

首都大学東京大学院建築学域  
平成 28 年度修士論文

アンボンド PC 鋼材で圧着接合したプレストレストコンクリー  
ト十字形骨組における梁部材の耐震性能に関する研究

Seismic Performance of beam in Precast Prestressed Concrete Cruciform  
Frame Assembled by Post-Tensioning Unbonded Tendon

首都大学東京大学院  
都市環境科学研究科 建築学域  
15886434 苗 思雨

指導教員 北山和宏教授

## 目次

## 第1章 序論

1.1 研究背景・目的	1-1
1.2 研究研究	1-2
1.2.1 PRC,PC 造骨組の既往研究における鋼材係数の影響	1-2
1.2.2 アンボンド PC 梁の既往研究における鋼材係数の影響	1-3
1.3 本論文の構成	1-4
1.4 参考文献	1-5

## 第2章 実験概要

2.1 試験体概要	
2.1.1 試験体の設計	2-1
2.1.2 試験体の作製	2-9
2.2 材料特性	
2.2.1 コンクリート	2-15
2.2.2 目地モルタル	2-19
2.2.3 鉄筋	2-23
2.2.4 PC 鋼材	2-29
2.3 実験方法	
2.3.1 加力方法と加力履歴	2-34
2.3.2 測定及び観察	2-36
2.4 構造設計計算	
2.4.1 曲げひび割れ耐力（梁部材）	2-46
2.4.2 曲げひび割れ耐力（柱部材）	2-47
2.4.3 せん断ひび割れ耐力（柱，梁部材）	2-48
2.4.4 梁曲げ終局耐力	2-50
2.4.5 柱曲げ終局耐力	2-51
2.4.6 接合部せん断終局耐力	2-52
2.5 参考文献	

## 第3章 実験結果 I 実験結果の整理

3.1 破壊性状	3-1
3.2 復元力特性	
3.2.1 層せん断力一層間変形角関係	3-67
3.2.2 柱の復元力特性	3-70
3.2.3 梁の復元力特性	3-72
3.2.4 接合部の復元力特性	3-75
3.2.5 参考文献	3-75
3.3 各変形性分	3-84

3.3.1	変形要素の算定.....	3-76
3.3.2	変形成分の割合.....	3-78
3.4	鉄筋のひずみ分布	
3.4.1	PC 鋼材のひずみ分布.....	3-82
3.5.2	梁組立筋のひずみ分布.....	3-90
3.5	破壊モード.....	3-97
3.6	試験体 PCJ13 西梁の耐力非対称.....	3-98
<b>第 4 章 実験結果 I 梁部材の耐震性能</b>		
4.1	スラブの協力幅.....	4-1
4.1.1	参考文献.....	4-5
4.2	残留変形率.....	4-6
4.1.2	参考文献.....	4-7
4.3	残留目開き幅	
4.3.1	残留目開き幅の測定方法.....	4-8
4.3.2	残留目開き幅まとめ.....	4-8
4.4	等価粘性減衰定数	
4.4.1	参考文献.....	4-12
4.5	梁部材の各種限界状態.....	4-13
4.5.1	概要.....	4-13
4.5.2	各種限界状態の定義・求め方.....	4-14
4.5.3	各種限界状態のまとめ.....	4-58
4.5.4	参考文献.....	4-67
<b>第 5 章 結論</b>		
5.1	まとめ.....	5-1
5.2	今後の課題.....	5-2

## 第 1 章 序論

### 1.1 研究背景・目的

持続可能な社会基盤を構築するには、建物の長寿命化を計ることが非常に重要である。プレキャストの RC 柱及び梁にアンボンド PC 鋼材を貫通させ、緊張力を導入することで両者を一体化するアンボンド PCaPC 圧着工法は、地震被害を受けて劣化した部材を比較的簡易に交換できる点やグラウト充填作業が不必要な点、また部材の損傷を部材端部に集中させる損傷制御が可能な点等から、現場での施工作業の省力化や建物の長寿命化のために有望な耐震構造となり得る。2007 年度の国土交通省告示改正によりアンボンド PCaPC 部材を建物の主要構造部材に利用することが認められ、近年日本建築学会では「プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説 (2015)」が刊行された。このような規準・指針の発展とともにアンボンド PCaPC 造架構の使用が増加しつつあるが、幾つかの限界状態ごとに要求性能を満足させるという性能評価型設計法の確立のための資料は未だ十分とは言えず、高優位性を有する本構造を普及・活用するためには、それらの地震時挙動の把握や復元力特性の評価が必要となる。特に、梁曲げ破壊先行型として設計される本構造において、梁部材における地震時の復元力特性（荷重－変形関係）および各種限界状態の定量的評価が非常に重要となる。一方、既往の研究結果<sup>[1-9],[11]</sup>より鋼材係数<sup>[1-1]</sup>（梁断面積と梁コンクリート圧縮強度の積に対する全鋼材の引張力の和の比）は付着を有する PRC 梁部材のみならずアンボンド PCaPC 梁部材の耐震性能（復元力特性及び損傷性状）にも大いに影響すると報告された。しかし、十字形アンボンド PCaPC 架構における梁部材の地震時挙動、力学特性及び性能設計時に考えるべき各種限界状態に達する決定要因が十分把握できる実験結果は未だ少ない。十字形アンボンド PCaPC 骨組では多スパンを通して配筋された PC 鋼材が部材全長に渡り均一に伸びる特徴があるため、実験の際にその実挙動を再現するには十字形部分骨組試験体を用いる必要があり、これに実建物を想定しスラブ・直交梁を取り付けた実験研究も数少ない。そこで本研究では、各種限界状態を中心として耐震性能を評価するために、鋼材係数及びスラブ・直交梁の有無を実験変数とした十字形アンボンド PCaPC 部分骨組の静的載荷実験を行った。

## 1.2 既往の研究

以下に、本研究で参考にした十字形アンボンド PCaPC 架構の既往研究の概要と結果のまとめを示す。

### 1.2.1 PRC, PC 造骨組の既往研究における鋼材係数の影響

A) 鈴木らのプレストレスト鉄筋コンクリート梁（以下、PRC 梁）に関する既往の研究では終局モーメントの大きさ、プレストレス率（アンボンド PC : 1.0）および鋼材係数を主な変数とした単純梁を対象に、これらの因子が梁の終局限界点に与える影響について実験的・解析的に検討した。[1-2],[1-3]

この検討結果より、

- ① 曲げ終局モーメントが低下し鉄筋量が減少すると、部材の終局限界点が増大すること。
- ② プレストレス率が高いほど（普通鉄筋量に比べて PC 鋼材量が多いほど）部材の終局限界点が小さくなること。
- ③ 鋼材係数が大きいほど部材の曲げ耐力が増加するが、その変形能力は減少する傾向があることなどを示した。

B) 田中らのプレストレストコンクリート部材の終局限界変形に関する既往実験結果の評価では、既往の実験結果に基づき、鋼材係数、柱軸力比、コンクリートの圧縮強度および PC 鋼材の付着性能などが PC 部材（柱、梁）の終局限界変形に与える影響について検討した。[1-4]

その検討結果より

- ① 部材の鋼材係数（梁の場合：鋼材係数、柱の場合：鋼材係数+軸力比）と終局限界変形の関係は[1-2],[1-3]の傾向と同様であることを示しているが、他の因子（コンクリートの圧縮強度、PC 鋼材の付着性能）による影響については明確に記載されていない。

C) 岡田らの PC 曲げ部材の復元力特性に関する既往の解析的研究では、PC 部材の鋼材係数とその等価粘性減衰定数に最も影響を及ぼす一つの要因であることを示している。[1-5]

その検討結果より、

- ① 普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合が小さい試験体は、等価粘性減衰定数が小さい値を示している。
- ② 普通鉄筋の鋼材係数が全鋼材係数に占める割合が大きい試験体は塑性率が増加するにしたがって、等価粘性減衰定数の増加の割合が減少する傾向が見られる。

## 1.2.2 アンボンド PC 梁の既往研究における鋼材係数の影響

A) 六車らのアンボンドプレストレストコンクリート梁の力学性質に関する研究では、コンクリートの圧縮強度、PC 鋼材量および普通鉄筋の有無をパラメータとし、引張側となる断面の下端に 1 本の PC 鋼材を配筋した単純梁試験体の単調および繰返し載荷実験を実施した。[1-6]

その検討結果より

- ① PC 鋼材の径が同じ場合、コンクリートの圧縮強度が大きくなると部材の耐力が増加し、鋼材係数が低くなるためその変形能力もともに増加すること。
- ② 総鋼材係数 (PC 鋼材による鋼材係数 + 普通鉄筋による鋼材係数) が等しい場合にも、普通鉄筋による鋼材係数が大きい梁の方の変形性能が大きくなること (普通鉄筋によって部材損傷が分散されるため)。
- ③ 鋼材係数が等しいと PC 鋼材の応力度増分が同程度になること。
- ④ コンクリートの圧縮強度と PC 鋼材量が違っていても鋼材係数が等しい場合には部材の変形能力の差が殆ど生じないこと。

B) 六車らは、PC 鋼材の付着有無および PC 鋼材の配筋位置などをパラメータとし、逆対称曲げモーメントが生じるボンドおよびアンボンド PC 梁の挙動 (特に、曲げ破壊耐力、復元力特性、緊張材の応力変動) について実験的に検討した。[1-7]

その検討結果より

- ① ボンド PC 梁の最大曲げ耐力がアンボンド PC 梁より高くなること。
- ② アンボンド PC 梁では最大耐力以降の耐力低下が大きいこと (部材損傷が集中するため)。
- ③ PC 鋼材の配筋位置による復元力特性への影響は少ないこと。
- ④ ボンド PC 梁における緊張材の応力度の変動幅はアンボンド PC 梁よりも大きくなること。

C) 松茂良らは、解析的検討方法を用い、アンボンド PC 梁の復元力特性や曲げ終局耐力点 (耐力、部材角) の評価を試みた、この解析法では圧縮破壊領域長さ ( $l_c$ : 塑性ヒンジ区間) および圧縮軟化経路に圧縮破壊エネルギー ( $G_{fc}$ ) を用いたコンクリートの材料特性を使用している。同文献ではパラメトリック解析を通じて、アンボンド PC 梁の様々な因子 (コンクリートの圧縮強度、PC 鋼材の配筋位置、PC 鋼材係数、導入軸力レベル、シアスパン比など) がその終局耐力点 (終局時の曲げモーメントと回転角) に与える影響を検討し、PC 鋼材係数による影響が最も高いという結果を示した。[1-8], [1-9]

## 1.3 本論文の構成

本論文の構成を以下に示す。

第 1 章 序論

第 2 章 実験概要

第 3 章 実験結果Ⅰ－実験結果の整理・破壊モードの特定－

第 4 章 実験結果Ⅱ－梁部材の耐震性能－

第 5 章 結論

第 1 章「序論」では、本研究の目的と論文の構成を述べるとともに、研究の背景となる既往の研究を整理し、本研究の位置づけを明らかにした。

第 2 章「実験概要」では、アンボンド PCaPC 柱梁十字形部分架構試験体の概要、構造設計計算、実験方法、材料試験結果を示した。平面試験体（PCJ13：鋼材係数 0.09，PCJ14：鋼材係数 0.17）2 体とスラブ・直交梁付き立体試験体（PCJ15：鋼材係数 0.17）計 3 体のアンボンド PCaPC 柱梁十字形部分架構であり、「プレストレスト・コンクリート（PC）部材の構造性能評価指針(案)・同解説」で提示されている各部材の耐力を評価する式を用いて梁曲げ破壊型となるよう構造設計を行った。

第 3 章「実験結果Ⅰ－実験結果の整理・破壊モードの特定－」では、アンボンド PCaPC 造十字形柱梁部分架構の正負交番繰り返し載荷実験の結果について述べた。本実験結果よりアンボンド PCaPC 造十字形部分架構の破壊モードや耐力を詳細に検討し、各部材の変形成分の割合、ひずみ測定結果及びひび割れ状況など基礎的なデータより、破壊モードは PC 鋼材の降伏以前に梁付け根コンクリートの圧壊が先行する梁曲げ破壊型になったことを確認した。

第 4 章「実験結果Ⅱ－梁部材の耐震性能－」では、第 3 章で破壊モードを梁曲げ破壊と判断したことから、本試験体の梁部材に着目して残留変形角、残留目開き幅、等価粘性減衰定数、スラブ付き試験体のスラブの等価協力幅の耐震性能を検証するとともに、北山研の同構造形式の既往試験体（平面十字形 2 体，立体十字形 1 体の計 3 体）を含み、各種限界状態（使用限界，修復限界Ⅰ，修復限界Ⅱ，安全限界）に達する部材角及び要因を詳しく検討した。

第 5 章「結論」では、結論を示した。本研究から得られた知見を述べ、また、今後の課題と展望を示した。

## 1.4 第1章の参考文献

- 1) 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015.
- 2) 鈴木 計夫，中塚 侑，阿波野 昌幸：プレストレスト鉄筋コンクリート（PRC）梁断面の終局限界点に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.129-132，1984年.
- 3) 鈴木 計夫，中塚 侑，阿波野 昌幸：コンクリートはり部材断面の曲げ終局限界点に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第383号，pp.49-57，1988年.
- 4) 田中 秀人，岡本 晴彦，中塚 侑：プレストレストコンクリート部材の終局限界変形に関する既往実験結果の評価，日本建築学会学術講演梗概集，C-2，構造IV，pp.949-950，2004年.
- 5) 岡田 満，浜原 正行，末次 宏光，本岡 順二郎：プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力特性に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第410号，pp.64-69，1990年.
- 6) 六車 照，渡辺 史夫，西山 峰広，日野 泰成：アンボンドプレストレストコンクリート梁の力学性質に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.141-144，1984年.
- 7) 六車 照，渡辺 史夫，西山 峰広，中嶋 浩一：アンボンドPC梁の履歴復元力特性に関する研究（その1~2），日本建築学会学術講演梗概集，C，構造II，pp.17-20，1986年.
- 8) 松茂良 諒，越川 武晃，山下 仁：断面解析を用いたアンボンドPCaPC部材の耐力評価に関する研究，プレストレストコンクリート技術協会，第20回シンポジウム論文集，pp.103-106，2011年.
- 9) 松茂良 諒，越川 武晃，菊池 優：断面解析モデルを用いたアンボンドPCaPC梁部材の曲げ終局耐力点評価，日本建築学会構造系論文報告集，第701号，pp.1005-1013，2014年.

## 第2章 実験概要

### 2.1 試験体概要

#### 2.1.1 試験体の設計

##### (1) 試験体の形状

試験体は縮尺 1/2 とした全 3 体で、平面十字形 2 体（以下試験体 PCJ13・PCJ14）、およびスラブ付立体十字形試験体 1 体（以下試験体 PCJ15）である。実建物の柱・梁の反曲点位置で切り出したものと考え、柱芯から梁端支持点までの距離 1600mm、梁芯から柱支持点までの距離上下とも 1415mm である。設置器具や支持点の分を差し引いた試験体の大きさは、柱芯から梁端までの距離 1875mm、梁芯から上柱端鋼板までの距離 815mm、梁芯から下柱端鋼板までの距離 1055mm となる。柱および梁断面はすべての試験体で同一で、柱断面 350×350mm、梁断面 250×400mm である。また、スラブ付き立体十字形試験体である試験体 PCJ15 のスラブ厚さは 70mm、寸法は 1530mm×2710mm である。

##### (2) 試験体の設計方針および配筋

試験体諸元を表 2.1-1 に、試験体概形・配筋図を図 2.1-1～3 に、柱・梁詳細図を図 2.1-4 に示す。

軸力は 720kN である。

全試験体共にシーす管にグラウト剤を注入しないアンボンド PCaPC 圧着工法とし、PC 鋼材に試験体 PCJ13 は  $\phi 17$  (B 種 1 号)、試験体 PCJ14・15 は  $\phi 23$  (B 種 1 号) を使用することで PC 鋼材係数を操作した。

柱主筋に試験体 PCJ13 は 8-D16 (SD295A)、試験体 PCJ14・15 は 8-D22 (SD390) を使用した。

梁主筋に片側 2-D13 (SD295A) を上下等量配筋とした。

帯筋およびあばら筋は 2-D10 (SD295A) を 100mm ごとに配置し、接合部横補強筋は 2-D10 (SD295A) を 105mm 間隔で 3 組使用した。帯筋およびあばら筋は溶接閉鎖型であり、できるだけ異方性が生じないように配筋した。スラブ筋は D4 (SD295A) を柱面から東西方向には 30mm 位置から 120mm ごとに配置し、南北方向には 30mm 位置から 80mm ごとに配置した。

コンクリートは呼び強度 30N/mm<sup>2</sup> とした。

試験体 PCJ13 は柱梁曲げ耐力比 2.64、試験体 PCJ14 は柱梁曲げ耐力比 2.20、試験体 PCJ15 は柱梁曲げ耐力比 1.89 と 2.0 に近くして梁曲げ破壊を観察することを目標に設計した。

表 2.1-1 試験体諸元

試験体名		PCJ13	PCJ14	PCJ15
形状		平面十字形		立体十字形
コンクリート圧縮強度		53.1MPa	49.4MPa	53.0MPa
コンクリート引張強度		3.0MPa	2.8MPa	3.2MPa
梁	断面	250mm×400mm (直交梁も同一)		
	PC 鋼材(B 種 1 号)	上下共 1- $\phi$ 17	上下共 1- $\phi$ 23	
	主筋	上下共 2-D13 (SD295A) (直交梁も同一)		
	あばら筋	$\square$ D10@100 (SD295A) (直交梁も同一)		
	プレストレス率 $\lambda^*$	上端引張	1.0	1.0
下端引張		1.0		
柱	断面	350mm×350mm		
	主筋	8-D16 (SD295A)	8-D22 (SD390)	
	帯筋	$\square$ D10@100 (SD295A)		
	軸力比	0.12	0.13	0.12
ス ラ ブ	コンクリート圧縮強度	—		47.9 MPa
	幅×せい(mm)	—		1530×70
	スラブ筋(本数)	D4@80 (SD295A) (総 14 本)		
鋼材係数	上端引張	0.09	0.17	0.09
	下端引張			0.08
柱梁曲げ耐力比		2.61	2.26	1.93

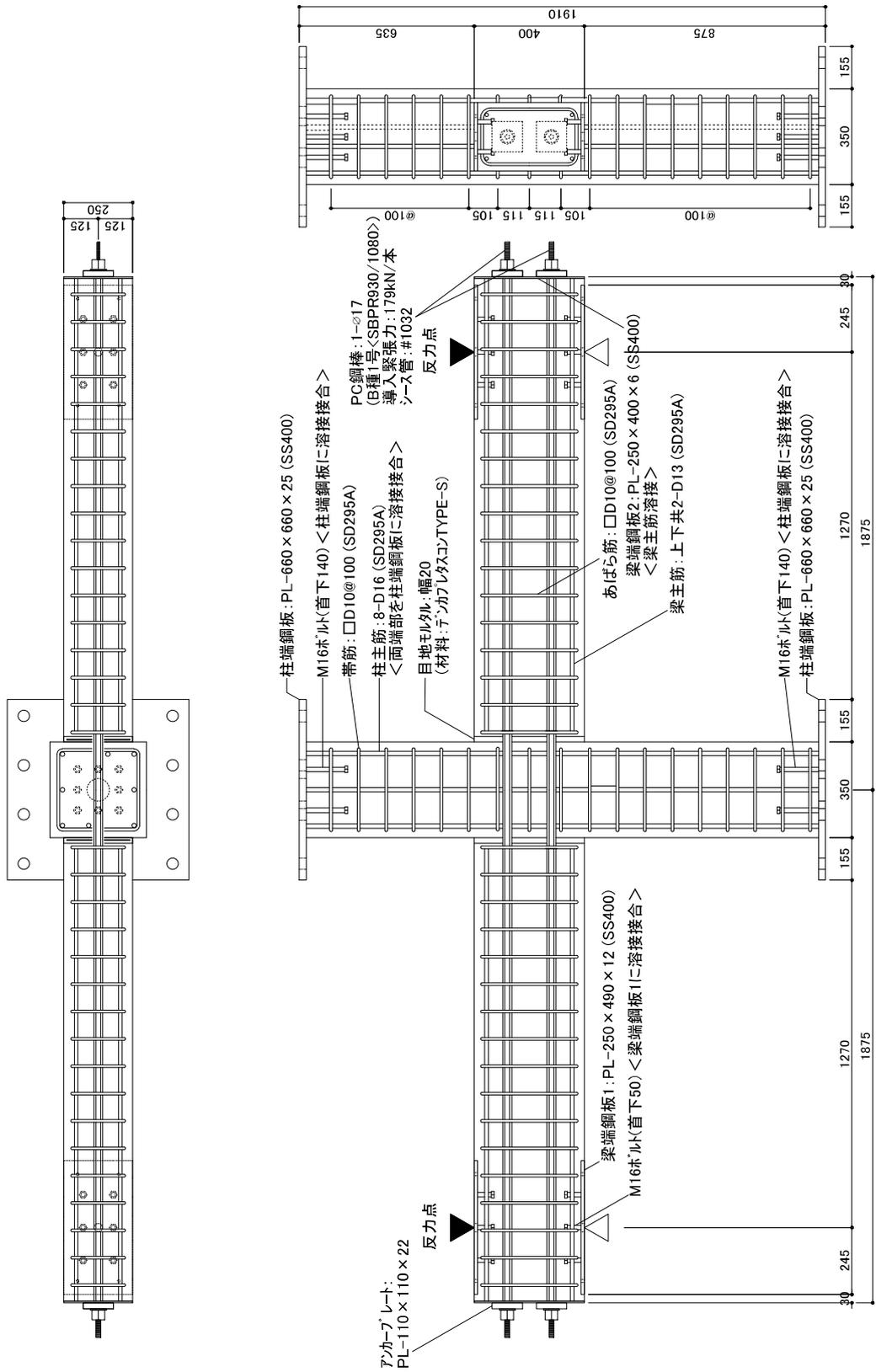


図 2.1-1 試験体 PCJ13 配筋詳細図

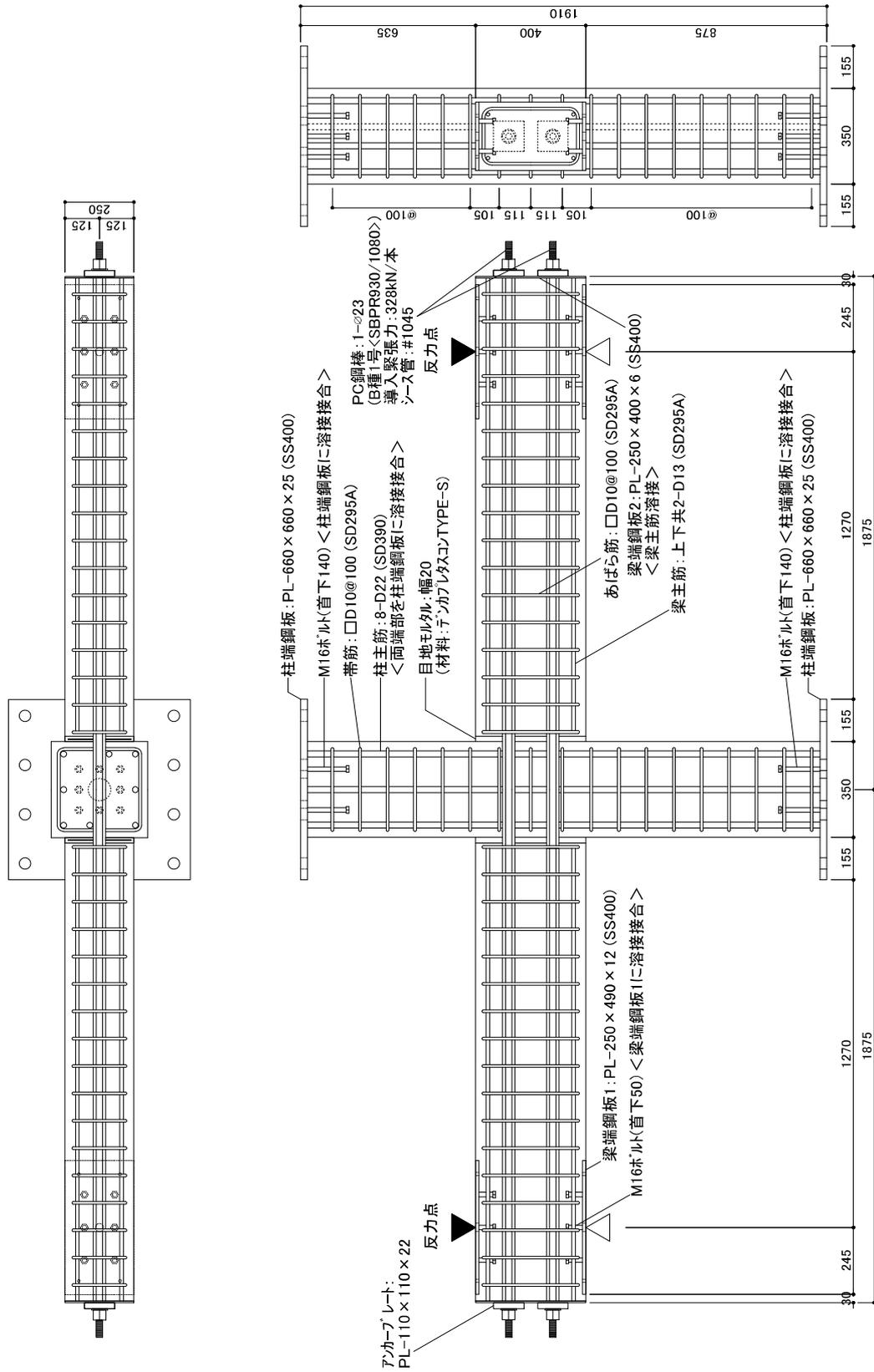


図 2.1-2 試験体 PCJ14 配筋詳細図

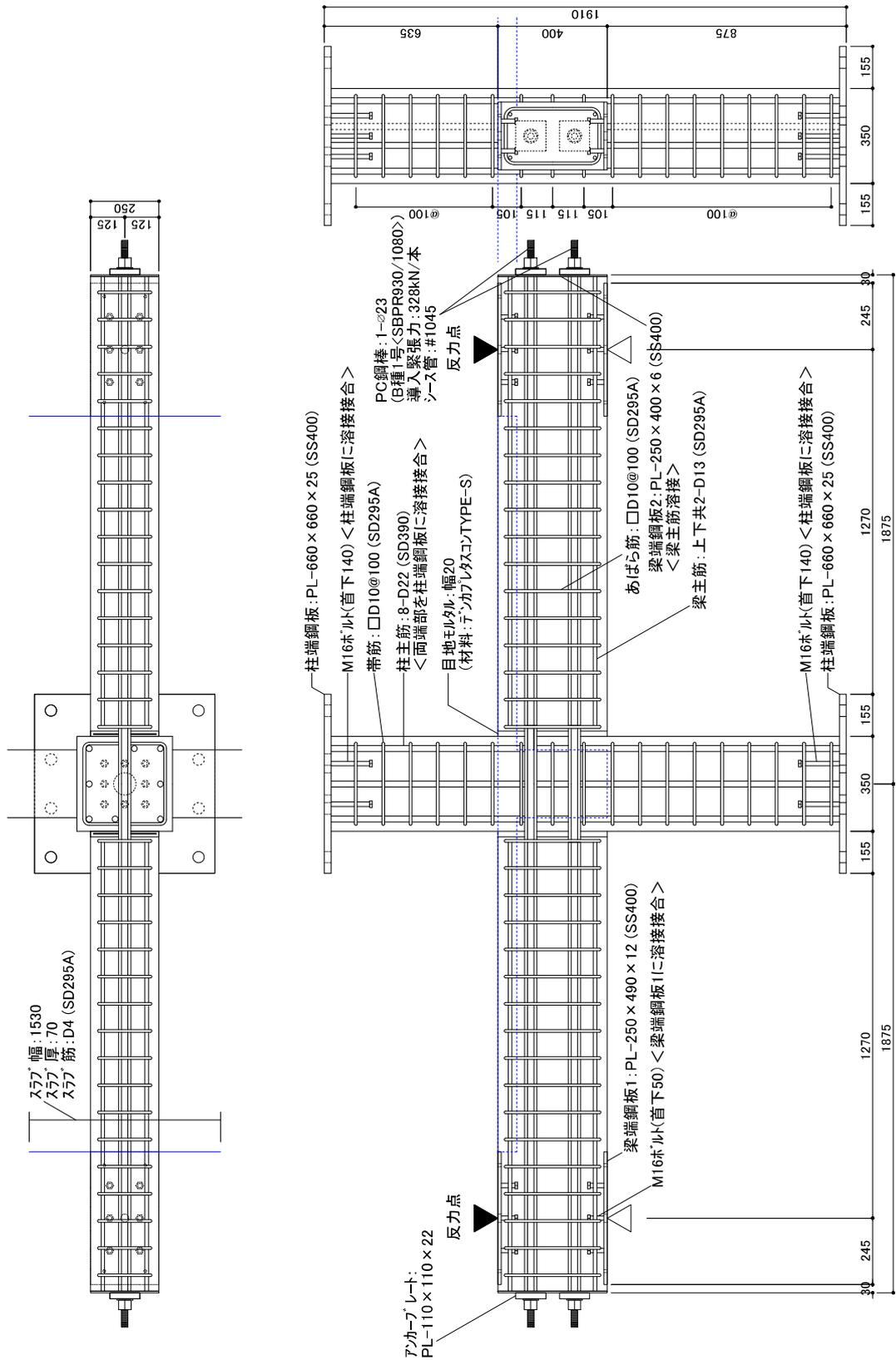


図 2.1-3(a) 試験体 PCJ15 配筋詳細図

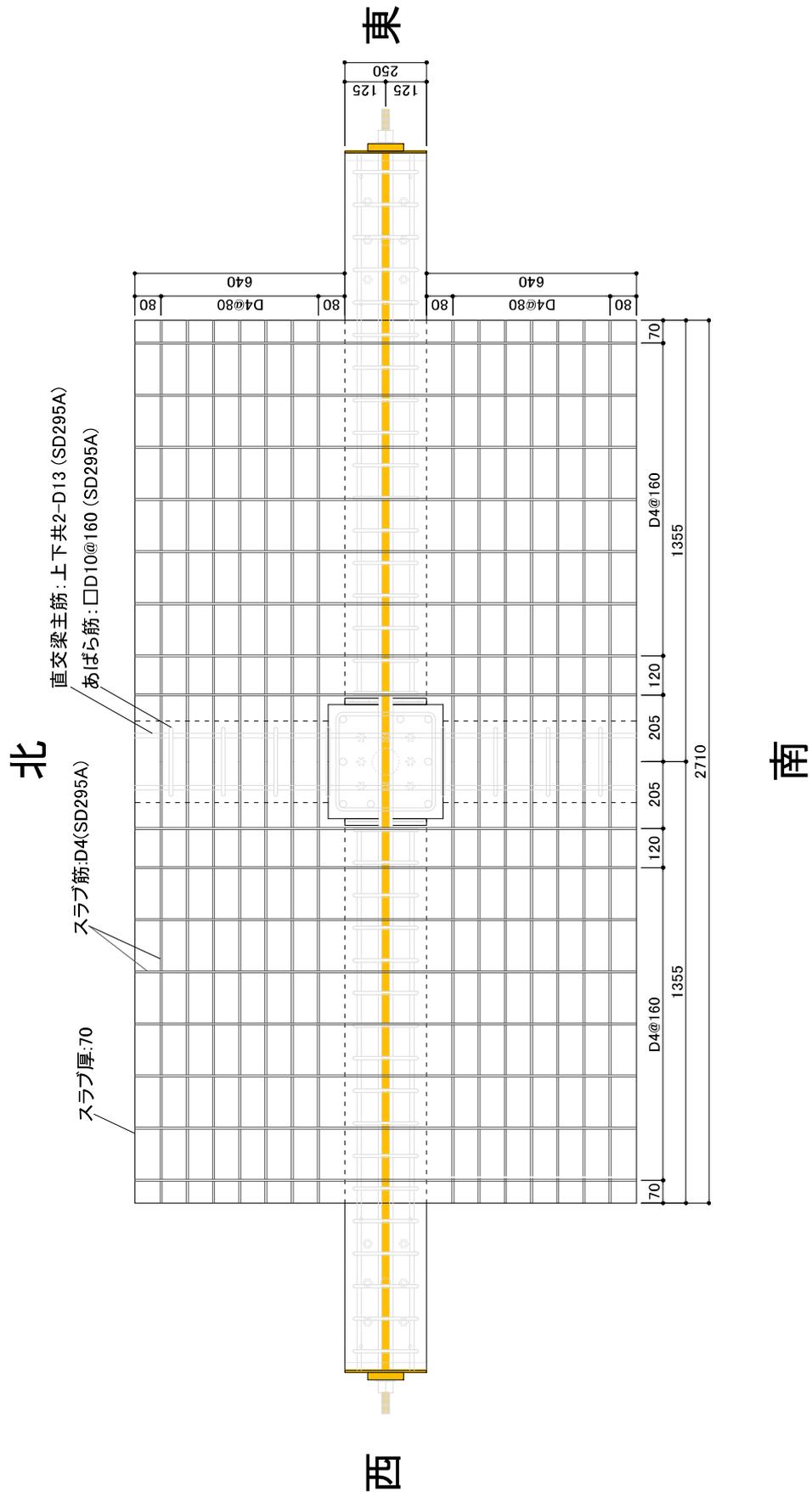


図 2.1-3(b) 試験体 PCJ15 スラブ配筋詳細図

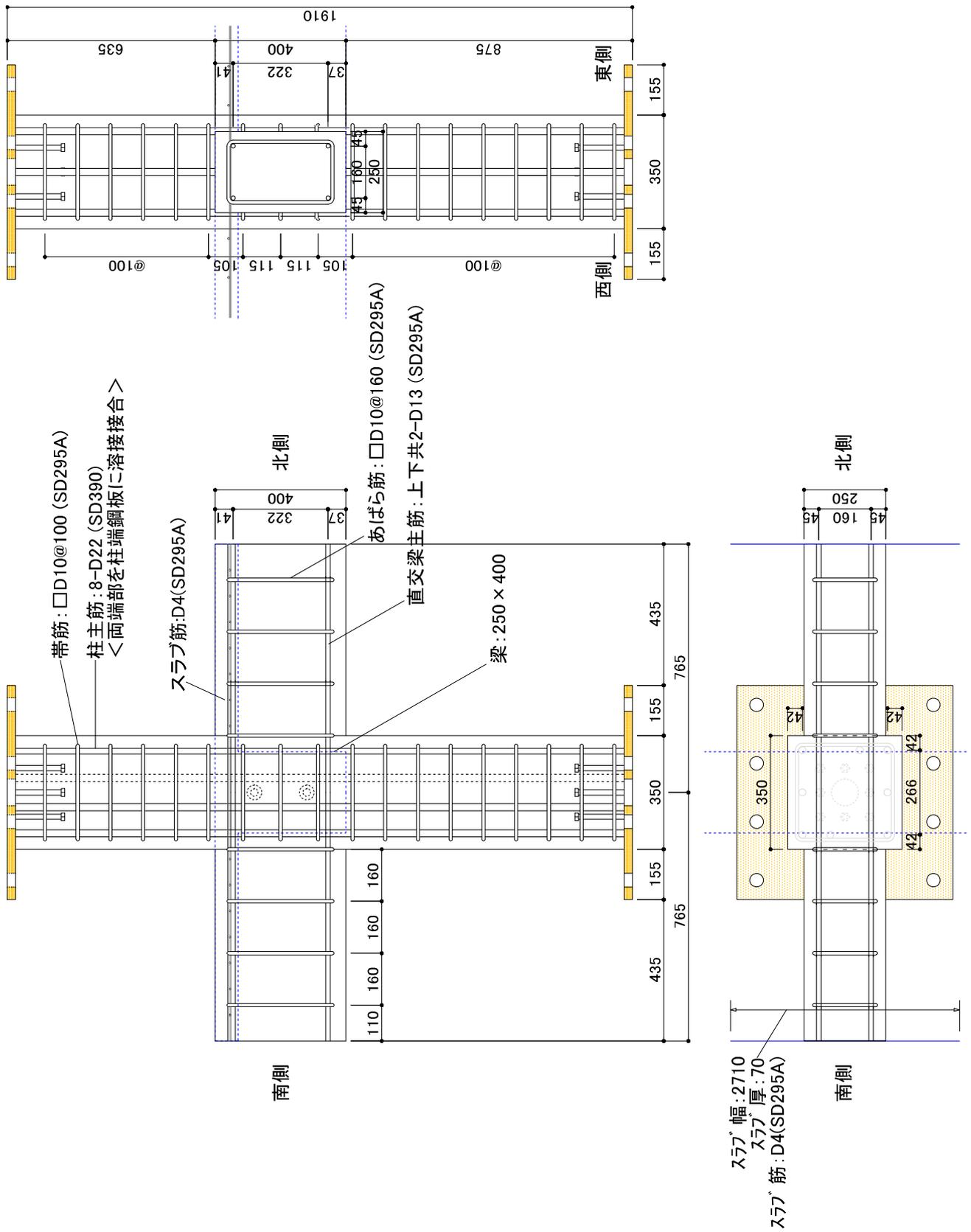
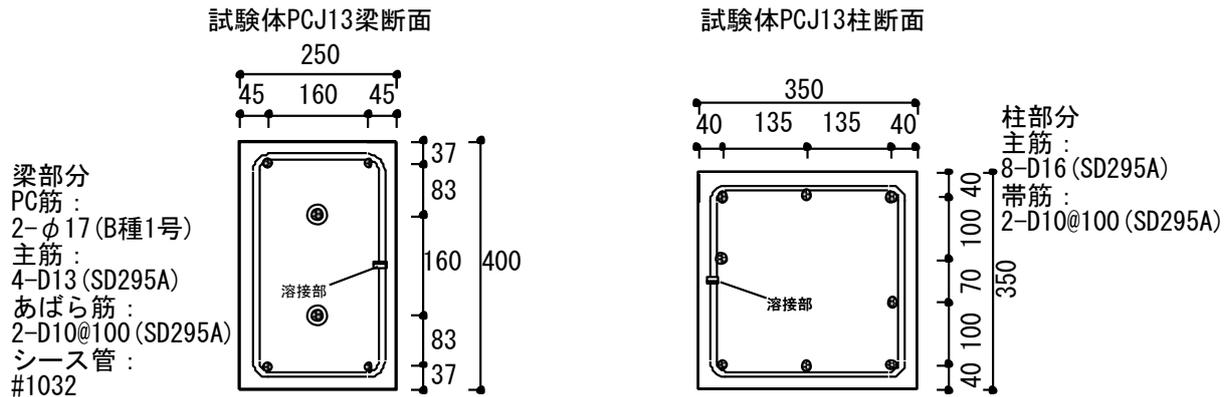
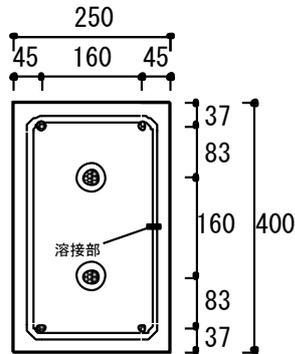


図 2.1-3(c) 試験体 PCJ15 直交梁配筋詳細図

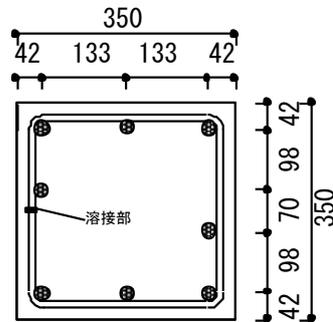


試験体PCJ14梁断面



梁部分  
PC筋：2-φ23 (B種1号)  
主筋：4-D13 (SD295A)  
あばら筋：2-D10@100 (SD295A)  
シース管：#1045

試験体PCJ14、15柱断面



柱部分  
主筋：8-D22 (SD390)  
帯筋：2-D10@100 (SD295A)

試験体PCJ15梁断面

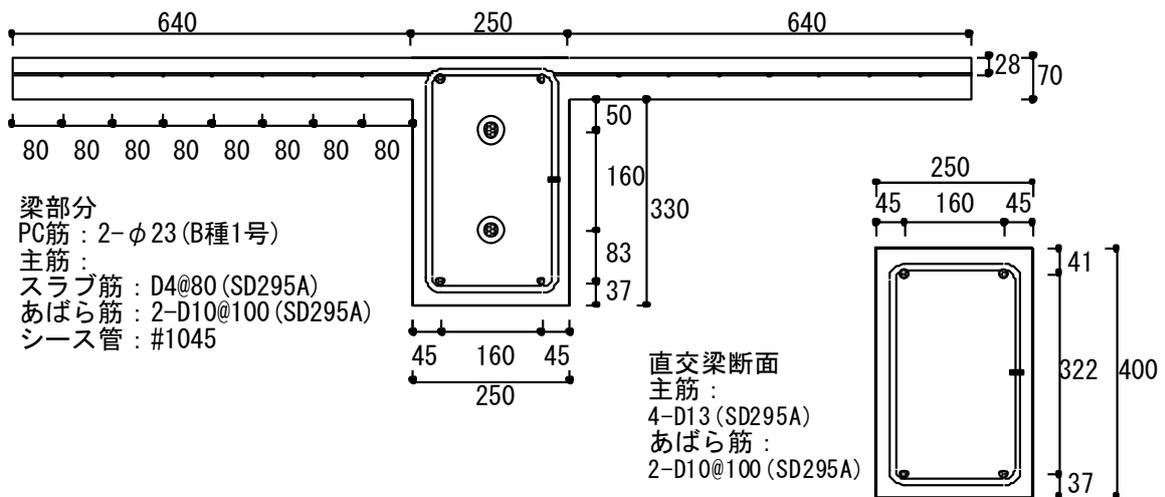


図 2.1-4 柱・梁詳細図

## 2.1.2 試験体の作製

試験体はアシス株式会社にて製作した。平面十字形試験体は、プレキャスト RC 造柱とアンボンド PCaPC 造梁のコンクリートを別々に打設した後に、幅 20mm の目地モルタルを介して接合し、アンボンド PC 鋼材に緊張力（鋼材降伏力の約 0.8 倍）を導入して圧着接合した。また、スラブおよび直交梁が付加された試験体は、直交梁を含む柱とスラブ厚さを除く梁のコンクリートを別々に打設した後に、幅 20mm の目地モルタルを介して接合し、アンボンド PC 鋼材に緊張力（鋼材降伏力の約 0.8 倍）を導入して圧着接合した。次に、スラブのコンクリートを打設しスラブと梁を一体化させた。

### ○日程

2015 年 8 月 31 日 9 月 1 日に、3 試験体の柱、梁及びスラブ筋にひずみゲージ（以下に記す東京測器製）計 119 枚を貼り付けた（写真 2.1-1）。

2015 年 9 月 2 日～4 日に、梁及び柱の鉄筋を組み立てた（写真 2.1-2）。

2015 年 9 月 30 日に試験体 PCJ15 のスラブの厚さを除いた部分のコンクリートを打設し（写真 2.1-3,4）た。また、PC 鋼材にひずみゲージ（以下に記す東京測器製）計 24 枚を貼り付けた。コンクリートテストピースは、スラブを除き柱、梁、モルタルの圧縮、引張試験のためそれぞれ 4 個を採取した。

2015 年 10 月 16 日にコンクリートひずみゲージ（以下に記す東京測器製）計 70 枚を貼り付けた。

2015 年 10 月 17 日に PC 鋼材の緊張作業（写真 2.1-5）および試験体 PCJ15 のスラブコンクリートを打設した。スラブコンクリートテストピースは圧縮、引張試験のためそれぞれ 4 個を採取した。

### ○使用ひずみゲージ

東京測器研究所製

#### ・鉄筋

D10 以上 : FLA-3-11-5LT (ゲージ長 3mm、リード線長 5m)

D4 : FLK-2-11-5LT (ゲージ長 2mm、リード線長 5m)

#### ・PC 鋼棒

φ17、23 : FLA-3-11-5LT (ゲージ長 3mm、リード線長 5m)

#### ・コンクリート

梁側面 : PL-60-11-5LT (ゲージ長 60mm、リード線長 5m)

梁上下面 : PFL-10-11-5LT (ゲージ長 10mm、リード線長 5m)



写真 2.1-1 鉄筋ひずみゲージ貼り付け後



写真 2.1-2 鉄筋組み立て作業



写真 2.1-3 コンクリート打設作業



写真 2.1-4 コンクリート打設後



写真 2.1-5 PC 緊張作業

## 2.2 材料特性

各試験体のコンクリート打設日および加力日を表 2.2-1 に示す。各試験体に用いたコンクリートおよびモルタルの材料特性を表 2.2-2 に、各試験体に用いた鉄筋および PC 鋼棒の材料特性を表 2.2-3 に示す。柱梁コンクリート強度－材齢関係を表 2.2-4 に、モルタル強度－材齢関係を表 2.2-5 にグラフを合わせて示す。

表 2.2-1 各試験体打設および加力日程

試験体名	打設日	加力日
PCJ13	2015/9/30	2015/11/16～18
PCJ14	2015/9/30	2015/11/4～11
PCJ15	2015/9/30	2015/11/30～12/3
PCJ15 スラブ	2015/10/17	

表 2.2-2 材料特性一覧（コンクリートおよびモルタル）

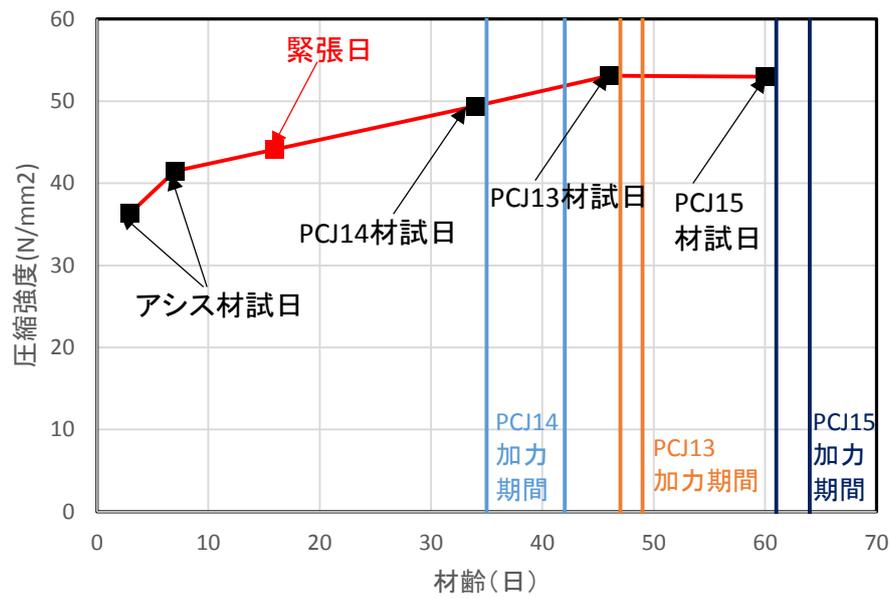
種類	試験体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時ひずみ (%)	割線剛性 (kN/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	PCJ13 柱・梁	53.1	0.259	31.6	2.96
	PCJ14 柱・梁	49.4	0.245	31.0	2.81
	PCJ15 柱・梁	52.9	0.270	31.0	3.21
	PCJ15 スラブ	47.9	0.259	29.1	2.89
モルタル	PCJ13 目地	65.00	0.388	25.0	4.13
	PCJ14 目地	62.8	0.482	20.6	2.15
	PCJ15 目地	71.7	0.507	23.4	2.64

表 2.2-3 材料特性一覧（鉄筋および PC 鋼棒）

	径	規格	降伏応力度	引張強さ	降伏ひずみ	弾性限界ひずみ	破断伸び
鉄筋	D4*1	SD295A	369MPa	544MPa	0.38%	-	18.8%
	D10		383MPa	546MPa	0.19%	-	16.3%
	D13		383MPa	533MPa	0.19%	-	20.2%
	D16		346MPa	494MPa	0.17%	-	17.7%
	D22	SD390	446MPa	632MPa	0.22%	-	15.2%
PC 鋼材*1	φ17	B 種	1024MPa	1133MPa	0.71%	0.45%	12.9%
	φ23	1 号	1016MPa	1133MPa	0.70%	0.48%	14.1%

表 2.2-4 柱梁コンクリート強度－材齢

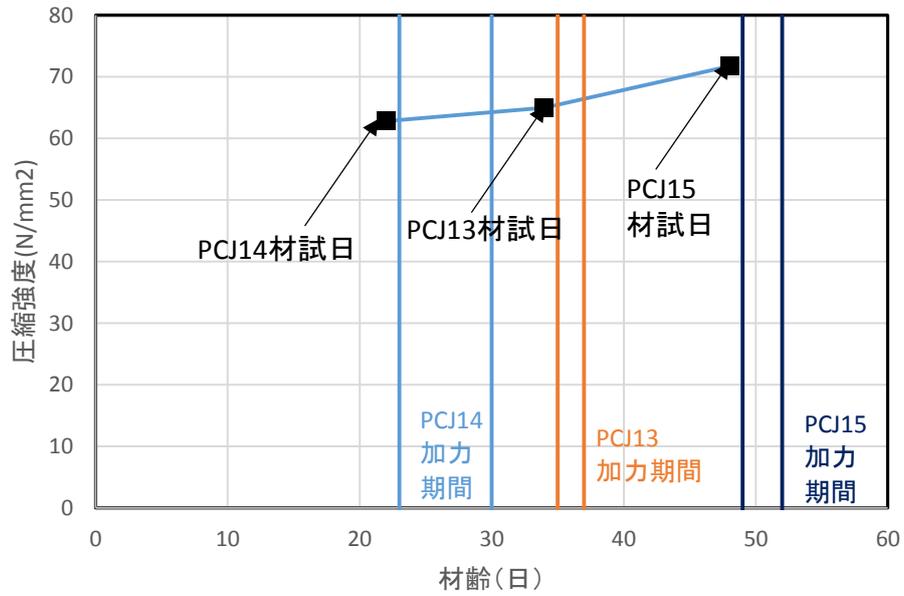
梁、柱部材			
作業内容	打設日	材齢	強度(N/mm <sup>2</sup> )
打設日	9月30日	0	-
アシス材料試験	10月3日	3	36.4
	10月7日	7	41.5
緊張作業	10月16日	16	44.1
PCJ14材料試験	11月3日	34	49.4
PCJ13材料試験	11月15日	46	53.1
PCJ15材料試験	11月29日	60	53



柱梁コンクリート強度－材齢関係

表 2.2-5 モルタル強度—材齢

目地モルタル			
作業内容	打設日	材齢	強度(N/mm <sup>2</sup> )
打設日	10月12日	0	-
緊張作業	10月16日	12	-
PCJ14材料試験	11月3日	22	62.8
PCJ13材料試験	11月15日	34	65
PCJ15材料試験	11月29日	48	71.7



モルタル強度—材齢関係

## 2.2.1 コンクリート

呼び強度 30N/mm<sup>2</sup>、スランプ 50cm、最大粒径 13mm として発注した。すべての試験体で同一のコンクリートを使用した。表 2.2-6 にコンクリートの配合、表 2.2-7 にフレッシュコンクリートの性質を示す。

圧縮試験の結果を表 2.2-8～2.2-11 に、同試験より得られた応力-ひずみ曲線 ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) を図 2.2-1～2.2-4 に示す。スラブコンクリートは後から打設したため、柱梁コンクリートとは別に記載している。コンクリート供試体( $\phi$ 100×200mm)の直径は、供試体の上部、中央、下部で互いに直交する 2 方向についてノギスを用いて 0.01mm まで測定した値の平均値とした。高さは円周を 2 等分する箇所それぞれノギスを用いて 0.01mm まで計測した値の平均値とした。密度は各試験体の質量を計測したのち体積で除して求めた見かけの密度としている。圧縮試験では試験体の上面を研磨し、1000kN 圧縮試験機（東京衝機製）で行った。荷重測定は試験機内蔵のロードセルを使用し、軸方向変位はコンプレッソメーターを用いて取り付けられた 2 つの変位計（CDP10）より得られた平均値を使用した。

割裂引張試験の結果を表 2.2-12～2.2-15 に示す。割裂引張試験では倒したコンクリートシリンダの上下を鉄板で挟んで荷重のみを測定し、以下の式を用いて荷重から引っ張り応力度を求めた。

$$\text{割裂引張強度} \quad \sigma_t = \frac{2P}{\pi dl}$$

※P：荷重，d：供試体の直径，l：供試体の高さ

試験体ごとに用いる各値は、実験の前後に行われた材料試験結果より、線形補完し定める。

表 2.2-6 コンクリート配合の設計条件

コンクリートの種類による記号	呼び強度 (N/mm <sup>2</sup> )	スランプ値 (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類による記号
普通	30	18	1.3	H

表 2.2-7 フレッシュコンクリート性質

スランプ値 (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)	外気温 (°C)
20	4.7%	27.0	26.0

・材齢 34 日 (1 体目載荷前)

表 2.2-8 圧縮試験結果一覧(材齢 34 日)

供試体	直径 (mm)	高さ (mm)	重量 (kg)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	見かけ密度 (×10 <sup>6</sup> kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時ひずみ (%)	割線剛性 (kN/mm <sup>2</sup> )
No.1	100.1	201.2	3.65	7866	2.30	388	49.3	0.247	30.6
No.2	100.1	201.9	3.69	7868	2.32	391	49.8	0.260	30.0
No.3	100.2	199.4	3.62	7881	2.30	399	50.6	0.235	31.7
No.4	100.1	202.3	3.67	7864	2.31	376	47.8	0.239	31.7
平均	100.1	201.2	3.66	7870	2.31	388	49.4	0.245	31.0

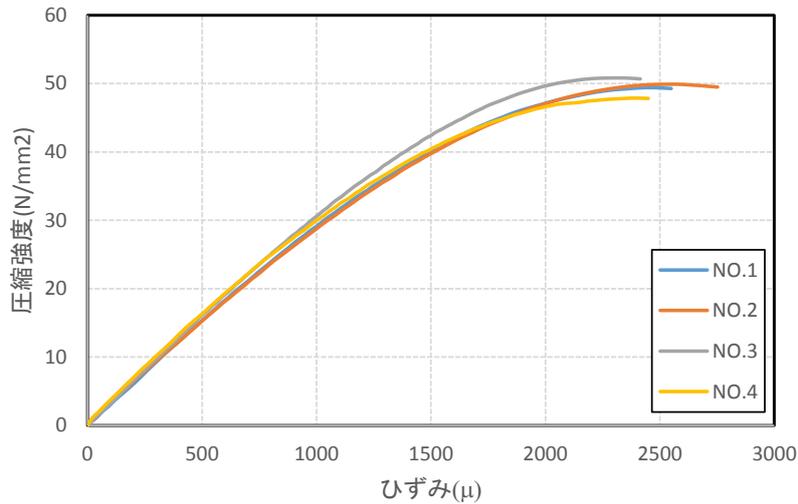


図 2.2-1 応力度-ひずみ関係(材齢 34 日)

・材齢 46 日 (1 体目載荷後、2 体目載荷前)

表 2.2-9 圧縮試験結果一覧(材齢 46 日)

供試体	直径 (mm)	高さ (mm)	重量 (kg)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	見かけ密度 (×10 <sup>6</sup> kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時ひずみ (%)	割線剛性 (kN/mm <sup>2</sup> )
No.1	100.1	199.6	3.63	7872	2.31	417	53.0	0.256	32.8
No.2	100.1	199.6	3.63	7872	2.31	414	53.0	0.269	30.1
No.3	100.0	199.8	3.61	7856	2.30	421	53.6	0.245	32.3
No.4	100.1	200.7	3.65	7856	2.31	413	52.9	0.265	31.3
平均	100.1	199.9	3.63	7864	2.31	416	53.1	0.259	31.6

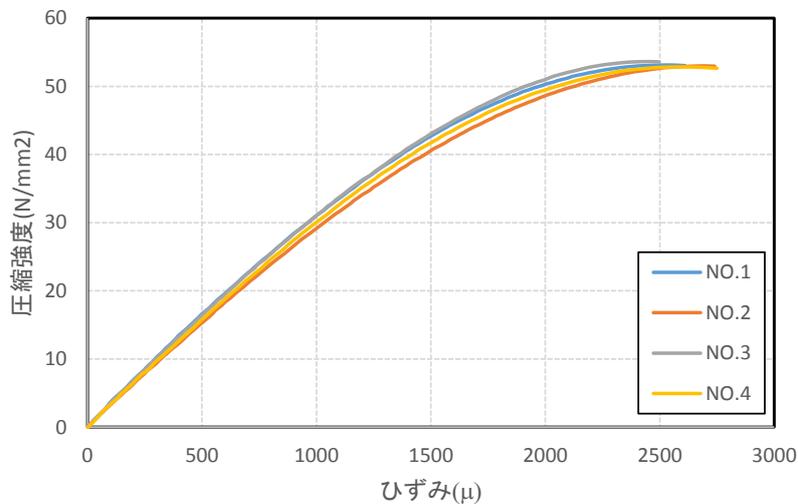


図 2.2-2 応力度-ひずみ関係(材齢 46 日)

・材齢60日（2体目載荷後、3体目載荷前）

表2.2-10 圧縮試験結果一覧(材齢60日)

供試体	直径 (mm)	高さ (mm)	重量 (kg)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	見かけ密度 ( $\times 10^6$ kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時ひずみ (%)	割線剛性 (kN/mm <sup>2</sup> )
No.1	100.1	200.9	3.62	7875	2.29	418	53.0	0.276	30.0
No.2	100.2	200.5	3.64	7891	2.30	418	52.9	0.274	30.8
No.3	100.2	201.3	3.62	7878	2.28	405	51.4	0.256	31.7
No.4	100.1	201.2	3.64	7877	2.30	429	54.4	0.275	31.5
平均	100.1	201.0	3.63	7880	2.29	417	52.9	0.270	31.0

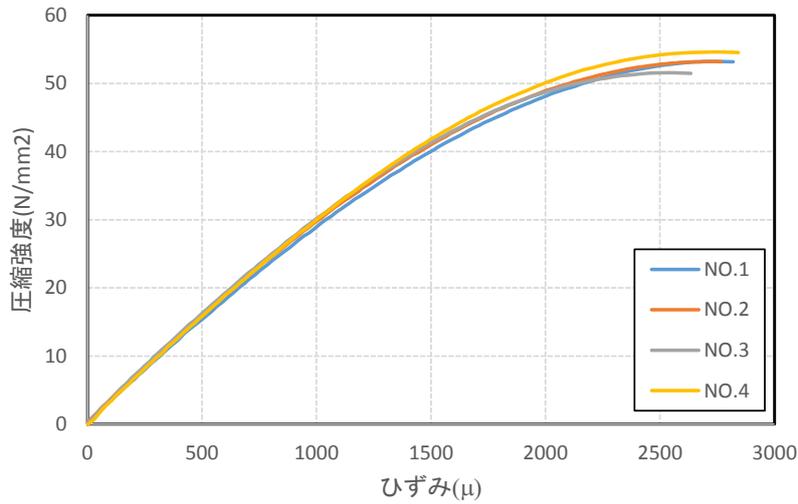


図2.2-3 応力度-ひずみ関係(材齢60日)

・スラブコンクリート材齢34日（3体目載荷前）

表2.2-11 スラブコンクリート圧縮試験結果一覧(材齢34日)

供試体	直径 (mm)	高さ (mm)	重量 (kg)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	見かけ密度 ( $\times 10^6$ kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時ひずみ (%)	割線剛性 (kN/mm <sup>2</sup> )
No.1	100.1	200.6	3.64	7873	2.30	384	48.8	0.262	28.7
No.2	100.1	200.0	3.62	7870	2.30	378	48.0	0.261	28.3
No.3	100.3	200.7	3.65	7895	2.30	370	46.9	0.268	29.6
No.4	100.2	200.5	3.65	7891	2.31	377	47.8	0.247	30.1
平均	100.2	200.4	3.64	7882	2.30	377	47.9	0.259	29.1

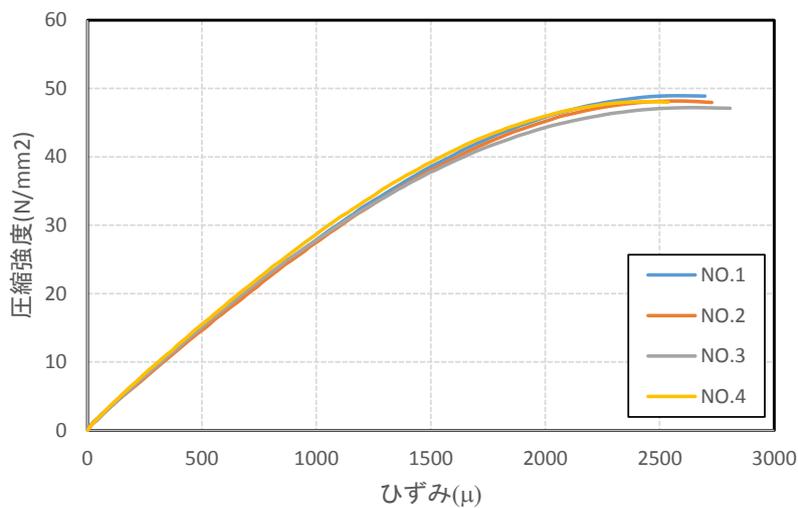


図2.2-4 応力度-ひずみ関係(材齢34日)

表2.2-12 割裂引張試験結果(材齢34日)

供試体	直径 (mm)	長さ (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	重量 (kg)	見かけ密度 ( $\times 10^{-6}$ kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	100.1	201.7	7866	3.66	2.31	92.1	2.91
No.2	100.1	202.0	7871	3.64	2.29	101.6	3.20
No.3	99.9	201.8	7843	3.65	2.30	100.5	3.17
No.4	99.8	201.1	7827	3.64	2.31	80.5	2.55
平均	100.0	201.6	7852	3.65	2.30	93.7	2.96

表2.2-13 割裂引張試験結果(材齢46日)

供試体	直径 (mm)	長さ (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	重量 (kg)	見かけ密度 ( $\times 10^{-6}$ kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	100.1	200.3	7868	3.62	2.30	84.5	2.68
No.2	100.1	199.4	7868	3.62	2.31	101.3	3.23
No.3	100.0	199.1	7860	3.60	2.30	79.5	2.54
No.4	100.0	200.9	7850	3.65	2.31	88.4	2.80
平均	100.0	199.9	7861	3.62	2.31	88.4	2.81

表2.2-14 割裂引張試験結果(材齢60日)

供試体	直径 (mm)	長さ (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	重量 (kg)	見かけ密度 ( $\times 10^{-6}$ kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	100.0	201.4	7854	3.63	2.29	125.2	3.96
No.2	100.1	200.7	7872	3.64	2.30	84.0	2.66
No.3	99.9	201.4	7843	3.62	2.29	95.2	3.01
平均	100.0	201.2	7856	3.63	2.30	101.5	3.21

表2.2-15 スラブコンクリート割裂引張試験結果(材齢34日)

供試体	直径 (mm)	長さ (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	重量 (kg)	見かけ密度 ( $\times 10^{-6}$ kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	100.3	200.4	7901	3.66	2.31	78.4	2.48
No.2	100.2	201.1	7886	3.65	2.30	101.2	3.20
No.3	100.3	201.3	7896	3.66	2.30	94.4	2.98
平均	100.3	200.9	7895	3.65	2.30	91.3	2.89

## 2.2.2 目地モルタル

圧縮試験の結果を表 2.2-16～2.2-18 に、同試験より得られた応力-ひずみ曲線を図 2.2-5～2.2-7 に示す。モルタル供試体(φ50×100mm)の直径は、供試体の上部、中央、下部で互いに直交する 2 方向についてノギスを用いて 0.01mm まで測定した値の平均値とした。高さは円周を 2 等分する箇所それぞれノギスを用いて 0.01mm まで計測した値の平均値とした。密度は各試験体の質量を計測したのち体積で除して求めた見かけの密度としている。圧縮試験では試験体の上面を研磨し、1000kN 圧縮試験機（東京衝機製）で行った。なお、荷重の値は試験機から出力される電圧から求め、軸方向変位はテストピース中央部に貼付した 2 枚のひずみゲージ（種類：PL-60-11-3LT、検長 60mm、Gage Factor=2.11±1.0%：東京測器研究所製）で測定し、その平均値を用いた。ヤング係数（割線剛性）はコンクリートと同様に JIS1149 に従い、50μ のひずみとその時の荷重、最大荷重の 1/3 の点のひずみとその時の荷重を結んだ直線の傾きとした。

割裂引張試験の結果を表 2.2-19～2.2-21 に示す。割裂引張試験も圧縮試験に使用した試験機で行い、最大荷重は試験機の荷重の測定針を読み取った。また、割裂引張強度はコンクリートと同様な方法で算出した。

$$\text{割裂引張強度} \quad \sigma_t = \frac{2P}{\pi dl}$$

※P：荷重，d：供試体の直径，l：供試体の高さ

試験体ごとに用いる各値は、実験の前後に行われた材料試験結果より、線形補完し定める。

・材齢 22 日（1 体目載荷前）

表 2.2-16 圧縮試験結果一覧(材齢 22 日)

供試体	直径 (mm)	高さ (mm)	重量 (kg)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	見かけ密度 (×10 <sup>-6</sup> kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時ひずみ (%)	割線剛性 (kN/mm <sup>2</sup> )
No.1	50.2	100.0	0.42	1976	2.12	137	69.4	-	-
No.2	50.2	102.0	0.42	1977	2.07	128	64.7	0.468	22.3
No.3	50.3	101.3	0.42	1983	2.07	121	60.9	0.497	18.9
平均	50.2	101.1	0.42	1979	2.09	129	65.0	0.482	20.6

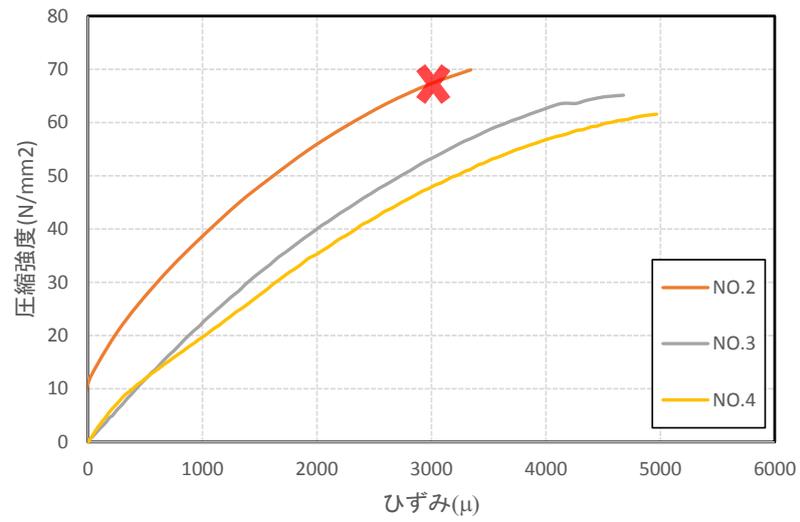


図 2.2-5 応力度-ひずみ関係(材齢 22 日)

供試体 No.1 は×印の箇所で失効したが、材料特性の算出に影響は無いため計測データは採用した。

・材齢 34 日 (2 体目載荷前)

表 2.2-17 圧縮試験結果一覧(材齢 34 日)

供試体	直径 (mm)	高さ (mm)	重量 (kg)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	見かけ密度 (×10 <sup>-6</sup> kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時ひずみ (%)	割線剛性 (kN/mm <sup>2</sup> )
No.1	50.2	100.3	0.41	1978	2.07	126	63.9	0.424	24.0
No.2	50.2	101.6	0.42	1976	2.10	125	63.3	0.359	25.4
No.3	50.0	101.4	0.42	1961	2.12	133	67.9	0.380	25.7
平均	50.1	101.1	0.42	1972	2.09	128	65.0	0.388	25.0

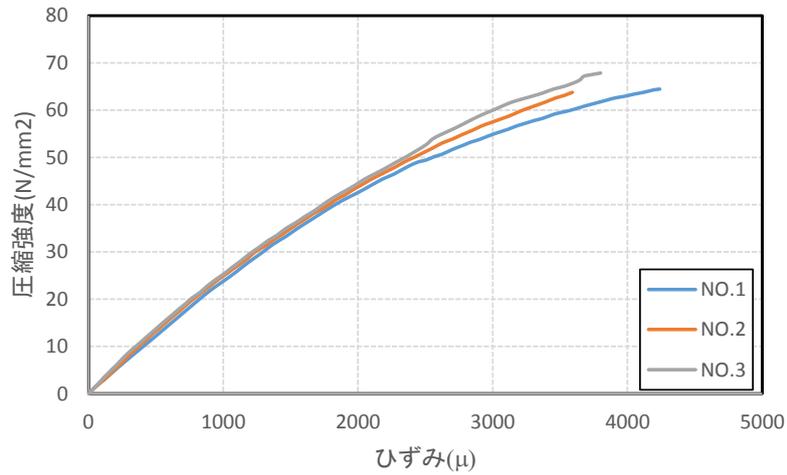


図 2.2-6 応力度-ひずみ関係(材齢 34 日)

・材齢 48 日 (3 体目載荷前)

表 2.2-18 圧縮試験結果一覧(材齢 48 日)

供試体	直径 (mm)	高さ (mm)	重量 (kg)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	見かけ密度 (×10 <sup>-6</sup> kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時ひずみ (%)	割線剛性 (kN/mm <sup>2</sup> )
No.1	50.2	99.7	0.42	1977	2.12	136	69.0	-	24.8
No.2	50.2	100.0	0.41	1975	2.07	142	72.0	0.529	22.8
No.3	50.1	100.1	0.41	1970	2.07	146	74.0	0.485	22.6
平均	50.1	99.9	0.41	1974	2.09	141	71.7	0.507	23.4

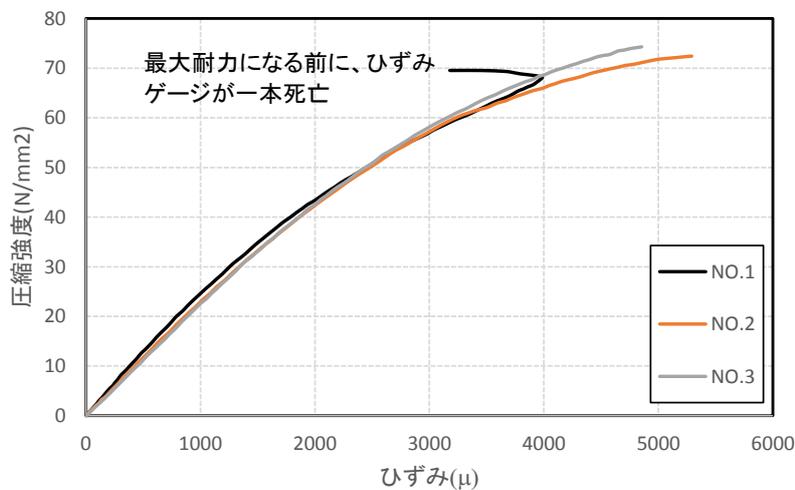


図 2.2-7 応力度-ひずみ関係(材齢 48 日)

表 2.2-19 割裂引張試験結果(材齢 22 日)

供試体	直径 (mm)	長さ (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	重量 (kg)	見かけ密度 ( $\times 10^{-6}$ kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	50.1	101.0	1973	0.41	2.07	20.0	2.51
No.2	50.1	101.0	1971	0.41	2.08	15.8	1.99
No.3	50.1	101.4	1971	0.42	2.09	15.5	1.94
平均	50.1	101.1	1972	0.42	2.08	17.1	2.15

表 2.2-20 割裂引張試験結果(材齢 34 日)

供試体	直径 (mm)	長さ (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	重量 (kg)	見かけ密度 ( $\times 10^{-6}$ kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	50.2	102.0	1975	0.42	2.07	33.8	4.21
No.2	50.1	101.8	1975	0.42	2.09	44.2	5.50
No.3	50.2	101.8	1976	0.42	2.07	21.5	2.68
平均	50.2	101.9	1975	0.42	2.08	33.2	4.13

表 2.2-21 割裂引張試験結果(材齢 48 日)

供試体	直径 (mm)	長さ (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	重量 (kg)	見かけ密度 ( $\times 10^{-6}$ kg/mm <sup>3</sup> )	最大荷重 (kN)	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	50.0	99.5	1964	0.41	2.08	26.3	3.36
No.2	50.2	101.8	1976	0.42	2.10	15.4	1.92
平均	50.1	100.7	1970	0.41	2.09	20.9	2.64

### 2.2.3 鉄筋

表 2.2-22～2.2-26 に鉄筋の引張試験の結果を、図 2.2-8～2.2-13 に引張試験より得られた鉄筋の応力度-ひずみ関係をそれぞれ示す。

1000kN 試験機（島津製作所製）を用い、荷重は試験機内臓のロードセルから計測した。ひずみは、ひずみゲージ（種類（D4）：FLK-2-11-5LT、検長 2mm、Gage Factor=2.12±1.0%、：東京測器研究所製 種類（D4 以外の鉄筋）：FLA-3-11-5LT、検長 2mm、Gage Factor=2.10±1.0%、：東京測器研究所製）を供試体中央部に 2 枚貼り付けし、2 枚のひずみゲージより測定し、その平均値を求めた。公称断面積は規格値を利用し、鉄筋の応力度は荷重を公称断面積で除すことによって求めた。降伏応力度は応力度-ひずみ関係において、最初に剛性が低下する上降伏点からひずみ硬化開始までの応力度の平均値とし、降伏ひずみは降伏応力度を鋼材のヤング係数で除した値とした。見かけのヤング係数は降伏応力度の 1/3 の点と 2/3 の点を結ぶ直線の傾きで求めた。引張強さはデータシートに出力した値の最大値とした。D4 鉄筋は明確な降伏点が見られなかったため、降伏応力度はひずみの 0.2%の点から弾性勾配と平行に引いた直線と応力度-ひずみ関係の曲線との交点から算出する、いわゆる 0.2%オフセット法により求めた。

#### ○破断伸び

- ①材料試験実施前に試験体の中心から両側 4d (d:鉄筋の径) の距離を定規で測りひとつずつ印をつけ、この 2 点の距離を現標点距離とする。
- ②破断後の試験片の 2 つの破片を軸から一直線上に並ぶように突き合せた時の評点距離を最終評点距離とする。
- ③最終評点距離から原評点距離の差を除いた値を破断伸びとする。

#### ○0.2%オフセット法について

材料試験で得られた応力度-ひずみ関係のグラフ上に応力=0(N/mm<sup>2</sup>),ひずみ=2000(μ)の点から一定勾配の直線を引く。これら 2 つの線が交わる点を鋼材の降伏応力度と降伏ひずみとする。オフセット直線の勾配は検討する材料ごとに適切なものを選択する。

#### オフセット直線の勾配

- ・鉄筋：2.05×10<sup>5</sup>(N/mm<sup>2</sup>)
- ・PC 鋼棒：200(kN/mm<sup>2</sup>)

・D4(SD295A)：スラブ筋

表 2.2-22 材料特性一覧 (D4,SD295A)

供試体	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (μ)	見かけのヤング係数 (×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	最大の力 (kN)	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
1	370.5	3808	148.4	549.7	7.7	14.1	18.8
2	367.0	3790	154.6	545.1	7.7	14.1	18.8
3	370.0	3805	167.0	536.7	7.5	14.1	18.8
全平均	369.2	3801	156.7	543.8	7.6	14.1	18.8

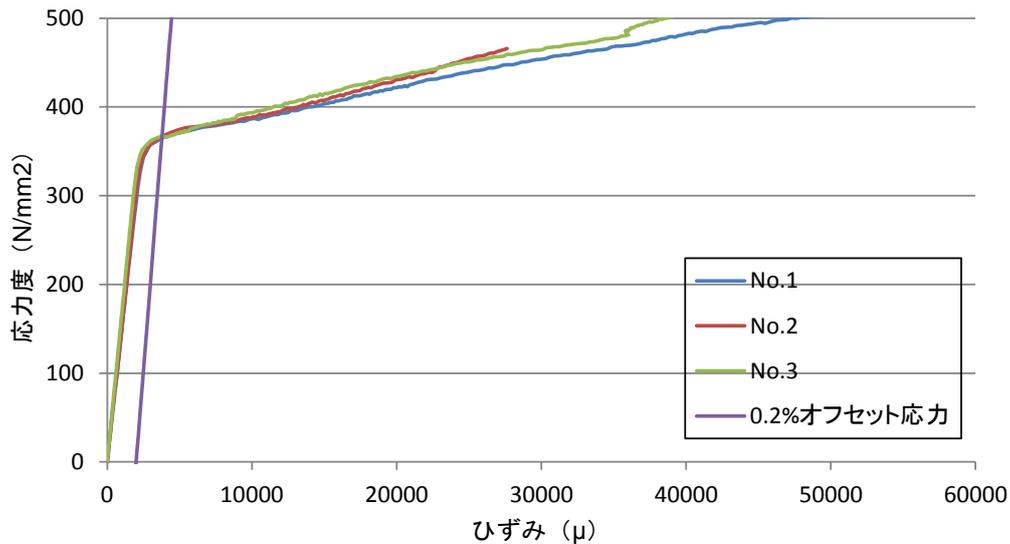


図 2.2-8 応力度-ひずみ関係(D4,SD295A)

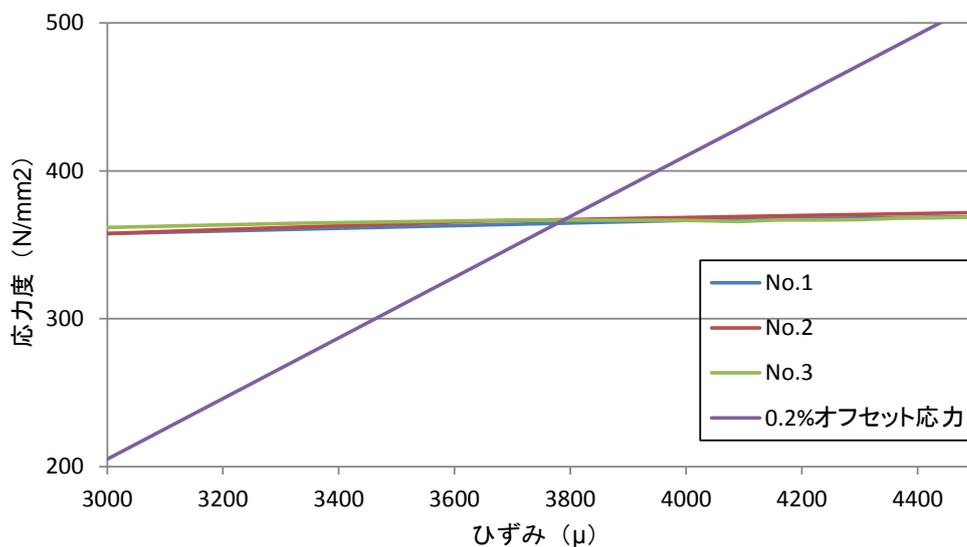


図 2.2-9 応力度-ひずみ関係拡大図(D4,SD295A)

0.2%オフセット法によりオフセット直生と測定データとの交点を求め、その点を降伏応力度、降伏ひずみとした。

・D10(SD295A)：横補強筋

表 2.2-23 材料特性一覧 (D10,SD295A)

供試体	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ( $\mu$ )	見かけのヤング係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	最大の力 (kN)	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
1	379.5	1851	175.5	545.8	38.9	71.3	15.0
2	379.6	1852	189.3	546.3	39.0	71.3	17.5
3	389.8	1902	181.3	546.8	39.0	71.3	16.3
全平均	383.0	1868	182.1	546.3	39.0	71.3	16.3

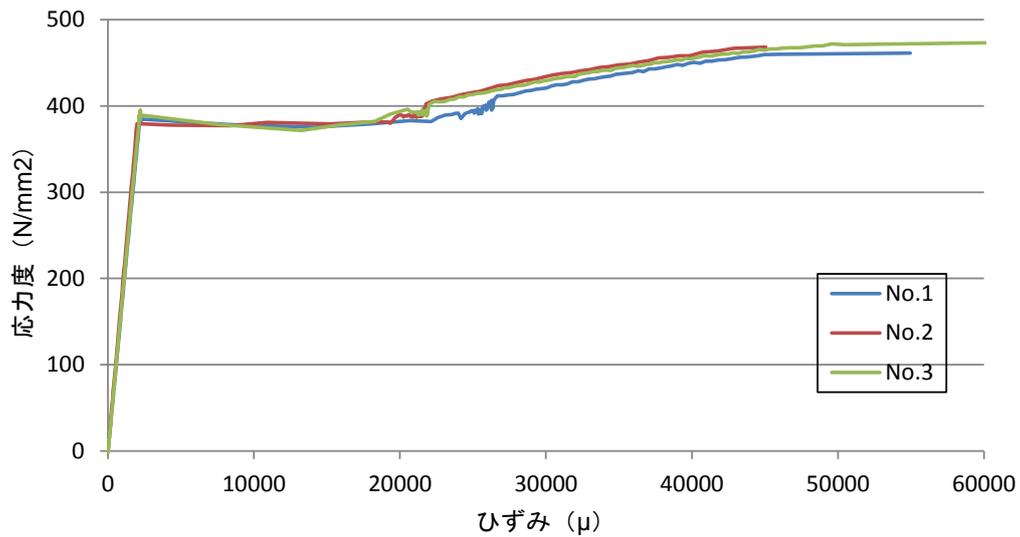


図 2.2-10 応力度-ひずみ関係(D10,SD295A)

・D13(SD295A)：梁主筋

表 2.2-24 材料特性一覧 (D13,SD295A)

供試体	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ( $\mu$ )	見かけのヤング係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	最大の力 (kN)	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
1	380.5	1856	196.1	531.0	67.3	126.7	20.2
2	384.2	1874	191.2	537.3	68.1	126.7	21.2
3	385.2	1879	186.1	530.2	67.2	126.7	19.2
全平均	383.3	1870	191.2	532.9	67.5	126.7	20.2

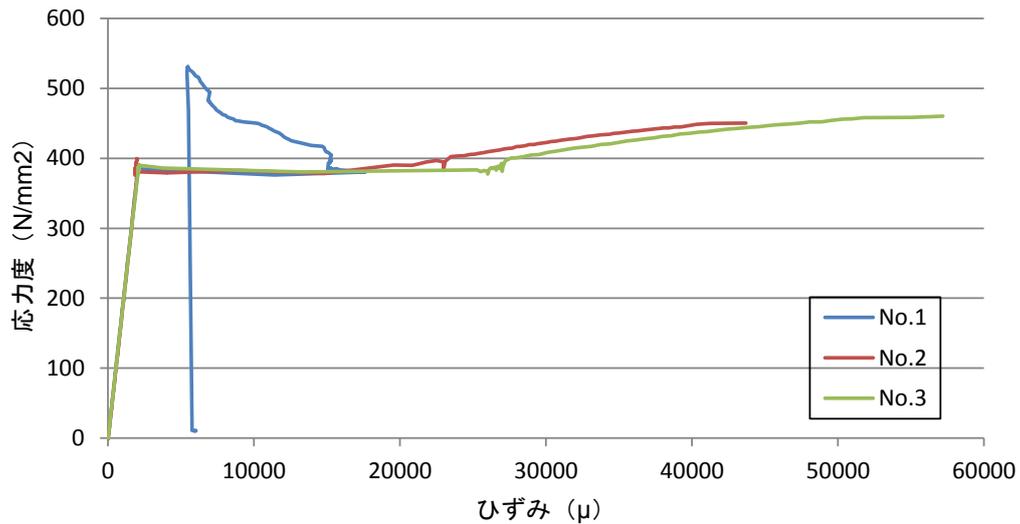


図 2.2-11 応力度-ひずみ関係(D13,SD295A)

供試体 No.1 および No.2 は計測途中で片方のひずみゲージが失効したため、2本のひずみゲージの平均ではなく1本の値を用いている。

・D16(SD295A)：柱主筋

表 2.2-25 材料特性一覧 (D16,SD295A)

供試体	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ( $\mu$ )	見かけのヤング係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	最大の力 (kN)	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
1	343.4	1675	186.8	491.4	97.6	198.6	17.2
2	342.0	1668	192.7	491.0	97.5	198.6	17.2
3	351.9	1716	207.2	498.6	99.0	198.6	18.8
全平均	345.7	1687	195.6	493.7	98.0	198.6	18.8

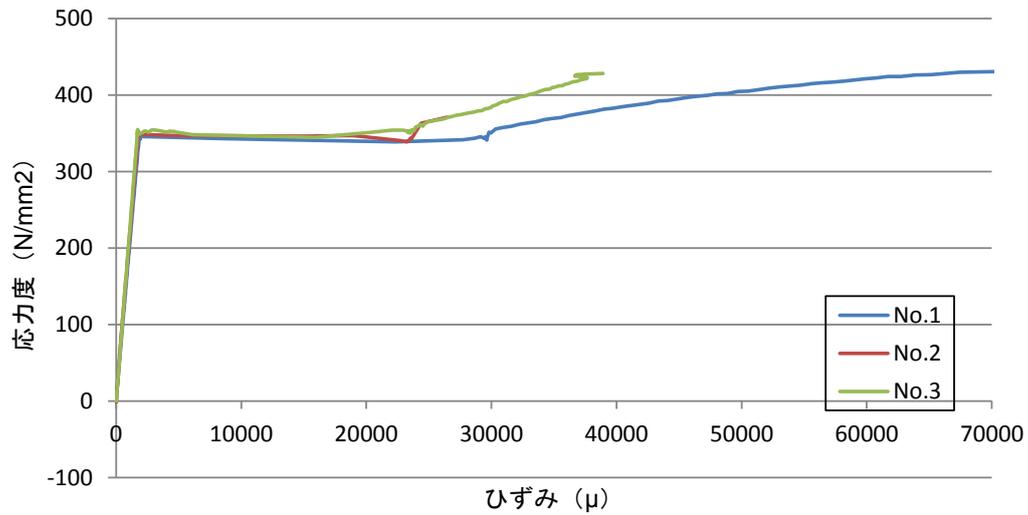


図 2.2-12 応力度-ひずみ関係(D16,SD295A)

供試体 No.1 および No.2 は計測途中で片方のひずみゲージが失効したため、2本のひずみゲージの平均ではなく1本の値を用いている。

・D22(SD390)：柱主筋

表 2.2-26 材料特性一覧 (D22,SD390)

供試体	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ( $\mu$ )	見かけのヤング係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	最大の力 (kN)	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
1	440.5	2149	174.2	627.9	243.1	387.1	13.6
2	444.2	2167	170.2	637.7	246.9	387.1	15.3
3	453.3	2211	175.6	629.8	243.8	387.1	16.5
全平均	446.0	2176	173.3	631.8	244.6	387.1	18.8

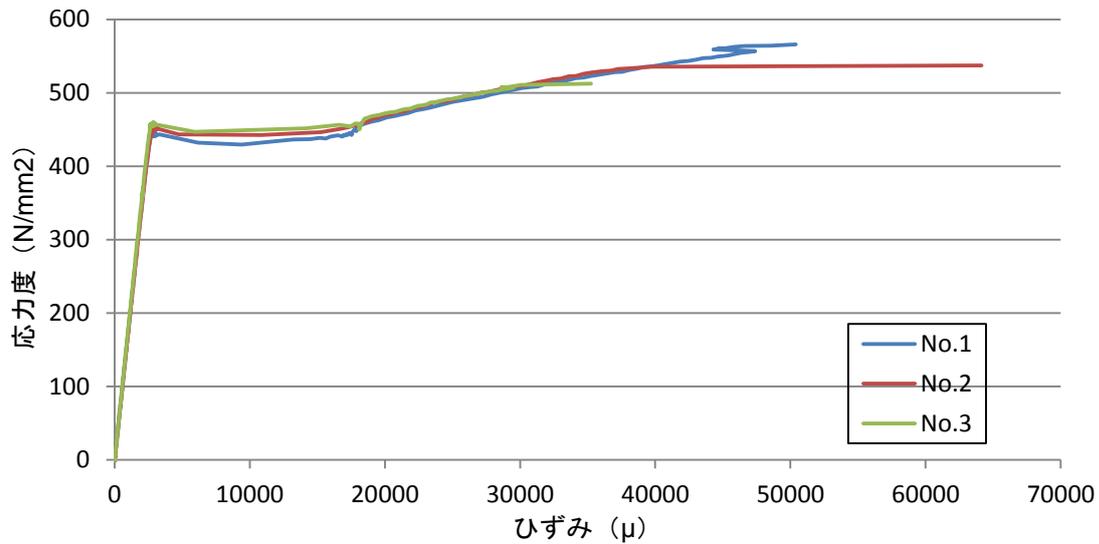


図 2.2-13 応力度-ひずみ関係(D22,SD390)

## 2.2.4 PC 鋼棒

表 2.2-27,28 に PC 鋼棒の引張試験の結果を、図 2.2-14,16 に引張試験より得られた PC 鋼棒の応力度-ひずみ関係を、図 2.2-15,17 に接線剛性の推移図それぞれ示す。

1000kN 試験機（島津製作所製）を用い、荷重は試験機内臓のロードセルから計測した。ひずみは、ひずみゲージ（種類：FLA-3-11-5LT、検長 2mm、Gage Factor=2.10±1.0%：東京測器研究所製）を供試体中央部に 2 枚貼り付けし、2 枚のひずみゲージより測定し、その平均値を求めた。公称断面積は規格値を利用し、PC 鋼材の応力度は荷重を公称断面積で除すことによって求めた。降伏応力度および降伏ひずみは前述の 0.2% オフセット法を用いて応力度-ひずみ関係のグラフより算出した。見かけのヤング係数は降伏応力度の 1/3 の点と 2/3 の点を結ぶ直線の傾きで求めた。引張強さはデータシートに出力した値の最大値とした。破断伸びも鉄筋と同様にして求めた。

・ φ17 (B種1号)

表 2.2-27 材料特性一覧(φ17, B種1号)

供試体	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (μ)	見かけのヤング係数 (×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)	弾性限界ひずみ (μ)
1	1019.9	6930	202.5	1109.2	227.0	-	4531
2	1030.2	7327	200.9	1149.3	227.0	14.0	4400
3	1019.0	6598	198.7	1141.5	227.0	11.8	4580
全平均	1023.0	6952	200.7	1133.3	227.0	12.9	4504

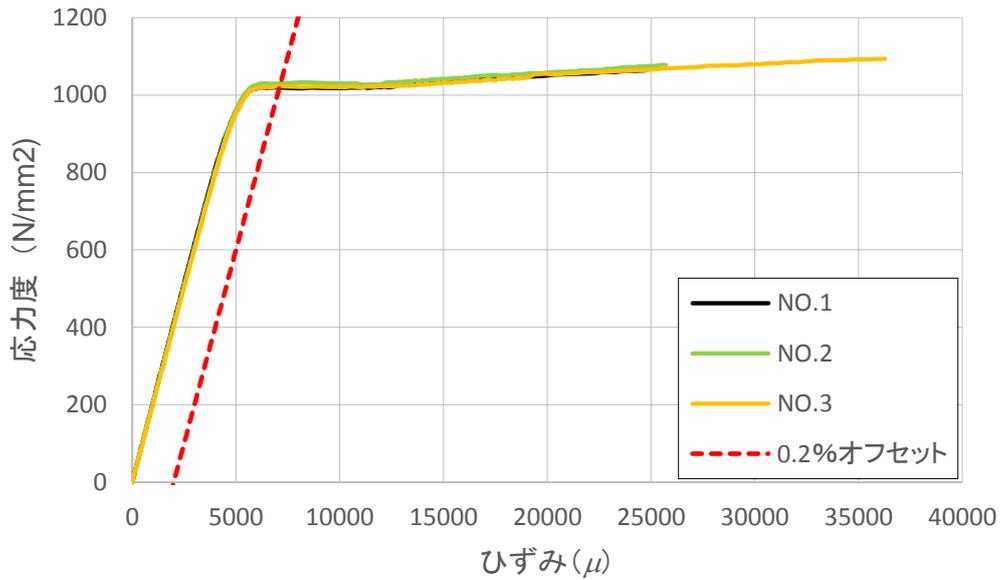
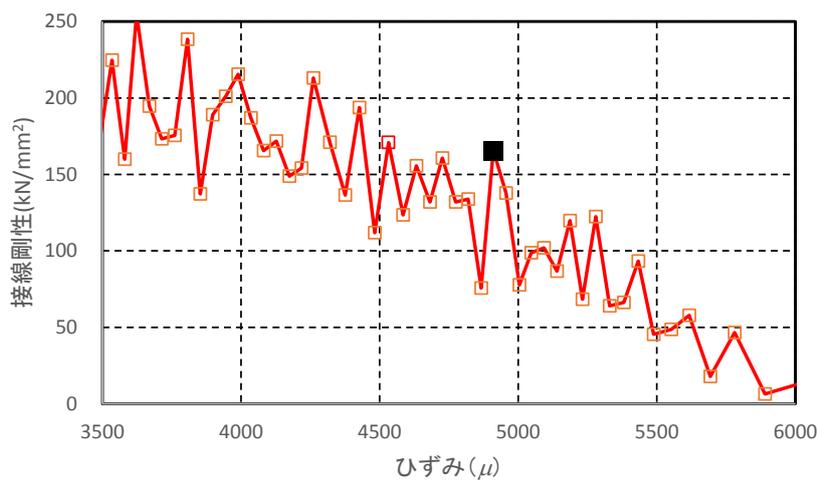
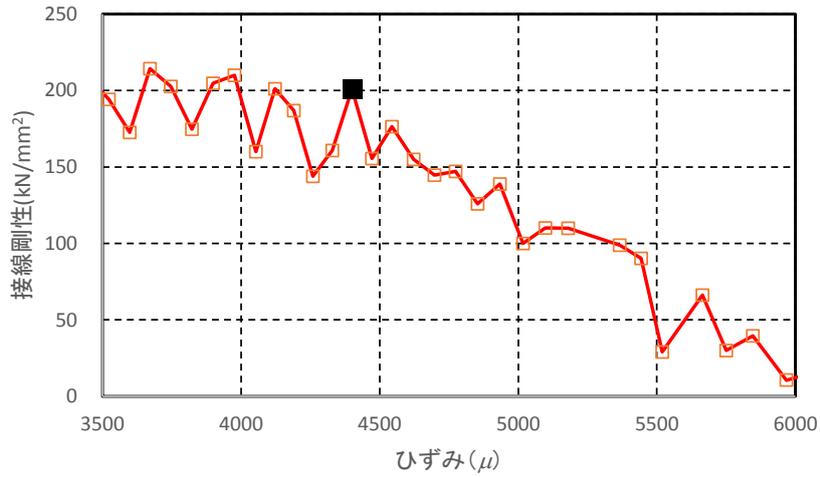


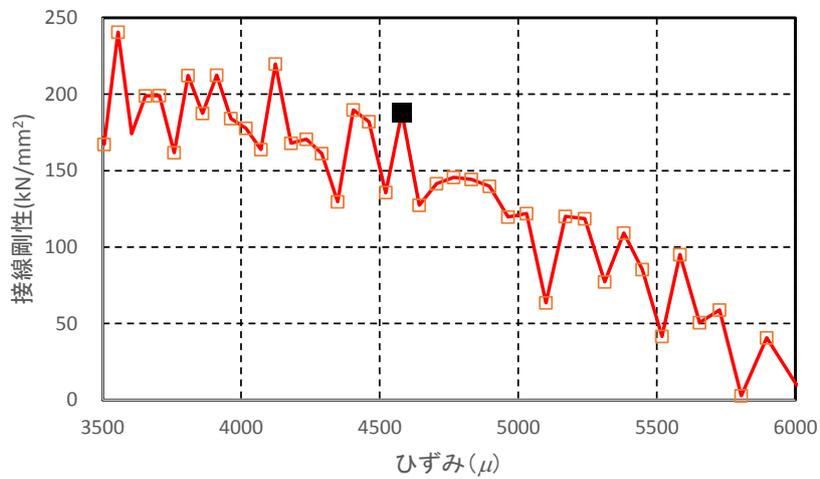
図 2.2-14 応力度-ひずみ関係(φ17, B種1号)



(a) 試験片 NO.1



(b) 試験片 NO.2



(c) 試験片 NO.3

図 2.2-15 : 接線剛性—ひずみ関係

供試体 NO.1 は、試験機のチャックに挟まれたところで破断した。したがって破断伸びのデータは信頼できないと考えられるため除外した。

・ φ23 (B種1号)

表 2.2-28 材料特性一覧(φ23, B種1号)

供試体	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (μ)	見かけのヤング係数 (×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)	弾性限界ひずみ (μ)
1	1018.0	7152	191.9	1135.5	415.5	14.1	5010
2	1015.1	6968	193.4	1131.7	415.5	-	4630
3	1015.0	7133	194.2	1131.7	415.5	-	4901
全平均	1016.0	7084	193.2	1133.0	415.5	14.1	4847

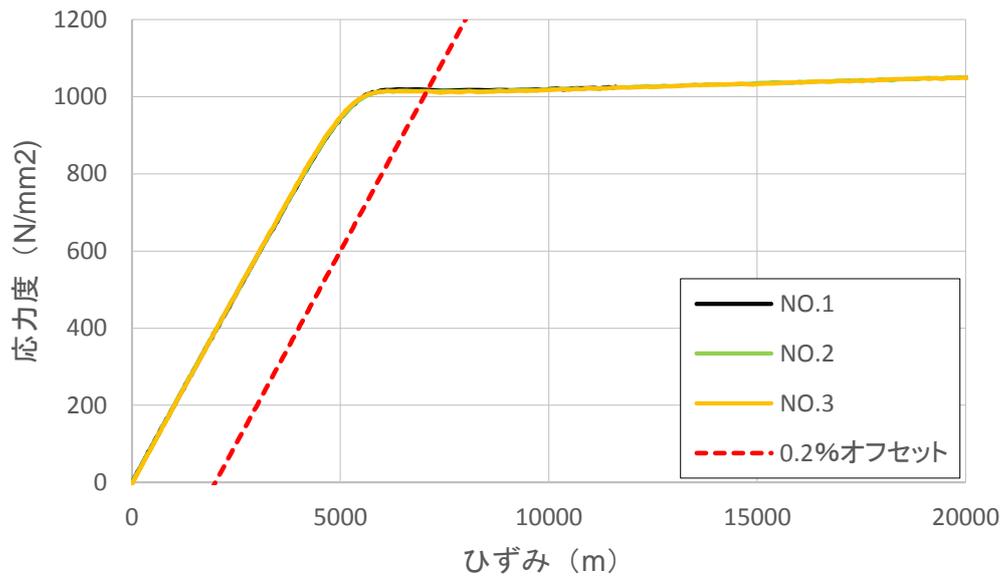
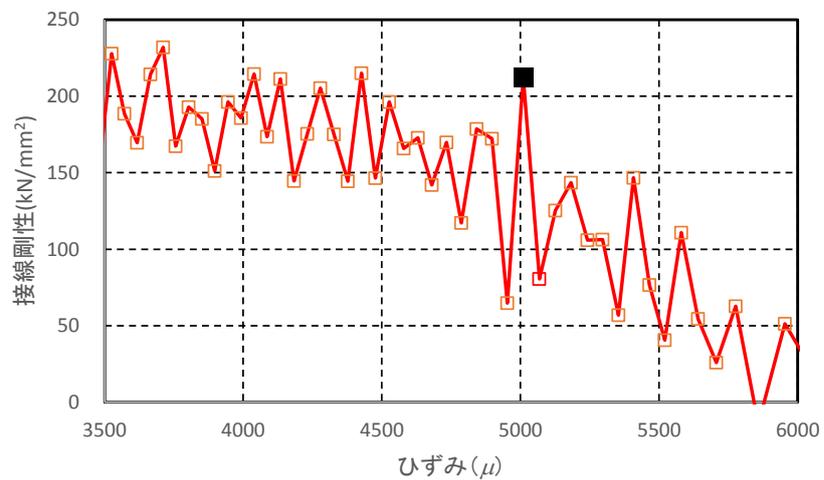
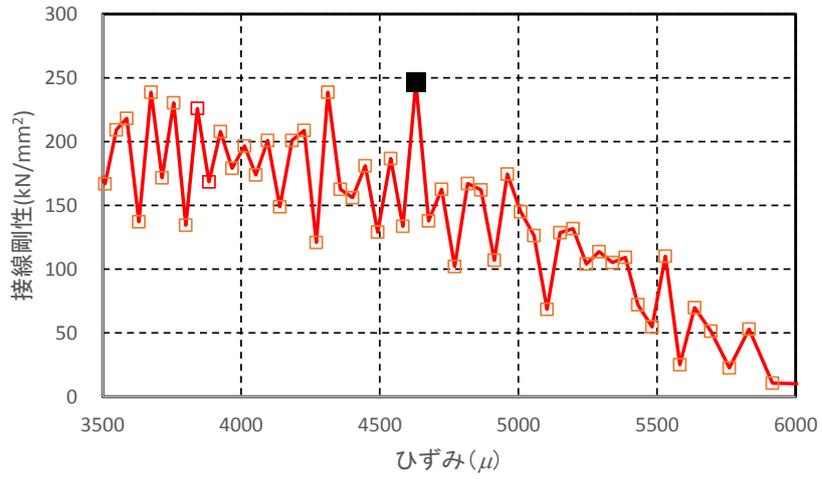


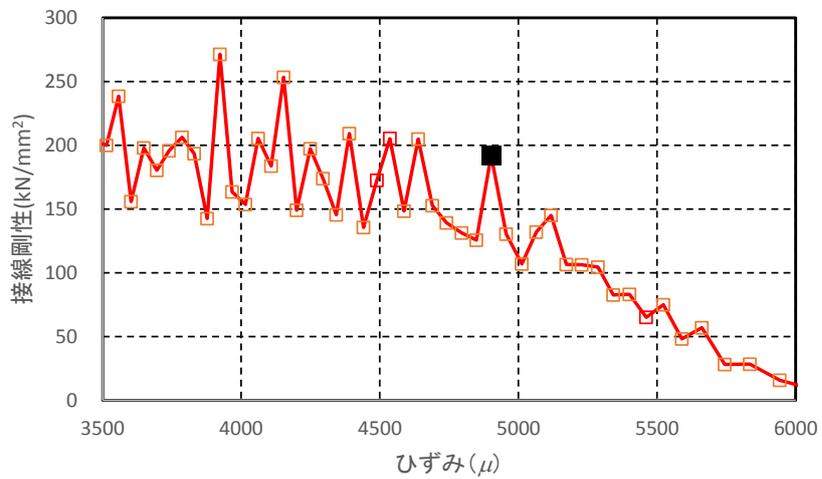
図 2.2-16 応力度-ひずみ関係(φ23, B種1号)



(a) 試験片 NO.1



(b) 試験片 NO.2



(c) 試験片 NO.3

図 2.2-17 : 接線剛性—ひずみ関係



写真 2.2-1



写真 2.2-2

写真 2.2-1,2 に供試体 NO.2,3 の破断場所を示す。写真中の●2 つの間の距離が原評点距離であり、供試体 NO.2,3 は原評点距離の外で破断した。したがって破断伸びのデータは信頼できないと考えられるため除外した。

## 2.3 実験方法

### 2.3.1 加力方法と加力履歴

本実験における加力計画を図 2.3-1、加力装置を図 2.3-2 に示す。試験体の梁端部はローラー支持、柱脚をピン支持とし、柱頭の加力点には 3 軸 1 点クレビスを介して、東西方向・南北方向・鉛直方向の 3 基のジャッキを取り付けた。また、試験体は面外回転を防止するために北面に水平パンタグラフを取り付けて回転を拘束した。柱に一定の軸力を導入した後に、水平 1 方向正負交番繰返し载荷を行った。载荷は水平変位による変位制御とした。

字形試験体の加力サイクル（加力計画）は、RC 造上柱反曲点の水平変位を RC 造上柱反曲点から RC 造下柱反曲点までの距離（2830mm）で除した層間変形角  $R = \pm 0.25\% \text{rad.}$ 、 $\pm 0.5\% \text{rad.}$ 、 $\pm 1.0\% \text{rad.}$ 、 $\pm 1.5\% \text{rad.}$ 、 $\pm 2.0\% \text{rad.}$ 、 $\pm 3.0\% \text{rad.}$ 、 $\pm 4.0\% \text{rad.}$  で水平方向に 2 回ずつ正負交番繰返し漸増载荷を行った。

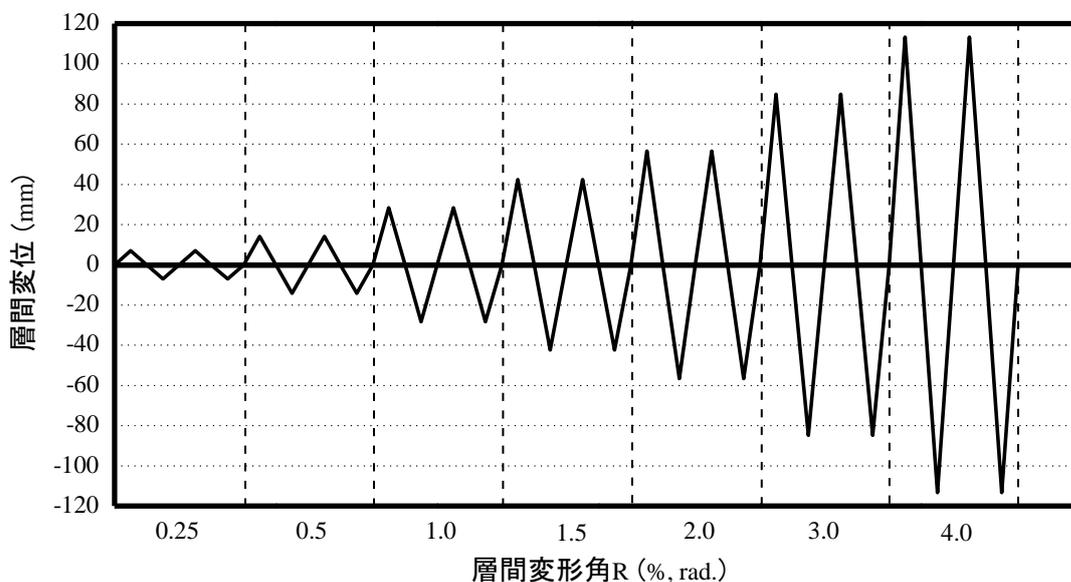


図 2.3-1 加力計画

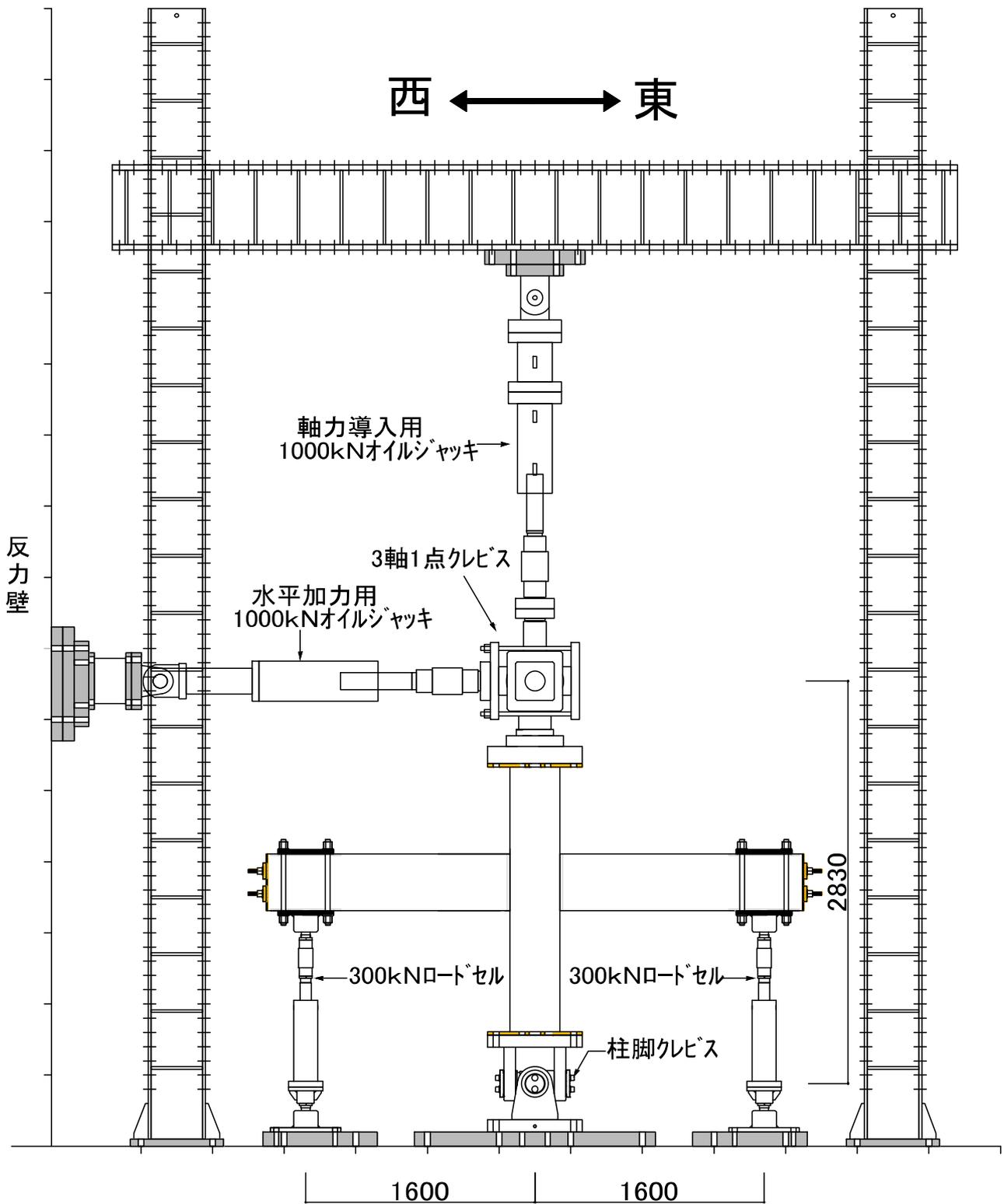


図 2.3-2 加力装置図 南立面

### 2.3.2 計測および観察

表 2.3-1 にロードセル一覧、表 2.3-2 に変位計一覧、図 2.3-2 に変位計取り付け位置、図 2.3-3 に鉄筋ひずみゲージ貼り付け位置、図 2.3-4 にコンクリートひずみゲージ貼り付け位置を示す。柱頭に加える水平力と鉛直力、梁両端に加えるせん断力はロードセルにより測定する。

ロードセル、変位計、ひずみゲージの出力はスイッチボックス（東京測器研究所製 SHW-50D）・データロガー（東京測器研究所製 THS-1100）を介して PC（Windows7）に取り込み、プログラム（東京測器研究所製 Visual LOG）を使用して記録した。

ひずみゲージは梁主筋、柱主筋、せん断補強筋、PC 鋼材およびコンクリートに貼り付けた。使用したひずみゲージは本章の 2.1.2 節に示すものとする。

コンクリートのひび割れは、南面・柱東面・柱西面・梁上面・梁下面について観察した。スラブ付きの試験体はスラブの上面・下面について観察した。初期ひび割れは緑色、西方向加力時のひび割れは黒色、東方向加力時のひび割れは赤色の実線で試験体に直接書き込んだ。また、ひび割れ状況をスケッチするために 50mm 間隔のグリッド線を鉛筆で、PC 鋼材位置を青色の実線で試験体に直接書き込んだ。各サイクルの載荷ピーク地点において、ひび割れ図状況のスケッチ、南面の写真撮影および梁部材の写真撮影を行った。写真撮影は撮影点を定めて行った。

また、各層間変形角の第 1 サイクルの載荷ピーク地点と除荷地点では、デジタルマイクロスコープ（KEYENCE 製 VHX-2000）とクラックスケールを用いて、接合部パネル内の斜めひび割れ幅、PC 鋼材位置でのひび割れ幅、梁部材のコンクリート縁でのひび割れ幅を計測した。デジタルマイクロスコープで観察することが難しい箇所はクラックスケールを用いて計測した。

表 2.3-1 ロードセル一覧

測定箇所	測定装置名	容量 (kN)	定格出力 ( $\times 10^6$ )
鉛直力	LU-100TSD46	1000kN	3006
東西水平力	LUR-B-1MNSA1	1000kN	1990
南北水平力	LUR-B-1MNSA1	1000kN	1987
東梁せん断力	TCLP-30B	300kN	1989
西梁せん断力	TCPL-30B	300kN	2001

表 2.3-2(a) 試験体 PCJ13・14 変位計一覧

番号	測定箇所	測定装置型番	容量 (mm)	分解能 (mm)
1	東西層間変位	IL-600	600	0.008
2	南北層間変位	IL-600	600	0.008
3	東梁たわみ	CDP-100	100	0.01
4	西梁たわみ	CDP-100	100	0.01
5	東西柱頭たわみ上	CDP-50	50	0.005
6	東西柱頭たわみ下	CDP-50	50	0.005
7	東西柱脚たわみ	CDP-50	50	0.002
8	東梁上50変位	CDP-25	25	0.002
9	東梁上200変位	CDP-25	25	0.002
10	東梁上400変位	CDP-25	25	0.002
11	東梁下50変位	CDP-25	25	0.002
12	東梁下200変位	CDP-25	25	0.002
13	東梁下400変位	CDP-25	25	0.002
14	東梁水平変位上	CDP-25	25	0.002
15	東梁水平変位下	CDP-25	25	0.002
16	東梁鉛直変位東	CDP-25	25	0.002
17	東梁鉛直変位西	CDP-25	25	0.002
18	東梁斜め変位 (東上がり)	CDP-25	25	0.002
19	東梁斜め変位 (東下がり)	CDP-25	25	0.002
20	西梁上50変位	CDP-25	25	0.002
21	西梁上100変位	CDP-25	25	0.002
22	西梁上200変位	CDP-25	25	0.002
23	西梁上400変位	CDP-25	25	0.002
24	西梁下50変位	CDP-25	25	0.002
25	西梁下100変位	CDP-25	25	0.002
26	西梁下200変位	CDP-25	25	0.002
27	西梁下400変位	CDP-25	25	0.002
28	西梁横50変位-1	CDP-25	25	0.002
29	西梁横50変位-2	CDP-25	25	0.002
30	西梁横50変位-3	CDP-25	25	0.002
31	西梁横200変位-1	CDP-25	25	0.002
32	西梁横200変位-2	CDP-25	25	0.002
33	西梁横200変位-3	CDP-25	25	0.002
34	西梁横400変位-1	CDP-25	25	0.002
35	西梁横400変位-2	CDP-25	25	0.002
36	西梁横400変位-3	CDP-25	25	0.002
37	接合部水平変位上	CDP-25	25	0.002
38	接合部水平変位下	CDP-25	25	0.002
39	接合部鉛直変位東	CDP-25	25	0.002
40	接合部鉛直変位西	CDP-25	25	0.002
41	接合部斜め変位 (東上がり)	CDP-25	25	0.002
42	接合部斜め変位 (東下がり)	CDP-25	25	0.002

表 2.3-2(b) 試験体 PCJ15 変位計一覧

番号	測定箇所	測定装置型番	容量 (mm)	分解能 (mm)
1	東西層間変位	IL-600	600	0.008
2	南北層間変位	IL-600	600	0.008
3	東梁たわみ	CDP-100	100	0.01
4	西梁たわみ	CDP-100	100	0.01
5	東西柱頭たわみ上	CDP-50	50	0.005
6	東西柱頭たわみ下	CDP-50	50	0.005
7	東西柱脚たわみ	CDP-50	50	0.002
8	東梁上50変位	CDP-25	25	0.002
9	東梁上200変位	CDP-25	25	0.002
10	東梁上400変位	CDP-25	25	0.002
11	東梁下50変位	CDP-25	25	0.002
12	東梁下200変位	CDP-25	25	0.002
13	東梁下400変位	CDP-25	25	0.002
14	東梁水平変位上	CDP-25	25	0.002
15	東梁水平変位下	CDP-25	25	0.002
16	東梁鉛直変位東	CDP-25	25	0.002
17	東梁鉛直変位西	CDP-25	25	0.002
18	東梁斜め変位 (東上がり)	CDP-25	25	0.002
19	東梁斜め変位 (東下がり)	CDP-25	25	0.002
20	西梁上50変位	CDP-25	25	0.002
21	西梁上100変位	CDP-25	25	0.002
22	西梁上200変位	CDP-25	25	0.002
23	西梁上400変位	CDP-25	25	0.002
24	西梁下50変位	CDP-25	25	0.002
25	西梁下100変位	CDP-25	25	0.002
26	西梁下200変位	CDP-25	25	0.002
27	西梁下400変位	CDP-25	25	0.002
28	西梁横50変位-1	CDP-25	25	0.002
29	西梁横50変位-2	CDP-25	25	0.002
30	西梁横50変位-3	CDP-25	25	0.002
31	西梁横200変位-1	CDP-25	25	0.002
32	西梁横200変位-2	CDP-25	25	0.002
33	西梁横200変位-3	CDP-25	25	0.002
34	西梁横400変位-1	CDP-25	25	0.002
35	西梁横400変位-2	CDP-25	25	0.002
36	西梁横400変位-3	CDP-25	25	0.002
37	直交梁東側50	CDP-25	25	0.002
38	直交梁東側200	CDP-25	25	0.002
39	直交梁西側50	CDP-25	25	0.002
40	直交梁西側200	CDP-25	25	0.002

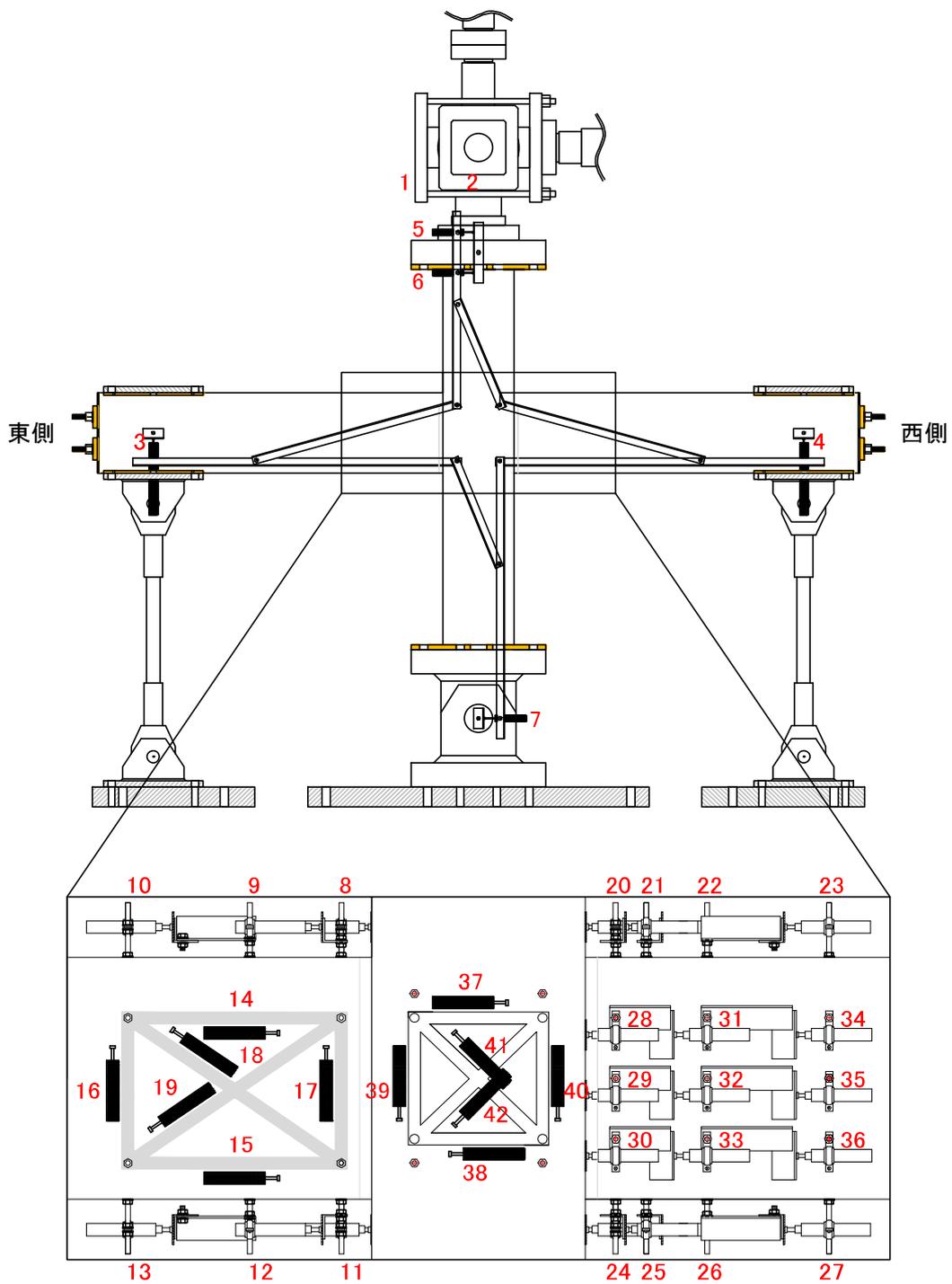


図 2.3-2 (a) 試験体 PCJ13・14 変位計取り付け位置

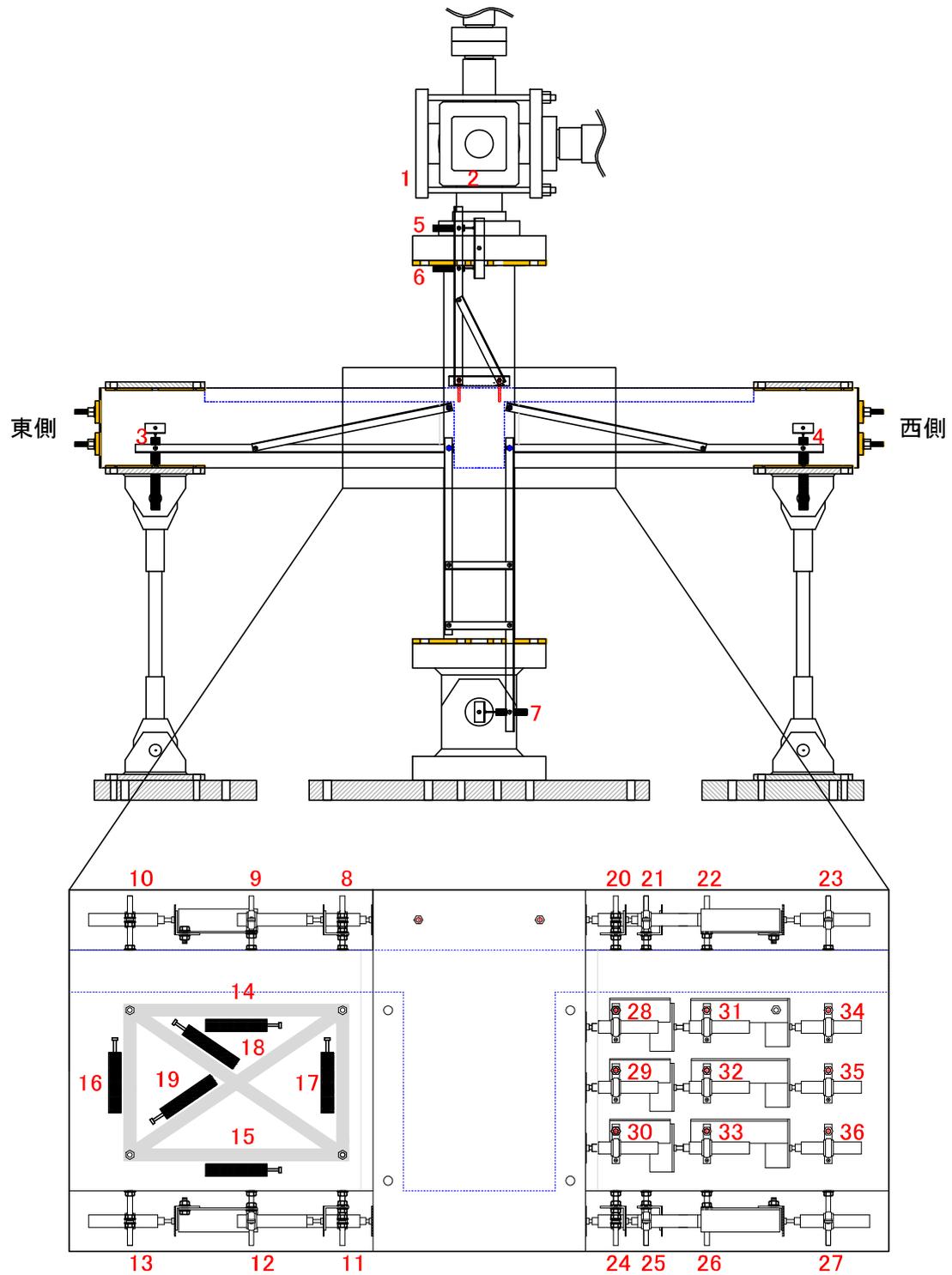


図 2.3-2 (b) 試験体 PCJ15 変位計取り付け位置

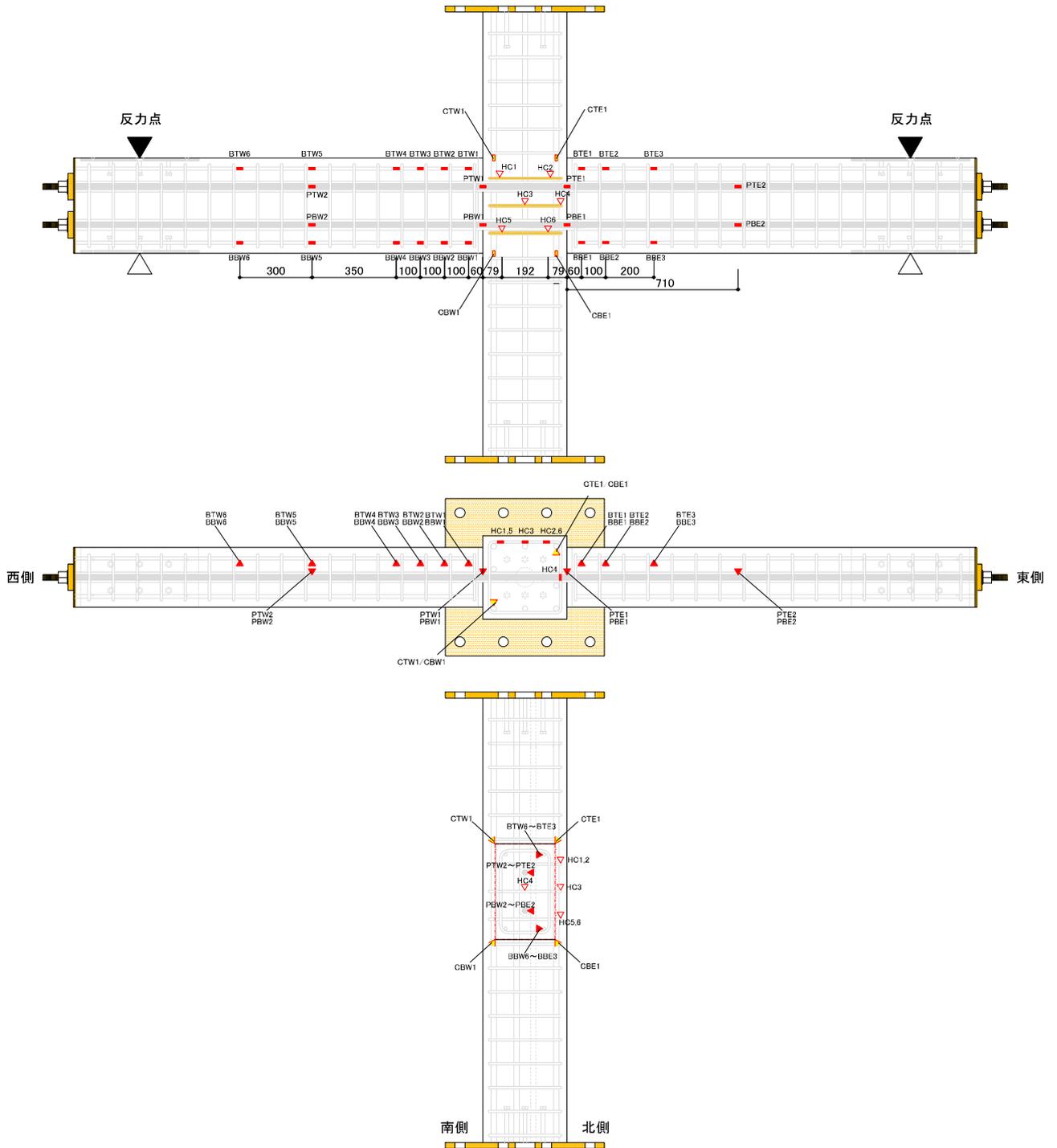


図 2.3-3 (a) 鉄筋ひずみゲージ貼り付け位置 (試験体 PCJ13, 14)

