

博 士 論 文

接合部の条件が異なるプレキャスト・プレストレスト
コンクリート柱の耐震性能と損傷に関する研究

2021年2月

神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻

生田 麻実

主査 三木 朋広 准教授

副査 芥川 真一 教 授

長尾 毅 教 授

森川 英典 教 授

目次

1.	はじめに.....	1
1.1	研究背景.....	1
1.1.1	プレキャストプレストレストコンクリート橋脚.....	1
1.1.2	レジリエントな構造.....	2
1.1.3	PCaPC 橋脚に関連する研究の現状.....	2
1.2	研究目的.....	3
2.	既往研究.....	6
2.1	PCa および PC 構造に関する研究の動向.....	6
2.1.1	海外における動向.....	6
2.1.2	国内における動向.....	6
2.2	PCaPC 柱に関する既往研究.....	7
2.2.1	S. White, P. Routledge, and A. Palermo の研究.....	7
2.2.2	森, 鈴木, 太田, 濱田の研究.....	10
2.2.3	尹, 浜原, 本岡の研究.....	12
2.2.4	山野辺, 曾我部, 新井, 運上, 塚の研究.....	14
2.3	PC 柱に関する既往研究.....	15
2.3.1	伊藤, 山口, 池田の研究.....	15
2.4	既往研究のまとめ.....	17
3.	正負交番載荷実験概要.....	20
3.1	実験概要.....	20
3.2	供試体条件概要.....	20
3.2.1	供試体条件.....	20
3.2.2	供試体製作.....	22
3.3	正負交番載荷実験.....	26
3.3.1	載荷方法.....	26
3.3.2	PC 鋼材および軸方向鉄筋ひずみ計測.....	27
3.3.3	損傷の観察・計測.....	27
3.4	画像解析による非接触ひずみ計測.....	28
4.	構造条件による耐震性能の比較.....	30
4.1	はじめに.....	30
4.2	荷重-部材角関係.....	30
4.2.1	荷重-部材角関係図.....	30
4.2.2	最大耐力.....	34
4.2.3	荷重包絡線.....	36

4.2.4	累積吸収エネルギー	39
4.2.5	残留変位	43
4.3	ひずみ計測結果	46
4.3.1	PC 鋼材ひずみ	46
4.3.2	PC 鋼材の残留ひずみ	67
4.3.3	軸方向鉄筋ひずみ	87
4.4	断面計算による計算値と実験値の比較	100
5.	構造条件による損傷状況の比較	102
5.1	はじめに	102
5.2	供試体表面の観察	102
5.2.1	供試体表面写真による損傷の評価	102
5.2.2	ひび割れスケッチによる損傷の評価	109
5.3	画像解析による非接触ひずみ計測	112
5.3.1	最大部材角時のひずみ	112
5.3.2	除荷時(部材角 0%rad)の残留ひずみ	114
5.4	ひび割れ幅の計測	116
5.4.1	クラックスケールおよび π 型変位計によるひび割れ幅計測	116
5.4.2	接合部の開口ひび割れ幅	116
5.5	PCaPC 橋脚の耐震設計と損傷制御の提案に向けた検討	118
6.	まとめ	120
	謝辞	123

1. はじめに

1.1 研究背景

1.1.1 プレキャストプレストレストコンクリート橋脚

本研究では、プレキャストプレストレストコンクリート(以下、PCaPC)橋脚を対象に実験を行った。プレキャスト(以下、PCa)施工は現場打ちコンクリート構造物と比較して、工場作業によって高い品質を均一に発揮でき、現場での工期・労力の短縮が可能となる工法である。プレストレストコンクリート(以下、PC)柱では、一般的な鉄筋コンクリート(以下、RC)橋脚と比較して、残留変形が小さく原点指向型を示す傾向が報告されており、ひび割れの発生やひび割れ幅の低減が期待できる。このPC構造とPCa成功を併用するPCaPC構造は、コンクリート構造物の効率的な設計・施工に有効である。

土木分野においてPC構造やPCa施工はそれぞれ梁部材においては一般的であるが、PCaPC構造を橋脚のような下部構造に適用した事例は少なく、現在でも基礎研究が求められている分野である。本工法の適用推進となるPCaPC構造の設計手法も一般化には至っておらず、設計のための明確な基準は未だない。

土木分野でのPC橋脚に関してはプレストレストコンクリート技術協会によりガイドライン¹⁾が策定されており、根拠づけとして池田らによる縮小模型実験²⁾が行われた。同ガイドラインではPCaPC橋脚とほぼ同義となるプレキャストセグメント橋脚の耐震性状の特徴、考慮すべき特性ならびに試設計例を挙げている。ここでのプレキャストセグメント橋脚はPC鋼材のみを配置した構造と定義されている。引張鋼材としてPC鋼材と鉄筋を併用する工法も考えられるが、このガイドラインの規定外である。

一方、建築分野においては近年壁・フレームの構造をはじめ柱・梁接合の構造にもPCaPC構造を適用されている。省力化・工期の短縮等に加え意匠性の高い空間表現が可能であるPCa施工に、復元性に優れ、大地震後の残留変形やひび割れが少なく耐久性も期待できるPC構造を組み合わせた技術として注目されている³⁾。ここで、PCaPC構造と基本構造を同じくする工法としてはPC圧着建築協会によるPC圧着関節工法等の設計、耐震性の検証および実施工例がある。柱・梁接合部での耐震性の検証では接合部の回転挙動により部材の損傷を最小限に止め、RC造と比較して復元力が大きく軽微な補修で構造躯体の継続使用が可能であることが確かめられている⁴⁾。以上のように、建築分野では設計例が多いPCaPC構造においても、特に土木分野の下部構造においては適用や研究が少ないのが現状である。そのため、PCaPC橋脚の設計や解析モデル化の構築を目指し、構造条件と耐震性状の関係の知見を蓄積する必要がある。

1.1.2 レジリエントな構造

PCaPC 橋脚の研究においては、構造の特徴を最も活かせる最適解とは何か、を探求する必要がある。さらにこの最適解は一体打ち RC 構造と同強度、同性能を求める従来の構造の代替ではなく、PCaPC 構造独自の特徴を積極的に活用した新たなレジリエント構造の在り方の中にある。従来の RC 橋脚は耐力、変形、エネルギー吸収や残留変位、地震力に対する応答変位など様々な蓄積データから設計基準が定められ、大地震時において急激な破壊を防ぐことを主目的とした設計がされている。一方、PC 構造や PCa 構造の橋脚は実験による耐震性状の知見は蓄積されつつあるが、本格的な設計基準の設定はされていない。また既設の PC 橋脚や PCa 橋脚においても一体打ち RC 橋脚と同等以上の耐震性能を持つこと実用化の担保としており、PC 構造および PCa 構造の特徴を設計へ落とし込むには至っていない。PC 橋脚の耐震設計ガイドラインにおいても PC 橋脚においても設計における想定は中規模地震動までが原則であり、従来の耐震性を求める方針に沿ったものとなっている。しかし長期的に地震対策を考える上では、部材が倒壊に至らずとも大きな残留変形が残ること、損傷によって再供用までに時間とコストがかかることは災害復旧の大きな妨げとなる。こうした背景から、PC 橋脚、PCa 橋脚の更なる知見の蓄積が必要であるとともに、今後の構造物設計には地震を受けた直後からの性能回復性、復元性を有することが求められ、これらを意味する言葉である「レジリエンス」が性能の把握、ひいては設計に至るキーワードであると考えている。

コンクリート構造物におけるレジリエンスの捉え方の一例は、地震等被災時に変形や損傷が少なく継続して使用ができる性能を保つこと、あるいは容易な修復で短期間に性能回復が見込める程度に変形を低減したり損傷を制御する設計であると考えている。本研究ではレジリエントな構造を持ちうるコンクリート構造物の形態として、復元性が高く損傷の低減・制御が期待される PCaPC 橋脚に着目する。

また前述のようなレジリエンスを考える上では、耐震性状に関する知見だけでなく、損傷、変形に注視して破壊挙動をとらえることが必要である。PC 橋脚ガイドラインではプレストレスを導入した PCa セグメント橋脚(本研究で想定する PCaPC 橋脚)についても検討されているが、設計手法は試設計にとどまっており PCaPC 構造の地震に対する挙動が蓄積されたデータは非常に少ない。PCa 施工によって接合部が設けられた橋脚では、一体打ち構造と比較して損傷範囲が局所的になるため、接合部の目開きによって回転変形して、損傷範囲の制御に繋がると考える。このような損傷の現れ方について、構造条件によって変化する損傷の特徴をとらえる必要がある。

1.1.3 PCaPC 橋脚に関連する研究の現状

PCaPC 構造の上部構造での適用や建築分野での実施工は比較的多いが、土木分野では橋

脚などの下部構造にこれを適用した事例は少ない。海外に目を向けると、米国では、Accelerated Bridge Construction(ABC)のコンセプトにおける道路橋の急速施工法として PCa 構造を位置づけており、米国連邦道路庁 FHWA のプロジェクトを中心に、大学にて大型供試体を用いた実験実証が行われている。ニュージーランドでも同様に検討が進められており、いずれも地震地域における適用を想定した設計方法の提案および実施工まで至っている。

国内では国土交通省が進める i-Construction において PCa 工法は急速施工の効果的な方法であると位置づけられている⁵⁾。建築建物では PCa 工法を用いた施工事例は多く、すでに一般的な工法となっている。ただし、PCa 部材の接合部を現場打ちコンクリートで一体化するため、効率的な施工ができないという課題もある。土木分野の PC 橋脚に関してはプレストレストコンクリート技術協会策定のガイドラインが策定されており、この根拠づけとなる縮小模型実験が行われている。導入プレストレス力、PC 鋼材の付着をパラメータとして、40×40cm 正方形断面に軸方向鉄筋 D13 を 32 本配置した RC 橋脚と、耐力を概ね合わせるためプレストレスに応じて鉄筋の一部を PC 鋼材へ置き換えた PC 橋脚への正負交番載荷によって、PC 橋脚は RC 橋脚と比較して残留変形が小さく、原点指向性の高い橋脚であることが報告されている²⁾。また、振動台載荷によるプレキャスト PC 橋脚の耐震設計についての研究では、道路橋示方書 V 耐震設計編に従い照査したレベル 1 地震動およびレベル 2 地震動に対し必要とされる耐震性能が満足されていることが確認されている。特に近年の限られた資源・労力下における橋梁のアセットマネジメント⁶⁾においては、性能評価・照査と補修・補給が技術者の重要な役割となる。精緻なマネジメントの実施のためには、従来明確な基準のない構造条件の土木構造物に対しても精度の高い性能評価・照査を行うことが求められている。

上記のような国内外の背景から、PCaPC 構造の橋脚に関する研究は徐々に着手されつつあるものの実験事例や施工事例が少なく、一体打ち構造との住み分けが構造的、破壊挙動に基づいたもののできる実験結果の蓄積には至っていないことがわかる。

1.2 研究目的

本研究では PCaPC 構造の設計を一体打ち構造と同様の性能とすることを目指すのではなく、地震力を受けた際の挙動、損傷の制御に注目し、PCaPC 構造特有の性状を把握することに主眼を置く。ただし、PCaPC 構造は原点指向性の高さや損傷の局所集中など、RC 構造や一体打ち構造とは異なった設計コンセプトで取り扱うべき特徴がある。

本研究では、橋脚基部に接合部が存在する状態を模擬し PC 鋼材を用いてプレストレスを導入した供試体へ正負交番載荷を行い、一体打ちにより製作した PC 柱供試体との比較を行った。コンクリートのセグメントを硬化後に連結することが実験上困難であったため、

PCaPC 橋脚の模擬として、コンクリートの打継ぎ目で付着を切ることで「接合部のある PC 柱供試体」を製作した。正負交番載荷では載荷による耐力、累積吸収エネルギー、残留変位等の耐震性能について把握することを目的とする。これは主に鋼材類の降伏後の挙動に大きく影響されると考えられるが、コンクリート部の連続性の影響、PC 鋼材の貢献分、軸方向鉄筋の貢献分をそれぞれ明確に分割してとらえることを目指す。

また、PCaPC の「接合」に着目し、接合部での構造条件の違いが柱の耐震性能および損傷に与える影響を評価する。構造条件として接合部でのコンクリートの連続性、軸方向鉄筋の連続性、PC 鋼材の配置をパラメータとした。既往の池田ら²⁾の PC 柱の正負交番載荷実験では、導入プレストレス力の総量をパラメータとしている。しかし、同量のプレストレス力導入を行った PC 柱でも、断面内での鋼材径や配置によって引張縁で発揮される復元力特性等には違いがあると考えられる。

そこで、これらの構造条件による特性の変化を比較するため、PCaPC 柱の接合部の有無、接合部での軸方向鉄筋量、軸方向鉄筋の連続性、PC 鋼材の配置、PC 鋼材種、接合部高さをパラメータとした接合部のある PC 柱供試体ならびに比較用一体打ち PC 柱供試体を製作し、正負交番載荷実験を行って荷重－変位関係とその包絡線、累積吸収エネルギー、残留変形等の基本的な耐震性状および PC 鋼材ひずみの分布について把握した。さらに、損傷状況の把握においては軸方向鉄筋降伏後の大変形時を主な対象に目視観察を行い、供試体表面にあらわれる損傷の比較を行った。目視が難しい小変形時の損傷の把握方法として、画像解析による非接触ひずみ計測法を使用し、供試体表面のひずみ分布および損傷状況を把握することを試みた。

以上より、一連の正負交番載荷実験によって以下の点について明らかにすることを目的とした。

- (1) 接合部のある PC 柱供試体と一体打ちの場合と比較し、耐力、エネルギー吸収、残留変位等の耐震性能への接合部の有無による影響を明らかにする。
- (2) 供試体断面における軸方向鉄筋量および接合部での軸方向鉄筋の連続性、PC 鋼材種による鋼材降伏タイミングの違いをパラメータとして、軸方向鉄筋および PC 鋼材のエネルギー吸収へ貢献度合いをそれぞれ詳細に把握する。
- (3) 導入プレストレス力による供試体への復元性において、復元の阻害となりうる軸方向鉄筋の量および連続性による影響を除荷時の残留変位によって評価する。また PC 鋼材の降伏、断面内配置による引張側ではたらく緊張力の違いが残留変位に与える影響を明らかにする。
- (4) 接合部の有無および接合部の高さ位置によって供試体の損傷領域・範囲に与える影響を調べ、損傷制御の可能性を検討する。また、損傷制御を期待できる載荷段階の範囲を実験的に明示する。

- (5) 耐震性能および損傷状況の比較分析に基づき、PCaPC 橋脚を設計する場合に考慮すべき条件および PCaPC 橋脚の特性が有意となる設計コンセプトを提案する。

参考文献

- 1) プレストレストコンクリート技術協会：プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン，1999.11
- 2) 池田尚治，森 拓也，吉岡民夫：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.40，No.5，pp.40-47，1998.9
- 3) 日経 BP 「公共建築で魅力を発揮する PCaPC の建築技術」
< <https://special.nikkeibp.co.jp/atcl/NA/17/psmic0112/>> (2020/12/27)
- 4) PC 圧着建築協会「工法について」 < <http://pc-mpj.jp/system/>> (2020/12/27)
- 5) i-Construction 委員会：i-Construction～建設現場の生産性革命～：i-Construction 報告書，pp.14-16，2016.4
- 6) 宮川豊章，保田敬一，岩城一郎，横田弘，服部淳史：土木技術者のためのアセットマネジメントーコンクリート構造物を中心としてー，土木学会論文集 F，Vol.64，No.1，24-43，2008.2

2. 既往研究

2.1 PCa および PC 構造に関する研究の動向

2.1.1 海外における動向

近年の橋梁建設においては、プロジェクト全体の時間短縮や現場の安全性、天候等による遅延の回避のため、PCa 施工を含む建設の加速化に関する研究および実施体系化が進められている。米国においては、the Transportation Research Board (TRB), the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)が提携することで橋梁建設の加速化の原則として Accelerated Bridge construction(ABC)等が定められ、プレキャスト施工の採用を建設加速化に効果的な工法のひとつとして取り扱っている¹⁾。また、日米間ではPCa 構造物の耐震設計に関する建設省日米共同研究プログラムが1988年に開始され、PCa 耐震構造の開発システム The Precast Seismic Structural Systems (PRESSS)に基づいた研究が促進されている²⁾。また、関連して風荷重および地震に対するコンクリート構造物の応答に関する大規模試験等が行われている。PRESSS は米国における National Science Foundation とプレキャストコンクリート業界の共同出資によって、8つの大学、国際科学技術研究所および工学コミュニティによって提唱されるシステムである³⁾。PRESSS の耐震設計ガイドラインでは、特にアンボンド PC を用いた壁およびフレームについて設計モデルが定められている⁴⁾。これらのガイドライン・基準類においてはプレキャストセグメントを繋げるため PC 鋼材に導入したプレストレス力による圧着接合が提案されており、PCa 構造において PC 鋼材およびプレストレス力の利用が一般的であることがわかる。

2.1.2 国内における動向

国内の土木分野において、道路橋示方書⁵⁾では PC 桁の照査において、プレキャストセグメントを用いた場合について規定されている。ただし、PCaPC 構造としての具体的設計および照査方法は未だ明確に定められていない。またプレストレスコンクリート協会では PC 橋脚の耐震設計ガイドラインが定められている。建築分野においてはプレストレスコンクリート設計施工規準・同解説⁶⁾やプレキャスト建築技術集成に鉄筋コンクリート造ラーメン構造のプレストレスコンクリート(以下、R-PC)の設計等が定められている。建築分野における適用では柱、梁、耐力壁にプレキャスト部材を用い、現場打ち RC を併用して一体化し、プレキャスト工法の利点である品質の向上、生産性の向上、工期の短縮などを図ることができる。プレキャスト化に伴う打継ぎ部(プレキャストコンクリート接合部)ですべりや破壊が生じなければ、現場打ち RC 構造と同等の構造性能を有するプレキャスト

スト RC 構造が得られる。現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説⁷⁾は、プレキャストコンクリート接合部に生じる応力に対して、すべりや破壊が生じないように接合部の剛性・強度を検証して現場打ち RC 構造と同等の構造性能を確保している。R-PC 指針においても、この指針・同解説に準拠してプレキャストコンクリート接合部の設計を行い、現場打ち RC 構造と同等の構造性能を確保することとしている⁸⁾。

2.2 PCaPC 柱に関する既往研究

2.2.1 S. White, P. Routledge, and A. Palermo の研究

Palermo らによる PCaPC 橋脚の実験および施工例に関する報告⁹⁾では、RC 構造と比較して PCaPC 構造の利点を生かした設計コンセプトを実験的に検証している。ここで、ハイブリッドシステムによる損傷と残留変形の低減、エネルギー散逸装置を接続した損傷制御、低ダメージジョイントロッキング接続および実橋梁でのケーススタディについて報告されている。以下に、Palermo らによる一連の研究を概説する。

(1) ハイブリッドシステムによる損傷と残留変形の低減

図 2-1 に文献¹⁰⁾に報告された一体打ちおよびハイブリッドシステムを用いた橋脚供試体の載荷実験結果を示す。一体打ち橋脚では塑性ヒンジの形成によって載荷によるエネルギーを吸収し、大地震による損傷と残留変形が生じる可能性を受け入れた設計を行っている。ハイブリッドシステムは、ポストテンション PC 鋼材でセグメント化された橋脚部材を軸方向に繋ぎ、純ロッキングさせることによって開口部を利用して残留変形を伴わず地震に対応する。この純ロッキング構造にエネルギー吸収用鉄筋部材を供試体外側に取り付け、補助的なエネルギー散逸装置とのハイブリッド構造とすることで載荷後の供試体の再センタリング性能と旗型のヒステリシス応答の双方を得られる構造にできることが確かめられている。

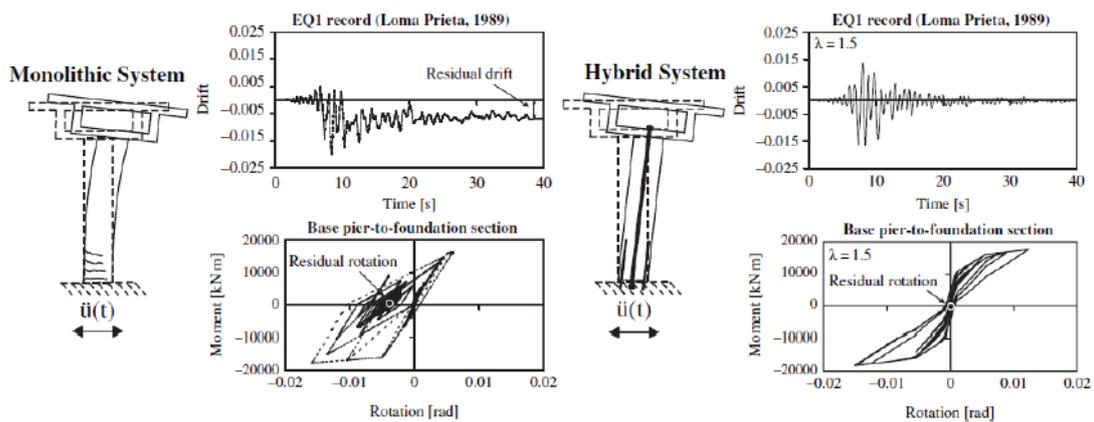


図 2-1 ハイブリッドシステム供試体¹⁰⁾

(2) エネルギー散逸装置を接続した損傷制御

PCaPC 橋脚での接合方法はエミュレーション接続と非エミュレーション接続に分けられる。エミュレーション接続では塑性ヒンジを形成し、従来の RC 柱と同等に動作することを目的として設計が行われる。非エミュレーション接続では、大地震時における橋脚の損傷を制御すること、低減することを目的として下部構造のコア要素への損傷が制限または完全に回避させる動作をコンセプトとしている。下部構造の残留変位を最低限にしながる耐震性能パフォーマンスを構造させ、また損傷後に所定の方法で迅速に補修作業が行えるよう制御することも目的としている。

エネルギー散逸装置をソケット接続およびカプラー接続によってフーチング部と柱部に接合した損傷制御実験例を図 2-2 に示す。載荷実験の結果、いずれの接続においても柱の基部に単一の広いひび割れが形成され、ロッキング界面として動作すること、残留変形が少なく良好な損傷制御を行えることが確認された。カプラー接続の供試体においては実験後にエネルギー散逸用の鉄筋を交換し、柱の基部でグラウトを充填することにより接続を正常に回復することができ、迅速な修復プロセスを実施することができている。

(3) 低ダメージジョイントロッキング接続

図 2-3 に低損傷接続による載荷試験概要図を示す。鋼製外枠を備えたプレキャストコンクリート柱とポストテンションバーによって構成されている柱をフーチング部および上部梁を 2 本の柱と接続している。エネルギー散逸装置は柱の外側に取り付けられ、ポストテンション力をパラメータとした実験が行われた。実験の結果、すべての場合において、構造の終局限界状態に対応する荷重レベルにさらされた後でも、プレキャスト要素に損傷がないことが示された。またエネルギー散逸装置の外部取り付けと再センタリングによって柱の強度と延性能力が回復したことを確かめた。

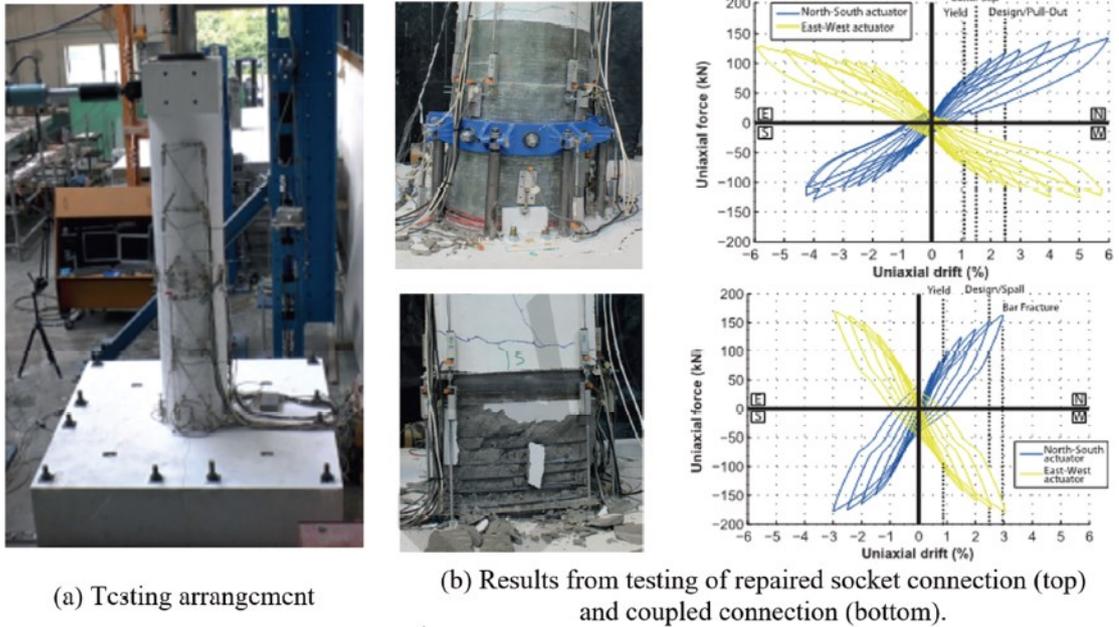


図 2-2 Controlled damage testing⁹⁾

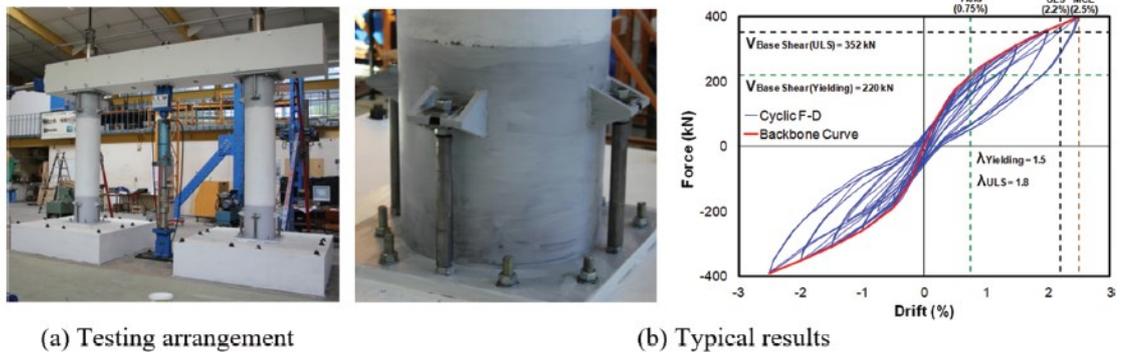


図 2-3 Low damage testing⁹⁾

(4) 実橋梁でのケーススタディ

低損傷接続を用いた PCaPC 橋脚はニュージーランド・クライストチャーチにおける Wigram-Magdala Bridge の実橋に適用されている。Caberbury 大学からの提案と Opus International Consultants によって設計された。単純支持された上部構造および 2 本の橋脚で構成されており、大地震時に損傷する可能性のあるエネルギー散逸装置を簡単に交換できる、損傷のするしないハイブリッドロックングジョイントを組み込んだことが設計の焦点である。エネルギー散逸装置は外観の改善を目的として柱基部の台座と柱上部の主軸台に埋め込まれ、一方向のみから散逸装置交換のアクセスが可能な設計となった。実施工後の課題として、散逸装置のより経済的な機械加工と代替鋼種の選

定，エネルギー散逸装置とポストテンションプレストレスによるモーメント寄与の比率の調整等が挙げられた。

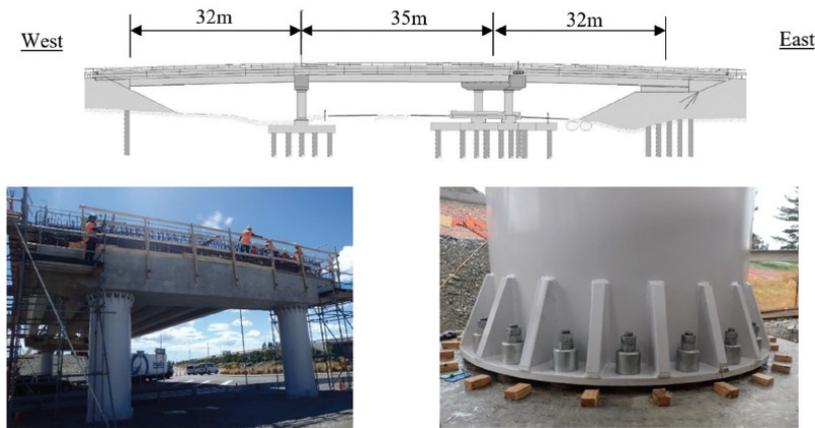
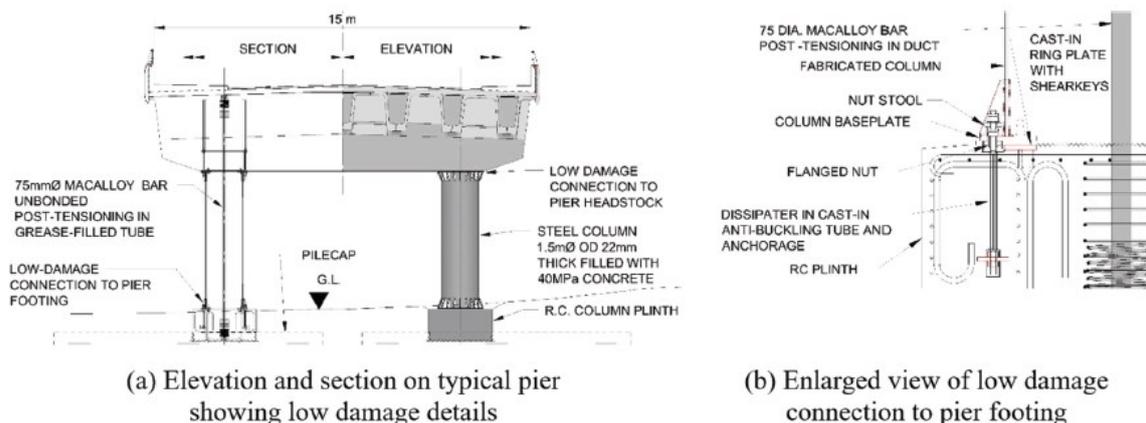


図 2-5 Wigram-Magdala Bridge 外観⁹⁾



(a) Elevation and section on typical pier showing low damage details

(b) Enlarged view of low damage connection to pier footing

図 2-4 Wigram-Magdala Bridge の構造概要図⁹⁾

2.2.2 森，鈴木，太田，濱田の研究

PC 柱供試体を用いた正負交番載荷実験の既往研究として森らが文献¹¹⁾および¹²⁾において報告したプレキャストセグメント橋脚の耐震性に関する実験的研究を以下に紹介する。この実験では，柱部とフーチング部を一体打ちで製作した供試体（文献中では PRC）と柱部に接合部を設けた PCaPC 供試体（文献中では PCa）に対し，軸力をかけながら水平方向に正負交番載荷を行い，荷重－変位関係，累積吸収エネルギー，残留変位，損傷状況，PC 鋼材ひずみについて実験結果を得た。

表 2-1 に示すようにプレストレス力および製作方法が一体打ちかプレキャスト製作かをパラメータとして，図 2-5 に示す断面 40×40cm，載荷スパン 1.5m の供試体を製作した。これらの供試体に一定軸力を与えながら水平方向に正負交番載荷を行った。

実験の結果以下のことが報告されている。つまり図 2-6、図 2-7 に示すように PCaPC 構造の供試体 (PCa-4) は一体打ち PC 構造の供試体 (PRC-4) と比較して、エネルギー吸収、残留変位ともに小さくなり、原点指向モデルに近い。プレキャスト供試体において、導入プレストレス 4MPa とした供試体と 8MPa とした供試体とで履歴性状に大きな差はない。またプレキャスト供試体では、図 2-8 に示すようにプレキャスト橋脚では一体打ち供試体に比べ、損傷が継目部(接合部)に集中し、ひび割れの発生本数が少なく、PC 鋼材が降伏した後、基部のセグメント継目部で PC 鋼材のひずみが急激に増加する傾向にあった。

これら森らの実験で示されているように、PCaPC 柱の耐震性能を比較するにあたっては柱供試体への正負交番荷重によって得られる荷重-変位関係から得られる供試体耐力、累積吸収エネルギー、残留変位をパラメータごとに比較し基礎的な知見を得ることが一般的な手法である。加えて PC 鋼材ひずみの計測により荷重に対する挙動の根拠データを得ること、供試体表面の損傷状況の観察により PCa 構造とした場合の一体打ちとの特徴の差異を掴むことができる。本博士論文研究においても実験によって耐力、累積エネルギー、残留変位を基礎的な耐震性能の指標として扱うこととする。

また、森らの実験においてはプレキャスト供試体は PC 鋼材による圧着のみで接合されており、一体打ちのように軸方向鉄筋がフーチング部と柱部で連続していない。軸方向鉄筋が接合部で連続している場合の耐震性能および損傷状況への影響を調べ、コンクリート部の連続性のみによる供試体への影響を明らかとする必要がある。

表 2-1 供試体一覧¹⁾

供試体名	断面形状	軸応力度 (MPa)	コンクリート強度 (MPa)	プレストレス (MPa)	付着の有無	帯鉄筋	PC 鋼材	軸方向鉄筋	備考
PCa-4	中実	1.0	35.0	4.0	有り	D6@30	8×SWPR7B φ12.7	—	プレキャスト
PCa-8	中実	1.0	35.0	8.0	有り	D10@40	8×SWPR19 φ17.8	—	プレキャスト
PRC-4	中実	1.0	35.0	4.0	有り	D6@30	8×SWPR7B φ12.7	16×D10	一体打ち
PRC-8	中実	1.0	35.0	8.0	有り	D10@40	8×SWPR7B φ17.8	16×D10	一体打ち

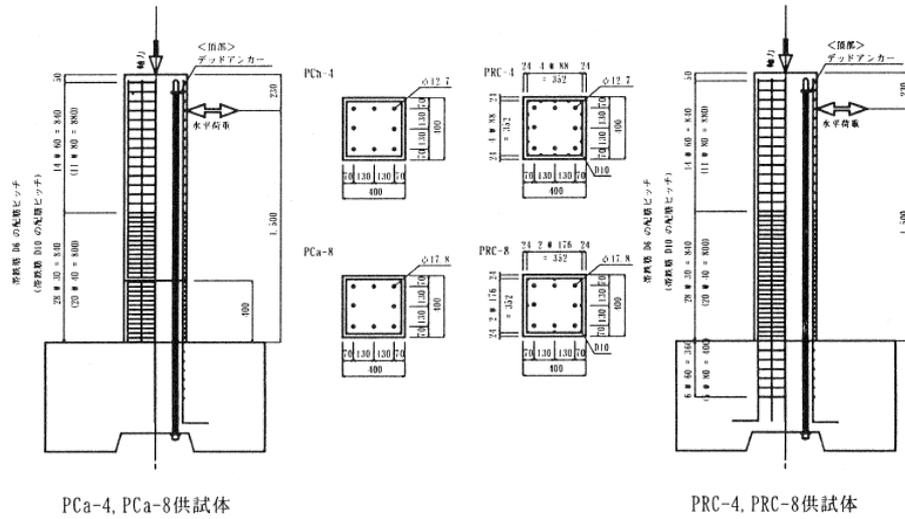


図 2-5 供試体構造¹¹⁾

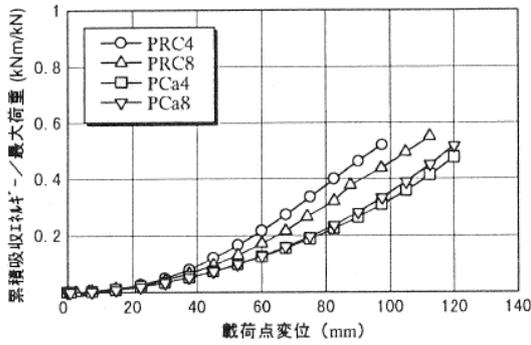


図 2-6 累積吸収エネルギー

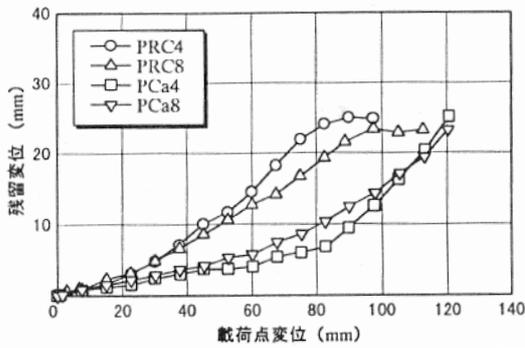


図 2-7 残留変位¹¹⁾

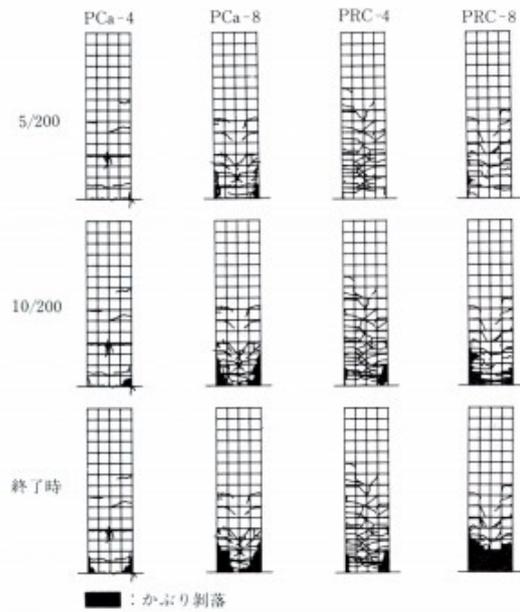


図 2-8 損傷状況¹²⁾

2.2.3 尹，浜原，本岡の研究

尹らが文献¹³⁾において報告した研究について，プレキャスト・プレストレストコンクリート柱のプレストレスレベル，軸力比，接合目地の有無，帯筋比を要因とする PC・PCa 柱供試体に対して正負繰り返し曲げせん断実験を実施し，履歴ループ，最終破壊状況について

て得た実験結果部分を抜粋して解説する。

供試体は表 2-2 に示す実験要因と水準で図 2-9 に示す配筋で製作した。図 2-10 に示す加力装置を用いて正負繰り返し曲げせん断実験を行った。

実験の結果、損傷状況について次の知見を得た。プレキャスト供試体の曲げひび割れは、図 2-11 に示すように目地境界に沿って肌分かれ状に発生した。これに対して一体打ち供試体には、このような肌別れ状のひび割れは見られない。また軸力が 0 または引張の供試体の圧壊は主として目地モルタル部分に生じ、軸力が圧縮の供試体についてはプレキャスト部分に生じた圧壊の方が顕著であった。図 2-12 に示すように高軸圧の供試体ほど残留変形が大きく幅の広い履歴ループを描く、接合目地の有無による履歴性状の優位な差異は見られない。

変形能力は軸力比、プレストレスレベルの上昇および帯鉄筋比の減少に伴って低下した。この傾向は軸力比に最も強く支配された。また履歴ループは、いずれもエネルギー消費能力に乏しい S 時型を描いたが、残留変形と等価粘性減衰定数は軸力比の増加に伴って上昇する傾向がみられた。

尹らの実験においては帯筋比を除く断面内の配筋条件は共通しており、導入プレストレス力や外力による軸力をパラメータとしている。プレストレス力や軸力による履歴性状への影響は尹らの研究によって傾向が示されているため、本博士論文研究ではプレストレスおよび軸力は一定下の実験条件において、断面内での配筋条件をパラメータとして扱うことに着目して、配筋およびプレストレス力の断面内での分布によって耐震性能や損傷状況への影響を調べることにした。

表 2-2 実験要因と水準¹³⁾

要因	水準				
プレストレスレベル, σ_g	0.05	0.1	0.15	0.2	
軸力比, σ_c	$-3q_u/4$	0	1/8	1/4	1/3
帯筋比 $P_w(\%)$	0.2	0.4	0.8	1.2	
接合目地	有(PC・PCa)			無(一体打)	

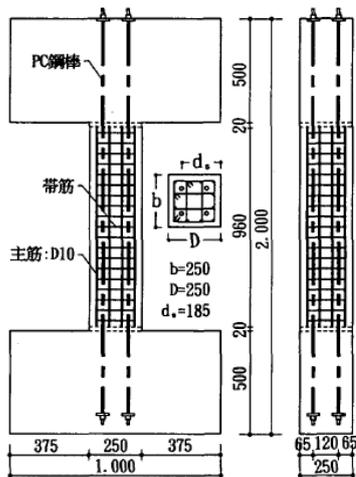


図 2-9 供試体配筋詳細¹³⁾ (単位:mm)

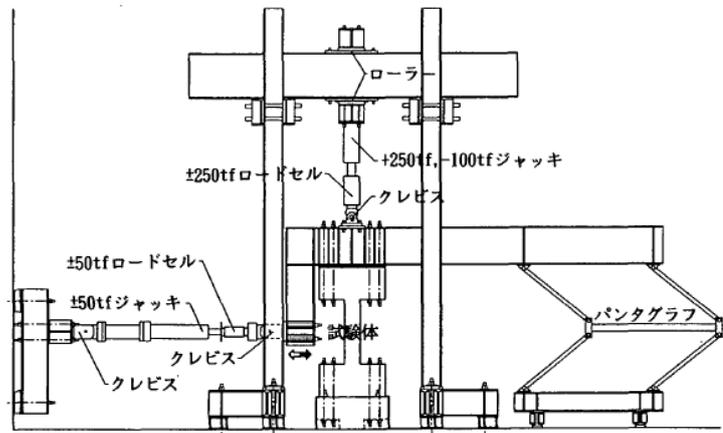


図 2-10 加力装置¹³⁾

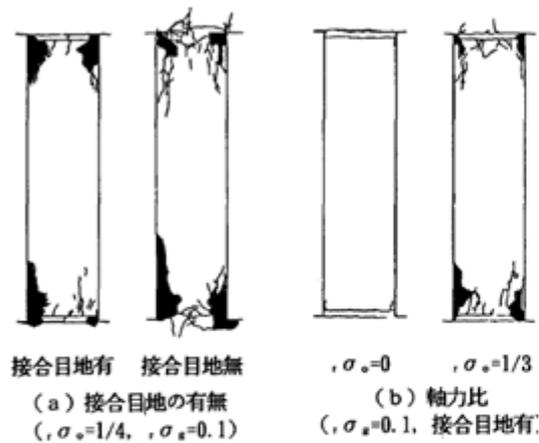


図 2-11 最終破壊状況¹³⁾

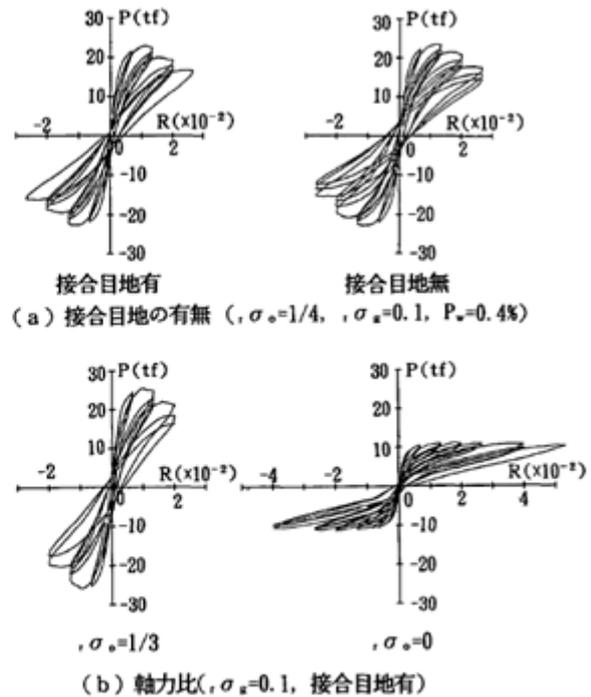


図 2-12 荷重－変位関係¹³⁾

2.2.4 山野辺，曾我部，新井，運上，塚の研究

山野辺らは文献¹⁴⁾において振動台加震実験によるプレキャスト PC 橋脚構造の大規模地震時の破壊特性や動的耐力・変形性能について報告している。

新井らの研究¹⁵⁾によると、プレキャスト PC 橋脚では、通常の RC 橋脚のように曲げひび割れが分散せず、PCa セグメントの継目部、特に最下部セグメントとフーチングとの境界部が大きく目開きして、ロックンクのような曲げ変形性状を示すことが明らかとなっている。この PC 橋脚の特徴である PC 鋼材のひずみの平滑化と、基部におけるロックンク挙動を考慮できる設計モデルとして、図 2-13 に示すようなモデルを提案し、設計法の妥当性の検証を目的として、図 2-14 に示すような内筒鋼管を用いたプレキャスト橋脚の縮小模型へレベル 1 およびレベル 2 地震動による振動台実験を行った。

振動台実験の結果、レベル 1, 2 地震動を入力した振動台実験による耐震性能評価を行い、プレキャスト PC 橋脚が必要とされる耐震性能を満足していることを確認した。また、レベル 2 地震動を超える地震動に対しても、同橋脚が安定した曲げ挙動を示し、残留変位も小さいといった優れた耐震性能を有していることを確認した。またプレキャスト橋脚では、作用する地震動が大きくなるにしたがって、内筒鋼管の内面とグラウトの付着が切れ PC 鋼材のひずみが趙趙に供試体高さ方向に伝達、分散して、橋脚全体の剛性が低下する。そのため、今回の実験では、入力地震動の大木さによって応答波形の周期が変化する傾向が確認された。

以上の山野辺らの研究で示されたように、動的载荷による実験においても PCaPC 柱の耐震性能を照査し設計モデルの妥当性が確かめられている。ここで、その制限値は道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁶⁾に基づいており、照査対象の PCaPC 柱が従来の RC 柱と同等の性能を有するか確認することで妥当性の担保とされている。実験結果として示された残留変位が小さい等の利点や 2.2.2 項, 2.2.3 項で示された供試体表面の損傷状況など PCaPC の特徴を設計に落とし込むことは未だ難しい。そのため、柱を PCaPC 構造とすることによって生じる RC 柱にはない条件について知見の蓄積および設計に利用できる定量的な評価が求められていると考える。

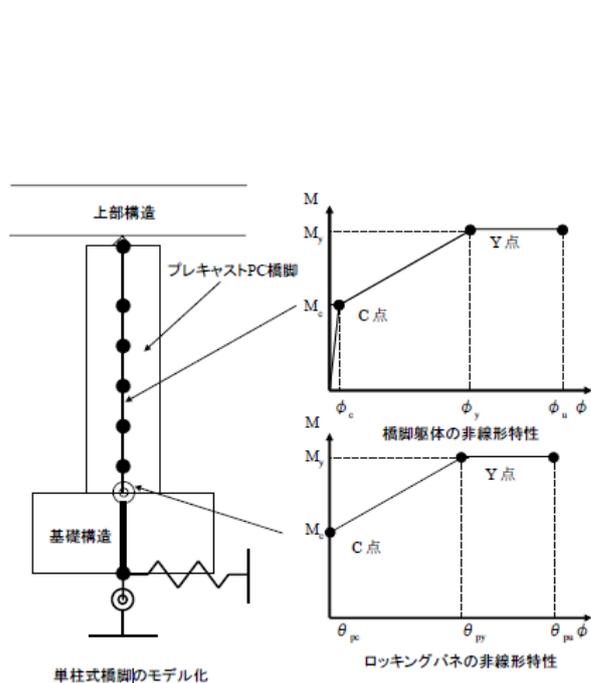


図 2-13 プレキャスト PC 橋脚設計モデル¹⁴⁾

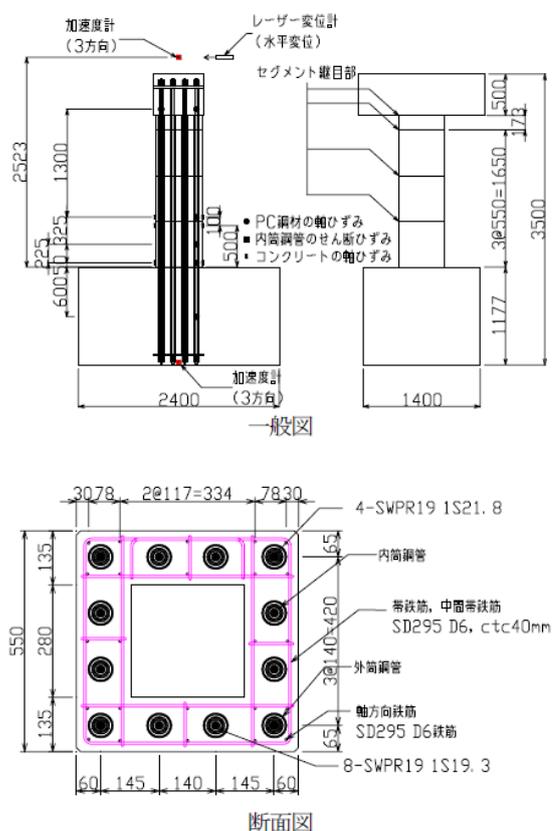


図 2-14 加震実験試験体¹⁴⁾

2.3 PC 柱に関する既往研究

2.3.1 伊藤, 山口, 池田の研究

伊藤らの研究¹⁷⁾では図 2-15 に示す軸力を受けた状態の RC 柱供試体と PC 柱供試体に対し、水平方向に正負交番载荷を行った。軸力の大きさと PC 力の大きさを供試体パラメータとし、表 2-3 に示す供試体条件で製作した。

図 2-16 に荷重-変位曲線を示す。終局変位を①荷重変位の包絡線が降伏荷重を下回る点 (δ_{usy}), ②荷重変位の包絡線が最大荷重の 80%を下回る点 (δ_{u80})の 2 種類で定義した P2(N)のグラフにおいて, 各サイクルの最大荷重に注目すると, PC 柱は終局変位に至った後も, 耐力の低下が見られなかった。ただし, R1(N)の最大変位を超えた時点で実験は終了した。対して, R1(N)では各サイクルの最大荷重に注目すると, RC 柱は終局変位に至った後, 急激に耐力が低下している。両者ともに, 終局荷重は 10tf 程度であった。そのため, PC 構造と RC 構造で最大荷重に大きな差はないが, 終局後の挙動が異なると言える。

残留変位を図 2-17 に示す。残留変位は除荷時の残留変位を除荷前のピーク変位で除したものであり, 正負荷荷時の平均値である。P1(N)と P2(N)の鉄筋降伏後の残留変位は R1(N)のそれぞれ 1/2~1/3 及び 1/4~1/5 程度と極めて小さくなった。そのため, PC 構造は RC 構造と比べ, 残留変位が小さくなると言える。

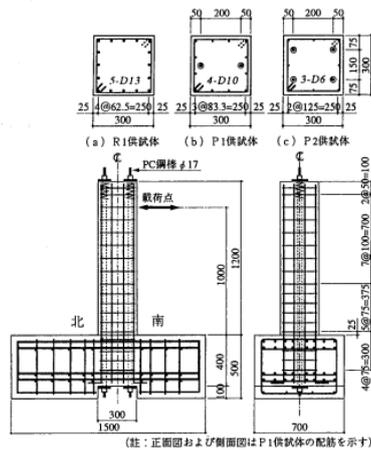


図 2-15 供試体図¹⁷⁾

表 2-3 供試体条件¹⁷⁾

NO.	記号 ^{*1}	外軸応力 (kgf/cm ²)	軸方向ストリス (kgf/cm ²)	鉄筋	緊張材 ^{*2}	帯鉄筋 ^{*2}	鉄筋の耐力 分担率 ^{*3}
1	R1(N)		0	16-D13 (2.25%)	-		100%
2	P1(N)	10	35	12-D10 (0.95%)	2-φ17 (0.51%)	柱基部 D6@75	41%
3	P2(N)		70	8-D6 (0.28%)	4-φ17 (1.01%)		9%
4	R1(H)		0	16-D13 (2.25%)	-	その他 D6@100	100%
5	P1(H)	40	35	12-D10 (0.95%)	2-φ17 (0.51%)		42%
6	P2(H)		70	8-D6 (0.28%)	4-φ17 (1.01%)		10%

*1: ()のNは外軸応力10kgf/cm², Hは外軸応力40kgf/cm²を示す
 *2: ()内の数値はそれぞれ軸方向鉄筋比、P・C鋼材比、帯鉄筋比を示す
 *3: 鉄筋降伏時の分担率を示す

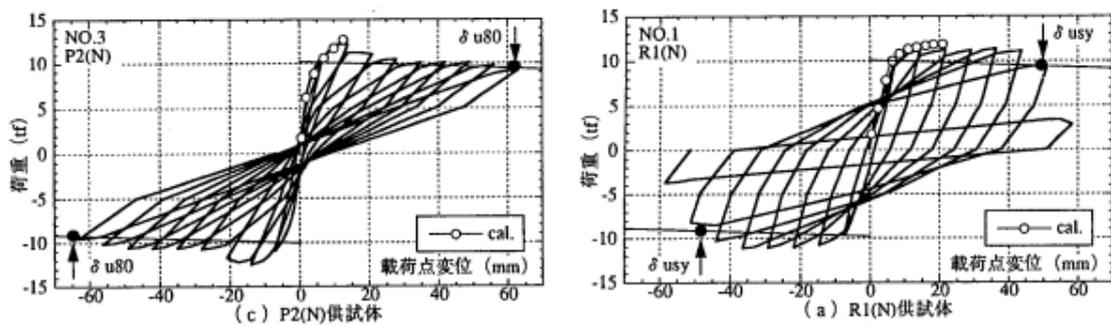


図 2-16 荷重-変位関係¹⁷⁾

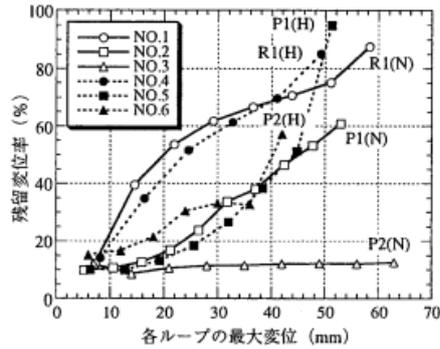


図 2-17 残留変位¹⁷⁾

2.4 既往研究のまとめ

2.1～2.3 節で解説した既往研究によって既知となった情報を以下にまとめるとともに、残されている課題を挙げる。

- 1) PCaPC 橋脚においては接合部のロッキング挙動を利用することによって、一体打ち、RC 橋脚と比較して残留変形を低減できる利点がある。
- 2) ロッキング挙動等による再センタリングの阻害となる鉄筋等は外部配置したエネルギー散逸装置等に代替することによって、エネルギー吸収においても良好な性能を得ることができる。
- 3) PC 鋼材のみで圧着接合された PCaPC 供試体は一体打ち供試体と比較して累積吸収エネルギー、残留変位ともに小さい。
- 4) PCaPC 供試体の損傷は一体打ち供試体を比較してひび割れ本数などにおいて損傷領域が小さくなる傾向にある。
- 5) PC 力、軸力、配筋等が同じ場合の接合部(接合目地)の有無による履歴性状には大きな差異は無く、損傷状況にのみ影響が現われる傾向にある。つまり、接合目地を有することによって、最終破壊状況においては目地境界に沿って肌別れ状のひび割れが発生する傾向にある。
- 6) 既往研究においては PCaPC 供試体ではセグメント接合部を PC 鋼材のみで接合しているが、軸方向鉄筋が存在する場合に供試体に与える影響については明らかとなっていない。
- 7) 荷重－変位関係においては外部軸力による履歴性状や耐力への影響が大きいですが、上部構造による死荷重を想定した外部軸力と柱内部で力のつり合いを取る柱内部での軸方向応力を区別する必要がある。特に土木系構造物においては建築系構造物と比較して外部軸力が小さいことから、基礎研究ではまずは軸方向ではプレストレス導入による応力のみを対象として精査する。

