験データ数

2.3 比較結果

表参11.2.3 に岩盤を支持層としたデータを追加した場合の推定比の統計量を示す。平均はすべての工法で文献2)に示されている値に比べて0.02 程度の微増であり、変動係数には大きな変化はみられなかった。平均については表参11.2.1 に示すように部分係数検討時の統計量は採用値を丸めていることから、微増の影響はほとんどないと考えられる。

杭工法	文献2) データ		文献2) +岩盤データ	
	平均	変動係数	平均	変動係数
場所打ち杭工法	1.03	0.36	1.05	0.36
中掘り杭工法	1.05	0.20	1.09	0.20
(セメントミルク噴出攪拌方式)	1.05	0.30	1.08	0.30
プレボーリング杭	1.07	0.23	1.10	0.21
鋼管ソイルセメント杭工法	1.00	0.14	1.02	0.14

表参11.2.3 岩盤データを追加した地盤から決まる極限支持力の特性値の推定比の統計量



図参11.2.1 極限支持力の実測値と推定値の関係

3. 杭の軸方向ばね定数の推定比の統計量について

3.1 砂及び砂れきを支持層とした場合(部分係数の検討時に用いたデータ)

道示IVに規定されている部分係数の検討時に用いた*Kv*は道示IV10.6.3 (2) 1) に示されている式を用いた推定 比の統計量¹⁾を**表参11.3.1**に示す。この値は文献2)に示されている値から数字を0.05単位で丸めて設定している。

杭工法	平均	変動係数		
場所打ち杭工法	$\underline{0.92} \Rightarrow 1.00$	$\underline{0.47} \Rightarrow 0.50$		
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	$\underline{1.05} \Rightarrow 1.00$	$\underline{0.42} \Rightarrow 0.45$		
プレボーリング杭	$\underline{0.98} \Rightarrow 1.00$	$\underline{0.35} \Rightarrow 0.35$		
鋼管ソイルセメント杭工法	$\underline{1.02} \Rightarrow 1.00$	$\underline{0.28} \Rightarrow 0.30$		

表参11.3.1 杭の軸方向ばね定数の推定比の統計量1)

※下線の数値: 文献 2)に示されている値

3.2 岩盤を支持層としたデータを追加した場合

文献 2)で用いた載荷試験データに、岩盤を支持層とした載荷試験データを追加した Kvの推定比の統計量を算 出する。採用した載荷試験データ数を表参 11.3.2 に示す。岩盤を支持層とした載荷試験データ 37 例のうち、 前述の 2.2 でのデータ採用条件に加えて、表参 11.3.3 に示すように降伏点を扱うこととした。杭先端の鉛直 方向地盤反力係数 kvの算出に用いる変形係数 Eoについては、N 値から算出することとし、N 値の上限はバイリ ニア型の支持力推定線の折れ点の値とした。

図参11.3.1に文献2)に示されているデータと岩盤を支持層とした載荷試験データを比較した結果を示す。各 工法で岩盤データ数は少ないものの、文献2)データと概ね同様の推定比の傾向を示すことが確認された。

杭工法	文献2)データ	岩盤データ
場所打ち杭工法	35	3
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	47	4
プレボーリング杭	6	5
鋼管ソイルセメント杭工法	9	2

表参11.3.2 採用した載荷試験データ数

表参11.3.3 降伏点の扱い

条件		降伏変位 Soy	降伏荷重 Poy	
1	折れ点が明確	荷重変位曲線における変位急増点又は	荷重変位曲線における変位急増点又は	
	な場合	両対数目盛での荷重変位曲線の折れ点	両対数目盛での荷重変位曲線の折れ点	
2	折れ点が不明	$S_{\rm oy}=S_{\rm os}$ (杭頭変位の特性値)	$P_{\rm oy} = P_{\rm os}$ (杭頭荷重の特性値) =0.63 $P_{\rm ou}$	
	確でWeibull近			
	似する場合			

※上記条件として杭体に周面抵抗力を低減させる処置(例えばSL剤塗布)を施していないもの



図参11.3.1 軸方向ばね定数の実測値と推定値の関係

3.3 比較結果

表参11.3.4に岩盤を支持層としたデータを追加した場合の統計量を示す。平均はすべての工法で文献2)に示 されている値に比べて0.01~0.07程度の微減であり、変動係数には大きな変化はみられなかった。平均について は表参11.3.1に示すように部分係数検討時の統計量は採用値を丸めていることから、変動の影響はほとんどな いと考えられる。

₩ 十 十 十 十 十 十 十 十 十 十 十 十 十	文献2)データ		文献2) +岩盤データ	
	平均	変動係数	平均	変動係数
場所打ち杭工法	0.92	0.47	0.89	0.48
中掘り杭工法	1.05	0.42	1.04	0.42
(セメントミルク噴出攪拌方式)	1.05	0.42	1.04	0.45
プレボーリング杭	0.98	0.35	0.92	0.30
鋼管ソイルセメント杭工法	1.02	0.28	0.95	0.32

表参11.3.4 岩盤データを追加した軸方向ばね定数の推定比の統計量

4. まとめ

本資料では、岩盤を支持層とした杭基礎において道示IVで規定されている安定に関する照査で考慮する部分 係数の適用性を検討した。岩盤を支持層とした載荷試験データを追加した場合でも、部分係数検討時に用いた *R*_uの推定比の統計量に与える影響はほとんどなかった。また、*K*_vにおいても採用データ数は少ないものの、岩 盤を支持層とした載荷試験データを追加した場合でも、部分係数検討時に用いた *K*_vの推定比の統計量に与える 影響はほとんどなかった。このことから、岩盤を支持層とした杭基礎において道示IVで規定されている安定に 関する照査で考慮する部分係数を適用することができると考えられる。

参考文献

- 七澤利明,河野哲也,坂下学:道路橋杭基礎の性能規定及び部分係数設計法に関する研究,土木研究所資料, 第 4382 号, 2018.12.
- 2) 七澤利明,河野哲也,宮原清,大城一徳:杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究,土木研究所資料,第 4374 号, 2018.3.

共同研究報告書 Cooperative Research Report of PWRI No.503 April 2019

編集·発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課 〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754