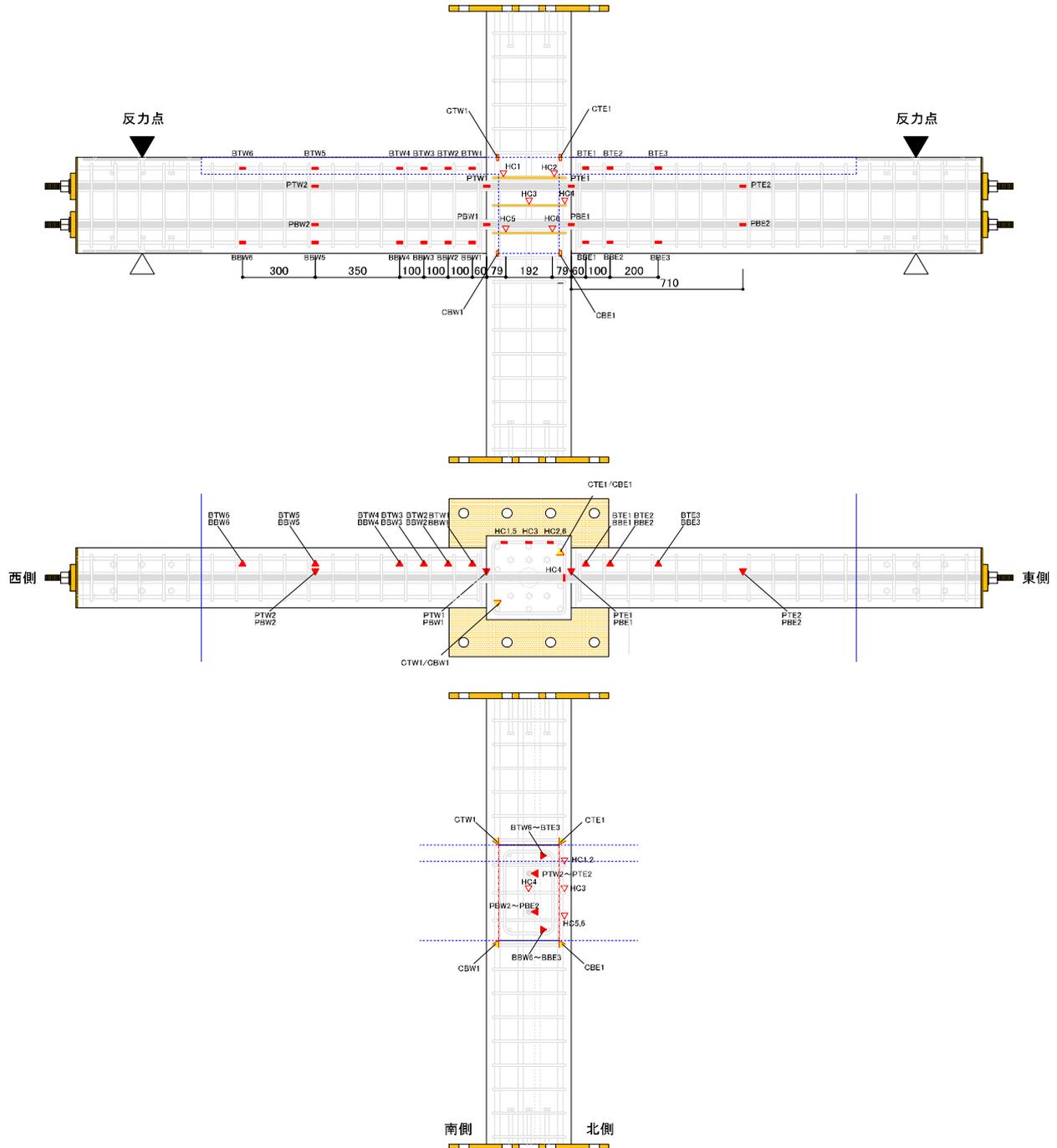


図 2.3-3 (b) 鉄筋ひずみゲージ貼り付け位置 (試験体 PCJ15)

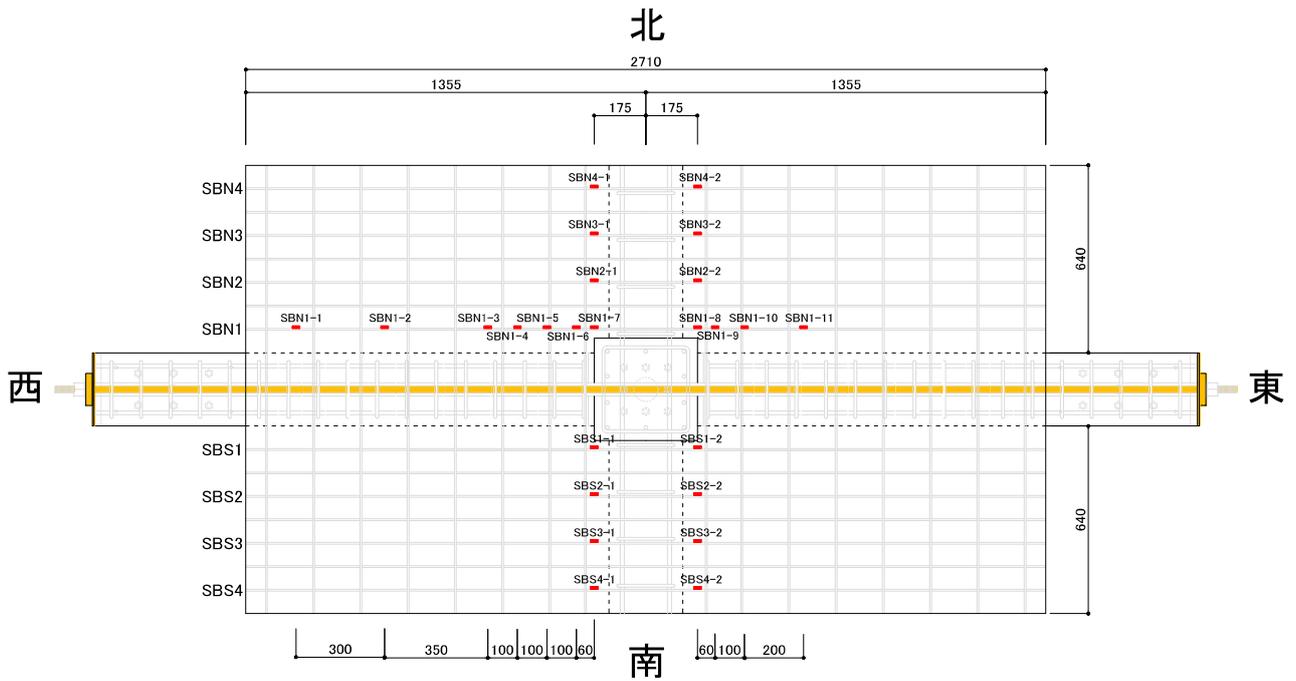


図 2.3-2 (c) スラブ筋ひずみゲージ貼り付け位置 (試験体 PCJ15)

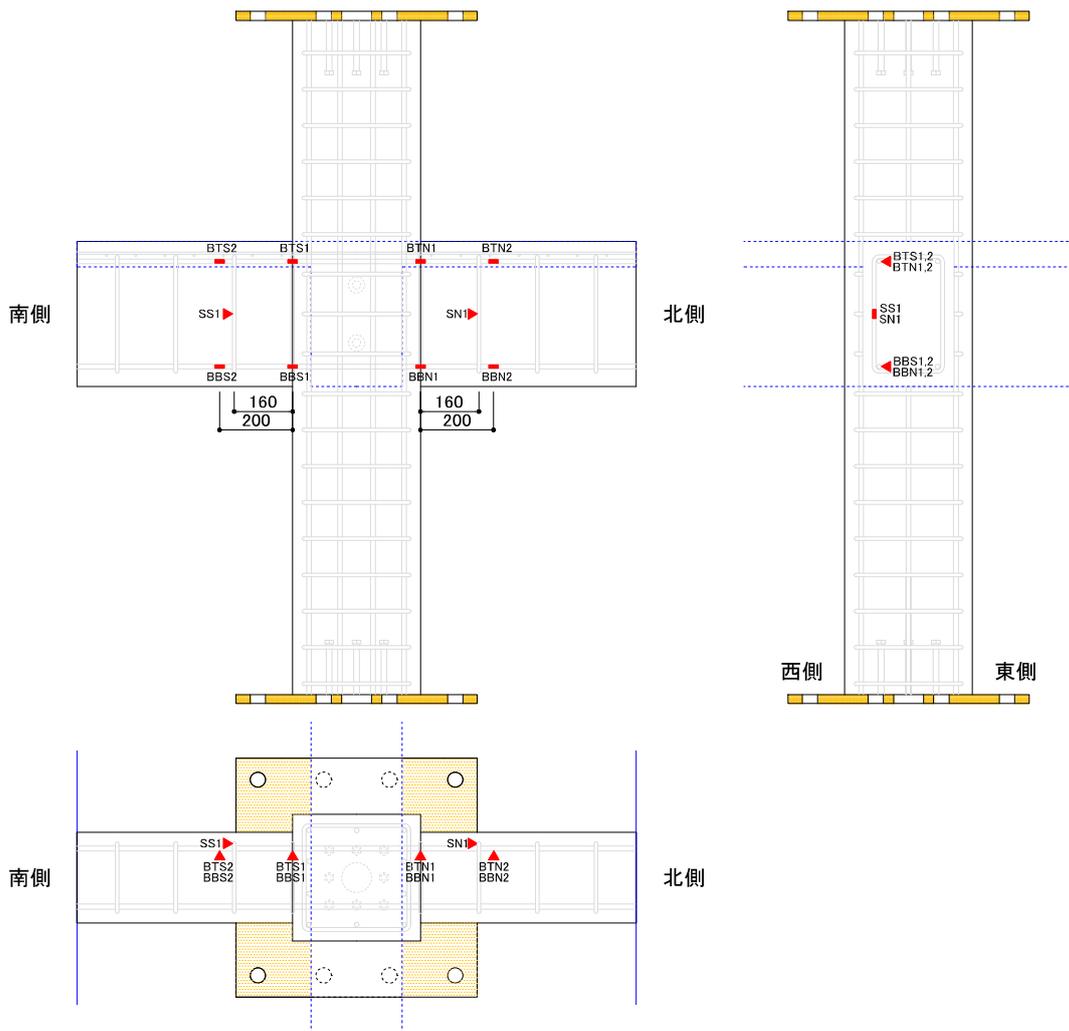


図 2.3-3 (d) 直交梁ひずみゲージ貼り付け位置 (試験体 PCJ15)

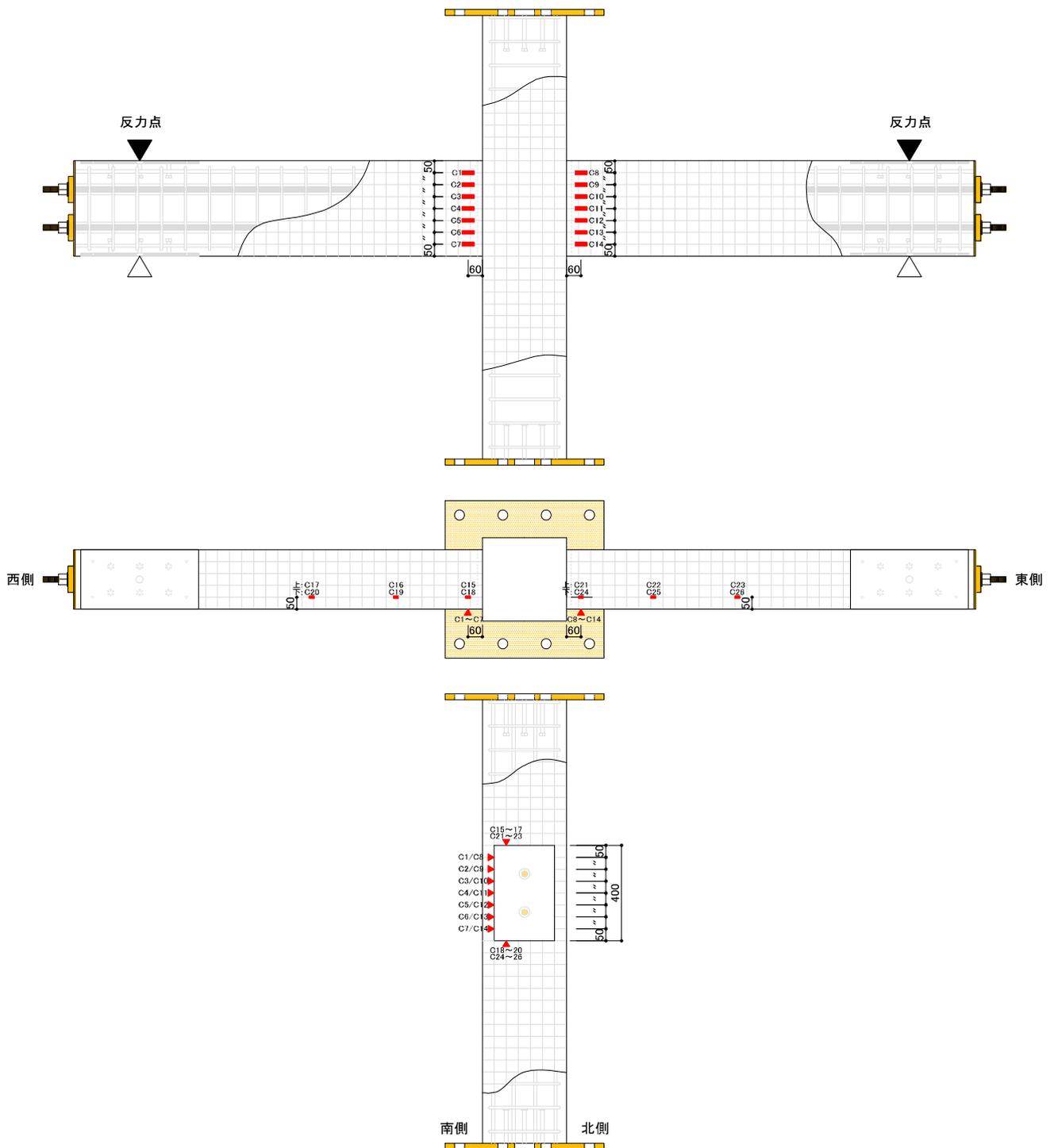


図 2.3-4 (a) コンクリートひずみゲージ貼り付け位置 (試験体 PCJ13, 14)

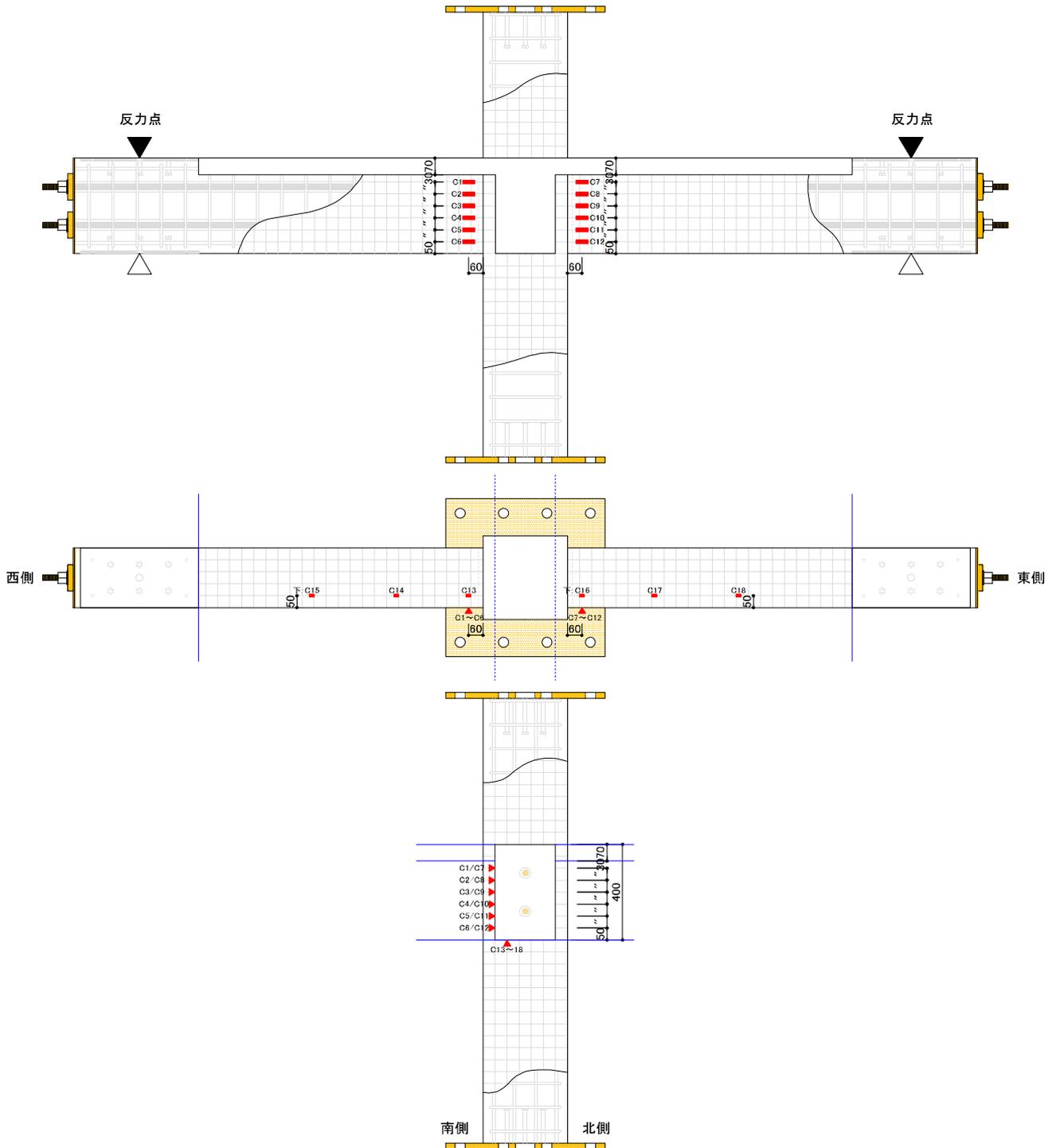


図 2.3-4 (b) コンクリートひずみゲージ貼り付け位置 (試験体 PCJ15)

## 2.4 構造設計

### 2.4.1 曲げひび割れ耐力（梁部材）： $bM_{cr}$

曲げひび割れ耐力は、日本建築学会編「プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説（2015年）」[2.5.1]の3.2.2節にあるPC部材の曲げひび割れ発生時の耐力の式を用いた。結果を表2.4-1に示す。

$$bM_{cr} = \sigma_{tb} \cdot Z + \left( \frac{Z}{A} + e \right) \cdot \Sigma P_e \quad (\text{式 2.4-1})$$

$bM_{cr}$  : PC部材の曲げひび割れ発生時曲げ耐力(kN)

$\sigma_{tb}$  : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{tb} = 0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B}$  ( $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 N/mm<sup>2</sup>)

$Z$  : PC部材断面の引張縁に関する断面係数(mm<sup>3</sup>)

$A$  : PC部材断面積(mm<sup>2</sup>)

$e$  : PC鋼材の偏心距離（偏心の符号は引張側を正とする。）

$\Sigma P_e$  : PC鋼材の有効プレストレス力

曲げひび割れ発生時の梁せん断力  $bQ_{cr}$  は次式を用いた。

$$bQ_{cr} = \frac{M_{cr}}{L_b - B_c/2} \quad (\text{式 2.4-2})$$

$L_b$  : 梁部材長さ( $L_b=1600\text{mm}$ )

$B_c$  : 柱幅( $B_c=350\text{mm}$ )

曲げひび割れ発生時の層せん断力  $bV_{cr}$  は、曲げひび割れ発生時の梁せん断力  $bQ_{cr}$  を節点モーメントに変換してから次式を用いて算出した。

$$bV_{cr} = bQ_{cr} \cdot \frac{L}{H} \quad (\text{十字形の場合}) \quad (\text{式 2.4-3})$$

$L$  : 梁スパン( $L=3200\text{mm}$ )

$H$  : 層間高さ( $H=2830\text{mm}$ )

表 2.4-1 梁の曲げひび割れ耐力

梁部材の曲げひび割れについての計算					
		PCJ13	PCJ14	PCJ15(下引張)	PCJ15(上引張)
PC鋼材本数	n	2			
PC鋼材降伏点	Py	1023	1016		
部材断面積	A	100000		122400	
梁幅	b	250			
梁せい	D	400			
コンクリート強度	$\sigma_B$	48			
コンクリートの曲げ引張強度	$\sigma_{tb}$	3.9			
断面2次モーメント	Ix	133333333.3		1840720000.0	
図心位置	y	200		230	
断面係数	Z	6666666.7		8003130.4	10827764.7
PC鋼材の偏心位置	e	0		30	
PC鋼材の有効プレストレス力	Pe(N)	315821	574121	574121	574121
曲げひび割れ耐力	Mcr(KN・m)	47	64	86	110
曲げひび割れ発生時の梁せん断力	Qcr(KN)	33	45	60	77
曲げひび割れ発生時の層せん断力	Vcr(KN)	37	51	68	87

## 2.4.2 曲げひび割れ耐力（柱部材）： ${}_cM_{cr}$

曲げひび割れ耐力は、菅野による式を用いて算出した。結果を表 2.4-2 に示す。

$${}_cM_{cr} = 0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + N \cdot \frac{Z_e}{A_e} \quad (\text{式 2.4-4})$$

${}_cM_{cr}$  : RC 柱の曲げひび割れ発生時曲げ耐力(kN)

$\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$Z_e$  : 等価断面係数(mm<sup>3</sup>)

$A_e$  : 等価断面積(mm<sup>2</sup>)

$N$  : 軸力(kN)

曲げひび割れ発生時の柱せん断力  ${}_bQ_{cr}$  は層せん断力  ${}_bV_{cr}$  と同義となるので、曲げひび割れ発生時の層せん断力  ${}_bV_{cr}$  は以下のように算出することができる。

$${}_cV_{cr} = \frac{{}_cM_{cr}}{(H - D_b)/2} \quad (\text{式 2.4-5})$$

$H$  : 層間高さ( $H=2830\text{mm}$ )

$D_b$  : 梁せい( $D_b=400\text{mm}$ )

表 2.4-2 柱の曲げひび割れ耐力

柱部材の曲げひび割れについての計算				
		PCJ13	PCJ14	PCJ15
コンクリート強度	$\sigma_B$	48		
図心から柱主筋までの距離	$Y_s$	135	133	
コンクリートヤング係数	$E_c$	26650		
鉄筋ヤング係数	$E_s$	205000	205000	
ヤング係数比	$n$	8	8	
圧縮、引張側鉄筋断面積	$A_t, A_c$	596	1161	
等価断面係数	$Z_e$	8100406	8951712	
等価断面積	$A_e$	134721	146321	
軸力	$N$	735		
曲げひび割れ耐力	$M_{cr}$	76	80	
曲げひび割れ発生時の層せん断力	$V_{cr}$	62	66	

### 2.4.3 せん断ひび割れ耐力（柱，梁部材）： $bQ_{cr}$ ， $cQ_{cr}$

柱及び梁のせん断ひび割れ耐力は、日本建築学会編「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」[2.5.2]の6.2節にあるせん断ひび割れ強度式を用いた。結果を表2.4-3，2.4-4に示す。

$$Q_{cr} = \varphi \cdot \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_g'} \times b \cdot D \times \frac{1}{k} \quad (\text{式 2.4-6})$$

$Q_{cr}$  : 柱及び梁のせん断ひび割れ発生時せん断耐力(kN)

$b$  : 柱，梁の断面幅(mm)

$D$  : 柱，梁の断面せい(mm)

$\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_t$  : コンクリートの引張強度(N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_t = 0.33 \cdot \sqrt{\sigma_B}$$

$\sigma_g'$  : 部材に作用する軸応力 (N/mm<sup>2</sup>) ※有効プレストレスト力を含む。

$k$  : 断面形状係数 ( $k = 1.5$ )

$\varphi$  : 耐力の低減係数 ( $\varphi = 1.0$ )

梁のせん断ひび割れ発生時の層せん断力  $bV_{cr}$  は、せん断ひび割れ発生時の梁せん断力  $bQ_{cr}$  を節点モーメントに変換してから次式を用いて算出した。

$$bV_{cr} = bQ_{cr} \cdot \frac{L}{H} \quad (\text{十字形の場合}) \quad (\text{式 2.4-7})$$

$L$  : 梁スパン( $L=3200\text{mm}$ )

$H$  : 層間高さ( $H=2830\text{mm}$ )

柱のせん断ひび割れ発生時の柱せん断力  ${}_cQ_{cr}$  は層せん断力  ${}_cV_{cr}$  と同義となるので、せん断ひび割れ発生時の層せん断力  ${}_cV_{cr}$  は以下の式が成り立つ。

$${}_cQ_{cr} = {}_cV_{cr} \quad (\text{式 2.4-8})$$

表 2.4-3 梁のせん断ひび割れ耐力

梁部材のせん断ひび割れについての計算				
		PCJ13	PCJ14	PCJ15
PC鋼材本数	n	2		
PC鋼材降伏点	Py	1023	1016	
部材断面積	A	100000		122400
梁幅	b	250		
梁せい	D	400		
コンクリート強度	$\sigma_B$	48		
コンクリート引張強度	$\sigma_t$	2		
梁に作用する軸力度	$\sigma_g$	3	6	
PC鋼材の有効プレストレス力	Pe(N)	315821	574121	
せん断ひび割れ耐力	Qcr(KN)	235	286	
せん断ひび割れ発生時の層せん断力	Vcr(KN)	266	323	

表 2.4-4 柱のせん断ひび割れ耐力

柱部材のせん断ひび割れについての計算				
		PCJ13	PCJ14	PCJ15
コンクリート強度	$\sigma_B$	48		
コンクリート引張強度	$\sigma_t$	2		
柱に作用する軸力度	$\sigma_g$	6		
柱軸力	N	735000		
柱のせん断ひび割れ時の層せん断力	Vcr、Qcr	355		

## 2.4.4 梁曲げ終局耐力

梁曲げ終局時の層せん断力計算値は、文献[2.5.1]より算定した。

$$bM_u = T_{pc} \cdot d_{pa} + T_{py} \cdot d_{pb} + T_{sy} \cdot d_t - C_{sy} \cdot d_c - (T_{pc} + T_{py} + T_{sy} - C_{sy}) k_2 \cdot x_n$$

$T_{pc}$  : 圧縮側 PC 鋼材の引張力 ( $T_{pc} = \Sigma a_{pca} \cdot \sigma_{pc}$ ) (N)

$a_{pca}$  : 圧縮側 PC 鋼材断面積(mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{pc}$  : 有効プレストレス (設計時:  $\sigma_{pc} = \eta \cdot \min(0.7\sigma_{pu}, 0.8\sigma_{py})$ 、耐力算定時には実緊張力を用いた)

$\eta$  : 有効率 (=0.85)

$\sigma_{pu}$  : PC 鋼材の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{py}$  : PC 鋼材の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$T_{py}$  : 引張側 PC 鋼材の引張力 (アンボンド部材の場合:  $T_{py} = \Sigma a_{pcb} \cdot \sigma_{py}$ ) (N)

$a_{pcb}$  : 引張側 PC 鋼材断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{py}$  : PC 鋼材の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$T_{sy}$  : 引張側鉄筋降伏時引張力 ( $T_{sy} = a_t \cdot \sigma_y$ ) (N)

$a_t$  : 引張側普通鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 普通鉄筋の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$C_{sy}$  : 圧縮側鉄筋降伏時引張力 ( $C_{sy} = a_c \cdot \sigma_y$ ) (N)

$a_c$  : 圧縮側普通鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

$d_{pa}$  : コンクリート圧縮縁から圧縮側 PC 鋼材の重心位置までの距離 (mm)

$d_{pb}$  : コンクリート圧縮縁から引張側 PC 鋼材の重心位置までの距離 (mm)

$d_t$  : コンクリート圧縮縁から引張鉄筋の重心位置までの距離 (mm)

$d_c$  : コンクリート圧縮縁から圧縮鉄筋の重心位置までの距離 (mm)

$x_n$  : コンクリート圧縮縁から中立軸位置までの距離 ( $x_n = (q_{sp}/k_1 \cdot k_3)/D$ ) (mm)

$q_{sp}$  :  $x_n$  を簡易的に計算するためのものであり、 $q_{pr}$  の算定式において全ての PC 鋼材が降伏しているものとして計算した結果と一致する ( $q_{sp} = (\Sigma a_p \cdot \sigma_{py} + a_t \cdot \sigma_y - a_c \cdot \sigma_y)/(b \cdot D \cdot \sigma_B)$ )

$$q_{pr} = \{(T_{pc} + T_{py}) + (T_{sy} - C_{sy})\} / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$$

$a_p$  : PC 鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$k_1, k_2, k_3$  : 曲げ圧縮部コンクリートのストレスブロック係数

$\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$B$  : 梁幅 (mm)

$D$  : 梁せい (mm)

※上端が圧縮側になる場合にはスラブの協力幅を考慮する。中立軸位置がスラブ内にある場合は  $x_n = (q_{sp}/k_1 \cdot k_3)D \times (b/B)$  (mm) (ここで、 $b$  は梁幅、 $B$  はスラブの協力幅を考慮した梁幅)

## 2.4.5 柱曲げ終局耐力

柱曲げ終局耐力  ${}_cM_u$  は文献[2.5.2]の多段配筋を考慮した以下の式で求めた。

$${}_cM_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

$a_t$  : 柱鉄筋全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$b$  : 柱断面幅 (mm)

$D$  : 柱断面せい (mm)

$\sigma_y$  : 普通鉄筋の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N$  : 柱軸力 (N)

$g_1$  : 引張鉄筋重心と圧縮鉄筋重心との距離の柱断面せいに対する比

## 2.4.6 接合部せん断終局耐力

柱梁接合部のせん断終局耐力は、文献[2.5.2]の接合部せん断強度式  $\tau_{ju}$  を用いて算出した。

$$\tau_{ju} = \kappa \cdot \Phi \cdot F_j$$

$$V_{ju} = \kappa \cdot \Phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$$

$\tau_{ju}$  : 接合部せん断終局強度

$V_{ju}$  : 接合部せん断終局耐力

$\kappa$  : 接合部の形状による係数

$\kappa=1.0$  十字形接合部

$\kappa=0.7$  ト形およびT形接合部

$\kappa=0.4$  L形接合部

$\Phi$  : 直交梁の有無による補正係数

$\Phi=1.0$  両側直交梁付き接合部の場合

$\Phi=0.85$  上記以外の場合

$F_j$  : 接合部のせん断強度の基準値で、下式による

$$F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$D_j$  : 柱せいまたは90°折り曲げ筋水平投影長さ (mm)

$b_j$  : 接合部有効幅 (mm)

柱梁接合部のせん断終局耐力時の層せん断力  $V_{cu}$  <sup>4)</sup> は、せん断終局耐力時に接合部に入力されるせん断力  $V_{ju}$  から以下のように算出する。

$$V_{cu} = \frac{V_{ju} \cdot j_b}{H - j_b - \frac{H}{L} \cdot D_c}$$

$d$  : 梁の有効せい (mm)

$j_b$  : 梁応力中心間距離 =  $7/8d$  (mm)

$D_c$  : 柱せい (mm)

$H$  : 層間高さ (mm)

$L$  : 梁スパン (mm)

次に、接合部せん断余裕度の算出方法を示す。接合部せん断余裕度の定義は以下に示す。

$$\text{接合部せん断余裕度} = \frac{V_{ju}}{V_j}$$

$V_{ju}$  : 接合部せん断終局耐力

$V_j$  : 梁曲げ終局時の接合部入力せん断力

## 2.5 参考文献

- [2.5.1] 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015
- [2.5.2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，2012
- [2.5.3] 日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2007

## 第3章 実験結果 I

### 3.1 破壊性状

図 3.1-1～3 に試験体 PCJ13、14、15 の各加力方向ピーク時の南面、東面、西面、上面、下面のひび割れ状況を、写真 3.1-1～3 にサイクル終了時の試験体の写真を示す。初期ひび割れは緑色、正方向加力時のひび割れは黒、負方向加力時のひび割れは赤線で描いた。またハッチングはコンクリートの剥落を示す。スラブは梁上面を含む南側のみ観察した。

PC 鋼材係数 0.09 の平面十字形試験体 PCJ13 は柱にひび割れが殆ど発生せず、同形状である PC 鋼材係数が 0.17 の平面十字形試験体 PCJ14 に比べ梁の損傷も軽微であった。また、試験体 PCJ14 は柱梁接合部に斜めひび割れが生じた。PC 鋼材係数が 0.09 のスラブおよび直交梁付き立体十字形試験体 PCJ15 は試験体 PCJ14 と同様に柱・梁におけるひび割れが顕著に現れ、さらにスラブおよび直交梁におけるひび割れも顕著に現れた。

全試験体共に最大層せん断力付近で梁圧着接合面におけるコンクリート圧壊が生じ、柱および梁の損傷が軽微となり、部材の損傷が梁圧着接合面近傍に集中する結果となった。

以下に、層間変形角・試験体ごとの主な破壊状況を述べる。

#### (1) 試験体 PCJ13 (PC 鋼材係数 0.09、平面十字形)

1 サイクル時 (層間変形角 0.25%) に梁圧着接合面および目地モルタルにひび割れが発生し、引張側梁と柱に離間が生じ、圧着接合面近傍に目開きひび割れが生じた。3 サイクル時 (層間変形角 0.5%) 以降に梁のひび割れが進展し、5 サイクル時 (層間変形角 1.0%) には東梁上面に新たな曲げひび割れが生じた。また圧縮側の梁が柱にめり込んだことにより目地モルタルの一部が剥落した。7 サイクル時 (層間変形角 1.5%) に梁圧着接合面近傍のかぶりコンクリートの圧壊が生じ、かぶりコンクリートの一部が剥落した。また西梁上面に新たな曲げひび割れが生じた。11 サイクル時 (層間変形角 3.0%) には最大耐力を迎え、圧縮側の危険断面近傍のコンクリートが大きく圧壊した。13 サイクル時 (層間変形角 4.0%) になると梁圧着接合面近傍のコンクリート圧壊および目開きひび割れが激しくなり、PC 鋼材が降伏に至った。

#### (2) 試験体 PCJ14 (PC 鋼材係数 0.17、平面十字形)

3 サイクル時 (層間変形角 0.5%) に梁圧着接合面および目地モルタルにひび割れが発生し、引張側梁と柱に離間が生じ、圧着接合面近傍に目開きひび割れが生じ、西梁上下面に曲げひび割れが生じた。また上柱および下柱共に曲げひび割れが生じ、柱梁接合部パネル内に斜めひび割れが生じた。5 サイクル時 (層間変形角 1.0%) には東西梁の上下面に新たな曲げひび割れが生じ、柱の曲げひび割れが進展した。接合部パネル内の斜めひび割れも大きく進展し両対角に渡った。また接合部横補強筋は降伏に至った。9 サイクル時 (層間変形角 2.0%) には最大耐力を迎え、圧縮側の梁が柱にめり込んだことにより梁圧着接合面近傍のかぶりコンクリートの圧壊が生じ、かぶりコンクリートの一部が剥落した。11 サイクル時 (層間変形角 3.0%) 以降、梁危険断面近傍のコンクリートが大きく進展し、柱および梁のひび割れも進展した。最終的に PC 鋼材は降伏しなかった。

## (3) 試験体 PCJ15 (PC 鋼材係数 0.09、立体十字形)

1 サイクル時 (層間変形角 0.25%) に引っ張り側梁と柱に離間が生じ、西側のスラブ上下面のほぼ同じ位置に曲げひび割れが生じた。3 サイクル時 (層間変形角 0.5%) には上柱および下柱に曲げひび割れが新たに生じ、梁下端に曲げひび割れが生じ、梁圧着接合面近傍に目開きひび割れが生じた。また東側のスラブ上下面に新たに曲げひび割れが生じ、直交梁にねじれひび割れが生じた。5 サイクル時 (層間変形角 1.0%) には柱および梁のひび割れが進展し、スラブではひび割れの進展と新たなひび割れが見られた。7 サイクル時 (層間変形角 1.5%) にはスラブ上面に加力方向のひび割れ (梁側面近傍のひび割れ) が生じた。また東梁下端に新たな曲げひび割れが生じた。9 サイクル時 (層間変形角 2.0%) には柱および梁のひび割れが大きく進展し、スラブ上面の加力方向のひび割れが大きく進展し、スラブの東西の端部まで貫通した。また圧縮側の梁が柱にめり込んだことにより梁圧着接合面近傍のかぶりコンクリートが圧壊し、かぶりコンクリートの一部が剥落した。11 サイクル時 (層間変形角 3.0%) には圧縮側のかぶりコンクリートの大きく圧壊した。またスラブ上面の東西の端部に新たなひび割れが生じた。このサイクルからスラブ筋が破断し始めた。13 サイクル時 (層間変形角 4.0%) にはコンクリート圧壊および柱・梁・スラブにおけるひび割れが進展した。スラブの直交梁付近のひび割れ幅が非常に大きくなり、スラブ筋を目視することができた。

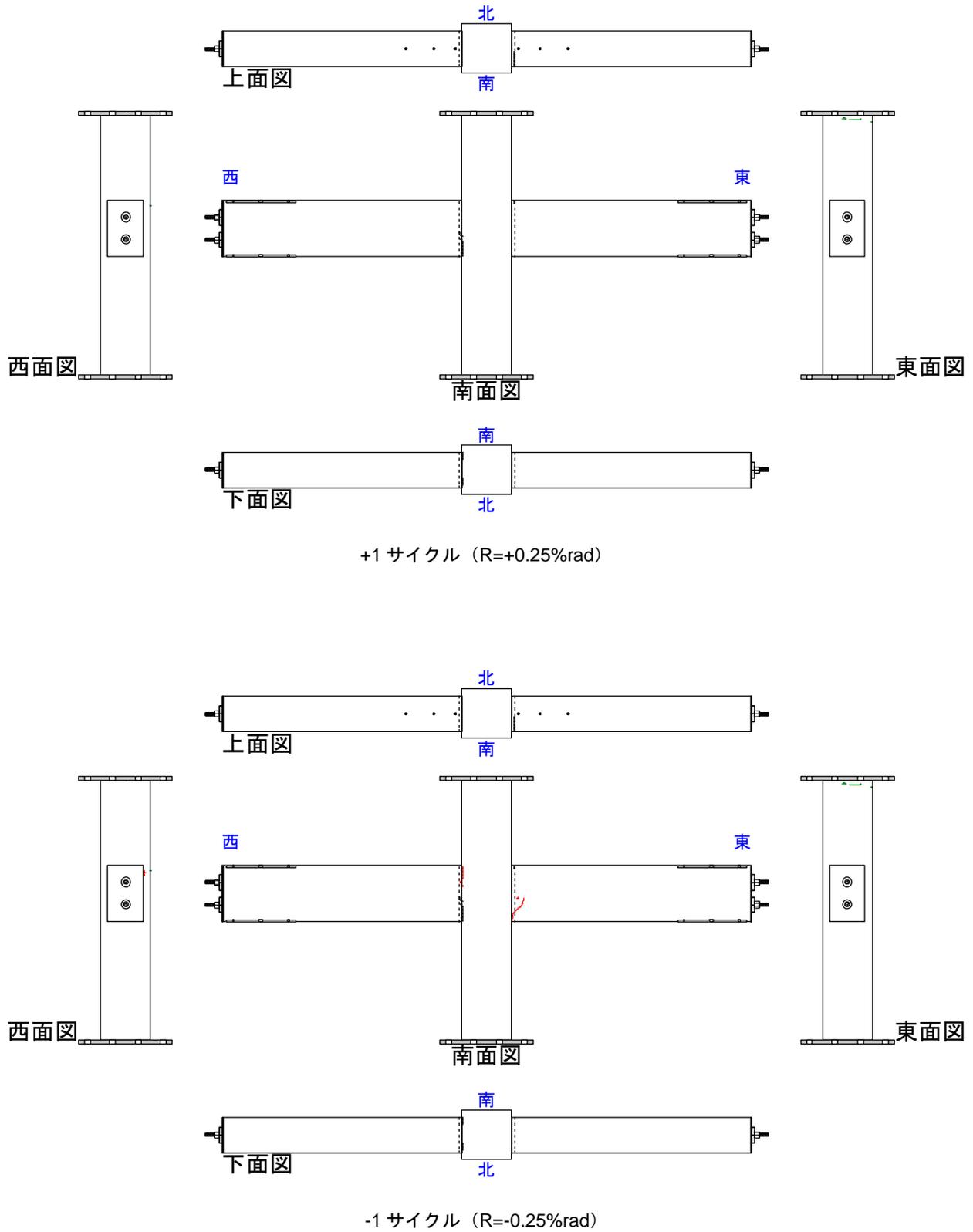


図 3.1-1(a) 試験体 PCJ13 ひび割れ状況

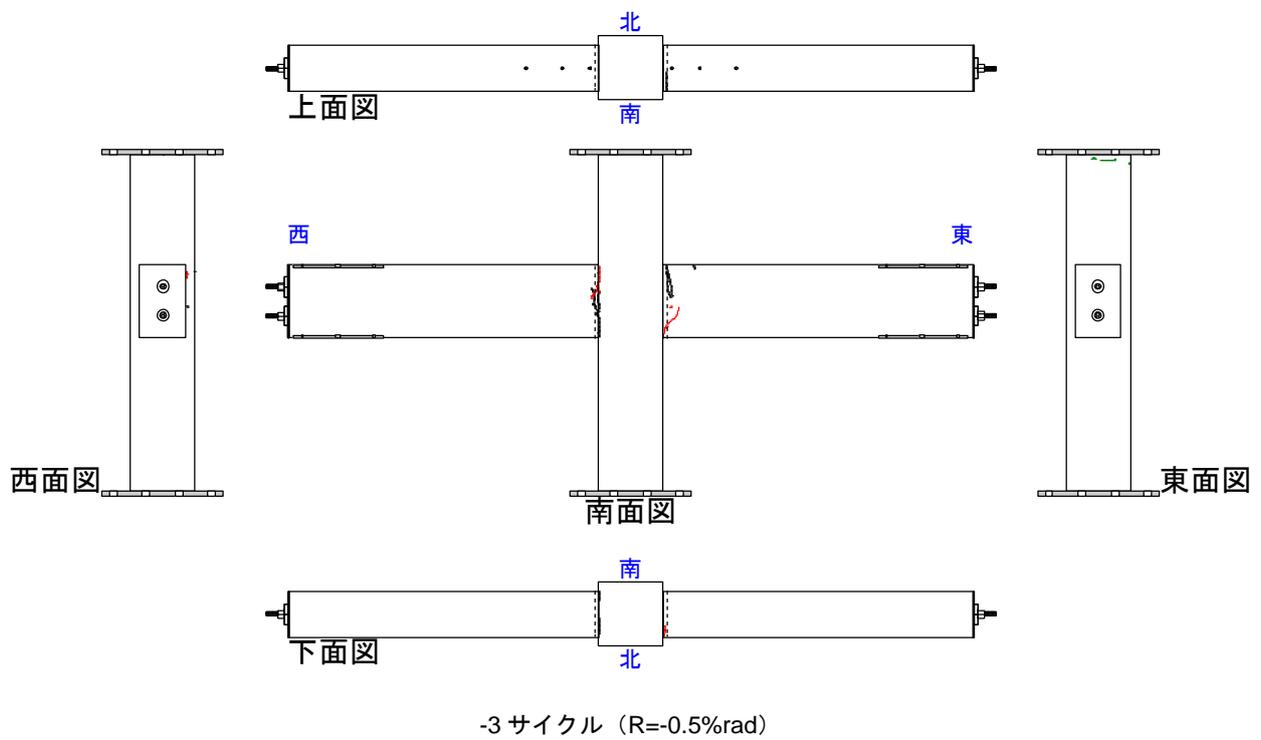
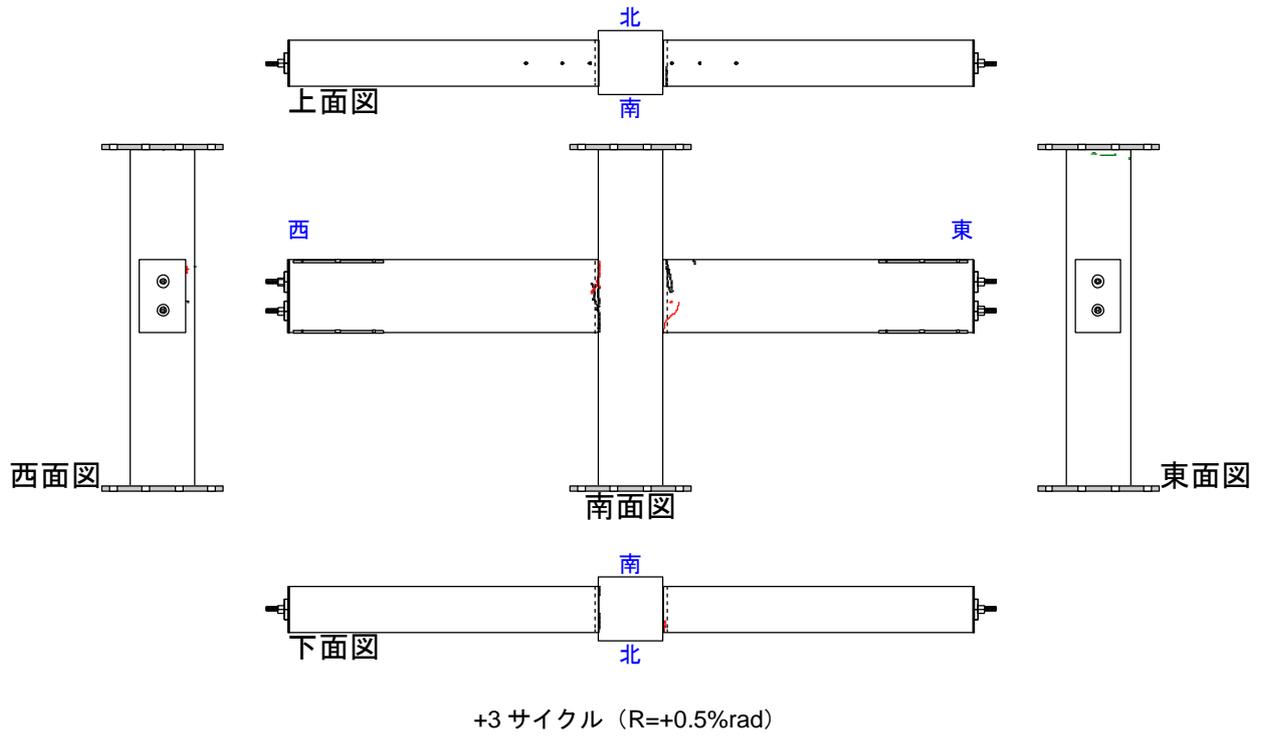


図 3.1-1(b) 試験体 PCJ13 ひび割れ状況

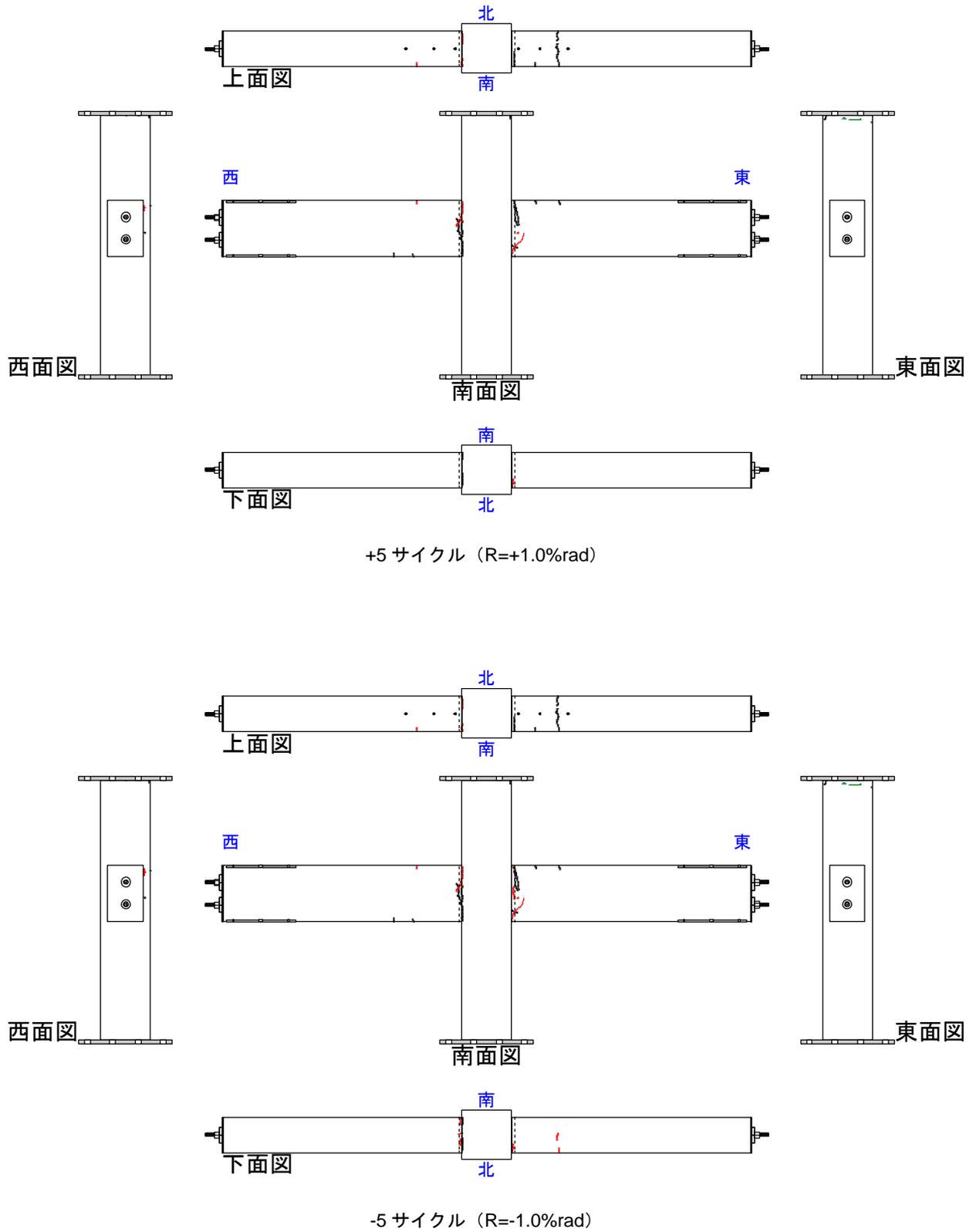


図 3.1-1(c) 試験体 PCJ13 ひび割れ状況

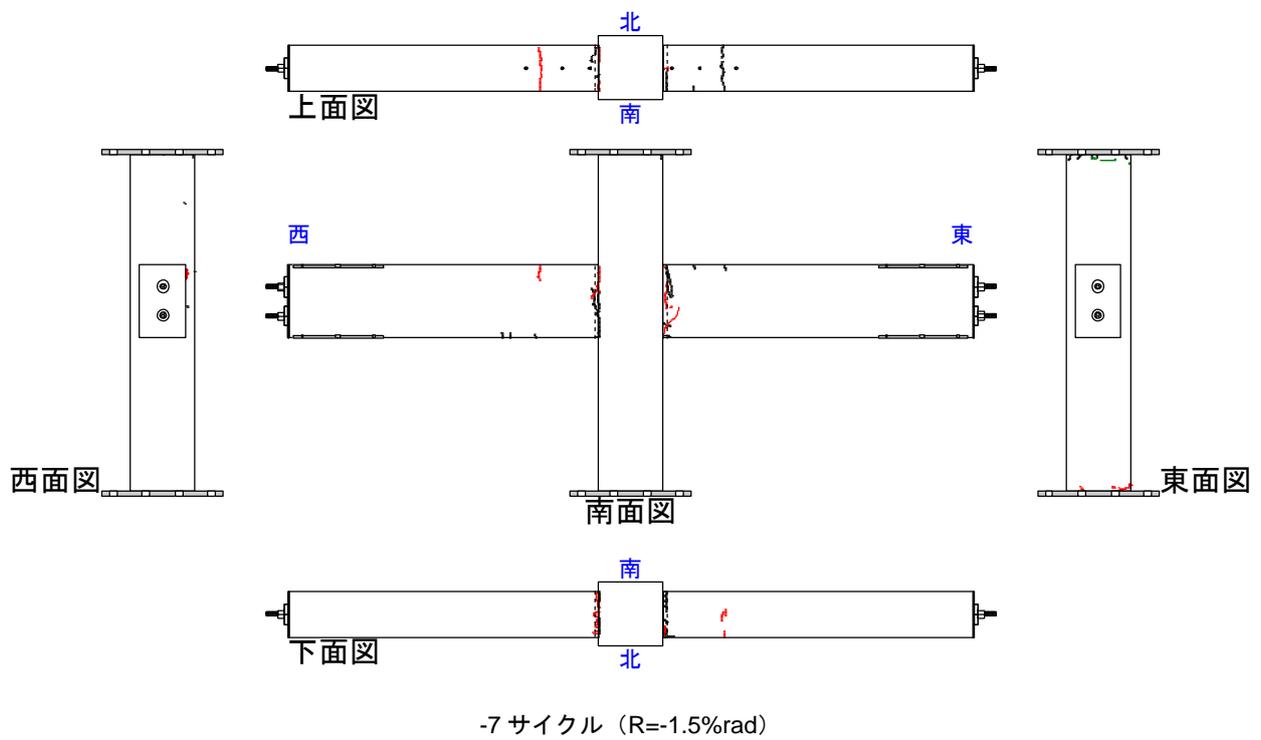
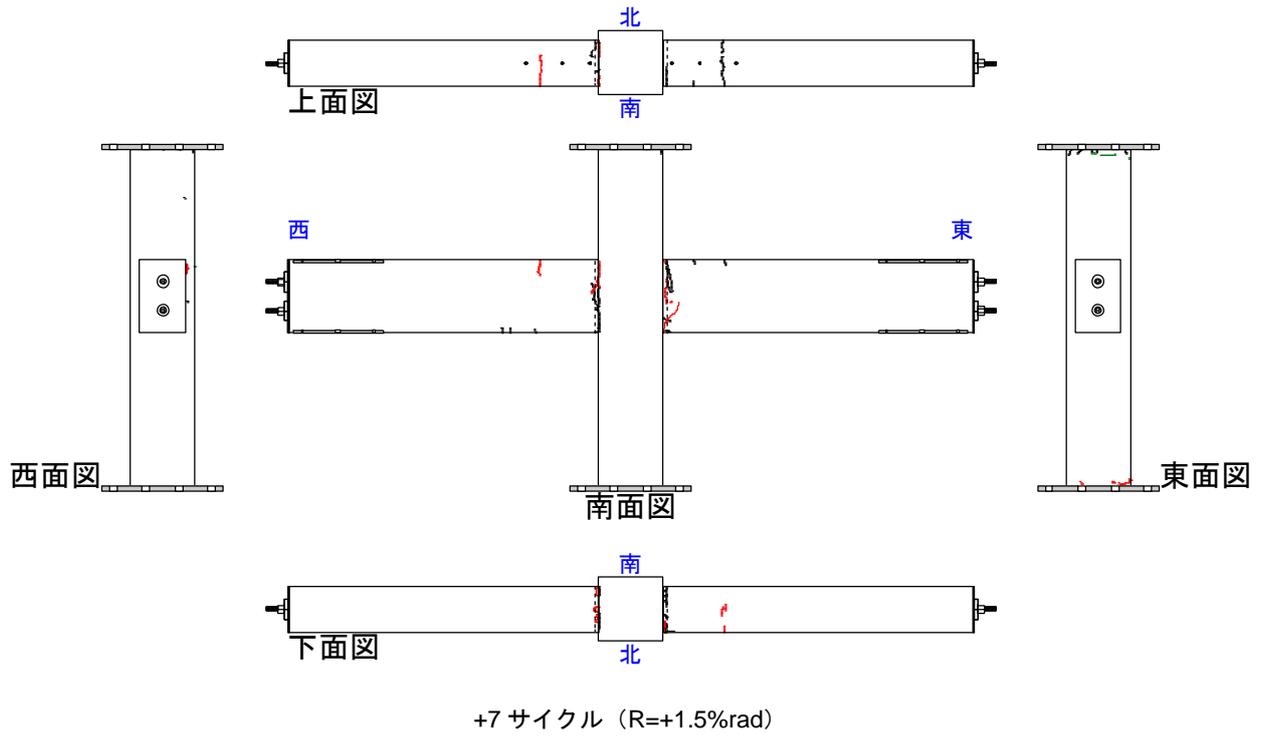


図 3.1-1(d) 試験体 PCJ13 ひび割れ状況

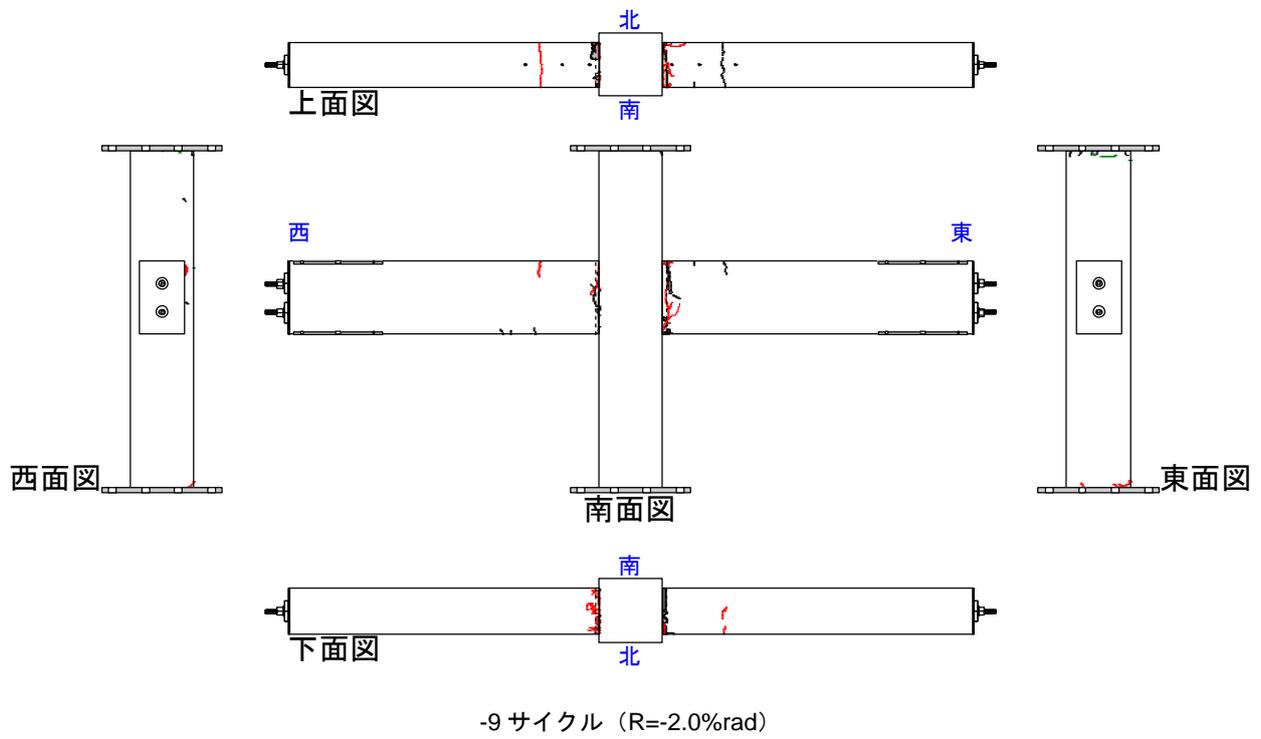
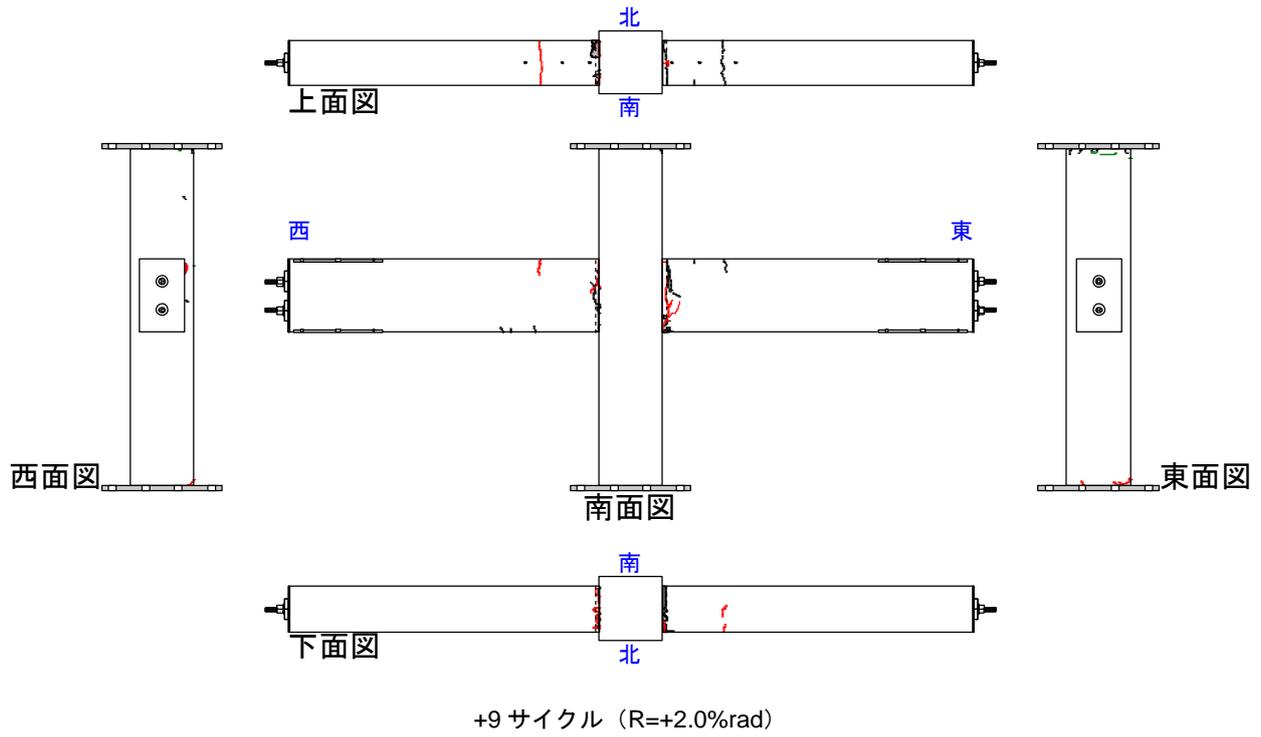
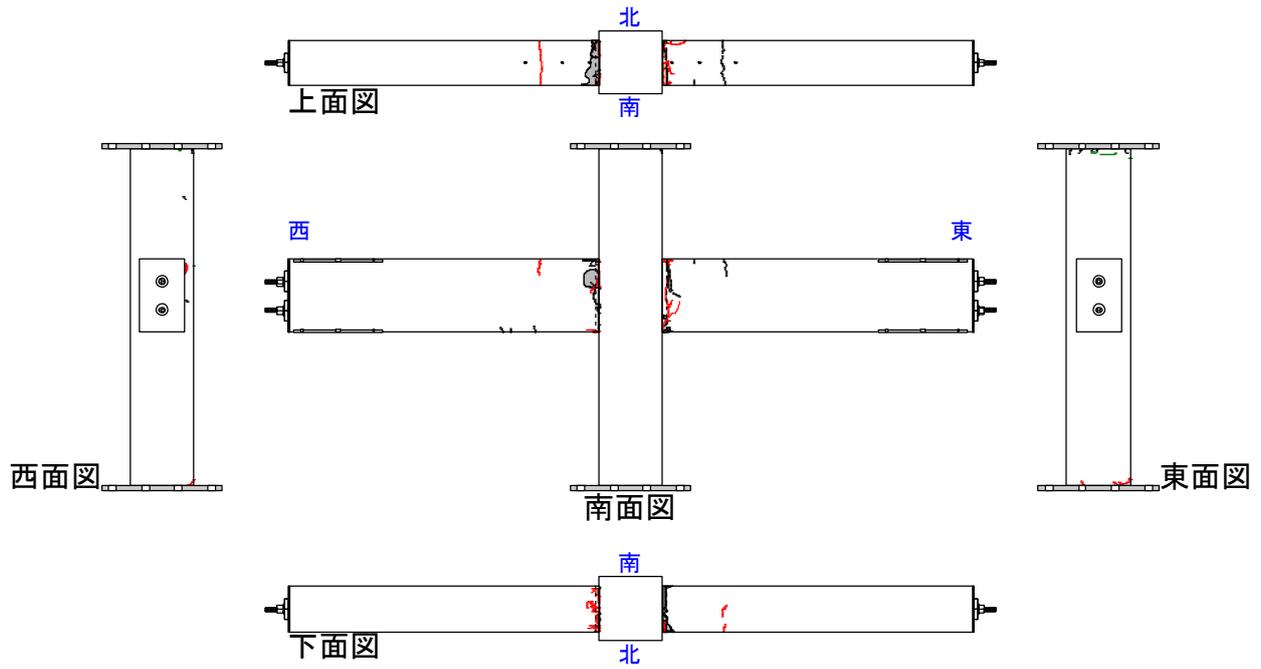
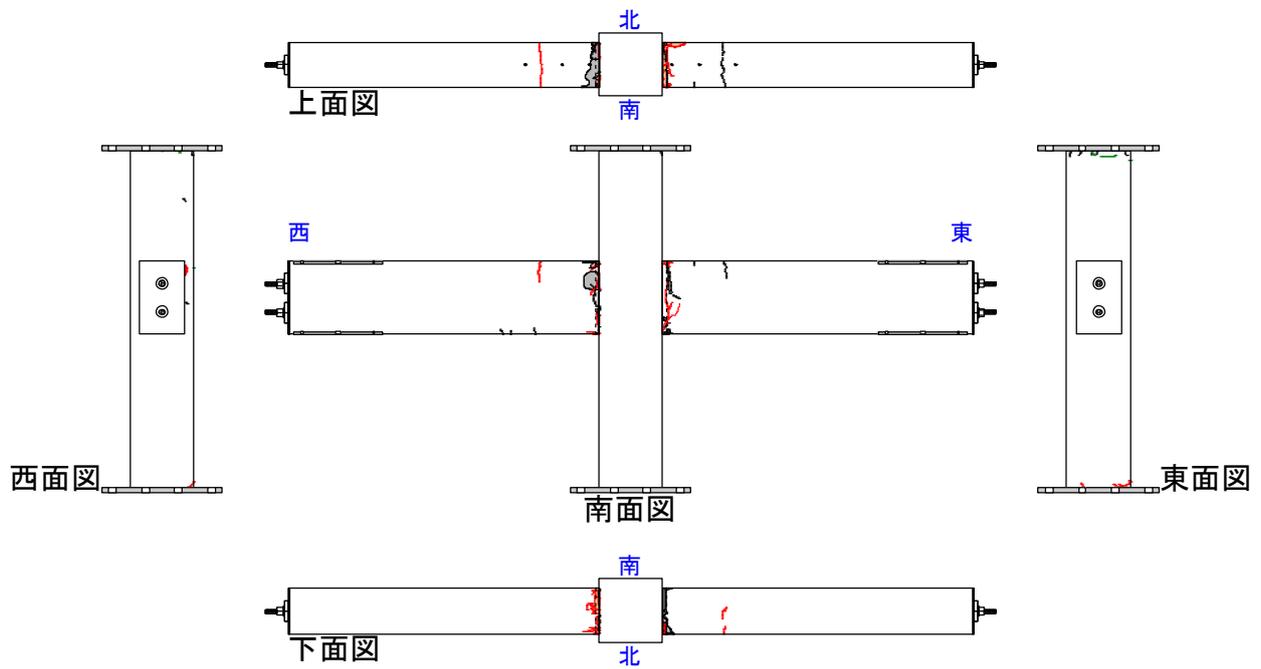


図 3.1-1(e) 試験体 PCJ13 ひび割れ状況



+11 サイクル ( $R=+3.0\%$ rad)



-11 サイクル ( $R=-3.0\%$ rad)

図 3.1-1(f) 試験体 PCJ13 ひび割れ状況

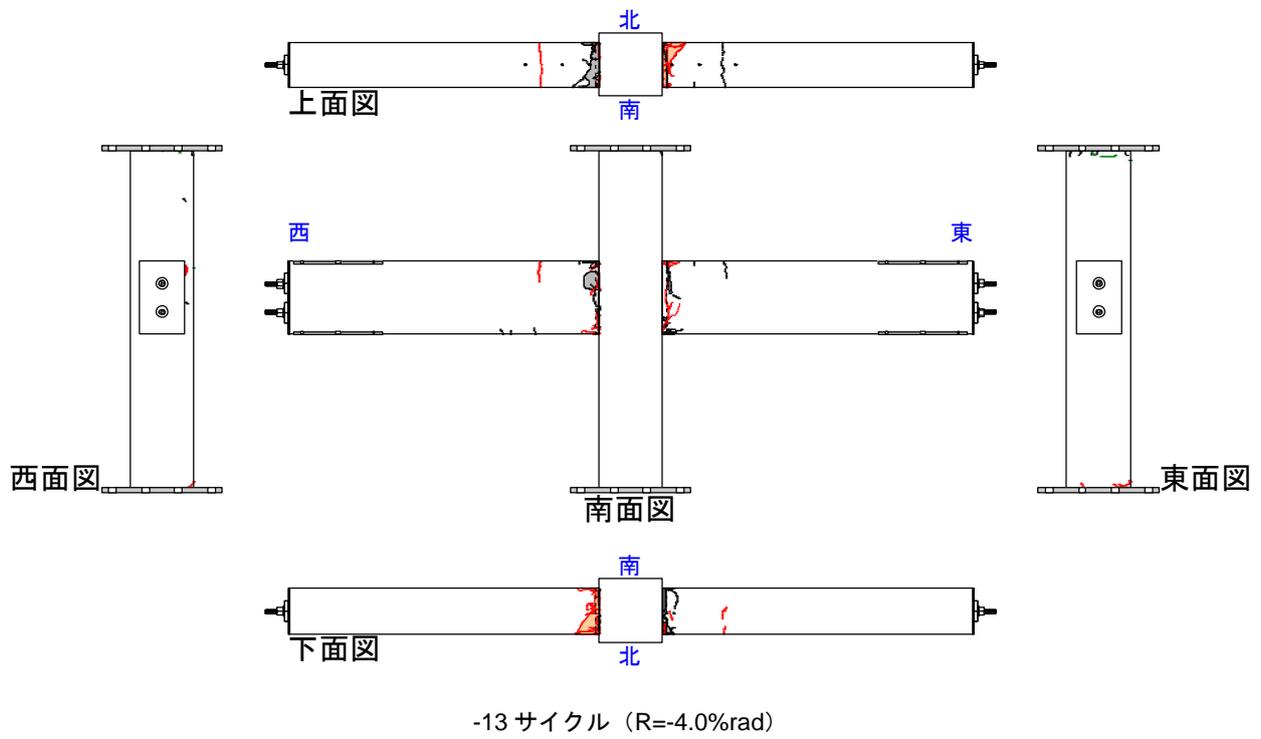
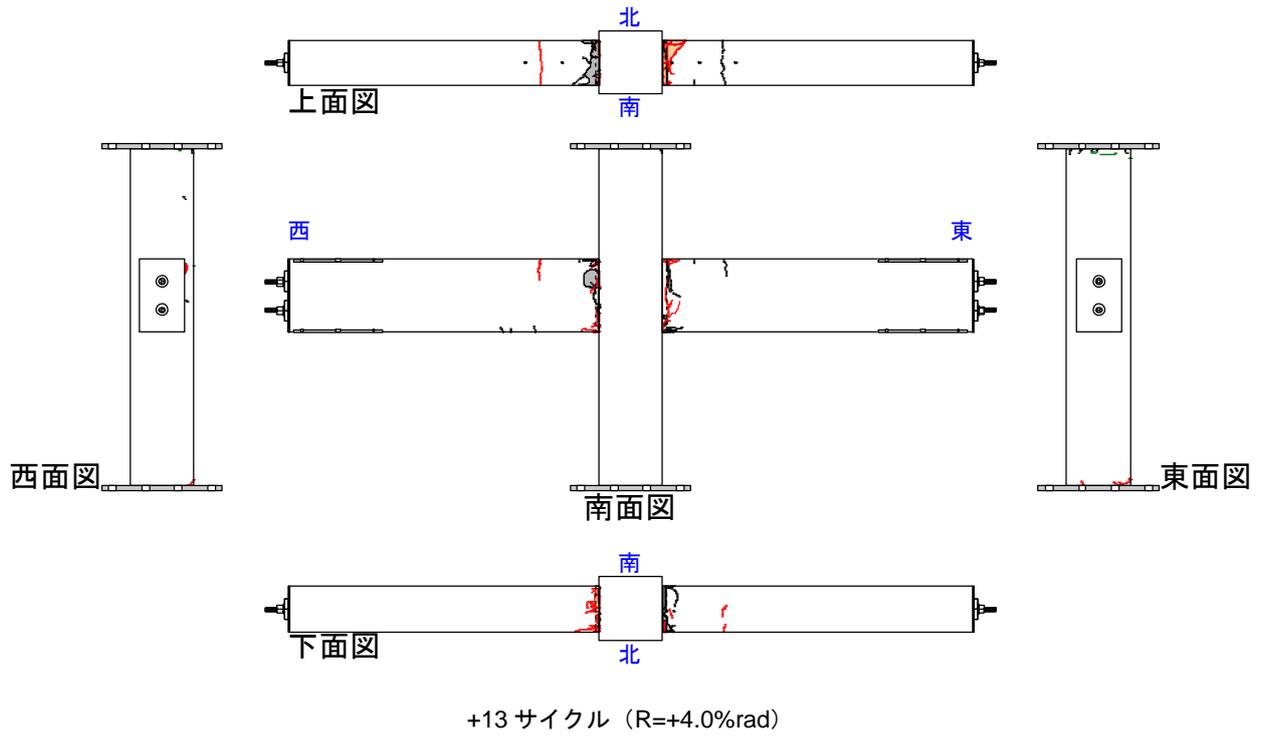


図 3.1-1(g) 試験体 PCJ13 ひび割れ状況

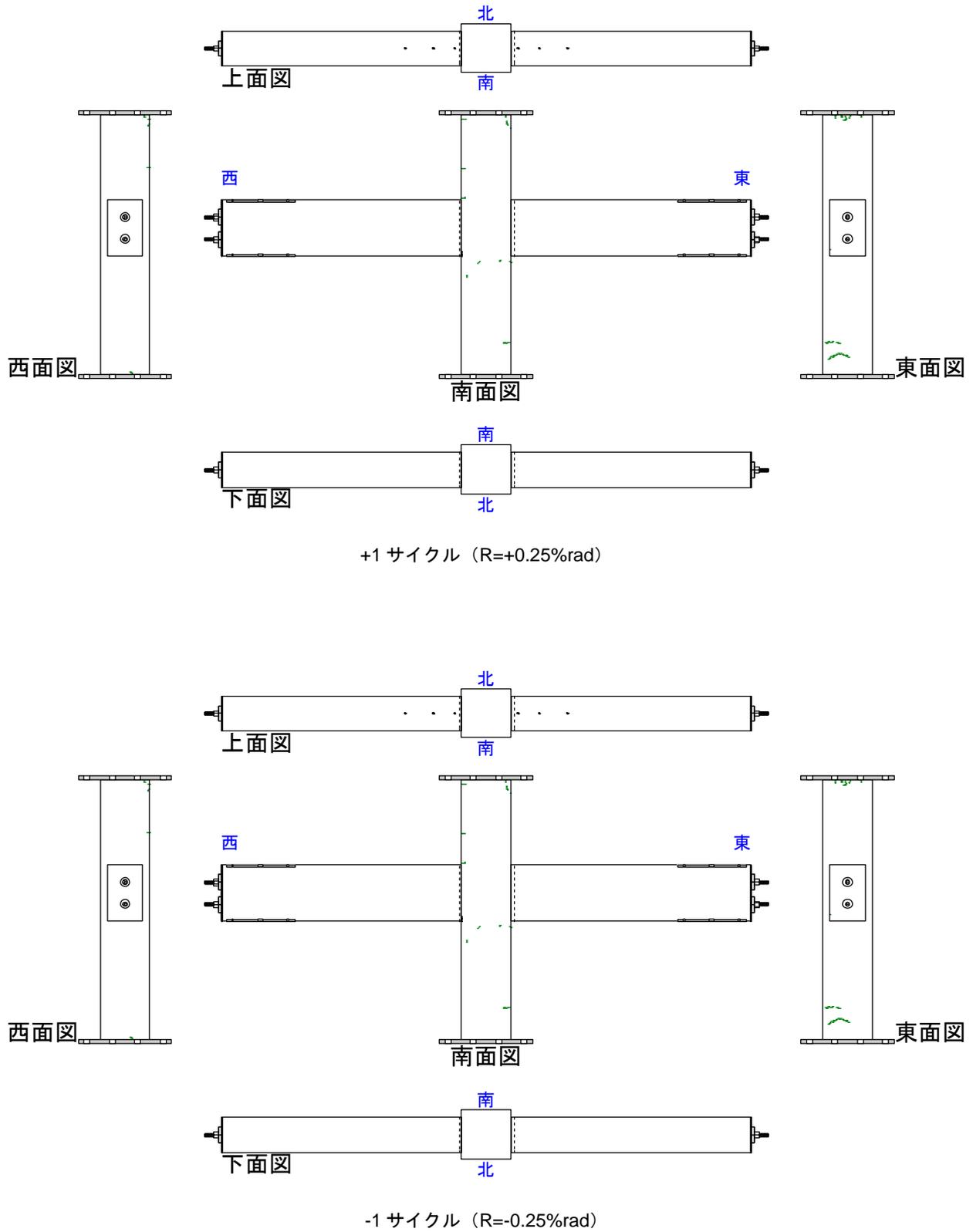


図 3.1-2(a) 試験体 PCJ14 ひび割れ状況

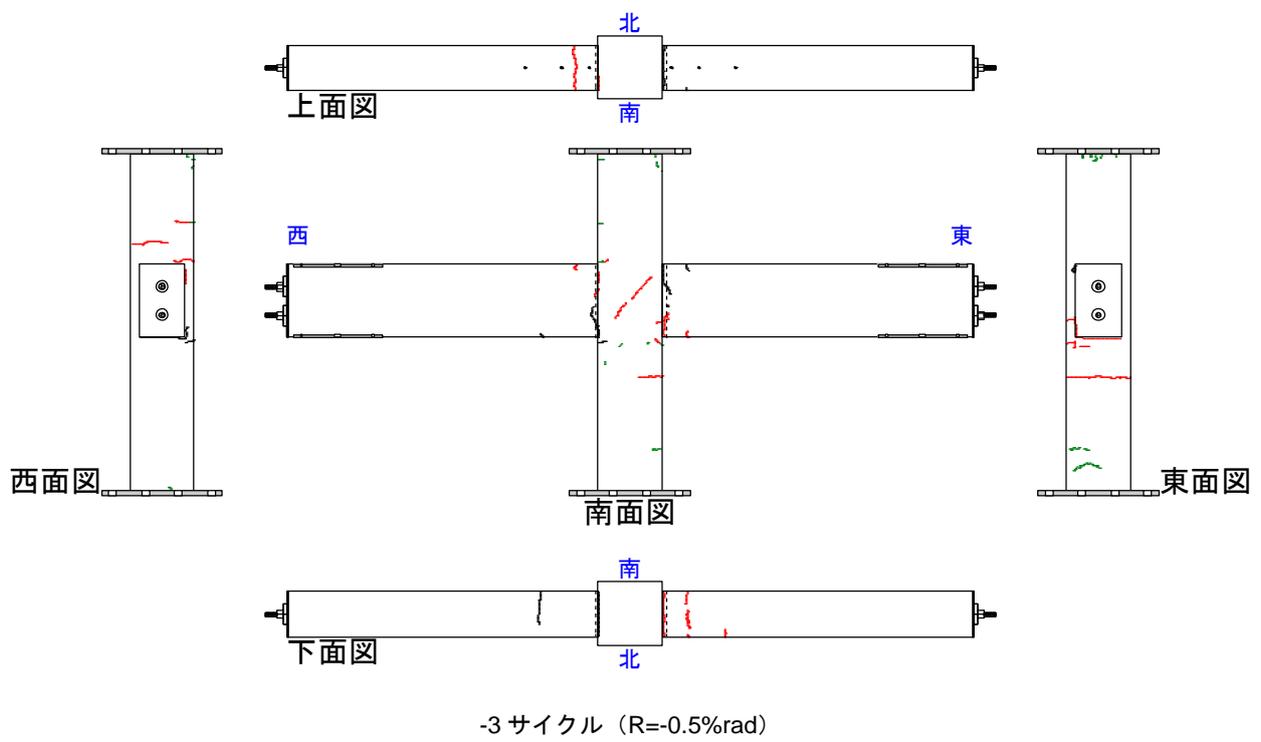
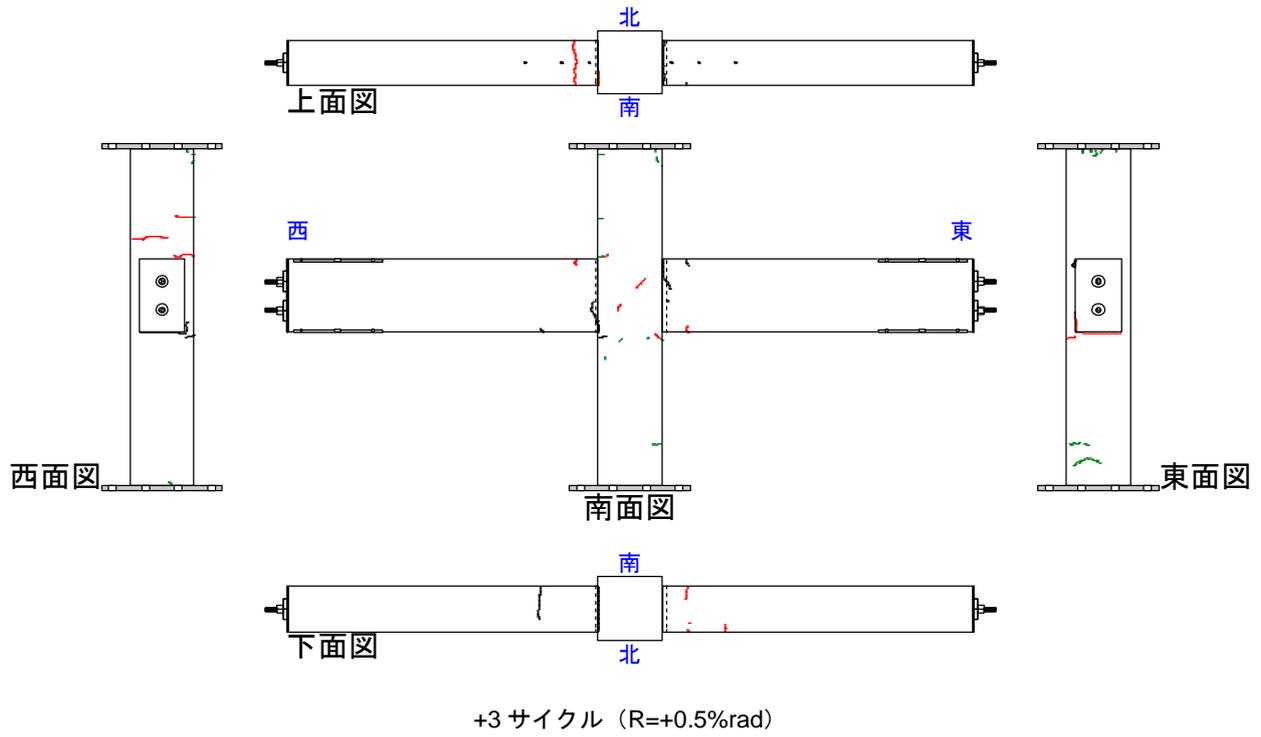


図 3.1-2(b) 試験体 PCJ14 ひび割れ状況

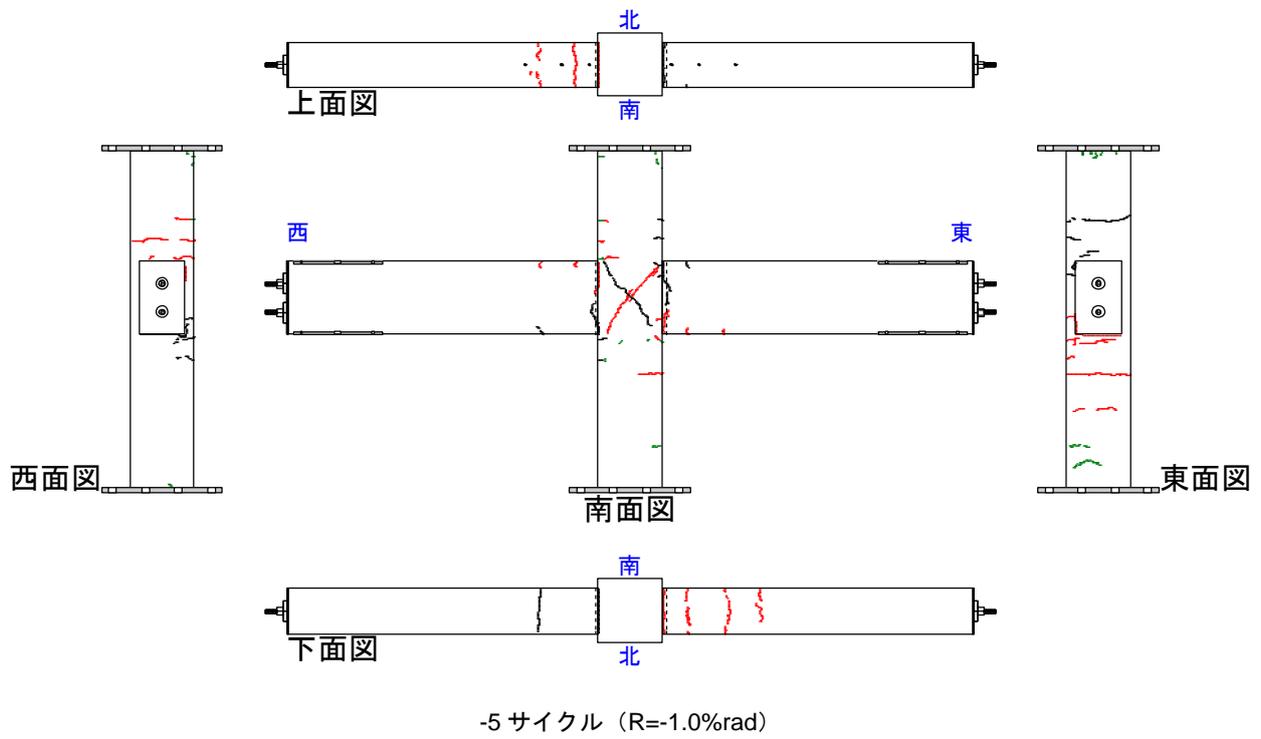
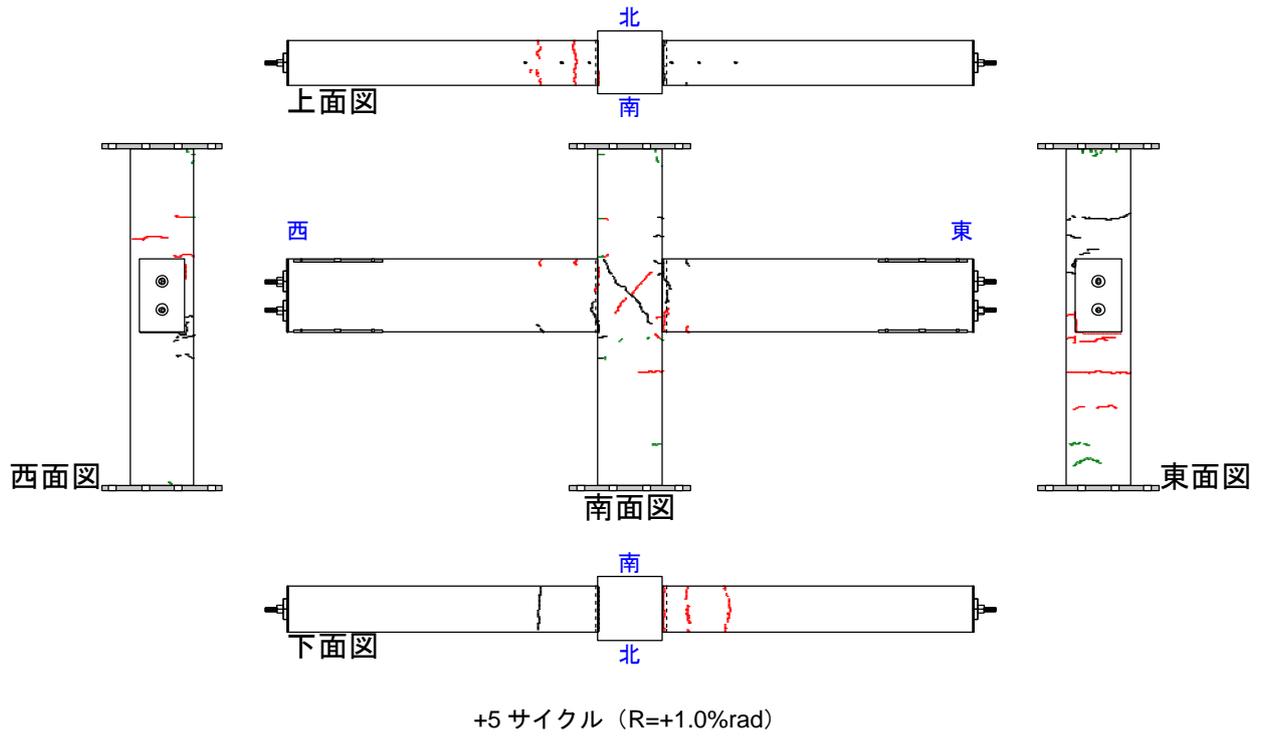


図 3.1-2(c) 試験体 PCJ14 ひび割れ状況

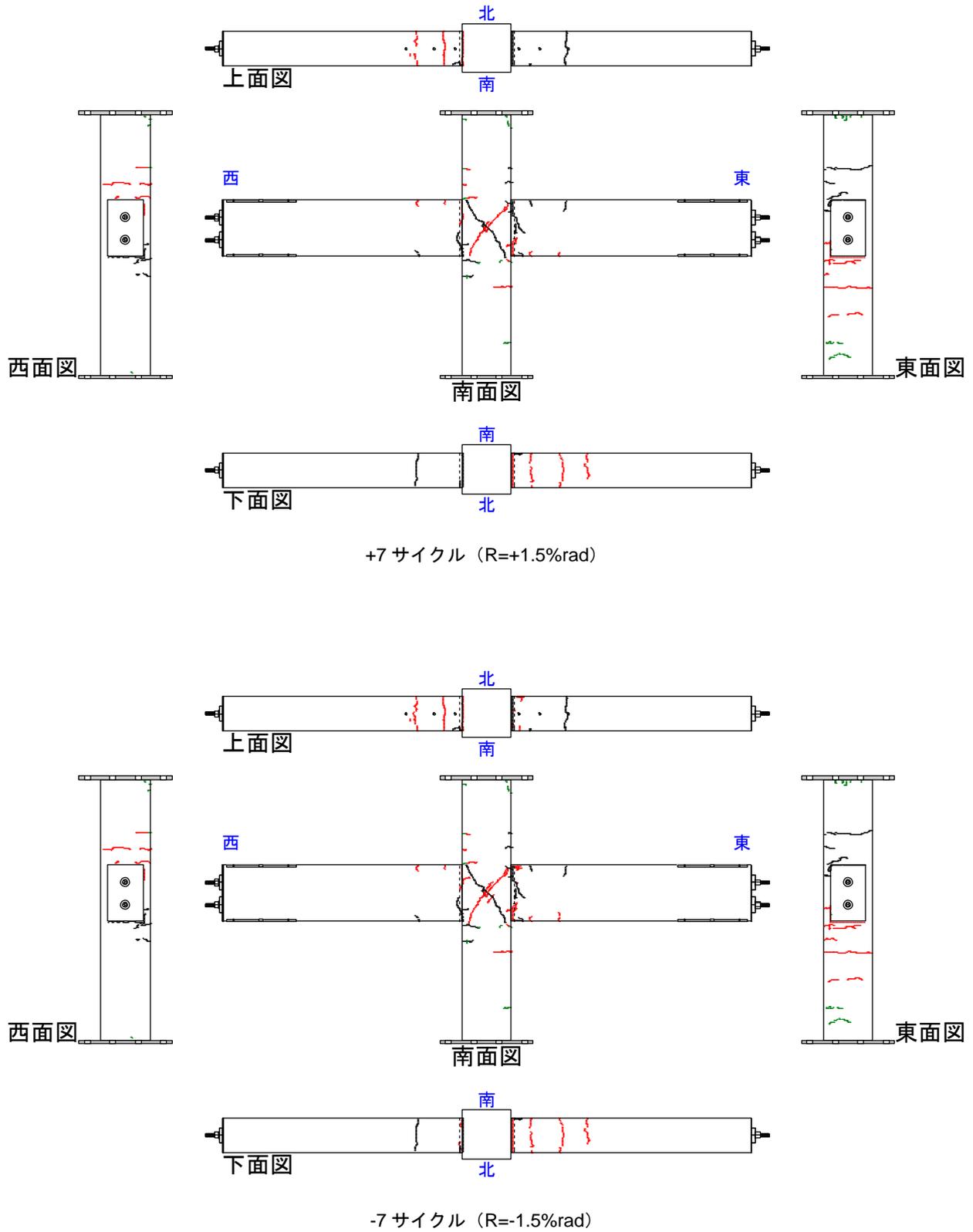


図 3.1-2(d) 試験体 PCJ14 ひび割れ状況

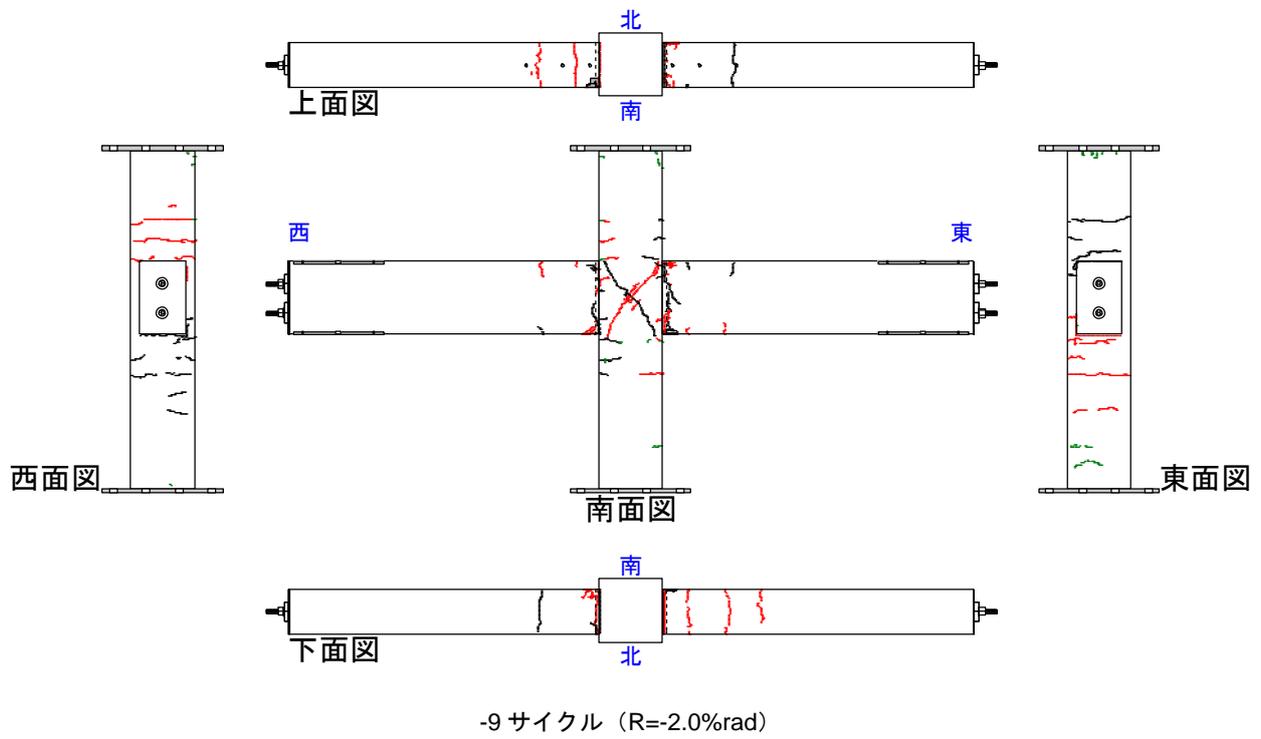
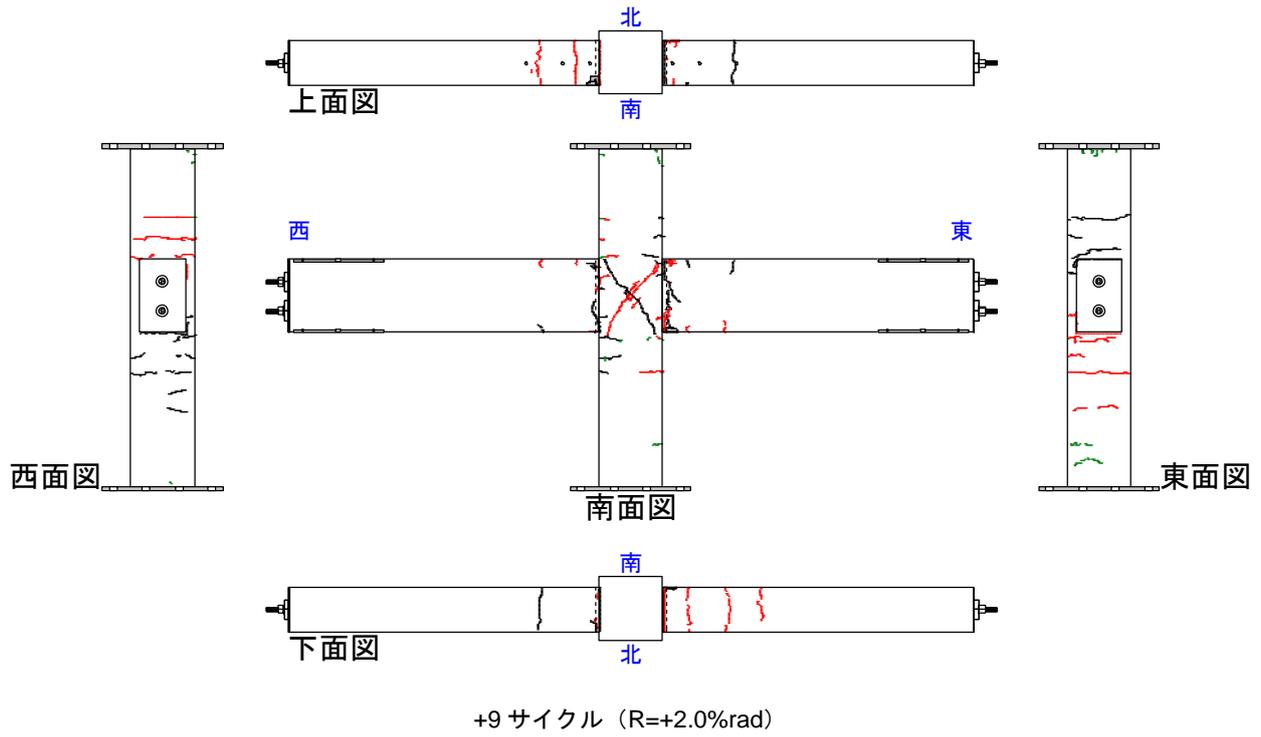


図 3.1-2(e) 試験体 PCJ14 ひび割れ状況

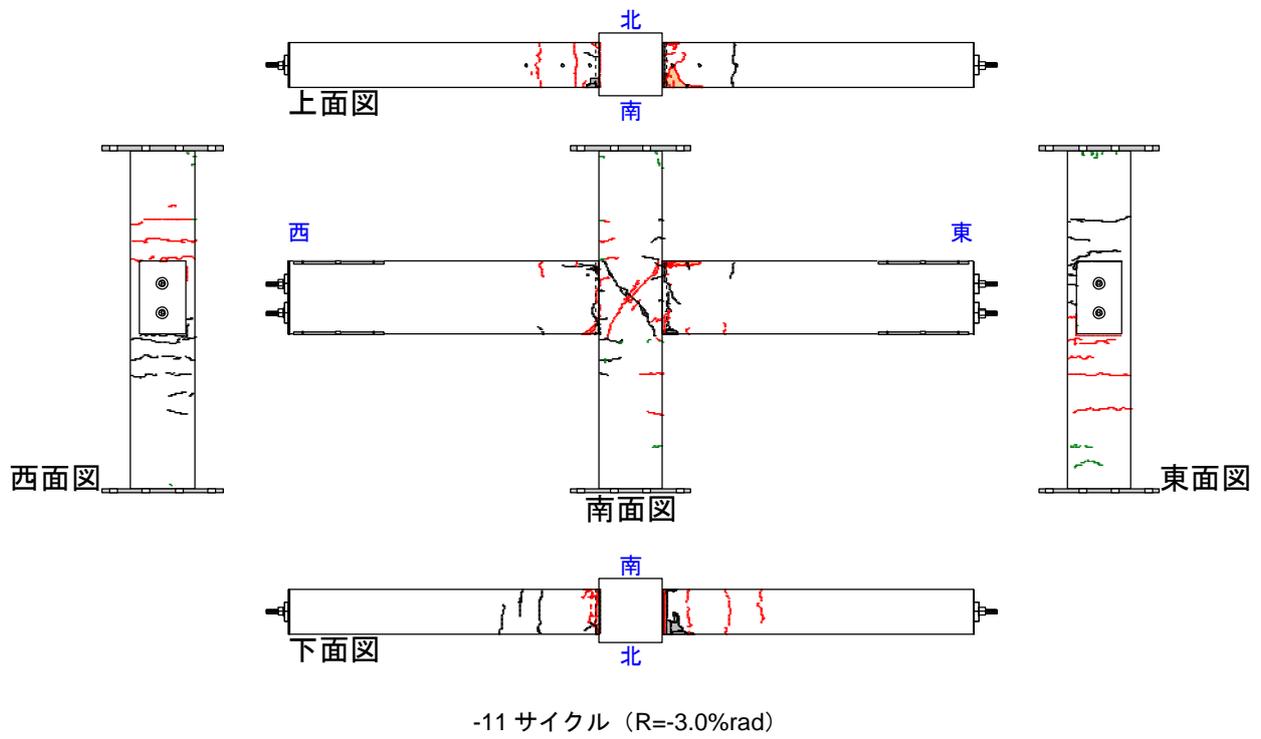
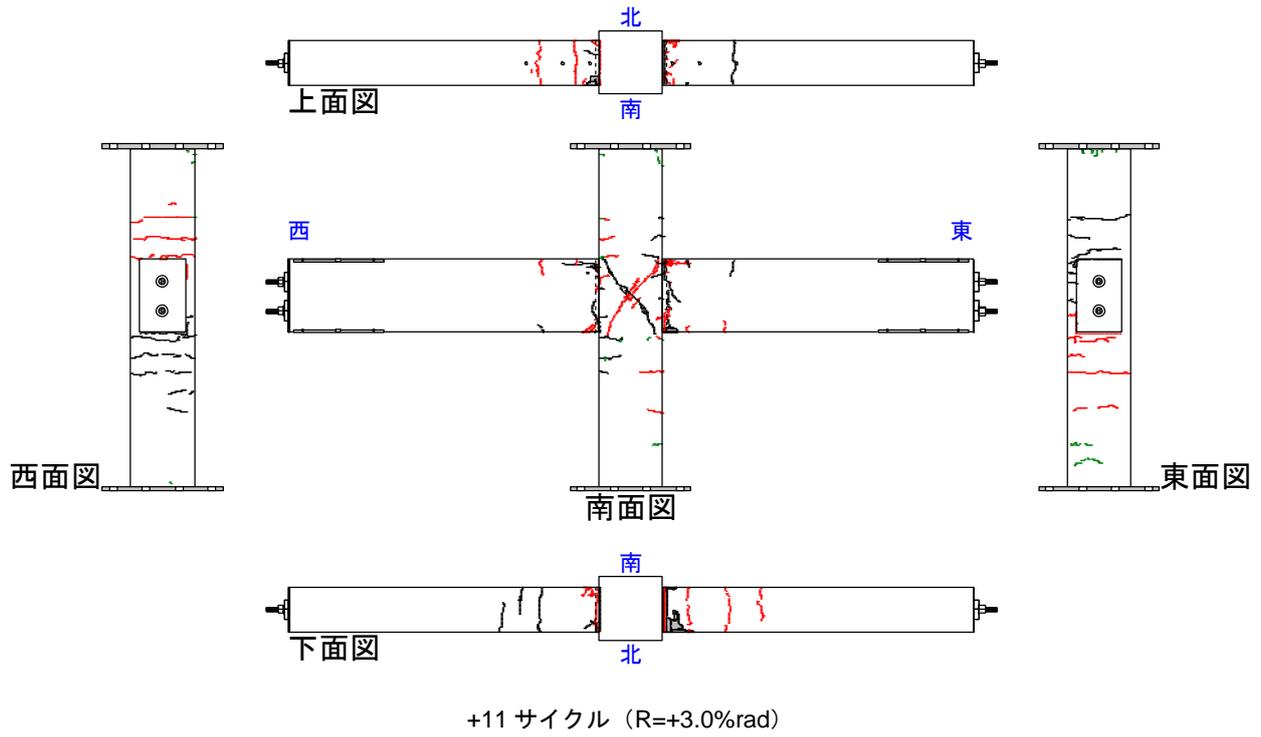


図 3.1-2(f) 試験体 PCJ14 ひび割れ状況

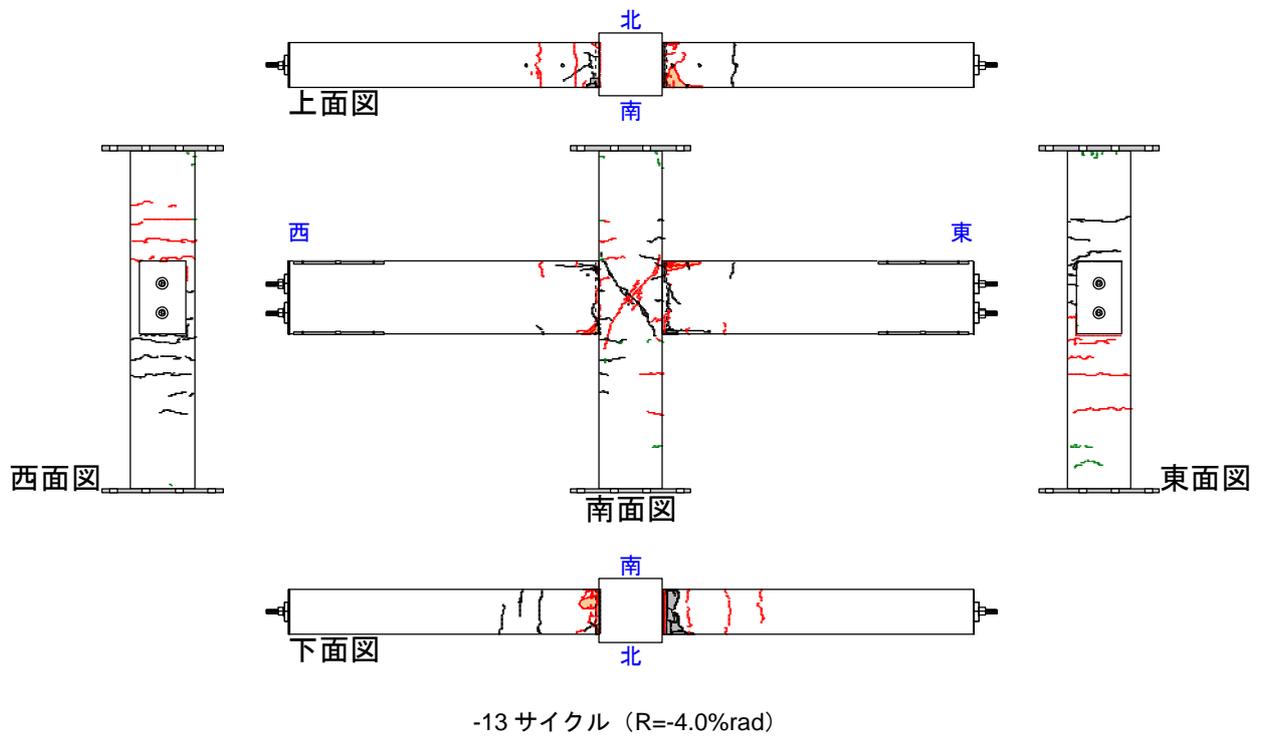
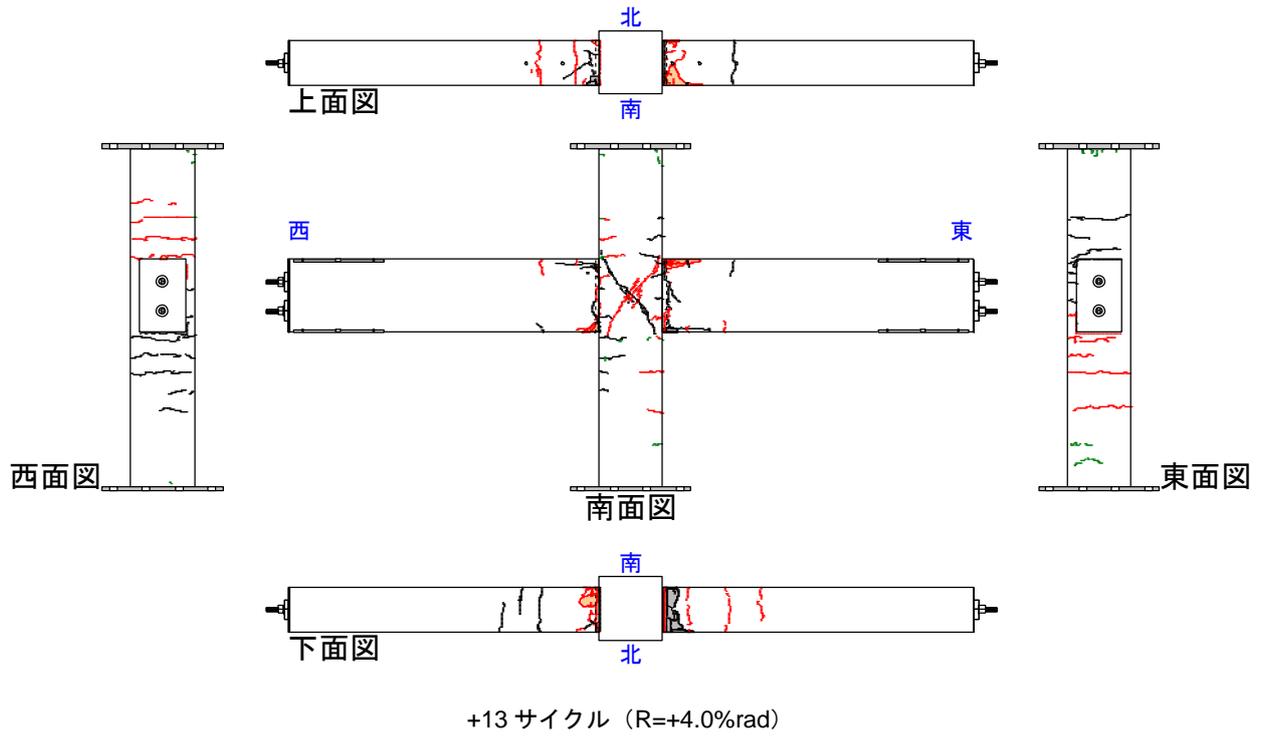
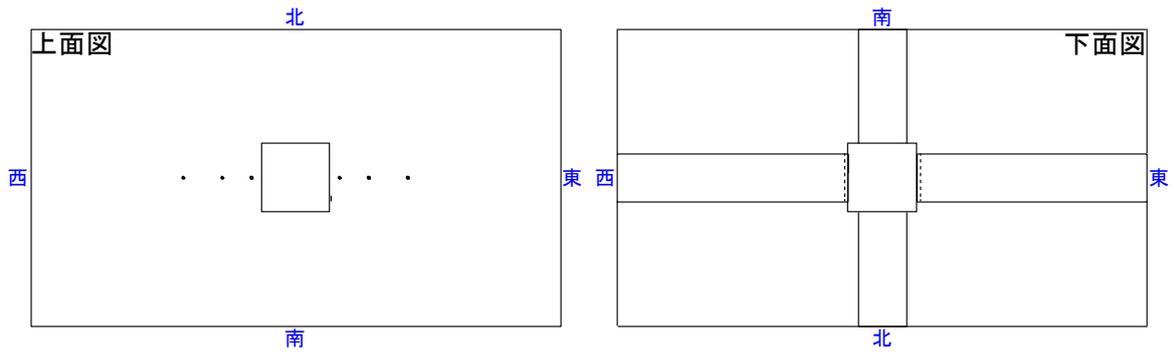
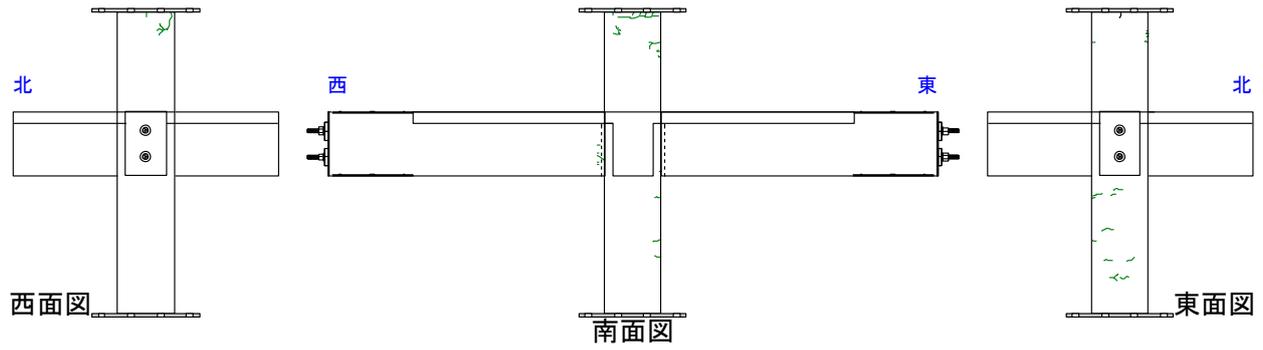
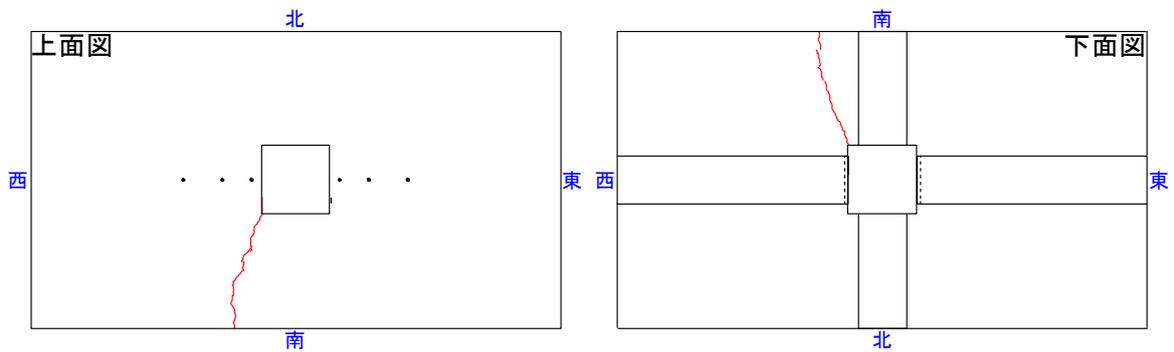
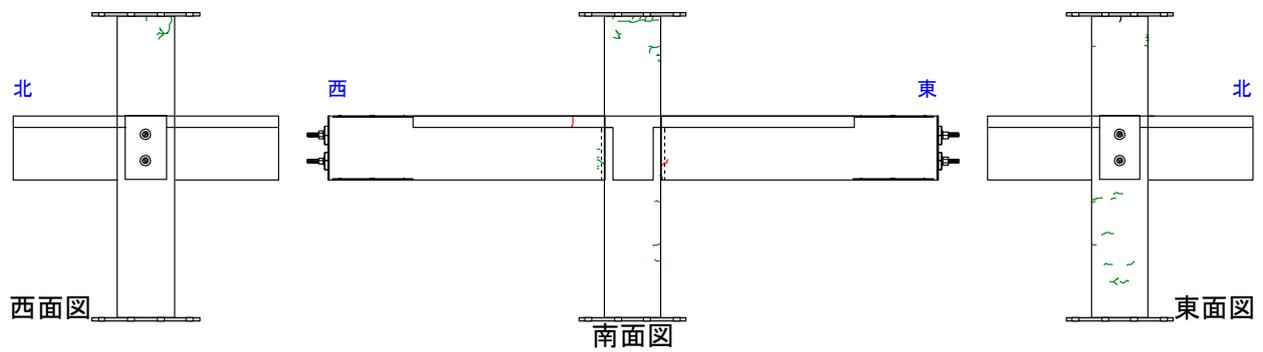


図 3.1-2(g) 試験体 PCJ14 ひび割れ状況

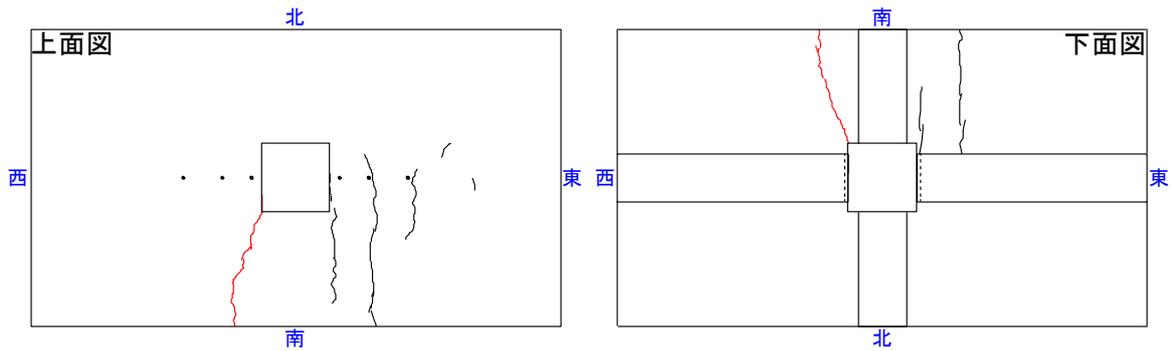
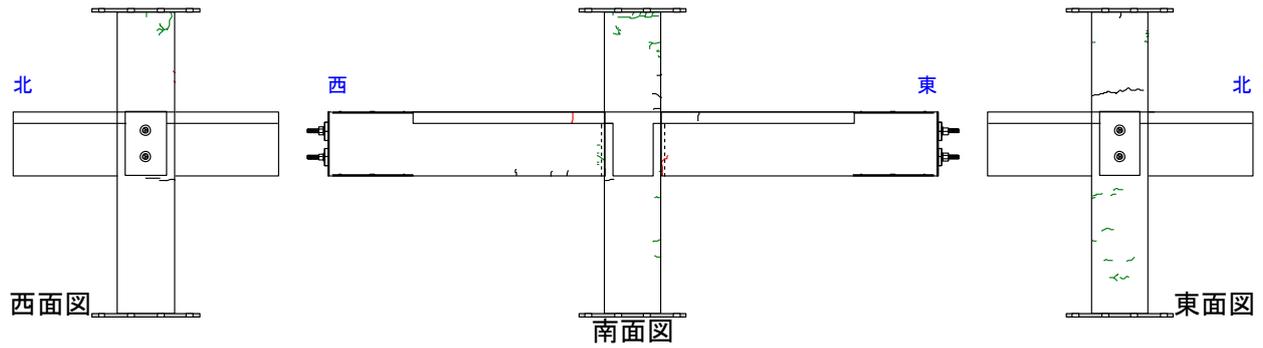


