

# 既製コンクリート杭の性能評価手法 の高度化に関する共同研究報告書

[その2 (丸鋼を用いた載荷試験結果及び  
PHC杭のせん断耐力推定式の提案) ]

平成29年7月

国立研究開発法人 土木研究所  
学校法人 早稲田大学  
一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会

Copyright © (2017) 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。

# 既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化 に関する共同研究報告書

## 〔その2（丸鋼を用いた載荷試験結果及びPHC杭のせん断耐力推 定式の提案）〕

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  
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  
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 宮原 清<sup>※1</sup>  
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

学校法人 早稲田大学 創造理工学部 社会環境工学科 教授 秋山充良

一般社団法人 コンクリートパイプ 建設技術協会	設計委員会 委員	後庵満丸
一般社団法人 コンクリートパイプ 建設技術協会	設計委員会 委員	袴田智之
一般社団法人 コンクリートパイプ 建設技術協会	設計委員会 委員	桑山晋一
一般社団法人 コンクリートパイプ 建設技術協会	設計委員会 委員	鈴木慶吾
一般社団法人 コンクリートパイプ 建設技術協会	設計委員会 委員	渡辺正登
一般社団法人 コンクリートパイプ 建設技術協会	設計委員会 委員	船田一彦
一般社団法人 コンクリートパイプ 建設技術協会	事務局	石川一真 <sup>※2</sup>
一般社団法人 コンクリートパイプ 建設技術協会	事務局	長澤和彦 <sup>※3</sup>
一般社団法人 コンクリートパイプ 建設技術協会	事務局	奥村貴史

※1 現 日本ヒューム株式会社  
※2 現 ジャパンパイプ株式会社  
※3 現 株式会社トーヨーアサノ

## 要旨

平成24年に改定された道路橋示方書IV（以下、道示）の中では、高強度な鉄筋が標準的に使用可能になった。高強度な鉄筋の使用は、所要の耐震性能を確保するために必要な鉄筋量が普通強度鉄筋を用いた場合よりも削減可能となり、PHC杭の製造の省力化などをもたらすことが期待できる。また、次期道示の改定では、信頼性設計、限界状態設計の考えに基づく部分係数設計法の導入が予定され、PHC杭の性能についても例外ではなく、性能評価法を確立するとともに、部分係数設計法について検討していく必要がある。そこで、PHC杭の性能評価手法の高度化を図ることを目的とした共同研究を実施し、平成27年度及び平成28年度に実施した内容をまとめたものである。

キーワード：PHC杭、スパイラル鉄筋、変形能、部分係数設計、杭列数、曲げひび割れせん断試験、正負交番曲げ載荷試験

既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書  
〔その2（丸鋼を用いた載荷試験結果及びPHC杭のせん断耐力推定式の提案）〕

目 次

	PAGE
1. まえがき .....	1
2. せん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用いた既製コンクリート杭の載荷試験 .....	3
2. 1 目的 .....	3
2. 2 せん断補強鉄筋に高強度鉄筋の丸鋼を用いたせん断載荷試験 .....	3
2. 2. 1 試験概要 .....	3
2. 2. 2 試験項目一覧 .....	3
2. 2. 3 試験体および試験ケース .....	4
2. 2. 4 載荷装置 .....	4
2. 2. 5 載荷方法 .....	5
2. 2. 6 計測概要 .....	6
2. 2. 7 載荷試験結果 .....	7
2. 2. 8 試験結果の考察 .....	15
2. 3 せん断載荷試験結果のまとめ .....	16
2. 4 せん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用いた正負交番載荷曲げ試験（片持梁方式） .....	22
2. 4. 1 試験概要 .....	22
2. 4. 2 試験項目一覧 .....	22
2. 4. 3 試験体および試験ケース .....	22
2. 4. 4 載荷装置 .....	23
2. 4. 5 載荷方法 .....	23
2. 4. 6 計測概要 .....	25
2. 4. 7 載荷試験結果 .....	26
2. 4. 8 試験結果の考察 .....	34
2. 5 正負交番曲げ載荷試験のまとめ .....	37
3. せん断耐力推定式の検討 .....	40
3. 1 概要 .....	40
3. 2 既往の試験結果および今回の試験結果 .....	40

3. 3	既往のせん断耐力推定式 .....	42
3. 4	既往のせん断耐力推定式の推定精度の比較 .....	47
3. 4. 1	既往のせん断耐力推定式の推定精度について .....	47
3. 4. 2	既往の試験結果および今回の試験結果と既往のせん断耐力推定式の推定精度の比較 .....	51
3. 5	道路橋基礎に用いるせん断耐力推定式の検討 .....	56
3. 5. 1	既往のせん断耐力推定式の推定精度の分析 .....	56
3. 5. 2	せん断耐力推定式の提案 .....	62
3. 5. 3	せん断耐力推定式の提案式を用いた設計について .....	69
3. 6	まとめ .....	76
	参考資料1 一般的なPHC杭のせん断耐力推定について .....	78
4.	既設杭の曲げひび割れに関する調査 .....	80
4. 1	概説 .....	80
4. 2	曲げひび割れに関する既存の研究・報告 .....	80
4. 2. 1	鉄筋およびプレストレストコンクリートパイルの耐海水性（材令10年結果報告） .....	80
4. 2. 2	鉄筋コンクリートのひび割れと鉄筋の腐食に関する長期暴露試験 .....	83
4. 3	既設杭の実態調査結果 .....	87
4. 3. 1	調査概要 .....	87
4. 3. 2	調査項目一覧 .....	87
4. 3. 3	調査対象の既設杭 .....	87
4. 3. 4	調査方法 .....	89
4. 3. 5	調査結果 .....	90
4. 3. 6	調査結果の考察 .....	111
4. 4	まとめ .....	113
5.	杭列数の違いを考慮した部分係数設定のための基礎的な検討 .....	114
5. 1	概説 .....	114
5. 2	解析対象橋梁 .....	114

5. 3	本検討で用いるリダンダンシー評価 .....	115
5. 3. 1	限界状態 .....	115
5. 3. 2	リダンダンシーの定量化 .....	115
5. 4	解析モデル .....	116
5. 4. 1	杭軸方向の地盤抵抗特性のモデル化 .....	116
5. 4. 2	杭軸直角方向の地盤抵抗特性のモデル化 .....	117
5. 4. 3	考慮する不確定性の一覧 .....	119
5. 4. 4	入力地震動 .....	119
5. 5	解析対象橋梁杭基礎のリダンダンシー評価 .....	119
5. 5. 1	確定論的手法（プッシュオーバー解析）による統計 .....	119
5. 5. 2	確定論的手法（動的解析）による統計 .....	120
5. 6	リダンダンシーを考慮した橋梁杭基礎の耐震設計の提案 .....	136
5. 6. 1	概説 .....	136
5. 6. 2	提案する耐震設計式 .....	136
5. 6. 3	ケーススタディ .....	138
5. 7	まとめ .....	155
6.	まとめ .....	156
	参考資料 .....	159
1.	材料試験データ .....	159
2.	せん断補強鉄筋に用いた高強度強筋について .....	171

## 1. まえがき

近年、道路橋基礎に用いる既製コンクリート杭は、耐震性の向上が要求されており、断面力が大きくなる区間では従前より多くのスパイラル鉄筋を配筋するようになっている。一方で、平成 24 年に改定された道路橋示方書Ⅳ下部構造編・同解説（以下、道示Ⅳ）の中では、新たに SD390、SD490 までの高強度鉄筋が標準的に使用可能になった。高強度鉄筋の使用は、所要の耐震性能を確保するために必要な鉄筋量が普通強度鉄筋を用いた場合よりも削減可能となり、既製コンクリート杭の製造の省力化などをもたらすことが期待できる。また、次期道示の改定では、信頼性設計、限界状態設計の考えに基づく部分係数設計法の導入が予定されている。これに伴い、現行設計において用いられている経験的に確立されてきた安全率に代わり、様々な不確実な要因をデータと信頼性にに基づき確率的に評価した結果に基づいて設定する部分係数を用いた照査法の検討が進められている。既製杭についても例外ではなく、その新たな設計体系を見据えた性能評価法を確立するとともに、部分係数設計法について検討していく必要がある。

そこで、国立研究開発法人土木研究所、学校法人早稲田大学、および一般社団法人コンクリートパイル建設技術協会は、既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化を図ることを目的とした共同研究を実施している。

本報告書は、主として平成 27 年度及び平成 28 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る。各章の内容について以下に示す。

2 章では、十分なせん断耐力及び変形能を確保するため道示Ⅳに規定されている PHC 杭（以下、JIS 強化杭という）について、スパイラル鉄筋に丸鋼の高強度鉄筋（降伏強度  $490\text{N/mm}^2$ 、 $785\text{N/mm}^2$ ）を用いた杭のせん断載荷試験を行い、丸鋼の高強度鉄筋を用いた場合にも従来の異形鋼棒（SD345）と同様のせん断耐力が得られるのかを確認する。また、杭材の変形能の詳細を調べるために、片持梁方式の正負交番曲げ載荷試験を行い、スパイラル鉄筋に SD490 を用いた場合にもせん断補強鉄筋及び横拘束鉄筋の機能を発揮するとともに同等の変形能が得られるのかを確認する。

3 章では、実際のせん断耐力を精度よく評価できる手法を検討するため、各種せん断耐力推定式の分析を行い、分析結果を基に精度よく評価できる手法の提案を行う。

4 章では、既製コンクリート杭の耐久性の検討として、橋梁の撤去の際の地中に埋設された既設コンクリート杭を収集し、ひび割れと鋼材の腐食状況、コンクリートの中酸化状況の調査結果を示す。

5 章では、杭列数の違いを考慮した部分係数設定のための基礎的な検討として、リダンダンシーに着目し、橋梁杭基礎を対象として、倒壊につながる限界状態に対する余裕度の違いを考慮した耐震設計法についての基礎検討を行った結果を示す。

6 章では、本報告書のまとめについて示す。



## 研究体制

表に平成 27～28 年度の共同研究担当者名簿を示す。

研究細目： ① 載荷計画 ② 試験体製造 ③ 載荷試験 ④ 結果、整理、解析

所属名	氏名	役職名	研究細目			
			①	②	③	④
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 橋梁構造研究グループ 上席研究員	◎	○	○	◎
	河野 哲也	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	◎	○	○	◎
	宮原 清	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※1	◎	○	○	◎
	今 広 人	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	◎	○	○	◎
学校法人 早稲田大学	秋 山 充 良	創造理工学部 社会環境工学科 教授	◎	○	○	◎
一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会	後 庵 満 丸	技術委員 (設計委員長)	◎	◎	◎	◎
	袴 田 智 之	技術委員 (WG 主査)	◎	◎	◎	◎
	桑 山 晋 一	技術委員	◎	◎	◎	◎
	鈴 木 慶 吾	技術委員	◎	◎	◎	◎
	渡 辺 正 登	技術委員	◎	◎	◎	◎
	船 田 一 彦	技術委員	◎	◎	◎	◎
	石 川 一 真	事務局※2	◎	◎	◎	◎
	長 澤 和 彦	事務局※3	◎	◎	◎	◎
	奥 村 貴 史	事務局	◎	◎	◎	◎

※1 現 日本ヒューム株式会社

※2 現 ジャパンパイル株式会社

※3 現 株式会社トーヨーアサノ

## 2. せん断補強鉄筋に高強度鉄筋を用いた既製コンクリート杭の載荷試験

### 2. 1 目的

道示IV<sup>1)</sup>に規定されている高強度鉄筋としては、SD390 および SD490 が標準的に使用可能になった。高強度鉄筋の使用は、所要の耐震性能を確保するために必要な鉄筋量が普通強度鉄筋 (SD345) を用いる場合より削減可能となり、既製コンクリート杭の製造の省力化などをもたらすことが期待できる。既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書〔その 1 (載荷試験結果)〕<sup>2)</sup>では SD490 を用いた杭と従来からのスパイラル鉄筋 SD345 を用いた杭のせん断載荷試験および正負交番載荷曲げ試験を行った。

今回は、せん断耐力の確認ではスパイラル鉄筋に異形鋼棒ではなく、丸鋼の高強度鉄筋 (降伏強度  $490\text{N/mm}^2$ 、 $785\text{N/mm}^2$ ) を用いた試験を実施して同様のせん断耐力が得られるかを確認する。使用する丸鋼は建築分野で CPRC 杭、PRC 杭として通常使用されているもので、建築基準法第 37 条に基づく品質を大臣が指定する JIS 又は JAS に適合するものである。ここでは、高強度鉄筋の丸鋼で降伏強度が  $490\text{N/mm}^2$  のものを丸鋼 490、 $785\text{N/mm}^2$  のものを丸鋼 785 と称す。

杭材の変形能の詳細を調べるために片持梁方式の曲げ試験を実施した。スパイラル鉄筋に SD490 を用いた場合にもせん断補強鉄筋および横拘束鉄筋の機能を発揮するとともに同等の耐力や変形能が得られるかを確認する。

### 2. 2 せん断補強鉄筋に高強度鉄筋の丸鋼を用いたせん断載荷試験

#### 2. 2. 1 試験概要

参考文献 2) での試験結果を「その 1」とし、今回追加した試験結果を「その 2」とする。道示IVにおいて、SD390 および SD490 をスパイラル鉄筋に用いた場合のせん断補強鉄筋としての効果が、十分に検証されていないため、SD345 と同一の許容応力度を用いると規定されている。このため、その 1 では SD490 と SD345 をスパイラル鉄筋として用いた JIS 強化杭のせん断載荷試験を行い、SD490 の降伏強度の高さに応じたせん断抵抗が期待できることを確認した。

既製コンクリート杭のせん断補強鉄筋には、製造の省力化のために昔から丸鋼が使用されている。このため、線材メーカーも既製コンクリート杭のせん断補強鉄筋に用いる高強度の異形鋼棒を常時製造していない。杭のロッドが少ない場合、線材が入手できず製造できない場合がある。建築分野では高強度鉄筋の丸鋼を常時使用している。スパイラル鉄筋の仕様として丸鋼が道示に記載されれば土木分野において、少ない杭の製造ロッドでも製造が可能となる。その 2 では高強度鉄筋の丸鋼を用いた場合のせん断耐力を検証すべく、丸鋼 490 および丸鋼 785 を用いた JIS 強化杭のせん断載荷試験を実施した。

#### 2. 2. 2 試験項目一覧

主な試験項目は以下の 7 項目とし、載荷荷重とスパイラル鉄筋のひずみを連続的に計測した。

- (1) 斜めひび割れ荷重、破壊荷重とその形態
- (2) 斜めひび割れ発生状況

- (3) 貼り付けゲージのひずみ測定
- (4) 変位量測定
- (5) コンクリートの圧縮強度、引張強度、ヤング率、ポアソン比
- (6) スパイラル鉄筋の引張強度とヤング率
- (7) 杭体の壁厚測定

### 2. 2. 3 試験体および試験ケース

試験体諸元を表 2.2.1、試験ケースを表 2.2.2 に示す。スパイラル鉄筋は、いずれのケースも  $\rho_s \cdot \sigma_y \geq 2.45$  となるように配筋した。

表 2.2.1 試験体諸元

試験体 No.	呼び名 D (mm)	壁厚 T (mm)	種類	PC鋼材			有効プレストレス $\sigma_{ce}$ (N/mm <sup>2</sup> )
				径 (mm)	本数 (本)	断面積 $A_p \times 10^2$ (mm <sup>2</sup> )	
5	600	90	B	9.14	24	1575	8.0
6							

表 2.2.2 試験ケース

試験体 No.	製造 工場	呼び名	種類	長さ L (m)	有効 プレストレス (N/mm <sup>2</sup> )	杭体内 中詰め	軸力 (kN)	備考
5	三谷 セキサン	600	B	5.0	8.0	無し	なし	丸鋼490 φ6.5@50
6						無し		丸鋼785 φ6.0@65

### 2. 2. 4 荷重装置

荷重方法を図 2.2.1 に示し、荷重スパンを表 2.2.3 に示す。荷重方法は、通常杭のせん断荷重試験で用いられる連続梁方式とした。この方式は、せん断荷重区間の中央で曲げモーメントが零になる方式で荷重荷重に対して効率良くせん断荷重が実施できる。この方式の荷重荷重 F と杭体のせん断力 Q の間には、式 (2.2.1) の関係が成り立つ。

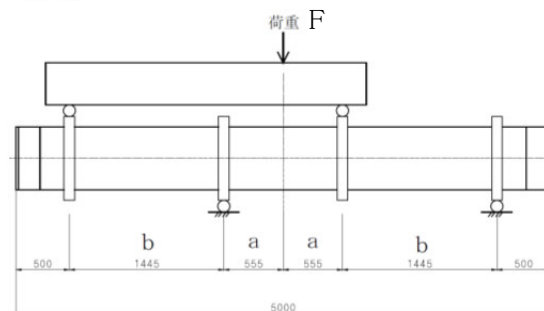


図 2.2.1 荷重方法

$$Q=F \cdot b/(2a+b) \dots\dots\dots (2.2.1)$$

表 2.2.3 荷重スパン

試験体 No.	外径 D (mm)	種類	長さ L (m)	せん断スパン a (m)	張出し荷重長 b (m)
5	600	B	5.0	0.555	1.445
6				0.555	1.445

### 2.2.5 荷重方法

荷重方法は、図 2.2.2 に示すように 4 サイクルとした。斜めひび割れサイクルと破壊サイクルは、荷重時に斜めひび割れの発生、破壊で除荷して終了とした。残りの 2 サイクルは当初道路橋の L1 荷重、L2 荷重のサイクルを考えていたが、試験時のせん断耐力が大きくなることが想定されたため、L1 相当荷重は、杭材は実測断面積を、スパイラル鉄筋の強度は実測の降伏強度の $1/\sqrt{3}$ 、コンクリートのせん断応力度は $0.85\text{N/mm}^2$ を用いて算出した。L2 相当荷重は、杭材は実測断面積を、スパイラル鉄筋の強度はスパイラル鉄筋の実測の降伏強度を、コンクリートせん断応力度は $1.275\text{N/mm}^2$ を用いて算出した。計測は荷重時、除荷時とも 10kN 荷重差が生じたタイミングで計測した。また、各サイクルのピーク荷重は、適宜マニュアルで計測した。杭材の破壊荷重は、杭材がせん断破壊して荷重が保持できなくなった時点で除荷した。

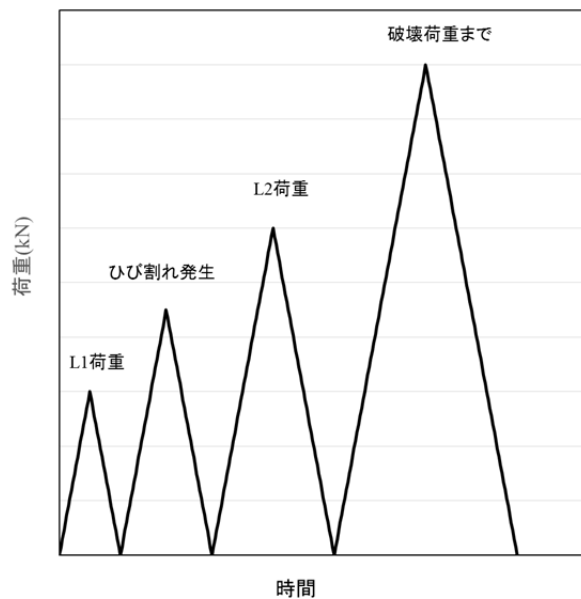


図 2.2.2 荷重サイクルの例

## 2. 2. 6 計測概要

図 2. 2. 3 に杭表面のロゼットゲージ位置を、また、図 2. 2. 4 にスパイラル鉄筋のひずみゲージ位置を示す。また、図 2. 2. 5 には変位計の取り付け位置を示す。

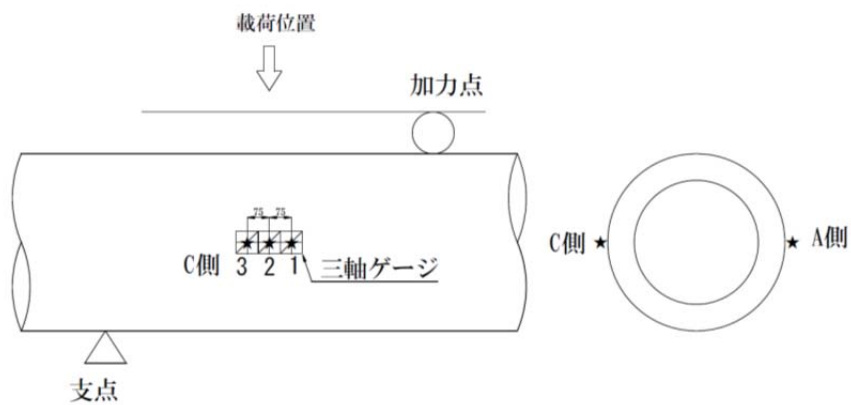


図 2. 2. 3 杭表面ロゼットゲージ位置

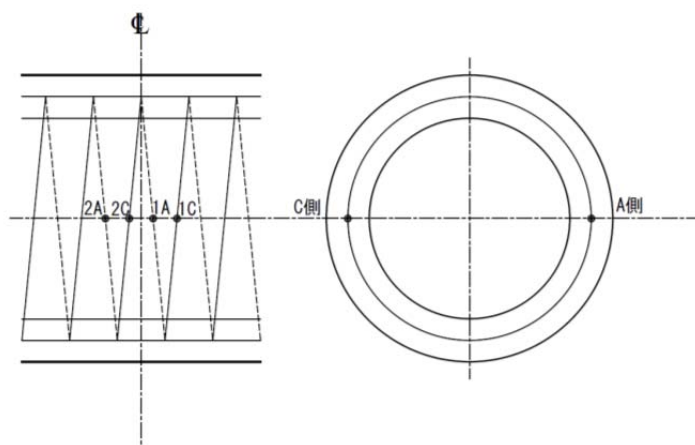


図 2. 2. 4 スパイラル鉄筋ひずみゲージ位置

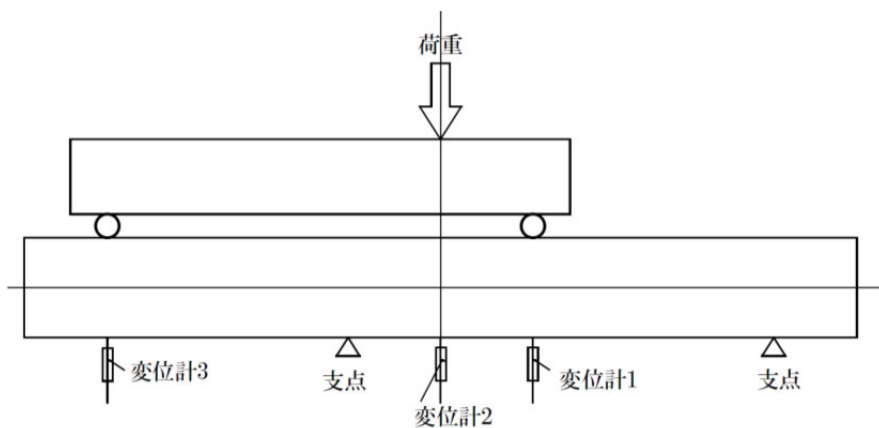


図 2. 2. 5 変位測定位置

## 2. 2. 7 載荷試験結果

### (1) 試験体寸法実測値一覧

表 2. 2. 4 にせん断載荷試験に使用した杭体の実測値一覧を示す。

表 2. 2. 4 試験体寸法実測一覧

試験体番号	杭径 (mm)	壁厚 (mm)	スパイラル鉄筋				中詰	試験日
			線径 (mm)	ピッチ (mm)	記号	せん断 スパン比		
5	600	103.1	6.5	50	丸鋼490	1.0	無し	2015年7月1日
6	600	101.1	6	65	丸鋼785	1.0	無し	2015年7月2日

### (2) コンクリート強度試験一覧

表 2. 2. 5 に試験体に使用したコンクリートの圧縮試験および引張強度を示す。

表 2. 2. 5 コンクリートの強度試験一覧

試験杭No.	供試体 製作日	試験実施日	材 齢	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
5	2015年5月26日	2015年7月2日	37	100.6	43533	0.221	5.99
6	2015年5月25日	2015年7月1日	37	104.1	44167	0.222	6.06

### (3) スパイラル鉄筋の仕様

表 2. 2. 6 にスパイラル鉄筋の仕様を示す（鉄筋のミルシート参照）。

表 2. 2. 6 スパイラル鉄筋の仕様

試験体No.	スパイラル鉄筋名称	降伏点強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )
No.5	丸鋼490 D6.5	554	611
No.6	丸鋼785 D6.0	980	1093

(4) 試験体のせん断耐力諸数値

表 2.2.7 に試験体のせん断耐力設計値および計算値を示す。それぞれ道示IVに示された式(2.2.2)を用いている。設計値は規格値を用いたもの、計算値は実測の杭径、壁厚と、スパイラル鉄筋の引張試験値を用いた。

$$P_S = S_S + S_C \quad (2.2.2)$$

$$S_C = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \quad (\text{ただし、} c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c = \tau_a) \quad (2.2.3)$$

$$S_S = \frac{A_W \cdot \sigma_{s,y} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot s} \quad (2.2.4)$$

$S_C$  : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

$S_S$  : 斜引張鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

ただし、せん断スパン  $a$  が  $\frac{d}{1.15} > a$  のとき  $a$  を使用する。

$D$  : 杭径 (mm)

$b$  : 部材断面幅 (等積箱形断面の腹部の合計幅とする) (mm)

$$b = t \cdot \sqrt{\pi}$$

$t$  : 壁厚 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$$d = \frac{1}{2} \cdot h + \frac{1}{\pi} \cdot 2 \cdot \sqrt{2} \cdot r_s$$

$h$  : 等積箱形断面の部材断面の部材高 (mm)

$$h = 1/2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot D$$

$r_s$  : 円中心から主鉄筋重心までの距離 (mm)

$c_N$  : 軸方向圧縮力による補正係数

$$c_N = 1 + \frac{M_0}{M} \quad \text{ただし、} 1 \leq c_N \leq 2$$

$M_0$  : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント (kN・m)

$$M_0 = \left( \sigma_{ce} + \frac{N}{A_c} \right) \cdot \frac{I_c}{y}$$

$M$  : 作用曲げモーメント (終局曲げモーメント) (kN・m)

$N$  : 作用軸力 (死荷重作用時) (kN)

$A_c$  : 杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$I_c$  : 杭の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$y$  : 杭中心から引張縁までの距離 (mm) (=D/2)

$\sigma_{ce}$  : 有効プレストレス (N/mm<sup>2</sup>)

張出しせん断方式では、理論上  $M=0$  なので、 $c_N = 2$  で固定する。

$\tau_a$  : 許容せん断応力度 (=1.5×0.85 とする) (N/mm<sup>2</sup>)

$A_w$  : 斜引張鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 斜引張鉄筋の実断面積 $\times 2$

$s$  : 斜引張鉄筋の間隔 (mm)

$\sigma_{s_y}$  : 斜引張鉄筋の降伏強度 (規格値 345  $\text{N/mm}^2$ )

$\theta$  : 斜引張鉄筋が部材軸力方向となす角度 ( $90^\circ$ とする)

表 2.2.7 試験体のせん断耐力設計値および計算値

試験体 No.		杭径 (mm)	壁厚 (mm)	スパイラル鉄筋			$\rho_s \sigma_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	せん断耐力(式(2.2.1))		
				線径 (mm)	ピッチ (mm)	降伏強度 $\sigma_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )		$S_c$ (kN)	$S_s$ (kN)	$P_s$ (kN)
5	設計値	600	90	6.5	38.5	345	2.45	202	255	456
	計算値	600	103.1	6.5	50	554	2.79	234	322	556
6	設計値	600	90	6	33.4	345	2.45	202	254	456
	計算値	600	101.1	6	65	980	3.32	230	373	603

※ $\rho_s$  : スパイラル鉄筋の体積比

#### (5) せん断載荷試験結果

図 2.2.6 にせん断載荷試験の載荷荷重と図 2.2.5 の変位 2 の荷重変位関係を示す。図中の道示IVの計算値は、表 2.2.7 に示した計算値から式 (2.2.2) により載荷荷重に換算したものである。また、斜めひび割れ発生は、目視で斜めひび割れの発生を確認した際の荷重である。表 2.2.8 にせん断載荷試験の試験結果を示す。

表 2.2.8 せん断載荷試験結果

試験体 No.	杭径 (mm)	載荷荷重 (kN)	実測値(せん断力)		破壊形状
			ひび割れ発生 (kN)	せん断耐力 (kN)	
5	600	1577	339	891	せん断
6	600	1591	288	899	せん断



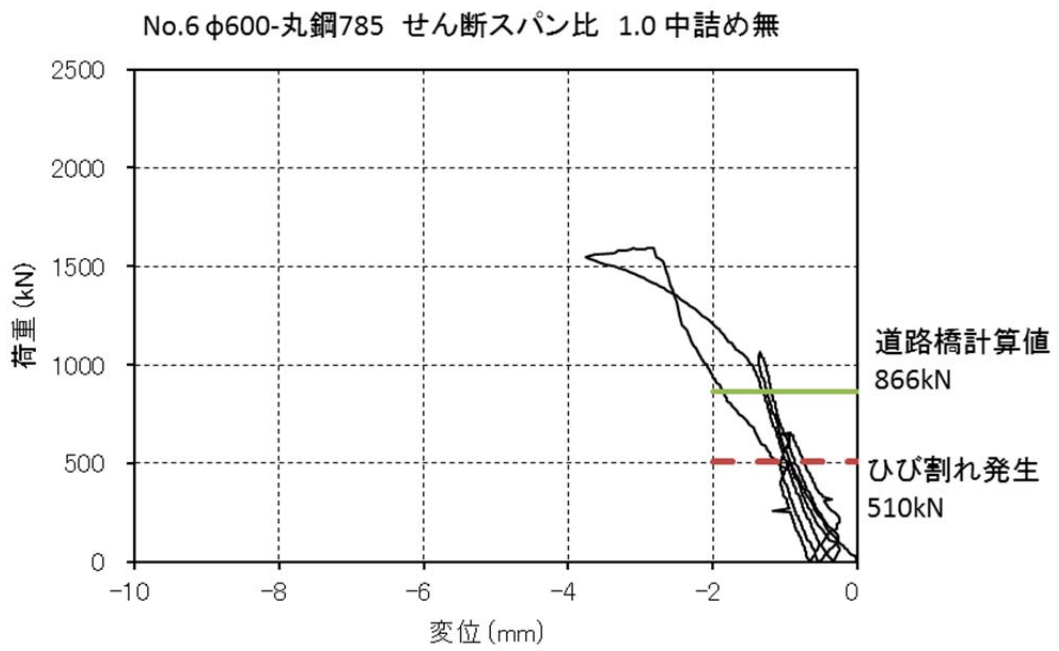
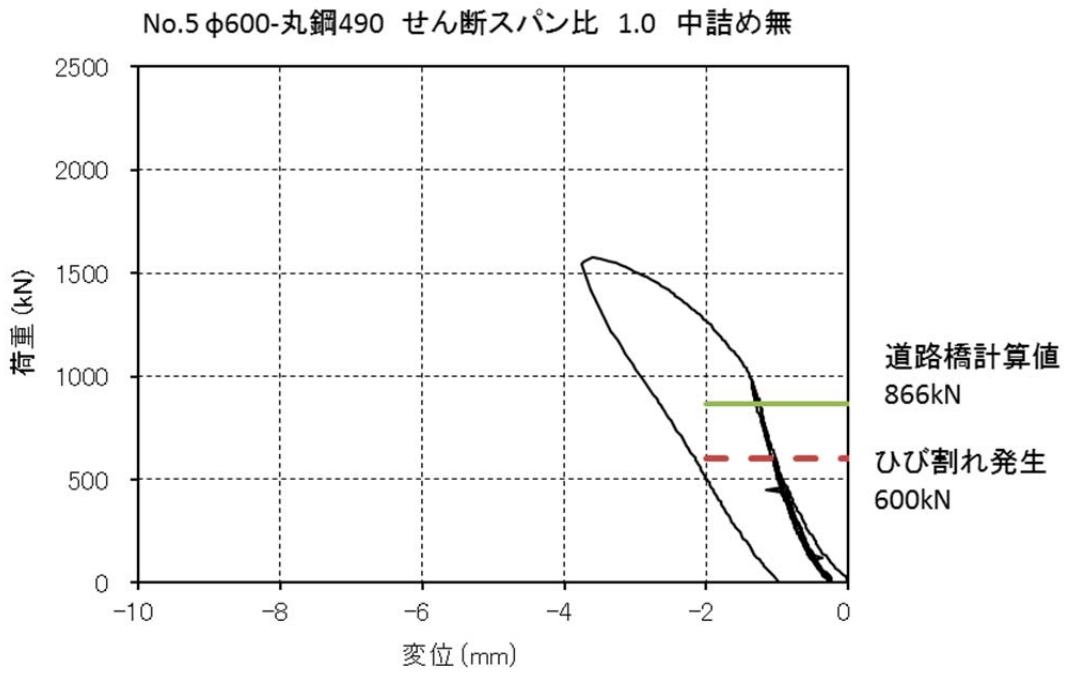


図 2.2.6 荷重変位関係

1) No.5 φ600-丸鋼490 中詰なし、せん断スパン比1.0 せん断破壊 せん断耐力 891 kN

No.5のスパイラル鉄筋はφ6.5mmの丸鋼、ピッチ50mmである。図2.2.7にスパイラル鉄筋のひずみと荷重の関係を示す。(a)および(c)の図は、杭体の斜めひび割れとスパイラル鉄筋のひずみの増加傾向の詳細を確認するために、横軸のひずみを0~500μに拡大したものである。杭体に斜めひび割れが発生すると同時にスパイラル鉄筋のひずみが増加しており、せん断耐力にスパイラル鉄筋が寄与していることが確認できる。斜めひび割れ発生後のスパイラル鉄筋のひずみは、荷重の増加とともに大きくなり、破壊荷重に近づくまで、ひずみは増加する傾向である。

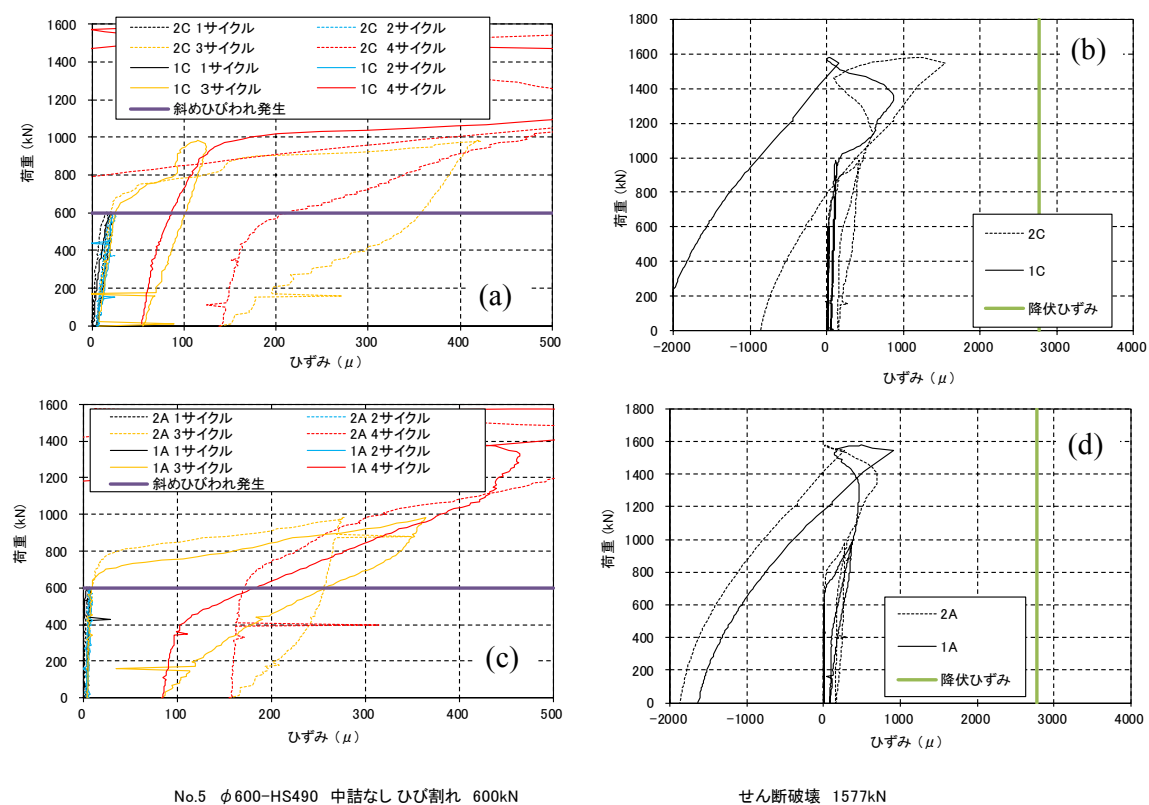


図 2.2.7 No.5 スパイラル鉄筋のひずみと荷重の関係

2) No.6  $\phi 600$ -丸鋼 785 中詰なし、せん断スパン比 1.0 せん断破壊 せん断耐力 899 kN

No.6 のスパイラル鉄筋は、丸鋼  $\phi 6\text{mm}$ 、ピッチ 65mm としている。図 2.2.8 にスパイラル鉄筋のひずみと荷重の関係を示す。(a) および (c) の図は、杭体の斜めひび割れとスパイラル鉄筋のひずみの増加傾向の詳細を確認するために、横軸のひずみを 0~500 $\mu$  に拡大したものである。No.5 の丸鋼 490 と同様に、杭体に斜めひび割れが発生すると同時にスパイラル鉄筋のひずみが増加しており、せん断耐力にスパイラル鉄筋が寄与していることが確認できる。斜めひび割れ発生後のスパイラル鉄筋のひずみは、荷重の増加とともに大きくなり、破壊荷重に近づくまで、ひずみは増加する傾向である。

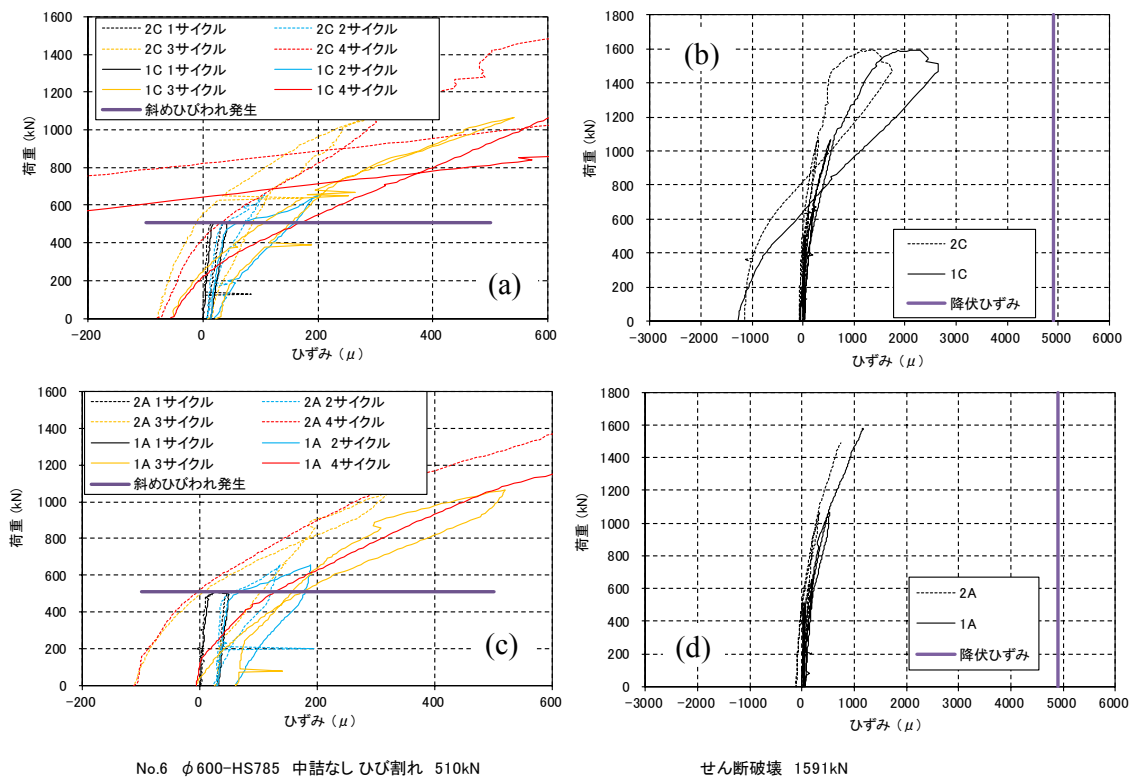
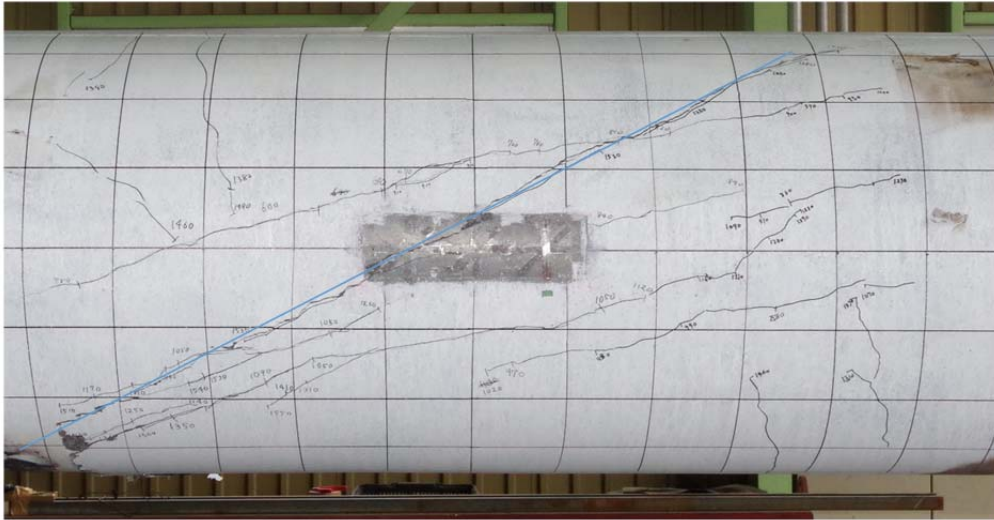
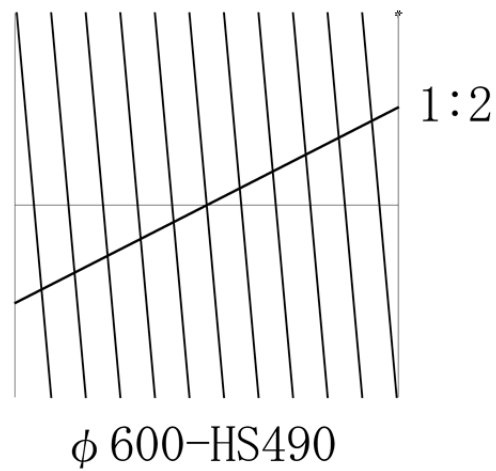


図 2.2.8 No.6 スパイラル鉄筋のひずみと荷重の関係

3) 図 2.2.9 に No.5 における斜めひび割れ状況およびスパイラル鉄筋の配置と斜めひび割れ位置の関係を示す。No.5 は、1:2 の大きな斜めひび割れが発生した。また、その大きな斜めひび割れの周りにはスパイラル鉄筋に対して、直角方向に斜めひび割れが発生した。



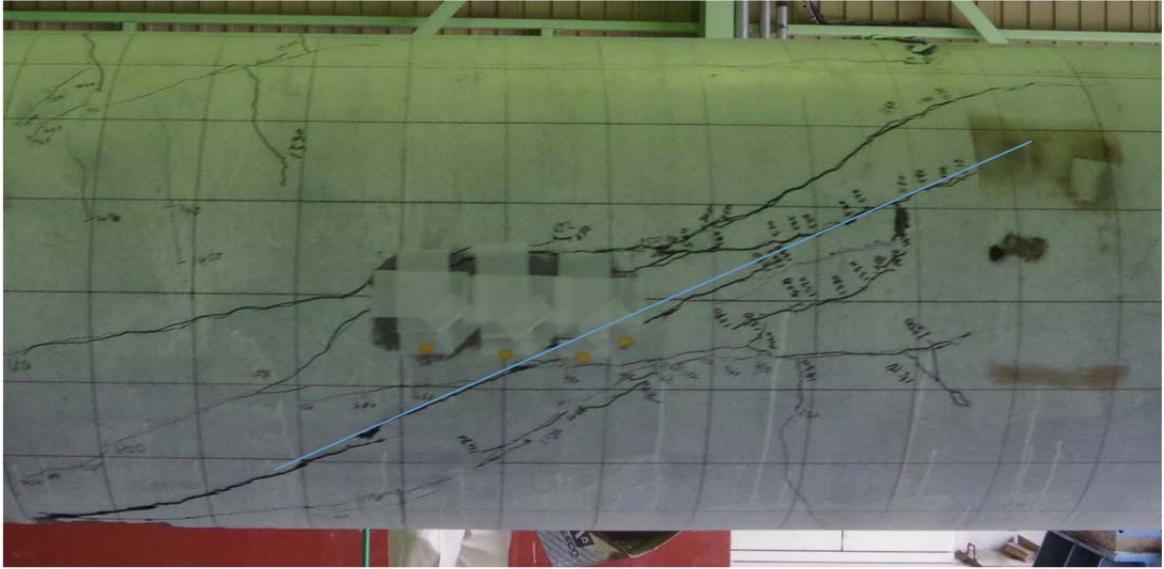
( i ) No.5 C 側の破壊時の斜めひび割れ状況



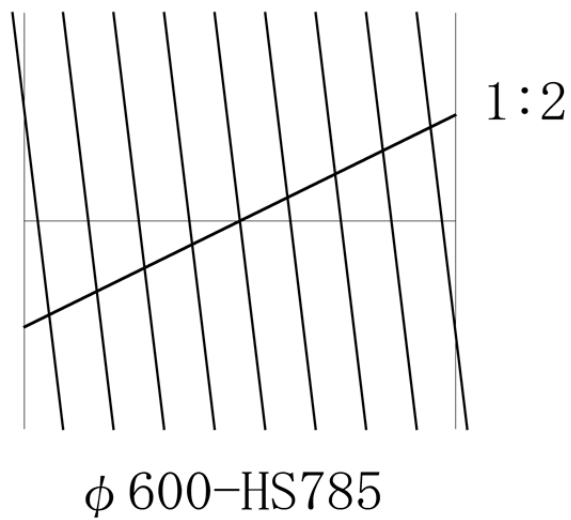
( ii ) No.5 スパイラル鉄筋の配置と斜めひび割れ位置

図 2.2.9 No.5 における斜めひび割れ状況およびスパイラル鉄筋の配置と斜めひび割れ位置の関係

4) 図 2. 2. 10 に No.6 における斜めひび割れ状況およびスパイラル鉄筋の配置と斜めひび割れ位置の関係を示す。No.6 は、1 : 2 の大きな斜めひび割れが発生した。写真に示すように中央付近に集中する傾向があった。



( i ) No.6 C 側の破壊時の斜めひび割れ状況



( ii ) No.6 スパイラル鉄筋の配置と斜めひび割れ位置

図 2. 2. 10 No. 6 における斜めひび割れ状況およびスパイラル鉄筋の配置と斜めひび割れ位置の関係

## 2. 2. 8 試験結果の考察

表 2. 2. 7 に杭の外径とせん断補強鉄筋の配置仕様を示す。試験体のスパイラル鉄筋は、 $\rho_s \cdot \sigma_y \geq 2.45$  を満足するように配置した。鉄筋径が同じであれば線材の強度が上がれば配置ピッチが大きくなる。今回の試験体の  $\rho_s \cdot \sigma_y$  は  $2.79 \text{ N/mm}^2$  (No.5)、 $3.32 \text{ N/mm}^2$  (No.6) である。表 2. 2. 9 に表 2. 2. 7 に示した計算値と試験値の比較を示す。道示のせん断耐力式の数値は丸鋼の実測値を用いた計算値である。せん断耐力の実測値は  $891 \text{ kN}$  (No.5)、 $899 \text{ kN}$  (No.6) となり、道示のせん断耐力式を上回り、高強度鉄筋の丸鋼でも異形鋼棒同様に十分なせん断耐力が得られることを確認した。

表 2. 2. 9 せん断耐力式の計算値と実測値の比較

試験体 No.	杭径 (mm)	せん断耐力(式(2.2.2))			実測値(せん断力)		破壊形状
		$S_c$ (kN)	$S_s$ (kN)	$P_s$ (kN)	ひび割れ発生 (kN)	せん断耐力 (kN)	
5	600	234	322	556	339	891	せん断
6	600	230	373	603	288	899	せん断

### 2. 3 せん断載荷試験結果のまとめ

その1およびその2での実験ケースおよび試験体の諸元は、表2.3.1に示すとおりである。試験体のパラメータは、スパイラル鉄筋の種類のほか、杭のせん断耐力に影響すると考えられる中詰めコンクリートの有無、杭径、せん断スパン比をパラメータとした7ケースである。なお、試験体の有効プレストレス量は7ケース全て8N/mm<sup>2</sup>とした。

スパイラル鉄筋の種類は、従来から使用されているSD345 (No.1)、高強度鉄筋のSD490 (No.2~4、No.7)、丸鋼490 (No.5) および丸鋼785 (No.6) の4種類とした。なお、 $\rho_s \cdot \sigma_y$ が2.45N/mm<sup>2</sup>以上、かつ各ケースで概ね同等となるように設定した。また、杭径は道路橋基礎として使用される実績から、600mm (No.1~6) と1000mm (No.7) の二種類とした。せん断スパン比は、0.5 (No.2) と1.0 (No.1、3~7) とした。中詰めコンクリートの有無の影響は、杭径600mm、スパイラル鉄筋SD490の杭を用いて検討する。なお、中詰めコンクリートの打設範囲は、杭の全長である。

表 2.3.1 実験ケースおよび試験体の諸元

No	杭長	杭径	壁厚	せん断 スパン 比	中 詰め	PC 鋼棒			スパイラル鉄筋					スパイラル 鉄筋の 体積比* $\rho_s$ = $4A_h/sd$	$\rho_s \cdot \sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	
	L	D	t			径-本	断面積 $A_p$	配置 直径	種類	降伏強度 $\sigma_y$	径	断面積 $A_h$	間隔 s			有効径 d
	m	mm	mm			mm-本	mm <sup>2</sup>	mm	-	N/mm <sup>2</sup>	mm	mm <sup>2</sup>	mm			mm
1	5.0	600	90	1	無	9-24	1536	510	SD345	345	10	71.33	70	529	0.00771 (1.00)	2.66
2	5.0	600	90	0.5	有	9-24	1536	510	SD490	490			100	529	0.00539 (0.70)	2.64
3	5.0	600	90	1	有	9-24	1536	510	SD490	490			100	529	0.00539 (0.70)	2.64
4	5.0	600	90	1	無	9-24	1536	510	SD490	490			100	529	0.00539 (0.70)	2.64
5	5.0	600	90	1	無	9-24	1536	510	丸鋼490	490	6.5	33.18	50	529	0.00502 (0.65)	2.46
6	5.0	600	90	1	無	9-24	1536	510	丸鋼785	785	6	28.27	65	529	0.00329 (0.43)	2.58
7	7.0	1000	130	1	無	10-46	3611	890	SD490	490	10	71.33	60	900	0.00528	2.59

\*: ( ) 内の数値は、SD345を使用した場合の $\rho_s$ との比

表 2.3.2 材料試験結果および載荷試験結果

No.	試験体の計測結果						せん断力		
	杭径 (mm)	壁厚 (mm)	コンクリートの圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	中詰めコンクリートの圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	スパイラル鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\rho_s \sigma_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	斜めひび割れ発生荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	破壊形状
1	602.3	107.0	92.4	—	413	3.14	271	905	せん断
2	600.0	107.0	112.9	39.2	610	3.61	769	1883	せん断
3	600.7	101.3	116.2	38.3	610	3.35	583	1143 以上	曲げ
4	600.5	94.8	113.0	—	610	3.49	379	1001	せん断
5	601.1	103.1	100.6	—	554	3.03	339	891	せん断
6	599.7	101.1	104.1	—	980	3.57	288	899	せん断
7	997.3	146.0	106.3	—	610	3.67	1068	2372 以上	曲げ

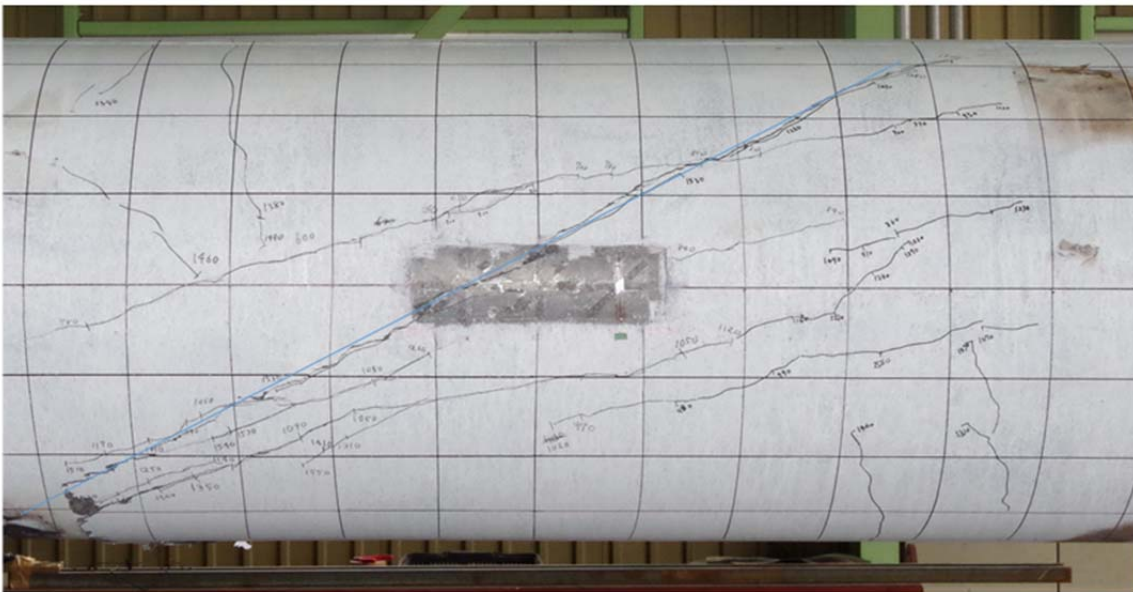
その1およびその2で実施した材料試験結果および載荷試験結果を表2.3.2に示す。中詰めの有無による違いについては、No.3、No.4は同一仕様で中詰めの有無を比較することができる。コンクリートの圧縮強度はNo.3が116.2kN、No.4が113.0kNと近似している。中詰めありのNo.3は、曲げ破壊でせん断耐力は確認できてないが、斜めひび割れ発生した荷重は583kN、これに対して中詰めなしのNo.4での斜めひび割れ発生した荷重は379kNと1.54倍あり、中詰めの効果がみられる。

異形鋼棒と丸鋼の違いについては、写真2.3.1に異形鋼棒（No.4）と丸鋼（No.5）の試験終了時の比較を示す。斜めひび割れの差をみるために、図2.3.1に写真の100mm間隔の線を基にして水平方向に50mmピッチで斜めひび割れを読み取りプロットした。黒の実線がNo.4の異形鋼棒、赤の破線がNo.5の丸鋼の結果を示す。同様にNo.1とNo.6の比較も示した。図を見ると丸鋼の斜めひび割れが杭の中心付近に集まる傾向にあった。斜めひび割れ角度とその頻度を調べる目的で、図2.3.2に斜めひび割れの角度の発生頻度を表したものである。横軸は水平方向を0°として角度が4度ピッチで発生した斜めひび割れの角度を示した。縦軸は個々の斜めひび割れ角度の長さで斜めひび割れ全長の百分率である。異形鋼棒は斜めひび割れ角度が10度前後と20度前後（No.4のみ）に斜めひび割れが集中する傾向にあった。丸鋼は10度から30度の範囲に角度が分散する傾向にあった。



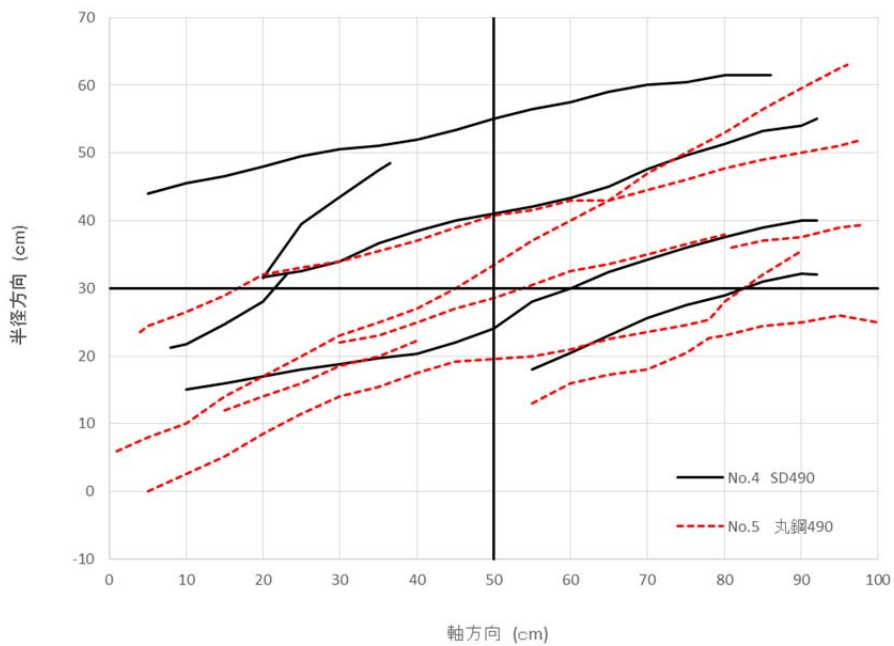


(i) No. 4  $\Phi 600$  SD490 (異形鋼棒)

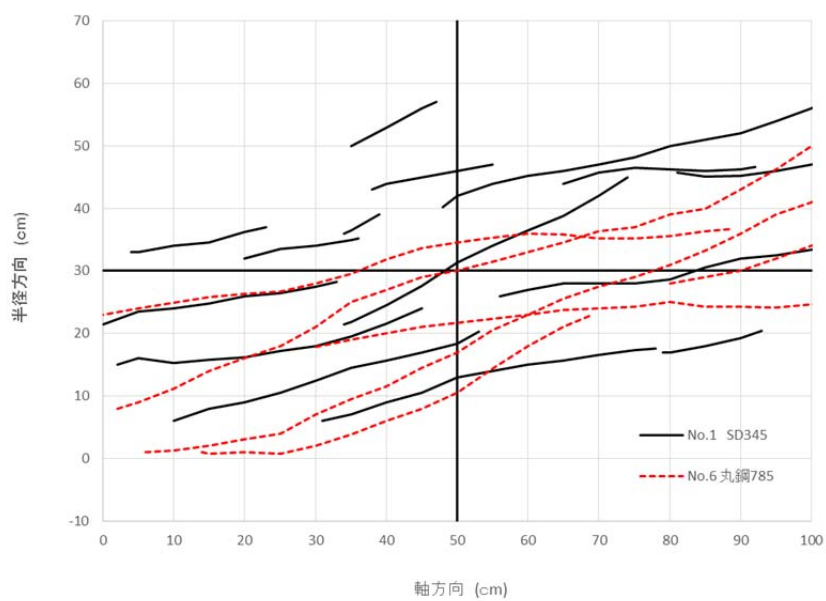


(ii) No. 5  $\Phi 600$  丸鋼 490

写真 2. 3. 1 異形鋼棒と丸鋼の破壊時の比較写真



( i ) No. 4 および No. 5 での比較



( ii ) No. 1 および No. 6 での比較

図 2. 3. 1 斜めひび割れの比較図

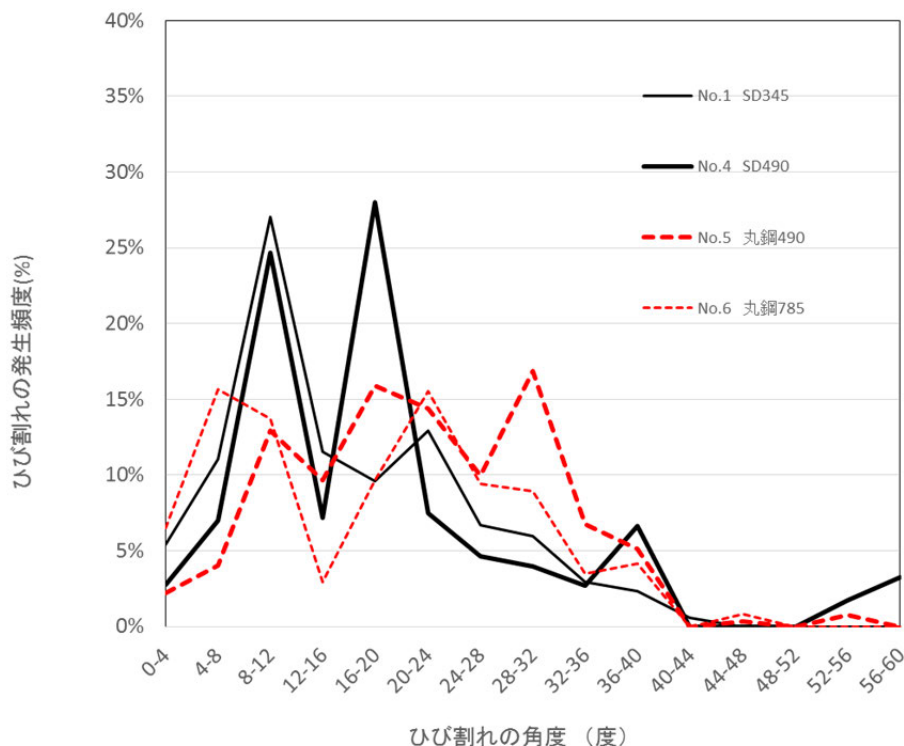


図 2.3.2 ひび割れ角度の比較図

図 2.3.3 に杭径、中詰めなし、せん断スパン比が 1.0 でスパイラル鉄筋の異なる No.1、4、5、6 のスパイラル鉄筋のひずみ計測結果を示す。なお、縦軸はせん断力を斜めひび割れ発生時のせん断力で除した値とし、実線は No.1、4 で実施した異形鋼棒、破線が No.5、6 の丸鋼を示す。それぞれの線材の強度は異なるが  $\rho_s \cdot \sigma_y$  が  $2.45 \text{ N/mm}^2$  以上を確保してある。図は斜めひび割れ発生サイクルと次のサイクルの最大荷重までを示している。表 2.3.2 にあるように斜めひび割れ発生が 271kN (No.1) と 379kN (No.4) と異なるが、斜めひび割れ発生直後からスパイラル鉄筋のひずみが増加する傾向を確認できる。No.4、5 は線材強度が同じで異形鋼棒と丸鋼の違いである。それぞれの  $\rho_s \cdot \sigma_y$  が  $3.49 \text{ N/mm}^2$ 、 $3.03 \text{ N/mm}^2$ 、斜めひび割れ発生荷重が 379kN (No.4) と 339kN (No.5) で、せん断耐力が 1001kN (No.4) と 891kN (No.5) とスパイラル鉄筋の実測の降伏強度の比率分の差 (約 10%) に比例しており、異形鋼棒と丸鋼の違いは見られなかった。

図 2.3.4 に No.1、4、5、6 での杭体の中央部の荷重-変位関係を示す。なお、測定結果には、载荷の初期において载荷治具に使用されているゴムの変形分を含んでいるため、杭体に最初の斜めひび割れが生じる直前の剛性を用いて、このゴムの変形分を除去した結果を図 2.3.4 には示している。丸鋼、異形鋼棒ともに荷重変位関係の立ち上がり、及び除荷時の傾向は同様であった。

以上の载荷試験結果より、杭径やせん断スパン比によらず、SD490、丸鋼 490、丸鋼 785 をせん断補強鉄筋として用いた場合にも斜めひび割れ後に鉄筋のひずみの増加が確認され、SD345 をせん断補強鉄筋として用いた場合と同様に、荷重に対して有効に抵抗することが分かった。これにより、高強度せん断補強鉄筋として用いることで、鉄筋量の縮減が可能になると考えられる。ただし、本実験は  $\rho_s \cdot \sigma_y$  が

