

# 建築研究資料

*Building Research Data*

No. 208

July 2023

## 既存 RC 造ピロティ建築物の 迅速な補強工法に関する研究

Study on Quick-Retrofit Method for  
Existing Reinforced Concrete Soft-First Story Building

向井智久, 渡邊秀和, 谷昌典,  
堀伸輔, 前川利雄, 服部翼, 松浦恒久, 松本大亮, 西村英一郎  
*Tomohisa MUKAI, Hidekazu WATANABE, Masahiro TANI,*  
*Shinsuke HORI, Toshio MAEGAWA, Tsubasa HATTORI,*  
*Tsunehisa MATSUURA, Daisuke MATSUMOTO, Eiichiro NISHIMURA*

国立研究開発法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

National Research and Development Agency, Japan

国立研究開発法人建築研究所、関係機関及び著者は、  
読者の皆様が本資料の内容を利用することで生じた  
いかなる損害に対しても、一切の責任を負うものでは  
ありません。

## はしがき

鉄筋コンクリート造共同住宅では1階に空間を要する場合が多い関係から、1階部分の耐力壁が少なくなるピロティ形式の建築物となることが多く見られます。1995年に発生した兵庫県南部地震によりこの構造形式の層崩壊が多く見られたことで、剛性率に関する告示改正が実施されるとともに、構造関係技術規準解説書において1階の層崩壊形の防止が謳われたことから、1階部分に壁を設けたり、1階柱の断面を大きくする等、1階の層崩壊を防止する設計が実施されるようになりました。

そのような中、2016年に発生した熊本地震において、上記の告示改正以前に設計され、1階には耐力壁や袖壁を有したことで層崩壊を免れたものの、大破となった事例が確認されました。この建築物では、1階における様々な構造部材の被害が確認され、大地震後の継続使用ができなくなったことが報告されています。これらの部材の破壊モードのいくつかは当該地震が発生した当時の設計基準においても想定されていない破壊モードが含まれており、これらの被害軽減のためには、損傷軽減できる補強工法やそのための補強設計法等が必要な状況でした。

そのような問題意識の下、建築研究所では2019年より3カ年実施した指定課題「新耐震基準で設計された鉄筋コンクリート造建築物の地震後継続使用のための耐震性評価手法の開発」および官民研究開発投資拡大プログラム（PRISM:Public/Private R&D Investment Strategic Expansion Program）の革新的防災減災技術分野の「被災RC造共同住宅の迅速な補修補強工法選定支援データベースの構築に関する研究」において、上記で確認された既存ピロティ形式の建築物を対象に研究を実施しました。この研究では、大地震により被害を受けたとしてもその後速やかに建築物を補強することで継続使用性を高めることを目標としていることから、迅速に補強できる工法の条件を整理した上で工法としての必要要件を纏め、その補強設計方法に関する一連の研究を取り纏めました。これらの研究成果を参考として、大地震後に速やかに継続使用できるピロティ形式建築物の実現の後押しつながることを期待しています。

令和5年7月

国立研究開発法人 建築研究所  
澤地 孝男（理事長）

# 既存 RC 造ピロティ建築物の迅速な補強工法に関する研究

## 概要

鉄筋コンクリート造の共同住宅において多く用いられているピロティ形式の建築物は 1995 年の兵庫県南部地震において層崩壊が確認され、その構造的脆弱性が明らかになり、その後の告示改正や建築物の構造関係技術基準解説書においてその設計方法の改善が強く推奨されてきた。そのような中、2016 年に発生した熊本地震において、上記の告示改正以前に設計され、1 階には耐力壁や袖壁を有したことで層崩壊を免れたものの、大破となった事例が確認された。この建築物では、ピロティ柱のせん断破壊、ピロティ階直上の耐力壁に取付く 2 階枠梁端部の破壊、ピロティ柱の柱梁接合部の被害などが確認され、大地震後の継続使用が喪失した。これらの部材の破壊モードの内、2 階枠梁端部やピロティ柱の柱梁接合部の破壊については、当該地震が発生した当時の設計基準においても想定されていない破壊モードであり、これらの被害軽減のための検討はほとんど行われておらず、その被害防止を目的とした損傷軽減できる補強工法やそのための補強設計法等に関する検討を行うことは喫緊の課題である。また、今後の建築物においては大地震後の継続使用性を確保することが求められることを想定すれば、地被災建築物の早期復旧を実現できる補強工法やその設計法が必要であり、それらの検討を行うこともまた重要である。

そこで本研究では、熊本地震で被害が確認された鉄筋コンクリート造ピロティ形式建築物を対象として、大地震により被害を受けたとしてもその後速やかに建築物を補強することで継続使用性を高めることを目標としていることから、迅速に補強できる工法の条件を整理した上で工法としての必要要件を纏め、その補強工法の一例として補強材として超高強度繊維補強コンクリートを用いた補強設計法に関する一連の部材・架構実験および解析研究を実施した。また地震発生前に実施する補強だけでなく、地震発生後に迅速に補強するための設計法および施工方法についての検討も実施した。以上の検討により、建築物の地震後継続使用性の確保を目的として、既存鉄筋コンクリート造ピロティ形式建築物を対象とした迅速な補強工法の設計法に資する技術資料をとりまとめた。

## Study on quick-retrofit method for existing reinforced concrete soft-first story building

### Summary

In the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, story collapse was confirmed in piloti-style buildings, which are often used in reinforced concrete apartment buildings, and their structural vulnerability became apparent. Improvements in the design method have been strongly recommended by revision of the notification in Building Standard of Japan and the relevant technical standards manuals. Under such circumstances, in the 2016 Kumamoto earthquake, there was a case in which the first floor was designed before the above revision and had seismic shear walls and wing walls on the first floor, which prevented it from collapsing, but was severely damaged. In this building, shear failure of the column at the first floor, failure of the ends of the beam on the second floor attached to the seismic shear walls, and damage to the beam-column joint at the column at the first floor were confirmed. Among the failure modes of these members, the failure modes at the ends of the second-floor beam and the beam column joint were not assumed even in the design standards of the time when the earthquake occurred. Few studies have been conducted to reduce such damage, and it is an urgent issue to study seismic retrofit techniques that can reduce damage and seismic retrofit design methods. In addition, assuming that future buildings will be required to ensure post-earthquake functional use after a major earthquake, it will be necessary to develop the seismic retrofit technique and design method that enable the quick restoration of damaged buildings.

Therefore, this study focused on reinforced concrete piloti-style buildings that were confirmed to have been damaged in the 2016 Kumamoto earthquake. As an example of the reinforcement method, a series of member and frame experiments and analytical research were conducted on the seismic retrofit design method using ultra-high-strength fiber reinforced concrete (UFC) as a reinforcement member. In addition to pre-earthquake seismic retrofit, design methods, and construction methods for quick seismic retrofit after an earthquake are investigated. Based on the above studies, we have compiled technical materials that will contribute to the design method of quick seismic retrofit technique for existing reinforced concrete piloti-type buildings, with the aim of ensuring the post-earthquake functional use of buildings after an earthquake.

## 目次

<b>1 章</b>	<b>序論</b>	
1. 1.	はじめに	1-1
1. 2.	研究目的	1-19
1. 3.	各章の概要	1-20
	参考文献	1-28
<b>2 章</b>	<b>損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験</b>	
2. 1.	はじめに	2-1
2. 2.	実験概要	2-4
2. 3.	実験結果	2-20
2. 4.	補強効果の評価	2-92
2. 5.	有限要素解析	2-99
2. 6.	まとめ	2-134
<b>3 章</b>	<b>迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験</b>	
3. 1.	研究背景と文献調査	3-1
3. 2.	実験概要	3-25
3. 3.	実験結果	3-45
3. 4.	結論	3-140
	参考文献	3-141
<b>4 章</b>	<b>構造詳細を改善した UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ柱の実験</b>	
4. 1.	はじめに	4-1
4. 2.	実験概要	4-2
4. 3.	実験結果	4-42
4. 4.	有限要素解析	4-224
4. 5.	耐力計算に関する考察	4-234
4. 6.	まとめ	4-241
<b>5 章</b>	<b>柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験</b>	
5. 1.	背景	5-1
5. 2.	実験概要	5-2
5. 3.	実験結果	5-45
5. 4.	骨組み解析	5-238
5. 5.	有限要素解析	5-268
5. 6.	結論	5-283
	参考文献	5-285

<b>6 章</b>	<b>端部増厚した分割 UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験</b>	
6. 1.	背景	6-1
6. 2.	実験概要	6-2
6. 3.	実験結果	6-19
6. 4.	考察	6-104
6. 5.	結論	6-107
	参考文献	6-108
<b>7 章</b>	<b>迅速に施工できる補強工法を施した RC 造ピロティ柱部材の復元力特性評価</b>	
7. 1.	はじめに	7-1
7. 2.	UFC パネル補強ピロティ柱の構造特性評価方法	7-1
7. 3.	計算結果と実験結果の比較	7-22
7. 4.	結論	7-26
	参考文献	7-26
<b>8 章</b>	<b>UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の設計法</b>	
8. 1.	地震後継続使用性を考慮した設計方針	8-1
8. 2.	試設計検討	8-2
8. 3.	補修補強時における施工上の注意点	8-22
8. 4.	結論	8-25
<b>9 章</b>	<b>結論</b>	
9. 1.	まとめ	9-1
	謝辞	9-10
<b>付録 1</b>	<b>補修モルタルの一軸圧縮実験</b>	
A1. 1.	背景	A1-1
A1. 2.	実験概要	A1-1
A1. 3.	実験結果	A1-6
A1. 4.	結論	A1-22
<b>付録 2</b>	<b>迅速な補強工法に関するデータベース</b>	
<b>付録 3</b>	<b>弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性</b>	
A3. 1.	はじめに	A3-1
A3. 2.	試験計画	A3-1
A3. 3.	試験結果	A3-4
A3. 4.	まとめ	A3-35

**付録 4 UFC パネル孔開け施工試験**

A4. 1.	はじめに	A4-1
A1. 2.	試験概要	A4-2
A1. 3.	試験結果	A4-4
A1. 4.	結論	A4-12



## 執筆者一覧

第1章：渡邊秀和（建築研究所），向井智久（建築研究所／国土技術政策総合研究所），谷昌典（京都大学）

第2章：谷昌典（前掲）

第3章：向井智久（前掲）

第4章：谷昌典（前掲）

第5章：渡邊秀和（前掲），向井智久（前掲），谷昌典（前掲）

第6章：服部翼（熊谷組），前川利雄（熊谷組）

第7章：向井智久（前掲），谷昌典（前掲）

第8章：谷昌典（前掲），松浦恒久（安藤ハザマ），松本大亮（安藤ハザマ）

第9章：渡邊秀和（前掲），向井智久（前掲），谷昌典（前掲）

付録1：向井智久（前掲）

付録2：西村英一郎（戸田建設），堀伸輔（前田建設工業）

付録3：渡邊秀和（前掲）

付録4：服部翼（前掲），前川利雄（前掲）

# 第 1 章

## 序論

## 第1章 はじめに

### 1.1 はじめに

#### 1.1.1 用語の定義

##### (1) ピロティ建築物

本研究では、ピロティ形式の建築物を対象に検討を実施する。2020年版技術基準解説書<sup>[1-1]</sup>では、明確にピロティ形式の建築物を定義しているわけではないが、下記のようにピロティ形式の建築物を説明している。

例えば、共同住宅の用途に供する建築物の張り間方向のように連層耐力壁が主たる構造において、1階などの特定階を駐車場や店舗等の広い空間が必要とされる用途に供するため、これらの階の耐力壁の全て又は一部が存在しなくなり、その階の水平剛性、水平耐力が急減する可能性が高い階をピロティ階、そのような階を有する建築物はピロティ形式の建築物に該当するであろう。

本研究では、ピロティ形式の建築物を単に「ピロティ建築物」、水平剛性、水平耐力が急減する可能性が高い階を「ピロティ階」、ピロティ階を有する構面を「ピロティ構面」、ピロティ階の単独柱を「ピロティ柱」とそれぞれ呼ぶこととする。また、ピロティ建築物において水平1方向の構面を考える場合、ピロティ階に全く耐力壁がない建築物（すなわち全ての構面がピロティ構面の建築物）を「純ピロティ型建築物」とし、ピロティ階の一部に耐力壁を有する建築物（すなわちピロティ構面と連層耐力壁構面が混在する建築物）を「一部耐力壁付きピロティ型建築物」と呼ぶこととする。

##### (2) 補修・補強に関する用語

本研究では、補修や補強などを対象に検討を実施するにあたり、以下のように用語を定義する。

損傷	地震被害により建築物の構造性能が被災前より低下すること。
補修	地震被害により低下した建築物の構造性能を被災前とほぼ同じように改善すること。
補強	建築物の構造性能を向上させること。
無補強	補強と区別するための用語であり、補強を実施しないことを示す。
損傷後補強	地震被害により低下した建築物の構造性能を被災前より向上させること。
迅速な補強工法	迅速に損傷後補強することで、次ページより詳しく説明をする。

## (3) 建築物に対する迅速な補強工法

大地震が発生すると、震災地域において多くの建築物に様々な被害が発生する。建築物の被害が比較的軽微であれば、損傷後補強を施し恒久復旧することで建築物を継続使用することができる。この時、できるだけ早く復旧するためには、損傷後補強の期間の短い迅速な工法を適用することが求められる。そこで、損傷後補強工法において恒久復旧に必要な日数を「必要復旧期間」とし、表 1.1.1-1 のように地震発生から恒久復旧完了までに必要な日数を計算することとした。必要復旧期間は、表 1.1.1-1 に示すように地震発生→損傷計測→損傷評価及び設計→補修材及び補強材の製作、補修施工及び補強施工→養生期間→恒久復旧完了となる間に必要な日数を全て積み上げて計算する。本研究では、この必要復旧期間が数ヶ月程度以内の工法を迅速な補強工法と位置づけた。

表 1.1.1-1 必要復旧期間のイメージ

イベント		工法A	工法B	工法C
地震発生		0	0	0
損傷計測	3次元レーザー計測などを用いた短期間での損傷評価 <sup>*1</sup>	7	7	7
損傷評価・設計	Time A	7	7	7
	A-1) 損傷評価に応じた補修・補強量の計算及び設計	6	6	6
	A-2) 補修材・補強材の設計	1	1	1
補修材・補強材の製作	Time B	29	4	1
	B-1) 材料調達	0	3	0
	B-2) 補修材・補強材の製作期間	28	0	0
	B-3) 補修材・補強材の運搬時間	1	1	1
補修施工・補強施工	Time C	2	12	14
	C-1) 施工現場準備期間	0	5	0
	C-2) 施工時間	2	7	14
養生期間	Time D	1	28	14
	D-1) 施工後養生期間	1	28	14
復旧完了	Total: 1Week+A+B+C+D	46	58	43

\*1 PRISM 課題（迅速な被災建築物判定手法及びデータプラットフォームの構築に関する研究）<sup>[1][2]</sup>において検討されている3次元レーザー計測などを用いることで、短期間での損傷評価が可能である。

## 【施策②-1】「被災 RC 造共同住宅の迅速な補修補強工法選定支援データベースの構築に関する研究」

- ・ 被災建築物の特定された損傷箇所に対し、効果が高く迅速な補修補強を実施することで、当該建築物の早期復旧に寄与する。
- ・ 被災度判定に係る専門家の確保が困難となる規模の鉄筋コンクリート造公営住宅を対象に、【施策①】で開発された手法に基づき、部材の損傷程度に応じた補修補強工法とその補強効果の評価手法を開発する。
- ・ 元施策では、東日本大震災において被害が顕著に見られた壁部材に対する迅速で補強効果のある工法を開発中。アドオンでは、熊本地震において被害が顕著化したピロティ形式架構を対象として、迅速な補修補強工法を開発する。

## 第1章 はじめに

テーマ1：「サイバー上で被災レベルを即時判定するとともに被災建築物の速やかな修復，跡地利用等を支援するシステム（クイックサーベイ）構築のための研究」

【施策①】 迅速な被災建築物判定手法及びデータプラットフォームの構築に関する研究

テーマ2：「改修等による仮設住宅等の早期供給（クイックリペア）支援データベースの整備に関する研究」

【施策②-1】 被災 RC 造共同住宅の迅速な補修補強工法選定支援データベースの構築に関する研究

【施策②-2】 既存住宅の住みながら改修可能判断の判定基準に関する研究

テーマ3：「復興住宅等の資材調達・早期供給（クイックコンストラクション）支援データベース整備に関する研究開発」

【施策③-1】 土地の有効利用に資する木造建築物の高層化技術の開発

【施策③-2】 木質混構造を活用した復興住宅の設計例に関する検討

### 1.1.2 地震被害とピロティ建築物の設計法の変遷

ピロティ建築物は、ピロティ階が弱点となり過去の地震において深刻な被害の発生が見られている。その一方で、構造計画以外の理由から1階をピロティ階とする設計には現在でもニーズがあることから、ピロティ建築物に関する構造設計法は、既存建築物・新築建築物を問わず検討が行われてきた。本節では、ピロティ建築物の構造設計法の変遷を概説する。表 1.1.2-1 に地震被害とピロティ建築物の設計法の変遷を示す。

1995年1月に発生した兵庫県南部地震では、ピロティ建築物に甚大な被害が多く見られた。この被害の多くは、ピロティ階のピロティ柱のせん断破壊または柱の両端にヒンジが形成されたことで層崩壊したものである。これは、1981年5月以前の旧耐震基準に基づき設計された建築物だけでなく、1981年5月以後の新耐震基準によって設計された建築物にも被害がみられた。これを受けて、1995年12月に告示（昭和55年建設省告示第1792号）が改正され、剛性率に基づいた設計用地震力の割増係数  $F_s$  の上限値が撤廃された<sup>[1-3]</sup>。その2年後に発刊された1997年版建築物の構造規定<sup>[1-4]</sup>では、付録1-11「ピロティ形式の建築物に対する耐震設計上の留意点」が追記され、ピロティ建築物の構造設計の方法が示された。ここでは、ピロティ階での層崩壊を許容しない設計方針とした設計法が示されており、そのためには、①全ての構面がピロティ構面とする純ピロティ型建築物ではなく、一部の構面をピロティ階のない連層耐力壁構面とする一部耐力壁付きピロティ型建築物とすること、②ピロティ階の剛性及び強度を十分に強くしピロティ階より上の耐力壁で壁の曲げ降伏とする設計などが示された。その後ピロティ建築物に関する研究成果が蓄積されたことを受けて、2007年版の技術解説書<sup>[1-5]</sup>では「ピロティ階の層崩壊形及び全体崩壊形を許容する設計法」が示された。この設計法では、ピロティ柱の軸引張降伏による全体曲げ崩壊形やピロティ柱の両端曲げヒンジによる層崩壊形が示された。

一方、既存の建築物に対しては、1995年10月に「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が施行され、1981年5月以前の旧耐震基準に基づき設計された建築物については、その耐震診断及び耐震改修が法律上で位置づけられた。この耐震診断及び耐震改修の具体的な方法は、1977年に刊行され、1990年に改訂された耐震診断基準及び耐震改修設計指針などによって実施されていた。その後、2001年にさらに改訂された2001年版の耐震診断基準及び耐震改修設計指針<sup>[1-6]</sup>では、付録2.2.3「下階壁抜け柱」が示され、ピロティ柱の評価法が具体的に示された。また、さらに改訂された2017年版の耐震診断基準及び耐震改修設計指針<sup>[1-7]</sup>の3.3「形状指標」において、ピロティ建築物の剛性率の評価方法が改訂された。

このような状況下において、2016年熊本地震が発生した。熊本地震の被害調査報告書<sup>[1-8]</sup>では、ピロティ建築物における、ピロティ階直上の耐力壁の下の枠梁の破壊やピロティ柱の柱梁接合部の被害が報告されており、1.3節にて詳しく説明を行う。一方で、最近の研究においてこのようなピロティ階直上の耐力壁の下の枠梁やピロティ柱の柱梁接合部に関する研究が報告されており、1.4節にて詳しく説明を行う。ピロティ柱の柱梁接合部に関する研究結果を受けて、2010年RC規準<sup>[1-10]</sup>の17条1の解説では、ピロティ柱の柱梁接合部についての留意事項や推奨配筋詳細が示された。2010年RC規準<sup>[1-10]</sup>の19条6の解説では、1999年RC規準<sup>[1-9]</sup>と比べ枠梁・枠柱の推奨条件の緩和がされていたが、ピロティ階直上の耐力壁の下の枠梁の破壊に関する研究結果を受けて、その後の2018年RC規準<sup>[1-11]</sup>の19条6の解説では、ピロティ階直上の耐力壁の枠梁については推奨条件が強化された。また、2018年RC規準<sup>[1-11]</sup>19条6の解説に、ピロティ階直上の耐力壁の縦筋について注意喚起が追加された。2020年版の技術基準解説書<sup>[1-1]</sup>の付録1-6.2の解説には、以上の研究に関連する注意喚起が追記された。

表 1.1.2-1 地震被害とピロティ建築物の設計法の変遷

西暦	主な出来事	地震発生	法令	技術基準 解説書	RC規準	診断基準
1995	1月：兵庫県南部地震によってピロティ建築物の被害が確認された。 10月：「建築物の耐震改修の促進に関する法律」施行 12月：昭和55年建設省告示第1792号第7「Fesを算出する方法」の改正が実施された。	兵庫県 南部地震	10月： 耐震改修促 進法施行 12月： 告示改正	1995年 版刊行		
1996						
1997	1997年版の技術基準解説書にて、付録1-11「ピロティ形式の建築物に対する耐震設計上の留意点」が追加された。			1997年 版刊行		
1998						
1999					1999年 版刊行	
2000						
2001	2001年診断基準にて、付録2.2.3「下階壁抜け柱」が追加された。			2001年 版刊行		2001年 版刊行
2002						
2003						
2004		新潟県 中越地震				
2005						
2006						
2007	2007年版の技術基準解説書にて、付録1-6.2「ピロティ階の層崩壊形式および全体崩壊形式を許容する設計法」が追加された。			2007年 版刊行		
2008						
2009						
2010	・2010RC規準19条6の解説に、耐力壁の枠梁・枠柱の推奨条件の緩和がされた。 ・2010RC規準17条1の解説に、ピロティ柱の柱梁接合部についての推奨配筋詳細が示された。				2010年 版刊行	
2011		東北地方 太平洋沖 地震				
2012						
2013						
2014						
2015					2015年 版刊行	
2016	熊本地震によってピロティ建築物の被害が確認された。	熊本地震				
2017	2017年診断基準にて、3.3「形状指標」が改訂された。					2017年 版刊行
2018	・2018RC規準19条6の解説に、ピロティ階直上の耐力壁の枠梁については推奨条件が強化された。 ・2018RC規準19条6の解説に、ピロティ階直上の耐力壁の縦筋について注意喚起が追加された。	北海道胆振 東部地震			2018年 版刊行	
2019						
2020	2020年版の技術基準解説書、付録1-6.2の解説に、ピロティ柱の柱梁接合部やピロティ階直上の耐力壁の枠柱や枠梁についての注意喚起が追加された。				2020年 版刊行	

## 1.1.3 2016年熊本地震での被害状況

## (1) ピロティ建築物の被害概要

2016年熊本地震で被害を受けたピロティ建築物について、被害調査報告書<sup>[1-8]</sup>から抽出し、その概要を表1.1.3-1に示す。なお、詳細な被害状況は被害調査報告書<sup>[1-8]</sup>参照されたい。今回抽出した中では、被害を受けたピロティ建築物17件のうち、5件が旧耐震建築物、6件が1995年告示改正前の新耐震建築物、5件が1995年告示改正後の新耐震建築物、1件が建設年不明の建築物であった。

倒壊と判定された2件の建築物は、旧耐震により設計された建築物であり、新耐震で設計された建築物で倒壊した例はなかった。一方で、1995年告示改正前と改正後の新耐震建築物において、それぞれ2件の建築物で被災度区分判定結果が大破となった。新耐震で設計されたピロティ建築物の被害は兵庫県南部地震でも確認されているものの、兵庫県南部地震の被害を受けて告示改正された後に建設された建築物が大破となった例は、今まで確認されてこなかった。

また、ピロティ階の被害があった建築物では、ピロティ柱の破壊だけでなくピロティ階直上の耐力壁の下の枠梁の損傷や破壊（共同住宅D、I、J、K、店舗BL）や、ピロティ柱の柱梁接合部（共同住宅D）の被害が報告されている。

表1.1.3-1 熊本地震で被害を受けたピロティ建築物一覧

ID	耐震基準	速報建物名	構造種別	階数	被災度区分 判定結果	建設年	被害概要
1	新耐震	共同住宅B	RC造	9	大破	2006	・ピロティ柱の主筋が引張破断
2	新耐震	共同住宅I	RC造	9	中破	2001	・ピロティ階直上の梁端部のせん断破壊 ・ピロティ柱に顕著な損傷無し
3	新耐震	共同住宅G	RC造	6	中破	2000	・ピロティ階に顕著な損傷無し ・2階柱のせん断破壊 ・2階袖壁・方立壁のせん断破壊
4	新耐震	共同住宅A	RC造	4	大破	1998	・ピロティ柱の柱頭部曲げ破壊
5	新耐震	共同住宅U	SRC造	13		1998	・ピロティ階に顕著な損傷無し ・2階以上の方立壁の損傷
6	新耐震	共同住宅J	RC造	6	中破	1992	・ピロティ柱の柱頭部の損傷 ・ピロティ階直上の梁や垂れ壁の損傷
7	新耐震	共同住宅D	RC造	10	大破	1992	・ピロティ柱のせん断破壊 ・ピロティ柱の柱脚部曲げ破壊 ・ピロティ柱の柱梁接合部ひび割れ ・ピロティ階直上の梁の曲げ破壊 ・ピロティ階直上の梁の中央部で鉛直たわみ
8	新耐震	共同住宅K	SRC造	11	小破	1991	・ピロティ柱の損傷 ・ピロティ階直上の梁の損傷 ・非構造壁のせん断破壊
9	新耐震	共同住宅H	RC造	4	中破	1986	・ピロティ柱のせん断破壊
10	新耐震	共同住宅C	RC造	4	大破	1985	・ピロティ柱の付着割裂破壊 ・ピロティ柱の柱頭部曲げ破壊
11	新耐震	共同住宅N	SRC造	14, 11	無被害(構造部) 大破(非構造)	1982	・ピロティ階に顕著な損傷無し ・非ピロティ階の非構造壁のせん断破壊
12	旧耐震	共同住宅BG	SRC造	11		1979	・ピロティ階に顕著な損傷無し ・非構造壁のせん断破壊
13	旧耐震	店舗BL	RC造	4	大破	1976	・ピロティ柱の付着割裂破壊 ・ピロティ柱の柱頭部曲げ破壊 ・ピロティ階直上の梁の曲げ破壊
14	旧耐震	共同住宅兼店舗AX	RC造	9	倒壊	1974	・ピロティ階の層崩壊
15	旧耐震	共同住宅兼店舗BH	RC造	7		1973	・ピロティ柱の軽微な損傷
16	旧耐震	事務所BD	RC造	3	倒壊		・ピロティ階の層崩壊
17	不明	事務所BZ	RC造	4			・ピロティ柱のせん断破壊



## 第1章 はじめに

### (2) 対象建築物の被害概要

2016年熊本地震で被害を受けたピロティ建築物のうち、本研究で対象とする共同住宅D（以下、対象建築物）の被害概要を以下に示す。なお、この被害概要は被害調査報告書<sup>[1-8]</sup>に記載した内容と同じである。

対象建築物は桁行方向5スパン、張間方向1スパンの10階建てRC造共同住宅であり、1階は駐車場となっている。また、北側で10階建ての別棟とエキスパンションジョイントで接続されている（図1.1.3-1）。桁行方向のスパン長さは外側で6.0m、内側で6.4m、張間方向のスパン長さは11.7mである（図1.1.3-2）。本詳細調査では、被害の概要を把握するとともに、被害が大きい1階を対象とした被災度区分判定を実施した。



(a) 南側

(b) 北側（写真右側の建築物）

図 1.1.3-1 建築物の外観

現地で計測したところ、1階柱の断面は950mm×950mmで、主筋にはD25が用いられており、せん断補強筋はD13がおよそ75mmピッチ（柱中央高さ付近）で配筋されていた。また、建築物の外周部では2階大梁が1階柱に偏心して取り付けられており、柱側面と大梁側面が揃っていた。張間方向の大梁は、桁行方向の大梁と比較して、せい、幅共に短かった。張間方向の大梁の下端筋にはD25が用いられており、せん断補強筋はD10がおよそ200mmピッチ（梁端部）で配筋されていた（図1.1.3-3）。

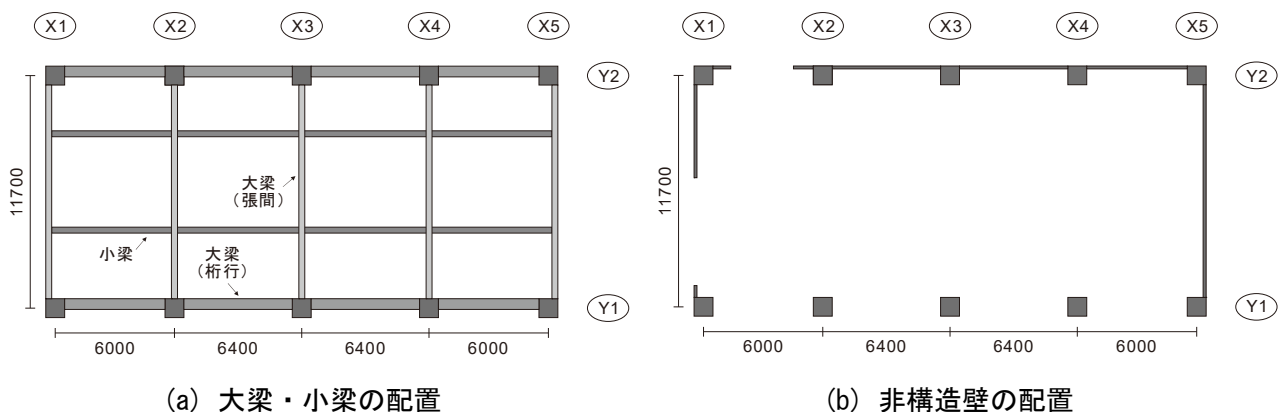


図 1.1.3-2 1階の平面図(単位：mm)



図 1.1.3-3 1階柱主筋, 2階大梁(張間方向)の配筋

1階の外周部には、壁厚 150mm で、柱際に沿って部分スリットが設けられている RC 壁が設けられていた(図 1.1.3-4)。以降、完全スリットを有さない壁を非構造壁と称する。破壊した箇所を見ると、厚さ 50mm 程度の部分スリットが埋め込まれており、壁筋は D10 がおよそ 200mm ピッチで配筋されていた。したがって、張間方向に関しては、2階以上には耐力壁が配置されているが、その直下の1階には耐力壁がなく、柱だけで構成される純ピロティ構造として設計された可能性がある。



図 1.1.3-4 柱際に設けられた非構造壁の部分スリット

被災度区分判定基準<sup>[1・12]</sup>に従い、被害が最も大きい1階について、部材損傷度の判定を行った。図 1.1.3-6 中に判定した損傷度を示す。柱の損傷度と比較して、大梁や柱梁接合部の損傷度が大きい場合には、これらの損傷度を柱の損傷度に読み替えた。代表的な部材の損傷状況を図 1.1.3-5 に示す。10本の柱のうち、3本の柱の損傷度がVとなった。1本(X4Y2)は中心高さ付近で、1本(X5Y1)は脚部で破壊し、コンクリートが剥落すると共に主筋が座屈した。また、もう1本の柱(X3Y2)では、柱自体の損傷度はIIに留まったが、張間方向の大梁の下端筋が座屈したため、損傷度をVとしている。また、隅角部の柱(X1Y1)では、大梁が偏心して取り付けいた柱梁接合部でひび割れ幅が2.0mmを超えるひび割れが確認されたため、損傷度をIVとしている。

表 1.1.3-1 に被災度区分判定の結果を示す。本建築物は 1982 年以降に建設されており、柱の内法高

## 第1章 はじめに

さを柱せいで除した値が 3.0 未満となるため、1 階柱を「曲げせん断柱」に分類して、残余性能の評価を行った。桁行方向と比較し、張間方向の方が損傷度 V に分類される部材の数が多いため、耐震性能残存率はやや低く、桁行方向の耐震性能残存率は  $R=35$  (%)、張間方向の耐震性能残存率は  $R=31$  (%) となった。被災度はいずれの方向についても「大破」となった。



(a) 柱 (X4Y2)



(b) 柱 (X5Y1)



(c) 張間方向大梁 (X3Y2)



(d) 柱梁接合部 (X1Y1)



(e) 非構造壁 (X5 構面)



(f) 非構造壁 (Y2 構面, X3-X4 間)

図 1.1.3-5 各部材の損傷

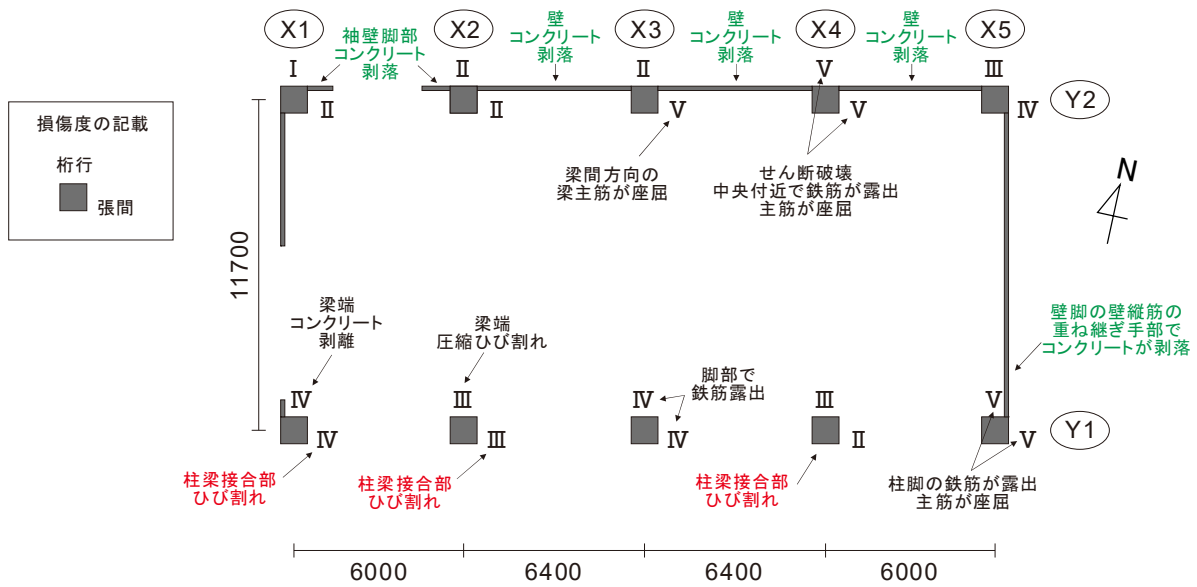


図 1.1.3-6 被災度判定の結果

表 1.1.3-1 被災度判定の結果

(a) 桁行方向

損傷度	本数	残余性能	本数×残余性能
V	2	0.00	0.00
IV	3	0.10	0.30
III	2	0.40	0.80
II	2	0.70	1.40
I	1	0.95	0.95
合計	10		3.45
		耐震性能 残存率	35% 大破

(b) 張間方向

損傷度	本数	残余性能	本数×残余性能
V	3	0.00	0.00
IV	2	0.10	0.20
III	2	0.40	0.80
II	3	0.70	2.10
I	0	0.95	0.00
合計	10		3.10
		耐震性能 残存率	31% 大破

上階の桁行方向の共用廊下側の構面でも、1階と同様に柱際に部分スリットが設けられていたが、特に2, 3階では、コンクリートの剥落を伴うような袖壁、腰壁、方立壁の被害が見られた(図 1.1.3-7)。また、柱の損傷度がVと判定され、柱や大梁が大きな損傷を受けた張間方向のX3, X4構面では、スパン中央付近で2階大梁に数センチ程度の鉛直たわみが生じていることを確認している。



図 1.1.3-7 2階共用廊下側の方立壁の被害

#### 1.1.4 既往の研究

##### (1) 建築基準整備促進事業で実施された研究

2010年度及び2011年度に、国土交通省建築基準整備促進事業にて、「31. 最下階で壁抜けを有する連層耐力壁周辺架構の条件設定に関する実験」が実施された。この事業では、ピロティ建築物を対象として、下記の2点を対象として実験が実施された。

- ① ピロティ階と2階で柱断面が大幅に変わる場合、ピロティ柱の柱梁接合部内における応力伝達機構を踏まえた配筋の条件を明確にするための構造実験
- ② ピロティ階直上耐力壁の配筋条件や、その耐力壁下枠梁の梁せいなどが、ピロティ構面の構造性能に及ぼす影響を明確にするための構造実験

これらの実験および、その実験結果を用いた設計法の提案などを以下に概説する。なお、国土交通省建築基準整備促進事業による研究ではないものの、研究内容が関連する研究も併せて紹介する。

##### 1) ピロティ柱の柱梁接合部に関する研究

ピロティ階の水平耐力を確保するためには、ピロティ柱の断面は、その他の柱の断面に比べて大きくなることが多い。そのため、ピロティ柱の柱梁接合部は通常の柱梁接合部とは形状が異なり、その応力状態が複雑となる。そこで花井ら<sup>[1-13]</sup>は、1/4スケールの部分架構試験体3体を作成し構造実験を実施した結果、接合部のかき出し破壊が起こったことを報告している。

このような実験を受けて、2010年度及び2011年度の国土交通省建築基準整備促進事業では、ピロティ柱の柱梁接合部は1/3スケールの部分架構試験体4体と1/2スケールの部分架構試験体12体を作成し構造実験を実施した。それらの実験結果が文献[1-14]～[1-19]に報告されている。また、国土交通省建築基準整備促進事業の実験ではないが、関連する実験が文献[1-20]に報告されている。この一連の実験結果に対して、文献[1-21]～[1-31]のようにその評価法についての検討が進められてきた。

##### 2) ピロティ階直上耐力壁の配筋条件や、その耐力壁下枠梁に関する研究

2010年度及び2011年度の国土交通省建築基準整備促進事業では、1/3スケールの架構試験体6体を作成し、文献[1-32]～[1-34]で報告している。この実験の結果、ピロティ階直上耐力壁の壁縦筋やその下の枠梁の断面サイズによる検討が進められ、それらの試験体の破壊モードや設計法に関して、文献[1-35]、[1-36]で報告されている。

## (2) 新築のピロティ建築物に関する研究

新築のピロティ建築物を対象とした研究のうち、特に新耐震基準（1981年）以降に建設された建物を対象とした研究を下記のように簡単に紹介する。

### 1) 構造実験を実施した研究

中塚ら<sup>[1-37]</sup>及び春田ら<sup>[1-38]</sup>は、それぞれ6層と12層のピロティ建築物を対象としたサブストラクチャー仮動的実験を実施した。両試験体ともに、それぞれのピロティ建築物の下層2層部分の試験体（試験体スケール1/2.5）を作成し実験を行った。それぞれにおいて、事前の予備解析と同じくピロティ層の層崩壊が実験で確認されたことを報告している。春田ら<sup>[1-39]</sup>、Arzpeimaら<sup>[1-40]</sup>は、これらの実験結果を用いて、建築物の高さや変動軸力の影響についての検討を報告している。

真田ら<sup>[1-59]</sup>は、6層の一部耐力壁付きピロティ型建築物をフレームモデルでモデル化し、実験前の事前解析として荷重増分解析を実施した。この解析では、立体解析と平面解析をそれぞれ実施した結果を報告している。この解析により設計した、6層の一部耐力壁付きピロティ型建築物を対象として、1/3スケールの6層立体試験体を作成し、動的載荷実験を実施した結果を報告している<sup>[1-41]</sup>。また、その実験結果についての検討結果を文献<sup>[1-42]</sup><sup>[1-43]</sup>で、設計法の提案を文献<sup>[1-64]</sup>で報告している。

犬飼ら<sup>[1-44]</sup>は、ピロティ柱の靱性を向上させるためにRC柱に芯鉄骨を付加した検討を実施した。14階建てのピロティ建築物のピロティ柱を想定して、1/3スケールの試験体3体を作成して実験を実施し、その結果を報告している。

楠ら<sup>[1-45]</sup><sup>[1-46]</sup>は、6層の一部耐力壁付きピロティ型建築物を対象として、1/3スケールの6層立体試験体を作成し、仮動的載荷実験を実施した結果を報告している。

郡司ら<sup>[1-47]</sup>は、12層のピロティ建築物を対象としたサブストラクチャー擬似動的実験を実施した。ピロティ架構の圧縮と引張のそれぞれのピロティ柱試験体2体を同時に加力し、その結果を報告している。

中村ら<sup>[1-48]</sup>は、10層の一部耐力壁付きピロティ型建築物を対象として、1/4スケールの柱および耐力壁試験体を作成し、静的載荷実験を実施した。また、同じ対象建築物に対してピロティ柱にHFRCC（Hybrid Fiber Reinforced Cement-based Composites、高強度鋼繊維と合成繊維を混入したハイブリッド型の繊維補強セメント系複合材料）を用いた試験体を作成し、静的載荷実験を実施した結果を報告している<sup>[1-49]</sup>。

吉村ら<sup>[1-50]</sup>、馮ら<sup>[1-51]</sup>、井戸裕ら<sup>[1-52]</sup><sup>[1-53]</sup>は、ピロティ階直上の耐力壁脚部で曲げ降伏を計画したピロティ建築物を対象として、スケール30%のピロティ架構試験体を2体製作して実験を実施した結果を報告している。

### 2) 設計法や解析手法に関する研究

小室ら<sup>[1-54]</sup>は、ピロティ建築物を平面フレームモデルと1質点系モデルでモデル化し、荷重増分解析と地震応答解析を実施した結果を報告している。

張<sup>[1-56]</sup>は、ピロティ建築物を1質点2自由度系モデルにモデル化し、地震応答解析を実施した結果を報告している。

Abimanyuら<sup>[1-57]</sup>は、15層の一部耐力壁付きピロティ型建築物をフレームモデルでモデル化し、荷重増分解析と地震応答解析を実施した結果を報告している。また、層せん断余裕率という指標の提案を行い、検討した結果を報告している。

花井ら<sup>[1-58]</sup>は、ピロティ建築物を多質点系モデルでモデル化し、地震応答解析を実施した結果を報告

## 第1章 はじめに

している。

顧ら<sup>[1-60]</sup>は、6層・10層・14層のピロティ建築物を平面フレームモデルでモデル化し、荷重増分解析と地震応答解析を実施した結果を報告している。この結果から、等価剛性比（ピロティ柱の引張降伏時の等価剛性が上部耐力壁の初期剛性の平均値に対する割合）を用いた簡便な評価法の提案を行った。また松本ら<sup>[1-62]</sup>は、これらの平面フレームモデルを用いた解析を用いて等価剛性比の略算法の提案を行った。

馬ら<sup>[1-61]</sup>は、3層・6層のピロティ建築物を平面フレームモデル及び3次元3質点系でモデル化し、平面フレームモデルでは荷重増分解析を、3質点系モデルでは地震応答解析を実施した結果を報告している。

向井ら<sup>[1-63]</sup>は、5層・10層のピロティ建築物の平面フレームモデルを作成し、それを等価な1質点縮約系でモデル化し地震応答解析を実施している。それぞれの解析結果を比較検討した結果を報告している。

長江ら<sup>[1-65]</sup>は、ピロティ建築物を対象に基礎構造と上部構造の平面一体解析モデルを作成し、時刻歴応答解析を実施し、基礎梁降伏を許容する設計方法についての報告を行っている。

長江ら<sup>[1-66][1-67]</sup>は、6層のピロティ建築物を対象として、建築物の耐震性能を確率論的評価する手法の骨子を順序立てて整理した結果を報告している。

近森ら<sup>[1-68]</sup>は、一部耐力壁付きピロティ型建築物と純ピロティ型建築物のそれぞれの平面フレームモデルを作成し、荷重増分解析と地震応答解析を実施した結果を報告している。

平石ら<sup>[1-69]</sup>は、5層・7層・10層のピロティ建築物を等価1質点系モデルでモデル化し、地震応答解析を実施した結果を報告している。

松本ら<sup>[1-70]</sup>は、6層のピロティ建築物の平面フレームモデルを作成し、荷重増分解析と地震応答解析を実施し、限界変形と累積エネルギーに関する検討について報告している。

内田ら<sup>[1-71]</sup>は、10層の純ピロティ型建築物の2次元有限要素モデルを用いて荷重増分解析を実施し、その解析結果からピロティ階直上の耐力壁の枠梁の設計法などについての検討結果を報告している。

朱ら<sup>[1-72]</sup>は、10層の純ピロティ型建築物の立体フレームモデルを作成し、荷重増分解析と地震応答解析を実施した。この解析での地震力を水平2方向より与えることで、特にピロティ柱への変動軸力への影響についての検討結果を報告している。

市之瀬ら<sup>[1-73]</sup>は、ピロティ建築物を対象に、実際の設計で用いられるフレーム解析モデルにおいて、ピロティ階直上耐力壁の枠梁のモデル化手法の検討を行い報告している。

板倉ら<sup>[1-74]</sup>は、ピロティ階での層崩壊を計画したピロティ建築物を平面フレームモデルでモデル化し、荷重増分解析と地震応答解析を実施した結果を報告している。

### 3) 地震被害調査に関する研究

芳村ら<sup>[1-55]</sup>は、1995年の兵庫県南部地震で被害を受けたピロティ建築物を対象として、平面フレームモデルを作成し地震応答解析を実施した結果を報告している。また、ピロティ階に必要な耐力を2層以上の耐力に対する比とする指標の提案を行った。

島津ら<sup>[1-75]</sup>は、2016年熊本地震で倒壊したピロティ建築物を対象に、1部材1要素とする立体FEMモデルを作成し検討を実施した。そのモデルを用いた荷重増分解析を行い、対象建築物の地震被害の再現を実施した結果を報告している。

### (3) 既存ピロティ建築物の補強に関する研究

既存のピロティ建築物の補強を対象とした研究を下記のように紹介する。

岩淵ら<sup>[1-76][1-78][1-79]</sup>、福山ら<sup>[1-77]</sup>は、新耐震基準（1981年）以降に建設された既存のピロティ建築物に対して、HPFRCC（高靱性繊維補強セメント系複合材料）を材料とした短スパン柱を応答制御デバイスとして用いる耐震補強工法の提案を行っている。一連の研究の中で、応答制御デバイス単体の静的載荷実験<sup>[1-76]</sup>や、応答制御デバイスを架構に組み込んだ場合の部分仮動的実験<sup>[1-78][1-79]</sup>、地震応答解析を用いた設計法の検討<sup>[1-77]</sup>などが実施されている。

塩屋ら<sup>[1-80][1-87][1-89]</sup>、幸加木ら<sup>[1-81][1-83]</sup>、増田ら<sup>[1-82]</sup>、大川ら<sup>[1-84][1-85]</sup>、岡元ら<sup>[1-86][1-88]</sup>は、既存のピロティ建築物に対して、圧縮抵抗型のモルタル充填鋼管ブレースを用いる耐震補強工法の提案を行っている。一連の研究の中で、ブレースの一軸圧縮実験<sup>[1-80][1-82]</sup>、ブレースを取り付ける既存梁部側の一軸圧縮実験<sup>[1-80][1-81][1-84]</sup>、平面フレームモデルを用いた荷重増分解析<sup>[1-82]</sup>、ブレースを取り付けた2層架構試験体を用いた静的加力実験<sup>[1-83][1-85][1-87]</sup>、提案した圧縮抵抗型のモルタル充填鋼管ブレースを用いた耐震補強工法の設計手法の提案<sup>[1-86][1-87][1-88][1-89]</sup>などが実施されている。

前田ら<sup>[1-90]</sup>、小林ら<sup>[1-91]</sup>は、既存のピロティ建築物に対する耐震補強工法として、ピロティ階に無筋の袖壁または無筋の開口無し耐力壁の増設を行う工法を提案した。この時、柱と増設壁が一体となるように鋼板により巻き建てる工法を採用している。この工法を採用した2層の架構試験体を用いて静的載荷実験を実施した結果を報告している。また小林ら<sup>[1-91][1-92]</sup>は、同様の実験シリーズにおいて、枠付き鉄骨ブレースをピロティ階に接合する耐震補強工法を提案し、1層の架構試験体を用いて静的載荷実験を実施した結果を報告している。

菅野ら<sup>[1-93][1-94]</sup>、林ら<sup>[1-95]</sup>は、既存のピロティ建築物に対する耐震補強工法として、履歴鋼材ダンパーをピロティ階に設置する工法の提案を行っている。ピロティ階の圧縮側柱と引張側柱、履歴ダンパーの3つの試験体に対して、同時に載荷を行うサブストラクチャ擬似動的実験を実施した結果を報告し<sup>[1-93]</sup>、またこの実験について解析を用いた検討結果も報告している<sup>[1-94][1-95]</sup>。

織裳ら<sup>[1-96][1-97]</sup>、向井ら<sup>[1-98]</sup>は、既存のピロティ建築物の履歴型ダンパーによる耐震補強設計手法に関して、等価な1質点系モデルを用いてダンパーの補強量を決定する設計法を提案しその検討結果を報告している。



### 1.1.5 建築物の地震後の継続使用性評価に関する研究

建築研究所では、2013年から3カ年実施した研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」において、地震後継続使用性を確保するための構造設計法についての検討を行った。この課題では、東日本大震災により被災した建築物の地震後の継続使用性に関する調査を行い、地震後に継続使用できなかった原因（阻害要因）の分析を行い、地震後の継続使用性に資する防災拠点施設等に対する要求性能の提案を行った。この内容の概略を以下に示す。

#### (1) 地震後の継続使用性を対象にした要求性能の位置づけ

「官庁施設総合耐震計画基準」では、官庁施設の整備計画の作成に当たり、施設が有すべき大地震動時及び大地震動後の耐震安全性の目標を定め、施設の設計時にその安全性に対する検証が求められている。同基準で定める各部位の耐震安全性の目標設定の考え方は、補修の要否の違いはあるが大地震動後の十分な機能確保が図られるかどうかという視点に基づいており、本研究で目標とする継続使用性の確保と方向性が合致する。したがって、本研究で検討する要求性能では同基準で定める耐震安全性の目標設定の考え方と整合するよう留意するとともに、東日本大震災により被災した建築物の分析結果を踏まえば基礎構造や非構造部材（RC造非耐力壁や天井）の被害も継続使用の阻害要因であったことから、これらの部位については同基準よりきめ細かな性能目標を新たに設定している。

#### (2) 適用対象施設と活動上重要なエリアの設定

官庁施設に関して、「業務継続のための官庁施設の機能確保に関する指針（平22年）」では非常時の優先業務が確実に実行されるために、耐震安全性に係る機能が確保され、執務空間や活動支援空間が安全な状態で維持されることが重要であること、また、これらの機能を支える基幹設備機能も確保されなければならないことが示されており、活動上重要なエリアを設定する上で参考になる。

ここで執務空間とは非常時優先業務を行う室、活動支援空間とは非常時優先業務を行うに当たり職員の活動を支援するために必要となる移動機能、物品の保管機能等を有する空間である。また、基幹設備とは執務空間や活動支援空間での機能を維持するために必要となる電力、通信・情報、給排水、エレベータ等の建築設備の主要部分及び幹線部分をさしている。

体育館等に関しては、既に建築計画時に地域防災計画で避難所として位置づけられ、又は将来に位置づけられる可能性がある場合に、発災時に被災者の受け入れの室として供されることが考えられる。「官庁施設の総合耐震計画基準及び同解説」において体育館、講堂、大研修室等是不特定多数の被災者を受け入れ、一時的な生活の場として提供することができる室として定義されており、これらの用途建築物も要求性能の適用対象になり得る。

一方、集合住宅は官庁施設や体育館等と用途の性質が異なるが、被災した棟数が多くなればその結果として、被災住民による避難者数も多くなり、近隣の避難所で想定していた収容人数を超えるおそれもある。その意味で本研究では、集合住宅も庁舎その他の防災拠点施設と同様に地震後の継続使用性確保が求められる建築物に位置づけている。また、各住戸は居住者にとって生活の拠点であるから、全住戸が活動上重要なエリアに該当すると考えられる。

#### (3) 性能目標ランクの設定

地震後の継続使用性確保のための性能目標ランクは、上位からS, A, Bの3段階を提示している。設計者又は施主はこの中から、設計対象建築物に要求する継続使用性確保のための性能目標を設定する。性

性能目標ランクは表 1.1.5-1 に示すように、対象施設の活動上重要なエリアとそれ以外のエリアにおいて、使用制限の有無に応じた継続使用の区分で分類している。

表 1.1.5-1 性能目標ランクの区分

性能目標ランク	活動上重要なエリア	左記以外のエリア
S	◎	◎
A	◎	○
B	○	○

(凡例) ◎：使用制限することなく継続使用可。○：使用制限した後に継続使用可。

(4) 要求性能の検討例

表 1.1.5-2 に、地震後の継続使用性の性能目標ランクとそれに対応する構造上の分類を示す。この表はマトリクス形式で提示しており、縦軸の各性能目標ランク S, A, B には表 1.1.5-1 に示したように、活動上重要なエリアとそれ以外のエリアの継続使用の可否状況が記述されている。一方、横軸には構造上の分類として基礎構造、上部構造、非構造部材を示している。なお、ここでは提示していないが、構造上以外の分類として設備、非常用電源、代替施設等も今後の検討のなかで提示できるとよい。

設計者は設定された性能目標ランクに応じて、これらの各部位ごとに要求される性能又は状態（上位からⅠ, Ⅱ, Ⅲ）を選択する。非構造部材は活動上重要なエリアとそれ以外のエリアに分けて、性能又は状態を提示している。ここで、例えば上部構造の分類（Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ）は総合耐震計画基準の構造体の分類（Ⅰ類, Ⅱ類, Ⅲ類）に概ね対応している。そのうえで、各部位ごとに選択した性能又は状態に従って、構造計算による性能の検証や仕様の検討が行われる。例えば目標ランク S であれば、すべての部位に対してⅠ類の状態が要求される。一方、目標ランク B であれば、状況に応じてⅠ類からⅢ類までの複数の組み合わせが考えられる。

表 1.1.5-2 地震後の継続使用性の性能目標ランク

目標ランク	活動上重要なエリア	左記以外のエリア	構造上の分類					
			基礎構造	上部構造	非構造部材			
					活動上重要なエリア	左記以外のエリア		
<b>S</b> 建築物の全体を使用制限することなく、継続使用できること。	●	●	F-I	S-I	N-I	N-I		
<b>A</b> 建築物の一部に使用制限が生じるが、活動上重要なエリアは使用制限することなく、継続使用できること。	●	○			F-II	S-II	N-II	N-II
<b>B</b> 活動上重要なエリアを含む建築物の一部に使用制限が生じるが、一定の措置後、継続使用できること。	○	○			F-III	S-III	N-III	N-III

- 使用制限することなく継続使用できる。
- 使用制限した後に継続使用できる。

第1章 はじめに

表 1.1.5-3 に、構造上の分類における基礎構造の性能又は状態を示す。基礎構造以外の上部構造、非構造部材も共通して、構造上の分類のⅠ～Ⅲ類は大地震後に当該部分に被害を許容するか否か、許容する場合にはどの程度の修復工事等を想定するか、という観点で定義している。

表 1.1.5-4 に、構造上の分類における上部構造の性能又は状態を示す。RC 造, S 造に示す損傷度と残留ひび割れ幅の数值は、「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針（(財)日本建築防災協会）（2005 年）」に定める損傷度分類の基準に拠っている。

表 1.1.5-5 に、構造上の分類における非構造部材の性能又は状態を示す。ここでは、非構造部材のうち RC 造壁を例にしている。被害状態の目安となるひび割れ幅やはく落率の数值は既往の基準に掲げられていないので、構造実験の結果に基づいて設定した。

表 1.1.5-3 「構造上の分類」における基礎構造の性能又は状態

構造上の分類	基礎構造	
	地盤	基礎部材
Ⅰ 大地震動後、当該部分に被害（直ちに応急措置等を要しない軽微な損傷を除く）を許容しない。	<b>(F<sub>g</sub>-Ⅰ)</b> 上部構造の耐久性に影響する沈下・変形が生じない状態。	<b>(F<sub>p</sub>-Ⅰ)</b> 修復が不要な状態（例えば、部材は短期許容応力度以内に留まっている、など）。
Ⅱ 大地震動後、当該部分の比較的小さな損傷に対して、応急措置又は軽微な修復の実施を許容する。	<b>(F<sub>g</sub>-Ⅱ)</b> 上部構造が継続使用不能な沈下・変形に達しない状態で、比較的簡易に恒久復旧できる状態。	<b>(F<sub>p</sub>-Ⅱ)</b> 基礎部材の損傷・沈下により、上部構造が継続使用不能とならない状態で、必要に応じて軽微な修復による恒久復旧が必要な状態。（例えば、部材は終局強度以内、かつせん断余裕度を確保できている、など）。
Ⅲ 大地震動後、当該部分の損傷に対して、応急措置又は修復の実施を許容する。	<b>(F<sub>g</sub>-Ⅲ)</b> 上部構造が継続使用不能な沈下・変形に達しない状態で、長期間に渡る恒久復旧作業が必要な状態。	<b>(F<sub>p</sub>-Ⅲ)</b> 基礎部材の損傷・沈下により、上部構造が継続使用不能とならない状態で、大規模な修復による恒久復旧が必要な状態。（例えば、一部に修復可能なヒンジ状態を許容する、など）

表 1.1.5-4 「構造上の分類」における上部構造の性能又は状態

構造上の分類	上部構造		
	RC造	S造	屋根支承部
<b>I</b> 大地震動後、当該部分に被害（直ちに応急措置等を要しない軽微な損傷を除く）を許容しない。	<b>(S<sub>R</sub>-I)</b> 構造部材に生じる損傷によって修復が不要で、高い残存耐震性能が確保されている状態（例えば、残留ひび割れ幅が0.2mm未満）。	<b>(S<sub>S</sub>-I)</b> 構造部材に生じる損傷によって修復が不要で、高い残存耐震性能が確保されている状態（被災度が無被害の状態）。	<b>(S<sub>RS</sub>-I)</b> 支承部の柱梁部材のコンクリートや支承部モルタルに亀裂がほとんど観察されないほぼ無損傷の状態。
<b>II</b> 大地震動後、当該部分の比較的小さな損傷に対して、応急措置又は軽微な修復の実施を許容する。	<b>(S<sub>R</sub>-II)</b> 構造部材に生じる損傷によって応急復旧は不要で、高い残存耐震性能が確保されている状態（例えば、残留ひび割れ幅が1.0mm未満で、損傷度II程度）。	<b>(S<sub>S</sub>-II)</b> 構造部材に生じる損傷によって応急復旧は不要で、高い残存耐震性能が確保されている状態（被災度が軽微の状態）。	<b>(S<sub>RS</sub>-II)</b> 支承部の柱梁部材のコンクリートに亀裂が生じ、支承部モルタルにひび割れや一部の剥離、剥落が生じる程度の軽微な被害の状態。
<b>III</b> 大地震動後、当該部分の損傷に対して、応急措置又は修復の実施を許容する。	<b>(S<sub>R</sub>-III)</b> 構造部材に生じる損傷によって計画的な修復を行うことが必要だが、残存耐震性能が確保されている状態（例えば、残留ひび割れ幅が2.0mm未満で、損傷度III程度）。	<b>(S<sub>S</sub>-III)</b> 構造部材に生じる損傷によって計画的な修復を行うことが必要だが、高い残存耐震性能が確保されている状態（被災度が小破の状態）。	<b>(S<sub>RS</sub>-III)</b> 支承部の柱梁部材のコンクリートにわずかなひび割れが生じ、支承部モルタルにひび割れや部分的な破壊が生じる小破程度の状態。

表 1.1.5-5 「構造上の分類」における非構造部材の性能又は状態

構造上の分類	非構造部材	
	RC造壁	
<b>I</b> 大地震動後、当該部分に被害（直ちに応急措置等を要しない軽微な損傷を除く）を許容しない。	<b>(N<sub>w</sub>-I)</b> 壁部材に生じる損傷によって修復が不要で、取り付く建具に損傷がなく建具の機能が確保されている健全な状態（例えば、ひび割れ幅0.3mm未満、剥落率0.0%未満）	
<b>II</b> 大地震動後、当該部分の比較的小さな損傷に対して、応急措置又は軽微な修復の実施を許容する。	<b>(N<sub>w</sub>-II)</b> 壁部材に生じる損傷によって修復が必要であるが、建具の機能が確保されている健全な状態（例えば、ひび割れ幅2.0mm未満、壁見付け面の剥落率1.0%未満）	
<b>III</b> 大地震動後、当該部分の損傷に対して、応急措置又は修復の実施を許容する。	<b>(N<sub>w</sub>-III)</b> 壁部材に生じる損傷によって大規模な修復が必要で、建具の使用が困難な状態（例えば、壁見付け面の剥落率5.0%未満、脆性破壊（曲げ圧縮、せん断破壊）しない）	

## 1.2 研究目的

1.3 節で示したように、2016年の熊本地震では1981年6月以降に建設された、いわゆる新耐震の建築物において、大破となったピロティ建築物の例が見られた。この対象建築物では、ピロティ柱のせん断破壊、ピロティ階直上の耐力壁の下の枠梁の破壊、ピロティ柱の柱梁接合部の被害などが報告されている。そこで本研究では、このような建築物を対象として大地震後も継続使用するための設計法の提案を目的とした研究を実施する。本研究では、地震発生前に実施する既存ピロティ建築物の補強工法だけでなく、地震発生後に迅速に補強するための施工方法についても検討を行う。これらの補強工法についての構造実験を実施し、その成果をとりまとめ既存ピロティ建築物の迅速な補強工法の設計法に資する技術資料をとりまとめる。

### 1.3 各章の概要

1.3 節では、各章で実施した試験体の概要を示す。なお、各章で対象とした補強工法と対応する試験体について、表 1.3-1 に一覧表を示す。「○」は対象としたことを表し、「－」は対象としていないことを表している。表 1.3-1 に示すように、補強については3章から6章において実験を行い、7章および8章で耐力評価や試設計を実施した。一方、損傷後補強については、2章から5章で実験を実施し、それぞれの章で、それらの実験結果を基に耐力評価や骨組み解析などを実施した。

表 1.3-1 対象とする補強工法と試験体

	無補強	補強	損傷後補強
2章	○	－	○
3章	○	○	○
4章	○	○	○
5章	○	○	○
6章	－	○	－
7章	○	○	－
8章	○	○	－

## 第1章 はじめに

### 1.3.1 2章の概要

2章では、2016年熊本地震で大きな被害を受けた前述の10階建てRC造ピロティ建物の1階ピロティ柱を模擬した1/2スケールのRC柱試験体に対する載荷実験（一次載荷）、および一次載荷により損傷した柱試験体にUFCパネルによる挟込接着補強を実施して載荷実験（二次載荷）を再度行った結果を示す。試験体は、補強前に部材角3%まで載荷したC-C40T75、および最大耐力を発揮した部材角0.5%まで載荷したC-C40T75Mの2体である。実験実施時の様子を図1.3.1-1に示す。

2.1節では、本実験の背景および目的を示す。

2.2節では、実験概要として、試験体概要（補強前の柱試験体、補強方法、材料試験結果、試験体設計）、載荷方法、計測方法を示す。

2.3節では、実験結果として、試験体2体の一次載荷および二次載荷における荷重変形関係、損傷性状、変形性状、鉄筋ひずみ、UFCパネルの負担応力などを示す。

2.4節では、補強効果の評価として、試験体設計に用いた各耐力評価式による算定結果と実験結果の比較を示す。

2.5節では、有限要素解析を用いた検討として、実験結果の追跡およびパラメトリックスタディ（一次載荷での損傷度合いおよびUFCパネルの厚さや形状、目地モルタルの有無などの補強方法の違い）の結果に加え、一次載荷の損傷度合いの影響を考慮した耐力算定方法の検討結果を示す。

2.6節では、2.1節～2.5節の検討により得られたまとめと今後の検討課題を示す。

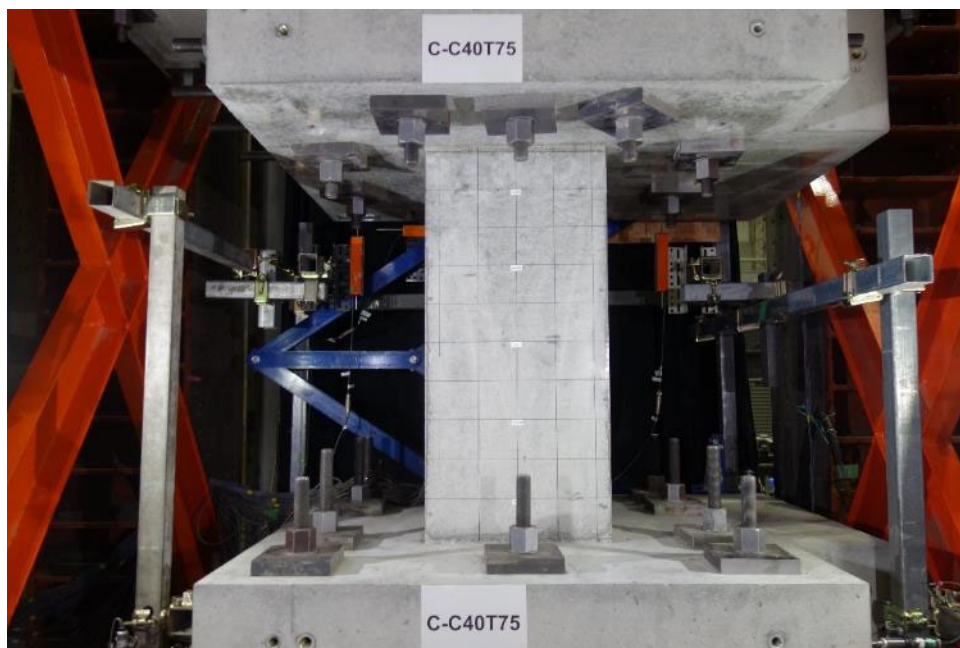


図 1.3.1-1 実験の実施状況

### 1.3.2 3章の概要

3章では、2章で対象としたRC造ピロティ柱について、迅速に施工できてかつ構造性能も向上させる耐震補強工法の開発を目的に静的加力実験を実施した結果を示す。試験体は、無補強試験体のC1、C1にRC壁を片側袖壁として取り付けたC1-RC1、C1にUFCパネルを片側袖壁として取り付けたC1-UFC1、C1の柱せい面にUFCパネルを貼り付けた補強試験体のC1-UFC2の合計4体を用いて実験を実施した。実験実施時の写真を図1.3.2-1に示す。各節の構成は以下のようになっている。

3.1節では、実験の背景を示す。

3.2節では、実験の概要として、試験体概要、材料特性、载荷方法、計測方法、補強方法を示す。

3.3節では、実験結果として、4体の試験体の実験結果をそれぞれ示す。

3.4節では、3.1節～3.3節の検討により得られたまとめを示す。

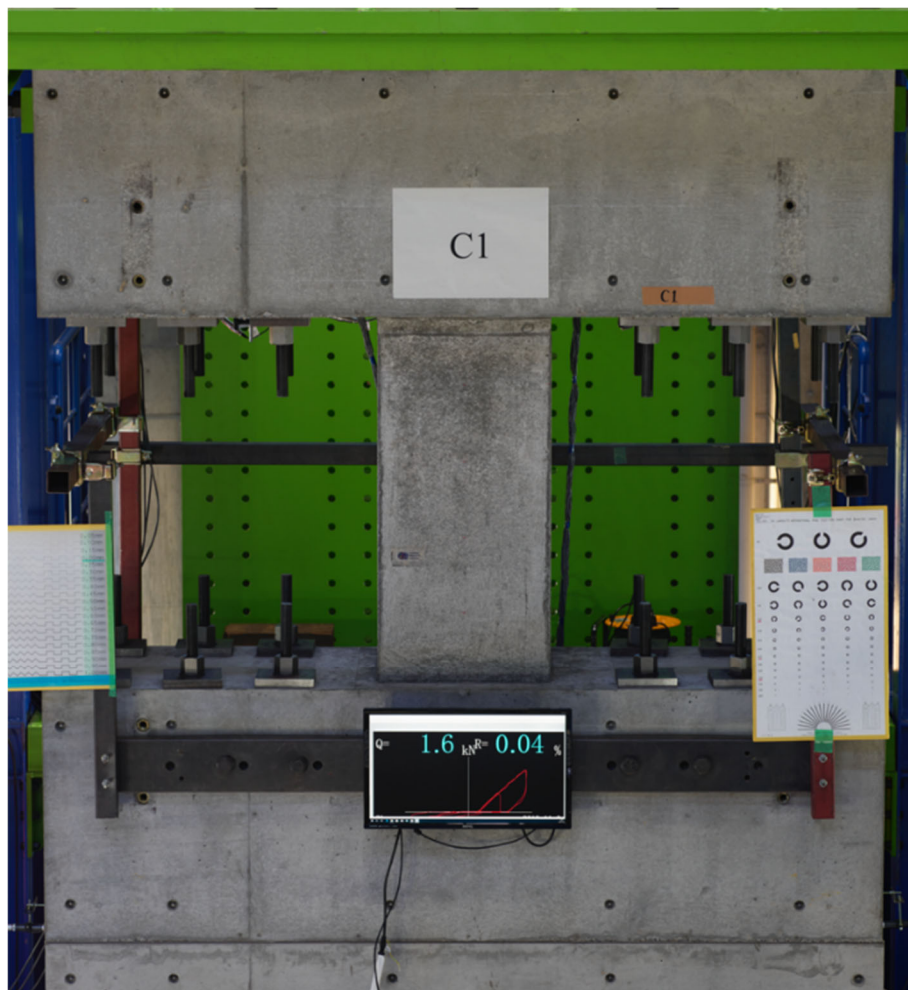


図 1.3.2-1 無補強試験体 C1



## 第1章 はじめに

### 1.3.3 4章の概要

4章では、本研究で対象とする1階ピロティ柱を模擬した1/3スケールのRC柱試験体を対象に、UFCパネル、UFC袖壁およびRC袖壁による補強を施して載荷実験を行った結果を示す。補強方法は、2章および3章の実験結果を踏まえ、端部を増厚したUFCパネルによる挟込接着補強、端部に目地を設けずにと施工アンカーを併用したUFCパネルによる挟込接着補強、UFC袖壁またはRC袖壁増設補強である。試験体は、無補強試験体1体、前述の補強を無損傷の状態を実施した試験体4体および部材角0.5%まで載荷した後に補強を施した試験体4体の合計9体である。実験実施時の様子を図1.3.3-1に示す。

4.1節では、本実験の背景および目的を示す。

4.2節では、実験概要として、試験体概要（補強前の柱試験体、補強方法、材料試験結果、試験体設計）、載荷方法、計測方法を示す。

4.3節では、実験結果として、試験体9体の荷重変形関係、損傷性状、変形性状、鉄筋ひずみ、補強部材（UFCパネル、UFC袖壁、RC袖壁）の負担応力などを示す。

4.4節では、有限要素解析を用いた検討として、一次載荷後に端部増厚したUFCパネルによる挟込接着補強を行ったC-USJ-Mを対象とした解析結果を示す。

4.5節では、補強効果の評価として、試験体設計に用いた各耐力評価式による算定結果と実験結果の比較を示す。

4.6節では、4.1節～4.5節の検討により得られたまとめと今後の検討課題を示す。



図 1.3.3-1 実験の実施状況

### 1.3.4 5章の概要

5章では、2章～4章で実施したピロティ柱の補強工法について、架構内での補強効果の確認を実施することを目的に静的加力実験を実施した結果を示す。試験体は、無補強試験体のF1および補強試験体のF1-R（損傷後補強試験体）、F2-R（補強試験体）の合計3体を用いて実験を実施した。無補強試験体F1は1F層間変形角 $\gamma_{Rx}=1.0\%$ までの载荷を実施した。载荷後、F1試験体に補修補強を施した試験体がF1-Rである。また、F2-Rは事前に载荷せずに補強を施した試験体である。実験実施時の写真を図1.3.4-1に示す。各節の構成は以下のようになっている。

5.1節では、実験の背景を示す。

5.2節では、実験の概要として、試験体諸元、材料特性、試験体の設計、試験体の基規準との適合状況、载荷方法、計測方法、補強方法を示す。

5.3節では、実験結果として、それぞれの3体の試験体の実験結果を示す。

5.4節では、それぞれの3体の試験体について実施した骨組み解析結果を示す。

5.5節では、それぞれの3体の試験体について実施した有限要素解析結果を示す。

5.6節では、5.1節～5.5節の検討により得られたまとめと今後の検討課題を示す。



図 1.3.4-1 無補強試験体 F1

## 第1章 はじめに

### 1.3.5 6章の概要

6章では、UFCパネル貼り付け時の施工性の向上を目的として、UFCパネルを複数に分割して既存RC柱に貼り付けた試験体を用いた静的加力実験の結果を示す。実験は、非分割のUFCパネルを貼り付けたC2-UFC1と、UFCパネルの分割方法を実験変数としたC2-UFC2、C2-UFC3の合計3体の試験体を用いて実施した。C2-UFC1は前章までの試験体と同様に、非分割のUFCパネルを貼り付けた試験体である。C2-UFC2はUFCパネルを縦方向に7分割して貼り付けた試験体である。C2-UFC3はC2-UFC2の分割方法に加え、横方向にも分割を施し、縦方向に7分割、横方向に4分割してUFCパネルを貼り付けた試験体である。実験実施時の状況を図1.3.5-1に示す。各節の構成は以下のようになっている。

6.1節では、実験の背景を示す。

6.2節では、実験の概要として、試験体諸元、材料特性、载荷計画、計測計画を示す。

6.3節では、試験体3体のそれぞれの実験結果を示す。

6.4節では、考察として、3体の試験体の実験結果の比較を通じた、UFCパネルを分割することによる補強効果への影響を示す。

6.5節では、6.1節～6.5節の検討により得られた結論を示す。

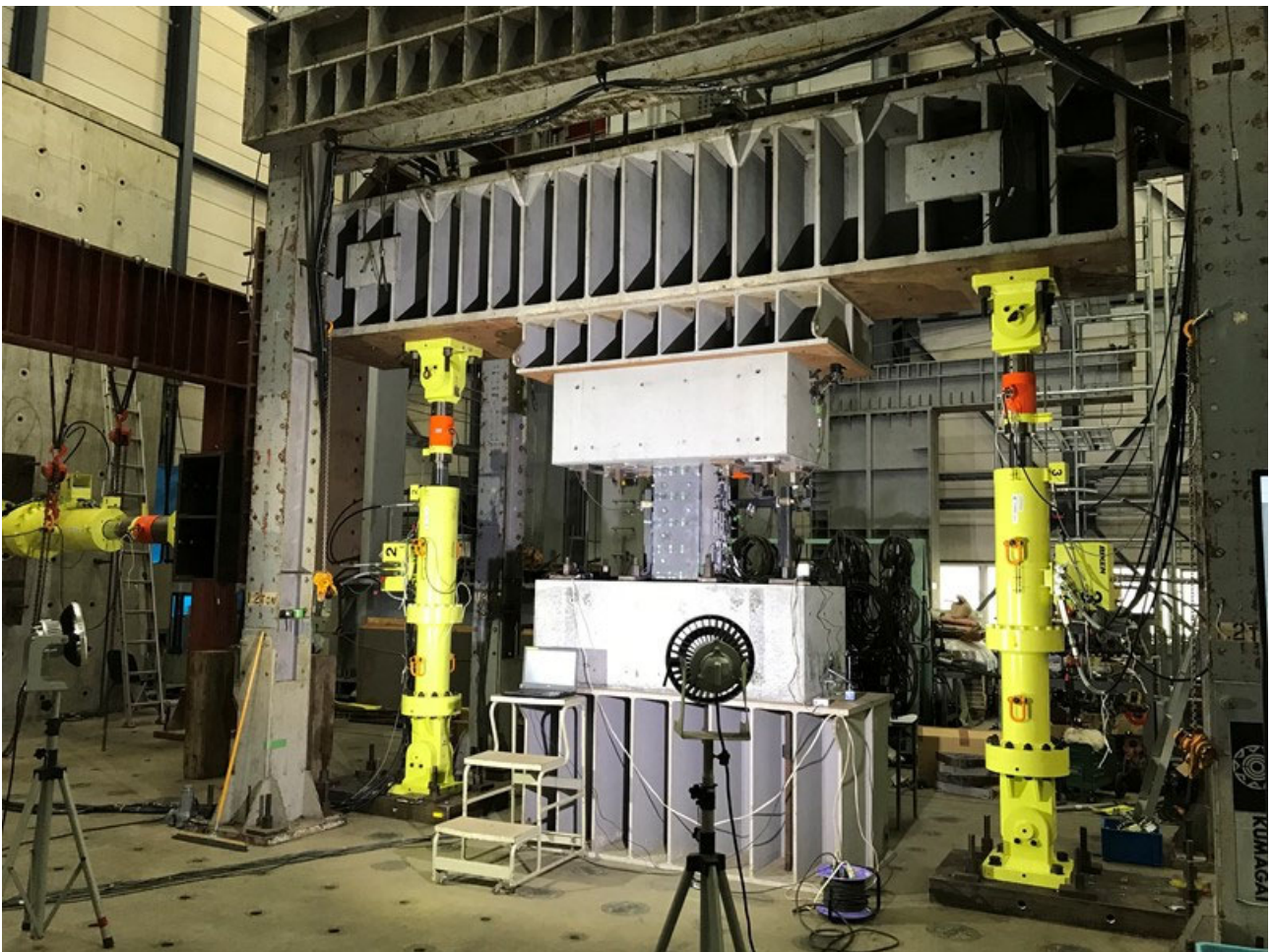


図 1.3.5-1 実験の実施状況

### 1.3.6 7章の概要

7章では、補強を施したRC造ピロティ柱部材の復元力特性評価について検討を実施した。対象としたのは補強を施したRC造ピロティ柱部材のみであり、損傷後補強した試験体は対象外とした。対象とした試験体は7体で、柱をUFC挟込パネルで補強した試験体や袖壁補強した試験体、または両方の補強を施した試験体を対象とした。各節の構成は以下のようになっている。

7.1節では、対象とした補強方法について示す。

7.2節では、それぞれの補強方法ごとに復元力特性評価方法を示す。

7.3節では、7.2節で示した復元力特性評価方法と実験結果との比較を示す。

7.4節では、7.1節～7.3節の検討により得られた結論を示す。

### 1.3.7 8章の概要

8章では、本研究で提案する工法を用いてRC造ピロティ架構の補強を行う際の設計法の検討結果ならびに施工上の注意点についてまとめる。

8.1節では、継続使用性を考慮した設計法と適用範囲として、地震後の建物の継続使用性に関する考え方や継続使用性を考慮した設計法の現状について示す。

8.2節では、試設計検討として、本研究で対象とした被災ピロティ建物をベースとした純ピロティ建物および一部構面の1階柱を片側袖壁付き柱とした建物の2種類のモデルを作成し、UFCパネルによる補強の効果を静的増分解析および時刻歴応答解析により検証した結果とともに、継続使用性を考慮した損傷状態に基づく設計クライテリアの適用可能性について検討した結果を示す。

8.3節では、施工上の注意点として、断面補修、UFCパネルの割付け計画、UFCパネルの製作、UFCパネルの固定用ボルト貫通孔の加工、UFCパネル貼付けおよび目地部への接着材充填、無収縮モルタル打設に関する注意事項を示す。

8.4節では、8.1節～8.3節の検討により得られたまとめと今後の検討課題を示す。

## 第1章 はじめに

### 1.3.8 9章の概要

9章では、2章から8章の検討により得られた知見及び今後の検討課題を示し、本資料の結論とする。

### 1.3.9 付録の概要

付録1では、3章および5章で用いた補修モルタルの構造性能の把握を目的として、単調一軸圧縮実験の結果を示す。

付録2では、損傷したピロティ柱のクイックリペアの用に供する可能性がある既存工法のデータベースを示す。データベースでは主に工法の概要、適用できる躯体の損傷度、損傷したピロティ柱へ適用した場合の必要復旧期間の目安、いながら施工の可否等を掲載している。

付録3では、コンクリートが弱材齢時に損傷を受けた場合、その損傷が時間経過に伴ってコンクリートの強度上昇にどの程度影響するのかについて調査することを目的に、コンクリート材料試験を実施した結果を報告する。

付録4では、UFCパネルのボルト用貫通孔をあと施工で設けることを想定して実施した施工試験の結果を示す。施工試験により、施工に必要な機器や施工精度、および施工可能な条件等について得られた結果を示す。

## 参考文献

- [1-1] 国土交通省国土技術政策総合研究所・建築研究所監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2020.11
- [1-2] 国土技術政策総合研究所，建築研究所：デジタルデータを活用した建築物の被災判定による迅速な復旧促進，官民研究開発投資拡大プログラム（PRISM）「革新的建設・インフラ維持管理技術/革新的防災・減災技術領域」，2022.3  
 (<https://www8.cao.go.jp/cstp/prism/seika/kensetu.html>，2022年12月閲覧)
- [1-3] 建設省住宅局建築指導課：昭和55年11月27日建設省告示第1791号（構造計算の基準を定める件），昭和55年11月27日建設省告示第1792号（Ds及びFesを算出する方法を定める件）の一部改正について，ビルディングレター，pp.1-6，No.343，日本建築センター，1996.2
- [1-4] 国土交通省住宅局建築指導課・日本建築主事会議監修：建築物の構造規定1997年版，日本建築センター，1997.12
- [1-5] 国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・建築研究所・日本建築行政会議監修：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007.8
- [1-6] 国土交通省住宅局建築指導課監修：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・改修設計指針・同解説，日本建築防災協会，2001.10
- [1-7] 日本建築防災協会：2017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・改修設計指針・同解説，日本建築防災協会，2017.7
- [1-8] 国土技術政策総合研究所，建築研究所：平成28年（2016年）熊本地震建築物被害調査報告（速報），国総研資料No.929，建築研究資料No.173，2016.9
- [1-9] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，1999.11
- [1-10] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2010.2
- [1-11] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2018.12
- [1-12] 国土交通省国土技術政策総合研究所・建築研究所監修：2015年改訂版 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，日本建築防災協会，2016.3
- [1-13] 花井 伸明，後藤 康明，市之瀬 敏勝：断面が急変するピロティ柱梁接合部における柱主筋の定着性状，日本建築学会技術報告集，Vol. 15，No.29，pp. 143-146，2009.2
- [1-14] 小川 司，勅使川原 正臣，市之瀬 敏勝，神谷 隆：RCピロティ柱を屋内側に大きくした柱梁接合部の強度と破壊形式，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 33，No.2，pp. 319-324，2011.7
- [1-15] 小谷 剛，高橋 之，福山 洋，市之瀬 敏勝：柱を屋外側に拡張したRCピロティ柱梁接合部の強度と破壊形式，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 33，No.2，pp. 313-318，2011.7
- [1-16] 河合 智訓，高橋 之，福山 洋，市之瀬 敏勝：柱を屋外側に拡張しハンチを有するRCピロティ柱梁接合部の強度と破壊形式，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 34，No.2，pp. 253-258，2012.7
- [1-17] 小川 司，勅使川原 正臣，市之瀬 敏勝，神谷 隆：RCピロティ柱を屋内側に拡張した柱梁接合部のハンチ，引張軸力，定着方法による影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 34，No.2，pp. 259-264，2012.7
- [1-18] 花井 伸明，勅使川原 正臣，中村 聡宏，市之瀬 敏勝，高橋 之，諏訪田 晴彦，壁谷澤 寿一，田口 孝：RCピロティ柱梁接合部の強度と変形性能 その8 柱主筋および梁主筋の定着に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp. 461-462，2012.9

## 第1章 はじめに

- [1-19] 花井 伸明, 市之瀬 敏勝, 勅使川原 正臣, 白川 敏夫 : 上下階で柱断面が異なる RC ピロティ柱梁接合部における柱主筋および梁主筋の定着, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 35, No.2, pp. 217-222, 2013.7
- [1-20] 高橋 之, 清原 俊彦, 勅使川原 正臣, 市之瀬 敏勝 : 機械式定着を用いた RC ピロティ柱梁接合部の破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 34, No.2, pp. 529-534, 2012.7
- [1-21] 市之瀬 敏勝, 河合 智訓, 高橋 之, 勅使川原 正臣 : 柱断面が急変する RC ピロティ柱梁接合部の第 2 剛性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 35, No.2, pp. 265-270, 2013.7
- [1-22] Sefatullah HALIM , Susumu TAKAHASHI , Toshikatsu ICHINOSE , Masaomi TESHIGAWARA : Strength of RC Beam-Column Joint in Soft-First Story Where First-Story Columns are Extended Outside, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 35, No.2, pp. 307-312, 2013.7
- [1-23] Susumu TAKAHASHI , Sefatullah HALIM , Toshikatsu ICHINOSE , Masaomi TESHIGAWARA : Strength of RC Beam-Column Joint in Soft-First Story Where First-Story Column Extended Inside, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 35, No.2, pp. 313-318, 2013.7
- [1-24] Susumu Takahashi, Sefatullah Halim, Toshikatsu Ichinose, Go Kotani, Masaomi Tanigawa, Takashi Kamiya, Hiroshi Fukushima : Strength of Beam-column Joint in Soft First Story of RC Buildings Part 1: Experiment, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 12, pp.138-145, 2014.5
- [1-25] Sefatullah Halim, Susumu Takahashi, Toshikatsu Ichinose, Masaomi Tanigawa, Takashi Kamiya, Hiroshi Fukuyama : Strength of Beam-column Joint in Soft First Story of RC Buildings Part 2: Design Equations, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 12, pp.146-157, 2014.5
- [1-26] 小川 司, 中村 聡宏, 勅使川原 正臣, 市之瀬 敏勝 : 鉄筋コンクリート造ピロティ柱梁接合部の柱が開く方向での終局強度に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 79, No. 695, pp.121-128, 2014.1
- [1-27] 宇野 芳奈美, 鈴木 貴也, 三宅 眞理子, 高橋 之, 市之瀬 敏勝, 星 龍典, 八木 茂治 : 1階柱を屋内側に拡張した RC ピロティ柱梁接合部の解析モデル 接合部が開く方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 81, No. 721, pp.607-617, 2016.3
- [1-28] 宇野 芳奈美, 鈴木 貴也, 高橋 之, 市之瀬 敏勝 : 1階柱を屋内側に拡張した RC ピロティ柱梁接合部の解析モデル 接合部が閉じる方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 81, No. 728, pp.1703-1712, 2016.10
- [1-29] 宇野 芳奈美, 鈴木 貴也, 三宅 眞理子, 市之瀬 敏勝, 星 龍典, 八木 茂治 : 1階柱を屋外側に拡張した RC ピロティ柱梁接合部の解析モデル 接合部が開く方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 82, No. 734, pp.567-577, 2017.04
- [1-30] 三宅 眞理子, 鈴木 貴也, 宇野 芳奈美, 森長 和也, 星 龍典, 楠原 文雄, 市之瀬 敏勝 : 1階柱を屋外側に拡張した RC ピロティ柱梁接合部の終局耐力評価 接合部が閉じる方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 754, pp.1845-1853, 2018.12
- [1-31] 星 龍典, 森長 和也, 市之瀬 敏勝, 楠原 文雄, 八木 茂治 : 仕様規定を用いたピロティ接合部設計方法 一階柱を屋内側に拡張する場合, 構造工学論文集, Vol. 65B, pp. 301-314, 2019.3
- [1-32] 生部 宏幸, 勅使川原 正臣, 市之瀬 敏勝, 神谷 隆 : 長スパンピロティ架構における耐震壁

- の壁縦筋が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 33, No.2, pp. 445-450, 2011.7
- [1-33] 松本 健規, 勅使川原 正臣, 市之瀬 敏勝, 神谷 隆: ピロティ架構における耐震壁下梁の断面形状が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 33, No.2, pp. 451-456, 2011.7
- [1-34] 生部 宏幸, 中村 聡宏, 市之瀬 敏勝, 勅使川原 正臣: 長スパンピロティ架構における耐震壁のスリップ破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 34, No.2, pp. 349-354, 2012.7
- [1-35] 泉 徳秀, 松本 健規, 市之瀬 敏勝, 勅使川原 正臣: ピロティ架構を有する連層耐震壁の耐力と破壊モード, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 34, No.2, pp. 385-390, 2012.7
- [1-36] 泉 徳秀, 高橋 之, 市之瀬 敏勝, 勅使川原 正臣, 神谷 隆, 福山 洋: ピロティ階直上の耐震壁のせん断耐力, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 78, No. 691, pp.1585-1592, 2013.9
- [1-37] 中塚善博, 倉本洋, 顧建華, 壁谷澤寿海: 6層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No.2, pp. 31-36, 2000
- [1-38] 春田孝浩, 倉本洋, 松本和行, 楠浩一: 12層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 24, No.2, pp. 1087-1092, 2002
- [1-39] 春田孝浩, 倉本洋, 松本和行: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状に及ぼす建築物高さの影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 25, No.2, pp. 1303-1308, 2003
- [1-40] Arzpeima Samaneh, 倉本洋, 松本和行: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状に及ぼす柱の変動軸力の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 25, No.2, pp. 1309-1314, 2003
- [1-41] 真田 靖士, 壁谷澤 寿海, 倉本 洋, 福田 俊文, 松本 和行, 奈良岡 誠也, 平田 昌宏, 加藤 敦, 小川 信行: 耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の動的実験, 構造工学論文集, Vol. 47B, pp. 511-520, 2001.3
- [1-42] 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋: 耐震壁を有する RC 造ピロティ構造の動的実験に関する解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.37-42, 2001.6
- [1-43] 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋, 中埜良昭: 鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断軟化がピロティ建物の応答に与える影響, 構造工学論文集, Vol.48B, pp.183-188, 2002.3
- [1-44] 犬飼 瑞郎, 野口 和也: 芯鉄骨入りピロティ柱の構造性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 26, No.2, pp. 1399-1404, 2004
- [1-45] 楠 浩一, 向井 智久, 勅使川原 正臣, 福山 洋, 加藤 博人, 斎藤 大樹: 連層耐震壁構面を有する 6 階建 RC 建物の地震時挙動に関する実験的研究 — 柱と耐震壁が負担する軸力変動分の分担率について —, 日本建築学会構造系論文集, No. 603, pp. 107-113, 2006.5
- [1-46] 楠 浩一, 向井 智久, 勅使川原 正臣, 福山 洋, 加藤 博人, 斎藤 大樹: 連層耐震壁構面を有する 6 階建 RC 建物の地震時挙動に関する実験的研究 — 1 層の柱と耐震壁の負担する水平力の分担率について —, 日本建築学会構造系論文集, No. 609, pp. 173-180, 2006.11
- [1-47] 郡司 康浩, 寺本 尚史, 西田 哲也, 小林 淳: 12 層 RC 造ピロティ建築物の 1 階側柱を対象としたサブストラクチャー擬似動的実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 30, No.3, pp. 181-186, 2008
- [1-48] 中村 匠, 田邊 裕介, 迫田 丈志, 前田 匡樹: 鉄筋コンクリート造ピロティ建物の地震応答変形と損傷評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 30, No.3, pp. 1045-1050, 2008



## 第1章 はじめに

- [1-49] 中村 匠, 迫田 丈志, 前田 匡樹, 三橋 博三: HFRCC 柱による損傷低減型ピロティ構造に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 31, No.2, pp. 1297-1302, 2009
- [1-50] 吉村 純哉, 馮 曉山, 井戸 裕 勇樹, 坂下 雅信, 西山 峰広: ピロティ階を有する曲げ降伏型連層耐震壁架構の地震時抵抗機構に関する研究 その 1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 93-94, 2013.8
- [1-51] 馮 曉山, 吉村 純哉, 井戸 裕 勇樹, 坂下 雅信, 西山 峰広: ピロティ階を有する曲げ降伏型連層耐震壁架構の地震時抵抗機構に関する研究 その 2 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 95-96, 2013.8
- [1-52] 井戸 裕 勇樹, 吉村 純哉, 馮 曉山, 坂下 雅信, 西山 峰広: ピロティ階を有する曲げ降伏型連層耐震壁架構の地震時抵抗機構に関する研究 その 3 ピロティ階柱の応力計測, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 97-98, 2013.8
- [1-53] 井戸 裕 勇樹, 坂下 雅信, 西山 峰広: ピロティ構面の曲げ壁を支持する枠梁の負担応力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 303-304, 2015.9
- [1-54] 小室 努, 川端 一三, 小谷 俊介: 2 階以上に連層耐力壁を有するピロティ建物の地震応答性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No.2, pp. 755-760, 1996
- [1-55] 芳村 学, 木原 祥智: ピロティを有する鉄筋コンクリート建物の地震時変形制御法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No.2, pp. 81-86, 1997
- [1-56] 張 富明: 水平動と上下動を受けるピロティ建物の地震応答及び崩壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No.2, pp. 495-500, 1997
- [1-57] R. D. Abimanyu, 市之瀬 敏勝, 山田 陽一郎, 山添 寿基: ピロティを有する RC 構造物の崩壊機構に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No.2, pp. 501-506, 1997
- [1-58] 花井 伸明, 市之瀬 敏勝, 神林 宏之: 層降伏型 RC ピロティ建物の応答変位予測, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No.3, pp. 1153-1158, 1999
- [1-59] 真田 靖士, 壁谷 澤寿海, 倉本 洋: ピロティ構造における柱と壁のせん断力負担に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No.3, pp. 19-24, 2000
- [1-60] 顧 建華, 倉本 洋, 松本 和行, 福田 俊文: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No.3, pp. 25-30, 2000
- [1-61] 馬 華, 李 振宝, 鈴木 計夫, 勝丸 文彦: ピロティをソフトストーリーとした RC 建物の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No.3, pp. 1333-1338, 2000
- [1-62] 松本 和行, 倉本 洋, 顧 建華: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答変形の評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No.3, pp. 43-48, 2001
- [1-63] 向井 智久, 衣笠 秀行, 野村 設郎: エネルギー入力速度概念に基づく RC 造ピロティ建物の設計手法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 24, No.2, pp. 25-30, 2002
- [1-64] 真田 靖士, 壁谷 澤寿海, 倉本 洋, 中埜 良昭: 耐震壁を有する RC 造ピロティ建物の入力と終局限界性能の評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 24, No.2, pp. 31-36, 2002
- [1-65] 長江 拓也, 林 静雄: 基礎降伏を利用したピロティ階の地震応答抑制に関する解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 25, No.2, pp. 1165-1170, 2003
- [1-66] 長江 拓也, 林 静雄, Helmut KRAWINKLER, 中島 正愛: 層降伏するピロティ階の確率論的地震応答評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 27, No.2, pp. 43-48, 2005
- [1-67] 長江 拓也, 吹田 啓一郎, 中島 正愛: 層降伏する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の耐震性能

確率論的評価を通して、日本建築学会構造系論文集, No. 610, pp. 123-130, 2006.12

- [1-68] 近森俊宏, 芳村学, 保木和明: ピロティ階にせん断破壊型耐震壁を有する建物の地震応答変形に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 27, No.2, pp. 991-996, 2005
- [1-69] 平石 久廣, 安西 健, 福島 徹, 金子 雅之: ピロティ建物を含めた鉄筋コンクリート造層崩壊建物の耐震性に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 54B, pp. 451-456, 2008.3
- [1-70] 松本和行, 三宅辰哉, 倉本洋: 最大応答と累積エネルギーをパラメータとした鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の終局耐震性能評価について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 31, No.2, pp. 835-840, 2009
- [1-71] 内田和弘, 花井伸明, 白川敏夫: 純ピロティ建築物の弾塑性性状に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 37, No.2, pp. 31-36, 2015
- [1-72] 朱彤, 小島菜奈, 毎田悠承, 和泉信之: 斜め方向地震力に対する RC 造 10 階建ピロティ構造の保有水平耐力と柱の変動軸力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 40, No.2, pp. 871-876, 2018
- [1-73] 市之瀬敏勝, 森長和也, 楠原文雄, 星龍典: 柱を屋内側に拡張した RC ピロティ建物の枠梁の曲げ剛性の算定法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 41, No.2, pp. 25-30, 2019.7
- [1-74] 板倉航大, 滝澤光, 和泉信之: 中高層 RC 造ピロティ構造の保有水平耐力と地震応答, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 42, No.2, pp. 13-18, 2020
- [1-75] 島津勝, 田中佑季, 林美貴: 平成 28 年熊本地震によるピロティ形式 RC 造建物の被害調査と解析的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 40, No.2, pp. 1033-1038, 2018
- [1-76] 岩渕 一徳, 福山 洋, 諏訪田 晴彦: 高靱性セメント複合材料を用いた付加柱によるピロティ建築物の応答制御, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 25, No.2, pp. 1327-1332, 2003
- [1-77] 福山 洋, 岩渕 一徳: 空間の確保と損傷の防止を目的とした既存ピロティ建築物の地震応答制御, 日本建築学会構造系論文集, No. 580, pp.105-112, 2004.6
- [1-78] 岩渕 一徳, 福山 洋, 諏訪田 晴彦: 応答制御用付加柱を用いたピロティ架構の部分仮動的実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 26, No.2, pp. 1087-1092, 2004
- [1-79] 岩渕 一徳, 福山 洋, 諏訪田 晴彦, 芳村 学: 応答制御用付加柱を組み込んだ既存ピロティ建築物の部分仮動的実験, 日本建築学会構造系論文集, No. 596, pp.79-86, 2005.10
- [1-80] 塩屋晋一, 上荒磯崇, 高江洲義人, 堀之内茂: 圧縮抵抗型ブレースを用いる RC 造ピロティ架構の耐震補強, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 25, No.2, pp. 1561-1566, 2003
- [1-81] 幸加木宏亮, 塩屋晋一, 河野圭悟, 原田喜実: 圧縮抵抗型ブレースを用いる既存 RC 造ピロティ架構の耐震補強における既存梁部分の支圧耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 27, No.2, pp. 1105-1110, 2005
- [1-82] 増田祐一郎, 塩屋晋一, 木宮玄喜, 河野圭悟: 圧縮抵抗型ブレースを用いる RC 造ピロティ架構の耐震補強におけるブレースの座屈耐力と補強効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 27, No.2, pp. 1111-1116, 2005
- [1-83] 幸加木宏亮, 塩屋晋一, 江頭裕介, 大川光雄: 5 階建て既存 RC ピロティ架構の耐震補強を想定した部分架構の加力破壊実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 28, No.2, pp. 1131-1236, 2006
- [1-84] 大川光雄, 塩屋晋一, 幸加木宏亮, 江頭裕介: 圧縮抵抗型ブレースを用いる既存 RC ピロティ架構の耐震補強における梁の支圧実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 28, No.2, pp. 1141-1146, 2006

## 第1章 はじめに

- [1-85] 大川光雄, 塩屋晋一, 幸加木宏亮, 岡元夕弥: 圧縮抵抗型ブレースを用いるRC造ピロティ架構の部分架構の加力破壊実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 29, No.3, pp. 1165-1170, 2007
- [1-86] 岡元夕弥, 塩屋晋一, 大川光雄: 圧縮抵抗型ブレースを用いて耐震補強されるRCピロティ架構の剛性・強度・変形の評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 29, No.3, pp. 1171-1176, 2007
- [1-87] 塩屋晋一, 大川光雄, 幸加木宏亮: 圧縮ブレースを用いる既存RC造ピロティ架構の耐震補強に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 72, No. 621, pp.127-134, 2007.11
- [1-88] 岡元夕弥, 塩屋晋一, 大川光雄: 圧縮抵抗型ブレースを用いて耐震補強するピロティ架構の荷重-変形関係の評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 30, No.3, pp. 1273-1278, 2008
- [1-89] 塩屋晋一, 大川光雄, 岡元夕弥: 圧縮ブレースを用いて耐震補強する既存RC造ピロティ架構の耐震性能の評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 73, No. 632, pp.1823-1832, 2008.10
- [1-90] 前田 興輝, 山川 哲雄, Md. Nafiur RAHMAN, Pasha JAVADI: 1スパン2層ピロティフレームを合成極厚無筋壁で耐震補強した加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 29, No.3, pp. 289-294, 2007
- [1-91] 小林 慎, 山川 哲雄, 前田 興輝, Pasha JAVADI: 極厚無筋壁で耐震補強した1スパン2層ピロティフレームの耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 30, No.3, pp. 415-420, 2008
- [1-92] 小林 慎, 山川 哲雄, 中田 幸造, 山城 浩二: 枠付き鉄骨ブレースを合成接合した1スパン1層ピロティフレームの水平加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 31, No.2, pp. 1189-1194, 2009
- [1-93] 菅野 秀人, 寺本 尚史, 西田 哲也, 小林 淳: 鋼材ダンパーを設置した6層鉄筋コンクリート造ピロティ架構のサブストラクチャ擬似動的实验, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 34, No.2, pp. 763-768, 2012
- [1-94] 菅野 秀人, 寺本 尚史, 西田 哲也, 小林 淳: 鉄筋コンクリート造ピロティ架構を対象とした瞬間最大入力エネルギーに基づく地震応答推定に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 36, No.2, pp. 691-696, 2014
- [1-95] 林 敬祐, 菅野 秀人: 鋼材ダンパーを柱軸方向に内蔵した高層RC造ピロティ架構の地震応答性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 40, No.2, pp. 943-948, 2018
- [1-96] 織裳慎一郎, 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: 等価1質点系モデルを用いたRC造ピロティ建物の制振補強設計手法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 24, No.2, pp. 1183-1188, 2002
- [1-97] 織裳慎一郎, 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: RC造ピロティ建物の制振補強手法に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol. 48B, pp. 569-580, 2002.3
- [1-98] 向井智久, 織裳慎一郎, 衣笠秀行, 野村設郎: RC造ピロティ形式建物の制振補強手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 563, pp.161-168, 2003.1

## 第2章

損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

## 2.1 はじめに

### 2.1.1 研究背景

1.1.3項で示された通り、2016年熊本地震ではRC造ピロティ架構における被害が数多く報告された。旧耐震基準に基づき設計されたピロティ建物では、ピロティ層における層崩壊が多数見られたが、1995年12月の剛性率に関する改正告示以前（新耐震初期と定義する）に設計・建設されたピロティ建物においても、倒壊・崩壊には至らないものの、図2.1.1-1<sup>[2.1-1]</sup>に示すようなせん断破壊をはじめとした損傷度IV～Vの甚大な被害を受けたピロティ柱が数多く確認された。このような新耐震初期に設計・建設された建物は今でも数多く存在するが、1995年兵庫県南部地震以降に行われた前述の告示改正やピロティ架構の設計方法の改善<sup>[2.1-2]</sup>が反映されていない上に、新耐震基準による設計であることから基本的には耐震補強の対象とならず、耐震性が十分でないものが多い可能性がある。南海トラフ地震や首都直下地震が危惧される中、大地震時の機能維持や早期復旧の観点から、このようなピロティ柱に対する効果的な補強方法、地震後の復旧方法が求められている。



(a) 共同住宅 A  
(宇土市, 1998 年建設)



(b) 共同住宅 C  
(熊本市西区, 1985 年建設)



(c) 共同住宅 D  
(熊本市東区, 1992 年建設)



(d) 共同住宅 H  
(熊本市東区, 1986 年建設)

図 2.1.1-1 熊本地震におけるピロティ柱の被害の一部<sup>[2.1-1]</sup>

ピロティ柱に対する補強、復旧方法として、RC 巻き立て補強や鋼板巻き立て補強、炭素繊維巻き付け補強などが挙げられる<sup>[2.1-3],[2.1-4]</sup>が、これらの補強方法は柱の4周面を補強することが原則であり、補強の適用に制限がある場合や、施工面での課題が生じる場合がある。また、断面の大幅な増加や鋼板腐

食など、機能性や耐久性の課題も存在する。他にも、既存柱に袖壁を増設し袖壁付柱とする補強も挙げられる<sup>[2.1-3]</sup>が、袖壁の増設により梁の内法スパンが減少し、架構の応力状態が影響を受けるため、その適用にあたっては詳細な検討が求められる。

このような背景から、本研究では、損傷を受けた柱を簡便に復旧でき、補強効果にも期待できる方法として、超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC）パネルをピロティ柱の両面から挟み込むように接着する方法を提案する（以下、UFC パネル挟込工法とする）。UFC パネル挟込工法による補強の模式図を図 2.1.1-2 に示す。UFC パネル接着による補強は、方立壁や袖壁を対象とした既往の研究<sup>例えば[2.1-5]~[2.1-7]</sup>により、損傷低減や構造性能改善などの補強効果が報告されており、ピロティ柱に対しても高い補強効果が期待される。

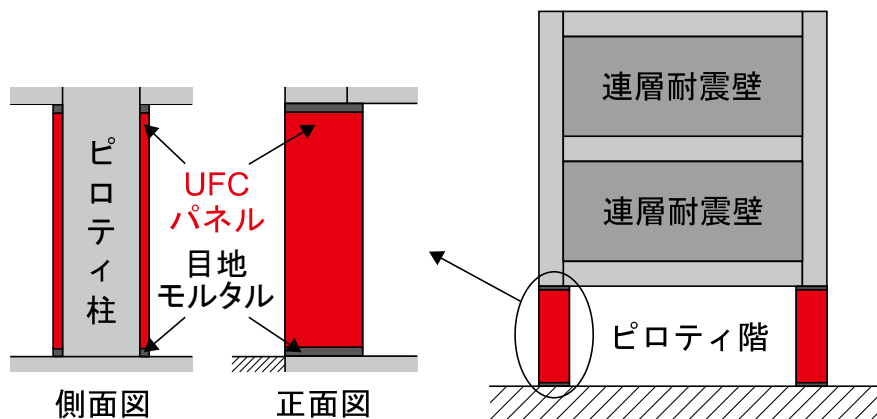


図 2.1.1-2 ピロティ柱に対する UFC パネル挟込工法による補強の模式図

本研究では、被害の概要を 1.1.3 項に示した共同住宅 D のせん断破壊したピロティ柱を研究対象とする。対象柱を模擬した縮小試験体を作製し、一次載荷により損傷を与えた後に UFC パネル挟込工法による補強を行い、ピロティ架構を想定した変動軸力下での逆対称正負交番載荷実験を行う。また、有限要素解析により実験結果の追跡およびパラメトリックスタディを行い、補強効果の評価手法に関する検討および実施工に向けた検討を行う。

### 2.1.2 研究目的

本研究の目的を以下に示す。

- 対象建物においてせん断破壊したピロティ柱を模擬した縮小試験体を作製し、一次載荷により損傷を与えた後、UFC パネル補強を施し、二次載荷を行うことで、本工法の補強および復旧の効果を調べる。
- 有限要素解析により、ピロティ柱に対する本工法の補強効果の評価手法を検討、提案する。
- 本実験結果および有限要素解析を用いて、既存のピロティ柱に対するより効果の高い補強方法、また実施工を想定した UFC パネル補強方法の検討を行う。

**参考文献 (2.1 節)**

- [2.1-1] 国立研究開発法人建築研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報）建築研究資料，No.173，2016
- [2.1-2] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- [2.1-3] 日本建築防災協会：2017 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2017
- [2.1-4] 日本建築防災協会：2015 年改訂版震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016.3
- [2.1-5] 谷昌典ほか：損傷低減および構造性能改善を目指した RC 造方立壁部材の実大実験，コンクリート工学会年次論文報告集，Vol.37，No.2，pp.901-906，2015
- [2.1-6] 古谷祐希ほか：壁付き RC 造架構を対象とした UFC パネルによる損傷低減型耐震補強工法の開発（その 1）～（その 4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp583-590，2016.8
- [2.1-7] 向井智久ほか：プレキャスト UFC パネル接着により補強した RC 造壁付架構の実験的研究，コンクリート工学会年次論文報告集，Vol.39，No.2，pp.889-894，2017

## 2.2 実験概要

### 2.2.1 はじめに

本研究では、2.1 節で述べた通り、熊本地震で被災したピロティ柱を模擬した縮小試験体を作製し、一次載荷により損傷を与えた後、UFC パネル接着による補強実験を行った。はじめに、本研究で対象とする柱の概要と被害状況を、「平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報）」<sup>[2.2-1]</sup>および対象建物の構造図面をもとに示す。

本研究対象は 1.1.3 項に示した共同住宅 D（桁行方向 5 スパン，張間方向 1 スパン，10 階建て RC 造共同住宅）でせん断破壊した 1 階 X4Y2 柱である。建物の詳細は 1.1.3 項を参照されたい。被害状況の写真を図 2.2.1-1 に示す。X4Y2 柱は中央高さ付近でせん断破壊し，コンクリートが剥落して鉄筋が露出した。また，主筋の座屈，帯筋の破断が確認された。X4Y2 柱の部材損傷度は両方向とも V と判定されたが，せん断破壊面の形成状況から，梁間方向の地震力によってせん断破壊が生じたと考えられる。

X4Y2 柱の断面図を図 2.2.1-2 に示す。柱断面は 950mm×950mm であり，主筋は 16-D25 である。帯筋は 2-D13@80（梁間方向），4-D13@80（桁行方向）で，中子筋が桁行方向にしか配筋されておらず，桁行方向と梁間方向のせん断補強筋量の差が大きかった。なお，1 階 X2Y2 柱から採取したコンクリートシリンダーの圧縮強度（8 本平均）は 35.4N/mm<sup>2</sup>であった。1 階の階高と柱の 2 階梁下までの内法高さはそれぞれ 2650mm と 2050mm であった。



図 2.2.1-1 X4Y2 柱のせん断破壊

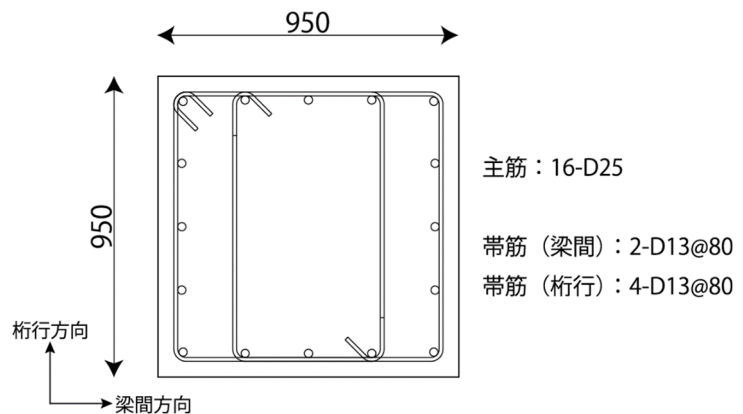


図 2.2.1-2 X4Y2 柱断面図（単位：mm）

### 2.2.2 試験体概要

本実験では，対象ピロティ柱を模擬した原試験体に対し，一次載荷により損傷を与えた後，本工法を適用した。試験体は 2 体で，一次載荷による損傷の程度をパラメータとする。本項では，原試験体および補強方法の概要を示す。

#### (1) 原試験体概要

本実験で使用する原試験体について，試験体諸元を表 2.2.2-1 に，試験体概要図を図 2.2.2-1 にそれぞれ示す。原試験体は同寸法，同配筋のものを 2 体作製した。原試験体は対象ピロティ柱の 2 階梁下までを 1/2 スケールでモデル化しており，柱断面は 475mm×475mm，柱試験区間内法高さは 1025mm とした。また，柱主筋は 16-D13（SD345）とし，上下スタブ端部の鋼板に溶接して定着した。柱帯筋は載荷方向（面内方向）に 2-D6@40（SD295A），載荷直交方向（面外方向）に 4-D6@40（SD295A）とし，柱帯筋は片面フレア溶接で，溶接位置は柱芯を中心に 180° ずつ回転させながら配置した。中子筋は 135

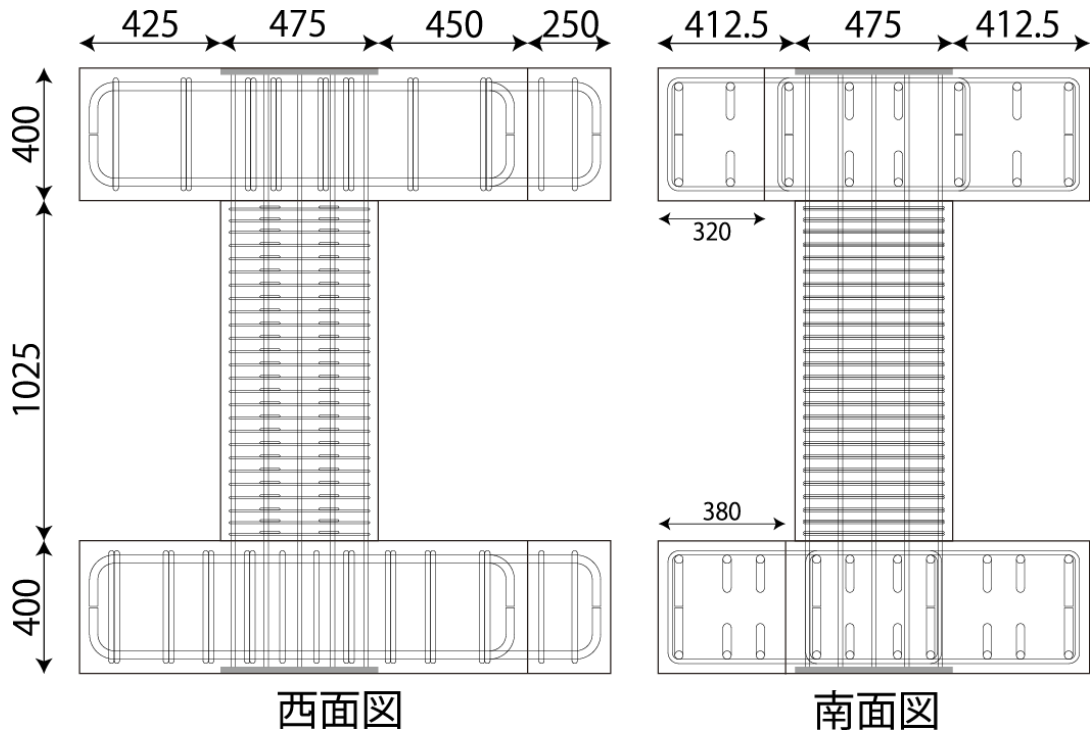


第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

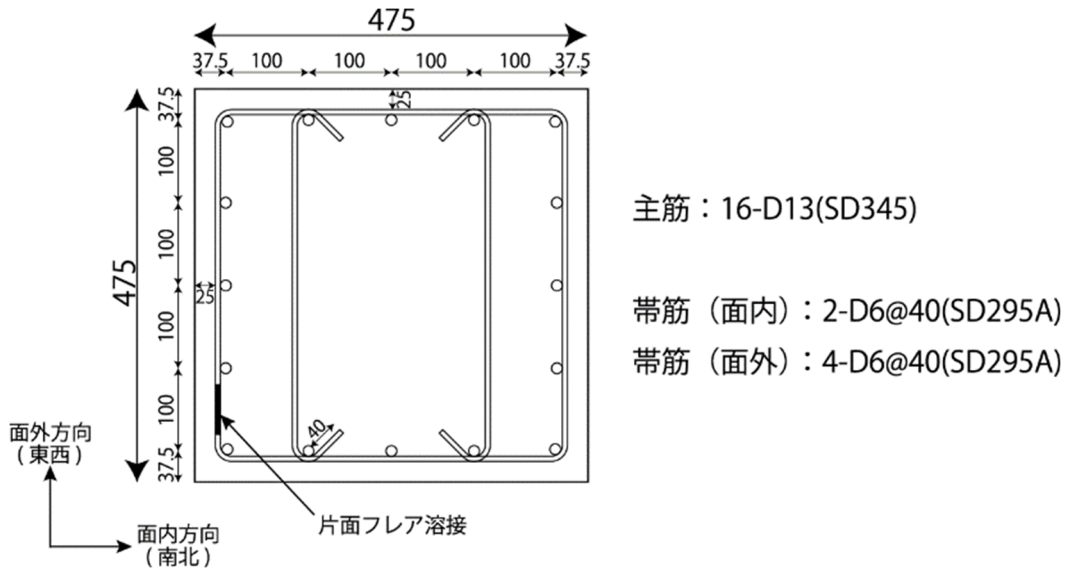
度フック定着とし、かぶり厚さは 25mm とした。コンクリートの設計基準強度  $F_c$  は対象建物に合わせて 27N/mm<sup>2</sup> とし、コンクリート最大粒径は 15mm のレディミクストコンクリートを用いた。打設は試験体を立てた状態で 2 回に分けて行い、1 回目以下スタブを、2 回目柱試験区間と上スタブをそれぞれ打設した。C-C40T75 は一次荷重で変形角  $R=3.0\%$  まで、C-C40T75M は一次荷重で  $R=0.5\%$  まで荷重した。詳細な荷重方法は 2.2.5 項で後述する。

表 2.2.2-1 原試験体諸元

試験体名	C-C40T75	C-C40T75M
$B$ : 柱幅 (mm)	475	
$D$ : 柱せい (mm)	475	
$h_0$ : 内法高さ (mm)	1025	
柱主筋	16-D13 (SD345)	
柱主筋比 (%)	0.898	
柱帯筋	面内 : 2-D6@40 (SD295A) 面外 : 4-D6@40 (SD295A)	
帯筋比 (%)	面内 : 0.333, 面外 : 0.666	
せん断スパン比	1.17	
$F_c$ : コンクリート設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	
一次荷重時目標最大変形角 (%)	3.0 (損傷大)	0.5 (損傷小)



(a) 原試験体概形



(b) 柱試験区間断面

図 2.2.2-1 原試験体概要図（単位：mm）

## (2) 補強方法

### 1) 断面修復

一次載荷での損傷が大きい C-C40T75 については、UFC パネル補強を行う前に以下の手順、方法で断面修復を行った。この際、主筋座屈による鉄筋の孕みや面内せん断変形を計測し、鉄筋最外縁から 10mm 以上のかぶり厚さを確保できるように、柱せいを 40mm 増大させた。図 2.2.2-2 に断面修復の概要図を示す。なお、断面修復と次に示す UFC パネル補強は、試験体を立てた状態で軸力を作用させずに行った。

## 第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

- (1) 損傷したカバーおよびコアコンクリートは、電動ハンマー等の工具は基本的に用いず、手ではつった。また、鉄筋に座屈および破断が生じていた場合にもこれらに補修は行わず、コンクリートの内部ひび割れに対する樹脂注入等の補修は行わなかった。
- (2) その後、必要に応じて電動サンダーを用いてコンクリート表面の目粗し処理を行い、EVA（エチレン酢酸ビニル）系合成樹脂吸水調整材を塗布した。
- (3) その後、高性能繊維（ビニロン繊維）を混入した耐震補強用モルタルを吹き付けて断面修復を行った。施工は二日間に分けて行い、一日目で露出した鉄筋を全て埋めた後、正面と背面（荷重方向に平行な面）を仕上げ、二日目で側面（荷重方向に直交する面）の仕上げを行った。なお、栈木を当てることで各面の角を正確に作り出し、仕上げは金コテを用いて行った。
- (4) 養生時は表面をビニールシートで覆った。

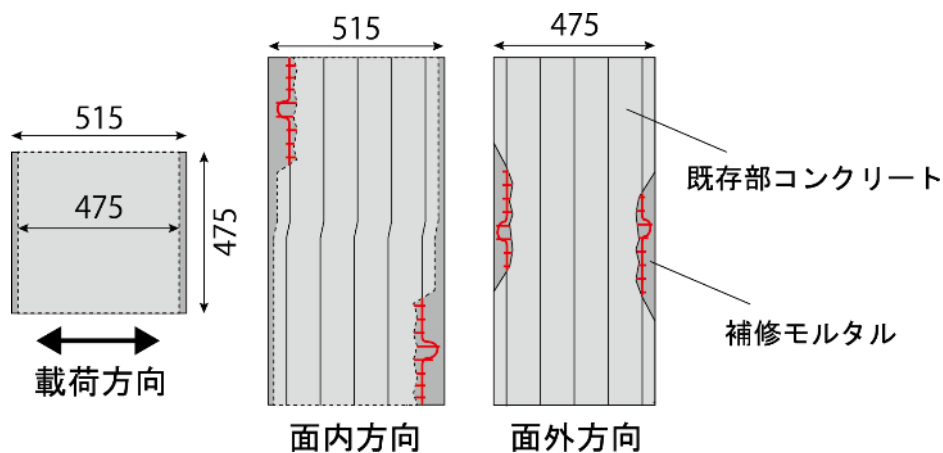


図 2.2.2-2 断面修復概要図（単位：mm）

### 2) UFC パネル補強

UFC パネル補強の手順を以下に示す。図 2.2.2-3 に UFC パネルの概形、図 2.2.2-4 に補強概要をそれぞれ示す。UFC パネルは厚さ 30mm とし、1 枚もの大判パネルを柱の正面と背面に全面接着した。

- (1) 一次荷重での損傷が大きかった C-C40T75 には前述の方法で断面修復を行い、1 週間養生した。C-C40T75M にはひび割れへの樹脂注入などの補修は行わず、一次荷重終了時の状態を保持した。
- (2) その後、内部コーン打込み式のあと施工アンカー（全長：40mm、外径：12.5mm）を打ち込み、ボルトを取り付けた。
- (3) その後、エポキシ樹脂系接着材を用いて UFC パネルを貼付し、あと施工アンカーに取り付けたボルトとナットを用いて UFC パネルを締め込んだ。その際、UFC 打設面を接着面側とし、UFC パネル下端部にはスペーサーを用いて目地部を設けた。なお、C-C40T75M の正面と背面には、接着材を塗布する前に電動サンダーにより目粗しを行った。また、締め込みに用いたナットは、エポキシ樹脂硬化後に緩めた。
- (4) UFC パネル上下端に高強度無収縮モルタルを圧入し、目地部を仕上げ、4 週間養生した。

● 後施工アンカー用貫通穴 (φ22)

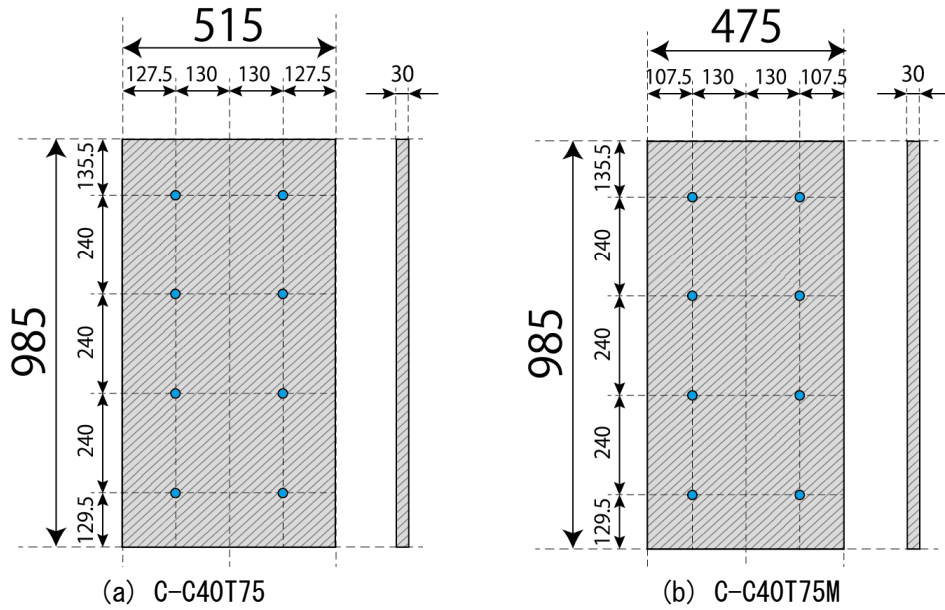


図 2. 2. 2-3 UFC パネル概形 (単位 : mm)

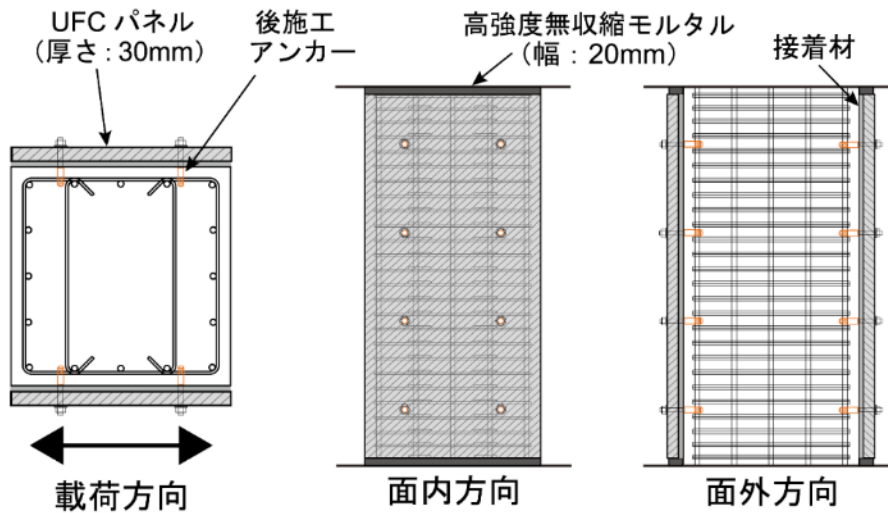


図 2. 2. 2-4 UFC パネル補強概要 (C-C40T75M)

2.2.3 材料試験結果

本実験で使用した各種材料の力学的特性を以下に示す。

(1) コンクリート

本実験において、柱試験区間および上下スタブに使用したコンクリートについて材料試験を行った。用いたコンクリートの調合表を表 2.2.3-1 に、一次載荷時および二次載荷時における材料試験結果を表 2.2.3-2 および表 2.2.3-3 にそれぞれ示す。材料試験は圧縮試験をそれぞれ 3 体ずつ行い、その平均値を示している。また、混和剤は高性能 AE 減水剤を使用した。

表 2.2.3-1 コンクリートの調合

試験体	使用箇所	コンクリートの種類による記号	水セメント比 (%)	スランプ (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類による記号
C-C40T75 C-C40T75M	柱試験区間 上下スタブ	普通	54.0	18	15	N

表 2.2.3-2 コンクリートの材料試験結果（一次載荷時）

試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数* <sup>1</sup> (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
C-C40T75	下スタブ	55	49.4	28.8	0.203
	柱試験区間 上スタブ	48	41.3	27.2	0.188
C-C40T75M	下スタブ	62	44.1	27.8	0.208
	柱試験区間 上スタブ	50	40.2	26.9	0.194

\* $1.f'_c/3$  割線弾性係数とする

表 2.2.3-3 コンクリートの材料試験結果（二次載荷時）

試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数* <sup>1</sup> (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
C-C40T75	下スタブ	502	60.5	30.9	0.194
	柱試験区間 上スタブ	495	39.8	26.8	0.196
C-C40T75M	下スタブ	391	57.8	30.4	0.194
	柱試験区間 上スタブ	379	55.0	29.9	0.195

\* $1.f'_c/3$  割線弾性係数とする

(2) 鉄筋

本実験で使用した鉄筋について、材料試験により得られた力学的特性を表 2.2.3-4 に示す。上下スタブには SD345 の D25 と D13 を、柱試験区間には SD345 の D13 と SD295A の D6 をそれぞれ使用した。表には各 3 本の試験結果の平均値を示している。降伏ひずみは降伏強度をヤング係数で除して算出した値である。

表 2.2.3-4 鉄筋の材料試験結果

試験体	種類 (鋼種)	使用箇所	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (%)
C-C40T75	D25 (SD345)	上下スタブ	386.6	190.0	590.2	0.203
	D13 (SD345)	上下スタブ 柱主筋	401.8	189.4	579.3	0.212
	D6 (SD295A)	柱帯筋 中子筋	485.1* <sup>1</sup>	205.0	577.8	0.237
C-C40T75M	D25 (SD345)	上下スタブ	381.8	217.7	582.3	0.179
	D13 (SD345)	上下スタブ 柱主筋	410.9	190.9	589.7	0.215
	D6 (SD295A)	柱帯筋 中子筋	482.6* <sup>1</sup>	203.2	578.0	0.238

\*1 明瞭な降伏点を示さなかったため、0.2%オフセット強度とした

(3) UFC

本実験で補強用パネルに使用した UFC について材料試験を行った。使用した UFC は「ダクタル」(太平洋セメント株式会社)で、高張力鋼繊維を容積比で 2%配合している。鋼繊維の試験成績表を表 2.2.3-5 に、UFC の材料試験結果を表 2.2.3-6 にそれぞれ示す。材料試験は圧縮試験、曲げ試験を各 3 体ずつ行い、その平均値を示している。なお、UFC の養生には、所定の強度発現のため標準熱養生(90°C, 48 時間の蒸気養生)を行った。

表 2.2.3-5 鋼繊維の試験成績表

試験体	使用箇所	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	直径 (mm)	長さ (mm)
C-C40T75 C-C40T75M	UFC パネル	7.84	2.9×10 <sup>3</sup>	0.22	15.1

表 2.2.3-6 UFC の材料試験結果

試験体	使用箇所	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	曲げひび割れ強度 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )
C-C40T75 C-C40T75M	UFC パネル	250.0	55.9	24.6	48.1

(4) モルタル・接着材

本実験で使用した断面修復用ビニロン繊維補強モルタル、パネル目地用高強度無収縮モルタル、およびパネル接着用エポキシ樹脂系接着材について、それぞれ材料試験を行った。断面修復用モルタルには「アフタープロテクション」(株式会社クラレ)、パネル目地用モルタルには「プレユーロック UHS」(太平洋マテリアル株式会社)、パネル接着用エポキシ樹脂には「エポサームパテ L-600」(三菱ケミカルインフラテック株式会社)をそれぞれ使用した。材料試験結果を表 2.2.3-7 に示す。材料試験は圧縮試験を各 3 体ずつ行い、その平均値を示している。

表 2.2.3-7 モルタル・接着材の材料試験結果

材料	試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数*1 (kN/mm <sup>2</sup> )
ビニロン繊維 補強モルタル	C-C40T75	断面修復	62	51.7	22.3
高強度無収縮 モルタル	C-C40T75	パネル	43	89.5	32.0
	C-C40T75M	目地部	31	99.3	30.0
エポキシ樹脂系 接着材	C-C40T75	パネル	35	53.8	4.96
	C-C40T75M	接着用			

\*1 圧縮強度の 1/3 倍点における割線弾性係数とする

2.2.4 耐力計算

原試験体について、前述の材料試験結果を用いて曲げひび割れモーメント、曲げ終局モーメント、せん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力を算出した。原試験体は最大圧縮軸力比  $\eta=0.40$  においてせん断破壊することを想定している。

(1) 曲げひび割れモーメント

曲げひび割れモーメント  $M_{cr}$  を日本建築学会「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説」(以下、RC 保有水平耐力規準)<sup>[2.2-2]</sup>に示される (式 2.2.4-1)により算出した。また、曲げひび割れ耐力  $Q_{mc}$  は、 $M_{cr}$  を柱内法長さの半分で除して算出した。計算結果は表 2.2.4-1 および図 2.2.4-1 にそれぞれ示す。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{f'_c}Z_e + \frac{ND}{6} \quad (\text{式 2.2.4-1})$$

ここで

$M_{cr}$  : 曲げひび割れモーメント(Nmm)

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

$Z_e$  : 主筋を考慮した断面係数(mm<sup>3</sup>)

$N$  : 柱軸力(N)

$D$  : 柱せい(mm)

$Q_{mc}$  : 曲げひび割れ耐力(N)

### (2) 曲げ終局モーメント

曲げ終局モーメント  $M_{mu}$  を RC 保有水平耐力規準<sup>[2.2-2]</sup>に示される (式 2.2.4-2) により算出した。また曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  は,  $M_{mu}$  を柱内法長さの半分で除して算出した。計算結果は表 2.2.4-1 および図 2.2.4-1 にそれぞれ示す。

$$(i) \quad N_{min} \leq N < 0, \quad M_{mu} = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D$$

$$(ii) \quad 0 \leq N \leq N_b, \quad M_{mu} = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDf'_c}\right)$$

$$(iii) \quad N_b < N \leq N_{max}, \quad M_{mu} = \{0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)bD^2 f'_c\} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b}\right)$$

(式 2.2.4-2)

ここで

$M_{mu}$  : 曲げ終局モーメント(Nmm)

$N_{max}$  : 中心圧縮時終局強度(N),  $N_{max}=bDf'_c+a_g\sigma_y$

$N_{min}$  : 中心引張時終局強度(N),  $N_{min}=-a_g\sigma_y$

$N_b$  : 釣り合い軸力(N),  $N_b=0.22(1+g_1)bDF_c$

$a_g$  : 柱主筋全断面積(mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$g_1$  : 引張鉄筋重心と圧縮鉄筋重心との距離の全せい  $D$  に対する比

$N$  : 柱軸力(N)

$D$  : 柱せい(mm)

$b$  : 柱幅(mm)

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

$Q_{mu}$  : 曲げ終局耐力(N)

### (3) せん断ひび割れ耐力

せん断ひび割れ耐力  $Q_{sc}$  は日本建築学会「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」(以下, 靱性指針)<sup>[2.2-3]</sup>に示される (式 2.2.4-3) に基づいて算出した。ただし, 耐力係数  $\phi$  と断面形状係数  $\kappa$  はそれぞれ 1.0, 1.5 とした。計算結果は表 2.2.4-1 および図 2.2.4-1 にそれぞれ示す。

$$Q_{sc} = \phi \left( \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \sigma_0} \right) bD / \kappa \quad (\text{式 2.2.4-3})$$

ここで

$Q_{sc}$  : せん断ひび割れ耐力(N)

$\phi$  : 耐力係数(= 1.0)



第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

$\sigma_T$  : コンクリート引張強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_T = 0.33\sqrt{f'_c}$

$\sigma_0$  : 柱作用軸応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$D$  : 柱せい(mm)

$b$  : 柱幅(mm)

$\kappa$  : 断面形状係数(=1.5)

(4) せん断終局耐力

せん断終局耐力  $Q_{su}$  は RC 保有水平耐力規準<sup>[2.2-2]</sup>に示される (式 2.2.4-4) に基づいて算出した。計算結果は表 2.2.4-1 および図 2.2.4-1 にそれぞれ示す。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(f'_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (\text{式 2.2.4-4})$$

ここで,

$Q_{su}$  : せん断終局耐力(N)

$p_t$  : 引張鉄筋比(%)

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

$M/(Qd)$  : せん断スパン比

$d$  : 有効せい(mm)

$p_w$  : 帯筋比

$\sigma_{wy}$  : 帯筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$  : 軸方向応力度(N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_0 = N/(bD)$  (ただし  $\sigma_0 \leq 0.4f'_c$ (N/mm<sup>2</sup>) とする)

$b$  : 柱幅(mm)

$j$  : 応力中心間距離(mm)

表 2.2.4-1 耐力計算結果

試験体	軸力*1	$Q_{mc}$ (kN)	$Q_{mu}$ (kN)	$Q_{sc}$ (kN)	$Q_{su}$ (kN)	$Q_{su}/Q_{mu}$
C-C40T75	$0.40bDf'_c$	714	1172	946	955	0.81
	$-0.75a_g\sigma_y$	44	60	-	605	10.1
C-C40T75M	$0.40bDf'_c$	697	1153	928	938	0.81
	$-0.75a_g\sigma_y$	40	61	-	595	9.75

\*1 後述する目標圧縮軸力および目標引張軸力

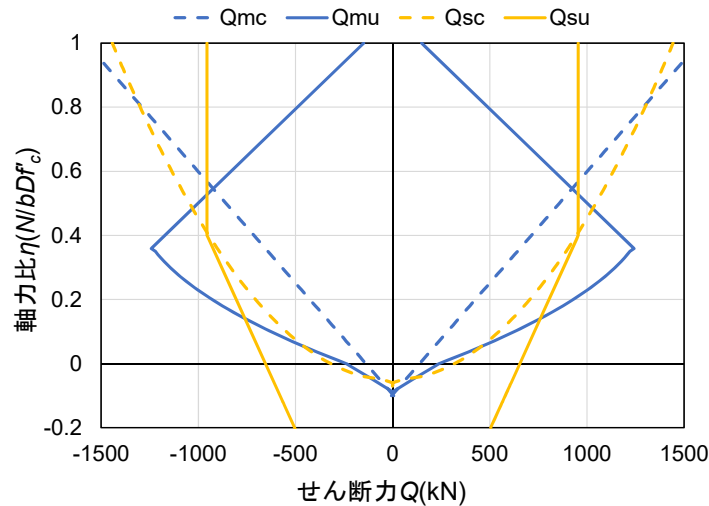


図 2.2.4-1 耐力計算結果 (C-C40T75)

### 2.2.5 載荷方法

載荷は、両試験体ともにピロティ架構の1階柱を想定した変動軸力下における、逆対称曲げ形式の正負交番繰り返し漸増載荷とした。また、一次載荷と二次載荷は同一の載荷方法で実験を行った。

#### (1) 載荷装置

図 2.2.5-1 に載荷装置の立面図を示す。圧縮・引張軸力は 2 本の 8000kN ジャッキ、水平力は 3000kN ジャッキ 1 本によりそれぞれ作用させた。面外方向への変形は、東西方向の力のみ抵抗する面外変形拘束治具を取り付けることで抑制した。また、高さ方向の制約のため厚さ 400mm のコンクリートブロックを試験体の下に 2 つ、試験体の上に 3 つ設置し、2 つの脚部用コンクリートブロックの間および脚部用コンクリートブロックと反力床の間には厚さ 45mm 鉄板を敷き詰めた。試験体と反力床、試験体と載荷フレームは、それぞれ  $\phi 32$ PC 鋼棒 10 本で緊結した。さらに、本実験では上下のスタブを平行に保つように鉛直ジャッキを制御した。

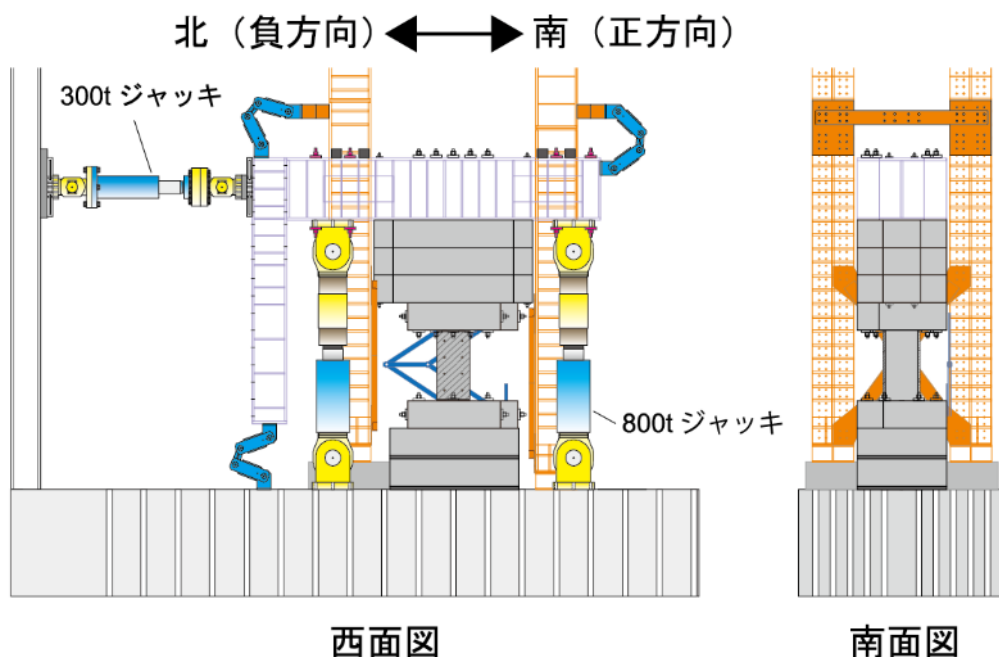


図 2.2.5-1 載荷装置立面図

(2) 軸力経路

軸力はピロティ架構の1階柱を想定した変動軸力とした。軸力経路を図2.2.5-2に、各目標点の軸力およびせん断力を表2.2.5-1にそれぞれ示す。基点とする長期軸力  $N_0$  は、文献[2.2-4]を参考に  $0.15bDf'_c$  に設定した。引張軸力の最大値は文献[2.2-5]を参考に  $-0.75a_g\sigma_y$  ( $a_g$ : 柱主筋全断面積(mm<sup>2</sup>),  $\sigma_y$ : 柱主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)) とし、C-C40T75 で  $-0.066bDf'_c$ , C-C40T75M で  $-0.069bDf'_c$  に相当する。圧縮軸力の最大値は、文献[2.2-5]を参考に、長期軸力  $N_0$  の2倍に  $a_g\sigma_y$  を加えた値を丸めて  $0.40bDf'_c$  としたが、文献[2.2-4]の有限要素解析においても、圧縮側の1階柱には同程度の軸力が作用していたことが確認されている。また、引張、圧縮それぞれの最大軸力時における曲げ終局耐力計算値の1/2 ( $=0.5Q_{mu}$ ) 時点を折れ点とし、長期軸力時から線形に軸力を増減させた。なお、材料試験によるコンクリート圧縮強度  $f'_c$  は一次載荷時と二次載荷時で異なっているが、二次載荷時においても一次載荷時の値を用いることで、同一の軸力経路をたどるように計画した。

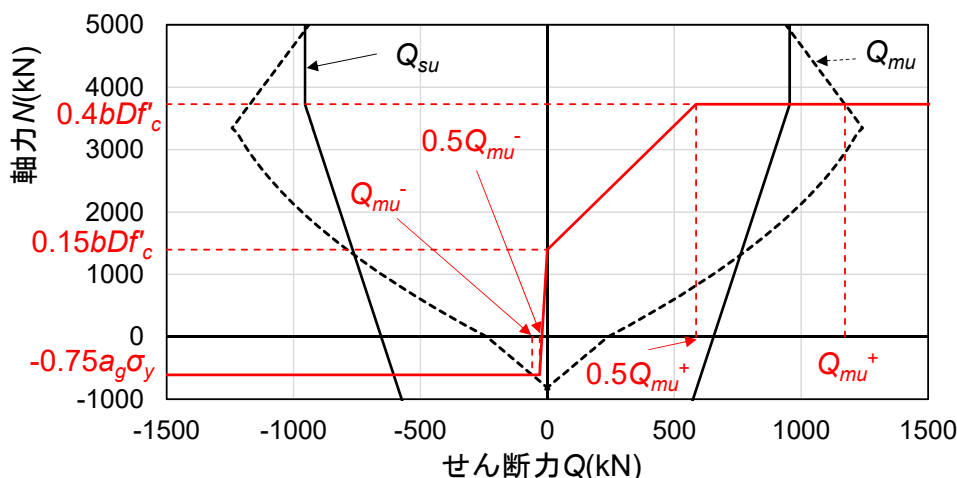


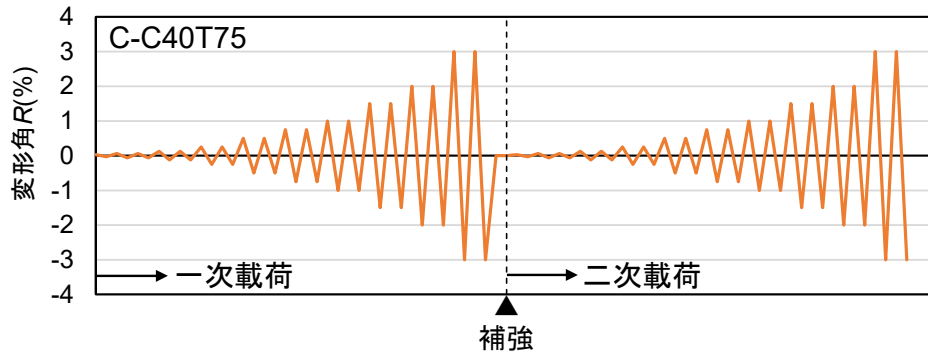
図 2.2.5-2 軸力経路 (C-C40T75)

表 2.2.5-1 各目標点における軸力およびせん断力

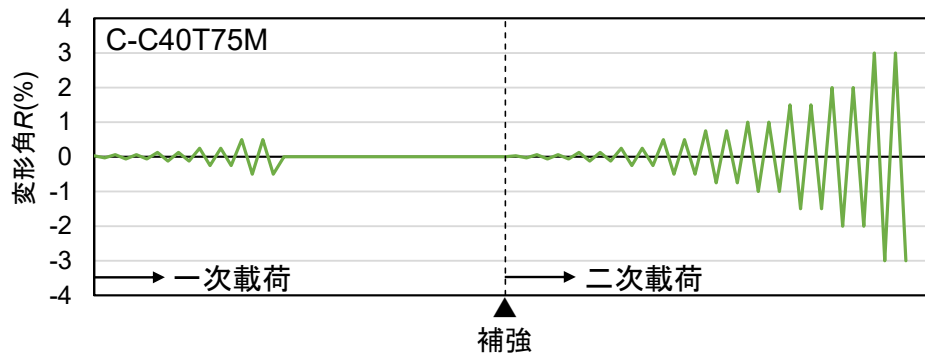
試験体		軸力 N(kN)	$N/bDf'_c$	せん断力 Q(kN)
C-C40T75	引張側折れ点	-611	-0.066	-30
	長期軸力点	1398	0.15	0
	圧縮側折れ点	3727	0.40	586
C-C40T75M	引張側折れ点	-625	-0.069	-30
	長期軸力点	1361	0.15	0
	圧縮側折れ点	3628	0.40	576

(3) 載荷サイクル

載荷サイクルを図2.2.5-3に示す。本研究では南方向への加力を正方向とし、変位制御型正負交番繰り返し漸増載荷とした。制御に用いた変形角  $R$  は上下スタブの相対水平変位を柱試験区間内法高さで除して算出した。一次載荷では、変形角  $R=0.03125\%$  において1回載荷を行い、 $R=0.0625\%, 0.125\%, 0.25\%, 0.5\%, 0.75\%, 1.0\%, 1.5\%, 2.0\%, 3.0\%$  でそれぞれ2回の繰り返し載荷を行うことを基本とし、C-C40T75では  $R=3\%$  まで、C-C40T75Mでは  $R=0.5\%$  まで載荷を行った。補強後に実施した二次載荷では、両試験体ともに上述した基本サイクルを  $R=3\%$  まで行った。



(a) C-C40T75



(b) C-C40T75M

図 2.2.5-3 载荷サイクル

### 2.2.6 計測方法

本実験の計測には、変位計およびひずみゲージを用いた。変形角および柱試験区間、UFC パネルの変形は変位計を用いて計測し、柱試験区間の主筋、せん断補強筋および UFC パネルにはひずみゲージを貼付してひずみを計測した。

## 第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

### (1) 変位計

変位計の取り付け位置を図 2.2.6-1 に示す。上スタブ水平変位計で計測した相対水平変位を柱試験区間内法高さで除し、変形角  $R$  を算出した。また柱試験区間裏面および裏面の UFC パネルに設置した鉛直方向と斜め方向の変位計の計測結果を用いて、曲げ変形とせん断変形を算出した。

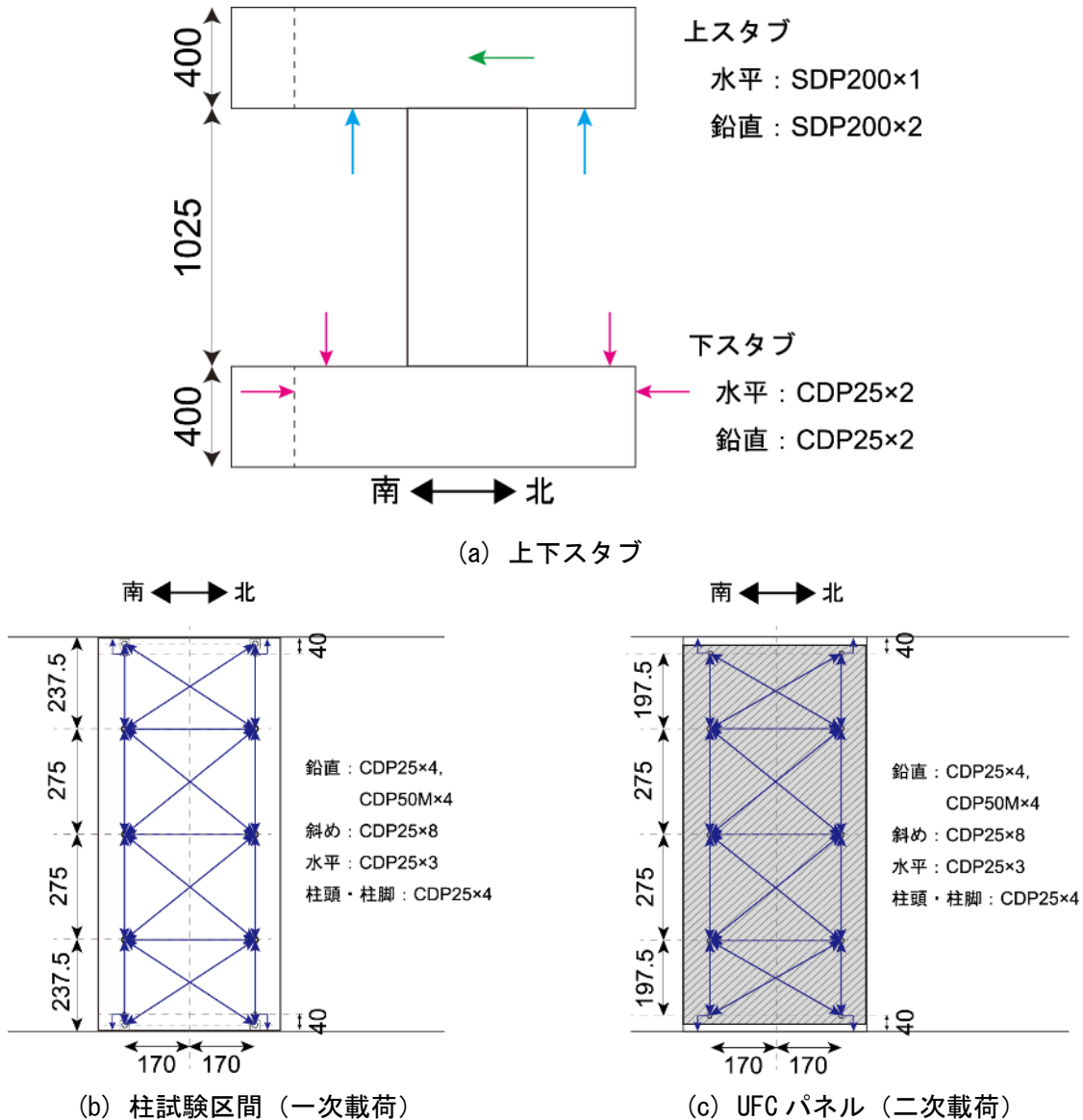


図 2.2.6-1 変位計取り付け位置図 (東面図) (単位 : mm)

### (2) ひずみゲージ

#### 1) 鉄筋

柱主筋のひずみゲージ貼付位置を図 2.2.6-2 に、柱試験区間帯筋のひずみゲージ貼付位置を図 2.2.6-3 にそれぞれ示す。柱主筋のひずみゲージは試験体裏面から 1 段目、3 段目の鉄筋に、計 31 か所両面から貼付した。柱試験区間帯筋のひずみゲージは、柱頭・柱脚の計 4 段の帯筋に 6 か所ずつ貼付し、柱中央付近の計 4 段の帯筋には 2 か所ずつ貼付した。

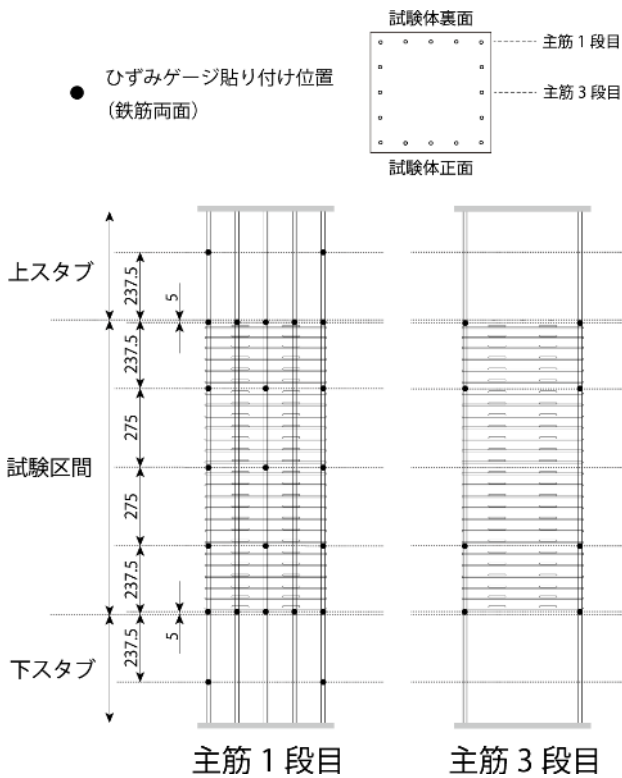


図 2.2.6-2 ひずみゲージ貼付位置 (主筋)  
(単位 : mm)

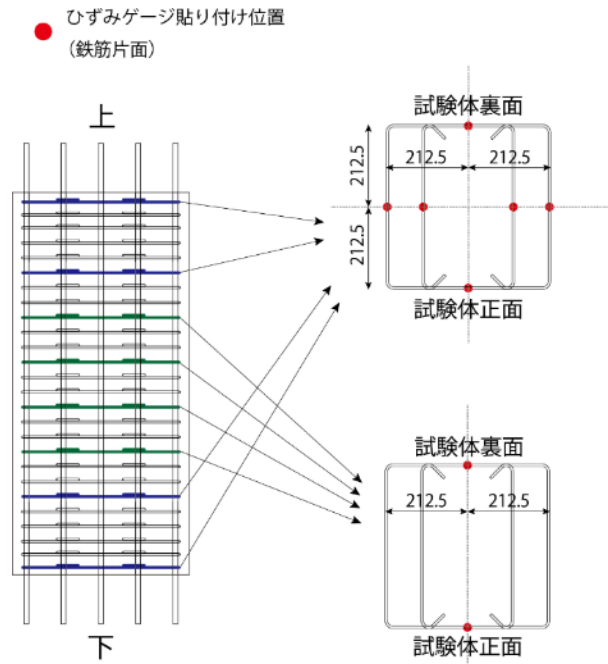


図 2.2.6-3 ひずみゲージ貼付位置 (帯筋)  
(単位 : mm)

## 2) UFC パネル

UFC パネルのひずみゲージ貼付位置を図 2.2.6-4 に示す。ひずみゲージは 3 軸のロゼットゲージ (ゲージ検長 : 30mm) を使用し、各試験体裏面のパネルに計 15 箇所貼付した。

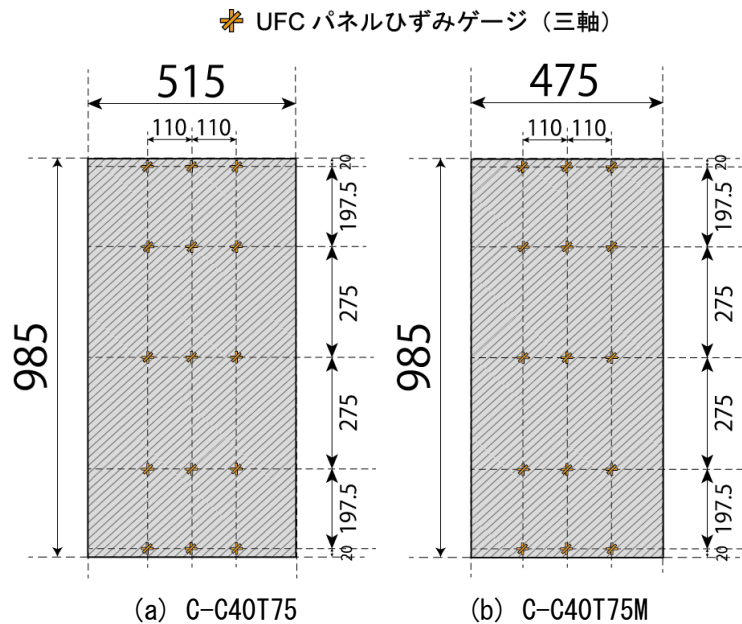


図 2.2.6-4 ひずみゲージ貼付位置 (UFC パネル) (単位 : mm)

**参考文献（2.2 節）**

- [2.2-1] 国立研究開発法人建築研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報）建築研究資料，No.173，2016
- [2.2-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準・同解説，2020
- [2.2-3] 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，1999
- [2.2-4] 谷昌典ほか：2016 年熊本地震で被災したピロティ形式 RC 造集合住宅の有限要素解析，日本建築学会技術報告集，Vol.25，No.59，pp.171-176，2019
- [2.2-5] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020

## 2.3 実験結果

### 2.3.1 一次載荷

#### (1) 水平荷重—変形角関係

図 2.3.1-1 に各試験体の一次載荷における水平荷重—変形角関係を示す。図中、○は正側および負側の最大耐力、+は主筋引張降伏点、◇は主筋圧縮降伏点、□はせん断補強筋の引張降伏点をそれぞれ示す。また、正側最大耐力点から右方向に描かれている破線は、P-Δ効果の影響による見かけ上の耐力低下を示している。なお、鉄筋の降伏点は鉄筋に貼付したひずみゲージの値から判定し、ひずみが最初に圧縮もしくは引張の降伏ひずみに到達した時点を図中に示している。ただし、一度圧縮もしくは引張で降伏判定を行った計測点については、その後の圧縮と引張が反転した後の降伏判定は行っていない。

C-C40T75 では、 $R=-0.03125\%$ のサイクルで柱全体に曲げ引張ひび割れが発生し、 $R=-0.0625\%$ サイクル 1 回目に主筋が引張降伏した。 $R=+0.125\%$ サイクル 1 回目でせん断ひび割れが発生し、 $R=+0.5\%$ サイクル 1 回目で主筋が圧縮降伏した後、同サイクルのピーク付近で正側の最大耐力  $Q_{max}^+=1034(\text{kN})$  を記録した。その後、耐力が低下し、 $R=+0.75\%$ サイクル 1 回目でせん断補強筋が引張降伏した後、 $R=+1.0\%$ サイクル 2 回目で最大耐力  $Q_{max}^+$  の 80% を下回り、限界変形角  $R_u^+$  に達した。限界変形角は耐力が最大耐力  $Q_{max}$  の 80% まで低下した点の変形角とし、 $R_u^+=1.00\%$  であった。負側の最大荷重は  $R=-3\%$  サイクル 1 回目のピーク付近で記録されており、 $Q_{max}^-=-171(\text{kN})$  であった。なお、 $R=+2\%$  サイクル 2 回目以降は、水平荷重が  $0.5Q_{mu}=586(\text{kN})$  に達しなかったため、圧縮軸力を目標の  $3727\text{kN}$  まで増加させなかった。

C-C40T75M では、 $R=-0.03125\%$ のサイクルで柱全体にわたる曲げ引張ひび割れが発生し、 $R=-0.125\%$  サイクル 1 回目に主筋が引張降伏した。 $R=+0.25\%$  サイクル 1 回目でせん断ひび割れが発生した後、 $R=+0.5\%$  サイクル 1 回目のピーク付近で正側の最大耐力  $Q_{max}^+=1094(\text{kN})$  を、 $R=-0.5\%$  サイクル 1 回目のピーク付近で負側の最大耐力  $Q_{max}^-=-92(\text{kN})$  を記録した。C-C40T75 と比較すると、ひび割れが確認されたサイクルや、主筋が降伏したサイクルに違いは見られたが、概ね同様な水平荷重—変形角関係となった。

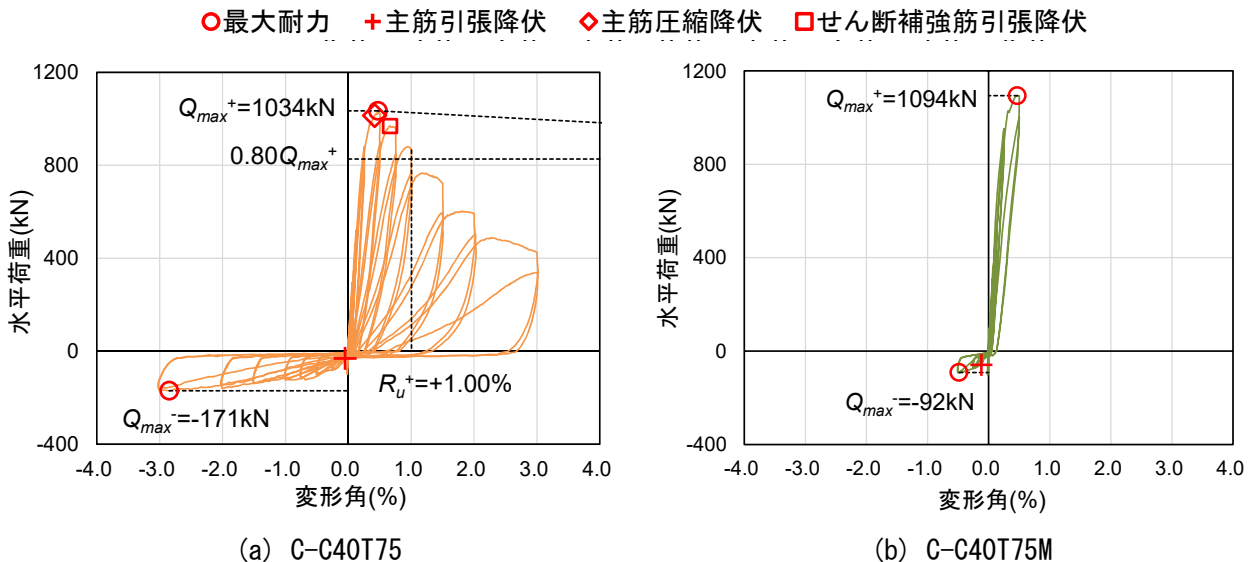


図 2.3.1-1 水平荷重—変形角関係（一次載荷）

#### (2) 初期剛性

図 2.3.1-2 に各試験体の水平荷重—変形角関係における正載荷時包絡線の比較および初期剛性の比較



## 第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

を示す。初期剛性は、 $R=+0.03125\%$  サイクル 1 点目と  $Q=Q_{max}+1/3$  時点の 2 点間における水平荷重の増分を同 2 点間における上下スタブ相対水平変位の増分で除して算出し、C-C40T75 では 393kN/mm, C-C40T75M では 444kN/mm となった。

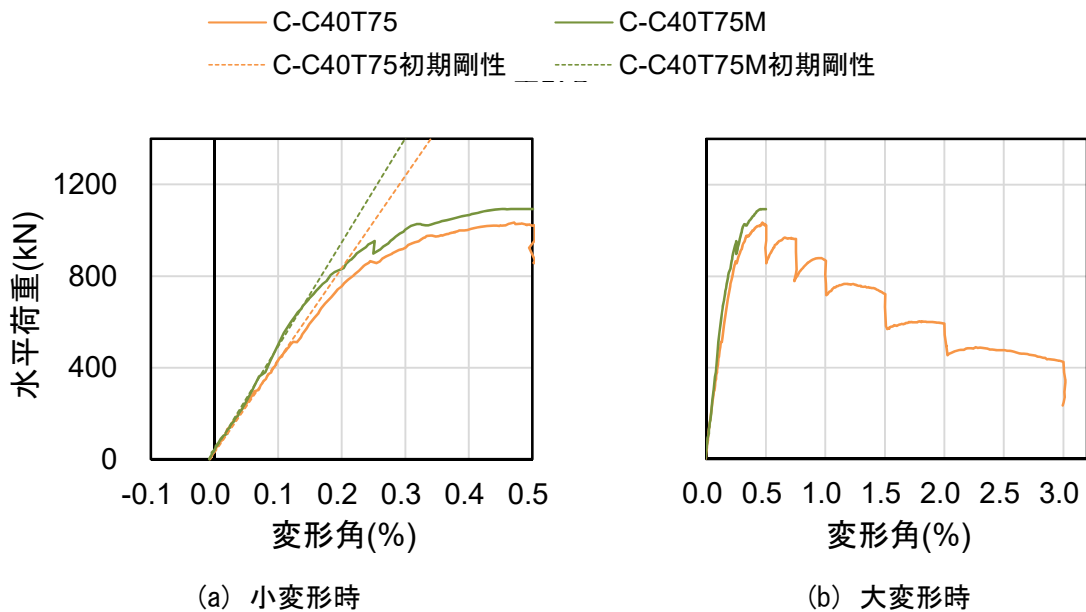


図 2.3.1-2 包絡線および初期剛性の比較（正載荷時）

### (3) 損傷状況

各試験体の一次載荷における、各サイクルの試験体正面写真、ひび割れ図、損傷状況をそれぞれ表 2.3.1-1 および表 2.3.1-2 に示す。正面写真、ひび割れ図は各サイクル 2 回目終了時のものである。ひび割れ図の黒線は長期軸力載荷時に生じていた初期ひび割れを示しており、青線は正側載荷時に、赤線は負側載荷時に発生したひび割れをそれぞれ示している。また、斜線部がカバーコンクリートの剥離、交線部がコンクリートの剥落を示している。C-C40T75 一次載荷終了後の最終破壊性状の写真を図 2.3.1-3 に示す。

被災度区分判定基準<sup>[2.3-1]</sup>に基づき、各試験体載荷終了時の部材損傷度を判定すると、C-C40T75 では、主筋の座屈が確認され、また一見してせん断変形が生じていることから損傷度 V と判断できる。C-C40T75M では、せん断ひび割れの残留ひび割れ幅は実大スケールに換算して 0.1mm 程度であり、ひび割れ幅の目安からは損傷度 I と判断できる。一方で、C-C40T75 と同様の水平荷重-変形角関係を示すであろうことを考慮すると、C-C40T75M は最大耐力を発揮する程度の変形を経験したことが予測され、損傷度 III と判断することもできる。ここに判定の差異が生じているが、詳細な検討は 2.5 節で行う。

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷)

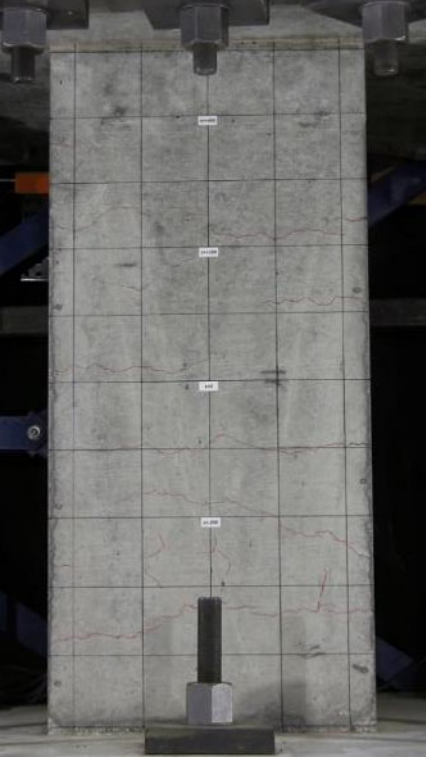
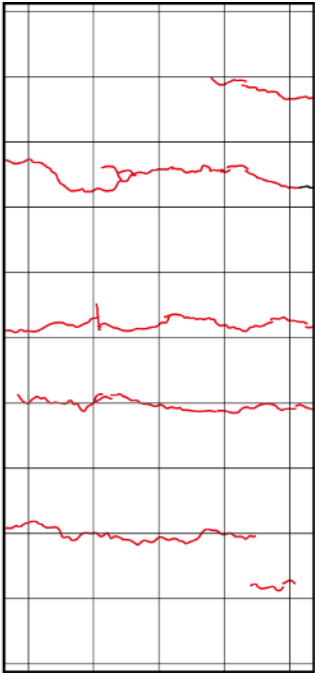
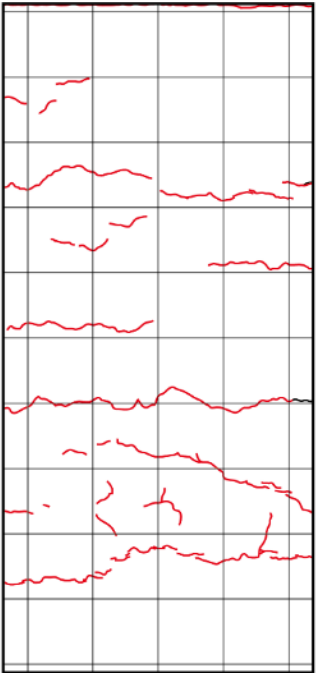
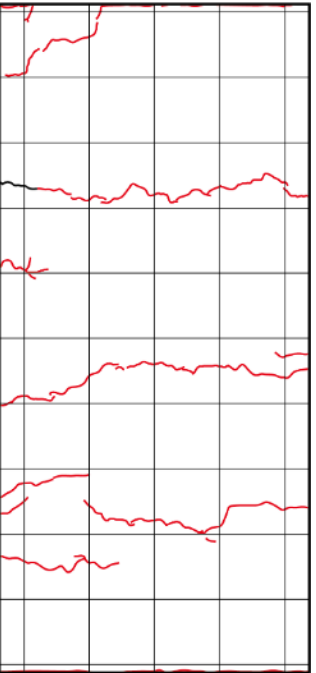
$R=0.03125\%$	
	正側 1 回目 特に変化なし
	負側 1 回目 柱全体に曲げひび割れ発生
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>北面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>南面</p> </div> </div>

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

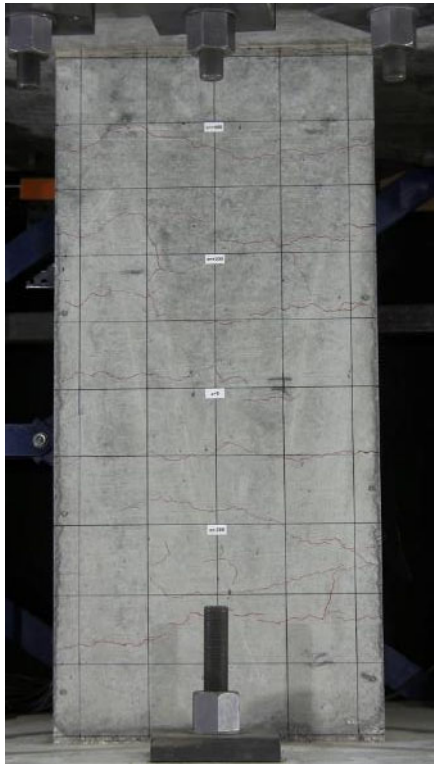
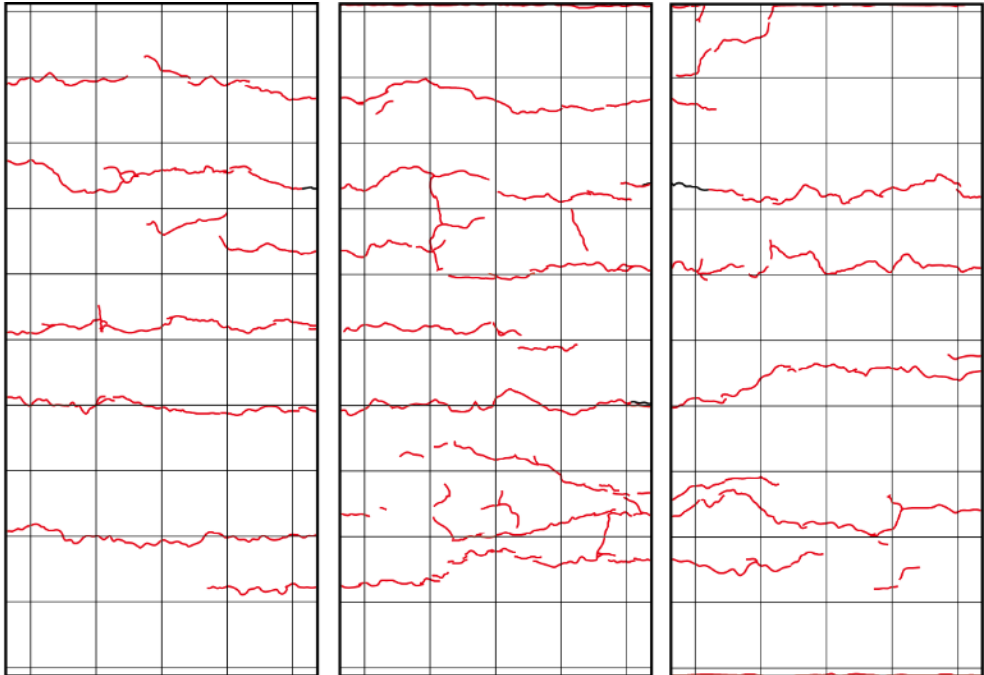
R=0.0625%		
	正側 1 回目	
	特に変化なし	
	負側 1 回目	
	曲げひび割れ増加	
	正側 2 回目	
	特に変化なし	
負側 2 回目		
わずかに曲げひび割れ増加		
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>		
北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

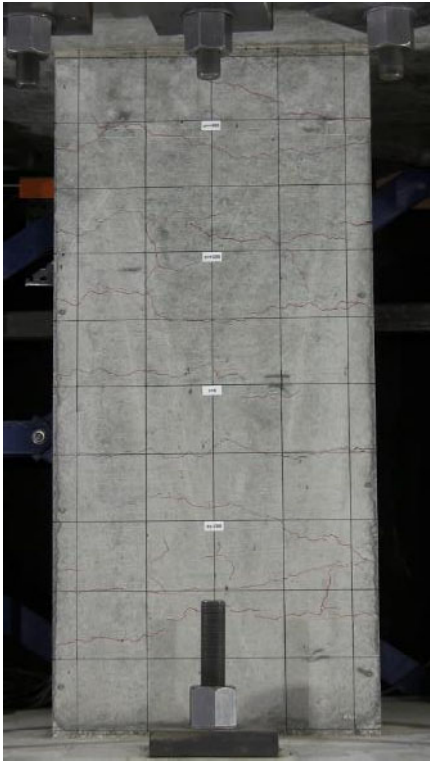
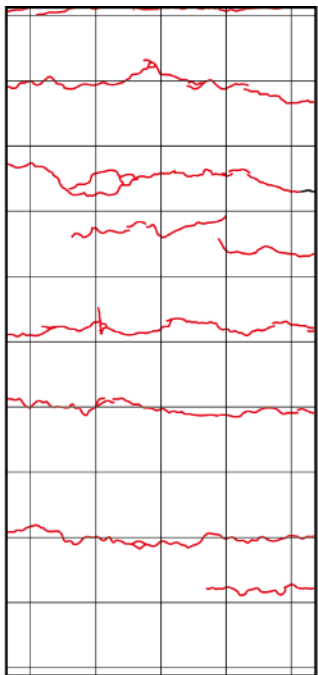
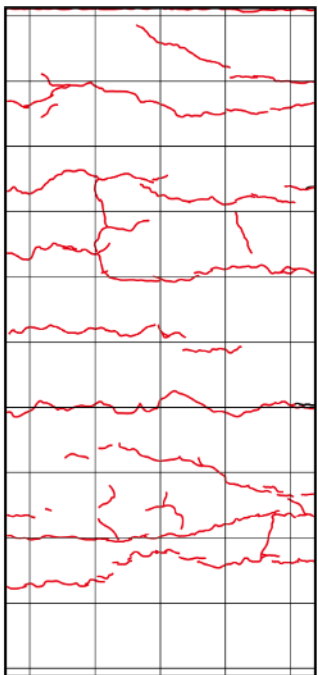
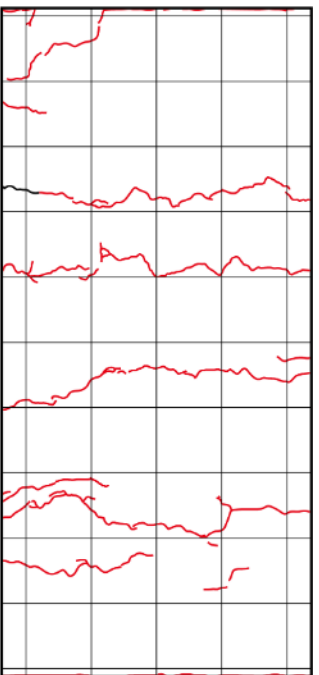
$R=0.125\%$			
	正側 1 回目		
	特に変化なし		
	負側 1 回目		
	わずかに曲げひび割れ増加		
	正側 2 回目		
	特に変化なし		
負側 2 回目			
わずかに曲げひび割れ増加			
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>	 <p>北面</p>	 <p>西面</p>	 <p>南面</p>

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

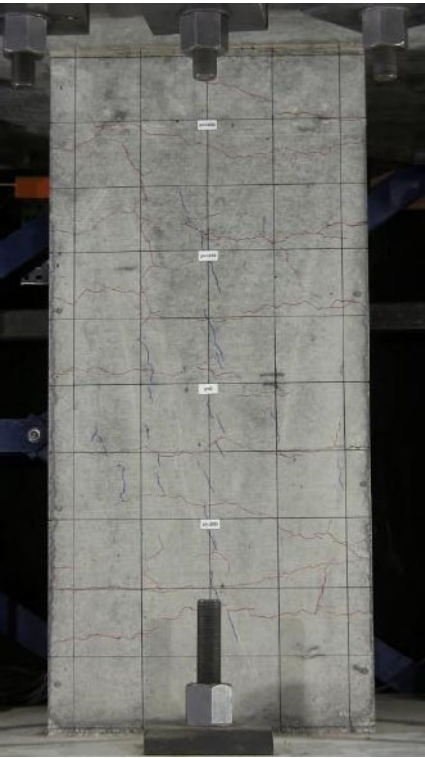
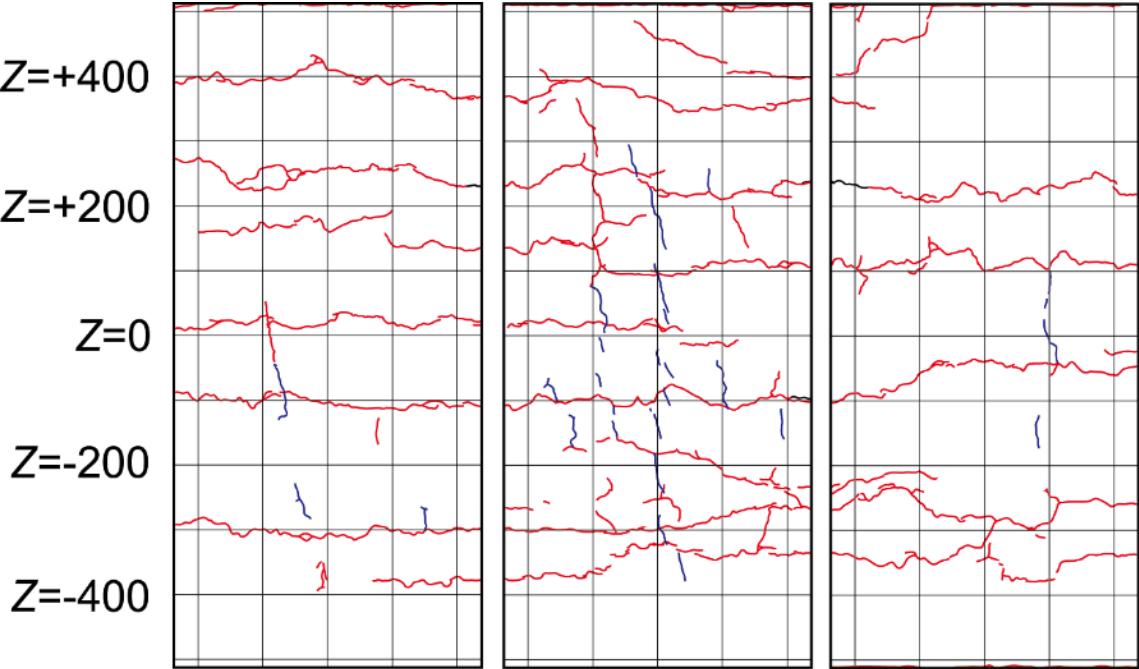
R=0.25%		
	正側 1 回目	
	柱中央付近にせん断ひび割れ発生	
	負側 1 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
	正側 2 回目	
	わずかにせん断ひび割れ増加	
	負側 2 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加 柱上部に正側のせん断ひび割れが新たに開き発生	
		