+1 サイクル ( $R=+0.25\%rad$ )

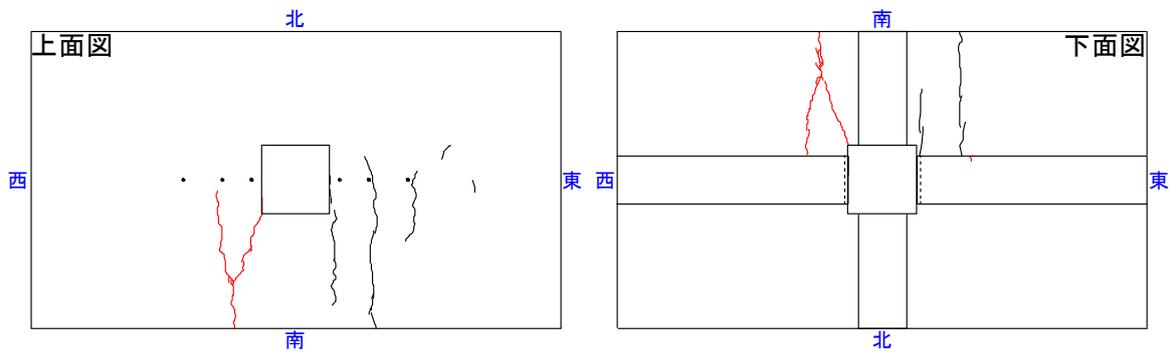
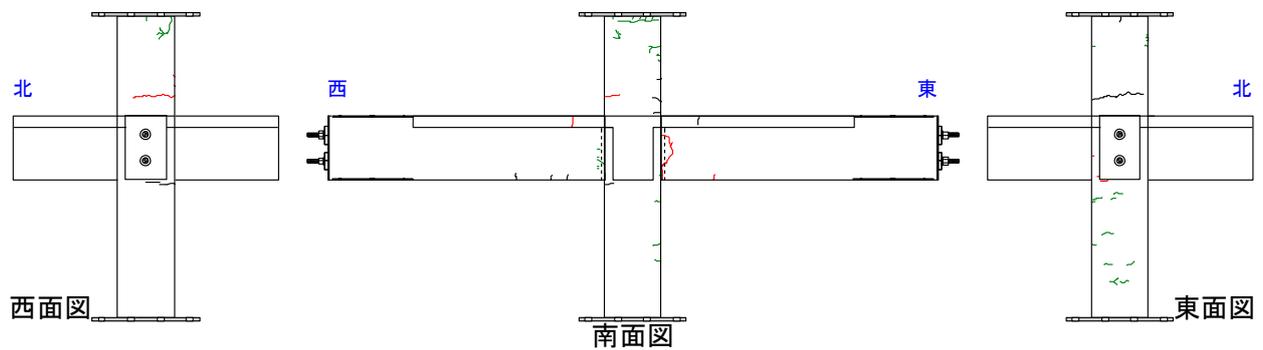


-1 サイクル ( $R=-0.25\%rad$ )

図 3.1-3(a) 試験体 PCJ15 ひび割れ状況

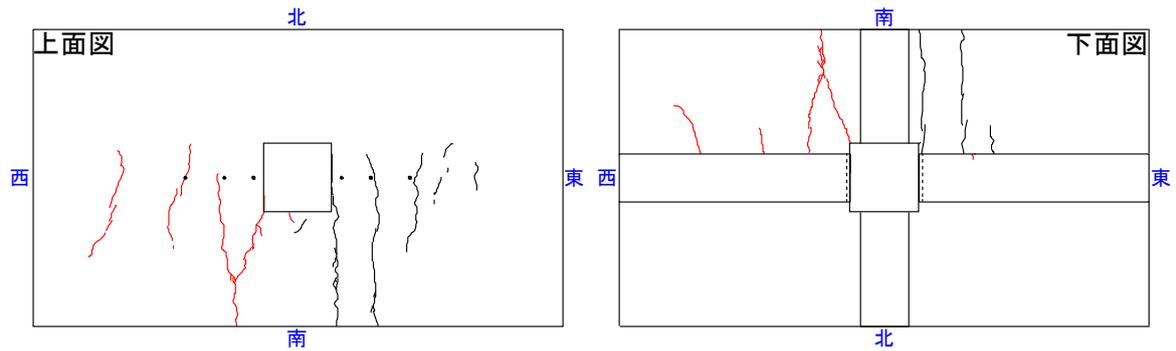
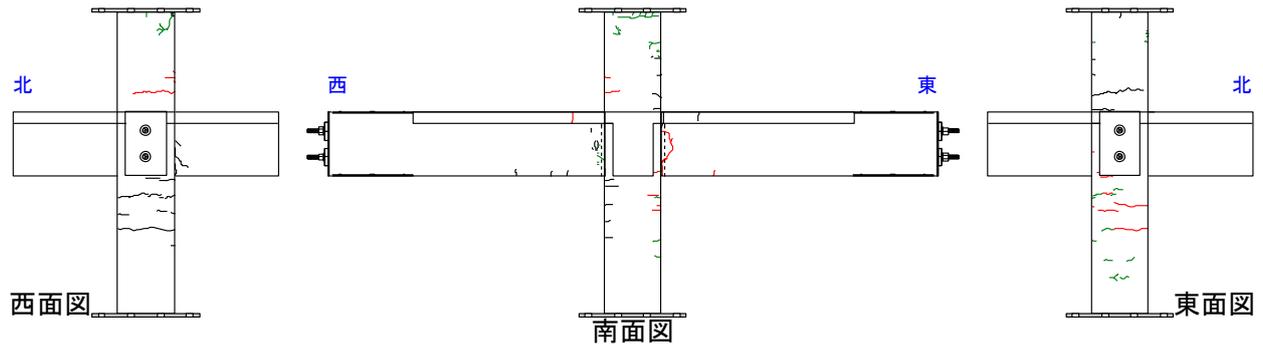


+3 サイクル (R=+0.5%rad)

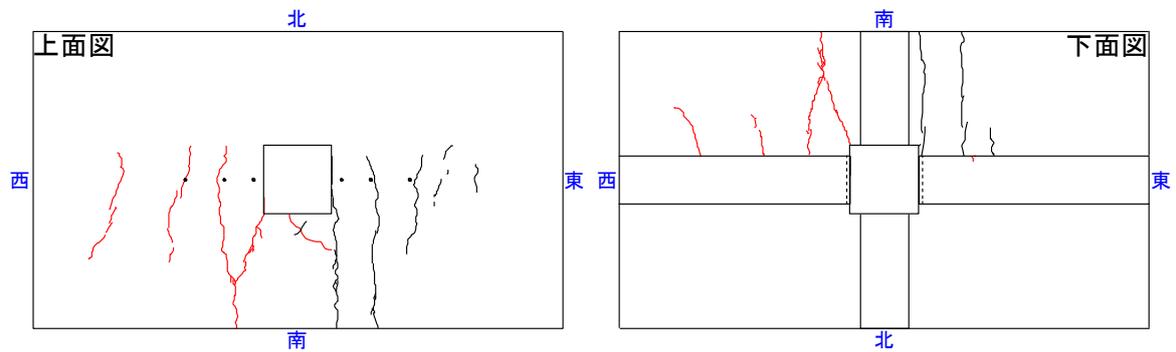
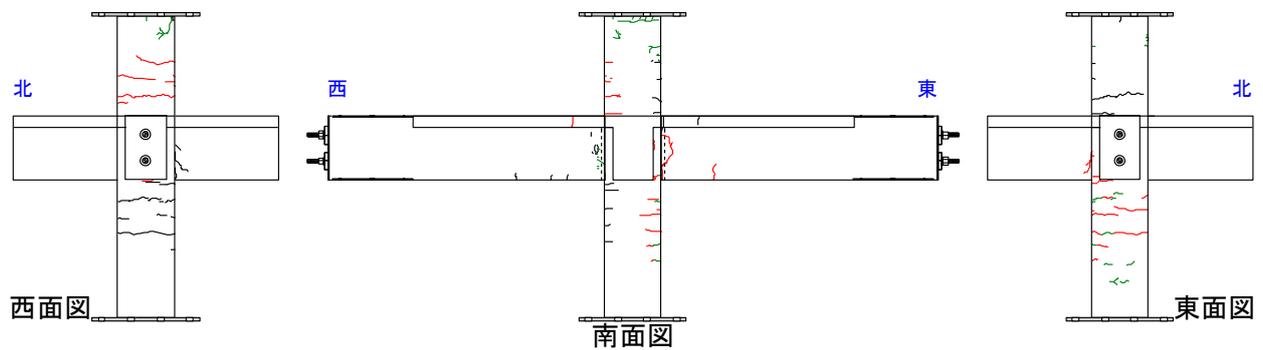


-3 サイクル (R=-0.5%rad)

図 3.1-3(b) 試験体 PCJ15 ひび割れ状況

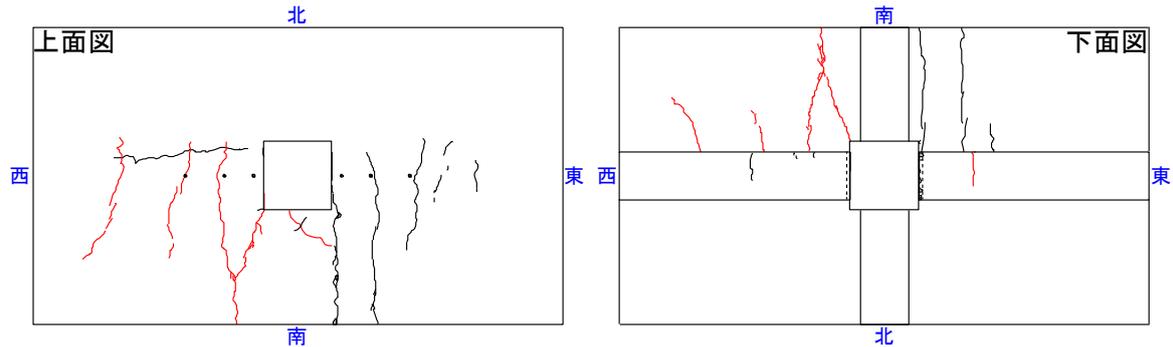
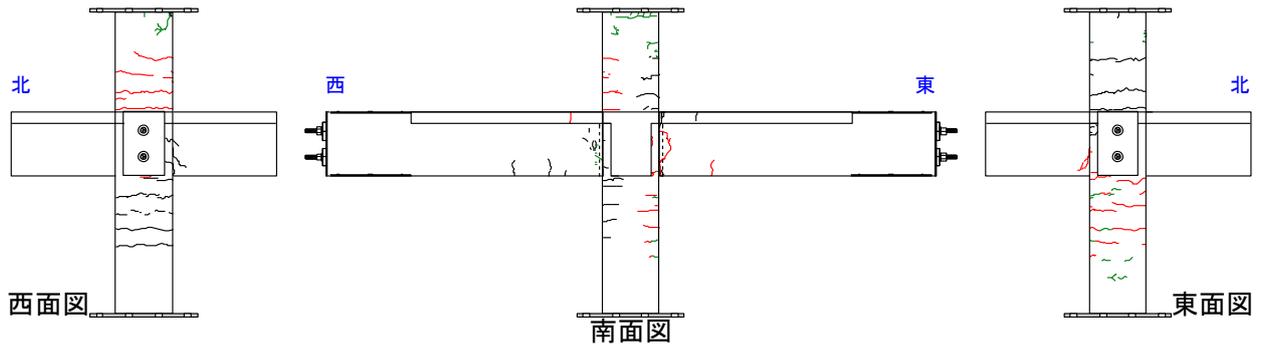


+5 サイクル (R=+1.0%rad)

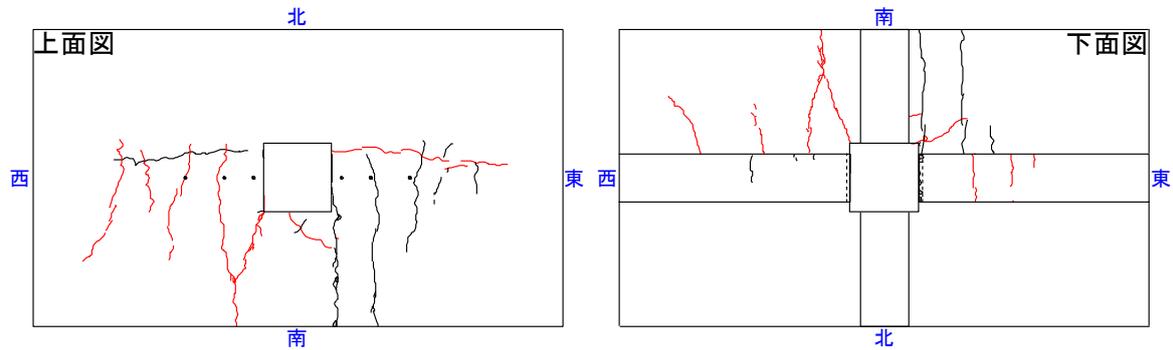
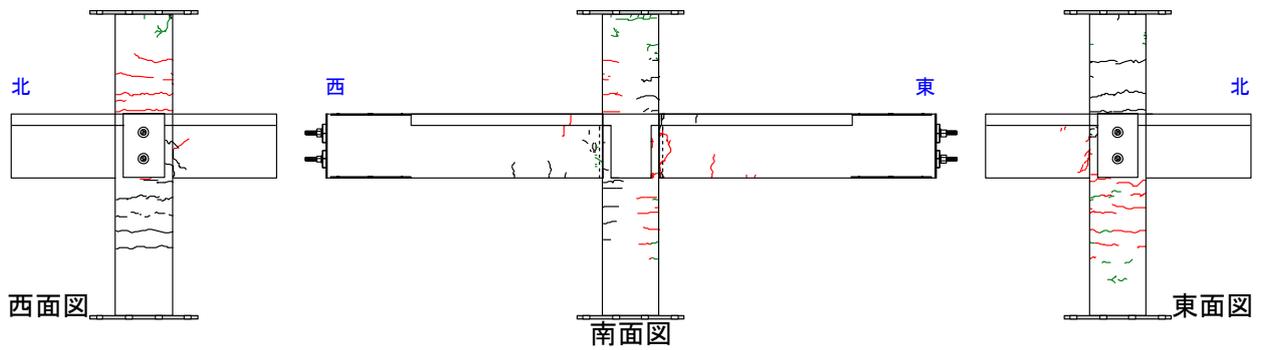


-5 サイクル (R=-1.0%rad)

図 3.1-3(c) 試験体 PCJ15 ひび割れ状況

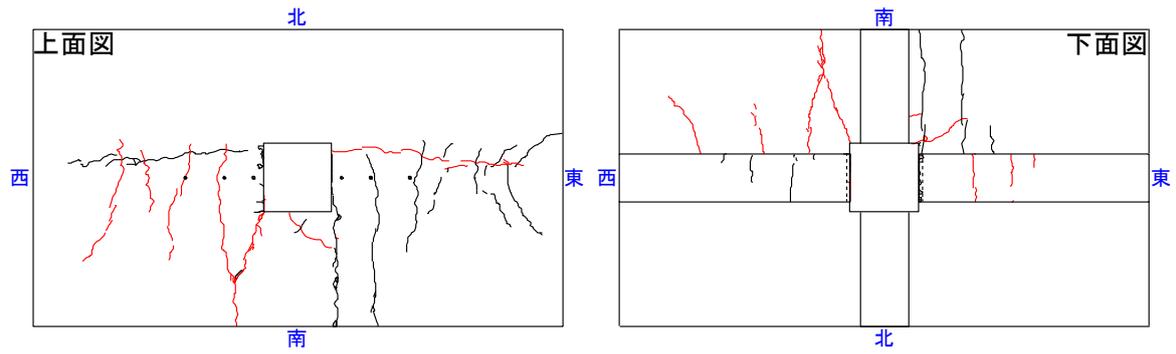
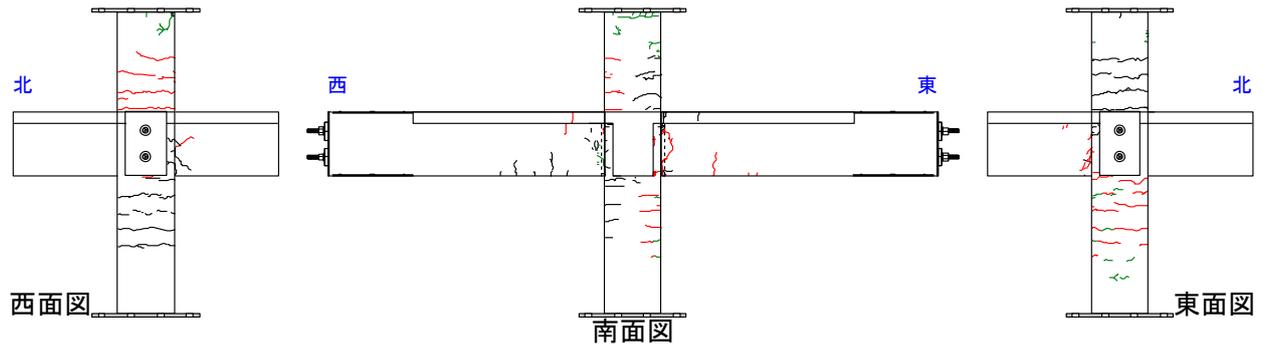


+7 サイクル (R=+1.5%rad)

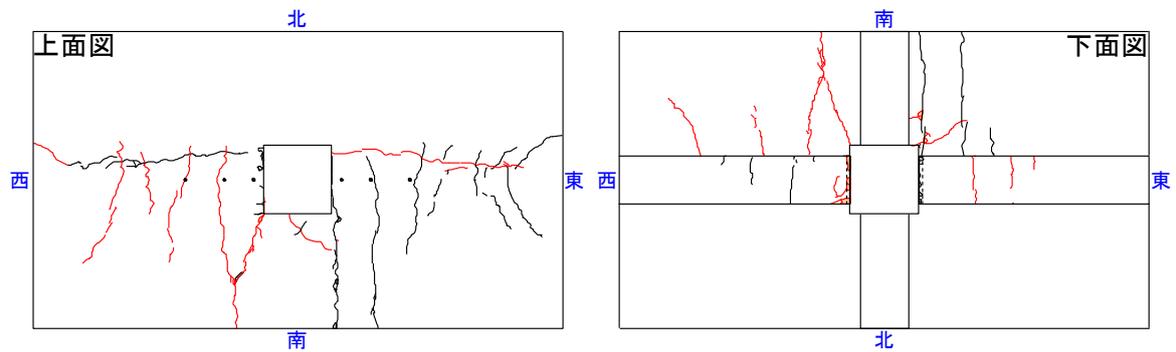
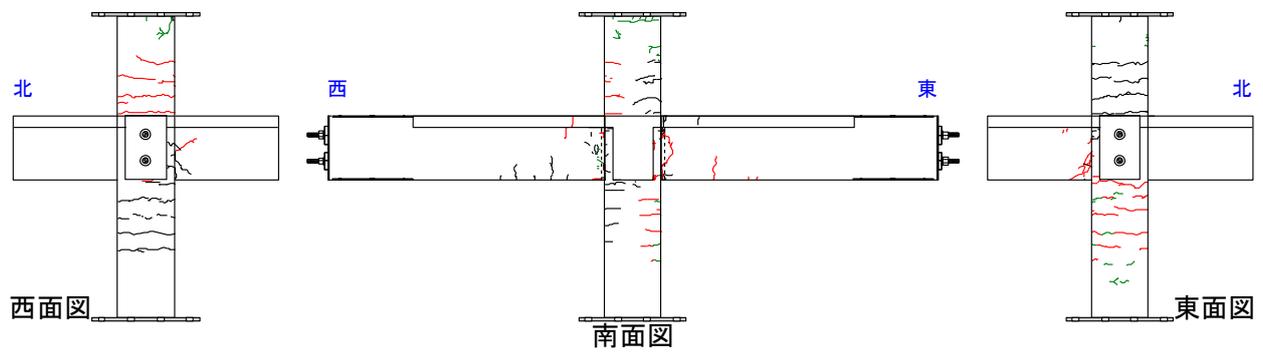


-7 サイクル (R=-1.5%rad)

図 3.1-3(d) 試験体 PCJ15 ひび割れ状況

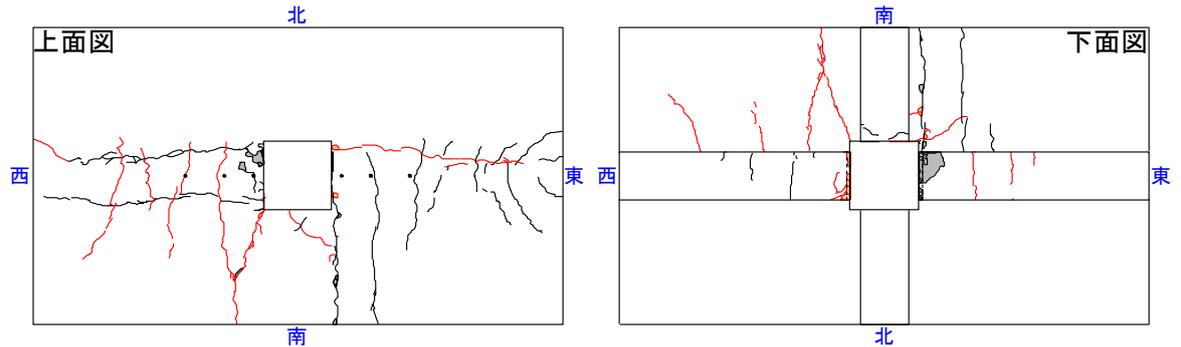
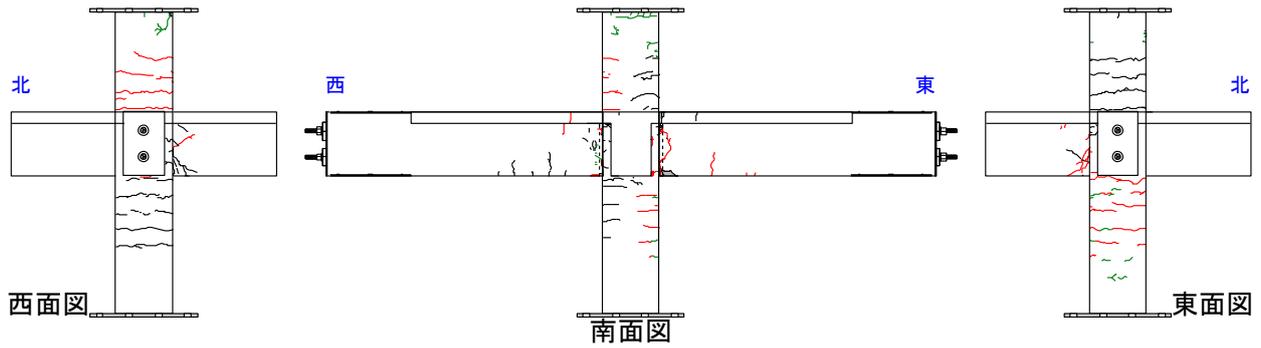


+9 サイクル (R=+2.0%rad)

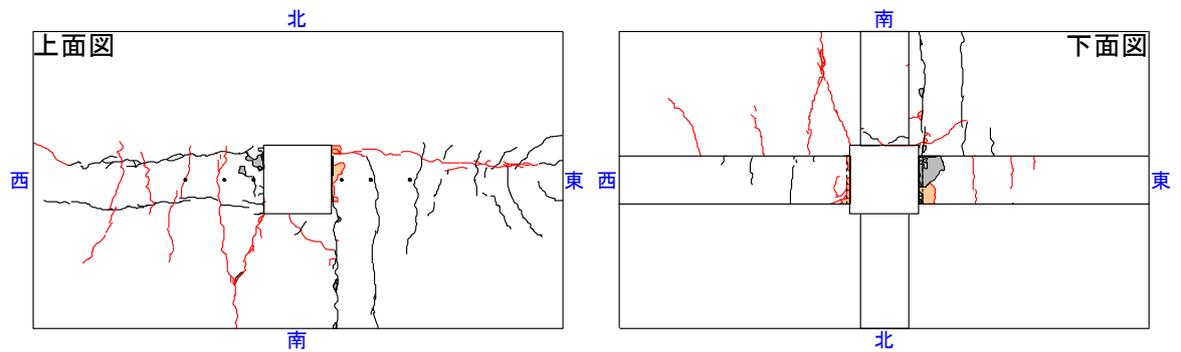
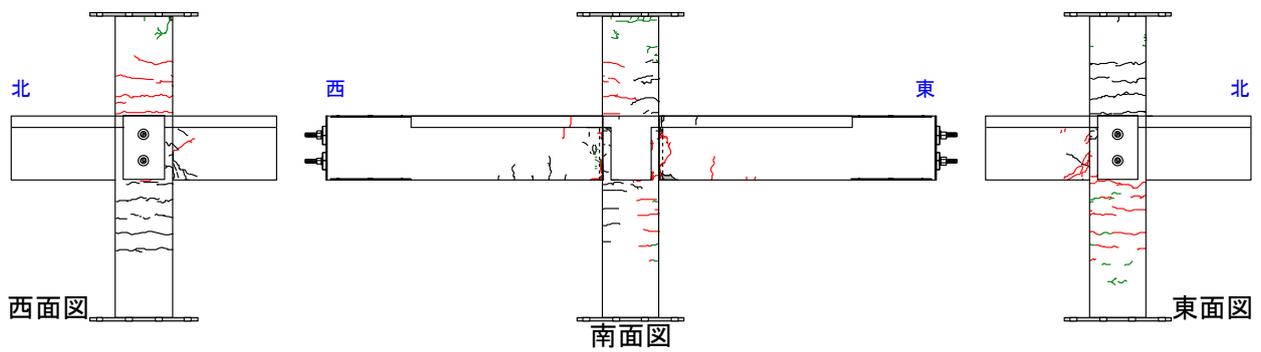


-9 サイクル (R=-2.0%rad)

図 3.1-3(e) 試験体 PCJ15 ひび割れ状況

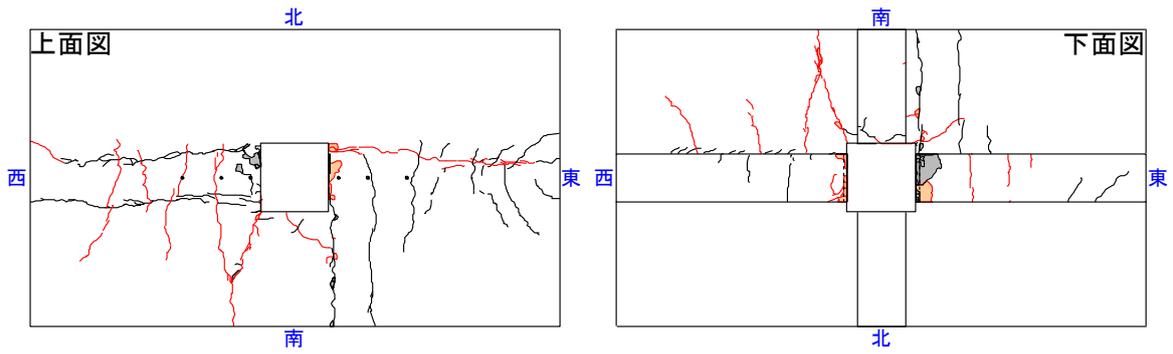
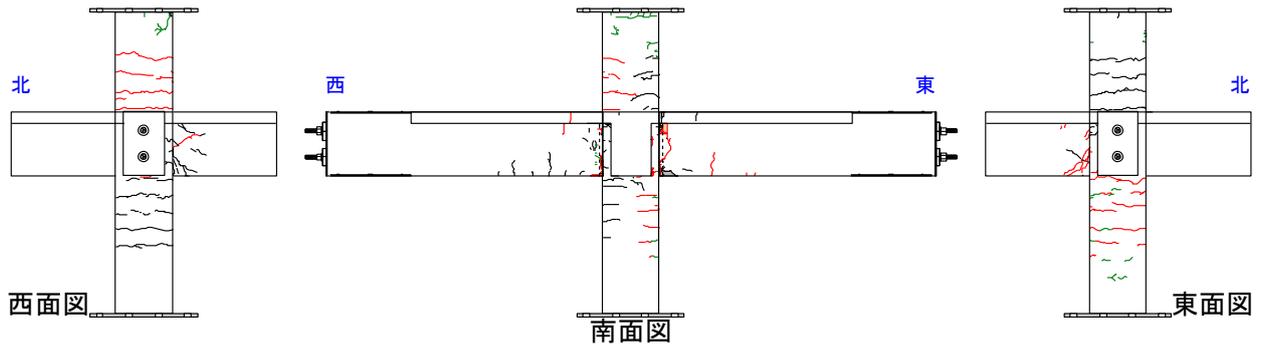


+11 サイクル (R=+3.0%rad)

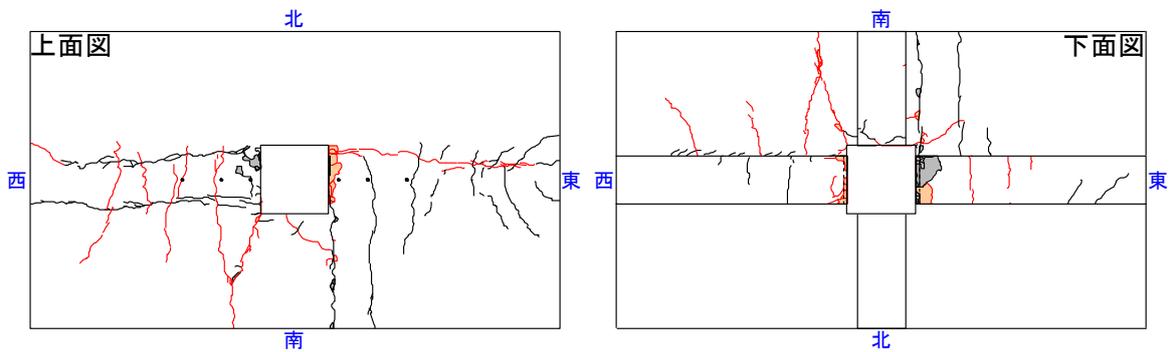
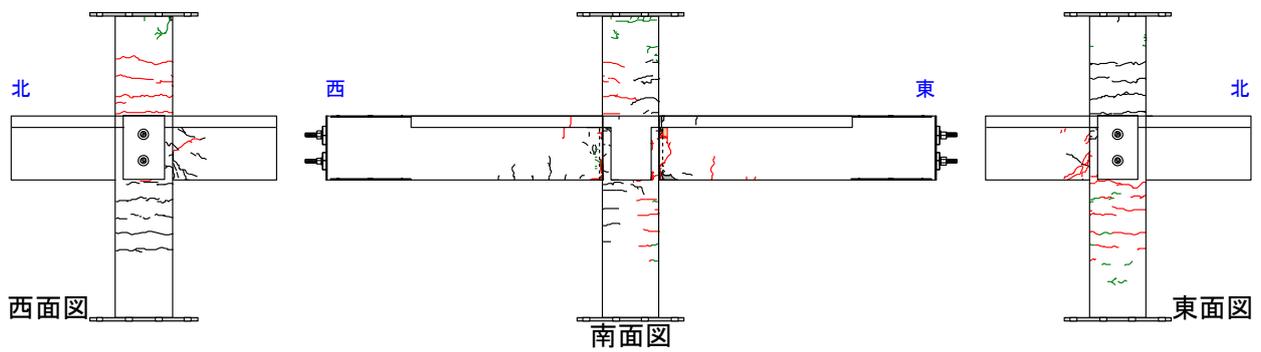


-11 サイクル (R=-3.0%rad)

図 3.1-3(f) 試験体 PCJ15 ひび割れ状況

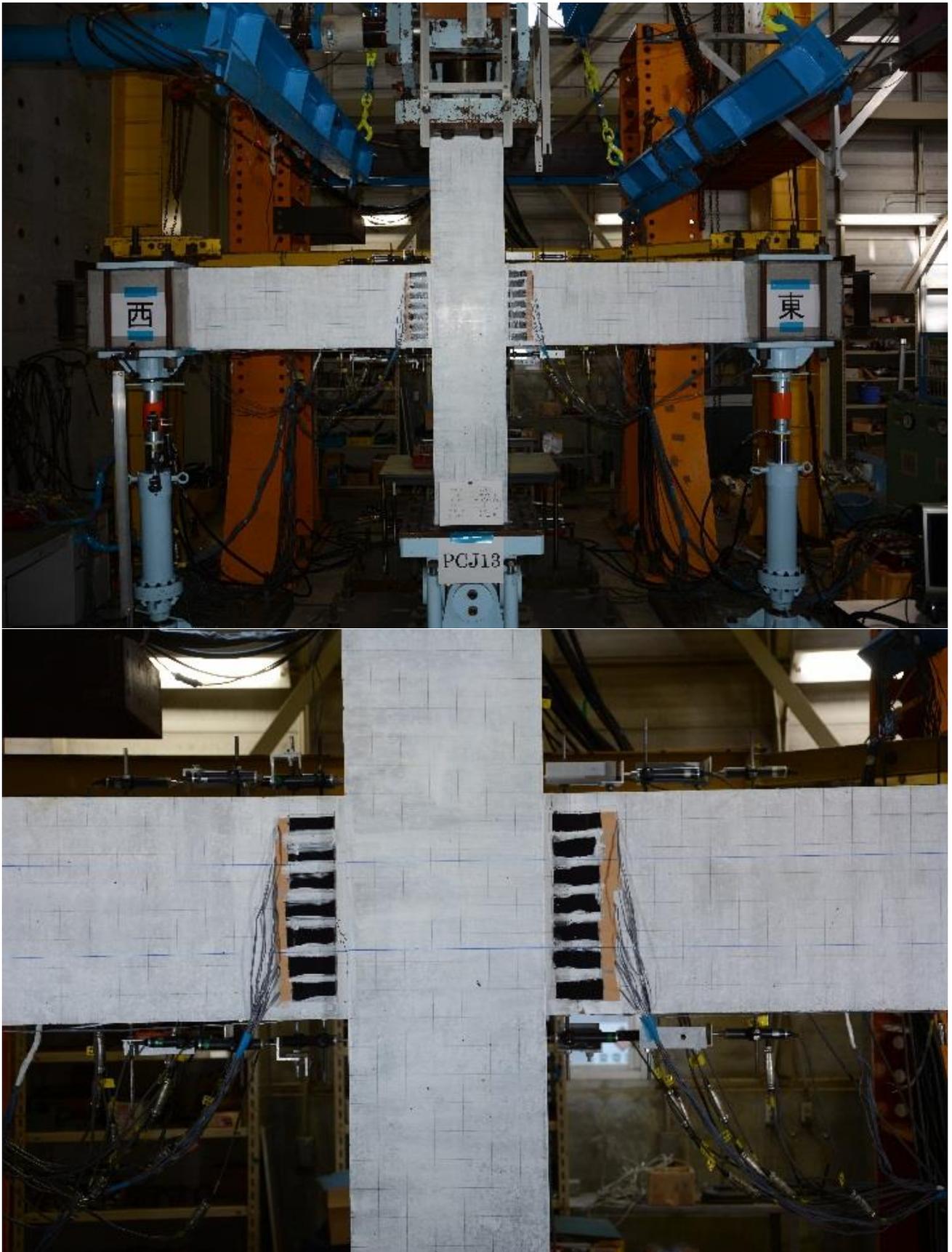


+13 サイクル (R=+4.0%rad)

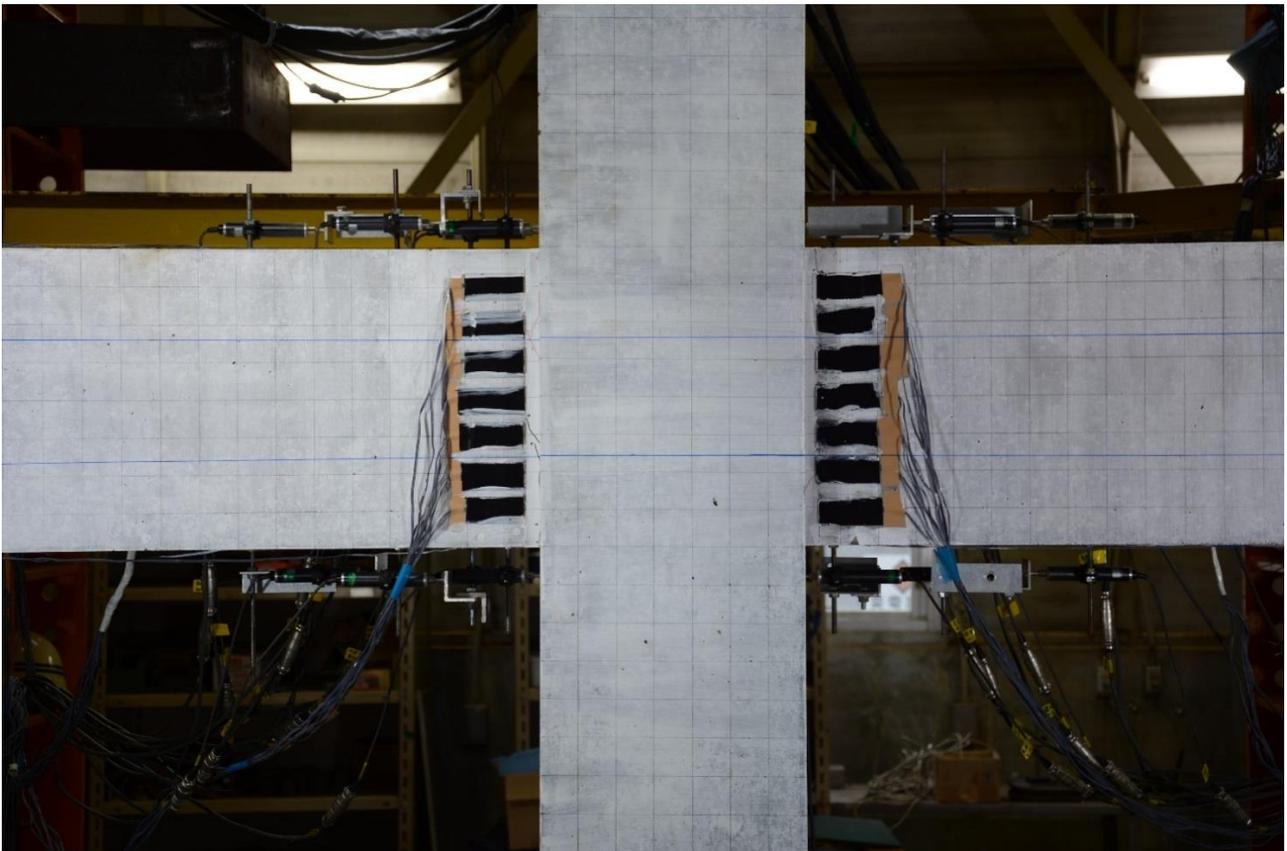
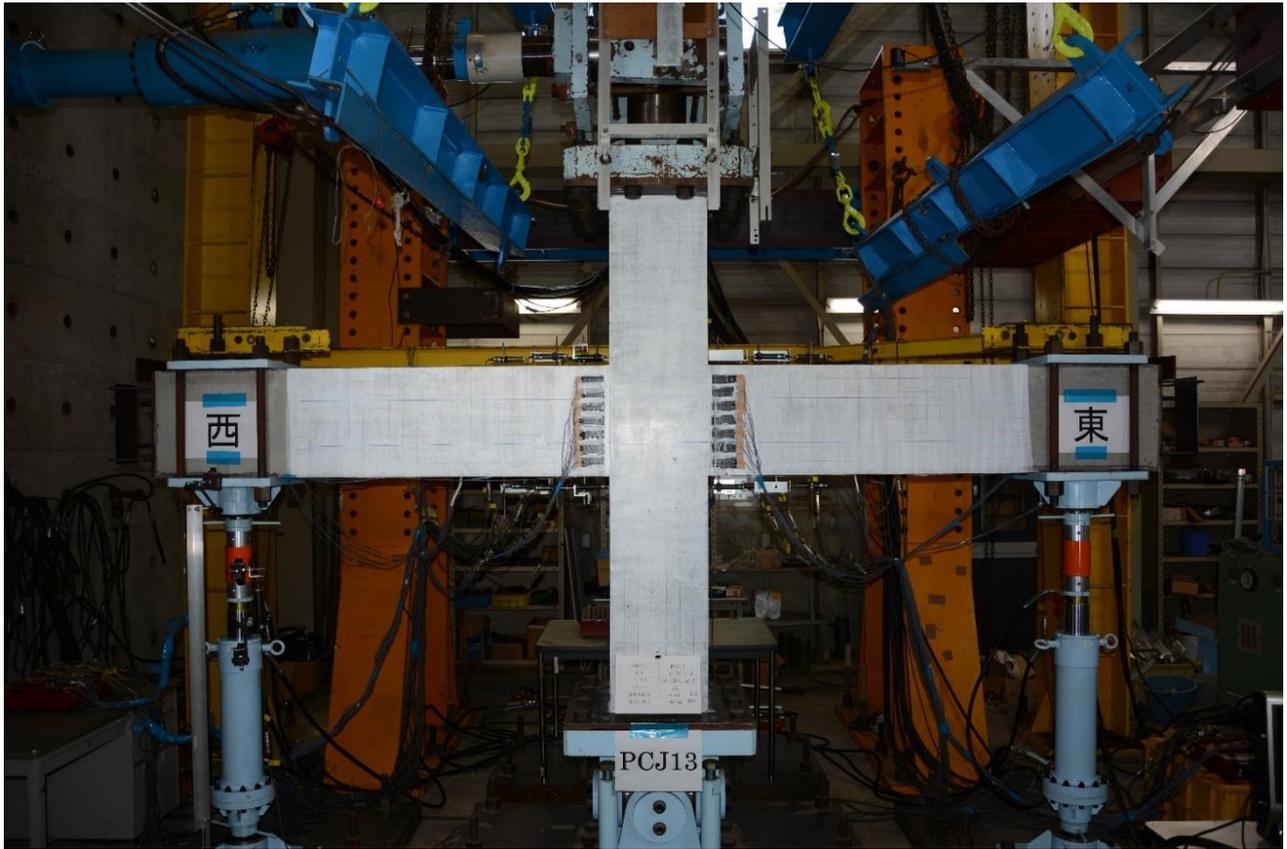


-13 サイクル (R=-4.0%rad)

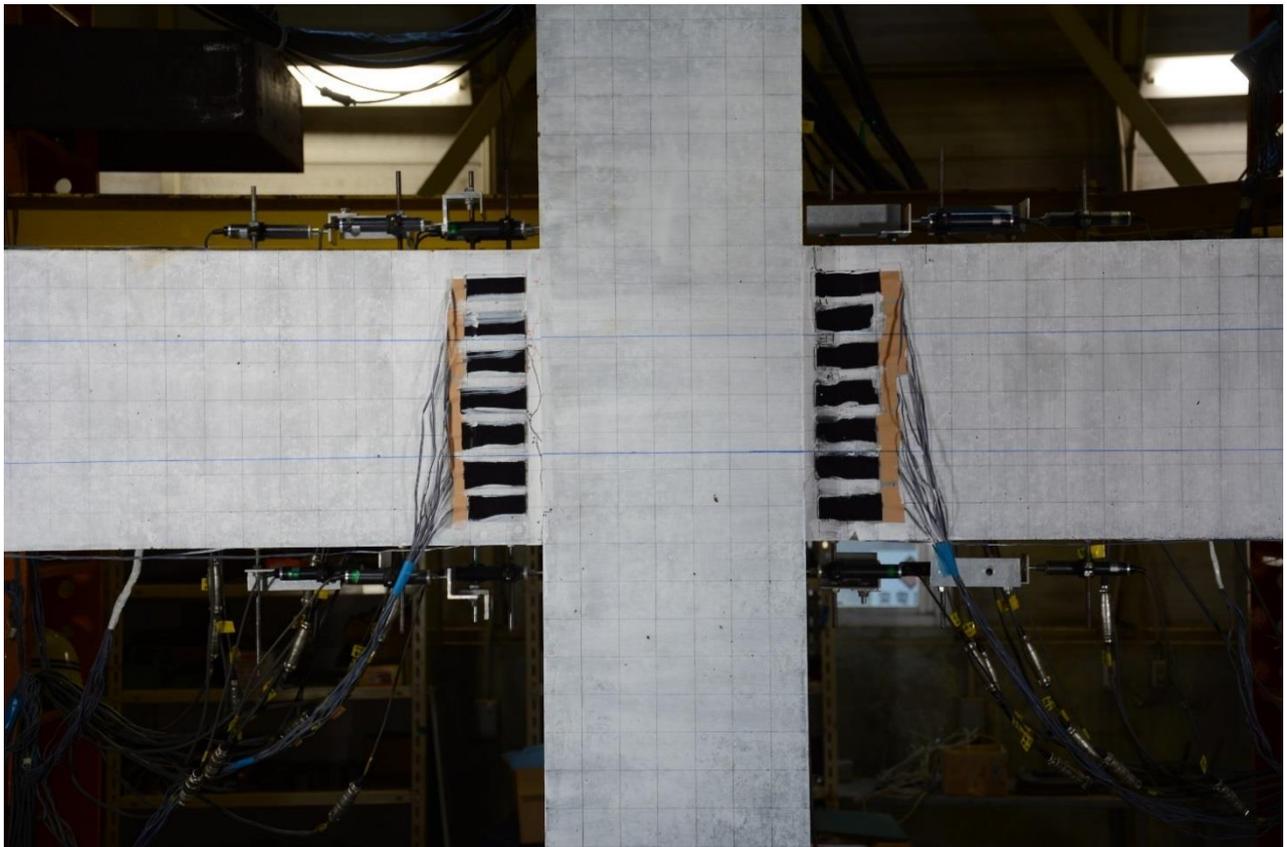
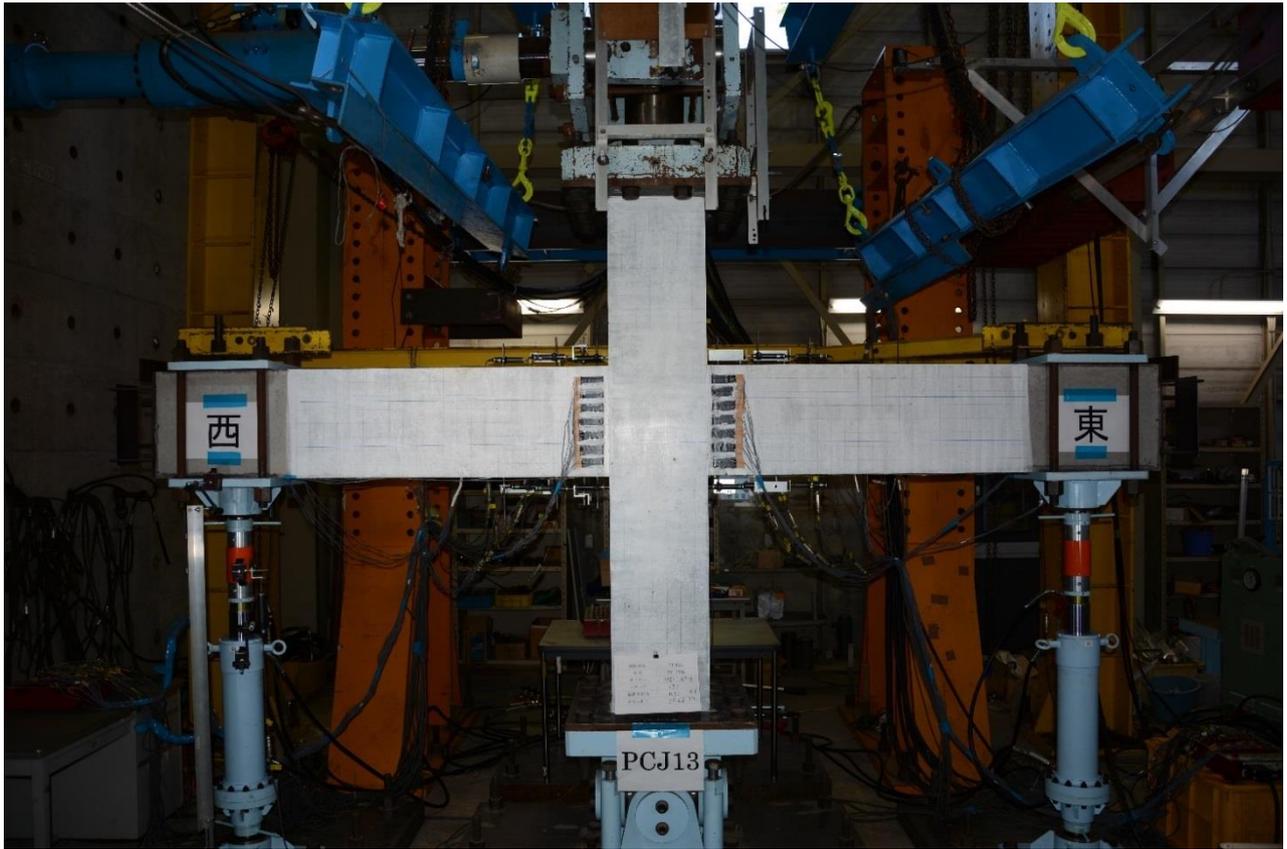
図 3.1-3(g) 試験体 PCJ15 ひび割れ状況



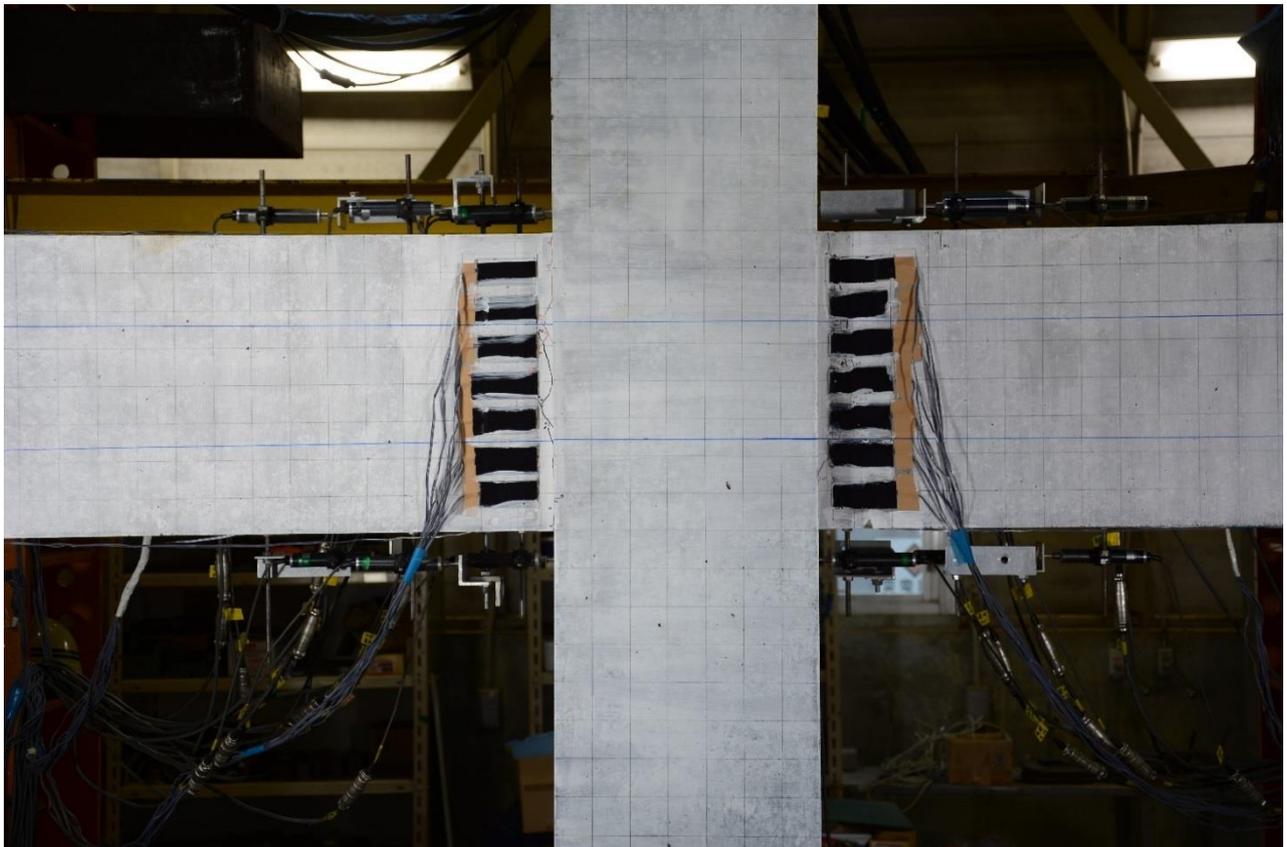
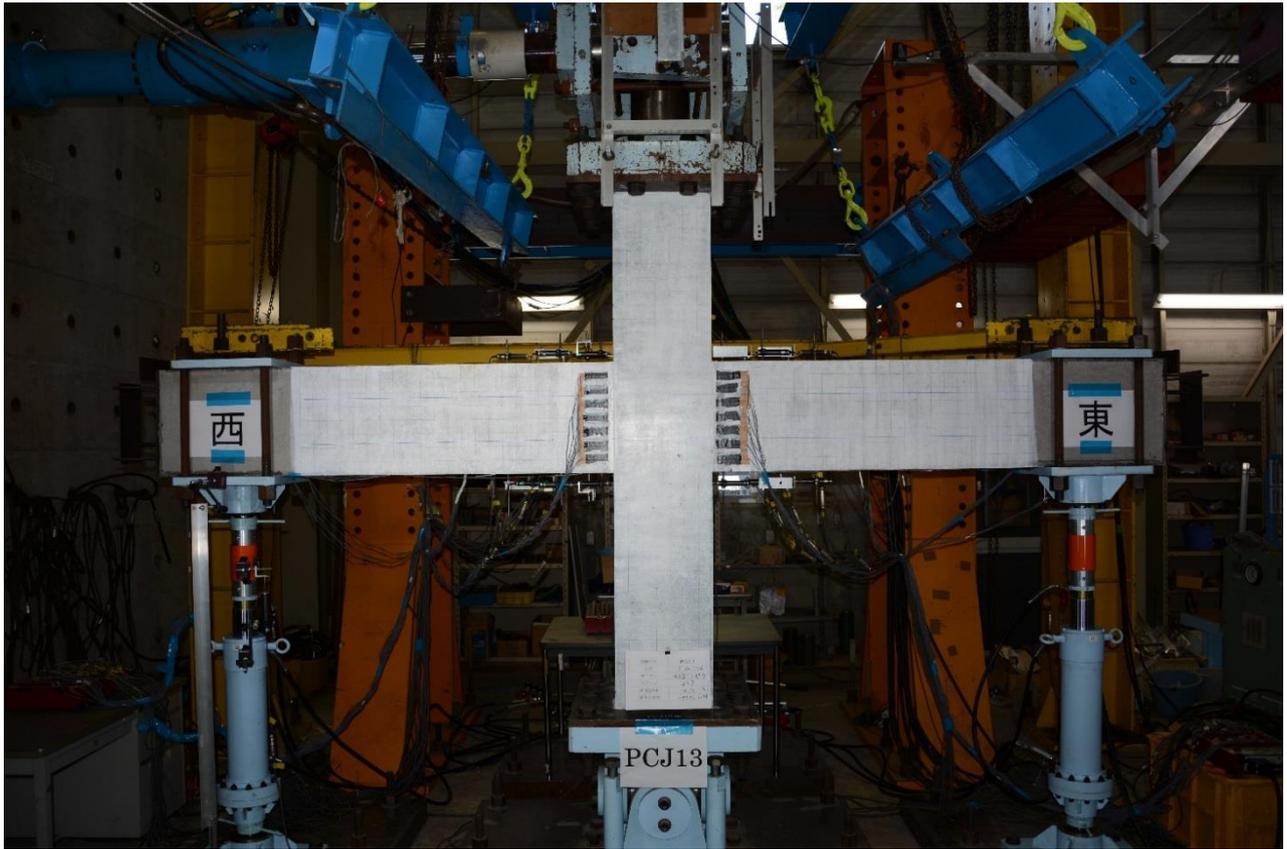
$R=+0.25\%rad.$



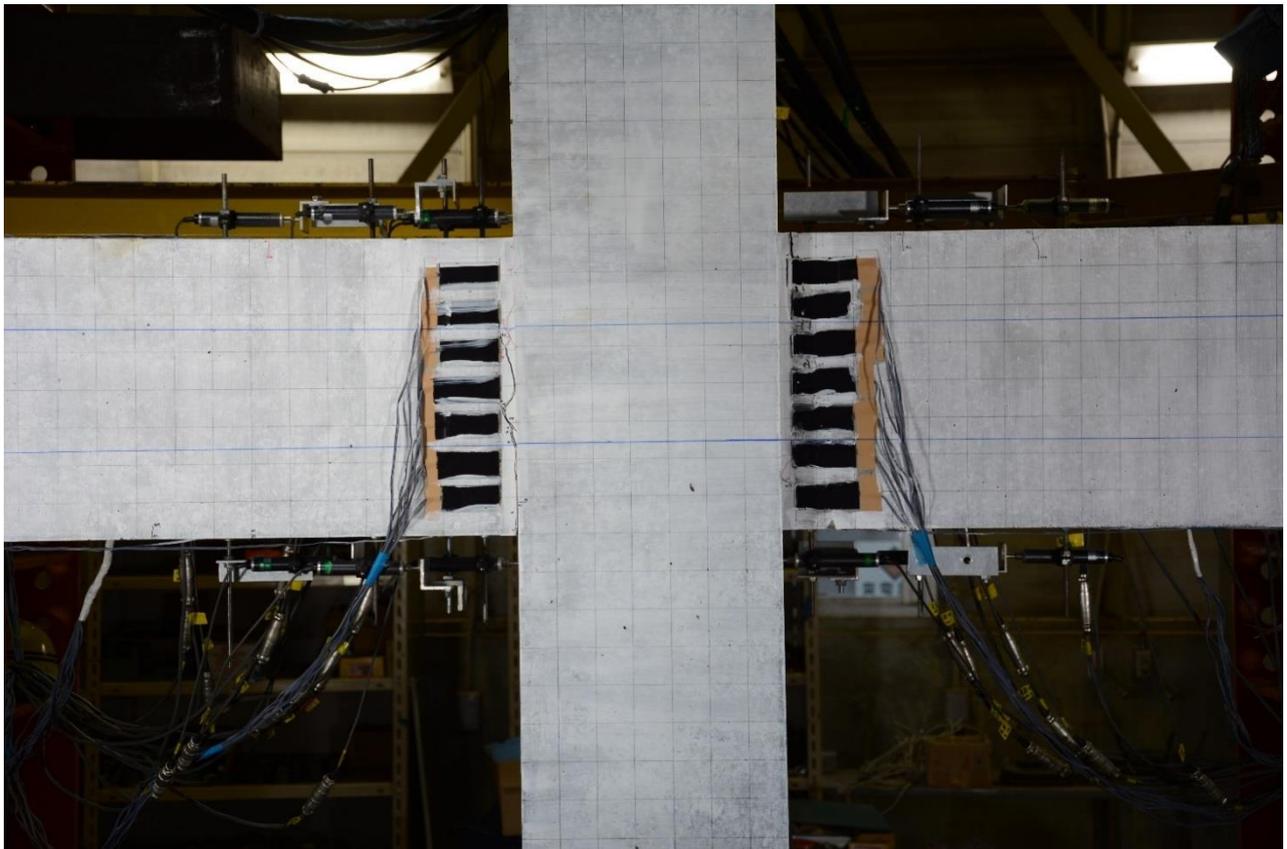
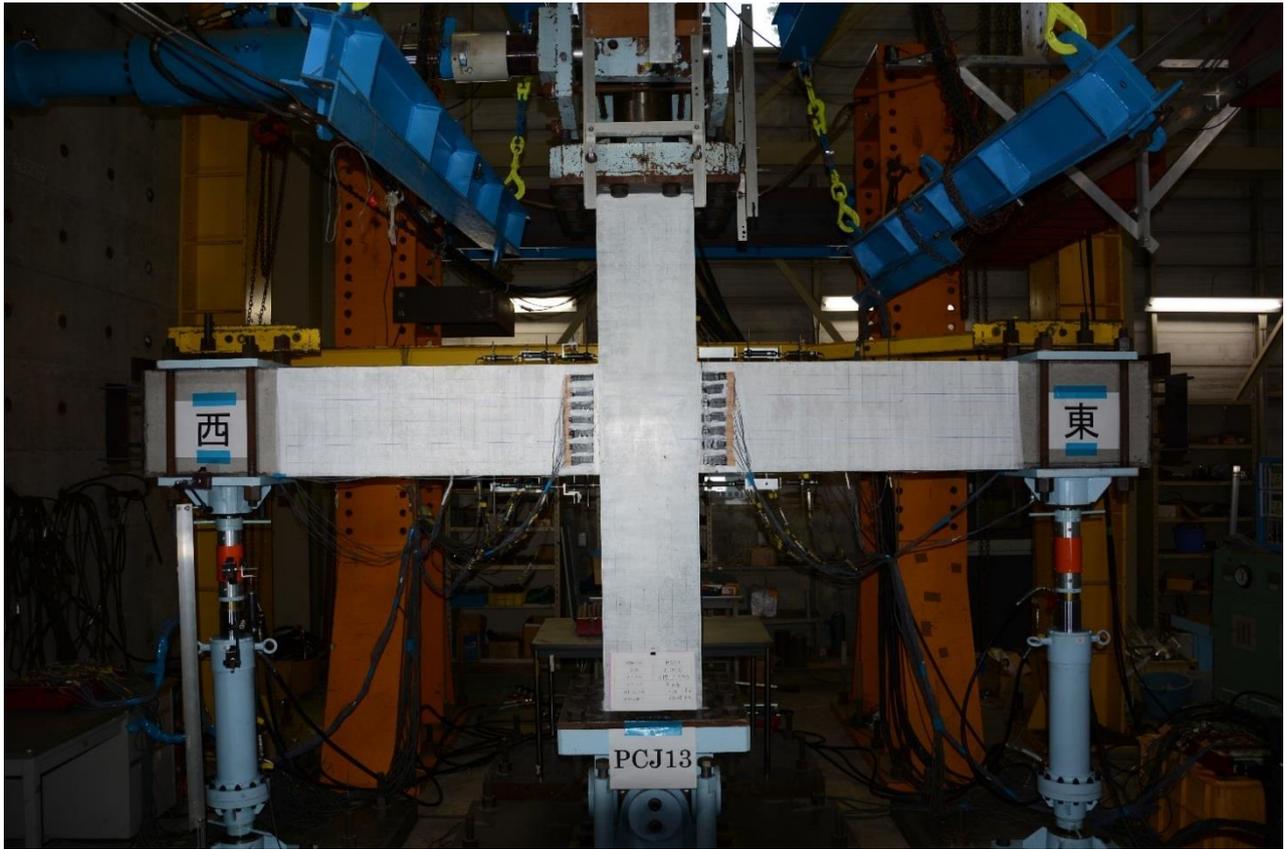
$R = -0.25\% \text{rad.}$



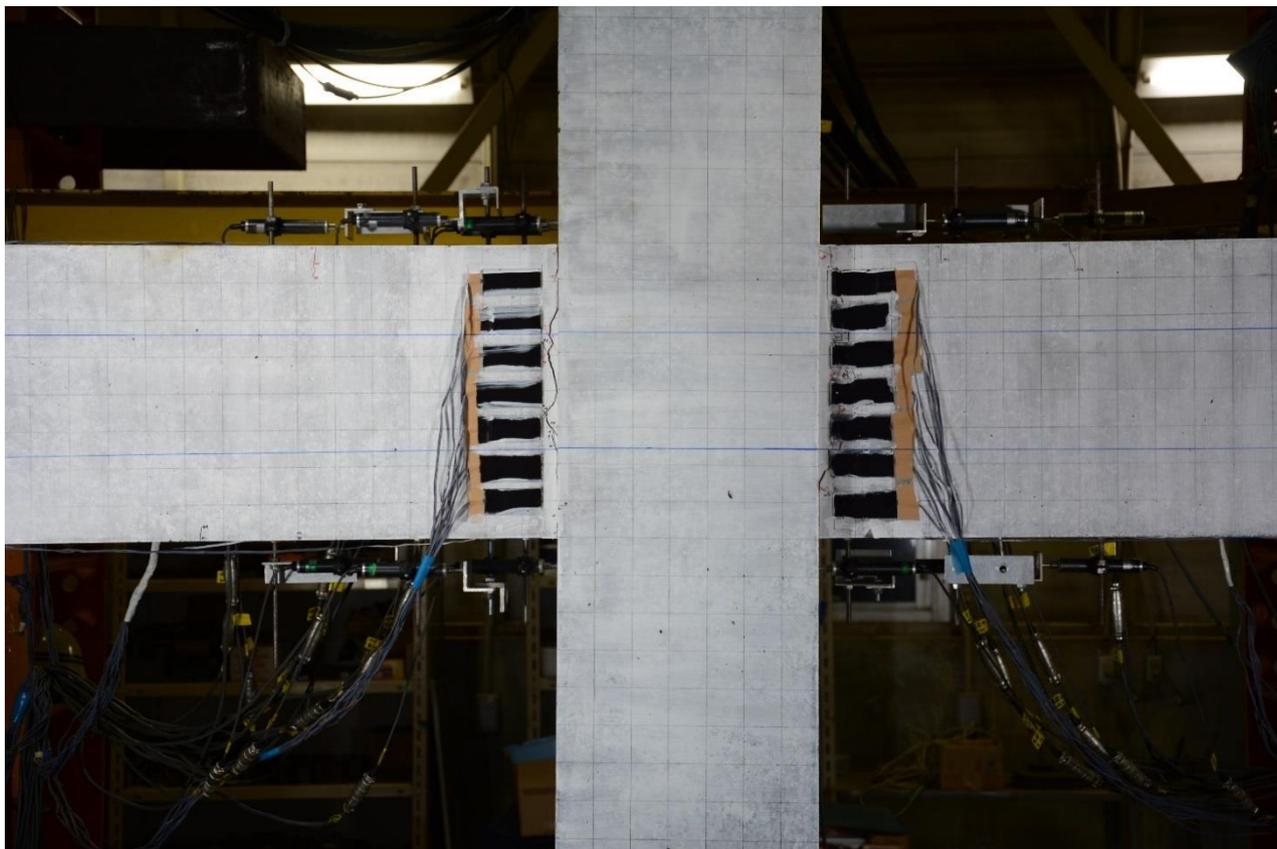
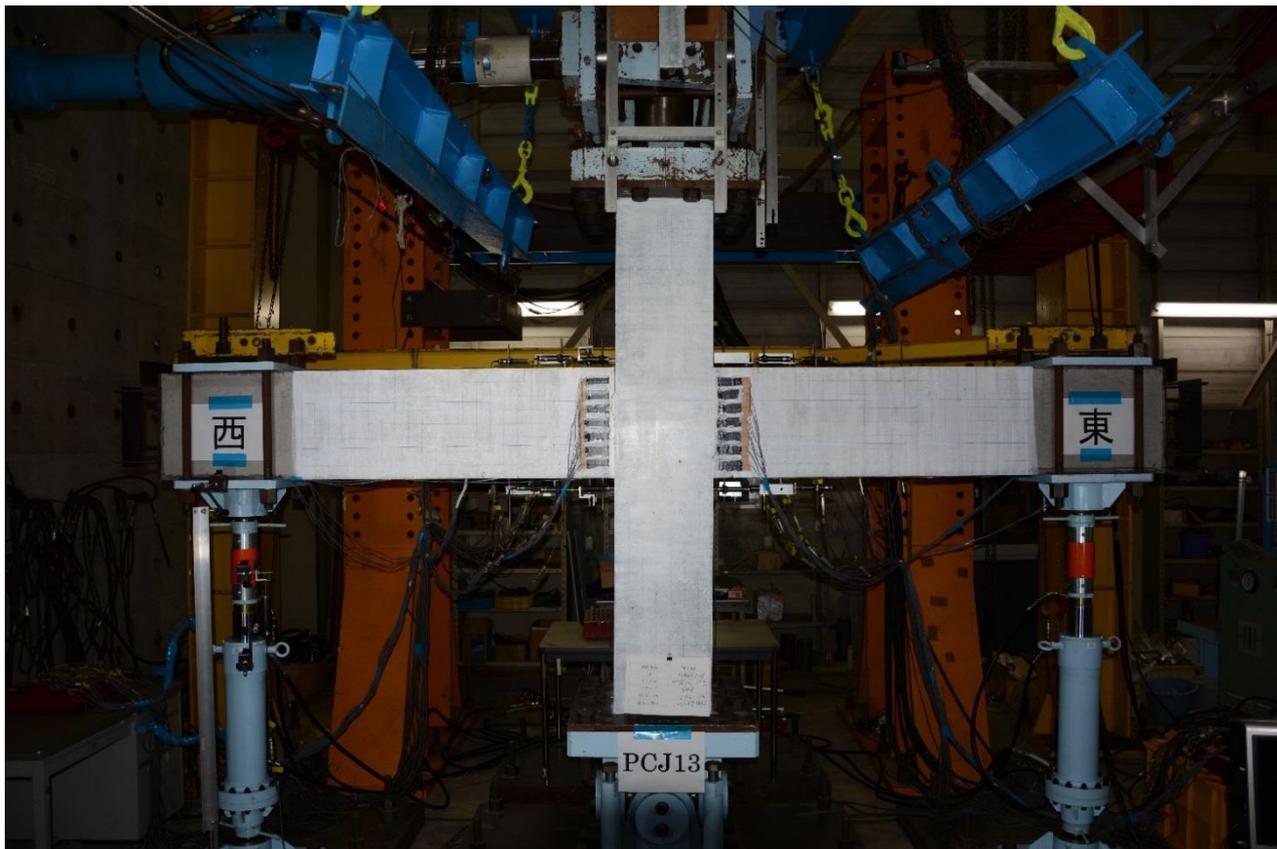
$R=+0.5\%rad.$



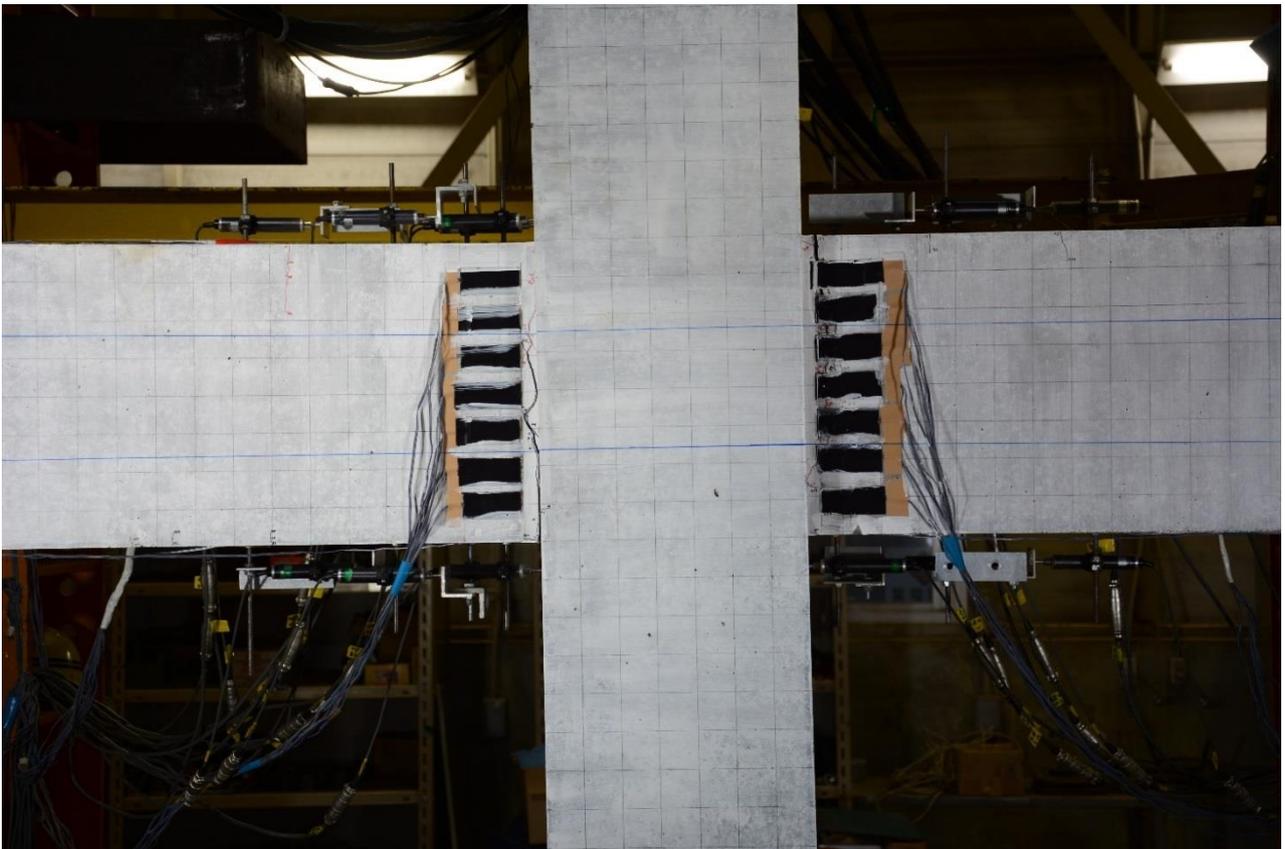
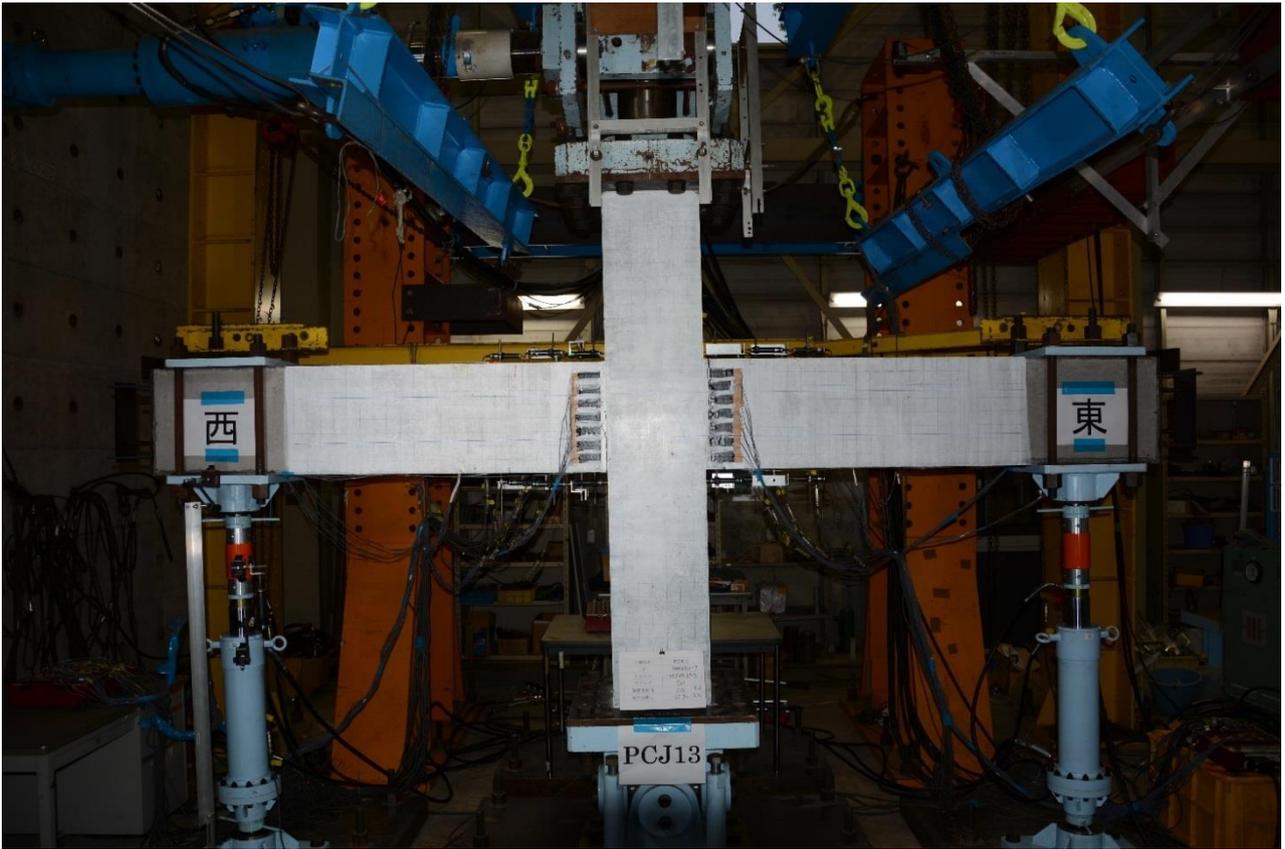
$R = -0.5\% \text{rad.}$



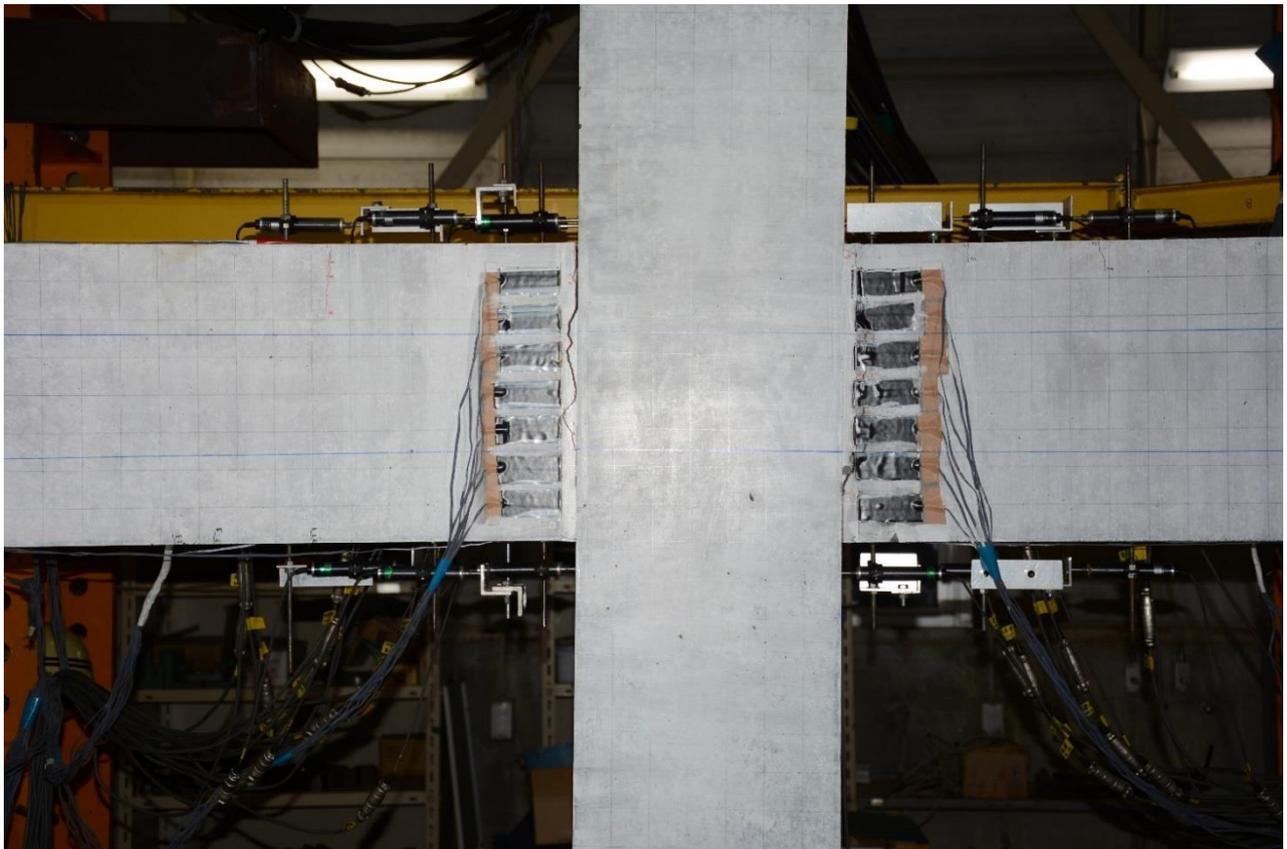
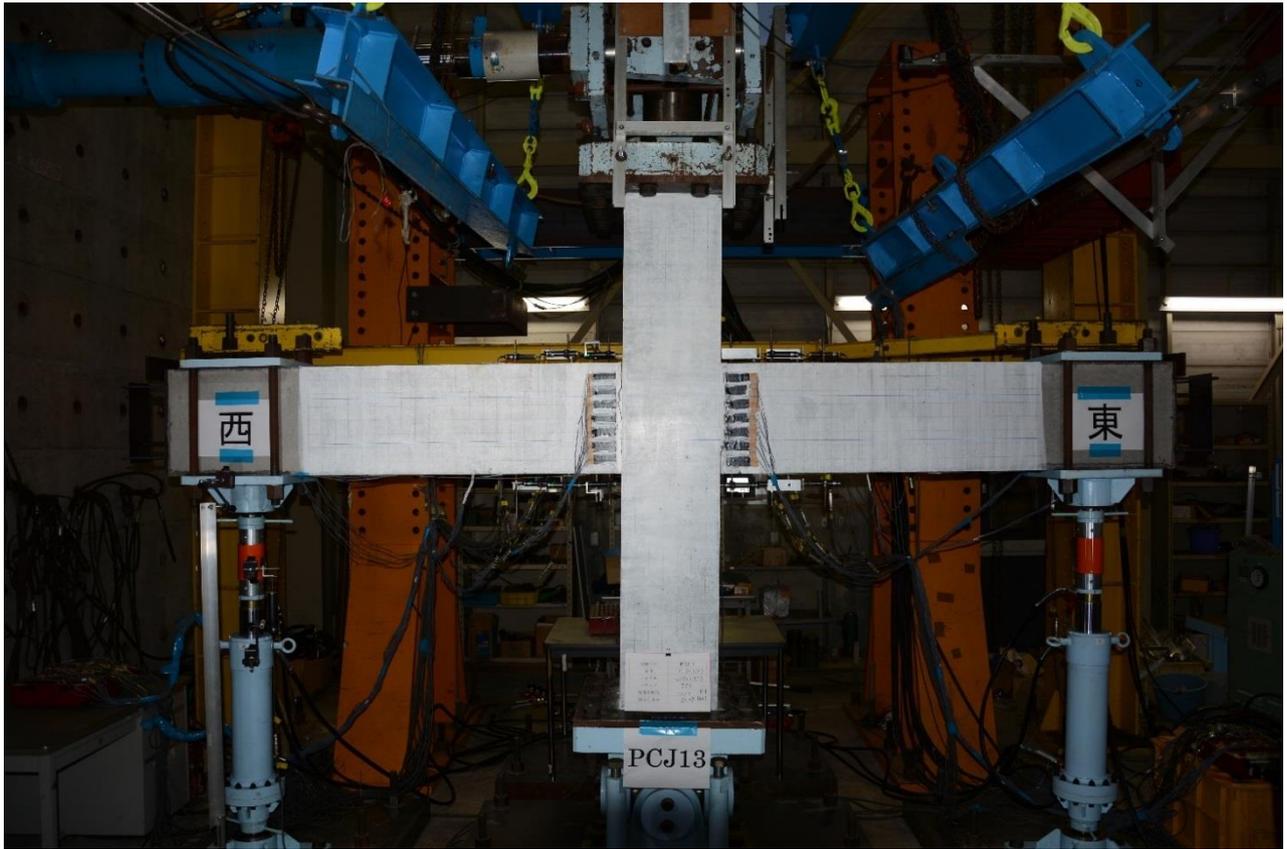
$R=+1.0\%rad.$



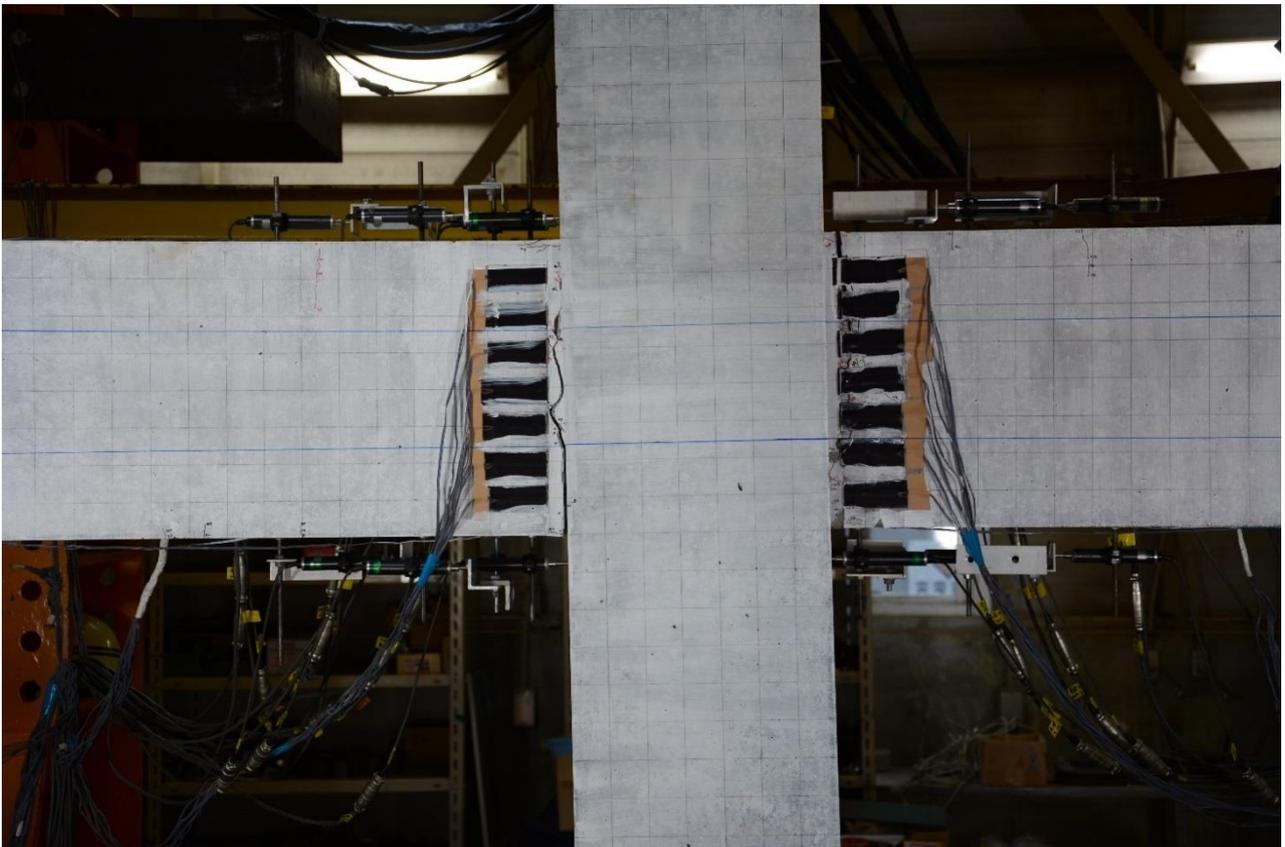
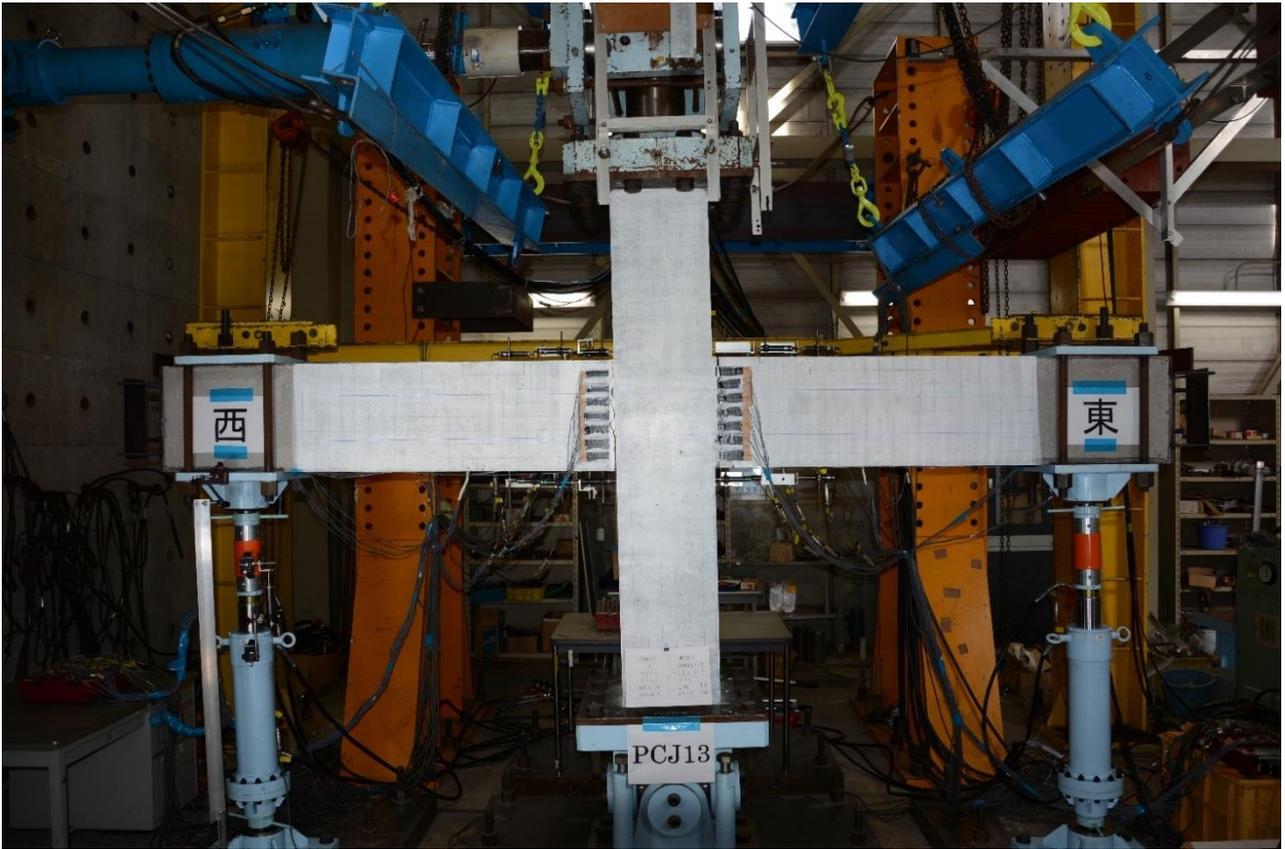
$R = -1.0\% \text{rad.}$



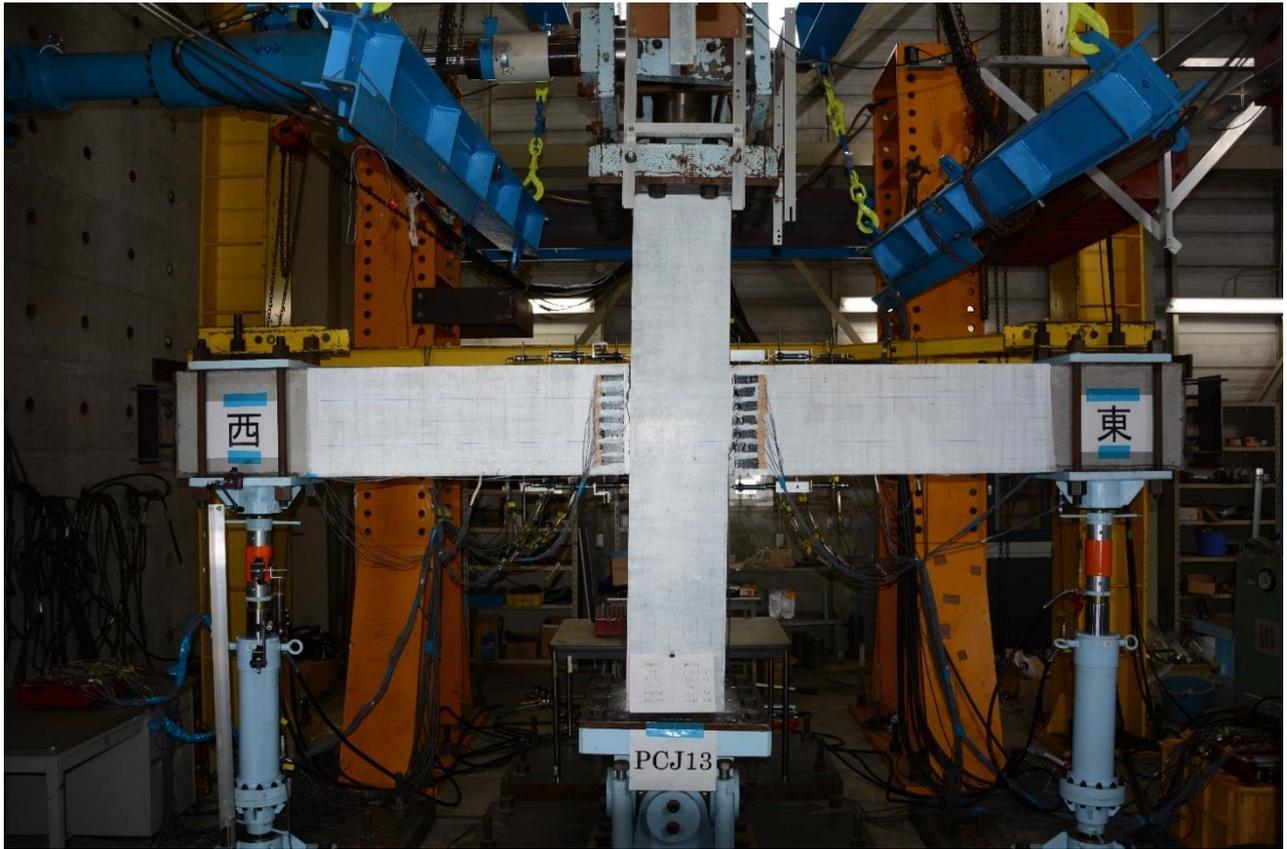
$R=+1.5\%rad.$



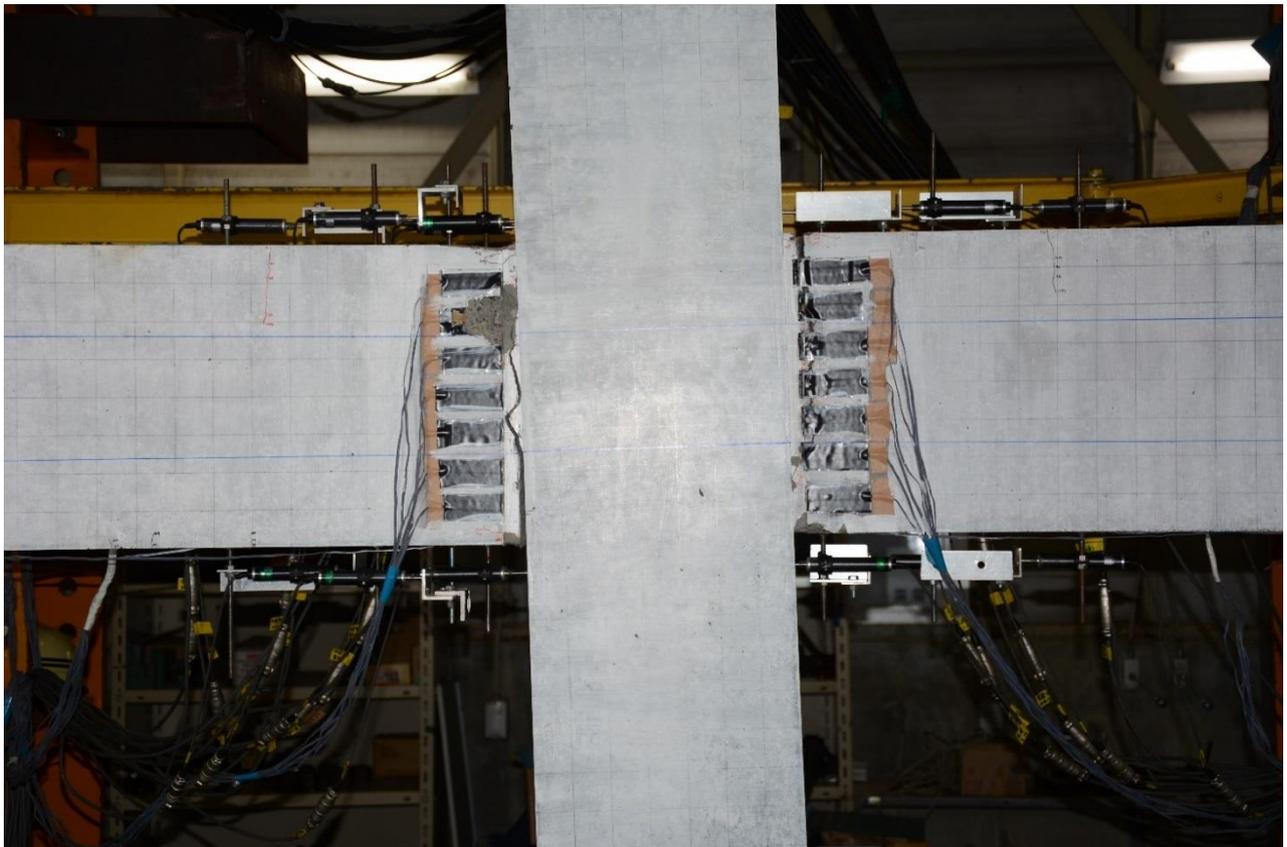
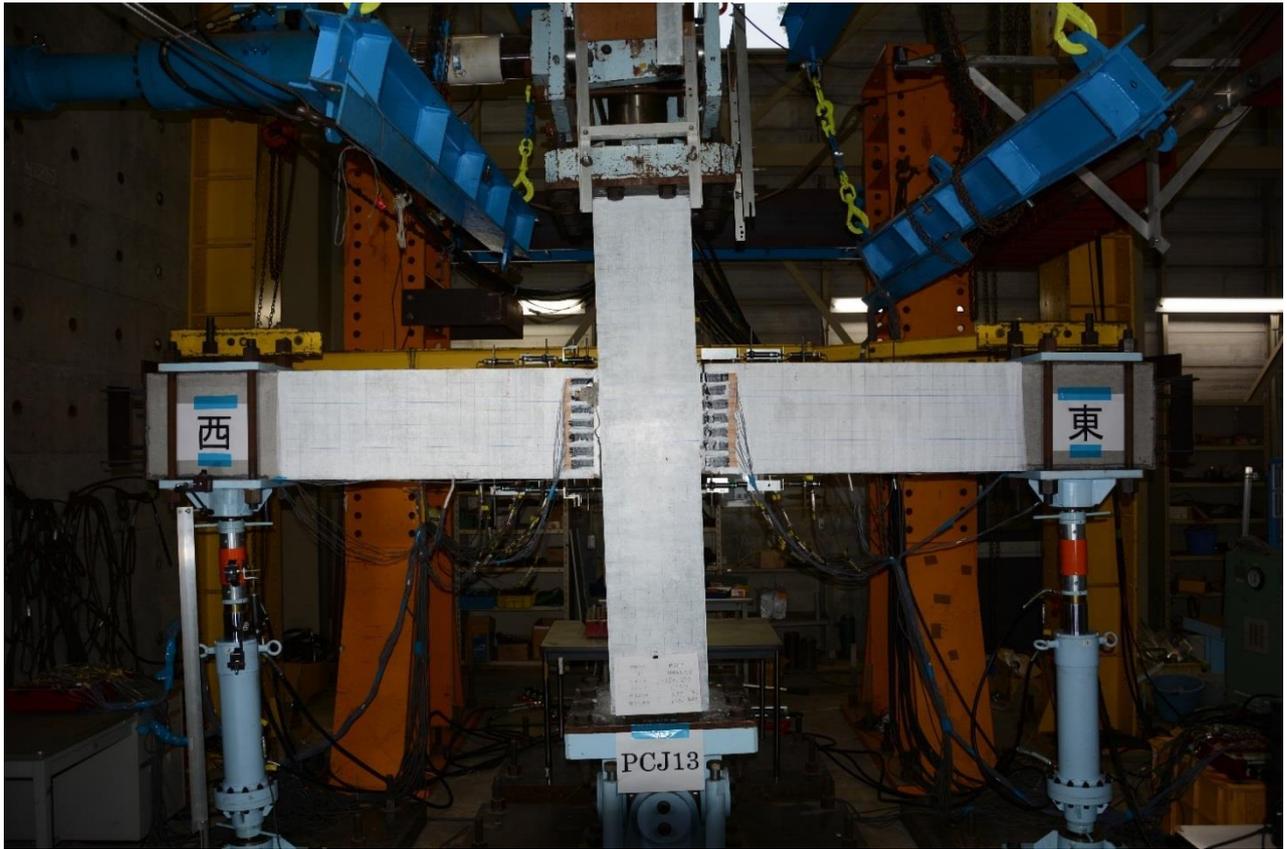
$R = -1.5\% \text{rad.}$



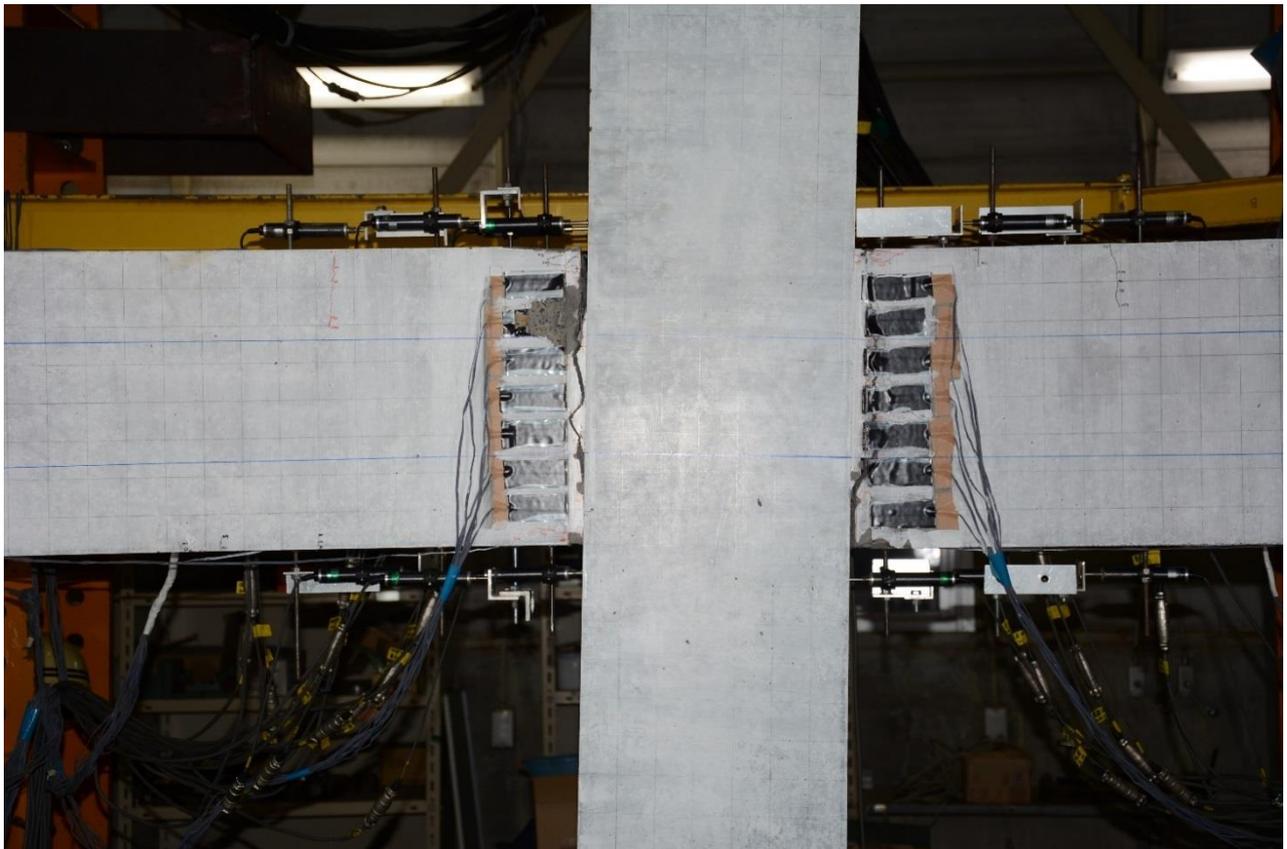
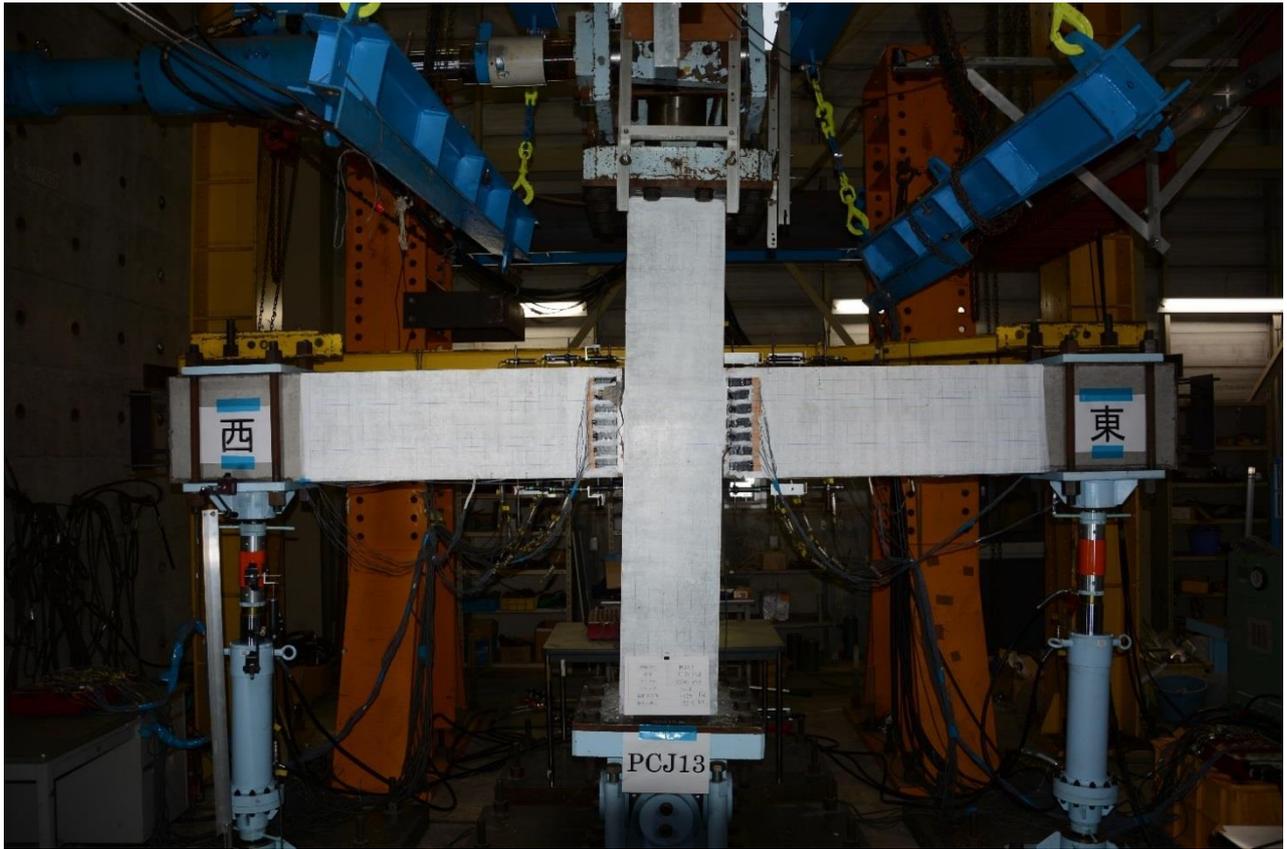
$R=+2.0\%rad.$



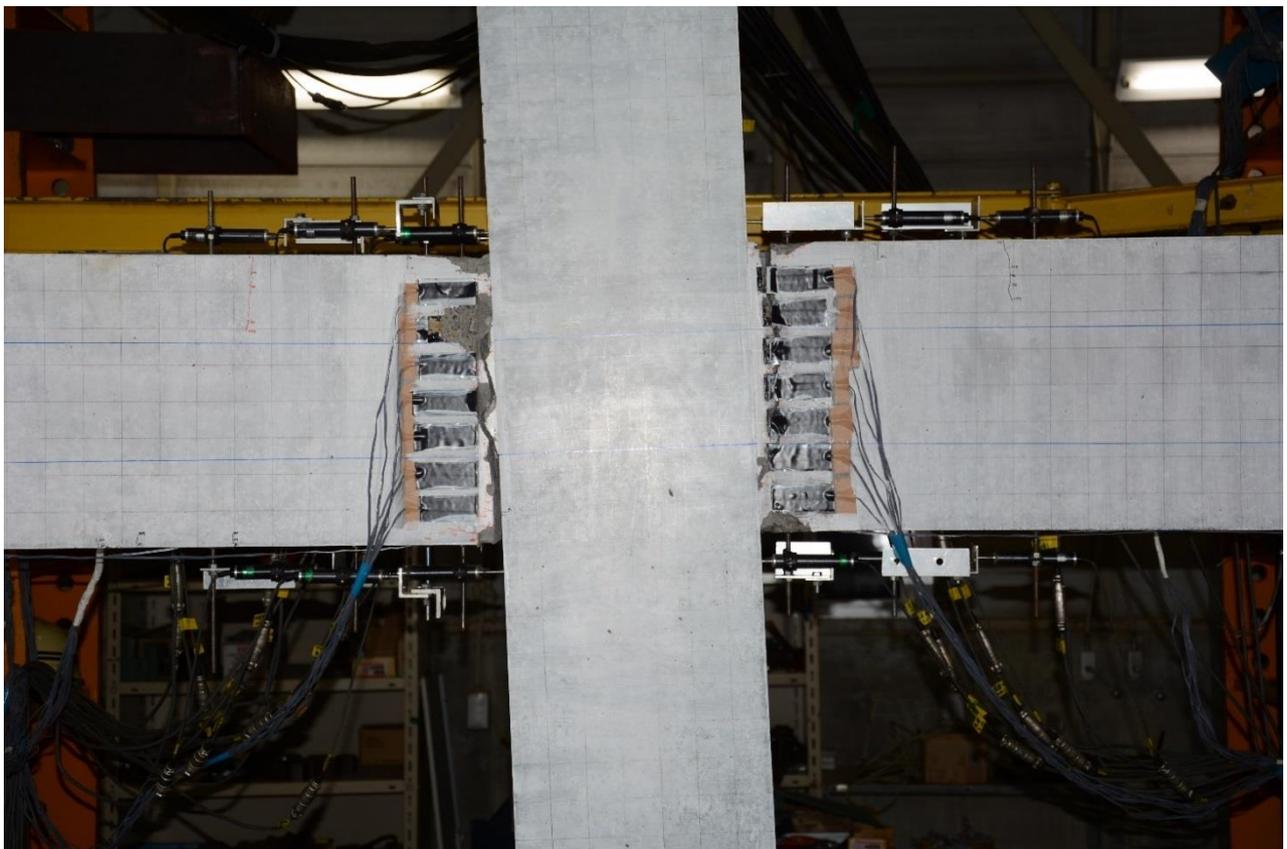
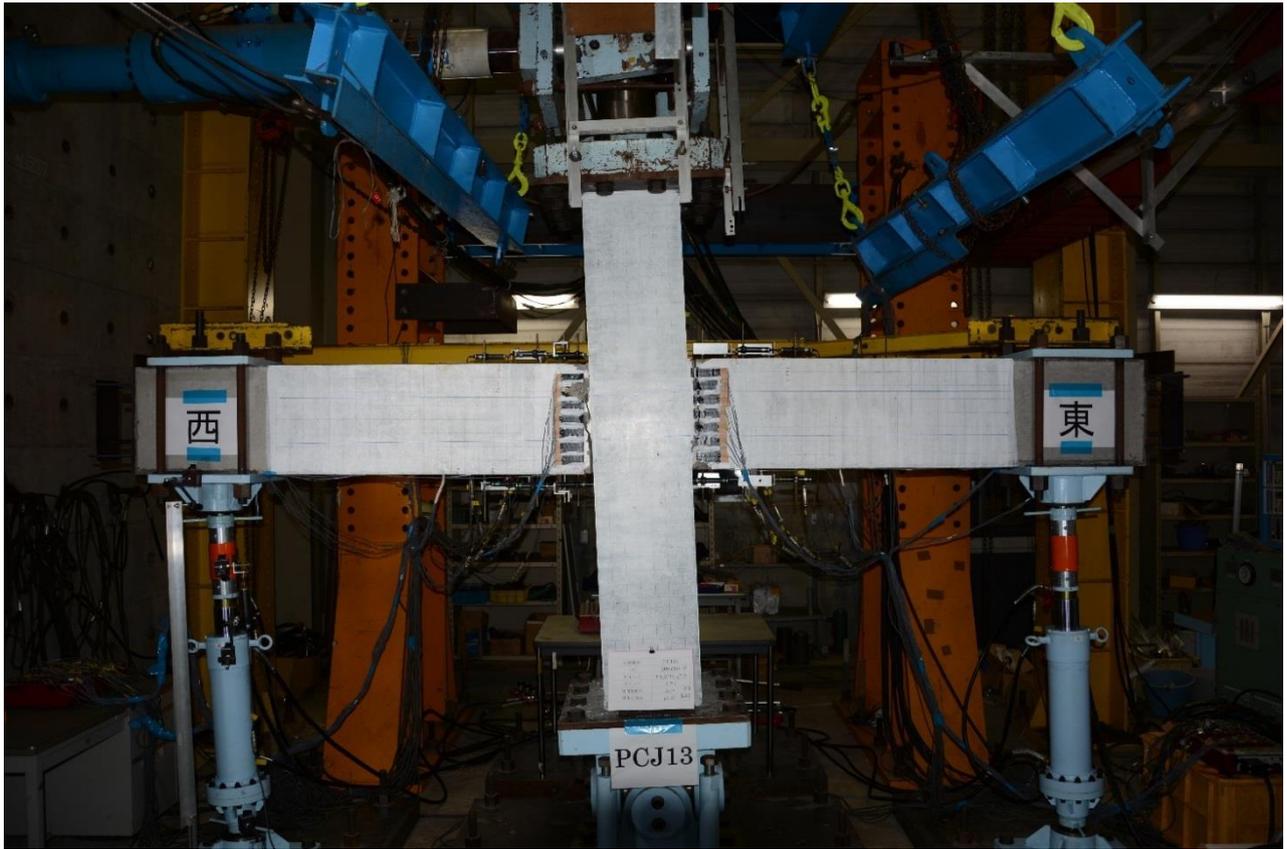
$R = -2.0\% \text{rad.}$



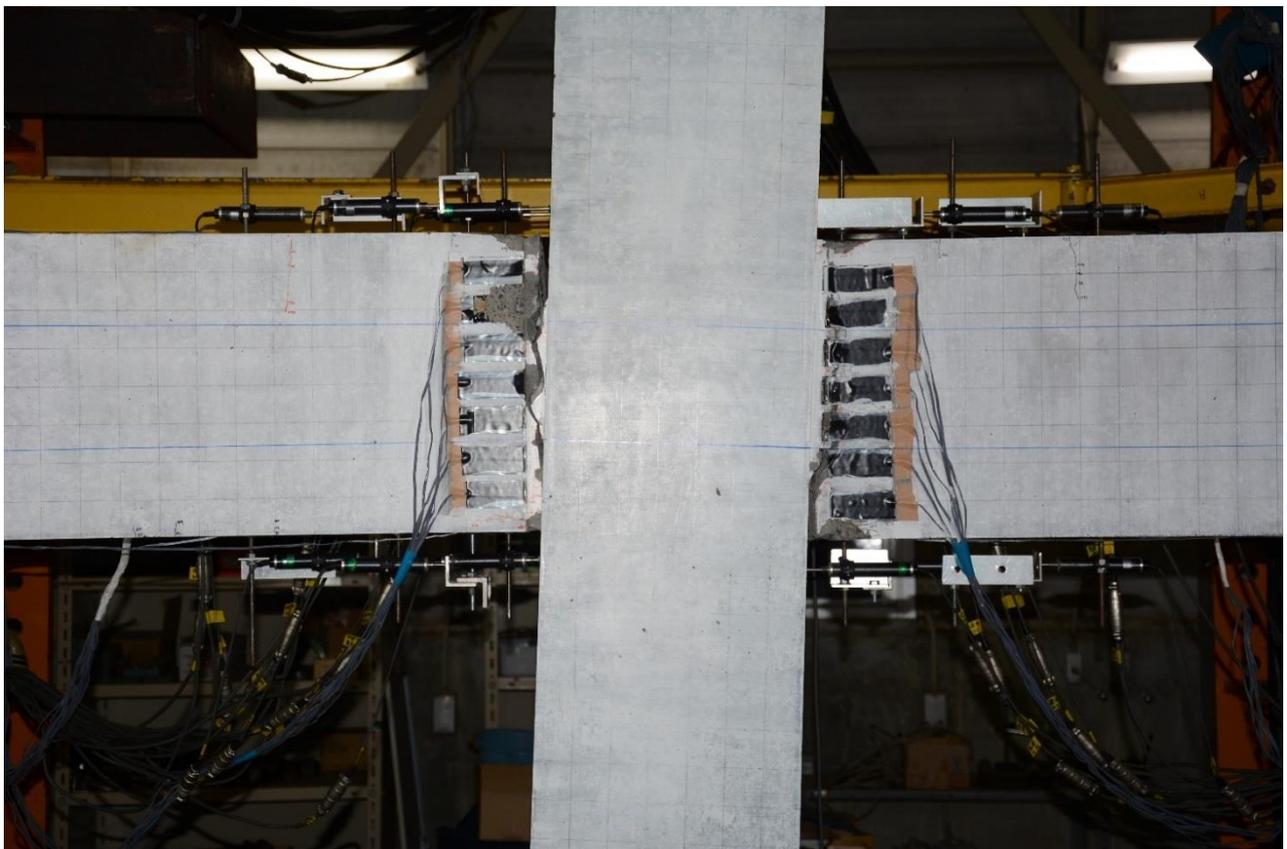
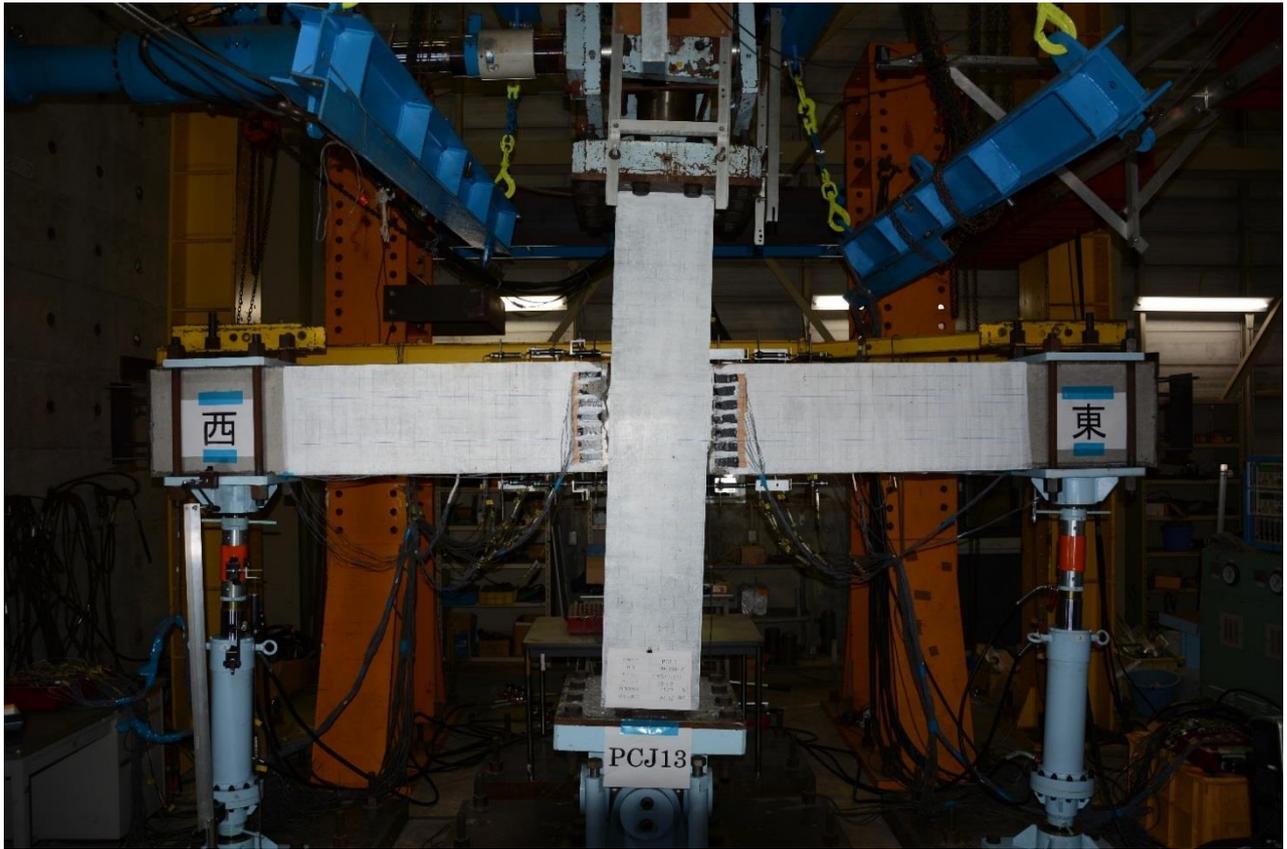
$R=+3.0\%rad.$