2.45N/mm<sup>2</sup> を確保した条件で行われており、それを下回る場合に、この考察が成り立つのかは別途の検討が必要である。

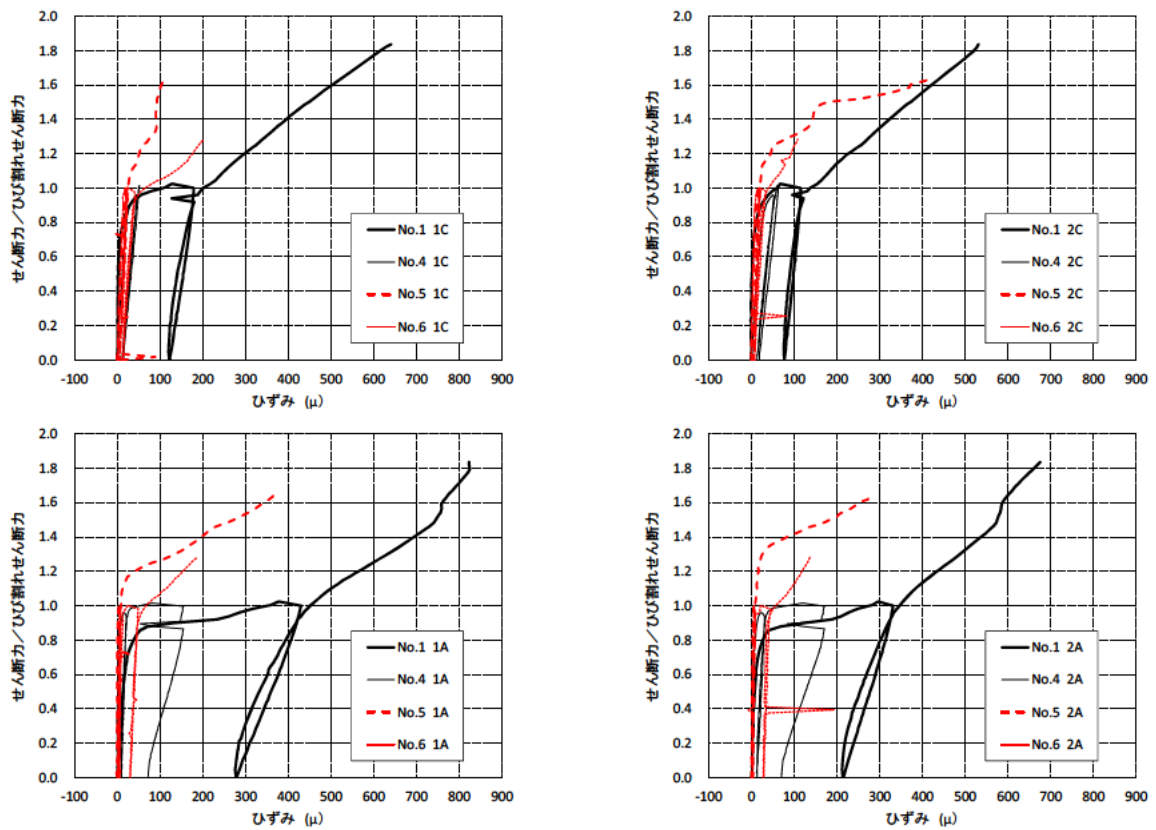


図 2.3.3 スパイラル鉄筋の荷重ひずみ関係

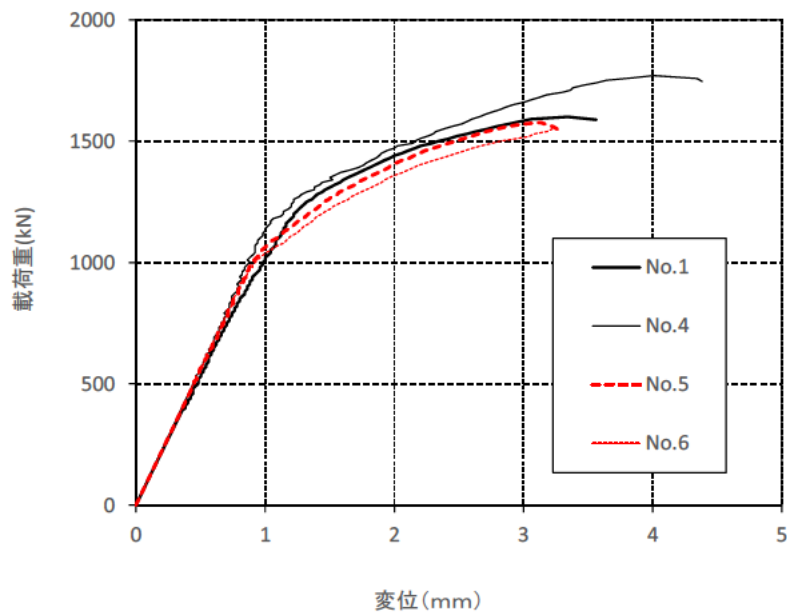


図 2.3.4 スパイラル鉄筋の荷重変位関係

## 2. 4 セン断補強鉄筋に高強度鉄筋を用いた正負交番載荷曲げ試験（片持梁方式）

### 2. 4. 1 試験概要

その1では単純梁方式での正負交番載荷曲げ試験を実施した。その際に参考にした既往の研究<sup>3)</sup>（以下、既往試験という）では片持梁方式での正負交番載荷曲げ試験であり、その1で確認された変形能を比較すると、異なる試験結果を示した。そこで、その要因が載荷方式にあるのか確認するために、今回は片持梁方式での正負交番載荷試験（その2）を実施して、比較することとした。

### 2. 4. 2 試験項目一覧

主な試験項目は以下の7項目とし、載荷荷重と変位およびPC鋼材のひずみを連続的に測定した。

- (1) ひび割れ荷重、破壊荷重とその形態
- (2) ひび割れ発生状況
- (3) 貼付ゲージのひずみ測定
- (4) 変位置測定
- (5) コンクリートの圧縮強度※、引張強度、ヤング率
- (6) 軸方向筋とらせん筋の引張強度とヤング率
- (7) 杭体の壁厚測定

※JIS A 1136（遠心力締固めコンクリートの圧縮強度試験方法）による。

### 2. 4. 3 試験体および試験ケース

試験体諸元を表 2.4.1、試験ケースを表 2.4.2 に示す。本試験では載荷試験機寸法の都合上、杭径は500mmとした。

表 2.4.1 試験体諸元

試験体 No.	杭径 $D$ (mm)	壁厚 $T$ (mm)	種 類	PC鋼材				有効 プレスト $\sigma_e$ (N/mm <sup>2</sup> )
				径 (mm)	本数 (本)	断面積 $A_p$ $\times 10^2$ (mm <sup>2</sup> )	配置 半径 (mm)	
12	500	80	B	9	18	1152	210	80

表 2.4.2 試験ケース

試験体 No	製造工場	杭径 (mm)	種類	長さ L (m)	有効プレストレス (N/mm <sup>2</sup> )	杭体内中詰め	軸力 (kN)	備考 <sup>※1</sup>
12	三谷セキサン	500	B	3	8.0	有り	なし	SD490 <sup>※2</sup> D10 ( $A_s=71.33\text{mm}^2$ ) ( $d'=439\text{mm}$ ) @130

※1 スパイラル鉄筋は公称降伏強度を用いて  $\rho_s \cdot \sigma_y \geq 2.45\text{N/mm}^2$  となるように配筋した

※2 SD490 は材料入手の都合から FSD490 を使用した

#### 2.4.4 荷重装置

荷重装置を図 2.4.1 に示す。RC スタブ内に試験体のカット面を 1000mm 埋め込み、荷重点は RC スタブ上面から 1250mm (2.5D) の位置とする。

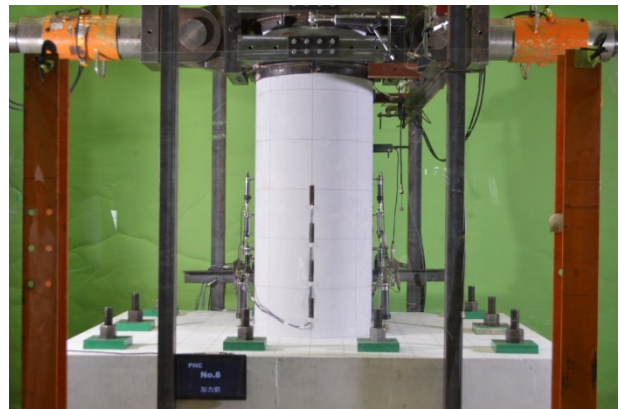
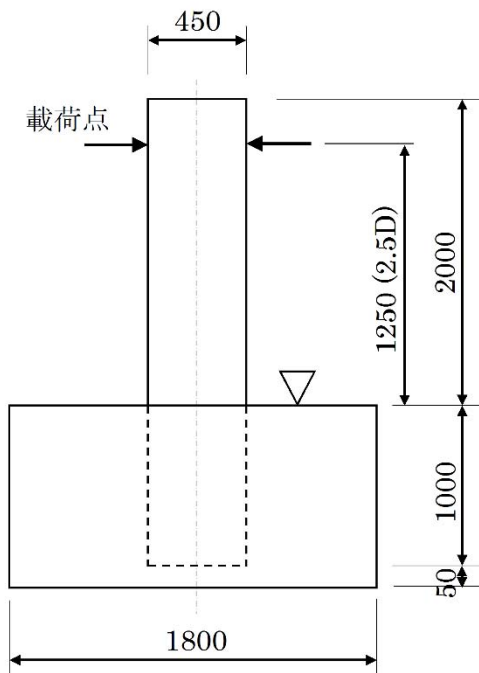


図 2.4.1 荷重装置

#### 2.4.5 荷重方法

荷重段階および計測荷重を図 2.4.2 に示す。荷重荷重は計算ひび割れ荷重・実測ひび割れ荷重を 1 回、その後は各荷重段階で 3 回の正負交番荷重を行う。実測降伏荷重は PC 鋼材に貼り付けた引張側のゲージが降伏ひずみに至った時点の正側 1 回目を  $1\delta_y$  とし、 $1\delta_y$  ずつ増加させながら  $P_{max}$  の 8 割程度になるまで荷重を繰り返す。なお、荷重サイクルはその 1 の試験結果を参考に決定した。

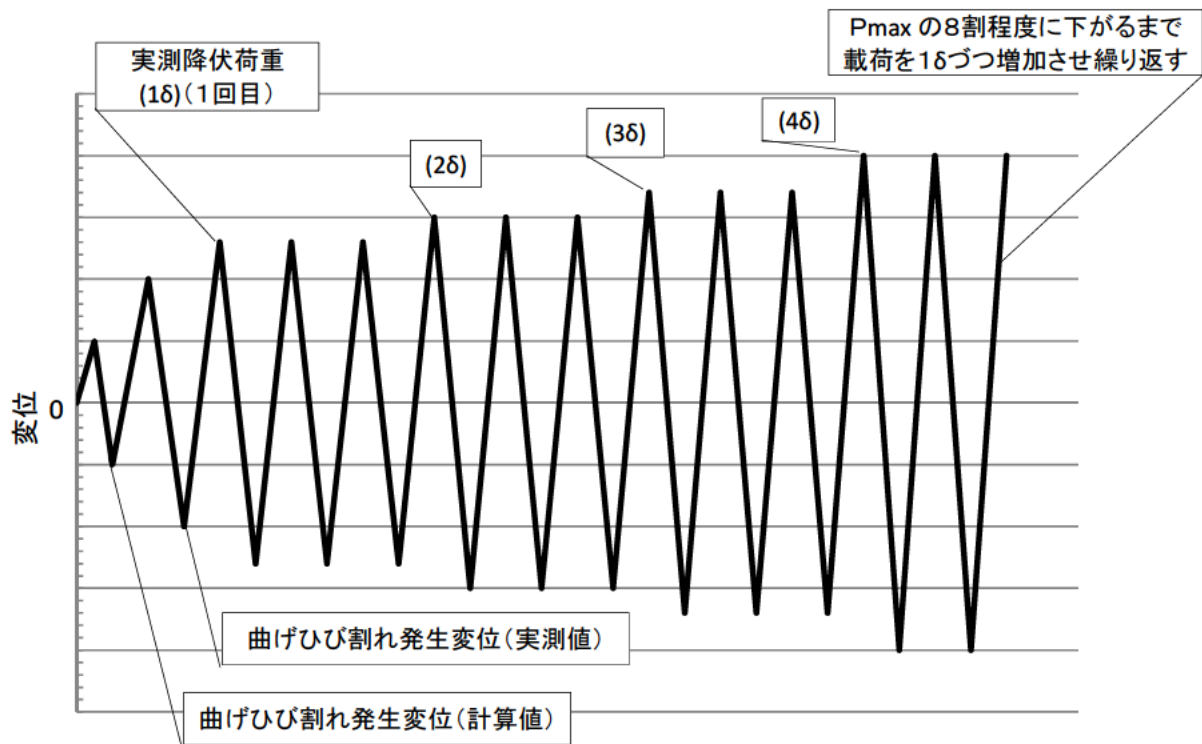


図 2.4.2 荷重段階および計測荷重

## 2. 4. 6 計測概要

変位計・ゲージ取り付け位置を図 2. 4. 3 に示す。なお、載荷点・取付位置等は試験体と載荷試験機寸法の位置関係より定めた。

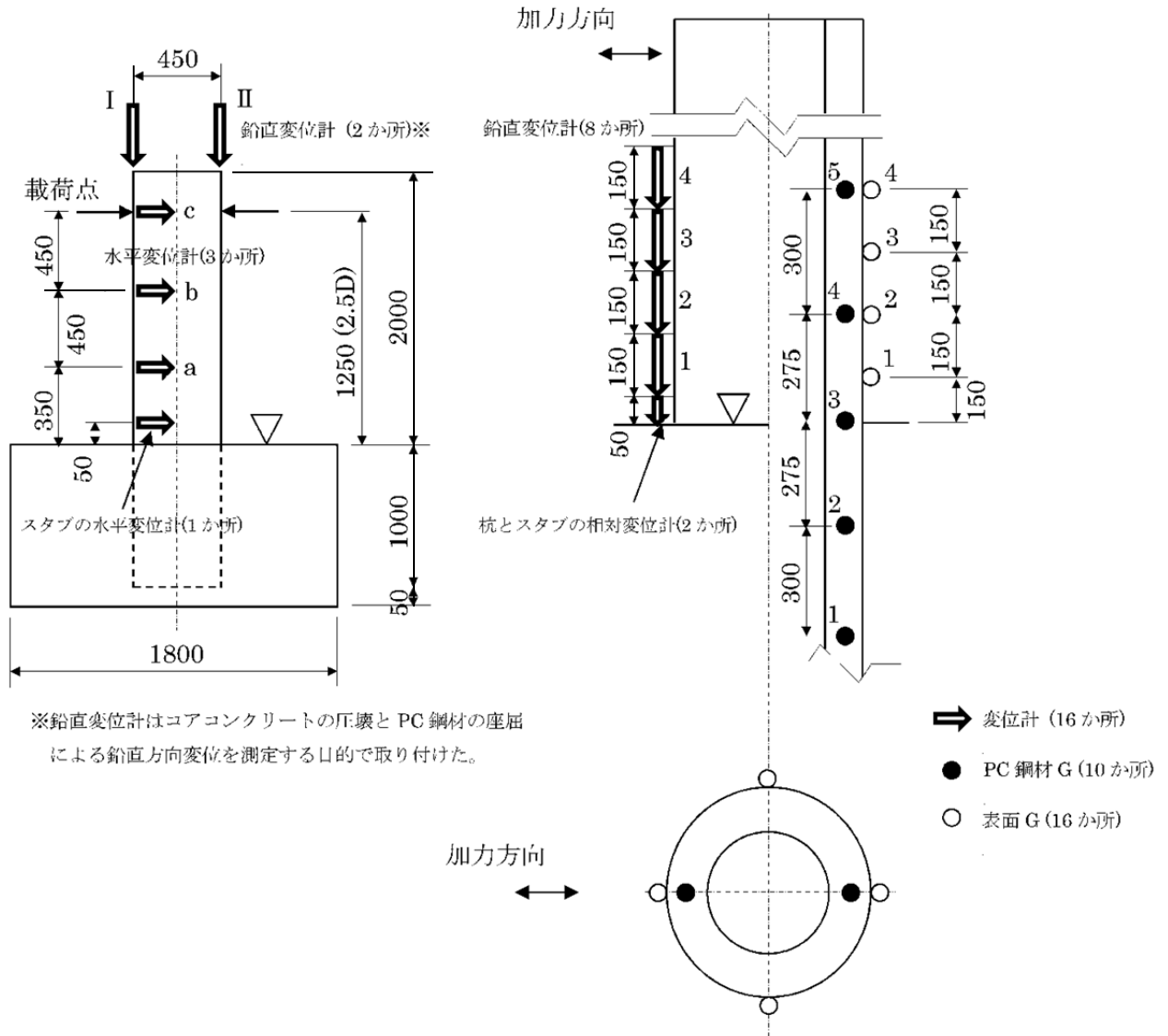


図 2. 4. 3 荷重段階および計測荷重



## 2. 4. 7 載荷試験結果

### (1) 試験体寸法実測値一覧

試験体寸法実測値一覧（試験体種類：JIS 強化杭 PHCφ500B -3m）を表 2. 4. 3 に示す。

表 2. 4. 3 試験体寸法実測値一覧

試験体番号	杭径 (mm)	壁厚 (mm)	スパイラル鉄筋	中詰の有無	軸力	試験日
12	500.1	85	SD490 D10	有	無	7/7

### (2) コンクリート圧縮試験結果

コンクリート圧縮試験結果を表 2. 4. 4 に示す。

表 2. 4. 4 コンクリート圧縮試験結果

試験体番号		圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )		ヤング率(kN/mm <sup>2</sup> )		試験日
		試験結果	規格値	試験結果	規格値	
12	遠心 <sup>※1</sup>	106.1	85.0	46.3	40.0 <sup>※2</sup>	7/7

※1 遠心：JIS A 1132（コンクリート強度試験用供試体の作り方）による φ200×300 中空円筒形供試体を示す

※2 道示 I 共通編 P89 より

### (3) PC 鋼材およびスパイラル鉄筋引張試験結果

PC 鋼材およびスパイラル鉄筋引張試験結果（ミルシート）を表 2. 4. 5 に示す。

表 2. 4. 5 PC 鋼材およびスパイラル鉄筋引張試験結果（ミルシート）

測定項目	PC 鋼材		SD490 D10	
	試験結果	規格値	試験結果	規格値
降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	1381	1275	694 <sup>*</sup>	490
引張強さ(N/mm <sup>2</sup> )	1472	1420	737	—

※スパイラル鉄筋の試験結果を用いると  $\rho_s \cdot \sigma_y = 3.47\text{N/mm}^2$  となる

### (4) 試験体の計算曲げモーメント諸数値

試験体の計算曲げモーメント諸数値を表 2. 4. 6 に、設計諸数値を示す。

設計値：道示IVに示されているコンクリートおよびPC 鋼材の許容値（JIS G 3137）を用い計算を行った値（表 2. 4. 7 設計値の算出用値を参照）。

計算値：本報告書 2. 4. 7 載荷試験結果（1）、（2）、（3）に示す試験結果を用い計算を行った値。

表 2.4.6 試験体の計算曲げモーメント諸数値

試験体 No	ひび割れ時		降伏時		終局時		
	モーメント (kN・m)	曲率 (1/m)	モーメント (kN・m)	曲率 (1/m)	モーメント (kN・m)	曲率 (1/m)	
12	設計値	123.7	0.001230	244.3	0.008567	325.6	0.03821
	計算値	135.7	0.001140	267.7	0.009317	350.0	0.04447

表 2.4.7 設計値の算出用値

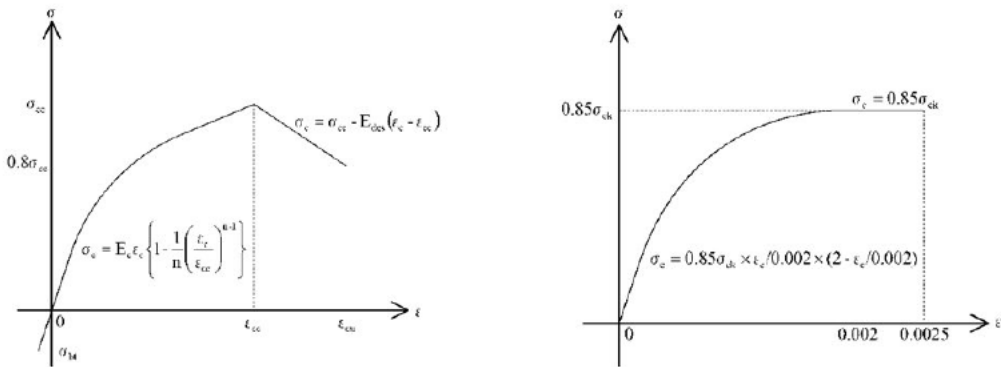
コンクリートの設計用値

設計基準強度	$\sigma_{cu}$	(N/mm <sup>2</sup> )	80.0
ヤング率	$E_c$	(N/mm <sup>2</sup> )	40000
ひび割れ計算時 曲げ引張	$\sigma_{bw}$	(N/mm <sup>2</sup> )	-4.3
終局計算時	終局ひずみ	$\epsilon_{cu}$	0.002500
	終局ひずみ		0.003620

PC鋼材の設計用値

降伏強度	(N/mm <sup>2</sup> )	1275
引張強度	(N/mm <sup>2</sup> )	1420
ヤング率	(N/mm <sup>2</sup> )	200000
降伏ひずみ1	—	0.006375
降伏ひずみ2	—	0.01500
終局ひずみ	—	0.05000

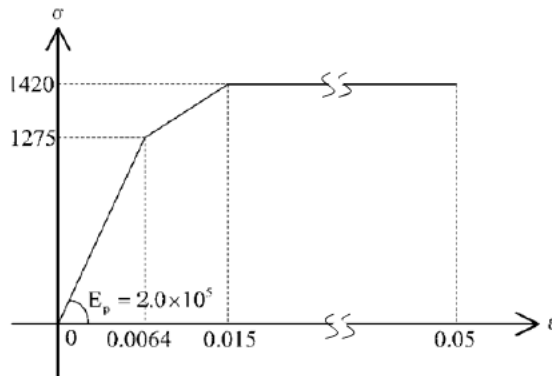
表 2.4.7 における各種モーメント、曲率の計算に用いた応力ひずみ関係を図 2.4.4 に示す（道示 IV P439 より抜粋）。なお、計算には（一社）コンクリートパイル建設技術協会「杭の N-M 図・M-φ 図・せん断図作成システム Ver3.4」を用い求めた。



$\sigma_{cc}=89.3$ 、 $\epsilon_{cc}=0.00301$ 、 $\epsilon_{cu}=0.00362$ （ $\rho_s \sigma_{sy}=2.45$  の場合）

[ J ] IS 強化 PHC 杭（中詰めコンクリート充填部）      [ ] IS 杭および J IS 強化 PHC 杭一般部

(1) コンクリートの応力とひずみ関係



(2) PC 鋼棒の応力とひずみ関係

図 2.4.4 計算に用いた応力とひずみ関係（道示 IV P439 より抜粋）

(5) 正負交番曲げ载荷試験結果

正負交番曲げ载荷試験結果を以下に示す。

1) ひび割れの進行状況

試験体のひび割れ進行状況を、写真 2.4.1~2.4.3 に示す。

破壊時サイクルは  $3\delta y$  の負側 1 回目、および正側 2 回目となった。

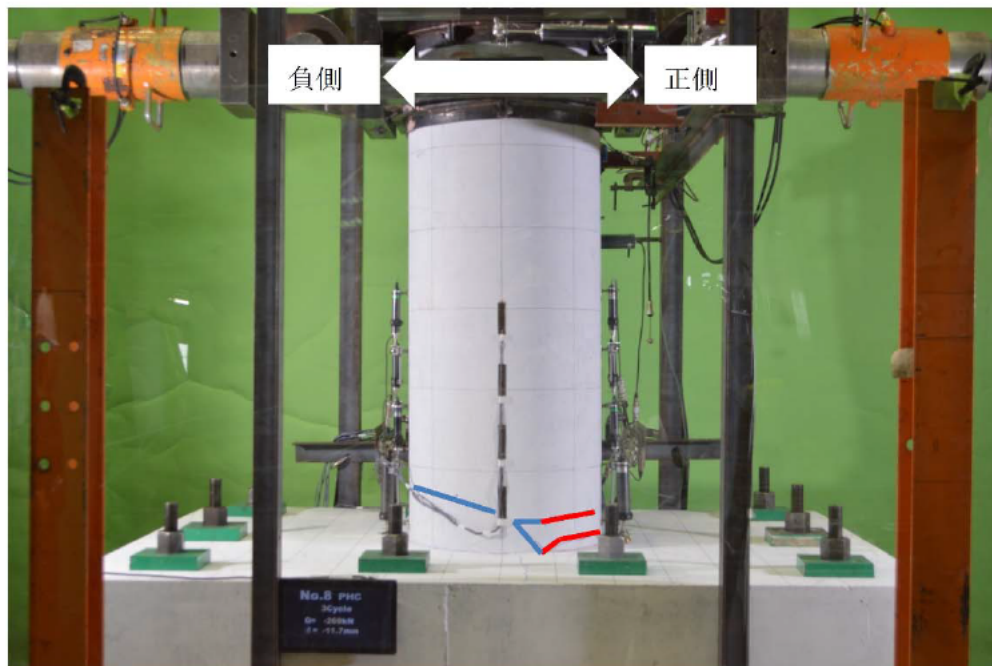


写真 2.4.1  $1\delta y$  終了時

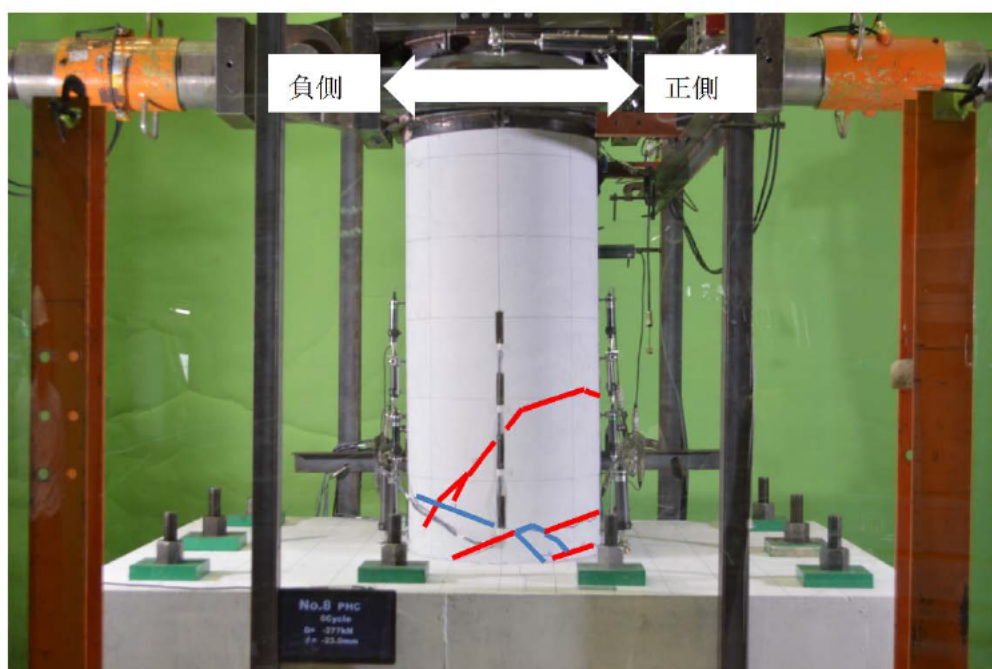
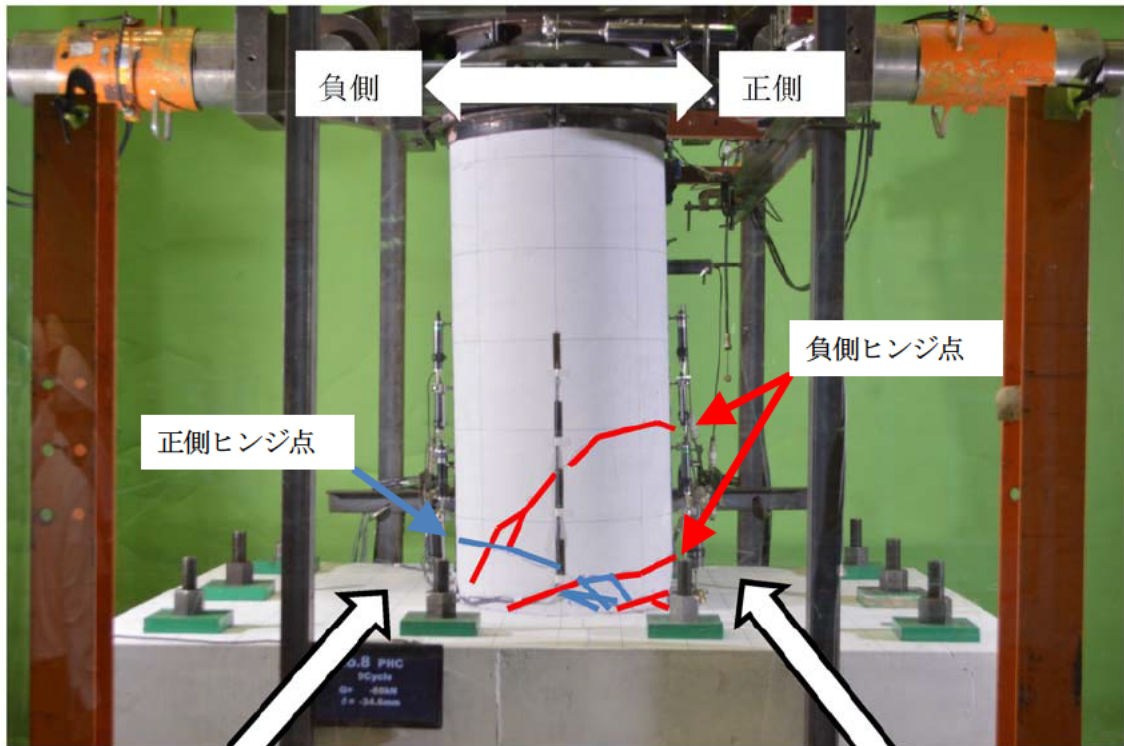
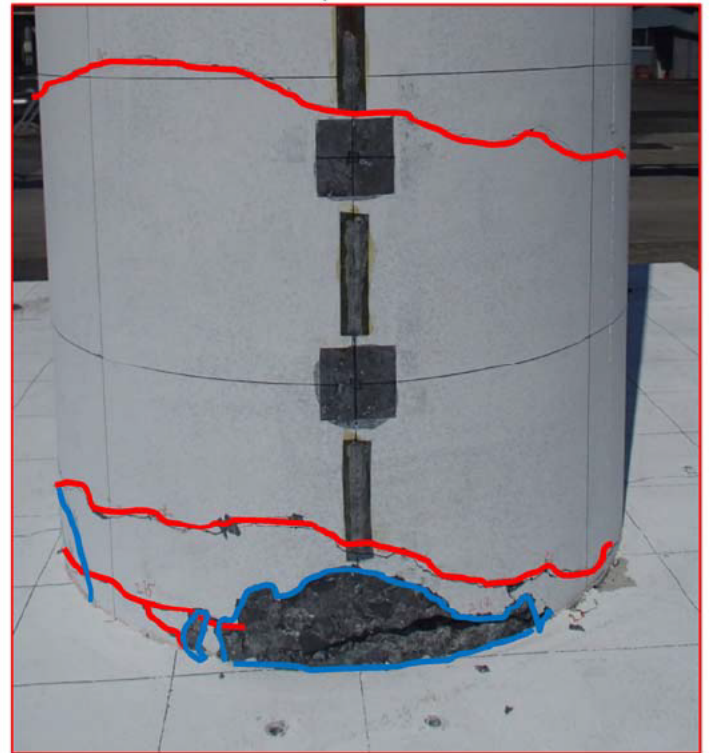
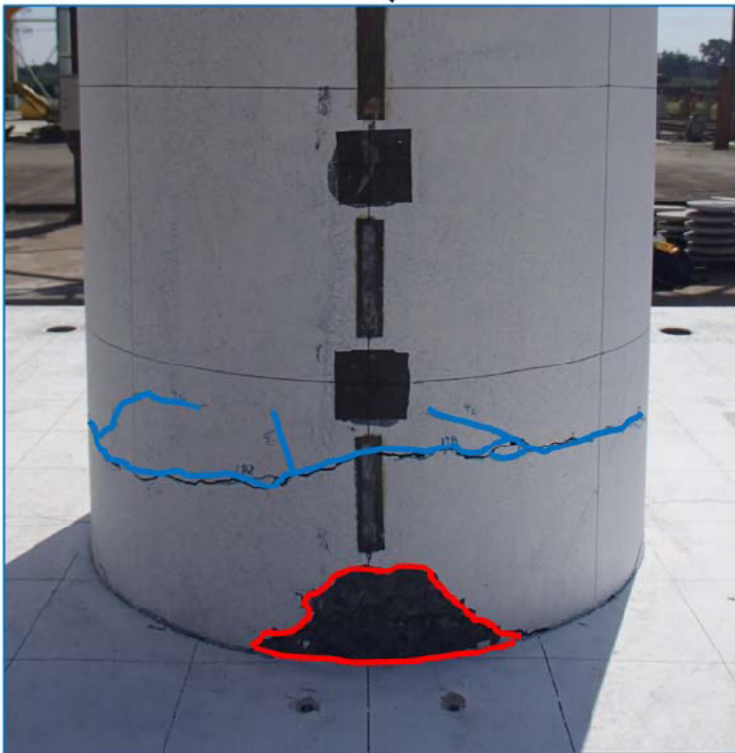


写真 2.4.2  $2\delta y$  終了時



3  $\delta y$  終了時



(3  $\delta y$  載荷時に かぶりコンクリート剥落)

写真2.4.3 3  $\delta y$  終了時

2) 試験体の破壊状況

試験体の破壊状況を、写真 2.4.4~2.4.5 に示す。破壊形態は PC 鋼材の引張破断であり、破断箇所は正方向載荷時の引張側 5 本と負方向載荷時の引張側 4 本であった。



写真 2.4.4 破壊状況

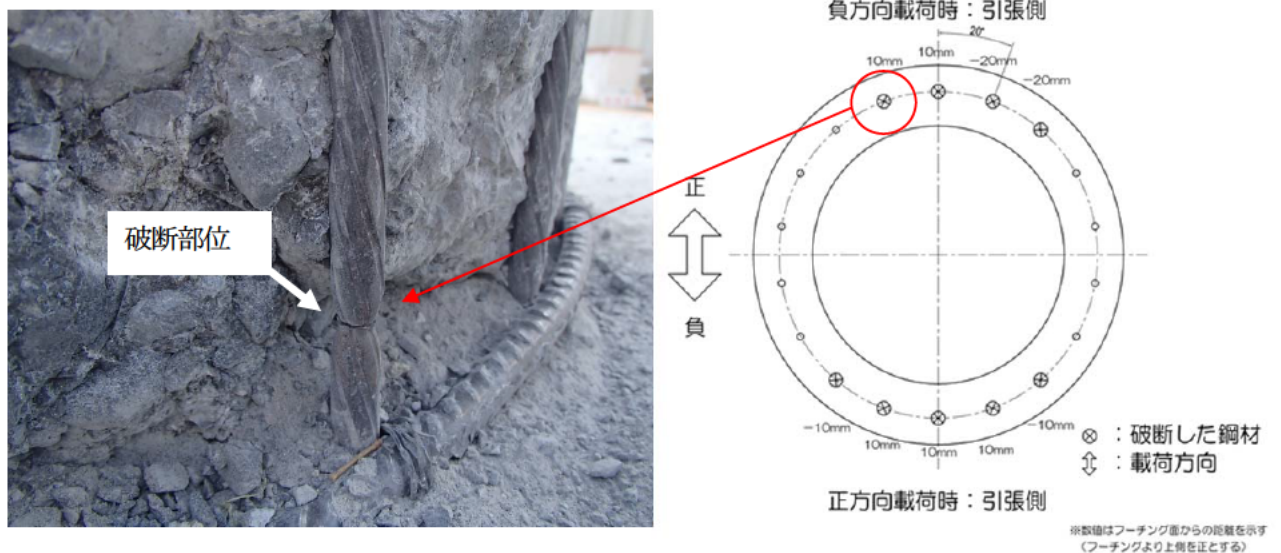


写真 2.4.5 PC 鋼棒引張破断状況

3) 試験結果

正負交番曲げ荷重試験結果を表 2.4.8、図 2.4.5 に、試験体の PC 鋼材ゲージ測定結果および変位測定結果より求めた曲率を図 2.4.6、図 2.4.7 に示す。

表 2.4.8 試験体 No. 12 正負交番曲げ荷重試験結果

	実測値	設計値 (実測値/設計値)	計算値 (実測値/計算値)
$M_{cr}$ (kN・m)	正側 : 163	123.7 (正側 : 1.32)	135.7 (正側 : 1.20)
$M_y$ (kN・m)	正側 : 344	244.3 (正側 : 1.41)	267.7 (正側 : 1.29)
$M_u$ (kN・m)	正側 : 358	325.6 (正側 : 1.10)	350.0 (正側 : 1.02)

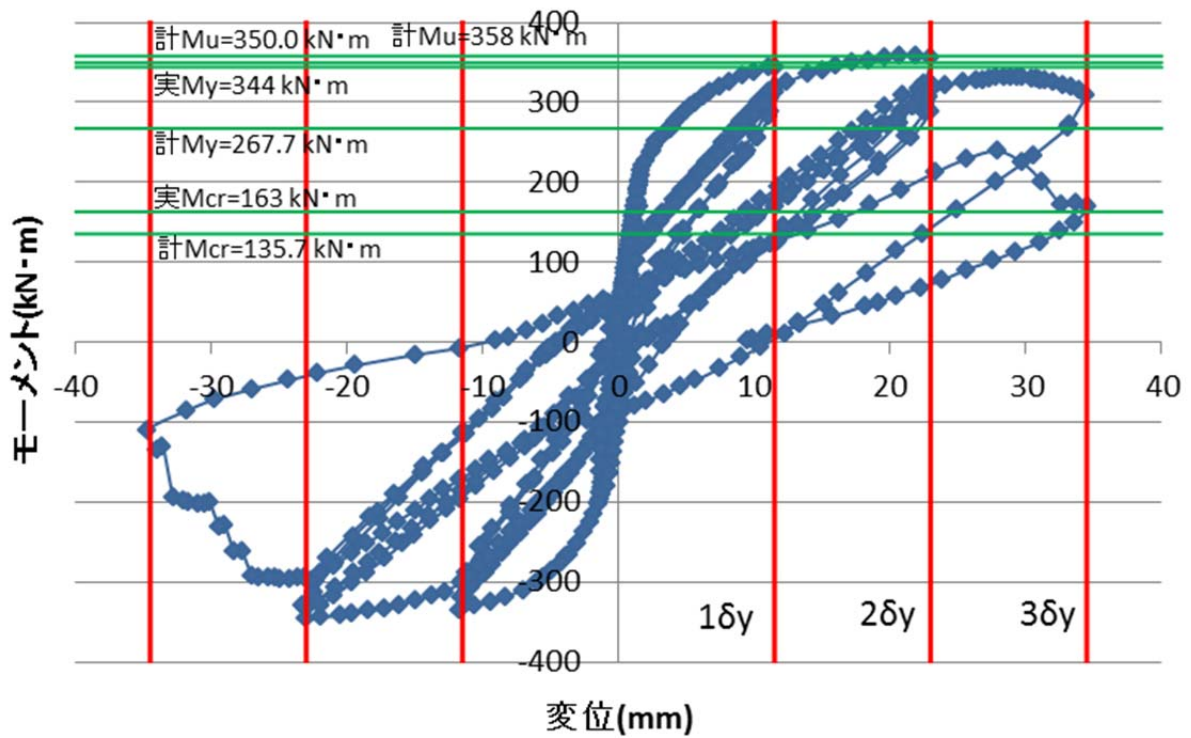


図 2.4.5 モーメントー変位関係

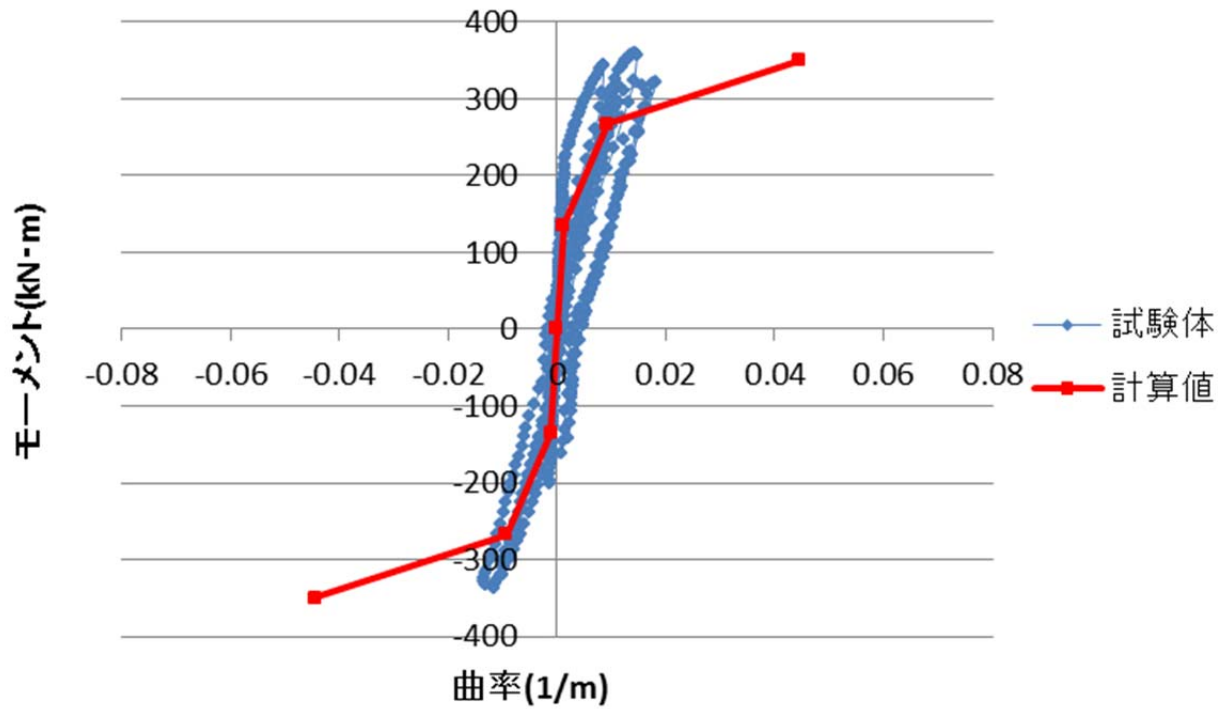


図 2. 4. 6 モーメントー曲率関係 (PC 鋼材ゲージ測定結果より)  
 (曲率の算出には図 2. 4. 3 における PC 鋼材ゲージ 3 のひずみ差を用いた)

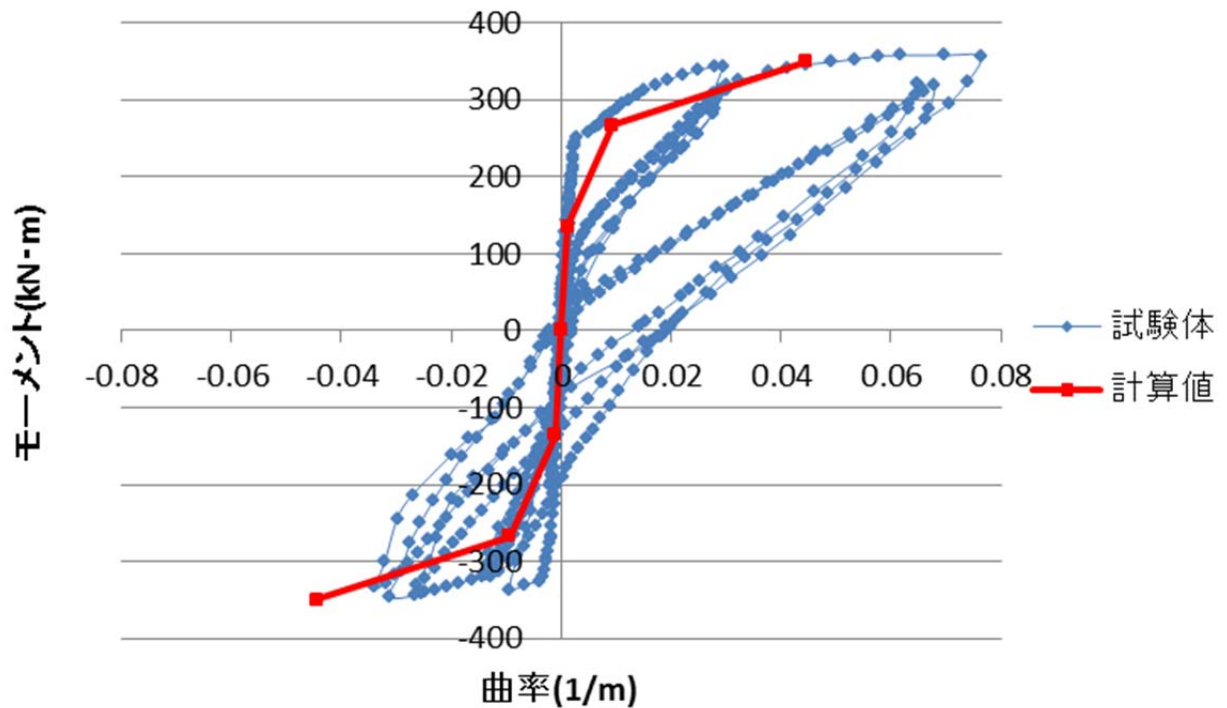


図 2. 4. 7 モーメントー曲率関係 (変位測定結果より)  
 (曲率の算出には図 2. 4. 3 における鉛直変位計 1 を用い、杭とスタブの相対変位計にて補正した)

4) 鉛直変位に関して

図 2.4.8 に杭頭における鉛直－水平変位関係を示す。

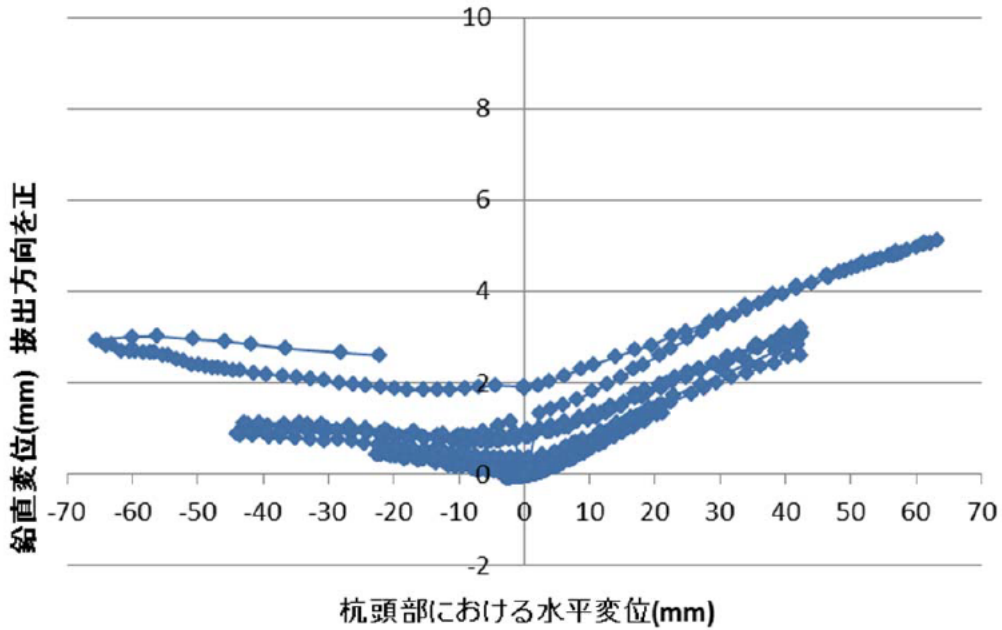


図 2.4.8 鉛直－水平変位関係

すべての荷重段階で試験体は拔出方向に変位した。正側と負側の鉛直変位が非対称の要因は、フーチングの浮き上がり、初期ひび割れ位置の相違が考えられる。一方で、正側と比較して負側の拔出長の方が小さいのは、ひび割れ本数に起因し、ヒンジ点が増えることにより、杭頭部の回転角が大きくなるためフーチング面から杭天端までの距離が小さくなったものと考えられる【図 2.4.9 および写真 2.4.3 参照】。

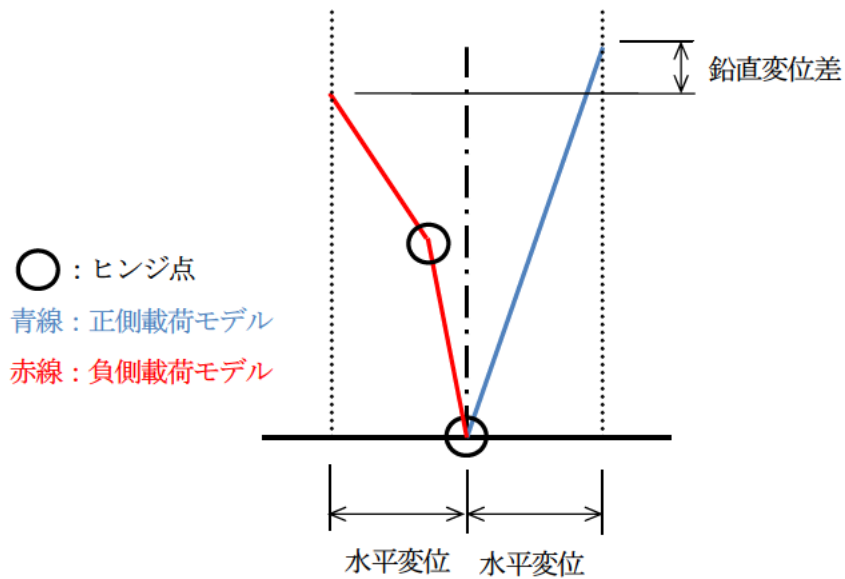


図 2.4.9 正側負側荷重による鉛直変位の違いについて



## 2. 4. 8 試験結果の考察

### (1) 正負交番曲げ載荷試験結果のまとめ

試験体諸元を表 2. 4. 9 に、正負交番曲げ載荷試験結果のまとめを表 2. 4. 10 に示す。

表 2. 4. 9 試験体諸元

試験体 No.	杭径 $D$	壁厚 $T$ (mm)	種 類	PC 鋼材				有効 プレスト $\sigma_{ae}$ ( $N/mm^2$ )
				径 (mm)	本数 (本)	断面積 $A_p$ $\times 10^2$ ( $mm^2$ )	配置 半径 (mm)	
12	500	80	B	9	18	1152	210	80

表 2. 4. 10 正負交番曲げ載荷試験結果のまとめ

試験体 No	中詰め	軸力 (kN)	スパイラル鉄筋 仕様	実測 $M_u$ /計算値	破壊時サイクル	破壊形態
12	有り	なし	SD490 D10@130	1.02	3 $\delta_y$ 正側 2 回目	PC 鋼棒破断 (かぶりコンクリート剥落)

#### 1) 破壊形態のまとめ

- ・破壊時サイクルは 3  $\delta_y$  の負側 1 回目、および正側 2 回目となった。
- ・破壊形態は PC 鋼材の引張破断であった。
- ・PC 鋼材の破断箇所は、正方向載荷時の引張側 5 本と負方向載荷時の引張側 4 本であった。
- ・かぶりコンクリートの剥落が確認されたが、コアコンクリートには目立った損傷は確認されなかった。

#### 2) 計算値との比較 (表 2. 4. 8 参照)

- ・ひび割れ曲げモーメントの実測/設計値は 1.20 であった。
- ・降伏曲げモーメントの実測/設計値は 1.29 であった。
- ・破壊曲げモーメントの実測/設計値は 1.02 であった。

以上のことから、以下のように考察する。

- ① その 1 で行った試験体諸元を表 2.4.11 に、単純梁方式での正負交番載荷結果のまとめを表 2.4.12、表 2.4.13 に示す。

表 2.4.11 試験体諸元 (その1) (参考)

試験体 No.	呼称 $D$	壁厚 $T$ (mm)	種 類	PC鋼材			有効 プレスト $\sigma_e$  ( $\text{N/mm}^2$ )
				径 (mm)	本数 (本)	断面積 $A_p$ $\times 10^2$ ( $\text{mm}^2$ )	
8	600	90	B	9	24	1536	80
9							
10							
11							

表 2.4.12 単純梁方式での正負交番載荷結果のまとめ (その1) (参考)

試験体 No	中詰め	軸力 (kN)	スパイラル鉄筋 仕様	実測 $M_{cr}$ / 計算値	実測 $M_y$ / 計算値	実測 $M_u$ / 計算値	破壊時サイクル	破壊形態
8	有り	なし	SD345φ10@70	1.32	1.00	0.98	3 $\delta y$ 負側1回目	PC 鋼棒破断
9	有り	なし	SD490 φ10@100	1.42	1.07	0.92	3 $\delta y$ 正側1回目	PC 鋼棒破断
10	有り	1200	SD490 φ10@100	1.32	1.07	1.04	3 $\delta y$ 正側1回目	PC 鋼棒破断 (コンクリート剥落)
11	無し	なし	SD490 φ10@100	1.38	1.06	0.98	3 $\delta y$ 負側1回目	PC 鋼棒破断

表 2.4.13 試験体 No9 と No11 の耐力比 (中詰めによる影響) (その1) (参考)

耐力比	$M_{cr}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_y(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$
No11/No9	0.93	1.01	1.01

- ② 破壊形状をその1とその2で比べると、その1 (表 2.4.12) では軸力が導入されている No10 のみ、かぶりコンクリートが剥落した。一方で、その2の結果 (表 2.4.10) は軸力を導入していないが、かぶりコンクリートが剥落した (破壊時サイクルも 3  $\delta y$  正側 2 回目)。これは、単純梁方式と片持梁方式の載荷方法による相違点と考えられる。
- ③ 杭頭付近においては、片持梁方式の載荷と同様の状態になっており、その2の結果に相当し、一方、地中部で杭体に曲げが発生する場合には、その1の単純梁方式に近い状態になっていると考えられる。

(2) その2の結果と既往研究の比較

既往研究における降伏曲げモーメント  $M_y$  は、計算降伏曲げモーメントを採用しているため、その2の実測降伏曲げモーメント (PC 鋼材に貼り付けた引張側のゲージが降伏ひずみに至った時点を 1  $\delta y$  とする) とは異なる。従って、図 2.4.10 に計算降伏曲げモーメント時の変位を 1  $\delta y'$  とし、モーメントと変位関係を再掲する。

- ・実測降伏曲げモーメント時の載荷点変位  $1\delta y = 11.49\text{mm}$
- ・計算降伏曲げモーメント時の載荷点変位  $1\delta y' = 3.87\text{mm}$

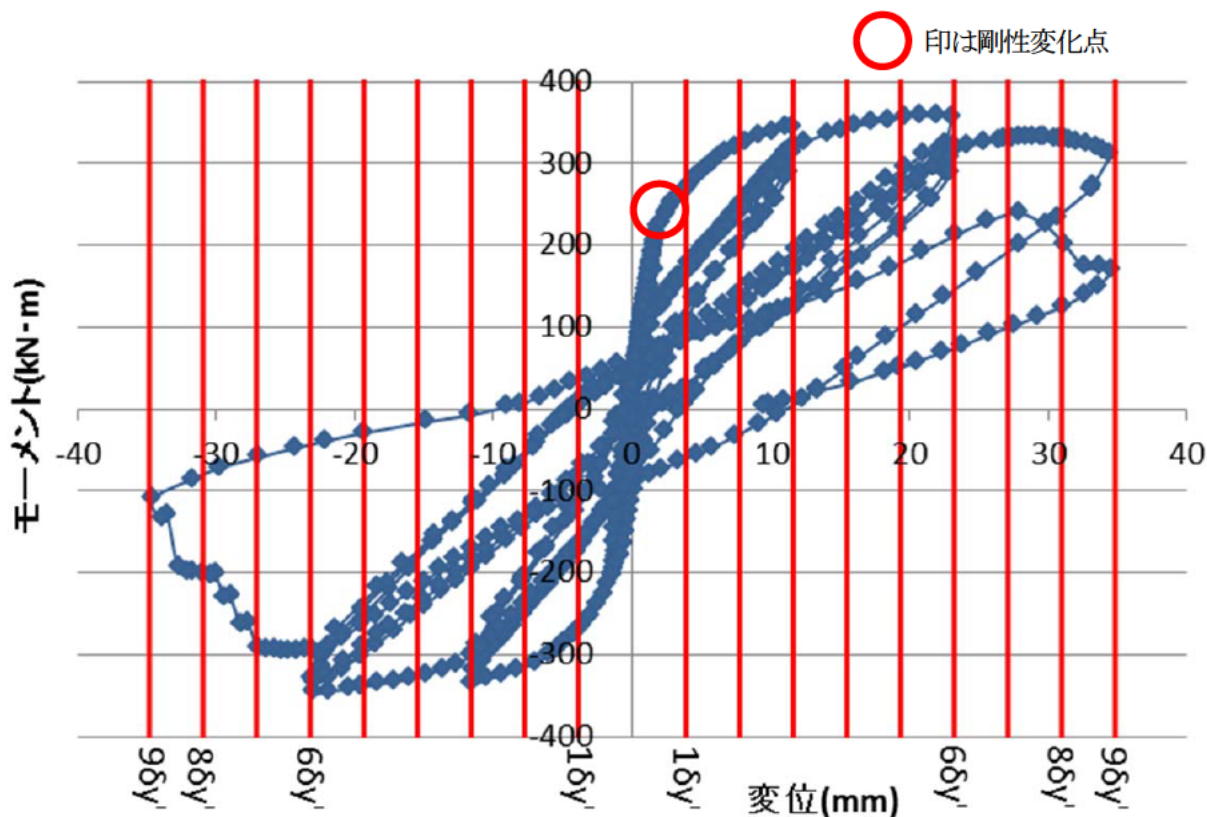


図 2.4.10 モーメントー変位関係 ( $1\delta y'$  を計算降伏曲げモーメント時とする)

- 1) 既往研究における破壊形態は、 $8\delta y'$  載荷時の座屈した PC 鋼材の引張破断 ( $7\delta y'$  で圧縮側の PC 鋼材が座屈) であった。ここで、その 1 の試験結果を計算降伏曲げモーメント ( $1\delta y'$ ) で再掲すると、 $6\delta y' \sim 9\delta y'$  程度の変形能が確認され、その 2 とほぼ同程度の試験結果となる。従って、スパイラル鉄筋に SD490 を用いた場合でも同等の変形能は確認できた。
- 2) 実測降伏曲げモーメントと計算降伏曲げモーメントが大きく異なるのは、ひび割れ分散性が悪く、そのひび割れ箇所の PC 鋼棒にひずみが集中し、ゲージ位置と異なることによるものと考えられる。従って、塑性率を小さく評価してしまう傾向にあるため計算降伏曲げモーメント ( $1\delta y'$ ) で評価することも必要である。
- 3) 計算降伏曲げモーメント  $1\delta y'$  に到達する以前に変曲点を迎えるのは (図 2.4.10 赤丸部)、引張側の PC 鋼棒が先に降伏する場合において、PC 鋼棒の「応力とひずみの関係」に起因するものであり、降伏以前に弾性限界を超えている事によるものと考えられる。

## 2. 5 正負交番曲げ載荷試験のまとめ

スパイラル鉄筋に従来よりも高強度な異形鋼棒（SD490）を用いた JIS 強化杭の正負交番曲げ載荷試験を行い、従来と同様の変形能が得られるかの確認を実施した（その 1）。また、杭頭部を模擬した正負交番曲げ載荷試験により、変形能の比較を実施した（その 2）。載荷方式はその 1 を単純梁方式で、その 2 は片持梁方式である。その 1 に関しては、 $\rho_s \cdot \sigma_y \geq 2.45 \text{N/mm}^2$  となるようにスパイラル鉄筋を配筋することにより、モーメントー変位関係において SD490 でも SD345 と同等の変形能が得られることを確認した。また、その 2 に関しては、杭頭部を模擬した片持梁方式では、SD345 を用いた既往研究と同等の変形能が確認された。

その 1、その 2 より得られた知見を以下に示す。

- (1) その 1 では、ひび割れ曲げモーメント ( $M_{cr}$ )、降伏曲げモーメント ( $M_y$ ) の実測値／計算値に関しては、概ね 1.00 以上となっているが、破壊曲げモーメント ( $M_u$ ) の実測値／計算値においては軸力を導入した試験体のみ 1.00 を上回っていることから、圧縮側コンクリートに損傷が認められず、PC 鋼材の破断で決まる場合は平面保持が成り立たなくなることで、1.00 を割り込んだと考えられる。
- (2) その 1 では、中詰めコンクリートの有無による試験体の曲げ耐力比は、0.93～1.01 であり、顕著な差異は認められなかった。一方で、常時荷重程度の軸力が作用した場合には、実測値と計算値の整合が良い。
- (3) 杭頭付近においては、その 2 の片持梁方式の載荷と同様の状態になっており、一方、地中部ではその 1 の単純梁方式の載荷に近い状態になっていると想定され、部位によっては変形能や破壊形態に相違が生ずる可能性も考えられる。
- (4) 試験方式によらず、スパイラル鉄筋に用いた SD490 に関して、SD345 と同等に、スパイラル鉄筋の  $\rho_s \cdot \sigma_y$  を道示 IV に規定されている  $2.45 \text{ N/mm}^2$  とすることで、同様な変形能が確認できた。このことから、 $\rho_s \cdot \sigma_y$  が概ね同じ値となるように高強度化すれば、降伏強度に応じて同等の変形能が期待できると考えられる。ただし、SD490 よりも降伏強度が高強度な鉄筋を用いる場合には、実験等で確認する必要がある。
- (5) その 2 では、各材料の実測値を用いて計算した計算降伏曲げモーメントでモーメントー変位関係を再掲すると  $6 \delta y' \sim 9 \delta y'$  程度の大きな変形能が確認され、既往研究と同等の変形能であることが確認された。

【参考文献】

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2012.3.
- 2) (国研) 土木研究所、早稲田大学、(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性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書〔その1 (載荷試験結果)〕，共同研究報告書第464号，2015.5.
- 3) 大塚久哲，星隈順一，長屋和宏：高強度プレストレストコンクリート杭の変形性能とその評価法，土木研究所資料第3445号，1996.6.