北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

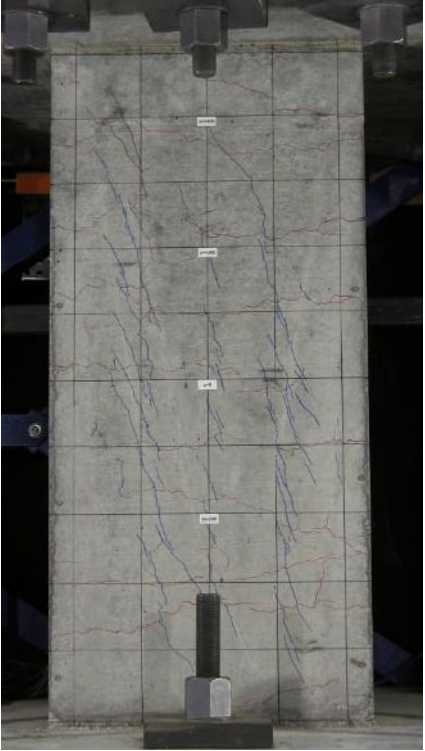
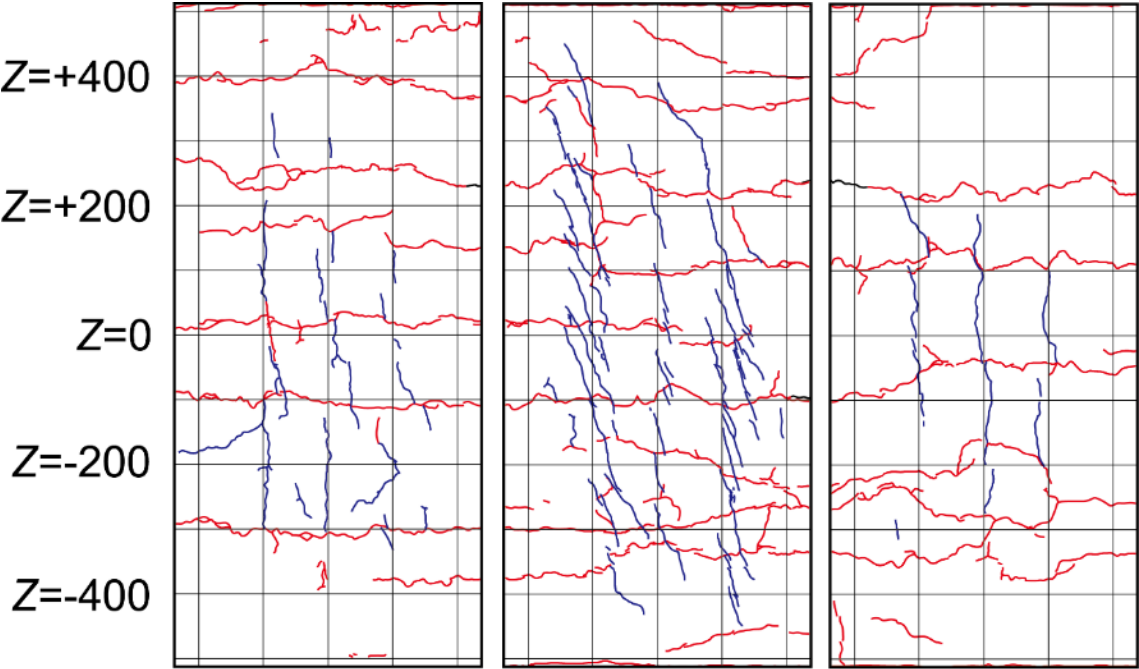
$R=0.5\%$		
	正側 1 回目	
	せん断ひび割れが柱全体にわたり急増	
	負側 1 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加 既存の曲げひび割れが大きく開く	
	正側 2 回目	
	わずかにせん断ひび割れ増加	
	負側 2 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
		
北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

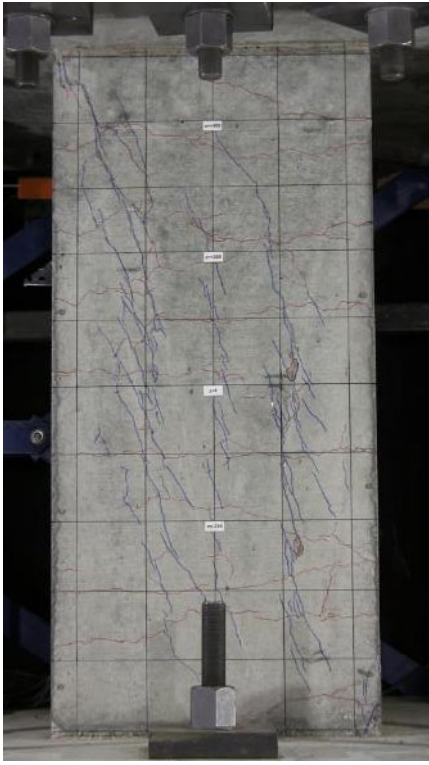
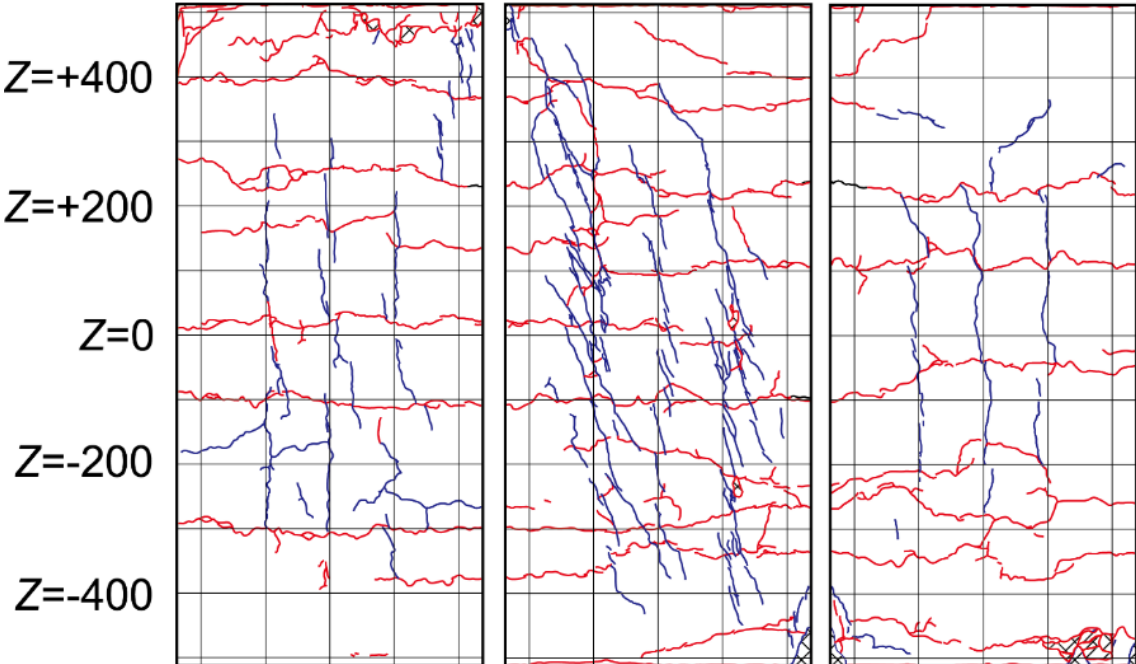
R=0.75%		
	正側 1 回目	
	せん断ひび割れ増加 既存のせん断ひび割れ幅が大きくなる 柱頭柱脚端部でわずかにカバーコンクリート圧壊	
	負側 1 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加 既存の曲げひび割れがさらに開く	
	正側 2 回目	
	わずかにせん断ひび割れ増加 端部の圧壊がわずかに進む	
	負側 2 回目	
	せん断ひび割れ間をつなぐ細かいひび割れが増加 せん断ひび割れ面でわずかにカバーコンクリート剥落	
		
北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

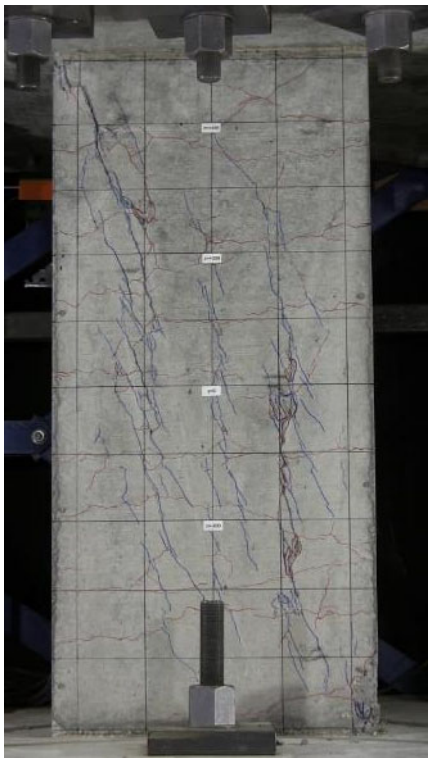
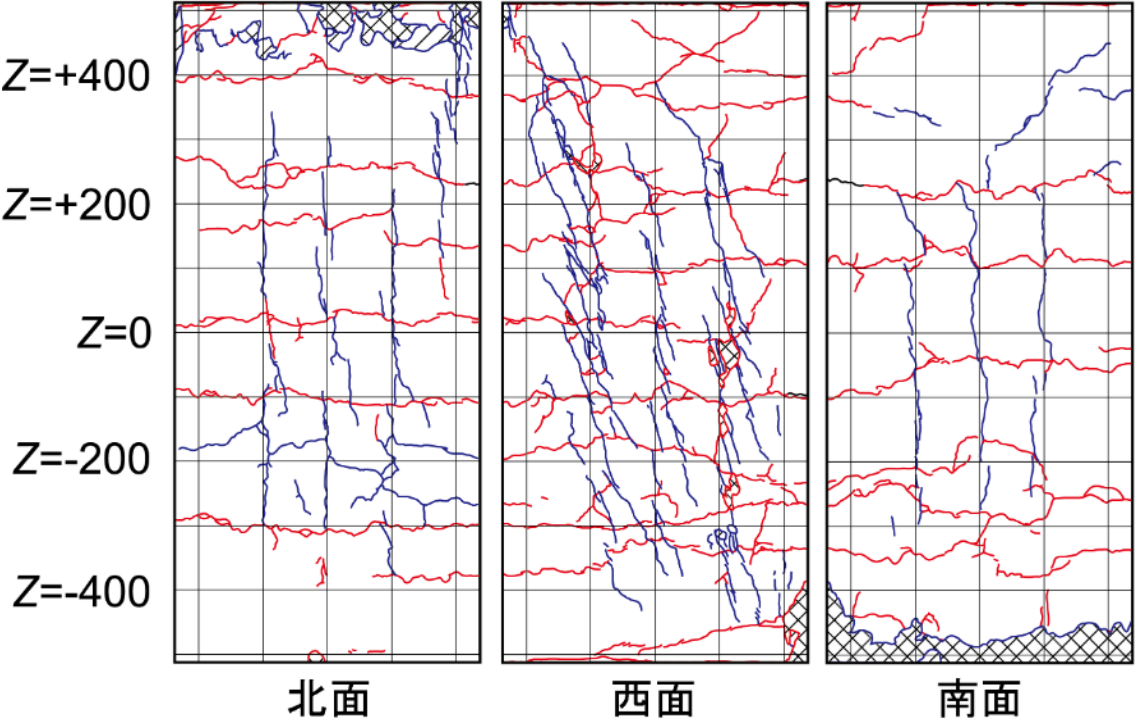
R=1%	
	正側 1 回目
	せん断ひび割れ増加 せん断ひび割れがさらに開く せん断ひび割れ面でのカバーコンクリートの剥落増加 柱頭柱脚での圧壊が進む
	負側 1 回目
	せん断ひび割れ間をつなぐ細かいひび割れが急増 せん断ひび割れ面でのカバーコンクリートの剥落増加 正側で圧壊した柱脚のカバーコンクリートが剥落
	正側 2 回目
	せん断ひび割れはほとんど変化なし 柱頭柱脚での圧壊が進み, カバーコンクリートの剥離剥落が増加
負側 2 回目	
せん断ひび割れ間の細かいひび割れがわずかに増加	
	



表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

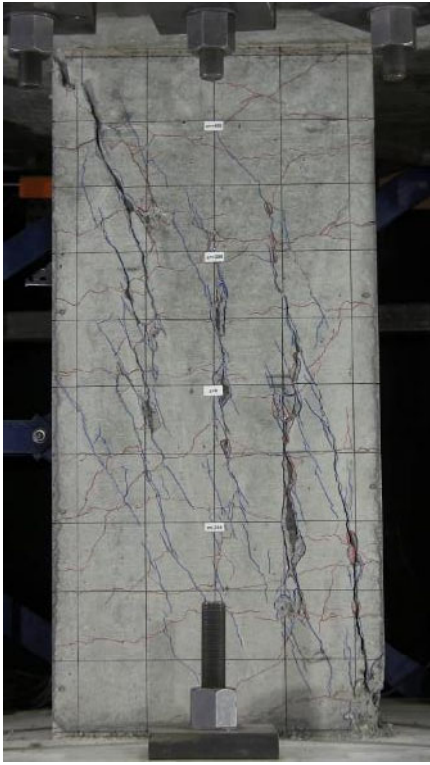
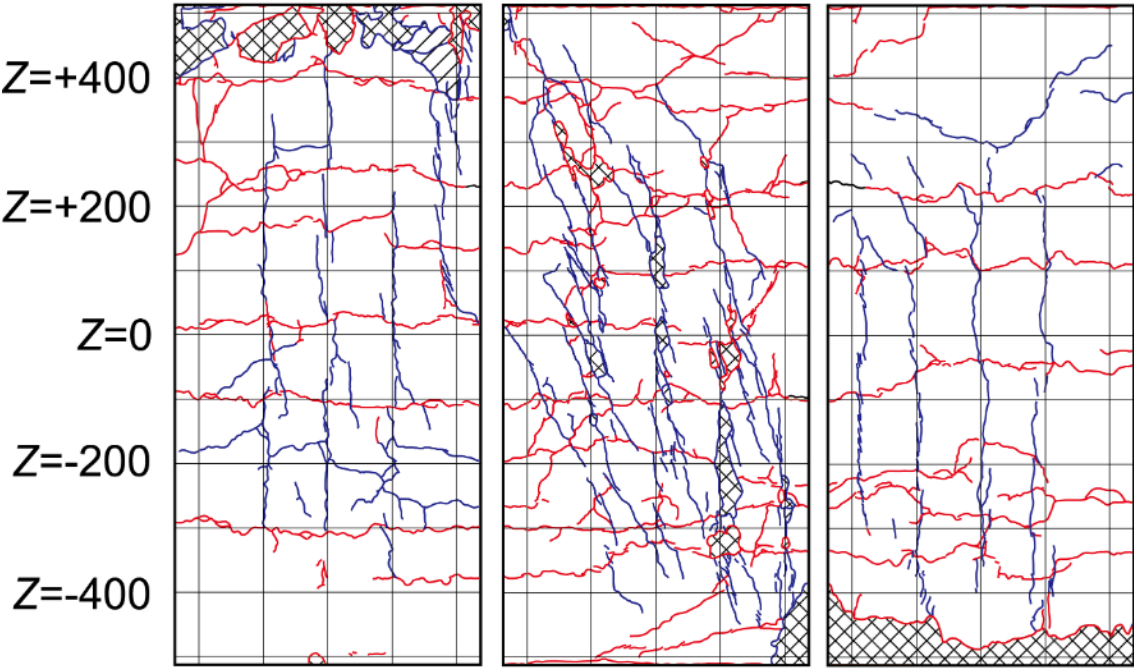
R=1.5%			
	正側 1 回目		
	せん断ひび割れ増加 柱頭柱脚での圧壊が進む		
	負側 1 回目		
	負側方向でのせん断ひび割れ発生 せん断ひび割れ間の細かいひび割れがわずかに増加 2 段目主筋に沿った縦ひび割れによりカバーコンクリート剥落		
	正側 2 回目		
	細かいひび割れがわずかに増加 柱頭の圧壊がわずかに進む 主筋に沿った縦ひび割れによるカバーコンクリートの剥落増加		
負側 2 回目			
細かいひび割れ, ひび割れ面でのカバーコンクリートの剥落がわずかに増加			
	北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

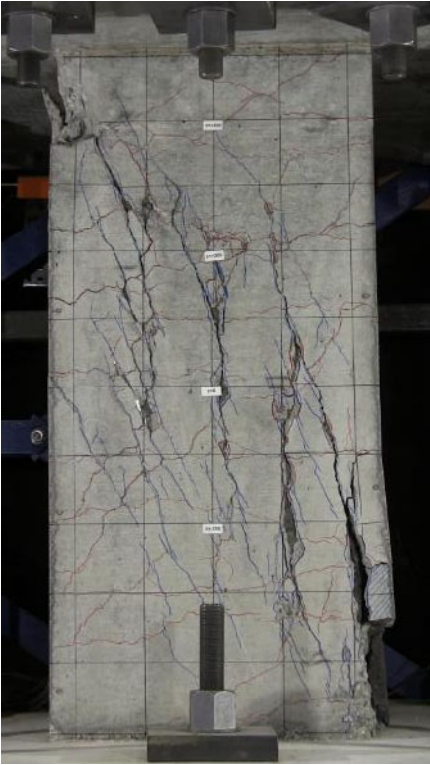
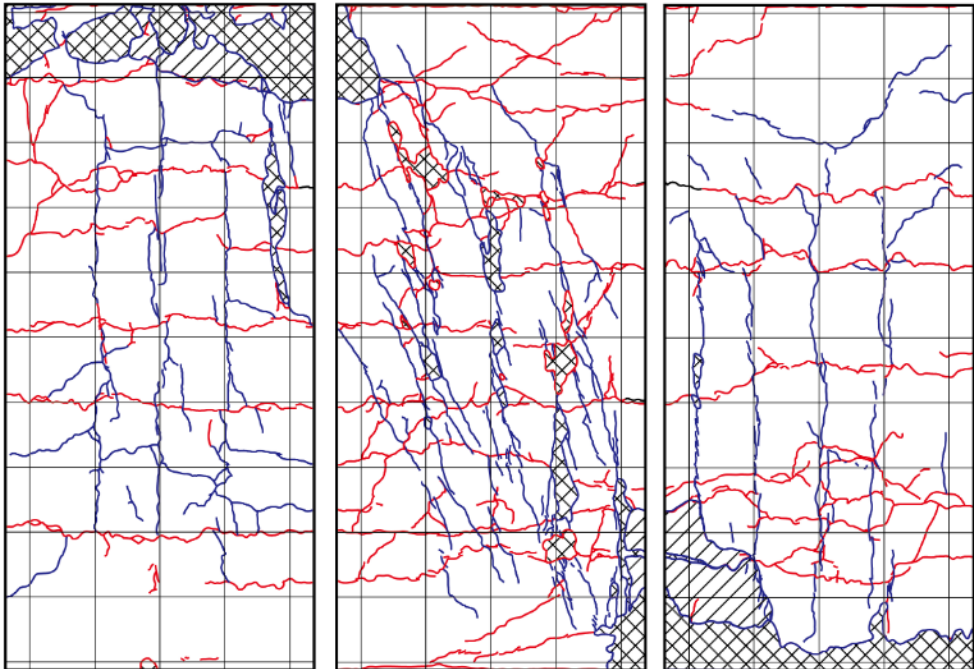
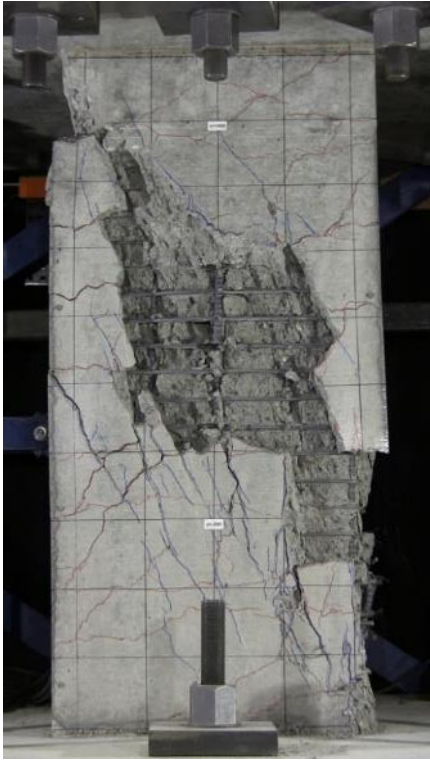
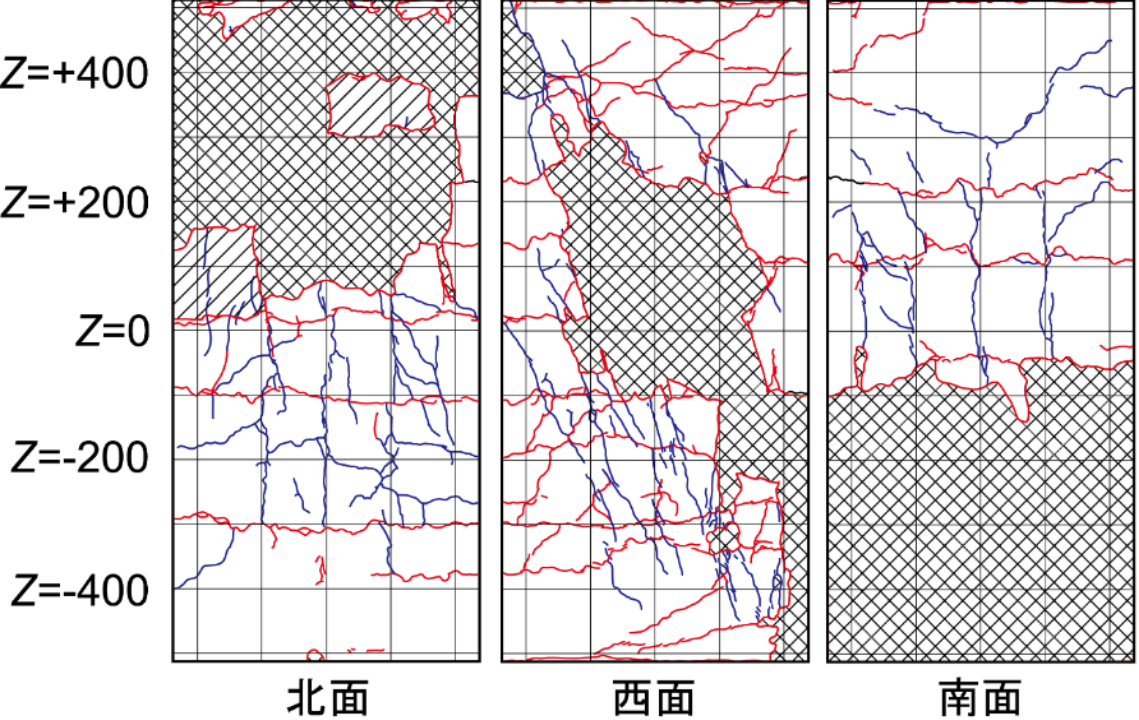
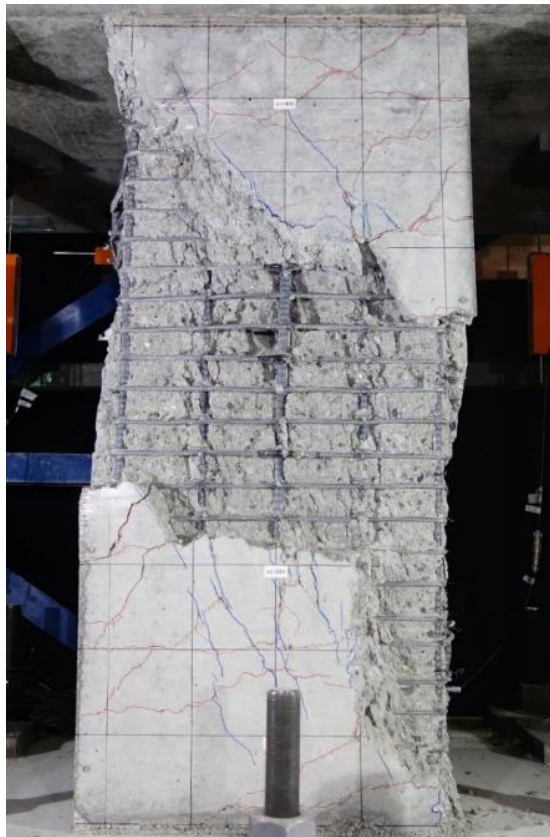
R=2%		
	正側 1 回目	
	主筋の座屈により柱頭圧縮側のカバーコンクリートが外側にはらみだす 主筋に沿った縦ひび割れがさらに大きくなる	
	負側 1 回目	
	細かいひび割れがわずかに増加 ひび割れ面でのカバーコンクリートの剥落がわずかに増加 柱正面北側に新たに大きなせん断ひび割れ発生	
	正側 2 回目	
	細かいひび割れがわずかに増加 主筋の座屈により柱頭柱脚でのカバーコンクリートが大きくはらみ、剥離剥落が増加	
負側 2 回目		
細かいひび割れがわずかに増加		
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>		
北面	西面	南面

表 2.3.1-1 損傷状況 (C-C40T75 一次載荷) つづき

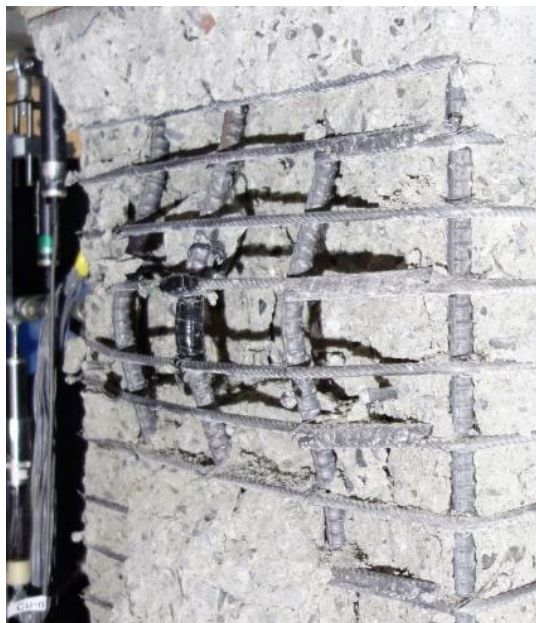
$R=3\%$	
	<p>正側 1 回目</p> <p>正面北側の大きなせん断ひび割れに沿って柱がややずれる</p> <p>主筋の座屈によるカバーコンクリートの膨らみがさらに大きくなり、剥離剥落が増加</p>
	<p>負側 1 回目</p> <p>柱中央上部でカバーコンクリートが大幅に剥落</p> <p>主筋座屈により剥離していたカバーコンクリートが大幅に剥落</p>
	<p>正側 2 回目</p> <p>正面中央付近および主筋座屈による柱頭柱脚のカバーコンクリートの剥離剥落がさらに進む</p>
	<p>負側 2 回目</p> <p>正面中央付近および主筋座屈による柱頭柱脚のカバーコンクリートの剥離剥落がさらに進む</p>
	



(a) 剥離箇所除去後



(b) 正面中央主筋の座屈



(c) 北面柱頭主筋の座屈



(d) 南面柱脚主筋の座屈

図 2.3.1-3 最終破壊性状 (C-C40T75 一次載荷)

表 2.3.1-2 損傷状況 (C-C40T75M 一次載荷)

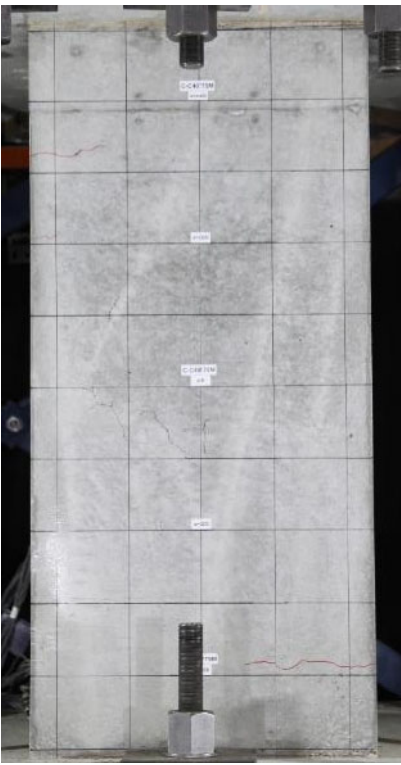
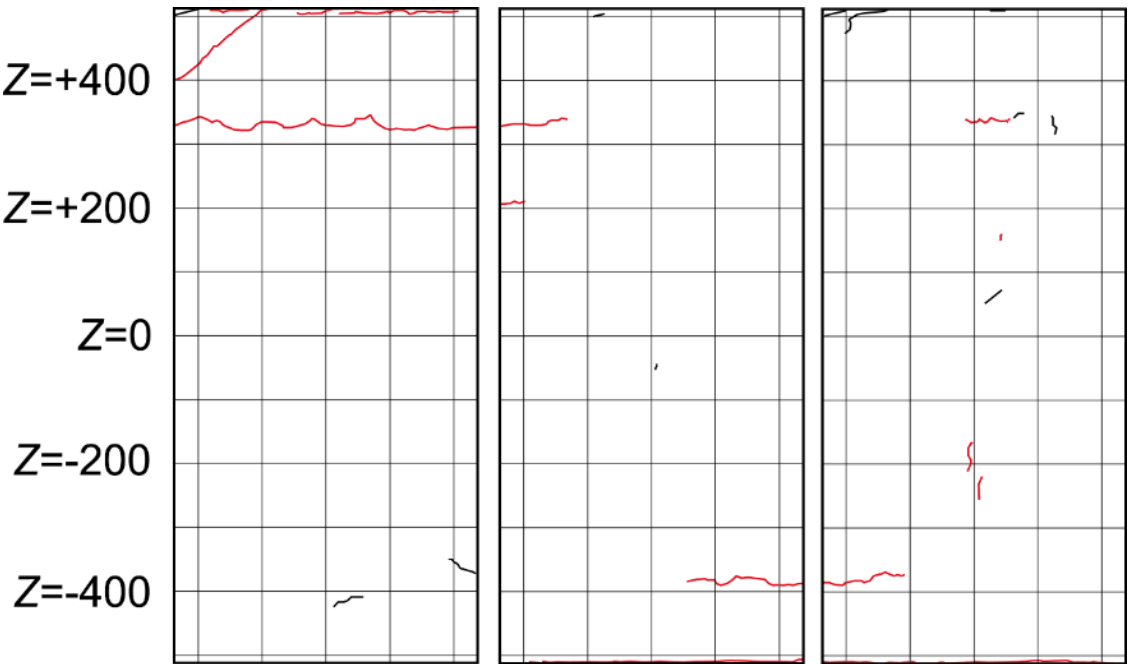
R=0.03125%		
	正側 1 回目 特に変化なし	
	負側 1 回目 柱頭，柱脚付近に曲げひび割れ発生	
		
北面	西面	南面

表 2.3.1-2 損傷状況 (C-C40T75M 一次载荷) つづき

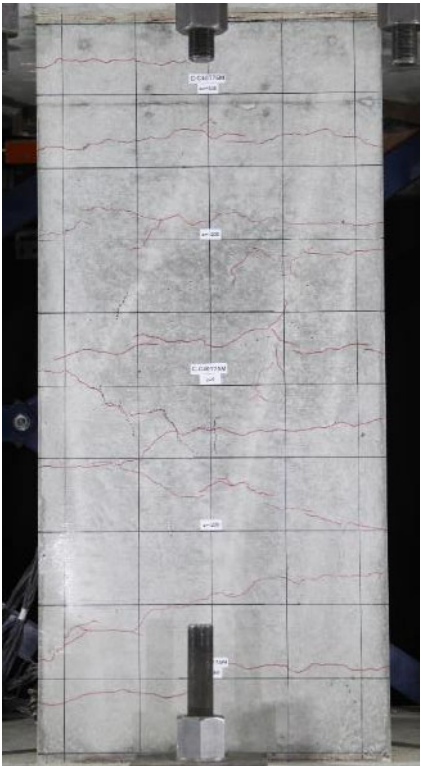
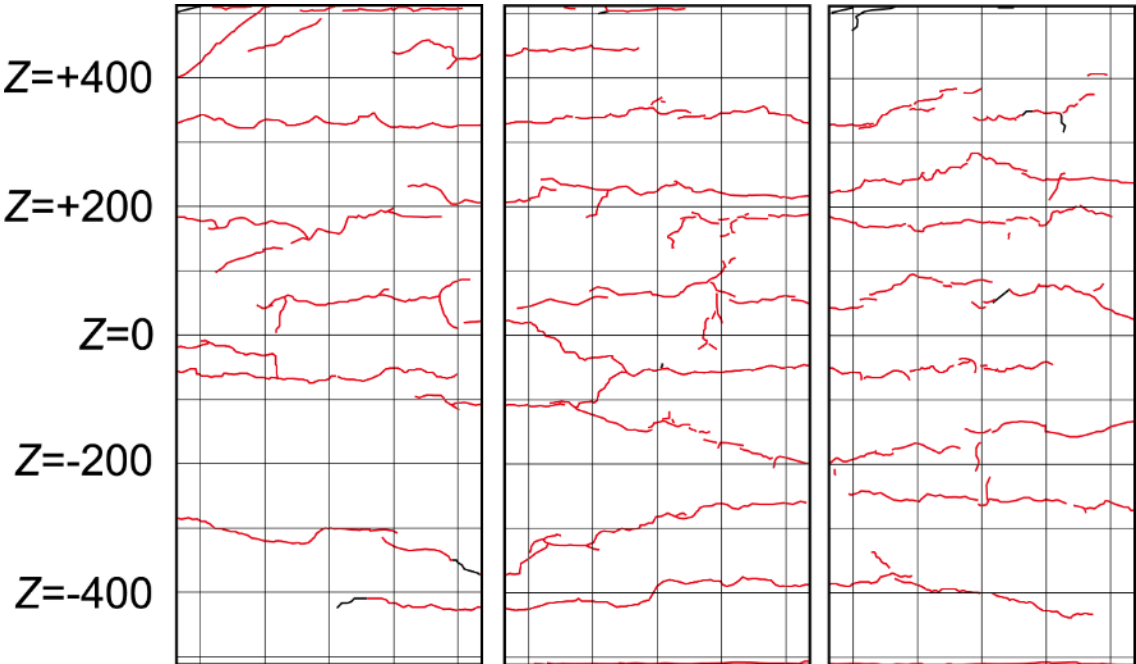
$R=0.0625\%$		
	正側 1 回目 特に変化なし	
	負側 1 回目 柱全体にわたって曲げひび割れ増加	
	正側 2 回目 特に変化なし	
	負側 2 回目 わずかに曲げひび割れ増加	
		
北面	西面	南面

表 2.3.1-2 損傷状況 (C-C40T75M 一次载荷) つづき

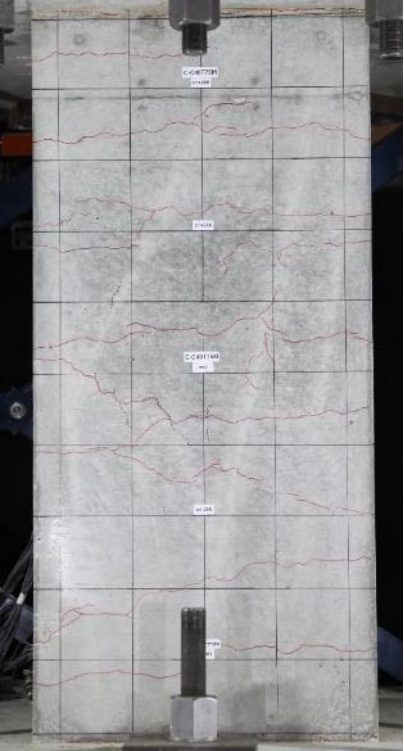
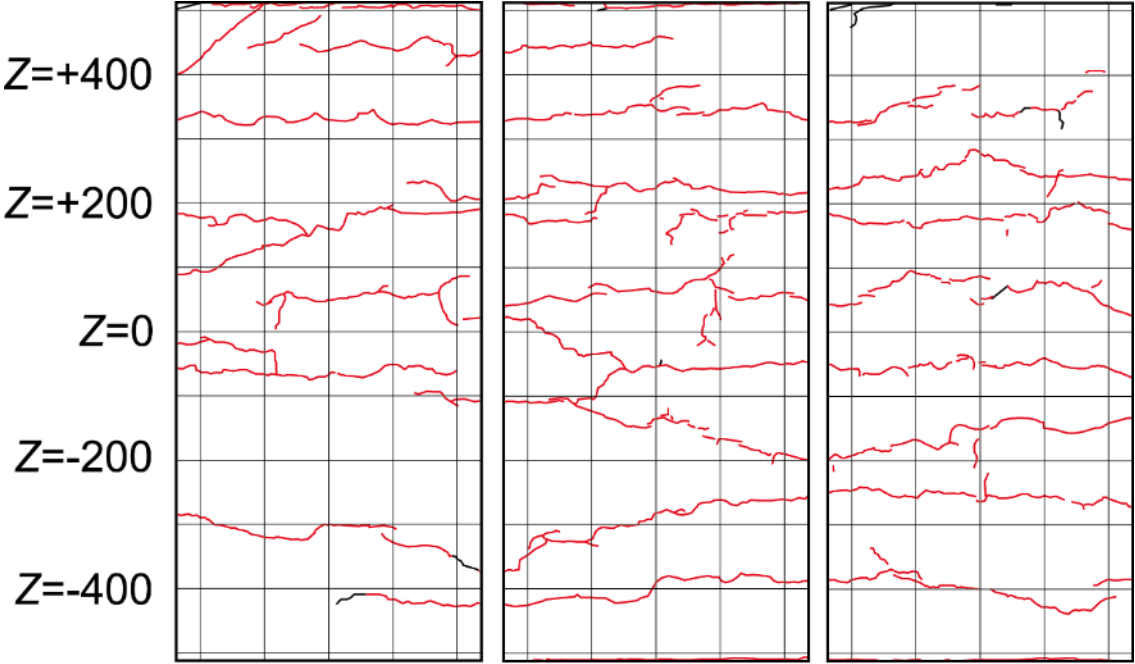
R=0.125%		
	正側 1 回目	
	特に変化なし	
	負側 1 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
	正側 2 回目	
	特に変化なし	
	負側 2 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
		
北面	西面	南面

表 2.3.1-2 損傷状況 (C-C40T75M 一次载荷) つづき

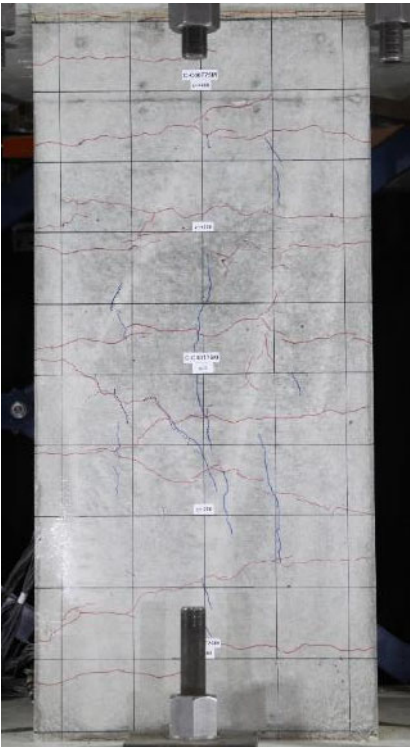
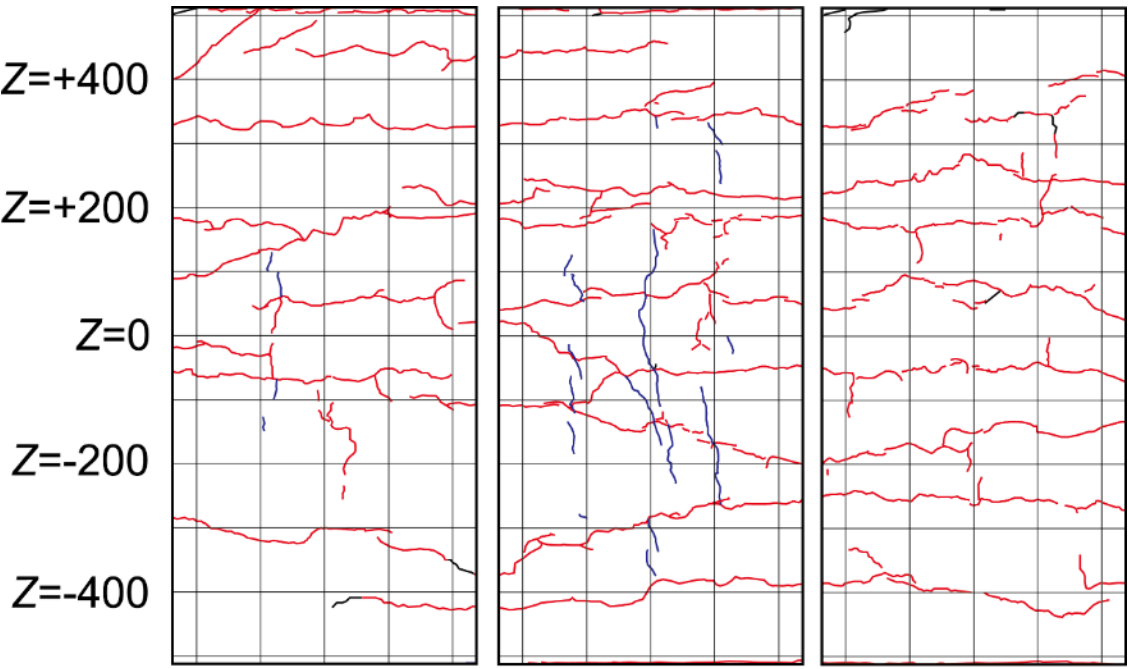

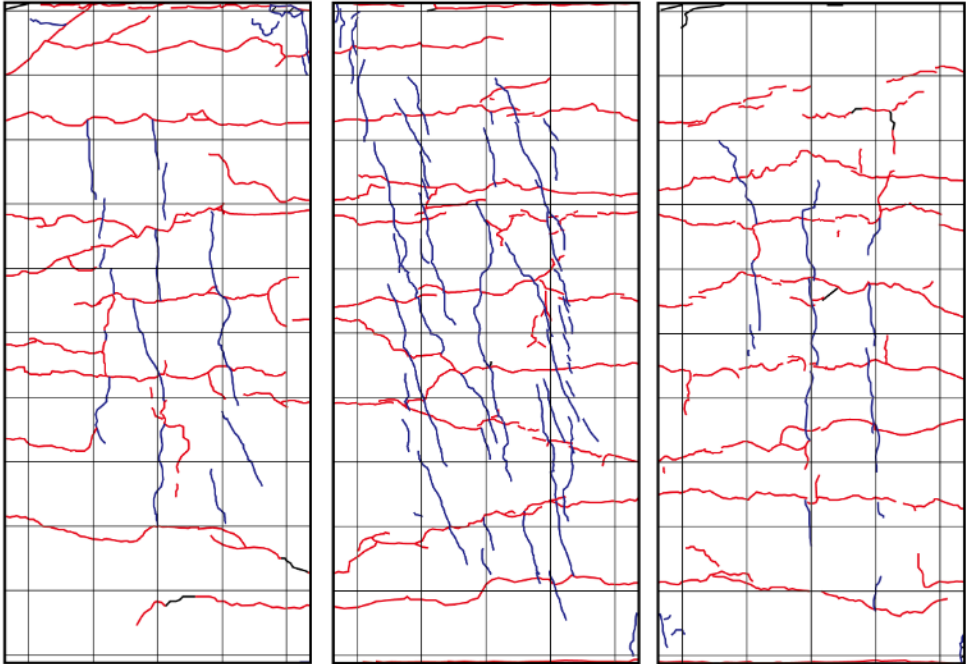
$R=0.25\%$		
	正側 1 回目	
	正面中央付近に主筋に沿った縦方向のせん断ひび割れ発生	
	負側 1 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加 既存の曲げひび割れの幅が大きくなる	
	正側 2 回目	
	わずかに縦ひび割れが進展	
	負側 2 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
		
北面	西面	南面



表 2.3.1-2 損傷状況 (C-C40T75M 一次載荷) つづき

$R=0.5\%$		
	正側 1 回目	
	せん断ひび割れが柱全体にわたり急増	
	負側 1 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
	正側 2 回目	
	わずかにせん断ひび割れ増加	
	負側 2 回目	
	わずかに曲げひび割れ増加	
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>		
北面	西面	南面

#### (4) 研究対象柱との比較

研究対象柱および C-C40T75 の破壊性状を図 2.3.1-4 に示す。両者とも、曲げによるひずみ履歴が大きくなる 1 段目主筋が外側に大きく座屈し、その付近のカバーコンクリートが広範囲に剥落していることが確認できる。また、C-C40T75 では、主筋が座屈した面からその側面にわたって斜め方向のせん断ひび割れが多数発生し、そのせん断ひび割れに沿うようにカバーコンクリートが剥落する最終破壊性状となった。同様の破壊面が研究対象柱でも確認できる一方で、主筋座屈位置には違いが見られ、研究対象柱では柱中央高さ付近、C-C40T75 では柱頭付近であった。この破壊性状の違いは、研究対象柱の柱両側に取り付く桁行方向の壁板（壁厚 150mm、厚さ 50mm 程度の部分スリット付き、1.1.3 項を参照）の存在やその中央高さ位置付近のひび割れが影響した可能性があるが、詳細は不明である。



(a) 研究対象柱



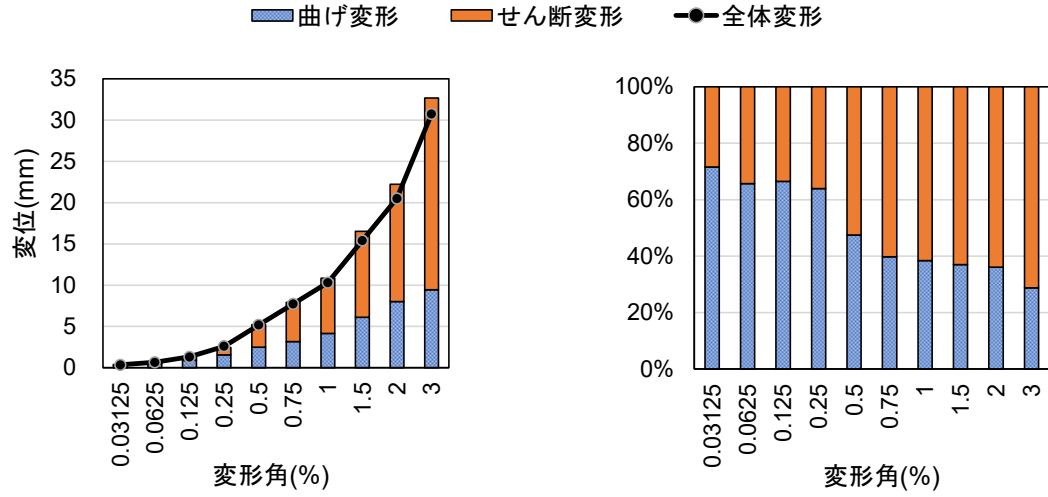
(b) C-C40T75

図 2.3.1-4 研究対象柱との破壊性状の比較

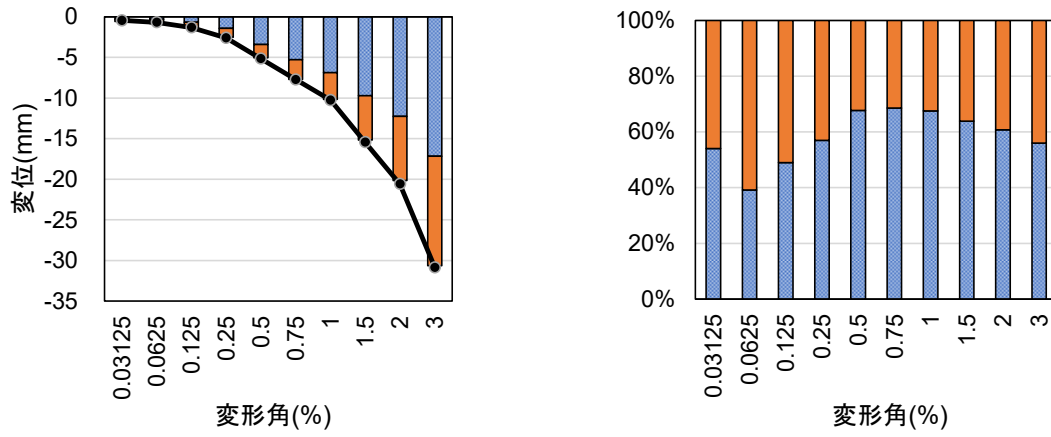
#### (5) 変形分離

各試験体において、各サイクル 1 回目ピーク時に計測された試験体の変形を曲げ変形とせん断変形に分離した結果を図 2.3.1-5 に示す。図中、上下スタブ相対水平変位計から計測した全体変位も併せて示す。また、曲げ変形とせん断変形の和に対する各変形の割合を図 2.3.1-6 に示す。

両試験体ともに、正載荷時では変形角が大きくなるにつれてせん断変形の割合が大きくなり、 $R=+0.5\%$  サイクルではせん断変形が全体変形の 50%を上回った。C-C40T75 の  $R=+3\%$  サイクルでは、全体変形に対するせん断変形割合が 70%を超え、せん断変形が支配的であった。一方で、負載荷時では、 $R=-0.5\%$  サイクル程度までは変形角が大きくなるにつれて曲げ変形の割合が大きくなった。 $R=-0.5\%$  サイクル以降においては、変形角が大きくなるにつれて曲げ変形の割合がやや減少したが、正載荷時と比較して曲げ変形が支配的であったと言える。

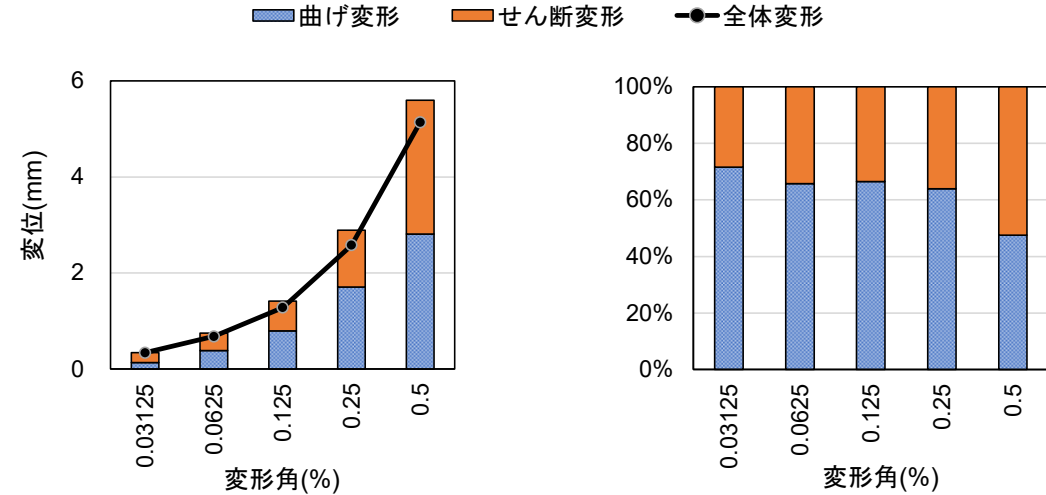


(a) 正載荷時

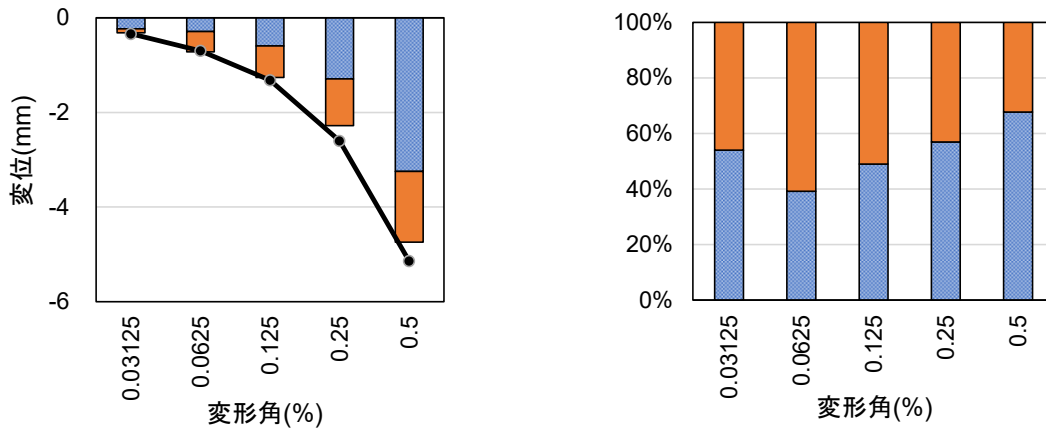


(b) 負載荷時

図 2.3.1-5 変形分離 (C-C40T75)



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

図 2.3.1-6 変形分離 (C-C40T75M)

### (6) 鉄筋ひずみの推移

各試験体における柱主筋と柱試験区間帯筋のひずみの推移を以下に示す。鉄筋のひずみは貼り付けたひずみゲージにより計測した。ひずみは各サイクル1回目ピーク時における計測値であり、引張を正としている。

#### 1) 主筋

柱主筋のひずみは図 2.3.1-7 に示す位置で計測した。主筋ひずみの推移について、C-C40T75 の結果を図 2.3.1-8～図 2.3.1-10 に、C-C40T75M の結果を図 2.3.1-11～図 2.3.1-13 にそれぞれ示す。図中の縦方向の破線は材料試験における主筋の降伏ひずみ  $\epsilon_y$  を示しており、C-C40T75 では  $\epsilon_y=2122\mu$ 、C-C40T75M では  $\epsilon_y=2153\mu$  である。測定箇所は柱中央高さから  $Z=0\text{mm}$ ,  $\pm 275\text{mm}$ ,  $\pm 507.5\text{mm}$ ,  $\pm 750\text{mm}$  (上下スタブ内) であり、図中の横向きの破線は、柱の危険断面位置高さ  $Z=\pm 512.5\text{mm}$  を示している。

C-C40T75 では、 $R=-0.0625\%$ ,  $R=-0.125\%$  程度の負載荷小変形時において、北東主筋では柱頭、南東主筋では柱脚の危険断面位置において降伏ひずみを引張側に大きく上回っていることが確認できる。そ

## 第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

の後、 $R=+1.5\%$ を超える正側荷大変形時に、 $Z=\pm 275\text{mm}$ の位置において、主筋が圧縮側に大きく変形していることがうかがえる。

C-C40T75Mでは、負荷荷時における主筋引張降伏が確認されたサイクルがC-C40T75とは異なっているものの、概ね同様のひずみ推移の傾向が見られた。

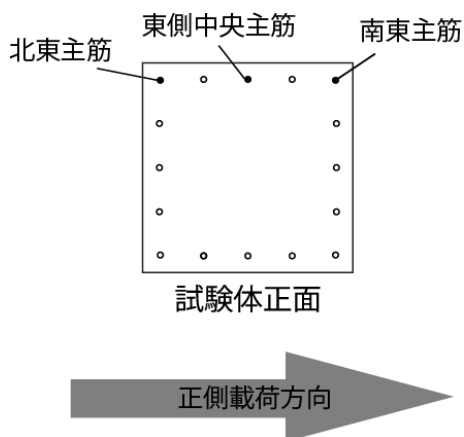
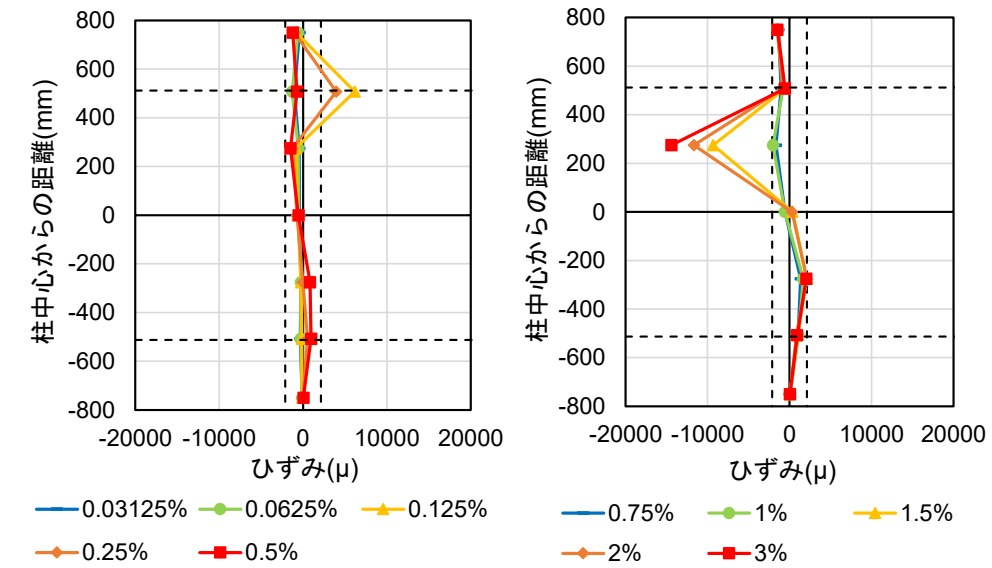
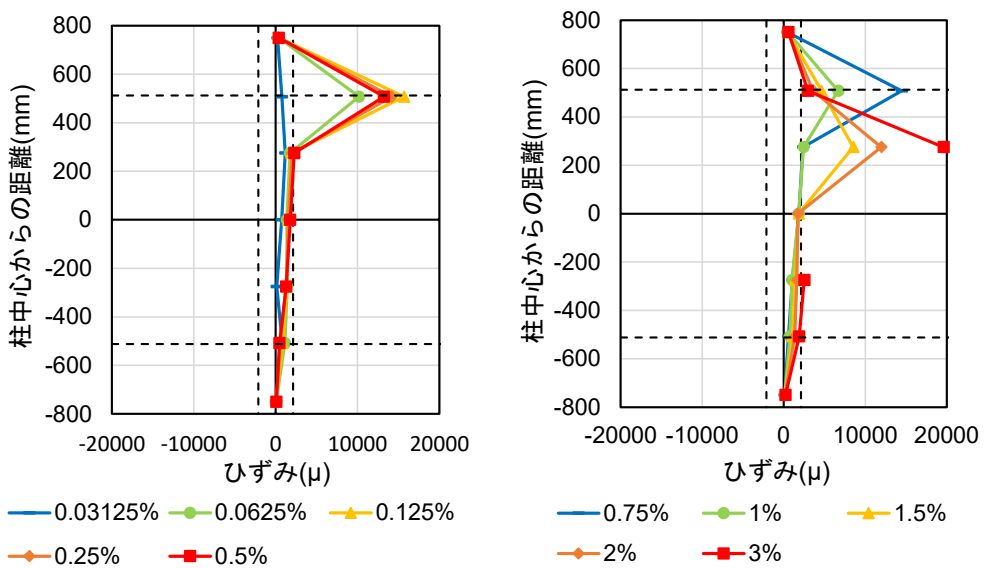


図 2.3.1-7 主筋ひずみ測定位置

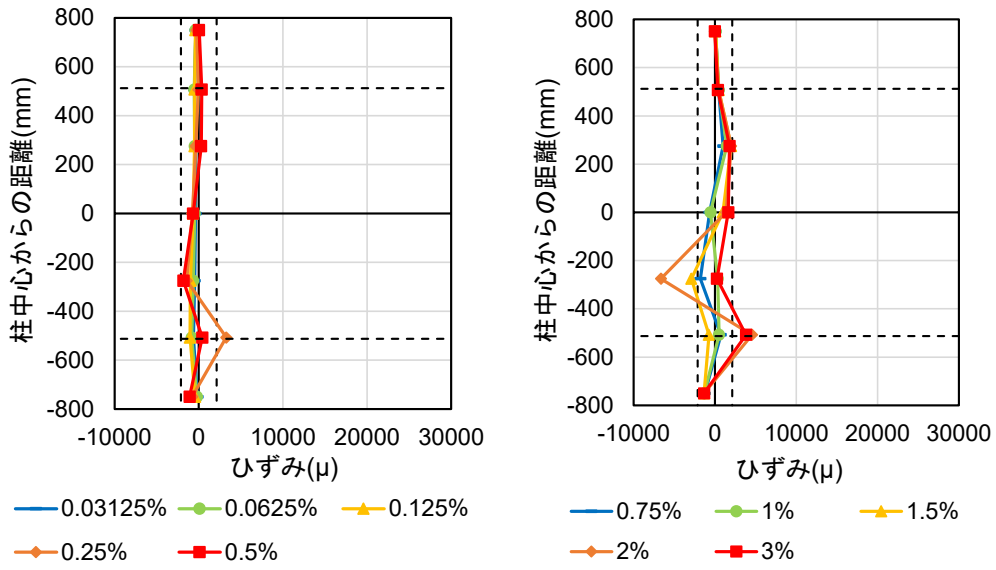


(a) 正載荷時

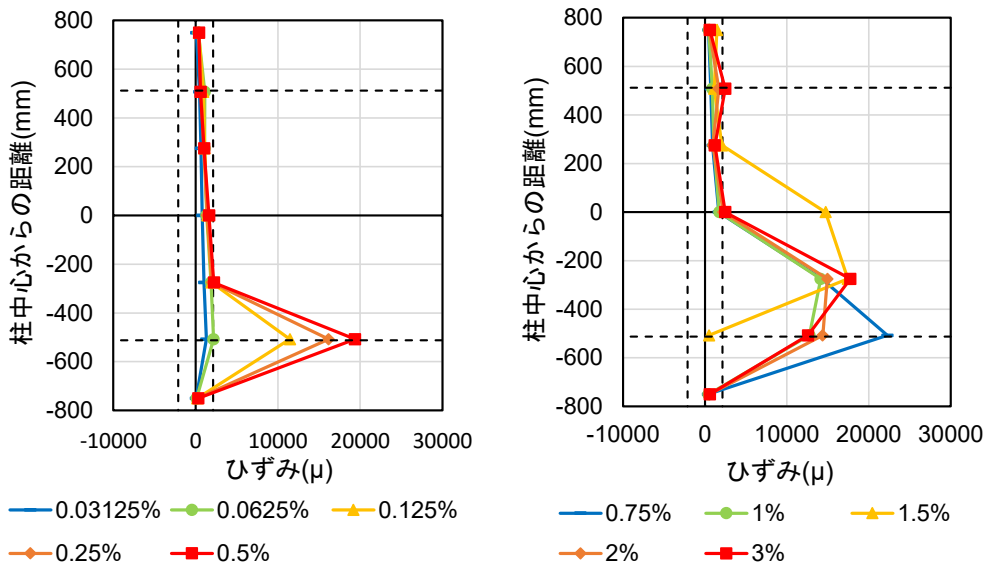


(b) 負載荷時

図 2.3.1-8 北東主筋ひずみの推移 (C-C40T75)

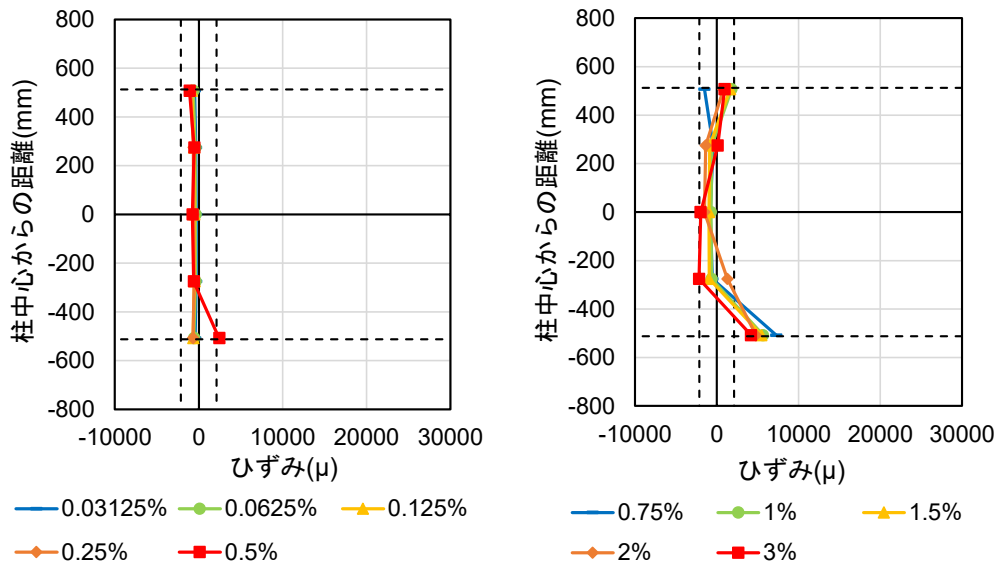


(a) 正載荷時

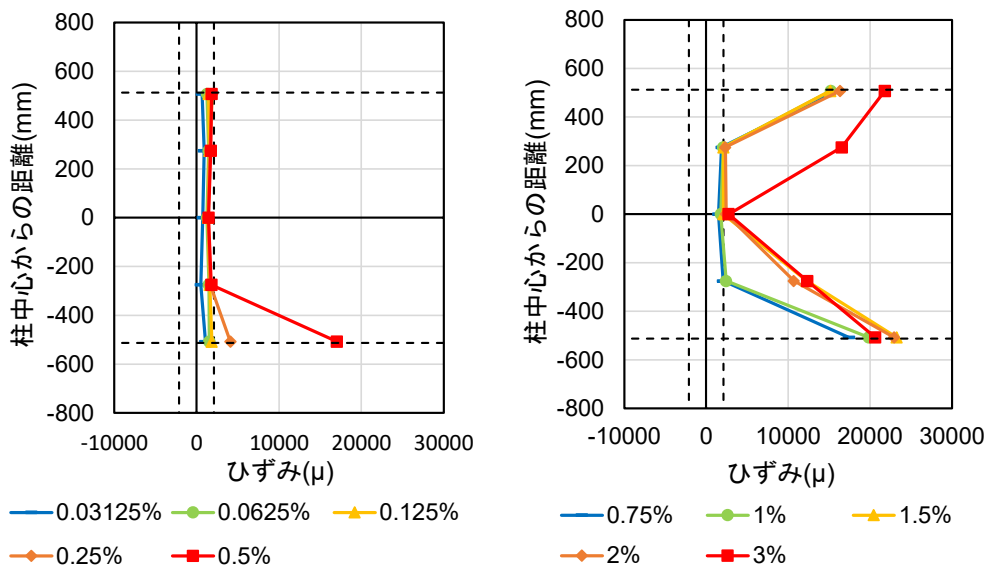


(b) 負載荷時

図 2.3.1-9 南東主筋ひずみの推移 (C-C40T75)



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

図 2.3.1-10 東側中央主筋ひずみの推移 (C-C40T75)



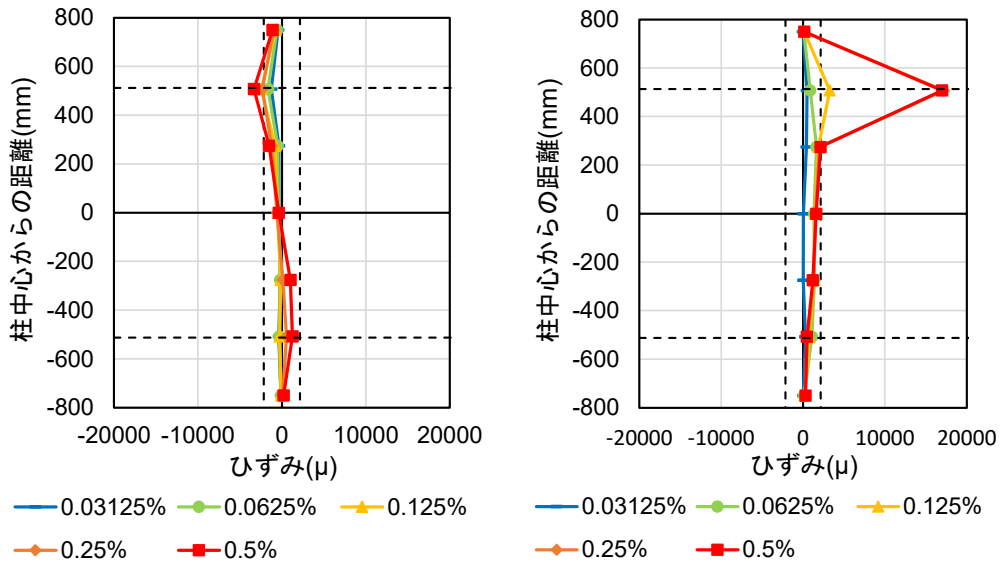


図 2.3.1-11 北東主筋ひずみの推移 (C-C40T75M)

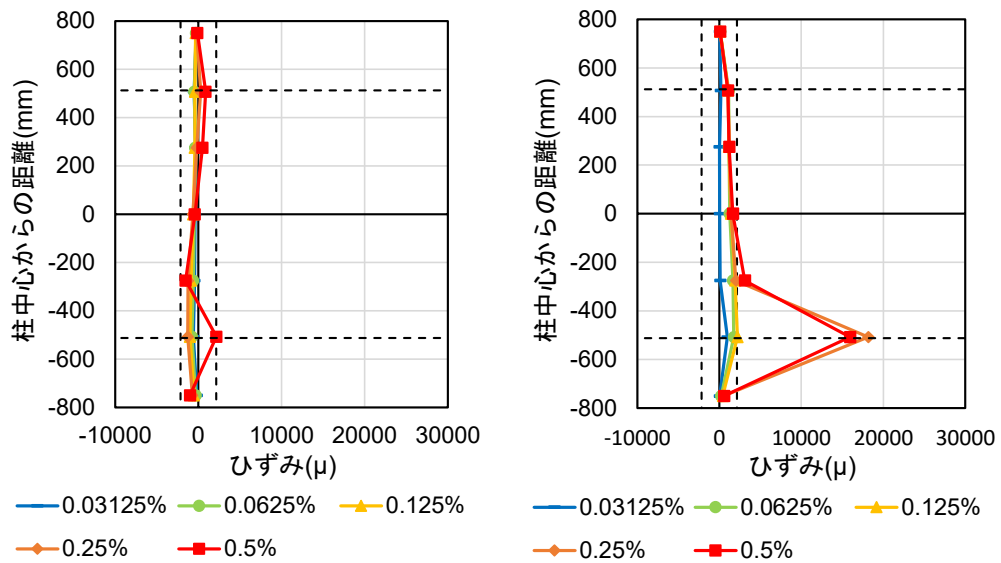


図 2.3.1-12 南東主筋ひずみの推移 (C-C40T75M)

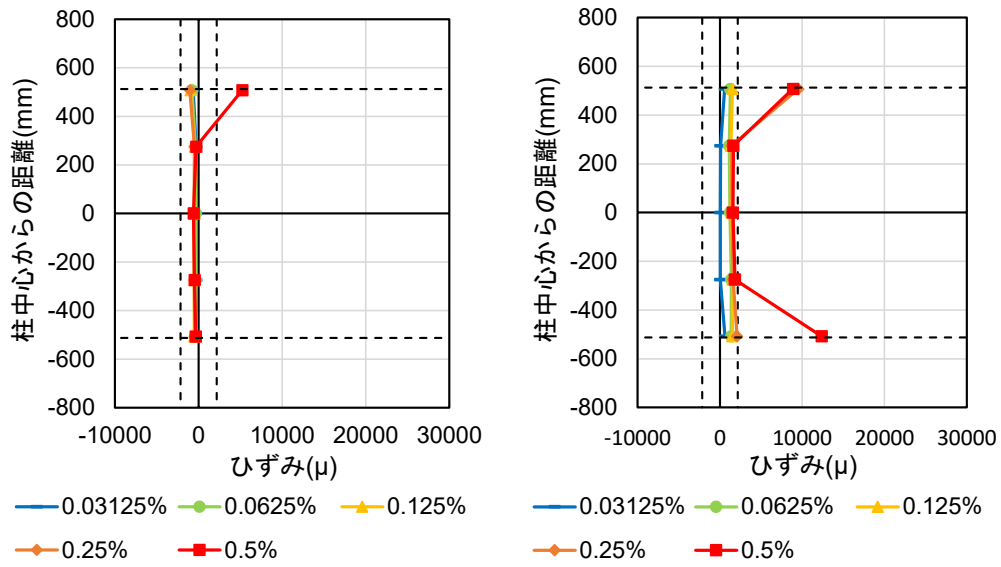


図 2. 3. 1-13 東側中央主筋ひずみの推移 (C-C40T75M)

2) 帯筋

柱試験区間の帯筋のひずみは図 2.3.1-14 に示す位置で計測した。帯筋のひずみの推移について、C-C40T75 の結果を図 2.3.1-15 および図 2.3.1-16 に、C-C40T75M の結果を図 2.3.1-17 および図 2.3.1-18 に示す。図中の破線は材料試験における帯筋の降伏ひずみ  $\epsilon_y$  を示しており、C-C40T75 では  $\epsilon_y = 2369 \mu$ 、C-C40T75M では  $\epsilon_y = 2376 \mu$  である。東側および西側帯筋の測定箇所は柱中央高さから  $Z = \pm 60\text{mm}$ 、 $\pm 180\text{mm}$ 、 $\pm 300\text{mm}$ 、 $\pm 490\text{mm}$  であり、南側および北側の帯筋、中子筋の測定箇所は、柱中央高さから  $Z = \pm 300\text{mm}$ 、 $\pm 490\text{mm}$  の柱頭柱脚付近のみである。

東側および西側帯筋に関して、C-C40T75 では、最大耐力を発揮した  $R = +0.5\%$  サイクルまでは帯筋の引張降伏が確認されなかった。その後、 $R = +0.75\%$  サイクルにおいて、柱中央高さ付近で一部引張降伏が確認され、 $R = +1\%$  サイクルにおいて、帯筋ひずみが引張降伏ひずみを大きく上回った。それ以降、負荷荷時でも大きな残留引張ひずみが確認された。C-C40T75M では、 $R = +0.5\%$  サイクルまでに、東側および西側帯筋の降伏は確認されなかった。

南側および北側の帯筋、中子筋については、柱頭柱脚付近のみでしか計測を行っていないが、両試験体ともに降伏ひずみを大きく上回るようなひずみは確認されなかった。

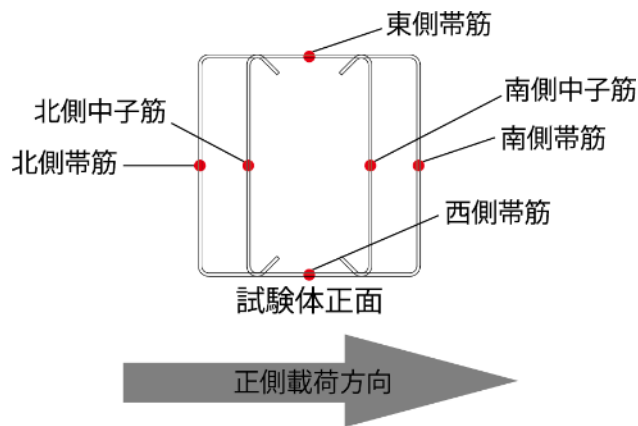
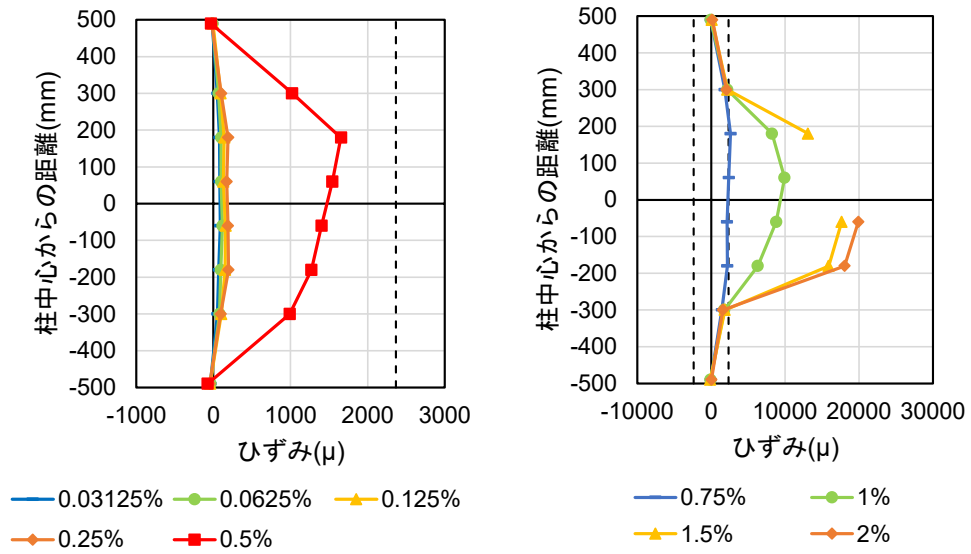
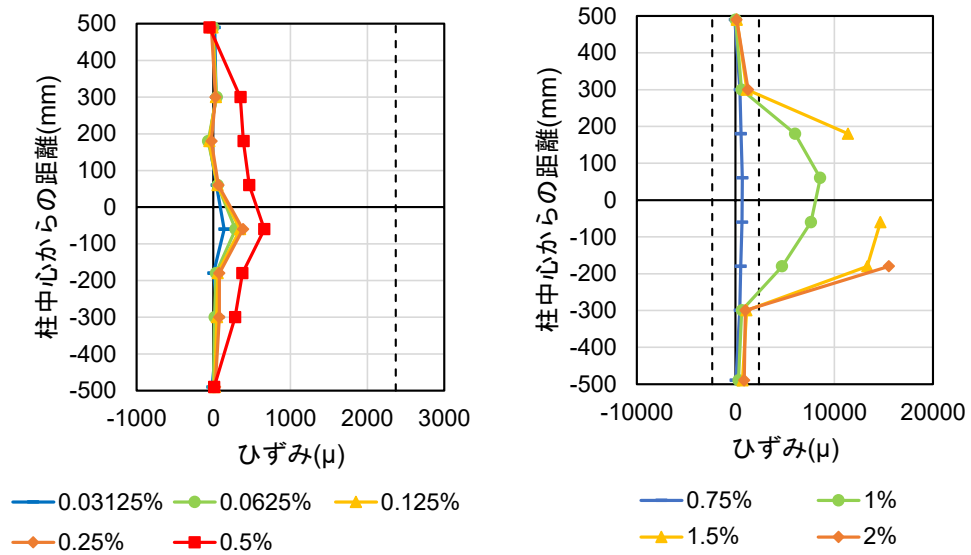


図 2.3.1-14 帯筋ひずみ測定位置

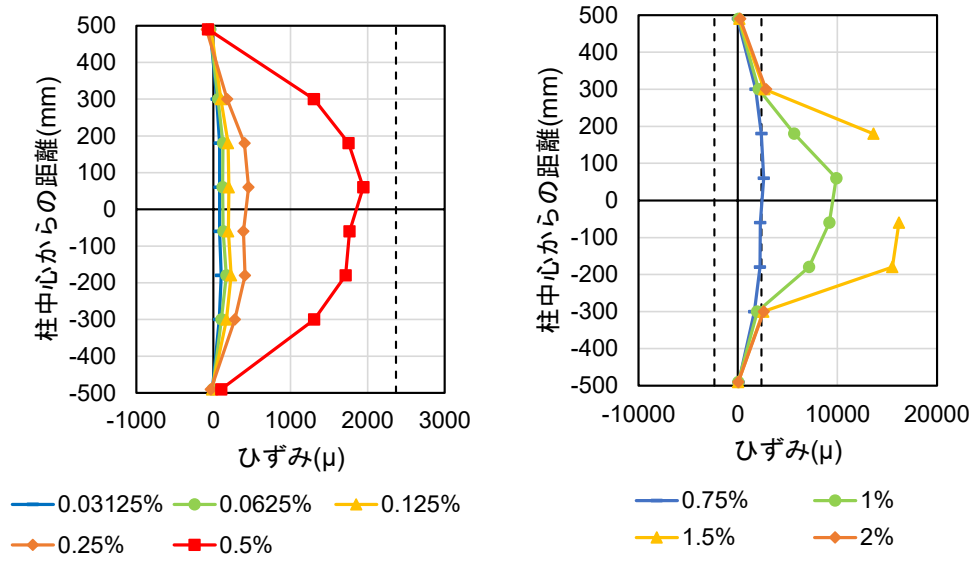


(a) 正載荷時

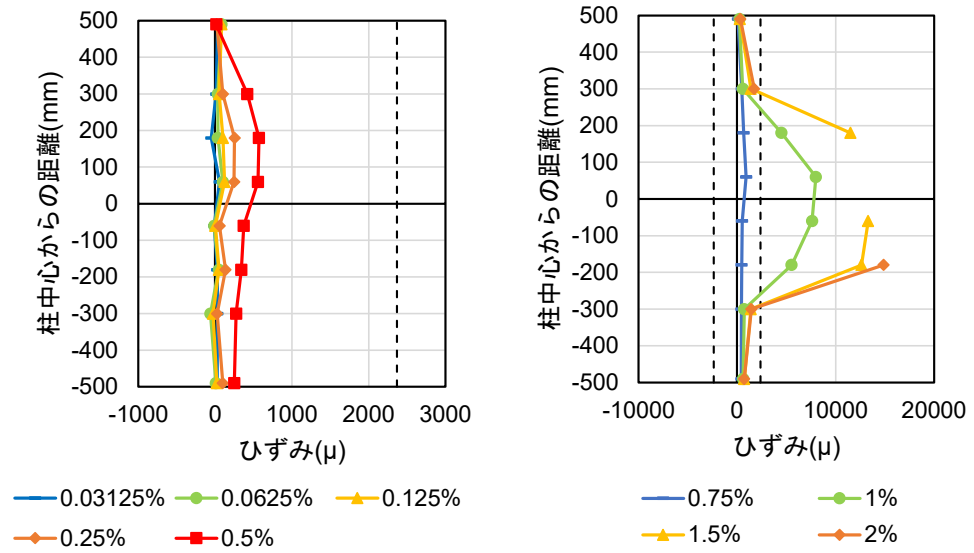


(b) 負載荷時

図 2.3.1-15 東側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75)



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

図 2.3.1-16 西側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75)

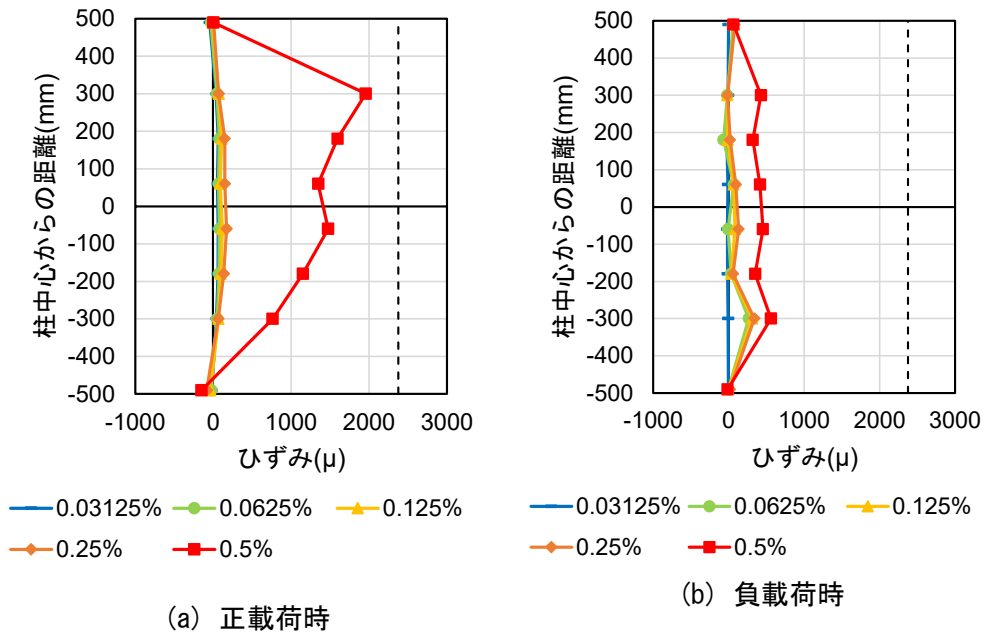


図 2.3.1-17 東側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75M)

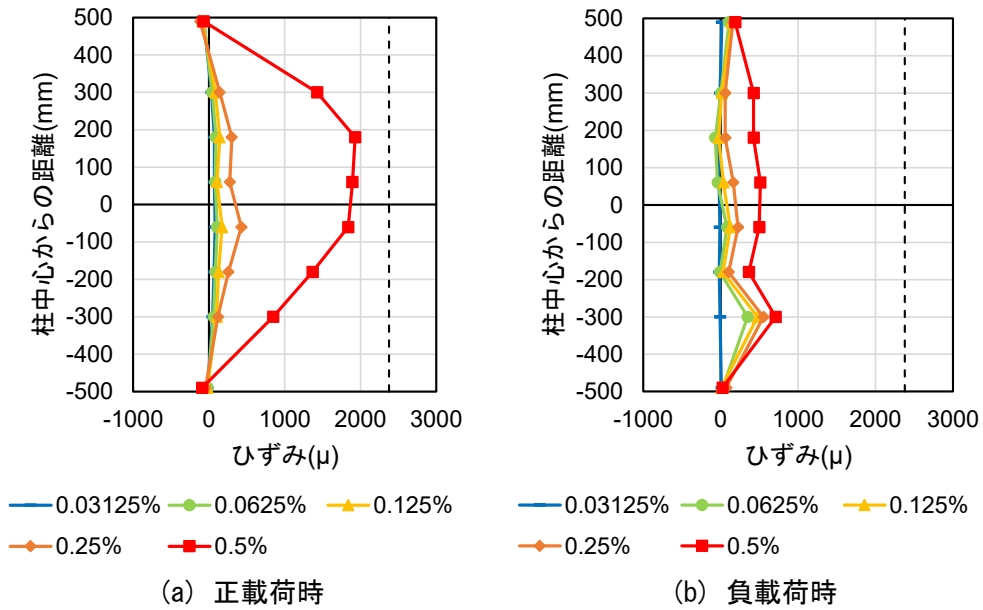


図 2.3.1-18 西側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75M)

(7) 計算値との比較

本実験で得られた最大耐力を、2.2.4 項 (実験概要) で算出した曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  およびせん断終局耐力  $Q_{su}$  (材料試験結果を使用) と比較した。計算値と実験値の比較を表 2.3.1-3 に示す。せん断終局耐力計算値はいずれも正載荷時における最大耐力を精度良く評価し、計算値に対する実験値の比は、C-C40T75 で 1.08, C-C40T75M で 1.17 となった。一方、負載荷時に関しては、最大耐力の実験値が曲げ終局耐力の 1.51 倍～2.85 倍となり、実験値を大幅に過小評価した。

表 2.3.1-3 耐力計算値との比較

試験体名		最大耐力 $Q_{max}$ (kN)	曲げ終局耐力 $Q_{mu}$ (kN)	せん断終局耐力 $Q_{su}$ (kN)	実験値/計算値*1
C-C40T75	正載荷時	1034	1172	955	1.08
	負載荷時	-171	-60	-605	2.85
C-C40T75M	正載荷時	1094	1153	938	1.17
	負載荷時	-92	-61	-595	1.51

\*1 計算値は  $Q_{su}$  と  $Q_{mu}$  のうち小さい方の値とした

ここで、文献[2.3-2]において、 $f'_c < 60$ (N/mm<sup>2</sup>)のせん断破壊型試験体（計 288 体）に対するせん断ひび割れ耐力  $Q_{sc}$ （靱性指針式）およびせん断終局耐力  $Q_{su}$ （修正荒川 mean 式）の精度検証が行われており、実験値/計算値の平均値がそれぞれ 1.11 および 1.37 であったことが示されている。そこで、改めて  $Q_{sc}' (=1.11Q_{sc})$  および  $Q_{su}' (=1.37Q_{su})$  と本実験結果との比較を行った。その結果を表 2.1.3-4 に示す。この場合、 $Q_{max}/Q_{su}'$  は 0.79~0.85 となり、せん断終局耐力計算値が実験値を大きく上回った。一方で、 $Q_{max}/Q_{sc}'$  は 0.98~1.06 となり、せん断ひび割れ耐力計算値と実験値はほぼ一致した。

表 2.3.1-4 に示す計算結果から、いずれの試験体も実験最大耐力がせん断ひび割れの発生により決定され、せん断終局耐力を発揮できなかった可能性が考えられる。R=0.25%サイクルで柱中央付近においてわずかに発生したせん断ひび割れが、徐々に増加、進展したことで最大耐力に到達したことが推察される。両試験体ともに、最大耐力を記録した R=+0.5%サイクルにおいて帯筋の降伏が確認されていないことから、せん断補強筋が十分に引張力を負担する前に最大耐力を示したと考えられる。

表 2.3.1-4 せん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力計算値との比較

試験体名		最大耐力 $Q_{max}$ (kN)	せん断ひび割れ耐力 (kN)		せん断終局耐力 (kN)	
			$Q_{sc}$	$Q_{sc}'$	$Q_{su}$	$Q_{su}'$
C-C40T75	正載荷時	1034	946 (1.09) *1	1050 (0.98) *1	955 (1.08) *1	1308 (0.79) *1
C-C40T75M		1094	928 (1.18) *1	1030 (1.06) *1	938 (1.17) *1	1285 (0.85) *1

\*1 括弧内の数値は、最大耐力/せん断ひび割れおよびせん断終局耐力計算値を示す

### 2.3.2 二次載荷

本項では、各試験体の二次載荷の実験結果を示す。C-C40T75 試験体では、R=+0.5%サイクル 1 回目のピーク直前に耐力が急激に低下し、当該サイクルのピークに達していないが、本項では破壊直前の計測点を R=+0.5%サイクル 1 回目のピークとして示す。

#### (1) 水平荷重－変形角関係

図 2.3.2-1 に各試験体の二次載荷における水平荷重－変形角関係を示す。図中、○は正側および負側の最大耐力、□はせん断補強筋の引張降伏点、×は載荷終了点をそれぞれ示している。また、正側最大耐力点から右方向に描かれている破線は、P-Δ 効果の影響による見かけ上の耐力低下を示している。なお、鉄筋の降伏点は鉄筋に貼付したひずみゲージの値から判定した。

C-C40T75 では、R=-0.03125%のサイクルで側面柱頭柱脚の端部で曲げ引張ひび割れが発生し、

R=0.125%サイクル 1 回目に補修モルタルの仕上げ層が剥離した。その後、R=0.25%サイクルで補修モルタル仕上げ層の剥離が大きくなり、剛性がやや低下した。R=+0.5%サイクル 1 回目のピーク直前に、パネル目地部の圧壊により耐力が急激に低下したため、ここで荷重を終了した。正荷重時の最大耐力は R=+0.5%サイクル 1 回目のピーク直前に記録され、 $Q_{max}^+=761\text{kN}$ 、負荷荷重時の最大耐力は R=-0.25%サイクル 1 回目のピーク付近で記録され、 $Q_{max}^-=-29\text{kN}$ であった。

C-C40T75M では、R=+0.25%サイクルで目地モルタルの剥落が発生し、R=+0.5%サイクルで目地の圧壊が進行し、剛性がやや低下した。R=+0.75%サイクル 1 回目に UFC パネルにせん断ひび割れが発生し、同サイクルピーク付近で正荷重時の最大耐力  $Q_{max}^+=1248\text{kN}$  を記録した。その後 R=+1%サイクル 1 回目にせん断補強筋の引張降伏が確認され、同サイクル終了時には、UFC パネルが剥がれるような柱頭から柱脚まで繋がる既存柱側面の縦ひび割れが顕著となった。その後耐力は低下し、R=+1.5%サイクル 2 回目のピークでの観察中に軸力を保持できず軸崩壊に至った。またこの時最大耐力  $Q_{max}^+$  の 80%を下回ったため、限界変形角は  $R_u^+=1.50\%$  となった。軸崩壊時には大きな破壊音を確認しており、これは荷重終了時に確認された裏面パネルのせん断破壊によるものと考えられる。負荷荷重時の最大荷重は R=-1.5%サイクル 1 回目のピーク付近で記録されており、 $Q_{max}^-=-136\text{kN}$ であった。

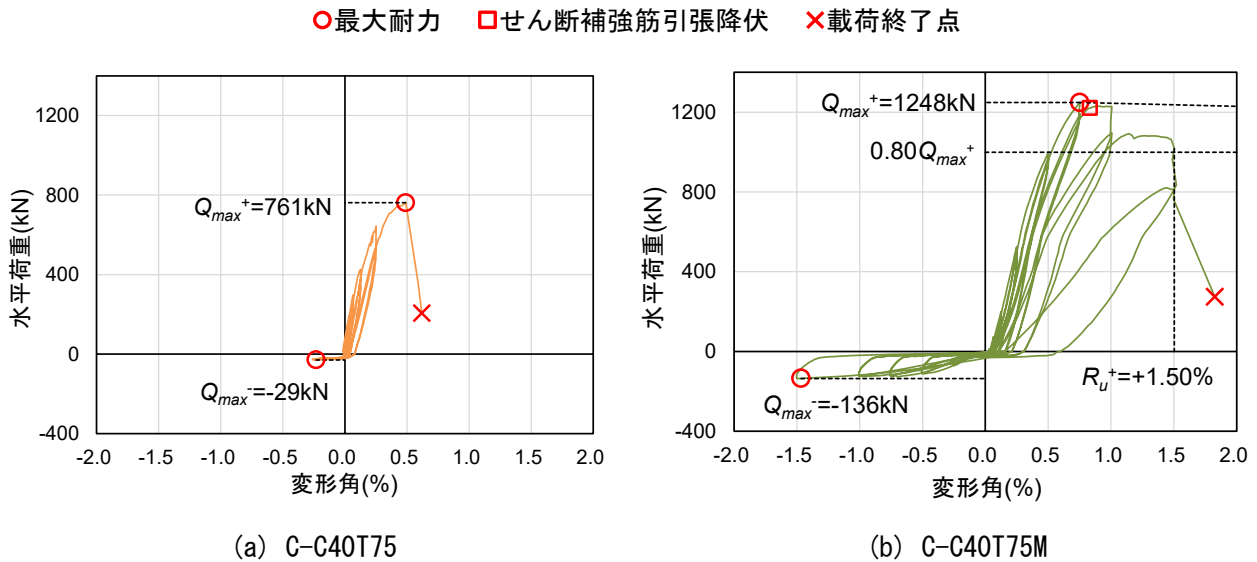
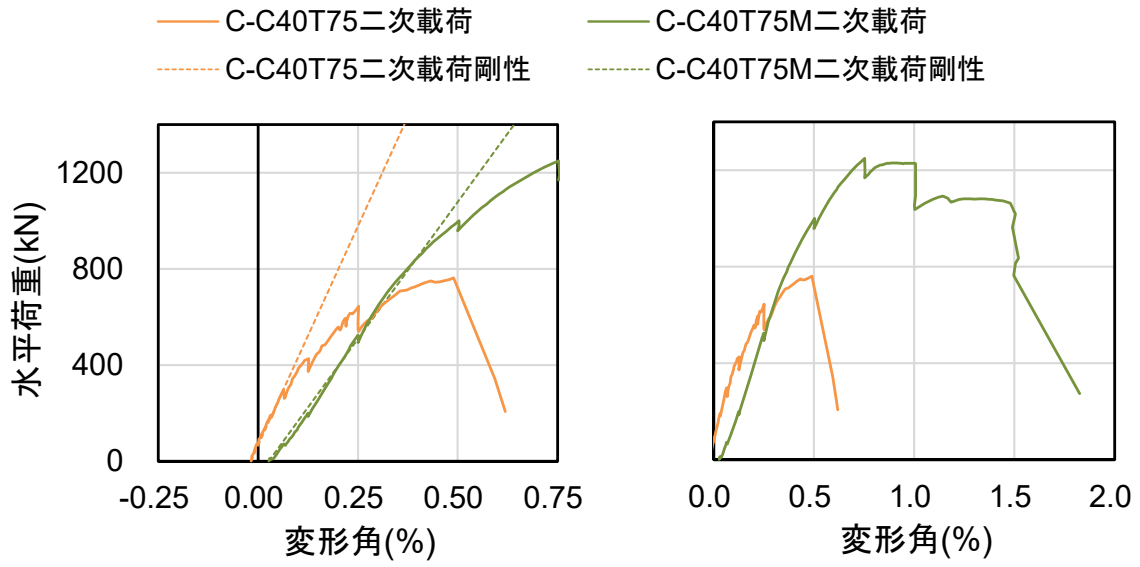


図 2.3.2-1 水平荷重—変形角関係（二次載荷）

(2) 初期剛性

図 2.3.2-2 に各試験体の水平荷重—変形角関係における正荷重時包絡線の比較および二次載荷時部材剛性の比較を示す。部材剛性は、R=+0.03125%サイクル 1 点目と  $Q=Q_{max}^+/3$  時点の 2 点間における水平荷重の増分を同 2 点間における上下スタブ相対水平変位の増分で除して算出し、C-C40T75 では  $355\text{kN/mm}$ 、C-C40T75M では  $222\text{kN/mm}$  となった。





(a) 小変形時

(b) 大変形時

図 2.3.2-2 包絡線および初期剛性の比較（正載荷時）

### (3) 損傷状況

各試験体の二次載荷における、各サイクルの試験体写真、ひび割れ図、損傷状況をそれぞれ表 2.3.2-1 および表 2.3.2-2 に示す。試験体写真、ひび割れ図は各サイクル 2 回目終了時（最終サイクルは載荷終了時）を記録したものである。ひび割れ図の黒線は、長期軸力を導入した際に開いていた初期ひび割れおよび一次載荷時残留ひび割れを示しており、青線は正側載荷時に、赤線は負側載荷時に発生したひび割れをそれぞれ示している。また、コンクリートおよびモルタルの剥離を斜線部で、剥落を交線部で示している。各試験体の二次載荷終了後の最終破壊性状の写真を、それぞれ図 2.3.2-3 および図 2.3.2-4 に示す。

表 2.3.2-1 損傷状況 (C-C40T75 二次載荷)



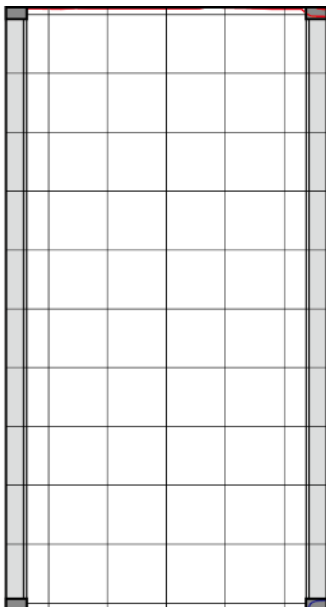
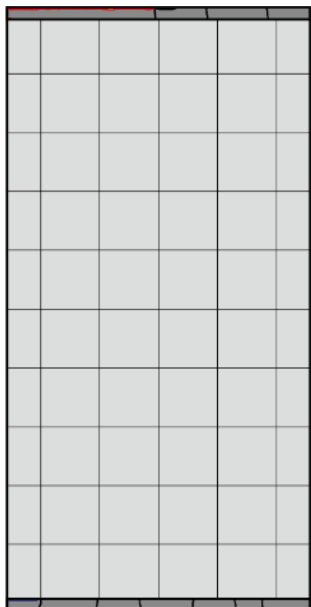
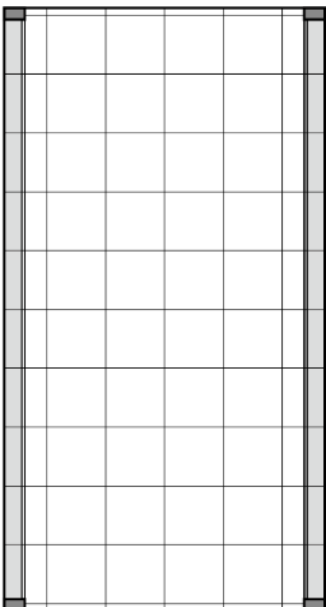
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚のパネルと目地の間でわずかな離間発生	柱頭, 柱脚ともに目地部の離間発生 側面端部に曲げひび割れ発生
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>北面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>南面</p> </div> </div>	

表 2.3.2-1 損傷状況 (C-C40T75 二次载荷) つづき


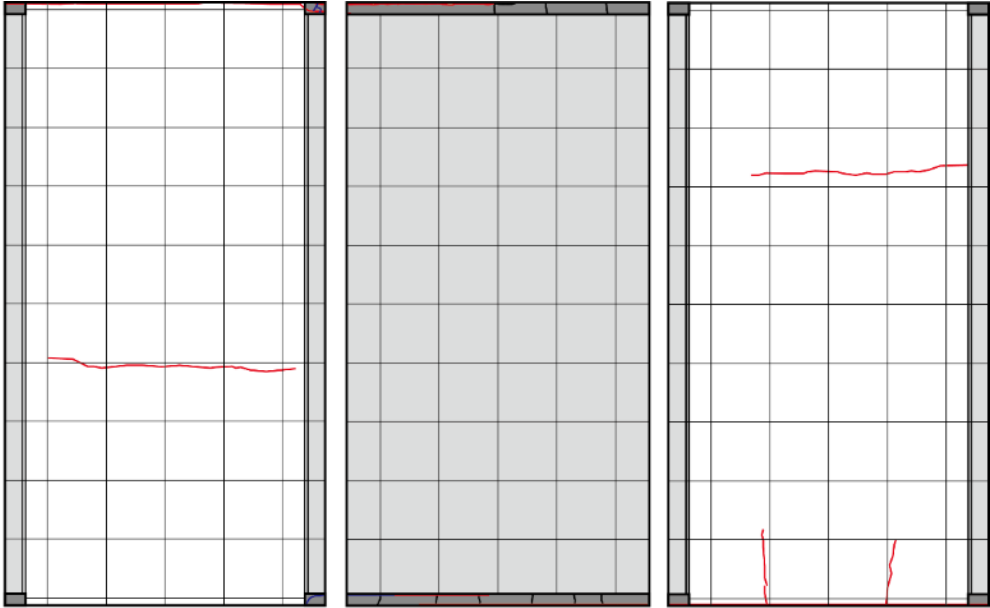
R=0.0625%	
	
(北西面) <span style="margin-left: 200px;">(南西面)</span>	
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚パネル目地間の離間がわずかに進展 柱頭目地側面にわずかにひび割れ発生	目地部の離間, 側面端部ひび割れが進展 南面柱頭側に水平ひび割れ発生
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	北面柱脚側に水平ひび割れ発生 南面柱脚に主筋に沿った縦ひび割れ発生
	
北面 <span style="margin-left: 150px;">西面</span> <span style="margin-left: 150px;">南面</span>	

表 2.3.2-1 損傷状況 (C-C40T75 二次載荷) つづき


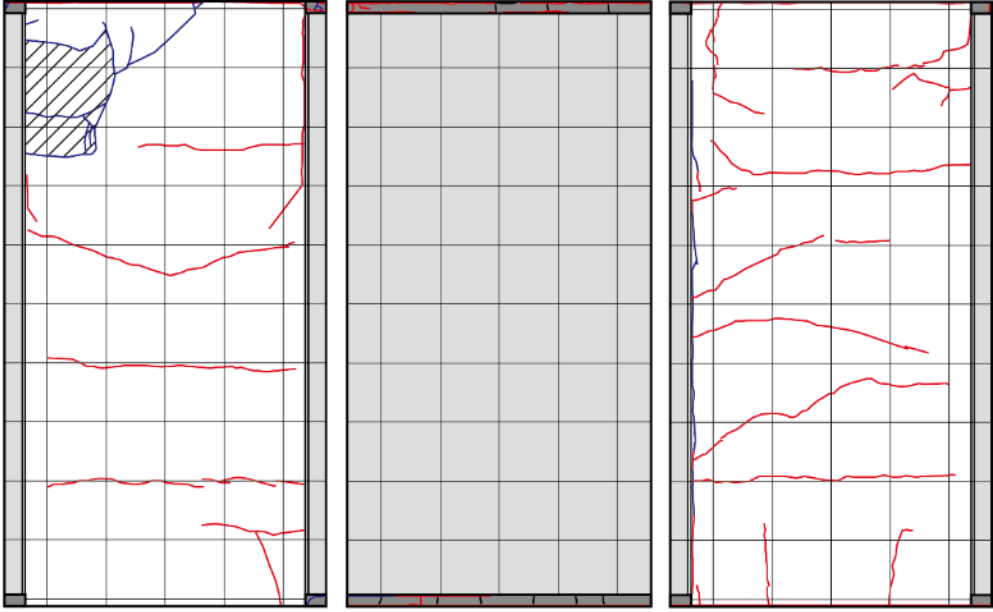

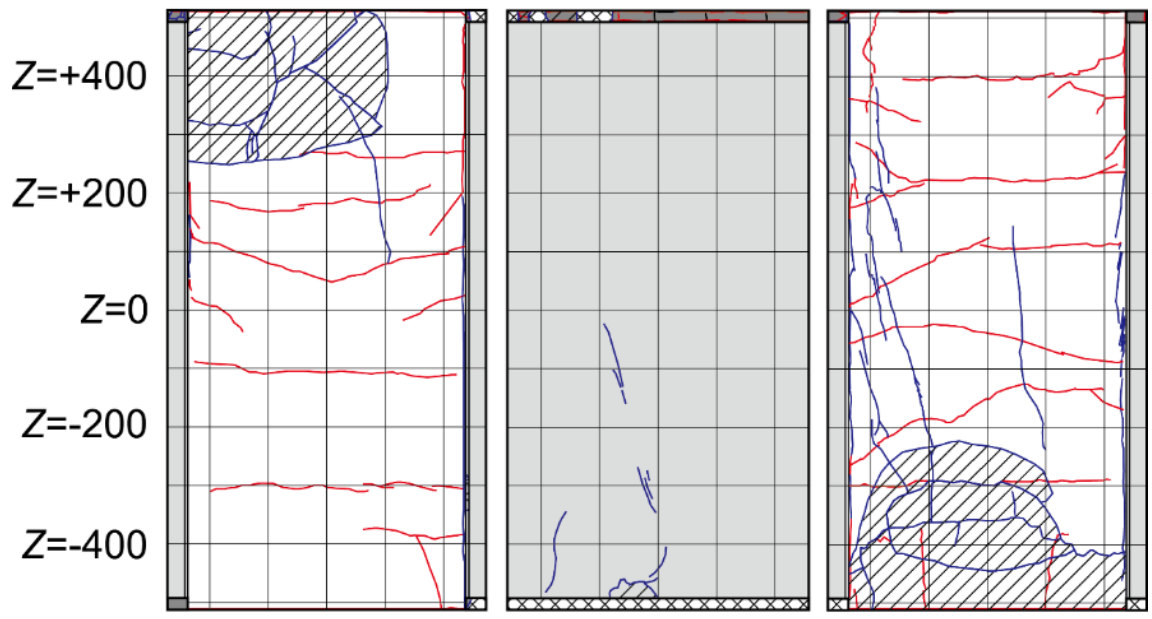
$R=0.125\%$	
	
<p>(北西面) <span style="margin-left: 200px;">(南西面)</span></p>	
<p>正側 1 回目 北面柱頭の補修モルタルの仕上げ層が剥離 南面の接着材と柱の間に縦ひび割れ発生</p>	<p>負側 1 回目 側面全体にわたって曲げひび割れ発生 接着材一柱間の縦ひび割れが増加, 進展</p>
<p>正側 2 回目 接着材一柱間の縦ひび割れがわずかに増加 北面剥離部周辺のひび割れがわずかに増加</p>	<p>負側 2 回目 ほとんど変化なし</p>
	
<p>北面 <span style="margin-left: 150px;">西面</span> <span style="margin-left: 150px;">南面</span></p>	

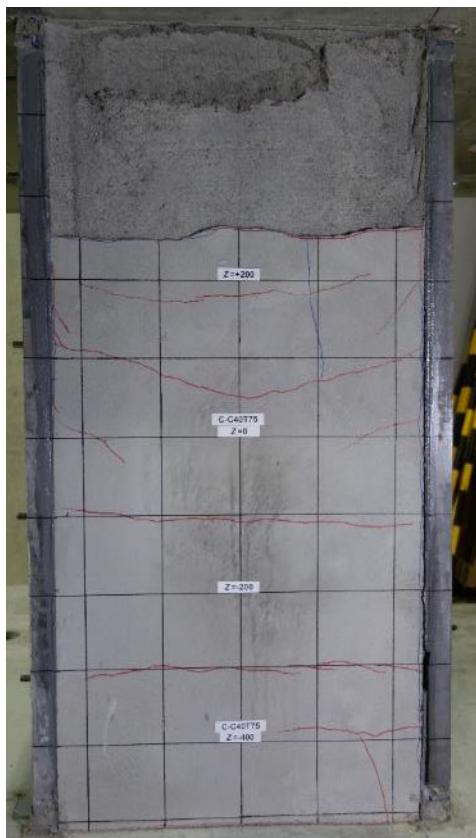
表 2.3.2-1 損傷状況 (C-C40T75 二次载荷) つづき

R=0.25%	
<p>(北西面) <span style="margin-left: 200px;">(南西面)</span></p>	
正側 1 回目	負側 1 回目
北面モルタルの剥離増加, 南面でも剥離発生 目地モルタルの剥離, 剥落発生 接着材一柱間の縦ひび割れ増加	側面の曲げひび割れ増加 接着材一柱間の縦ひび割れ増加 目地部の離間幅が大きくなる
正側 2 回目	負側 2 回目
補修モルタルの孕みが増大 接着材一柱間の縦ひび割れわずかに増加	ほとんど変化なし
<p>北面 <span style="margin-left: 150px;">西面</span> <span style="margin-left: 150px;">南面</span></p>	

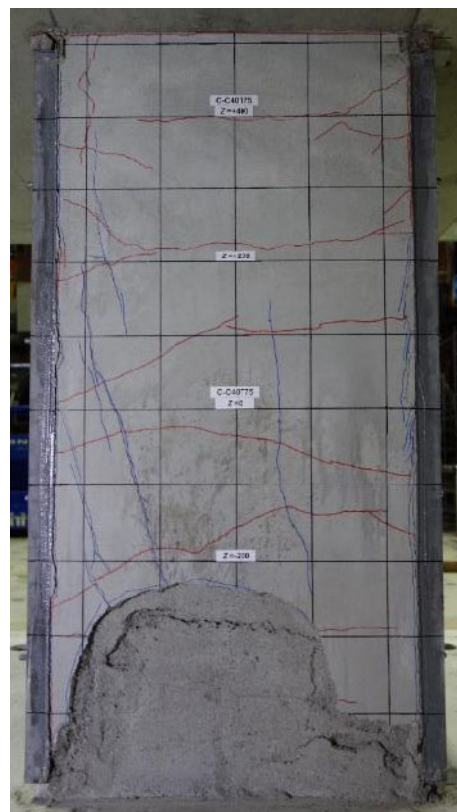
表 2.3.2-1 損傷状況 (C-C40T75 二次载荷) つづき

R=0.5%		
		
<p>(北西面) (南西面)</p>		
正側 1 回目		
<p>ピーク直前に大きな破壊音とともに大幅に耐力が低下                  正面パネル脚部にひび割れ、剥離発生、中央付近にわずかにせん断ひび割れ発生                  柱脚目地はパネル全幅に対して圧壊、また側面の補修モルタルの剥離が増大                  接着材一柱間の縦ひび割れが増加、また縦ひびわれの幅が大きくなる</p>		
		
<p>北面 西面 南面</p>		

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(a) 剥離箇所除去後（北面）



(b) 剥離箇所除去後（南面）



(c) 正面柱脚目地部の圧壊および正面パネルの損傷状況

図 2.3.2-3 最終破壊性状 (C-C40T75 二次載荷)

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次載荷)



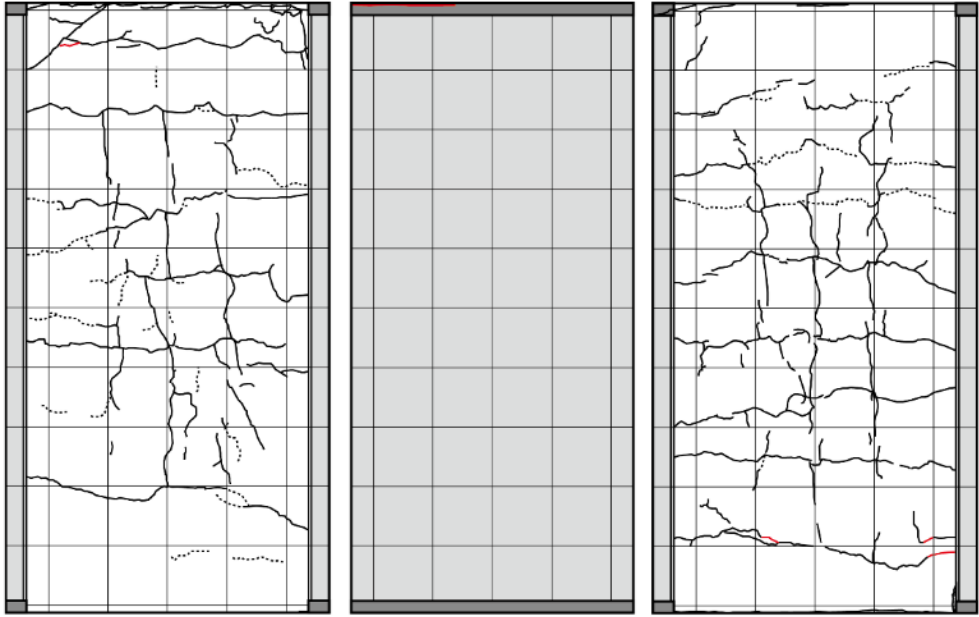
$R=0.03125\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
特に変化なし	柱頭の目地部でわずかに離間発生 既存のひび割れがわずかに進展	
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>	 <p style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <span>北面</span> <span>西面</span> <span>南面</span> </p>	



表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次载荷) つづき



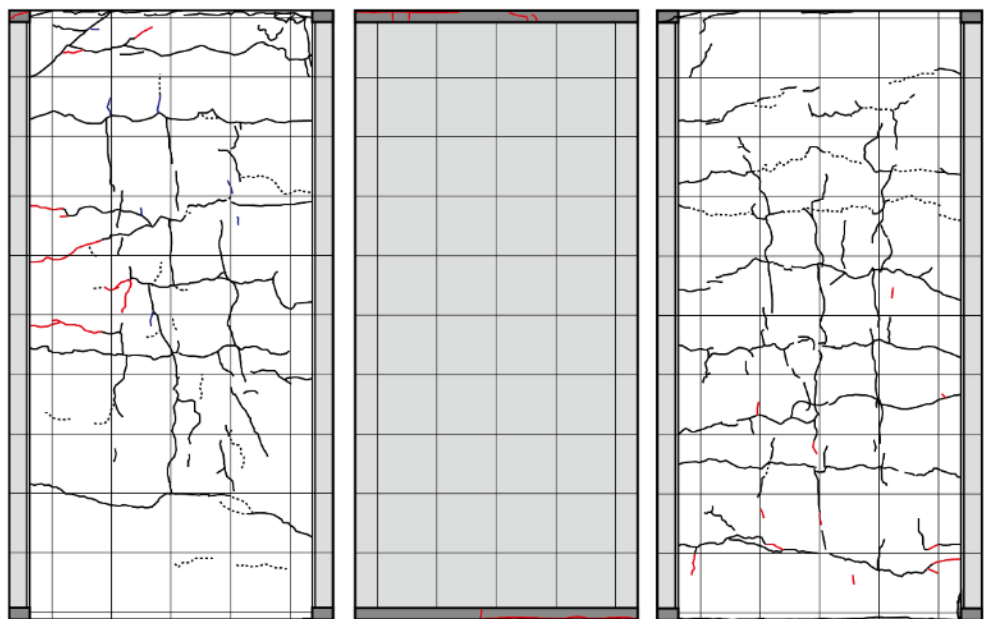
R=0.0625%		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
ほとんど変化なし	柱頭目地部の離間が進展, 柱脚でも離間発生 目地部縦ひび割れがわずかに発生	
正側 2 回目	負側 2 回目	
ほとんど変化なし	閉じていた既存ひび割れが開く	
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>		
北面	西面	南面

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次载荷) つづき

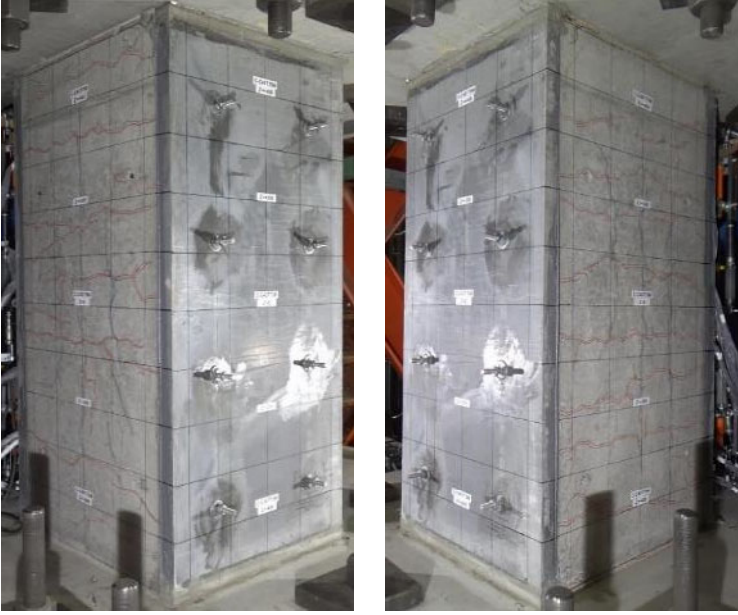
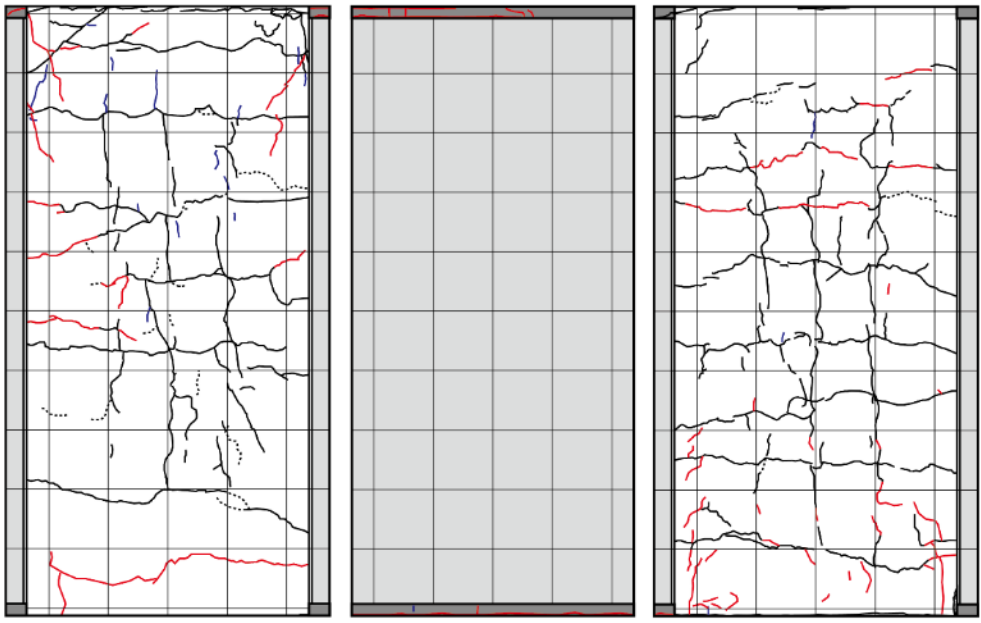
R=0.125%		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
ほとんど変化なし	目地部の離間が進展 閉じていた既存ひび割れが開く 接着材から柱へ伸びる斜めひび割れが発生	
正側 2 回目	負側 2 回目	
ほとんど変化なし	ほとんど変化なし	
		
北面	西面	南面

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次载荷) つづき

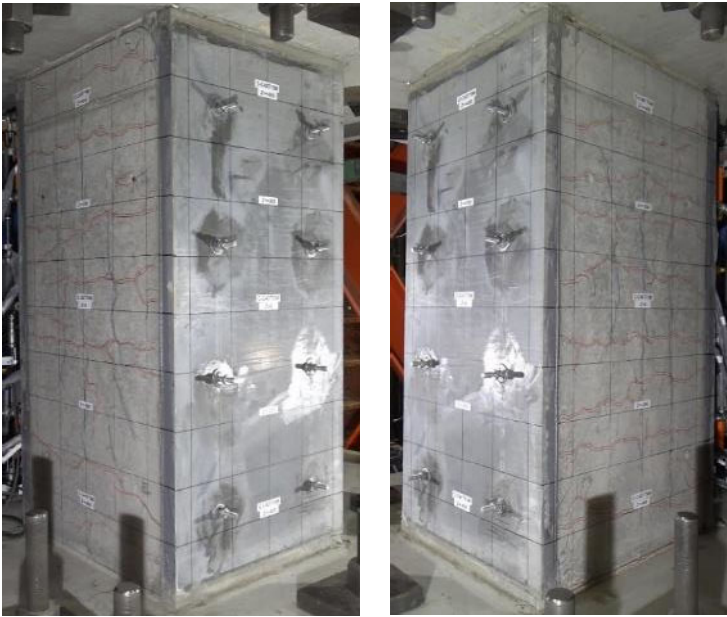
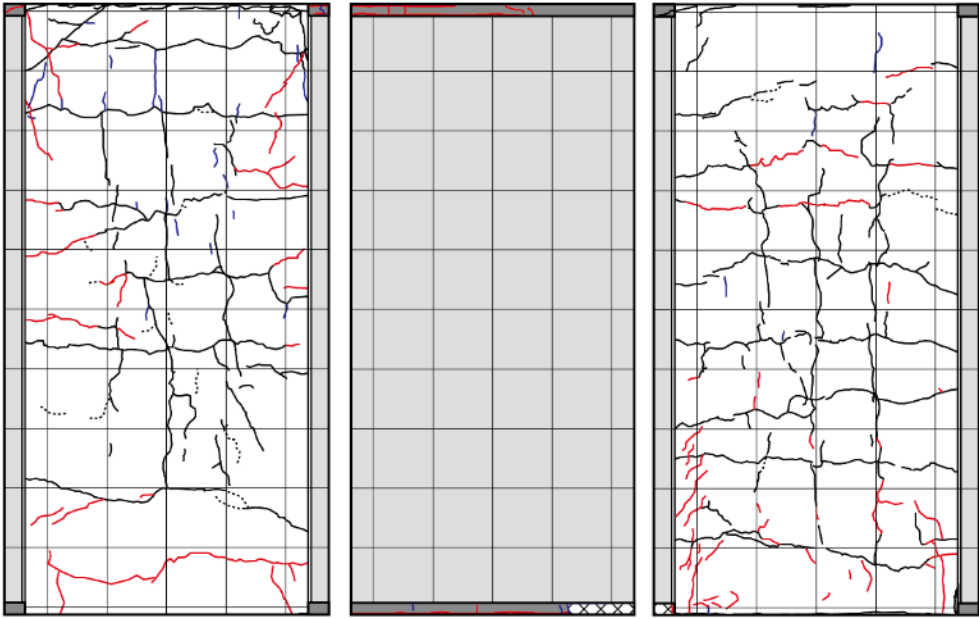
R=0.25%		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
柱脚目地部の表面が剥落 側面の細かいひび割れがわずかに増加	目地部, 側面端部の離間が大きくなる 側面の細かいひび割れがわずかに増加	
正側 2 回目	負側 2 回目	
ほとんど変化なし	南面柱脚のパネル裏の細かい斜めひび割れがわずかに増加	
<p>Z=+400</p> <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>Z=-400</p>		
北面	西面	南面



表 2.3.2-2 損傷状況 (G-C40T75M 二次载荷) つづき

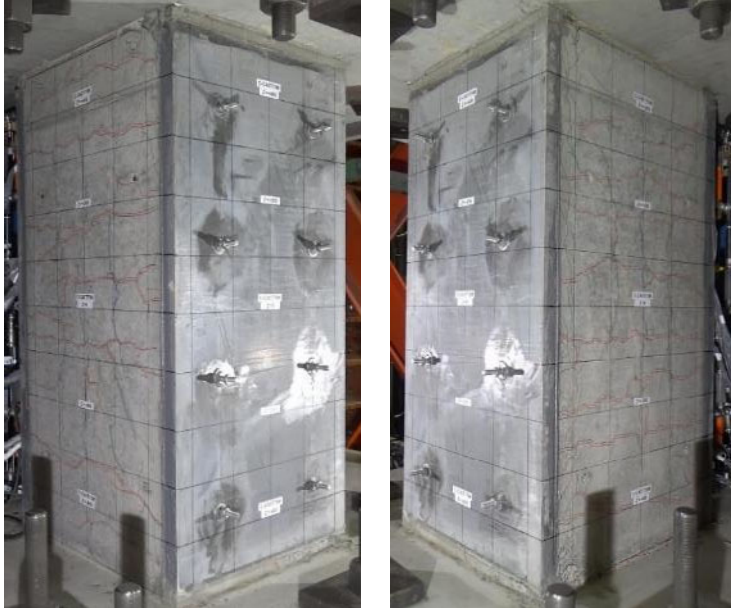
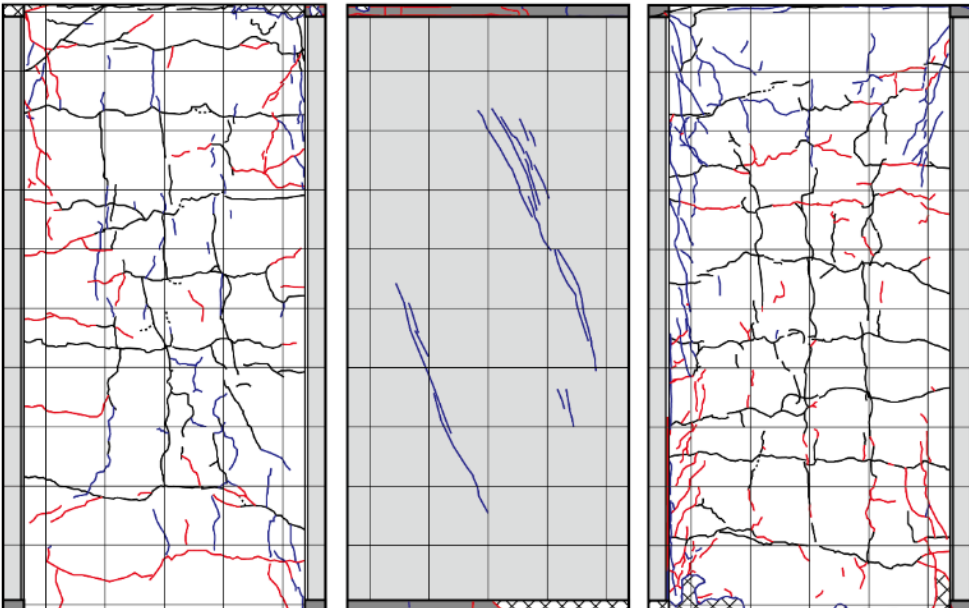
R=0.75%		
		
(北西面) <span style="margin-left: 200px;">(南西面)</span>		
正側 1 回目	負側 1 回目	
正面パネルにせん断ひび割れ発生 側面パネル裏の斜めひび割れ, 接着材—柱間の縦ひび割れが増加	側面端部の離間がさらに大きく開く 側面の細かいひび割れが増加	
正側 2 回目	負側 2 回目	
南面パネル裏の細かいひび割れが増加 正面パネルのせん断ひび割れがわずかに進展	南面のパネル—接着材間に離間発生 側面の細かいひび割れがわずかに増加	
Z=+400  Z=+200  Z=0  Z=-200  Z=-400		
北面	西面	南面

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次载荷) つづき


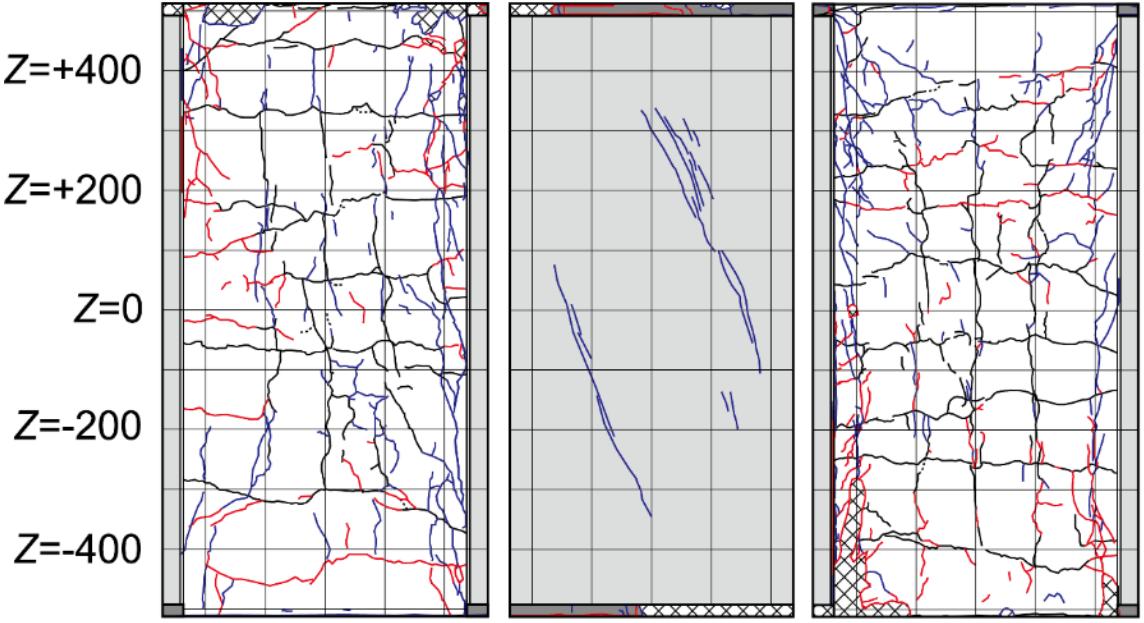

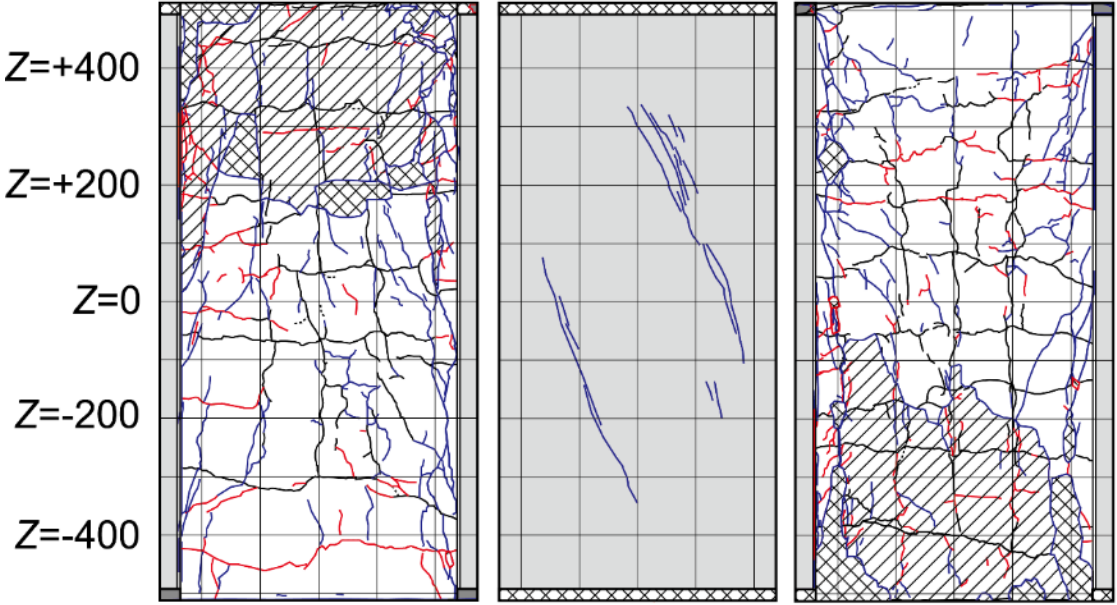
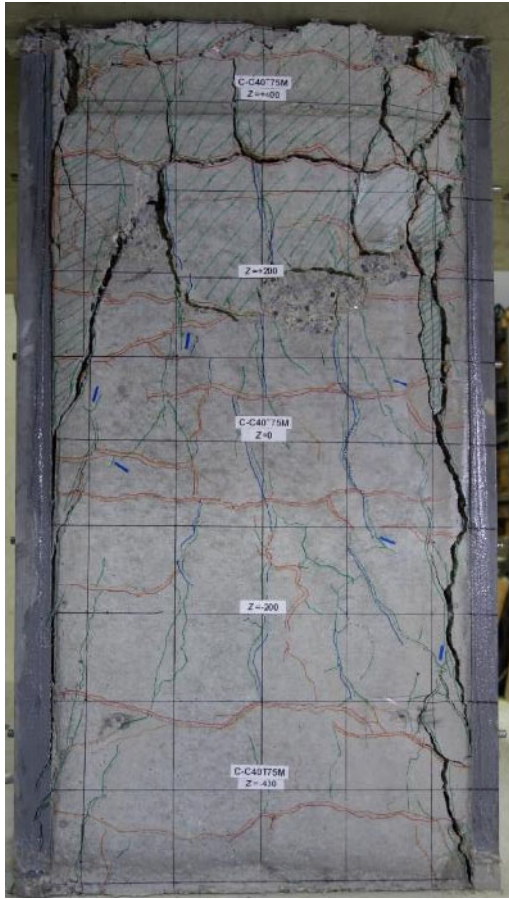
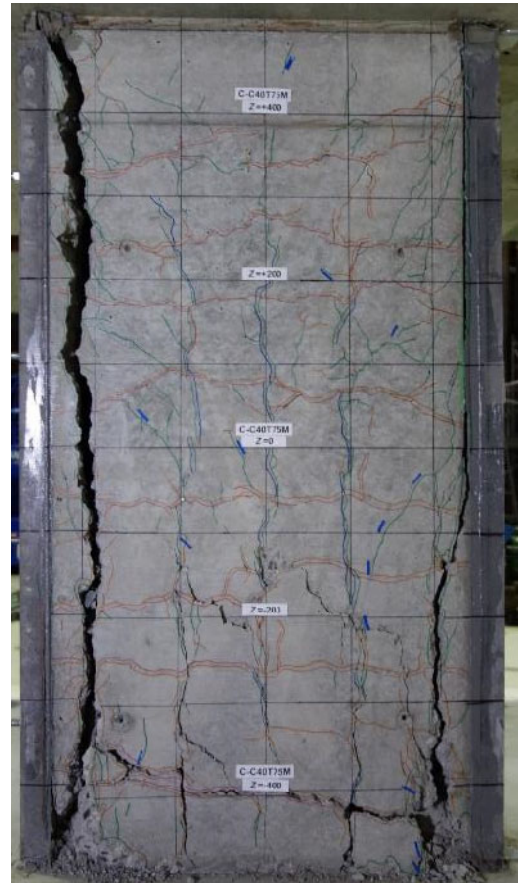
R=1%		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
柱脚目地部の圧壊がさらに進行 側面パネル裏の細かいひび割れが繋がり、パネルが剥がれるような縦ひび割れとして顕著になる	側面端部の離間がさらに大きく開く 南面柱脚のパネル裏の縦ひび割れに沿ってカバークンクリートが剥落	
正側 2 回目	負側 2 回目	
柱頭目地部の縦ひび割れ増加 側面パネル裏の縦ひび割れが増加	柱頭目地部が剥落 側面の細かいひび割れが増加	
		
Z=+400		
Z=+200		
Z=0		
Z=-200		
Z=-400		
北面	西面	南面

表 2.3.2-2 損傷状況 (C-C40T75M 二次载荷) つづき

R=1.5%	
	
(北西面) <span style="margin-left: 200px;">(南西面)</span>	
正側 1 回目	負側 1 回目
南面では正面パネル裏の縦ひび割れが、北面では裏面パネルの接着材一柱間の縦ひび割れが大きく開く	側面端部の離間がさらに大きく開く 側面の曲げひび割れが大きく開く
正側 2 回目	
北面柱頭で主筋の座屈によるカバーコンクリートの剥離が発生 (破壊前) ピークでの観察中に軸力を保持できず、大きな破壊音とともに軸崩壊に至る 柱頭、柱脚ともに目地部が圧壊し、南面柱脚でも主筋の座屈によりカバーコンクリートが剥落	
	
北面 <span style="margin-left: 150px;">西面</span> <span style="margin-left: 150px;">南面</span>	



(a) 最終破壊性状 (北面)



(b) 最終破壊性状 (南面)



パネル損傷状況



パネル除去後

(c) 最終破壊性状 (西面)



パネル損傷状況



パネル除去後

(d) 最終破壊性状 (東面)

図 2.3.2-4 最終破壊性状 (C-C40T75M 二次載荷)



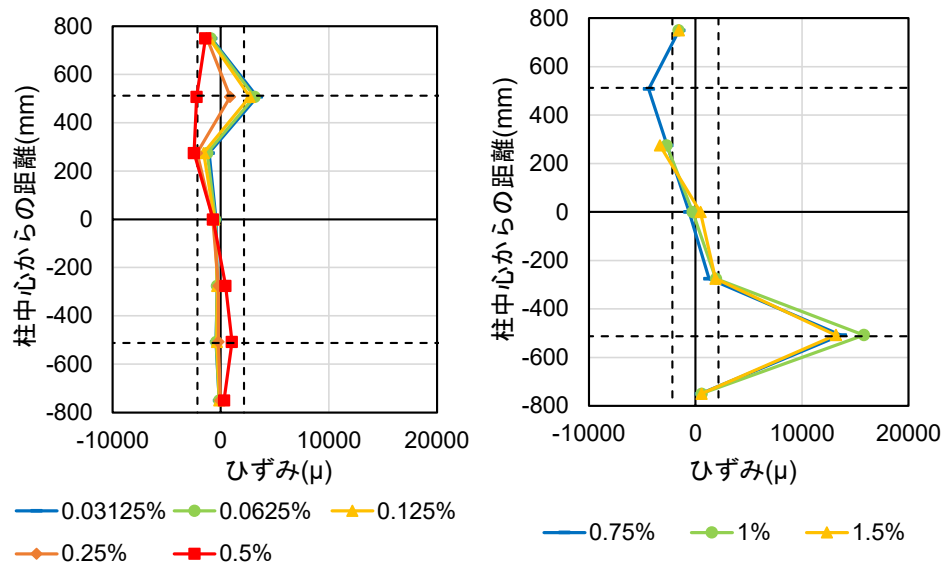
#### (4) 鉄筋ひずみの推移

C-C40T75M の柱主筋と柱試験区間帯筋のひずみの推移を以下に示す。鉄筋のひずみは貼り付けたひずみゲージにより計測し、一次載荷終了時における残留ひずみを引き継いで計測を行った。ひずみは各サイクル1回目ピーク時における計測値であり、引張を正としている。なお、C-C40T75 では、一次載荷での損傷が大きく、一次載荷終了時には多くのひずみゲージが断線していたことに加え、これらのリード線が吹付けによる断面修復の支障となるため、一次載荷終了時にリード線を切断し、二次載荷では計測を行わなかった。

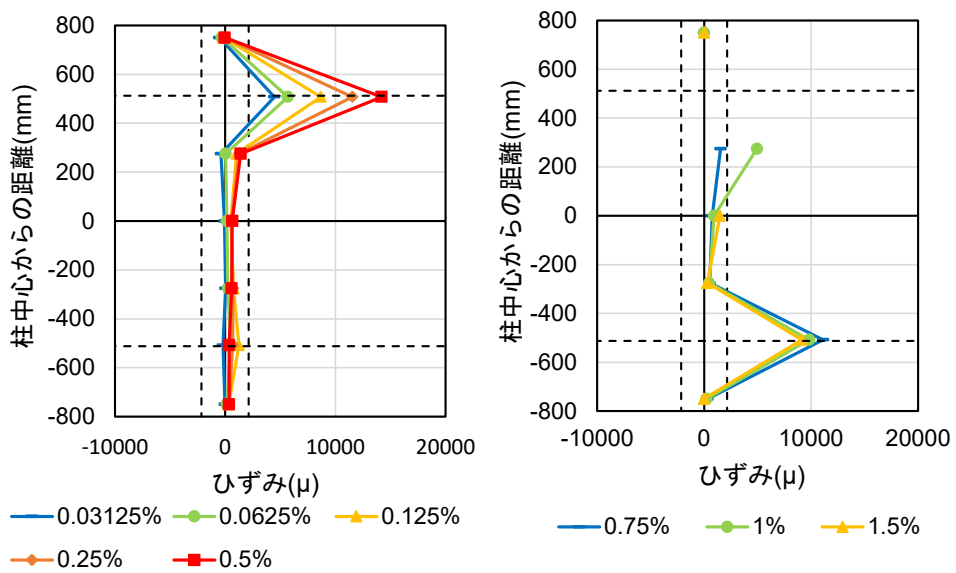
##### 1) 主筋

C-C40T75M の主筋ひずみの推移を図 2.3.2-5～図 2.3.2-7 に示す。各主筋位置、測定箇所および主筋の降伏ひずみは 2.3.1 項と同じである。

一次載荷時の負荷荷時において引張降伏が確認されていた北東主筋柱頭、南東主筋柱脚および東側中央主筋の柱頭、柱脚の危険断面位置においては、 $R=0.03125\%$ サイクルの小変形時から降伏ひずみ以上のひずみが確認された。また北東主筋柱脚危険断面位置では、正載荷時  $R=+0.75\%$ サイクルにおいて引張降伏ひずみを大きく上回った。

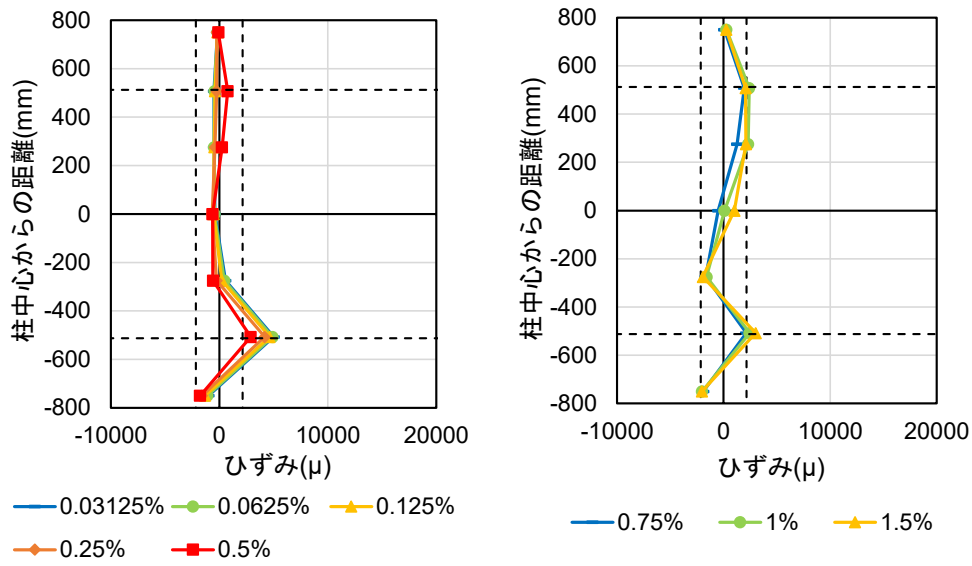


(a) 正載荷時

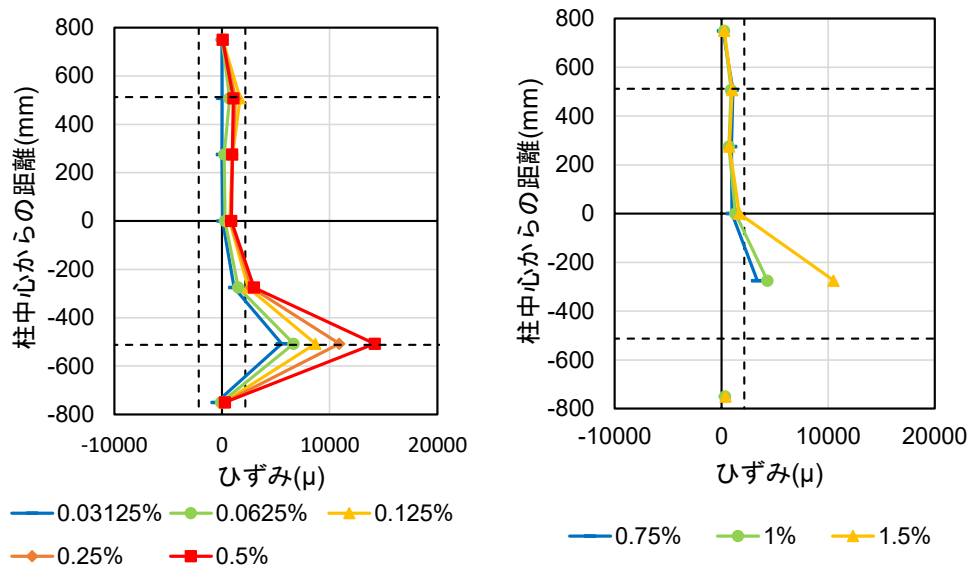


(b) 負載荷時

図 2.3.2-5 北東主筋ひずみの推移 (C-C40T75M 二次載荷)

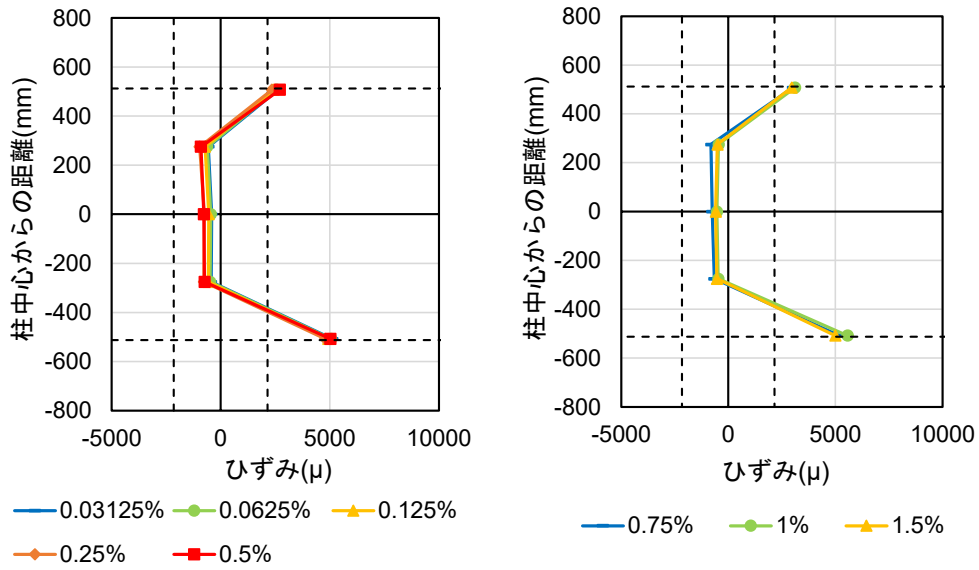


(a) 正載荷時

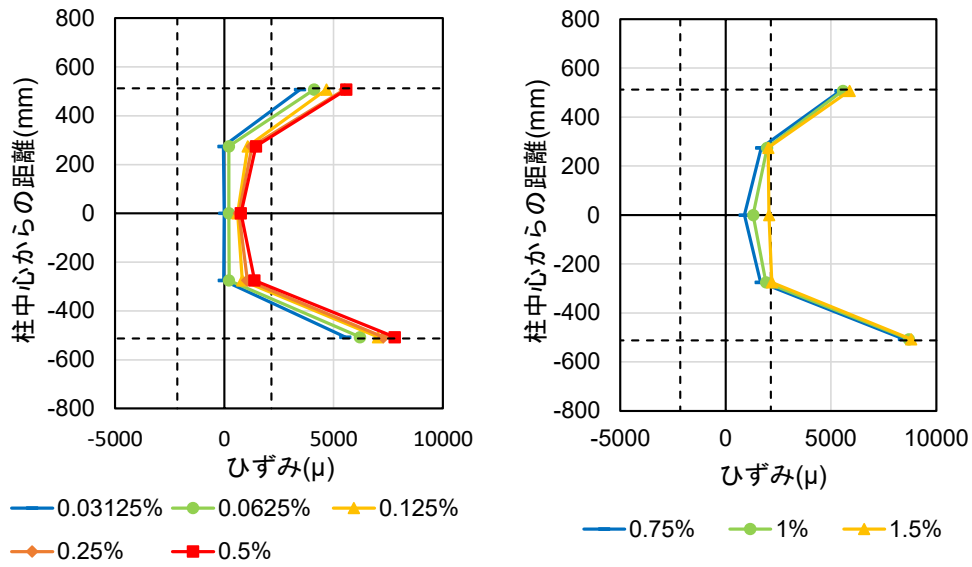


(b) 負載荷時

図 2.3.2-6 南東主筋ひずみの推移 (C-C40T75M 二次載荷)



(a) 正載荷時



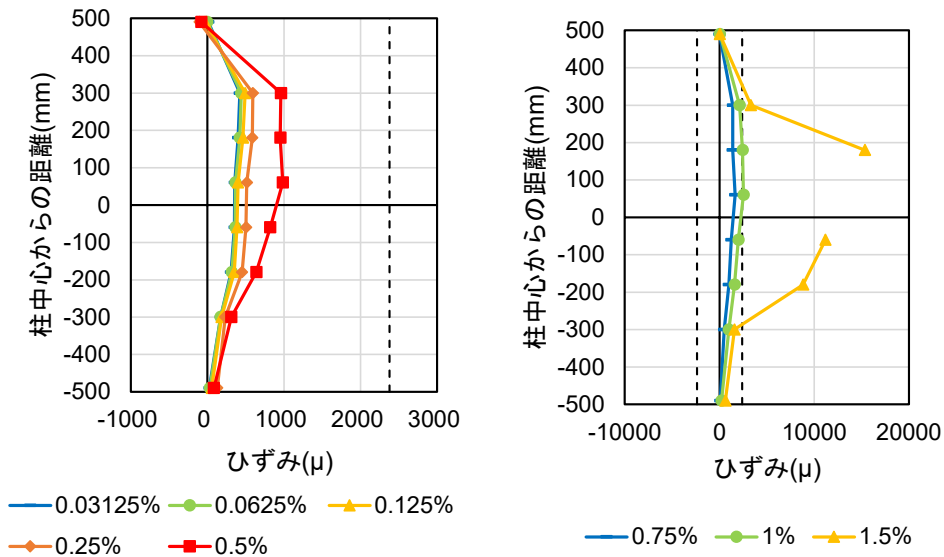
(b) 負載荷時

図 2.3.2-7 東側中央主筋ひずみの推移 (C-C40T75M 二次載荷)

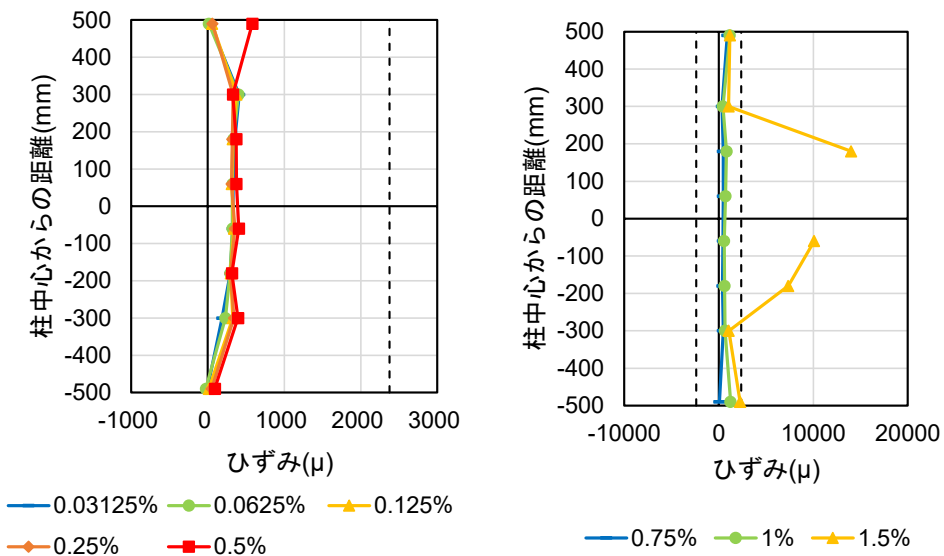
2) 帯筋

C-C40T75M の柱試験区間帯筋ひずみの推移を図 2.3.2-8 および図 2.3.2-9 に示す。各帯筋位置，測定箇所および帯筋の降伏ひずみは 2.3.1 項と同じである。

R=+1%サイクルにおける東側および西側帯筋ひずみは，引張降伏ひずみをやや上回る程度に留まり，同サイクル負荷荷時では大きな残留引張ひずみは確認されなかった。その後 R=+1.5%サイクルでは降伏ひずみ大きく上回り，同サイクル負荷荷時においても降伏ひずみを越える大きな残留ひずみが確認された。

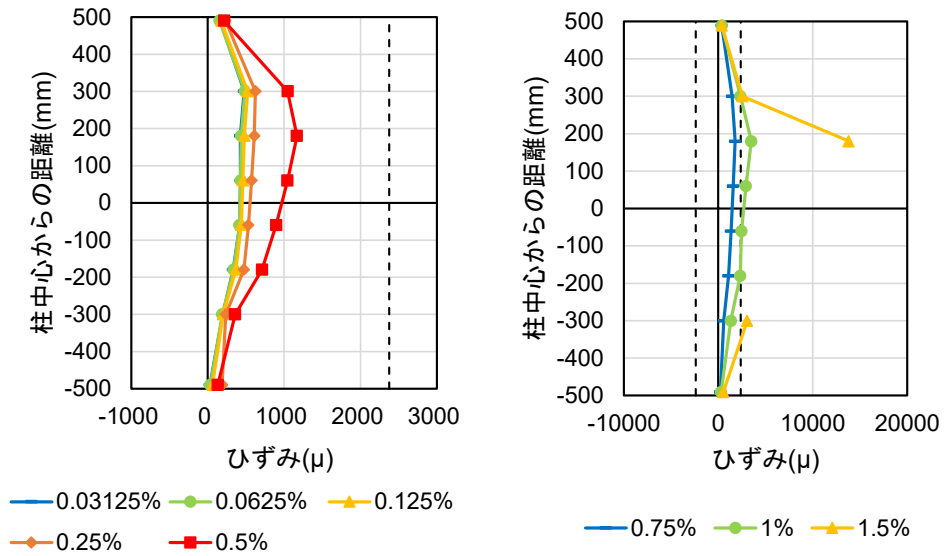


(a) 正載荷時

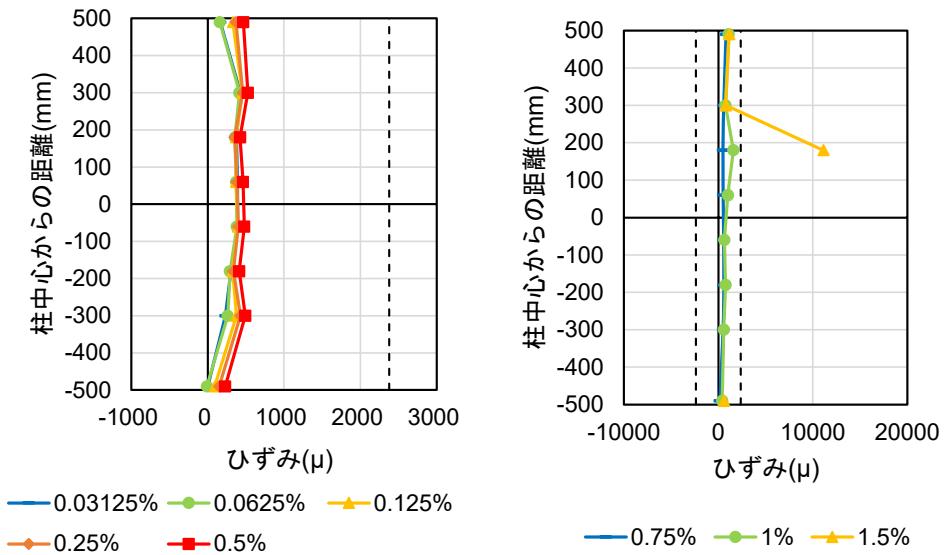


(b) 負載荷時

図 2.3.2-8 東側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75M 二次載荷)



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

図 2.3.2-9 西側帯筋ひずみの推移 (C-C40T75M 二次載荷)

(5) 目地部鉛直変位

各試験体の各サイクル 1 回目ピーク時における UFC パネル目地部の鉛直変位を図 2.3.2-10, 図 2.3.2-11 に示す。変位はパネル中心位置から南北それぞれ 170mm の位置で計測し、引張を正としている。また、正載荷時における UFC パネルの中立軸深さを表 2.3.2-3 に示す。中立軸深さは柱頭, 柱脚それぞれにおいて, UFC パネル圧縮縁から図 2.3.2-10, 図 2.3.2-11 における鉛直変位が 0 になる位置までとし, 表 2.3.2-3 には柱頭および柱脚の平均値を示す。

正載荷時において, C-C40T75 では R=+0.5%サイクルまでは全せいに対し圧縮となり, R=+0.5%サイクルにおいても断面の 70%以上が圧縮となり中立軸深さは 392mm であった。一方 C-C40T75M では, 変形角が大きくなるにつれて中立軸深さが減少し, R=+1.5%サイクルでは 239mm であった。これは柱せいの半分 D/2 (=237.5mm) とほぼ一致する。

負載荷時においては, 両試験体ともにほぼ全てのサイクルにおいて, 全断面で引張変位が見られた。また C=C40T75M の R=-1.5%サイクルでは, 6mm を超える目地部引張変位が確認された。

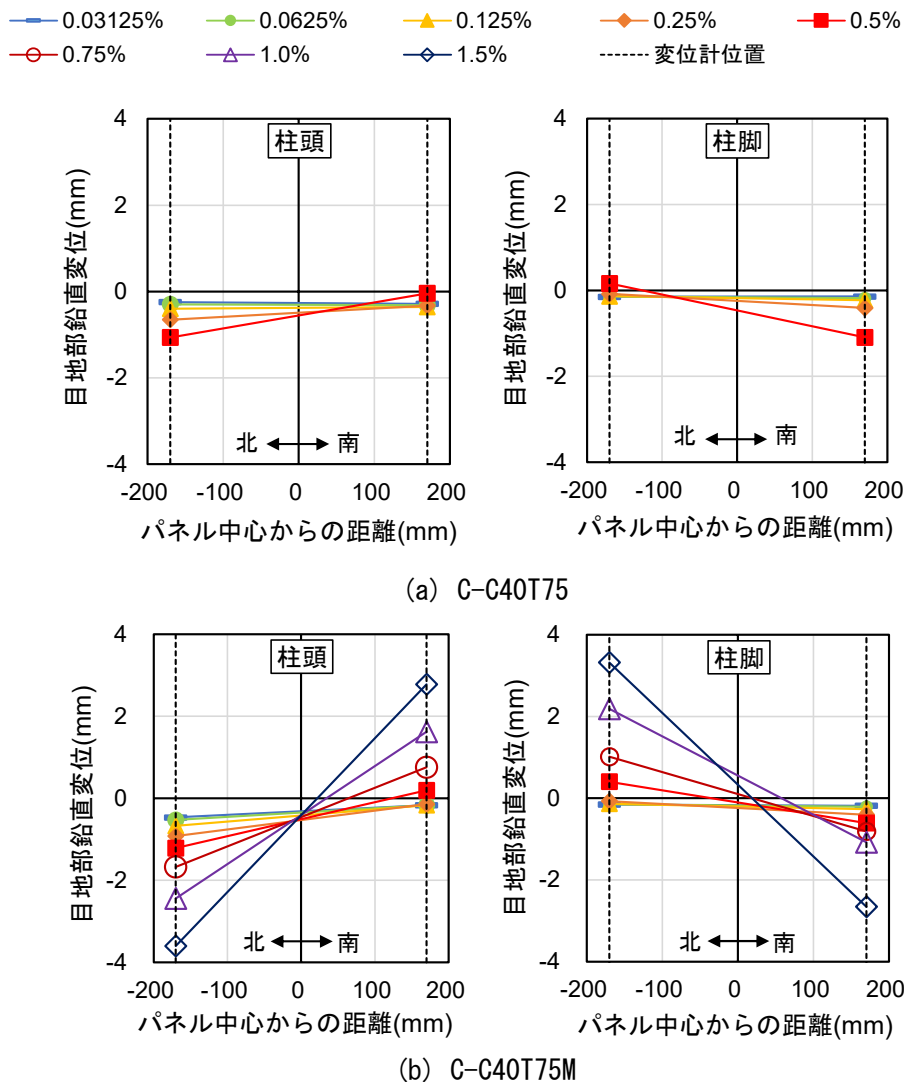
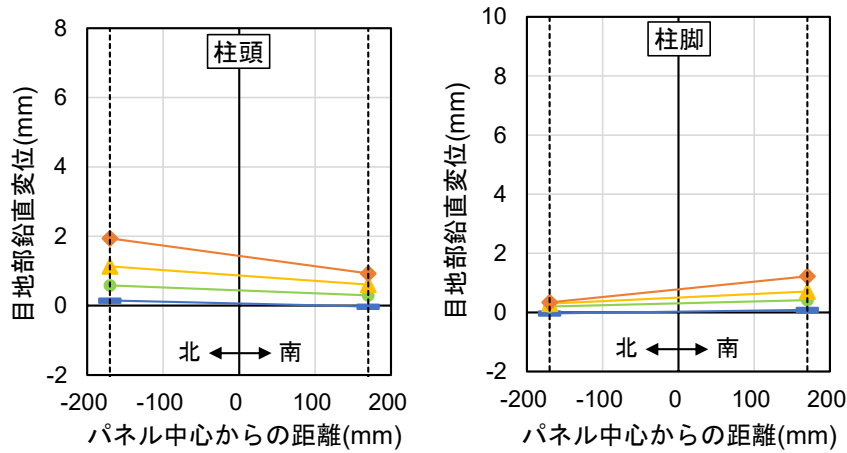
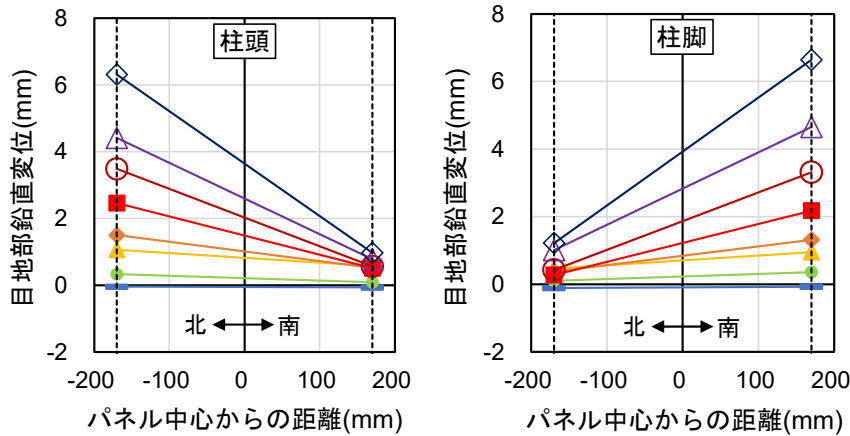


図 2.3.2-10 UFC パネル目地部鉛直変位 (正載荷時)



(a) C-C40T75



(b) C-C40T75M

図 2.3.2-11 UFC パネル目地部鉛直変位 (負荷荷時)

表 2.3.2-3 中立軸深さ (正載荷時)

	試験体	変形角							
		0.03125%	0.0625%	0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1%	1.5%
中立軸深さ (mm)	C-C40T75	-12998	-1643	2073	617	392	-	-	-
	C-C40T75M	1274	893	638	475	317	261	226	239

(6) UFC パネル挙動

1) 変形分離

各試験体において、各サイクル1回目ピーク時に計測された UFC パネル単体の変形 (目地モルタルの変形は含まない) を曲げ変形とせん断変形に分離した。図 2.3.2-12, 図 2.3.2-13 にその結果を示す。図中、縦軸に示す UFC パネル変位は、試験体の上下スタブ相対水平変位と対応するように符号を定めている。

正載荷時において、C-C40T75 では最終サイクルまで、C-C40T75M では R=+0.75%サイクルまでは、



第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

変形角が大きくなるにつれてせん断変形が増加した。また、これを柱全体の変形（変形角 R=0.5%で水平変位 5.125mm）と比較すると、パネル自体の変形は最大でも柱全体の変形の 1/3 程度以下であり、端部目地における変形が大きかったことがわかる。また、両試験体ともに、破壊直前のサイクルにおいて荷重方向と反対方向の曲げ変形が急増していた。これは、目地モルタルを介して UFC パネルに力が伝達されるため、目地モルタルが圧縮縁から圧壊するに従って、その作用位置が部材芯の方向へ移動していくことに起因すると考えられる。図 2.3.2-4(d)のように、C-C40T75M では最終的に UFC パネルのせん断破壊が見られたが、目地モルタルが圧壊した部分と健全な部分の境界付近からパネルのひび割れが生じている。これは、目地モルタルを介して伝達される力の作用位置が、圧壊していない部分に偏ったことが原因と考えられる。このようにパネルに伝達される力の作用位置が移動した結果、図 2.3.2-14 に示すようにパネル端部の曲率が想定される反対の方向に生じることで、実際の破壊性状から想定される変形状態とは異なり、荷重方向と反対方向の曲げ変形が確認されたものと考えられ、変形計測方法に課題が残る結果となった。

負荷荷時においては、両試験体ともに変形角が大きくなるにつれて荷重方向と同方向の曲げ変形が増大した。一方で、荷重方向と反対方向のせん断変形が増大する傾向も見られ、その割合は上述の曲げ変形よりも大きかった。これは、大きな変動軸力下における繰り返し荷重の影響で、本項の(3) (損傷状況) に示したように、部材北面では柱頭側、南面では柱脚側に損傷が集中したことに起因すると考えられる。図 2.3.2-15 に、C-C40T75M 負荷荷時における、端部目地モルタル部分における曲げ変形と全体変位の比較を示す。全体変位は上下スタブ相対水平変位計から計測した。図 2.3.2-15 より、負荷荷時においては、その変形のほとんどが端部の曲げ変形によるものであり、UFC パネル自体の変形はわずかであることがわかる。これより、UFC パネル自体はほとんど全引張のような応力状態となることを踏まえると、図 2.3.2-16 に示すように、上述した損傷集中部分においてはパネルが柱の変形に追従しにくくなることにより、結果として荷重方向と反対方向のせん断変形が確認されると考えられる。

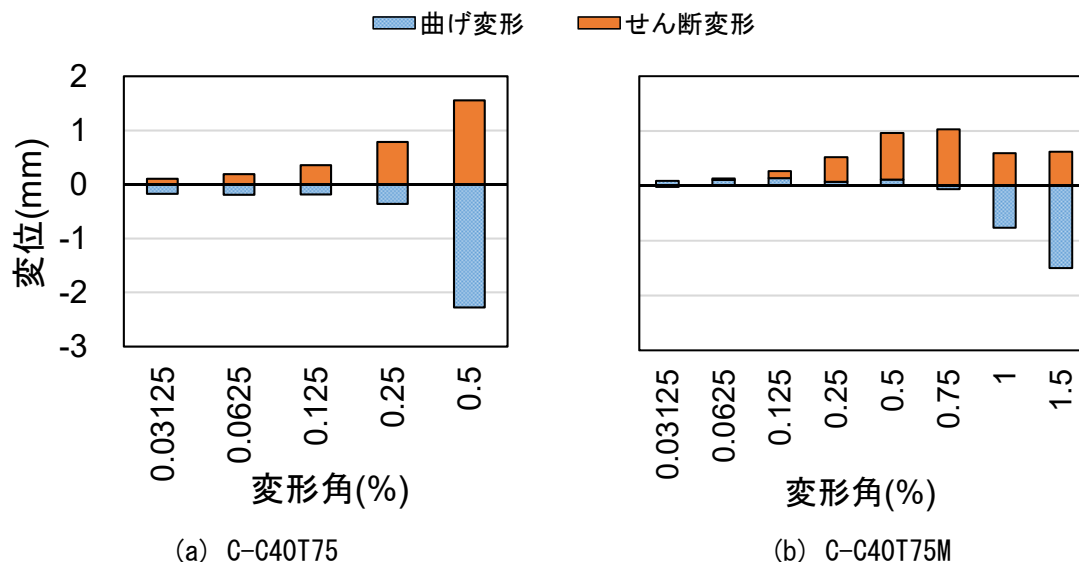


図 2.3.2-12 UFC パネル変形分離 (正荷荷時)

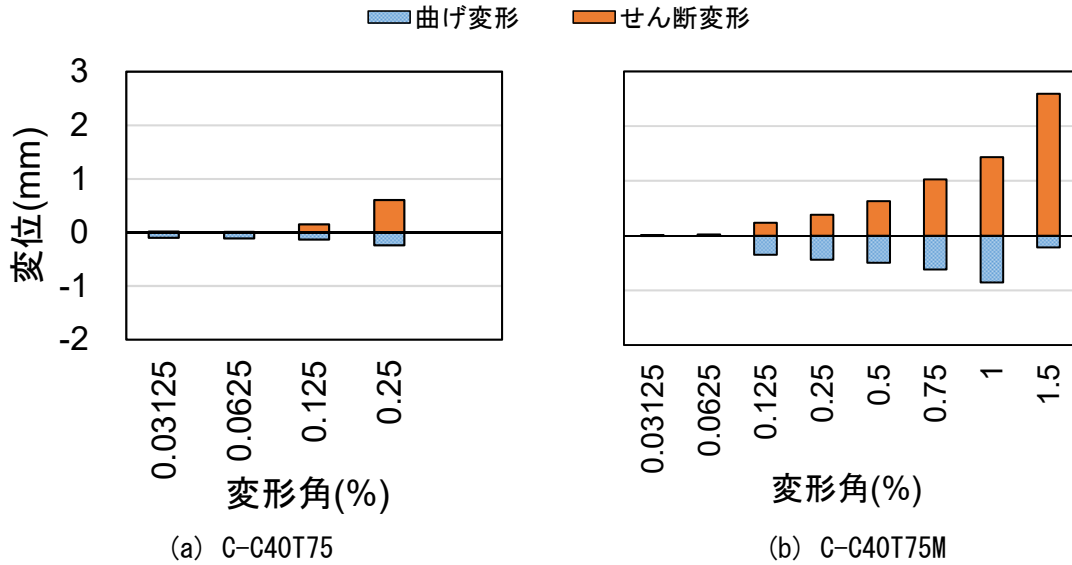


図 2.3.2-13 UFC パネル変形分離 (負荷荷時)

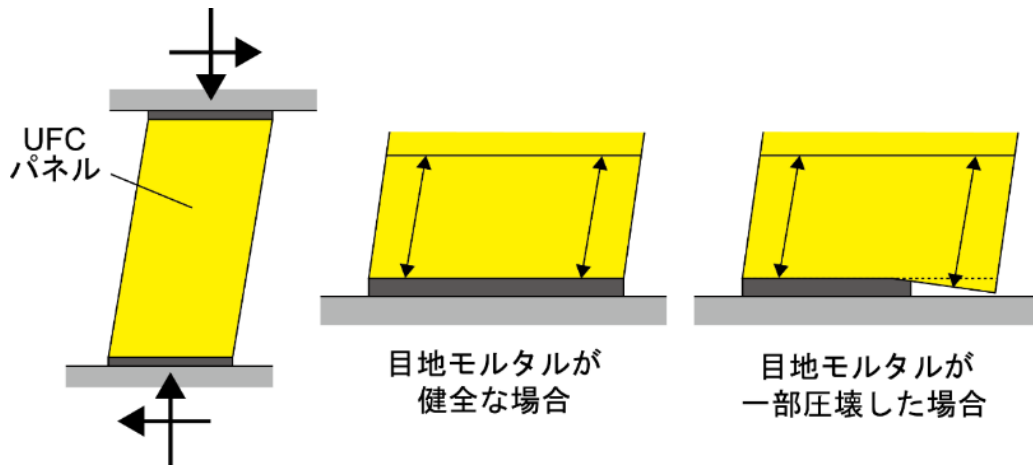


図 2.3.2-14 目地モルタル圧壊に起因するパネル変形のイメージ

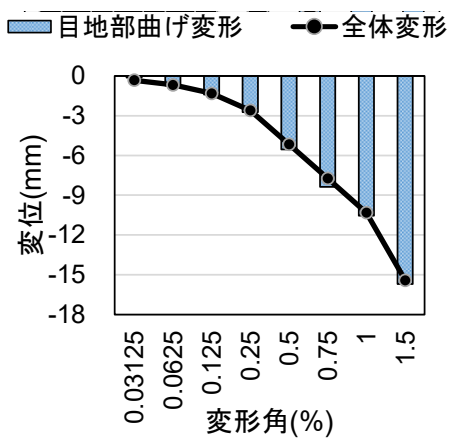


図 2.3.2-15 目地部曲げ変形の推移

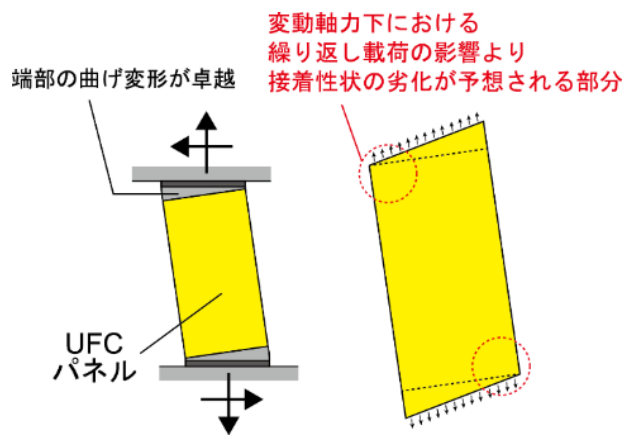


図 2.3.2-16 負荷荷時のパネル変形のイメージ

2) ひび割れ幅の推移

各サイクルピーク時および除荷時に、図 2.3.2-17 に示す正面パネルのひび割れの幅を計測した。ひび割れ幅の推移を表 2.3.2-4 に示す。C-C40T75 では、破壊に至るまでは目視によるひび割れを確認できなかったため、ここでは C-C40T75M についてのみ示す。

C-C40T75M では、R=+0.75%サイクル 1 回目に正面パネルにせん断ひび割れが発生し、ピーク時の幅は 0.20mm であった。しかし、その後のサイクルのピーク時におけるひび割れ幅は減少し、R=+1.5% サイクル 1 回目では 0.05mm であった。これは同サイクル除荷時の値と同じであった。

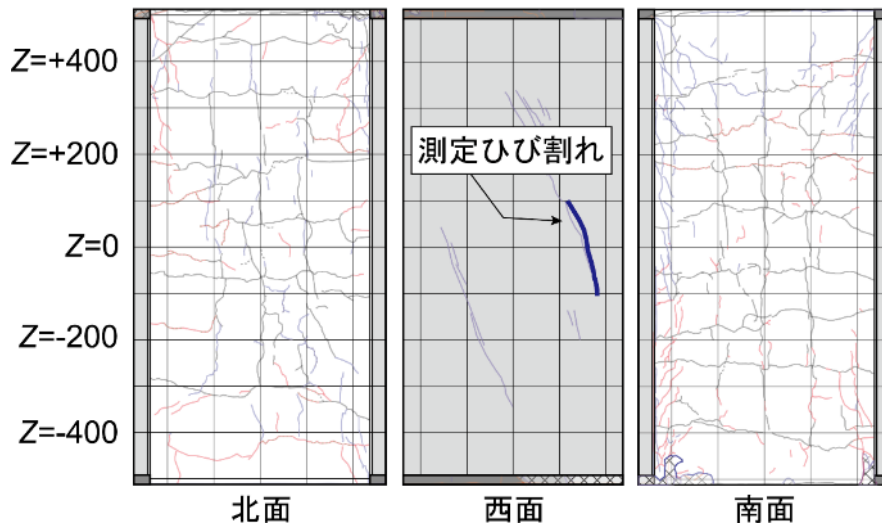


図 2.3.2-17 パネルひび割れ幅測定位置 (C-C40T75M)

表 2.3.2-4 パネルひび割れ幅の推移 (C-C40T75M)

変形角(%)		+0.5		+0.75		+1		+1.5
		1 回目	2 回目	1 回目	2 回目	1 回目	2 回目	1 回目
ひび割れ幅 (mm)	ピーク時	-	-	0.20	0.20	0.10	0.08	0.05
	除荷時	-	-	0.05	0.08	0.08	0.05	0.05

3) 主応力

各試験体の各サイクル 1 回目ピーク時の最大主応力と最小主応力を図 2.3.2-18, 図 2.3.2-19 に示す。最大主応力  $\sigma_{max}$ , 最小主応力  $\sigma_{min}$ , 主応力方向までの角度  $\phi_P$  は、それぞれ UFC パネルに貼付した 3 軸のひずみゲージの値から、(式 2.3.2-1) ~ (式 2.3.2-5) を用いて算出した。ただし、最大主応力  $\sigma_{max}$  が土木学会「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案)」(以下、UFC 指針) [2.3-3] の (式 2.3.2-6) により算出した UFC 引張強度を上回る場合は当該引張強度とした。図中破線が最大主応力、実線が最小主応力、赤線が圧縮、青線が引張を示す。

両試験体ともに、変形角が大きくなるにつれて、主応力の値およびパネル高さ方向に対する最小主応力方向の角度が大きくなることを確認できる。また、最小主応力方向の角度の増大に伴い、UFC の圧縮強度 (250.0 N/mm<sup>2</sup>) に達するほどではないものの、圧縮ストラットが形成されている様子が確認できる。また、C-C40T75 では R=+0.5%, C-C40T75M では R=+0.75% で一部の最大主応力が UFC の引張強度を上回った。

$$\sigma_{max} = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_{max} + \nu\varepsilon_{min}) \quad \text{(式 2.3.2-1)}$$

$$\sigma_{min} = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_{min} + \nu\varepsilon_{max}) \quad \text{(式 2.3.2-2)}$$

$$\phi_p = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2\varepsilon_d - (\varepsilon_h + \varepsilon_v)}{\varepsilon_h - \varepsilon_v} \right\} \quad \text{(式 2.3.2-3)}$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{2} \left[ \varepsilon_h + \varepsilon_v + \sqrt{2\{(\varepsilon_h - \varepsilon_d)^2 + (\varepsilon_v - \varepsilon_d)^2\}} \right] \quad \text{(式 2.3.2-4)}$$

$$\varepsilon_{min} = \frac{1}{2} \left[ \varepsilon_h + \varepsilon_v - \sqrt{2\{(\varepsilon_h - \varepsilon_d)^2 + (\varepsilon_v - \varepsilon_d)^2\}} \right] \quad \text{(式 2.3.2-5)}$$

$$\sigma_b = 2.59\sigma_T + 1.54 \quad \text{(式 2.3.2-6)}$$

ここで,

$\varepsilon_h$ : パネル幅方向のひずみ

$\varepsilon_v$ : パネル高さ方向のひずみ

$\varepsilon_d$ : パネル幅方向から反時計回りに  $45^\circ$  回転した方向のひずみ

$E$ : UFC ヤング係数 (材料試験結果より  $55.9\text{kN/mm}^2$ )

$\nu$ : UFC ポアソン比 (UFC 指針<sup>[2,3-3]</sup>より 0.2 とする)

$\sigma_T$ : UFC 引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\sigma_b$ : UFC 曲げ強度 (材料試験結果より  $48.1\text{N/mm}^2$ )