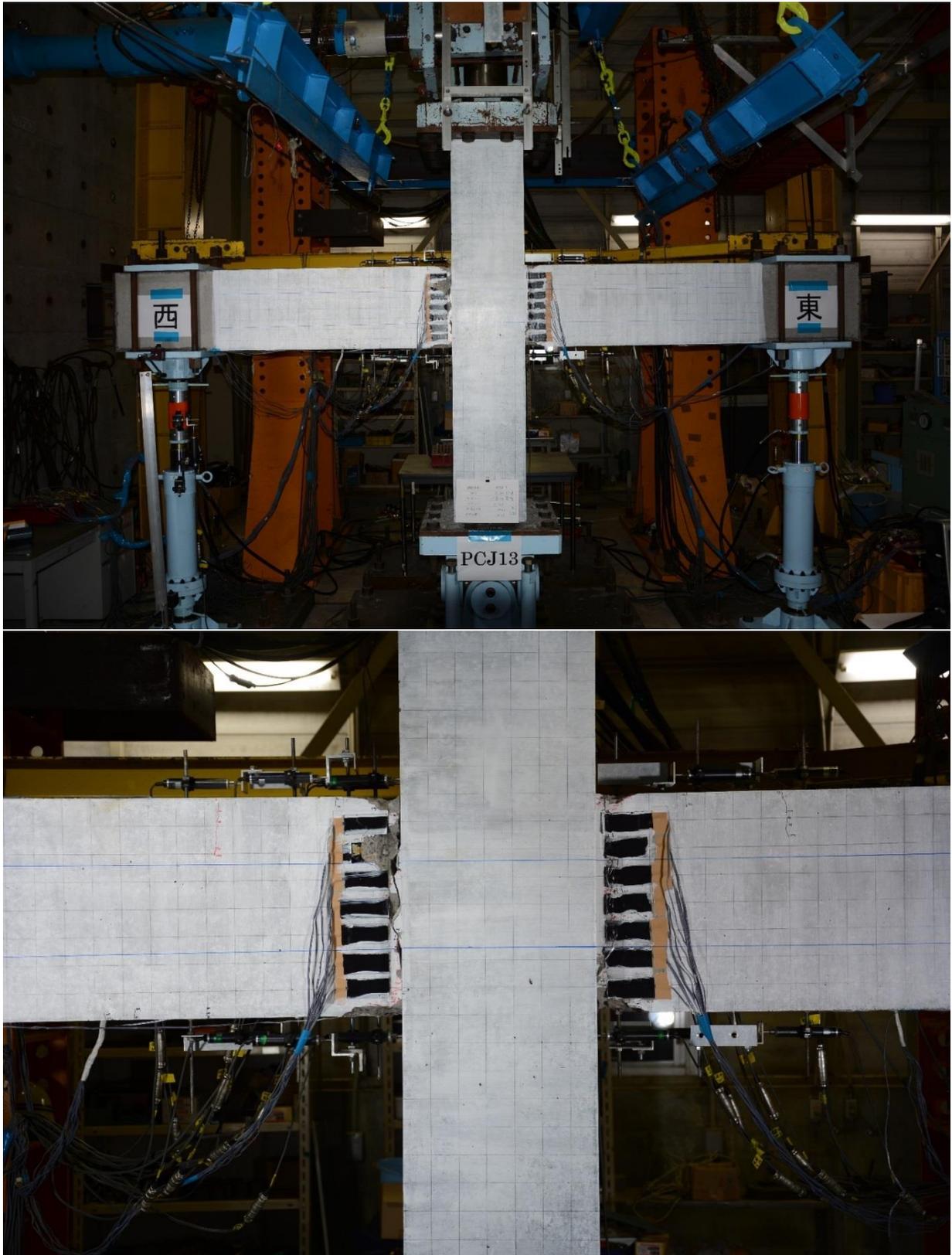
$R = -3.0\% \text{rad.}$



$R=+4.0\%rad.$

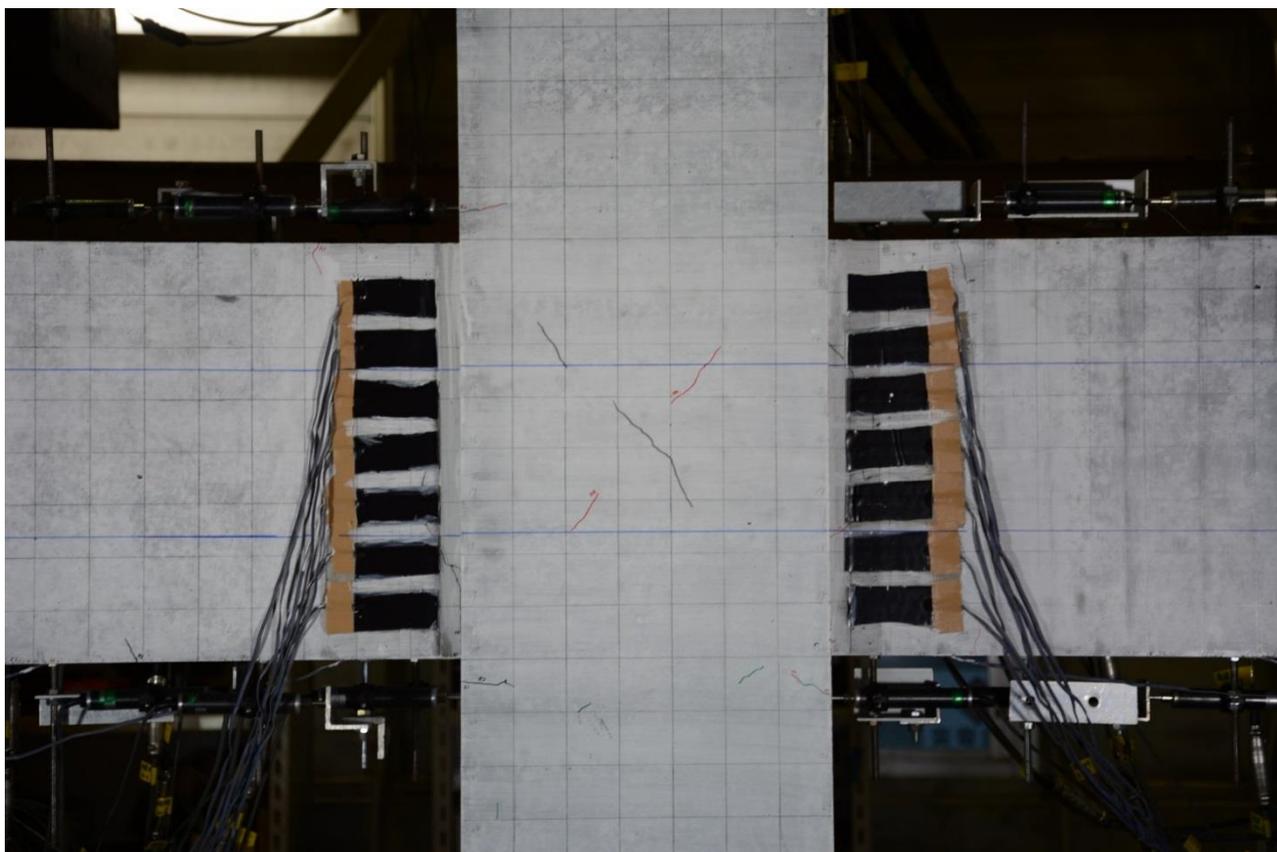
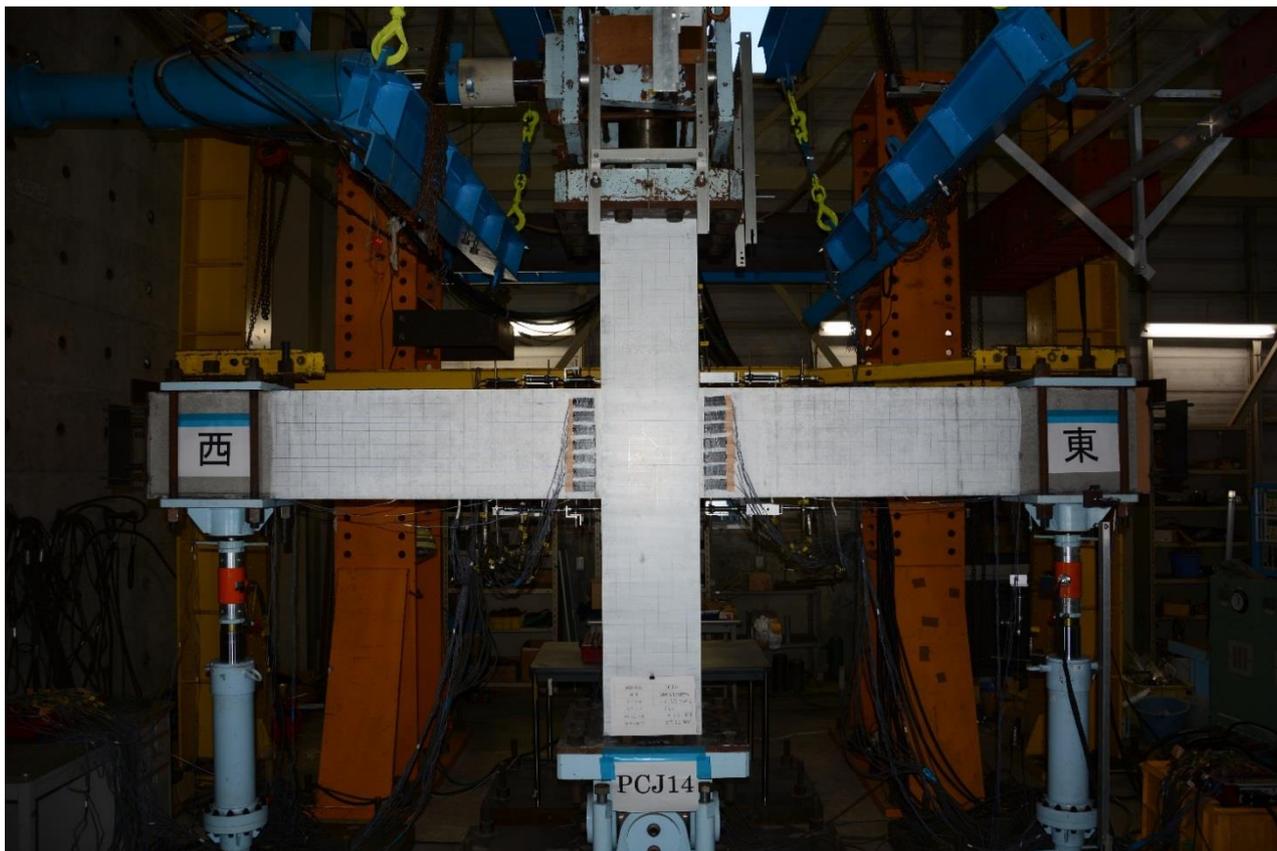


$R = -4.0\% \text{rad.}$

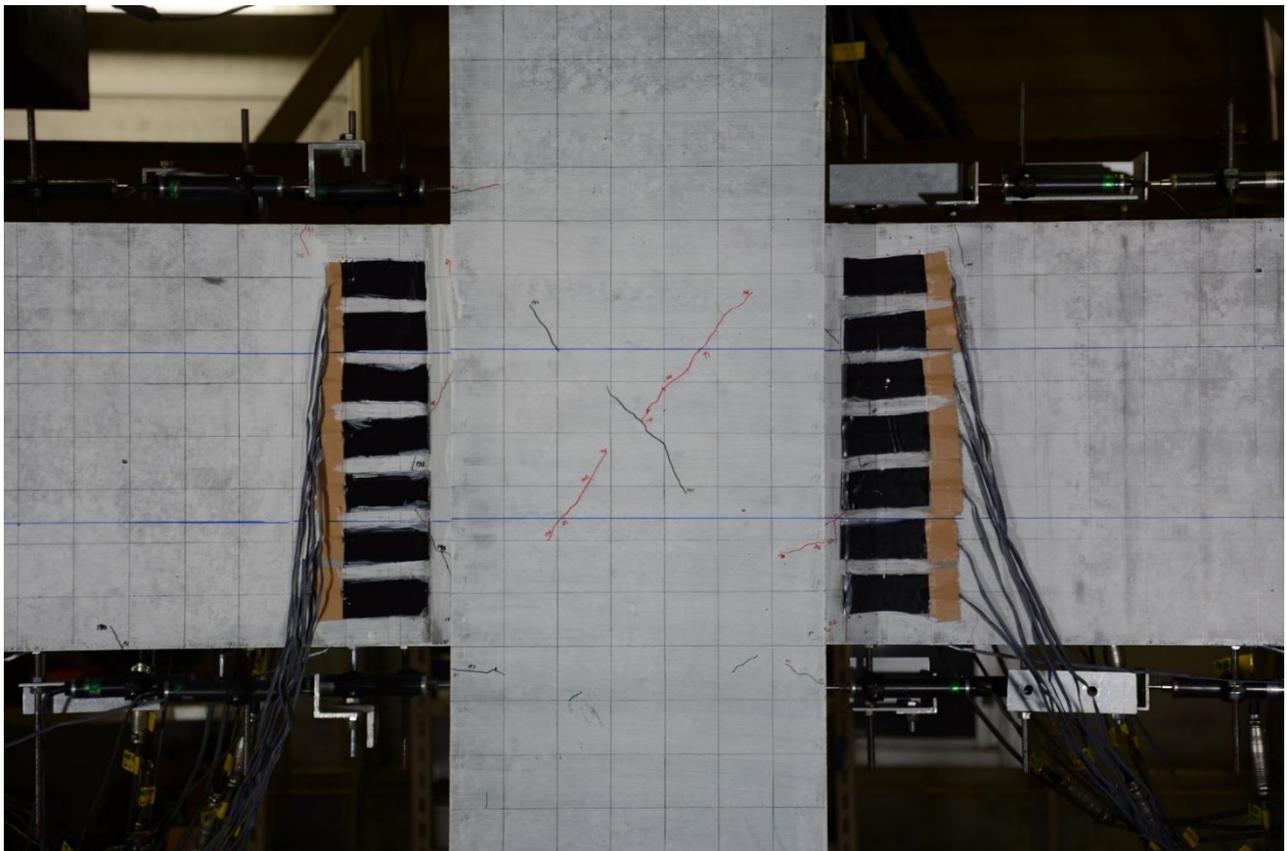
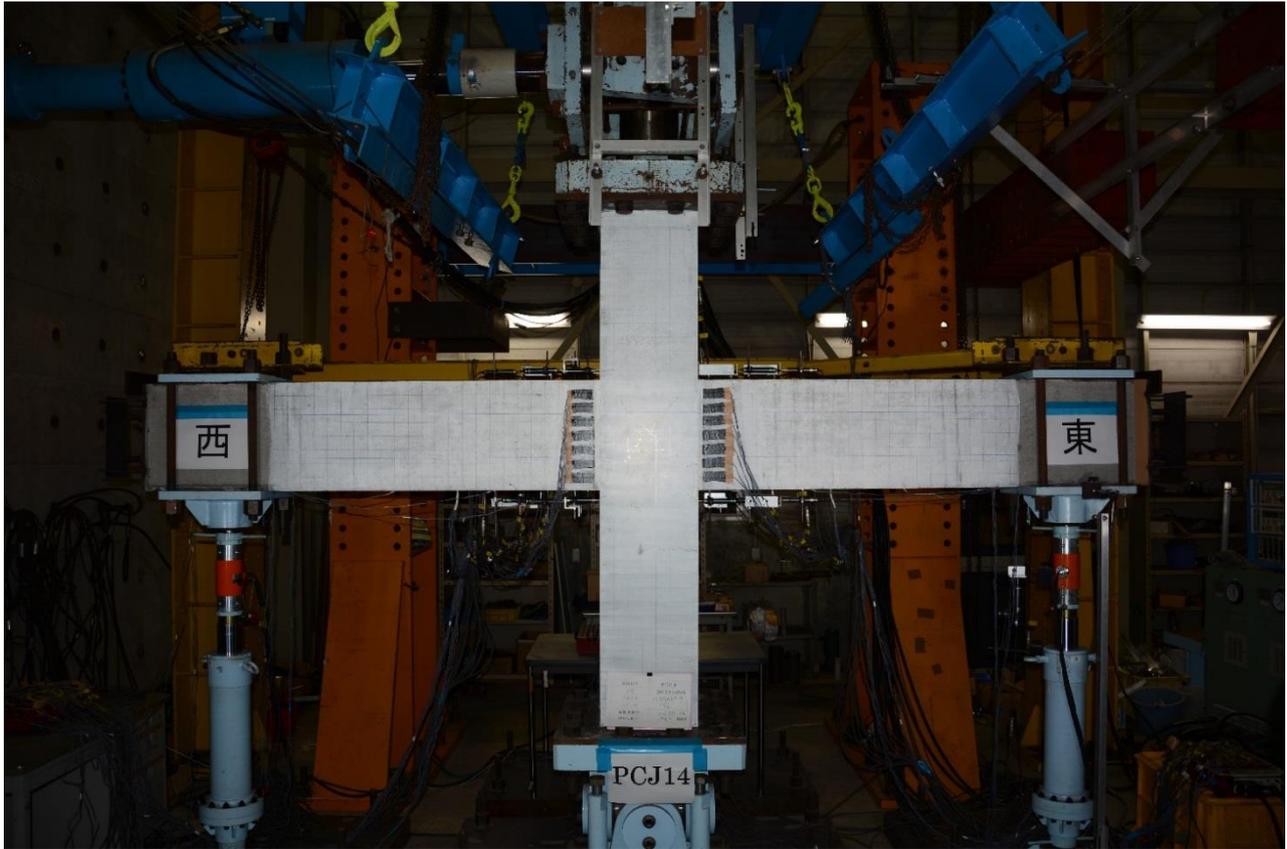


実験終了後

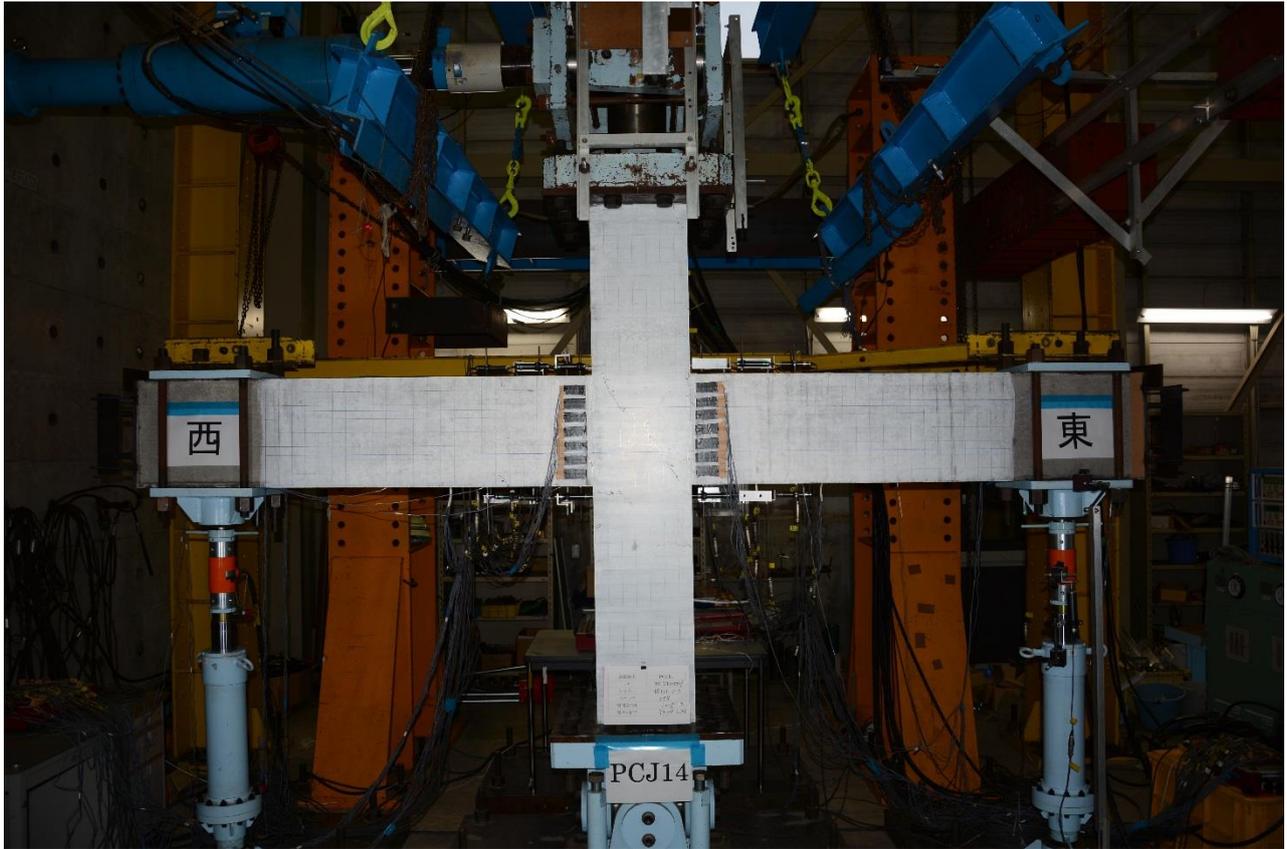
写真 3.1-1 試験体 PCJ13



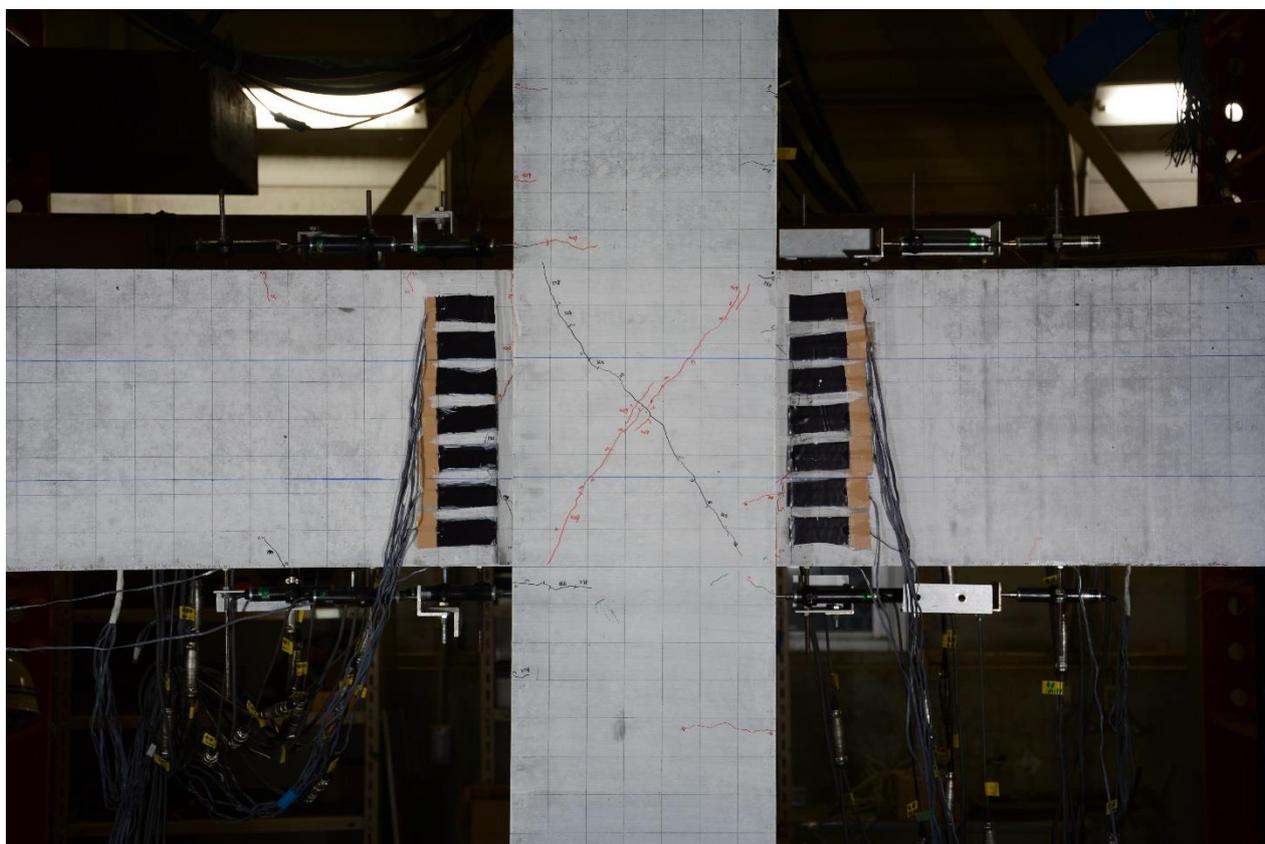
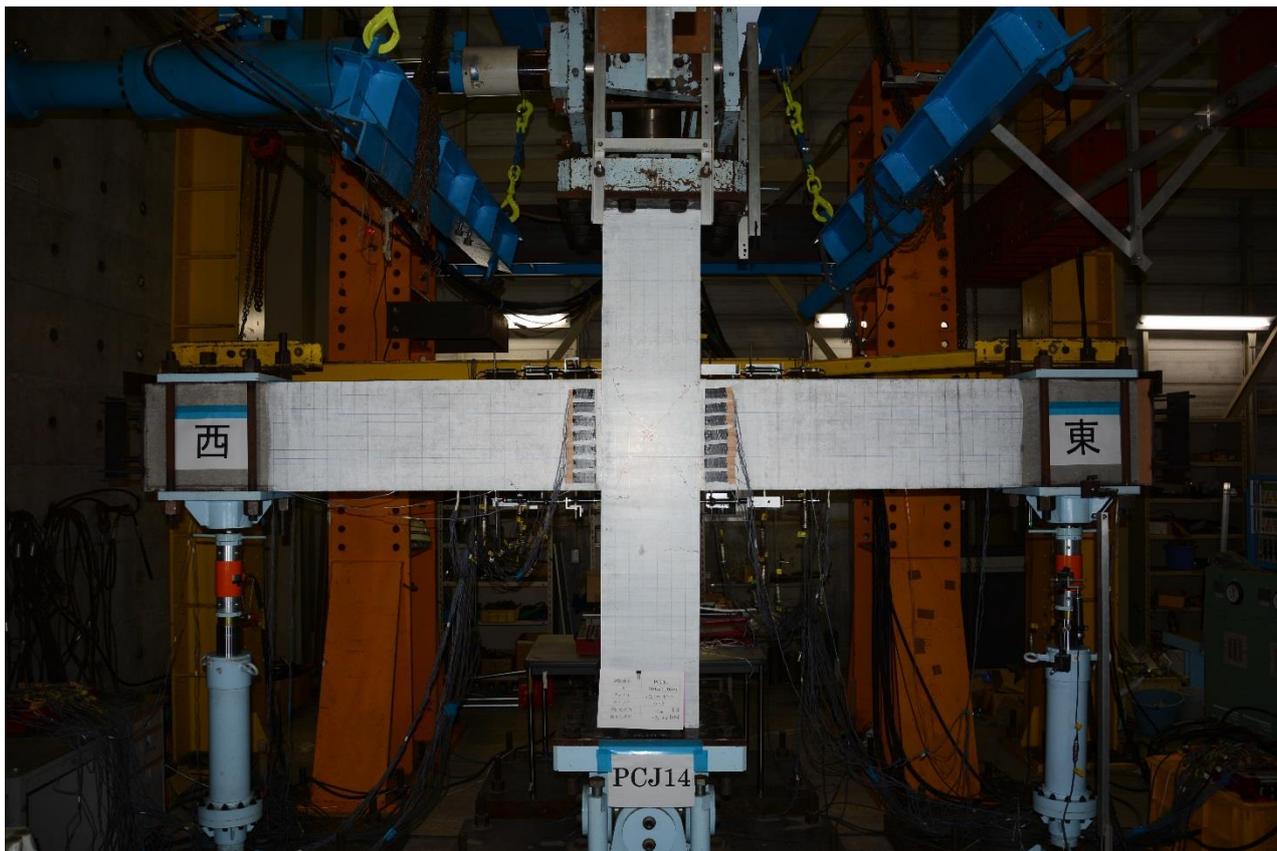
$R=+0.5\text{rad.}$



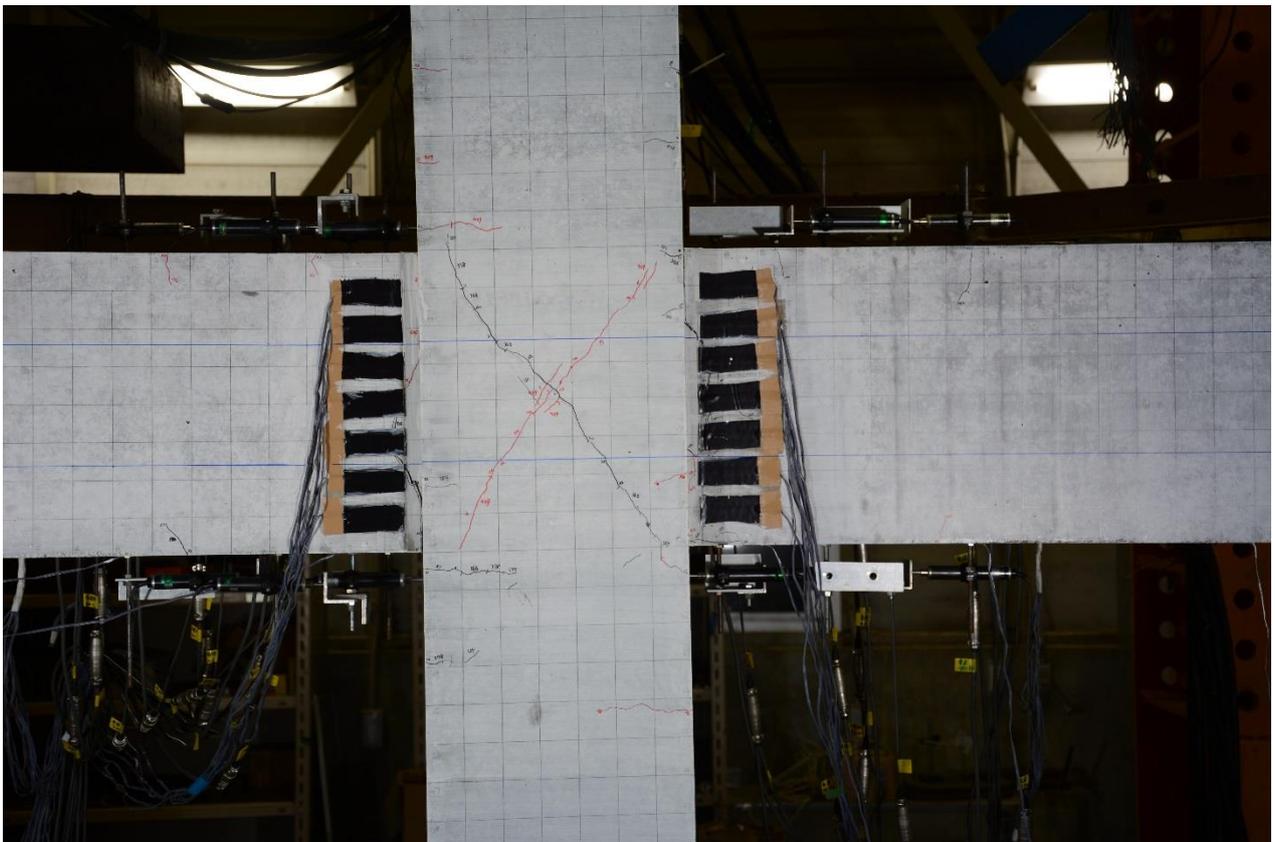
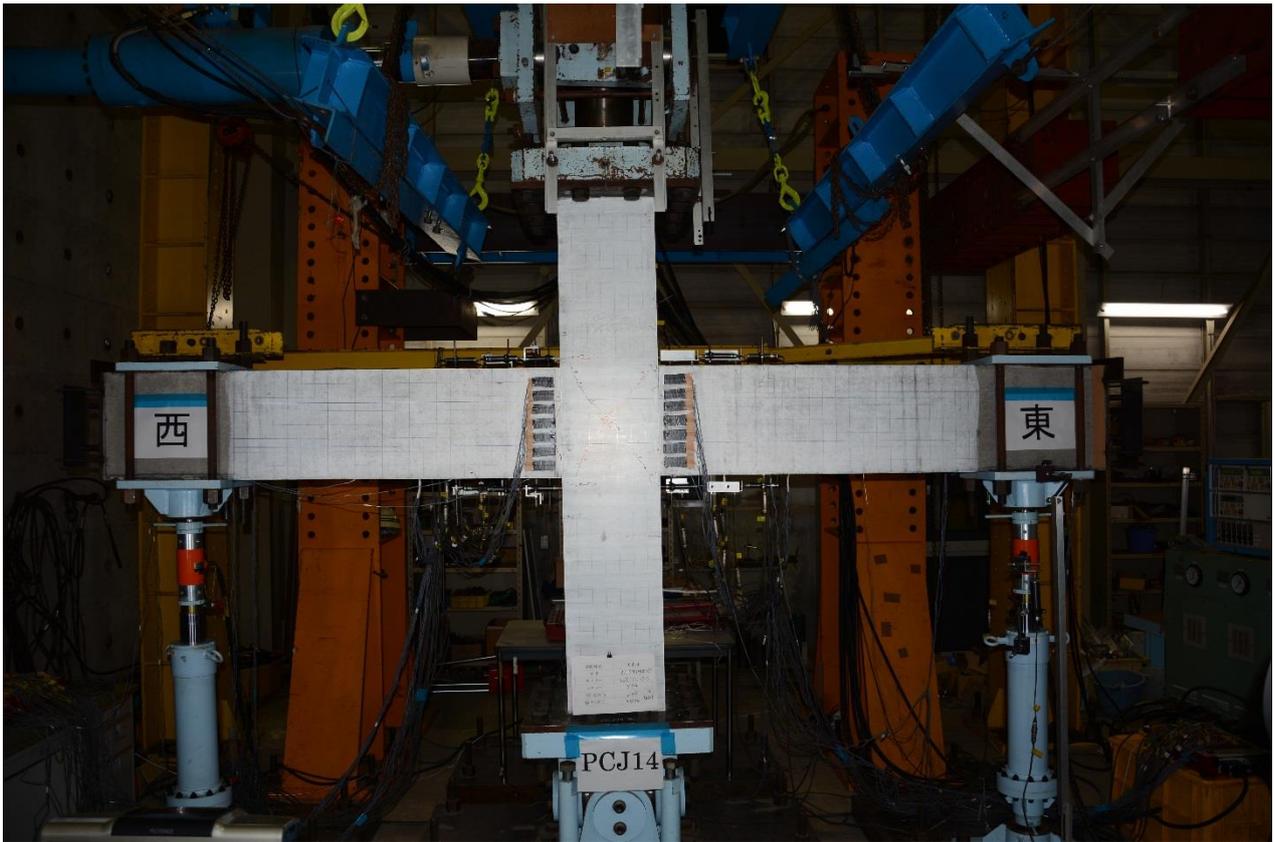
$R = -0.5\% \text{rad.}$



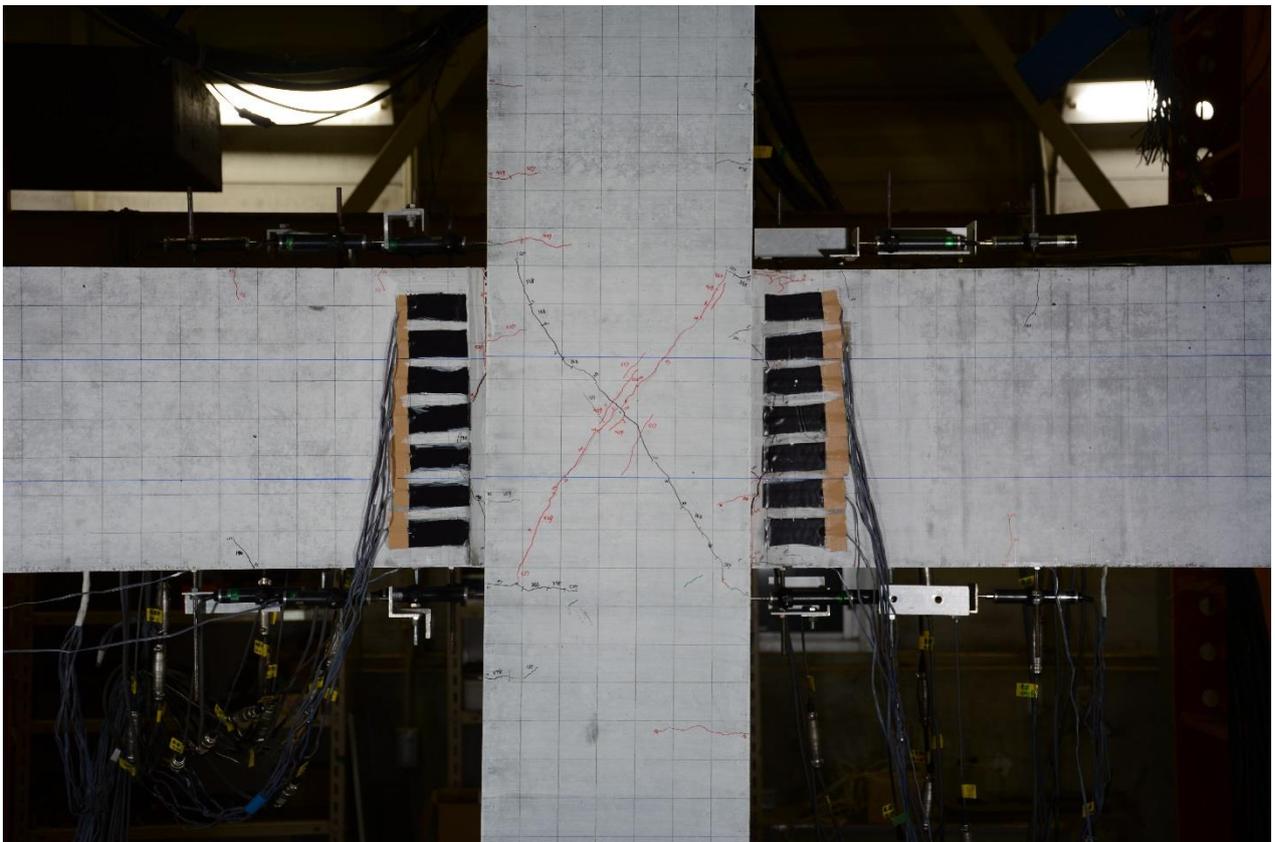
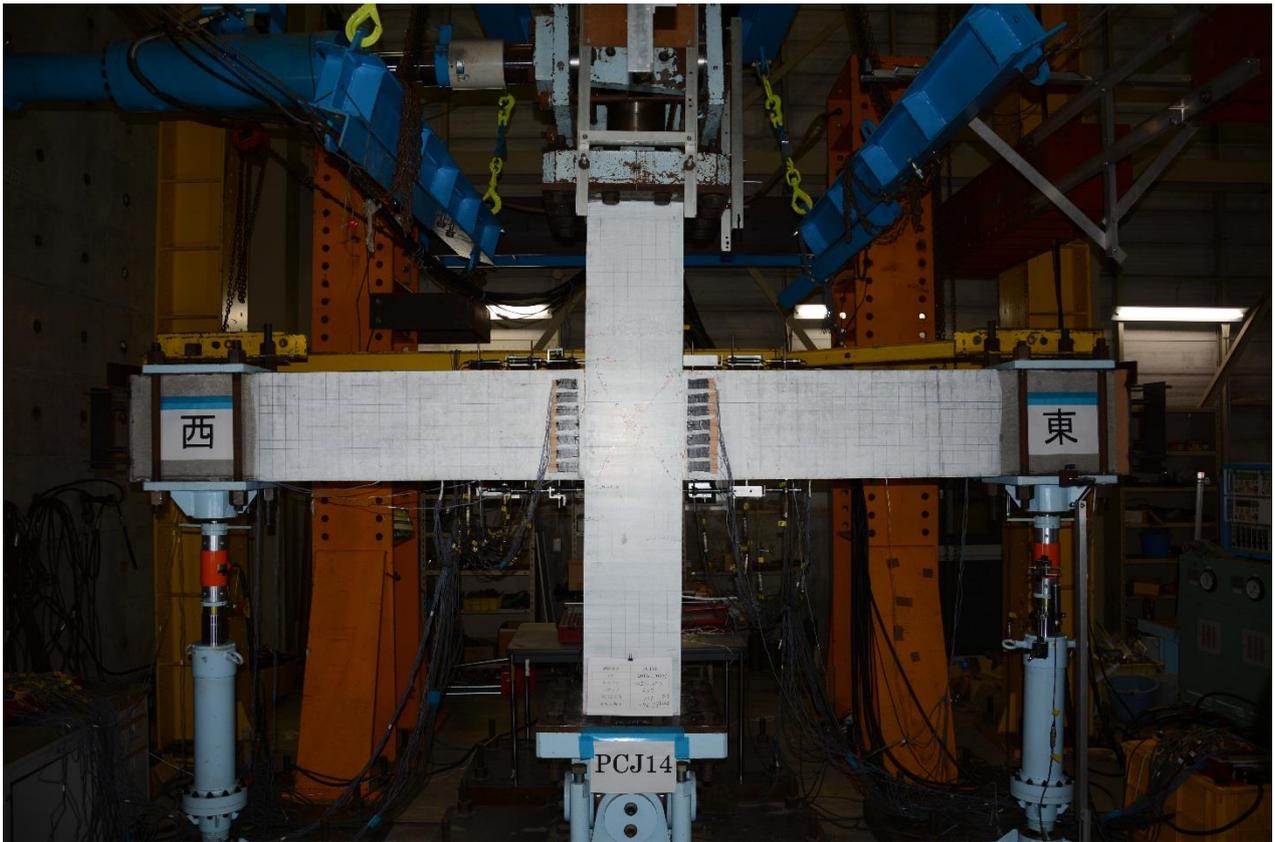
$R=+1.0\%rad.$



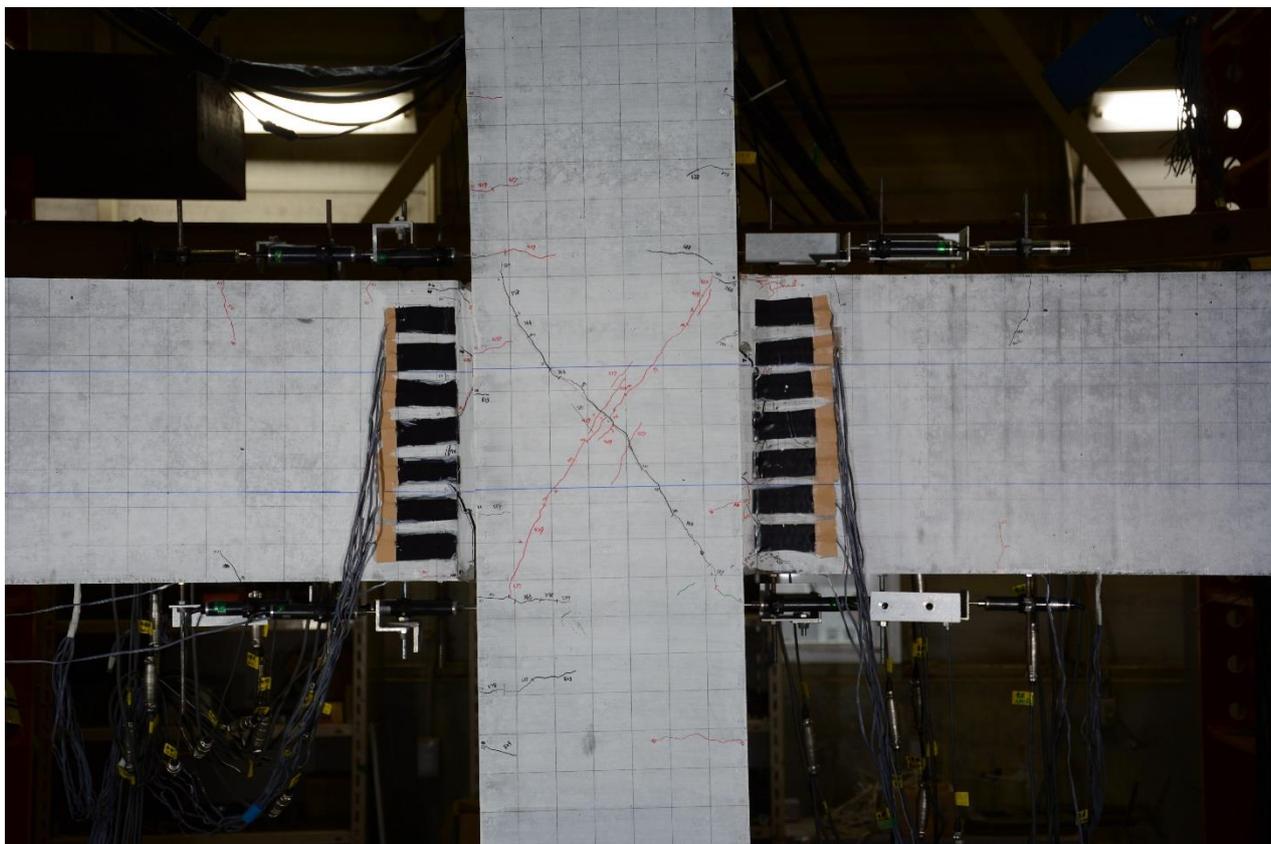
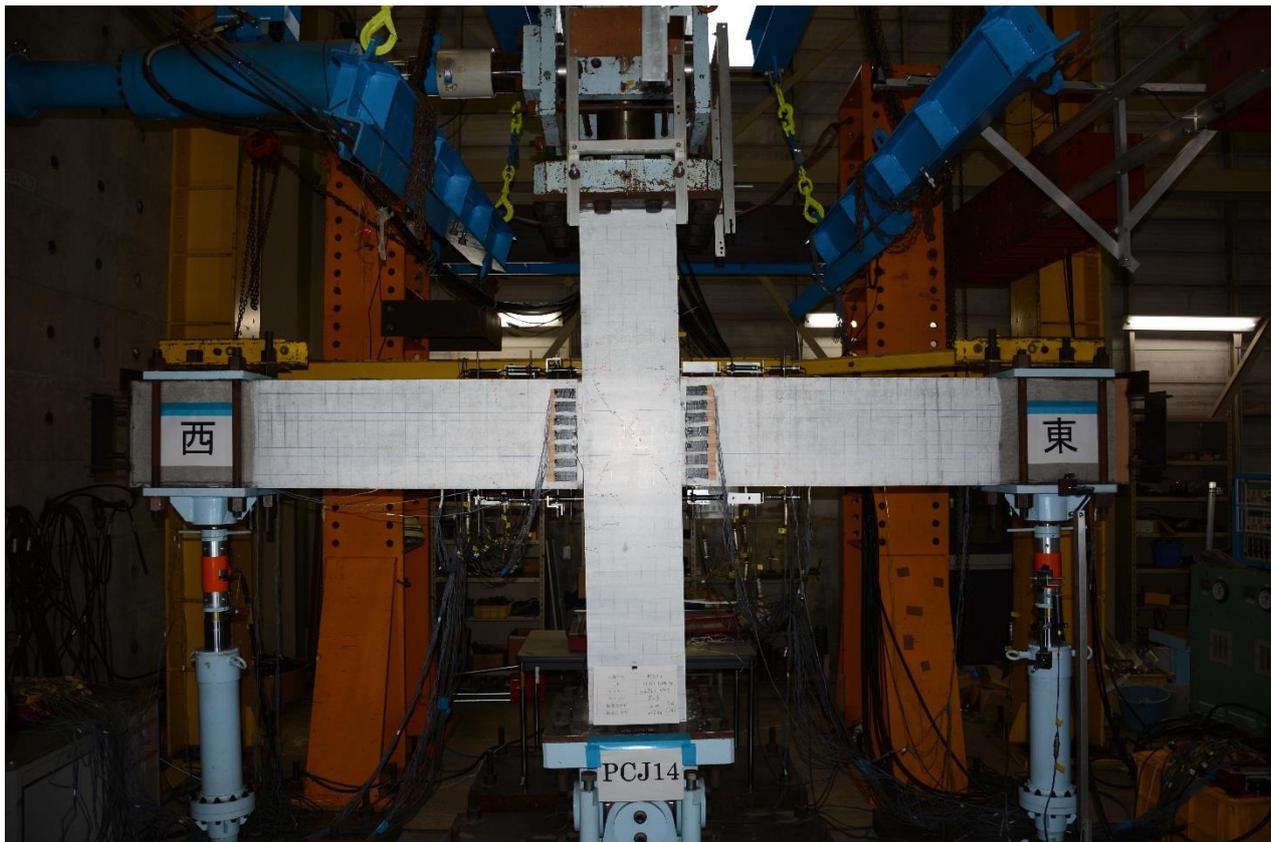
$R = -1.0\% \text{rad.}$



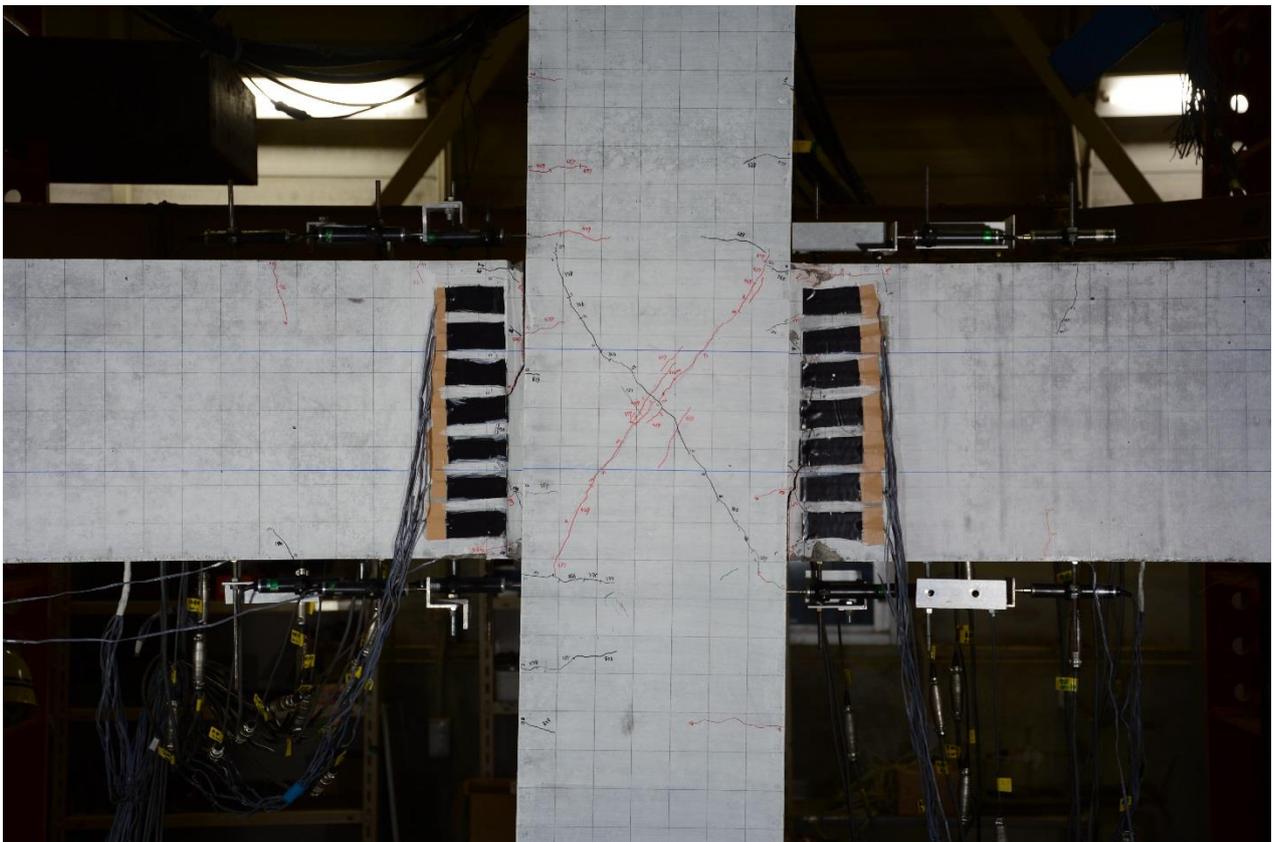
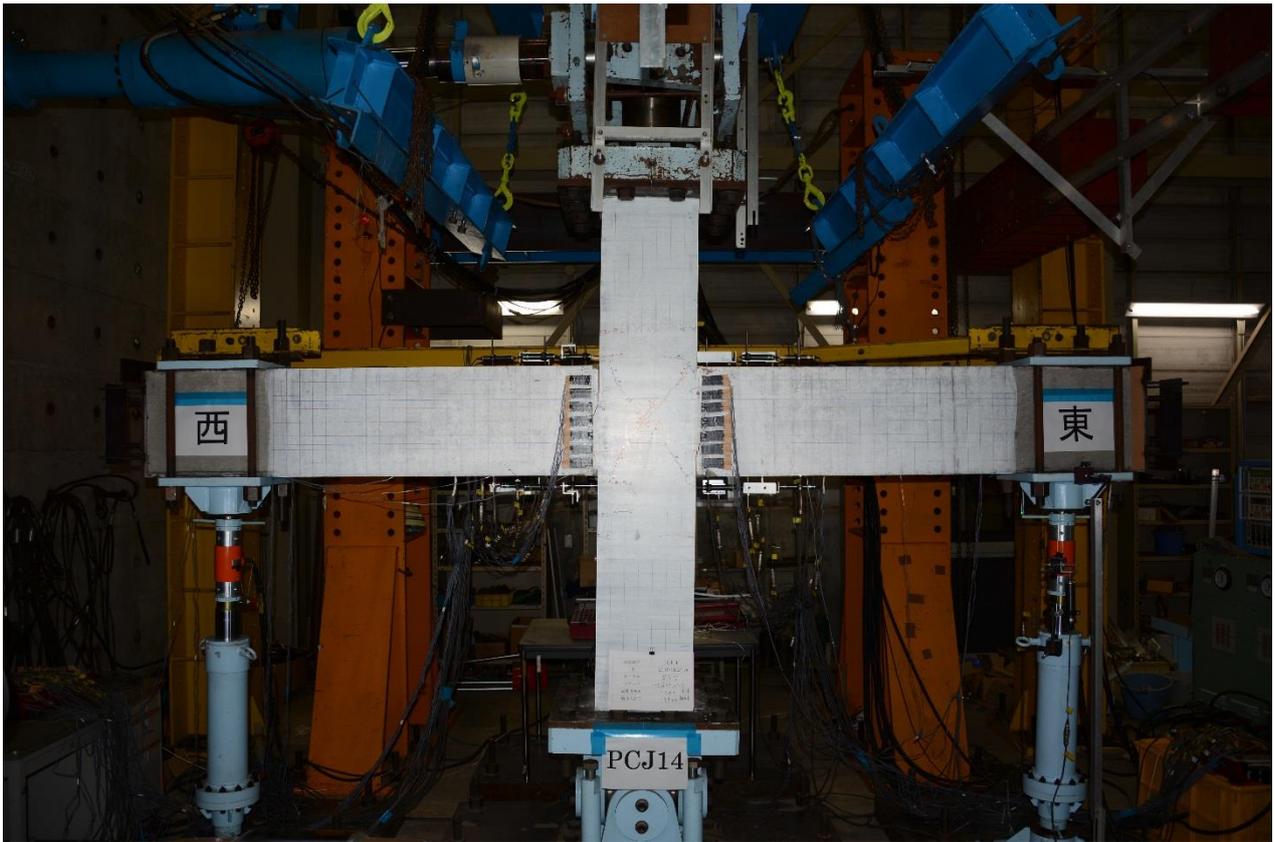
$R=+1.5\%$ rad.



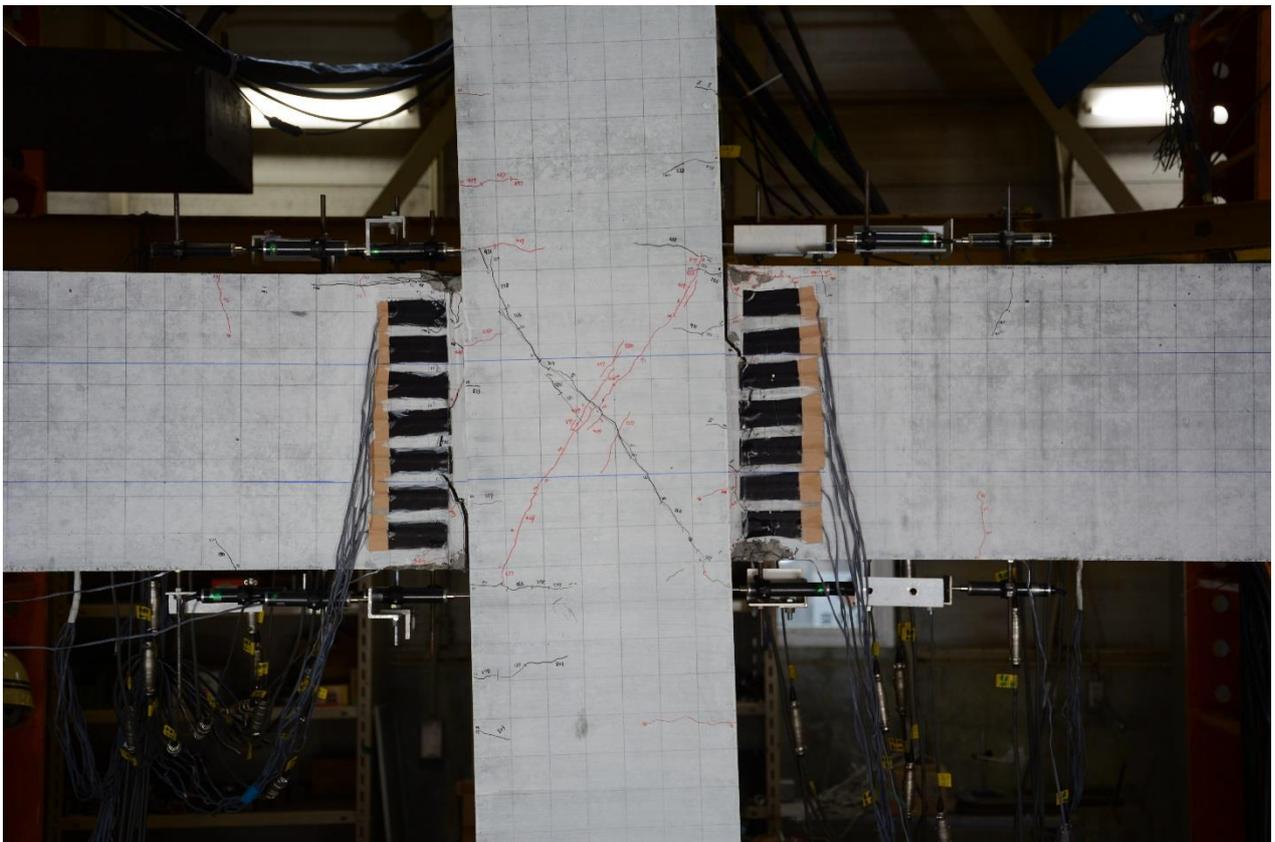
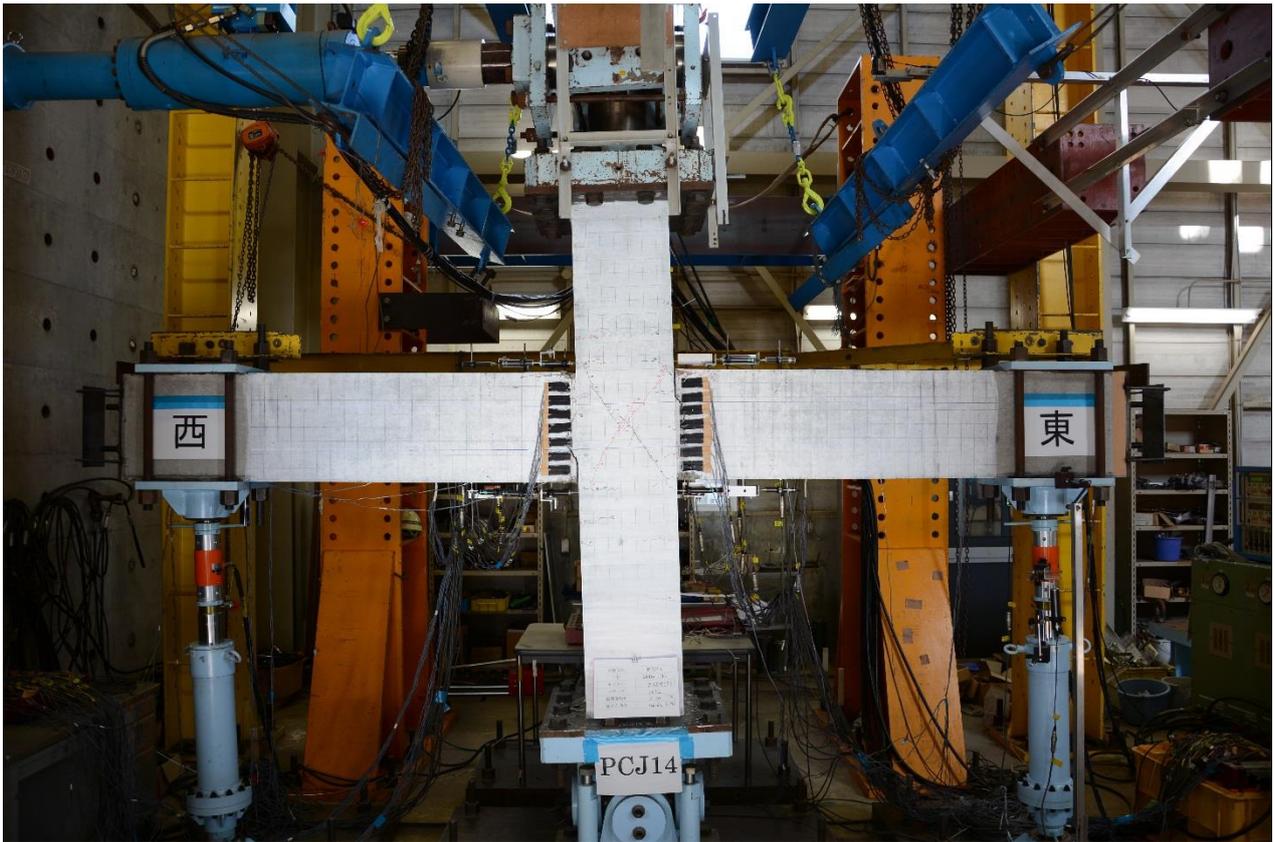
$R = -1.5\% \text{rad.}$



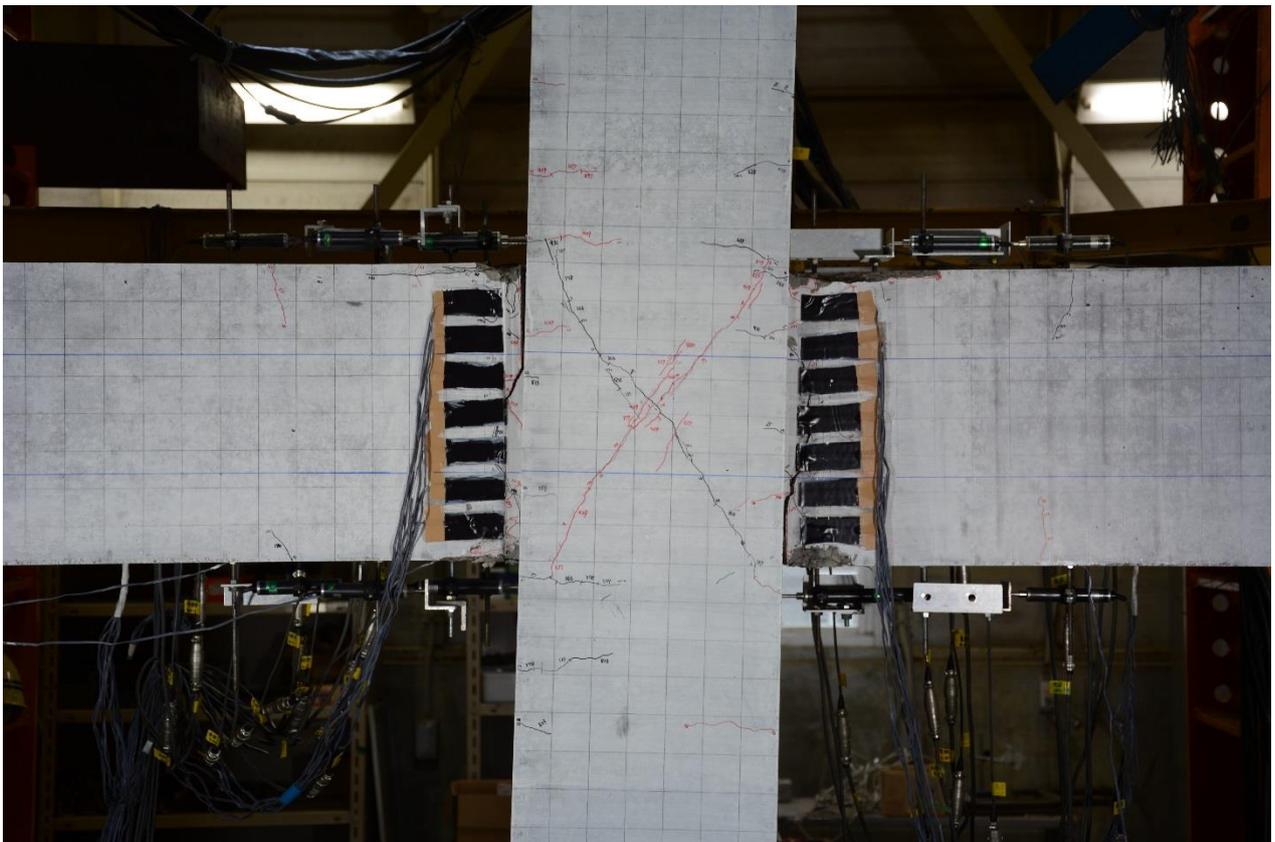
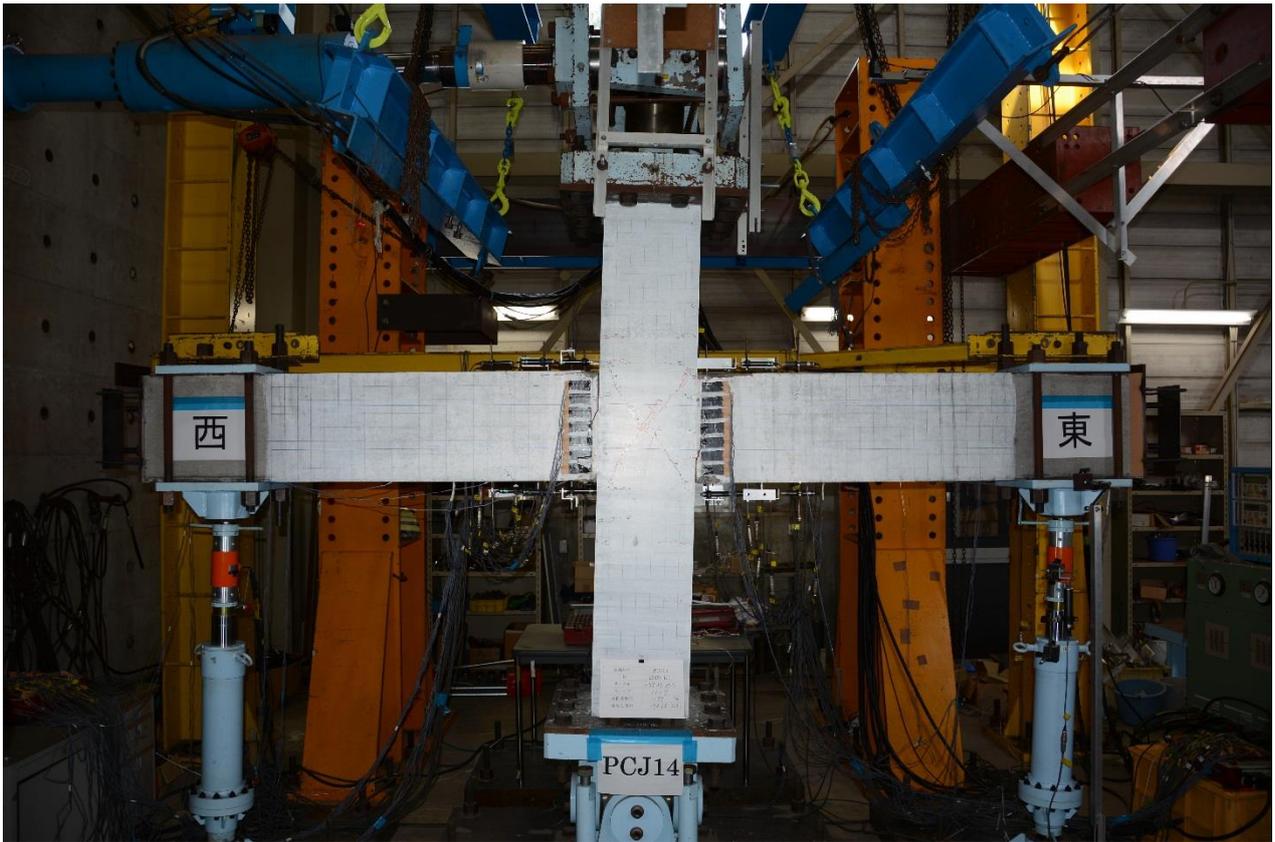
$R=+2.0\%rad.$



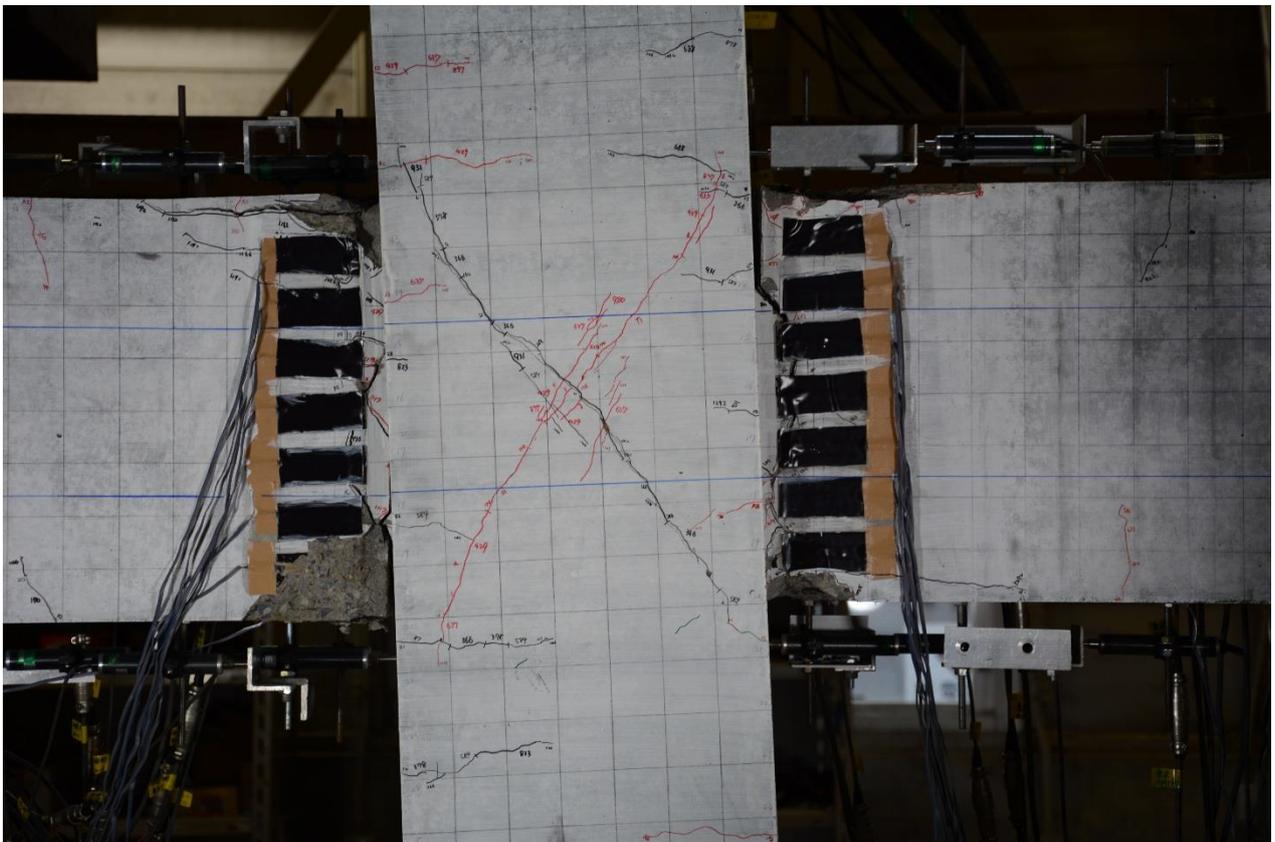
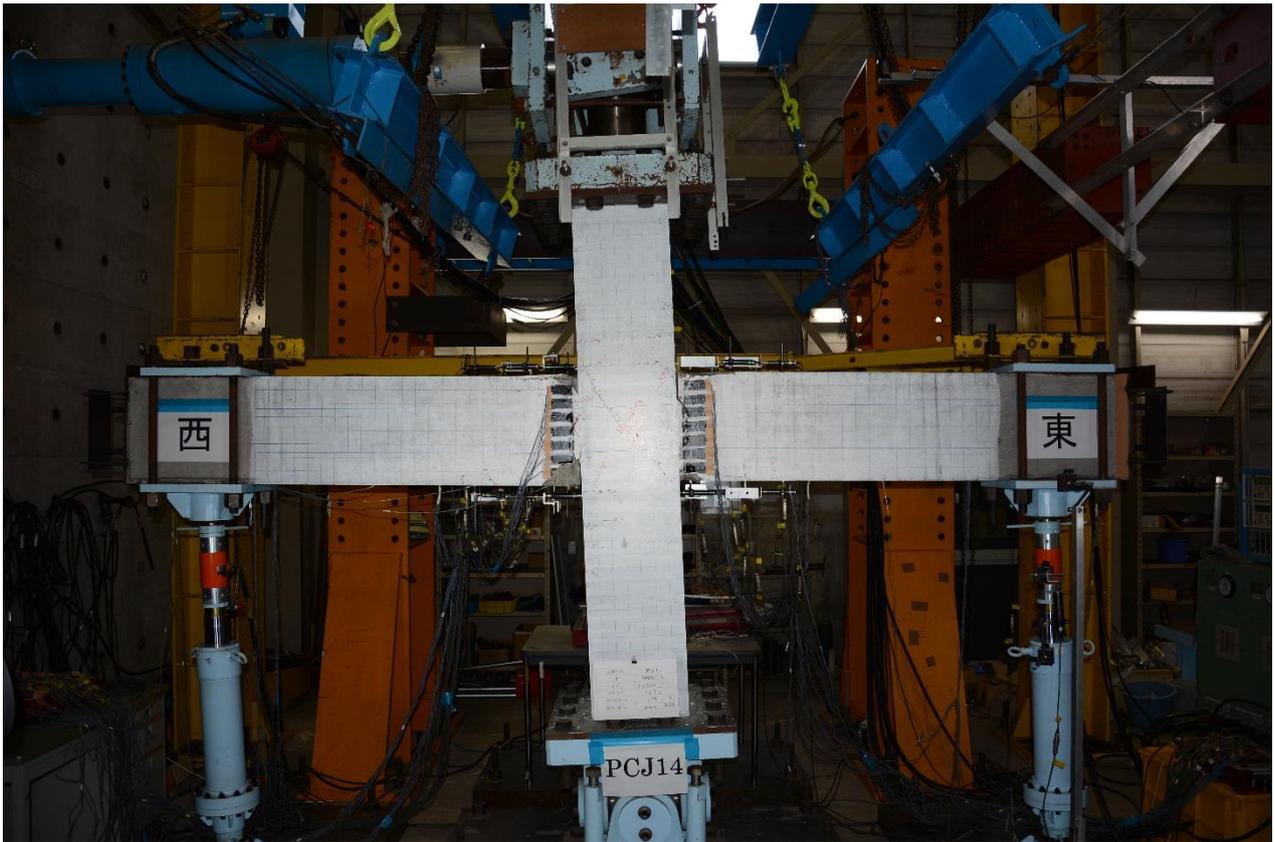
$R = -2.0\% \text{rad.}$



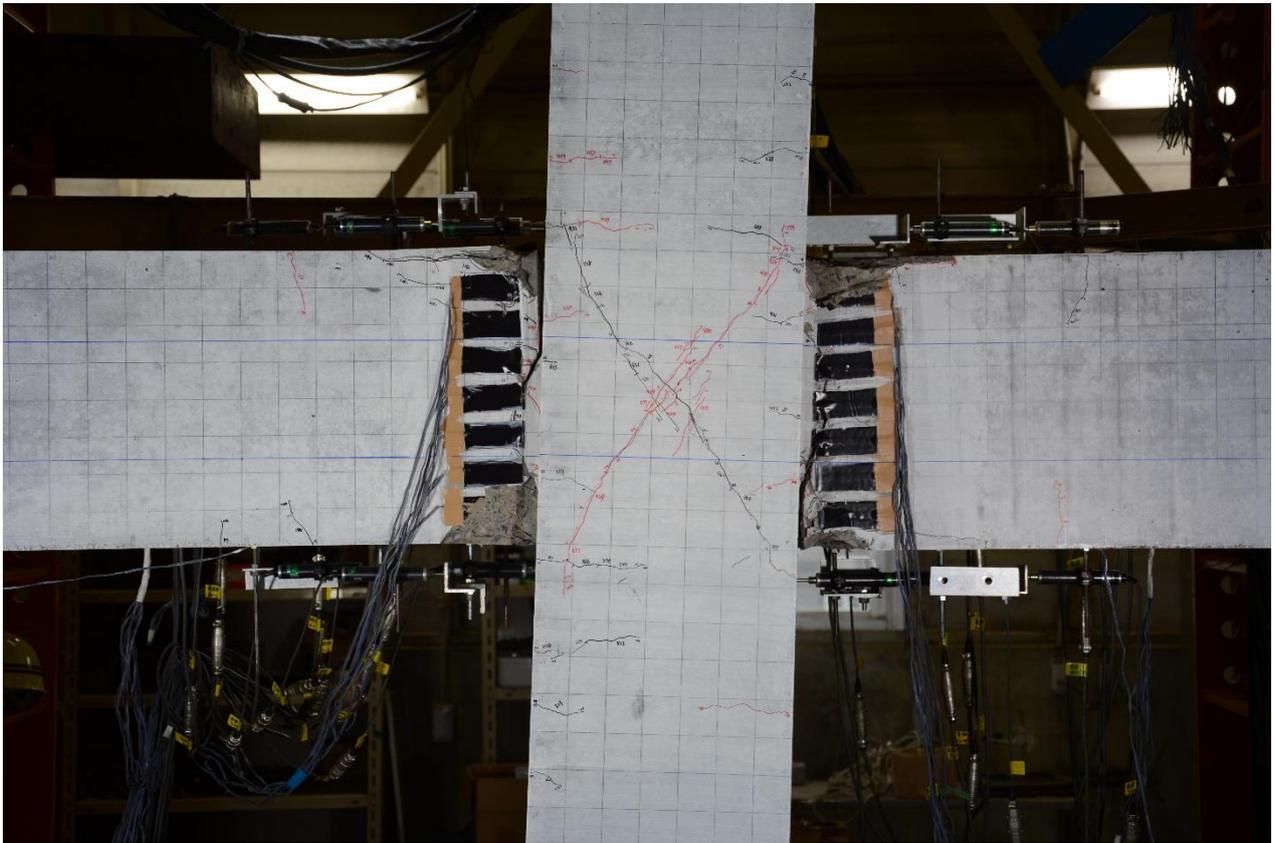
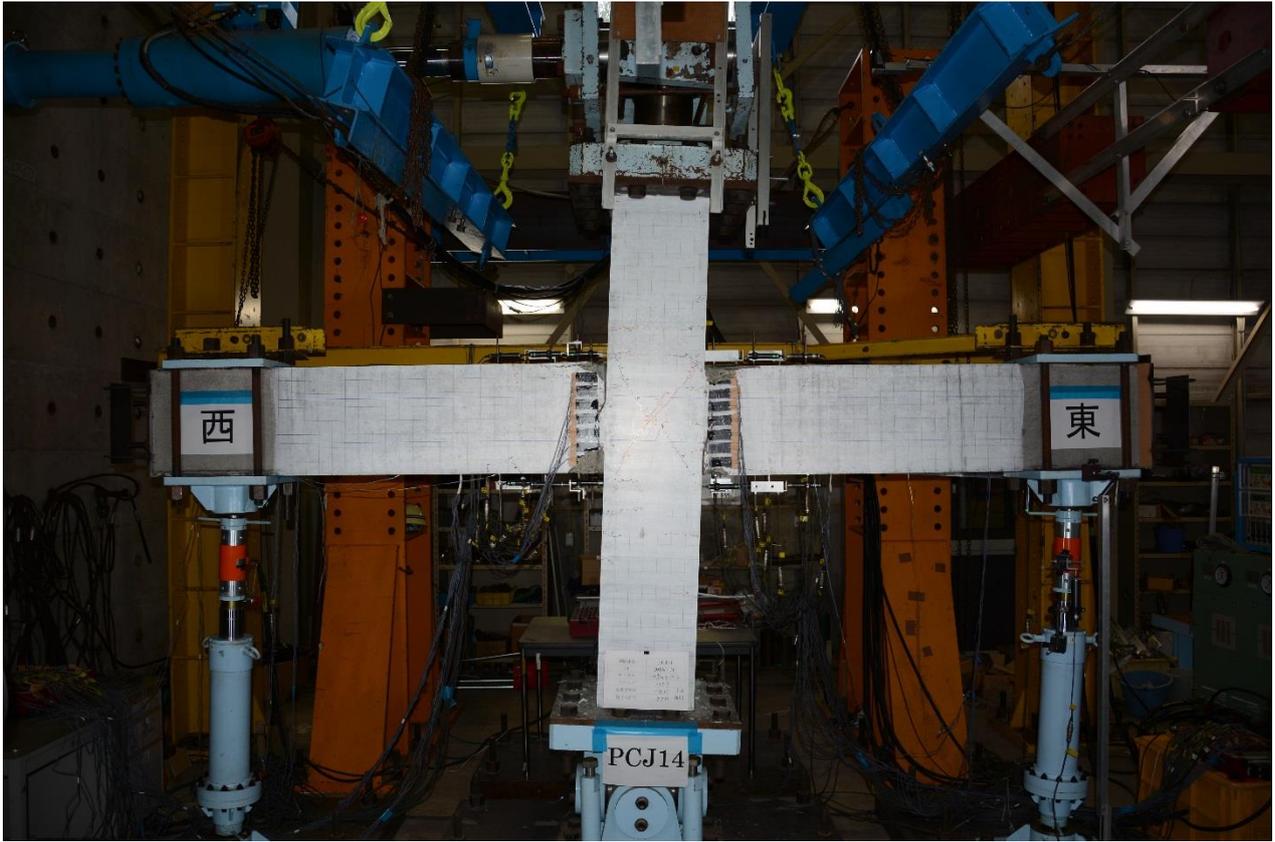
$R=+3.0\%rad.$



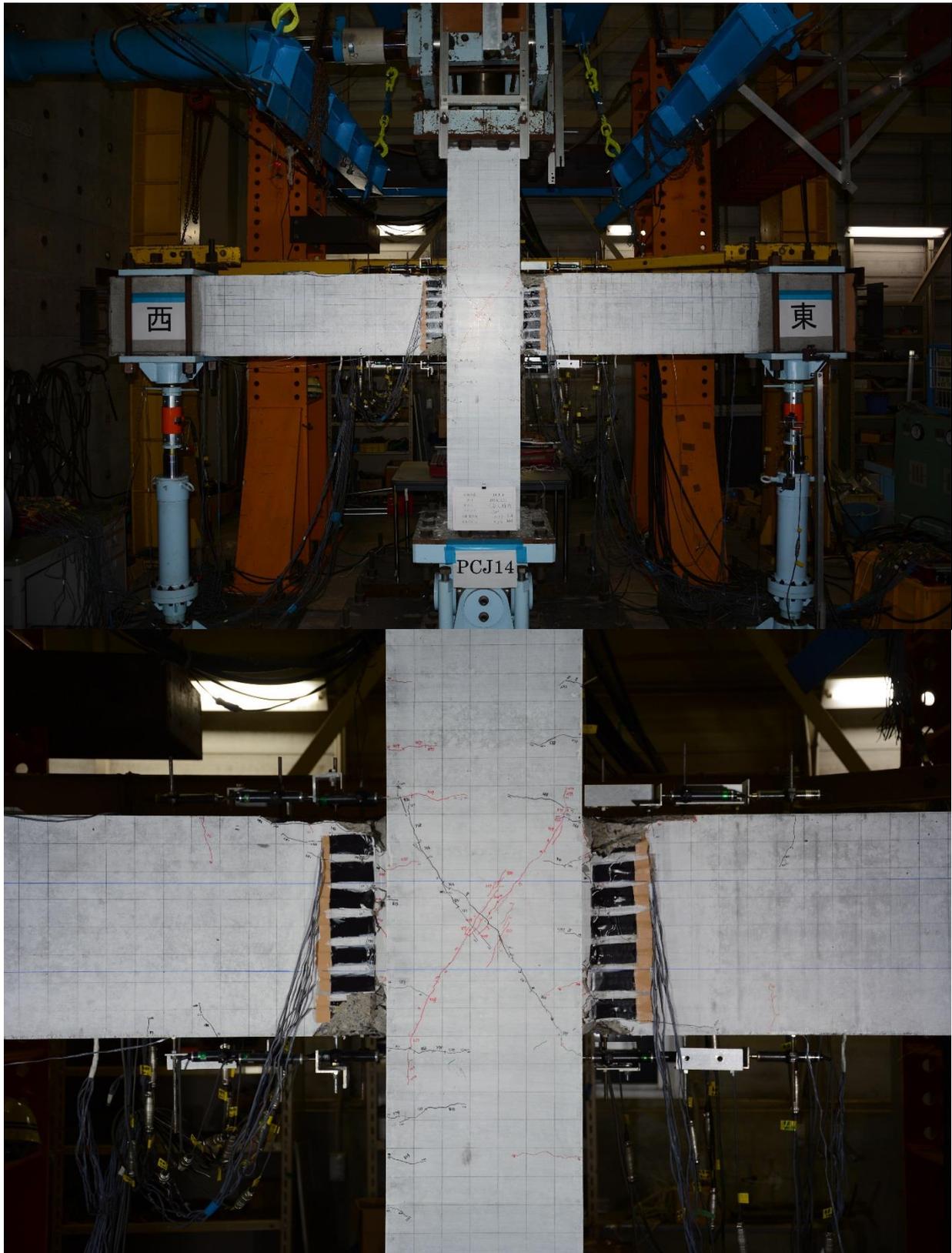
$R = -3.0\% \text{rad.}$



$R=+4.0\%rad.$

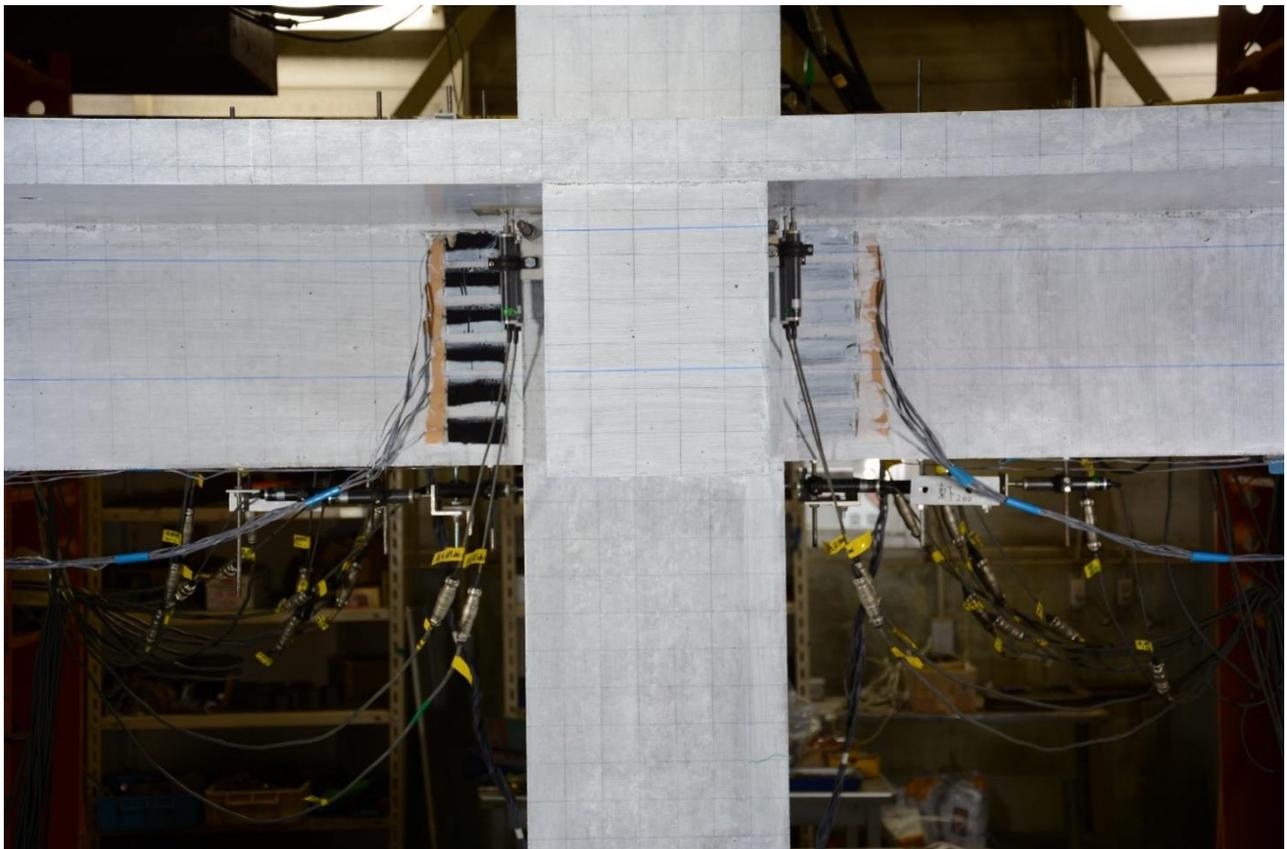
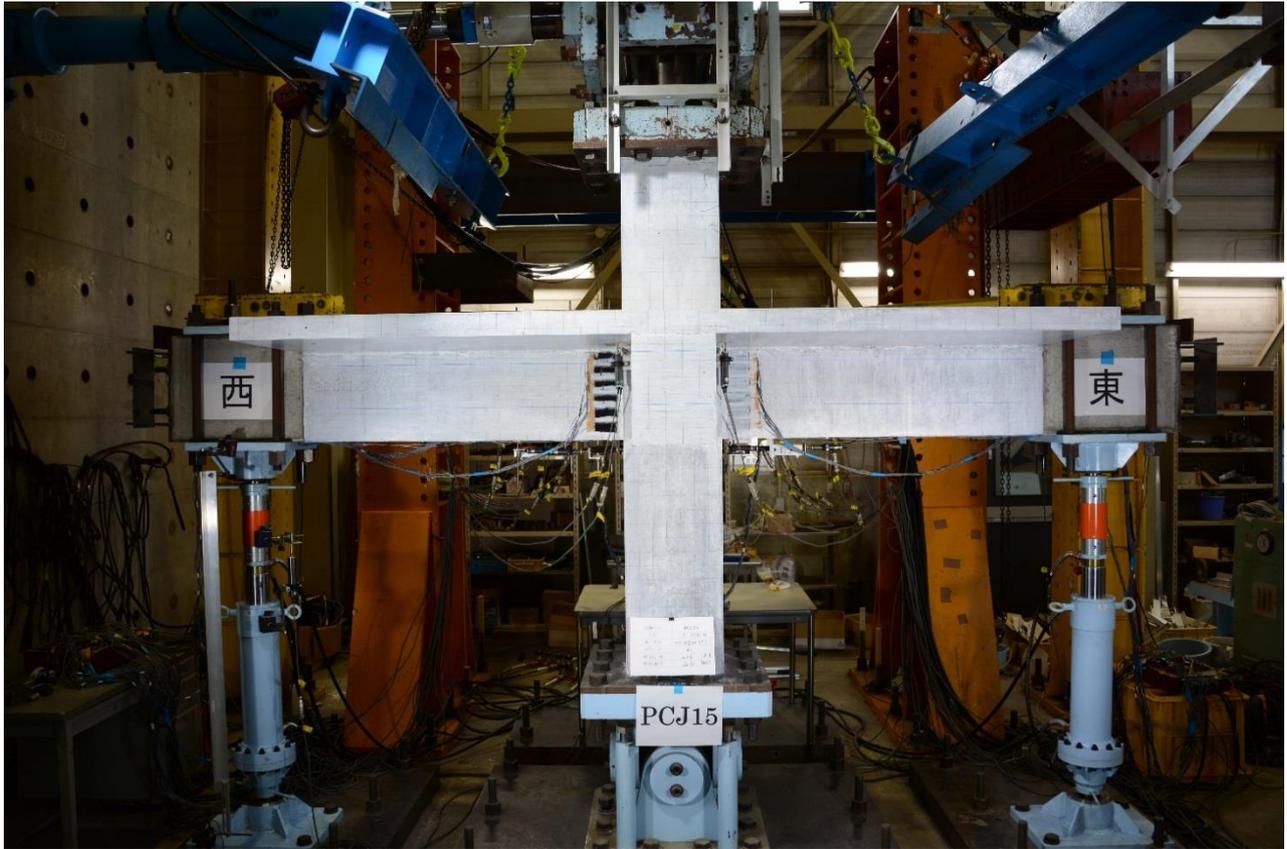


$R = -4.0\% \text{rad.}$

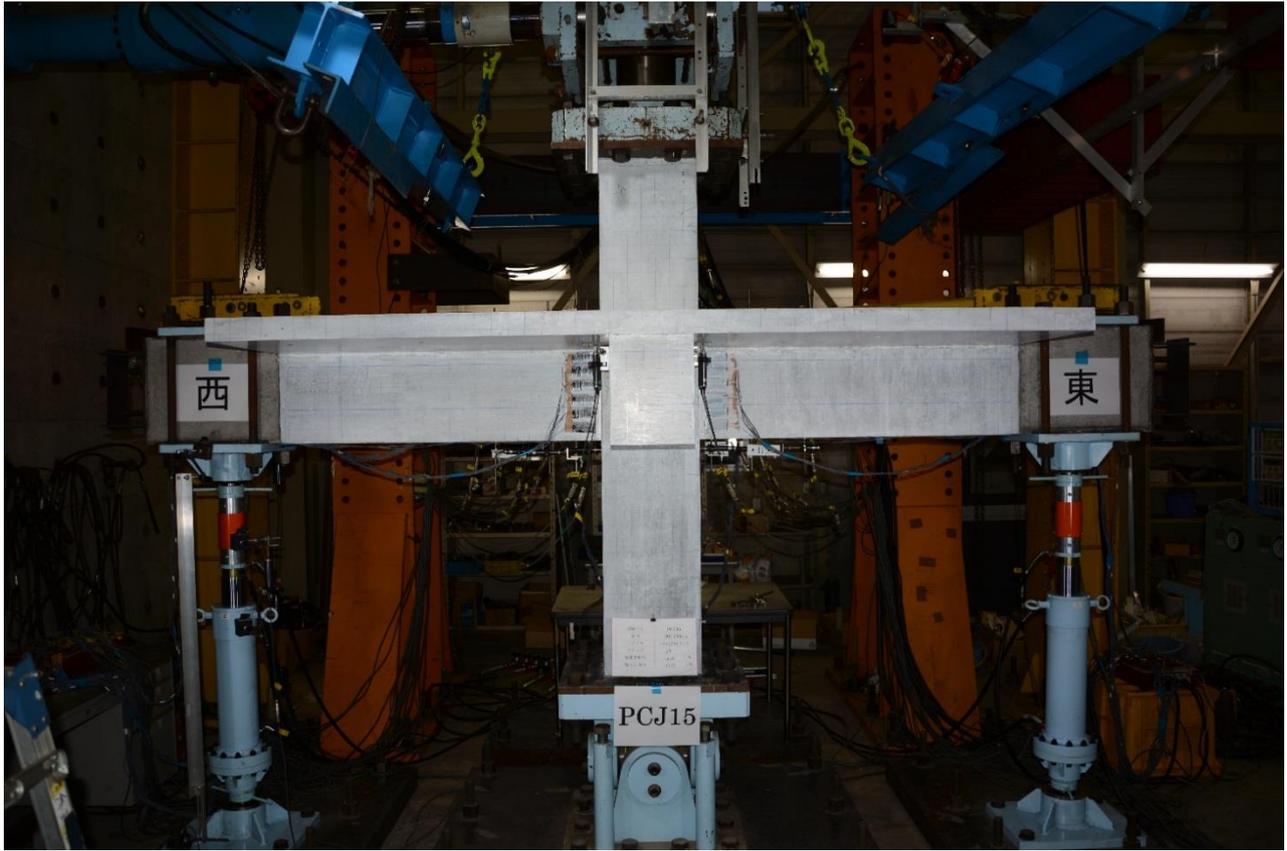


実験終了後

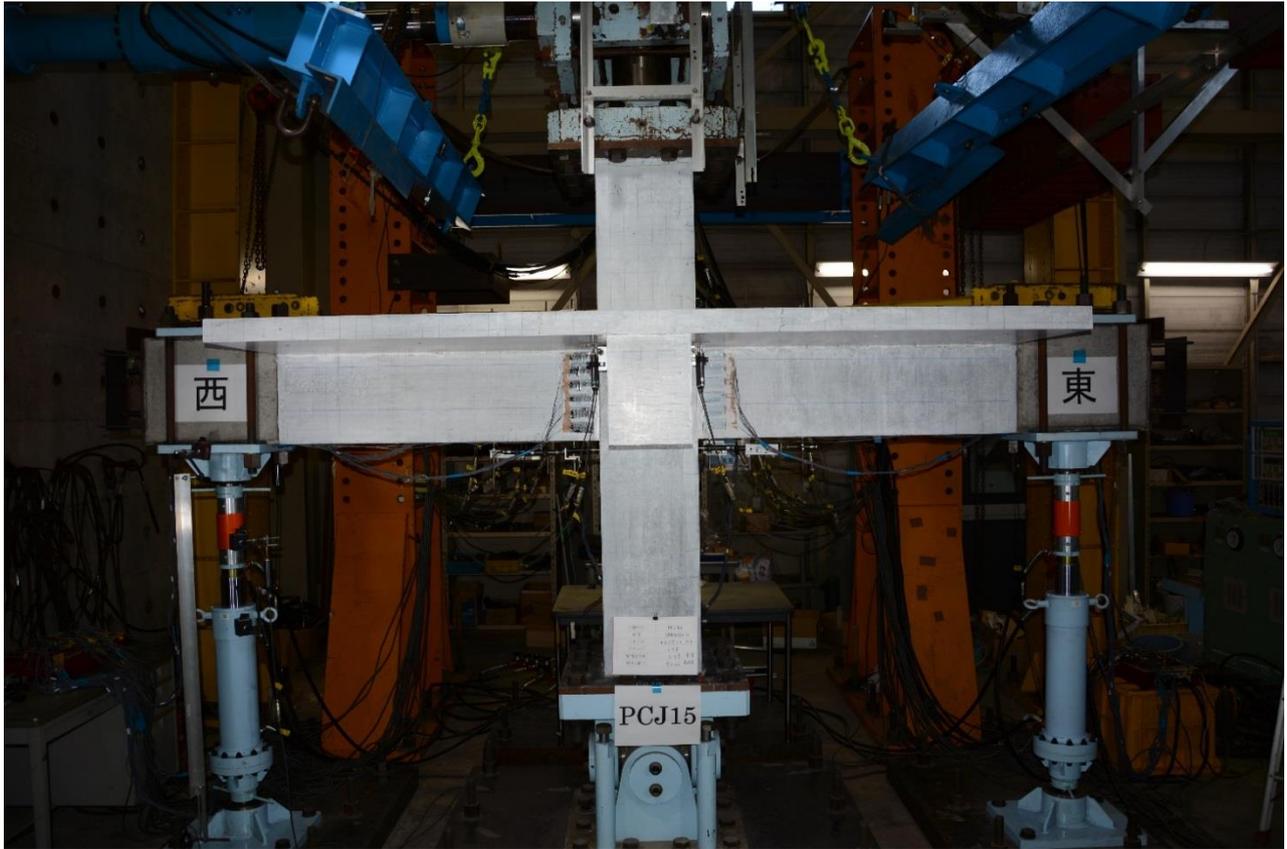
写真 3.1-2 試験体 PCJ14



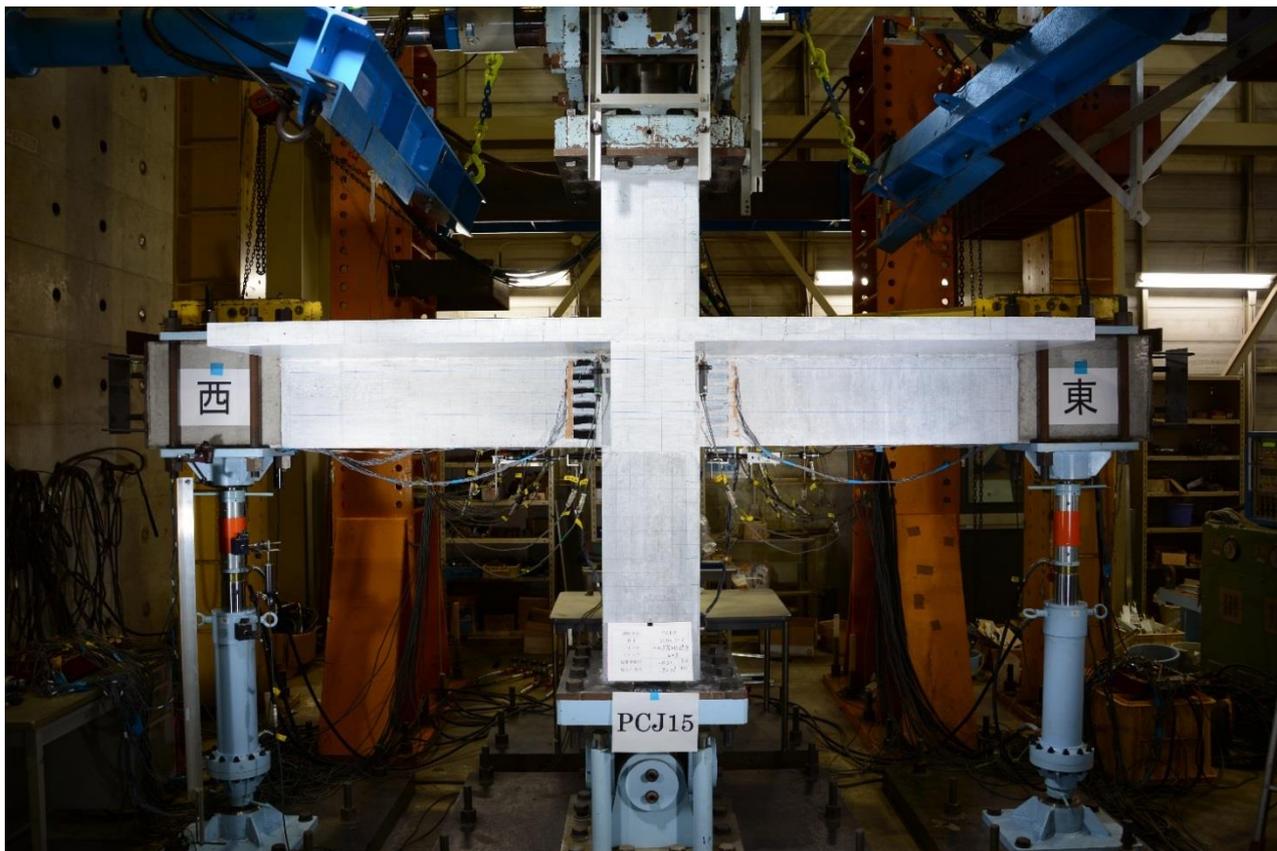
$R=+0.25\%rad.$



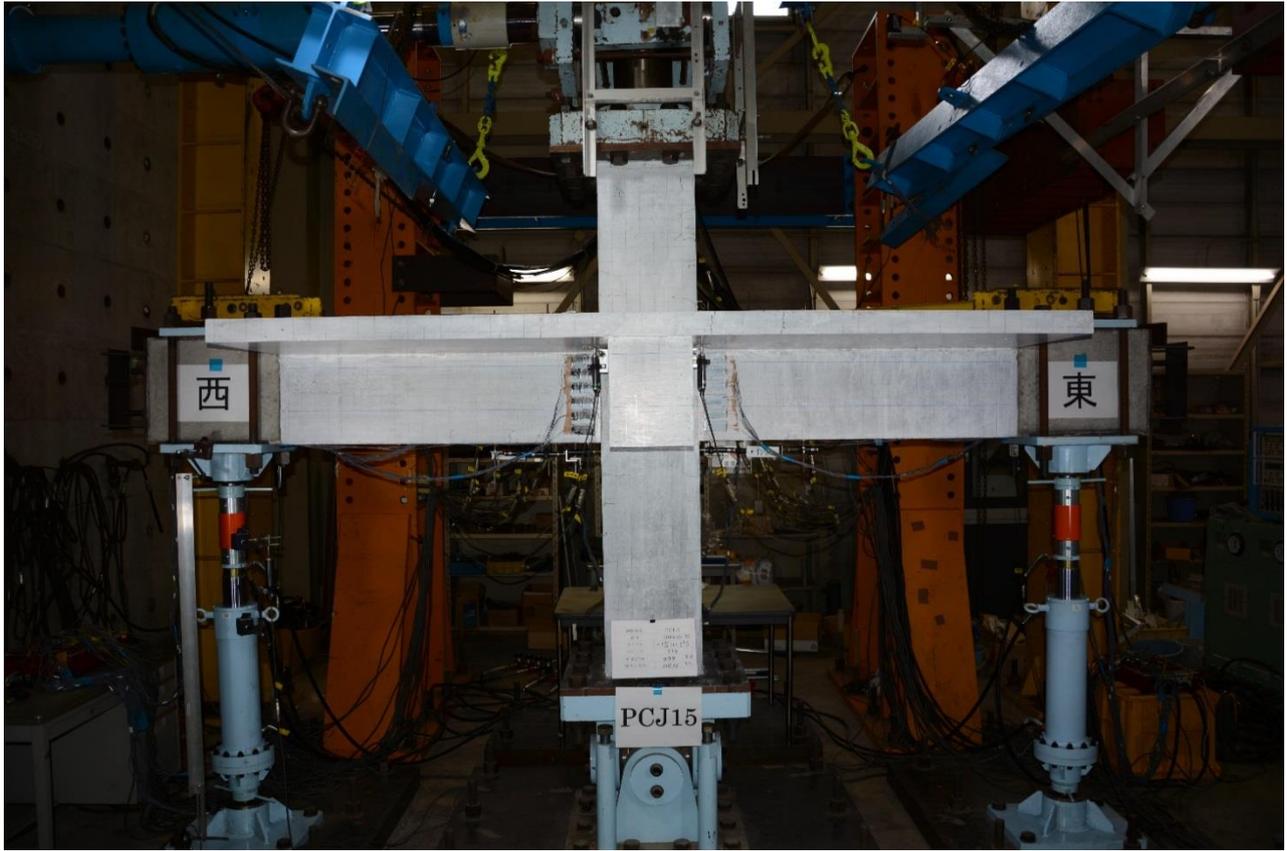
$R = -0.25\% \text{rad.}$



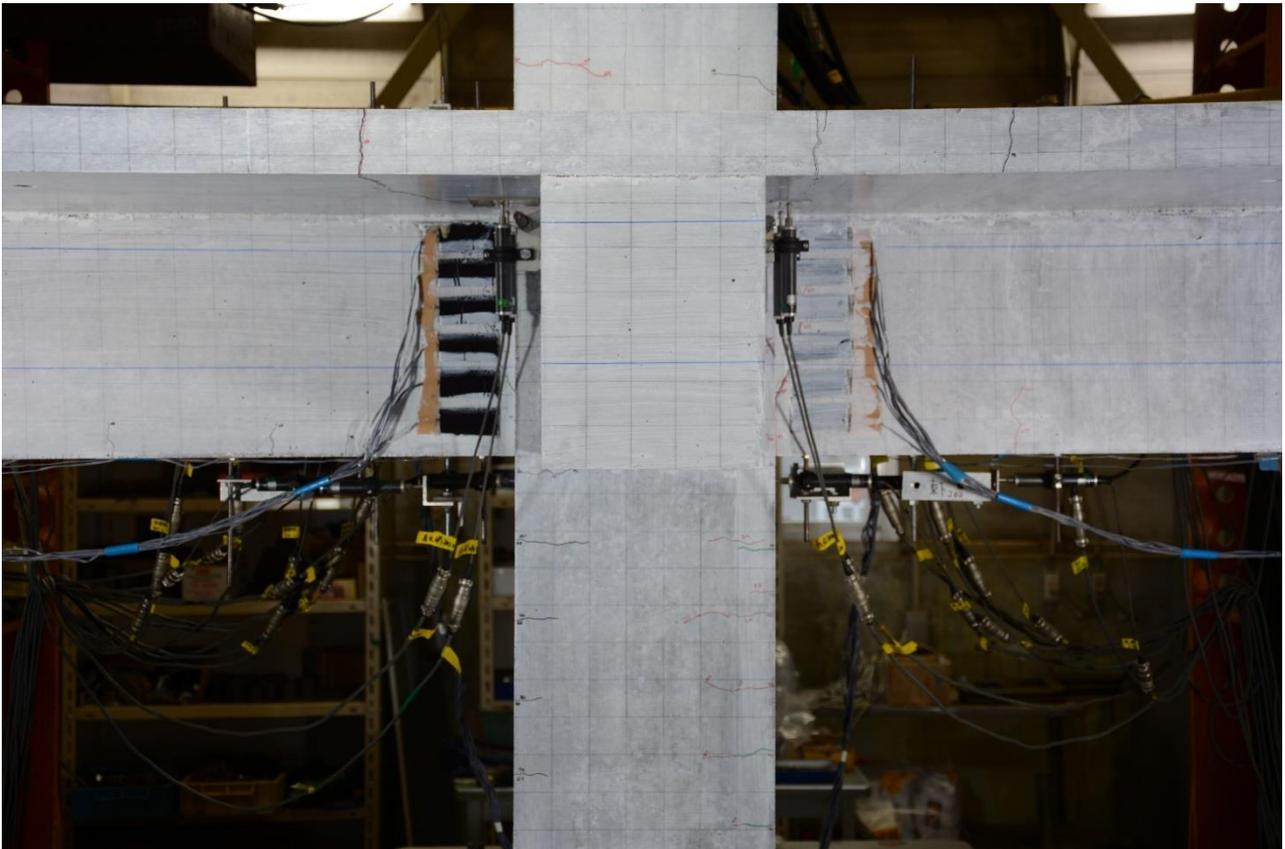
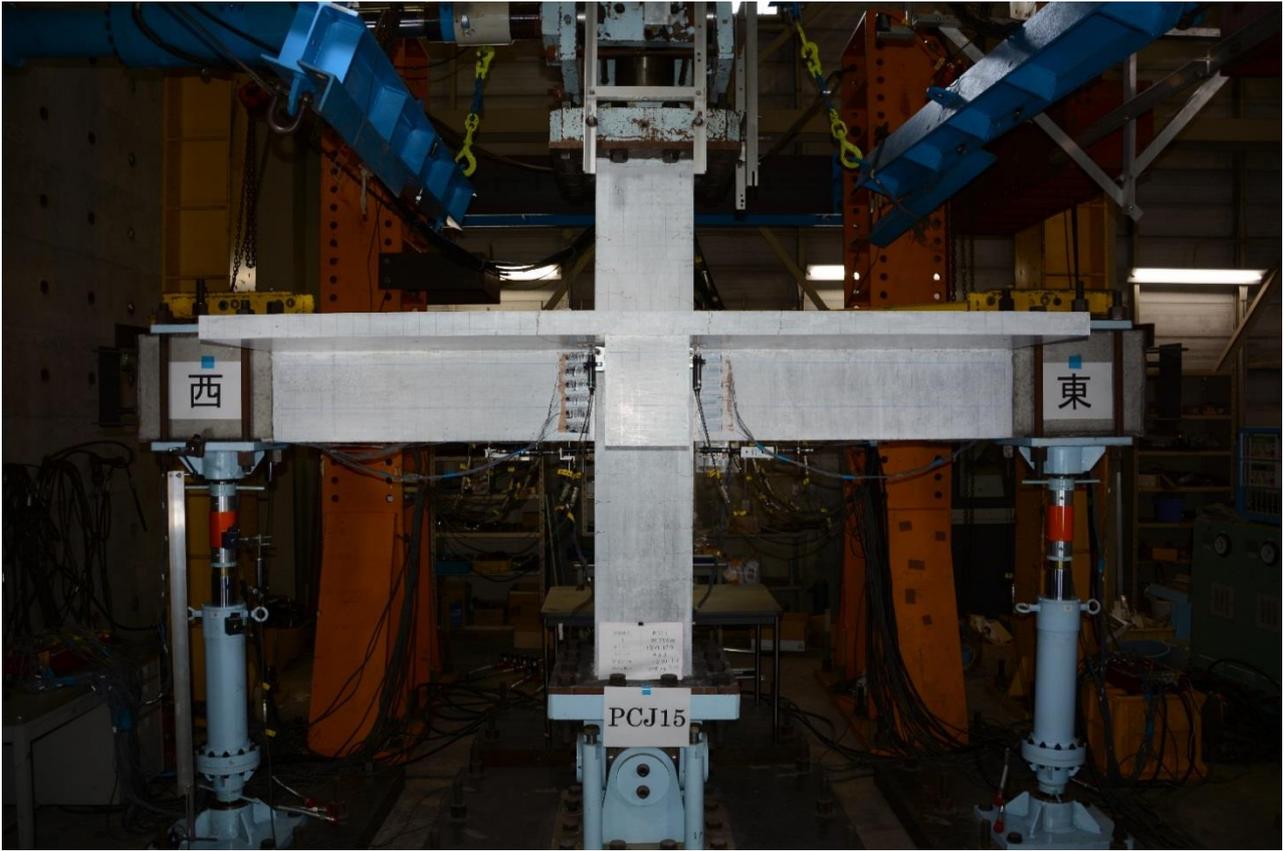
$R=+0.5\%rad.$



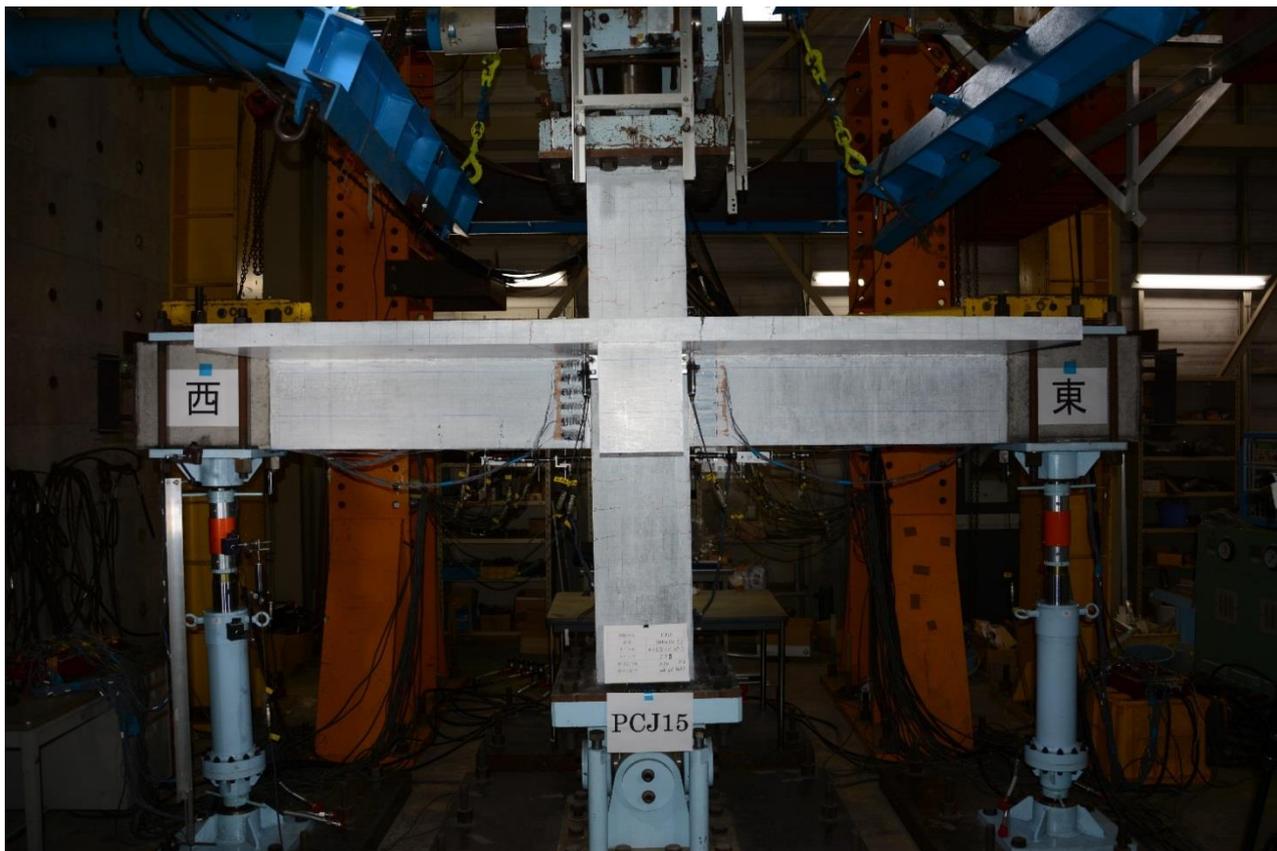
$R = -0.5\% \text{rad.}$



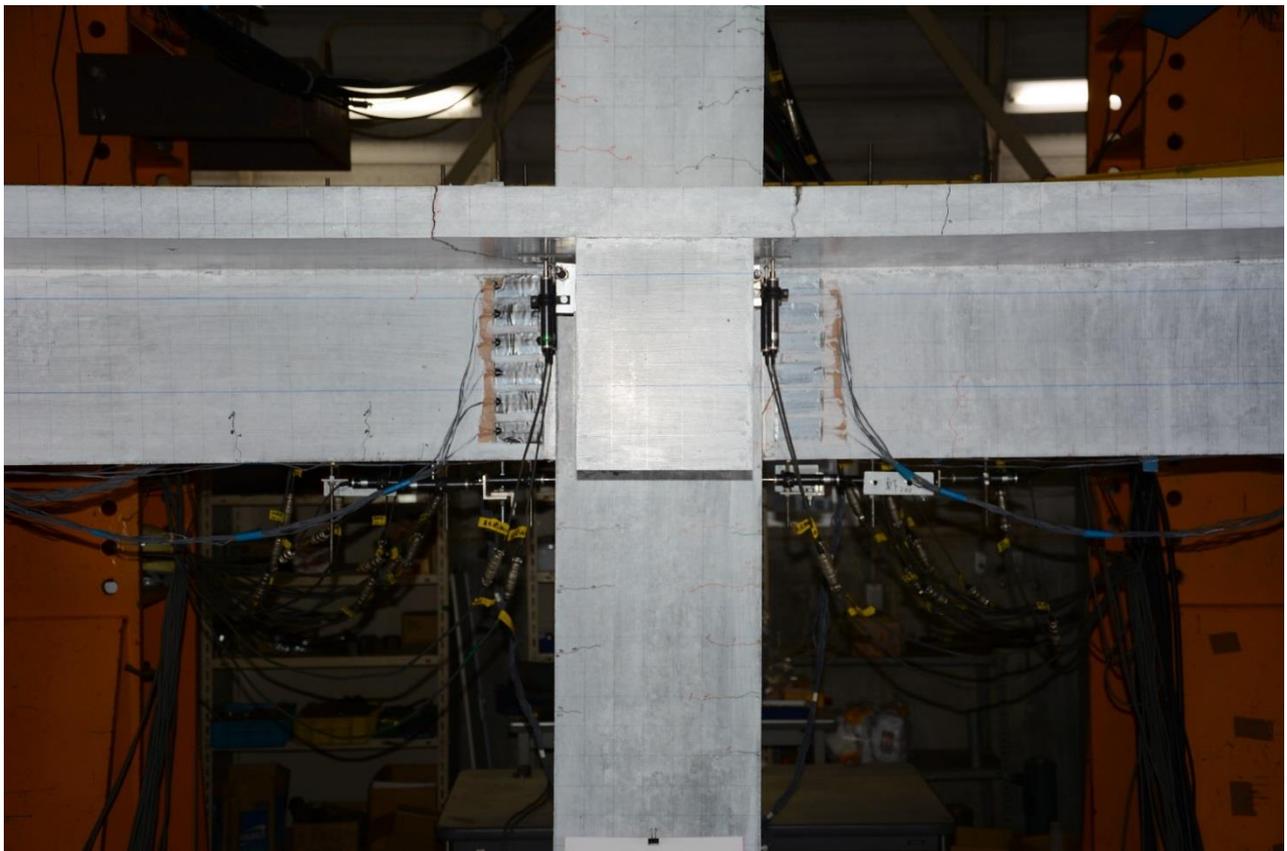
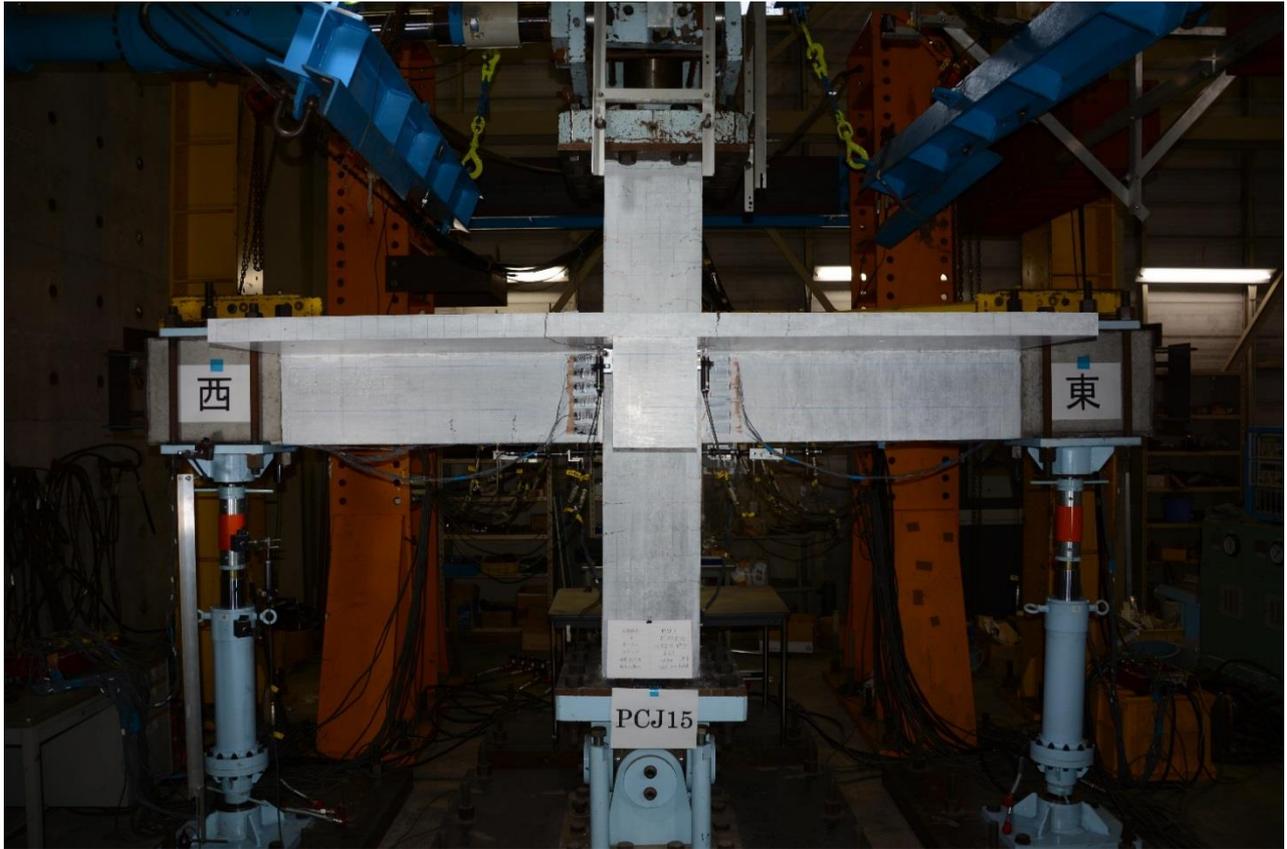
$R=+1.0\%rad.$