参考文献

- 1) Mary Lou Ralls , “HISTORY OF ABC IMPLEMENTATION IN U.S.,” Update of paper presented at the National ABC Conference – Miami, FL, December 2014
- 2) Hitoshi Shiohara and Fumio Watanabe (2000), “The Japan PRESSSS Precast Concrete Connection Design”, 12th WCEE, Auckland
- 3) Priestley, M. J.(1991), "Overview of PRESSSS Research Program," Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, Illinois, PCI Journal, 36(4), 50-57
- 4) John F. Stanton and Suzanne D. Nakaki : PREcast Seismic Structural Systems PRESSSS Volume 3–09 DESIGN GUIDELINES FOR PRECAST CONCRETE SEISMIC STRUCTURAL SYSTEMS
- 5) Yahya C.Kurama, Sri Sritharan, Robert B.Fleischman, Jose I.Restrepo, Richard S. Henry, Ned M.Cleland, S.K.Ghos and Particio Bonelli(2018), “Seismic-Resistant Precast Concrete Structures: State of the Art,” ,Journal of Structural Engineering, 144(4), 03118001
- 6) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説， 社団法人日本建築学会， 1998
- 7) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説， 2002
- 8) プレハブ建築協会：プレキャスト建築技術集成 第4編 R-PC の設計， 社団法人プレハブ建築協会， 2003
- 9) Samuel White, Peter Routledge, and Alessandro Palermo, “Seismic Low Damage Technologies for Bridges in New Zealand: from Research practice,” ACT-15-15, Applied Technology Council, Redwood City, California
- 10) Hewes, J. T., Priestley, M. J.(2002), “Seismic Design and Performance of Precast Concrete Segmental Bridge Columns," State of California Department of Transportation
- 11) 森 拓也， 鈴木宣政， 太田 豊， 濱田直明：プレキャストセグメント橋脚の耐震性に関する実験的研究，プレストレストコンクリート技術協会第9回シンポジウム論文集， pp.679-684， 1999.10
- 12) 森 拓也：プレキャストセグメント橋脚の耐震性，コンクリート工学， Vol.38, No.5, pp.44-47, 2000
- 13) 尹 元奎， 浜原正行， 本岡順次郎：プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集， No.480， pp.151-160， 1996.2
- 14) 山野辺慎一， 曾我部直樹， 新井崇裕， 運上茂樹， 堺淳一：振動台加振実験によるプレキャスト PC 橋脚の耐震設計法の開発， 構造工学論文集， Vol.56A, pp.421-431, 2010.3
- 15) 新井崇裕， 日紫喜剛啓， 榎本恵太， 竹下一敏：新しいプレキャスト PC 橋脚の耐震性

能に関する実験的研究, プレキャストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol.10, pp.299-302, 2000

16) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編, 2017

17) 伊藤忠彦, 山口隆裕, 池田尚治：軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1197-1202, 1997

3. 正負交番載荷実験の概要

3.1 実験概要

PCaPC 橋脚の耐震性能や損傷に関する特徴を把握するため、縮小供試体を製作して載荷実験を行った。本研究で対象としている PCaPC 柱を実験用に模擬するため、フーチング部と柱部を有する PC 柱を製作した。PCa 施工したフーチングと柱、または柱部で複数の分割されたセグメントを組み立てることを想定するが、実験上完全に別製作したセグメントを打設・硬化後に接続および圧着して PCaPC 柱として組み立てることは困難であった。そのため接合位置で下部のコンクリートを打ち止め、硬化後に上部にコンクリートを打ち継ぐことでコンクリートに接合部を設けた。この手法で製作した柱にポストテンション方式で軸方向に PC 力を導入し、本論文で「接合部のある PC 柱供試体」と呼称するケースをもって PCaPC 橋脚の模擬とした。一方、コンクリート接合部のない供試体は「一体打ち PC 柱供試体」とした。供試体は外形が同じ計 10 体を製作した。

それぞれの構造条件として接合部の有無および高さ方向の位置、軸方向鉄筋の連続性、軸方向鉄筋の本数、PC 鋼材種類、本数、径および 1 本あたりに導入するプレストレス力をパラメータとした。耐震性能を評価する基礎的なデータを得るため、載荷は静的な正負交番載荷を行い、供試体にかかる荷重および変位、PC 鋼材および鉄筋のひずみ、接合部での目開きを計測した。また各載荷段階で供試体の表面でデジタルカメラを用いた撮影および目視によるスケッチを行った。撮影したデジタル画像を用いて画像相関法により非接触ひずみ計測を行い、損傷状況評価するデータを得た。

3.2 供試体概要

3.2.1 供試体条件

正負交番載荷実験用に PCaPC 橋脚を模した縮小柱供試体として製作した供試体の条件一覧を表 3-1、供試体名称の付け方を図 3-1 にそれぞれ示す。いずれの供試体も上部に 250×250mm の正方形断面で高さ 900mm の柱部、下部に長方形フーチング部を有する。高さ位置におけるフーチング部と柱基部の境界部を以後「柱基部」と呼称する。フーチング部を固定し、柱基部から 750mm 上方位置の高さを正負交番載荷時の水平載荷高さとした。PCa 施工によるセグメント同士の境界を模して柱部にコンクリートの不連続面を設けた供試体において、不連続面の高さ位置を以後「接合部」と呼称する。各供試体の実験パラメータとして、表 3-1 に示すように柱部のコンクリートにおける接合部の有無、接合部の高さ、

軸方向鉄筋の連続性および断面あたりの本数、PC 鋼材の種類、本数、径および 1 本あたりに導入する緊張力を設定した。

パラメータの詳細を図 3-2 に示す供試体名称の記号に合わせて解説する。パラメータの詳細を解説する。PCa 施工によってできるセグメントの接合部を模して、供試体にコンクリートの接合部を設けたものを接合部有、フーチング部と柱部を連続して打設したものを一体打ちとした。一体打ち供試体を M シリーズ、接合部のある供試体を J シリーズとして供試体名を示す。接合部は一般的に柱基部に設けられるが、接合部高さによる影響を調査するため、また後述する画像解析において損傷箇所周辺に焦点を合わせるために柱基部よりやや高い 50mm 上方位置をコンクリート接合部の基準位置とした。ただし、J-C4-S4-H においてはこの接合部位置を柱基部から 125mm 上方に設けた。

接合部での軸方向鉄筋条件が連続である供試体ではフーチング部から柱上部まで軸方向鉄筋が連続している。実務的な設計に想定される PCaPC 橋脚で鉄筋が機械式継手等を用いて連続する場合、軸方向鉄筋をセグメント間で接続時に鋼管内を通す、カップラーを用いて接続しモルタルで接続目地を埋める等の施工が想定されるが、本実験では接続目地、カップラーや付着等による軸方向鉄筋への影響を対象としないため接続加工を行わない 1 本の鉄筋を配置した。また、軸方向鉄筋量による耐震性能および損傷状況への影響を調べるため、断面あたりに 4 本または 12 本の軸方向鉄筋を配置し本数パラメータとした。軸方向鉄筋条件が不連続の場合、コンクリートの接合部において軸方向鉄筋を切断し、セグメントの接続を PC 鋼材に導入したプレストレス力による圧着のみとした条件を想定した。軸方向鉄筋が連続である断面内に 4 本配置した場合を C4、12 本配置した場合を C12、不連続である場合を DC と表記した。

PC 鋼材の条件においては、PC 鋼材の種類に PC より線を使用したものを基準とし、比較として PC 鋼棒を使用した供試体を製作した。PC より線は 0.2%耐力が高いため本実験条件下では実験終了時までには降伏しないことを前提とし、PC 鋼棒は荷重によって 0.2%永久ひずみ値に達する条件として設定した。PC より線を使用した場合 S、PC 棒鋼を使用した場合 B の記号で表記した。PC より線を使用した場合においては、PC 鋼材 4 本を断面 4 隅にそれぞれ配置する構造を基準とし、記号 S4 で示す。

また、断面中央にも PC 鋼材を配置し計 5 本とした場合、記号 S5 で $\phi 15.2\text{mm}$ 鋼材を 5 本配置したもの、記号 S1:4 で 4 隅に $\phi 12.7\text{mm}$ 鋼材を配置し中央の 1 本に $\phi 15.2\text{mm}$ 鋼材を配置したものを表す。

PC 鋼材の本数および配置に関わらず、供試体全体に導入される軸方向プレストレス力は 4MPa と共通とした。供試体全体にかかるプレストレスレベルを条件とした既往研究¹⁾は報告されているが、荷重時に引張側の鋼材にあたる PC 鋼材の緊張力が異なる場合、供試体の挙動に与える影響は明確にされていない。これらをパラメータとして実験を行うため PC 鋼材を 5 本配置し、1 本あたりの導入緊張力を変化させた。PC 鋼材は供試体名末尾の記号が S4 の供試体では断面の各隅に $\phi 15.2\text{mm}$ 鋼材に 1 本あたり 63kN(鋼材応力で

450MPa)の緊張力を与えた。J-C4-S5 では断面各隅と中央のφ15.2 に 50kN(鋼材応力で 360MPa)の緊張力とした。J-C4-S1:4 ではφ12.7mm 鋼材に 37kN(鋼材応力で 380MPa), φ15.2 鋼材には 100kN(鋼材応力で 720MPa)の緊張を行った。J-C4-S1:4 ではおよその PC 鋼材比がφ15.2mm を 4 本配置した場合と同等になるよう 4 隅の鋼材径をφ12.7mm と設定した。

表 3-1 供試体条件一覧

供試体	柱部のコンクリートの条件	接合部の基部からの高さ(mm)	軸方向鉄筋の本数	接合部での軸方向鉄筋条件	PC 鋼材種と本数	PC 鋼材の導入緊張力(鋼材 1 本あたり)
M-C4-S4	一体打ち	---	4	連続	4×SWPR7Bφ15.2	450MPa (63kN)
M-C12-S4	一体打ち	---	12	連続	4×SWPR7Bφ15.2	450MPa (63kN)
M-C12-B4	一体打ち	---	12	連続	4×SBPRφ13	470MPa (63kN)
J-C4-S4	接合部有	+50	4	連続	4×SWPR7Bφ15.2	450MPa (63kN)
J-C12-S4	接合部有	+50	12	連続	4×SWPR7Bφ15.2	450MPa (63kN)
J-DC-S4	接合部有	+50	4	不連続	4×SWPR7Bφ15.2	450MPa (63kN)
J-DC-B4	接合部有	+50	4	不連続	4×SBPRφ13	470MPa (63kN)
J-C4-S5	接合部有	+50	4	連続	5×SWPR7Bφ15.2	360MPa (50kN)
J-C4-S1:4	接合部有	+50	4	連続	4×SWPR7Bφ12.7 1×SWPR7Bφ15.2	φ12.7 : 380MPa (37kN) φ15.2 : 720MPa (100kN)
J-C4-S4-H	接合部有	+125	4	連続	4×SWPR7Bφ15.2	450MPa (63kN)

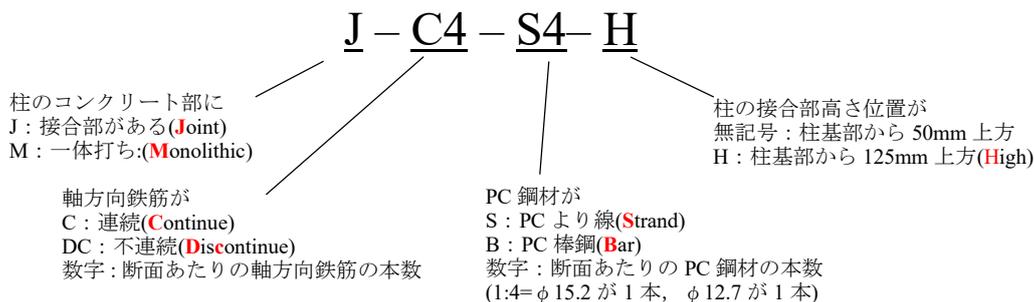


図 3-1 供試体名称の付け方

3.2.2 供試体製作

供試体の使用材料の物性, PC 鋼材および軸方向鉄筋比と配筋詳細, 供試体の配筋をそれぞれ表 3-2, 表 3-3, 図 3-2 に示す。せん断補強筋量は曲げ破壊が先行するよう設定した。供試体は軸方向鉄筋および柱部のせん断補強筋を配筋し, PC 鋼材の配置位置に#1000 標準型スパイラルシース管(内径φ23mm, 外径φ25.5mm)とともに型枠内に納めた後, 一体打ち供試体の場合はフーチング部から柱部の最上部までを連続して打設した。内部の配筋の外観および型枠の外観を写真 3-1, 写真 3-2 にそれぞれ示す。

接合部のある供試体の場合, フーチング部全てに加えて, 柱部の柱基部より 50mm 上方まで(J-C4-S4-H の場合のみ 125mm 上方まで)コンクリートを流し込み打設し, 約 24 時間硬化後に写真 3-3 に示すように厚さ 1mm のテフロンシートをシース管および軸方向鉄筋周

りを避けて柱部の打ちあがり面に設置した。その後柱基部から 50mm 上方より上部の残りの柱部を打設し、打継ぎ面の付着を抑制することえ 3 PCaPC 橋脚において硬化済のセグメント同士を圧着する際の接合面に近い状態を模擬した。コンクリート部の硬化後、14 日以上強度発現期間を設けた後にシース管内部に PC 鋼材を設置した。PC 鋼材の外観を写真 3-4 に示す。

シース管はフーチング部から柱部まで連続しており、フーチング部仮面を定着固定側、柱部上面を定着緊張側として緊張を行った。写真 3-5 に示すようにジャッキを用いてポストテンション方式で PC 鋼材を所定緊張力まで緊張し、シース内にグラウトを充填した。

供試体上面と緊張側定着具との間にひずみゲージを貼り付けた鋼管を簡易ロードセルとして設置し、鋼管にかかるひずみから導入緊張力を推定した。このロードセルによる計測結果から、緊張力導入から載荷試験までの期間におけるプレストレスロスはほぼ無いことが確認されたため、緊張時の PC 鋼材ひずみを載荷直前の初期ひずみと同値として扱うこととした。

接合部のある供試体においては、PC 鋼材の緊張によって柱部とフーチング部を圧着し、せん断力を伝達している。また、プレストレス力は PC より線を使用した場合、鋼材が載荷によっても降伏しない領域で実験を行うことを想定し柱断面に対して 4MPa とした。

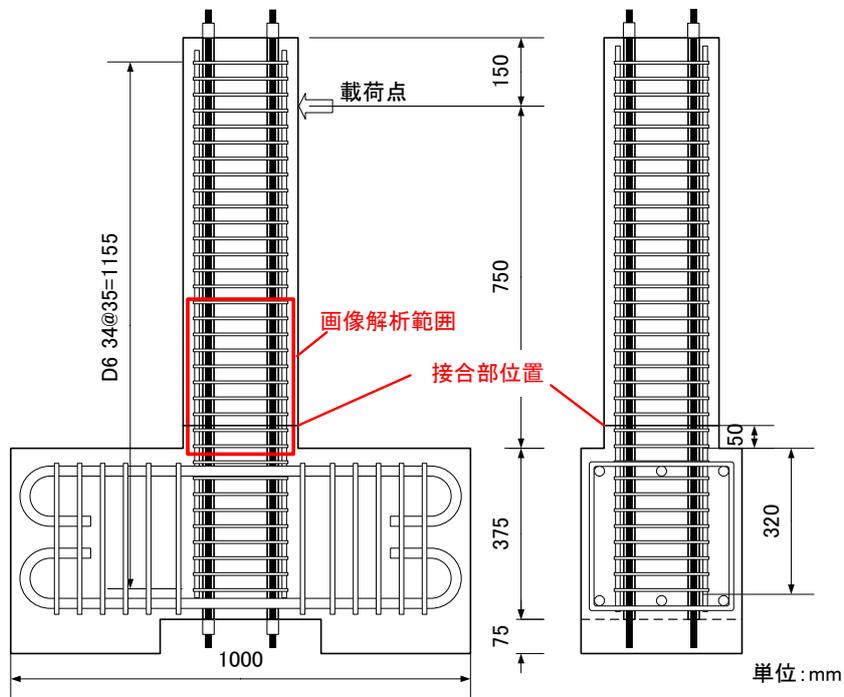
PC 鋼材の配置条件によって PC 鋼材 1 本あたりの緊張力は供試体名末尾の記号が S4 の供試体では $\phi 15.2\text{mm}$ 鋼材に 1 本あたり 63kN(鋼材応力で 450MPa)、J-C4-S5 では断面各隅と中央の $\phi 15.2$ に 50kN(鋼材応力で 360MPa)、J-C4-S1:4 では $\phi 12.7\text{mm}$ 鋼材に 37kN(鋼材応力で 380MPa)、 $\phi 15.2$ 鋼材には 100kN(鋼材応力で 720MPa)の緊張力を与えた。1 本あたりの導入緊張力が異なる供試体においても、供試体断面あたりの導入プレストレス力は 4MPa で共通している。

表 3-2 使用材料の物性

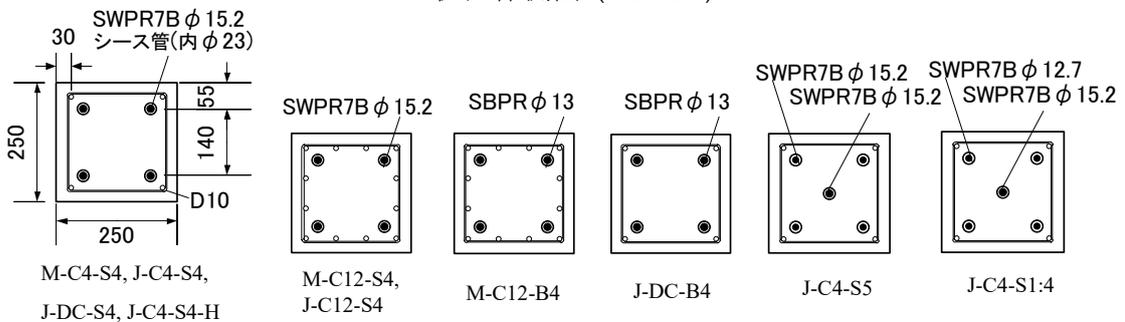
供試体	コンクリート (早強ポルトランドセメント)			グラウト 圧縮強度 (N/mm^2)	PC 鋼材 SWPR7B $\phi 15.2$		軸方向鉄筋 SD345 D10 降伏強度 (N/mm^2)	せん断補強筋 SD295 D6 0.2%耐力 (N/mm^2)
	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)		0.2%耐力 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)		
M-C4-S4	168	69.0	39 200	71.5	1846	196 000	379	344
M-C12-S4	119	52.6	33 800	65.3	1810	191 000	369	353
M-C12-B4	46	36.3	34 200	67.7	1175	201 000	369	328
J-C4-S4	164	62.6	37 100	71.5	1846	196 000	379	344
J-C12-S4	120	51.9	33 000	65.3	1810	191 000	369	353
J-DC-S4	24	55.8	36 500	76.6	1846	196 000	379	344
J-DC-B4	41	35.4	37 500	67.7	1175	201 000	369	328
J-C4-S5	32	51.6	33 800	65.1	1810	191 000	369	353
J-C4-S1:4	22	55.8	35 800	72.5	1763 ($\phi 12.7$) 1846 ($\phi 15.2$)	194 000 ($\phi 12.7$) 196 000 ($\phi 15.2$)	379	344
J-C4-S4-H	34	51.6	33 800	65.1	1810	191 000	369	353

表 3-3 PC 鋼材および軸方向鉄筋の配筋詳細

供試体	断面内本数×PC 鋼材種	PC 鋼材の緊張ひずみ / 降伏ひずみ (μ)	PC 鋼材比 (%)	軸方向鉄筋比(%)	総鋼材鉄筋比(%)
M-C4-S4	4×SWPR7B(φ15.2)	2000 / 9500	0.89	0.46	1.34
M-C12-S4	4×SWPR7B(φ15.2)	2000 / 9500	0.89	1.37	2.26
M-C12-B4	4×SBPR(φ13)	2300 / 7800	0.85	1.37	2.22
J-C4-S4	4×SWPR7B(φ15.2)	2000 / 9500	0.89	0.46	1.34
J-C12-S4	4×SWPR7B(φ15.2)	2000 / 9500	0.89	1.37	2.26
J-DC-S4	4×SWPR7B(φ15.2)	2000 / 9500	0.89	0.46 (接合部位置では 0)	1.34 (接合部位置では 0.89)
J-DC-B4	4×SBPR(φ13)	2300 / 7800	0.85	0.46 (接合部位置では 0)	1.31 (接合部位置では 0.85)
J-C4-S5	5×SWPR7B(φ15.2)	1500 / 9500	1.11	0.46	1.57
J-C4-S1:4	4×SWPR7B(φ12.7) 1×SWPR7B(φ15.2)	2000 / 9000 (φ12.7) 3500 / 9500 (φ15.7)	0.85	0.46	1.31
J-C4-S4-H	4×SWPR7B(φ15.2)	2000 / 9500	0.89	0.46	1.34



供試体側面 (J-C4-S4)



供試体断面

図 3-2 供試体配筋図



写真 3-1 配筋



写真 3-2 型枠の外観



写真 3-3 打継ぎ部での付着抑制



写真 3-4 SWPR7B 外観



写真 3-5 ジャッキによる PC 力導入



写真 3-6 供試体全景(実験後)

3.3 正負交番载荷実験

3.3.1 载荷方法

3.2.1 項の供試体条件で製作した PC 柱供試体を用いて、正負交番载荷実験を行った。写真 3-7 に载荷の様子を示す。供試体断面における角部の記号は、写真手前左側の北東角を A、そこから反時計回りに B, C, D, 中央を E とする。それぞれの位置での PC 鋼材および軸方向鉄筋の呼称も同様の記号を用いる。また、側面の記号を AB(北)面, BC(西)面, CD(南)面, AD(東)面とした。フーチング部は下部の H 鋼および床面を貫通して PC 鋼材を通し、ナットによって両端を固定し、载荷中に浮き上がり等が起きないように締め付けた。柱基部より 750mm 上方を载荷高さとして、300kN 油圧アクチュエータを用いて水平力を正負(東西方向)に作用させた。本実験においては载荷時の外部軸力はかけないものとした。水平力作用位置での水平変位をせん断スパン高さ 750mm で除して部材角(%rad)とし、この値を用いて部材角制御で目標部材角まで正負交番载荷を行った。正側、負側へ 1 回ずつ所定の部材角まで载荷することを 1 サイクルとして、小さい部材角から順に次の部材角まで载荷を行った。0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.5, 2%rad まで各部材角で 2 サイクルずつ正負交番载荷を行い、その後 2.5, 3, 3.5, 4, 5, 6, 7, 8%rad まで各部材角 1 サイクルずつ载荷を行った。8%rad 以降は部材角片側のみ約 10%rad まで押切り、その後除荷して载荷を終了した。

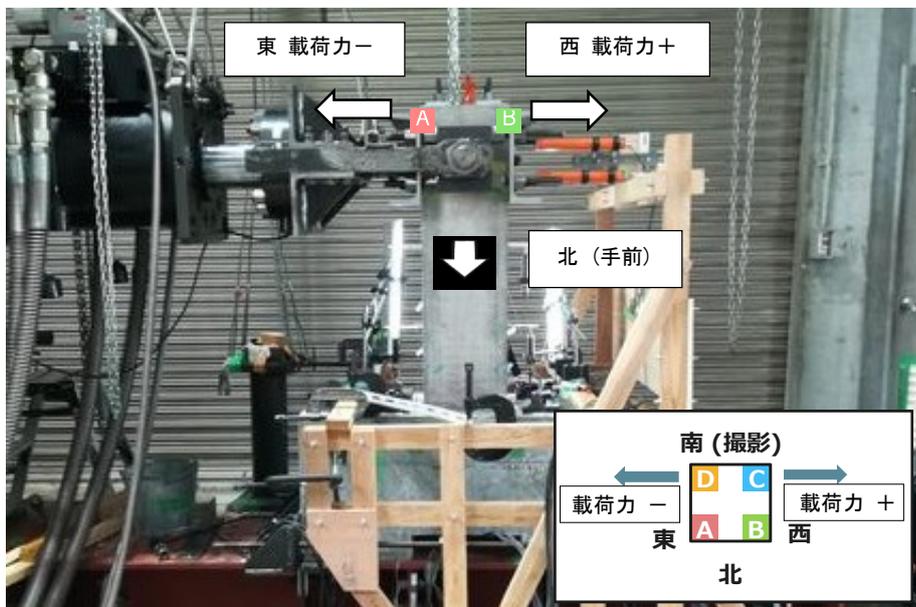


写真 3-7 载荷装置

3.3.2 PC 鋼材および軸方向鉄筋ひずみ計測

載荷実験では、図 3-3 に示す高さ位置で PC 鋼材ひずみおよび軸方向鉄筋ひずみをひずみゲージを用いて測定した。フーチング部と柱部の境界である柱基部を高さ 0mm の基準位置として、上方向をプラス、下方向をマイナスで表記する。

M-C4-S4 供試体, M-C4-B4 供試体, J-C4-S4 供試体, J-DC-B4 供試体, J-C4-S1:4 供試体では PC 鋼材の各-320mm, +50mm, +125mm, +200mm, +375mm 位置で測定を行った。M-C12-S4 供試体, J-C12-S4 供試体, J-C4-S5 供試体, J-C4-S4-H 供試体では PC 鋼材の各-320mm, -50mm, +50mm, +125mm, +200mm, +375mm 位置で測定を行った。軸方向鉄筋は M-C4-B4 供試体, J-C4-S4 供試体, J-C4-S1:4 供試体では柱基部から+50mm, +125mm, +200mm, +375mm で測定した。M-C12-S4 供試体, J-C12-S4 供試体, J-C4-S5 供試体, J-C4-S4-H 供試体では-50mm, +50mm, +125mm, +200mm, +375mm 位置で軸方向鉄筋ひずみを測定した。J-DC-S4 供試体は J-DC-B4 供試体は+50mm 位置で軸方向鉄筋が連続していないため, J-DC-S4 供試体は-50mm, +125mm, +200mm, +375mm 位置, J-DC-B4 供試体は+125mm, +200mm, +375mm 位置での軸方向鉄筋ひずみを測定した。

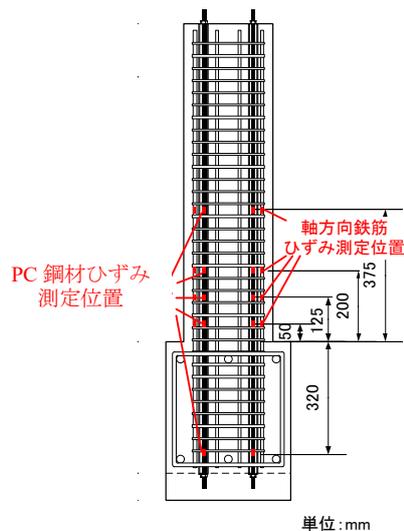


図 3-3 PC 鋼材および軸方向鉄筋ひずみ測定高さ

3.3.3 損傷の観察・計測

J シリーズの供試体においては、載荷中に写真 3-8 に示すように供試体側面の AB(北)面において π 型変位計を用いて接合部の開口ひび割れ幅を測定した。J-C4-S4 供試体, J-DC-S4 供試体, J-DC-B4 供試体, J-C4-S1:4 供試体では柱の水平方向に軸方向鉄筋位置である供試体縁から 30mm 内側位置でひび割れ幅を測定した。J-C12-S4 供試体, J-C4-S5 供試体, J-C4-S4-H 供試体では軸方向鉄筋位置である引張縁から 30mm に加えて、100mm 内側位置で

もひび割れ幅を測定した。なお、 π 型変位計の測定範囲は $\pm 2\text{mm}$ であるため、部材角 $2\% \text{rad}$ 程度で計測を終了し供試体から取り外した。

また、供試体側面の AB(北)面においては各サイクルの最大部材角時に加力をストップし、供試体表面に発生したひび割れを目視にて観察しスケッチを行った。また、軸方向鉄筋位置である水平方向に引張縁から 30mm 内側において、クラックスケールを用いて各ひび割れのひび割れ幅を測定した。



写真 3-8 π 型変位計によるひび割れ幅の測定

3.4 画像解析による非接触ひずみ計測

正負交番载荷を行う際、写真 3-9 に示すように载荷方向に直交する CD(南)面をデジタルカメラ(画素数約 5030 万画素、絞り値 $f/5.6$ 、露出時間 $1/40$ 秒、ISO-400 焦点距離約 50mm) によって撮影し、デジタル画像相関法を用いてひずみ分布を計測した。デジタル画像相関法とは、载荷等による変形前の画像中の試験体表面部において選択した任意の画素が変形後の画像中でどの位置に移動したかを推定することができる手法である²⁾。本研究においては図 3-4 に示すように柱基部から柱の载荷点高さ半分程度を解析領域として、载荷開始前から各部材角サイクルでの最大変位時の画像を変形後画像としてひずみ分布の変化を計測した。



写真 3-9 画像解析撮影の様子・解析範囲

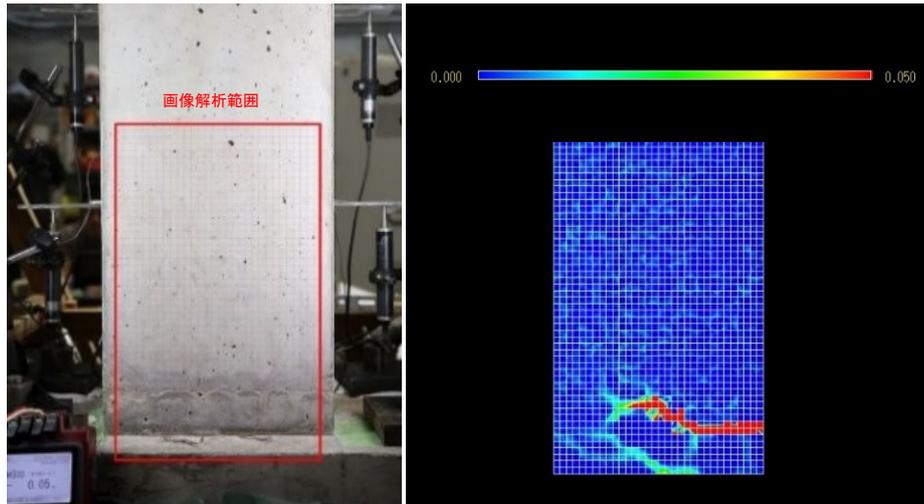


図 3-4 画像解析撮影の様子・解析範囲

参考文献

- 1) 尹 元奎, 浜原正行, 本岡順次郎: プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.480, pp.151-160, 1996.2
- 2) 三木朋広, 林 大輔: 画像相関法による局所的圧縮力を受けるコンクリートの非接触ひずみ計測, 建設工学研究所論文報告集, 第 52 号, pp.53-60, 2010.11

4. 構造条件による耐震性能の比較

4.1 はじめに

4.2 節では正負交番载荷により得られた実験結果のうち、耐震性能を評価する項目として荷重一部材角関係より導かれる耐力、累積吸収エネルギー、残留変位について供試体ごとに比較を行う。構造条件により、接合部の有無、軸方向鉄筋の量および連続性、PC 鋼材の配置および導入緊張力、接合部高さのパラメータについて基準供試体と比較し、これらの影響について考察した。また、4.3 節で構造条件によって PC 鋼材および軸方向鉄筋ひずみの推移や分布の傾向を比較した。

4.2 荷重一部材角関係

4.2.1 荷重一部材角関係

正負交番载荷によって得た水平荷重一部材角関係を図 4-1 に示す。横軸には部材角とともに、载荷点高さでの水平変位もあわせて示している。軸方向鉄筋が実験中に降伏した供試体においては、図中の●点で角部の軸方向鉄筋の計 4 本の軸方向鉄筋のうちいずれかの鉄筋で降伏ひずみ 2000μ に達した载荷サイクルの荷重最大点を示している。また、図中の数値に正側負側载荷それぞれにおける荷重の最大絶対値を示している。実験終了時まで部材角の増加に伴い荷重が増加しつづけた供試体においては、実験終了時まで示した荷重最大値を示している。各供試体の履歴性状は以下の通りである。

(1) M-C4-S4 供試体

一体打ちの M-C4-S4 供試体では、部材角 $0.25\%rad$ の 1 サイクル目の载荷中に荷重 $56kN$ で目視にてひび割れ発生が確認された。部材角 $0.25\%rad$ の最大変位時に荷重 $60kN$ を示し、部材角 $0.5\%rad$ で軸方向鉄筋が降伏し、部材角 $2\%rad$ まで部材角の増加に伴い荷重が増加した。部材角 $2\sim 6\%rad$ までは緩やかに各サイクルの荷重最大点の増加し、部材角 $6\%rad$ で最大荷重 $124.6kN$ を示した。部材角 $7\%rad$ まで各サイクルの荷重最大点がほぼ変わらず、部材角 $8\%rad$ で約 $25kN$ 荷重最大点が低下した。履歴形状は最大荷重点から $50kN$ まで除荷が急激であり、S 字履歴ループの形を示した。

(2) M-C12-S4 供試体

M-C12-S4 供試体は一体打ちで軸方向鉄筋を 12 本とした条件とした供試体である。部材角 $0.25\%rad$ の最大変位時に荷重 $46kN$ を示し、部材角 $0.5\%rad$ の 1 サイクル目載

荷中に 60kN にてひび割れ発生が目視にて確認された。部材角 1%rad で軸方向鉄筋が降伏し、部材角 2%rad まで部材角の増加に伴い荷重最大点が増加した。部材角 2%rad から部材角 6%rad まで荷重最大点が緩やかに上昇し、部材角 6%rad で最大荷重 143.4kN を示し、以降は荷重最大点が低下した。除荷時は部材角の低下に対し荷重値の低下が非常に緩やかで、1 サイクルの履歴ループが荷重 0kN 方向に大きく楕円を描いた。

(3) M-C12-B4 供試体

PC 鋼材種を PC 棒鋼とした M-C12-B4 供試体では、部材角 0.5%rad で軸方向鉄筋が降伏し、部材角 0.5%rad から部材角 5%rad まで部材角の増加に伴い荷重最大点が緩やかに増加し続けた。部材角 5%rad で最大荷重 130.2kN を示し、以降荷重最大点が低下した。部材角 6%rad 時に鉄筋破断と思われる破断音を確認された。除荷時は M-C12-S4 と同様に部材角の低下に対し荷重値の低下が非常に緩やかであった。

(4) J-C4-S4 供試体

接合部のある J-C4-S4 は構造条件による影響を他供試体との比較対象となる基準供試体である。部材角 0.25%rad 載荷 2 サイクル目最大変位時の荷重 47kN で目視で接合部の開口が確認された。部材角 0.5%rad で軸方向鉄筋が降伏し、部材角 0.5%rad から部材角 6%rad まで部材角の増加に伴い荷重最大点が一体打ち供試体と比較して直線的に約 30kN 増加し、部材角 6%rad で最大荷重 111.6kN を示した。部材角 6%rad 以降は荷重最大点はあまり低下していない。履歴ループ形状は一体打ちと比較して細長い S 字形状を示し、除荷時は原点に向かって直線的に荷重が低下した。

(5) J-C12-S4 供試体

接合部があり軸方向鉄筋が 12 本である J-C12-S4 供試体では部材角 0.5%rad 1 サイクル目の載荷において荷重 60kN で接合部の開口および接合部より上部の柱部にひび割れ発生し、部材角 1%rad で鉄筋が降伏した。部材角 1%rad から部材角 5%rad まで部材角の増加に伴い荷重最大点が約 25kN 増加し、部材角 5%rad で最大荷重 121.3kN を示した。部材角 6%rad 載荷時に鉄筋破断と思われる破断音を確認され、以降の部材角では荷重最大点が低下した。履歴ループは M-C12-S4 と同様に囲まれる面積の大きなループ形状を描いた。

(6) J-DC-S4 供試体

接合部において軸方向鉄筋が連続していない J-DC-S4 供試体では本実験環境での載荷可能限界である部材角 10%rad まで載荷を続け、部材角 10%rad において 110.3kN の荷重を示したが、部材角の増加に伴い荷重最大点が上昇し続け、最大荷重を示す部材角が現れなかった。接合部で不連続であるため軸方向鉄筋にはほとんどひずみが発生

していないため降伏点に至らなかった。各サイクルにおける荷重最大点は部材角の増加に伴い部材角 0.5%rad から部材角 10%rad まで 50kN 直線的に増加している。履歴ループ形状はループで囲まれる面積が非常に狭く細長い S 字ループを描いた。載荷時、除荷時ともに部材角の変化に伴い直線的に荷重が増加あるいは減少している。除荷時は荷重 0kN、部材角 0%rad の原点に向かって低下しており、他供試体と比較して原点指向性の高い履歴性状を示した。

(7) J-DC-B4 供試体

J-DC-B4 は鋼材に PC 鋼棒を使用し、接合部で軸方向鉄筋が不連続な供試体である。J-DC-S4 と同様に軸方向鉄筋にはほとんどひずみが発生しないため降伏に至っていない。部材角 2%rad まで部材角の増加に伴い各サイクルの荷重最大点が増加し、部材角 2%rad 以降は荷重最大値の変化は微小であったが、部材角 -5%rad で最大荷重 74.9kN を示し、以降はわずかに荷重最大点が低下した。履歴ループは勾配の急激な S 時ループを描いており、載荷時、除荷時ともに部材角の変化に伴い直線的に荷重が増加あるいは減少している。除荷時には計 10 体の供試体のうち最も高い原点指向性を示した。

(8) J-C4-S5 供試体

J-C4-S5 供試体は $\phi 15.2$ の PC 鋼材を断面内に 5 本配置し、各 PC 鋼材に 50kN の緊張力を導入した供試体である。基準供試体となる J-C4-S4 供試体と比較して部材角 1%rad で軸方向鉄筋が降伏する初期部材角では荷重値が小さいが、部材角 5%rad まで荷重最大点が直線的に増加し、最大耐力はほぼ同値となった。部材角 6%rad 以降は各サイクルの荷重最大点が急激に減少し、除荷時に大きな荷重低下をしている。

(9) J-C4-S1:4 供試体

J-C4-S1:4 供試体は断面 4 隅に $\phi 12.7$ PC 鋼材を配置し 37kN の緊張力を導入し、断面中央に $\phi 15.2$ PC 鋼材を配置して 100kN の緊張力を導入した供試体である。部材角 0.5%rad で軸方向鉄筋が降伏した。部材角初期の荷重最大点が他供試体と比較して低く、部材角 6%rad の最大耐力まで荷重最大点がやや急激に増加した。履歴ループは囲まれる面積が小さく細い S 字ループ履歴となった。

(10) J-C4-S4-H 供試体

J-C4-S4-H 供試体は接合部を柱基部より 125mm 上方の高さに設けた供試体である。部材角 1%rad で軸方向鉄筋が降伏した。履歴ループは除荷時に荷重 0kN 側へやや膨らんだ形となり、基準供試体である J-C4-S4 供試体より膨らんだ S 字ループになったが、荷重最大点が 10 体の供試体のうち最も低く、ループによって囲まれる面積は小さいことがわかる。

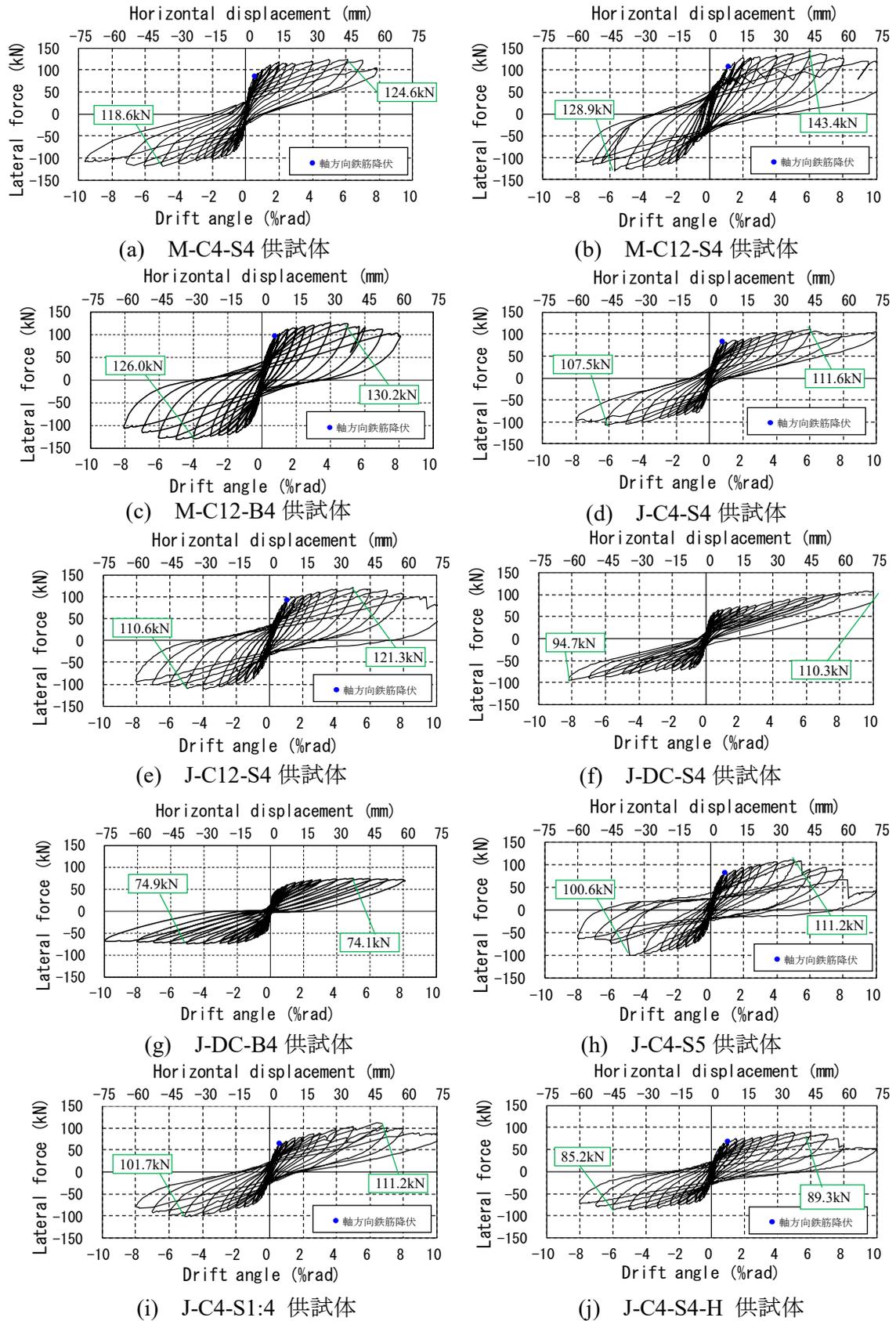


図 4-1 荷重-部材角(水平変位)関係

4.2.2 最大耐力

(1) 最大耐力の概要

荷重-部材角関係において部材角 10%rad までに計測された最大荷重を供試体ごとに比較を行う。図 4-2 に各供試体の最大荷重値を示す。図中の凡例は青を一体打ちの供試体シリーズ、赤を接合部がある供試体シリーズ、黄を軸方向鉄筋が不連続であるシリーズ、緑を PC 鋼材が 5 本配置されたシリーズ、接合部位置を柱基部より 125mm 上方に設けたシリーズとして表示している。最大荷重値は正側，負側荷重のうち絶対値が大きい方のみ絶対値表記で示している。

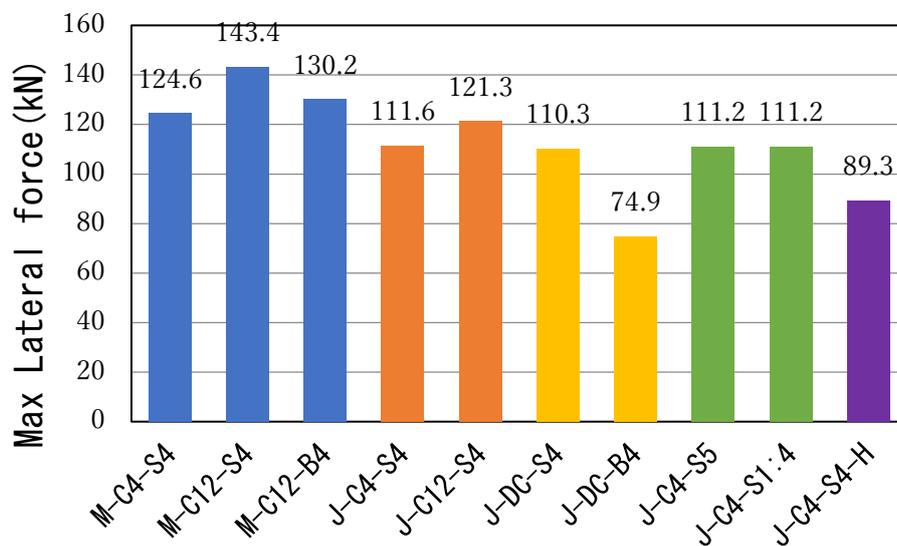


図 4-2 最大荷重

(2) 接合部の有無による比較

M-C4-S4 供試体と J-C4-S4 供試体，M-C12-S4 供試体と J-C12-S4 供試体の荷重値をそれぞれ比較し，コンクリート部の接合部の有無による最大耐力への影響を考察する。いずれの比較においても最大荷重は一体打ちの M シリーズの値が大きく，M-C4-S4 供試体は J-C4-S4 供試体と比較して 13.0kN 大きく，J-C4-S4 供試体を基準として 1.12 倍，12%高い最大荷重を示した。M-C12-S4 供試体は J-C12-S4 供試体と比較して 22.1kN 大きく，J-C12-S4 供試体を基準として 1.18 倍，18%高い荷重を示した。以上より，柱基部から 50mm 上方に接合部がある場合，一体打ちの場合と比較して最大耐力は小さくなることがわかった。一体打ち供試体の場合荷重時に引張側でコンクリートによっても荷重負担がされること，主にせん断補強筋で囲まれた内側のコアコンクリートが軸方向鉄筋降伏後においても比較的健全に残留し供試体強度に貢献しているためと考える。

(3) 軸方向鉄筋の本数による比較

M-C4-S4 供試体と M-C12-S4 供試体, J-C4-S4 供試体と J-C12-S4 供試体の荷重値をそれぞれ比較し, 軸方向鉄筋の量による最大耐力への影響を考察する。M-C12-S4 供試体は M-C4-S4 供試体と比較して 18.8kN 大きく, M-C4-S3 供試体を基準として 1.15 倍, 15%高い最大荷重を示した。J-C12-S4 供試体は J-C4-S4 供試体と比較して 9.7kN 大きく, J-C4-S4 供試体を 1.09 倍, 8.7%高い最大荷重を示した。以上より, 軸方向鉄筋が断面あたり 4 本から 12 本に(軸方向鉄筋鉄筋比で 0.91 ポイント)増加すると最大荷重が大きくなり, 接合部を有する場合は一体打ちと比較して軸方向鉄筋の増加による最大耐力増加への影響がやや小さくなると考えられる。鉄筋による強度負担に加え, 軸方向鉄筋が多い場合せん断補強筋で囲まれたコアコンクリートを保護する作用が大きいため特に一体打ち供試体においては最大耐力の増加に比較的大きく貢献すると推測する。

(4) 軸方向鉄筋の連続性による比較

J-C4-S4 供試体と J-DC-S4 供試体の最大荷重値を比較し, 軸方向鉄筋の連続性による最大耐力への影響を考察する。J-C4-S4 供試体の最大荷重は 111.6kN, J-DC-S4 供試体の最大荷重は 110.3kN であり, 接合部で軸方向鉄筋が不連続であっても最大耐力の差はほとんどなかった。最大荷重を示す 5~6%rad 程度の高部材角では軸方向鉄筋は降伏し大きく塑性変形または破断している段階であるため, 軸方向鉄筋の連続性は高部材角時には供試体強度への影響度が低いと考えられる。

(5) PC 鋼材種による比較

M-C12-S4 供試体と M-C12-B4 供試体, J-DC-S4 供試体と J-DC-B4 供試体の最大耐力をそれぞれ比較し, PC 鋼材種による最大耐力への影響を考察する。PC 鋼材種を PC 鋼棒とした M-C12-B4 は M-C12-S4 供試体より 15.2kN 最大耐力が高く, J-DC-S4 供試体は J-DC-B4 供試体と比較して 35.4kN 最大耐力が高い。よってどちらの比較においても PC 鋼材により線を用いた供試体の耐力が PC 鋼棒を用いた場合と比較して高くなっている。PC 鋼棒の降伏強度はより線と比較して小さく, 実験の 5~6%rad 荷重時に降伏する。実験中に PC 鋼材が降伏に達する場合, 荷重一部材角関係における最大耐力を示す部材角タイミングは PC 鋼材が降伏ひずみに達する部材角とほぼ一致することが報告されており, 本実験でも PC 鋼棒が降伏した部材角で最大耐力を示している。実験での荷重範囲において PC 鋼材が降伏しない場合, 最大耐力を決める要因が PC 鋼材の降伏ではなくなり, 最大耐力が増加している。

(6) PC 鋼材の配置および導入緊張力による比較

PC 鋼材径と導入緊張力をパラメータとした J-C4-S4 供試体, J-C4-S5 供試体, J-C4-

S1:4 供試体を比較すると、最大耐力はいずれも約 111kN であり柱断面内で引張縁に作用する PC 鋼材の緊張力は耐力に影響を及ぼしていないと推測する。また J-C4-S5 は他供試体と比較して最大荷重を示した後の各サイクルの荷重最大点の低下が著しく、除荷時の載荷履歴ループが荷重 0kN 方向に大きく凸型を描いており最大耐力後の履歴形状に他供試体との相違点がある。

(7) 接合部高さによる比較

接合部高さが柱基部より 125mm 上方である J-C4-S4-H 供試体の最大耐力は 89.3kN であり、柱基部より 50mm 上方に接合部を設けた基準供試体 J-C4-S4 の最大耐力 111.6kN より約 20%耐力が低い。J-C4-S4-H では接合部が他供試体と比較して上部にあるため、フーチング部からの拘束が小さく接合部が目開きすることで水平方向変位しているためと考える。

4.2.3 荷重包絡線

(1) 荷重包絡線の概要

荷重一部材角関係において各部材角の 1 サイクル目、正側載荷の荷重最大点を結んだ荷重包絡線を図 4-3 に示す。コンクリート部の損傷が少ない部材角初期の供試体剛性を比較するため、部材角 3%rad までを対象とした。いずれの供試体でも軸方向鉄筋降伏後の部材角 1~2%までに部材角の増加に伴い荷重最大点が増加している。軸方向鉄筋降伏前後で供試体ごとに荷重値を比較するため、図 4-4、図 4-5 に部材角 0.25%rad 時の荷重最大値、部材角 2%rad 時の荷重最大値を示す。

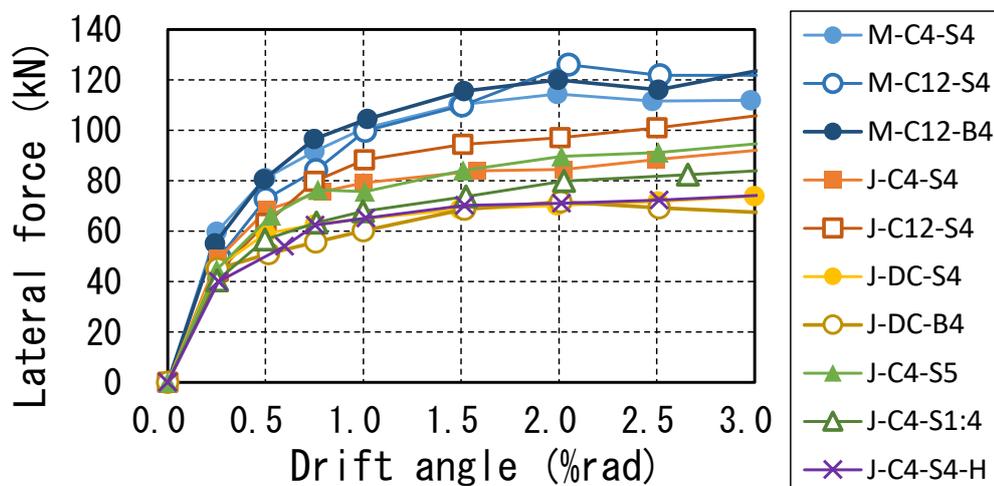


図 4-3 荷重一部材角における包絡線

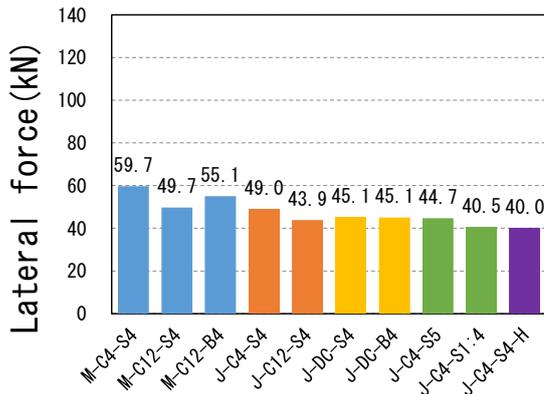


図 4-4 部材角 0.25%rad での荷重最大値

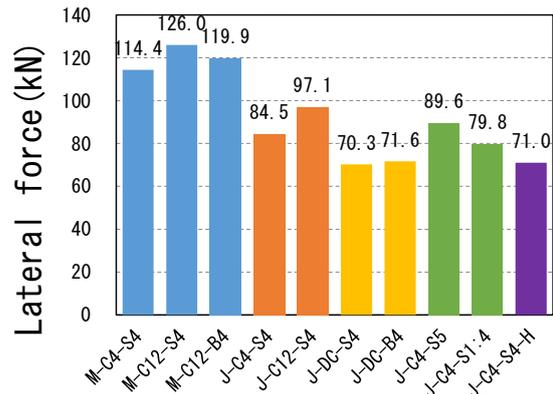


図 4-5 部材角 2%rad での荷重最大値

(2) 接合部の有無による比較

M-C4-S4 供試体と J-C4-S4 供試体, M-C12-S4 供試体と J-C12-S4 供試体の荷重値をそれぞれ比較し, コンクリート部の接合部の有無による荷重包絡線への影響を考察する。部材角 0.25%rad, 部材角 2%rad どちらの比較においても一体打ちである M シリーズの荷重が大きい。接合部のコンクリートが一体打ちであることによって初期の引張力を負担しており, 特にコンクリートの損傷が小さい部材角 3%rad 程度までの初期においては基部周辺のコンクリートが剛性に寄与していると考えられる。接合部でコンクリートに連続性があることで最大耐力だけでなく載荷初期の部材角から荷重が高いため, 一体打ち供試体は接合部のある供試体と比較して初期剛性が高いと言える。

(3) 軸方向鉄筋の本数による比較

M-C4-S4 供試体と M-C12-S4 供試体, J-C4-S4 供試体と J-C12-S4 供試体の荷重値をそれぞれ比較し, 軸方向鉄筋の量による荷重包絡線への影響を考察する。M-C4-S4 供試体と M-C12-S4 供試体はいずれの部材角においても大きな荷重値の差はない。接合部のある J-C4-S4 供試体と J-C12-S4 供試体を比較においてもは部材角 0.25%rad では J-C4-S4 供試体の荷重値が J-C12-S4 供試体より大きく, 部材角 2%rad では J-C12-S4 供試体の荷重値が J-C4-S4 供試体より大きく, 部材角 0.5%rad で大小関係の逆転がおきている。一体打ち供試体でも大きな荷重値の差はないものの, 荷重包絡線においては部材角約 1.0%rad を境として荷重の大小関係が逆転している。軸方向鉄筋の量が異なる条件において, 部材角約 0.5~1%rad までのごく初期と以降の荷重大小関係が異なる要因として, コンクリート強度の供試体荷重への貢献があげられる。表 3-2 に示すように M-C12-S4 供試体のコンクリート圧縮強度は M-C4-S4 供試体と比較して 16.4N/mm² 小さい。J-C12-S4 供試体の圧縮強度は J-C4-S4 供試体と比較して 10.7 N/mm² 小さい。特に一体打ち供試体においてはでは約 1%rad までの低部材角時には引張縁においてコンクリートも引張応力を負担するため試験時の材齢に伴うコンクリート強度

差が接合部がある供試体と比較して供試体の荷重に影響しやすいと考える。一体打ち供試体では部材角 1%rad 以降では引張縁のコンクリートにひび割れ等の損傷が大きくなるため軸方向鉄筋や PC 鋼材による荷重への貢献度がコンクリート強度の影響より卓越し、M-C12-S4 供試体の荷重値が大きくなったと推測する。一方、接合部のある供試体は部材角初期で接合部が目開きするため、接合部の目開き以降の部材角ではコンクリート強度に大きく影響されることなく軸方向鉄筋量の差による荷重値の差が示されたと考える。以上より、軸方向鉄筋量の増加させた場合、部材角 0.5~1%rad 程度のごく初期においてコンクリート強度が供試体荷重に影響すると考える。

(4) 軸方向鉄筋の連続性による比較

J-C4-S4 供試体と J-DC-S4 供試体を比較し、接合部での軸方向鉄筋の連続性による荷重包絡線への影響を考察する。いずれの部材角においても接合部での軸方向鉄筋が不連続である J-DC-S4 供試体の荷重が J-C4-S4 供試体より小さい。供試体最大耐力においては軸方向鉄筋の連続性による荷重値に差がなかったのに対し、部材角 3%rad 程度までの初期では荷重値に差があることがわかった。以上より、J-DC-S4 供試体は基準供試体である J-C4-S4 と比較して初期部材角での供試体剛性が低く、荷重包絡線がやや直線的になる。

(5) PC 鋼材種による比較

M-C12-S4 供試体と M-C12-B4 供試体を比較するといずれの部材角でも荷重値はほぼ同じであった。J-DC-S4 供試体と J-DC-B4 供試体においても同様にいずれの部材角でも荷重値がほぼ同じであった。PC 鋼材種が異なる場合、主に降伏強度の違いによって軸方向鉄筋が塑性変形した後の載荷履歴性状に影響を与えるため、部材角 3%rad 程度の載荷初期においては影響がないものと考えられる。