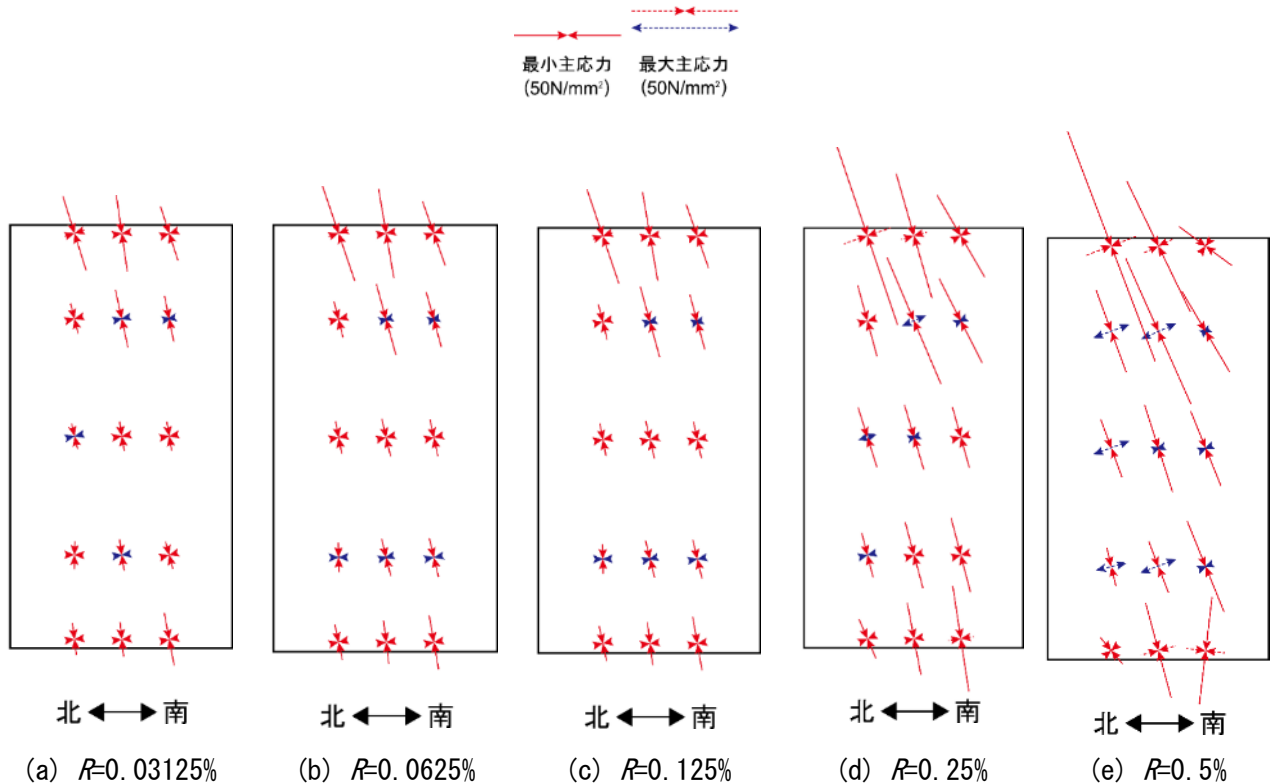


図 2.3.2-18 最大主応力・最小主応力図 (C-40T75)

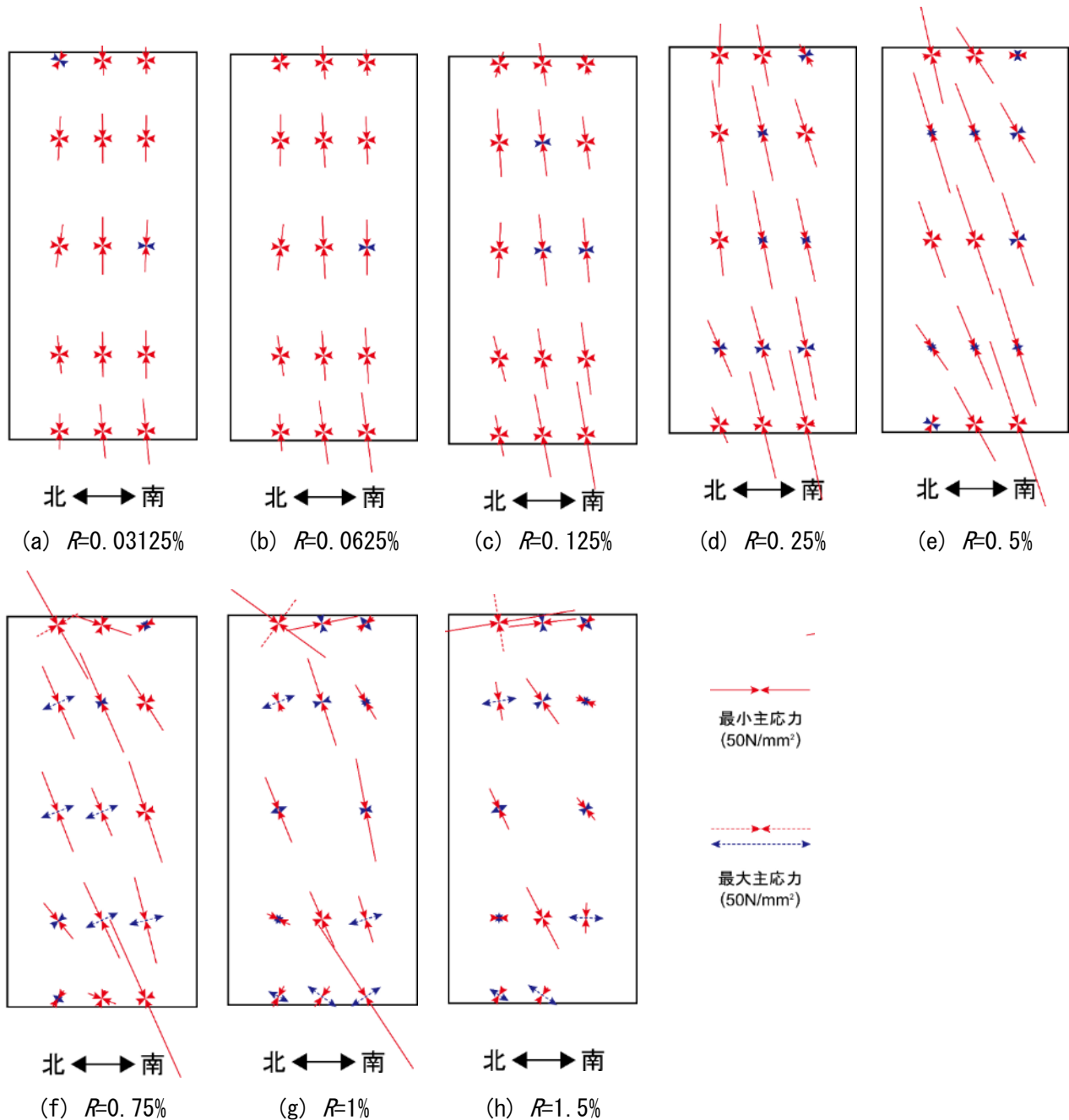


図 2.3.2-19 最大主応力・最小主応力図 (C-C40T75M)

さらに、各試験体において最小主応力の絶対値が最大となった  $R=+0.5\%$  サイクルにおける、C-C40T75 柱頭側、C-C40T75M 柱脚側 1 段目の最小主応力を図 2.3.2-20 に示す。最小主応力は圧縮を正とし、図中縦方向の破線はパネル端部位置を示している。また、ひずみゲージから得た 3 点の最小主応力値を線形に近似し、パネル圧縮端部における最小主応力を推定した。その結果を図 2.3.2-20 に併せて示す。近似直線から推定されるパネル圧縮端部の主応力は、C-C40T75 で  $170\text{N/mm}^2$ 、C-C40T75M で  $136\text{N/mm}^2$  であった。これは目地モルタルの圧縮強度 (C-C40T75 で  $90\text{N/mm}^2$ 、C-C40T75M で  $99\text{N/mm}^2$ ) を大きく上回っている。UFC パネルおよびコンクリートからの拘束領域を考慮し、目地モルタルの圧縮強度を増大させた場合<sup>[2,3-4]</sup> (詳細は 2.4 節に示す) においても、その圧縮強度は C-C40T75 で  $144\text{N/mm}^2$ 、C-C40T75M で  $154\text{N/mm}^2$  であり、上述のパネル端部応力はこれと同程度であった。これらを踏まえて、パネル—目地モルタル間での応力伝達を考慮すると、UFC が圧縮強度に達する前に

目地モルタルが圧縮強度に達したことで、本項の(3)で示したように目地モルタルの破壊が先行したと考えられる。

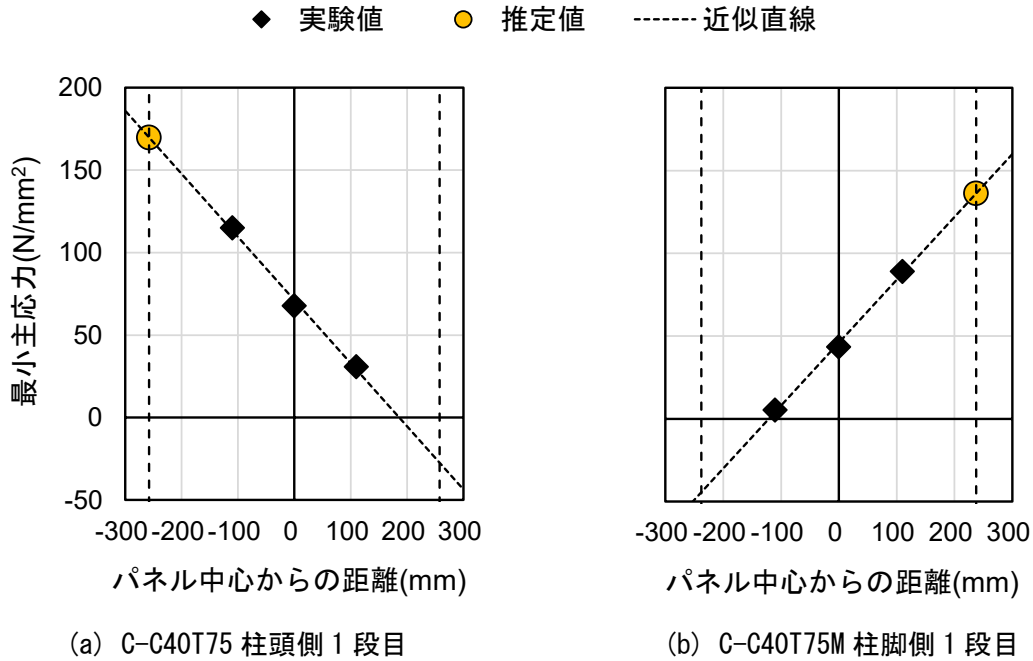


図 2.3.2-20 パネル端部最小主応力 (R=+0.5%)

#### 4) 負担軸力

図 2.3.2-21, 図 2.3.2-22 に各試験体各サイクル 1 回目ピークにおける UFC パネル負担軸力を示す。パネル負担軸力  $N_P$  は、各ひずみゲージ高さごとにおけるパネル高さ方向鉛直応力の平均値  $\sigma_{Pmean}$  にパネルの断面積 (2 枚分) を乗じて算出した。各ひずみゲージ位置におけるパネル高さ方向鉛直応力  $\sigma_P$  は、前掲の最大主応力  $\sigma_{max}$ 、最小主応力  $\sigma_{min}$ 、主応力方向までの角度  $\phi_P$  を用いて、以下の (式 2.3.2-7) により算出した。軸力は圧縮を正とする。また、表 2.3.2-5 に各サイクルにおいて算出したパネル負担軸力  $N_P$  の高さ方向における平均値および柱中央高さにおける算出値を示す。

正載荷時においては、C-C40T75 では柱頭側、C-C40T75M ではパネル中央高さ付近から柱脚側にかけて大きな負担軸力を示し、高さ方向の分布においては試験体による違いが見られた。一方で、負担軸力の平均値は両試験体ともに同程度の値を示し、最大で 1136~1183kN となり、これは全軸力の 30% 程度であった。また C-C40T75M では R=+0.75%以降負担軸力が大きく減少した。

負載荷時においては、C-C40T75 では全高さにわたってほとんど引張軸力を負担していなかったのに対し、C-C40T75M ではパネル中央高さ付近で一定の引張軸力を負担していた。

$$\sigma_P = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} - \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \cos 2\phi_P \quad (式 2.3.2-7)$$

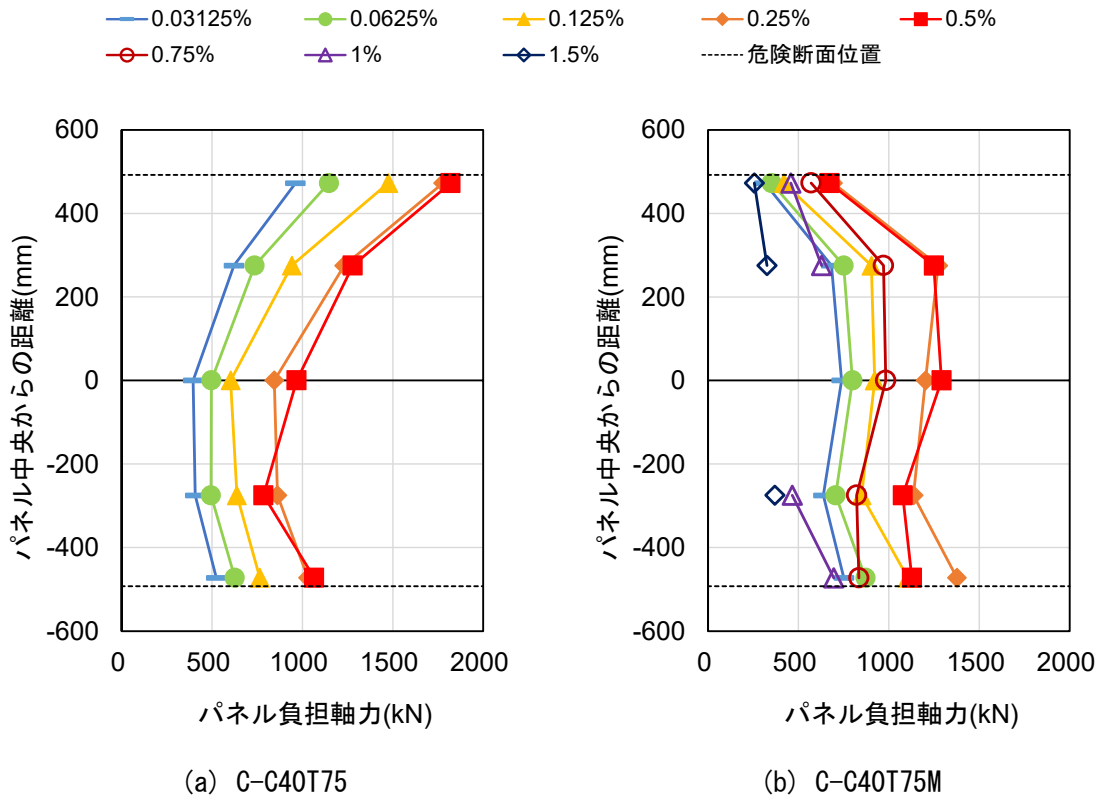


図 2.3.2-21 パネル負担軸力 (正載荷時)

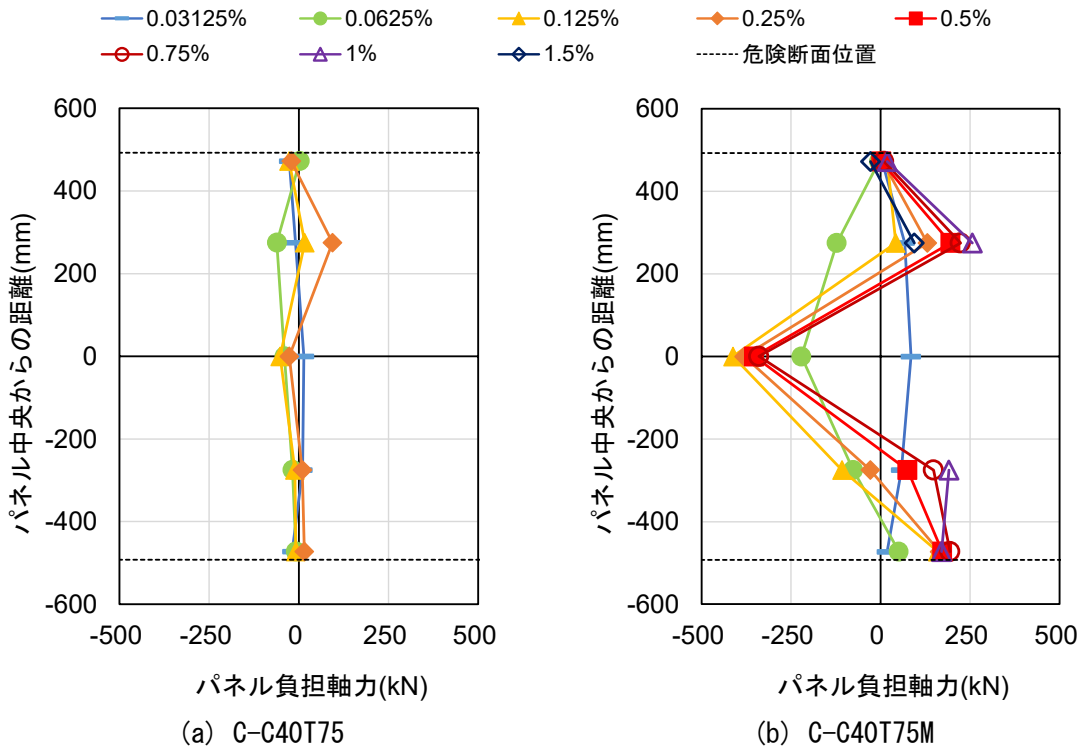


図 2.3.2-22 パネル負担軸力 (負載荷時)

表 2.3.2-5 パネル負担軸力

試験体	パネル負担 軸力 (kN)		変形角							
			0.03125%	0.0625%	0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1%	1.5%
C-C40T75	正載荷時	平均	582	700	884	1149	1183	-	-	-
		中央	396	497	603	844	968	-	-	-
	負載荷時	平均	-6	-25	-17	14	-	-	-	-
		中央	14	-40	-52	-27	-	-	-	-
C-C40T75M	正載荷時	平均	625	696	840	1136	1084	836	562 <sup>*1</sup>	317 <sup>*1</sup>
		中央	739	799	922	1203	1292	984	-	-
	負載荷時	平均	47	-75	-60	-22	18	47	159 <sup>*1</sup>	33 <sup>*1</sup>
		中央	85	-221	-412	-381	-353	-340	-	-

\*1 実験で得られたデータのみでの平均値を示す

### 5) 負担せん断力

図 2.3.2-23, 図 2.3.2-24 に各試験体各サイクル 1 回目ピークにおける UFC パネル負担せん断力を示す。パネル負担せん断力  $Q_P$  は、各ひずみゲージ高さごとにおけるパネル幅方向せん断応力の平均値  $\tau_{Pmean}$  にパネルの断面積 (2 枚分) を乗じて算出した。各ひずみゲージ位置におけるパネル幅方向せん断応力  $\tau_P$  は、前掲の最大主応力  $\sigma_{max}$ 、最小主応力  $\sigma_{min}$ 、主応力方向までの角度  $\phi_P$  を用いて、以下の (式 2.3.2-8) により算出した。各高さにおけるパネル幅方向せん断応力の平均値  $\tau_{Pmean}$  は、パネル両端部でのせん断応力が 0 になることを踏まえて、パネル断面でのせん断応力分布においてひずみゲージを貼付した 3 点およびパネル両端部 2 点の計 5 点を結ぶ図形を考え、この平均値とした (図 2.3.2-25)。パネル負担せん断力は、試験体全体のせん断力と同じ方向となるように符号を決めた。また、表 2.3.2-6 に各サイクルにおいて算出したパネル負担せん断力  $Q_P$  の高さ方向における平均値および柱中央高さにおける算出値を示す。

正載荷時においては、C-C40T75 では柱頭側の負担せん断力が大きく、全サイクルにおいて C-C40T75M よりも大きなせん断力を負担していた。C-C40T75M では R=1% で大きく負担せん断力が減少した。

負載荷時においては、C-C40T75 では全高さにわたってほとんどせん断力を負担していなかった。C-C40T75M では柱頭、柱脚付近において、試験体全体のせん断力とは反対方向のせん断力が確認された。

$$\tau_P = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \sin 2\phi_P \quad (\text{式 2.3.2-8})$$



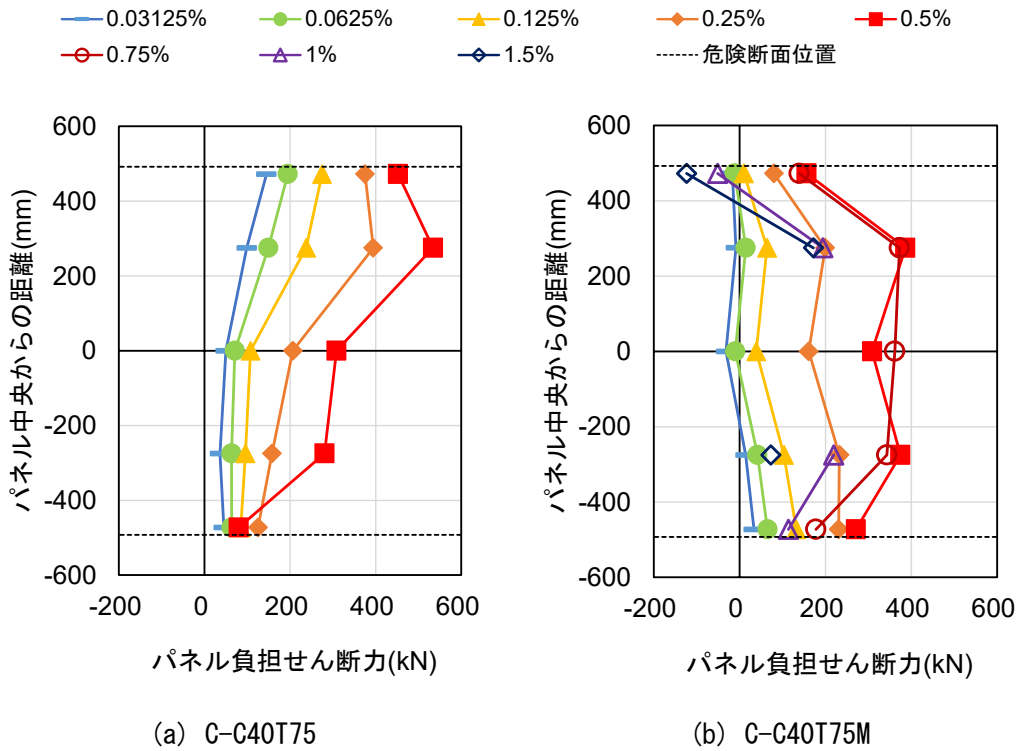


図 2.3.2-23 パネル負担せん断力 (正載荷時)

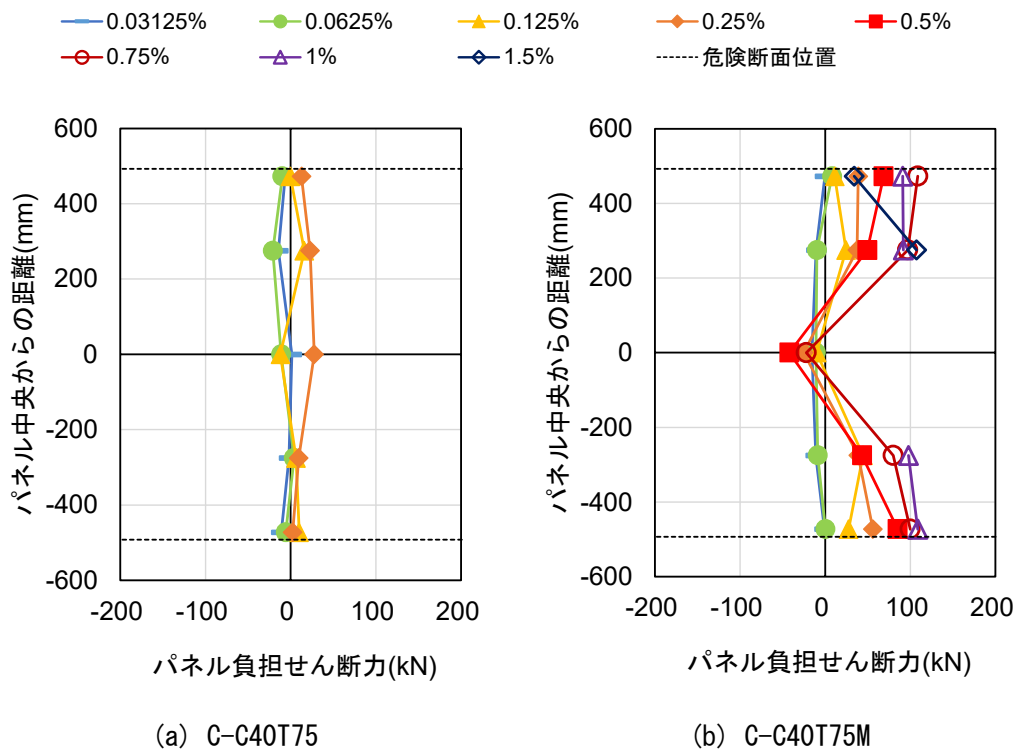


図 2.3.2-24 パネル負担せん断力 (負載荷時)

表 2.3.2-6 パネル負担せん断力

試験体	パネル負担 せん断力(kN)		変形角							
			0.03125%	0.0625%	0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1%	1.5%
C-C40T75	正載荷時	平均	75	109	160	252	331	-	-	-
		中央	50	71	108	207	309	-	-	-
	負載荷時	平均	-7	-9	4	15	-	-	-	-
		中央	1	-11	-12	27	-	-	-	-
C-C40T75M	正載荷時	平均	-2	20	70	181	299	279	119* <sup>1</sup>	40* <sup>1</sup>
		中央	-32	-10	39	161	309	361	-	-
	負載荷時	平均	-8	-4	19	29	41	73	97* <sup>1</sup>	71* <sup>1</sup>
		中央	-16	-11	-10	-25	-42	-22	-	-

\*1 実験で得られたデータのみでの平均値を示す

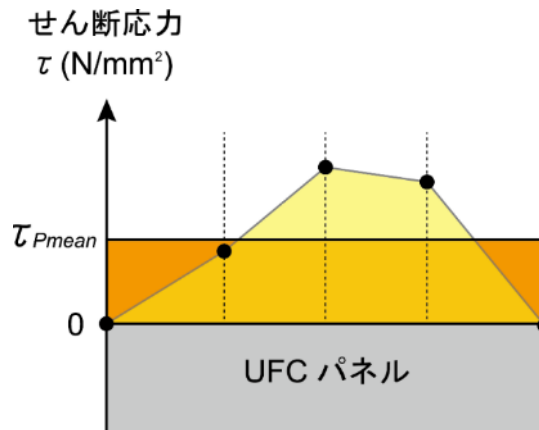


図 2.3.2-25 パネル幅方向せん断応力分布の仮定

(7) パネル負担せん断力－変形角関係

図 2.3.2-26 に各試験体のパネル負担せん断力－変形角関係を示す。パネル負担せん断力は表 2.3.2-6 に示したパネル高さ方向の平均値を、全計測点において同様に算出した。また、図中に UFC パネルひび割れ発生点（図中×）を併せて示す。UFC パネルひび割れ発生点は、パネルに貼付したひずみゲージの値が UFC 引張強度時ひずみを上回った点とし、UFC 引張強度時ひずみは、UFC 引張強度を UFC ヤング係数で除して算出した。なお、図中破線の部分は、実験中に計測不能となった計測点を除外したデータの平均値を示す。

両試験体ともに、パネルにひび割れが発生するまでは、概ね一定の勾配で負担せん断力が上昇しているが、ひび割れ発生後は剛性が低下した。正載荷時における UFC パネルの最大負担せん断力は、C-C40T75 では  $Q_{pmax+}=331kN$ （変形角  $R_{pmax+}=0.49\%$ ）、C-C40T75M では  $Q_{pmax+}=312kN$ （変形角  $R_{pmax+}=0.61\%$ ）であった。また、負載荷時における UFC パネル負担せん断力は正の値が確認されており、載荷方向とは逆方向のせん断力が見られた。これは、図 2.3.2-12 および図 2.3.2-13 に示した負載荷時におけるせん断変形と対応していると言える。

また、図 2.3.2-27 に、表 2.3.2-6 で算出したパネル負担せん断力平均値の、せん断力－変形角関係における正載荷時の包絡線を示す。水平ジャッキによる水平力を、パネルと柱の負担せん断力合計値と

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

し、その合計値に対するパネル負担せん断力の割合を、縦軸第2軸を取って併せて示す。

C-C40T75 では、小変形時から破壊に至るまで、UFC パネルが試験体全体のせん断力の 40%程度を負担していた。C-C40T75M では、変形角  $R=0.5\%$ まではパネル負担割合が 30~40%を占めていたものの、試験体が最大耐力を記録した  $R=0.75\%$ 以降ではわずか 15%程度であった。これは目地モルタルの圧壊により UFC パネルに軸力が流れにくくなったことが原因だと考えられる。

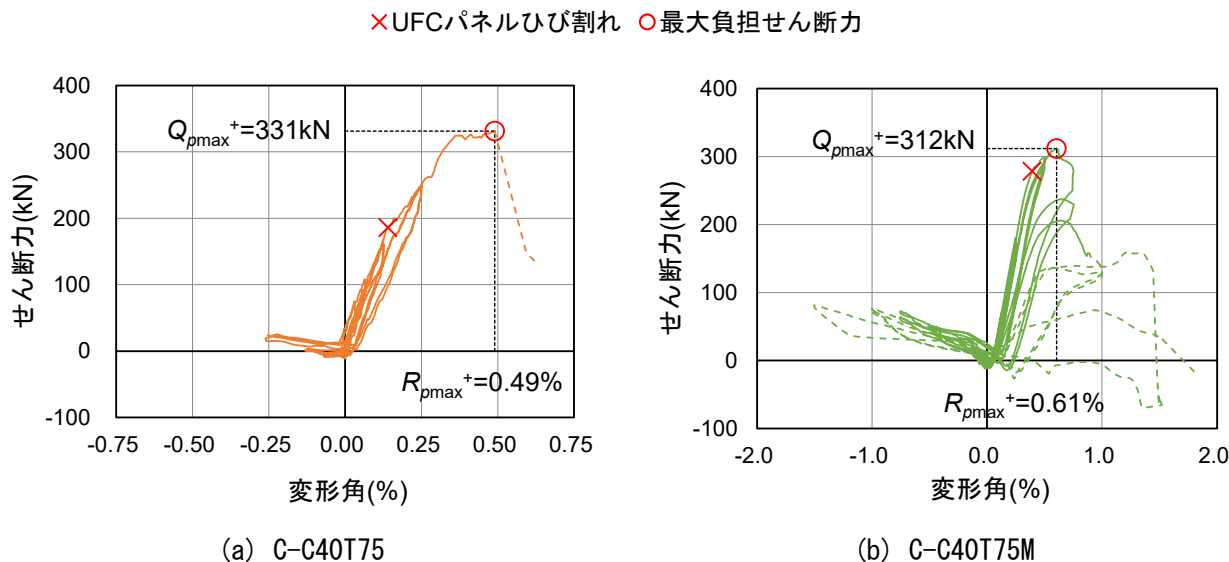


図 2.3.2-26 パネル負担せん断力—変形角関係

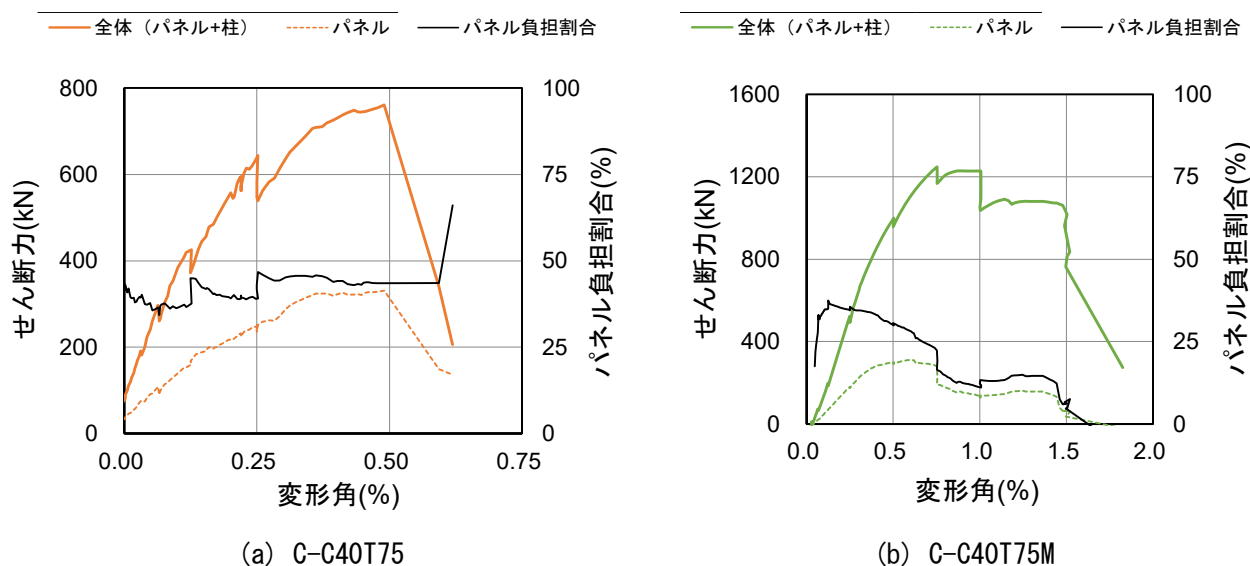


図 2.3.2-27 せん断力—変形角関係

2.3.3 一次載荷と二次載荷の比較

(1) 水平荷重—変形角関係

図 2.3.3-1 に各試験体の水平荷重—変形角関係における一次載荷と二次載荷の比較を示す。図中、○は最大耐力点を示す。また表 2.3.3-1 に各試験体の最大耐力の一次載荷と二次載荷の比較を示す。表 2.3.3-1 には、一次載荷の最終サイクルのピークにおける水平荷重も併せて示す。

C-C40T75 の二次載荷の最大耐力は、一次載荷の最終サイクルピーク点に対しては 2 倍以上の値が得

られたが、一次荷重の最大耐力に対しては 0.74 倍となり、十分な耐力の回復は確認できなかった。また、一次荷重では急激な耐力低下が見られず大変形時まで一定の水平耐力を保持していたのに対し、二次荷重では最大耐力を記録した時点で脆性的に破壊し、それ以降ほとんど耐力を負担できなかった。

C-C40T75M の二次荷重の最大耐力は、一次荷重の最大耐力の 1.14 倍となり 154kN の耐力上昇が確認できた。また、一次荷重の最終サイクルピーク点に対しては 1.25 倍で、耐力が 247kN 上昇した。しかし、R=1.5%サイクルにおいて脆性的に破壊し、図 2.3.3-2 に示す通り、C-C40T75 の一次荷重よりも変形性能が劣る結果となった。

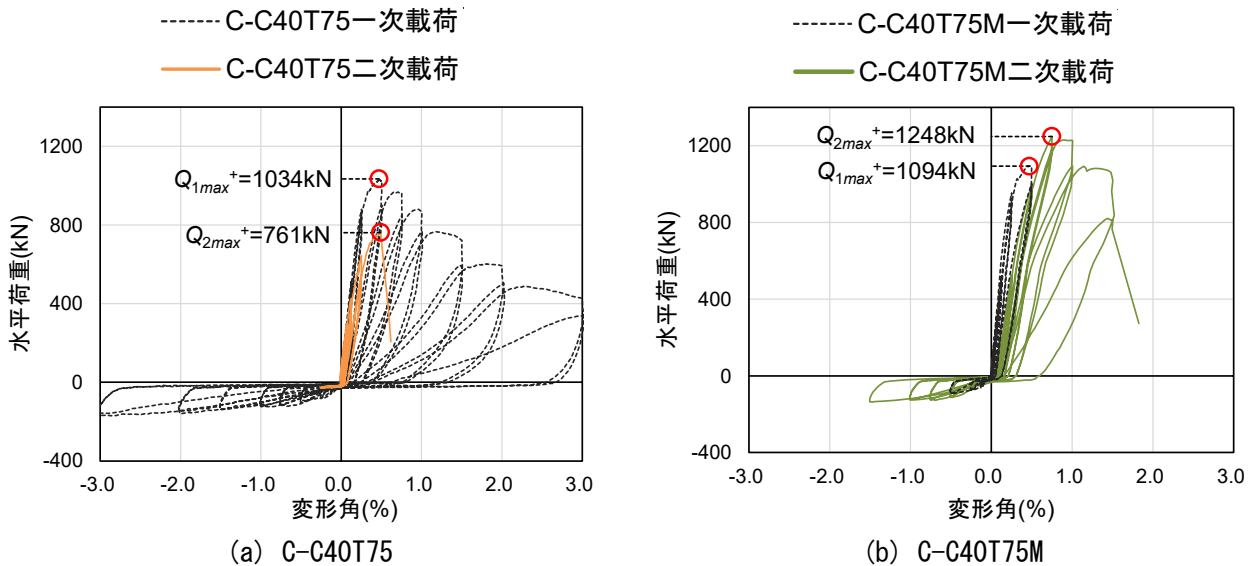


図 2.3.3-1 水平荷重—変形角関係（一次荷重と二次荷重の比較）

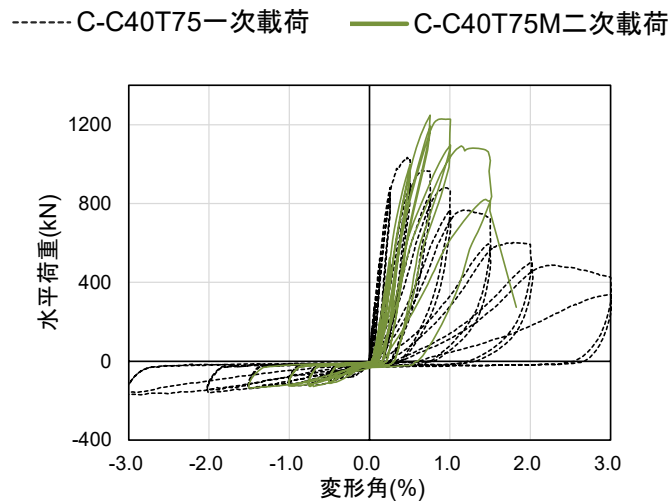


図 2.3.3-2 C-C40T75 一次荷重と C-C40T75M 二次荷重の比較

表 2.3.3-1 最大耐力（一次载荷と二次载荷の比較）

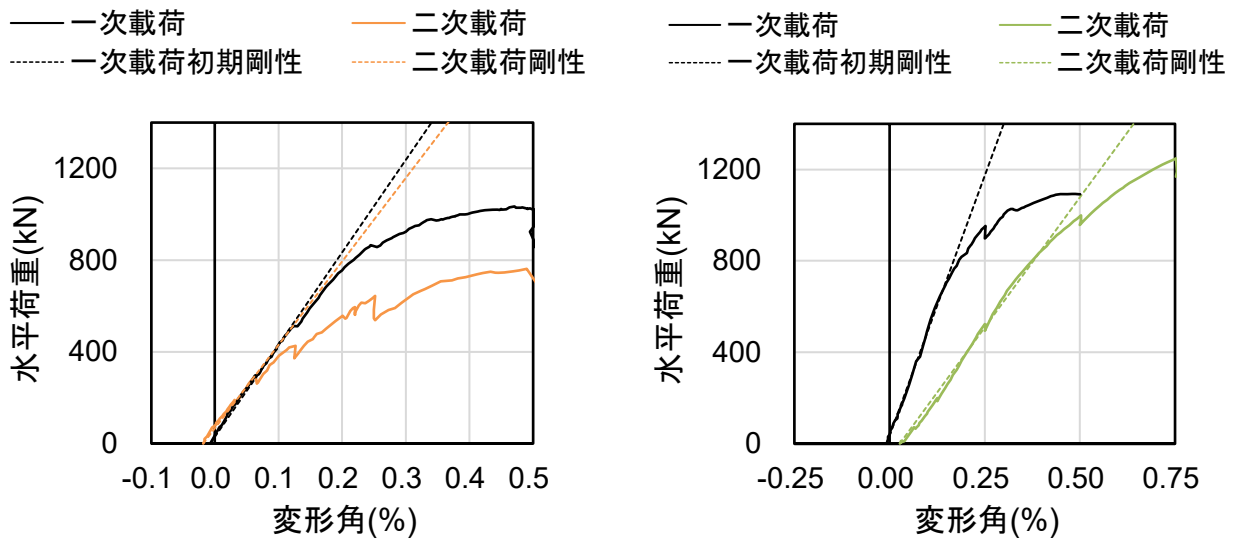
試験体	一次载荷(kN)		二次载荷 最大耐力 $Q_{2max}$ (kN)	$Q_{2max} - Q_{1max}$ (kN) ( $Q_{2max} / Q_{1max}$ )	$Q_{2max} - Q_{1end}$ (kN) ( $Q_{2max} / Q_{1end}$ )
	最大耐力 $Q_{1max}$	最終サイクル ピーク $Q_{1end}$			
C-C40T75	1034	338	761	-273 (0.74)	+428 (2.25)
C-C40T75M	1094	1001	1248	+154 (1.14)	+247 (1.25)

(2) 剛性

各試験体の二次载荷時部材剛性において、一次载荷初期剛性との比較を図 2.3.3-3 に、一次载荷最終サイクルの剛性との比較を図 2.3.3-4 に示す。図中には、各水平荷重—変形角関係（包絡線）を併せて示す。一次载荷最終サイクルの剛性は、当該最終サイクル 1 点目とそのサイクルにおける最大荷重の 1/3 時点の 2 点間における水平荷重の増分を、同 2 点間における上下スタブ相対水平変位の増分で除して算出した。表 2.3.3-2 に比較した結果をまとめる。

C-C40T75 の二次载荷時剛性は、一次载荷初期剛性の 0.90 倍となり、補修補強前の剛性を上回る剛性は得られなかった。一次载荷最終サイクルの剛性に対しては 32.3 倍となり、剛性の大幅な回復が見られた。

C-C40T75M の二次载荷時剛性は、一次载荷初期剛性の 0.50 倍となったが、これは一次载荷最終サイクルの剛性とほぼ同等の値であり、補強による剛性の増大は見られなかった。

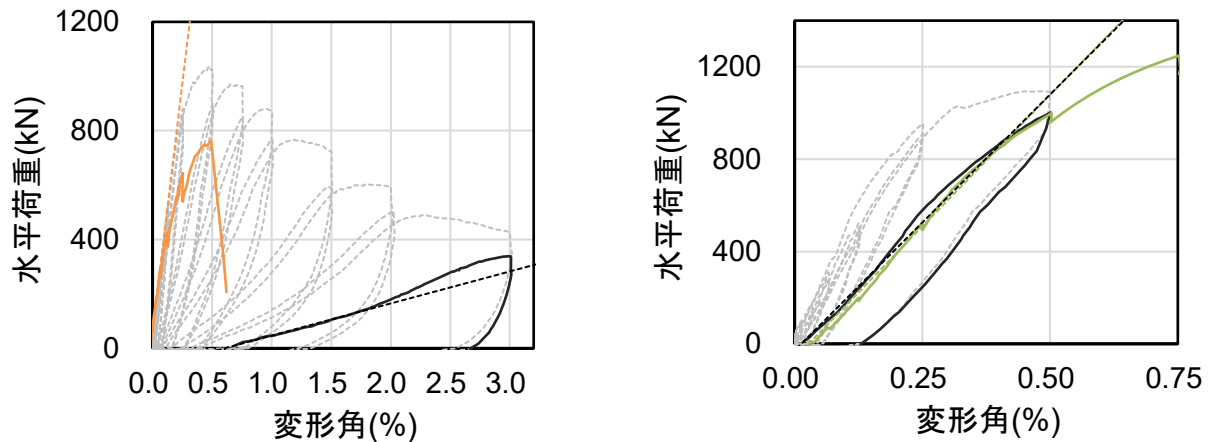


(a) C-C40T75

(b) C-C40T75M

図 2.3.3-3 剛性（一次载荷と二次载荷の比較）

— 一次荷重最終サイクル      — 二次荷重包絡線      — 一次荷重最終サイクル      — 二次荷重包絡線  
 ..... 一次荷重最終サイクル剛性      ..... 二次荷重剛性      ..... 一次荷重最終サイクル剛性      ..... 二次荷重剛性



(a) C-C40T75

(b) C-C40T75M

図 2.3.3-4 剛性（一次荷重最終サイクルと二次荷重の比較）

表 2.3.3-2 試験体剛性（一次荷重と二次荷重の比較）

試験体	一次荷重時 (kN/mm)		二次荷重時剛性 $K_2$ (kN/mm)	$K_2 - K_1$ (kN/mm) ( $K_2 / K_1$ )	$K_2 - K_{1end}$ (kN/mm) ( $K_2 / K_{1end}$ )
	初期剛性 $K_1$	最終サイクル $K_{1end}$			
C-C40T75	393	11	355	-38 (0.90)	+344 (32.3)
C-C40T75M	444	216	222	-222 (0.50)	+6 (1.03)

### (3) 考察

C-C40T75 二次荷重における部材剛性は、断面修復および UFC パネル補強により一次荷重の最終サイクルの剛性と比較して大幅に向上した。一方で、一次荷重において座屈していた主筋に対する補修や補強を行わなかったことを踏まえて、一次荷重での既存柱の損傷が大きかったことから、2.3.2 項(5)で示したように、破壊直前まで全圧縮に近い目地部の変形が得られたと考えられる。結果として、目地モルタルが全幅に対して脆性的に圧壊して破壊に至り、最大耐力は一次荷重時の 74%に留まった。C-C40T75 一次荷重終了時のように、損傷度 V 相当の損傷を受けた柱に対する補修補強としては、本実験で実施した補修、補強方法では十分でないと考えられる。

C-C40T75M 二次荷重における部材剛性は、一次荷重最終サイクルの剛性とほとんど同じであった。これは、UFC パネルが軸力の一部を負担することにより既存柱の負担軸力が減少し、既存柱の剛性が相対的に低下する一方で、UFC パネル補強部の寄与により剛性が増大することで、結果として補強前と同程度の部材剛性に留まっているからだと考えられる。しかし、最大耐力は一次荷重時と比較して 14%の上昇が見られた。最大耐力は、目地モルタルの損傷状況や、UFC パネルのひび割れ幅および負担せん断力等の推移から、目地モルタルが圧壊してパネル負担せん断力が減少することにより決定されたと考えられる。最大耐力以降は目地モルタルの圧壊に伴い UFC パネルが剥がれるような損傷が見られ、最終的には正面では目地モルタルが全幅に対し圧壊、裏面では UFC パネルがせん断破壊し、R=1.5%サイクルで急激に耐力が低下した。総括して、一次荷重において最大耐力を発揮する程度の変形を経験し

## 第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

た C-C40T75M に関しては、UFC パネル補強による剛性の向上は見られなかったものの最大耐力の向上は確認された。一方で、目地モルタルの圧壊に起因して最大耐力が決定され、また脆性的な破壊に至り、変形性能については課題を残す結果となった。

### 参考文献 (2.3 節)

- [2.3-1] 日本建築防災協会：2015 年改訂版震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016.3
- [2.3-2] 向井智久ほか：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証，建築研究資料，No.175，2016.11
- [2.3-3] 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004
- [2.3-4] 今井和正ほか：超高強度プレキャスト柱における接合モルタルの圧縮特性，コンクリート工学，第 48 巻 2 号，pp.24-30，2010

## 2.4 補強効果の評価

### 2.4.1 はじめに

本節では、本研究で使用した試験体について、UFC パネル補強の効果を含めた試験体の曲げ終局耐力、せん断終局耐力および UFC パネル接着接合部破壊時耐力を算出し、実験結果との比較を行う。耐力の算定には実験における材料試験結果を用い、柱コンクリートの圧縮強度には二次載荷時の値を使用した。

### 2.4.2 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力は、文献[2.4-1]を参考にして、文献[2.4-2]の等価ストレスブロック法を用いた曲げ理論式に、UFC パネルによる補強効果の項を追加して評価した。軸方向力の釣り合いから、(式 2.4.2-1)を解いて中立軸深さ  $x_{n1}$  を算出し、(式 2.4.2-2) から曲げ終局耐力を算出した。算定において、既存部と UFC パネルのひずみ分布が同じであると仮定し、断面内の応力、ひずみ分布が図 2.4.2-1 のように表せるとした。既存部コンクリートの応力分布は文献[2.4-3]を参考に ACI Building Code によるストレスブロック係数をもとに評価し、UFC パネルは三角形の応力分布を仮定した。主筋の応力—ひずみ関係は降伏点を折れ点とするバイリニアモデル（降伏後は降伏強度で一定とする）を仮定した。

$$0 = k_1 k_3 f'_c x_{n1} b + \frac{1}{2} \varepsilon_{cu} E_{UFC} t_{UFC} x_{n1} + \sum A_{sc} \sigma_{sc} - \sum A_{st} \sigma_{st} - N \quad (\text{式 2.4.2-1})$$

$$M_{mu} = -k_1 k_2 k_3 f'_c (x_{n1})^2 b - \varepsilon_{cu} E_{UFC} t_{UFC} \frac{(x_{n1})^2}{6} - \sum A_{sc} \sigma_{sc} d_c + \sum A_{st} \sigma_{st} d_t + N \cdot g \quad (\text{式 2.4.2-2})$$

ここで

$N$  : 軸方向力(N)

$M_{mu}$  : 曲げ終局耐力(Nmm)

$Q_{mu}$  : 曲げ終局耐力時せん断力(N) ( $=M_{mu}/(h/2)$ )

$h$  : 柱内法高さ(mm)

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

$b$  : 柱幅(mm)

$k_1$  : ストレスブロック係数 1 ( $=0.85-0.05(f'_c-28)/7$ )

$k_2$  : ストレスブロック係数 2 ( $=0.5k_1$ )

$k_3$  : ストレスブロック係数 3 ( $=0.85$ )

$x_{n1}$  : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

$\varepsilon_{cu}$  : コンクリート圧縮限界ひずみ ( $=0.003$ )

$E_{UFC}$  : UFC パネルの弾性係数(N/mm<sup>2</sup>)

$t_{UFC}$  : UFC パネルの厚さ (2 枚) (mm)

$A_{sc}$  : 各圧縮側鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sc}$  : 各圧縮側鉄筋の応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$d_c$  : 圧縮縁から各圧縮側鉄筋までの距離(mm)

$A_{st}$  : 各引張側鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{st}$  : 各引張側鉄筋の応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$d_t$  : 圧縮縁から各引張側鉄筋までの距離(mm)

$g$  : 圧縮縁から重心位置までの距離(mm)



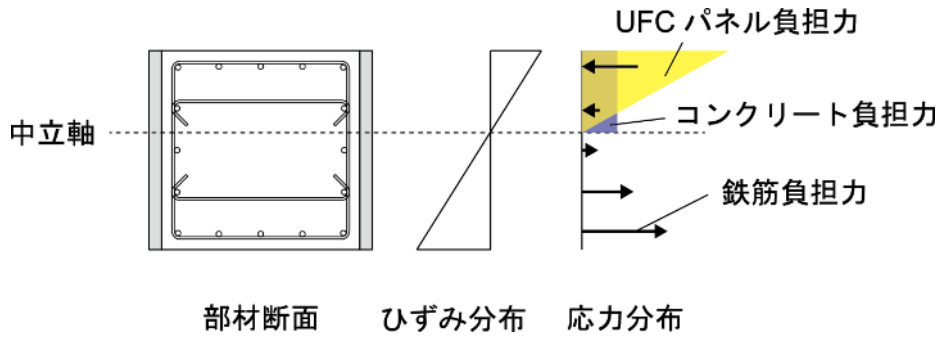


図 2.4.2-1 断面内の応力，ひずみ分布（概念図）

計算結果を表 2.4.2-1 に示す。ここで，(式 2.4.2-1)，(式 2.4.2-2) で算出した曲げ終局耐力は，目地モルタルの影響を無視しているが，実験では目地モルタルの損傷が顕著であったため，(式 2.4.2-1)，(式 2.4.2-2) における UFC パネルの弾性係数  $E_{UFC}$  を目地モルタルの弾性係数  $E_M$  に置き換えた場合の曲げ終局耐力も算出した。また，UFC パネル負担軸力，負担せん断力を表 2.4.2-1 に併せて示す。

表 2.4.2-1 曲げ終局耐力時せん断力

試験体	算定方法	曲げ終局耐力時 せん断力 $Q_{mu}$ (kN)	UFC パネル	
			負担軸力 (kN)	負担せん断力 (kN)
C-C40T75	目地モルタル考慮	1430	711	243
	目地モルタル無視	1535	1104	397
C-C40T75M	目地モルタル考慮	1432	574	187
	目地モルタル無視	1503	956	325

### 2.4.3 せん断終局耐力

せん断終局耐力は，既存部と UFC パネルで別々に求めたせん断終局耐力を累加することにより算出した。

UFC パネルのせん断終局耐力は，文献[2.4-4]におけるアーチ機構負担せん断力の(式 2.4.3-1)を用いて算出した。中立軸位置は文献[2.4-4]を参考に，以下の(式 2.4.3-2)により，アーチ機構の角度  $\theta$  は図 2.4.3-1 のように，(式 2.4.3-3)により算出した。有効強度係数  $v_0$  は，せん断ひび割れが発生することによる圧縮強度の低減を考慮するためのものであるが，UFC は高い引張強度を有しておりその影響は小さいと考えられるため， $v_0=1.0$  とした。UFC パネル負担軸力は，既存コンクリートと UFC のヤング係数比  $n$  を考慮した UFC パネル等価断面積  $nA_{UFC}$  と柱断面積  $A_c$  の比から，(式 2.4.3-4)により算出した。また，目地モルタルの圧縮強度  $\sigma_M$  は文献[2.4-5]を参考にして，図 2.4.3-2 のような UFC パネルおよびコンクリートからの拘束領域を考慮し，(式 2.4.3-5)により圧縮強度を上昇させた。

$$Q_{sup} = \frac{1}{2} v_0 \sigma_{UFC} t_{UFC} x_{n2} \sin 2\theta \quad (\text{式 2.4.3-1})$$

$$x_{n2} = \frac{D}{4} (1 + 2\eta) \quad (\text{式 2.4.3-2})$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{D - x_n}{L} \quad (\text{式 2.4.3-3})$$

$$N_{UFC} = N_{max} \times \frac{nA_{UFC}}{A_c} \quad (\text{式 2.4.3-4})$$

$$\sigma_{mc} = \sigma_m + 69 \left(1 - \frac{l}{\sqrt{3}t}\right) \left(1 - \frac{l}{\sqrt{3}D}\right) \quad (\text{式 2.4.3-5})$$

ここで

$Q_{sup}$  : UFC パネルせん断終局耐力(N)

$v_0$  : 有効強度係数 (=1.0)

$\sigma_{UFC}$  : UFC 圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$x_{n2}$  : 中立軸位置(mm)

$\theta$  : アーチ機構の角度

$\eta$  : UFC パネル軸力比 (=  $N_{UFC} / (t_{UFC} \times D \times \sigma_{UFC})$ )

$N_{UFC}$  : UFC パネル負担軸力(N)

$t_{UFC}$  : UFC パネルの厚さ (2枚) (mm)

$D$  : UFC パネルせい(mm)

$L$  : UFC パネル長さ(mm)

$N_{max}$  : 試験体目標圧縮軸力(N)

$n$  : 既存コンクリートと UFC のヤング係数比 (=  $E_{UFC} / E_c$ )

$A_{UFC}$  : UFC パネル断面積(mm<sup>2</sup>),

$A_c$  : 既存柱断面積(mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{mc}$  : 拘束領域を考慮した目地モルタル圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_m$  : 材料試験における目地モルタル圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$l$  : 目地高さ(mm)

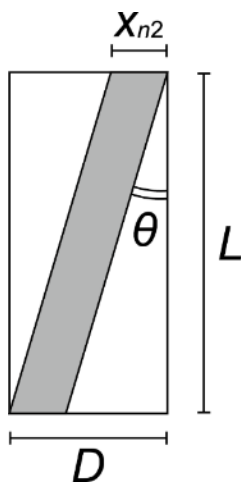


図 2.4.3-1 アーチ機構の角度

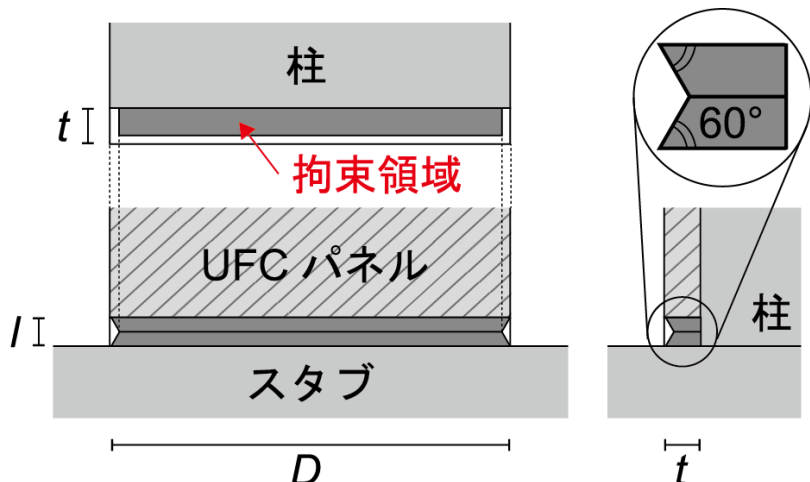


図 2.4.3-2 目地モルタルの拘束領域

既存部せん断終局耐力は RC 保有水平耐力規準<sup>[2.4.6]</sup>に示される (式 2.4.3-6) に基づいて算出した。既存部負担軸力は実験での試験体目標圧縮軸力から UFC パネル負担軸力を差し引いて算出した。

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(f'_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (\text{式 2.4.3-6})$$

ここで

$Q_{suc}$  : 既存部せん断終局耐力(N)

$p_t$  : 引張鉄筋比(%)

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

$M/(Qd)$  : せん断スパン比

$d$  : 有効せい(mm)

$p_w$  : 帯筋比

$\sigma_{wy}$  : 帯筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$  : 軸方向応力度(N/mm<sup>2</sup>) ( $=N_C/(bD)$ ), ただし  $\sigma_0 \leq 0.4f'_c$  (N/mm<sup>2</sup>)とする)

$N_C$  : 既存部負担軸力(N) ( $=N_{max}-N_{UFC}$ )

$b$  : 柱幅(mm)

$j$  : 応力中心間距離(mm)

計算結果を表 2.4.3-1 に示す。ここで、(式 2.4.3-1) で算出した UFC パネルせん断終局耐力は、目地モルタルがパネル破壊時まで圧縮強度を保持した場合の耐力であることから、目地部が圧縮強度に達した時点での UFC パネル負担せん断力として、(式 2.4.3-1) における UFC 圧縮強度  $\sigma_{UFC}$  を目地モルタル圧縮強度 (拘束領域考慮)  $\sigma_{mc}$  に置き換えた場合においても算出した。計算結果を表 2.4.3-1 に併せて示す。

表 2.4.3-1 せん断終局耐力

試験体	算定方法	せん断終局耐力 $Q_{su}$ (kN)	UFC パネル	
			負担軸力(kN)	負担せん断力(kN)
C-C40T75	目地破壊時	1343	777	431
	パネル破壊時	1661		749
C-C40T75M	目地破壊時	1393	693	397
	パネル破壊時	1642		646

#### 2.4.4 パネル接着接合部破壊時耐力

C-C40T75M では、目地モルタルの圧壊に伴い、UFC パネルと既存柱の接着接合部での損傷が顕著となったことから、本項では UFC パネル接着接合部破壊時耐力を算出する。ここでは目地が圧縮破壊し、応力伝達ができないという仮定のもと、文献[2.4-7]を参考にして以下の(式 2.4.4-1)により算出した。UFC パネル接着接合部破壊時耐力は、図 2.4.4-1 に示すように UFC パネルを 4 つの領域に分割し、接着材を介して伝達される力が各領域の中心に生じるとして、略算的に算出した。UFC パネルとコンクリートの接着接合部せん断強度は、既往の研究[2.4-8]より、コンクリートの引張強度における一般的な(式 2.4.4-2) によって概ね推定できることが報告されており、これを用いて算出した。

本実験においては、接着材と既存柱の界面での損傷とカバーコンクリートとコアコンクリートの境界付近における損傷の 2 通りの損傷状況が見られたことから、UFC パネル接着面積には、前者を想定し接着面積としてパネル全断面積を有効とする場合 A と、後者を想定して帯筋による断面欠損を考慮する

場合  $A_e$  の 2 通りで計算した。計算結果を表 2.4.4-1 に示す。

$$Q_{pup} = 2 \times \frac{A}{2} \frac{D}{\sqrt{D^2 + L^2}} \cdot \tau_{amin} \quad (\text{式 2.4.4-1})$$

$$\tau_{amin} = 0.33\sqrt{f'_c} \quad (\text{式 2.4.4-2})$$

ここで

$Q_{pup}$  : UFC パネル接着接合部破壊時耐力(N)

$A$  : UFC パネル接着面積(mm<sup>2</sup>) (=D×L)

$A_e$  : UFC パネル有効接着面積(mm<sup>2</sup>) (=D×L-n×d×l)

$n$  : 帯筋本数

$d$  : 帯筋径(mm)

$l$  : 帯筋見付け長さ(mm)

$D$  : UFC パネルせい(mm)

$L$  : パネル長さ(mm)

$\tau_{amin}$  : 接着接合部せん断強度(N/mm<sup>2</sup>)

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

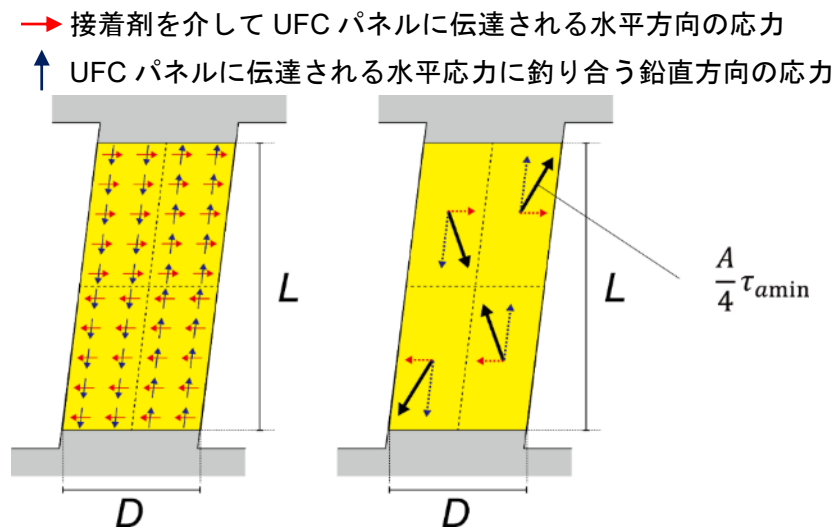


図 2.4.4-1 接着接合部破壊時耐力の概要

表 2.4.4-1 接着接合部破壊時耐力

試験体	算定方法	パネル接着接合部耐力 $Q_{pup}$ (kN)
C-C40T75	帯筋による欠損考慮	426
	帯筋による欠損非考慮	489
C-C40T75M	帯筋による欠損考慮	427
	帯筋による欠損非考慮	497

#### 2.4.5 実験結果との比較

表 2.4.5-1 に、C-C40T75M における実験最大耐力およびパネル負担せん断力の実験値を、上述の計算値と併せて示す。各計算値を比較すると、せん断終局耐力の目地破壊時が最も小さく 1393kN であっ

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

た。これは 2.3 節（実験結果）の考察でも示したように、実験最大耐力が目地モルタルの圧壊に起因して決定されたことを示している。

最大耐力の実験値と計算値（1393kN）を比較すると、実験値／計算値は 0.90 となり、計算値が実験値を上回った。これは、本計算方法では一次載荷における既存柱の損傷を考慮しておらず、計算値が過大に評価されているためと考えられる。また、図 2.4.5-1 に、軸力とせん断終局耐力算定時における UFC パネル負担せん断力の関係を示す。図中には C-C40T75M のパネル中央高さ位置における実験結果（各サイクル 1 回目ピーク点）も併せて示す。これより、実験値が目地破壊時のパネル負担せん断力を上回ることはないものの、近い値を示していることが確認できる。本実験結果におけるパネル負担せん断力は、その算出方法により実際の値よりやや低い値を示している可能性がある（詳細は 2.5 節で示す）ことを踏まえると、実験において目地モルタルの圧壊が見られたことを、計算値が捉えているものだと考えられる。一方で、本せん断終局耐力は、既存柱と UFC パネルの負担せん断力を単純累加することで算出しているが、実際は柱とパネルが同時にそれぞれの終局耐力を発揮することは考えにくく、両者の変形を考慮した試験体としてのせん断終局耐力を適切に評価する必要がある。これら補強方法の評価手法に関する詳細な検討は 2.5 節（有限要素解析を用いた検討）で行う。

また、パネル中央高さ位置におけるパネル負担せん断力の実験最大値は、帯筋による欠損を考慮したパネル接着接合部耐力と比較して、実験値／計算値は 0.90 となった。実験値は当該耐力を下回っているものの近い値を示しており、これは、実験において実際にパネル接着接合部での損傷が見られたことを示しているものだと考えられる。

表 2.4.5-1 実験値と計算値との比較 (C-C40T75M)

	実験値 (kN)		計算値 (kN)					
	高さ方向の平均値	中央高さ位置の値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力		接着接合部耐力	
			目地考慮	目地非考慮	目地破壊時	パネル破壊時	帯筋による欠損考慮	帯筋による欠損非考慮
柱+パネル	1248		1432	1503	<b>1393</b>	1642	-	-
パネル	312	386	187	325	397	646	427	497

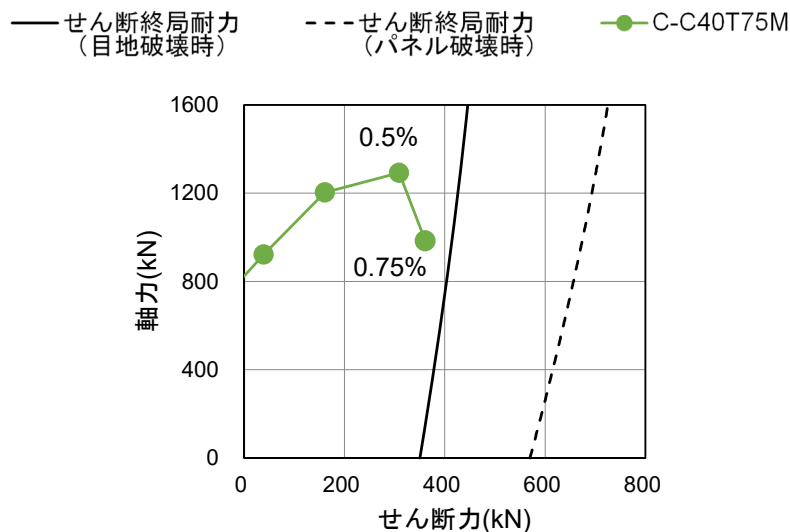


図 2.4.5-1 軸力—パネル負担せん断力関係

参考文献 (2.4 節)

- [2.4-1] 久保佳祐ほか：UFC パネル補強した RC 造袖壁付き柱の骨格曲線評価，コンクリート工学会年次論文報告集，Vol.40，No.2，pp.973-978，2018
- [2.4-2] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- [2.4-3] 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
- [2.4-4] 日比野陽ほか：横補強筋量が少ない鉄筋コンクリート柱部材の圧縮ストラット形状の変化と終局せん断強度，日本建築学会構造系論文集，No.677，pp.1113-1122，2012.7
- [2.4-5] 今井和正ほか：超高強度プレキャスト柱における接合モルタルの圧縮特性，コンクリート工学テクニカルレポート，第 48 巻 2 号，pp24-30，2010
- [2.4-6] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準(案)・同解説，2016
- [2.4-7] 以頭秀司ほか：鋼板を片面に貼り付けてせん断補強した既存 RC 柱の力学性状（その 1～その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp251-254，2013.8
- [2.4-8] 坂下雅信ほか：分割したプレキャスト UFC パネルをブレース状に貼り付けた RC 造部材の耐震補強効果に関する研究，コンクリート工学会年次論文報告集，Vol.39，No.2，pp.895-900，2017

## 2.5 有限要素解析

### 2.5.1 はじめに

本節では、FINAL/V11<sup>[2.5-1]</sup>を用いて本研究の試験体 C-C40T75（一次载荷のみ対象）および C-C40T75M に対する有限要素解析を行い、水平荷重—変形角関係および UFC パネルや目地モルタルの応力状態などを中心に実験結果を追跡した。さらに、当該解析モデルを用いて、一次载荷での損傷の度合いやパネルの厚さ、形状などをパラメータとしたパラメトリックスタディを行った。

### 2.5.2 有限要素解析を用いた実験結果追跡

#### (1) モデル化概要

各試験体の解析モデル概形を図 2.5.2-1 に、断面詳細を図 2.5.2-2 に示す。本検討では、面外方向の対称性を利用し柱試験区間および上下スタブの一部を载荷直交方向に分割した半分の断面のみをモデル化し、切断面の载荷直交方向の変位を拘束した。原試験体コンクリート、UFC、目地モルタルは六面体要素、柱主筋および帯筋は線材要素を用いてモデル化した。UFC パネルの接着に用いた接着材は 8 節点フィルム要素でモデル化した。また、主筋の節点とコンクリートの節点の間に接合ライン要素を挿入することで主筋とコンクリート間の付着の影響を考慮し、さらに目地モルタルスタブ間にひび割れ接合要素を挿入することで、当該面が接触している時のみ十分大きな剛性をもって応力伝達が行われるものとした。軸力および水平力は上スタブ頂部の柱重心位置（図 2.5.2-1(a)の赤丸）に節点荷重として作用させ、加力点周辺の要素には十分な剛性を与えた。また、下スタブ下端のコンクリートおよび主筋の全節点は完全固定とした。解析は 2.2.5 項の経路に沿うように軸力と水平力を制御し、上下スタブの平行を保つように行った。

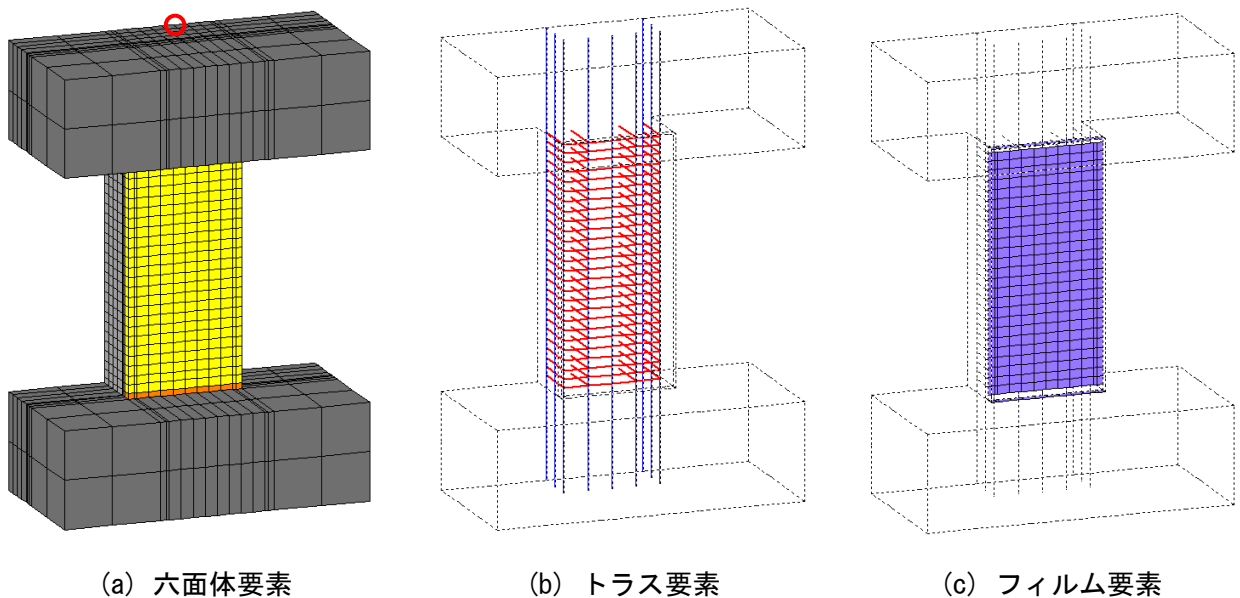


図 2.5.2-1 解析モデル概形

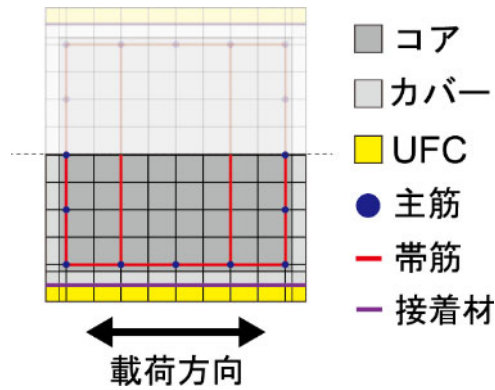


図 2.5.2-2 解析モデル断面詳細

(2) 材料構成則

1) コンクリート, UFC, 目地モルタル

解析で用いた材料特性は、基本的には 2.2.3 項で示した材料試験結果を用いたが、コンクリートの引張強度  $f_t$  (N/mm<sup>2</sup>) はコンクリート圧縮強度  $f'_c$  から (式 2.5.2-1) [2.5-2] により、UFC の引張強度  $f_{tUFC}$  (N/mm<sup>2</sup>) は UFC 曲げ強度  $f_{bUFC}$  から (式 2.5.2-2) [2.5-3] により、目地モルタルの引張強度  $f_{tM}$  (N/mm<sup>2</sup>) は文献[2.5-4]を参考にモルタル圧縮強度  $f'_{cM}$  から (式 2.5.2-3) によりそれぞれ算出した。

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad (\text{式 2.5.2-1})$$

$$f_{tUFC} = (f_{bUFC} - 1.54)/2.59 \quad (\text{式 2.5.2-2})$$

$$f_{tM} = 1.40 \left( \frac{f'_{cM}}{10} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{式 2.5.2-3})$$

試験区間内コンクリート, UFC および目地モルタルに使用した材料構成則を表 2.5.2-1 にそれぞれ示す。コンクリートはスタブと柱試験区間で分けてモデル化し、スタブは弾性とした。圧縮応力-ひずみ関係には、修正 Ahmad モデル[2.5-5]を基本的に採用したが、カバーコンクリートの圧縮軟化域に関しては圧壊による解析の不安定化を防ぐため中村・梶貝モデル[2.5-6]を採用した。また、UFC および目地モルタルの応力上昇域に関しては線形モデルとした。三軸応力下の破壊条件には、畑中らの係数[2.5-5]を適用して、Ottosen の 4 パラメータモデルを採用した。引張応力-ひずみ関係には、コアコンクリートに関しては長沼・山口のモデル[2.5-7]を使用し、拘束コンクリートとしての Tension-stiffening を考慮し、カバーコンクリートおよび目地モルタルに関しては引張強度以降引張応力を負担しないものとした。UFC は UFC 指針[2.5-3]に基づき、図 2.5.2-3 に示す引張応力-ひずみ曲線を設定した。ひび割れ発生後のせん断伝達特性には、コアコンクリートに関しては長沼の提案モデル[2.5-8]を採用し、カバーコンクリートおよび UFC, 目地モルタルに関しては Al-Mahaidi モデル[2.5-9]を採用した。また、既存のひび割れと新たなひび割れのなす角度の最小値は 20° とした。繰り返し応力下の履歴特性には長沼・大久保による曲線モデル[2.5-10]を採用した。



表 2.5.2-1 材料構成則（コンクリート・UFC・目地モルタル）

		コンクリート		UFC	目地モルタル
		カバー	コア		
圧縮応力-ひずみ曲線	上昇域	修正 Ahmad モデル		線形モデル	線形モデル
	軟化域	中村・楢貝モデル	修正 Ahmad モデル		
圧縮破壊条件		Ottosen の 4 パラメータモデル（畑中らの係数）			
テンションステイフニング特性		cut-off モデル	長沼・山口のモデル	UFC 指針	cut-off モデル
ひび割れ後のせん断伝達特性		Al-Mahaidi モデル	長沼の提案モデル	Al-Mahaidi モデル	
繰返し応力下の履歴特性		曲線モデル（長沼・大久保のモデル）			

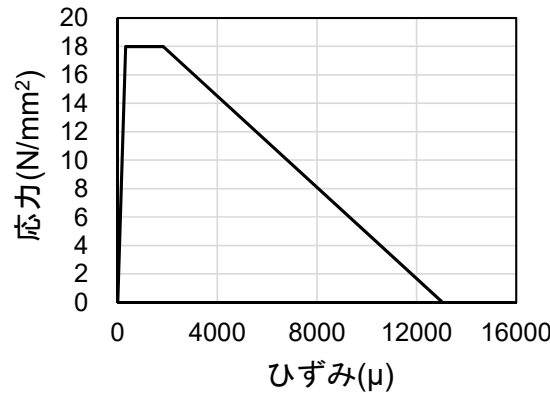


図 2.5.2-3 UFC 引張特性（C-C40T75M）

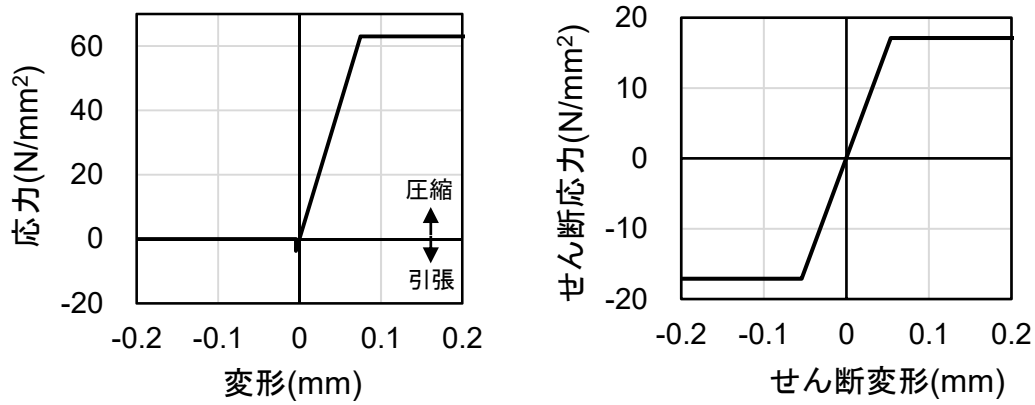
### 2) 鉄筋

鉄筋の応力-ひずみ関係は降伏点を折れ点とするバイリニアモデルとし、降伏後剛性は材料試験結果に基づき初期剛性の 1/300（主筋）および 1/100（帯筋）とした。また、繰返し応力下の履歴特性には修正 Menegotto-Pinto モデル<sup>[2.5-11]</sup>を採用した。

### 3) 接着材

UFC パネルの接着に用いた接着材の応力-変形関係は、用いた接着材の試験成績書の値を用いて図 2.5.2-4 に示すバイリニアモデルで設定した。ただし、引張側の強度にはコンクリートとの接着強度を採用し、接着強度以降は引張応力を負担しないとした。また、せん断弾性係数  $G$  は接着材の圧縮弾性率  $E$  およびポアソン比  $\nu$  を用いて（式 2.5.2-4）から算出し、 $\nu$  は文献[2.5-12]、文献[2.5-13]を参考に 0.33 とした。接着材の厚さは本実験における実際の接着材厚さを平均して 5mm とした。

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{式 2.5.2-4})$$



(a) 圧縮および引張 (b) せん断

図 2.5.2-4 接着材の応力-変形関係

#### 4) その他

柱試験区間内の主筋とコンクリート間の付着応力-すべり関係を Elmersi 等の提案<sup>[2.5-14]</sup>を参考に図 2.5.2-5 のように設定した。包絡線を決定するパラメータは図 2.5.2-5 に示す通りで、最大付着応力  $\tau_1$  は文献<sup>[2.5-15]</sup>の 1 段目主筋付着信頼強度とし、付着応力低下後の応力一定領域の付着応力  $\tau_2$  は森田・角の提案<sup>[2.5-16]</sup>に従い  $0.18\tau_1$  とした。また、上下スタブ内に関しては、前述のモデルにおいて  $S_3=100\text{mm}$  とし、試験区間内よりも付着応力の低下が起こりにくいモデルとした。

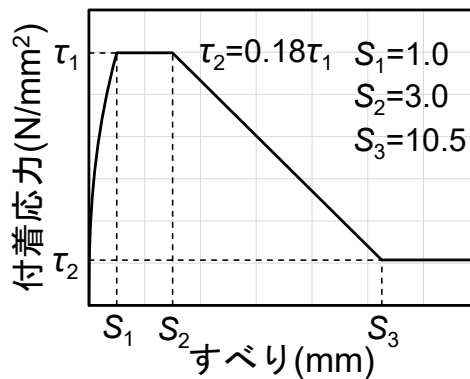


図 2.5.2-5 付着応力-すべり関係 (柱試験区間)

C-C40T75 では補強部分 (UFC, 目地モルタル, 接着材, モルタルスタブ間フィルム要素) を除いてモデル化し、一次荷重のみ解析を行った。C-C40T75M は一次荷重時に上述の補強部分をダミー要素として除き、二次荷重時にこれを出現させることで実験を再現した。また、C-C40T75M では、一次荷重時と二次荷重時における柱試験区間コンクリートの圧縮強度  $f'_c$  の差が大きかったので、それぞれの値を用いた場合の 2 通りの解析を行った。

### (3) 解析結果および実験結果との比較

#### 1) 水平荷重-変形角関係

上述のモデルを用いた解析の結果および実験結果から得られた水平荷重-変形角関係を図 2.5.2-6 および図 2.5.2-7 に示す (図 2.5.2-7 は主筋-コンクリート間の付着ばねを剛としたモデル (以降, 付着非考慮モデル) の結果を示す)。図中の解析結果では、上述の荷重を与えた節点における荷重方向変位を

第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

試験区間高さで除したものを変形角, 同方向の荷重の2倍を水平荷重とした。表 2.5.2-2 および表 2.5.2-3 に, 各試験体における解析最大耐力の実験結果との比較を示す。

C-C40T75 においては, 正載荷時における部材剛性や最大耐力, 最大耐力を記録した変形角等の実験結果を精度よく評価した。一方で, 負載荷時の剛性や耐力においては, 解析値が実験値を大きく上回った。また, 付着非考慮モデルにおいては, 付着考慮モデルと比較して正載荷時の剛性や耐力がやや上昇しているものの, 最大耐力や履歴性状に大きな違いは見られないことから, 以降に示すモデルでは安定して解析できる付着非考慮モデルを採用する。

C-C40T75M においては, 採用するコンクリート圧縮強度の違いにより剛性や耐力に差が見られた。一次載荷に関しては, 一次載荷時のコンクリート圧縮強度を用いたモデルでは, 正載荷時における剛性や耐力等の実験結果を概ね精度よく評価したが, 二次載荷時のコンクリート圧縮強度を用いたモデルでは正載荷時における実験最大耐力を過大に評価した。一方で, 二次載荷に関しては, 用いた圧縮強度の違いによる正載荷時履歴性状の差は小さく, どちらのモデルにおいても実験最大耐力を良好な精度で評価した。負載荷時においては, C-C40T75 と同様に解析値が剛性や耐力等の実験値を過大評価しており, 解析結果では二次載荷の負載荷時における残留変形が大きく, 水平荷重-変形角関係がグラフ第二象限を通過する結果となった。

正載荷時における解析結果と実験結果の最大耐力を比較すると, C-C40T75M (二次載荷時  $f'_c$  使用モデル) における一次載荷の結果を除き, 実験値/解析値が 0.96~1.03 となり, 概ね精度よく評価することができた。一方で負載荷時においては, いずれの試験体においても解析値が実験値を過大評価した。

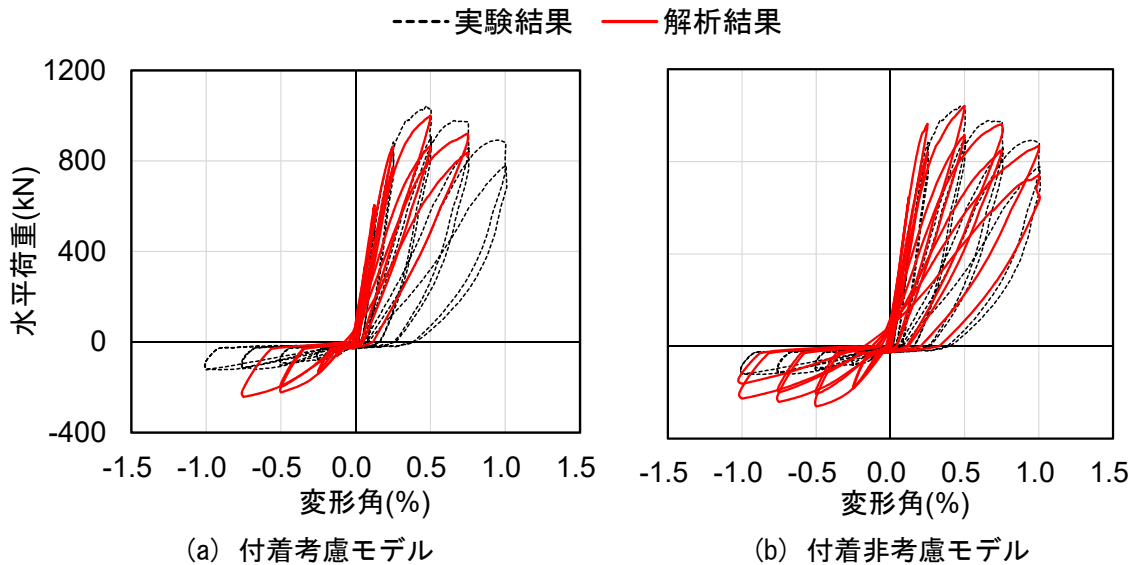


図 2.5.2-6 解析結果と実験結果の比較 (C-C40T75)

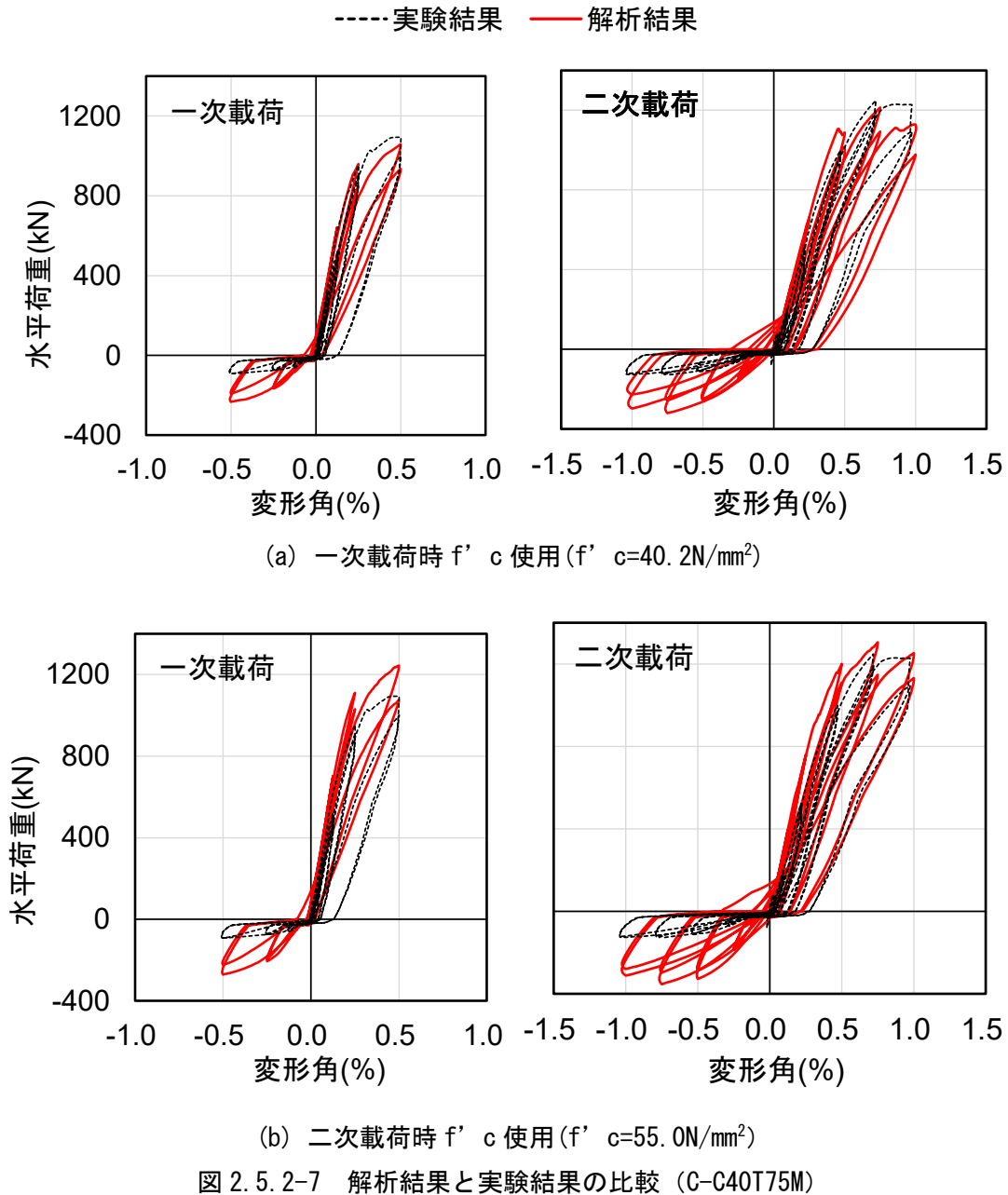


表 2.5.2-2 最大耐力の比較 (正荷重時)

		実験値 (kN)	解析値 (kN)	実験値／解析値
C-C40T75 一次荷重*1		1034	1041 (1000)	0.99 (1.03)
C-C40T75M 一次荷重	一次荷重時圧縮強度	1094	1059	1.03
	二次荷重時圧縮強度		1245	0.88
C-C40T75M 二次荷重	一次荷重時圧縮強度	1248	1213	1.03
	二次荷重時圧縮強度		1305	0.96

\*1 括弧内は付着考慮モデルの数値を示す

表 2.5.2-3 最大耐力の比較（負荷荷時）

		実験値* <sup>1</sup> (kN)	解析値 (kN)	実験値／解析値
C-C40T75 一次載荷		124	261 (242)	0.48 (0.51)
C-C40T75M 一次載荷	一次載荷時圧縮強度	92	234	0.39
	二次載荷時圧縮強度		271	0.34
C-C40T75M 二次載荷	一次載荷時圧縮強度	123	320	0.38
	二次載荷時圧縮強度		354	0.35

\*1 変形角 R=1%サイクルまでの最大値を示す

\*2 括弧内は付着考慮モデルの数値を示す

## 2) 損傷状況

図 2.5.2-8～図 2.5.2-10 に、各試験体の正側最大耐力を記録したサイクルにおける解析および実験での損傷状況の比較を示す。解析結果では当該サイクル 2 回目ピーク時の、実験結果では当該サイクル終了時のひび割れ図を示す。

C-C40T75 では、解析、実験ともに柱正面において細かな斜め方向のせん断ひび割れが確認された。しかし、解析結果では柱全体にわたって斜め方向のせん断ひび割れが確認されたのに対し、実験結果では主筋位置（図中縦方向グリッド位置）に集中して細かな斜めひび割れが発生しており、ひび割れ発生位置の正確な再現はできなかった。

C-C40T75M では、実験で確認された目地モルタルの圧壊や、正面パネルのせん断ひび割れ、パネル裏コンクリートの縦ひび割れなどの損傷状況を解析においても確認することができた。一方で、解析結果ではパネル柱頭柱脚端部にひび割れが確認され、実験とは異なる損傷状況も見られた。

総括して、本解析結果は細かなひび割れの発生状況等において実験結果と若干の違いは見られるが、せん断ひび割れの発生や目地モルタルの圧壊など、耐力や剛性低下に大きく寄与するであろうおおよその損傷状況を再現できていると考えられる。

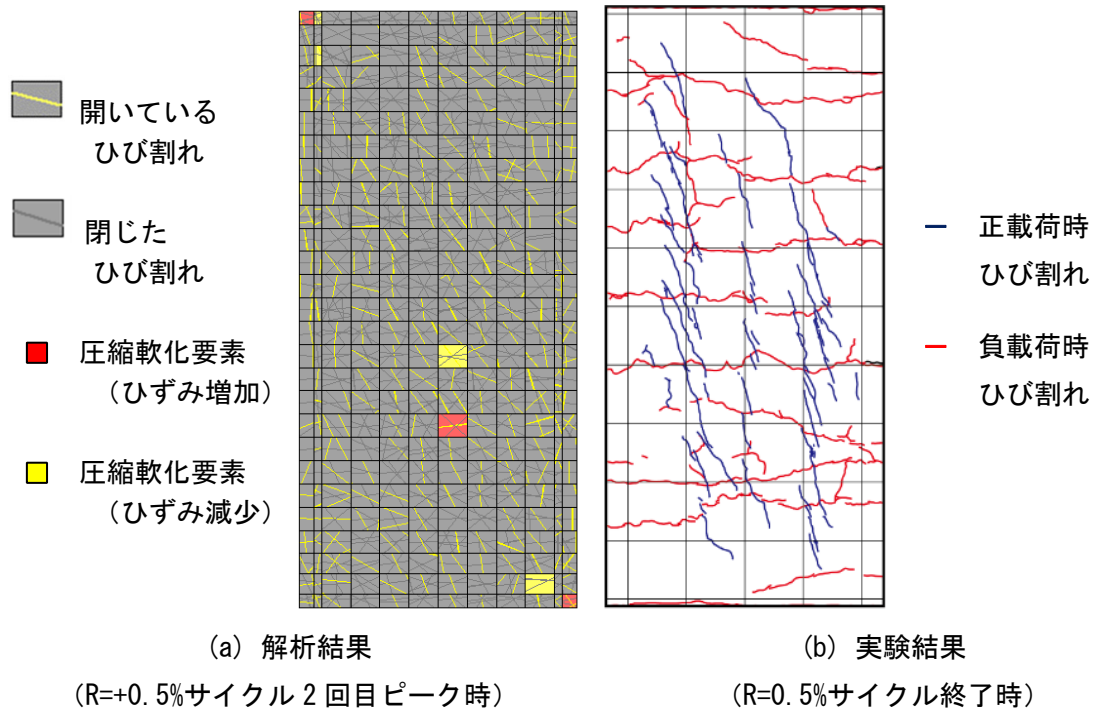


図 2.5.2-8 損傷状況の比較 (C-C40T75 正面)

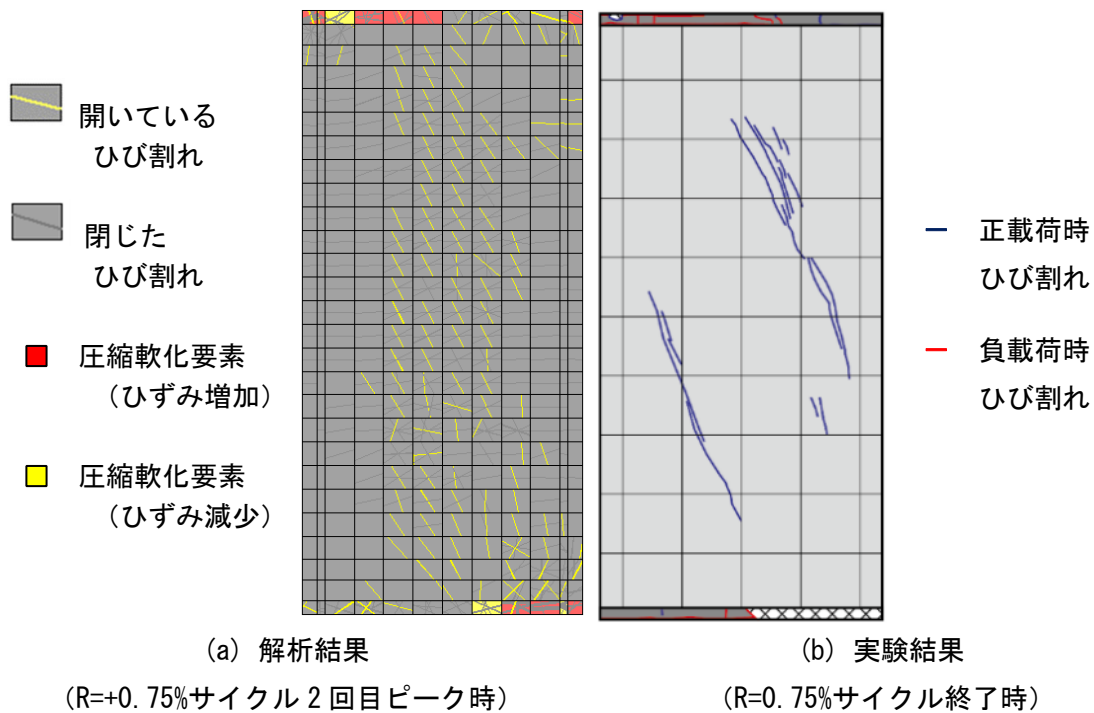


図 2.5.2-9 損傷状況の比較 (C-C40T75M 正面 (二次載荷時  $f'_c$  使用))

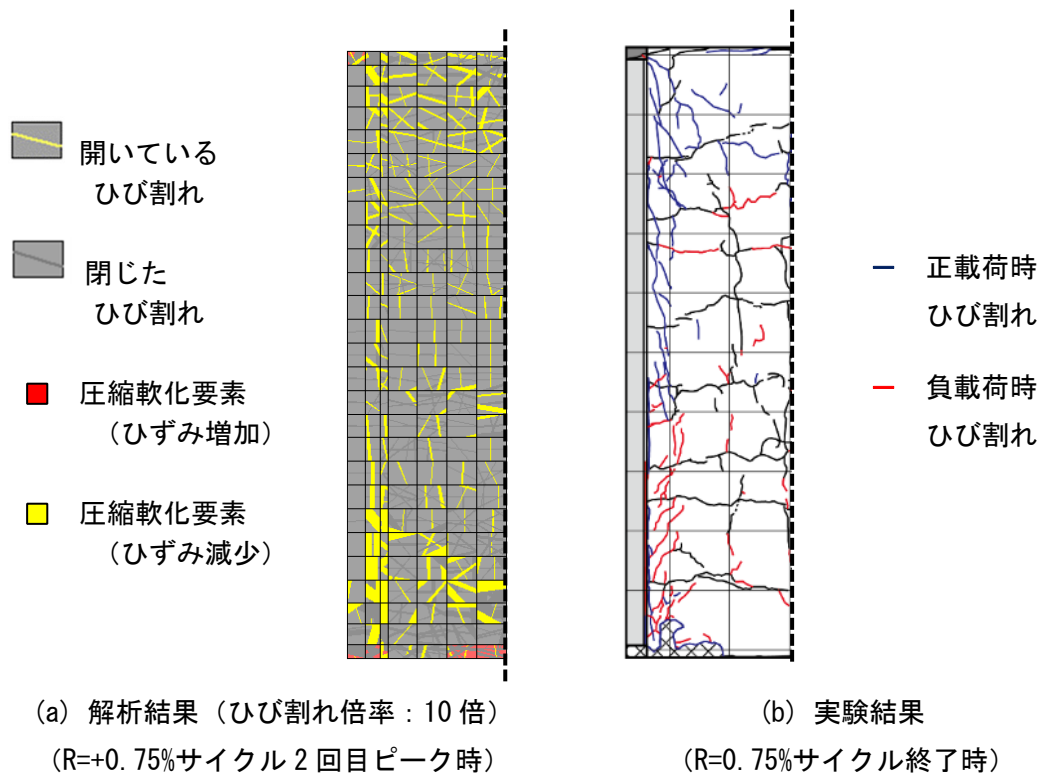


図 2.5.2-10 損傷状況の比較 (C-C40T75M 側面 (二次載荷時  $f'_c$  使用))

### 3) UFC パネル

C-C40T75M の二次載荷において、最大耐力を記録した R=+0.75%サイクル 1 回目ピーク時における UFC パネルの負担軸力および負担せん断力の分布を図 2.5.2-11 に示す。

UFC パネル負担軸力は、高さ方向にわたって概ね一定の値を示し、パネル高さ方向における平均値は 843kN であった。実験におけるパネル高さ方向の平均値 (836kN) と比較すると、実験値/解析値は 0.99 となり、同程度の値を示した。

UFC パネル負担せん断力は、パネル中央高さ付近で大きな値を示し、パネル中央高さ位置の値は 575kN であった。実験におけるパネル中央高さ位置の値 (361kN) と比較すると、実験値/解析値は 0.63 となり、解析値が大きな値を示す結果となった。

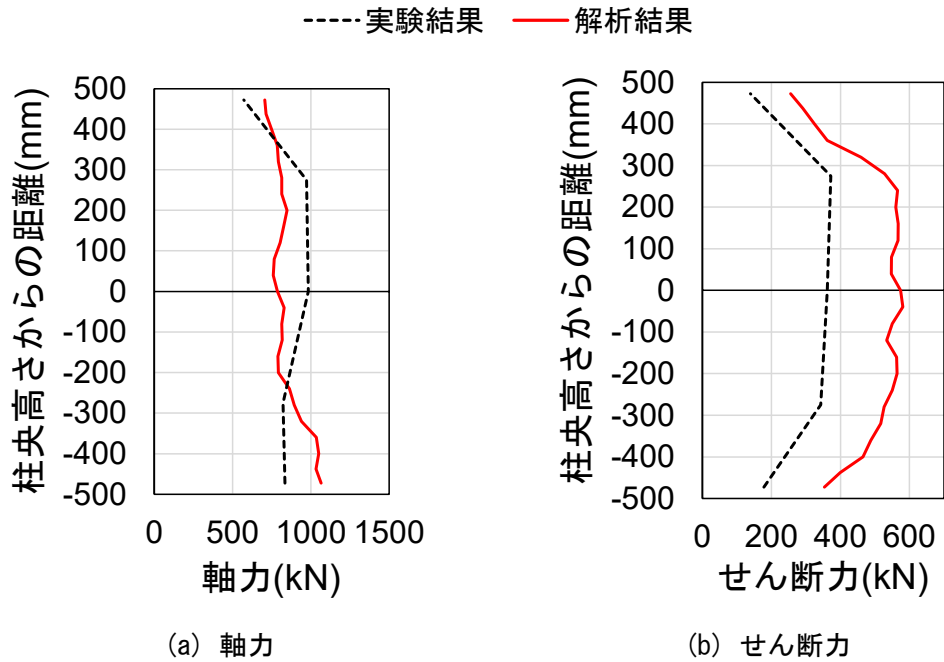


図 2.5.2-11 UFC パネル負担軸力・せん断力 (C-C40T75M (二次載荷時  $f'_c$  使用))

C-C40T75M 二次載荷において目地モルタルの圧壊が進行し始めた  $R=+0.25\%$  サイクル 1 回目ピークでの UFC パネルおよび目地モルタルの最小主応力の分布を図 2.5.2-12 に示す。

目地モルタルに作用する最小主応力の絶対値は最大で  $134\text{N/mm}^2$  (柱脚側) であり、目地モルタルの材料強度  $99.3\text{N/mm}^2$  を大きく上回った。実験結果 (2.3.2 項(6)3) では、C-C40T75M におけるパネル端部の最小主応力は最大で  $136\text{N/mm}^2$  程度作用していたと推定されており、解析と同様に圧縮強度以上の圧縮応力が目地モルタルに作用していたことが考えられる。これらより、2.4.3 項で示したパネルおよび上下スタブからの拘束による目地モルタルの強度上昇が、解析において再現できているものと判断できる。



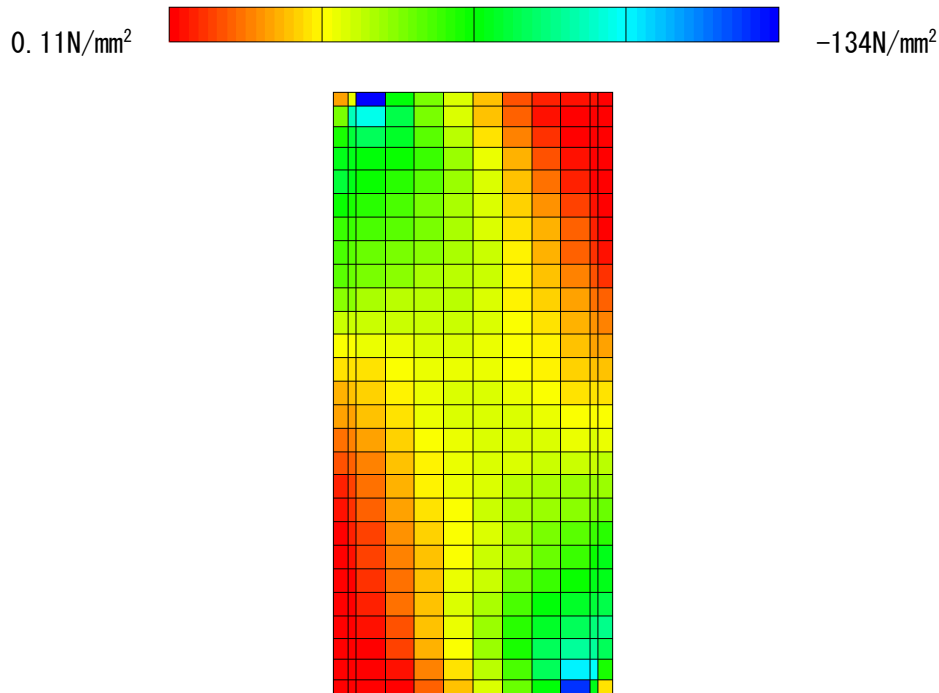


図 2.5.2-12 最小主応力図 (C-C40T75M (二次載荷時  $f'_c$  使用))

### 2.5.3 パラメトリックスタディ

本項では、前述のモデルを基準として、一次載荷での損傷の度合いおよび UFC パネルの厚さや形状、目地モルタルの有無などの補強方法の違いが、最大耐力および損傷状況に与える影響を調べることを目的としてパラメトリックスタディを行う。解析モデルの材料特性値には C-C40T75M の一次載荷時の値を採用し、加力は C-C40T75M における本実験での軸力経路を辿るように制御した。

#### (1) 補強の適用範囲の検討 (一次載荷での最大経験変形角)

ここでは損傷を受けたピロティ柱に対する補強の適用範囲の検討を目的として、一次載荷での損傷の度合いが二次載荷での耐力や剛性に及ぼす影響を検討する。パラメータは一次載荷での最大経験変形角  $R_1$  とし、基準モデルの  $R_1=0.5\%$  に対し、 $R_1=0\%$  (無損傷)、 $0.125\%$ 、 $0.25\%$ 、 $0.75\%$  の 4 通りについて検討を行った。正載荷時の水平荷重-変形角関係において、各モデルの一次載荷と二次載荷の比較を図 2.5.3-1 に、各モデルの二次載荷時の包絡線の比較を図 2.5.3-2 にそれぞれ示す。図 2.5.3-2 には無補強の柱を無損傷の状態から載荷したモデルについての結果を併せて示す。また、表 2.5.3-1 および表 2.5.3-2 に正載荷時における部材剛性の比較および最大耐力の比較を示す。一次載荷の最終サイクルの剛性は、当該最終サイクル 1 点目とそのサイクルにおける最大荷重の  $1/3$  時点の 2 点間における水平荷重の増分を、同 2 点間における加力点水平変位の増分で除して算出した。二次載荷部材剛性は、 $R=+1/3200$  サイクル 1 点目と  $Q=Q_{max}+1/3$  時点の 2 点間における水平荷重の増分を、同 2 点間における加力点水平変位の増分で除して算出した。

図 2.5.3-1 より、ほぼ全てのモデルにおいて、一次載荷最終サイクルの履歴曲線を辿るような二次載荷包絡線が確認できる。表 2.5.3-1 より、二次載荷の剛性は一次載荷最終サイクルの剛性と比較して一定の上昇が見られるが、元の剛性 (無補強モデル初期剛性) まで回復することはなく、UFC パネル補強による剛性への寄与はわずかであると考えられる。

図 2.5.3-2 および表 2.5.3-2 より、一次载荷時最大経験変形角が大きくなるにつれて、二次载荷での最大耐力が減少し、また最大耐力記録サイクルが大きくなることを確認される。一次载荷時の最大経験変形角が 0.5%以下のモデルに関しては、二次载荷時の最大耐力が元の耐力（無補強モデル最大耐力）を上回る一方で、 $R_1=0.75\%$ モデルでは UFC パネル補強により元の耐力を確保することはできなかった。

剛性、耐力の比較を踏まえ、本研究の範囲内においては、 $R_1=0.75\%$ モデルでは本研究で提案する柱の補修を行わずに UFC パネルを貼り付ける補強方法では不十分であると考えられる。本補強方法が適用できる一次载荷の最大経験変形角として、元の柱（無補強モデル）が最大耐力に達する  $R_1=0.5\%$ までが、一つの目安としてあげられる。しかし、本パラメトリックスタディでは、二次载荷変形角  $R_2=1\%$ までしか行っておらず、2.3 節（実験結果）でも考察したように、大変形時における変形性能については検討の余地を残す。

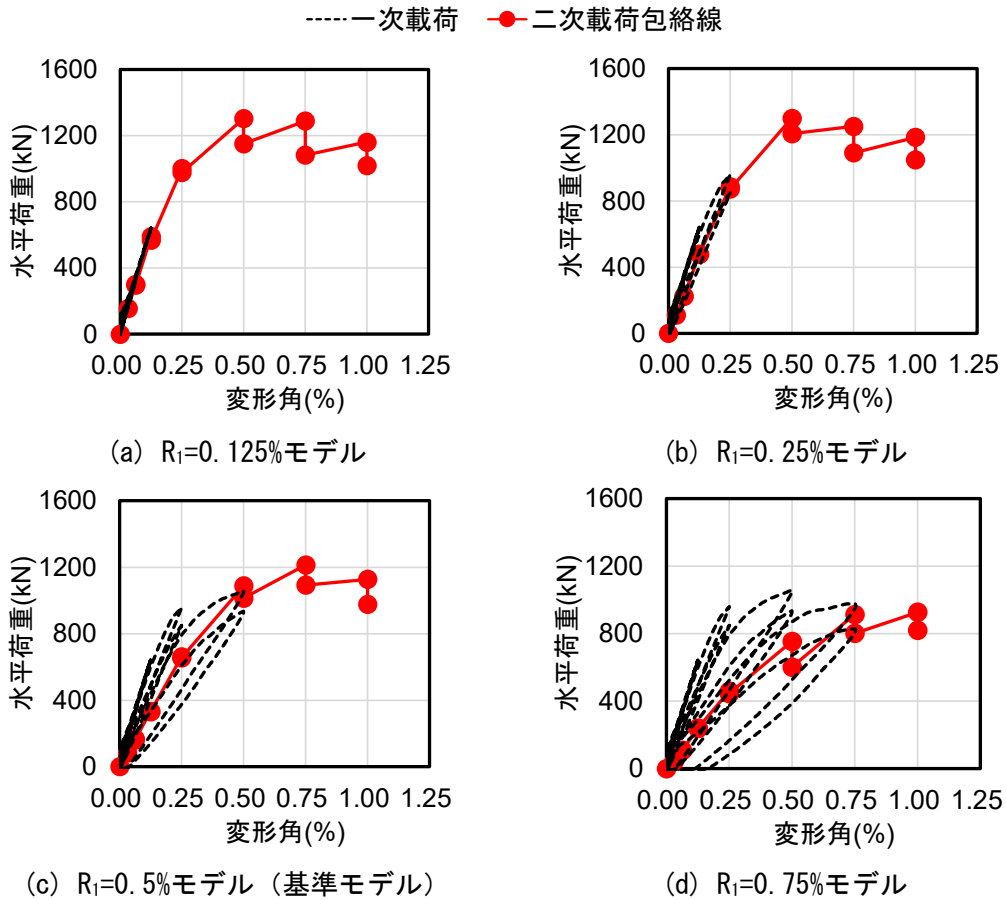


図 2.5.3-1 水平荷重—変形角関係（一次载荷と二次载荷の比較）

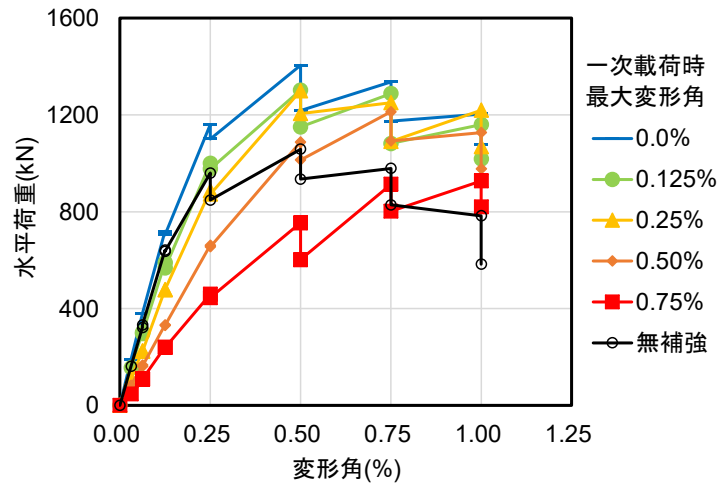


図 2.5.3-2 包絡線の比較（一次載荷での損傷の度合い）

表 2.5.3-1 部材剛性の比較（正載荷時）

モデルの種類		一次載荷最終サイクル 部材剛性 $K_{1end}$ (kN/mm)	二次載荷部材剛性 $K_2$ (kN/mm)	二次載荷部材剛性/ 無補強モデル初期剛性*2
一次載荷時 最大変形角	0%	-	585	1.05
	0.125%	403	460 (1.14) <sup>*1</sup>	0.83
	0.25%	286	383 (1.34) <sup>*1</sup>	0.69
	0.5%	163	263 (1.61) <sup>*1</sup>	0.47
	0.75%	95	203 (2.14) <sup>*1</sup>	0.36

\*1 括弧内の数値は  $K_2/K_{1end}$  を示す \*2 557kN/mm

表 2.5.3-2 最大耐力の比較（正載荷時）

モデルの種類		二次載荷最大耐力 (kN)	二次載荷最大耐力/ 無補強モデル最大耐力*1
一次載荷時 最大変形角	0%	1406	1.33
	0.125%	1303	1.23
	0.25%	1300	1.23
	0.5%	1213	1.15
	0.75%	928	0.88

\*1 1059kN

## (2) 補強方法の検討

ここでは、より効果的な補強方法の検討を目的として、UFC パネル厚さ、端部断面拡大形状、目地モルタルの有無、接着材厚さをパラメータとする。解析は無損傷の柱に補強を施したものを想定し、加力を行った。

1) UFC パネル厚さ

ここでは、UFC パネル厚さをパラメータとし、基準モデルの 30mm に対し、15mm、45mm の 2 通りについて検討を行った。

各モデルにおける水平荷重－変形角関係の正載荷時包絡線の比較を図 2.5.3-3 に示す。パネル厚さが大きくなるにつれて最大耐力が上昇する傾向が確認され、その値はパネル厚さの薄い方から順に 1338kN、1406kN、1476kN となった。各モデルの R=0.5% サイクルにおける UFC パネルおよび目地モルタルの損傷状況を図 2.5.3-4 に示す。UFC パネル厚さが厚くなるほどひび割れた要素の数が減少する傾向が確認され、厚さ 45mm のモデルでは最大耐力時における UFC パネルひび割れはほとんど見られなかった。最大耐力についての詳細な検討は 2.5.4 項に示す。

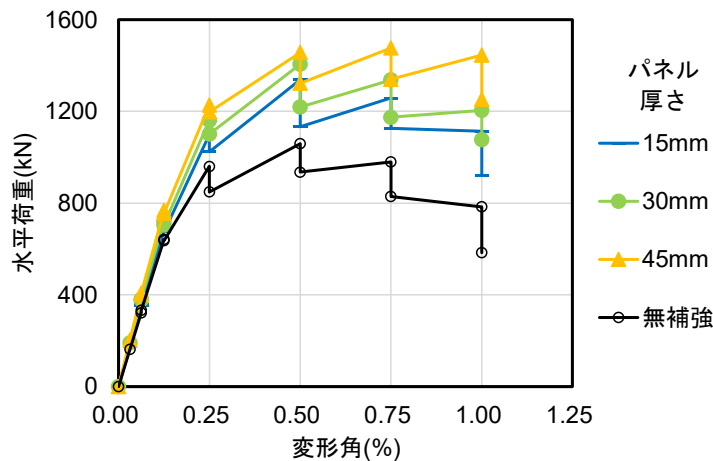
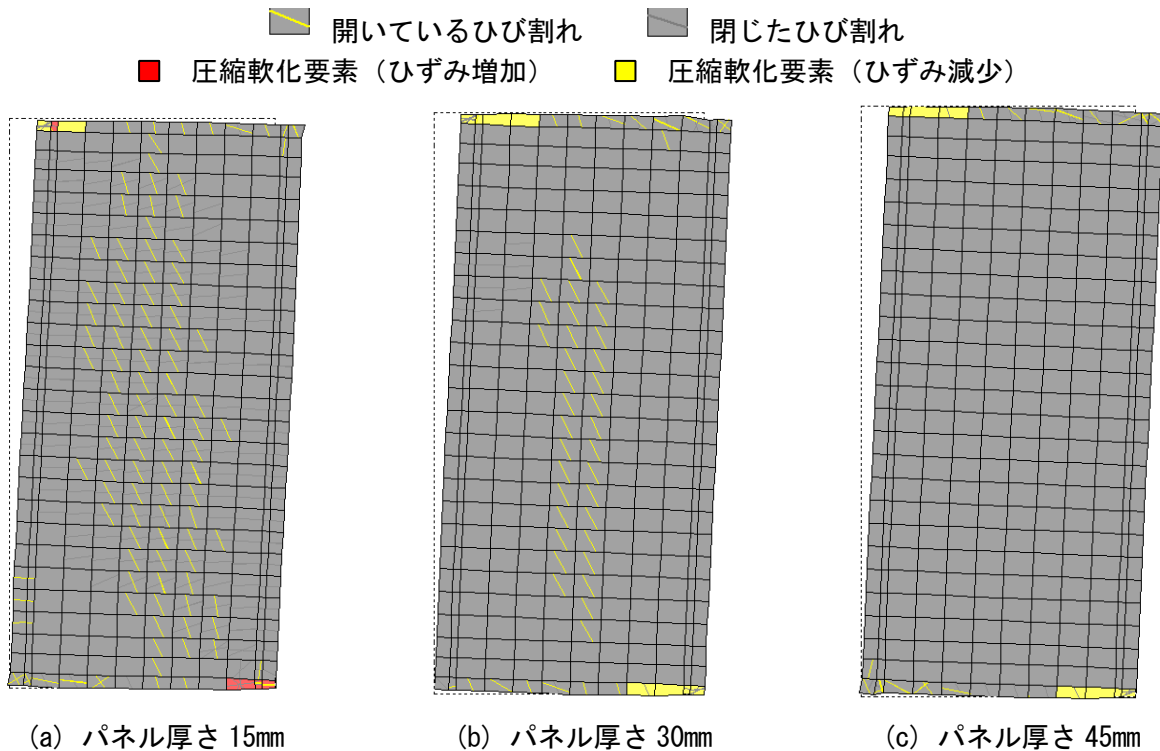


図 2.5.3-3 包絡線の比較 (パネル厚さ)



(a) パネル厚さ 15mm

(b) パネル厚さ 30mm

(c) パネル厚さ 45mm

図 2.5.3-4 損傷状況の比較 (R=+0.5% サイクル 1 回目ピーク時) (変形倍率 : 10 倍)

2) 端部断面拡大形状

本実験では目地モルタルの圧壊が顕著であったことから、目地モルタルに作用する応力の低減を図り、UFC パネルの端部断面を拡大した場合について検討を行う。解析モデルの概要を図 2.5.3-5 に示す。パラメータは一般部厚さ 30mm に対する増厚部厚さの比（以降、断面拡大倍率）とし、1 倍（基準モデル）に対し、1.5 倍、2 倍、3 倍の 3 通りについて検討を行った。なお、一般部と増厚部の間には応力集中が発生しないように 1/4 の勾配ハンチを設けた。

各モデルにおける水平荷重－変形角関係の正載荷時包絡線の比較を図 2.5.3-6 に示す。いずれのモデルも R=0.5% サイクルで最大耐力を記録し、断面拡大倍率が大きいほど最大耐力が大きくなる傾向が確認され、その値は 1406kN（1 倍）～1612kN（3 倍）となった。各モデルの R=0.5% サイクルにおける UFC パネルおよび目地モルタルの損傷状況を図 2.5.3-7 に示す。いずれのモデルにおいても、一般部および勾配ハンチ部でのひび割れが多く確認され、増厚部の損傷はほとんど見られなかった。最大耐力についての詳細な検討は 2.5.4 項に示す。

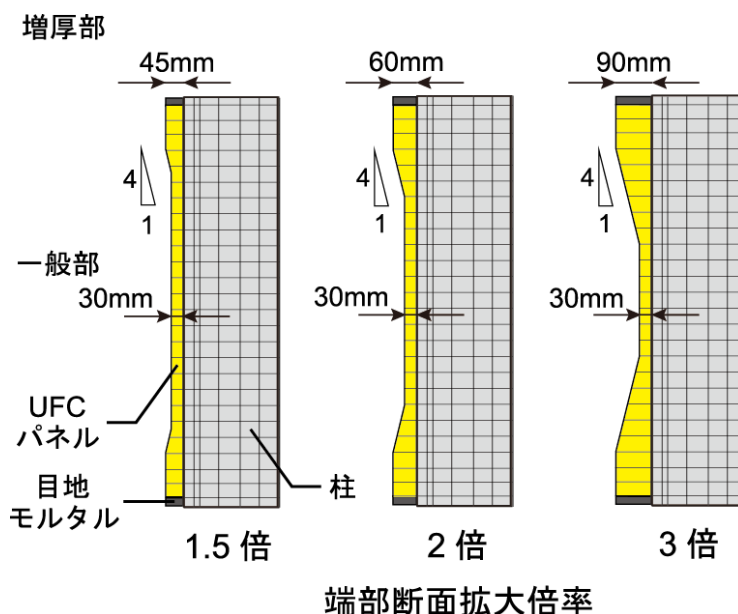


図 2.5.3-5 解析モデル概要（端部断面拡大形状）

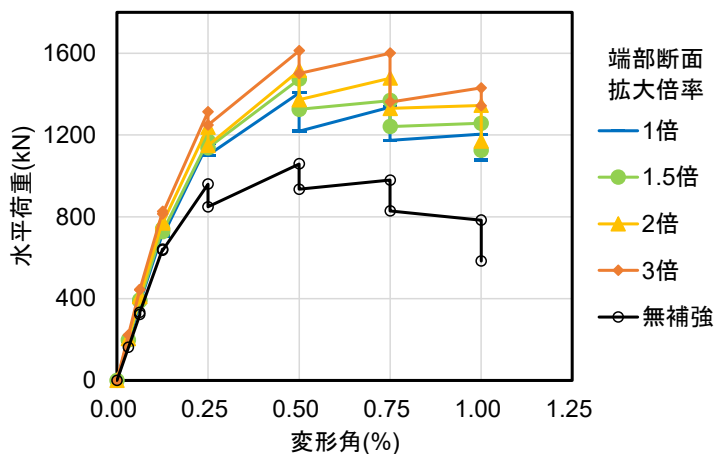
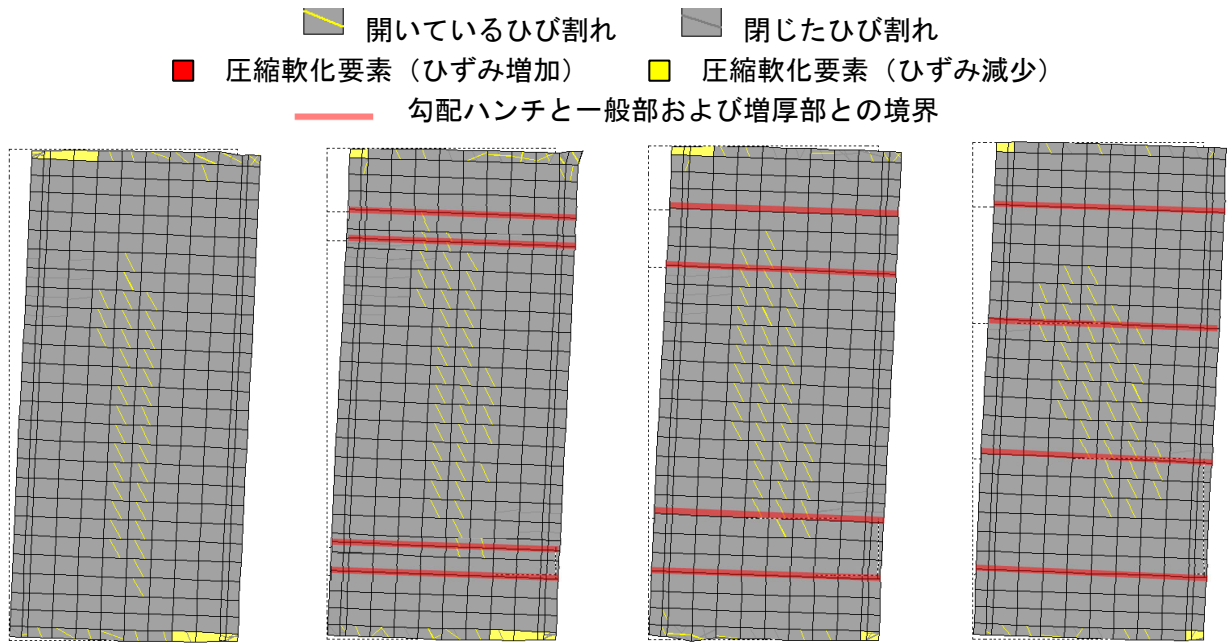


図 2.5.3-6 包絡線の比較（端部断面拡大形状）



(a) 断面拡大倍率 1 倍 (b) 断面拡大倍率 1.5 倍 (c) 断面拡大倍率 2 倍 (d) 断面拡大倍率 3 倍

図 2.5.3-7 損傷状況の比較 (R=+0.5%サイクル 1 回目ピーク時) (変形倍率 : 10 倍)

### 3) 目地モルタルの有無

本実験では目地モルタルの圧壊が顕著であったことから、目地モルタルを設ける場合（基準モデル）に対して、目地モルタルを設けないモデルについて検討を行った。

各モデルにおける水平荷重—変形角関係の正載荷時包絡線の比較を図 2.5.3-8 に示す。目地モルタルなしモデルの最大耐力は目地モルタルありモデルと同様に R=0.5%サイクルで記録し、文字モルタルありモデルの 1406kN に対して 1314kN となった。R=0.5%サイクルにおける UFC パネルの損傷状況を図 2.5.3-9 に示す。目地モルタルなしモデルの UFC パネルひび割れはほとんど見られなかった。最大耐力についての詳細な検討は 2.5.4 項に示す。

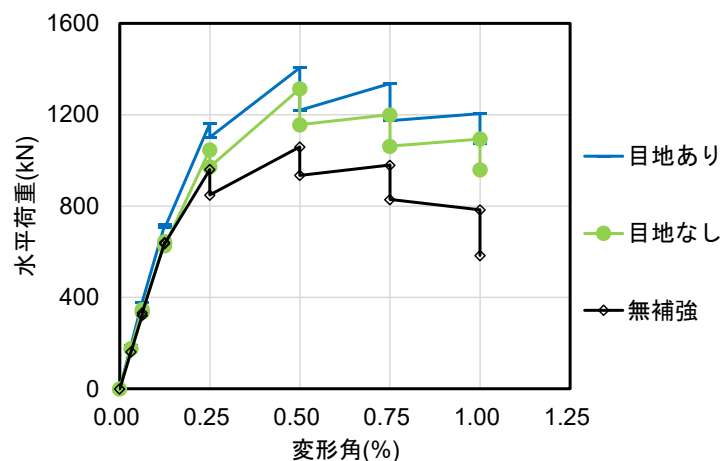
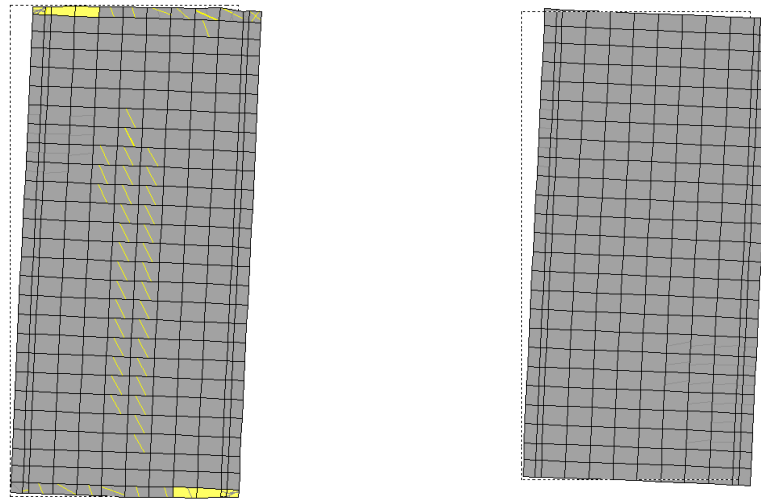


図 2.5.3-8 包絡線の比較 (目地モルタルの有無)

開いているひび割れ     閉じたひび割れ  
 圧縮軟化要素 (ひずみ増加)     圧縮軟化要素 (ひずみ減少)



(a) 目地モルタルあり

(b) 目地モルタルなし

図 2.5.3-9 損傷状況の比較 (R=+0.5%サイクル1回目ピーク時) (変形倍率: 10倍)

#### 4) 接着材厚さ

本実験では接着材とコンクリートの界面でのひび割れが確認されたことから、接着材厚さを基準モデルの 5mm に対し、2.5mm, 10mm に変化させて検討を行った。

各モデルにおける水平荷重-変形角関係の正載荷時包絡線の比較を図 2.5.3-10 に示す。いずれのモデルも R=0.5%サイクルで最大耐力を記録したが、その値は 1344~1406kN とほとんど同じであった。また、図 2.5.3-11 に、各モデルにおける UFC パネルおよび既存柱の負担せん断力を示す。各負担せん断力は各サイクル1回目ピーク時の値とし、部材中央高さ位置の値とした。図 2.5.3-10 では R=0.75%サイクル以降の耐力について、接着材厚さ 10mm のモデルが他のモデルと比較してやや低くなっていることが確認されるが、図 2.5.3-11 から接着材厚さ 10mm のモデルでは UFC パネル負担せん断力が他のモデルよりも小さいことがわかる。接着材が厚いほど大変形時における既存柱部分の変形にパネルが追従できず、UFC パネルの負担せん断力が減少し、部材の耐力が低下すると考えられる。

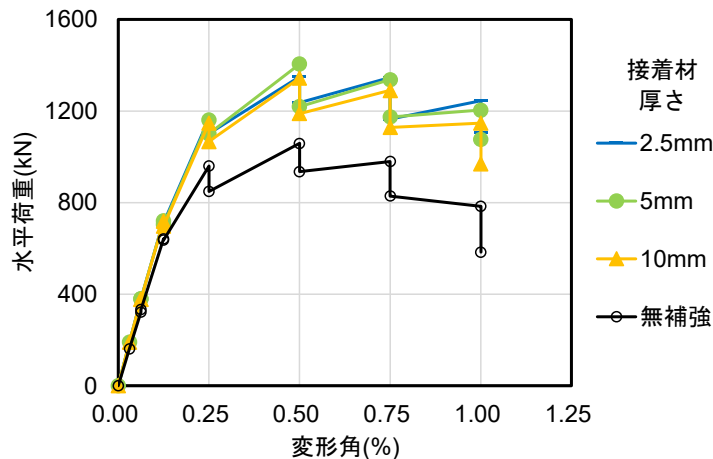


図 2.5.3-10 包絡線の比較 (接着材厚さ)

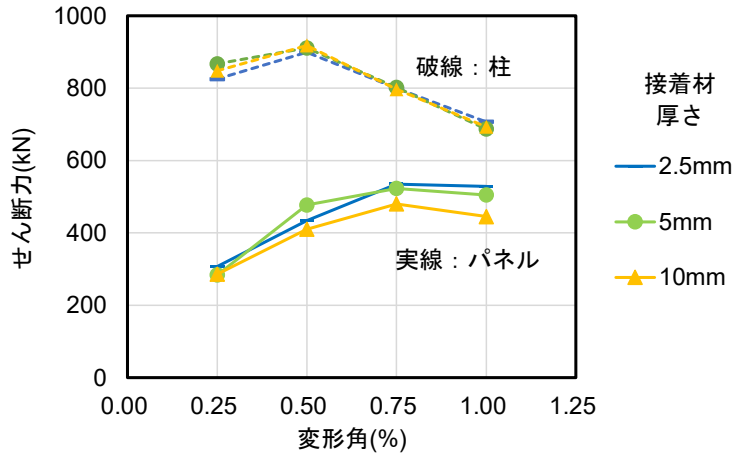


図 2.5.3-11 パネルおよび既存柱の負担せん断力 (接着材厚さ)

### (3) 実施工に向けた検討 (UFC パネルの分割)

本実験では1枚もの大判の UFC パネルを使用して実験を行ったが、実施工における作業性を考慮すると、パネルの小型化、軽量化を目的として UFC パネルを複数枚に分割することが考えられる。ここでは UFC パネルを分割することによる最大耐力や損傷状況への影響を検討する。図 2.5.3-12 に用いる解析モデルの概要を示す。分割なしモデルを基準として、鉛直方向に分割するモデル、水平方向に分割するモデル、鉛直および水平方向に分割するモデルの3通りについて検討を行う。分割したパネルとパネルの間には、既存柱と UFC パネルの接着に用いた接着材を充填することを想定し、8 節点フィルム要素を追加してモデル化を行った。パネル間の接着材厚さは 2.5mm とした。

各モデルにおける水平荷重-変形角関係の正載荷時包絡線の比較を図 2.5.3-13 に示す。いずれのモデルも  $R=0.5\%$  サイクルで最大耐力を記録したが、その値は 1356~1414kN とほとんど同じであり、分割なしモデルの最大耐力とも大きな差はなかった。図 2.5.3-14 に、各モデルで最大耐力を記録した  $R=+0.5\%$  サイクル 1 回目ピーク時における UFC パネルおよび既存柱の負担軸力、負担せん断力を示す。負担軸力はパネル高さ方向における平均値とし、負担せん断力は部材中央高さ位置の値とした。水平分割のあるモデルでは、水平分割のないモデルと比較してパネルの負担軸力が小さく、既存柱の負担分が大きいことが確認できる。これは鉛直方向の変形が水平目地間の接着材に集中することが原因だと考えられる。また、水平目地がある場合、柱の負担軸力が相対的に増加することで、柱の負担せん断力も増加しており、水平目地の有無によってパネルと柱の力の分担割合が大きく異なっている。結果として、水平目地のあるモデルにおいて部材全体の負担せん断力がわずかに小さくなっているが、その差はわずかであり、本検討の範囲内においてはパネルの分割が耐力に与える影響は小さいと言える。



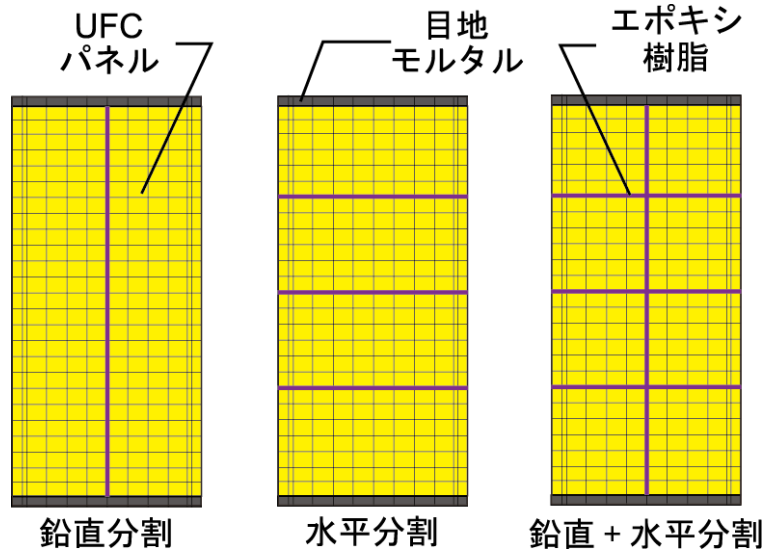


図 2.5.3-12 解析モデル概要 (UFC パネルの分割)

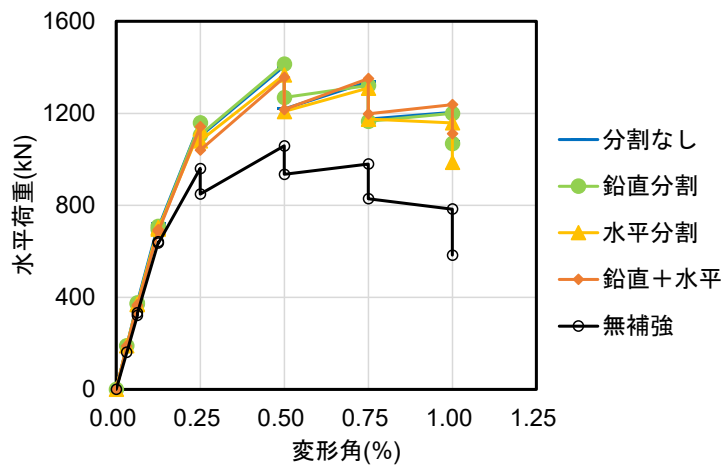


図 2.5.3-13 包絡線の比較 (UFC パネルの分割)

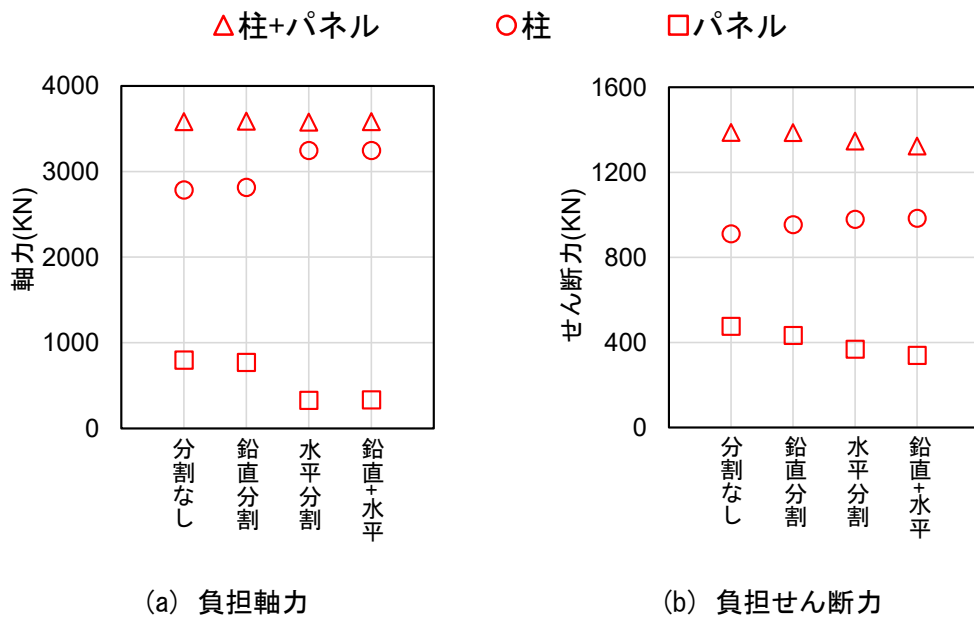


図 2.5.3-14 パネルおよび柱の負担軸力, 負担せん断力 (UFC パネルの分割)

#### 2.5.4 計算値との比較

##### (1) 一次載荷における損傷の評価についての検討

本項ではパラメトリックスタディ (2.5.3 項) における正載荷時最大耐力と計算値の比較を示す。計算値は 2.4 節で述べた方法を用いて算出するが、一次載荷における損傷の影響を評価するために、柱耐力低減係数  $\eta$  を導入して、既存柱の耐力を低減する。曲げ終局耐力時せん断力  $Q_{mu}$ 、せん断終局耐力  $Q_{su}$  の算定式をそれぞれ (式 2.5.4-1) および (式 2.5.4-2) に示す。

$$Q_{mu} = \frac{M_{mu}}{(h/2)} = \frac{\eta \times M_{muc} + M_{mup}}{(h/2)} \quad (\text{式 2.5.4-1})$$

$$Q_{su} = \eta \times Q_{suc} + Q_{sup} \quad (\text{式 2.5.4-2})$$

ここで

$Q_{mu}$  : 曲げ終局耐力時せん断力(N)

$M_{mu}$  : 曲げ終局耐力(Nmm)

$h$  : 柱内法高さ(mm)

$M_{muc}$  : 既存柱曲げ終局耐力(Nmm) ( $=M_{mu}-M_{mup}$ )

$M_{mup}$  : UFC パネル曲げ終局耐力(Nmm) ( $=C_{UFC} \times d_{UFC}$ )

$C_{UFC}$  : UFC パネル圧縮合力(N)

$d_{UFC}$  : UFC パネル圧縮合力作用位置から断面重心位置までの距離(mm)

$Q_{suc}$  : 既存部せん断終局耐力(N)

$Q_{sup}$  : UFC パネルせん断終局耐力(N)

$\eta$  : 柱耐力低減係数

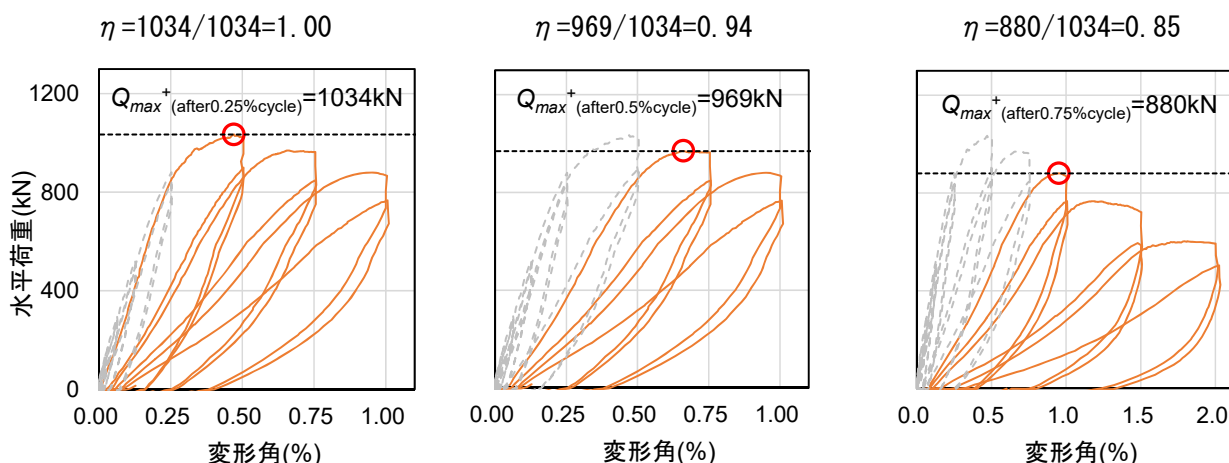
##### 1) 柱耐力低減係数 $\eta$ の検討

柱耐力低減係数  $\eta$  は、以下の(a), (b)の方法で算出する。

##### (a) 既存柱の耐力比 (実験結果) から算定する場合

C-C40T75 の一次載荷における水平荷重-変形角関係の実験結果の、各サイクル終了時以降の正載荷部分を図 2.5.4-1 に示す。ここでは、試験体最大耐力に対する各サイクル終了時以降の最大耐力の比を柱耐力低減係数  $\eta$  として採用する。表 2.5.4-1 に 2.5.3 項で示した各モデルの解析最大耐力と計算値の比較を示す。この場合、一次載荷時最大経験変形角  $R_1=0.75\%$  モデルでは解析値/計算値が 0.83 となり、計算値が解析値を過大評価した。これは、実験における耐力の低減比から柱耐力低減係数  $\eta$  を決定していることから、剛性の低下や二次載荷における繰り返しの影響等を適切に評価できていないことが原因であると考えられる。

○ 各サイクル終了時以降における最大耐力点



(a) 0.25%サイクル終了時以降 (b) 0.5%サイクル終了時以降 (c) 0.75%サイクル終了時以降

図 2.5.4-1 水平荷重—変形角関係 (C-C40T75 一次載荷実験結果)

表 2.5.4-1 解析最大耐力と計算値 (η : 実験結果耐力比より算出) の比較

モデルの種類	柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1	
			曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)		
一次載荷時 最大変形角	0%	1.00	1406	1273	1278	1.10
	0.125%	1.00	1303	1273	1278	1.02
	0.25%	1.00	1300	1273	1278	1.02
	0.5%	0.94	1213	1205	1223	1.01
	0.75%	0.85	928	1113	1147	0.83

\*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

(b) 既存柱の履歴曲線 (実験結果) から算出した耐震性能低減係数 η<sup>[2.5-17], [2.5-18]</sup> を採用する場合

ここでは被災度区分判定基準<sup>[2.5-17]</sup>で提案されている耐震性能低減係数 η を、C-C40T75 一次載荷実験結果から算出し、これを柱耐力低減係数 η として直接採用する。耐震性能低減係数 η は部材の全エネルギー吸収量に対する残存エネルギー吸収量の比であり、耐力の低減割合を直接評価したものではないが、ここでは一次載荷での損傷を評価する簡便な方法として、これを直接採用することを提案する。耐震性能低減係数 η は文献<sup>[2.5-17], [2.5-18]</sup>を参考にして、全エネルギー吸収量 E<sub>max</sub> と残存エネルギー吸収量 E<sub>r</sub> の関係から以下の (式 2.5.4-3) を用いて算出した。

$$\eta = \frac{E_r}{E_{max}} \tag{式 2.5.4-3}$$

図 2.5.4-2 に耐震性能低減係数 η の概念図を示す。全エネルギー吸収量 E<sub>max</sub> は、荷重—変形関係における終局変形位置までの包絡線によって囲まれた面積として算出した。各サイクル終了時の残存エネルギー吸収量 E<sub>r</sub> は、当該サイクル以降の履歴曲線における終局変形位置までの包絡線に囲まれた面積として算出した。

終局変形位置はせん断破壊により軸支持能力が低下し、軸方向縮みが増加し始める点（以降、軸支持限界点）とした。図 2.5.4-3 に C-C40T75 一次载荷における軸ひずみー変形角関係を示す。図 2.5.4-3 には各サイクル 1 回目における最初の計測点からピーク点までを示す。軸ひずみは上下スタブの相対鉛直変位を柱試験区間で除して算出し、圧縮を正とした。図 2.5.4-3 より、R=1%サイクルまでは、目標圧縮軸力に到達した後、ピーク点まで引張方向のひずみが増加していることが確認できる。一方 R=1.5% サイクルでは、変形角 R=1.3% 付近から圧縮方向のひずみが増加し始め、R=2% サイクルでは目標圧縮軸力到達以降も継続的に圧縮ひずみが増加している。これらを踏まえ、本検討では軸支持限界点を R=1.5% サイクルピーク点とする。

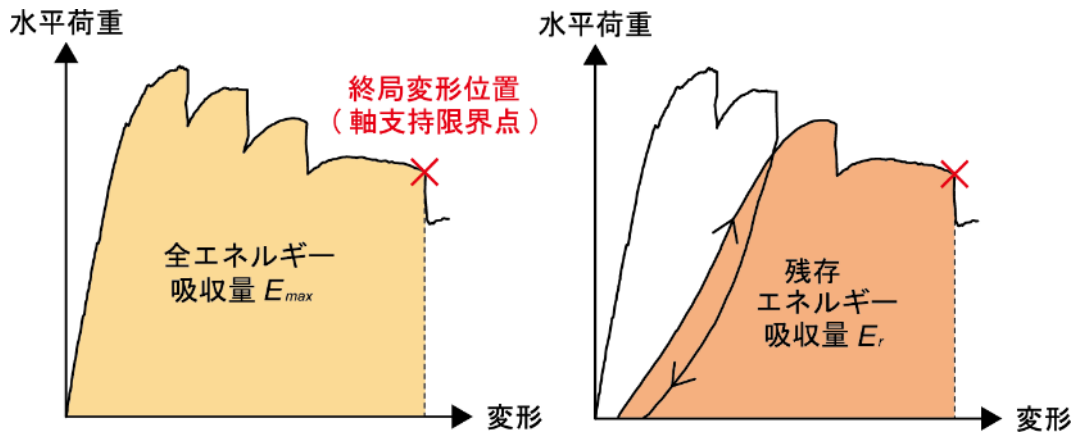


図 2.5.4-2 耐震性能低減係数  $\eta$  の概念図

—0.5% —0.75% —1% —1.5% —2%

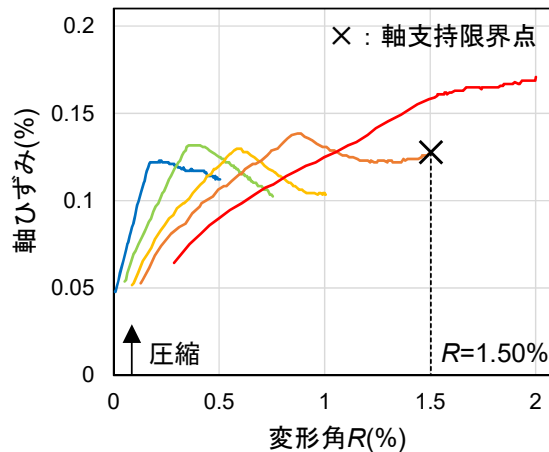


図 2.5.4-3 軸ひずみー変形角関係 (C-C40T75 一次载荷実験結果)

各サイクル終了時において、算出した耐震性能低減係数  $\eta$  を表 2.5.4-2 に示す。表 2.5.4-3 に、2.5.3 項で示した各モデルの解析最大耐力と計算値の比較を示す。この場合、解析値/計算値は 0.96~1.10 となり、良好な精度で解析結果を評価することができた。

表 2.5.4-2 耐震性能低減係数  $\eta$  (C-C40T75 一次载荷実験結果)

	サイクル								
	0.03125%	0.0625%	0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1%	1.5%	2%
耐震性能低減係数 $\eta$	1.00	1.00	0.99	0.98	0.85	0.71	0.56	0.26	-

表 2.5.4-3 解析最大耐力と計算値 ( $\eta$  : 耐震性能低減係数を適用) の比較

モデルの種類		柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1
				曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)	
一次載荷時 最大変形角	0%	1.00	1406	<b>1273</b>	1278	1.10
	0.125%	0.99	1303	<b>1265</b>	1269	1.03
	0.25%	0.98	1300	<b>1253</b>	1260	1.04
	0.5%	0.85	1213	<b>1112</b>	1146	1.09
	0.75%	0.71	928	<b>962</b>	1024	0.96

\*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

以上の結果を踏まえて、本検討では耐震性能低減係数  $\eta$  を上述の柱耐力低減係数に直接採用するものとし、検討を進める。

## 2) 評価手法の汎用化に向けた検討

損傷を受けた柱に対する補強効果の評価手法に関して、汎用性のある適用方法の検討として、被災度区分判定基準<sup>[2.5-17]</sup>において提案されている部材損傷度 (0~V) を導入する。

本実験結果から算出した耐震性能低減係数  $\eta$  と変形角の関係を図 2.5.4-4 に示す。図 2.5.4-4 では、本実験結果を上述の各部材損傷度に分類した。損傷度の分類は、被災度区分判定基準<sup>[2.5-17]</sup>および文献<sup>[2.5-18]</sup>を参考にして行った。損傷度 I~III は実験におけるせん断ひび割れ発生点から最大耐力点までの変形を等分して分類し、損傷度 IV と V の境界は上述の軸支持限界点 (終局変形位置) とした。実験における正確なせん断ひび割れ発生点は明らかではないが、 $R=+0.25\%$  サイクル 1 回目ピークでせん断ひび割れを初めて確認したこと、また部材剛性の推移等から、ここでは  $R=0.1875\%$  ( $R=0.125\%$  と  $R=0.25\%$  の中間点) をせん断ひび割れ発生点とする。また最大耐力点は厳密にはサイクルのピーク点ではないが、本検討では便宜上当該サイクルのピーク点とした。図 2.5.4-4 に、最大耐力で基準化した C-C40T75 の水平荷重-変形角関係の包絡線を併せて示す。

図 2.5.4-4 より、C-C40T75 に関しては、損傷度 IV に分類される変形角の幅が広く、同じ損傷度 IV であっても変形角により  $\eta$  の値が大きく異なることが確認できる。ここで、図 2.5.4-4 に、被災度区分判定基準<sup>[2.5-17]</sup>における  $\eta$  の基準値 (本研究対象柱の建設年代と部材形状より「曲げせん断柱」の値) および、複数の実験結果に基づく  $\eta$  の平均値 (準脆性型柱)<sup>[2.5-18]</sup> を併せて示す。耐震性能低減係数  $\eta$  の基準値、平均値は各損傷度において一意の値となっていることから、同じ損傷度における数値の違いを評価できないことが確認できる。

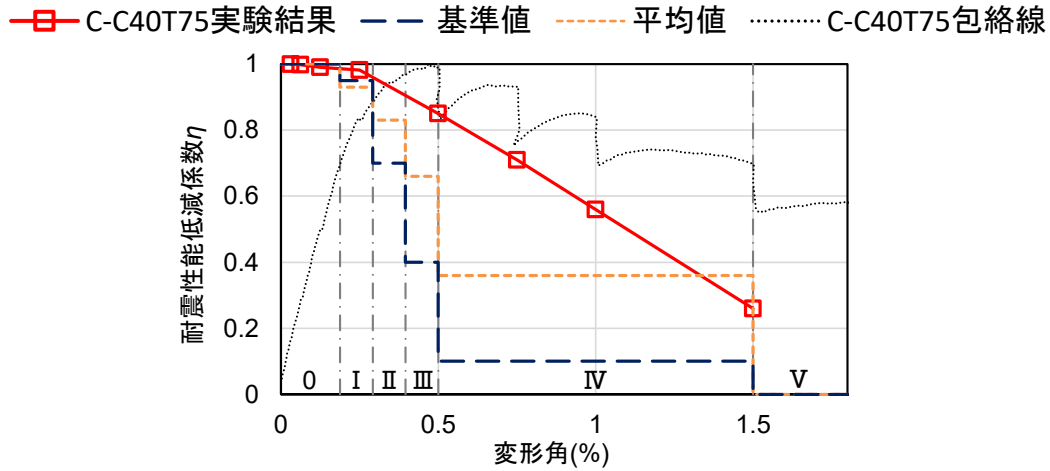


図 2.5.4-4 耐震性能低減係数 η - 変形角関係

図 2.5.4-4 で示した各変形角における損傷度の分類を、本解析モデルの一次載荷終了時の損傷度に直接適用し、柱耐力低減係数に各損傷度における上述の耐震性能低減係数 η の基準値、平均値を採用した場合における計算値と解析値の比較を行う。

表 2.5.4-4 および表 2.5.4-5 に 2.5.3 項で示した各モデルの解析最大耐力と計算値の比較を示す。η に基準値を採用した場合、既存柱の損傷が大きくなるにつれて計算値が解析値を過小評価し、R<sub>1</sub>=0.75% モデルにおいては解析値が計算値の 3 倍以上の値となった。η に平均値を採用した場合、基準値を用いる場合と比較して概ね良好な精度で解析値を評価できたが、R<sub>1</sub>=0.75% モデルにおいてはやや解析値を過小評価した。R<sub>1</sub>=0.75% モデルは、その一次載荷時最大経験変形角により、図 2.5.4-4 から損傷度 IV に分類されるが、上述したように C-C40T75 では損傷度 IV に分類される変形角の幅が広く、損傷度 IV の中でも比較的損傷が小さい変形であることがわかる。η の基準値は、実験に基づく数値を、このように一定の損傷幅を有する各損傷度において安全側になるよう丸めたものであり、結果として R<sub>1</sub>=0.75% モデルへの適用に関しては過小評価になることが考えられる。また η の平均値は、複数の実験結果に基づく各損傷度の平均値であるため、各損傷度における変形幅の中央付近の値である（厳密に中央の値ではない）ことが予測され、基準値より大きな値を取るものの、R<sub>1</sub>=0.75% モデルへの適用に関しては過小評価になると考えられる。

表 2.5.4-4 解析最大耐力と計算値 (η : 耐震性能低減係数基準値<sup>[2.5-17]) の比較</sup>

モデルの種類	部材 損傷度	柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1
				曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)	
一次載荷時 最大変形角	0%	-	1406	1273	1278	1.10
	0.125%	-	1303	1273	1278	1.03
	0.25%	I	1300	1219	1234	1.07
	0.5%	III	1213	629	752	1.93
	0.75%	IV	928	306	489	3.03

\*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

表 2.5.4-5 解析最大耐力と計算値 ( $\eta$  : 耐震性能低減係数平均値<sup>[2.5-18]</sup>) の比較

モデルの種類	部材 損傷度	柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1	
				曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)		
一次載荷時 最大変形角	0%	-	1.00	1406	<b>1273</b>	1278	1.10
	0.125%	-	1.00	1303	<b>1273</b>	1278	1.03
	0.25%	I	0.93	1300	<b>1198</b>	1217	1.09
	0.5%	III	0.66	1213	<b>908</b>	980	1.34
	0.75%	IV	0.36	928	<b>586</b>	717	1.58

\*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

ここで、各損傷度において一意の値を取る  $\eta$  の基準値および平均値を、連続的な値に変換し検討を行う。 $\eta$  の基準値は上述のように値が安全側となるように丸めたものであることから、 $\eta$  - 変形角関係において、各損傷度における最も大きな変形角の点に当該基準値をプロットし、各損傷度における点の間を線形補間することで連続した数値に変換した。 $\eta$  の平均値は上述のように各損傷度における変形幅の中央付近の値であることが予測されることから、本検討では便宜上各損傷度の変形幅中央位置にプロットし、各損傷度における点の間を線形補間することで連続した数値に変換した。

図 2.5.4-5 に耐震性能低減係数  $\eta$  と変形角の関係を改めて示す。 $\eta$  の基準値は、C-C40T75 実験結果と比較して損傷度 II、損傷度 III の範囲内における  $\eta$  の低下勾配が大きく、総じて過小な値を示している。一方で  $\eta$  の平均値は、C-C40T75 実験結果よりもその値が小さいものの、損傷度 III から損傷度 IV に至る  $\eta$  の低下勾配については C-C40T75 実験結果と概ね一致しており、基準値よりも本実験結果に近い結果となった。

—■— C-C40T75実験結果    —◆— 基準値    -○- 平均値    ..... C-C40T75包絡線

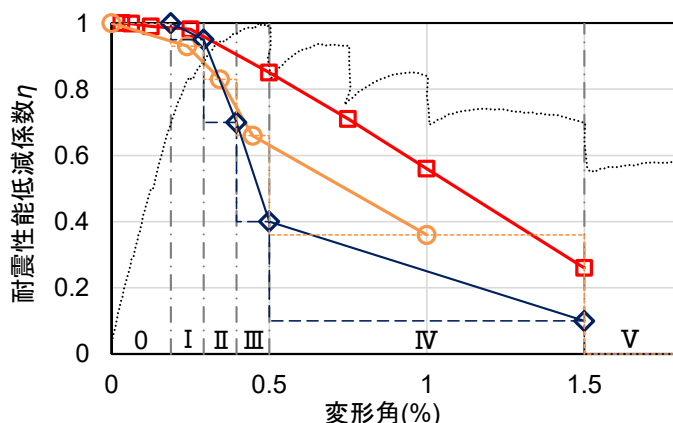


図 2.5.4-5 耐震性能低減係数  $\eta$  - 変形角関係 (連続値の検討)

図 2.5.4-5 における  $\eta$  の基準値、平均値の連続的な関係から、2.5.3 項で示した各モデルの一次載荷終了時の  $\eta$  を算出し、これを柱耐力低減係数に採用することで改めて耐力算定を行った。表 2.5.4-6 お

よび表 2.5.4-7 に、2.5.3 項で示した各モデルの解析最大耐力と計算値の比較を示す。基準値、平均値とともに、連続値に変換した値を採用した場合、一意に決められている離散値を用いる場合と比較して解析結果を精度よく評価できた。しかし、 $\eta$  の基準値を用いる場合は  $R_i=0.5\%$ モデル、 $R_i=0.75\%$ モデルにおいて、解析値/計算値が 1.93, 1.69 となり、未だ解析値を過小評価していると言える。一方  $\eta$  の平均値を用いる場合は、解析値/計算値が 1.06~1.38 となり、比較的良好な精度で解析値を評価できていると考えられる。

表 2.5.4-6 解析最大耐力と計算値 ( $\eta$  : 耐震性能低減係数基準値 (連続値) [2.5-18]) の比較

モデルの種類	柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1	
			曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)		
一次載荷時 最大変形角	0%	1.00	1406	<b>1273</b>	1278	1.10
	0.125%	1.00	1303	<b>1273</b>	1278	1.03
	0.25%	0.97	1300	<b>1241</b>	1252	1.05
	0.5%	0.40	1213	<b>629</b>	752	1.93
	0.75%	0.33	928	<b>548</b>	690	1.69

\*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

表 2.5.4-7 解析最大耐力と計算値 ( $\eta$  : 耐震性能低減係数平均値 (連続値) [2.5-18]) の比較

モデルの種類	柱耐力 低減係数	解析最大 耐力(kN)	計算値(kN)		解析値 /計算値*1	
			曲げ終局耐力 (目地考慮)	せん断終局耐力 (目地破壊時)		
一次載荷時 最大変形角	0%	1.00	1406	<b>1273</b>	1278	1.10
	0.125%	0.96	1303	<b>1234</b>	1243	1.06
	0.25%	0.92	1300	<b>1187</b>	1208	1.10
	0.5%	0.63	1213	<b>877</b>	954	1.38
	0.75%	0.50	928	<b>732</b>	840	1.27

\*1 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力のうち小さい方とする

また、被災度区分判定基準<sup>[2.5-17]</sup>における損傷度分類の目安に基づき、C-C40T75 の一次載荷実験結果における損傷過程から各サイクル終了時の部材損傷度の判定を行った。表 2.5.4-9 に判定結果を示す。損傷度の判定は、2.3 節で示した試験体損傷状況およびせん断ひび割れ幅の推移 (表 2.5.4-8) を基に行った。ここで、ひび割れ幅に対する試験体寸法効果の影響は不明な点もあるが、実大スケールに換算し実測値を 2 倍した。また、表 2.5.4-9 には上述のせん断ひび割れ発生点、最大耐力点、軸支持限界点の 3 点から分類した場合の部材損傷度も併せて示す。

損傷過程から分類した場合、履歴曲線上の主要点から分類する場合と比較して、ほぼすべてのサイクルにおいて 1 ランクまたは 2 ランク小さい損傷度判定となった。これは、2.3 節の損傷状況でも示したように、C-C40T75 試験体は細かな斜めひび割れが柱全体に分散して発生し、それらが繋がるようにして損傷が進行したことにより、せん断ひび割れ幅が比較的小さな値に留まったことや、カバーコンクリ



## 第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

ートの剥離、剥落も比較的緩やかに進んだことが原因であると考えられる。被災度区分判定基準<sup>[2.5-17]</sup>では、損傷状況から損傷度を分類する目安として、本試験体のようにせん断補強筋量はそれほど多くないものの、その間隔が比較的狭く密に配筋されていることにより、細かな斜めひび割れが分散して発生する部材についてはほとんど言及しておらず、本検討のように履歴曲線から分類する場合と差異が生じる場合があることに留意しておく必要がある。

表 2.5.4-8 せん断ひび割れ幅の推移 (C-C40T75 一次載荷実験結果)

		変形角(%)								
		+0.03125	+0.0625	+0.125	+0.25	+0.5	+0.75	+1	+1.5	+2
ひび割れ幅 (mm)	ピーク	-	-	-	0.2	0.9	1.8	2.2	2.8	2.6
	残留	-	-	-	閉	0.2	1.0	1.4	2.4	2.6

表 2.5.4-9 部材損傷度の判定結果 (C-C40T75 一次載荷実験結果)

		サイクル							
		~0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1%	1.5%	2%	3%
部材 損傷度	損傷過程 から分類	-	-	I	II	III	III	IV	V
	履歴曲線上の 主要点から分類	-	I	III	IV	IV	IV	V	V

### 3) 既存柱および UFC パネル負担せん断力

2.5.3 項で示した各モデルにおける、最大耐力時の既存柱と UFC パネルの負担せん断力を図 2.5.4-6 に示す。各負担せん断力は部材中央高さ位置の値とした。また、図 2.5.4-6 には、せん断終局耐力計算時における柱とパネルの負担せん断力  $Q_{suc}$  および  $Q_{sup}$  も併せて示す。柱耐力低減係数には各一次載荷時最大経験変形角に対応する耐震性能低減係数  $\eta$  をそれぞれ採用した。

解析結果では、一次載荷時の最大経験変形角が大きくなるにつれて、既存柱の負担せん断力が減少し、これに伴い部材全体の耐力も減少しているが、耐震性能低減係数  $\eta$  に C-C40T75 実験結果から算出した値および  $\eta$  の平均値を採用した場合、計算値がこれを概ね精度良く評価できている。しかし、 $\eta$  の基準値を採用した場合、 $R_1=0.5\%$ 以降で計算値が解析値を過小評価した。一方で、解析結果では、一次載荷時の最大経験変形角が大きくなるにつれて、UFC パネルの負担せん断力が上昇する傾向が確認されるが、計算値ではおよそ 400kN で一定の値を示している。これは、計算値では一次載荷での損傷の影響による既存柱の軸剛性の低下を考慮していないことが原因であると考えられるが、ここでは損傷を受けた柱に対する UFC パネル補強後の耐力を簡便に評価するため考慮しないものとし、詳細な検討については今後の課題としたい。

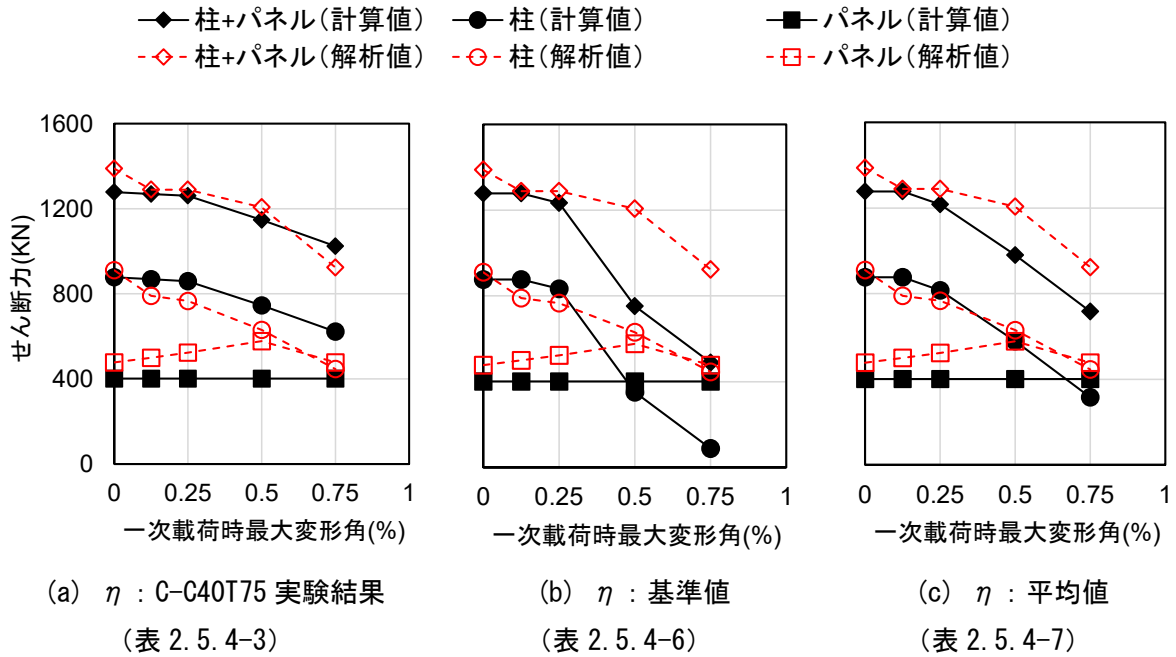


図 2.5.4-6 セン断終局耐力の検討

4) 実験結果との再比較

上述の計算方法を用いて本試験体の耐力を再計算し、実験結果との再比較を行う。表 2.5.4-10 に計算値と実験結果の比較を示す。柱耐力低減係数には、C-C40T75M 一次載荷時最大経験変形角 ( $R=0.5\%$ ) における耐震性能低減係数  $\eta$  を採用した。 $\eta$  に C-C40T75 実験結果を採用した場合、実験値/計算値が 1.00 となり良好な精度で実験値を評価することができた。 $\eta$  に基準値を用いる場合実験値を過小評価したが、 $\eta$  に平均値を用いる場合は、これと比較して精度よく評価できた。

表 2.5.4-10 実験値と計算値との再比較 (C-C40T75M)

試験体	実験値 (kN)	計算値					実験値 / 計算値*1
		柱耐力 低減係数 ( $R=0.5\%$ 時)	曲げ終局耐力(kN)		せん断終局耐力(kN)		
			目地 考慮	目地 非考慮	目地 破壊時	パネル 破壊時	
C-C40T75M	1248	C-C40T75 実験結果(0.85)	1245	1326	<b>1244</b>	1493	1.00
		基準値(0.40)	<b>685</b>	796	796	1044	1.82
		平均値(0.63)	<b>971</b>	1067	1025	1274	1.29

\*1 曲げ終局耐力及びせん断終局耐力のうち最小のものとする

5) まとめと今後の課題

本研究の範囲内においては、損傷の影響を考慮した UFC パネル補強柱の耐力について、上述した柱耐力低減係数  $\eta$  を導入し、これに部材の履歴曲線から算出した耐震性能低減係数  $\eta$  を直接採用することで、良好な精度で評価することができた。一方で、評価手法を汎用化するにあたり、被災度区分判定基準<sup>[2.5-17]</sup>に示された部材損傷度を導入することが考えられるが、各部材損傷度には一定の損傷幅があり、

## 第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

それらを包括的に安全側に評価できるよう設定された  $\eta$  の基準値を用いる場合には、過大な余裕度をもって評価される場合が多い。ここで、 $\eta$  の基準値および平均値を各変形に応じた連続値に換算して適用すると、基準値を用いた場合にはやや過小な評価となったが、平均値を用いた場合には比較的良好的な精度で評価することができた。現状では、各損傷度に応じた  $\eta$  の基準値を柱耐力低減係数に直接採用することで、過小評価にはなるが、補強後の耐力を安全側に評価することができる。詳細な検討が可能であれば、部材の荷重-変形関係および各損傷度の範囲を推定し、これに連続値に換算した  $\eta$  の基準値、あるいは推定した履歴曲線から算出した  $\eta$  を適用することで、より精度の良い評価が可能になると考えられる。少なくとも、本試験体のように最大耐力後比較的緩やかに耐力低下する部材に関しては、損傷度 IV に該当する変形幅が過大となるため、同じ損傷度 IV の中でも損傷の程度を詳細に評価できる手法が必要であろう。また、実際に本評価方法を適用する場合、部材の損傷状況から部材損傷度の判定を行うことが必須であるが、現行の基準では本試験体のように細かな斜めひび割れが分散して発生する柱に対して、損傷度を 1~2 ランク小さく判定してしまう場合があり、柱の残存耐力を高め評価する可能性があるため、これを適切に評価するための損傷状況の目安の改善が必要であると考えられる。

### (2) 評価手法の精度検証

ここでは、パラメトリックスタディ (2.5.3 項) における正載荷時最大耐力と計算値の比較を示す。計算値は 2.4 節で述べた方法を用いて算出するが、断面拡大形状および目地モルタルが無い場合への適用に関しては以下の点に留意する。

#### (a) 断面拡大形状

- 曲げ終局耐力の算定におけるパネル寄与分の項には増厚部厚さを用いる。
- せん断終局耐力の算定において、等価断面積比による柱とパネルの負担軸力の分配には、UFC パネルの厚さとして一般部厚さと増厚部厚さの平均値を用いる。
- UFC パネル負担せん断力の算定においては一般部厚さを用い、目地破壊時におけるアーチに作用する圧縮応力は  $\sigma_{mc}$  (拘束領域を考慮した目地モルタル圧縮強度)  $\times$  (断面拡大倍率) とする。

#### (b) 目地モルタルなし

- 曲げ終局耐力の算定において、パネル寄与分の項は 0 とする。
- せん断終局耐力の算定において、UFC パネルの負担軸力は目地モルタルがある場合と同様にして、柱とパネルの等価断面積比により分配して決定する。
- UFC パネル負担せん断力の算定においてはアーチ機構が形成されないものとし、UFC のせん断終局強度を用いて (式 2.5.4-4) から算出する。UFC のせん断終局強度は文献[2.5-19]を参考に  $12\text{N/mm}^2$  とする。

$$Q_{sup} = \tau_{UFC} D t_{UFC} \quad (\text{式 } 2.5.4-4)$$

ここで

$\tau_{UFC}$  : UFC パネル終局せん断強度 (=  $12\text{N/mm}^2$ )

D : UFC パネルせい (mm)

$t_{UFC}$  : UFC パネルの厚さ (2 枚) (mm)

2.5.3 項で示した各モデルにおける解析最大耐力と計算値の比較を表 2.5.4-11 に示す。解析値/計算

値の値は 1.09~1.23 となり、全てのモデルにおいて計算値が解析値を概ね精度よく評価した。また本計算方法では、パネル厚さ 45mm モデル、断面拡大倍率 1.5 倍、2.0 倍モデル、目地モルタルなしモデルにおいて、せん断余裕度が 1.10 を上回る結果となった。一方で断面拡大倍率が 1.5 倍から 2 倍、3 倍と大きくなるにつれて、せん断余裕度が低下する傾向が確認され、パネルの形状等により部材の破壊性状が変化する可能性が見られた。

表 2.5.4-11 解析最大耐力と計算値の比較

		解析値 (kN)	計算値				せん断 余裕度*3	解析値/ 計算値*2
			曲げ終局耐力(kN)		せん断終局耐力(kN)			
			目地 考慮	目地 非考慮	目地 破壊時	パネル 破壊時		
パネル 厚さ	15mm	1338	1192	1263	<b>1090</b>	1234	0.91	1.23
	30mm	1406	<b>1273</b>	1378	1278	1529	1.00	1.10
	45mm	1476	<b>1336</b>	1465	1467	1823	1.10	1.10
断面 拡大 形状	1.0 倍	1406	<b>1273</b>	1378	1278	1529	1.00	1.10
	1.5 倍	1473	<b>1336</b>	1465	1497	1531	1.12	1.10
	2.0 倍	1516	<b>1393</b>	1530	1723	1533	1.10	1.09
	3.0 倍	1612	<b>1481</b>	1630	2195	1535	1.04	1.09
目地 モルタル	あり	1406	<b>1273</b>	1378	1278	1529	1.00	1.10
	なし	1314	<b>1085</b>		1219*1		1.12	1.21

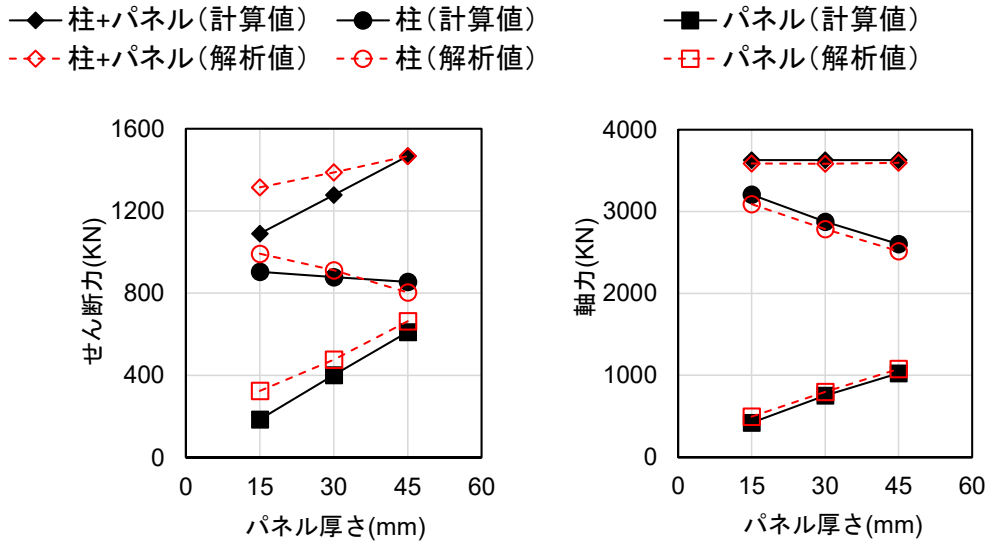
\*1 上述の目地モルタルのないモデルへの適用方法による

\*2 曲げ終局耐力およびせん断終局耐力の中で最小のものとする

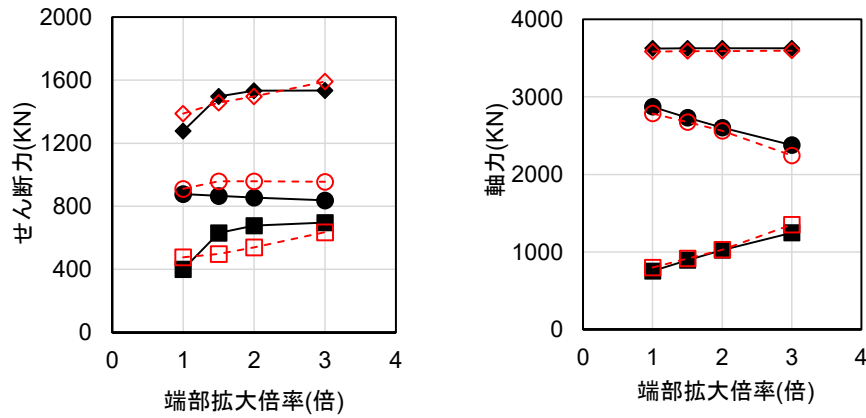
\*3 せん断終局耐力の最小値/曲げ終局耐力の最小値とする

また、2.5.3 項で示した各モデルにおける、最大耐力を記録したサイクルでの既存柱と UFC パネルの負担せん断力および負担軸力を図 2.5.4-7 に示す。各負担せん断力は部材中央高さ位置の値とし、負担軸力は部材高さ方向の平均値(目地モルタルなしモデルは部材中央高さの位置)とした。また、図 2.5.4-7 には、せん断終局耐力計算時における柱とパネルの負担せん断力および負担軸力も併せて示す。

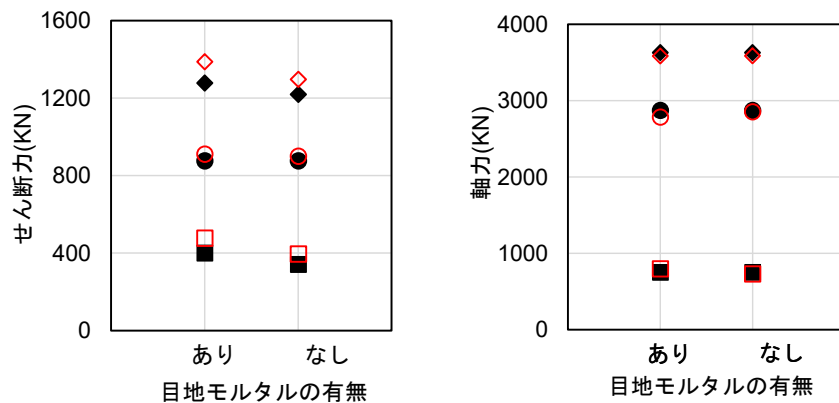
本研究の範囲内においては、UFC パネル厚さが大きくなるにつれてパネルの負担せん断力および負担軸力が上昇する傾向や、端部断面拡大倍率が大きくなるにつれてパネルの負担軸力が上昇する傾向など、既存柱と UFC パネルのせん断力と軸力の分担を本計算仮定によって概ね捉えられていることが確認できる。



(a) パネル厚さ



(b) 端部断面拡大形状



(c) 目地モルタルの有無

図 2.5.4-7 せん断終局耐力の検討 (R=+0.5%)

表 2.5.4-12 に、パラメトリックスタディの結果および本実験結果における、最大耐力時パネル負担せん断力とパネル負担せん断力の最大値の比較を示す。各パネル負担せん断力は、パネル中央高さ位置