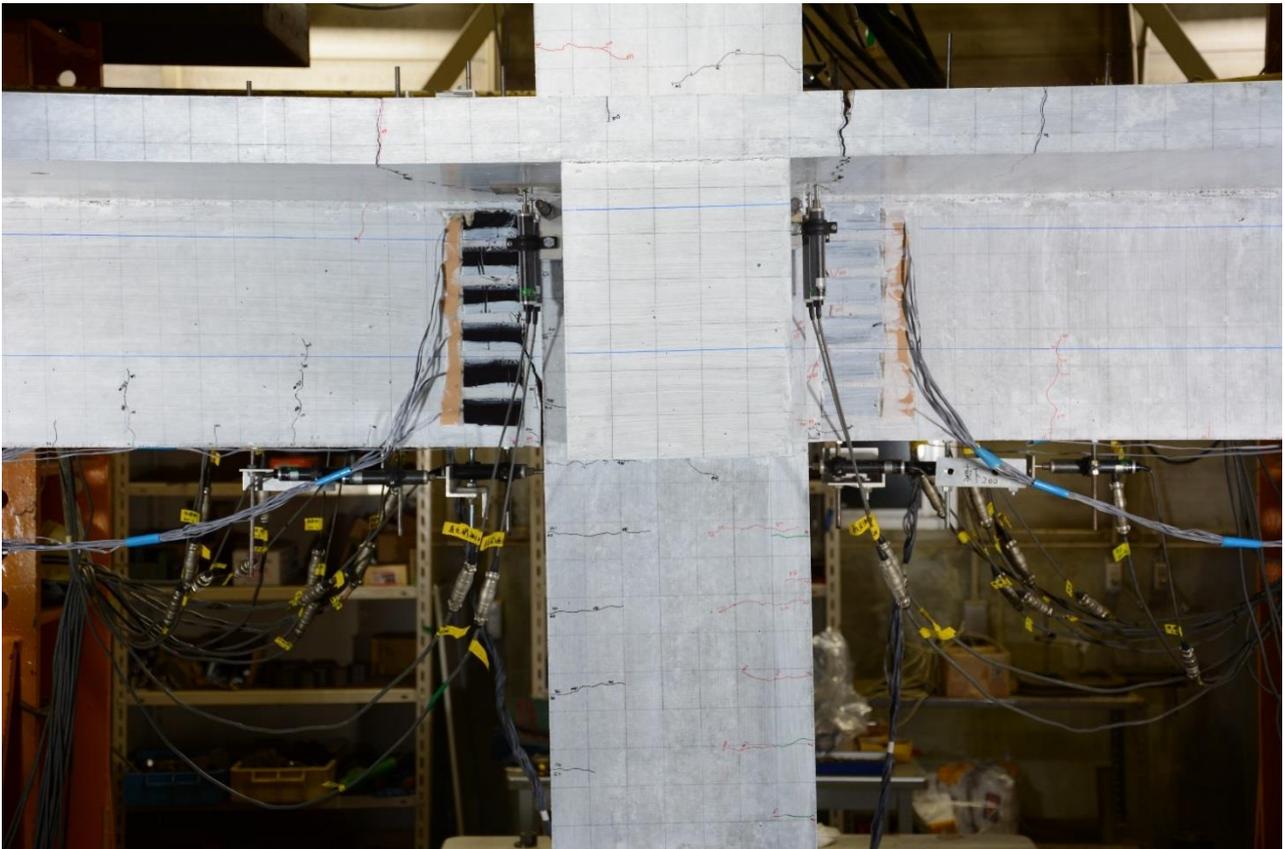
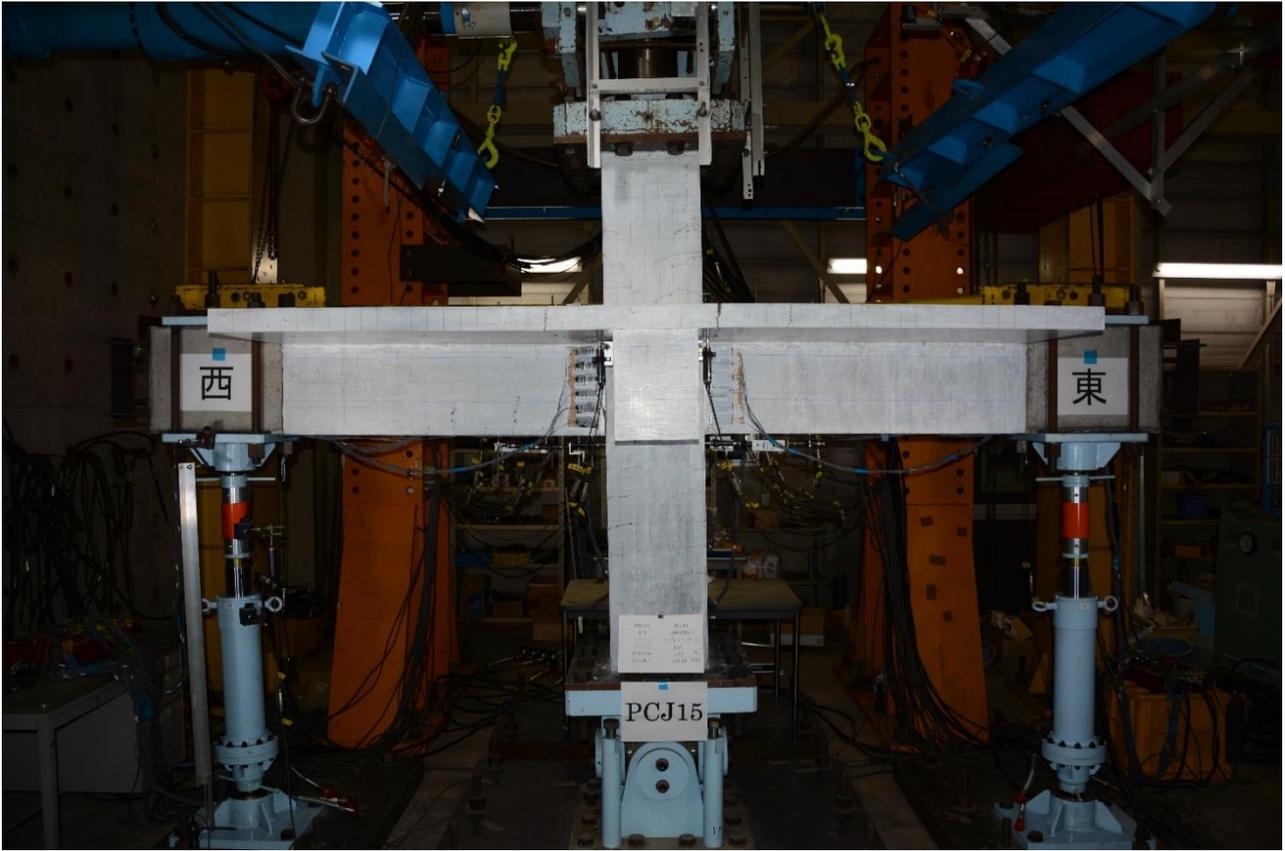
$R = -1.0\% \text{rad.}$



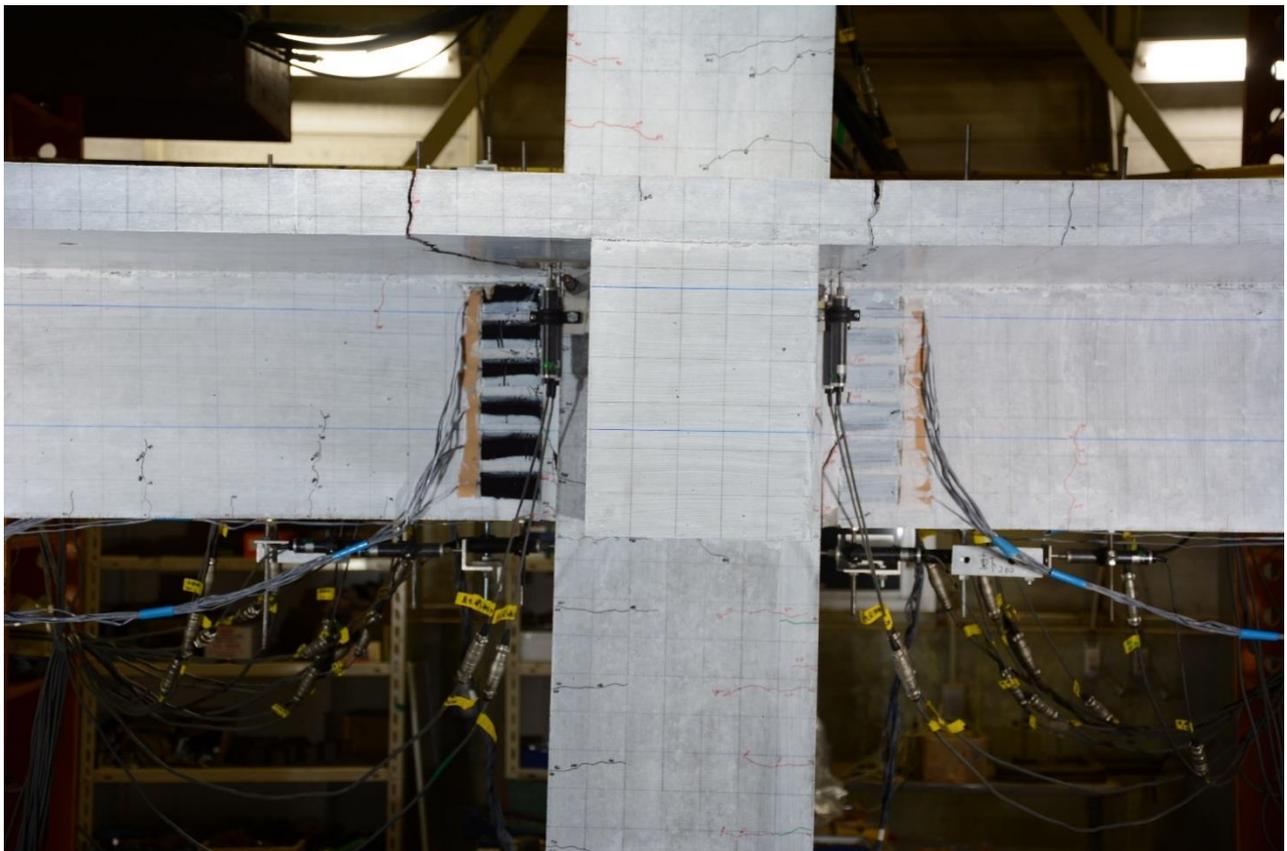
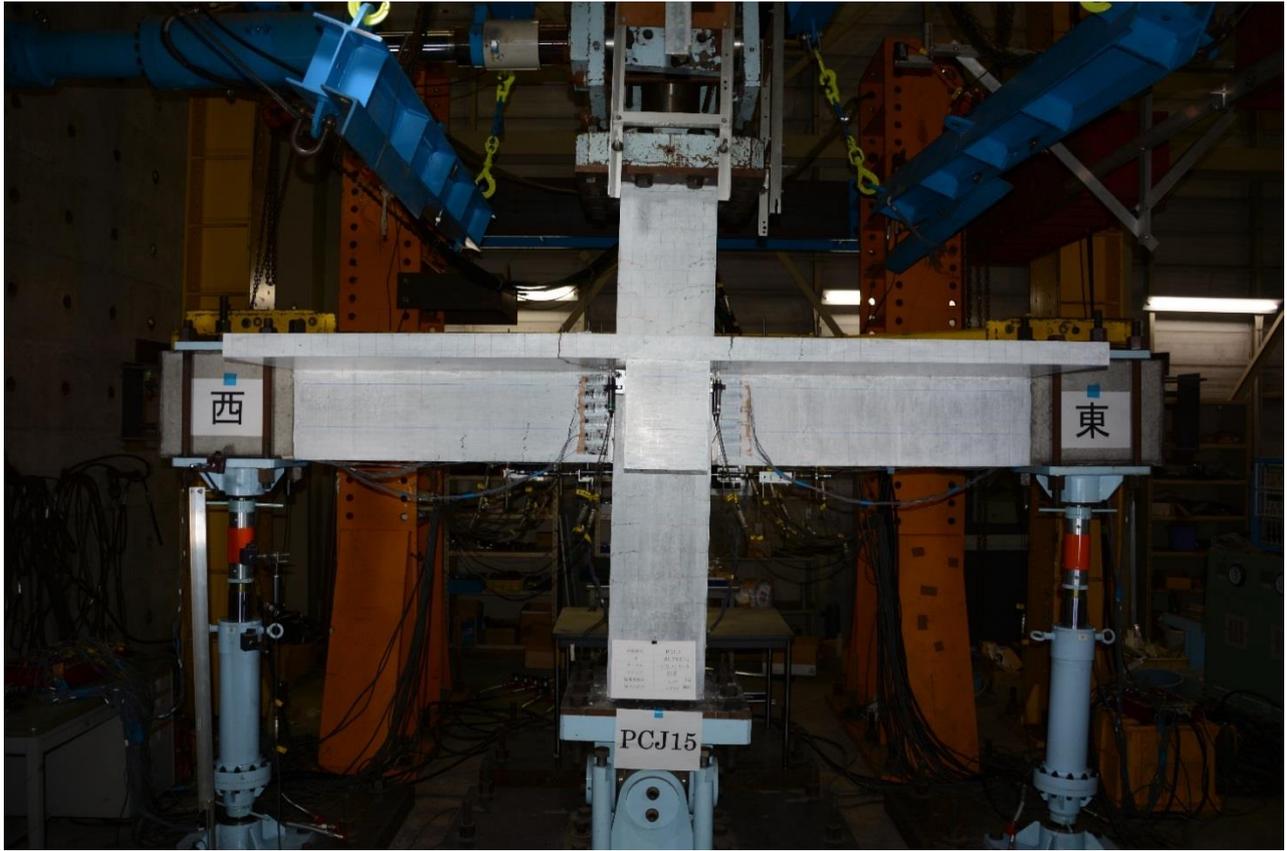
$R=+1.5\%rad.$



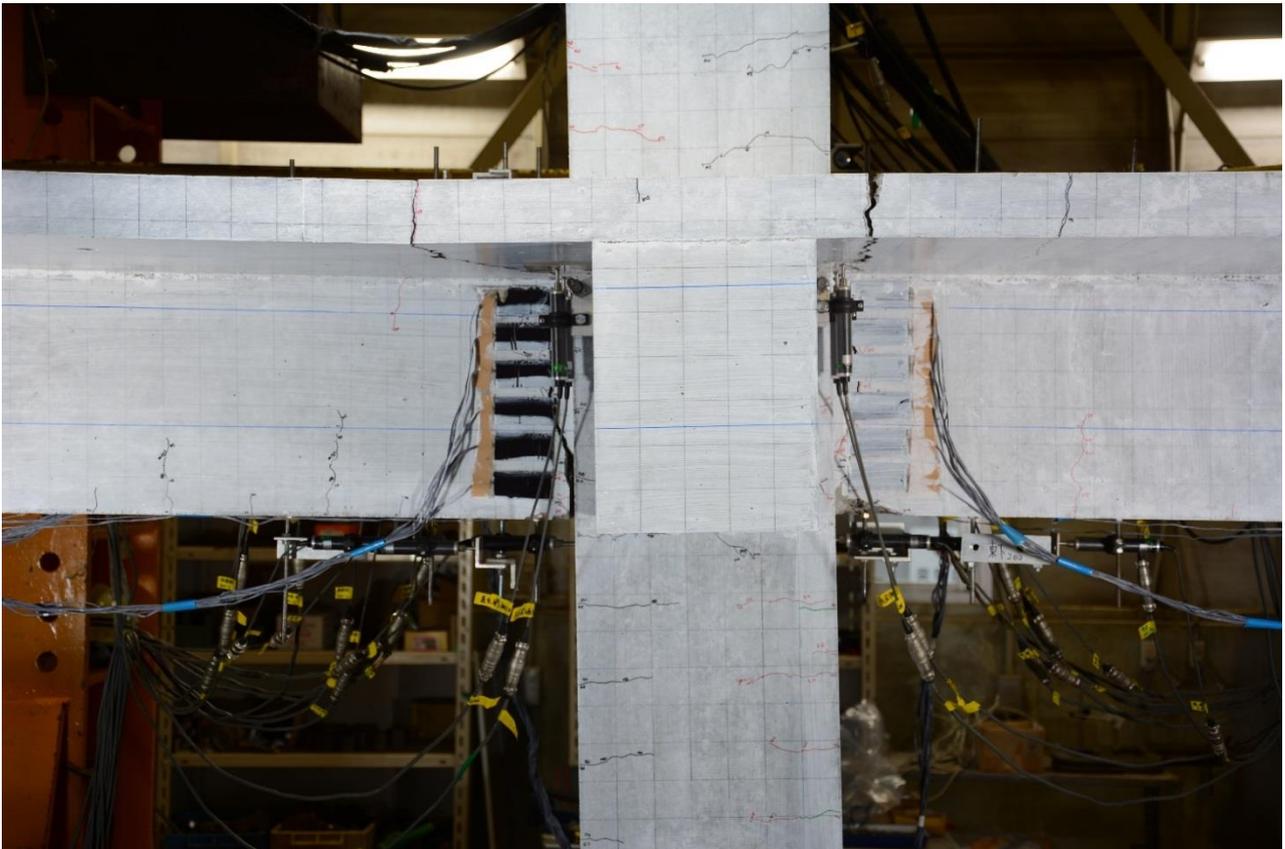
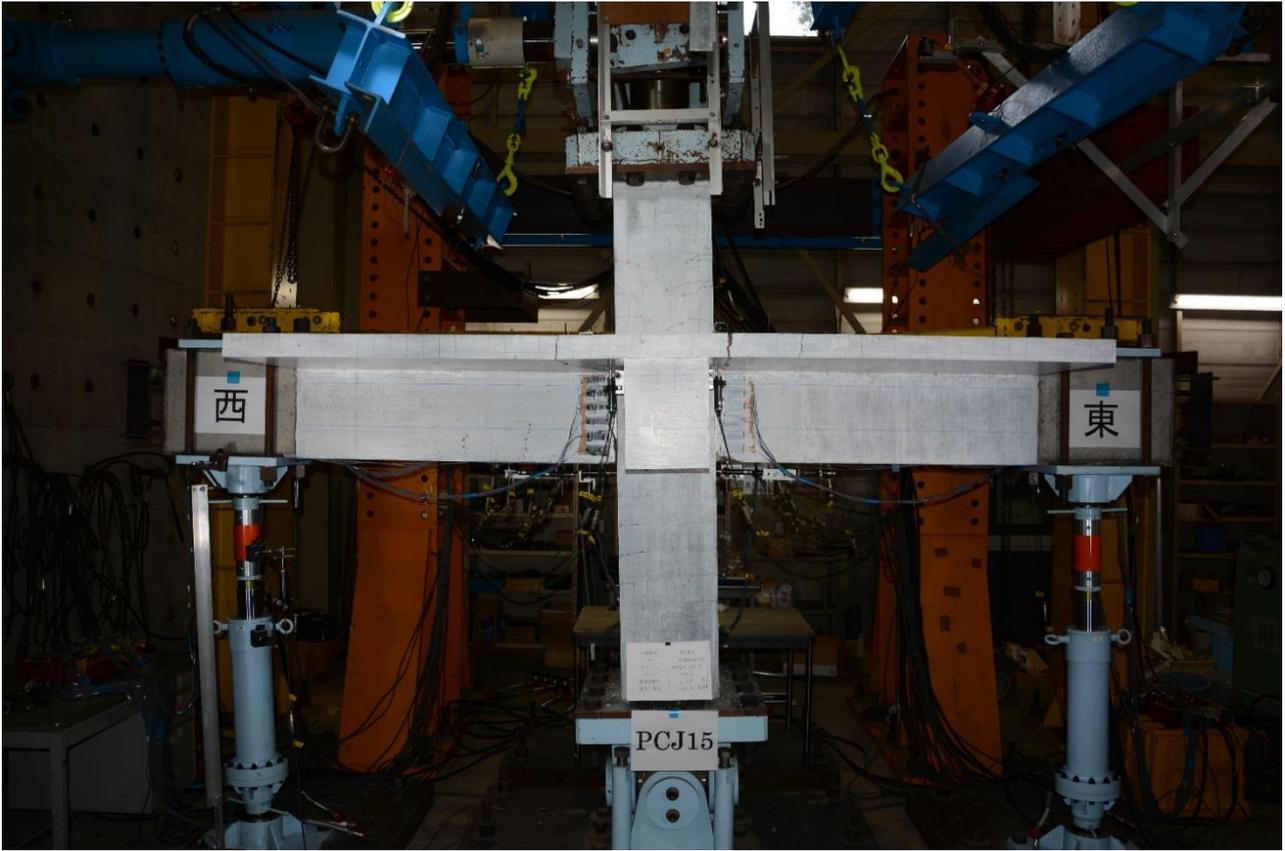
$R = -1.5\% \text{rad.}$



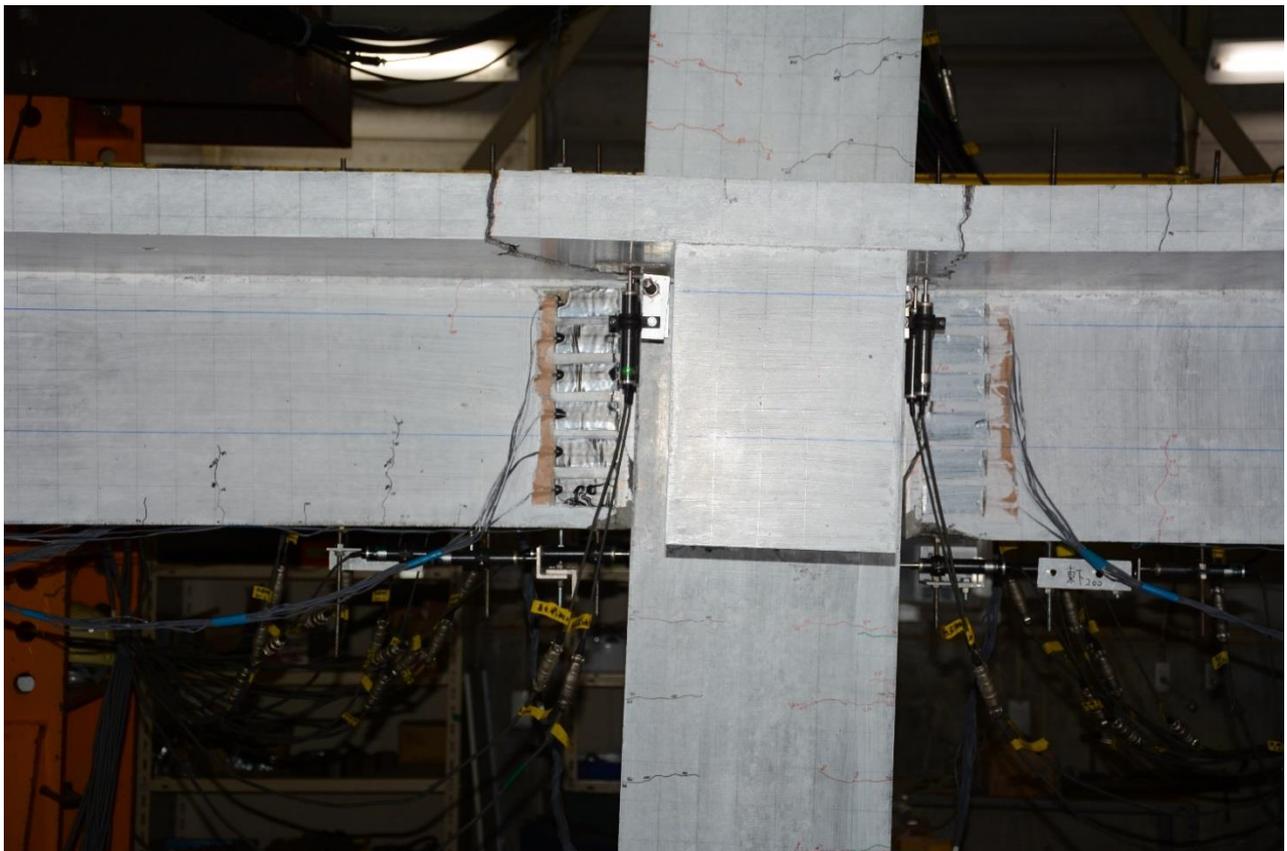
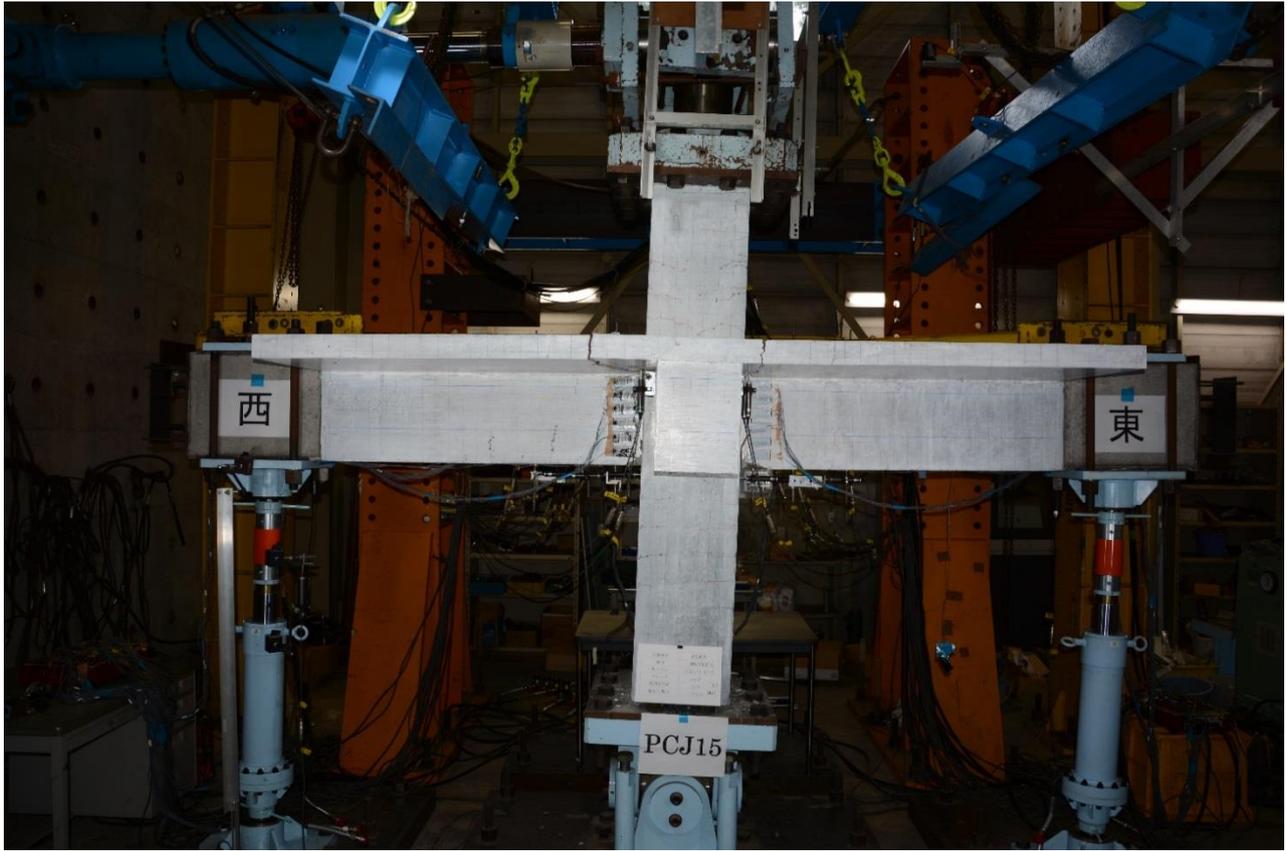
$R=+2.0\%rad.$



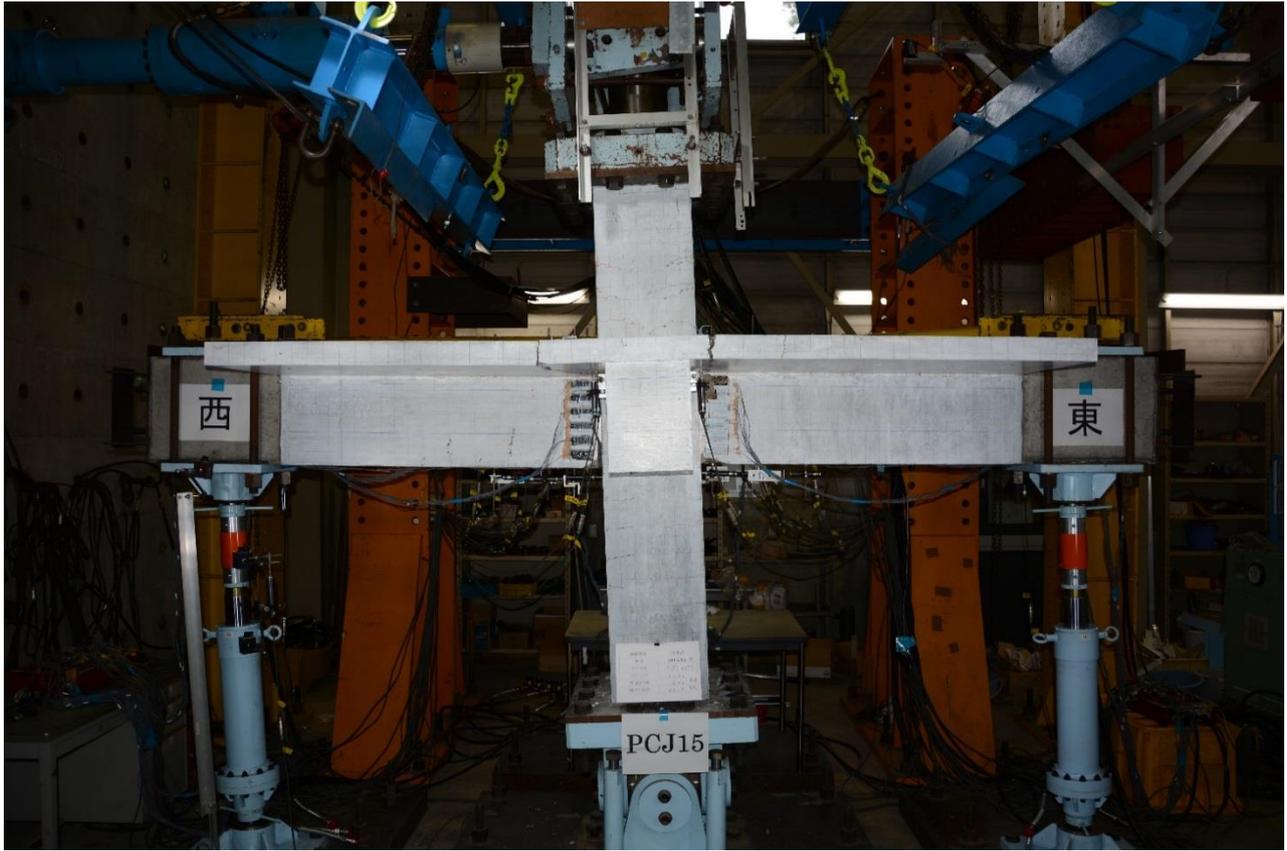
$R = -2.0\% \text{rad.}$



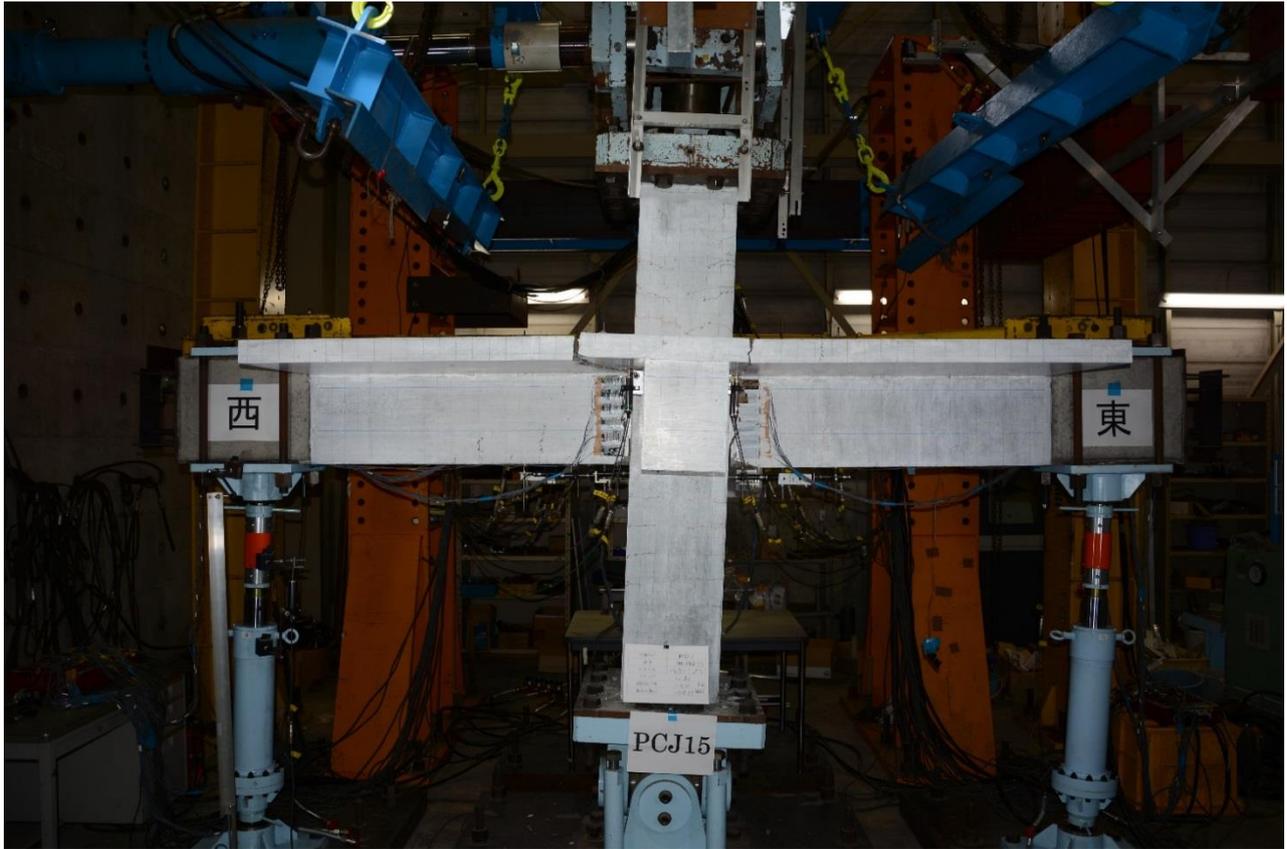
$R=+3.0\%rad.$



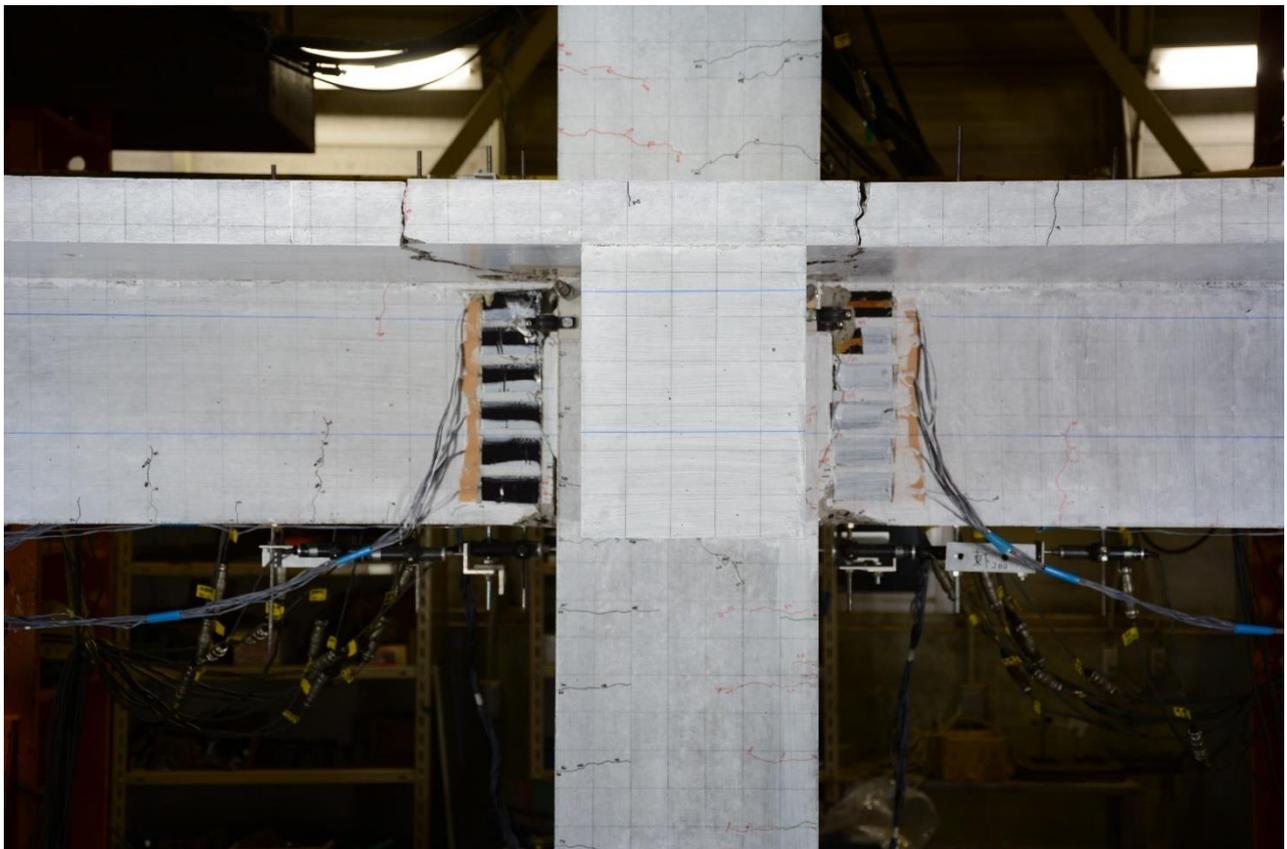
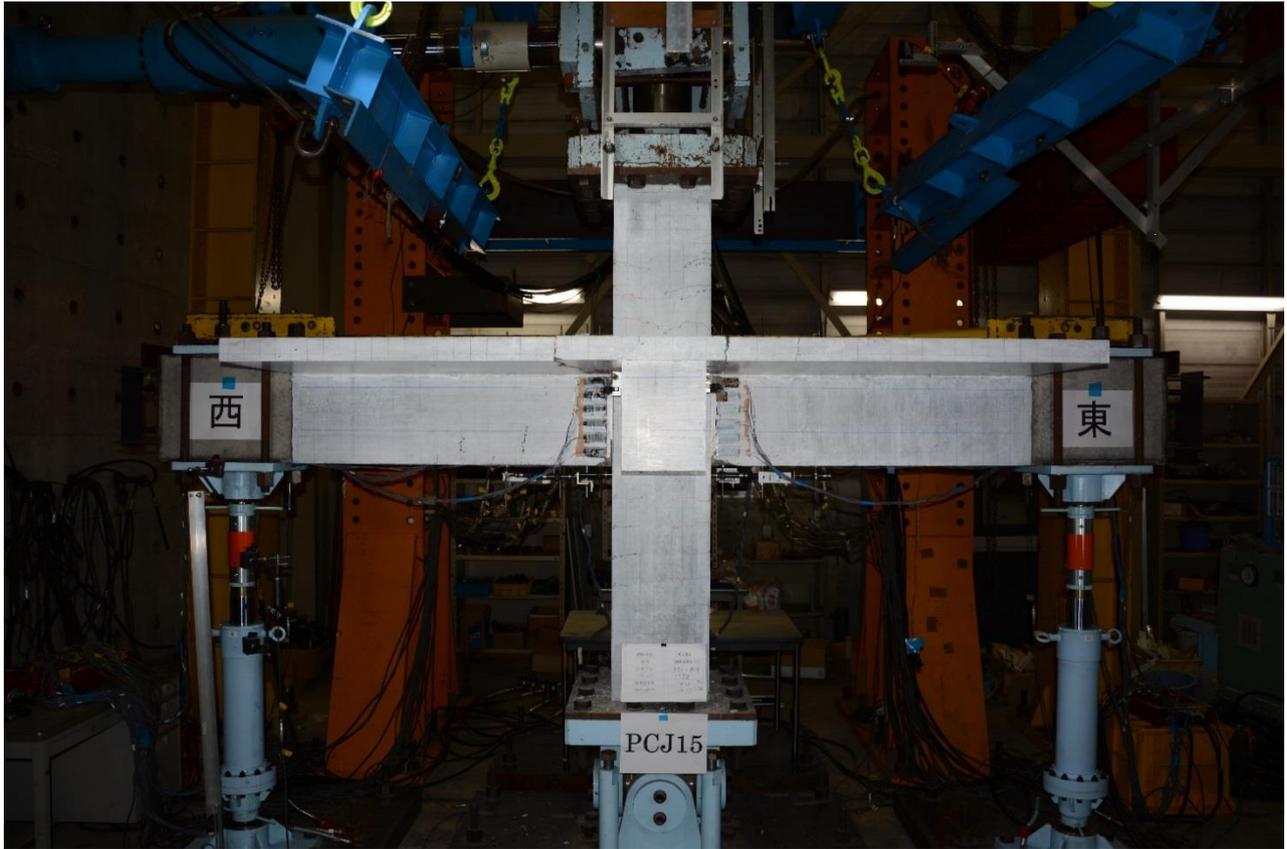
$R = -3.0\% \text{rad.}$



$R=+4.0\%rad.$



$R = -4.0\% \text{rad.}$



実験終了後

写真 3.1-3 試験体 PCJ15

## 3.2 復元力特性

### 3.2.1 層せん断力-層間変形角

図 3.2-2 に各試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。図中の + は梁曲げひび割れ、□ は柱曲げひび割れ、○ は接合部横補強筋降伏、— はかぶりコンクリート圧壊、× は PC 鋼材の弾性限界、△ は最大耐力、▲ は PC 鋼材の降伏到達時をそれぞれ示す。また、図中の破線は PC 鋼材の降伏を仮定した梁の終局曲げモーメント略算式より求めた層せん断力である[3.2-1]。また、層せん断力  $V_c$  は以下の式に示す通り、計測した梁せん断力を用いて力の釣り合いより求めた。また層間変形角は梁柱頭のレーザー変位計により測定した層間変位の値を層間高さ (2830mm) で除した値である。梁の曲げひび割れ発生およびかぶりコンクリート圧壊は目視により判断した。

$$V_c = \left( \frac{L}{2} \cdot Q_{b1} - \frac{L}{2} \cdot Q_{b2} \right) / H$$

$Q_{b1}$  : 西梁せん断力の測定値(kN)

$Q_{b2}$  : 東梁せん断力の測定値(kN)

$L$  : 梁スパン (3200mm)

$H$  : 層間高さ (2830mm)

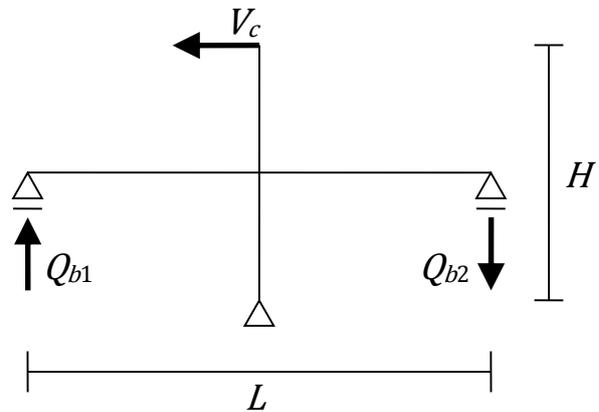


図 3-3-1 層せん断力の算出

平面十字形試験体 PCJ13 では柱主筋、梁主筋および接合部横補強筋は降伏に至らなかった。PC 鋼材は層間変形角 4.0%付近で降伏に至った。最大層せん断力は正載荷時には層間変形角 2.5%時、負載荷時には層間変形角-3.0%時に到達した。最大層せん断力の実験値は梁曲げ終局耐力の略算による計算値の 0.94~1.06 倍と概ね一致した。PC 鋼材降伏以降、残留変形が見られた。PC 鋼材降伏以前の履歴性状は原点指向型を示した。

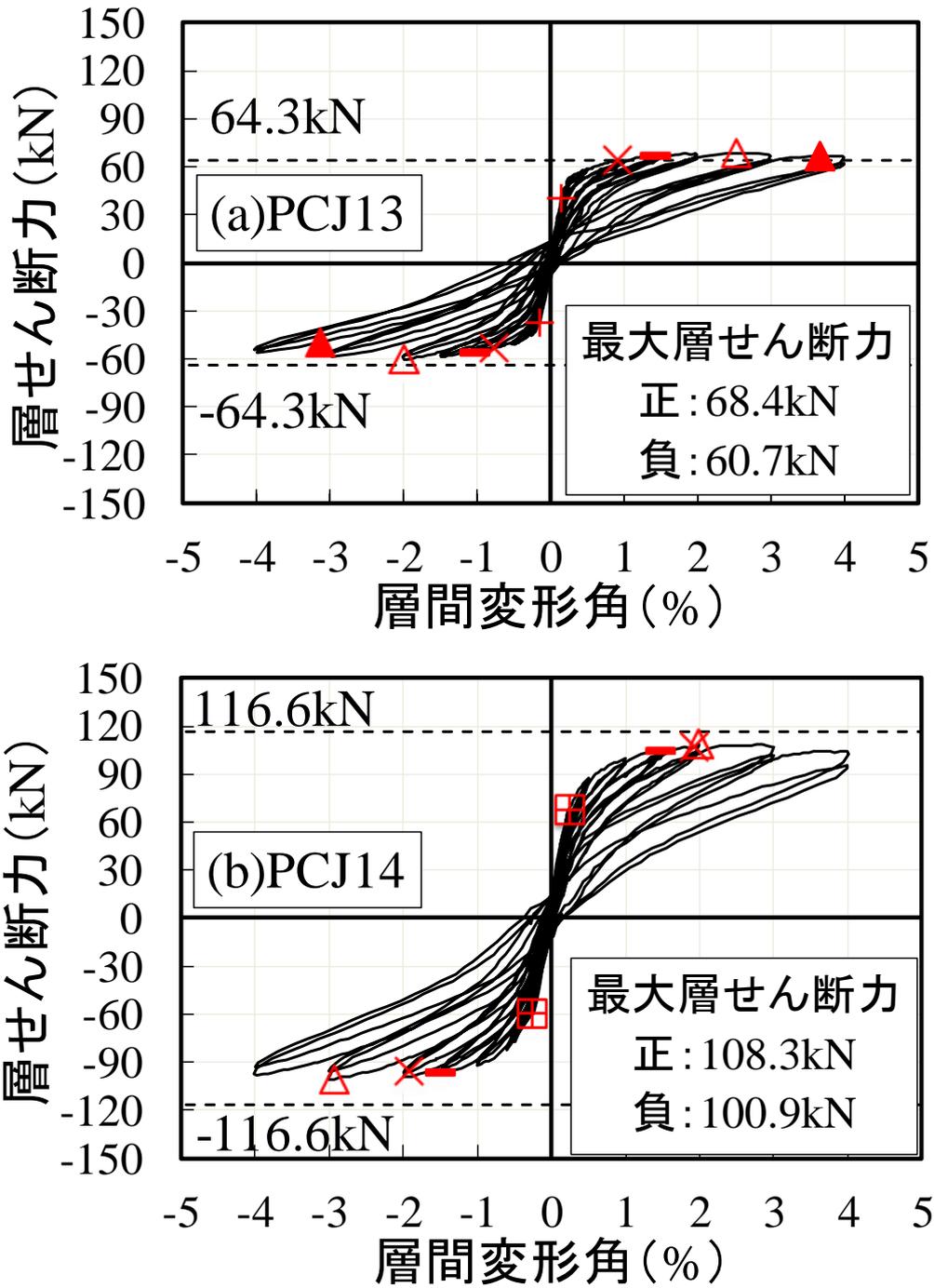
平面十字形試験体 PCJ14 では柱主筋、梁主筋および PC 鋼材は降伏に至らなかった。接合部横補強筋は層間変形角 1.0%付近で降伏に至った。最大層せん断力は正載荷時には層間変形角 2.0%、負載荷時には層間変形角-3.0%時に到達した。最大層せん断力の実験値は梁曲げ終局耐力の略算による計算値の 0.87~0.93 倍となった。計算値は PC 鋼材の降伏を仮定しているが、実際は PC 鋼材が降伏に至らなかったことにより差が生じた。履歴性状は残留変形の少ない原点指向型を示した。

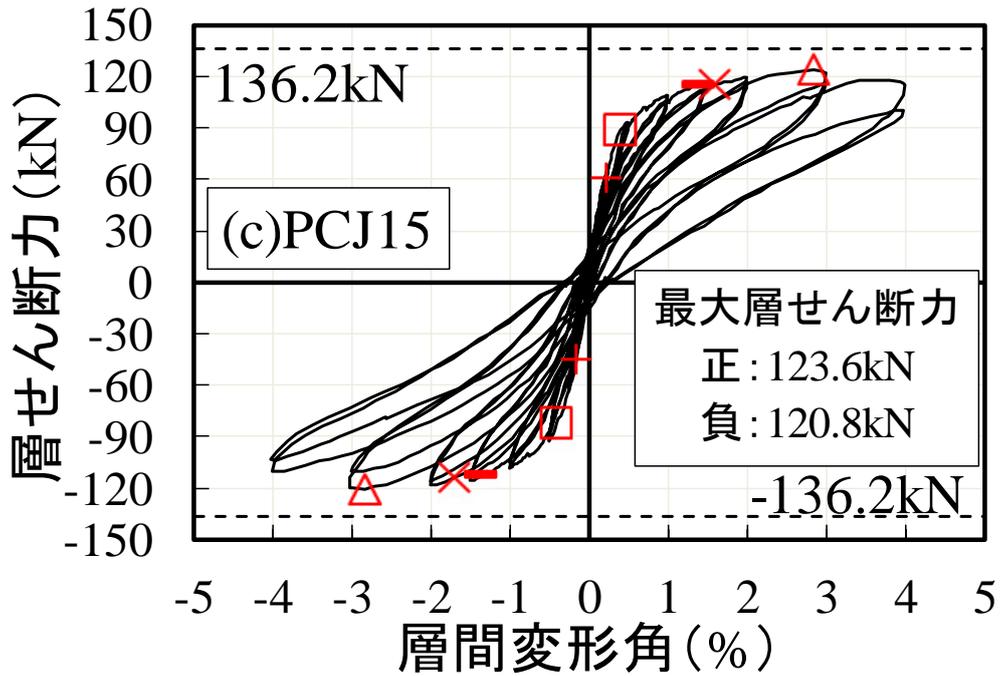
スラブおよび直交梁付き立体十字形試験体 PCJ15 では柱主筋、梁主筋および PC 鋼材は降伏に至らなかった。接合部横補強筋は層間変形角 1.0%付近で降伏に至った。スラブ筋は-0.5%付近で降伏に至り、3.0%付近では破断する音が観察できた。最大層せん断力は正載荷時には層間変形角 3.0%時、負載荷時には層間変形角-3.0%時に到達した。最大層せん断力の実験値は梁曲げ終局耐力の略算による計算値の

0.89~0.91 倍となった。計算値は PC 鋼材の降伏を仮定しているが、実際は PC 鋼材が降伏に至らなかったことにより差が生じた。履歴性状は残留変形の少ない原点指向型を示した。

全試験体共に最大層せん断力付近で梁圧着接合面のコンクリート圧壊が生じ、最大耐力後の耐力低下の要因とな

った。





凡例	
+	梁曲げひび割れ
□	柱曲げひび割れ
○	接合部横補強筋降伏
—	かぶりコンクリート圧壊
×	PC鋼材弾性限界
△	最大耐力
▲	PC鋼材降伏
---	梁曲げ終局耐力の略算による計算値

図 3.3-2 層せん断力—層間変形角関係

### 3.3.2 柱の復元力特性

図 3.2-4 に層せん断力-柱たわみ関係を示す。柱頭のたわみは図 3.2-3 に示すように柱頭近傍の 2 つの変位計の測定値から線形補完し、梁芯から 1415mm のピンの位置でのたわみとした。本実験において L1 は 420mm、L2 は 200mm である。

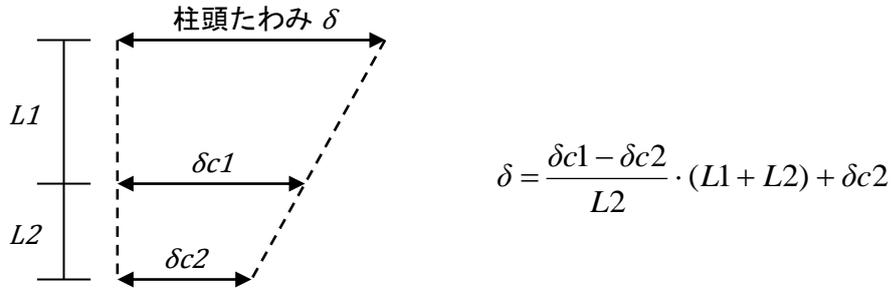
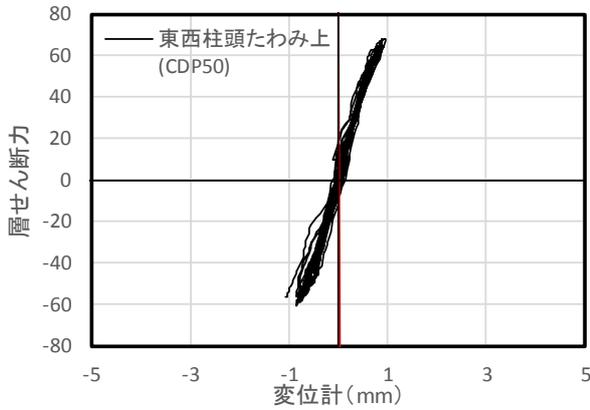
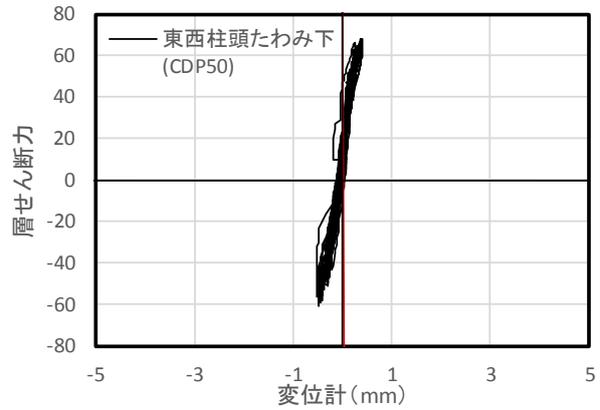


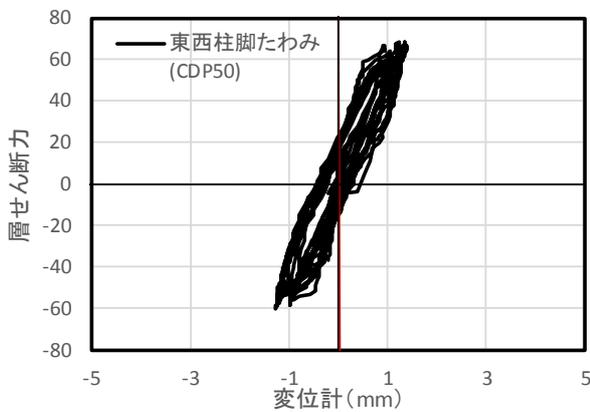
図 3.2-3 柱頭たわみの算出



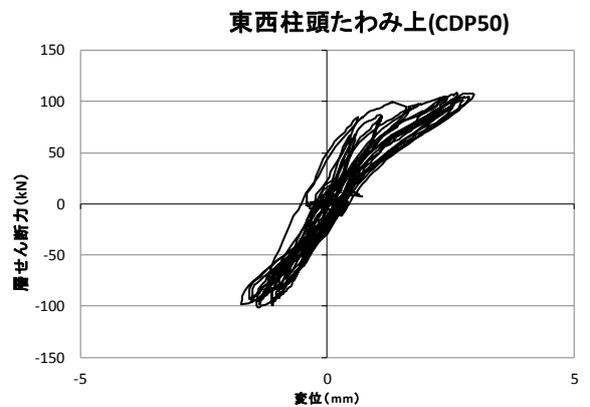
(a)試験体 PCJ13 柱頭 1



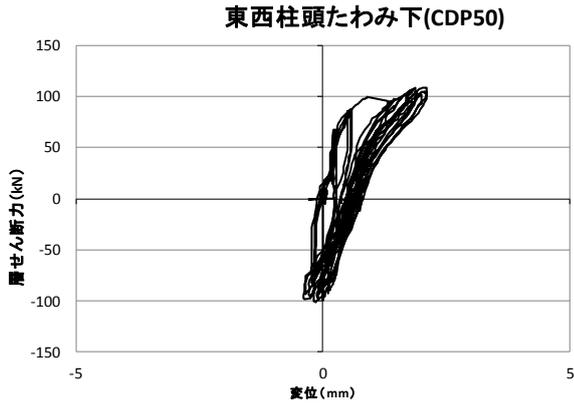
(b)試験体 PCJ13 柱頭 2



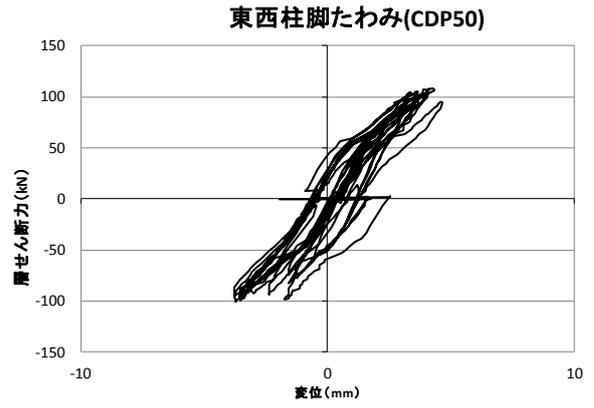
(c)試験体 PCJ13 柱脚



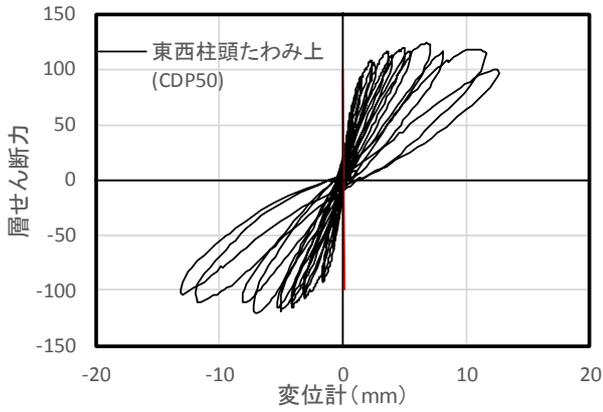
(d)試験体 PCJ14 柱頭 1



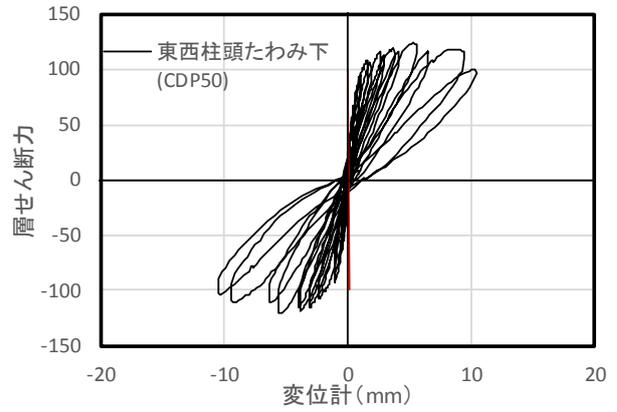
(e)試験体 PCJ14 柱頭 2



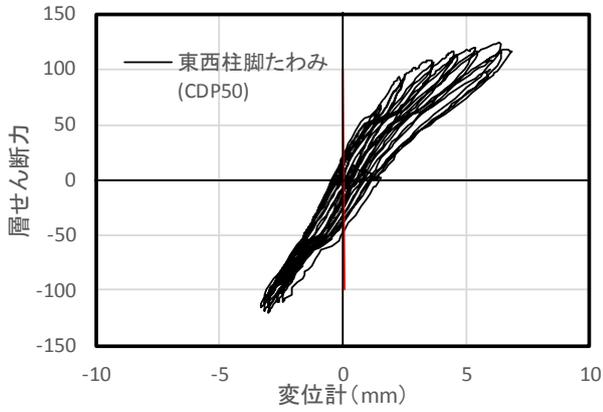
(f)試験体 PCJ14 柱脚



(g)試験体 PCJ15 柱頭 1



(h)試験体 PCJ15 柱頭 2

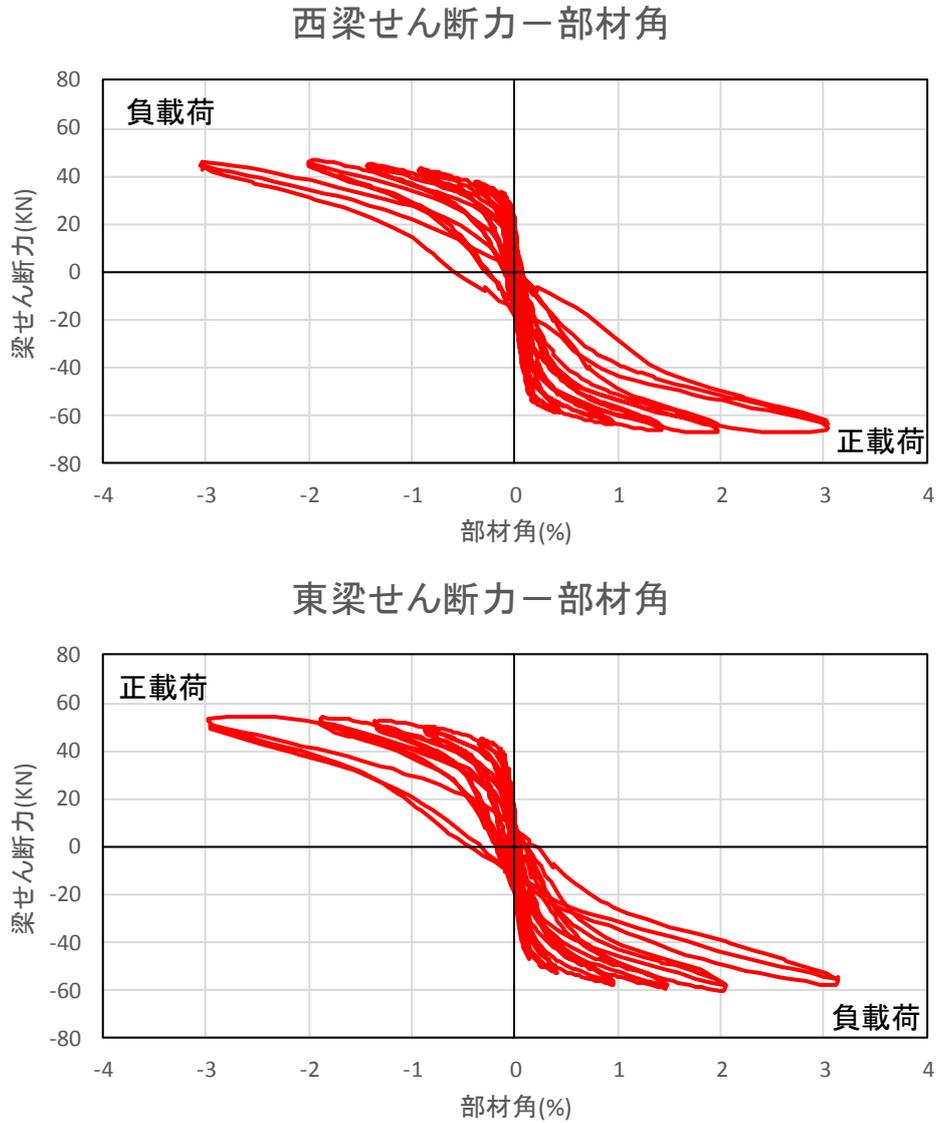


(i)試験体 PCJ15 柱脚

図 3.2-4 層せん断力-柱たわみ関係

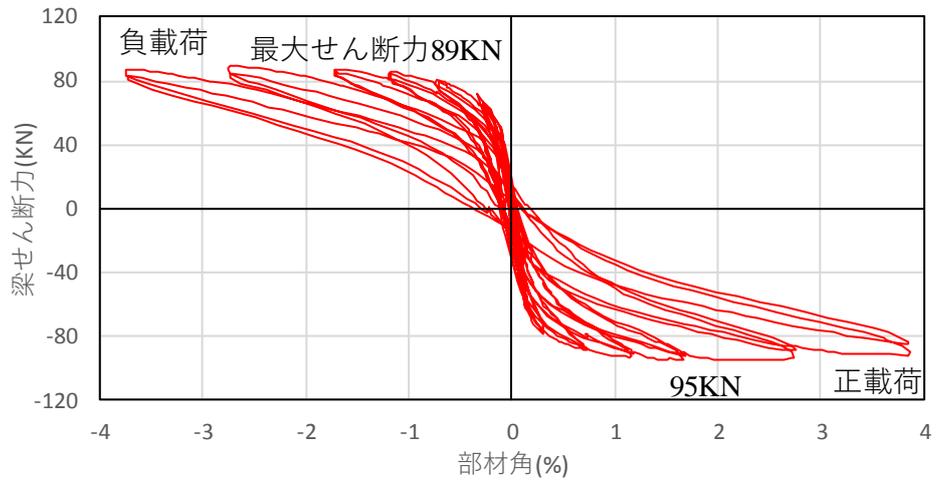
### 3.3.3 梁の復元力特性

図3.2-5 梁せん断力-部材角関係を示す。梁のせん断力は梁のロードセルの出力値とし、梁部材角は梁端に取り付けた変位計により測定した値を部材長さ（1425mm）で除した値である。

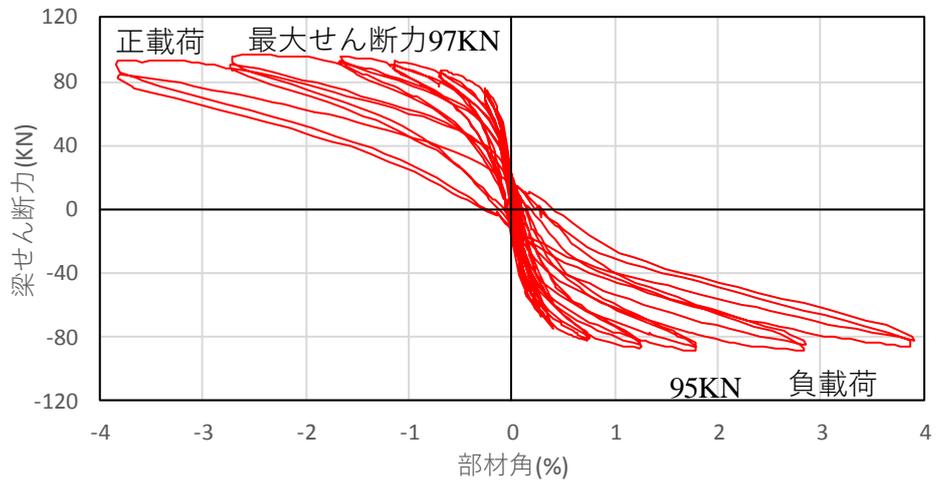


(a)試験体 PCJ13

西梁せん断力－部材角

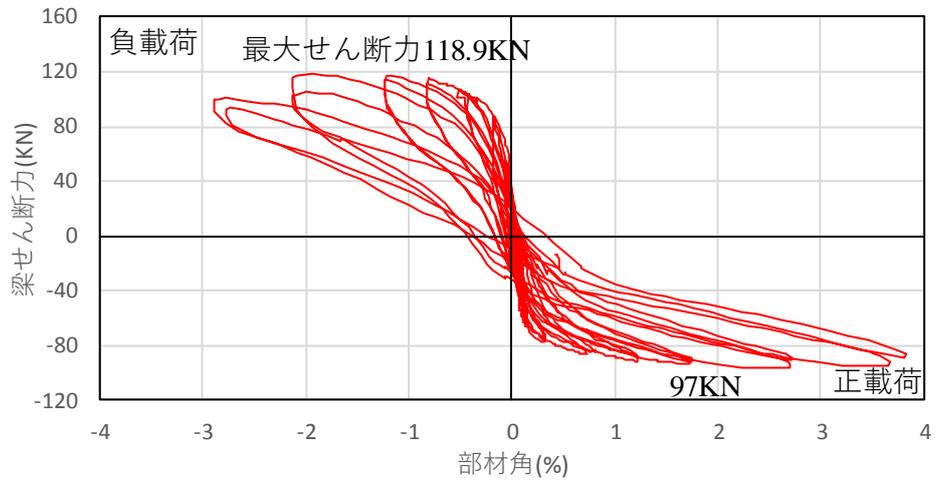


東梁せん断力－部材角

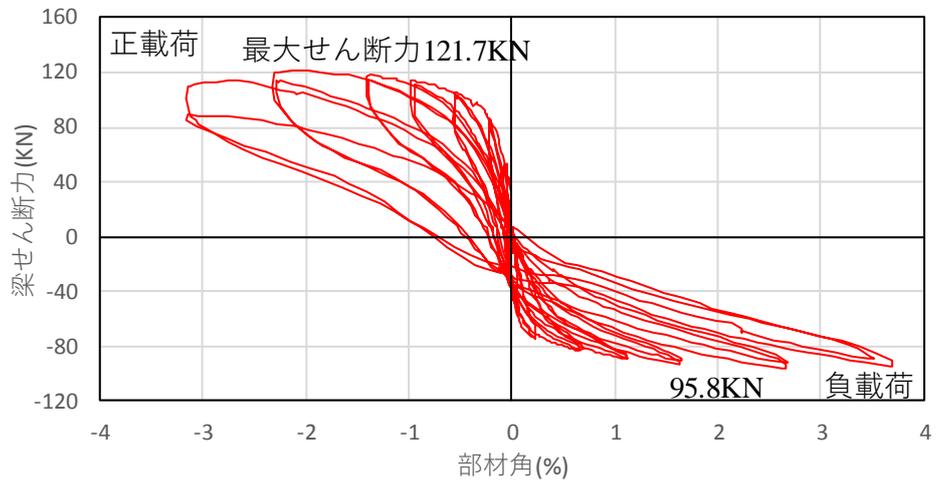


(b)試験体 PCJ14

西梁せん断力-部材角



東梁せん断力-部材角



(c)試験体 PCJ15

図 3.2-5 梁せん断力-部材角関係

### 3.3.4 接合部の復元力特性

図 3.3-7 に層せん断力-接合部せん断変形角関係を示す。試験体 PCJ15 は、直交梁を有するため接合部に変位計を設置していない。したがって試験体 PCJ13 および PCJ14 について示す。柱梁接合部パネルのせん断変形角  $\gamma$  は図 3.3-6 に示すように、取り付けた 2 つの変位計の測定値より求めた。本実験において  $a$  は 210mm、 $b$  は 200mm である。

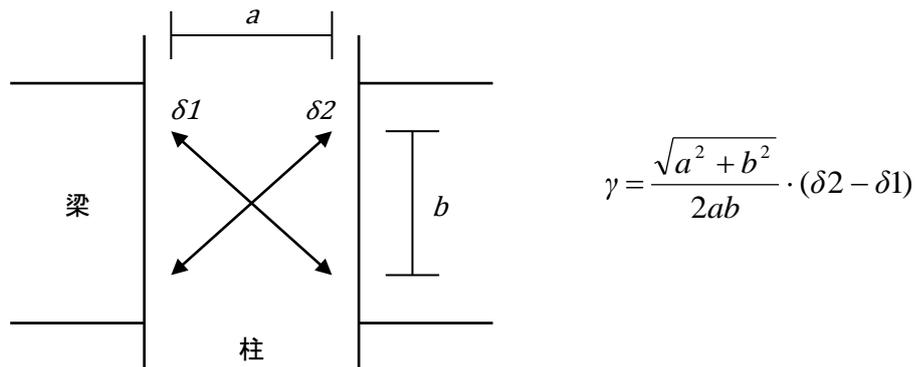


図 3.2-6 接合部せん断変形角の算出

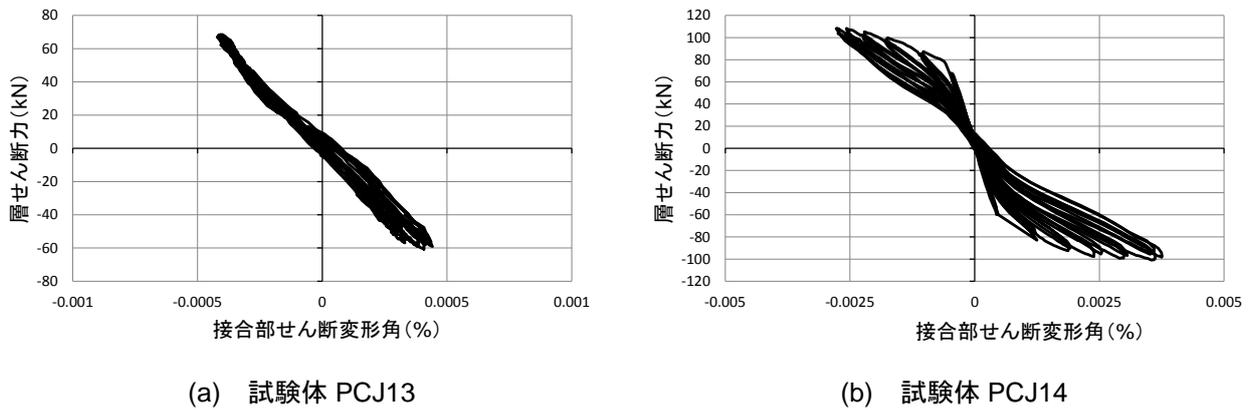


図 3.2-7 層せん断力-接合部せん断変形角関係

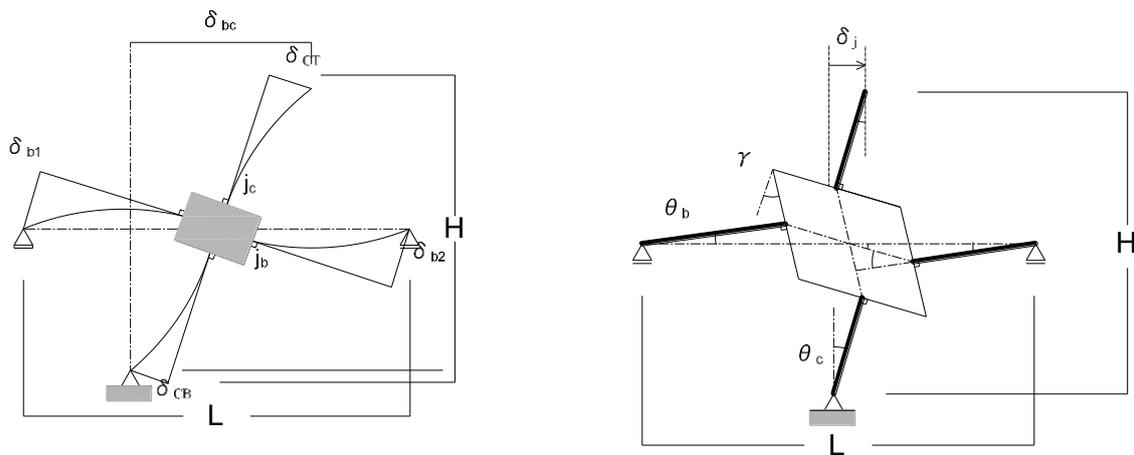
### 3.2.5 参考文献

[3.2.1] 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015年

### 3.3 変形成分

#### 3.3.1 変形要素の算定

図3.3-1～3.3-3に各試験体の正負方向のピーク時における層間変位構成要素の算定を示す。柱および梁たわみは、各部材の危険断面近傍に埋め込んだボルトと部材端部(ピン)との変位を計測した。柱梁接合部の変形は接合部パネルの斜め方向の変位を測定し、接合部せん断変形角を算出した。



(a) 梁・柱曲げ変形成分

(b) 接合部パネルのせん断変形成分

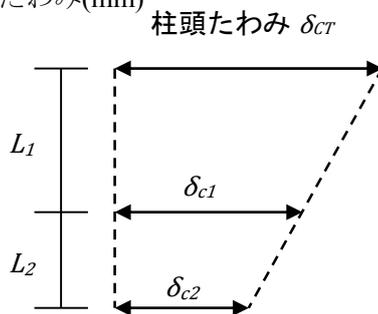
図 3.3-1 各層間変形を構成する部材の変形要素

(i). 柱部材の変形成分  $\delta_c$  (mm)

$$\delta_c = \delta_{CT} + \delta_{CB}$$

$\delta_{CT}$ : 柱頭たわみ(mm)

$\delta_{CB}$ : 柱脚たわみ(mm)



$L_1$ : 420mm

$L_2$ : 200mm

$$\delta_{CT} = \frac{\delta_{c1} - \delta_{c2}}{L_2} \cdot (L_1 + L_2) + \delta_{c2}$$

$\delta_{c1}, \delta_{c2}, \delta_{CB}$ : 変位計 CDP50 による計測したデータ  
全試験体共通

図 3.3-2 柱頭たわみの算出

(ii) 梁部材の変形成分  $\delta_b$ (mm)

$$\delta_b = (\delta_{b1} + \delta_{b2}) \cdot \frac{H}{L}$$

$\delta_{b1}$ : 西梁たわみ(mm)

$\delta_{b2}$ : 東梁たわみ(mm)

$H$ : 階高(= 2830mm)

$L$ : スパン(= 3200mm)

$\delta_{b1}, \delta_{b2}$ : 変位計 CDP100 による計測したデータ  
全試験体共通

(iii) 接合部の変形成分  $\delta_j$ (mm)

$$\delta_j = \left(1 \cdot \frac{j_b}{H} \cdot \frac{j_c}{L}\right) \cdot \gamma \cdot H$$

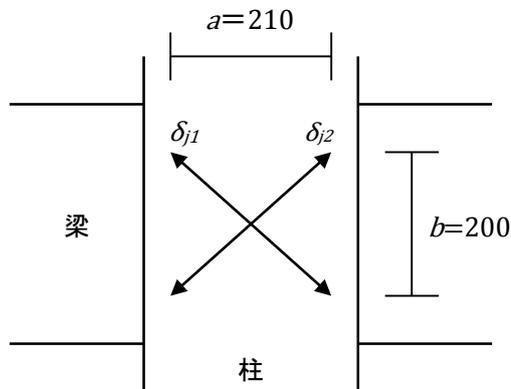
$j_b$ : 梁断面における応力中心間距離(mm)  $j_b = 7/8d$

$j_c$ : 柱断面における応力中心間距離(mm)  $j_c = 7/8d'$

$d$ : 梁断面有効せい  $d = 280$ mm

$d'$ : 柱断面有効せい  $d' = 310$ mm(PCJ13),  $308$ mm(PCJ14.15)

$\gamma$ : 接合部せん断変形角  $\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab} \cdot (\delta_{j2} - \delta_{j1})$



$\delta_{j1}, \delta_{j2}$ : 変位計 CDP25 による計測したデータ  
試験体 PCJ13, 14 共通

図 3.3-3 接合部せん断変形角の算出

### 3.3.2 変形成分の割合

図 3.3-4 に柱、梁および接合部の各部材がピーク時における変位の推移を示す。図中の数値は各層間変形角時に各部材が占める割合の合計である。横軸の層間変形各は、試験体全体の変位から算出した。ただし立体十字形試験体 PCJ15 はスラブおよび直交梁が付加することで接合部の変位を直接測定することができないため、試験体全体の変位から柱および梁の変位を引いた値を接合部の変位とした。

試験体 PCJ13 の最大層せん断力時の変形成分の割合は、正載荷時には梁が 86%、柱が 6%、負載荷時には梁が 89%、柱が 5%となり、梁の変形成分が 8 割以上を示し、接合部の変形は非常に小さくなった。またすべての層間変形角ピーク時において、梁の変形が最も支配的となった。

試験体 PCJ14 の最大層せん断力時の変形成分の割合は、正載荷時には梁が 75%、柱が 15%、負載荷時には梁が 83%、柱が 9%となり、梁の変形成分が 8 割程度以上を示し、接合部の変形は非常に小さくなった。またすべての層間変形角ピーク時において、梁の変形が最も支配的となった。

試験体 PCJ15 の最大層せん断力時の変形成分の割合は、正載荷時には梁が 75%、柱が 20%、負載荷時には梁が 71%、柱が 16%となり、梁の変形成分が 7 割以上を示し、接合部の変形は非常に小さくなった。

PC 鋼材係数が 0.09 である試験体 PCJ13 と PC 鋼材係数が 0.17 と約 2 倍程度大きい試験体 PCJ14 の各層間変形角において梁が占める割合を比べると、層間変形角 0.25%時には概ね等しいが層間変形角の増加に伴い試験体 PCJ13 における梁の変形成分が試験体 PCJ14 の梁の変形成分よりも大きくなり、各試験体が最大耐力を発揮する層間変形角付近では約 2 倍となった。鋼材係数が約 2 倍程度になると、最終的に梁の変形が占める割合が約半分程度となった。また、PC 鋼材係数が 0.17 である試験体 PCJ14 にくらべ、PC 鋼材係数が 0.09 である立体十字形試験体 PCJ15 はスラブおよび直交梁を付加することで PC 鋼材係数が半分程度に低下する。PC 鋼材係数が小さくなると梁の変形は大きくなると前述にあるが、層間変形角 0.5%までは試験体 PCJ15 の梁の変形量は試験体 PCJ14 よりも小さくなっており、層間変形角 1.0%以降は試験体 PCJ15 の梁の変形量が試験体 PCJ14 よりも大きくなっている。スラブおよび直交梁を付加することで梁の変形を抑制する効果はあるが、変形量が大きくなることでスラブの効果が低減していると言える。

全試験帯共に接合部の変形が非常に小さく、梁の変形が支配的となった。

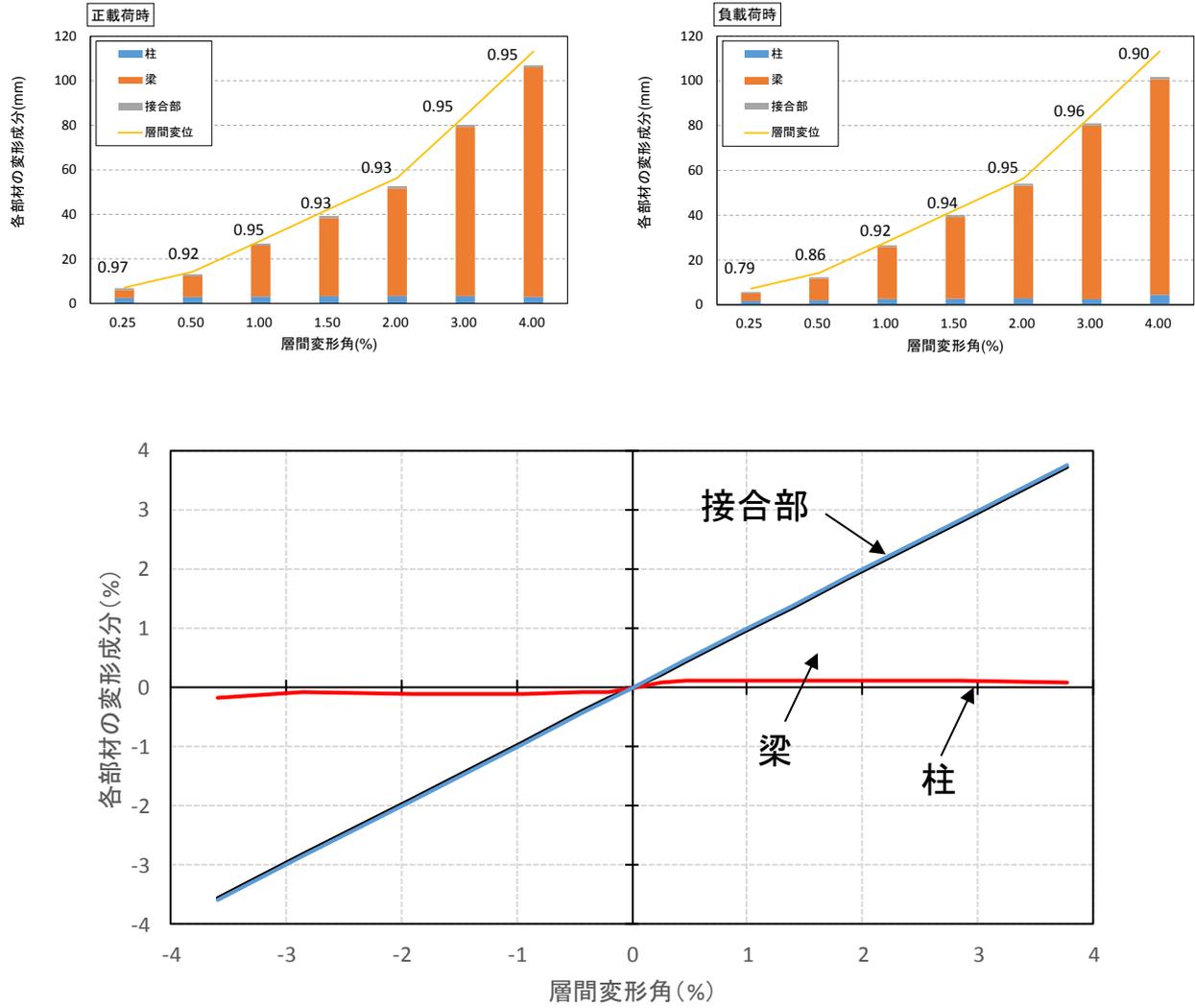


図 3.3-4(a) 各部材の変形成分の推移 (試験体 PCJ13)

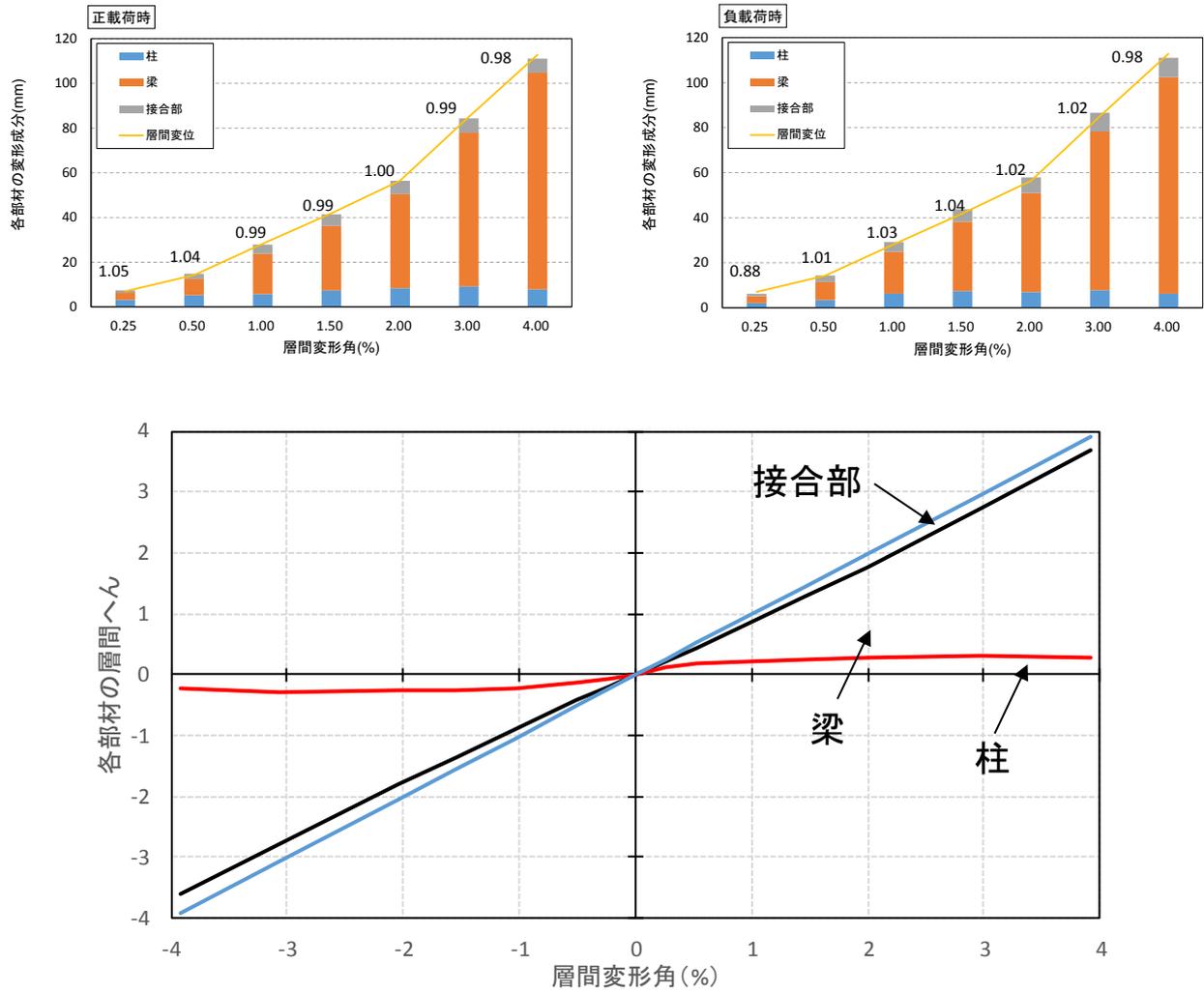


図 3.3-4(b) 各部材の変形成分の推移 (試験体 PCJ14)

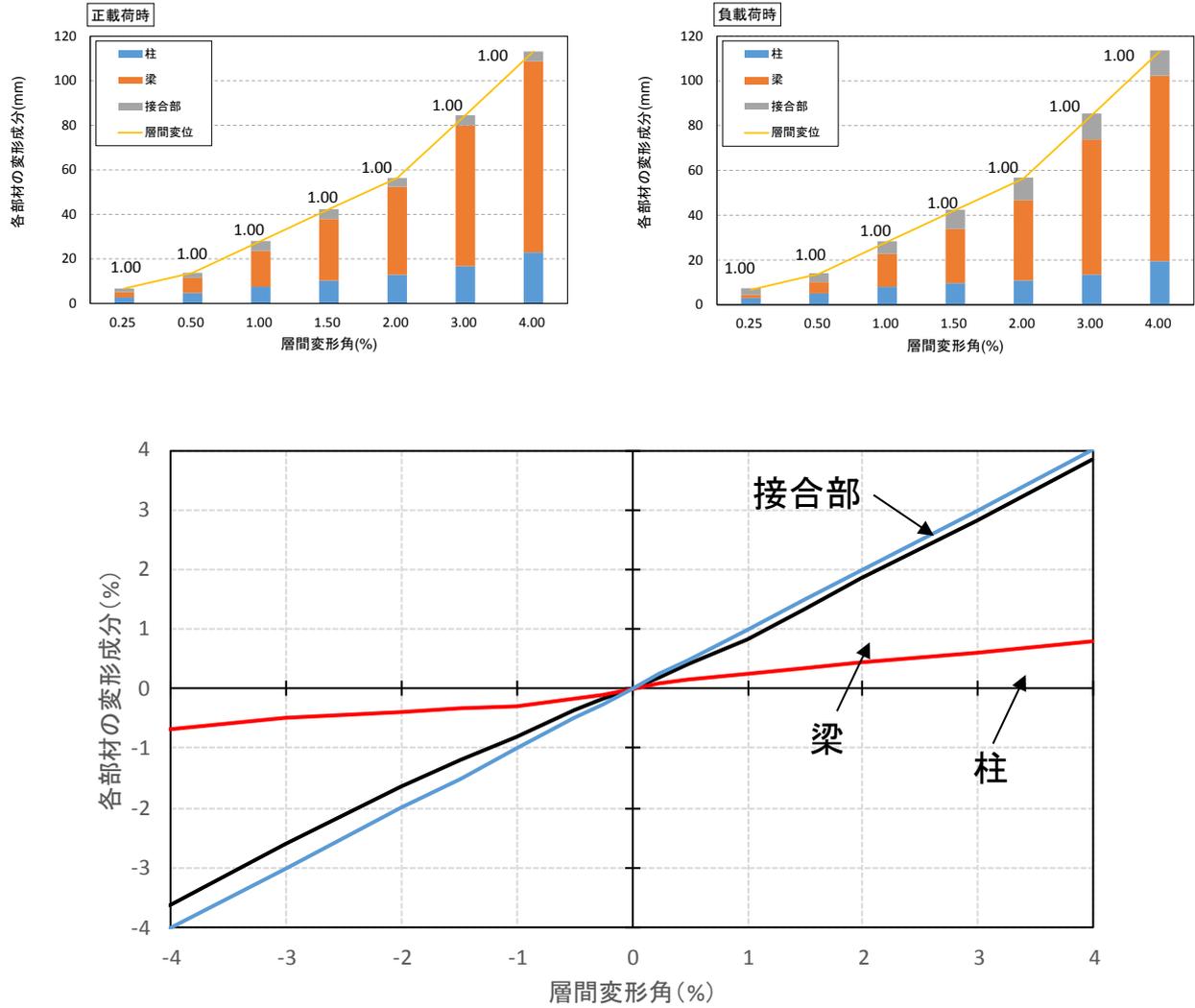


図 3.3-4(c) 各部分の変形成分の推移 (試験体 PCJ15)

## 3.4 鉄筋のひずみ分布

すべてのひずみ分布図において、正載荷及び負載荷の層間変形角 0.25%、0.5%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%（各変形角の第1サイクル）時の結果を示すこととする。

### 3.4.1 PC 鋼材のひずみ分布

表 3.5-1 にサイクル、加力状況、東西梁のせん断力及び部材角、PC 鋼材の伸びが均一になるため、PC 鋼材に貼り付けた 4 つのひずみゲージの平均値を示す。PC 鋼材の弾性限界ひずみは材料試験により、 $\phi 17$  は  $4630\mu$ 、 $\phi 23$  は  $4847\mu$  で、降伏ひずみは  $\phi 17$  は  $6952\mu$ 、 $\phi 23$  は  $7084\mu$  である。試験体 PCJ13 では、PC 鋼材は層間変形角 1.5% 付近で早く弾性限界を超え、4% 時に降伏した。試験体 PCJ14 及び 15 では、2%~3% 付近に弾性限界を超え、降伏してなかった。PC 鋼材の応力度-ひずみ関係を図 3.4-1~3 に示す。PC 鋼材のひずみゲージ貼り付けた位置は 2 章の図 2.3-3 に参照

表 3.5-1 PC 鋼材ひずみ状況

表 3.5-1 (a) 試験体 PCJ13

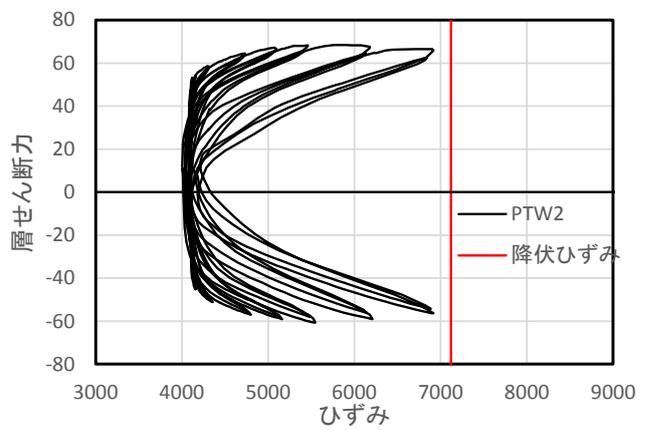
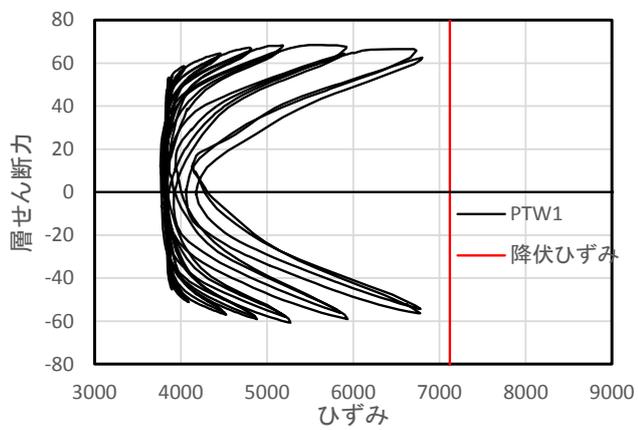
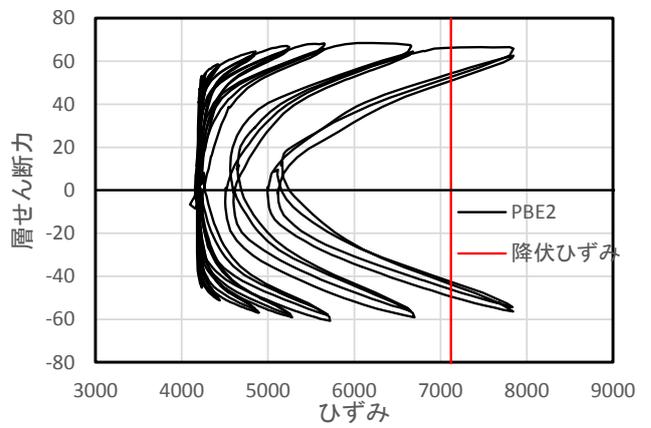
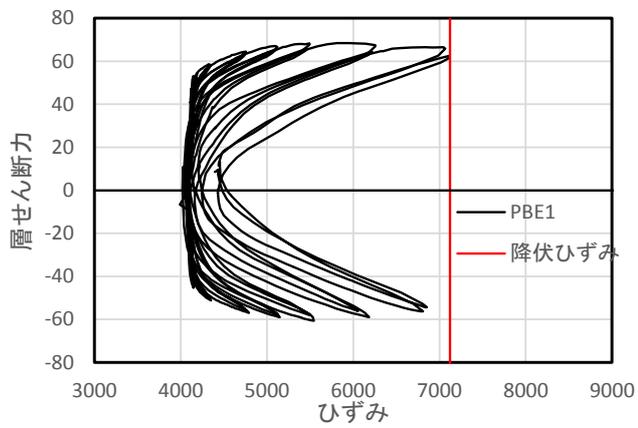
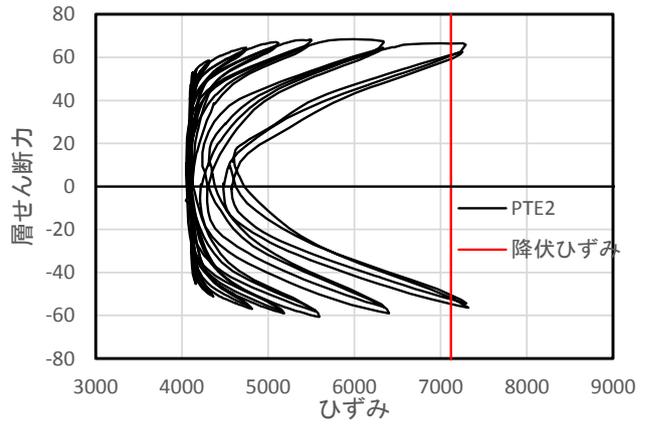
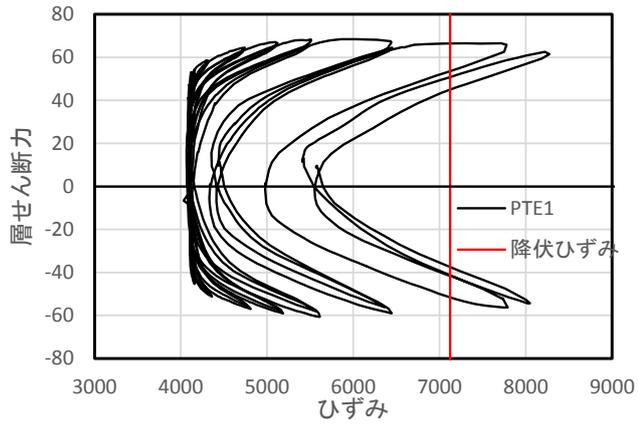
サイクル	計測ステップ	加力状況	西梁部材角%	西梁せん断力KN	東梁部材角%	東梁せん断力KN	PC鋼材	Top平均	伸び	Bottom平均	伸び
0.5%	159	除荷	-0.01	-1.50	0.00	0.90		4041.0	204.0	4127.1	244.8
	193	ピーク(正)	0.42	-58.61	-0.33	44.82		4245.0		4371.9	
	215	除荷	0.05	-2.40	-0.03	-2.85		4044.8	250.5	4136.7	251.2
	242	ピーク(負)	-0.39	37.92	0.40	-52.61		4295.3		4387.9	
1.0%	383	除荷	-0.03	-3.90	0.04	-3.90		4043.4	626.2	4137.0	661.8
	425	ピーク(正)	0.95	-63.86	-0.87	50.22		4669.6		4798.8	
	473	除荷	0.08	-5.55	-0.05	-4.95		4036.1	701.7	4125.0	707.1
	510	ピーク(負)	-0.92	43.17	0.95	-57.56		4737.7		4832.0	
1.5%	685	除荷	-0.02	-5.25	0.01	-7.35		4026.4	991.7	4112.0	1038.0
	719	ピーク(正)	1.39	-66.26	-1.32	52.47		5018.2		5150.0	
	760	除荷	0.11	-10.04	-0.09	-9.89		4036.1	1069.1	4125.7	1076.2
	795	ピーク(負)	-1.43	45.27	1.47	-59.21		5105.2		5201.8	
2.0%	949	除荷	-0.06	-0.15	0.04	-1.50		4013.2	1398.6	4086.3	1468.6
	976	ピーク(正)	1.95	-66.71	-1.87	54.11		5411.8		5554.9	
	1007	除荷	0.07	-6.60	-0.04	-6.00		3989.4	1516.5	4090.8	1524.1
	1038	ピーク(負)	-1.97	47.07	2.02	-60.26		5505.9		5614.8	
3.0%	1150	除荷	-0.08	-3.00	0.07	1.65		4032.8	1855.7	4119.8	1940.6
	1174	ピーク(正)	2.59	-67.01	-2.52	54.11		5888.4		6060.3	
	1205	除荷	0.18	-8.54	-0.11	-8.69		4121.9	2126.2	4268.3	2124.8
	1229	ピーク(負)	-3.03	46.32	3.12	-58.16		6248.1		6393.1	
4.0%	1333	除荷	-0.36	-8.54	0.46	-8.24		4269.3	2715.8	4417.4	2751.4
	1370	ピーク(正)	3.95	-65.36	-3.84	52.17		6985.1		7168.8	
	1393	除荷	0.07	-7.94	0.01	-7.64		4413.7	2788.0	4534.2	2733.0
	1425	ピーク(負)	-2.24	44.52	2.58	-55.16		7201.6		7267.2	

表 3.5-1 (b) 試験体 PCJ14

サイクル	計測ステップ	加力状況	西梁部材角%	西梁せん断力KN	東梁部材角%	東梁せん断力KN	PC鋼材	Top平均	伸ひ	Bottom平均	伸ひ
0.5%	120	除荷	-0.03	-1.95	0.05	-2.70		3934.6	97.2	3987.6	110.4
	141	ピーク(正)	0.30	-78.70	-0.27	75.75		4031.7		4098.0	
	161	除荷	0.01	-1.50	0.01	-3.00		3931.5	106.1	3985.5	106.8
	177	ピーク(負)	-0.29	67.16	0.35	-69.75		4037.6		4092.3	
1.0%	354	除荷	-0.04	2.70	0.03	0.60		3917.1	380.2	3956.0	409.9
	379	ピーク(正)	0.73	-88.89	-0.70	87.25		4297.3		4365.9	
	407	除荷	0.02	1.20	-0.06	0.75		3917.3	398.6	3956.0	392.7
	430	ピーク(負)	-0.74	80.95	0.74	-82.59		4315.9		4348.7	
1.5%	565	除荷	-0.10	0.45	0.07	0.45		3915.5	698.8	3953.4	727.4
	584	ピーク(正)	1.14	-93.24	-1.14	92.94		4614.3		4680.8	
	620	除荷	0.04	0.00	-0.05	3.45		3901.1	736.1	3936.2	729.5
	637	ピーク(負)	-1.18	85.74	1.24	-87.09		4637.2		4665.7	
2.0%	797	除荷	-0.10	3.90	0.09	-3.74		3887.4	1398.6	3922.7	1468.6
	823	ピーク(正)	1.66	-95.34	-1.66	96.24		4934.3		5002.9	
	845	除荷	0.02	5.55	-0.03	-1.50		3865.0	1516.5	3901.7	1524.1
	878	ピーク(負)	-1.72	87.24	1.78	-88.29		4932.9		4963.1	
3.0%	1022	除荷	-0.04	-7.94	0.04	5.70		3839.3	1855.7	3877.9	1940.6
	1051	ピーク(正)	2.63	-94.44	-2.61	96.69		5452.5		5517.3	
	1080	除荷	0.14	2.55	-0.13	0.00		3834.6	2126.2	3866.6	2124.8
	1114	ピーク(負)	-2.67	89.49	2.76	-89.04		5498.7		5521.3	
4.0%	1242	除荷	-0.21	-0.15	0.23	-0.15		3837.38	2715.8	3869.42	2751.42
	1293	ピーク(正)	3.85	-91.74	-3.84	92.94		6001.06		6096.31	
	1320	除荷	0.17	-3.60	-0.16	-3.29		3846.34	2787.97	3897.96	2733.02
	1359	ピーク(負)	-3.72	87.54	3.85	-86.34		6045.64		6097.02	

表 3.5-1 (c) 試験体 PCJ15

サイクル	計測ステップ	加力状況	西梁部材角%	西梁せん断力KN	東梁部材角%	東梁せん断力KN	PC鋼材	Top平均	伸び	Bottom平均	伸び
0.5%	154	除荷	0.01	-3.00	0.00	3.45		3669.1	100.7	3915.8	138.9
	178	ピーク(正)	0.30	-78.25	-0.22	86.94		3769.8		4054.7	
	201	除荷	0.08	-9.59	-0.06	-9.44		3679.5	103.5	3930.4	98.8
	224	ピーク(負)	-0.18	88.59	0.23	-74.65		3783.0		4029.2	
1.0%	340	除荷	0.02	-8.39	-0.01	3.60		3678.5	368.6	3906.8	421.5
	374	ピーク(正)	0.72	-86.64	-0.55	105.53		4047.2		4328.3	
	401	除荷	0.12	-17.39	-0.07	-18.74		3679.7	392.0	3925.7	386.1
	434	ピーク(負)	-0.52	107.33	0.65	-83.94		4071.7		4311.8	
1.5%	548	除荷	0.04	-22.04	0.12	-22.04		3691.3	689.9	3936.5	732.1
	578	ピーク(正)	1.20	-91.44	-0.96	114.67		4381.1		4668.6	
	607	除荷	0.17	-22.93	-0.06	-22.93		3690.5	703.8	3938.9	699.3
	636	ピーク(負)	-0.81	114.97	1.10	-89.79		4394.3		4638.2	
2.0%	784	除荷	0.01	-25.63	0.16	-25.63	0	3698.8	995.3	3945.0	1037.0
	810	ピーク(正)	1.70	-93.84	-1.38	117.82	0	4694.1		4982.1	
	835	除荷	0.24	-21.44	-0.10	-21.29	0	3703.3	1014.4	3944.8	1015.3
	859	ピーク(負)	-1.22	116.77	1.62	-92.94	0	4717.7		4960.1	
3.0%	979	除荷	0.07	-21.74	0.06	-14.69		3684.7	1548.8	3886.8	1665.3
	1004	ピーク(正)	2.53	-96.99	-2.12	121.72		5233.5		5552.1	
	1033	除荷	0.35	-25.48	-0.14	-25.48		3684.4	1675.0	3961.3	1687.0
	1059	ピーク(負)	-2.13	115.57	2.66	-95.79		5359.4		5648.3	
4.0%	1183	除荷	-0.08	-23.83	0.39	-24.13		3718.4	1858.3	3996.9	1943.2
	1217	ピーク(正)	3.21	-94.44	-2.76	113.92		5576.6		5940.1	
	1245	除荷	0.52	-27.88	-0.12	-27.13		3782.8	2080.9	4136.8	2099.1
	1281	ピーク(負)	-2.88	99.68	3.70	-94.59		5863.7		6235.8	



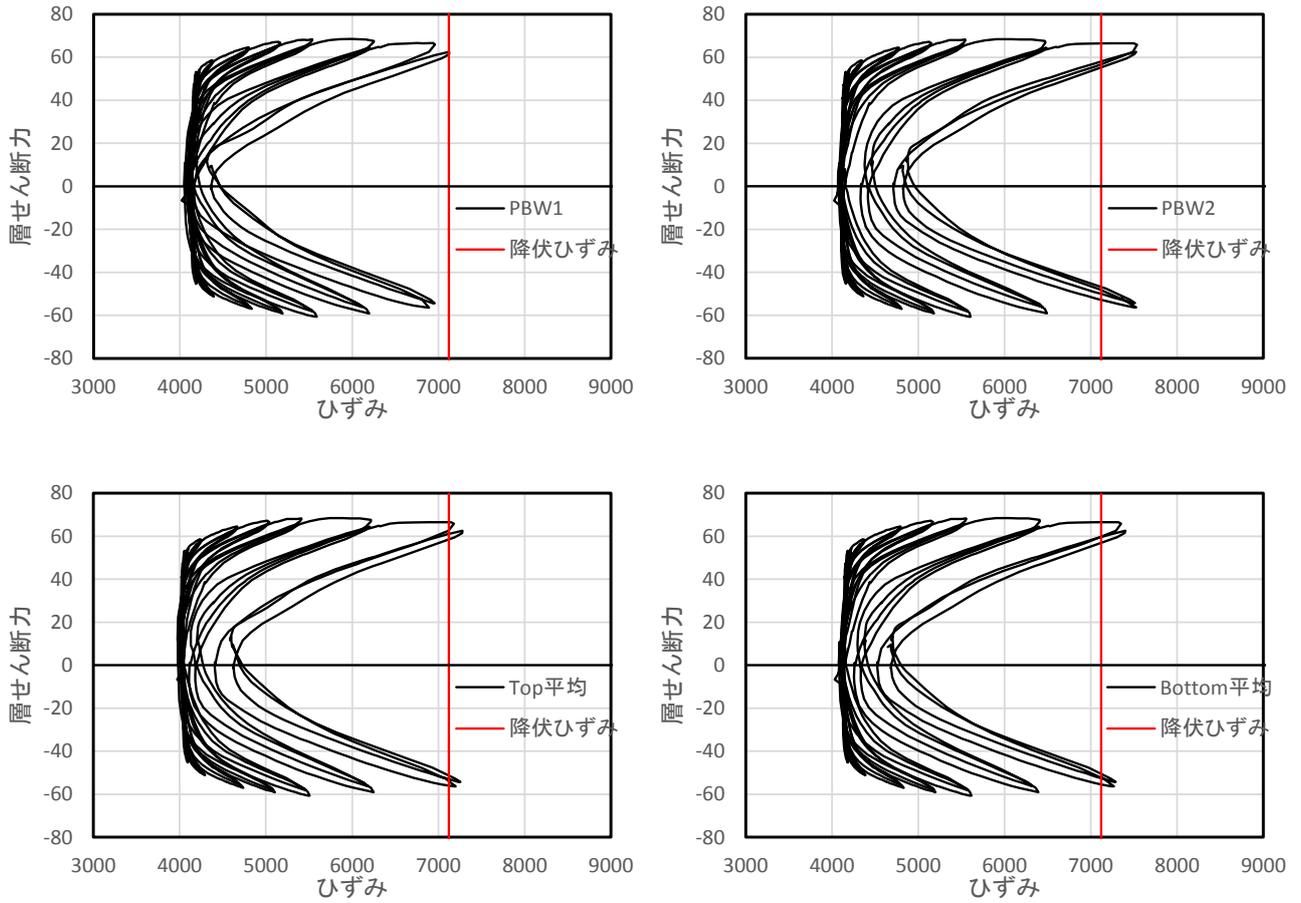
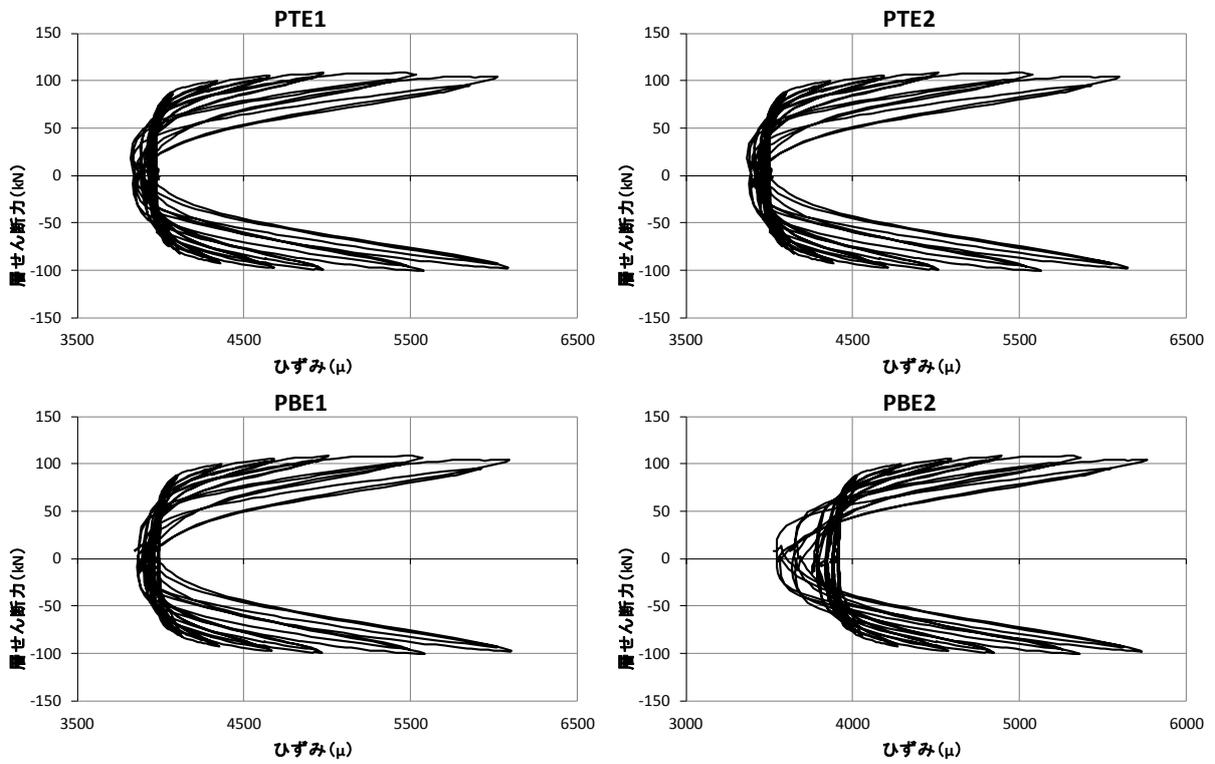


図 3.4-1 試験体 PCJ13



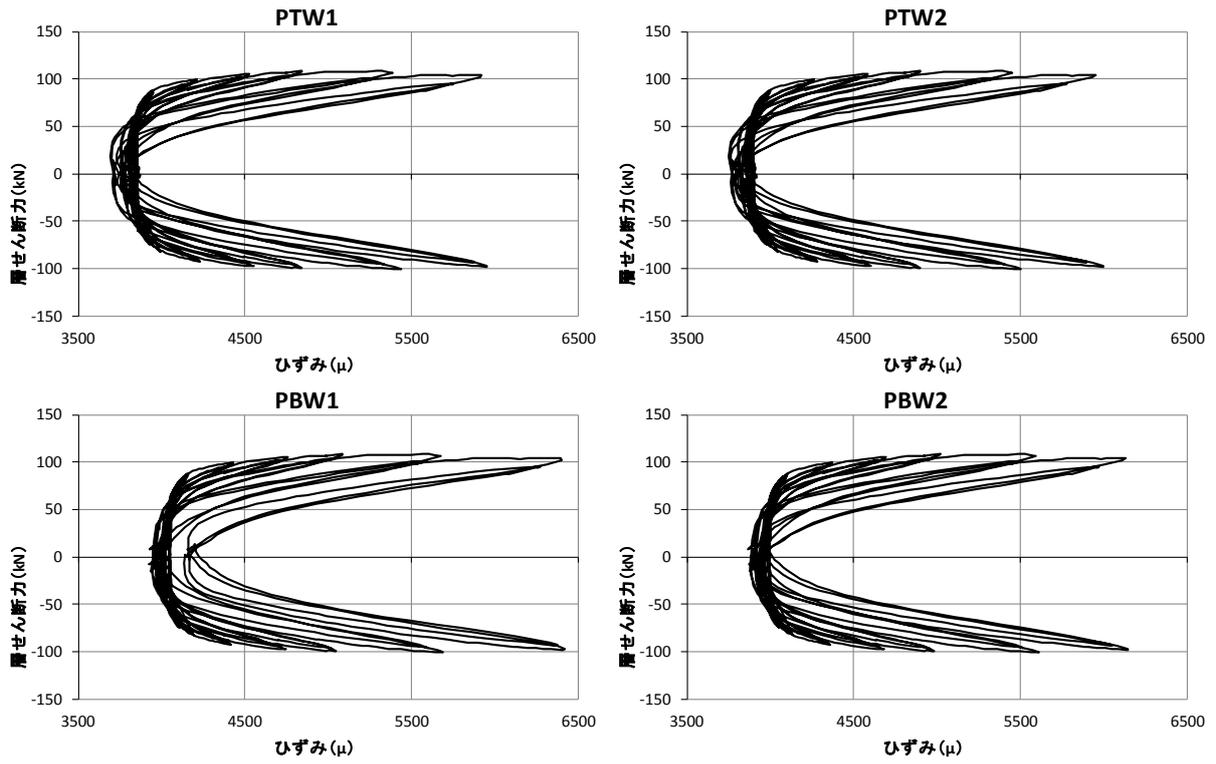
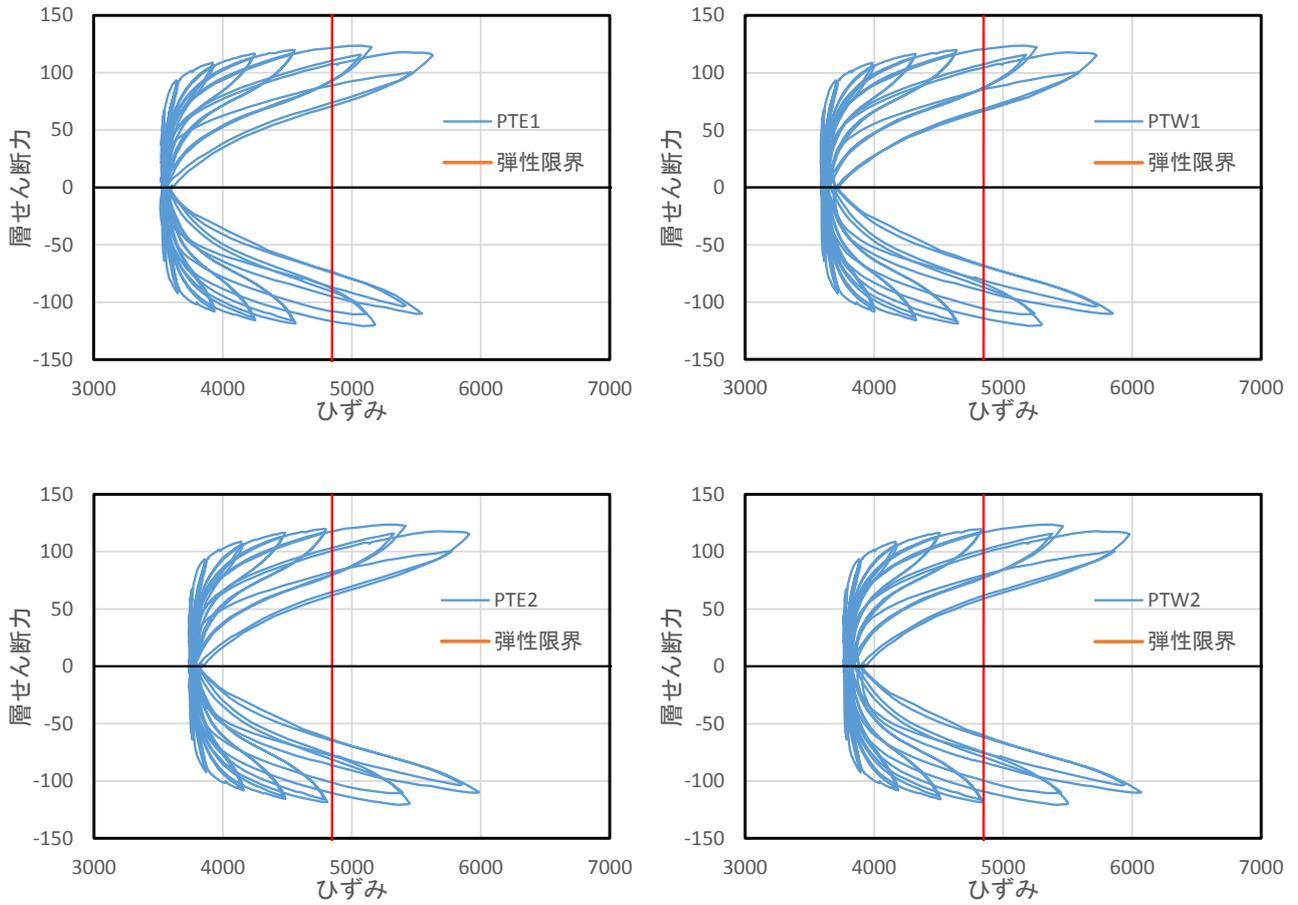


図 3.4-2 試験体 PCJ14



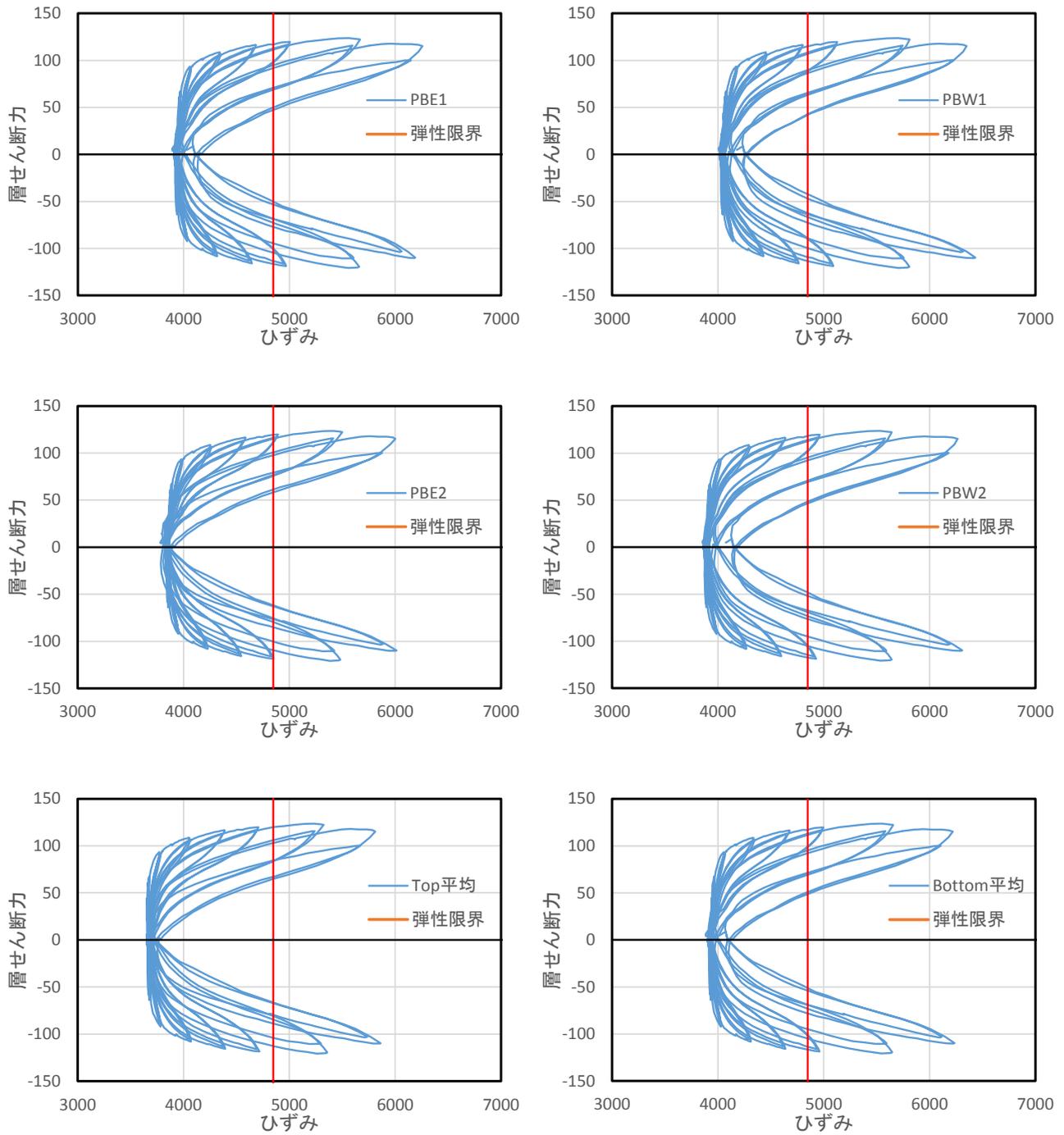


図 3.4-3 試験体 PCJ15

### 3.4.2 梁組立筋のひずみ分布

図 3.4-4 に梁に貼り付けたひずみゲージの位置を、図 3.4-5 に層間変形角 0.25%, 0.5%, 1.0%, 1.5%, 2.0%, 3.0%, 4.0% (各変形角の第 1 サイクル)の梁主筋のひずみ分布を正負荷荷時の圧縮、引張側別々に示す。ゲージの値は信頼できるデータを図示し、それ以外は除外した。図中の赤点線は、鉄筋の材料試験による求めた降伏応力度を示しており、黒点線は、PC の緊張作業後、載荷開始直前の初期ひずみを示している。図の横軸は、柱中心から負を西梁, 正を東梁とし、ひずみゲージ貼付けた位置までの距離を示した。縦軸は鉄筋のひずみを示している。正荷荷時 (図 3.4-1 (a) に参照、黒枠内のひずみゲージは引張側、赤枠内のひずみゲージは圧縮側)および負荷荷時 (図 3.4-1 (b) に参照、黒枠内のひずみゲージは引張側、赤枠内のひずみゲージは圧縮側) の平面十字形試験体 2 体及び立体十字試験体 1 体の結果を示している。