(6) PC 鋼材の配置および導入緊張力による比較

PC 鋼材径および導入緊張力をパラメータとした J-C4-S4 供試体、J-C4-S5 供試体、J-C4-S1:4 供試体を比較すると、部材角 3%rad までいずれの部材角においても J-C4-S4 と J-C4-S5 はほぼ同じ荷重値を示している。J-C4-S1:4 供試体は引張縁側の角部の PC 鋼材が J-C4-S5 より細径(φ 12.7)かつ PC 鋼材 1 本あたりの導入緊張力が 37kN(鋼材応力で 380MPa)と PC 鋼材の緊張によってコンクリート引張縁付近に伝わるプレストレス力が小さいため、J-C4-S4 供試体および J-C4-S5 供試体と比較して荷重が小さい。よって、PC 鋼材への緊張によって供試体の最大耐力はほぼ変化しないが、供試体引張縁に近い PC 鋼材径が太く緊張力が高い供試体で部材角 3%rad までの低部材角において荷重値が大きくなる。

(7) 接合部高さによる比較

J-C4-S4-H 供試体はいずれの部材角においても計 10 体の供試体のうち最も荷重包絡線における荷重値が小さい。J-C4-S4-H 供試体は低部材角時より荷重による曲げモーメントが最大となる柱基部の損傷と、接合部での目開きの両方によって変形するため荷重に対する供試体の抵抗が小さく、いずれの部材角においても荷重値が小さくなったと考える。

4.2.4 累積吸収エネルギー

(1) 累積吸収エネルギーの概要

荷重一部材角関係より、各供試体での累積吸収エネルギーを計算する。吸収エネルギーの定義概念図を図 4-6 に示す。各荷重サイクルにおいて荷重一部材角(水平変位)関係における荷重ループで囲まれる面積を 1 サイクルの吸収エネルギーと定義した。同じ部材角値において 2 サイクル荷重した場合は 1 サイクル目の吸収エネルギーのみを累積し、それまでの累積吸収エネルギーとして算出した。全供試体での累積吸収エネルギーと部材角との関係を図 4-7 に示す。すべての供試体で鉄筋降伏後である部材角約 0.5~1.5%rad 以降累積吸収エネルギーが指数関数的に増加しており、荷重によるエネルギーの吸収は降伏後の軸方向鉄筋の塑性変形による貢献分が大きい。また、耐力の異なる供試体を比較するため累積吸収エネルギー値を最大耐力値で除して正規化した値と部材角との関係を図 4-8 に示す。しかし、この正規化においては特に J-C4-S4-H 供試体の最大耐力が他供試体と著しく異なるため、最大耐力で除すことによる値への影響が課題であり単純比較が難しい。よって基本的には図 4-7 の正規化しない累積吸収エネルギー値を用いて考察を行い、構造条件による大きな傾向のみ論じる。図 4-8 の各供試体の正規化した累積吸収エネルギーおよび J-C4-S4-H 供試体の累積吸収エネルギー値については参考値として示す。正規化による他比較においては、各供試体の最大耐力が異なり単純比較できないため、パラメータによる大きな傾向のみ論じる。また比較簡便化のため図 4-7 に示す累積吸収エネルギーの推移を各比較項目ごとに図 4-9 に分割して示す。

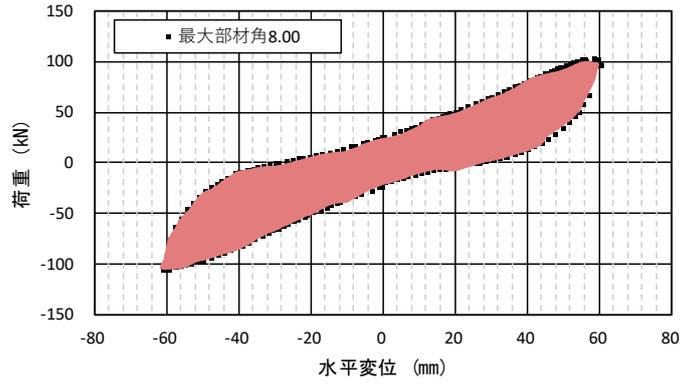


図 4-6 吸収エネルギーの定義概要図

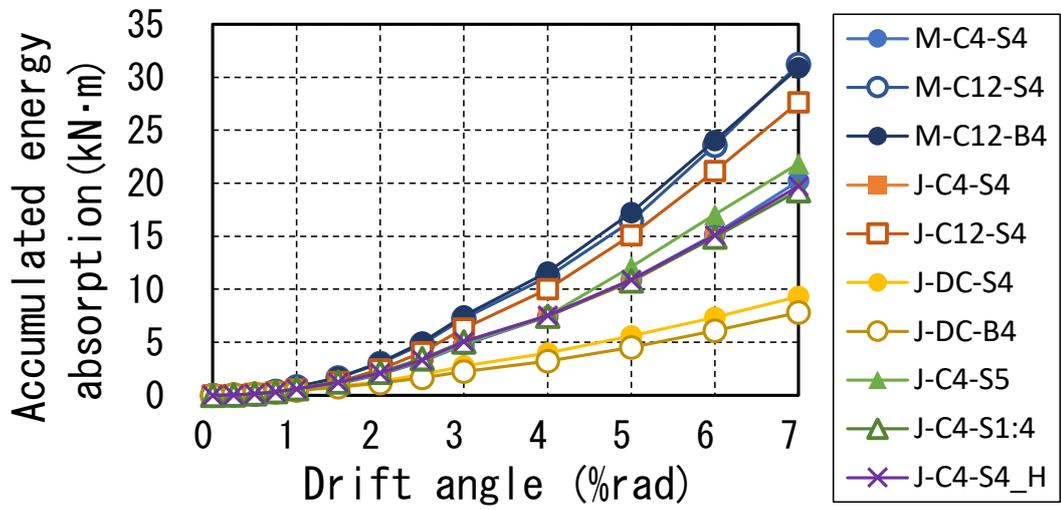


図 4-7 累積吸収エネルギー

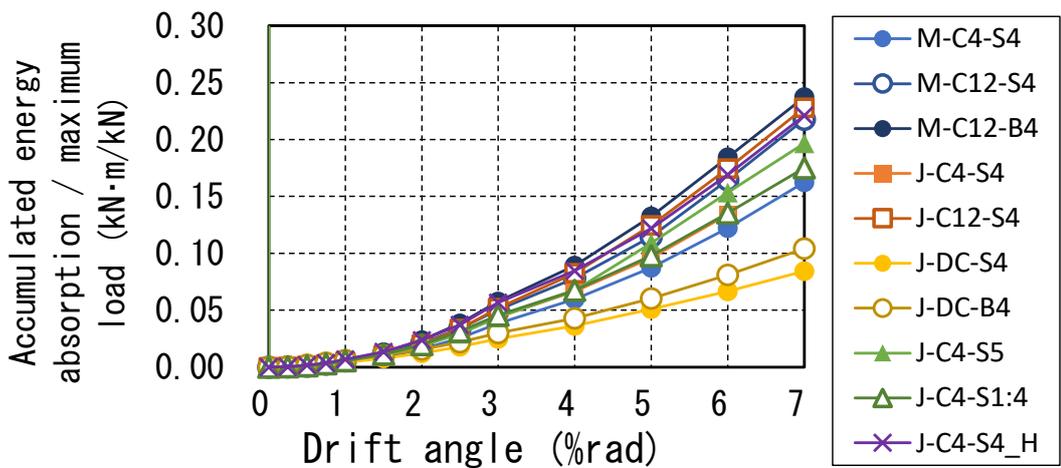


図 4-8 累積吸収エネルギー

(2) 接合部の有無による比較

図 4-9(a)に接合部の有無条件が異なる供試体の累積吸収エネルギーと部材角の関係を示す。M-C12-S4 供試体と J-C12-S4 供試体はいずれの部材角においても累積吸収エネルギー値はほぼ同じであった。M-C4-S4 供試体と J-C4-S4 供試体では部材角 6%rad では 3kN・m 程度の累積吸収エネルギー差が生じている。軸方向鉄筋が 12 本と比較的多い場合においては、コアコンクリートが軸方向鉄筋によって保護されるためコンクリート部の影響は軸方向鉄筋が 4 本の場合と比較して大きくなり、累積吸収エネルギー値に差を生じたと考える。しかし、他構造条件が累積吸収エネルギー値に与える影響と比較して接合部の有無による影響はわずかでありほぼ同値として扱えると考えられる。

(3) 軸方向鉄筋の本数による比較

図 4-9(a)において M-C12-S4 供試体および J-C12-S4 供試体の軸方向鉄筋が 12 本である供試体は J-C4-S4 供試体および J-C12-S4 供試体と比較していずれの部材角においても累積吸収エネルギーが大きく、部材角 6%rad では 5~9kN・m の差が生じた。軸方向鉄筋は部材角 0.5~1%rad で降伏し、以降の部材角では塑性変形することによって載荷によるエネルギー吸収に貢献するため、累積吸収エネルギーの大きさは軸方向鉄筋量による影響が支配的となる。

(4) 軸方向鉄筋の連続性による比較

図 4-9(b)において J-DC-S4 供試体は J-C4-S4 供試体および M-C4-S4 供試体と比較していずれの部材角においても累積吸収エネルギーが小さく、部材角 6%rad では基準供試体 J-C4-S4 の約半分の値を示している。これは J-DC-S4 供試体では軸方向鉄筋が接合部で不連続であり、エネルギー吸収に貢献する鉄筋が存在していないためである。

(5) PC 鋼材種による比較

図 4-9(c)において M-C12-S4 供試体と M-C12-B4 供試体、J-DC-S4 供試体と J-DC-B4 供試体の累積吸収エネルギーを比較する。どちらの比較においても PC 鋼材種の違いによる累積吸収エネルギー値の差はほとんどない。PC 鋼棒を使用した M-C12-B4 供試体と J-DC-B4 供試体の場合部材角 5~6%rad で PC 鋼棒が降伏するが、以降も累積吸収エネルギー値の増加は PC 鋼材が降伏しない場合と比較して変化がないため、鋼材類のうち軸方向鉄筋がエネルギー吸収に支配的な要因となると考える。よって PC 鋼材の降伏は最大耐力に影響を及ぼすが、累積吸収エネルギーにはほとんど影響しない。

(6) PC 鋼材の配置および導入緊張力による比較

図 4-9(d)において J-C4-S 供試体、J-C4-S5 供試体、J-C4-S1:4 供試体の累積吸収エネルギーを比較し、PC 鋼材の配置および導入緊張力による影響を調べる。これら 3 体の

累積吸収エネルギーはいずれの部材角でも大きな差が生じなかった。緊張力導入によるプレストレス力の効果は主に除荷時の供試体挙動，原点指向性に表れ，耐力やエネルギー吸収値への影響は小さい。

(7) 接合部高さによる比較

図 4-9(e)において J-C4-S4-H 供試体と J-C4-S4 供試体の比較を示すが，J-C4-S4-H 供試体は最大耐力が他供試体と大きく異なり累積吸収エネルギー値の比較が難しいため参考値として示す。接合部高さが高くなった場合も，正規化しない場合の累積吸収エネルギー値は基準供試体と変わらない。しかし図 4-8 で正規化した場合は荷重あたりの吸収エネルギーは高いとして評価できる。

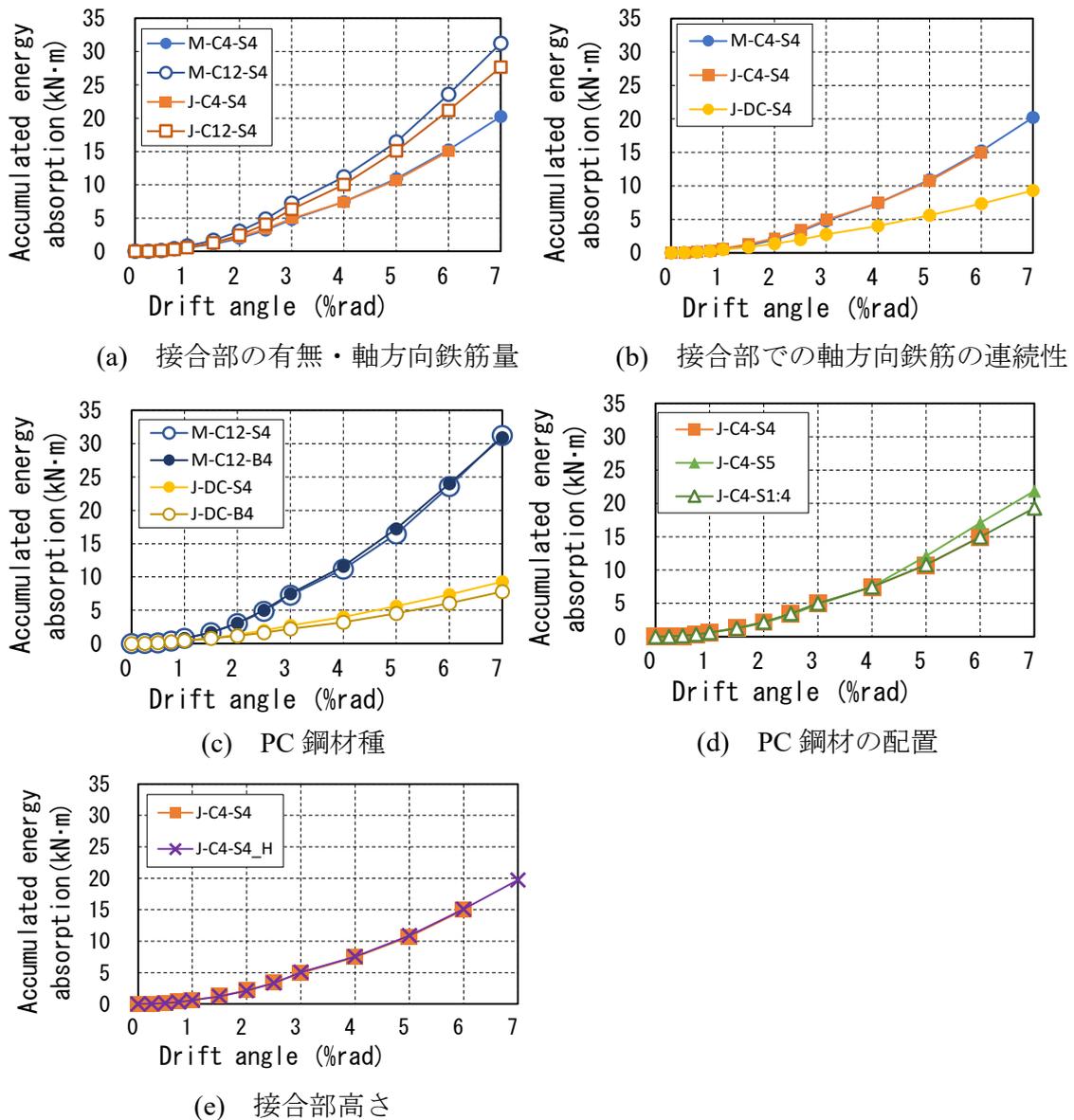


図 4-9 構造条件ごとの累積吸収エネルギーの比較

4.2.5 残留変位

(1) 残留変位の概要

図 4-10 に荷重—部材角(水平変位)関係における残留変位の定義概要図を示す。各部位材角の 1 サイクル載荷後に荷重を 0kN まで除荷した際の載荷点高さにおける水平変位を残留変位とする。残留変位と最大経験部材角との関係を図 4-11 に示す。どの供試体でも経験最大部材角の増加に伴い残留変位が増加しており、載荷に伴い損傷等により原点位置への復元性が小さくなっている。比較のため図 4-11 のうち残留変位の部材角増加に伴う推移を各比較項目ごとに図 4-12 に示す。

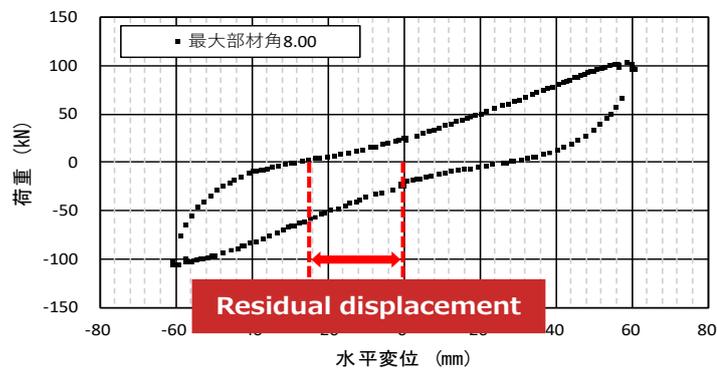


図 4-10 残留変位の定義概要図

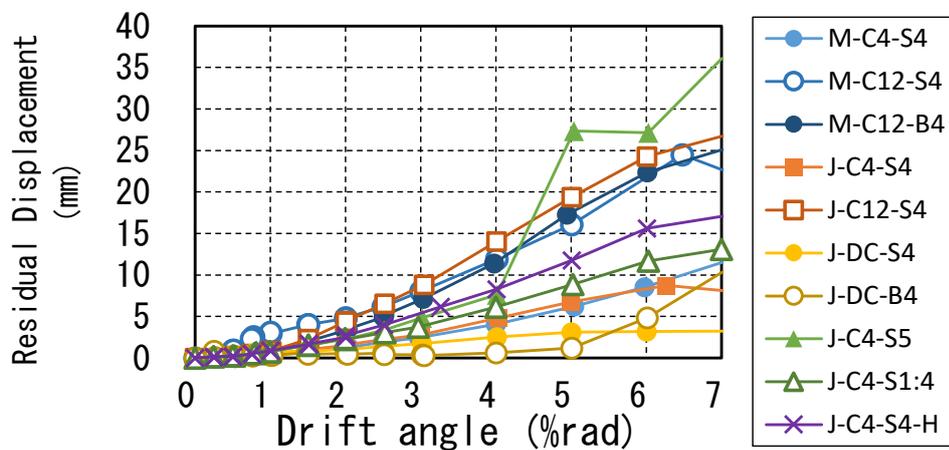


図 4-11 残留変位

(2) 接合部の有無による比較

図 4-12(a)に接合部の有無条件が異なる供試体の残留変位と経験最大部材角関係を示す。M-C4-S4 供試体と J-C4-S4 供試体の残留変位は部材角 6%rad まではほぼ同じであり、軸方向鉄筋が 4 本の場合は接合部の有無による残留変位の差はほぼなかった。軸方向鉄筋が 12 本である場合においては部材角 1.5%rad までは M-C12-S4 供試体の残

留変位が大きく、以降は J-C12-S4 供試体の残留変位が大きい。部材角 1.5%rad 以降、軸方向鉄筋が比較的多い場合は一体打ち供試体ではコアコンクリートが保護される。

(3) 軸方向鉄筋の本数による比較

図 4-12(a)に軸方向鉄筋量条件が異なる供試体の残留変位と経験最大部材角関係を示す。軸方向鉄筋が 12 本と比較的多い M-C12-S4 供試体と J-C12-S4 供試体では部材角 3%rad 以降は J-C12-S4 の残留変位が数 mm 大きい。J-C12-S4 供試体の接合部周辺ではコンクリートによる拘束が少ないため軸方向鉄筋の塑性変形が集中し残留変位が増加したと考える。M-C4-S4 供試体と M-C12-S4 供試体, J-C4-12 供試体と J-C12-S4 供試体をそれぞれ比較すると、部材角 1.5%rad 以降いずれ部材角でも軸方向鉄筋量が多い M-C12-S4 供試体および J-C12-S4 供試体の残留変位が非常に大きい。部材角約 0.5 ~ 1%rad で降伏した後に塑性変形した軸方向鉄筋が、除荷および導入プレストレスによって供試体水平変位が原点位置に戻る復元性・原点指向性を阻害していると考えられる。

(4) 軸方向鉄筋の連続性による比較

図 4-12(b)に接合部での軸方向鉄筋の連続性が異なる供試体の残留変位と経験最大部材角の関係を示す。接合部で軸方向鉄筋が不連続である J-DC-S4 供試体の残留変位は部材角 4%rad からはあまり増加しておらず、接合部の目開きによって載荷による変形に追随しているため、柱基部は接合部を起点に回転するような動きとなる。柱部の損傷も少なく除荷時の復元性を阻害する要素の影響が非常に小さいため、残留変位も小さくなった。M-C4-S4 供試体および J-C4-S4 供試体は J-DC-S4 供試体と比較して、部材角 3%rad 以降大きくなり部材角 6%rad では約 2 倍の残留変位値となった。降伏した軸方向鉄筋が塑性変形し供試体の復元を阻害していると考えられる。

(5) PC 鋼材種による比較

図 4-12(c)において M-C12-S4 供試体と M-C12-B4 供試体, J-DC-S4 供試体と J-DC-B4 供試体の残留変位を比較する。部材角 5%rad まではどちらの比較においても PC 鋼材種の違いによる残留変位の差はほとんどない。PC 鋼材が降伏していない載荷範囲においては PC 鋼材種の違いによる影響はない。部材角 5%rad 以降は J-DC-B4 供試体の残留変位が急激に増加しており、PC 鋼材の降伏によって供試体を復元するプレストレス力が伝達されなくなったためと考えられる。

(6) PC 鋼材の配置および導入緊張力による比較

図 4-12(d)において J-C4-S 供試体, J-C4-S5 供試体, J-C4-S1:4 供試体の残留変位を比較し、PC 鋼材の配置および導入緊張力による影響を調べる。J-C4-S1:4 供試体は引張縁に近い柱断面 4 隅の PC 鋼材が他供試体に比べて細径かつ 1 本あたりの導入緊張力

が小さいため、供試体の復元力への貢献が小さくなり、J-C-S4 供試体と比較して部材角 3%rad 以降わずかに残留変位が大きく原点指向性が低い傾向を示している。J-C4-S5 は部材角 5%rad 以降に残留変位が著しく増加し、他供試体と比較して大きな値を示した。5%rad 以降では PC 鋼材の緊張力が十分に供試体に作用していない可能性がある。

(7) 接合部高さによる比較

図 4-12(e)において J-C4-S4-H 供試体と J-C4-S4 供試体の残留変位の比較を示す。部材角の増加に伴い J-C4-S4-H 供試体の残留変位が大きくなり部材角 6%rad では J-C4-S4 供試体の 1.8 倍程度の残留変位を示した。J-C4-S4-H 供試体は J-C4-S4 供試体と比較して接合部位置が高いためフーチング部からの拘束が小さく、また接合部と柱基部の損傷の 2 か所でひび割れが大きく開くため、残留変位が大きくなったと考える。

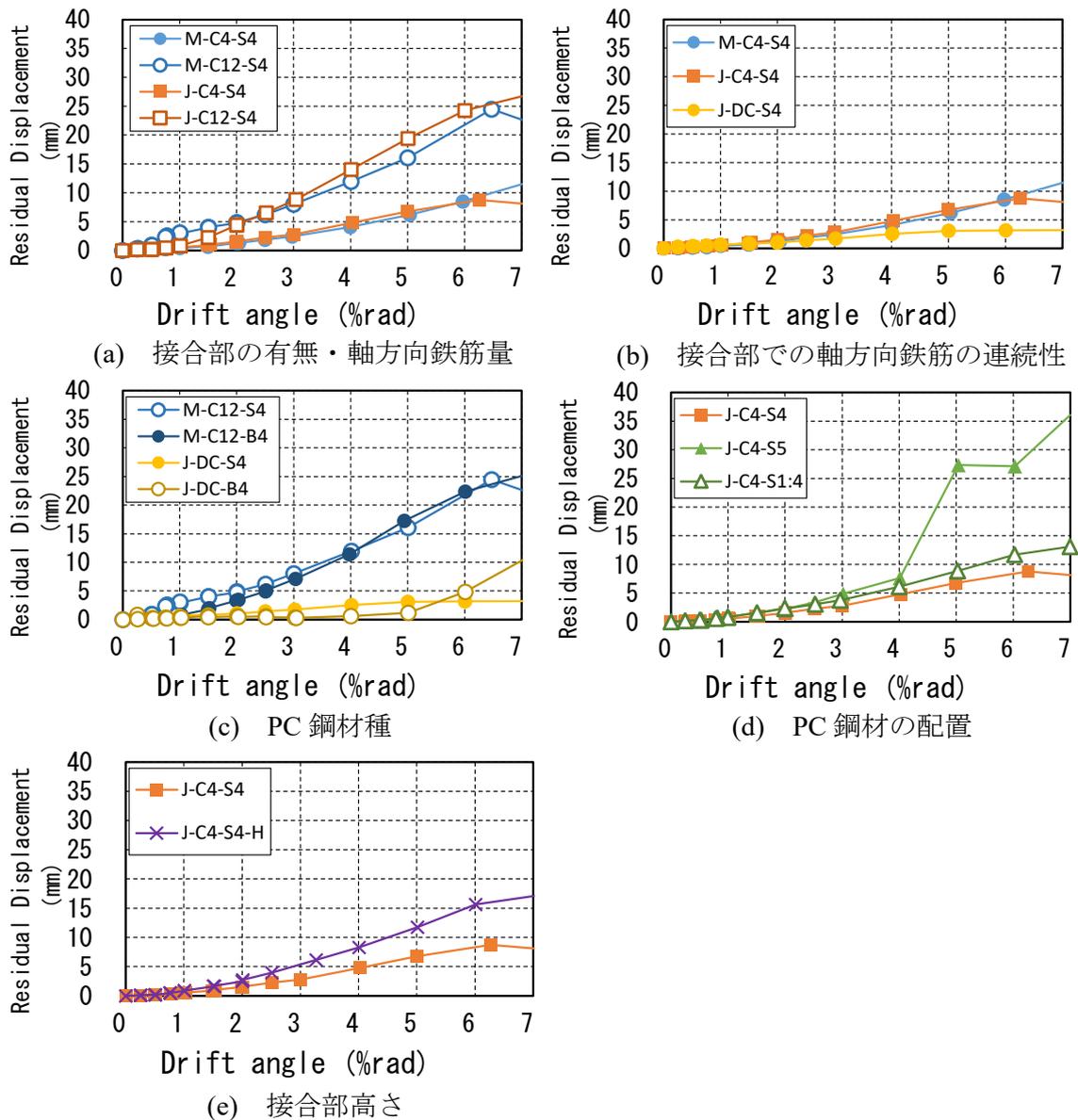


図 4-12 構造条件ごとの残留変位の比較

4.3 ひずみ計測結果

4.3.1 PC 鋼材ひずみ

(1) PC 鋼材ひずみの概要

載荷力正側の各サイクル最大変位時において生じた引張側の角部 4 本の PC 鋼材のひずみ, および 5 本配置した場合は中央部の鋼材 E の PC 鋼材ひずみと部材角の関係, また供試体高さ方向の分布として図 4-13～図 4-28 に供試体ごとに示す。PC 鋼材ひずみ値は緊張前をゼロとし, 緊張による初期ひずみを含んだ値とする。また, 部材角 2%rad までは 2 サイクル載荷後の値を示す。10 体に共通して, 部材角 4%rad まではいずれの供試体のどの高さにおいても部材角の増加に伴い PC 鋼材ひずみが増加している。高さ位置によって負担割合に差があるものの, フーチング内である -320mm 位置および柱高さ中央の +375mm 位置のひずみ値も部材角に伴い増加していることから, 供試体高さ全域に渡って PC 鋼材が載荷による引張力を負担していることがわかる。