での値とした。なお解析結果に関しては、各サイクルピーク点のみの比較とする。

一次載荷での損傷がないモデルにおいては、ほとんど全てのモデルにおいて  $R=0.5\%$  サイクルピーク時に部材の最大耐力を記録した。その後の  $R=0.75\%$ 、 $1\%$  サイクルピーク時には、既存柱の負担せん断力が減少する一方で、パネルの負担せん断力は部材最大耐力時よりも上昇し、パネル負担せん断力の最大値を記録した。表中の  $Q_p/Q_{pmax}$  より、本実験結果や一次載荷での損傷を考慮したモデルも含め、部材最大耐力時において、パネルが負担し得る最大せん断力の  $81\%$  以上のせん断力をパネルが負担していることが確認できる。

既存柱と UFC パネルが終局耐力を発揮する変形に差異があることを考慮すると、表 2.5.4-12 の結果を踏まえて、本研究の範囲内においては以下の (式 2.5.4-5) によりせん断終局耐力を算出すれば安全側であると考えられる。なお、 $Q_{pmax}$  は柱の損傷が進み、パネルの負担軸力が増加している状況での負担せん断力であり、計算値における UFC パネルせん断終局耐力  $Q_{sup}$  を算出する際の軸力状態とは異なっているが、ここでは簡単のためこれを考慮しないものとする。

$$Q_{su} = \eta \times Q_{suc} + 0.81Q_{sup} \quad (\text{式 2.5.4-5})$$

ここで

$Q_{suc}$  : 既存部せん断終局耐力(N)

$Q_{sup}$  : UFC パネルせん断終局耐力(N)

$\eta$  : 柱耐力低減係数

表 2.5.4-12 パネル負担せん断力の検討

		部材最大耐力点		パネル負担せん断力最大点		$Q_p / Q_{pmax}$	
		パネル負担 せん断力 $Q_p$ (kN)	変形角 $R$ (%)	パネル負担 せん断力 $Q_{pmax}$ (kN)	変形角 $R$ (%)		
実 験	C-C40T75	431	0.49	431	0.49	1.00	
	C-C40T75M	361	0.75	386	0.73	0.94	
解 析	一次載荷時 最大変形角	0.125%	499	0.50	524	0.75	0.95
		0.25%	523	0.50	523	0.5	1.00
		0.5%	577	0.75	577	0.75	1.00
		0.75%	477	1.00	511	0.75	0.93
	パネル 厚さ	15mm	324	0.50	367	0.75	0.88
		30mm	477	0.50	523	0.75	0.91
		45mm	663	0.75	744	1.00	0.89
	断面 拡大 形状	1.0 倍	477	0.50	523	0.75	0.91
		1.5 倍	498	0.50	531	0.75	0.94
		2.0 倍	539	0.50	601	0.75	0.90
		3.0 倍	636	0.50	704	0.75	0.90
	目地 モルタル	あり	477	0.50	523	0.75	0.91
		なし	396	0.50	417	1.00	0.95
	接着材 厚さ	2.5mm	434	0.50	535	0.75	0.81
		5mm	477	0.50	523	0.75	0.91
		10mm	410	0.50	480	0.75	0.85
パネル の分割	分割なし	477	0.50	523	0.75	0.91	
	鉛直分割	433	0.50	482	1.00	0.90	
	水平分割	368	0.50	413	0.75	0.89	
	鉛直+水平	340	0.50	378	1.00	0.90	

### 2.5.5 まとめ

本節では、FINAL/V11<sup>[2.5-1]</sup>を用いて C-C40T75 の一次載荷および C-C40T75M に対する三次元有限要素解析を行い、実験結果の追跡を行った。その結果、いずれの試験体においても正載荷時における水平荷重-変形角関係を概ね捉えることができ、正載荷時の実験最大耐力/解析最大耐力は 0.96~1.03 となった。また、目地モルタルの損傷やパネル裏の縦ひび割れなど、実験で見られた損傷状況を本解析モデルにおいても確認することができた。

また、本節では、本解析モデルを用いてパラメトリックスタディを行った。その結果、一次載荷時の最大経験変形角が最大耐力時変形角以下であれば、UFC パネル補強により、元の柱の最大耐力以上の耐力を確保することが確認された。また、UFC パネルが厚いほど、あるいは端部断面拡大倍率が大きいほど最大耐力が上昇する傾向が確認された。接着材厚さが厚い場合、最大耐力以降の耐力低下が大きくなった。実施工に向けた検討として、UFC パネルを分割して解析を行った結果、UFC パネルを水平方向に分割することで、パネルの負担軸力および負担せん断力が減少することが確認されたが、UFC パネルの分割が補強後の部材耐力に与える影響は小さかった。

本パラメトリックスタディの結果を用いて、解析最大耐力と 2.4 節で提案した UFC パネル補強後の耐力計算値との比較、検討を行った。その結果、一次載荷における損傷の影響を評価するために柱耐力低減係数  $\eta$  を導入し、これに部材の履歴曲線から算出した耐震性能低減係数  $\eta$  を直接採用することで、解析値/計算値が 0.96~1.10 となり、解析結果を良好な精度で評価することができた。現状では、評価手法を汎用化するにあたり、被災度区分判定基準<sup>[2.5-17]</sup>に示された部材損傷度を導入し、耐震性能低減係数  $\eta$  の基準値を採用することで補強後の耐力を過小評価ではあるが安全側に評価することができる。しかし、これをより精度よく評価するためには、より詳細な損傷度分類方法と精度の良い損傷度判定の目安が必要であり、さらなる検討が必要であると考えられる。また、2.4 節で提案した UFC パネル補強後の耐力を、端部断面拡大形状および目地モルタルを設けない場合の適用に拡張し、解析最大耐力と計算値の比較を行った。解析値/計算値は 1.09~1.23 となり、計算値が解析値を概ね精度良く評価することができた。また本計算方法では、端部断面拡大モデル、目地モルタルなしモデル等において、せん断余裕度が上昇し、破壊性状が変化する可能性が示された。このようなより良い補強効果が期待される補強方法に関して、今後実際に試験体を作製し、実験によりその性能を確かめることが必要であると考えられる。



参考文献 (2.5 節)

- [2.5-1] 伊藤忠テクノソリューションズ (株) : FINAL/V11
- [2.5-2] ACI committee 318 : Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-19), 2019
- [2.5-3] 土木学会 : 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案), 2008
- [2.5-4] 國本拓也ほか : グラウト材の力学的性能と破壊エネルギーの実験的評価, コンクリート工学年次論文集, VOL.30, NO.2, PP.673-678, 2008
- [2.5-5] 長沼一洋 : 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- [2.5-6] H.NAKAMURA, T.HIGAI : COMPRESSIVE FRACTURE ENERGY AND FRACTURE ZONE LENGTH OF CONCRETE, SEMINAR ON POST-PEAK BEHAVIOR OF RC STRUCTURES SUBJECTED TO SEISMIC LOAD, JCI-C51E, VOL.2, PP.259-272, 1999.10
- [2.5-7] 長沼一洋, 山口恒雄 : 面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.649-650,1990.10
- [2.5-8] 長沼一洋 : 平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その 1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 421 号, pp.39-48, 1991.3
- [2.5-9] Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan. 1979
- [2.5-10] 長沼一洋, 大久保雅章 : 繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 536 号, pp.135-142, 2000.10
- [2.5-11] Ciampi, V, et al. : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov. 1982
- [2.5-12] 若島久男ほか : 可塑剤を含むエポキシ樹脂の疲労き裂伝ば (ふん囲気と繰返し速度の影響), 日本材料学会誌「材料」, 第 25 巻, 第 271 号, pp.370-374, 1976
- [2.5-13] 久保内昌敏ほか : じん性を変えた柱型用エポキシ樹脂の耐熱衝撃性評価, 日本材料学会誌「材料」, 第 41 巻, 第 463 号, pp.516-522, 1992.4
- [2.5-14] Mostafa Elmorsi, et al. : Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.27, pp.490-505, 2000
- [2.5-15] 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, 1999
- [2.5-16] 森田司郎, 角徹三 : 繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 229 号, pp.15-24, 1975.3
- [2.5-17] 日本建築防災協会 : 2015 年改訂版震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2016.3
- [2.5-18] 伊藤淑紘ほか : せん断破壊する鉄筋コンクリート造柱・壁部材の残存耐震性能の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.859-864, 2013
- [2.5-19] 諏訪田晴彦ほか : 超高強度繊維補強コンクリート及び高強度無収縮モルタルを充填部に使用したプレキャスト部材接合部の引張性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1477-1482, 2009

## 2.6 まとめ

本章では、本研究で得られた研究成果と今後の課題を述べる。

### 2.6.1 研究成果

#### (1) UFC パネル挟込工法を施した損傷柱試験体に対する載荷実験

本研究では、熊本地震でせん断破壊した RC 造ピロティ柱を模擬した縮小試験体を作製し、一次載荷により損傷を与えた後、UFC パネル挟込工法を施し、再び載荷実験を行うことで、UFC パネルを接着することによる補強、復旧効果を調べた。得られた知見を以下に示す。

- 一次載荷において部材損傷度 V 相当の損傷を受けた C-C40T75 試験体は、断面修復および UFC パネル補強により、一次載荷最終サイクルと比較して剛性の大幅な向上が見られた。一方で、目地モルタルが全幅に対して脆性的に圧壊し破壊に至ったことで、最大耐力は一次載荷時最大耐力の 74% に留まった。
- 一次載荷において最大耐力を発揮する程度の変形を経験した C-C40T75M 試験体は、UFC パネル補強により、剛性の向上は見られなかったものの、最大耐力は一次載荷時と比較して 14% 上昇した。一方で、目地モルタルの圧壊に起因して最大耐力が決定され、また脆性的な破壊に至ったことで、変形性能の向上は見られなかった。

#### (2) 有限要素解析を用いたパラメトリックスタディ

本研究では、有限要素解析を用いて本実験結果を追跡しパラメトリックスタディを行うことで、補強の適用範囲の検討、補強方法の検討および実施工に向けた検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 一次載荷時の最大変形角が最大耐力時変形角以下であれば、UFC パネル補強により、一次載荷時の最大耐力以上の耐力を確保することができた。
- 本研究の範囲内においては、UFC パネルが厚いほど、また端部断面拡大倍率が大きいほど最大耐力が上昇する傾向が確認された。
- 本研究の範囲内においては、接着材厚さが厚いモデルでは最大耐力以降の耐力低下が大きくなった。
- UFC パネルを水平方向に分割することで、パネルの負担軸力および負担せん断力が減少するが、本研究の範囲内では、UFC パネルの分割が補強後の部材耐力に与える影響は小さかった。

#### (3) 補強効果の評価手法の提案

本研究では、損傷の影響を考慮した補強効果の評価手法を提案し、算出した終局耐力と実験および解析値との比較を行った。また評価手法の汎用化に関する検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 本研究の範囲内では、等価ストレスブロック法を用いた曲げ理論式に UFC パネルの項を追加して算出した曲げ終局耐力と、等価断面積比により軸力を柱とパネルに分担し、それぞれのせん断耐力を累加して算出したせん断終局耐力により、UFC パネル挟込接着補強後の部材耐力を概ね適切に評価でき、解析値/計算値は 1.09~1.23 となった。
- せん断終局耐力の算定において、本計算方法では、UFC パネル厚さが大きくなるにつれてパネルの負担せん断力および負担軸力が上昇する傾向や、端部断面拡大倍率が大きくなるにつれてパネルの負担軸力が上昇する傾向など、既存柱と UFC パネルのせん断力と軸力の分担を概ね捉えることができた。
- 既存柱の荷重-変形関係から被災度区分判定基準<sup>[2.6-1]</sup>に示された耐震性能低減係数  $\eta$  を算出し、こ

## 第2章 損傷後補強として UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

れを柱耐力低減係数として既存柱の耐力に乗ずることで、一次载荷における損傷の影響を概ね適切に評価することができ、解析値／計算値および実験値／計算値は 0.96~1.10 となった。また、既存柱の部材損傷度を判定し、耐震性能低減係数  $\eta$  の基準値あるいは平均値を用いることで、本計算方法を汎用的に用いることができる可能性を示した。

### 2.6.2 今後の課題

- ・ C-C40T75M 試験体においては、目地モルタルの圧壊に起因して脆性的な破壊に至ったことから、これを防ぐことを目的として、有限要素解析では端部断面拡大形状や目地モルタルを設けない場合の検討を行った。計算値との比較により、せん断余裕度の上昇や、破壊性状が変化する可能性が示された一方で、本解析では変形角  $R=1\%$ 以降の挙動を検討することができず、大変形時における損傷の推移や変形性能を把握できていない。本検討結果を踏まえて、より良い補強効果が期待される補強方法に関して、実際に試験体を作製し、実験によりその性能を確かめる必要がある。
- ・ 一次载荷における既存柱の損傷の評価を汎用化するにあたり、被災度区分判定基準<sup>[2.6-1]</sup>における部材損傷度を導入することが考えられるが、本試験体のように最大耐力以降比較的緩やかに耐力低下する部材においては、損傷度IVに該当する損傷幅が広がるため、同じ損傷度IVの中でもその損傷の程度をより適切に評価することのできる指標が必要であると考えられる。また、本試験体のように細かな斜めひび割れが分散して発生する部材では、損傷から判定した部材損傷度と、履歴曲線から判定した部材損傷度との間に差異が生じる場合があるため、これを適切に評価するための目安が必要である。

### 参考文献 (2.6 節)

[2.6-1] 日本建築防災協会：2015 年改訂版震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016.3

### 謝辞

本報告は「隈部敦史：RC 造ピロティ柱に対する UFC パネル補強－損傷試験体に対する挟込接着補強－，京都大学大学院修士論文，2021.3」を再編集したものである。ここに関係各位に謝意を示します。

## 第3章

### 迅速な補強工法を施したRC造ピロティ柱の実験

### 3.1 研究背景と文献調査

#### 3.1.1 研究背景

1章に示した熊本地震で被災したピロティ階を含む実建物を想定し、柱に対する効果的な耐震補強工法開発を目的とした補強実験を行う。なお、実際に被災したピロティ階の柱を以降では「対象ピロティ柱」と称する。

#### 3.1.2 既往の文献調査

##### (1) 検討内容

本研究では、「せん断破壊する RC 造ピロティ柱の耐震補強に関する実験研究」にて対象となる無補強試験体（矩形柱）の骨格曲線評価を行うことを目的とする。その際、対象としている柱の条件を満たす矩形柱試験体についても検討を行う。条件は以下に示す。

- ・新耐震基準（柱帯筋比 0.2 以上）
- ・高軸力（軸力比 0.4 以上）
- ・シアスパン比 2 以下

矩形柱試験体について、1984 年から 2019 年までに刊行された日本コンクリート工学年次論文集と日本建築学会構造系論文集から「柱」「補強」をキーワードとして検索し、その中で上記の条件を満たし、かつ論文に荷重-変形角関係が明記されているものを収集した。

今回は文献[3-1]より C1, 文献[3-2]より LcC00, 文献[3-3]より L10240,DL10240,L05280S,L10280S の計 6 体の矩形柱試験体について検討を行った。

(2) 試験体情報

C1

- ・加力は逆対称曲げ形式
- ・せん断破壊した柱の再現実験

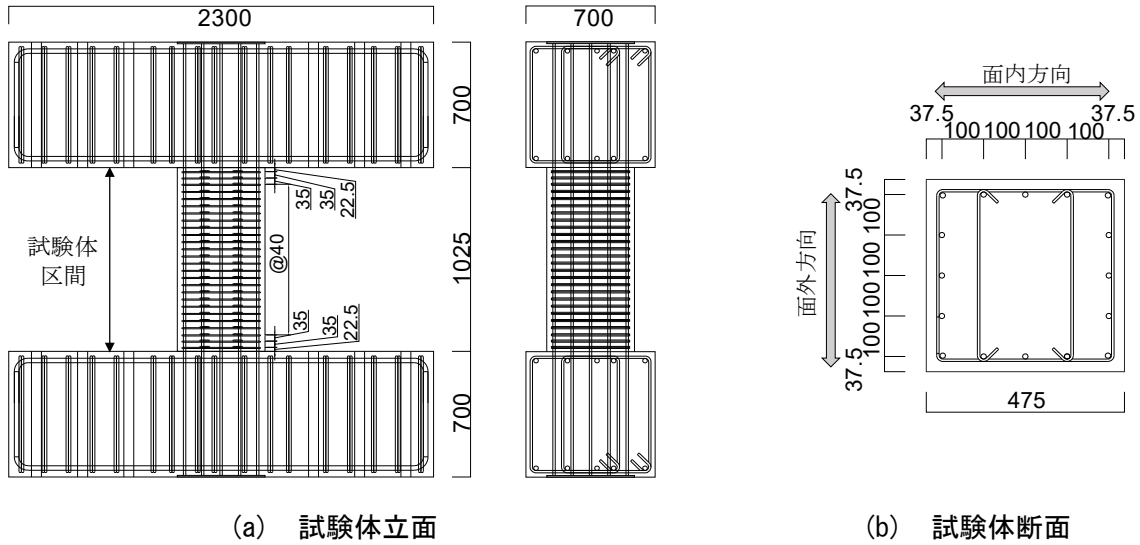


図 3.1.2-1 C1 試験体概要

表 3.1.2-1 C1 材料試験結果

(a) 試験体概要		(b) 材料試験結果							
柱幅 (mm)	475	既存部コンクリート		UFC		無収縮モルタル		補強壁コンクリート	
柱せい (mm)	475	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数
内法高さ (mm)	1025	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)
柱主筋	16-D13(SD345)	48.0	34.0	-		-		-	
柱主筋比 (%)	0.898			-		56.4	26.0	50.6	34.4
柱帯筋 (面内)	2-D6@40(SD295A) 帯筋比0.333%			224.0	52.9	73.3	29.1	-	
柱帯筋 (面外)	4-D6@40(SD295A) 帯筋比0.667%			-		72.3	28.6	-	
補強壁軸筋	8-D10(SD295A)								
補強壁横筋	4-D6@40(SD295A)								
コンクリート設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	27								
せん断スパン比	1.17								
軸力比 (N/BDFc)	-0.06, 0.40								

(c) 材料試験結果					
鉄筋種類	鉄筋径	ヤング係数	降伏強度	降伏ひずみ	引張強度
		(GPa)	(MPa)	(%)	(MPa)
柱主筋	D13	192.1	402.3	0.222	553.8
柱帯筋	D6	203.7	490.0	0.261	568.4
補強壁軸筋	D10	195.9	369.0	0.199	493.0
補強壁横筋	D6	196.9	501.6	0.265	569.9

### 第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

#### LcC00

- ・加力は上下スタブを平行に保ち、柱部分に逆対称曲げを加える
- ・曲げ圧縮破壊を想定した低強度コンクリート RC 柱

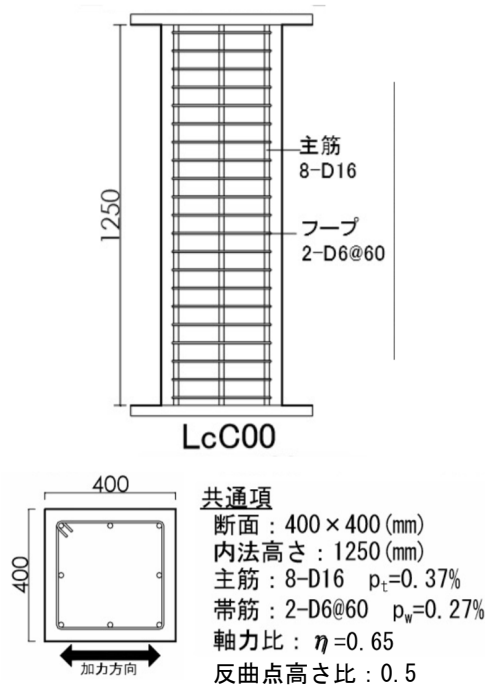


図 3.1.2-2 LcC00 試験体概要

表 3.1.2 LcC00 材料試験結果

表-2 材料特性

試験体		LcC00	LcC03	LcC17	
実験日コンクリート		10.1	11.0	10.8	
圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )					
ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )		17299	17932	17439	
鉄筋種	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 (%)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破断歪 (%)
D22	$1.94 \times 10^5$	338.43	0.181	511.97	22.20
D6	$1.84 \times 10^5$	341.42	0.188	498.66	19.82
呼び名	目付量 (g/m <sup>2</sup> )	設計厚さ (mm)	規格引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	規格ヤング係数 (Gpa)	
3400MPa級	200	0.111	3400	230	

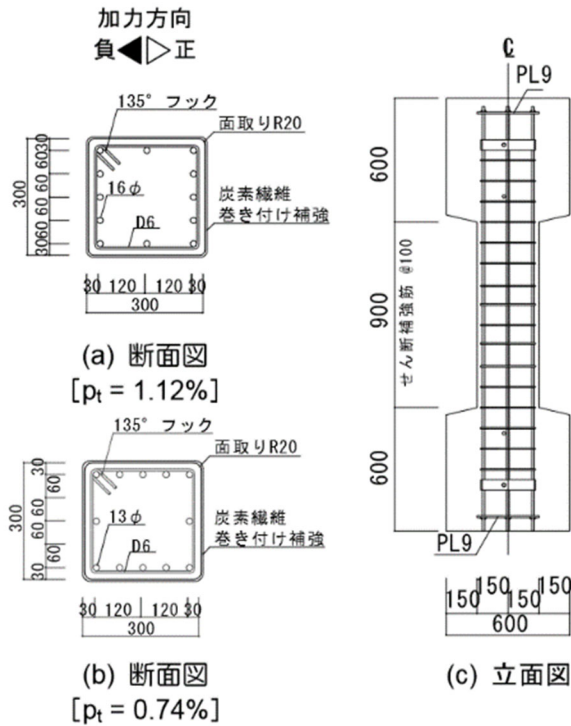
表 - 3 コンクリート配合

水セメント比 (%)	セメント (kg/m <sup>3</sup> )	混和材 (kg/m <sup>3</sup> )	水 (kg/m <sup>3</sup> )	
140	127	130	178	
細骨材① (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材② (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	混和剤 (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材率 (%)
634	272	934	1.285	49.8

混和材：石灰石微粉末      細骨材①：砕砂  
細骨材②：砂      粗骨材：碎石      混和剤：AE減水剤

L10240, DL10240, L05280S, L10280S

- ・全試験体とも、せん断破壊が先行するように計画。
- ・DL10240 は付着割裂破壊が確認された。



反曲点高さ比 : 0.5

せん断補強筋比 :  $p_w = 0.21\%$

図 3.1.2-3 L10240, DL10240, L05280S, L10280S 試験体概要

表 3.1.2-3 L10240, DL10240, L05280S, L10280S 材料試験結果

No.	試験体名	$\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	主筋	軸力比 $n$	CF 補強	$P_t$ [%]	材料試験結果	
							降伏強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> ]
8	L10240	13.50	16φ	0.4	無補強	1.12	340	1.88
12	DL10240	13.89	D16			1.11	372	1.77
30	L05280S	4.69	13φ	0.8	無補強	0.74	320	2.01
32	L10280S	10.56				0.74	320	1.92
13	L1024C1	9.55	16φ	0.4	0.5層	1.12	340	1.88
14	L1024C2	9.60			2層			
15	DL1024C1	9.67	D16	0.4	0.5層	1.11	320	2.01
16	DL1024C2	9.74			2層			
33	L0528C2S	4.62	13φ	0.8	2層	0.74	320	1.92
34	L1028C2S	10.56						

$\sigma_B$ : コンクリート強度, 軸力比  $n = N / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$ ,  $N$ : 軸力[N],  
 $b$ : 柱幅(300mm),  $D$ : 柱せい(300mm), CF シート目付量: 200g/m<sup>2</sup>



(3) 検討手法

以下の式に従って骨格曲線を作成し、実験結果との精度を確認する。

1) 初期剛性

曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L^2 a} \quad (\text{式 3.1.2-1})$$

ここで、

$K_f$ : 曲げ初期剛性[N/mm]

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

$I_e$ : 断面二次モーメント (有筋) [mm<sup>4</sup>]

L: 部材長さ[mm]

a: シアスパン[mm]

せん断剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{式 3.1.2-2})$$

ここで、

$K_s$ : せん断初期剛性[N/mm]

$\kappa$ : せん断形状係数で、 $\kappa=1.2$  とする

G: せん断弾性係数[N/mm<sup>2</sup>]で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$  とする

A: 部材断面積[mm<sup>2</sup>]

L: 部材長さ[mm]

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

$\nu$ : ポアソン比で、 $\nu = 0.2$  とする

曲げせん断初期剛性

$$K_1 = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_s}} \quad (\text{式 3.1.2-3})$$

$K_1$ : 曲げせん断初期剛性[N/mm]

また、曲げ初期剛性やせん断初期剛性を算出する際、「L: 部材長さ[mm]」を文献[3-4]に従い、両端にそれぞれ 0.25D (D: 柱せい) ずつ加えた部材長さとしたものについても検討を行った。

2) 剛性低下率

(a/D) ≤ 2.0 の場合、(ただし、a/D は 1.0 以上)

$$\alpha_y = \left\{ -0.0836 + 0.159 \left( \frac{a}{D} \right) + 0.169\eta \right\} \left( \frac{a}{D} \right)^2 \quad (\text{式 3.1.2-4})$$

2.0 < (a/D) の場合、

$$\alpha_y = \left\{ 0.043 + 1.64np_t + 0.043 \left( \frac{a}{D} \right) + 0.33\eta \right\} \left( \frac{d}{D} \right)^2 \quad (\text{式 3.1.2-5})$$

$n$ : ヤング係数比であり,  $n = \frac{E_s}{E_c}$

$p_t$ : 引張鉄筋比 (全せい) で,  $p_t = \frac{a_t}{bD}$

$a/D$ : シアスパン比 (全せい)

$\eta$ : 軸力比で,  $\eta = \frac{N}{bD\sigma_b}$

$d$ : 有効せい [mm]

$D$ : 部材せい [mm]

本研究ではシアスパン比が2以下の柱を対象としているため, (式 3.1.2-4)を用いて算出するが, (式 3.1.2-5)を用いて算出したものについても検討を行った。

### 3) 降伏時剛性

$$K_2 = K_1 \alpha_y \quad [\text{N/mm}] \quad (\text{式 3.1.2-6})$$

(式 3.1.2-6)に加え, 曲げ剛性のみ, 剛性低下を考慮したものについても検討を行った。

$$K_2 = \frac{1}{\frac{1}{K_f \alpha_y} + \frac{1}{K_s}} \quad [\text{N/mm}] \quad (\text{式 3.1.2-7})$$

### 4) ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z_e + \frac{ND}{6} \quad [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (\text{式 3.1.2-8})$$

$$Q_{mc} = M_c / a \quad [\text{N}] \quad (\text{式 3.1.2-9})$$

ここで,

$\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 [N/mm<sup>2</sup>]

$Z_e$ : 鉄筋を考慮した断面係数で,  $Z_e = \frac{I_e}{D/2}$  [mm<sup>3</sup>]

$I_e$ : 等価断面二次モーメント [mm<sup>4</sup>]

$N$ : 軸力 [N]

$D$ : 部材せい [mm]

$a$ : シアスパン [mm]

### 5) せん断ひび割れ強度

$$Q_c = \left( 1 + \frac{\sigma_0}{150} \right) \left\{ \frac{0.085 k_c (F_c + 500)}{M / (Qd) + 1.7} \right\} bj \quad [\text{kgf}] \quad (\text{式 3.1.2-10})$$

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

$\sigma_0$  : 軸方向応力度で,  $\sigma_0 = \frac{N}{bD}$  [kgf/cm<sup>2</sup>]

$k_c$  : 部材せいに対する補正係数で,

$d > 40\text{cm}$  のとき  $k_c = 0.72$

$28 \leq d < 40$  のとき  $k_c = 0.00056 \left(\frac{d}{10}\right)^2 - 0.0444 \left(\frac{d}{10}\right) + 1.6064$

$16 \leq d < 28$  のとき  $k_c = \frac{760-d}{600}$

$d$  : 有効せい[cm]

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度[kgf/cm<sup>2</sup>]

$M/(Qd)$  : シアスパン比

$b$  : 柱幅[cm]

$j$  : 応力中心距離で,  $j = \frac{7}{8}d$ [cm]

$$Q_c = \phi \left( \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) b \cdot D / \kappa \quad [\text{N}] \quad (\text{式 3.1.2-11})$$

ここで,

$\phi$  : 耐力係数

$\sigma_T$  : コンクリート引張強度[N/mm<sup>2</sup>]

$\sigma_0$  : 柱作用軸応力度[N/mm<sup>2</sup>]

$b$  : 柱幅[mm]

$D$  : 部材せい[mm]

$\kappa$ :断面形状係数で, 原則 $\kappa=1.5$  とする

6) 曲げ終局強度

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}b(\beta_1x_n)^2}{2} + Ng \quad [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (\text{式 3.1.2-12})$$

$$Q_{mu} = M_u/a \quad (\text{式 3.1.2-13})$$

ここで,

$A_{st}$ : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積 [mm<sup>2</sup>]

$\sigma_{st}$ : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度 [N/mm<sup>2</sup>]

$d$ : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 [mm]

$A_{sc}$ : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積 [mm<sup>2</sup>]

$\sigma_{sc}$ : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度 [N/mm<sup>2</sup>]

$d_c$ : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 [mm]

$\sigma_{av}$ : コンクリート平均応力度  $\sigma_{av} = 0.85\sigma_B$

$b$ : 圧縮側の壁厚さ[mm]

$\beta_1$ : 係数であり, 以下のように場合分けする

$$\left\{ \begin{array}{ll} \beta_1 = 0.85 & (\sigma_B \leq 280\text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{\sigma_B - 280}{70} & (280\text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560\text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 = 0.65 & (560\text{kgf/cm}^2 < \sigma_B) \end{array} \right.$$

$x_n$ : 圧縮縁から中立軸までの距離 [mm]

$N$ : 軸力[N]

$g$ : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離 [mm]

$a$ : シアスパン[mm]

### せん断終局強度

$$Q_{sn} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c+18)}{M/(Qd)+0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad [\text{N}] \quad (\text{式 3.1.2-14})$$

ここで,

$p_t$ : 引張鉄筋比 (有効せい) で,  $p_t = \frac{a_t}{bd} \cdot 100[\%]$

$F_c$ : コンクリートの設計基準強度[N/mm<sup>2</sup>]

$M/(Qd)$ : シアスパン比 (ただし,  $M/(Qd) < 1$  のとき 1,  $M/(Qd) > 3$  のとき 3 とする。)

$p_w$ : せん断補強筋比で,  $p_w = \frac{A_g}{bs}$

$A_g$ : せん断補強筋全断面積[mm<sup>2</sup>]

$b$ : 柱幅[mm],  $s$ : 補強筋間隔[mm]

$\sigma_{wy}$ : せん断補強筋の降伏強度[N/mm<sup>2</sup>]

$\sigma_0$ : 平均軸方向応力度で,  $\sigma_0 = N/(bD)$ [N/mm] (ただし,  $0.4F_c$  以下とする。)

$j$ : 応力中心間距離で,  $j = \frac{7}{8}d$ [mm]

### 第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

#### (4) パラメータ

- ・剛性算定の際には、文献[3-4]に準じて両部材の上下端にそれぞれ  $0.25D$  ( $D$ :柱せい) ずつ加えた場合も算出する。
- ・降伏時剛性については、全体初期剛性に剛性低下率を乗じる場合と曲げ初期剛性のみ剛性低下率を乗じた場合の2通りで算出する。なお、剛性低下率算出の際にはシアスパン比が2以下の場合に用いる式と2以上の場合に用いる式の2通りで計算した。
- ・せん断ひび割れ強度とせん断終局強度がほぼ同値となる場合においては、骨格曲線は終局耐力のみを有するバイリニアとする。

上記のパラメータを一覧にしたものを表 3.1.2-5 に示す。

なお、第一折れ点を曲げひび割れ、せん断ひび割れの耐力のうち小さい値で決定し、第二折れ点は弾性剛性（曲げせん断）に剛性低下率を乗じた。

表 3.1.2-5 パラメーター一覧

	算定方法	
	初期剛性	部材長さ=内法長さ
降伏時剛性	全体剛性を剛性低下させる	曲げ剛性のみ剛性低下させる
剛性低下率	シアスパン比2以下 の場合に用いる式	シアスパン比2以上 の場合に用いる式
せん断ばね	ひび割れ強度と終局強度を有する トリリニア型	終局強度のみを有する バイリニア型

#### 1) C1

せん断破壊した C1 試験体の計算結果を以下に示す。

表 3.1.2-5 C1 計算結果一覧

骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	1705395	N/mm
せん断剛性	Ks	2598662	N/mm
曲げせん断剛性	K	1029667	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	912646	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	2109805	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	637067	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	$\alpha_y$	0.207	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	$\alpha_y$	0.123	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf\alpha_y$	352264	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks\alpha_y$	536776	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		212687	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		310213	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf\alpha_y$	210141	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks\alpha_y$	320210	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		126877	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		194419	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf\alpha_y$	188515	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks\alpha_y$	435798	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		131592	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		173052	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf\alpha_y$	112457	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks\alpha_y$	259972	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		78500	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		106766	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	Qmc	919	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	Qc	859	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		1126	kN
ひび割れ強度		859	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	Qmu	1244	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	Qsu	1103	kN
終局強度		1103	kN

### 第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

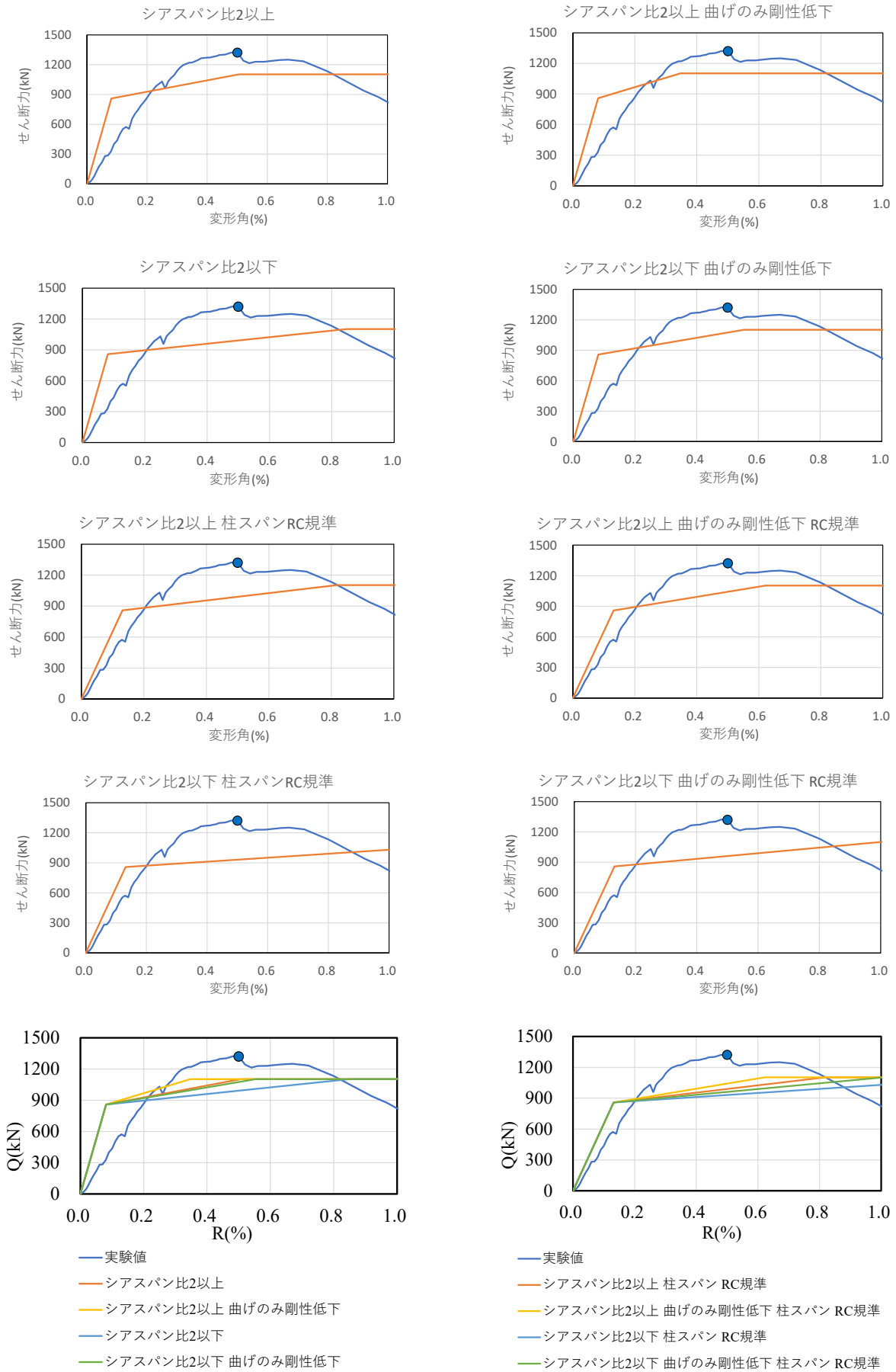


図 3.1.2-4 C1 計算結果

2) L10240

せん断破壊した L10240 試験体の計算結果を以下に示す。

表 3.1.2-6 L1024 計算結果一覧

骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	283680	N/mm
せん断剛性	Ks	649757	N/mm
曲げせん断剛性	K	197467	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	178644	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	556935	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	135258	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	$\alpha_y$	0.334	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	$\alpha_y$	0.176	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf\alpha_y$	94665	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks\alpha_y$	216825	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		65895	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		82627	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf\alpha_y$	49996	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks\alpha_y$	114515	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		34802	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		46424	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf\alpha_y$	59614	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks\alpha_y$	185850	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		45136	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		53850	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf\alpha_y$	31485	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks\alpha_y$	98155	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		23838	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		29800	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	Qmc	82	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	Qc	124	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		170	kN
ひび割れ強度		82	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	Qmu	261	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	Qsu	174	kN
終局強度		174	kN



### 第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

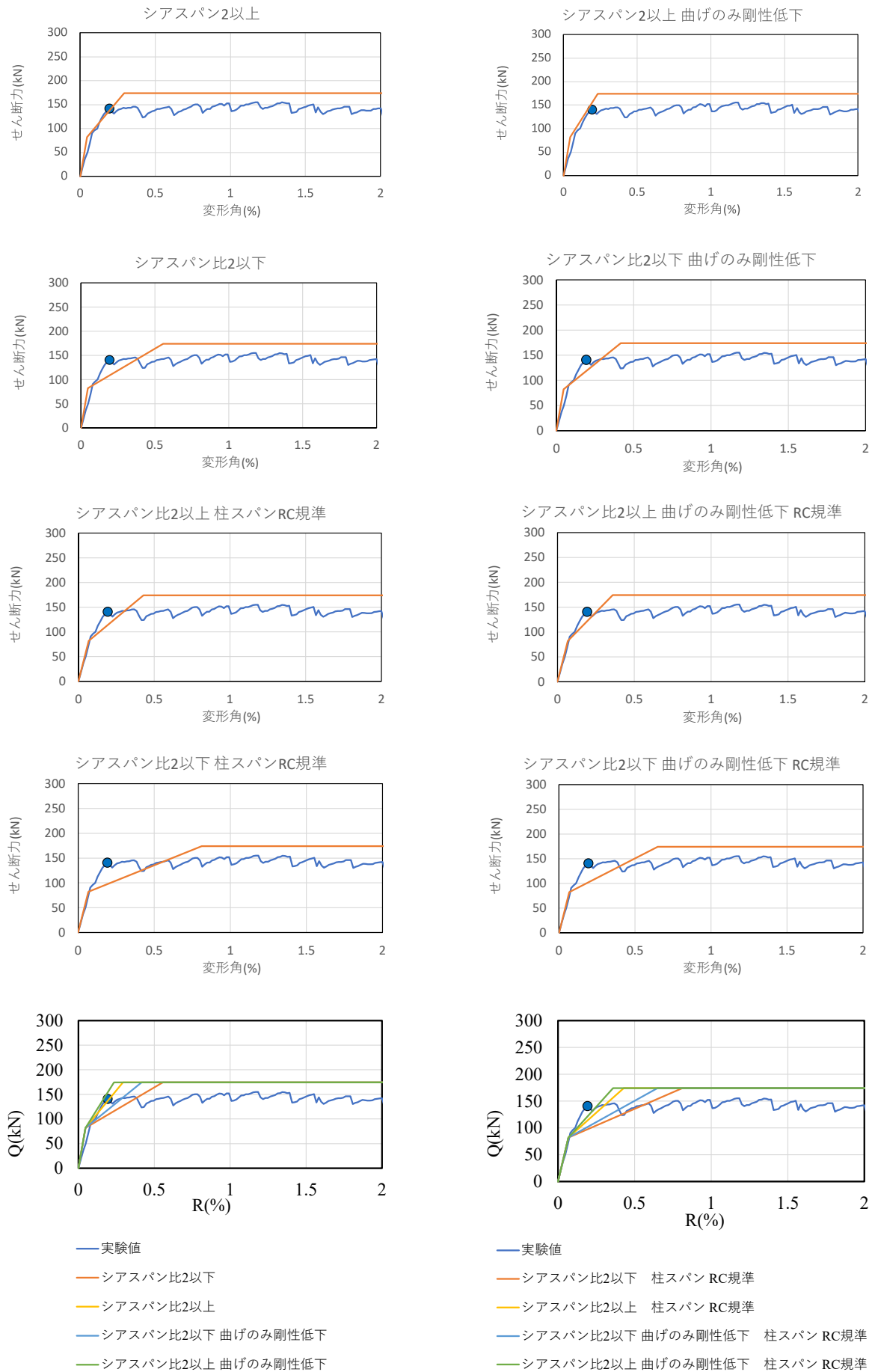


図 3.1.2-5 L10240 計算結果

3) DL10240

付着割裂破壊した DL10240 試験体の計算結果を以下に示す。

表 3.1.2-7 DL10240 計算結果一覧

骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	280659	N/mm
せん断剛性	Ks	655948	N/mm
曲げせん断剛性	K	196558	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	176741	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	562241	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	134470	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	$\alpha y$	0.324	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	$\alpha y$	0.176	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	90933	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	212525	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		63684	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		79862	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	49464	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	115606	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		34642	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		45995	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	57264	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	182165	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		43568	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		51971	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	31149	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	99091	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		23699	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		29514	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	$Q_{mc}$	83	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	$Q_c$	125	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		173	kN
ひび割れ強度		83	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	$Q_{mu}$	262	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	$Q_{su}$	176	kN
終局強度		176	kN

### 第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

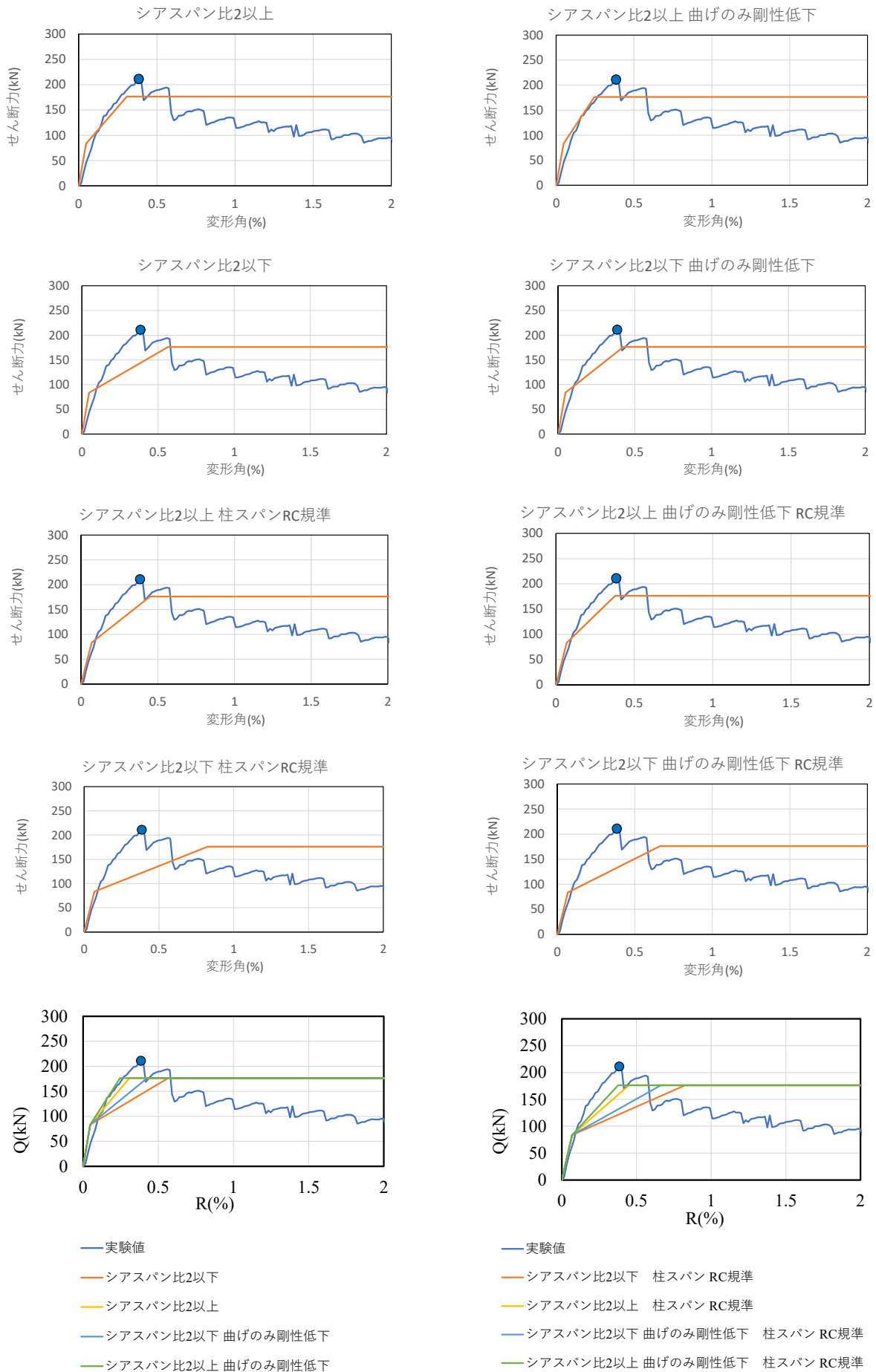


図 3. 1. 2-5 DL10240 試験体計算結果

4) L05280S

曲げ破壊した L05280S 試験体の計算結果を以下に示す。

表 3.1.2-8 L05280S 試験体計算結果一覧

骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	187547	N/mm
せん断剛性	Ks	456765	N/mm
曲げせん断剛性	K	132956	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	118105	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	391513	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	90734	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	$\alpha y$	0.374	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	$\alpha y$	0.195	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	70088	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	170696	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		49687	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		60764	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	36584	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	89098	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		25935	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		33871	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	44137	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	146311	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		33908	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		39665	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	23038	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	76370	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		17699	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		21758	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	Qmc	53	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	Qc	90	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		107	kN
ひび割れ強度		53	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	Qmu	98	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	Qsu	119	kN
終局強度		98	kN

### 第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

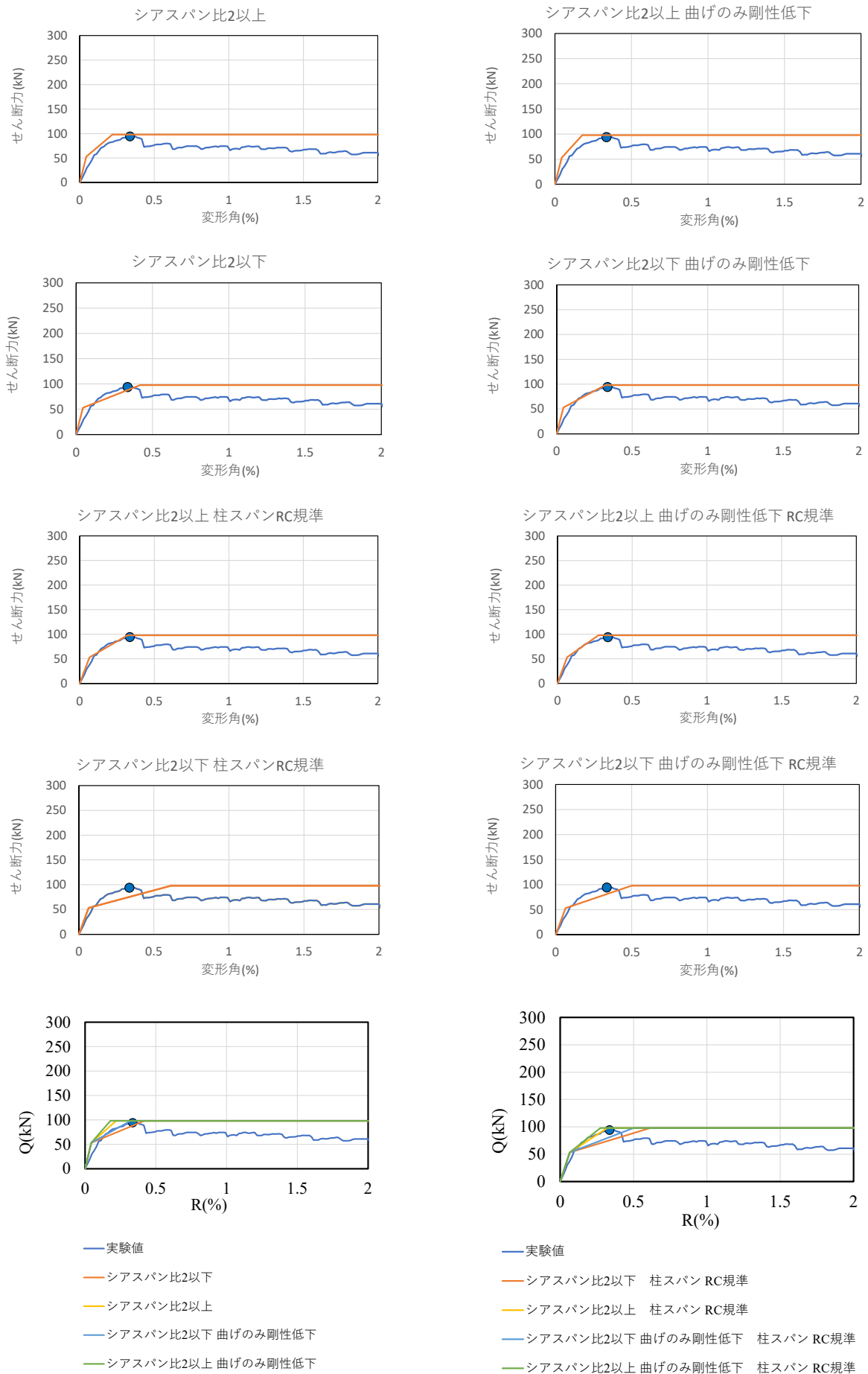


図 3. 1. 2-6 L05280S 試験体計算結果

5) L10280

曲げ破壊した L10280 試験体の計算結果を以下に示す。

表 3.1.2-9 L10280 試験体計算結果一覧

骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	232099	N/mm
せん断剛性	Ks	598673	N/mm
曲げせん断剛性	K	167256	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	146161	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	513148	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	113759	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	$\alpha_y$	0.344	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	$\alpha_y$	0.195	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf\alpha_y$	79920	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks\alpha_y$	206145	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		57592	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		70507	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf\alpha_y$	45274	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks\alpha_y$	116779	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		32625	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		42091	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf\alpha_y$	50329	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks\alpha_y$	176695	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		39171	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		45833	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf\alpha_y$	28511	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks\alpha_y$	100096	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		22190	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		27010	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	Qmc	107	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	Qc	125	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		192	kN
ひび割れ強度		107	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	Qmu	112	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	Qsu	162	kN
終局強度		112	kN

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

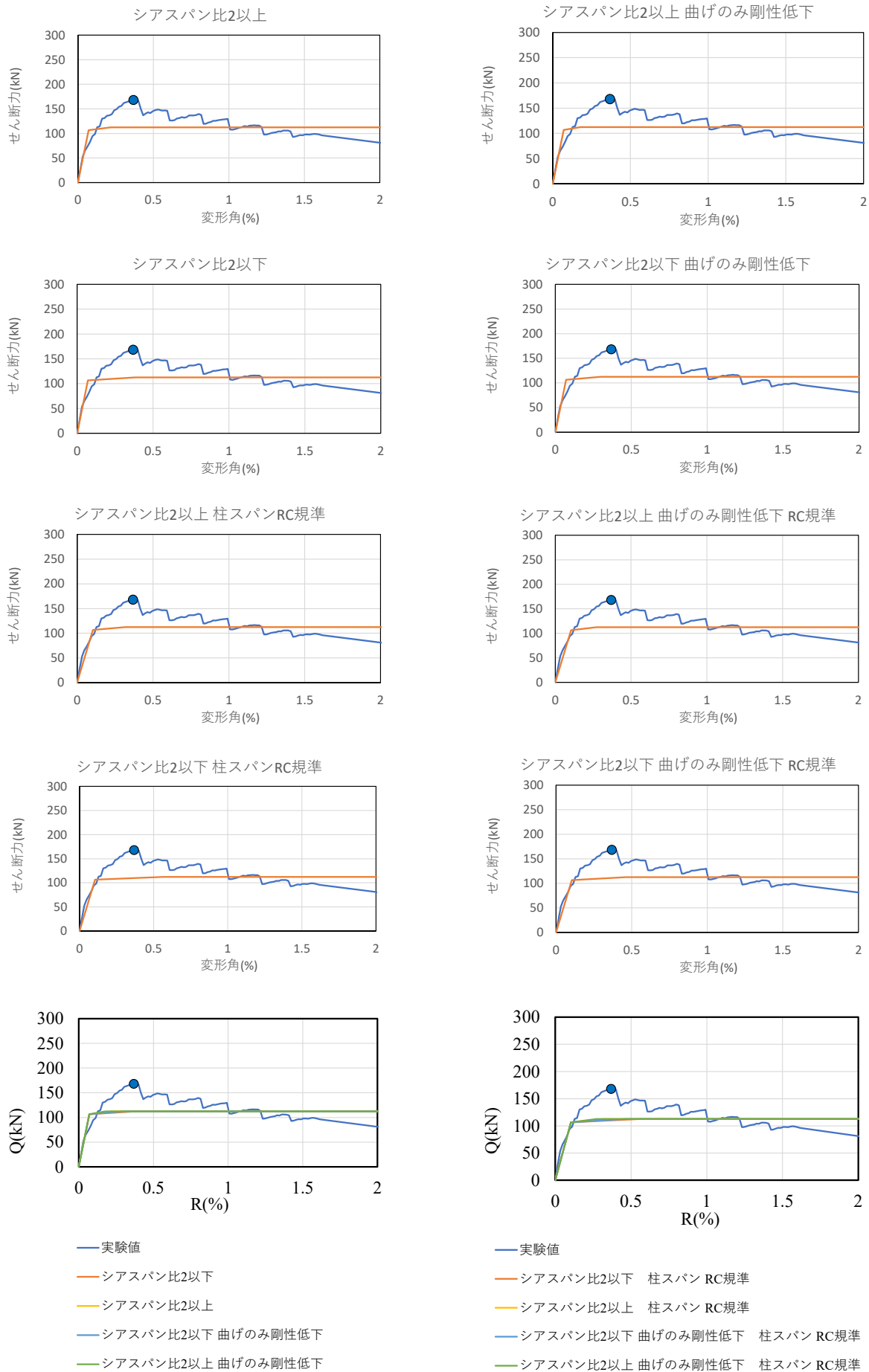


図 3.1.2-7 L10280 試験体計算結果

6) Lcc00

曲げ圧縮破壊した Lcc00 試験体の計算結果をいかに示す。

表 3.1.2-10 Lcc00 試験体計算結果一覧

骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	255849	N/mm
せん断剛性	Ks	768844	N/mm
曲げせん断剛性	K	191968	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	163912	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	662797	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	131413	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	$\alpha y$	0.301	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	$\alpha y$	0.210	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	77017	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	231441	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		57787	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		70004	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	53807	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	161694	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		40372	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		50288	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	49341	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	199518	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		39558	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		45923	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	34472	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	139391	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		27637	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		32768	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	Qmc	146	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	Qc	187	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		301	kN
ひび割れ強度		146	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	Qmu	170	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	Qsu	280	kN
終局強度		170	kN



第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

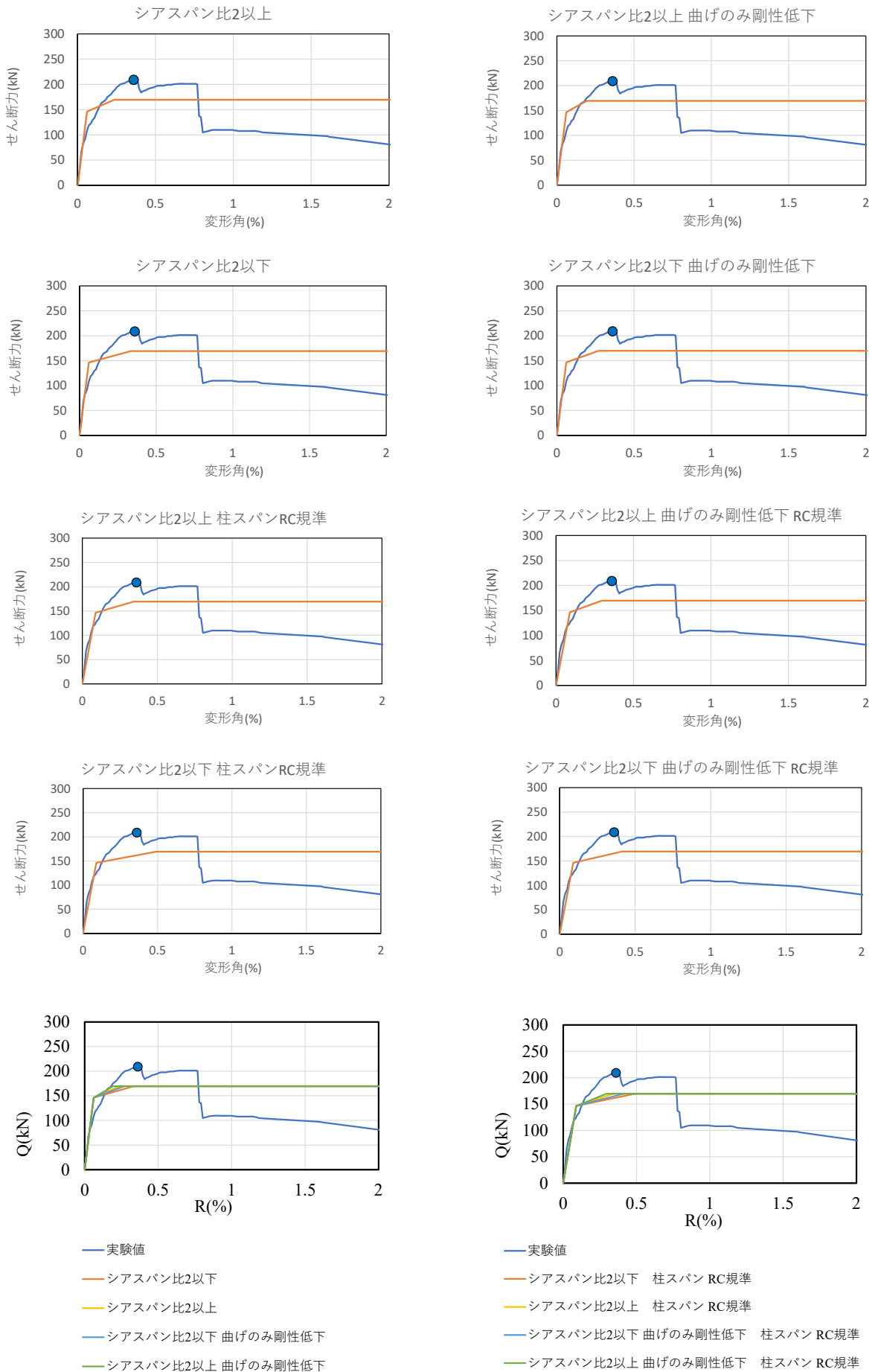


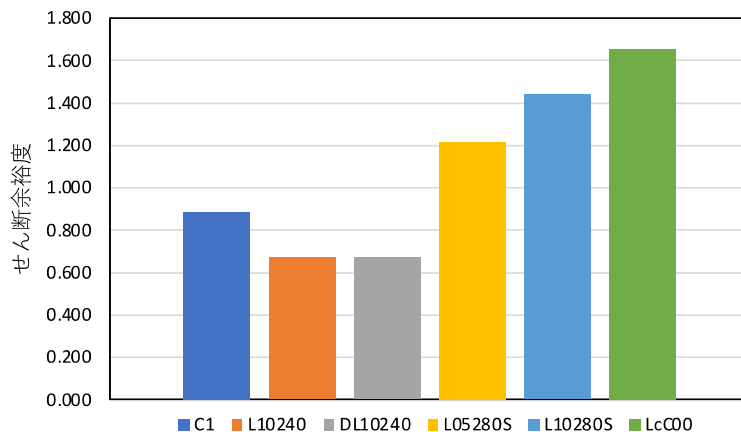
図 3.1.2-8 Lcc00 試験体計算結果

(5) 結論

対象試験体の算定値と実験値の比較を行う。比較の結果を図 3.1.2-9 に示す。なお、文献[3-5]を参考に、実験の荷重変形関係を折れ線化し初期剛性と第二折れ点剛性を求め、その比率を剛性低下率とする。この時実験値と折れ線で消費エネルギーが等しくなるように折れ線化した。

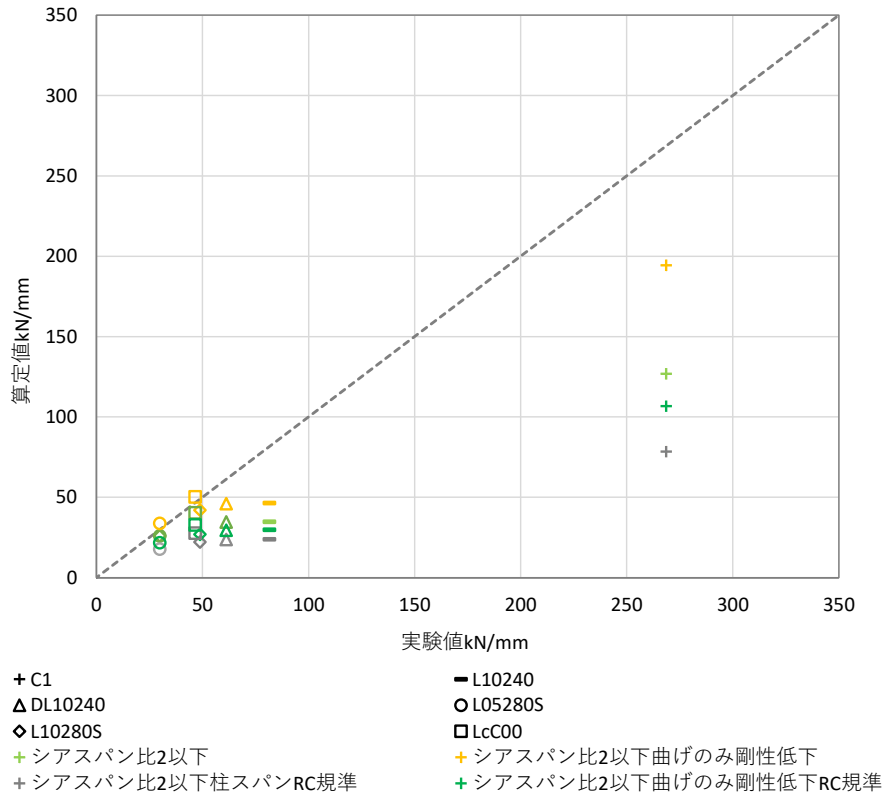
柱帯筋比 0.2%以上、かつ高軸力下における RC 短柱についての骨格曲線を算定し、以下の知見を得た。

- ・せん断余裕度（曲げ精算式/大野荒川 mean 式）を各試験体で算定したところ、せん断余裕度が 1 を超えた試験体は 3 体であり、これらは全て実験で確認された破壊モードと整合していることを確認した。
- ・剛性低下率の式について、本検討のようにシアスパン比が 2 以下の試験体においても、通常シアスパン比 2 以上に用いる算定式にて剛性を計算した場合がより実験値を捉えた。
- ・破壊モードがせん断破壊になると推定される試験体では、曲げ剛性、せん断剛性ともに剛性低下を考慮したものと比べ、曲げ剛性のみ剛性低下を考慮したものは精度が良い傾向があり、曲げ破壊になると推定される試験体では、曲げ剛性、せん断剛性ともに剛性低下を考慮したものと、曲げ剛性のみ剛性低下を考慮したものの差は大きくなかった。

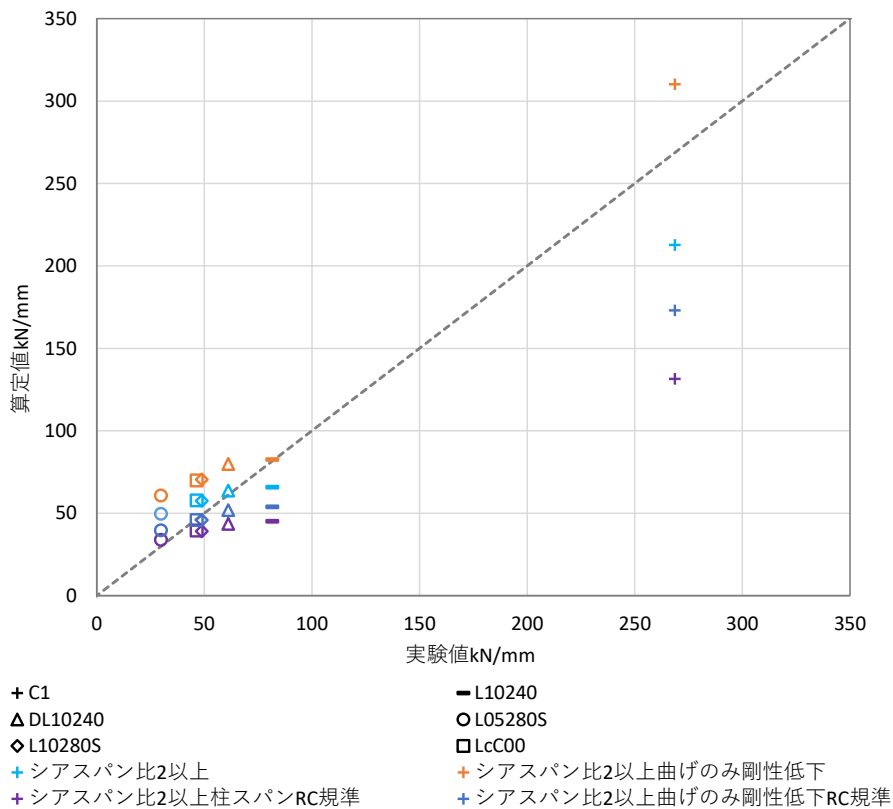


(a) せん断余裕度（曲げ精算式/大野荒川 mean 式）の比較

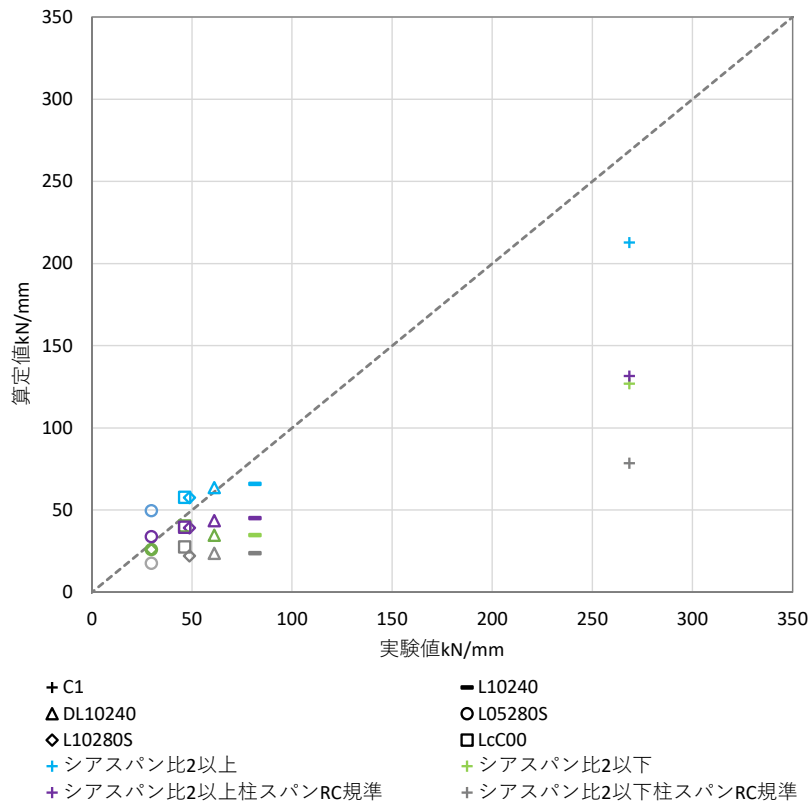
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



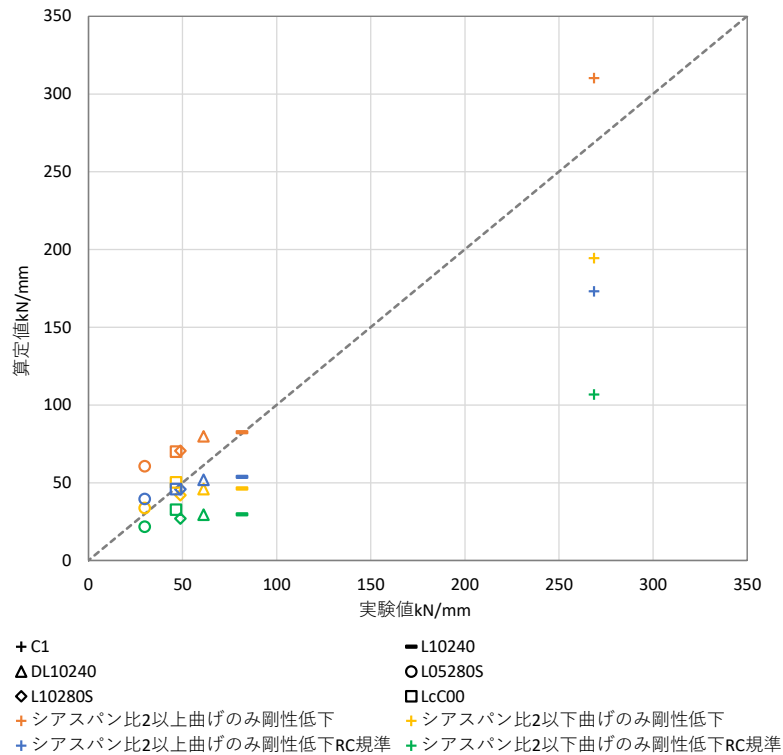
(b) 曲げ剛性低下率 シアスパン比 2 以下用の式を使用



(c) 曲げ剛性低下率 シアスパン比 2 以上用の式を使用



(d) 曲げ剛性低下率を全体初期剛性に乘じた場合



(e) 曲げ剛性低下率を曲げ初期剛性のみに乗じた場合

図 3.1.2-9 実験値と算定値の比較

### 3.2 実験概要

本実験では、対象ピロティ柱を模擬した試験体に対し予備載荷により損傷を与えた後、断面修復および UFC パネル挟み込みによる補強を行い、その後再び載荷を行った。

#### 3.2.1 試験体概要

試験体は対象ピロティ柱の 2 階梁下までを鉄筋径、間隔含め、縮尺を実大の 1/2 スケールとしている。予備載荷を行う無補強試験体を C1、C1 に損傷を与えた後に 2 章に示した手法と同様に補修補強した試験体を C1-R とする。C1 に対して RC 壁を片側袖壁として増設した C1-RC1、UFC パネルを片側袖壁として取り付けた C1-UFC1、柱せい面に UFC パネルを貼り付けた貼り付け補強試験体の C1-UFC2 の 3 体を合わせて比較することでこれらの工法の補修補強効果を確認する。図 3.2.1-1 に補強の概念図を、表 3.2.1-1 に 4 体の共通因子である柱部分および RC 補強壁の試験体概要を、図 3.2.1-2 と図 3.2.1-3 に柱部分の立面図および断面図を示す。

RC 壁を片側袖壁として増設した C1-RC1 について、図 3.2.1-4 に立面図、図 3.2.1-5 に断面図を示す。RC 壁厚さは 285mm であり、壁筋は既存柱や上下スタブに定着させておらず、柱と壁の間に面内方向の定着も行っていない。また、面外変形を防止するために上スタブに L 字アングル（図 3.2.1-4 の赤色部分）を取り付けている。L 字アングルは壁から 2mm 離して設置しており、面外方向に壁が移動しなければ試験体耐力に影響がでないように配慮した。

UFC パネルを片側袖壁として取り付けた C1-UFC1 について、図 3.2.1-6 に立面図を示す。パネル厚さは 50mm であり、接着方法として、柱とパネルの貼付面には厚さ 10mm のエポキシ樹脂を接着剤として塗布し、上下スタブとパネルの間には厚さ 20mm の無収縮モルタルを充填した。また RC 壁と同様、L 字アングル（図 3.2.1-6 の赤色部分）を取り付けている。

柱のせい面に UFC パネルを貼り付けた C1-UFC2 について、図 3.2.1-7 に立面図を示す。パネル厚さは両面ともに 30mm であり、接着方法として C1-UFC1 と同様、柱とパネルの貼付面にはエポキシ樹脂を塗布し、上下スタブとパネルの間には無収縮モルタルを充填した。また、パネルの面外変形を防止するため、パネルに接着用貫通穴を開け、ボルトによって軽く締め付けている。また、RC 壁や UFC パネルを増設した試験体では、打ち継ぎ面は全て（鉛直面や水平面）目粗しを行った。

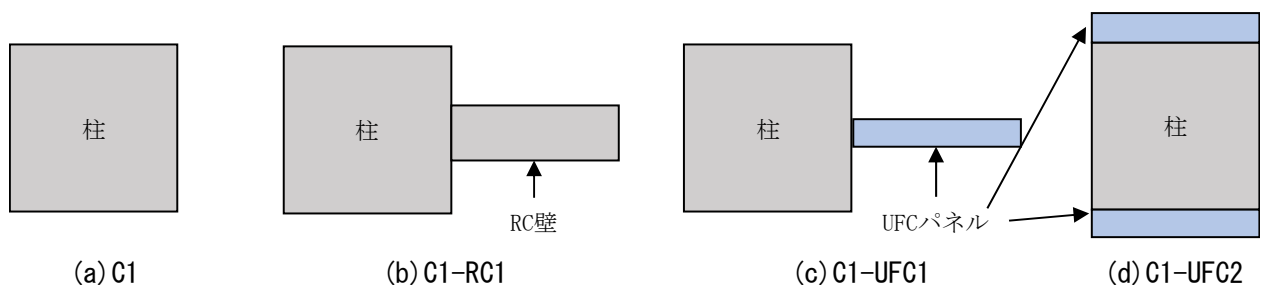


図 3.2.1-1 補強概念図

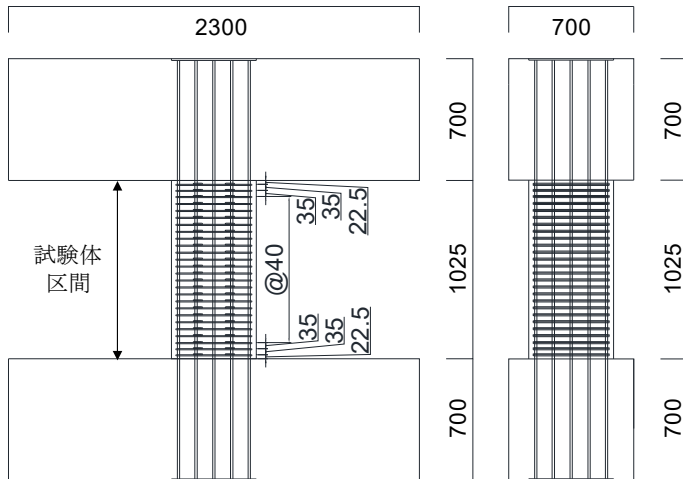


図 3.2.1-2 柱部分 立面図

(左：面内方向 右：面外方向) (単位：mm)

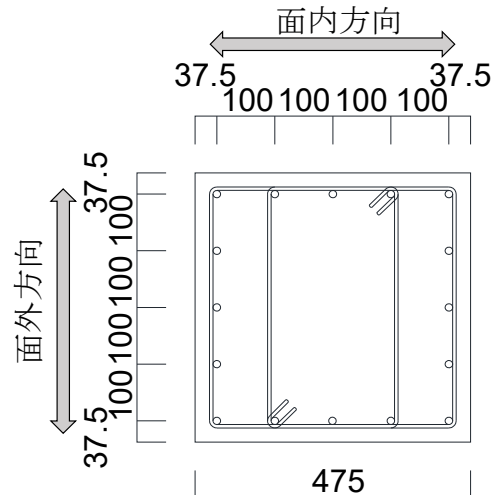


図 3.2.1-3 柱部分 断面図

(単位：mm)

表 3.2.1-1 試験体概要

柱幅 (mm)	475
柱せい (mm)	475
内法高さ (mm)	1025
柱主筋	16-D13(SD345)
柱主筋比 (%)	0.898
柱帯筋 (面内)	2-D6@40(SD295A) 帯筋比0.333%
柱帯筋 (面外)	4-D6@40(SD295A) 帯筋比0.667%
補強壁軸筋	8-D10(SD295A)
補強壁横筋	4-D6@40(SD295A)
コンクリート 設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	30
せん断スパン比	1.17

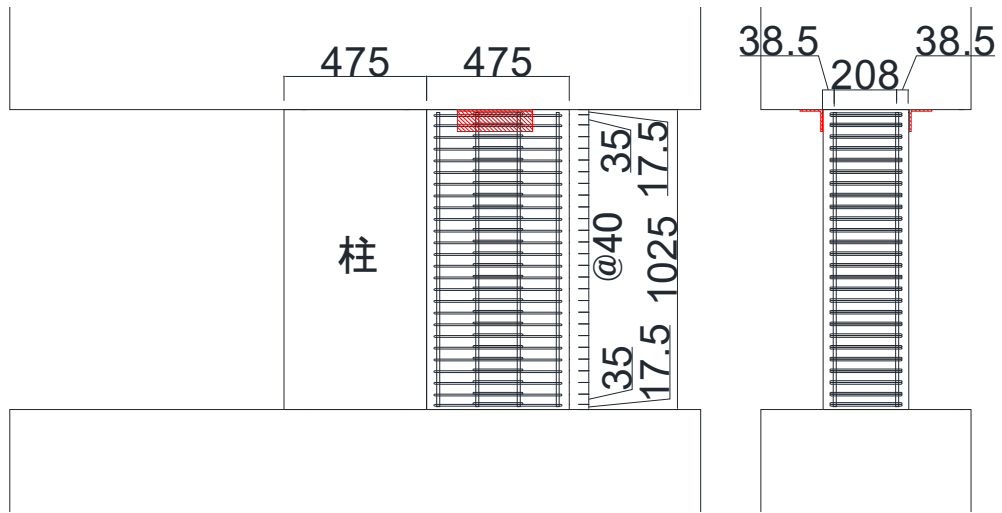


図 3.2.1-4 RC 壁部分 立面図 (左: 面内方向, 右: 面外方向) (単位: mm)

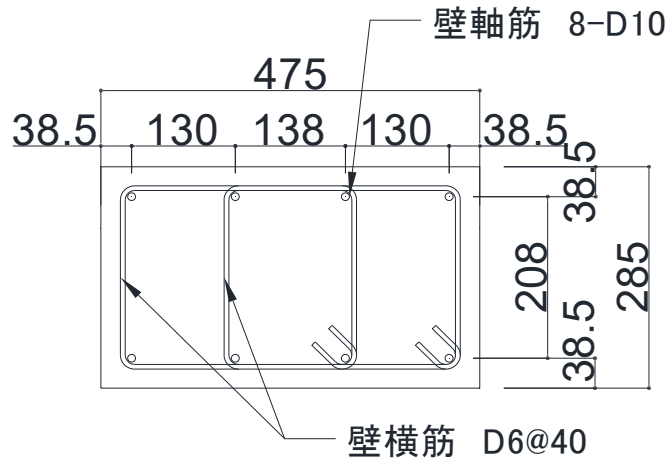


図 3.2.1-5 RC 壁部分 断面図 (単位: mm)

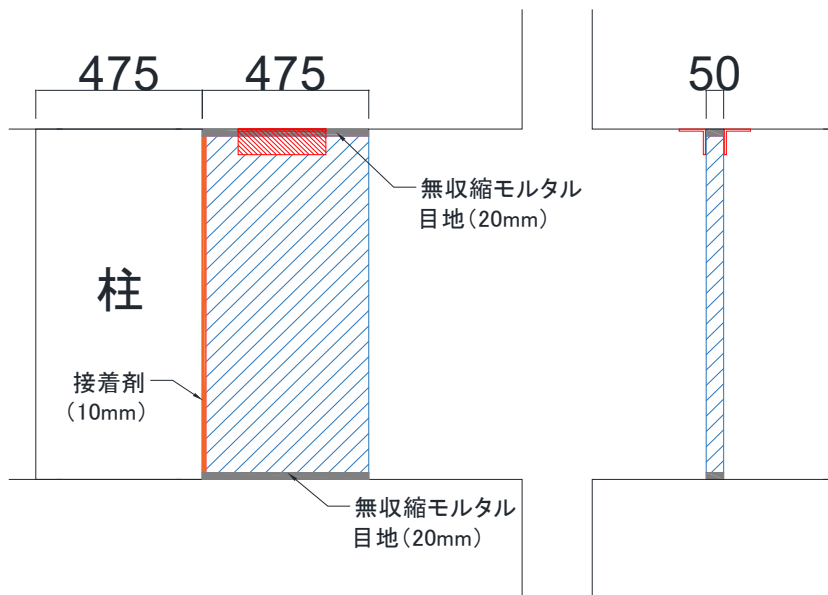


図 3.2.1-6 UFC 袖壁補強部分 立面図  
(左: 面内方向, 右: 面外方向) (単位: mm)

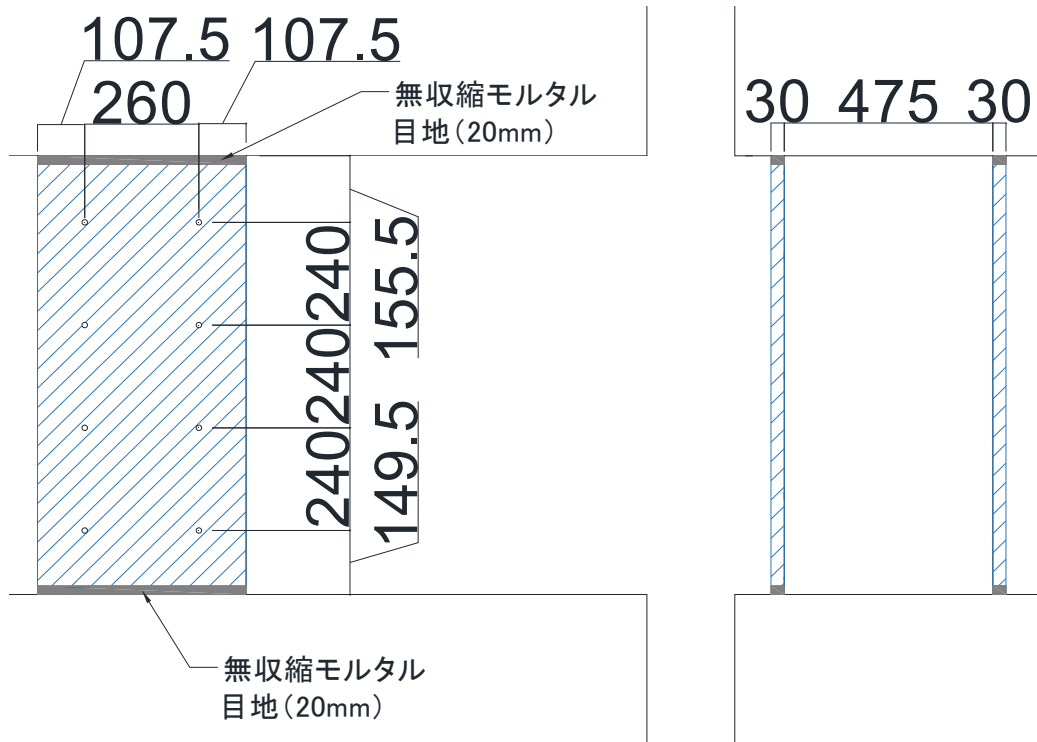


図 3. 2. 1-7 UFC 貼り付け補強部分 立面図  
 (左：面内方向, 右：面外方向) (単位：mm)



3.2.2 材料試験結果

試験体の材料試験結果を以下に示す。表 3.2.2-1 に C1, C1-RC1, C1-UFC1, C1-UFC2 の材料試験結果を、表 3.2.2-2 に C1-R の材料試験結果を示す。

表 3.2.2-1 C1, C1-RC1, C1-UFC1, C1-UFC2 材料試験結果

(a) コンクリート・UFC・無収縮モルタル

試験体名	既存部コンクリート		UFC			無収縮モルタル		補強壁コンクリート	
	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	降伏ひずみ	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数
	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	—	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)
C1	48.0	34.0	—			—		—	
C1-RC1			—			56.4	26.0	50.6	34.4
C1-UFC1			224.0	52.9	0.004	73.3	29.1	—	
C1-UFC2						72.3	28.6		

(b) 鉄筋

鉄筋種類	鉄筋径	ヤング係数	降伏強度	降伏ひずみ	引張強度
		(GPa)	(MPa)	(%)	(MPa)
柱主筋	D13	192.1	402.3	0.222	553.8
柱帯筋	D6	203.7	490.0	0.261	568.4
補強壁軸筋	D10	195.9	369.0	0.199	493.0
補強壁横筋	D6	196.9	501.6	0.265	569.9

表 3.2.2-2 C1-R 材料試験結果

(a) UFC

ダクタイル強度試験結果			
圧縮強度	弾性係数	曲げ強度	
		ひび割れ強度	曲げ強度
(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
223	54.7	22.7	54.5

(b) コンクリート・モルタル

	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度(N/mm <sup>2</sup> )
既存部コンクリート	56.6	35537	3.40
端部無収縮モルタル	109.1	31947	8.40
繊維モルタル	40.4	30241	3.50

### 3.2.3 加力計画

水平力は変位制御による正負交番漸増振幅載荷を行う。加力サイクルは層間変形角 (=上下スタブの相対水平変位/柱内法長さ)  $R=1/3200\text{rad}$  を1サイクル行い、その後  $R=1/1600, 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33\text{rad}$  をそれぞれ2サイクルずつ行う。

軸力については上下にスタブを平行に保つように鉛直ジャッキを制御し、正載荷時には圧縮軸力を、負載荷時には引張軸力を作用させ、簡易的に変動軸力を考慮した。軸力の切り替えは、それぞれの除荷のタイミングで行っている。軸力比は長期軸力が  $0.15$ 、圧縮側の最大値が  $0.40$ 、引張側の最大値が  $0.75A_g \sigma_y$  (ここで、 $A_g$ : 柱主筋全断面積、 $\sigma_y$ : 材料試験における柱主筋の降伏強度) を目標とし作用させ、値としては圧縮軸力が  $5015\text{kN}$ 、引張軸力が  $-614\text{kN}$  であり、全ての試験体で軸力は同値としている。3.2.3-1に載荷装置図を示す。

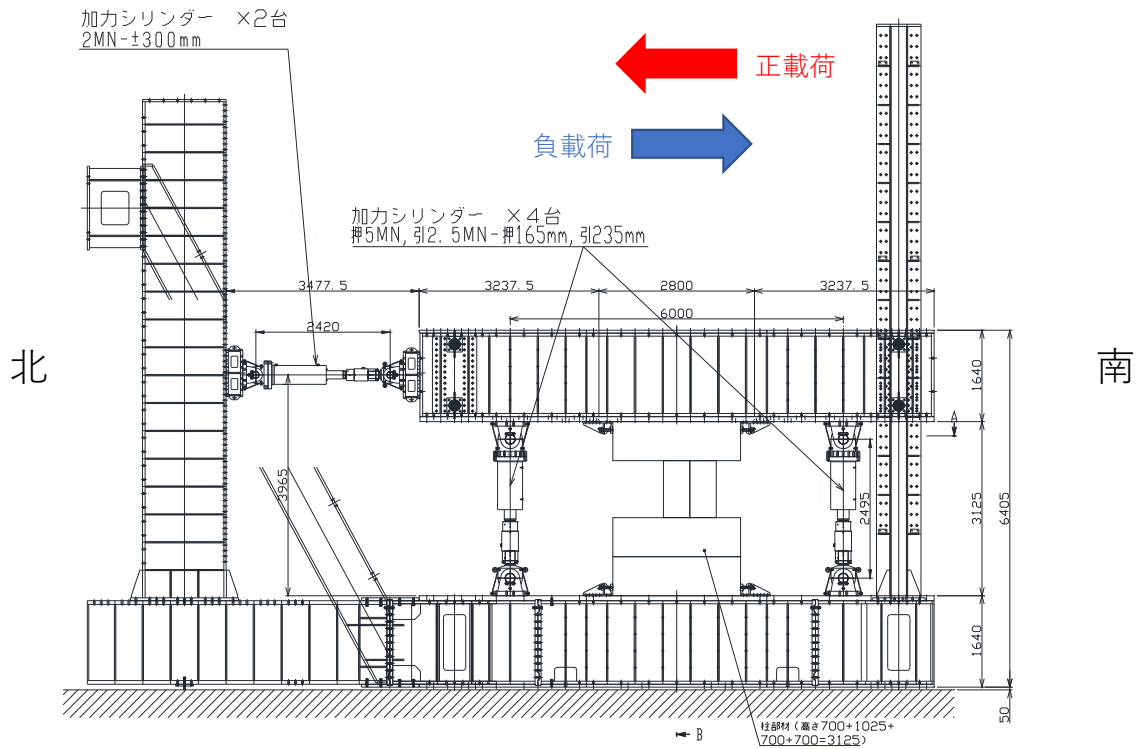


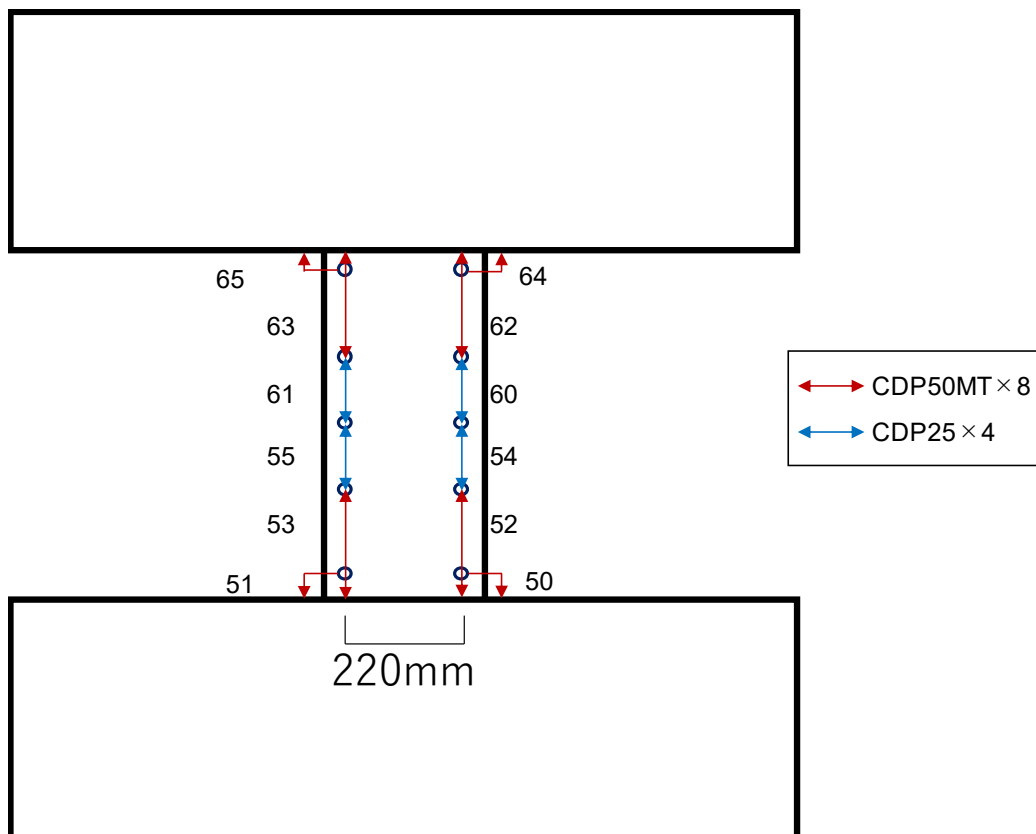
図 3.2.3-1 載荷装置図 (単位: mm)

3.2.4 計測計画

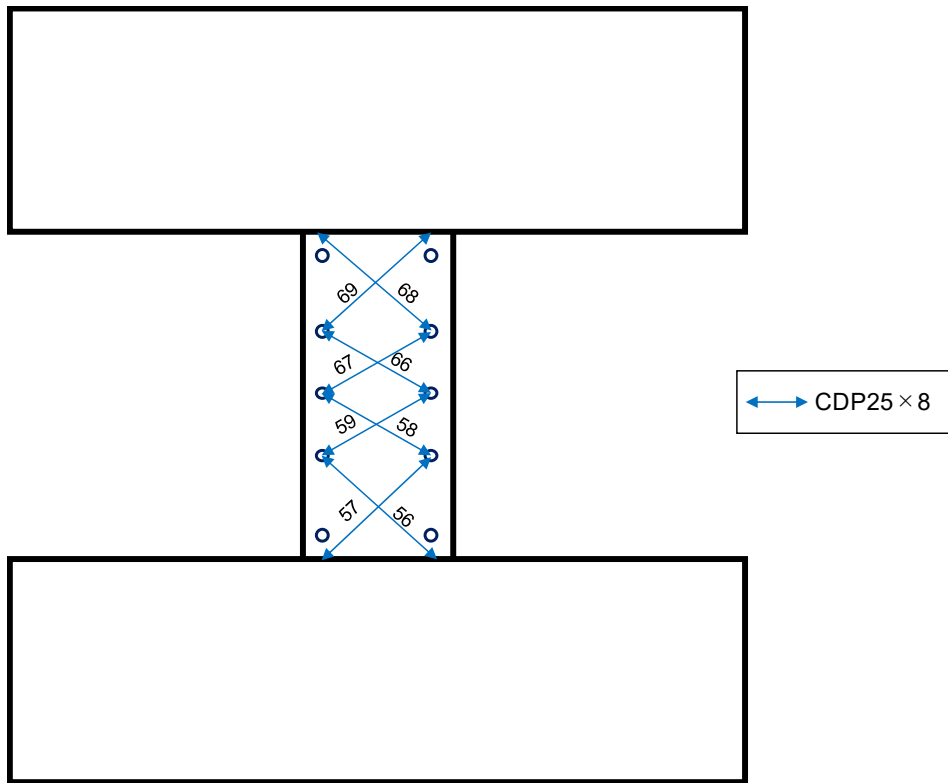
本研究では変位計，ひずみゲージを使用して計測を行った。

(1) 変位計

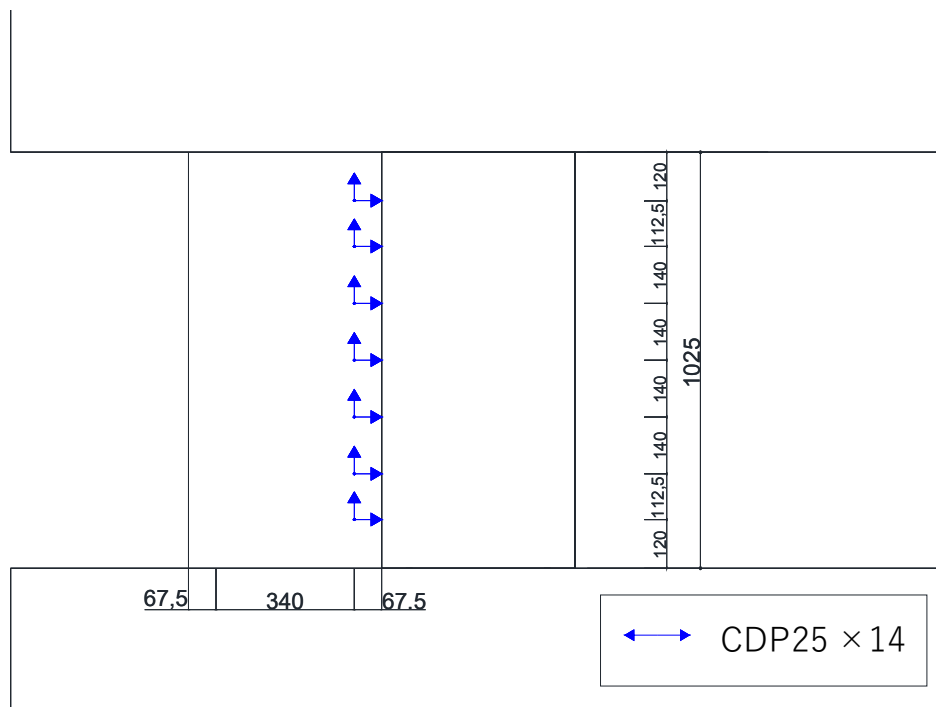
本実験で取り付けた変位計の位置を図 3.2.4-1 に示す。ただし，変位計の取り付け位置の図は背面（東面）の図である。



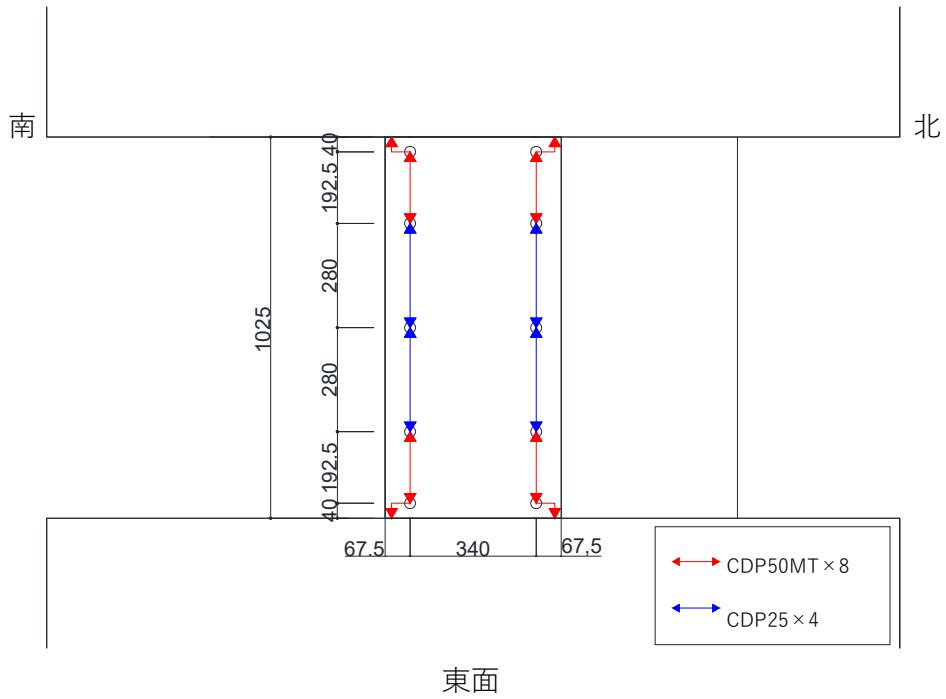
(a) 柱部曲げ変位計



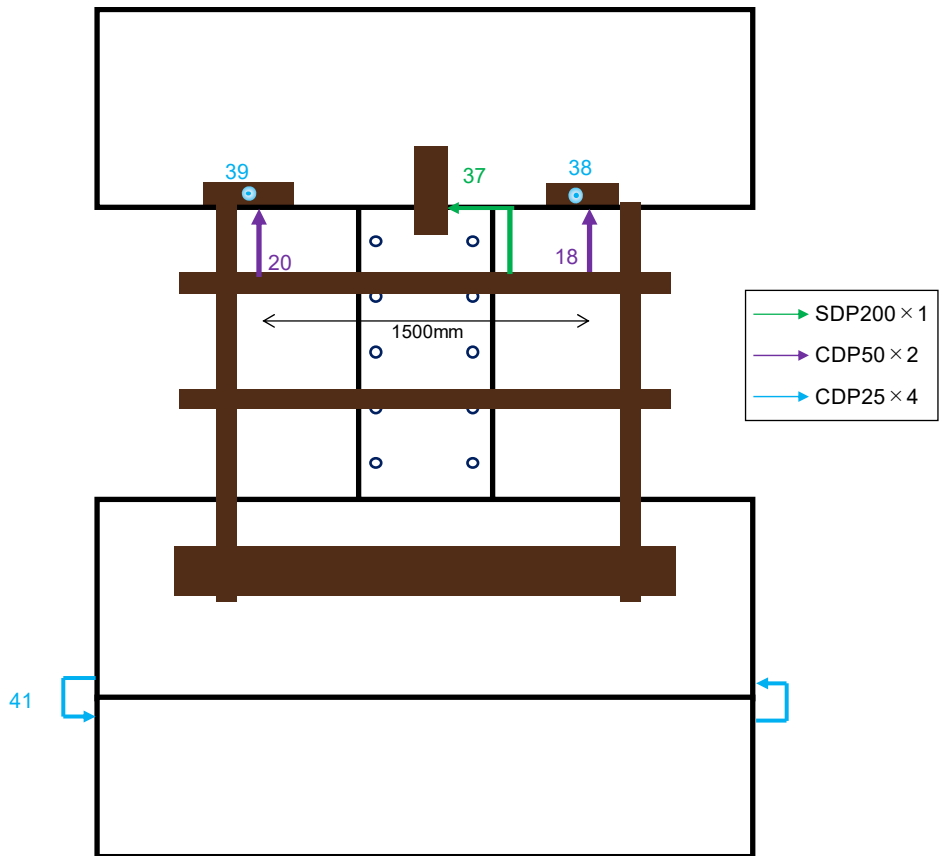
(b) 補強部せん断変位計



(c) 壁一柱間滑り・開き変位



(d) 補強部曲げ変位計



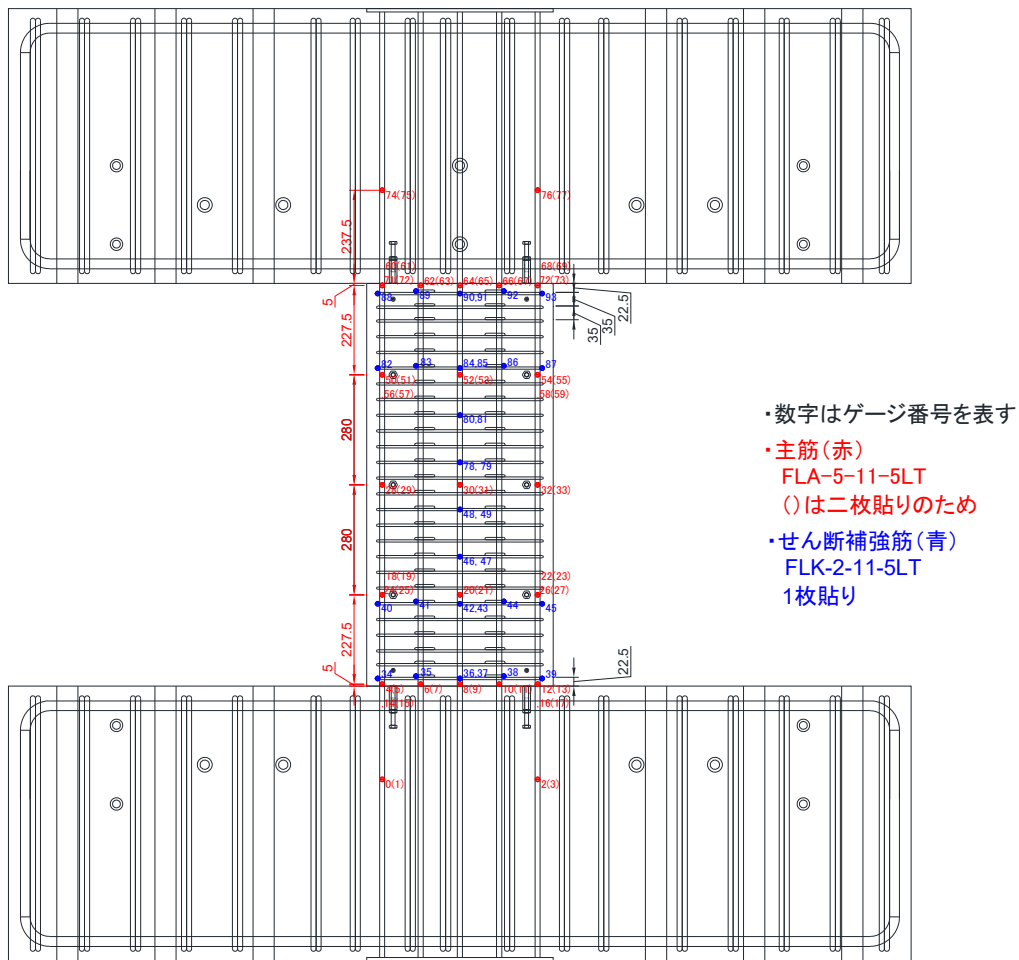
(e) 全体

図 3. 2. 4-1 変位計取り付け位置図

(2) ひずみゲージ

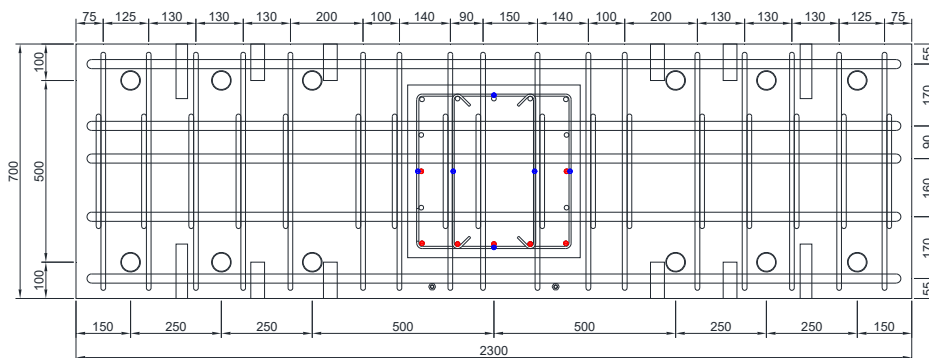
のひずみゲージは全試験体共通で内部の主筋・帯筋に，C1-RC1の補強部のひずみゲージは内部の主筋・帯筋および外部の背面に，C1-UFC1およびC1-UFC2の補強部のひずみゲージは外部の背面に取り付けた。

以下に，柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 正面を図3.2.4-2(a)に，柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 上下スタブ断面を図3.2.4-2(b)に，柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 南面を図3.2.4-2(c)に，C1-RC1の補強部主筋を図3.2.4-2(d)4に，C1-RC1の補強部帯筋を図3.2.4-2(e)に，C1-RC1の補強部外部ひずみゲージ位置を図3.2.4-2(f)に，C1-UFC1の補強部のひずみゲージ位置を図3.2.4-2(g)に，C1-UFC2の補強部のひずみゲージ位置を図3.2.4-2(h)に示す。

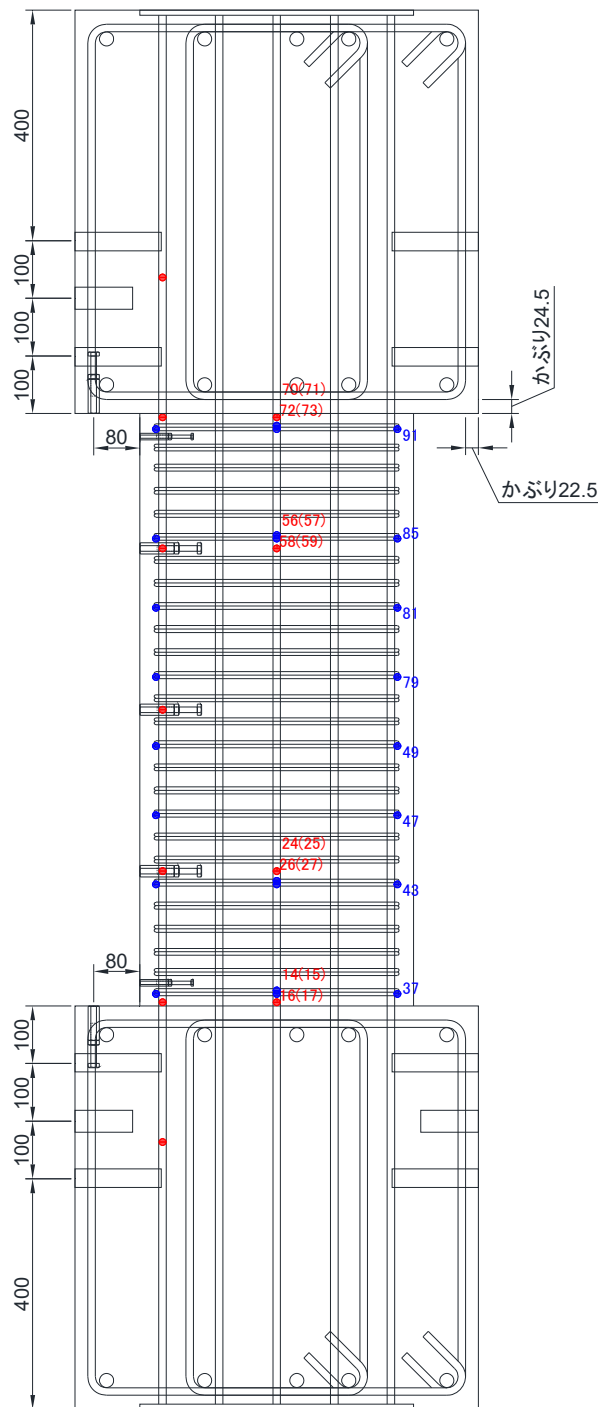


(a) 柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 正面

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

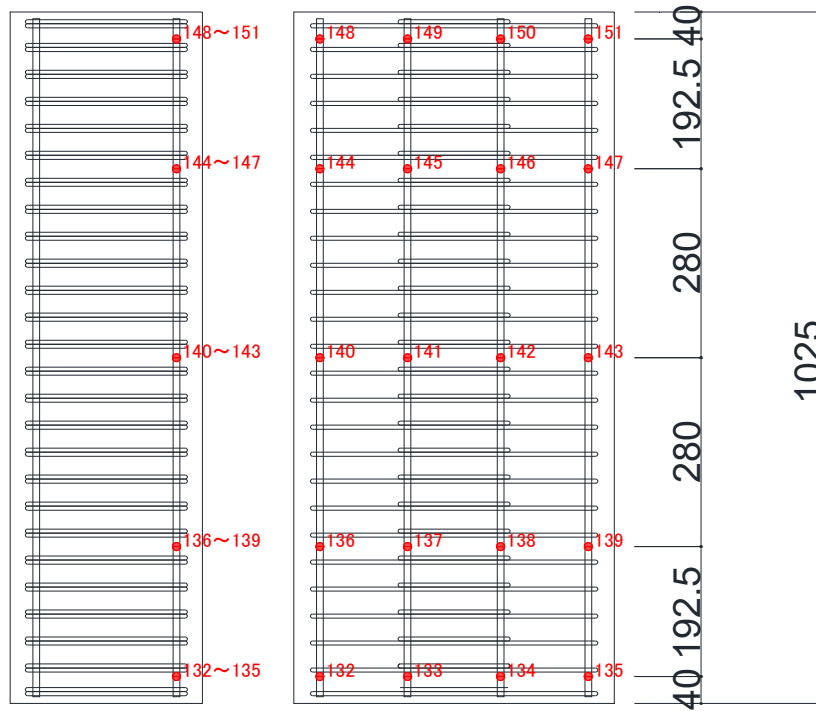
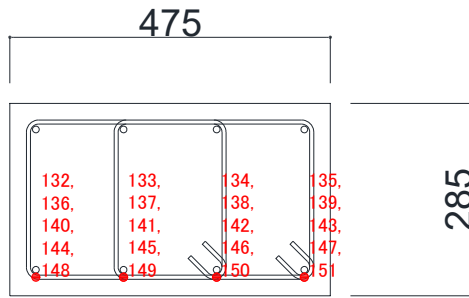


(b) 柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 上下スタブ断面



(c) 柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 南面

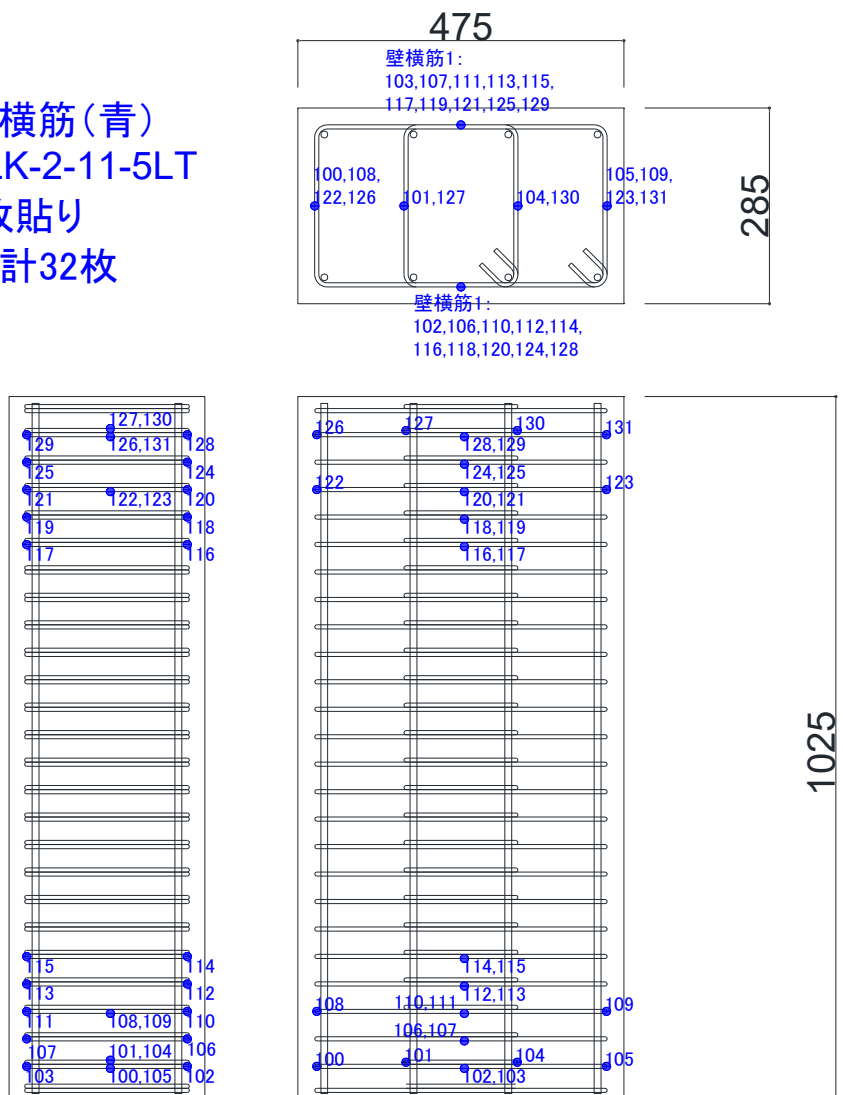
- ・壁軸筋(赤)
- FLK-2-11-5LT
- 1枚貼り
- 合計20枚



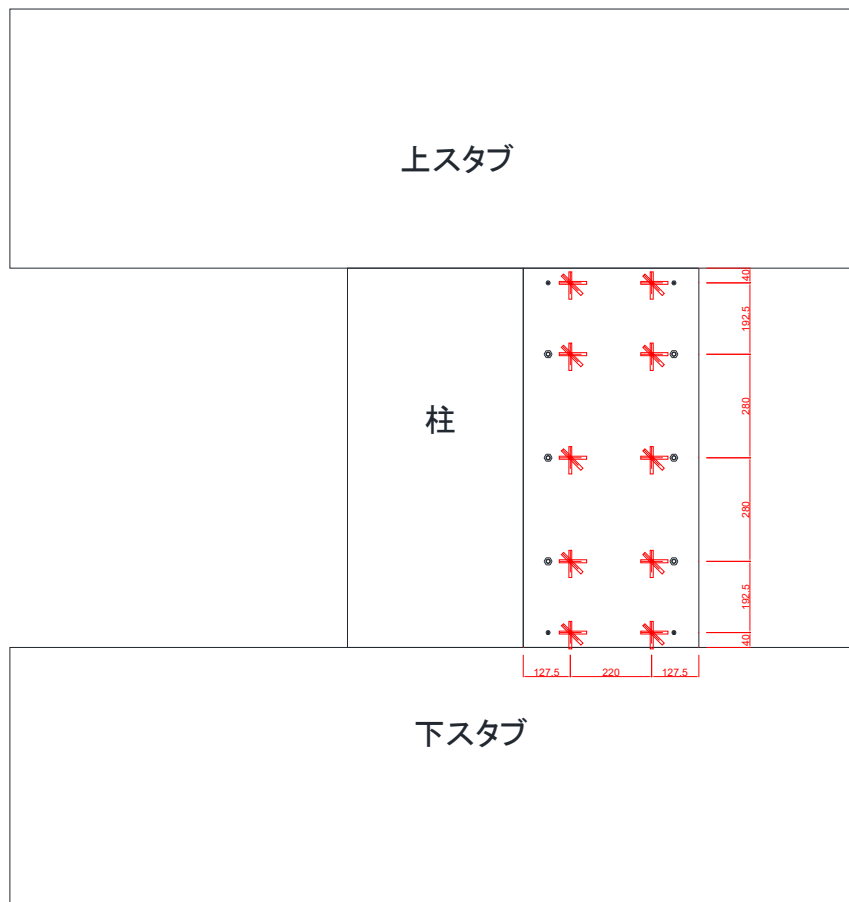
(d) C1-RC1 の補強部主筋



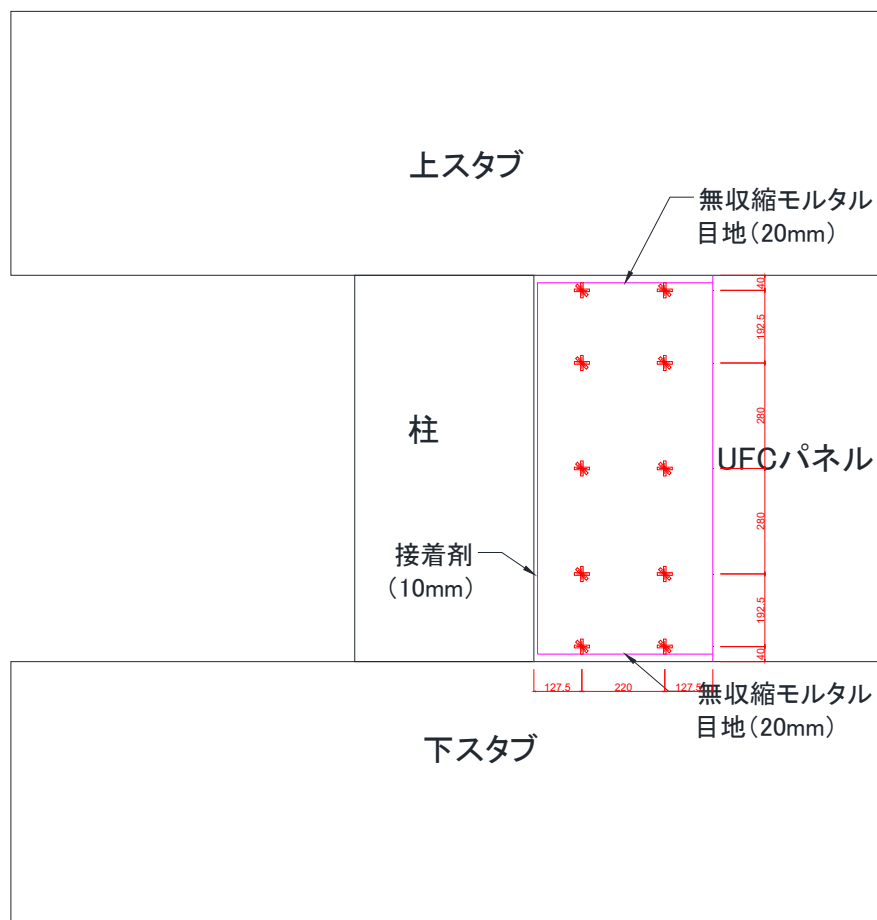
- ・ 壁横筋 (青)  
FLK-2-11-5LT  
1枚貼り  
合計32枚



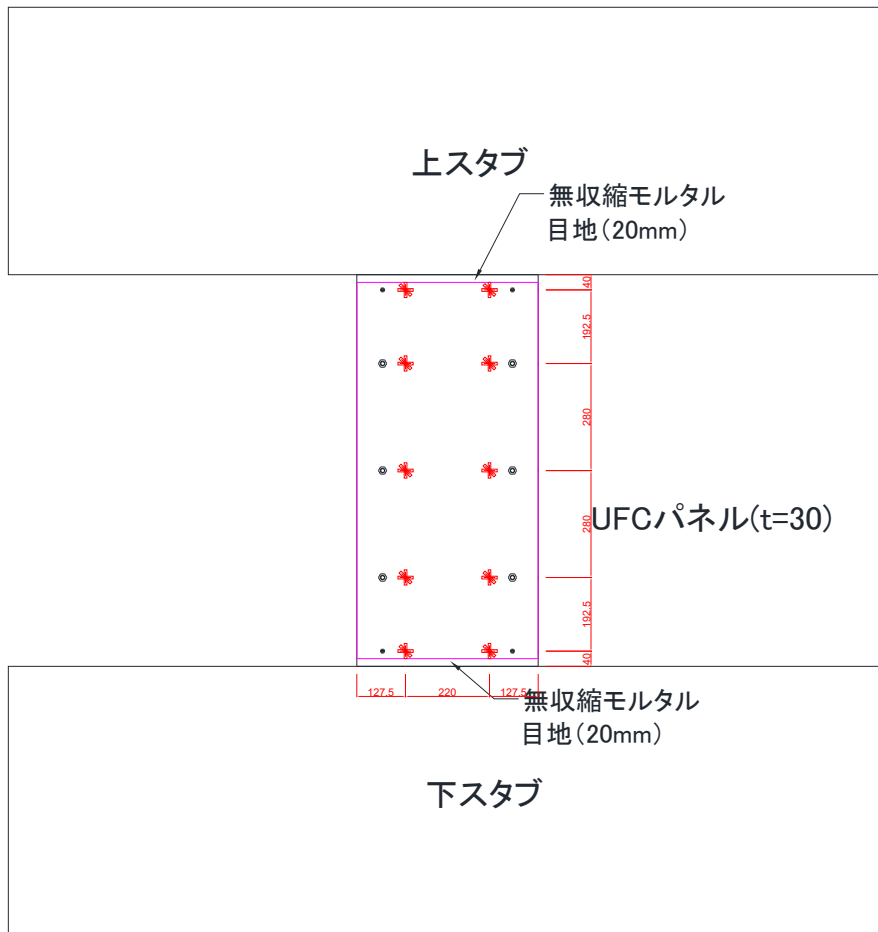
(e) C1-RC1 の補強部帯筋



(f) C1-RC1 の補強部外部ひずみゲージ位置



(g) C1-UFC1 の補強部のひずみゲージ位置



(h) C1-UFC2 の補強部のひずみゲージ位置

図 3.2.4-2 ひずみゲージ貼り付け位置

### (3) ひび割れ計測

損傷計測を行うにあたり、目視計測を行う。本実験では時間の都合上、すべてのサイクルで計測を行うことはできないため、以下に示すように軸力入力前の損傷計測・初期計測・通常計測・詳細計測を表 3.2.4-1 に示すサイクルにてそれぞれ行う。また、载荷開始直後 ( $R=1/3200\text{rad}$ ) は、細かに载荷を中断し初曲げひび割れが入っているか確認を行い、初ひび割れが発生した step 数を記録する。以下に計測の種類ごとの作業手順を示す。

#### ・軸力入力前の損傷計測

- ① 試験体面にすでに入っているすべてのひび割れを青マジックでなぞる。
- ② ①で確認した各ひび割れ幅の計測を行う。
- ③ 定点写真撮影を行う。

#### ・☆：初期計測

- ① 長期軸力加力後、試験体幅面に入っている一次加力の際のひび割れを黒マジックでなぞる。
- ② ①で確認した各ひび割れ幅の計測を行う。
- ③ 定点写真撮影を行う。

#### ・—：定点写真のみ

- ① 定点写真撮影を行う。

#### ・通常計測

##### 1) 正载荷ピーク時・負载荷ピーク時

- ① 定点写真撮影を行う。
- ② 試験体に発生したひび割れを赤マジックでなぞり、浮き・剥落は緑マジックで囲むようになぞる。
- ③ 目視により試験体に発生している最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所のひび割れ幅計測を行い、計測を行った箇所にシールで目印をつける。その際、前回計測を行った最大ひび割れ箇所と場所が異なる場合は、シールを貼り替える。
- ④ 撮影したサイクルタイミングが分かるように、撮影前に変形角が映されているモニターの撮影を行い、グリッド線に合わせて近写で試験体正面及び幅面のスナップ写真を撮影する。

##### 2) 正载荷除荷時

- ① 定点写真撮影を行う。
- ② ピーク時に計測を行った最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所のひび割れ幅計測を行う。

#### ・詳細計測（負载荷除荷時のみ）

- ① 定点写真撮影を行う。
- ② ピーク時に計測を行った最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所のひび割れ幅計測を行う。

- ③ (試験体幅面のみ) 試験体にコンクリートやモルタルの浮き・剥落が発生している場合、浮き・剥落箇所についてはOHPシートを用いて転写し、計測を行ったグリッド番号を記録する。

表 3.2.4-1 計測手順

(a) C1

変形角	サイクル数	載荷方向	計測種類	各計測実施タイミング		
				目視計測	高解像度写真	点群計測
0			☆ (初期ひび, 高解像, 点群計測)	★		●
1/3200	1	正載荷	△+初ひび割れ確認	-	● (各サイクルの正載荷, 正除荷, 負載荷, 負除荷で撮影)	-
		除荷	△			
		負載荷	△+初ひび割れ確認			
		除荷	△			
1/1600	1	正載荷	△			
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
	2	正載荷				
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
1/800	1	正載荷	△			
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
	2	正載荷		○	●	
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
1/400	1	正載荷	△	-		
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
	2	正載荷			○	●
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
1/200	1	正載荷	△	-		
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
	2	正載荷			○	●
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
1/100	1	正載荷	○	●		
		除荷				
		負載荷				
		除荷			◎	●

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

(b) C1-RC1

変位角	サイクル数	载荷方向	目視計測	点群計測
0			初期計測	○
1/3200	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/1600	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/800	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/400	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/200	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		

目視計測	○：通常計測
	◎：詳細計測

変位角	サイクル数	载荷方向	目視計測	点群計測
1/100	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/50	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/33	1	正载荷	○	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		

目視計測	○：通常計測
	◎：詳細計測



### 3.3 実験結果

#### 3.3.1 実験経過と荷重変形関係

##### (1) C1

図 3.3.1-1 に C1 の荷重-変形関係を示す。

C1 は、 $R=1/3200\text{rad}$  の負荷荷時に引張軸力により初ひび割れを確認した。 $R=1/800\text{rad}$  の負荷荷時に全面に大きな曲げひび割れを確認し、正面には小さな縦ひび割れが生じた。 $R=1/400\text{rad}$  の正荷荷時に南面の脚部に圧壊を確認し、正面に小さな縦ひび割れが生じた。負荷荷時に正面に小さなせん断ひび割れが生じ、新しく小さな縦ひび割れも生じたが全体的に曲げひび割れが多くみられた。 $R=1/200\text{rad}$  の正荷荷時に最大耐力  $Q=1321\text{kN}$  を迎え、全面で縦ひび割れを確認したが、幅面である北面、南面では最大ひび割れが  $0.05\text{mm}$  に対し正面では  $0.25\text{mm}$  となった。また、正面の脚部の右下（南面側）と北面の頂部の左上（東面側）に圧壊を確認し、南面の脚部の圧壊が進行し脚部全体に及んでいた。 $R=1/100\text{rad}$  の正荷荷時に  $R=1/200\text{rad}$  近傍で耐力が大きく低下し、大きなせん断ひび割れや多くの損傷を確認した。その後、変形角が進行し、軸力は  $1887.6\text{kN}$  まで低下したため荷荷を終了した。鉄筋の降伏状態について、柱主筋は負荷荷時の引張軸力による引張降伏は確認されたが、正荷荷時には引張降伏は確認されなかった。 $R=0.0022\text{rad}$ ,  $Q=973\text{kN}$  で圧縮降伏は確認されている。柱帯筋について、 $R=0.0052\text{rad}$ ,  $Q=1240\text{kN}$  で柱中央高さに降伏を確認した。これらの破壊経過や鉄筋の降伏状況から、最終的な破壊性状はせん断破壊と判断した。

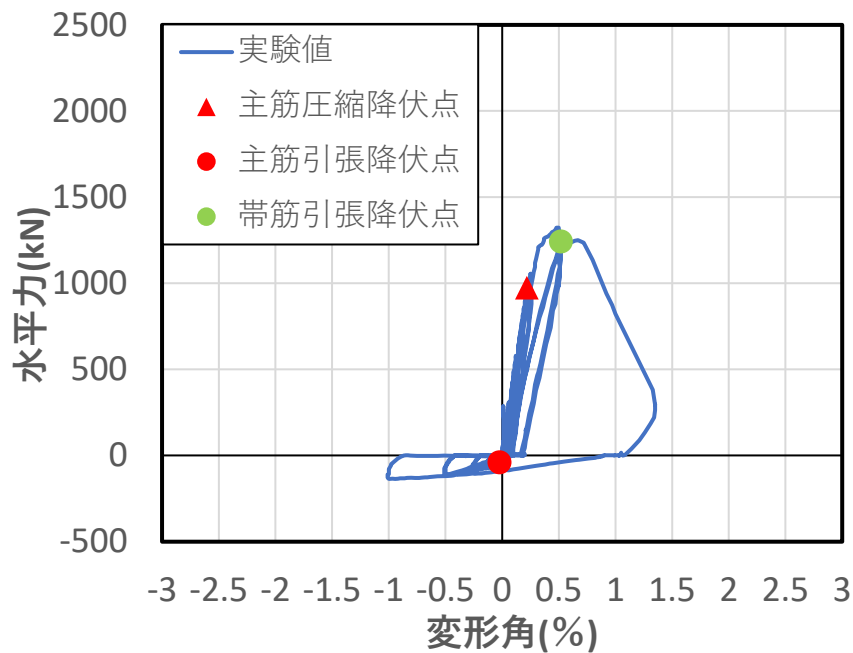


図 3.3.1-1 C1 荷重 - 変形角関係

(2) C1-RC1

図 3.3.1-2 に C1-RC1 の荷重-変形関係を示す。

C1-RC1 は  $R=1/3200\text{rad}$  サイクルの負荷荷中に柱主筋の引張降伏を確認した。 $R=1/200\text{rad}$  サイクルの正載荷時に大きなせん断ひび割れが発生し、柱脚部にてコンクリートの圧壊を確認した。また、このサイクル中に  $R=0.0038\text{rad}$ ,  $Q=2008\text{kN}$  で柱帯筋の降伏を確認した。 $R=1/100\text{rad}$  サイクルではさらに損傷が進展し、多くのせん断ひび割れやコンクリートの浮きや剥落を確認した。しかし C1 とは異なり、このサイクルでも耐力を維持しており、正載荷時には  $R=1/100\text{rad}$  で最大耐力  $Q=2161\text{kN}$  を迎え、柱主筋の引張降伏を確認した。また、同サイクルでは袖壁と柱、袖壁とスタブの境界に間隙が生じ始めた。 $R=1/50\text{rad}$  サイクルの正載荷時には耐力低下が起こり、RC 壁横筋の降伏を確認したため、このサイクル中に柱や壁がせん断破壊したと考えられる。その後  $R=1/33\text{rad}$  まで荷重を行い、実験を終了した。

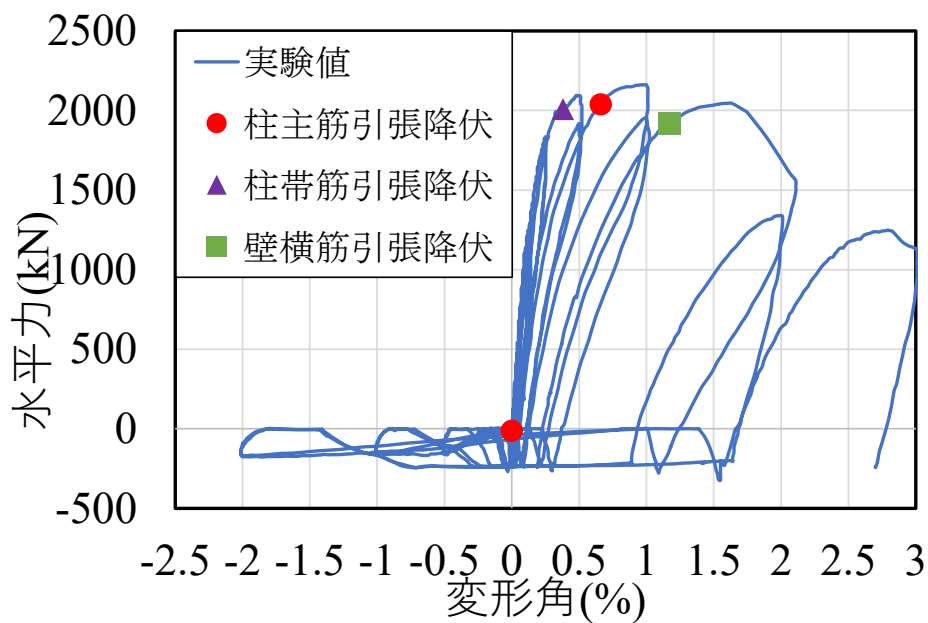


図 3.3.1-2 C1-RC1 荷重 - 変形角関係

(3) C1-UFC1

図 3.3.1-3 に C1-UFC1 の荷重-変形関係を示す。

C1-UFC1 は、 $R=1/1600\text{rad}$  の正載荷時に UFC パネルと上スタブを接着している無収縮モルタル部分に小さなひび割れを確認し、負載荷時には柱全体に多くの曲げひび割れを確認した。また、UFC パネル頂部と無収縮モルタル間に引張軸力によるものと思われる約 3mm の開きと、UFC パネルと柱間のひび割れを確認した。 $R=1/200\text{rad}$  の正載荷時に UFC パネルと上下スタブ間の無収縮モルタル部分が圧壊し、柱北面の柱脚部と柱南面の柱頭部に浮き・剥落を確認した。また、柱全体に多くの縦ひび割れと柱正面に多くのせん断ひび割れが発生したが UFC パネル自体には損傷は見られなかった。このサイクルで最大耐力  $Q=1664\text{kN}$  を迎え、 $R=1/100\text{rad}$  の正載荷途中の  $R=0.009\text{rad}$  で柱正面北側柱脚部が圧壊し、大きな縦ひび割れが発生した。また、柱正面全体に大きなせん断ひび割れが発生し、水平力は約  $1650\text{kN}$  から約  $1300\text{kN}$  へ低下した。柱正面には浮き・剥落が多数発生したが、UFC パネルには損傷は見られなかった。このサイクルで、柱帯筋の降伏を確認した。 $R=1/50\text{rad}$  の 1 サイクル目正載荷時に柱正面のせん断ひび割れが進展し、水平耐力は約  $1000\text{kN}$  まで低下した。2 サイクル目正載荷を行う前の軸力を導入する段階で鉛直変位差が大きく発生したため、UFC パネル側の鉛直ジャッキの鉛直荷重を大きくし軸力を導入した。その後水平力を加えたが、 $R=0.008\text{rad}$  で試験体がせん断破壊した。

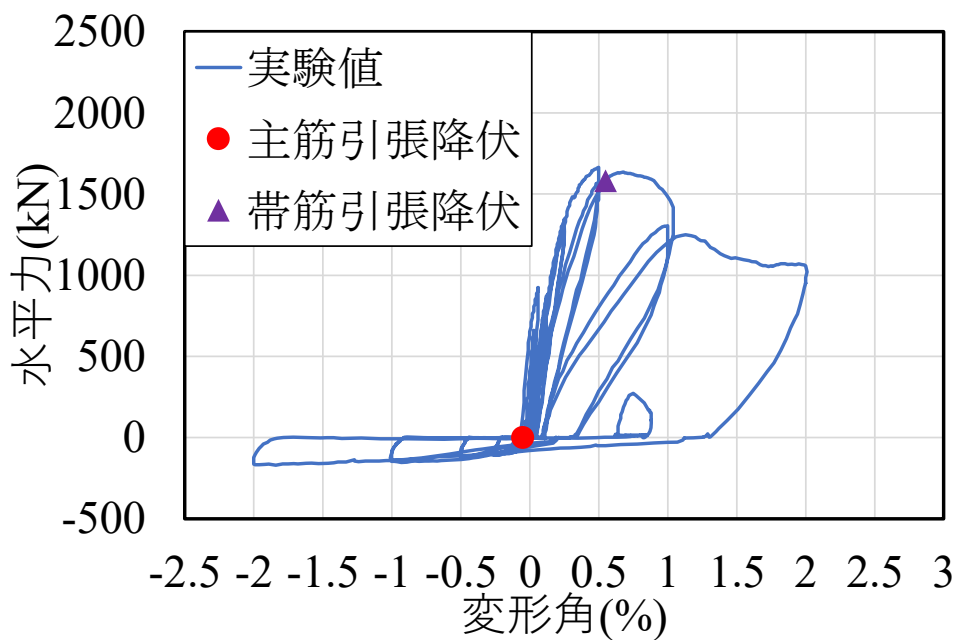


図 3.3.1-3 C1-UFC1 荷重 - 変形角関係

(4) C1-UFC2

図 3.3.1-4 に C1-UFC2 の荷重-変形関係を示す。

C1-UFC2 は、 $R=1/3200\text{rad}$  の負荷荷時に北面柱脚部に初ひび割れを確認した。 $R=1/1600\text{rad}$  の正載荷時に南面の柱頭部の無収縮モルタルに小さな曲げひび割れが発生した。負荷荷時に北面、南面共に柱頭、柱脚部の柱スタブ間部分にひび割れを確認し、南面東側の UFC パネルに小さな曲げひび割れを確認した。 $R=1/800\text{rad}$  の正載荷時に UFC パネルが西面、東面共に面内方向に 3mm 程ずれた。 $R=1/400\text{rad}$  の負荷荷時に南面東側の柱頭部のモルタルが大きく剥落した。 $R=1/200\text{rad}$  正載荷時の、ピーク直前に試験体から破壊音を伴って最大耐力  $Q=1653\text{kN}$  を迎え、その後耐力が低下した。 $R=1/100\text{rad}$  の 1 サイクル目正載荷時に UFC パネルにせん断、縦ひび割れが発生し RC 柱とエポキシ樹脂間が開き、耐力が大きく低下した。このサイクルで、柱帯筋の降伏を確認した。2 サイクル目正載荷時に RC 柱とエポキシ樹脂間の開きが進展し UFC パネルが面外方向に少し浮いた状態となった。 $R=1/50\text{rad}$  の 1 サイクル目正載荷時に北面柱脚部と南面柱頭部のコンクリートが大きく浮き、UFC パネルに大きなせん断ひび割れが入り載荷を終了した。この時、UFC パネルは面外方向に大きく浮き、圧縮縁の無収縮モルタルは完全に圧壊した状態となった。

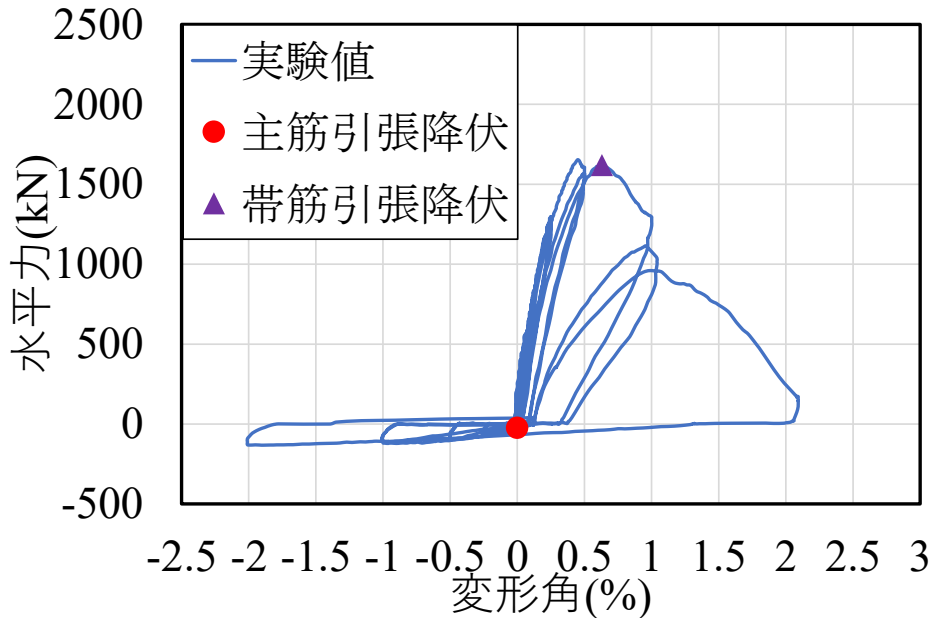
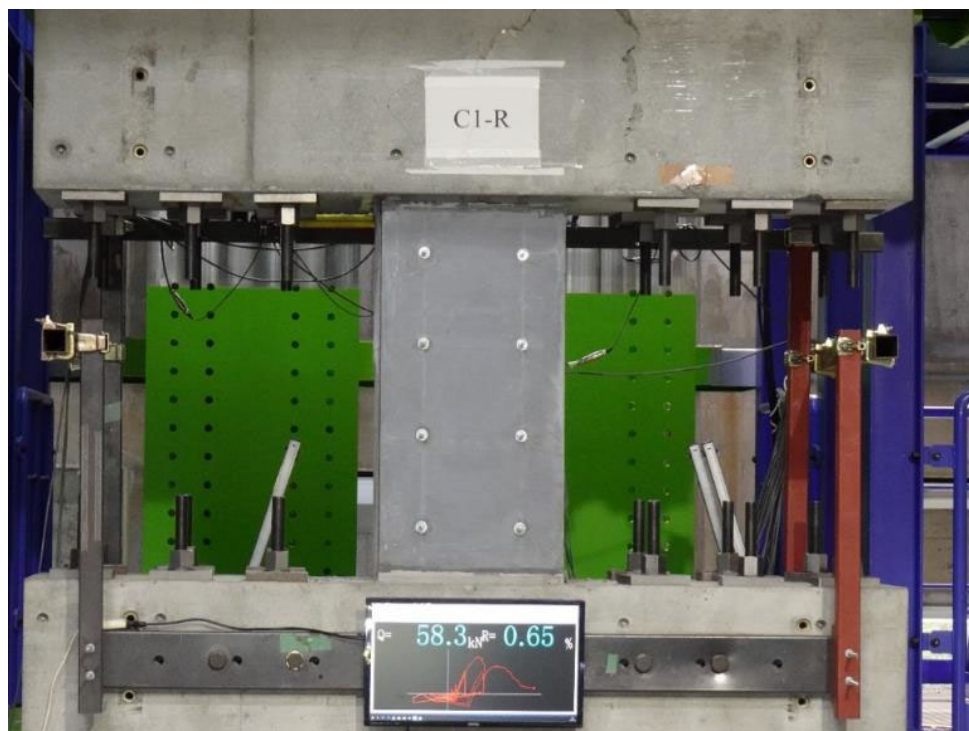


図 3.3.1-4 C1-UFC2 荷重 - 変形角関係

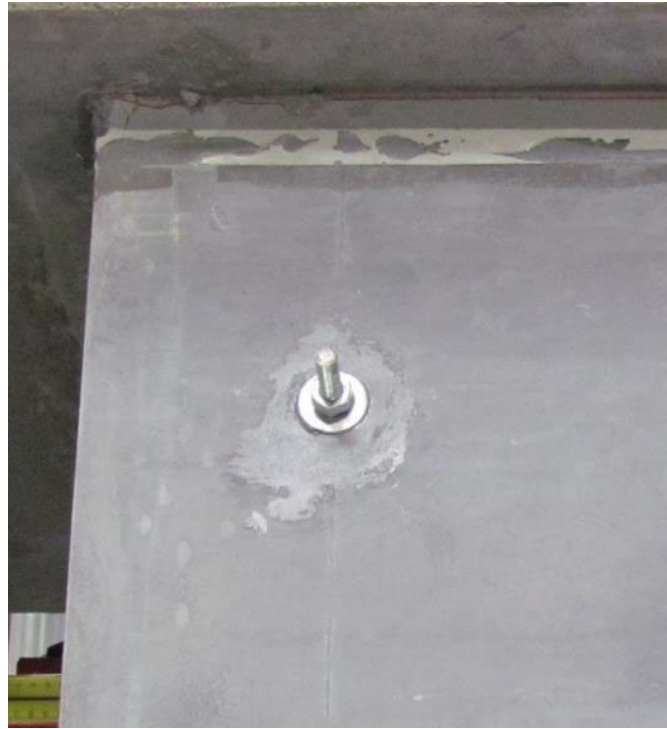
(5) C1-R

実験開始後、まず軸力 5015kN を導入した時、試験体スタブ底面の初期不整が原因と思われる水平変位が生じた。そこで、いったん軸力を 0kN に戻し変位計のイニシャルを取り直して、もう一度軸力を導入して実験を再開した。図 3.3.1-5 に試験体の損傷状況写真を示す。

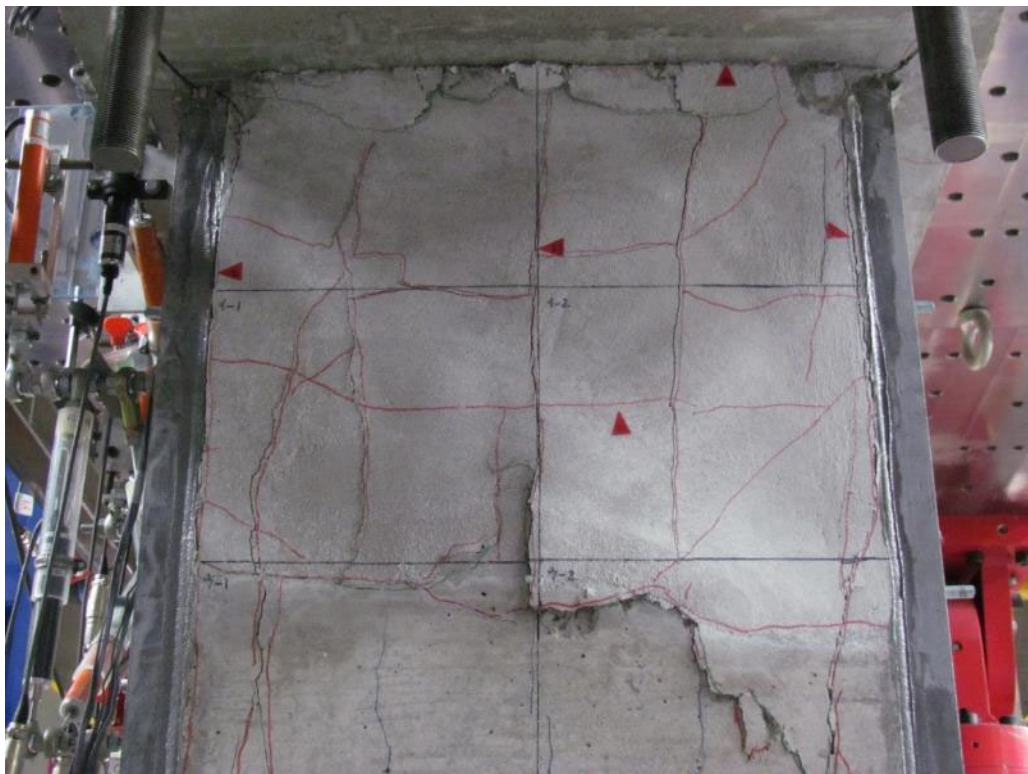
- ・軸力 5015kN 導入時点で、補修した繊維モルタルに圧壊の兆候が見られた。
- ・ $R=1/400\text{rad}$  サイクルの正側で、正側最大荷重 330kN に達した。このとき UFC パネルの目地モルタルの圧壊が確認できた (図 3.3.1-5(b))。
- ・ $R=1/200\text{rad}$  サイクルの正側において、 $R=0.004\text{rad}$  を超えたあたりから試験体が大きく軸方向に縮むとともに、補修した既存部の繊維モルタルが圧壊し剥離する (図 3.3.1-5(c)) ことで軸力が保持できなくなり、水平力の荷重が不安定になったため、緊急停止した。その後軸力を 1000kN 程度に落として安全を確保した後に詳細な損傷計測を実施した。その際に、(図 3.3.1-5(d)) のようなスタブの損傷が見られた。計測写真を確認すると、 $R=0.004\text{rad}$  を超えたあたりから徐々に UFC パネルの突き上げがあり、スタブのコンクリートが破壊されたと考えられる。



(a) 試験体最終破壊状況



(b) 試験体正面からの写真  
北上隅目地モルタルの圧壊



(c) 試験体北面からの写真  
北上隅の繊維モルタルの圧壊，剥離



(d) 試験体正面南西方向からの写真  
UFC パネル突き上げによるスタブコンクリートの破壊  
図 3.3.1-5 損傷状況

各試験体の荷重 - 変形関係の比較を図 3.3.1-6 に、C1-R のみの荷重 - 変形関係の比較を図 3.3.1-7 に示す。

補強前の試験体 C1 と比較すると RC 壁を補強した試験体 C1-RC1 は最大耐力が約 1.6 倍、剛性が約 2.6 倍に増加し、また靱性能も向上したことを確認した。また、UFC パネルを袖壁や貼り付けとして補強した試験体 C1-UFC1 と C1-UFC2 は、ともに最大耐力が約 1.25 倍、剛性が 1.7~1.8 倍に増加しており、補強による効果を確認した。

補強前の試験体 C1 の最大耐力 1314kN と比べると、補修補強試験体 C1-R の最大耐力 330kN は C1 の最大耐力に対して、25.3% ( $=330\text{kN}/1314\text{kN}$ ) の値であり、図 3.3.1-6 に示すように試験体の剛性も低下した。

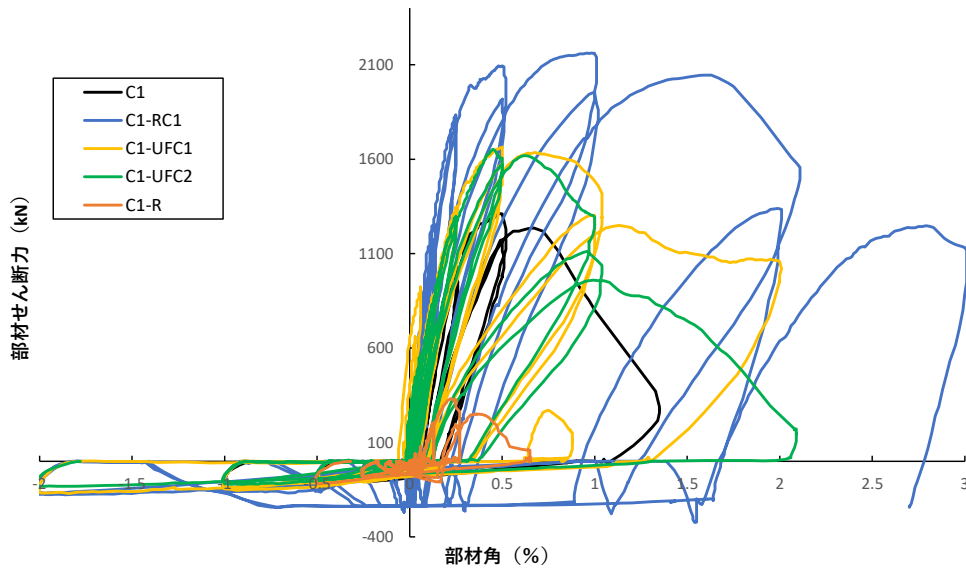


図 3.3.1-6 荷重 - 変形角関係 (試験体間の比較)

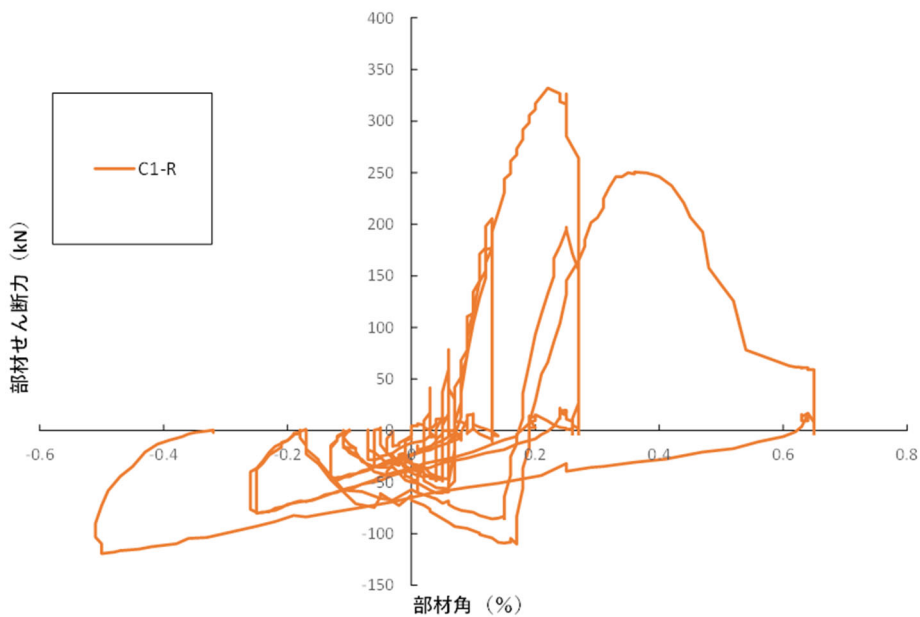


図 3.3.1-7 荷重 - 変形角関係 (C1-R のみ)

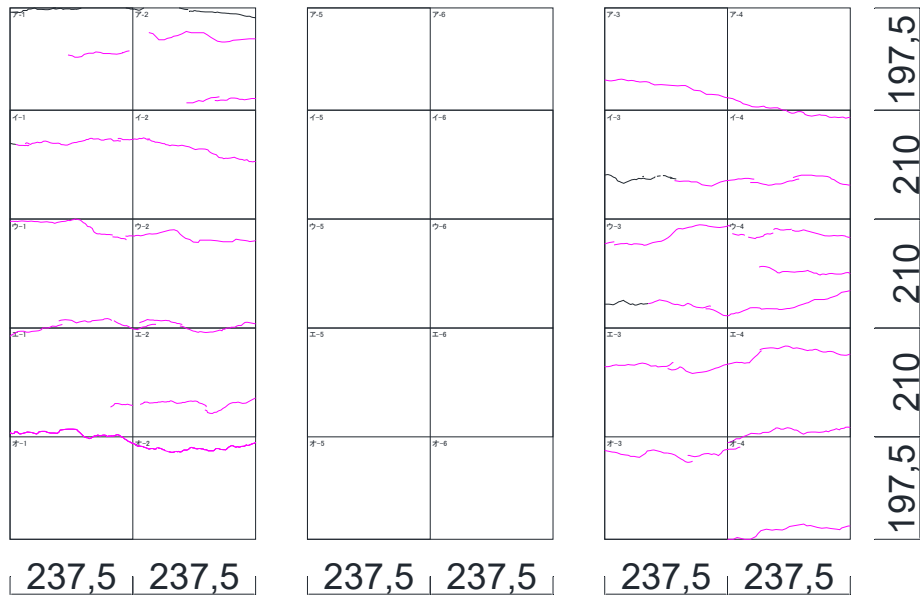


3.3.2 破壊性状

変形角ごとの1回目ピーク時ひび割れ図及び試験体全景写真を図 3.3.3-1～図 3.3.3-16 に示す。

ひび割れ計測は 3.2.4 節に示した方法で横方向ひび割れ，斜め方向ひび割れ，縦方向ひび割れのそれぞれで行うが，その際に計測したひびをひび割れ図上に●印で示しており，横方向ひび割れを青色，斜め方向ひび割れを赤色，縦方向ひび割れを黄色とした。

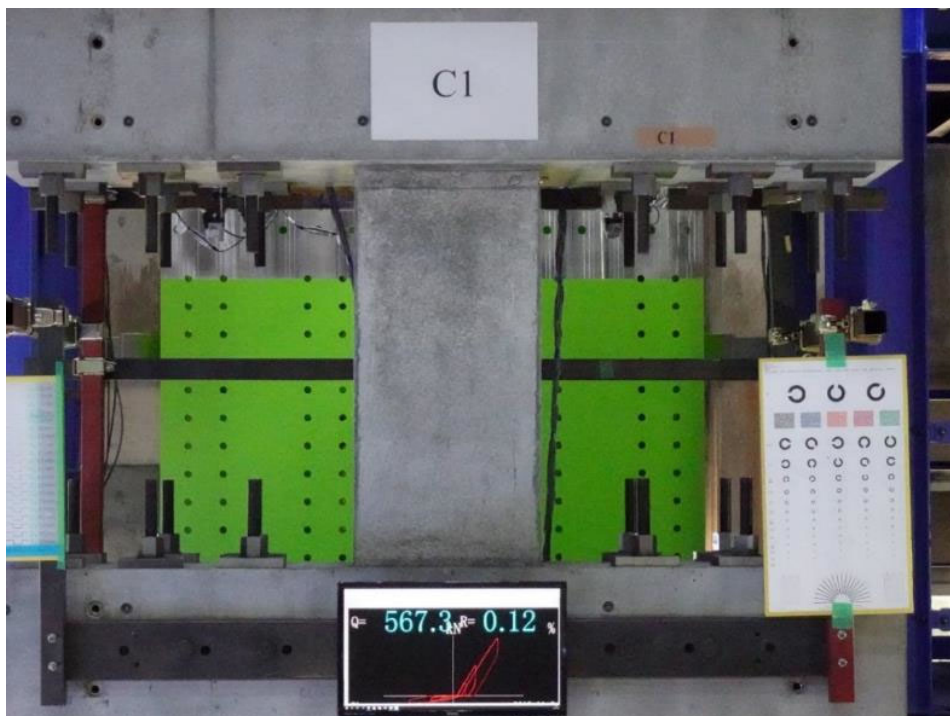
(1) C1



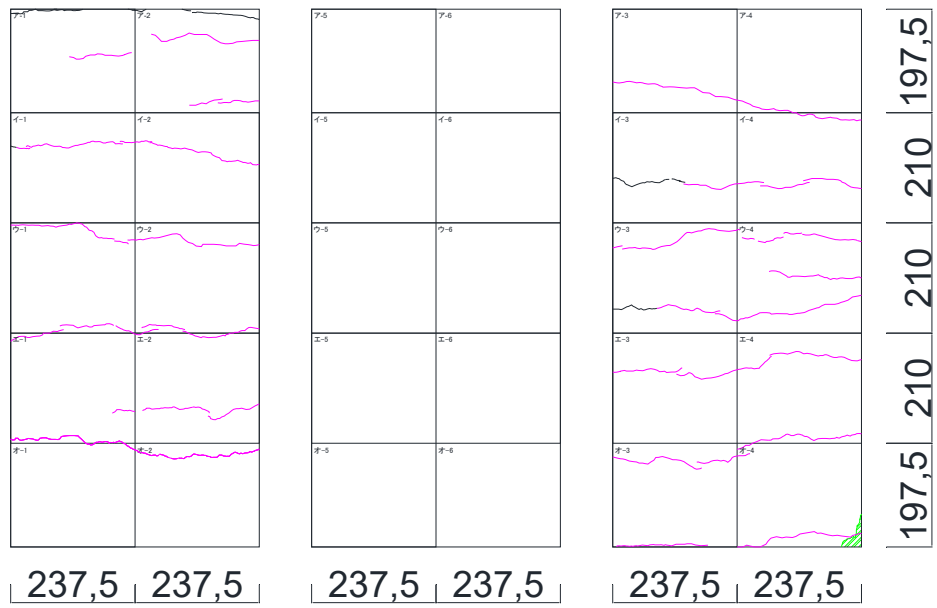
北面

正面

南面



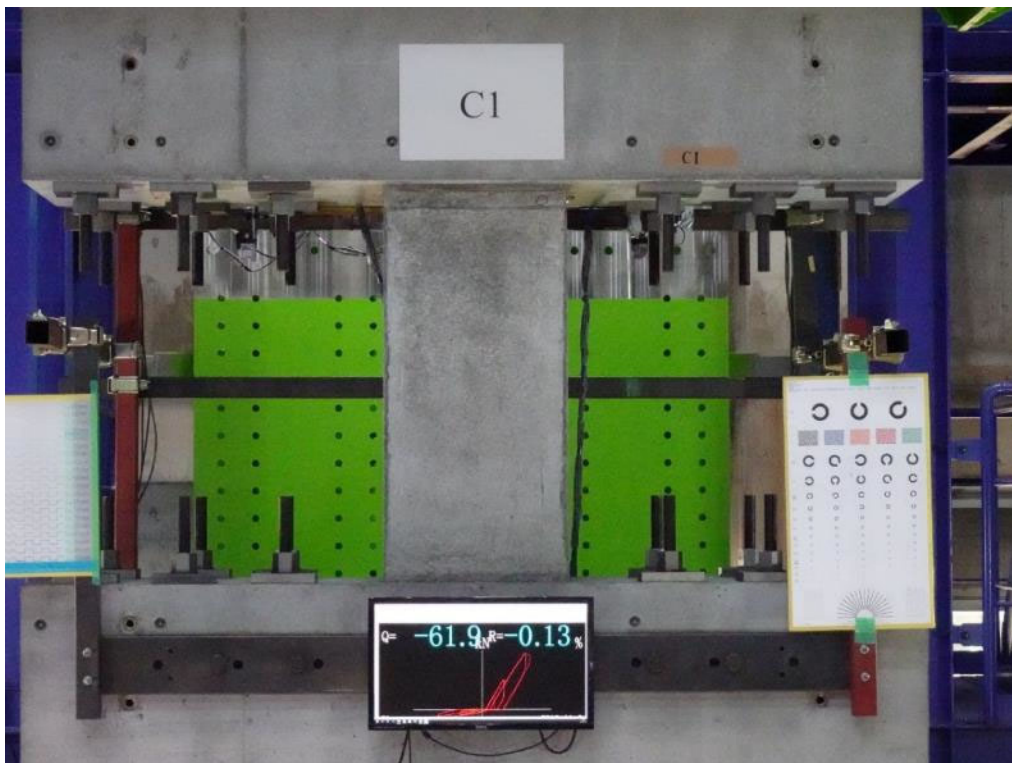
(a) 1/800rad



北面

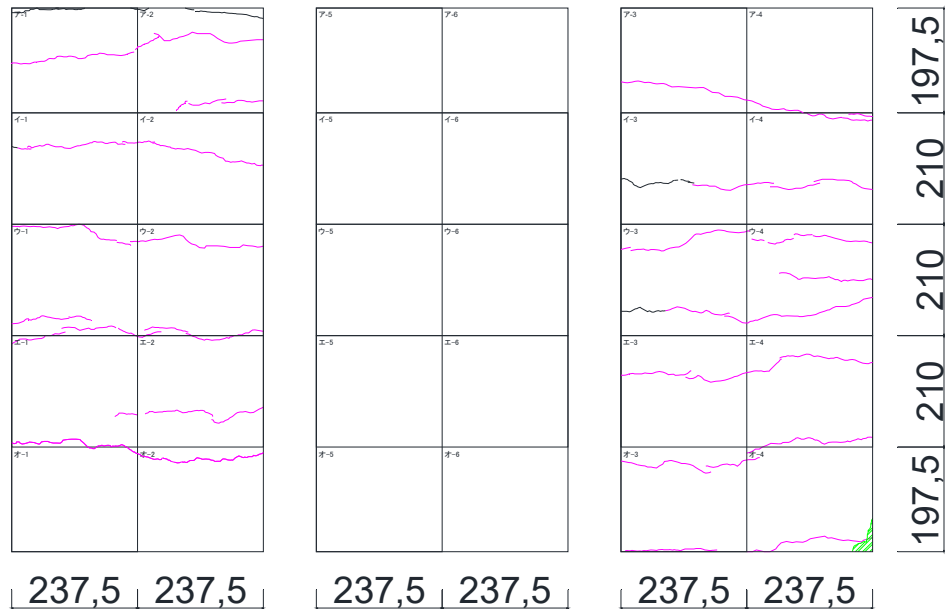
正面

南面



(b)  $-1/800\text{rad}$

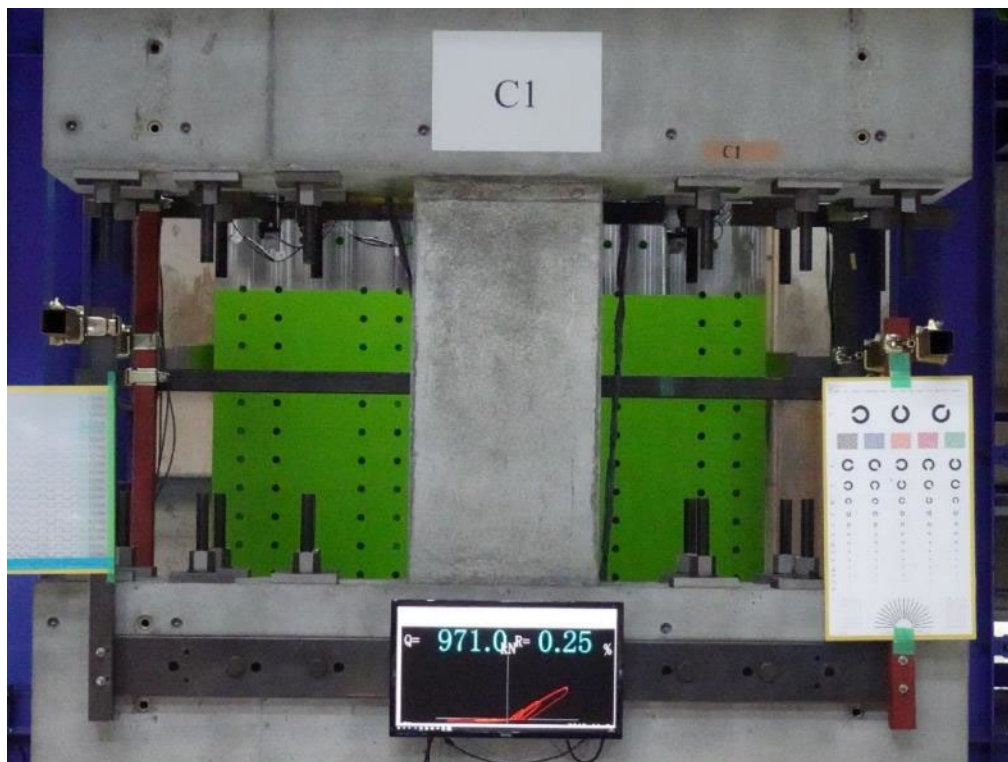
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



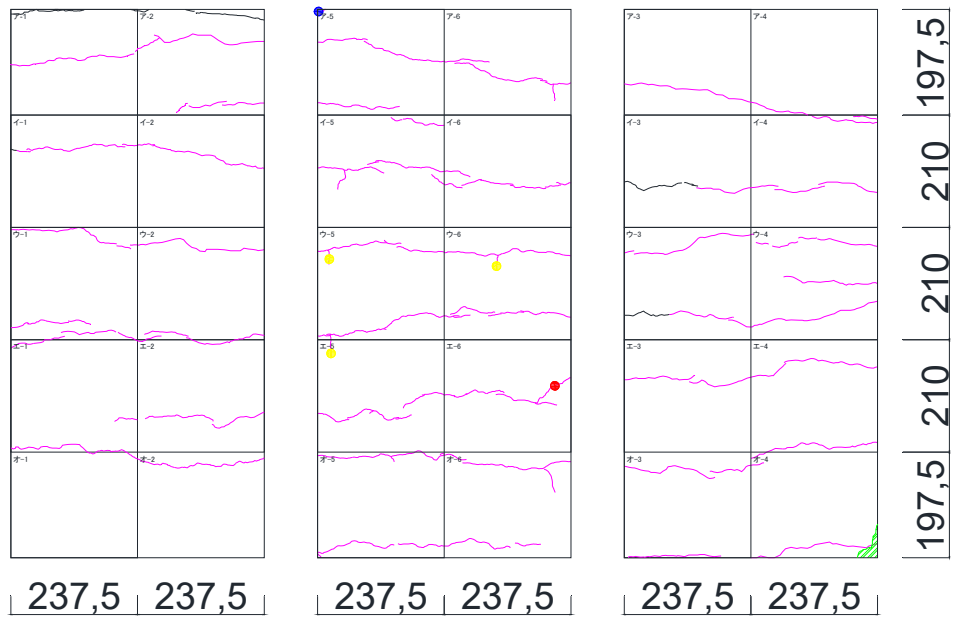
北面

正面

南面



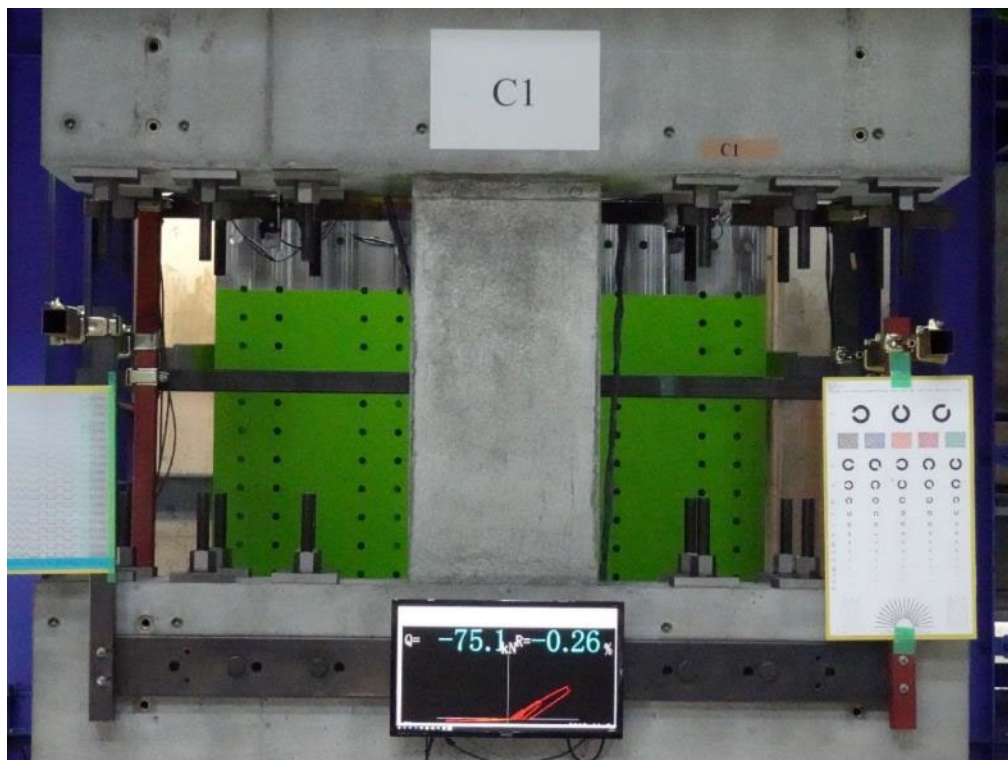
(c) 1/400rad



北面

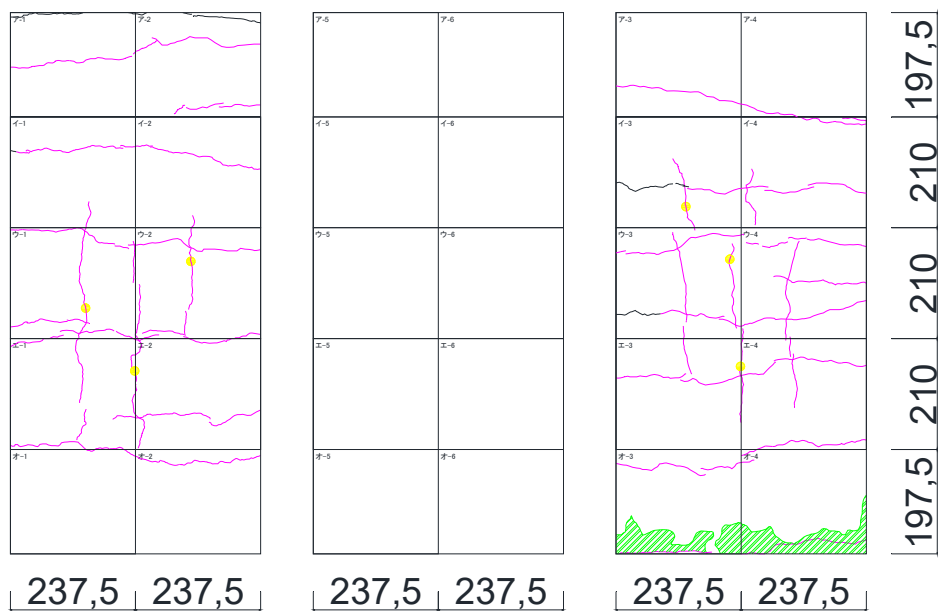
正面

南面



(d)  $-1/400\text{rad}$

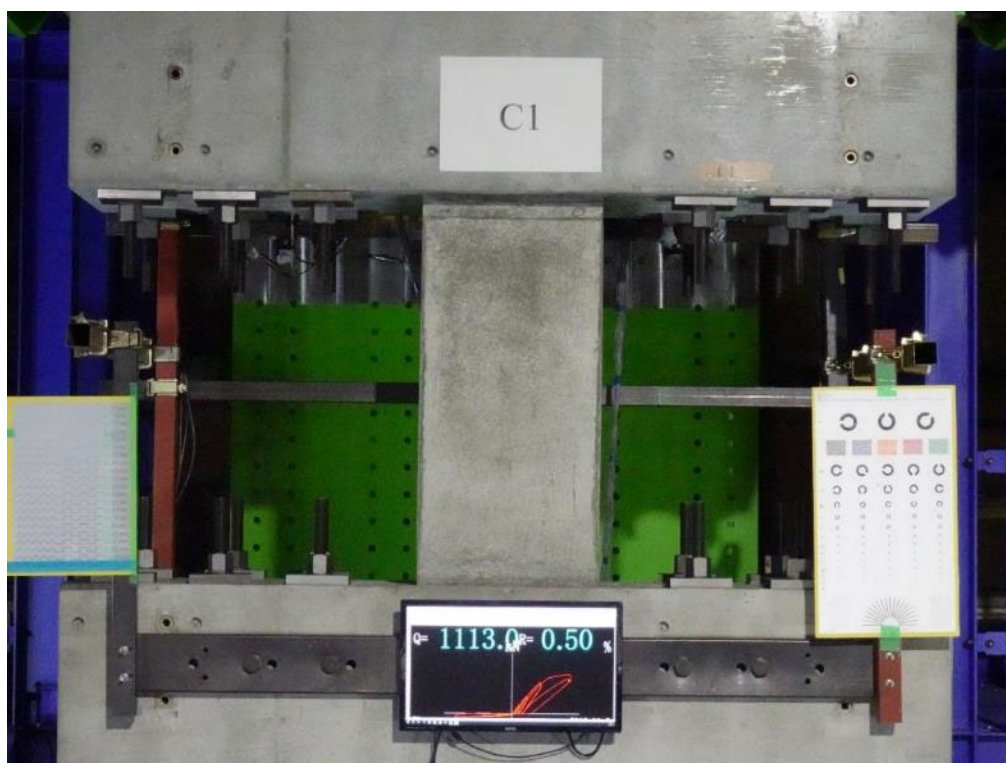
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