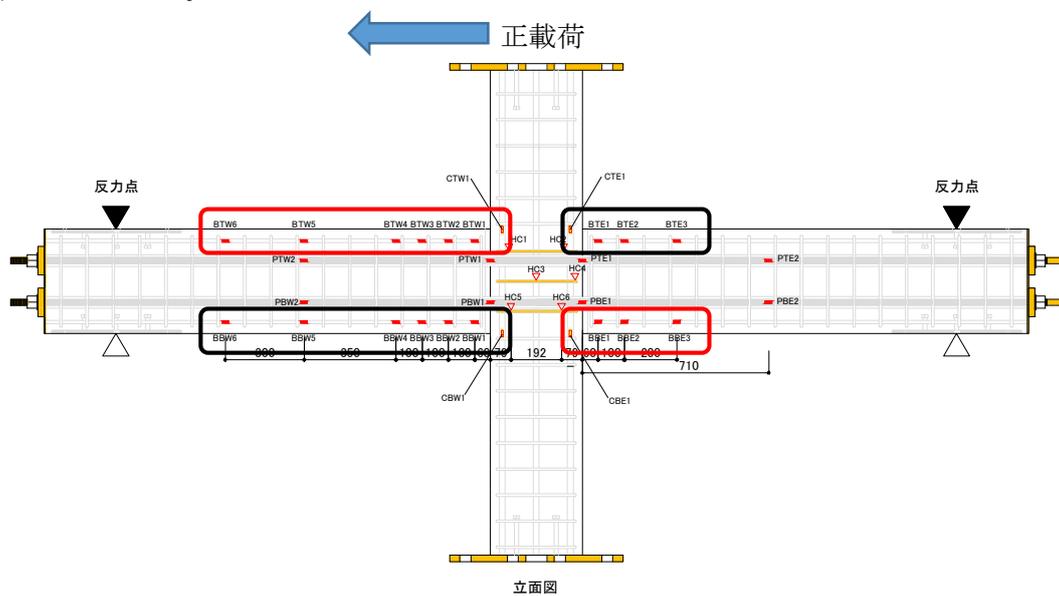


図 3.4-4 (a) : 正荷荷時の圧縮引張状況

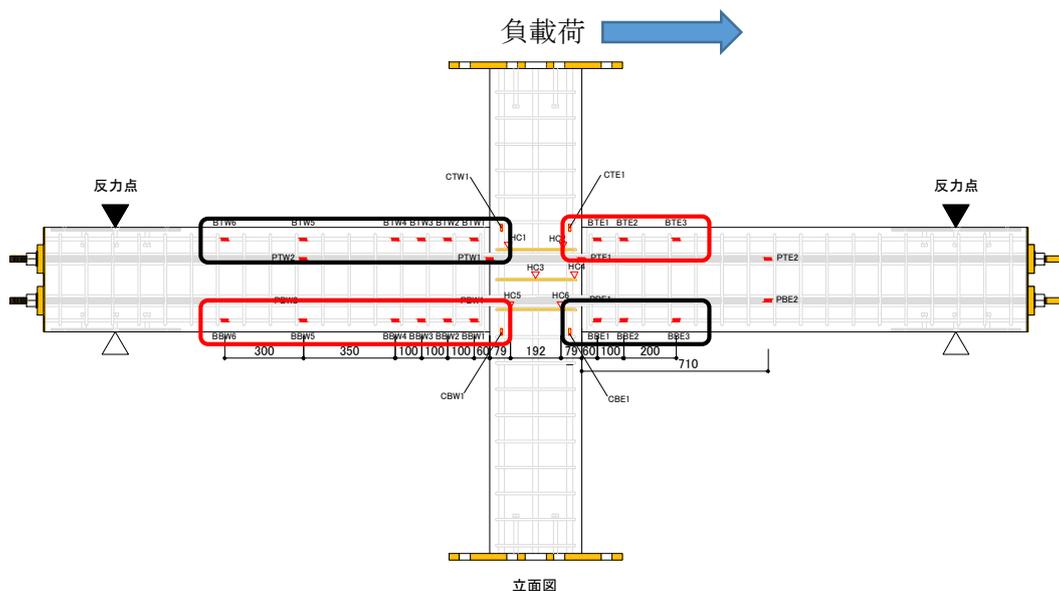
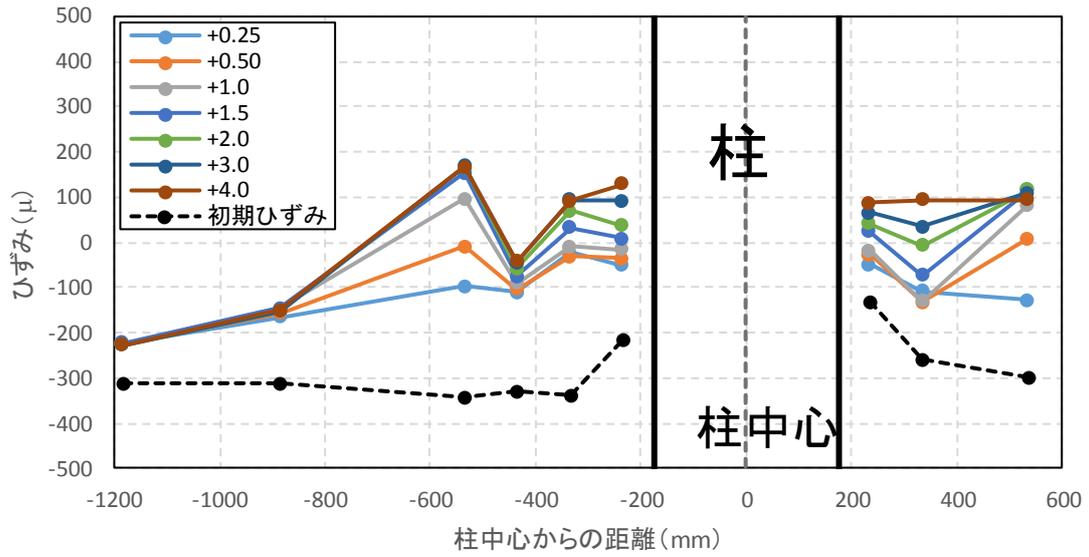
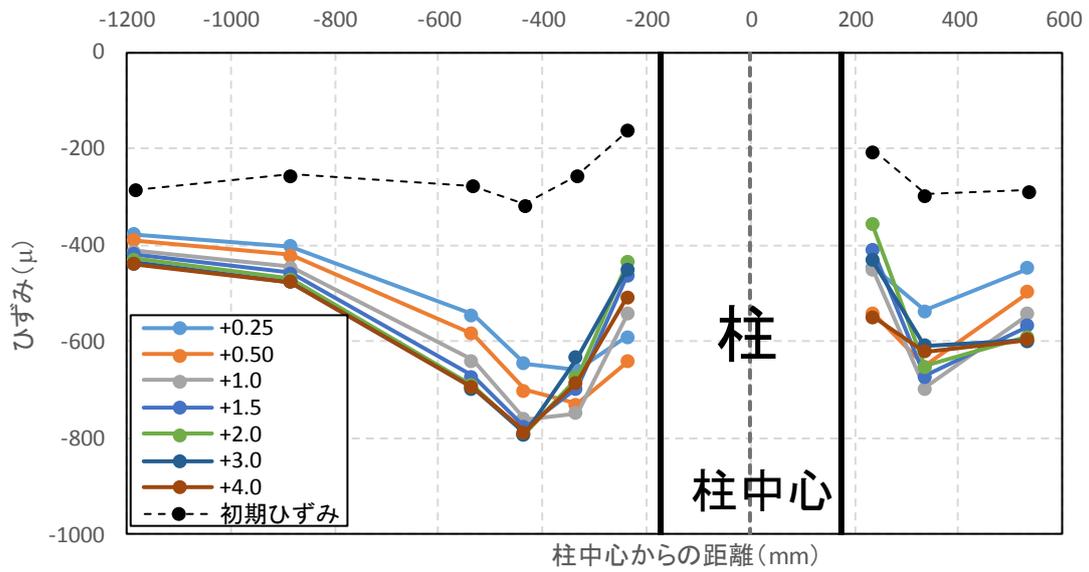


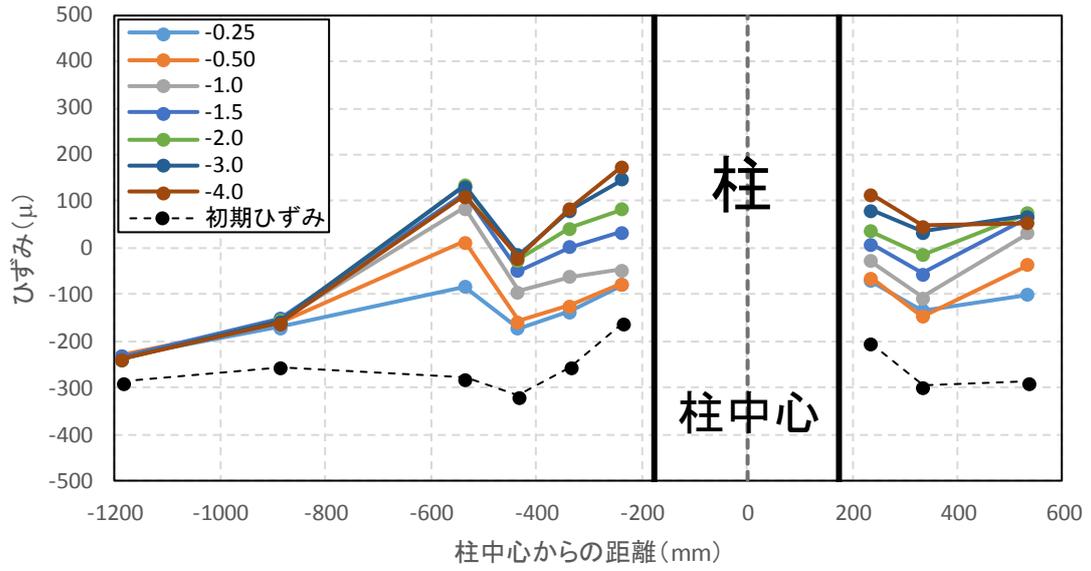
図 3.4-4 (b) : 負荷荷時の圧縮引張状況



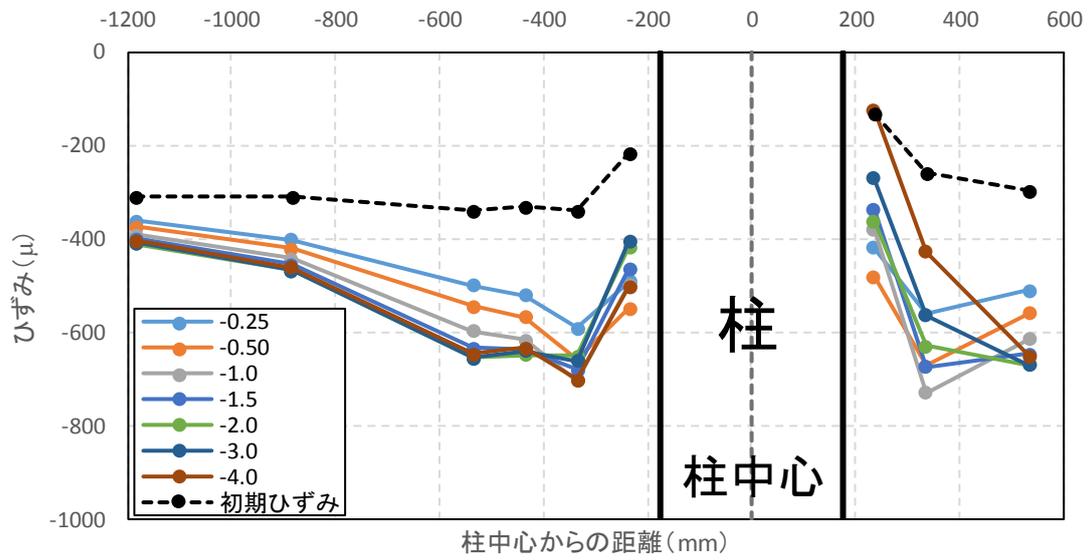
正載荷時引張側



正載荷時圧縮側

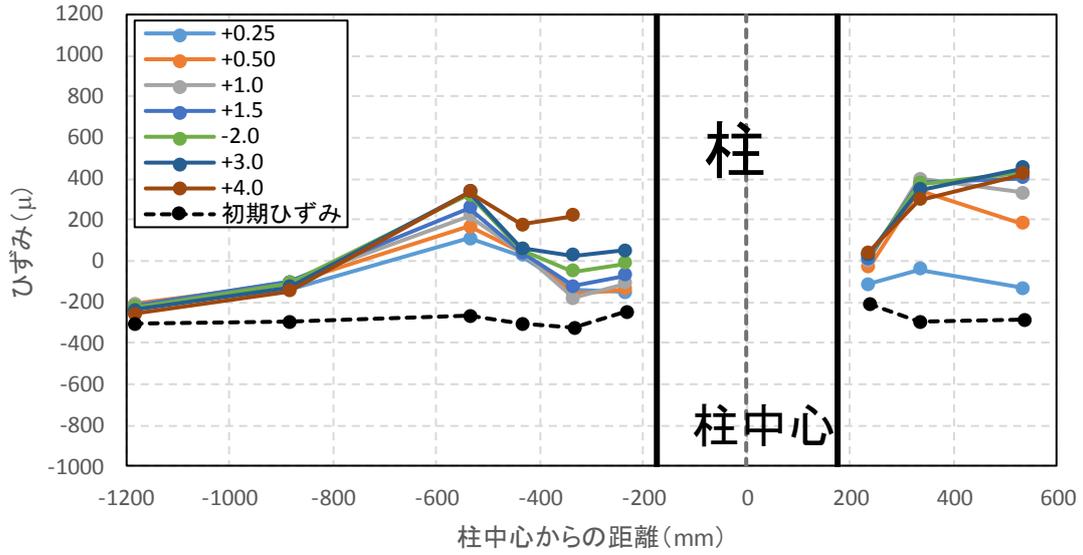


負荷荷時引張側

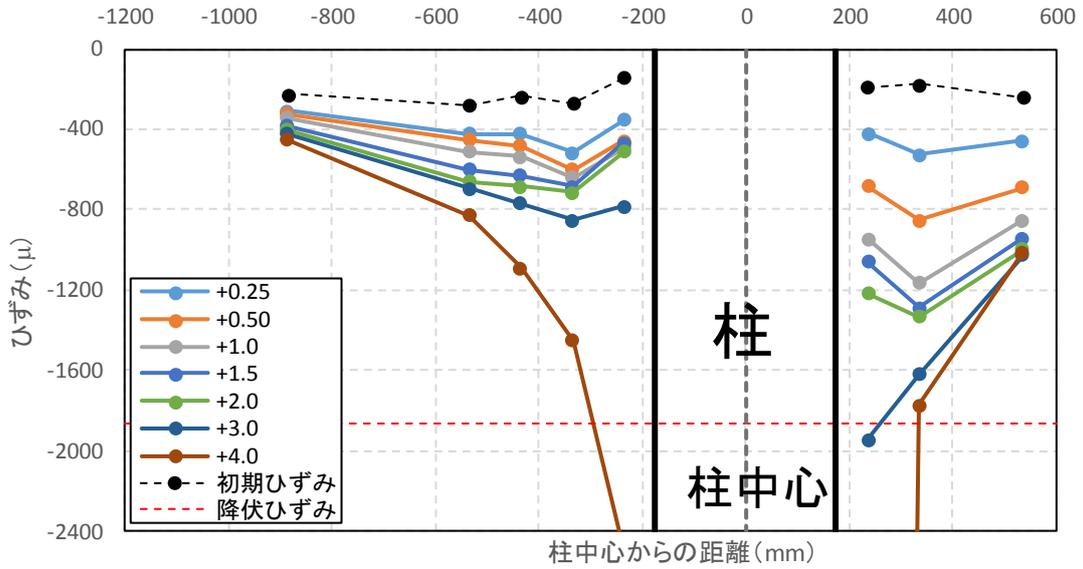


負荷荷時圧縮側

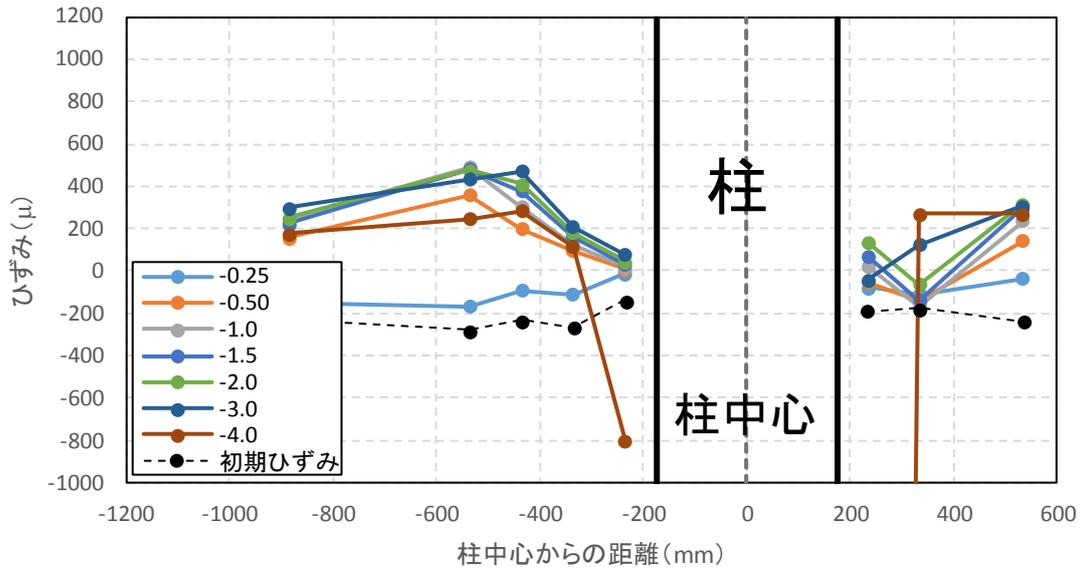
図 3.4-5 (a) 試験体 PCJ13



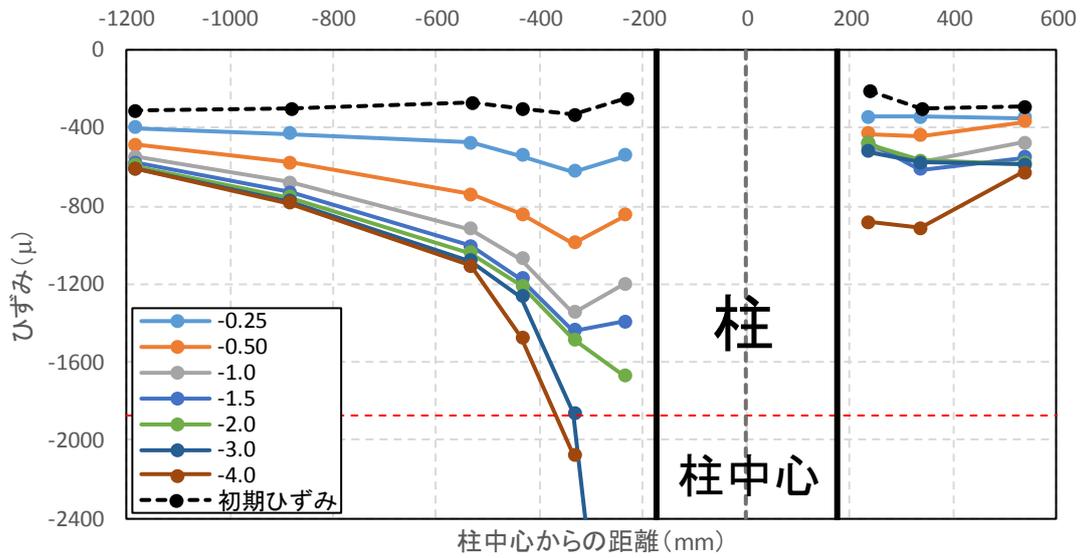
正載荷時引張側



正載荷時圧縮側

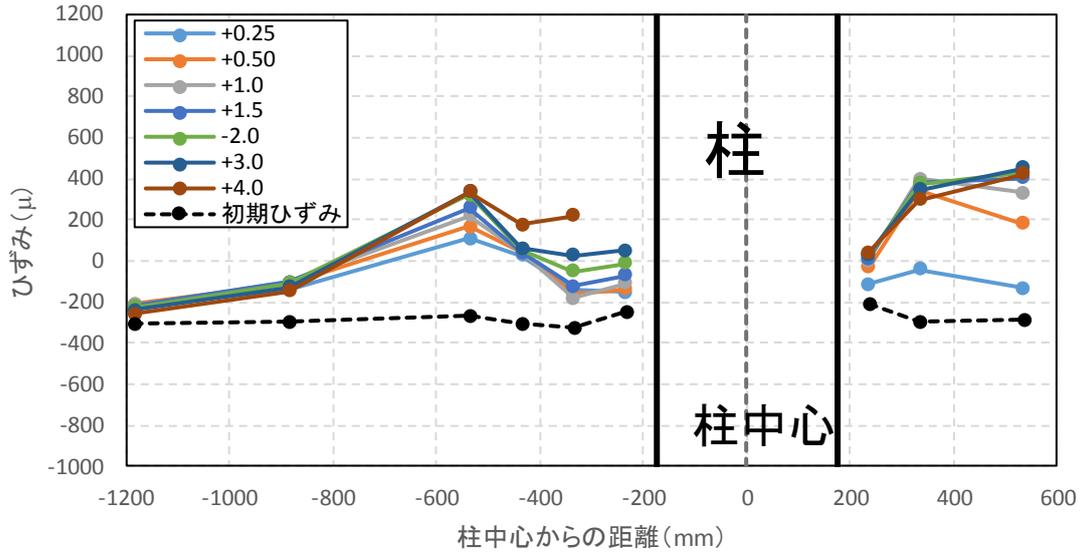


負荷荷時引張側

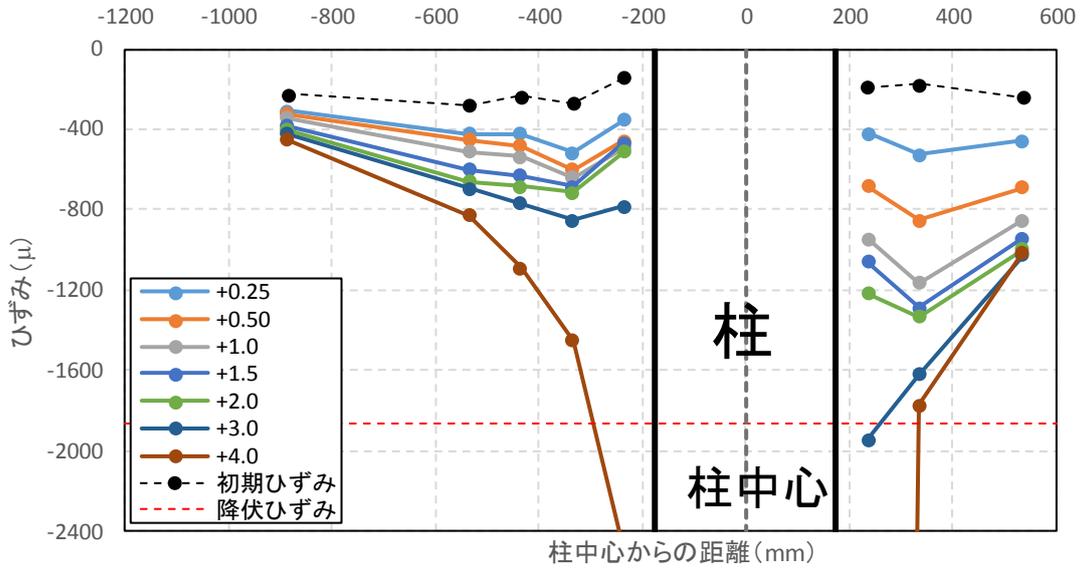


負荷荷時圧縮側

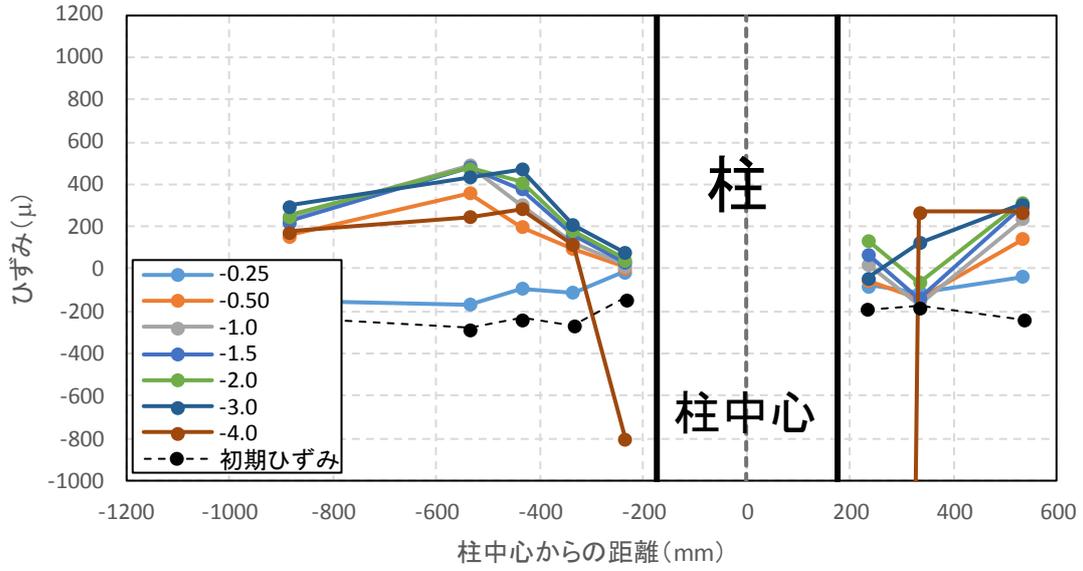
図 3.4-5 (b) 試験体 PCJ14



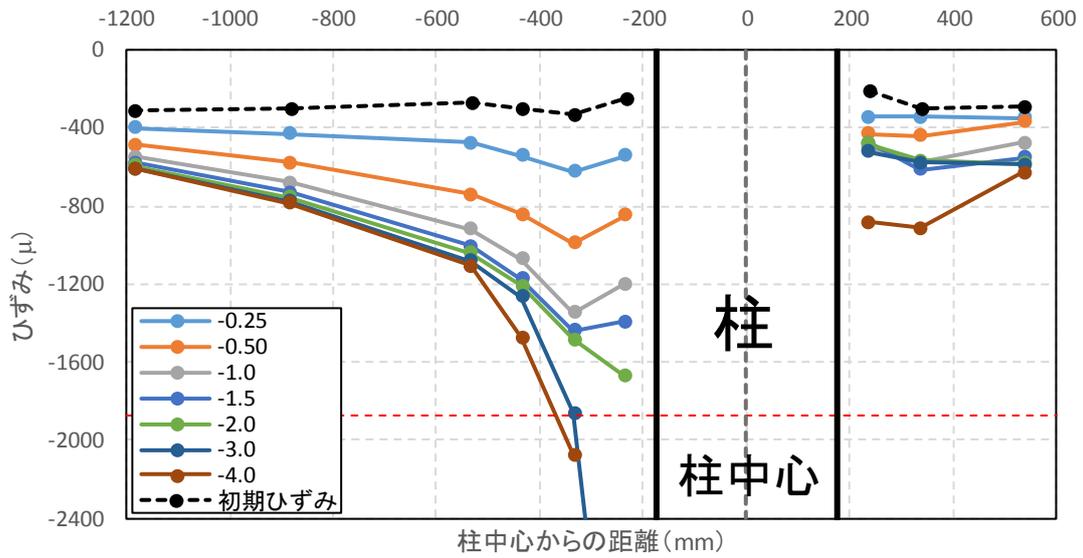
正載荷時引張側



正載荷時圧縮側



負荷荷時引張側



負荷荷時圧縮側

図 3.4-5 (c) 試験体 PCJ15

図 3.4-5 梁ひずみ分布

## 3.5 破壊モード

試験体の破壊モードを特定するにあたり以下の点に着目して判断した。

- ・最終的なひび割れ状況
- ・層せん断力-層間変形角関係
- ・変形成分の割合

### ○試験体 PCJ13

最終的なひび割れ状況は柱にひび割れが殆ど発生せず梁にひび割れが集中し、特に梁圧着接合面における損傷が激しくなった。最大層せん断力以降に PC 鋼材が降伏したことや、梁の変形が最も支配的になったことから、破壊モードは梁曲げ破壊と判断した。

### ○試験体 PCJ14

最終的なひび割れ状況は柱に比べ梁にひび割れが集中し、特に梁圧着接合面における損傷が激しくなった。最大層せん断力以降に梁圧着接合面に損傷が集中したことや、梁の変形が最も支配的になったことから、破壊モードは梁曲げ破壊と判断した。

### ○試験体 PCJ15

最終的なひび割れ状況は柱に比べ梁にひび割れが集中し、特に梁圧着接合面における損傷が激しくなった。梁上端のスラブの損傷状況や最大耐力以降梁圧着接合面に損傷が集中したことや、最大耐力付近でのスラブ筋の破断、梁の変形が最も支配的になったことから、破壊モードは梁曲げ破壊と判断した。

### 3.6 試験体 PCJ13 西梁の最大耐力非対称について

試験体 PCJ13 西梁における正負荷サイクルの梁の最大せん断力それぞれに大差 (20KN 程度) が発見された。それについてロードセルの具合を検討した。検討方法は試験体に取り付けた変位計及びひずみゲージにより求めた梁せん断力とロードセルで計測した梁せん断力との比較である。平面十字形試験体の梁危険断面において、梁スパンは一定、コンクリートの圧縮合力と PC 鋼材の引張合力と等しいことを前提とした場合、応力間距離は梁のせん断力への影響を検討する必要がある。

- ① コンクリートの圧縮合力位置：コンクリート材料試験の応力-ひずみ関係 (図 3.6-1) を用い、最大応力時の合力位置の比率を求め、最大耐力時の中立軸との積は中立軸からコンクリートの合力位置までの距離とした。

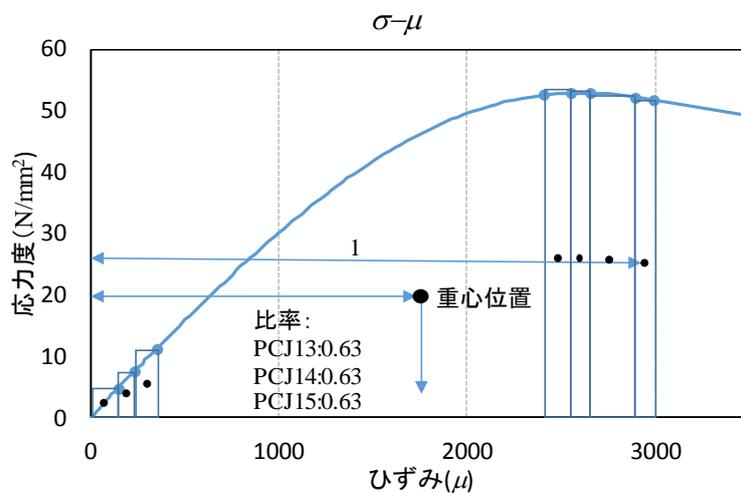


図 3.6-1：最大応力時の重心比率

- ② 中立軸位置：西梁では、梁の上下面それぞれ 1 個、南面 3 個計 5 個の変位計 (梁危険断面から 50mm) の最大耐力時変位を抽出し、その近似直線より中立軸を求めた (図 3.6-2)。

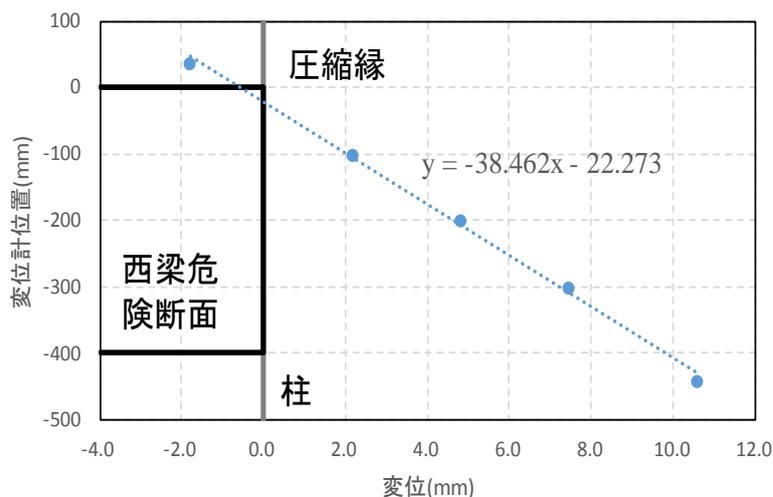


図 3.6-2：PCJ13 西梁の正荷最大層せん断力時

東梁では、梁の上下面それぞれ 1 個の変位計を用い、上記の方法で中立軸を求めた。

表 3.6-1 に西梁, 表 3.6-2 に東梁の最大耐力時梁せん断力の計算結果を示した (コンクリートブロック係数を用い, 計算した結果はの表 3.6-3,4 に示す)。

表 3.6-1 : 西梁せん断力計算結果

正載荷(西梁)				負載荷(西梁)			
	PCJ13	PCJ14	PCJ15		PCJ13	PCJ14	PCJ15
西梁上50変位(mm)	-1.8	-1.6	-1.9	西梁下50変位(mm)	-1.2	-2.4	-2.1
西梁横50変位-1(mm)	2.2	0.8	1.6	西梁横50変位-3(mm)	0.6	0.3	0.0
西梁横50変位-2(mm)	4.8	2.4	4.1	西梁横50変位-2(mm)	2.5	2.7	2.1
西梁横50変位-3(mm)	7.4	4.3	6.8	西梁横50変位-1(mm)	4.5	5.4	4.4
西梁下50変位(mm)	10.6	6.4	10.1	西梁上50変位(mm)	8.1	10.3	9.3
中立軸(mm) <sup>*1</sup>	22.3	52.7	34.8	中立軸(mm) <sup>*1</sup>	53.3	76.4	87.2
圧縮縁からコンクリート合力位置(mm) <sup>*2</sup>	8.2	19.5	12.9	圧縮縁からコンクリート合力位置(mm) <sup>*2</sup>	19.7	28.3	32.3
Tpc1(KN) <sup>*3</sup>	231	388	404	Tpc1(KN) <sup>*3</sup>	229	414	415
Tpc2(KN) <sup>*3</sup>	232	393	417	Tpc2(KN) <sup>*3</sup>	227	413	405
PC鋼材合力位置(mm)	200.2	200.5	201.3	PC鋼材合力位置(mm)	199.6	199.9	199.0
応力間距離(mm)	191.9	181.0	188.4	スラブ筋合力(KN)	X		
モーメント(KN・m)	88.9	141.4	154.7	引張合力位置(mm)			
梁せん断力(KN)	62.4	99.2	108.5	応力間距離(mm)	179.9	171.6	174.2
実験値(KN)	67.0	95.3	97.0	モーメント(KN・m)	82.1	141.9	155.5
				梁せん断力(KN)	57.6	99.6	109.1
				実験値(KN)	47.0	89.0	118.0

\*1: 五つの変位計データの近似直線より中立軸を求めた  
 \*2: コンクリート材料試験より合力重心比率を求めた  
 \*3: 鉄筋材料試験より

表 3.6-2 : 東梁せん断力計算結果

正載荷(東梁)				負載荷(東梁)				
	PCJ13	PCJ14	PCJ15		PCJ13	PCJ14	PCJ15	
東梁下50変位(mm)	-1.8	-1.4	-2.1	東梁上50変位(mm)	-1.3	-2.6	-1.8	
東梁上50変位(mm)	10.4	6.3	9.0	東梁下50変位(mm)	8.1	10.2	10.0	
中立軸(mm) <sup>*1</sup>	27.6	42.3	52.2	中立軸(mm) <sup>*1</sup>	22.7	53.0	36.0	
圧縮縁からコンクリート合力位置(mm) <sup>*2</sup>	10.2	15.7	19.3	圧縮縁からコンクリート合力位置(mm) <sup>*2</sup>	8.4	19.6	13.3	
Tpc1(KN) <sup>*3</sup>	231	388	404	Tpc1(KN) <sup>*3</sup>	229	414	415	
Tpc2(KN) <sup>*3</sup>	232	393	417	Tpc2(KN) <sup>*3</sup>	227	413	405	
PC鋼材合力位置(mm)	200.2	200.5	201.3	PC鋼材合力位置(mm)	199.6	199.9	199.0	
スラブ筋合力(KN)	X			72.6	応力間距離(mm)	191.2	180.3	185.7
引張合力位置(mm)				208.5	モーメント(KN・m)	87.2	149.1	152.3
応力間距離(mm)	190.0	184.9	189.2	梁せん断力(KN)	61.2	104.6	106.9	
モーメント(KN・m)	88.0	144.4	169.0	実験値(KN)	60.3	89.0	94.7	
梁せん断力(KN)	61.7	101.3	118.6					
実験値(KN)	54.1	96.2	121.7					

\*1: 二つの変位計データの近似直線より中立軸を求めた  
 \*2: コンクリート材料試験より合力重心比率を求めた  
 \*3: 鉄筋材料試験より

表 3.6-3 : 西梁せん断力計算結果

正載荷(西梁)				負載荷(西梁)			
	PCJ13	PCJ14	PCJ15		PCJ13	PCJ14	PCJ15
コンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> )	53.1	49.4	53.0	コンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> )	53.1	49.4	53.0
コンクリートブロック係数k1	0.67	0.7	0.67	コンクリートブロック係数k1	0.67	0.7	0.67
中立軸(mm) <sup>*1</sup>	61.2	106.3	108.8	中立軸(mm) <sup>*1</sup>	60.3	112.5	108.7
圧縮縁からコンクリート合力位置(mm) <sup>*2</sup>	22.7	39.3	40.3	圧縮縁からコンクリート合力位置(mm) <sup>*2</sup>	22.3	41.6	40.2
Tpc1(KN) <sup>*3</sup>	231	388	404	Tpc1(KN) <sup>*3</sup>	229	414	415
Tpc2(KN) <sup>*3</sup>	232	393	417	Tpc2(KN) <sup>*3</sup>	227	413	405
PC鋼材合力位置(mm)	200.2	200.5	201.3	PC鋼材合力位置(mm)	199.6	199.9	199.0
応力間距離(mm)	177.5	161.2	161.0	スラブ筋合力(KN)	X		
モーメント(KN・m)	82.2	125.9	132.2	引張合力位置(mm)			
梁せん断力(KN)	57.7	88.3	92.8	応力間距離(mm)	177.3	158.3	166.2
実験値(KN)	67.0	95.3	97.0	モーメント(KN・m)	80.9	130.9	148.4
				梁せん断力(KN)	56.7	91.8	104.1
				実験値(KN)	47.0	89.0	118.0

\*1: 五つの変位計データの近似直線より中立軸を求めた  
 \*2: コンクリート材料試験より合力重心比率を求めた  
 \*3: 鉄筋材料試験より

表 3.6-4 : 東梁せん断力計算結果

正載荷(東梁)				負載荷(東梁)			
	PCJ13	PCJ14	PCJ15		PCJ13	PCJ14	PCJ15
コンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> )	53.1	49.4	53.0	コンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> )	53.1	49.4	53.0
コンクリートブロック係数k1	0.67	0.7	0.67	コンクリートブロック係数k1	0.67	0.7	0.67
中立軸(mm)*1	61.2	106.3	108.8	中立軸(mm)*1	60.3	112.5	108.7
圧縮縁からコンクリート合力位置(mm)*2	22.7	39.3	40.3	圧縮縁からコンクリート合力位置(mm)*2	22.3	41.6	40.2
Tpc1(KN)*3	231	388	404	Tpc1(KN)*3	229	414	415
Tpc2(KN)*3	232	393	417	Tpc2(KN)*3	227	413	405
PC鋼材合力位置(mm)	200.2	200.5	201.3	PC鋼材合力位置(mm)	199.6	199.9	199.0
スラブ筋合力(KN)	X			72.6	177.3	158.3	158.8
引張合力位置(mm)				208.5	80.9	130.9	130.2
応力間距離	177.5	161.2	168.2	モーメント(KN・m)	56.7	91.8	91.4
モーメント(KN・m)	82.2	125.9	150.3	実験値(KN)	60.3	89.0	94.7
梁せん断力(KN)	57.7	88.3	105.5	*1:二つの変位計より中立軸を求めた			
実験値(KN)	54.1	96.2	121.7	*2:コンクリート材料試験より合力重心比率を求めた			
				*3:鉄筋材料試験より			

西梁せん断力の計算結果を見ると、負載荷時 PCJ13 試験体を除き梁せん断力の計算結果は実験値と 1 割程度の差があったがほぼ評価できたと考える。東梁のせん断力は、中立軸の誤差（南面変位計は取り付けてなかったため）より全試験体の梁せん断力計算結果は実験値とほぼ 1 割程度の差があった。今回の実験では、試験体 PCJ13 と 15 の端治具及びロードセルは同様なものを使用したため、計算結果より機械の問題が無いと考えられる。

水平ジャッキと鉛直ジャッキ水平成分より足した和は表の中の計測値とし、梁端部に取り付けた治具より水平力へ変換した東西層せん断力は実験値とした。全試験体それぞれの比較結果を表 3.6-5~7 にまとめる。

表 3.6-5 : 試験体 PCJ13

PCJ13				
サイクル	計測ステップ	加力状況	実験値KN	計測値KN
0.25%	9	除荷	-2.88	-8.48
	30	ピーク (正)	53.22	56.39
	43	除荷	-1.61	-9.44
	63	ピーク (負)	-45.34	-55.55
0.5%	159	除荷	1.36	0.05
	193	ピーク (正)	58.48	59.96
	215	除荷	-0.25	-9.31
	242	ピーク (負)	-51.19	-61.23
1.0%	383	除荷	0.00	2.67
	425	ピーク (正)	64.49	67.84
	473	除荷	0.34	-8.49
	510	ピーク (負)	-56.95	-67.42
1.5%	685	除荷	-1.19	-6.42
	719	ピーク (正)	67.12	71.00
	760	除荷	0.08	-8.41
	795	ピーク (負)	-59.07	-68.93
2.0%	949	除荷	-0.76	-2.72
	976	ピーク (正)	68.31	72.21
	1007	除荷	0.34	-9.35
	1038	ピーク (負)	-60.68	-72.45

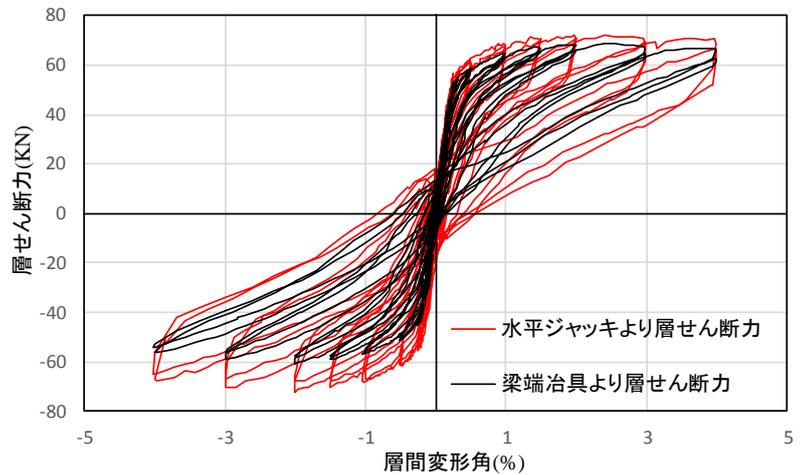


表 3.6-6 : 試験体 PCJ14

PCJ14				
サイクル	計測ステップ	加力状況	実験値KN	計測値KN
0.25%	14	除荷	0.00	-0.80
	29	ピーク (正)	67.31	74.06
	39	除荷	-0.34	-6.53
	50	ピーク (負)	-59.68	-66.62
0.5%	120	除荷	-0.42	5.96
	141	ピーク (正)	87.32	95.76
	161	除荷	-0.85	-6.91
1.0%	354	除荷	-1.18	4.10
	379	ピーク (正)	99.58	107.45
	407	除荷	-0.25	-6.21
	430	ピーク (負)	-92.46	-100.82
1.5%	565	除荷	0.00	6.96
	584	ピーク (正)	105.26	113.70
	620	除荷	1.95	-4.53
	637	ピーク (負)	-97.71	-105.26
2.0%	797	除荷	-4.32	2.62
	823	ピーク (正)	108.31	116.24
	845	除荷	-3.98	-10.01
	878	ピーク (負)	-99.24	-106.48

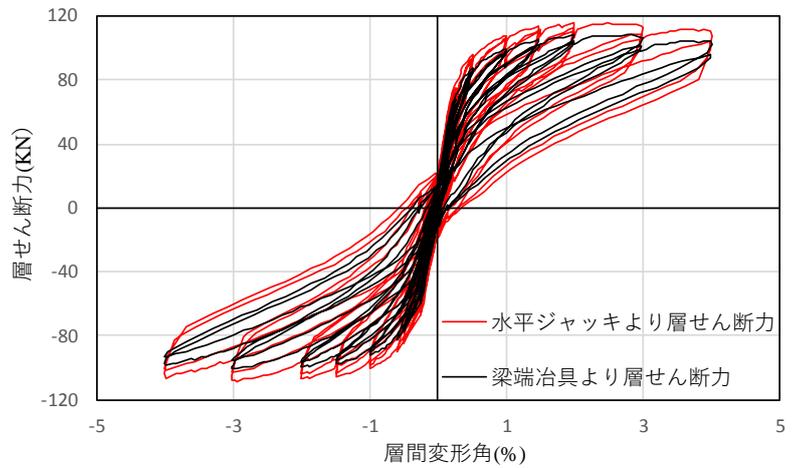
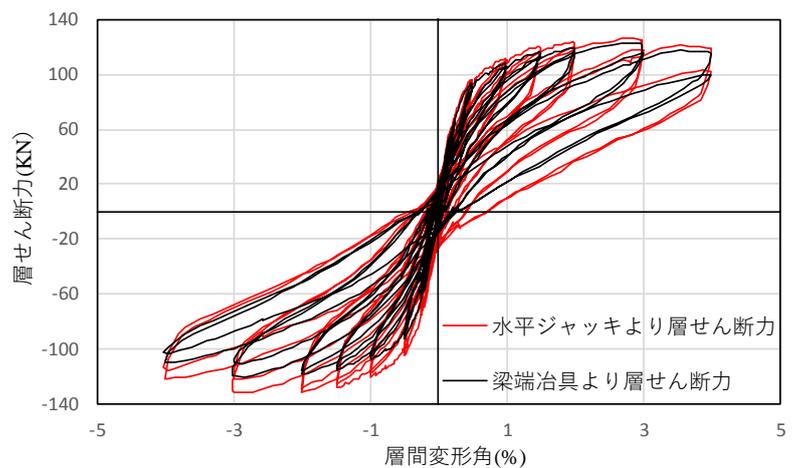


表 3.6-7 : 試験体 PCJ15

PCJ15				
サイクル	計測ステップ	加力状況	実験値KN	計測値KN
0.25%	15	除荷	0.68	-4.35
	40	ピーク (正)	66.61	69.13
	52	除荷	-0.34	-10.89
	70	ピーク (負)	-63.99	-76.02
0.5%	154	除荷	3.64	0.89
	178	ピーク (正)	93.39	96.28
	201	除荷	0.08	-9.52
	224	ピーク (負)	-92.29	-105.20
1.0%	340	除荷	6.78	5.50
	374	ピーク (正)	108.65	111.93
	401	除荷	-0.76	-10.88
	434	ピーク (負)	-108.14	-121.26
1.5%	548	除荷	0.00	1.51
	578	ピーク (正)	116.53	121.14
	607	除荷	0.00	-8.21
	636	ピーク (負)	-115.77	-128.44
2.0%	784	除荷	0.00	2.15
	810	ピーク (正)	119.67	123.83
	835	除荷	0.08	-11.48
	859	ピーク (負)	-118.56	-131.34



上記の表により、正載荷時（黄，グラフの第一象限）においては、全試験体と共に実験値と計測値がほぼ同じであるが、負載荷時（緑，グラフの第三象限）の場合は、計測値が実験値より 1 割程度大きかった。

以上の検討結果より、PCJ13 の西梁において、梁端治具及びロードセルの問題は無いと考えられる。試験体 PCJ13 正負載荷時の西梁せん断力の不等問題は未だ不明である。

## 第4章 実験結果Ⅱ 梁部材の耐震性能

### 4.1 スラブの協力幅

#### (1) スラブ筋の応力度分布

スラブを取り付けた試験体 PCJ15 を対象に、スラブ筋が梁および架構の曲げ耐力に与える影響を調べるため、スラブの協力幅（等価協力幅）を検討した。本検討では、梁危険断面位置のスラブ筋に貼付したひずみゲージのデータ（図 4-1-1 参照）に対応する応力度を算出し、その応力度に基づき梁曲げ耐力に寄与する等価なスラブ幅を算定することでスラブの協力幅を評価する。この際、スラブ筋の応力度-ひずみ関係はバイリニアとし、そのヤング係数および降伏応力度は材料試験結果から得られた値を用いた。また、スラブ筋のひずみが引張降伏ひずみを超えてからは、その応力度を降伏応力度と見なした。

これらの方法により算出したスラブ筋の応力度をひずみゲージを貼付したスラブ筋の位置（赤色のスラブ筋）と併せ図 4-1-2 に示す。同図は正載荷時および負載荷時に引張側となるスラブ筋の応力度算出結果を平均したものであり、その横軸にひずみゲージの貼付位置を、縦軸に応力度をそれぞれ表す。両試験体共に層間変形角の増加に伴いスラブ筋の応力度も増加する傾向を示した。また、梁部材に最も近く配筋したスラブ筋の応力度が外側のスラブ筋に比べ早く降伏応力度に到達し、これは梁部材に近く位置するスラブ筋の方が、より梁と協力して曲げ抵抗したことに起因する。

#### (2) スラブの等価協力幅

図 4-1-2 のスラブ筋の応力度算出結果および式 (4.1-1) [4.1-1] に基づき、スラブの協力幅 ( $b_a$ ) を算定する。ここでは同式のように引張側となるスラブ（正載荷時：東側，負載荷時：西側）を対象とし、全スラブ筋が降伏した時に対し、実験から得られた梁危険断面位置におけるスラブ筋応力の合計が占める割合として等価協力幅 ( $b_a$ ) を評価した。また、 $A_{t,ef}$  は有効スラブ筋量で、式 (4.1-2) より算定する。なお、ひずみゲージを貼付していないスラブ筋の応力度（図 4-1-1 の黒色のスラブ筋）については、隣接する両側スラブ筋の応力度を直線補間し算術平均することとした。

両試験体におけるスラブの協力幅の算定結果を図 4-1-3 に示す。同図の横軸は梁部材角を、その縦軸はスラブの等価協力幅をそれぞれ表す。試験体 PCJ15 のスラブの協力幅は、梁部材角  $R_b=0.15\%$  時に梁スパンの 0.1 倍を超え、最大層せん断力以前に全幅に達した。

・スラブの等価協力幅の算出方法

$$b_a = \{A_{t,ef} / (p_t \cdot t)\} / 2 \quad (\text{式 4.1-1})$$

$$A_{t,ef} = \sum_{i=1}^n (\sigma_i \cdot A_t) / \sigma_y \quad (\text{式 4.1-2})$$

ここに、

$b_a$  : スラブの協力幅 (等価協力幅) (mm)

$A_{t,ef}$  : 有効スラブ筋量 (mm<sup>2</sup>)

$p_t$  : スラブ筋比 (スラブ筋の総断面積 / スラブの総断面積)

$t$  : スラブ厚 (mm)

$\sigma_i$  : 各スラブ筋の応力度 (応力度算出結果を利用) (N/mm<sup>2</sup>)

$n$  : スラブ筋の総本数 (14 本)

$A_t$  : スラブ筋 1 本の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : スラブ筋の降伏応力度 (材料試験結果を利用) (N/mm<sup>2</sup>)

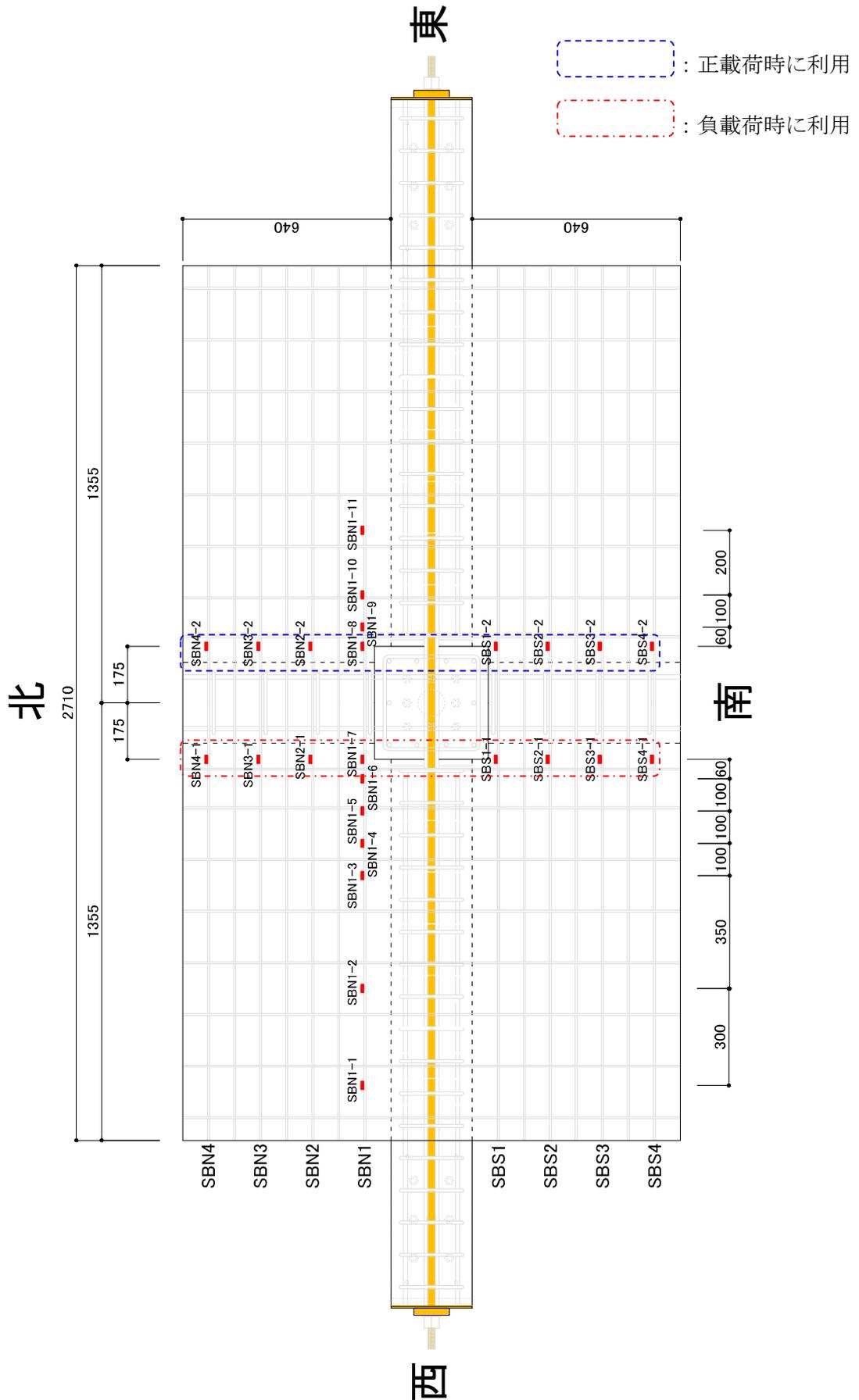
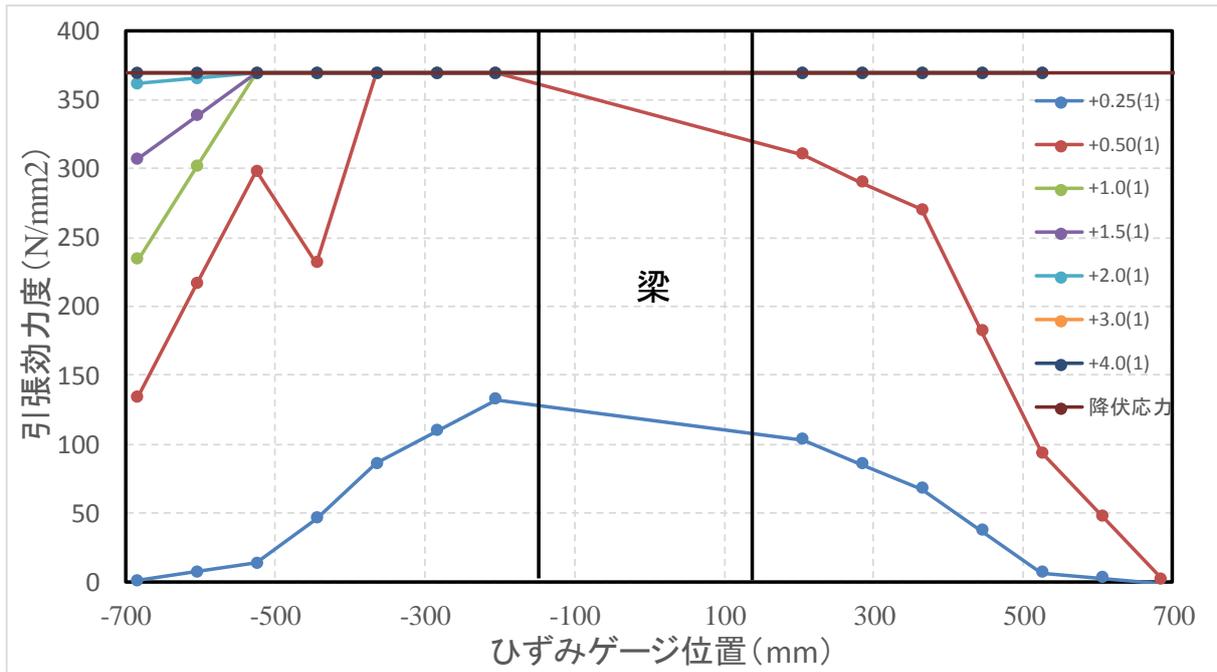


図 4.1-1 協力幅算定に用いたスラブ筋のひずみゲージ

正載荷時東梁におけるスラブ筋の応力状況



負載荷時西梁におけるスラブ筋の応力状況

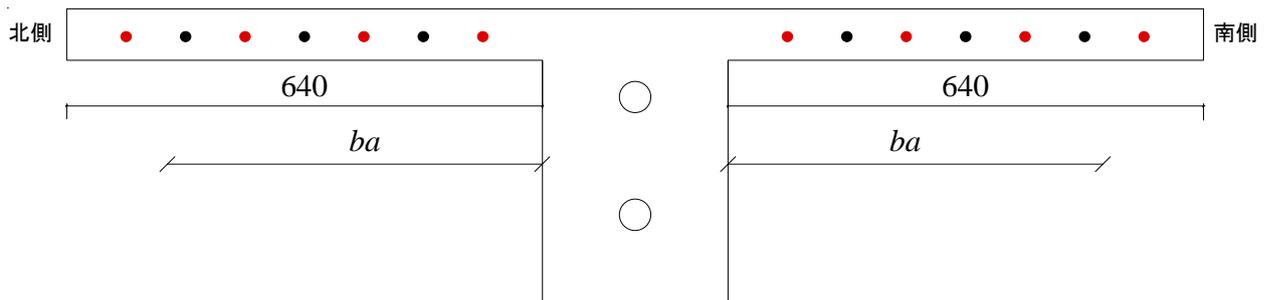
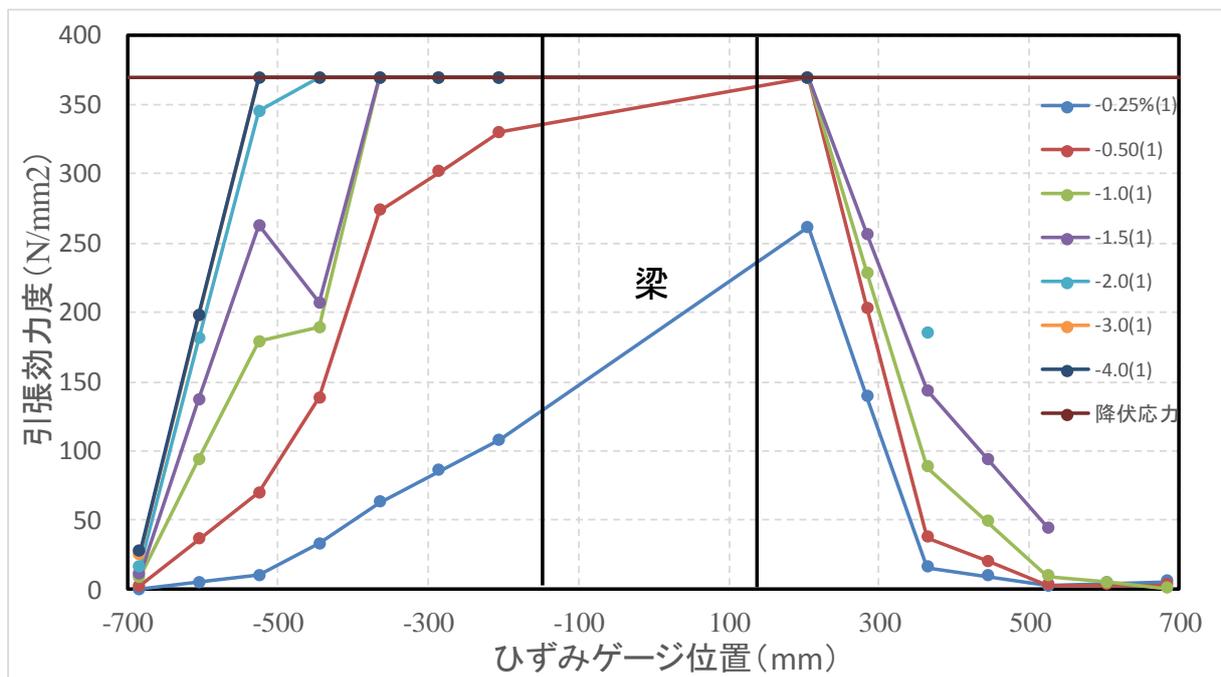


図 4.1-2 スラブ筋のひずみゲージ位置および応力度算出結果

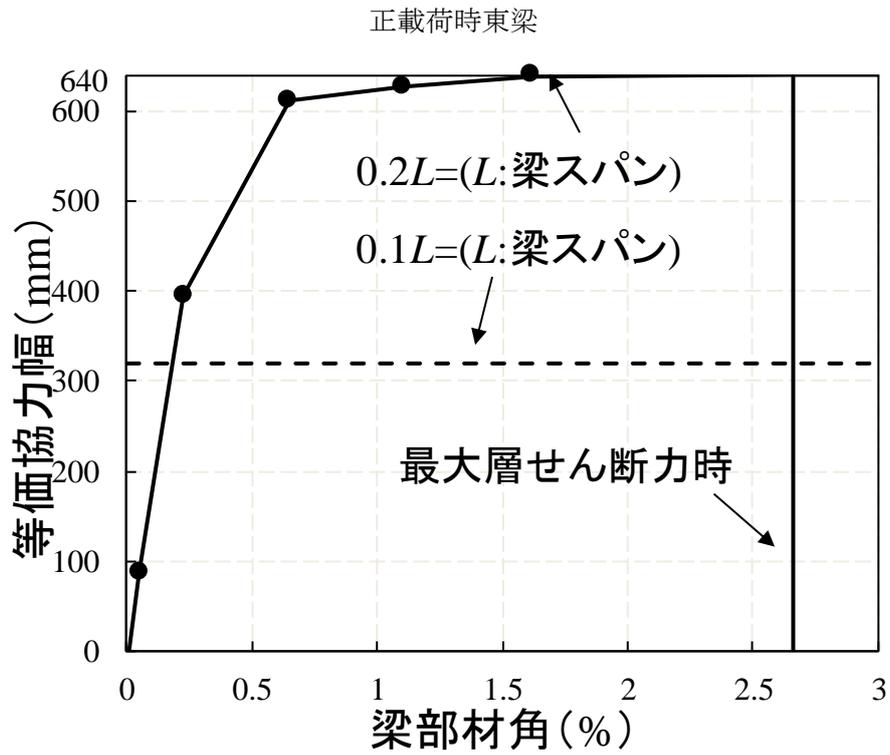


図 4.1-3 スラブの協力幅の算定結果

### 4.1.1 参考文献

[4.1-1] 島哲也, 北山和宏, 遠藤俊貴: 梁曲げ破壊型のスラブ付きプレストレスト鉄筋コンクリート骨組の耐震性能と各種限界状態の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.727-732, 2014.7

## 4.2 残留変形率

残留変形率  $r$  [4-1]の実験値は、図 4.1-3 に示すように以下の式を用いて求めた。

$$r = \frac{|R_r^+| + |R_r^-|}{|R_p^+| + |R_p^-|}$$

ここで、 $R_p^+$ ,  $R_p^-$  : 正側と負側のピーク時梁部材角

$R_r^+$ ,  $R_r^-$  : 正側と負側の残留梁部材角

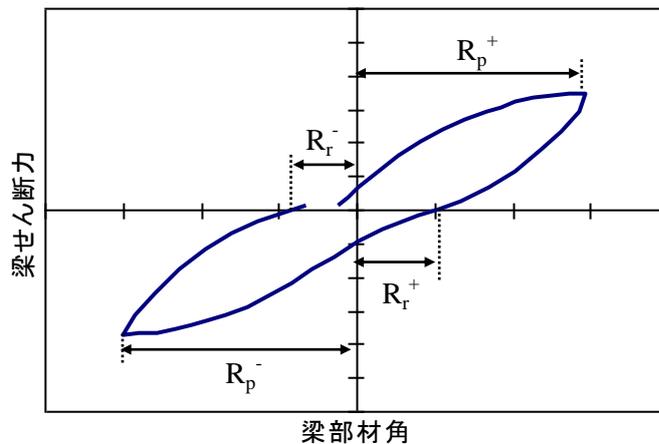


図 4.2-1 残留変形率—梁部材角関係

図 4.2-2 に西梁部材の残留変形率 ( $r_b$ ) —梁部材角 ( $R_b$ ) 関係を示す。平面試験体 PCJ13 と PCJ14 では、正負ピーク時梁部材角の和に対する正負梁残留部材角の和の比を、立体試験体 PCJ15 では上端と下端引張時それぞれの残留梁部材角をピーク時梁部材角で除した値を  $r_b$  とした。鋼材係数 0.09 の平面試験体 PCJ13 は鋼材係数 0.17 の平面試験体 PCJ14 より、PC 鋼材が早期に弾性限界 ( $R_b=0.87\%$ ) に至り、最大梁せん断力後に PC 鋼材が降伏したことから、試験体 PCJ14 より  $r_b$  が大きくなる傾向を示した。また、立体試験体 PCJ15 の上端引張時にはばらつきが見られた小変形時を除き、スラブ筋の全降伏 ( $R_b=1.6\%$ ) と共に  $r_b$  が増大し、下端引張時の  $r_b$  より大きくなった。最大層せん断力時の  $r_b$  (図 4.2-2 の△印) は試験体 PCJ13 で 0.11, 試験体 PCJ14 で 0.05 となり、試験体 PCJ15 の下端と上端引張時にはそれぞれ 0.05 と 0.22 であった。

図 4.2-2 の破線は既往研究の提案式(4.2-1)[4.2-1]による梁部材の残留変形角 ( $R_r$ ) を残留変形率 ( $r_b = R_r/R_p$ ,  $R_p$  の定義は後述) に直した値である。同図より、鋼材係数 0.17 の試験体 PCJ14 及び PCJ15 の下端引張時の小変形時においては推定値と実験値が対応しないが、梁変形の増加に伴い推定値が実験結果を概ね評価できた。一方、試験体 PCJ15 の上端引張時はスラブ筋が降伏したこと、鋼材係数の小さい試験体 PCJ13 では PC 鋼材が早期に弾性限界を超えることで  $r_b$  の推定値と実験値は殆ど対応せず、実験結果を過小評価した。

$$R_r = 0.3(1.1 - \lambda_t) \cdot (R_p \times 100)^{(3+\lambda_t)/2} / 100 \quad (4.2-1)$$

ここで、 $R_p$ は経験最大部材角であり、 $\lambda_t$ はプレストレス率（終局曲げ強度のPC鋼材負担分／終局曲げ強度の鋼材負担分）とし平面試験体及び立体試験体 PCJ15 の下端引張時の $\lambda$ は1，スラブ付きの立体試験体 PCJ15 の上端引張時には0.93である。

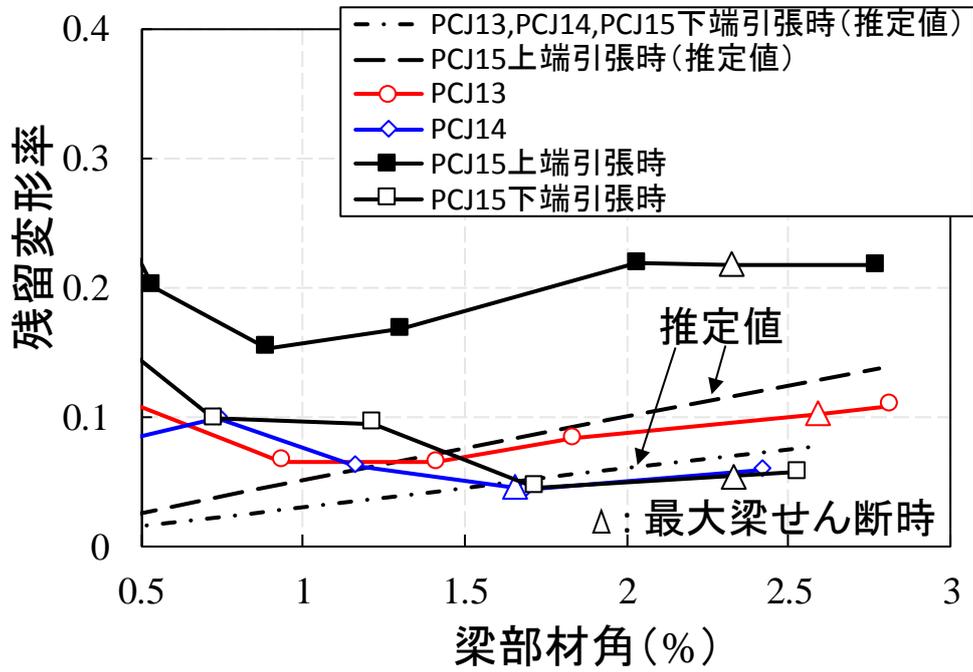


図 4.2-2 梁部材の残留変形率－梁部材角関係

### 4.2.1 参考文献

4.2-1 日本建築学会：プレストレスコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015

## 4.3 残留目開き幅

### 4.3.1 残留目開き幅の測定方法

図4.3-1に示す危険断面から50mmに設置した上下2つの変位計を用い、除荷時の両変位計が直線補間した引張縁の幅を残留目開き幅とする。

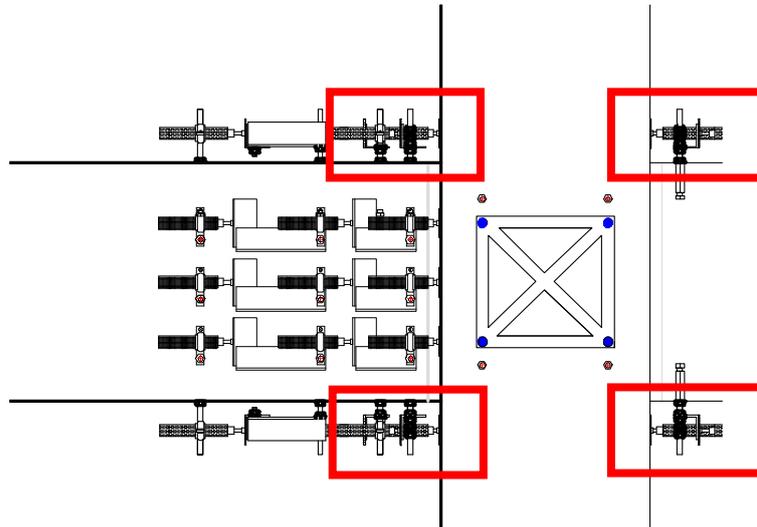


図 4.3-1 変位計位置

### 4.3.2 残留目開き幅まとめ

図4.3-2に梁部材の最大残留目開き幅 ( $w_{max}$ ) - 梁部材角関係を示す。図4.3-1に示す梁危険断面近傍（柱面及び梁面からそれぞれ50mm, 40mm）に設置した変位計の出力を用い、両変位計測定値を直線補間した時の引張縁変位を  $w_{max}$  とした。鋼材係数の変化による  $w_{max}$  への影響は梁部材の残留変形率への影響（図4.2.2に参照）とほぼ同様な傾向を示し、スラブを有する立体試験体 PCJ15 の上端引張時の  $w_{max}$  が最も大きかった。最大層せん断力時の  $w_{max}$ （図4.3-2の△印）は、平面試験体 PCJ13 の PC 鋼材が早期に弾性限界を超え、平面試験体 PCJ14 より大きくなり、 $w_{max}$  はそれぞれ 1mm と 0.15mm である。立体試験体 PCJ15 の  $w_{max}$  は下端引張時で 0.5mm, 上端引張時で 2.0mm となった。この違いの理由は、下端引張時にはスラブ全幅に圧縮力が分散されたこと、上端引張時にはスラブ筋が降伏および破断したことに起因する。

図4.3-3にクラックスケールを用いて、除荷時に計測した残留目開き幅を示す。変位計により計測結果とほぼ対応できる。

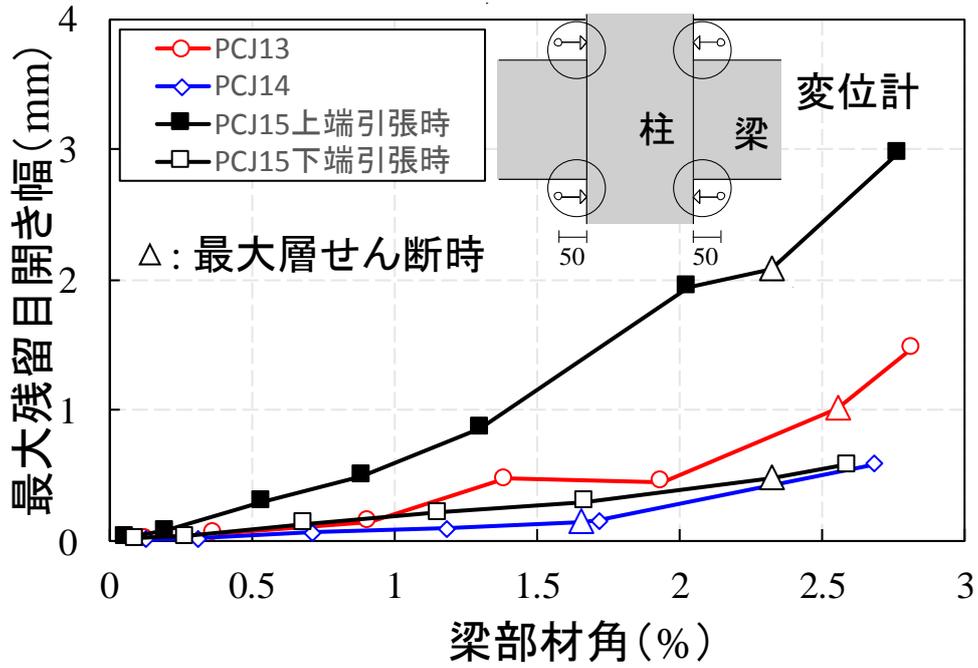


図 4.3-2 (a) 西梁実験結果

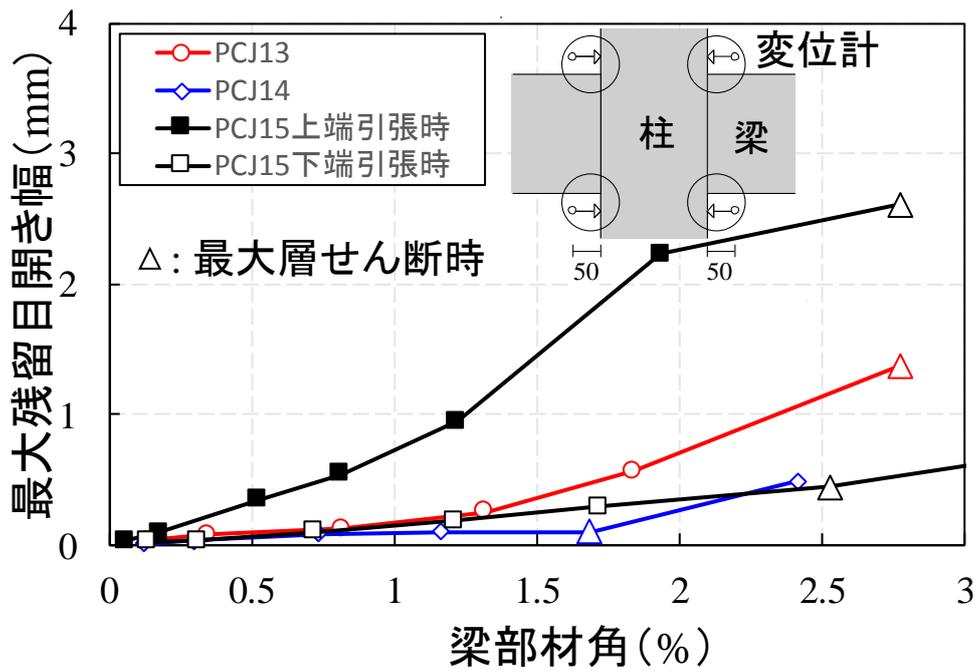


図 4.3-2 (b) 東梁実験結果

図 4.3-2 残留目開き幅－梁部材角関係

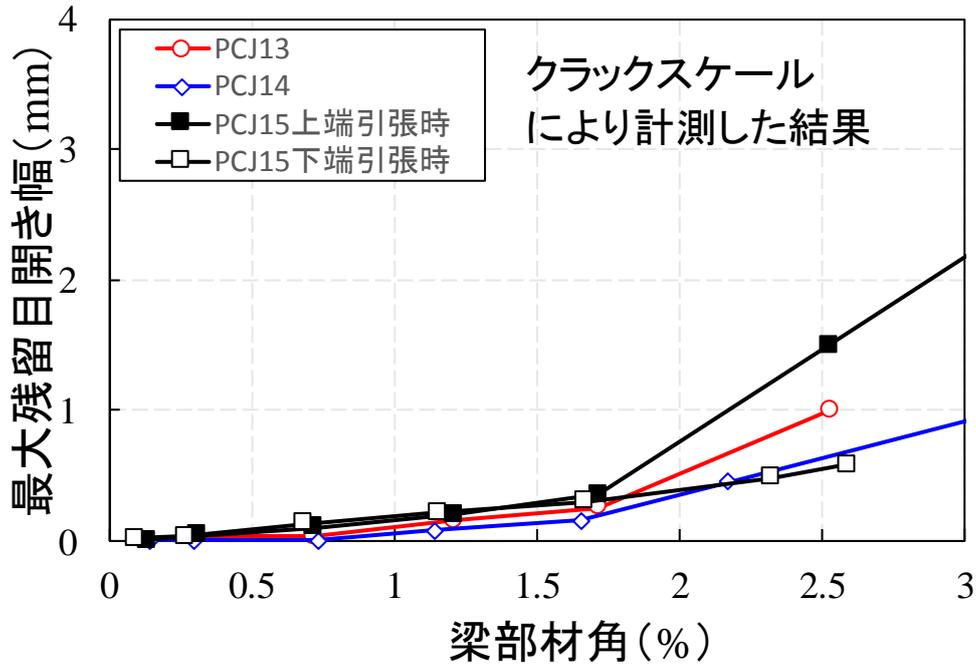


図 4.3-3 (a) 西梁実験結果

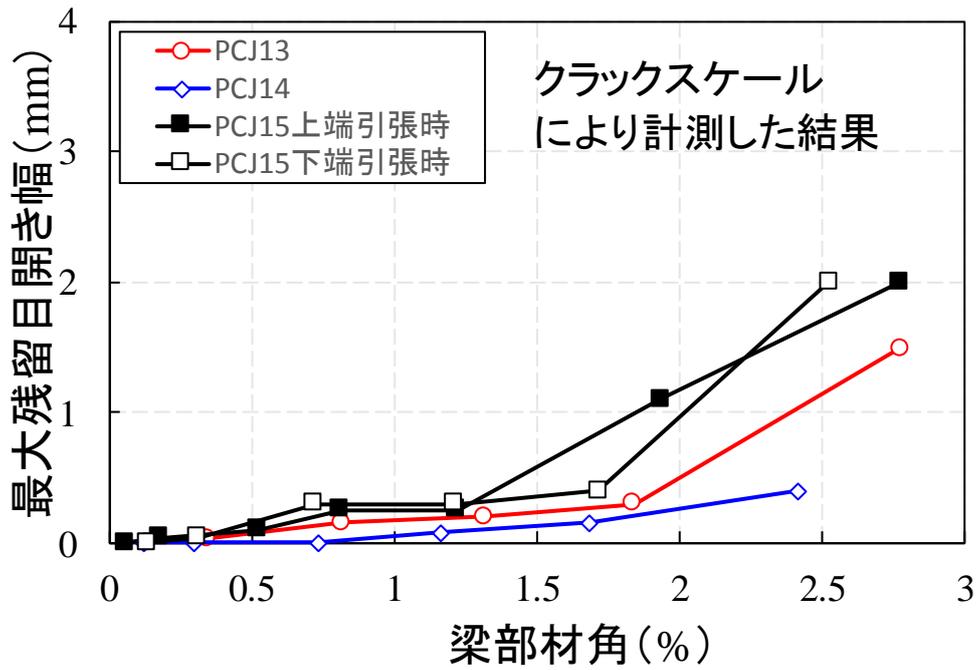


図 4.3-3 (b) 東梁実験結果

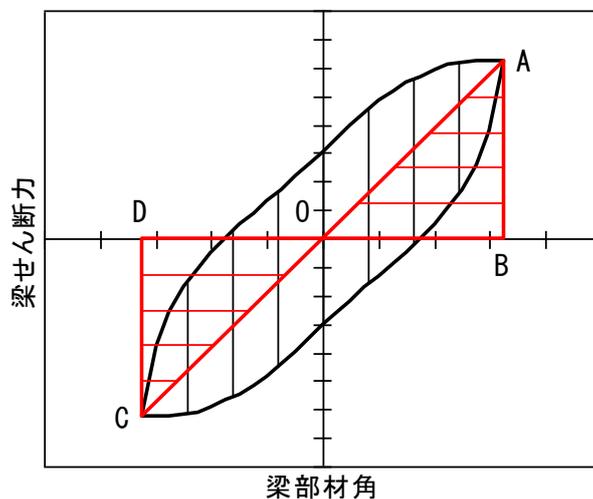
図 4.3-3 残留目開き幅－梁部材角関係

## 4.4 等価粘性減衰定数

平面試験体 PCJ13 及び PCJ14 の等価粘性減衰定数  $h_{eq}$ [4.4.1]は図 4.4-1 に示すように梁せん断力-梁部材角関係における同一変形での繰り返し载荷時の2回目のループより以下の式を用いて求めた。立体試験体 PCJ15 では上端と下端引張時で  $Q_b-R_b$ 関係のループ形状が異なるため、1サイクルを上端と下端引張時に分け、それぞれ半サイクルでの  $h_{eq}$ を計算した。

図 4.4-2 に梁部材の等価粘性減衰定数 ( $h_{eq}$ ) - 梁部材角関係を示す。平面試験体 PCJ13 及び PCJ14 の  $h_{eq}$  は約 5%とほぼ一定の値に留まり、鋼材係数の違いによる影響は見られなかった。一方、立体試験体 PCJ15 の上端引張時には 10%程度と他の試験体より大きくなった。これはスラブ筋の塑性化および下端コンクリートの損傷により梁の残留変形が大きくなったためと考えられる。4.4-2 の破線は鋼材の付着性状とプレストレス率 ( $\lambda$ ) を主要変数とした田島・北山による  $h_{eq}$ の推定値[4.4.1]である。同図の立体試験体 PCJ15 の上端引張時において、推定値の左端が梁の塑性率が 1 ( $R_b=0.55\%$ ) となる時点であり、これは梁の復元力特性における接線剛性が初期弾性剛性の 6%以下になったときとした<sup>3)</sup>。なお、同推定法ではアンボンド PCaPC 梁部材で  $\lambda$ が 1 の場合、 $h_{eq}$ の値が一定の値を保つとされている。図 4.4-2 より、 $\lambda$ が 1 の平面試験体 PCJ13, PCJ14 及び立体試験体 PCJ15 の下端引張時では推定値が実験値をほぼ評価できた。しかし、この推定法はスラブ筋の協力効果を考慮しないため、スラブの付く立体試験体 PCJ15 の上端引張時の  $h_{eq}$ の推定値は実験結果を過小評価した。

・ 等価粘性減衰定数  $h_{eq}$



$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{履歴ループの面積}}{\Delta OAB + \Delta OCD}$$

図 4.4-1 等価粘性減衰定数  $h_{eq}$ の算出

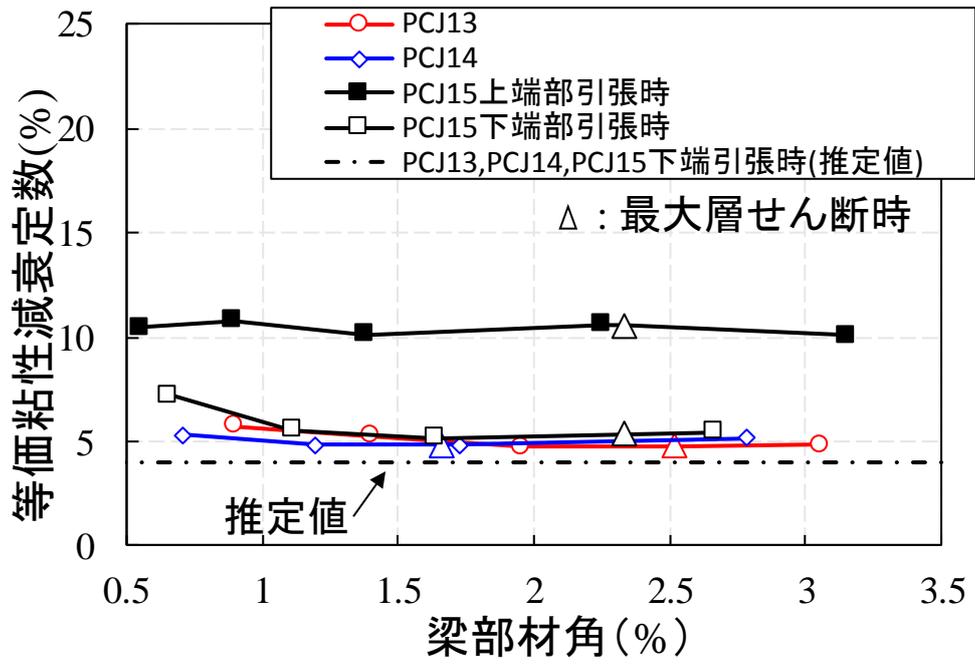


図 4.4-2 等価粘性減衰定数—梁部材角関係

#### 4.4.1 参考文献

[4.4.1] 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015

## 4.5 梁部材の各種限界状態

### 4.5.1 概要

使用限界，修復限界Ⅰ，修復限界Ⅱおよび安全限界を青，緑，橙および赤で色分けし，表4.4-1に梁部材の各種限界状態を規定する損傷状況[4.5.1]を示す。

表4.4-1における全試験体共にPC鋼材の損傷状況は文献[4.4.1]による「付着が悪い」で検討し，梁組み立て筋の損傷状況は検討しない。スラブを有する立体試験体PCJ15のスラブ筋の損傷状況は考慮しない。PC鋼材の「僅かな降伏」[4.4.1]は降伏ひずみ到達時とした。柱面から50mm，梁面から40mm位置の梁上下面に設置した二つの変位計を用い，計測された値を直線補間し，梁圧縮縁の縮み量を検長の50mmで除した値をコンクリートのひずみとして，その値が材料試験による $0.9\sigma_B$  ( $\sigma_B$ :コンクリート圧縮強度)時のひずみを超えた時に使用限界と判断した。コンクリートに材軸方向の圧縮ひび割れが発生した時をかぶりコンクリートの軽い圧壊，かぶりコンクリートの剥落直前までをコアコンクリート部分が健全であると判定し，コアコンクリート圧壊は梁全幅に渡りコンクリートが剥落し梁組み立て筋の表面が見える時とした。文献[4.4.1]を参考に最大強度の85%に強度が低下した時を安全限界と判断した。

平面試験体PCJ13およびPCJ14は上端引張時と下端引張時の各種限界状態を分けて検証した後，早期に生じた方をその試験体の限界状態とする。立体試験体PCJ15は上端引張時と下端引張時に分けて限界状態を検証する。鈴木らの既往試験体[4.5-2]の結果を併せて検討する。

表4.5-1 各種限界状態を規定する損傷状況

限界状態	具体的な損傷の状態							
	プレストレス率 $\lambda$	普通鉄筋	PC鋼材		コンクリート		残留 変形角	残留 ひび割れ幅
			付着が良い	付着が悪い	一般の曲げ部材	その他		
使用限界	1~0.75	僅かな 降伏を許容	弾性範囲	弾性範囲	0.9 $\sigma_B$ 以下	0.75 $\sigma_B$ 以下	ほぼゼロ	0.2mm程度以下
	0.75~0.5		0.2%オフセット 耐力点以下		(14/15 $\lambda$ +0.2) $\sigma_B$ 以下			
	0.5以下	弾性範囲	2/3 $\sigma_B$ 以下					
修復限界Ⅰ	鉄筋降伏を許容		僅かな降伏を許容	弾性範囲	軽微なかぶりコンクリートの圧壊を許容		1/400程度以下	1mm程度以下
修復限界Ⅱ	主筋が座屈しないこと		降伏を許容	僅かな降伏を許容	コアコンクリート部分が健全であること		1/200程度以下	2mm程度以下
安全限界	主筋の破断が生じないこと		破断しないこと	降伏を許容	コアコンクリートに圧壊が生じないこと		部材角の上限値 4%以下	

## 4.5.2 各種限界状態の定義・求め方

## I.スラブ筋

今回の各種限界状態に関する研究では、スラブを有する立体試験体 PCJ15 のスラブ筋の損傷状況は考慮しないが、スラブ筋の協力効果を簡単に示す。スラブ筋の耐力を検討するため平面試験体 PCJ14、立体試験体 PCJ15 の西梁最大耐力を、既往試験体[4.5-2]を併せて下記の表 4.5-3 に示す。鈴木らの既往試験体の諸元は表 4.5-2 に示す。

表 4.5-2 既往試験体の諸元

試験体名		PCJ07	PCJ08	PCJ10
想定破壊モード		梁曲げ圧壊	接合部曲げ破壊（従来は梁曲げ圧壊）	
柱梁曲げ強度比		2.08	1.24	1.17
接合部せん断余裕度		1.3	1.3	1.42
形状		平面十字形		スラブと直交梁付き十字形
スラブ	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	—		80
	厚 (mm)			70
	幅 (mm)			1530
	スラブ筋			D4@80 (SD295A)
直交梁	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	—		35
	断面 (mm)			b×D = 250×400
	主筋			上下共 2-D13 (SD295A)
	あばら筋			□D10@160 (SD295A)
梁	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	80		
	構造形式	PC 圧着		
	プレストレス率 $\lambda$	1.00		
	断面 (mm)	b×D = 250×400 (直交梁の断面寸法も同じ)		
	PC 鋼材	上下共 1- $\phi$ 23 (B種1号) アンボンド		
	主筋 (*: 直交梁の主筋も同じ)	上下共 2-D13 (SD295A)		
	あばら筋 (直交梁)	□D10@100 (SD295A)		
柱	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	35		
	断面 (mm)	b×D = 350×350		
	主筋	8-D22 (SD390)	10-D13 (SD295A)	
	帯筋	□S10@100 (KSS785)		
	計画軸力 (kN) ( $\eta$ : 軸力比)	800 ( $\eta$ : 0.19)		

表 4.5-3 (a) : 2016 年度立体試験体の実験結果

	実験値		梁曲げ終局耐力(略算値)	断面解析		宋さんの式	スラブの 耐力効果	
	上引張	下引張	上引張	上引張	下引張			
東梁 西梁	PCJ14	137.8	126.9	135	126	124.3	122.3	
東梁 西梁	PCJ15	173.5	136.5	158.6	155.5	127.6	-	27% UP
		169.4	138.2					23% UP

単位 : KNm

表 4.5-3 (b) : 既往立体試験体の実験結果

	実験値		梁曲げ終局耐力(略算値)	断面解析		宋さんの式	スラブの 耐力効果	
	上引張	下引張	上引張	上引張	下引張			
東梁 西梁	PCJ08	140.6	130.8	148	136.3	134.5	135	
東梁 西梁	PCJ10	176.7	145.6	170	166.1	139.7	-	21% UP
		169.3	151.1					12% UP

単位 : KNm

試験体 PCJ14 にスラブ・直交梁を付加した立体試験体 PCJ15 では、スラブ筋の存在することにより、上端引張時（スラブ筋が引張っている状態）の最大曲げモーメントは 169.4KN・m で、下端引張時の最大曲げモーメントの 136.5KN・m よりおよそ 24%耐力増強の効果が見られた。立体試験体 PCJ10 では、同配筋の平面試験体 PCJ08 と比べて、最大耐力を 21%程度向上させた。

## Ⅱ.PC 鋼材

### 使用限界・修復限界Ⅰ

材料試験より求めた PC 鋼材の弾性限界ひずみに達した点。

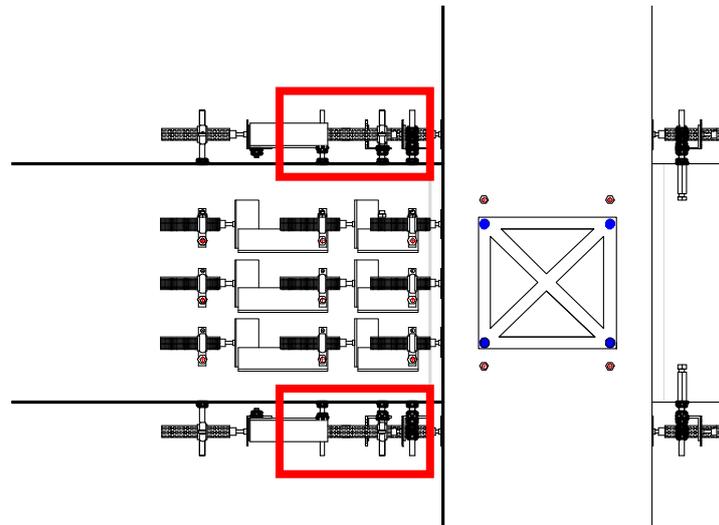
## Ⅲ.コンクリート

### 使用限界

材料試験より求めたコンクリートの「 $0.9\sigma_B$ 」時のひずみに達した点。

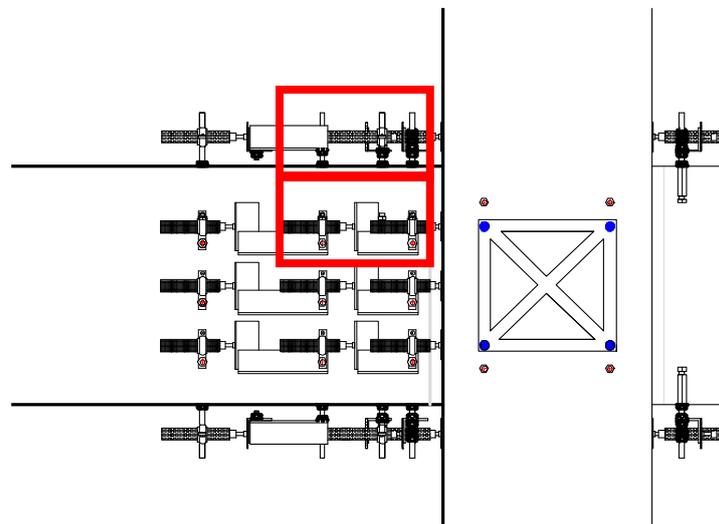
試験体 PCJ13、PCJ14 及び PCJ15 のコンクリート圧縮ひずみの計算法は、下記の①柱面から 50mm、梁面から 40mm 位置の梁上下面に設置した二つの変位計を用い、②危険断面から 50mm に設置した上 1 個変位計と側面 1 個の変位計を用い、計測された値を直線補間し、梁圧縮縁の縮み量を検長の 50mm で除した値をコンクリートのひずみとする。試験体 PCJ13、PCJ14 および PCJ15 の東梁は梁上下面しか変位計を取り付けないため、圧縮縁の圧縮ひずみの計算は上下面の変位計を用いて計算した。

- ① 危険断面から 50mm に設置した上下 2 つの変位計を用い、直線補間した圧縮縁のひずみを圧縮ひずみとする。



変位計位置

- ② 危険断面から 50mm に設置した上 1 個変位計と側面 1 個の変位計を用い、直線補間した圧縮縁のひずみを圧縮ひずみとする。



変位計位置

試験体試験体 PCJ13、PCJ14 および PCJ15 の西梁では上記二つの計算法を用い計算した「コンクリート  $0.9\sigma_b$ 」時の梁部材角の結果は若干な差が生じた。これは梁コンクリート圧縮ひずみの測定法に大きく依存する。コンクリートの圧縮変形を測定する変位計の検長がひずみ値に影響するため、その検長と梁付け根の圧壊領域幅との関係を精査する必要がある。これは今後の課題とする。結果は表 4.5-4 に示す。

表 4.5-4 試験体 13,14,15 西梁のまとめ (①)

各種限界状態要因項目		試験体PCJ13		試験体PCJ14		試験体PCJ15	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏 (降伏)					0.41	
	座屈						
	破断						
PC鋼材	弾性限界	0.62(▲)	0.70(△)	1.61	1.58	1.23	1.72
	僅かな降伏(降伏)	-	3.95	-	-	-	-
コンクリート	$0.9\sigma_b$	0.35(●)	0.25(○)	0.14(●)	0.14(○)	0.13(●)	0.28(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	0.87	0.96	1.16(▲)	1.19(△)	0.81(▲)	1.22(△)
	かぶりコンクリート剥落	3.05	3.04(◇)	2.75(◇)	2.75(◇)	2.14	3.66(◇)
	コアコンクリート圧壊	-	-	-	-	-	-

表 4.5-4 試験体 13,14,15 西梁のまとめ (②)

各種限界状態要因項目		試験体PCJ13		試験体PCJ14		試験体PCJ15	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏 (降伏)					0.41	
	座屈						
	破断						
PC鋼材	弾性限界	0.62(▲)	0.70(△)	1.61	1.58	1.23	1.72
	僅かな降伏(降伏)	-	3.95	-	-	-	-
コンクリート	$0.9\sigma_b$	0.22(●)	0.21(○)	0.14(●)	0.13(○)	0.12(●)	0.21(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	0.87	0.96	1.16(▲)	1.19(△)	0.81(▲)	1.22(△)
	かぶりコンクリート剥落	3.05	3.04(◇)	2.75(◇)	2.75(◇)	2.14	3.66(◇)
	コアコンクリート圧壊	-	-	-	-	-	-

層間変形角 0.25%、0.5%、1.0%、1.5%、2.0% サイクル正載荷ピーク時の変位計計測データを横軸、梁中心から各変位計までの距離を縦軸とし、図 4.5-1 に示す。

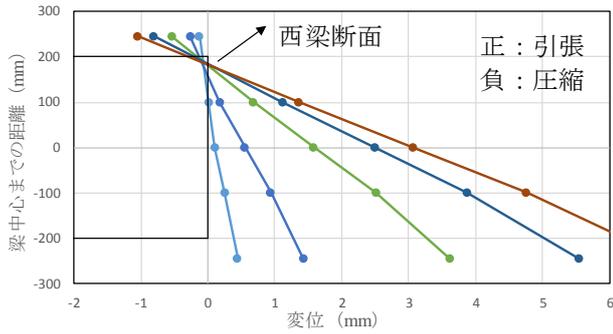


図 4.5-1 の a 試験体 PCJ13

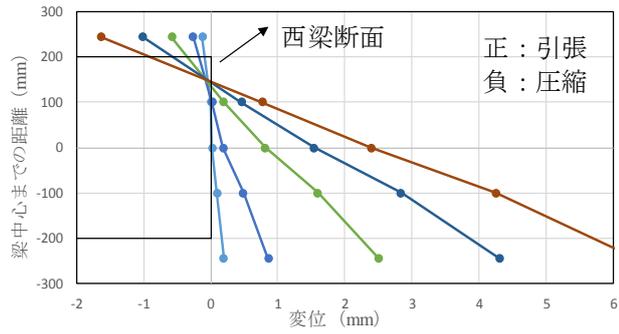


図 4.5-1 の b 試験体 PCJ14

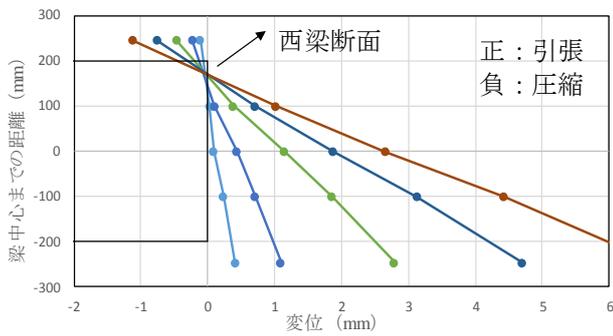
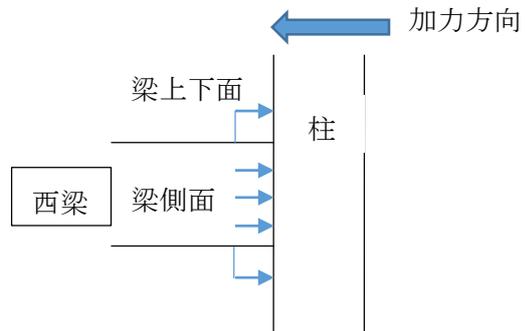
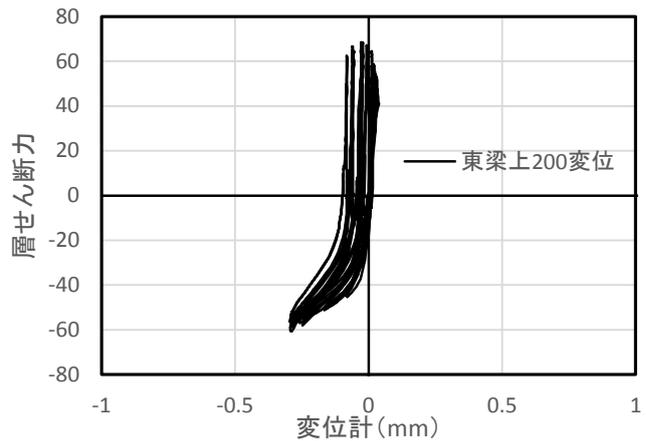
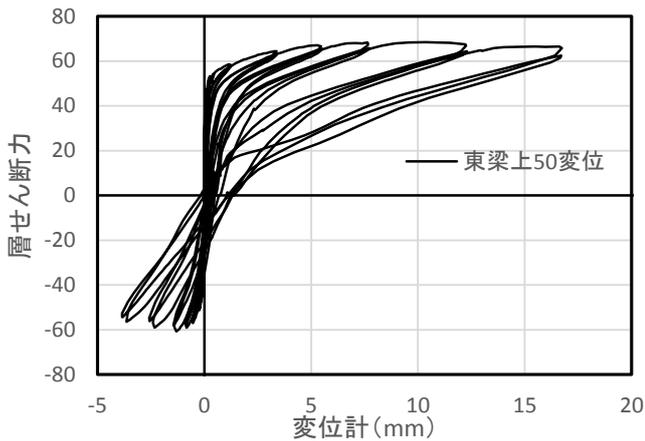
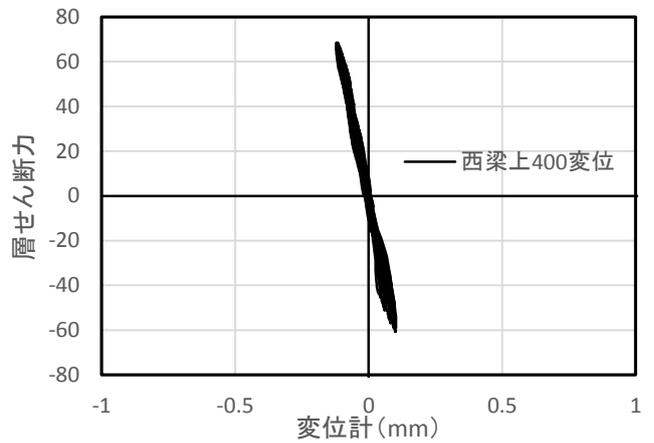
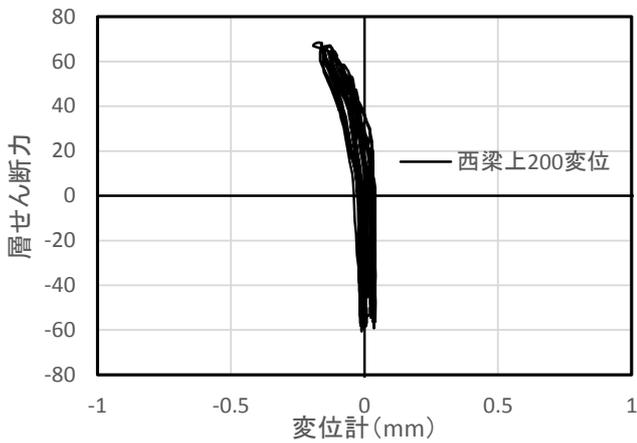
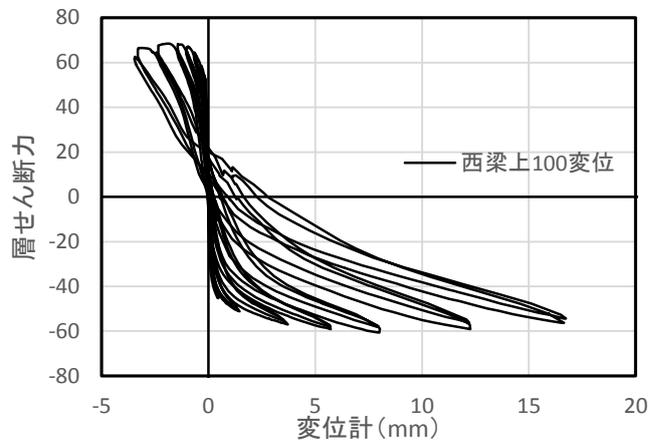
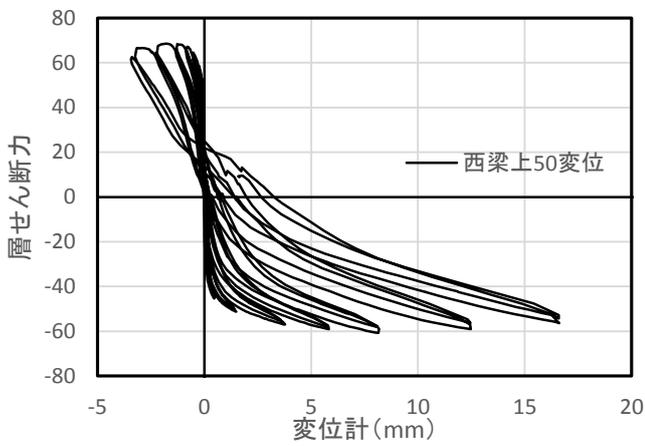
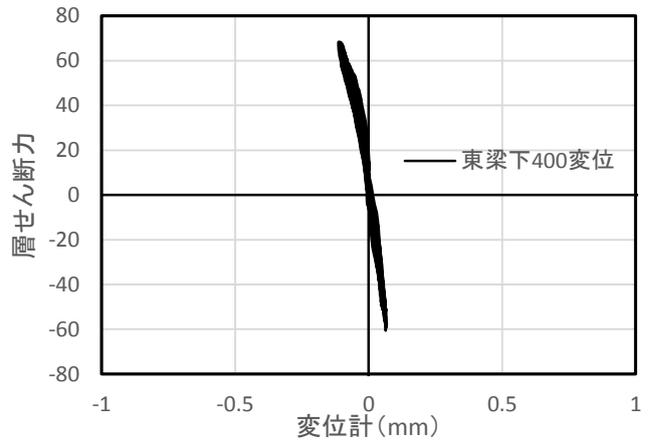
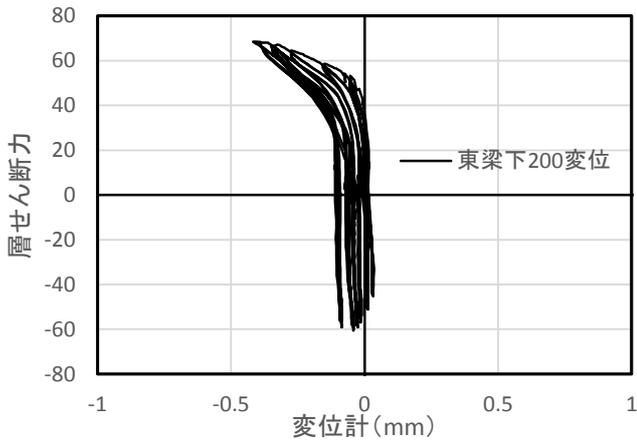
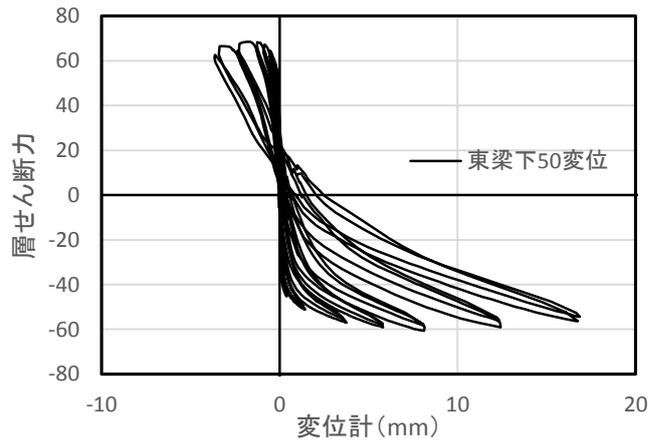
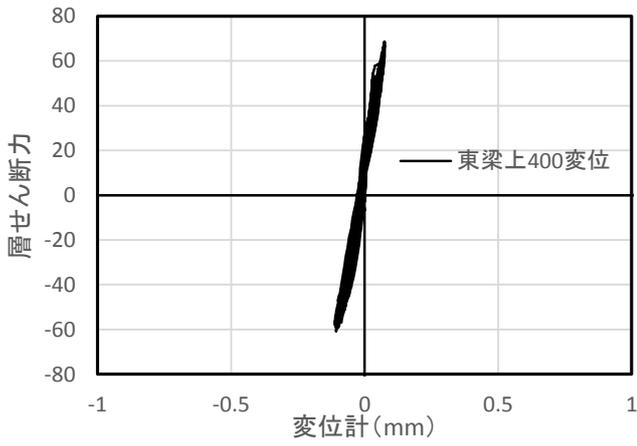


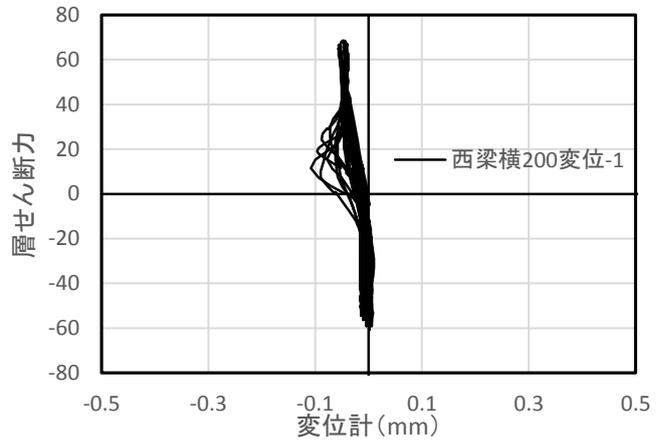
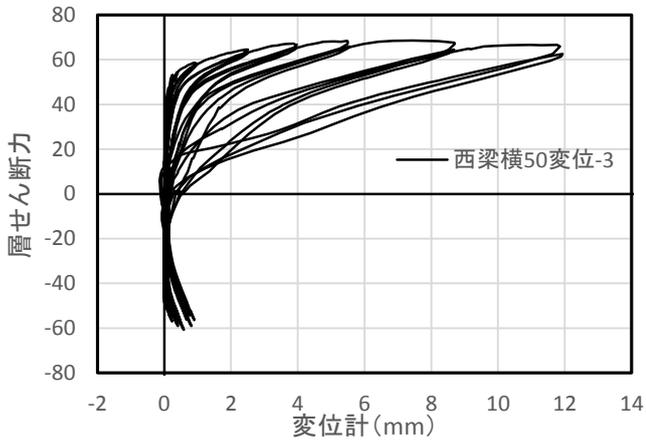
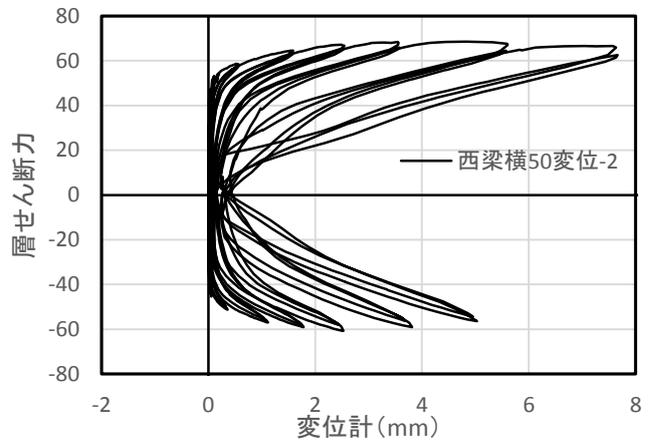
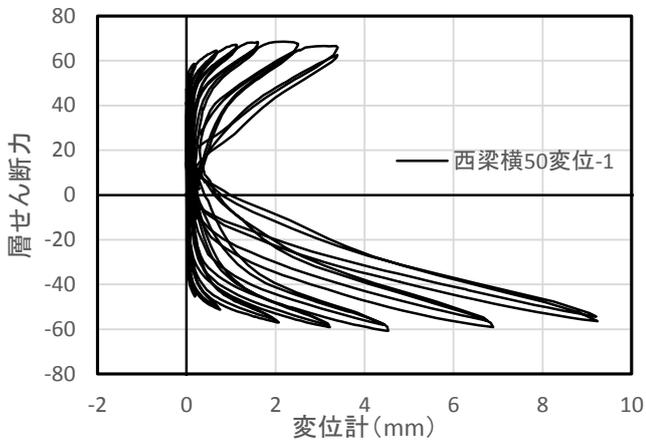
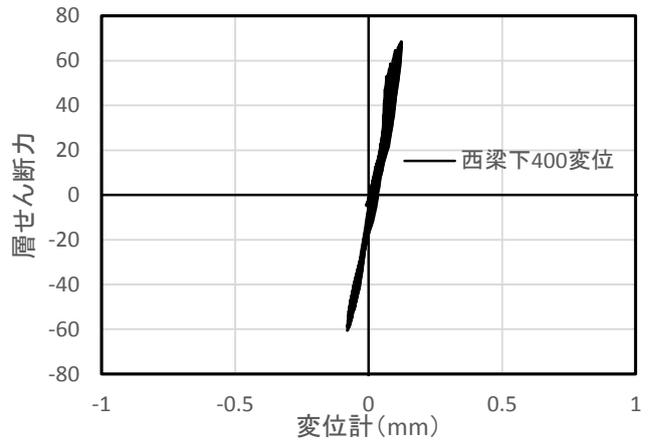
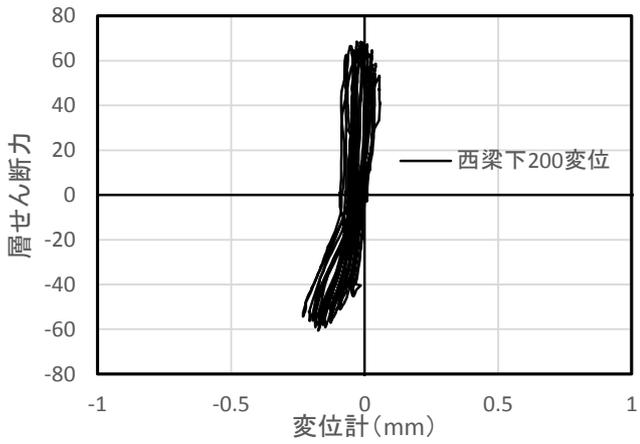
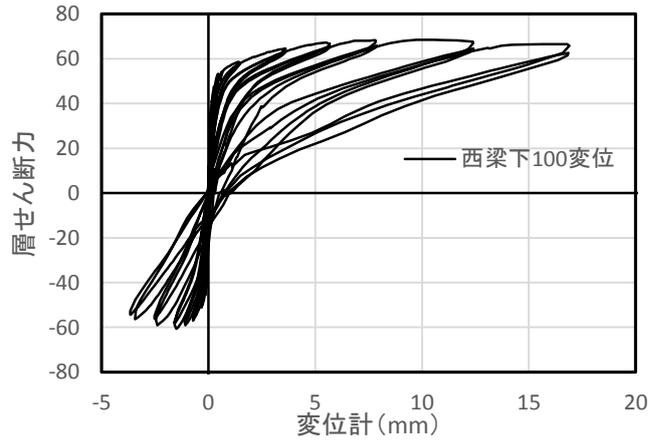
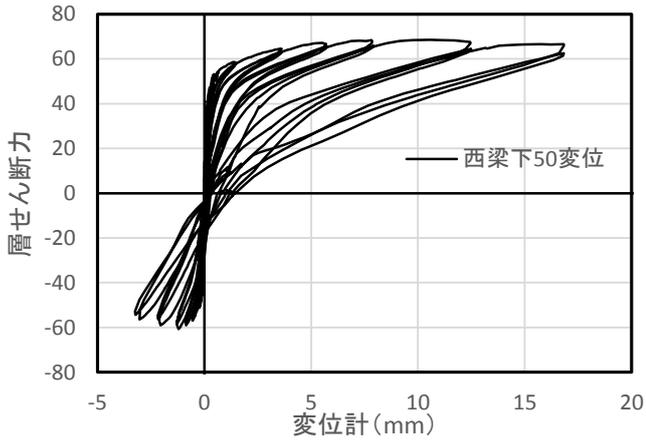
図 4.5-1 の c 試験体 PCJ15



試験体 PCJ13、PCJ14 および PCJ15 については、図 4.5-1 により、五つの変位計データはほぼ一直線に変化することが分かる。精度よくするために圧縮側にある梁上下面の変位計 1 個と引張側にあり中立軸に最も近い梁側面変位計 1 個を併せて圧縮縁の圧縮ひずみを求めることにした。各試験体の梁危険断面に取り付けた変位計データは図 4.5-2 に示す。







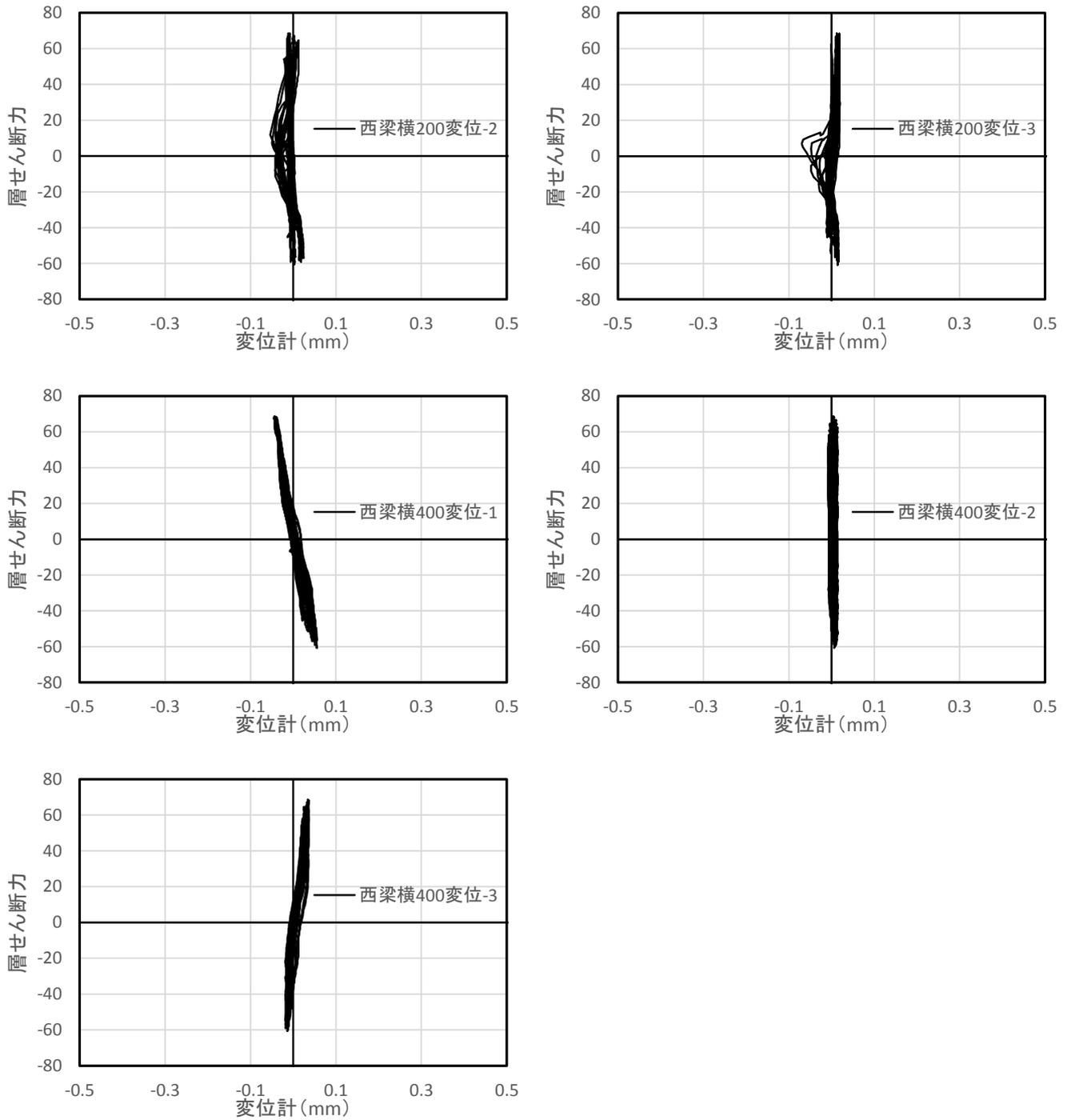
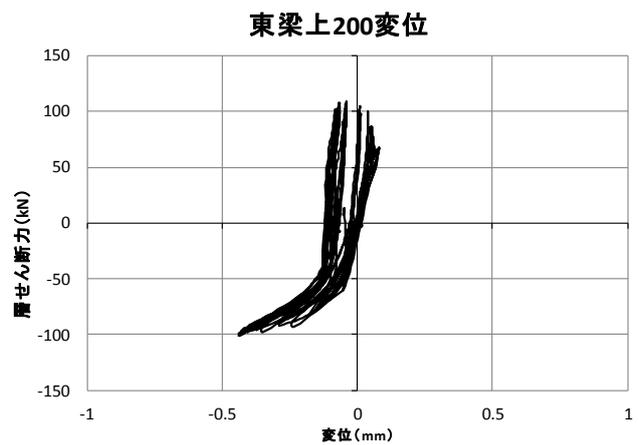
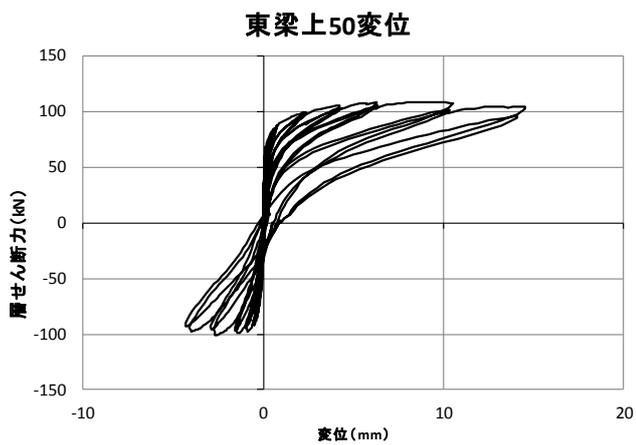
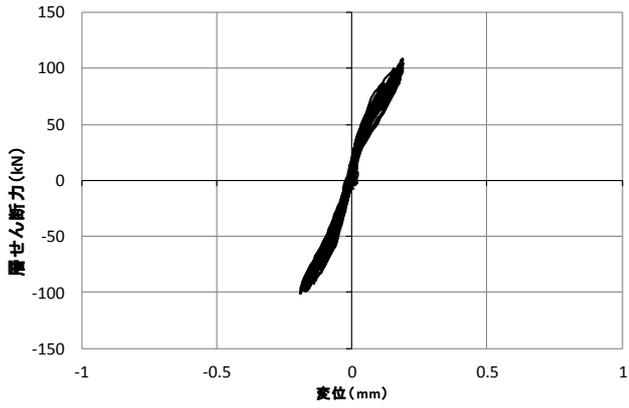