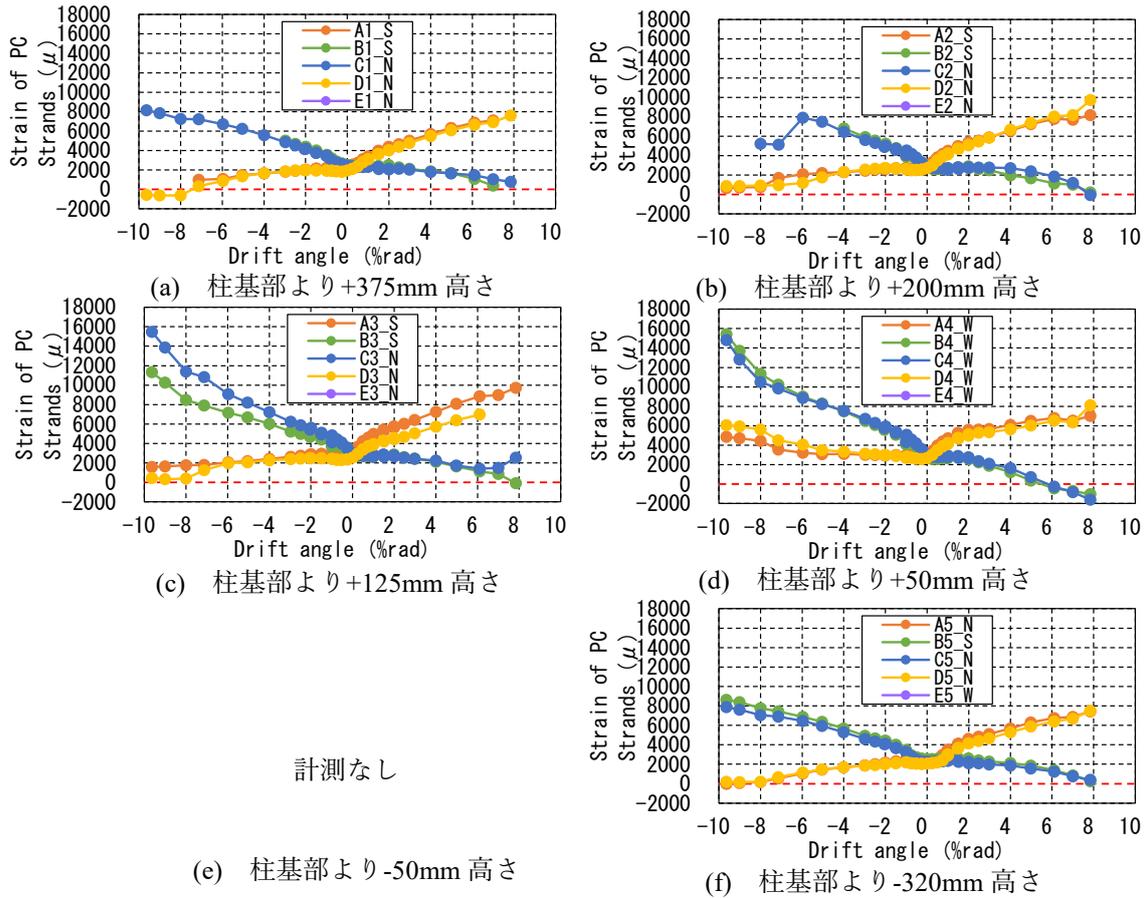


図 4-13 M-C4-S4 供試体 PC 鋼材ひずみ

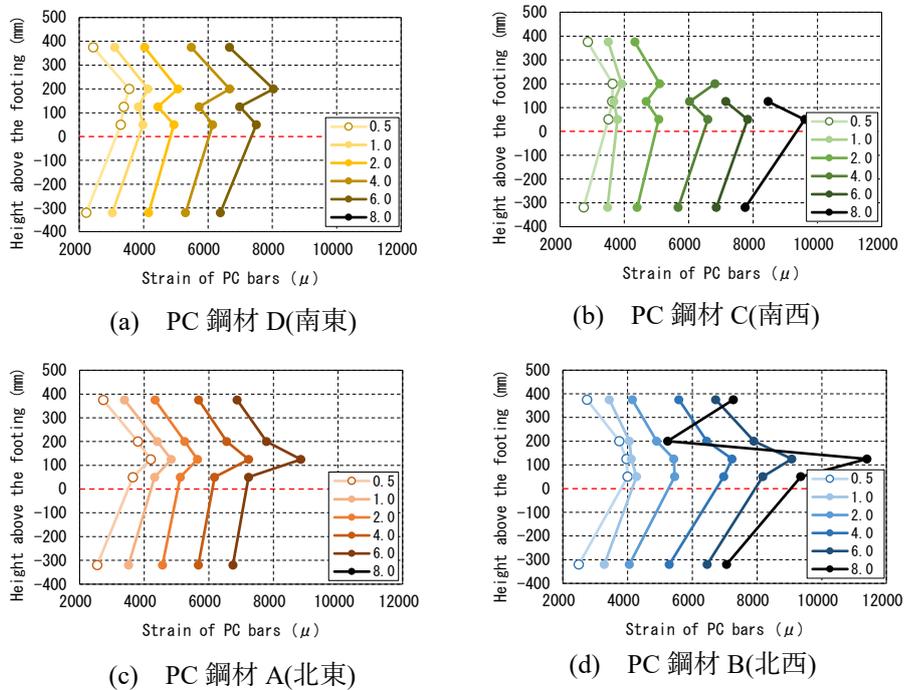


図 4-14 M-C4-S4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材ひずみ分布

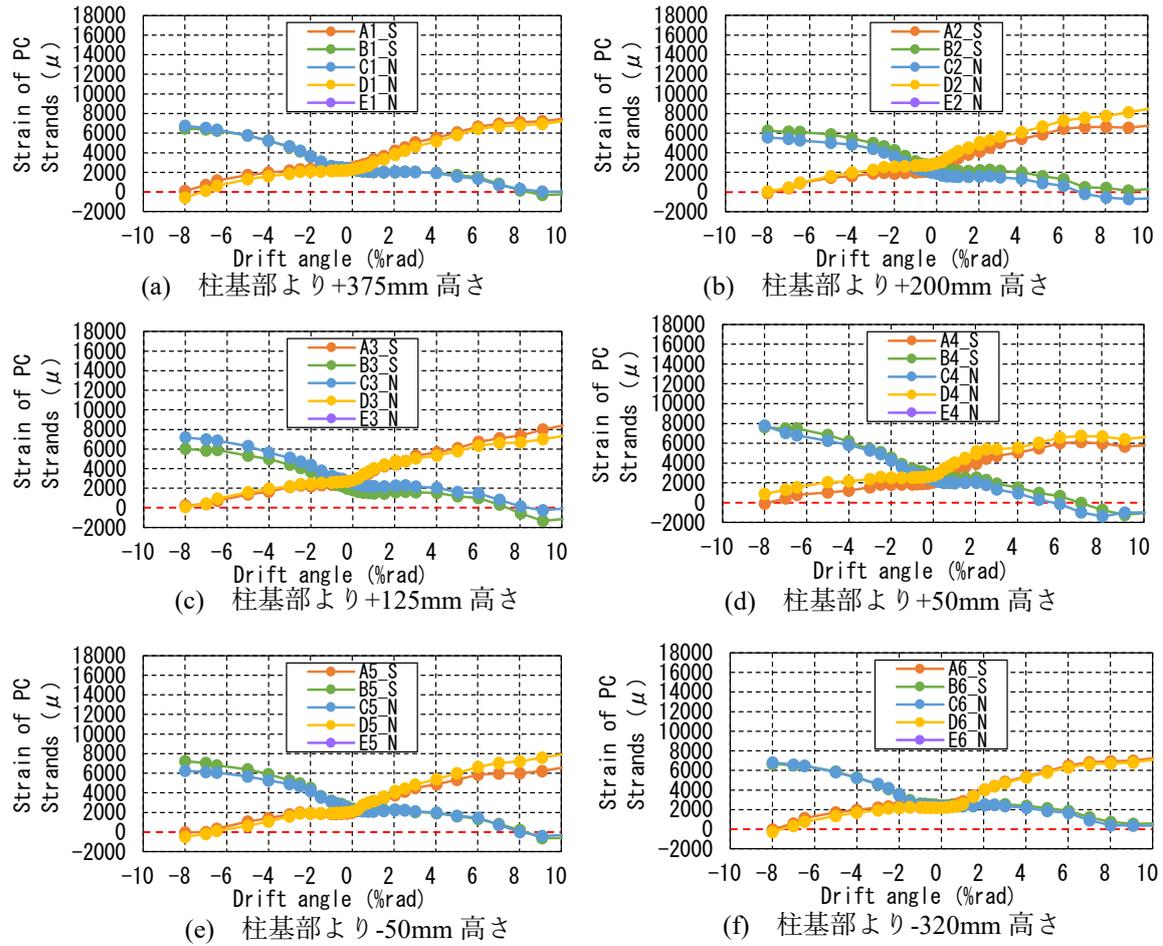


図 4-15 M-C12-S4 供試体 PC 鋼材ひずみ

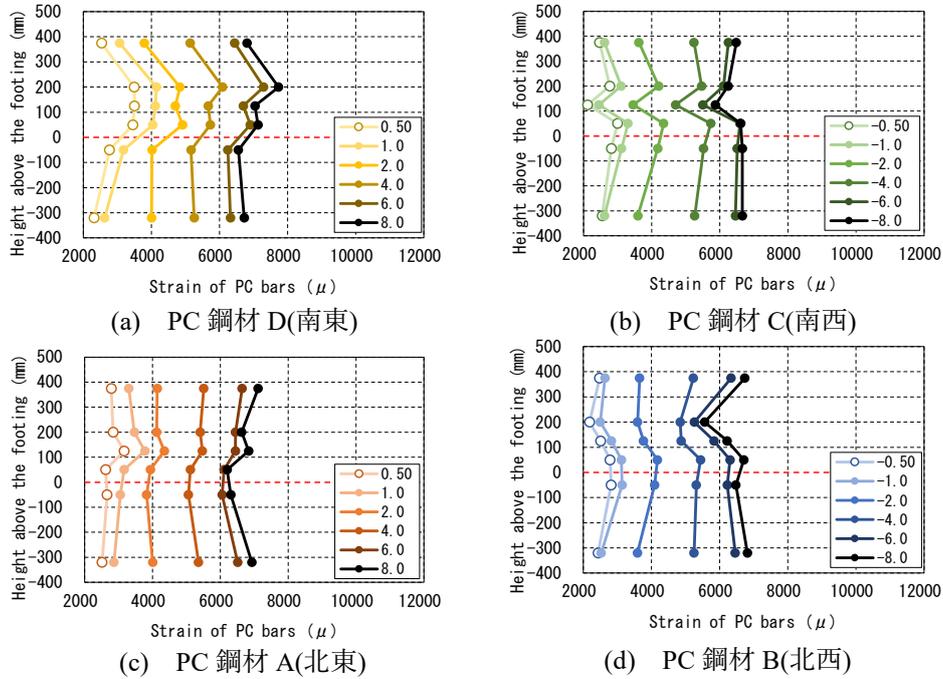


図 4-16 M-C12-S4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材ひずみ分布

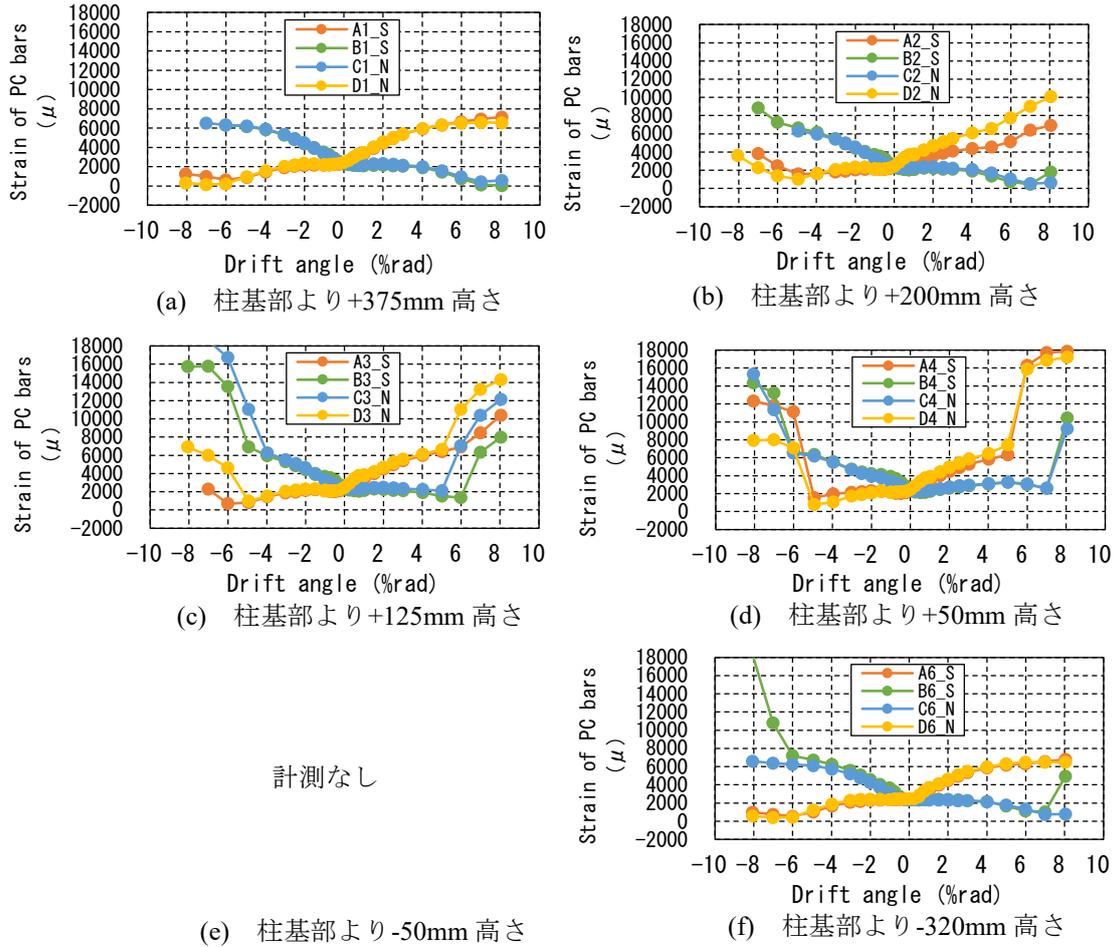


図 4-17 M-C12-B4 供試体 PC 鋼材ひずみ

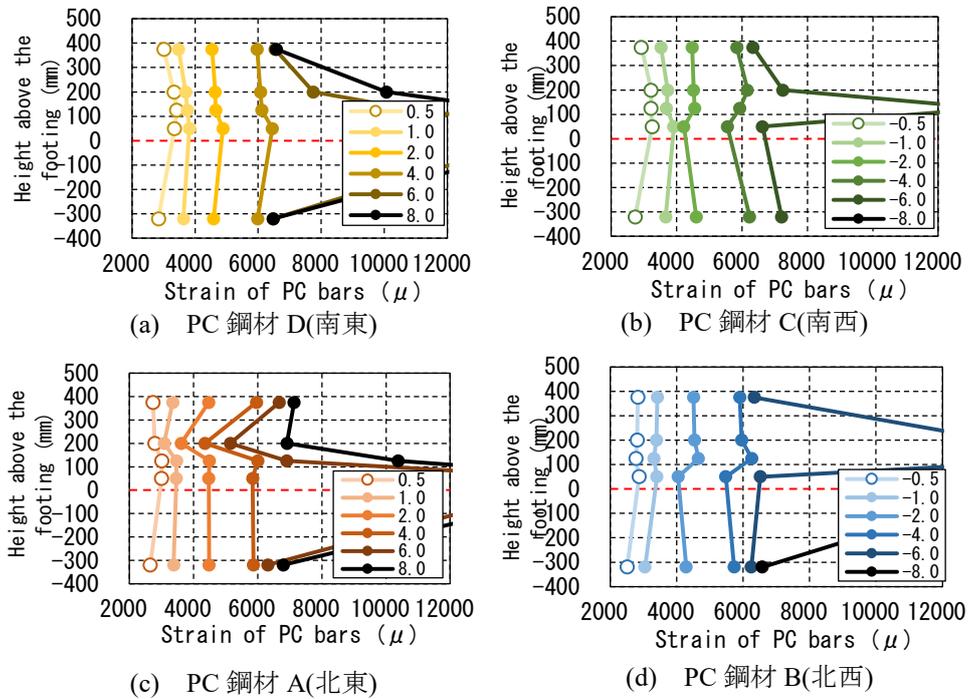


図 4-18 M-C12-B4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材ひずみ分布

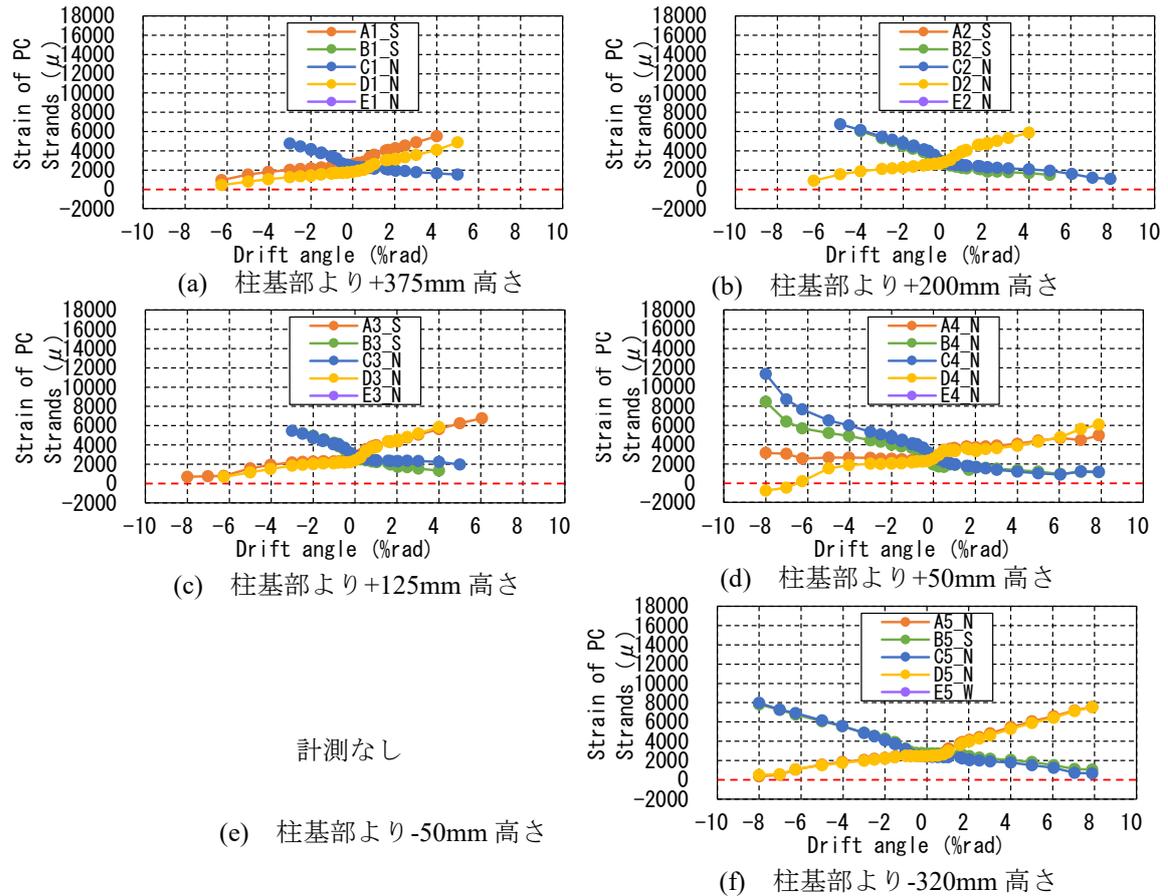


図 4-19 J-C4-S4 供試体 PC 鋼材ひずみ

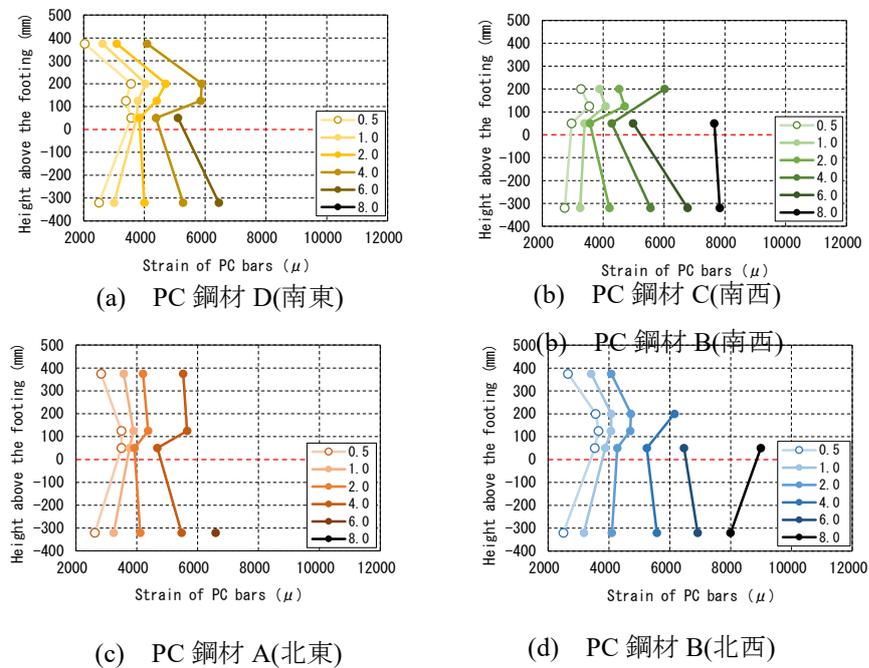


図 4-20 J-C4-S4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材ひずみ分布

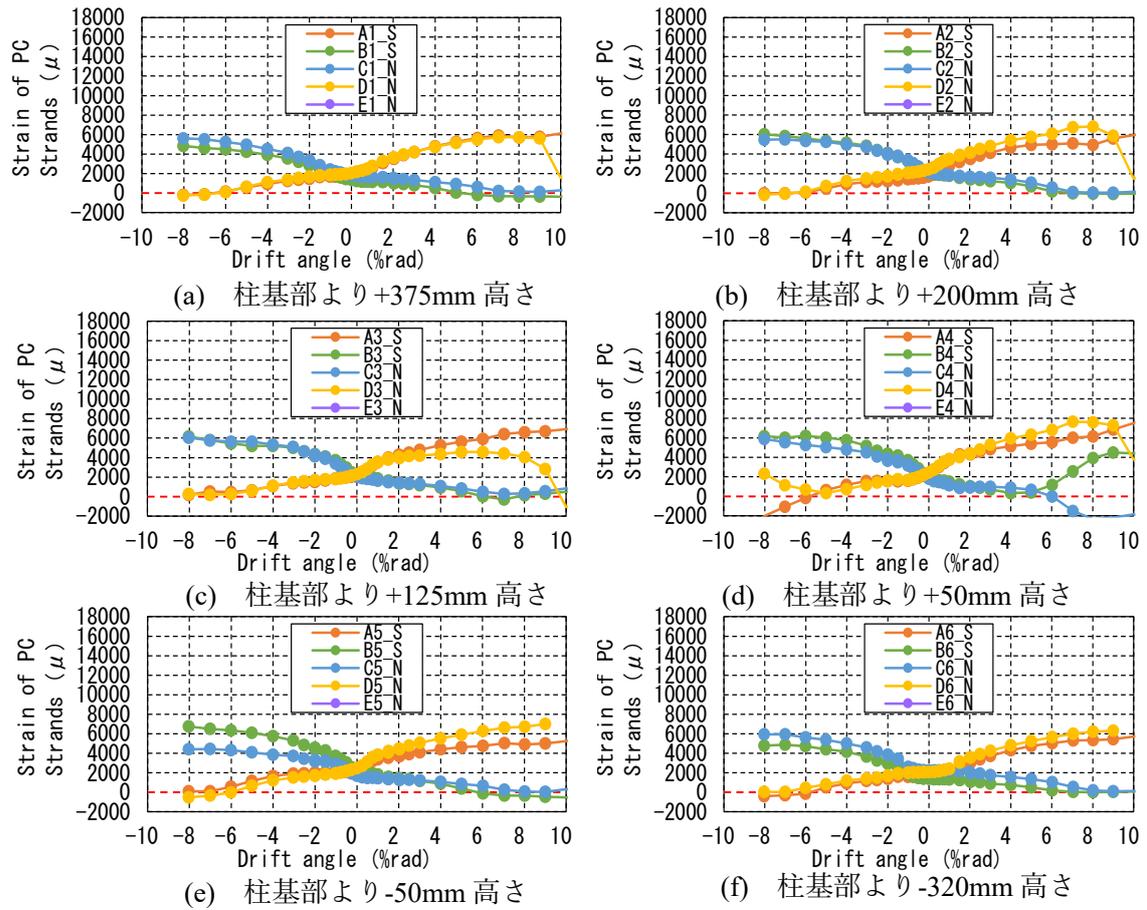


図 4-21 J-C12-S4 供試体 PC 鋼材ひずみ

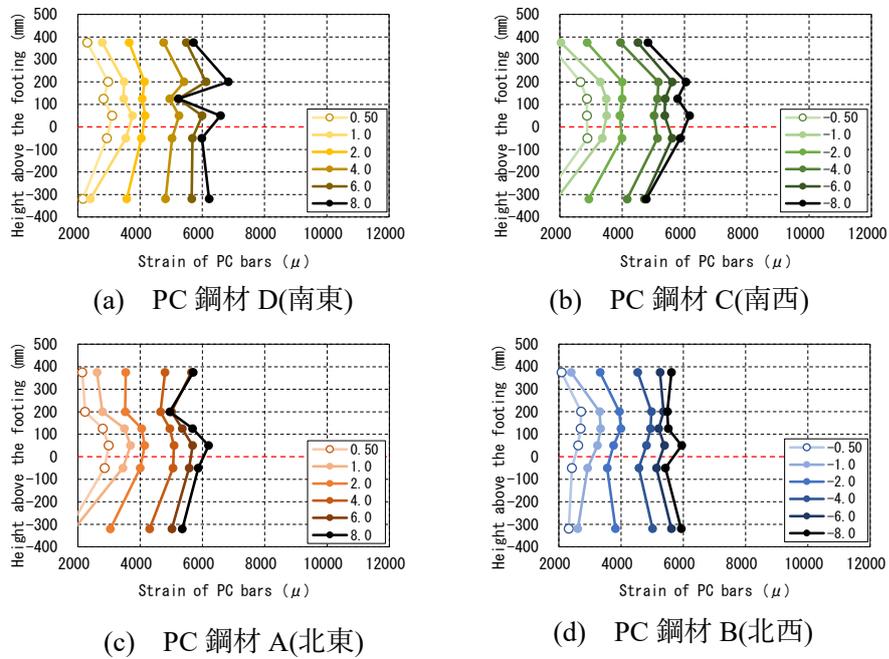


図 4-22 J-C12-S4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材ひずみ分布

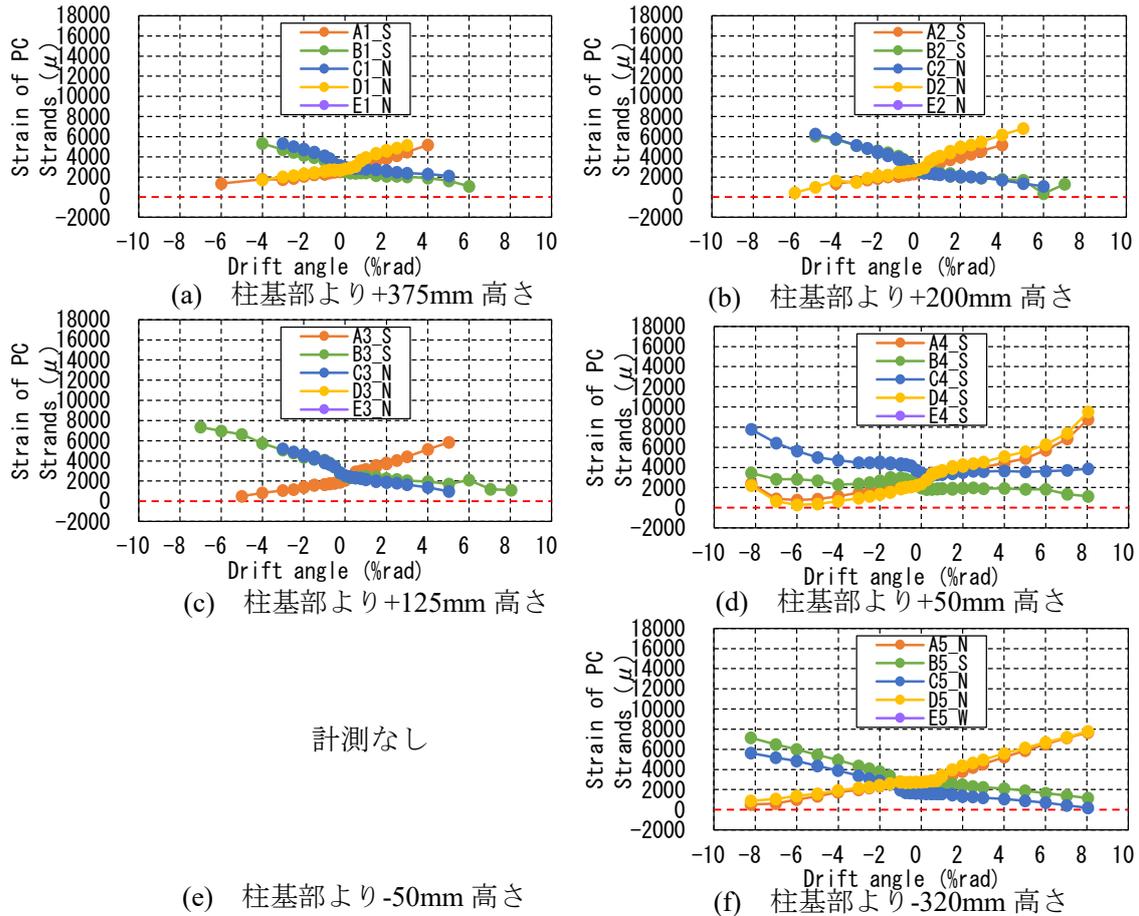


図 4-23 J-DC-S4 供試体 PC 鋼材ひずみ

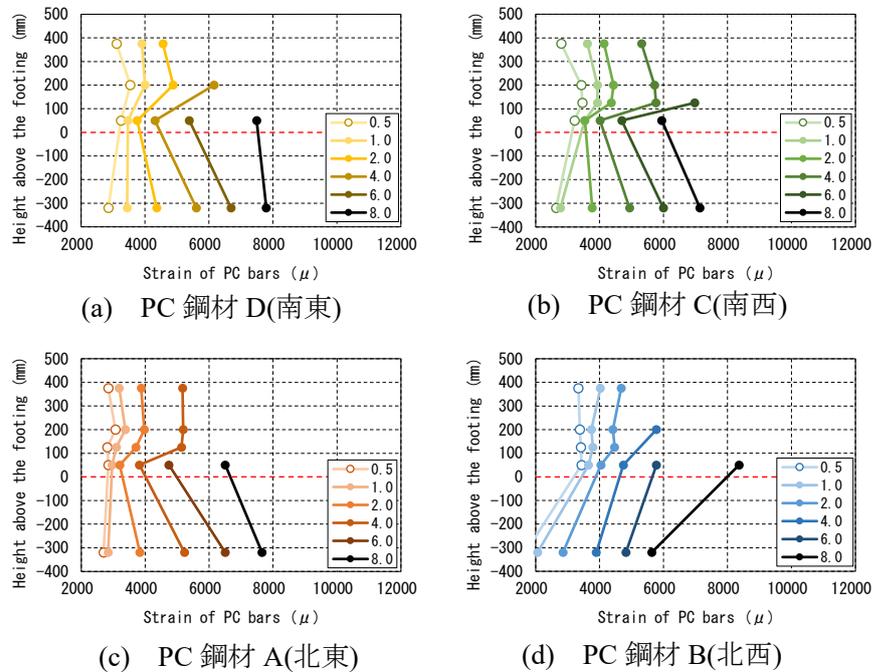


図 4-24 J-DC-S4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材ひずみ分布

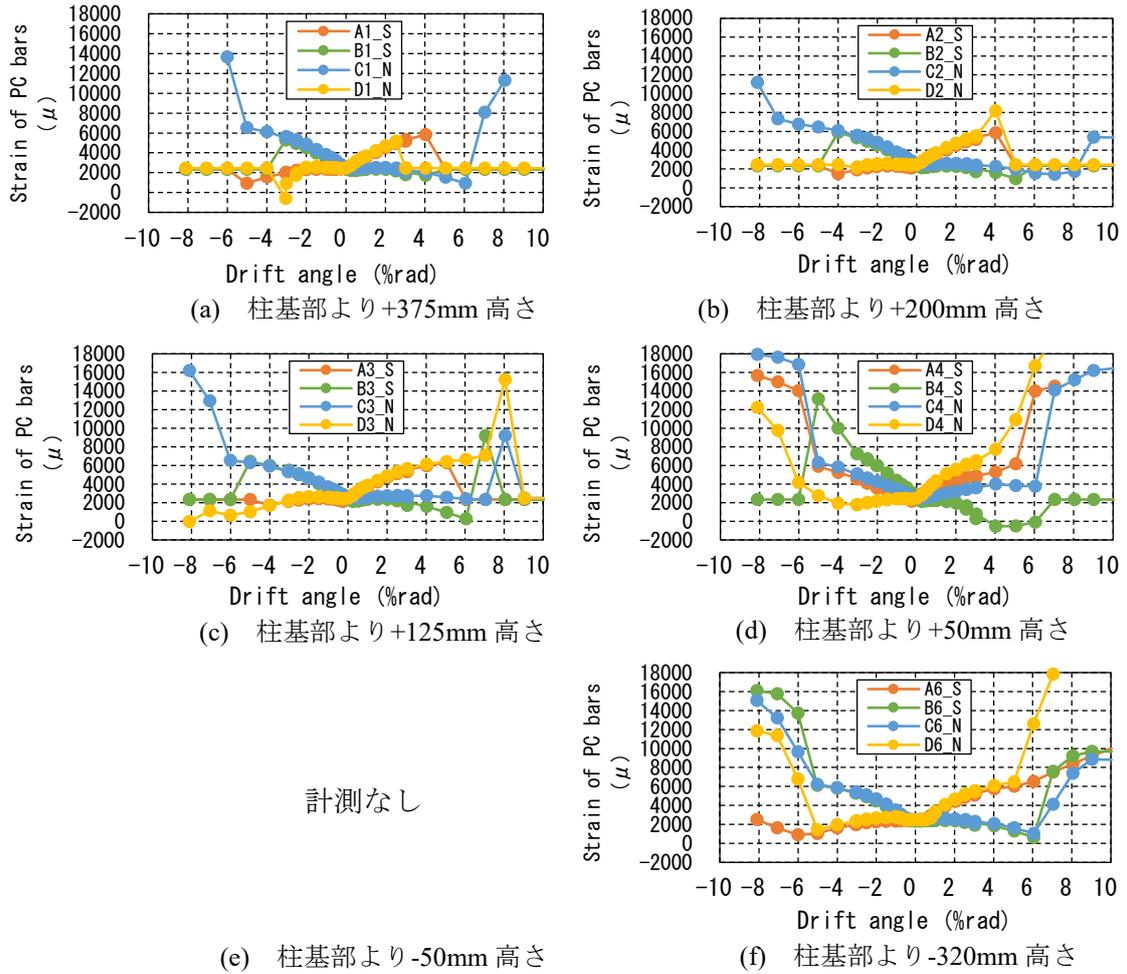


図 4-25 J-DC-B4 供試体 PC 鋼材ひずみ

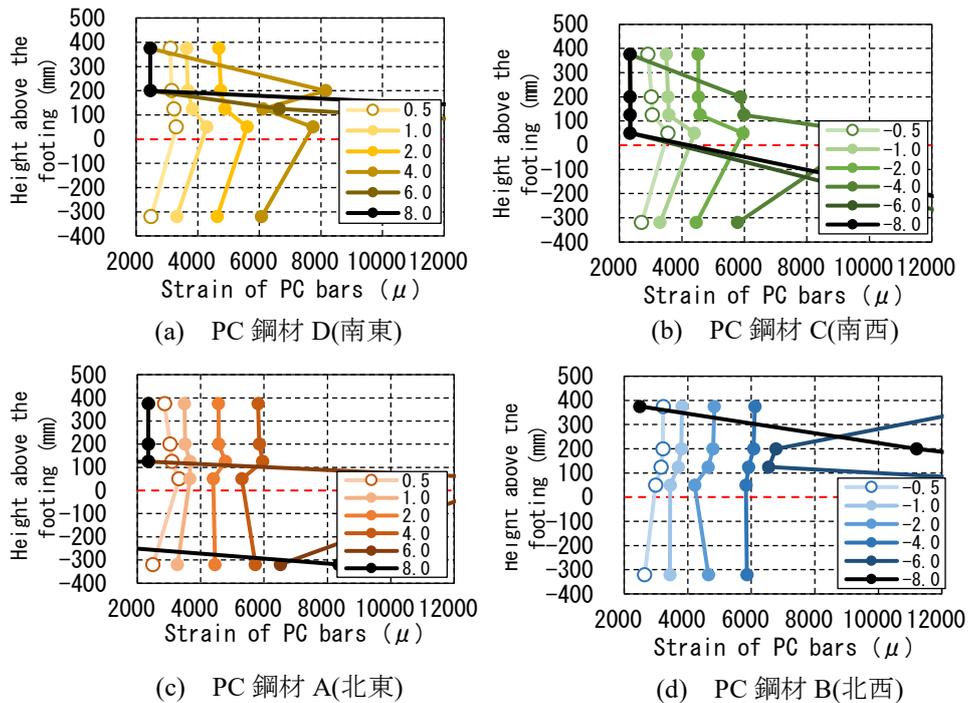


図 4-26 J-DC-B4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材ひずみ分布

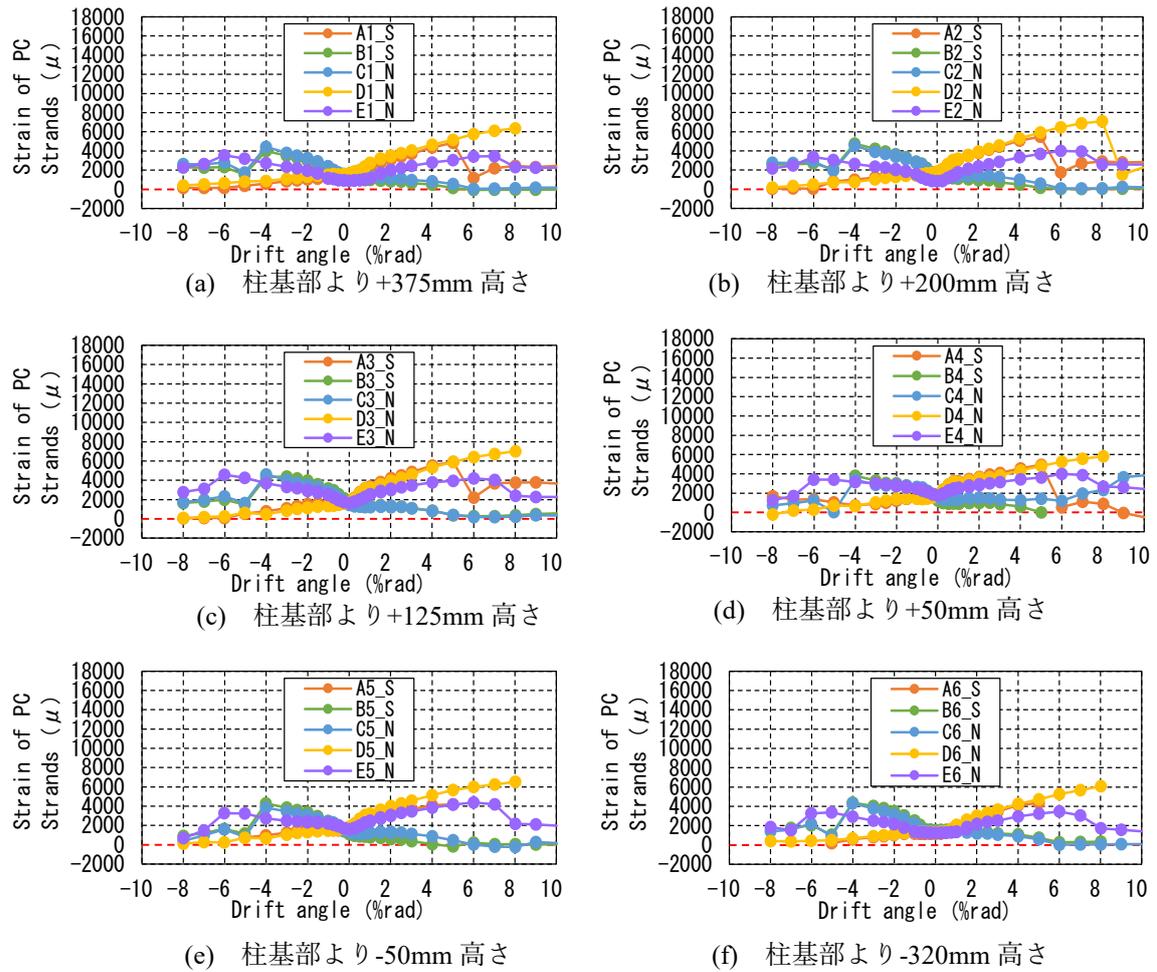
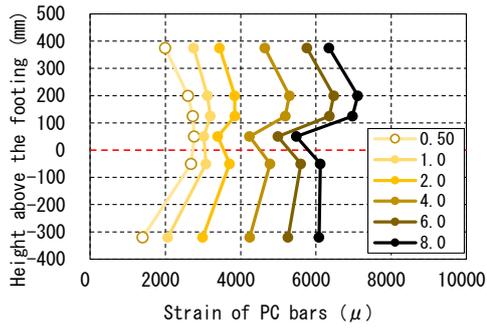
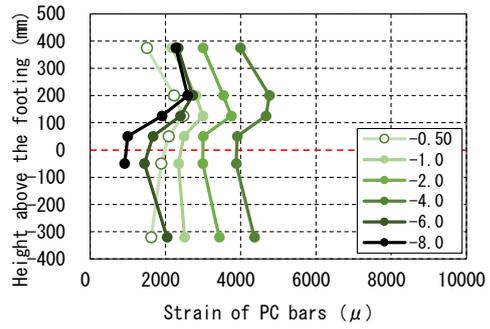


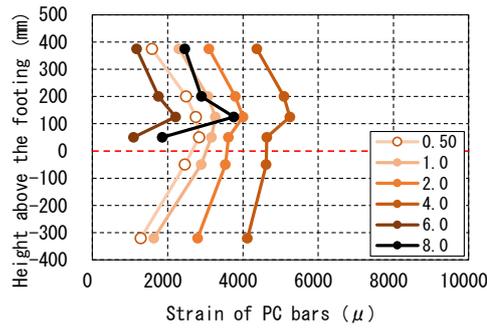
図 4-27 J-C4-S5 供試体 PC 鋼材ひずみ



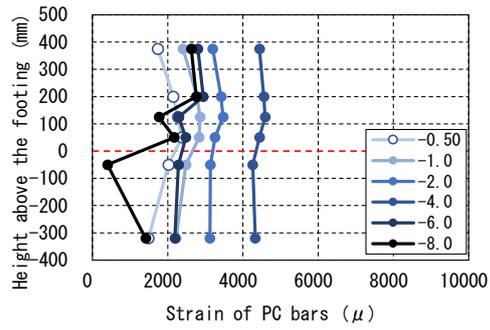
(a) PC 鋼材 D(南東)



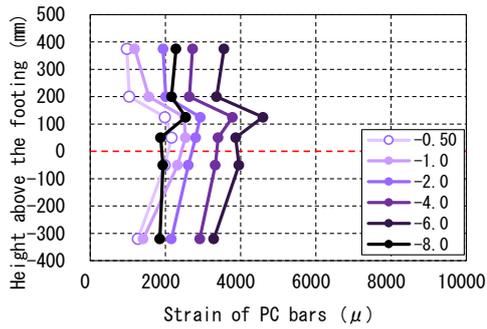
(b) PC 鋼材 C(南西)



(c) PC 鋼材 A(北東)



(d) PC 鋼材 B(北西)



(e) PC 鋼材 E(中央)

図 4-28 J-C4-S5 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材ひずみ分布

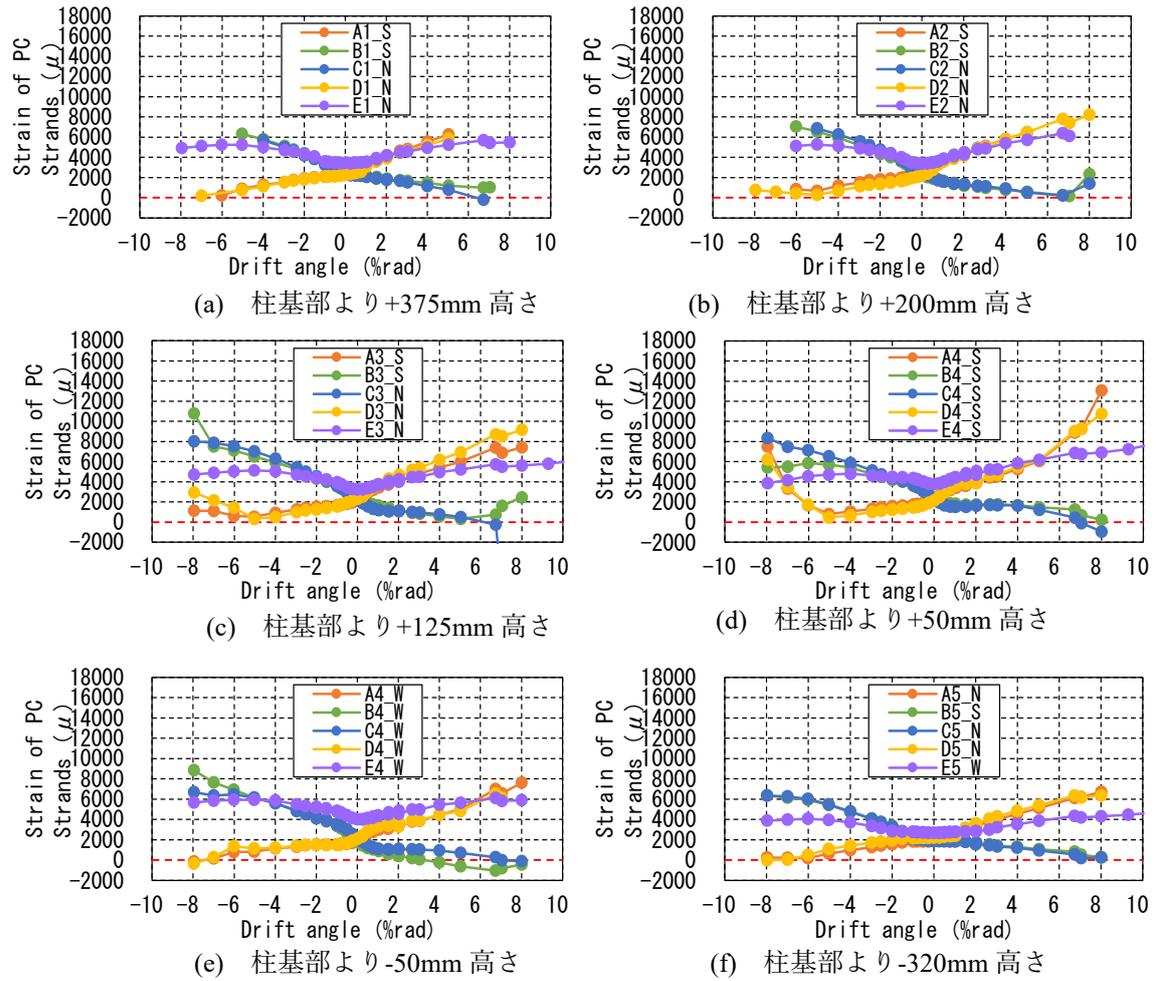
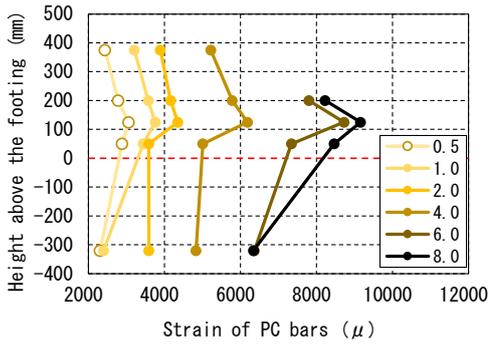
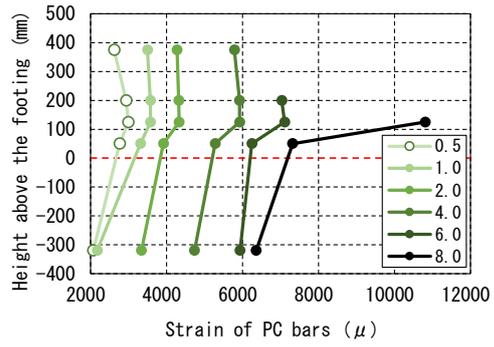


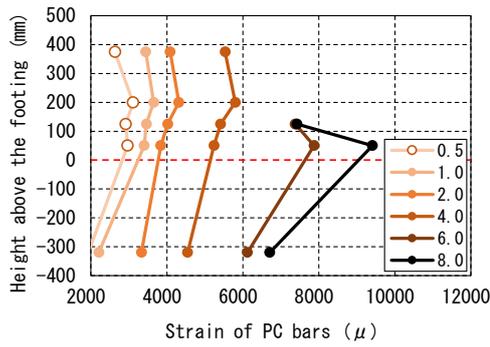
図 4-29 J-C4-S1:4 供試体 PC 鋼材ひずみ



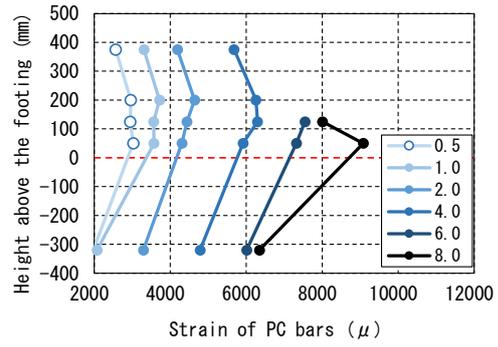
(a) PC 鋼材 D(南東)



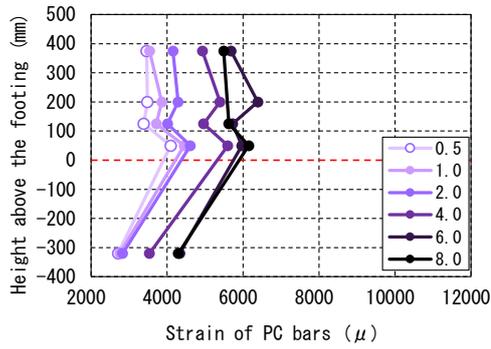
(b) PC 鋼材 C(南西)



(c) PC 鋼材 A(北東)



(d) PC 鋼材 B(北西)



(e) PC 鋼材 E(中央)

図 4-30 J-C4-S1:4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材ひずみ分布

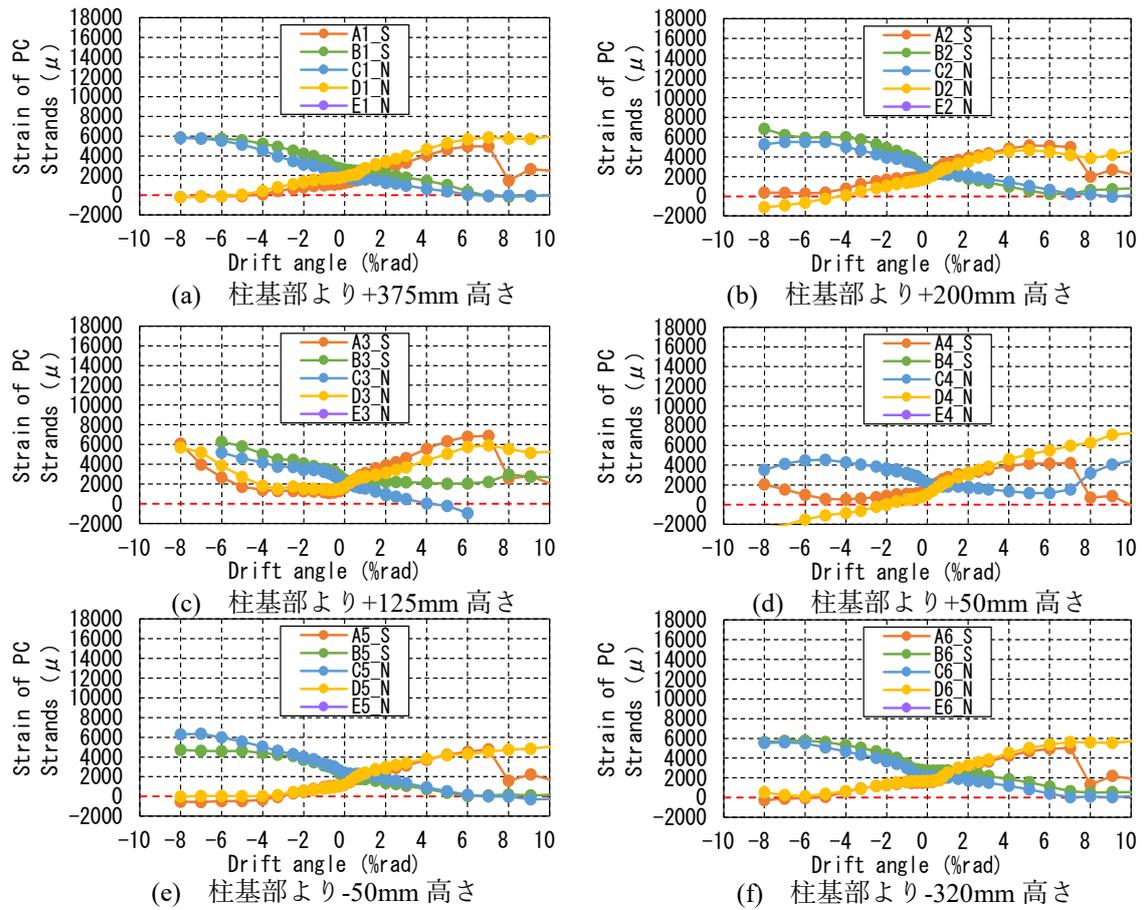


図 4-31 J-C4-S4-H 供試体 PC 鋼材ひずみ

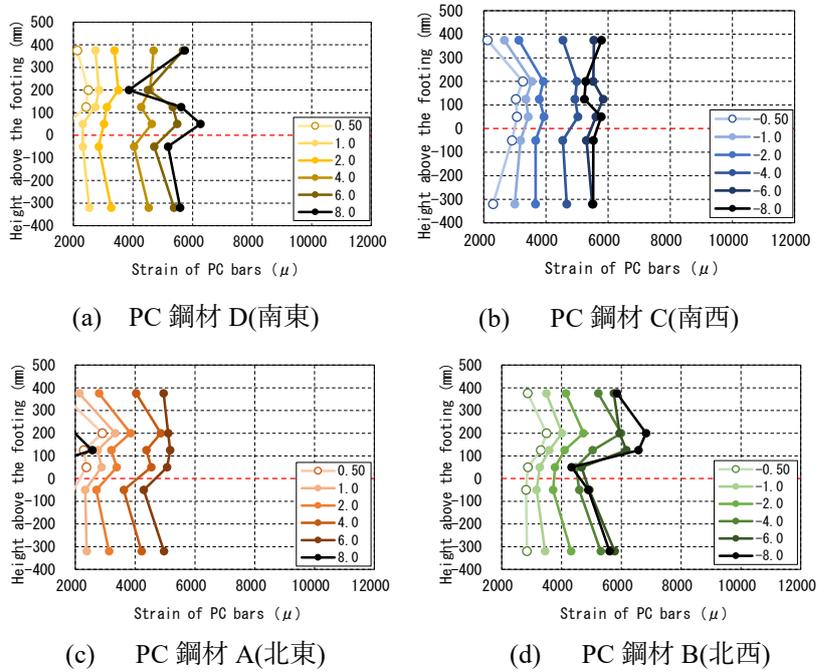


図 4-32 J-C12-S4-H 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材ひずみ分布

(2) 接合部の有無による比較

図 4-14 および図 4-20 に M-C4-S4 供試体および J-C4-S4 供試体の高さ方向の PC 鋼材ひずみ分布を示す。M-C4-S4 供試体では部材角 1~6%rad まで高さ方向分布の形があまり変化せず、部材角の増加に伴うひずみの増加量はどの高さ位置においてもほぼ同じであった。また+125mm または+200mm 位置の柱基部よりやや高い位置において PC 鋼材ひずみが高さ方向における最大を示しており、フーチングによる拘束の影響によって柱基部よりも上部位置にひずみが集中していることがわかる。一方、J-C4-S4 供試体では、部材角 6%rad まで接合部位置である+50mm 位置の部材角の増加に伴う PC 鋼材ひずみの増加量が他の高さ位置と比較して小さく、PC 鋼材降伏以前においては主に接合部よりも上部の高さ位置に PC 鋼材のひずみが集中している。

一体打ち供試体および接合部のある供試体について、柱基部からの高さ+375mm, +200mm, +125mm および+50mm 位置での、正側載荷で引張側となる PC 鋼材 A と D の PC 鋼材ひずみを平均した値を軸方向鉄筋 4 本, 12 本の場合でそれぞれ図 4-33 と図 4-44 に示す。軸方向鉄筋が 4 本の場合、接合部のある J-C4-S4 供試体では部材角 2%rad 以降+50mm 高さで部材角の増加に伴うひずみ値の増加が緩やかになっており、5%rad までの部材角においては接合部位置である+50mm 高さで接合部のある供試体の PC 鋼材ひずみが一体打ちと比較して小さい値を示している。これは接合部が開口するため、接合部高さでは周辺のコンクリート部から PC 鋼材への応力伝達が小さいためと考える。接合部以外の高さ位置では、一体打ちと接合部のある供試体に PC 鋼材ひずみの差は見られなかった。

一方、軸方向鉄筋が 12 本の場合、いずれの高さ位置においても部材角 6%rad 程度まで接合部の有無による PC 鋼材ひずみに大きな差はなかった。軸方向鉄筋が 12 本の場合、4 本と比較して接合部の鉄筋による拘束が比較的大きいため、接合部の開口が小さく、接合部がある場合でも一体打ちと同様の PC 鋼材ひずみの分布・挙動を示したと考えられる。

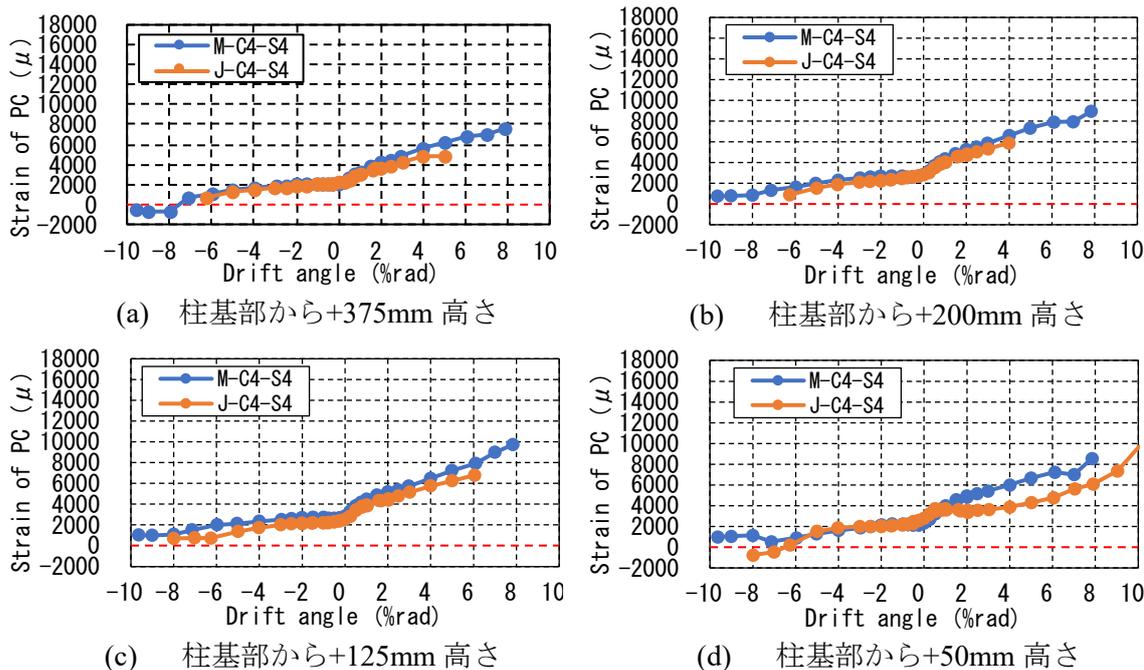


図 4-33 接合部の有無による PC 鋼材ひずみの比較 (軸方向鉄筋 4 本の場合)

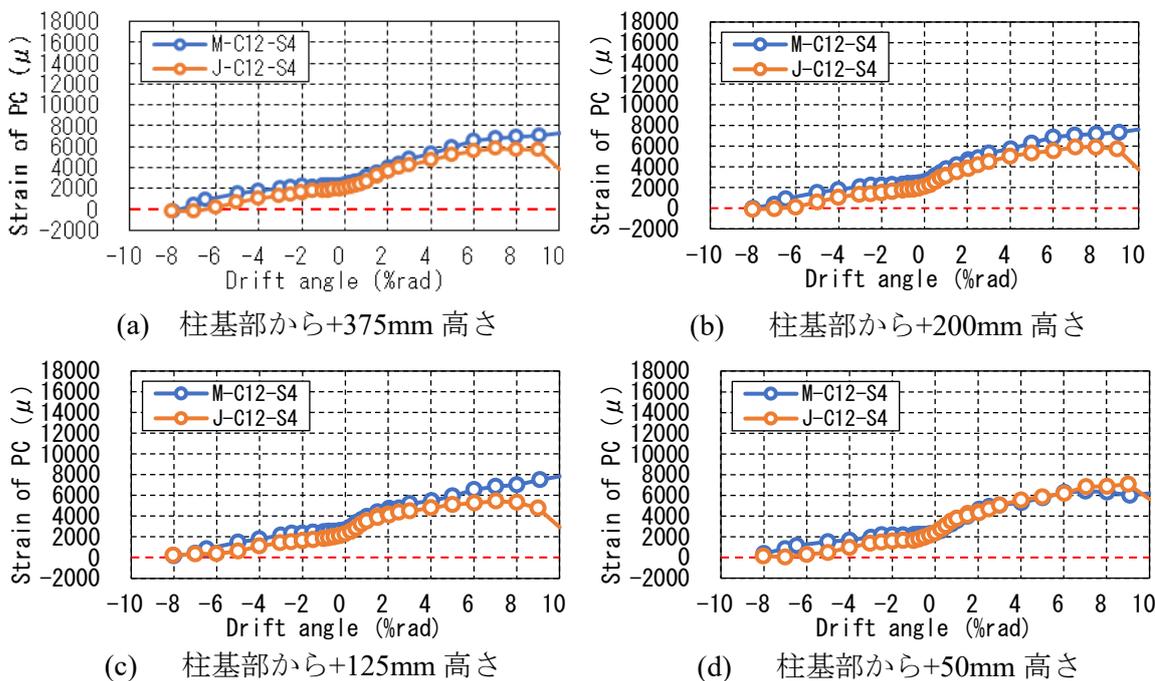


図 4-34 接合部の有無による PC 鋼材ひずみの比較 (軸方向鉄筋 12 本の場合)

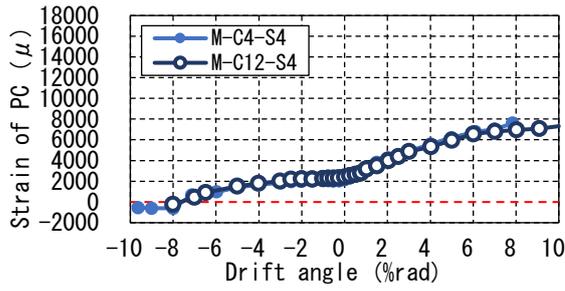
(3) 軸方向鉄筋の本数による比較

軸方向鉄筋の本数による PC 鋼材ひずみの比較について、一体打ちと接合部がある

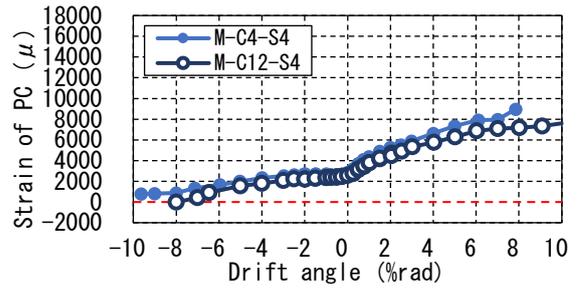
供試体についてそれぞれ図 4-35 および図 4-36 に示す。ここで、PC 鋼材のひずみ値は鋼材 A および D の平均値である。一体打ち供試体では部材角 3%rad 程度までは部材角の増加および高さ方向位置における PC 鋼材ひずみに軸方向鉄筋の本数による差はみられなかった。部材角 4%rad 以降の挙動においては、軸方向鉄筋が 4 本の M-C4-S4 の場合、柱基部から+125mm の高さ位置で部材角 7%rad で PC 鋼材ひずみが降伏ひずみ(0.2%耐力ひずみ)9500 μ より大きくなり降伏している。一方、軸方向鉄筋が 12 本である M-C12-S4 は、いずれの部材角および高さにおいても 8000 μ 以下のひずみ値を示し、鋼材ひずみが試験終了時まで降伏ひずみに達しなかった。軸方向鉄筋は 4 本、12 本どちらの場合でも部材角 1~2%rad 程度で降伏しており、軸方向鉄筋降伏後も PC 鋼材ひずみの値および降伏の有無に差が生じたことから、鉄筋本数によるの応力負担の違いによって軸方向鉄筋後でも PC 鋼材にかかるひずみに影響することがわかった。

接合部がある供試体では、軸方向鉄筋 4 本の場合、柱基部から+50mm の接合部位置において部材角 10%rad で降伏ひずみに達している。これより高い位置での PC 鋼材ひずみ計測データが欠損しているため降伏位置およびタイミングは不明であるが、軸方向鉄筋 4 本の場合 PC 鋼材が降伏し、軸方向鉄筋 12 本の場合試験終了時まで降伏ひずみに達していない傾向は一体打ち供試体と同様であった。接合部位置である+50mm 高さでは、部材角 2%rad 以降、軸方向鉄筋 4 本の供試体では、12 本の場合と比較して部材角の増加に伴う PC 鋼材ひずみの増加が緩やかになっている。また、図 4-20 の J-C4-S4 供試体の高さ方向 PC 鋼材ひずみ分布をみると、部材角 1~4%rad の範囲において、軸方向鉄筋が 4 本と比較的少ない供試体においては接合部位置よりも上方の+125mm や+200mm 高さで高さ方向のひずみ分布における最大点となる傾向にあった。

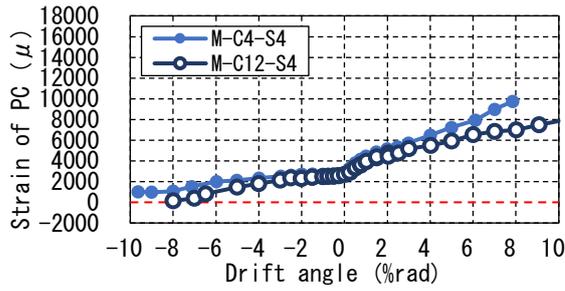
軸方向鉄筋が 12 本と比較的多い場合、コンクリート表面の損傷個所が高さ方向に分散し、また鉄筋による架橋で接合部での開口が小さくなるのに対し、軸方向鉄筋 4 本の場合接合部周辺に損傷が集中し開口も大きくなるため、接合部位置では周辺のコンクリート部から応力が伝達され辛くなっていると考えられる。また鉄筋が弾性範囲である部材角 1%rad 程度まではシース管および内部のグラウトによって PC 鋼材が拘束されているが、軸方向鉄筋が降伏し塑性変形した後は目開きが大きくなり接合部周辺ではシース管内部のグラウトも大きく損傷しており拘束力が非常に小さいと考えられるため、特に軸方向鉄筋 4 本の場合+50mm 位置での PC 鋼材ひずみはあまり増加しない。以上より、接合部がある供試体においては、接合部周辺において PC 鋼材ひずみに差が生じることがわかった。



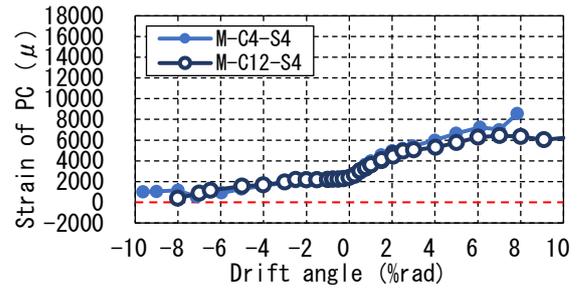
(a) 柱基部から+375mm 高さ



(b) 柱基部から+200mm 高さ

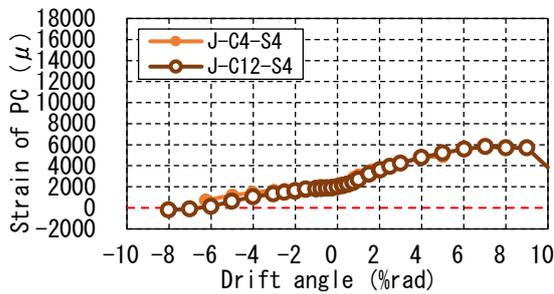


(c) 柱基部から+125mm 高さ

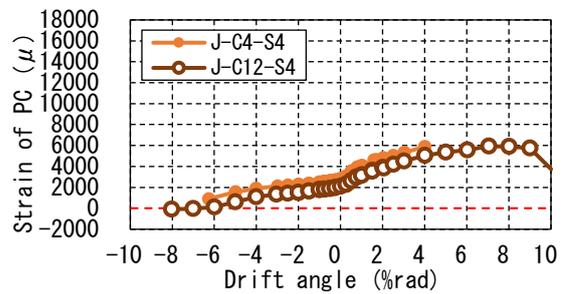


(d) 柱基部から+50mm 高さ

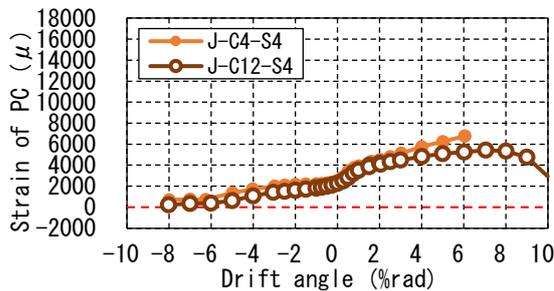
図 4-35 軸方向鉄筋の本数による PC 鋼材ひずみの比較 (一体打ちの場合)



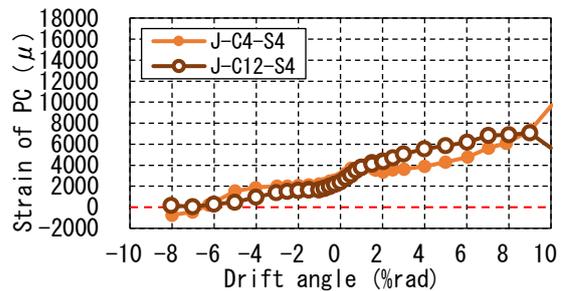
(a) 柱基部から+375mm 高さ



(b) 柱基部から+200mm 高さ



(c) 柱基部から+125mm 高さ



(d) 柱基部から+50mm 高さ

図 4-36 軸方向鉄筋の本数による PC 鋼材ひずみの比較 (接合部がある場合)

(4) 軸方向鉄筋の連続性による比較

軸方向鉄筋の連続性による PC 鋼材ひずみの比較を図 4-37 に示す。ここで、PC

鋼材ひずみは鋼材 A および D の平均値である。軸方向鉄筋が接合部高さにおいて不連続である J-DC-S4 供試体では、+50mm において部材角 8%rad で降伏ひずみに達している。部材角 6%rad 以降+50mm 高さにおける PC 鋼材ひずみは、軸方向鉄筋 4 本が柱部からフーチング部まで連続している J-C4-S4 供試体と比較して大きく増加しており、軸方向鉄筋が不連続の場合荷重による応力に抵抗しないことから、PC 鋼材への応力負担およびひずみが大きくなることで降伏タイミングも早まっているものと考えられる。また、軸方向鉄筋が不連続の場合においても供試体の最大耐力である 6%rad 程度まで PC 鋼材が降伏しないことが確かめられた。

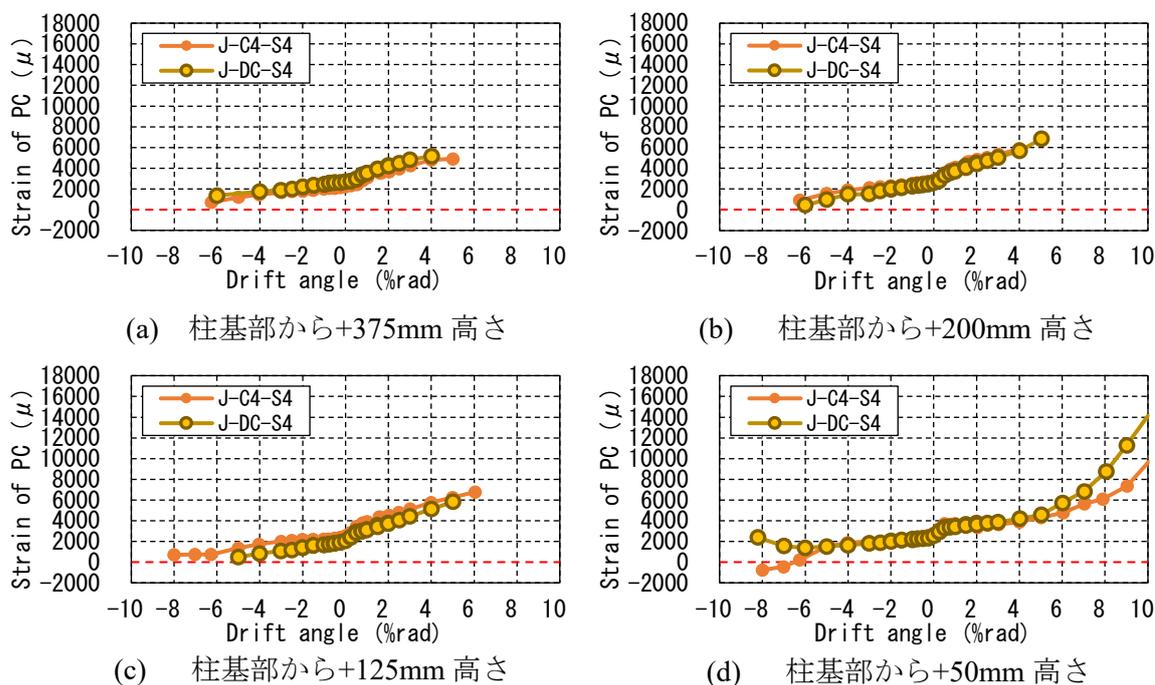


図 4-37 軸方向鉄筋の連続性による PC 鋼材ひずみの比較

(5) PC 鋼材種による比較

PC 鋼材種による PC 鋼材ひずみの比較を一体打ちの場合と軸方向鉄筋が不連続の場合についてそれぞれ図 4-38 および図 4-39 に示す。ここで、PC 鋼材ひずみ値は鋼材 A および D の平均値である。M-C12-B4 供試体および J-DC-B4 供試体は PC 鋼材として SBPRφ13 の PC 鋼棒をし、PC 鋼材の降伏ひずみが 7800μ と他供試体で使用した SWPR7Bφ15.2 の PC より線の降伏ひずみ 9500μ より小さい。一体打ちの場合、PC 鋼棒を使用した M-C12-B4 供試体では+50mm および+125mm 高さで部材角 5%rad において PC 鋼材が降伏しており、以降の部材角において正側負側どちらの荷重においても引張側ひずみが大きく増加している。また軸方向鉄筋数が 12 本と同数かつ一体打ちであり、PC より線を使用した M-C12-S4 と PC 鋼棒を使用した M-C12-B4 供試体を比

較すると、どの供試体高さにおいても PC 鋼材降伏前の部材角増加に伴うひずみ値の変化はほぼ同じ挙動を示している。M-C12-S4 においては試験終了時まで PC 鋼材は降伏していないが、供試体の最大耐力を示す部材角は 5%rad であり M-C12-B4 供試体で PC 鋼棒が降伏した部材角と同じであった。

軸方向鉄筋が不連続の場合においても、PC 鋼棒を使用した J-DC-B4 供試体では接合部である+50mm 高さで部材角 5%rad において降伏ひずみに達している。+50mm 高さでは、部材角 0.5%rad 程度の初期から 5%rad での降伏までの範囲において、PC 鋼棒を使用した J-DC-B4 では、PC より線を仕様した J-DC-S4 と比較して部材角の増加に伴う PC 鋼材ひずみの増加量が大きい傾向にあった。これは PC 鋼棒が丸鋼であるためより線と比較して早期にグラウトとの付着切れを起こし、軸方向鉄筋が不連続であることから接合部が大きく開口することによって接合部高さでの PC 鋼材ひずみが大きくなったものと推測する。

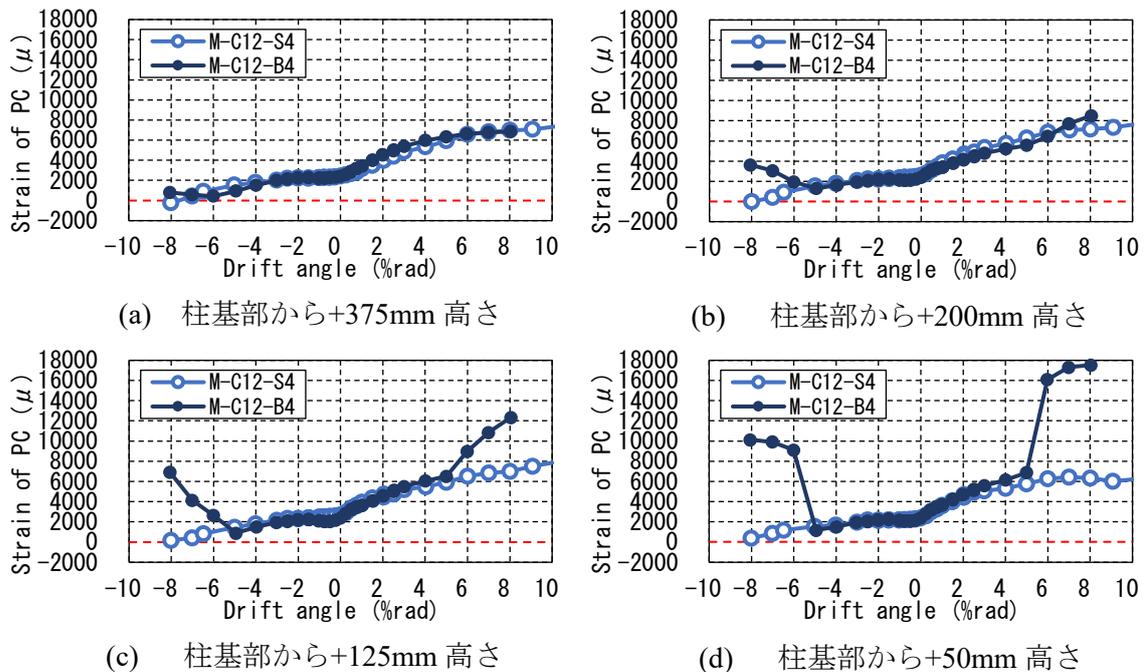


図 4-38 PC 鋼材種による PC 鋼材ひずみの比較 (一体打ちの場合)

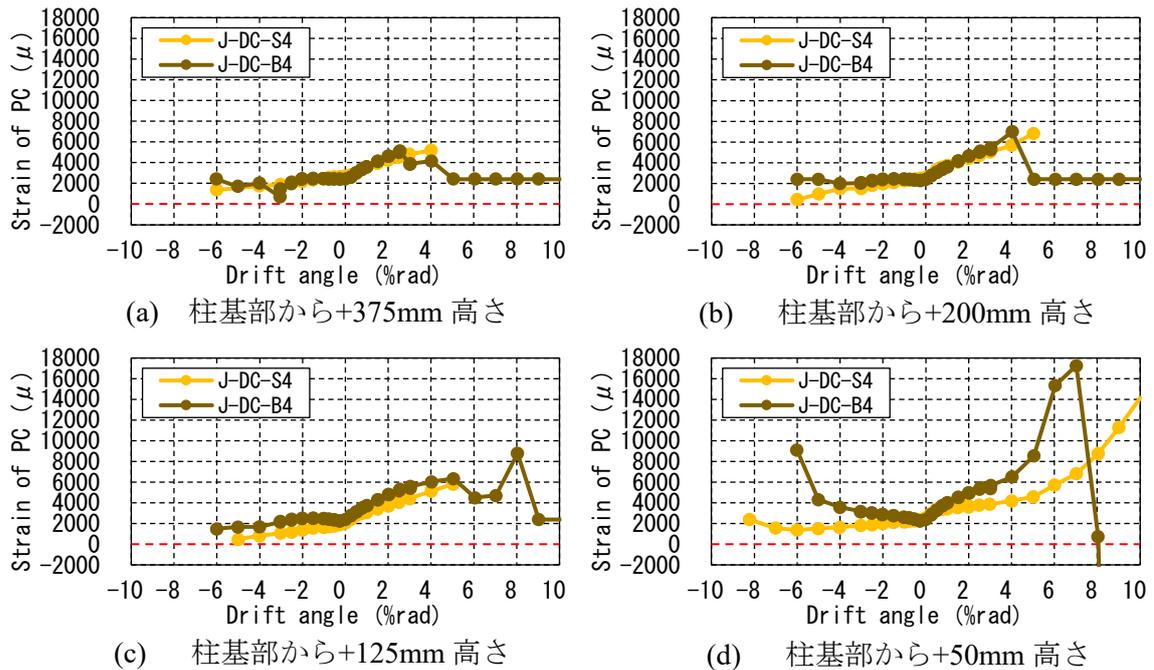


図 4-39 PC 鋼材種による PC 鋼材ひずみの比較 (軸方向鉄筋不連続の場合)

(6) PC 鋼材の配置および導入緊張力による比較

図 4-27 及び図 4-28 に示す J-C4-S5 供試体は PC 鋼材を中央にも配置し導入緊張力 50kN(鋼材応力で 360MPa)が計 5 本の PC 鋼材分散しているため、初期ひずみが約 1200 μ 程度と他供試体の鋼材より小さい。正側載荷における角部の鋼材 A および D は部材角 4%rad までは同じ部材角時の高さ方向分布において柱基部から+125mm, +200mm 位置のひずみが大きく, +50mm の接合部のひずみが小さくなる接合部のある他供試体と同様の傾向を示した。供試体断面中央に配置した鋼材 E でも高さ方向の分布傾向はほぼ同じであった。鋼材 A で部材角 6%rad 以降, 鋼材 E で部材角 8%rad では部材角 4%rad のひずみと比較して, どの高さ位置においてもひずみ値が大きく減少しており, PC 鋼材の付着切れ, 定着切れ等により残存する PC 鋼材の緊張力が非常に小さくなっていると考えられる。この導入緊張力の抜けにより, 除荷時のプレストレス力による供試体の復元力が非常に小さくなっており, 図 4-11 に示したように J-C4-S5 供試体の残留変位が部材角 5%rad 以降著しく大きくなったと考えられる。

PC 鋼材の配置および導入緊張力による PC 鋼材ひずみの比較を図 4-40 に示す。ここで, PC 鋼材のひずみ値は鋼材 A および D の平均値である。PC 鋼材を断面内に 4 本配置した J-C4-S4 供試体, 5 本配置した J-C4-S5 供試体, 5 本配置かつ角部 4 本を細径とした J-C4-S1:4 供試体を比較すると, 供試体の最大耐力時部材角である 5%rad までの部材角の増加に伴う PC 鋼材のひずみ値の挙動は 3 体ともほとんど同じであった。J-C4-S1:4 供試体の引張側 PC 鋼材は部材角 8%rad で降伏ひずみ(0.2%耐力ひずみ)9000 μ

に達しており、接合部位置である+50mm 高さで降伏している。PC 鋼材を 4 本とした供試体と比較して角部の PC 鋼材が細径であるため、J-C4-S4 供試体と比較して早期の部材角において降伏している。

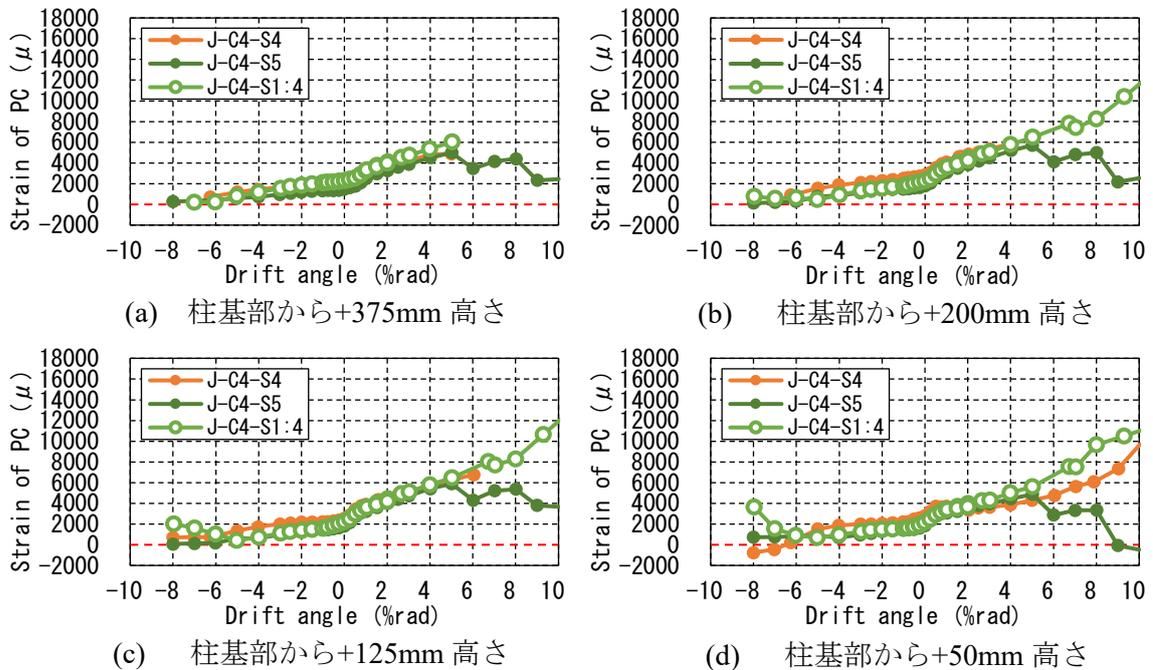


図 4-40 PC 鋼材の配置及び導入緊張力による PC 鋼材ひずみの比較

(7) 接合部高さによる比較

図 4-31 および図 4-32 に示す J-C4-S4-H 供試体では部材角 4%rad までは同じ部材角時の高さ方向分布は+200mm 位置のひずみが最も大きく、接合部位置にあたる+125mm ではコンクリート部による拘束がないため周辺の+50mm, +200mm 位置と比較してひずみがやや小さい。部材角 8%rad では高さ方向全体でひずみ値が著しく小さくなっており、導入緊張力の抜けと考えられる。