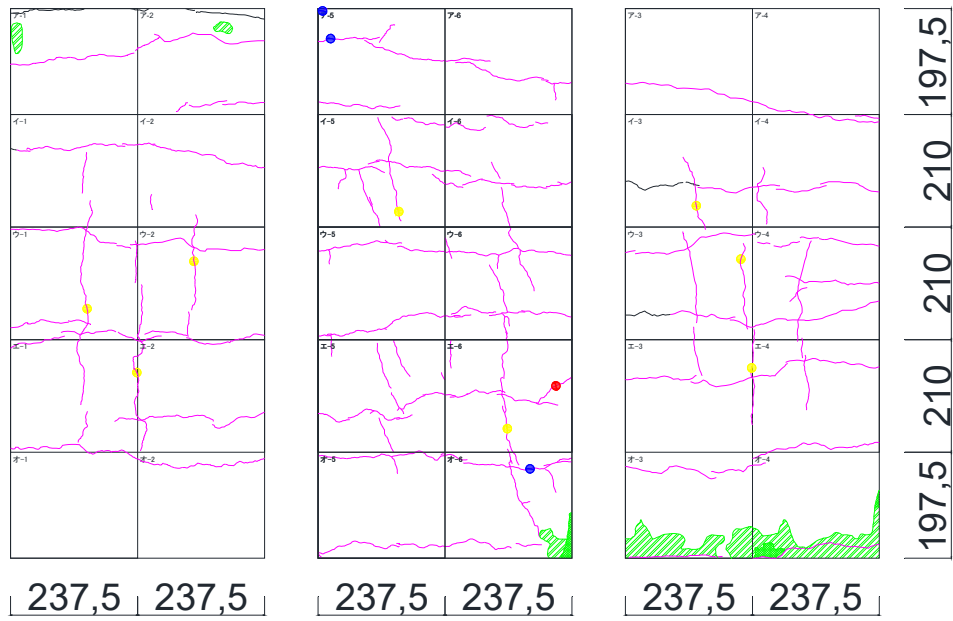
北面

正面

南面



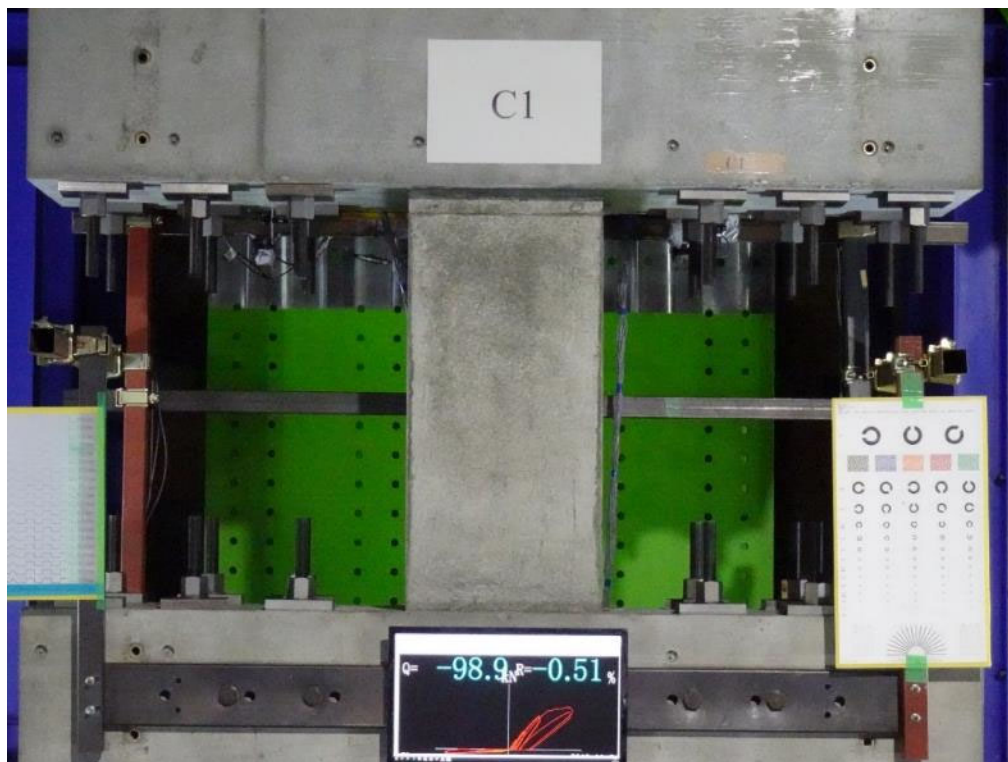
(e) 1/200rad



北面

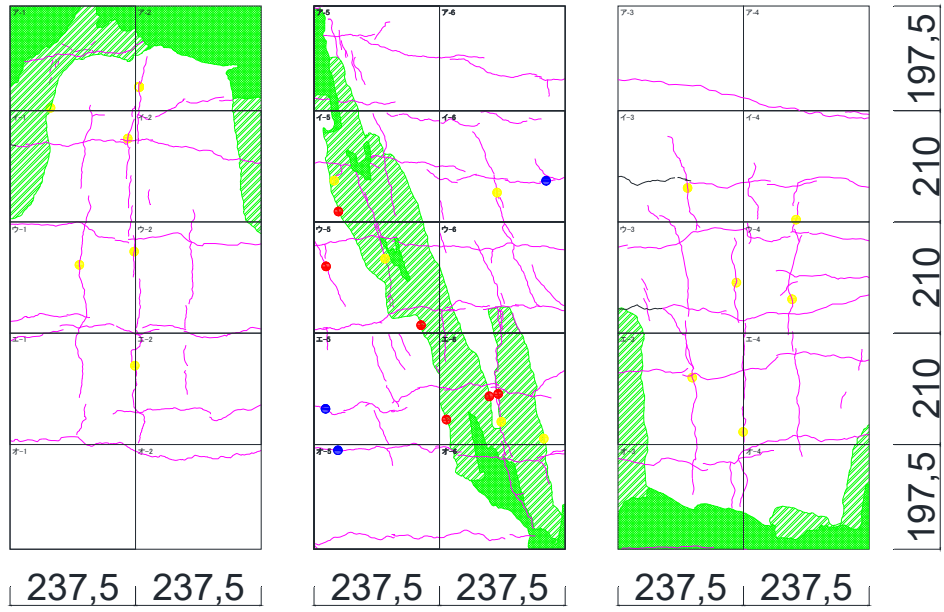
正面

南面



(f)  $-1/200\text{rad}$

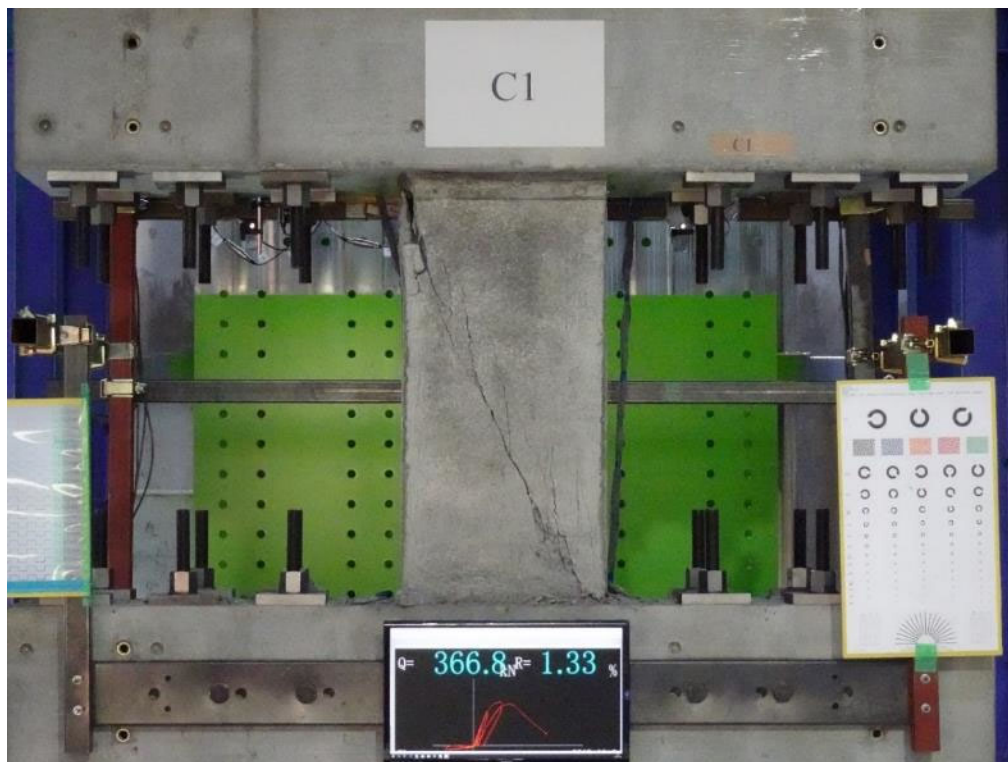
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



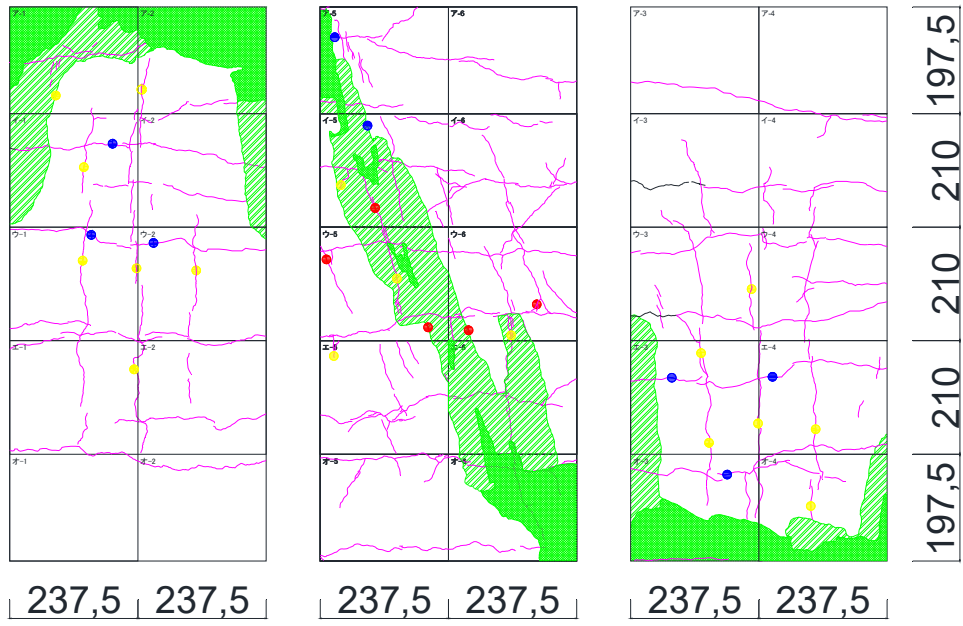
北面

正面

南面



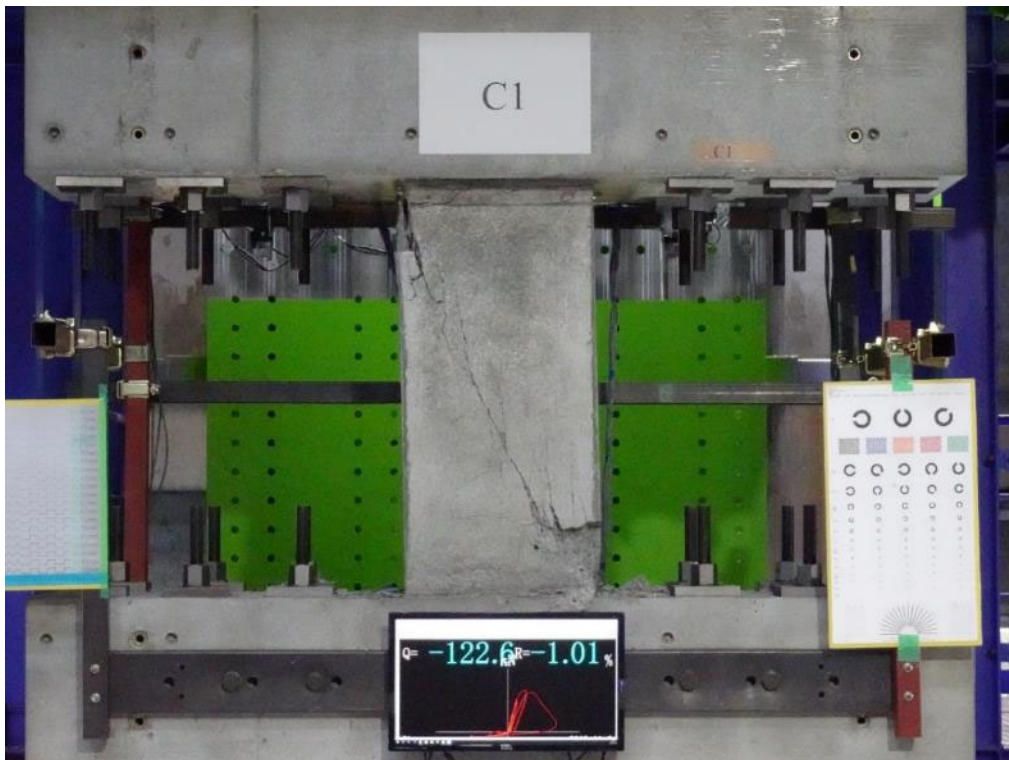
(g) 1/100rad



北面

正面

南面



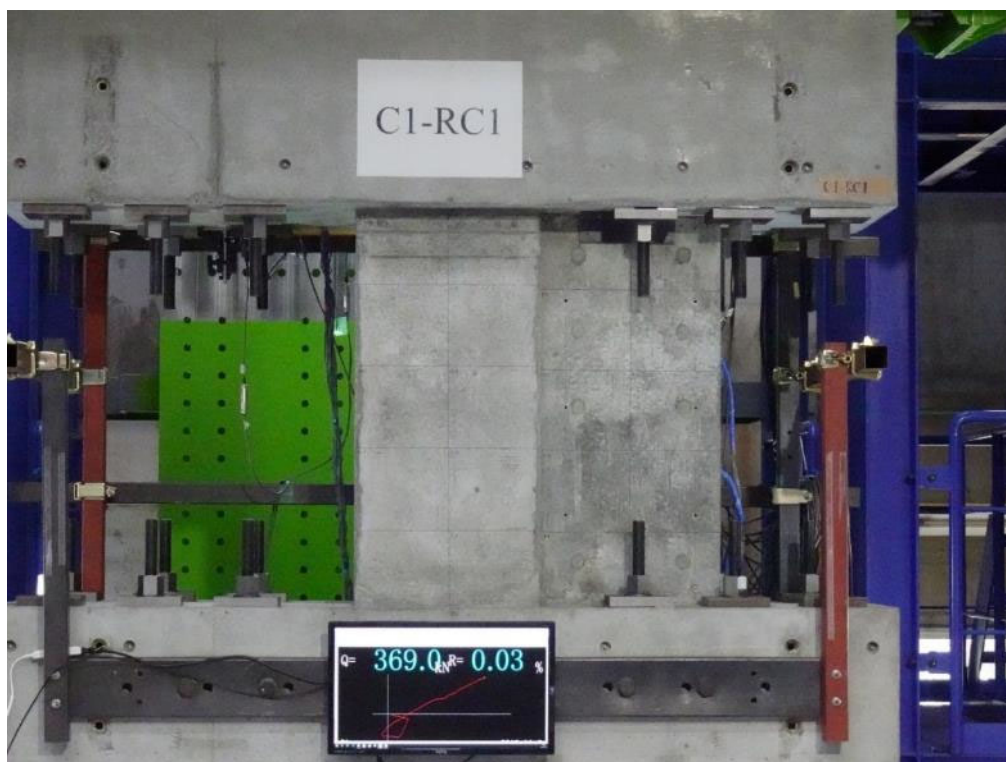
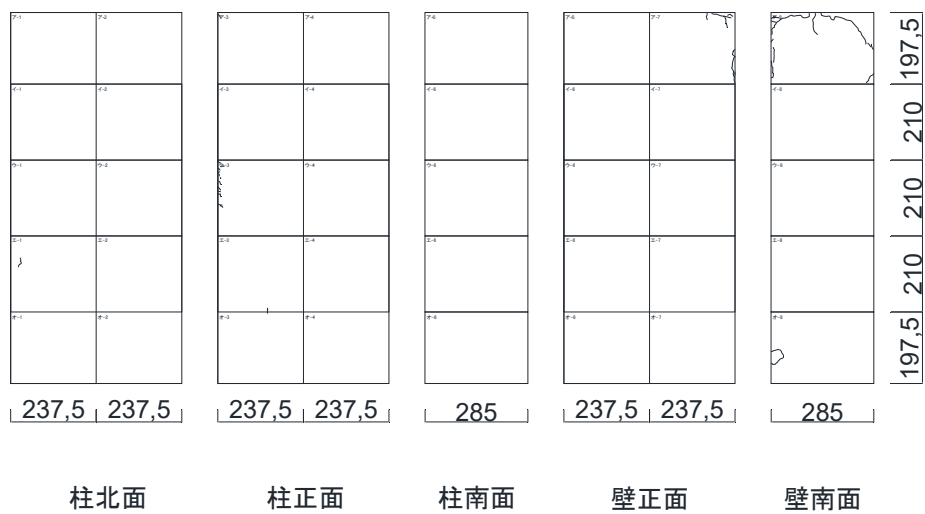
(h)  $-1/100\text{rad}$

図 3. 3. 2-1 C1 ひび割れ図

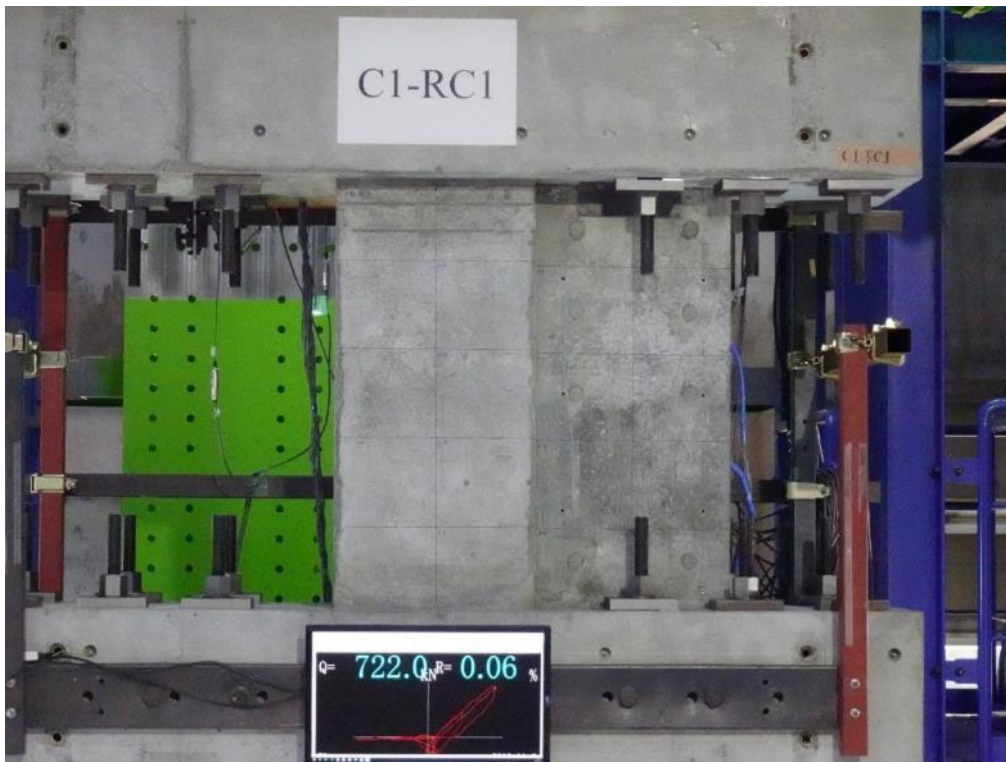
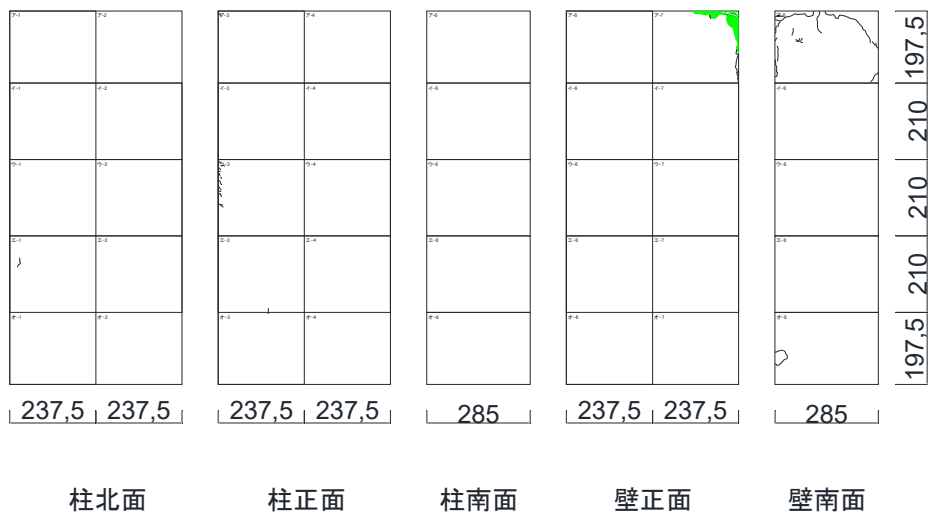


### 第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

#### (2) C1-RC1

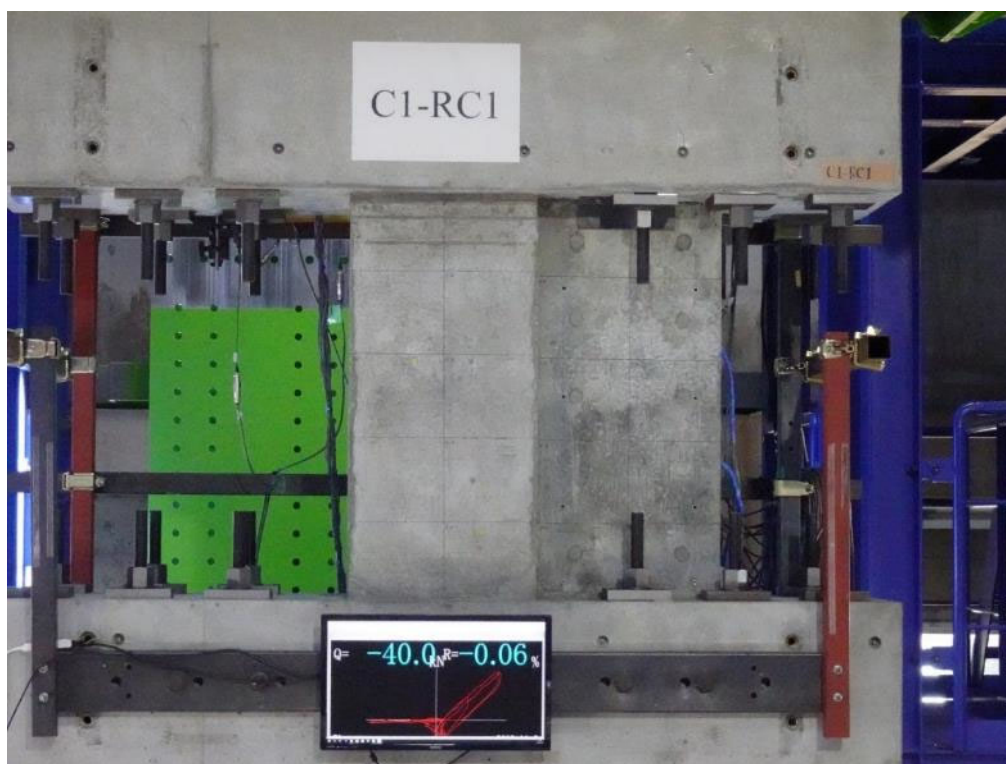
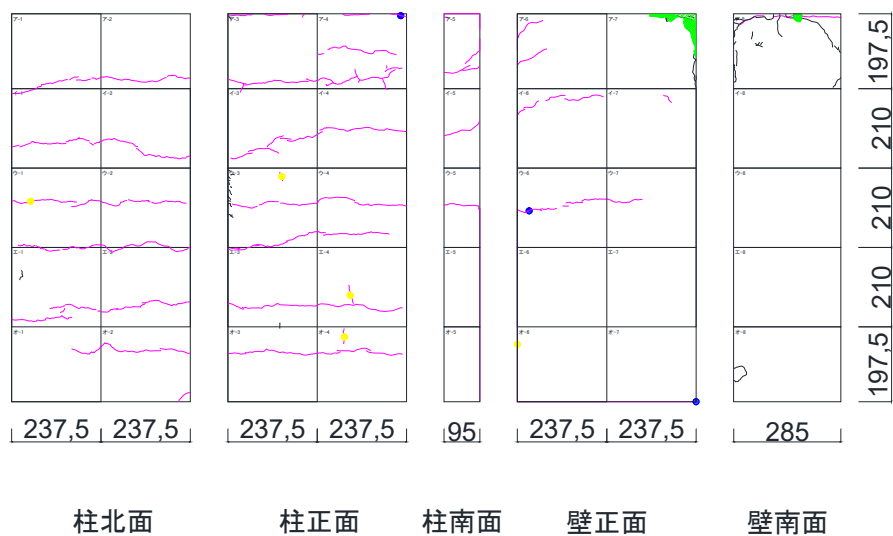


(a) 1/3200rad

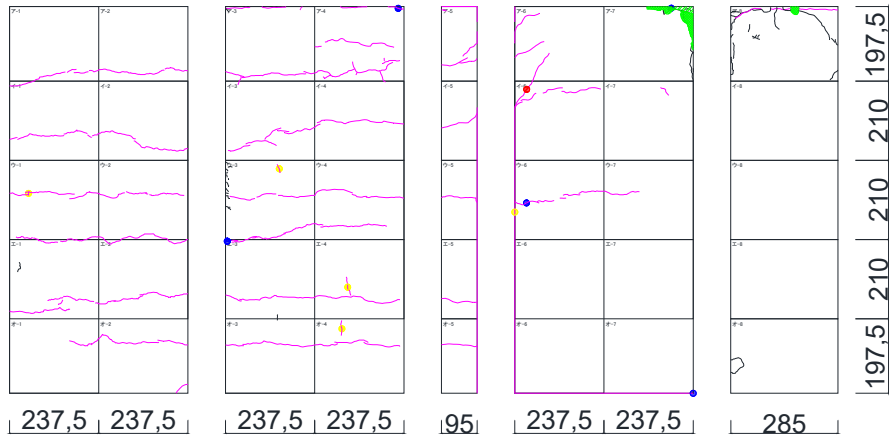


(b) 1/1600rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(c)  $-1/1600\text{rad}$



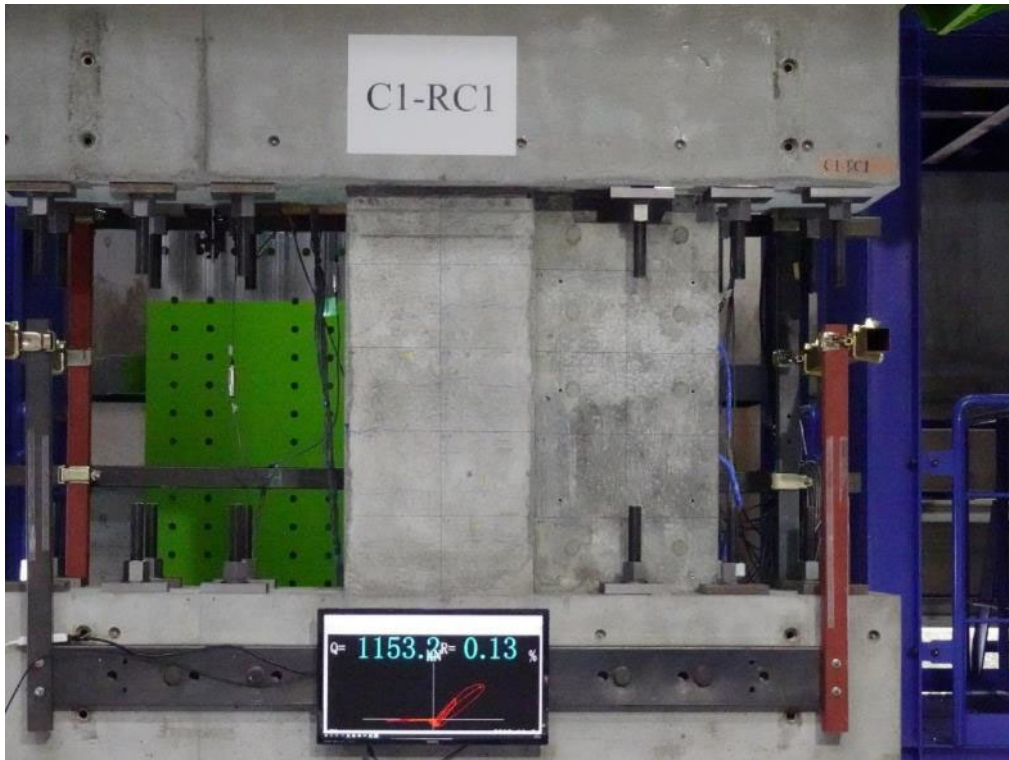
柱北面

柱正面

柱南面

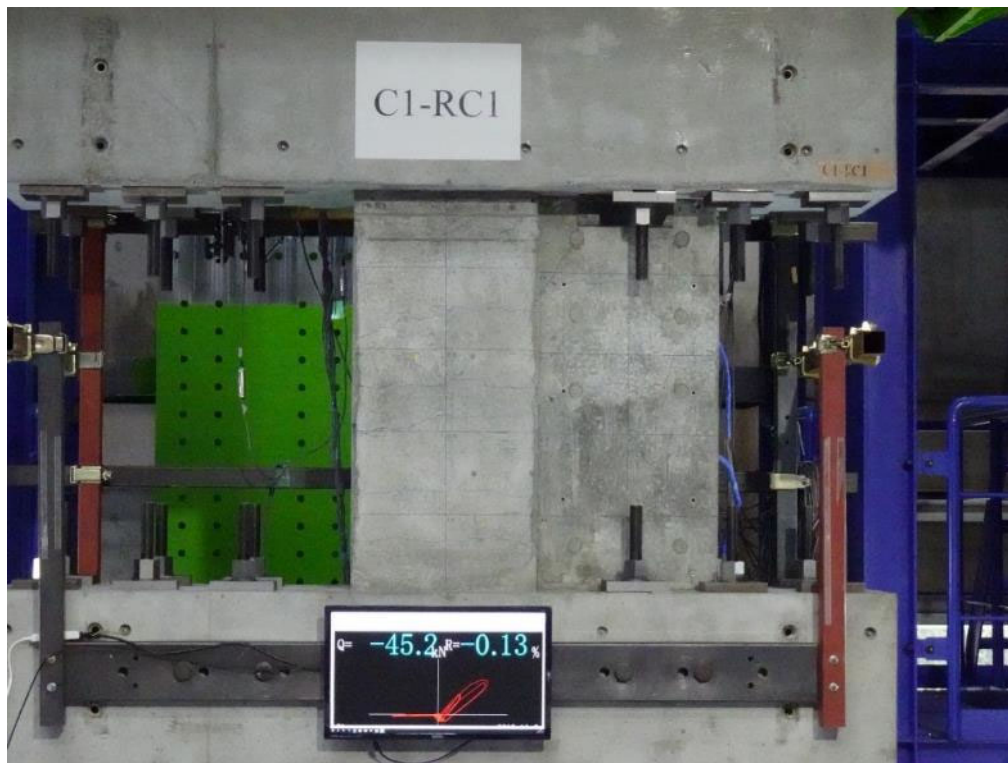
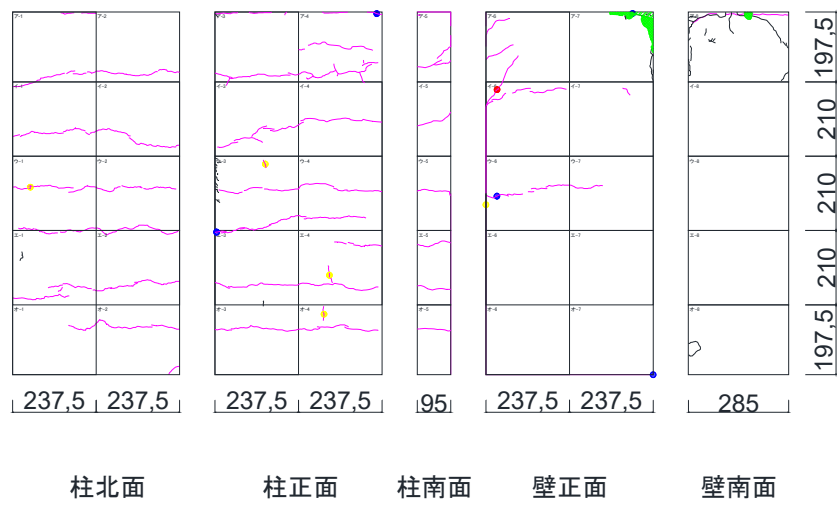
壁正面

壁南面

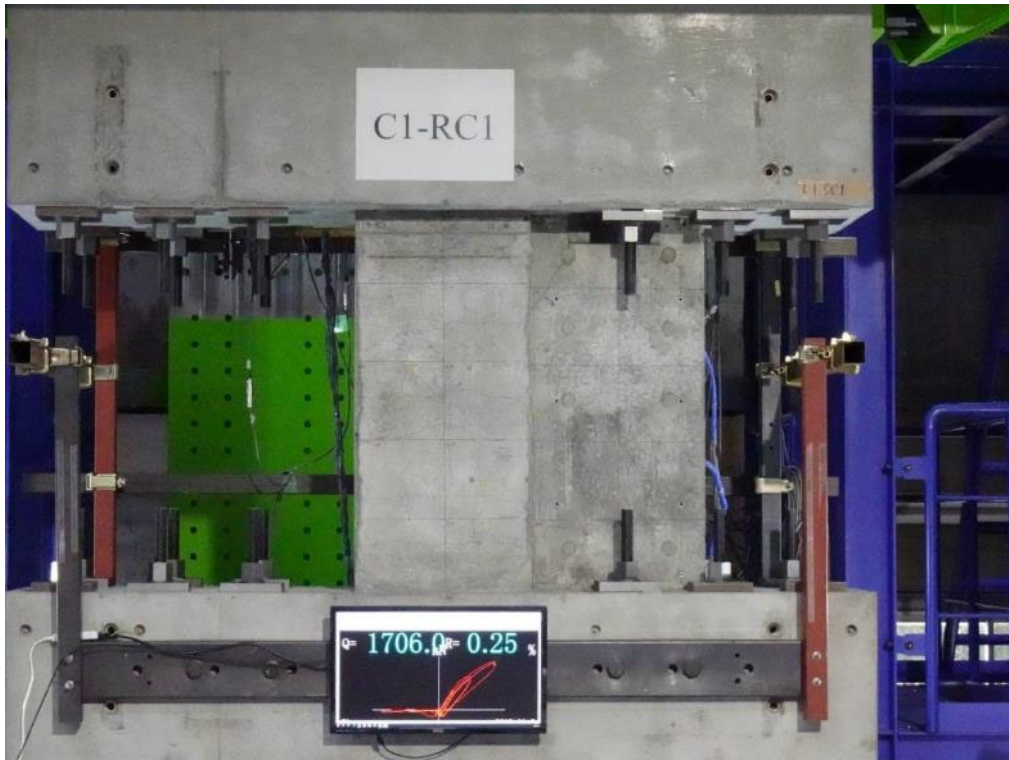
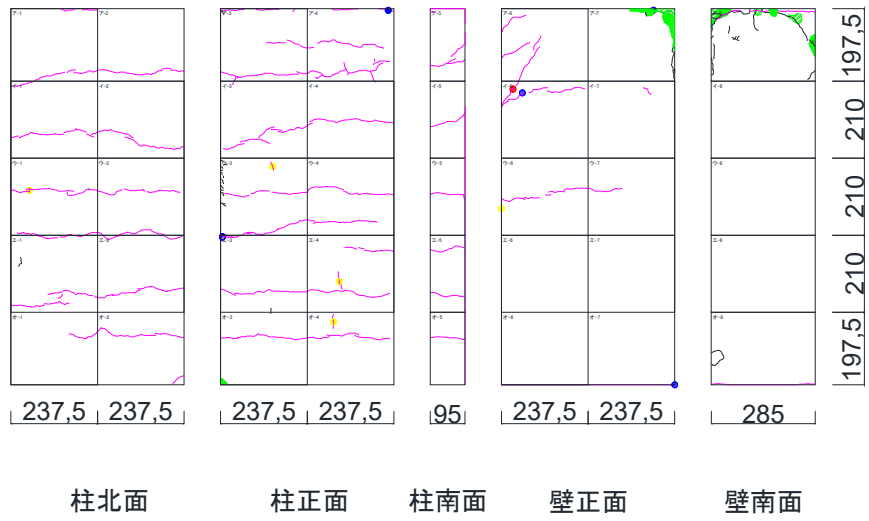


(d) 1/800rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

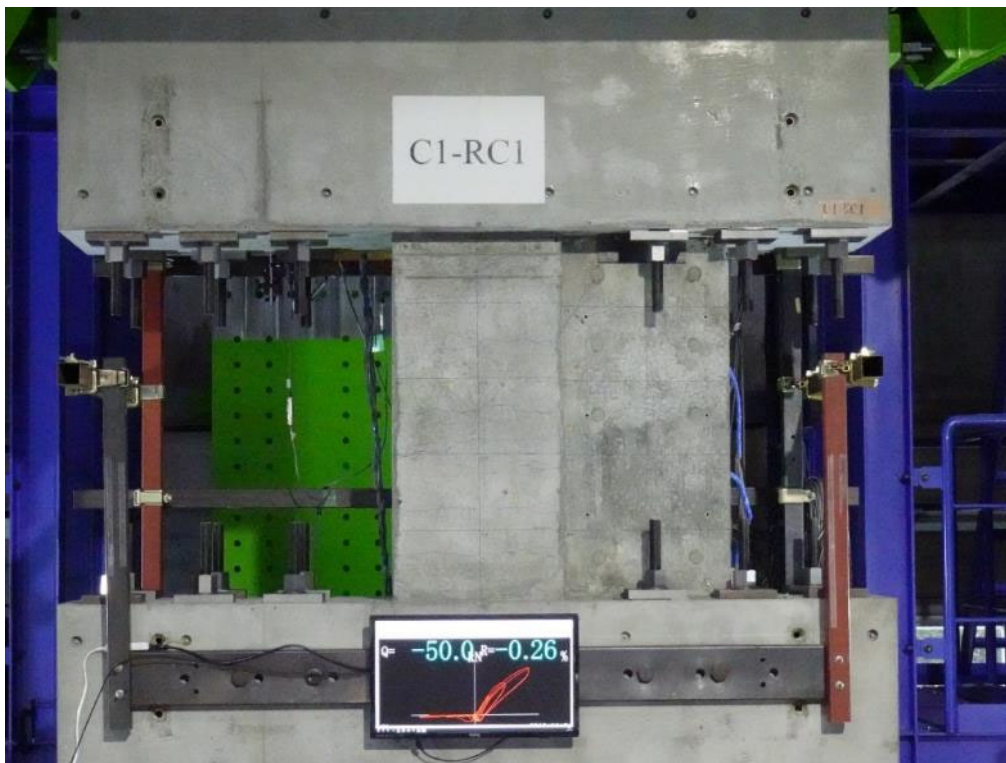
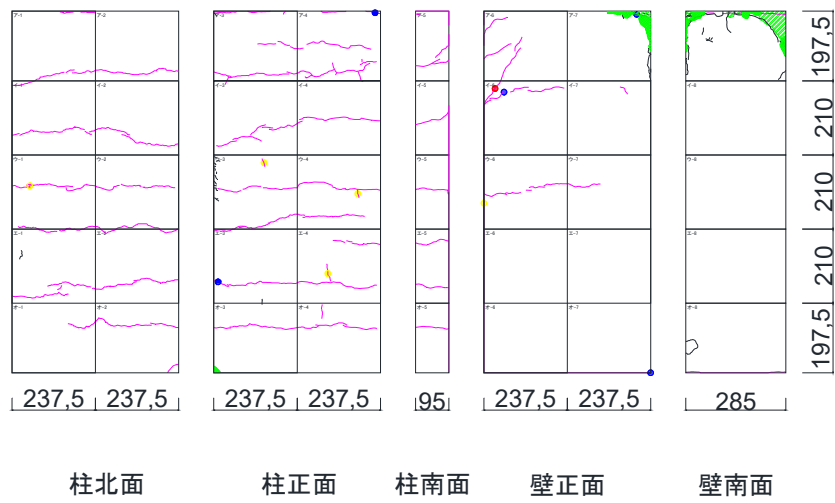


(e)  $-1/800\text{rad}$

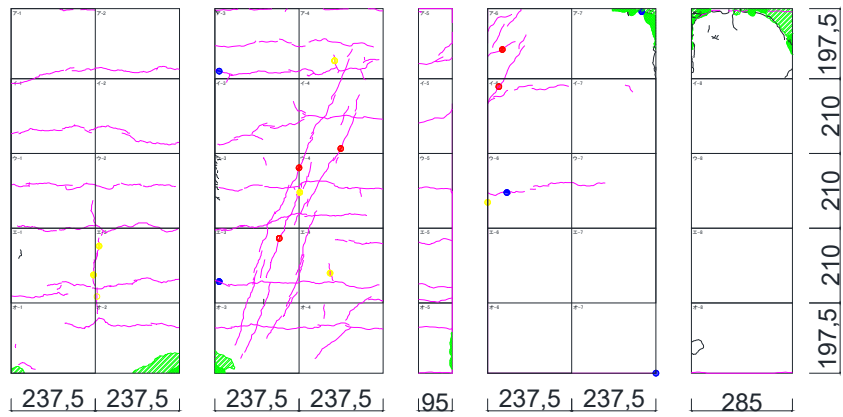


(f) 1/400rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(g)  $-1/400\text{rad}$



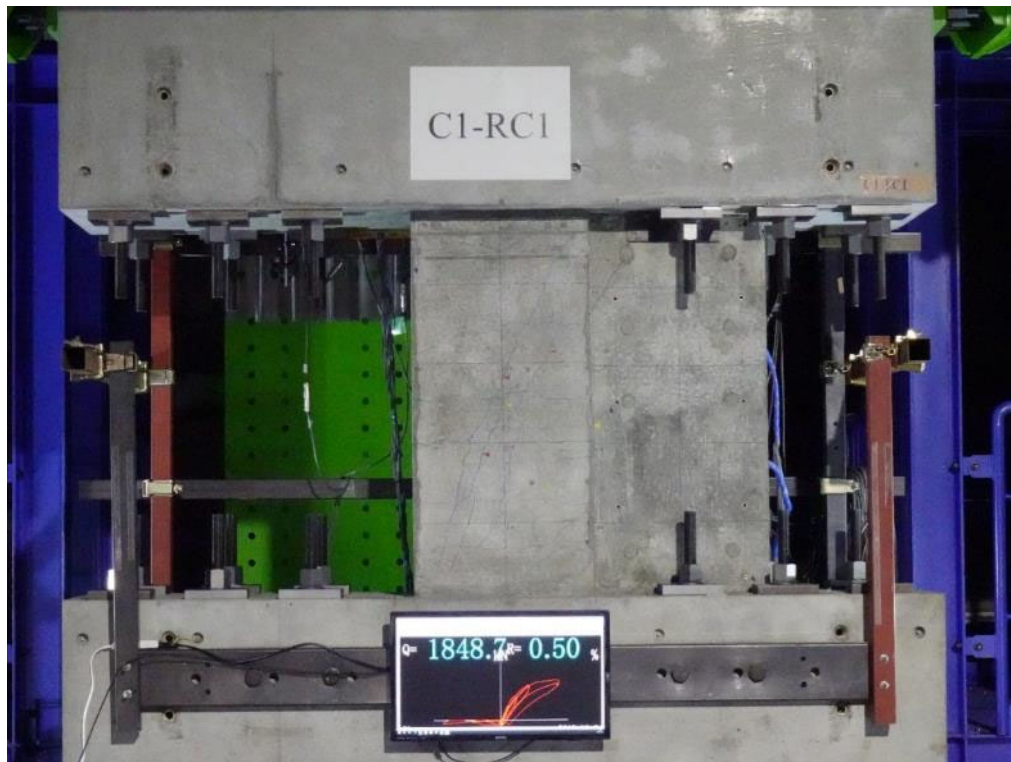
柱北面

柱正面

柱南面

壁正面

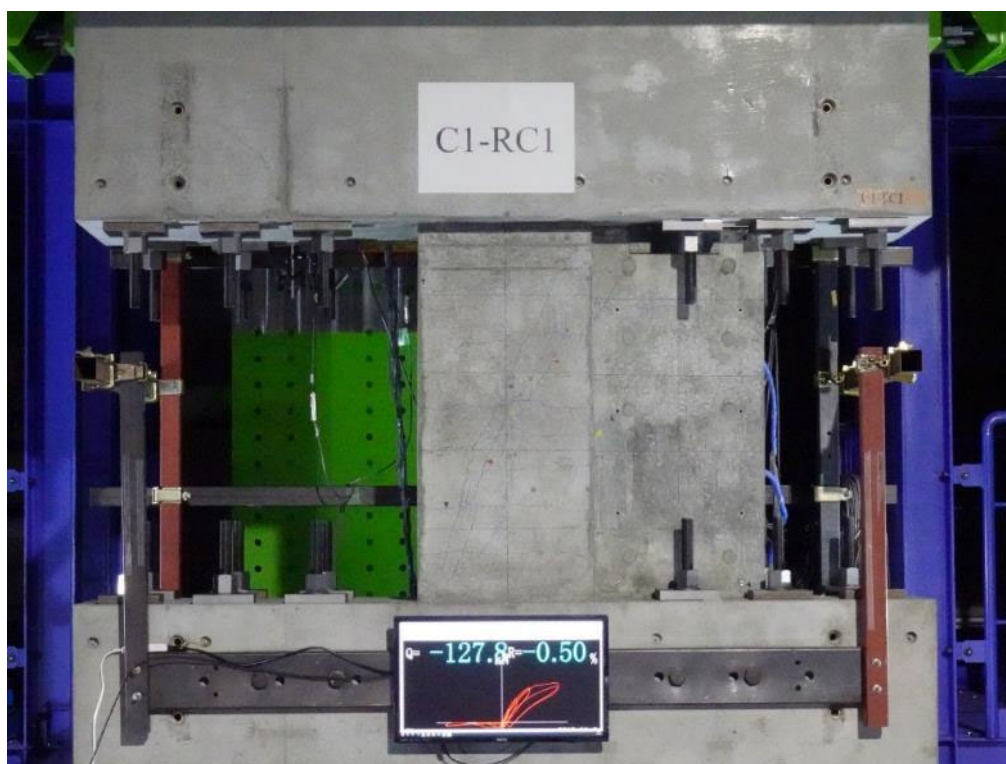
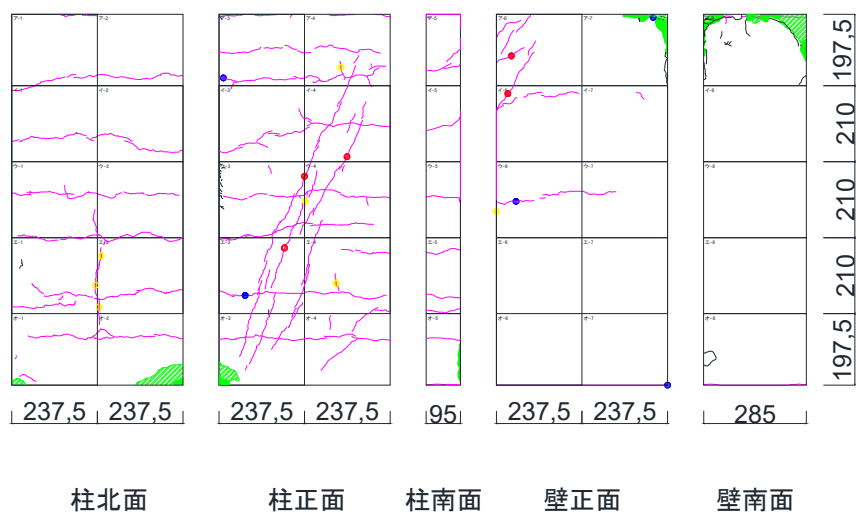
壁南面



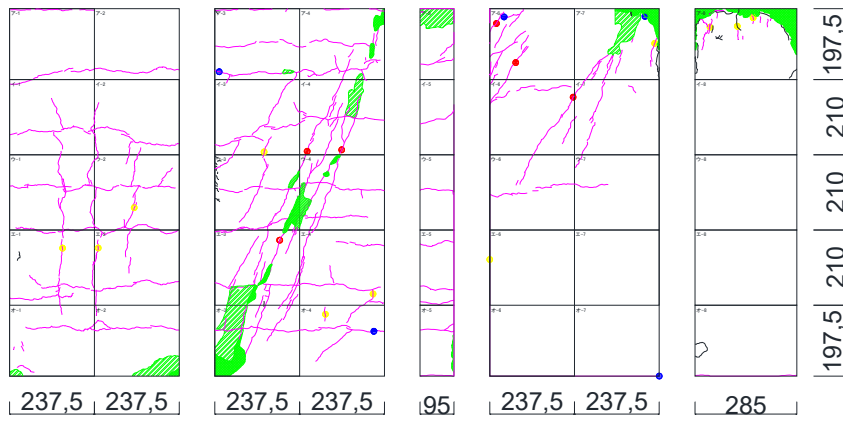
(h) 1/200rad



第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(i)  $-1/200\text{rad}$



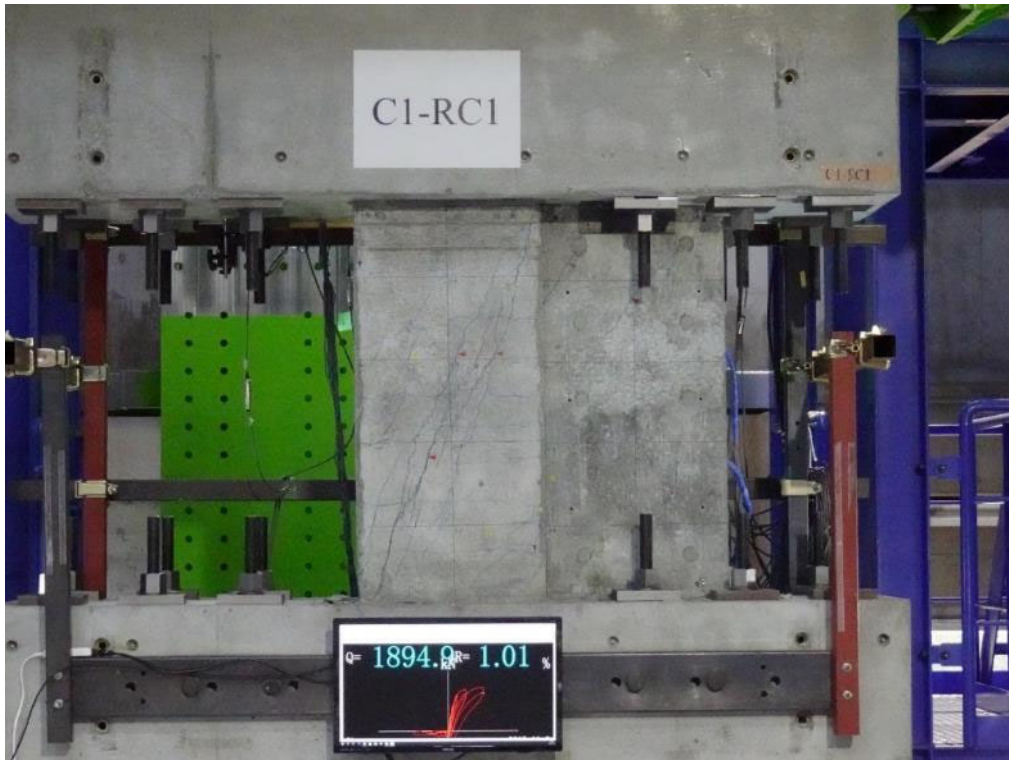
柱北面

柱正面

柱南面

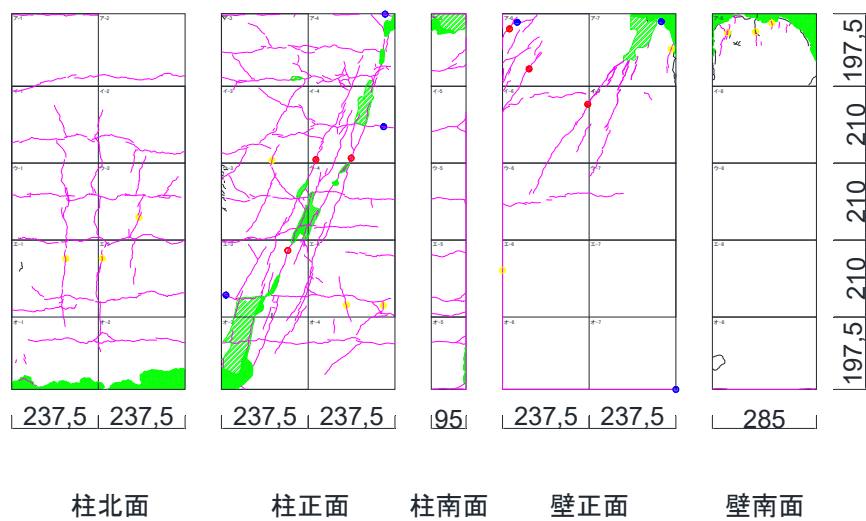
壁正面

壁南面

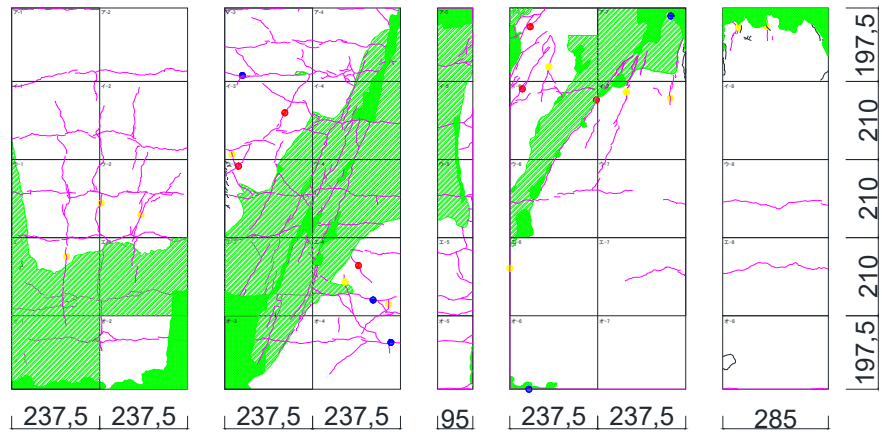


(j) 1/100rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(k)  $-1/100\text{rad}$



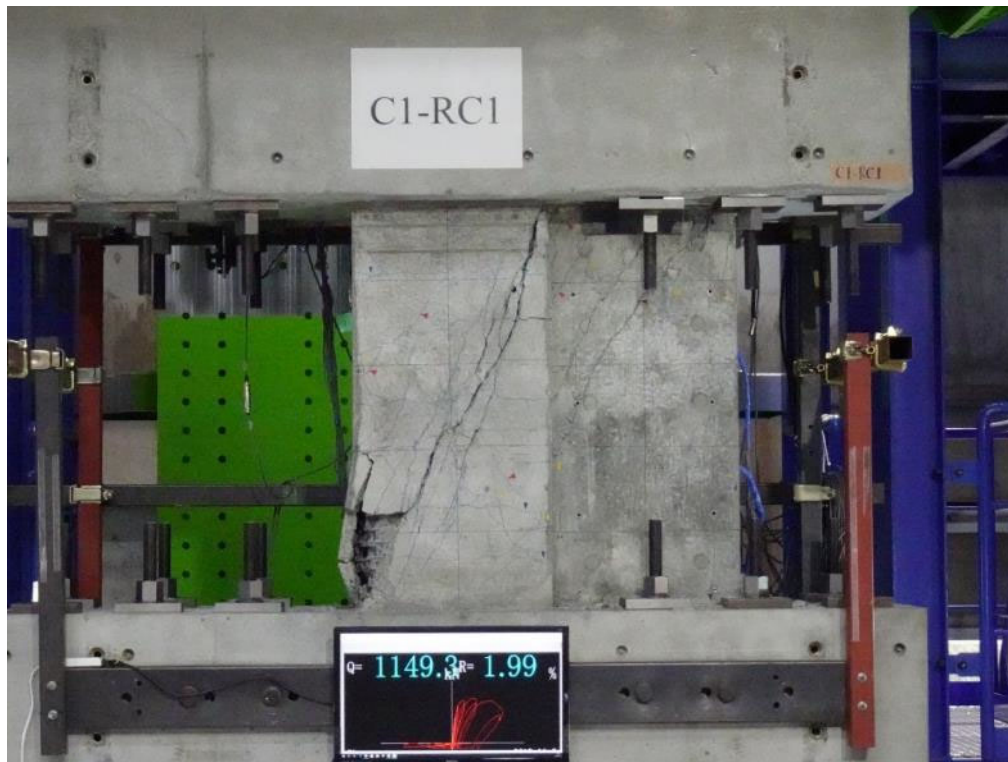
柱北面

柱正面

柱南面

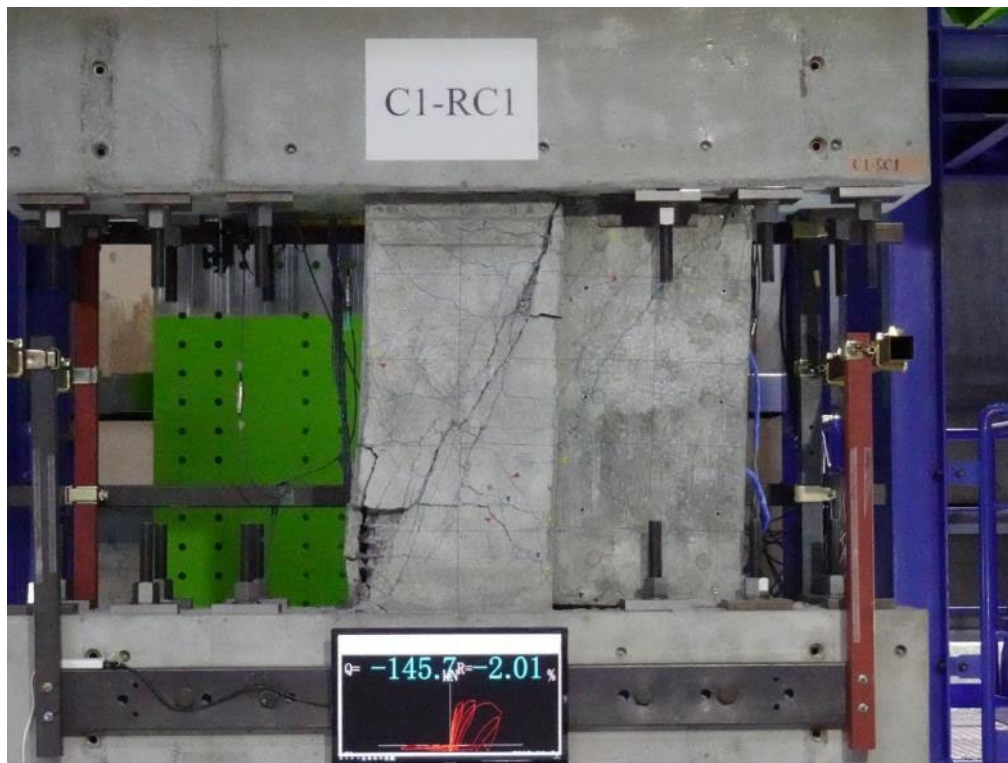
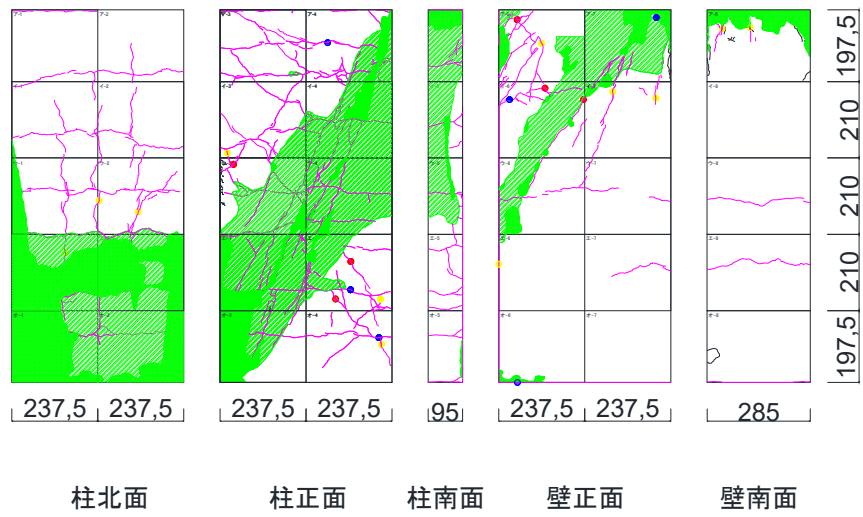
壁正面

壁南面

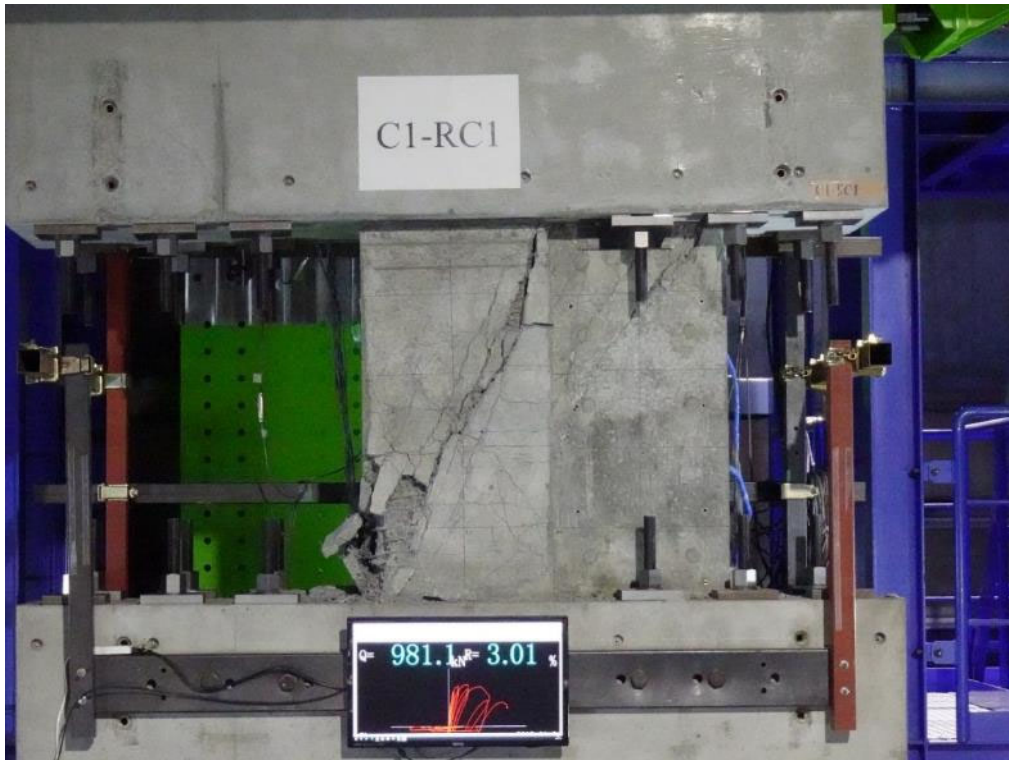
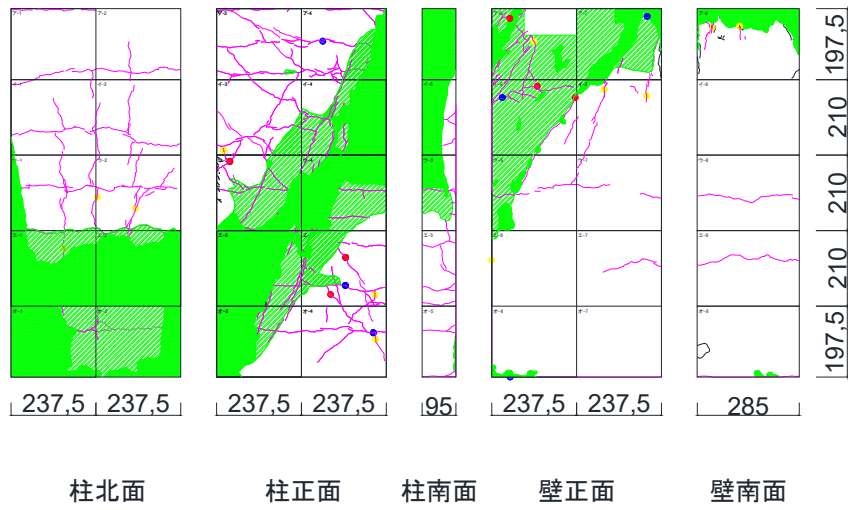


(1) 1/50rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(m)  $-1/50\text{rad}$

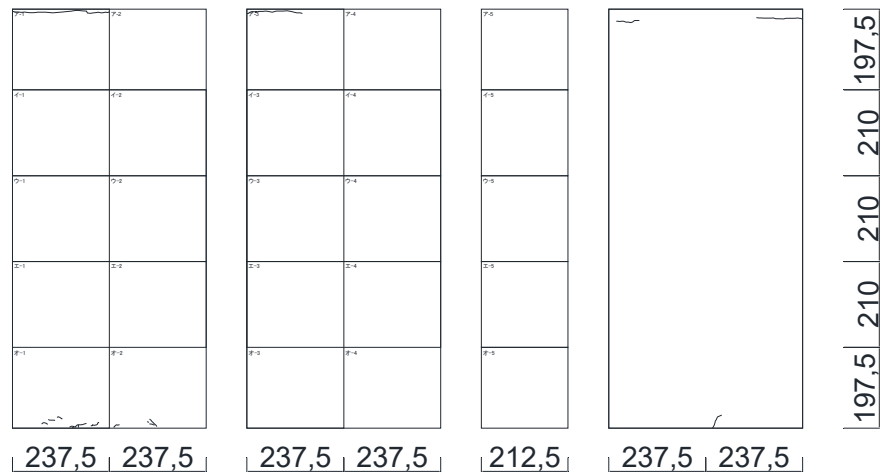


(n) 1/33rad

図 3.3.2-2 C1-RC1 ひび割れ図

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

(3) C1-UFC1

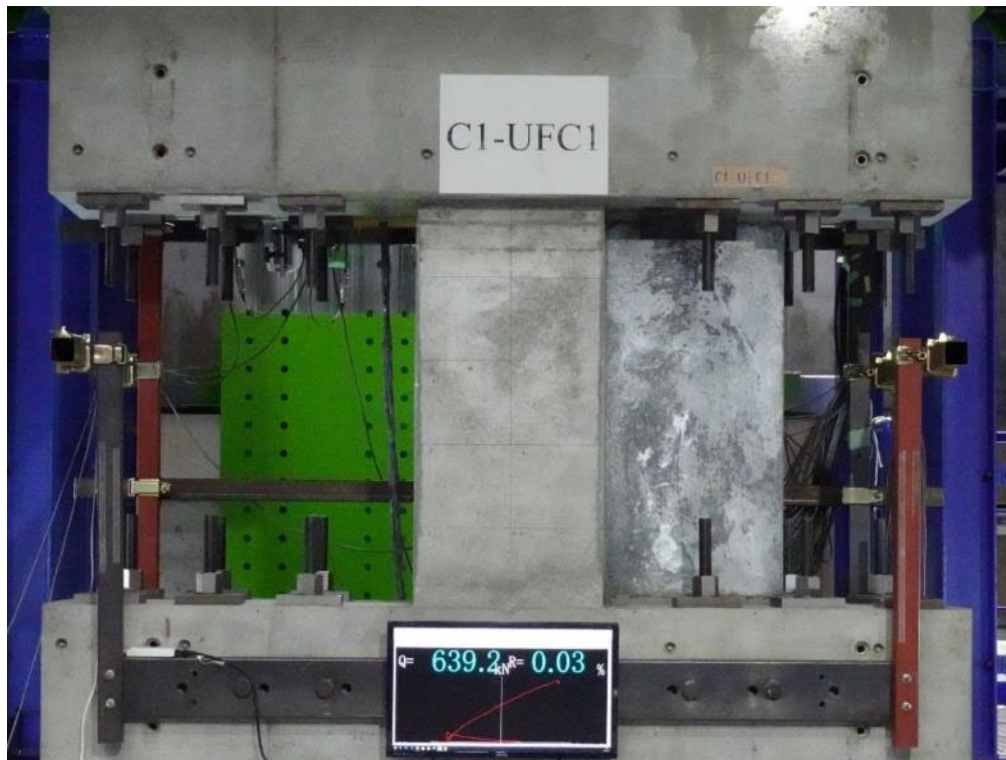


柱北面

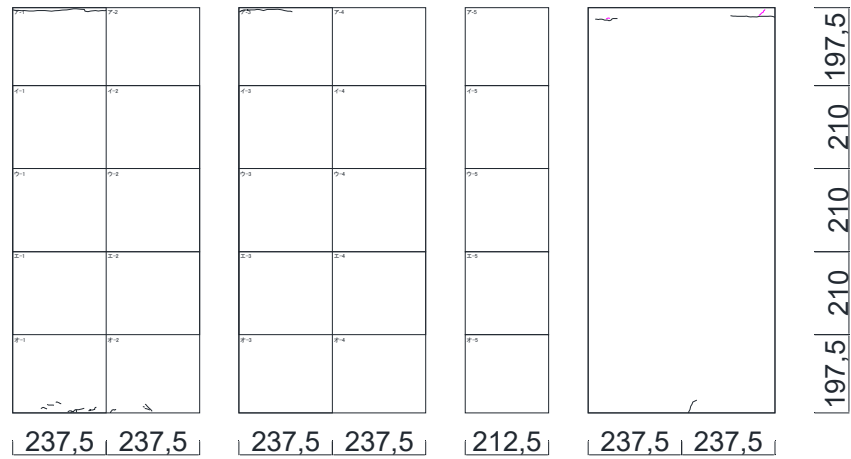
柱正面

柱南面

壁正面



(a)  $1/3200\text{rad}$

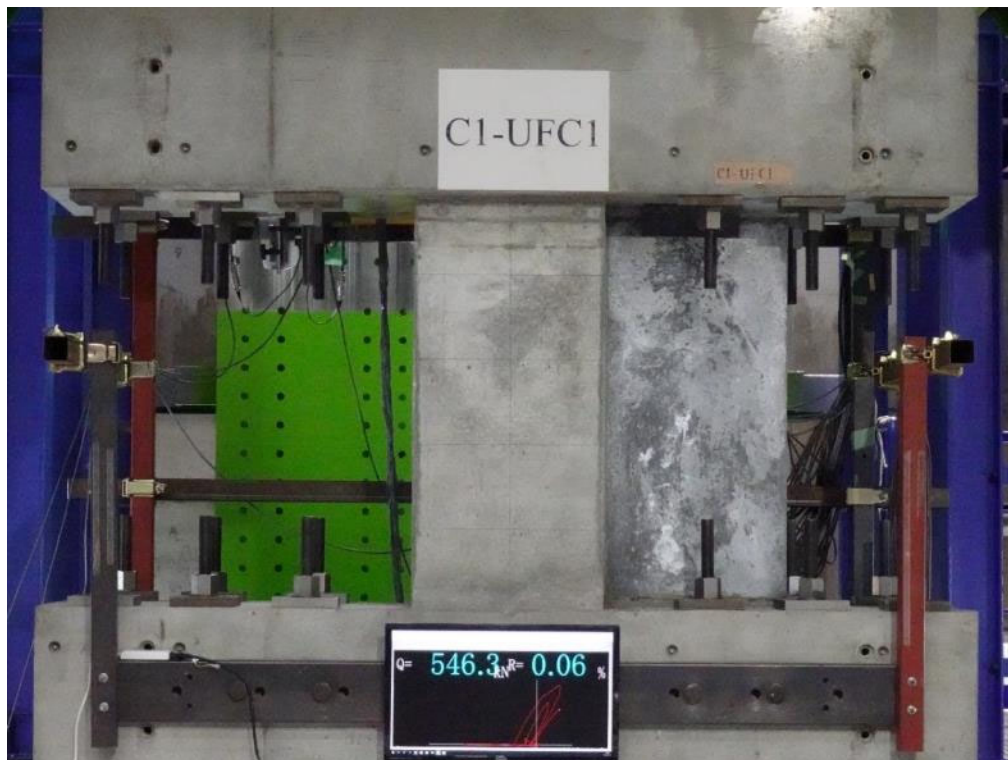


柱北面

柱正面

柱南面

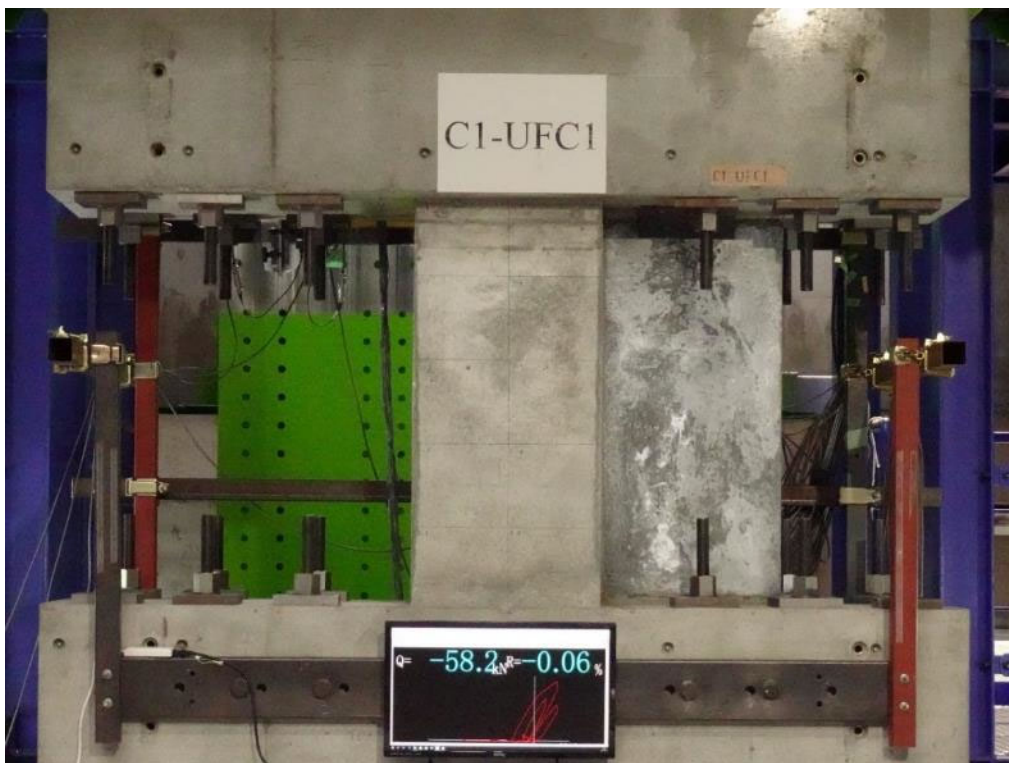
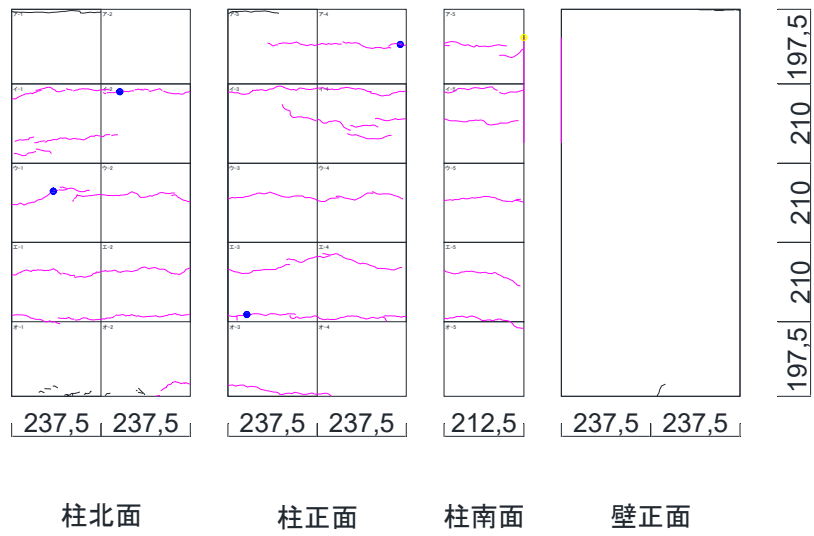
壁正面



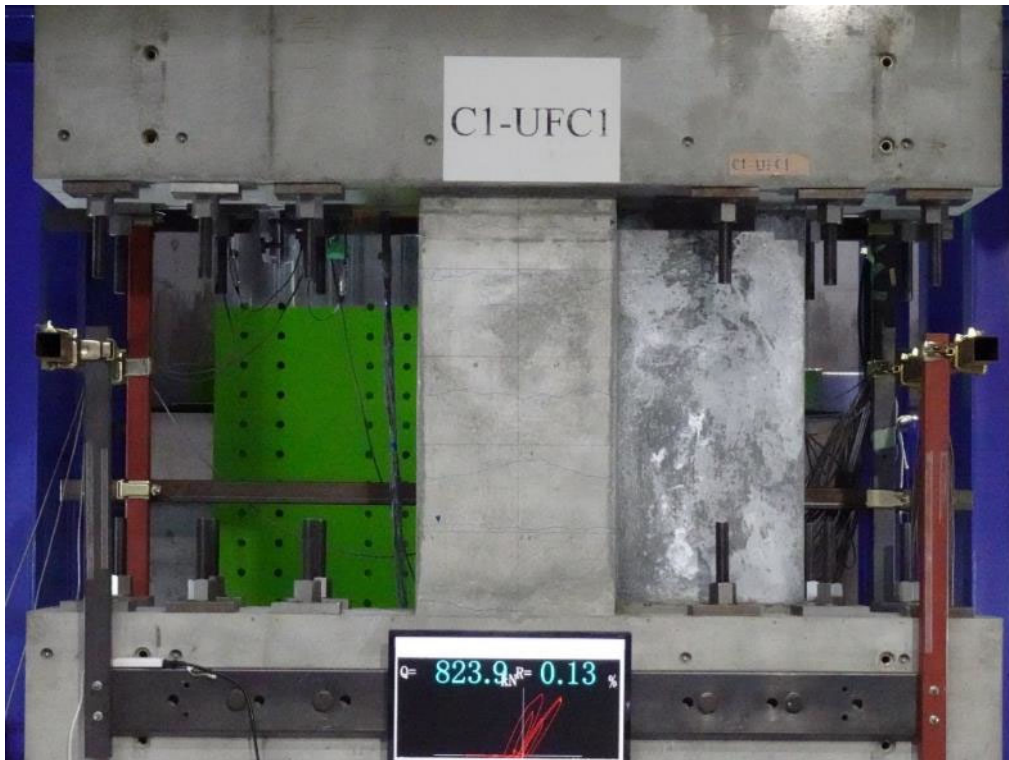
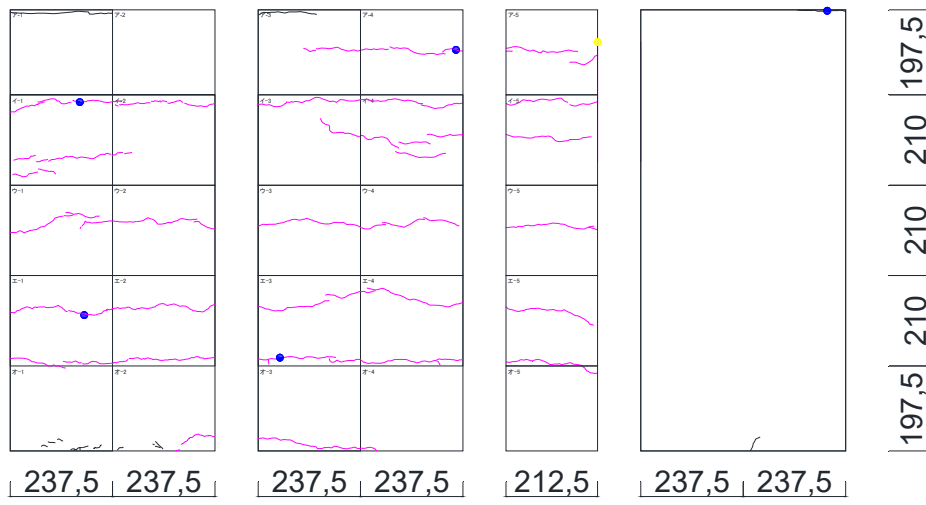
(b) 1/1600rad



第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

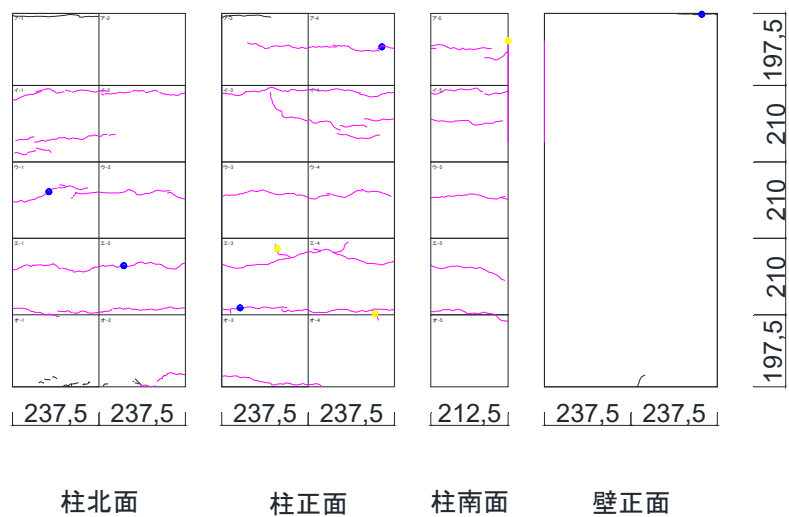


(c)  $-1/1600\text{rad}$

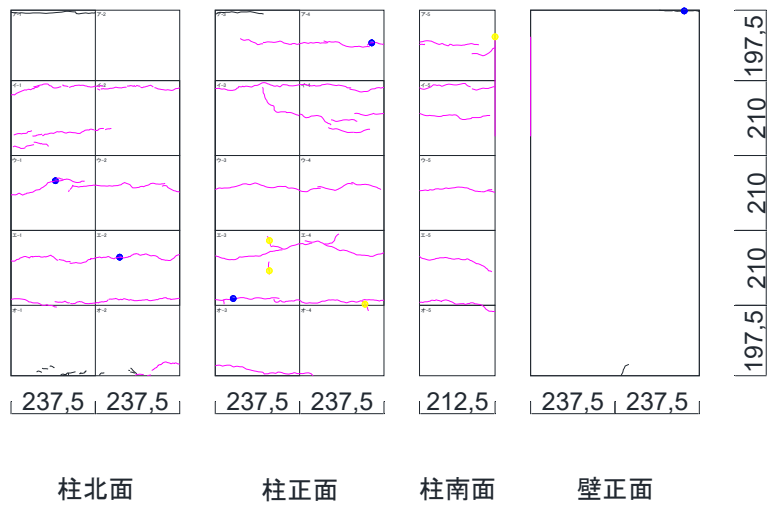


(d) 1/800rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

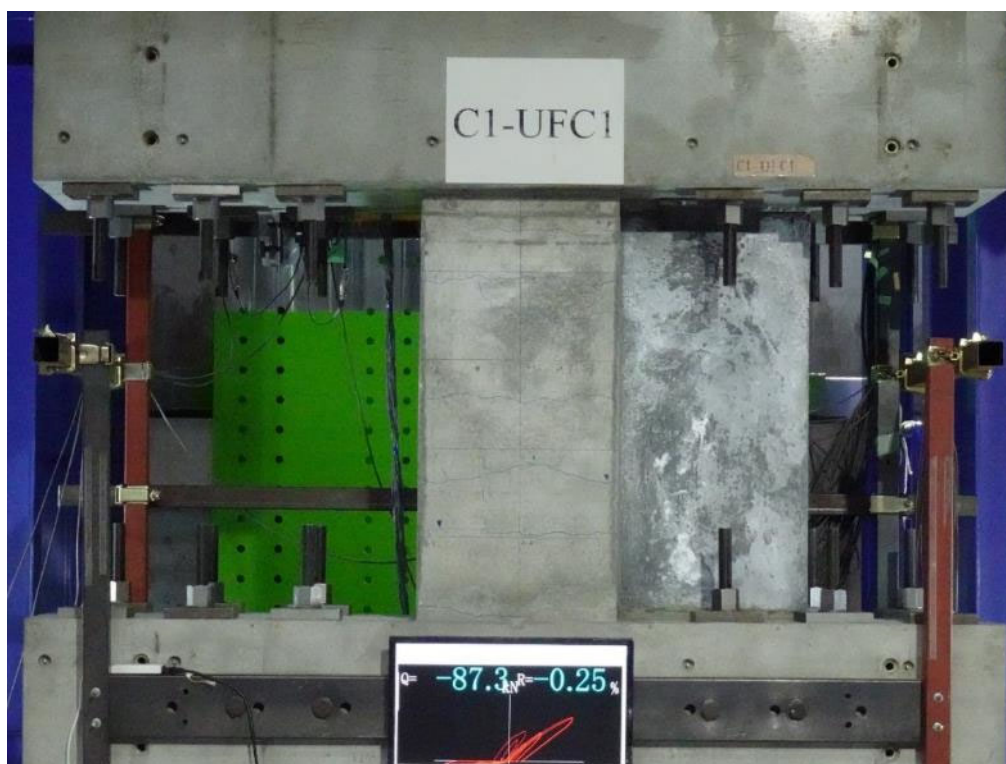
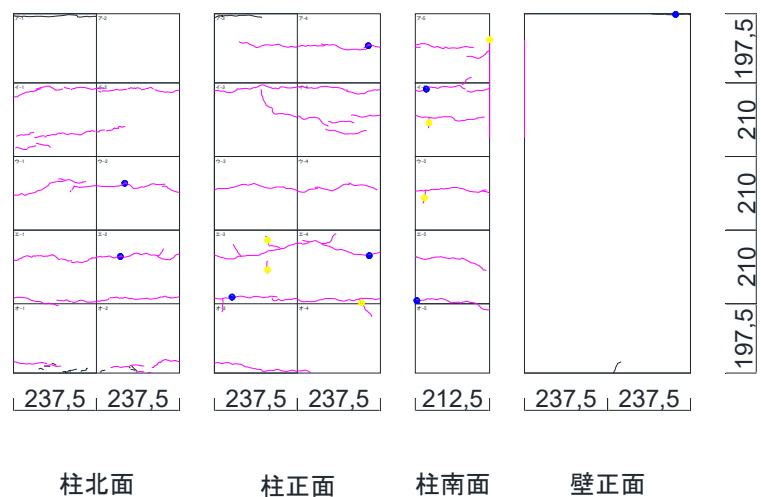


(e)  $-1/800\text{rad}$

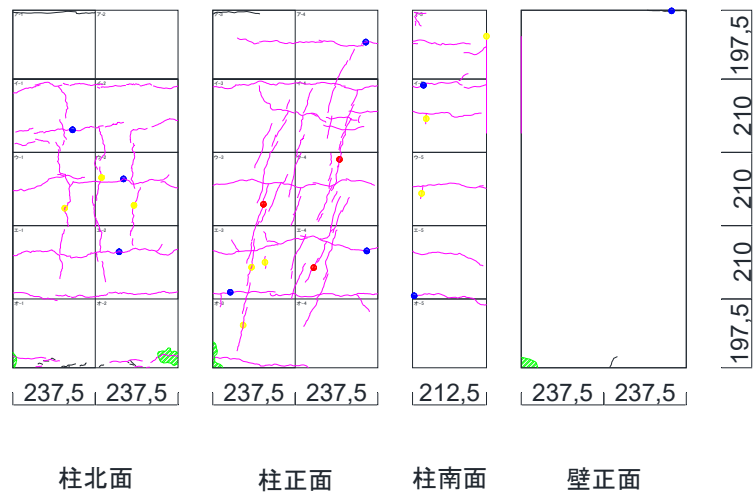


(f) 1/400rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

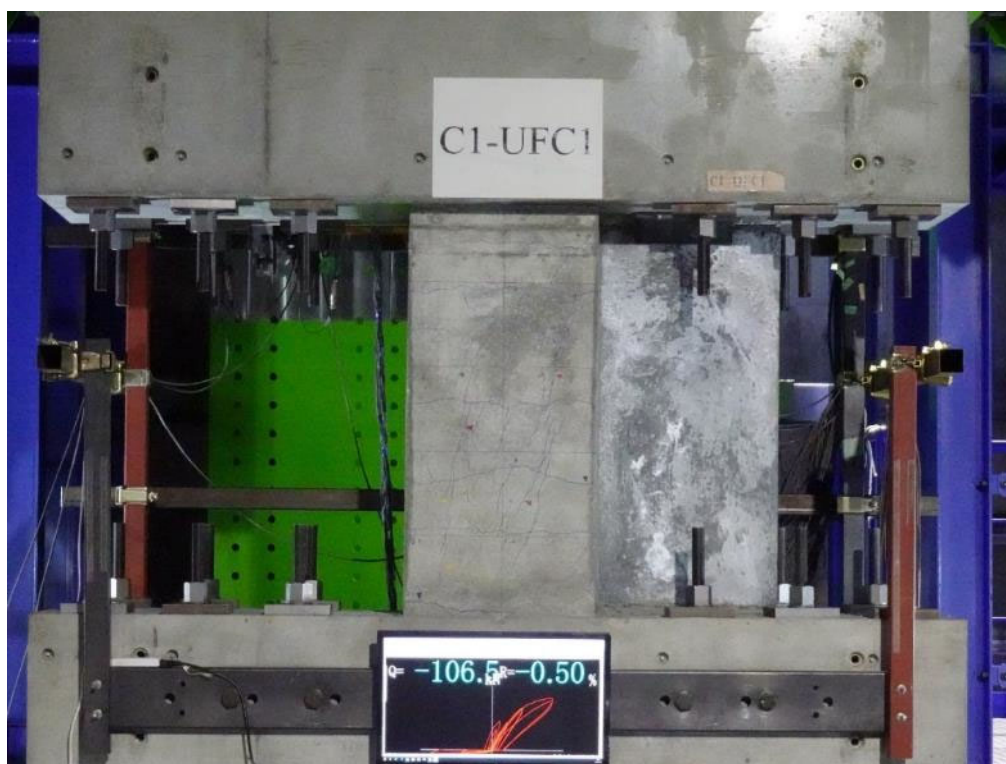
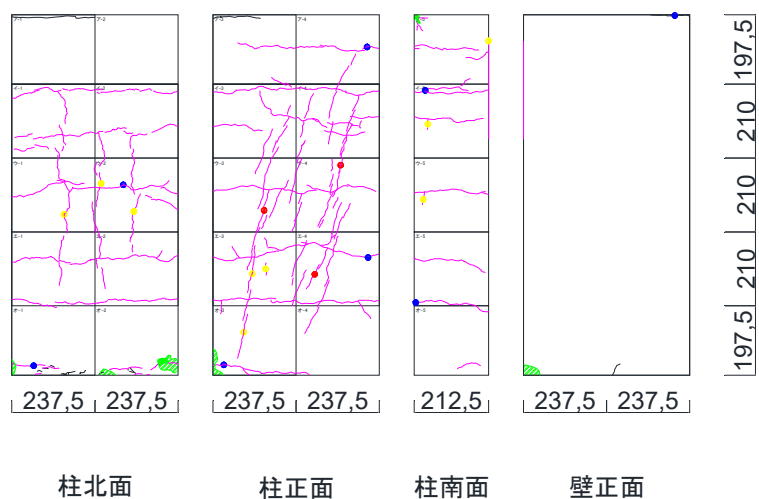


(g)  $-1/400\text{rad}$

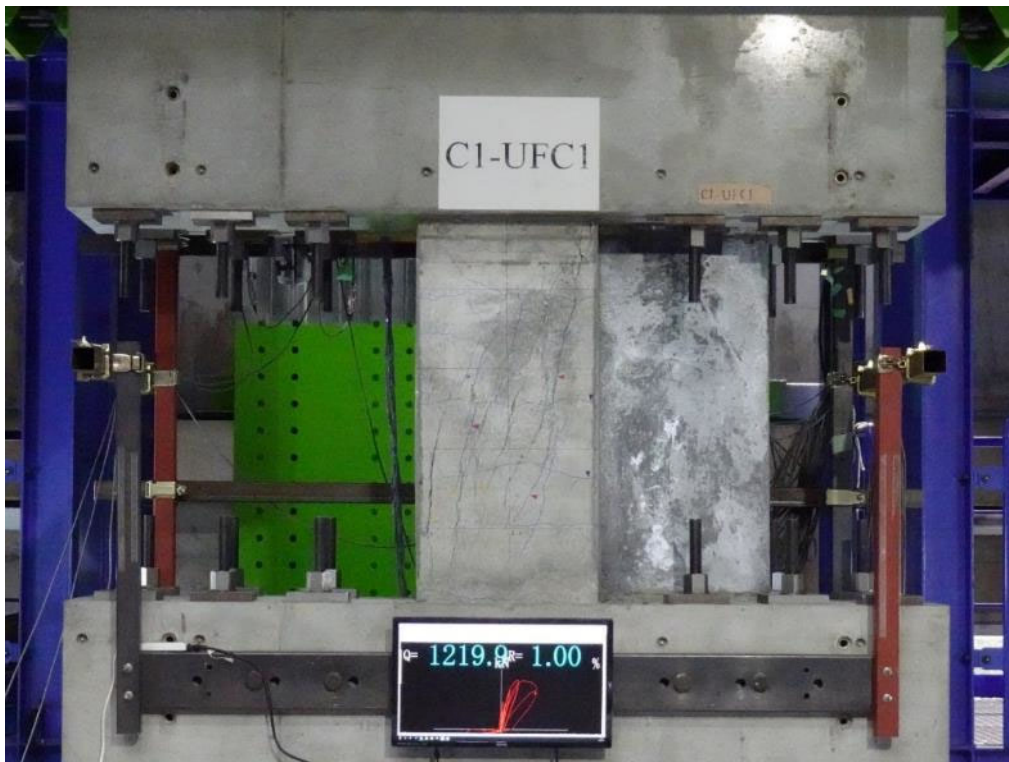
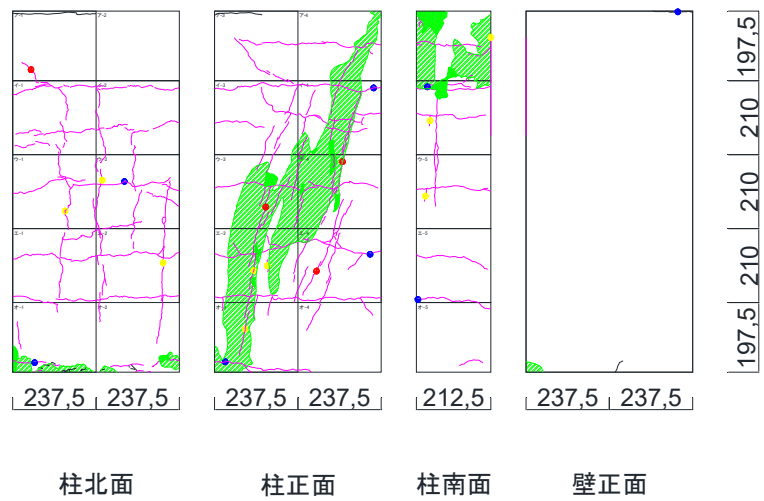


(h) 1/200rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



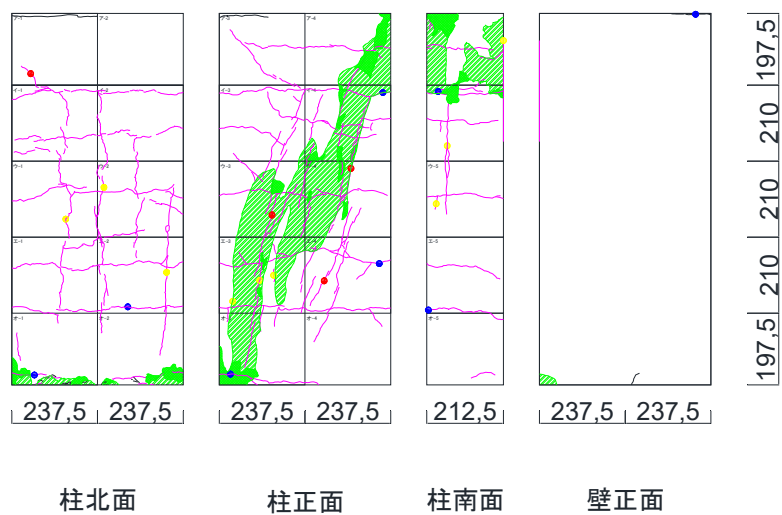
(i)  $-1/200\text{rad}$



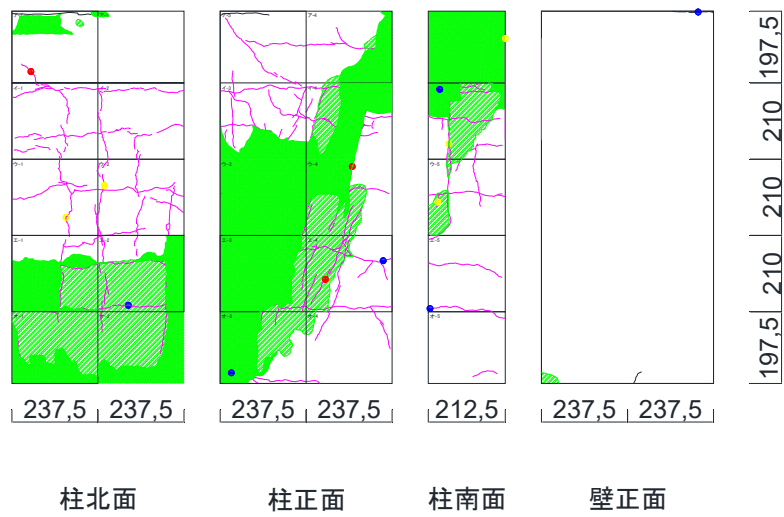
(j) 1/100rad



第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



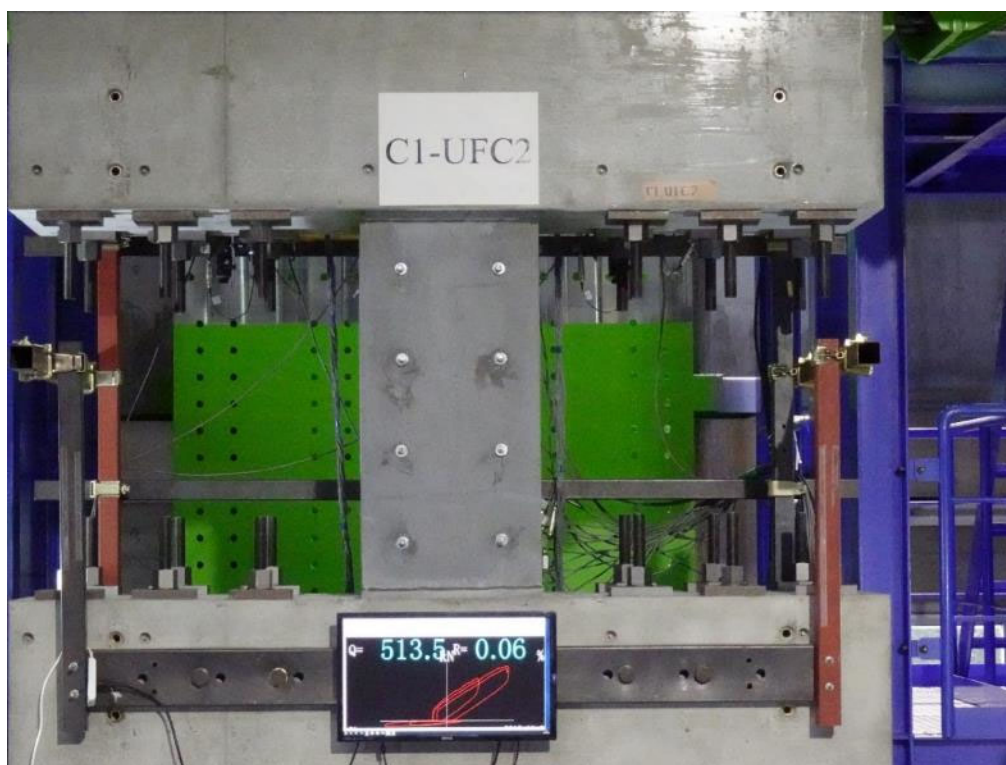
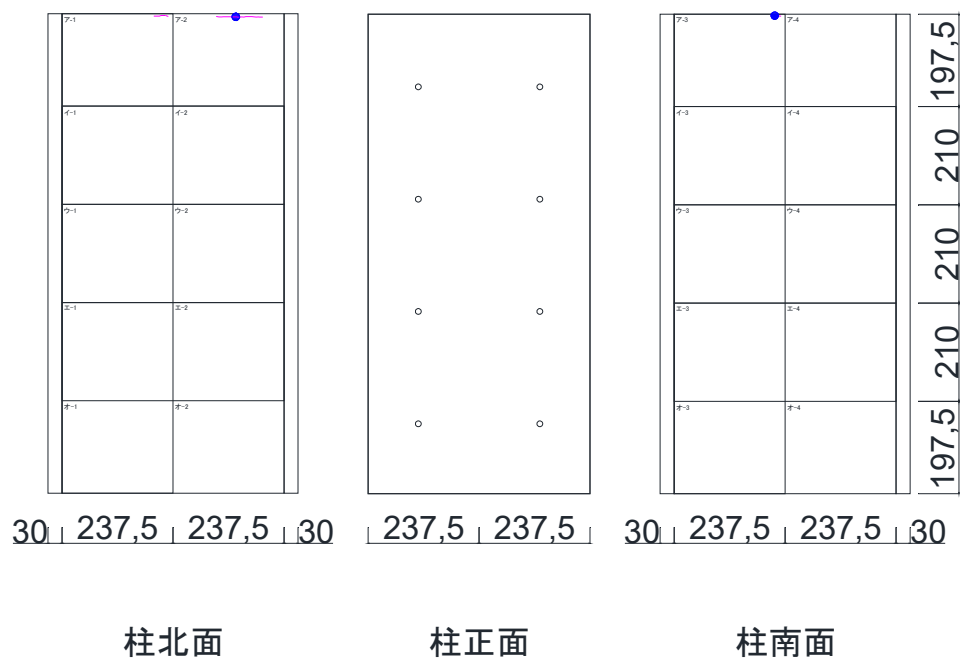
(k)  $-1/100\text{rad}$



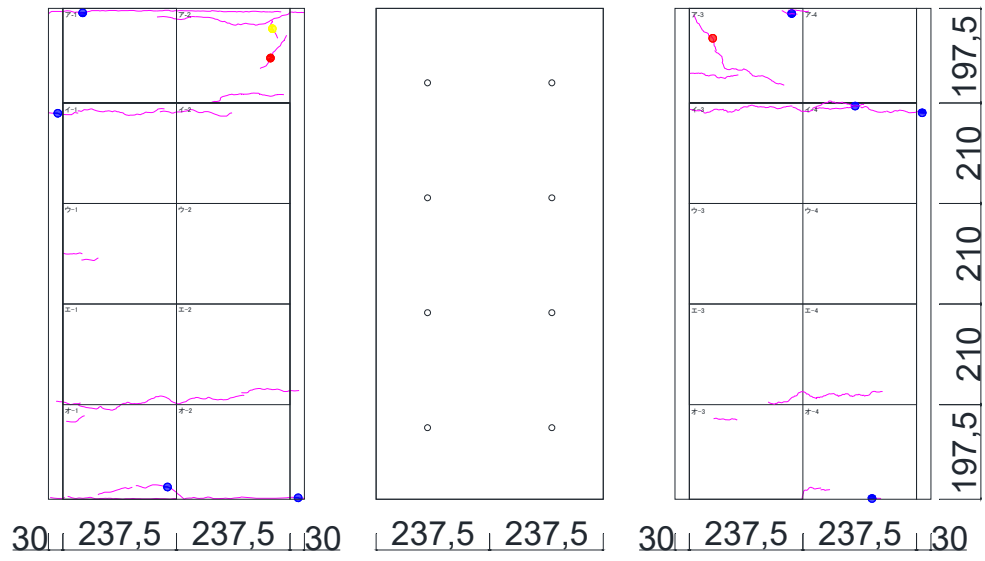
(1) 1/50rad

図 3.3.2-3 C1-UFC1 ひび割れ図

(4) C1-UFC2



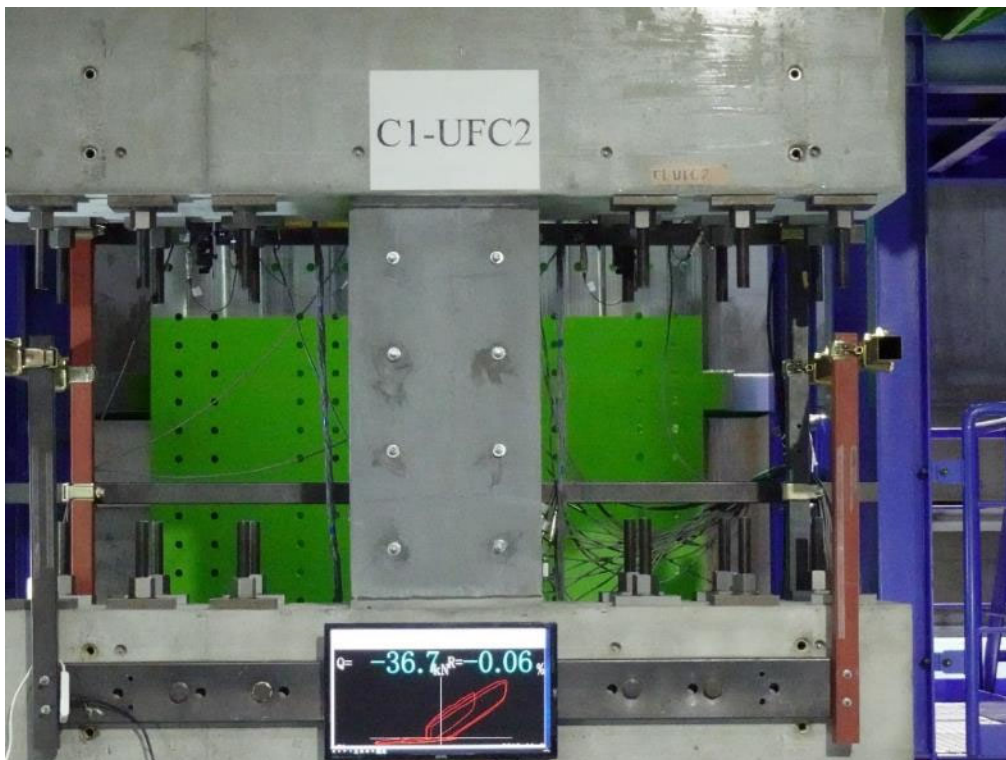
(a) 1/3200rad



柱北面

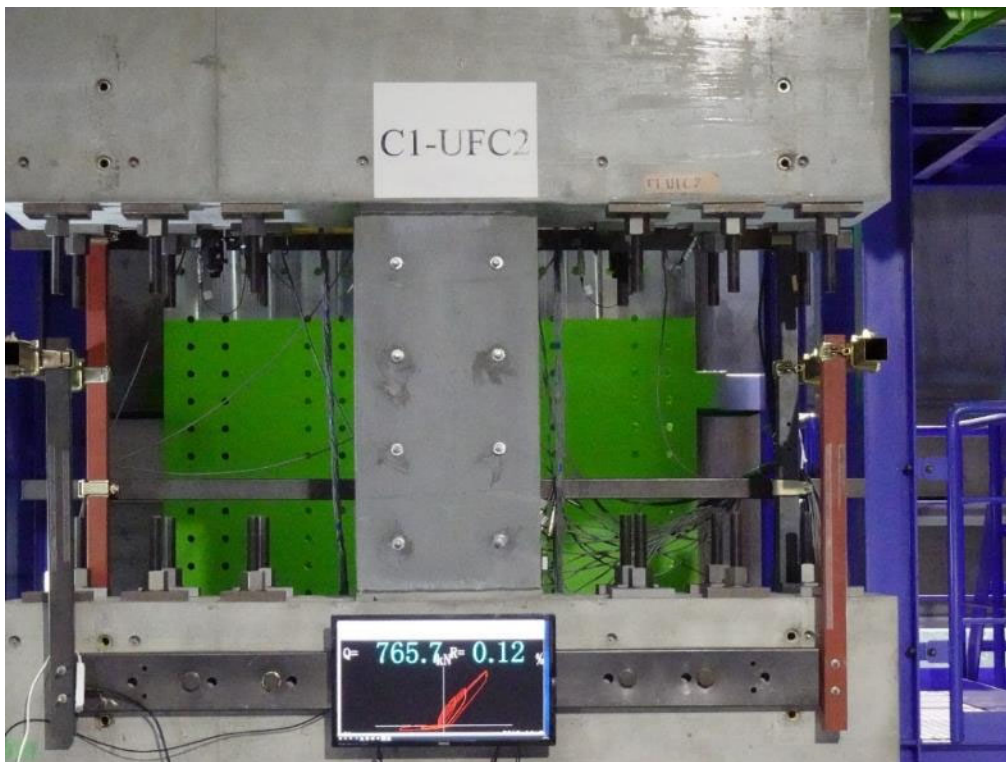
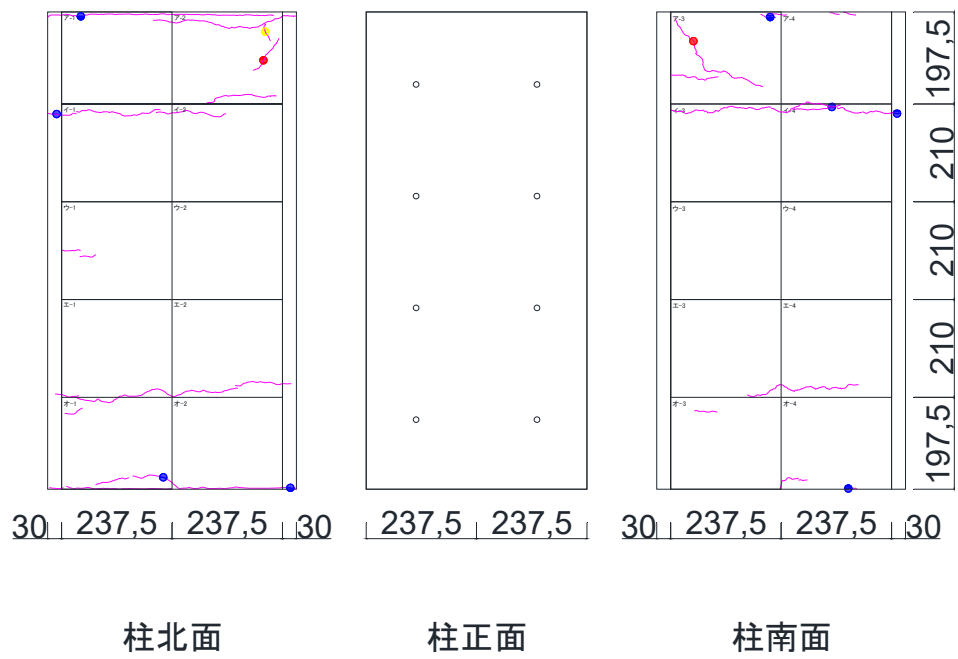
柱正面

柱南面

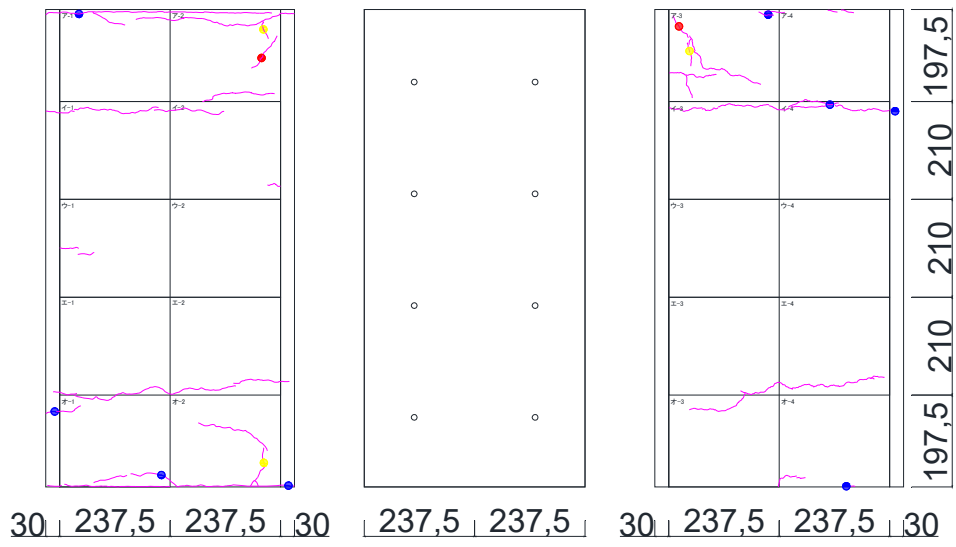


(b)  $-1/1600\text{rad}$

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



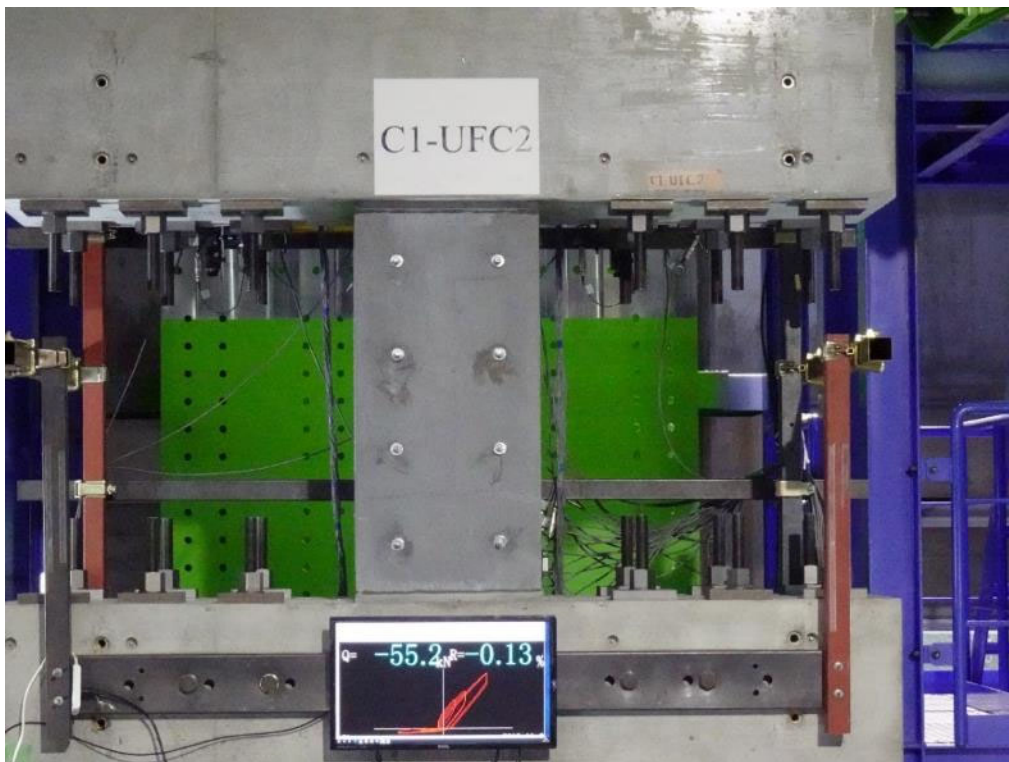
(c) 1/800rad



柱北面

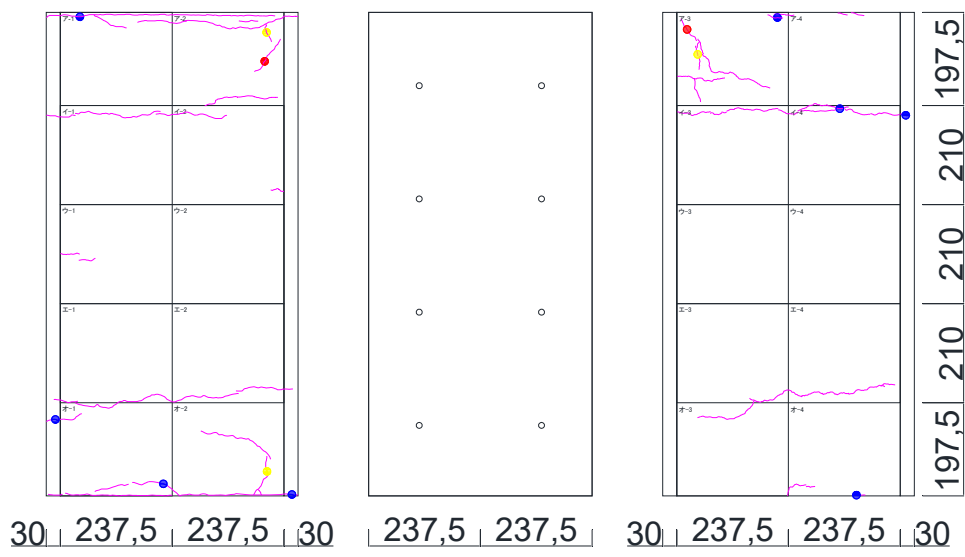
柱正面

柱南面



(d)  $-1/800\text{rad}$

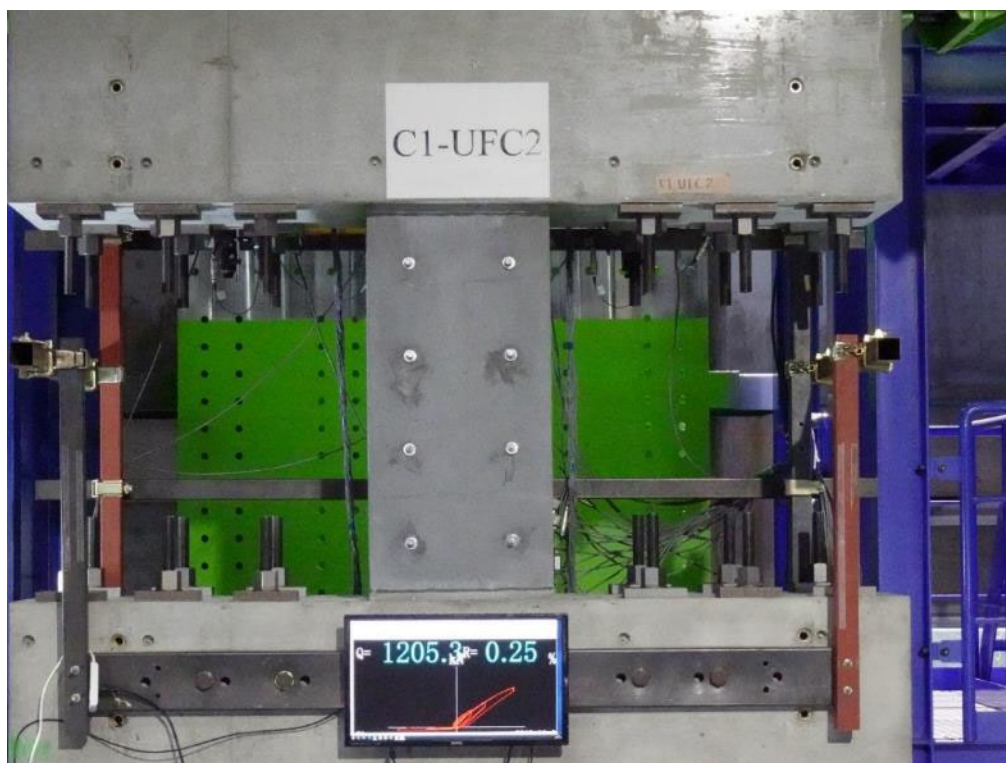
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



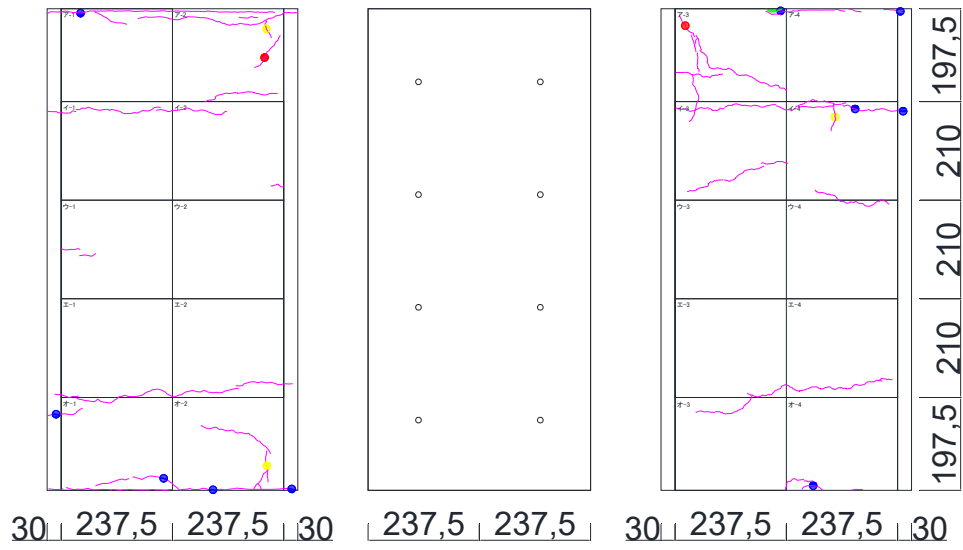
柱北面

柱正面

柱南面



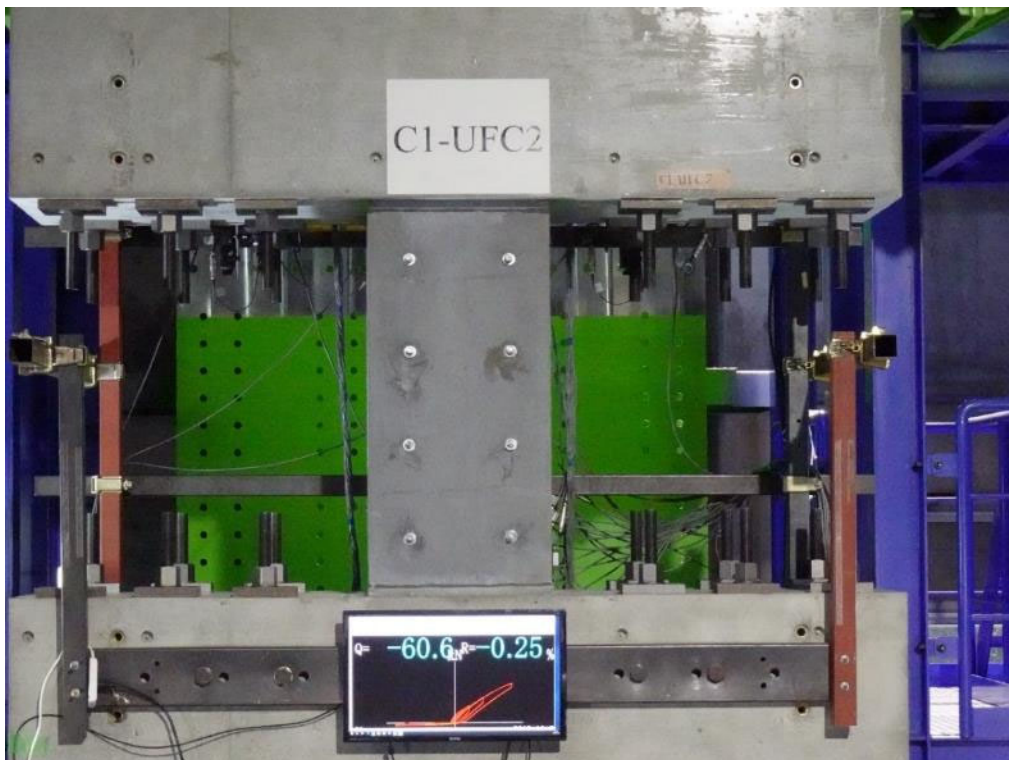
(e) 1/400rad



柱北面

柱正面

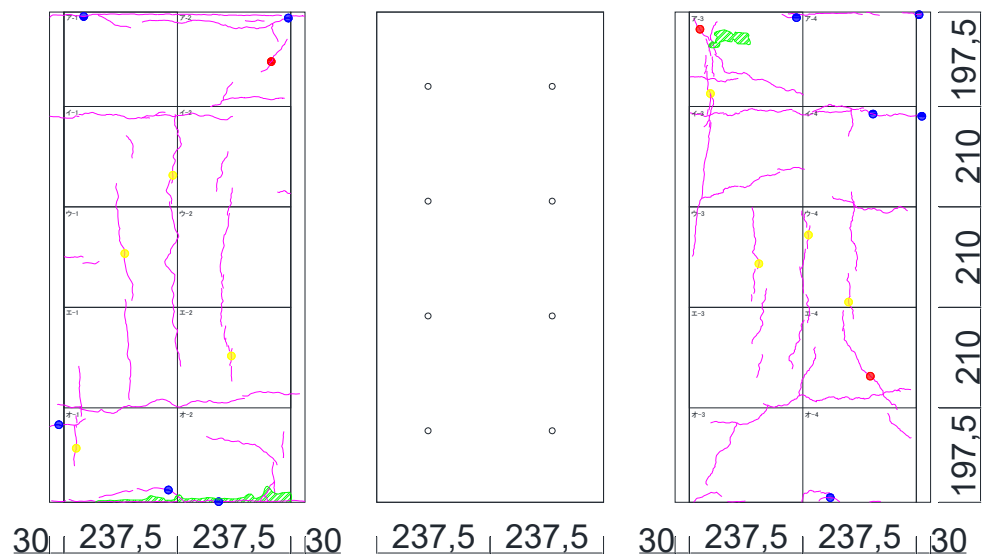
柱南面



(f)  $-1/400\text{rad}$



第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



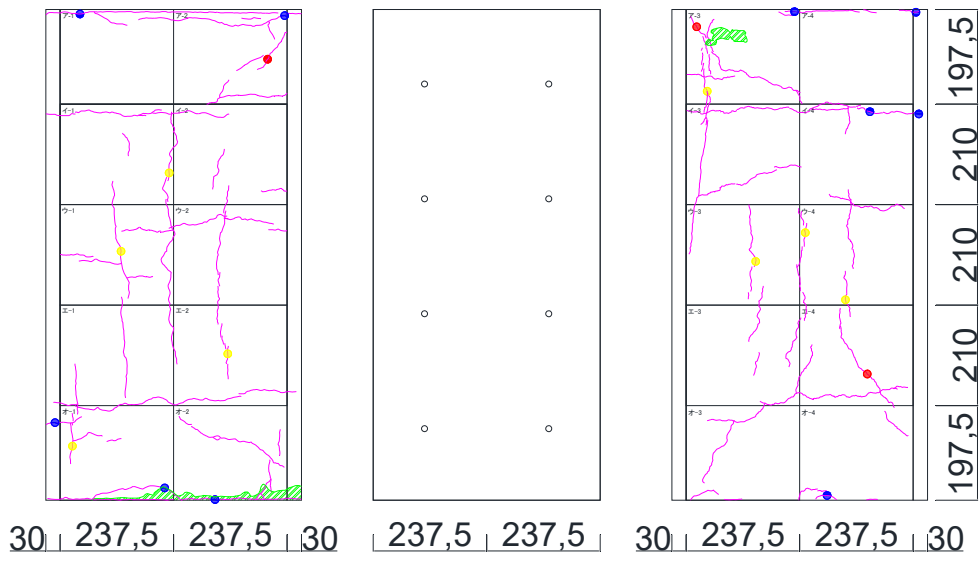
柱北面

柱正面

柱南面



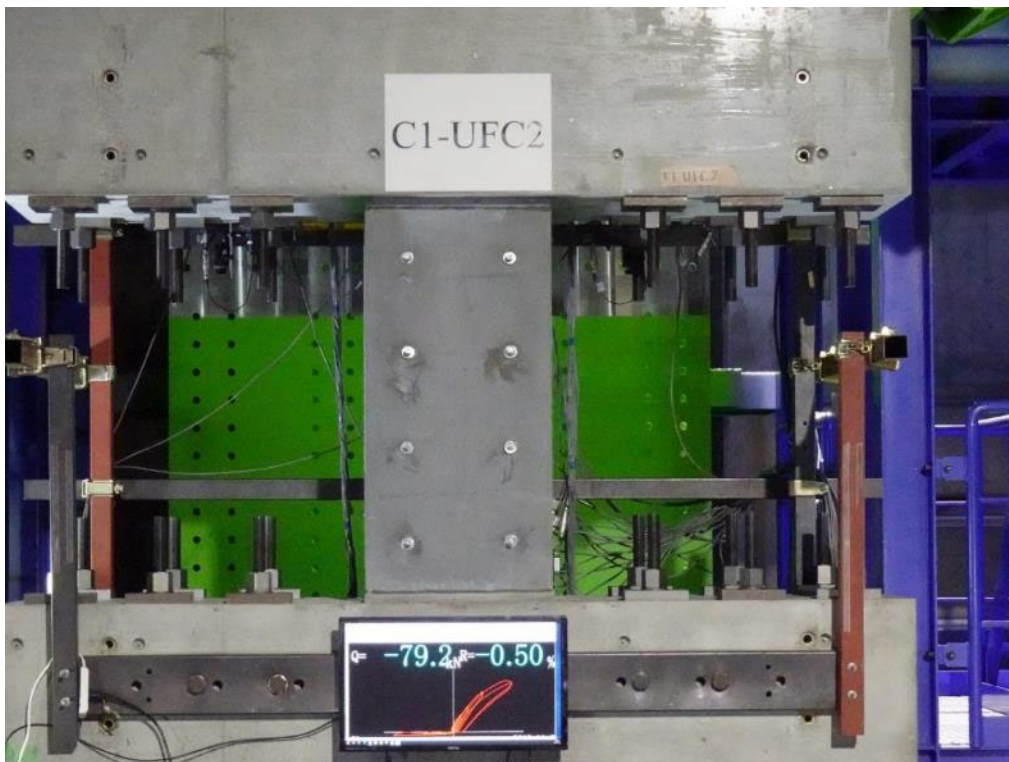
(g) 1/200rad



柱北面

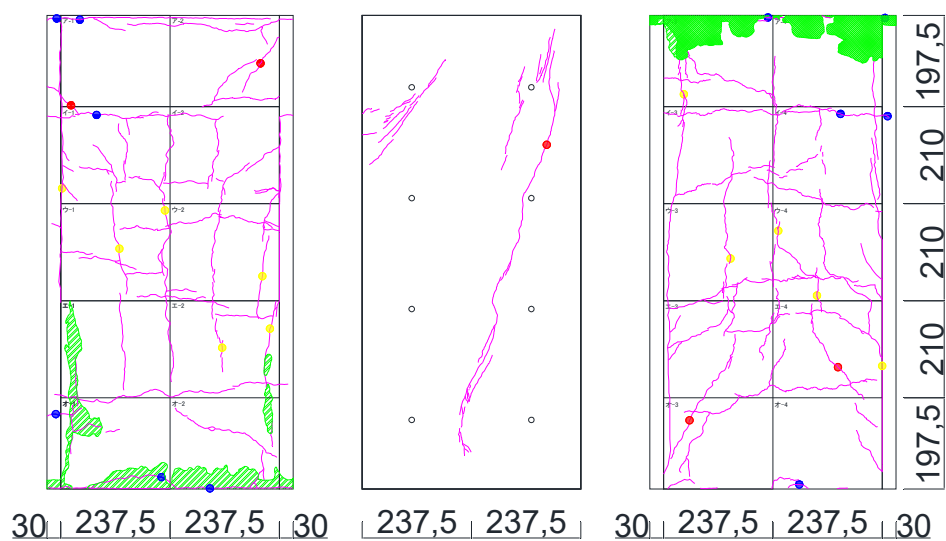
柱正面

柱南面



(h)  $-1/200\text{rad}$

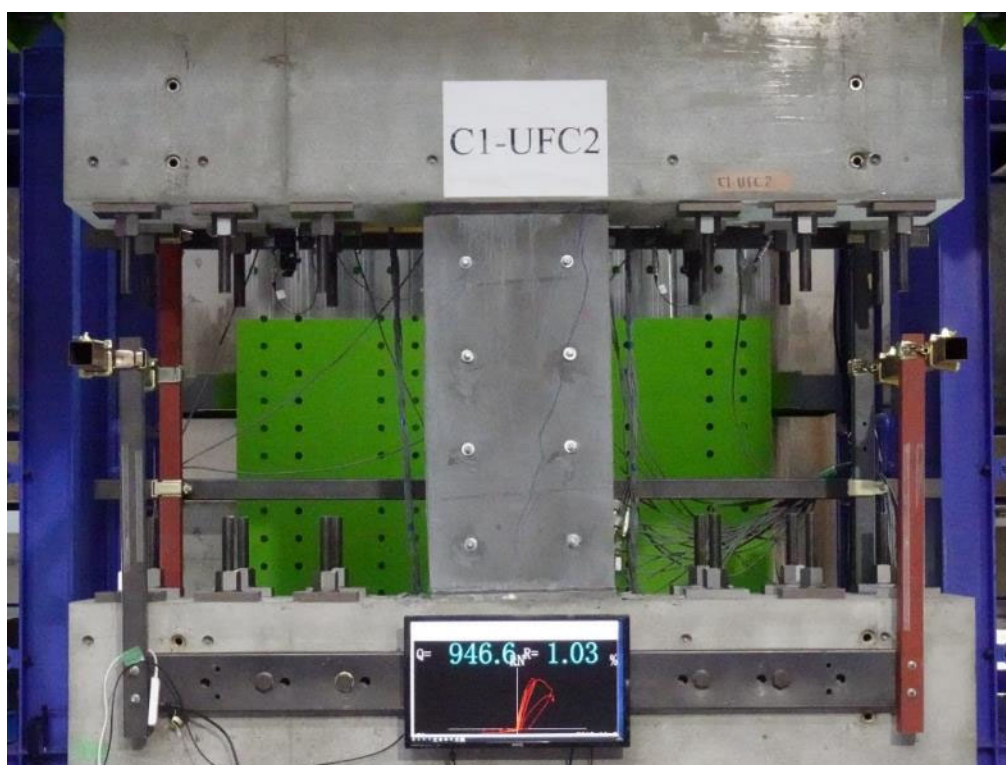
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



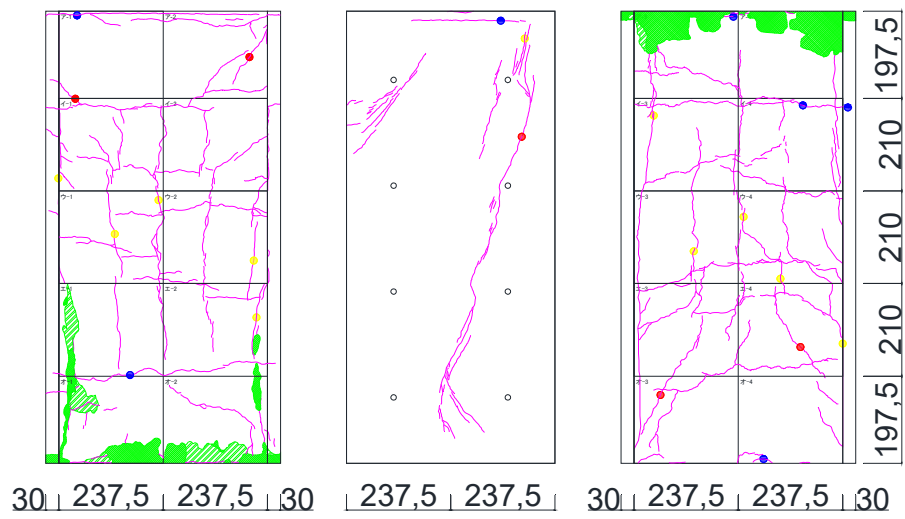
柱北面

柱正面

柱南面



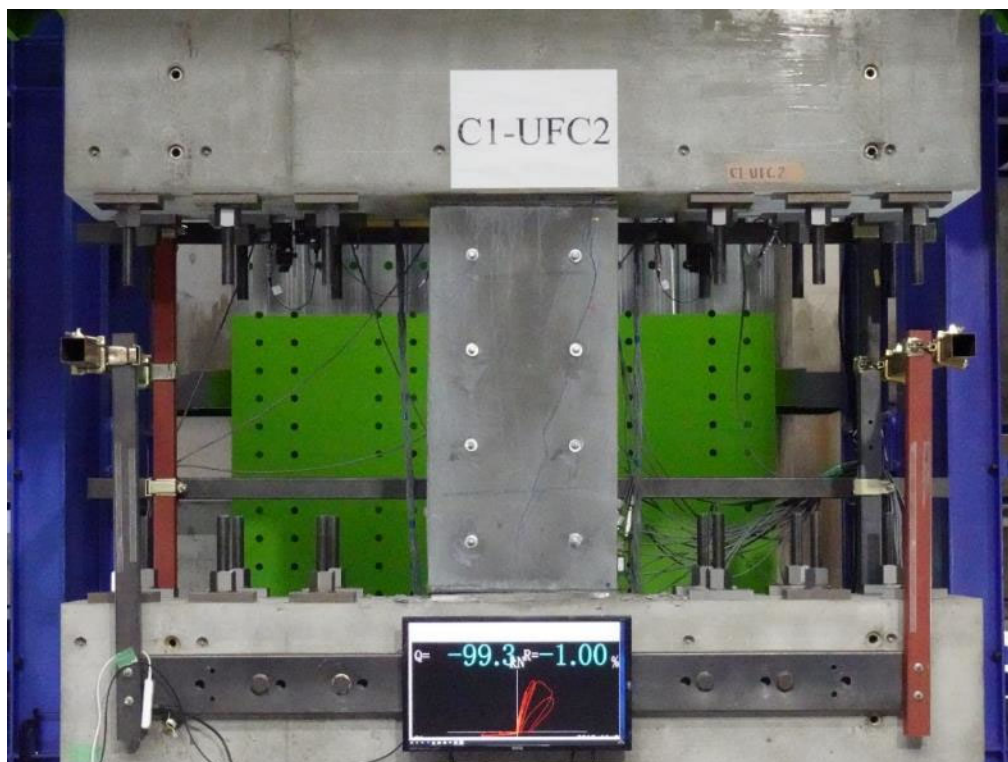
(i) 1/100rad



柱北面

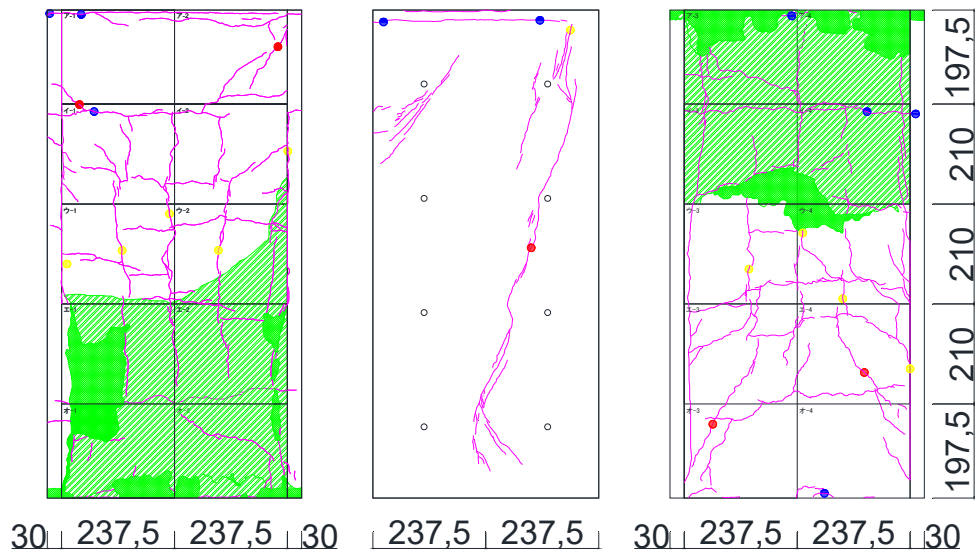
柱正面

柱南面



(j)  $-1/100\text{rad}$

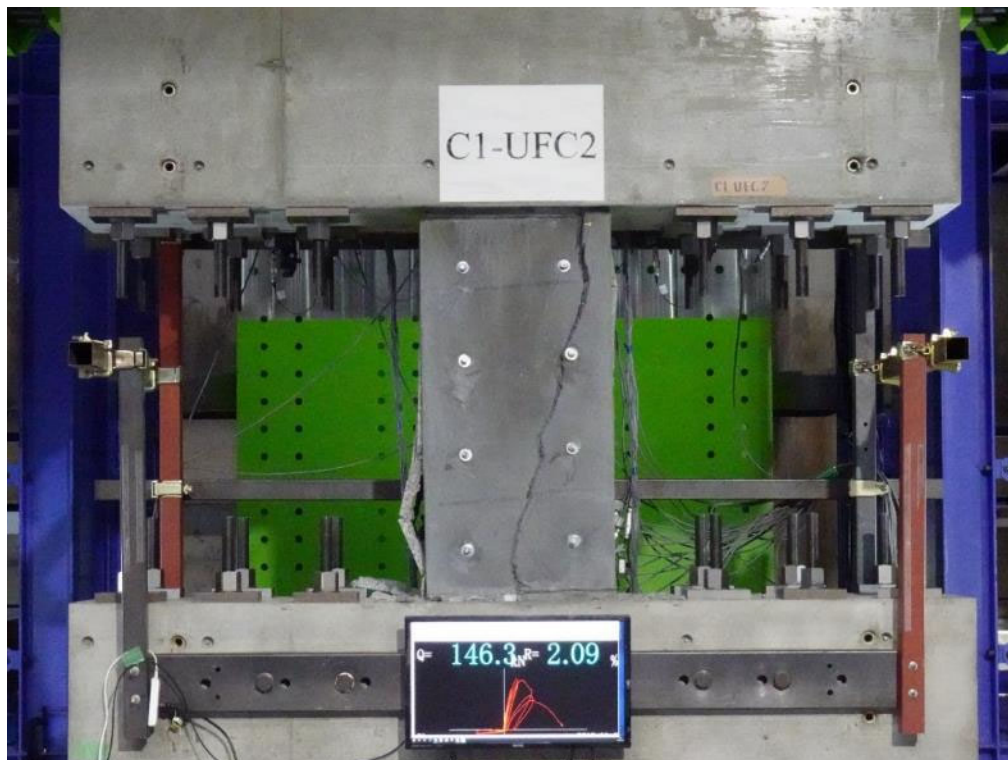
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



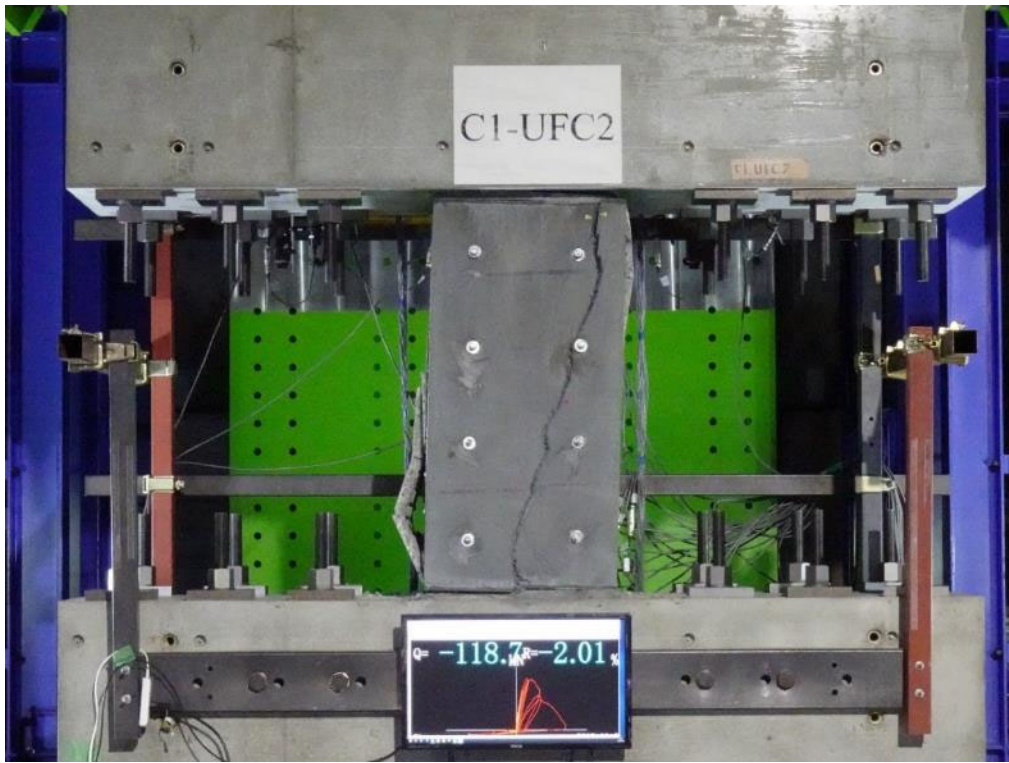
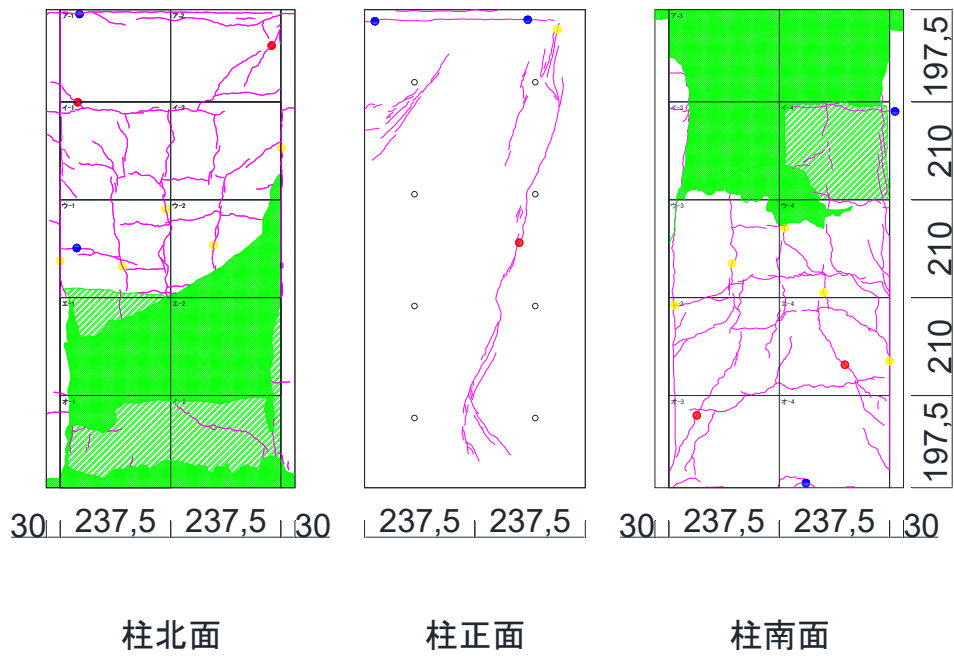
柱北面

柱正面

柱南面



(k) 1/50rad



(I)  $-1/50\text{rad}$

図 3.3.2-4 C1-RC2 ひび割れ図

(5) C1-R

・軸力入力時

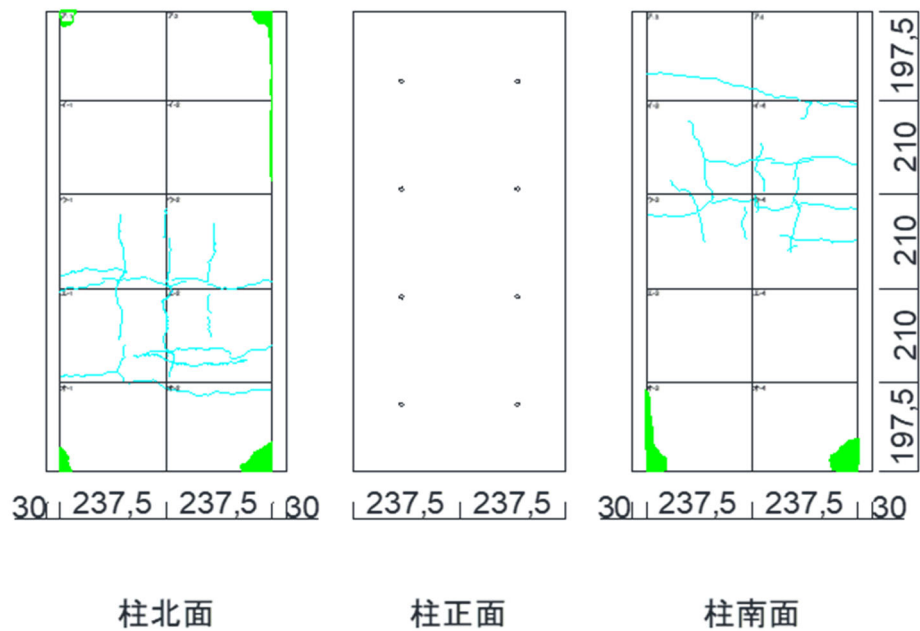


図 3.3.2-5 ひび割れ図

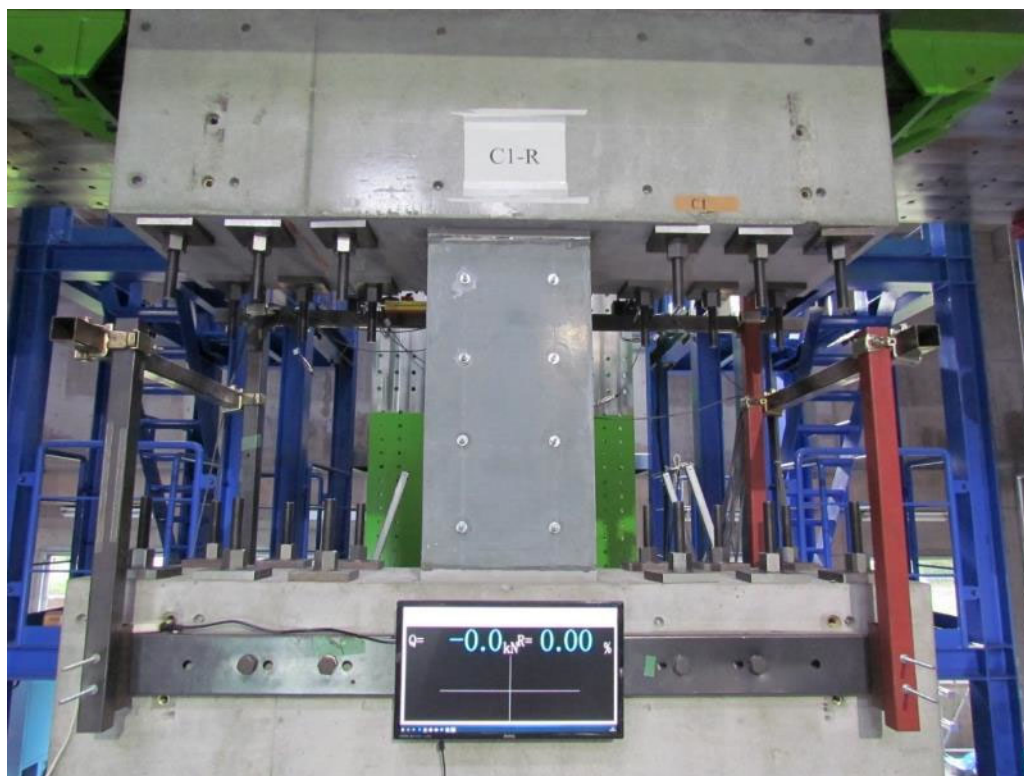


図 3.3.2-6 全景写真

・変形角：-0.08%

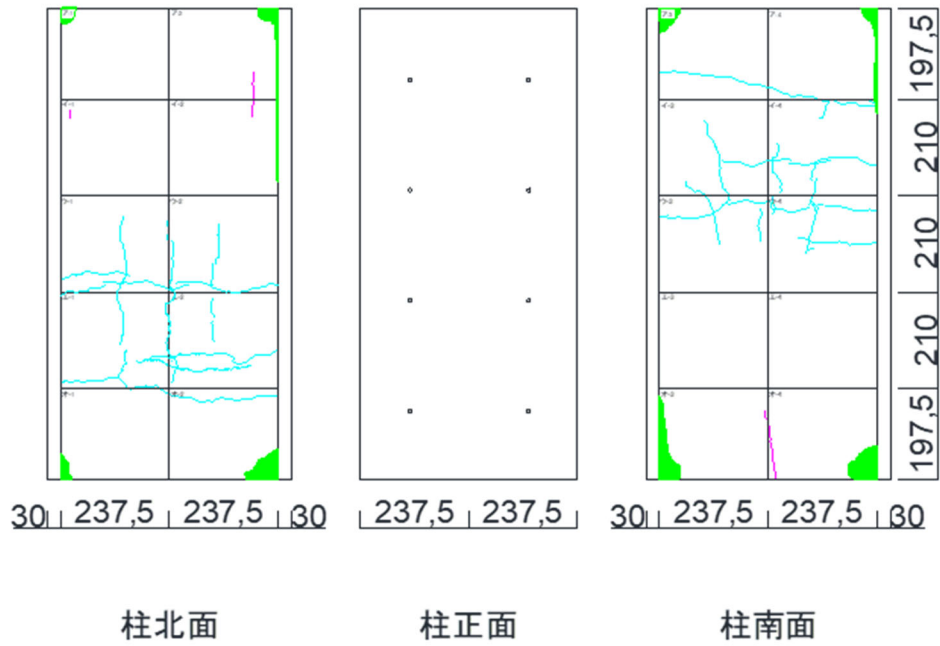


図 3.3.2-7 ひび割れ図

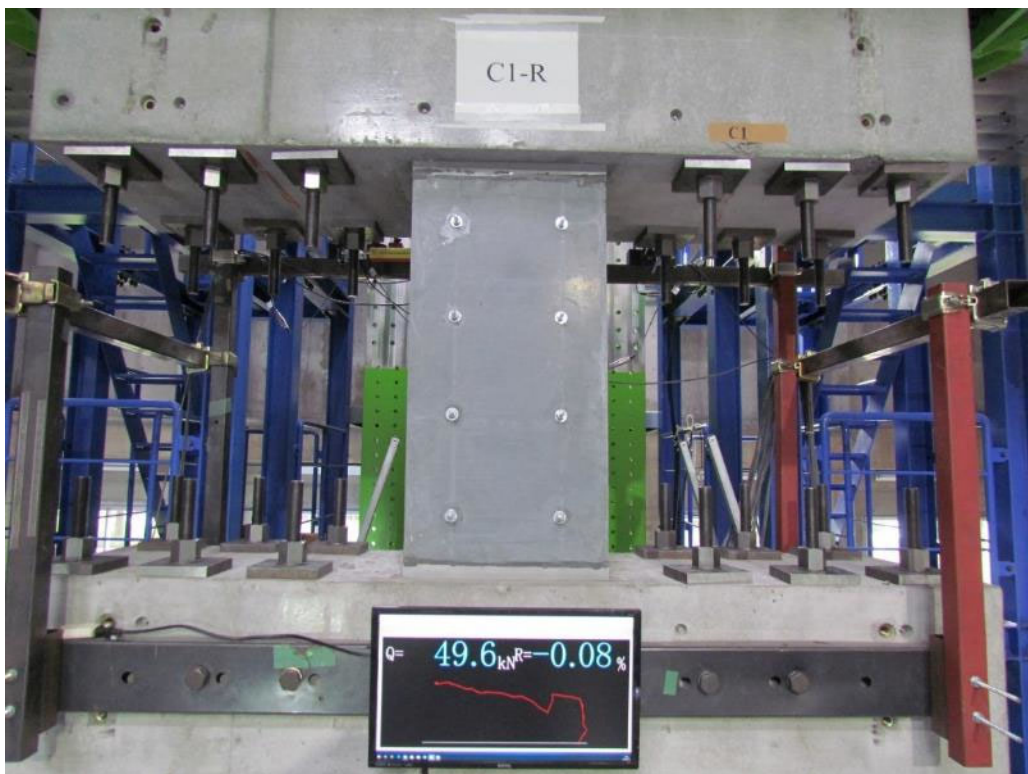


図 3.3.2-8 全景写真



・変形角：+0.06%

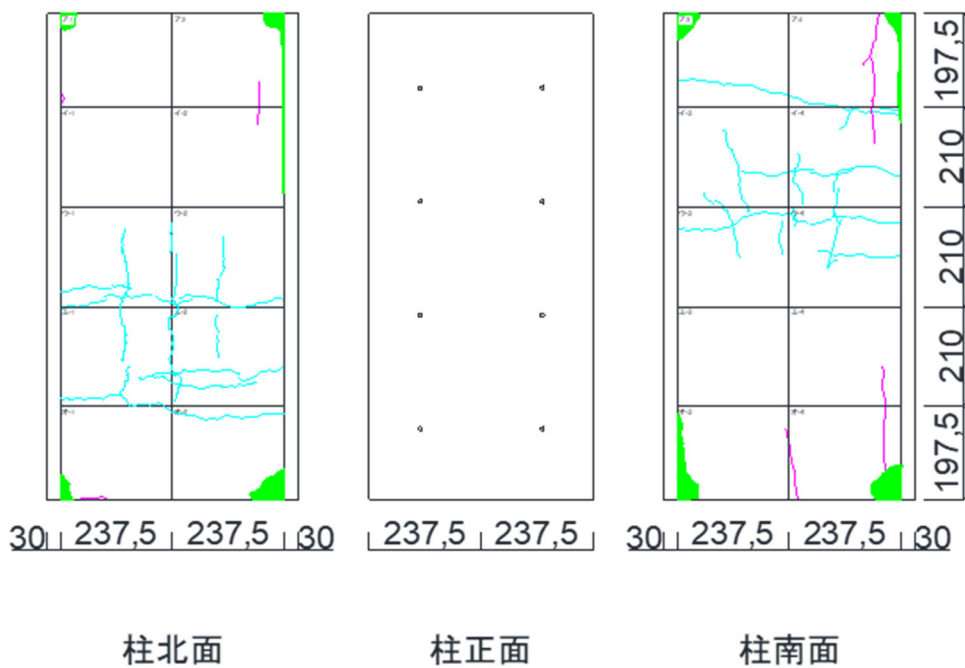


図 3.3.2-9 ひび割れ図

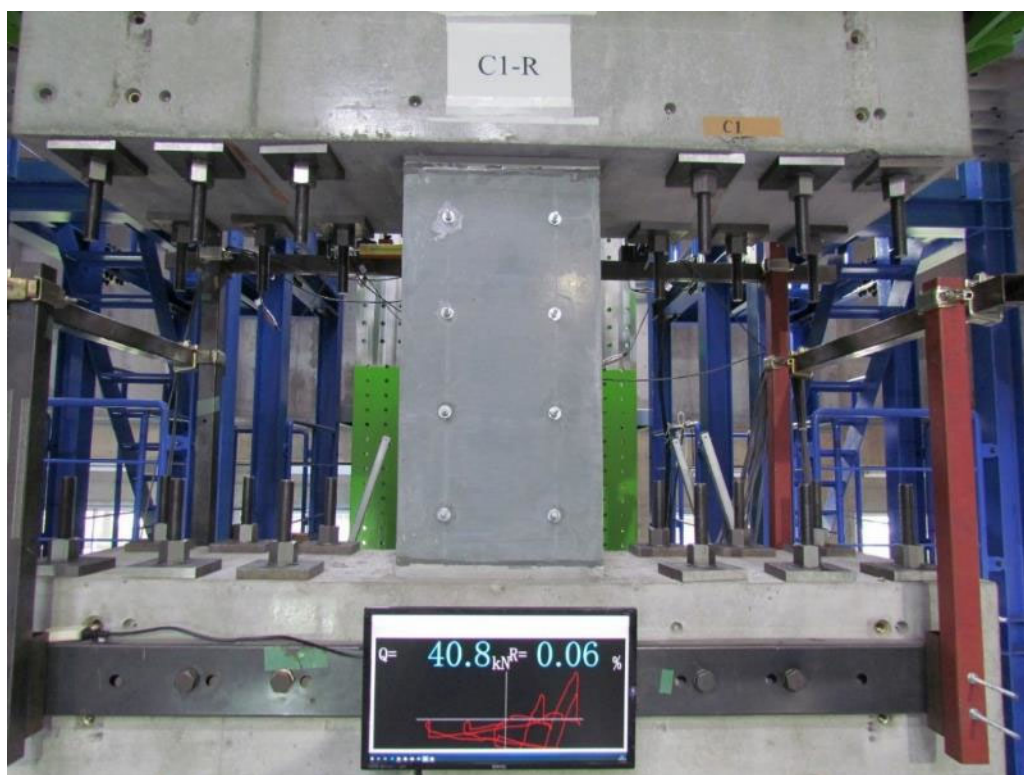


図 3.3.2-10 全景写真

・変形角：-0.06%

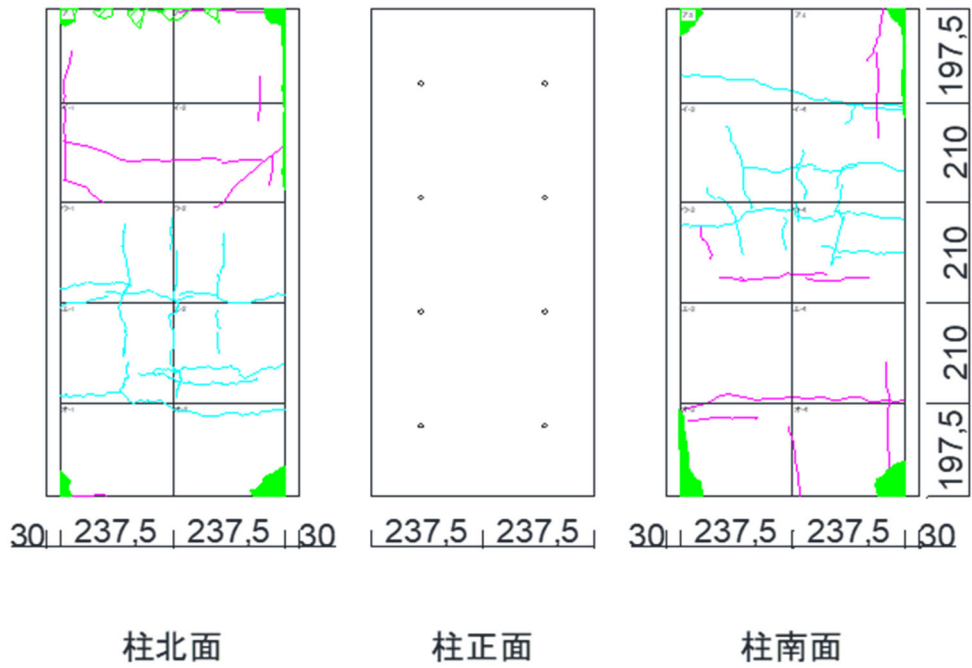


図 3.3.2-11 ひび割れ図

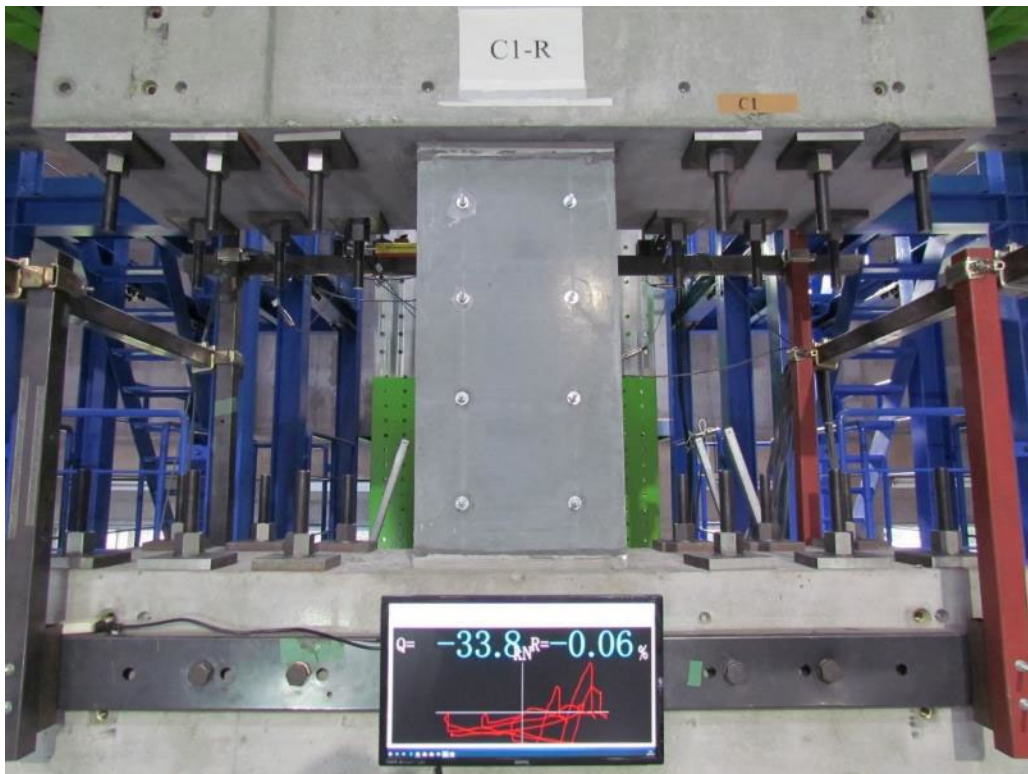


図 3.3.2-12 全景写真

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

・変形角：+0.13%

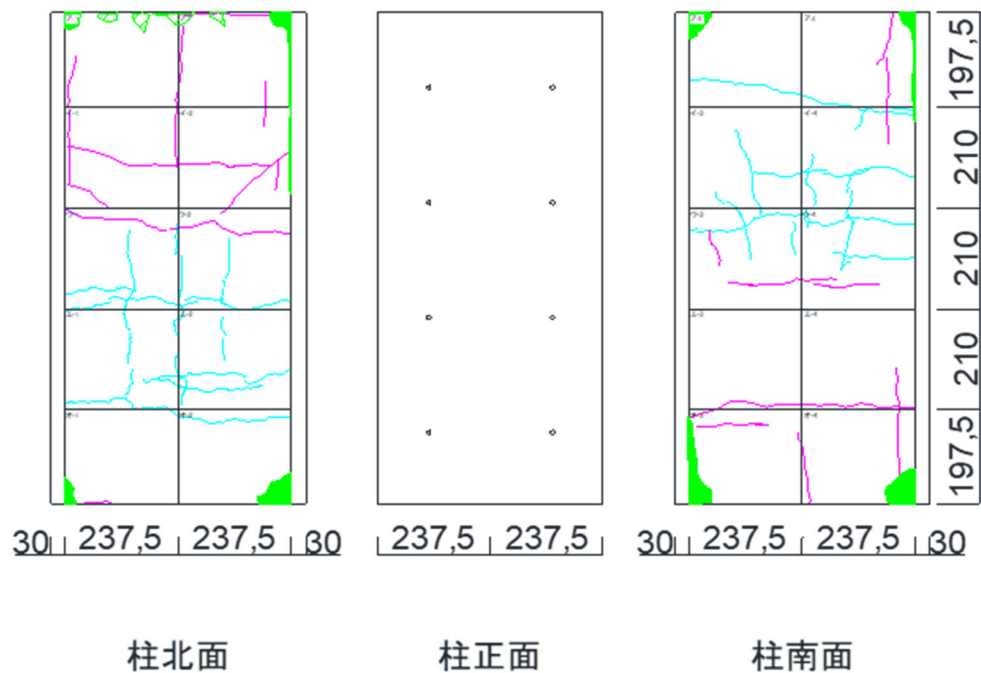


図 3.3.2-13 ひび割れ図

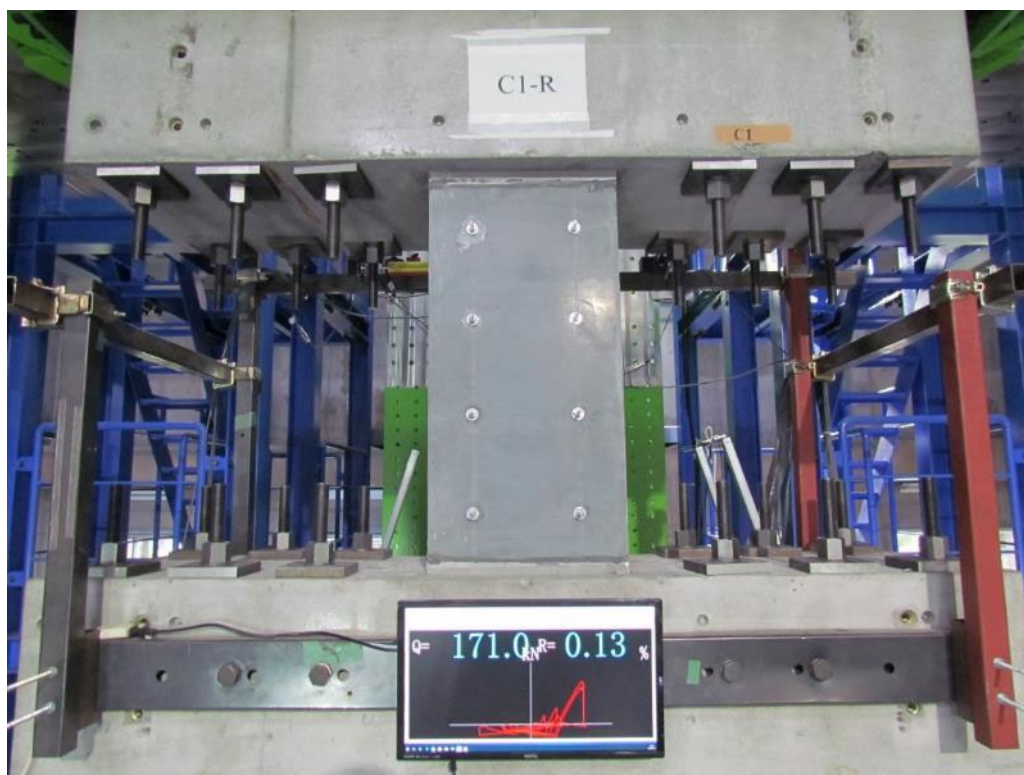


図 3.3.2-14 全景写真

・変形角：-0.13%

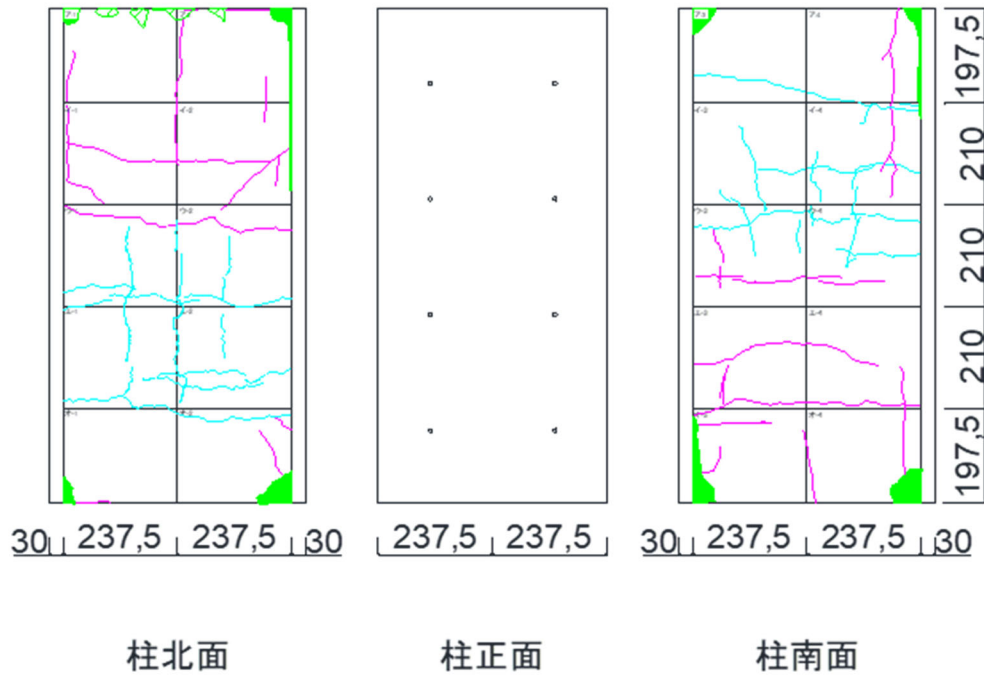


図 3.3.2-15 ひび割れ図

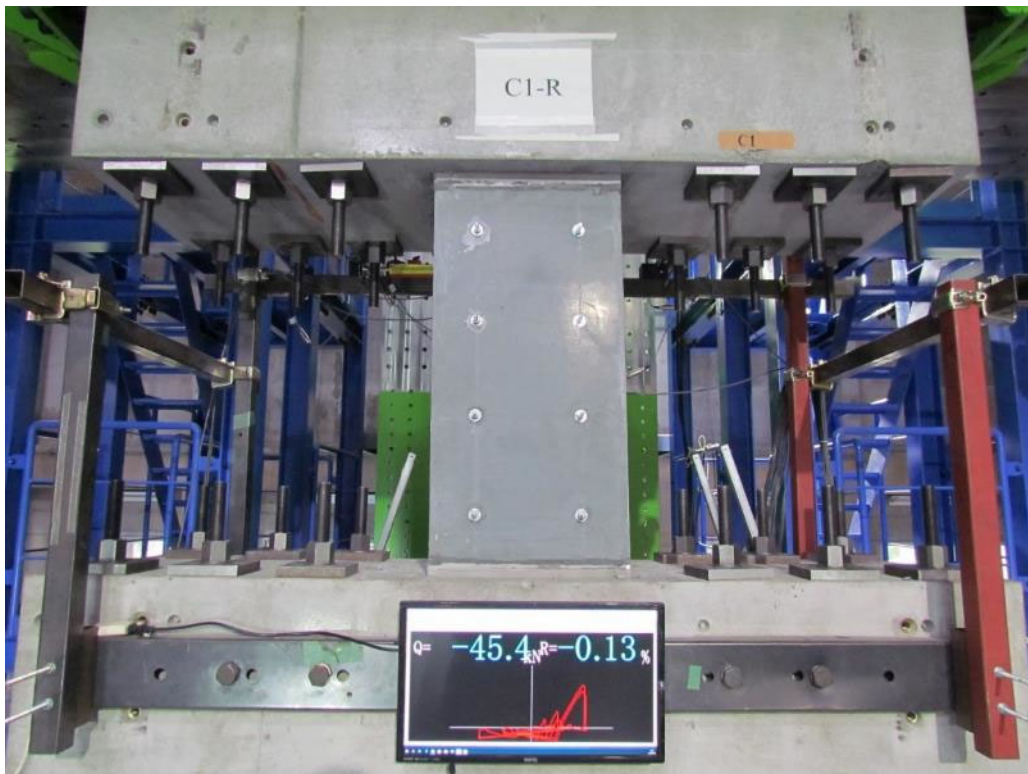


図 3.3.2-16 全景写真

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

・変形角：+0.25%

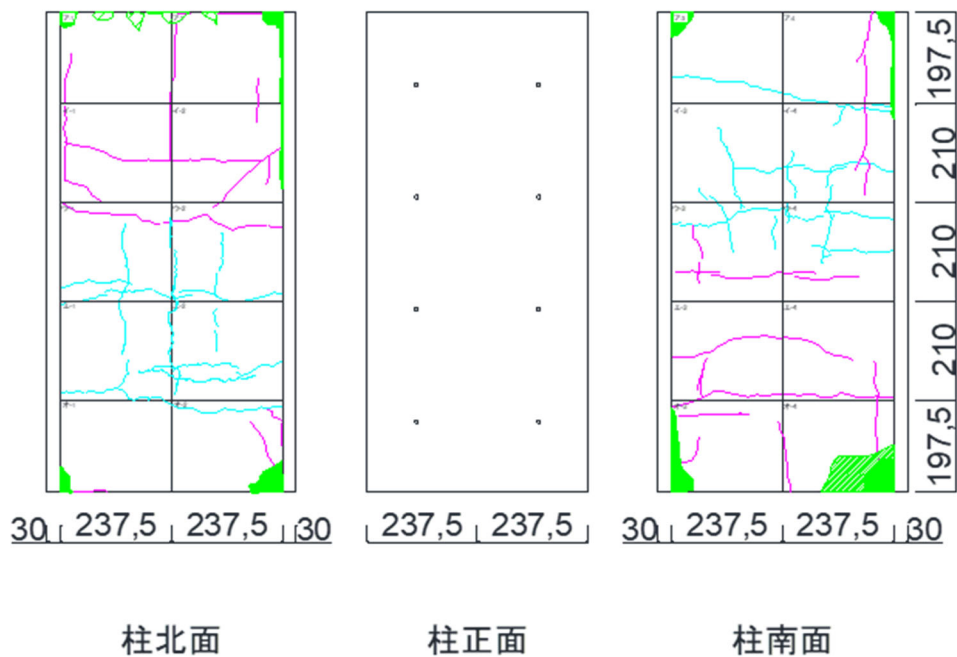


図 3.3.2-17 ひび割れ図

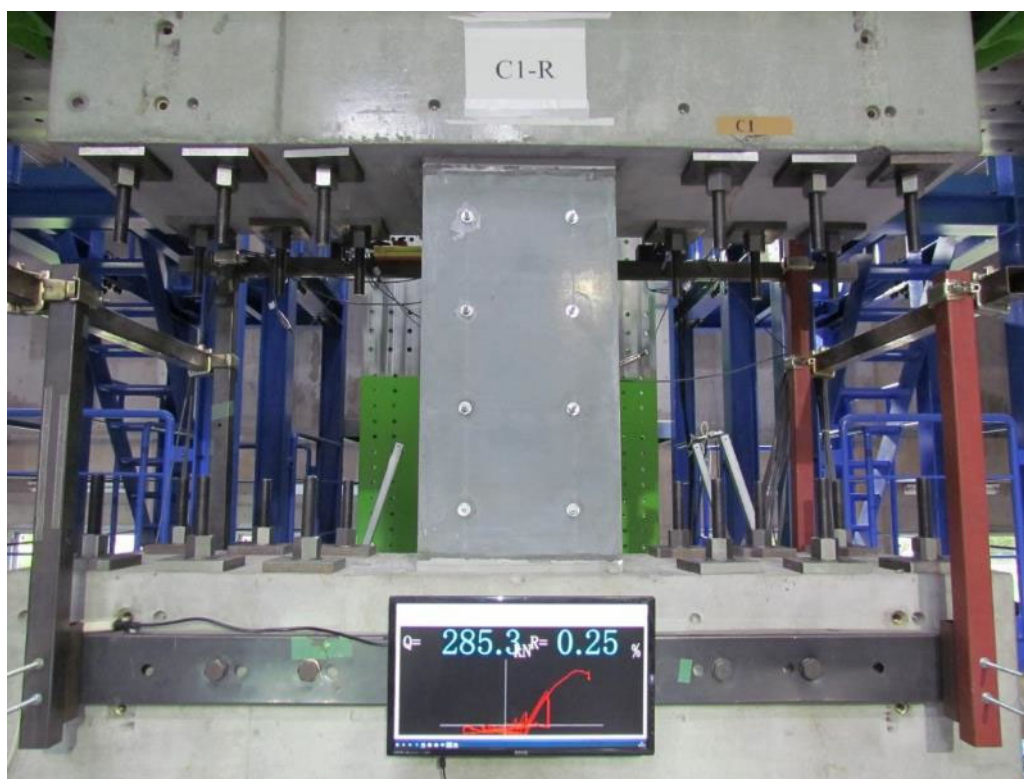


図 3.3.2-18 全景写真

・変形角：+0.26%

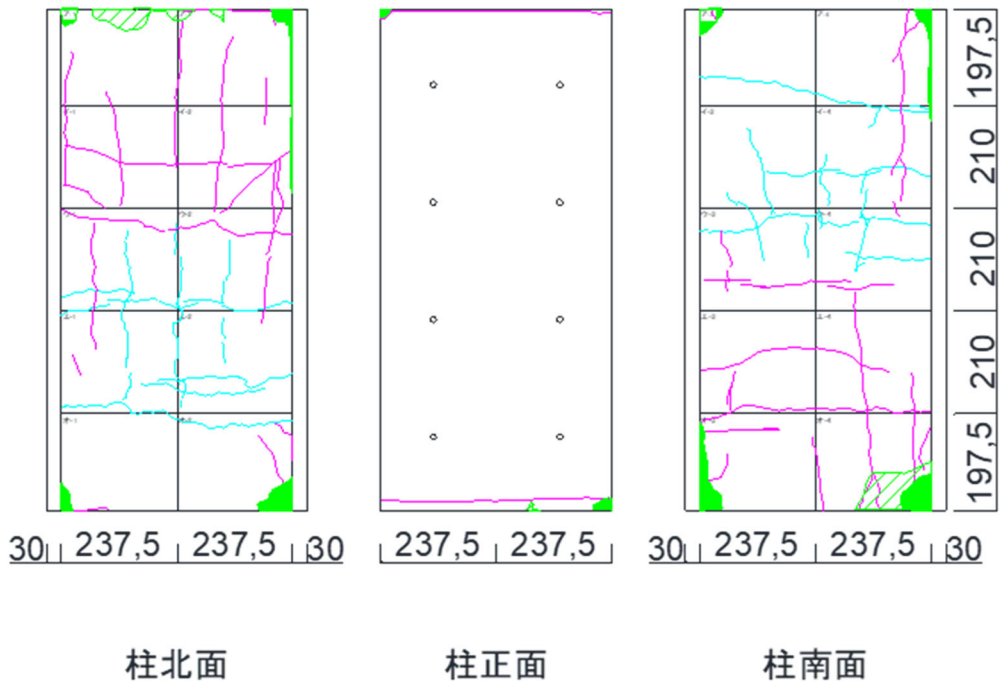


図 3.3.2-19 ひび割れ図

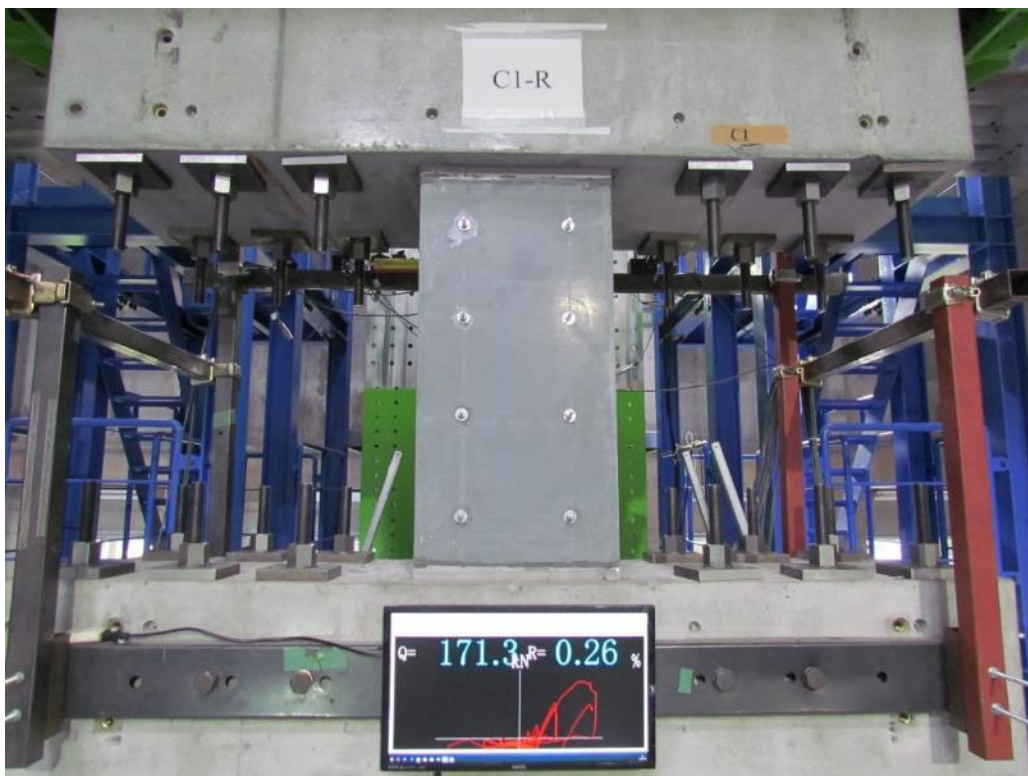


図 3.3.2-20 全景写真

### 3.3.3 変形分離

C1, C1-RC1, C1-UFC1, C1-UFC2 の 4 試験体について、各サイクル 1 回目ピーク時に計測された試験体の水平変形を曲げ変形とせん断変形に分離し、その 2 つの合計を全体変形としてそれぞれの割合を算出した。図には、上スタブ相対水平変位計から計測した全体変形も併せて示す。