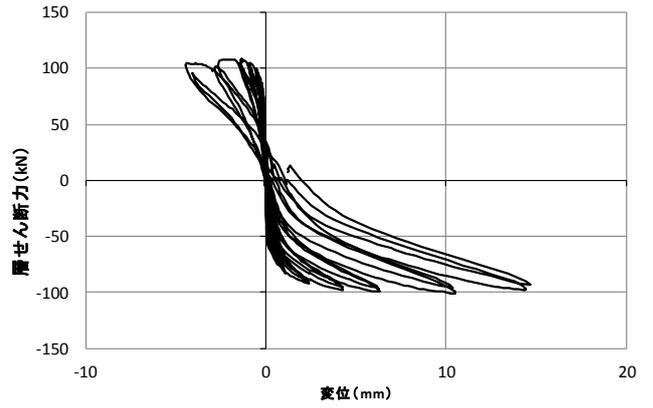
図 4.5-2(a) 試験体 PCJ13



東梁上400変位



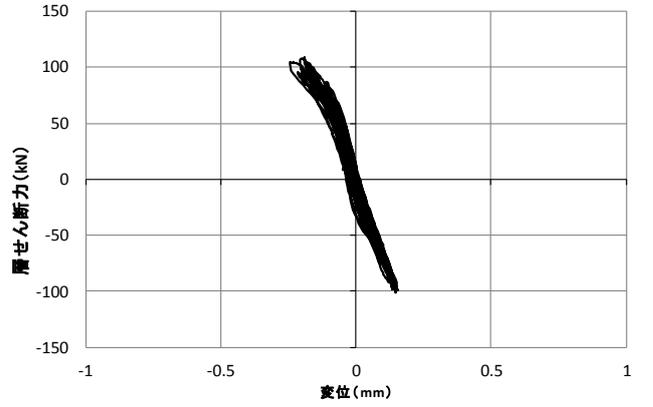
東梁下50変位



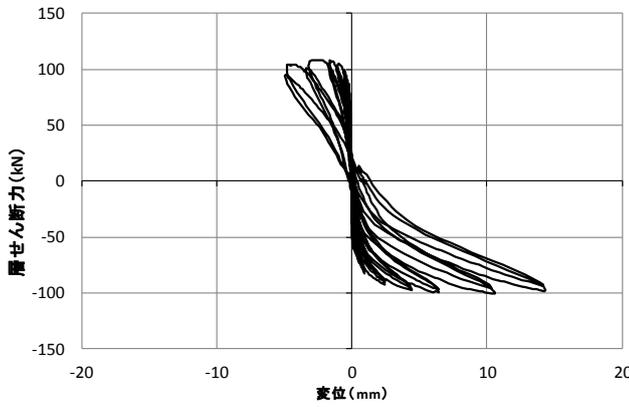
東梁下200変位



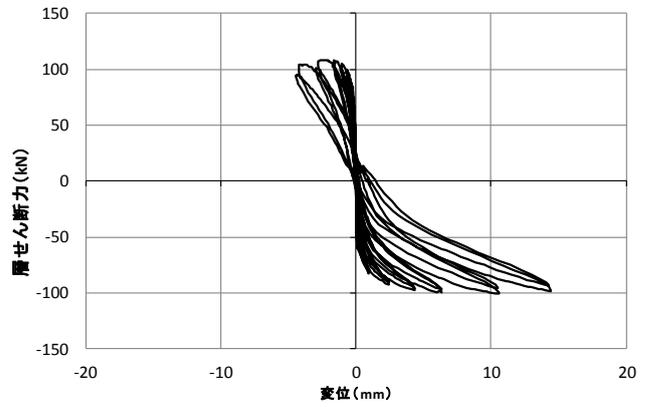
東梁下400変位



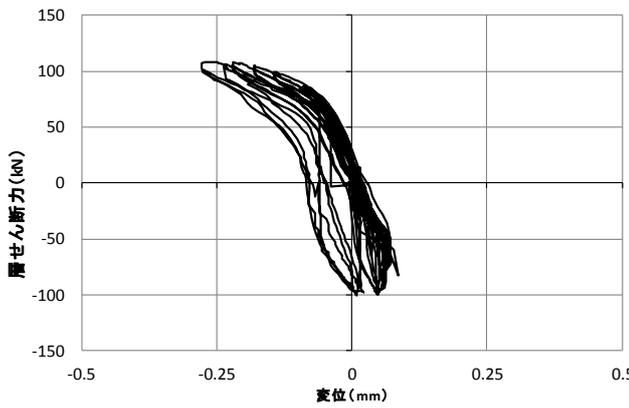
西梁上50変位



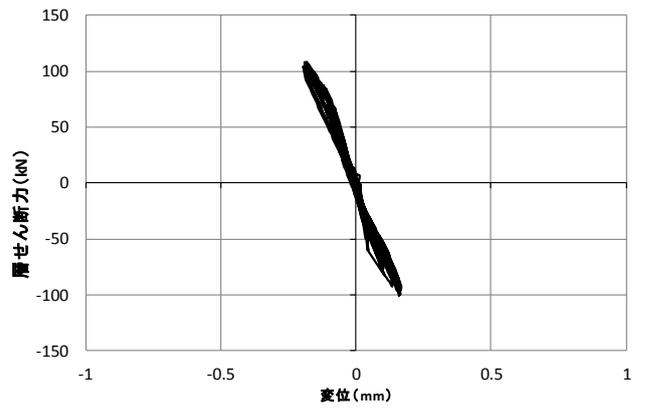
西梁上100変位



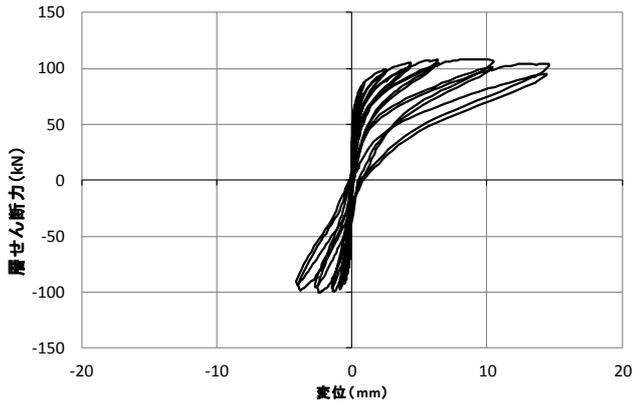
西梁上200変位



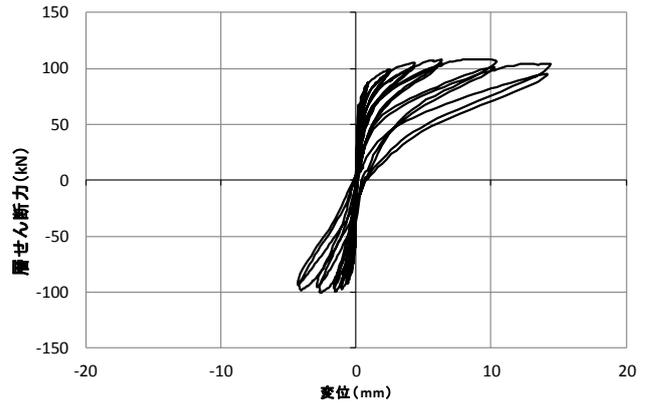
西梁上400変位



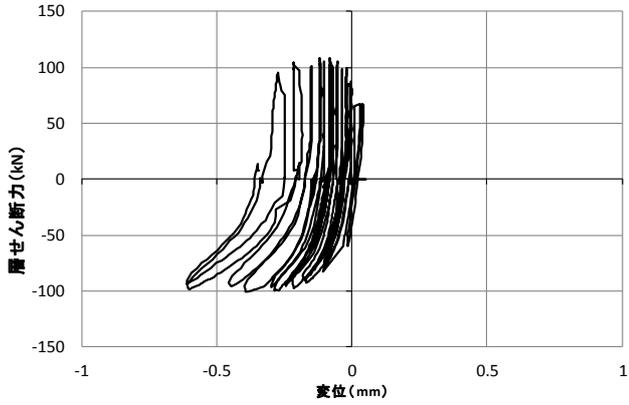
西梁下50変位



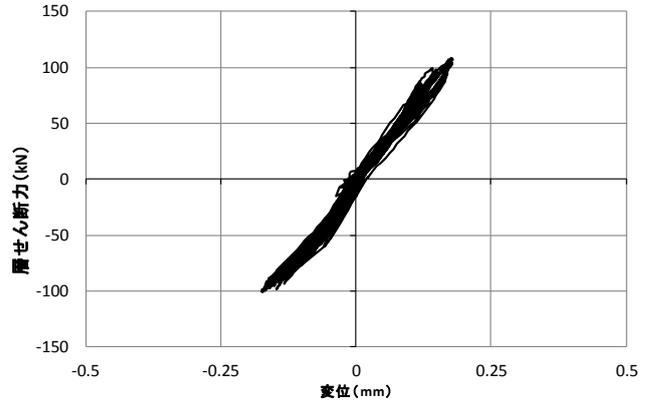
西梁下100変位



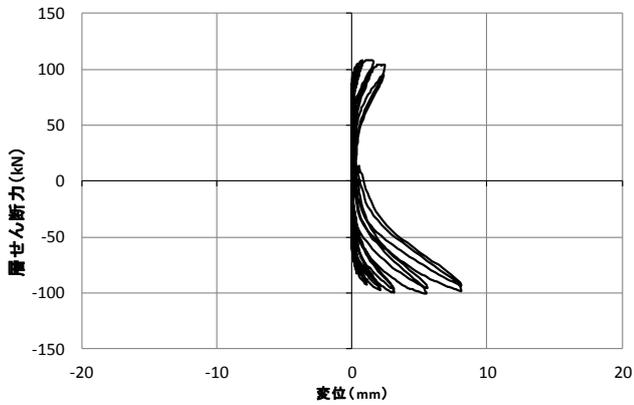
西梁下200変位



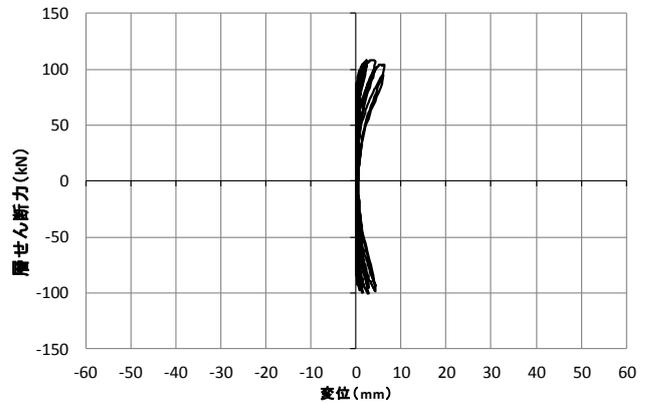
西梁下400変位



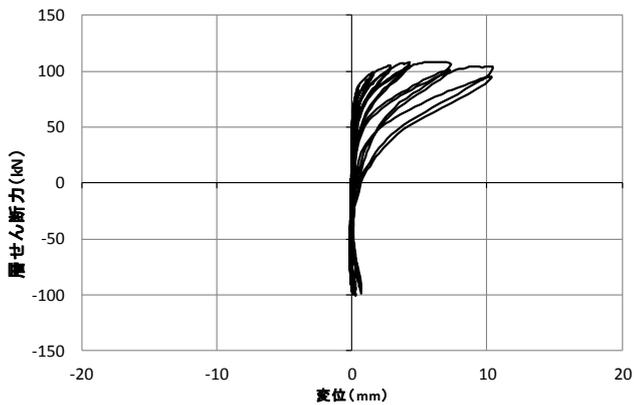
西梁横50変位-1



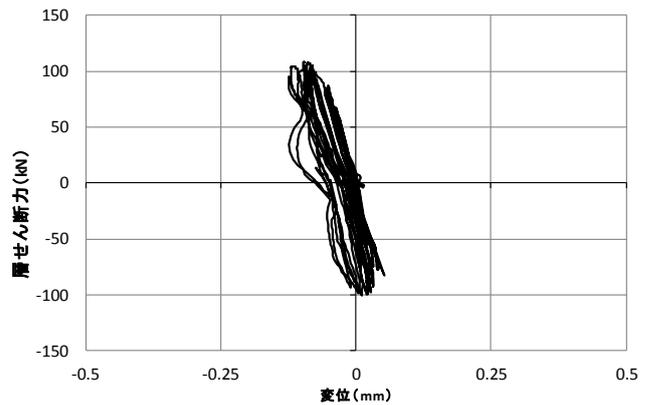
西梁横50変位-2



西梁横50変位-3



西梁横200変位-1



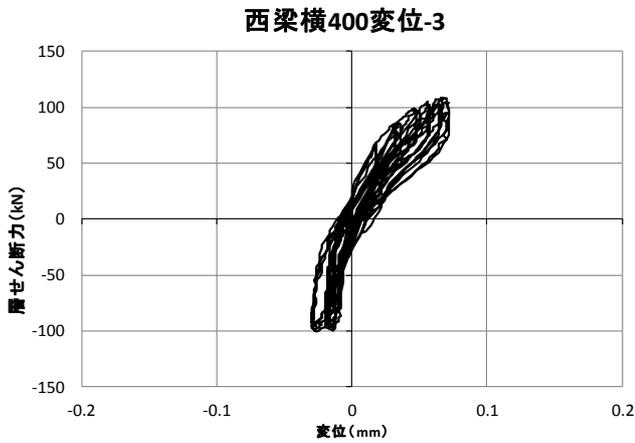
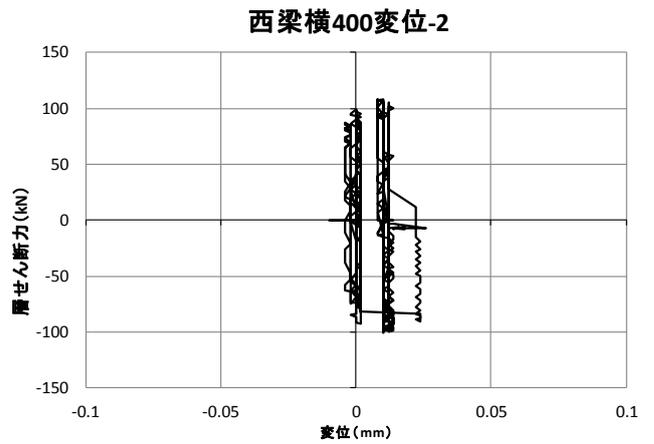
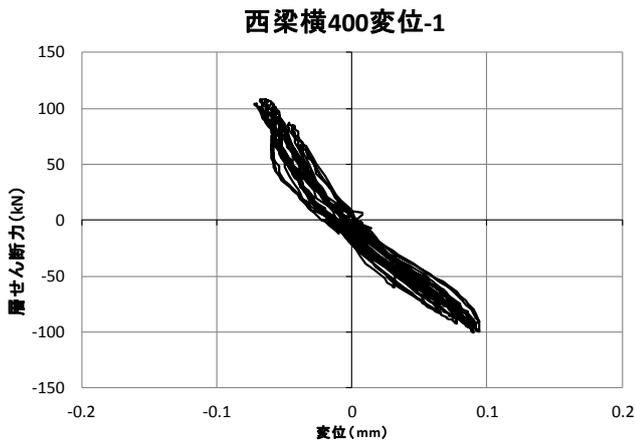
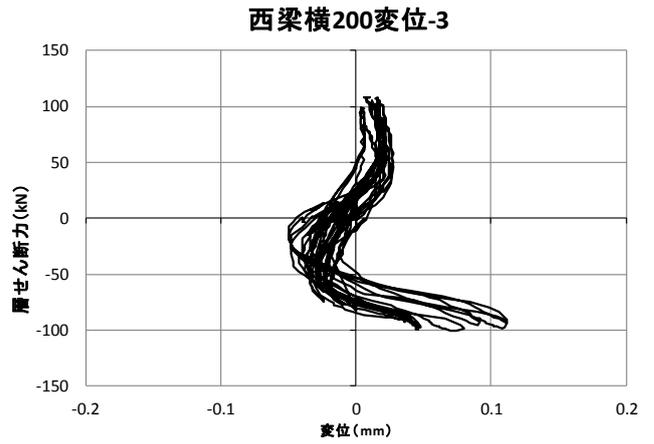
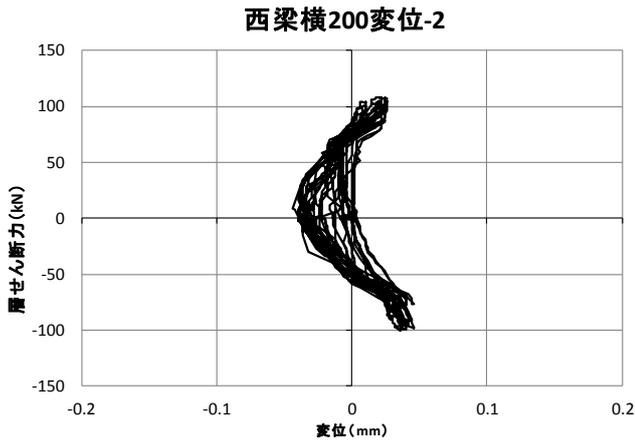
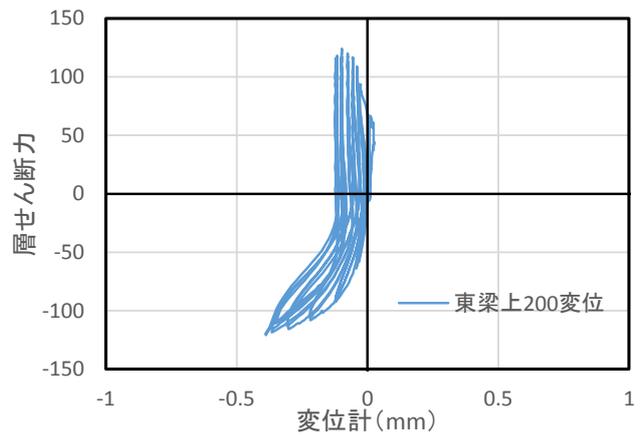
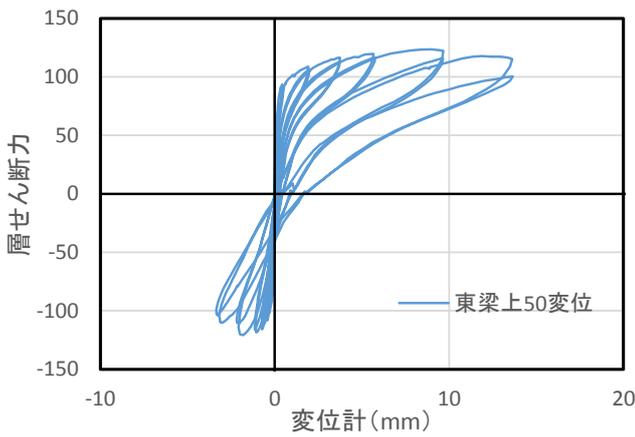
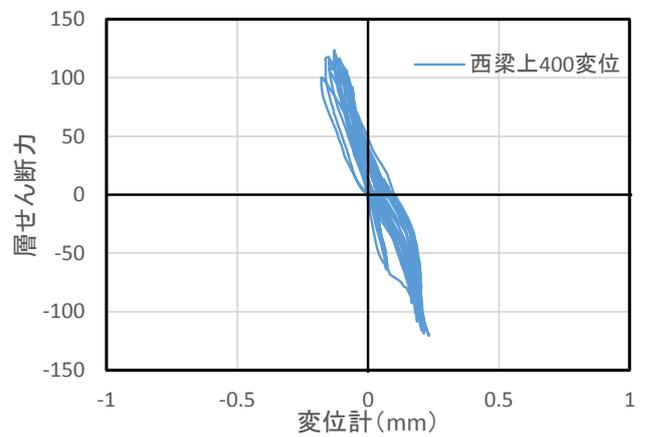
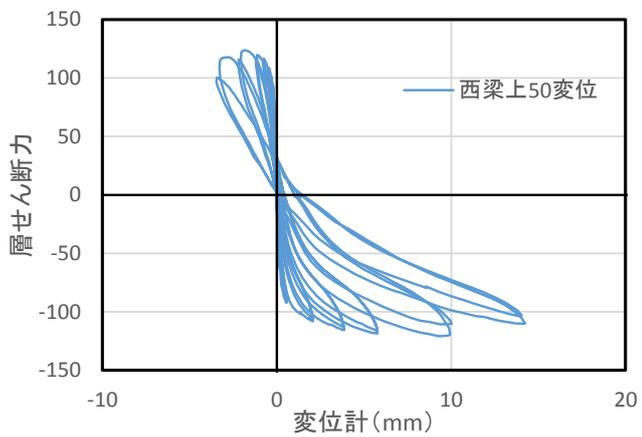
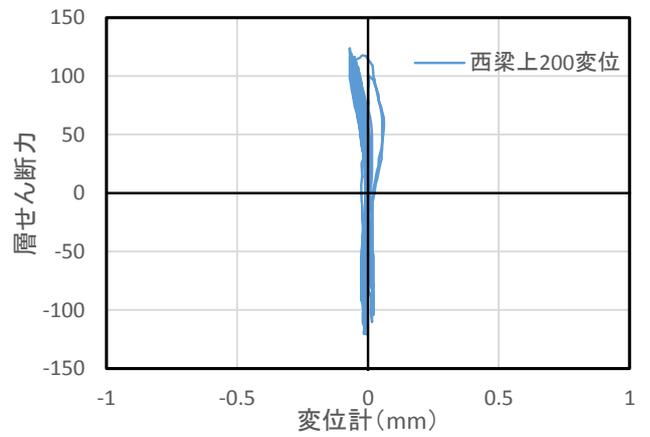
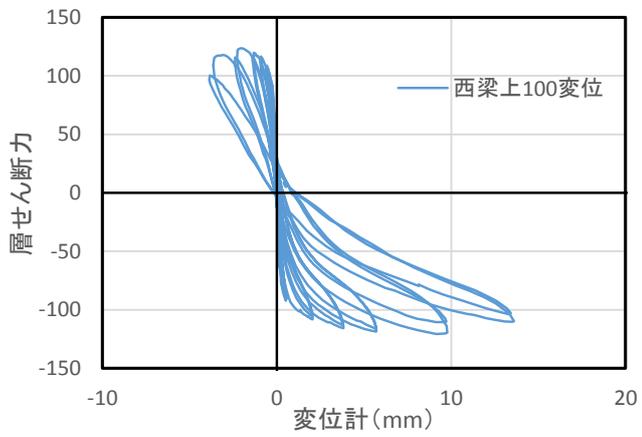
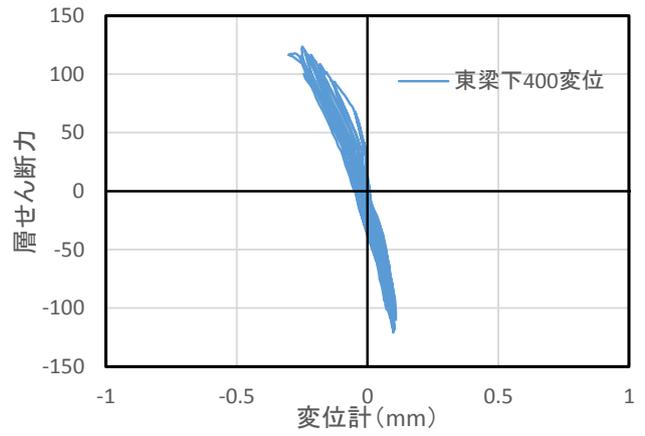
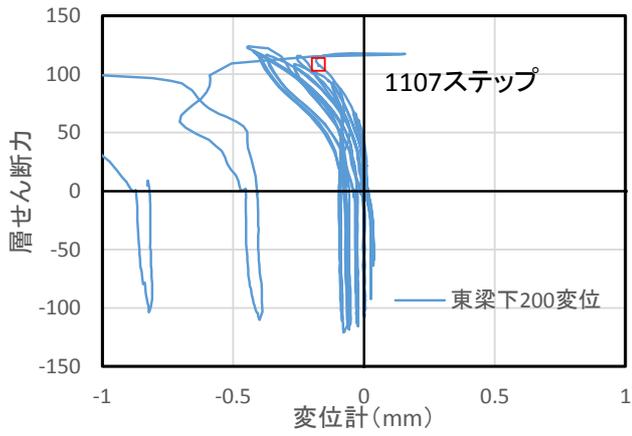
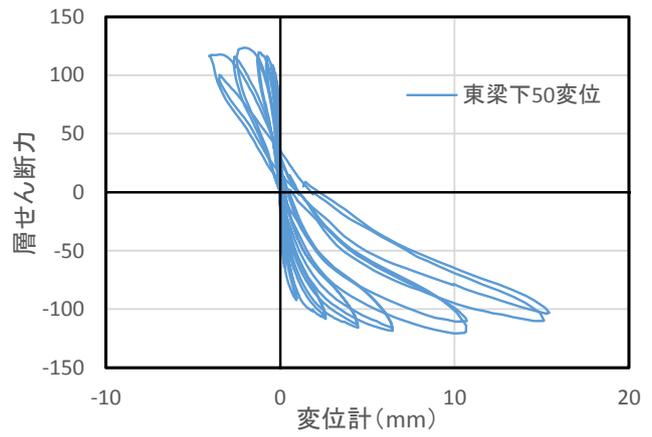
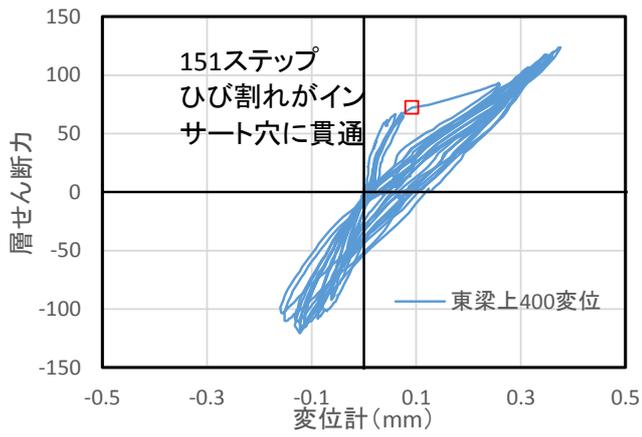
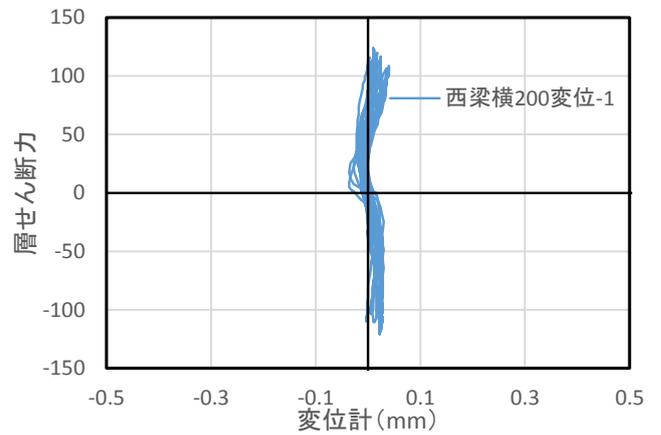
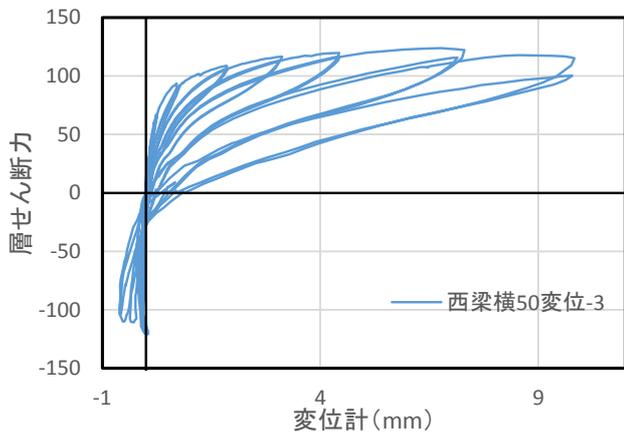
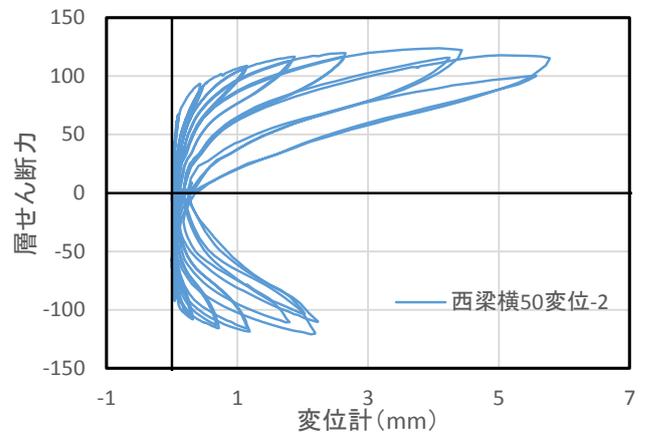
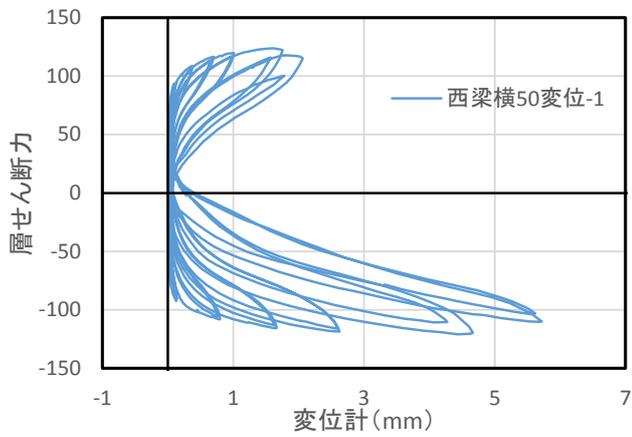
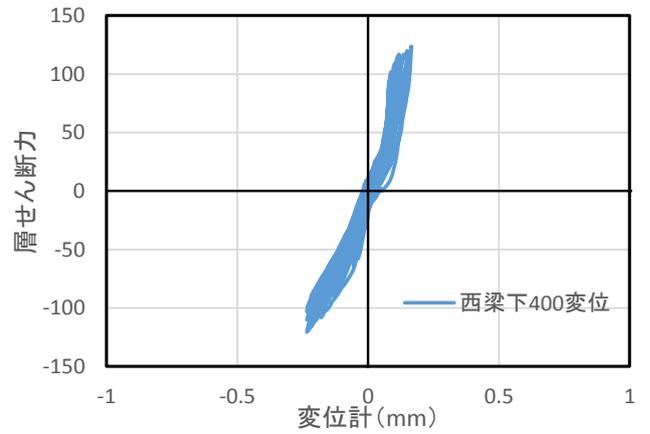
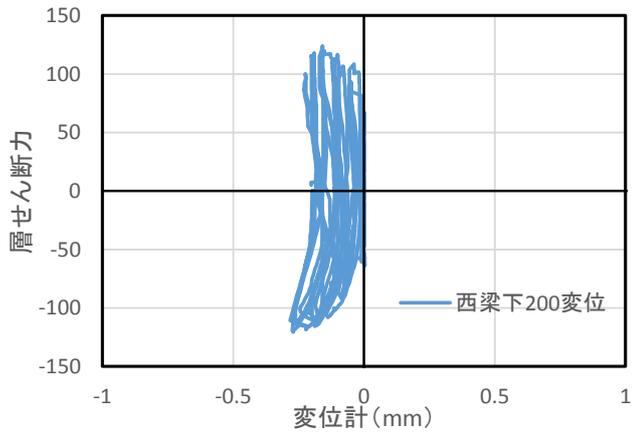
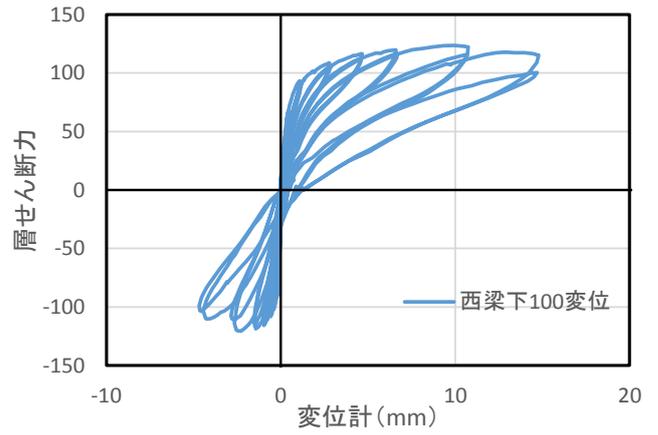
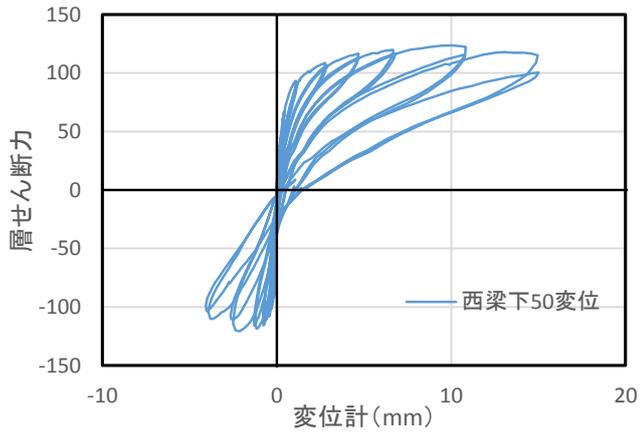


図 4.5-2(b) 試験体 PCJ14







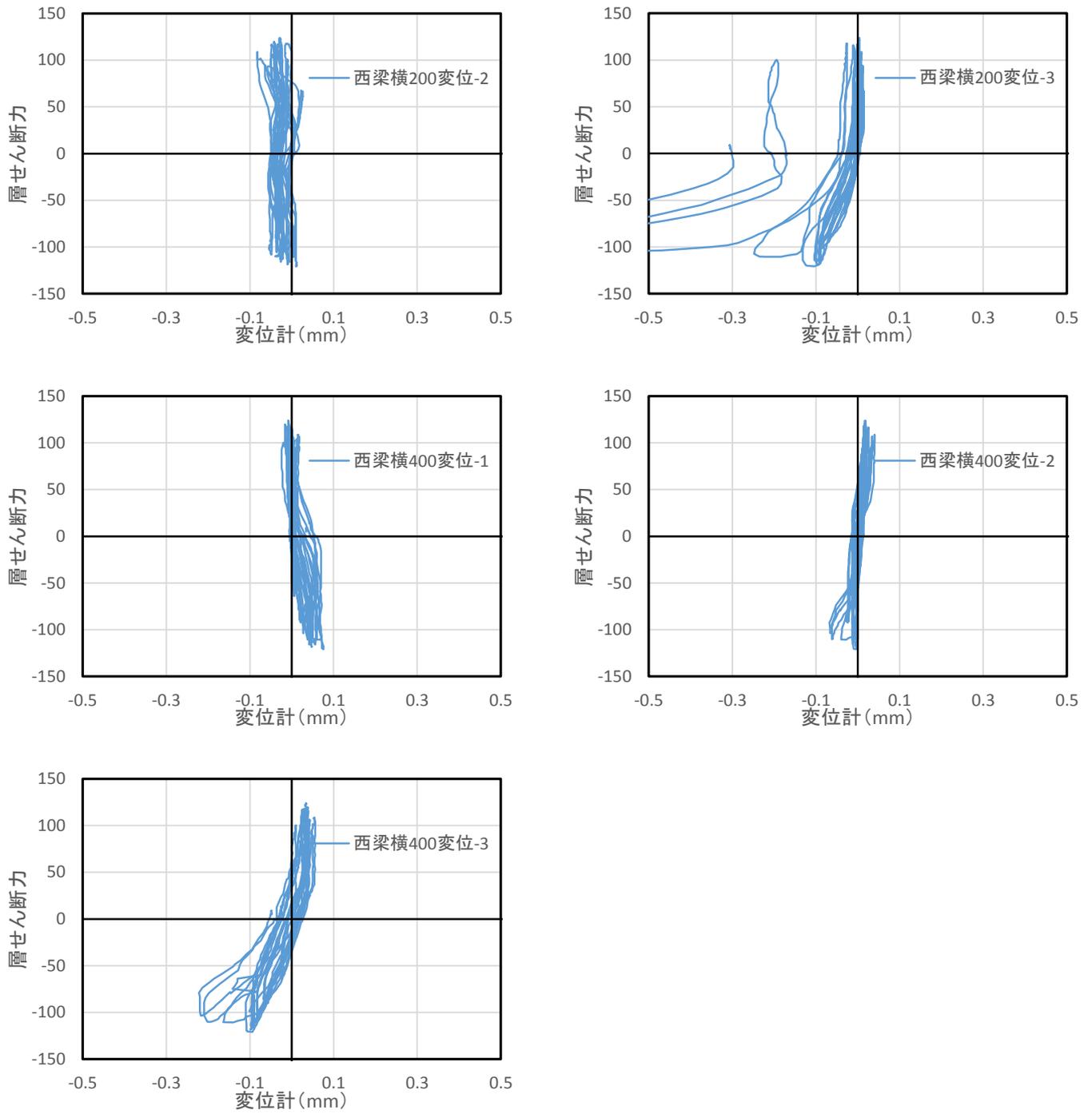


図 4.5-2(c) 試験体 PCJ15

既往試験体[4.5-1]の圧縮ひずみの測定法は下記に示す。既往試験体 PCJ07、PCJ08 及び PCJ15 の梁部材に取り付けた e シリーズ及び f シリーズ変位計のデータは図 4.5-1 に示す

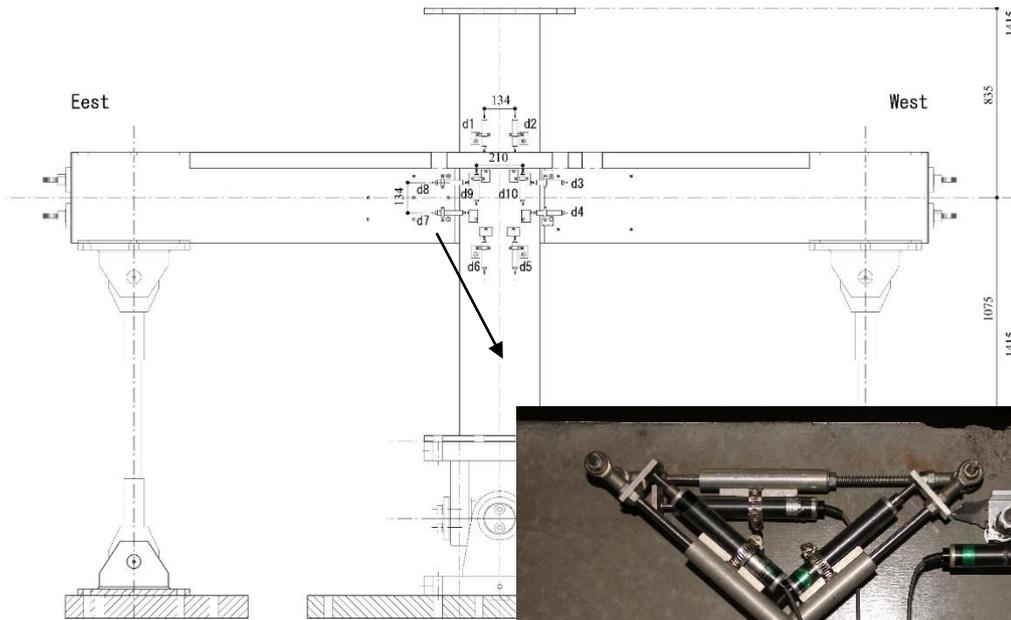
① 柱梁接合部と梁の変形より算出する方法（変位計 d シリーズを使用）

$$\theta_1 = \frac{\delta_{d4} - \delta_{d3}}{a}$$

（変位計 d シリーズを使用）

$$\theta_2 = \frac{\delta_{d8} - \delta_{d7}}{a}$$

a : 接合部内変位計間の距離 (=134mm)



d3 : 西梁端の回転角-1(上)

d4 : 西梁端の回転角-2(下)

d7 : 東梁端の回転角-2(下)写真

d8 : 東梁端の回転角-1(上)写真

② 梁の上端および下端の変位計より算出する方法（変位計 e シリーズを使用）

$$\theta_1 = \frac{\delta_{e10} - \delta_{e7}}{a_1}$$

（変位計 e シリーズを使用）

$$\theta_2 = \frac{\delta_{e1} - \delta_{e4}}{a_1}$$

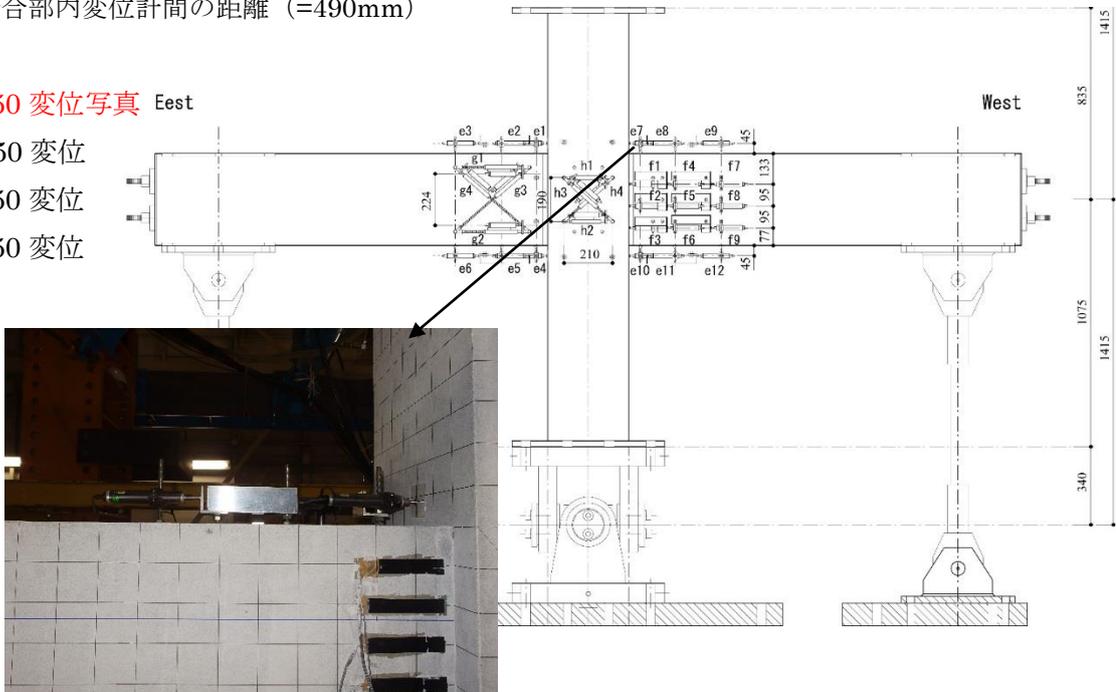
$a_1$  : 接合部内変位計間の距離 (=490mm)

e7 : 西梁上 50 変位写真 East

e10 : 西梁下 50 変位

e1 : 東梁上 50 変位

e4 : 東梁下 50 変位



③ 梁の側面に設置した変位計を用いて算出する方法（変位計 f シリーズを使用）

$$\theta_1 = \frac{\delta_{f3} - \delta_{f4}}{a_2}$$

（変位計 f シリーズを使用）

$$\theta_2 = \theta_1$$

$a_2$  : 接合部内変位計間の距離 (=190mm)

既往試験体の東梁を対象とし、層間変形角 0.25%、0.5%、1.0%、1.5%、2.0% サイクル正載荷ピーク時の変位計計測データを横軸、梁中心から各変位計までの距離を縦軸とし、図 1 に示す。

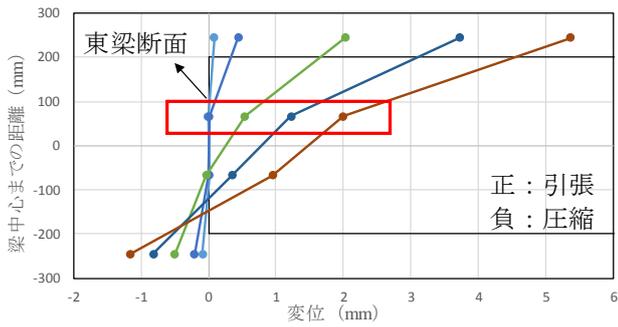


図 4.5-3 の a 試験体 PCJ07

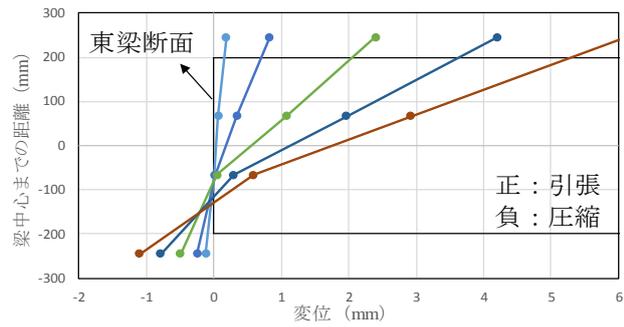


図 4.5-3 の b 試験体 PCJ08

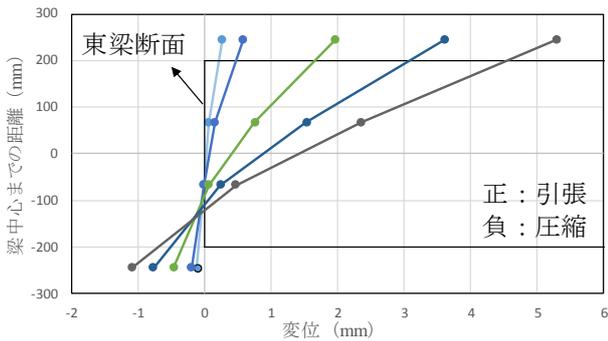


図 4.5-3 の c 試験体 PCJ10

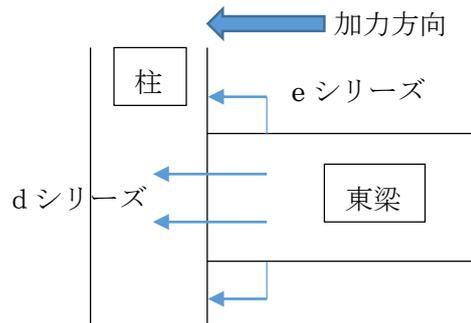


図 4.5-3 の a の d8 変位計を除く、他試験体の引張側における変位計のデータはほぼ直線的な傾向を示す。大変形時には、中立軸を超えた圧縮側の変位は、引張側の変位変化の傾向と違い、急に減少し、平面保持が成り立たないことを示した (d シリーズの変位計は接合部の変形量も含み、平面保持の不成立の原因の一つである)。小変形時には、図 4.5-3 より圧縮ひずみと引張ひずみの変化の傾向がほぼ同じで、コンクリート 0.9 $\sigma_b$  時の圧縮ひずみを求める際、精度よくするために圧縮側にある e シリーズ変位計 1 個と引張側にあり中立軸に最も近い d シリーズ変位計 1 個を併せて圧縮縁の圧縮ひずみを求めることにする。計算結果は表 4.5-5 に示す。

表 4.5-5 試験体 07,08,10 東梁のまとめ

(試験体 PCJ07 及び PCJ08 は方法②を採用、試験体 PCJ10 は方法①を採用となる)

各種限界状態要因項目		試験体PCJ07		試験体PCJ08		試験体PCJ10	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏(降伏)					0.89	-
	座屈						
	破断						
PC鋼材	弾性限界	1.14(▲)	1.35(△)	1.03(▲)	1.24(△)	1.44	1.31(△)
	僅かな降伏(降伏)	-	-	-	-	-	-
コンクリート	$0.9\sigma_b$	0.18(●)	0.23(○)	0.24(●)	0.24(○)	0.32(●)	0.44(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	-	1.82	1.5	1.25	-	-
	かぶりコンクリート剥落	3.11(◆)	2.81(◇)	2.57(◆)	2.70(◇)	2.61(◆)	3.30(◇)
	コアコンクリート圧壊	-	-	-	-	-	-

表 4.5-5 試験体 07,08,10 東梁のまとめ

(e シリーズ変位計 1 個と引張側にあり中立軸に最も近い d シリーズ変位計 1 個)

各種限界状態要因項目		試験体PCJ07		試験体PCJ08		試験体PCJ10	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏(降伏)					0.89	-
	座屈						
	破断						
PC鋼材	弾性限界	1.14(▲)	1.35(△)	1.03(▲)	1.24(△)	1.44	1.31(△)
	僅かな降伏(降伏)	-	-	-	-	-	-
コンクリート	$0.9\sigma_b$	0.19(●)	0.19(○)	0.22(●)	0.19(○)	0.21(●)	0.23(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	-	1.82	1.5	1.25	-	-
	かぶりコンクリート剥落	3.11(◆)	2.81(◇)	2.57(◆)	2.70(◇)	2.61(◆)	3.30(◇)
	コアコンクリート圧壊	-	-	-	-	-	-

既往試験体の西梁を対象とし、層間変形角 0.25%、0.5%、1.0%、1.5%、2.0% サイクル正載荷ピーク時の変位計計測データを横軸、梁中心から各変位計までの距離を縦軸とし、図 4.5-4 に示す。

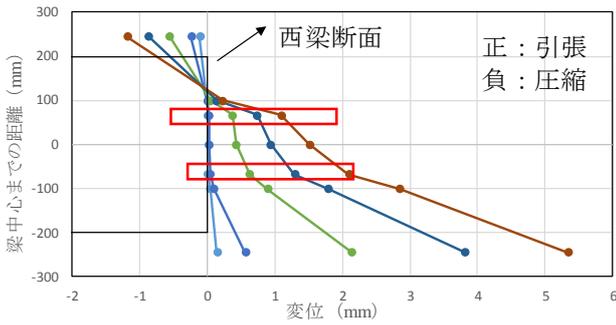


図 4.5-4 の a 試験体 PCJ07

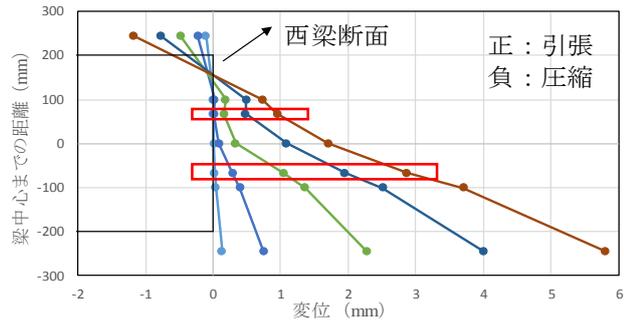


図 4.5-4 の b 試験体 PCJ08

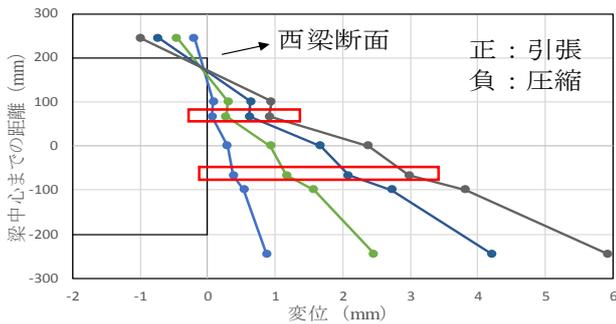


図 4.5-4 の c 試験体 PCJ10

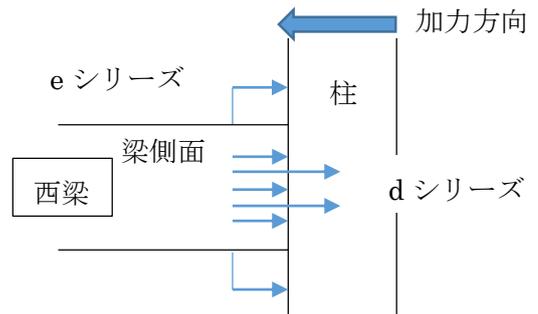


図 4.5-4 により、d シリーズ変位計（接合部変形量を含むため）を除く場合は、引張側と圧縮側の変位の变形傾向はほぼ一直線である。大変形時においては、d シリーズ変位計を用いて（旧の計算方法）圧縮縁の圧縮ひずみ量を算出するならば、過大評価となるが、小変形時においては、圧縮側と引張側のひずみ変化傾向がほぼ同じで、精度よくするために圧縮側にある e シリーズ変位計 1 個と引張側にあり中立軸に最も近い梁側面変位計 1 個を併せて圧縮縁の圧縮ひずみを求めることにする。計算結果は表 4.5-6 に示す。

表 4.5-6 試験体 07,08,10 西梁のまとめ

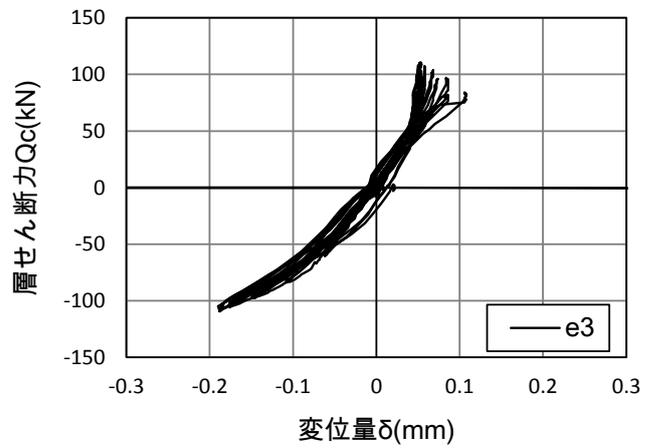
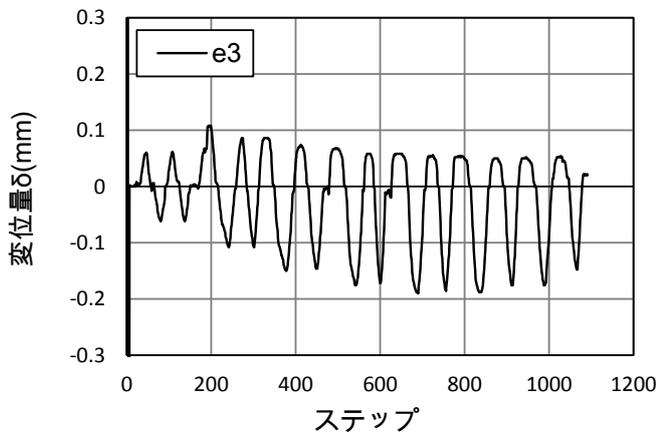
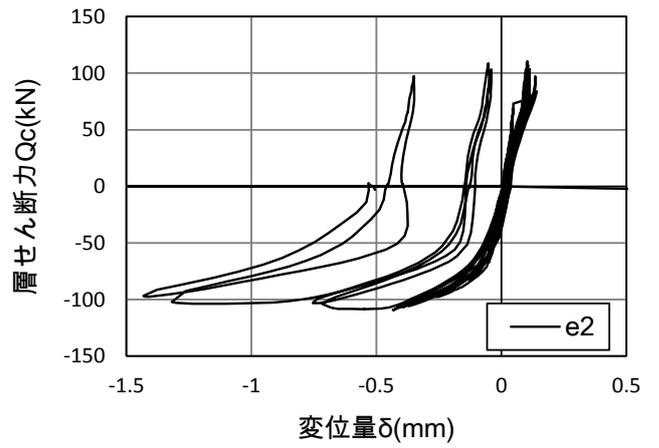
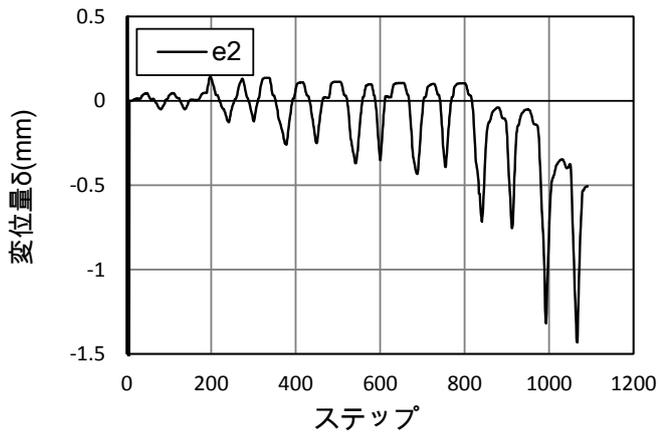
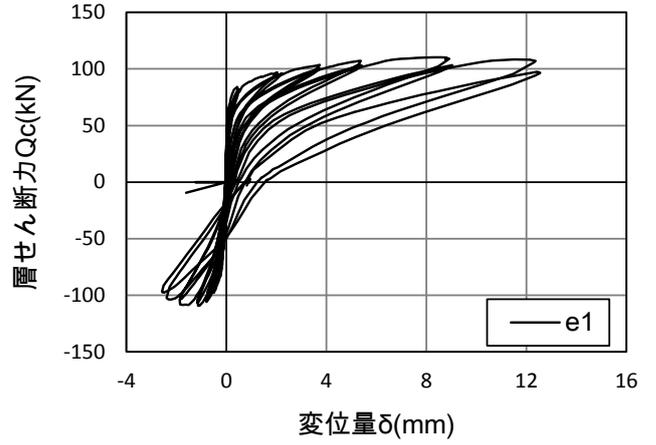
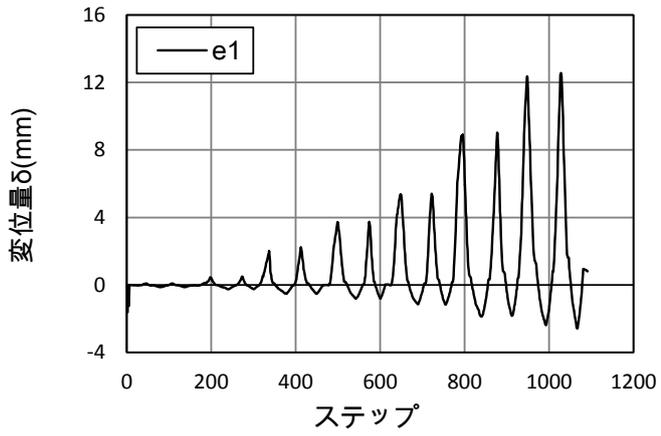
(試験体 PCJ07 及び PCJ08 は方法②を採用、試験体 PCJ10 は方法①を採用となる)

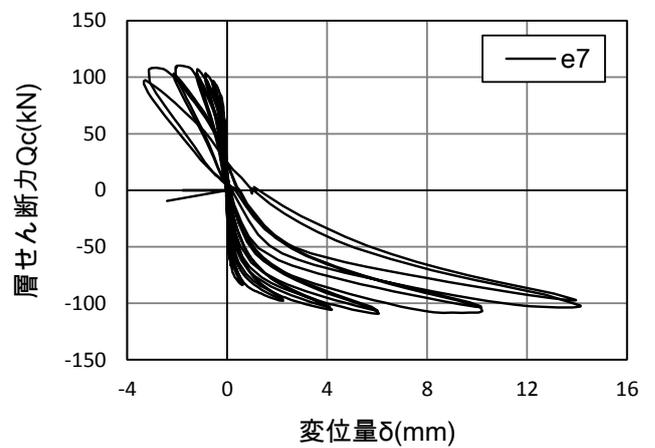
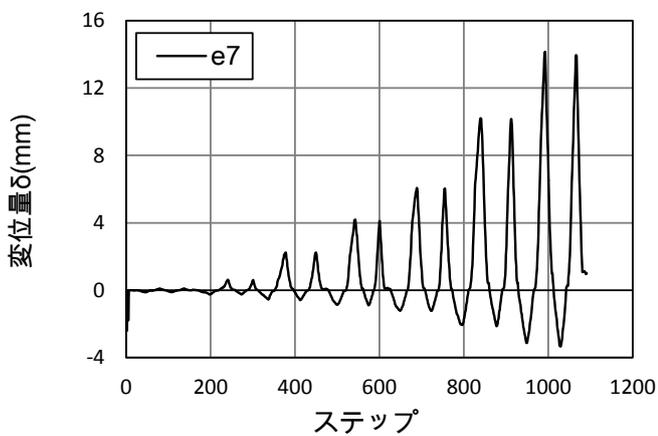
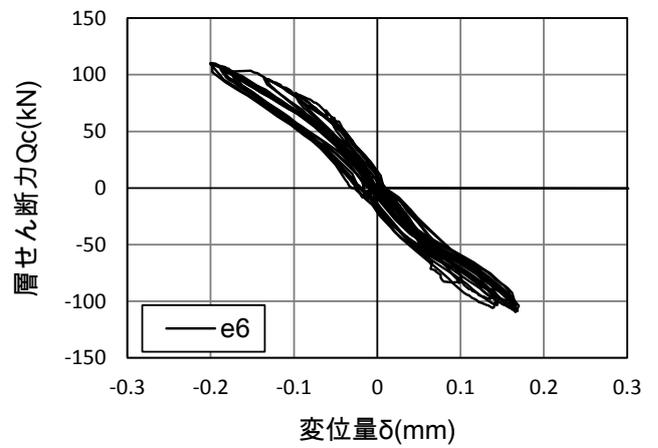
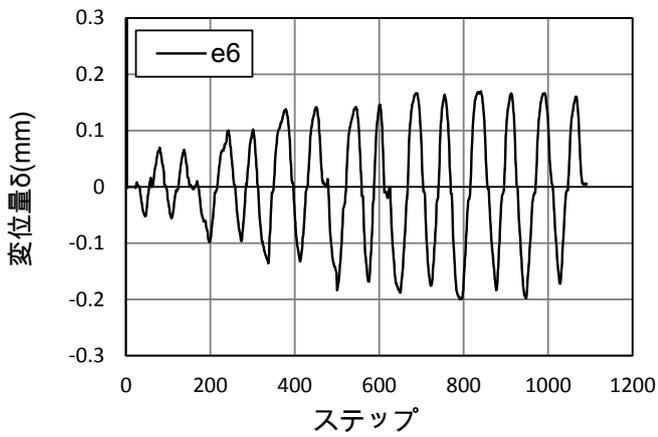
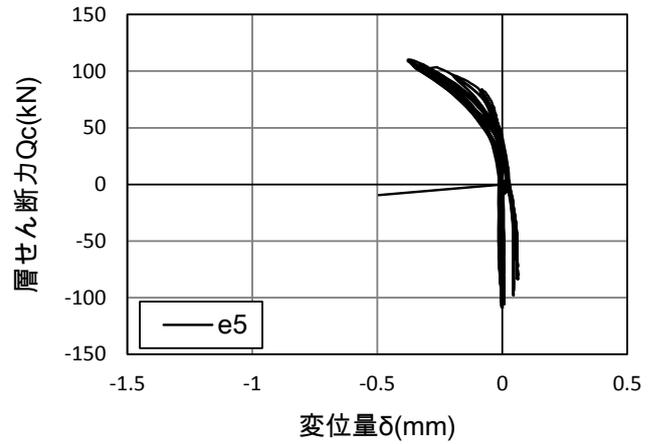
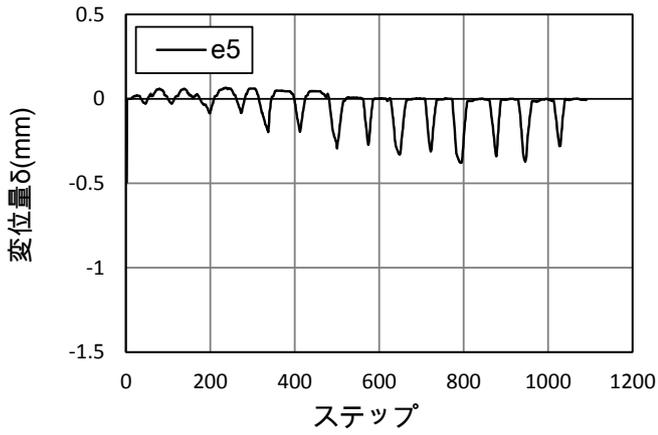
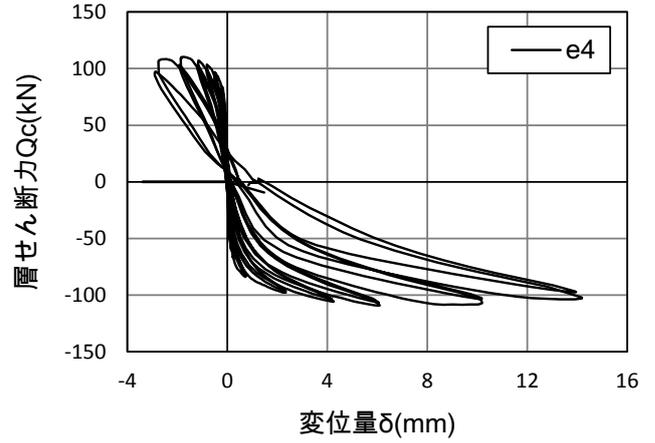
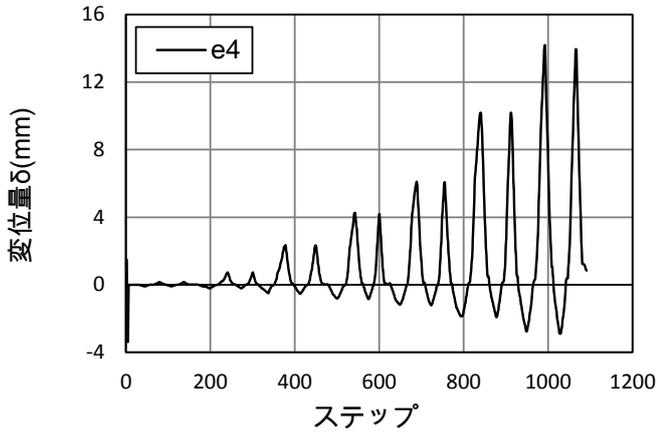
各種限界状態要因項目		試験体PCJ07		試験体PCJ08		試験体PCJ10	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏(降伏)	-		-		0.79	
	座屈					-	
	破断						
PC鋼材	弾性限界	1.17(▲)	1.22(△)	1.21(▲)	1.07(△)	1.22(▲)	1.50(△)
	僅かな降伏(降伏)	-		-		-	
コンクリート	$0.9\sigma_b$	0.20(●)	0.20(○)	0.29(●)	0.27(○)	0.31(●)	0.30(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	1.65	2.39	1.22	1.09	-	-
	かぶりコンクリート剥落	2.70(◆)	3.25(◇)	2.78(◆)	2.62(◇)	2.32(◆)	3.43(◇)
	コアコンクリート圧壊	-		-		-	

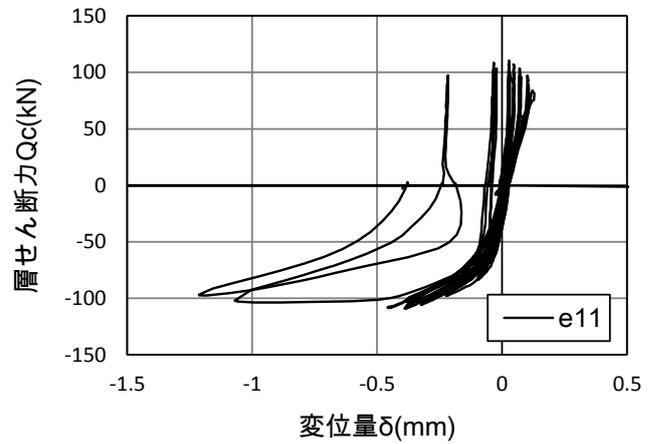
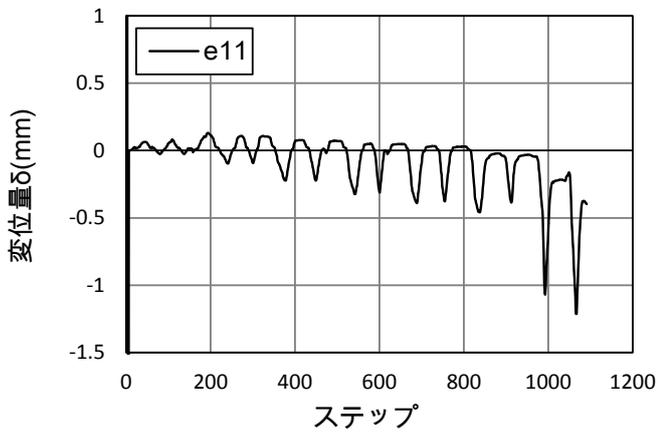
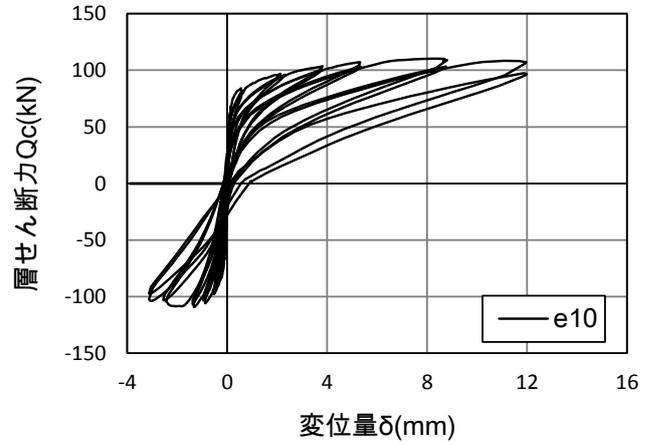
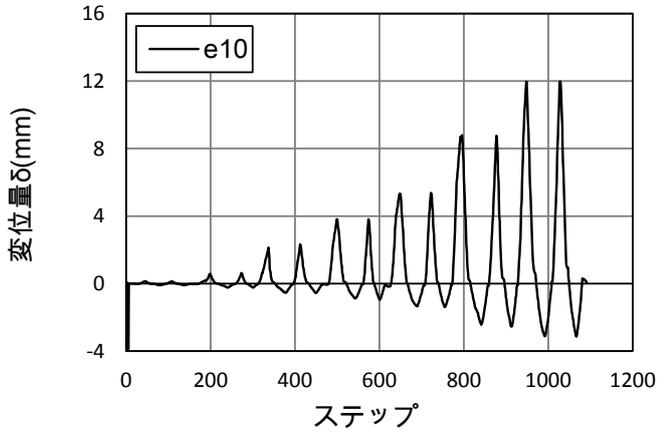
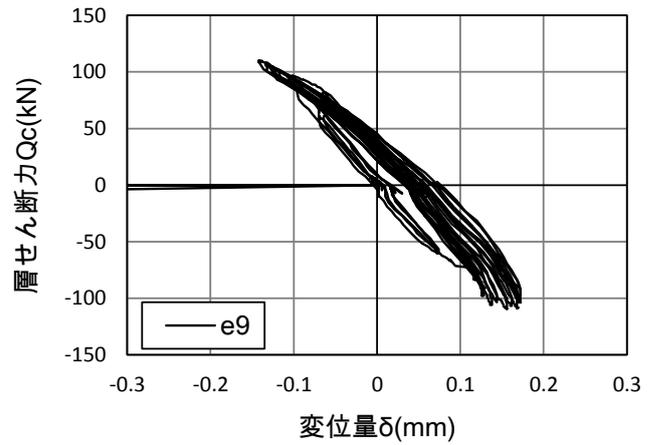
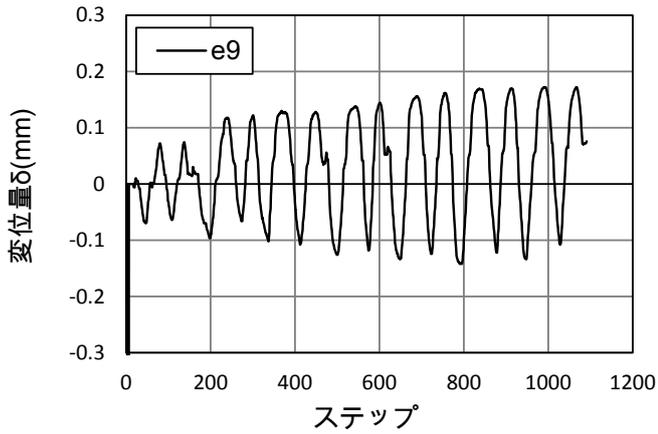
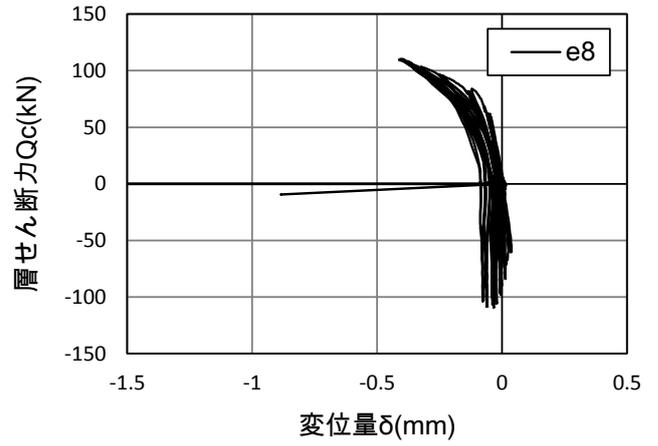
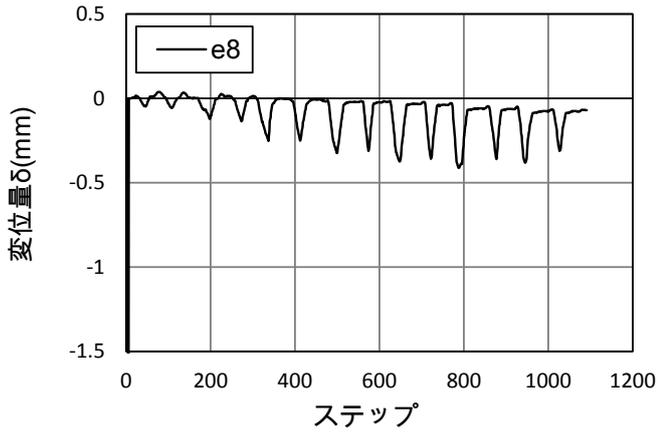
表 4.5-6 試験体 07,08,10 西梁のまとめ

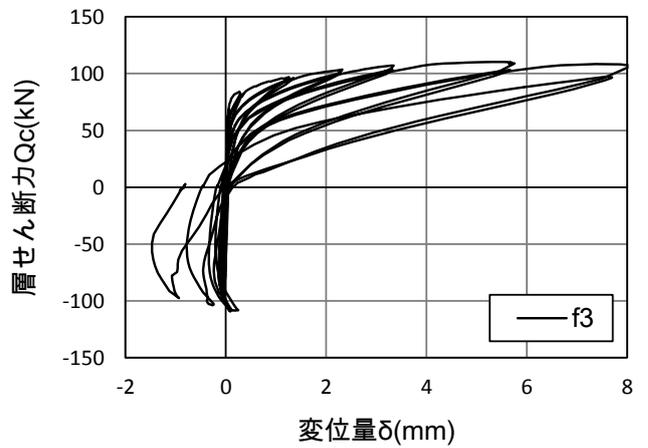
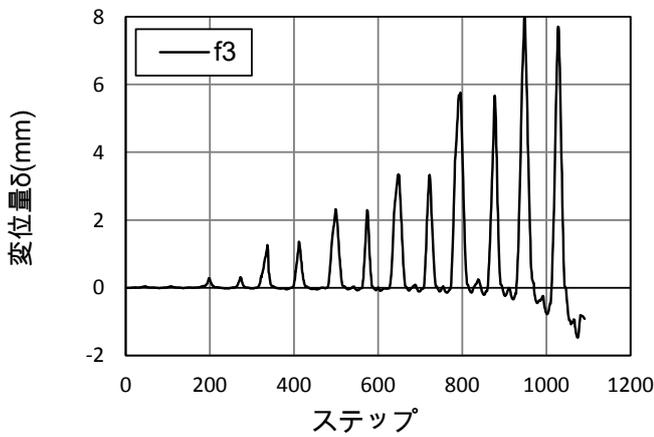
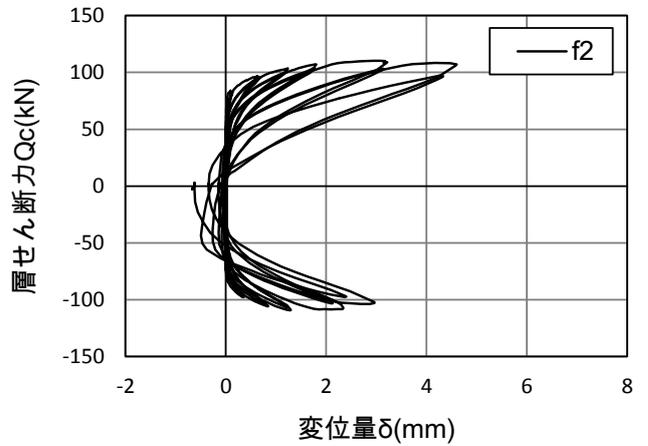
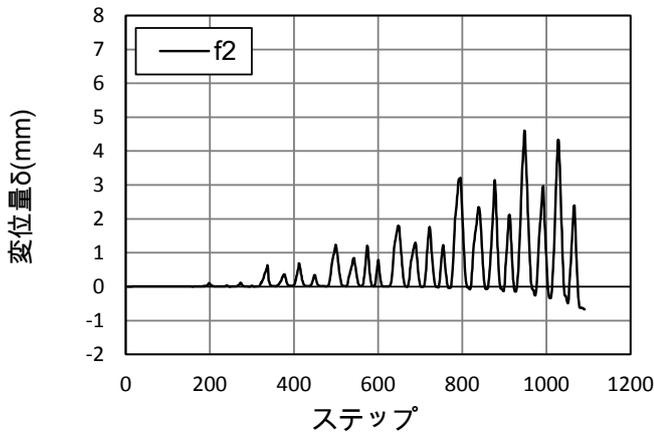
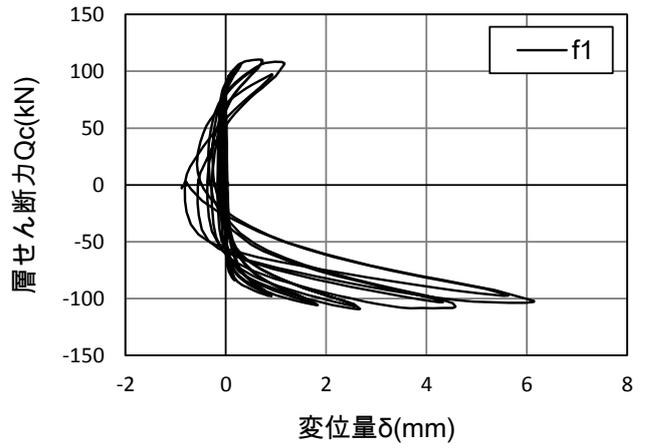
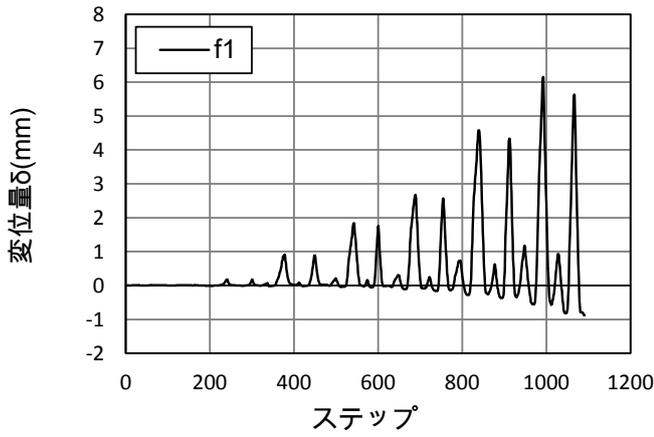
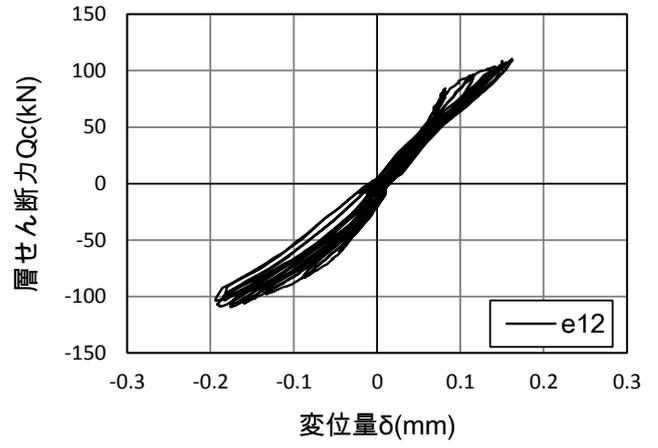
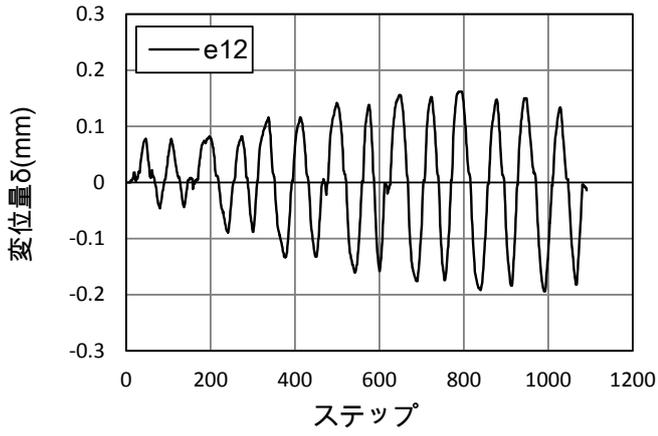
(圧縮側にある e シリーズ変位計 1 個と引張側にあり中立軸に最も近い梁側面変位計 1 個)

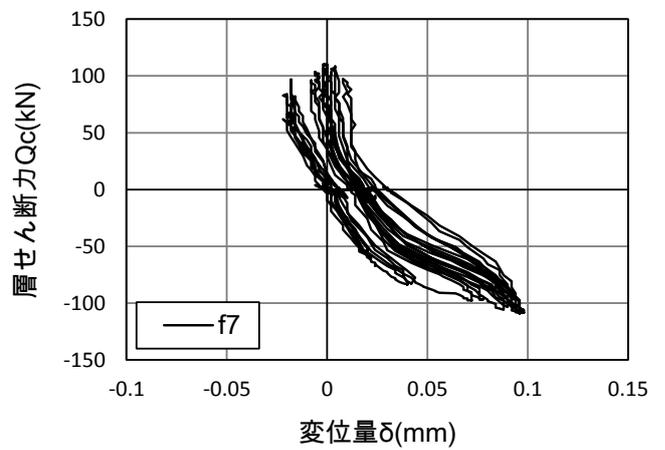
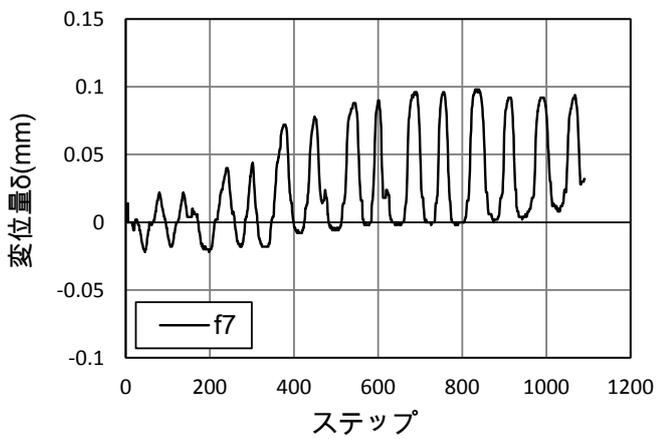
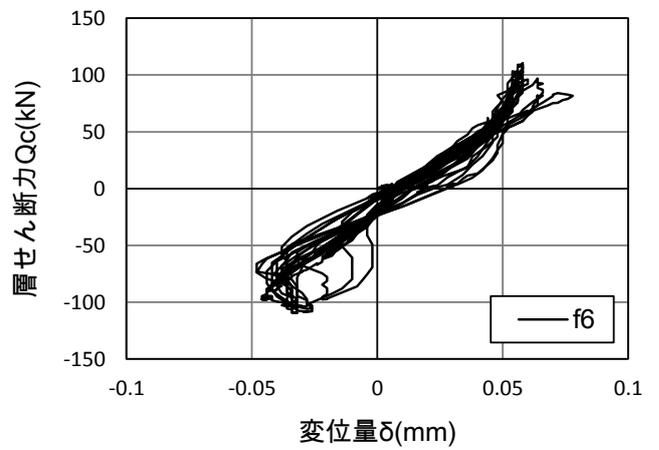
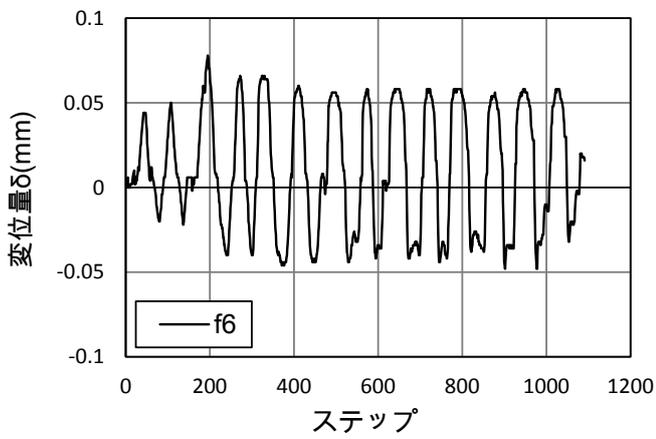
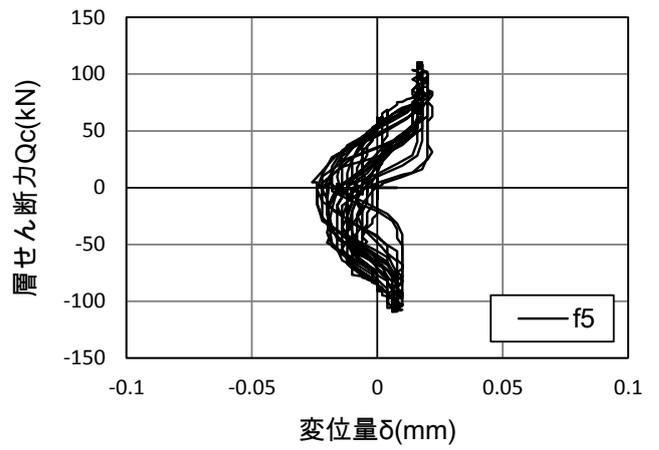
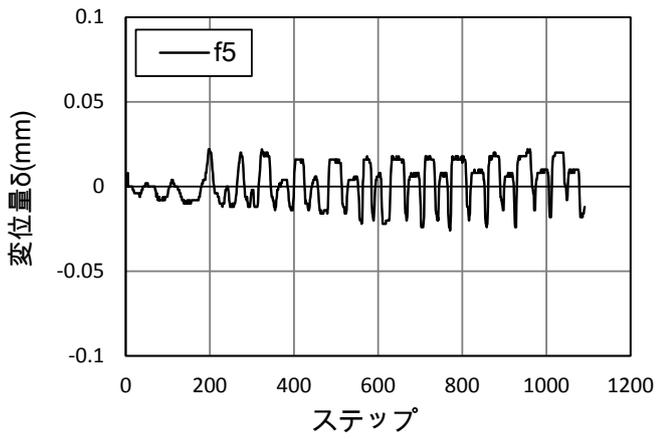
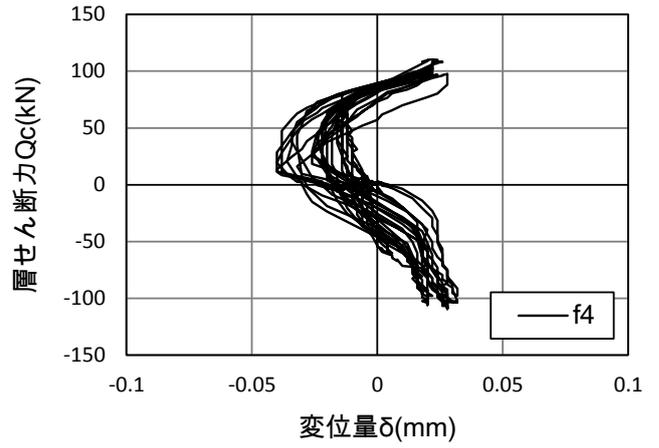
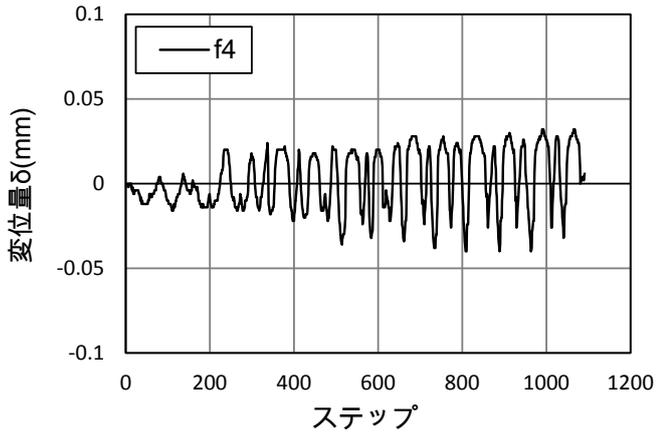
各種限界状態要因項目		試験体PCJ07		試験体PCJ08		試験体PCJ10	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏(降伏)	-		-		0.79	
	座屈					-	
	破断						
PC鋼材	弾性限界	1.17(▲)	1.22(△)	1.21(▲)	1.07(△)	1.22(▲)	1.50(△)
	僅かな降伏(降伏)	-		-		-	
コンクリート	$0.9\sigma_b$	0.21(●)	0.20(○)	0.27(●)	0.25(○)	0.22(●)	0.37(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	1.65	2.39	1.22	1.09	-	-
	かぶりコンクリート剥落	2.70(◆)	3.25(◇)	2.78(◆)	2.62(◇)	2.32(◆)	3.43(◇)
	コアコンクリート圧壊	-		-		-	











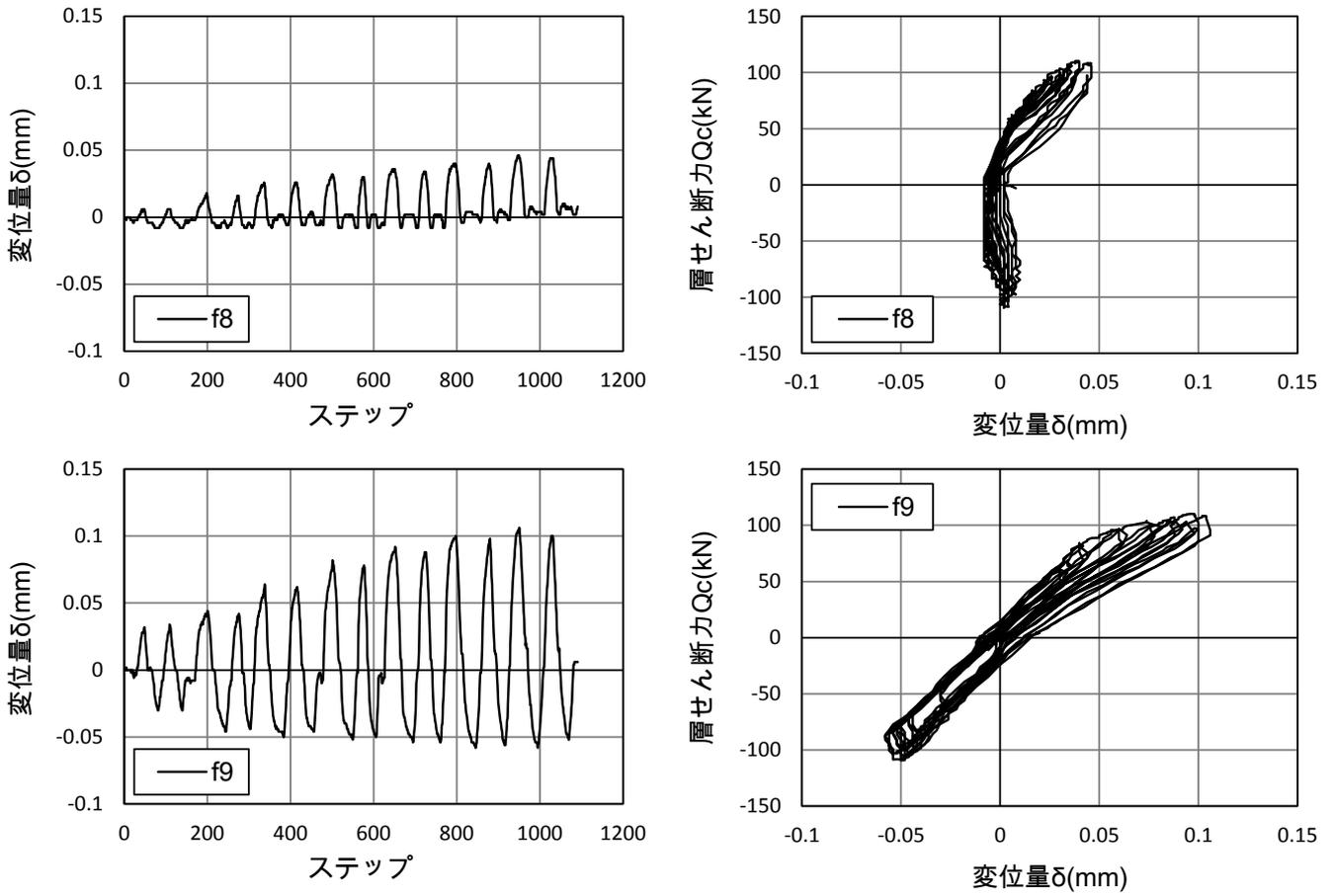
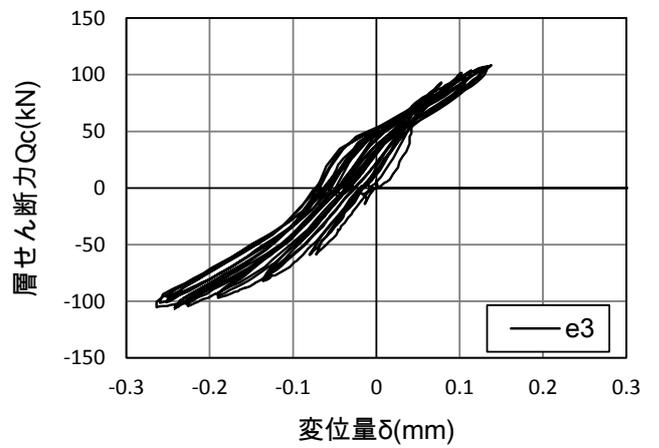
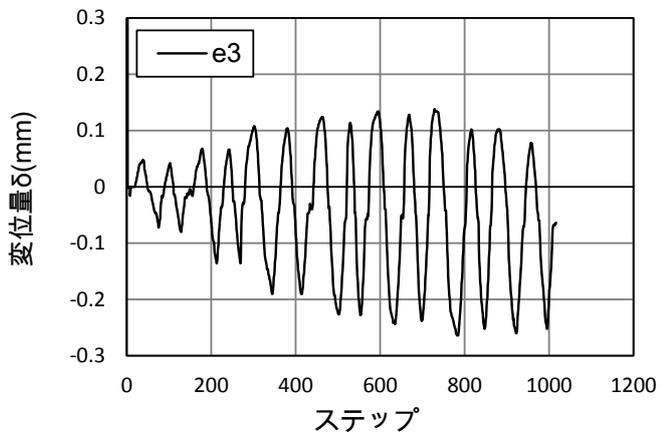
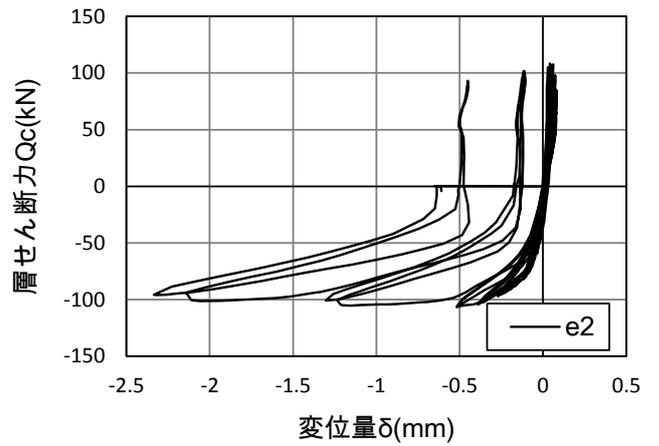
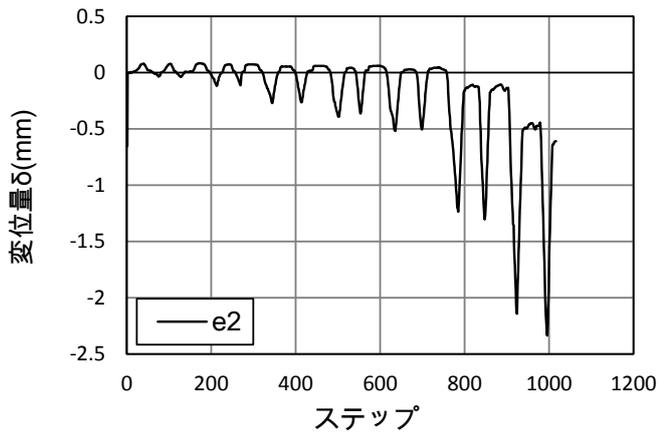
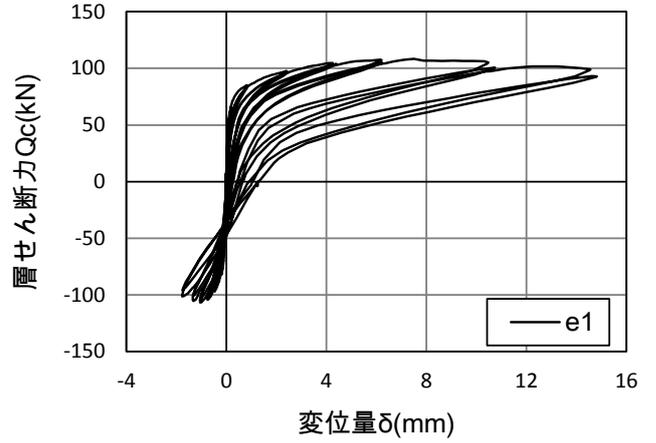
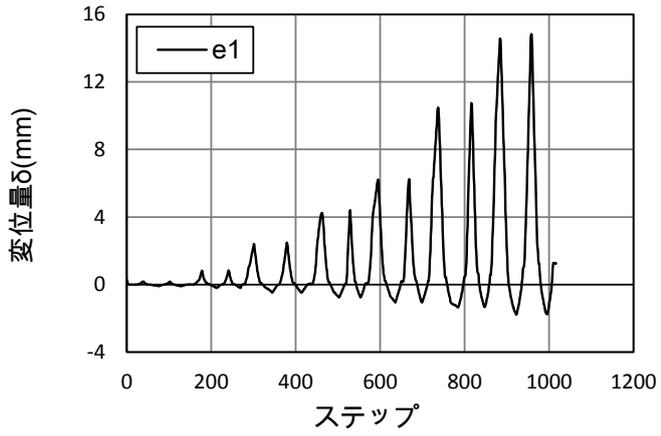
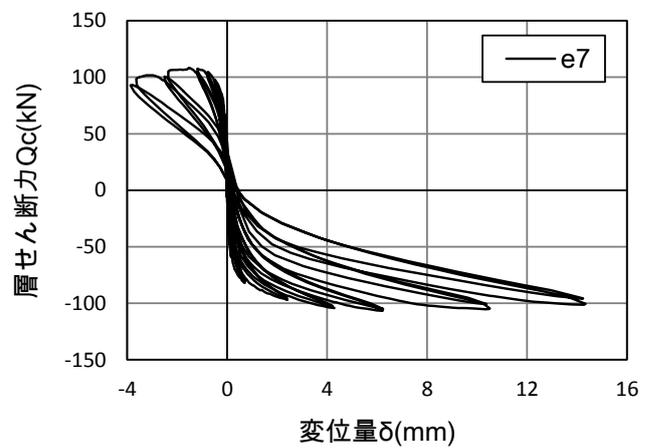
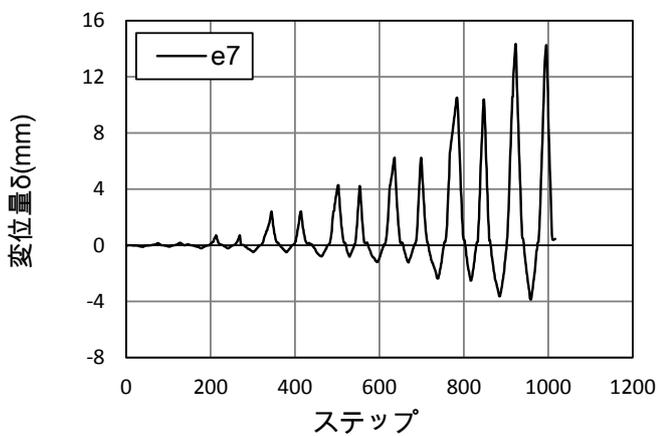
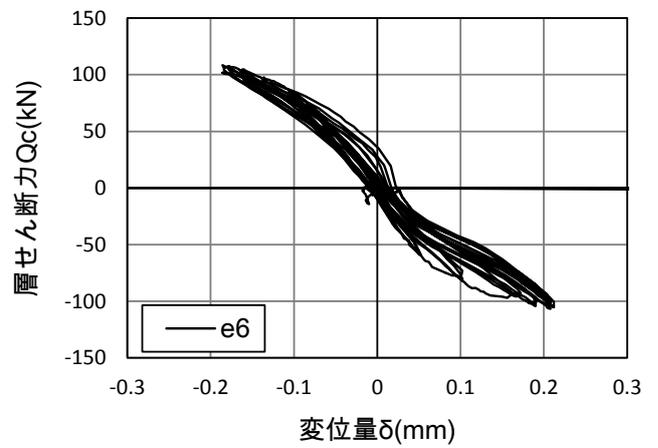
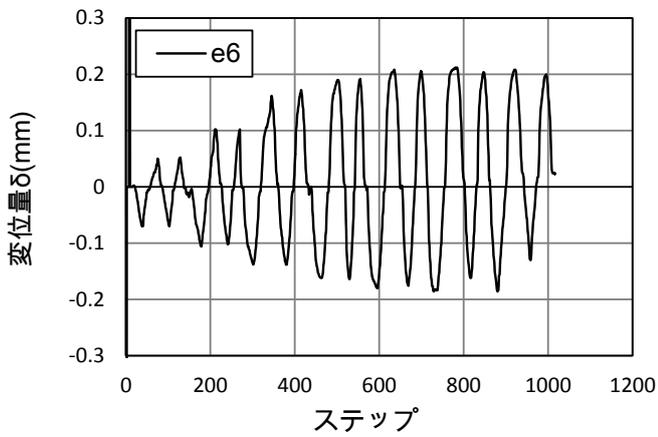
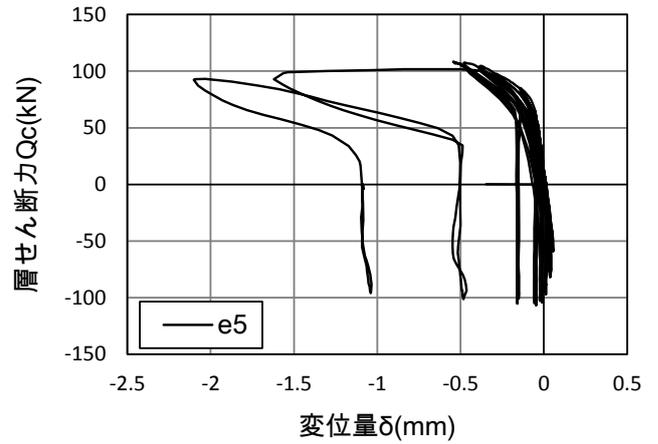
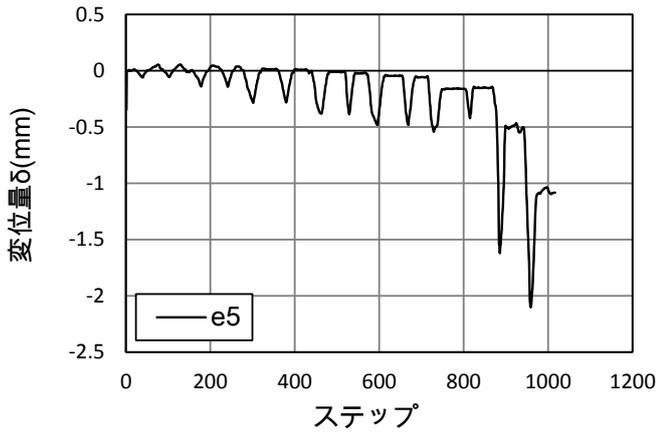
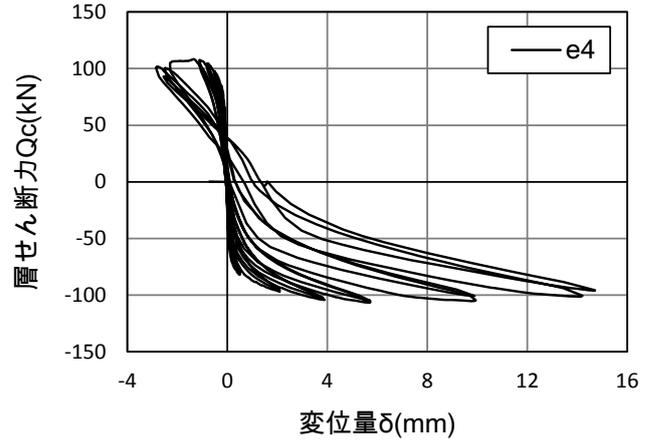
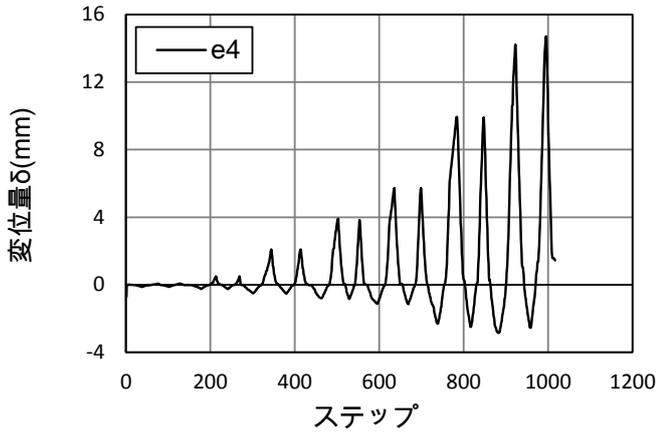
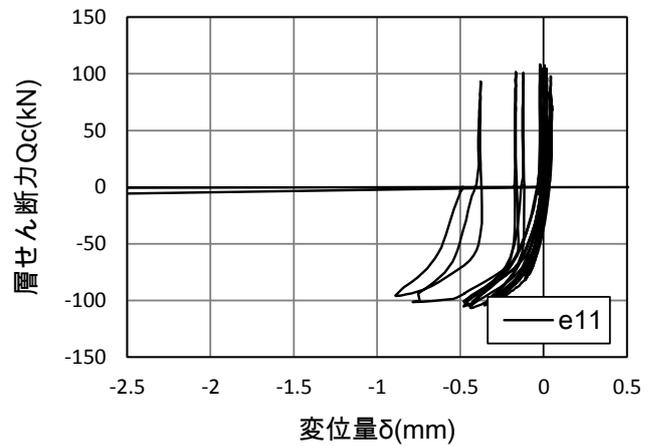
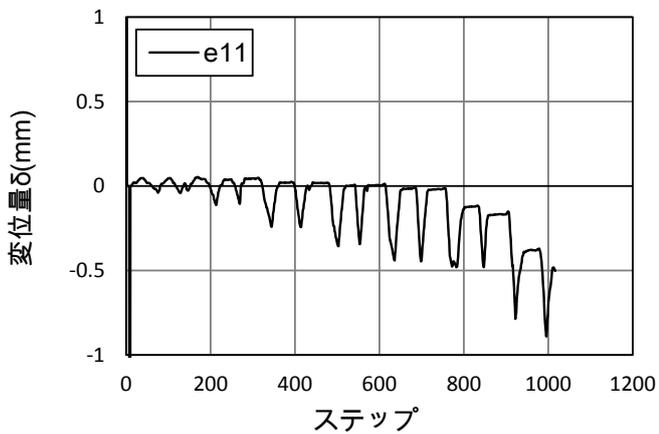
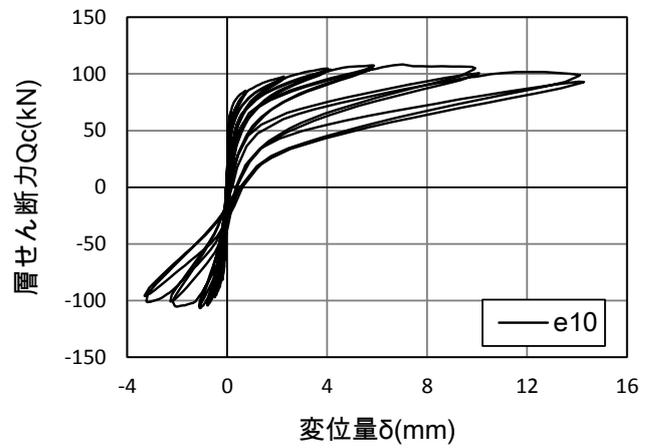
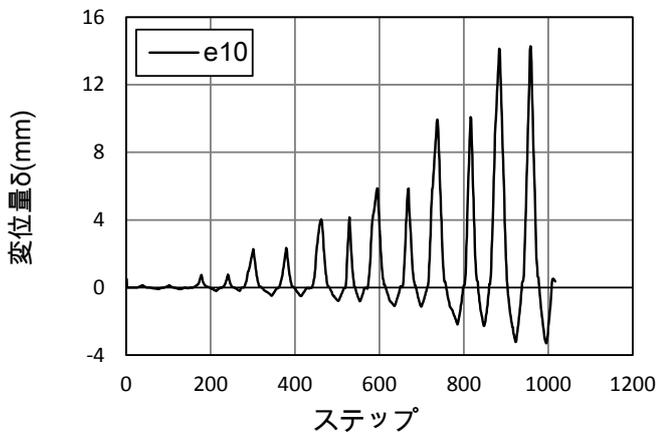
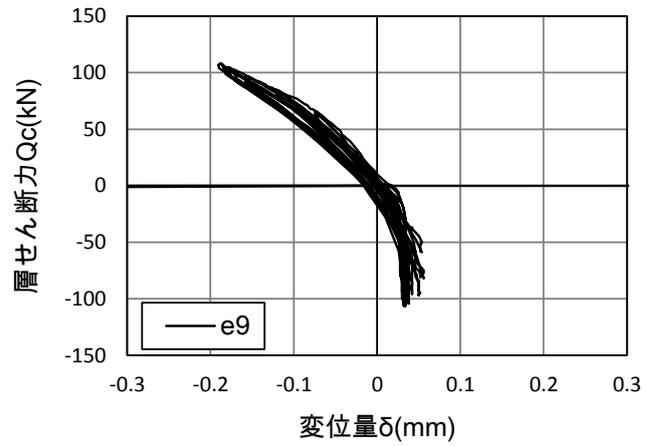
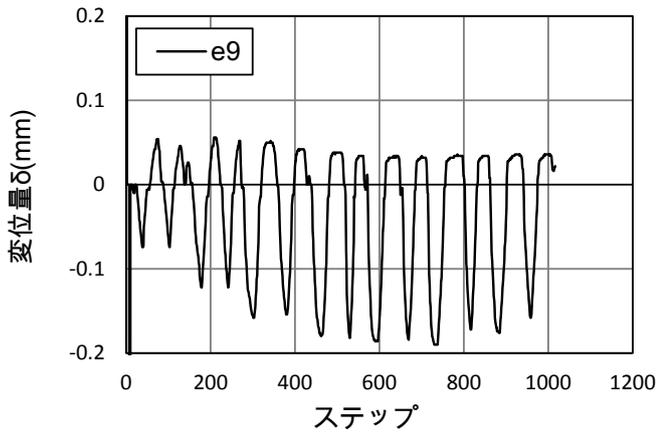
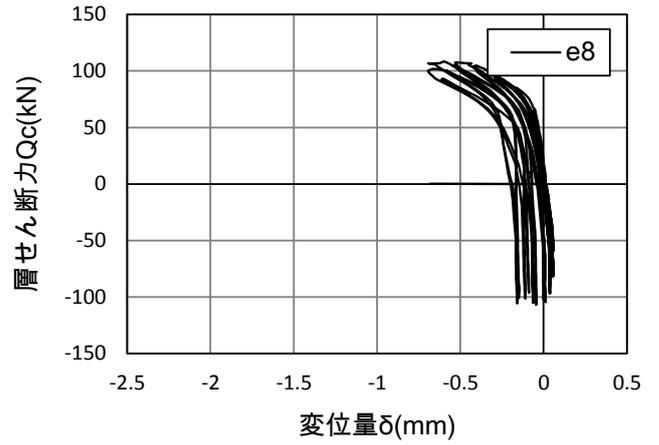
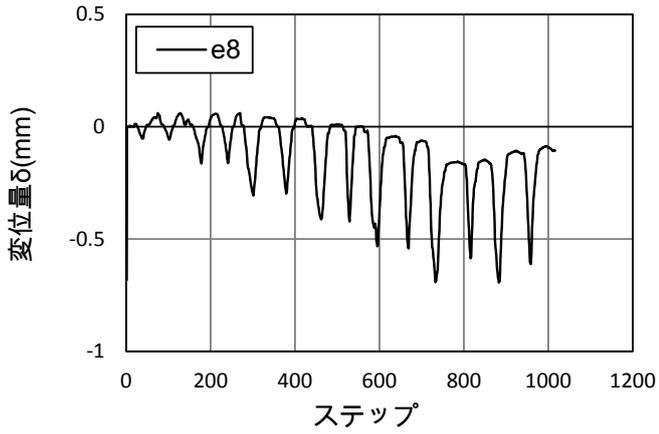
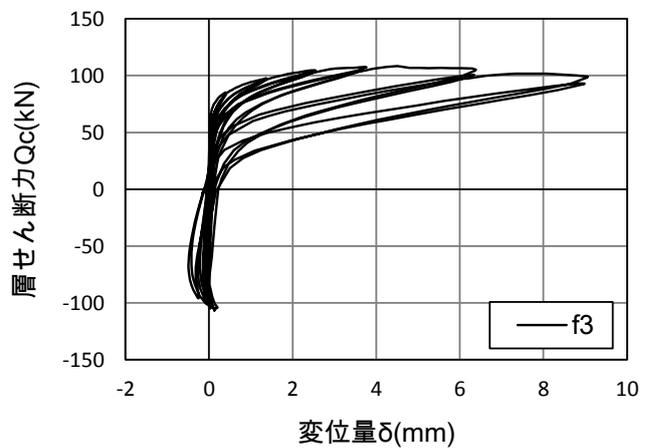
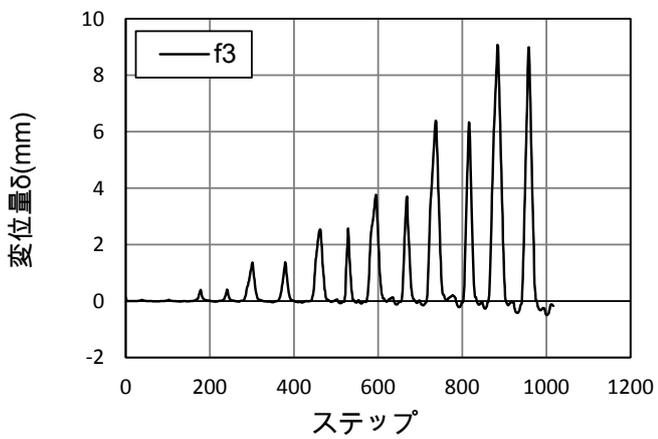
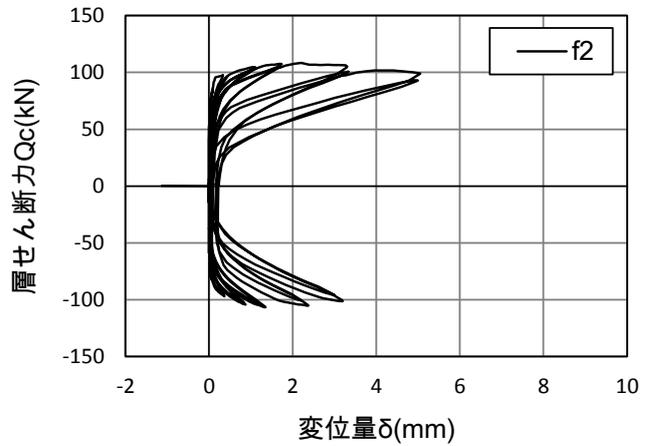
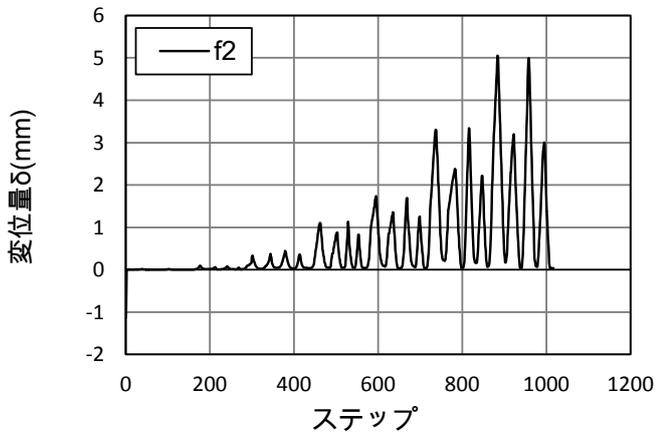
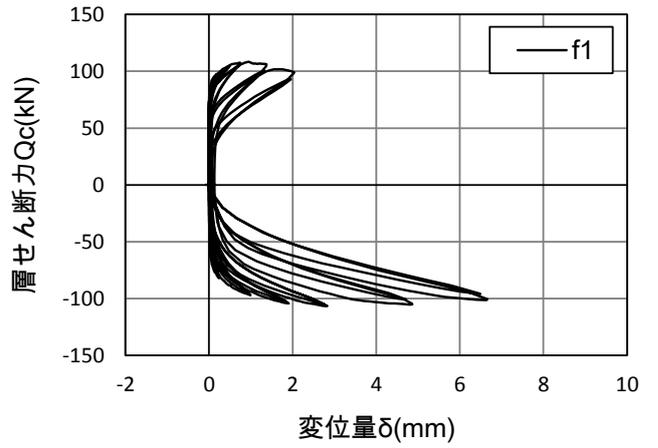
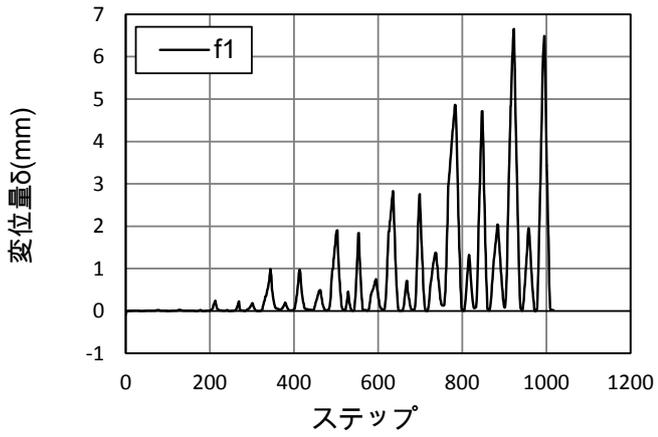
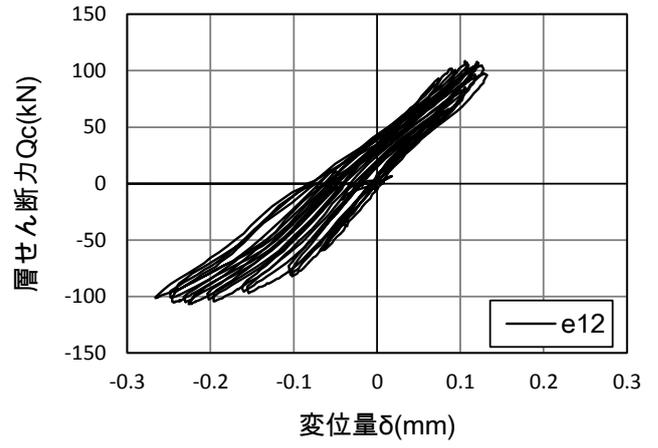
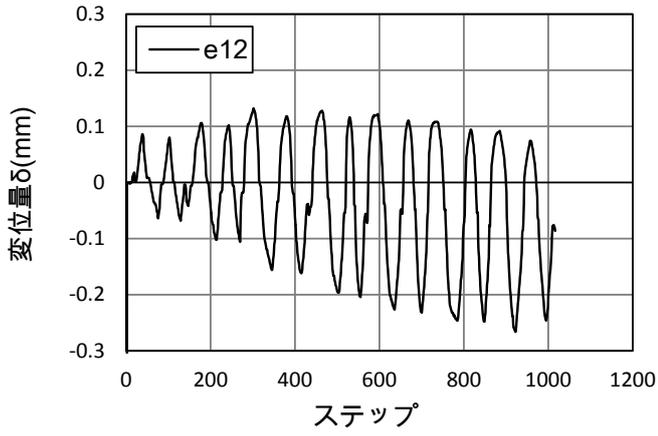