【参考資料】 M-φ の算出方法

PHC 杭、CPRC 杭、PRC 杭のひび割れ時の  $M_{cr}$  および  $\phi_{cr}$  の計算式を示す。なお、SC 杭のひび割れ時の  $M_{cr}$  および  $\phi_{cr}$  は、有効プレストレス値 ( $\sigma_{ob}$ ) を 0 として計算する。

$$M_{cr} = \frac{I_c}{r_o} \left( \sigma_{im} - \sigma_{bn} + \frac{N^*}{A_c} \right)$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c \cdot I_c}$$

$M_{cr}$  : ひび割れ時の曲げモーメント (N・m)

$\phi_{cr}$  : ひび割れ時の曲率 (1/mm)

$\sigma_{ob}$  : 有効プレストレス (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{bn}$  : 曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>) (曲げ引張強度は負値とする。例: -7.5N/mm<sup>2</sup>)

$I_c$  : 換算断面 2 次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$A_c$  : 換算断面積 (mm<sup>2</sup>)

$N^*$  : 外力としての軸力 (N)

$r_o$  : 杭の半径 (mm)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

ひびわれ発生以降の曲率は、圧縮側最外縁ひずみ ( $\epsilon_c$ ) と引張側最外縁ひずみ ( $\epsilon_t$ ) の合計を直径 (D) で割ることにより求める。

$$\phi = \frac{|\epsilon_c - \epsilon_t|}{D}$$

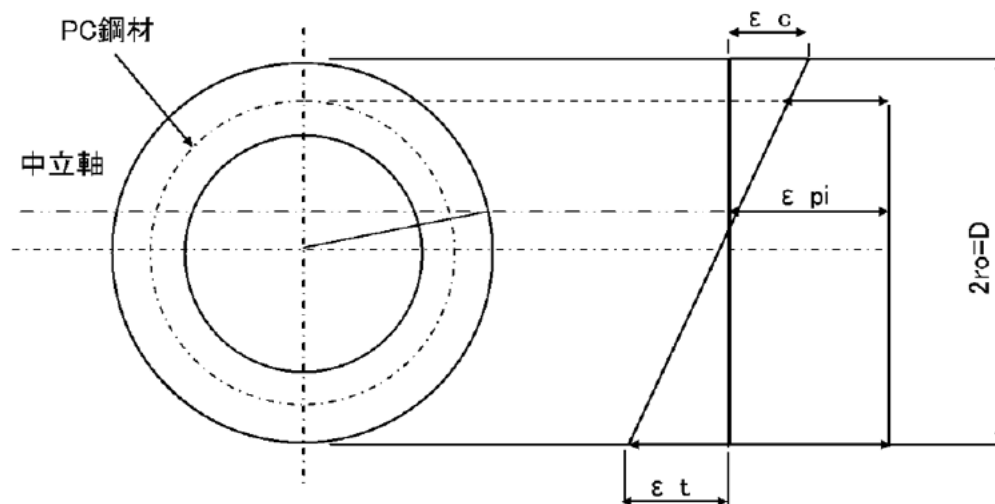


図3.5 ひずみ分布図

### 3. せん断耐力推定式の検討

#### 3. 1 概要

既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書その1<sup>1)</sup>において、道示式による計算値と既往の試験結果および今回の試験結果での実測値を比較すると、ディープビームの効果を過小に評価する傾向にあり、実測値が計算値を大きく上回ることを確認した。また、道示式および土木学会に示すディープビームを考慮したせん断耐力推定式では、スパイラル鉄筋を使用した場合、ディープビーム効果を考慮した式の適合性が高いことが分かった。一方、COPITA 式については、載荷試験結果等に対する推定精度は高いものの、例えば式中に寸法効果を考慮する項があるが、杭径が大きい条件の場合の式の適用性に問題を有することが分かった。

今回は、実際のせん断耐力を精度よく評価できる手法を検討するため、各種せん断耐力推定式の分析を行い、分析結果を基に精度よく評価できる手法の提案を行う。

#### 3. 2 既往の試験結果および今回の試験結果

その1で実施された高強度せん断補強鉄筋のせん断耐力は、既往の JIS 強化杭と同様に十分なせん断耐力が得られることが分かった。今回実施した丸鋼の高強度鉄筋をせん断補強鉄筋に用いた杭は建築分野の CPRC 杭、PRC 杭として建築分野では多く使用されている。JIS 強化杭との違いとしては、CPRC 杭、PRC 杭には、PC 鋼棒の間に曲げ耐力の向上を目的として軸方向に異形鉄筋を配筋している。表 3.2.1 に今回の試験結果 7 例 (No.1~No.7) と、高強度せん断補強鉄筋を用いた CPRC 杭、PRC 杭、PHC 杭での既往の試験結果においてせん断耐力を確認できた試験結果を示す。

表 3.2.1 既往の試験結果および今回の試験結果

整理番号	試験体 No	杭体				試験形式	試験結果		備考
		杭種	外径 (mm)	有効プレストレス量 $\sigma_{pe}$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート強度 $\sigma_{cu}$ (N/mm <sup>2</sup> )		実測せん断耐力 (kN)	破壊形状	
1	No 1	JIS 強化杭	600	8 00	85	張出まり形式	905	せん断	
2	No 2	JIS 強化杭	600	8 00	85	張出まり形式	1883	せん断	中詰めコンクリートあり
3	No 3	JIS 強化杭	600	8 00	85	張出まり形式	1143	曲げ	中詰めコンクリートあり
4	No 4	JIS 強化杭	600	8 00	85	張出まり形式	1001	せん断	
5	No 5	JIS 強化杭	600	8 00	85	張出まり形式	891	せん断	
6	No 6	JIS 強化杭	600	8 00	85	張出まり形式	899	せん断	
7	No 7	JIS 強化杭	1000	8 00	85	張出まり形式	2372	曲げ	せん断ひび割れが多数あり採用
8	N1	CPRC 杭	400	6 10	105	張出まり形式	486	せん断	
9	N2	CPRC 杭	600	5 80	85	張出まり形式	1055	せん断	
10	①	PRC 杭	1100	5 40	105	張出まり形式	2746	せん断	
11	①	PRC 杭	1200	5 00	105	張出まり形式	4471	せん断	
12	①	PRC 杭	1000	4 80	105	張出まり形式	2785	せん断	
13	①	PRC 杭	1000	5 40	105	張出まり形式	2390	せん断	
14	②	CPRC 杭	600	5 80	105	張出まり形式	1012.3	せん断	
15	②	CPRC 杭	600	5 80	105	張出まり形式	937.7	せん断	
16	②	CPRC 杭	600	5 80	105	張出まり形式	950.7	せん断	
17	③	CPRC 杭	600	5 80	105	張出まり形式	958.1	せん断	
18	④	CPRC 杭	600	5 80	105	張出まり形式	1090	せん断	
19	⑤	CPRC 杭	600	5 80	105	張出まり形式	960	せん断	
20	⑤	CPRC 杭	600	5 80	105	張出まり形式	978	せん断	
21	⑥	CPRC 杭	600	5 80	85	張出まり形式	921	せん断	
22	1	CPRC 杭	300	6 10	85	単純まり形式	296	せん断	
23	2	CPRC 杭	300	6 10	85	単純まり形式	331	せん断	
24	3	CPRC 杭	300	6 10	85	単純まり形式	350	せん断	
25	4	CPRC 杭	700	5 00	85	単純まり形式	1192	せん断	
26	5	CPRC 杭	700	5 00	85	単純まり形式	1225	せん断	
27	6	CPRC 杭	700	5 00	85	単純まり形式	1393	せん断	
28	7	CPRC 杭	700	5 00	85	単純まり形式	789	曲げ圧潰	せん断ひび割れ状況の報告から採用
29	1	PHC 杭	300	8 00	80	単純まり形式	169.7	せん断	
30	9	JIS 強化杭	300	4 00	80	単純まり形式	202.0	せん断	
31	8	PHC 杭	300	8 00	80	単純まり形式	219.7	せん断	
32	5	JIS 強化杭	300	8 00	80	単純まり形式	245.2	せん断	
33	10	PHC 杭	300	8 00	80	単純まり形式	319.7	せん断	
34	6	JIS 強化杭	300	8 00	80	単純まり形式	379.5	せん断	
35	15	CPRC 杭	600	6 09	85	張出まり形式	870.8	せん断	
36	16	CPRC 杭	600	6 09	85	張出まり形式	971.8	せん断	
37	19	CPRC 杭	600	6 09	85	張出まり形式	667.8	せん断	
38	20	CPRC 杭	600	6 09	85	張出まり形式	696.3	せん断	
39	29	CPRC 杭	600	6 09	85	張出まり形式	884.6	せん断	
40	30	CPRC 杭	600	6 09	85	張出まり形式	861	せん断	
41	1	CPRC 杭	800	4 60	85	張出まり形式	1722	せん断	
42	2	CPRC 杭	800	4 60	85	張出まり形式	1707	せん断	
43	4-a	CPRC 杭	800	4 60	105	張出まり形式	1867	せん断	
44	1	PHC 杭	400	4 00	85	張出まり形式	221	せん断	
45	2	PHC 杭	400	4 00	85	単純まり形式	191	せん断	
46	3	PHC 杭	600	4 00	85	単純まり形式	638	せん断	
47	4	PHC 杭	600	4 00	85	単純まり形式	544	せん断	
48	5	PHC 杭	600	4 18	85	単純まり形式	507	せん断	
49	6	PHC 杭	600	4 18	85	単純まり形式	523	せん断	
50	13	PHC 杭	600	8 36	85	単純まり形式	673	せん断	
51	14	PHC 杭	600	8 36	85	単純まり形式	655	せん断	
52	22	PHC 杭	600	4 00	85	単純まり形式	546	せん断	
53	23	PHC 杭	600	4 00	85	単純まり形式	534	せん断	
54	26	PHC 杭	800	4 00	85	単純まり形式	731.5	せん断	
55	27	PHC 杭	800	4 00	85	単純まり形式	744	せん断	
56	30	PHC 杭	800	4 00	85	単純まり形式	830	せん断	
57	31	PHC 杭	800	4 00	85	単純まり形式	840	せん断	
58	3	PHC 杭	600	4 00	105	張出まり形式	430	せん断	
59	14	PHC 杭	800	4 00	105	単純まり形式	910	せん断	
60	15	PHC 杭	800	4 00	105	単純まり形式	910	せん断	
61	23	PHC 杭	1000	4 00	105	単純まり形式	1025	せん断	
62	26	PHC 杭	1000	4 10	105	単純まり形式	1866	せん断	
63	27	PHC 杭	1000	4 10	105	単純まり形式	1773	せん断	
64	34	PHC 杭	1000	4 10	105	単純まり形式	932.5	せん断	
65	35	PHC 杭	1000	4 10	105	単純まり形式	955	せん断	
66	36	PHC 杭	1000	4 10	105	単純まり形式	1408	せん断	
67	37	PHC 杭	1000	4 10	105	単純まり形式	1387	せん断	
68	49	PHC 杭	1200	4 00	105	張出まり形式	1748	せん断	
69	1	CPRC 杭	600	5 80	85	張出まり形式	924	せん断	
70	2-1	CPRC 杭	600	5 80	105	張出まり形式	1078	せん断	
71	2-2	CPRC 杭	600	5 80	105	張出まり形式	984	せん断	



### 3. 3 既往のせん断耐力推定式

既往のせん断耐力式は道示式、土木学会式、建築分野では岸田式、大野他の式がある。土木、建築分野ともにせん断耐力式は、RC 部材の柱、梁の式の実験の蓄積から決められてきた。大野他の式は既製杭のせん断耐力式として提案された。岸田式は大野他式の成果を基に、杭のスパイラル鉄筋量等をパラメータとし模型実験から算出している。また、COPITA では岸田式を基に、非超過確率 5%に対応する低減係数 0.8 を設けて用いている。次に各せん断耐力推定式を示す。

#### 1) COPITA 式 (岸田式) <sup>2)</sup>

$$Q_u = (\tau_1 + \tau_2 + \tau_3 + \tau_4) \times (be \cdot j) / 1000 \quad (\text{kN}) \quad (3.3.1)$$

$Q_u$  : せん断最終強度 (N)

$\tau_1$  : コンクリート負担分 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) 荒川式の第 1 項

$$\tau_1 = \frac{0.115ku \cdot kp(\sigma_B + 17.7)}{\frac{M}{Qd} + 0.115}$$

$\tau_2$  : らせん筋負担分 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$$\tau_2 = 0.657 \times (0.785 \times p_w \sigma_y)$$

$\tau_3$  : 軸力負担分 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$$\tau_3 = 0.102 (\sigma_e + \sigma_{0'})$$

$\sigma_{0'}$  : 軸力 0kN

$\tau_4$  : 中詰コンクリート負担分 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) : 鉄筋が配筋されてないので今回は、対象外とする。

$$be = \alpha \cdot \frac{A_c}{D} : \alpha = -\frac{1.24t}{D} + 1.19 : d = D - \frac{t}{2} : j = 7/8d$$

$\sigma_B$  : 杭体コンクリート圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\frac{M}{Qd}$  : 計算上のシアスパン比

$M$  : 設計用曲げモーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

$Q$  : 設計用せん断耐力 (kN)

$d$  : 有効せい (mm)

$D$  : 杭径 (mm)

$t$  : 壁厚 (mm)

$A_c$  : コンクリートの実断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_e$  : 有効プレストレス ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\sigma_y$  : スパイラル鉄筋の降伏強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$ku$  : 断面寸法による補正係数 (杭径 450~1000mm) = 0.72

$kp$  : 引張鉄筋比 (pt) による補正係数

$$kp = 0.82(100\text{pt})^{0.23}$$

$pt$  :  $\text{pg}/4$

pg : 軸方向鉄筋比  $pg = \frac{A_{rp}}{be \cdot j}$

$A_{rp}$  : 軸方向鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$p_w$  : せん断補強筋比  $p_w = \frac{A_w}{be \cdot s}$

$A_w$  : せん断補強筋の断面積×2 (mm<sup>2</sup>)

s : せん断補強筋のピッチ (mm)

## 2) 道示式<sup>3)</sup>

$$P_{S1} = S_S + S_C \quad (3.3.2)$$

$S_C = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d$  (ただし、 $c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c = \tau_a$ )

$S_C$  : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

$$S_S = \frac{A_w \cdot \sigma_{s_y} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s}$$

$S_S$  : 斜引張鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

ただし、せん断スパン  $a$  が  $\frac{d}{1.15} > a$  のとき  $a$  を使用する。

D : 杭径 (mm)

b : 部材断面幅 (等積箱形断面の腹部の合計幅とする) (mm)  $b = t \cdot \sqrt{\pi}$

t : 壁厚 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

$$d = \frac{1}{2} \cdot h + \frac{1}{\pi} \cdot 2 \cdot \sqrt{2} \cdot r_s$$

h : 等積箱形断面の部材断面の部材高 (mm)

$$h = 1/2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot D$$

$r_s$  : 円中心から軸方向鉄筋重心までの距離 (mm)

$c_N$  : 軸方向圧縮力による補正係数

$$c_N = 1 + \frac{M_0}{M} \quad \text{ただし、} 1 \leq c_N \leq 2$$

張出しせん断方式では、理論上  $M=0$  なので、 $c_N = 2$  で固定する。

$M_0$  : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント (kN・m)

$$M_0 = \left( \sigma_{ce} + \frac{N}{A_c} \right) \cdot \frac{I_c}{y}$$

M : 作用曲げモーメント (終局曲げモーメント) (kN・m)

N : 作用軸力 (死荷重作用時) (kN)

$A_c$  : 杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$I_c$  : 杭の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

y : 杭中心から引張縁までの距離 (mm) (=D/2)

- $\sigma_{ce}$  : 有効プレストレス (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_a$  : 許容せん断応力度 (=1.5×0.85 とする) (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_w$  : 斜引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>) =斜引張鉄筋の実断面積×2
- $s$  : 斜引張鉄筋の間隔 (mm)
- $\sigma_{s_y}$  : 斜引張鉄筋の降伏強度 (規格値 345 N/mm<sup>2</sup>)
- $\theta$  : 斜引張鉄筋が部材軸力方向となす角度 (90° とする)

3) 道示式 ディープビームを考慮<sup>3)</sup>

道示式で算出するせん断スパン $a$ がフーチングの有効高さ $d$ の2.5倍以下の場合、コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{a1}$ およびコンクリートの負担するせん断耐力 $S_c$ は、それぞれ表3.3.1に示す割増し係数 $c_{dc}$ を乗じた値とする。

表 3.3.1 せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 $c_{dc}$

$a/d$	0.5	1	1.5	2	2.5
$c_{dc}$	6.4	4	2.5	1.6	1

- $c_{dc}$  : せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数
- $a$  : せん断スパン (mm)
- $d$  : フーチングの有効高(mm)で、柱又は壁前面の位置で求める。

4) 土木学会式

土木学会 棒部材の設計せん断耐力式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (3.3.3)$$

$V_{cd}$  : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{ただし、} f_{vcd} \leq 0.72 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad (d:\text{mm}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする。}$$

$b_w$  : 腹部の幅 (mm)

$d$  : 有効高さ (mm)

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_b$  : 一般に 1.3 としてよい。規格値以外は、1.0 とする。

$V_{sd}$  : せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力

$$V_{sd} = [A_w f_{wyd} (\sin(\alpha_s) + \cos(\alpha_s) / s_s)] z / \gamma_b$$

$A_w$  : 区間 $s_s$ におけるせん断補強筋の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$f_{wyd}$  : せん断補強鉄筋の設計降伏強度で、 $25f'_{cd}$  (N/mm<sup>2</sup>) と

$800\text{N/mm}^2$  のいずれか小さい値を上限とする。

$\alpha_s$  : せん断補強鉄筋が部材となす角度

$s_s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

$z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい。

$$p_w = A_w / (b_w \cdot s_s)$$

$\gamma_b$  : 一般に 1.1 としてよい。規格値以外は、1.0 とする。

5) 土木学会式 ディープビームを考慮<sup>4)</sup>

(解 2.4.6) 設計せん断圧縮破壊耐力

$$V_{dd} = (\beta_d + \beta_w) \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (3.3.4)$$

$V_{dd}$  : 設計せん断圧縮破壊耐力 (N)

$\alpha$  : 支圧板の部材軸力方向長さ ( $r$ ) の影響を考慮する係数で、以下による。ただし、一般に $r/d$ は 0.1 としてよい。

$$\alpha = (1 + 3.33r/d)/(1 + 3.33 \cdot 0.05)$$

$$f_{cd} = 0.19\sqrt{f'_c} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$  ただし、 $\beta_d > 1.5$  となる場合は 1.5 とする。

$\beta_w = 4.2^3 \sqrt{100p_w} \cdot (a_v/d - 0.75) / \sqrt{f'_c}$  ただし、 $\beta_w < 0$  となる場合は 0 とする。

$\beta_p = \frac{1 + \sqrt{100p_v}}{2}$  ただし、 $\beta_p > 1.5$  となる場合は 1.5 とする。

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$$

$b_w$  : 腹部の幅 (mm)

$d$  : 単純張りの場合は載荷点、片持ち張りの場合は支持部前面における有効高さ (mm)

$a_v$  : 支持部前面から載荷点までの距離 (mm)  $a_v/d$  : せん断スパン比とする。

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$p_w$  : せん断補強鉄筋比

$p_w = A_{w_s} / (b_w \cdot s_s)$  ただし、 $p_w < 0.002$  となる場合は  $p_w = 0$  とする。

$A_{w_s}$  : 区間 $s_s$ における部材軸と直行するせん断補強鉄筋の総断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$s_s$  : 部材軸と直行するせん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

$f'_c$  : コンクリートの設計圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\gamma_b$  : 部材係数で、一般に 1.2 とする。ただし、本計算では 1.0 とする。

### 3. 4 既往のせん断耐力推定式の推定精度の比較

#### 3. 4. 1 既往のせん断耐力推定式の推定精度について

各せん断耐力推定式において、影響があるパラメータの調査、分析を行うため、標準的な JIS 強化杭の仕様を用いて、設計上の規格値を用いた推定値（以下、規格値という）を基本とし、各パラメータを増減させた値（以下、変更値という）を規格値で除して影響度合いを各せん断耐力推定式で求め比較を行う。なお、着目したパラメータは、影響が大きいと考えられる外径、厚さ、有効プレストレス量、コンクリート強度、PC 鋼材の断面積、スパイラル鉄筋の降伏強度および断面積、せん断スパン比とした。

標準的な JIS 強化杭の仕様を表 3. 4. 1 に示す。各パラメータでの増減の値は次のとおりとし、表 3. 4. 1 に示す各杭径における規格値と変更値の比の平均値を表 3. 4. 2～表 3. 4. 6、図 3. 4. 1～図 3. 4. 5 に示す。

##### ① 外径：+2mm、-2mm

既往と今回の試験結果での外径測定結果がおおよそ-2mm～+2mm の範囲だったことから、このように設定した。

##### ② 厚さ：+20mm

COPITA 会員社における杭製造の規格で、一般的に寸法許容差を 0～+20mm と設定していることから、最大の+20mm とした。

##### ③有効プレストレス量：±2%

COPITA で実施された会員社への調査結果の統計量から設定した。

##### ④コンクリート強度：+10%

COPITA で実施された会員社への調査結果の統計量から設定した。

##### ⑤PC 鋼材：断面積±6%

JIS G 3137：細径異形 PC 鋼棒での規定より設定した。

##### ⑥-1 せん断補強鉄筋：降伏強度+20%

土木研究所資料第 4090 号より、鉄筋の統計量から設定した。

##### ⑥-2 せん断補強鉄筋：径±0.4mm

JIS G 3191：熱間圧延棒鋼およびバーインコイルの形状、寸法、質量およびその許容差での規定より設定した。

##### ⑦せん断スパン比：0.5、1.5

規格値を 1.0 としたことから、その上下 0.5 の範囲とした。

表 3.4.1 標準的な JIS 強化杭の仕様

杭体					PC鋼材				スパイラル鉄筋 (せん断補強鉄筋)					せん断スパン比	体積比 $\rho_s$	$\rho_s \cdot \sigma_y$		
杭種	外径	厚さ	有効プレストレス量 $\sigma_{se}$	コンクリート強度 $\sigma_{cu}$	配置直径	径	本数	断面積	種類	降伏強度 $\sigma_y$	径	断面積	ピッチ $s$				有効長	
—	(mm)	(mm)	種別 (N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)	(本)	(mm <sup>2</sup> )	—	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)				
JIS強化杭	300	60	A	4.00	80.0	240	7.1	6	240.0	SD345	345	6	31.67	70	240	1.0	0.00754	2.60
JIS強化杭	300	60	B	8.00	85.0	240	10.0	6	471.0	SD345	345	6	31.67	70	240	1.0	0.00754	2.60
JIS強化杭	300	60	C	10.00	85.0	240	10.0	8	628.0	SD345	345	6	31.67	70	240	1.0	0.00754	2.60
JIS強化杭	350	60	A	4.00	80.0	290	7.1	7	280.0	SD345	345	6	31.67	55	290	1.0	0.00794	2.74
JIS強化杭	350	60	B	8.00	85.0	290	10.0	7	549.5	SD345	345	6	31.67	55	290	1.0	0.00794	2.74
JIS強化杭	350	60	C	10.00	85.0	290	10.0	9	706.5	SD345	345	6	31.67	55	290	1.0	0.00794	2.74
JIS強化杭	400	65	A	4.00	80.0	330	7.1	10	400.0	SD345	345	6	31.67	50	330	1.0	0.00768	2.65
JIS強化杭	400	65	B	8.00	85.0	330	10.0	10	785.0	SD345	345	6	31.67	50	330	1.0	0.00768	2.65
JIS強化杭	400	65	C	10.00	85.0	330	10.0	12	942.0	SD345	345	6	31.67	50	330	1.0	0.00768	2.65
JIS強化杭	450	70	A	4.00	80.0	380	9.0	7	448.0	SD345	345	10	71.33	100	380	1.0	0.00751	2.59
JIS強化杭	450	70	B	8.00	85.0	380	9.0	14	896.0	SD345	345	10	71.33	100	380	1.0	0.00751	2.59
JIS強化杭	450	70	C	10.00	85.0	380	10.0	14	1099.0	SD345	345	10	71.33	100	380	1.0	0.00751	2.59
JIS強化杭	500	80	A	4.00	80.0	420	9.0	9	576.0	SD345	345	10	71.33	90	420	1.0	0.00755	2.60
JIS強化杭	500	80	B	8.00	85.0	420	9.0	18	1152.0	SD345	345	10	71.33	90	420	1.0	0.00755	2.60
JIS強化杭	500	80	C	10.00	85.0	420	10.0	18	1413.0	SD345	345	10	71.33	90	420	1.0	0.00755	2.60
JIS強化杭	600	90	A	4.00	80.0	520	9.0	12	768.0	SD345	345	10	71.33	70	520	1.0	0.00784	2.70
JIS強化杭	600	90	B	8.00	85.0	520	9.0	24	1536.0	SD345	345	10	71.33	70	520	1.0	0.00784	2.70
JIS強化杭	600	90	C	10.00	85.0	520	10.0	24	1884.0	SD345	345	10	71.33	70	520	1.0	0.00784	2.70
JIS強化杭	700	100	A	4.00	80.0	610	10.0	13	1020.0	SD345	345	10	71.33	60	610	1.0	0.0078	2.69
JIS強化杭	700	100	B	8.00	85.0	610	10.0	26	2041.0	SD345	345	10	71.33	60	610	1.0	0.0078	2.69
JIS強化杭	700	100	C	10.00	85.0	610	11.2	26	2600.0	SD345	345	10	71.33	60	610	1.0	0.0078	2.69
JIS強化杭	800	110	A	4.00	80.0	710	10.0	16	1256.0	SD345	345	10	71.33	50	710	1.0	0.00804	2.77
JIS強化杭	800	110	B	8.00	85.0	710	10.0	32	2512.0	SD345	345	10	71.33	50	710	1.0	0.00804	2.77
JIS強化杭	800	110	C	10.00	85.0	710	11.2	32	3200.0	SD345	345	10	71.33	50	710	1.0	0.00804	2.77
JIS強化杭	900	120	A	4.00	80.0	790	11.2	16	1600.0	SD345	345	13	126.7	80	790	1.0	0.00802	2.77
JIS強化杭	900	120	B	8.00	85.0	790	11.2	32	3200.0	SD345	345	13	126.7	80	790	1.0	0.00802	2.77
JIS強化杭	900	120	C	10.00	85.0	790	12.6	32	4000.0	SD345	345	13	126.7	80	790	1.0	0.00802	2.77
JIS強化杭	1000	130	A	4.00	80.0	880	11.2	19	1900.0	SD345	345	13	126.7	70	880	1.0	0.00823	2.84
JIS強化杭	1000	130	B	8.00	85.0	880	11.2	38	3800.0	SD345	345	13	126.7	70	880	1.0	0.00823	2.84
JIS強化杭	1000	130	C	10.00	85.0	880	12.6	38	4750.0	SD345	345	13	126.7	70	880	1.0	0.00823	2.84
JIS強化杭	1100	140	A	4.00	80.0	980	11.2	22	2200.0	SD345	345	13	126.7	70	980	1.0	0.00739	2.55
JIS強化杭	1100	140	B	8.00	85.0	980	11.2	44	4400.0	SD345	345	13	126.7	70	980	1.0	0.00739	2.55
JIS強化杭	1100	140	C	10.00	85.0	980	12.6	44	5500.0	SD345	345	13	126.7	70	980	1.0	0.00739	2.55
JIS強化杭	1200	150	A	4.00	80.0	1080	11.2	26	2600.0	SD345	345	13	126.7	60	1080	1.0	0.00782	2.70
JIS強化杭	1200	150	B	8.00	85.0	1080	11.2	52	5200.0	SD345	345	13	126.7	60	1080	1.0	0.00782	2.70
JIS強化杭	1200	150	C	10.00	85.0	1080	12.6	52	6500.0	SD345	345	13	126.7	60	1080	1.0	0.00782	2.70

1) 道示式

道示式では、ディープビーム効果を考慮できていないことに加えて、せん断スパン比が小さい場合には、せん断ひび割れを横切る斜引張鉄筋を過大に見積もることのないように計算条件が図られているため、せん断耐力が小さくなる評価となっている。また、コンクリートの設計基準強度によらず、許容せん断応力度を  $0.85\text{N/mm}^2$  とすることから、コンクリート強度の大きさを考慮できていない。

表 3.4.2 標準値と変動値の比

変更パラメータ, 変動値	単位	平均値
外径+2	mm	1.002
外径-2	mm	0.999
厚さ+20	mm	1.043
有効プレストレス量+2%	N/mm <sup>2</sup>	1.000
有効プレストレス量-2%	N/mm <sup>2</sup>	1.000
コンクリート強度+10%	N/mm <sup>2</sup>	1.000
PC鋼材断面積+6%	mm <sup>2</sup>	1.005
PC鋼材断面積-6%	mm <sup>2</sup>	0.995
せん断補強鉄筋の降伏強度+20%	N/mm <sup>2</sup>	1.147
せん断補強鉄筋径+0.4	mm	1.064
せん断補強鉄筋径-0.4	mm	0.938
せん断スパン比 0.5	—	0.688
せん断スパン比 1.5	—	1.000

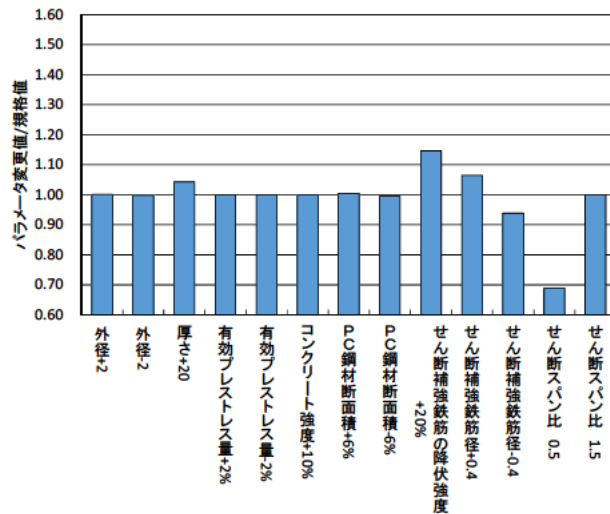


図 3.4.1 標準値と変動値の比

## 2) 道示式 (ディープビーム考慮)

道示式でディープビーム効果を考慮した場合は、せん断スパン比に応じたせん断耐力を評価できている。ただし、コンクリートの設計基準強度によらず、許容せん断応力度を  $0.85\text{N/mm}^2$  とすることから、コンクリート強度の大きさを考慮できていない。

表 3.4.3 標準値と変動値の比

変更パラメータ, 変動値	単位	平均値
外径+2	mm	1.001
外径-2	mm	0.999
厚さ+20	mm	1.120
有効プレストレス量+2%	$\text{N/mm}^2$	1.000
有効プレストレス量-2%	$\text{N/mm}^2$	1.000
コンクリート強度+10%	$\text{N/mm}^2$	1.000
PC鋼材断面積+6%	$\text{mm}^2$	1.014
PC鋼材断面積-6%	$\text{mm}^2$	0.985
せん断補強鉄筋の降伏強度+20%	$\text{N/mm}^2$	1.045
せん断補強鉄筋径+0.4	mm	1.019
せん断補強鉄筋径-0.4	mm	0.982
せん断スパン比 0.5	—	1.303
せん断スパン比 1.5	—	0.815

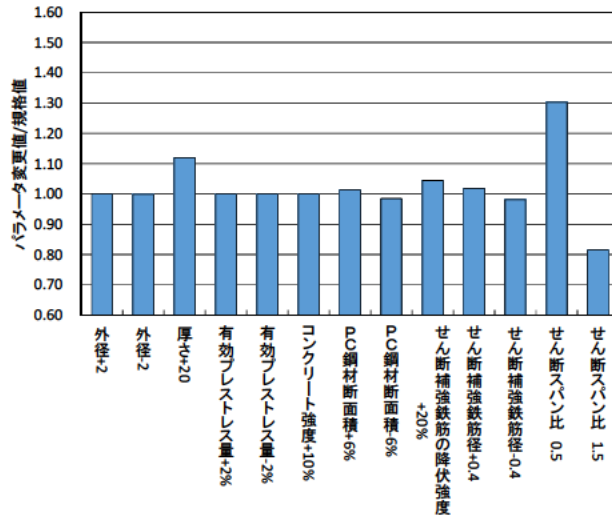


図 3.4.2 標準値と変動値の比

## 3) 土木学会式

土木学会式は、ディープビーム効果を考慮できていないため、せん断スパン比が異なってもせん断耐力が同じ評価となる。また、軸力を考慮する項がないため、軸力に応じたせん断耐力の増加分を考慮できていない。

表 3.4.4 標準値と変動値の比

変更パラメータ, 変動値	単位	平均値
外径+2	mm	1.002
外径-2	mm	0.998
厚さ+20	mm	1.021
有効プレストレス量+2%	$\text{N/mm}^2$	1.000
有効プレストレス量-2%	$\text{N/mm}^2$	1.000
コンクリート強度+10%	$\text{N/mm}^2$	1.000
PC鋼材断面積+6%	$\text{mm}^2$	1.003
PC鋼材断面積-6%	$\text{mm}^2$	0.997
せん断補強鉄筋の降伏強度+20%	$\text{N/mm}^2$	1.172
せん断補強鉄筋径+0.4	mm	1.076
せん断補強鉄筋径-0.4	mm	0.927
せん断スパン比 0.5	—	1.000
せん断スパン比 1.5	—	1.000

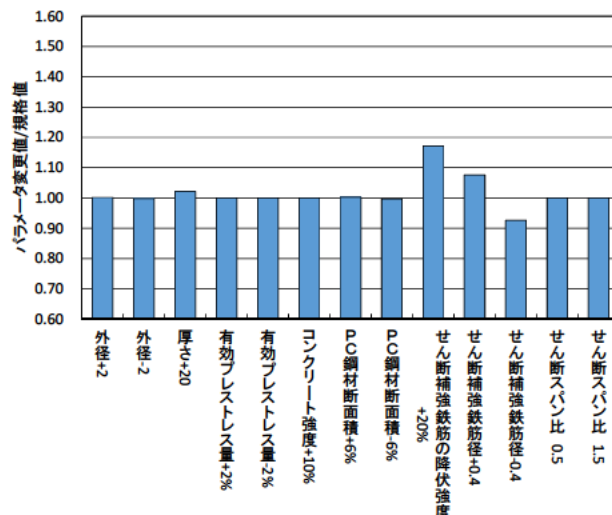


図 3.4.3 標準値と変動値の比



#### 4) 土木学会式 (ディープビーム考慮)

土木学会式でディープビーム効果を考慮した場合は、せん断スパン比に応じたせん断耐力を評価できている。ただし、ディープビーム効果を考慮しない場合と同様に、軸力を考慮する項がないため、軸力に応じたせん断耐力の増加分を考慮できていない。また、せん断補強鉄筋については、降伏強度ではなく面積比となっているため、せん断補強鉄筋の引張強度によるせん断耐力の増加分を考慮できていない。

表 3.4.5 標準値と変動値の比

変更パラメータ, 変動値	単位	平均値
外径+2	mm	1.001
外径-2	mm	0.999
厚さ+20	mm	1.172
有効プレストレス量+2%	N/mm <sup>2</sup>	1.000
有効プレストレス量-2%	N/mm <sup>2</sup>	1.000
コンクリート強度+10%	N/mm <sup>2</sup>	1.044
PC鋼材断面積+6%	mm <sup>2</sup>	1.012
PC鋼材断面積-6%	mm <sup>2</sup>	0.988
せん断補強鉄筋の降伏強度+20%	N/mm <sup>2</sup>	1.000
せん断補強鉄筋径+0.4	mm	1.003
せん断補強鉄筋径-0.4	mm	0.997
せん断スパン比 0.5	—	1.445
せん断スパン比 1.5	—	0.735

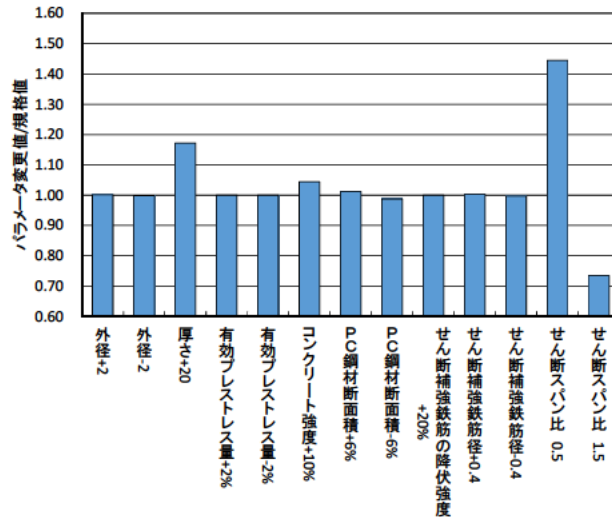


図 3.4.4 標準値と変動値の比

#### 5) COPITA 式

COPITA 式では、他の式に比べて変動値による影響 (感度) が全ての項目でみられた。特にコンクリートに関わる項の影響度合いは大きい結果となっている。これは、コンクリートが負担するせん断耐力の項が、算出結果の値に対し占める割合が 75%程度となることから、影響度合いが大きい結果となったと推察される。

表 3.4.6 標準値と変動値の比

変更パラメータ, 変動値	単位	平均値
外径+2	mm	1.004
外径-2	mm	0.996
厚さ+20	mm	1.075
有効プレストレス量+2%	N/mm <sup>2</sup>	1.002
有効プレストレス量-2%	N/mm <sup>2</sup>	0.998
コンクリート強度+10%	N/mm <sup>2</sup>	1.056
PC鋼材断面積+6%	mm <sup>2</sup>	1.009
PC鋼材断面積-6%	mm <sup>2</sup>	0.990
せん断補強鉄筋の降伏強度+20%	N/mm <sup>2</sup>	1.044
せん断補強鉄筋径+0.4	mm	1.019
せん断補強鉄筋径-0.4	mm	0.982
せん断スパン比 0.5	—	1.550
せん断スパン比 1.5	—	0.791

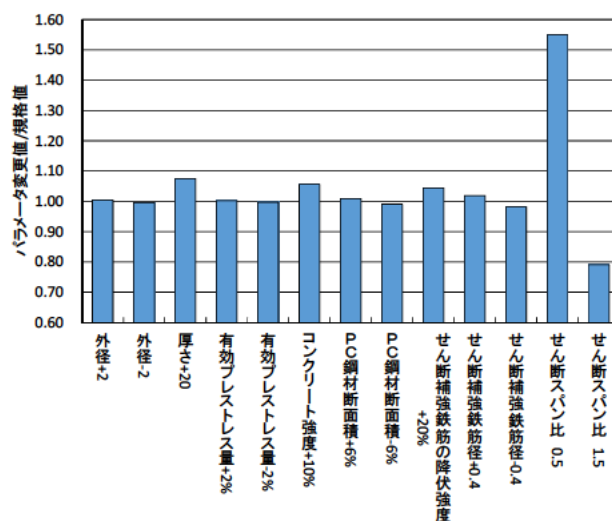


図 3.4.5 標準値と変動値の比

### 3. 4. 2 既往の試験結果および今回の試験結果と既往のせん断耐力推定式の推定精度の比較

表 3. 4. 7 に計算に使用した杭の諸元を示す。ただし、表 3. 4. 1 にある PHC 杭の既往の試験は、普通鉄線の引張試験結果がほとんどなく、また PHC 杭に用いられる普通鉄線 SWM-B は降伏強度がないため、本比較においては除外した。

既往の試験結果では計測結果がないパラメータが多数あったため、推定精度を求めるに当たり、計測結果がないパラメータの設定条件を次に示す。

- ①外径については、3. 4. 1 にて影響は各せん断耐力推定式において 0.5% 未満となったため、計測結果がある場合はその結果を用い、計測結果がない場合は規格値とした。
- ②厚さについては、収集したせん断試験データでの測定結果がおおよそ +10mm 程度だったため、計測結果がない場合は規格値に +10mm した値を用いることとした。
- ③コンクリート強度については、COPITA で実施された会員社への調査結果の統計量から、計測結果がない場合は規格値を 1.1 倍した値を用いることとした。
- ④スパイラル鉄筋の径については、製造会社へのヒアリングで、寸法許容は  $\pm 0.1\text{mm}$  以内と規定されていたため、3. 4. 1 での結果に比べ影響が小さい ( $-0.1\text{mm}$  で 1% 程度以下) と考えられることから、公称断面積を用いることとした。
- ⑤スパイラル鉄筋の降伏強度の記録、測定結果がない試験結果について
  - ・土木研究所資料第 4090 号より、鉄筋の統計量から異形鉄筋は規格値を 1.2 倍した値を用いることとした。
  - ・COPITA で実施された調査結果から、降伏強度  $490\text{N/mm}^2$  および  $785\text{N/mm}^2$  の丸鋼のせん断補強鉄筋は規格値を 1.2 倍した値、降伏強度  $685\text{N/mm}^2$  の丸鋼のせん断補強鉄筋は規格値を 1.1 倍した値を用いることとした。

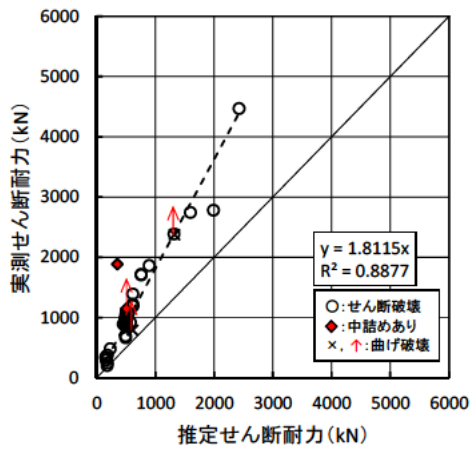
表 3.4.7 既往および今回の試験での計算に用いた杭の諸元

整理番号	試験体 No.	杭体								PC鋼材				異形鉄筋			スパイラル鉄筋 (せん断補強鉄筋)						せん断スパン比	体積比 $\rho_s$	$\rho_s \cdot \sigma_{sy}$						
		杭種	外径		厚さ		有効プレストレス量 $\sigma_{ce}$	コンクリート強度 $\sigma_{cu}$		配置直径	径	本数	断面積	径	本数	断面積	種類	降伏強度 $\sigma_{sy}$		径	断面積	ピッチ $s$					有効長				
			(mm)		(mm)		( $N/mm^2$ )	(N/mm <sup>2</sup> )		(mm)	(mm)	(本)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(本)	(mm <sup>2</sup> )		(N/mm <sup>2</sup> )										(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
			設計値	実測値	設計値	実測値	設計値	設計値	実測値	設計値	設計値	設計値	設計値	設計値	設計値	設計値		設計値	実測値									設計値	実測値	設計値	設計値
1	No.1	JIS強化杭	600	602.3	90	107	8.00	85	92.4	510	9.0	24	1536.0	0	0	0	SD345	345	413	10	9.53	71.33	70	510	1.00	0.00799	2.76	3.30			
2	No.2	JIS強化杭	600	600.0	90	107	8.00	85	112.9	510	9.0	24	1536.0	0	0	0	SD490	490	610	10	9.53	71.33	100	510	0.50	0.00559	2.74	3.41			
3	No.3	JIS強化杭	600	600.7	90	101.3	8.00	85	116.2	510	9.0	24	1536.0	0	0	0	SD491	490	610	10	9.53	71.33	100	510	1.00	0.00559	2.74	3.41			
4	No.4	JIS強化杭	600	600.5	90	94.8	8.00	85	113.0	510	9.0	24	1536.0	0	0	0	SD492	490	610	10	9.53	71.33	100	510	1.00	0.00559	2.74	3.41			
5	No.5	JIS強化杭	600	601.1	90	103.1	8.00	85	100.6	510	9.0	24	1536.0	0	0	0	丸鋼490	490	554	6.5	6.48	33.18	50	510	1.00	0.0052	2.55	2.88			
6	No.6	JIS強化杭	600	599.7	90	101.1	8.00	85	104.1	510	9.0	24	1536.0	0	0	0	丸鋼785	785	980	6	6.03	28.27	65	510	1.00	0.00341	2.68	3.34			
7	No.7	JIS強化杭	1000	997.3	130	146	8.00	85	106.3	890	10.0	46	3611.0	0	0	0	SD490	490	610	10	9.53	71.33	60	890	1.00	0.00534	2.62	3.26			
8	N1	CPRC杭	400	400	65	75	6.10	105	110.6	330	10.0	8	628.0	13	8	1013.6	丸鋼685	685	761	6.5	—	33.18	100	330	1.00	0.00402	2.75	3.06			
9	N2	CPRC杭	600	600	90	102	5.80	85	94.9	520	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼685	685	764	6.5	—	33.18	65	520	1.00	0.00393	2.69	3.00			
10	①	PRC杭	1100	1100	160	165	5.40	105	112.0	980	12.6	26	3250.0	19	13	3724.5	丸鋼490	490	613	8.5	—	56.75	45	980	1.00	0.00515	2.52	3.16			
11	①	PRC杭	1200	1200	190	192	5.00	105	115.0	1080	12.6	30	3750.0	35	30	28698	丸鋼785	785	1000	7.5	—	44.18	40	1080	1.00	0.00409	3.21	4.09			
12	①	PRC杭	1000	1000	150	150	4.80	105	120.0	880	11.2	24	2400.0	19	24	6876	丸鋼785	785	1030	7.5	—	44.18	40	880	1.00	0.00502	3.94	5.17			
13	①	PRC杭	1000	1000	130	135	5.40	105	114.0	880	11.2	24	2400.0	19	24	6876	丸鋼490	490	615	8.5	—	56.75	50	880	1.00	0.00516	2.53	3.17			
14	②	CPRC杭	600	600	90	102	5.80	105	115.2	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	SD345	345	414	10	—	71.33	75	510	1.00	0.00746	2.57	3.09			
15	②	CPRC杭	600	600	90	106	5.80	105	118.7	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼490	490	588	6.5	—	33.18	50	510	1.00	0.0052	2.55	3.06			
16	②	CPRC杭	600	600	90	90	5.80	105	116.8	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼785	785	981	6	—	28.27	65	510	1.00	0.00341	2.68	3.35			
17	③	CPRC杭	600	600	90	96.3	5.80	105	115.5	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼490	490	618	6.5	—	33.18	50	510	1.00	0.0052	2.55	3.22			
18	④	CPRC杭	600	600	90	99	5.80	105	119.0	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼490	490	608	6.5	—	33.18	50	510	1.00	0.0052	2.55	3.16			
19	⑤	CPRC杭	600	600	90	90	5.80	105	120.2	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼490	490	588	6.5	—	33.18	50	510	1.00	0.0052	2.55	3.06			
20	⑤	CPRC杭	600	600	90	93	5.80	105	110.1	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼490	490	588	6.5	—	33.18	50	510	1.00	0.0052	2.55	3.06			
21	⑥	CPRC杭	600	600	90	99	5.80	85	95.3	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼490	490	575	6.5	—	33.18	50	510	1.00	0.0052	2.55	2.99			
22	1	CPRC杭	300	300	60	66	6.10	85	115.4	240	10.0	6	471.0	22	6	2322.6	丸鋼490	490	678	5.5	—	23.76	65	240	2.21	0.00609	2.99	4.13			
23	2	CPRC杭	300	300	60	63.5	6.10	85	115.4	240	10.0	6	471.0	22	6	2322.6	丸鋼490	490	678	5.5	—	23.76	65	240	1.91	0.00609	2.99	4.13			
24	3	CPRC杭	300	300	60	63	6.10	85	115.4	240	10.0	6	471.0	22	6	2322.6	丸鋼490	490	678	5.5	—	23.76	65	240	1.67	0.00609	2.99	4.13			
25	4	CPRC杭	700	700	100	107.8	5.00	85	102.8	610	11.2	16	1600.0	29	16	10278.4	丸鋼685	685	712	6.5	—	33.18	55	610	1.94	0.00396	2.71	2.82			
26	5	CPRC杭	700	700	100	105.3	5.00	85	102.6	610	11.2	16	1600.0	29	16	10278.4	丸鋼685	685	712	6.5	—	33.18	55	610	1.63	0.00396	2.71	2.82			
27	6	CPRC杭	700	700	100	104.9	5.00	85	102.6	610	11.2	16	1600.0	29	16	10278.4	丸鋼685	685	712	6.5	—	33.18	55	610	1.42	0.00396	2.71	2.82			
28	7	CPRC杭	700	700	100	105.8	5.00	85	102.8	610	11.2	16	1600.0	29	16	10278.4	丸鋼685	685	712	6.5	—	33.18	55	610	3.60	0.00396	2.71	2.82			
30	9	JIS強化杭	300	300	60	70	4.00	80	81.3	240	7.0	16	615.7	0	0	0	SD295	295	481.41	6	—	31.67	50	240	2.00	0.01056	3.11	5.08			
32	5	JIS強化杭	300	300	60	70	8.00	80	81.3	240	7.0	16	615.7	0	0	0	SD295	295	481.41	6	—	31.67	50	240	1.50	0.01056	3.11	5.08			
34	6	JIS強化杭	300	300	60	70	8.00	80	81.3	240	7.0	16	615.7	0	0	0	SD295	295	481.41	6	—	31.67	50	240	1.00	0.01056	3.11	5.08			
35	15	CPRC杭	600	600	90	100	6.09	85	93.5	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼490	490	588	6.5	—	33.18	50	510	1.00	0.0052	2.55	3.06			
36	16	CPRC杭	600	600	90	100	6.09	85	93.5	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼490	490	588	6.5	—	33.18	50	510	1.00	0.0052	2.55	3.06			
37	19	CPRC杭	600	600	90	100	6.09	85	93.5	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼490	490	588	6.5	—	33.18	50	510	1.50	0.0052	2.55	3.06			
38	20	CPRC杭	600	600	90	100	6.09	85	93.5	510	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼490	490	588	6.5	—	33.18	50	510	1.50	0.0052	2.55	3.06			
39	29	CPRC杭	600	600	90	100	6.09	85	93.5	510	10.0	16	1256.0	22	16	6193.6	丸鋼490	490	588	6.5	—	33.18	50	510	1.50	0.0052	2.55	3.06			
40	30	CPRC杭	600	600	90	100	6.09	85	93.5	510	10.0	16	1256.0	22	16	6193.6	丸鋼490	490	588	6.5	—	33.18	50	510	1.75	0.0052	2.55	3.06			
41	1	CPRC杭	800	800	110	120	4.60	85	92.6	700	11.2	18	1800.0	29	18	11563.2	丸鋼685	685	691	8.5	—	56.75	85	700	1.00	0.00382	2.61	2.64			
42	2	CPRC杭	800	800	110	120	4.60	85	92.6	700	11.2	18	1800.0	29	18	11563.2	丸鋼685	685	691	8.5	—	56.75	85	700	1.00	0.00382	2.61	2.64			
43	4-a	CPRC杭	800	799.8	110	116	4.60	105	118.9	708	11.2	18	1800.0	22	18	6967.8	丸鋼785	785	975	7	—	38.48	65	708	1.00	0.00335	2.63	3.26			
69	1	CPRC杭	600	601.5	90	99.6	5.80	85	94.2	520	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼785	785	1111	6	5.98	28.09	65	520	1.00	0.00332	2.61	3.69			
70	2-1	CPRC杭	600	601.3	90	106	5.80	105	114.2	520	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼785	785	1004	6	5.99	28.18	65	520	1.00	0.00333	2.62	3.35			
71	2-2	CPRC杭	600	602	90	102	5.80	105	117.5	520	10.0	16	1256.0	13	16	2027.2	丸鋼785	785	937	6	5.95	27.81	65	520	1.00	0.00329	2.58	3.08			

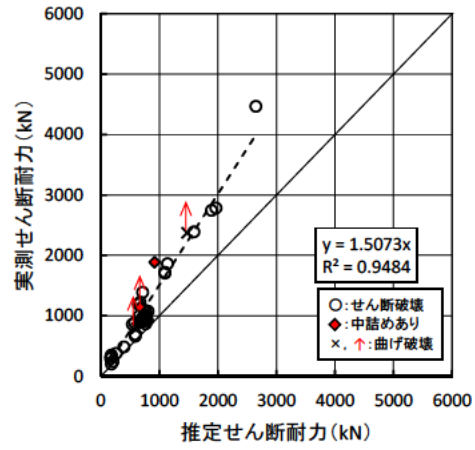
表 3.4.8 に実測せん断耐力と各せん断耐力式での推定値の値、図 3.4.6 に実測せん断耐力と各せん断耐力式の推定値の関係を示す。また、表 3.4.9 に各せん断耐力式における推定比の統計量を示す。

表 3.4.8 実測せん断耐力と各せん断耐力式での推定値一覧

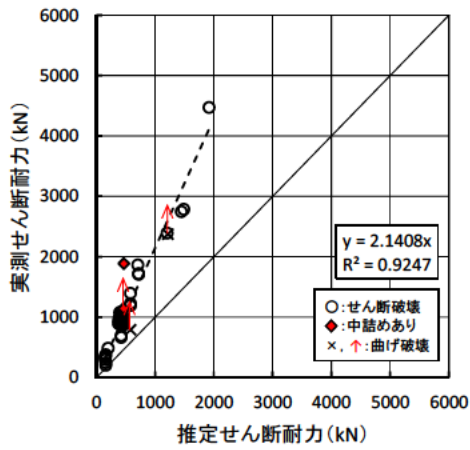
整理 番号	杭径 (mm)	実測せん断 耐力(kN)	道示式		道示式 (デューブ・ビーム考慮)		土木学会		土木学会 (デューブ・ビーム考慮)		COPITA 式	
			推定値	実測/推定	推定値	実測/推定	推定値	実測/推定	推定値	実測/推定	推定値	実測/推定
1	600	905.0	502	1.802	699	1.294	447	2.023	525	1.725	967	0.936
2	600	1883.0	353	5.334	921	2.045	470	4.010	847	2.223	1718	1.096
3	600	1143.0	507	2.253	677	1.688	468	2.444	553	2.066	1094	1.044
4	600	1001.0	501	1.997	653	1.532	465	2.152	519	1.930	1054	0.950
5	600	891.0	452	1.973	664	1.343	391	2.281	524	1.701	976	0.913
6	600	899.0	499	1.800	675	1.332	376	2.392	519	1.733	1017	0.884
7	1000	2372.0	1326	1.789	1475	1.608	1220	1.944	1146	2.070	2669	0.889
8	400	486.0	228	2.136	394	1.232	203	2.389	342	1.420	544	0.894
9	600	1055.0	498	2.119	769	1.371	435	2.428	597	1.768	1046	1.009
10	1100	2746.0	1597	1.719	1890	1.453	1449	1.896	1564	1.756	3506	0.783
11	1200	4471.0	2423	1.845	2648	1.688	1923	2.325	2756	1.622	5762	0.776
12	1000	2785.0	1987	1.402	1966	1.417	1489	1.871	1520	1.832	3634	0.766
13	1000	2390.0	1315	1.818	1588	1.505	1206	1.982	1378	1.734	3059	0.781
14	600	1012.3	497	2.037	765	1.323	438	2.312	660	1.535	1188	0.852
15	600	937.7	498	1.882	781	1.201	429	2.186	682	1.375	1224	0.766
16	600	950.7	510	1.863	717	1.326	387	2.457	595	1.598	1167	0.814
17	600	958.1	505	1.897	747	1.283	442	2.167	628	1.527	1177	0.814
18	600	1090.0	502	2.170	756	1.442	437	2.492	649	1.678	1208	0.902
19	600	960.0	479	2.004	704	1.363	421	2.281	609	1.577	1171	0.820
20	600	978.0	484	2.020	725	1.349	422	2.315	598	1.634	1117	0.875
21	600	921.0	484	1.904	749	1.229	418	2.205	586	1.572	1035	0.890
22	300	296.0	159	1.862	167	1.778	156	1.897	138	2.149	262	1.132
23	300	331.0	157	2.111	170	1.945	155	2.135	161	2.052	286	1.156
24	300	350.0	156	2.238	180	1.945	155	2.260	188	1.861	313	1.117
25	700	1192.0	618	1.930	642	1.857	583	2.043	532	2.241	1074	1.110
26	700	1225.0	613	1.998	670	1.829	582	2.107	634	1.931	1195	1.025
27	700	1393.0	613	2.274	713	1.954	581	2.397	728	1.914	1311	1.063
28	700	789.0	614	1.285	614	1.285	582	1.356	247	3.190	739	1.068
30	300	202.0	176	1.150	179	1.131	165	1.225	101	1.996	193	1.049
32	300	245.2	180	1.360	206	1.192	165	1.486	138	1.782	240	1.023
34	300	379.5	180	2.105	261	1.456	165	2.301	194	1.955	302	1.259
35	600	870.8	493	1.766	761	1.144	426	2.044	585	1.489	1034	0.842
36	600	971.8	493	1.970	761	1.277	426	2.281	585	1.661	1034	0.940
37	600	667.8	493	1.354	587	1.137	426	1.568	415	1.609	798	0.837
38	600	696.3	493	1.412	587	1.186	426	1.635	415	1.678	798	0.873
39	600	884.6	490	1.807	578	1.529	449	1.970	518	1.707	907	0.976
40	600	861.0	490	1.758	537	1.604	449	1.917	442	1.948	821	1.048
41	800	1722.0	757	2.275	1092	1.577	719	2.394	1129	1.525	1966	0.876
42	800	1707.0	757	2.255	1092	1.564	719	2.373	1129	1.512	1966	0.868
43	800	1867.0	893	2.090	1138	1.641	708	2.639	1095	1.705	2209	0.845
69	600	924.0	574	1.609	791	1.167	393	2.351	582	1.586	1081	0.854
70	600	1078.0	542	1.989	802	1.344	397	2.715	667	1.616	1218	0.885
71	600	984.0	508	1.937	773	1.272	391	2.516	657	1.497	1212	0.812



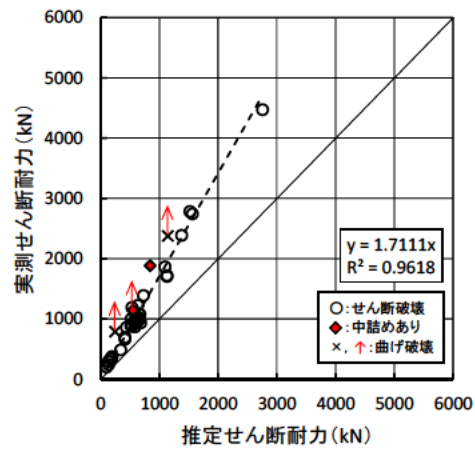
(i) 道示式



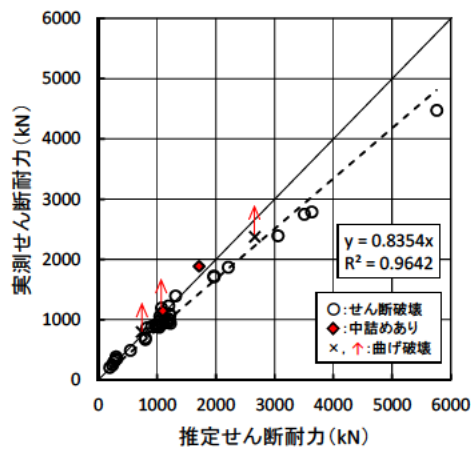
(ii) 道示式 (ディープビーム考慮)



(iii) 土木学会式



(iv) 土木学会式 (ディープビーム考慮)



(v) COPITA 式

図 3.4.6 実測値と各せん断耐力式における推定値の関係

表 3.4.9 各種推定式における推定比の統計量

	道示式	道示式 (ディープビーム考慮)	土木学会式	土木学会式 (ディープビーム考慮)	COPITA 式
平均値	1.96	1.46	2.19	1.78	0.93
標準偏差	0.60	0.25	0.43	0.31	0.12
変動係数	0.30	0.17	0.20	0.17	0.13

道示式および土木学会式は表 3.4.9 に示されるように推定値に対し実測値は約 2 倍と大きく、安全側となっている。また、ディープビームを考慮した式では、考慮しない場合と比べて平均値が小さくなり、推定値が実測値に近づき、変動係数が小さくばらつきが少なくなっているが、推定値に対し実測値は 1.46、1.78 と大きい。COPITA 式では、推定値に対し実測値は 0.93 と推定値が大きい評価となっている。ただし、標準偏差、変動係数は他の式と比べ最も小さい値となっている。なお、COPITA において、CPRC 杭でのせん断耐力では低減係数 0.8 を用いている。これより、建築分野で用いられる CPRC 杭のせん断耐力の評価は、安全側で精度がよいと考えられる。

### 3. 5 道路橋基礎に用いるせん断耐力推定式の検討

#### 3. 5. 1 既往のせん断耐力推定式の推定精度の分析

実測値において、各せん断耐力式で影響が大きいであろうパラメータと、その傾向を分析するため、縦軸に推定比（実測値/推定値）、横軸に次のパラメータを取り、グラフ化した。

- ①杭径
- ②スパイラル鉄筋の降伏強度
- ③スパイラル鉄筋の体積比
- ④スパイラル鉄筋の鉄筋量
- ⑤杭体のコンクリート強度
- ⑥せん断スパン比

また、上記の分布において、次に示す項目で差異などがあるかを表記することとした。

- ①杭種
- ②スパイラル鉄筋の種類
- ③載荷試験方法
- ④せん断スパン比
- ⑤杭径

表 3. 5. 1～表 3. 5. 5 に各せん断耐力式での結果を示す。

道示式および土木学会式、ディープビームを考慮した場合は、下限を狙った式となっている。

COPITA 式は平均値を狙った式で、推定比  $1.0 \pm 0.3$  程度の範囲でばらつきが収まっている。ただし、杭径が小さい場合は推定比が大きく、杭径が大きい場合は推定比が小さくなっていることから、寸法効果の影響を考慮しきれていないことがわかる。