#### (1) 曲げ変形の算定法

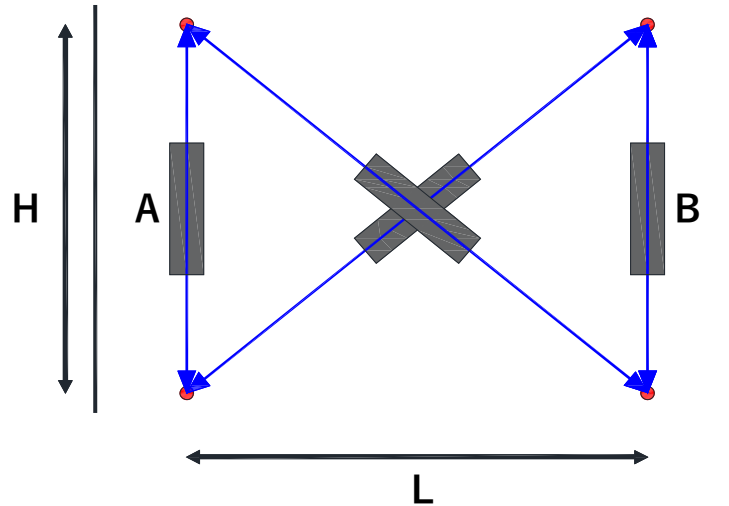


図 3.3.3-1 曲げ変形の算定法説明図

図 3.3.3-1 の A, B は柱の鉛直方向の変位計を表している。

試験体に設置された鉛直変位計から曲げ変形 $\delta_f$ を算定する。この際、最上層の区間を 1 層目としたとき、 $i$  層目の曲げ変位 $\delta_i$ は下式により算定する。

$$\delta_f = \sum \delta_i \quad (\text{式 3.3.3-1})$$

$$\delta_i = \theta_i \left( \frac{H_i}{2} + \sum H_{i-1} \right) \quad (\text{式 3.3.3-2})$$

このとき、

H : 鉛直変位計の長さ[mm]

L : 変位計間の距離[mm]

$\theta_i$  :  $i$  層目の回転角で変位計 A, B の変位差を変位計間距離 L で除した値[rad]

(2) せん断変形の算定法

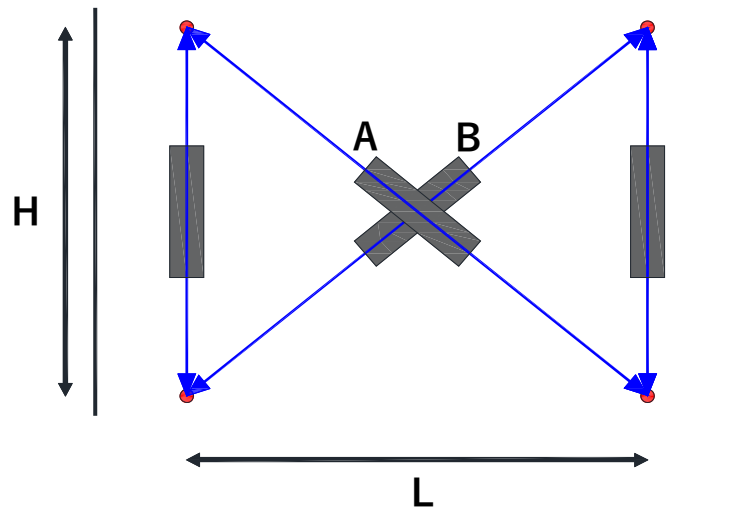


図 3.3.3-2 せん断変形角の算定法説明図

図 3.3.3-2 の A, B は柱の斜め方向の変位計を表している。

試験体に設置された斜め方向の変位計からせん断変形 $\delta_s$ を算定する。この際、最下層の区間を i 層目としたとき、この部材のせん断変位 $\delta_i$ は下式により算定する。

$$\delta_s = \sum \delta_i \quad (\text{式 3.3.3-3})$$

$$\delta_i = \sum \gamma_i H_i \quad (\text{式 3.3.3-4})$$

$$\gamma_i = \frac{\sqrt{H^2 + L^2}(\delta_A - \delta_B)}{2HL} \sum \gamma_i H_i \quad (\text{式 3.3.3-5})$$

このとき、

H : 鉛直変位計の長さ[mm]

L : 変位計間の距離[mm]

$\gamma_i$  : この部材のせん断変形角 [rad]

$\delta_A$  : 変位計 A の計測値[mm]

$\delta_B$  : 変位計 B の計測値[mm]



(3) C1

表 3.3.3-1 C1 変形分離

	部材角(rad)	曲げ変位 $\delta f$ (mm)	せん断変位 $\delta s$ (mm)	全体変位(mm)	曲げ変形割合	せん断変形割合
正載荷	1/3200	0.00	0.00	0.32	0	0
	1/1600	0.46	0.16	0.64	0.75	0.25
	1/800	0.82	0.38	1.29	0.68	0.32
	1/400	1.51	0.86	2.57	0.64	0.36
	1/200	2.39	2.50	5.16	0.49	0.51
	1/100	4.24	6.82	10.21	0.38	0.62
	1/50	-	-	-	-	-
負載荷	1/3200	-0.11	-0.29	-0.35	-	-
	1/1600	-0.35	-0.37	-0.64	0.49	0.51
	1/800	-0.65	-0.76	-1.28	0.46	0.54
	1/400	-1.61	-1.28	-2.58	0.56	0.44
	1/200	-3.54	-2.03	-5.16	0.64	0.36
	1/100	-4.69	-6.03	-10.26	0.44	0.56
	1/50	-	-	-	-	-

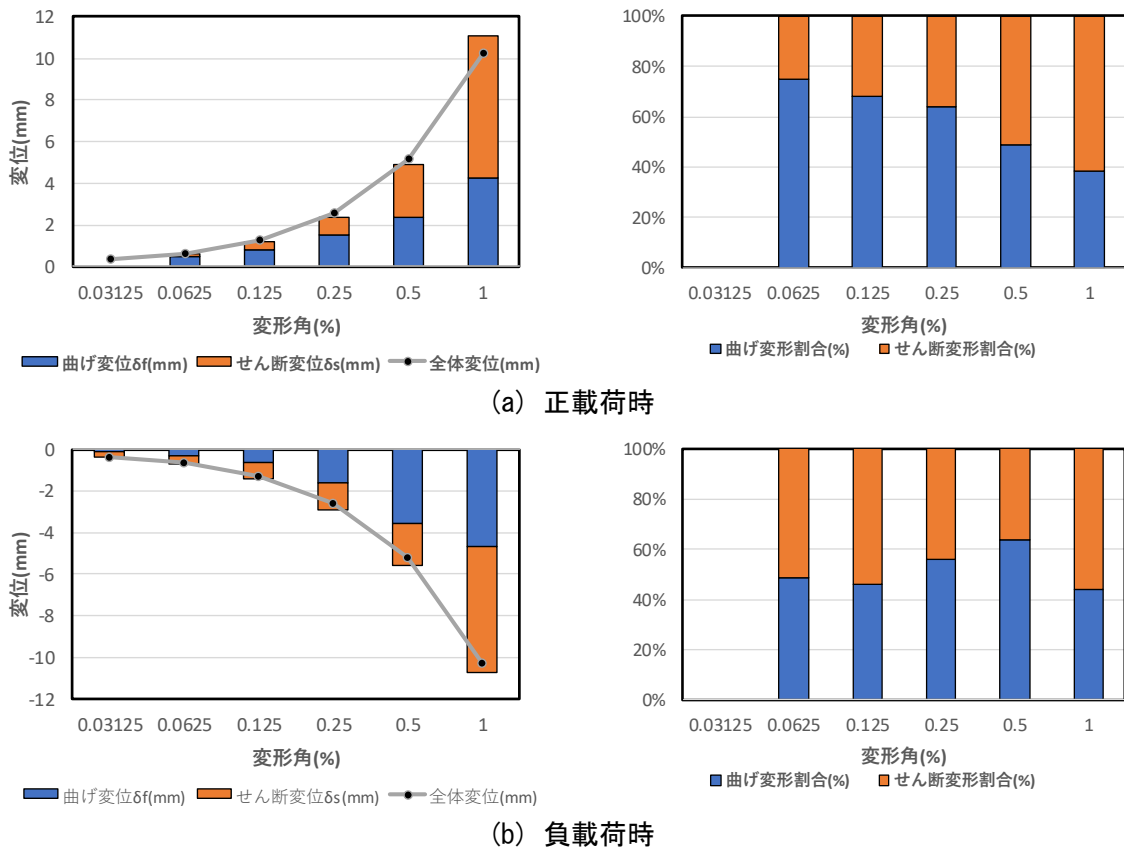


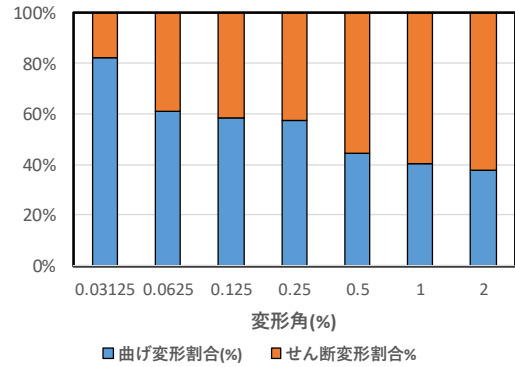
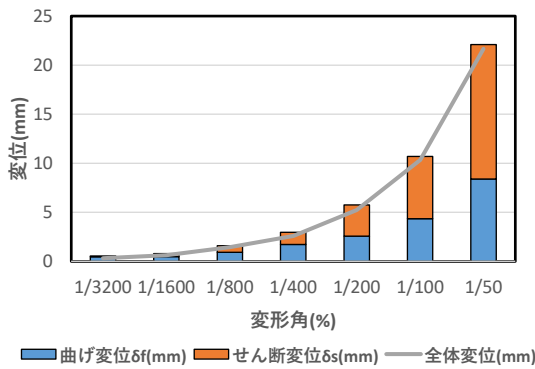
図 3.3.3-3 C1 変形分離

正載荷時には、変形角が大きくなるにつれてせん断変形の割合が増加し、最大耐力を記録した R=0.5% サイクルで全体に対するせん断変形の割合が 50%を超えた。これは 2 章に示した試験体と同じ傾向を示した。

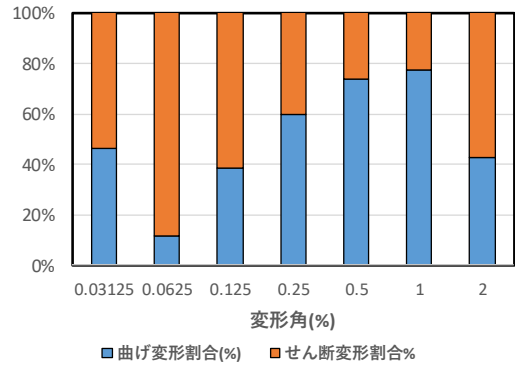
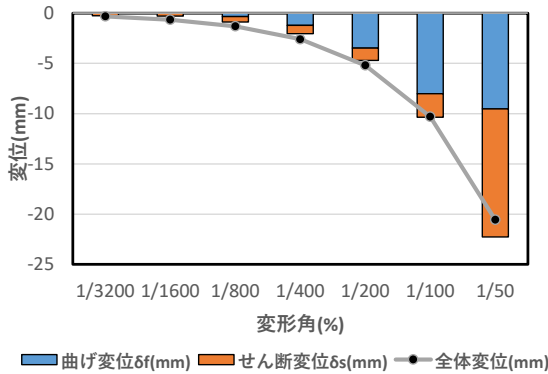
(4) C1-RC1

表 3.3.3-2 C1-RC1 変形分離

	部材角(%)	曲げ変位 $\delta f$ (mm)	せん断変位 $\delta s$ (mm)	全体変位(mm)	曲げ変形割合(%)	せん断変形割合%
正載荷	1/3200	0.46	0.10	0.32	0.82	0.18
	1/1600	0.48	0.31	0.634	0.61	0.39
	1/800	0.92	0.65	1.426	0.58	0.42
	1/400	1.70	1.26	2.572	0.57	0.43
	1/200	2.55	3.19	5.22	0.45	0.55
	1/100	4.35	6.36	10.33	0.41	0.59
	1/50	8.38	13.72	21.644	0.38	0.62
負載荷	1/3200	0.22	-0.25	-0.326	6.33	7.33
	1/1600	0.04	-0.30	-0.656	0.15	1.15
	1/800	-0.35	-0.55	-1.316	0.39	0.61
	1/400	-1.23	-0.83	-2.596	0.60	0.40
	1/200	-3.47	-1.25	-5.198	0.74	0.26
	1/100	-8.02	-2.35	-10.296	0.77	0.23
	1/50	-9.53	-12.72	-20.558	0.43	0.57



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

図 3.3.3-4 C1-RC1 変形分離

柱帯筋が降伏した R=0.5%からせん断変形の割合が 50%を超え、以降はせん断変形が支配的となった。R=1%サイクルで柱主筋の引張降伏は確認されたが、曲げ変形の割合が増加する傾向は見られなかった。

(5) C1-UFC1

表 3.3.3-3 C1-UFC1 変形分離

	部材角(%)	曲げ変位 $\delta f$ (mm)	せん断変位 $\delta s$ (mm)	全体変位(mm)	曲げ変形割合(%)	せん断変形割合%
正載荷	1/3200	-0.23	-0.05	0.326	0.82	0.18
	1/1600	0.23	0.19	0.652	0.56	0.44
	1/800	0.17	0.33	1.298	0.34	0.66
	1/400	0.94	0.87	2.586	0.52	0.48
	1/200	1.72	2.65	5.148	0.39	0.61
	1/100	2.94	6.95	10.696	0.30	0.70
	1/50	8.71	12.36	20.558	0.41	0.59
負載荷	1/3200	-	-	-	-	-
	1/1600	-0.44	-0.53	-0.672	0.45	0.55
	1/800	-0.91	-0.74	-1.282	0.55	0.45
	1/400	-1.87	-1.26	-2.622	0.60	0.40
	1/200	-4.08	-1.68	-5.15	0.71	0.29
	1/100	-9.21	-2.36	-10.296	0.80	0.20
	1/50	-9.42	-11.66	-20.534	0.45	0.55

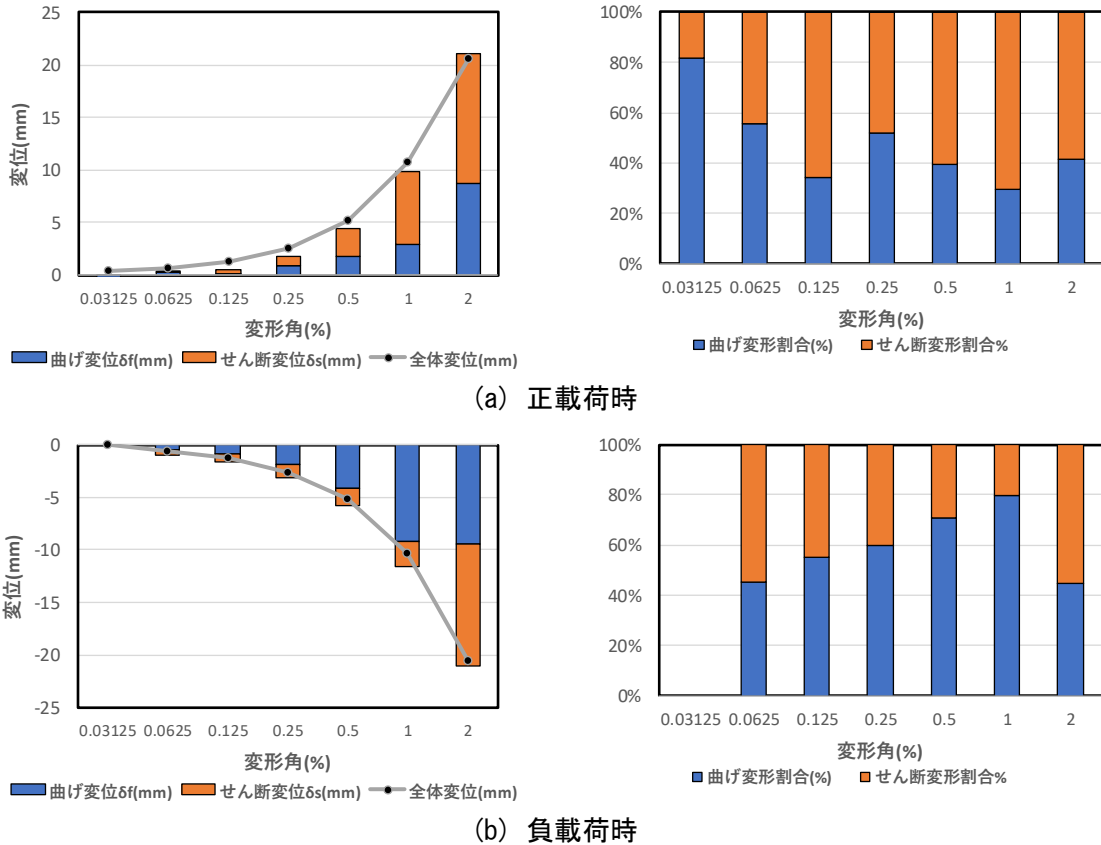


図 3.3.3-5 C1-UFC1 変形分離

C1 や C1-RC1 に比べ、加力の序盤(R=0.125%)にせん断変形の割合が 50%を超えていることが確認できる。

(6) C1-UFC2

表 3.3.3-4 C1-UFC2 変形分離

	部材角(%)	曲げ変位 $\delta f$ (mm)	せん断変位 $\delta s$ (mm)	全体変位(mm)	曲げ変形割合(%)	せん断変形割合%
正載荷	1/3200	0.33	0.27	0.332	0.55	0.45
	1/1600	0.49	0.35	0.654	0.58	0.42
	1/800	0.83	0.55	1.286	0.60	0.40
	1/400	1.65	1.03	2.574	0.62	0.38
	1/200	2.85	2.42	5.118	0.54	0.46
	1/100	4.91	5.75	10.288	0.46	0.54
	1/50	15.56	9.45	19.95	0.62	0.38
負載荷	1/3200	-0.33	-0.32	-0.362	0.50	0.50
	1/1600	-0.50	-0.45	-0.656	0.53	0.47
	1/800	-0.88	-0.71	-1.3	0.55	0.45
	1/400	-1.79	-1.17	-2.636	0.61	0.39
	1/200	-3.62	-1.89	-5.15	0.66	0.34
	1/100	-7.98	-1.90	-10.26	0.81	0.19
	1/50	-9.19	-0.51	-20.584	0.95	0.05

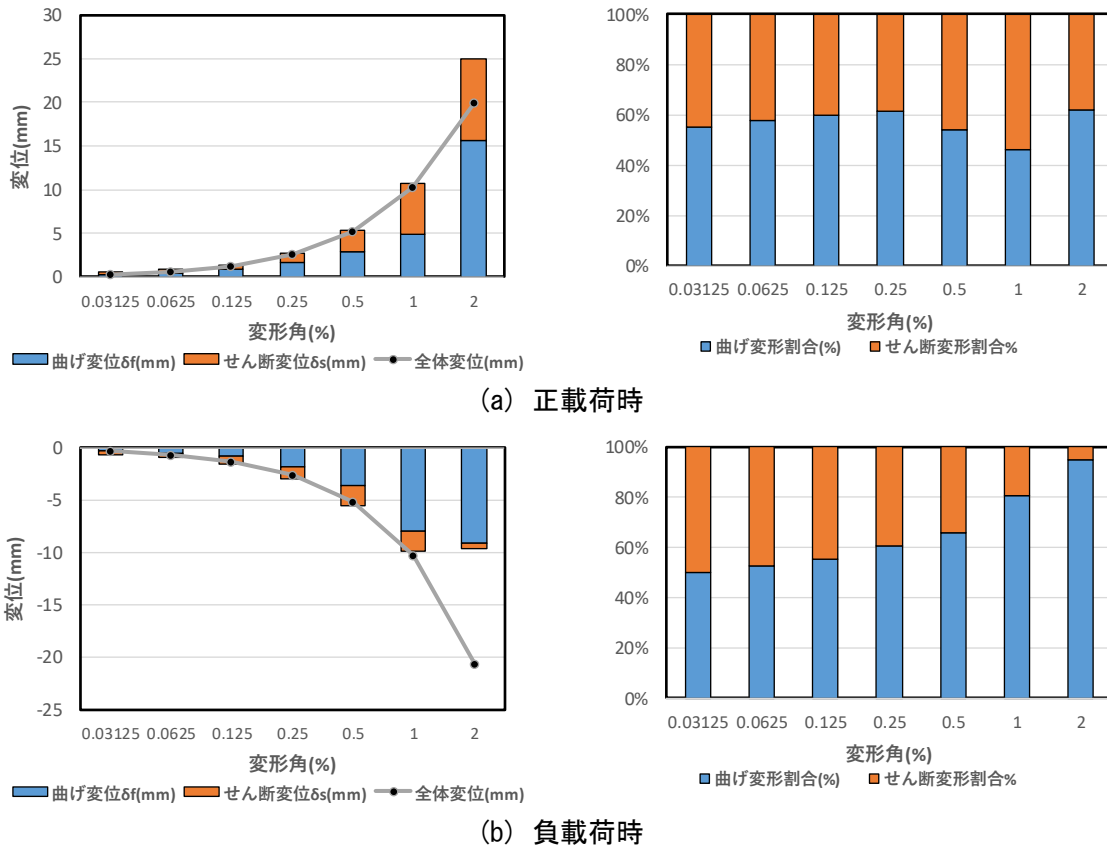


図 3.3.3-6 C1-UFC2 変形分離

他の試験体に比べて、正載荷時における曲げ変形の割合が大きい。これは負載荷時に引張軸力によって UFC パネル端部目地部で間隙が確認されており、これが正載荷時にも残留することで架構全体の曲げ変形割合が増加したと考えられる。

3.3.4 曲率分布

各試験 C1, C1-RC1, C1-UFC1, C1-UFC2 の 4 試験体について、体の 1 サイクル目の曲率を柱の変位計から算出した。以下に算定手法と各試験体の曲率分布を示す。

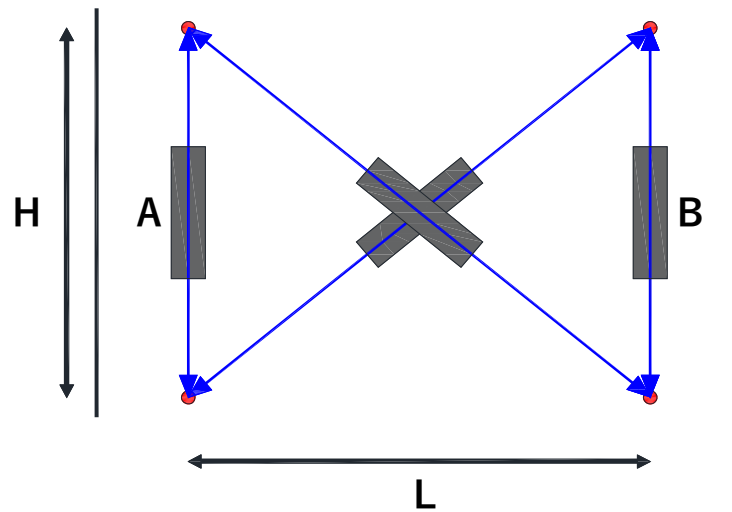


図 3.3.4-1 曲率の算定法説明図

図 3.3.4-1 の A, B は柱の鉛直方向の変位計を表している。

この部材の曲率  $\varphi$  は下式により算定する。このとき、鉛直変位計の長さを H, 変位計間の距離を L, 変位計 A の変位を  $\delta_a$ , 変位計 B の変位を  $\delta_b$  とする。

$$\varepsilon_a = \frac{\delta_a}{H} \tag{式 3.3.4-1}$$

$$\varepsilon_b = \frac{\delta_b}{H} \tag{式 3.3.4-2}$$

$$\varphi = \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_b}{L} \tag{式 3.3.4-3}$$

(1) C1

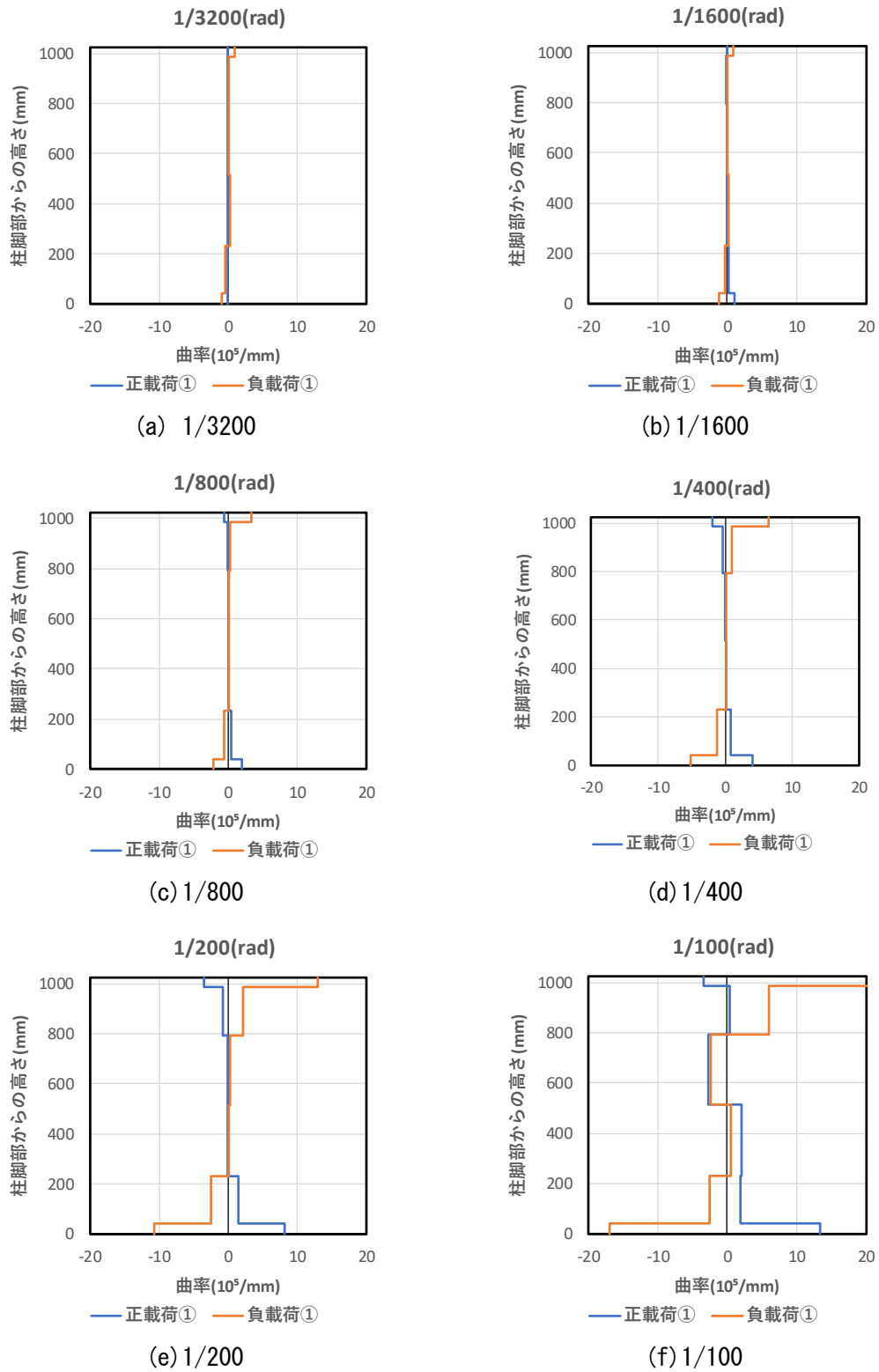


図 3.3.4-2 C1 曲率分布

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

鉄筋のひずみからも曲率分布の算出を行った。降伏ひずみ以降のデータには色を付けており、オレンジ色は片方の鉄筋が降伏ひずみに達しており、赤色は両側のひずみが降伏ひずみに達している。

表 3.3.4-1 C1 曲率分布

(a) 正載荷

正ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	×10 <sup>5</sup> /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	-0.686	-0.032	0.705	2.872	0.384	1.218	
792.5	φ4	-0.605	-0.102	0.396	1.625	3.052	29.937	
512.5	φ3	-1.165	-1.393	-1.369	-1.280	-1.043	-1.894	
232.5	φ2	-0.665	-1.006	-1.635	-2.755	-4.370	-7.140	
5	φ1	-1.078	-1.628	-2.878	-5.944	-8.230	-5.927	

(b) 負載荷

負ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	×10 <sup>5</sup> /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	-2.117	-1.949	-4.452	-27.811	-24.333	-15.543	
792.5	φ4	-1.760	-1.569	-2.486	-2.860	-3.986	16.032	
512.5	φ3	0.674	0.802	0.326	0.076	0.100	-0.814	
232.5	φ2	0.703	1.176	1.828	2.150	26.369	-2.159	
5	φ1	0.023	0.410	2.093	32.028	22.357	17.449	

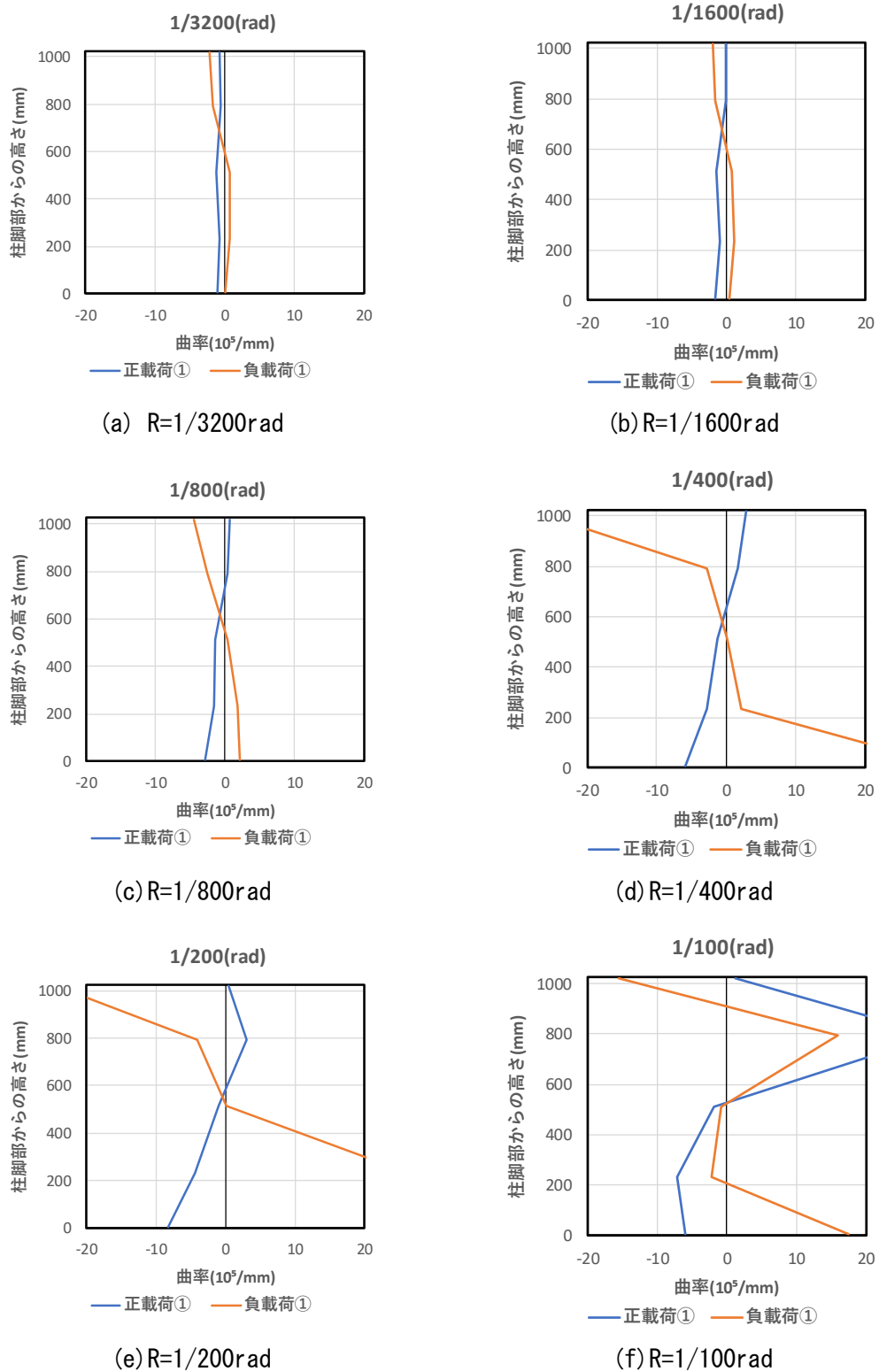


図 3.3.4-3 C1 曲率分布



(2) C1-RC1

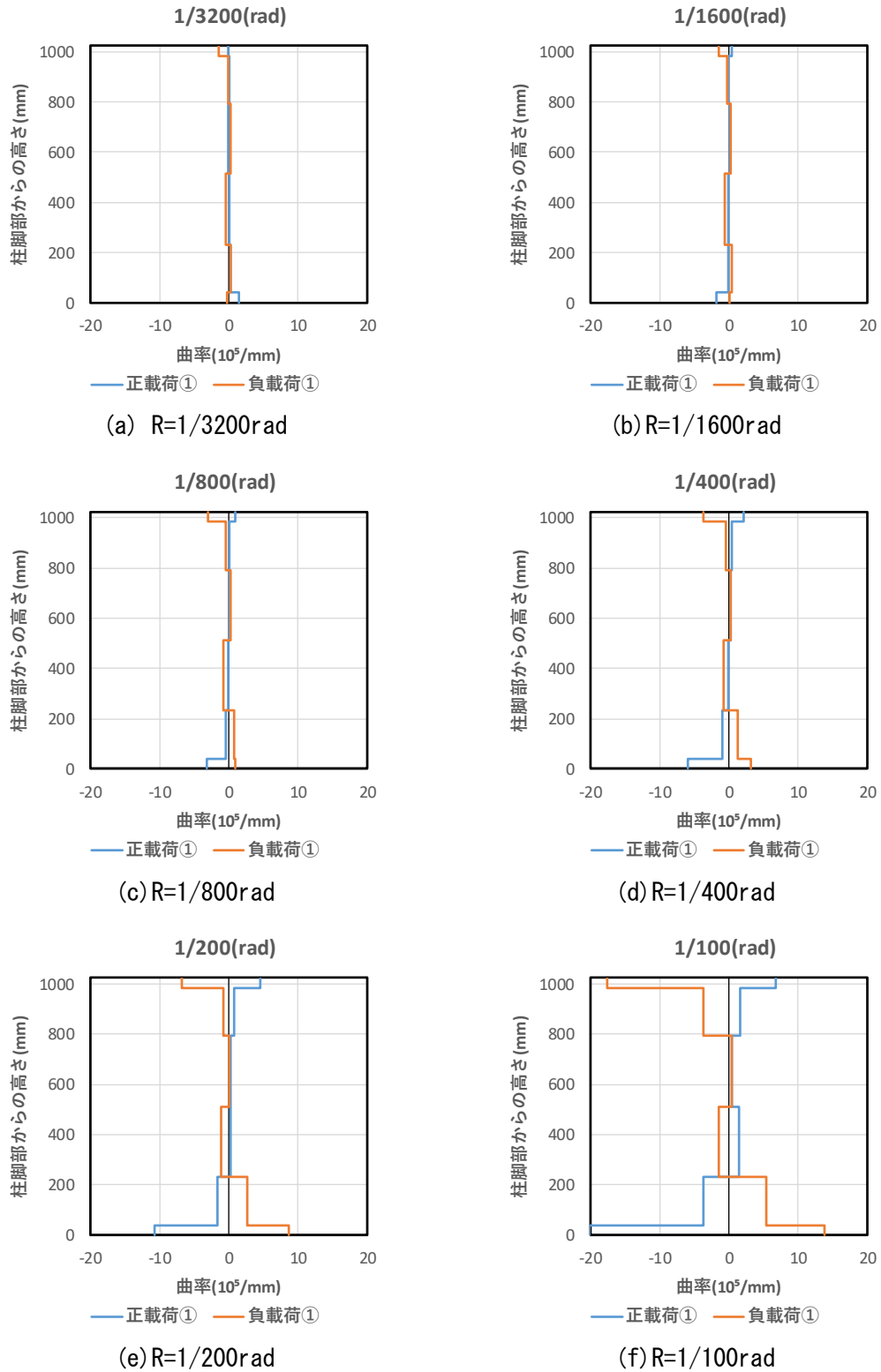


図 3.3.4-4 C1-RC1 曲率分布

鉄筋ひずみから算出した曲率分布を以下に示す。オレンジ色は片方の鉄筋が降伏ひずみに達しており、赤色は両側のひずみが降伏ひずみに達していることを示す。

表 3.3.4-2 C1-RC1 曲率分布

(a) 正載荷

正ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	×10 <sup>5</sup> /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	-0.356	0.552	0.721	-7.378	-0.239	6.063	-
792.5	φ4	-0.346	-0.121	1.000	3.008	5.223	8.362	22.970
512.5	φ3	-0.396	-0.213	0.152	0.472	0.529	1.929	-1.277
232.5	φ2	-0.732	-0.782	-1.494	-2.287	-4.572	0.779	-22.199
5	φ1	-1.249	-1.793	-3.588	-7.381	-7.254	-13.658	-40.561

(b) 負載荷

負ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	×10 <sup>5</sup> /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	-3.014	-3.033	-29.561	-27.912	-27.014	-	-
792.5	φ4	-0.326	-0.524	-0.920	-1.120	-1.650	-25.985	-14.458
512.5	φ3	-0.212	-0.155	0.121	0.114	0.128	0.014	17.210
232.5	φ2	0.265	0.658	1.742	2.266	26.042	27.576	25.783
5	φ1	0.850	1.419	3.122	26.806	20.602	14.548	-6.470

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

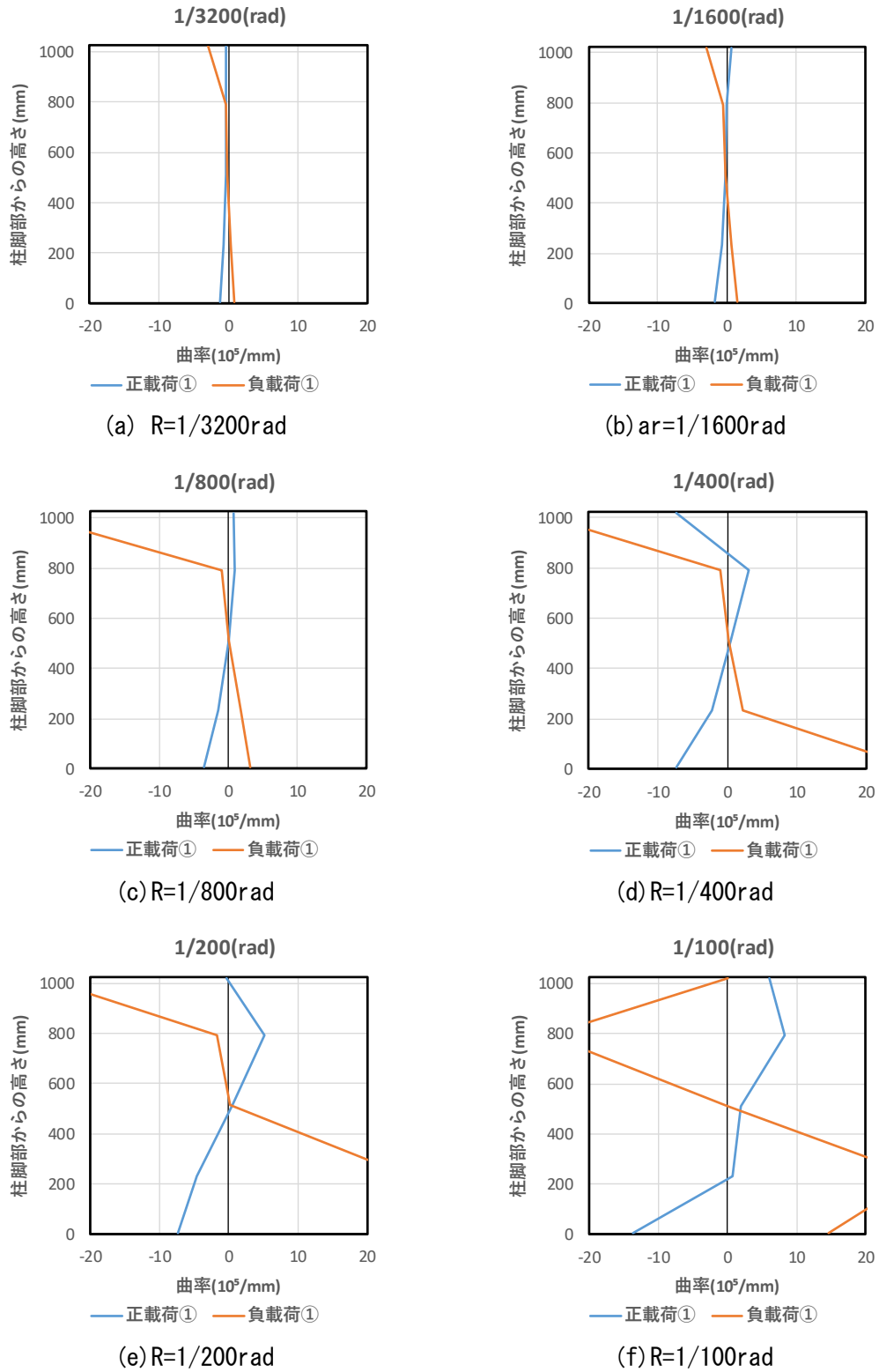


図 3.3. 4-5 C1-RC1 曲率分布

(3) C1-UFC1

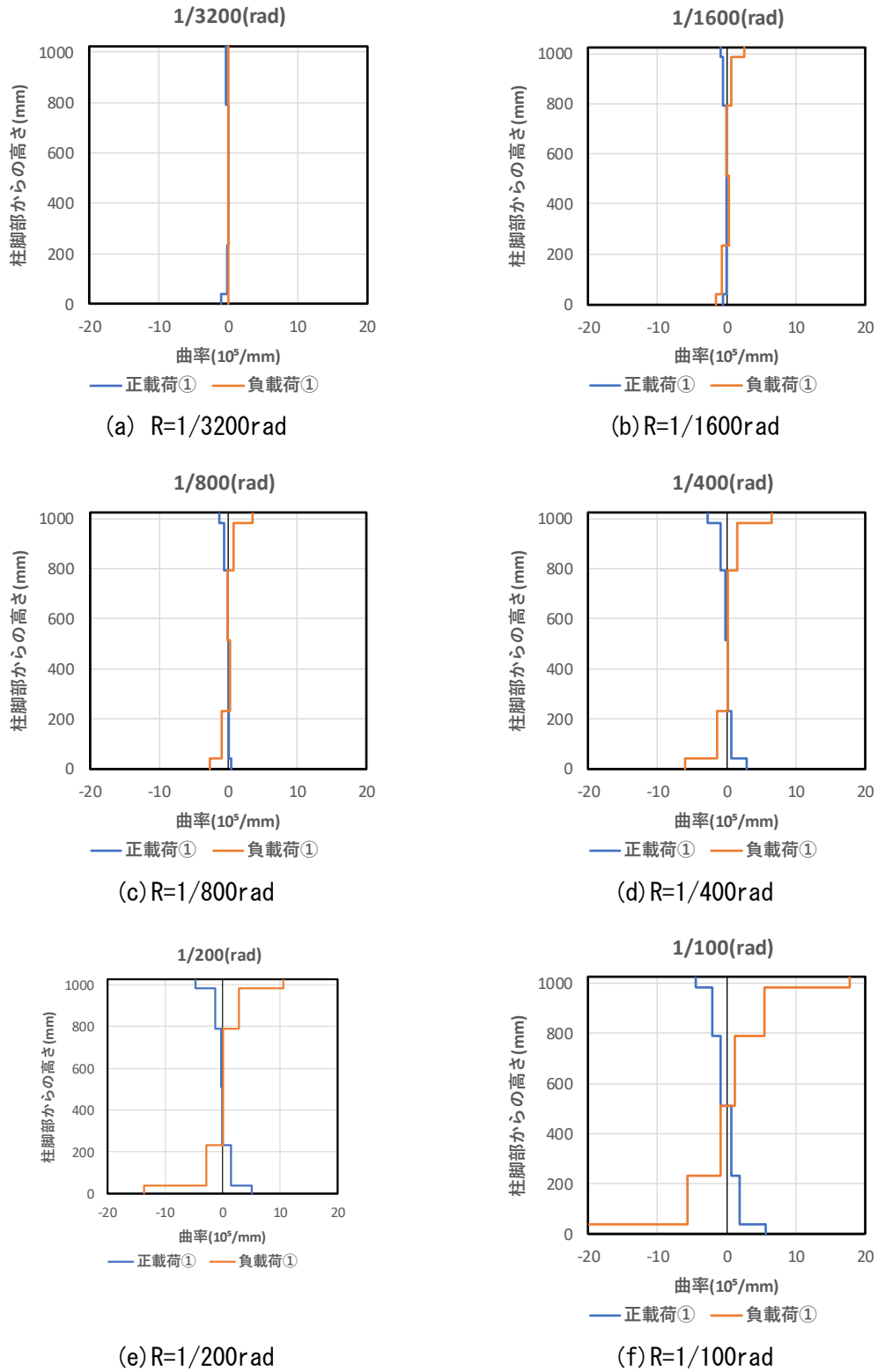


図 3. 3. 4-6 C1-UFC1 曲率分布

### 第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

鉄筋ひずみから算出した曲率分布を以下に示す。オレンジ色は片方の鉄筋が降伏ひずみに達しており、赤色は両側のひずみが降伏ひずみに達していることを示す。

表 3.3.4-3 C1-UFC1 曲率分布

(a) 正載荷

正ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	×10 <sup>5</sup> /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	0.943	-5.665	-5.606	-1.149	2.330	4.571	3.734
792.5	φ4	1.449	2.625	2.806	2.380	1.466	7.068	22.775
512.5	φ3	0.348	0.788	0.544	0.804	0.749	2.426	-8.698
232.5	φ2	-0.403	-0.539	-1.141	-1.938	-3.355	-6.460	-8.001
5	φ1	0.941	0.074	-0.910	-3.821	-8.163	-3.111	-6.370

(b) 負載荷

負ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	×10 <sup>5</sup> /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	0.000	-25.806	-17.246	-17.859	-6.283	2.727	3.203
792.5	φ4	0.000	-1.273	-7.585	-20.042	-21.689	-12.571	5.648
512.5	φ3	0.000	-0.234	0.173	0.215	0.292	0.379	-29.044
232.5	φ2	0.000	0.442	1.039	1.254	1.657	21.482	4.913
5	φ1	0.000	3.019	4.558	6.640	34.054	16.122	-6.900

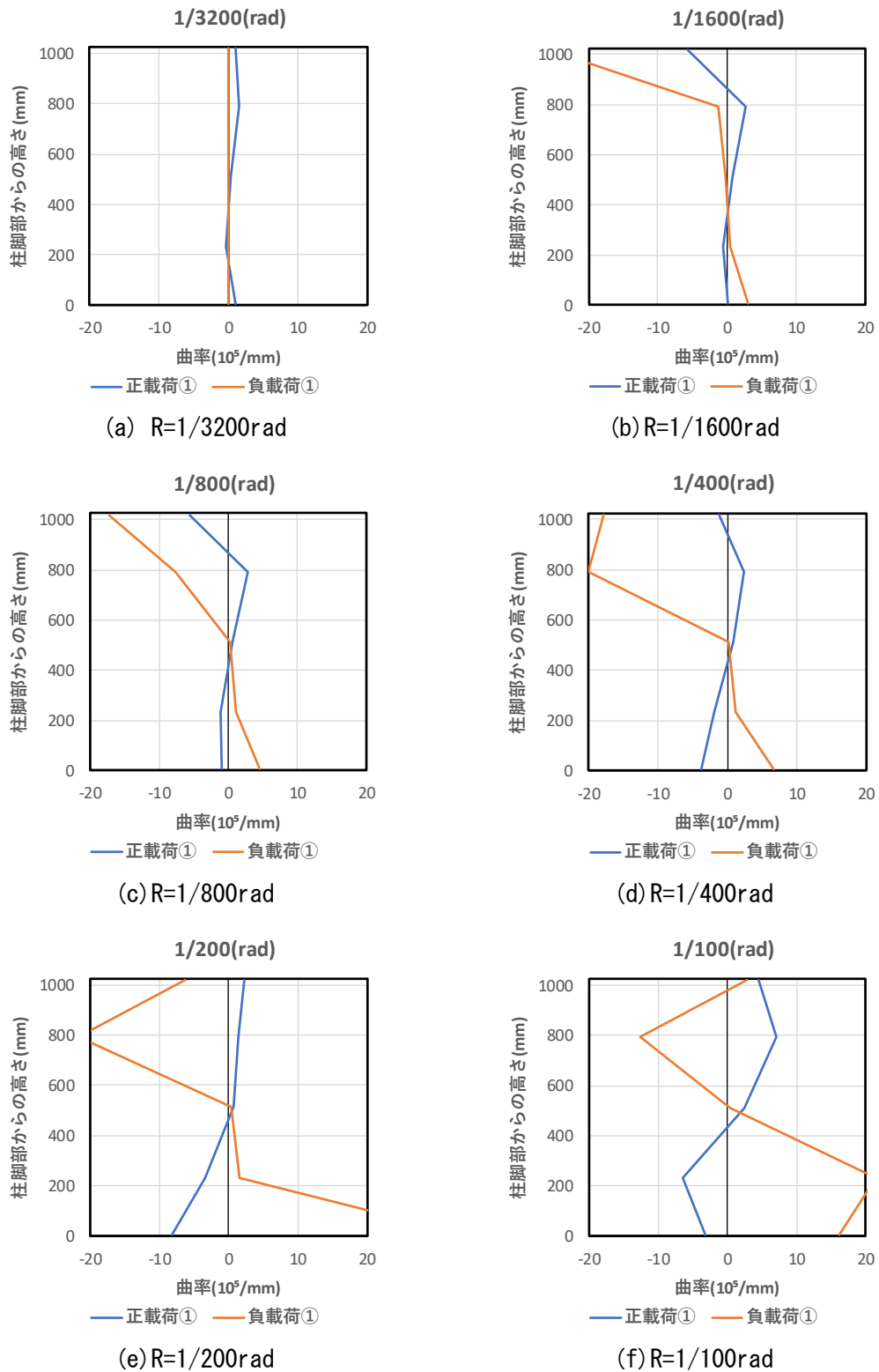


図 3. 3. 4-7 C1-UFC1 曲率分布

(4) C1-UFC2

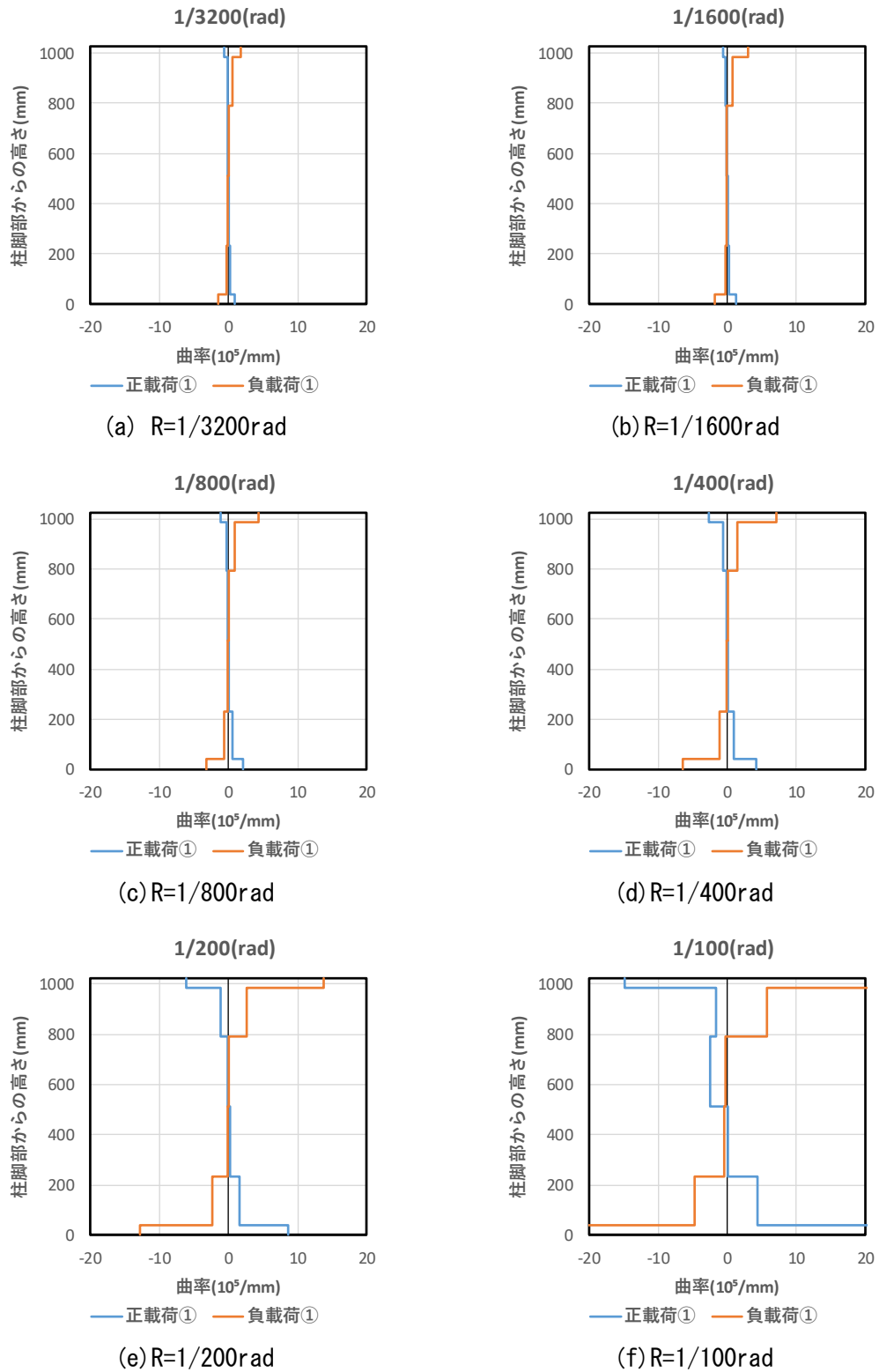


図 3. 3. 4-8 C1-UFC2 曲率分布

鉄筋ひずみから算出した曲率分布を以下に示す。オレンジ色は片方の鉄筋が降伏ひずみに達しており、赤色は両側のひずみが降伏ひずみに達していることを示す。

表 3.3.4-3 C1-UFC2 曲率分布

(a) 正載荷

正ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	× 10 <sup>5</sup> /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	1.006	1.342	-5.539	-2.501	4.010	1.378	-5.625
792.5	φ4	0.861	1.006	1.520	2.399	3.503	6.327	24.391
512.5	φ3	0.013	-0.098	-0.149	-0.237	-0.297	-0.139	-31.753
232.5	φ2	-0.466	-0.848	-1.510	-2.615	-4.410	-7.343	-18.794
5	φ1	-1.658	-2.183	-2.481	0.494	-5.384	-3.697	2.016

(b) 負載荷

負ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	× 10 <sup>5</sup> /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	-3.383	-22.025	-27.645	-27.804	-27.600	-10.082	-6.448
792.5	φ4	-1.673	-1.650	-1.634	-1.860	-2.571	-25.131	7.693
512.5	φ3	-0.054	-0.086	-0.062	-0.056	0.261	-0.289	-27.049
232.5	φ2	0.720	1.251	1.220	1.369	1.745	19.049	-1.981
5	φ1	2.085	2.826	25.977	25.138	20.330	8.414	5.229



第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

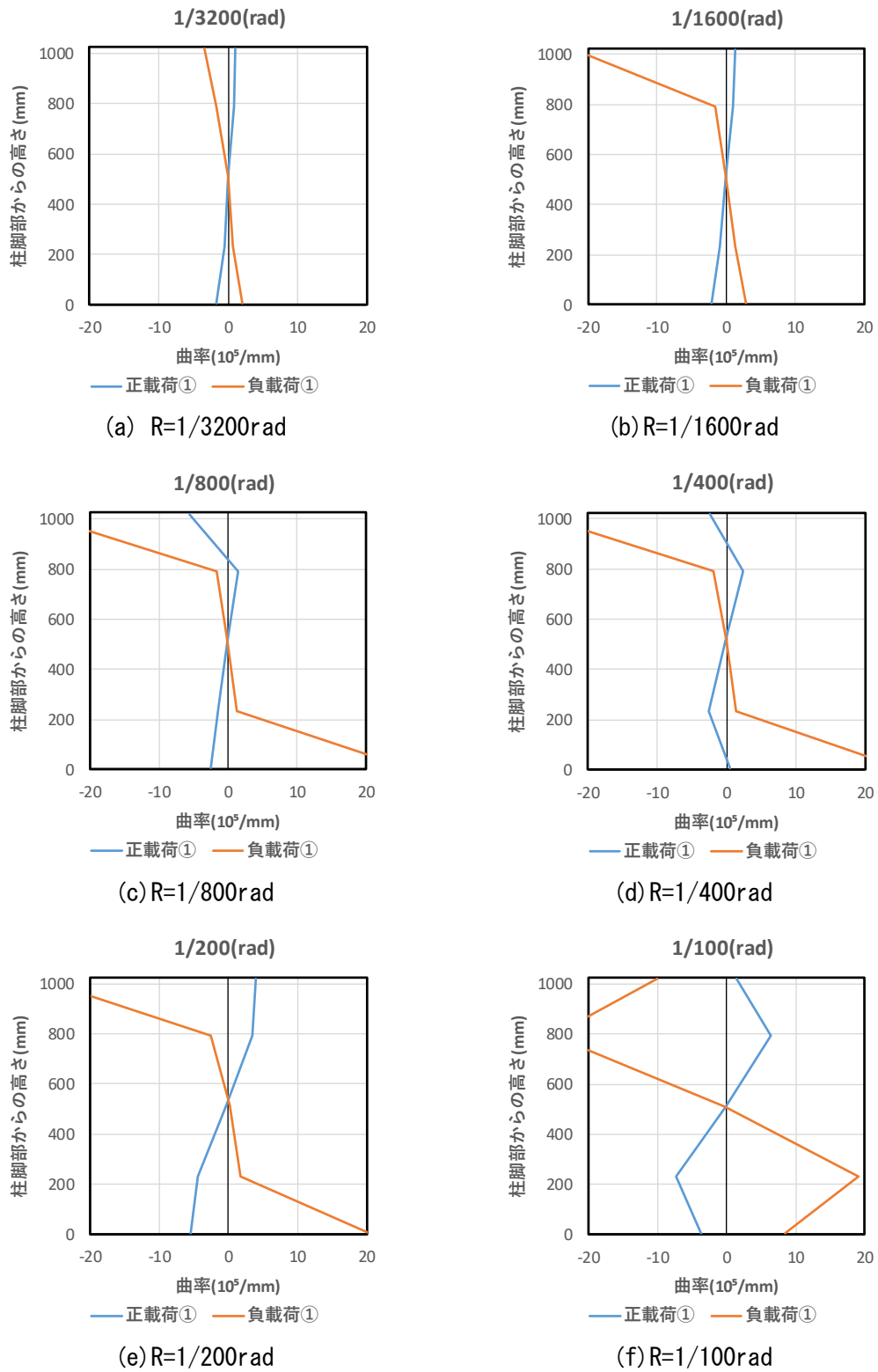


図 3. 3. 4-9 C1-UFC2 曲率分布

3.3.5 ひび割れ幅推移

本節では、各試験体の共通因子である既存柱で比較する。ただし、浮きや剥落が生じた場合のひび割れ幅は0としている。

補強前の試験体 C1 と比較すると、C1-RC1 は幅面のひび割れ発生が抑制されており、正面について、最大ひび割れ幅は 0.3~0.8 倍まで低減した。C1-UFC1 についてはせん断ひび割れの抑制が顕著でありひび割れ幅を 0.1 倍程度まで低減させた。また、C1-UFC2 は曲げひび割れ幅とせん断ひび割れ幅を 0.5 倍程度にまで低減させた。以上のことから、本検討で用いた補強方法が試験体の損傷抑制に有効であったことを確認した。

(1) C1

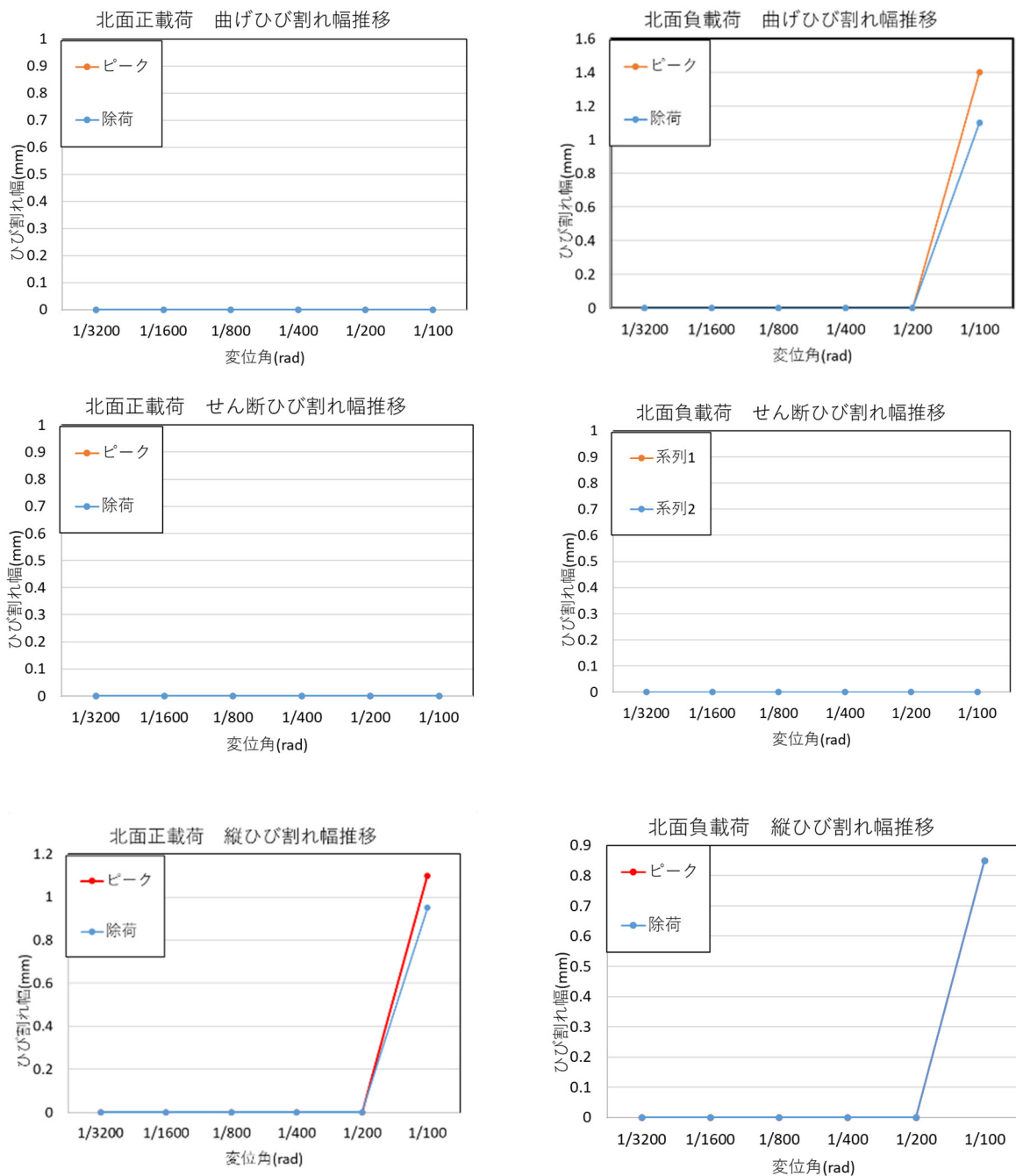


図 3.3.5-1 C1 北面ひび割れ幅推移

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

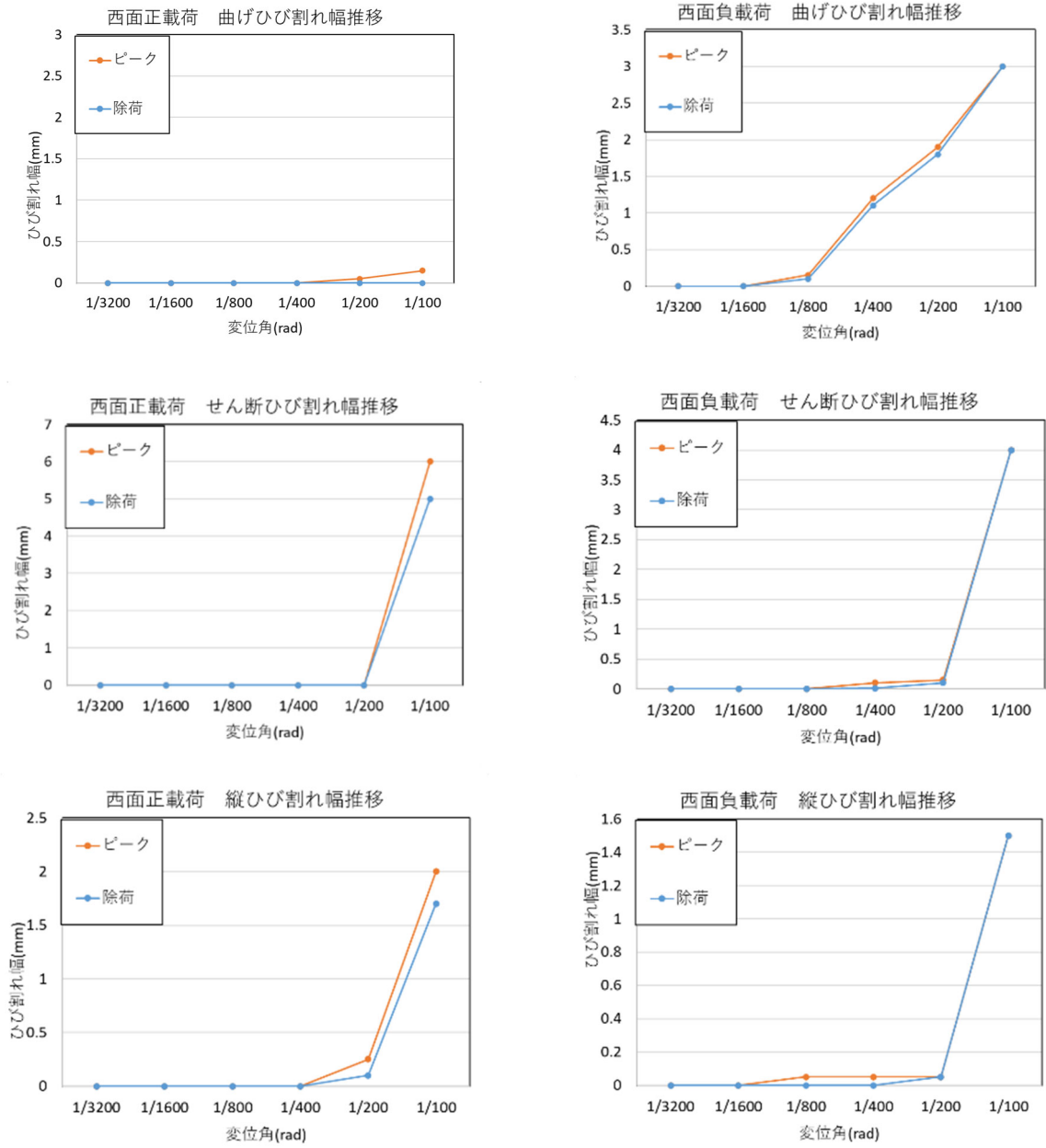


図 3.3.5-2 C1 正面ひび割れ幅推移

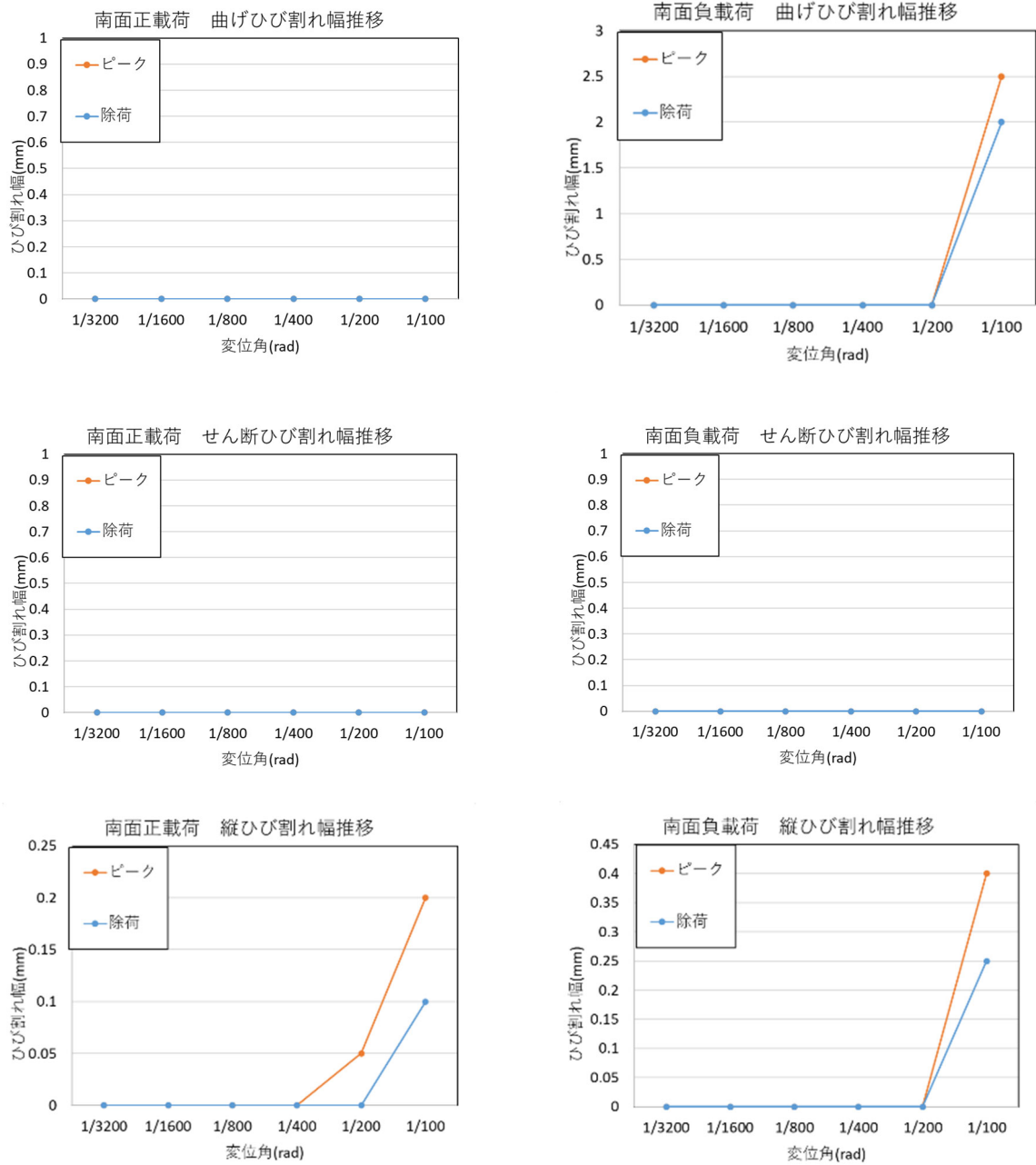


図 3.3.5-3 C1 南面ひび割れ幅推移

(2) C1-RC1

離間した箇所についてもひびとしてひび割れ幅を計測している。

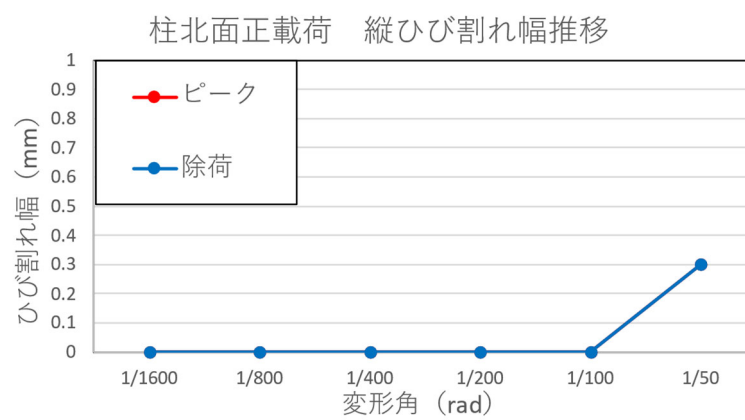


図 3.3.5-4 C1-RC1 柱北面ひび割れ幅推移

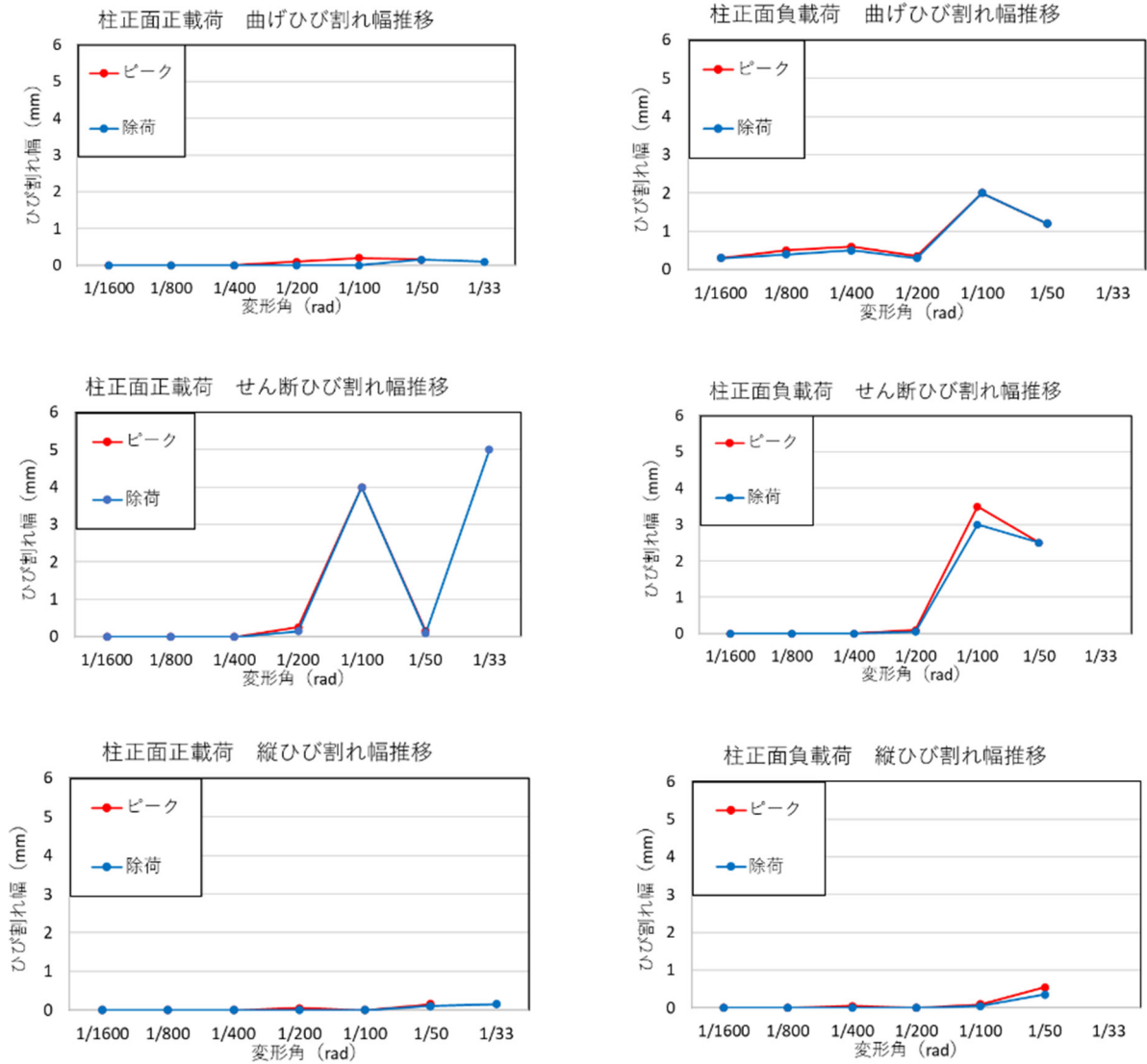


図 3.3.5-5 C1-RC1 柱正面ひび割れ幅推移

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

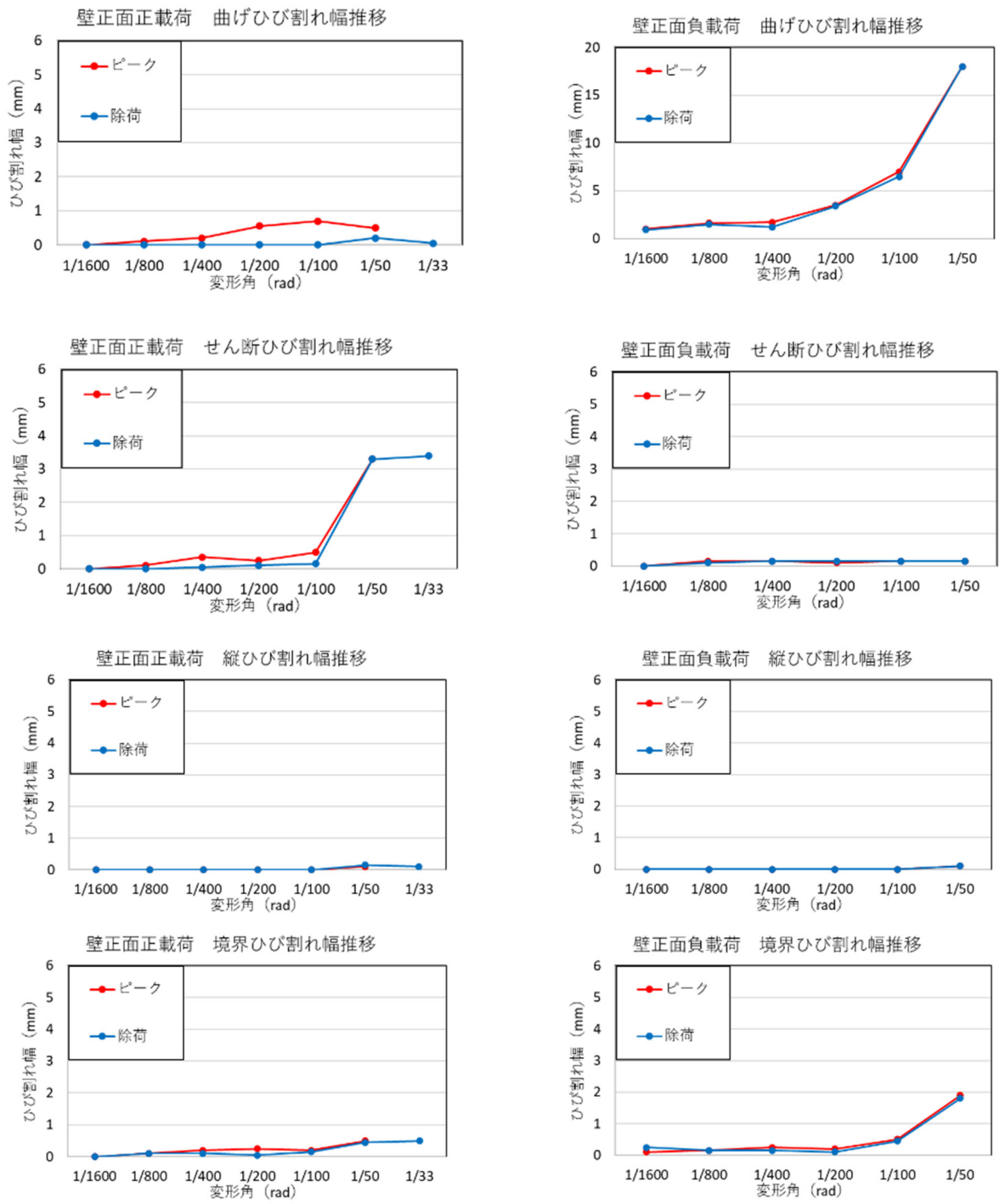


図 3.3.5-6 C1-RC1 壁正面ひび割れ幅推移

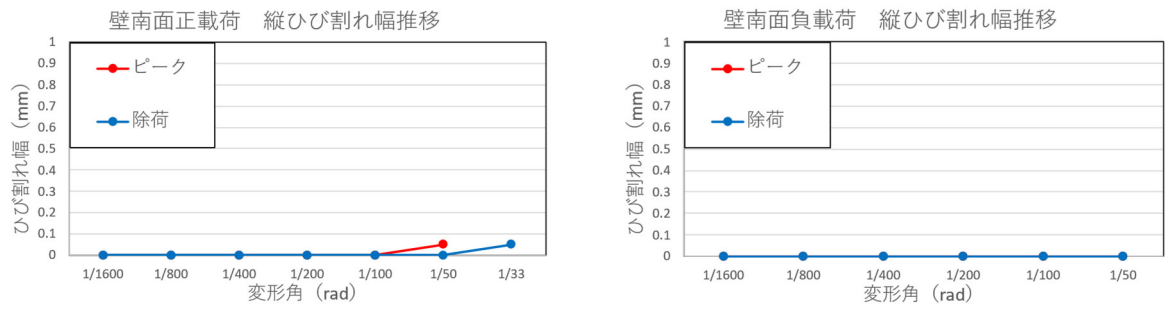


図 3.3.5-7 C1-RC1 壁南面ひび割れ幅推移



(3) C1-UFC1

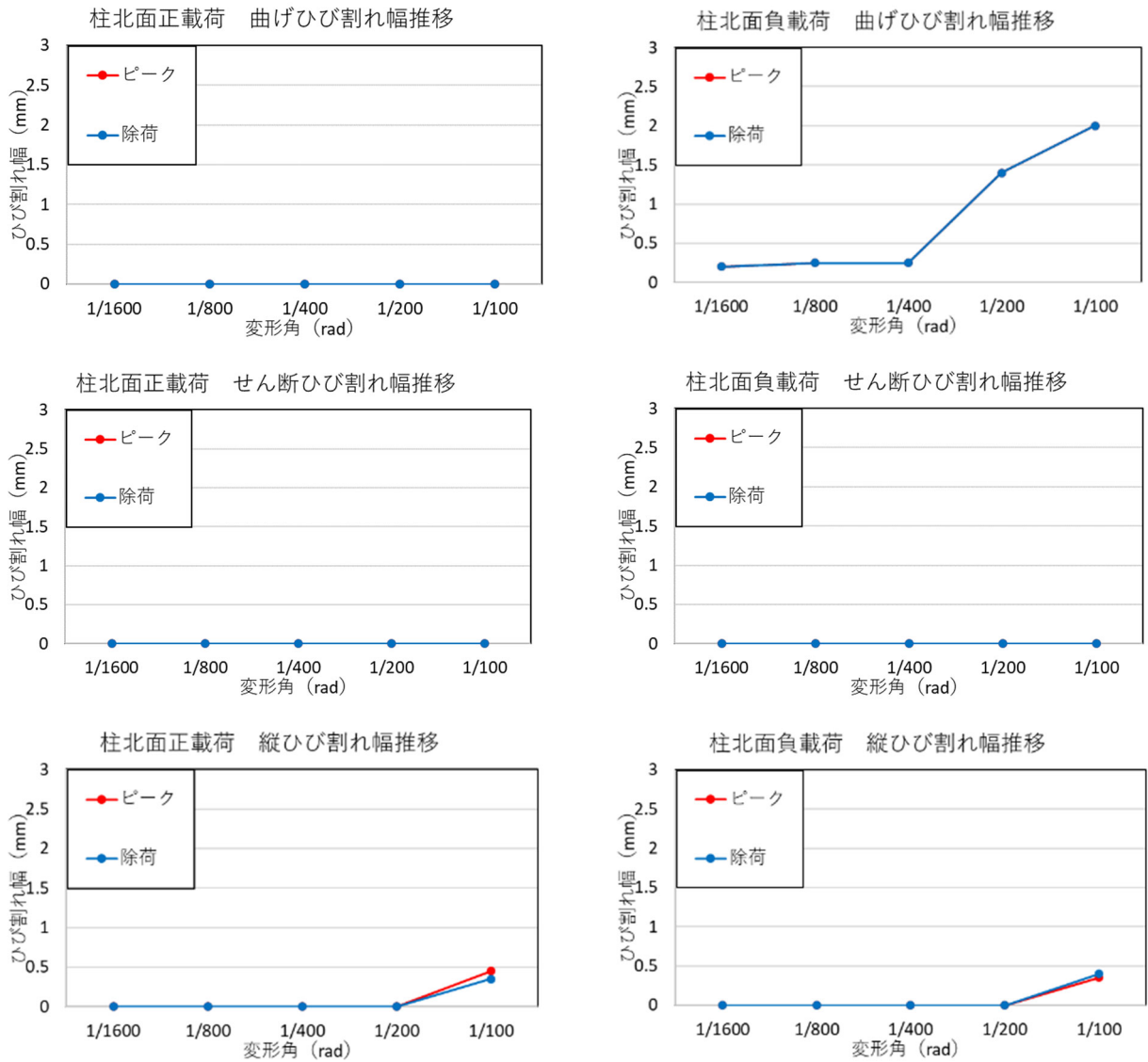


図 3.3.5-8 C1-UFC1 柱北面ひび割れ幅推移

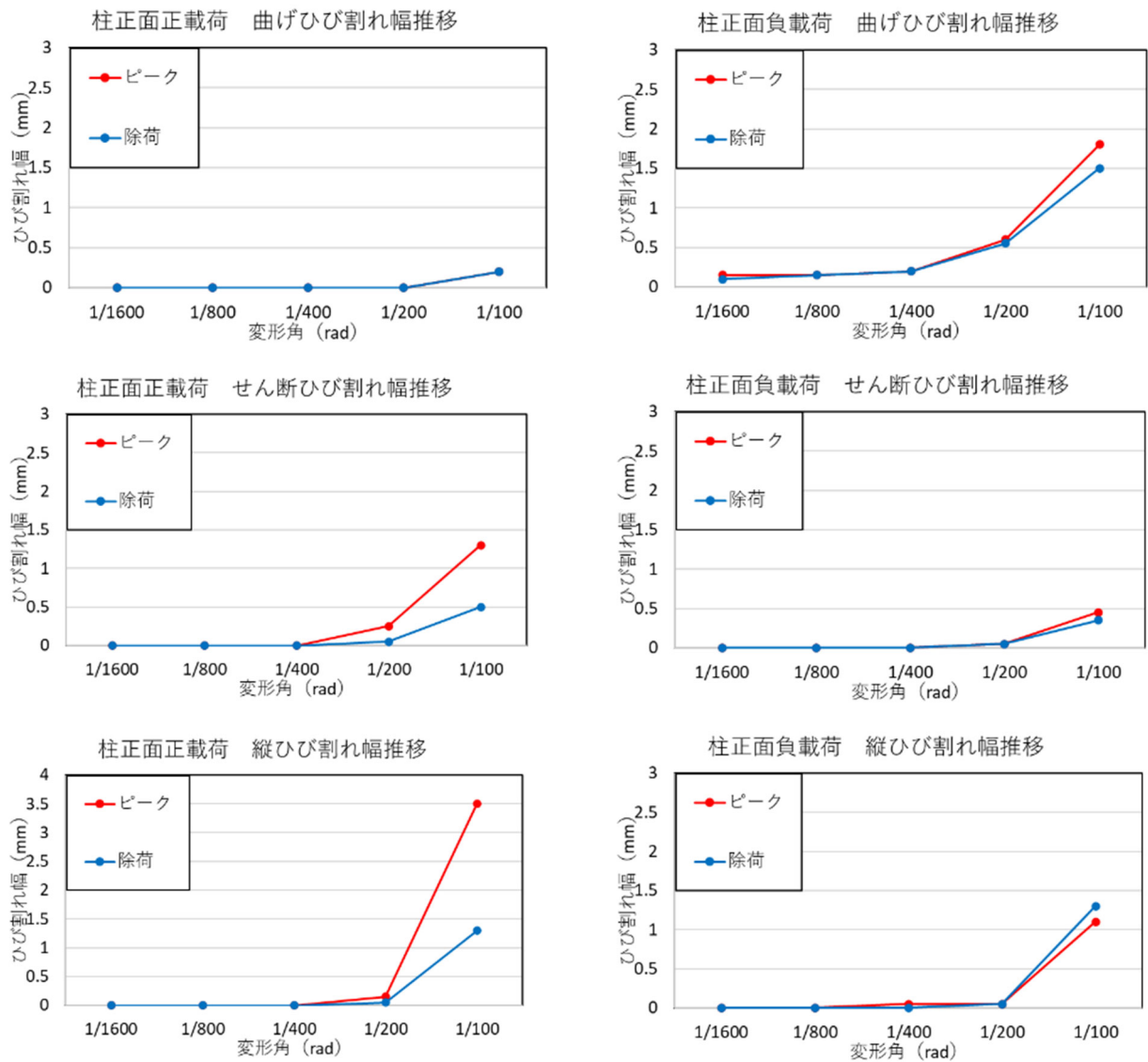


図 3.3.5-9 C1-UFC1 柱正面ひび割れ幅推移

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

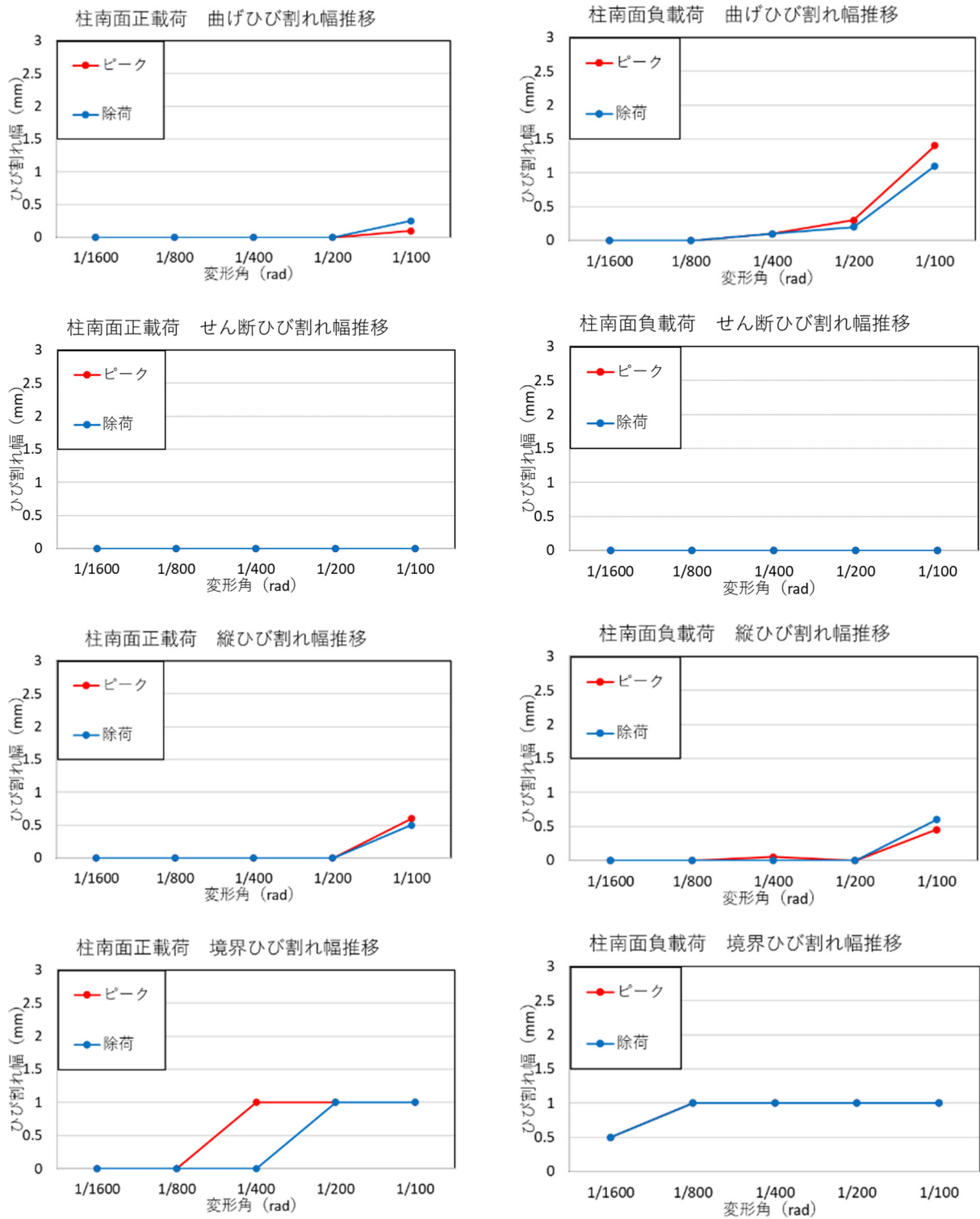


図 3.3.5-10 C1-UFC1 柱南面ひび割れ幅推移

(4) C1-UFC2

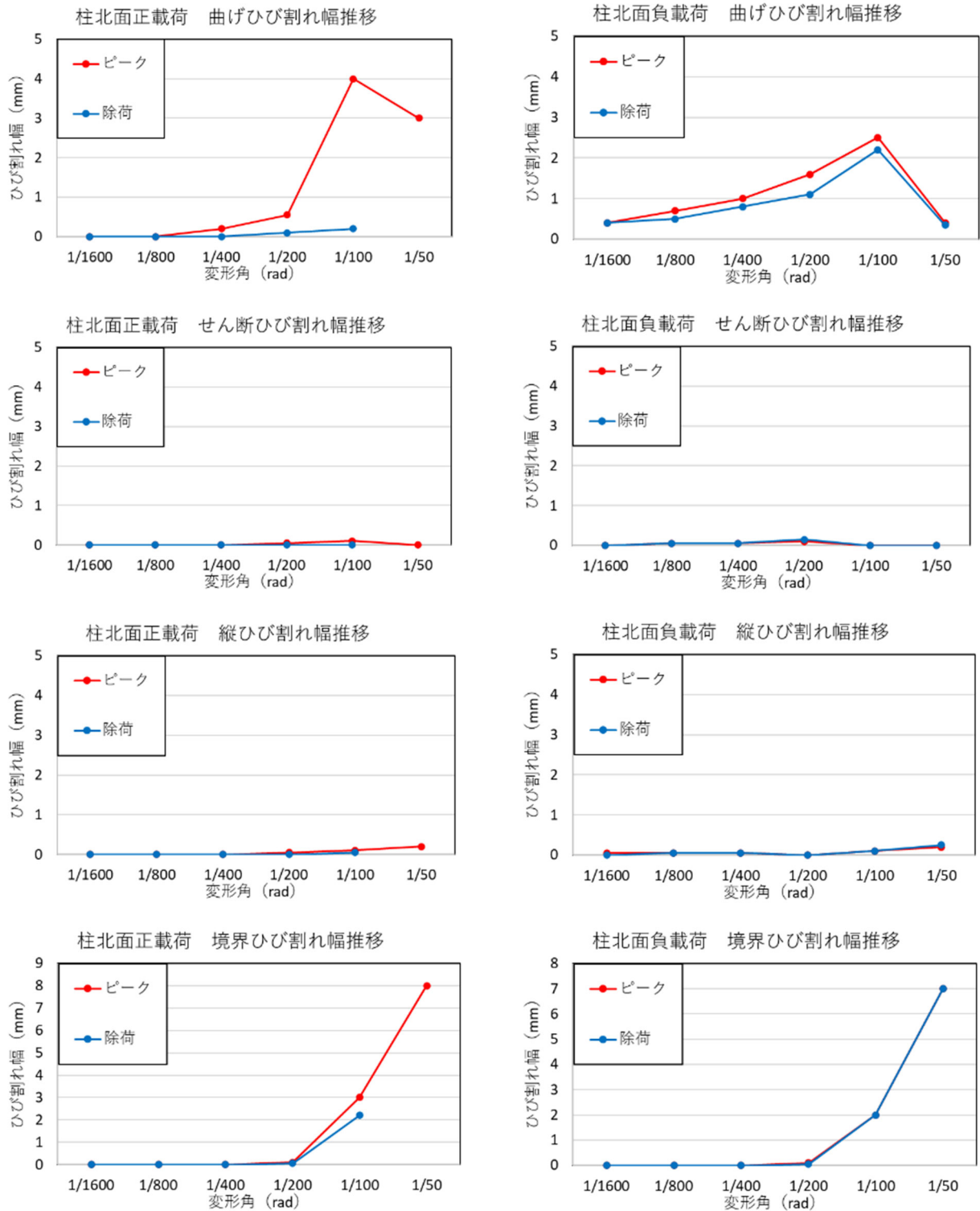


図 3.3.5-11 柱北面ひび割れ幅推移

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

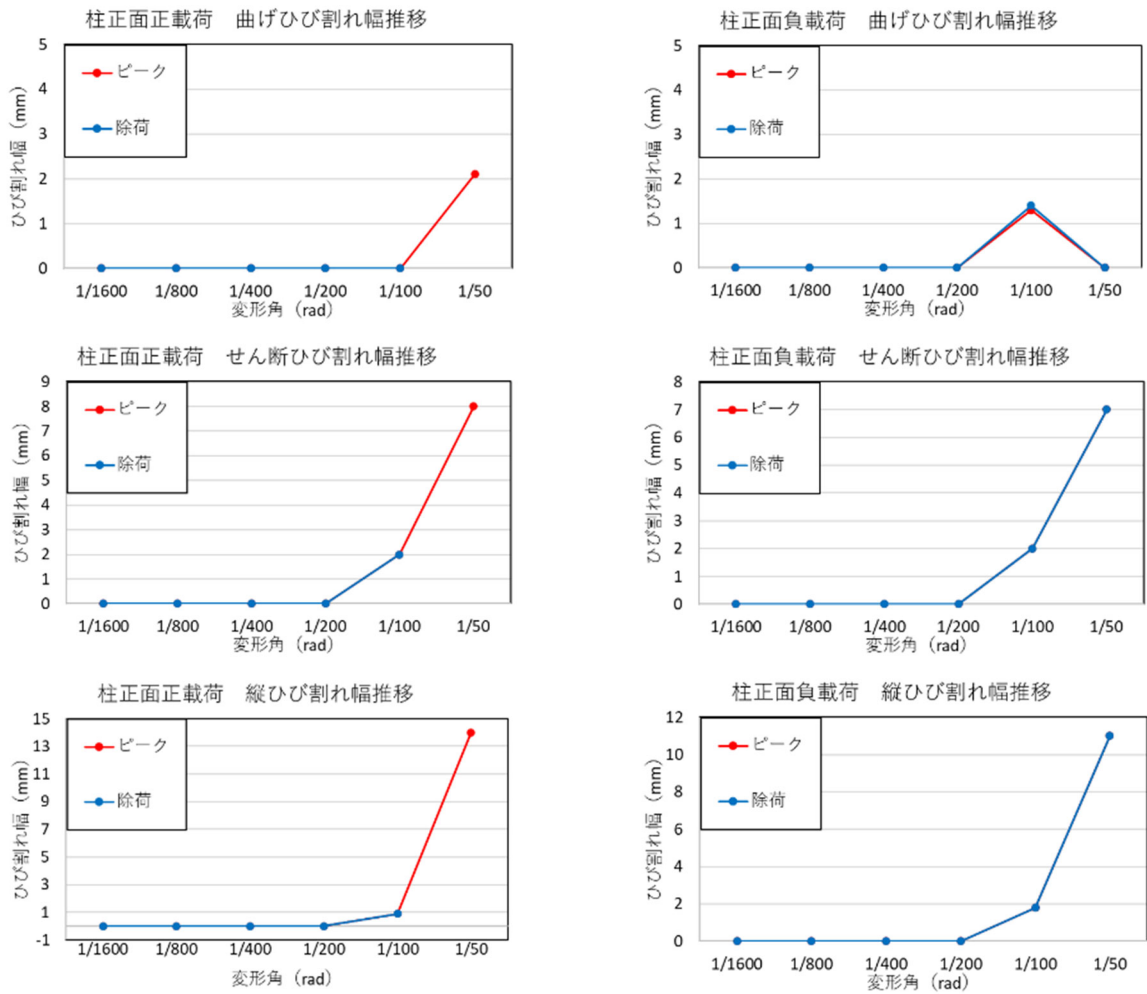


図 3.3.5-12 柱正面ひび割れ幅推移

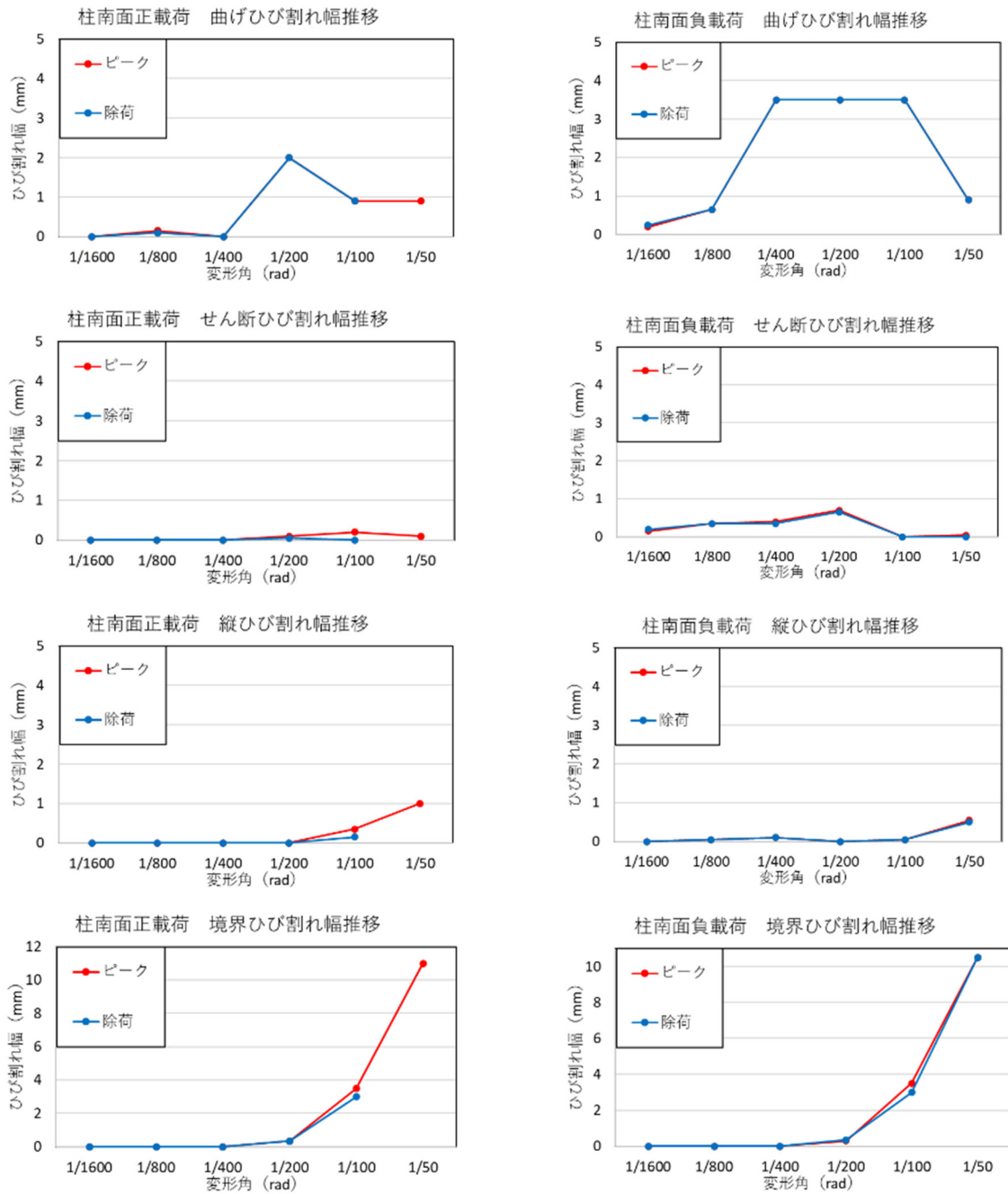


図 3.3.5-13 柱南面ひび割れ幅推移

(5) C1-R

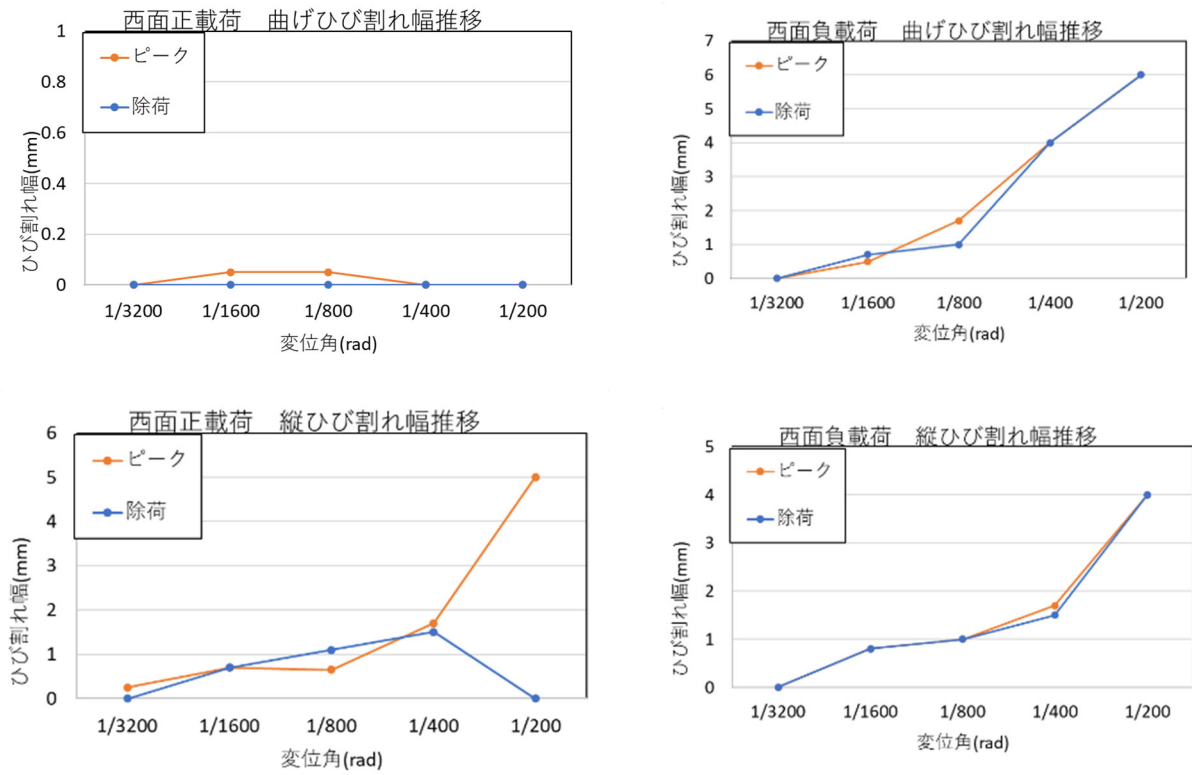


図 3.3.5-14 柱正面ひび割れ幅推移

### 3.4 結論

3 章では、1 章に示した熊本地震で被災したピロティ階を含む実建物を想定し、柱に対する効果的な耐震補強工法開発を目的とした補強実験を行った。

まず、補強実験先立ち、対象無補強試験体（矩形柱）骨格曲線の適切な評価手法について検討した。検討対象は、1984 年から 2019 年までに刊行された日本コンクリート工学年次論文集と日本建築学会構造系論文集から①新耐震基準（柱帯筋比 0.2 以上）②高軸力（軸力比 0.4 以上）③シアスパン比 2 以下の 3 条件を満たす計 6 体の矩形柱試験体である。得られた知見を以下に示す。なお、ここで得られた知見は 7 章の復元力特性評価に反映させている。

- ・せん断余裕度（曲げ精算式/大野荒川 mean 式）を各試験体で算定したところ、せん断余裕度が 1 を超えた試験体は 3 体であり、これらは全て実験で確認された破壊モードと整合している。
- ・剛性低下率の式について、本検討のようにシアスパン比が 2 以下の試験体においても、通常シアスパン比 2 以上に用いる算定式にて剛性を計算した場合がより実験値を捉えた。
- ・破壊モードがせん断破壊になると推定される試験体では、曲げ剛性、せん断剛性ともに剛性低下を考慮したものと比べ、曲げ剛性のみ剛性低下を考慮したものは精度が良い傾向があり、曲げ破壊になると推定される試験体では、その差はそれほど見られなかった。

補強実験は、RC 造壁および超高強度繊維補強コンクリート（UFC）パネルを用いて、ピロティ階を想定した変動軸力下における RC 造矩形柱を補強した試験体を対象に行った。無補強試験体および、RC 壁や UFC パネルを片側袖壁として補強したものや、UFC パネルを柱の両せい面に張り付けた補強試験体を加力し、各補強効果について検討を行った。その結果、RC 壁を補強した試験体は最大耐力が約 1.6 倍、剛性が約 2.6 倍に増加し、また靱性能も向上したことを確認した。UFC パネルを袖壁や貼り付けとして補強した試験体は、ともに最大耐力が約 1.25 倍、剛性が 1.7~1.8 倍に増加しており、補強による効果を確認した。



**参考文献**

- [3-1] 保永将矢, 向井智久, 渡邊秀和, 衣笠秀行: せん断破壊する RC 造ピロティ柱の耐震補強に関する実験研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.42, No.2, pp.835~840, 2020.7
- [3-2] 帆足勇磨, 増田安彦, 田才晃, 楠浩一: 高軸力下における低強度コンクリート RC 柱の炭素繊維シートによる補強効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1231-1236, 2007.7
- [3-3] 根口百世, 高月行治, 塚越英夫, 南宏一: 低強度コンクリート RC 柱の炭素繊維巻き付け補強による補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1039-1044, 2010.7
- [3-4] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説, 2018
- [3-5] 建設省大臣官房技術調査室監修, (社)建築研究振興協会編: 鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン, 技報堂出版, 2000.8

## 第4章

構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

## 4.1 はじめに

### 4.1.1 研究背景

ピロティ柱の応急・恒久補強を目的として、柱に対して UFC パネルで挟込接着補強する方法（UFC パネル挟込工法）の実験、解析を行った結果を 2 章，3 章に示した。前述した実験では、厚さが均一な UFC パネルを用いたことで、パネル端部の目地モルタルの損傷が顕著となり、十分な変形性能を發揮できなかった。この結果を踏まえ、本実験では、目地モルタルの損傷を抑制するために、UFC パネル端部を増厚して目地モルタルへの応力集中を抑制する方法、および目地モルタルを省略して UFC パネルと既存柱間でせん断力を伝達させる方法について検討を行う。また、図 4.1.1-1 に示すように、UFC パネルおよび RC 造の袖壁を併用することで、更なる補強効果の向上を図る。

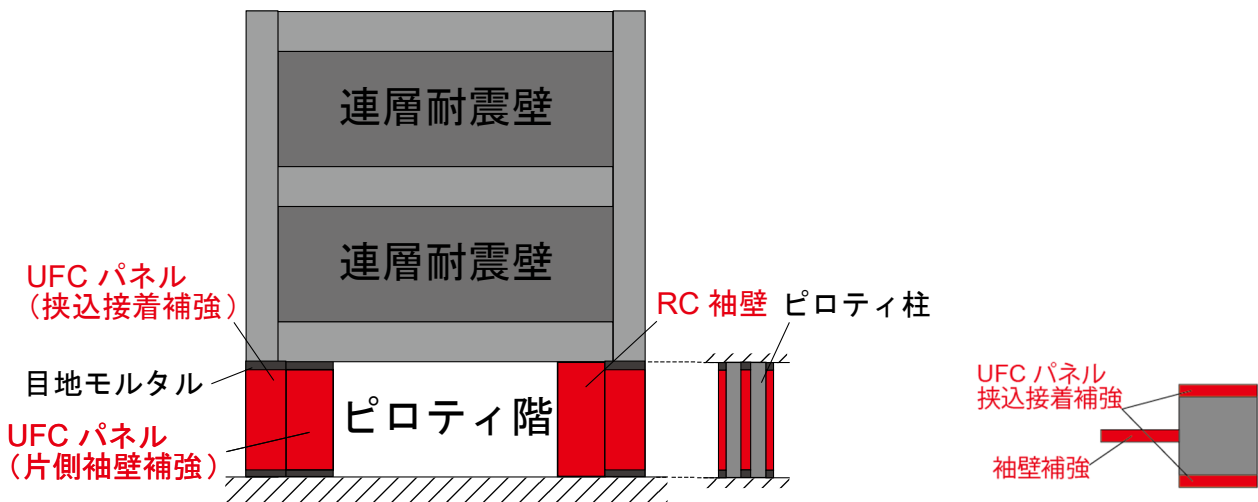


図 4.1.1-1 補強模式図

### 4.1.2 研究目的

本研究の目的を以下に示す。

- ・ ピロティ柱に対して UFC パネルを挟込接着する方法，および UFC パネルや RC 造袖壁を柱の片側に増設する方法の補強・復旧の有効性を調べる。補強前の損傷の有無が，補強後の構造性能に及ぼす影響も併せて検証する。
- ・ 既存のピロティ柱に対する UFC パネル補強効果の評価手法を検討し，その精度検証を行う。

そのために，本研究では対象建物においてせん断破壊したピロティ柱を模擬した縮小試験体を作製し，一次載荷により損傷を与えた後，袖壁増設を含めた UFC パネル挟込工法による補強を施し，二次載荷で終局まで載荷を行う実験を行った。その後，有限要素解析を用いて実験結果の追跡と補強効果の評価を行った。

## 4.2 実験概要

### 4.2.1 はじめに

本実験では、2章、3章と同様に、2016年熊本地震で被災した RC 造ピロティ建物の1階柱を対象として、4.1節に示した袖壁増設を含めた UFC パネル挟込工法による補強効果を検証するための載荷実験を行う。対象とするピロティ柱の被害状況や構造詳細は2章を参照されたい。

### 4.2.2 試験体概要

#### (1) 試験体一覧

本実験の試験体の概要一覧を表4.2.2-1に示す。試験体は計9体で、既存の柱部分は共通（原試験体とする）である。実験変数は、柱への UFC パネル挟込接着補強の有無、袖壁増設の有無および一次載荷の有無とした。また、柱に接着するパネルについては、目地部および増厚部をともに有するものと持たないものを、袖壁については UFC パネルと現場打ち RC の2種類を設定した。試験体 C-N については、対象ピロティ柱の挙動を把握するためおよび補強前の耐震性能を検証するために、原試験体に補強を行わずに終局状態まで載荷を行った。C-US、C-USJ、C-USJ-UW および C-USJ-RCW は、無損傷の状態ですべての補強を施して載荷を行った。C-US-M、C-USJ-M、C-USJ-UW-M および C-USJ-RCW-M は、一次載荷で損傷を与えた後にそれぞれの補強を施した上で、二次載荷として終局状態に至るまで載荷を行った。なお、一次載荷での損傷の程度は全ての試験体で同じとした。

表 4.2.2-1 試験体一覧

試験体名	柱への挟込接着補強	片側袖壁増設	一次載荷	
C-N	—	—	—	
C-US	目地部無，増厚部無			
C-USJ	目地部有，増厚部有			UFC パネル
C-USJ-UW				現場打ち RC
C-USJ-RCW				
C-US-M	目地部無，増厚部無	—	R <sub>i</sub> =0.5%まで	
C-USJ-M	目地部有，増厚部有			UFC パネル
C-USJ-UW-M				現場打ち RC
C-USJ-RCW-M				

各補強試験体の補強方法の考え方を以下にまとめる。

**C-US および C-US-M**：高強度無収縮モルタルの目地部を設けずに柱への UFC パネル挟込接着補強を行った試験体である。実際の建物では、柱や UFC パネルの幅に対し梁や基礎梁の幅が小さく、梁や基礎梁が UFC パネルからの軸力やせん断力を直接受け止められないことが想定される。また、既存のピロティ柱に対してパネル接着補強の施工を行う場合には、目地部を省略することで施工性が向上すると考えられる。これらのことから、本試験体では、目地部を設けていない。また、目地部を設けない場合には、パネルが負担するせん断力は柱とパネルの接着接合面を介して柱から直接伝達されるため、パネル接着接合部でパネルが剥離するような破壊形式になることが考えられる。そこで、アンカーボルトを用いて接着接合面におけるせん断伝達性能を向上させている。

**C-USJ および C-USJ-M**：上下端部に増厚部を設けた UFC パネルにより挟込接着補強を行った試験体

## 第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

である。2章に示した実験において、厚さが一定の UFC パネルにより挟込接着補強を行った試験体に対する載荷実験を行った。これより、厚さが一定のパネルによる補強の場合、パネルによる補強効果が十分発揮される前に目地モルタルの圧壊が発生し、目地部から UFC パネルに伝達される軸力やせん断力が低下し、試験体が早期に終局状態に至ることが分かった。そこで、本試験体では、目地部に作用する応力を低減し、損傷を軽減するため、UFC パネル端部を増厚することで目地部を拡大した。

**C-USJ-UW** および **C-USJ-UW-M**：上下端部に増厚部を設けた UFC パネルを用いて柱への挟込接着補強を行い、加えて柱の片側に UFC パネルの袖壁を増設した試験体である。3章に示した実験から、袖壁増設による構造性能改善が示されたことを踏まえ、本試験体では、袖壁を増設したピロティ柱に対する補強効果、柱への UFC パネル挟込接着補強と併用した場合の構造性能改善に対する効果を調べるため、UFC パネルの袖壁を増設した。

**C-USJ-RCW** および **C-USJ-RCW-M**：上下端部に増厚部を設けた UFC パネルを用いて柱への挟込接着補強を行い、加えて柱の片側に RC 袖壁を増設した試験体である。**C-USJ-UW-M** に対して、袖壁として本試験体では、RC 袖壁を増設した。なお、施工を簡素化するため、袖壁縦筋は上下スタブにアンカーしていない。

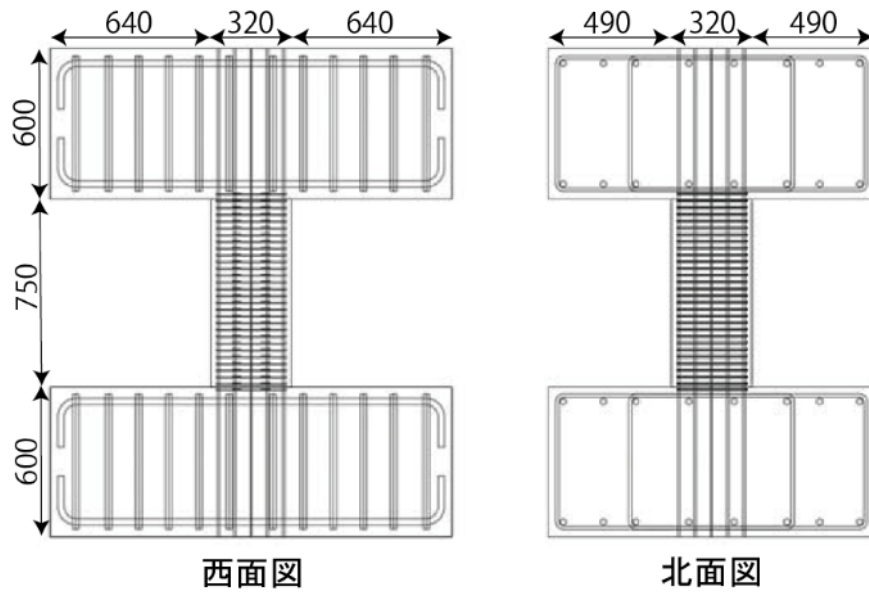
以降に原試験体および補強試験体の概要と補強方法を示す。

### (2) 原試験体概要

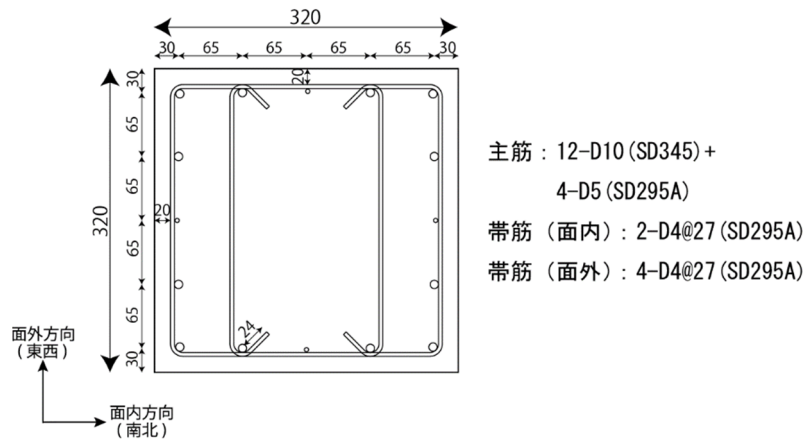
本実験で使用する原試験体について、試験体諸元を表 4.2.2-2 に、試験体概要図を図 4.2.2-1 にそれぞれ示す。原試験体は同寸法、同配筋のものを9体作製した。原試験体は対象ピロティ柱の2階梁下までを1/3スケールでモデル化し、柱断面は320mm×320mm、柱試験区間内法高さは750mmとした。主筋は12-D10 (SD345) + 4-D5 (SD295A) とし、上下スタブの端部に設けた鋼板に溶接して定着した。帯筋は載荷方向に2-D4@27 (SD295A)、載荷直交方向に4-D4@27 (SD295A) とし、帯筋は片面フレア溶接で、溶接位置は柱芯を中心に180度ずつ回転させながら配置した。中子筋は135度フックで定着し、かぶり厚さは20mmとした。コンクリート最大粒径は13mmであり、コンクリートの設計基準強度  $F_c$  は35N/mm<sup>2</sup>とした。打設は試験体を立てた状態で、C-USJ-Mのみ1回で、その他の試験体では下スタブ、柱試験区間、上スタブの3回に分けて行った。

表 4.2.2-2 原試験体諸元

$B$ ：柱幅 (mm)	320
$D$ ：柱せい (mm)	320
$h_0$ ：内法高さ (mm)	750
主筋	12-D10(SD345) + 4-D5(SD295A)
主筋比 (%)	0.922
帯筋	載荷方向 : 2-D4@27 (SD295A) 載荷直交方向 : 4-D4@27 (SD295A)
帯筋比 (%)	載荷方向 : 0.325 載荷直交方向 : 0.650
せん断スパン比	1.39
$F_c$ ：コンクリート設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	35



(a) 原試験体概形



(b) 柱試験区間断面図

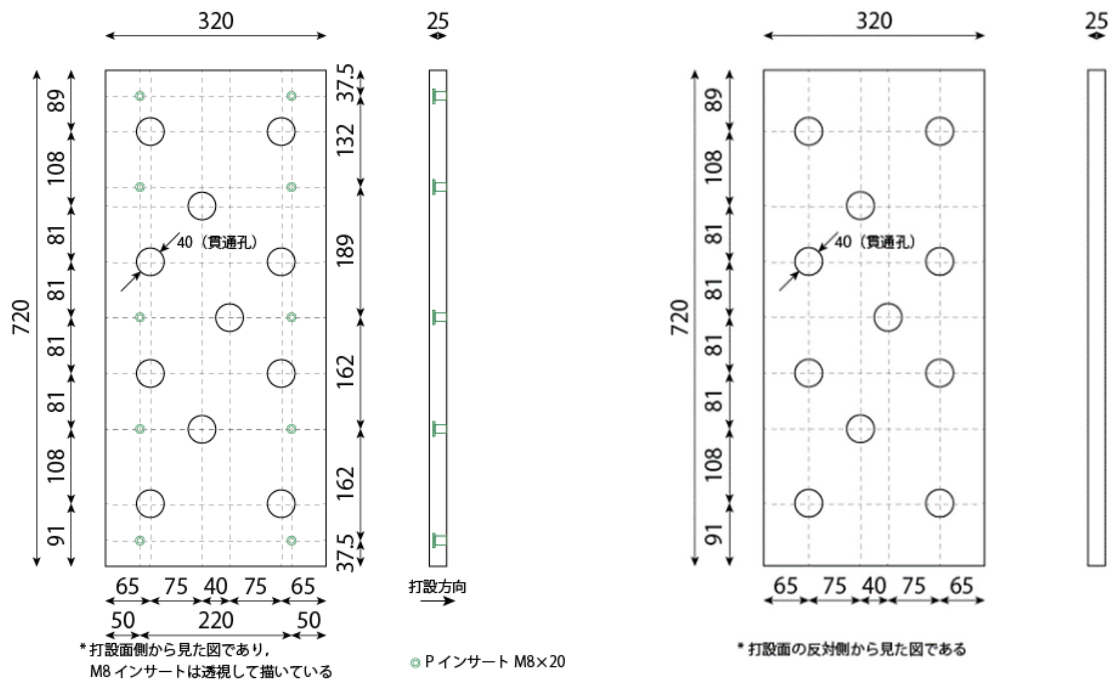
図 4.2.2-1 原試験体概要図 (単位 : mm)

(3) 補強方法

本実験における各試験体の補強の概要を以下に示す。施工は柱を立てた状態でいき、このときに長期軸力は作用させていない。

1) C-US および C-US-M

C-US および C-US-M について、補強で用いた UFC パネルの概形を図 4.2.2-2 に、補強概要を図 4.2.2-3 に、実際の写真を図 4.2.2-4 にそれぞれ示す。一体となっている厚さ 25mm の UFC パネルを、接着材を用いて試験体正面と背面それぞれの全面に接着した。UFC パネル上下端には目地部を設けていない。



(a) インサート有 (試験体裏側) (b) インサート無 (試験体表側)

図 4.2.2-2 挟込 UFC パネル概形 (C-US および C-US-M) (単位 : mm)

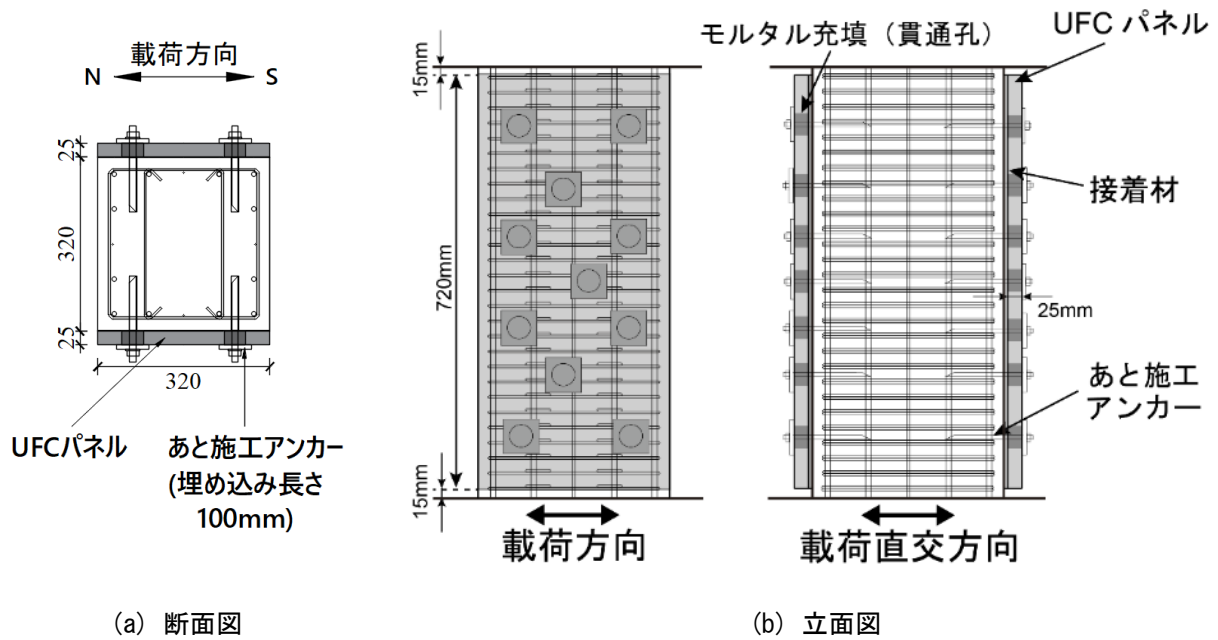


図 4.2.2-3 C-US および C-US-M 補強概要

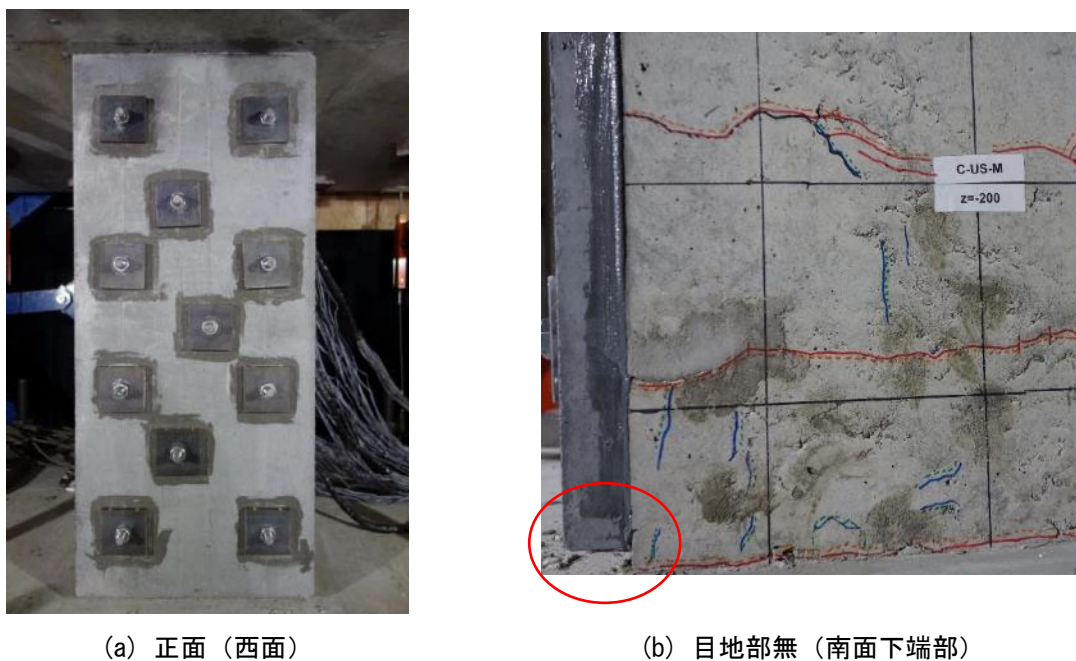


図 4.2.2-4 試験体写真 (C-US-M)

補強の手順は以下の通りである。図 4.2.2-5 に施工時の写真を示す。

- (1) 原試験体に対し、あと施工アンカー打ち込み位置に墨出しの後、ドリルで穿孔を行った。
- (2) 手順(1)であけた穴に接着系アンカーカプセル (AP-12) とアンカーボルト (鋼種:SNB7, 呼び径: M12, 長さ: 160mm) を打ち込み、アンカーボルトを定着させた。
- (3) エポキシ樹脂系接着材を用いて図 4.2.2-2 の UFC パネルを貼り付けた後、アンカーボルトにナット、ボルト、耐圧板を取り付け、締め付けた状態で接着材を硬化させた。ただし、UFC パネルは打設面を接着面とし、接着材の厚さを確保するため厚さ 2mm のワッシャーをパネルの接着面の四隅と中央高さ外側に取り付けた状態で貼り付けた (図 4.2.2-5(d)中の赤丸)。また、パネル接着前



#### 第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

に原試験体表面を電動サンダーにより目粗しを行った。

- (4) 接着材硬化後、アンカーボルトに取り付けたナット、ボルト、耐圧板を取り外し、アンカーボルトを通したパネルの貫通孔に無収縮モルタルを充填した。
- (5) モルタルが十分硬化した後、再びアンカーボルトにナット、ボルト、耐圧板を取り付け、締め付けトルク 40Nm で UFC パネルを均一に締め込んだ。



(a) アンカー打ち込み位置墨出し



(b) アンカー打ち込み



(c) パネル接着面の目粗し



(d) パネル裏側



(e) パネル接着



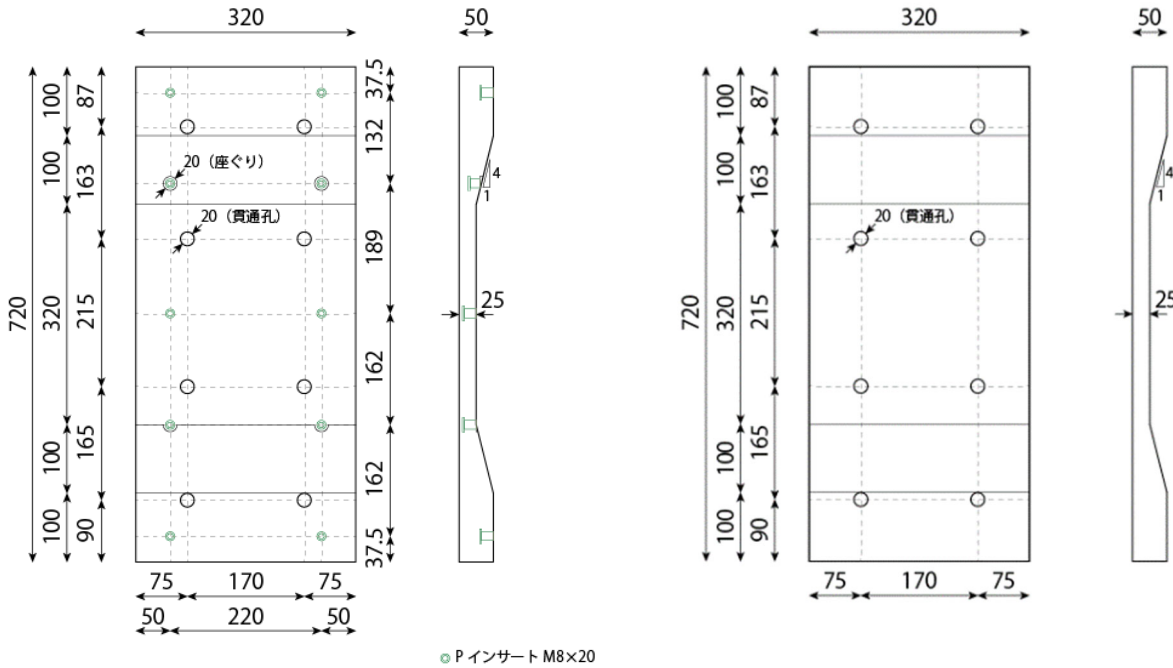
(f) 貫通孔へのモルタル充填

図 4.2.2-5 補強作業の写真 (C-US-M)

#### 2) C-USJ および C-USJ-M

C-USJ および C-USJ-M について、補強で用いた UFC パネルの概形を図 4.2.2-6 に、補強概要を図 4.2.2-7 に、実際の写真を図 4.2.2-8 にそれぞれ示す。パネル中央部の厚さが 25mm (一般部)、上下端部の厚さが 50mm (増厚部) の UFC パネルを、接着材を用いて試験体正面と背面それぞれの全面に接

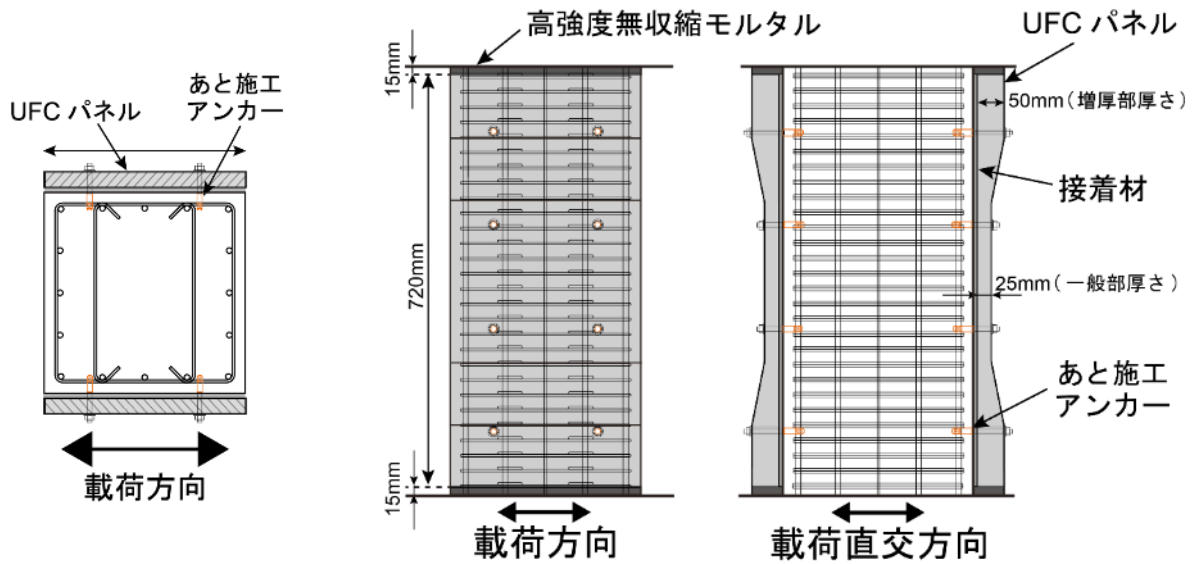
着した。本試験体では、パネル上下端に高強度無収縮モルタルの目地部を設けた。



(a) インサート有 (試験体裏側)

(b) インサート無 (試験体表側)

図 4.2.2-6 挟込 UFC パネル概形 (C-USJ および C-USJ-M) (単位 : mm)



(a) 断面図

(b) 立面図

図 4.2.2-7 C-USJ および C-USJ-M 補強概要



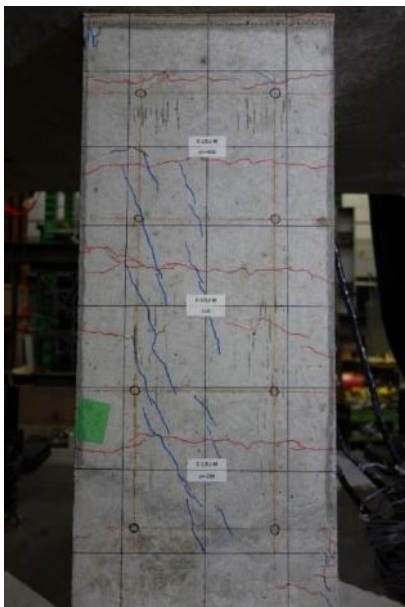
(a) 正面 (西面)

(b) 側面 (南西面)

図 4.2.2-8 試験体写真 (C-USJ-M)

補強の手順は以下の通りである。図 4.2.2-9 に施工時の写真を示す。

- (1) 原試験体に対し、あと施工アンカー打ち込み位置に墨出しの後、ドリルで穿孔を行った。
- (2) 手順(1)であけた穴に内部コーン打ち込み式のあと施工アンカー (CT-830) を打ち込み、呼び径 M8 のアンカーボルトを取り付けた。
- (3) C-US, C-US-M と同様の方法で、エポキシ樹脂系接着材を用いて図 4.2.2-6 の UFC パネルを貼り付け、アンカーボルトにナット、ボルトを取り付け、締め付けた状態で接着材を硬化させた。なお、パネルへの押さえ込みに寄与しないように、接着材硬化後、締め付けたナットとボルトを緩めた。
- (4) UFC パネル上下端に高強度無収縮モルタルを圧入し、目地部を設ける。なお、モルタルは型枠撤去後 4 週間以上養生する。



(a) アンカー打ち込み位置墨出し



(b) アンカー打ち込み



(c) パネル接着



(d) 目地部へのモルタル充填

図 4.2.2-9 補強作業の写真 (C-USJ-M)

### 3) C-USJ-UW および C-USJ-UW-M

C-USJ-UW および C-USJ-UW-M について、補強で袖壁として用いた UFC パネルの概形を図 4.2.2-10 に、補強概要を図 4.2.2-11 に、実際の写真を図 4.2.2-12 にそれぞれ示す。なお、柱の補強で挟込接着した UFC パネルは図 4.2.2-6 のパネルと同形状かつ同寸法であり、補強の手順も本項(3)2)で示した方法と同様である。袖壁増設については、厚さ 50mm の UFC パネルを、接着材を用いて試験体片側側面（正面から見て左側）の中央部に接着した。なお、袖壁 UFC パネル上下端には、柱への挟込 UFC パネル上下端と同様に、高強度無収縮モルタルの目地部を設けた。

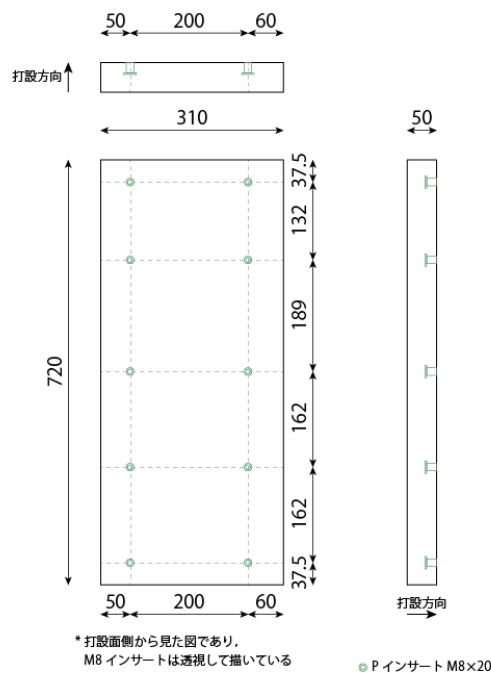
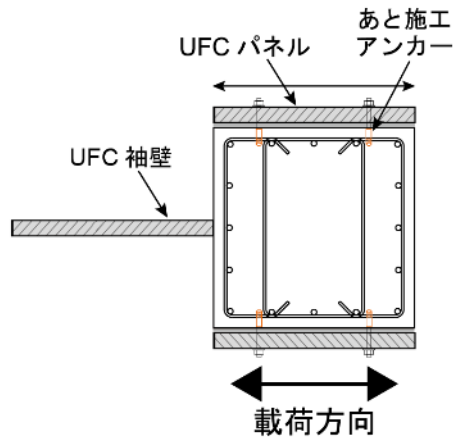
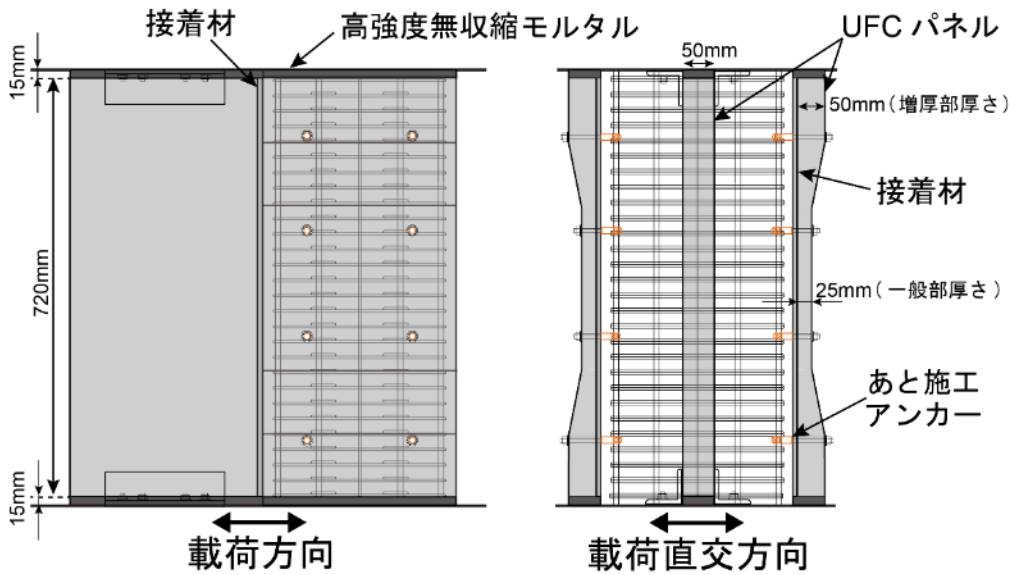


図 4.2.2-10 挟込 UFC パネル概形 (C-USJ-UW および C-USJ-UW-M) (単位 : mm)

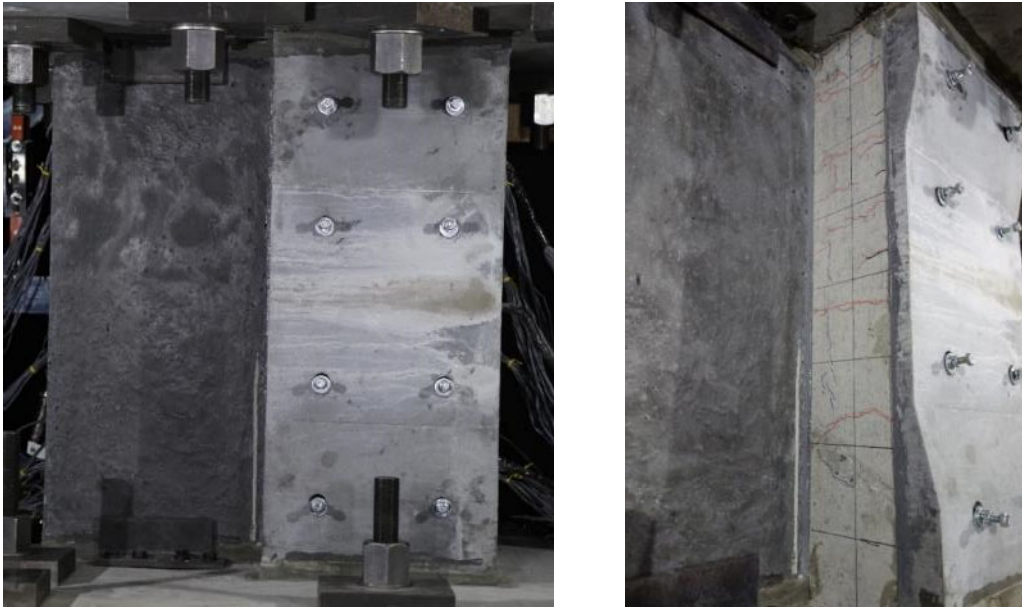


(a) 断面図



(b) 立面図

図 4.2.2-11 C-USJ-UW および C-USJ-UW-M 補強概要



(a) 正面（西面）

(b) 側面（北面）

図 4.2.2-12 試験体写真（C-USJ-UW-M）

補強の手順は以下の通りである。図 4.2.2-13 に施工時の写真を示す。なお、柱へのパネル接着の手順は C-USJ および C-USJ-M と同様であり、ここでは省略する。

- (1) 原試験体の正面から見て左側面の中央部にエポキシ樹脂系接着材を用いて UFC パネル側面を貼り付けた。なお、パネル接着前に原試験体の接着面表面を電動サンダーにより目粗しを行った。
- (2) UFC パネル上下端に高強度無収縮モルタルを圧入し、目地部を設けた。なお、モルタルは型枠撤去後 4 週間以上養生した。
- (3) パネルが面外方向に転倒するのを防止するため、L 字型の金具でパネル上下端を挟み込むように取り付けた。



(a) UFC 袖壁位置墨出し



(b) 袖壁パネル接着



(c) 袖壁目地部へのモルタル充填

図 4.2.2-13 補強作業の写真（C-USJ-UW-M）

4) C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M

C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M について、補強で袖壁として増設した RC 袖壁の概形を図 4.2.2-14 に、補強概要を図 4.2.2-15 に、実際の写真を図 4.2.2-16 にそれぞれ示す。なお、柱の補強で挟込接着した UFC パネルは図 4.2.2-6 のパネルと同形状かつ同寸法であり、補強の手順も本項(3)2)で示した方法と同様である。袖壁については、厚さ 100mm の RC 袖壁を増設した。施工性を考慮して、RC 袖壁の頂部 100mm にはコンクリートより流動性が高く、コンクリートと同程度の圧縮強度の無収縮モルタルを用いた。また、前述の通り、袖壁縦筋は上下スタブにアンカーせず、袖壁内で端部を収めている。

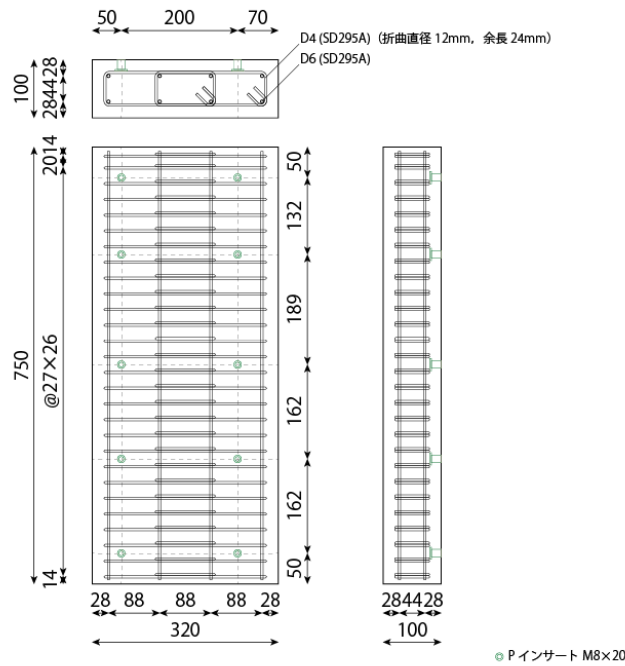
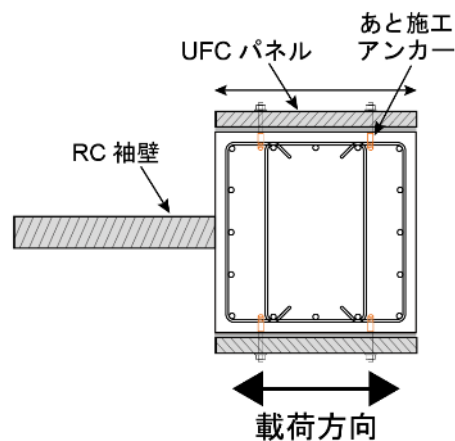
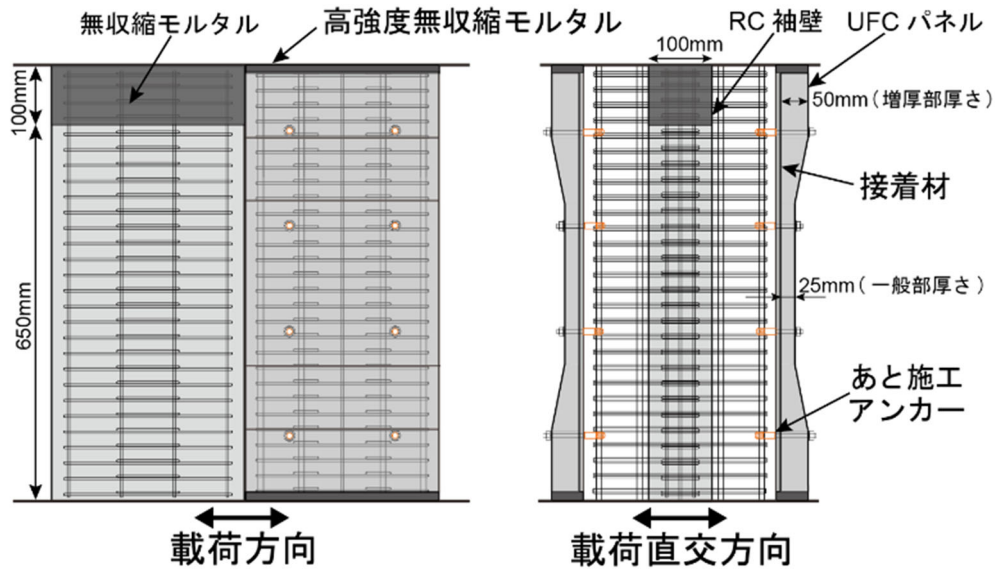


図 4.2.2-14 RC 袖壁概形 (C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M) (単位 : mm)



(a) 断面図

図 4.2.2-15 C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M 補強概要



(b) 立面図

図 4.2.2-15 C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M 補強概要 (つづき)



(a) 正面 (西面)

(b) 側面 (北面)

図 4.2.2-16 試験体写真 (C-USJ-RCW-M)

補強の手順は以下の通りである。図 4.2.2-17 に施工時の写真を示す。なお、柱へのパネル接着の手順は C-USJ および C-USJ-M と同様であり、ここでは省略する。

- (1) 原試験体の正面から見て左側面の中央部に、RC 袖壁の鉄筋を組み立てたものを配置し、型枠を設置した。なお、型枠設置前に原試験体と袖壁の界面表面と、原試験体と上下スタブの界面表面を電動サンダーにより目粗しを行った。
- (2) まずコンクリートを、その後頂部 100mm には無収縮モルタルを圧入した。なお、コンクリートおよびモルタルは型枠撤去後 4 週間以上養生した。
- (3) RC 袖壁が面外方向に転倒するのを防止するため、袖壁を挟み込むように上下スタブに設けたイン

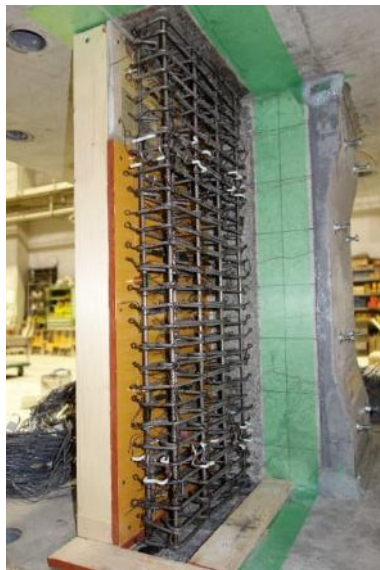


第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

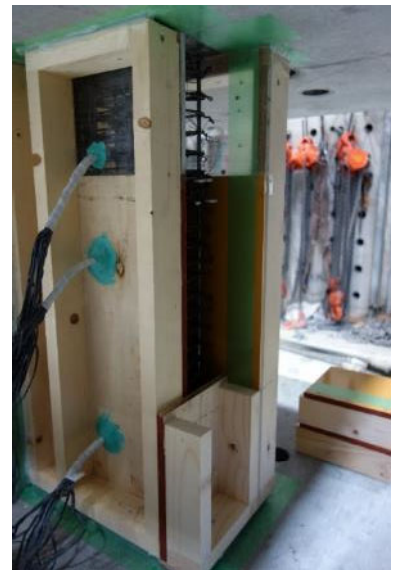
サートにボルトを取り付けた。



(a) 袖壁増設面の目粗し



(b) 袖壁鉄筋



(c) 袖壁型枠設置



(d) 袖壁コンクリート打設



(e) 袖壁頂部モルタル充填

図 4. 2. 2-17 補強作業の写真 (C-USJ-RCW-M)

### 4.2.3 試験体設計

本項では試験体設計のために行った耐力計算を示す。耐力は表 4.2.3-1 に示す各材料の設計基準強度に基づき算定した。補強前の原試験体については、曲げひび割れモーメント、曲げ終局モーメント、せん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力を、各補強試験体については、曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を算出した。なお、最大圧縮軸力は原試験体の柱に対する軸力比 0.4 とした。詳細については、4.2.5 項(2)に後述する。

表 4.2.3-1 各材料の設計基準強度およびヤング係数

コンクリート	圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	35
	ヤング係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	25707
UFC	圧縮強度 $\sigma_{ufc}$ (N/mm <sup>2</sup> )	200
	ヤング係数 $E_{ufc}$ (N/mm <sup>2</sup> )	50000
目地モルタル	圧縮強度 $\sigma_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	100
	ヤング係数 $E_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	30000
鉄筋	降伏強度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	規格降伏強度 (曲げ筋は 1.1 倍)
	ヤング係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	205000

#### (1) C-N (原試験体)

原試験体の最大圧縮軸力時の各耐力の算定値を表 4.2.3-2 に示す。ここで、 $Q_{mc}$  は曲げひび割れ耐力、 $Q_{mu}$  は曲げ終局耐力、 $Q_{sc}$  はせん断ひび割れ耐力、 $Q_{su}$  はせん断終局耐力である。せん断余裕度  $Q_{su}/Q_{mu}$  は 0.75 または 0.79 となり、最大圧縮軸力においてせん断破壊することを想定している。以降に各耐力の計算方法を示す。

表 4.2.3-2 最大圧縮軸力時の各耐力 (C-N, 原試験体)

試験体	軸力	$Q_{mc}$ (kN)	$Q_{mu}$ (kN)		$Q_{sc}$ (kN)	$Q_{su}$ (kN)	$Q_{su} / Q_{mu}$	
			①	②			①	②
原試験体	$0.40bDf'_c$	259	433	411	381	323	0.75	0.79

#### 1) 曲げひび割れ耐力

曲げひび割れモーメント  $M_{cr}$  を日本建築学会「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説」(以下、RC 保有水平耐力規準) [4.2-1] に示される (式 4.2.3-1) により算出した。また、曲げひび割れ耐力  $Q_{mc}$  は、 $M_{cr}$  を柱内法長さの半分で除して算出した。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{f'_c}Z_e + \frac{ND}{6} \quad (\text{式 4.2.3-1})$$

ここで

$M_{cr}$  : 曲げひび割れモーメント(Nmm)

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

$Z_e$  : 主筋を考慮した断面係数(mm<sup>3</sup>)

$N$  : 柱軸力(N)

$D$  : 柱せい(mm)

$Q_{mc}$  : 曲げひび割れ耐力(N)

### 2) 曲げ終局耐力①

曲げ終局モーメント  $M_{mu}$  を RC 保有水平耐力規準<sup>[4.2-1]</sup>に示される (式 4.2.3-2) ~ (式 4.2.3-4) により算出した。また、曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  は  $M_{mu}$  を柱内法長さの半分で除して算出した。

(i)  $N_{min} \leq N < 0$  の場合

$$M_{mu} = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D \quad (\text{式 4.2.3-2})$$

(ii)  $0 \leq N \leq N_b$  の場合

$$M_{mu} = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDf'_c} \right) \quad (\text{式 4.2.3-3})$$

(iii)  $N_b < N \leq N_{max}$  の場合

$$M_{mu} = \left\{ 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)bD^2 f'_c \right\} \left( \frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right) \quad (\text{式 4.2.3-4})$$

ここで

$M_{mu}$  : 曲げ終局モーメント(Nmm)

$N_{max}$  : 中心圧縮時終局強度(N),  $N_{max} = bDf'_c + a_g \sigma_y$

$N_{min}$  : 中心引張時終局強度(N),  $N_{min} = -a_g \sigma_y$

$N_b$  : 釣り合い軸力(N),  $N_b = 0.22(1 + g_1)bDF_c$

$a_g$  : 柱主筋全断面積(mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$g_1$  : 引張鉄筋重心と圧縮鉄筋重心との距離の全せい  $D$  に対する比

$N$  : 柱軸力(N)

$D$  : 柱せい(mm)

$b$  : 柱幅(mm)

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

$Q_{mu}$  : 曲げ終局耐力(N)

### 3) 曲げ終局耐力②

本項(1)2)の方法に加え、平面保持を仮定した断面解析でも曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  を算出した。図 4.2.3-1 のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、軸方向力の釣り合いから中立軸深さ  $x_n$  を算出した。それを用いて、(式 4.2.3-5) より曲げ終局モーメント  $M_{mu}$  を算出した。曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  は、 $M_{mu}$  をせん断スパンで除して算出した。なお、コンクリートの応力分布については、圧縮縁ひずみを 0.3%とした上で、ACI Building Code<sup>[4.2-2]</sup>による等価ストレスブロック法を用いて評価した。また、主筋の応力-ひずみ関係については、降伏点を折れ点とするバイリニアモデルを仮定した。

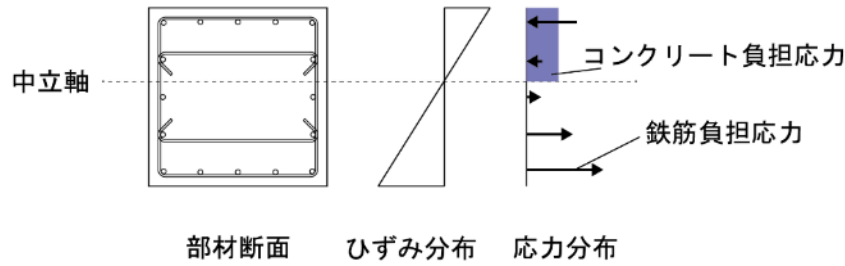


図 4.2.3-1 断面内のひずみおよび応力分布 (原試験体)

$$M_{mu} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n + ND/2 \quad (\text{式 4.2.3-5})$$

ここで

$T_{si}$  : 引張鉄筋引張力(N)

$d_{si}$  : 各鉄筋応力作用位置の圧縮縁からの距離(mm)

$C_{si}$  : 圧縮鉄筋圧縮力(N)

$C_c$  : 柱コンクリート圧縮合力(N) ( $=k_1 k_3 b x_n \sigma_B$ )

$k_1, k_2, k_3$  : ACI 応力ブロック係数 ( $k_1=0.85-0.05(\sigma_B-28)/7, k_2=0.5k_1, k_3=0.85$ )

$x_n$  : 中立軸深さ

$\sigma_B$  : 柱コンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>)

#### 4) せん断ひび割れ耐力

せん断ひび割れ耐力  $Q_{sc}$  は日本建築学会「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」(以下、靱性指針)<sup>[4.2-3]</sup>に示される(式 4.2.3-6)に基づいて算出した。ただし、耐力係数  $\phi$  と断面形状係数  $\kappa$  は、それぞれ 1.0, 1.5 とした。

$$Q_{sc} = \phi \left( \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \sigma_0} \right) bD / \kappa \quad (\text{式 4.2.3-6})$$

ここで

$Q_{sc}$  : せん断ひび割れ耐力(N)

$\phi$  : 耐力係数(= 1.0)

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

$$\sigma_T = 0.33 \sqrt{f'_c}$$

$\sigma_0$  : 柱作用軸応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$D$  : 柱せい(mm)

$b$  : 柱幅(mm)

$\kappa$  : 断面形状係数(=1.5)

#### 5) せん断終局耐力

せん断終局耐力  $Q_{su}$  は RC 保有水平耐力規準<sup>[4.2-1]</sup>に示される(式 4.2.3-7)に基づいて算出した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (f'_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w f_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_j \quad (\text{式 4.2.3-7})$$

ここで

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

$Q_{su}$  : せん断終局耐力(N)

$p_t$  : 引張鉄筋比(%)

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

$M/(Qd)$  : せん断スパン比

$d$  : 有効せい(mm)

$p_w$  : 帯筋比

$\sigma_{wy}$  : 帯筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$  : 軸方向応力度(N/mm<sup>2</sup>),  $\sigma_0 = N/(bD)$  (ただし  $\sigma_0 \leq 0.4f'_c$ (N/mm<sup>2</sup>)とする)

$N$  : 柱軸力(N)

$b$  : 柱幅(mm)

$D$  : 柱せい(mm)

$j$  : 応力中心間距離(mm)

(2) C-US および C-US-M

最大圧縮軸力時の各耐力の算定値を表 4.2.3-3 に示す。ここで、 $Q_{mu}$  は曲げ終局耐力、 $cQ_{su}$  は既存 RC 柱のせん断終局耐力、 $usQ_{su}$  は挟込 UFC パネルのせん断終局耐力である。せん断余裕度  $Q_{su}/Q_{mu}$  は小さい場合で 1.08 となっており、最大圧縮軸力において曲げ破壊が先行するよう設計した。以降に各耐力の計算方法を示す。

表 4.2.3-3 最大圧縮軸力時の各耐力 (C-US-M)

試験体	$Q_{mu}$ (kN)		$Q_{su}$ (kN)			$Q_{pup}$ (kN)		$Q_{su} / Q_{mu}$
			$cQ_{su}$	$usQ_{su}$	$cQ_{su} + usQ_{su}$			
C-US-M	①	433	323	144	467	①	304	1.08
	②	411				②	354	1.13

1) 曲げ終局耐力

挟込 UFC パネルの上下端部に目地がないことから、曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  についてはパネルの寄与分が無いとして C-N と同じ方法で算出した。

2) せん断終局耐力

せん断終局耐力  $Q_{su}$  は、既存 RC 柱および挟込 UFC パネルそれぞれのせん断耐力を足し合わせることで算出した。ただし、挟込 UFC パネルの上下端部に目地が無いことから、軸力は全て既存 RC 柱が負担するとして、既存 RC 柱のせん断耐力  $cQ_{su}$  は C-N と同様に算出した。挟込 UFC パネルのせん断耐力  $usQ_{su}$  は、文献[4.2-4]を参考に UFC の終局せん断強度を 12MPa とし、(式 4.2.3-8)により算定した。なお、挟込 UFC パネルの断面積  $A_{us}$  には、あと施工アンカー用に設けられた貫通孔 (直径 40mm) による断面積の減少を考慮し、貫通孔 2 つを含む最も小さい断面積を用いた。

$$usQ_{su} = \tau_{ufe} A_{us} \quad (\text{式 4.2.3-8})$$

ここで

$usQ_{su}$  : せん断終局耐力(N)

$\tau_{ufc}$  : UFC せん断強度(N/mm<sup>2</sup>)

$A_{us}$  : UFC パネル断面積(mm<sup>2</sup>)

### 3) 接着接合部破壊時耐力

パネル接着接合部破壊時耐力  $Q_{pu}$  は、2)で求めた既存柱部分のせん断終局耐力  $cQ_{su}$  に、パネル接着接合部破壊時のパネル耐力  $Q_{pup}$  を累加して算出した。

パネル接着接合部破壊時のパネル耐力  $Q_{pup}$  は、文献[4.2-5]を参考にして以下の(式 4.2.3-9)により算出した。UFC パネル接着接合部破壊時耐力は、図 4.2.3-2 に示すように UFC パネルを4つの領域に分割し、接着材を介して伝達される力が各領域の中心に生じるとして、略算的に算出した。また、文献[4.2-6]を参考にして、UFC パネルとコンクリートの接着接合部せん断強度  $\tau_{amin}$  は、コンクリートの引張強度との相関が高いことからアンカーボルトのせん断耐力分を累加した(式 4.2.3-10)により算出し、アンカーボルトのせん断耐力  $Q_{ab}$  は(式 4.2.3-11)～(式 4.2.3-14)により算出した。なお、 $n_{ab}$  については、簡単のためアンカーボルトの配置は考慮せず、4つの領域に均等に配分されているとした。また、前述の通り、アンカーボルトは管理されたトルクで締め付けられているが、手で締めた程度であり、アンカーボルトのせん断耐力に及ぼす影響は軽微であると考え、計算には考慮していない。

2章の実験では、接着材と既存柱の界面での損傷とカバーコンクリートとコアコンクリートの境界付近における損傷の2通りの損傷状況が見られたことから、UFC パネル接着面積には、①前者を想定し接着面積としてパネル全断面積を有効とする場合  $A$  と、②後者を想定して帯筋による断面欠損を考慮する場合  $A_e$  の2通りで計算した。

$$Q_{pup} = 2 \times \frac{A}{2} \frac{D}{\sqrt{D^2 + L^2}} \tau_{amin} \quad (\text{式 4.2.3-9})$$

$$\tau_{amin} = 0.37 \sqrt{f'_c} + \frac{Q_{ab}}{D \cdot L} \quad (\text{式 4.2.3-10})$$

$$Q_{ab} = n_{ab} \cdot Q_a \quad (\text{式 4.2.3-11})$$

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad (\text{式 4.2.3-12})$$

$$Q_{a1} = 0.7 \sigma_y \cdot s \cdot a_e \quad (\text{式 4.2.3-13})$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot f'_c} \cdot s \cdot a_e \quad (\text{式 4.2.3-14})$$

ここで

$Q_{pup}$  : UFC パネル接着接合部破壊時耐力(N)

$A$  : UFC パネル接着面積(mm<sup>2</sup>) (=D×L)

$A_e$  : UFC パネル有効接着面積(mm<sup>2</sup>) (=D×L-n×d×l)

$n$  : 帯筋数

$d$  : 帯筋径(mm)

$l$  : 帯筋見付け長さ(mm)

$D$  : UFC パネルせい(mm)

$L$  : パネル長さ(mm)

$\tau_{amin}$  : 接着接合部せん断強度(N/mm<sup>2</sup>)

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

$Q_{ab}$  : アンカーボルトせん断耐力 (合計) (N)

$Q_a$  : アンカーボルトせん断耐力 (1本) (N) (ただし  $Q_a/sa_e \leq 295$ (N/mm<sup>2</sup>)とする)

$Q_{a1}$  : 鋼材の耐力で決まるアンカーボルトせん断耐力(N)

$Q_{a2}$  : コンクリート支圧強度で決まるアンカーボルトせん断耐力(N)

$n_{ab}$  : アンカーボルト数

$m\sigma_y$  : アンカーボルト降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$sa_e$  : アンカーボルト断面積(mm<sup>2</sup>)

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

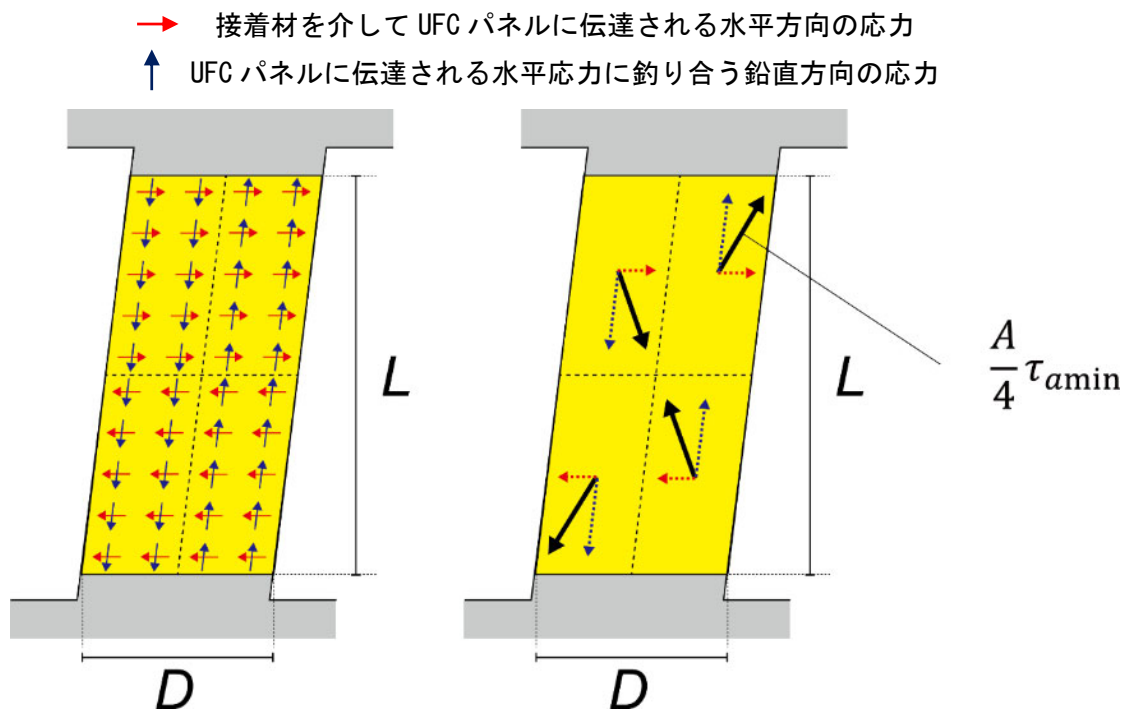


図 4. 2. 3-2 接着接合部破壊時耐力の概要

(3) C-USJ および C-USJ-M

最大圧縮軸力時の各耐力の算定値を表 4. 2. 3-4 に示す。ここで、 $Q_{mu}$ は曲げ終局耐力、 $cQ_{su}$ は既存 RC 柱のせん断終局耐力、 $usQ_{su}$ は挟込 UFC パネルのせん断終局耐力である。本試験体では、可能な限りせん断余裕度  $Q_{su}/Q_{mu}$  が 1 より大きくなるよう設計したが、耐力計算の考え方によってせん断余裕度が異なり、曲げ破壊とせん断破壊のどちらが先行するかの判断は困難である。以降に各耐力の計算方法を示す。

表 4. 2. 3-4 最大圧縮軸力時の各耐力 (C-USJ-M)

試験体	パターン	$Q_{mu}$ (kN)	$Q_{su}$ (kN)			$Q_{su} / Q_{mu}$
			$cQ_{su}$	$usQ_{su}$	$cQ_{su} + usQ_{su}$	
C-USJ-M	①	584	299	274	572	0.98
	②	544				1.05

1) 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  は平面保持を仮定した断面解析から算出した。既存 RC 柱および UFC パネル断面を一体としてひずみ分布が同じになると考え、**図 4. 2. 3-2** のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、軸方向力の釣り合いから中立軸深さ  $x_n$  を算出した。それを用いて、**(式 4. 2. 3-9)** より曲げ終局モーメント  $M_{mu}$  を算出した。曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  は、 $M_{mu}$  をせん断スパンで除して算出した。なお、コンクリートの応力分布については、圧縮縁ひずみ  $\epsilon_{cu}$  を 0.3% とした上で、ACI Building Code<sup>[4.2-2]</sup> による等価ストレスブロック法を用いて評価し、UFC パネルの応力分布については、UFC が弾性域にあるとして評価した。主筋の応力-ひずみ関係については、降伏点を折れ点とするバイリニアモデルを仮定した。

挟込 UFC パネル圧縮合力  $C_{us}$  については、

① : UFC のヤング係数を用いた場合 (**(式 4. 2. 3-10)**),

② : 目地モルタルのヤング係数を用いた場合 (**(式 4. 2. 3-11)**),

の 2 パターンで算出した。②については、挟込パネルとスタブとの応力伝達はパネル上下端部の目地部を介するため、パネル圧縮合力は目地モルタルのヤング係数で決まると考えた。なお、挟込パネル厚さはパネル上下端部の増厚部厚さ  $t_{us}'$  とした。

$$M_{mu} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + ND / 2 \quad \text{(式 4. 2. 3-9)}$$

① : UFC のヤング係数を用いた場合

$$C_{us} = 2t_{us}' \cdot \epsilon_{cu} E_{ufc} x_n / 2 \quad \text{(式 4. 2. 3-10)}$$

② : 目地モルタルのヤング係数を用いた場合

$$C_{us} = 2t_{us}' \cdot \epsilon_{cu} E_m x_n / 2 \quad \text{(式 4. 2. 3-11)}$$

ここで

$C_{us}$  : 挟込 UFC パネル圧縮合力(N)

$t_{us}'$  : 柱頭および柱脚の増厚部厚さ (50mm)

$\epsilon_{cu}$  : 圧縮縁ひずみ (0.3%)

$E_{ufc}$  : UFC ヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$E_m$  : 目地モルタルヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

その他は **(式 4. 2. 3-5)** と同様

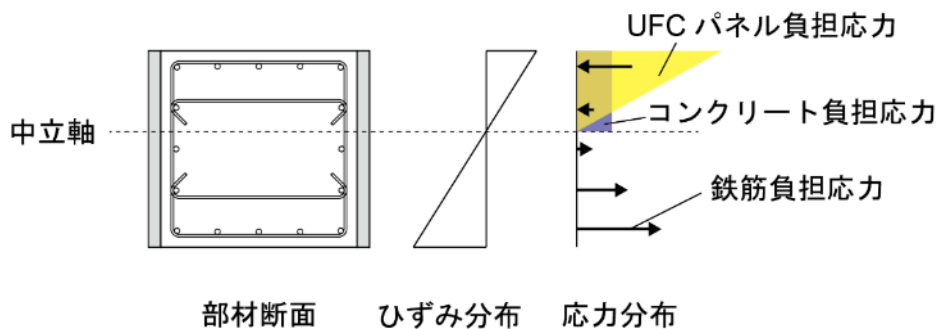


図 4. 2. 3-2 断面内の応力分布とひずみ分布 (G-USJ-M)

2) せん断終局耐力

せん断終局耐力  $Q_{su}$  は、既存 RC 柱および挟込 UFC パネルについてそれぞれせん断耐力を算出し、



#### 第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

足し合わせることで算出した。

既存 RC 柱のせん断耐力  $cQ_{su}$  は本項(1)5)の (式 4.2.3-7) により算出した。ただし、既存 RC 柱と挟込 UFC パネルの軸力分担については、コンクリートと UFC のヤング係数比  $n$  を考慮した UFC パネル等価断面積  $nA_{us}$  と柱断面積  $A_c$  の比で決定する。既存 RC 柱の負担軸力は以下の (式 4.2.3-12) により算出した。

$$N_c = N_{max} \times \frac{A_c}{A_c + nA_{us}} \quad (\text{式 4.2.3-12})$$

ここで

$N_c$  : 既存 RC 柱負担軸力(N)

$N_{max}$  : 試験体目標軸力(N)

$n$  : コンクリートと UFC のヤング係数比 ( $=E_{ufc}/E_c$ )

$A_{us}$  : UFC パネル一般部断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 既存 RC 柱断面積(mm<sup>2</sup>)

挟込 UFC パネルのせん断耐力  $usQ_{su}$  は、文献[4.2-7]におけるアーチ機構負担せん断力の (式 4.2.3-13) を用いて算出した。なお、UFC パネル厚さはパネル中央部の一般部厚さを用い、挟込 UFC パネルの負担軸力は (式 4.2.3-16) により算出した。また、有効強度係数  $v_0$  は、せん断ひび割れが発生することによる圧縮強度の低減を考慮するためのものであるが、UFC は高い引張強度を有しておりその影響は小さいと考えられるため、 $v_0=1.0$  とした。

$$usQ_{su} = \frac{1}{2} v_0 \sigma_{ufc} \cdot 2t_{uc} x_n \sin 2\theta \quad (\text{式 4.2.3-13})$$

$$x_n = \frac{D}{4} (1 + 2\eta) \quad (\text{式 4.2.3-14})$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{D - x_n}{L} \right) \quad (\text{式 4.2.3-15})$$

$$N_{us} = N_{max} \times \frac{nA_{us}}{A_c + nA_{us}} \quad (\text{式 4.2.3-16})$$

ここで

$usQ_{su}$  : UFC パネルせん断終局耐力(N)

$v_0$  : 有効強度係数 ( $=1.0$ )

$\sigma_{ufc}$  : UFC 圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$x_n$  : 中立軸位置(mm)