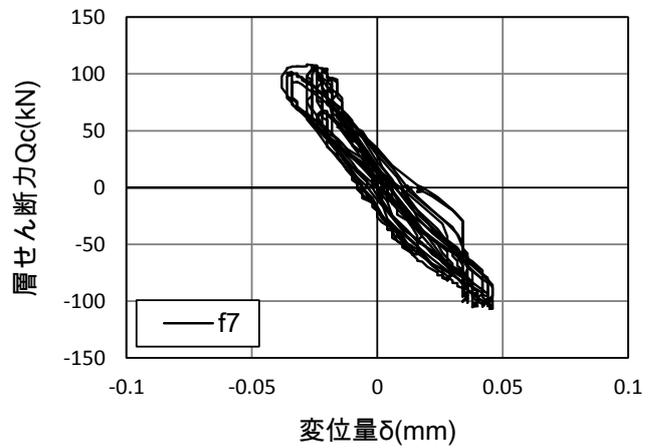
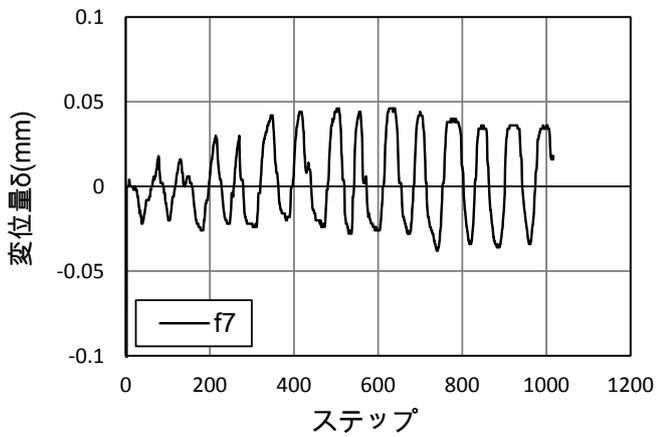
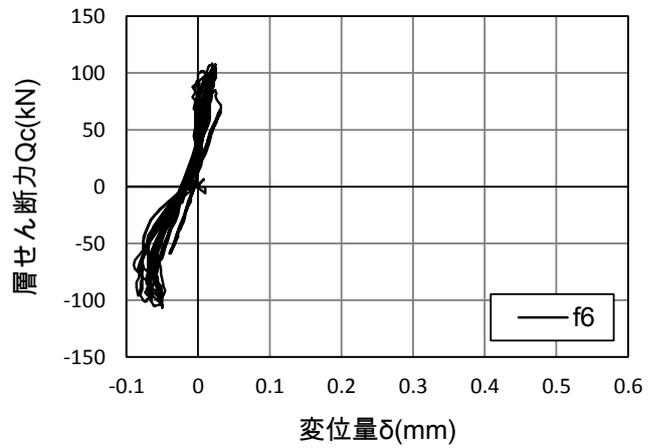
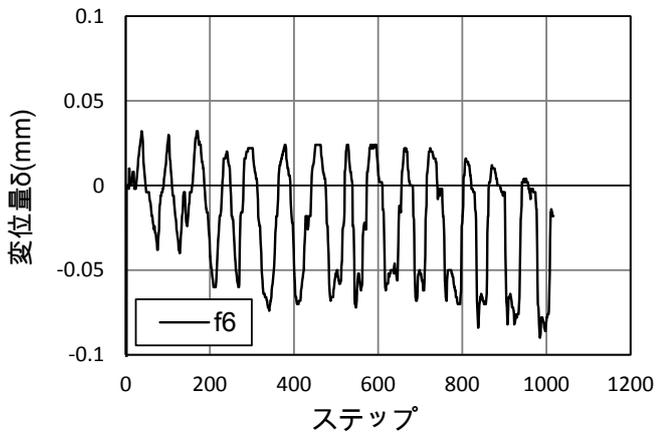
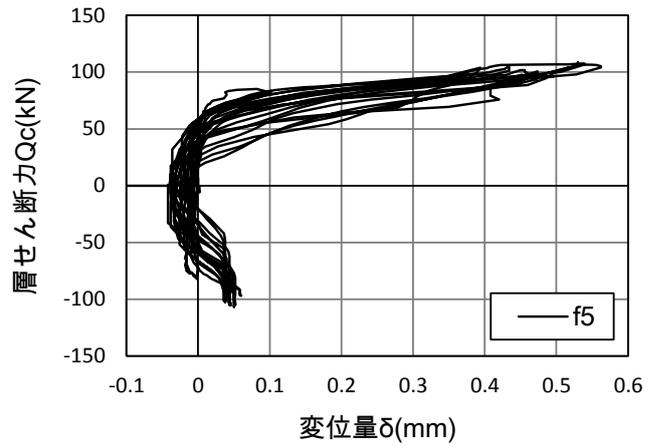
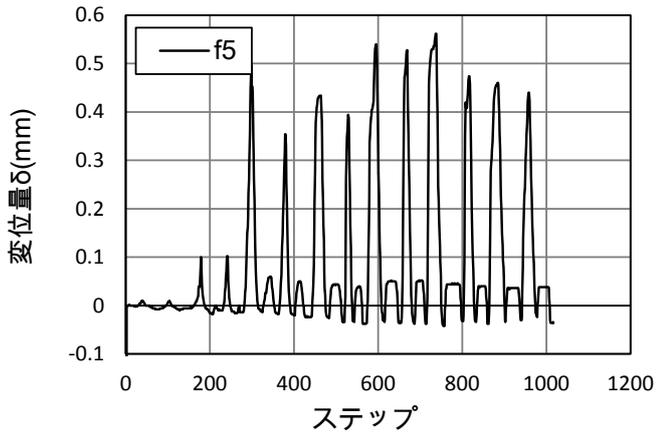
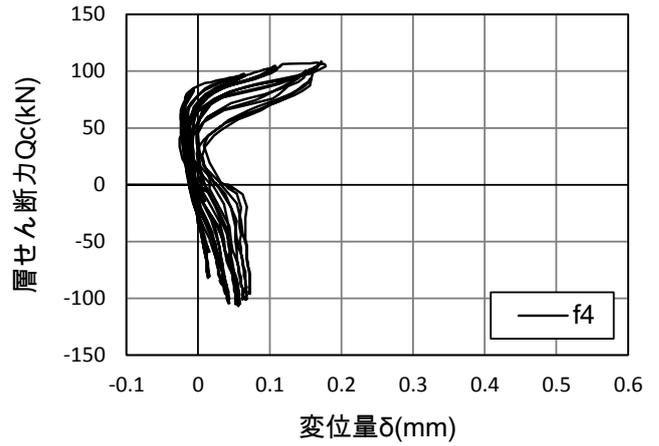
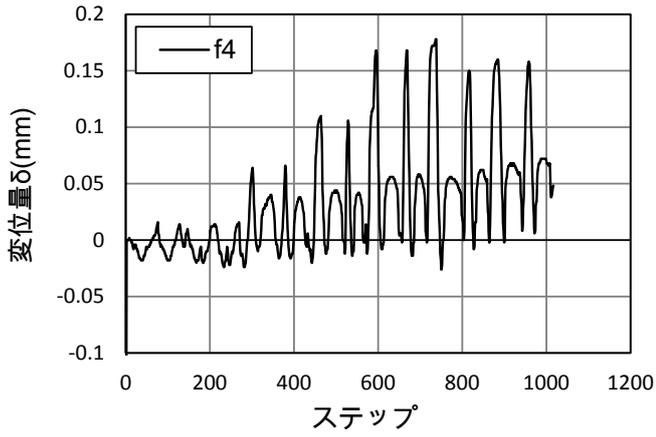
図 4.5-5 (a) 試験体 PCJ07











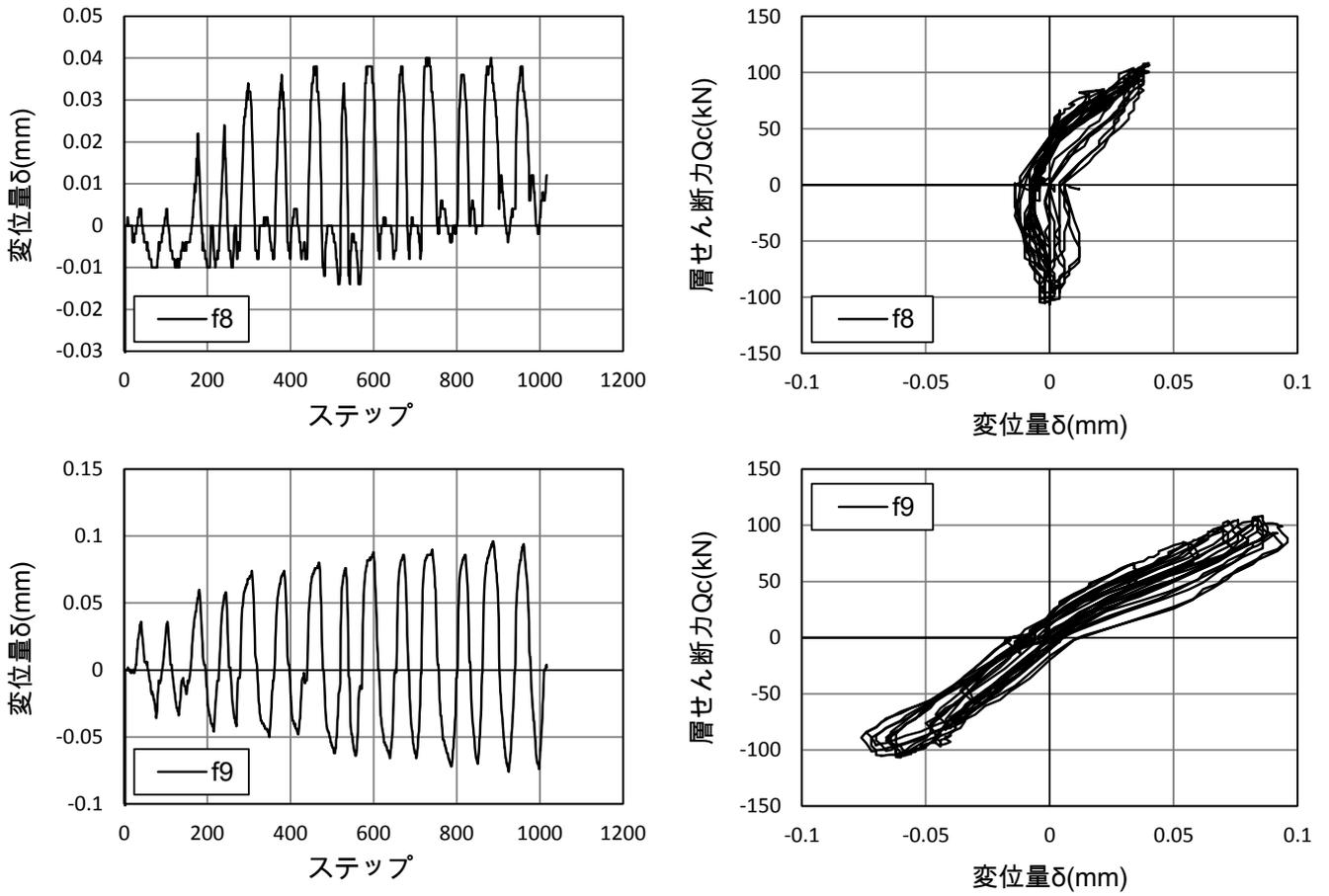
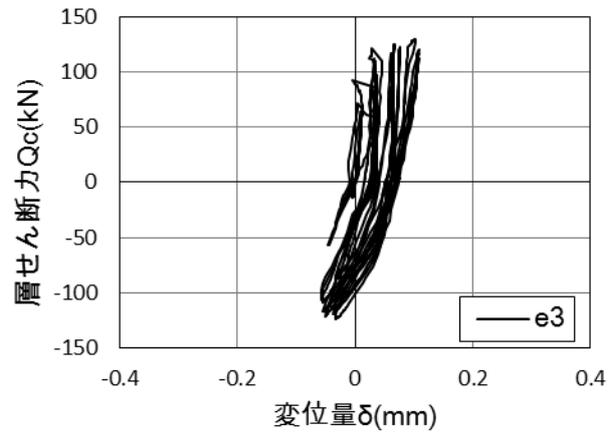
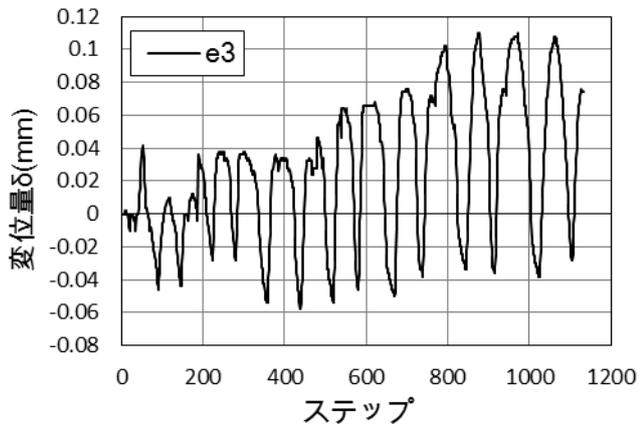
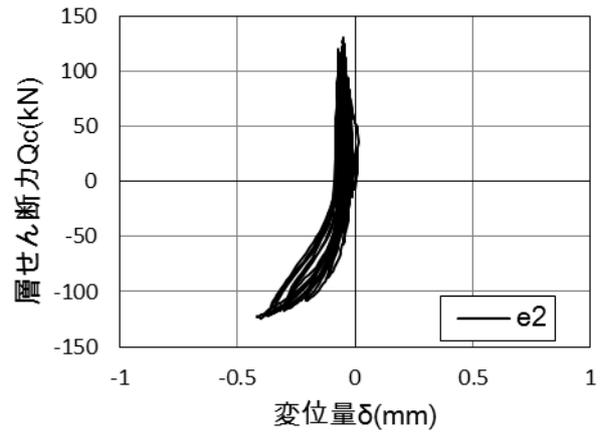
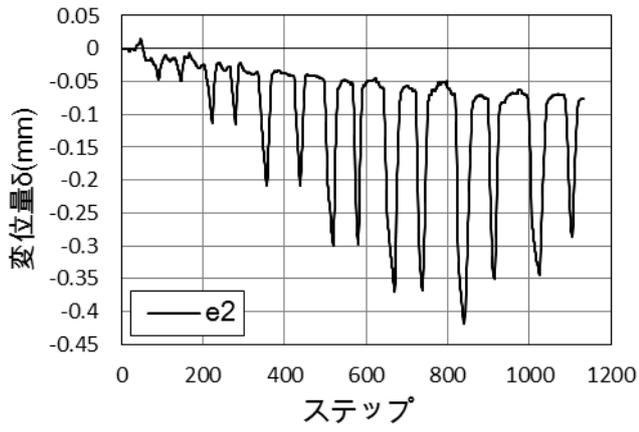
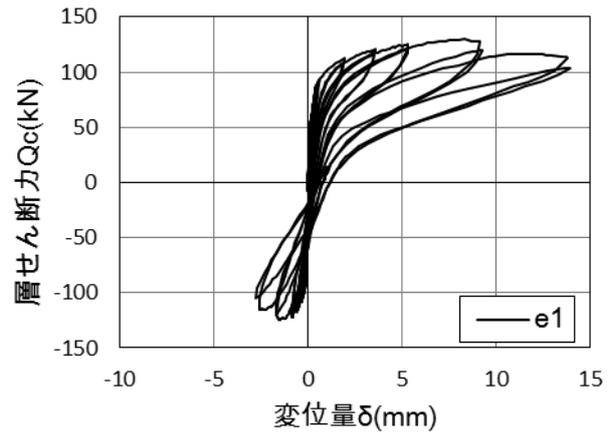
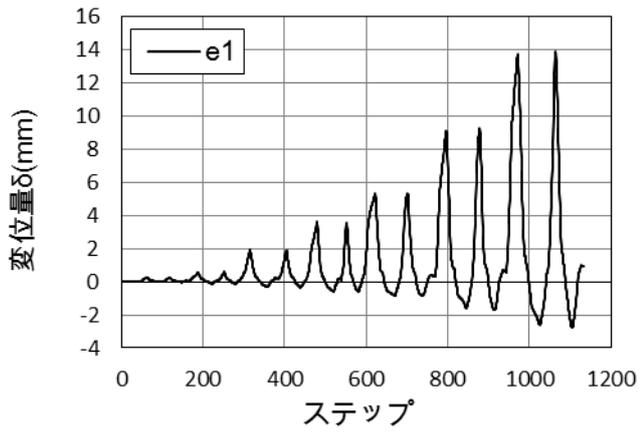
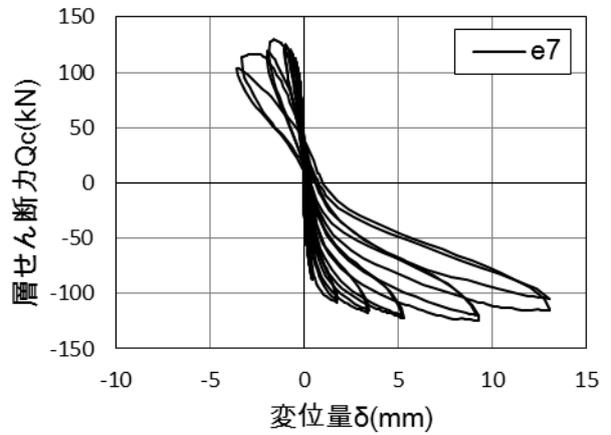
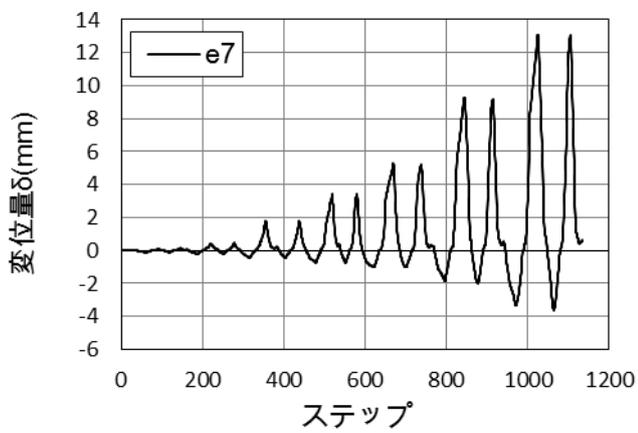
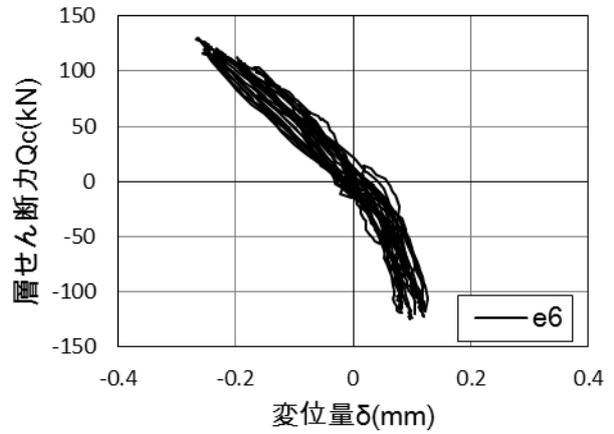
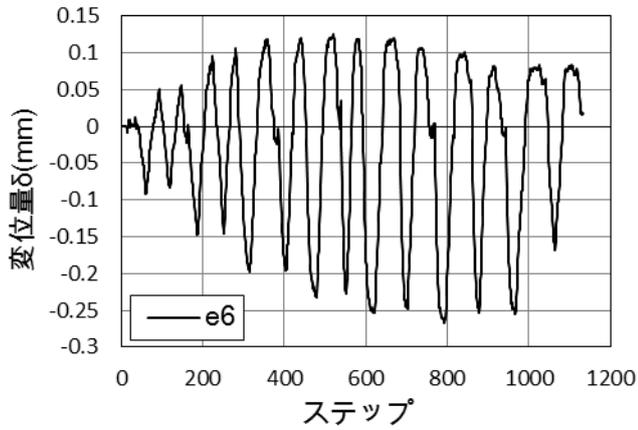
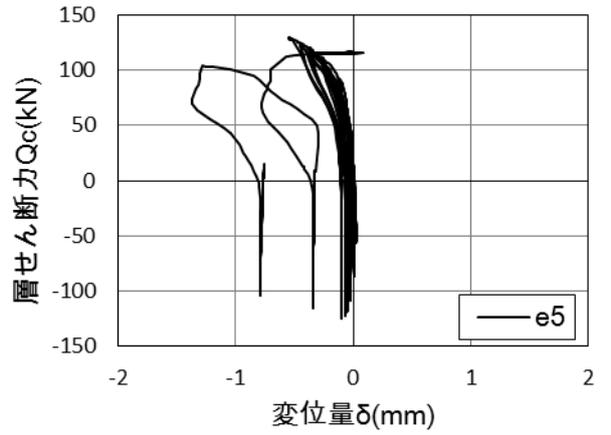
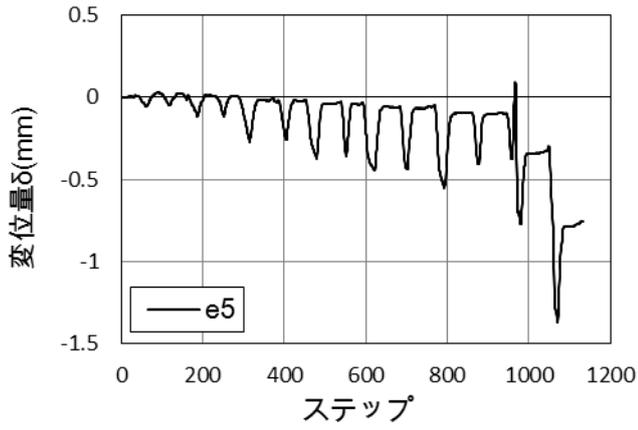
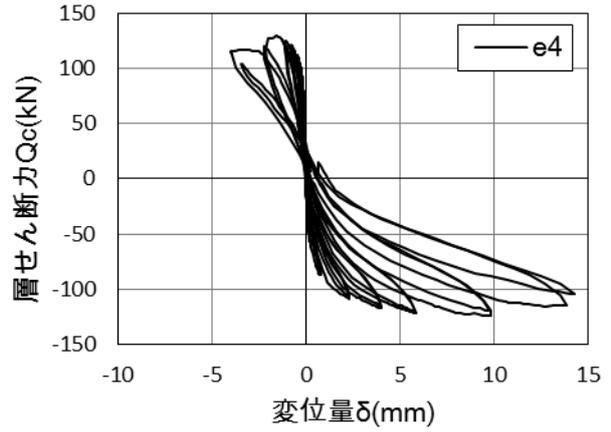
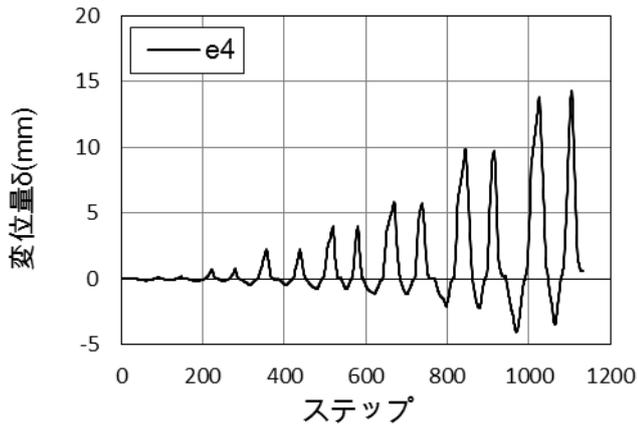
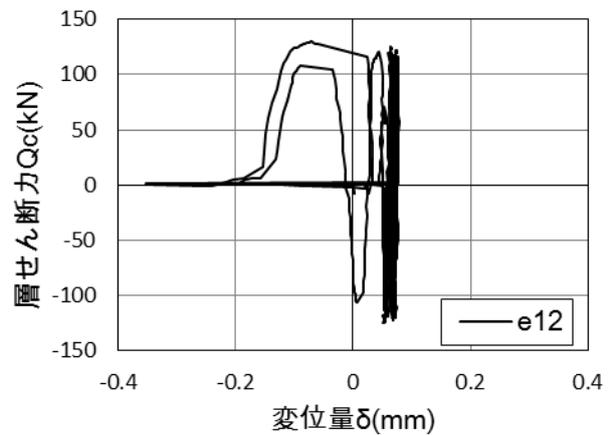
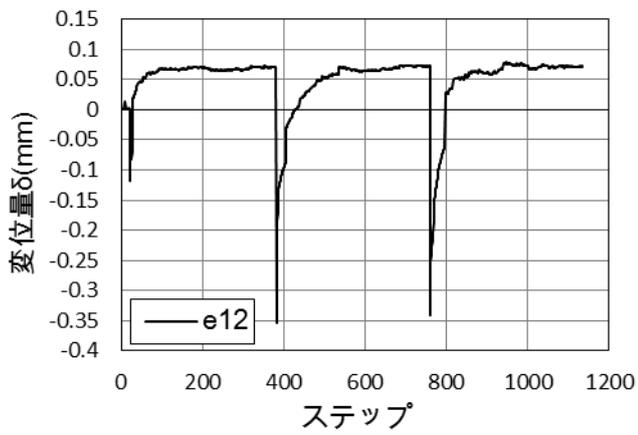
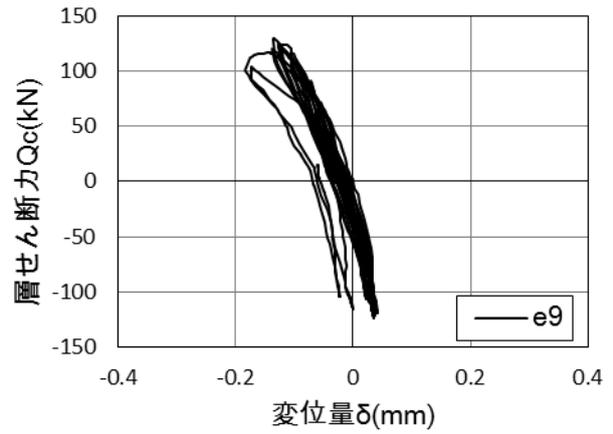
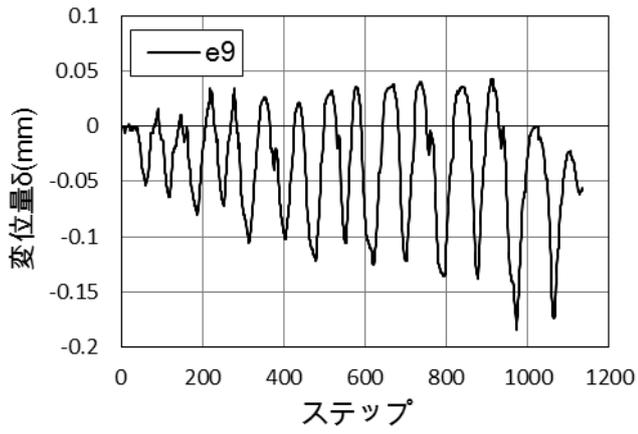
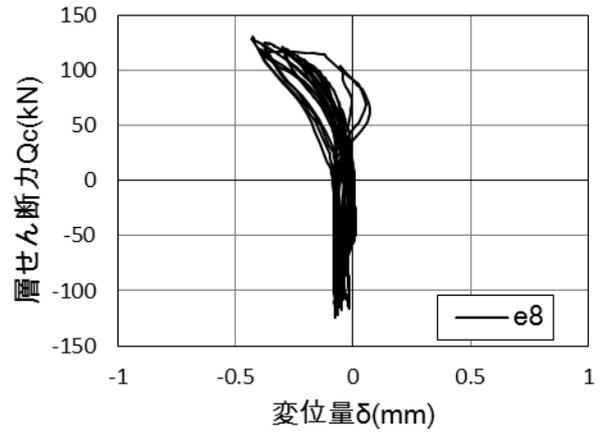
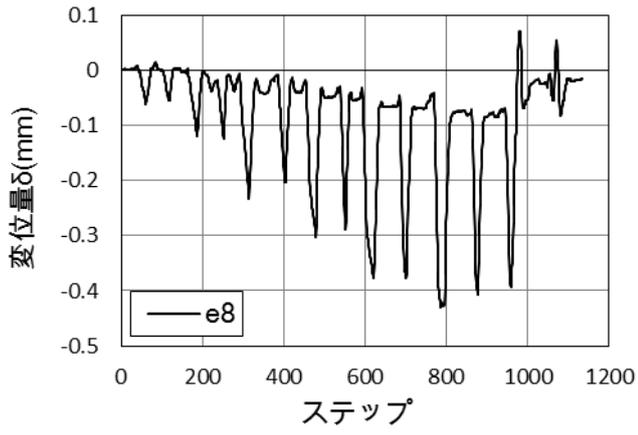
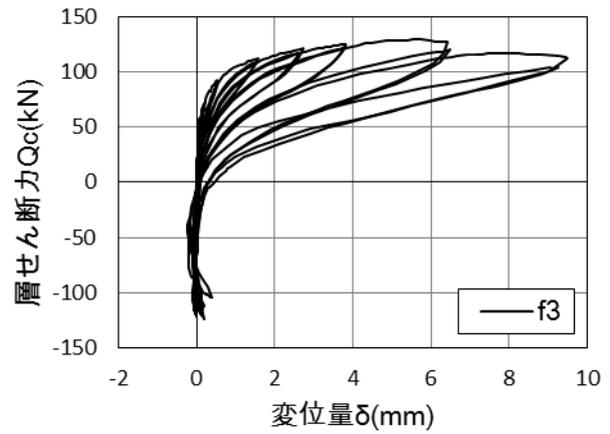
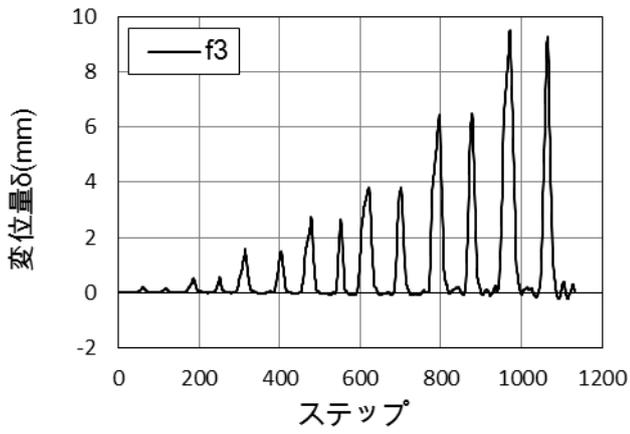
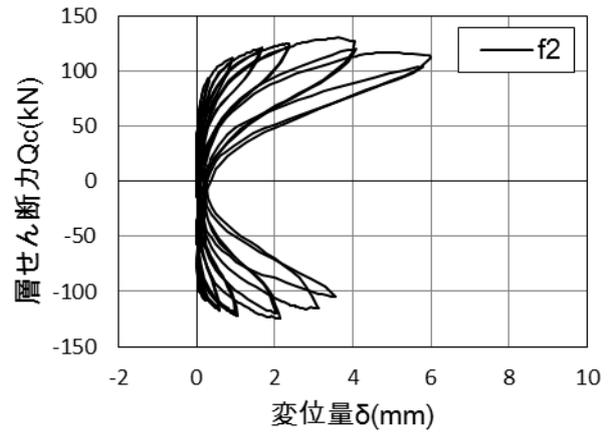
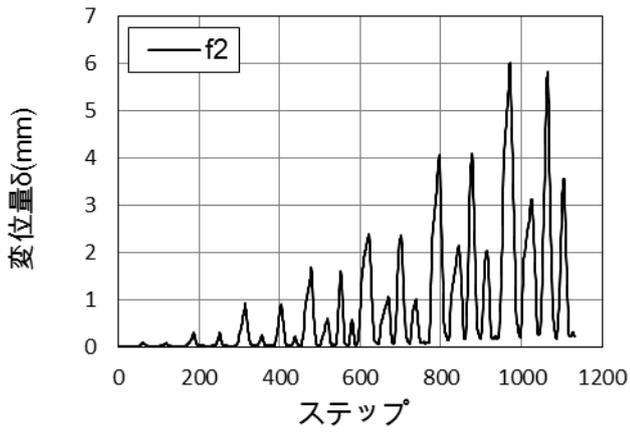
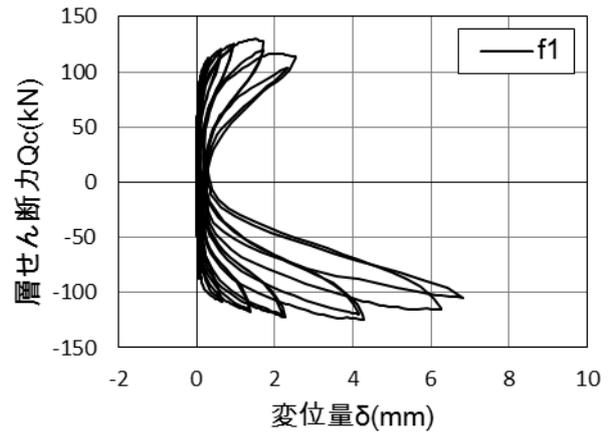
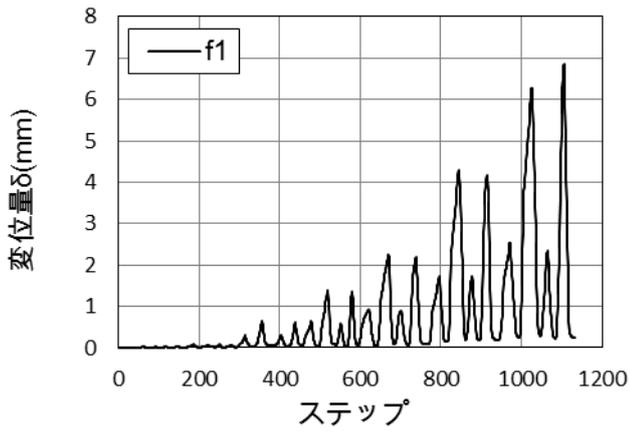


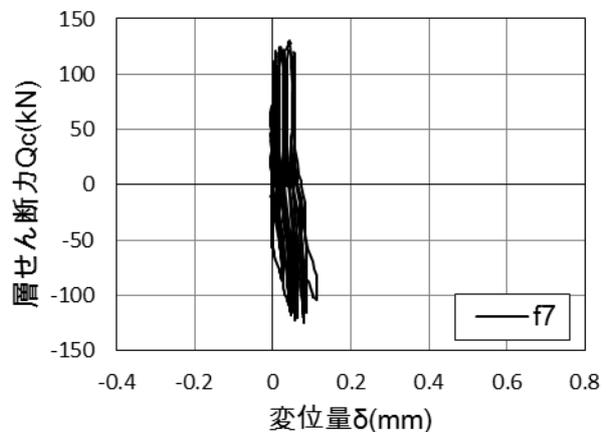
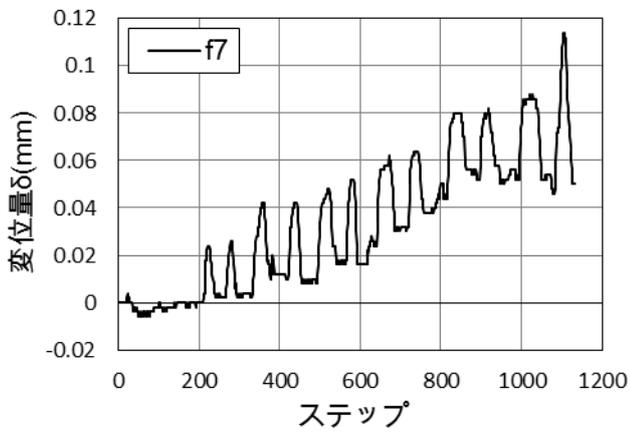
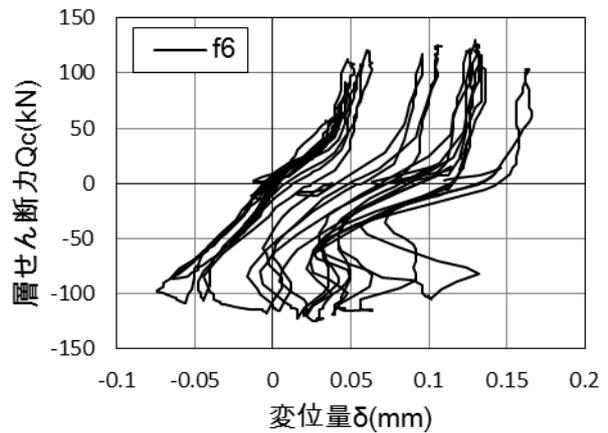
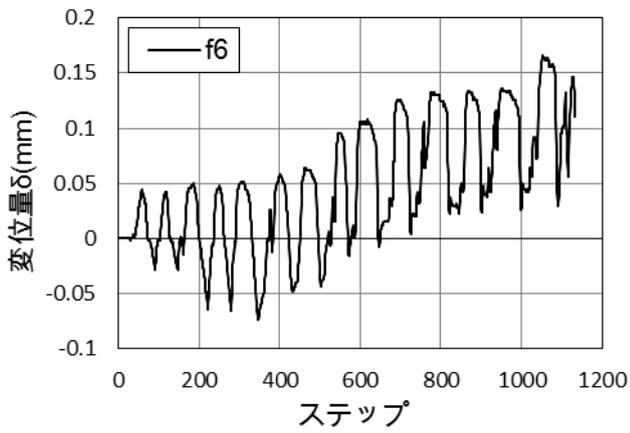
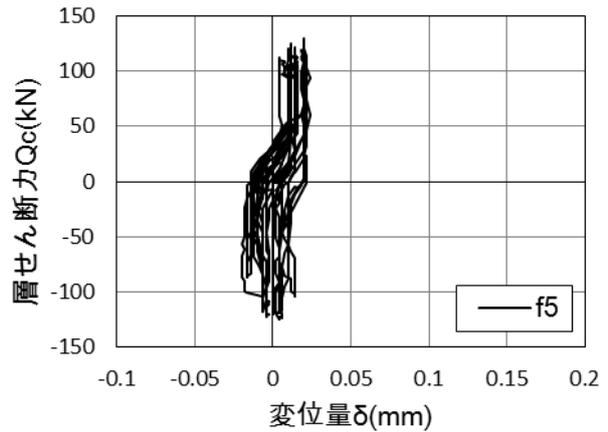
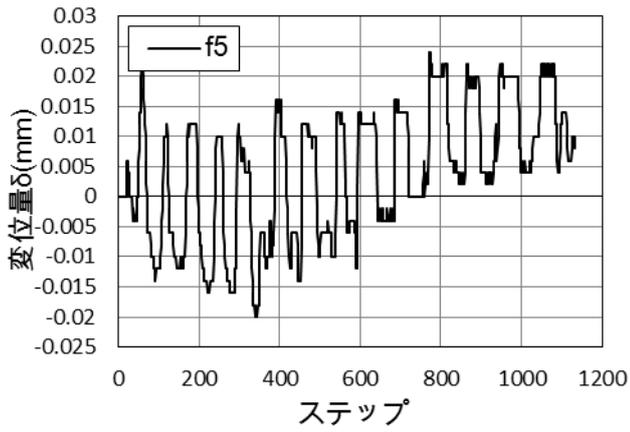
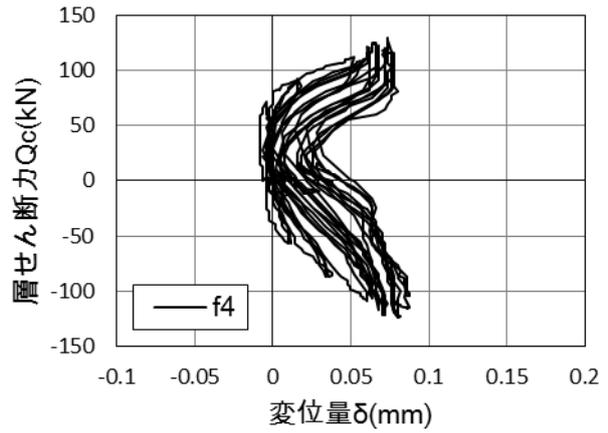
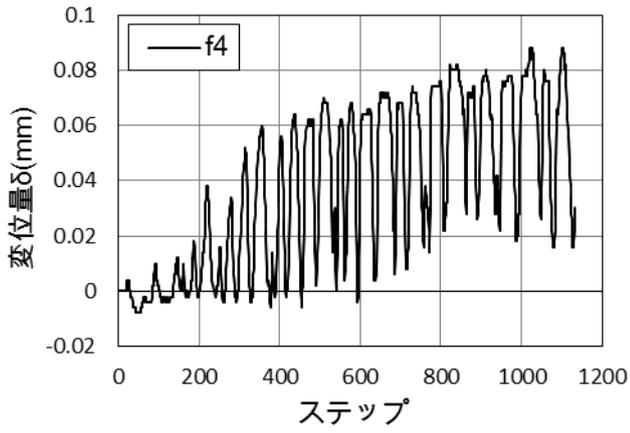
図 4.5-5 (b) 試験体 PCJ08











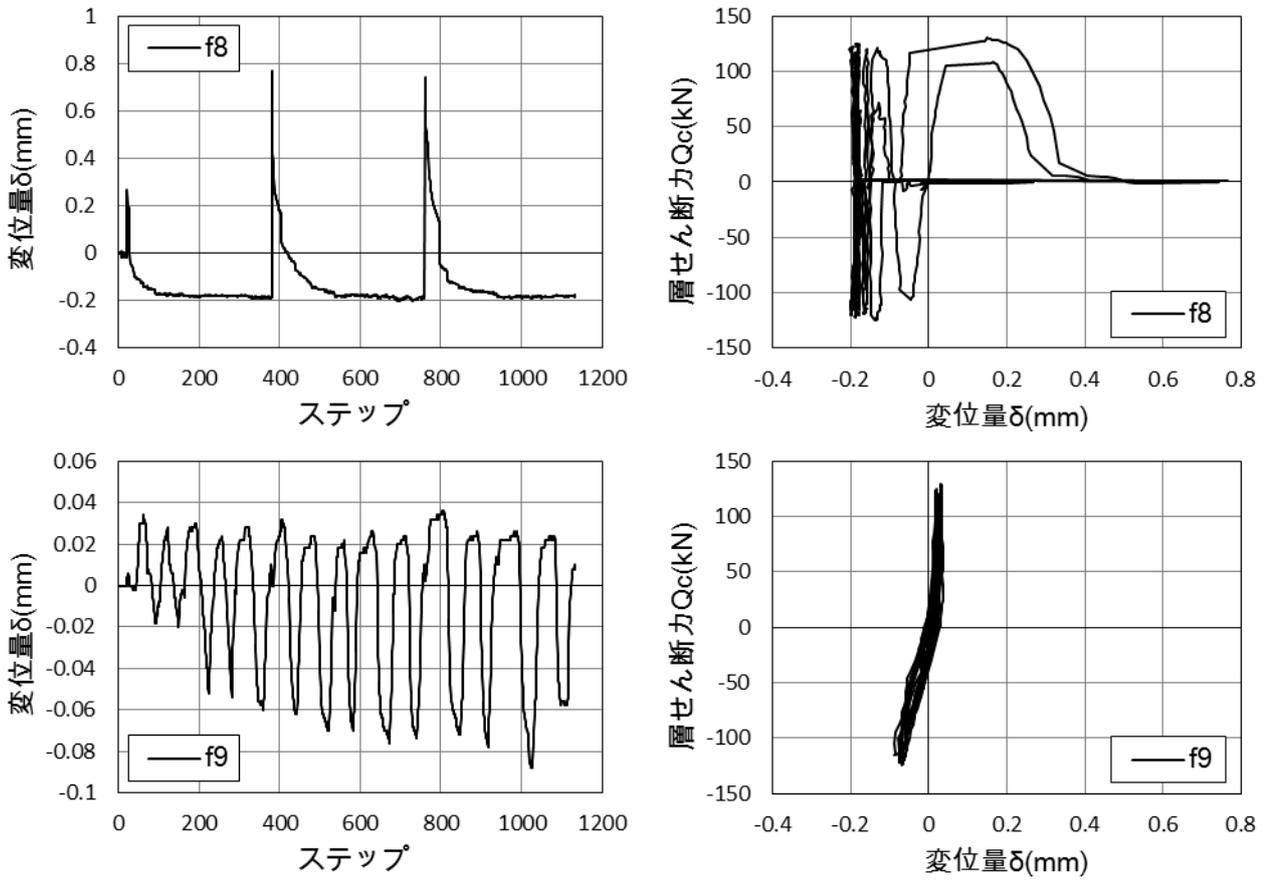


図 4.5-5 (c) 試験体 PCJ15

修復限界Ⅰ

かぶりコンクリートの軽い圧壊：梁圧縮側にコンクリートに圧縮ひび割れが生じた点を目視によって判定。判定した時の写真を写真4.5-1に示す。

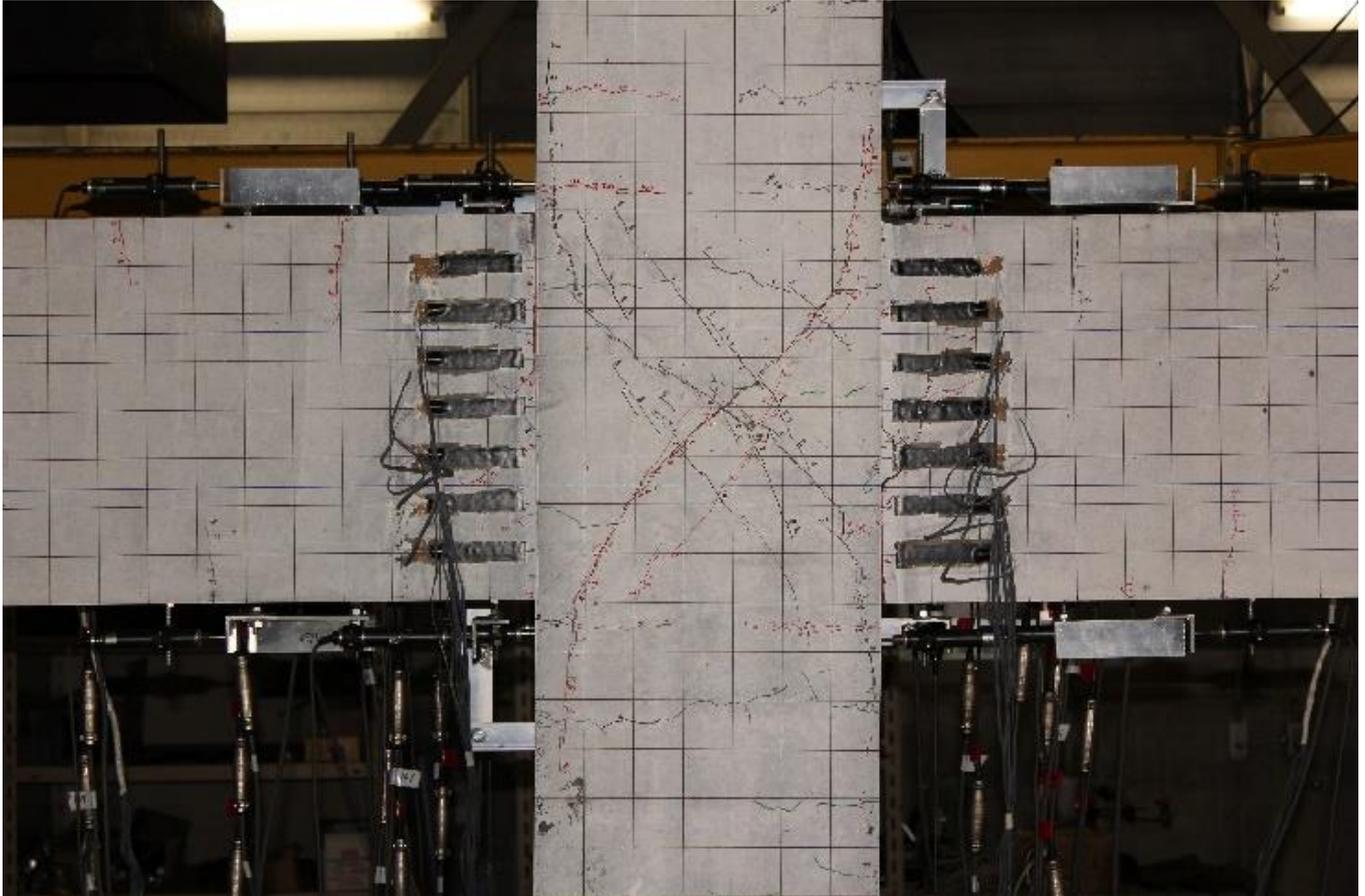


写真 4.5-1 試験体 PCJ07

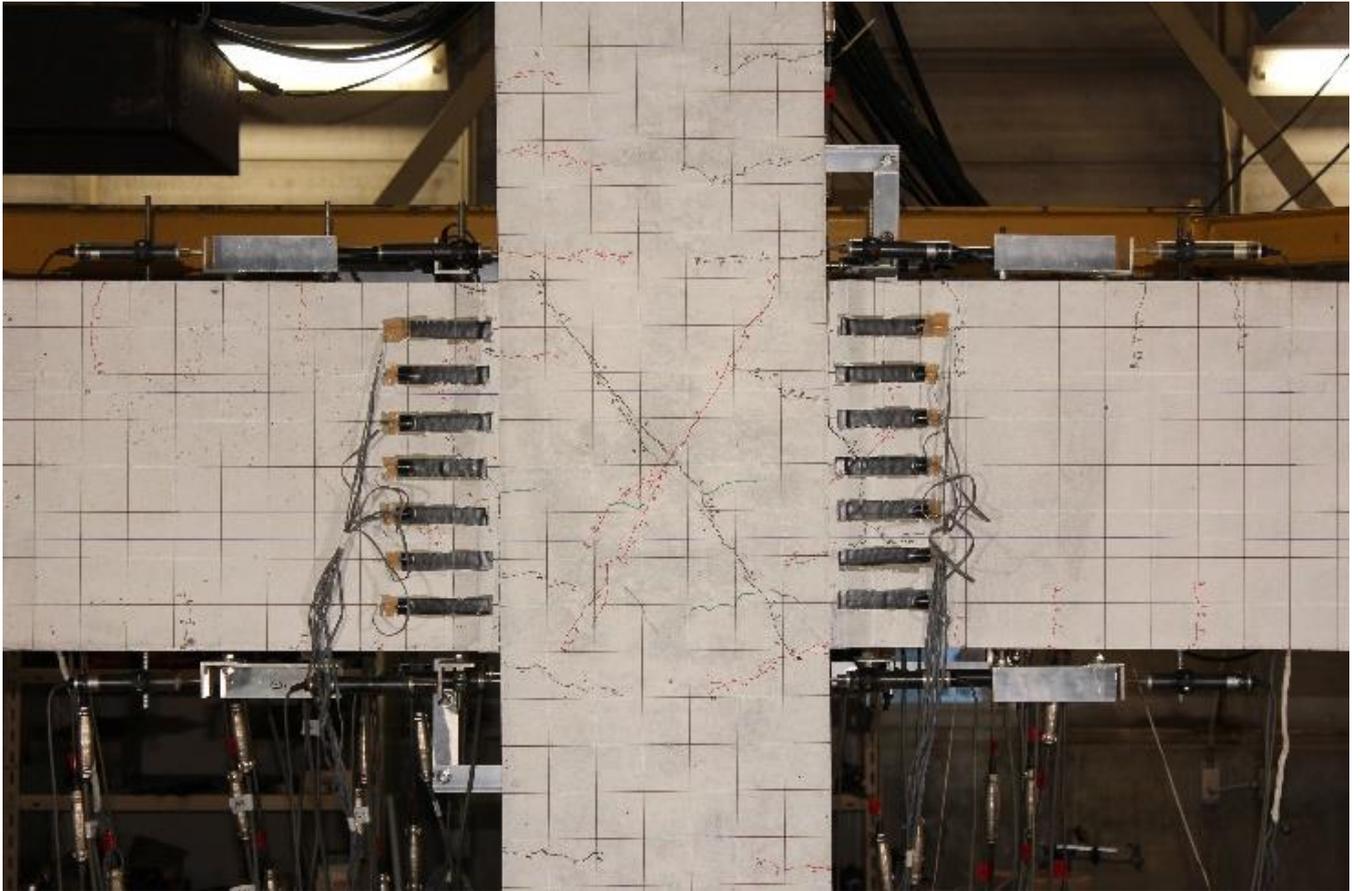


写真 4.5-1 試験体 PCJ08

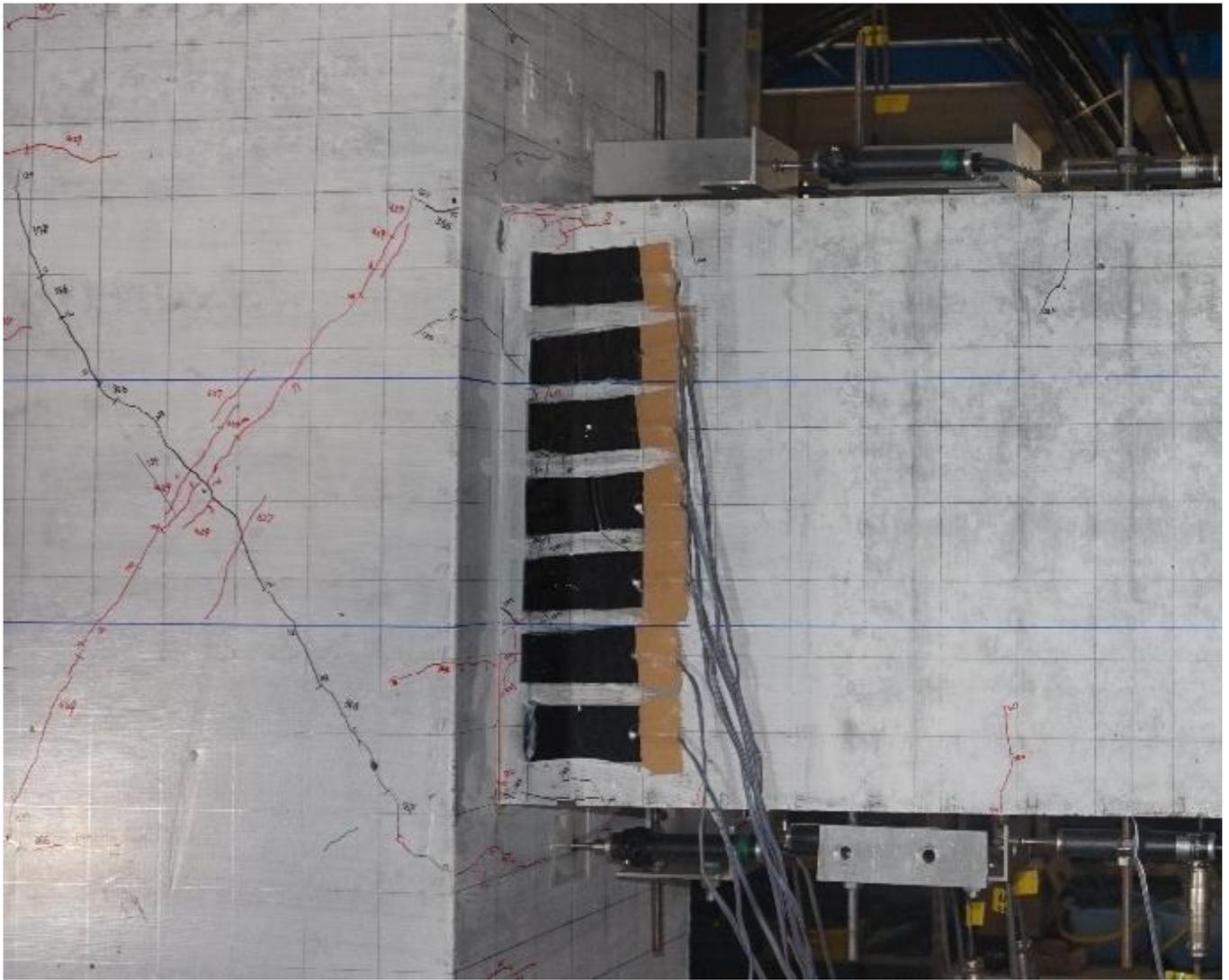


写真 4.5-1 試験体 PCJ14

修復限界Ⅱ

かぶりコンクリートの圧壊：かぶり厚さ内でコンクリートが剥落した点を目視によって判定。判定した時の写真を写真 4.5-2 に示す。

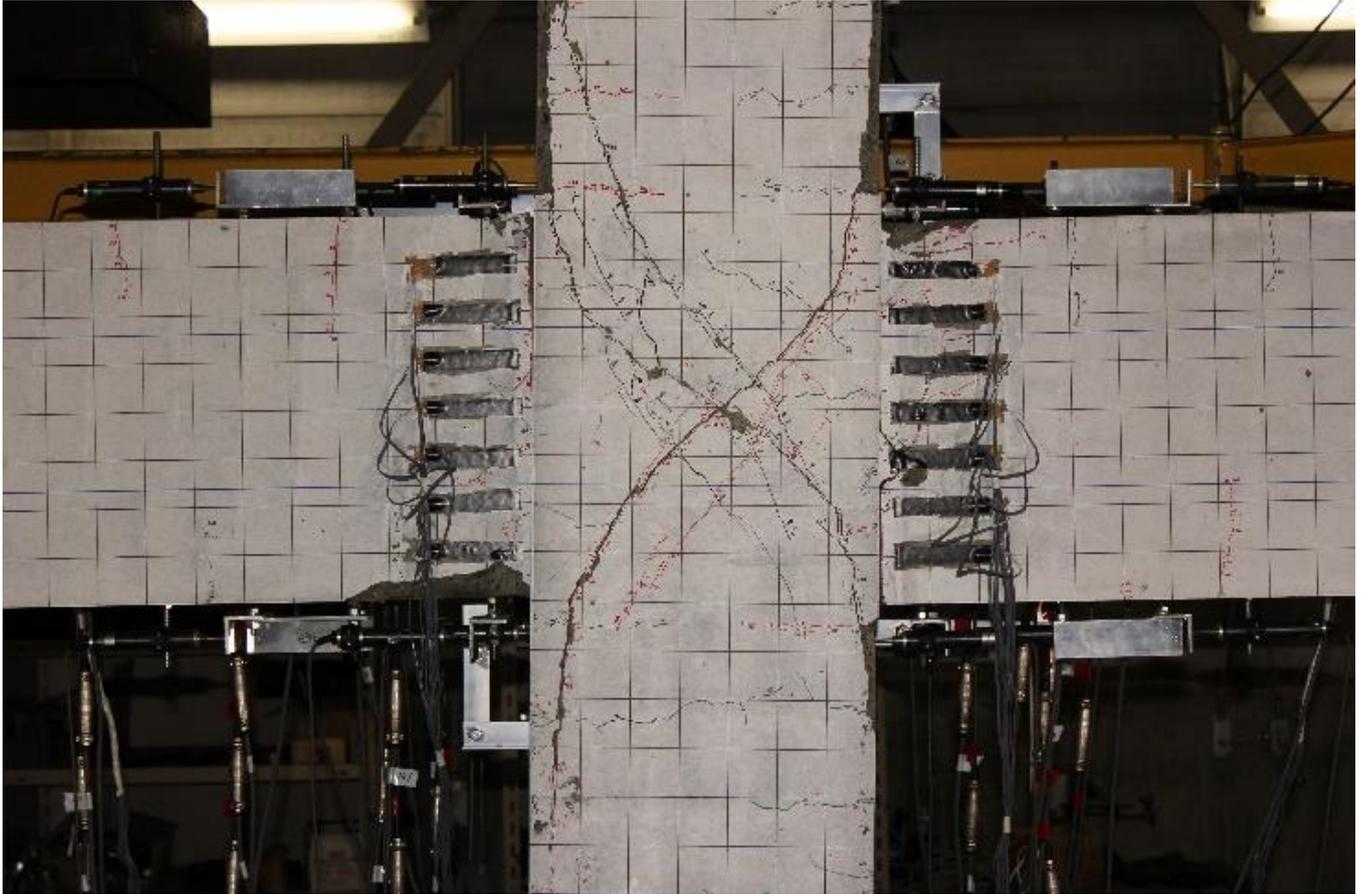


写真 4.5-2 試験体 PCJ07

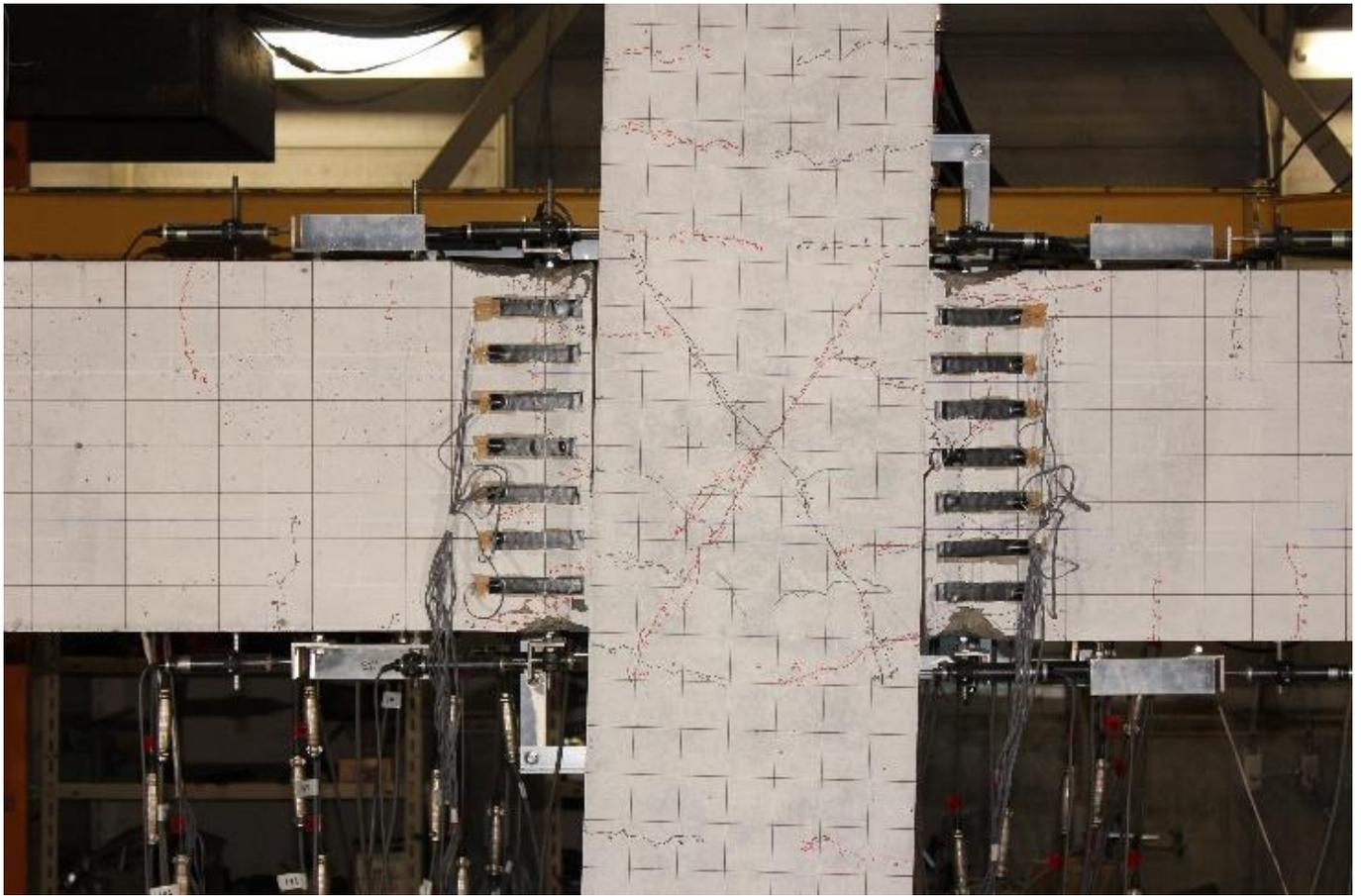


写真 4.5-2 試験体 PCJ08



写真 4.5-2 試験体 PCJ08

**IV. 残留変形角** (各残留変形角が生じるピーク時の梁部材角、残留変形角は除荷時の部材角)

修復限界Ⅰ

1/400

修復限界Ⅱ

1/200

安全限界

部材角 4%

**V. 残留目開き幅**(各残留目開き幅が生じるピーク時の梁部材角、残留ひび割れ幅は引張縁の残留目開き幅を計算した)

使用限界

0.2mm 以下

修復限界Ⅰ

1mm 以下

修復限界Ⅱ

**VI.安全限界**

文献[4.5.1]を参考に最大強度の 85%に強度が低下した時を安全限界と判断した。

### 4.5.3 各種限界状態のまとめ

表 4.5-7 (a) に本研究における試験体の西梁部材の各種限界状態時の梁部材角とその決定要因をまとめた。また、鈴木らの既往研究[4.5.2]による十字形骨組のアンボンド PCaPC 梁部材の各種限界状態を表 4.5-7 (b) にまとめた。梁せん断力と梁部材角関係の包絡線を図 4.5-6 に示す。同図の実線は上端引張時を、破線は下端引張時を示し、縦実線および縦破線は表 4.5-1 に記載した各種限界状態の梁部材角とその決定要因を示す。

表 4.5-7 各種限界状態決定要因と各事象発生時の梁部材角 (%)

表 4.5-7 (a) 試験体 PCJ13, 14, 15 の西梁

各種限界状態要因項目		試験体PCJ13		試験体PCJ14		試験体PCJ15	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏 (降伏)	-				0.41	-
PC鋼材	弾性限界	0.62(▲)	0.70(△)	1.61	1.58	1.23	1.72
	僅かな降伏 (降伏)	-	3.95	-		-	
コンクリート	0.9σ <sub>b</sub>	0.22(●)	0.21(○)	0.14(●)	0.13(○)	0.12(●)	0.21(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	0.87	0.96	1.16(▲)	1.19(△)	0.81(▲)	1.22(△)
	かぶりコンクリート剥落	3.05	3.04(◇)	2.75(◆)	2.75(◇)	2.14	3.66(◇)
	コアコンクリート圧壊	-					
残留変形角	1/400(0.25%)	1.90	-	3.45	-	1.38	-
	1/200(0.5%)	2.7	-				-
残留目開き幅	0.2mm	0.98	1.85	2.02	1.78	0.32	1.29
	1.0mm	1.99	-	3.66	-	1.26	-
	2.0mm	2.80(◆)	-		1.81(◆)	-	
耐力低下	0.85Q <sub>max</sub>	-				2.78(■)	-
決定要因	使用限界	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.22%)	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.21%)	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.14%)	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.13%)	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.12%)	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.21%)
	修復限界Ⅰ	PC鋼材 弾性限界 (0.62%)	PC鋼材 弾性限界 (0.70%)	かぶりコンクリート 軽い圧壊 (1.16%)	かぶりコンクリート 軽い圧壊 (1.19%)	かぶりコンクリート 軽い圧壊 (0.81%)	かぶりコンクリート 軽い圧壊 (1.22%)
	修復限界Ⅱ	残留目 開き幅 (2.80%)	かぶりコンクリート 剥落 (3.04%)	かぶりコンクリート 剥落 (2.75%)	かぶりコンクリート 剥落 (2.75%)	残留目 開き幅 (1.81%)	かぶりコンクリート 剥落 (3.66%)
	安全限界	-				耐力低下 (2.78%)	-

表 4.5-7(b) 試験体 PCJ07, 08, 10 の西梁

各種限界状態要因項目		試験体PCJ07		試験体PCJ08		試験体PCJ10	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏(降伏)	-				0.79	-
PC鋼材	弾性限界	1.17(▲)	1.22(△)	1.21(▲)	1.07(△)	1.22(▲)	1.50(△)
	僅かな降伏(降伏)	-				-	-
コンクリート	0.9σ <sub>b</sub>	0.21(●)	0.20(○)	0.27(●)	0.25(○)	0.22(●)	0.37(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	1.65	2.39	1.22	1.09	-	-
	かぶりコンクリート剥落	2.70(◆)	3.25(◇)	2.78(◆)	2.62(◇)	2.32(◆)	3.43(◇)
	コアコンクリート圧壊	-				-	-
残留変形角	1/400(0.25%)	-				2.49	-
	1/200(0.5%)	-				-	-
残留目開き幅	0.2mm	1.89	2.45	1.81	1.9	0.83	2.88
	1.0mm	3.52	-	-	-	2.74	-
	2.0mm	-	-	-	-	-	-
耐力低下	0.85Q <sub>max</sub>	-				-	-
決定要因	使用限界	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.21%)	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.20%)	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.27%)	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.25%)	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.22%)	コンクリート 強度0.9σ <sub>b</sub> (0.37%)
	修復限界Ⅰ	PC鋼材 弾性限界 (1.17%)	PC鋼材 弾性限界 (1.22%)	PC鋼材 弾性限界 (1.21%)	PC鋼材 弾性限界 (1.07%)	PC鋼材 弾性限界 (1.22%)	PC鋼材 弾性限界 (1.50%)
	修復限界Ⅱ	かぶりコンクリート 剥落 (2.70%)	かぶりコンクリート 剥落 (3.25%)	かぶりコンクリート 剥落 (2.78%)	かぶりコンクリート 剥落 (2.62%)	かぶりコンクリート 剥落 (2.32%)	かぶりコンクリート 剥落 (3.43%)
	安全限界	-				-	-

ー：データ無し，不明あるいは該当無し

●・○，▲・△，▼・▽，■・□：上端引張時・下端引張時における使用限界，修復限界Ⅰ，修復限界Ⅱ，安全限界の決定要因

表 4.5-7 に示すように，使用限界は全てコンクリート応力度  $0.9\sigma_b$  で決定した。鋼材係数の大きい平面試験体 PCJ14 は，コンクリートの損傷が激しく，梁部材角  $R_b=0.13\%$  で使用限界に達しており，その他の平面試験体と比べると  $R_b$  が小さくなった。また，立体試験体 PCJ10 および PCJ15 では，下端引張時の使用限界  $R_b$  は，PCJ10 で  $0.37\%$ ，PCJ15 で  $0.21\%$  となり，梁上端のスラブの存在でコンクリートへの圧縮力が分散され，上端引張時の使用限界  $R_b$  (PCJ10 :  $0.22\%$ ，PCJ15 :  $0.12\%$ ) よりは大きくなった。図 4.5-6 に示す，「コンクリート応力度  $0.9\sigma_b$ 」により決まる使用限界点は梁の剛性低下点と概ね対応した。使用限界時の梁部材角は  $0.12\sim 0.37\%$  とかなり小さかったが，これは梁コンクリート圧縮ひずみの測定法に大きく依存する。コンクリートの圧縮変形を測定する変位計の検長がひずみ値に影響するため，その検長と梁付け根の圧壊領域幅との関係を精査する必要がある。これは今後の課題とする。鋼材係数が小さい平面試験体 PCJ07 ( $0.11$ )，PCJ08 ( $0.11$ )，PCJ13 ( $0.09$ ) では，梁コンクリートの圧壊前の早い段階で PC 鋼材が弾性限界を超えたため，修復限界Ⅰは全て「PC 鋼材の弾性限界」で決定した。修復限界Ⅱの殆どではコンクリートの損傷状況が決定要因となった。立体試験体 PCJ15 の上端引張時のみ，スラブ筋の破断及び下端梁付け根コンクリートの損傷で安全限界に到達した。また，立体試験体 PCJ15 と平面試験体 PCJ13 の上端引張時を除き，残留変形角や残留目開き幅を要因とした限界状態の決定が無いことで，アンボンド PCaPC 骨組の高復元性と高損傷制御性能が確認できた。

修復限界Ⅰは  $0.62\sim 1.50\%$  で「PC 鋼材の弾性限界」および「かぶりコンクリートの軽い圧壊」によって，修復限界Ⅱは  $1.81\sim 3.66\%$  で「かぶりコンクリート剥落」および「残留ひび割れ幅  $2\text{mm}$ 」によって，安全限界は  $2.78\%$  で「最大耐力  $85\%$  低下」によって各々決定した。

表 4.5-8 (a) に本研究における試験体の東梁部材の各種限界状態時の梁部材角とその決定要因を、表 4.5-7 (b) に既往研究による十字形骨組のアンボンド PCaPC 梁部材の各種限界状態をまとめた。

表 4.5-7 各種限界状態決定要因と各事象発生時の梁部材角 (%)

表 4.5-7 (a) 試験体 PCJ13, 14, 15 の東梁

各種限界状態要因項目		試験体PCJ13		試験体PCJ14		試験体PCJ15	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏 (降伏)					0.40	-
	座屈						
	破断						
PC鋼材	弾性限界	0.63(▲)	0.65(△)	1.58	1.67	1.42	1.62
	僅かな降伏(降伏)	3.84	-				
コンクリート	$0.9\sigma_B$	0.22(●)	0.32(○)	0.11(●)	0.11(○)	0.15(●)	0.33(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	0.87	0.90	1.16(▲)	1.19(△)	0.98(▲)	1.10(△)
	かぶりコンクリート剥落	2.98	3.13(◇)	2.72(◆)	2.84(◇)	2.32	3.70(◇)
	コアコンクリート圧壊						
残留変形角	1/400(0.25%)	2.10	-	-	3.71	1.39	-
	1/200(0.5%)					2.27	
残留目開き幅	0.2mm	0.87	1.30	1.74	1.79	0.46	0.89
	1.0mm	2.05	-	3.1	-	1.57	3.07
	2.0mm	2.47(◆)	-	-	-	2.25(◆)	-
耐力低下	$0.85Q_{max}$	-	-	-	-	-	-
決定要因	使用限界	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.22%)	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.32%)	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.11%)	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.11%)	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.15%)	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.33%)
	修復限界 I	PC鋼材弾性限界 (0.63%)	PC鋼材弾性限界 (0.65%)	かぶりコンクリート軽い圧壊 (1.16%)	かぶりコンクリート軽い圧壊 (1.19%)	かぶりコンクリート軽い圧壊 (0.98%)	かぶりコンクリート軽い圧壊 (1.10%)
	修復限界 II	残留目開き幅 (2.47%)	かぶりコンクリート剥落 (3.13%)	かぶりコンクリート剥落 (2.72%)	かぶりコンクリート剥落 (2.84%)	かぶりコンクリート剥落 (2.25%)	かぶりコンクリート剥落 (3.70%)
	安全限界						

表 4.5-7 (b) 試験体 PCJ07, 08, 10 の東梁

各種限界状態要因項目		試験体PCJ07		試験体PCJ08		試験体PCJ10	
		上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時	上端引張時	下端引張時
スラブ主筋	僅かな降伏 (降伏)					0.89	-
	座屈						
	破断						
PC鋼材	弾性限界	1.14(▲)	1.35(△)	1.03(▲)	1.24(△)	1.44	1.31(△)
	僅かな降伏(降伏)						
コンクリート	$0.9\sigma_B$	0.19(●)	0.19(○)	0.22(●)	0.19(○)	0.21(●)	0.23(○)
	かぶりコンクリートの軽い圧壊	-	1.82	1.5	1.25	-	-
	かぶりコンクリート剥落	3.11(◆)	2.81(◇)	2.57(◆)	2.70(◇)	2.61(◆)	3.30(◇)
	コアコンクリート圧壊						
残留変形角	1/400(0.25%)					1.27(▲)	3.20
	1/200(0.5%)					3.01	
残留目開き幅	0.2mm	1.16	2.06	1.65	1.91	0.39	1.06
	1.0mm	2.64	3.66	3.45	3.72	2.30	-
	2.0mm						
耐力低下	$0.85Q_{max}$					3.04(■)	
決定要因	使用限界	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.19%)	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.19%)	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.22%)	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.19%)	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.21%)	コンクリート強度 $0.9\sigma_b$ (0.23%)
	修復限界 I	PC鋼材弾性限界 (1.14%)	PC鋼材弾性限界 (1.35%)	PC鋼材弾性限界 (1.03%)	PC鋼材弾性限界 (1.24%)	残留変形角 (1.27%)	PC鋼材弾性限界 (1.31%)
	修復限界 II	かぶりコンクリート剥落 (3.11%)	かぶりコンクリート剥落 (2.81%)	かぶりコンクリート剥落 (2.57%)	かぶりコンクリート剥落 (2.70%)	かぶりコンクリート剥落 (2.61%)	かぶりコンクリート剥落 (3.30%)
	安全限界					耐力低下 (3.04%)	

- : データ無し, 不明あるいは該当無し

●・○, ▲・△, ▼・▽, ■・□ : 上端引張時・下端引張時における使用限界, 修復限界 I, 修復限界 II, 安全限界の決定要因

表 4.5-7 に示すように, 使用限界は全てコンクリート応力度  $0.9\sigma_B$  で西梁とほぼ同様な結果と見られた。使

用限界は0.11~0.33%で、修復限界Ⅰは0.63~1.35%で「PC鋼材の弾性限界」, 「かぶりコンクリートの軽い圧壊」及び「残留変形角0.25%」によって、修復限界Ⅱは2.25~3.70%で「かぶりコンクリート剥落」および「残留ひび割れ幅2mm」によって、安全限界は3.04%で「最大耐力85%低下」によって各々決定した。

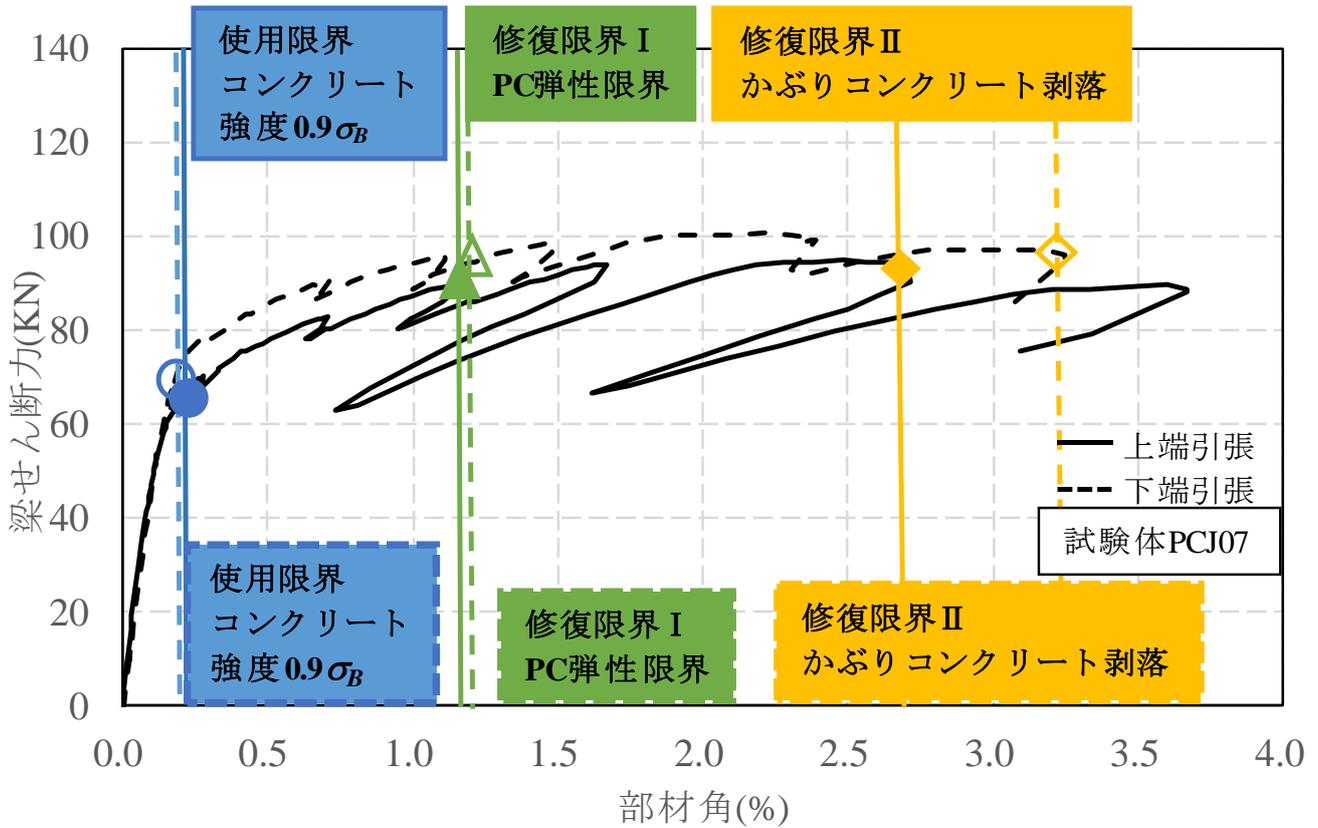


図 4.5-6 (a) 試験体 PCJ07 西梁包絡線

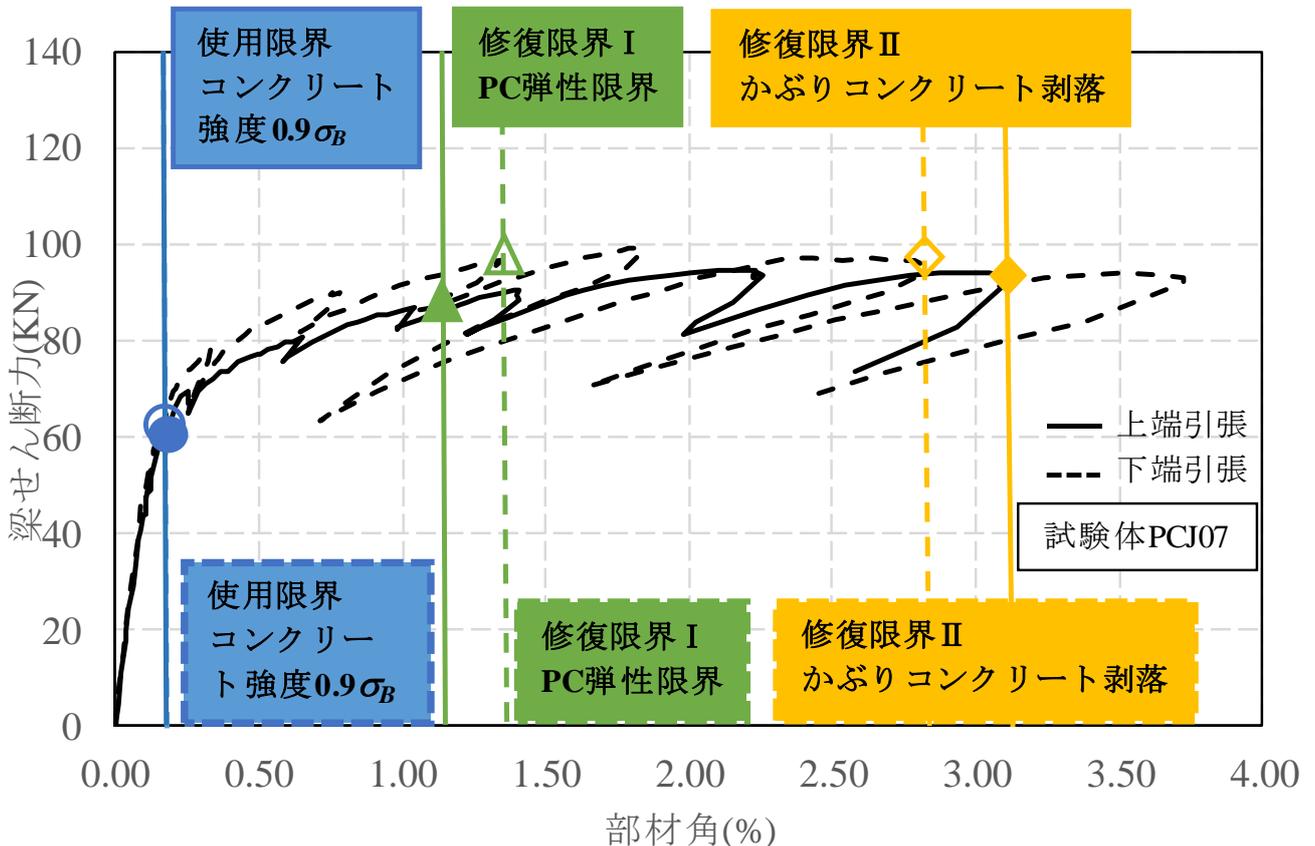


図 4.5-6 (b) 試験体 PCJ07 東梁包絡線

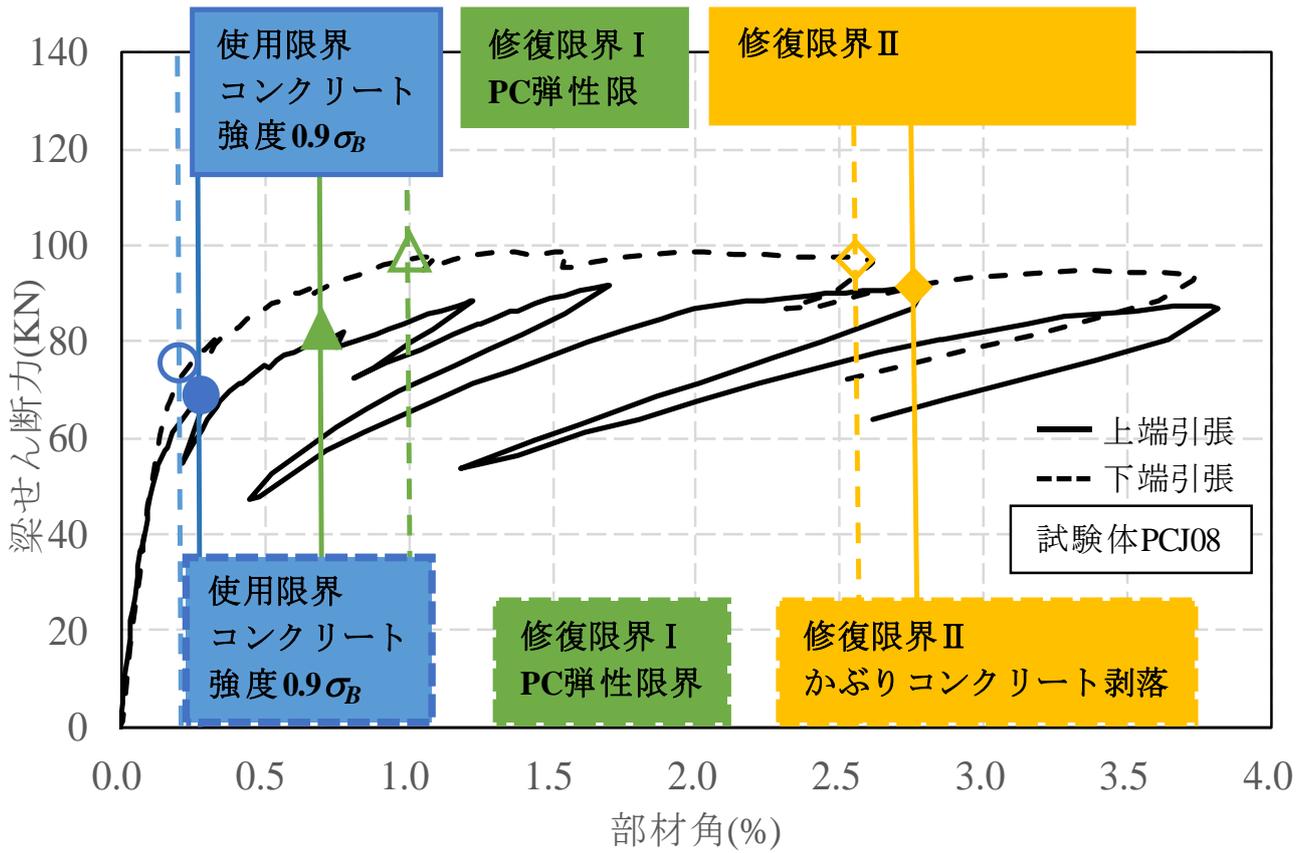


図 4.5-6 (c) 試験体 PCJ08 西梁包絡線

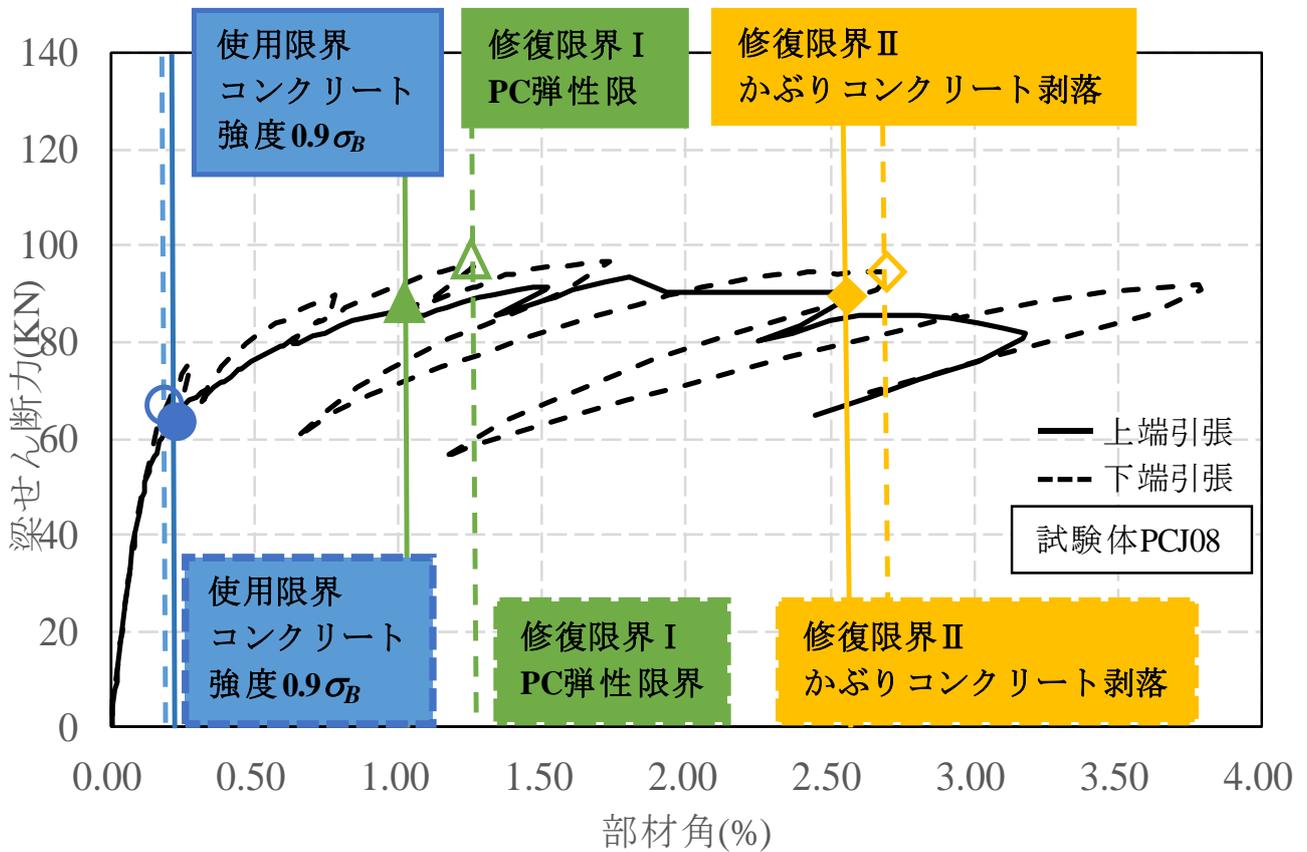


図 4.5-6 (d) 試験体 PCJ08 東梁包絡線

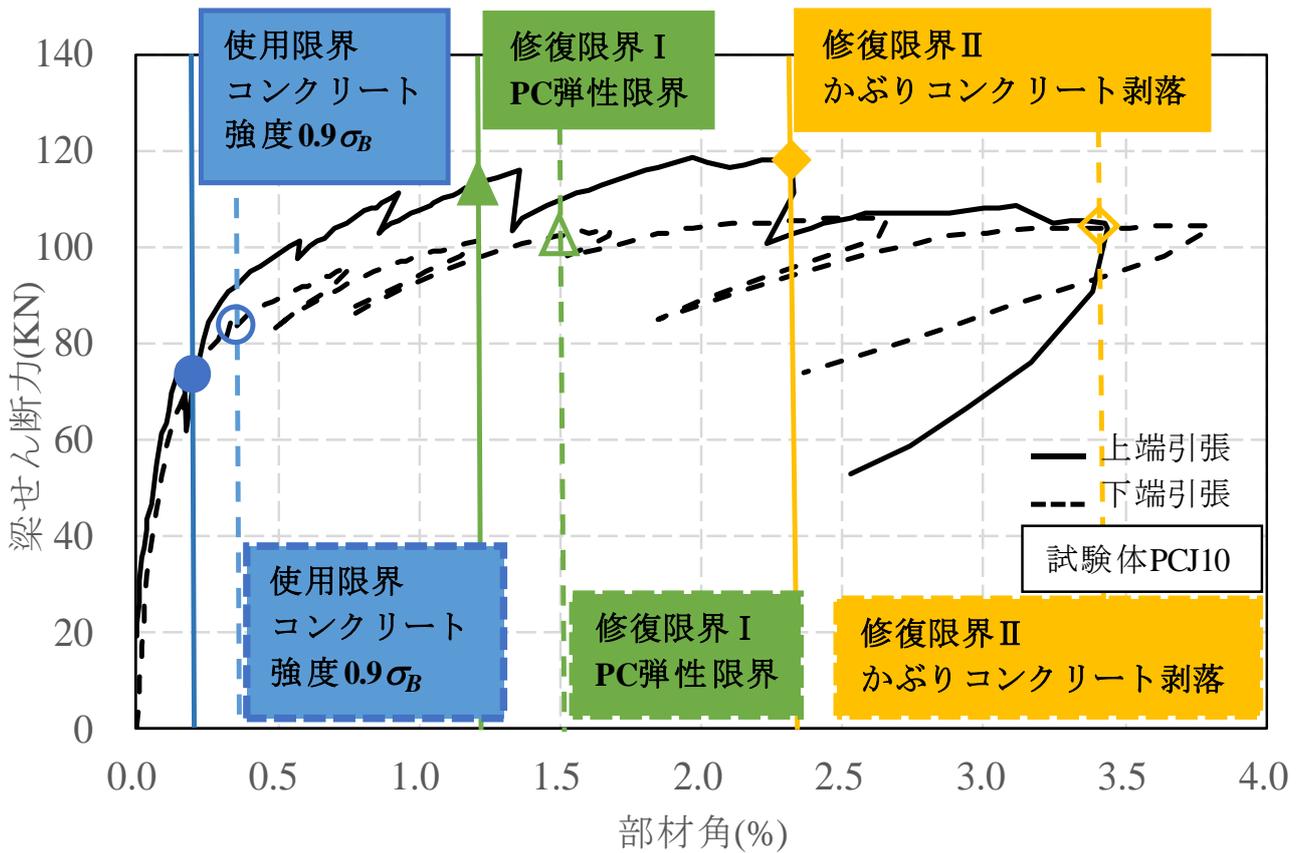


図 4.5-6 (e) 試験体 PCJ10 西梁包絡線

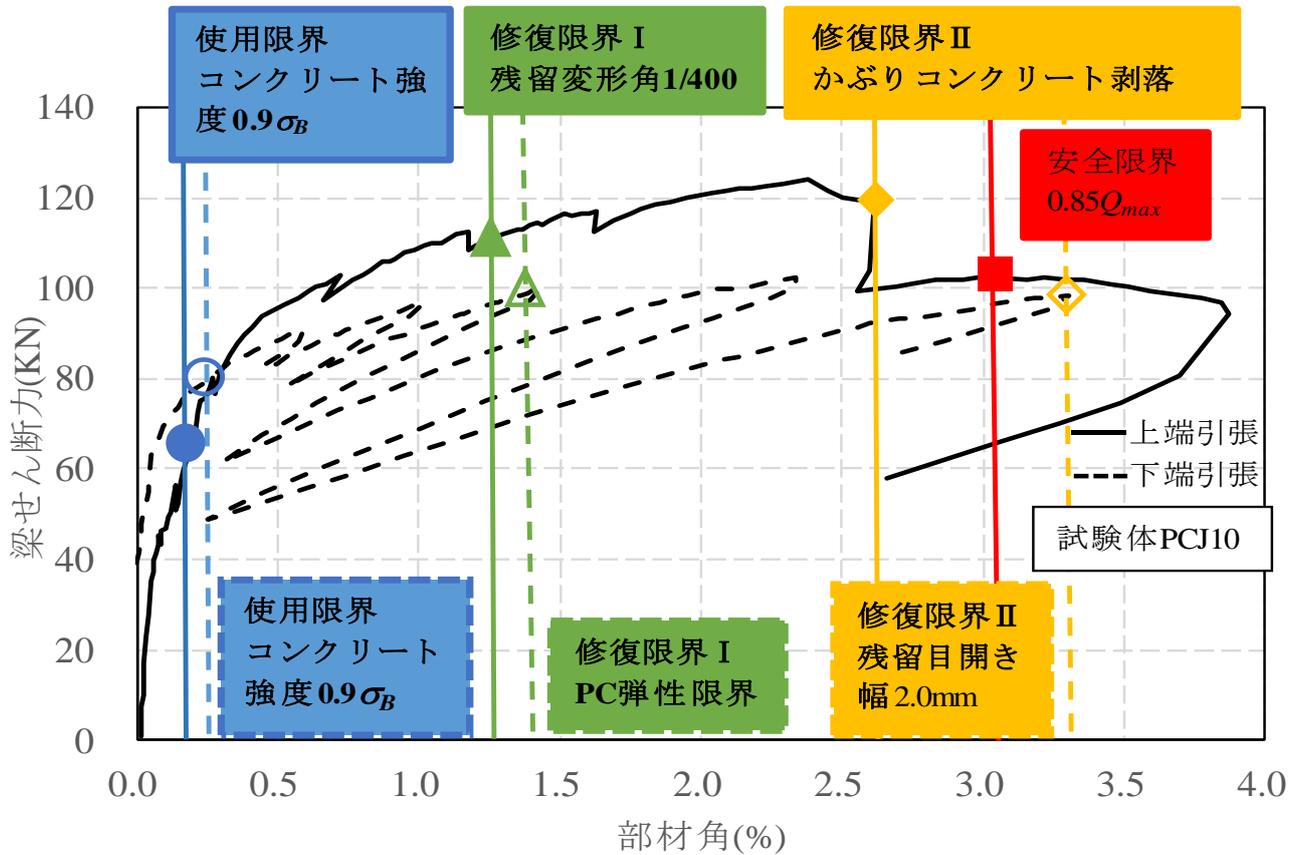


図 4.5-6 (f) 試験体 PCJ10 東梁包絡線

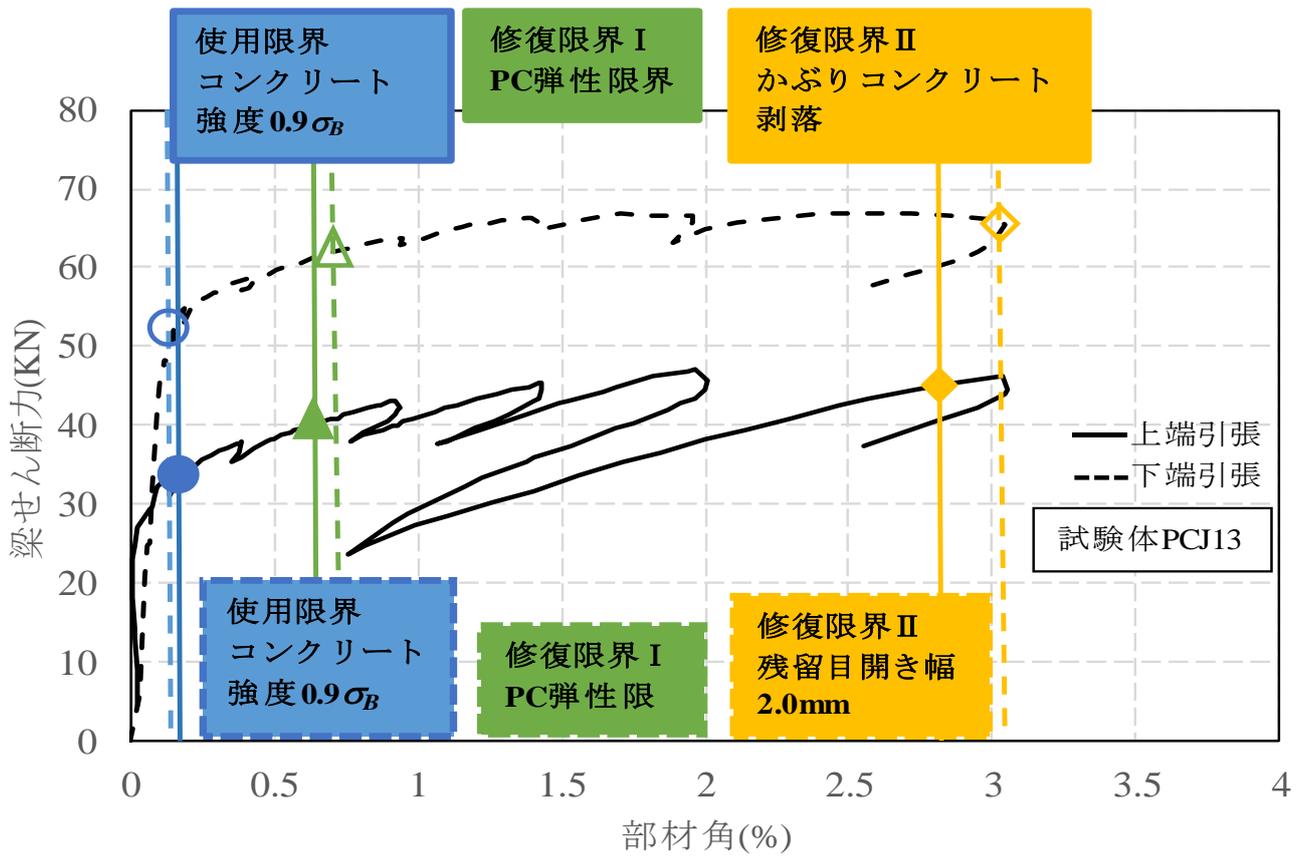


図 4.5-6 (g) 試験体 PCJ13 西梁包絡線

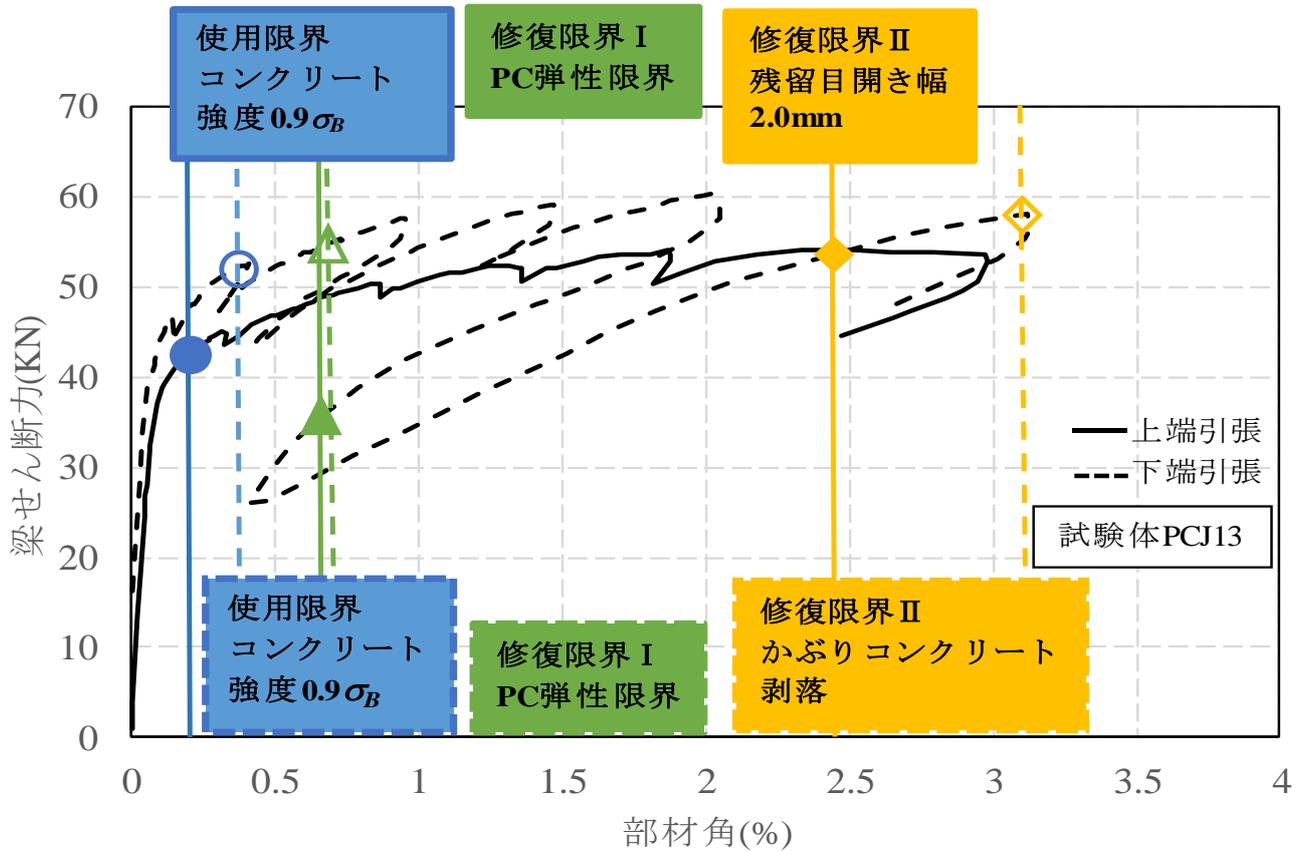


図 4.5-6 (h) 試験体 PCJ13 東梁包絡線

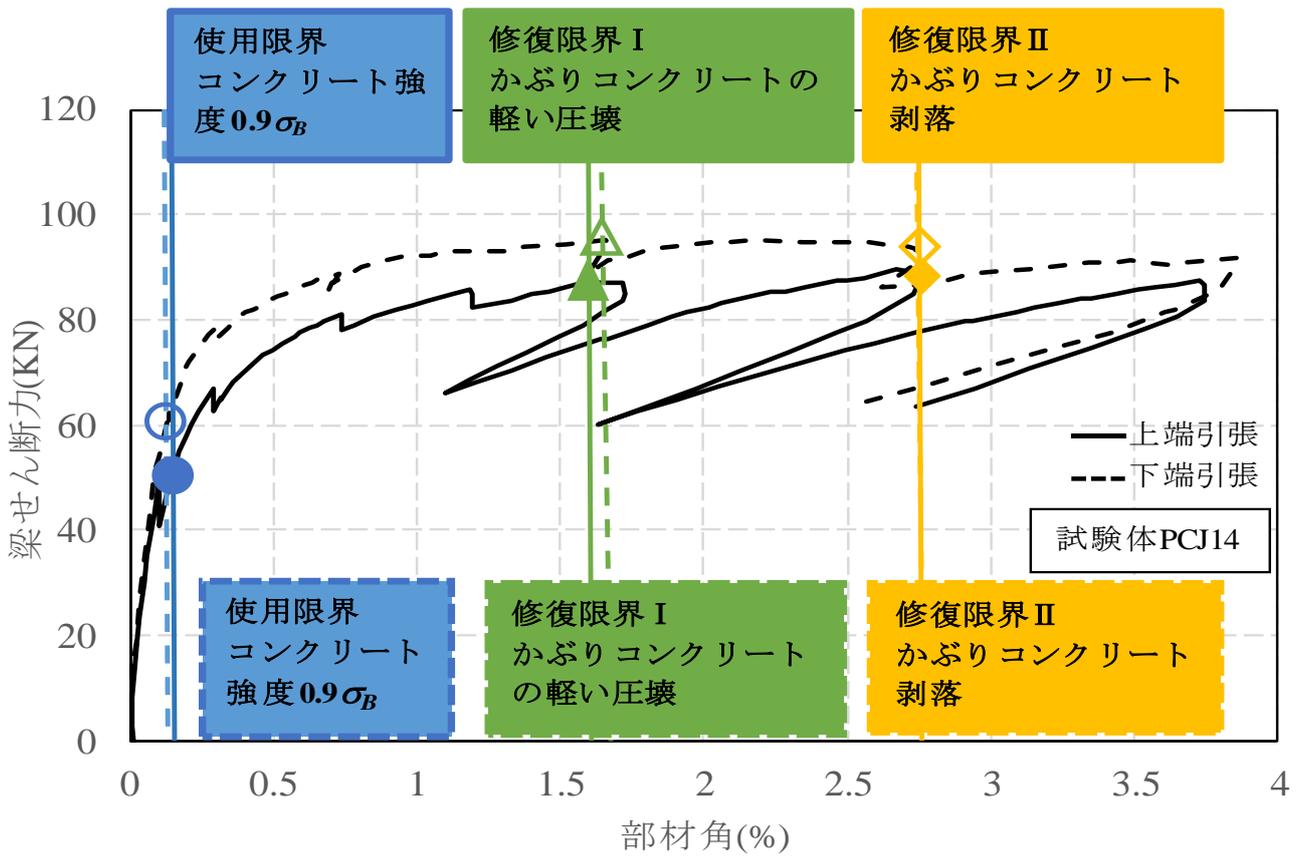


図 4.5-6 (i) 試験体 PCJ14 西梁包絡線

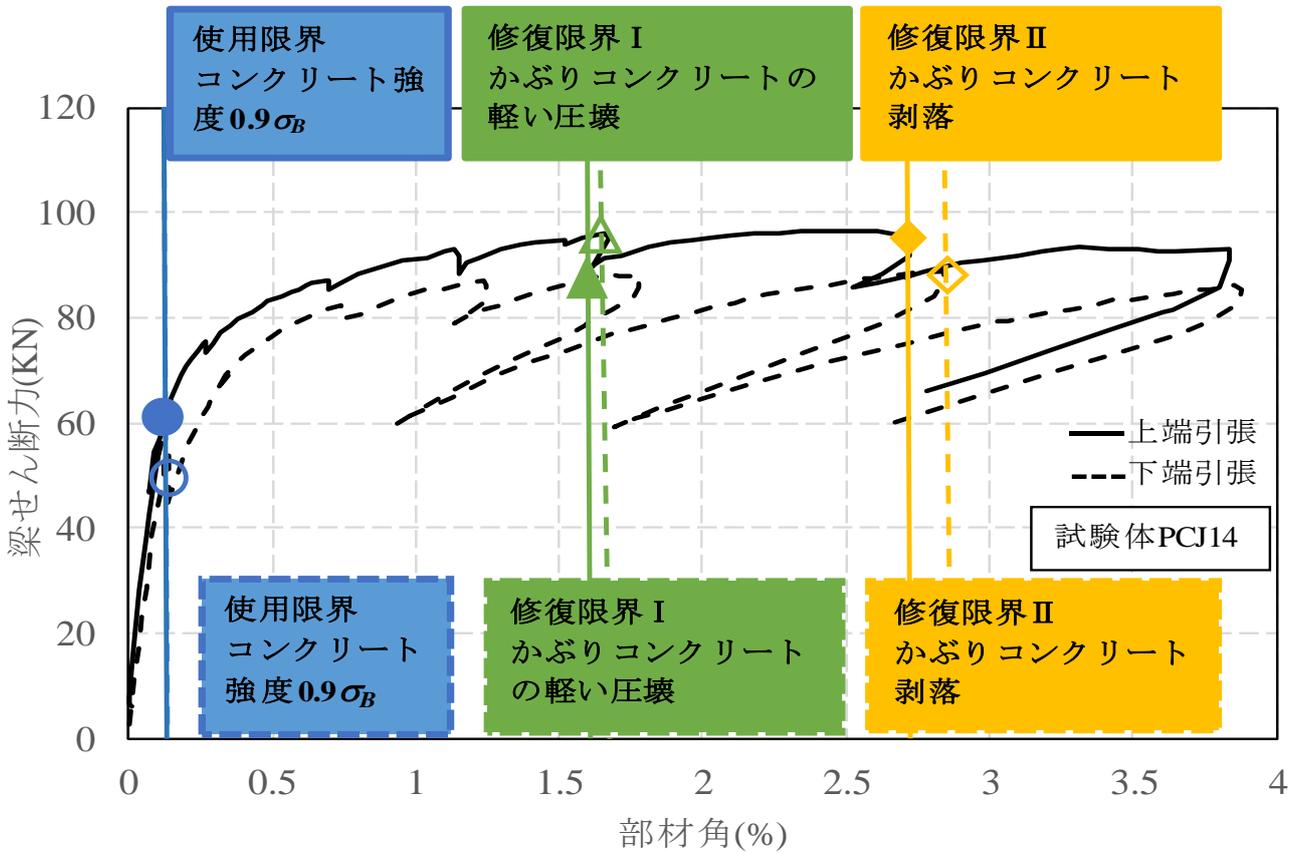


図 4.5-6 (j) 試験体 PCJ14 東梁包絡線

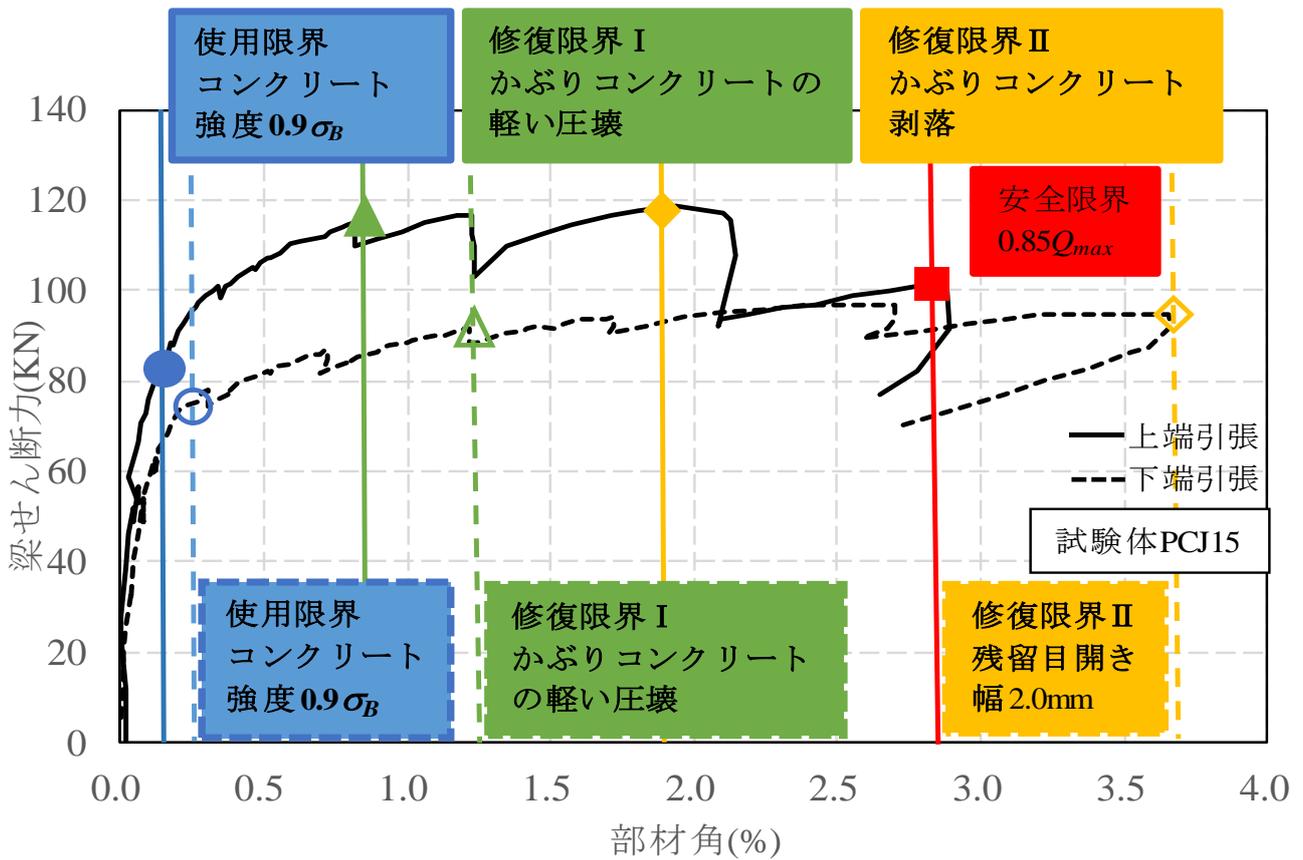


図 4.5-6 (k) 試験体 PCJ15 西梁包絡線

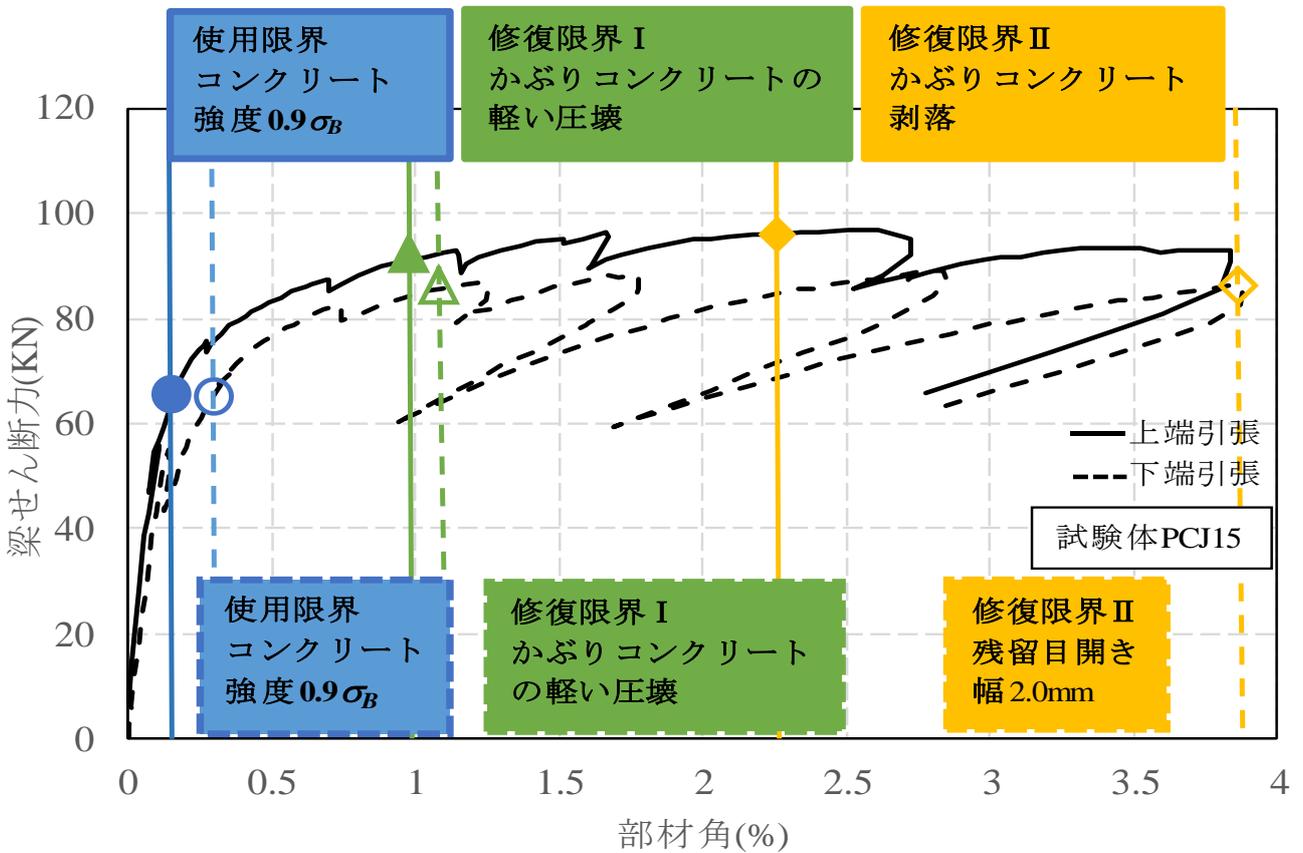


図 4.5-6 (l) 試験体 PCJ15 東梁包絡線

図 4.5-6 試験体梁部材包絡線

#### 4.5.4 参考文献

- [4.5.1] 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015
- [4.5.2] 鈴木大貴，宋 性勲，晉 沂雄，北山和宏：アンボンド PC 鋼材で圧着接合したプレストレストコンクリート十字形部分架構の力学特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，2016年7月，pp.511-516.

## 第5章 結論

### 5.1 まとめ

鋼材係数及びスラブ・直交梁の有無を実験変数とした十字形アンボンド PCaPC 骨組の静的載荷実験を行った結果、梁が曲げ破壊した。得られた知見を以下に示す。

1. 鋼材係数が 0.09 と小さい平面試験体では、早期に PC 鋼材が弾性限界に到達したのに対し、鋼材係数を 0.17 とした平面試験体では梁のかぶりコンクリート圧壊後に PC 鋼材が弾性限界に至った。また、鋼材係数が大きい梁のコンクリート損傷がより激しい傾向であった。これにより各梁部材の最大残留変形率は約 0.1 と 0.05 で、2 倍程度の差が生じた。等価粘性減衰定数への影響は見られなかった。
2. スラブの付く立体試験体における上端引張時にはスラブ筋の降伏と梁下端コンクリートの損傷により最大残留変形率、最大残留目開き幅及び等価粘性減衰定数は下端引張時より 2 倍以上大きかった。
3. 鋼材係数の大小と試験体形状に関係なく、全ての梁の使用限界は「コンクリート応力度  $0.9\sigma_B$  に到達」で決まり、その点の梁部材角が小さかったが、梁の復元力特性上の剛性低下点と概ね対応した。
4. 鋼材係数の小さい平面試験体では PC 鋼材が早期に弾性限界を超え、修復限界 I の決定要因は「PC 鋼材の弾性限界」であった。T 形梁では上端引張時にはスラブ筋の破断及び梁下端付け根コンクリートの損傷の発生・進展により、安全限界が決定された。

### 5.2 今後の課題

本研究の今後の課題として、以下の事項が挙げられる。

1. スラブ・直交梁付き立体試験体の鋼材係数の算出方法の再検討
2. 各種限界状態の検討で、梁危険断面に取り付けた変位計の位置および検長により、使用限界時部材角の差がかなり大きい場合、それに関して、今後の実験設計時に詳しく検討する必要がある。
3. スラブ筋の破断時、コンクリートひび割れ発生時、コンクリート破壊・剥落時の部材角を常に記録し、各種限界状態に検討する際、信用できるデータが確保すること。

# 謝辞

本論文は、首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学域博士前期課程の修士論文として作成したものです。本研究はJSPS 科研費・基盤研究 C（課題番号：15K06302，課題名：アンボンド PC 鋼材で圧着接合したプレストレストコンクリート架構の復元力特性評価法，研究代表者：北山和宏）により実施致しました。

研究室関係者をはじめとした多くの皆様の支えなくしては本論文をこのような形にまとめあげることが到底できませんでした。本論文を締めくくるにあたり、私を支えて下さった多くの皆様に深く感謝の意を表し、謝辞と致します。

首都大学東京教授 北山和宏先生には、2年間に渡り最後まで多大なるご指導と温かい激励を頂きました。他大学から大学院への進学を希望していましたが、この研究室を選んだのは研究室訪問の際に北山先生から研究への熱意を伺い、この研究室でなら高いレベルの中で研究でき自分も知識を深めることができると思ったからです。北山研究室に配属後、大規模で最先端の研究室の担当者となる機械を与えてくださったことは私にとって大きな影響を与えました。先生には、論文の書き方および発表の仕方のイロハや研究者としての探究心を学ばせて頂きました。今後は北山研究室の名に恥じぬよう構造エンジニアとして一人前になれるよう精進致します。この場をお借りして厚く御礼申し上げます。

首都大学東京准教授 壁谷澤 寿一先生には、本研究の審査にあたり、有益かつ貴重なご助言を頂きました。首都大学東京准教授 多幾山法子先生、首都大学東京准教授 高木 次郎先生には大変お世話になりました。

当時の首都大学東京特任助教 晋沂雄（現東北大学 助教）先生には、実験の検討の相談に乗っていただき、大変多くのことでサポートしていただきました。年も近く親しみやすかったため、研究に関することだけではなく就職のことから些細なことまで相談に乗っていただきました。

アシス株式会社主任研究員 田島祐之氏には試験体の設計・製作から実験のご指導・ご協力を頂きました。実験に関する知識や心構えが足りていなかった私に厳しくも最後まで面倒を見て頂いたことを深く感謝致します。アシス株式会社社長 村上雄四氏には、試験体作成に当たり大変お世話になりました。

北山研究室の先輩石塚裕彬氏、鈴木大貴氏、星野和也氏、宋性勳氏、新井昂氏は研究に対する助言だけでなく、多くの相談にのって頂きました。後輩皆さんとは研究室生活において大変お世話になりました。高木研究室修士生、多幾山研究室修士生の皆様方には、研究室での生活をはじめ、研究や論文の書き方など様々のご助言を頂きました。本当にありがとうございました。

最後に、本論文は多くの方々のご指導ご協力なしには完成しえなかったものであり、改めて感謝の意を

表わしたいと思います。本当にありがとうございました。

平成 28 年 2 月

苗 思雨