表 3.5.1 道式における推定精度確認結果

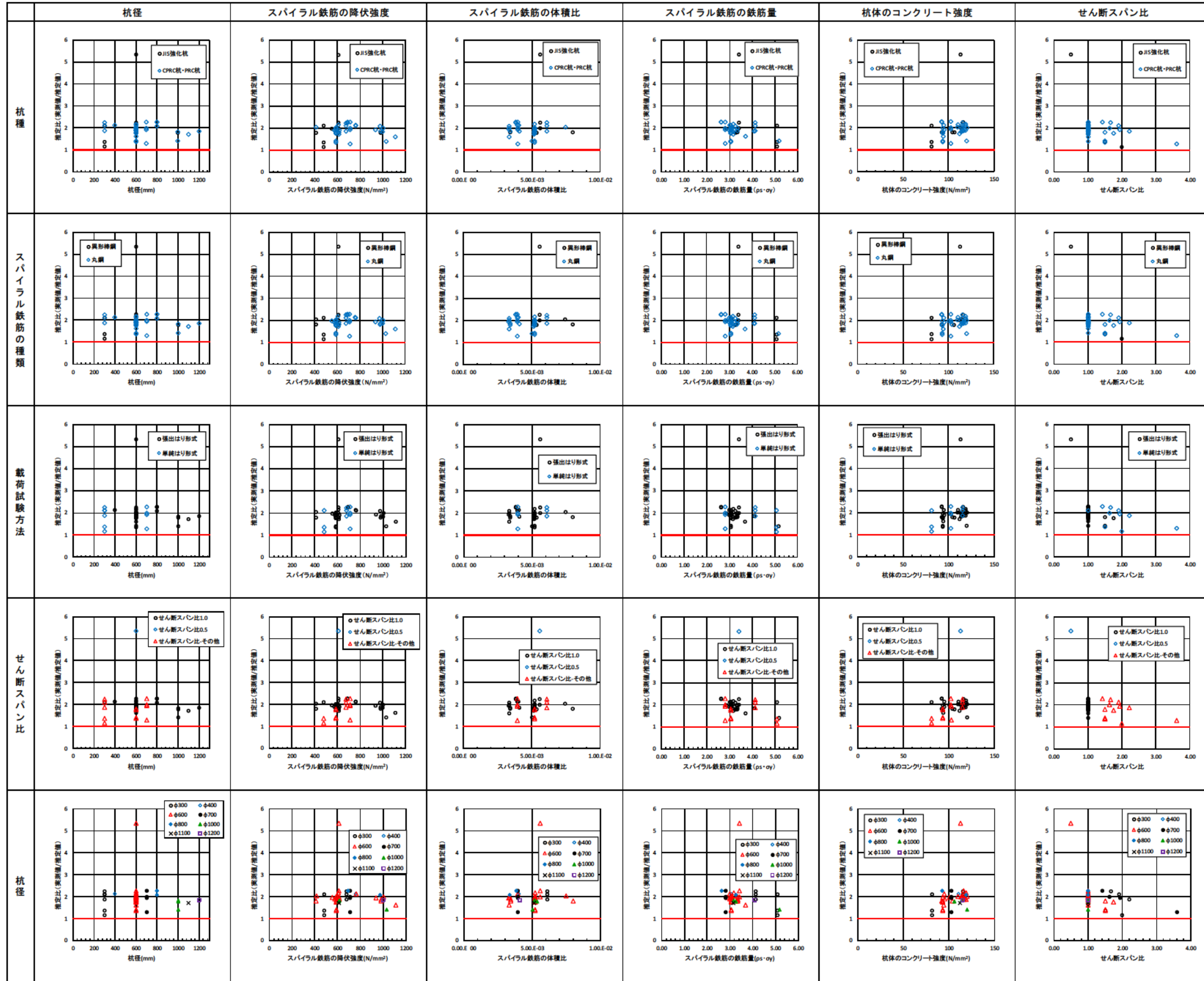




表 3.5.2 道式（ディープビーム考慮）における推定精度確認結果

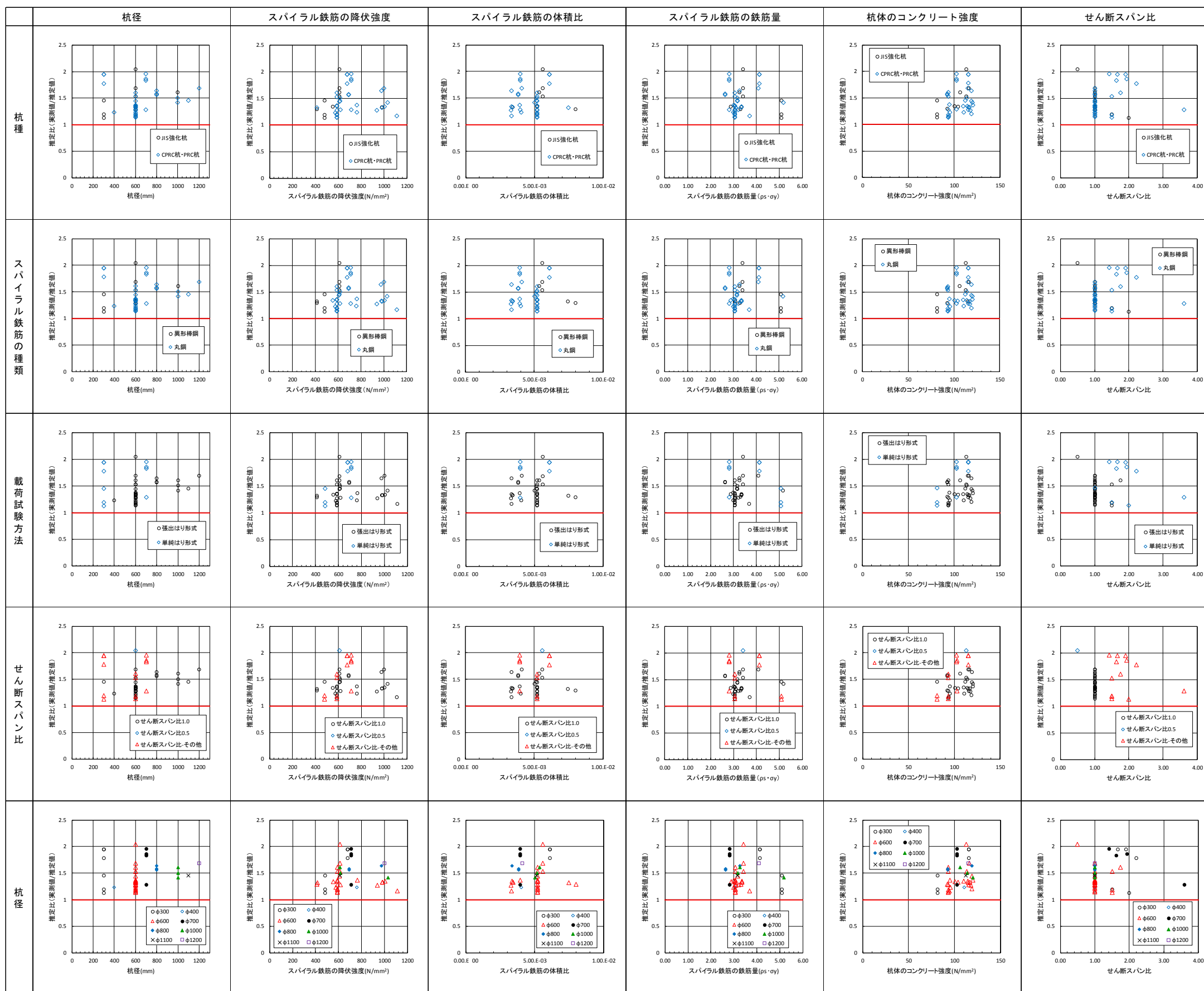


表 3.5.3 土木学会式における推定精度確認結果

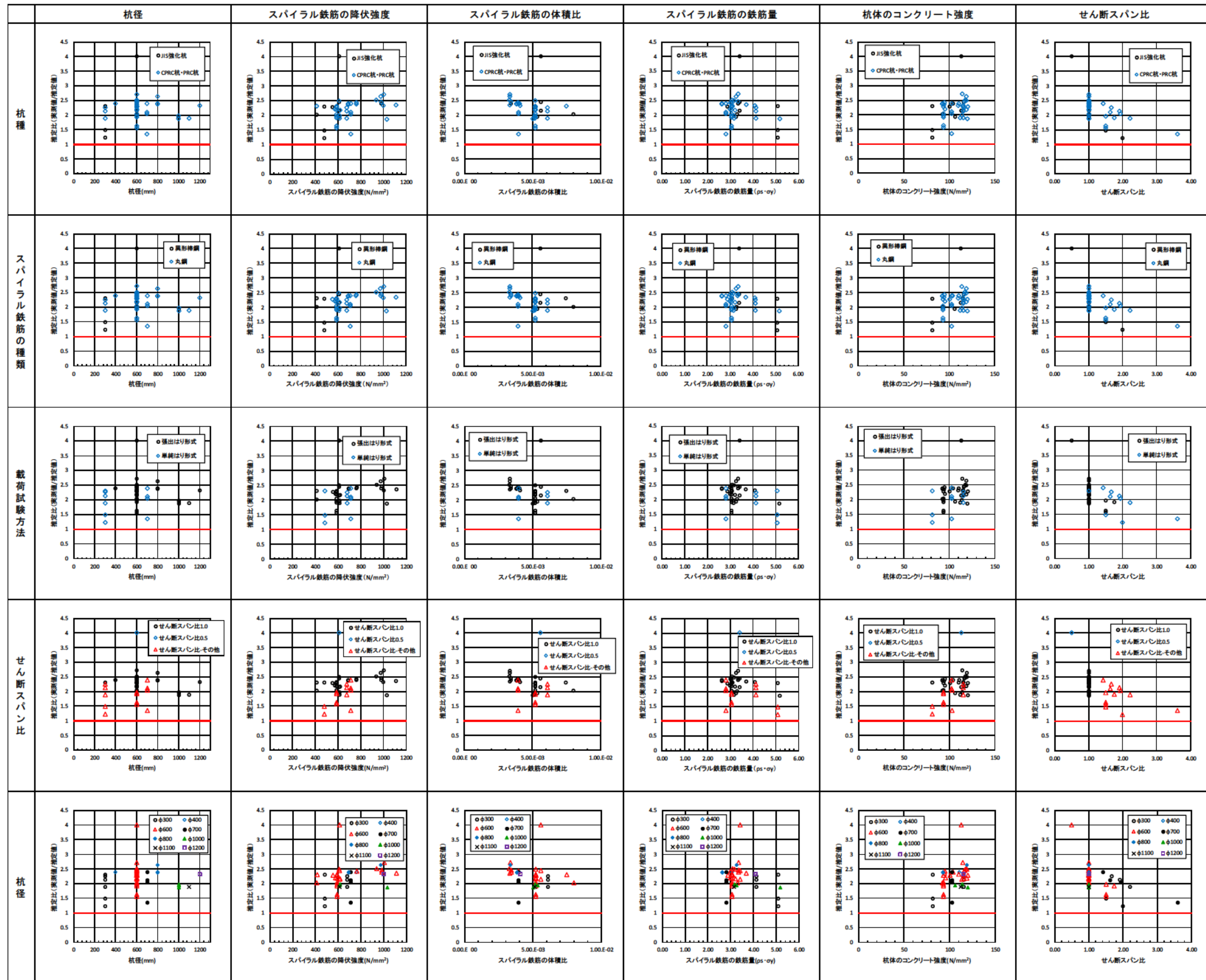


表 3.5.4 土木学会式（ディープビーム考慮）における推定精度確認結果

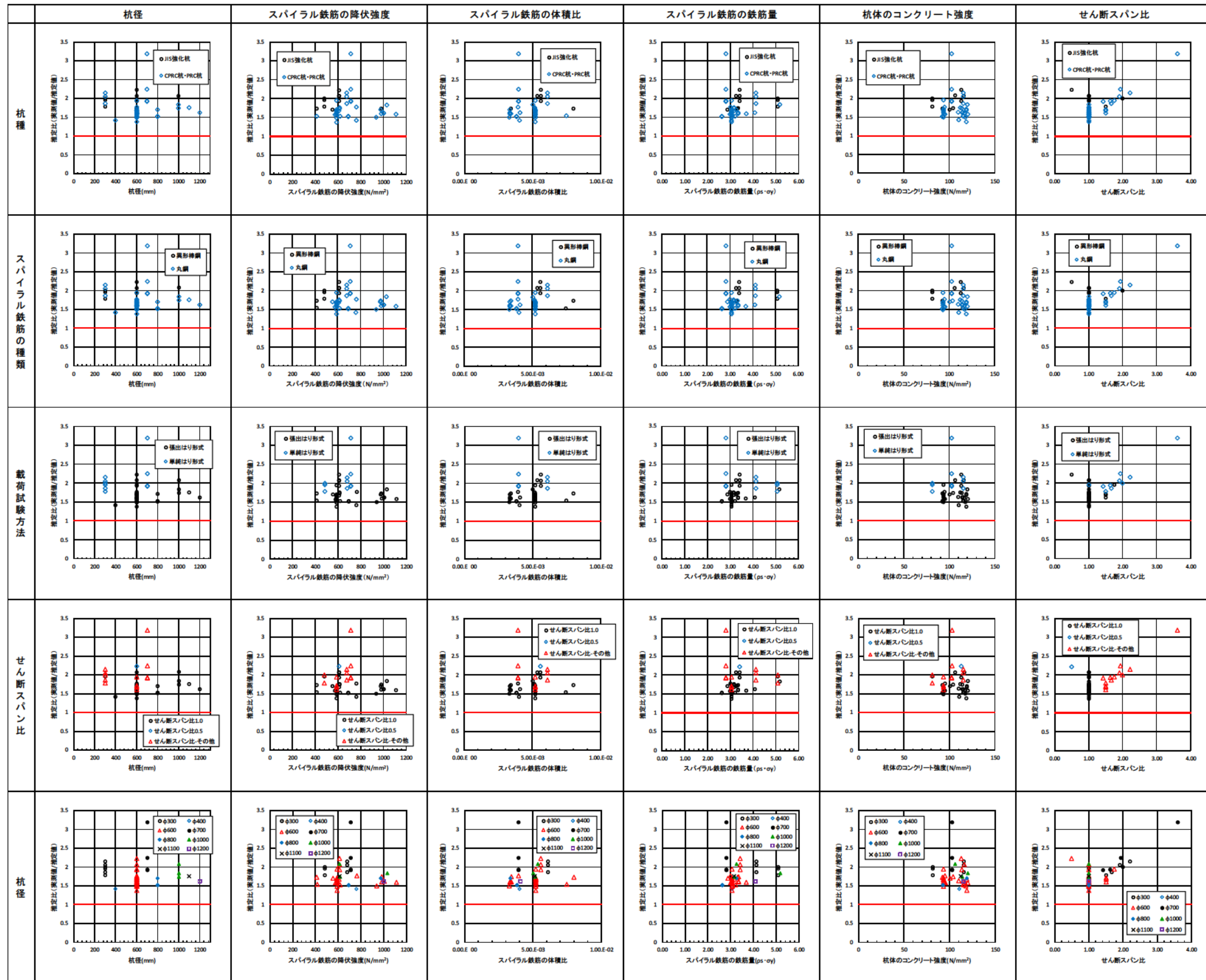
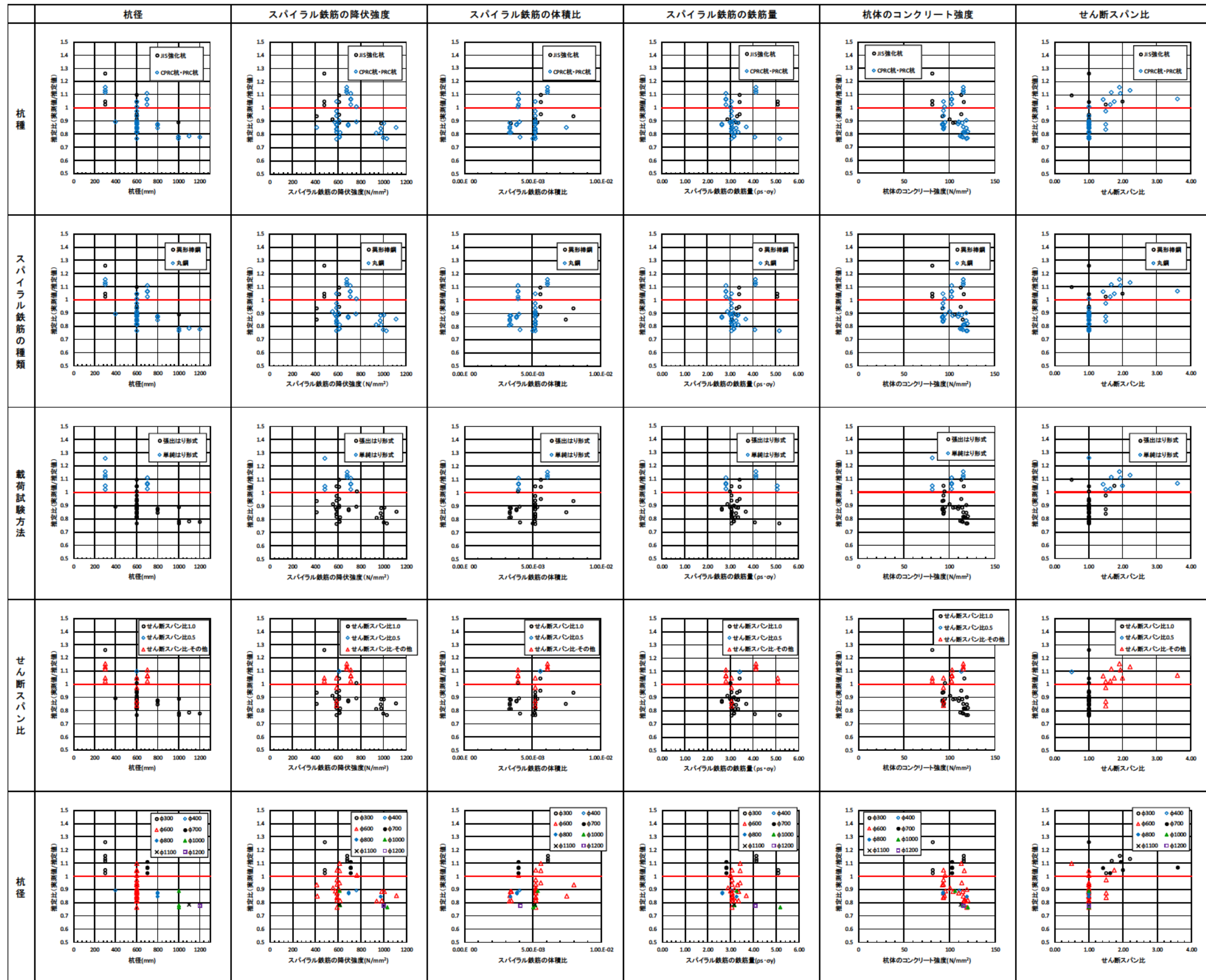


表 3.5.5 COPITA 式における推定精度確認結果



### 3. 5. 2 せん断耐力推定式の提案

PHC 杭は、円形で中空の円環断面である。PHC 杭の軸方向鉄筋である PC 鋼棒は壁厚の中心付近に円周方向へ均等に配置され、スパイラル鉄筋またはせん断補強鉄筋はスパイラル状で全長にわたって配筋されていることから、PHC 杭は断面において鉄筋による偏りはなく長さ方向においても一様である。なお、JIS 強化杭では鉄筋量  $\rho_s \cdot \sigma_y = 2.45$  以上となるようにせん断補強鉄筋が配置されている。

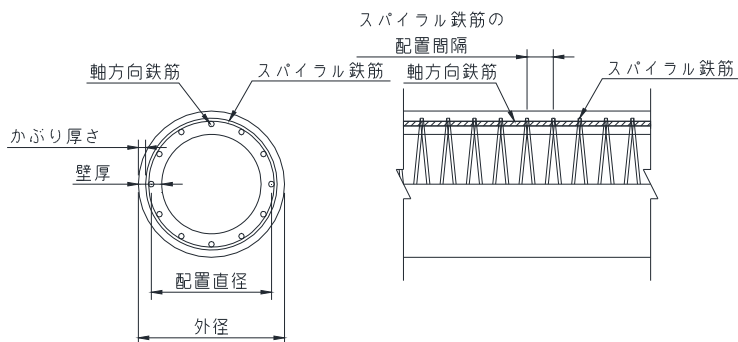


図 3.5.1 PHC 杭の構造概要

このように、PHC 杭のせん断耐力を精度よく評価するには、円環断面で断面円周方向および軸方向の鉄筋が一様であることを考慮した式である必要がある。また、ディープビームの効果を考慮する場合、せん断スパンを考慮した式である必要がある。

道示式と土木学会式は、矩形断面での梁モデルで、引張が作用する場所に主筋を多く配置した試験体での結果を基に式が作られている。主筋が均等に配置された柱では、検証実験が行われ、式の適用性が確認されている。ただし、中空断面でのせん断耐力式は知見が少ない。また、ディープビームの効果を過小に評価する傾向にある。

COPITA 式は、PRC 杭と PHC 杭のせん断耐力を評価する式として報告されている<sup>2)</sup>。COPITA 式では、道示式や土木学会式と同様に円環断面を矩形換算しているが、杭径に対する壁厚の厚さを考慮した補正係数を設けている。また、コンクリートが負担するせん断耐力を求める項にせん断スパン比が含まれている。加えて、軸力によるせん断耐力の増加分を求める項の検証も行われている。さらに、3.4.2 で示したように、道示式と土木学会式に比べ、COPITA 式は実測値に対する推定値の精度がよい。

よって、PHC 杭のせん断耐力を精度よく評価する既往のせん断耐力式は COPITA 式と考えられる。ただし、3.5.1 で杭径が小さい場合は推定比が大きく、杭径が大きい場合は推定比が小さくなっていることから、寸法効果の影響を考慮しきれていない。

COPITA 式における寸法効果の項はコンクリートが負担するせん断耐力を求める項に含まれ、断面寸法による補正係数  $ku$  として与えられている。これは、荒川式<sup>5)</sup>であり、建築での「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」にも示され、 $ku$  は有効高さが 400mm 以上の場合は一定とされている。ただし、荒川式では 500mm までの矩形 RC 梁での実験による検証、COPITA 式では杭径 300mm~1200mm に対し杭径 300mm の縮小モデルでの実験による検証となっているため、実物大での検証は行われていないといえる。

そこで、断面寸法による補正係数  $ku$  を式で求めることとし、以下に検討結果を示す。

1) 断面寸法による補正係数  $k_u$  の式

断面寸法による補正係数  $k_u$  を求める式は、土木学会での報告<sup>6)</sup>を参考に次式とし、乗数  $n$  と係数  $\alpha$  を検討することとした。

$$k_u = \sqrt[n]{\left(\frac{\alpha}{d}\right)} \quad \dots\dots (3.5.1)$$

ここで、

- d : 有効高さ (mm)  $d = D - t/2$
- D : 杭径 (mm)
- t : 壁厚 (mm)

次のような条件を設け、提案する  $k_u$  を求める式を検討することとした。

① : 土木学会での報告<sup>6)</sup>を参考に  $n=4$  とし、荒川式<sup>5)</sup>の報告において  $d=160\text{mm}$  で  $k_u=1.00$ 、 $d=400\text{mm}$  以上で  $k_u=0.72$  一定になることに着目して  $d=160\text{mm}$  で  $k_u=1.00$ 、 $d=400\text{mm}$  で  $k_u=0.72$  となる  $\alpha$  を設定した場合。

$$k_u = \sqrt[4]{\left(\frac{105}{d}\right)} \quad \dots\dots (3.5.2)$$

② : 道示における寸法効果の報告<sup>8)</sup>を参考に  $n=3$  とし、①と同様な  $\alpha$  を設定した場合。

$$k_u = \sqrt[3]{\left(\frac{160}{d}\right)} \quad \dots\dots (3.5.3)$$

③ : 既往および今回の試験結果から、COPITA 式が正しいと仮定して  $k_u$  を逆算した結果を基に  $n$  と  $\alpha$  を設定した場合。なお、表 3.4.7 における試験結果の中で、せん断補強鉄筋の降伏強度が不明のデータについては除外して  $n$  と  $\alpha$  を設定している。

$$k_u = \sqrt[2.35]{\left(\frac{220}{d}\right)} \quad \dots\dots (3.5.4)$$

図 3.5.2 に既往の断面寸法による補正係数  $k_u$  と式 (3.5.2) ~ (3.5.4) の関係を示す。また、試験結果から COPITA 式での推定値におけるせん断補強鉄筋の負担分  $\tau_2$  と軸力負担分  $\tau_3$  を差引いたコンクリート負担分  $\tau_1$  の値から逆算して求めた  $k_u$  を合わせて示す。

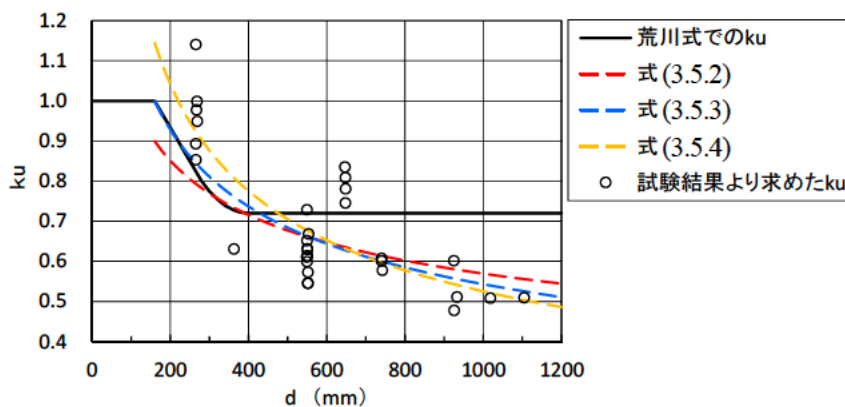


図 3.5.2 既往の断面寸法による補正係数  $k_u$  と式 (3.5.2), (3.5.3), (3.5.4) の関係

## 2) 推定精度の比較

COPITA 式において、現行の  $k_u$  を用いた場合と  $k_u$  を求める式 (3.5.2) ~ (3.5.4) を用いた場合で、既往の試験結果と今回の試験結果を用いた推定精度の比較を行う。

図 3.5.3 に実測せん断耐力と各せん断耐力式の推定値の関係を示す。表 3.5.6 に各せん断耐力式における推定比の統計量を示す。また、3.5.1 での推定精度の分析を式 (3.5.2) ~ (3.5.4) においても行い、表 3.5.7~表 3.5.9 に結果を示す。

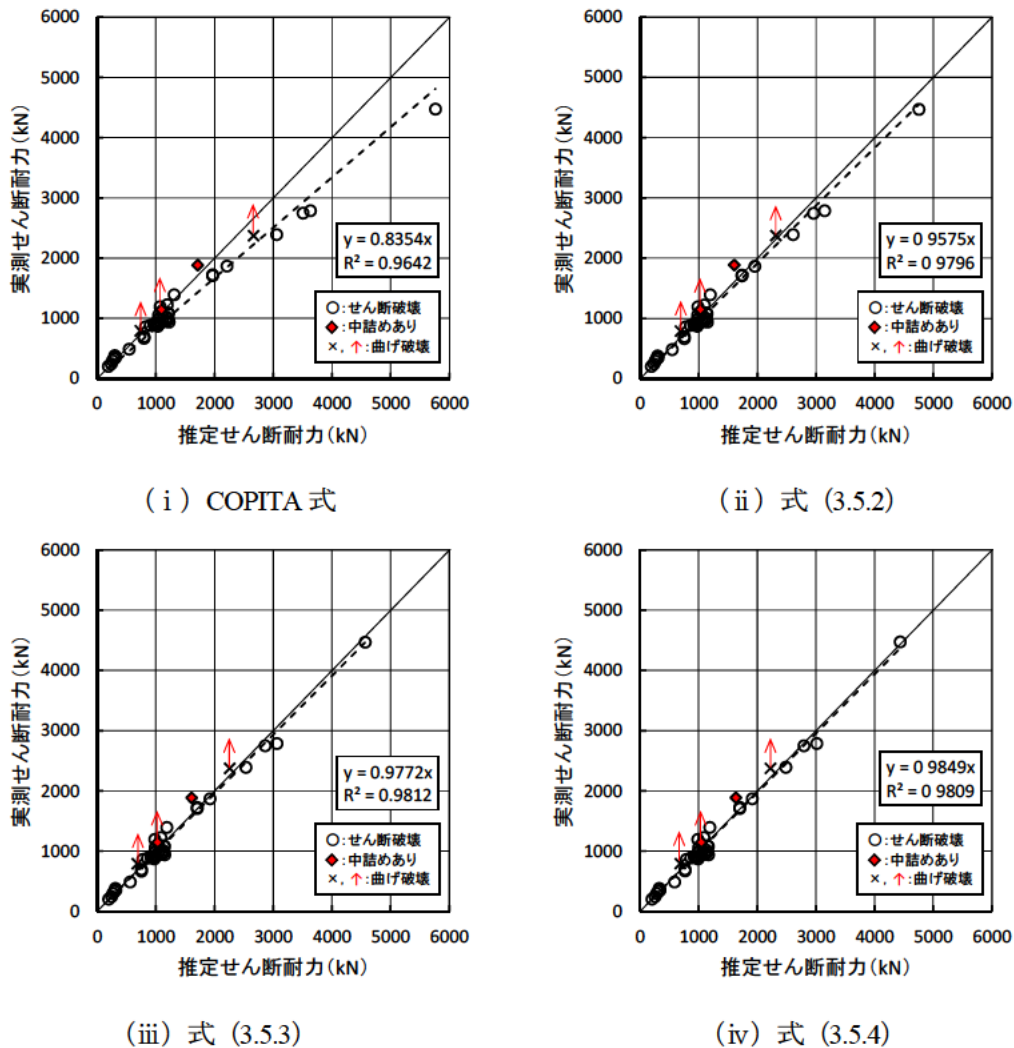


図 3.5.3 実測値と各せん断耐力式における推定値の関係

表 3.5.6 各種推定式における推定比の統計量

	COPITA 式	式 (3.5.2)	式 (3.5.3)	式 (3.5.4)
平均値	0.93	1.00	1.00	0.98
標準偏差	0.12	0.11	0.11	0.10
変動係数	0.13	0.11	0.11	0.10

表 3.5.7 式(3.5.2)を用いた COPITA 式における推定精度確認結果

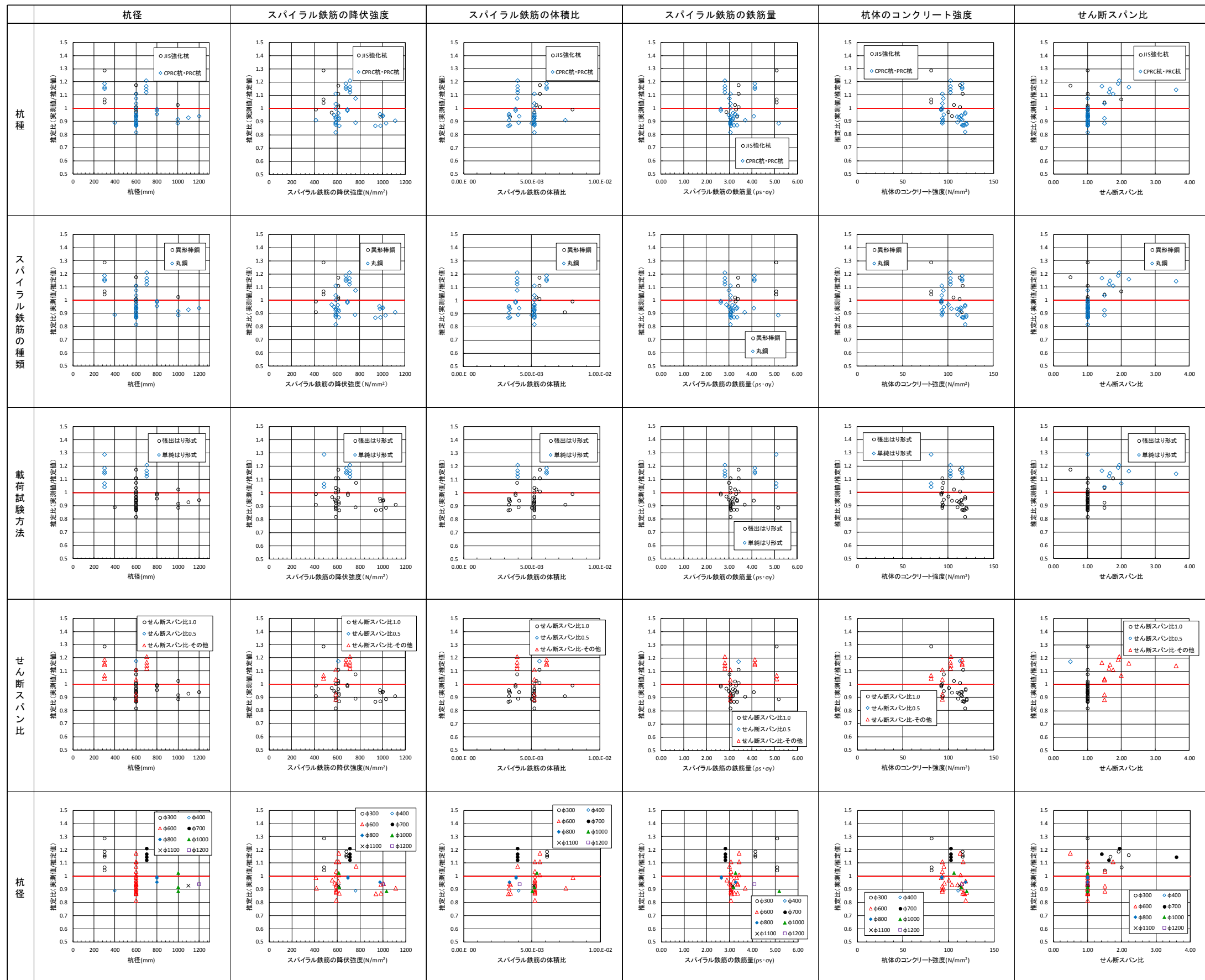




表 3.5.8 式(3.5.3)を用いた COPITA 式における推定精度確認結果

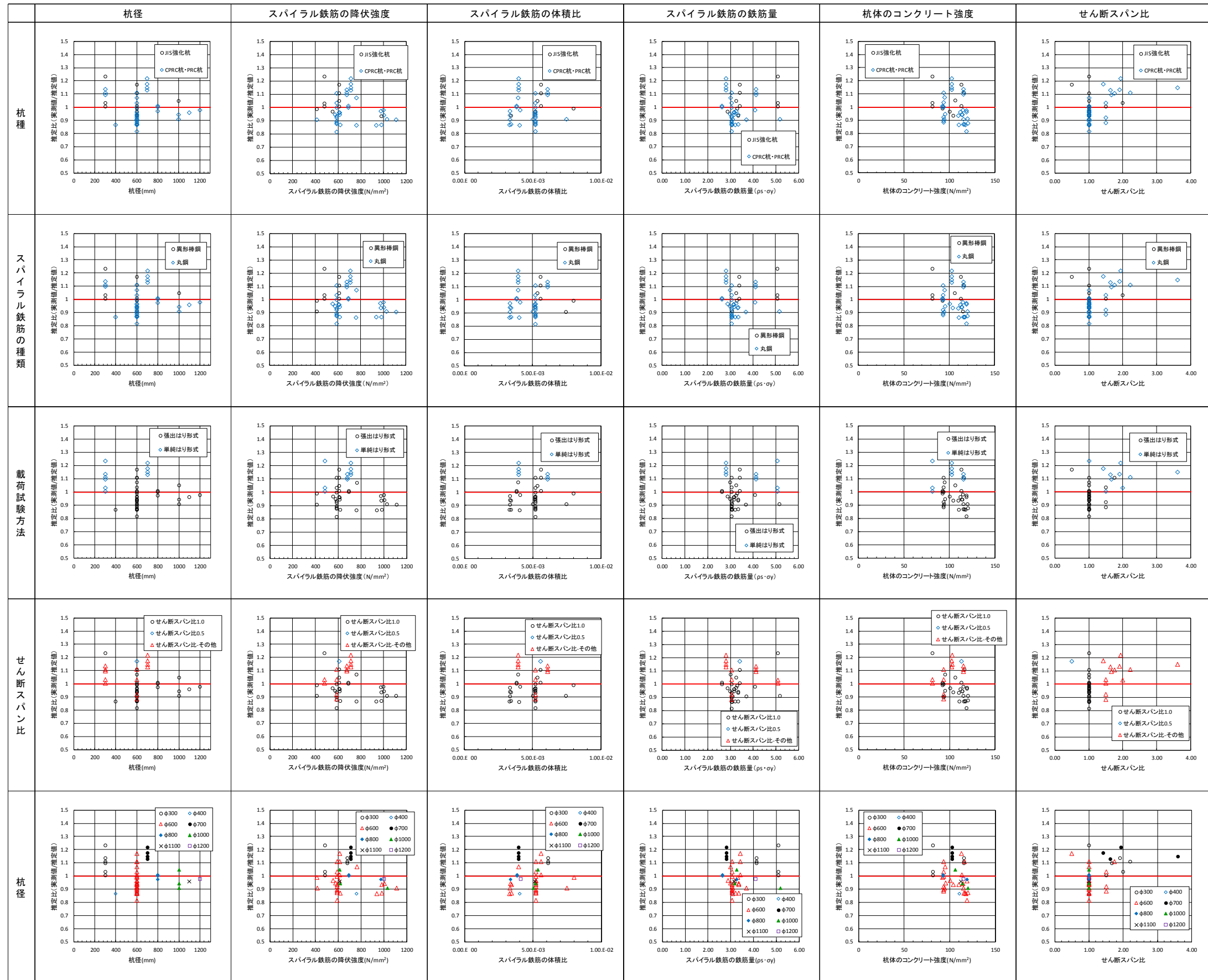
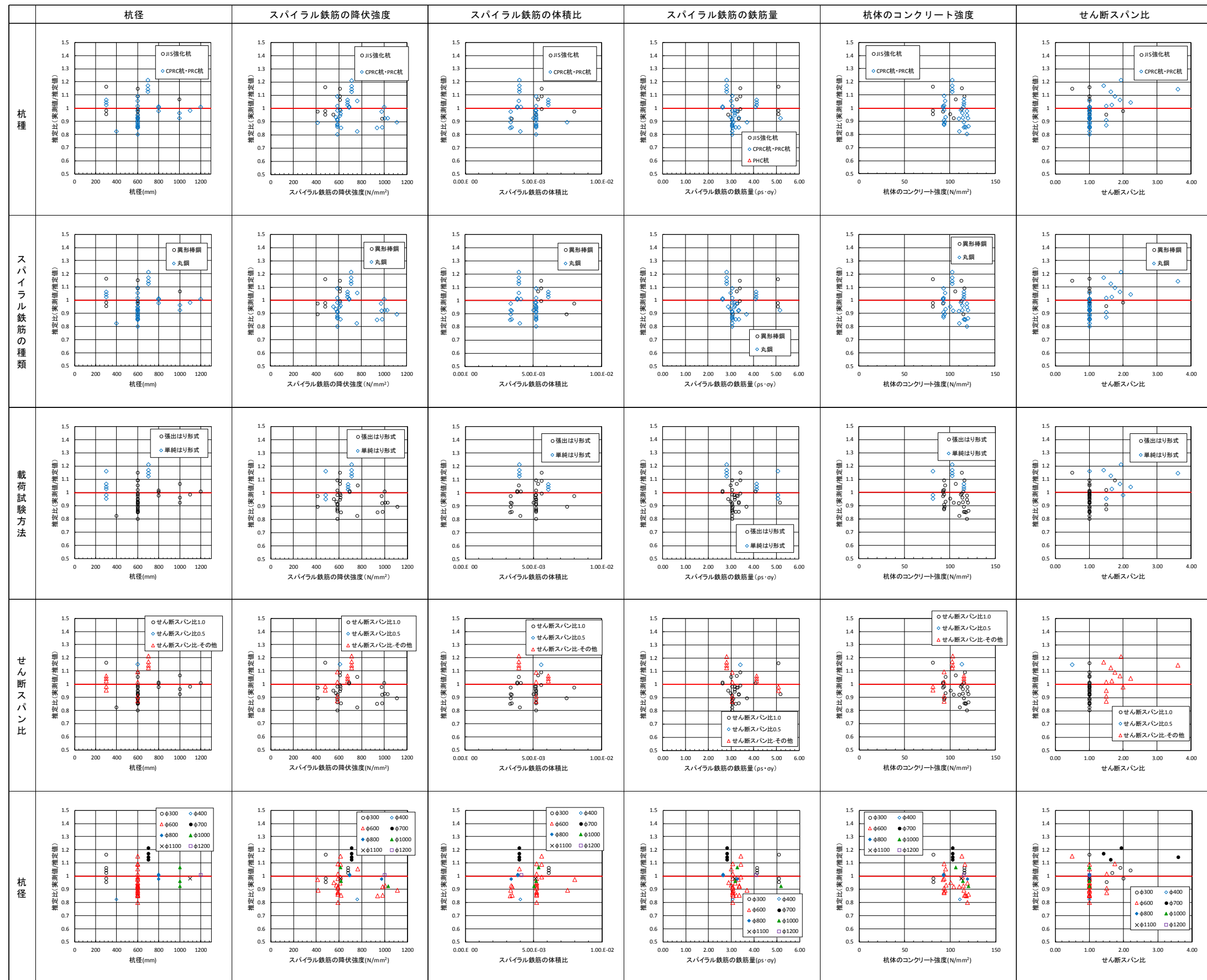


表 3.5.9 式(3.5.4)を用いた COPITA 式における推定精度確認結果



### 3) まとめ：推定式の提案

COPITA 式において、現行の  $ku$  を用いた場合と比較し、式 (3.5.2) および式 (3.5.3) での推定精度は、平均値が 1.00、変動係数が 0.11 と同じ結果となり、向上した。また、式 (3.5.4) での推定精度は、平均値が 0.98、変動係数が 0.10 と向上したが、平均値が 1 を下回り、推定値が大きくなる結果となった。表 3.5.7～表 3.5.9 の杭径では、杭径が大きい場合の推定精度が 1.00 に近づき、改善されていることが分かる。

式 (3.5.2)、式 (3.5.3)、式 (3.5.4) のいずれにおいても、推定精度の改善が見られ、どの  $ku$  の式でも精度よく推定が可能である。

ここで、提案する式として、条件③の試験結果から求めた  $ku$  に基づく式 (3.5.4) の乗数  $n=2.35$  に近い乗数は、条件②の式 (3.5.3) の乗数  $n=3$  であったこと、COPITA 式におけるコンクリートが負担するせん断耐力の項は荒川式に基づいていること、道示における寸法効果の報告<sup>7)</sup>で、寸法効果は有効高さの  $1/3$  乗程度となることなど、総合的に考慮し、式 (3.5.3) がよいと考えられる。なお、今後、式 (3.5.3) を用いた COPITA 式を、修正 COPITA 式という。

ただし、修正 COPITA 式を JIS 強化杭ではなく、一般的な PHC 杭に適用する場合は、PHC 杭のスパイラル鉄筋は普通鉄線 SWM-B で降伏強度が明確ではないこと、鉄筋量が少ないことなどから、せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力を求める項を 0 として安全側に算出する方法が考えられる（参考資料 1 参照）。今後、実験データの蓄積が望まれる。

### 3. 5. 3 せん断耐力推定式の修正 COPITA 式を用いた設計について

#### 1) 概要

修正 COPITA 式を設計で適用するにあたって、せん断スパンの求め方やせん断スパン比の適用範囲等課題として考えられる。そこで、これらの課題に対する考え方や設計時の考え方を提案する。

#### 2) 梁の一般的な性質

荷重の強度（分布荷重） $q(x)$ 、せん断力  $Q(x)$ 、曲げモーメント  $M(x)$  の一般的な関係として、梁の微小区間である座標  $x$  から  $x+\Delta x$  までの部分に作用する力のつり合いを図 3.5.4 に示す。

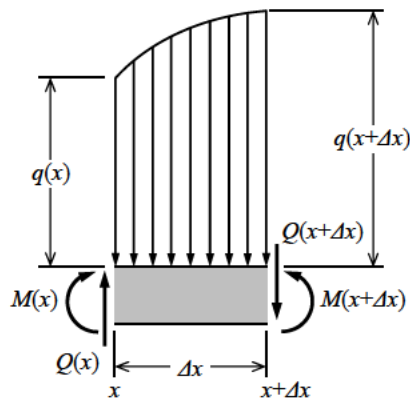


図 3.5.4 梁の微小区間に作用する力のつり合い

$\Delta x \rightarrow 0$  とすると、 $Q(x) = \frac{dM(x)}{dx}$  または  $M(x) = \int Q(x)dx$  となり、次のような関係となる。

- ・せん断力を  $x$  で積分すると曲げモーメントとなる。（面積）
- ・曲げモーメントを  $x$  で微分するとせん断力となる。（傾き）

$M(x)$  は、 $\frac{dM(x)}{dx} = Q(x) = 0$  のとき、傾きが 0 となるため、極値（頂点）となる。なお、 $Q(x)$  は  $Q(x) = 0$  を境に符号が逆転する。これより、 $M(x)$  が極値（頂点）となった位置を境に  $Q(x)$  の符号が逆転する。ただし、微小変形の仮定は、荷重と反力、せん断力、曲げモーメント等の関係が線形となることが前提である。

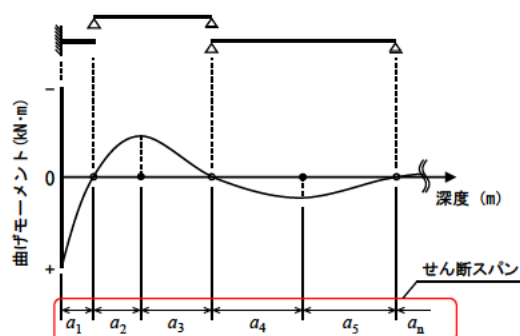
#### 3) せん断スパン算出のための杭のモデル化

杭は杭頭部に鉛直方向力（軸力）、モーメント、水平方向力、地中部では水平方向の地盤ばねからの反力（分布荷重）を受ける。ここで、PHC 杭は、杭断面において鉄筋による偏りはなく、杭軸方向においても継手間の各杭体では一様であることから、一様断面の梁モデルとして考える。よって、外力作用方向に対して杭体における曲げ、せん断の抵抗は変わらない。

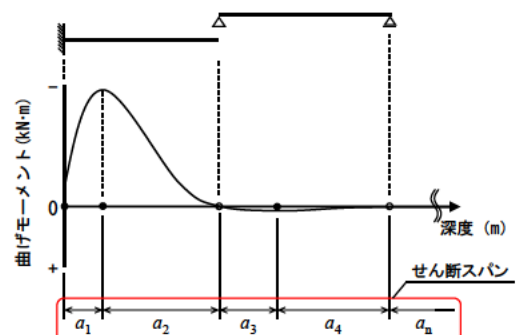
せん断スパンは一般的には杭頭部における  $Q$ 、 $M$  を用い、 $M/Q$  として求める。しかし、深度方向に対してせん断スパンを算出する場合には  $Q$ 、 $M$  は深度方向に応じて変化するため、どの深度での値を適用すべきか明確になっていない。また、せん断スパンを杭頭部に作用する鉛直方向力（軸力）、モーメント、水平方向力、地中部での分布荷重を用いた関数で表現することは困難である。このため、現行設

計での計算により求められた杭体のモーメント図（以下、 $M$  図という。）を用いてせん断スパンを求めることとする。このとき、軸方向押し込み力および杭頭モーメントにより求めた杭体各部の  $M$  図において、杭体は杭頭から  $M=0$  の区間および  $M=0$  から  $M=0$  の区間を梁と仮定した連続梁とする。

$M=0$  となる位置では、その位置を境に曲げモーメントの符号が逆転する（反曲点）。また、 $M$  が頂点となる位置では、その位置を境にせん断力の符号は逆転する。よって、せん断スパンは  $M=0$  となる位置から  $M$  が頂点となる位置（せん断力の符号が変化する位置）までの距離とすればよいと考えられる。ただし、杭頭では杭頭から  $M$  の頂点または  $M=0$  のいずれか近い位置までの距離、次以降は  $M$  の頂点から  $M=0$  となる位置までの距離をせん断スパンとする。図 3.5.5 にせん断スパンの考え方の例を示す。



(i) 杭頭固定（杭頭曲げモーメントが卓越する場合）



(ii) 杭頭固定（地中部曲げモーメントが卓越する場合）

図 3.5.5 PHC 杭におけるせん断スパンの考え方の例

修正 COPITA 式におけるせん断スパン比  $a/d$  は、せん断スパン  $a$  と杭の有効高さ  $d$  の比で表される。図 3.5.6 に各せん断スパンにおけるせん断スパン比の例を示す。このように、杭軸方向の PHC 杭の組合せを考慮すると、PHC 杭の種類（A 種、B 種、C 種）が変化するところ（継手箇所）で区切ってせん断耐力を求める必要がある。

図 3.5.7 に断面位置での  $Q$ 、 $M$  より求めたせん断スパン比 ( $M/Qd$ ) と今回提案した  $M$  図により求めたせん断スパン比の比較を示す。せん断力の照査でクリティカルとなる（せん断力が最大となる）区間  $a_1$  で、 $M$  図により求めたせん断スパン比（黒線）は断面位置での  $Q$ 、 $M$  より求めたせん断スパン比（赤線）よりも大きい値となり、修正 COPITA 式より算出されるせん断耐力は小さくなる。このことから今回提案した  $M$  図により求めたせん断スパン比は安全側にせん断耐力を評価することが分かった。

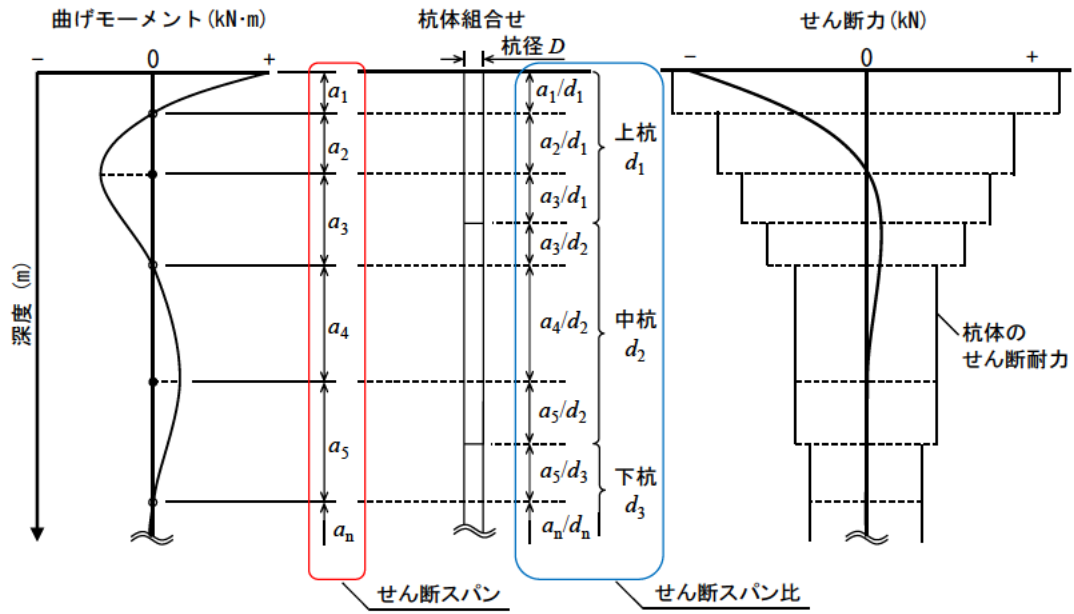
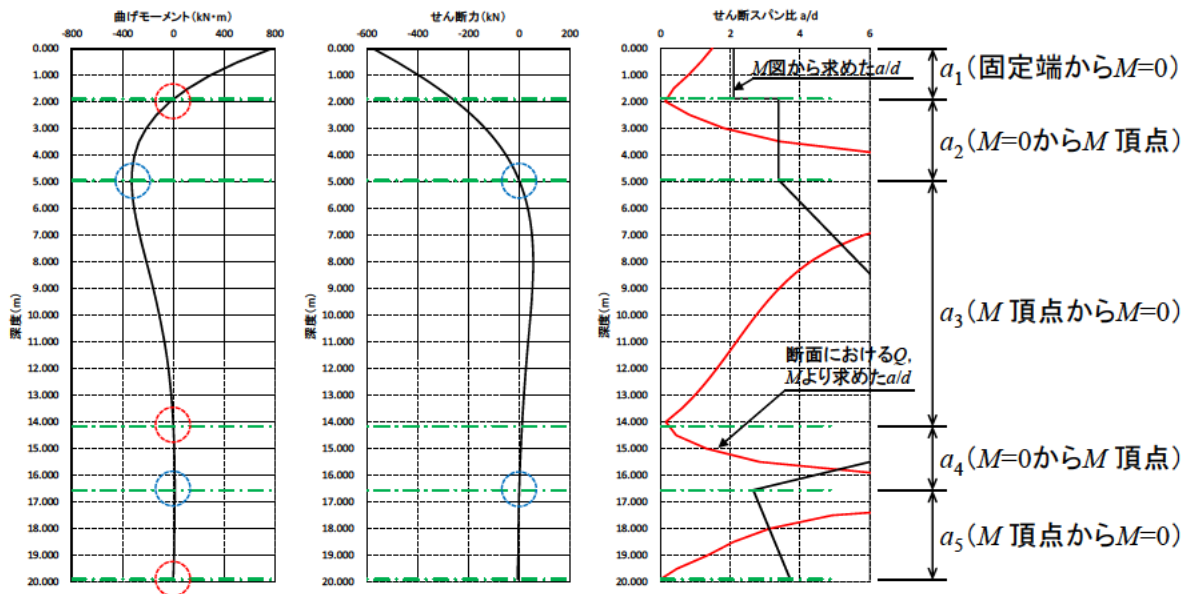


図 3.5.6 各せん断スパンにおけるせん断スパン比の例



備考：赤色の点線は曲げモーメントが0の位置を示し、青色の点線はせん断力が0の位置を示す。

図 3.5.7 求め方の違いによるせん断スパン比の比較

#### 4) せん断スパン比の適用範囲

PHC 杭は、設計を通じて鉄筋量を定める場所打ち杭と異なり規格品であるため、杭種毎（A 種／B 種／C 種／JIS 強化杭／JIS 杭）に鋼材量が決まっている。このため、曲げ耐力とせん断耐力の関係も杭種毎に定まっており、あるせん断スパン比を超えると、曲げ破壊しか生じないこととなる。

せん断耐力式の推定に用いたせん断スパン比は、表 3.4.7 に示すように JIS 強化杭の他に CPRC 杭、PRC 杭のせん断載荷試験結果から、0.5～3.6 である。せん断スパン比が 3.6 の試験は、PHC 杭よりも曲げ耐力を向上させた CPRC 杭のデータであり、曲げ破壊が先行することが確認されている。CPRC 杭の試験においては、せん断スパン比が 2.0 以上でもせん断破壊となった試験結果も含まれている。修正 COPITA 式の推定精度はせん断スパン比 0.5～3.6 の範囲のデータで確認している。

せん断破壊と曲げ破壊の境目を検討するために、JIS 強化杭の場合について、表 3.4.1 の構造仕様を用いて、修正 COPITA 式で求めたせん断耐力と JIS A 5373 に記載されている杭体の破壊曲げモーメントより求めたせん断力が同じ値となるせん断スパン比を表 3.5.10 に示す。軸力の条件として、軸力がない場合、軸力が死荷重程度の場合、軸力が許容応力度最大の場合で検討している。図 3.5.8 に示すように設計上の杭体の耐力から見たせん断破壊と曲げ破壊の境目となるせん断スパン比の最大値は 2.00（軸力が許容応力度最大の場合で  $\phi 700C$  種、 $\phi 900C$  種）であった。また、JIS 杭の場合についても同様の方法で求めたせん断スパン比を表 3.5.11 に示す。なお、修正 COPITA 式ではせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力を求める項を  $\tau_2=0$  として算出する。図 3.5.9 に示すように設計上の杭体の耐力から見たせん断破壊と曲げ破壊の境目となるせん断スパン比の最大値は 4.74（軸力がない場合で  $\phi 1000C$  種）であった。JIS 杭の場合に修正 COPITA 式で確認したせん断スパン比 0.5～3.6 の範囲を超えるせん断スパン比となった。これはせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力を求める項を考慮できていないためと考えられる。

そこで、せん断破壊と曲げ破壊の境目を既往のせん断試験結果<sup>9)10)11)</sup>から検討することとした。既往のせん断試験結果より得られた JIS 強化杭、PRC 杭、JIS 杭での杭の破壊形態とせん断スパン比の関係を図 3.5.10、図 3.5.11、図 3.5.12 に示す。既往のせん断試験では杭の破壊形態が把握できるようにせん断スパン比（1～3 程度）を変化させた試験を行っている。各々の試験結果より、JIS 強化杭、PRC 杭では 1.5 より大きくなる場合に、JIS 杭では 2.5 より大きくなる場合には曲げ破壊となることが確認されている。

以上のことから、修正 COPITA 式のせん断スパン比の適用範囲より小さい 0.5 未満となる場合は 0.5 とし、JIS 強化杭では 1.5 より大きくなる場合で、JIS 杭では 2.5 より大きくなる場合は曲げ破壊となることからせん断力に対する照査は不要と考えられるが、一律に照査を行うという観点から永続作用支配状況及び変動作用支配状況では、せん断耐力を下限値に評価するせん断スパン比（JIS 強化杭：1.5、JIS 杭：2.5）を用いて照査する。なお、レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況と設計計算上の仮定が一部異なり、杭基礎全体としてせん断力に対する照査を行う。また杭列ごとに杭体に発生する曲げモーメント分布が変化するため、せん断スパンの扱いが十分に明確になっていない。そこで、せん断耐力を下限値に評価するせん断スパン比を一律に用いて照査することとした（JIS 強化杭：1.5、JIS 杭：2.5）。

表 3.5.10 杭種および杭径におけるせん断耐力と曲げ耐力の関係 (JIS 強化杭)

杭種	外径 (mm)	有効プレストレス量 種別 (N/mm <sup>2</sup> )		Q' <sub>u</sub> =Q <sub>u</sub> となるときのせん断スパン a およびせん断スパン比					
				軸力 N=0 のとき		N/A=2N/mm <sup>2</sup> のとき		N/A=23-4.8, 10N/mm <sup>2</sup> の場合	
				a	せん断スパン比	a	せん断スパン比	a	せん断スパン比
JIS強化杭	300	A	4	0.11	0.39	0.18	0.67	0.49	1.82
JIS強化杭	300	B	8	0.31	1.16	0.37	1.37	0.50	1.83
JIS強化杭	300	C	10	0.46	1.69	0.49	1.80	0.51	1.88
JIS強化杭	350	A	4	0.11	0.36	0.20	0.62	0.55	1.72
JIS強化杭	350	B	8	0.33	1.04	0.40	1.25	0.56	1.74
JIS強化杭	350	C	10	0.46	1.44	0.51	1.58	0.57	1.79
JIS強化杭	400	A	4	0.18	0.50	0.29	0.78	0.64	1.74
JIS強化杭	400	B	8	0.50	1.36	0.56	1.52	0.67	1.83
JIS強化杭	400	C	10	0.60	1.64	0.64	1.75	0.69	1.87
JIS強化杭	450	A	4	0.19	0.45	0.31	0.74	0.73	1.75
JIS強化杭	450	B	8	0.53	1.28	0.60	1.46	0.76	1.84
JIS強化杭	450	C	10	0.66	1.60	0.71	1.71	0.78	1.88
JIS強化杭	500	A	4	0.24	0.52	0.38	0.82	0.83	1.81
JIS強化杭	500	B	8	0.65	1.41	0.73	1.58	0.87	1.90
JIS強化杭	500	C	10	0.80	1.73	0.85	1.84	0.90	1.95
JIS強化杭	600	A	4	0.29	0.52	0.45	0.81	0.99	1.78
JIS強化杭	600	B	8	0.77	1.38	0.86	1.55	1.05	1.89
JIS強化杭	600	C	10	0.94	1.69	1.00	1.80	1.08	1.94
JIS強化杭	700	A	4	0.37	0.57	0.56	0.87	1.17	1.80
JIS強化杭	700	B	8	0.95	1.46	1.05	1.61	1.25	1.92
JIS強化杭	700	C	10	1.20	1.84	1.25	1.93	1.30	2.00
JIS強化杭	800	A	4	0.42	0.56	0.63	0.85	1.33	1.78
JIS強化杭	800	B	8	1.05	1.41	1.17	1.57	1.42	1.90
JIS強化杭	800	C	10	1.33	1.78	1.39	1.87	1.47	1.98
JIS強化杭	900	A	4	0.52	0.62	0.77	0.91	1.51	1.80
JIS強化杭	900	B	8	1.27	1.51	1.39	1.65	1.63	1.94
JIS強化杭	900	C	10	1.54	1.84	1.61	1.92	1.68	2.00
JIS強化杭	1000	A	4	0.58	0.62	0.84	0.90	1.67	1.79
JIS強化杭	1000	B	8	1.38	1.48	1.51	1.62	1.80	1.92
JIS強化杭	1000	C	10	1.68	1.80	1.76	1.88	1.86	1.99
				相加平均	1.19	相加平均	1.37	相加平均	1.86

- 注 1)  $Q_u$ : 修正 COPITA 式により求めたせん断耐力 (kN)  
 注 2)  $Q'$ :  $M/Q=a$  より、 $M_u/a=Q'$  として求めたせん断力 (kN)  
 注 3)  $M_u$ : 杭体破壊曲げモーメント (kN・m)

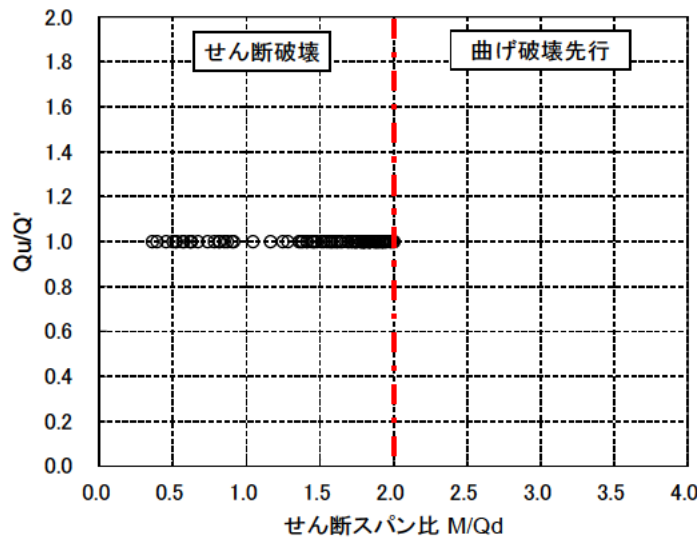


図 3.5.8 せん断破壊と曲げ破壊の境目となるせん断スパン比 (JIS 強化杭)



表 3.5.10 杭種および杭径におけるせん断耐力と曲げ耐力の関係 (JIS 杭)

杭種	外径 (mm)	有効プレストレス量 種別 (N/mm <sup>2</sup> )		Q=Q <sub>u</sub> となるときのせん断スパン a およびせん断スパン比					
				軸力 N=0 のとき		N/A=2N/mm <sup>2</sup> のとき		N/A=23.4, 8.10N/mm <sup>2</sup> の場合	
				a	せん断スパン比	a	せん断スパン比	a	せん断スパン比
JIS強化杭	300	A	4	0.16	0.61	0.35	1.28	0.68	2.53
JIS強化杭	300	B	8	0.65	2.42	0.70	2.59	0.69	2.55
JIS強化杭	300	C	10	0.91	3.36	0.87	3.23	0.70	2.60
JIS強化杭	350	A	4	0.19	0.60	0.42	1.30	0.80	2.51
JIS強化杭	350	B	8	0.33	1.04	0.82	2.57	0.81	2.54
JIS強化杭	350	C	10	0.99	3.10	0.98	3.07	0.84	2.63
JIS強化杭	400	A	4	0.40	1.07	0.68	1.84	0.93	2.54
JIS強化杭	400	B	8	1.20	3.26	1.18	3.22	0.98	2.67
JIS強化杭	400	C	10	1.32	3.58	1.26	3.44	1.01	2.75
JIS強化杭	450	A	4	0.39	0.94	0.73	1.76	1.07	2.58
JIS強化杭	450	B	8	1.29	3.12	1.30	3.14	1.13	2.72
JIS強化杭	450	C	10	1.47	3.55	1.42	3.43	1.17	2.81
JIS強化杭	500	A	4	0.56	1.22	0.93	2.02	1.22	2.65
JIS強化杭	500	B	8	1.59	3.45	1.56	3.39	1.29	2.80
JIS強化杭	500	C	10	1.77	3.84	1.68	3.66	1.33	2.89
JIS強化杭	600	A	4	0.78	1.41	1.23	2.22	1.50	2.70
JIS強化杭	600	B	8	2.02	3.64	1.97	3.55	1.61	2.91
JIS強化杭	600	C	10	2.22	3.99	2.11	3.80	1.67	3.00
JIS強化杭	700	A	4	1.15	1.77	1.62	2.50	1.80	2.77
JIS強化杭	700	B	8	2.58	3.97	2.47	3.80	1.95	3.00
JIS強化杭	700	C	10	2.91	4.48	2.71	4.18	2.04	3.14
JIS強化杭	800	A	4	1.40	1.88	1.93	2.60	2.11	2.84
JIS強化杭	800	B	8	3.02	4.05	2.88	3.86	2.28	3.07
JIS強化杭	800	C	10	3.37	4.53	3.15	4.22	2.39	3.20
JIS強化杭	900	A	4	1.92	2.28	2.42	2.88	2.43	2.89
JIS強化杭	900	B	8	3.68	4.38	3.46	4.12	2.64	3.14
JIS強化杭	900	C	10	3.96	4.71	3.67	4.37	2.74	3.26
JIS強化杭	1000	A	4	2.24	2.39	2.76	2.95	2.74	2.93
JIS強化杭	1000	B	8	4.14	4.43	3.89	4.16	2.97	3.18
JIS強化杭	1000	C	10	4.43	4.74	4.12	4.40	3.09	3.30
				相加平均	2.93	相加平均	3.12	相加平均	2.84

- 注 1) Q<sub>u</sub>: 修正 COPITA 式により求めたせん断耐力 (kN)  
 注 2) Q': M/Q=a より、M<sub>0</sub>/a=Q' として求めたせん断力 (kN)  
 注 3) M<sub>0</sub>: 杭体破壊曲げモーメント (kN・m)

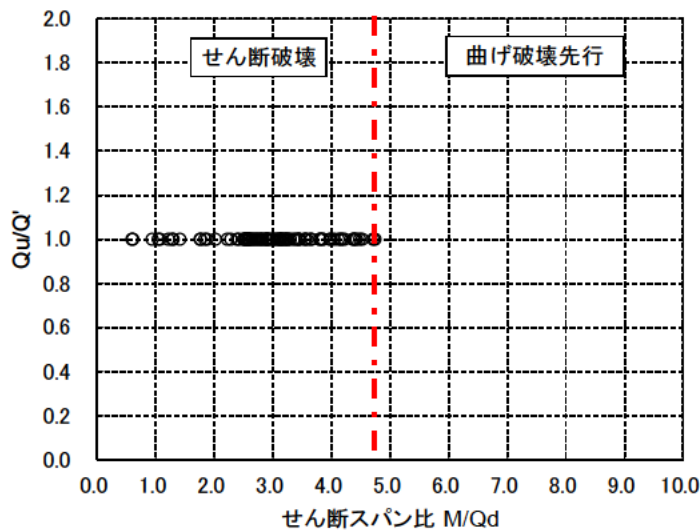


図 3.5.9 せん断破壊と曲げ破壊の境目となるせん断スパン比 (JIS 杭)

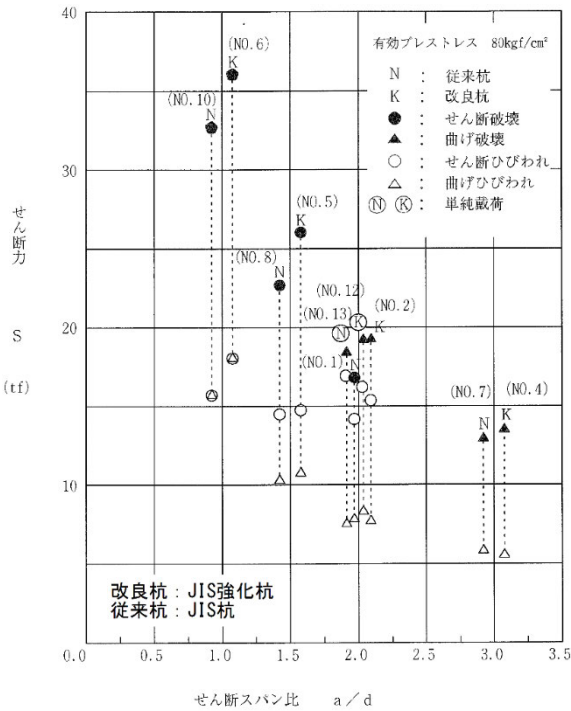
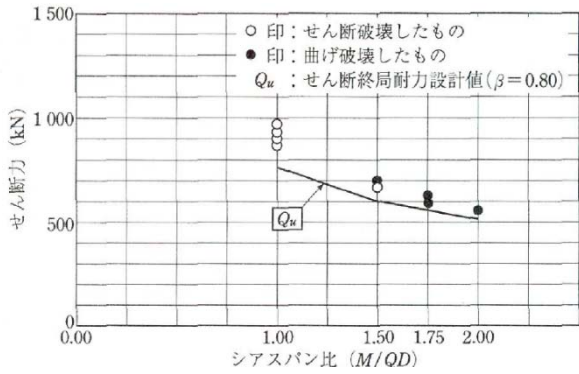
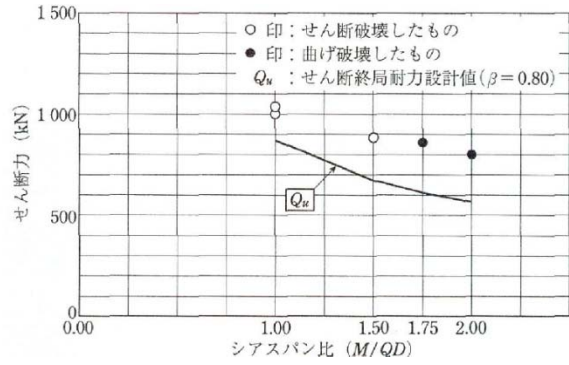


図 3.5.10 JIS 強化杭および JIS 杭での杭の破壊形式とせん断スパン比の関係<sup>9)</sup> 加筆



1) PRC 杭 I種



2) PRC 杭 IV種

図 3.5.11 PRC 杭でのせん断力とせん断スパン比の関係<sup>10)</sup>

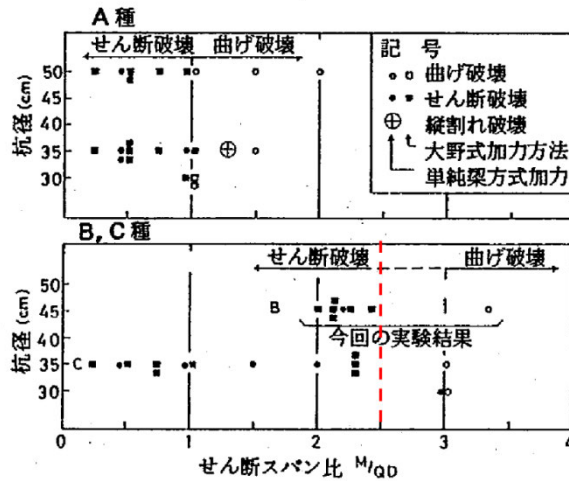


図 3.5.12 JIS 杭での杭の破壊形式とせん断スパン比の関係<sup>11)</sup> 加筆

### 3. 6 まとめ

PHC 杭の実際のせん断耐力を精度よく評価できる手法を検討するため、各種せん断耐力推定式の分析を行い、分析結果を基に精度よく評価できる手法の提案を行った。結果を以下に示す。

- ・ PHC 杭のせん断耐力を従来の式よりも精度よく推定できる式として、既往のせん断耐力推定式を既往および今回の試験結果から推定精度の比較を行った。その結果、精度の高い推定式として COPITA 式が挙げられた。また、COPITA 式では寸法効果の影響を考慮しきれていないことから、改善を試み、修正 COPITA 式を提案した。寸法効果の影響を改善した修正 COPITA 式の推定精度は、平均値 1.00、変動係数 0.11 と既往の式に比べて大きく向上した。
  
- ・ 以下に示す修正 COPITA 式でのせん断スパンおよびせん断スパン比の設定方法を提案した。
  - 1) PHC 杭は、杭断面において鉄筋による偏りはなく長さ方向においても同様であることから、一樣断面の梁モデルとする。
  - 2) 求めた曲げモーメント図において、杭は杭頭から  $M=0$  となる位置、 $M=0$  から  $M=0$  となる位置までの区間を梁と仮定した連続梁とする。
  - 3) せん断スパン  $a$  は曲げモーメント図において、杭頭では杭頭から  $M$  の頂点または  $M=0$  のいずれか近い位置までの距離、次以降は  $M$  の頂点から  $M=0$  となる位置までの距離とする。
  - 4) せん断の照査は、せん断スパンの区間および杭種の区間において杭体のせん断耐力を求めて行う。
  
- ・ 精度よくせん断耐力を推定するためには、せん断スパンを求めて、せん断スパン比の適用範囲で照査することがよいと考えられるが、実務設計を行う上では煩雑となる。せん断スパン比が JIS 強化杭で 1.5 より大きくなる場合に、JIS 杭では 2.5 より大きくなる場合に曲げ破壊型となることが既往の報告により確認されていることから、設計計算として JIS 強化杭で 1.5 を、JIS 杭で 2.5 を用いればよいと考えられる。
  
- ・ レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況と設計計算上の仮定が一部異なり、せん断スパンの扱いが十分に明確になっていない。そこで、せん断耐力を下限値に評価するせん断スパン比を一律に用いればよいと考えられる。

#### 【参考文献】

- 1) (国研) 土木研究所、早稲田大学、(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性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書 [その 1 (載荷試験結果)]、共同研究報告書第 464 号，2015.5.
- 2) 岸田慎司、堀井昌博、桑原文夫、林静雄：大口径 PHC 杭のせん断終局強度の計算方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 532 号，pp.103-110，2000.6.
- 3) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2012.3.

- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕，2012年制定，2013.3.
- 5) 荒川 卓：鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究，北海道大学工学部研究報告，No.25，pp.1-84，1961.3
- 6) 井畔瑞人、塩屋俊幸、野尻陽一、秋山暉：等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文集，第348号，V-1，pp175-184，1984.8.
- 7) 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村甫：せん断補強鉄筋のないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号，V-5，pp.167-176，1986.
- 8) 建設省土木研究所：大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料第3426号，1996.1.
- 9) 社団法人コンクリートパイル建設技術協会：PHC杭のせん断耐力実験報告書，1997.3.
- 10) 多田正明：PRCくいのせん断耐力とその試験方法，コンクリート工学，Vol.39，No.12，p.25-30，2001.12.
- 11) 杉村義広、中田慎介、川島俊一、阿部道彦：高強度プレストレストコンクリート杭の曲げせん断実験，建築研究報告，No.106，1984.6.

【参考資料1】

1. 一般的なPHC杭のせん断耐力推定について

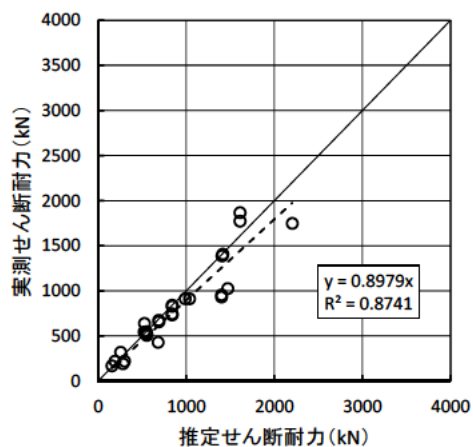
修正 COPITA 式で JIS 強化杭ではない一般的な PHC 杭の推定精度の検討を行う。ただし、収集した試験データにおいて、スパイラル鉄筋の降伏強度の実測値があるものがほとんどないことから、スパイラル鉄筋の降伏強度を JIS G 3532 における SWM-B での引張強さの最小値と仮定して推定精度を比較した。また、スパイラル鉄筋が負担するせん断耐力を求める項  $\tau_2$  を 0 として求め、その推定精度を比較した。表. 参-1 に計算に使用した杭の諸元、図. 参-1 に実測せん断耐力とせん断耐力式の推定値の関係、表. 参-2 に推定比の統計量を示す。

スパイラル鉄筋が負担するせん断耐力を求める項  $\tau_2$  を除外して推定精度を求めた結果、表. 参-2 に示すように、推定精度が改善された。

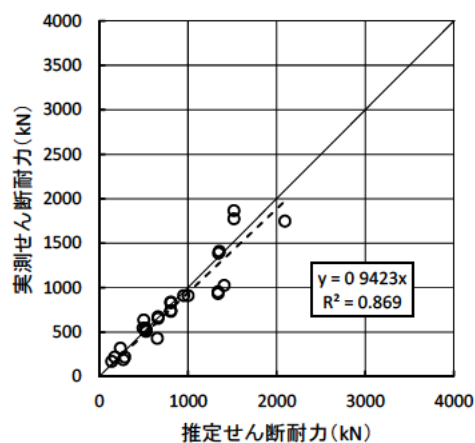
一般的な PHC 杭については、JIS の規格試験や建築での杭材評定では、規格値または斜めひび割れまでのせん断耐力を確認して載荷試験を終了する。そのため、載荷荷重が載荷できなくなる状況まで試験が行われず、スパイラル鉄筋の耐力の効果を確認できる試験がほとんどない。これにより、収集した既往の試験結果の PHC 杭のみで推定精度を比較した際、推定値が実験値を上回る結果となったと考えられる。

表. 参-1 既往の試験での計算に用いた PHC 杭の諸元

整理番号	杭体				PC鋼材				スパイラル鉄筋 (せん断補強鉄筋)						試験結果											
	杭種	外径		厚さ	有効プレストレストレス量		コンクリート強度		配置直径	径	本数	断面積	種類	引張強さ $\sigma_s$		径	断面積	ピッチ	有効長	せん断スパン比	体積比 $\rho_v$	$\rho_s \cdot \sigma_s$	実測せん断耐力	破壊形状	試験形式	
		設計値	実測値		設計値	実測値	設計値	実測値						設計値	設計値											最小値
29	PHC杭	300	300	60	70	8.00	80	81.3	240	7.0	16	615.7	SWM-B	540	1130	3	7.07	50	240	2.00	0.00236	1.27	2.66	169.7	せん断	単純はり形式
31	PHC杭	300	300	60	70	8.00	80	81.3	240	7.0	16	615.7	SWM-B	540	1130	3	7.07	50	240	1.50	0.00236	1.27	2.66	219.7	せん断	単純はり形式
33	PHC杭	300	300	60	70	8.00	80	81.3	240	7.0	16	615.7	SWM-B	540	1130	3	7.07	50	240	1.00	0.00236	1.27	2.66	319.7	せん断	単純はり形式
44	PHC杭	400	400	65	70	4.00	85	90.0	330	7.1	10	400.0	SWM-B	540	1130	3.2	8.04	100	330	1.00	0.00097	0.53	1.10	221	せん断	振出しり形式
45	PHC杭	400	400	65	69	4.00	85	90.5	336	7.1	10	400.0	SWM-B	540	1130	3.2	8.04	100	336	1.08	0.00096	0.52	1.08	191	せん断	単純はり形式
46	PHC杭	600	600	90	94	4.00	85	93.5	520	7.0	18	692.6	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	520	1.07	0.00097	0.43	1.00	638	せん断	単純はり形式
47	PHC杭	600	600	90	92	4.00	85	93.5	520	7.0	18	692.6	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	520	1.07	0.00097	0.43	1.00	544	せん断	単純はり形式
48	PHC杭	600	600	90	100	4.18	85	93.5	520	9.0	12	768.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	520	1.07	0.00097	0.43	1.00	507	せん断	単純はり形式
49	PHC杭	600	600	90	100	4.18	85	93.5	520	9.0	12	768.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	520	1.07	0.00097	0.43	1.00	523	せん断	単純はり形式
50	PHC杭	600	600	90	100	8.36	85	93.5	520	9.0	24	1536.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	520	1.07	0.00097	0.43	1.00	673	せん断	単純はり形式
51	PHC杭	600	600	90	100	8.36	85	93.5	520	9.0	24	1536.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	520	1.07	0.00097	0.43	1.00	655	せん断	単純はり形式
52	PHC杭	600	600	90	100	4.00	85	93.5	510	9.0	12	768.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	510	1.08	0.00099	0.43	1.02	546	せん断	単純はり形式
53	PHC杭	600	600	90	100	4.00	85	93.5	510	9.0	12	768.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	510	1.08	0.00099	0.43	1.02	534	せん断	単純はり形式
54	PHC杭	800	800	110	120	4.00	85	93.5	690	9.0	20	1280.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	690	1.07	0.00073	0.32	0.75	731.5	せん断	単純はり形式
55	PHC杭	800	800	110	120	4.00	85	93.5	690	9.0	20	1280.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	690	1.07	0.00073	0.32	0.75	744	せん断	単純はり形式
56	PHC杭	800	800	110	120	4.00	85	93.5	690	9.0	20	1280.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	690	1.07	0.00073	0.32	0.75	830	せん断	単純はり形式
57	PHC杭	800	800	110	120	4.00	85	93.5	690	9.0	20	1280.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	690	1.07	0.00073	0.32	0.75	840	せん断	単純はり形式
58	PHC杭	600	600	90	100	4.00	105	115.5	510	9.0	12	768.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	510	1.00	0.00099	0.43	1.02	430	せん断	振出しり形式
59	PHC杭	800	800	110	125	4.00	105	112.4	720	7.0	32	1231.4	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	720	1.05	0.00007	0.31	0.72	910	せん断	単純はり形式
60	PHC杭	800	800	110	138	4.00	105	113.6	720	7.0	32	1231.4	SWM-B	440	1030	4	12.57	100	720	1.05	0.00007	0.31	0.72	910	せん断	単純はり形式
61	PHC杭	1000	1000	130	140	4.00	105	115.5	880	10.0	24	1884.0	SWM-B	390	930	5	19.63	100	880	0.99	0.00089	0.35	0.83	1025	せん断	単純はり形式
62	PHC杭	1000	1000	130	140	4.10	105	126.0	890	11.2	20	2000.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	50	890	1.00	0.00113	0.50	1.16	1866	せん断	単純はり形式
63	PHC杭	1000	1000	130	140	4.10	105	126.0	890	11.2	20	2000.0	SWM-B	440	1030	4	12.57	50	890	1.00	0.00113	0.50	1.16	1773	せん断	単純はり形式
64	PHC杭	1000	1000	130	140	4.10	105	115.5	880	11.2	19	1900.0	SWM-B	390	930	5	19.63	100	880	1.06	0.00089	0.35	0.83	932.5	せん断	単純はり形式
65	PHC杭	1000	1000	130	140	4.10	105	115.5	880	11.2	19	1900.0	SWM-B	390	930	5	19.63	100	880	1.06	0.00089	0.35	0.83	955	せん断	単純はり形式
66	PHC杭	1000	1000	130	141.3	4.10	105	116.6	880	11.2	19	1900.0	SWM-B	390	930	5	19.63	100	880	1.06	0.00089	0.35	0.83	1408	せん断	単純はり形式
67	PHC杭	1000	1000	130	139.3	4.10	105	116.6	880	11.2	19	1900.0	SWM-B	390	930	5	19.63	100	880	1.06	0.00089	0.35	0.83	1387	せん断	単純はり形式
68	PHC杭	1200	1200	170	200	4.00	105	115.5	1080	11.2	26	2600.0	SWM-B	390	930	6	28.27	100	1080	0.97	0.00105	0.41	0.97	1748	せん断	振出しり形式



(i) JIS 規格最小値



(ii)  $\tau_2=0$

図. 参-1 実測値とせん断耐力式(修正 COPITA 式)における推定値の関係

表. 参-2 修正 COPITA 式での推定比の統計量

	JIS 規格最小値	$\tau_2=0$
平均値	0.93	0.99
標準偏差	0.17	0.19
変動係数	0.18	0.19

## 4. 既設杭の曲げひび割れに関する調査

### 4.1 概説

既製コンクリート杭の耐久性に関連する報告で、既設の埋設された PC 杭、PHC 杭の撤去・再利用での調査報告<sup>1)2)3)</sup>では、埋設期間 28～35 年で鋼材に錆が発生していないこと、中性化はないまたは最大 1.7mm であること、目視で確認できないほどの微細なひび割れがあった撤去 PC 杭で杭体耐力は規格値を満足したとある。しかし既設の既製コンクリート杭で埋設中にひび割れが発生、鋼材まで達した場合の鋼材腐食に関する報告はない。そこで、橋梁の撤去の際の地中に埋設された既設杭を収集し、ひび割れと鋼材の腐食状況、コンクリートの中性化状況の調査を実施し、既製コンクリート杭の耐久性について検討する。

### 4.2 曲げひび割れに関する既存の研究・報告

鉄筋コンクリートのひび割れに関する実験は、ひび割れにより内部の鉄筋が錆を発生する場合のひび割れ幅、かぶりなどやひび割れの進展状態について調査したものが多い。ただし、その実験環境は、ほとんど気中で行われているため PHC 杭のように地中に埋め込まれている杭にあてはまるかどうかは不明である。けれども、地中にあれば気中にあるように乾湿の繰返しや大きな温度変化がなく、まして、PHC 杭は一時的にひび割れが発生してもプレストレスにより口を閉じるため鉄筋の腐食等の耐久性については、一般的に気中にある場合と比較して期待できると考えられている。しかし、PHC 杭の耐久性に関連する研究・報告は、ほとんどないのが現状である。ここでは、耐久性についてプレストレスコンクリートパイル杭を対象にした数少ない研究・報告である鉄筋およびプレストレスコンクリートパイルの耐久性試験結果<sup>4)</sup>と国鉄が電車線路用ポールを採用の際、耐久性を確認するため RC 部材で行っている長期暴露試験結果の報告<sup>5)</sup>を紹介する。

#### 4. 2. 1 鉄筋およびプレストレスコンクリートパイルの耐海水性（材令10年結果報告）



参考文献4)では、RCおよびPCパイルを用いてそれらを海洋環境に長期間暴露（10年間）を行い、その長期耐久性を把握するため行った。試験に採用した供試体は8ケースで、杭径300mm、長さ3m、-4.2.1、-4.2.2および表-4.2.1 に示すとおりである。各ケースNo1とNo2の2体製作し、No.1に暴露前に曲げ載荷により曲げひび割れを生じさせている。なお、Case7および Case8は、練り混ぜ水に塩水を使用したケースである。暴露環境は供試体製造後1ヶ月より鹿児島県鹿児島新港南防波堤背面に設置したコンクリートボックス内で暴露を開始した。

表-4.2.1 供試体の仕様

Case	杭種	杭径 (mm)	杭長 (m)	壁厚 (mm)	かぶり (mm)	コンクリートの 設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	有効プレスト レス(N/mm <sup>2</sup> )
1	RC	300	3	60	12	40	無
2	RC	300	3	60	26.5	40	無
3	PC	300	3	60	12	50	4.7
4	PC	300	3	60	26.5	50	4.7
5	PC	300	3	60	12	80	4.2
6	PC	300	3	60 <td 26.5	80	4.2	
7	PC	300	3	60	12	80	4.2
8	PC	300	3	60	26.5	80	4.2

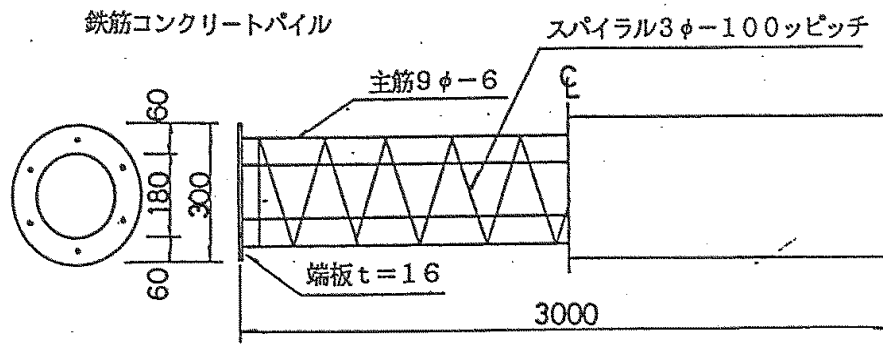


図-4.2.1 鉄筋コンクリートパイプ構造図

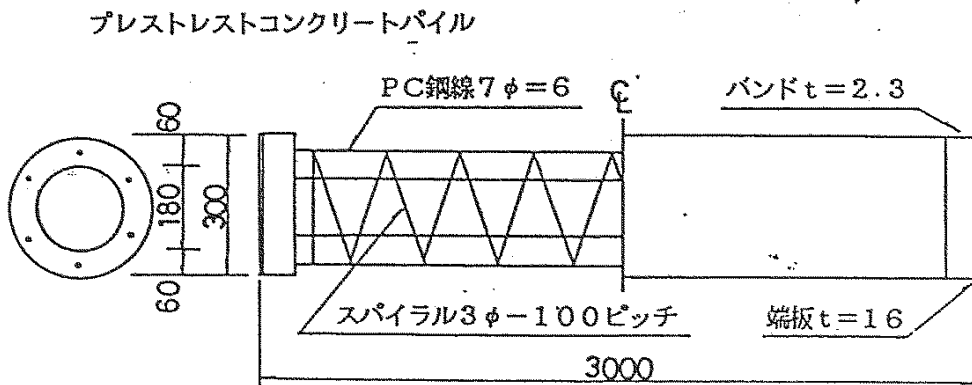


図-4.2.2 プレストレストコンクリートパイプ構造図



表-4.2.2 ひび割れ発生荷重および破壊荷重

Case ※(練混ぜ水 に塩水利用)	供試体 No.	材令 28 日	暴露 10 年		ひび割れ有無
		ひび割れ発生 (kN)	ひび割れ発生 (kN)	破 壊 (kN)	
1	KRSA1	35	-	90	有
	KRSA2	-	64	90	無
2	KRSB1	34	-	78.5	有
	KRSB2	-	64	115	無
3	KPSA1	92.5	-	190	有
	KPSA2	-	82	190	無
4	KPSB1	90	-	204	有
	KPSB2	-	112.2	189.8	無
5	KPAA1	102	-	190	有
	KPAA2	-	118	190	無
6	KPAB1	104.5	-	190	有
	KPAB2	-	118.5	190.3	無
7 ※	KCAA1	88	-	190	有
	KCAA2	-	114	190	無
8 ※	KCAB1	99	-	190	有
	KCAB2	-	128	190	無

外観観察および曲げ試験の結果、暴露後の外観性状は、波力等の外力による欠損等は全く認められず、暴露前に発生させておいた曲げひびわれ以外には新たなひび割れは発生していなかった。また、コンクリート表面は若干のざらつきが確認された。外観性状は、総合的にみて健全であると判断している。

曲げ試験は、旧 JIS A 5310「遠心力鉄筋コンクリートくいの曲げ強さ試験方法」および旧 JIS A 5335「プレテンション方式遠心力プレストレストコンクリートくいの曲げ強さ試験方法」に準じて行い、載荷方法はひび割れ発生後、一旦除荷し、2度目に破壊まで行った。曲げ試験の結果を表-4.2.2に示す。ひび割れ発生荷重は、ほとんどのケースで暴露前の強度より暴露後の強度が大きい。これはコンクリートの曲げ引張が増加していると考えられる。破壊荷重は破壊暴露開始前の破壊荷重を求めているため経時的な比較はできていないが、暴露前にひび割れを入れておいた供試体と入れておかなかった供試体で、その曲げ耐力に差が生じていないことも考慮すると曲げ耐力は低下していないものと判断している。

また、表-4.2.3に有効プレストレスの材令28日と暴露後の測定値を示す。データの全体的な傾向として暴露後の有効プレストレスにおいても低下はみられないことから、パイルの曲げ耐力は低下し

ていないと判断できるとしている。

表-4.2.3 有効プレストレス

Case	有効プレストレス (N/mm <sup>2</sup> )		
	計算	暴露前 (実測)	暴露後 (実測)
3	4.7	6.63	9.62
4	4.7	7.41	7.02
5	4.2	7.67	8.06
6	4.2	7.93	8.45
7	4.2	5.72	7.80
8	4.2	6.76	7.80

曲げ載荷試験終了後に供試体より取り出した鉄筋の腐食状況を観察した結果は、埋設鉄筋には程度の差こそあるが、いずれの場合においても発錆が確認された。しかし、いずれの場合も発錆は鉄筋表面のごく浅い部分に限られており、鉄筋断面を大きく欠損させるような深いものは確認されていなかった。また、外観観察と発錆面積からコンクリートにひび割れが無い場合は鉄筋の腐食の程度にかぶり厚の影響があり、一方ひび割れが有る場合はかぶり厚の影響がないことが確認された。

以上から参考文献4) で大即らは、結論として以下のように報告している。

(1) 鉄筋の腐食に関して

- ・埋設鉄筋は程度の差こそあれいずれの場合も腐食していた。
- ・コンクリートにひび割れの無い場合は、かぶりの影響が大きい。
- ・コンクリートにひび割れの有る場合は、かぶりの影響が少ない。

(2) 曲げ耐力に関して

- ・曲げ耐力は、いずれのケースも耐力低下していなかった。
- ・有効プレストレスについても低下はしていなかった。

#### 4. 2. 2 鉄筋コンクリートのひび割れと鉄筋の腐食に関する長期暴露試験

##### — 塩沢雪試験場における暴露実験 —

昭和 28 年当時の国鉄は電車線路用のポールの採用にあたり、鉄道電化協会にその検討を依頼した。検討項目は、ひび割れが発生した場合の凍結融解繰返しによるひび割れの進展、および、ひび割れ幅と鉄筋の腐食状況を把握する調査が含まれており、昭和 29 年に RC の供試体による長期暴露試験を開始した。本件は 42 年経過した供試体の調査の結果をとりまとめたものである。

本実験に使用した供試体は、2 種類の配合および供試体の組合せ表-4.2.4 に示すとおりである。供試体形状は、図-4.2.3 に示す。なお、供試体表面には幅 0.1mm~0.4mm 程度のひび割れを発生させ、

フラットバーをナットで締め付けてひび割れ幅を保持した。供試体設置場所は、新潟県塩沢町実験所構内に設けた鋼製の設置台に取付け、実験を開始した。

表-4.2.4 供試体の配合および組合せ

供試体記号		I-A	I-B	II-C	II-D
粗骨材最大寸法(mm)		10		20	
水セメント比 (%)		45		43	
細骨材率(%)		50		50	
単体量	水 (kg/m <sup>3</sup> )	204		197	
	セメント(kg/m <sup>3</sup> )	453		460	
鉄筋	主筋	φ 6mm		φ 13mm	
	組立筋	φ 3.2mm		φ 3.2mm	
主筋のかぶり(mm)		13	20	20	25

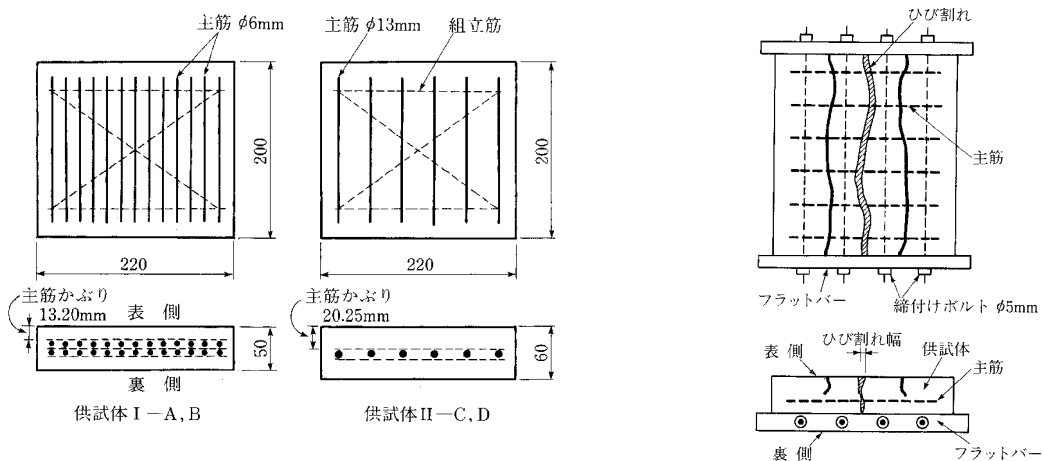


図-4.2.3 供試体の形状寸法

調査結果から、コンクリートのひび割れ位置と腐食状態の関係は、ほかの供試体も同様に相関が高く、鉄筋の腐食原因としてひび割れが重要な要因であることが確認された。コンクリートのひび割れと鉄筋腐食に関する供試体の一例を図-4.2.4 に示す。

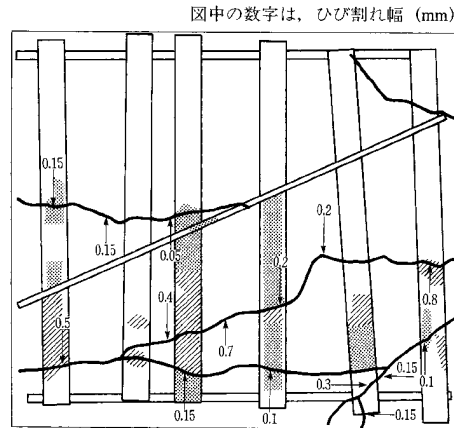


図-4.2.4 鉄筋の腐食状況一例

ひび割れ幅と鉄筋腐食の程度は、コンクリート表面のひび割れ幅が 0.1mm 以下では鉄筋表面に比較的薄い腐食が見受けられる程度の軽微な腐食が発生している。ひび割れ幅が 0.15mm 以上になると腐食程度は幾分増大し、鉄筋表面にはっきりした腐食が確認された。ひび割れ幅と腐食の程度を図-4.2.5 に示す。

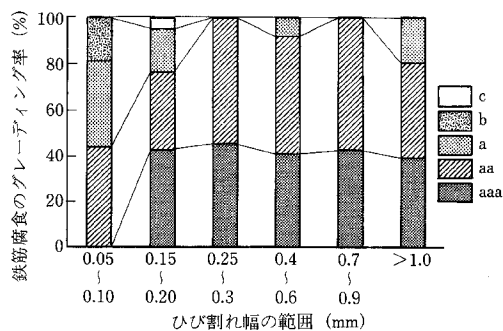


図-4.2.5 ひび割れ幅と鉄筋腐食

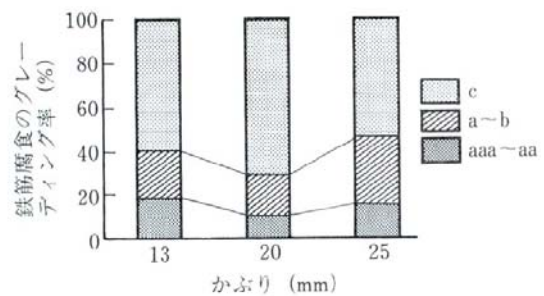


図-4.2.6 かぶりと鉄筋腐食

ひび割れ深さの進行は、ひび割れの多い供試体を 1 体調査し、強制ひび割れ方向および直角方向にカットし観察した。結果、強制ひび割れ深さは、25mm~40mm の範囲にあり、強制ひび割れは鉄筋に達していた。一方、強制ひび割れ以外の劣化によるひび割れは、ほとんど鉄筋に達しておらずかぶり内で留まっている。

かぶりと鉄筋腐食の関係を図-4.2.6 に示す。かぶりの違いによる鉄筋の腐食状態は、差は少なく、腐食状態も軽度であることが確認できた。よって、コンクリートのかぶりは 13mm 程度でも十分であると報告している。

コンクリートの中性化は、フェノールフタレイン溶液により深さを測定した結果、表面およびひび割れ面から 1mm 程度以下であり、ほとんど中性化していない。暴露 6 年での測定結果も 1mm 程度であったことから、中性化の進行はないと考えられる。

鉄筋の引張強度(全平均値)は、供試体より取り出した鉄筋の引張試験結果から  $\phi 6\text{mm}$  で  $736\text{kN/mm}^2$ 、 $\phi 13\text{mm}$  で  $438\text{kN/mm}^2$  であった。図-4.2.7 に鉄筋の引張試験結果を示す。鉄筋の引張強度と腐食状態の観察より  $\phi 13\text{mm}$  筋は、平均値、ばらつきとも概ね同等である。 $\phi 6\text{mm}$  筋では、鉄筋腐食が進行するにつれ引張強度は平均値で最大 5%程度低下する。しかし、強度のばらつきが比較的大きかったことから有意な差はないと

している。また、推定するかぎりφ6mm筋は普通鉄線相当、φ13mmはSR295相当である。昭和29年当時のポールはRC構造であることから、φ13mmは主鉄筋として使用し、φ6mm筋は、らせん筋として使用したものである。なお、使用した鉄筋の母材成分分析も行っている。その結果、母材成分はCuを0.25%~0.27(wt%)含む含銅鋼である。日本鉄鋼協会よりCuを0.32%含む含銅鋼の腐食減損量は、Cuを0.05%含む鋼材に比べて約5~6割程度との報告があり、Cuは、耐候性を向上させる元素としている。よって、実験で使用した鉄筋は、比較的腐食し難い材料であると考えられると推察している。

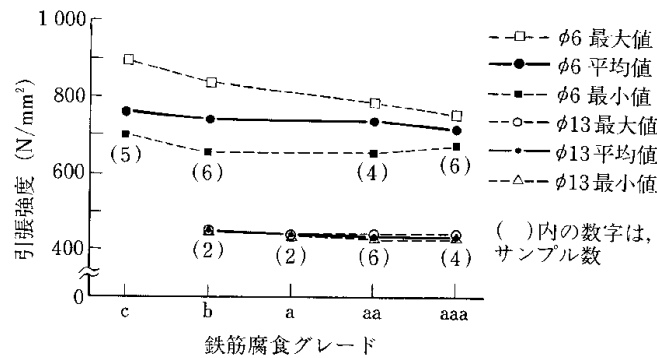


図-4.2.7 ひび割れ幅と鉄筋腐食

以上から、参考文献5)で小寺らは、結論として以下のように報告している。

- ・ひび割れ位置と鉄筋腐食の相関は高かった。
- ・強制ひび割れの深さは、鉄筋に達しているが、長期劣化によるひび割れ深さは、ほとんどがかぶりコンクリート範囲で留まっていた。
- ・コンクリートのかぶりが13~25mmの範囲は、鉄筋の腐食状態の差は少なかった。
- ・鉄筋の引張強度は主として鉄筋腐食の影響を受けて最大5%程度低下していた。
- ・本試験の供試体は振動締固めしたRC構造である。コンクリートポールは遠心成形で製造されたPC構造であり、振動打設したコンクリートと比較して緻密であるので、遠心脱水により水結合比が低下して圧縮強度が高くなる効果がある。よって、遠心成形のPC構造であるコンクリートポールは本実験の供試体より優れた耐久性を持つ構造体と考えられる。

## 4. 3 既設杭の実態調査結果

### 4. 3. 1 調査概要

4. 2で述べたように、ひび割れを含めて既製コンクリート杭の耐久性に関する研究・報告は気中で行われたもののみであったことから、橋梁の撤去の際の地中に埋設された既設杭を収集し、ひび割れと鋼材の腐食状況、コンクリートの中酸化状況の調査を実施した。

### 4. 3. 2 調査項目一覧

主な調査項目は以下の4項目とした。

- (1) ひび割れ状況（ひび割れ図、ひび割れ幅）
- (2) 杭体の腐食環境の調査（自然電位法）
- (3) 鋼材の腐食状況（はつり出しによる目視確認）
- (4) 杭体コンクリート断面の中酸化状況

### 4. 3. 3 調査対象の既設杭

調査対象の既設杭の概要を表 4.3.1-1、既設杭の諸元を表 4.3.1-2 に示す。また、調査対象の既設杭の撤去理由を次に示す。

#### (1) No.1

撤去理由：台風による河川増水で上部構造が流失したことから架け替えとなった。

杭長 9.5m パイルベント基礎で、杭体の約半分は河川または気中となっていた。

#### (2) No.2

撤去理由：東北地方太平洋沖地震で被災し、損傷が著しいことから架け替えとなった。

・橋脚躯体及び基礎杭の傾斜が確認されていたが、杭頭部には大きな損傷は確認されず。

・震度 6 強

気象庁 HP 掲載 東北地方太平洋沖地震に関する観測・解析データでの推計震度分布図より

[http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/2011\\_03\\_11\\_tohoku/#0311data](http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/2011_03_11_tohoku/#0311data)

#### (3) No.3

撤去理由：河川改修事業に伴う架け替え

・地震は既設中に震度 4 以上を 5 回経験し、そのうち鳥取県西部地震で震度 5 弱がある（気象庁 HP 掲載 震度データベース検索より）。ただし、地震による被災の報告はない。

表 4.3.1-1 既設杭の概要

No.	橋梁				杭の埋設期間 (年)	杭の埋設環境 (地中の環境)	海岸からの距離 (km)
	完成	撤去 <sup>※1</sup>	分類	場所			
1	1955	2015	河川橋	京都府	60	地下水中	約 15
2	1956	2012	河川橋	茨城県	56	地下水中	約 8
3	1965	2015	陸橋	島根県	50	不明	約 6

※1 杭撤去時の西暦

表 4.3.1-2 既設杭諸元

No.	杭種	杭径 (mm)	厚さ		かぶり		杭長 <sup>※3</sup> (mm)	軸方向鉄筋			スパイラル 鉄筋 径 (mm)
			規格値 (mm)	実測値 (mm)	規格値 <sup>※1</sup> (mm)	実測値 <sup>※2</sup> (mm)		径 (mm)	本数 (本)	配置直径 (mm)	
1	RC 杭	450	80	86.6	30	26.3	4100	18	16	360	6
2	RC 杭	300	60	59.2	20	15.4	9600	12	8	240	4
3	RC 杭	300	60	61.3	21	23.1	6750	10	7	240	4

※1 スパイラル鉄筋からコンクリート外縁までの長さ

※2 中性化深さ試験を行った部分の軸方向鉄筋からコンクリート外縁までの長さからスパイラル鉄筋径を差引いた長さの平均値

※3 撤去後の杭長

#### 4. 3. 4 調査方法

##### (1) ひび割れ状況

ひび割れ状況は、杭体表面に格子状の線を罫書き、杭体のひび割れ状況を観察し、ひび割れ図として記録した。なお、格子状の線は、杭軸方向の線は軸方向鉄筋の本数に応じて杭周方向に等分、杭周方向の線は 100mm 間隔となるように罫書きを行った。ただし、杭頭部は撤去時の作業で断面が一樣となっていなかったため、罫書き線が杭周にわたって設けられる位置までの範囲を除外した。

また、軸方向鉄筋は、杭頭から見て右回りに番号を設けることとした。

##### (2) 杭体の腐食環境の調査（自然電位法）

測定装置は、照合電極と電位差計で構成され、鉄筋に電位差計のプラス側の端子を取付け、照合電極をコンクリート表面の測定点に押し当てて測定を行うものである。照合電極は、飽和硫酸銅電極のものを用いた。

測定点は、鉄筋のほぼ直上となるように、杭頭部から露出している軸方向鉄筋に添って 100mm 間隔の格子状に測定点を設けた。ただし、杭頭部は撤去時の作業で断面が一樣となっていなかったため、測定点が杭周にわたって設けられる位置までの範囲を除外した。また、軸方向鉄筋は、杭頭から見て右回りに番号を設けることとした。コンクリート表面については、湿潤状態となるように散水を行った。また、湿潤は 30 分程度の間、断続的に散水を行った。なお、測定状況を写真 4. 3. 1 に示す。



写真 4. 3. 1 自然電位測定状況

##### (3) 鋼材の腐食状況

鋼材の腐食状況は、(2)での自然電位の測定結果を踏まえ、試験体において自然電位が最も低い値を示した範囲で鋼材の腐食状況を観察した。また、はつりは、自然電位が最も低い値を示した付近を中心に 20cm×20cm の範囲で、かぶりコンクリートを取り除くように行った。



#### (4) 杭体コンクリート断面の中性化状況

中性化試験は、JIS A 1152:コンクリートの中性化深さの測定方法に準拠して測定を行った。また、切断位置は、深さ方向での中性化の比較を行う目的で杭頭、中央位置、杭先端の3箇所を基本とし、ひび割れ位置をさけるように選定して行った。

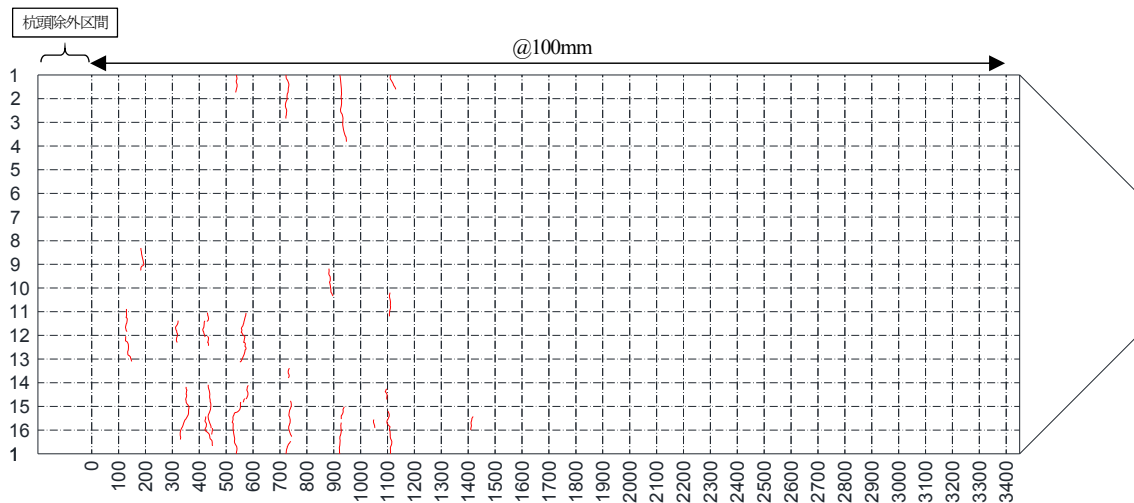
### 4. 3. 5 調査結果

#### (1) ひび割れ状況

図 4. 3. 1～図 4. 3. 3 にひび割れ図を示す。また、杭体の全長写真を合わせて示す。

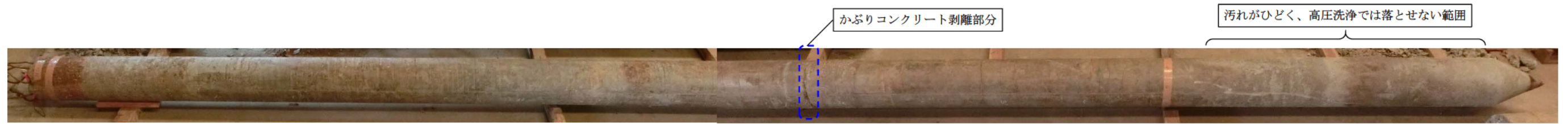


(a) No.1 杭体写真

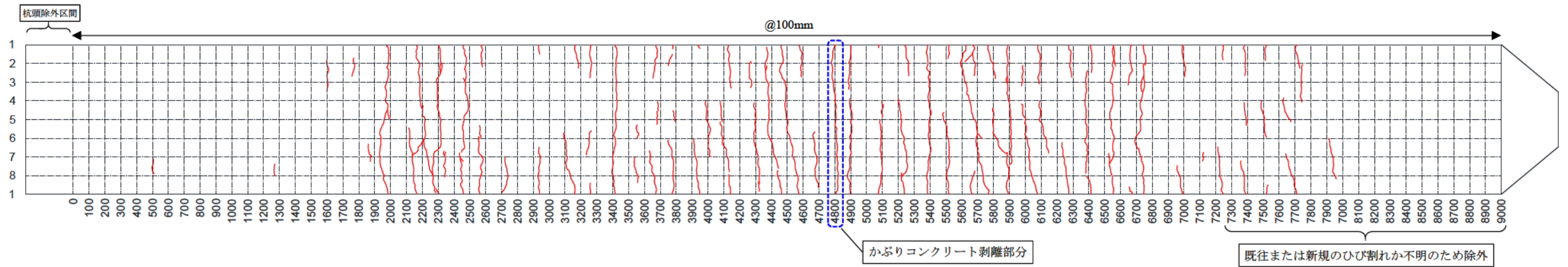


(b) No.1 ひび割れ図

図 4. 3. 1 ひび割れ状況 : No. 1



(a) No.2 杭体写真

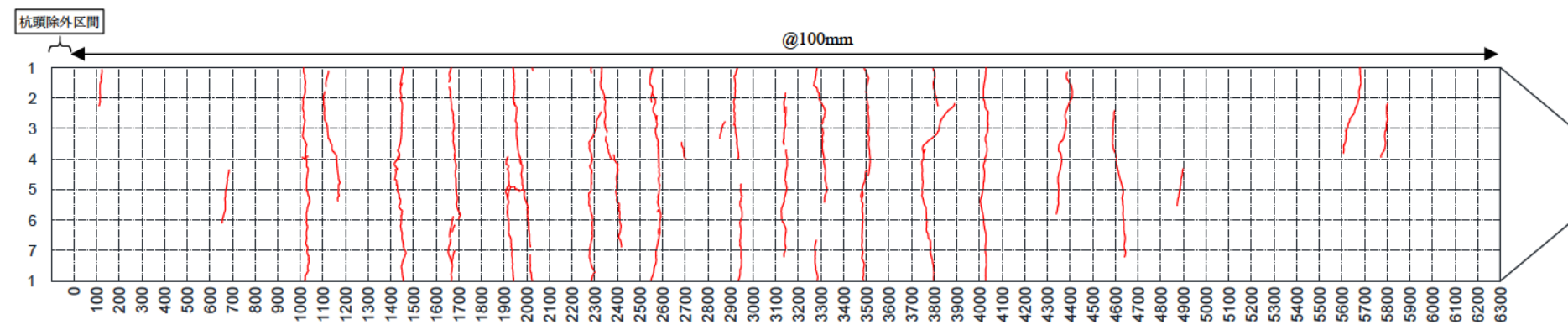


(b) No.2 ひび割れ図

図 4.3.2 ひび割れ状況 : No. 2



(a) No.3 杭体写真



(b) No.3 ひび割れ図

図 4.3.3 ひび割れ状況 : No. 3

①No.1 のひび割れ状況について

- ・ No.1 は杭周にわたるようなひび割れはみられなかった。
- ・ ひび割れ幅は、0.02～0.05mm の範囲であった。

②No.2 のひび割れ状況について

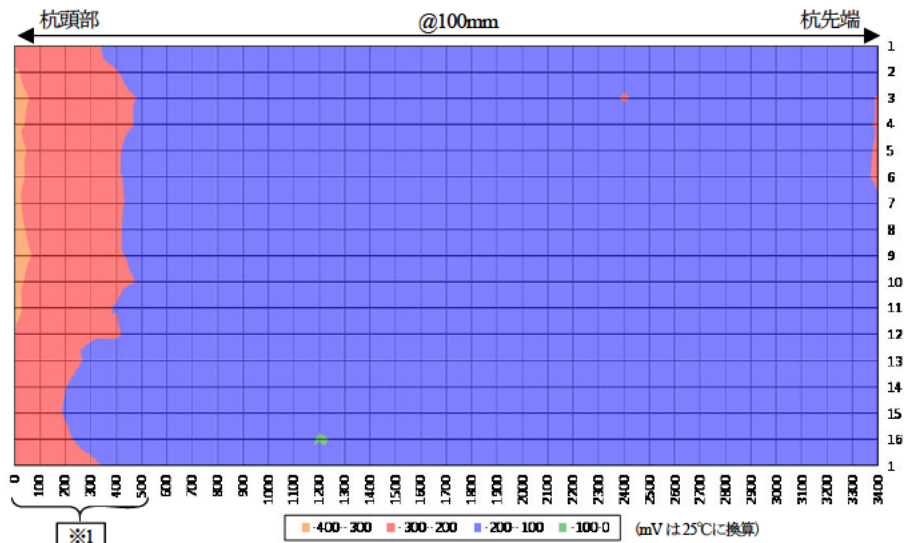
- ・ 全体にわたって、杭周にわたるひび割れが数多く見受けられた。特に図 4.3.2 中の 4800mm 地点は、かぶりコンクリートが剥落してスパイラル鉄筋が露出している部分となっている。なお、施工中または撤去時にかぶりコンクリートが剥落したかは不明である。
- ・ 図 4.3.2 中の 7300mm 地点から杭先端にかけては、汚れがひどく、高圧洗浄では落とせない範囲で、その部分に見られたひび割れは、埋設中または撤去時のひび割れかわからないため、調査対象から除外することとした。

③No.3 のひび割れ状況について

- ・ 全体にわたって、杭周にわたるひび割れが見受けられた。ただし、No.2 と比較して数は少ない。

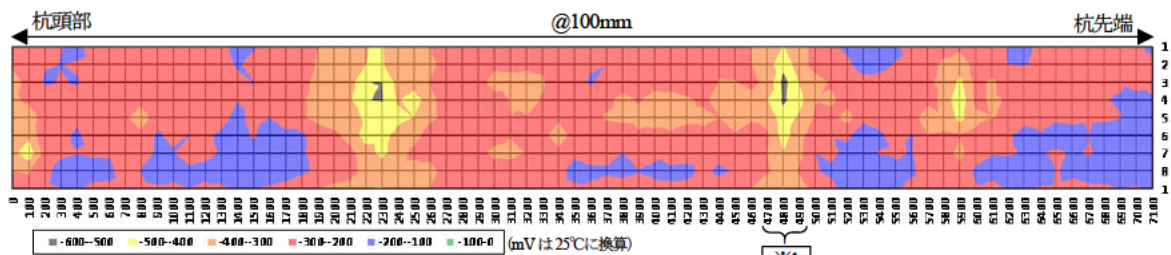
(2) 杭体の腐食環境の調査（自然電位法）

図 4.3.4～図 4.3.6 に測定結果を示す。なお、自然電位の測定結果は、換算式を用いて 25°C の飽和硫酸銅電極基準の電位に補正している。また、表 4.3.2 に鋼材腐食判定基準を示す。



※1 杭頭部から 500mm の範囲は、残置期間中に腐食環境が悪くなったと考えられるため除外。

図 4.3.4 自然電位測定結果と測定位置：No. 1



※1 4800mm 地点は、かぶりコンクリートが剥落してスパイラル鉄筋が露出している部分となるが、施工中にかぶりコンクリートが剥落した可能性があり除外。

図 4.3.5 自然電位測定結果と測定位置：No. 2

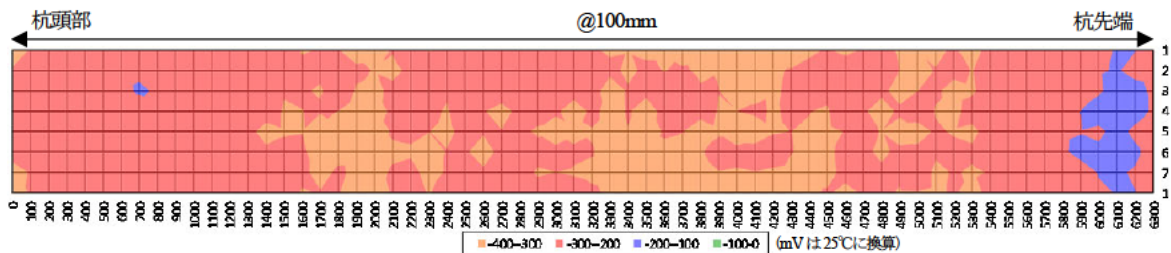


図 4.3.6 自然電位測定結果と測定位置：No. 3

表 4.3.2 鋼材腐食判定基準<sup>6)</sup>

自然電位 E (mV:CSE)	腐食判定基準
$-350 \geq E$	90%以上の確率で腐食あり
$-200 \geq E > -350$	不確定 <sup>*</sup>
$E > -200$	90%以上の確率で腐食なし

※: 等電位線図の結果を踏まえて判定

①No.1 の腐食環境について

- ・杭頭部から 500mm の範囲では自然電位が-200～-400mV という結果から腐食環境にあるといえるが、No.1 の既設杭は、撤去時に切断され、短くなってしまったものとなり、杭頭部の露出した鉄筋部分付近において残置している間に腐食環境が悪くなったと考えられ、調査対象範囲から除外する。
- ・除外した 500mm の地点から杭先端付近まで、自然電位が一部-200mV を超える部分があるが、ほとんど-100～-200mV という結果となった。また、ひび割れ図の図 4.3.1 でひび割れは見受けられるが、その影響はないと考えられる。
- ・先端部で自然電位が-200～-300mV の部分がある。これについて、No.1 の杭は打撃工法用の杭で、先端は鉛筆状にとがった仕様となっており、打撃時に先端部のコンクリートが削られ、かぶりが薄くなり、自然電位が本体部に比べて低い値を示したと考えられる。

②No.2 の腐食環境について

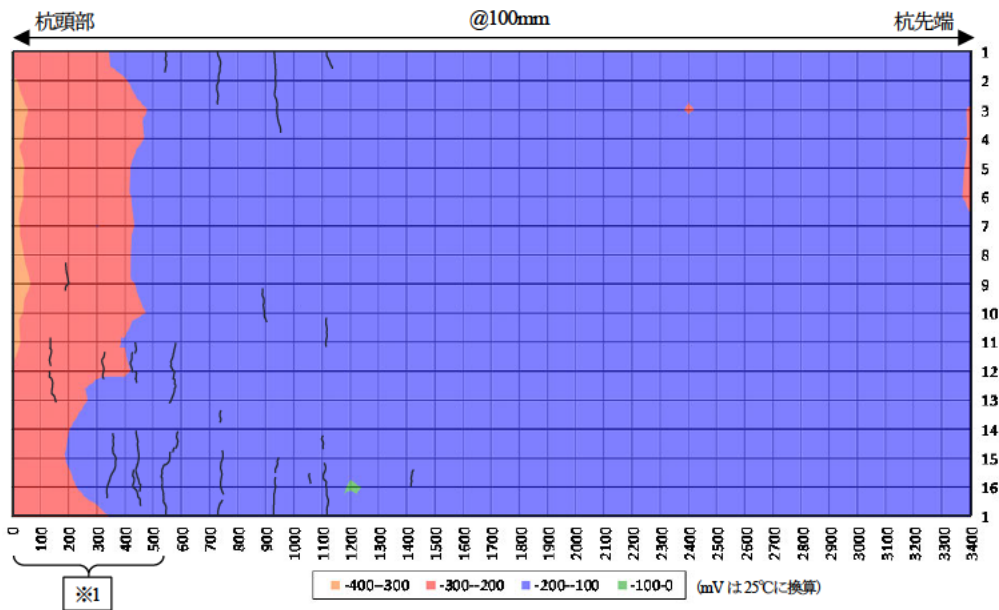
- ・図 4.3.5 の 4800mm 地点は、かぶりコンクリートが剥落してスパイラル鉄筋が露出している部分となっている。このため、自然電位が低い値を示したと考えられる。ただし、施工中にかぶりコンクリートが剥落したかは不明であるため調査対象範囲から除外する。
- ・最も自然電位が低い値を示したのは、図 4.3.5 の 2300mm 地点の軸方向鉄筋 No.3 および No.4 付近で-500mV となった。また、ひび割れ図の図 4.3.2 での位置と照らし合わせると、ひび割れ付近での測定結果であり、ひび割れによる腐食環境への影響が考えられ、表 4.3.2 から 90%以上の確率で鋼材が腐食していることが推定される。

③No.3 の腐食環境について

- ・No.1、No.2 と比較し、自然電位が-100～-200mV の範囲が少ない結果となっている。これは、表 4.3.1-1 に示すように No.1、No.2 は河川内に埋設され、常に地下水中有る環境となっているが、No.3 は陸地と環境が異なるため、特に杭先端付近より上の部分で自然電位が低い値を示していると考えられる。

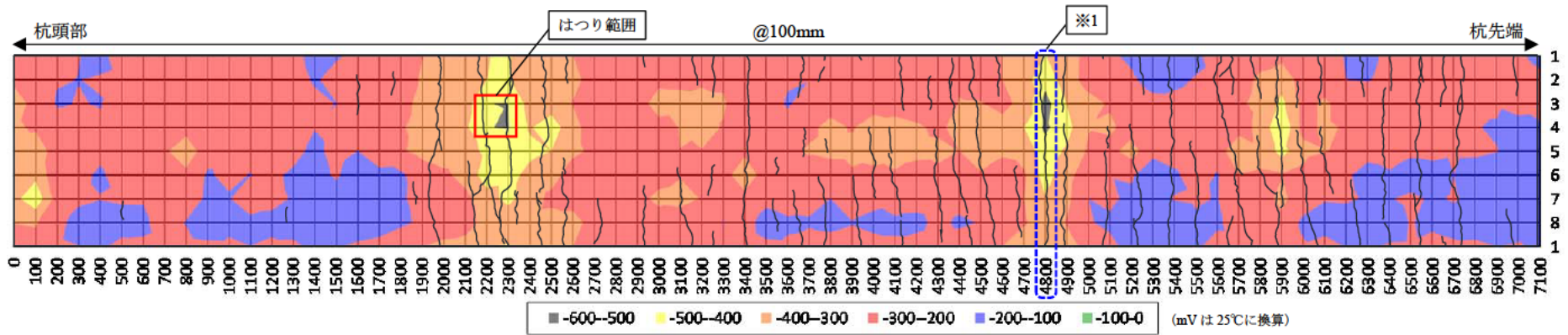
### (3) 鋼材の腐食状況

鋼材の腐食状況を調査するはつり出しを行う範囲（以下、はつり範囲という。）を図 4.3.1～図 4.3.3 でのひび割れ図と図 4.3.4～図 4.3.6 の自然電位の測定結果を合わせた図 4.3.7～図 4.3.9 に示す。ただし、No.1 については、自然電位が一部-200mV を超える部分があるが、ほとんどが-100～-200mV を示していること、ひび割れも少なく、これによる腐食環境への影響はみられないことから、はつり出しによる鋼材の腐食状況の観察を行わないこととした。



※1 杭頭部から 500mm の範囲は、残置期間中に腐食環境が悪くなったと考えられるため除外。

図 4.3.7 ひび割れおよび自然電位測定結果：No. 1



※1 4800mm地点は、かぶりコンクリートが剥落してスパイラル鉄筋が露出している部分となるが、施工にかぶりコンクリートが剥落した可能性があり除外。

図 4.3.8 ひび割れおよび自然電位測定結果：No. 2

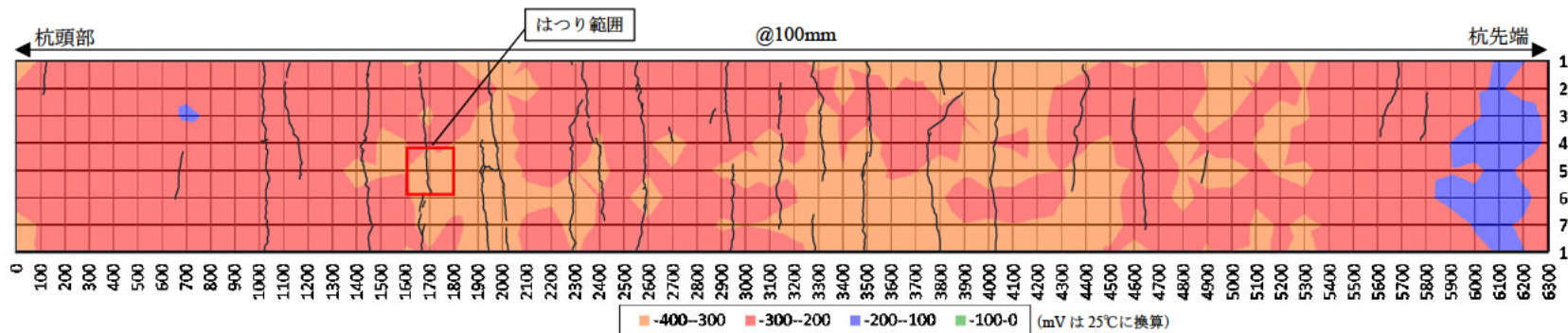
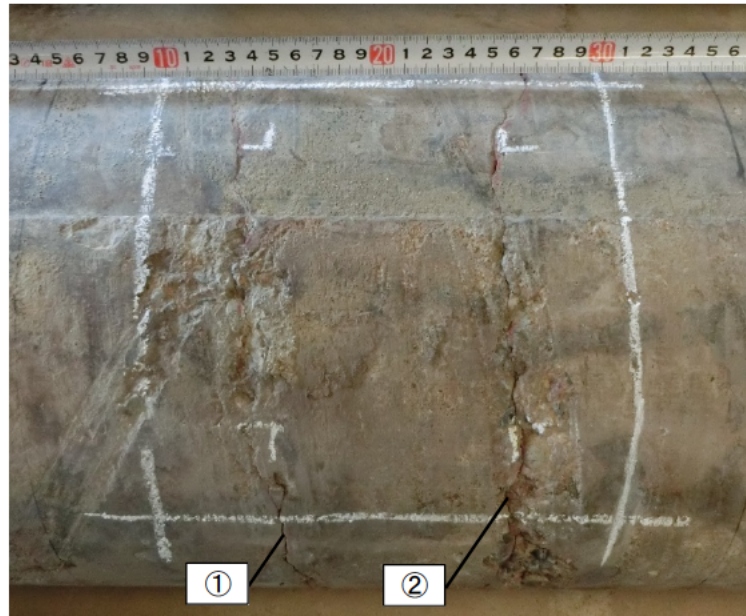


図 4.3.9 ひび割れおよび自然電位測定結果：No. 3

鋼材の腐食状況を調査するはつり出しについて、No.2は写真4.3.2～写真4.3.4に、No.3は写真4.3.5～写真4.3.7に示す。また、はつり範囲（20cm×20cm）におけるひび割れのひび割れ幅を測定した結果も合わせて示す。



- ・ひび割れ幅
- ① 2200mm 付近  
最大 0.50mm
- ② 2300mm 付近  
最大 0.20mm

写真4.3.2 はつり範囲-はつり前 : No. 2



写真4.3.3 はつり範囲-はつり後 : No. 2





(a) 軸方向鉄筋 No.3-2200mm 付近



(b) 軸方向鉄筋 No.3-2300mm 付近



(c) 2200mm 付近-スパイラル鉄筋



(d) 2300mm 付近-スパイラル鉄筋



(e) 軸方向鉄筋 No.4-2200mm 付近



(f) 軸方向鉄筋 No.4-2300mm 付近

写真 4. 3. 4-1 はつり後の鋼材の腐食状況 : No. 2



(a) 軸方向鉄筋 No.3-2200mm～2300mm



(b) 軸方向鉄筋 No.4-2200mm～2300mm

写真 4. 3. 4-2 はつり後の鋼材の腐食状況 : No. 2



・ひび割れ幅  
① 1700mm 付近  
最大 0.02mm

写真 4.3.5 はつり範囲-はつり前 : No. 3



写真 4.3.6 はつり範囲-はつり後 : No. 3



(a) 軸方向鉄筋 No.5-1700mm 付近



(b) 軸方向鉄筋 No.5-1600mm 付近



(c) 軸方向鉄筋 No.5-1800mm 付近

写真 4.3.7 はつり後の鋼材の腐食状況 : No. 2

① No.2 の鋼材の腐食状況について

- 2200mm 地点と 2300mm 地点にあったひび割れは、はつり前の写真 4.3.2 とはつり後の写真 4.3.3 をみると、スパイラル鉄筋に添うように発生していた。また、ひび割れはスパイラル鉄筋の位置まで達していた。
- 鋼材の腐食状況について、鋼材部分を拡大した写真 4.3.4-1 をみると、腐食による錆が生じており、錆はひび割れに添うようにスパイラル鉄筋および軸方向鉄筋で生じている。ただし、ひび割れ間の軸方向鉄筋部分を拡大した写真 4.3.4-2 をみると、錆はひび割れ付近のみで、その間の軸方向鉄筋部分に錆は生じていなかった。

② No.3 の鋼材の腐食状況について





- 1700mm 地点にあったひび割れは、はつり前の写真 4.3.5 とはつり後の写真 4.3.6 をみると、スパイラル鉄筋に添うように発生していた。また、ひび割れはスパイラル鉄筋の位置まで達していた。
- 鋼材の腐食状況について、鋼材部分を拡大した写真 4.3.7 をみると、腐食による錆はスパイラル鉄筋および軸方向鉄筋で発生していなかった。また、ひび割れ内は白い物で埋められたような状態となっており、白華現象（エフロレッセンス）がみられた。

以上より、いずれの杭でも錆が生じていないか、生じていたとしても表面にとどまり、断面欠損等は確認されなかった。なお、確認された表面の錆が供用中に生じたものか、撤去後に生じたものかは不明である。

(4) 杭体コンクリート断面の中性化状況

中性化試験での中性化試験状況および方法を表 4.3.3 に示す。なお、切断した断面で、杭頭側を上側、杭先端側を下側とし、切断面がきれいな方を採用、試験を行うこととした。

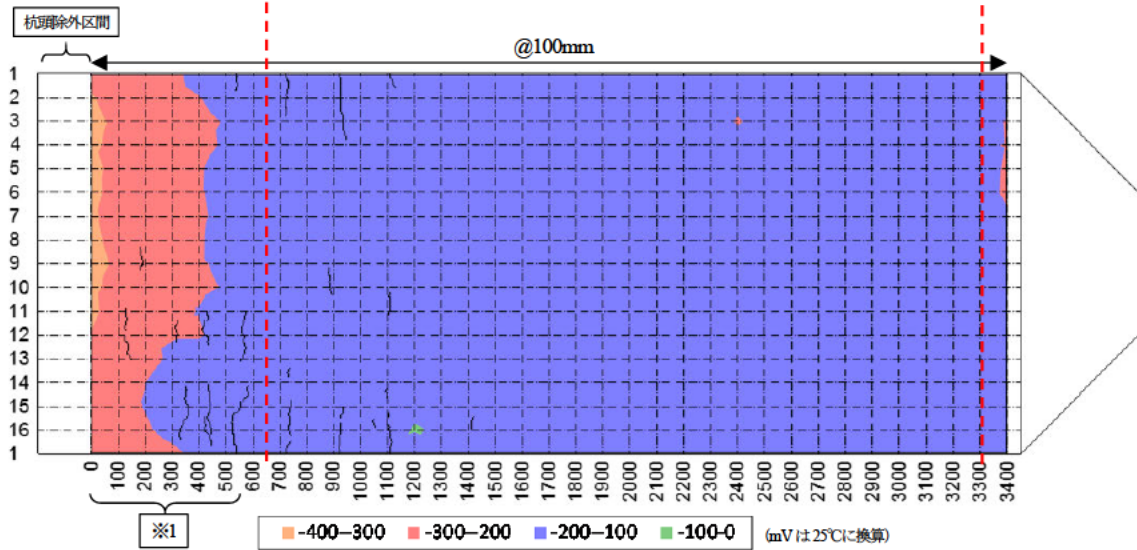
表 4.3.3 中性化試験状況および方法

	<p>試験体：No. 3            切断位置：杭先端位置            乾燥時間：切断後、1 時間内            乾燥状態：表面乾燥状態            撮影：中性化試験前            備考：切断はカッターを用い、切断時の摩擦熱の影響を考慮して湿潤状態でいった。また、切断作業にかかった時間は 20 分程度。切断後は断面を水でよく洗い(布等で汚れを除去)し、切断面が乾燥した後はエアーで粉体の除去を行った。</p>
	<p>試験体：No. 3            切断位置：杭先端位置            乾燥時間：切断後、1 時間内            乾燥状態：表乾湿潤状態            撮影：1%フェノールフタレイン溶液噴霧直後            備考：JIS A 1152 : 2011 に準拠し、1%フェノールフタレイン溶液を切断後、2 時間以内に噴霧。なお、1%フェノールフタレイン溶液は市販品を使用。</p>
	<p>試験体：No. 3            切断位置：杭先端位置            乾燥時間：試薬噴霧後、5 分            乾燥状態：表面乾燥状態            撮影：1%フェノールフタレイン溶液噴霧 5 分後</p>
	<p>試験体：No. 3            切断位置：杭先端位置            乾燥状態：表面乾燥状態            撮影：中性化深さ測定時            (約 24 時間後、再度 1%フェノールフタレイン溶液を噴霧し、30 分程度乾燥後)            備考：JIS A 1152 : 2011 に準拠し、中性化深さの測定を行った。測定は、作業工程と呈色した部分の安定を考慮し、1%フェノールフタレイン溶液を噴霧した 1 日後とした。また、測定時は発色が鮮明になるよう 1%フェノールフタレイン溶液を再度噴霧し、乾燥後にいった。</p>