$\theta$  : アーチ機構の角度

$\eta$  : UFC パネル軸力比 ( $=N_{us}/(t_{uc} \times D \times \sigma_{ufc})$ )

$N_{us}$  : UFC パネル負担軸力(N)

$t_{us}$  : UFC パネルの厚さ (2枚, 各 25mm) (mm)

$D$  : UFC パネルせい(mm)

$L$  : UFC パネル長さ(mm)

その他は (式 4.2.3-12) と同様である。

なお、挟込 UFC パネルのせん断耐力については、パネル破壊に至る前に目地部のモルタルが圧縮強度に達する場合を考える必要があるが、本実験では図 4.2.3-3 に示すようにパネル上下端部に増厚部を

設けたことで拘束効果を考慮する（後述の（式 4.2.3-24））と目地モルタル圧縮強度の 2 倍が UFC 圧縮強度以上の値となるため、目地モルタルはパネル破壊時まで圧縮強度に至らないとして、パネル破壊により耐力が決定することを前提とする上記の方法で挟込 UFC パネルのせん断終局耐力  $usQ_{su}$  を算出した。

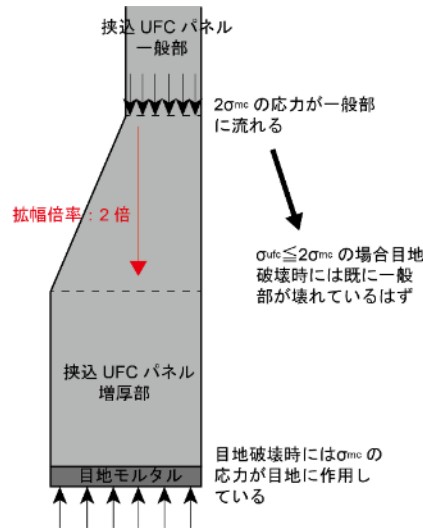


図 4.2.3-3 増厚部による応力の流れ

#### (4) C-USJ-UW および C-USJ-UW-M

最大圧縮軸力時の各耐力の算定値を表 4.2.3-5 および表 4.2.3-6 に示す。本試験体は、終局状態では柱部分（既存 RC 柱と挟込 UFC パネル）と袖壁部分（袖壁 UFC パネル）のそれぞれで圧縮ストラットが生じ、別々に破壊モードが決まると考えられるため、耐力計算においても個別に算出した。なお、柱部分と袖壁部分の負担軸力は、それぞれの弾性軸剛性の比で分配されるとして計算した。ここで、 $c+usQ_{mu}$  および  $c+usQ_{su}$  は曲げ終局耐力およびせん断終局耐力における既存 RC 柱と挟込 UFC パネルの寄与分、 $uwQ_{mu}$  および  $uwQ_{su}$  は曲げ終局耐力およびせん断終局耐力における袖壁 UFC パネルの寄与分である。本試験体では、袖壁では曲げ破壊が先行するが、柱部分では C-USJ-M と同様に曲げ破壊とせん断破壊のどちらが先行するかの判断が困難である。また、以降に各耐力の計算方法を示す。

表 4.2.3-5 最大圧縮軸力時の各耐力（C-USJ-UW-M，柱+挟込パネル）

試験体	パターン	$c+usQ_{mu}$ (kN)	$c+usQ_{su}$ (kN)			$c+usQ_{su} / c+usQ_{mu}$
			$cQ_{su}$	$usQ_{su}$	$cQ_{su} + usQ_{su}$	
C-USJ-UW-M 柱+挟込パネル	①	520	284	268	552	1.05
	②	492				0.98

表 4.2.3-6 最大圧縮軸力時の各耐力（C-USJ-UW-M，袖壁パネル）

試験体	パターン	$uwQ_{mu}$ (kN)	$uwQ_{su}$ (kN)	$uwQ_{su} / uwQ_{mu}$
C-USJ-UW-M 袖壁パネル	①	97	253	2.61
	②	93	197	2.11

#### 1) 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  は、柱部分と袖壁部分のそれぞれで平面保持を仮定し、既存 RC 柱の材軸回りでの

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

柱頭および柱脚曲げモーメント  $M_{ut}$ ,  $M_{ub}$  を用いて算出した。柱部分は本項(3)1)と同様にして、図 4.2.3-4 のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、柱部分および袖壁部分それぞれで軸方向力の釣り合いから中立軸深さを算出した。これを、柱頭と柱脚のそれぞれで行い、図 4.2.3-5 のように応力が生じると考え、(式 4.2.3-18)、(式 4.2.3-19)により  $M_{ut}$ ,  $M_{ub}$  を算出し、これを用いて(式 4.2.3-17)により曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  を算出した。

$$Q_{mu} = (M_{ut} + M_{ub}) / h_0 \tag{式 4.2.3-17}$$

$$M_{ut} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + C_{uw} (D_{uw} - x_{n,uw} / 3) + ND / 2 \tag{式 4.2.3-18}$$

$$M_{ub} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 - C_{uw} (D + x_{n,uw} / 3) + ND / 2 \tag{式 4.2.3-19}$$

ここで

$M_{ut}$  : 柱頭における曲げ終局モーメント(Nmm)

$M_{ub}$  : 柱脚における曲げ終局モーメント(Nmm)

$h_0$  : 柱内法高さ(mm)

$C_{uw}$  : 袖壁 UFC パネル圧縮合力(N)

$D_{uw}$  : 袖壁 UFC パネルせい(mm)

$x_{n,uw}$  : 袖壁 UFC パネル中立軸深さ(mm)

その他は(式 4.2.3-5) および(式 4.2.3-9)と同様

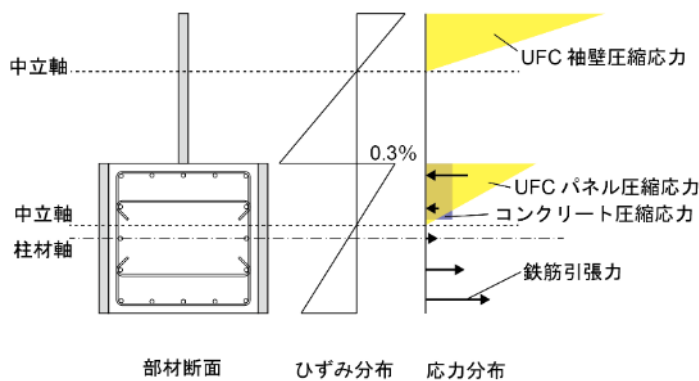


図 4.2.3-4 断面内の応力分布とひずみ分布 (C-USJ-UW-M)

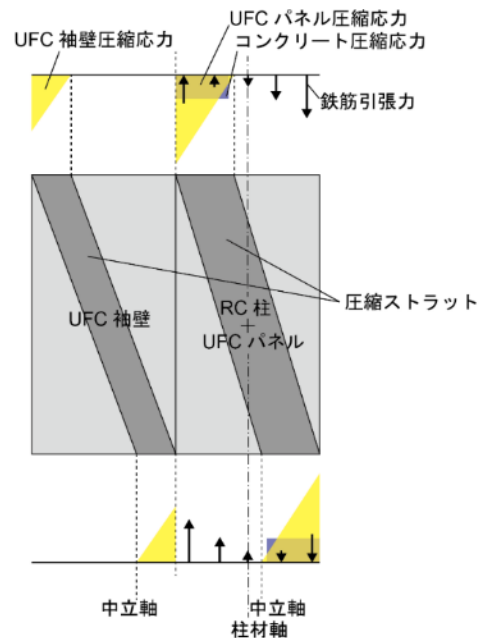


図 4.2.3-5 柱頭、柱脚の応力分布 (C-USJ-UW-M)

柱部分については、本項(3)1)と同様に算出した。

袖壁部分について、袖壁 UFC パネル圧縮合力は、本項(3)1)のパターン①および②と合わせて、

① : 圧縮縁応力が UFC の圧縮強度  $\sigma_{ufc}$  に達していると仮定した場合 ((式 4.2.3-20)),

②：圧縮縁応力が目地モルタルの圧縮強度  $\sigma_m$  に達していると仮定した場合 ((式 4.2.3-21)), の2パターン算出した。また, 柱部分と袖壁部分の軸力分担を, コンクリートと UFC のヤング係数比  $n$  を考慮した UFC パネル等価断面積  $nA_{us}$ ,  $nA_{uw}$  と柱断面積  $A_c$  の比で決定した。柱部分の負担軸力は (式 4.2.3-22), 袖壁 UFC パネルの負担軸力は (式 4.2.3-23) により算出した。

①：UFC のヤング係数を用いた場合

$$C_{uw} = N_{uw} = t_{uw} \cdot \sigma_{ufc} x_{n,uw} / 2 \quad (\text{式 4.2.3-20})$$

②：目地モルタルのヤング係数を用いた場合

$$C_{uw} = N_{uw} = t_{uw} \cdot \sigma_m x_{n,uw} / 2 \quad (\text{式 4.2.3-21})$$

$$N_{c+us} = N_{max} \times \frac{A_c + nA_{us}}{A_c + nA_{us} + nA_{uw}} \quad (\text{式 4.2.3-22})$$

$$N_{uw} = N_{max} \times \frac{nA_{uw}}{A_c + nA_{us} + nA_{uw}} \quad (\text{式 4.2.3-23})$$

ここで

$t_{uw}$ ：袖壁 UFC パネル厚さ (25mm)

$\sigma_m$ ：目地モルタル圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$N_{c+us}$ ：柱部分 (既存 RC 柱+挟込 UFC パネル) 負担軸力(N)

$N_{uw}$ ：袖壁 UFC パネル負担軸力(N)

$A_{uw}$ ：袖壁 UFC パネル断面積(mm<sup>2</sup>)

$E_m$ ：目地モルタルヤング係数

その他は (式 4.2.3-12) と同様

ただし, 目地モルタルの圧縮強度  $\sigma_m$  については, 文献[4.2-8]を参考に, 図 4.2.3-6 のように UFC パネルと上下スタブの拘束効果を考慮し, (式 4.2.3-24) により強度を上昇させ,  $\sigma_{mc}$  と読み替えて用いた。

$$\sigma_{mc} = \sigma_m + 69 \left( 1 - \frac{l}{\sqrt{3}t_{uw}} \right) \left( 1 - \frac{l}{\sqrt{3}D_{uw}} \right) \quad (\text{式 4.2.3-24})$$

ここで

$\sigma_{mc}$ ：拘束領域を考慮した目地モルタル圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_m$ ：材料試験における目地モルタル圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$l$ ：目地高さ(mm)

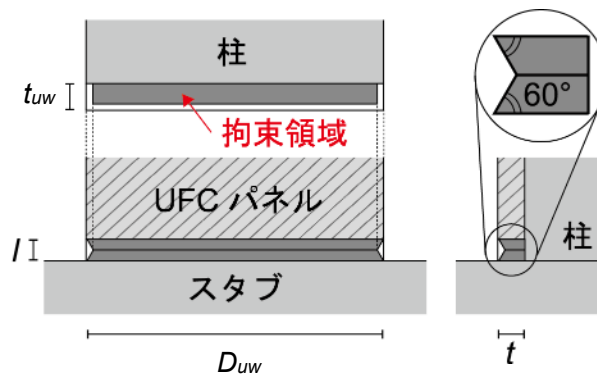


図 4.2.3-6 目地モルタルの拘束領域

## 2) せん断終局耐力

せん断耐力  $Q_{su}$  は、柱部分（既存 RC 柱+挟込 UFC パネル）と袖壁部分（袖壁 UFC パネル）についてそれぞれせん断耐力を算出し、足し合わせることで算出した。

柱部分については、本項(3)2)と同様に算出した。

袖壁部分については、本項(3)2)におけるアーチ機構負担せん断力の(式 4. 2. 3-13)を用いて算出した。ただし、袖壁 UFC パネルは柱の挟込 UFC パネルと異なり、増厚部を設けていない厚さ一定のパネルであることから、パネル破壊に至る前に目地部のモルタルが圧縮強度に達する場合を考える。本項(4)1)のパターン①および②と合わせて、

①：圧縮縁応力が UFC の圧縮強度  $\sigma_{ufc}$  に達していると仮定した場合、

③：圧縮縁応力が目地モルタルの圧縮強度  $\sigma_m$  に達していると仮定した場合、

の 2 パターン算出した。なお、目地モルタルの圧縮強度を用いる場合には、(式 4. 2. 3-24)により拘束効果を考慮した。

## (5) C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M

最大圧縮軸力時の各耐力の算定値を表 4. 2. 3-7 および表 4. 2. 3-8 に示す。本試験体でも、試験体 C-USJ-UW-M と同様に、柱部分（既存 RC 柱と挟込 UFC パネル）と袖壁部分（RC 袖壁）のそれぞれで算出した。なお、柱部分と袖壁部分の負担軸力は、それぞれの弾性軸剛性の比で分配されるとして計算した。ただし、 $c+usQ_{mu}$  および  $c+usQ_{su}$  は曲げ終局耐力およびせん断終局耐力における既存 RC 柱と挟込 UFC パネルの寄与分、 $rcwQ_{mu}$  および  $rcwQ_{su}$  は曲げ終局耐力およびせん断終局耐力における RC 袖壁の寄与分とする。本試験体では、袖壁についてはせん断余裕度  $Q_{su}/Q_{mu}$  が 1.09 となり、曲げ破壊を想定しているが、柱部分については C-USJ-M と同様に曲げ破壊とせん断破壊のどちらが先行するかの判断が困難である。以降に各耐力の計算方法を示す。

表 4.2.3-7 最大圧縮軸力時の各耐力 (C-USJ-RCW-M, 柱+挟込パネル)

試験体	パターン	$c+usQ_{mu}$ (kN)	$c+usQ_{su}$ (kN)			$c+usQ_{su} / c+usQ_{mu}$
			$cQ_{su}$	$usQ_{su}$	$cQ_{su} + usQ_{su}$	
C-USJ-RCW-M 柱+挟込パネル	①	620	308	277	585	0.94
	②	570				1.03

表 4.2.3-8 最大圧縮軸力時の各耐力 (C-USJ-RCW-M, RC 袖壁)

試験体	パターン	$rcwQ_{mu}$ (kN)	$rcwQ_{su}$ (kN)	$rcwQ_{su} / rcwQ_{mu}$
C-USJ-RCW-M RC 袖壁	①, ②	98	106	1.09

1) 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  は、本項(4)1)と同様に、柱部分と袖壁部分のそれぞれで平面保持を仮定し、既存 RC 柱の材軸回りでの柱頭および柱脚曲げモーメント  $M_{ut}$ ,  $M_{ub}$  を用いて算出した。図 4.2.3-7 に仮定した断面内のひずみ分布および応力分布を、図 4.2.3-8 に柱頭と柱脚の応力分布を示す。これらより、(式 4.2.3-26) および (式 4.2.3-27) を用いて  $M_{ut}$ ,  $M_{ub}$  を算出し、(式 4.2.3-25) により曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  を算出した。

$$Q_{mu} = (M_{ut} + M_{ub}) / h_0 \quad (式 4.2.3-25)$$

$$M_{ut} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + C_{rcw} (D_{rcw} - k_2' x_{n,rcw}) + ND / 2 \quad (式 4.2.3-26)$$

$$M_{ub} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 - C_{rcw} (D + k_2' x_{n,rcw}) + ND / 2 \quad (式 4.2.3-27)$$

ここで

$C_{rcw}$  : RC 袖壁コンクリート圧縮合力(N)

$D_{rcw}$  : RC 袖壁せい(mm)

$x_{n,rcw}$  : RC 袖壁中立軸深さ(mm)

その他は (式 4.2.3-17) ~ (式 4.2.3-19) と同様

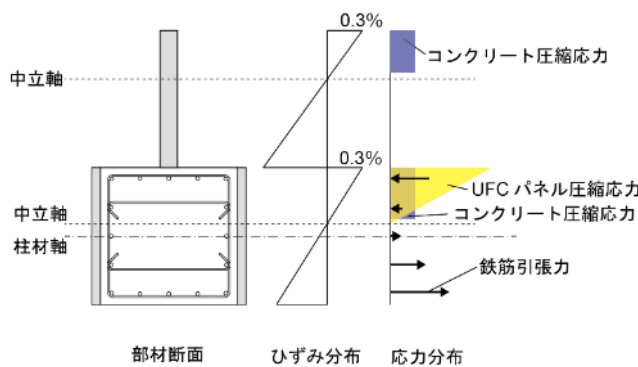


図 4.2.3-7 断面内の応力分布とひずみ分布

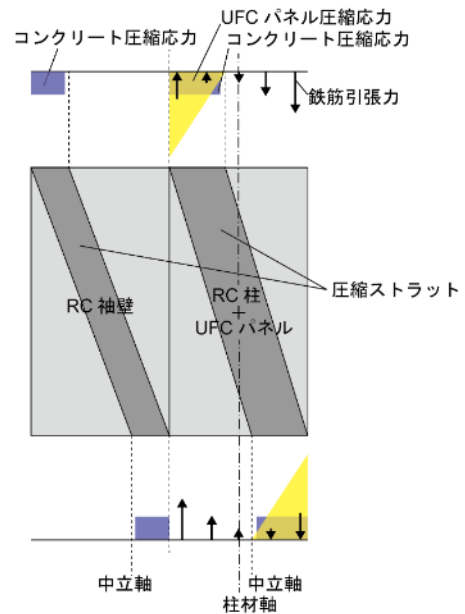


図 4.2.3-8 柱頭、柱脚の応力分布

柱部分については、本項(3)1)と同様に算出した。

袖壁部分については、RC 袖壁断面に平面保持を仮定し、既存 RC 柱と同様に算出した。また、柱部分と袖壁部分の軸力分担を、柱コンクリートに対する袖壁コンクリートおよび UFC のヤング係数比  $n_{rcw}$ 、 $n_{ufc}$  を考慮した袖壁等価断面積  $n_{rcw}A_{rcw}$  と UFC パネル等価断面積  $n_{ufc}A_{us}$  と柱断面積  $A_c$  の比で決定した。柱部分の負担軸力は (式 4.2.3-28)、RC 袖壁の負担軸力は (式 4.2.3-29) により算出した。

$$N_{c+us} = N_{max} \times \frac{A_c + n_{ufc}A_{us}}{A_c + n_{ufc}A_{us} + n_{rcw}A_{rcw}} \quad (式 4.2.3-28)$$

$$N_{rcw} = N_{max} \times \frac{n_{rcw}A_{rcw}}{A_c + n_{ufc}A_{us} + n_{rcw}A_{rcw}} \quad (式 4.2.3-29)$$

ここで

$N_{rcw}$  : RC 袖壁負担軸力(N)

$A_{rcw}$  : RC 袖壁断面積(mm<sup>2</sup>)

$n_{rcw}$  : 柱コンクリートに対する袖壁コンクリートのヤング係数比 ( $n_{rcw} = E_{rcw}/E_c$ )

$n_{ufc}$  : 柱コンクリートに対する UFC のヤング係数比 ( $n_{ufc} = E_{ufc}/E_c$ )

その他は (式 4.2.3-12) と同様

## 2) せん断終局耐力

せん断耐力  $Q_{su}$  は、柱部分 (既存 RC 柱+挟込 UFC パネル) と袖壁部分 (RC 袖壁) についてそれぞれせん断耐力を算出し、足し合わせることで算出した。柱部分については、本項(3)2)と同様に算出した。袖壁部分については、柱としてみなすことで、本項(1)5)と同様に (式 4.2.3-7) に基づいて算出した。

#### 4.2.4 材料試験結果

本実験で使用した各種材料の力学的特性を以下に示す。

##### (1) コンクリート

本実験において、柱試験区間および上下スタブに使用したコンクリートについて材料試験を行った。柱、袖壁に用いたコンクリートの調合を表 4.2.4-1 に、材料試験結果を表 4.2.4-2～表 4.2.4-4 にそれぞれ示す。材料試験は圧縮試験をそれぞれ 3 体ずつ行い、その平均値を示している。また、混和剤には高性能 AE 減水剤を使用し、コンクリートはレディーミクストコンクリートである。

表 4.2.4-1 コンクリート調合

試験体	使用箇所	コンクリートの種類による記号	水セメント比 (%)	スランプ (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類による記号
全試験体	柱試験区間 上下スタブ	普通	53.5	18	13	N
C-USJ-RCW C-USJ-RCW-M	袖壁	普通	44	21	15	N

表 4.2.4-2 コンクリートの材料試験結果 (C-N および無損傷補強シリーズ)

試験体	使用箇所	材齢(日)	圧縮強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数* (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	割裂引張強度(N/mm <sup>2</sup> )
C-N	下スタブ	41	39.3	26.7	0.195	2.54
	柱試験区間	41	40.8	27.1	0.207	2.40
	上スタブ	41	39.7	26.8	0.197	2.06
C-US	下スタブ	76	42.9	27.5	0.214	3.04
	柱試験区間	76	46.7	28.3	0.203	2.85
	上スタブ	76	43.6	27.7	0.212	3.27
C-USJ	下スタブ	70	42.8	27.5	0.176	2.58
	柱試験区間	70	46.2	28.2	0.190	2.78
	上スタブ	70	43.1	27.6	0.188	3.29
C-USJ-UW	下スタブ	62	43.1	27.6	0.170	2.66
	柱試験区間	62	44.9	27.9	0.182	2.72
	上スタブ	62	42.0	27.3	0.178	3.49
C-USJ-RCW	下スタブ	264	47.4	28.4	0.195	—
	柱試験区間	264	51.6	29.3	0.179	—
	上スタブ	264	49.0	28.7	0.219	—
	袖壁	47	50.6	29.1	0.192	—

\* $1/3 f_c$  割線弾性係数とする



表 4.2.4-3 コンクリートの材料試験結果（損傷後補強シリーズ，一次載荷）

試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数* (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
C-US-M	下スタブ	153	45.2	28.0	0.206
	柱試験区間	153	48.7	28.7	0.206
	上スタブ	153	46.2	28.2	0.203
C-USJ-M	下スタブ	124	40.7	27.0	0.186
	柱試験区間				
	上スタブ				
C-USJ-UW-M	下スタブ	174	47.2	29.4	0.203
	柱試験区間	174	49.0	28.8	0.207
	上スタブ	174	46.9	28.3	0.219
C-USJ-RCW-M	下スタブ	145	47.1	28.4	0.191
	柱試験区間	145	48.4	28.6	0.180
	上スタブ	145	46.4	28.2	0.226

\*  $1/3f_c$  割線弾性係数とする

表 4.2.4-4 コンクリートの材料試験結果（損傷後補強シリーズ，二次載荷）

試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数* (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
C-US-M	下スタブ	238	46.0	28.2	0.199
	柱試験区間	238	48.1	28.6	0.226
	上スタブ	238	47.6	28.5	0.189
C-USJ-M	下スタブ	174	40.7	27.0	0.195
	柱試験区間				
	上スタブ				
C-USJ-UW-M	下スタブ	246	47.1	28.4	0.197
	柱試験区間	246	48.6	28.7	0.195
	上スタブ	246	49.2	28.8	0.204
C-USJ-RCW-M	下スタブ	259	47.6	28.5	0.190
	柱試験区間	259	51.9	29.3	0.195
	上スタブ	259	49.2	28.8	0.199
	RC 袖壁	42	47.4	28.5	0.205

\*  $1/3f_c$  割線弾性係数とする

(2) 鉄筋

本実験で使用した鉄筋の材料試験結果を表 4.2.4-5 に示す。上下スタブに SD345 の D25 と D13 を、柱試験区間に SD345 の D10 と SD295A の D5, D6 を、RC 袖壁に SD295A の D4, D6 を使用した。鉄筋の引張試験はそれぞれ 3 本ずつ行い、その平均値を示している。なお、降伏ひずみは降伏強度をヤング係数で除して算出した。

表 4.2.4-5 鉄筋の材料試験結果

試験体	種類 (鋼種)	使用箇所	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (%)
C-US	D10 (SD345)	柱主筋	368.4	188.4	545.7	0.196
C-USJ C-USJ-UW	D5 (SD295A)	柱主筋	380.5*	193.7	516.3	0.197
C-USJ-RCW C-US-M	D4 (SD295A)	柱帯筋	361.2*	194.9	518.9	0.185
C-USJ-M C-USJ-UW-M	D25 (SD345)	スタブ主筋	393.3	192.5	588.4	0.204
C-USJ-RCW-M	D13 (SD345)	スタブ帯筋	375.7	181.0	561.2	0.208
C-USJ-RCW	D6 (SD295A)	袖壁縦筋	475.8*	192.6	564.4	0.247
C-USJ-RCW-M	D4 (SD295A)	袖壁横筋	347.0*	193.5	513.2	0.180

\* 明瞭な降伏点を示さなかったため、0.2%オフセット強度とした

## 第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

### (3) UFC

本実験において、補強用パネルに使用した UFC について材料試験を行った。UFC には「ダクトル (太平洋セメント株式会社)」を使用し、高張力鋼繊維を容積比で 2% 配合している。用いた鋼繊維の試験成績表を表 4.2.4-6 に、UFC の材料試験結果を表 4.2.4-7 に示す。材料試験は圧縮試験、曲げ試験をそれぞれ 3 体ずつ行い、その平均値を示している。なお UFC の養生には、所定の強度発現のため標準熱養生 (90°C・48 時間の蒸気養生) を行った。また、曲げひび割れ強度はややばらつきがあるため、参考値として示す。

表 4.2.4-6 鋼繊維の試験成績表

試験体	使用箇所	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	直径 (mm)	長さ (mm)
全試験体	UFC パネル	7.84	2.9×10 <sup>3</sup>	0.22	15.1

表 4.2.4-7 UFC の材料試験結果

試験体	使用箇所	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	曲げひび割れ 強度(N/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )				
C-US C-USJ C-USJ-UW	UFC パネル	219	51.7	22.7	47.5				
C-USJ-RCW C-US-M C-USJ-M C-USJ-UW-M C-USJ-RCW-M						216	52.9	(28.3)*	60.6

\* ややばらつきがあるため、参考値として示す

### (4) 無収縮モルタル、接着材

本実験で使用した UFC パネル目地部および RC 袖壁頂部用高強度無収縮モルタル、およびパネル接着用エポキシ樹脂系接着材について、それぞれ材料試験を行った。パネル目地部用モルタルには「プレユーロックス UHS (太平洋マテリアル株式会社)」を、RC 袖壁頂部用モルタルには「プレユーロックス M (太平洋マテリアル株式会社)」を、パネル接着用エポキシ樹脂には「エポサームパテ L-600 (三菱ケミカルインフラテック株式会社)」を使用した。材料試験結果を表 4.2.4-8 に示す。材料試験は圧縮試験をそれぞれ 3 体ずつ行い、その平均値を示している。

表 4. 2. 4-8 無収縮モルタル・接着材の材料試験結果

材料	試験体	使用箇所	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数* (kN/mm <sup>2</sup> )
高強度無収縮 モルタル	C-USJ	パネル 目地部	48	121.8	32.2
	C-USJ-UW		40	122.6	31.5
	C-USJ-RCW		62	135.2	34.9
	C-USJ-M		28	122.5	34.4
	C-USJ-UW-M		44	129.1	34.5
	C-USJ-RCW-M		57	108.2	34.4
	C-USJ-RCW	袖壁頂部	45	64.5	25.5
	C-USJ-RCW-M		40	62.7	23.5
エポキシ樹脂 系接着材	C-US	パネル 接着用	46	45.5	4.8
	C-USJ				
	C-USJ-UW				
	C-USJ-RCW		33	57.3	5.3
	C-US-M				
	C-USJ-M				
	C-USJ-UW-M				
C-USJ-RCW-M					

\*圧縮強度の 1/3 倍点における割線弾性係数とする

(5) アンカーボルト

C-US および C-US-M で UFC パネルを締め付けるために使用したアンカーボルトの詳細を表 4. 2. 4-9 に示す。

表 4. 2. 4-9 アンカーボルトの詳細と材料試験結果

試験体	使用箇所	種類 (鋼種)	降伏強度* (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
C-US	あと施工アンカー	M12 (SNB7)	788.1	161.8	952.2
C-US-M			826.8	172.4	1009.5

\* 0.2%オフセット強度とした

#### 4.2.5 載荷方法

載荷は、いずれの試験体もピロティ架構の1階柱を想定した変動軸力下における、逆対称曲げ形式の正負交番繰り返し漸増載荷とした。一次載荷と二次載荷は同一の載荷方法で実験を行った。以下に続く節で詳細を示す。

##### (1) 載荷装置

載荷装置立面図を図4.2.5-1に示す。載荷の方向は、図4.2.5-1に示すように、南方向への加力を正方向とした。圧縮・引張軸力は鉛直方向の8000kN ジャッキ2本により、水平力は水平方向の3000kN ジャッキ1本により作用させた。面外方向への変形は、東西方向の力のみ抵抗する面外変形拘束器具を取り付けることで抑制した。また、高さ方向の調整のため、厚さ400mmのコンクリートブロックを試験体の下に2つ、試験体の上に3つ設置し、2つの脚部用コンクリートブロックの間および脚部用コンクリートブロックと反力床の間には厚さ45mm鉄板を敷き詰めた。試験体と反力床、試験体と載荷フレームは、それぞれφ32のPC鋼棒10本ずつにプレストレスを導入することで固定した。さらに、本実験では、上下のスタブを平行に保つように鉛直ジャッキを制御した。

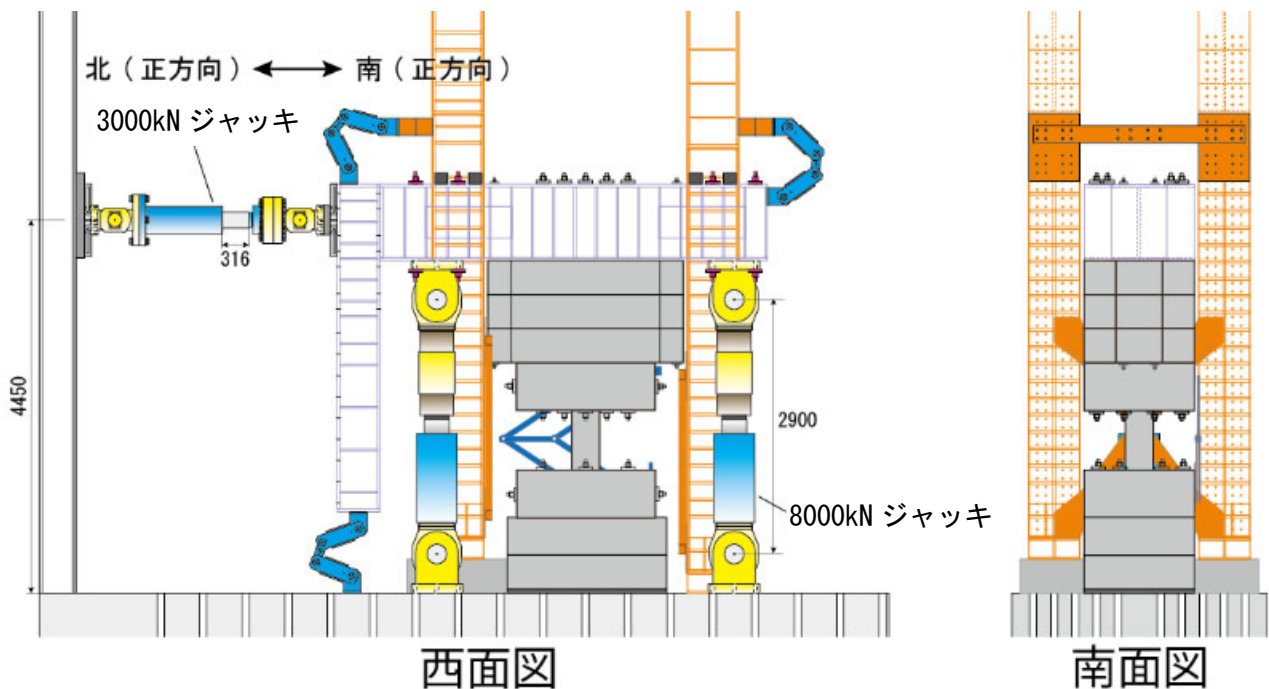


図 4.2.5-1 載荷装置立面図

##### (2) 軸力

軸力はピロティ架構の1階柱を想定した変動軸力とした。軸力経路を図4.2.5-2に、各目標点の軸力およびせん断力を表4.2.5-1および表4.2.5-2に示す。図4.2.5-2中の赤実線が本実験の軸力経路を、黒実線が曲げ終局耐力を、黒一点鎖線がせん断終局耐力を示す。基点とする長期軸力 $N_0$ は、文献[4.2-9]を参考に $0.15bd_f'$ とした。引張側の最大値は、文献[4.2-10]を参考に $-0.75a_g\sigma_y$  ( $a_g$ : 柱主筋全断面積( $\text{mm}^2$ ),  $\sigma_y$ : 柱主筋降伏強度( $\text{N}/\text{mm}^2$ ))とした。圧縮側の最大値は、文献[4.2-9]を参考に長期軸力 $N_0$ の2倍に $a_g\sigma_y$ を加えた値を丸めて $0.40bd_f'$ とした。なお、文献[4.2-9]の有限要素解析においても圧縮柱には同程度の軸力が作用していたことが確認されている。また、引張側は最大引張軸力時におけるRC柱単体の曲げ

終局耐力計算値の 1/2 ( $=0.5Q_{mu}$ ) 時点を、圧縮側は最大圧縮軸力時における RC 柱単体のせん断終局耐力計算値の 1/2 ( $=0.5Q_{su}$ ) 時点を折れ点とし、長期軸力時から線形に軸力を増減させた。なお、補強試験体についても RC 柱単体と同じ計算方法で折れ点を決定した。また、材料試験によるコンクリート圧縮強度  $f'_c$  は一次載荷時と二次載荷時で異なっているが、二次載荷時においても一次載荷時の値を用いることで、同一の軸力経路をたどるように計画した。

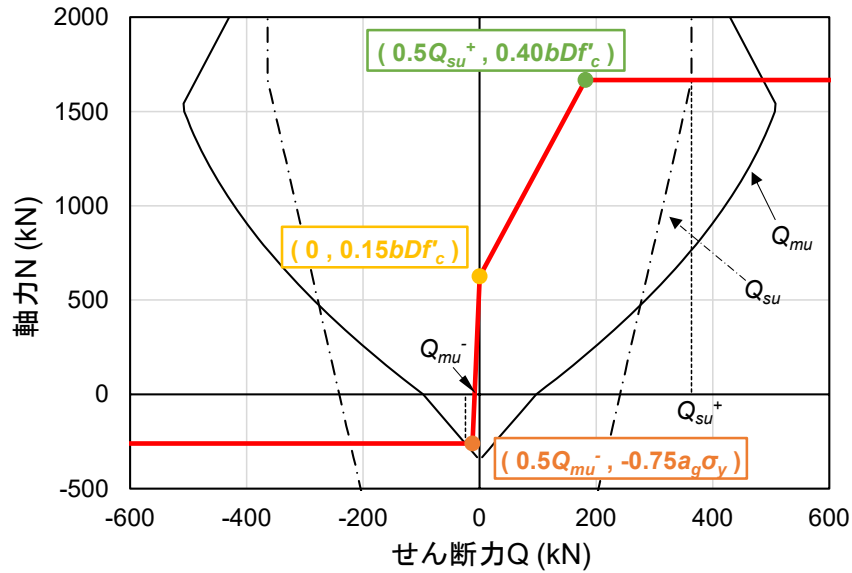


図 4.2.5-2 軸力経路 (C-US-M)

表 4.2.5-1 各目標点における軸力およびせん断力 (C-N および無損傷補強シリーズ)

試験体		軸力 $N$ (kN)	$N/bDf'_c$	せん断力 $Q$ (kN)
C-N	引張側折れ点	-262	-0.063	-12
	長期軸力点	627	0.15	0
	圧縮側折れ点	1671	0.40	182
C-US	引張側折れ点	-262	-0.055	-12
	長期軸力点	717	0.15	0
	圧縮側折れ点	1913	0.40	200
C-USJ	引張側折れ点	-262	-0.055	-12
	長期軸力点	710	0.15	0
	圧縮側折れ点	1892	0.40	198
C-USJ-UW	引張側折れ点	-262	-0.057	-12
	長期軸力点	690	0.15	0
	圧縮側折れ点	1839	0.40	194
C-USJ-RCW	引張側折れ点	-262	-0.053	-12
	長期軸力点	743	0.15	0
	圧縮側折れ点	1983	0.40	205

表 4.2.5-2 各目標点における軸力およびせん断力（損傷後補強シリーズ）

試験体		軸力 $N$ (kN)	軸力比 ( $=N / bDf'_c$ )	せん断力 $Q$ (kN)
C-US-M	引張側折れ点	-261	-0.052	-12
	長期軸力点	748	0.15	0
	圧縮側折れ点	1995	0.40	206
C-USJ-M	引張側折れ点	-261	-0.063	-12
	長期軸力点	625	0.15	0
	圧縮側折れ点	1667	0.40	182
C-USJ-UW-M	引張側折れ点	-261	-0.052	-12
	長期軸力点	753	0.15	0
	圧縮側折れ点	2007	0.40	207
C-USJ-RCW-M	引張側折れ点	-261	-0.053	-12
	長期軸力点	743	0.15	0
	圧縮側折れ点	1982	0.40	205

(3) 载荷サイクル

载荷サイクルを図 4.2.5-3 に示す。本実験では、南方向への加力を正方向とし、変位制御型正負交番繰り返し漸増载荷とした。制御に用いた変形角  $R$  は上下スタブの相対水平変位を柱試験区間内法高さで除して算出した。一次载荷では、変形角  $R=0.03125\%$  において 1 回载荷を行い、 $R=0.0625\%$ ,  $0.125\%$ ,  $0.25\%$ ,  $0.5\%$  でそれぞれ 2 回の繰り返し载荷を行った。これは、2 章の実験において、本研究の原試験体と縮尺が異なるほぼ同一の構造詳細を有する試験体 (C-C40T75) が  $R=0.5\%$  において最大耐力を記録したこと、一次载荷で  $R=3\%$  まで行った試験体で十分な補強効果が見られなかったことから、本研究では一次载荷は  $R=0.5\%$  までとした。また、二次载荷では、 $R=0.5\%$  までは一次载荷と同様に载荷を行い、続いて  $R=0.75\%$ ,  $1.0\%$ ,  $1.5\%$ ,  $2.0\%$ ,  $3.0\%$ ,  $4.0\%$  でそれぞれ 2 回の繰り返し载荷を行った。 $R=4\%$  を越えてもなお载荷が続けられる状態であった場合には、プッシュオーバー载荷を行った。

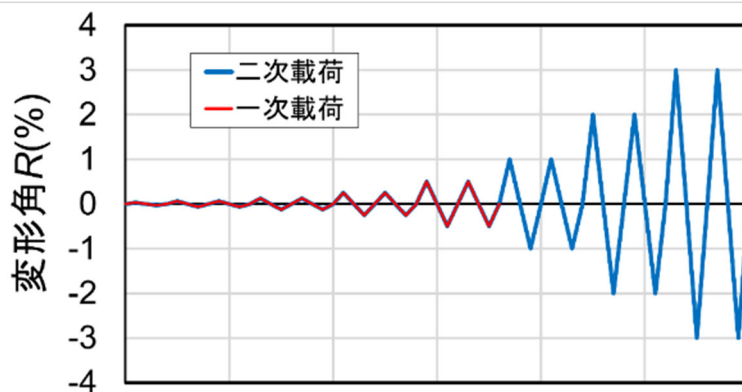


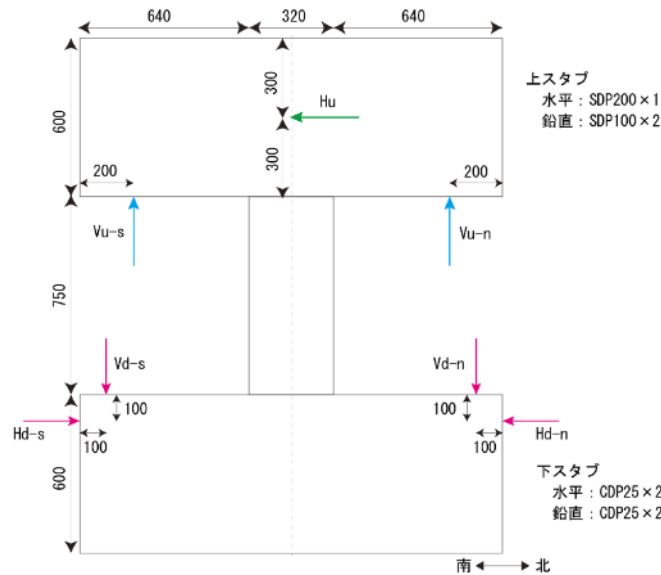
図 4.2.5-3 载荷サイクル

4.2.6 計測方法

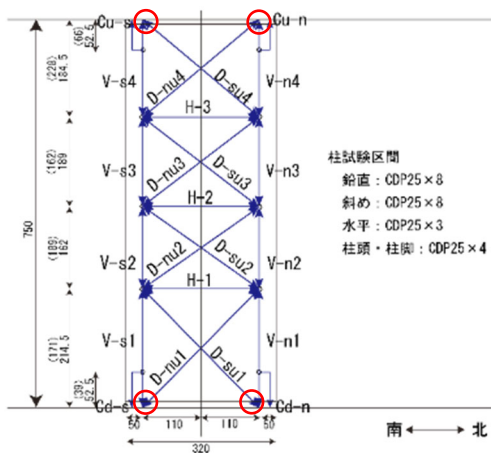
本実験の計測には、変位計およびひずみゲージを用いた。変形角および柱試験区間、UFC パネルおよび RC 袖壁の変形は変位計を用いて計測し、柱試験区間の主筋、せん断補強筋および UFC パネルにはひずみゲージを貼付してひずみの計測を行った。以下に続く節でそれぞれの詳細な計測方法を示す。

(1) 変位計

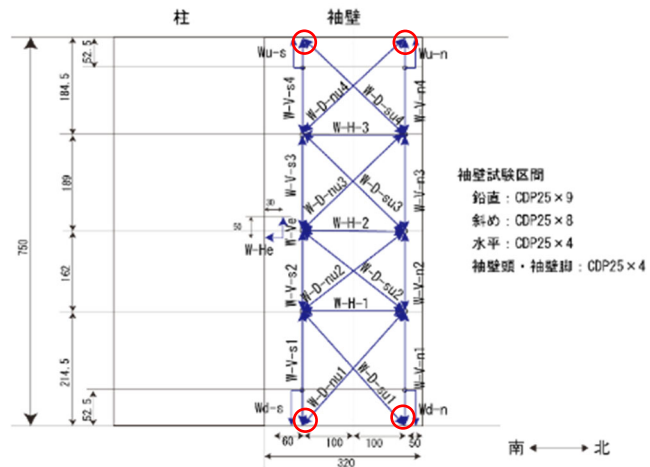
変位計の取り付け位置を図 4.2.6-1 に示す。上スタブ水平変位計で計測した相対水平変位を柱試験区間内法高さで除し、変形角  $R$  を算出した。また、柱試験区間裏面および裏面の UFC パネルに設置した鉛直方向と斜め方向の変位計の計測結果を用いて、曲げ変形とせん断変形を算出した。なお、柱試験区間および袖壁の上下端の鉛直変位計 (V-s1, V-n1, V-s4, V-n4) と斜め方向変位計 (D-su1, D-nu1, D-su4, D-nu4) のスタブ側の起点 (図 4.2.6-1 中に赤丸で示す) は上下スタブに直接取り付けられている。また、C-USJ-M の原試験体では、施工時のミスにより変位計用のインサートの位置が他の試験体と異なっており、図中括弧内に寸法を示している。



(a) 上下スタブ



(b) 柱試験区間および挟込 UFC パネル



(c) 袖壁 UFC パネルおよび RC 袖壁

図 4.2.6-1 変位計取り付け位置 (東面) (単位: mm)



(2) ひずみゲージ

1) 鉄筋

各鉄筋のひずみゲージ貼り付け位置を図 4.2.6-2 に示す。柱主筋のひずみゲージは試験体裏面から 1 段目、5 段目の鉄筋に、柱帯筋のひずみゲージは柱頭・柱脚の計 2 段の帯筋に 4 か所ずつ、柱中央付近の計 4 段の帯筋には 6 か所ずつ貼り付けた。また、RC 袖壁縦筋のひずみゲージは試験体裏面側の鉄筋に、横筋のひずみゲージは計 6 段の横筋に 4 か所ずつ貼り付けた。

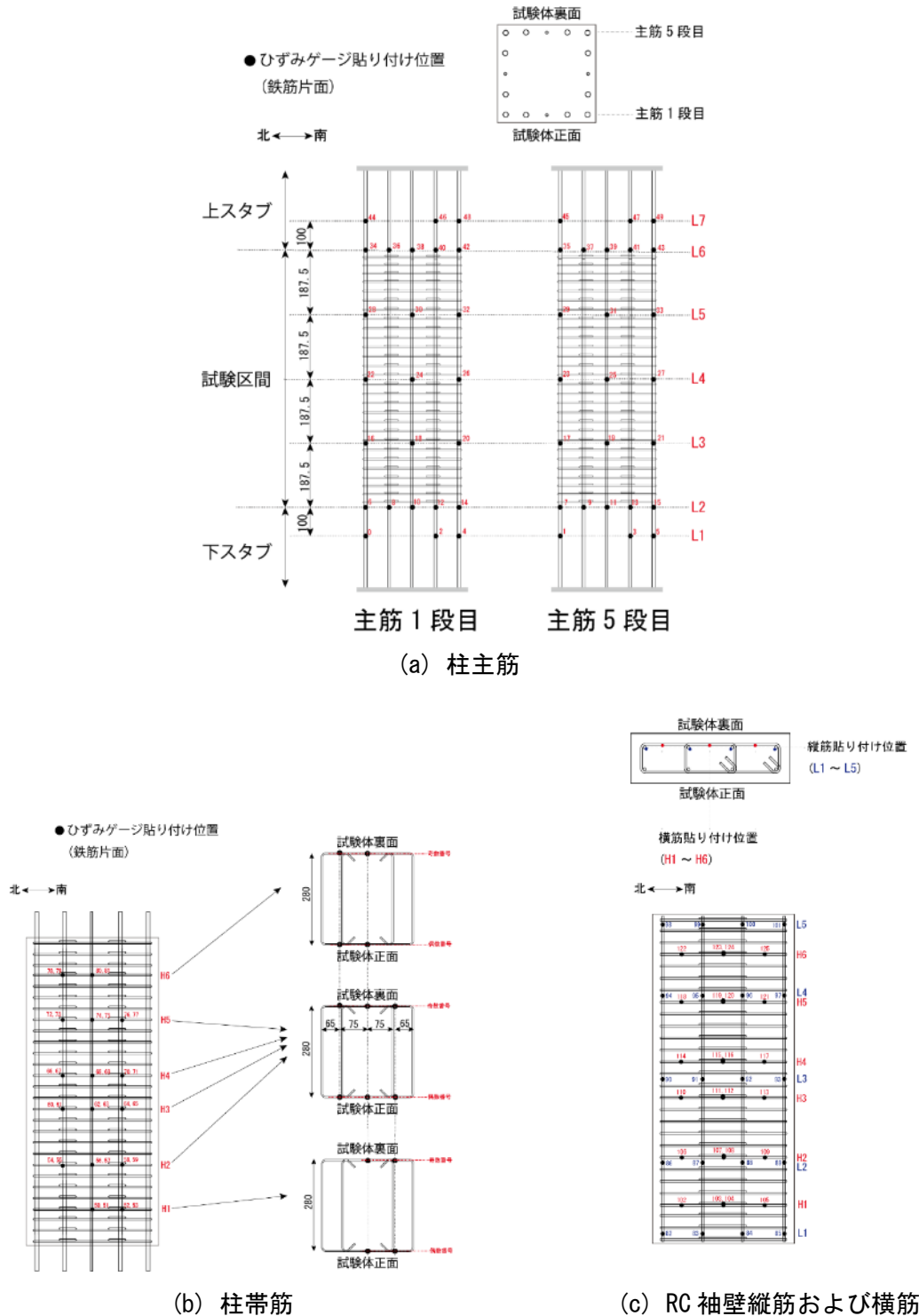
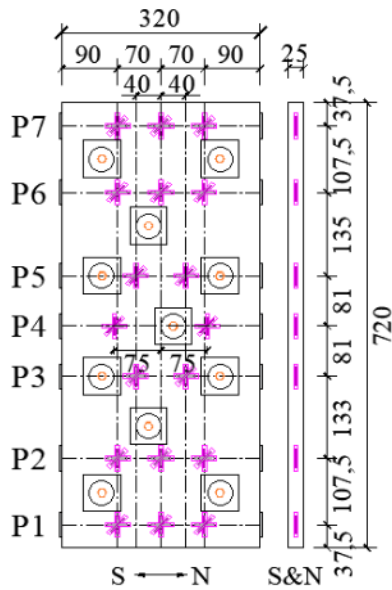
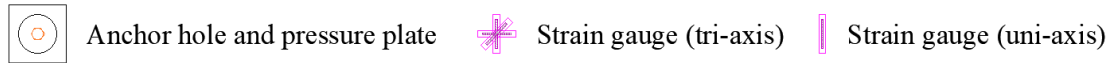


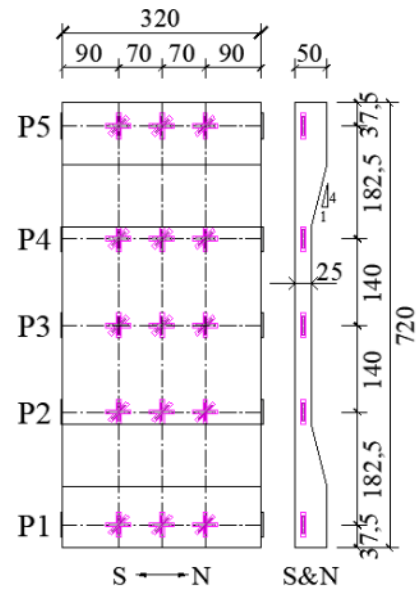
図 4.2.6-2 ひずみゲージ取り付け位置 (単位 : mm)

2) UFC パネルおよび RC 袖壁

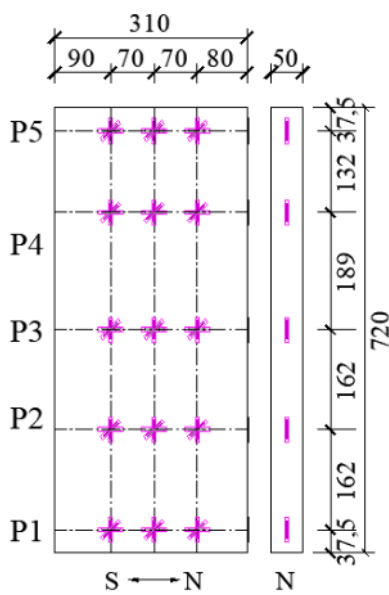
UFC パネルおよび RC 袖壁の表面に貼り付けたひずみゲージの位置を図 4.2.6-3 に示す。ひずみゲージは、3 軸のロゼットゲージ（ゲージ検長：30mm）を、側面では鉛直方向のみの 1 軸ゲージを使用した。C-US および C-US-M の挟込 UFC パネルでは P1～P7 の 7 断面、それ以外の試験体の挟込 UFC パネルおよび C-USJ-UW および C-USJ-UW-M の袖壁パネル、C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M の RC 袖壁では P1～P5 の 5 断面で計測を行った。パネル端部を増厚した挟込 UFC パネルでは傾斜のない面で計測を行った。なお、C-USJ-UW、C-USJ-RCW の袖壁については、柱際の 1 列（図中の se 列）では計測を行っていない。



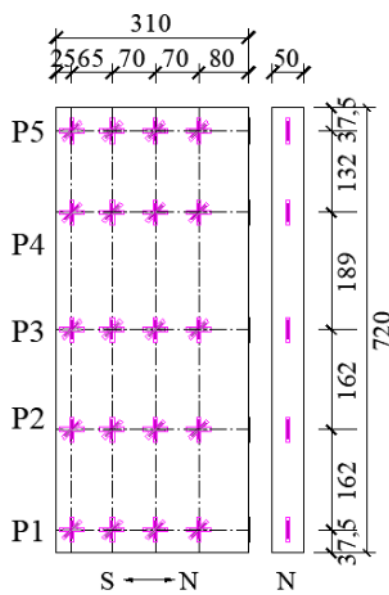
(a) 挟込パネル (C-US および C-US-M)



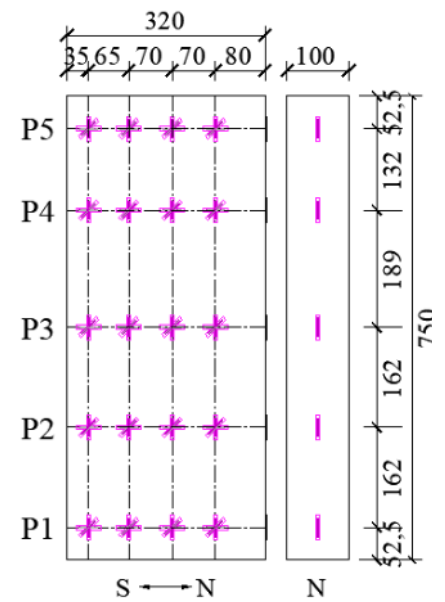
(b) 挟込パネル (C-US および C-US-M 以外)



(c) 袖壁パネル (C-USJ-UW)



(d) 袖壁パネル (C-USJ-UW-M)



(e) RC 袖壁

図 4.2.6-3 ひずみゲージ取り付け位置 (単位 : mm)

参考文献 (4.2 節)

- [4.2-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説，2020
- [4.2-2] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary, American Concrete Institute, 2019
- [4.2-3] 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，1999
- [4.2-4] 諏訪田晴彦ほか：超高強度繊維補強コンクリート及び高強度無収縮モルタルを充填部に使用したプレキャスト部材接合部の引張性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31, No.2, pp.1477-1482, 2009
- [4.2-5] 以頭秀司ほか：鋼板を片面に貼り付けてせん断補強した既存 RC 柱の力学性状（その 1～その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp251-254, 2013.8
- [4.2-6] 宮内靖昌ほか：エポキシ樹脂を用いた接着接合部の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23, No.1, pp.967-972, 2001
- [4.2-7] 日比野陽ほか：横補強筋量が少ない鉄筋コンクリート柱部材の圧縮ストラット形状の変化と終局せん断強度，日本建築学会構造系論文集，No.677, pp.1113-1122, 2012.7
- [4.2-8] 今井和正ほか：超高強度プレキャスト柱における接合モルタルの圧縮特性，コンクリート工学テクニカルレポート，第 48 巻 2 号，pp.24-30, 2010
- [4.2-9] 谷昌典ほか：2016 年熊本地震で被災したピロティ形式 RC 造集合住宅の有限要素解析，日本建築学会技術報告集，Vol.25, No.59, pp.171-176, 2019
- [4.2-10] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020

### 4.3 実験結果

本節では、前節に示した実験の結果として、水平荷重－変形角関係、初期剛性、損傷状況、変形分離、曲率分布、部材端部鉛直変位、最大および最小主応力、補強部材の負担軸力およびせん断力を示すとともに、一次荷重と二次荷重を比較することで補強効果について検証する。

#### 4.3.1 水平荷重－変形角関係

##### (1) C-N および無損傷補強シリーズ

C-N および無損傷補強シリーズ試験体の水平荷重－変形角関係を図 4.3.1-1 に示す。図中、○は正負最大耐力点、△は主筋引張降伏点、◇は主筋圧縮降伏点、□はせん断補強筋降伏点をそれぞれ示している。ここで、鉄筋の降伏はひずみゲージの値から判定した。また、正側最大耐力点から伸びた破線は、P-Δ効果の影響による見かけの耐力低下を示している。

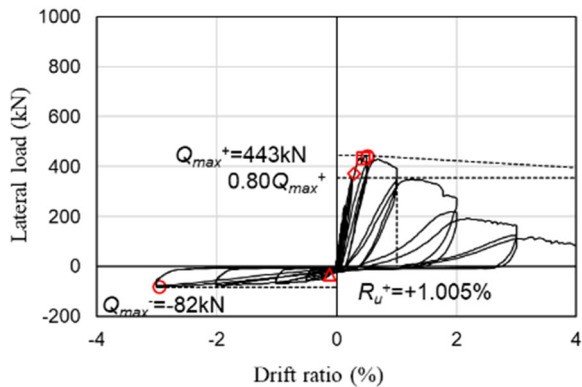
**C-N** : R=-0.03125%サイクルで柱全長にわたって水平な曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.125%サイクル 1 回目に主筋が引張降伏した。R=+0.5%サイクル 1 回目で主筋が圧縮降伏したのちにせん断補強筋が引張降伏し、同サイクルピーク時に正側の最大耐力を記録した。また同サイクルではせん断ひび割れの発生も確認されている。その後耐力は低下し、R=+1%サイクル 2 回目で最大耐力  $Q_{max}^+$  の 80%を下回ったため、限界変形角  $R_{u^+}=+1.005\%$  とした。限界変形角は最大耐力以降の荷重が最大耐力の 80%まで低下した点の変形角とした。その後 R=-3%サイクル 1 回目のピーク付近で負側の最大荷重を記録した。R=+3%サイクル 2 回目ピーク時には最大耐力  $Q_{max}^+$  の 30%程度まで耐力が低下し、R=+4%付近で軸力を支持できなくなり荷重を終了した。

**C-US** : R=-0.03125%のサイクルで柱頭、柱脚に曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.125%サイクル 1 回目ピーク時に主筋が引張降伏した。その後 R=+0.25%サイクル 1 回目で主筋が圧縮降伏し、R=+1%サイクル 1 回目ピーク付近でせん断補強筋が引張降伏したのちに正側の最大耐力を記録した。その後耐力が低下し、R=+2%サイクル 1 回目ピーク付近で限界変形角  $R_{u^+}=2.011\%$  を迎えた。同サイクルピーク時には挟込パネルに曲げひび割れとせん断ひび割れが確認された。R=-2%サイクル 1 回目ピーク付近では負側の最大荷重を記録した。最終的には R=+2%サイクル 2 回目の荷重途中で耐力が大幅に低下し荷重を終了した。

**C-USJ** : R=-0.03125%のサイクルで柱頭および柱脚の一部で曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.125%サイクル 1 回目に主筋が引張降伏した。その後 R=+0.5%サイクル 1 回目ピーク時に主筋が圧縮降伏し、R=+2%サイクル 1 回目でせん断補強筋が引張降伏したのちに正側の最大耐力を記録した。その後耐力が低下し、同サイクルピーク時において限界変形角  $R_{u^+}=+2.005\%$  を迎えた。その後 R=-2%サイクル 1 回目ピーク付近で負側の最大荷重を記録し、R=+2%サイクル 2 回目では挟込パネルにせん断ひび割れが発生した。最終的には R=+3%サイクル 1 回目の荷重途中で挟込パネルのせん断破壊を伴い軸崩壊し、耐力が大幅に低下したため荷重を終了した。

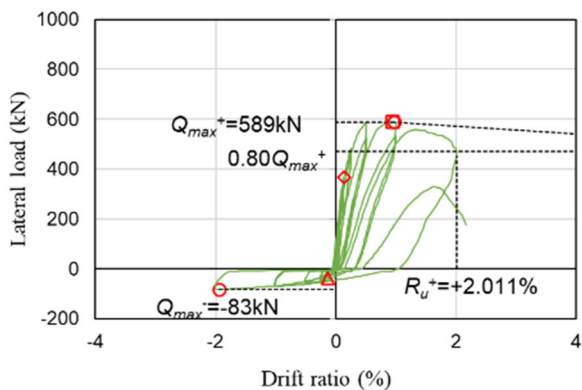
**C-USJ-UW** : R=-0.03125%のサイクルで柱頭の柱から袖壁にかけての部分と柱脚の一部で曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.625%サイクル 1 回目に主筋が引張降伏した。その後 R=+1%サイクル 1 回目に主筋が圧縮降伏し、同サイクルピーク時に正側の最大耐力を記録した。その後は耐力が緩やかに低下し、R=+2%サイクル 2 回目にはせん断補強筋が引張降伏したのち、R=+3%サイクル 1 回目ピーク時において限界変形角  $R_{u^+}=3.013\%$  を迎えた。その後 R=-3%サイクル 1 回目ピーク付近で負側の最大荷重を記録し、最終的には R=+4%サイクル 1 回目の荷重途中で R=+2.5%付近で挟込パネルにせん断ひび割れが発生し、耐力が大きく低下したのちに挟込パネルのせん断破壊を伴い軸崩壊したため荷重を終了した。

**C-USJ-RCW** :  $R=-0.125\%$  サイクル 1 回目に主筋が引張降伏し,  $R=+0.5\%$  サイクル 2 回目に主筋が圧縮降伏した。 $R=+2\%$  サイクル 1 回目では挟込パネルにせん断ひび割れが発生, 正側最大耐力に至った直後にせん断補強筋が引張降伏した。その後は水平荷重が緩やかに低下し,  $R=+3\%$  サイクル 1 回目に袖壁横筋の引張降伏が発生し, ピーク時において限界変形角  $R_u=+3.003\%$  を迎えた。その後  $R=-3\%$  サイクル 1 回目ピークで負側の最大荷重を記録した。最終的には  $R=+4\%$  サイクル 1 回目の载荷途中に袖壁縦筋が圧縮降伏と引張降伏した。そして, 挟込パネルのせん断ひび割れの顕著な拡幅を伴い, 水平荷重が大幅に低下し, ピーク時には軸力保持できたものの, 圧縮変形が大きく進行したため载荷を終了した。

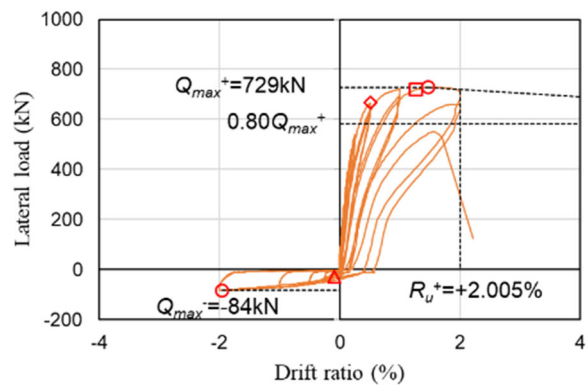


(a) C-N

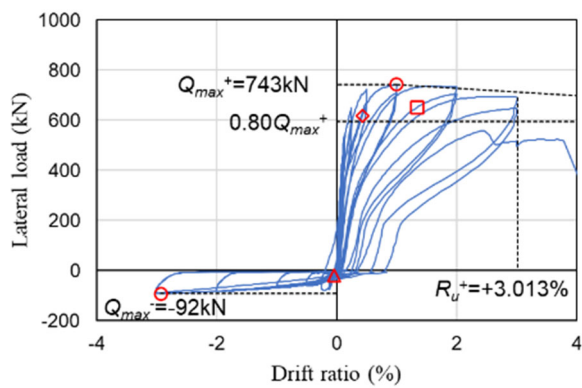
- Maximum or Minimum strength
- △ Tensile yield of main rebar of column
- ◇ Compressive yield of main rebar of column
- Tensile yield of hoop of column
- × Tensile yield of longi. rebar of wing wall
- + Compressive yield of longi. rebar of wing wall
- Tensile yield of trans. rebar of wing wall



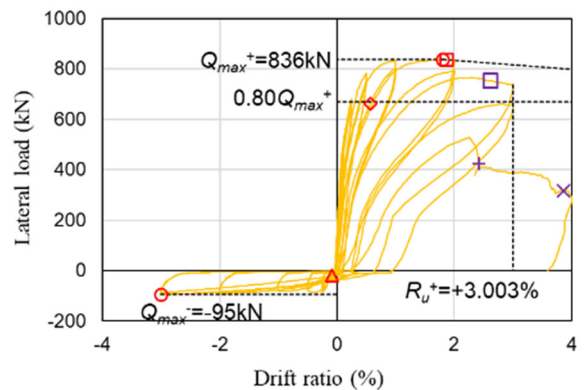
(b) C-US



(c) C-USJ



(d) C-USJ-UW



(e) C-USJ-RCW

図 4. 3. 1-1 水平荷重—変形角関係 (無損傷補強シリーズ)

(2) 損傷後補強シリーズ

1) 一次載荷

損傷後補強シリーズ試験体の一次載荷における水平荷重－変形角関係を図 4.3.1-2 に示す。図中、○は正負最大耐力点、△は主筋引張降伏点、◇は主筋圧縮降伏点、□はせん断補強筋の引張降伏点をそれぞれ示している。また、正側最大耐力点から伸ばした破線は、P-Δ効果の影響による見かけ上の耐力低下を示している。なお、鉄筋の降伏点はひずみゲージの値から判定した。

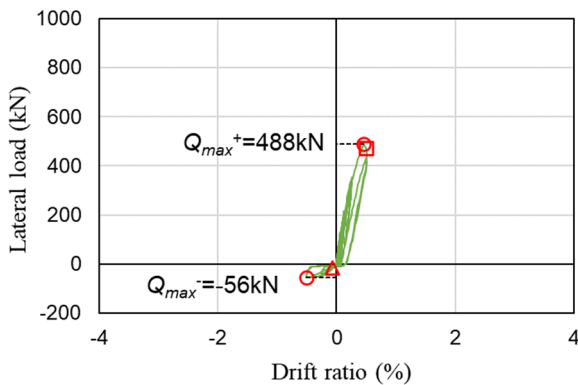
**C-US-M** : R=-0.03125%のサイクルで柱全体にわたる曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.125%サイクル1回目に主筋が引張降伏、R=+0.25%サイクル1回目に圧縮降伏した。R=+0.5%サイクル1回目にはせん断補強筋が引張降伏し、せん断ひび割れが発生した後、ピーク付近で正側の最大荷重を、R=-0.5%サイクル1回目のピーク付近で負側の最大荷重を記録した。一次載荷終了時には、せん断ひび割れが細かく分散して発生した状態であった。なお、他の試験体では、最大荷重や鉄筋の降伏のタイミングは異なるものの、同様の性状を示し、概ね同じ水平荷重－変形角関係となった。

**C-USJ-M** : R=-0.03125%のサイクルで柱全体にわたる曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.25%サイクル1回目に主筋が引張降伏、R=+0.25%サイクル1回目に圧縮降伏した。R=+0.5%サイクル1回目にせん断ひび割れが発生し、ピーク付近では正側の最大荷重を記録した後、R=-0.5%サイクル1回目のピーク付近で負側の最大荷重を記録した。また、R=+0.5%サイクル2回目にはせん断補強筋が引張降伏した。

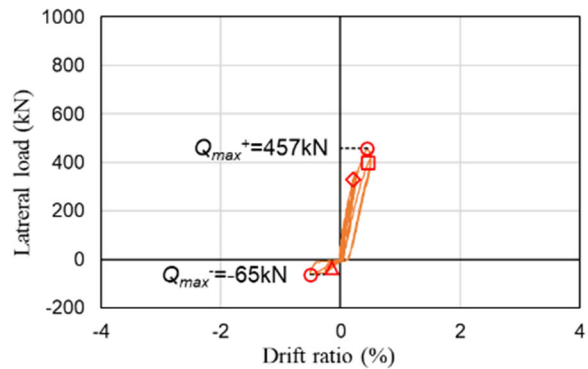
**C-USJ-UW-M** : R=-0.03125%のサイクルで柱全体にわたる曲げ引張ひび割れが発生し、R=+0.0625%サイクル1回目に圧縮降伏、R=-0.125%サイクル1回目に主筋が引張降伏した。R=+0.5%サイクル1回目にはせん断補強筋が引張降伏し、せん断ひび割れが発生した後、ピーク付近で正側の最大荷重を、R=-0.5%サイクル1回目のピーク付近で負側の最大荷重を記録した。

**C-USJ-RCW-M** : R=-0.03125%のサイクルで柱全体にわたる曲げ引張ひび割れが発生し、R=-0.125%サイクル1回目に主筋が引張降伏、R=+0.25%サイクル1回目に圧縮降伏した。R=+0.5%サイクル1回目にはせん断補強筋が引張降伏し、せん断ひび割れが発生した後、ピーク付近で正側の最大荷重を、R=-0.5%サイクル1回目のピーク付近で負側の最大荷重を記録した。

- Maximum or Minimum strength
- △ Tensile yield of main rebar of column
- ◇ Compressive yield of main rebar of column
- Tensile yield of hoop of column



(a) C-US-M



(b) C-USJ-M

図 4.3.1-2 水平荷重－変形角関係（損傷後補強シリーズ，一次載荷）

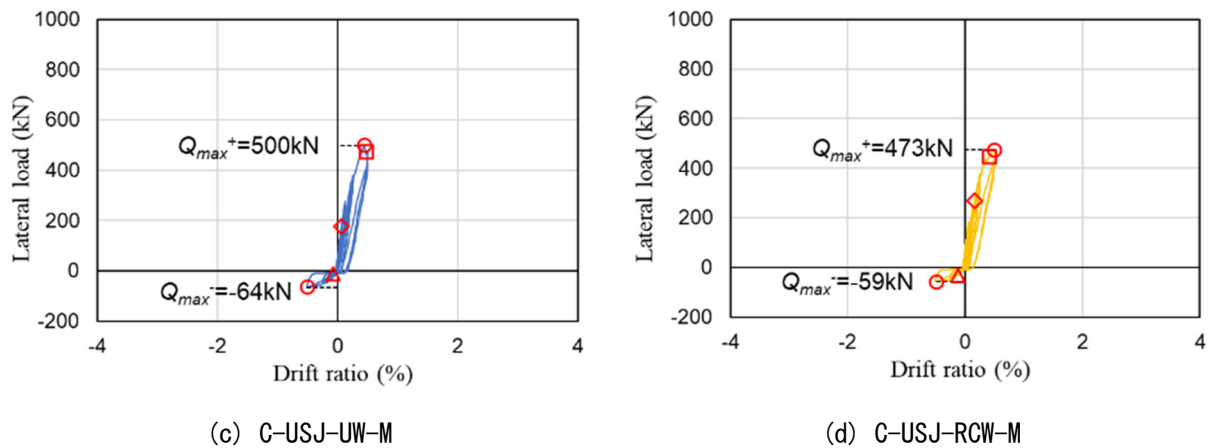


図 4.3.1-2 水平荷重－変形角関係（損傷後補強シリーズ，一次載荷）（つづき）

## 2) 二次載荷

損傷後補強シリーズ試験体の二次載荷における水平荷重－変形角関係を図 4.3.1-3 に示す。図中，○は正負最大耐力点，□は C-USJ-RCW-M の RC 袖壁横筋の引張降伏点をそれぞれ示している。一次載荷で既存 RC 柱の主筋およびせん断補強筋が既に降伏しており，二次載荷ではこれらの降伏判定は行わなかった。また，図中の  $R_{u+}$  は限界変形角を表しており，最大耐力以降の荷重が最大耐力の 80% まで低下した点の変形角とした。なお，正側最大耐力点から伸ばした破線は，P- $\Delta$  効果の影響による見かけ上の耐力低下を示している。鉄筋の降伏点はひずみゲージの値から判定した。

**C-US-M** :  $R=0.125\%$  サイクルまで柱側面の一次載荷時に発生した曲げひび割れが再び開く状況が続いた後， $R=+1\%$  サイクル 1 回目ピーク付近で正側最大耐力を示し，挟込パネルにせん断ひび割れが発生した。また， $R=-1\%$  サイクル 1 回目に挟込パネルに水平ひび割れが発生した。その後， $R=+3\%$  のサイクル 1 回目の途中で大幅に水平荷重が低下し，柱脚付近での主筋屈曲により南面コンクリートが剥離し，軸力を保持できなくなったため，載荷を終了した。

**C-USJ-M** :  $R=0.25\%$  サイクルまで柱側面の一次載荷時に発生した曲げひび割れが再び開く状況が続いた後， $R=-0.5\%$  サイクル 2 回目で柱脚の目地モルタルが一部圧壊し， $R=+1\%$  サイクル 2 回目で挟込パネルにせん断ひび割れが発生した。 $R=+2\%$  サイクル 1 回目の途中で正側最大耐力を記録した後， $R=+4\%$  サイクル 1 回目の途中で挟込パネルのせん断破壊により軸崩壊が発生し，耐力が大幅に低下したため載荷を終了した。

**C-USJ-UW-M** :  $R=0.5\%$  サイクルまで柱側面の一次載荷時に発生した曲げひび割れが再び開く状況が続き， $R=+0.5\%$  サイクルで挟込パネルおよび袖壁パネルの目地モルタルに圧壊が確認され，同サイクル 2 回目には挟込パネルにせん断ひび割れが発生した。 $R=+2\%$  サイクル 1 回目ピーク付近で正側最大耐力を示した後，サイクルごとに水平荷重が低下したものの，安定した性状を示し， $R=4.0\%$  サイクルまで終了した。その後続いて，プッシュオーバーを行い， $R=+5.0\%$  付近で挟込パネルのせん断ひび割れが大きく開くとともに，袖壁パネルにもせん断ひび割れが発生して，水平荷重が大きく低下した。 $R=+6.0\%$  付近では挟込パネルおよび袖壁パネルのせん断ひび割れがさらに大きく開き，両パネルの目地が完全に圧壊したため，これ以上の載荷は危険と判断して載荷を終了した。

**C-USJ-RCW-M** :  $R=0.25\%$  サイクルまで柱側面の一次載荷時に発生した曲げひび割れが再び開く状況が続いた後， $R=+0.5\%$  サイクル 1 回目に挟込パネル目地モルタルが圧壊し，袖壁にはせん断ひび割れが発生した。 $R=+1\%$  サイクル 1 回目には袖壁頂部モルタルが圧壊し，正側最大耐力を示し，同サイクル 2

回目には挟込パネルにせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=+2\%$  サイクル 1 回目に袖壁横筋が引張降伏し、 $R=+3\%$  サイクル 1 回目ピーク直前で挟込パネルがせん断破壊を伴って、水平荷重が大幅に低下し、軸力を保持できなくなり载荷を終了した。

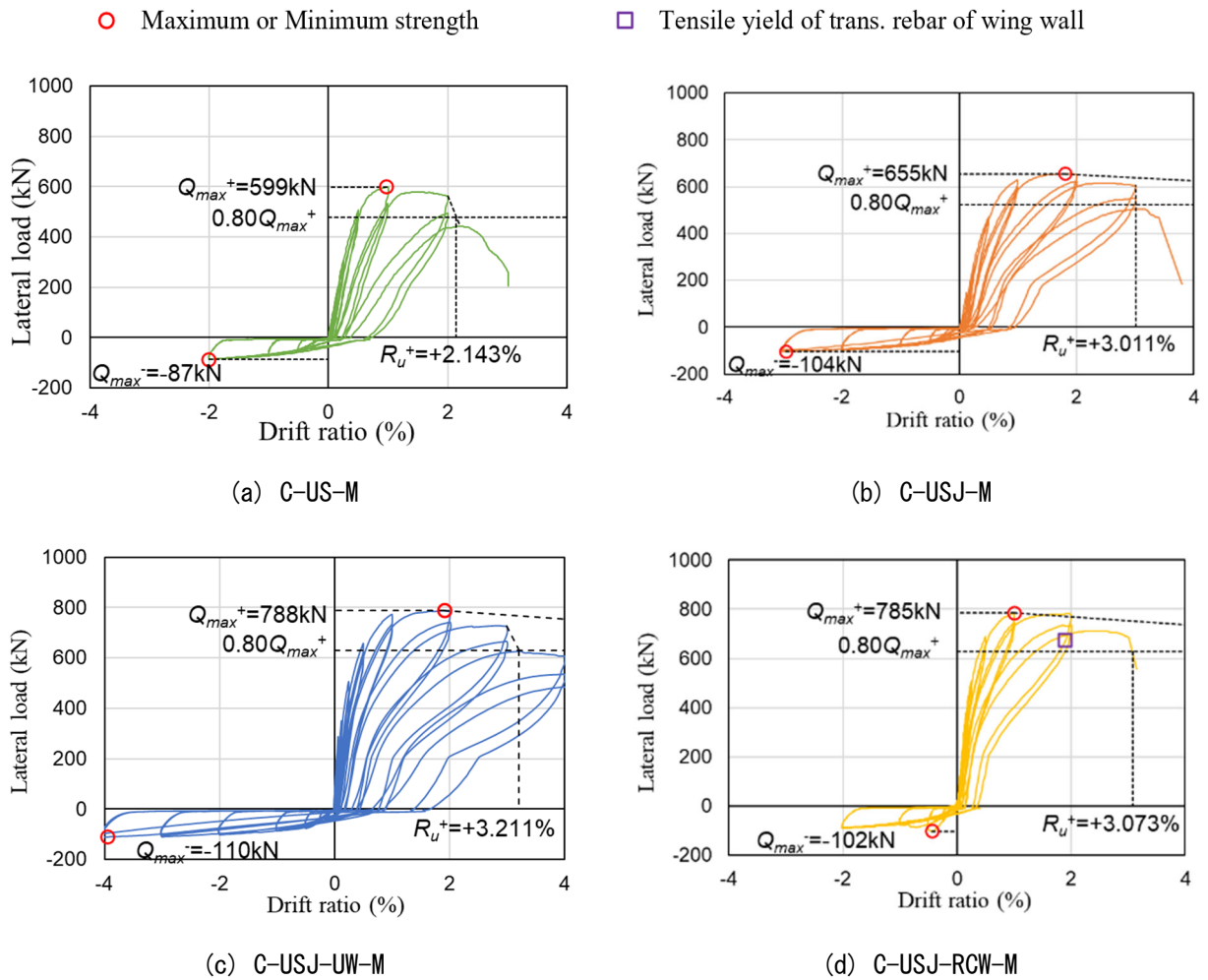


図 4.3.1-3 水平荷重—変形角関係（損傷後補強シリーズ，二次载荷）



4.3.2 初期剛性および最大耐力

(1) C-N および無損傷補強シリーズ

C-N および無損傷補強シリーズ試験体の水平荷重-変形角関係における正載荷時包絡線および初期剛性を図 4.3.2-1 に示す。初期剛性は、 $R=+0.03125\%$  サイクル 1 点目と  $Q=Q_{max}+/3$  時点の 2 点間の水平荷重の増分を同 2 点間での上下スタブ相対水平変位の増分で除すことで算出した。各試験体の初期剛性の値を表 4.3.2-1 に示す。括弧内の数値は C-N の初期剛性に対する各試験体の初期剛性の比を表している。C-N, C-US, C-USJ, C-USJ-UW, C-USJ-RCW の順に初期剛性が大きくなり、無補強の試験体に対して UFC パネル挟込接着や UFC 袖壁および RC 袖壁増設を行う、および挟込パネル端部に目地部や増厚部を設けることで剛性が向上した。また、初期剛性の値としては、C-USJ が C-N の約 2 倍、C-USJ-UW および C-USJ-RCW では約 3 倍になっており、これらの試験体に行った補強方法が剛性向上に対して寄与が大きいことが確認された。

C-N および無損傷補強シリーズ試験体の最大耐力を表 4.3.2-1 に示す。括弧内の数字は C-N の最大耐力に対する各試験体の最大耐力の比を表している。補強試験体の最大耐力は無補強試験体に対して 1.33~1.89 倍となり、各種補強により大きく向上した。

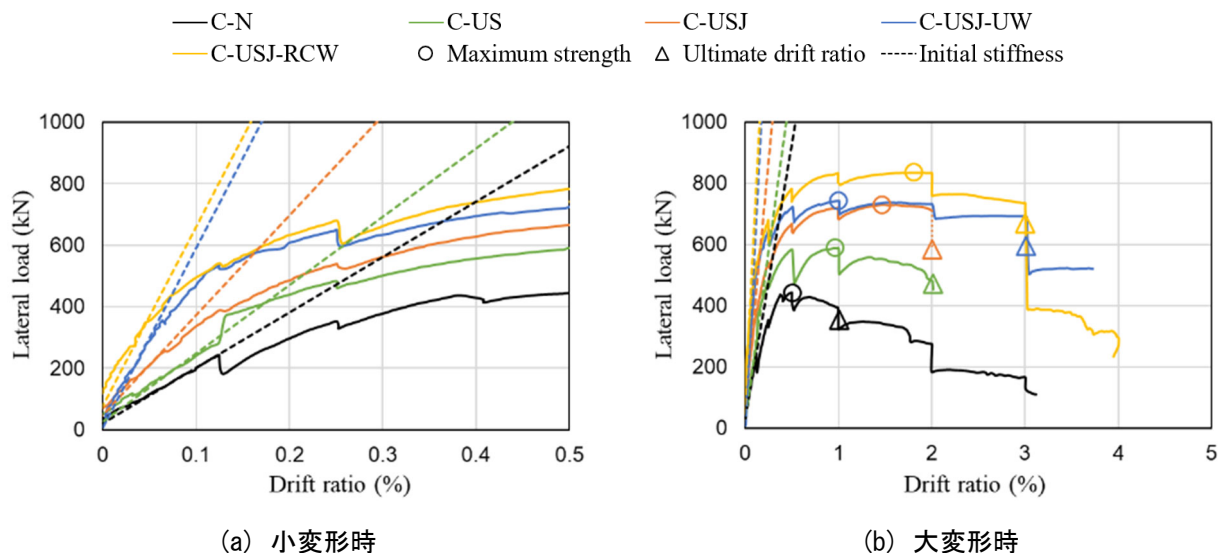


図 4.3.2-1 包絡線および初期剛性（無損傷補強シリーズ）

表 4.3.2-1 初期剛性および最大耐力（無損傷補強シリーズ）

	C-N	C-US	C-USJ	C-USJ-UW	C-USJ-RCW
初期剛性 (kN/mm)	241.5	295.0 (1.22)	432.8 (1.79)	779.9 (3.23)	787.8 (3.26)
最大耐力 (kN)	443.0	589.0 (1.33)	729.1 (1.65)	743.3 (1.68)	835.7 (1.89)

## (2) 損傷後補強シリーズ

損傷後補強シリーズ試験体の水平荷重－変形角関係における正載荷時包絡線および初期剛性を図 4.3.2-2 および図 4.3.2-3 に示す。初期剛性は、一次載荷、二次載荷ともに、 $R=+0.03125\%$  サイクル 1 点目と  $Q=Q_{\max}+1/3$  時点の 2 点間の水平荷重の増分を同 2 点間での上下スタブ相対水平変位の増分で除すことで算出した。各試験体の初期剛性の値および二次載荷の値に対する一次載荷の値の比を表 4.3.2-2 に示す。なお、括弧内の値は C-USJ-M に対する比である。

C-US-M の初期剛性は C-USJ-M に対して 1.09 倍となった。二次載荷時の C-US-M のコンクリート圧縮強度が C-USJ-M の 1.18 倍 ( $=48.1/40.7$ ) であったことを考慮すると、両試験体で初期剛性はほぼ同じもしくは C-US-M の方が若干小さいと考えられる。これも目地部の省略による影響であるとみられるが、パネル端部の増厚も含めて考慮すると柱への挟込パネルのみの補強では初期剛性への寄与は少なく、結果的に両試験体で初期剛性に大差がなかったと考えられる。また、C-USJ-UW-M および C-USJ-RCW-M では、初期剛性はそれぞれ C-USJ の 2.11 倍および 2.16 倍となり、袖壁補強による効果が確認できた。また、挟込パネル補強のみによる C-US-M および C-USJ-M では、一次載荷の 0.75 倍および 0.54 倍となり、無損傷の状態の値までは回復しなかった。一方で、RC 袖壁を増設した C-USJ-RCW-M では、一次載荷とほぼ同じ値を示し、UFC 袖壁を増設した C-USJ-UW-M では、二次載荷の初期剛性が一次載荷の値を若干上回った。

次に、表 4.3.2-2 に正側最大耐力の一次載荷と二次載荷の比較を示す。括弧内の数字は C-USJ-M に対する比を表している。C-US-M ではパネル端部の増厚や目地部が無いことで正側最大荷重は C-USJ-M の 0.91 倍となった。これは目地部が無いことで軸力に対するパネルの寄与が少なくなり、さらに既存 RC 柱の柱頭および柱脚でのパネルの曲げモーメントの寄与がなくなったため、特に既存 RC 柱の柱頭および柱脚の圧縮側で損傷が進んだためと考えられる。また、C-USJ-UW-M および C-USJ-RCW-M では、正側最大荷重はともに 1.20 倍となり、袖壁補強による効果がみられた。なお、UFC 袖壁と RC 袖壁で同程度の向上がみられたことから、袖壁の種類による最大荷重への影響は少ないと考えられる。また、二次載荷の最大耐力は一次載荷の 1.23～1.66 倍となり、各種補強により一次載荷から大きく向上した。

— C-US-M — C-USJ-M — C-USJ-UW-M — C-USJ-RCW-M ..... Initial stiffness

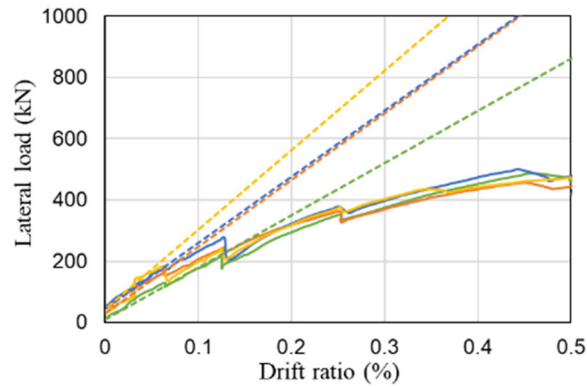
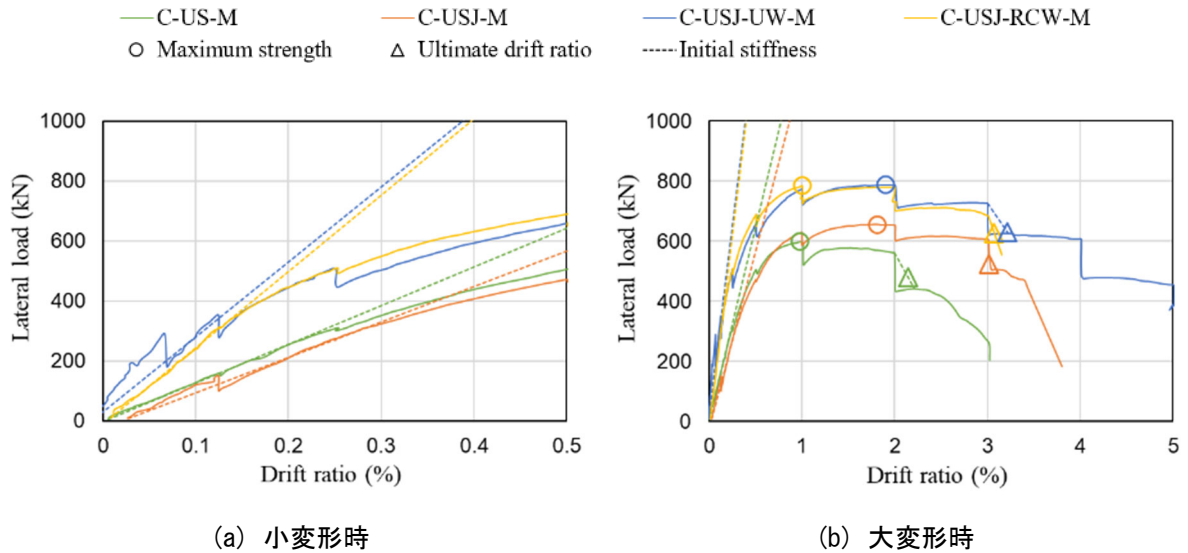


図 4.3.2-2 包絡線および初期剛性（損傷後補強シリーズ，一次载荷正载荷時）



(a) 小変形時

(b) 大変形時

図 4.3.2-3 包絡線および初期剛性（損傷後補強シリーズ，二次载荷正载荷時）

表 4.3.2-2 初期剛性および最大耐力の値（損傷後補強シリーズ）

		C-US-M	C-USJ-M	C-USJ-UW-M	C-USJ-RCW-M
初期剛性 (kN/mm)	一次	227.7	291.0	289.6	342.9
	二次	171.9 (1.09)	157.3	332.4 (2.11)	340.3 (2.16)
	二次/一次	0.75	0.54	1.15	0.99
最大耐力 (kN)	一次	488.3	456.8	499.5	472.8
	二次	599.0 (0.91)	655.1	788.3 (1.20)	784.6 (1.20)
	二次/一次	1.23	1.43	1.58	1.66

### 4.3.3 損傷状況

#### (1) C-N および無損傷補強シリーズ

C-N と無損傷補強シリーズ試験体について、各サイクルでの試験体写真、ひび割れ図、損傷状況をそれぞれ表 4.3.3-1～表 4.3.3-5 に示す。写真とひび割れ図は各サイクル 2 回目終了時のものである。ひび割れ図の黒線は長期軸力載荷時に生じていた初期ひび割れを、青線は正側載荷時に発生したひび割れを、赤線は負側載荷時に発生したひび割れをそれぞれ示している。また、斜線部はカバーコンクリートの剥離、交線部はコンクリートの剥落を表している。各試験体の載荷終了後の破壊性状を示す写真をそれぞれ図 4.3.3-1～図 4.3.3-5 に示す。

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N)

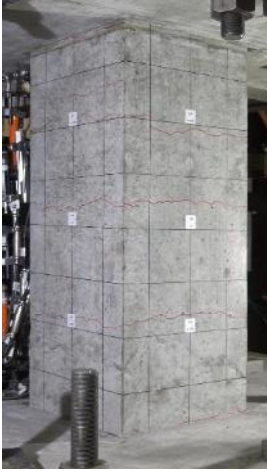
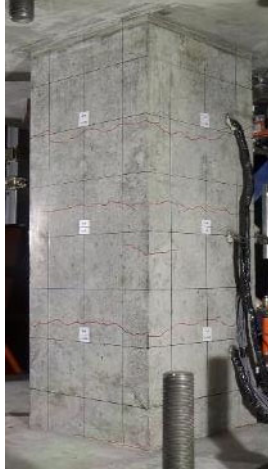
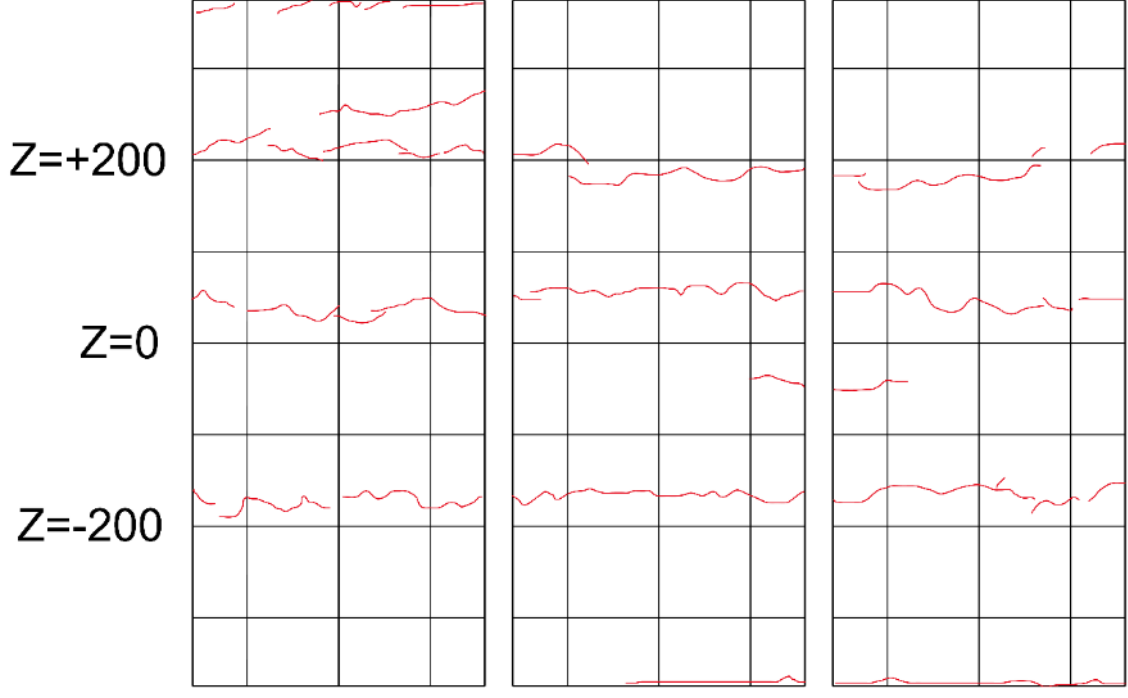
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	柱全体に曲げひび割れ発生
 <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <span>北面</span> <span>西面</span> <span>南面</span> </div>	

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

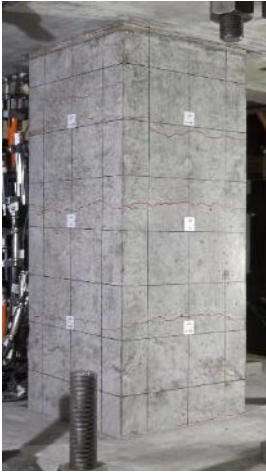
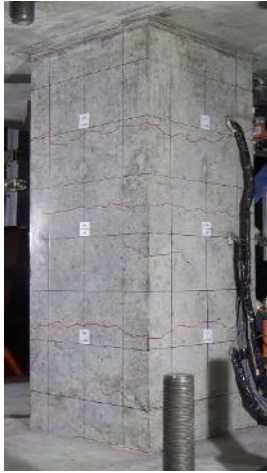
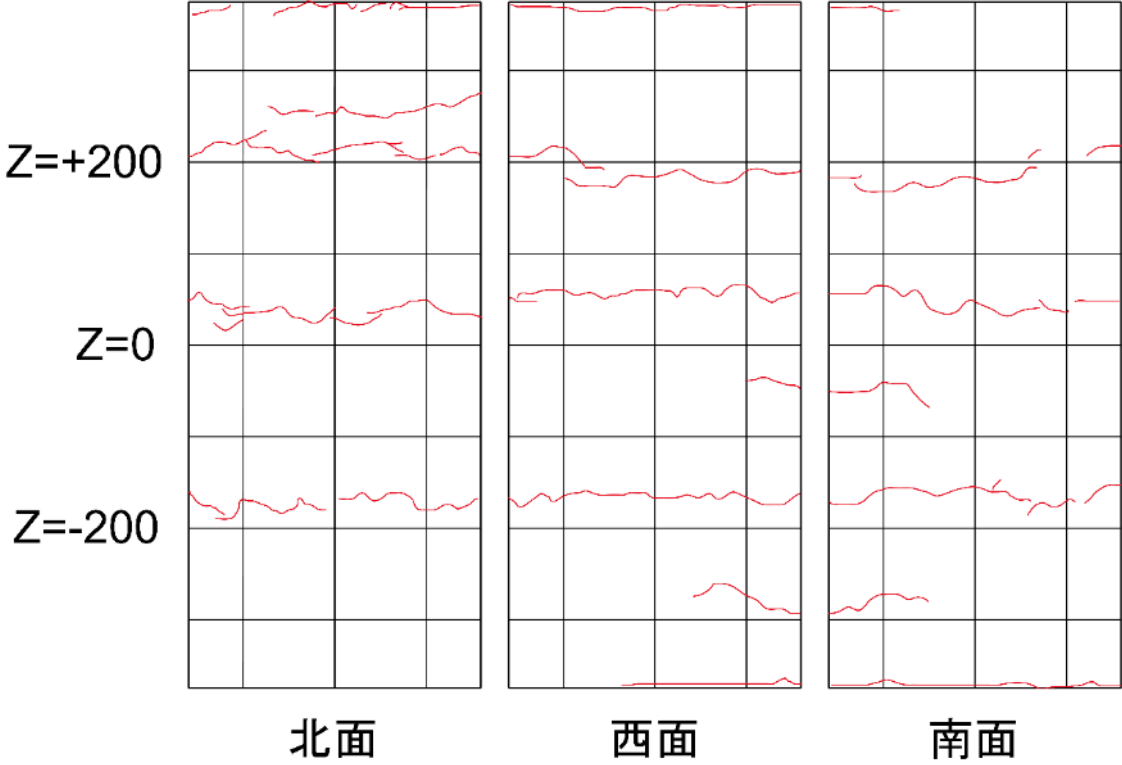
$R=0.0625\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	曲げひび割れ増加
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	曲げひび割れがわずかに伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <span>北面</span> <span>西面</span> <span>南面</span> </p>	

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

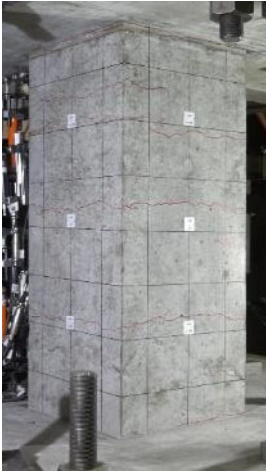
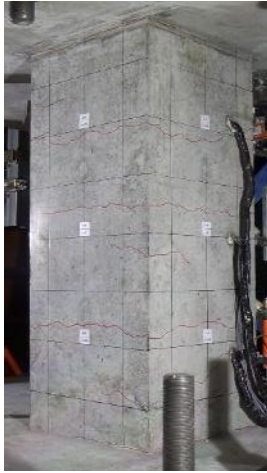
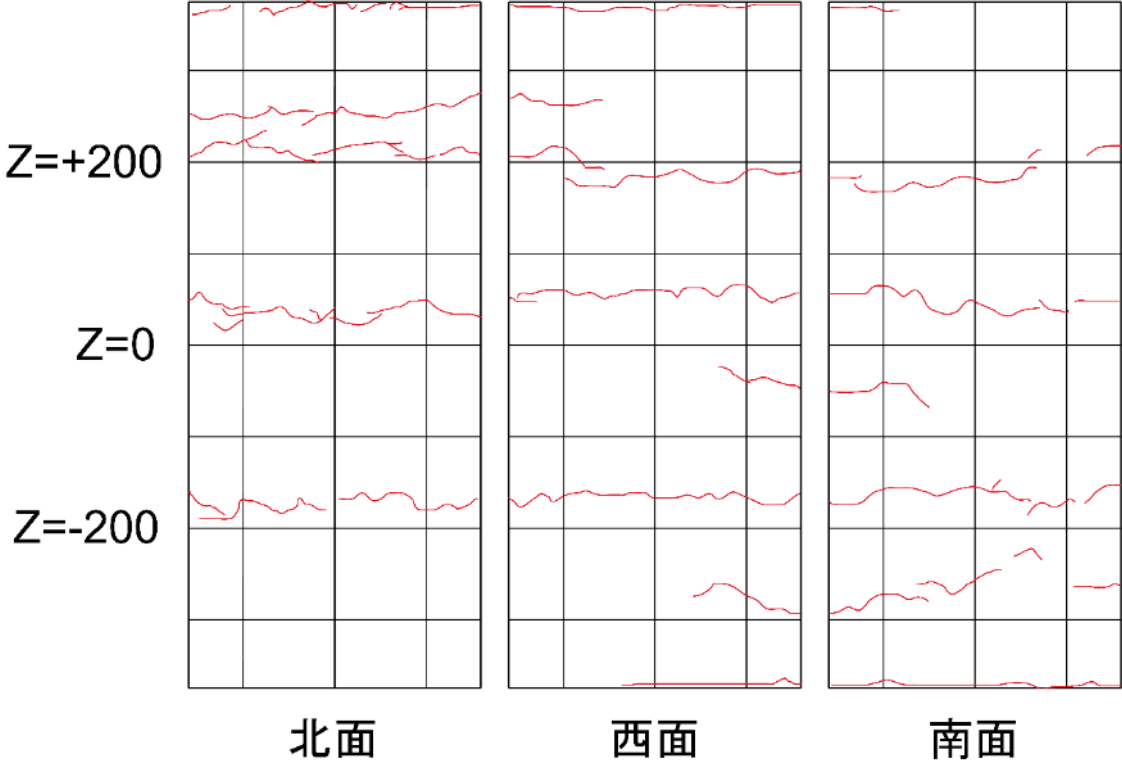
$R=0.125\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
特に変化なし	曲げひび割れ伸展	
正側 2 回目	負側 2 回目	
特に変化なし	曲げひび割れわずかに伸展	
		
北面	西面	南面

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

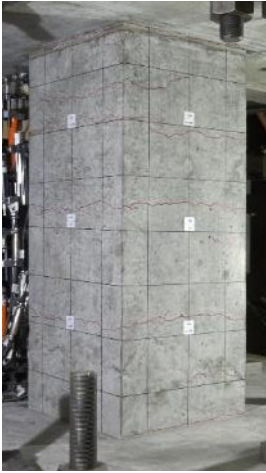
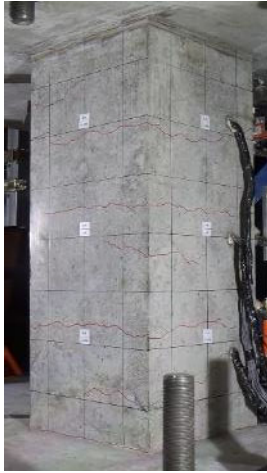
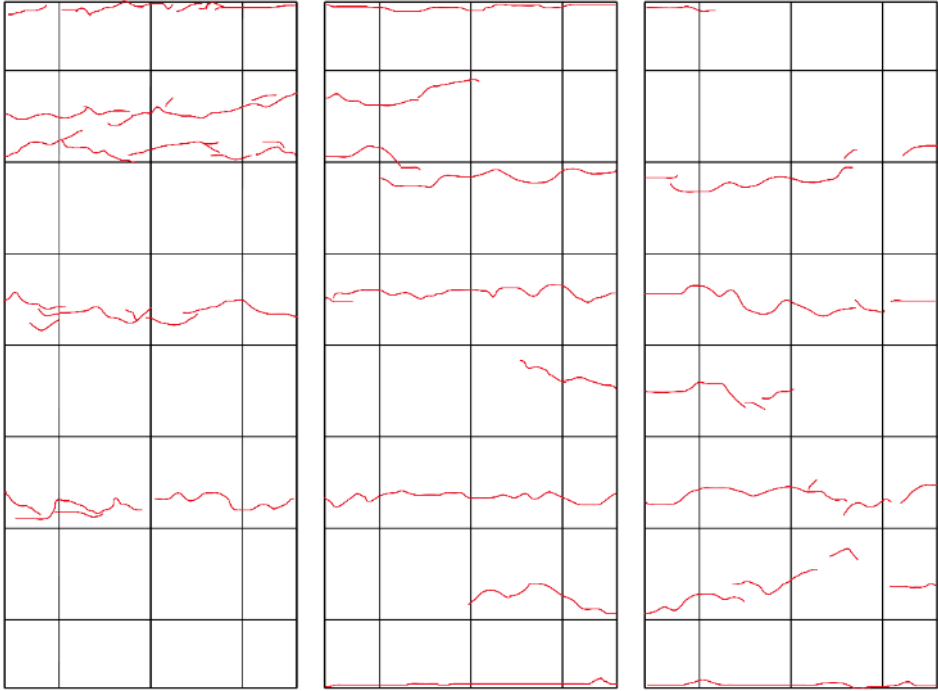
$R=0.25\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
特に変化なし	曲げひび割れがわずかに伸展	
正側 2 回目	負側 2 回目	
特に変化なし	曲げひび割れがわずかに伸展	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面



表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

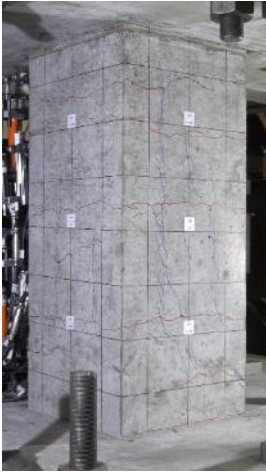
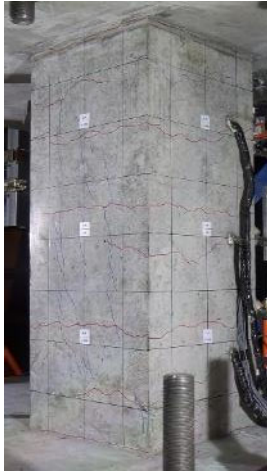
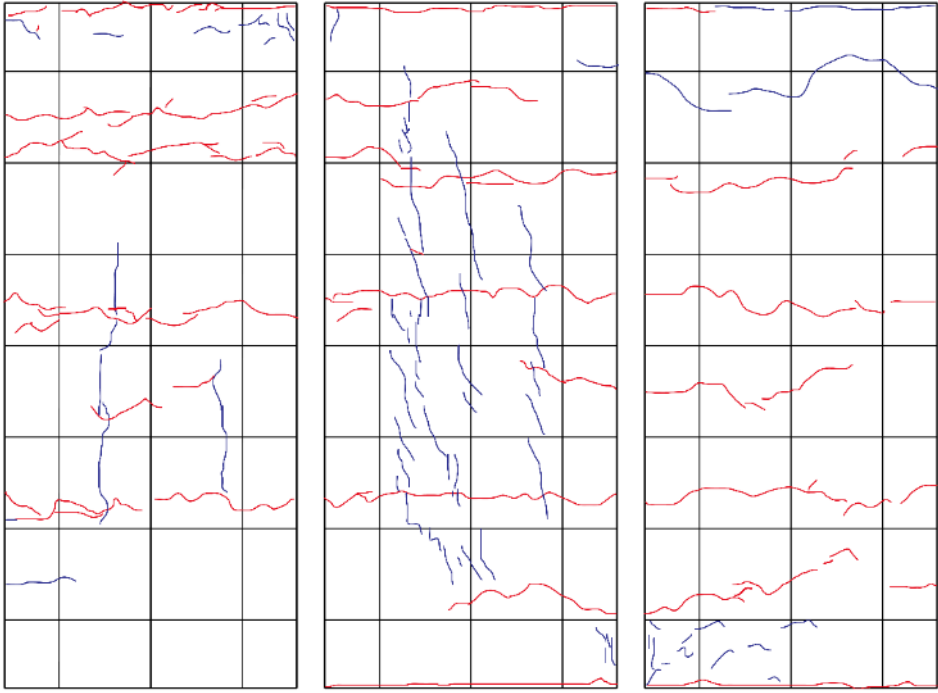
$R=0.5\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
西面左側寄りにせん断ひび割れが発生 柱頭・柱脚に若干浮きが見られる 北面のみ主筋に沿った縦ひび割れが発生 南面上部に曲げひび割れが発生	曲げひび割れがわずかに伸展 ひび割れ幅も大きくなる	
正側 2 回目	負側 2 回目	
西面右側にもせん断ひび割れが発生	曲げひび割れが伸展	
		
北面	西面	南面

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

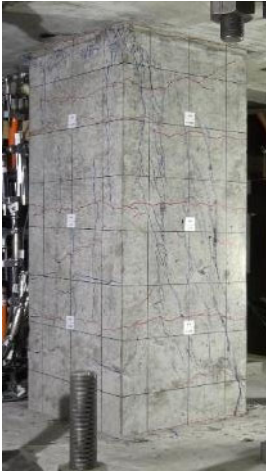
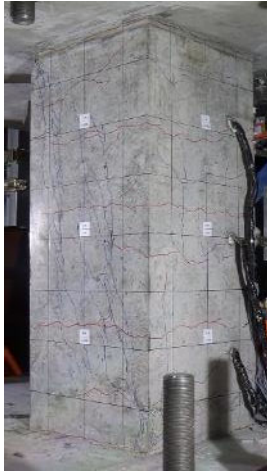
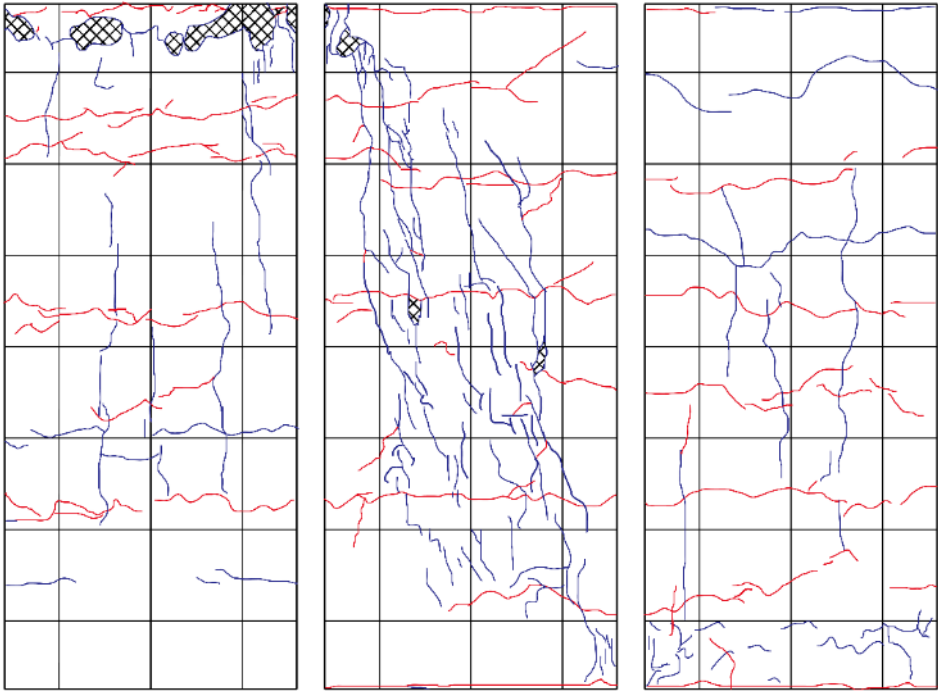
$R=1\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
せん断ひび割れが多数増加 南面に主筋に沿った縦ひび割れが発生 北面の縦ひび割れが増加	曲げひび割れが伸展 ひび割れ幅も大きくなる	
正側 2 回目	負側 2 回目	
端部の圧壊が進行 せん断ひび割れの隙間が剥落	細かいひび割れがわずかに増加	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき



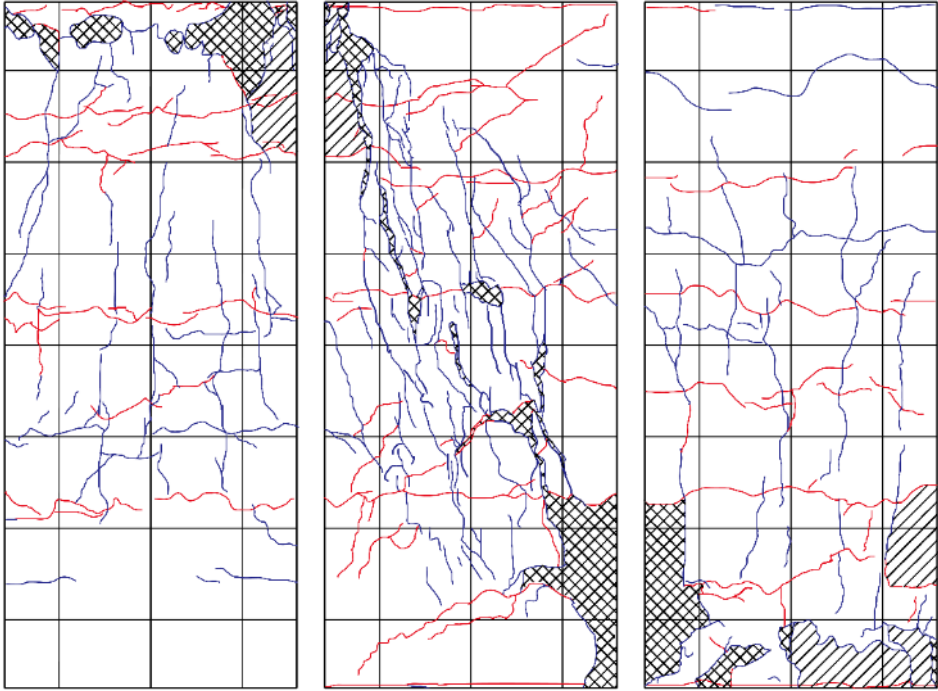
<i>R=2%</i>		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
全体的にひび割れ増加 西面の対角のせん断ひび割れが大きく開く	柱脚の角のコンクリートが剥落 全体的に細かいひび割れが増加	
正側 2 回目	負側 2 回目	
全体的に細かいひび割れが増加	細かいひび割れが増加 コンクリートの剥離、剥落が増加	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき



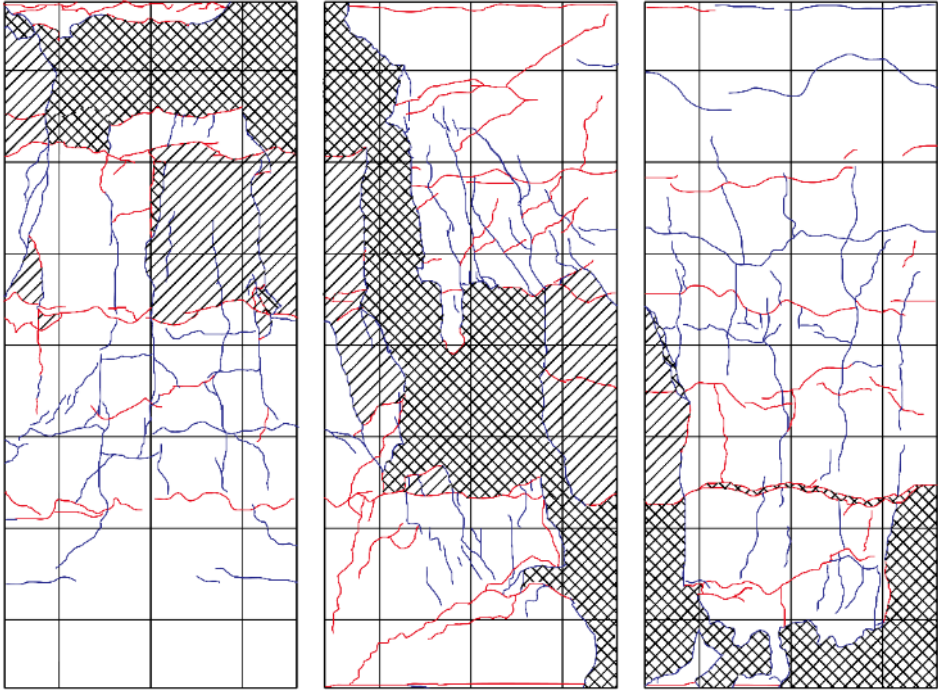


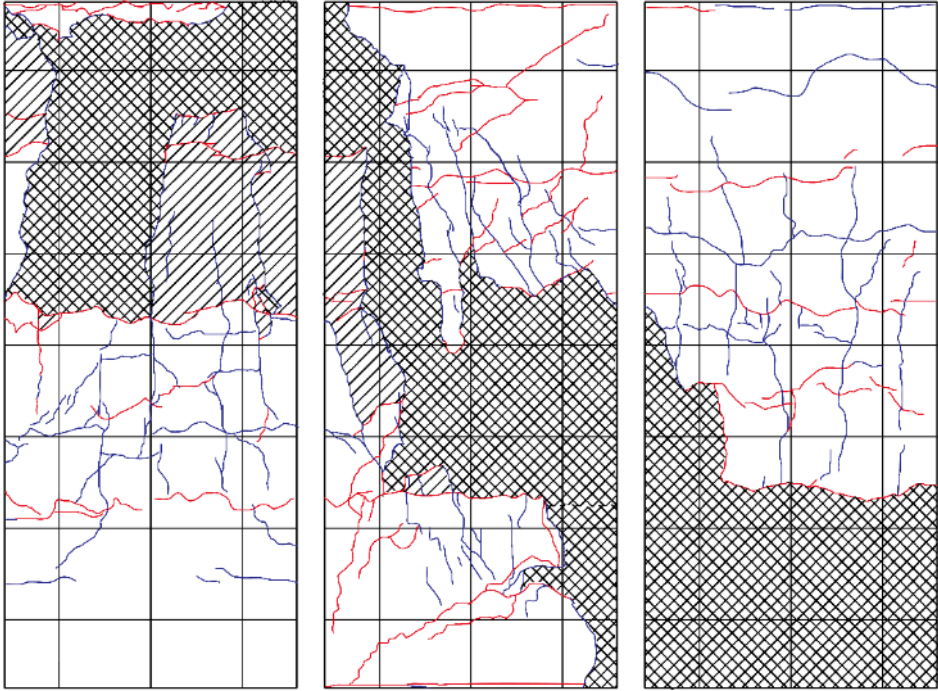
$R=3\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
西面でコンクリートの剥離、剥落が顕著になる	広い範囲でカバーコンクリートが剥離、剥落	
正側 2 回目	負側 2 回目	
コンクリートの損傷がさらに進む ひび割れはあまり増加せず	カバーコンクリートが全体的にさらに剥落 北面柱頭側のカバーコンクリートが浮く	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-1 損傷状況 (C-N) つづき

$R=4\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
カバーコンクリートの剥落部分が広がる	載荷終了済み	
正側 2 回目	負側 2 回目	
載荷終了済み	載荷終了済み	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面



(a)剥離箇所除去後①



(b)剥離箇所除去後②



(c)北面柱頭主筋の座屈



(d)南面柱脚主筋の座屈



(e)正面中央主筋の座屈

図 4. 3. 3-1 最終破壊性状 (C-N)

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US)



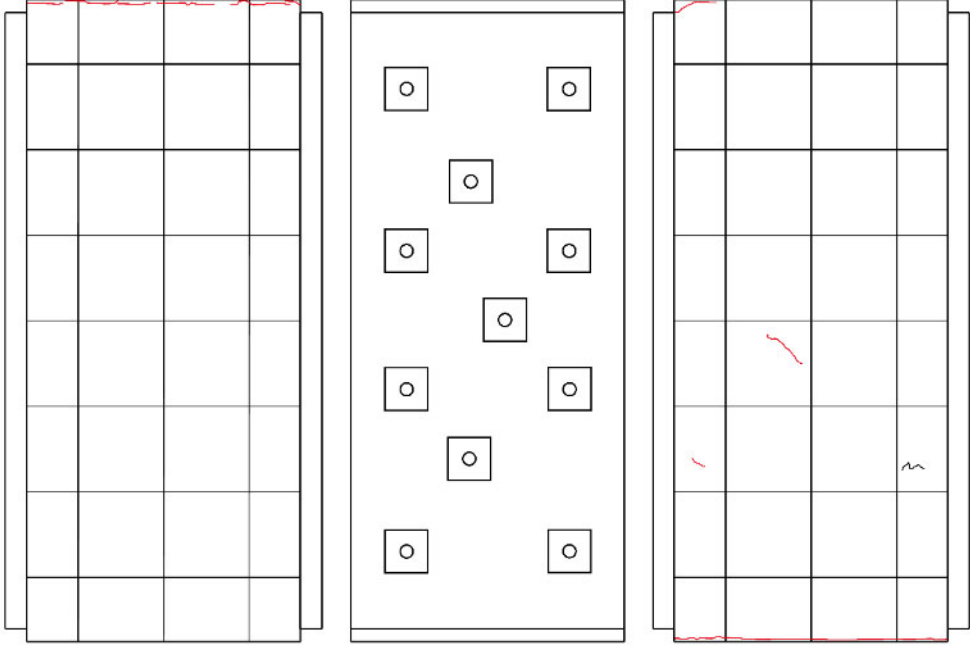
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	柱頭・柱脚に曲げひび割れ発生
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面                      西面                      南面</p>

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき



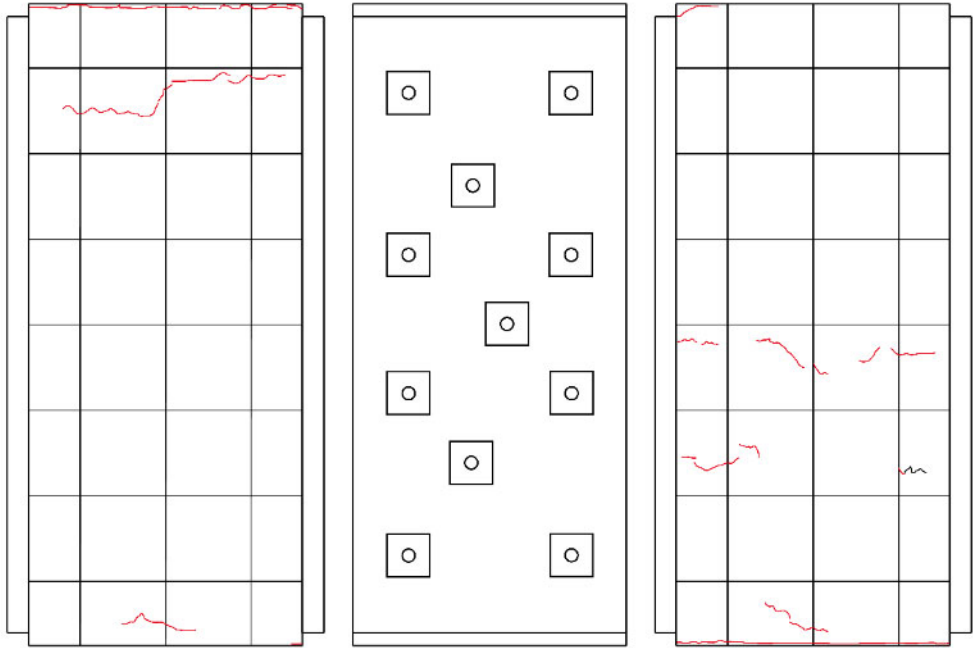
$R=0.0625\%$		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
特に変化なし	曲げひび割れがわずかに増加, 伸展	
正側 2 回目	負側 2 回目	
特に変化なし	側面中段にも曲げひび割れが発生	
		
Z=+200		
Z=0		
Z=-200		
北面	西面	南面



表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき



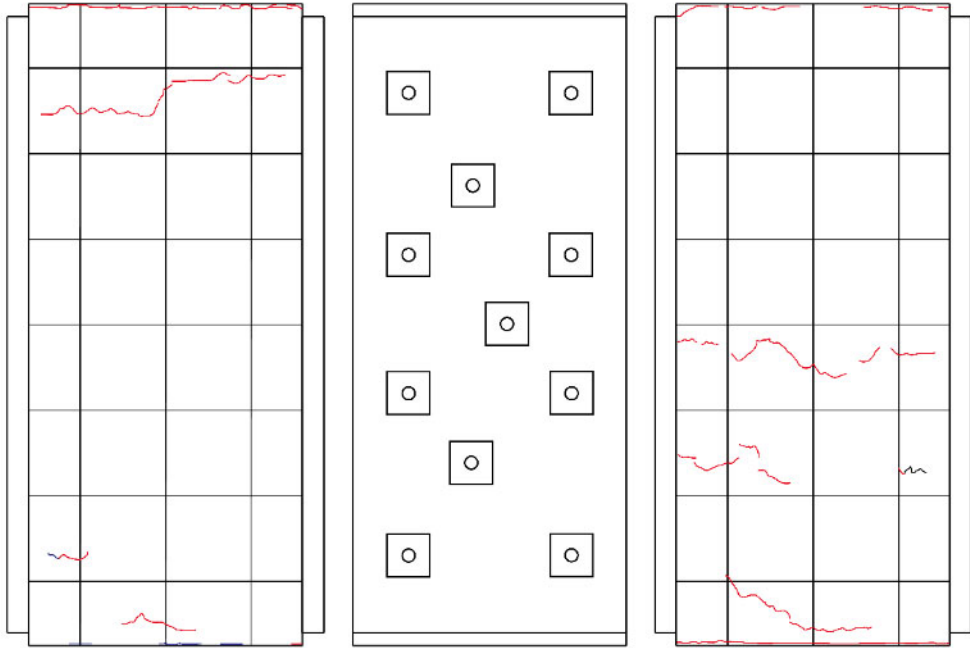
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
ほとんど変化なし	ほとんど変化なし
正側 2 回目	負側 2 回目
ほとんど変化なし	柱頭の曲げひび割れが側面同士で繋がる 曲げひび割れが伸展
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面</p> <p>西面</p> <p>南面</p>

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき



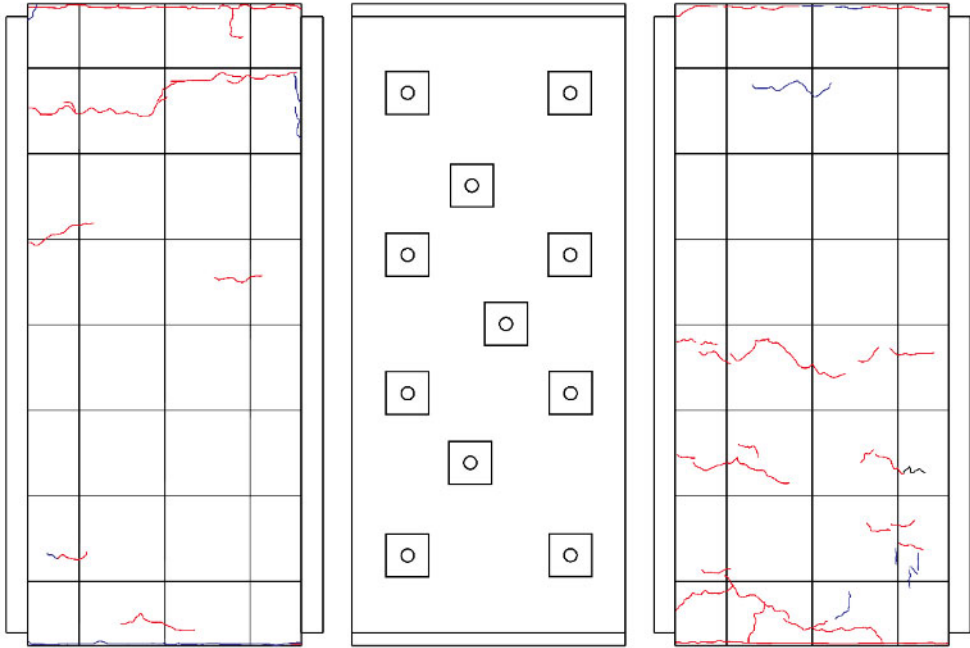
$R=0.25\%$		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
側面の柱頭・柱脚付近に曲げひび割れや縦ひび割れが発生	曲げひび割れが増加, 伸展	
正側 2 回目	負側 2 回目	
ひび割れがわずかに増加	曲げひび割れが伸展	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき



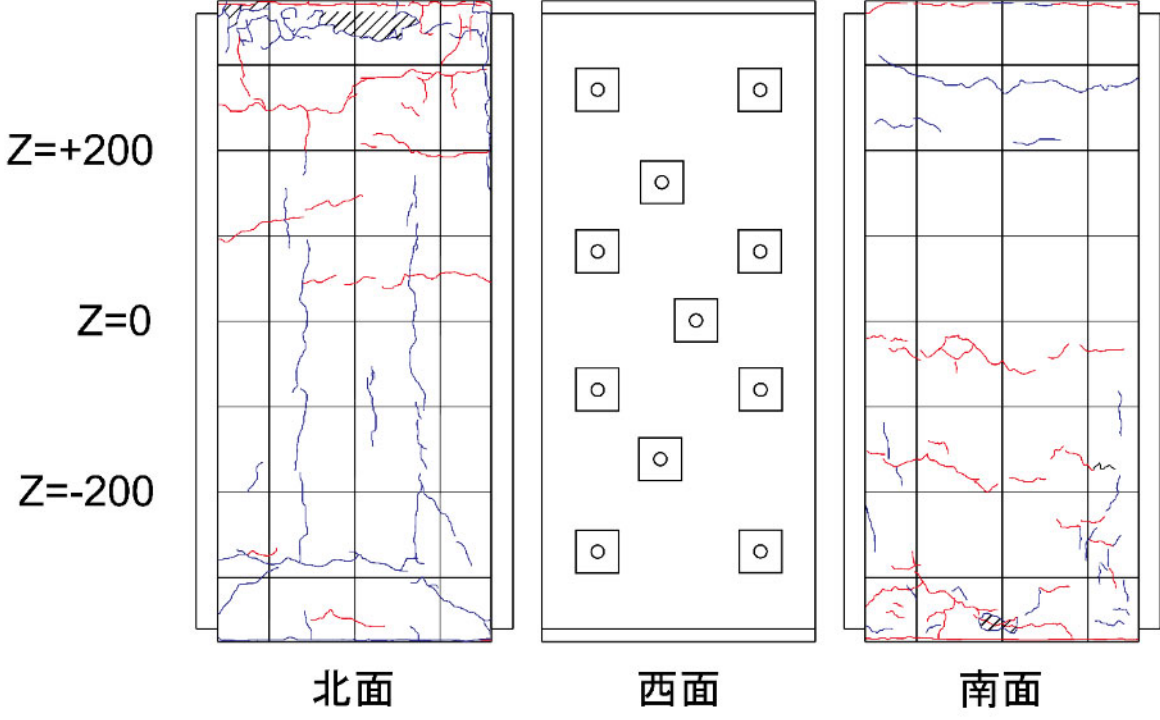
$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
曲げひび割れが増加 北面で主筋に沿った縦ひび割れも多く発生 北面パネル裏の縦ひび割れが伸展	端部の曲げひび割れが大きく開く 曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
側面の縦ひび割れが増加, 伸展	細かいひび割れが引張側で増加
 <p style="text-align: center;">北面                      西面                      南面</p>	

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき



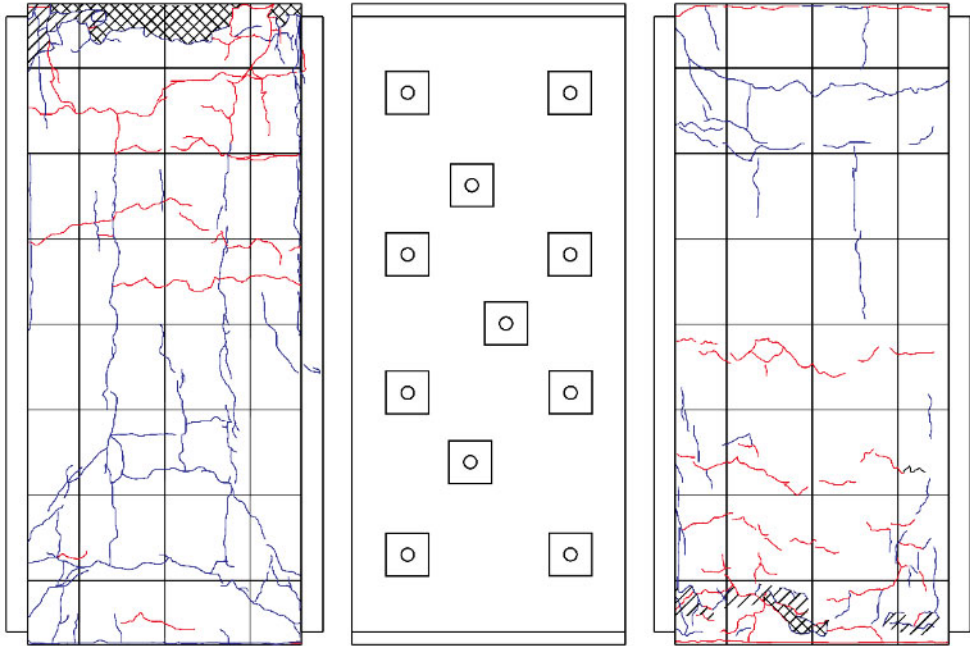
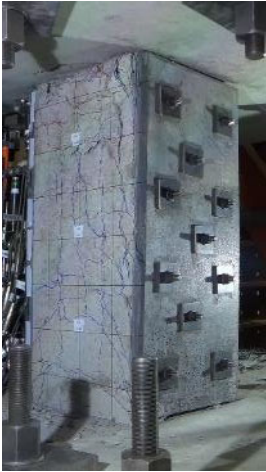

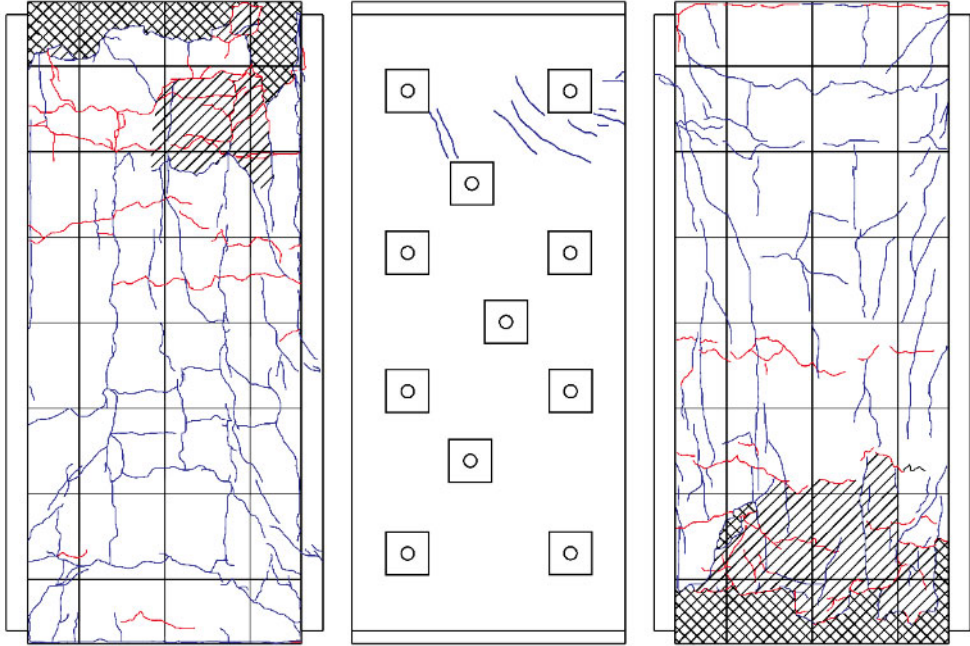
$R=1\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
端部のカバーコンクリートの浮き, 圧壊が進行 曲げひび割れが増加 縦ひび割れが増加, 伸展 北面のパネル裏の縦ひび割れが伸展	引張側の曲げひび割れが伸展 北面上部の主筋に沿った縦ひび割れが伸展	
正側 2 回目	負側 2 回目	
全体的にひび割れ, 圧壊がわずかに増加	全体的にひび割れがわずかに増加	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-2 損傷状況 (C-US) つづき

<i>R=2%</i>		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
UFC パネルにひび割れが発生 側面の縦ひび割れが多数増加し、パネル裏のひび割れがパネルのひび割れに繋がる	細かいひび割れが増加 南面下部の剥落が顕著になる	
正側 2 回目	負側 2 回目	
コンクリートの剥離、剥落が増加	載荷終了済み	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>北面</span> <span>西面</span> <span>南面</span> </p>	



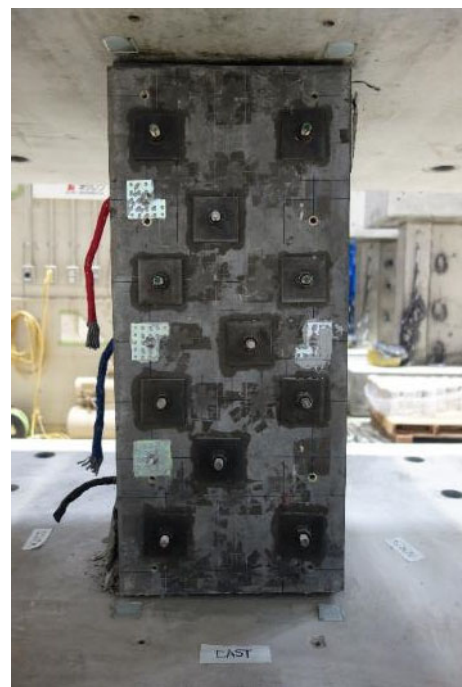
(a) 北面



(b) 南面



(c) 西面



(d) 東面

図 4.3.3-2 最終破壊性状 (C-US)

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ)



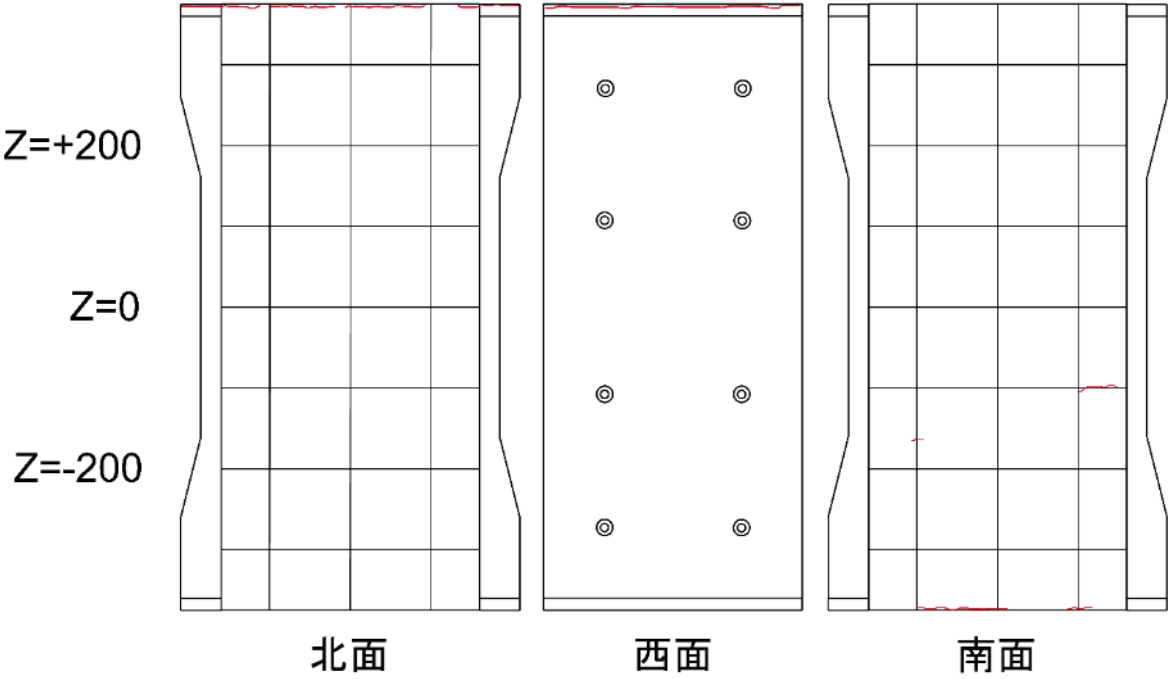
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	柱頭で曲げひび割れが発生 柱脚でもわずかに曲げひび割れが発生
 <p style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <span>北面</span> <span>西面</span> <span>南面</span> </p>	

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



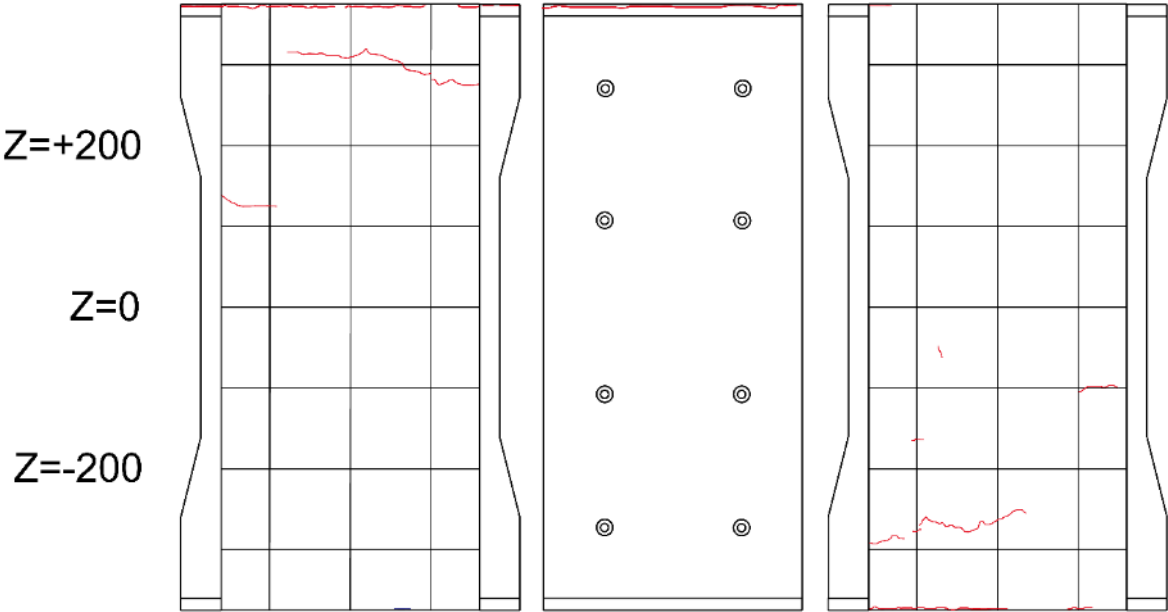
$R=0.0625\%$		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
特に変化なし	北面で曲げひび割れが増加	
正側 2 回目	負側 2 回目	
ほぼ変化なし	曲げひび割れが増加, 伸展	
		
北面	西面	南面



表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



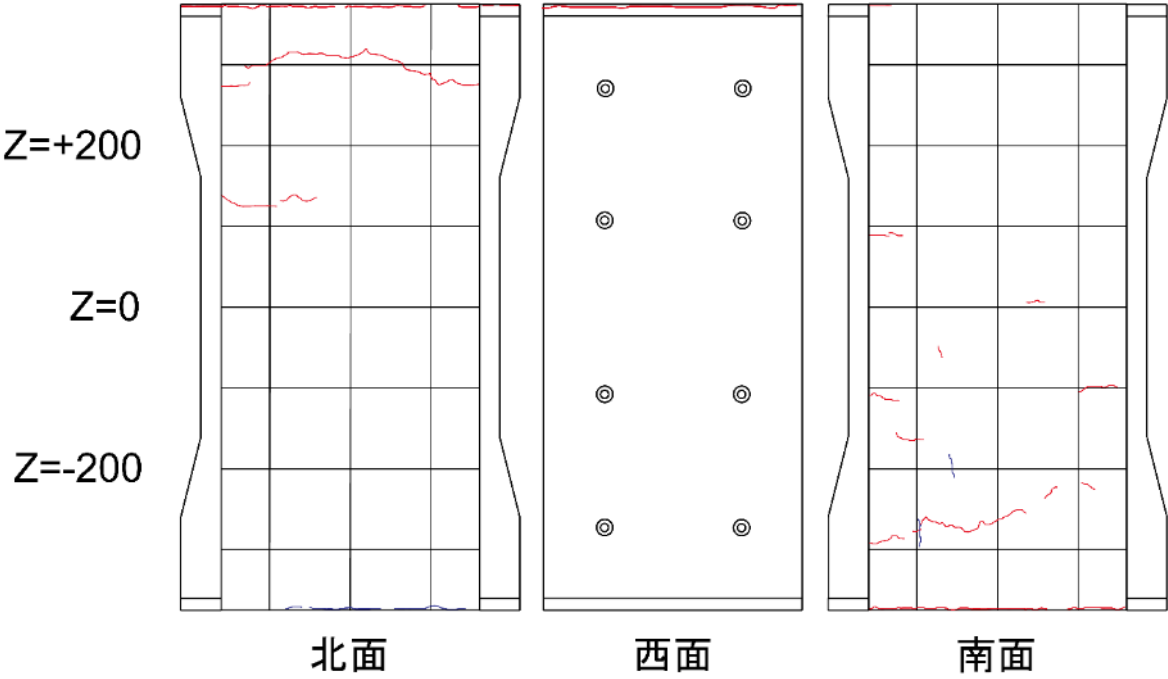
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
ひび割れがわずかに増加	曲げひび割れがわずかに増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
北面柱脚部の曲げひび割れが伸展	わずかに曲げひび割れが増加
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>北面                      西面                      南面</p>	

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



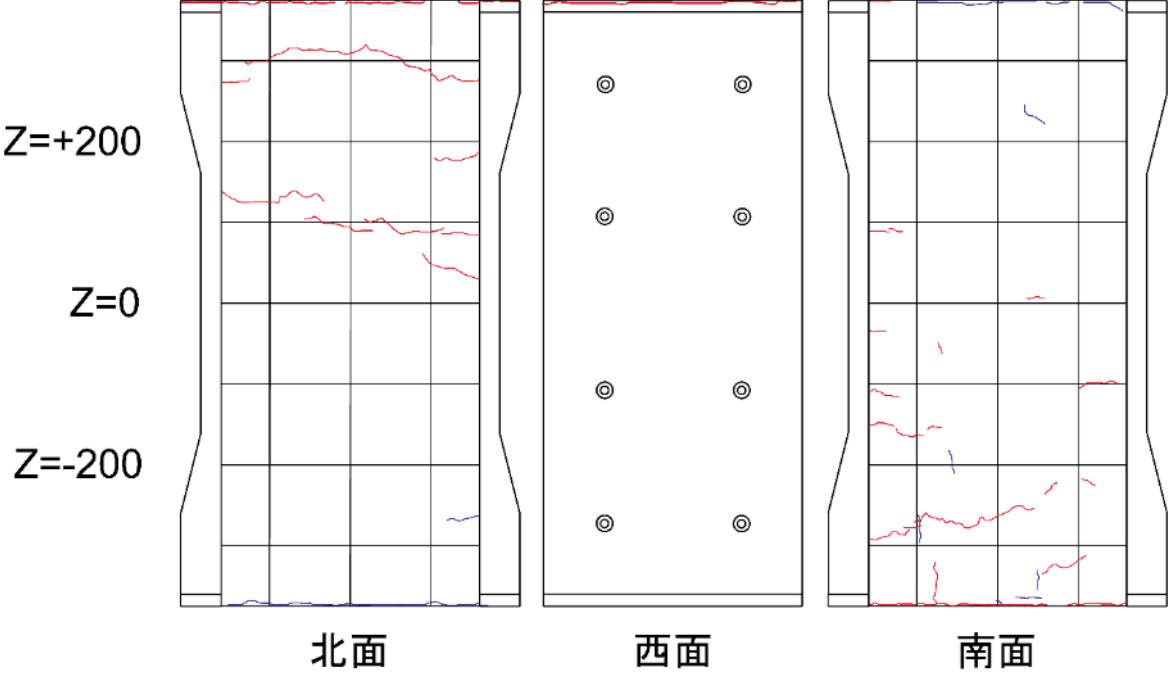
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
側面で曲げひび割れが増加	曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
曲げひび割れがわずかに伸展	曲げひび割れが伸展
 <p style="text-align: center;">北面                      西面                      南面</p>	

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



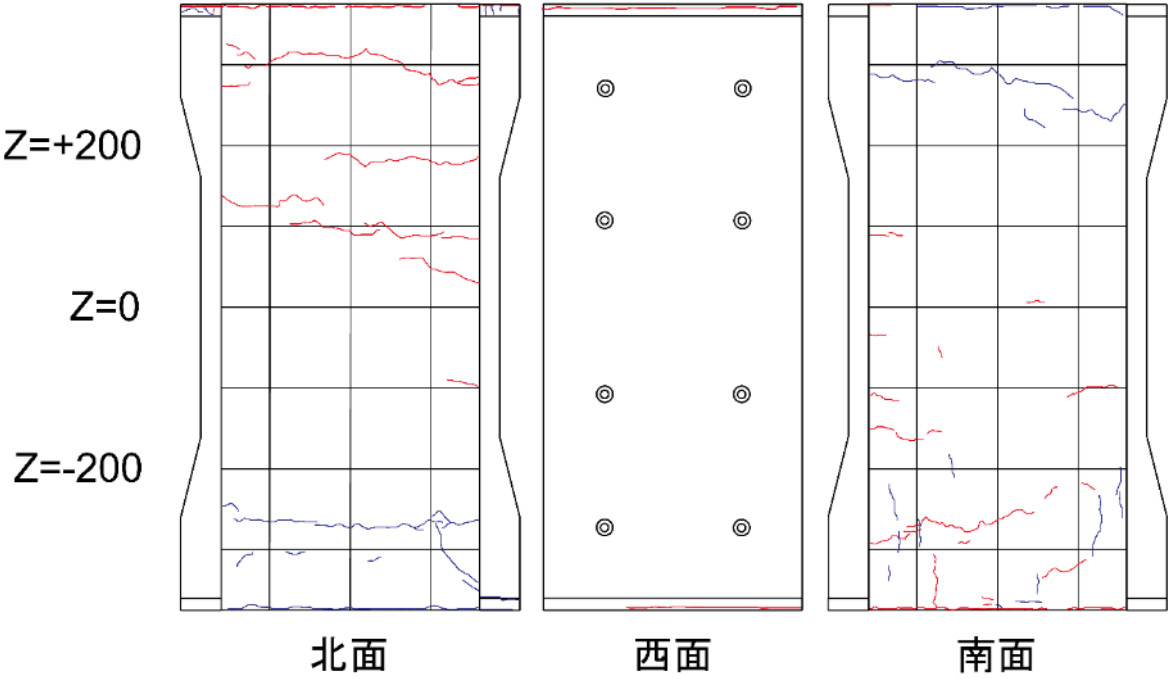
$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱頭・柱脚で曲げひび割れが増加 南面下部に縦ひび割れがわずかに発生	曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
曲げひび割れ, 縦ひび割れが伸展 柱頭目地にわずかに浮き発生	曲げひび割れがわずかに伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>北面</span> <span>西面</span> <span>南面</span> </p>	

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



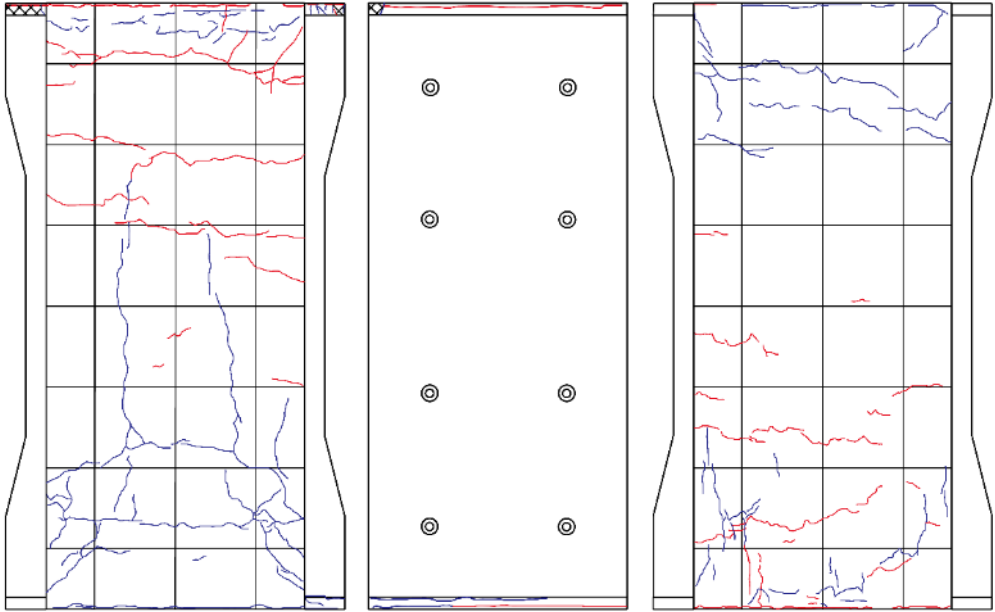
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
曲げひび割れが増加, 伸展 主筋に沿った縦ひび割れが発生 目地の浮きが進行	曲げひび割れが伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
縦ひび割れ, 曲げひび割れが増加 目地の浮きもわずかに進行	曲げひび割れが伸展
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面                  西面                  南面</p>

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき



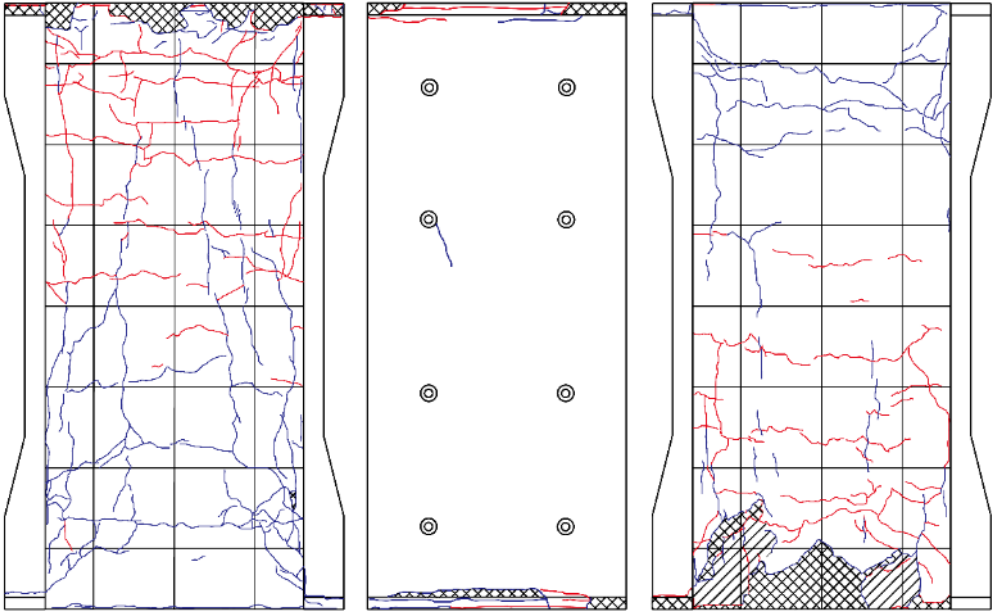


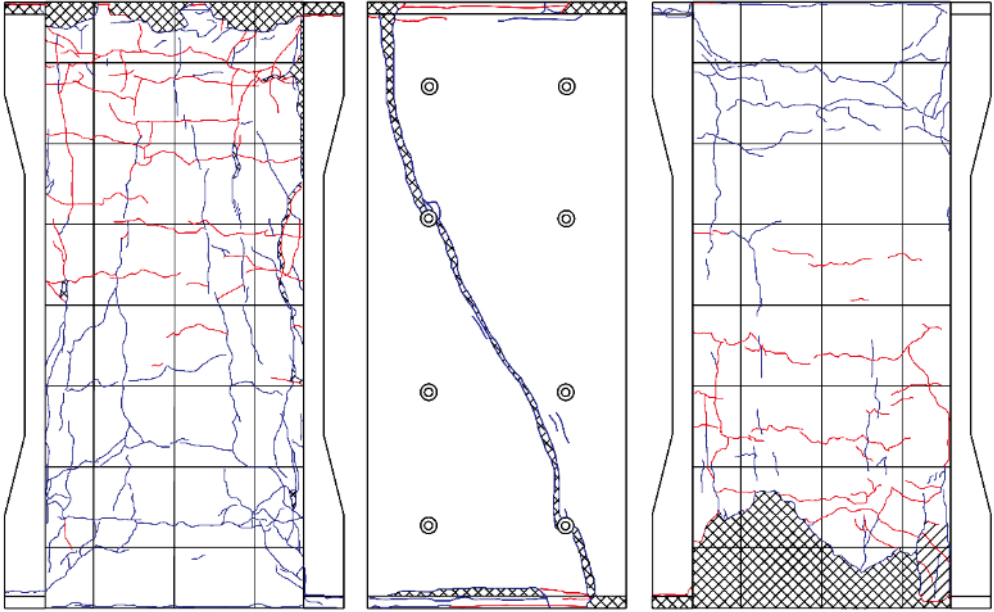
<i>R=2%</i>		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
側面端部の浮きが進行, 縦ひび割れが増加 側面のパネル裏のひび割れが大幅に増加	曲げひび割れが増加 パネル裏の主筋に沿った縦ひび割れが伸展	
正側 2 回目	負側 2 回目	
目地モルタルの圧壊が進行, 縦ひび割れが増加 北面柱脚のパネル裏の縦ひび割れが拡幅 パネルにせん断ひび割れが発生	柱の中央高さ付近まで曲げひび割れが発生	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-3 損傷状況 (C-USJ) つづき

<i>R=3%</i>		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
パネルがせん断破壊 コンクリートの剥離, 剥落が増加	載荷終了済み	
正側 2 回目	負側 2 回目	
載荷終了済み	載荷終了済み	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面                      西面                      南面</p>	



(a) 北面



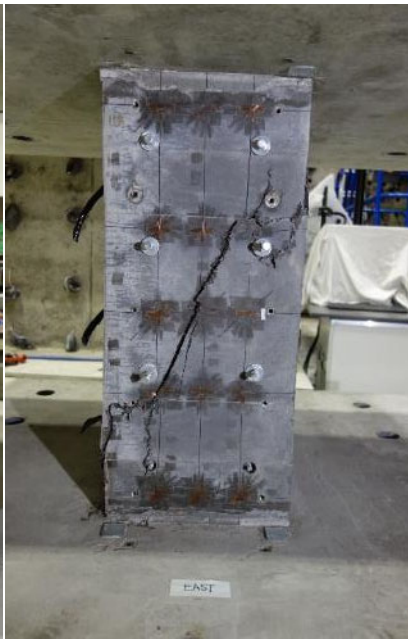
(b) 南面



(c) 正面柱頭目地部



(d) 西面



(e) 東面



(f) 正面柱脚目地部

図 4.3.3-3 最終破壊性状 (C-USJ)

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW)


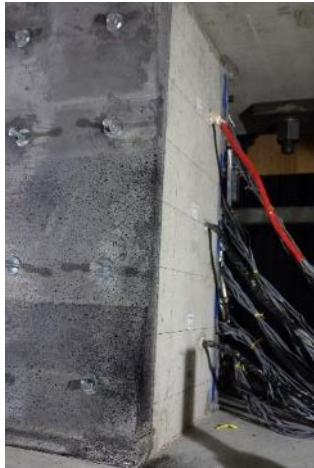
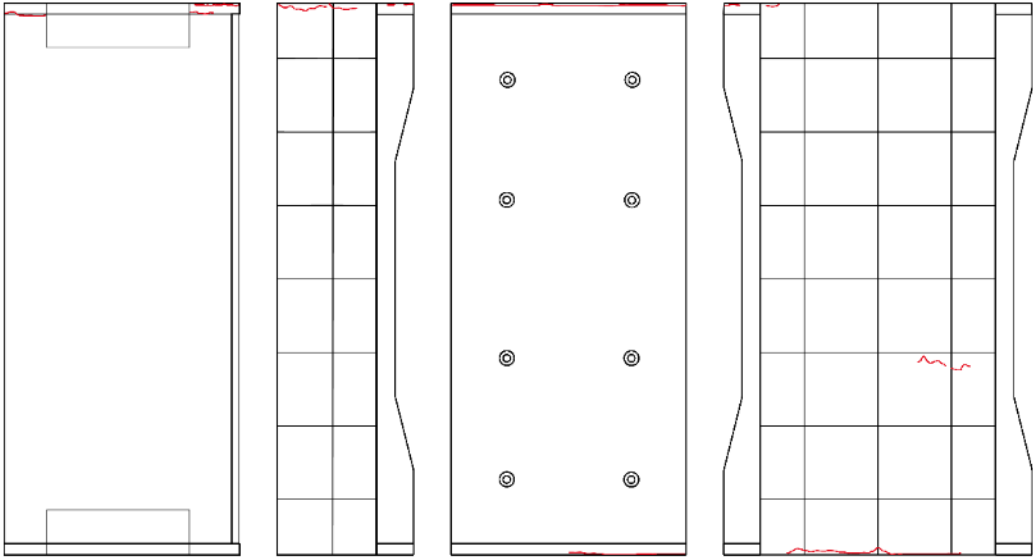
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	柱頭端部に袖壁から柱にかけての曲げひび割れが発生 柱脚端部にも曲げひび割れが発生
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>



表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



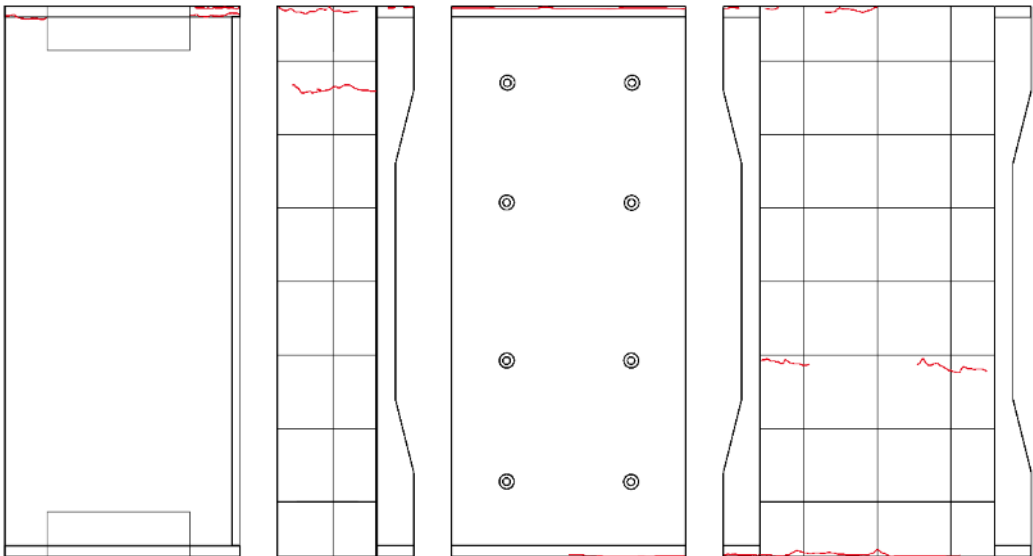
$R=0.0625\%$			
 (北西面)	 (南西面)		
正側 1 回目	負側 1 回目		
特に変化なし	曲げひび割れが増加		
正側 2 回目	負側 2 回目		
特に変化なし	曲げひび割れが伸展		
			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



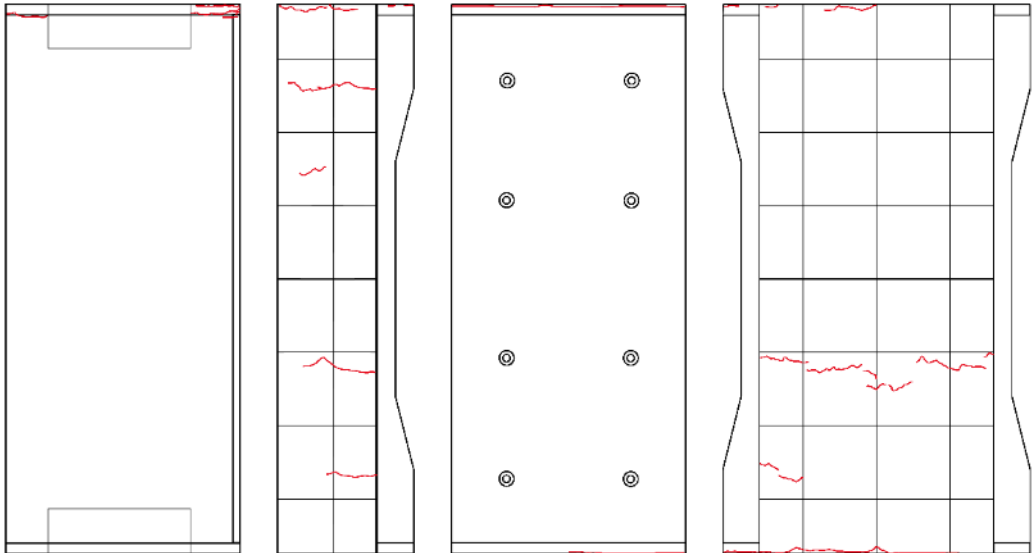
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	曲げひび割れが増加, 伸展
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



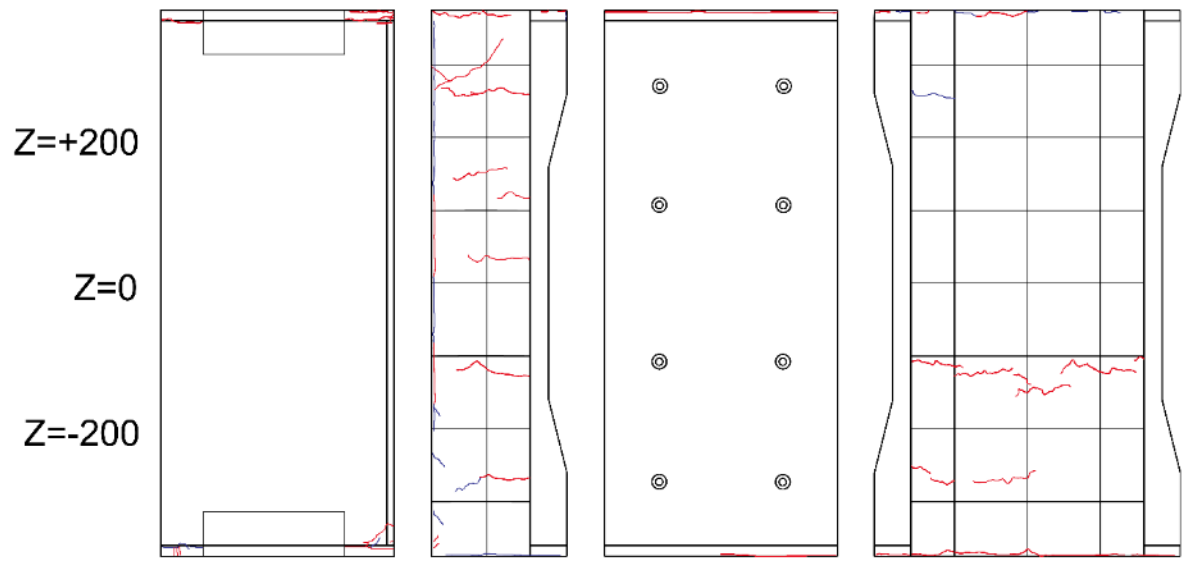
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
袖壁脚部目地モルタル, 柱頭側面に浮きが発生 柱北面に斜めひび割れが発生	袖壁鉛直接合部に縦ひび割れが発生 曲げひび割れがわずかに伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
袖壁鉛直接合部の縦ひび割れが全長に伸展 端部の浮きが進行	曲げひび割れがわずかに伸展
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



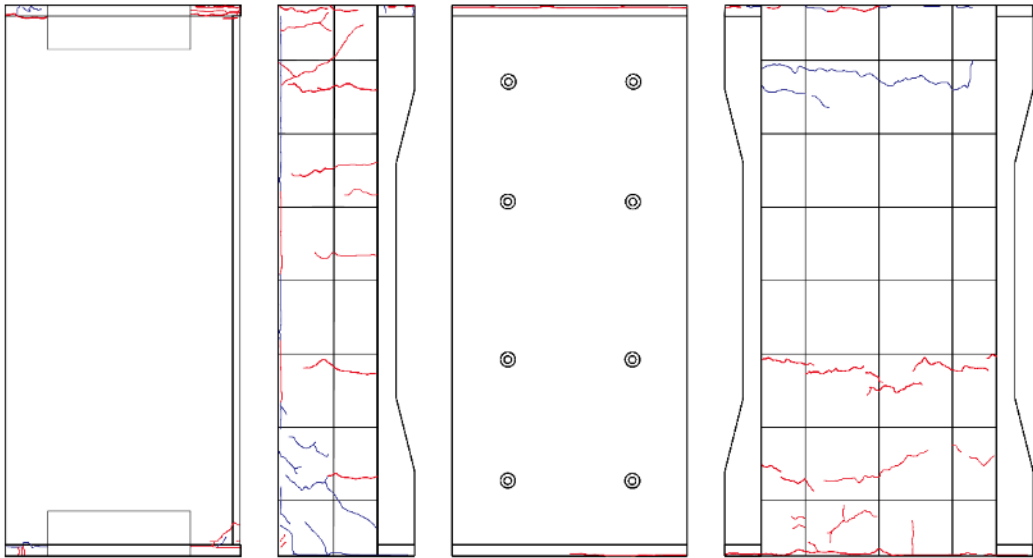
$R=0.5\%$			
 (北西面)	 (南西面)		
正側 1 回目	負側 1 回目		
柱北面柱脚部に斜めひび割れが増加 南面上部に曲げひび割れが発生 袖壁頂部, 柱頭の目地モルタルの圧壊が進行	曲げひび割れが伸展 袖壁頂部の目地モルタルの離間が進行		
正側 2 回目	負側 2 回目		
大きな変化なし	曲げひび割れが伸展		
			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



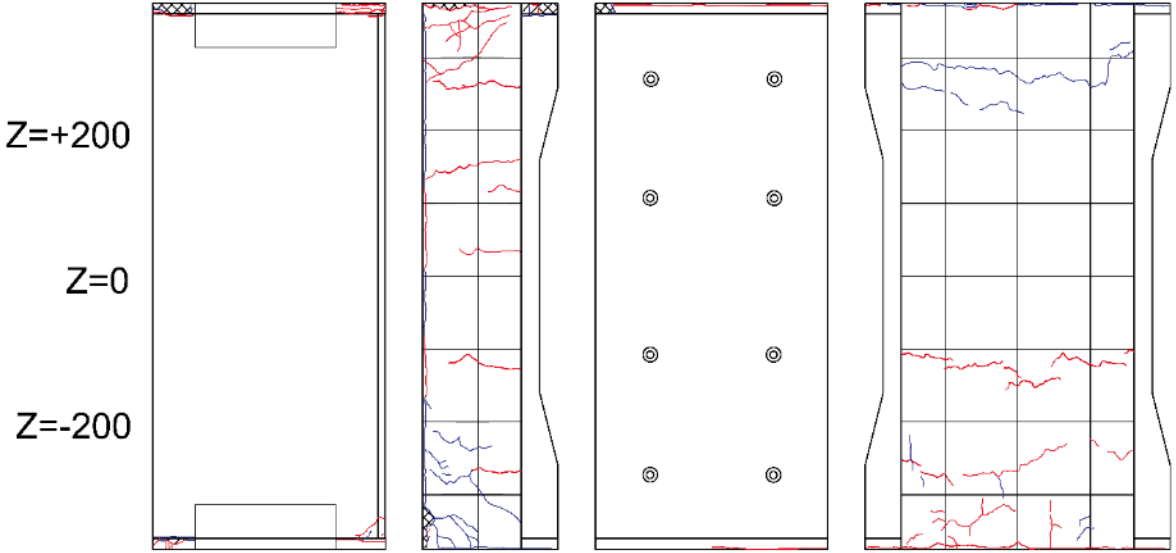
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
袖壁頂部, 柱頭の目地の浮きが進行 柱北面の斜めひび割れが増加	袖壁と柱の離間が大きく拡大 曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
袖壁頂部モルタルの浮き増加 南面に縦ひび割れが発生 南面柱頭部の曲げひび割れが伸展	ひび割れの増加はほとんどなし
 <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき


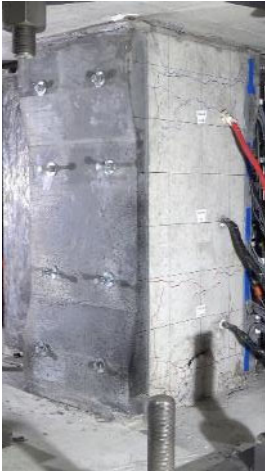
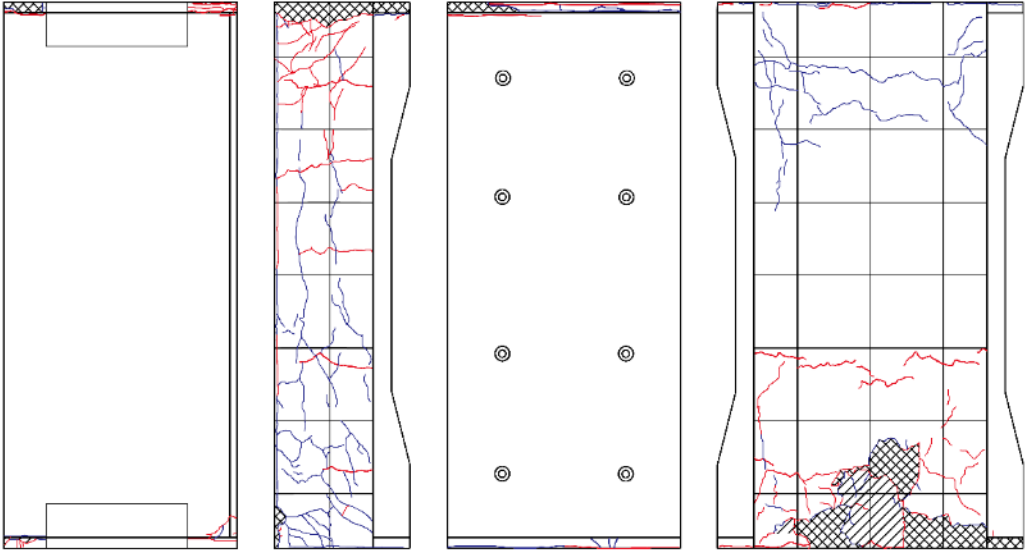
$R=2\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
目地の浮き, 圧壊が進行 柱北面下部や柱南面上部で主筋, 接着面に沿った 縦ひび割れが多数発生	曲げひび割れ, 縦ひび割れが細かく増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
端部のコンクリートの浮き, 剥離が増加 側面の縦ひび割れが増加	細かいひび割れが増加 コンクリートの剥離, 剥落が増加
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき



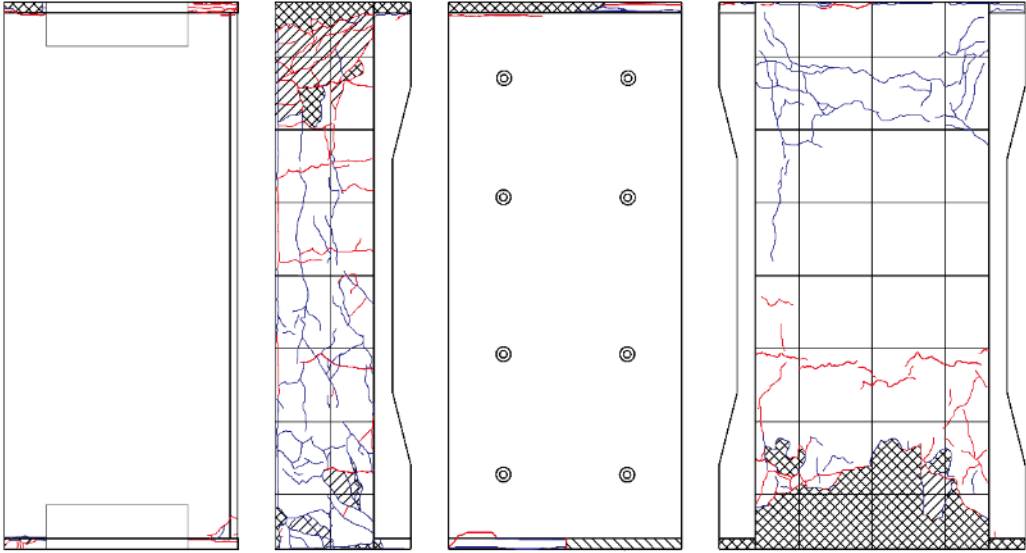


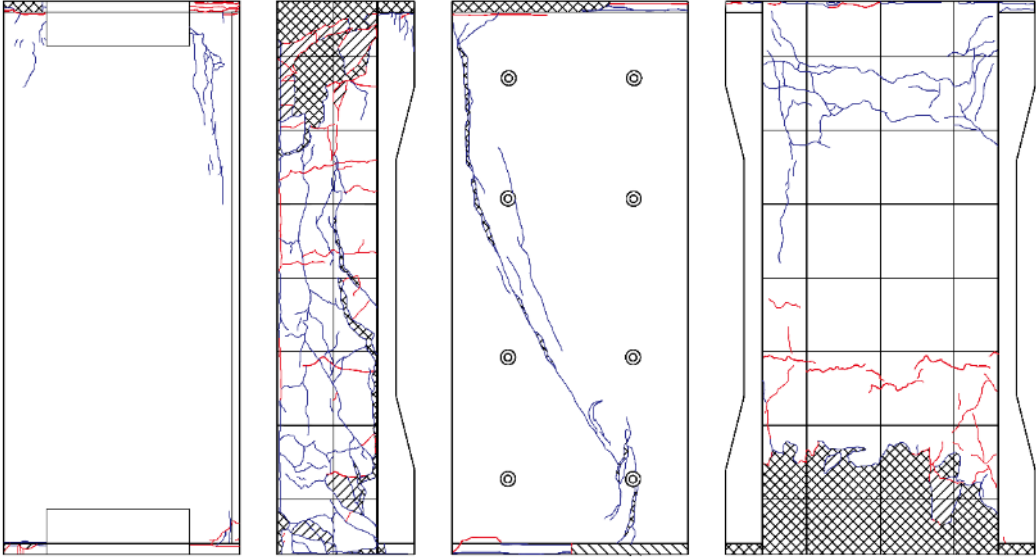
<i>R=3%</i>	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚部でコンクリートの剥離，剥落が増加 縦ひび割れが増加，北面柱頭の圧壊が進行	端部の離間がさらに大きくなる 引張側でひび割れが増加
正側 2 回目	負側 2 回目
柱頭・柱脚の圧壊がさらに進行 細かいひび割れが増加し，コンクリートの剥離， 剥落が増加	ごくわずかにひび割れが増加
 <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	

表 4.3.3-4 損傷状況 (C-USJ-UW) つづき

$R=4\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
挟込パネルがせん断破壊した 袖壁パネルにも縦ひび割れが発生 コンクリートの剥落が広がる	載荷終了済み
正側 2 回目	負側 2 回目
載荷終了済み	載荷終了済み
 <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	





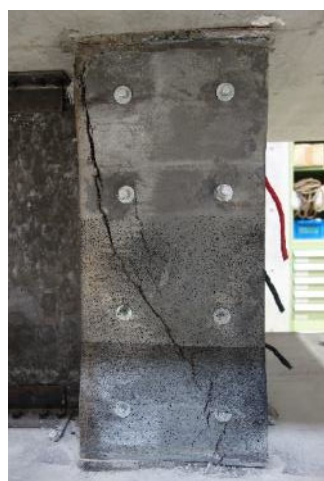
(a) 北面



(b) 南面



(c) 袖壁西面



(d) パネル西面



(e) パネル東面



(f) 北面および袖壁東面



(g) 南面柱脚部

図 4.3.3-4 最終破壊性状 (C-USJ-UW)



(h) 西面柱頭目地部



(i) 西面柱脚目地部



(j) 東面柱頭目地部



(k) 東面柱脚目地部



(l) 袖壁頂部目地部



(m) 袖壁脚部目地部

図 4.3.3-4 最終破壊性状 (C-USJ-UW) つづき

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW)



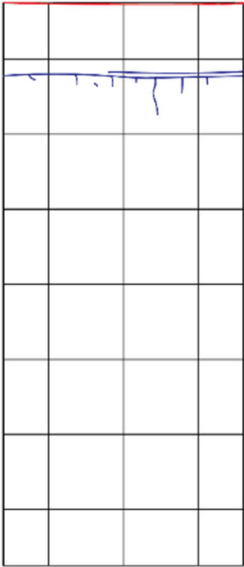
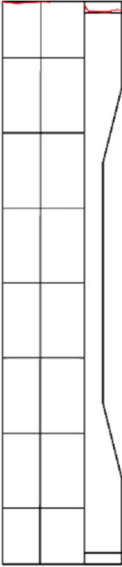
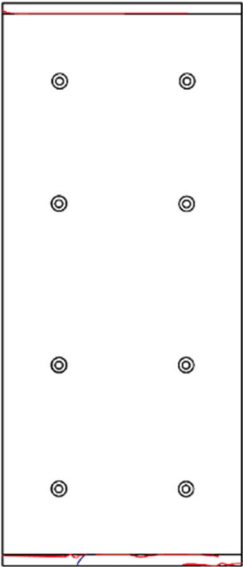
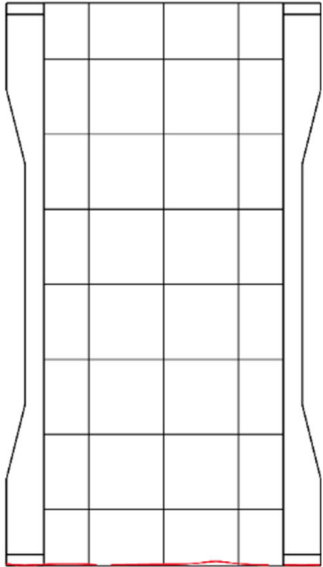
$R=0.03125\%$	
	
(北西面)	(南西面)
正側 1 回目	負側 1 回目
袖壁のコンクリートと無水縮モルタルの境界にひび割れ発生	柱頭・柱脚に曲げひび割れ発生 袖壁頂部に離間発生
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;">  <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>袖壁西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱北面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱南面</p> </div> </div>	