接合部高さを+50mm とした J-C4-S4 供試体と+125mm 位置としたの PC 鋼材ひずみ値の比較を図 4-41 に示す。ここで、PC 鋼材 A および D では初期値のばらつきが大きいため、この項目の比較のみ PC 鋼材ひずみ値は鋼材 B および C の平均値とした。部材角 5%rad 程度まではいずれの供試体高さにおいても、接合部の高さ位置による PC 鋼材ひずみの部材角増加に伴うひずみ値の変化に大きな差はない。+50mm 位置では部材角-6%rad 以降、J-C4-S4-H 供試体では PC 鋼材ひずみが減少しているが、これは前述の導入緊張力の抜けによるものと推測する。

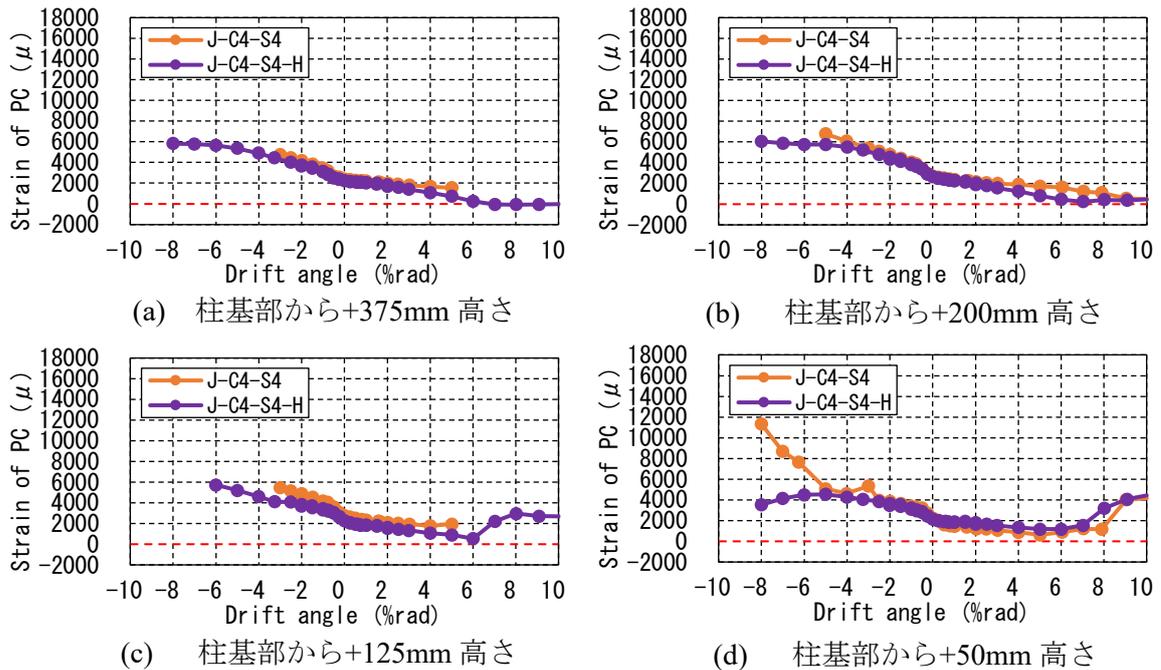
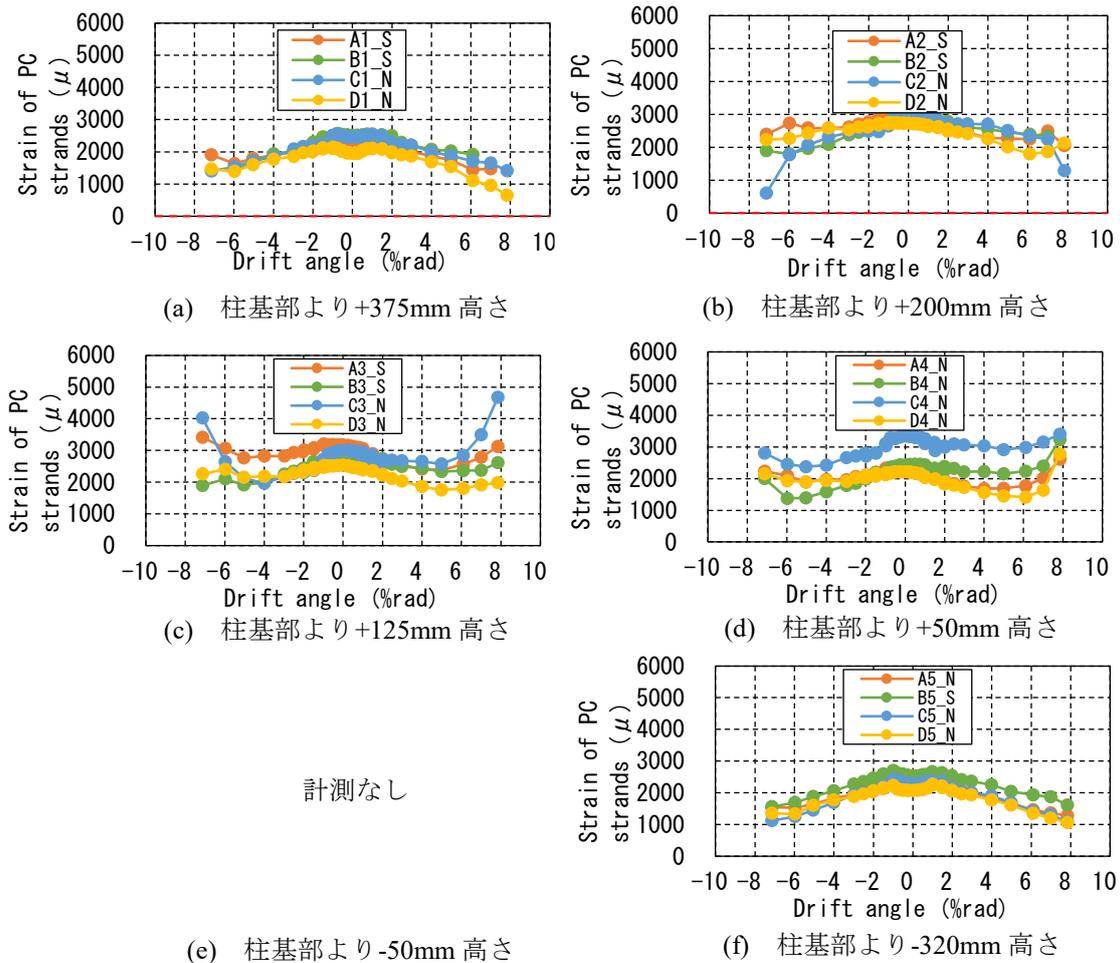


図 4-41 接合部高さによる PC 鋼材ひずみの比較

4.3.2 PC 鋼材の残留ひずみ

(1) PC 鋼材の残留ひずみの概要

横軸に示す部材角値まで載荷した後、部材角 0%rad 時まで除荷した際に PC 鋼材に残留したひずみを張側の角部 4 本の PC 鋼材のひずみ、および 5 本配置した場合は中央部の鋼材 E の PC 鋼材ひずみと部材角の関係、供試体高さ方向の分布を図 4-42～図 4-61 にそれぞれ供試体ごとに示す。PC 鋼材ひずみ値は緊張前をゼロとし、緊張による初期ひずみを含んだ値とする。また、部材角 2%rad までは 2 サイクル載荷後の値を示す。PC 鋼材の導入緊張力が定着部のすべり等によって載荷試験中に抜けたと推測される J-C4-S5 供試体を除く 9 体の供試体においては、いずれの供試体でも測定を行った高さ、部材角に関わらず PC 鋼材は 0μ 以上の残留ひずみを示した。よって、経験部材角の増加に伴い PC 鋼材の残留ひずみの減少がみられるものの、試験終了時まで PC 鋼材に導入した緊張力が作用し続けていることが確かめられた。



計測なし

図 4-42 M-C4-S4 供試体 PC 鋼材残留ひずみ

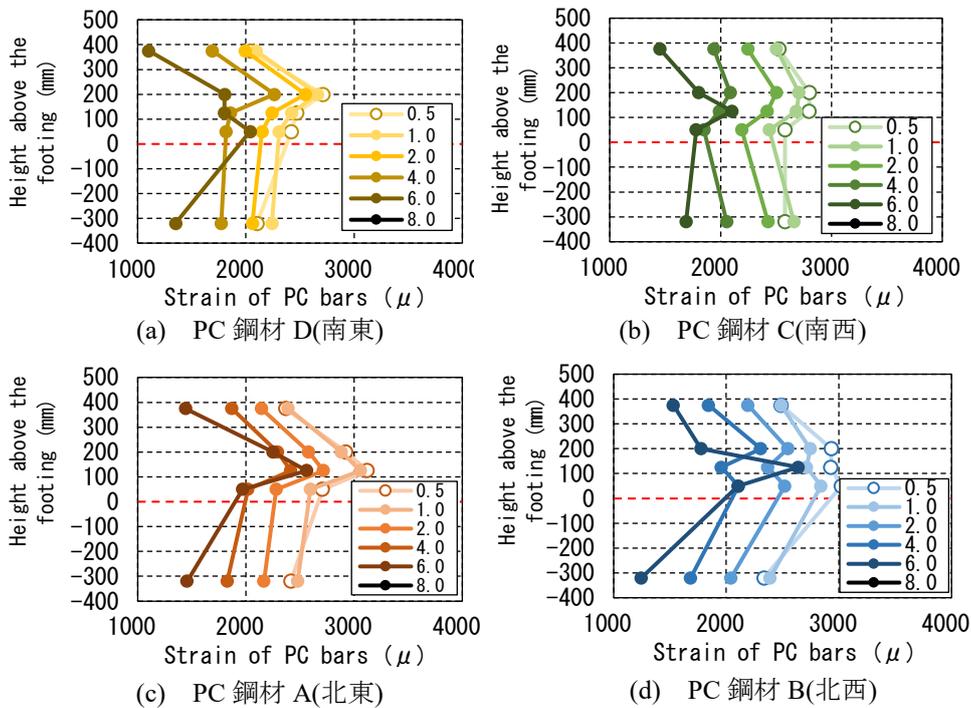


図 4-43 M-C4-S4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材残留ひずみ分布

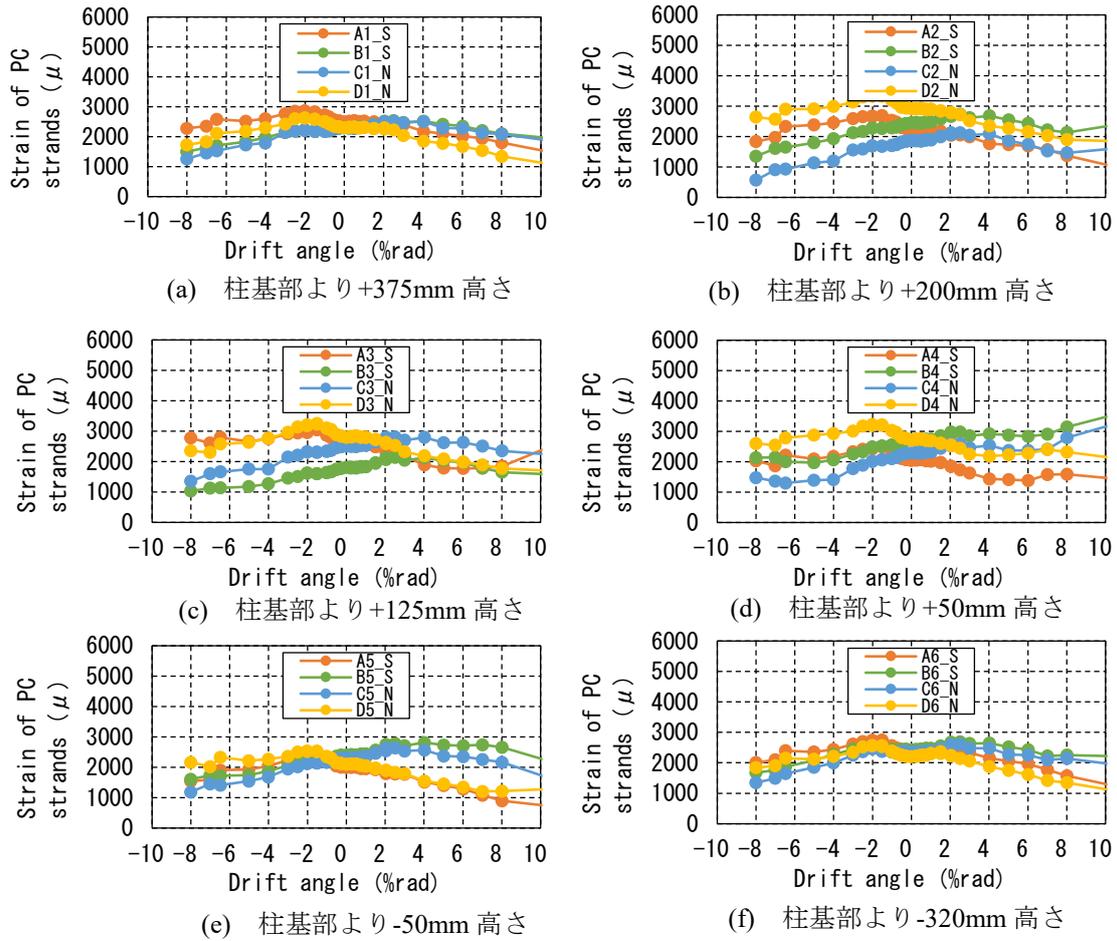


図 4-44 M-C12-S4 供試体 PC 鋼材残留ひずみ

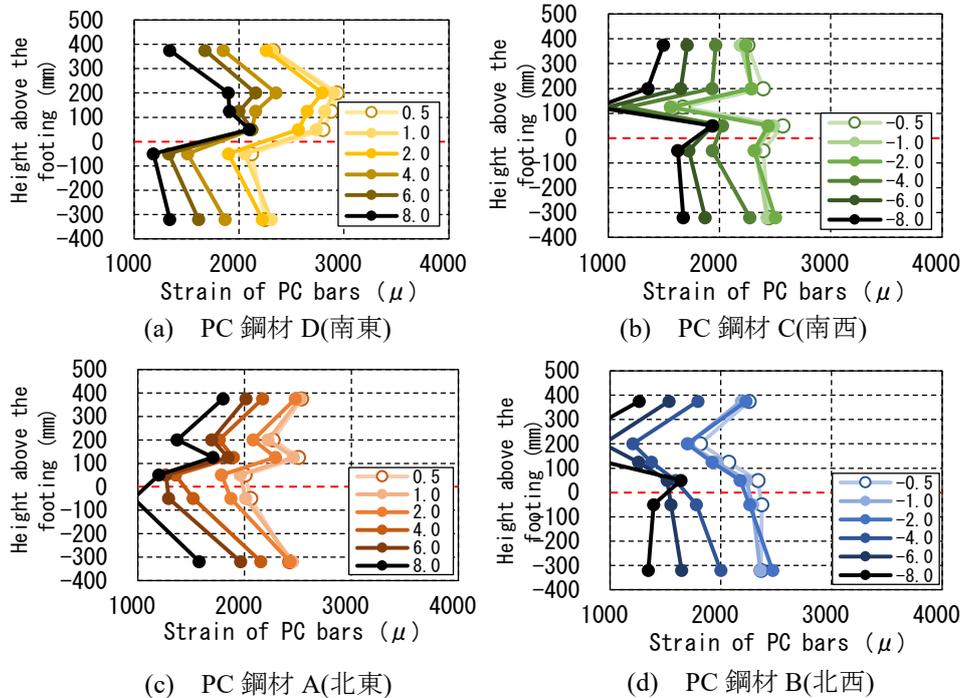


図 4-45 M-C12-S4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材残留ひずみ分布

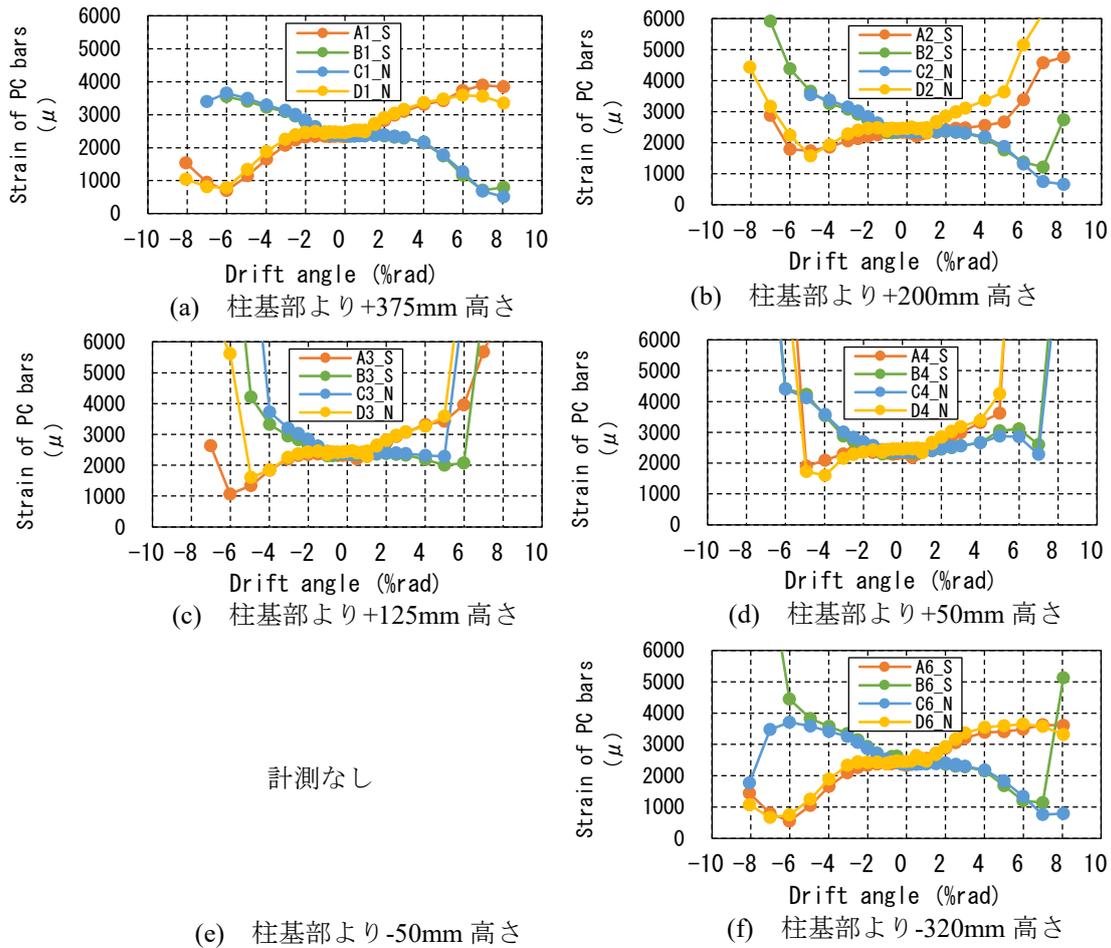


図 4-46 M-C12-B4 供試体 PC 鋼材残留ひずみ

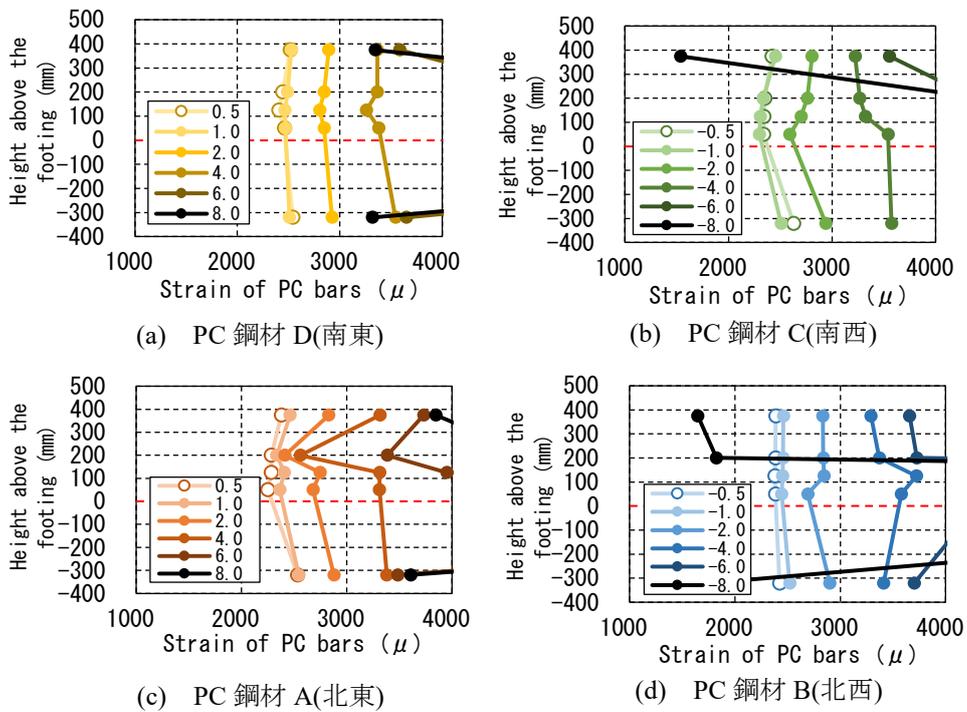
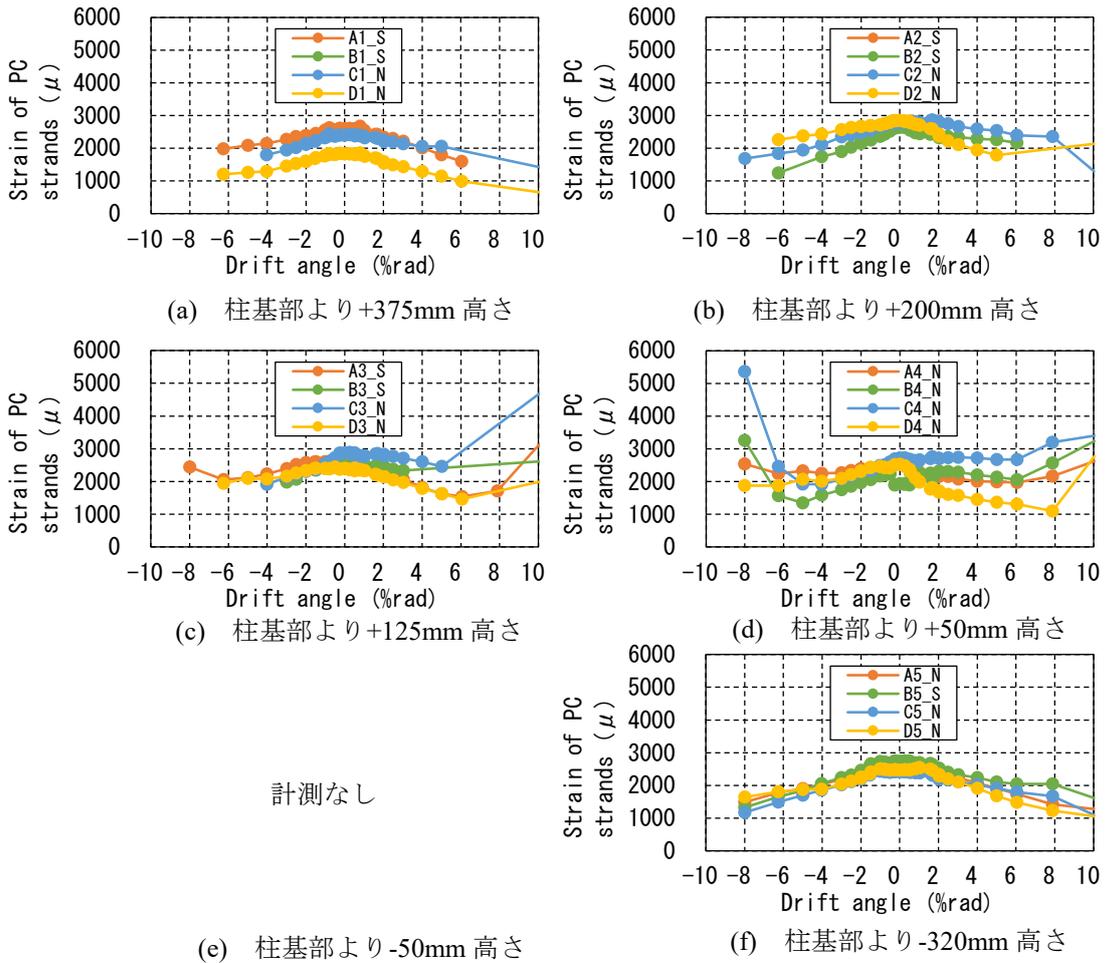


図 4-47 M-C12-B4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材残留ひずみ分布



計測なし

図 4-48 J-C4-S4 供試体 PC 鋼材残留ひずみ

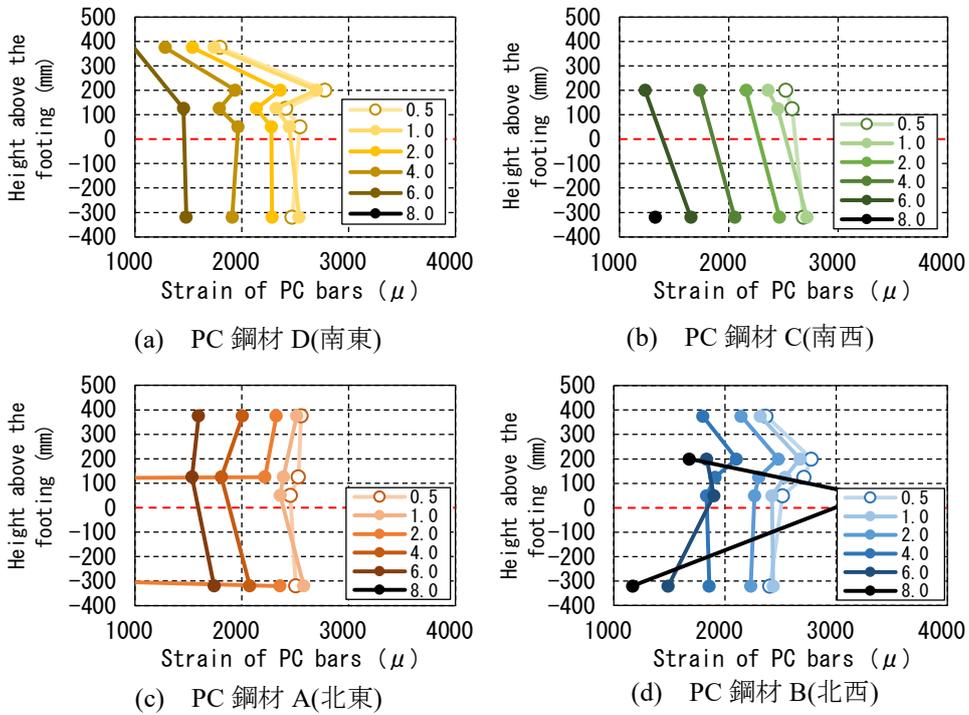
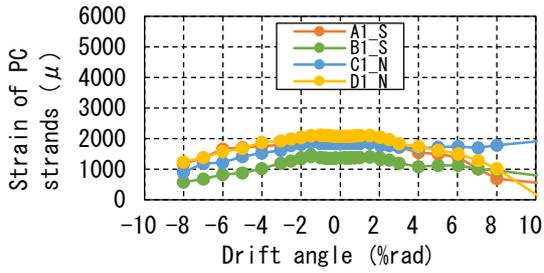
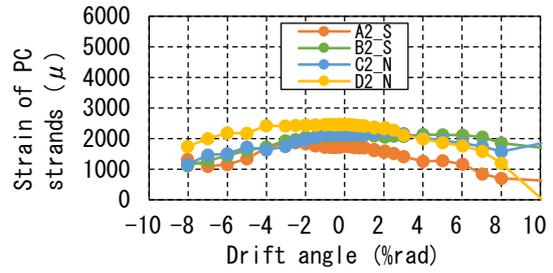


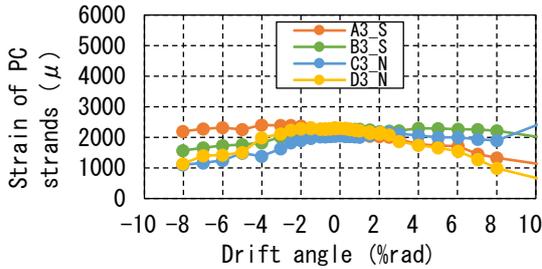
図 4-49 J-C4-S4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材残留ひずみ分布



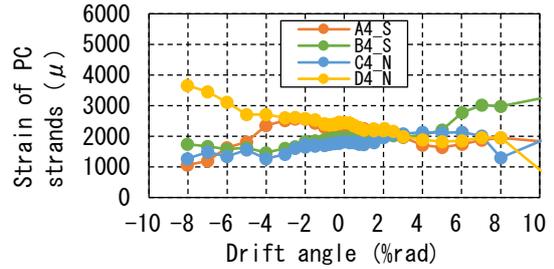
(a) 柱基部より+375mm 高さ



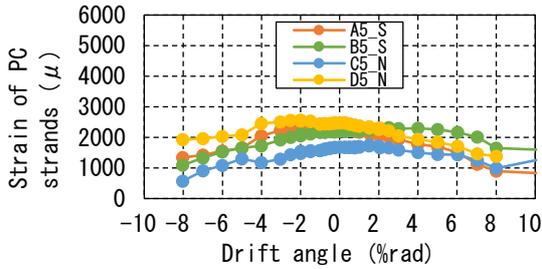
(b) 柱基部より+200mm 高さ



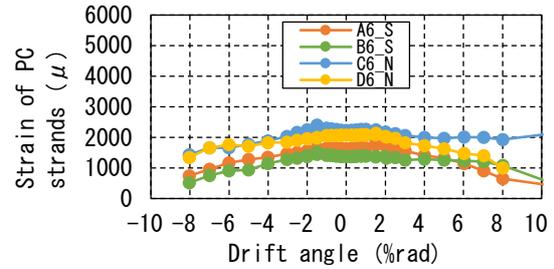
(c) 柱基部より+125mm 高さ



(d) 柱基部より+50mm 高さ

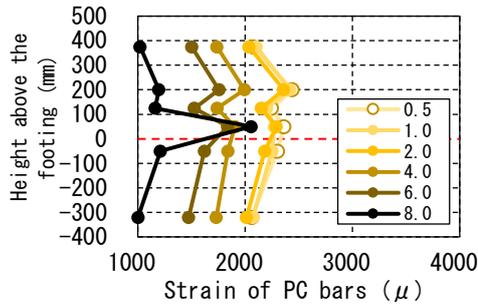


(e) 柱基部より-50mm 高さ

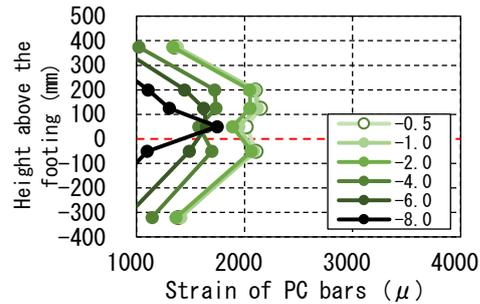


(f) 柱基部より-320mm 高さ

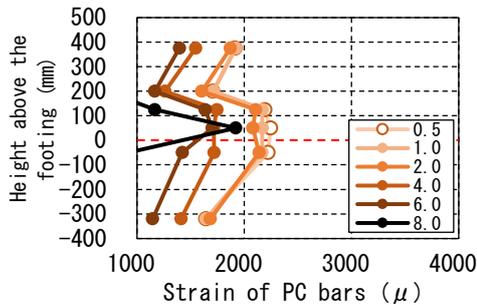
図 4-50 J-C12-S4 供試体 PC 鋼材残留ひずみ



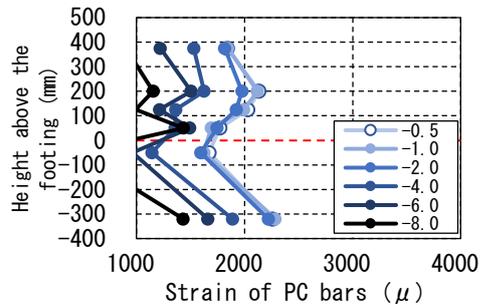
(a) PC 鋼材 D(南東)



(b) PC 鋼材 C(南西)

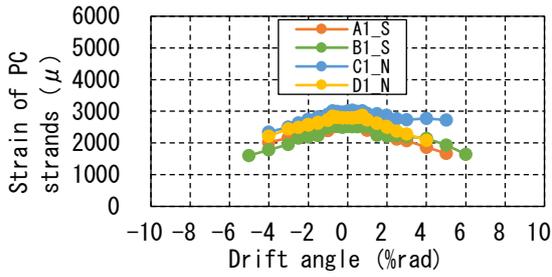


(c) PC 鋼材 A(北東)

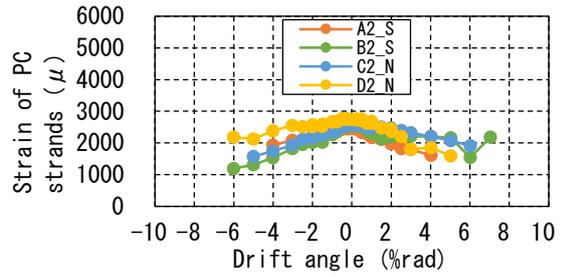


(d) PC 鋼材 B(北西)

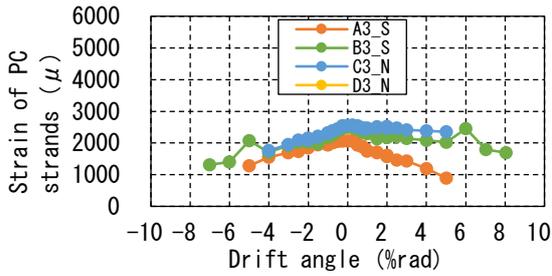
図 4-51 J-C12-S4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材残留ひずみ分布



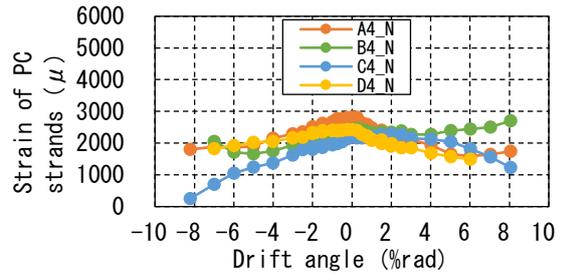
(a) 柱基部より+375mm 高さ



(b) 柱基部より+200mm 高さ

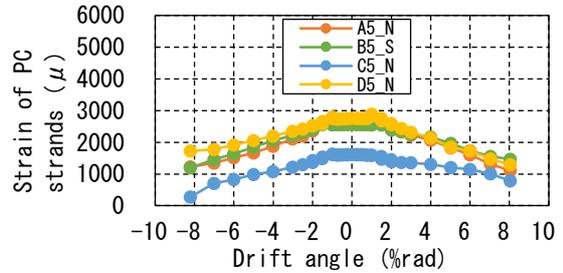


(c) 柱基部より+125mm 高さ



(d) 柱基部より+50mm 高さ

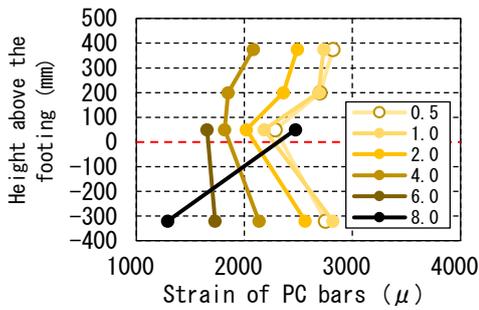
計測なし



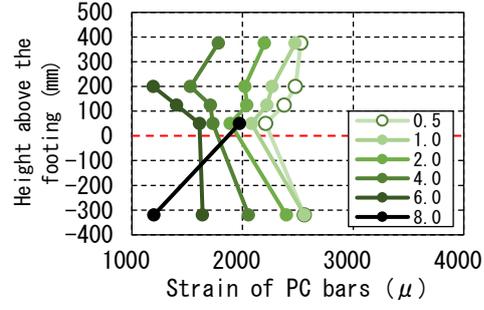
(e) 柱基部より-50mm 高さ

(f) 柱基部より-320mm 高さ

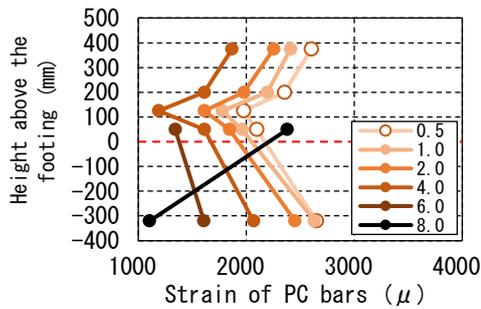
図 4-52 J-DC-S4 供試体 PC 鋼材残留ひずみ



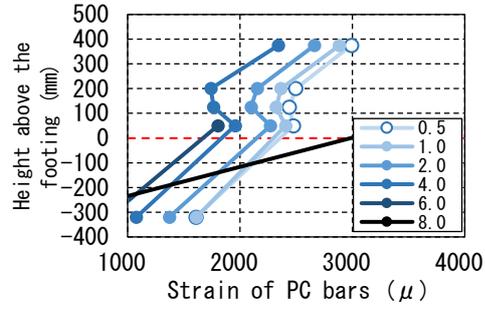
(a) PC 鋼材 D(南東)



(b) PC 鋼材 C(南西)



(c) PC 鋼材 A(北東)



(d) PC 鋼材 B(北西)

図 4-53 J-DC-S4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材残留ひずみ分布

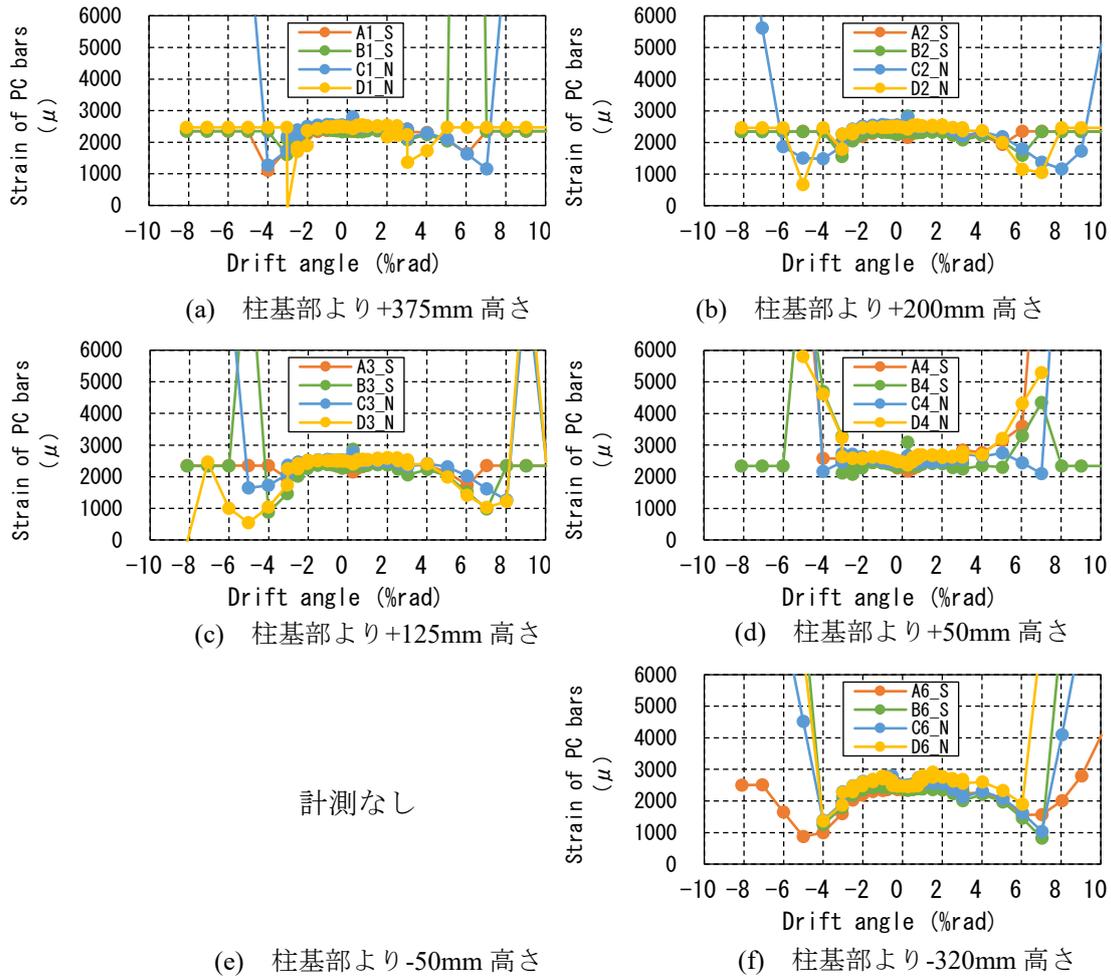


図 4-54 J-DC-B4 供試体 PC 鋼材残留ひずみ

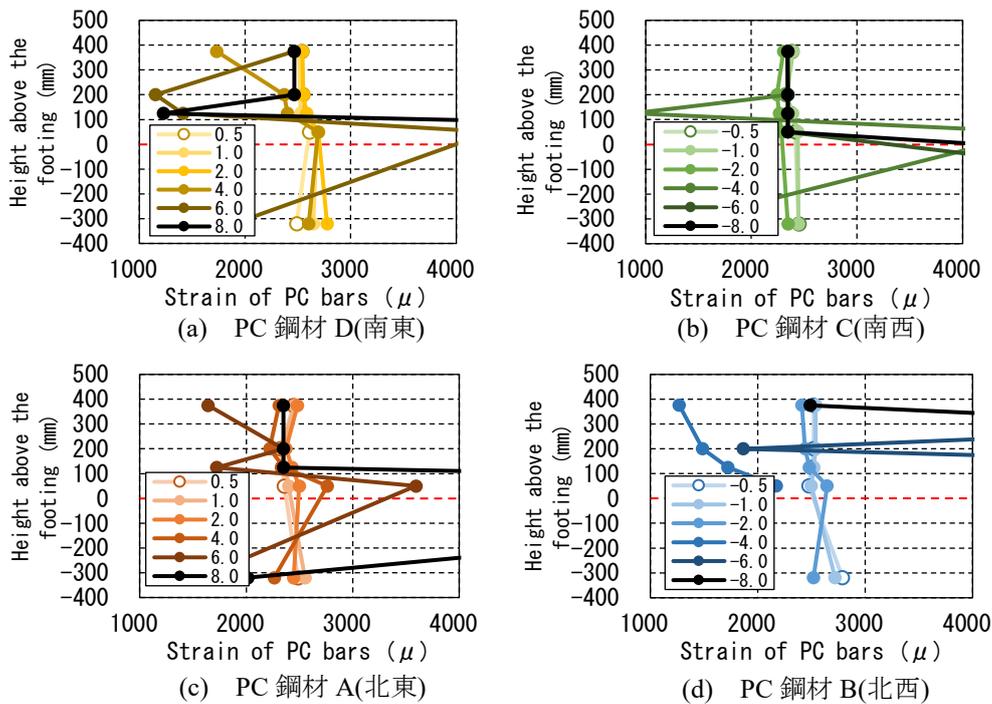
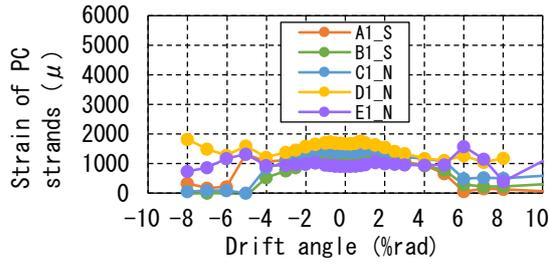
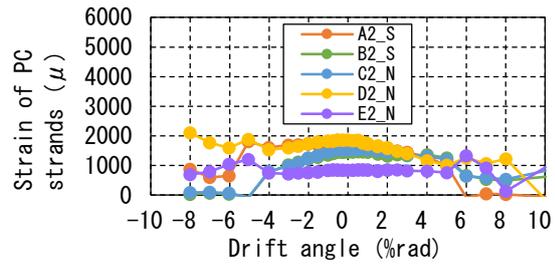


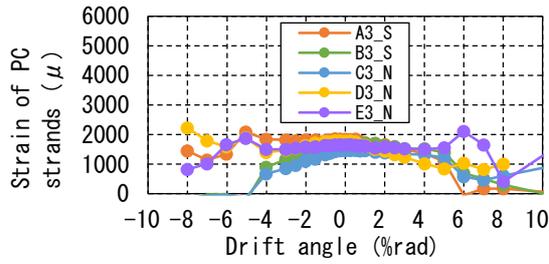
図 4-55 J-DC-B4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材残留ひずみ分布



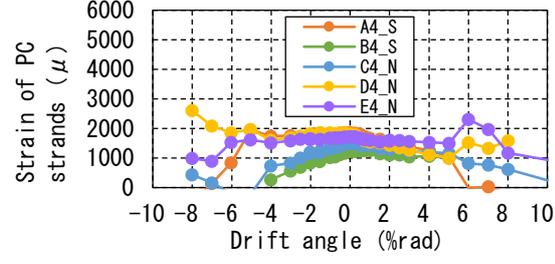
(a) 柱基部より+375mm 高さ



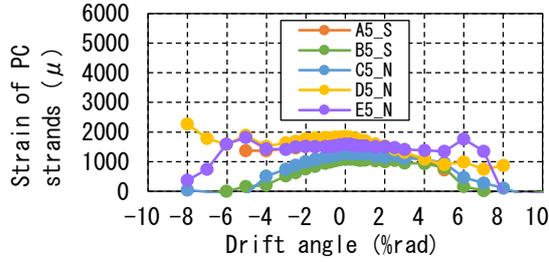
(b) 柱基部より+200mm 高さ



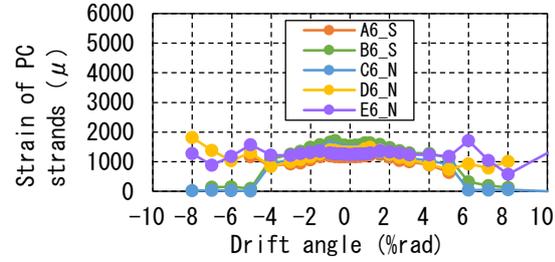
(c) 柱基部より+125mm 高さ



(d) 柱基部より+50mm 高さ

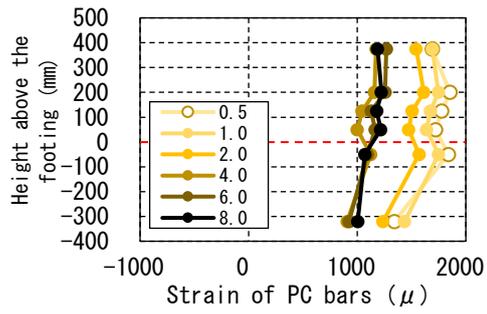


(e) 柱基部より-50mm 高さ

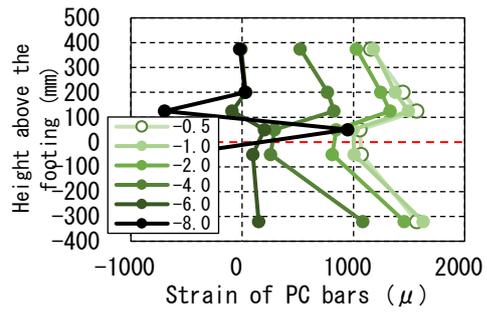


(f) 柱基部より-320mm 高さ

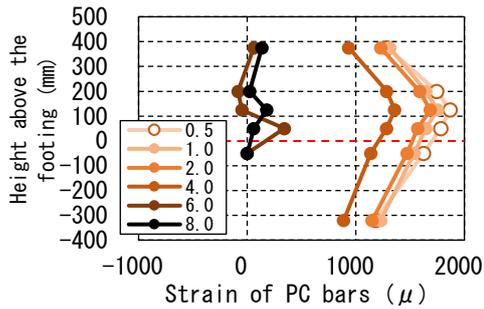
図 4-56 J-C4-S5 供試体 PC 鋼材残留ひずみ



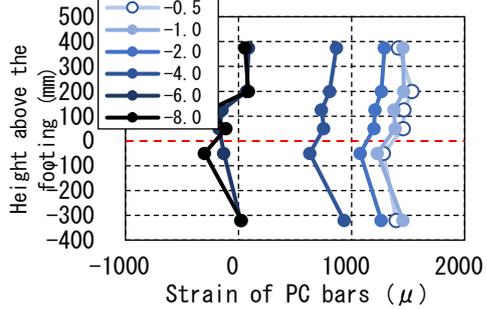
(a) PC 鋼材 D(南東)



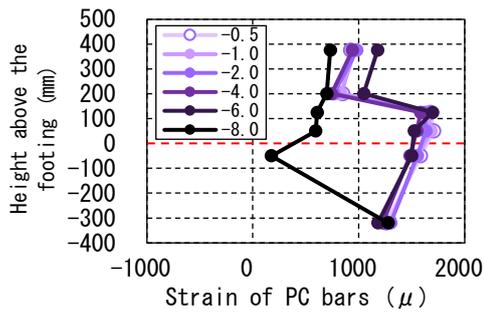
(b) PC 鋼材 C(南西)



(c) PC 鋼材 A(北東)

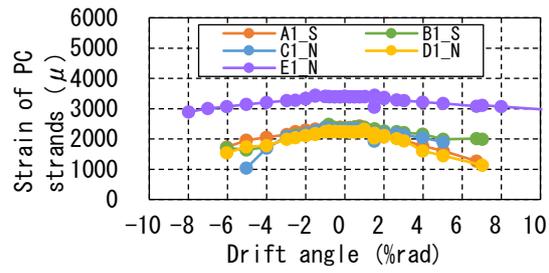


(d) PC 鋼材 B(北西)

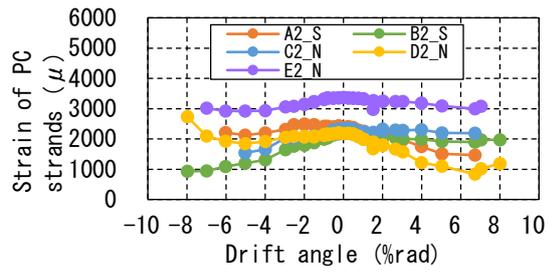


(e) PC 鋼材 E(中央)

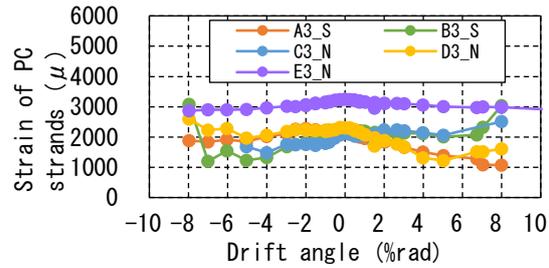
図 4-57 J-C4-S5 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材残留ひずみ分布