1) 試験体 : No.1



(a) No.1 杭体写真



※1 杭頭部の測定位置 0mm~500mm の範囲は、残置期間中に腐食環境が悪くなったと考えられるため除外。

(b) No.1 ひび割れ図および自然電位測定結果

図 4. 3. 10 切断位置 : No. 1

**No. 1 の切断位置**

- No.1 は、撤去時に 9m の杭が約半分に切断されている。
- 自然電位測定箇所において、図 4. 3. 10(b)の 500mm の位置までは撤去時の影響がみられる。
- 上記ふまえ、ひび割れを回避した①図 4. 3. 10 (b)の 650mm 位置を切断
- 杭先端付近は、自然電位を測定している②図 4. 3. 10 (b)の 3300mm 付近を切断

表 4.3.4 中性化深さ測定結果 : No. 1

切断位置	①			②		
測定(採用)側	上側			下側		
軸方向鉄筋 No.	中性化深さ		軸方向鉄筋 かぶり	中性化深さ		軸方向鉄筋 かぶり
	外面	中空部	規格:36mm	外面	中空部	規格:36mm
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	0.0	0.0	39.7	1.2	0.0	39.8
1-2 間	1.1	0.0	—	1.4	0.0	—
2	2.0	0.0	39.7	2.4	0.0	30.8
2-3 間	1.8	0.0	—	1.5	0.0	—
3	2.8	0.0	36.4	2.3	0.0	28.2
3-4 間	1.8	0.0	—	1.1	0.0	—
4	4.7	0.0	32.4	1.3	0.0	24.4
4-5 間	3.8	0.0	—	1.8	0.0	—
5	4.2	0.0	25.9	2.7	0.0	23.7
5-6 間	3.2	0.0	—	1.7	0.0	—
6	3.3	0.0	21.8	2.3	0.0	24.0
6-7 間	3.6	0.0	—	1.8	0.0	—
7	3.8	0.0	21.7	2.8	0.0	25.1
7-8 間	1.0	0.0	—	0.0	0.0	—
8	2.3	0.0	21.2	3.3	0.0	30.5
8-9 間	1.5	0.0	—	1.1	0.0	—
9	2.3	0.0	24.3	2.2	0.0	28.0
9-10 間	3.9	0.0	—	1.4	0.0	—
10	2.7	0.0	29.0	2.7	0.0	30.5
10-11 間	1.9	0.0	—	2.6	0.0	—
11	1.3	0.0	33.8	3.1	0.0	32.2
11-12 間	1.6	0.0	—	0.8	0.0	—
12	2.9	0.0	34.6	2.0	0.0	38.0
12-13 間	0.6	0.0	—	2.0	0.0	—
13	1.0	0.0	37.4	1.2	0.0	40.8
13-14 間	0.9	0.0	—	1.0	0.0	—
14	1.7	0.0	36.0	1.0	0.0	41.5
14-15 間	1.3	0.0	—	0.8	0.0	—
15	1.8	0.0	40.8	0.0	0.0	39.4
15-16 間	3.1	0.0	—	2.3	0.0	—
16	1.8	0.0	41.1	0.0	0.0	40.8
16-1 間	1.8	0.0	—	3.5	0.0	—
平均	2.2	0.0	32.2	1.7	0.0	32.4
最大	4.7	0.0	41.1	3.5	0.0	41.5
最小	0.0	0.0	21.2	0.0	0.0	23.7



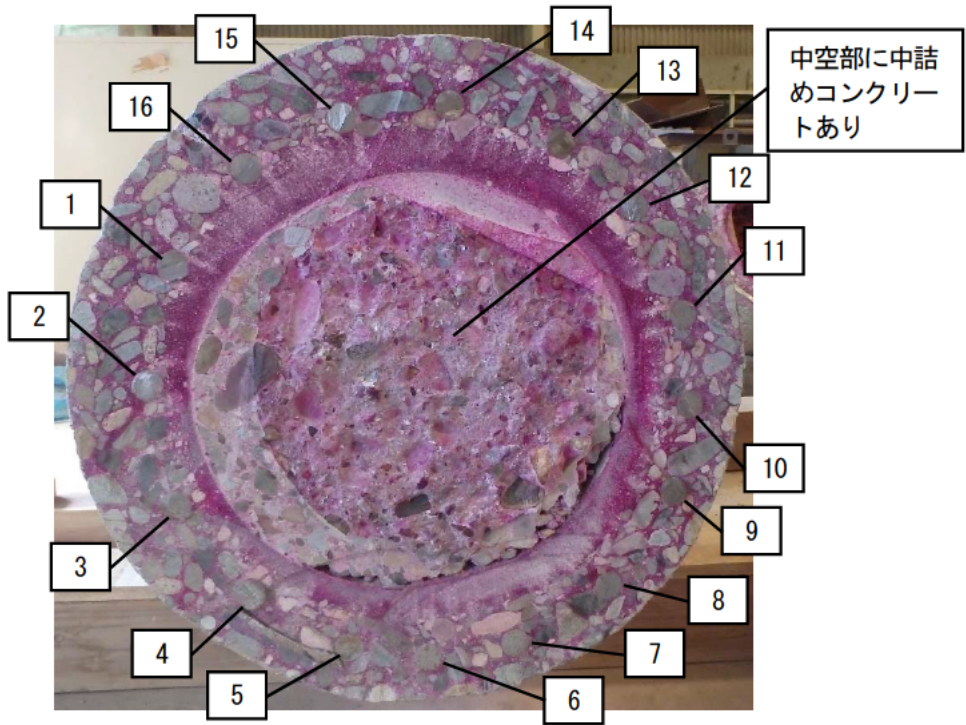


写真 4.3.8 中性化状況：No. 1-切断位置①（採用；上側）

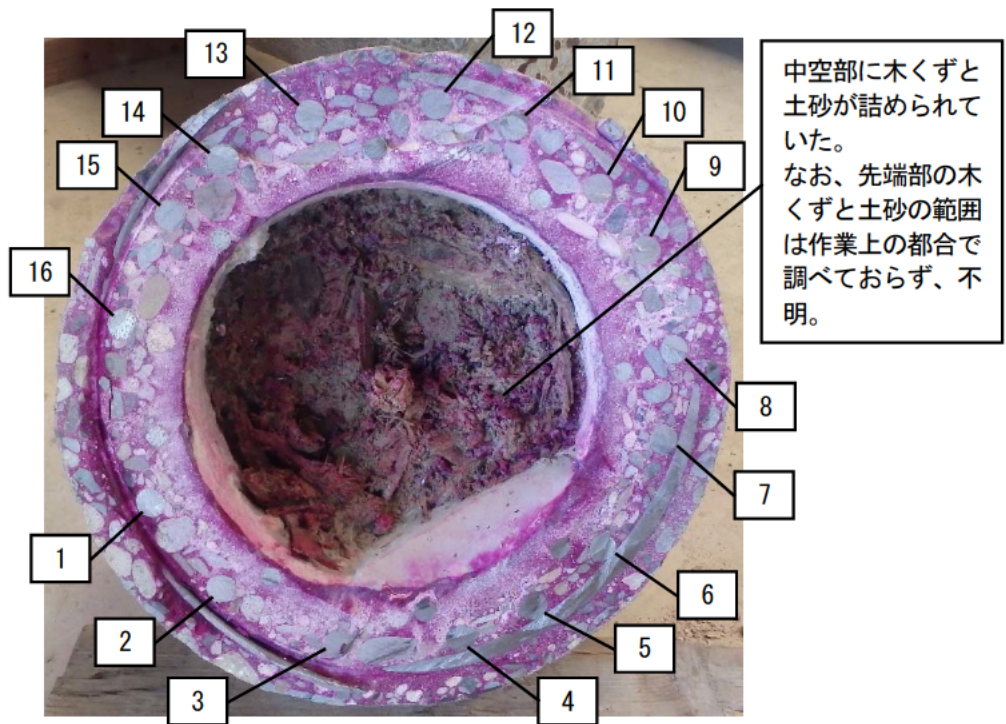
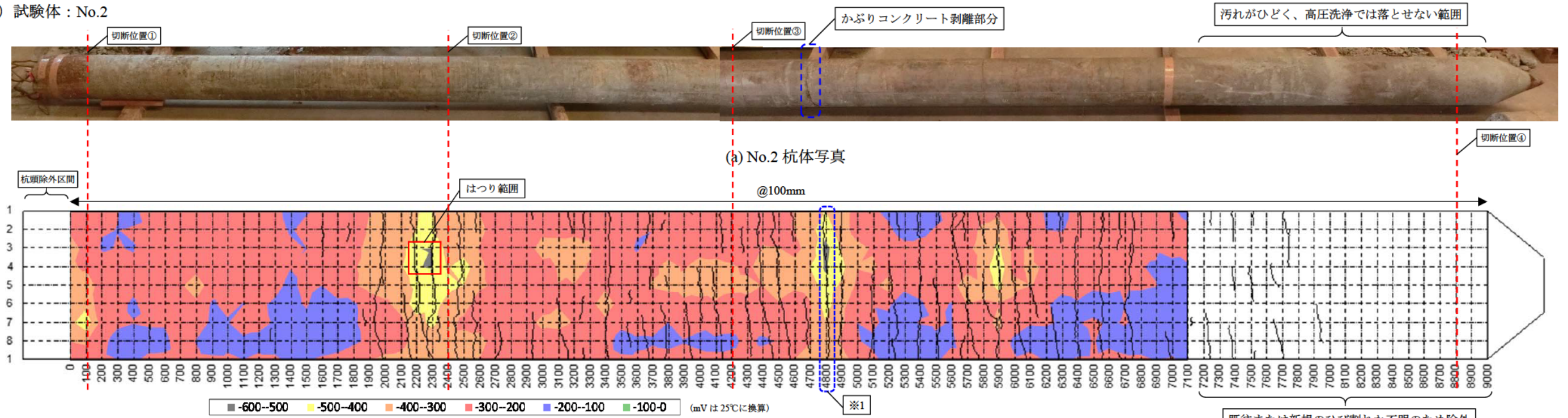


写真 4.3.9 中性化状況：No. 1-切断位置②（採用；上側）

2) 試験体 : No.2



(a) No.2 杭体写真

@100mm

※1 4800mm 地点は、かぶりコンクリートが剥落してスパイラル鉄筋が露出している部分となるが、施工中にかぶりコンクリートが剥落した可能性があり除外。

(b) No.2 ひび割れ図および自然電位測定結果

図 4.3.11 切断位置 : No. 2

表 4.3.5 中性化深さ測定結果 : No. 2

**No. 2 の切断位置**  
 ①杭頭部は、自然電位を測定している図 4.3.11 (b) の 100mm 付近を切断  
 ②はつり箇所と同等の自然電位位置と考えられる図 4.3.11 (b) の 2400mm 付近を切断  
 ③中央位置は、ひび割れを回避した図 4.3.11 (b) の 4200mm 付近を切断  
 ④杭先端付近は、図 4.3.11 (b) の 8800mm 付近を切断

切断位置 測定(採用)側	①			②			③			④		
	上側			上側			上側			下側		
	中性化深さ		軸方向鉄筋 かぶり	中性化深さ		軸方向鉄筋 かぶり	中性化深さ		軸方向鉄筋 かぶり	中性化深さ		軸方向鉄筋 かぶり
軸方向鉄筋 No.	外面	中空部	規格:24mm	外面	中空部	規格:24mm	外面	中空部	規格:24mm	外面	中空部	規格:24mm
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	12.1	1.2	20.7	4.2	0.0	25.6	7.7	0.0	21.1	0.5	0.0	18.4
1-2 間	11.2	0.0	—	0.0	0.0	—	9.6	0.0	—	0.0	2.7	—
2	10.8	0.0	23.6	0.0	0.0	22.5	4.6	0.0	19.0	0.0	0.0	15.7
2-3 間	10.5	0.0	—	0.0	0.0	—	0.0	0.0	—	0.0	0.0	—
3	9.2	0.0	24.3	0.0	0.0	17.8	0.0	3.2	16.5	1.0	0.0	16.5
3-4 間	7.5	0.0	—	6.4	0.0	—	0.0	5.8	—	5.0	0.0	—
4	8.3	1.3	25.2	0.0	3.0	15.8	0.0	0.0	15.0	0.0	0.0	18.1
4-5 間	9.2	1.2	—	0.0	0.0	—	7.4	2.8	—	1.1	1.8	—
5	11.4	0.0	22.1	5.2	0.0	14.8	7.0	5.4	18.0	0.0	1.2	19.4
5-6 間	6.2	2.5	—	2.5	4.4	—	8.2	5.3	—	0.0	1.3	—
6	8.8	0.0	15.9	4.8	4.1	14.3	0.0	3.9	18.6	0.0	1.4	23.0
6-7 間	8.0	1.5	—	0.0	0.0	—	0.0	2.2	—	0.0	0.0	—
7	10.2	0.0	11.8	10.3	1.8	18.3	4.9	2.0	22.4	20.0	0.0	22.9
7-8 間	10.1	1.2	—	0.0	3.0	—	7.8	0.0	—	0.0	1.6	—
8	7.7	1.8	15.1	0.0	0.0	21.8	2.5	1.1	25.3	0.0	1.8	21.0
8-1 間	12.1	2.3	—	0.0	2.3	—	5.1	0.0	—	2.3	0.0	—
平均	9.6	0.8	19.8	2.1	1.2	18.9	4.1	2.0	19.5	1.9	0.7	19.4
最大	12.1	2.5	25.2	10.3	4.4	25.6	9.6	5.8	25.3	20.0	2.7	23.0
最小	6.2	0.0	11.8	0.0	0.0	14.3	0.0	0.0	15.0	0.0	0.0	15.7

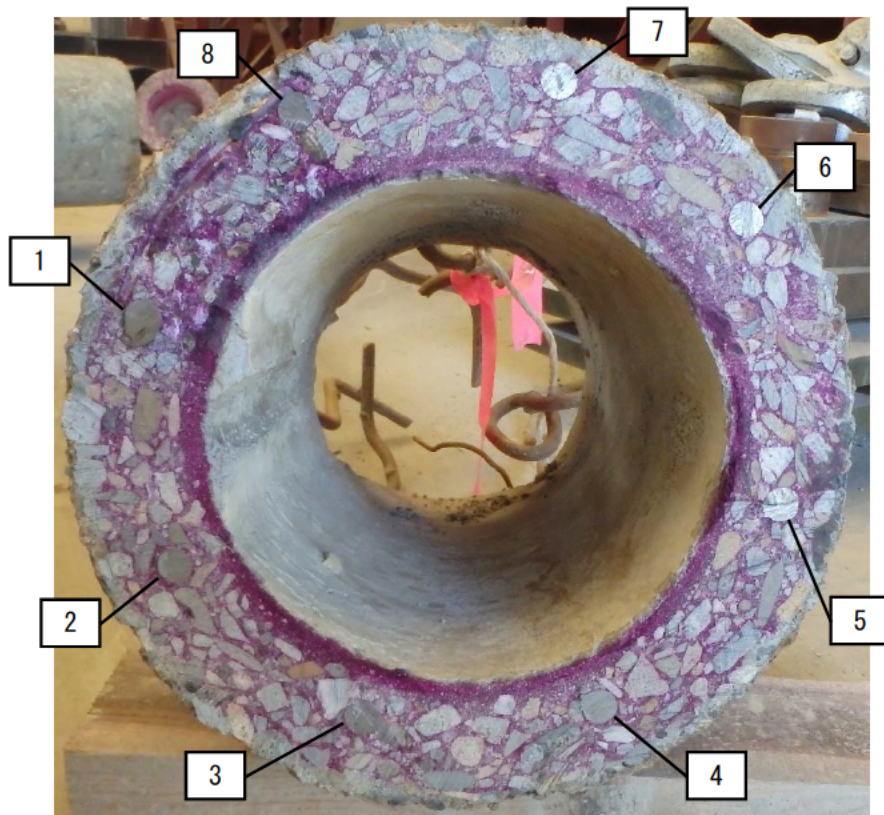


写真 4.3.10 中性化状況：No. 2-切断位置①（採用；上側）

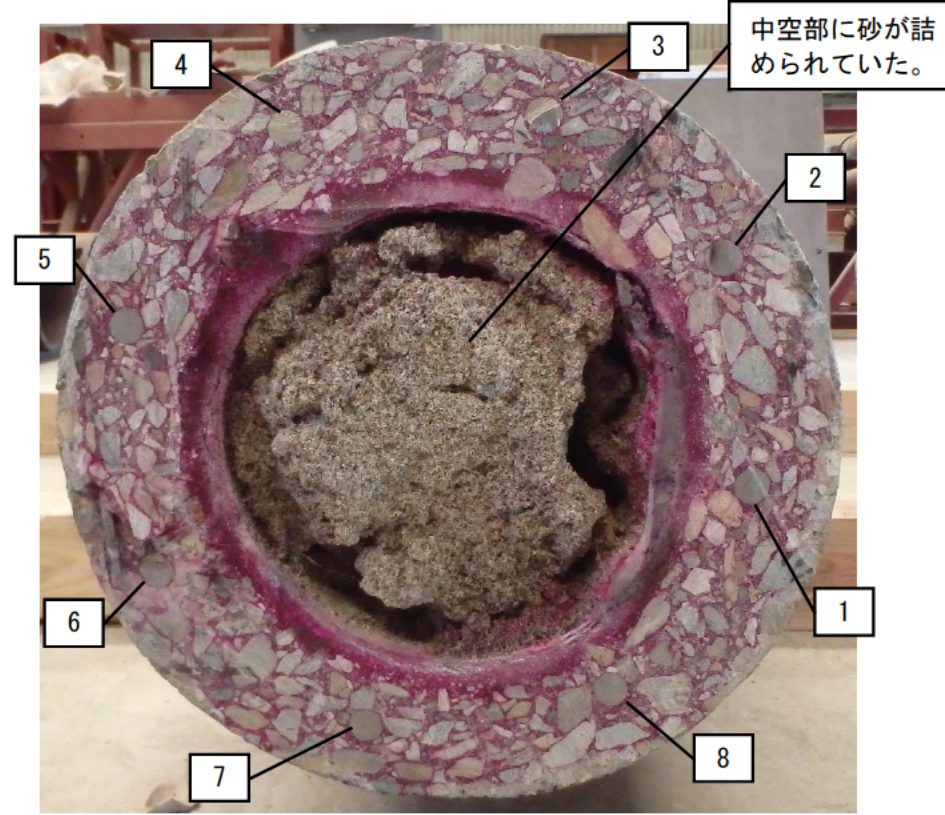


写真 4.3.12 中性化状況：No. 2-切断位置③（採用；上側）



写真 4.3.14 中性化拡大：No. 2-切断位置④（採用；下側）

型枠の繋ぎ目部分のジャンカが原因

- ・図 4.3.11(b)の 8700mm から 9000mm の位置まで、肉眼でジャンカを確認した。また、8700mm より上側と杭断面における対象側（反対側）にジャンカは見られなかった。
- ・試験体の杭表面には、型枠（杭軸方向）の繋ぎ目がわかる凸状の膨らみまたはスジが杭頭から杭先端にかけて見られた。なお、軸方向鉄筋 No.3 は、型枠の繋ぎ目に添うような形で配置されていた。

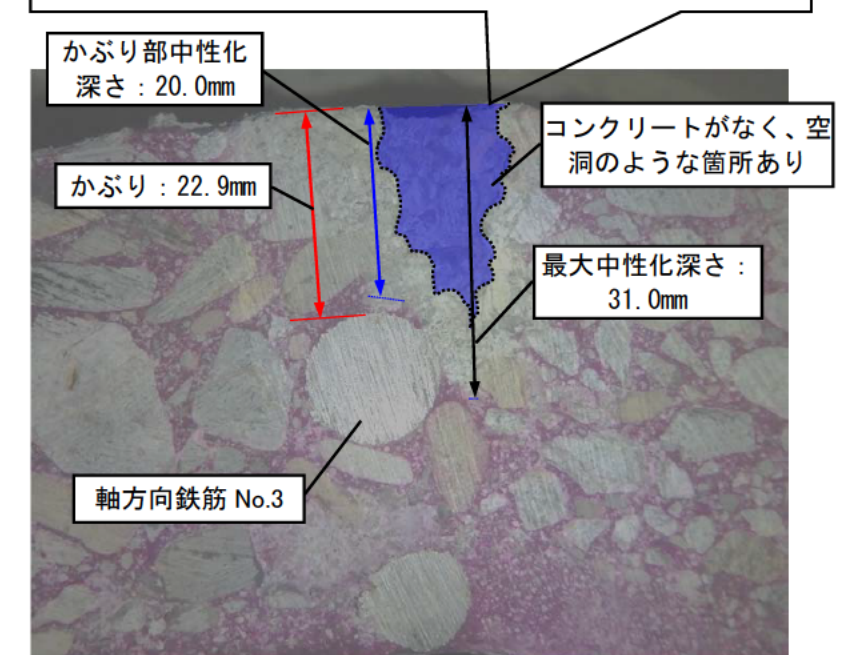


写真 4.3.15 中性化の詳細状況：No. 2-切断位置④（採用；下側）

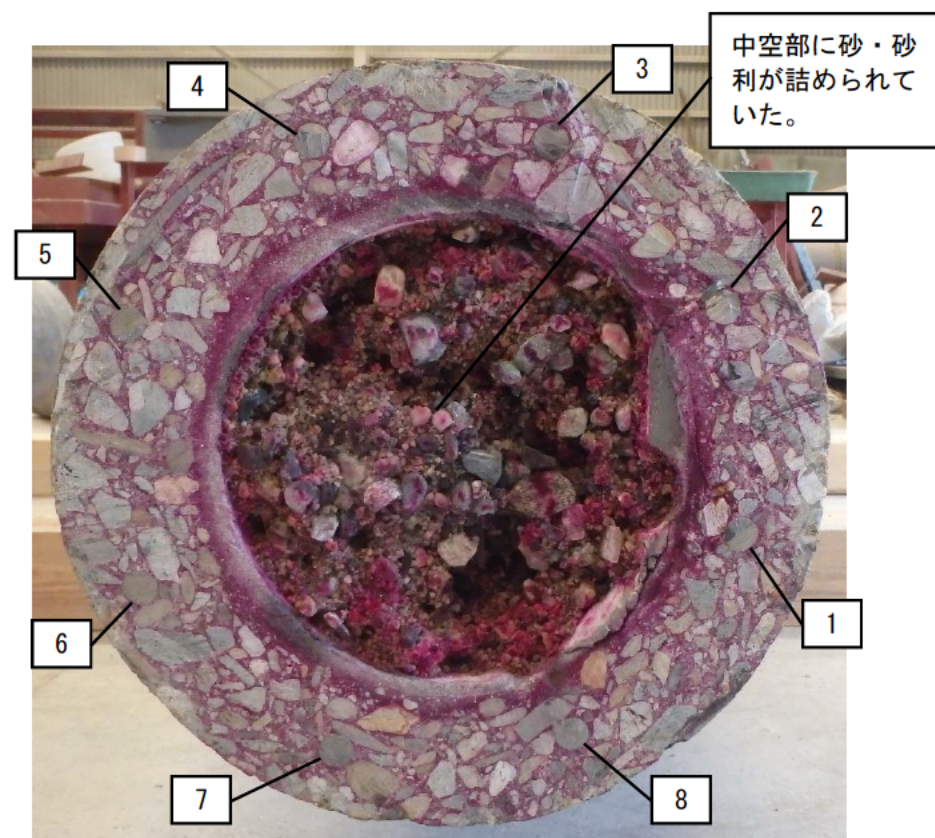


写真 4.3.11 中性化状況：No. 2-切断位置②（採用；上側）

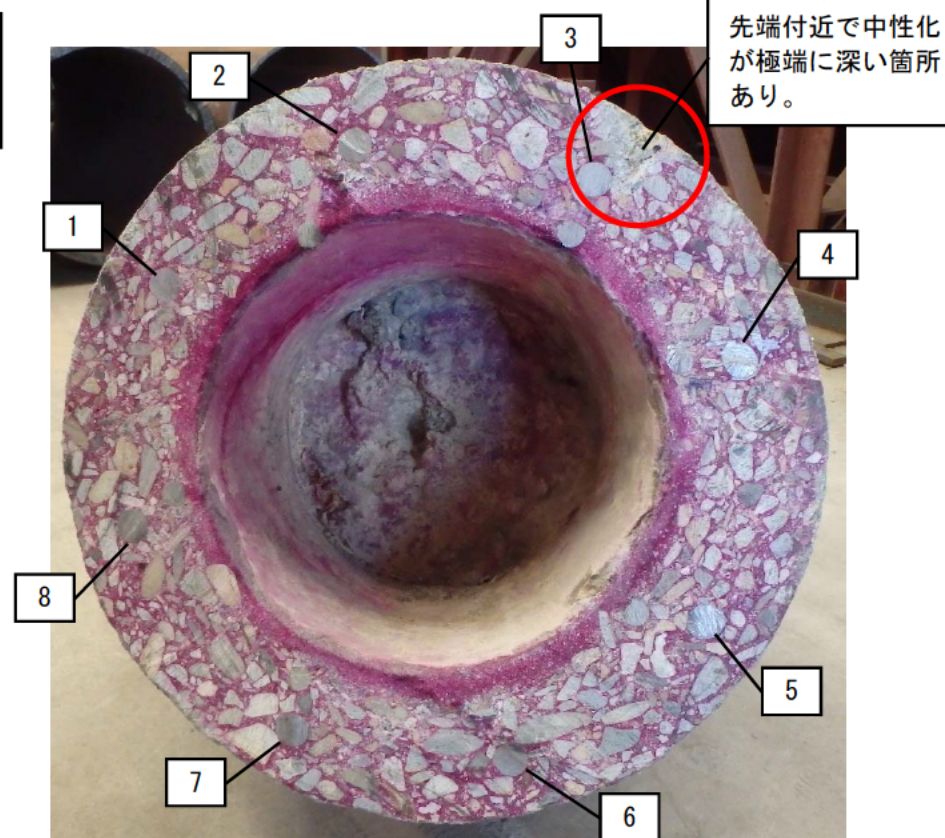
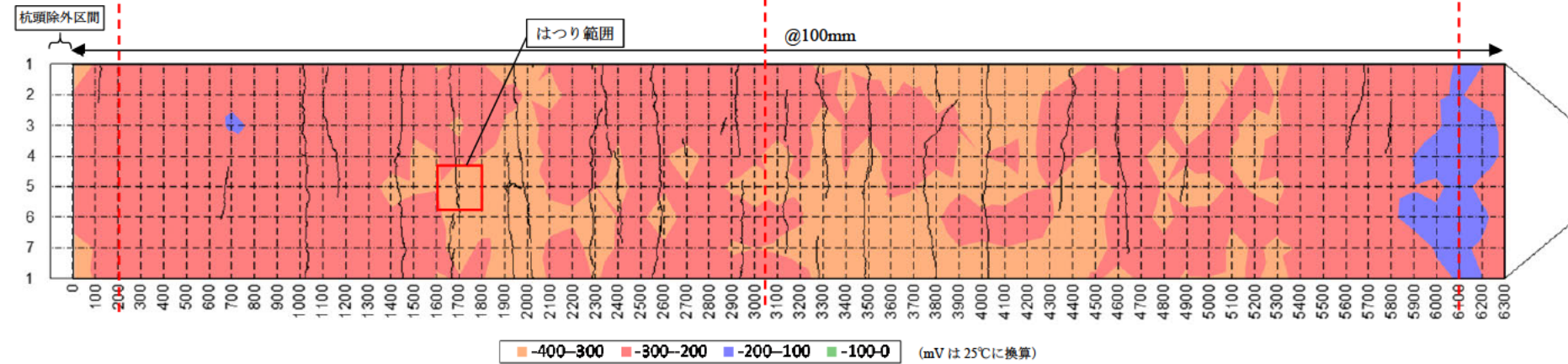


写真 4.3.13 中性化状況：No. 2-切断位置④（採用；下側）

3) 試験体 : No.3



(a) No.3 杭体写真



(b) No.3 ひび割れ図および自然電位測定結果

図 4.3.12 切断位置 : No. 3

表 4.3.6 中性化深さ測定結果 : No. 3

No. 3 の切断位置 ①杭頭部は、ひび割れを回避した図 4.3.12(b)の200mm付近を切断 ②中央位置は、ひび割れを回避した図 4.3.12(b)の3050mm付近を切断 ③杭先端付近は、図4.3.12(b)の 6100mm付近を切断	切断位置	①			②			③		
	測定(採用)側	上側			上側			下側		
	軸方向鉄筋 No.	中性化深さ		軸方向鉄筋 かぶり	中性化深さ		軸方向鉄筋 かぶり	中性化深さ		軸方向鉄筋 かぶり
		外面 (mm)	中空部 (mm)	規格:25mm (mm)	外面 (mm)	中空部 (mm)	規格:25mm (mm)	外面 (mm)	中空部 (mm)	規格:25mm (mm)
	1	1.3	0.0	19.9	0.0	0.0	19.6	1.0	0.0	31.8
	1-2間	0.0	0.0	—	8.1	0.0	—	1.2	0.0	—
	2	0.0	0.0	22.1	7.8	0.0	26.5	0.9	0.0	35.3
	2-3間	0.0	0.0	—	0.0	0.0	—	0.5	0.0	—
	3	3.5	0.0	26.2	0.0	0.0	27.0	0.5	0.0	27.2
	3-4間	1.0	0.0	—	0.0	0.0	—	1.0	0.0	—
	4	0.0	0.0	27.3	0.0	0.0	25.9	0.5	0.0	26.5
	4-5間	0.7	0.0	—	0.0	0.0	—	0.0	0.0	—
	5	0.7	0.0	31.0	4.7	0.0	26.9	0.0	0.0	28.0
	5-6間	1.7	0.0	—	1.0	0.0	—	0.0	0.0	—
	6	0.0	0.0	27.3	0.0	0.0	28.6	0.0	0.0	30.0
	6-7間	1.0	0.0	—	0.0	0.0	—	0.9	0.0	—
	7	1.2	0.0	20.9	0.0	0.0	24.5	1.1	0.0	36.0
	7-1間	2.2	0.0	—	0.0	0.0	—	1.0	0.0	—
	平均	1.0	0.0	25.0	1.5	0.0	25.6	0.6	0.0	30.7
	最大	3.5	0.0	31.0	8.1	0.0	28.6	1.2	0.0	36.0
	最小	0.0	0.0	19.9	0.0	0.0	19.6	0.0	0.0	26.5

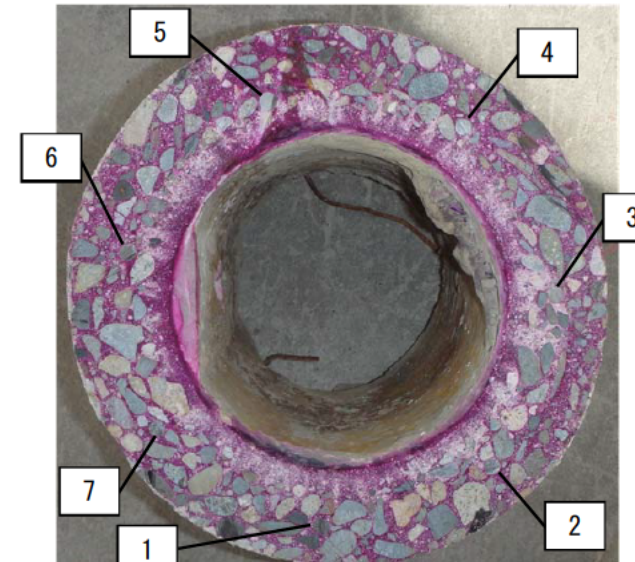


写真 4.3.16 中性化状況 : No. 3-切断位置① (採用 ; 上側)

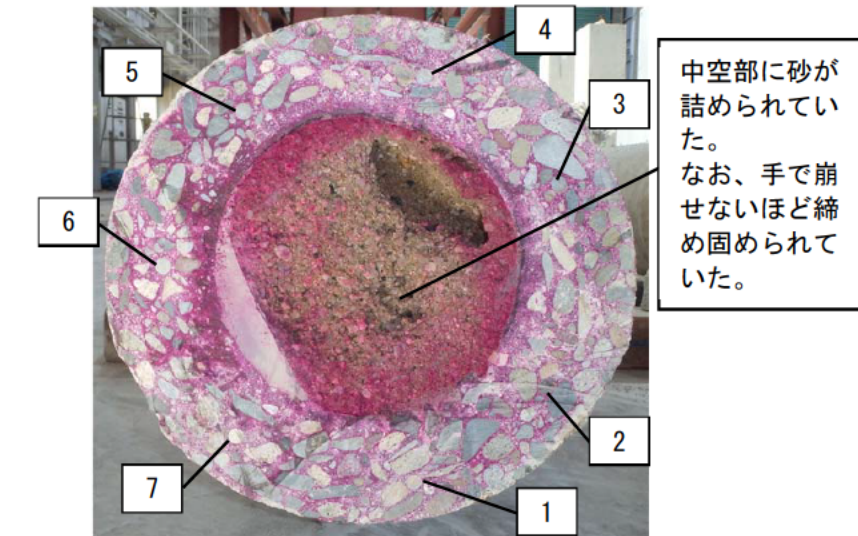


写真 4.3.17 中性化状況 : No. 3-切断位置② (採用 ; 上側)

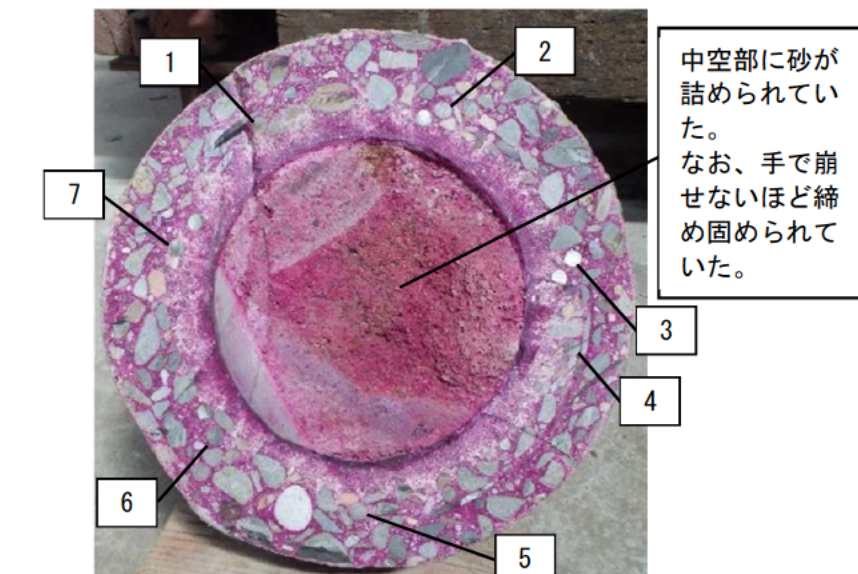


写真 4.3.18 中性化状況 : No. 3-切断位置③ (採用 ; 下側)

①No.1 の中性化状況について

- ・杭体の中間付近の中性化深さは 0.0mm～4.7mm、先端付近の中性化深さは 0.0mm～3.5mm で、地盤深度が深い位置にあった先端付近の方が、中性化深さが小さい結果となった。

②No.2 の中性化状況について

- ・杭体の杭頭付近の中性化深さは 6.2mm～12.1mm で、内側においても中性化が見られ、最大 2.5mm の中性化深さがあった。また、かぶりの平均 19.8mm に対し中性化深さ平均 9.6mm と、かぶりの厚さの約半分が中性化していた。
- ・杭体で最も自然電位の計測結果が低い位置での中性化深さは 0.0mm～10.3mm で、内側においても中性化が見られ、最大 4.4mm の中性化深さがあった。外側の中性化深さの平均は 2.1mm となっており、中性化深さが 10.3mm と一部分で中性化が集中した箇所が見られた。この付近の表面を調査したところ、コンクリート表面が削られたような跡があった。これは、打撃による貫入時に地盤中の突起物と接触により削れたものと推察された。運搬時の吊りワイヤの削れた跡付近では中性化が深くなっている傾向は見られなかった。これより、施工時に杭体表面が削れた場合、中性化の進行が速いことが分かった。
- ・杭体の中心付近の中性化深さは 0.0mm～9.6mm で、内側においても中性化が見られ、最大 5.8mm の中性化深さがあった。また、杭体で最も自然電位の計測結果が低い位置と同様に杭体表面で施工時の削れ跡付近で中性化が深い結果となった。
- ・杭体の先端付近の中性化深さは 0.0mm～20.0mm で、内側においても中性化が見られ、最大 2.7mm の中性化深さがあった。外側の中性化深さで 20.0mm と深い位置があり、軸方向鉄筋に達するほどの場所があった。コンクリートがなく、空洞のような箇所が見られ、図 4.3.11(b)の 8700mm から 9000mm の位置まで杭体軸方向に平行な巣が肉眼で確認できた。型枠（杭軸方向）の繋ぎ目と考えられる凸状の膨らみまたはスジが杭頭から杭先端にかけて見られた後に添って見られ、8700mm より上側と杭断面における対象側（反対側）には見られなかった。この原因として、杭製造時に型枠の継ぎ目からコンクリートのモルタルが漏れたことによってできたジャンカが原因と考えられる。ただし、中性化が軸方向鉄筋にまで達していたが、軸方向鉄筋に腐食は見られなかった。

③No.3 の中性化状況について

- ・杭体の杭頭付近の中性化深さは 0.0mm～3.5mm で、平均 1.0mm であった。
- ・杭体の中間付近の中性化深さは 0.0mm～8.1mm で、平均 1.5mm であった。外側の中性化深さにおいて、中性化深さが一部分で集中した箇所が見られた。この付近の表面を調査したところ、コンクリート表面が削られたような跡の付近でみられたことから、②と同様の傾向が見られた。
- ・杭体の先端付近の中性化深さは 0.0mm～1.2mm で、平均 0.6mm であった。

#### 4. 3. 5 調査結果の考察

橋梁の撤去の際の地中に埋設された既設杭を収集し、ひび割れと鋼材の腐食状況の調査した結果の考察を以下に示す。なお、既設杭は50年以上地中に埋設されたRC杭となる。

- No.1は杭周にわたるようなひび割れはみられず、調査対象区間において自然電位が $-100\sim-200\text{mV}$ と鋼材が腐食しにくい環境となっている。これは、河川内に埋設された杭であり、埋設期間中は水中に位置し、かつひび割れが少ないことから、杭体の鋼材が腐食しにくい環境となっていたと考えられる。
- No.2は茨城県内にあった橋梁の既設杭であり、撤去は2012年に実施されており、東北地方太平洋沖地震によって震災を受けた杭となる。また、No.2では、**図4.3.2**のひび割れ図をみると全体にわたって杭周にわたるひび割れが数多く見られ、No.3とNo.2を比較すると、No.2はNo.3よりもひび割れが多いことから、地震時の繰返し荷重による影響によって生じたひび割れが多く含まれていると推察される。
- No.2で最も自然電位が低い値を示したのは、**図4.3.5**の2300mm地点の軸方向鉄筋No.3、No.4付近で $-504\text{mV}$ となった。なお、ひび割れ図の**図4.3.2**での位置とはつり前の**写真4.3.2**と照らし合わせると、ひび割れ付近での測定結果となっている。また、ひび割れは、はつり前の**写真4.3.2**とはつり後の**写真4.3.3**をみると、スパイラル鉄筋に添うように入り、スパイラル鉄筋の位置まで達していた。鋼材の腐食状況については、錆はひび割れに添うようにスパイラル鉄筋および軸方向鉄筋の表面で生じている。ただし、錆はひび割れ付近のみで、そこより離れた位置に錆は生じていなかった。
- No.2では、最も自然電位が低い位置ではつりにより鋼材の腐食状況を観察した結果、ひび割れ付近で腐食を確認した。なお、ひび割れは埋設期間中いつ生じたものか不明であるが、打撃工法の施工時または地震により生じた可能性がある。なお、No.2は河川内に埋設された杭であり、埋設期間中は水中に位置していた。
- No.2は2012年に撤去され、2016年に本報告での調査を行っていること、みられた錆は鋼材表面のみで断面欠損するほどの錆ではなかったことから、撤去後の約4年の期間で生じた可能性がある。また、No.2と同じ撤去時のRC杭（同フーチング内にあった杭）について、載荷試験が行われた報告<sup>7)</sup>があり、耐力が低下したという記述はないことから、確認された錆は、たとえ56年の供用中に生じていたとしても杭の耐力に影響がないほどであったと考えられる。
- No.3は杭周にわたるひび割れがいくつか見られ、最も自然電位が低い値を示したのは、**図4.3.6**の1700mm地点の軸方向鉄筋No.5付近で $-391\text{mV}$ となった。なお、ひび割れ図の**図4.3.3**での位置と

はつり前の写真 4.3.5 と照らし合わせると、ひび割れ付近での測定結果となっている。また、ひび割れは、はつり前の写 4.3.5 とはつり後の写真 4.3.6 をみると、スパイラル鉄筋に添うように入り、スパイラル鉄筋の位置まで達していた。鋼材の腐食状況については、スパイラル鉄筋および軸方向鉄筋に腐食は生じていないことを確認した。

- No.3 でのひび割れは、白華現象（エフロレッセンス）がみられたことから、埋設される前か埋設されている期間中に発生したひび割れと考えられる。なお、ひび割れはいつ生じたものか不明であるが、打撃工法の施工時または地震により生じた可能性が高いことが推察される。なお、No.3 は鳥取県西部地震で震度 5 弱を経験していることがわかっているが被災したという報告はない。
- No.3 では、最も自然電位が低い位置ではつりにより鋼材の腐食状況を観察した結果、ひび割れが発生しているにも関わらず鋼材が腐食していないことを確認した。なお、ひび割れは埋設される前か埋設されている期間中に発生したひび割れと考えられ、No.3 は陸地に埋設された杭であり、埋設期間中は常に水中にある環境と異なる状況にも関わらず、鋼材が腐食していないことを確認した。

#### 4. 4 まとめ

本章では、橋梁の撤去の際の地中に埋設された既設杭を収集し、ひび割れと鋼材の腐食状況、コンクリートの中性化状況の調査を実施した。確認できたのはRC杭についてである。

鋼材の腐食状況の調査結果としては、ひび割れによって錆が見られたが、表面にとどまり、断面欠損になるほどの腐食は生じていなかった。なお、この表面の錆が供用中に生じたものか撤去後に生じたものかは不明である。コンクリートの中性化状況の調査としては、軸方向鉄筋にまで達する箇所もあったが、軸方向鉄筋に腐食は生じていなかった。現在、多く用いられているPHC杭(PC杭)については、調査ができなかったが、PHC杭はプレストレスが導入され、コンクリート強度は高強度の80N/mm<sup>2</sup>以上であることから、RC杭よりも鋼材の腐食やコンクリートの中性化の影響は軽微であると考えられる。

今後の調査として、異なる環境条件での既設杭や、地中部に埋設された状態での既設杭の調査を行い、データの蓄積を行っていきたい。

#### 【参考文献】

- 1) 渡邊徹、長尾俊昌、真島正人、小林英雄：既存コンクリート杭の耐久性調査，第38回地盤工学研究発表会，pp1535-1536，2003.7
- 2) 藤田超司、堀富博、杉本裕志、坂口謙吾：PCパイルを含む既存基礎の再利用（その1）構造計画の事例，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp569-570，2004.7
- 3) 杉本裕志、桂豊、濱明広、荒木隆：PCパイルを含む既存基礎の再利用（その2）既存PCパイルの性能検証，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp571-572，2004.7
- 4) 大即信明、浜田秀則、原茂雅光：鉄筋およびプレストレスコンクリートパイルの耐海水性（材令10年結果報告），港湾技研資料，No.605，1988.
- 5) 小寺満、土田伸治、宮川豊章、鳥取誠一：鉄筋コンクリートのひび割れと鉄筋の腐食に関する長期暴露試験—塩沢雪試験場における暴露実験—，コンクリート工学，Vol.35，No.2，pp.9-17，1997
- 6) 独立行政法人土木研究所，日本構造物診断技術協会：共同研究報告書第357号，自然電位法による鉄筋腐食診断技術に関する共同研究報告書，2007.1.
- 7) 鬼木浩二、岡田太賀雄、河野哲也、末崎将司、星隈順一：既設橋梁から撤去した既製RC杭を用いた耐震性能に関する実験的研究，第18回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2015.7.



## 5. 杭列数の違いを考慮した部分係数設定のための基礎的な検討

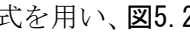
### 5.1 概説

地震動の評価には依然として非常に大きな不確定性が介在することは避けられず、橋梁構造が設計地震動以上の地震力を受け、損傷を受ける可能性はゼロではない。当然、設計時には様々な安全側の配慮がなされており、設計地震力を超える作用を受けても直ちに倒壊などの重大な被害が生じることはない。一方で、2011年東北地方太平洋沖地震の後、ある特定の地震動や津波に対して構造物の安全性を満足させることに加えて、それ以上の作用を受けたとしても過酷事故に至るような事態を回避する、「危機耐性 (anti-catastrophe)」の性能を確保することが提案されている。また、設計基準力以上の地震や津波による作用を受けて橋梁構造に機能低下が生じたときにも、道路や鉄道ネットワークが早期に復旧できる能力を有するように、「レジリエンス (resilience)」を考慮した構造設計の必要性も指摘されている。

危機耐性やレジリエンスを有する橋梁構造の設計法の開発は途上であり、今後も様々な観点から検討される必要はあるが、両者に共通しているのは、安全性を確保するために設定された設計上の終局限界状態を超える応答が生じたとしても、即座に倒壊などの重大な事態に陥らないようにする配慮を求めていると言える。このような配慮の例は、リダンダンシーやロバスト性の確保であるが、従来、構造設計においてそれらが陽に考慮されることはなかった。このため、例えば静定構造の単柱式橋脚と不静定構造のラーメン橋脚について、設計地震動に対する安全性照査を満足した場合には、両者は同じ耐震信頼性を有していると評価されることになる。しかし、本来は、倒壊につながる限界の状態に対しては、ラーメン橋脚の方が高い信頼性を有していると期待される。本稿では、リダンダンシーに着目し、橋梁杭基礎を対象として、この倒壊につながる限界状態に対する余裕度の違いを陽に考慮した耐震設計法についての基礎検討を行った結果を報告する。

### 5.2 解析対象橋梁

本検討では、標準的な連続鉄桁橋の中間RC橋脚とこれを支持する杭基礎を解析対象橋梁とした。杭は場所打ち杭であり、RC橋脚は、平成8年道路橋示方書の規定を満足している。本検討では、場所打ち杭基礎のプッシュオーバー解析および地震時動的解析におけるリダンダンシーの評価を目的としているため、橋脚は線形挙動するようにモデル化し、支承条件は固定とした。設計振動単位は1径間分の上部構造とそれを支持する1基の橋脚と見なせる場合を想定した。

上部構造およびRC橋脚は、上部構造重量 $W_u=633.0(\text{tf})$ の橋梁(以下、橋脚1と略す)を準備した。場所打ち杭基礎については、選択した地盤モデルのもとで試設計した。その杭基礎の試設計にはプッシュオーバー解析の荷重漸増荷方式を用い、図5.2.1に示す多質点系骨組みモデルにおいて、フーチング底面底版位置に対して、上部構造、RC橋脚およびフーチングの慣性力に相当する水平力およびモーメントを道路橋示方書で定義される杭基礎の降伏点に達するまで漸増して作用させた。その杭基礎の降伏点とは、道路橋示方書において、以下の2つが定義されている。①全ての杭

において杭体が降伏する、②1列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。この条件下において、降伏震度の値を調整しながら杭基礎を試設計した。なお、本検討では、杭体は線形挙動するようにモデル化しており、降伏の定義が混合しないよう、②を杭基礎系全体の降伏と定義した。また、地盤モデルの水平地盤反力度の上限値を表5.2.1に示す。

### 5.3 本検討で用いるリダンダンシー評価

#### 5.3.1 限界状態

ここでは、杭基礎の終局限界状態を考慮してリダンダンシーの評価を行う。本検討では、杭基礎の「降伏状態」および「終局状態」を限界状態として考慮する。「降伏状態」は、上部構造位置での水平変位が急増する点とされている。その目安として、道路橋示方書においては一列の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する状態を「降伏状態」の一つとしている。本検討においても、一列の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する状態を「降伏状態」と定義する。

「終局状態」は、基礎天端での応答回転角が0.02radとなる状態と定義した。この許容回転角(0.02rad)は、道路橋示方書において、橋脚基礎に対して復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の回転角とされている。杭列数が少ない橋梁の基礎は、比較的回転が生じやすいと考えられるため、同じ降伏震度の杭基礎であったとしても、4列杭より2列杭の方が地震動作用時に終局状態に至りやすいことが予想される。

#### 5.3.2 リダンダンシーの定量化

本検討では確定論的および確率論的アプローチ、レベル2設計法の3つの考え方を踏まえた耐震設計式における部分係数を杭列数が違う杭基礎で比較することで、杭列数の違いによるリダンダンシー評価を行う。

##### a) 確定論的リダンダンシー評価

確定論的リダンダンシー評価は以下の式により評価する。

$$R = \frac{P_{終}}{P_{降}} \quad (5.3.1)$$

ここに、 $R$ ：降伏状態と崩壊状態の比による確定論的に評価したリダンダンシー係数、 $P_{終}$ ：プッシュオーバー解析において終局状態に達した際に上部工位置に作用する水平荷重(終局荷重)、 $P_{降}$ ：プッシュオーバー解析において降伏状態に達した際に上部工位置に作用する荷重(降伏荷重)である。

以上の式を用いて、解析対象とする橋梁杭基礎の確定論的評価を行う。用いる杭基礎は、杭列によらず降伏震度が同じ値になるように設計を行っているため、現行の設計において設計基準を満たし、等しく評価される構造物のリダンダンシーの差異を定量的に評価することになる。

##### b) 確率論的リダンダンシー評価

確率論的リダンダンシー評価は次式によって評価する。

$$P_f = P(Z < 0 | E) \quad Z = \frac{R}{S} - 1 \quad (5.3.2)$$

ここに、 $P_f$ ：設定地震動 $E$ 発生条件下での、終局状態に関する破壊確率(以下、終局確率)、 $R$ ：終局状態における基礎天端の回転角、 $S$ ：動的解析における基礎天端の最大応答回転角、 $Z$ ：限界状態関数である。

上式を用いて解析対象とする橋梁杭基礎の終局限界状態の到達確率を算出して確率論的評価を行う。前述の通り、用いる橋梁杭基礎は、杭列数によらず降伏震度が同じ値になるように設計を行っているため、降伏状態に対する損傷確率は同じ外力が作用した場合には大差ない結果となる。しかしリダンダンシーの差異により、降伏状態を超えた先の終局状態における損傷確率には違いが現れる。

## 5.4 解析モデル

### 5.4.1 杭軸方向の地盤抵抗特性のモデル化

#### 5.4.1.1 杭の軸方向バネ定数

以下に示す2式を用いて、杭の軸方向バネ定数の算定を行った。リダンダンシーの解析に加えて、これらの式による解析結果の違いについて比較を行う。

##### a) 平成24年度道路橋示方書における現行の推定式(以下、従来推定式)

場所打ち杭の軸方向バネ定数 $K_v$ の算定に式(5.4.1)を用い、それを「従来推定式」と呼ぶこととする。式(5.4.1)は平成24年度道路橋示方書における現行の設計における推定式である。これは、杭の軸方向挙動の可逆性が概ね保証される弾性限界状態に着目して導かれたものである。

$$K_v = (0.031 \frac{L}{d_p} - 0.15) \cdot \frac{E_p A_p}{L} \quad (5.4.1)$$

ここに、 $L$ ：杭長、 $d_p$ ：杭径、 $E_p$ ：杭体のヤング係数、 $A_p$ ：杭体の純断面積である。

##### b) 信頼性に基づき新たに提案する推定式(以下、新推定式)

場所打ち杭の軸方向バネ定数 $K_v$ の算定に式(5.4.2)を用い、ここではそれを「新推定式」と呼ぶこととする。杭体変形と杭先端変位に寄与する項を分離し、先端地盤の影響を評価できる書式に見直し、載荷試験データから求められる軸方向バネ定数を精度よく推定できるように杭工法・杭先端地盤の種類に応じた係数が設定されている。式(5.4)～式(5.7)により軸方向バネ定数 $K_v$ を算定する。

$$K_v = \frac{1}{\frac{L}{2E_p A_p} (1 + \gamma_y - \zeta) + \xi \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_v}} \quad (5.4.2)$$

$$k_v = \alpha_v E_0 B_v^{-1} \quad (5.4.3)$$

$$\gamma_y = 0.62 \gamma_{10} \quad (5.4.4)$$

$$\gamma_{10} = \frac{R_p}{R_u} \quad (5.4.5)$$

ここに、 $L$ ：杭長、 $E_p$ ：杭のヤング係数、 $A_p$ ：杭の純断面積、 $D_p$ ：杭先端の径、 $k_v$ ：基準変位量に

対する杭先端の鉛直方向地盤反力係数、 $E_0$ ：基準変形係数、 $\alpha_v$ ： $E_0$ から $k_v$ に換算する係数(=1.0)、 $B_v$ ：換算載荷幅( $B_v = D_p$ )、 $\gamma_y$ ：降伏支持力に達したときの杭頭に作用する荷重の杭先端への伝達率の推定値( $0 \leq \gamma_y \leq 1$ )、 $\gamma_{10}$ ：極限支持力に達したときの杭頭に作用する荷重の杭先端への伝達率の推定値、 $R_p$ ：支持力推定式により求まる杭先端支持力、 $R_u$ ：支持力推定式により求まる杭の極限支持力、 $\zeta$ ：杭体収縮量算出のための補正係数(=0.19)、 $\zeta$ ：杭の先端変位量算出のための補正係数(砂質土の場合は0.26、粘性土の場合は0.18)である。

#### 5.4.1.2 杭の軸方向押し込み支持力の上限值

杭の軸方向押し込み支持力の上限值  $R_u$  は、道路橋示方書の規定を参考に、式(5.4.6)により算出される値を用いる。

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i \quad (5.4.6)$$

ここに、 $q_d$ ：杭先端における単位面積あたりの極限支持力度、 $A$ ：杭先端面積、 $U$ ：杭の周長、 $L_i$ ：周面摩擦力を考慮する  $i$  層の層厚、 $f_i$ ： $i$  層の最大周面摩擦力度である。なお、確率論的な取り扱いを行う必要から、道路橋示方書に規定されるような杭先端の極限支持力および周面摩擦力度の上限値は設けていない。

#### 5.4.1.3 杭の軸方向引抜き支持力の上限值

杭の軸方向引抜き支持力の上限値は、地盤から決まる杭の極限引抜き力  $P_U + W_p$  と杭の引張耐力  $P_{PU}$  のうち、いずれか小さい値を上限值  $P_{tu}$  として与えた。杭の引抜き支持力の上限值  $P_{tu}$  に関しては、道路橋示方書の規定を参考に、式(5.4.7)～式(5.4.9)で算定される値を用いる。

$$P_{tu} = \min(P_U + W_p, P_{PU}) \quad (5.4.7)$$

$$P_U = U \sum l_i N_{fi} \quad (5.4.8)$$

$$P_{PU} = \sigma_{py} A_{ps} \quad (5.4.9)$$

ここに、 $W_p$ ：杭および杭内部の土の有効重量、 $\sigma_{py}$ ：杭体の軸方向鉄筋の降伏強度、 $A_{ps}$ ：杭体の軸方向鉄筋の総断面積である。

以上のスケルトンカーブに対し、履歴則としては完全弾塑性型を与えた。図5.2.1に用いた杭基礎—地盤間の鉛直方向(杭軸方向)抵抗特性(非対称型バイリニアモデル)を示した。

### 5.4.2 杭軸直角方向の地盤抵抗特性のモデル化

#### 5.4.2.1 水平地盤反力係数

杭軸直角方向の抵抗特性は、水平方向地盤反力係数と水平地盤反力度の上限值により表される完全弾塑性型とした。その際、以下に示す2式を用いて、水平地盤反力係数の算定を行った。リダンダンシーの解析に加えて、これらの式による解析結果の違いについて比較を行う。

a) 平成24年度道路橋示方書における現行の推定式（以下、従来推定式）

地震時水平地盤反力係数  $k_{HE}$  の算定に式(5.4.10)を用い、それを「従来推定式」と呼ぶこととする。式(5.12)における係数  $\eta_k$ 、 $\alpha_k$  は、確定的に扱い、表 5.4.1 に示す値を用いることとした。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_h \quad (5.4.10)$$

$$k_h = k_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (5.4.11)$$

$$B_H = \sqrt{\frac{D_H}{\beta}} \quad (5.4.12)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D_H}{4EI}} \quad (5.4.13)$$

ここに、 $k_{H0}$ ：直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験値に相当する水平方向地盤反力係数、 $\alpha_k$ ：表 5.4.1 に示す単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数、 $\eta_k$ ：表 5.4.1 に示す群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数、 $D_H$ ：荷重作用方向に直交する杭基礎の載荷幅、 $EI$ ：杭の曲げ剛性である。

#### b) 信頼性に基づき新たに提案する推定式（以下、新推定式）

地震時水平地盤反力係数  $k_h$  の算定に式(5.4.14)を用い、それを「新推定式」と呼ぶこととする。式(5.4.15)、式(5.4.16)は、標準貫入試験により地盤調査を行った場合における変形係数  $E_0$  の推定式である。式(5.4.15)は粘性土、式(5.4.16)は砂質土における推定式である。

$$k_h = \alpha_H E_0 B_H^{-1} \quad (5.4.14)$$

$$E_0 = 4000N^{1/2} \quad (5.4.15)$$

$$E_0 = 2700N^{3/4} \quad (5.4.16)$$

ここに、 $E_0$ ：変形係数、 $\alpha_H$ ： $E_0$  から  $k_h$  に換算する係数 ( $\alpha_H = 2.6$ )、 $B_H$ ：換算載荷幅 ( $B_H = D$ )、 $D$ ：杭径、 $E_0$ ：基準変形係数 (軸ひずみ 1% 相当)、 $N$ ：標準貫入試験の  $N$  値である。

#### 5.4.2.2 水平地盤反力度の上限値

水平地盤反力度の上限値  $p_{HU}$  は、道路橋示方書の規定を参考に、式(5.4.17)により算出される値を用いる。

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \quad (5.4.17)$$

ここに  $p_U$ ：受働土圧強度、 $\alpha_p$ ：表 5.4.1 に示す単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数、 $\eta_p$ ：表 5.4.1 に示す群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数である。ただし、砂質地盤における中央杭の水平地盤反力度の上限値  $p_{HU}$  は、式(5.4.17)により算出される値の 1/2 を用いている。

なお、フーチング前面地盤の取扱については、長期的に安定して存在しており、良質で設計上

水平抵抗を期待できるような場合には、その地盤反力を考慮できると考えられるが、特定の橋梁架設地点や地盤条件を対象としていないため、全ての地盤モデルにおいて、フーチング前面地盤の抵抗を無視することとした。

#### 5.4.3 考慮する不確定性の一覧

確率論的手法により解析を行う際に、モンテカルロ・シミュレーション法(MCS)を用いる。その際、杭基礎―地盤間の杭軸方向および杭軸直角方向の抵抗特性には、大きな推定誤差が含まれている。本検討で用いる確率変数と統計量を表 5.4.2、表 5.4.3 に示す。表 5.4.2 は、従来推定式に対して得られる統計量であり、表 5.4.3 は、新推定式に対して得られる統計量である。信頼性の評価などを行う際は、材料強度に関する確率変数は正規分布、推定式に関する確率変数は対数正規分布として扱った。

#### 5.4.4 入力地震動

先に示した解析対象橋梁杭基礎に対して提案手法を用いた信頼性評価を試みる際には、地震動の生起確率を考慮せずに、与えられた地震動による橋梁杭基礎の応答値を用いて各種計算を行い、各検討ケースにおいて比較検討する事とした。入力地震動の 1 つに設計地震動として、道路橋示法書に規定されるレベル 2 地震動のうち Type II 地震動を選定した。用いる解析対象橋梁の杭基礎は、表 5.4.4、表 5.4.5 に示すように各杭列および降伏震度による固有周期はそれぞれ異なっているが、1 次固有周期における標準加速度応答スペクトルが同程度の値が代入される、つまり杭列によらず橋梁杭基礎に対して同程度の外力が作用するように、Ⅲ種地盤における Type II 地震動を入力地震動として用いることとした。

また、用いる橋梁杭基礎は現行の耐震設計を満たすように設計されているため、設計地震動を入力地震動として用いた動的解析を行った場合には、ほとんどの試行において終局状態に達さないことが推測される。そのため、入力地震動として設計地震動以外に、設計地震動の加速度を 1.5 倍にした地震動を与えることとした。図 5.4.1 および図 5.4.2 に、使用するⅢ種地盤における Type II 地震動の時刻歴波形と標準加速度応答スペクトルを示した。

### 5.5 解析対象橋梁杭基礎のリダンダンシー評価

#### 5.5.1 確定論的手法(プッシュオーバー解析)による統計

確定論的手法によるリダンダンシー評価は、以下の手順により行う。

i) 解析対象橋梁杭基礎に対して、プッシュオーバー解析を行い、降伏状態において上部工位置に作用する荷重(降伏荷重)、終局状態における上部工位置に作用する荷重(終局荷重)を求める。

ii) プッシュオーバー解析により得られた降伏荷重および終局荷重を用いて、以下の式からそれぞれ解析対象橋梁杭基礎の確定論的リダンダンシーの評価を行う。

$$R = \frac{P_{終}}{P_{降}} \quad (5.5.1)$$

ここに、 $R$ ：降伏状態と終局状態の比による確定論的に評価したリダンダンシー係数、 $P_{終}$ ：プッシュオーバー解析において終局状態に達した際に上部工位置に作用する水平荷重(終局荷重)、 $P_{降}$ ：プッシュオーバー解析において降伏状態に達した際に上部工位置に作用する荷重(降伏荷重)である。

式(5.5.1)により算出されるリダンダンシー係数 $R$ は降伏状態および終局状態における荷重の比を表しており、値が大きいほど降伏状態から終局状態に至るまでに余裕があるといえる。つまり、リダンダンシー係数 $R$ が大きければ大きいほど、静的解析上でのリダンダンシーは大きいといえる。

以上の手順に従い、式(5.5.1)を用いてリダンダンシー係数 $R$ を計算した結果を表5.5.1および表5.5.2に示す。また、荷重漸増解析により得られた上部工位置における水平荷重－変位関係を図5.5.1に示す。また、上部工位置における水平荷重－変位関係の推定式による違いの比較を図5.5.2に示す。

表5.5.1、表5.5.2をみると、杭列数の多い橋梁の方が終局荷重・リダンダンシー係数 $R$ が大きくなっており、リダンダンシーに優れた構造であると評価できる。また、図5.5.1をみると、2列杭は特に降伏後の剛性・荷重増分が小さく、リダンダンシーに乏しい構造であるといえる。杭列数が多くなると降伏後の剛性・荷重増分が大きくなり、それに伴ってリダンダンシーも大きくなる。また、上部工位置の水平変位が大きくなれば大きくなるほど、杭列数によるリダンダンシーの差が大きくなるのが分かる。

また、推定式の違いによる解析結果の比較について考察する。表5.5.1、表5.5.2をみると、従来推定式よりも新推定式を用いた場合の方がリダンダンシー係数 $R$ が大きくなっている。それは、新推定式により再計算をした際、降伏荷重が小さくなったからだと考えられる。そのため、降伏荷重と終局荷重の差が大きくなり、リダンダンシー係数 $R$ が大きくなったと考察できる。また、図5.5.2をみると、4列杭は推定式による違いがあまりないが、2列杭は新推定式を用いた場合の方が初期の剛性がやや大きくなるのが分かる。それは、新推定式における鉛直ばねの剛性 $K_v$ は、主に杭径などの諸元により大きく影響を受けるため、杭一本あたりの径が大きい2列杭が強く影響を受けたと考えられる。