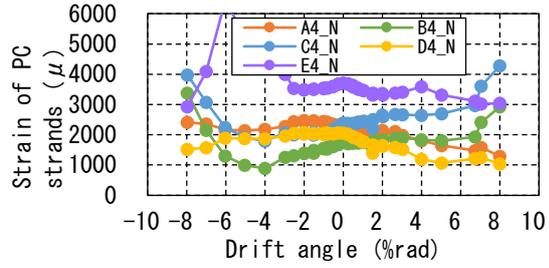
(a) 柱基部より+375mm 高さ



(b) 柱基部より+200mm 高さ

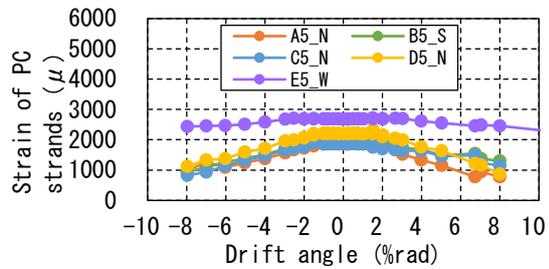


(c) 柱基部より+125mm 高さ



(d) 柱基部より+50mm 高さ

計測なし



(e) 柱基部より-50mm 高さ

(f) 柱基部より-320mm 高さ

図 4-58 J-C4-S1:4 供試体 PC 鋼材残留ひずみ

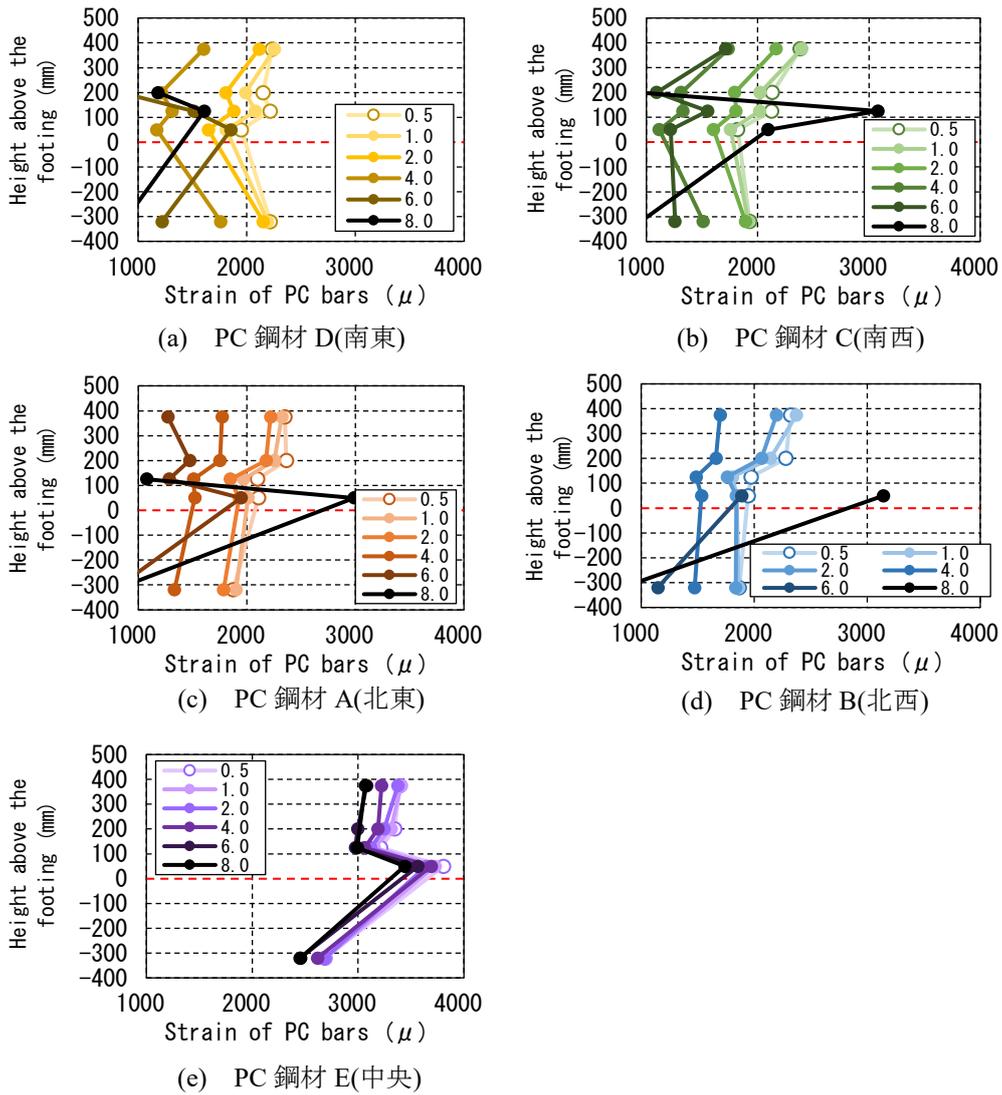


図 4-59 J-C4-S1:4 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材残留ひずみ分布

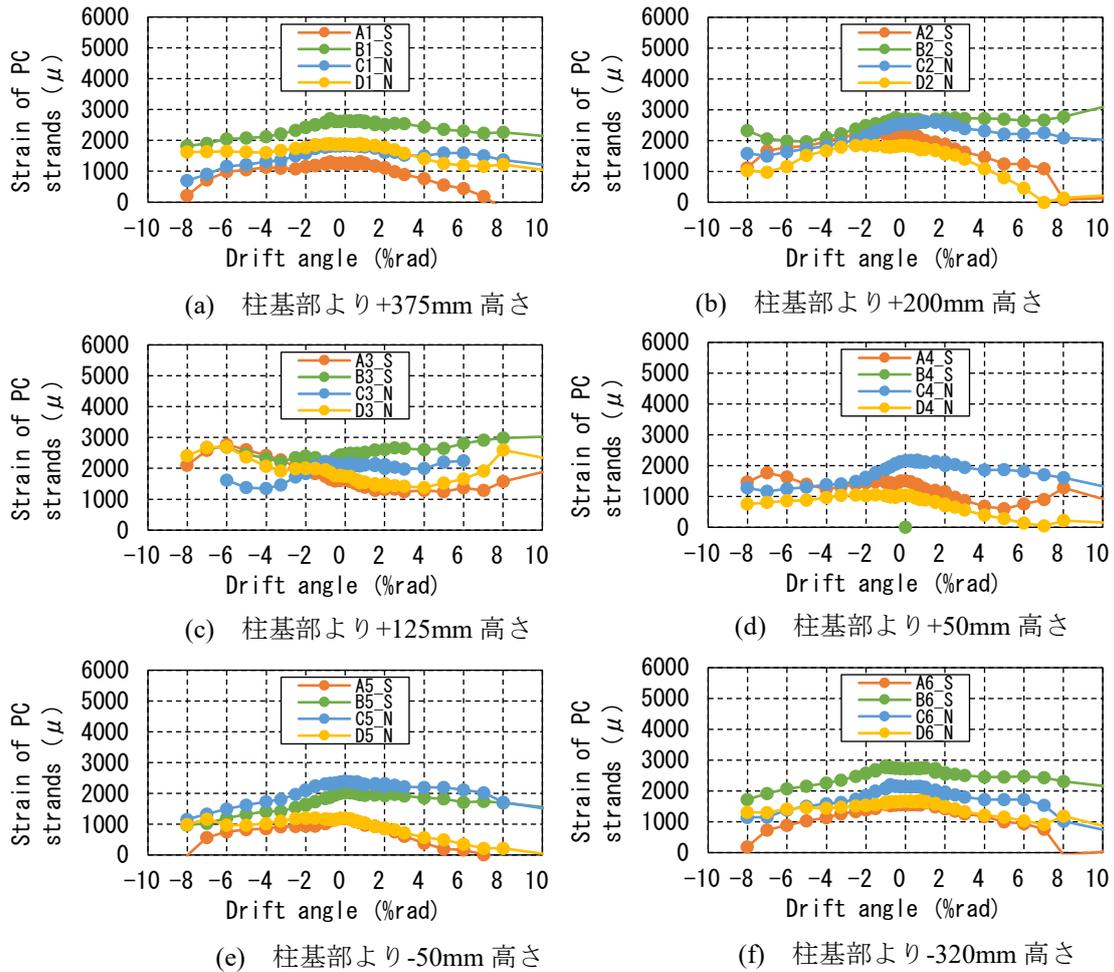


図 4-60 J-C4-S4-H 供試体 PC 鋼材残留ひずみ

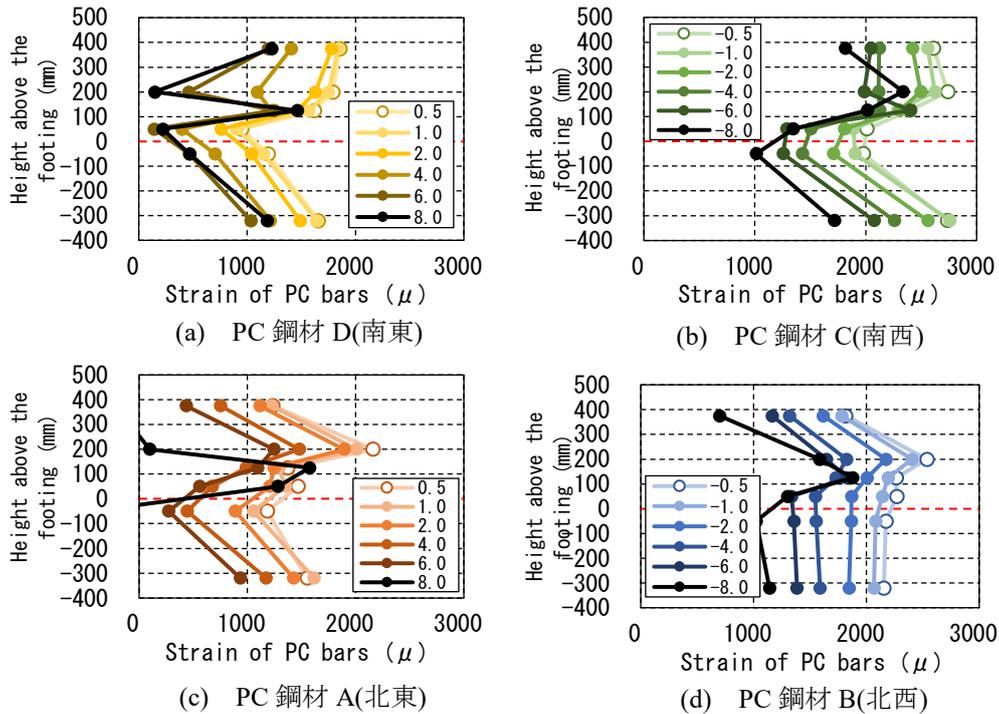


図 4-61 J-C4-S4-H 供試体 供試体高さ方向の PC 鋼材残留ひずみ分布

(2) 接合部の有無による比較

軸方向鉄筋が4本および12本の場合の接合部の有無によるPC鋼材残留ひずみの比較を図4-62および図4-63にそれぞれ示す。ここで、PC鋼材の残留ひずみ値はPC鋼材AおよびDの平均値とした。軸方向鉄筋が4本の場合、M-C4-S4供試体とJ-C4-S4供試体の残留ひずみにおいては、いずれの供試体のどの高さ位置においても部材角の増加に伴い部材角5%rad程度までは残留ひずみが減少する傾向にある。これは载荷によって初期に導入されていた緊張力が減少していることを示している。一体打ちと接合部がある供試体では供試体の最大耐力時である5%rad程度までは部材角の増加に伴う残留ひずみの変化に差はない。一方、一体打ちのM-C4-S4供試体では部材角5%rad以降、接合部のあるJ-C4-S4供試体では8%rad以降、+125mm高さにおいて部材角の増加に伴いPC鋼材残留ひずみが増加している。これは部材角最大時にPC鋼材が降伏値付近まで変形したことに加え、損傷・圧壊したコンクリート部によって供試体の原位置への復元が阻害されているためと考えられる。

軸方向鉄筋が12本の場合、初期ひずみに500 μ 程度の差が生じていることを差し引いても、どの高さ位置においても一体打ちのM-C4-S4供試体の残留ひずみが接合部のあるJ-C4-S4供試体と比較して大きい。軸方向鉄筋が12本で一体打ちの場合、供試体の高さ方向に供試体表面の損傷が分散し、原位置まで除荷した際にもひび割れが閉じにくい為にひび割れ付近のPC鋼材にもひずみが残留すると推測する。

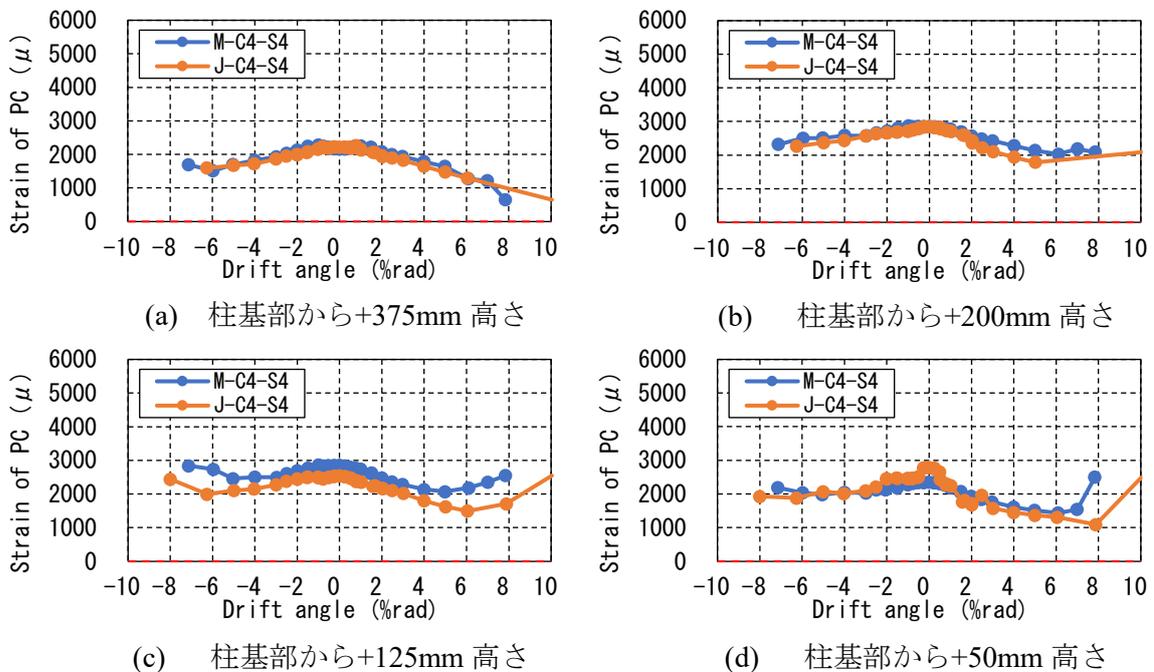


図4-62 接合部の有無によるPC鋼材残留ひずみの比較 (軸方向鉄筋4本の場合)

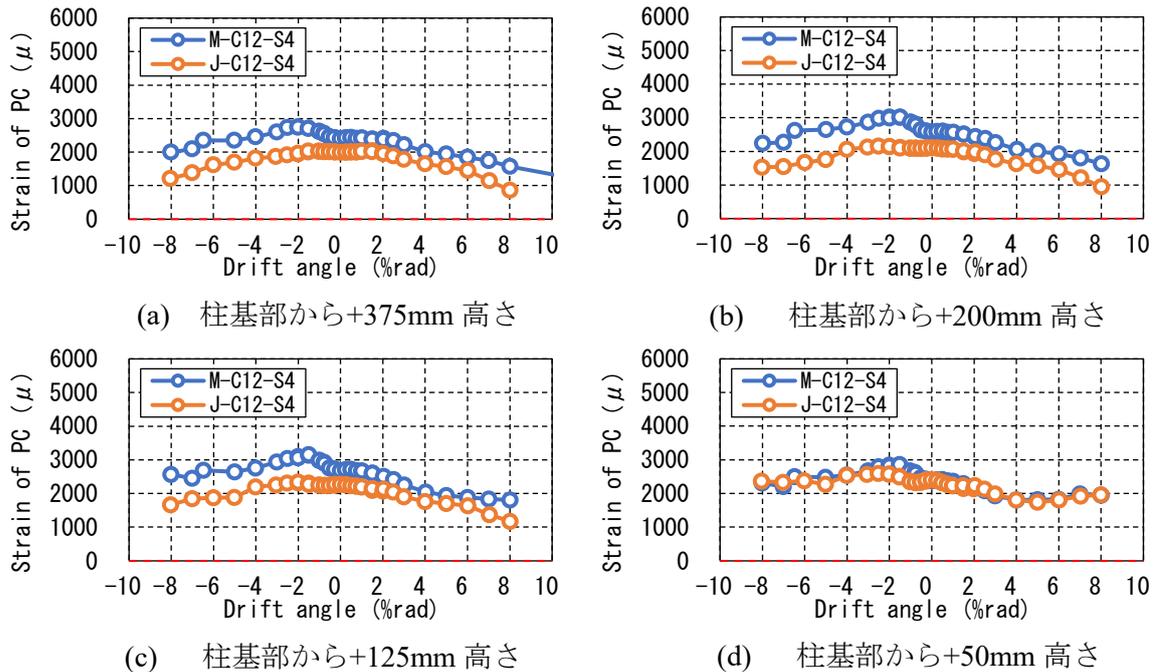


図 4-63 接合部の有無による PC 鋼材残留ひずみの比較 (軸方向鉄筋 12 本の場合)

(3) 軸方向鉄筋の本数による比較

軸方向鉄筋の本数による PC 鋼材ひずみの比較を一体打ちの場合、接合部のある場合について図 4-64 および図 4-65 にそれぞれ示す。一体打ちの場合、+50mm および +375mm 高さで 1 サイクル載荷後の部材角負側において残留ひずみが軸方向鉄筋 4 本の場合よりも大きい。軸方向鉄筋が多い場合、損傷がより広範囲かつ除荷時にひび割れが閉じ辛くなることから、PC 鋼材の残留ひずみが大きくなると考えられる。

接合部がある供試体を比較すると、軸方向鉄筋が 12 本の J-C12-S4 供試体の PC 鋼材残留ひずみは 4 本の場合の J-C4-S4 供試体と比較して、部材角の増加に伴う残留ひずみの変化量が小さい。特に接合部位置である+50mm 高さでは 1 サイクル載荷後の部材角負側において 2000 μ 以上のひずみが残留しており初期値からの変化が小さい。軸方向鉄筋が 4 本の場合、最大部材時に降伏ひずみ付近まで載荷された部材角 8%rad 以降では、部材角の増加に伴い残留ひずみも増加している。

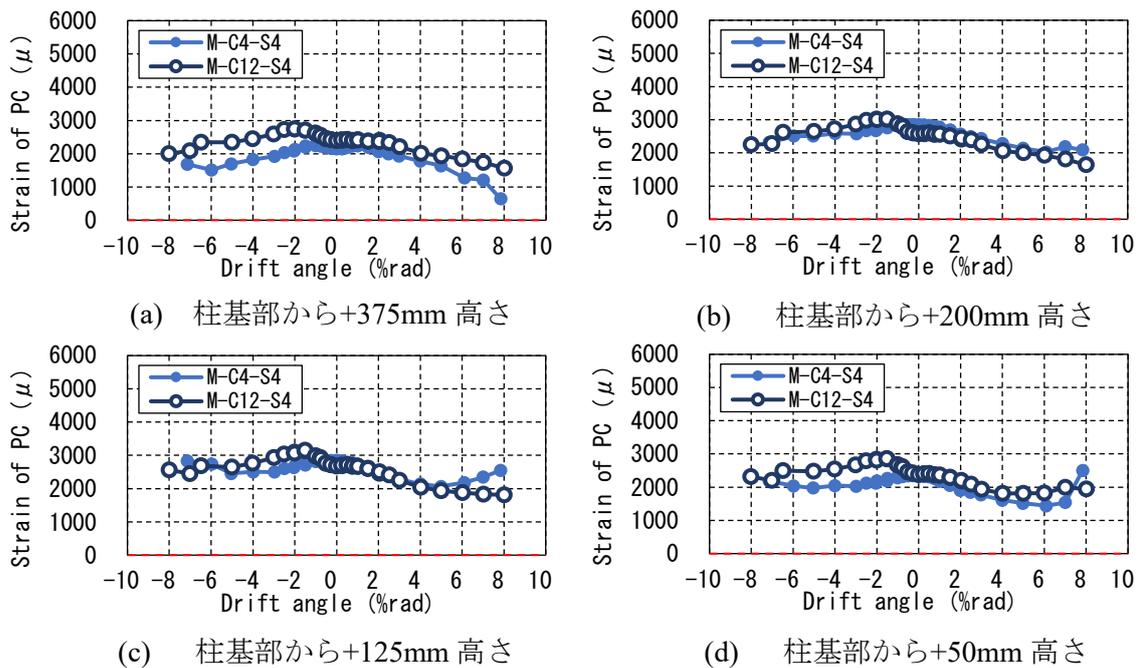


図 4-64 軸方向鉄筋の本数による PC 鋼材残留ひずみの比較 (一体打ちの場合)

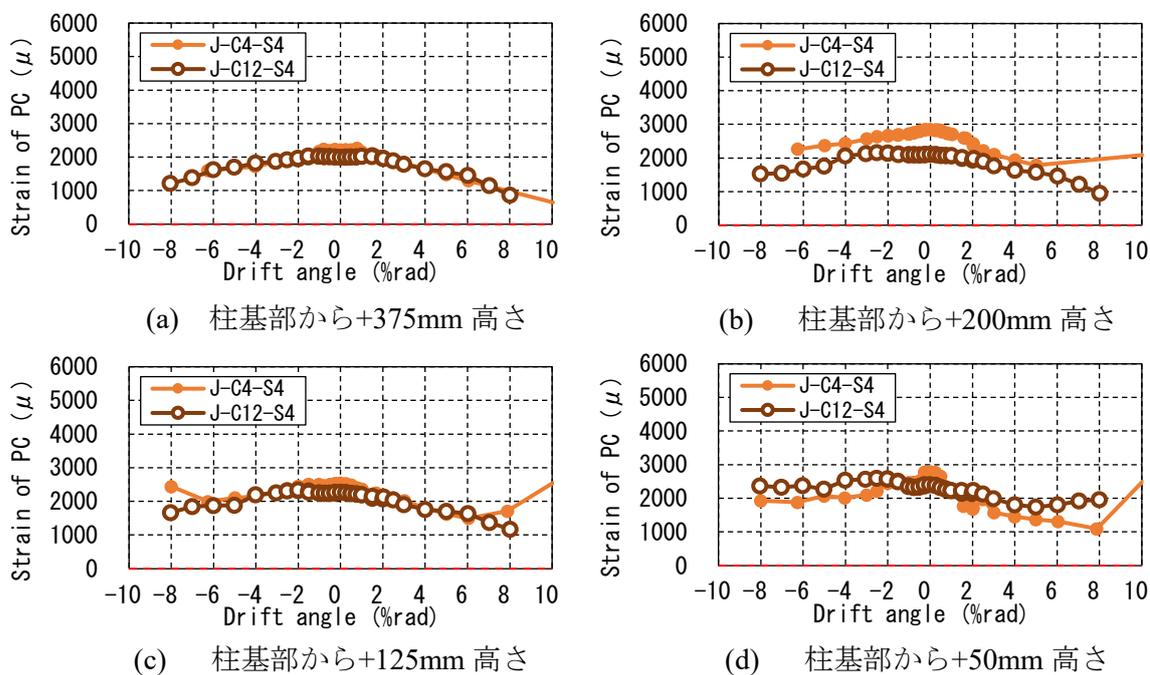


図 4-65 軸方向鉄筋の本数による PC 鋼材残留ひずみの比較 (接合部がある場合)

(4) 軸方向鉄筋の連続性による比較

軸方向鉄筋の連続性による PC 鋼材残留ひずみの比較を図 4-66 に示す。接合部で軸

方向鉄筋が連続している J-C4-S4 供試体と不連続である J-DC-S4 供試体を比較すると、初期値の差を考慮すると残留ひずみの部材角増加に伴う減少傾向は軸方向鉄筋の連続性に関わらずほぼ変化しない。PC 鋼材は最大部材角載荷時においては J-DC-S4 では部材角 8%rad, J-C4-S4 では 10%rad で降伏ひずみ値に達している。J-DC-S4 供試体では+50mm 高さで 7%rad 以降, J-C4-S4 供試体では+125mm 高さで 8%rad 以降, それぞれ降伏ひずみに達するより早期に部材角の増加に伴い残留ひずみが増加に転じている。

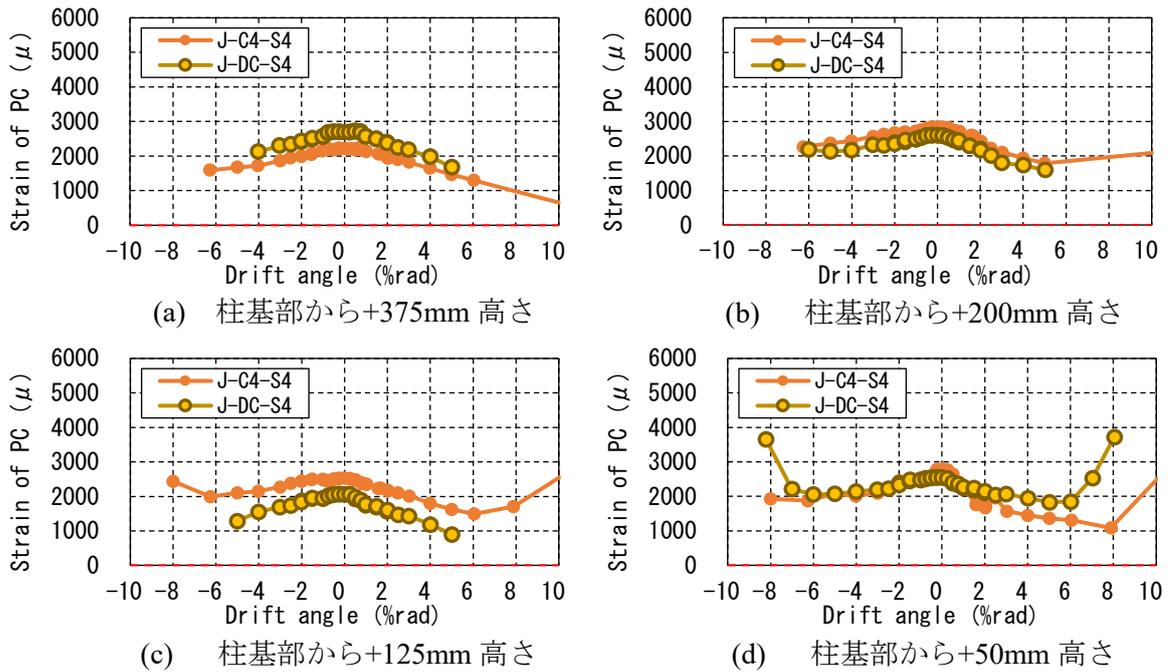


図 4-66 軸方向鉄筋の連続性による PC 鋼材残留ひずみの比較

(5) PC 鋼材種による比較

PC 鋼材種による PC 鋼材残留ひずみの比較を軸方向鉄筋が 12 本で一体打ちのばあい、軸方向鉄筋が不連続の場合でそれぞれ図 4-67 および図 4-68 にそれぞれ示す。一体打ちの場合, PC 鋼材に PC 鋼棒 SBPR ϕ 13 を使用した M-C12-B4 供試体においては、引張側載荷後の部材角正側では部材角の増加に伴い残留ひずみが増加傾向にある。1 サイクル載荷後の部材角負側では経験部材角 2%rad 程度までは残留ひずみ値は変化せず, 3%rad 以降部材角の増加に伴い残留ひずみも PC 鋼材が降伏するまでの範囲において減少傾向にある。以上より、鋼材に PC 鋼棒を使用した場合, PC 鋼材により線を使用した場合と比較して、載荷時に部材角正側で引張をうけたひずみ, 部材角負側で圧縮をうけたひずみが除荷時においても大きく残留しやすい傾向にある。PC 鋼棒が丸鋼であることから、より線と比較して早期にグラウトとの付着切れを起こすと推測されることが要因としてあげられる。

軸方向鉄筋が不連続の場合、接合部より上部では供試体表面がほとんど損傷しないため、+375mm、+200mm 高さでは残留ひずみがほとんど変化しない。また PC 鋼棒を使用した J-DC-B4 供試体ではどの高さ位置においても PC 鋼材降伏までの範囲において部材角の増加に伴う残留ひずみの変化が小さい。

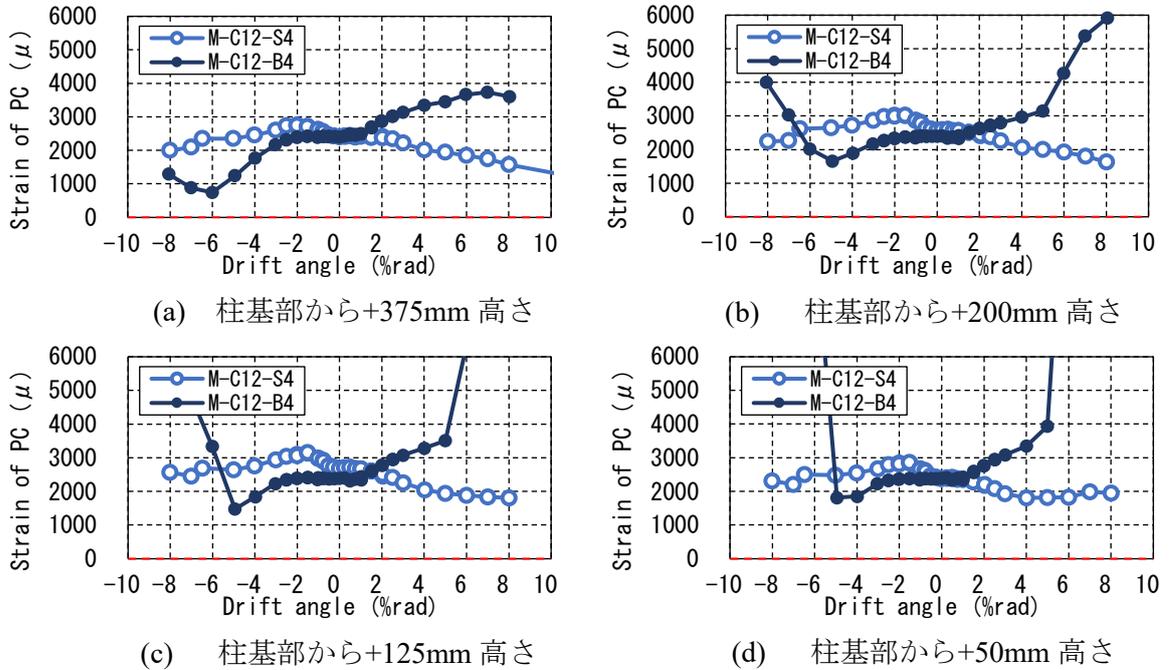


図 4-67 PC 鋼材種による PC 鋼材残留ひずみの比較 (一体打ちの場合)

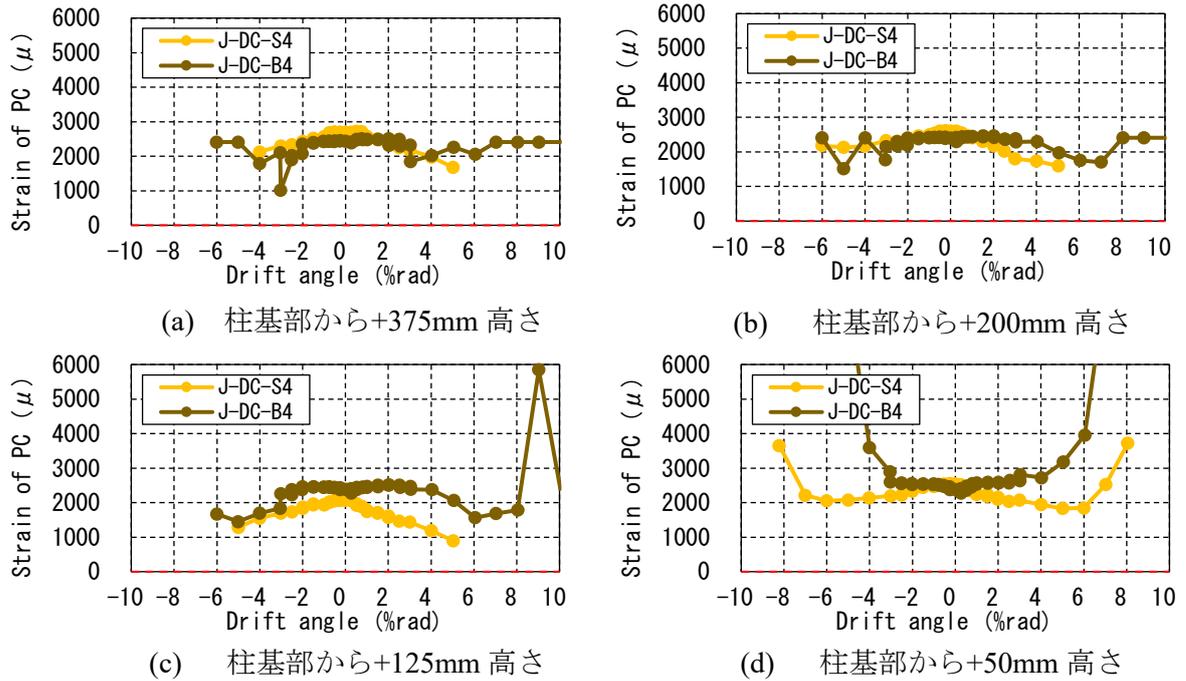


図 4-68 PC 鋼材種による PC 鋼材残留ひずみの比較 (軸方向鉄筋不連続の場合)

(6) PC 鋼材の配置および導入緊張力による比較

PC 鋼材の配置および導入緊張力による PC 鋼材残留ひずみの比較を図 4-69 に示す。J-C4-S5 供試体および J-C4-S1:4 供試体では、断面中央に PC 鋼材を配置している。いずれの供試体においても経験最大部材角の増加に伴い残留ひずみ値が減少した。緊張力の違いにより初期ひずみ値が供試体ごとに異なっているため、初期値の違いを差し引くと PC 鋼材の降伏までの範囲においては部材角の増加に伴う PC 鋼材残留ひずみの変化に PC 鋼材の配置および導入緊張力による差は生じなかった。

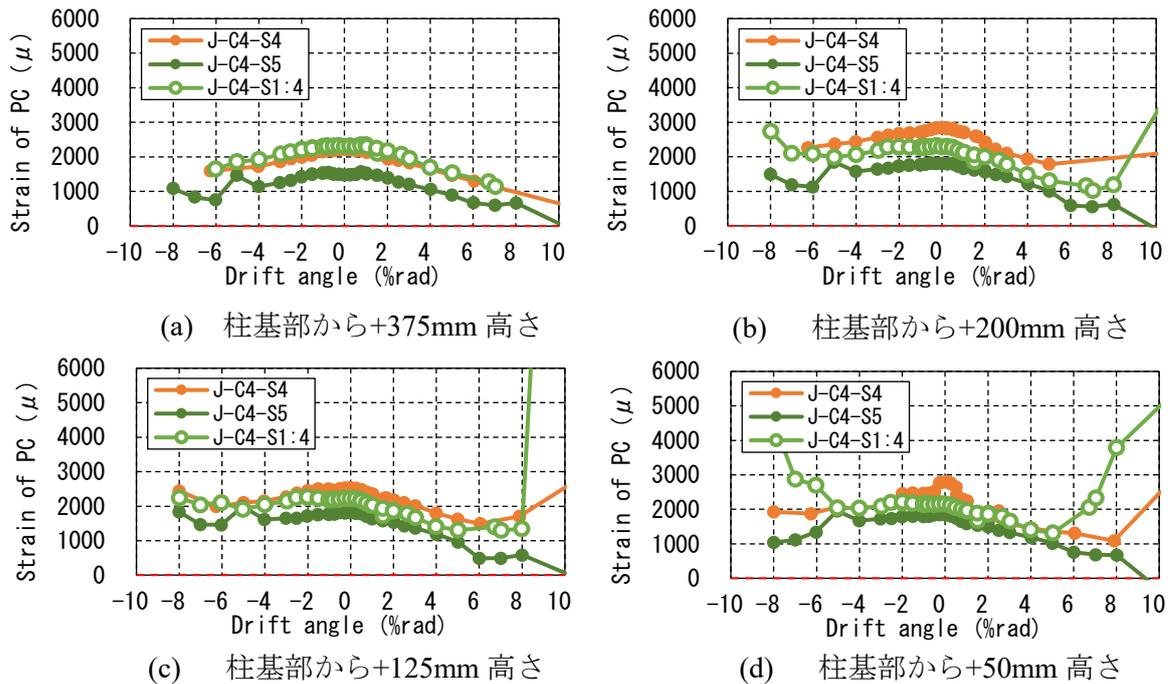


図 4-69 PC 鋼材の配置および導入緊張力による PC 鋼材残留ひずみの比較

(7) 接合部高さによる比較

接合部高さによる PC 鋼材残留ひずみの比較を図 4-70 に示す。ここで、この項目の比較のみ PC 鋼材 B および C の平均値を残留ひずみ値とした。C 鋼材降伏までの部材角範囲においては、+375mm、+200mm および+50mm 高さでは接合部高さによる PC 鋼材残留ひずみに大きな差は生じなかった。接合部位置を柱基部から+125mm 位置とした J-C4-S4-H 供試体の場合、部材角約 7%rad 以降では導入緊張力の抜けが生じたと推測されるため、特に接合部位置である+125mm 高さにおいて部材角 7%rad 以降残留ひずみが増加傾向にあった。部材角 5%rad までの範囲においては、J-C4-S4-H は接合部位置である+125mm では部材角の増加に伴う PC 鋼材残留ひずみの変化が他の高さ位置と比較して小さい。

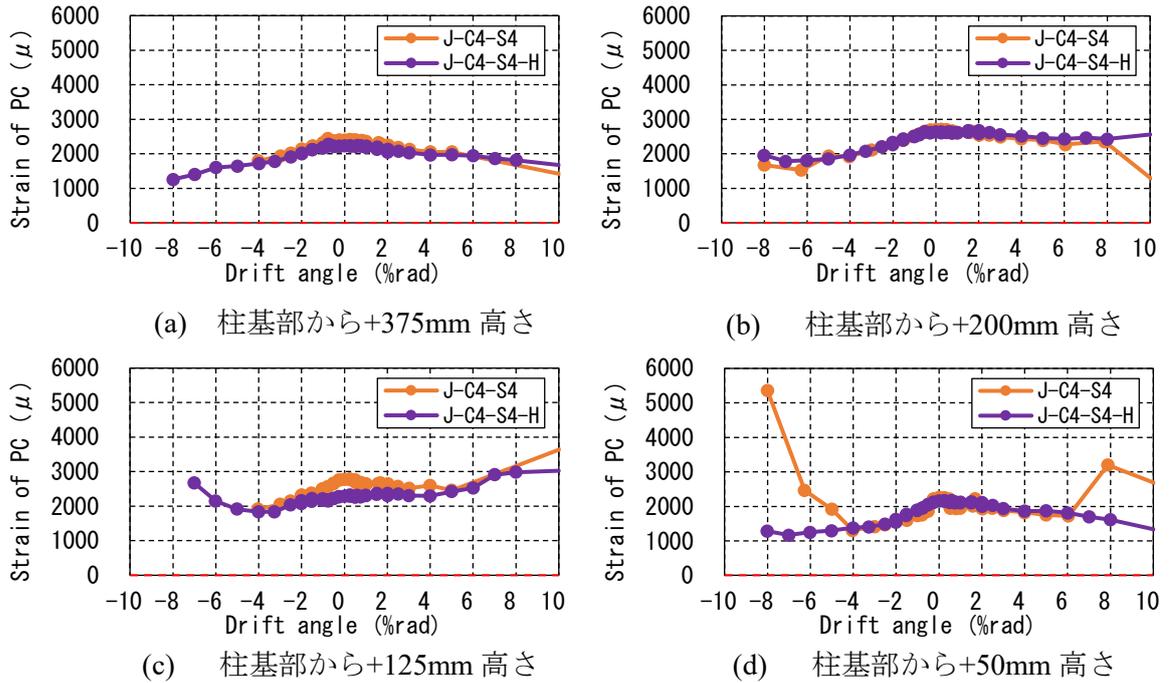
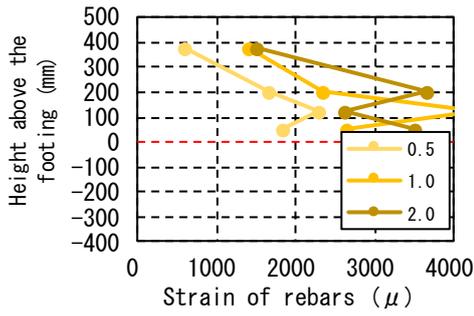


図 4-70 接合部高さによる PC 鋼材残留ひずみの比較

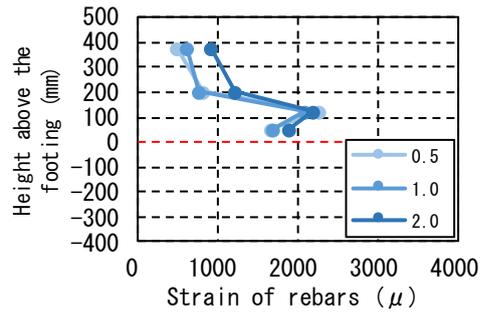
4.3.3 軸方向鉄筋ひずみ

(1) 軸方向鉄筋ひずみの概要

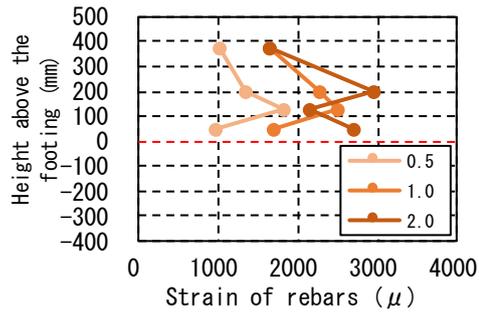
荷重直前を 0μ として部材角 $0.5\sim 2\%$ rad 時の引張側軸方向鉄筋ひずみの供試体高さ方向の分布を供試体ごとに図 4-71～図 4-80 に示す。軸方向鉄筋が 4 本、12 本の場合のどちらの場合においても角部の 4 本にひずみゲージを貼付け測定を行った。また、接合部で軸方向鉄筋が不連続な場合は接合部高さ以外の箇所についてひずみを計測した。軸方向鉄筋には SD345・D10 の異形棒鋼を使用し、軸方向鉄筋が柱部からフーチング部まで連続しており荷重による応力負担がある場合、部材角 $0.5\sim 1\%$ rad 程度で降伏ひずみ 1800μ に達した。降伏後は部材角の増加に伴い塑性変形し、試験終了時には軸方向鉄筋が連続したいずれの供試体においても柱基部または接合部周辺で座屈あるいは破断した軸方向鉄筋が目視により観察された。



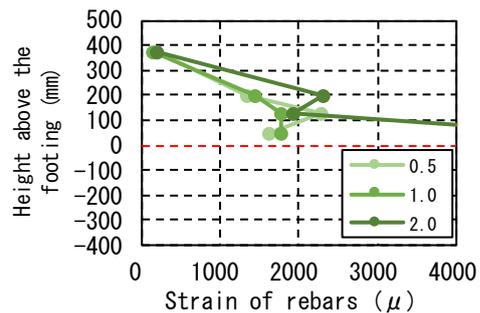
(a) 軸方向鉄筋 D(南東)



(b) 軸方向鉄筋 C(南西)

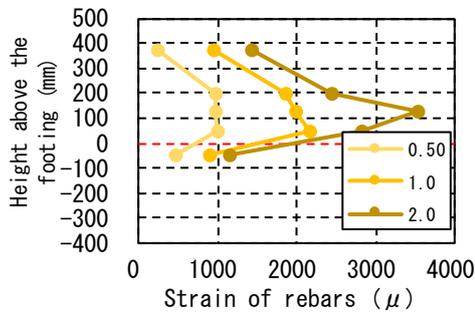


(c) 軸方向鉄筋 A(北東)

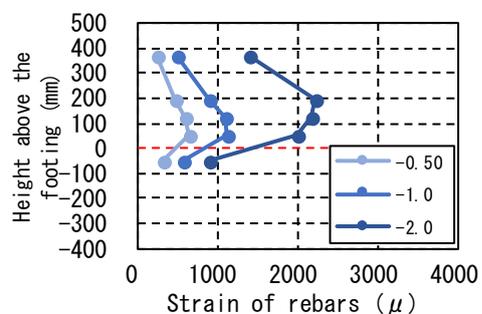


(d) 軸方向鉄筋 B(北西)

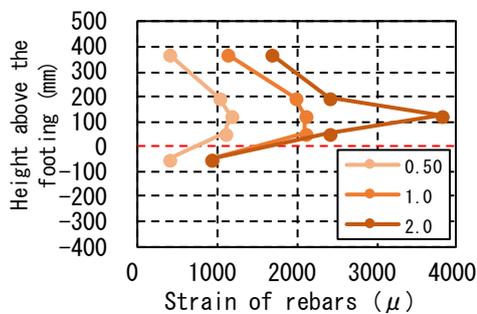
図 4-71 M-C4-S4 供試体 供試体高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布



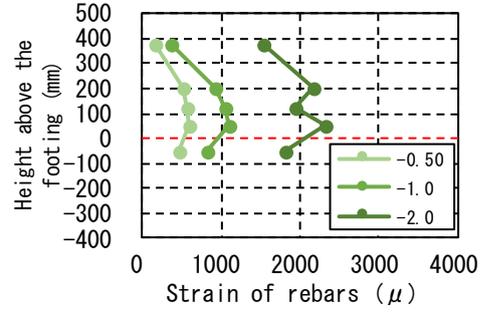
(a) 軸方向鉄筋 D(南東)



(b) 軸方向鉄筋 C(南西)

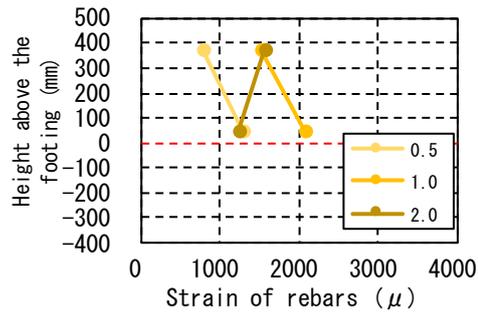


(c) 軸方向鉄筋 A(北東)

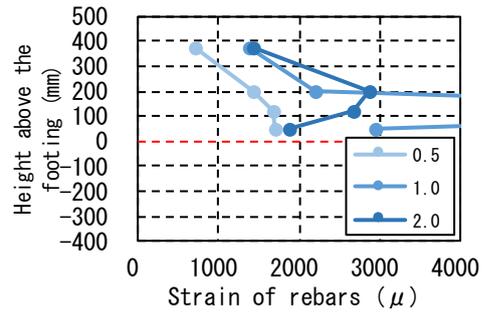


(d) 軸方向鉄筋 B(北西)

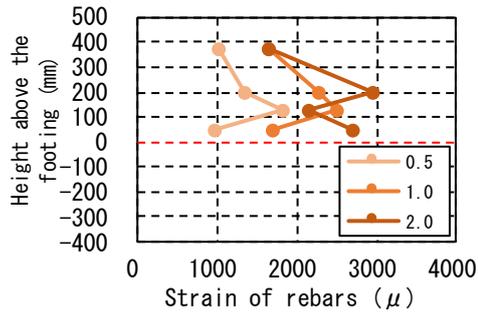
図 4-72 M-C12-S4 供試体 供試体高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布



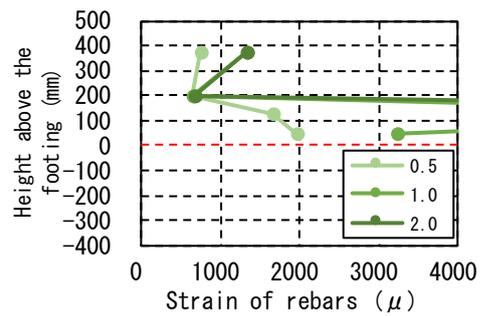
(a) 軸方向鉄筋 D(南東)



(b) 軸方向鉄筋 C(南西)

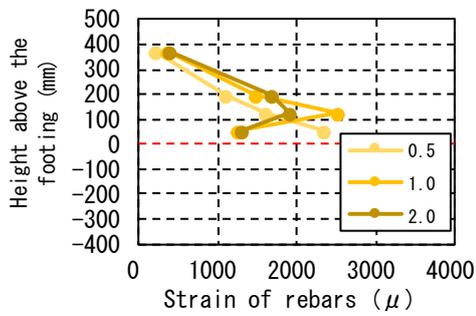


(c) 軸方向鉄筋 A(北東)

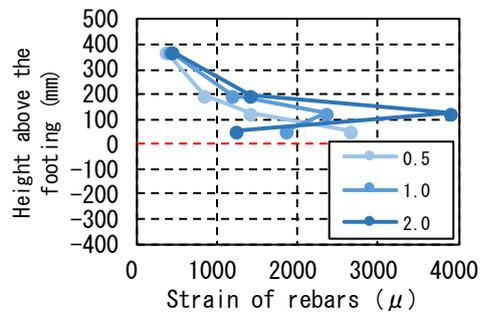


(d) 軸方向鉄筋 B(北西)

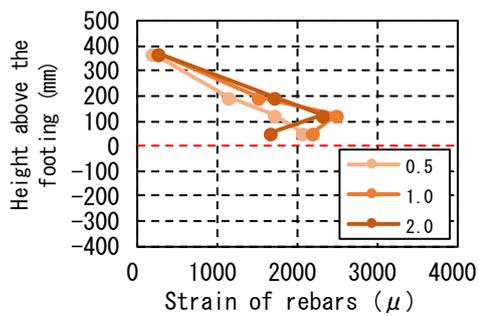
図 4-73 M-C12-B4 供試体 供試体高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布



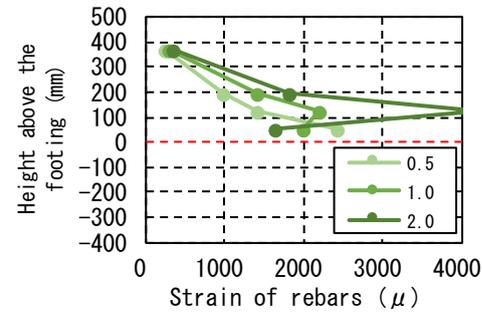
(a) 軸方向鉄筋 D(南東)



(b) 軸方向鉄筋 C(南西)

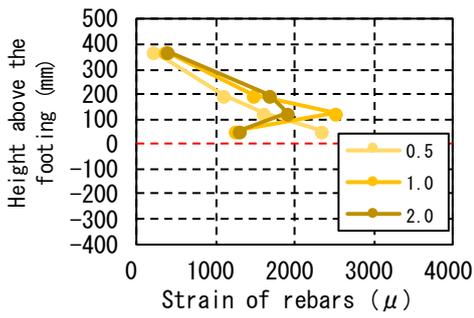


(c) 軸方向鉄筋 A(北東)

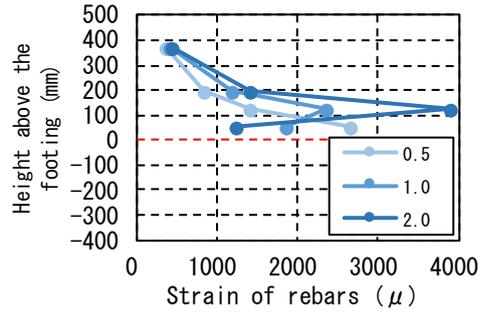


(d) 軸方向鉄筋 B(北西)

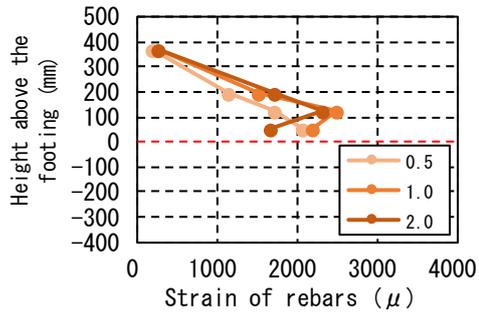
図 4-74 J-C4-S4 供試体 供試体高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布



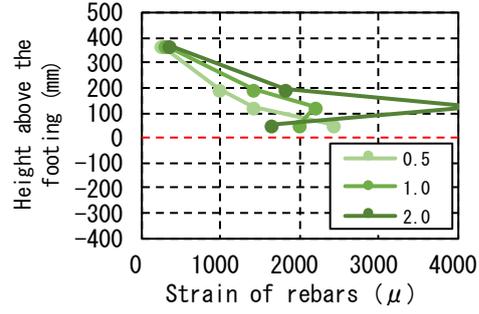
(a) 軸方向鉄筋 D(南東)



(b) 軸方向鉄筋 C(南西)

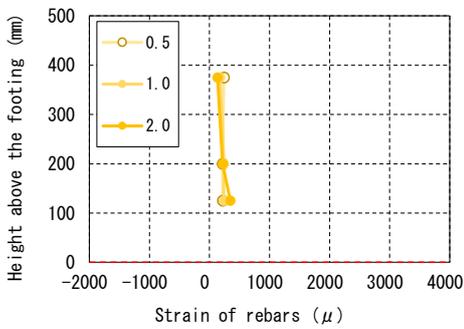


(c) 軸方向鉄筋 A(北東)

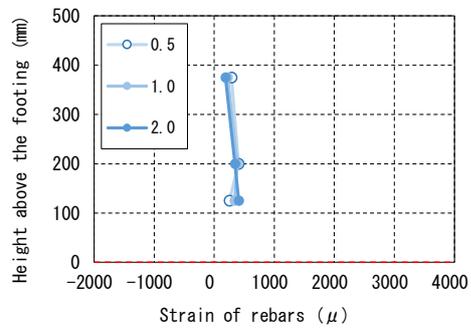


(d) 軸方向鉄筋 B(北西)

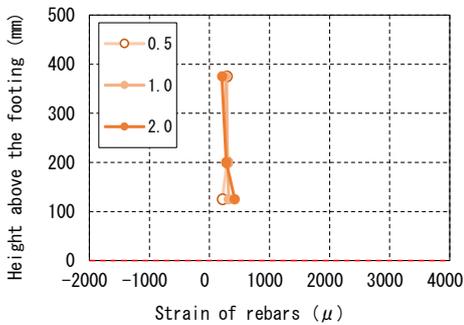
図 4-75 J-C12-S4 供試体 供試体高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布



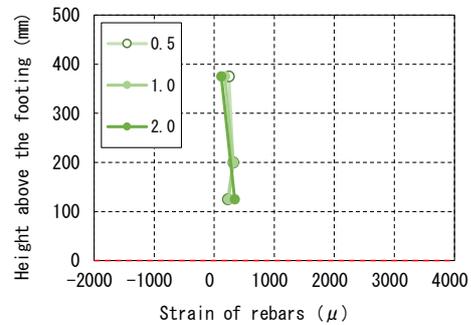
(a) 軸方向鉄筋 D(南東)



(b) 軸方向鉄筋 C(南西)

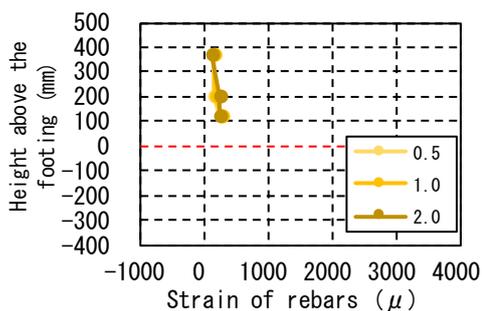


(c) 軸方向鉄筋 A(北東)

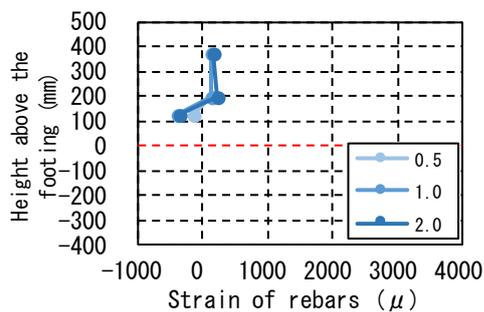


(d) 軸方向鉄筋 B(北西)

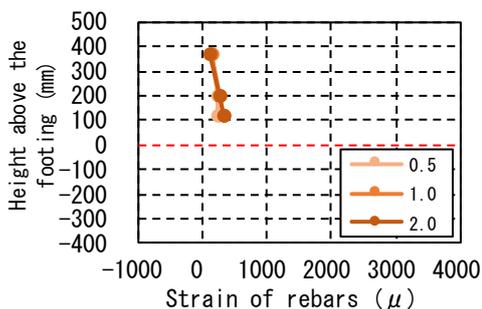
図 4-76 J-DC-S4 供試体 供試体高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布



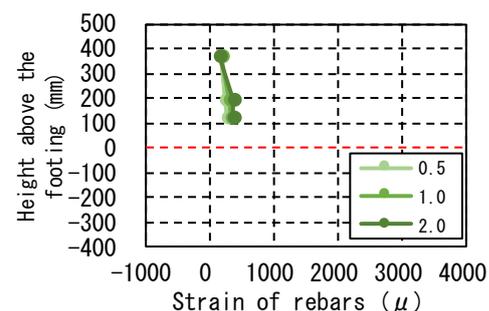
(a) 軸方向鉄筋 D(南東)



(b) 軸方向鉄筋 C(南西)

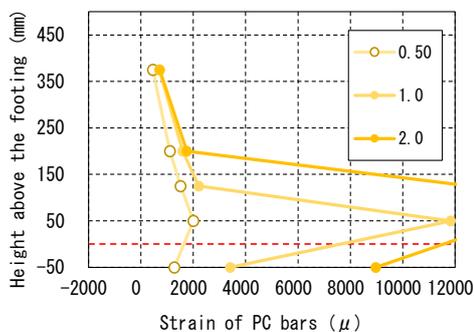


(c) 軸方向鉄筋 A(北東)

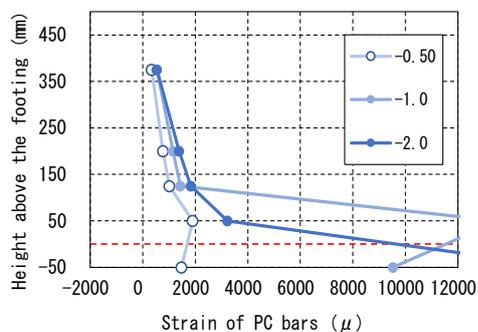


(d) 軸方向鉄筋 B(北西)

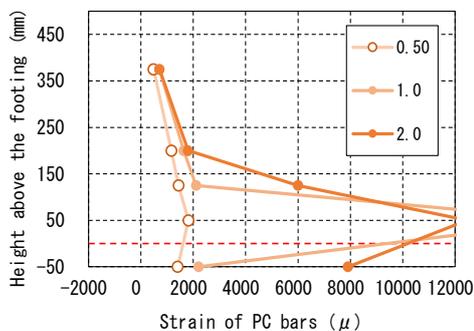
図 4-77 J-DC-B4 供試体 供試体高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布



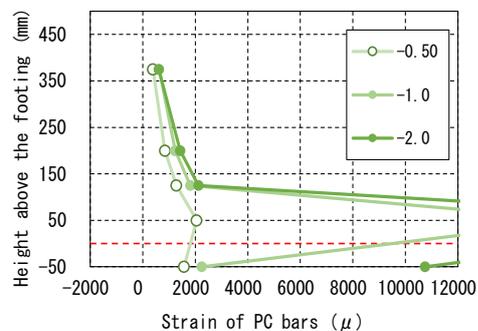
(a) 軸方向鉄筋 D(南東)



(b) 軸方向鉄筋 C(南西)

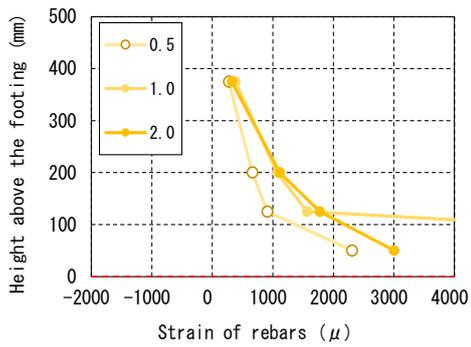


(c) 軸方向鉄筋 A(北東)

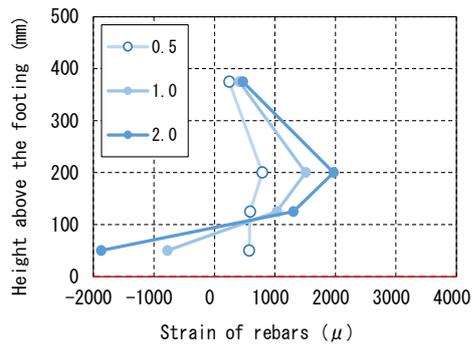


(d) 軸方向鉄筋 B(北西)

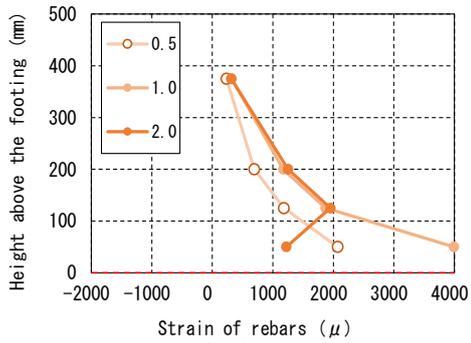
図 4-78 J-C4-S5 供試体 供試体高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布



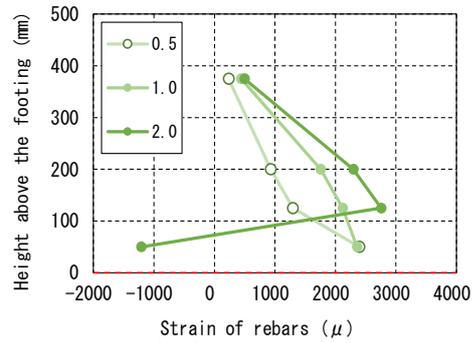
(a) 軸方向鉄筋 D(南東)



(b) 軸方向鉄筋 C(南西)

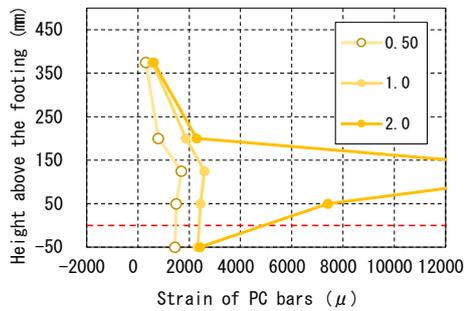


(c) 軸方向鉄筋 A(北東)

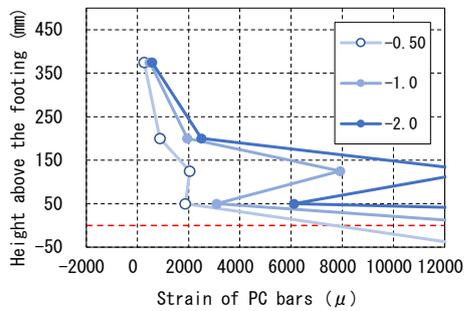


(d) 軸方向鉄筋 B(北西)

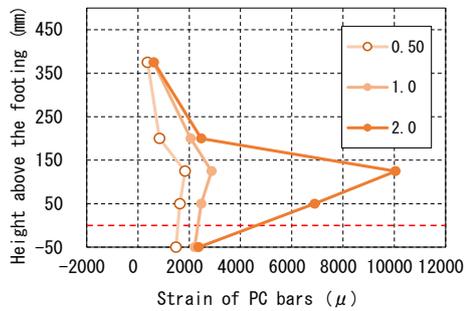
図 4-79 J-C4-S1:4 供試体 供試体高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布



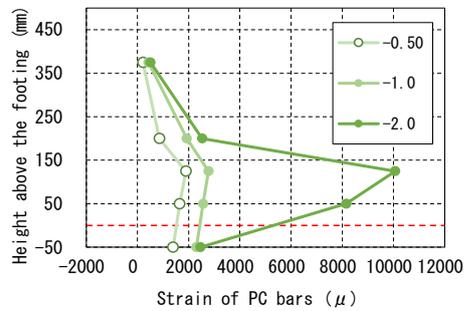
(a) 軸方向鉄筋 D(南東)



(b) 軸方向鉄筋 C(南西)



(c) 軸方向鉄筋 A(北東)



(d) 軸方向鉄筋 B(北西)

図 4-80 J-C4-S4-H 供試体 供試体高さ方向の軸方向鉄筋ひずみ分布

(2) 接合部の有無による比較

接合部の有無による軸方向鉄筋ひずみの比較を軸方向鉄筋が4本の場合、12本の場合について図4-81および図4-82にそれぞれ示す。ここで、軸方向鉄筋ひずみの値は軸方向鉄筋AおよびDの平均値である。軸方向鉄筋が4本の場合、一体打ちのM-C4-S4供試体、接合部のあるJ-C4-S4供試体ともに部材角0.5%radで柱基部から+125mmおよび+50mm高さで軸方向鉄筋の降伏ひずみである 1800μ 以上となり、降伏している。部材角0.5%rad以降+375mmおよび+200mm高さでは、一体打ち供試体は接合部がある場合と比較して、いずれの正側部材角時においてもひずみ値が大きい。軸方向鉄筋が4本と比較的少なく、接合部がある供試体では载荷に伴う供試体表面のひび割れ損傷は接合部周辺に集中し、軸方向鉄筋ひずみにおいても+375mm、+200mmの比較的高い位置では試験終了時まで 2000μ 以下の値を示した。一方、一体打ち供試体では供試体高さ方向にひび割れが複数本分散するため、+375mmおよび+200mmの比較的柱基部から高い位置においてもひび割れの進展に伴い、ひび割れに近い軸方向鉄筋のひずみも大きな値を示したと推測する。

軸方向鉄筋が12本の場合、一体打ちであるM-C12-S4供試体、接合部のあるJ-C12-S4供試体のどちらも+125mmおよび50mm高さにおいて部材角0.75%radで降伏ひずみ 1800μ 以上を示した。軸方向鉄筋が12本と比較的多い場合、接合部のある場合も接合部が鉄筋で架橋される作用が大きいため接合部があまり開口せず、供試体高さ中央までひび割れが発生する。よって、接合部がある供試体でも一体打ちと同様の軸方向鉄筋ひずみの挙動を示すと考える。

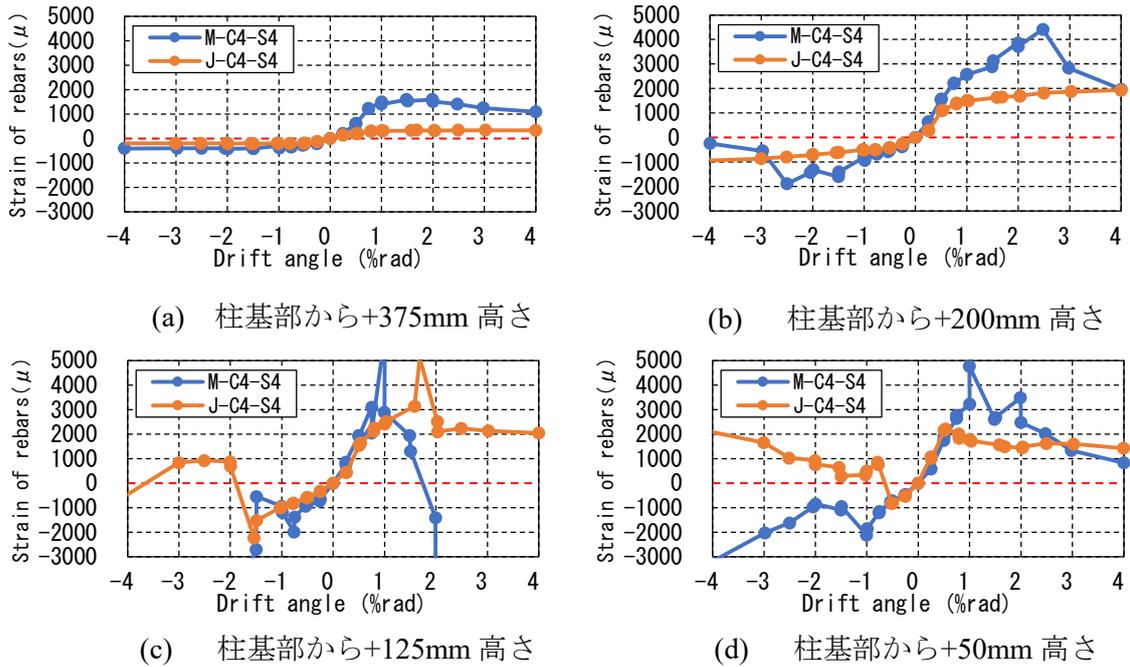


図 4-81 接合部の有無による軸方向鉄筋ひずみの比較 (軸方向鉄筋 4 本の場合)

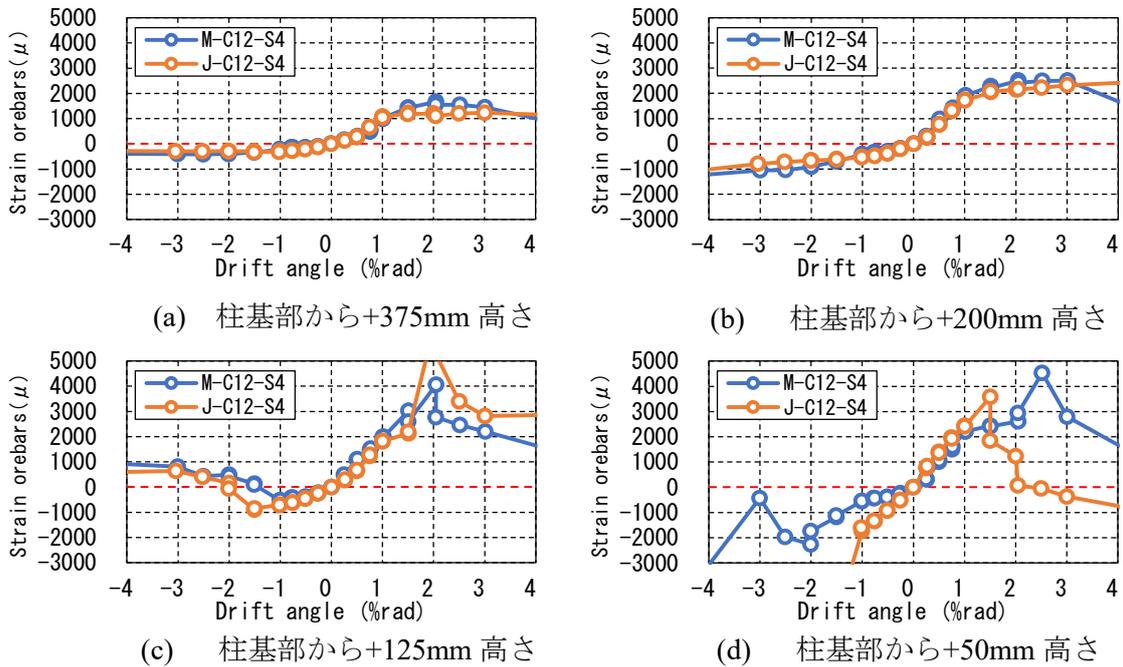


図 4-82 接合部の有無による軸方向鉄筋ひずみの比較 (軸方向鉄筋 12 本の場合)

(3) 軸方向鉄筋の本数による比較

軸方向鉄筋の本数による軸方向鉄筋ひずみの比較を一体打ちの場合、接合部がある場合について図 4-83 および図 4-84 にそれぞれ示す。一体打ちの場合、M-C12-S4 供試

体では軸方向鉄筋が 12 本と比較的多いため、鉄筋ひずみが降伏ひずみ以上となる部材角は 0.75%rad と軸方向鉄筋 4 本の場合の 0.5%rad よりもやや高部材各時となった。一体打ち供試体においては軸方向鉄筋の本数に関わらず柱中央の+375mm まで高さ方向にひび割れが分散して損傷が進展するため、ひび割れ箇所近傍の軸方向鉄筋も大きくなる傾向にある。部材角 1%rad までの部材角範囲においては+200mm, +125mm, +50mm 高さで M-C12-S4 供試体より M-C4-S4 供試体で大きな軸方向鉄筋ひずみが生じた。

接合部がある場合においても、軸方向鉄筋が 4 本である J-C4-S4 供試体では部材角 0.5%rad, 12 本である J-C12-S4 供試体では 0.75%rad で軸方向鉄筋が降伏した。一体打ちの場合は柱中央の+375mm では軸方向鉄筋量によるひずみ値の差はない一方、接合部がある場合は軸方向鉄筋 12 本のひずみが 4 本の場合よりも大きな値を示した。軸方向鉄筋が 4 本の場合、供試体表面のひび割れおよび損傷は柱基部から接合部周辺に集中するため柱の上方では供試体表面と軸方向鉄筋に生じるひずみは比較的小さく、軸方向鉄筋 12 本の場合には柱高さ中央までひび割れが分散されるため、+375mm 高さにおいても 4 本の場合より大きなひずみが生じたと考えられる。

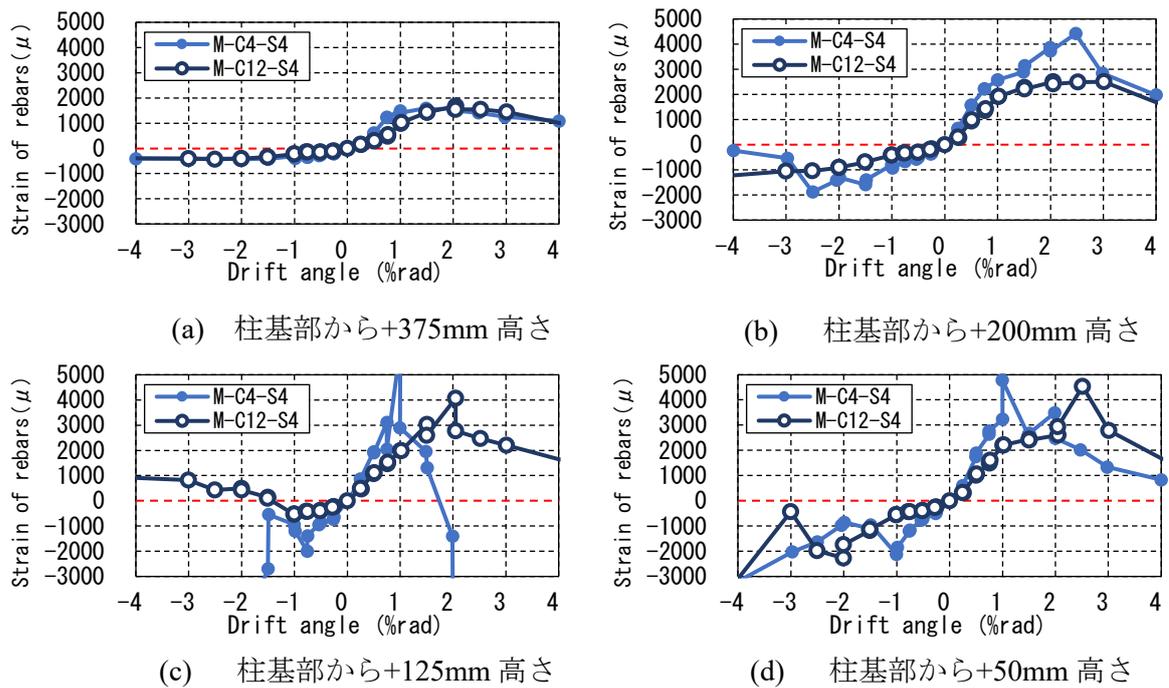


図 4-83 軸方向鉄筋の本数による軸方向鉄筋ひずみの比較 (一体打ちの場合)

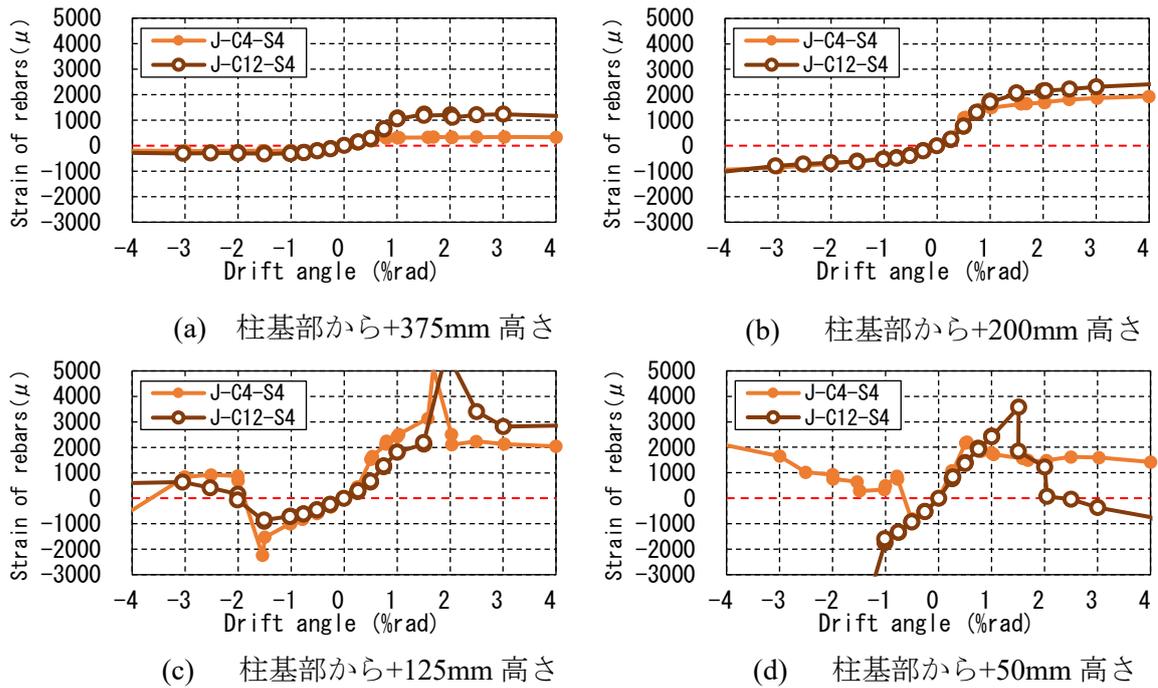


図 4-84 軸方向鉄筋の本数による軸方向鉄筋ひずみの比較 (接合部がある場合)

(4) 軸方向鉄筋の連続性による比較

軸方向鉄筋の連続性による軸方向鉄筋ひずみの比較を図 4-85 に示す。J-DC-S4 供試体では接合部で軸方向鉄筋が不連続であることからいずれの供試体高さにおいてもひずみがほとんど生じていない。高部材角においてもひずみはほとんど発生せず、柱部のコンクリートと一体となって接合部から上部で供試体が回転するように挙動している。

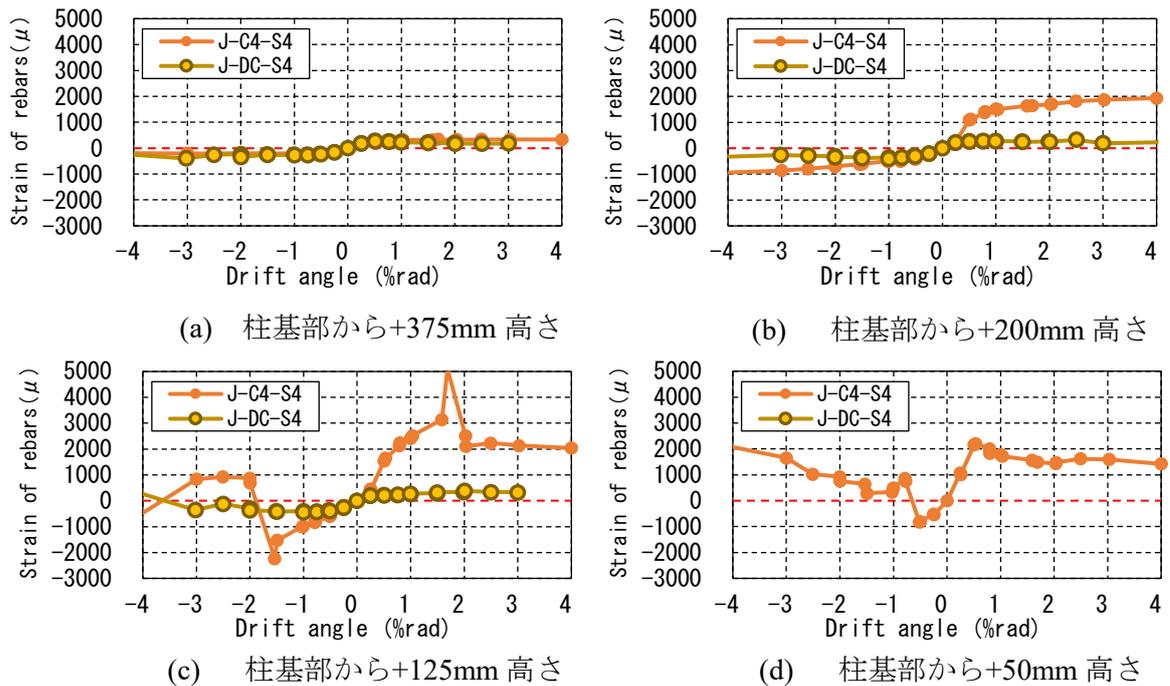
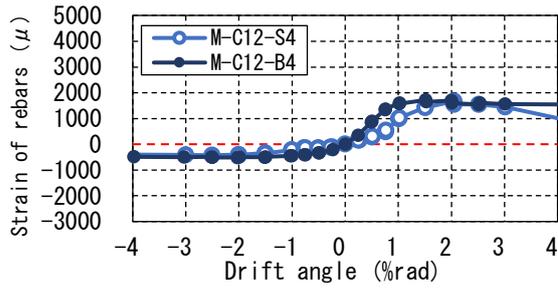


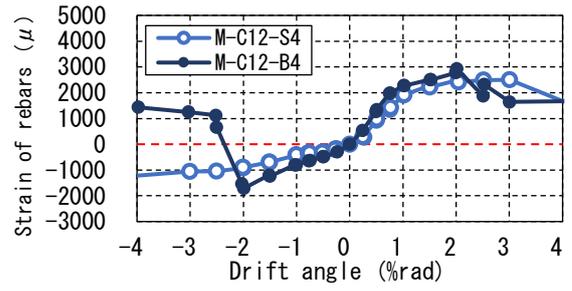
図 4-85 軸方向鉄筋の連続性による軸方向鉄筋ひずみの比較

(5) PC 鋼材種による比較

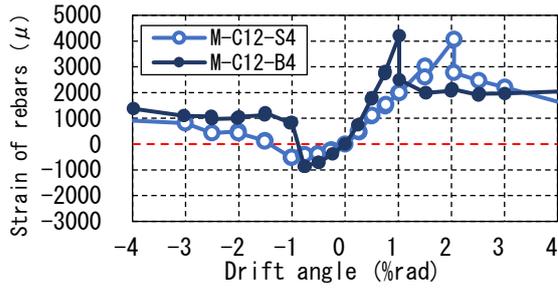
PC 鋼材種による軸方向鉄筋ひずみの比較を軸方向鉄筋が 12 本で一体打ちの場合、軸方向鉄筋が不連続の場合について図 4-86 および図 4-87 にそれぞれ示す。引張を受ける部材角正側においては、PC 鋼材に SBPRφ13 の PC 鋼棒を使用した M-C12-B4 では部材角 0.5%rad、より線を使用した M-C12-S4 では 0.75%rad で+125mm 高さの軸方向鉄筋が降伏ひずみ以上を示した。この降伏タイミングの差によって+375mm においては 0.5~1%rad でひずみ差が生じているが、その他の高さ、降伏までの部材角においては部材角の増加に伴うひずみ増加の挙動に PC 鋼材種による大きな差は生じなかった。軸方向鉄筋が不連続の場合、どちらの PC 鋼材種でも軸方向鉄筋ひずみはほとんど生じておらず、J-DC-B4 の PC 鋼材降伏後の 5%rad 以降においても軸方向鉄筋ひずみ値への影響はみられなかった。



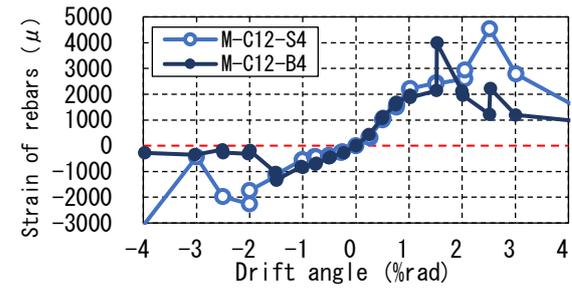
(a) 柱基部から+375mm 高さ



(b) 柱基部から+200mm 高さ

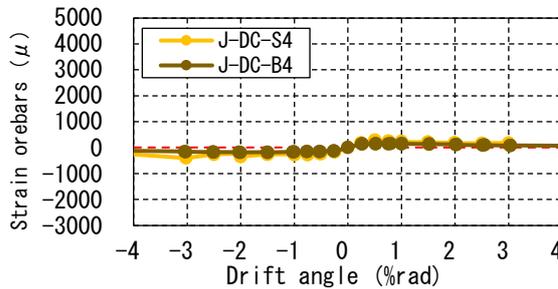


(c) 柱基部から+125mm 高さ

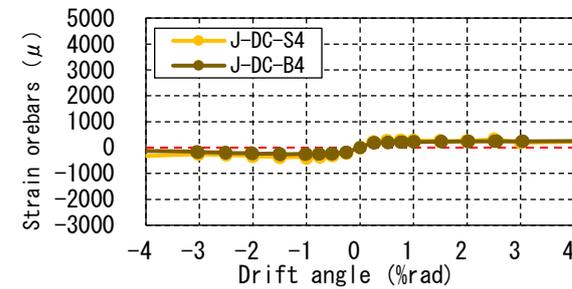


(d) 柱基部から+50mm 高さ

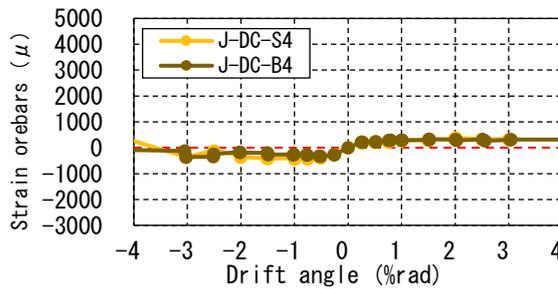
図 4-86 PC 鋼材種による軸方向鉄筋ひずみの比較 (一体打ちの場合)



(a) 柱基部から+375mm 高さ



(b) 柱基部から+200mm 高さ



(c) 柱基部から+125mm 高さ

計測なし
柱基部から+50mm 高さ

図 4-87 PC 鋼材種による軸方向鉄筋ひずみの比較 (軸方向鉄筋不連続の場合)

(6) PC 鋼材の配置および導入緊張力による比較

PC 鋼材の配置および導入緊張力による軸方向鉄筋ひずみの比較を図 4-88 に示す。

PC 鋼材を 4 本配置した J-C4-S4 供試体, 5 本配置した J-C4-S5 供試体, J-C4-S1:4 のいずれにおいても 0.5%rad で+50mm 高さにおいて降伏ひずみ 1800 μ 以上の軸方向鉄筋ひずみを示した。また, +375mm および+200mm 高さでは PC 鋼材の本数および配置による軸方向鉄筋ひずみに差はほとんど生じていない。J-C4-S5 供試体および J-C4-S1:4 供試体の+50mm 高さでは部材角 1%rad 以降部材角の増加に伴い軸方向鉄筋が J-C4-S4 供試体と比較して大きな値を示しており, PC 鋼材を 5 本配置した場合は載荷時に引張側となる角部 4 本の PC 鋼材の 1 本あたりの緊張導入力が小さいため, プレストレスによる引張側で接合部の圧着力が小さく, 接合部における軸方向鉄筋ひずみが急激に増加していると考えられる。

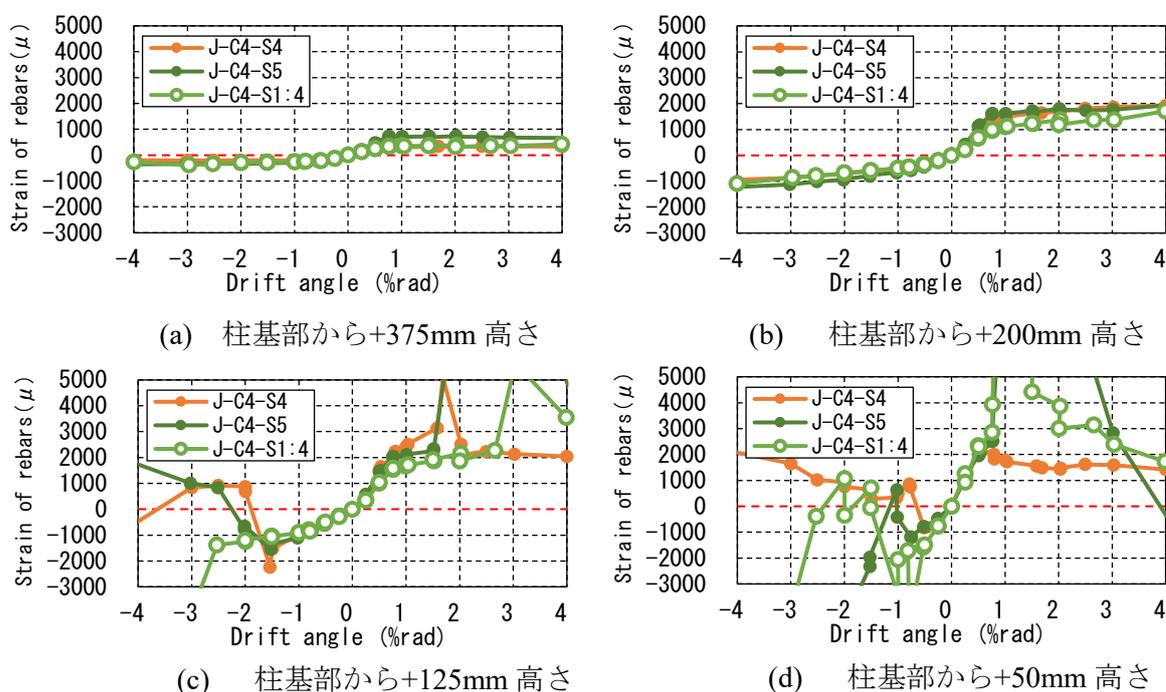


図 4-88 PC 鋼材の配置および導入緊張力による軸方向鉄筋ひずみの比較

(7) 接合部高さによる比較

接合部が高さによる軸方向鉄筋ひずみの比較を図 4-89 に示す。接合部が+125mm 高さである J-C4-S4-H 供試体は部材角+200, +125mm, +50mm 高さでのひずみが 0.5%rad で降伏ひずみ以上の値を示した。鉄筋降伏後においても+375mm 以外の高さにおいては部材角負側でのひずみ増加量が J-C4-S4 と比較して大きい。一方, 接合部を+50mm 高さに設けた J-C4-S4 では+200mm 高さの軸方向鉄筋ひずみは部材角 4%rad においても 2000 μ 以下である。よって接合部を比較的高い位置に設けた場合, 軸方向鉄筋ひずみも比較的高い位置の+200mm でも部材角の増加に伴い増加すると考えられる。

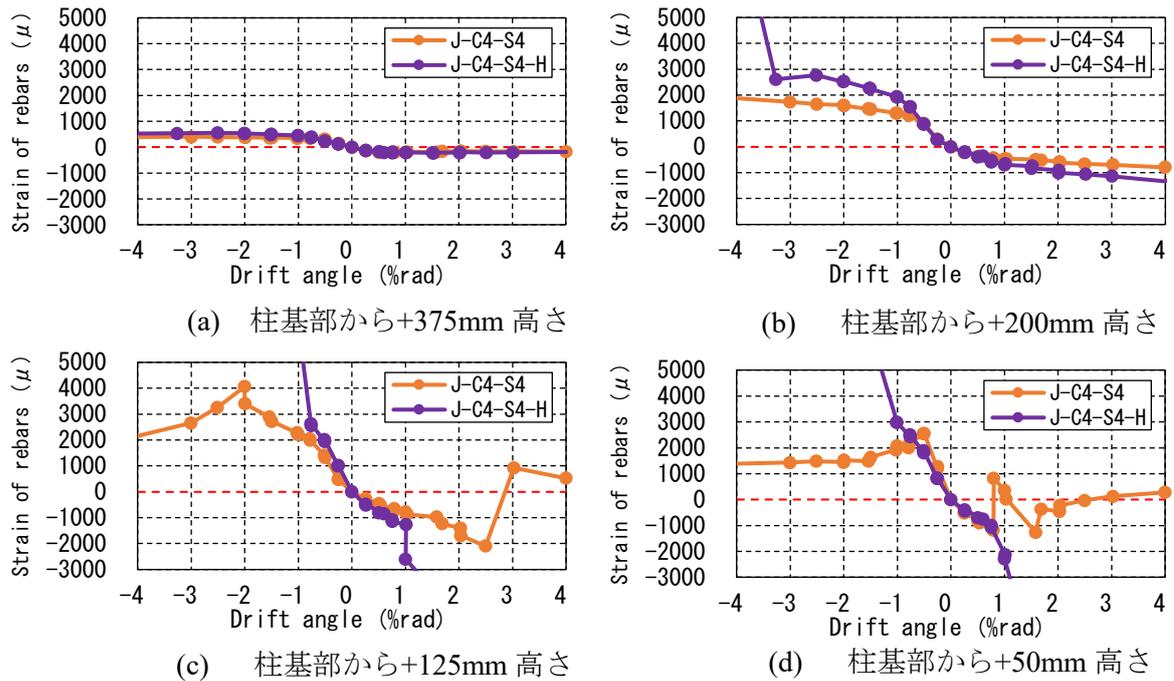


図 4-89 接合部高さによる軸方向鉄筋ひずみの比較

4.4 断面計算による計算値と実験値の比較

表 4-1 に断面計算による軸方向鉄筋降伏時および最大耐力時の載荷荷重と実験値との比較を示す。断面計算においては平面保持の法則を仮定し、コンクリート、軸方向鉄筋、PC 鋼材の配置および量を実測物性およびミルシートより設定した。接合部におけるコンクリートの連続性や接合部の位置を考慮しない。軸方向鉄筋は最外縁の引張鉄筋および圧縮鉄筋のみを考慮し、軸方向鉄筋の場合を引張鉄筋 2 本、圧縮鉄筋 2 本として計算する。軸方向鉄筋が 12 本の場合は引張鉄筋 4 本、圧縮鉄筋 4 本として計算し、載荷軸方向中間位置の鉄筋は無視するものとした。PC 鋼材は断面 4 隅および断面中央を設置位置としてつり合いを解く。PC 鋼材に導入プレストレス力は鋼材にかかる初期ひずみを増加させることで再現し、外力としての圧縮力は考慮していない。

断面計算による耐力は J-C4-S5 を除くいずれの条件においても PC 鋼材の降伏によって最大耐力値が支配的になり、実測値と比較して小さい値を示している。実験においては PC 鋼材に PC より線を使用した場合は最大耐力時には PC 鋼材は弾性域のひずみ値を示しており、最大耐力後の載荷によって降伏ひずみ値を超える。軸方向鉄筋降伏時の計算値は M-C12-S4 および J-C4-S1:4 のみ計算値が実測値を上回っている。これは鉄筋を再外縁のみと仮定して計算していることによるものと考えられる。一体打ち供試体での実験値/計算値の比が 1.36~1.83 と実験値が大きいことに比較して、接合部のある供試体では実験値/計算値

の比が比較的小さい。接合部でコンクリートが負担する応力分を考慮しないためである。J-C4-S5 での実験値/計算値の最大耐力比 0.89 となる要因は角部 4 本の PC 鋼材が降伏した後のプレストレス力の抜けにより、実験値が著しく低下したためと思われる。

表 4-1 断面計算による計算値と実験値の比較

供試体 No.	軸方向鉄筋降伏時			最大荷重時				
	荷重 計算値 (kN)	荷重 実験値 (kN)	実験値/ 計算値	荷重 計算値 (kN)	荷重 実験値 (kN)	実験値/ 計算値	PC 鋼材 (断面計算)	PC 鋼材 (実験)
M-C4-S4	66.1	78.3	1.18	91.3	124.6	1.36	降伏	弾性域
M-C12-S4	76.7	68.5	0.89	103	143.4	1.39	降伏	弾性域
M-C12-B4	63.9	96.5	1.51	71.1	130.2	1.83	降伏	降伏
J-C4-S4	65.7	68.4	1.04	91.6	111.6	1.22	降伏	弾性域
J-C12-S4	76.6	85.4	1.11	103	121.3	1.18	降伏	弾性域
J-DC-S4	52.3	---	---	77.8	110.3	1.42	降伏	弾性域
J-DC-B4	51.5	---	---	57.6	74.9	1.30	降伏	降伏
J-C4-S5	65.6	66.3	1.01	125	111.2	0.89	弾性域	弾性域
J-C4-S1:4	62.4	57.8	0.93	97.9	111.2	1.14	降伏	弾性域
J-C4-S4-H	63.8	64.3	1.01	89.6	89.3	1.00	降伏	弾性域

5. 構造条件による損傷状況の比較

5.1 はじめに

載荷に伴う各部材角での供試体表面の損傷状況を供試体表面の写真，ひび割れの目視観察によるスケッチ図を用いて把握した。また，画像解析による非接触ひずみ計測によってひずみの集中した箇所をコンター図にて可視化し，目視の難しい低部材角でのひずみおよびひび割れの発生について比較を行った。

5.2 供試体表面の観察

5.2.1 供試体表面写真による損傷の評価

写真 5-1～写真 5-10 に部材角 $0.5\%rad$ ～ $6\%rad$ の載荷を行った後，部材角 $0\%rad$ まで除荷を行った際の供試体表面 CD(南)面の損傷状況を示す。M-C4-S4 供試体では部材角 $2\%rad$ までの供試体表面に曲げひび割れは目視できず，載荷時に生じたひび割れが除荷によって目視が難しい状態まで閉じている。部材角 $6\%rad$ では載荷方向に面する AD(東)面，BC(西)面で圧壊が起こり，コンクリートが柱基部から供試体高さ約+150mm 位置まで剥落しており，CD(北)面でも閉じ切らないひび割れが目視できた。

M-C12-S4 供試体では部材角 $2\%rad$ で柱基部から約 125mm 上方に除荷によっても閉じ切っていないひび割れが目視できる。軸方向鉄筋は 4.4 節で示したように+125mm 位置で降伏しており，12 本と比較的多量の塑性変形した軸方向鉄筋がひび割れが除荷およびプレストレスによって閉じる作用をより強く阻害していると考えられる。

接合部を有する J-C4-S4 供試体，J-C12-S4 供試体および J-C4-S1:4 供試体では部材角 $2\%rad$ で接合部に沿って断面外縁のコンクリートがわずかに欠損している。また，柱基部から接合部位置の高さ 50mm までの領域において，引張および圧縮縁となる AD(東)面，BC(西)面に近い角部にひび割れが生じ，剥落の兆候が見られる。部材角 $6\%rad$ では接合部より上方でも角部において大きく圧壊して剥落している。また接合部から柱基部からの供試体高さ+100mm までの領域でひび割れが進展しており，接合部周辺の圧壊および圧縮の影響が表れていると考えられる。

M-C12-S4 供試体および J-C4-S4 供試体は部材角 $6\%rad$ では M-C4-S4 および J-C4-S4 と比較して，載荷方向に面する AD(東)面，BC(西)面で角部だけでなくかぶりコンクリートが面全体で剥落しており，引張側から進展し CD(南)面を横断しているひび割れの本数も多いことがわかる。角部だけでなく断面 1 辺の間にも塑性変形した軸方向鉄筋が存在しているため，面全体を剥落させている。J-DC-S4 供試体では部材角 $2\%rad$ において接合部より下部の角部がわずかに縦方向へひび割れているが，他 7 体の供試体と比較して損傷が少な

い。部材角 $6\%rad$ においては接合部周辺における角部の圧壊が生じているが、曲げひび割れから進展した損傷は見とめられず、損傷は圧縮側の載荷力によるものが主である。J-C4-S5 供試体は部材角 $2\%rad$ で柱基部から接合部位置の領域で角部がわずかに欠損している。部材角 $6\%rad$ では高さ+100mm 位置のひび割れが大きく開いているが、J-C4-S4 供試体や J-DC-S4 供試体と比較して接合部より上部でのコンクリート圧壊部が少ない。4.3 節で示したように J-C4-S5 は部材角 $6\%rad$ では PC 鋼材による緊張力が抜けているためと考えられる。J-C4-S4-H 供試体では部材角 $2\%rad$ で柱基部から接合部までの領域において柱角部が欠損している。部材角 $6\%rad$ でも同領域が接合部周辺を中心に欠損・剥落が大きくなっており接合部より上部の柱部では大きな損傷がみられない。

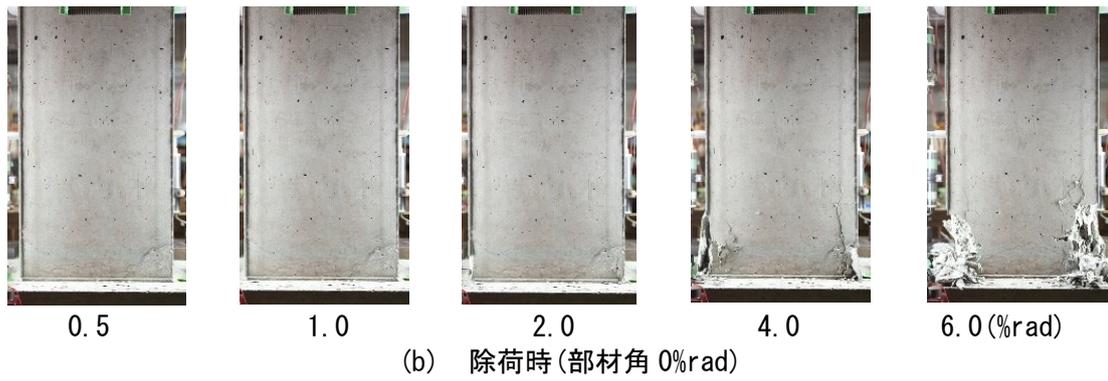
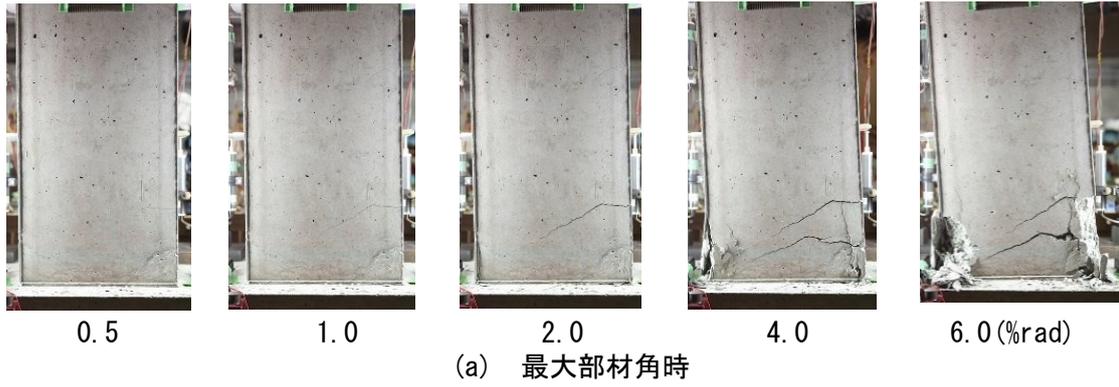


写真 5-1 M-C4-S4 供試体 供試体損傷写真

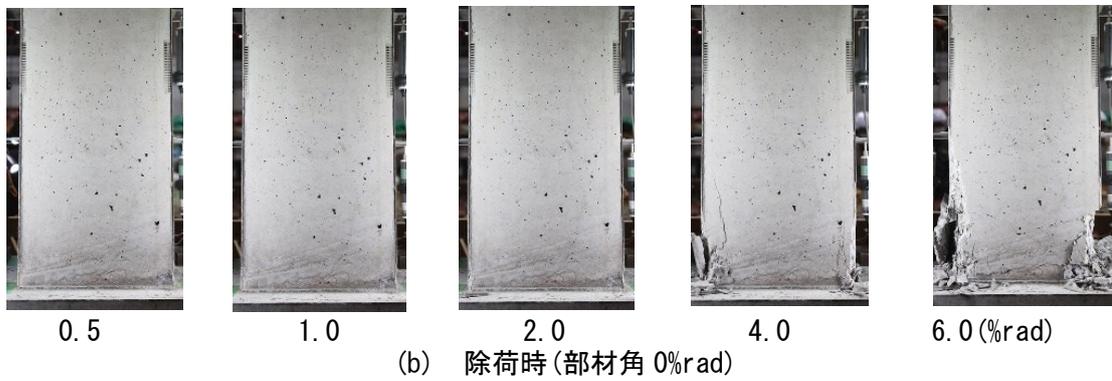
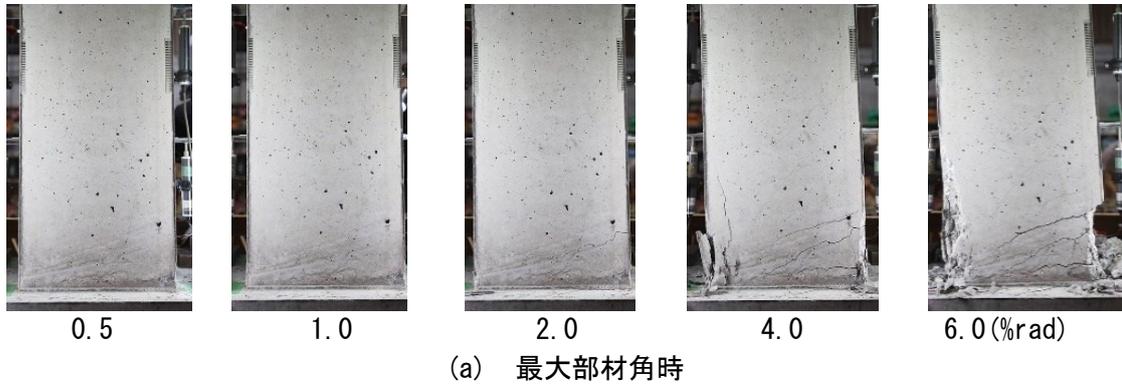
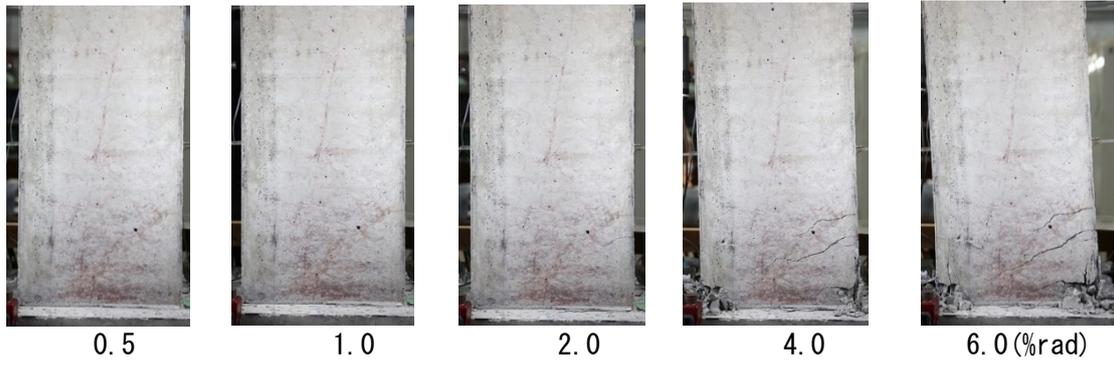
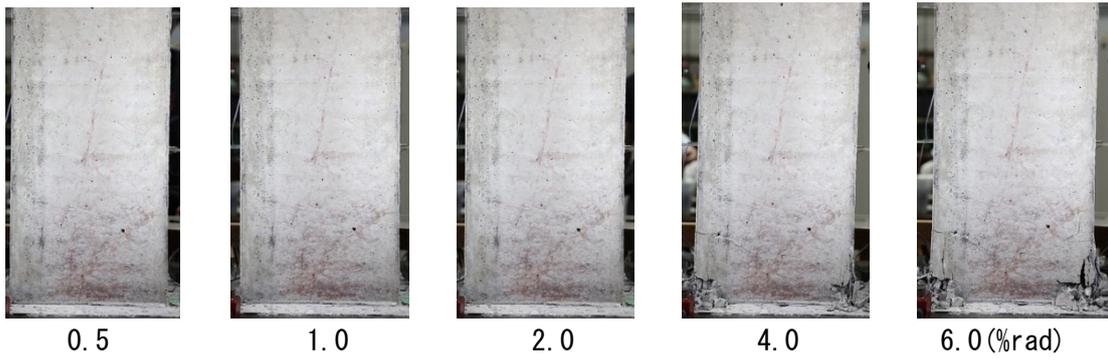


写真 5-2 M-C12-S4 供試体 供試体損傷写真

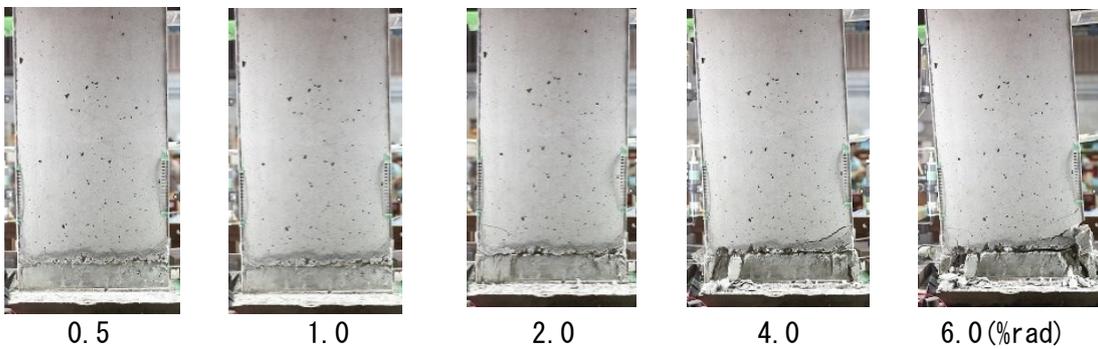


(a) 最大部材角時

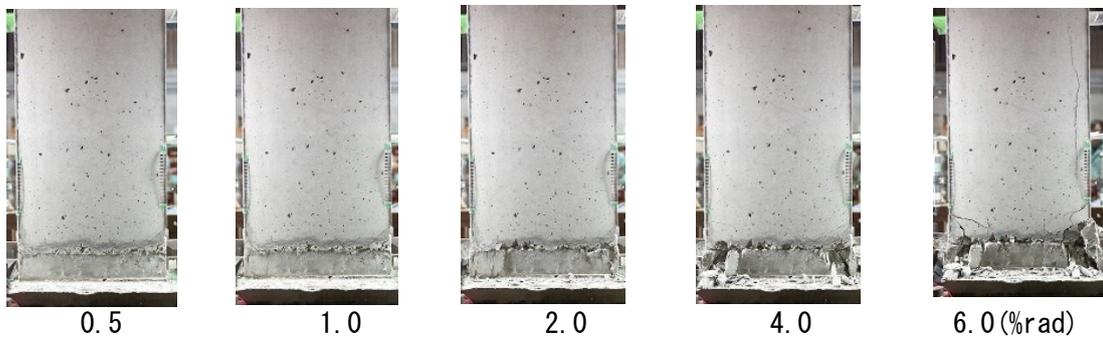


(b) 除荷時(部材角 0%rad)

写真 5-3 M-C12-B4 供試体 供試体損傷写真

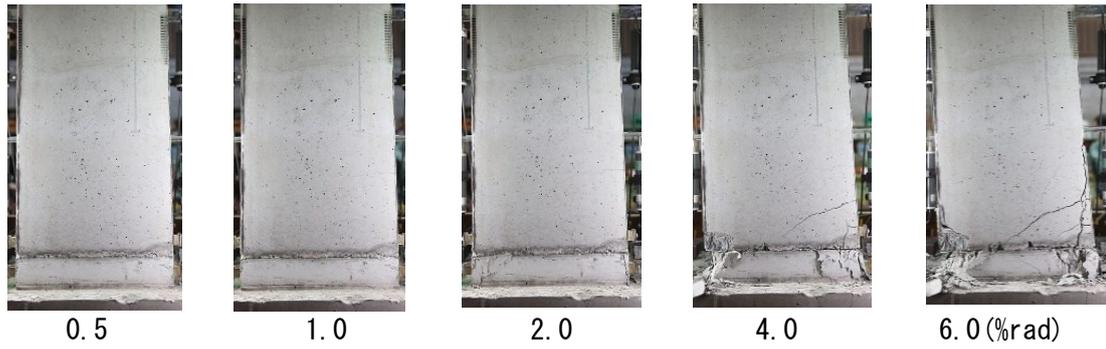


(a) 最大部材角時



(b) 除荷時(部材角 0%rad)

写真 5-4 J-C4-S4 供試体 供試体損傷写真



0.5

1.0

2.0

4.0

6.0 (%rad)

(a) 最大部材角時



0.5

1.0

2.0

4.0

6.0 (%rad)

(b) 除荷時(部材角 0%rad)

写真 5-5 J-C12-S4 供試体 供試体損傷写真



0.5

1.0

2.0

4.0

6.0 (%rad)

(a) 最大部材角時



0.5

1.0

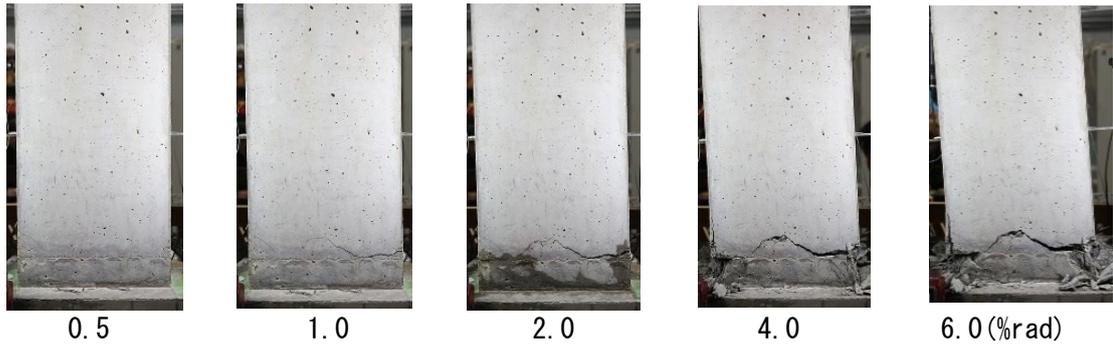
2.0

4.0

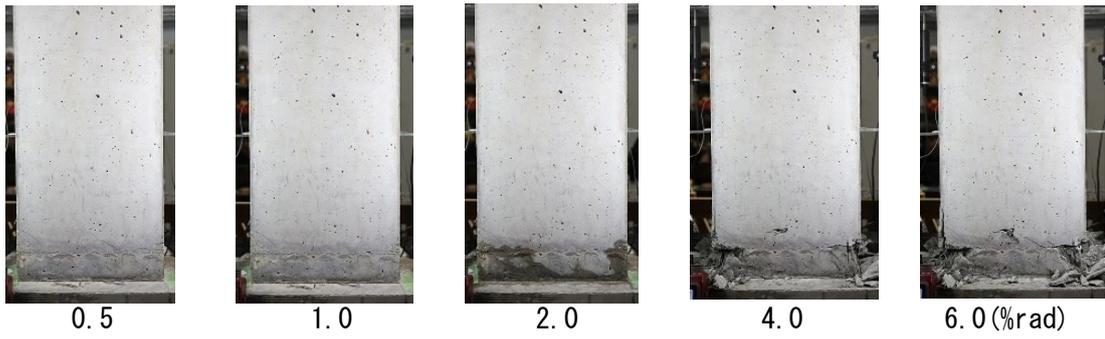
6.0 (%rad)

(b) 除荷時(部材角 0%rad)

写真 5-6 J-DC-S4 供試体 供試体損傷写真

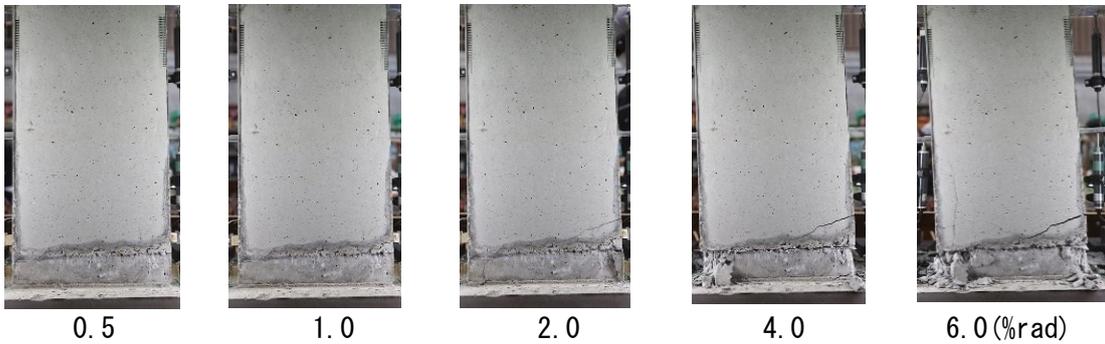


(a) 最大部材角時

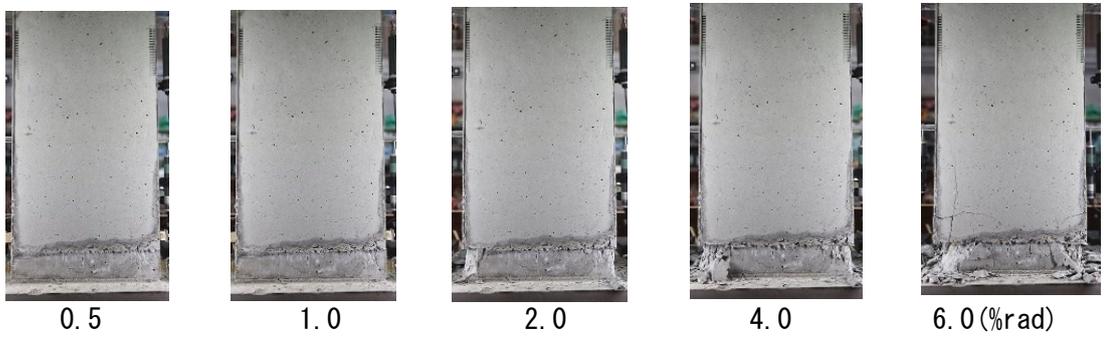


(b) 除荷時(部材角 0%rad)