以上により、解析対象とする橋梁杭基礎は杭列数が増えるほど冗長性に優れた構造となることが確定論的手法から確認された。

## 5.5.2 確率論的手法(動的解析)による統計

確率論的手法によるリダンダンシー評価は、以下のように行う。図5.2.1に示す動的解析モデルにおいて、杭軸方向および杭軸直角方向の各バネ値にばらつきを与えてMCS法を行い、得られた構造物の基礎天端における最大応答回転角と許容回転角(0.02rad)を比較して、終局状態における破壊確率 $P_f$ を式(5.3.2)により算出する。

各杭列における降伏震度を合わせているため、降伏状態を考慮した場合の損傷確率には差が出ない構造物でも、終局状態までのリダンダンシーの程度の差により、終局確率には差が出るものと思われる。動的解析で用いる入力地震動は、Type2-3-1の地震動およびType2-3-1の地震加速度を1.5倍とした地震動を用いた、また、MCS法を行う際の水平地盤バネ定数の推定法は表5.4.2、表

5.4.3に示す水平載荷試験より推定した値を用いた。以上の解析条件のもとで、各杭列における橋梁杭基礎に対する動的解析を行い、破壊確率を算出した。

Type2-3-1の地震動を作用させた際の破壊確率 $P_f$ の値を表5.5.3、表5.5.4に、その分布を図5.5.3に示す。Type2-3-1の1.5倍の地震動を作用させた際の破壊確率 $P_f$ の値を表5.5.5、表5.5.6に、その分布を図5.5.4に示す。Type2-3-1の地震動を作用させた際の基礎天端における応答回転角に関する確率密度関数を図5.5.5に、その推定式による違いの比較を図5.5.6に示す。Type2-3-1の1.5倍の地震動を作用させた際の基礎天端における応答回転角に関する確率密度関数を図5.5.7に、その推定式による違いの比較を図5.5.8に示す。

表5.5.3、表5.5.4および図5.5.3をみると、Type2-3-1の地震動を作用させた際は、各杭列数における破壊確率は小さく、地盤抵抗特性に対して特に小さい乱数が入力された場合のみに終局することが分かる。一方、表5.5.5、表5.5.6および図5.5.4をみると、Type2-3-1の1.5倍の地震動を作用させた際は、特に2列杭の場合における破壊確率が大きくなっている。この結果から、杭列数が少ない場合、強い地震動を入力した際に、基礎天端の応答回転角が大きくなりやすいといえる。また、図5.5.5をみると、Type2-3-1の地震動を作用させた際の基礎天端における応答回転角は、杭列数が大きくなるほど平均値・ばらつきが小さくなることが分かる。図5.5.7をみると、Type2-3-1の1.5倍の地震動を作用させた際の基礎天端における応答回転角は、分布形状から、よりばらつきの影響を受けやすいことが分かる。

また、推定式の違いによる解析結果の比較について考察する。図5.5.6、図5.5.8をみると、従来推定式よりも新推定式を用いた場合の方が応答回転角の確率密度関数は平均値・ばらつきが小さくなっていることが分かる。この理由は、新推定式は従来推定式を用いる場合よりも、水平地盤反力係数に与える乱数の変動係数が小さいからだと考えられる。

以上により、杭列数が増えるほど、破壊確率が小さくなっていることが確認され、確率論的にリダンダンシーに差があることが確認された。



表 5.2.1 地盤モデル

	地盤の種類	層厚(m)	水平地盤反力度の上限値			
			橋軸方向		橋軸直角方向	
			$P_{Hu}(\text{tf/m}^2)$		$P_{Hu}(\text{tf/m}^2)$	
			1 列目	2 列目以降	1 列目	2 列目以降
第 1 層	粘性土	2.50	15.89	15.89	15.89	15.89
			18.89	18.89	18.89	18.89
第 2 層	砂質土	4.00	50.85	25.42	50.85	25.42
			75.54	37.77	75.54	37.77
第 3 層	粘性土	3.50	23.69	23.69	23.69	23.69
			27.89	27.89	27.89	27.89
第 4 層	砂質土	3.50	112.18	56.09	112.18	56.09
			143.36	71.68	143.36	71.68
第 5 層	砂質土	1.40	245.24	122.62	245.24	122.62
			266.58	133.29	266.58	133.29

注)フーチング底面までの土被りは 2.7m である。

表 5.4.1 適合性が得られた係数  $\alpha_p$ 、 $\alpha_k$ <sup>3,6)</sup>

	$\alpha_p$	$\alpha_k$	$\eta_k$	$\eta_p$
砂質地盤	1.5	3.0	2/3	$\eta_p \alpha_p =$ 杭載荷直角方向の 杭の中心間隔/杭径( $\leq \alpha_p$ )
粘性土地盤	1.5	1.5	2/3	1.0

表 5.4.2 モデル誤差に関する統計量 (従来推定式)

		特性値	平均 $\nu$	変動係数 COV
杭の軸方向 ばね定数	場所打ち工法	$K_v$	1.14	0.60
水平地盤ばね定数	水平載荷試験から推定した場合	$k_h$	1.00	0.25
	地盤の変形係数を直接的に推定した場合		1.00	0.45
	N 値から推定した場合 (砂質土 $N \geq 5$ )		1.00	0.60
	N 値から推定した場合 (粘性土 $N \geq 5$ )		1.00	0.70
	N 値から推定した場合 ( $N < 5$ )		1.00	1.00

表 5.4.3 モデル誤差に関する統計量 (新推定式)

		特性値	平均 $\nu$	変動係数 COV
杭の軸方向 ばね定数	場所打ち工法	$K_v$	1.11	0.58
水平地盤ばね定数	粘性土(標準貫入試験)	$k_h$	1.00	0.47
	砂質土(標準貫入試験)		1.00	0.41

表 5.4.4 杭基礎の降伏震度および固有周期(従来推定式)

杭列数	杭基礎の降伏震度	固有周期(s)
2×3	0.664	0.723
3×3	0.664	0.602
4×3	0.664	0.529

表 5.4.5 杭基礎の降伏震度および固有周期(新推定式)

杭列数	杭基礎の降伏震度	固有周期(s)
2×3	0.634	0.656
3×3	0.647	0.559
4×3	0.658	0.501

表 5.5.1 確定論的リダンダンシー評価(従来推定式)

杭列数	降伏震度	$P_{降}$	$P_{終}$	$R = \frac{P_{終}}{P_{降}}$
2列	0.664	420.3	507.7	1.208
3列	0.664	420.3	545.6	1.298
4列	0.664	420.3	560.2	1.333

表 5.5.2 確定論的リダンダンシー評価(新推定式)

杭列数	降伏震度	$P_{降}$	$P_{終}$	$R = \frac{P_{終}}{P_{降}}$
2列	0.634	401.3	502.6	1.252
3列	0.647	409.6	542.5	1.325
4列	0.658	416.5	559.6	1.343

表 5.5.3 確率論的リダンダンシー評価 Type2-3-1(従来推定式)

杭列数	地震動	降伏震度	破壊確率 $P_f$
2列	Type2-3-1	0.664	0.022
3列	Type2-3-1	0.664	0.003
4列	Type2-3-1	0.664	0.001

表 5.5.4 確率論的リダンダンシー評価 Type2-3-1 (新推定式)

杭列数	地震動	降伏震度	破壊確率 $P_f$
2列	Type2-3-1	0.634	0.008
3列	Type2-3-1	0.647	0.002
4列	Type2-3-1	0.658	0.000

表 5.5.5 確率論的リダンダンシー評価 Type2-3-1×1.5 (従来推定式)

杭列数	地震動	降伏震度	破壊確率 $P_f$
2列	Type2-3-1 ×1.5	0.664	0.428
3列	Type2-3-1 ×1.5	0.664	0.170
4列	Type2-3-1 ×1.5	0.664	0.041

表 5.5.6 確率論的リダンダンシー評価 Type2-3-1×1.5 (新推定式)

杭列数	地震動	降伏震度	破壊確率 $P_f$
2列	Type2-3-1 ×1.5	0.634	0.301
3列	Type2-3-1 ×1.5	0.647	0.102
4列	Type2-3-1 ×1.5	0.658	0.019

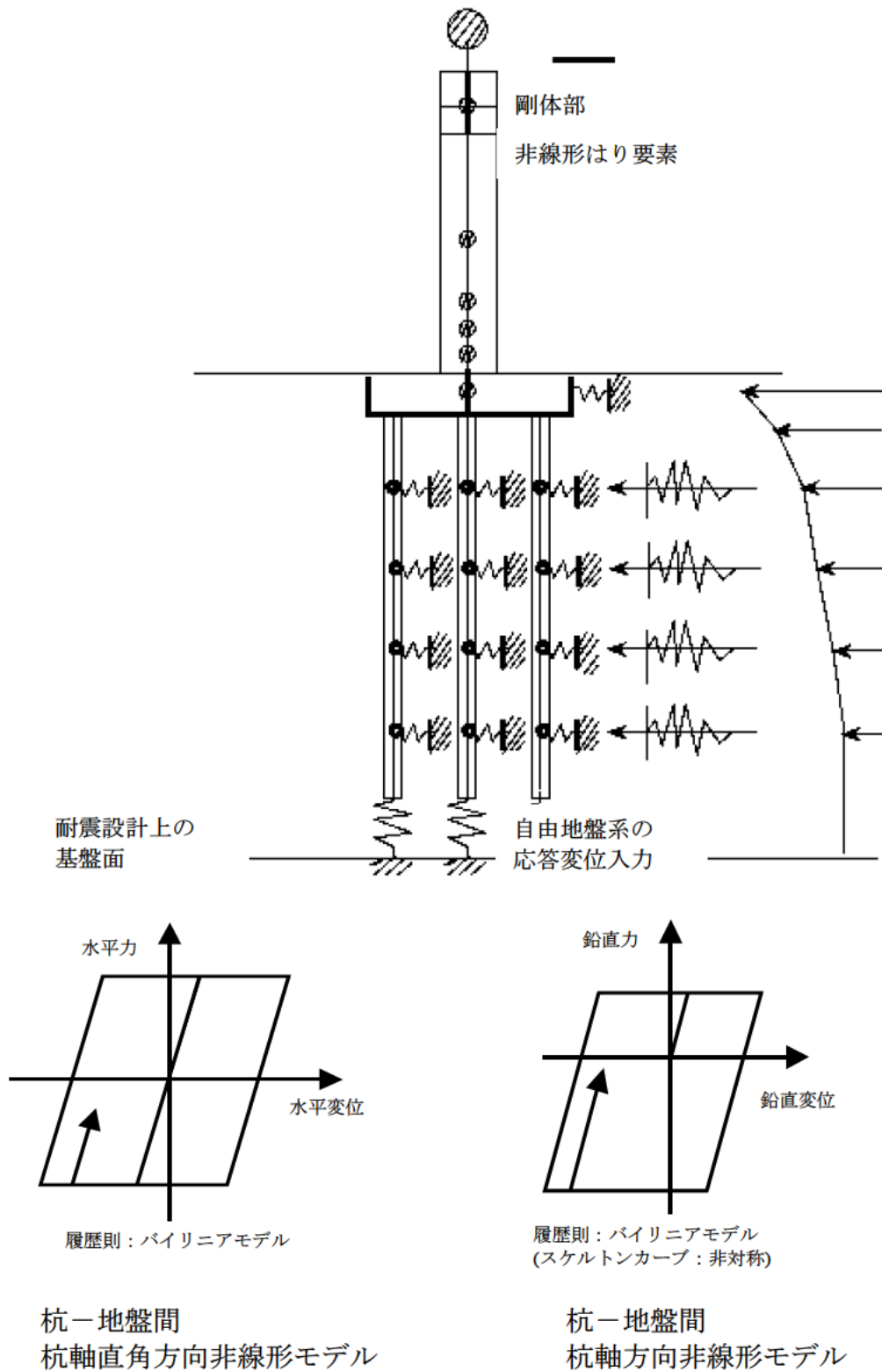


図 5.2.1 解析対象橋梁の多質点系骨組みモデル

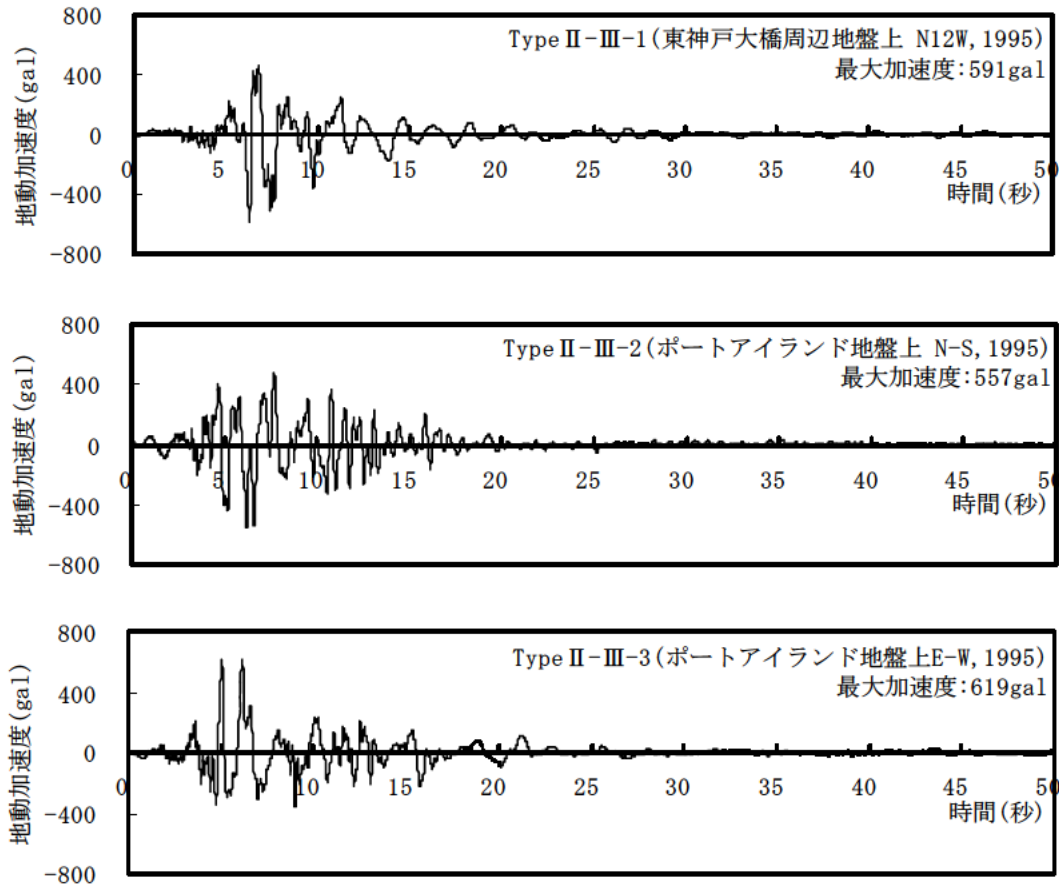


図 5.4.1 道路橋示方書 Type II 地震動の標準加速度応答スペクトルに適合させた加速度波形(Ⅲ種地盤)

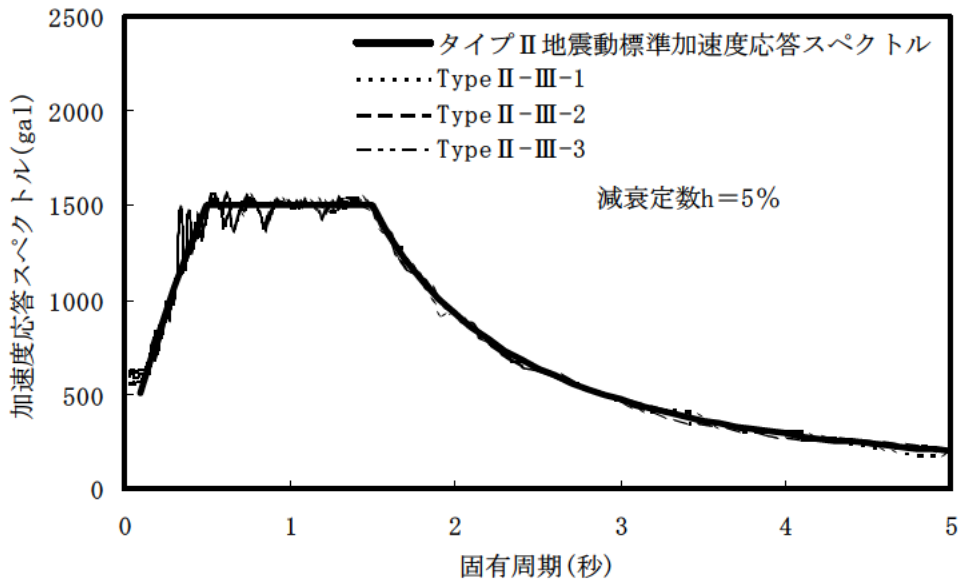
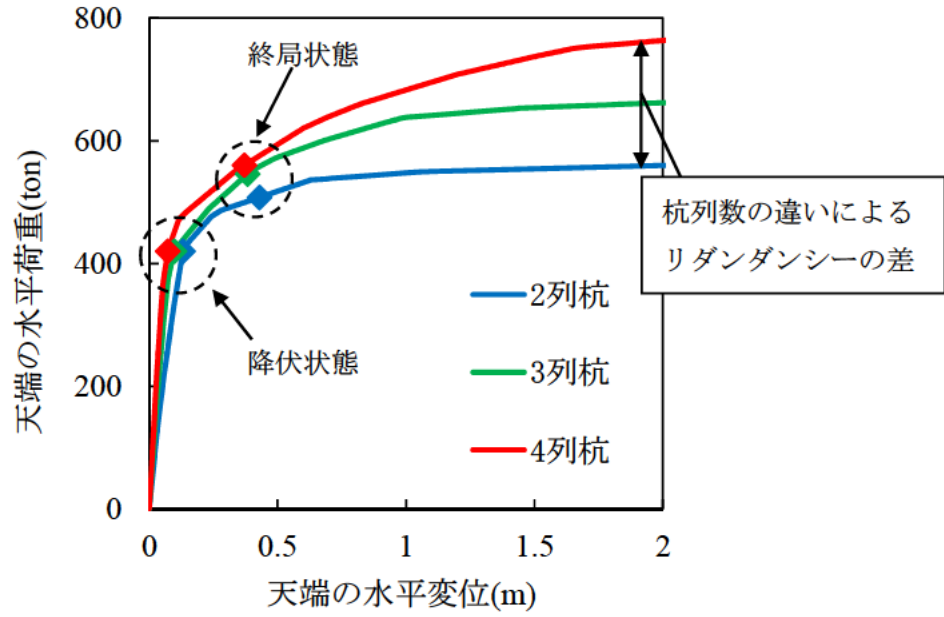
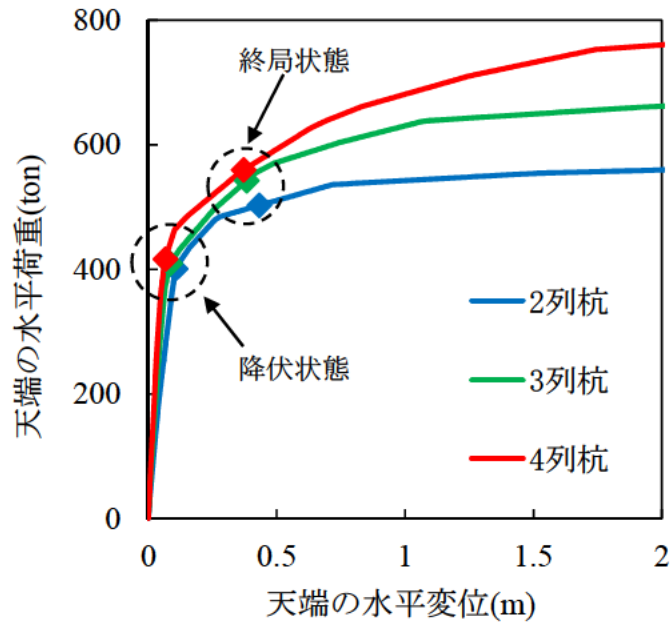


図 5.4.2 道路橋示方書 Type II 地震動標準加速度応答スペクトルと適合加速度波形の応答スペクトルの比較(Ⅲ種地盤)

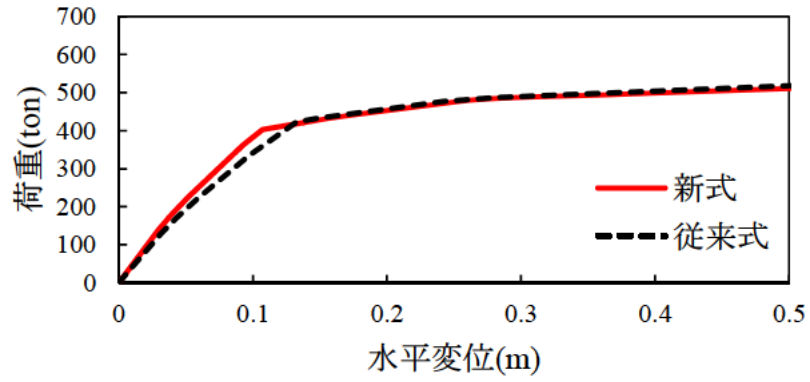


(a) 従来推定式の場合

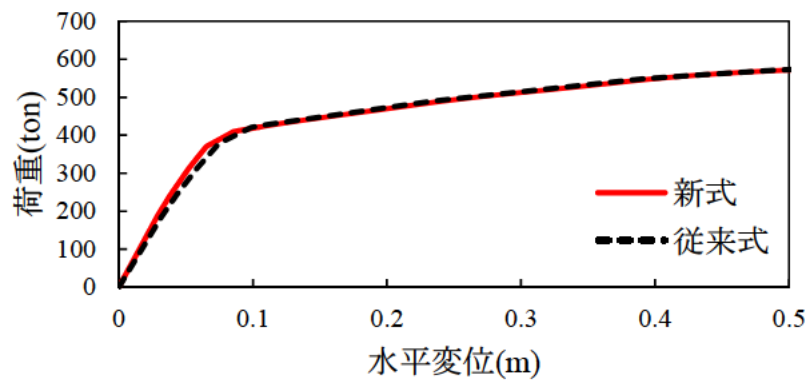


(b) 新推定式の場合

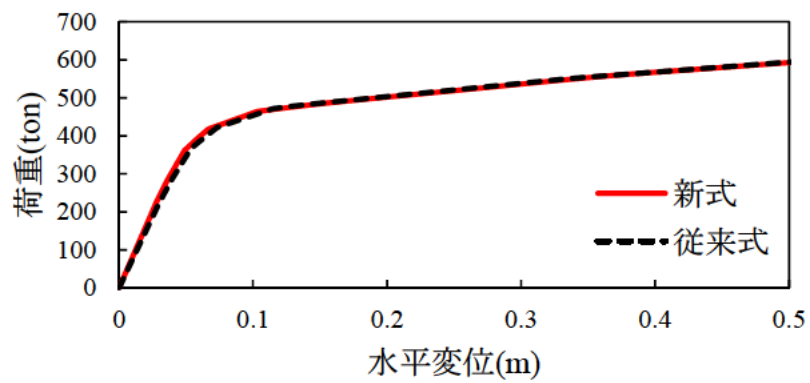
図 5.5.1 荷重漸増解析における上部工位置の水平荷重—水平変位関係



(a) 2 列杭



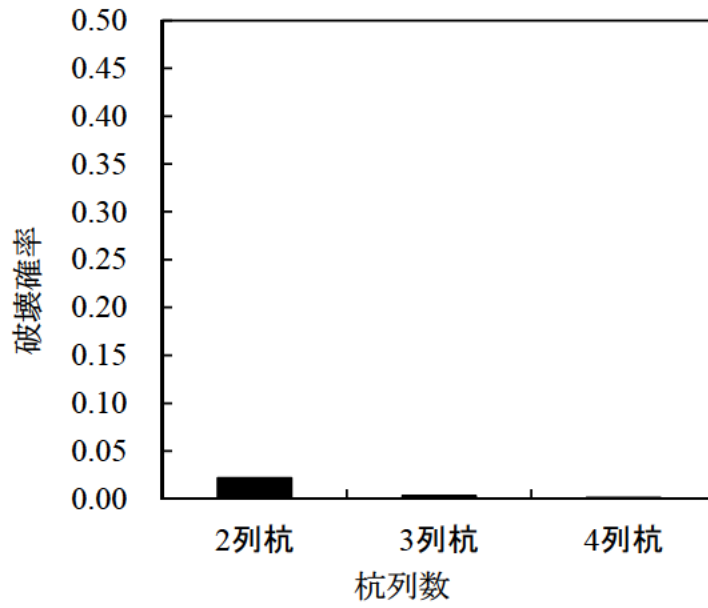
(b) 3 列杭



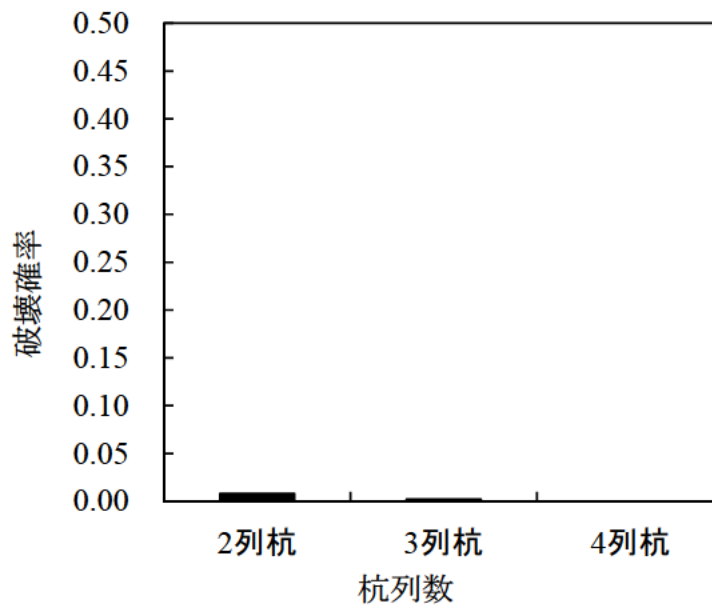
(c) 4 列杭

図 5.5.2 上部工位置の水平荷重—水平変位関係の推定式による比較



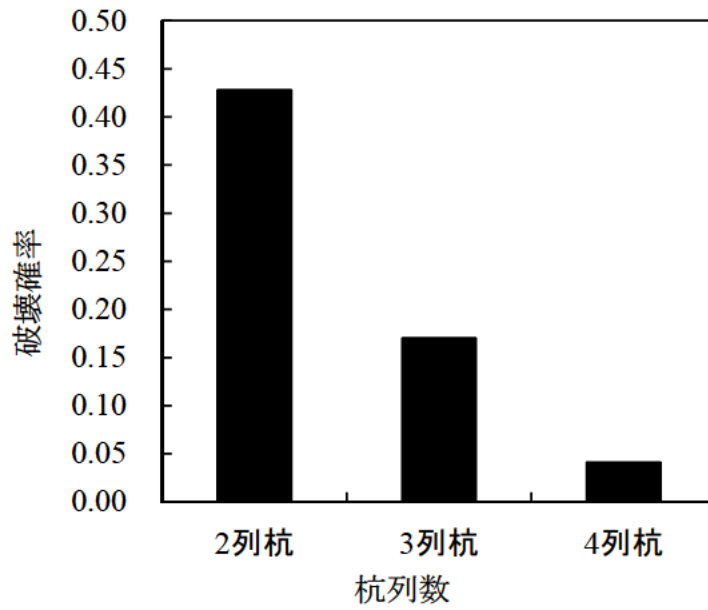


(a) 従来推定式の場合

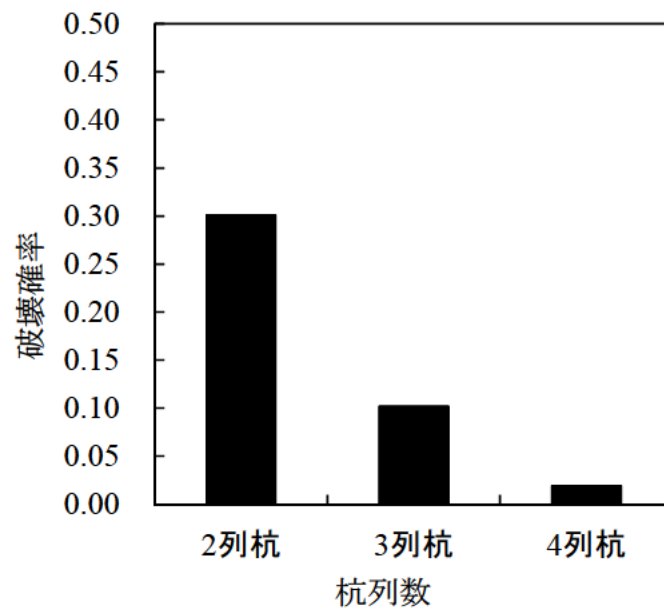


(b) 新推定式の場合

図 5.5.3 確率論的リダンダンシー評価における各杭列数での破壊確率  $P_f$   
(Type2-3-1 の地震波を使用)

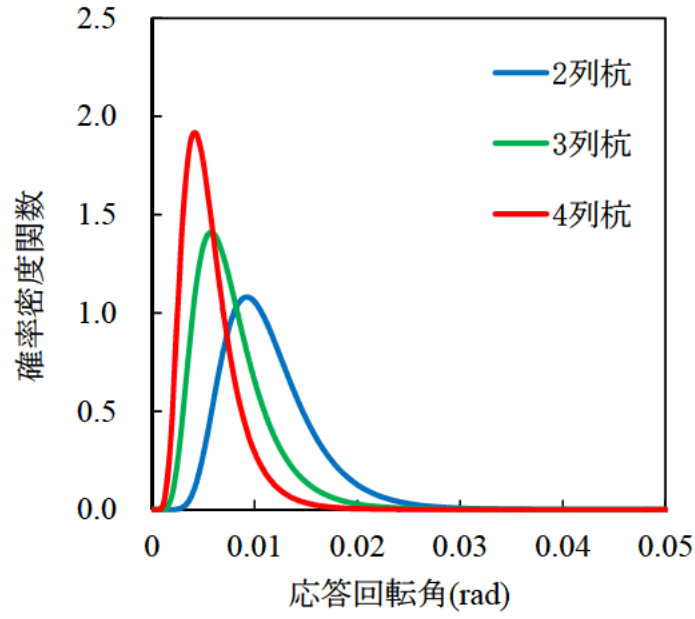


(a) 従来推定式の場合

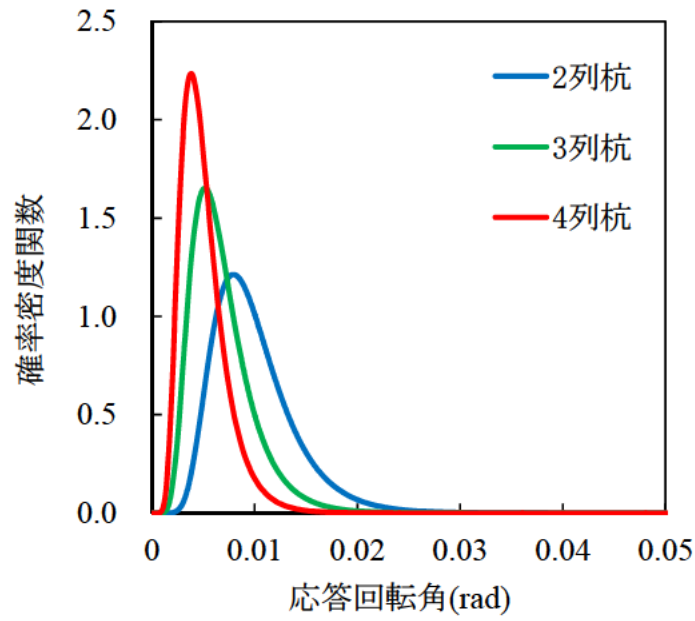


(b) 新推定式の場合

図 5.5.4 確率論的リダンダンシー評価における各杭列数での破壊確率  $P_f$   
(Type2-3-1 を 1.5 倍にした地震波を使用)

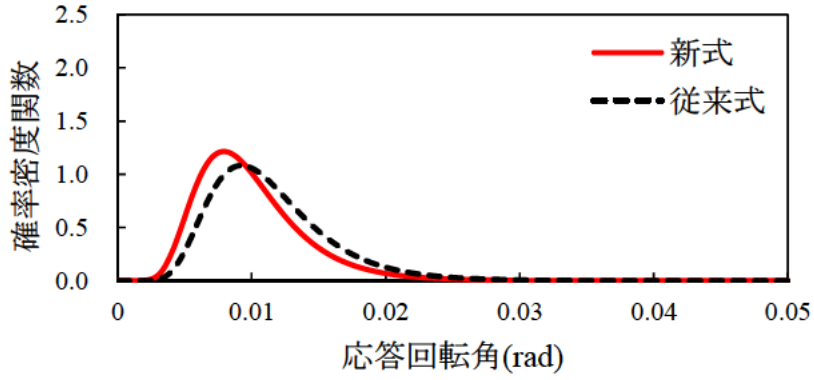


(a) 従来推定式の場合

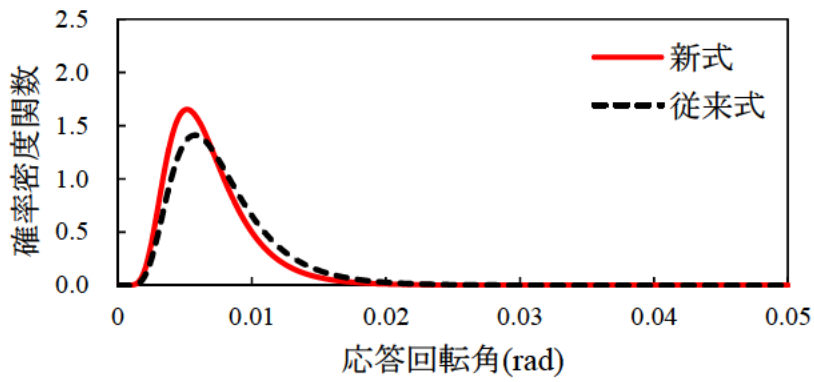


(b) 新推定式の場合

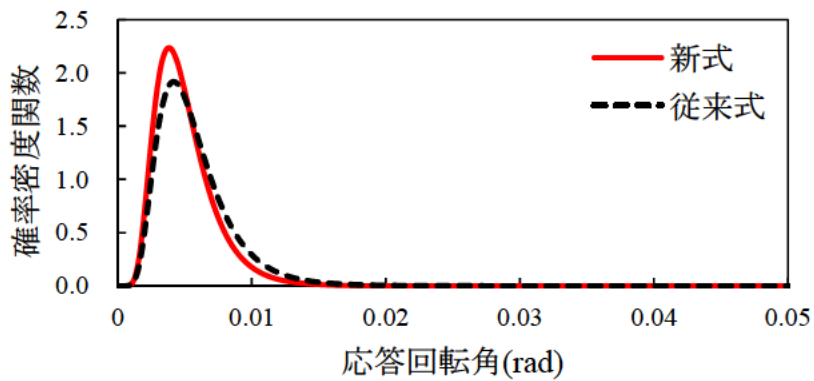
図 5.5.5 基礎天端における応答回転角に関する確率密度関数 Type2-3-1



(a) 2 列杭

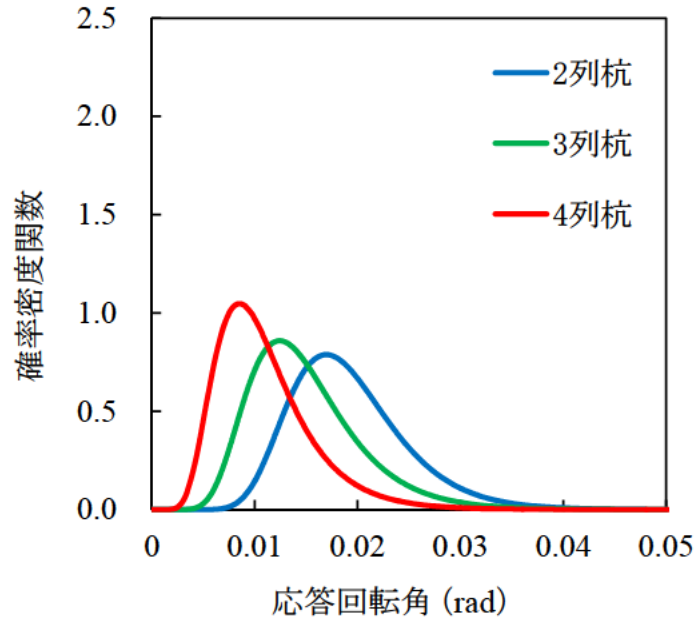


(b) 3 列杭

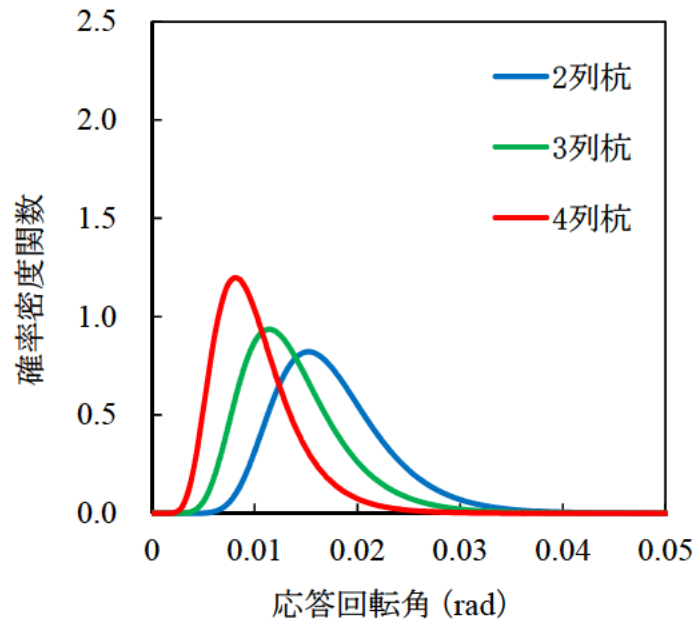


(c) 4 列杭

図 5.5.6 基礎天端における応答回転角に関する確率密度関数の推定式による比較 Type2-3-1

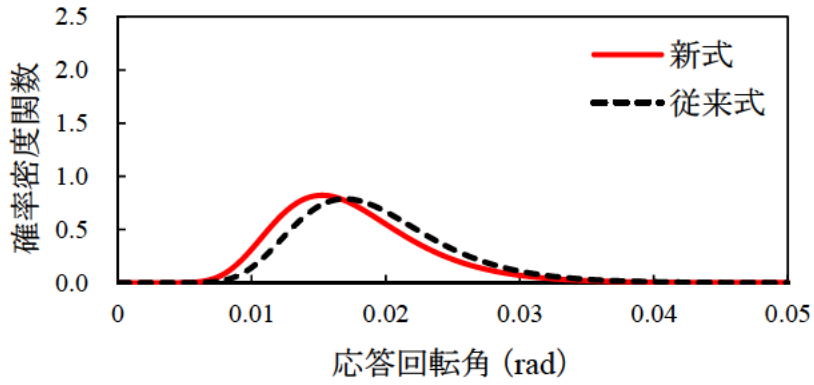


(a) 従来推定式の場合

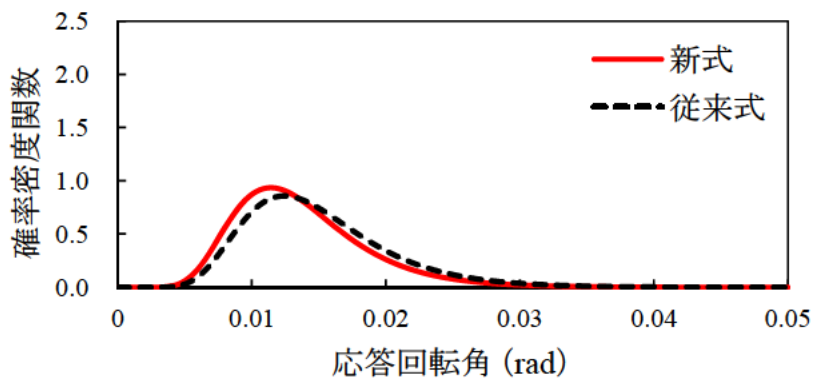


(b) 新推定式の場合

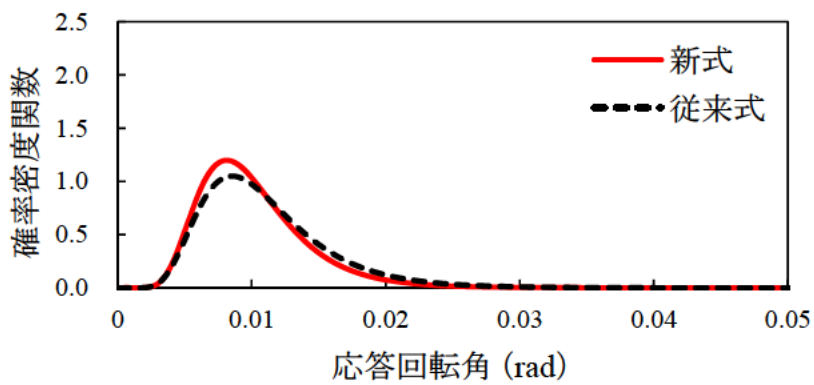
図 5.5.7 基礎天端における応答回転角に関する確率密度関数 Type2-3-1×1.5



(a) 2 列杭



(b) 3 列杭



(c) 4 列杭

図 5.5.8 基礎天端における応答回転角に関する確率密度関数の推定式による比較 Type2-3-1×1.5

## 5.6 リダンダンシーを考慮した橋梁杭基礎の耐震設計の提案

### 5.6.1 概説

ここでは、前節までの確定論的視点および確率論的視点を踏まえた上で、リダンダンシーを考慮した耐震設計式の提案を行う。また、ケーススタディを通して、本提案の耐震設計式における部分係数の算定・評価を行う。

### 5.6.2 提案する耐震設計式

#### 5.6.2.1 リダンダンシー係数を取り入れた耐震設計式の提案

リダンダンシー評価のためにレベル2の信頼性設計法に基づいた耐震設計式を提案する。レベル2の信頼性設計法とは、破壊可能性を確率論に基づく手法によって制御する方法であり、信頼性指標 $\beta$ をその制御パラメータとする。式(5.6.1)の部分係数式を用いることで、リダンダンシーの違いを考慮する。本耐震設計式により、地震後の供用性に影響するような基礎の回転が生じないことを照査できる。

$$\phi\theta_u \geq \theta_r \quad (5.6.1)$$

ここに、 $\theta_u$ ：基礎天端の許容回転角(0.02rad)、 $\theta_r$ ：基礎天端の応答回転角、 $\phi$ ：リダンダンシーを考慮するための部分係数である。部分係数の算定式は、抵抗および作用の確率変数が従う確率分布により異なる。本検討では、動的解析により得られる最大応答回転角の確率密度関数が、対数正規分布により概ね近似できたことから、次式により部分係数 $\phi$ を算定する。

$$\phi = \frac{\phi'}{\gamma} \quad (5.6.2)$$

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{1+V_S^2}} \exp(\alpha_S \beta_T \zeta_S) \frac{\mu_S}{S_n} \quad (5.6.3)$$

$$\phi' = \frac{1}{\sqrt{1+V_R^2}} \exp(-\alpha_R \beta_T \zeta_R) \frac{\mu_R}{R_n} \quad (5.6.4)$$

$$\alpha_S = \frac{\zeta_S}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (5.6.5)$$

$$\alpha_R = \frac{\zeta_R}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (5.6.5)$$

ここに、 $\phi'$ および $\gamma$ ：部分係数、 $V_R$ および $V_S$ ：許容回転角および応答回転角の変動係数、 $R_n$ および $S_n$ ：許容回転角および応答回転角の特性値、 $\mu_R$ および $\mu_S$ ：許容回転角および応答回転角の平均値、 $\zeta_R$ および $\zeta_S$ ：許容回転角および応答回転角の対数標準偏差、 $\alpha_R$ および $\alpha_S$ ：感度係数である。

この設計式における部分係数 $\phi$ により、リダンダンシーの差異を考慮した優劣性を表すことができる。部分係数 $\phi$ が大きいほど式(5.6.1)の照査を満足させることが容易となり、リダンダンシー

に優れているといえる。ここでは、同じ解析条件における各杭列数での部分係数 $\phi$ の値を比較することで、杭基礎のリダンダンシーを評価する。

### 5.6.2.2 部分係数の定め方

部分係数は、以下のステップにより算出される。

a) ステップ 1：解析条件設定

地盤条件、杭列数、入力地震動、終局条件の定義など、解析条件の設定を行う。

b) ステップ 2：解析対象橋梁における MCS 法を用いた動的解析

ステップ 1 にて設定した解析対象橋梁杭基礎に対して動的解析を行い、設定地震動  $E$  発生条件下での基礎天端の最大応答回転角  $\theta_r$  を求めて、許容回転角  $\theta_u$  との比較から以下の計算式により破壊確率を算出する。最大応答回転角  $\theta_r$  のばらつきの要因としては、前節に示したように、地盤ばねの抵抗特性の推定に関する不確定性を考慮している。最大応答回転角  $\theta_r$  の統計量の算定には 1000 回のモンテカルロシミュレーションを用いた。

$$P_f = P(Z < 0 | E) \quad Z = \frac{\theta_u}{\theta_r} - 1 \quad (5.6.7)$$

$Z > 0$  : 安全状態

$Z = 0$  : 限界状態

$Z < 0$  : 損傷状態

ここに、 $P_f$ : 崩壊確率、 $\theta_u$ : 許容回転角 (=0.02rad)、 $\theta_r$ : 動的解析における基礎天端の最大応答回転角、 $Z$ : 限界状態関数である。

c) ステップ 3：解析対象橋梁の信頼性指標  $\beta$  の評価

解析対象橋梁の信頼性指標  $\beta$  は、レベル 2 の信頼性設計法に基づき、以下のような式を用いて算出する。ここでは、式(5.6.8)のような限界状態関数  $Z$  を仮定し、信頼性指標  $\beta$  を算出する。

$$Z = \frac{R}{S} - 1 \quad (5.6.8)$$

$$\beta = \frac{\lambda_R - \lambda_S}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (5.6.9)$$

ここに、 $R$ : 許容回転角 (=0.02rad)、 $S$ : 動的解析における基礎天端の最大応答回転角、 $\lambda_R$  および  $\lambda_S$ : 許容回転角および応答回転角の対数平均、 $\zeta_R$  および  $\zeta_S$ : 許容回転角および応答回転角の対数標準偏差である。

d) ステップ 4：目標信頼性指標  $\beta_T$  の設定

ステップ 3 において算出した解析対象橋梁の信頼性指標  $\beta$  を踏まえた上で、目標信頼性指標  $\beta_T$  を設定する。目標信頼性  $\beta_T$  の値は、部分係数  $\phi$  との関係を検討するため、0.5、1.0、



1.5、2.0、2.5、3.0、3.5、4.0、4.5、5.0 の 10 パターンおよび算出された 3 列杭の信頼性指標  $\beta$  を扱うものとする。

e) ステップ 5 : 耐震設計式における部分係数の算定

終局限界状態に至る確率を目標信頼性  $\beta_T$  により調節し、杭基礎が満たすべき耐震設計式および部分係数  $\phi$  の値を算定する。

$$\phi\theta_u \geq \theta_r \quad (5.6.10)$$

ここに、 $\theta_u$  : 基礎天端の許容回転角 (0.02rad)、 $\theta_r$  : 基礎天端の応答回転角、 $\phi$  : リダンダンシーを考慮するための部分係数である。

以上 a) ~ e) による計算フローを図 5.6.1 にまとめて示す。

### 5.6.3 ケーススタディ

#### 5.6.3.1 解析条件

解析条件を以下に示す。

##### a) 杭列数

杭列数に関しては 2×3、3×3、4×3 列の 3 種類に設定し、杭列数の違いにより構造システムの違い、不静定次数の違いを定義して、部分係数によってリダンダンシーの程度を検討する。その際、杭体の断面積を調節して杭列数の違いによらず降伏震度を同一に設定することで、各杭列数において杭基礎が同じ強さをもつように設定する。つまり、杭列数が少ない杭基礎の方が一本当たりの杭が強くなるように試設計した。

##### b) 地盤条件

杭軸方向バネ定数および杭軸直角方向バネ定数に関しては、従来推定式と新推定式の 2 パターンを扱う。なお、杭軸方向バネ定数および鉛直地盤の極限值、杭軸直角方向バネ定数および水平地盤反力度上限値に対して、対数正規分布に従う乱数を各々 1000 個発生させて、各抵抗特性にそれぞれ割り当てた。杭軸直角方向に関しては、各地層間に独立な乱数を用いてバネ定数および水平地盤反力度の上限値を算出した。なお、同一地層内においては、各抵抗特性の空間的なばらつきは考慮せず、完全相関の関係にあり、また各地層間毎の相関性はないと仮定している。そして、一様乱数から対数正規分布に従う乱数に変換する際の平均値は前記した値であり、変動係数は、表 5.4.2、表 5.4.3 の値を用いている。

##### c) 目標破壊確率

目標破壊確率は、前述のとおり設定した目標信頼性指標  $\beta_T$  により目標破壊確率を調節する。なお、前述のとおり、目標信頼性  $\beta_T$  の値は、部分係数  $\phi$  との関係を検討するため、0.5、1.0、1.5、2.0、2.5、3.0、3.5、4.0、4.5、5.0 の 10 パターンおよび算出された 3 列杭の信頼性指標  $\beta$  を扱うものとする。

##### d) 入力地震動

Type2-3-1 の設計地震動、設計地震動の波形を 1.5 倍した地震動を使用した。

## e) 終局状態の定義

終局状態の定義は前記した通り、基礎天端での応答回転角が  $0.02\text{rad}$  となる状態と定義した。

以上より、解析条件は、目標信頼性指標の 10 パターンを除くと杭列毎に 4 パターンあり、それぞれの動的解析結果からリダンダンシーを考慮した部分係数が算出される。解析条件の一覧を表 5.6.1 に示す。

### 5.6.3.2 解析結果

#### 5.6.3.2.1 信頼性指標 $\beta$ の計算・評価

基礎天端における最大応答回転角の MCS による動的解析結果を用い、各解析条件における信頼性指標  $\beta$  を計算した。表 5.6.2、表 5.6.3 に計算結果の一覧を示す。また、図 5.6.2～図 5.6.7 に、信頼性指標  $\beta$  を算定する過程で得られた杭基礎の解析結果のうち、地盤バネ値を従来推定式で求めた場合の各杭列数における基礎天端の最大応答回転角のヒストグラムを示す。

表 5.6.2、表 5.6.3 をみると、杭列数が多い解析条件の方が、信頼性指標  $\beta$  が大きくなっていることが分かる。このことから、杭列数が多い方が破壊確率は小さくなっている。また、Type2-3-1 の地震動を入力した場合よりも、Type2-3-1 の 1.5 倍の地震動を入力した場合の方が、当然のことながら信頼性指標  $\beta$  は小さい。地盤バネ値の計算には、新推定式を用いた場合の方が、従来推定式を用いた場合よりも信頼性指標  $\beta$  が大きい。これは、新推定式を用いた場合の方が水平地盤反力係数などに与えるばらつきが小さいため、過大な応答を取るケースが減り、信頼性指標  $\beta$  が大きくなったと考えられる。

#### 5.6.3.2.2 杭列数による部分係数の違い

前述した部分係数算出手順に従い計算した結果を表 5.6.4～表 5.6.19 に示す。これらは、信頼性指標  $\beta$  が 1.0、2.0、3.0 の場合および算出された 3 列杭の信頼性指標  $\beta$  (3 列杭の部分係数  $\phi$  を 1.00 に設定するため) とした場合の計算結果である。計算結果からわかるように、杭列が多くなるにつれて、部分係数  $\phi$  の値が大きくなり、設計式において耐力が割り増して見積もれるため、優位性を示す結果となった。これは杭列数が多い場合の方が少ない場合に比べ、降伏状態から終局状態にかけての余剰耐力が大きいことを示している。現行の設計では等しく評価される構造物であっても、降伏状態から終局状態に至るまでの余剰耐力としてのリダンダンシーには違いがあり、部分係数  $\phi$  はそれを定量化している。

#### 5.6.3.2.3 地盤特性の推定式の違いが部分係数に及ぼす影響

地盤特性の推定式の違いが部分係数  $\phi$  に及ぼす影響について考察する。解析結果から、従来推定式を用いた場合よりも新推定式を用いた場合の方が、部分係数  $\phi$  が全体的に大きくなる傾向にあることが分かる。この理由としては、新推定式を用いた場合の方が、鉛直地盤バネ値  $K_v$  が大きいため、応答値が小さくなったことや、地盤バネの変動係数が小さいために、応答値のばらつきが抑えられたからだと考えられる。なお、部分係数  $\phi$  の値にあまり変化は無いため、推定式の違いによってリダンダンシーの差には大きな影響は与えないと考えられる。その理由としては、新

推定式を用いることにより、どの杭列数における応答値も小さくなり、杭列数における違いが大きく生じなかったと考えられる。

#### 5.6.3.2.4 目標信頼性指標が部分係数に及ぼす影響

目標信頼性指標の違いが部分係数に及ぼす影響について考察する。図 5.6.8、図 5.6.9 に部分係数  $\phi$  と信頼性指標  $\beta_T$  の関係を示す。図 5.6.8 は Type2-3-1 の地震動を作用させた場合で、図 5.6.9 は Type2-3-1 の 1.5 倍の地震動を作用させた場合である。この結果から、目標信頼性指標  $\beta_T$  が小さいほど各杭列数における部分係数  $\phi$  の大きさに差が生じることが分かる。また、目標信頼性指標  $\beta_T$  がある程度の大きさになると、ほぼ破壊確率は 0 に近づくため、抵抗係数  $\phi$  もある一定のところ収束していくという結果が得られた。両図において、目標信頼性指標  $\beta_T$  が 5.0 のとき、各杭列数における部分係数  $\phi$  は概ね等しくなっている。

#### 5.6.3.2.5 入力地震動が部分係数に及ぼす影響

入力地震動の違いが部分係数に及ぼす影響について考察する。表 5.6.4～表 5.6.19 より、Type2-3-1 地震動を用いた解析条件の方が Type2-3-1 地震動の波形を 1.5 倍した地震動を用いた解析条件よりも部分係数  $\phi$  が全体的に大きくなる。それは、限界状態の定義がどの解析条件においても同一であるため、Type2-3-1 地震動の波形を 1.5 倍した地震動を作用させた場合の方が終局する確率が高く、部分係数  $\phi$  が小さくなったと考えられる。各表を見ると、これら 2 つの地震動による杭列数の違いはあまり現れていない。今後、Type2-3-1 地震動以外の地震動においても解析を行い、リダンダンシーに関する感度分析を行う必要があると考えられる。

表 5.6.1 解析条件一覧

降伏震度	0.664*			
地震動	Type2-3-1		Type2-3-1 × 1.5	
地盤バネの推定式	従来推定式	新推定式	従来推定式	新推定式
目標崩壊確率	目標信頼性 $\beta_T$	目標信頼性 $\beta_T$	目標信頼性 $\beta_T$	目標信頼性 $\beta_T$
終局状態の定義	回転角より定義	回転角より定義	回転角より定義	回転角より定義

\*従来推定式を用いた場合に降伏震度が 0.664 となるように設計を行ったため、  
新推定式を用いて再計算した場合、やや降伏震度が異なる。

表 5.6.2 信頼性指標  $\beta$  の計算結果 (Type2-3-1)

杭列数	信頼性指標 $\beta$	
	従来推定式	新推定式
2列	1.847	2.184
3列	2.457	2.785
4列	3.065	3.402

表 5.6.3 信頼性指標  $\beta$  の計算結果 (Type2-3-1 × 1.5)

解析条件	信頼性指標 $\beta$	
	従来推定式	新推定式
2列	0.311	0.635
3列	1.055	1.297
4列	1.735	2.028

表 5.6.4 部分係数計算結果 ( $\beta_T=1.000$ 、Type2-3-1、従来推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	1.000	0.000	0.339	0.000	0.349	1.000	0.750	1.333
3列	1.000	0.000	0.424	0.000	0.443	1.000	0.539	1.854
4列	1.000	0.000	0.446	0.000	0.469	1.000	0.398	2.510

表 5.6.5 部分係数計算結果 ( $\beta_T=2.000$ 、Type2-3-1、従来推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	2.000	0.000	0.339	0.000	0.349	1.000	1.053	0.949
3列	2.000	0.000	0.424	0.000	0.443	1.000	0.824	1.214
4列	2.000	0.000	0.446	0.000	0.469	1.000	0.622	1.608

表 5.6.6 部分係数計算結果 ( $\beta_T=3.000$ 、Type2-3-1、従来推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	3.000	0.000	0.339	0.000	0.349	1.000	1.479	0.676
3列	3.000	0.000	0.424	0.000	0.443	1.000	1.258	0.795
4列	3.000	0.000	0.446	0.000	0.469	1.000	0.971	1.030

表 5.6.7 部分係数計算結果 3 列杭基準 ( $\beta_T=2.457$ 、Type2-3-1、従来推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	2.457	0.000	0.339	0.000	0.349	1.000	1.230	0.813
3列	2.457	0.000	0.424	0.000	0.443	1.000	1.000	1.000
4列	2.457	0.000	0.446	0.000	0.469	1.000	0.763	1.311

表 5.6.8 部分係數計算結果( $\beta_T=1.000$ 、Type2-3-1、新推定式)

杭列數	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	1.000	0.000	0.355	0.000	0.366	1.000	0.657	1.521
3列	1.000	0.000	0.422	0.000	0.441	1.000	0.471	2.124
4列	1.000	0.000	0.435	0.000	0.457	1.000	0.352	2.844

表 5.6.9 部分係數計算結果( $\beta_T=2.000$ 、Type2-3-1、新推定式)

杭列數	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	2.000	0.000	0.355	0.000	0.366	1.000	0.937	1.067
3列	2.000	0.000	0.422	0.000	0.441	1.000	0.718	1.393
4列	2.000	0.000	0.435	0.000	0.457	1.000	0.543	1.840

表 5.6.10 部分係數計算結果( $\beta_T=3.000$ 、Type2-3-1、新推定式)

杭列數	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	3.000	0.000	0.355	0.000	0.366	1.000	1.336	0.749
3列	3.000	0.000	0.422	0.000	0.441	1.000	1.095	0.913
4列	3.000	0.000	0.435	0.000	0.457	1.000	0.840	1.191

表 5.6.11 部分係數計算結果 3 列杭基準( $\beta_T=2.785$ 、Type2-3-1、新推定式)

杭列數	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	2.785	0.000	0.355	0.000	0.366	1.000	1.238	0.808
3列	2.785	0.000	0.422	0.000	0.441	1.000	1.000	1.000
4列	2.785	0.000	0.435	0.000	0.457	1.000	0.765	1.308

表 5.6.12 部分係数計算結果 ( $\beta_T=1.000$ 、Type2-3-1  $\times 1.5$ 、従来推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	1.000	0.000	0.264	0.000	0.269	1.000	1.200	0.833
3列	1.000	0.000	0.335	0.000	0.344	1.000	0.982	1.019
4列	1.000	0.000	0.392	0.000	0.408	1.000	0.750	1.334

表 5.6.13 部分係数計算結果 ( $\beta_T=2.000$ 、Type2-3-1  $\times 1.5$ 、従来推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	2.000	0.000	0.264	0.000	0.269	1.000	1.563	0.640
3列	2.000	0.000	0.335	0.000	0.344	1.000	1.372	0.729
4列	2.000	0.000	0.392	0.000	0.408	1.000	1.110	0.901

表 5.6.14 部分係数計算結果 ( $\beta_T=3.000$ 、Type2-3-1  $\times 1.5$ 、従来推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	3.000	0.000	0.264	0.000	0.269	1.000	2.036	0.491
3列	3.000	0.000	0.335	0.000	0.344	1.000	1.917	0.522
4列	3.000	0.000	0.392	0.000	0.408	1.000	1.643	0.609

表 5.6.15 部分係数計算結果 3 列杭基準 ( $\beta_T=1.055$ 、Type2-3-1  $\times 1.5$ 、従来推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	1.055	0.000	0.264	0.000	0.269	1.000	1.217	0.821
3列	1.055	0.000	0.335	0.000	0.344	1.000	1.000	1.000
4列	1.055	0.000	0.392	0.000	0.408	1.000	0.766	1.306

表 5. 6. 16 部分係数計算結果 ( $\beta_T=1.000$ 、Type2-3-1  $\times 1.5$ 、新推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	1.000	0.000	0.284	0.000	0.289	1.000	1.109	0.902
3列	1.000	0.000	0.339	0.000	0.350	1.000	0.904	1.106
4列	1.000	0.000	0.374	0.000	0.389	1.000	0.680	1.470

表 5. 6. 17 部分係数計算結果 ( $\beta_T=2.000$ 、Type2-3-1  $\times 1.5$ 、新推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	2.000	0.000	0.284	0.000	0.289	1.000	1.473	0.679
3列	2.000	0.000	0.339	0.000	0.350	1.000	1.270	0.788
4列	2.000	0.000	0.374	0.000	0.389	1.000	0.989	1.011

表 5. 6. 18 部分係数計算結果 ( $\beta_T=3.000$ 、Type2-3-1  $\times 1.5$ 、新推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	3.000	0.000	0.284	0.000	0.289	1.000	1.956	0.511
3列	3.000	0.000	0.339	0.000	0.350	1.000	1.783	0.561
4列	3.000	0.000	0.374	0.000	0.389	1.000	1.439	0.695

表 5. 6. 19 部分係数計算結果 3 列杭基準 ( $\beta_T=1.297$ 、Type2-3-1  $\times 1.5$ 、新推定式)

杭列数	$\beta_T$	$\zeta_R$	$\zeta_S$	$V_R$	$V_S$	$\phi'$	$\gamma$	$\phi (= \frac{\phi'}{\gamma})$
2列	1.297	0.000	0.284	0.000	0.289	1.000	1.207	0.829
3列	1.297	0.000	0.339	0.000	0.350	1.000	1.000	1.000
4列	1.297	0.000	0.374	0.000	0.389	1.000	0.760	1.315



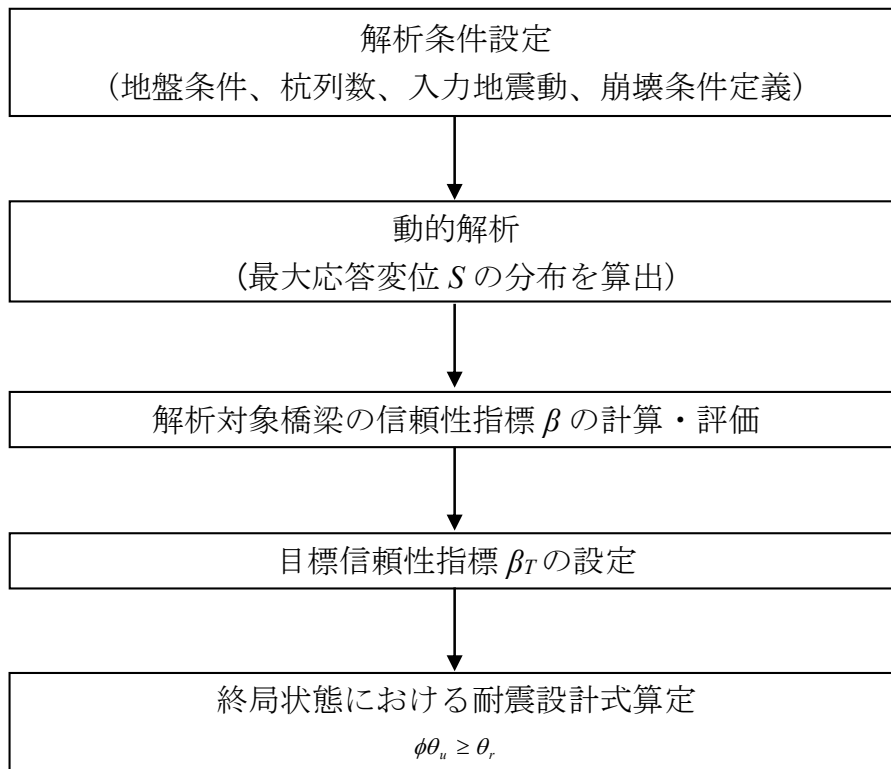
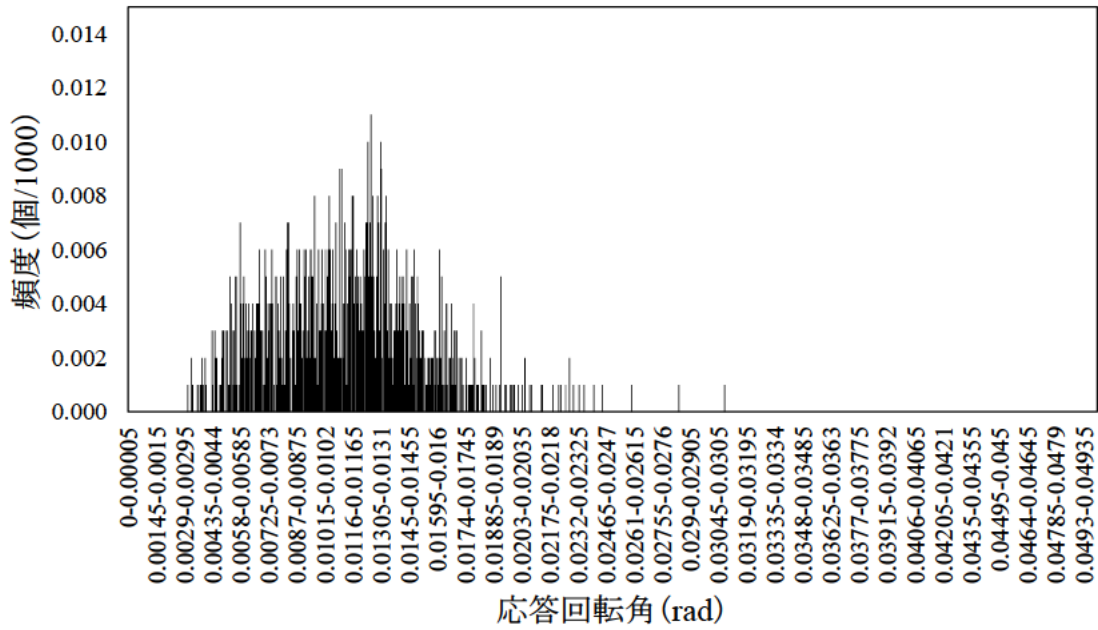
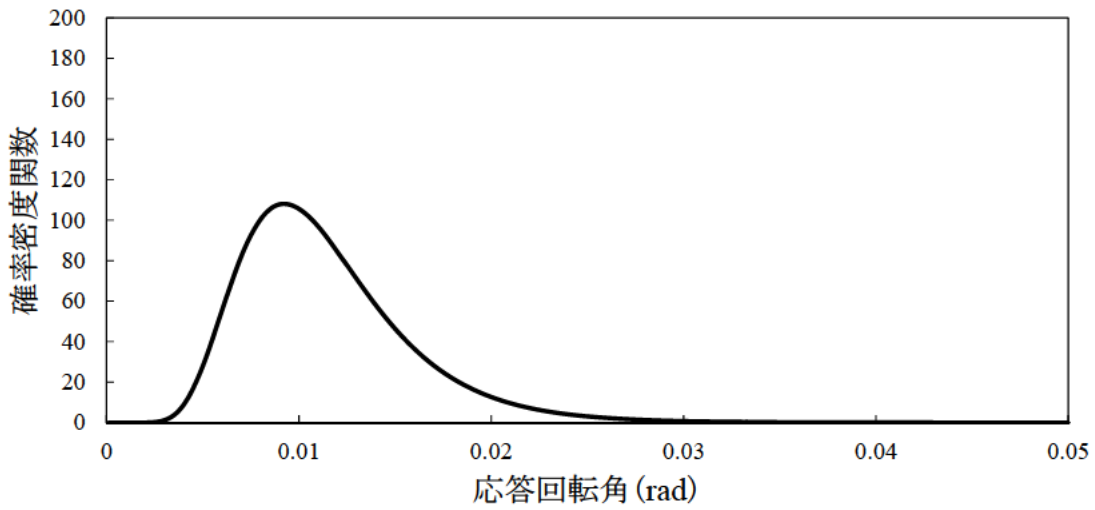