写真 5-7 J-DC-B4 供試体 供試体損傷写真



(a) 最大部材角時



(b) 除荷時(部材角 0%rad)

写真 5-8 J-C4-S5 供試体 供試体損傷写真

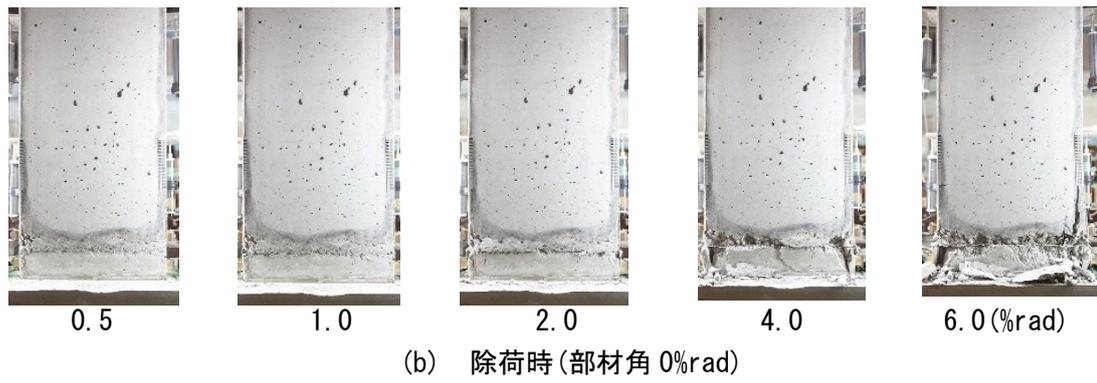
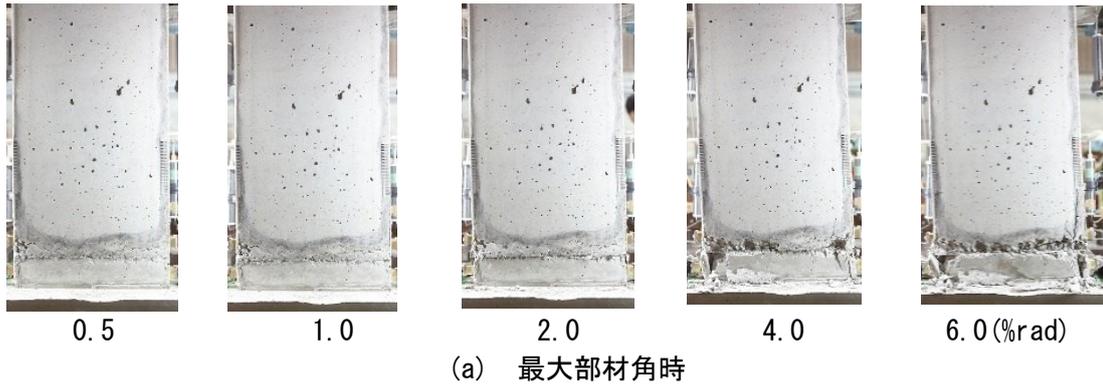


写真 5-9 J-C4-S1:4 供試体 供試体損傷写真

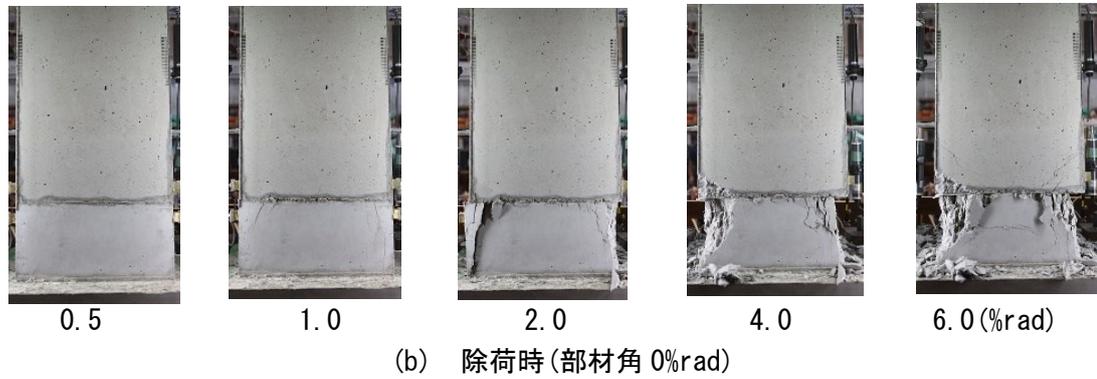
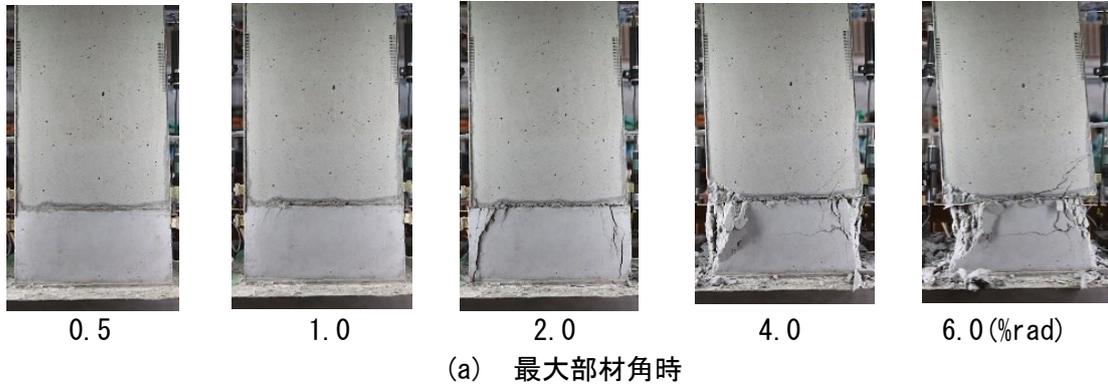


写真 5-10 J-C4-S4-H 供試体 供試体損傷写真

5.2.2 ひび割れスケッチによる損傷の評価

(1) ひび割れスケッチの概要

図 5-1～図 5-8 に供試体 AB(北)面の部材角 $0.25\%rad$ ～ $6.0\%rad$ に対する各サイクルにおける各正方向載荷最大部材角時のスケッチ図を示す。スケッチ図では除荷によって閉じたひび割れも累積して描画しているため、除荷時に目視では判別し辛い幅まで閉じたひび割れも含め、全てのひび割れを記している。M-C-S4 供試体では高さ 0mm の柱基部から+350mm 位置までに正・負側載荷それぞれで生じたひび割れが複数分布し、部材角 $2\%rad$ で供試体幅中央まで進展している。部材角 $6\%rad$ では高さ+150mm 付近のひび割れは供試体全幅まで進展し剥離部まで繋がっており、柱の高さ方向および柱横断方向への損傷進展が 4 体のうちもっとも著しい。

J-C-S4 供試体および J-C-S5 供試体では部材角 $2\%rad$ で高さ方向に複数本のひび割れが発生しているが、部材角 $6\%rad$ では接合部である高さ+50 mm 位置周辺のひび割れおよび剥離のみが進展している。J-DC-S4 供試体では部材角 $2\%rad$ までに高さ約 +230mm 位置に短いひび割れが生じるが、接合部の開口および接合部より下部の損傷のみ進展し、接合部より上方にはほとんどひび割れが見られなかった。

(2) 接合部の有無による比較

一体打ち PC 構造の M-C4-S4 供試体のスケッチ図と接合部のある J-C4-S4 供試体のスケッチ図を比較する。M-C4-S4 供試体のスケッチ図では $1.0\%rad$ 以降に基部より 350mm 上部において、ひび割れの発生が確認できるが、J-C4-S4 のスケッチ図では、250mm より上部ではひび割れの発生が確認できず、250mm より下部で発生した曲げひび割れも部材角が増加してもあまり進展せず、長さが伸びていない。また、M-C4-S4 供試体のスケッチ図では、広範囲にわたって剥離やひび割れが起こっているが、J-C4-S4 のスケッチ図では、接合部付近の 50mm 以下の範囲に主に損傷が集中している。

(3) 軸方向鉄筋の連続性による比較

軸方向鉄筋が連続である J-C4-S4 供試体のスケッチ図と軸方向鉄筋が連続でない J-DC-S4 のスケッチ図を比較する。J-C4-S4 のスケッチ図では、部材角 $2.0\%rad$ までに多くのひび割れが基部より 250mm までの範囲に発生しているが、J-DC-S4 のスケッチ図では、基部より 200mm～250mm の範囲に一本発生しているだけにとどまっている。また、J-DC-S4 のスケッチ図では J-C-S4 のスケッチ図に比べ、部材角 $4.0\%rad$ 時点で大きな剥落がみられ、ひび割れも接合部である基部より 50mm に集中している。

(4) PC 鋼材の配置および導入緊張力による比較

PC 鋼材が 4 本である J-C4-S4 供試体のスケッチ図と PC 鋼材が 5 本の J-C4-S5 供試体

および J-C4-S1:4 供試体のスケッチ図を比較する。J-C-S5 のスケッチ図では、上端の 600mm 付近までひび割れが確認できる。また、J-C-S4 のスケッチ図に比べ、比較的高さ方向広範囲にひび割れが確認できる。

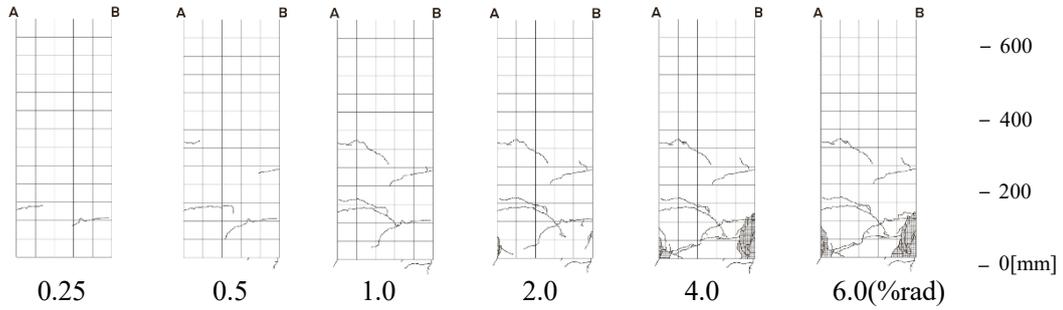


図 5-1 M-C4-S4 供試体 目視によるひび割れのスケッチ図

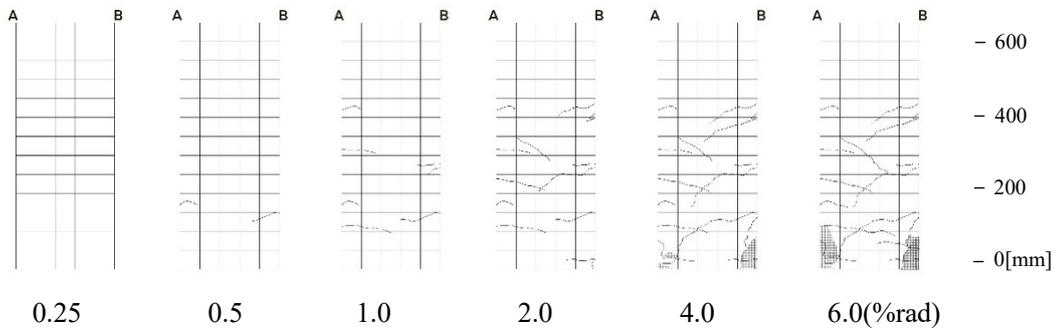


図 5-2 M-C12-S4 供試体 目視にひび割れのスケッチ図

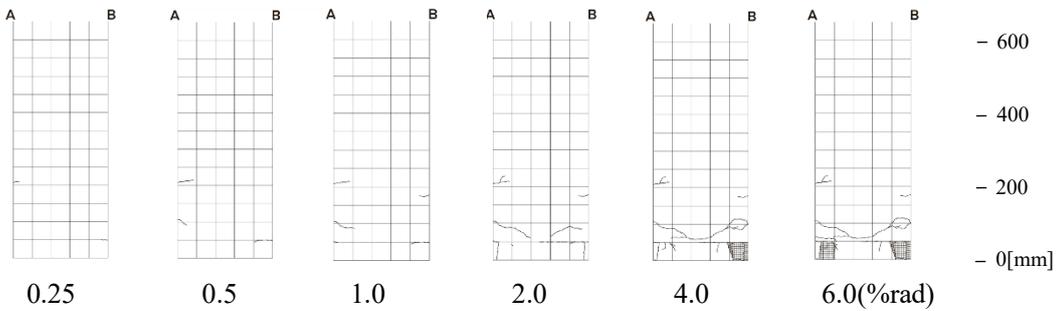


図 5-3 J-C4-S4 供試体 目視によるひび割れのスケッチ図

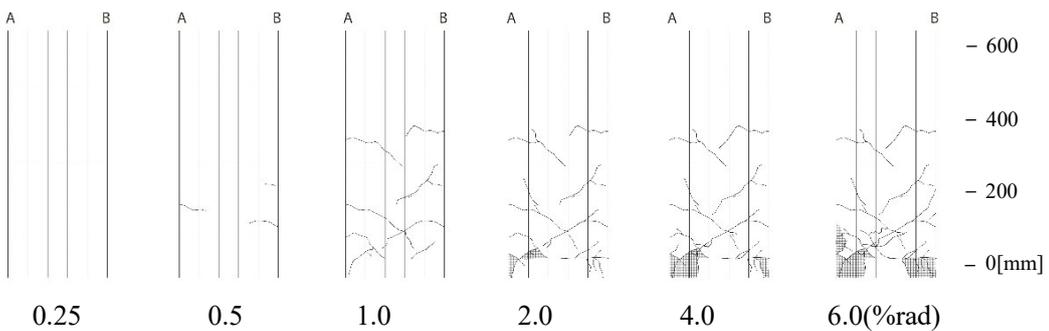


図 5-4 J-C12-S4 供試体 目視によるひび割れのスケッチ図

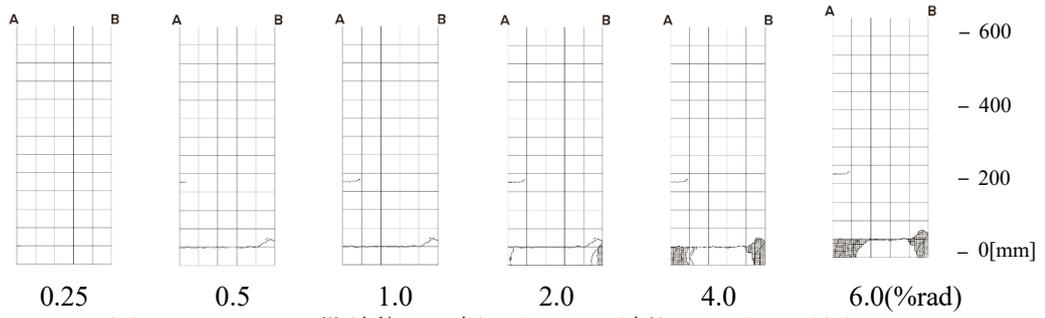


図 5-5 J-DC-S4 供試体 目視によるひび割れのスケッチ図

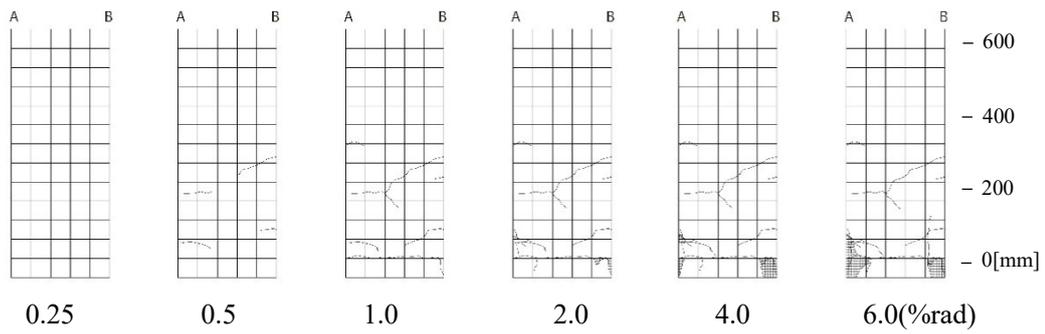


図 5-6 J-C4-S5 供試体 目視によるひび割れのスケッチ図

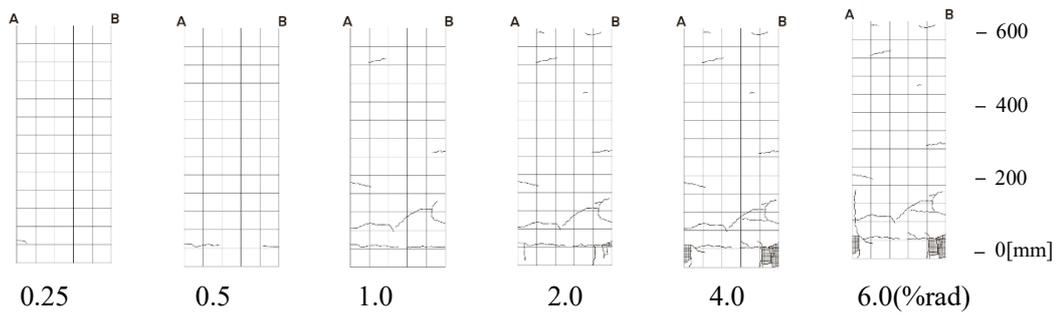


図 5-7 J-C4-S1:4 供試体 目視によるひび割れのスケッチ図

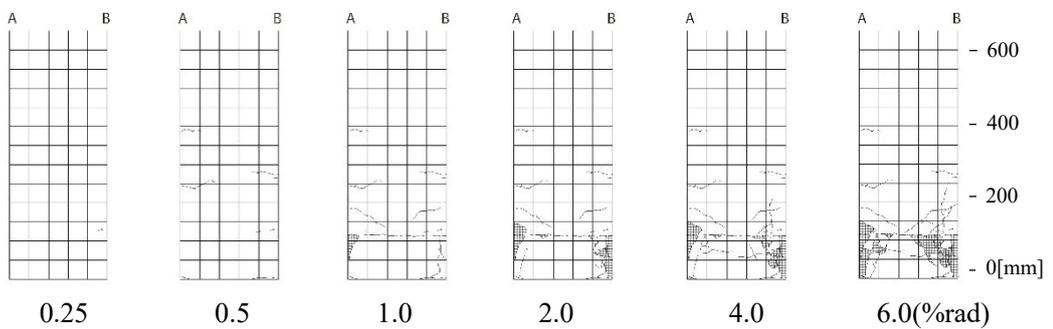


図 5-8 J-C4-S4-H 供試体 目視によるひび割れのスケッチ図

5.3 画像解析による非接触ひずみ計測

5.3.1 最大部材角時のひずみ

図 5-9 に載荷力正側載荷時における各サイクル最大部材角時の供試体 CD(南)の画像解析による非接触ひずみ計測結果を示す。

一体打ちである M-C4-S4 供試体および M-12-S4 供試体では部材角 0.25%rad で柱基部と柱上部にもひずみが集中している。一方、高さ+50mm 位置に接合部のある J-4C-S4 供試体、J-12-S4 供試体、J-DC-S4 供試体、J-C4-S5 供試体および J-C4-S1:4 供試体では部材角 0.25%rad から接合部位置にひずみ集中箇所が現れ、柱基部の損傷よりも低部材角から接合部での目開きが起きていることがわかる。

部材角 2%rad までは、M-C4-S4 供試体では部材角の増加に伴い柱高さ中央まで複数本のひび割れが生じ、基部のひび割れとともにひび割れ幅が進展している。M-C12-S4 供試体では M-C4-S4 供試体よりも多くのひび割れが発生している。M-C4-S4 供試体と M-C12-S4 供試体ともに部材角 2%rad では基部と基部に最も近いひび割れのみひずみが大きく増加しており、5.2 節で示したようにこれより上部のひび割れは除荷時に目視できない幅まで閉じている。ただし、部材角 0.5%rad では柱基部と接合部より上部でもひび割れが生じているが、部材角の増加に伴っては柱基部と接合部の開口のみがひび割れとして進展し、柱上部で発生したひび割れは進展していない。

J-C12-S4 供試体では部材角 0.5%rad で発生した柱上部のひび割れが部材角の増加とともに長くなり、柱基部、接合部、柱上部のひび割れがいずれも部材角の増加に伴い進展している。J-DC-S4 供試体では部材角の増加に伴い接合部の開口と、柱基部から接合部までの角部の損傷のみが進展し、柱基部や接合部より上部にはひび割れが生じなかった。これは軸方向鉄筋が接合部で不連続であることから軸方向鉄筋の変形に追随した供試体表面の変形と損傷が生じなかったためと考える。

J-C4-S5 供試体では部材角 0.5%rad から柱の接合部より上部に複数本のひび割れがあらわれ、接合部に最も近いひび割れが部材角 2%rad で大きく進展している。

一方 J-C4-S1:4 供試体では部材角 2%rad でも接合部より上部に目立ったひずみ集中箇所はない。角部に配置された PC 鋼材が細径で導入緊張力も小さいため、接合部の目開きがしやすいためと考える。J-C4-S4-H は部材角 0.5%rad において柱基部から接合部までの領域が面的に 10000 μ (コンター図で水色)のひずみ集中箇所がみられる。部材角 1%rad 以降は柱基部および接合部にひずみが集中し 5.2 節の写真でも示したように角部から欠損している。

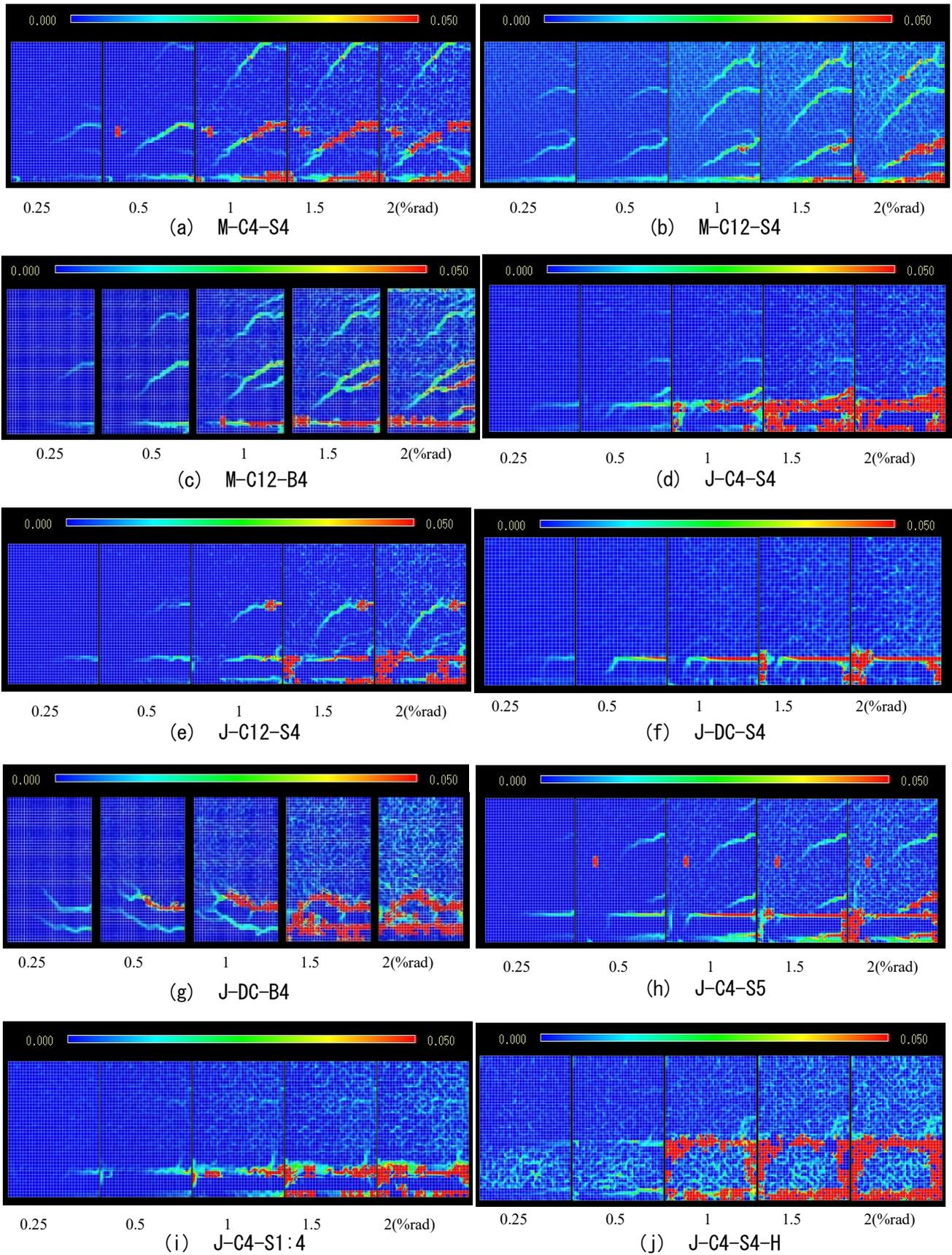


図 5-9 画像解析による供試体表面のひずみ分布(最大部材角時)

5.3.2 除荷時(部材角 0%rad)の残留ひずみ

図 5-10 に各サイクル載荷後、部材角 0%rad まで除荷した際の CD(南)の画像解析によるひずみ計測結果を示す。

一体打ち供試体でさる M-C4-S4, M-C12-S4, M-C4-B4 では部材角 0.5%rad 以降、載荷力正側で生じたひずみと負側で生じたひずみがともに約 2500 μ (コンターで水色留し、その残留ひずみが部材角の増加に伴い増加したことが確認できる。また軸方向鉄筋が 12 本である J-C12-S4 においても部材角 1.5%rad 以降柱高さ中央まで除荷時の残留ひずみが現れており、軸方向鉄筋を増加させた場合に塑性化した鉄筋によってコンクリート表面のひび割れが閉じ辛くなっていると考えられる。

J-C4-S4, J-C4-S5 および J-C4-S1:4 では部材角 0.5%rad から接合部である高さ+50mm 位置に約 2500 μ のひずみが残留しているのに対し、J-DC-S4, J-DC-B4 では部材角 0.25%rad から接合部位置にのみ残留ひずみが生じている。J-C4-S4, J-C4-S5, J-C4-S1:4 では部材角 1%rad 以降では、接合部と柱基部間の領域で約 10000 μ (コンターで赤色、ひび割れ幅約 0.08mm 相当)以上のひずみが残留している。

J-DC-S4, J-DC-B4 では部材角 1.5%rad より接合部とその下方角部に 10000 μ 以上のひずみが生じ、柱基部には大きなひずみは残留していない。

接合部高さを柱基部から+125mm 位置とした J-C4-S4-H では部材角 0.25%rad から柱基部から接合部までの領域に面的に約 2500 μ (水色)のひずみが生じており、接合部の開きだけでなく柱基部から+125mm までの領域をセグメントとして応力集中している。部材角 1%rad 以降では柱基部および接合部である+125mm 位置にひずみが集中しひび割れおよび剥落が起きている。また、柱基部から接合部までの間において角部が圧壊している。

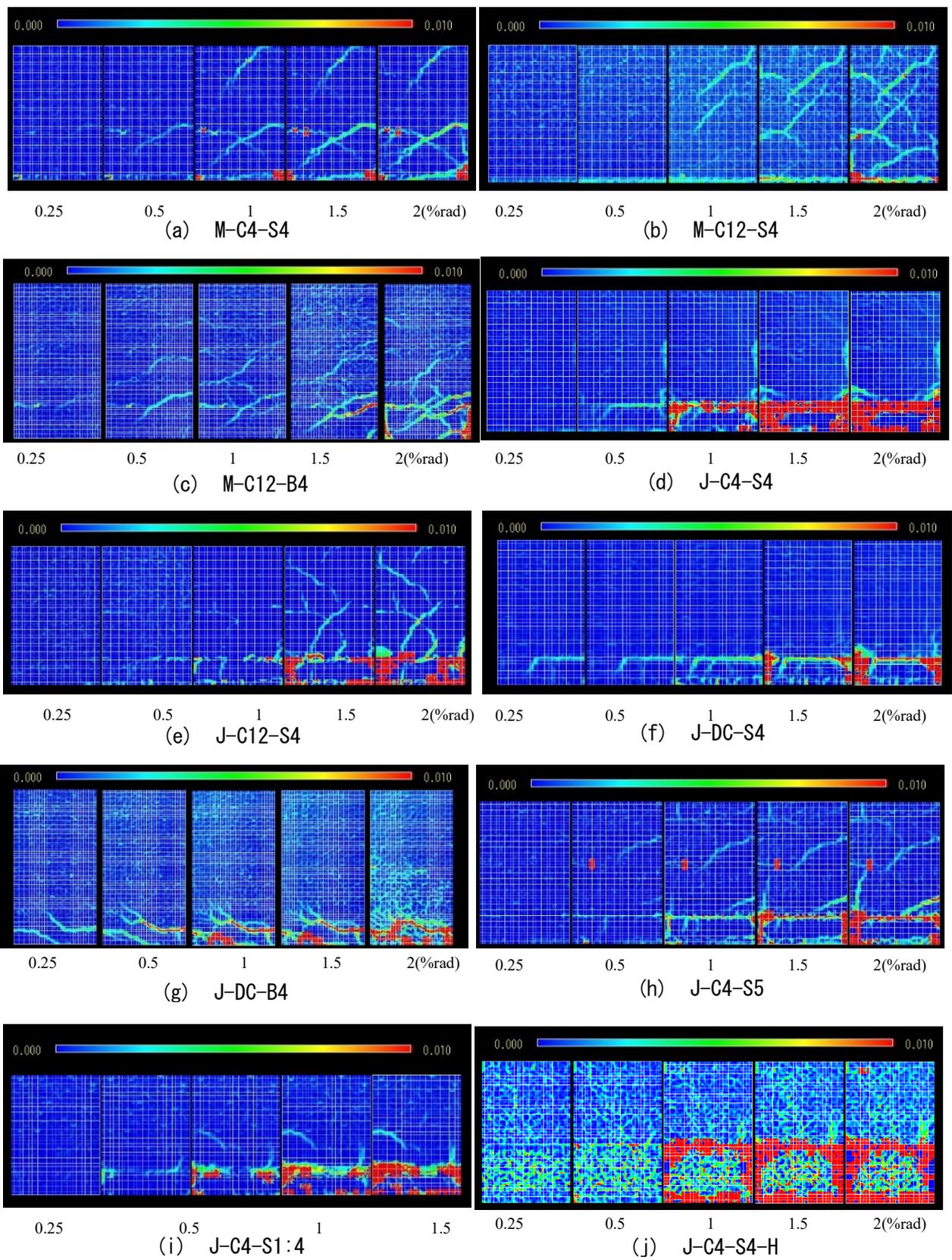


図 5-10 画像解析による供試体表面の残留ひずみ分布(0%rad 除荷時)

5.4 ひび割れ幅の計測

5.4.1 クラックスケールおよび π 型変位計によるひび割れ幅計測

図 5-11 に各サイクル最大部材角まで載荷した際のひび割れ幅と部材角の関係を、供試体ごとにそれぞれ示す。接合部のある供試体では柱基部から+50mm 位置の接合部に設置した π 型変位計の値を示す。またひび割れ幅は、各スケッチ図左に示した番号のひび割れについて測定した。M-C4-S4 供試体では 1 本あたりのひび割れ幅はどの部材角においても 1mm 以下であった。接合部のある供試体では部材角 2%rad までにおいては、 π 型変位計で測定した接合部の開口ひび割れ幅がどの部材角においてももっとも大きい。M-12-C4 供試体、J-C4-S4 供試体および J-C4-S5 供試体ではどちらも高さ+100mm 位置のひび割れが部材角の増加に伴って進展した。またどの供試体においても高さ+200mm より上部のひび割れ幅はほぼ変化しなかった。

5.4.2 接合部の開口ひび割れ幅

図 5-12, 図 5-13 に π 型変位計で測定した最大部材角時と除荷(部材角 0%rad)時の接合部のひび割れ幅と部材角の関係をそれぞれ示す。最大部材角時, 除荷時ともに部材角増加による J-C4-S4 供試体と J-C4-S5 供試体のひび割れ幅はほぼ同じであり, 除荷時のひび割れ幅は部材角 1.5%rad までほぼ 0mm であった。同じ部材角における J-DC-S4 供試体のひび割れ幅はほか 2 体と比較して大きく, 部材角 1.5%rad では最大部材角時, 除荷時ともに約 0.8mm の差が生じた。本実験の導入プレストレス (コンクリート圧縮応力 4MPa) では J-DC-S4 供試体の軸方向鉄筋が不連続の場合, 除荷時にもひび割れ幅が閉じず損傷として残留する一方, 接合部より上部の柱ではひび割れがほぼ生じず, 載荷時の変形は接合部の開口のみで追従したと考えられる。

J-C12-S4 供試体はいずれの部材角においてもひび割れ幅が他供試体と比較して小さい。 π 型変位計による計測範囲では軸方向鉄筋が降伏前の値までの計測となったため, 軸方向鉄筋の塑性変形前においては軸方向鉄筋によって柱部とフーチング部が連結されている硬化によって 12 本と軸方向鉄筋が多い場合の方が接合部開口ひび割れ幅が小さくなった。この π 型変位計による接合部開口幅は正方向に載荷した際, 各サイクル部材角最大時の値である。2 サイクルの載荷を行った際は 1 サイクル目の値を採用している。全ての供試体において, 部材角が大きくなるにつれて開口幅も大きくなっている。J-C4-S4 供試体と J-C4-S5 は同じような部材角の増加に伴う開口幅の増加挙動を示している。しかし, J-DC-S 供試体 4 では, J-C4-S4 供試体に比べ, 0.5~0.75%rad において, 大きく変化している。5.2 節で述べたように, J-C-S4 と J-C-S4 は接合部周辺だけでなく, ひび割れが上部にも発生しており, 柱部全体にひび割れが分散しているため, ひび割れ 1 本あたりの幅は小さくなっ

たため、接合部の開口幅は相対的に小さくなったと考えられる。それに対し、J-DC-S4 では接合部周辺にひび割れが集中しており、そのために接合部の開口幅は大きくなったと考えられる。

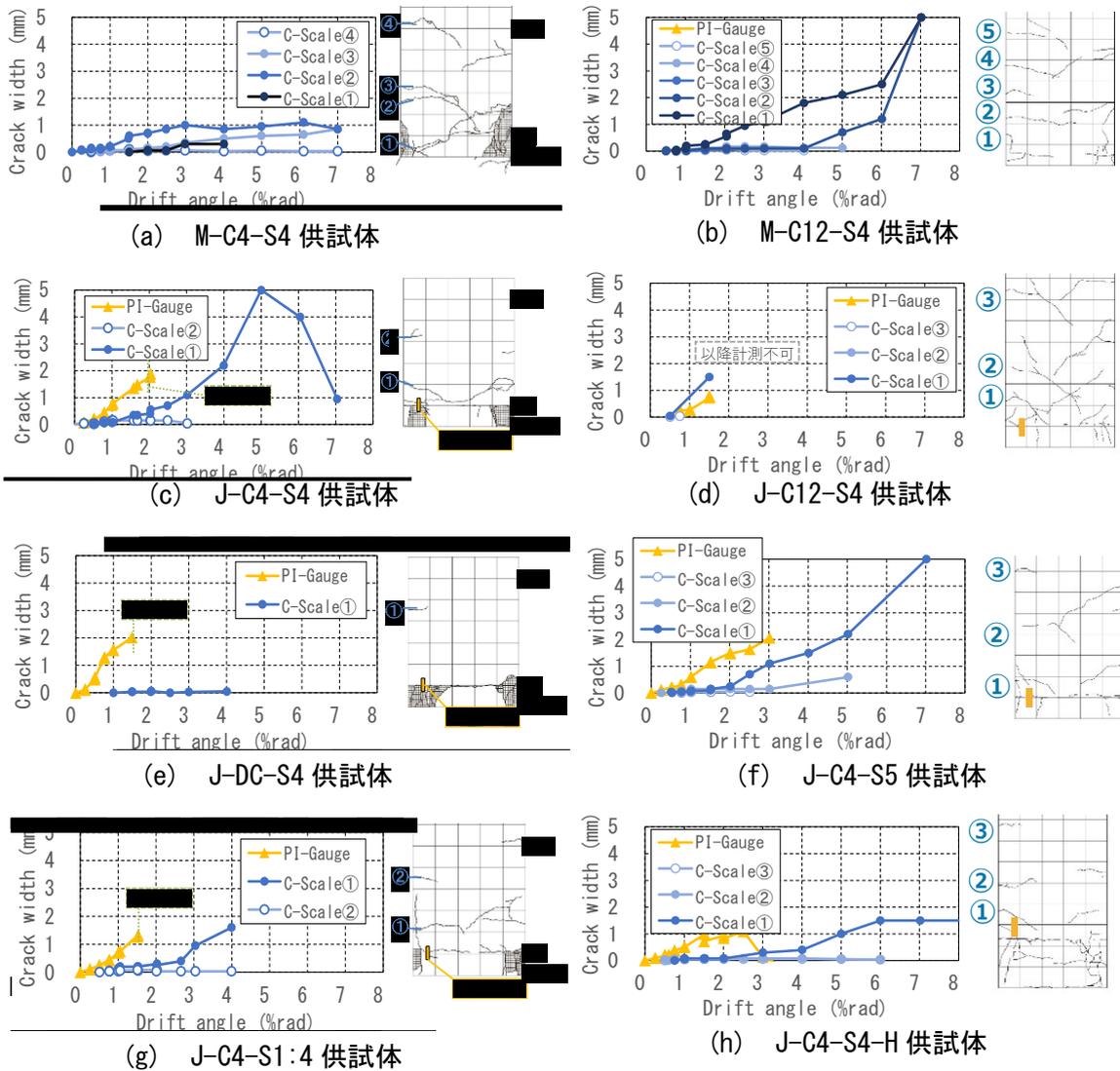


図 5-11 クラックスケールおよび π 型変位計によるひび割れ幅

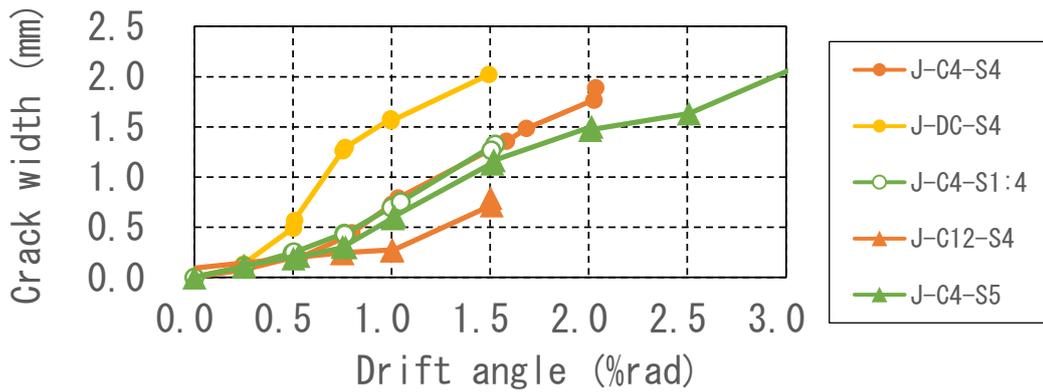


図 5-21 π 型変位計によるひび割れ幅計測 (最大部材角時)

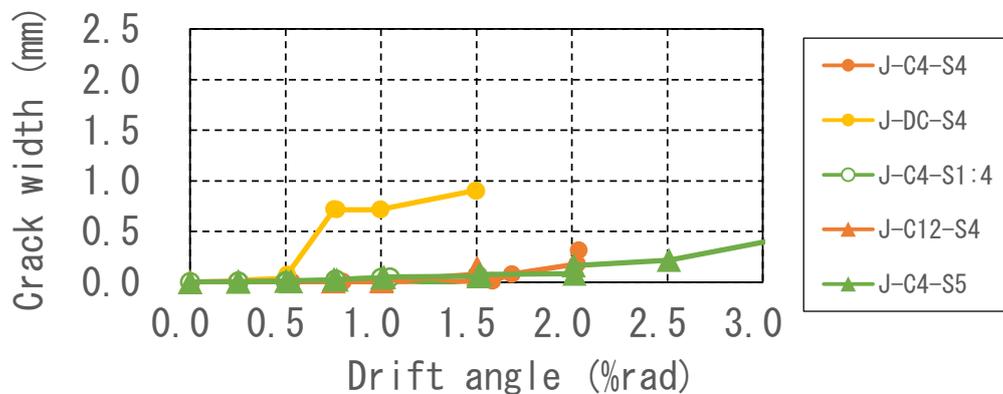


図 5-22 π 型変位計によるひび割れ幅計測 (部材角 0%rad 除荷時)

5.5 PCaPC 橋脚の耐震設計と損傷制御の提案に向けた検討

PCaPC 橋脚に求められる基本的な耐震性能として最大耐力，累積吸収エネルギー，残留変位に着目し定量的に評価することを目指して検討した。ここでは，耐震性能においては累積吸収エネルギー値が大きいこと，残留変位が小さく原点指向性の高いことを高い性能として設計で目指す方向とした。実験結果を詳細に見ると，まず軸方向鉄筋 4 本(鉄筋比 0.46%)の基準供試体と比較して，軸方向鉄筋量を 12 本(鉄筋比 1.37%)に増加させた場合，累積吸収エネルギー値と残留変位の増加，軸方向鉄筋が不連続な場合の累積吸収エネルギーと残留変位の減少といったトレードオフ関係にあることがわかった。また，エネルギー吸収の増加および残留変位の減少においては，軸方向鉄筋量が支配的要因であることもわかった。一方，PC 鋼棒を使用し部材角 5%rad 程度で PC 鋼材が降伏した場合においては，PC 鋼材が降伏しない場合と比較してもエネルギー吸収は増加していない。よって，PC 鋼材の降伏によるエネルギー吸収への影響は軸方向鉄筋のエネルギー吸収への貢献と比較して非常に小さい。

ここで、設計においては軸方向鉄筋量および PC 鋼材と軸方向鉄筋の鋼材比によって、求められる耐力、変形状態、応答エネルギーを満たす断面構造を決定することが必要となる。よって設計における耐震性能の満足においては、十分な軸方向鉄筋量によるエネルギー吸収能を確保しながら、導入プレストレス力による残留変位の低減、復元性を期待できる鋼材比のバランスを模索することが必要となり、本研究の成果が参考になる。

また、柱基部周辺より+50mm 上方位置に接合部を設けた場合、軸方向鉄筋の塑性ヒンジ形成箇所および PC 鋼材のひずみは接合部近傍に集中する傾向にあった。フーチング部材に損傷を与えない、または柱基部のセグメントに損傷を集中させることを目的とした接合部位置の調整を設計で考慮する必要があると思われる。一方で、柱基部がフーチング部と連続しており、+125mm 位置に接合部を設けた J-C4-S4-H では、柱基部から接合部までの高さ領域に部材角の増加に伴いひずみが生じた。また、柱基部と接合部の両箇所でひび割れおよび開口が起こり、大部材角変形時においてはこの領域が柱上部とは別個のセグメントとして挙動している可能性が画像解析から把握できた。接合部を柱基部から+50mm 高さに設けた場合は、接合部高さ周辺で軸方向鉄筋ひずみが大きくなった。接合部を柱基部から+125mm 高さに設けた場合においても、接合部である+125mm 高さ周辺で軸方向鉄筋ひずみが大きくなり、接合部を+50mm 高さに設けた場合よりも柱上方で軸方向鉄筋ひずみが大きな値を示した。よって、接合部位置によって軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布が変わることを考慮し、設計する必要があることがわかった。

損傷制御の観点では、接合部を設けることでひび割れの発生本数や発生領域・範囲を制限することができ、損傷後の補修箇所を限定的とできる可能性がある。そのため、接合部周辺での塑性化領域をあらかじめ損傷集中箇所として扱うことが求められる。鉄筋降伏後かつ PC 鋼材降伏前の大部材角変形時においては、今回の実験条件内では接合部から柱基部までの領域にコンクリートの圧壊と鉄筋の塑性化位置が集中していた。つまり、地震後の補修を考えると、この損傷箇所のみ措置を行う箇所とすることで簡便な補修に繋がるものと考えられる。また、損傷状況から、部材角 6%rad 以降では柱基部から接合部までの領域以外でもコンクリート部の剥落等が起きていること、PC 鋼材が降伏しない場合においてもコンクリート圧壊による荷重低下が部材角約 5%rad 程度から起きていることを考慮し、接合部を設けることによる損傷領域・範囲の制御は応答部材角を 4%rad 以下と制限することによって、PCaPC 柱の損傷制御の特性を期待できるものと考ええる。

以上をまとめると、PCaPC 橋脚の設計においては、導入プレストレス力による残留変位の低減と復元性を期待することができるが、これはエネルギー吸収能とのトレードオフ関係にあるため、求められる耐震性能を満足するため軸方向鉄筋量および PC 鋼材との鋼材比のバランスを考慮して断面設計を行うことが必要である。また PCa 施工によって接合部が設けられることにより損傷の領域・範囲を制御でき、損傷時の補修補強領域を限定して補修を簡便化できるといった特徴を構造メリットとして設計時に考慮することができると考えられる。

6. まとめ

6.1 結論

PCaPC 橋脚を模した接合部のある PC 柱供試体および一体打ち PC 柱供試体への正負交番載荷を行い、以下の条件で耐震性能および損傷状況について調べた。計 10 体の供試体はいずれも 250×250(mm)断面の柱部と下部のフーチング部により構成され、柱軸方向に 4MPa のプレストレスを導入しグラウトにより付着を持たせた。接合部においては接合部の高さ位置を柱基部から+50mm 位置、+125mm 位置または接合部なし(一体打ち)とすることをパラメータとした。軸方向鉄筋の条件では D10 を 4 本(鉄筋比 0.46%)または 12 本(鉄筋比 1.37%)とし、軸方向鉄筋が接合部で連続か不連続であるかのパラメータで比較を行った。PC 鋼材では断面での PC 鋼材の配置を各隅 4 本(PC 鋼材比 0.89%)または中央にも配置した計 5 本の条件とし、5 本配置の場合は PC 鋼材径を PC 鋼材比 0.85%または 1.11%に変化させた。また、PC 鋼材により線または鋼棒を使用し、PC 鋼棒を使用した場合は載荷中に PC 鋼材が降伏する条件として設定した。これらの供試体へ正負交番載荷実験を行い、PCaPC 柱の接合部での条件が異なることによる耐震性能の比較として耐力、エネルギー吸収、残留変位への影響を調べた。また、接合部での条件による損傷状況への影響として、供試体表面の画像解析によるひずみ分布の計測、ひび割れや剥落等の観察、ひび割れ幅と接合部の開口幅の計測を行い、損傷の領域・範囲、集中箇所について調べた。

- (1) 接合部のある供試体は一体打ち供試体と比較して最大耐力が小さくなる傾向にあり、部材角 2%rad 程度までの載荷初期より同じ部材角時に対する荷重値が小さくなった。コンクリート部の接合部の有無は供試体の累積吸収エネルギーや残留変位への影響は小さい。一体打ち供試体は載荷によるひび割れが供試体高さ方向に複数本発生するため損傷の領域・範囲が広くなり、柱基部に近いひび割れほど損傷が大きく進展した。接合部がある供試体では接合部より上部に発生するひび割れが少なく、主に接合部と柱基部の間で圧壊による損傷が進展した。
- (2) 軸方向鉄筋量が増加した場合、供試体の最大耐力、累積吸収エネルギー、残留変位が大きくなる傾向にあった。特にエネルギー吸収、残留変位においては塑性化した軸方向鉄筋によるエネルギー吸収が支配的な要因であり、PC 鋼材の降伏等のその他の影響要因より強く作用していると考えられる。損傷状況においては軸方向鉄筋量が増えると柱上部で発生するひび割れが増加し、塑性化した軸方向鉄筋によるかぶり部のコンクリートへの影響が大きくなった。

- (3) 接合部において軸方向鉄筋が不連続となった場合供試体は接合部より上部で回転するようなロッキング挙動で変位し、柱部の軸方向鉄筋にはほとんどひずみが生じない。プレストレスト力による供試体の復元性を阻害する要因がないため、残留変位が非常に小さく高い原点指向性を示すが、軸方向鉄筋による貢献がないためエネルギー吸収も小さくなる。接合部より上部にはほとんどひび割れ等の損傷がなく、柱基部から接合部までの間が圧壊した。
- (4) PC 鋼材種を棒鋼とした場合は部材角 5~6%rad 時に PC 鋼材の降伏が起こった。供試体の最大耐力は PC 鋼材降伏のタイミングと重なり、PC 鋼材降伏以降は残留変位が急激に大きくなる。一方、PC 鋼材が降伏しても累積吸収エネルギー値への影響はほとんどみられず、軸方向鉄筋のエネルギー吸収への貢献と比較して降伏した PC 鋼材によるエネルギー吸収への影響は非常に小さいと考えられる。
- (5) PC 鋼材を断面における角部 4 箇所と中央の計 5 箇所に配置した場合、角部 4 箇所のみに配置した場合と比較して引張側に位置する PC 鋼材の導入緊張力が小さいことため、供試体を緊張力によって復元する力も小さくなり残留変位がやや大きくなった。一方、PC 鋼材の配置および導入緊張力の違いによって、最大耐力、累積吸収エネルギーへの大きな影響はみられなかった。
- (6) 柱部での接合部高さを高くした場合、柱基部と接合部の 2 か所において損傷や開口ひび割れが進行し、供試体最大耐力が他供試体と比較して著しく低下した。接合部が高くなるとフーチング部による拘束が小さいこと、柱基部でも大きな損傷が起きることにより残留変位が大きくなった。柱基部から接合部までの高さ領域内にひずみが集中し、角部が圧壊して損傷が進展した。
- (7) PCaPC 橋脚の設計では、橋脚に求められる耐力、エネルギー吸収を満たす鉄筋量および PC 鋼材との鋼材比を断面設計によって決定する必要がある。これらの求められる耐震性能を満たす条件下において、圧縮側コンクリートの圧壊の制限に注意しながらプレストレスト力の導入によって復元性・原点指向性を期待する構造とする。また、PCa 施工とすることによって、損傷領域・範囲を制限することにより損傷後の復旧を簡便化できることを期待した設計とする方向性を提案する。

6.2 今後の課題

- (1) 本実験では導入プレストレスト力をいずれの供試体においても 4MPa と統一した。プ

プレストレス力の増加させた場合、より橋脚の復元性の向上が期待できる。有効緊張力が小さいと十分な復元力が期待できないことが考えられ、また、緊張力が高すぎると PC 鋼材の降伏が早くなることから、異なった耐震性状を示すことが考えられる¹⁾。森らの既往研究においては 4MPa と 8MPa のプレストレスを導入した場合、プレストレス導入量が履歴性状に与える影響は小さいことが報告されており²⁾、導入プレストレス力の増加が復元力に有意に働く範囲を確認しながら、PC 鋼材の降伏等から制限値を考える必要がある。

- (2) 本実験では軸方向に作用する力を PC 鋼材への導入プレストレス力のみとした。実構造においては死荷重による外力としての軸力が加わり、耐震性状および損傷に影響する。建築分野と比較して外軸力の小さい土木分野での適応範囲において、外軸力の影響度と導入プレストレス力による内的な応力の釣合いによる影響を分別し検証する必要がある。
- (3) PCaPC 橋脚において損傷領域・範囲の制御による補修の簡便化を期待するうえで、損傷を許容する範囲を定め接合部位置を検討し、接合部位置の異なる場合においても十分な耐震性能を照査することが必要である。また、補修の実現においては損傷後の軸方向鉄筋等のエネルギー吸収機構の修復・更新方法、減少した緊張力分の PC 鋼材の再緊張方法等を検討する必要がある。PC 鋼材の再緊張においては付着を除いたアンボンド PC 鋼材の使用が現実的であるが、付着の有無によってエネルギー吸収や残留変位に生じる違いや変形挙動への影響は別途確かめる必要がある。

参考文献

- 1) プレストレストコンクリート技術協会：プレレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン，1999.11
- 2) 森 拓也，鈴木宣政，太田 豊，濱田直明：プレキャストセグメント橋脚の耐震性に関する実験的研究，プレレストコンクリート技術協会第 9 回シンポジウム論文集，pp.679-684，1999.10

謝辞

本研究を行うにあたり神戸大学工学研究科市民工学専攻三木朋広准教授に指導教員および主査として多大なるご指導をいただきました。論文執筆のチェックや実験のスケジュールなどいつもメ切間近の無茶なタイミングにご対応をお願いしてしまいがちであった私に、お忙しい中時間を捻出して根気強くご指導くださいました。その度に指導いただけるのが三木先生でよかったと感謝すると共に、次回はもっと余裕を持って行動しようと思っておりましたが、博士論文の完成まで終ぞ上手く出来ずじまいで大変恐縮に思います。そのように未熟な自分を見放さずいてくださったお姿は研究者として、教育者としてこうありたいと思う尊敬の対象であります。いつも温かく支えていただきありがとうございます。今後ともどうかよろしくお願い致します。

副査を務めていただきました神戸大学工学研究科市民工学専攻の芥川真一教授，長尾毅教授，森川英典教授には拙い論文を丁寧に査読・ご指導いただき，ストーリーがきちんと見える論文を目指すようベテランの先生方の大局的な視野からもご助言いただきました。森川先生には博士課程の授業をマンツーマンでして頂くなど研究外でも勉強をさせていただきました。ここにお礼申し上げます。

PCaPC 柱の交番載荷実験は，三木研究室では平成 30 年度からはじめて行う実験であり，実験準備から右往左往しているところ神戸大学工学研究科建築学専攻の竹内崇助教に何度も助けていただきました。年間で使用希望がギュウギュウの載荷試験機・実験室の予定に私の実験をねじ込んでいただき，実験トラブルのたびに的確なアドバイスいただきました。ありがとうございました。

神戸大学工学研究科技術室 村瀬照寛様，金尾優様には実験の遂行に多大なご協力をいただきました。1 歩進んで 3 歩退がるようなミスの多い自分の実験計画に，きめ細かく確認や手配をしてくださったお陰様で，大きな事故もなく無事実験を終えることができました。打設や載荷試験の実動時にも長時間お付き合いいただき，大変心強く感じておりました。また，三木研究室学生の皆様にも，ご自身の貴重な勉学や研究の時間を割いて実験を手伝ってもらい，ゼミ等は様々な視点からのご意見をいただきました。学生の皆様のお力で大変楽しい研究室生活を過ごすことができました。ありがとうございました。

明石工業高等専門学校教職員の皆様，特に都市システム工学科教職員の先生方には私が学位取得に専念できるよう沢山の配慮を賜りました。私に配分されるべき業務を代わりに負担いただいたり，進捗をいつも心配していただき個人的に相談にのっていただいたり明石高専の先生方が居なければとうに挫けていたかもしれません。技術教育支援センターの皆様，特に古小路祐介様，大西一生技術長，中村陽介様，西村厳生様には供試体製作あたって大変手厚くご協力いただきました。毎回突然に寸法すらあやふやな図面を握って実習工場に飛び込んでしまいましたが，皆様に具体的な工作案を練っていただき，精度の高

い加工をしていただいたことで供試体の出来栄えや作業効率が何段階も向上したと思います。また、卒研生として PCaPC 柱をテーマに実験，卒業論文執筆して下さった平成 31 年度卒業生の安藤隆一君，田近草太君は，まだ私自身も半分学生という未熟な指導ながら立派に卒業論文を書き上げてくれました。二人のお陰で実験準備がグンと早くなりホッとしていました。ありがとうございました。

材料提供及び供試体製作には神鋼鋼線工業株式会社，供試体製作には株式会社 CORE 技術研究所のご協力をいただきました。はじめての作業が多く何かと失敗や準備不足でご迷惑をおかけしましたが，そこからリカバリしてくださるプロの技に大変感銘を受けました。この場を借りてお礼申し上げます。

本研究の一部は JSPS 「国際的な活躍が期待できる研究者の育成(R2904)」の一貫として実施しました。また研究の一部は平成 30 年度阪神高速若手研究助成，2020 年度日工記念事業団研究助成を受けて行いました。ここに感謝の意を申し上げます。

奥付

神戸大学博士論文

「接合部の条件が異なるプレキャスト・プレストレストコンクリート柱の耐震性能と損傷に関する研究」全 124 頁

提出日 2021 年 1 月 22 日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリ Kernel にて掲載される場合、掲載登録日（公開日）はリポジトリの該当 ページ上に掲載されます。

© 生田麻実

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。