図 5.6.1 リダンダンシー評価のための部分係数算出フロー

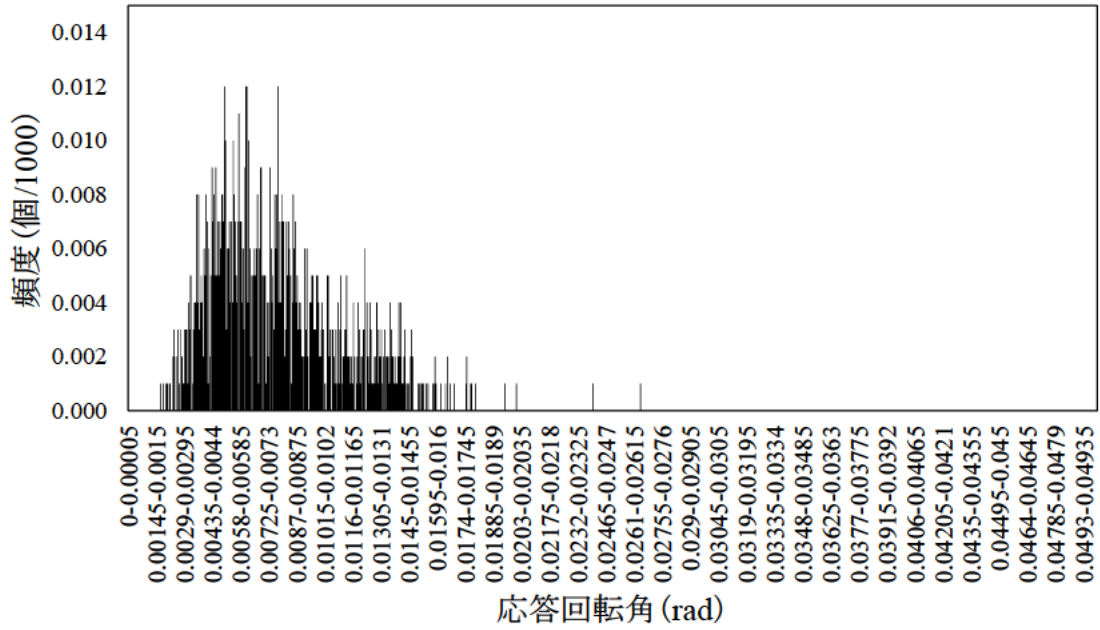


(a) 2 列杭における基礎天端の応答回転角分布

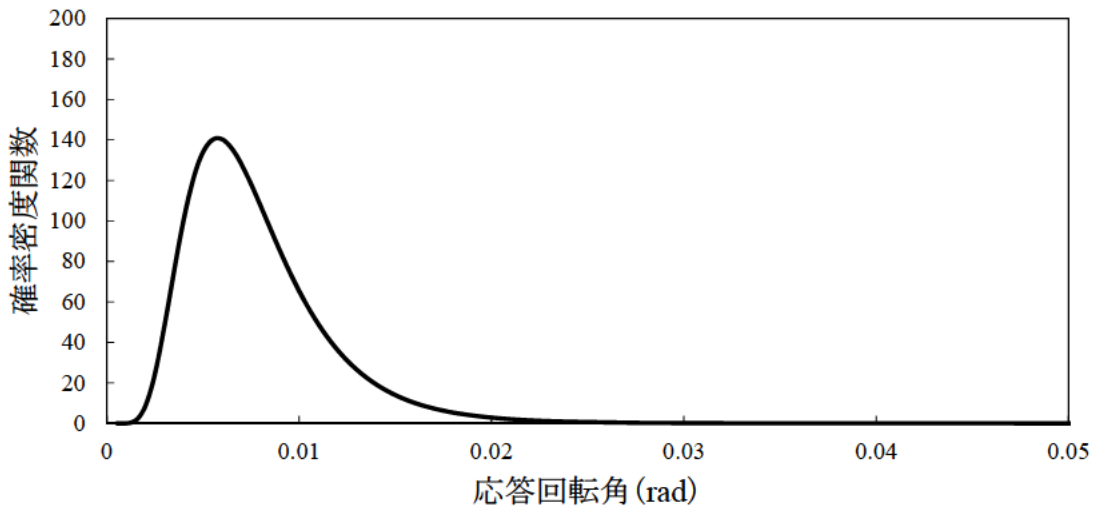


(b) 2 列杭における基礎天端の応答回転角に関する確率密度関数

図 5.6.2 2 列杭における基礎天端の応答回転角分布  
(Type2-3-1、従来推定式)

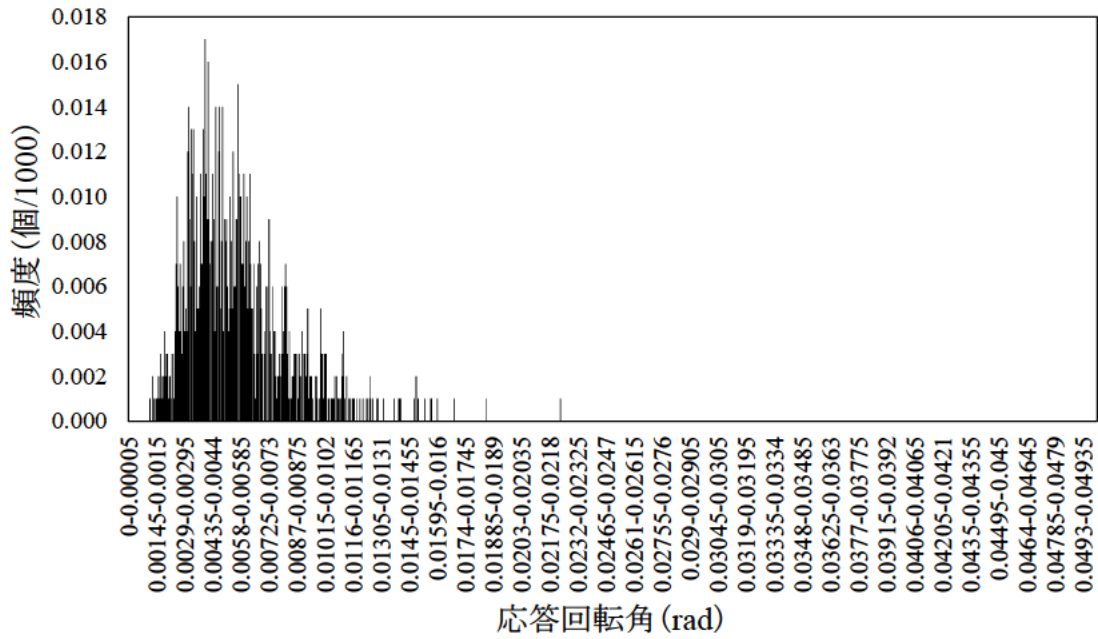


(a) 3 列杭における基礎天端の応答回転角分布

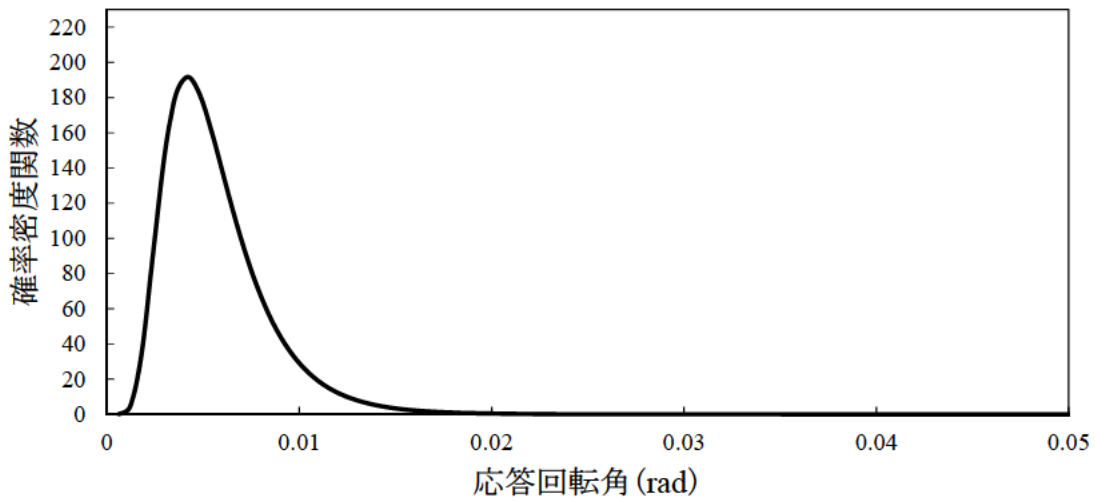


(b) 3 列杭における基礎天端の応答回転角に関する確率密度関数

図 5. 6. 3 3 列杭における基礎天端の応答回転角分布  
(Type2-3-1、従来推定式)

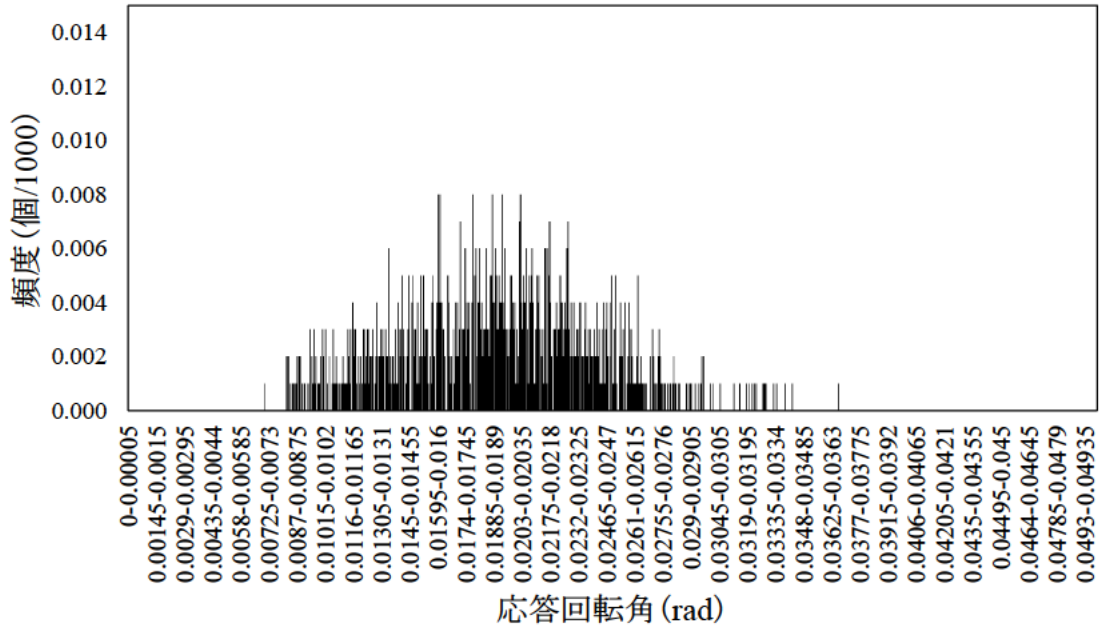


(a) 4 列杭における基礎天端の応答回転角分布

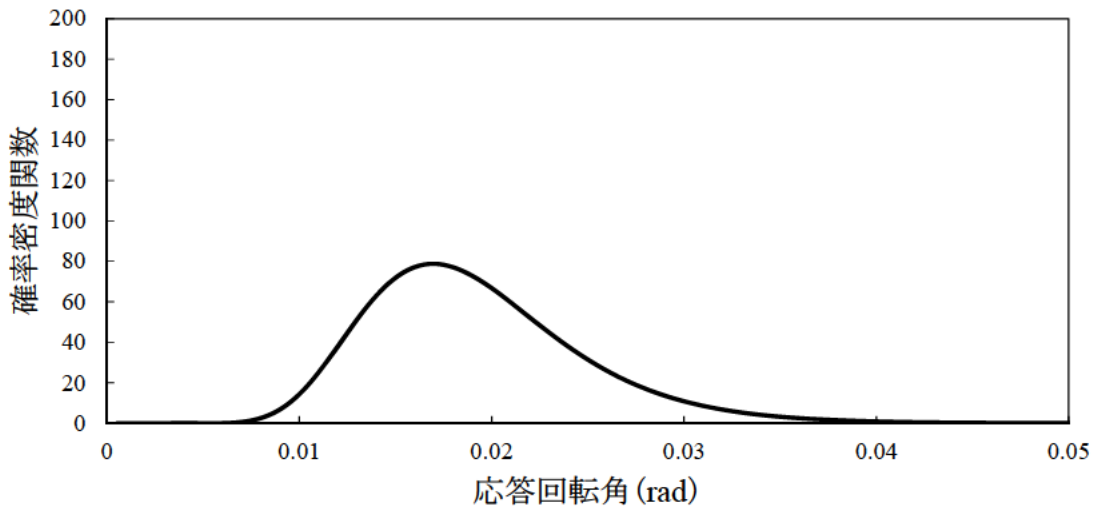


(b) 4 列杭における基礎天端の応答回転角に関する確率密度関数

図 5.6.4 4 列杭における基礎天端の応答回転角分布  
(Type2-3-1、従来推定式)

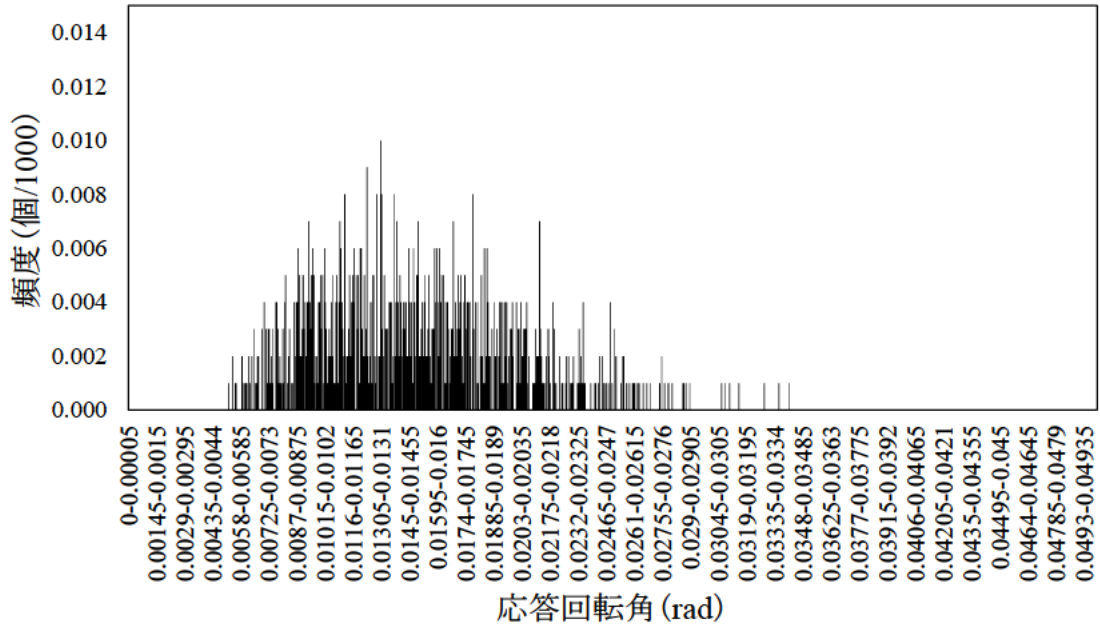


(a) 2 列杭における基礎天端の応答回転角分布

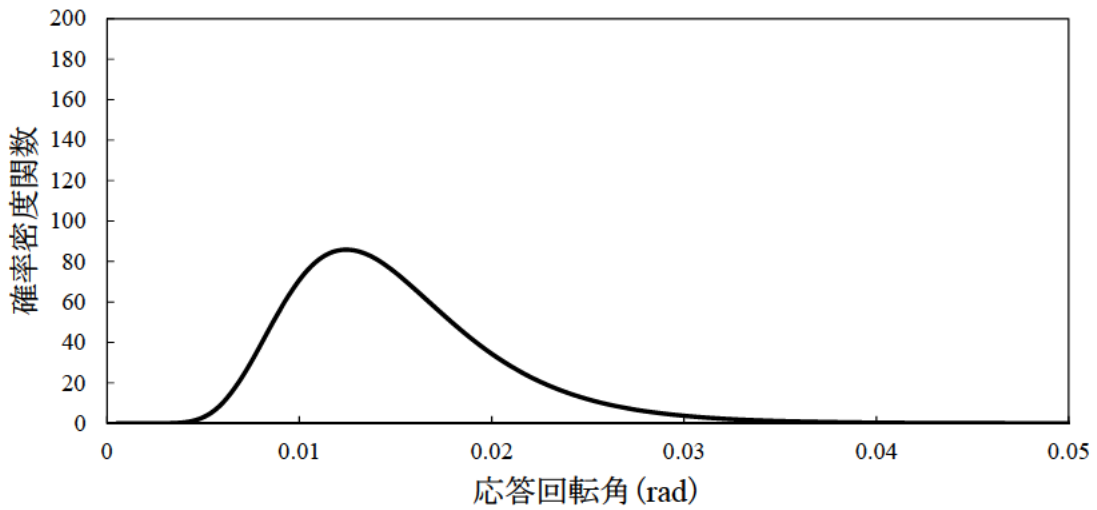


(b) 2 列杭における基礎天端の応答回転角に関する確率密度関数

図 5. 6. 5 2 列杭における基礎天端の応答回転角分布  
(Type2-3-1×1.5、従来推定式)

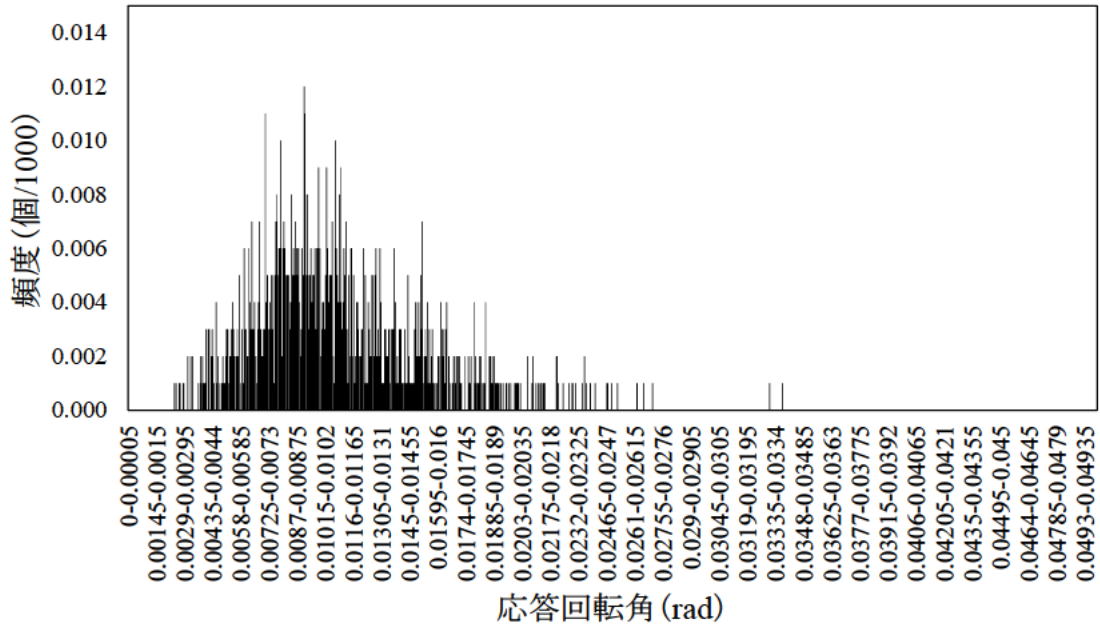


(a) 3 列杭における基礎天端の応答回転角分布

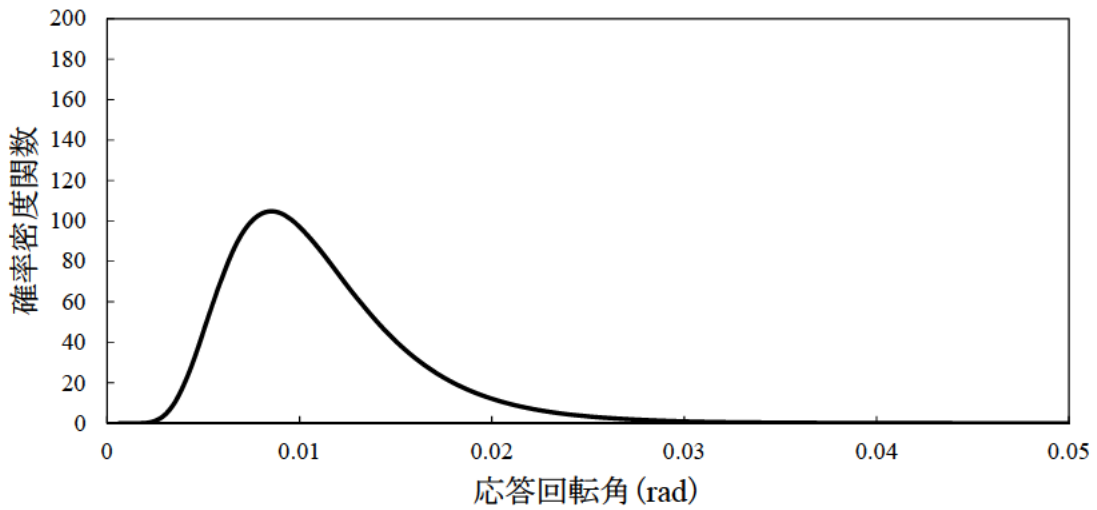


(b) 3 列杭における基礎天端の応答回転角に関する確率密度関数

図 5. 6. 6 3 列杭における基礎天端の応答回転角分布  
(Type2-3-1×1.5、従来推定式)

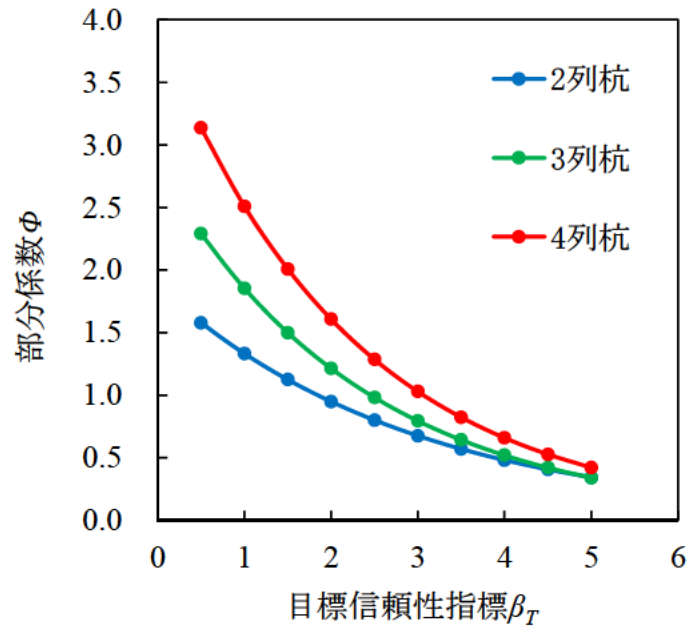


(a) 4 列杭における基礎天端の応答回転角分布

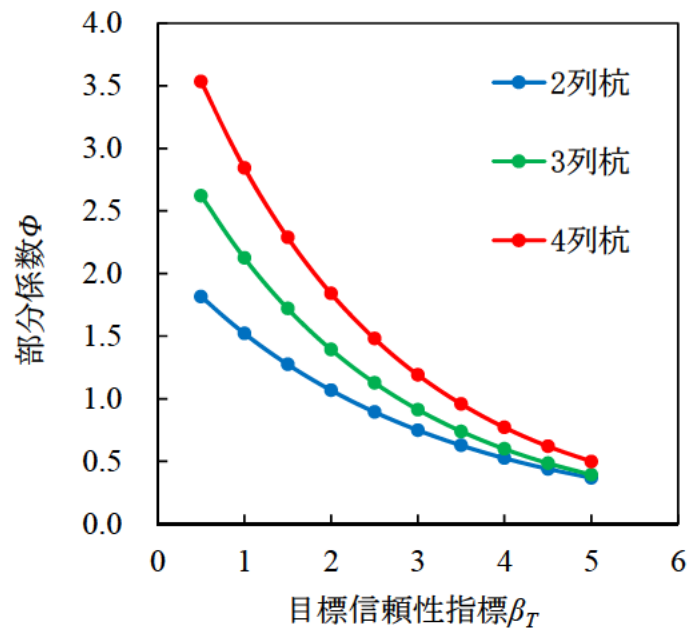


(b) 4 列杭における基礎天端の応答回転角に関する確率密度関数

図 5. 6. 7 4 列杭における基礎天端の応答回転角分布  
(Type2-3-1×1.5、従来推定式)



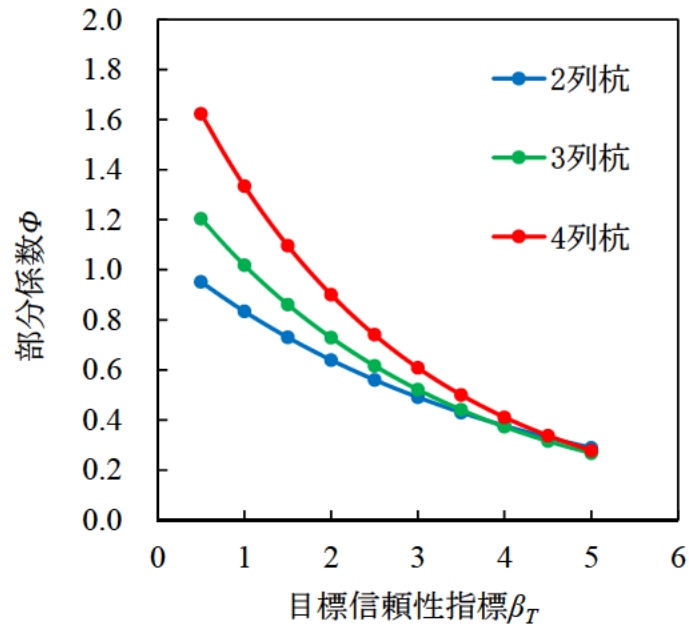
(a) 従来推定式



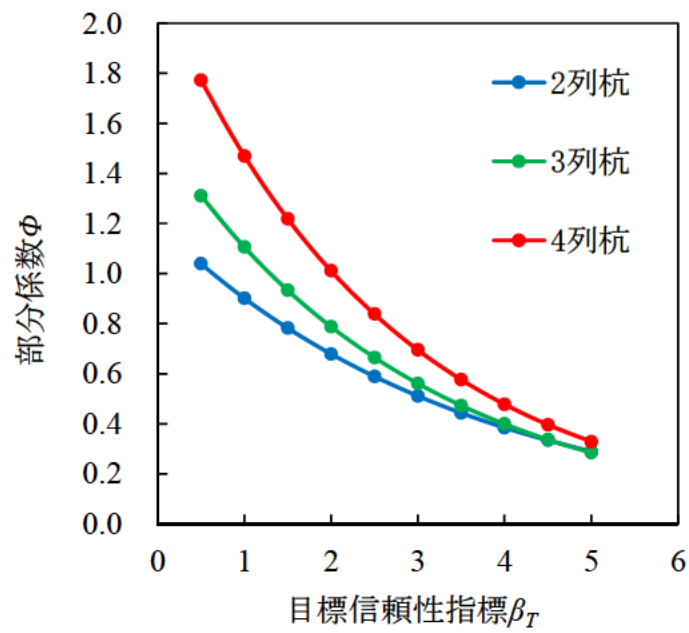
(b) 新推定式

図 5.6.8 部分係数  $\phi$  と信頼性指標  $\beta_T$  の関係 (Type2-3-1)





(a) 従来推定式



(b) 新推定式

図 5.6.9 部分係数  $\phi$  と信頼性指標  $\beta_T$  の関係 (Type2-3-1  $\times 1.5$ )

## 5.7 まとめ

橋梁杭基礎における杭列数の違いによるリダンダンシーの違いの定量的評価を可能にし、杭列数が多い杭基礎に対して設計時に優位性が与えられる耐震設計式の提案を目的とした検討を行った。現在設計時に明確に考慮されていない終局状態までの余剰耐力としてのリダンダンシーの定量化、およびリダンダントな視点を考慮したレベル 2 信頼性評価における耐震設計式での部分係数の算定について検討を行った。

本検討により以下の知見を得た。

1. 既往のリダンダンシーの研究に関する、確定論的および確率論的手法にて杭列数の違いによりリダンダンシーが現れることを確認した。
2. 本検討で用いたレベル 2 信頼性評価による耐震設計式を用いることで、現行の設計式では差異が現れない構造においてもリダンダンシーの違いを定量的に表すことができ、提案する耐震設計式を用いることで冗長性に優れる杭基礎の設計が可能となる。
3. 本検討で提案した耐震設計式を用いることで、冗長性に優れる杭基礎の設計を促すことができる。

一方、本検討には、主に以下のような課題点がある。

1. 限界状態の定義の追及  
今回は終局状態を基礎天端の応答回転角が  $0.02\text{rad}$  に達する際と定義したが、合理性の検証が満足でないため、今後も限界状態の定義やその根拠の検証が必要である。
2. ケーススタディの追加  
今後「地盤条件が異なるケース」、「杭長が異なるケース」、あるいは「地震動が異なるケース」など、より多くのパターンにて解析を行い、部分係数  $\phi$  との関係性をさらに考察する。
3. 解析モデルの精緻化  
本検討では、地震ハザードを用いない条件付きの信頼性解析を行っており、また、降伏限界状態が混在しないように橋脚や杭体を弾性挙動させるなど、解析を簡易化している部分がある。それらをより精緻化していくことで、解析の妥当性を向上させる。
4. 感度解析の実施  
杭列数の違いによるリダンダンシーが生じる力学的な根拠も含め、どのようなパラメータがリダンダンシーに影響を与えているのかを静的・動的解析を用いて検証する。

## 6. まとめ

今回の共同研究で以下の事項が明らかになった。

### (1) 高強度鉄筋の丸鋼をせん断補強鉄筋に用いた既製コンクリート杭の載荷試験結果

- せん断載荷試験結果より、高強度鉄筋の SD490、丸鋼 490、丸鋼 785 をスパイラル鉄筋として用いた場合においても、SD345 をスパイラル鉄筋として用いた場合と同様に、斜めひび割れ後にスパイラル鉄筋のひずみの増加が確認され、SD345 を用いた場合と同等のせん断耐力が確認できた。このことから、 $\rho_s \cdot \sigma_y$  が 2.45 以上を確保し、スパイラル鉄筋の中心間隔 100mm 以下となるように、スパイラル鉄筋を配筋することで、降伏強度に応じたせん断抵抗が期待できることが分かった。ただし、本実験は  $\rho_s \cdot \sigma_y$  が 2.45 以上を確保した条件で行っており、それを下回る場合に、この考察が成り立つのかは別途検証が必要である。
- 正負交番曲げ載荷試験結果より、試験方式（単純梁方式、片持梁方式）の違いによらず、高強度鉄筋の SD490 をスパイラル鉄筋として用いた場合、SD345 をスパイラル鉄筋として用いた場合と同様な変形能が期待できることが確認された。このことから、 $\rho_s \cdot \sigma_y$  が 2.45 以上を確保し、スパイラル鉄筋の中心間隔 100mm 以下となるようにすれば、SD345 と同等の変形能が期待できることが分かった。ただし、丸鋼 490、丸鋼 785 をせん断補強鉄筋として用いる場合には、実験等で確認する必要がある。

### (2) せん断耐力推定式の検討

- PHC 杭のせん断耐力を従来の式よりも精度よく推定できる修正 COPITA 式を提案した。修正 COPITA 式ではディープビームの効果と寸法効果による影響を改善した。修正 COPITA 式の推定精度は、平均値 1.00、変動係数 0.11 と既往の式に比べて大幅に向上した。
- 修正 COPITA 式でのせん断スパンおよびせん断スパン比の設定方法を提案した。
- 精度よくせん断耐力を推定するためには、せん断スパンを求めて、せん断スパン比の適用範囲で照査することがよいと考えられるが、実務設計を行う上では煩雑となる。せん断スパン比が JIS 強化杭で 1.5 より大きくなる場合に、JIS 杭では 2.5 より大きくなる場合に曲げ破壊型となることが既往の報告により確認されていることから、設計計算として JIS 強化杭で 1.5 を、JIS 杭で 2.5 を用いればよいと考えられる。
- レベル 2 地震動の影響を考慮する設計状況では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況と設計計算上の仮定が一部異なり、せん断スパンの扱いが十分に明確になっていない。そこで、せん断耐力を下限値に評価するせん断スパン比を一律に用いればよいと考えられる。

### (3) 既設杭の曲げひび割れに関する検討

- ・ 橋梁の撤去の際の地中に埋設された既設の RC 杭を収集し、ひび割れと鋼材の腐食状況、コンクリートの中酸化状況の調査を実施した。鋼材の腐食状況の調査結果としては、ひび割れによって錆が見られたが、表面にとどまり、断面欠損になるほどの腐食は生じていなかった。なお、この表面の錆が供用中に生じたものか撤去後に生じたものかは不明である。コンクリートの中酸化状況の調査としては、軸方向鉄筋にまで達する箇所もあったが、軸方向鉄筋に腐食は生じていなかった。現在、多く用いられている PHC 杭 (PC 杭) については、調査ができなかったが、PHC 杭はプレストレスが導入され、コンクリート強度は高強度の  $80\text{N/mm}^2$  以上であることから、RC 杭よりも鋼材の腐食やコンクリートの中酸化の影響は軽微であると考えられる。
- ・ 今後の調査として、異なる環境条件での既設杭や、地中部に埋設された状態での既設杭の調査を行い、データの蓄積を行っていきたい。

### (4) 杭列数の違いを考慮した部分係数設定のための基礎的な検討

橋梁杭基礎における杭列数の違いによるリダンダンシーの違いの定量的評価を可能にし、杭列数が多い杭基礎に対して設計時に優位性が与えられる耐震設計式の提案を目的とした検討を行った。現在設計時に明確に考慮されていない終局状態までの余剰耐力としてのリダンダンシーの定量化、およびリダンダンシーを考慮したレベル 2 信頼性評価における耐震設計式での部分係数の算定について検討を行った。本検討により以下の知見を得た。

- 1) 既往のリダンダンシーの研究に関する、確定論的および確率論的手法にて杭列数の違いによりリダンダンシーが現れることを確認した。
- 2) 本検討で用いたレベル 2 信頼性評価による耐震設計式を用いることで、現行の設計式では差異が現れない構造においてもリダンダンシーの違いを定量的に表すことができ、提案する耐震設計式を用いることで冗長性に優れる杭基礎の設計が可能となる。
- 3) 本検討で提案した耐震設計式を用いることで、冗長性に優れる杭基礎の設計を促すことができる。

一方、本検討には、主に以下のような課題点がある。

#### ・ 限界状態の定義の追及

今回は終局状態を基礎天端の応答回転角が  $0.02\text{rad}$  に達する際と定義したが、合理性の検証が満足でないため、今後も限界状態の定義やその根拠の検証が必要である。

#### ・ ケーススタディの追加

今後「地盤条件が異なるケース」、「杭長が異なるケース」、あるいは「地震動が異なるケース」など、より多くのパターンにて解析を行い、部分係数  $\phi$  との関係性をさらに考察する。

#### ・ 解析モデルの精緻化

本検討では、地震ハザードを用いない条件付きの信頼性解析を行っており、また、降伏限界状態

が混在しないように橋脚や杭体を弾性挙動させるなど、解析を簡易化している部分がある。それらをより精緻化していくことで、解析の妥当性を向上させる。

- ・感度解析の実施

杭列数の違いによるリダンダンシーが生じる力学的な根拠も含め、どのようなパラメータがリダンダンシーに影響を与えているのかを静的・動的解析を用いて検証する。

【参考資料】

1. 材料試験データ

1. 1 試験体の仕様と実測寸法

せん断試験および曲げ試験に用いた試験体の仕様と実測寸法を表 1.1、表 1.2 に示す。

表 1.1 試験体の仕様一覧

試験体		スパイラル鉄筋 線径-ピッチ	中詰め	杭製造日	中詰め施工日
No	名称*				
1	S600-SD345	10-70	—	H26/6/2	—
2	S600-SD490	10-100	○	H26/1/15	H26/1/17
3			○	H26/1/16	H26/1/17
4			—	H26/1/16	—
5	S600-丸鋼490	6.5-50	—	H27/5/26	—
6	S600-丸鋼785	6.0-65	—	H27/5/25	—
7	S600-SD490	10-70	—	H26/1/29	—
8	M600-SD345	10-70	○	H26/1/23	H26/1/30
9	M600-SD490	10-100	○	H26/1/23	H26/1/30
10			○	H26/1/28	H26/1/30
11			—	H26/1/28	—
12	M500-SD490	10-130	○	H27/5/19	H27/6/10

※試験体 No.1~7 はせん断試験、No.8~12 は正負交番曲げ試験に用いた。

表 1.2 試験体の実測寸法一覧

試験体 No	外観	寸法		
		杭径 (mm)	壁厚 (mm)	長さ (mm)
1	良好	602.3	107	5003
2	"	600.0	107	4999
3	"	600.7	101	5002
4	"	600.5	94	5003
5	"	601.1	103	5000
6	"	599.7	101	5002
7	"	997.3	146	7005
8	"	599.7	104	5000
9	"	599.9	105	5000
10	"	599.7	103	4999
11	"	600.2	105	5000
12	"	500.1	85	6000

※試験体 No.1~7 はせん断試験、No.8~12 は正負交番曲げ試験に用いた。

## 1. 2 材料試験結果

試験に用いた杭体のコンクリートの材料試験結果を表 1.3、中詰めコンクリートの材料試験結果を表 1.4、PC 鋼棒の材料試験結果を表 1.5、スパイラル鉄筋の材料試験結果を表 1.6 に示す。

表 1.3 杭体のコンクリートの材料試験結果結果（遠心：3体の平均値）

試験体 No	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材令 (日)
1	92.4	44030	0.21	5.6	15
2	112.9	43733	0.20	5.8	84
3	116.2	44233	0.20	5.9	56
4	113.0	44233	0.21	5.8	57
5	100.6	43533	0.22	6.0	36
6	104.1	44167	0.22	6.1	28
7	106.3	42933	0.22	5.6	71
8	106.8	43900	0.21	5.6	27
9	102.6	42300	0.23	5.8	29
10	93.7	40800	0.24	5.7	36
11	95.1	40300	0.21	5.6	29
12	106.4	45700	0.22	5.0	49

※試験体 No.1~7 はせん断試験、No.8~12 は正負交番曲げ試験に用いた。

表 1.4 中詰めコンクリートの材料試験結果（円柱：3体の平均値）

試験体 No	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	材令 (日)
2	39.2	24300	0.18	2.6	57
3	38.3	25767	0.19	2.4	58
8	31.5	26400	0.19	2.9	20
9	34.3	24700	0.16	2.8	22
10	37.0	25800	0.18	3.1	34
12	24.4	26500	-	-	27

※試験体 No.2,3 はせん断試験、No.8~12 は正負交番曲げ試験に用いた。



表 1.5 PC 鋼棒の材料試験結果（3本の平均値）

PC 鋼棒	0.2%耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )
PC 鋼棒 φ9.0mm	1469	1492	8.0	188179
PC 鋼棒 φ10.0mm	1439	1499	9.4	204148

※ヤング係数以外は、材料メーカーのミルシートによる。

表 1.6 スパイラル鉄筋の材料試験結果（3本の平均値）

スパイラル鉄筋	0.2%耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )
スパイラル鉄筋 SD345 D10	413	556	21.2	147194
スパイラル鉄筋 SD490 D10	694	737	6.8	133864
スパイラル鉄筋 丸鋼490 D6.5	554	611	10.0	187231
スパイラル鉄筋 丸鋼785 D6.0	980	1093	8.0	199685

※ヤング係数以外は、材料メーカーのミルシートによる。

【材料ミルシート】

# 検査証明書

## TEST REPORT

報告書番号/Report NO : QC131234

報告日/Report Date : 2013/12/05

製品名/Commodity : 細径異形PC鋼棒/Small diameter steel ✓  
 製品サイズ/Size : 9.0 mm /  
 規格/Specification : JIS G 3137 /  
 記号/Code : D種1号SBPDL /  
 製造番号/Working Advice Note No : 2B113029  
 認定番号:MTDN-0029 ✓

### 1.機械性質/Mechanical Properties

項目 規格/ 製造番号:	コイル番号 /Coil No:	外径 /Diameter (mm)	機械性質/Mechanical Properties					外観 Surface
			0.2% 降伏荷重 0.2% Yield load (kN)	0.2% 耐力 Yieldstrength (N/mm2)	引張荷重 Breaking Load (kN)	引張強度 Tensile strength (N/mm2)	伸び率 Elongation (%)	
		9.15±0.1	81.6以上	1275以上	90.9以上	1420以上	5以上	傷の有無
◎ 2B113029	D13B350	9.14	94.0	1469	95.5	1492	8	No
2B113029	D13B384	9.14	94.7	1480	96.4	1506	11	No
2B113029	D13C012	9.18	93.0	1453	94.7	1479	9	No

### 2.化学成分/Chemical Analysis

製造番号 /Working Advice Note No :	ヒート番号 /Heat No:	項目/Item	P (%)	S (%)	Cu (%)		
		規格/Standard	0.025以下	0.025以下	0.20以下		
2B113029	1AV26	結果/Result	0.016	0.008	0.01		
2B113029	1AV22	結果/Result	0.017	0.007	0.01		

### 3.常温リラクセーション試験/Constant temperature relaxation test

製造番号 /Working Advice Note No :	コイル番号 /Coil No:	リラクセーション率 / Relaxation Value 常温(20℃) % Temperature	1000時間(%)		
		規格/Standard	2.5以下		
2B112023	D128250	結果/Result	1.2%		

### 4.高温リラクセーション試験/High temperature relaxation test

製造番号 /Working Advice Note No :	コイル番号 /Coil No:	リラクセーション率 / Relaxation Value 高温(80℃) % Temperature	23時間(%)		
		規格/Standard	3.5以下		
		結果/Result			

### 5.溝試験/Ditch test

製造番号 /Working Advice Note No:	コイル番号 /Coil No:	項目(item)	溝幅(mm)	溝深さ(mm)	溝幅のり(mm)	真直度(mm)	
		規格/Standard	1.10±0.2	0.25±0.1	90±5	3以下	
2B113029	D13B350	結果/Result	1.01	0.34	90	1.0	
2B113029	D13B384	結果/Result	1.02	0.34	89	1.0	
2B113029	D13C012	結果/Result	0.92	0.34	90	1.5	

承認者/Review: 王銘志

作成者/Issuer: 中村豪



12/24

## 検査証明書

顧客	三谷エンジニアリング株式会社	発行日	2014.01.14
品名	ハイバ-LR8 ✓	発行No.	201401140088
規格	MTDN-0006 (JIS G 3137 SBPDL 1275/1420) ✓	製品径	10.0 mm ✓

### A. 機械的性質

項目	外径 10.38	引張荷重	引張強さ	降伏荷重	耐力	伸び
規格	± 0.05	111.5 以上	1420 以上	100.1 以上	1275 以上	5 以上
コイルNo.	mm	kN	N/mm <sup>2</sup>	kN	N/mm <sup>2</sup>	%
10-4261	10.40	119.3	1519	114.5	1458	9.8
10-4262	10.40	119.0	1515	114.2	1454	9.9
10-4263	10.39	118.3	1507	113.6	1447	9.8
⑩10-4264	10.39	117.7	1499	113.0	1439	9.4
10-4265	10.39	118.8	1513	114.1	1453	9.1
10-4266	10.39	118.1	1504	113.3	1443	9.6
10-4267	10.39	117.9	1501	113.2	1442	9.5
AVE.	10.39	118.4	1508	113.7	1448	9.6
R.	0.01	1.6	20.0	1.5	19.0	0.8

### B. 化学成分

コイルNo.	鋼番	化学成分	P %	S %	Cu %
		規格	0.030 以下	0.035 以下	0.30 以下
10-4261	SX14230	結果	0.011	0.005	0.03

### C. 定期試験

ヤング率	リラクセーション	常温(20°C) %	蒸気養生(75°C) %	オートクレーブ(180°C) %
kN/mm <sup>2</sup>	規格	2.5 以下	3.0 以下	8.0 以下
200.00	結果	0.81 %	1.25	7.13 %

製品は検査の結果、指定の規格に合格していることを証明します。



三和鋼棒株式会社 甘田工場  
 大韓民国釜山市沙上区甘田洞507-6  
 TEL: 82-51-301-4600~2  
 FAX: 82-51-301-4603

Signed by

*Lee S.H.*

INSPECTION CERTIFICATE  
鋼材検査証明書

ワインファースト 殿

Contract No. SHY-13-2-100-13A11

Customer 伊藤忠丸紅テクノスカーホーク 殿

Delivery 持込先 三谷エン지니어リング 殿

Supplier 取扱店 備トーセン 殿

Constructor 三谷エンジニアリング 殿

Project Name 工事名

Mukoyama Steel Works CO.,LTD.

株式会社 向山 鋼材工場

Factory 1 Kawarai-cho Kuiki

工場 埼玉県久喜市河原町

TEL. (0480) 44-1111

Headquarters 3-9-1 Sawaicho Kawaguchi

本社 埼玉県川口市幸町3丁目9番1号

In-house No. 社内 No. 1311-1298

Spec. 規格	JIS G3112	Symbol of Grade 種類の記号	S D 3 4 5	Size 呼び名	D 1 0	Total Amount 合計質量	2,016 kg	Date 発行日	2013年12月03日	List No. 納品番号	632108		
Charge No. 鋼番	Length 長さ	Pieces 本数	Mass 質量	T.S. 引張強さ(N/mm <sup>2</sup> )	Y.P. 降伏点(N/mm <sup>2</sup> )	E.L. 伸び%	Angle 曲げ試験	Chemical Composition 化学成分 (%)					
								C × 100	S × 100	P × 100	S × 100		
1311-357	12.0	300	2,016	413	345 - 490 440	18	180°	MAX 27	MAX 55	MAX 160	MAX 40	MAX 40	MAX 0.50
							GOOD	22	16	79	29	24	0.35
							BLANK						



Quality Control Section Chief  
品質管理課長

上記の注文品は、御指定の規格又は仕様に従って製造され、その要求事項を満足していることを証明します。

# 製品検査成績表

平成25年11月29日

三谷エンジニアリング(株) 御中

第一線材鋼業株式会社 結城工場  
 茨城県結城市大字七五三番地  
 電話 0296(35)1111  
 FAX 0296(35)1110



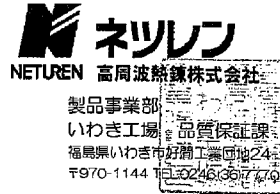
認定番号	MSRB-0053		出荷年月日	平成25年12月2日			
種類記号	FSD 490		試験年月日	平成25年11月28日			
呼び名	F10		製造年月日	平成25年11月28日			
線材鋼種	製鋼番号	化学成分 %					
		C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	Ceq ×100
SS400	① 679603	16	19	65	12	15	28
製造番号	質量 kg	最大荷重 N	引張強さ N/mm2	0.2%耐力 N/mm2	降伏比 %	伸び率 %	曲げ性能 合否
① 3-9-1	964	49,100	688 ✓	610 ✓	88.6	8.5 ✓	合格 ✓
備考	※製造番号欄の左端に記入した数字は製鋼番号の区分(①、②、③)を表す。					工場長	検査係

# 検査証明書

証明書番号 15J39601-10-09

発行日 2015年04月22日

三谷エンジニアリング(株) 第一工場 殿  
 品名 ウルボン-SR15 /  
 呼び名 9.0mm /  
 規格 MTDN-0014 (JIS G 3137相当) /  
 種類 D種1号 SBPDL 1275/1420 /  
 製造番号 J3-9601



## 1. 機械的性質

項目 規格	質量 kg	外径 mm	機械的性質					外観	鋼番	製造日
			0.2%永久伸び に対する荷重 kN	耐力 N/mm <sup>2</sup>	最大引張荷重 kN	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	伸び %			
コイルNo.		9.15 ±0.05	81.6 以上	1275 以上	90.9 以上	1420 以上	5 以上	有様な疵・ 錆なきこと		
○ 243945	1050	9.14	88.4	1381	94.2	1471	10	合格	M46558	03/19
243950	967	9.12	86.8	1356	93.1	1454	9	合格	M48378	03/19
合計	2,017	kg								

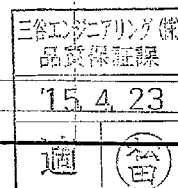
## 2. 化学成分

鋼番	規格	化学成分 (%)			
		P	S	Cu	
M46558	規格	0.025 以下	0.015 以下	0.15 以下	
M48378	結果	0.019	0.005	0.01	
		0.016	0.005	0.02	

## 3. 定期試験

ヤング率 kN/mm <sup>2</sup>	規格	リラクゼーション (%)		
		常温 20°C	蒸気養生 75°C	オートクレーブ 180°C
201	結果	2.5 以下	3.5 以下	15.0 以下
		0.75	2.8	13.9

納入の製品は検査の結果、指定の規格に合格していることを証明します。



# 検査証明書

証明書番号 15 AA 4838 -1

発行日 2015年6月3日

三谷エンジニアリング(株) 茨城工場 殿

品名 タイボン490

呼び名 6.5 mm

規格 MSRB-0049  
BCJ基評-RC0303-01

製造番号 AA - 4838



## 1. 機械的性質

項目 規格	質量 kg	直径 mm	機械的性質				
			耐力相当 荷重 kN	耐力 N/mm <sup>2</sup>	最大引張 荷重 kN	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	伸び %
コイルNo.		6.50 ±0.2	— 以上	490 以上	— 以上	540 以上	5 以上
816220		6.48	18.4	554	20.3	611	10
合計質量	0						
						合否判定結果	合格

納入の製品は検査の結果、指定の規格に合格していることを証明します。

# 検査証明書

証明書番号 15 AA 4838 -2

発行日 2015年6月3日

三谷エンジニアリング株式会社 茨城工場 殿

品名 タイボン785

呼び名 6.0 mm

規格 MSRB-0010  
BCJ基評-RC0115-01

製造番号 AA-4838



製品事業部  
赤穂工場 品質保証課  
兵庫県南あわじ市外下河原1586-1  
〒678-1185 TEL.079(49)3221



## 1. 機械的性質

項目 規格	質量 kg	直径 mm	機械的性質				
			耐力相当 荷重 kN	耐力 N/mm <sup>2</sup>	最大引張 荷重 kN	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	伸び %
コイルNo.		6.00 ±0.2	— 以上	785 以上	— 以上	900 以上	5 以上
822192		6.03	27.7	980	30.9	1093	8
合計質量	0				合否判定結果	合格	

納入の製品は検査の結果、指定の規格に合格していることを証明します。



# 製品検査成績表

平成27年2月19日

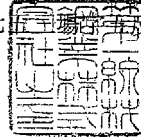
三谷エンジニアリング株式会社 御中

第一線材鋼業株式会社 結城工場

茨城県結城市大字七戸町字新田88番地

電話 0296(35)1111

FAX 0296(35)1110



認定番号	MSRB-0053	出荷年月日	平成27年2月20日				
種類記号	FSD 490 /	試験年月日	平成27年2月19日				
呼び名	F10	製造年月日	平成27年2月18日				
線材鋼種	製鋼番号	化学成分 %					
		C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	Ceq ×100
SS400	① 347870	16	20	64	28	15	28
製造番号	質量 kg	最大荷重 N	引張強さ N/mm2	0.2%耐力 N/mm2	降伏比 %	伸び率 %	曲げ性能 合否
① 3-9-1	974	52,600	737	694	94.1	6.8	合格
備考	※製造番号欄の左端に記入した数字は製鋼番号の区分(①、②、③)を表す。					工場長	検査係

## 2. せん断補強鉄筋に用いた高強度強筋について

### 2. 1 高強度強筋の分類

せん断試験および曲げ試験での試験体のせん断補強筋に用いた高強度鉄筋の分類を表 2.1 に示す。なお、日本工業規格に適合した製品を JIS 規格品、日本工業規格外の製品で国土交通大臣の認定を受けた製品を大臣認定品という。

表 2.1 高強度鉄筋の分類

JIS G 3112 : 鉄筋コンクリート用棒鋼		試験体に用いた鋼材	備 考
区 分	種類の記号		
異形棒鋼	SD295A	SD345 (JIS 規格品)	JIS 規格品の入手困難
	SD295B		
	SD345		
	SD390		
	SD490		
	FSD490 (大臣認定品) ※		

※ 製造メーカーは第一線材鋼業株式会社（商品名：First Steel Deformed の略）。

### 2. 2 国土交通大臣認定

建築基準法第 37 条を抜粋し下記に示す。

(建築材料の品質)

第 37 条 建築物の基礎、主要構造部その他安全上、防火上又は衛生上重要である政令で定める部分に使用する木材、鋼材、コンクリートその他の建築材料として国土交通大臣が定めるもの（以下この条において「指定建築材料」という。）は、次の各号の一に該当するものでなければならない。

- 一 その品質が、指定建築材料ごとに国土交通大臣の指定する日本工業規格又は日本農業規格に適合するもの
- 二 前号に掲げるもののほか、指定建築材料ごとに国土交通大臣が定める安全上、防火上又は衛生上必要な品質に関する技術的基準に適合するものであることについて国土交通大臣の認定を受けたもの

このように、一に適合しない指定建築材料は、二の国土交通大臣の認定が必要となる。

## 2. 3 JIS 規格品と大臣認定品との相違点

### 1) 製造方法

- ・ JIS G 3112 により、使用した SD345 は、熱間圧延によって製造された製品。
- ・ 大臣認定品である使用した FSD490 は、冷間圧延によって製造された製品。

### 2) 化学成分

表 2.2 化学成分

種類の記号	化学成分 (%)					
	C	Si	Mn	P	S	Ceq
SD490 (JIS 規格値)	0.32 以下	0.55 以下	1.80 以下	0.040 以下	0.040 以下	0.60 以下
FSD490 (認定規格値)	0.09~0.32	0.30 以下	0.43~0.80	0.040 以下	0.040 以下	0.18~0.45
FSD490 (試験値)	0.16	0.20	0.64	0.028	0.015	0.28

### 3) 機械的性質

表 2.3 機械的性質

種類の記号	降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 (%)	伸び (%)	曲げ 性能
SD490 (JIS 規格値)	490~625	620 以上	—	12 以上(2 号) 13 以上(14A 号)	90°
FSD490 (認定規格値)	490 以上	620 以上	95 以下	4.5 以上	180°
FSD490 (試験値)	694	737	94.1	6.8	合格

### 4) 形状及び寸法

表 2.4 寸法、質量及び節の許容限度

呼び名	公称 直径 (mm)	公称 周長 (cm)	公称 断面積 (cm <sup>2</sup> )	単位 質量 (kg/m)	節の平 均間隔 (mm)	節の高さ		節の幅		節のすき 間の和の 最大値 (mm)	節と軸線 との角度 (度)
						最小 (mm)	最大 (mm)	最小 (mm)	最大 (mm)		
D10 (JIS 規格値)	9.53	3.0	0.7133	0.560	6.7	0.4	0.8	—	—	7.5	45 度 以上
F10 (認定規格値)	9.53	3.0	0.7133	0.560	6.7	0.4	0.8	1.3	1.7	7.5	—

【認定書】



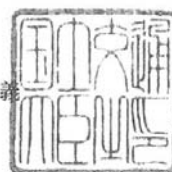
認 定 書

国住指第 672-1 号  
平成 21 年 8 月 25 日

第一線材鋼業株式会社  
代表取締役 松田 明 様

国土交通大臣

金子 一義



下記の構造方法等については、建築基準法第 68 条の 26 第 1 項(同法第 88 条第 1 項において準用する場合を含む。)の規定に基づき、同法第 37 条第二号の規定に適合するものであることを認める。

記

1. 認定番号  
MSRB-0053
2. 認定をした構造方法等の名称  
高強度せん断補強筋 FSD490
3. 認定をした構造方法等の内容  
別添の通り

(注意) この認定書は、大切に保存しておいてください。

1. 件 名

(別添)

高強度せん断補強筋 FSD 490

2. 建築材料の適用範囲

本建築材料は、第一線材鋼業株式会社が製造する降伏点が 490N/mm<sup>2</sup> 級の高強度せん断補強筋 FSD 490 に適用する。用途は鉄筋コンクリート造柱の帯筋、らせん筋及び梁のあばら筋とする。

3. 建築材料の品質基準

3-1 種類

高強度せん断補強筋の記号は、表 1 による。

表 1 種類 の 記 号

区 分	種類 の 記 号
高強度せん断補強筋	FSD 490

3-2 化学成分

高強度せん断補強筋の溶鋼分析値は、表 2 による。

表 2 化 学 成 分

種類 の 記 号	化 学 成 分 (%)					
	C	Si	Mn	P	S	Ceq
FSD 490	0.09~0.32	0.30以下	0.43~0.80	0.04以下	0.04以下	0.18~0.45

Ceq(炭素当量) = C + Si/24 + Mn/6 (C, Si, Mn についてのみ計算する。)

3-3 機械的性質

高強度せん断補強筋の降伏点又は0.2%耐力、引張強さ、降伏比、伸び及び曲げ性能は表 3 による。

表 3 機 械 的 性 質

種類 の 記 号	降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 (%)	伸び (%)	曲げ性能	
					曲げ角度	内側半径
					180°	2.5d
FSD 490	490以上	620以上	95以下	4.5以上	湾曲部の外側に亀裂が生じないこと	

3-4 建築材料の形状及び寸法

高強度せん断補強筋の形状及び寸法は、表 4 及び図 1 による。

表 4 寸法、質量及び節の許容限度

呼び名	公称直径 (d) mm	公称周長 (l) cm	公称断面積 (S) cm <sup>2</sup>	単位質量 kg/m	節の平均 間隔 (p) mm	節の高さ (a)		節の幅 (c)		節のすき 間の和の 最大値 mm	節と軸線 との角度 (β) 度
						最小値 mm	最大値 mm	最小値 mm	最大値 mm		
F6	6.35	2.0	0.3167	0.249	4.4	0.3	0.6	0.8	1.2	5.0	45度以上
F8	7.94	2.5	0.4951	0.389	5.6	0.3	0.6	1.1	1.5	6.3	
F10	9.53	3.0	0.7133	0.560	6.7	0.4	0.8	1.3	1.7	7.5	
F13	12.7	4.0	1.267	0.995	8.9	0.5	1.0	1.5	2.1	10.0	
F16	15.9	5.0	1.986	1.56	11.1	0.7	1.4	1.6	2.4	12.5	

- 備考1. 公称断面積、公称周長及び単位質量の算出方法は、次による。  
 公称断面積 (S) =  $(0.7854 \times d^2) / 100$  : 有効数字4桁の数値に丸める。  
 公称周長 (l) =  $0.3142 \times d$  : 小数点以下1桁の数値に丸める。  
 単位質量 =  $0.785 \times S$  : 有効数字3桁の数値に丸める。  
 2. 節の間隔は、その公称直径の70%以下とし、算出値を小数点以下1桁に丸める。  
 3. 節の高さは次の表によるものとし、算出値を小数点以下1桁に丸める。

呼び名	最小	最大
F6, F8, F10, F13	公称直径の4.0%	最小値の2倍
F16	公称直径の4.5%	最小値の2倍

4. 節のすき間の合計は、公称周長の25%以下とし、算出値を小数点以下1桁に丸める。  
 5. 質量の許容差は次の表による。

呼び名	許容差
F6, F8	± 7 %
F10, F13	± 5 %
F16	± 4 %

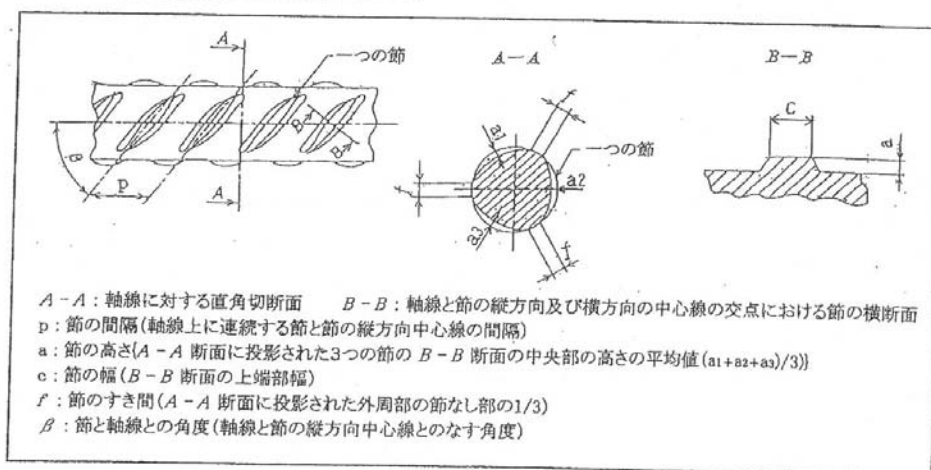


図 1 高強度せん断補強筋の寸法

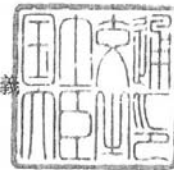


## 指 定 書

国住指第 672-2 号  
平成 21 年 8 月 25 日

第一線材鋼業株式会社  
代表取締役 松田 明 様

国土交通大臣 金子 一義



下記の建築基準法第 37 条第二号の国土交通大臣の認定を受けた高強度鉄筋に係る許容応力度等の基準強度について、平成 13 年国土交通省告示第 1024 号第 3 第五号の規定に基づき、下記の通り数値を指定する。

### 記

1. 認定番号  
MSRB-0053
2. 認定をした構造方法等の名称  
高強度せん断補強筋 FSD490
3. 指定する数値

基準強度	490 N/mm <sup>2</sup>
------	-----------------------

ただし、 長期に生ずる力に対す る許容応力度設定用の 基準強度	292 N/mm <sup>2</sup>
--	-----------------------

(注意) この指定書は、大切に保存しておいてください。

---

共同研究報告書  
Cooperative Research Report of PWRI  
No.494 July 2017

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