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



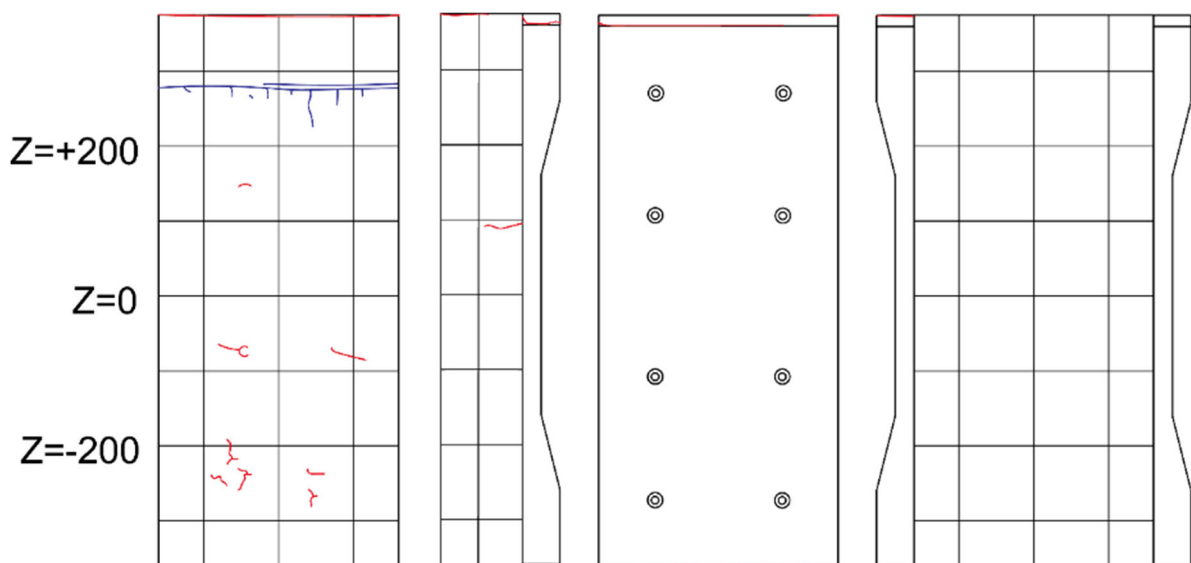
$R=0.0625\%$			
			
(北西面)	(南西面)		
正側 1 回目	負側 1 回目		
特に変化なし	柱北面で曲げひび割れが増加		
正側 2 回目	負側 2 回目		
特に変化なし	袖壁曲げひび割れが増加		
			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



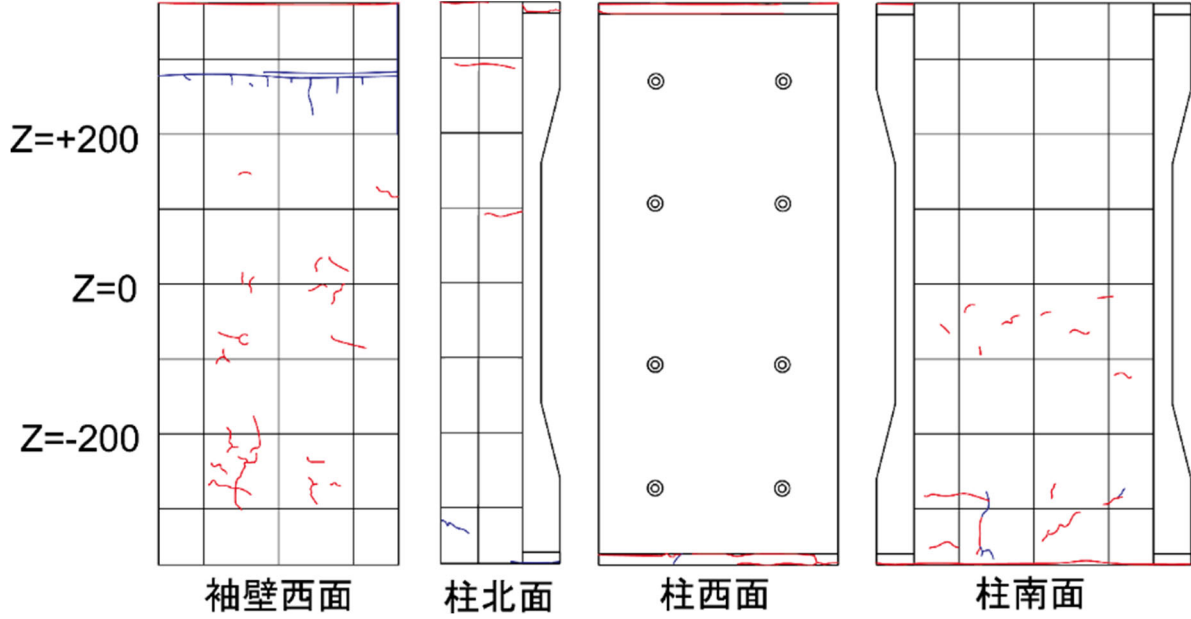
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚に細かく縦ひび割れが発生 袖壁に縦ひび割れ発生	曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
柱に曲げひび割れが増加, 伸展	わずかにひび割れが伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>袖壁西面</span> <span>柱北面</span> <span>柱西面</span> <span>柱南面</span> </p>	

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



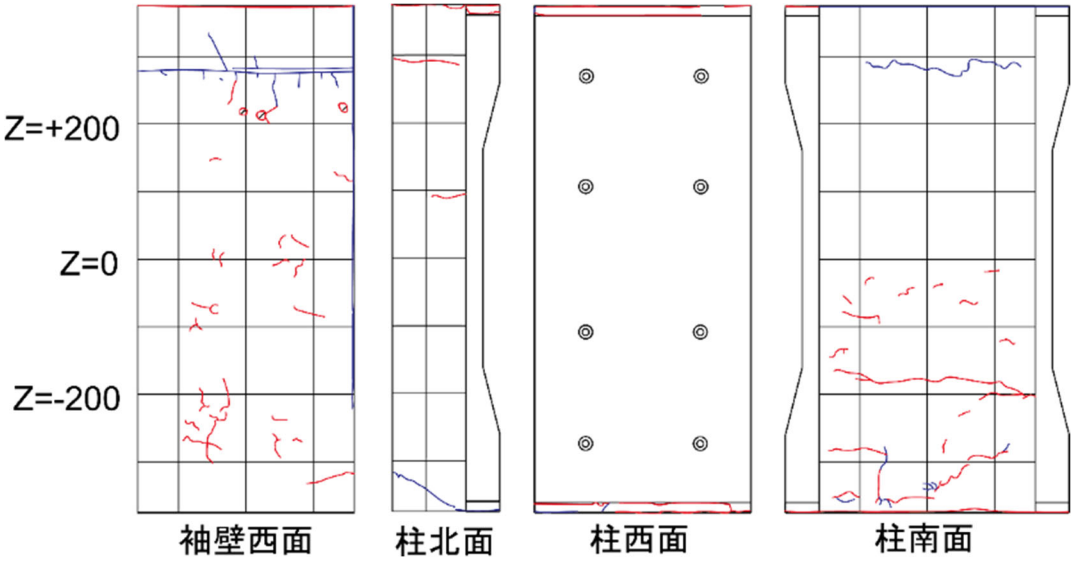
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
曲げひび割れが増加, 伸展	曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
曲げひび割れがわずかに伸展	曲げひび割れがわずかに伸展
	

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



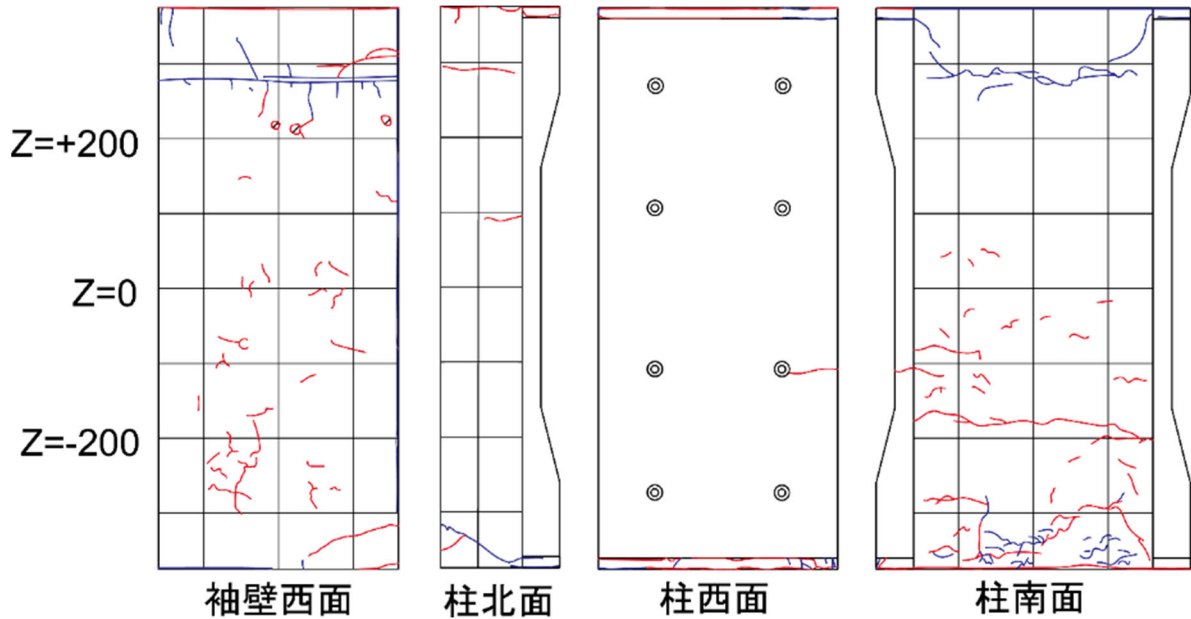
$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱頭・柱脚で曲げひび割れが増加 袖壁脚で曲げひび割れが増加	挟込パネルに横ひび割れ発生 柱脚で曲げひび割れが増加 袖壁で曲げひび割れが増加
正側 2 回目	負側 2 回目
曲げひび割れがわずかに伸展	曲げひび割れがわずかに伸展
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



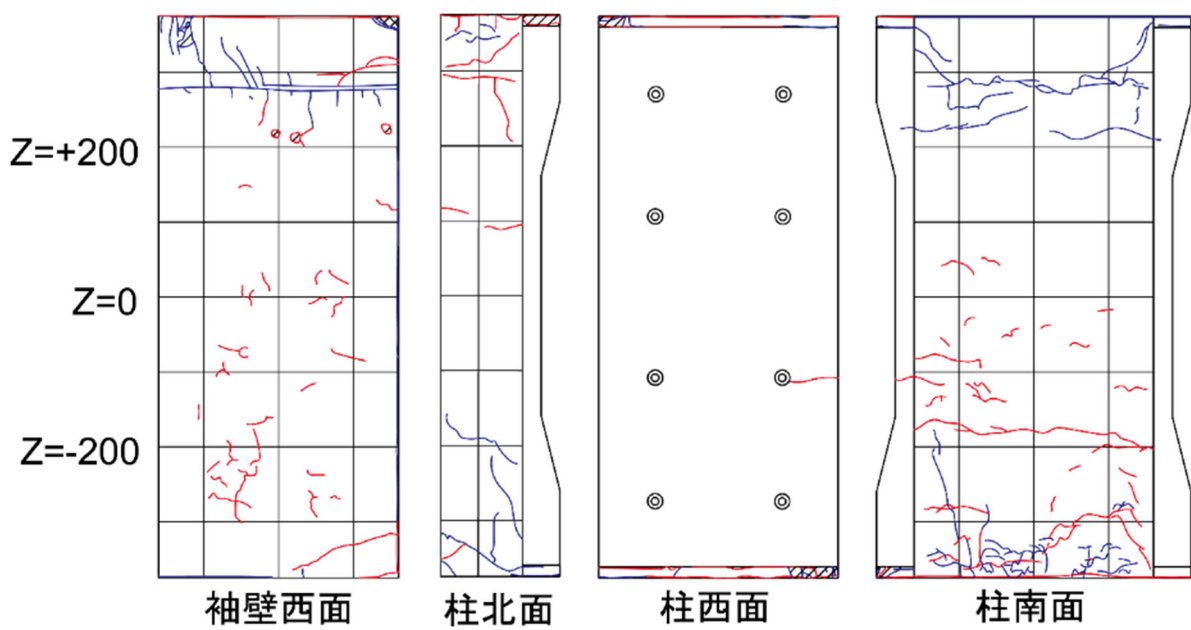
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚目地にわずかに浮き発生 柱の曲げひび割れと縦ひび割れの増加 袖壁頭の亀裂が増加	曲げひび割れが増加, 伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
曲げひび割れの増加, 伸展 袖壁頭で圧壊発生 柱頭目地にわずかに浮き発生	柱の曲げひび割れが伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>袖壁西面</span> <span>柱北面</span> <span>柱西面</span> <span>柱南面</span> </p>	



表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



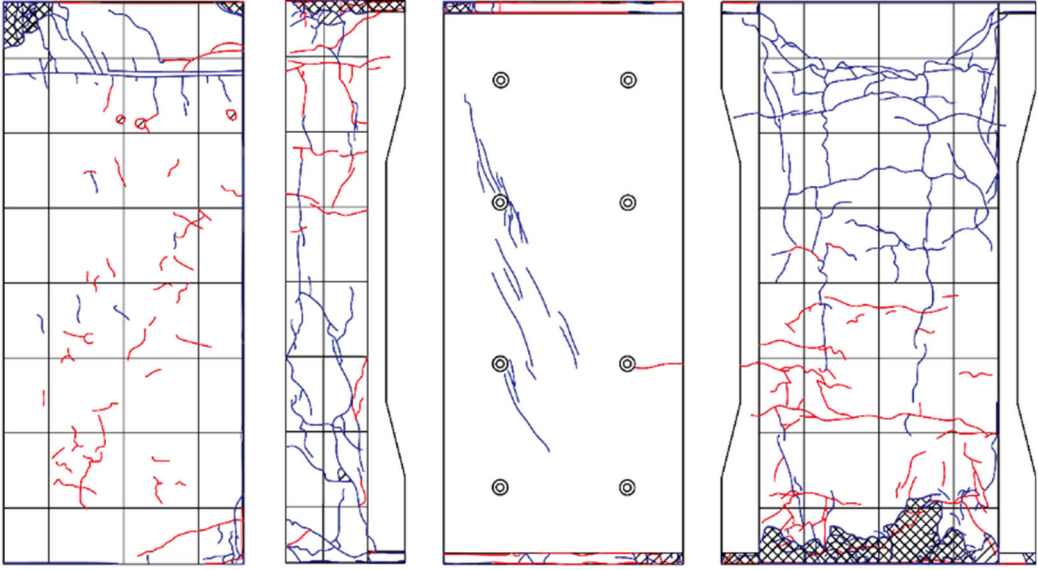
<i>R=2%</i>				
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>			
正側 1 回目	負側 1 回目			
挟込パネルにせん断ひび割れが発生 柱圧縮側の浮きが広範囲に発生 全体的に曲げひび割れが大幅に増加, 伸長 袖壁の圧壊増加	柱頭に浮きが発生 曲げひび割れが増加, 伸展 挟込パネルの北面上部に横ひび割れが発生			
正側 2 回目	負側 2 回目			
曲げひび割れと縦ひび割れが増加 柱脚の剥落発生と目地モルタルの圧壊が進行 挟込パネルのひび割れ伸展	柱の曲げひび割れが伸展			
Z=+200  Z=0  Z=-200				
	袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき



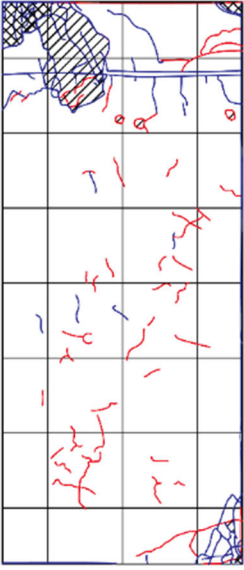
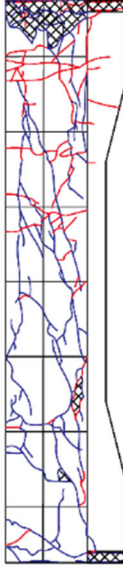
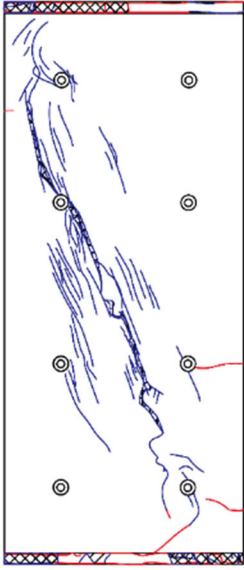
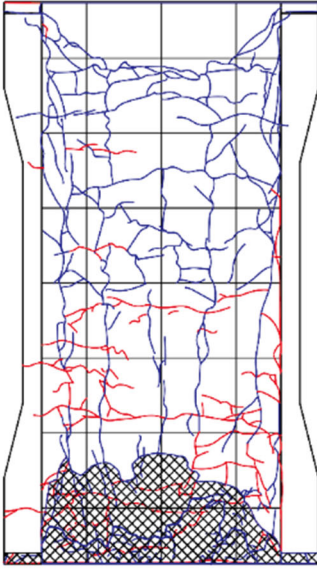


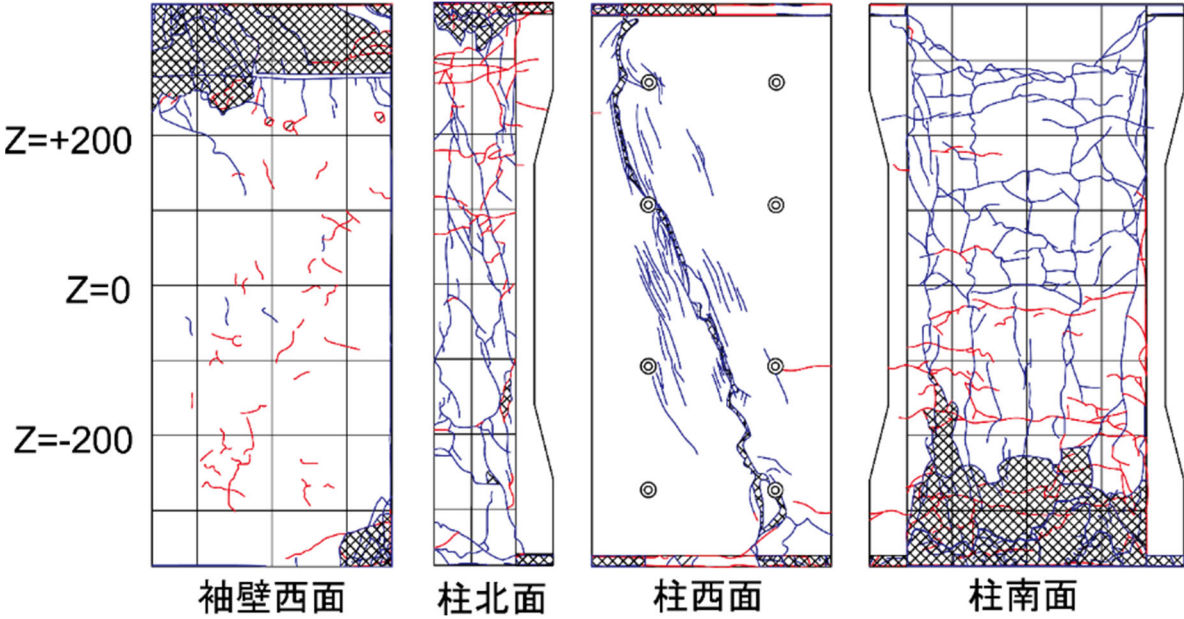
<i>R=3%</i>	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱頭・柱脚の剥落増加 挟込パネルのひび割れが増加，伸展 柱と袖壁の曲げひび割れの増加 柱の縦ひび割れが多く発生	曲げひび割れの増加，伸展 柱頭目地の損傷が激しくなる
正側 2 回目	負側 2 回目
挟込パネルせん断ひび割れが大幅に増加・伸展 柱脚の圧壊が進行 袖壁頭・袖壁脚の圧壊が進行	挟込パネルの上下部に横ひび割れが発生 柱パネル接着面に沿った縦ひび割れ増加
Z=+200  Z=0  Z=-200	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>袖壁西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱北面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱西面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>柱南面</p> </div> </div>

表 4.3.3-5 損傷状況 (C-USJ-RCW) つづき

R=4% (正側 1 回目ピーク付近で載荷終了)	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
挟込パネルせん断ひび割れが大きく開く 袖壁頭・袖壁脚の圧壊がひどくなる	—
正側 2 回目	負側 2 回目
—	—
 <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	



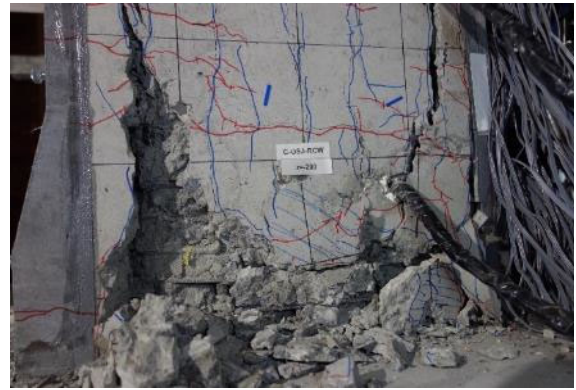
(a) 柱パネルせん断破壊



(b) 柱パネル界面の縦ひび割れ



(c) パネル界面の縦ひび割れ



(d) 柱脚コンクリート圧壊



(e) 袖壁頂部圧壊ひび割れ



(f) 袖壁脚部コンクリート圧壊

図 4.3.3-5 最終破壊性状 (C-USJ-RCW)

(2) 損傷後補強シリーズ

1) 一次載荷

損傷後補強シリーズの一次載荷での損傷状況は各試験体で大きな違いは見られなかったことから、一例として試験体 C-US-M の一次載荷における、各サイクルの試験体正面写真、ひび割れ図、損傷状況を表 4.3.3-6 に示す。正面写真、ひび割れ図は各サイクル 2 回目終了時に記録したものである。ひび割れ図の黒線は長期軸力導入直後に生じていた初期ひび割れを示しており、青線は正側載荷時に、赤線は負側載荷時に発生したひび割れを示している。また斜線部がコンクリートの剥離、交線部が剥落を示している。また各試験体の一次載荷終了後の損傷状況の写真を図 4.3.3-6 に示す。

表 4.3.3-6 損傷状況 (C-US-M 一次载荷)



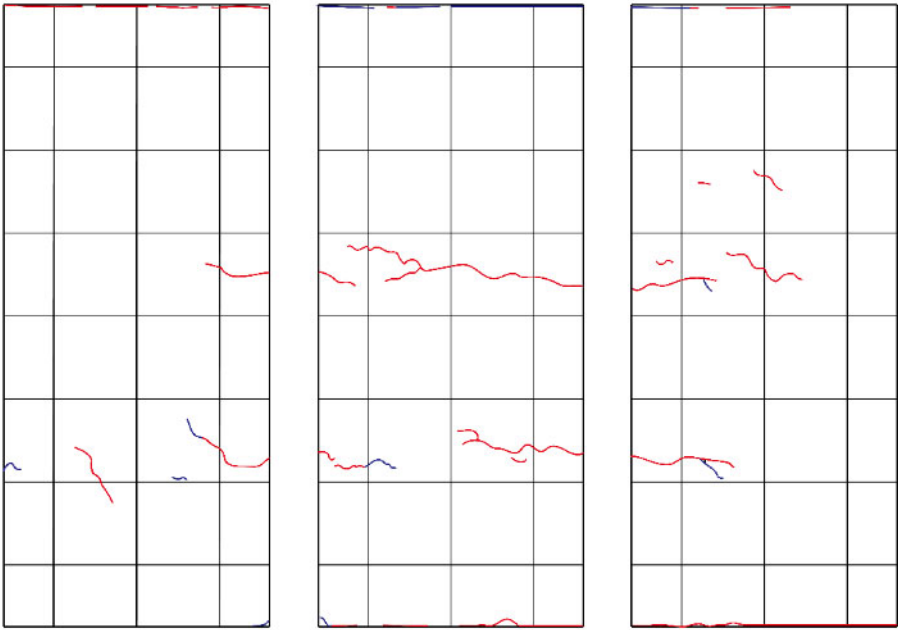
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	初期ひび割れが開き,そこから曲げひび割れが伸展
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面                  西面                  南面</p>

表 4.3.3-6 損傷状況 (C-US-M 一次載荷) (つづき)


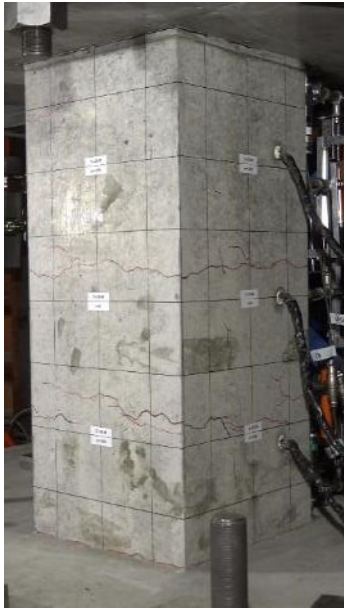
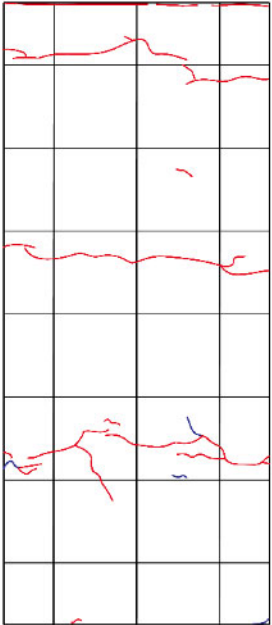
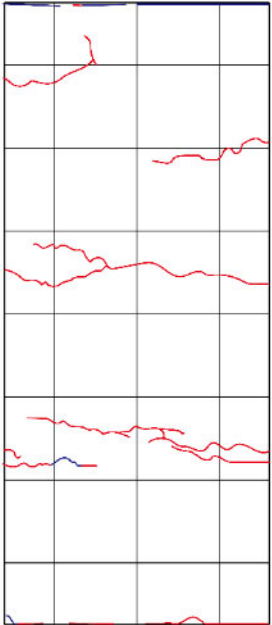
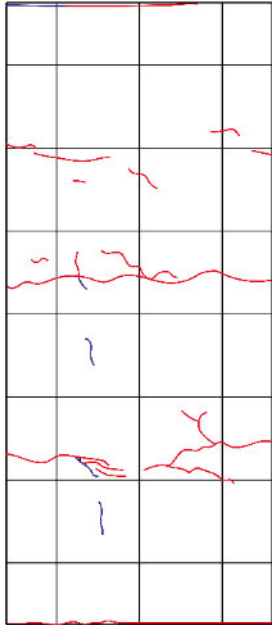
$R=0.0625\%$			
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>		
正側 1 回目	負側 1 回目		
特に変化なし	全体的に曲げひび割れが増加・伸展		
正側 2 回目	負側 2 回目		
特に変化なし	特に変化なし		
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面</p>	 <p>西面</p>	 <p>南面</p>

表 4.3.3-6 損傷状況 (C-US-M 一次載荷) (つづき)


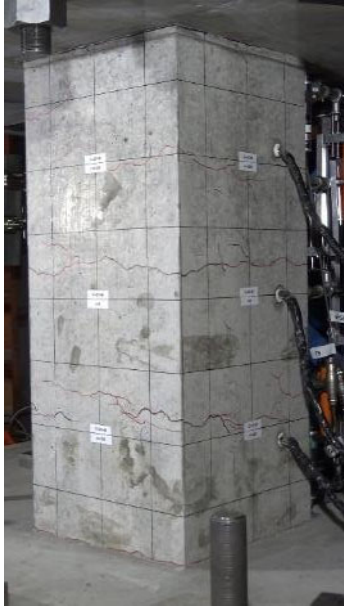
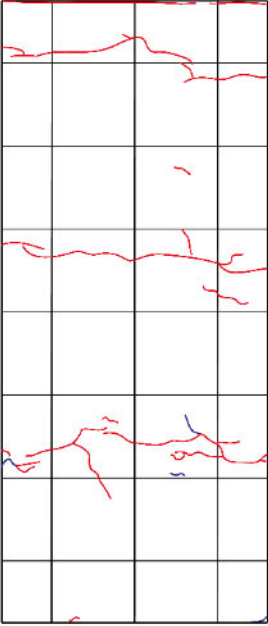
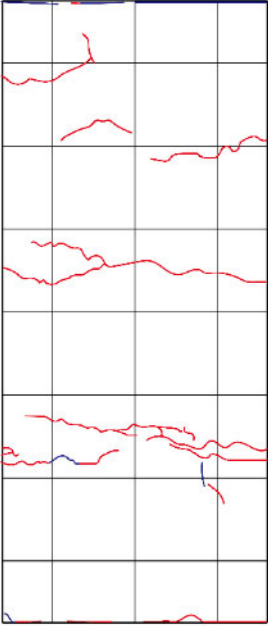
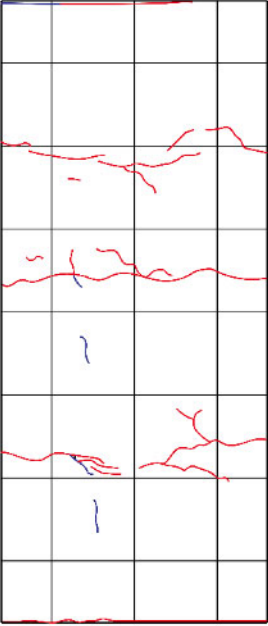
$R=0.125\%$			
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>		
正側 1 回目	負側 1 回目		
特に変化なし	曲げひび割れが伸展		
正側 2 回目	負側 2 回目		
特に変化なし	曲げひび割れが若干伸展		
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面</p>	 <p>西面</p>	 <p>南面</p>



表 4.3.3-6 損傷状況 (C-US-M 一次載荷) (つづき)


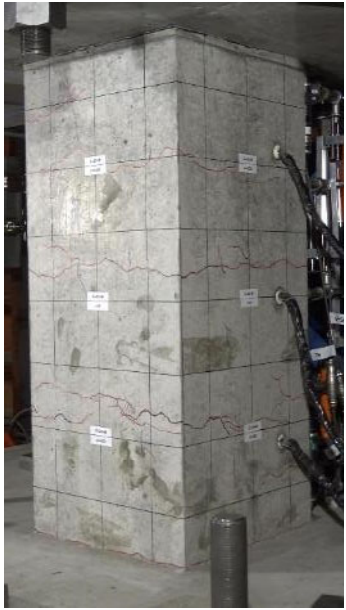
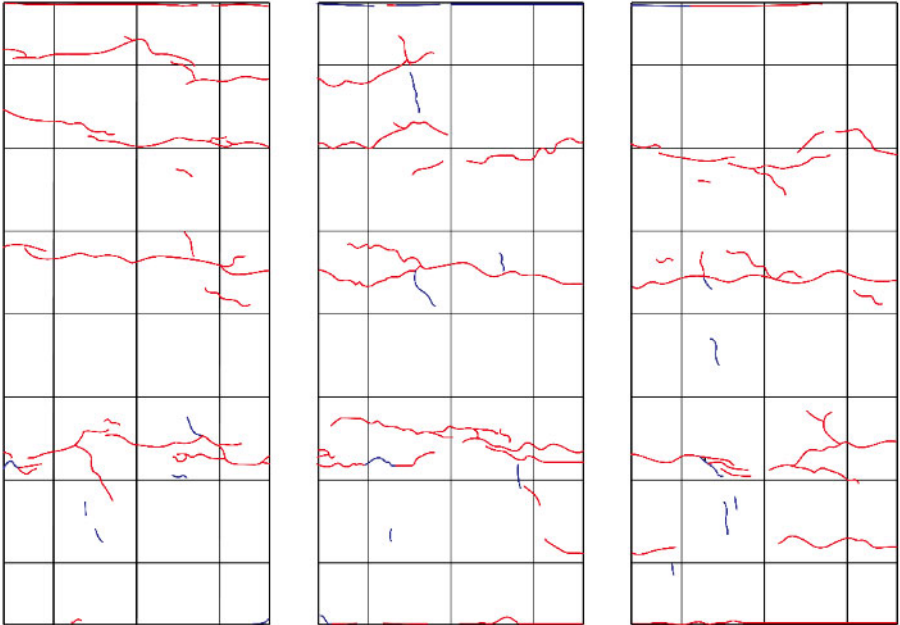

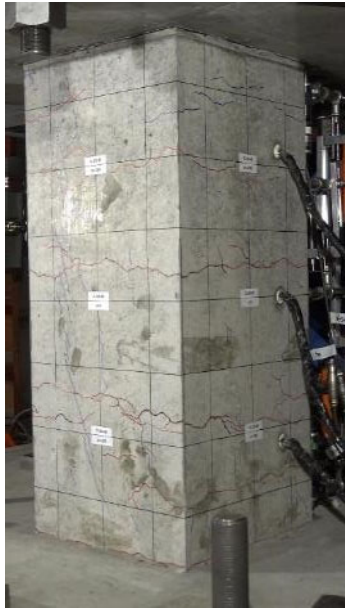
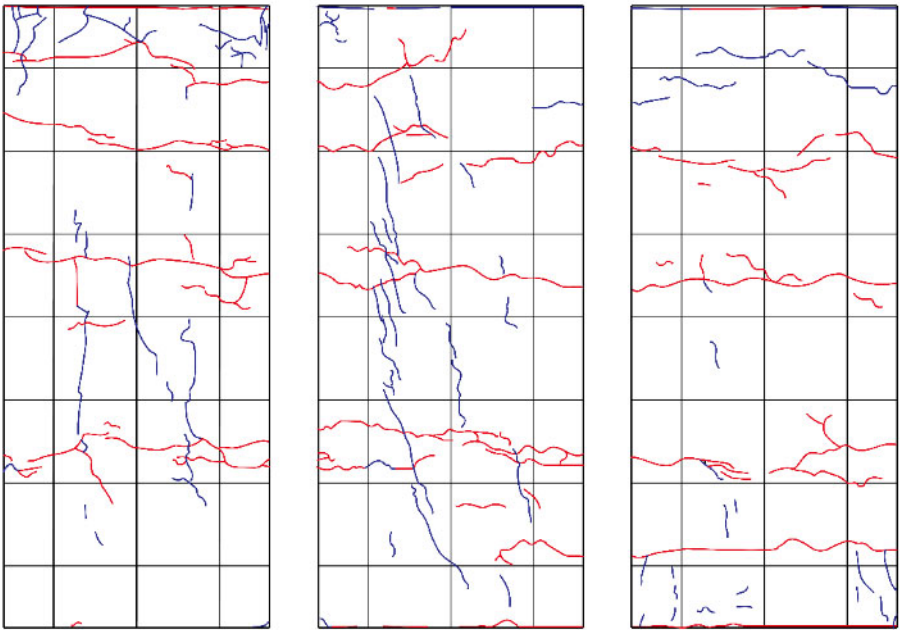
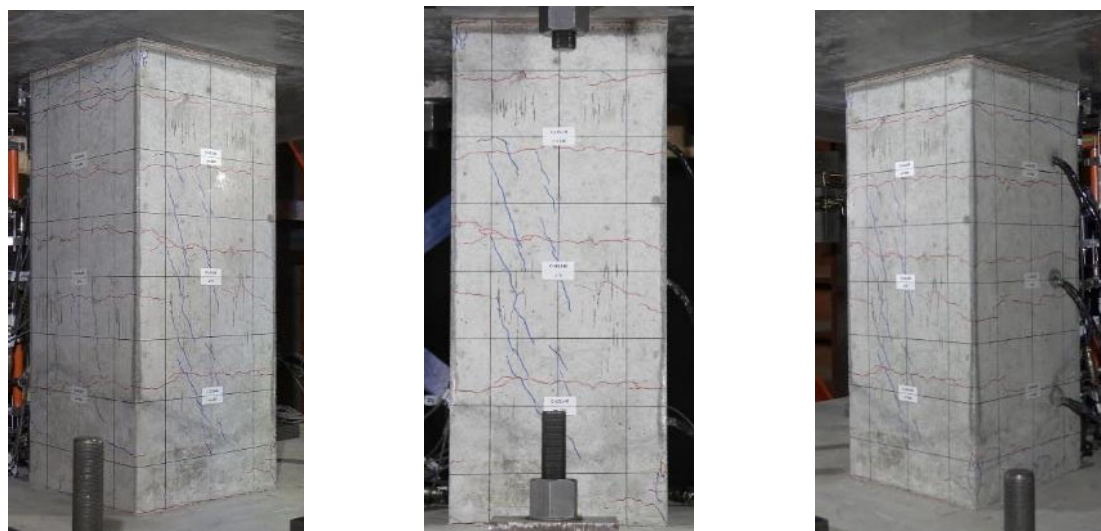
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
わずかにせん断ひび割れが発生	曲げひび割れが若干伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
鉛直方向のひび割れがわずかに増加	曲げひび割れが若干伸展
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面                  西面                  南面</p>

表 4.3.3-6 損傷状況 (C-US-M 一次載荷) (つづき)

$R=0.5\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
せん断ひび割れが多数発生し、大きく開いたものもあり 側面に曲げひび割れが発生し、端部には軽微な浮きも発生	曲げひび割れが若干伸展し、既存のひび割れが大きく開く	
正側 2 回目	負側 2 回目	
端部の浮きが若干増加	特に変化なし	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面



(a) C-US-M

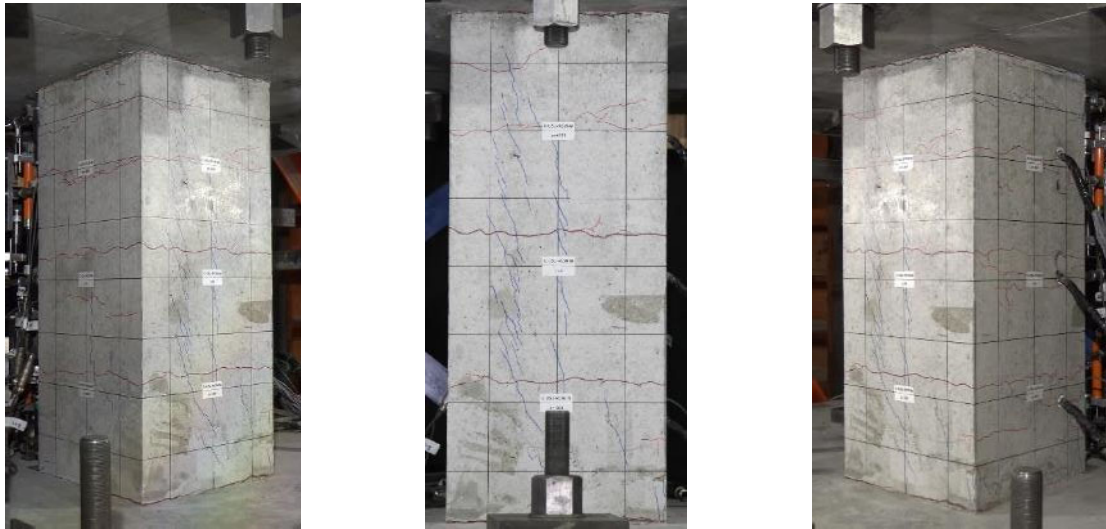


(b) C-USJ-M



(c) C-USJ-UW-M

図 4.3.3-6 一次載荷終了時損傷状況



(d) C-USJ-RCW-M

図 4.3.3-6 一次載荷終了時損傷状況 (つづき)

## 2) 二次載荷

損傷後補強シリーズの各試験体の二次載荷における，各サイクルの試験体正面写真，ひび割れ図，損傷状況を表 4.3.3-7～表 4.3.3-10 に示す。正面写真，ひび割れ図は各サイクル 2 回目終了時に記録したものである。ひび割れ図の黒線は長期軸力導入直後に生じていた一次載荷時の残留ひび割れを示しており，青線は正側載荷時に，赤線は負側載荷時に発生したひび割れを示している。また斜線部がコンクリートおよびモルタルの剥離，交線部が剥落を示している。また各試験体の二次載荷終了後の最終破壊性状の写真を図 4.3.3-7～図 4.3.3-10 に示す。

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M)



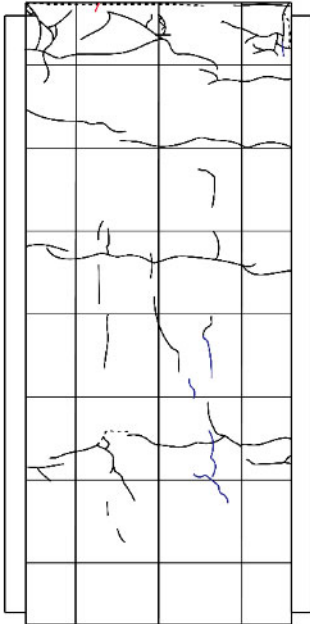
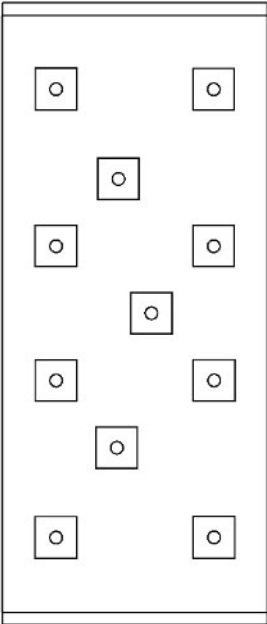
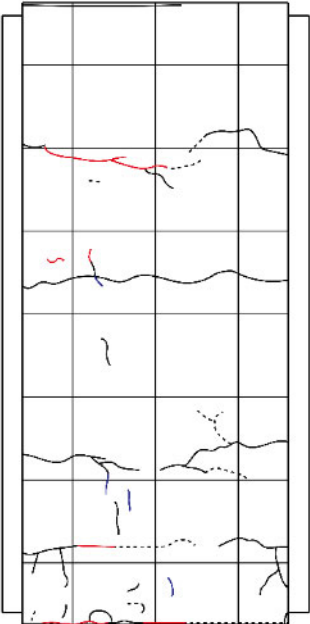
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
一次載荷でのひび割れがわずかに開く	一次載荷でのひび割れがわずかに開く
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Z=+200</p>  <p>北面</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>西面</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Z=-200</p>  <p>南面</p> </div> </div>	

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)



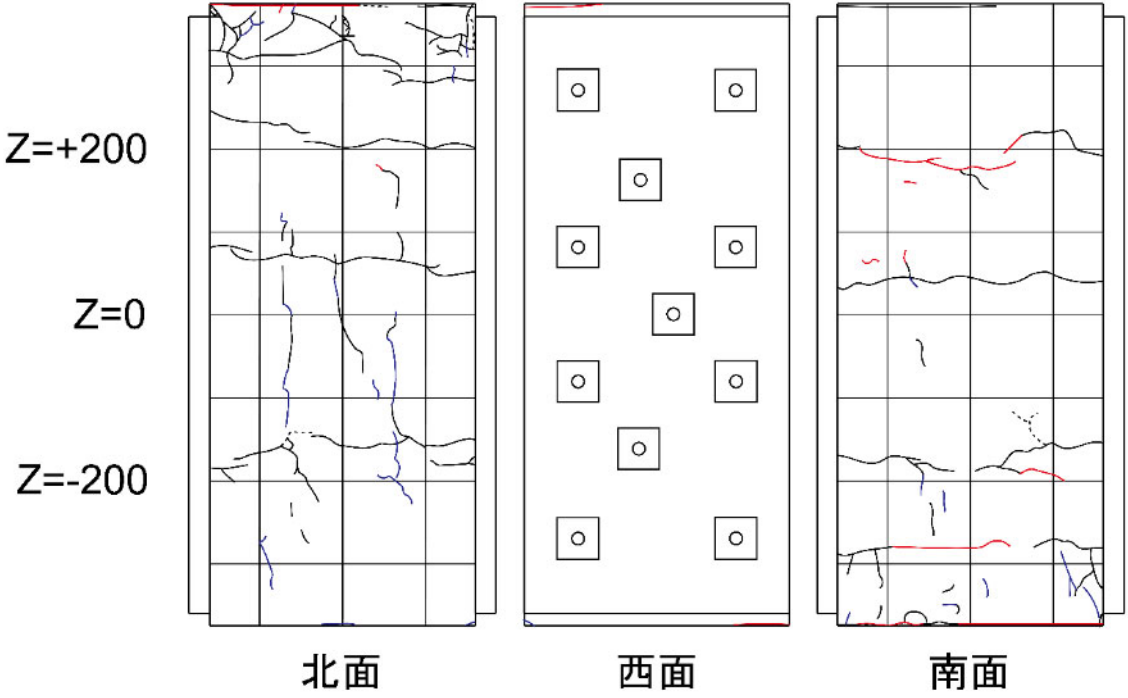
$R=0.0625\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
一次載荷でのひび割れがわずかに開く 曲げひび割れが若干伸展	特に変化なし
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	特に変化なし
 <p style="text-align: center;">北面                      西面                      南面</p>	

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)



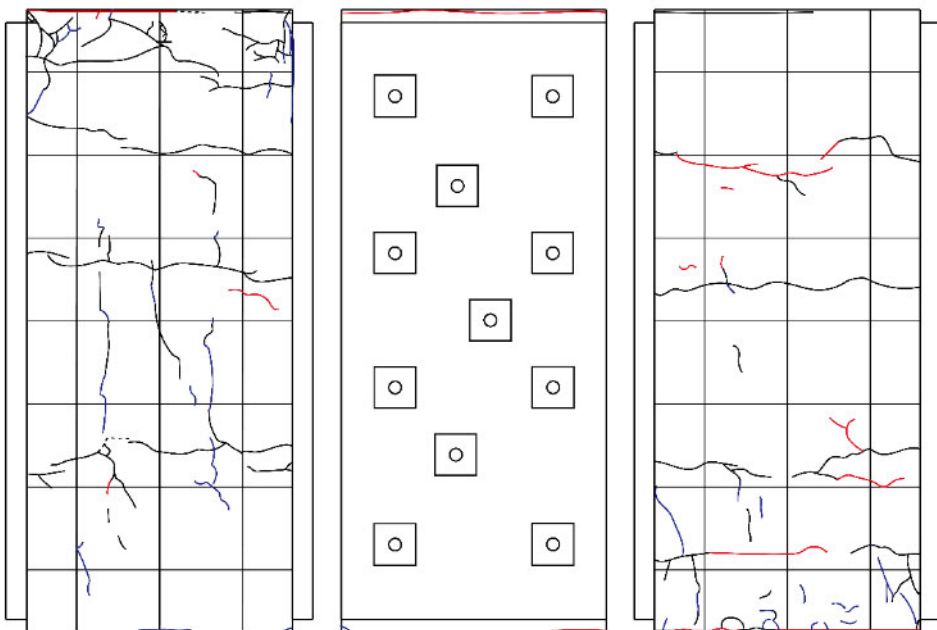
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱頭柱脚の側面パネル界面に縦ひび割れ発生	特に変化なし
正側 2 回目	負側 2 回目
パネル界面の縦ひび割れが伸展	特に変化なし
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面</p> <p>西面</p> <p>南面</p>



表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)



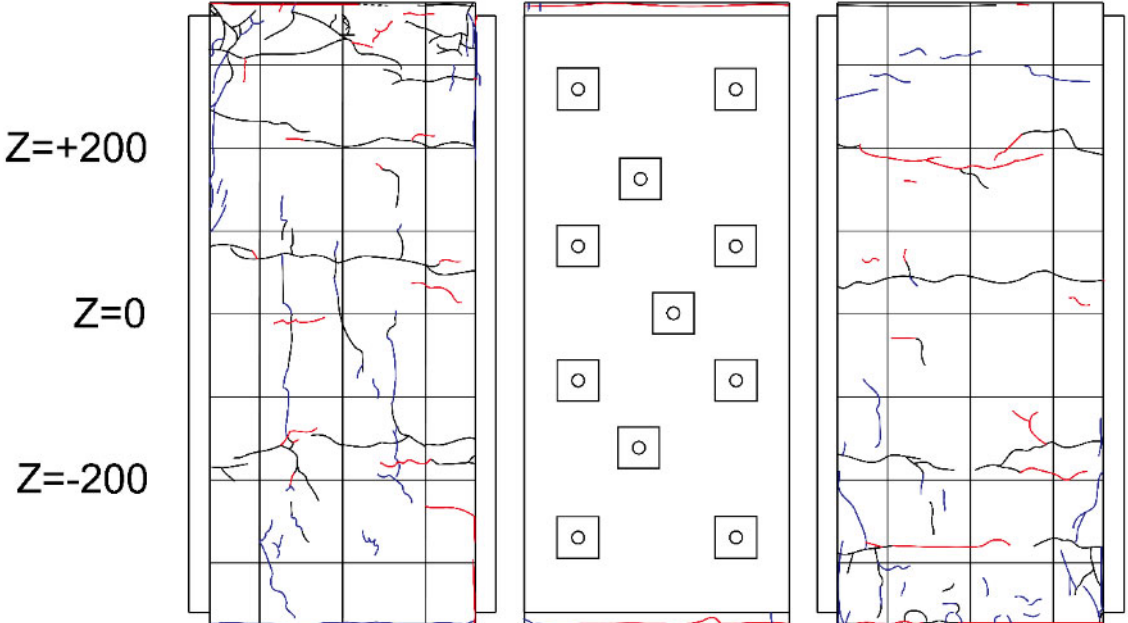
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
パネル界面の縦ひび割れが増加・伸展 圧壊による軽微な浮き発生	パネル接着材を横切るようなひび割れ発生
正側 2 回目	負側 2 回目
パネル界面の縦ひび割れが増加・伸展 柱正面の上下端部にも縦ひび割れ発生	曲げひび割れが若干伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>北面</span> <span>西面</span> <span>南面</span> </p>	

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)




$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
引張側の曲げひび割れ増加 パネル界面の縦ひび割れが増加・伸展	柱頭の縦ひび割れ増加
正側 2 回目	負側 2 回目
圧縮側の浮きが伸展 柱脚パネル界面の縦ひび割れが増加	わずかに曲げひび割れが伸展
 <p style="text-align: center;">北面                      西面                      南面</p>	

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)



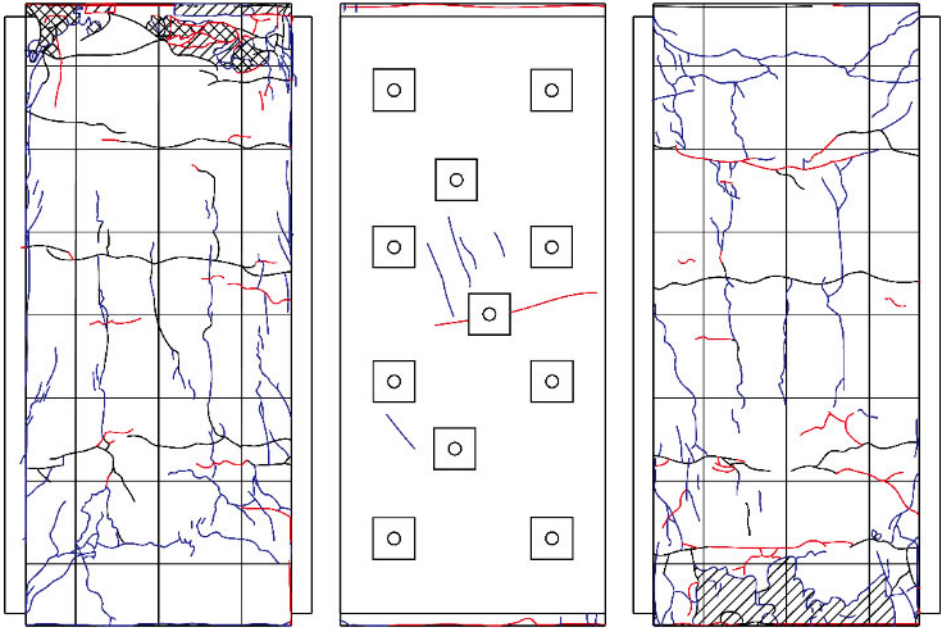
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
引張側パネル界面から斜めひび割れが発生 圧縮側の浮きが広範囲に発生 パネルにせん断ひび割れが発生	パネル中央に水平ひび割れが発生
正側 2 回目	負側 2 回目
パネルせん断ひび割れが伸展 パネル界面からの斜めひび割れが増加・伸展	特に変化なし
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p>北面                  西面                  南面</p>

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)



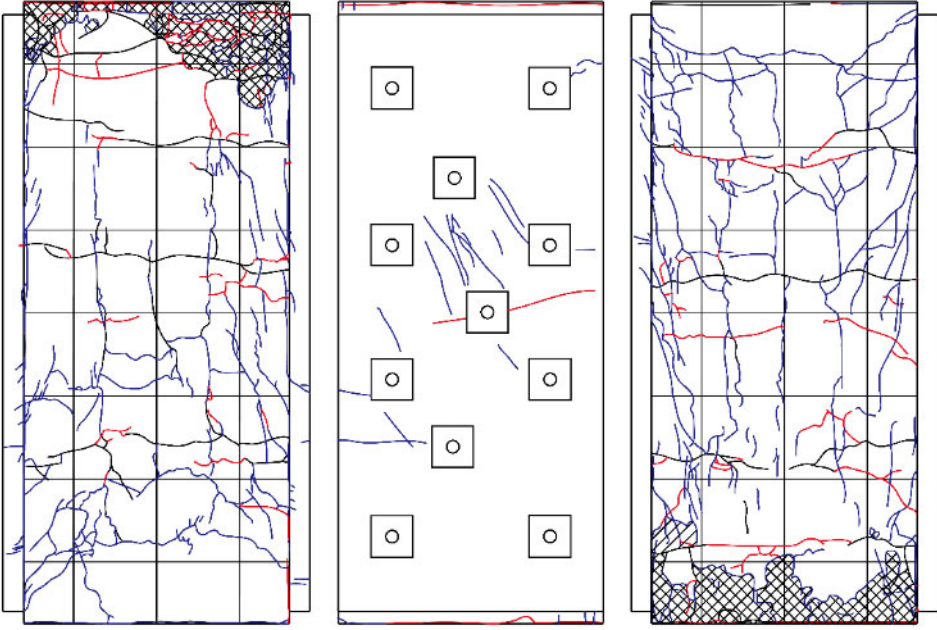


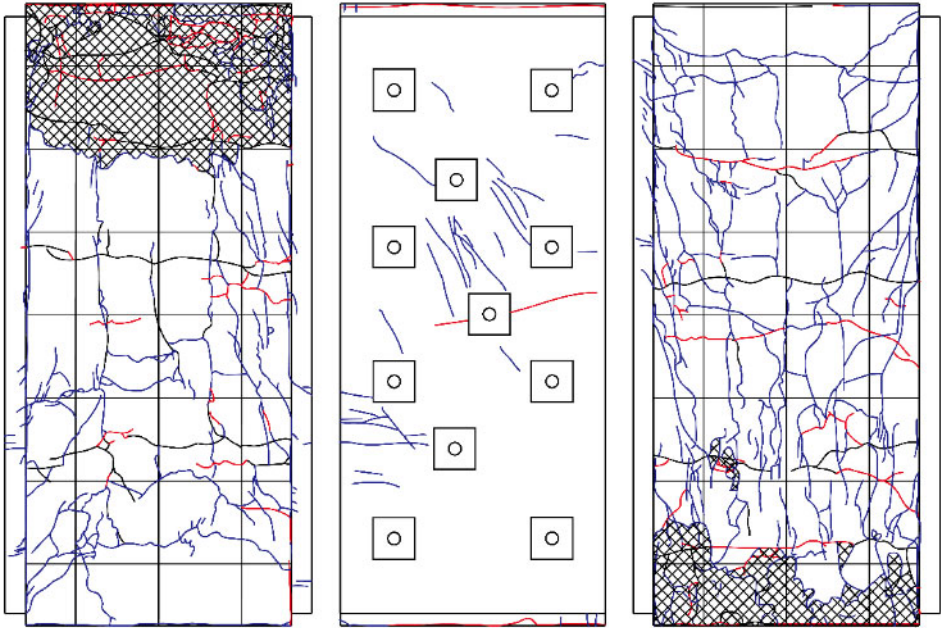
$R=2\%$		
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>	
正側 1 回目	負側 1 回目	
圧壊による浮きがさらに拡大 パネルせん断ひび割れが増加 柱側面中段に曲げひび割れが発生	曲げひび割れが増加し、大きく開く	
正側 2 回目	負側 2 回目	
柱側面のひび割れが細かく増加・伸展	特に変化なし	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>北面</span> <span>西面</span> <span>南面</span> </p>	

表 4.3.3-7 損傷状況 (C-US-M) (つづき)

<i>R=3%</i>	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
側面圧縮域で主筋が座屈し、カバーコンクリートが広範囲に剥がれる パネルせん断ひび割れが増加 パネル界面のひび割れが大きく開く	載荷終了済み
正側 2 回目	負側 2 回目
載荷終了済み	載荷終了済み
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>	 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>北面</span> <span>西面</span> <span>南面</span> </p>



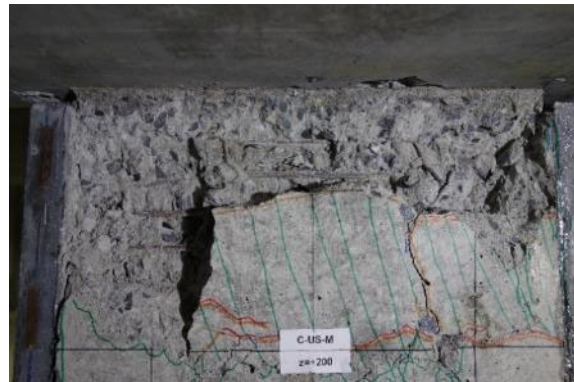
(a) パネル損傷状況



(b) パネル界面ひび割れ



(c) 柱脚圧縮側コンクリート圧壊



(d) 柱頭圧縮側の主筋座屈



(e) 主筋座屈部分のカバーコンクリートの孕み

表 4.3.3-7 最終破壊性状 (C-US-M)

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M)

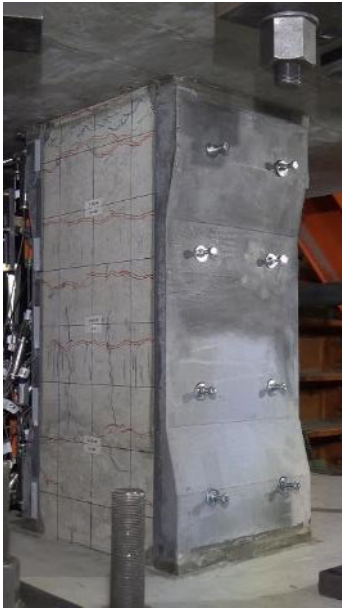

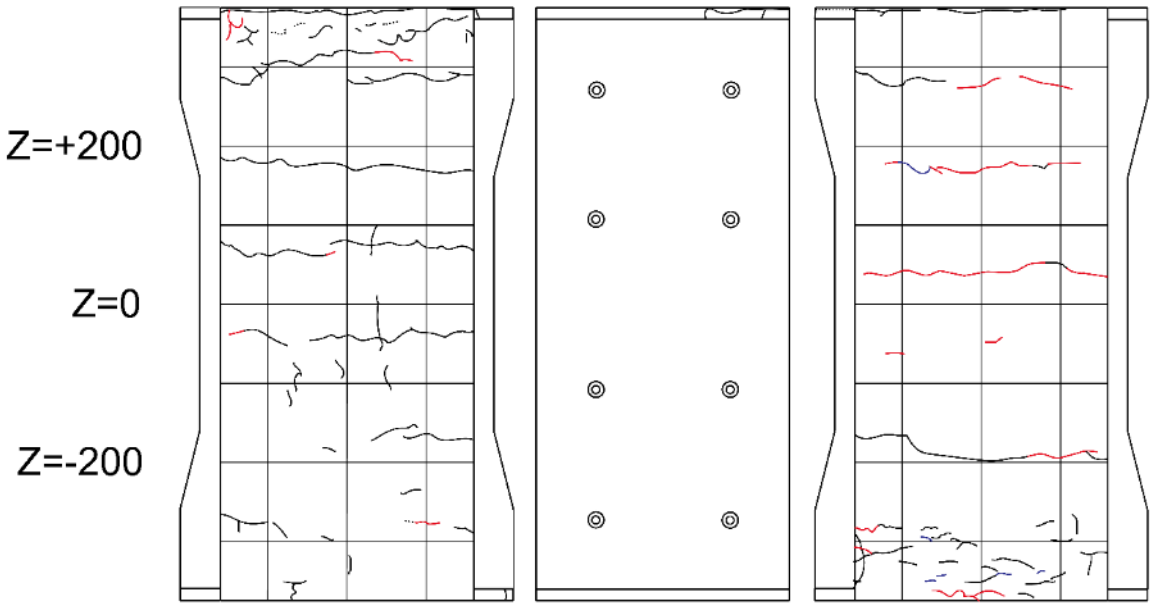
$R=0.03125\%$		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
一次載荷での曲げひび割れがわずかに開く	一次載荷での曲げひび割れが開く	
		
北面	西面	南面

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

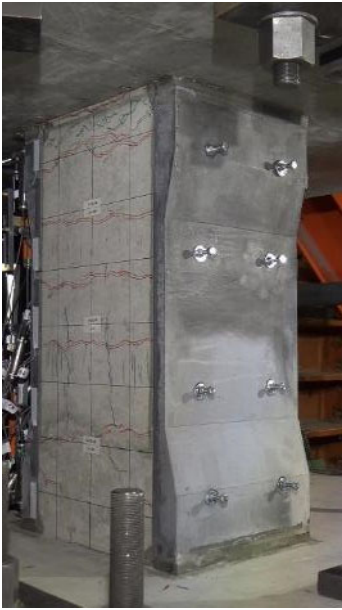

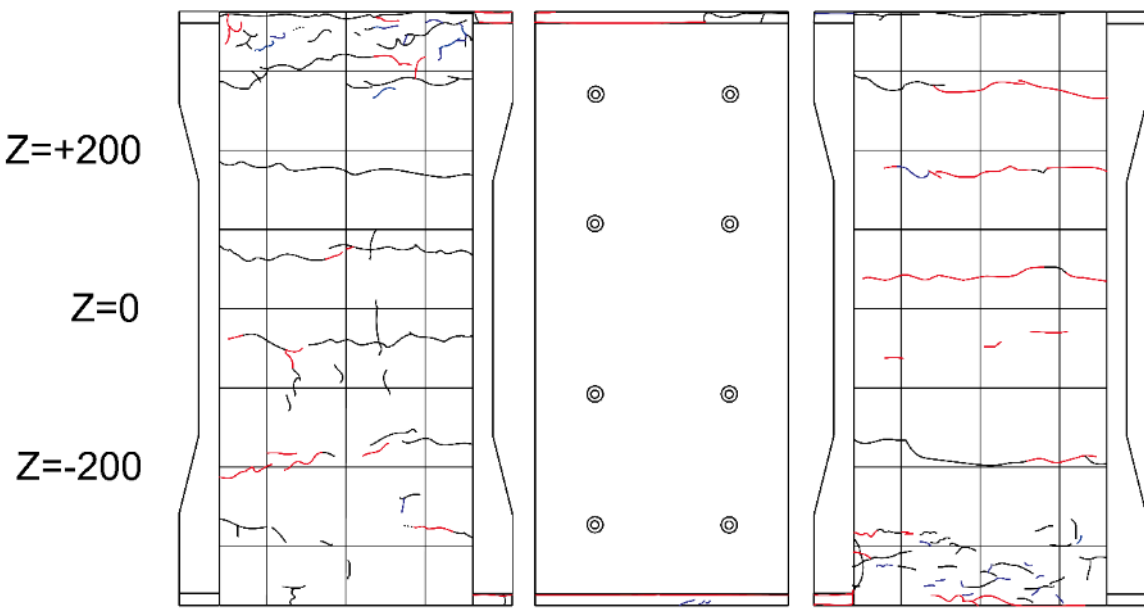
$R=0.0625\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
一次載荷での柱頭圧縮側のコンクリートの浮きによるひび割れ発生	一次載荷での曲げひび割れが開く
正側 2 回目	負側 2 回目
一次載荷での柱頭柱脚圧縮側のコンクリートの浮きによるひび割れ発生	一次載荷での曲げひび割れが開く
 <p style="text-align: center;">北面                      西面                      南面</p>	



表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

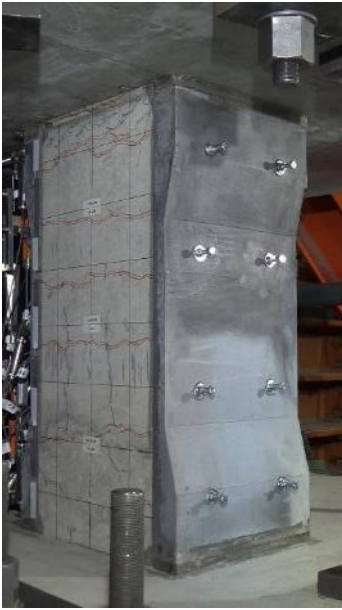

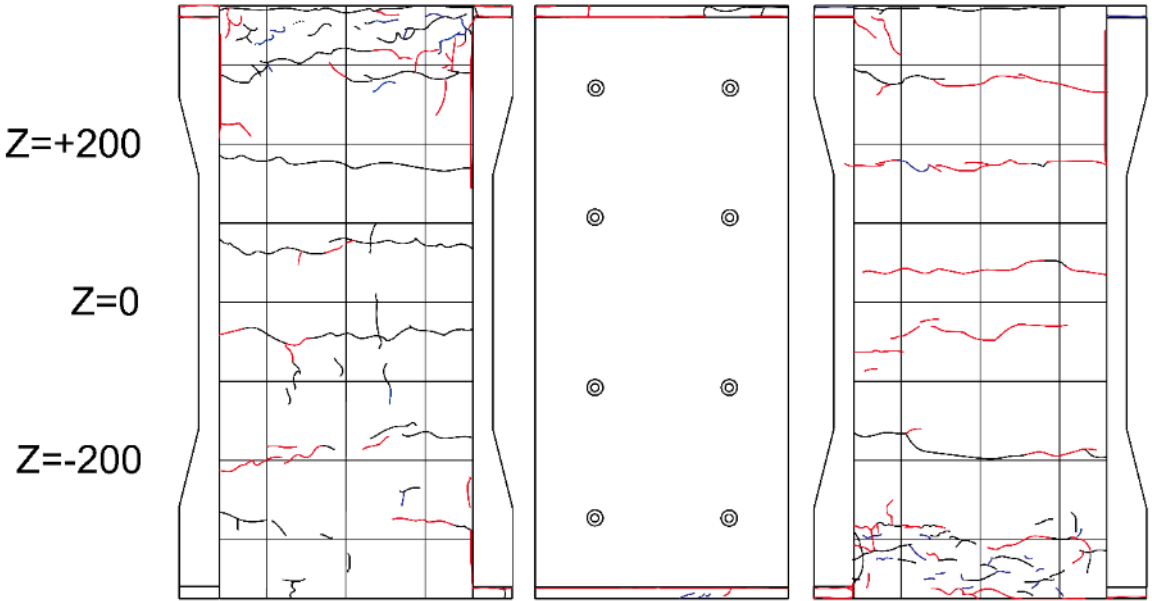
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
特に変化なし	パネル界面にわずかに縦ひび割れ発生
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	細かく曲げひび割れ増加
 <p style="text-align: left; margin-left: 100px;">Z=+200</p> <p style="text-align: left; margin-left: 100px;">Z=0</p> <p style="text-align: left; margin-left: 100px;">Z=-200</p> <p style="text-align: center; margin-top: 20px;">北面                      西面                      南面</p>	

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

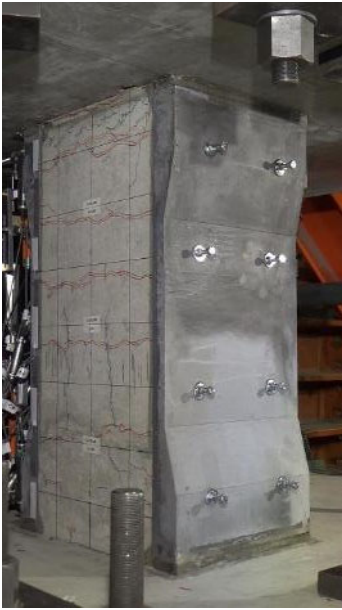

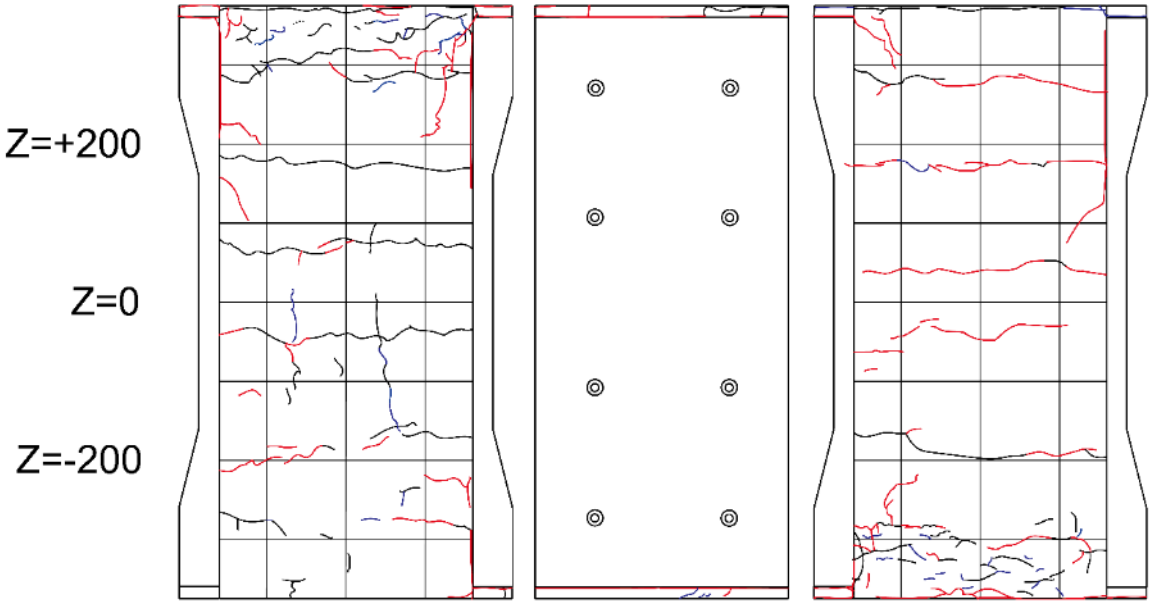
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
一次載荷での側面中央の縦ひび割れが開く	パネル界面の縦ひび割れが伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	パネル界面の縦ひび割れがわずかに伸展
 <p style="text-align: left; margin-left: 100px;">Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p style="text-align: center; margin-top: 20px;">北面                  西面                  南面</p>	

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

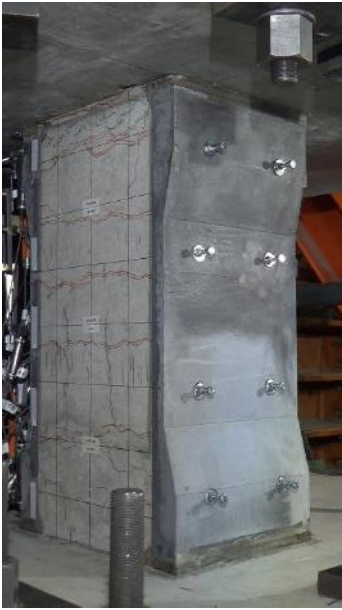

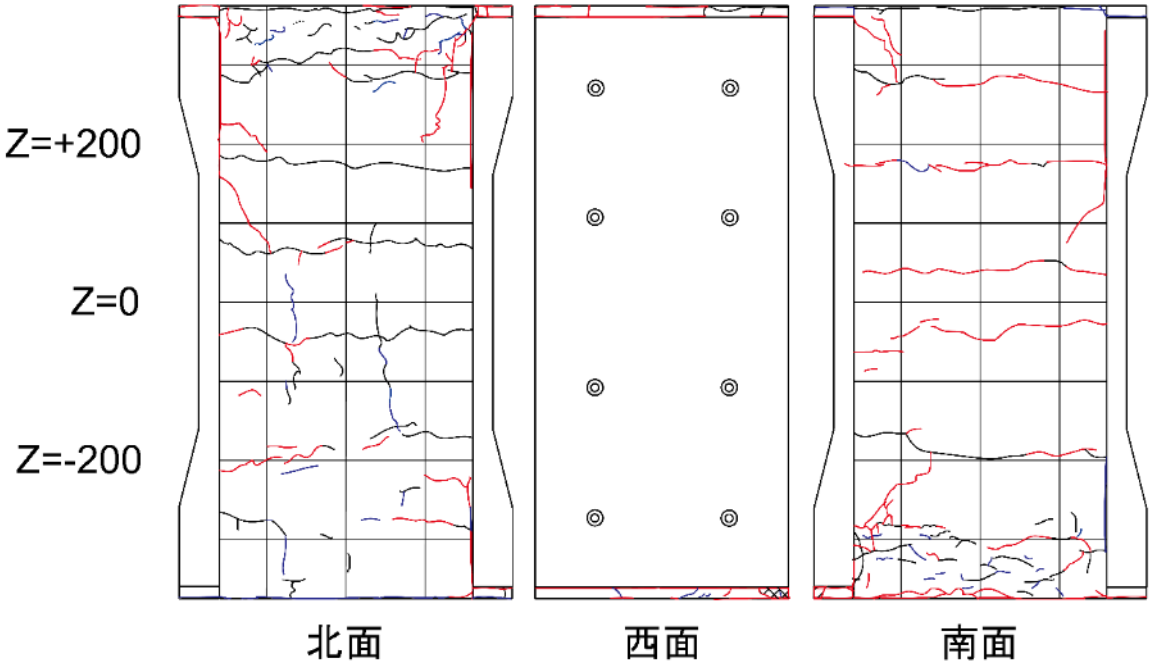
$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱側面の浮きが若干進行	目地の離間が大きくなる
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	特に変化なし
 <p style="text-align: center;">北面                      西面                      南面</p>	

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

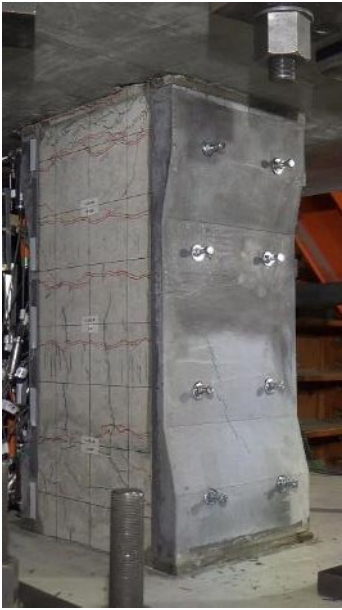

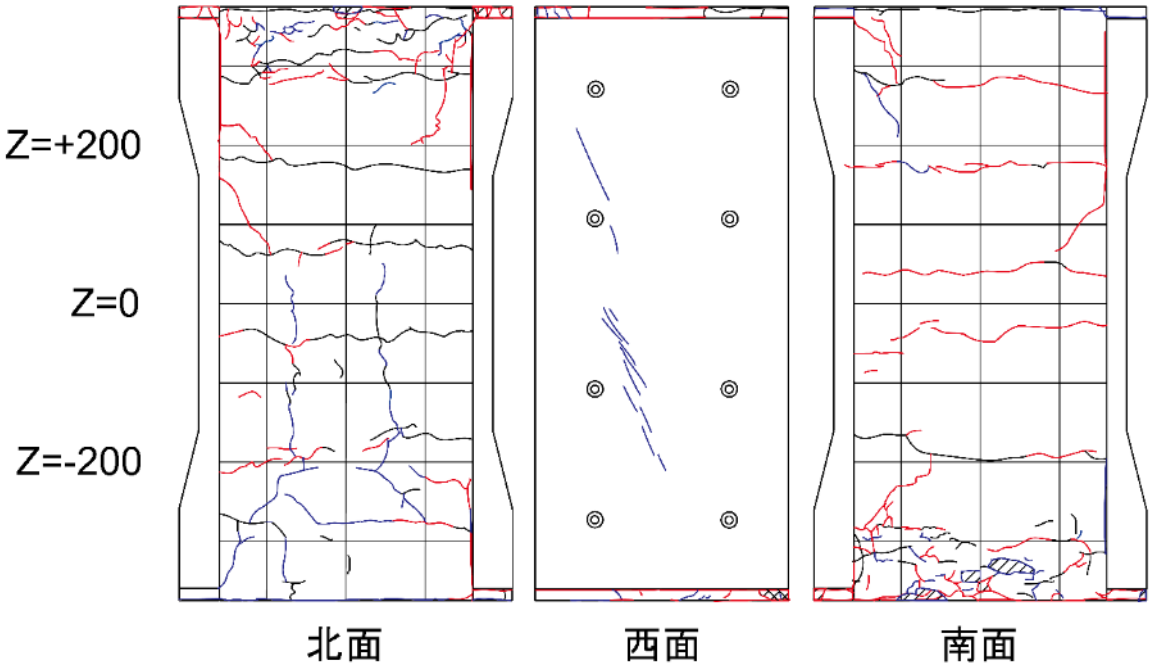
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱頭柱脚のパネル界面から斜めひび割れが発生	正側で圧縮を受けるコンクリートおよびモルタルの表面が剥離
正側 2 回目	負側 2 回目
パネルにせん断ひび割れが発生	特に変化なし
 <p style="text-align: center;">北面                      西面                      南面</p>	

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)



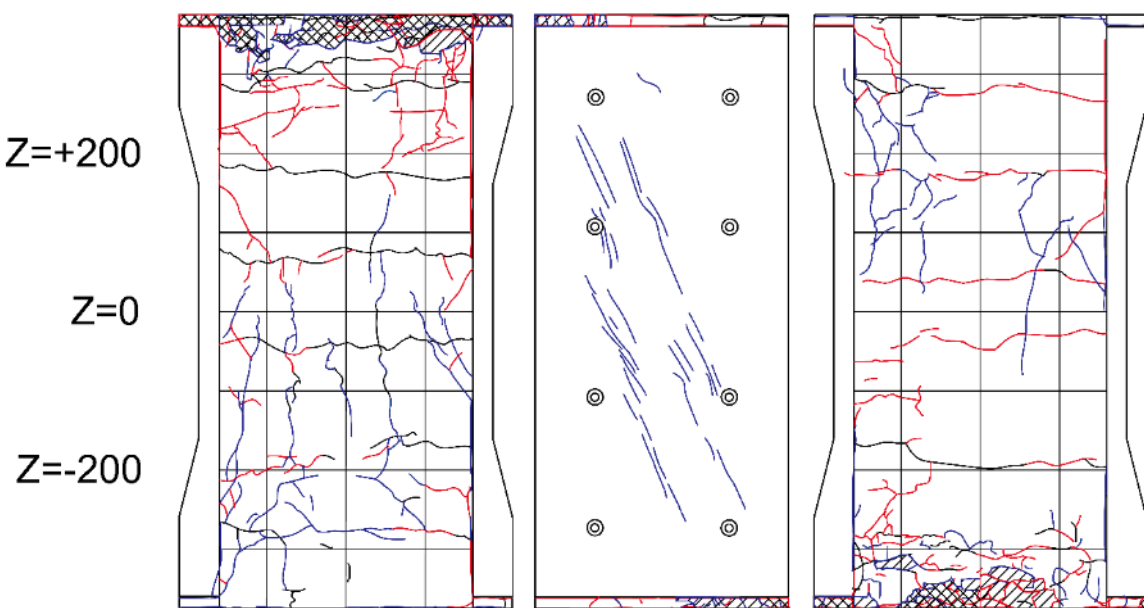
$R=2\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱頭柱脚圧縮側コンクリートの浮き・剥離が進展，側面縦ひび割れが伸展 パネルせん断ひび割れが増加・伸展	既存柱端部に曲げひび割れが増加 側面縦ひび割れが伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
1 回目と同様 引張側パネル界面に細かいひび割れ増加	パネル界面の縦ひび割れが増加・伸展
 <p style="text-align: center;">北面                      西面                      南面</p>	

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)



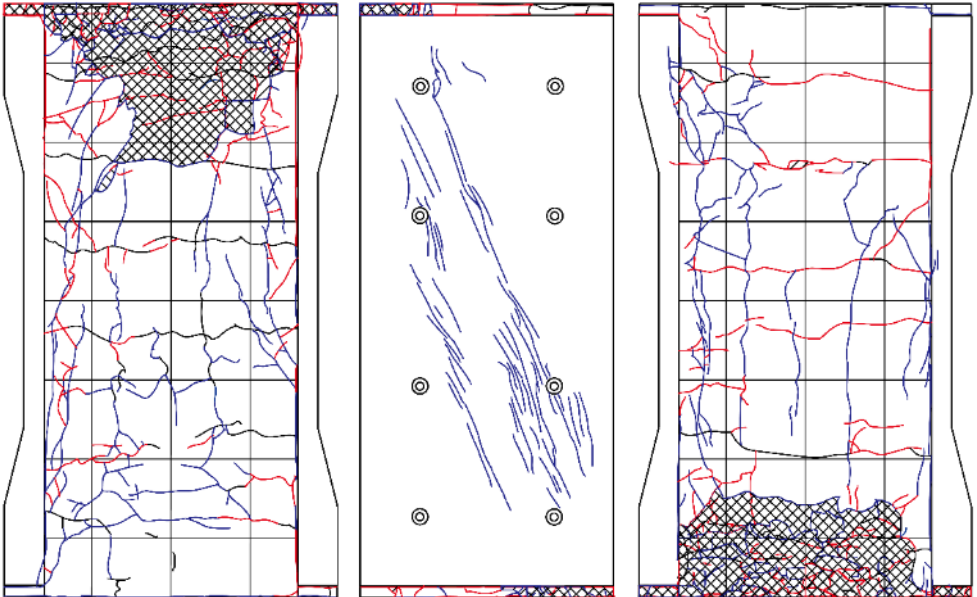


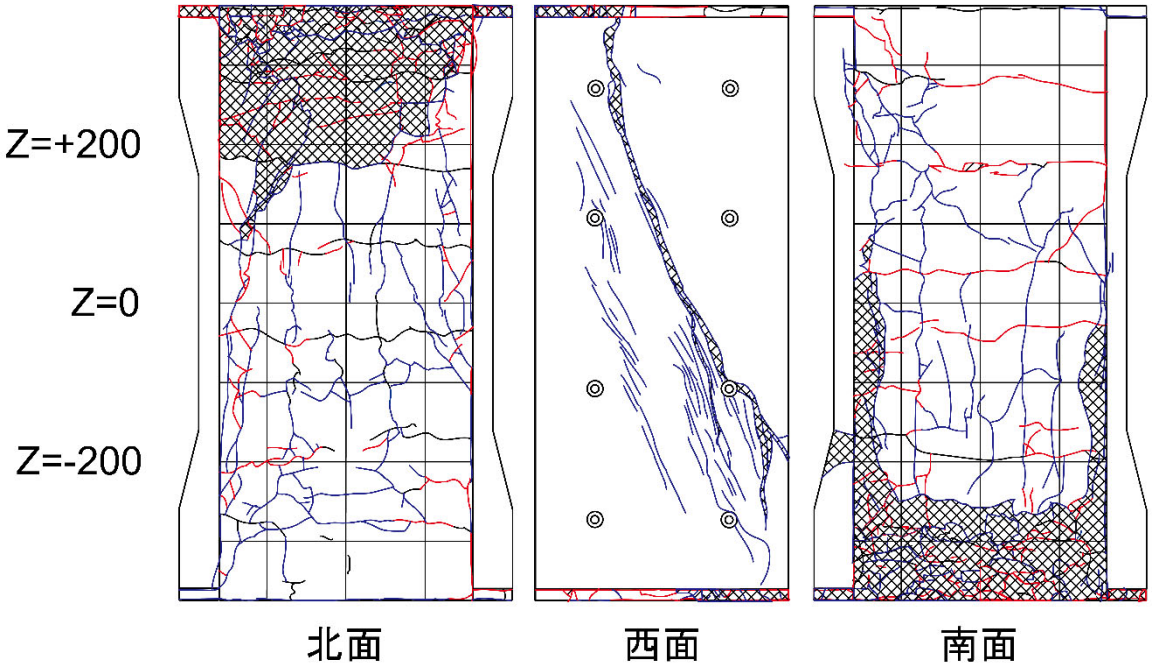
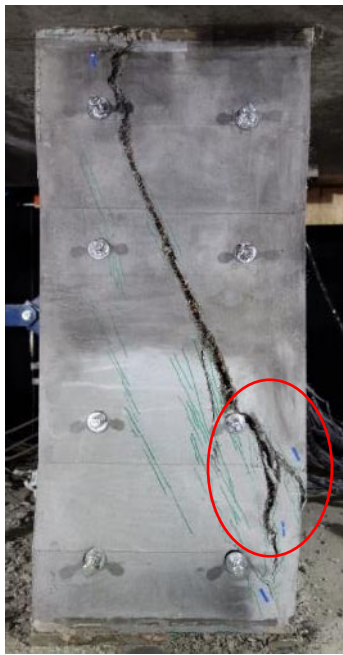
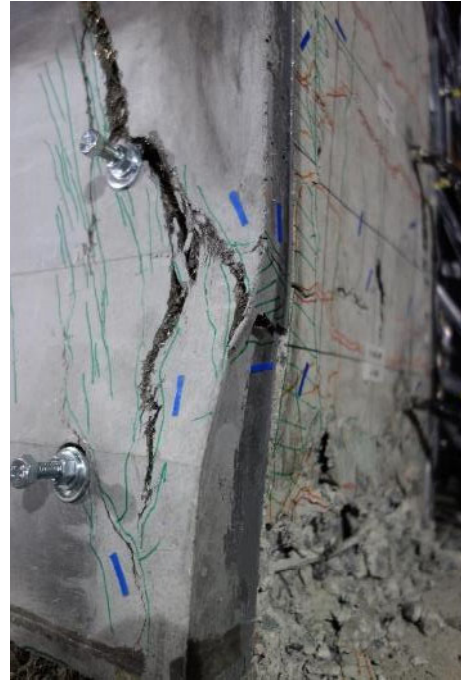
$R=3\%$		
		
(北西面)	(南西面)	
正側 1 回目	負側 1 回目	
目地モルタルの圧壊が顕著になる パネルせん断ひび割れが増加・伸展	側面縦ひび割れが細かく増加・伸展	
正側 2 回目	負側 2 回目	
柱頭柱脚圧縮側で主筋座屈が発生, カバーコンクリートが大きく盛り上がる パネルせん断ひび割れが大きく開く	主筋座屈部分のカバーコンクリートが剥落 パネル界面の縦ひび割れが伸展	
<p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p>		
北面	西面	南面

表 4.3.3-8 損傷状況 (C-USJ-M) (つづき)

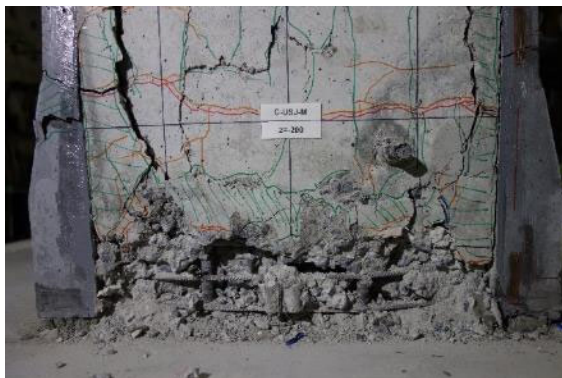
$R=4\%$ ( $R=3.4\%$ 付近で載荷終了)	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
$R=3.4\%$ 付近でパネルせん断破壊が発生し、 載荷終了	—
正側 2 回目	負側 2 回目
—	—
 <p style="text-align: center;">北面                      西面                      南面</p>	



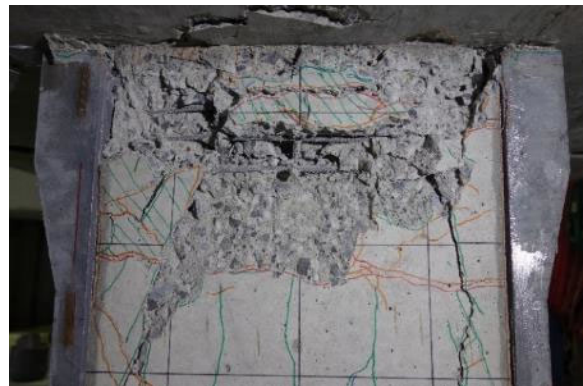
(a) パネルせん断破壊



(b) パネル赤丸部



(c) 柱脚圧縮側主筋座屈



(d) 柱頭圧縮側主筋座屈



(e) パネル界面縦ひび割れ



(f) パネル界面縦ひび割れおよび柱側面曲げひび割れ

図 4.3.3-8 最終破壊性状 (C-USJ-M)



表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M)



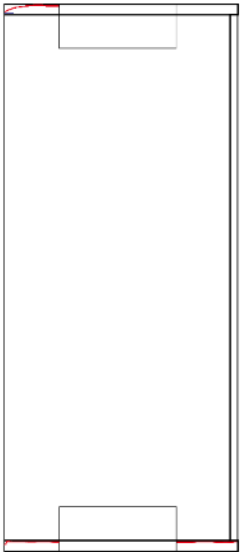
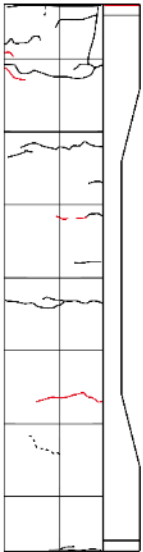
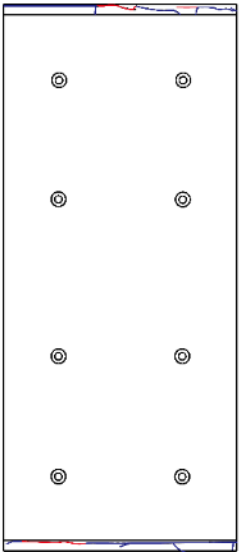
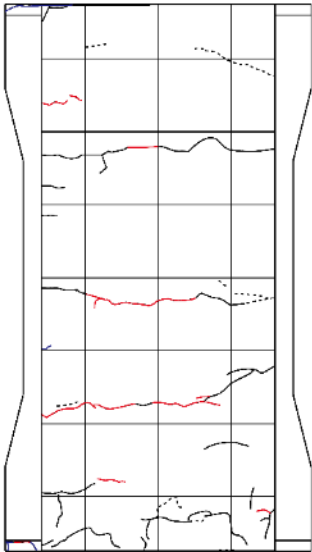
$R=0.03125\%$	
	
(北西面)	(南西面)
正側 1 回目	負側 1 回目
柱目地水平ひび割れ (離間) 発生	柱および袖壁目地の離間が発生・伸展
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;">  <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> </div> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;">  </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <span>袖壁西面</span> <span>柱北面</span> <span>柱西面</span> <span>柱南面</span> </div>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)


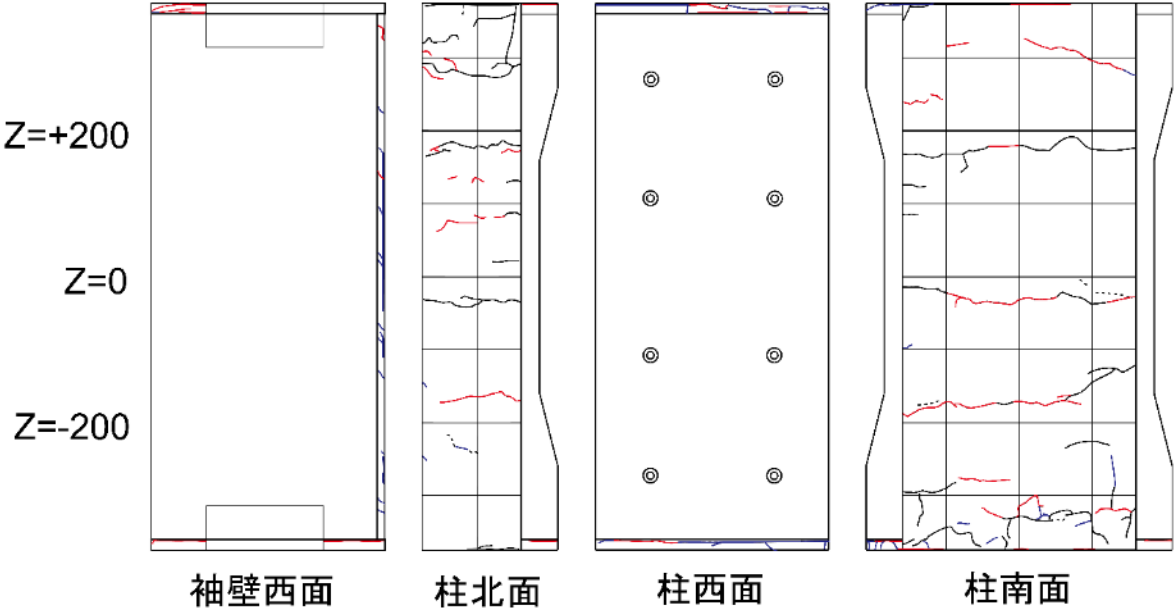
$R=0.0625\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
圧縮側柱脚の縦ひび割れ増加 柱と袖壁間の接着材（これ以降縦目地とする）に 斜めひび割れ発生	一次載荷での曲げひび割れが開く
正側 2 回目	負側 2 回目
圧縮側柱脚の縦ひび割れ増加 縦目地の斜めひび割れが広範囲に増加	曲げひび割れが若干伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>袖壁西面</span> <span>柱北面</span> <span>柱西面</span> <span>柱南面</span> </p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



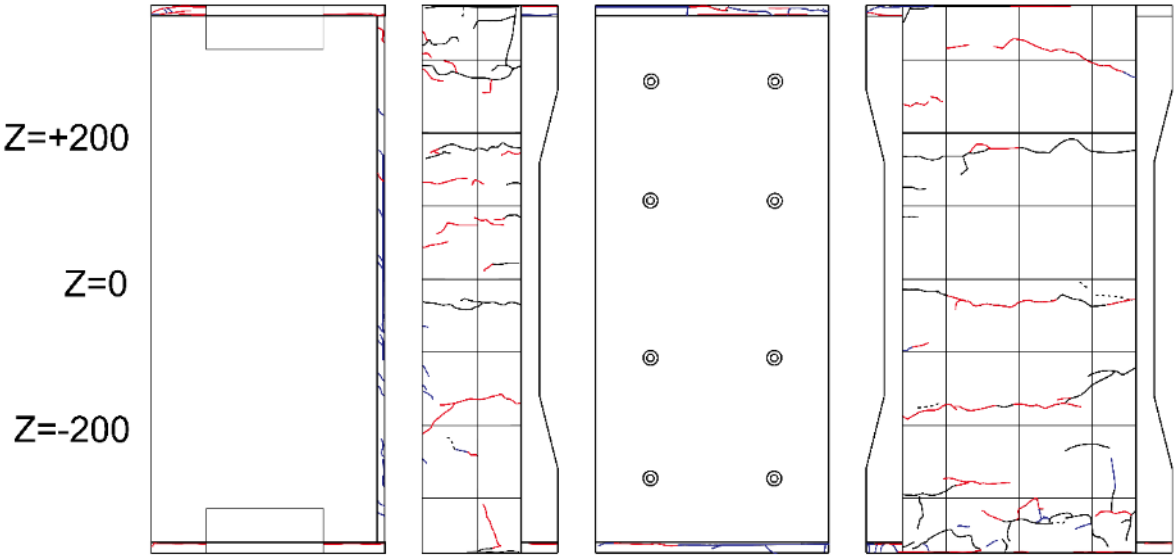
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
縦目地に細かく斜めひび割れ増加し、柱界面に縦ひび割れが発生	一次載荷での曲げひび割れが開き、若干伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
側面柱脚コンクリートにわずかに浮き発生	特に変化なし
 <p>Z=+200</p> <p>Z=0</p> <p>Z=-200</p> <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



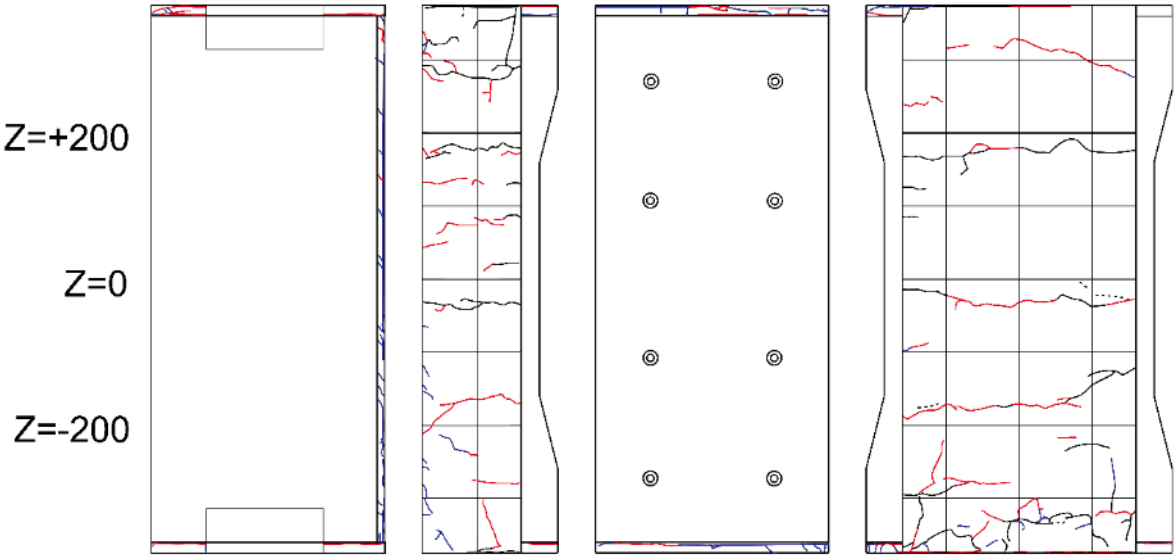
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
縦目地の柱界面の縦ひび割れ伸展	曲げひび割れが若干増加
正側 2 回目	負側 2 回目
柱および袖壁の目地に縦ひび割れ発生 縦目地の縦ひび割れ伸展	特に変化なし
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



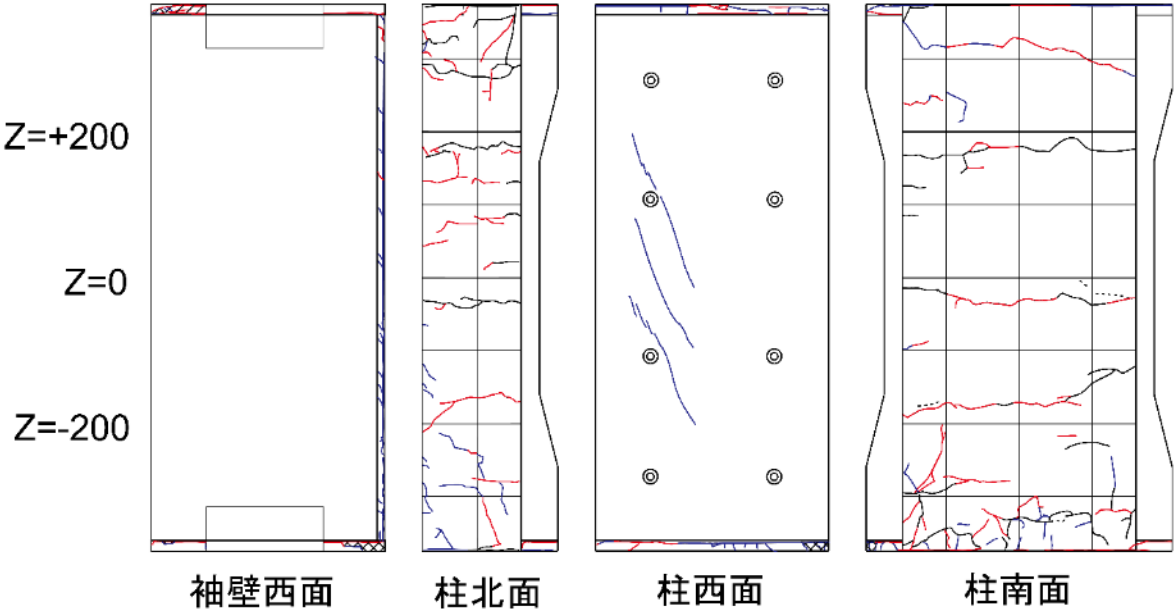
$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱パネルにせん断ひび割れが発生 柱脚目地および縦目地の縦ひび割れ増加	側面引張側の縦ひび割れ増加
正側 2 回目	負側 2 回目
柱パネルせん断ひび割れが細かく増加・伸展 側面圧縮側の縦ひび割れ増加	特に変化なし
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



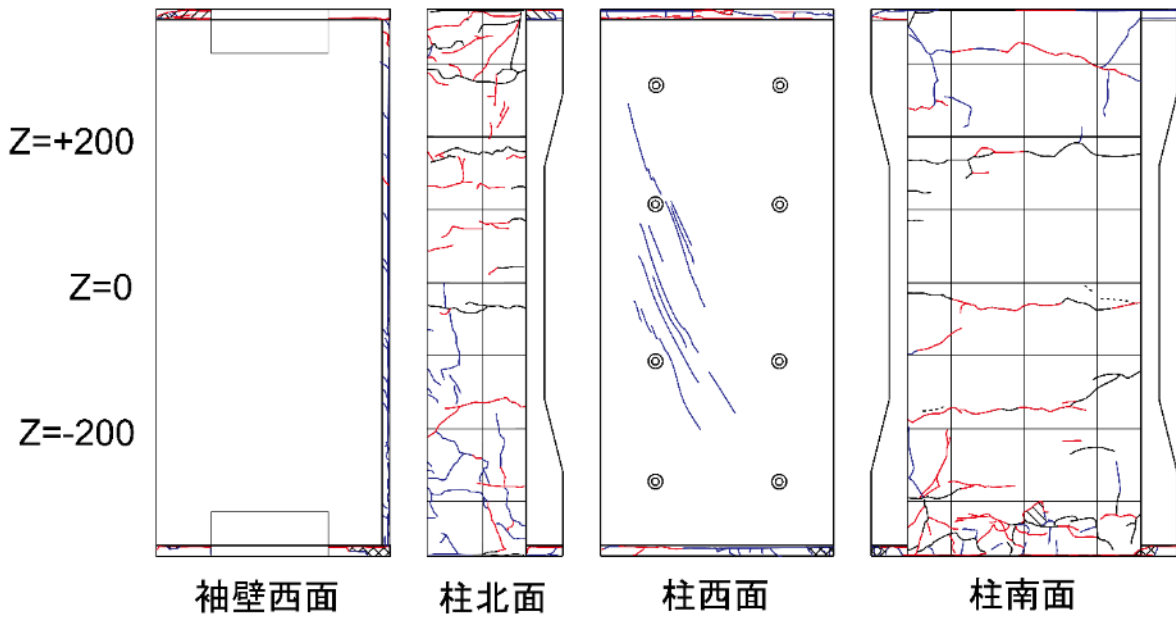
$R=1\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
側面引張側の曲げひび割れ伸展 柱および袖壁の目地圧壊が進行 柱パネルせん断ひび割れが増加・伸展	曲げひび割れが細かく増加・伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
柱パネルせん断ひび割れが増加・伸展 柱パネルの接着面付近の縦ひび割れ増加	特に変化なし
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>袖壁西面</span> <span>柱北面</span> <span>柱西面</span> <span>柱南面</span> </p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



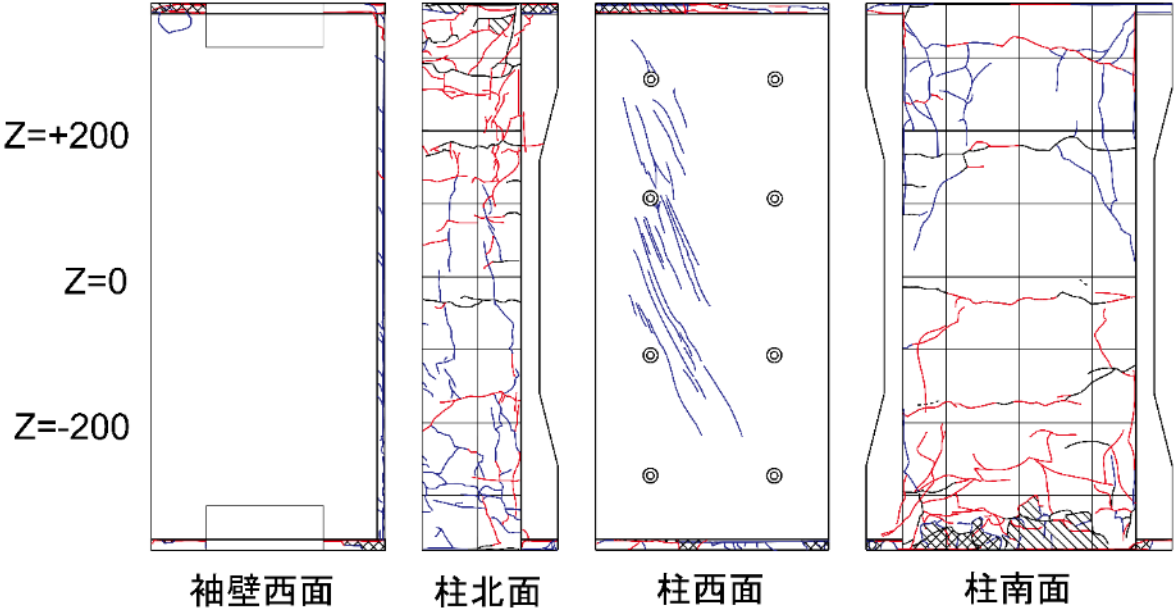
<i>R=2%</i>	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
目地および縦目地が大きく離間 柱側面圧縮側および目地の圧壊進行 柱パネル接着面に沿った縦ひび割れ増加	目地の離間がかなり大きくなる 柱パネル接着面に沿う縦ひび割れ増加・伸展 袖壁パネル頂部にわずかに縦ひび割れ発生
正側 2 回目	負側 2 回目
柱パネル接着面に沿った縦ひび割れ増加 袖壁パネル頂部圧縮側の表面に浮き発生	曲げひび割れや柱パネル接着面に沿った縦ひび割れが細かく伸展
 <p style="text-align: center;"> <span style="margin-right: 40px;">袖壁西面</span> <span style="margin-right: 40px;">柱北面</span> <span style="margin-right: 40px;">柱西面</span> <span>柱南面</span> </p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



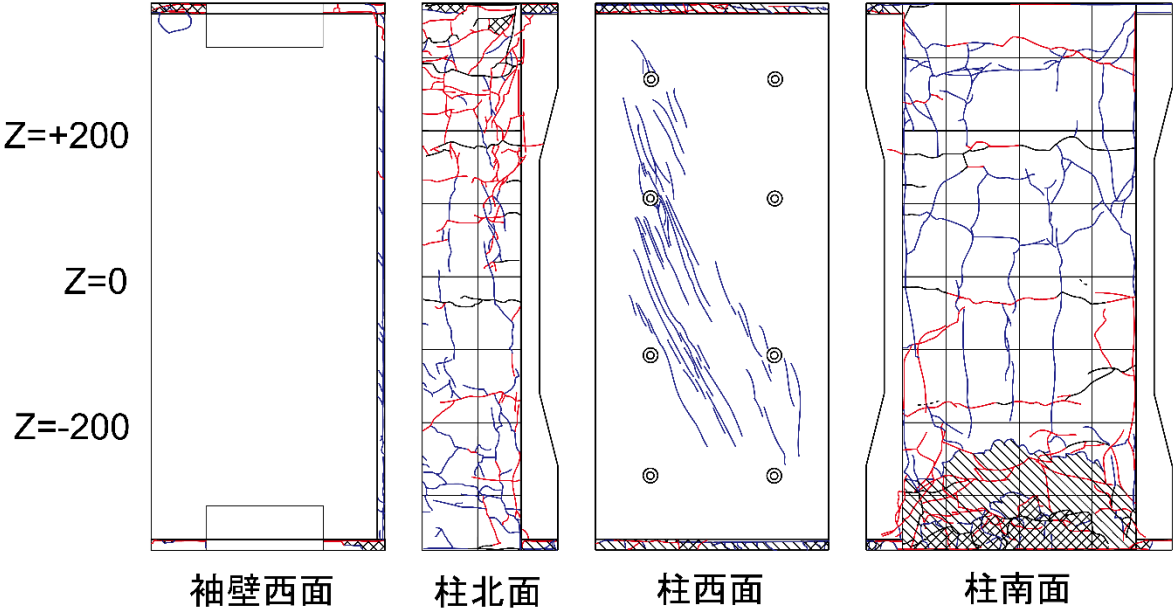
<i>R=3%</i>	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
目地および柱側面の圧壊が進行 柱パネル接着面付近縦ひび割れが大幅に伸展 柱パネルせん断ひび割れが大幅に増加・伸展	側面曲げひび割れが大きく開く 側面引張側で細かくひび割れ増加・伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
柱脚圧縮側で主筋が座屈し, カバーコンクリート が押し出される	主筋座屈により押し出されたコンクリートが剥 落
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>袖壁西面</span> <span>柱北面</span> <span>柱西面</span> <span>柱南面</span> </p>	



表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



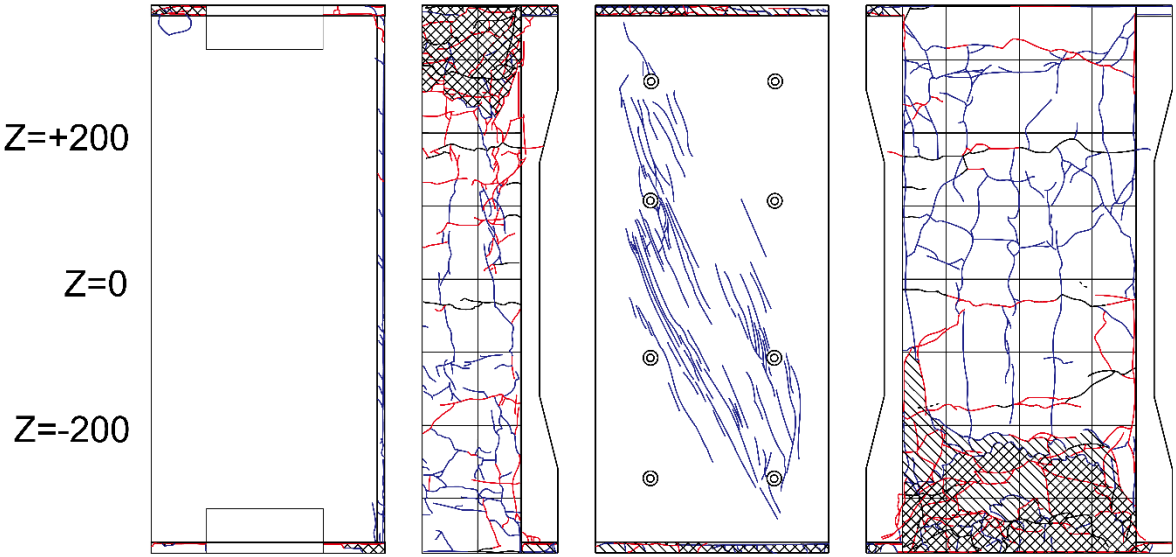
$R=4\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
目地モルタルの圧壊が進行	全体的に細かくひび割れが増加・伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
柱パネルせん断ひび割れが大きく開く 柱頭圧縮側でも主筋座屈	全体的に細かくひび割れが増加・伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>袖壁西面</span> <span>柱北面</span> <span>柱西面</span> <span>柱南面</span> </p>	

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)



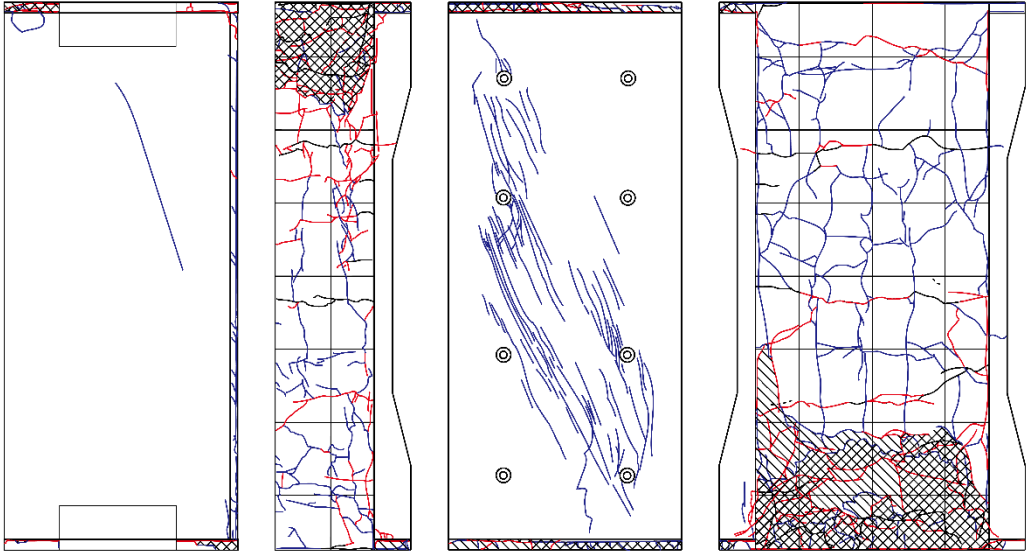


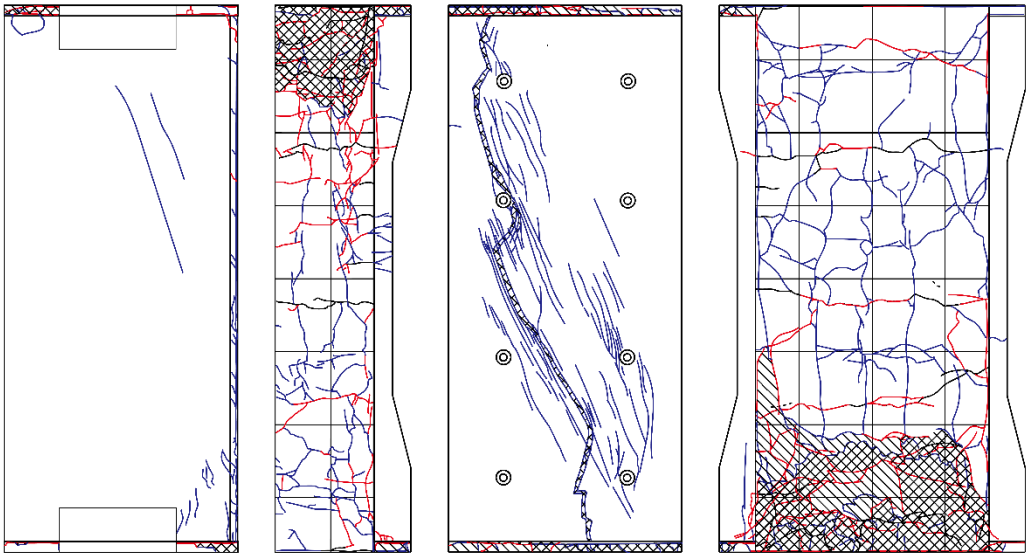
プッシュオーバー ( $R=5\%$ 付近)			
			
(北西面)	(南西面)		
$R=5\%$ 付近 袖壁パネルせん断ひび割れ発生 柱パネルせん断ひび割れが大きく開く			
Z=+200  Z=0  Z=-200			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-9 損傷状況 (C-USJ-UW-M) (つづき)

プッシュオーバー ( $R=5.8\%$ 載荷終了時付近)			
			
(北西面)	(南西面)		
$R=5.8\%$ 載荷終了時付近 袖壁パネルのせん断ひび割れが大きく開く 目地モルタルが完全に潰れる			
Z=+200  Z=0  Z=-200			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面



(a) 柱パネルせん断破壊



(b) 袖壁パネルせん断ひび割れ



(c) 柱下目地モルタル圧壊



(d) 袖壁目地モルタル圧壊



(e) 柱脚柱主筋座屈およびコンクリート剥落



(f) 柱頭柱主筋座屈

図 4.3.3-9 最終破壊性状 (C-USJ-UW-M)



(f) 柱パネル接着面縦ひび割れ

図 4. 3. 3-9 最終破壊性状 (C-USJ-UW-M) (つづき)

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M)



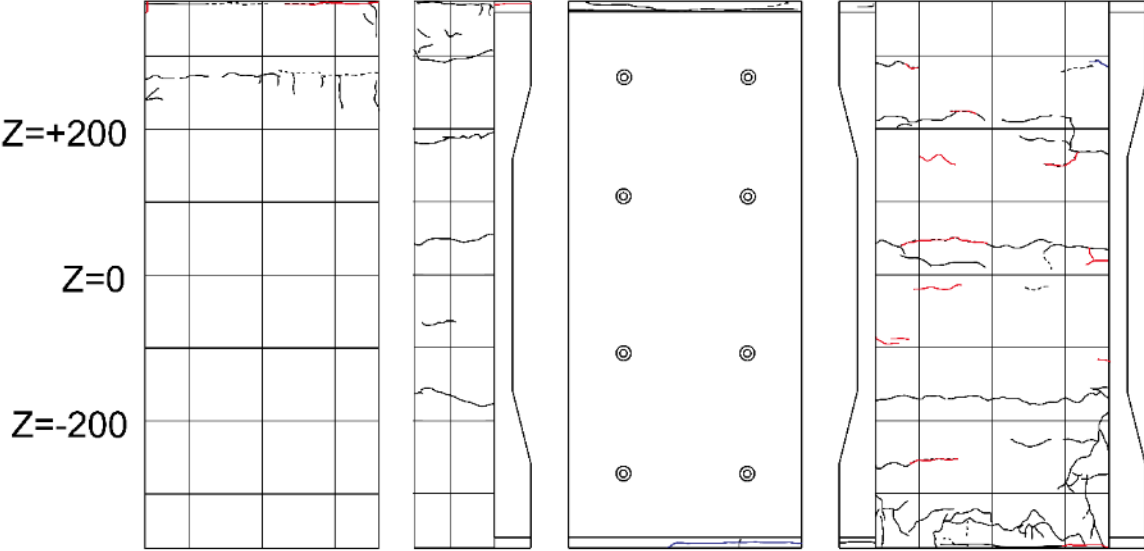
$R=0.03125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
一次載荷での曲げひび割れがわずかに開く	一次載荷での曲げひび割れが開く 袖壁頂部に離間発生
 <p style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <span>袖壁西面</span> <span>柱北面</span> <span>柱西面</span> <span>柱南面</span> </p>	

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



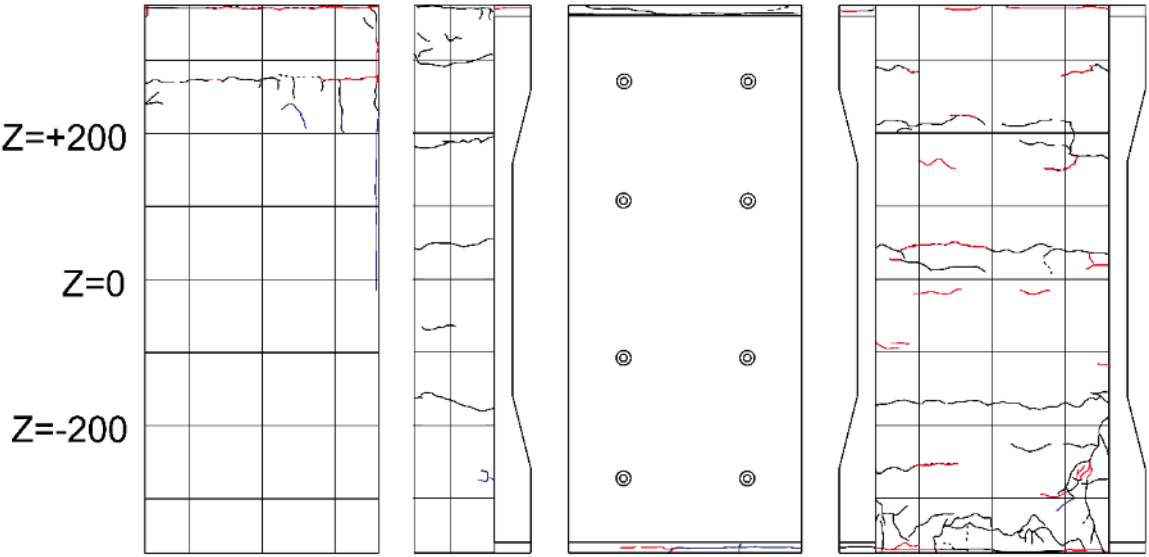
$R=0.0625\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
細かくひび割れが伸展	曲げひび割れが伸展 袖壁頂部の離間が伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
特に変化なし	わずかにひび割れが伸展
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



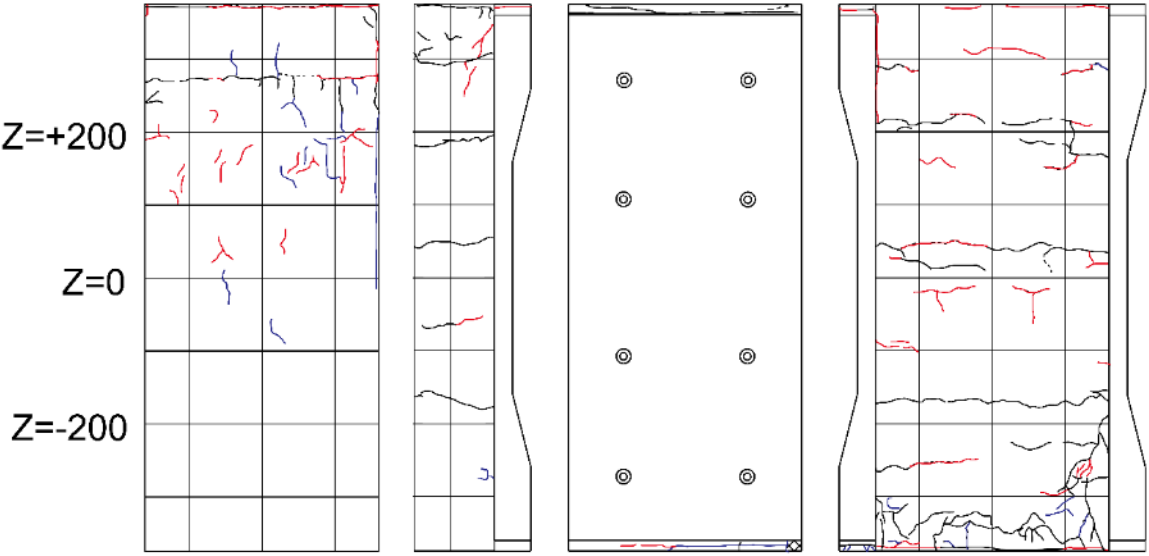
$R=0.125\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
袖壁上部にひび割れ発生 柱脚目地に縦ひび割れ発生	柱パネル接着面沿いに縦ひび割れ発生 袖壁頂部のひび割れ増加
正側 2 回目	負側 2 回目
わずかにひび割れ増加	曲げひび割れがわずかに伸展 袖壁頂部に細かくひび割れ増加
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面      柱北面      柱西面      柱南面</p>	



表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



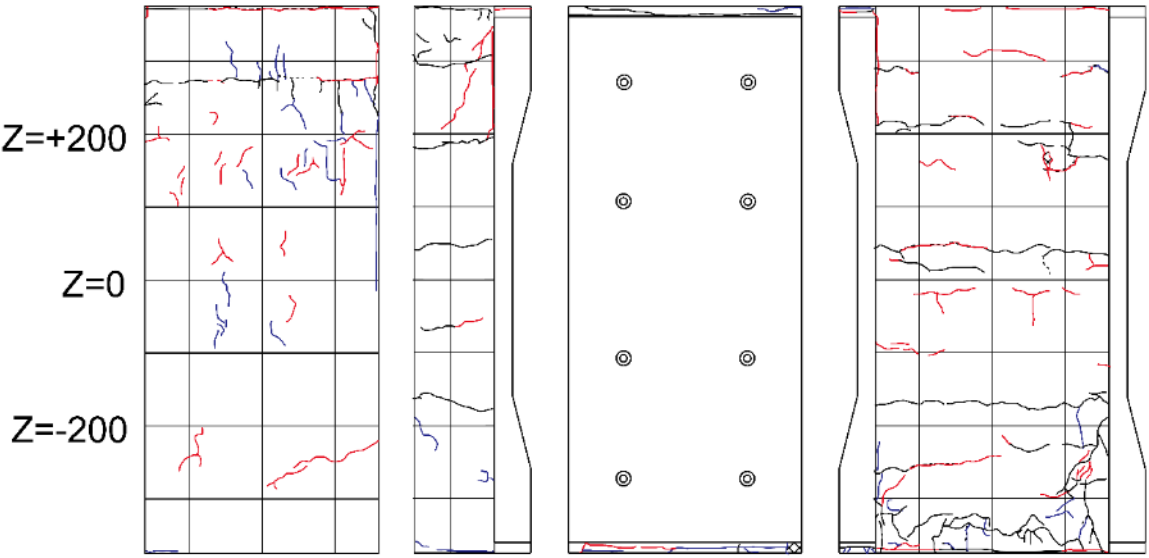
$R=0.25\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱脚に柱パネル接着面沿いの縦ひび割れ発生 袖壁頂部縦ひび割れ増加	曲げひび割れおよび袖壁の細かいひび割れがわずかに増加・伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
袖壁頂部モルタルとコンクリートの界面付近に縦ひび割れ増加	全体的にわずかに曲げひび割れ増加
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>袖壁西面</span> <span>柱北面</span> <span>柱西面</span> <span>柱南面</span> </p>	

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



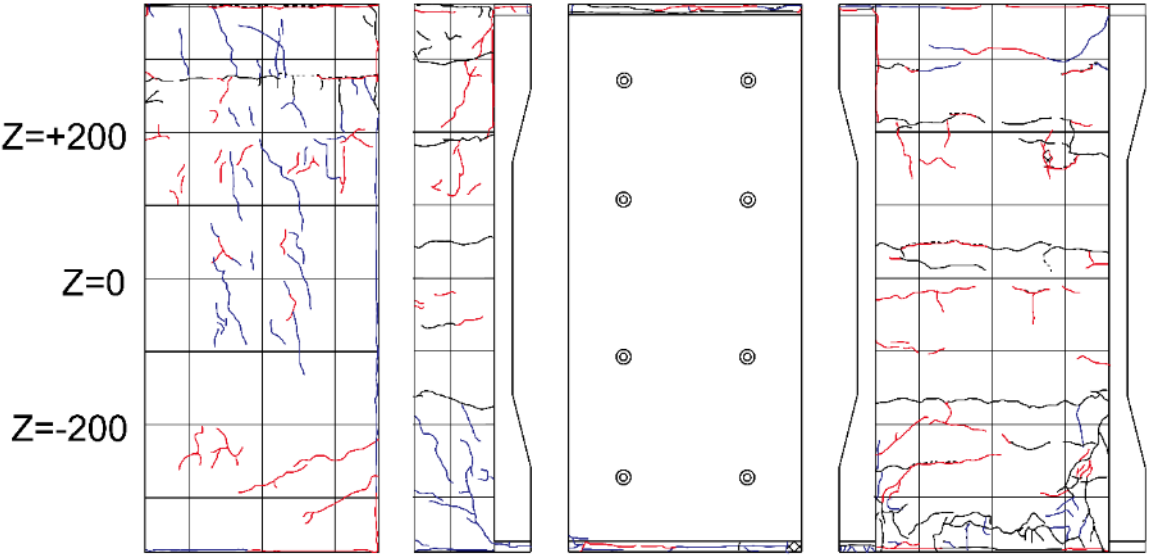
$R=0.5\%$	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱側面の曲げひび割れ伸展 袖壁にせん断ひび割れが発生	柱目地および袖壁頂部の離間が大きくなる 柱側面パネル界面から斜めひび割れ発生 袖壁脚部に斜めひび割れ発生
正側 2 回目	負側 2 回目
袖壁せん断ひび割れがわずかに伸展	全体的に細かくひび割れ伸展
 <p style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <span>袖壁西面</span> <span>柱北面</span> <span>柱西面</span> <span>柱南面</span> </p>	

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



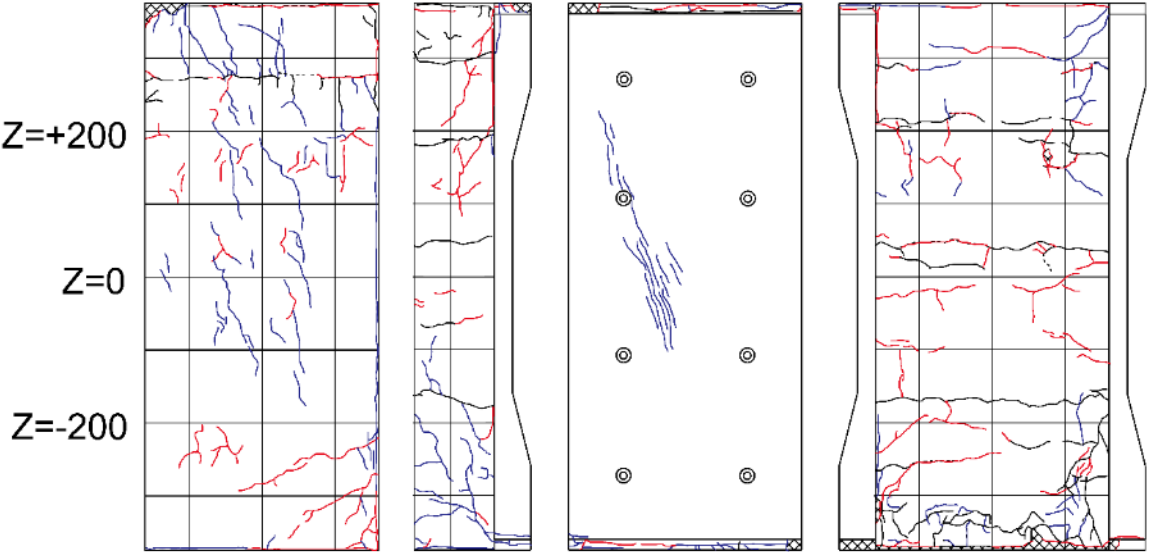
$R=1\%$			
			
(北西面)	(南西面)		
正側 1 回目	負側 1 回目		
袖壁頂部モルタルが圧壊し、縦ひび割れ増加 袖壁せん断ひび割れ増加・伸展 柱目地モルタル圧壊進行	袖壁脚部斜めひび割れが伸展 柱パネル界面の縦ひび割れおよび斜めひび割れが若干増加・伸展		
正側 2 回目	負側 2 回目		
袖壁頂部脚部の圧壊による縦ひび割れ増加 柱パネルにせん断ひび割れが発生	細かくひび割れが増加		
			
袖壁西面	柱北面	柱西面	柱南面

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)



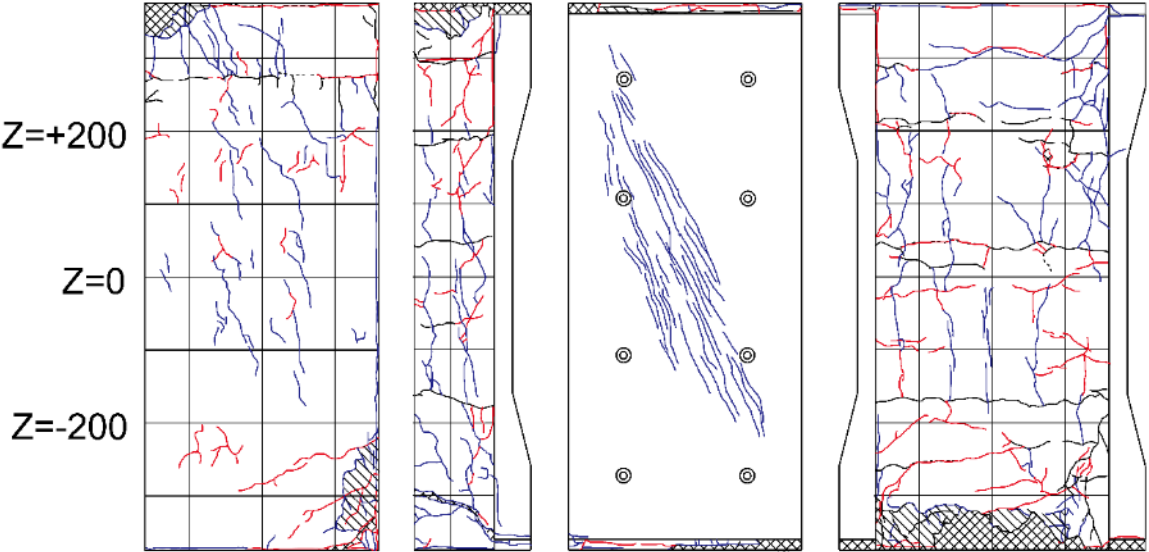


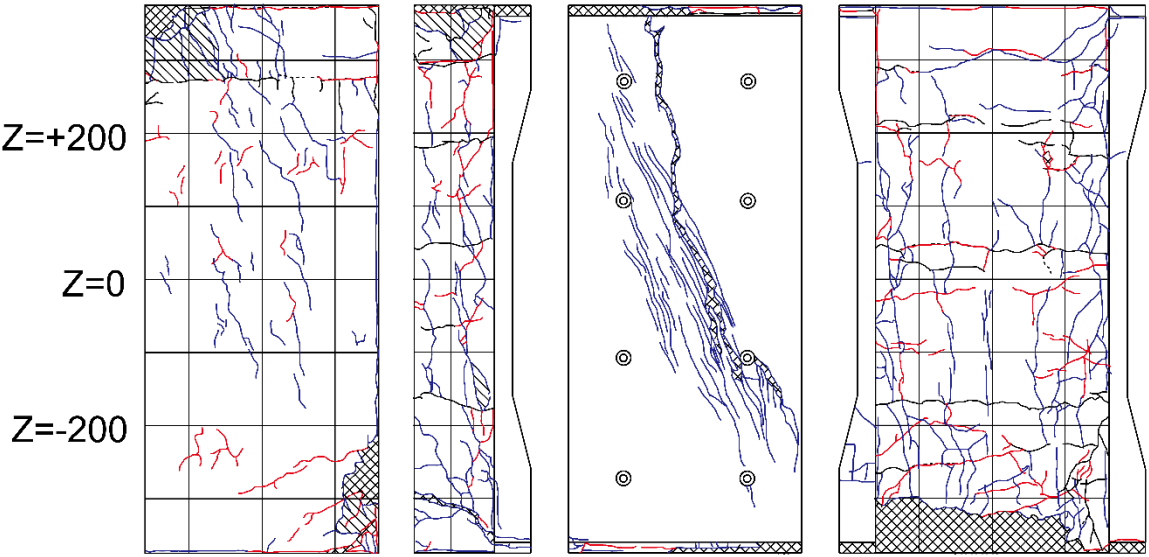
<i>R=2%</i>	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
柱目地および袖壁頂部脚部の圧壊が進行 柱パネル界面のひび割れが増加・伸展 柱パネルのせん断ひび割れが増加・伸展	柱および袖壁の上下端部の離間が大きく開く 柱パネル界面のひび割れが増加・伸展
正側 2 回目	負側 2 回目
柱側面全面に縦ひび割れ増加 袖壁圧縮縁の圧壊進行	細かくひび割れが増加
 <p style="display: flex; justify-content: space-around;"> <span>袖壁西面</span> <span>柱北面</span> <span>柱西面</span> <span>柱南面</span> </p>	

表 4.3.3-10 損傷状況 (C-USJ-RCW-M) (つづき)

R=3% (正側 1 回目ピーク付近で載荷終了)	
 <p>(北西面)</p>	 <p>(南西面)</p>
正側 1 回目	負側 1 回目
袖壁せん断ひび割れが増加 柱パネル界面の縦ひび割れが増加・伸展	—
正側 2 回目	負側 2 回目
—	—
 <p>Z=+200 Z=0 Z=-200</p> <p>袖壁西面    柱北面    柱西面    柱南面</p>	



(a) 柱パネルせん断破壊



(b) 柱パネル界面の縦ひび割れ



(c) パネル界面の縦および斜めひび割れ



(d) 柱脚コンクリート圧壊



(e) 袖壁頂部圧壊およびせん断ひび割れ



(f) 袖壁脚部コンクリート圧壊

図 4.3.3-10 最終破壊性状 (C-USJ-RCW-M)

### 4.3.4 変形分離

#### (1) C-N および無損傷補強シリーズ

C-N および無損傷補強シリーズの UFC パネルおよび RC 袖壁について、各サイクル 1 回目ピーク時に計測された柱や UFC パネルの変形を曲げ変形とせん断変形に分け、その割合を算定した。得られた結果を図 4.3.4-1 に示す。図中には、上下スタブ相対水平変位計から計測した全体変位を併せて示す。なお、C-N では柱の変形を、それ以外では UFC パネルの変形を算定していることに注意が必要である。また、C-USJ-UW および C-USJ-RCW の袖壁パネルでは正載荷時に負の値の曲げ変形が確認されたが、図 4.3.4-1 の正載荷時のグラフではせん断変形を 100%として表記した。

**C-N**：正載荷時にはせん断ひび割れが発生した R=+0.5%サイクルからせん断変形の割合が増加し始め、R=+1%サイクルではせん断変形が全体変形の 50%を上回った。負載荷時には正載荷時と比較して曲げ変形が支配的であった。

**C-US**：正載荷時には変形角が大きくなるにつれて、R=+0.03125%サイクルではほぼ 100%を占めていたせん断変形の割合が減少していき、主筋に沿った縦ひび割れが確認された R=+0.5%サイクルでは曲げ変形が全体変形の 50%を超えた。負載荷時には曲げ変形が支配的であった。

**C-USJ**：正載荷時、負載荷時ともに曲げ変形がやや支配的であり、変形角が大きくなることによる割合の変動は小さかった。

**C-USJ-UW 挟込パネル**：正載荷時には R=+0.25%サイクルまではせん断変形の割合が 50%程度で保たれていたが、初めて正載荷時に大きな曲げひび割れが発生した R=+0.5%サイクルから、曲げ変形の割合が 60%を超えて増加し続けた。負載荷時には C-USJ 挟込パネルと同様の変形割合が見られた

**C-USJ-UW 袖壁パネル**：正載荷時には R=+0.125%サイクルまではせん断変形が支配的であったが、袖壁鉛直接合部にひび割れが発生し、袖壁パネルと柱の一体性が失われ始めたと考えられる R=+0.5%サイクルからは曲げ変形が支配的になった。負載荷時には概ねせん断変形が支配的であった。

**C-USJ-RCW 挟込パネル**：正載荷時には変形角が大きくなるにつれて、せん断変形の割合が減少していき、初めて正載荷時に大きな曲げひび割れが発生した R=+0.25%サイクルでは曲げ変形が全体変形の 50%を超えた。負載荷時には、小変形時では支配的であったせん断変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて減少し、R=-0.5%サイクル以降は曲げ変形の割合が 60%前後になった。

**C-USJ-RCW 袖壁パネル**：正載荷時には小変形時では 40%程度であった曲げ変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて増加し、最終的には曲げ変形が支配的になった。負載荷時には C-USJ-RCW 挟込パネルと同様の変形割合が見られた。

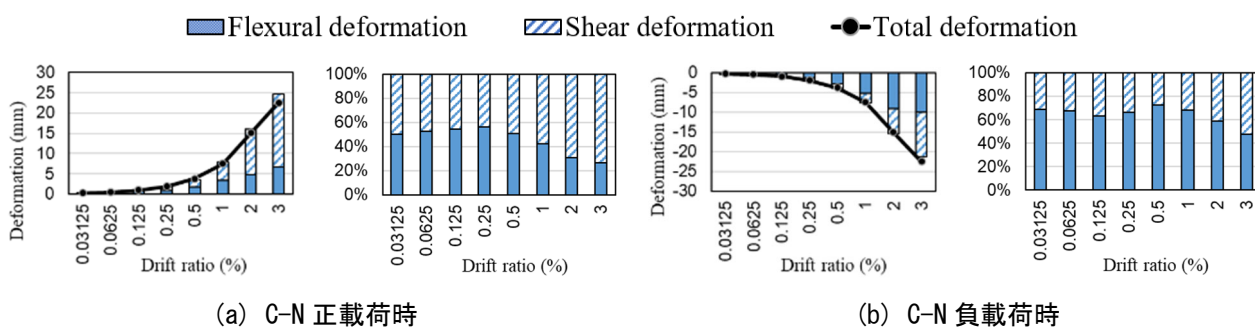


図 4.3.4-1 変形分離 (C-N および無損傷補強シリーズ)

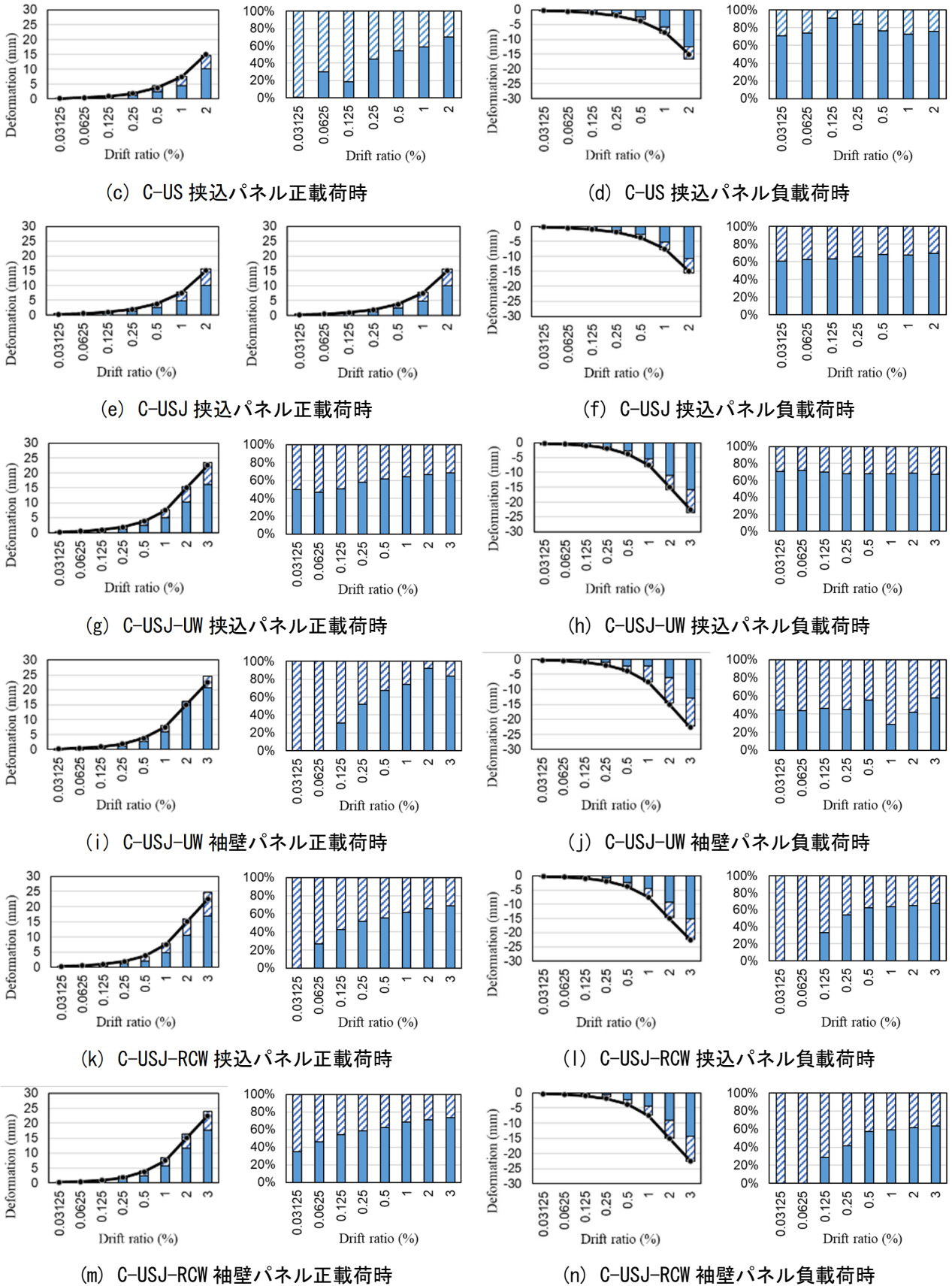


図 4.3.4-1 変形分離 (C-N および無損傷補強シリーズ) (つづき)



## (2) 損傷後補強シリーズ

損傷後補強シリーズの UFC パネルおよび RC 袖壁について、各サイクル 1 回目ピーク時に計測された変形を曲げ変形とせん断変形に分け、その割合を算定した。得られた結果を図 4.3.4-2 に示す。変形角ごとの変位の値を示したグラフには、上下スタブ相対水平変位計から計測した全体変位を併せて示す。また、C-USJ-UW-M の柱挟込パネルでは負荷荷時に正の値の曲げ変形が確認されたサイクルが、C-USJ-RCW-M の柱挟込パネルでは正載荷時に負の値の曲げ変形が確認されたサイクルがあったが、図中ではせん断変形を 100%として表記した。

**C-US-M**：正載荷時についても負載荷時についても曲げ変形がやや支配的であった。ただし、正載荷時については、変形角が大きくなるにつれて若干曲げ変形の割合が増えていったが、終始曲げ変形が 60～70%を占めていた。一方、負載荷時については、 $R=-0.125\%$ サイクルまでは曲げ変形が 80～90%を占めていたが、 $R=-0.25\%$ サイクルは 60%に減少し、その後再び若干増加した。

**C-USJ-M**：正載荷時についても負載荷時についても曲げ変形がやや支配的であった。ただし、正載荷時については、 $R=+0.03125\%$ サイクルで 80%程度占めていた曲げ変形の割合が  $R=+0.5\%$ サイクルまでに 60%程度まで減少し、 $R=+1\%$ サイクルにせん断ひび割れが発生した後再び若干増加した。一方、負載荷時については、終始曲げ変形が 70%前後を占めていた。

**C-USJ-UW-M 挟込パネル**：正載荷時については曲げ変形が支配的であり、C-USJ-M と同様の挙動を示した。一方、負載荷時については、小変形時にはほぼ 100%を占めていたせん断変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて減少し、せん断ひび割れが発生した  $R=+0.5\%$ サイクルには曲げ変形の割合が 60%程度になり、その後 80%程度まで増加し続けた。

**C-USJ-UW-M 袖壁パネル**：正載荷時については小変形時にはほぼ 40%であった曲げ変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて増加し、せん断ひび割れが発生した  $R=+0.5\%$ サイクルには 70%程度になり、曲げ変形がやや支配的になった。一方、負載荷時については、小変形時には 80%以上を占めていたせん断変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて減少し、最終的には曲げ変形が 80%程度を占めた。

**C-USJ-RCW-M 挟込パネル**：正載荷時については負の値の曲げ変形が確認された  $R=+0.03125\%$ サイクルを除き、曲げ変形が 60%前後を占め、終始支配的であった。一方、負載荷時については、小変形時には支配的であったせん断変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて減少し、 $R=-0.5\%$ サイクル以降は曲げ変形の割合が 60%前後になった。

**C-USJ-RCW-M 袖壁パネル**：正載荷時については小変形時には 30%程度であった曲げ変形の割合が、変形角が大きくなるにつれて増加し、最終的には曲げ変形が支配的になった。負載荷時についても、 $R=+0.03125\%$ サイクルで 20%であった曲げ変形の割合が、 $R=+0.125\%$ サイクルには 60%までに増加し、その後は曲げ変形が支配的になった。

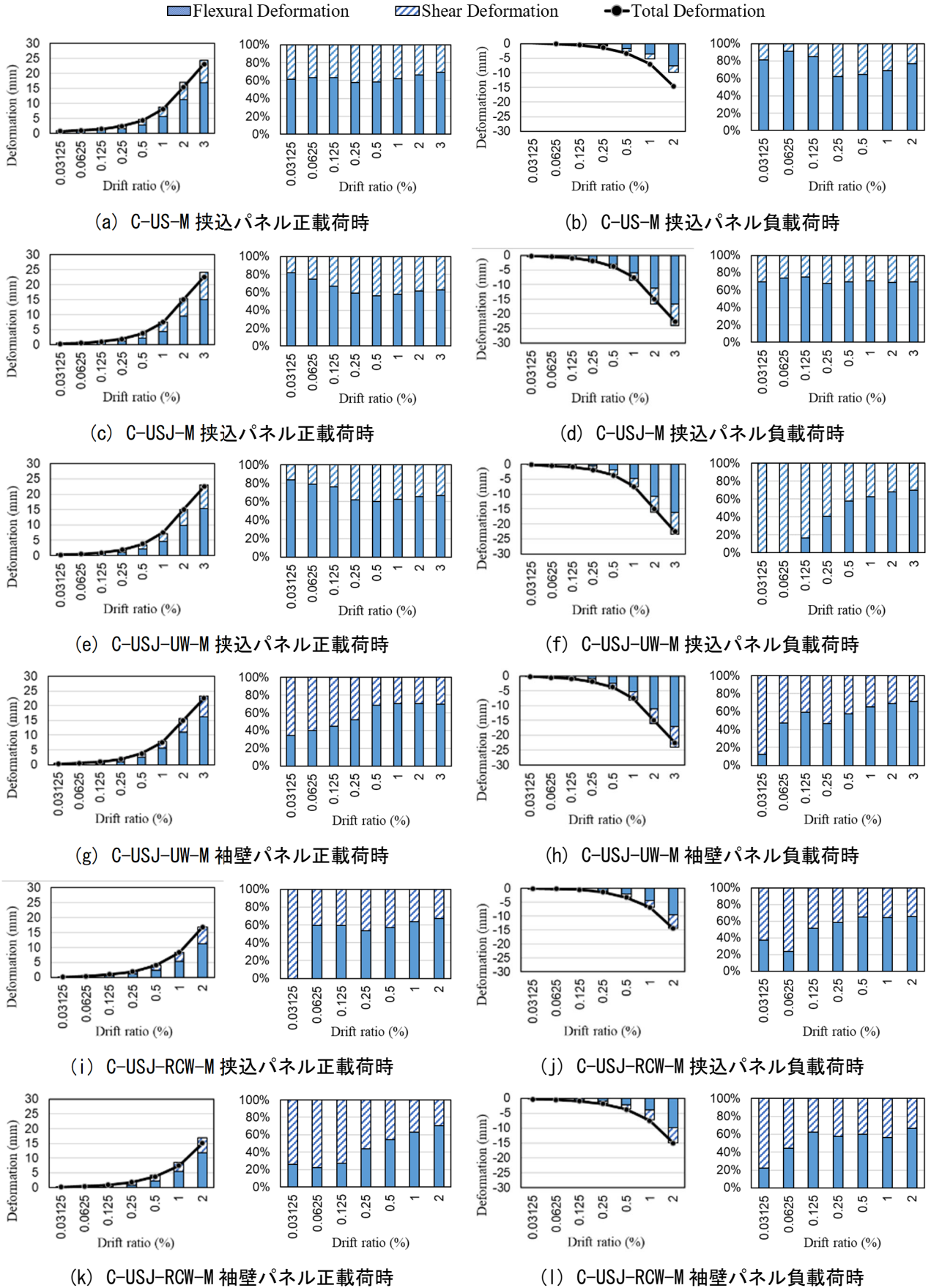


図 4.3.4-2 変形分離 (損傷後補強シリーズ)

#### 4.3.5 曲率分布

##### (1) C-N および無損傷補強シリーズ

C-N, C-US 挟込パネル, C-USJ 挟込パネル, C-USJ-UW 挟込パネル, C-USJ-UW 袖壁パネル, C-USJ-RCW 挟込パネル, USJ-RCW 袖壁の各サイクル 1 回目ピーク時の曲率を, 4 つに分けた柱計測区間または袖壁計測区間ごとに算定した。柱やパネルの各計測区間には鉛直方向の変位計を南北に 2 つ取り付けており, 曲率は 2 つの変位計から測定された変位の差を変位計間の距離と計測区間長さで除することで算出した。なお, 引張を正としたときの北側の変位が南側の変位より大きいときの曲率を正とした。得られた結果を図 4.3.5-1~図 4.3.5-7 に示す。

いずれの試験体, パネルにおいても変形角が大きくなるにつれて曲率が主に端部の計測区間で大きくなったが, C-N の中央の 2 つの計測区間について, R=1.0%サイクルまでのほぼ 0 に近い曲率と比べ, R=2.0%サイクルでは柱中央部でのせん断破壊の進行に伴う変形により曲率が著しく大きくなることが確認された。一方で, C-N 以外の試験体のパネルについては, 中心の計測区間での曲率の増大が C-N と比べて抑えられていた。また, 逆対称曲げ形式の载荷により, 全ての試験体およびパネルで, 正载荷時には上部の試験区間で負の曲率, 下部の試験区間で正の曲率が, 負载荷時には符号が反対の曲率が見られたが, C-USJ-UW および C-USJ-RCW では柱部分と袖壁がともに逆対称曲げの変形状態にあったことから, 柱と袖壁が一体ではなく別々に変形していたことがうかがえる。

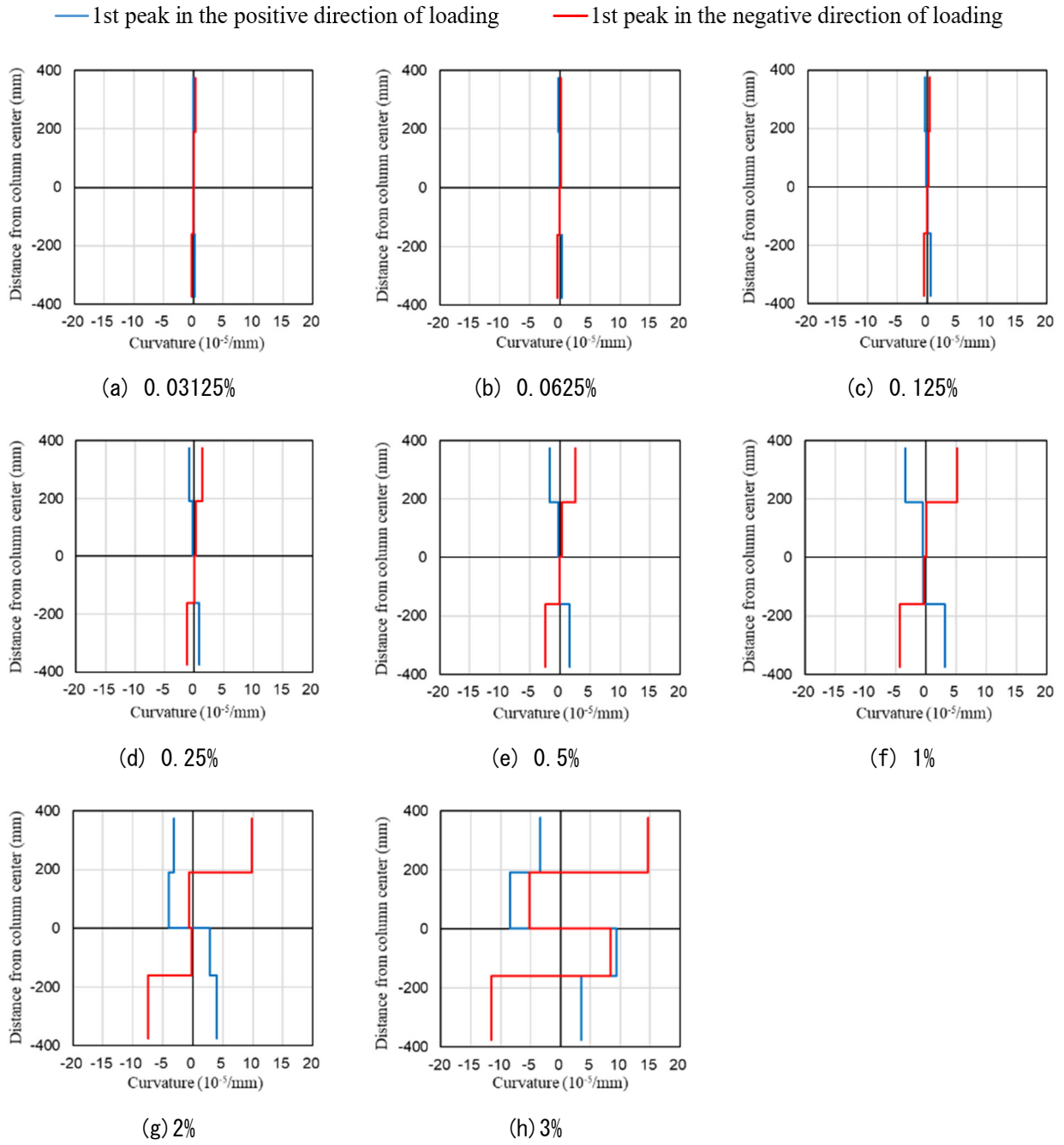


図 4.3.5-1 曲率分布 (C-N)

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

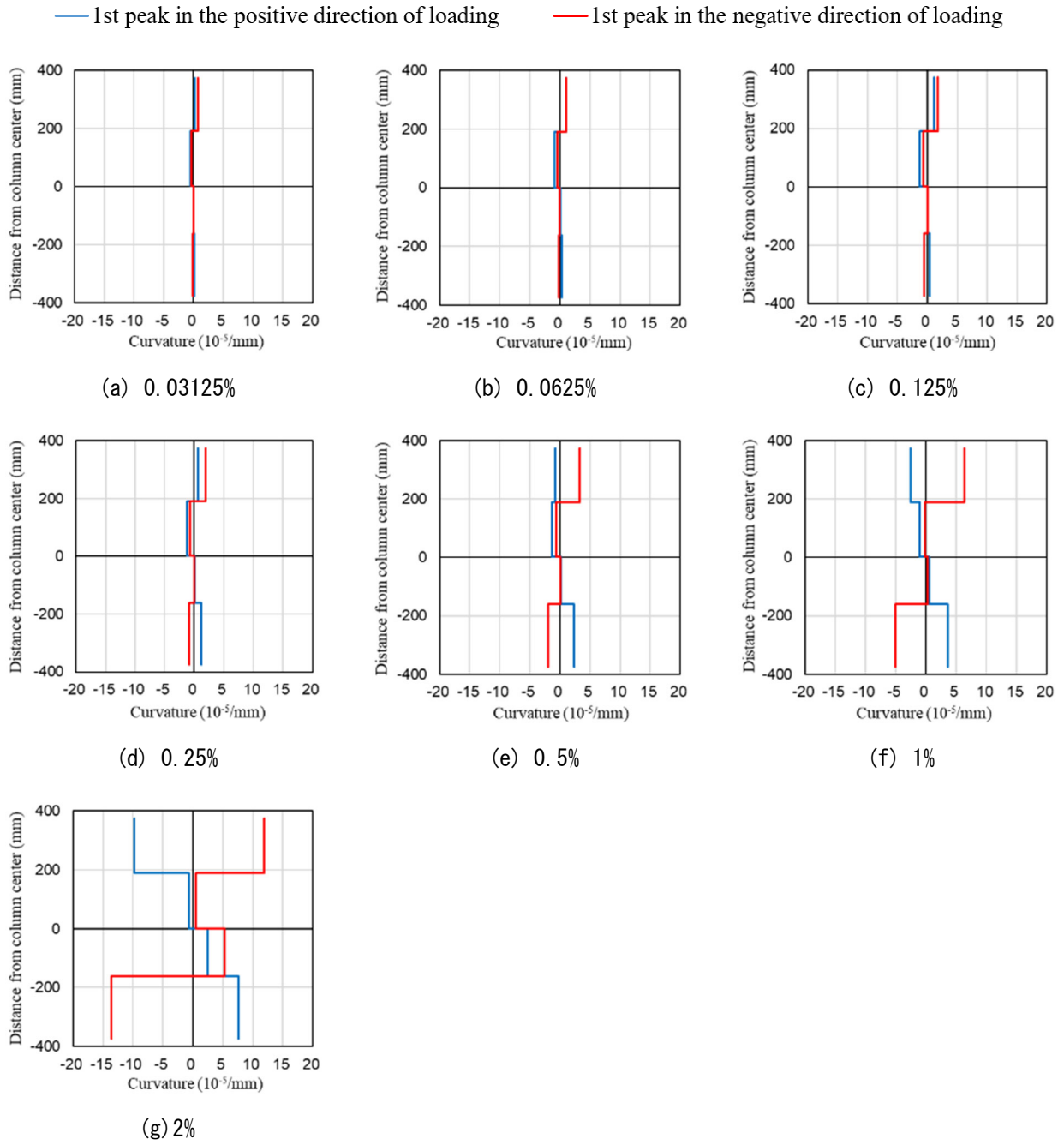


図 4.3.5-2 曲率分布 (C-US 挟込パネル)

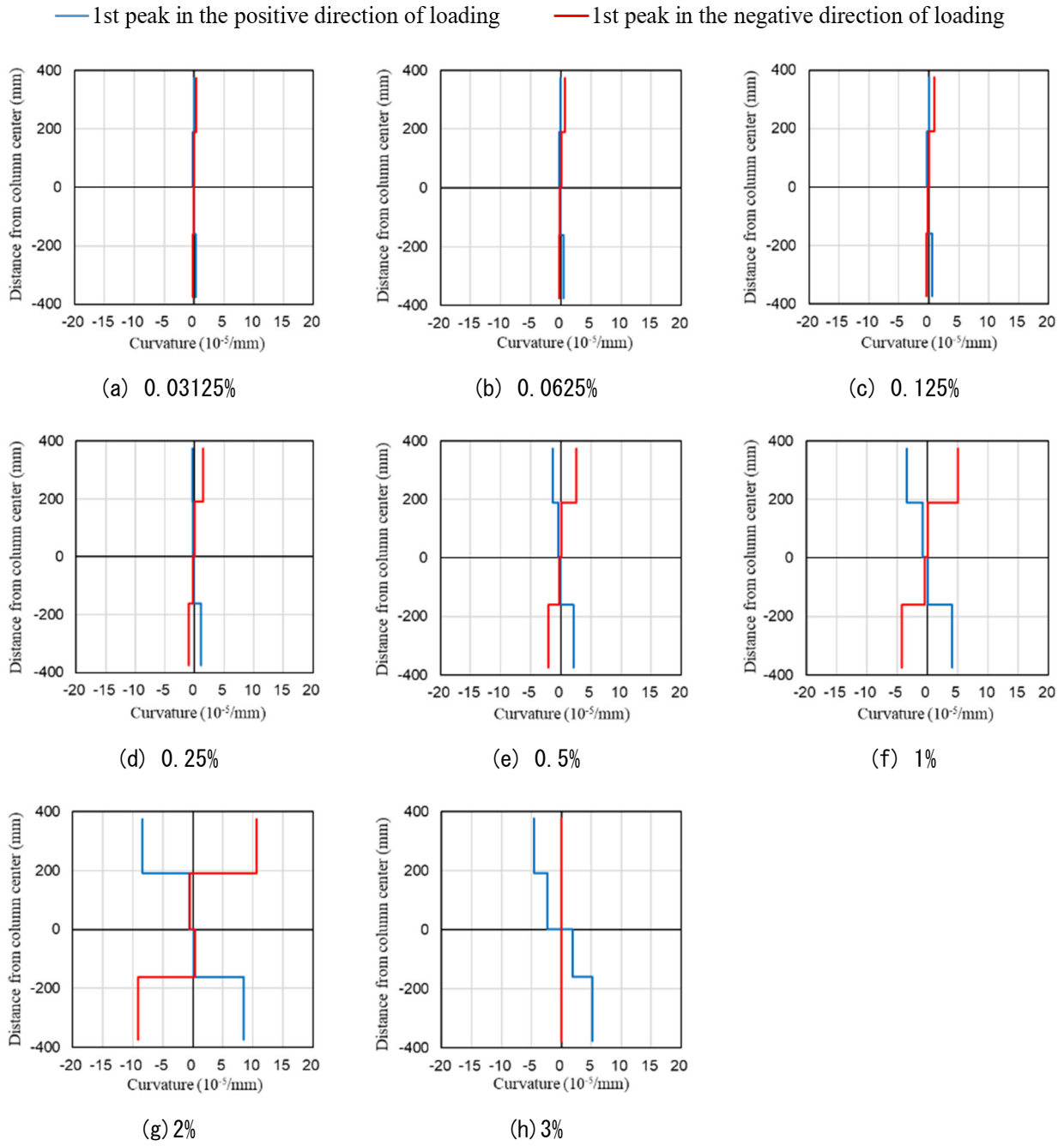


図 4.3.5-3 曲率分布 (C-USJ 挟込パネル)

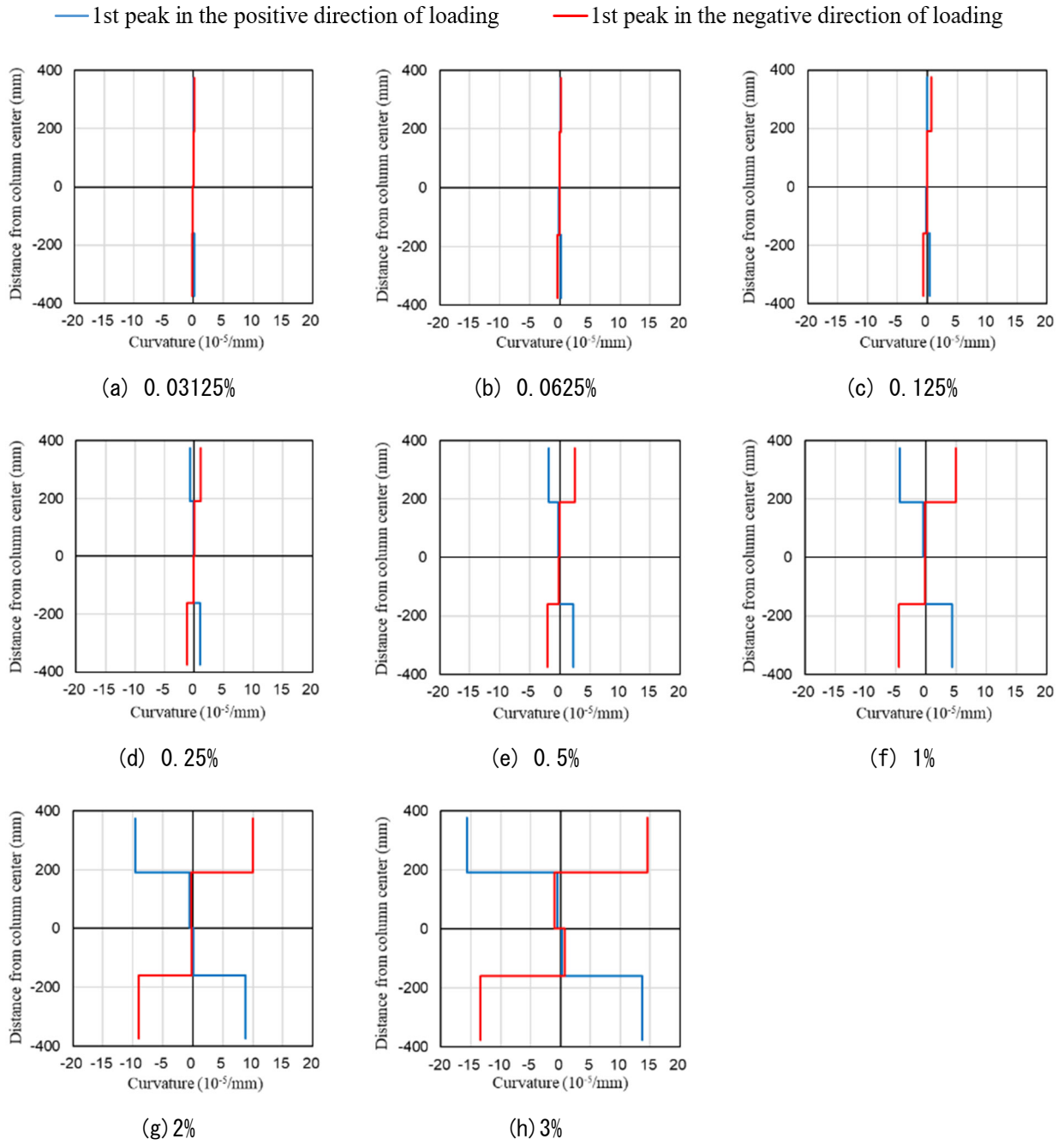


図 4.3.5-4 曲率分布 (C-USJ-UW 挟込パネル)

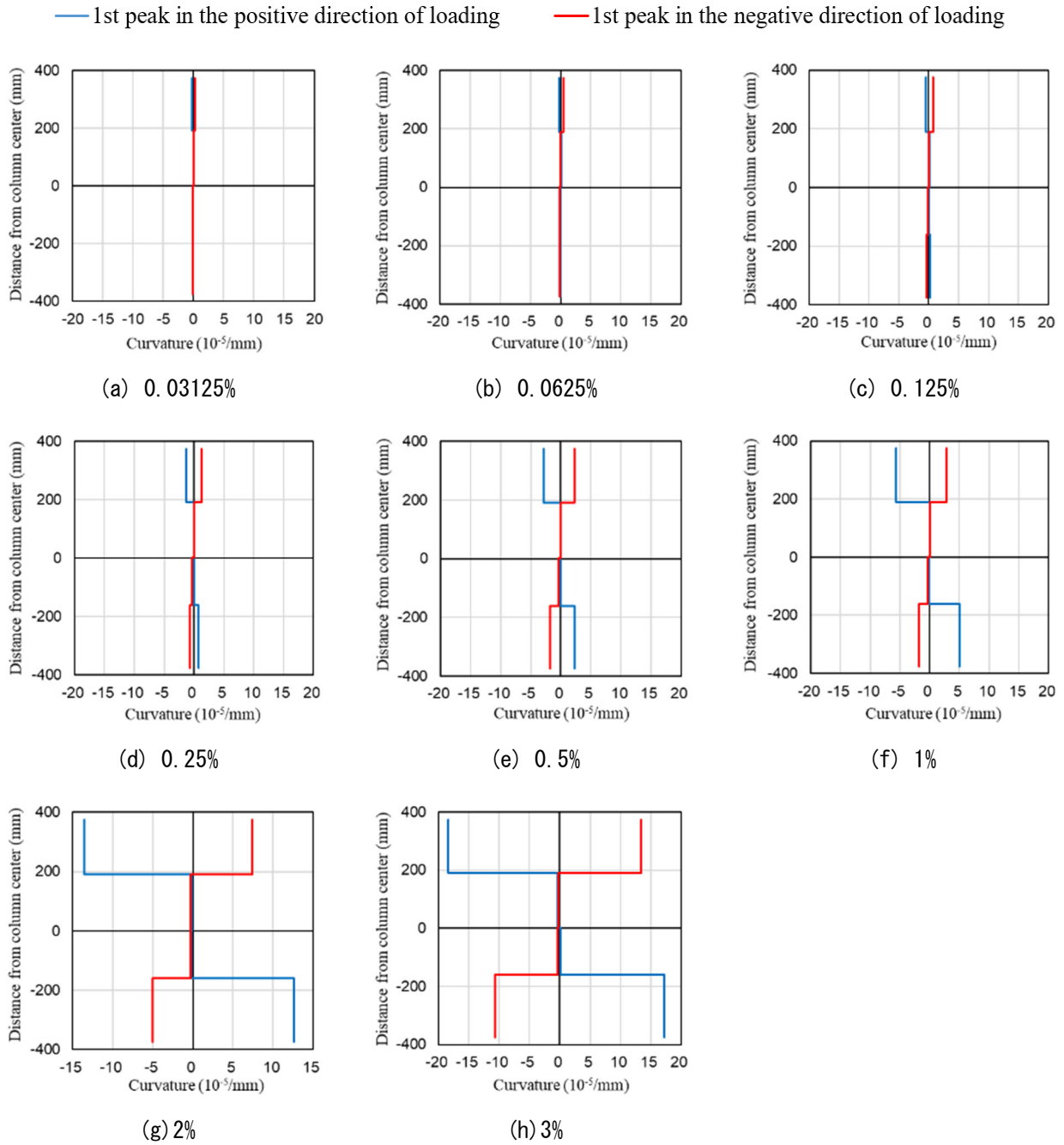


図 4.3.5-5 曲率分布 (C-USJ-UW 袖壁パネル)



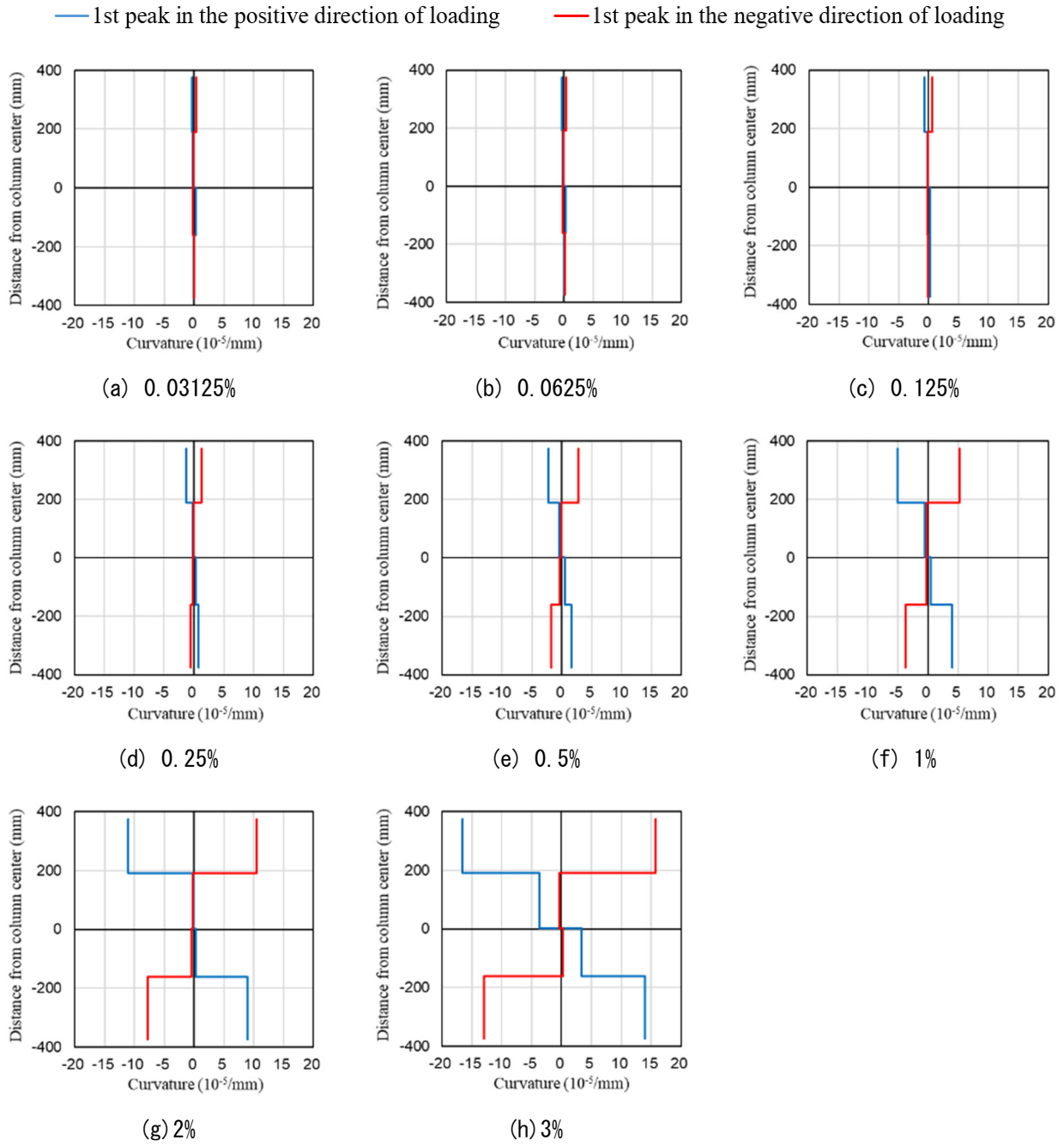


図 4.3.5-6 曲率分布 (C-USJ-RCW 挟込パネル)

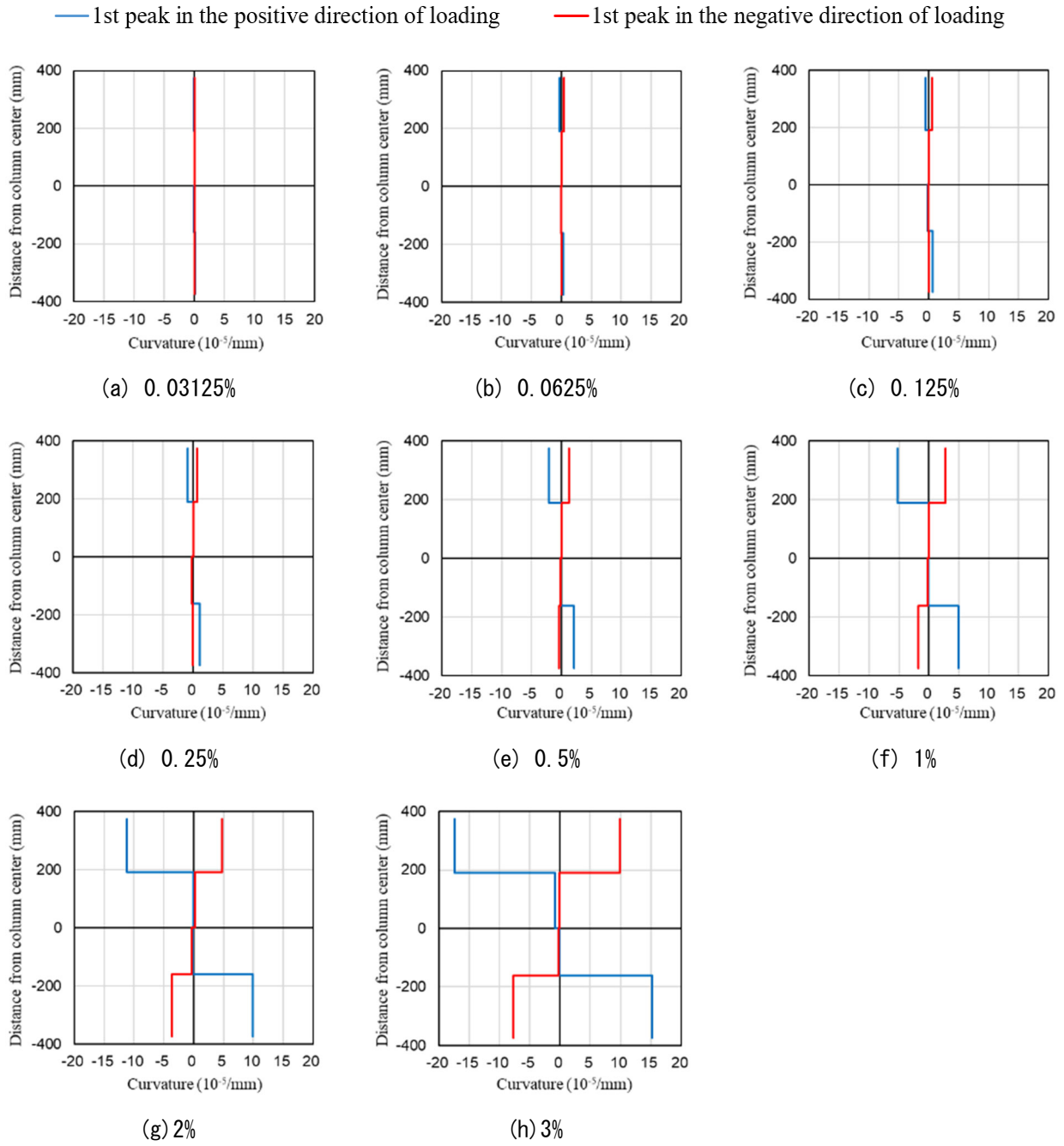


図 4.3.5-7 曲率分布 (C-USJ-RCW 袖壁)

## (2) 損傷後補強シリーズ

各サイクル1回目ピーク時の曲率を、柱および袖壁をそれぞれ鉛直方向に4つに分けた計測区間ごとに算定した。各計測区間には鉛直方向の変位計を南北にそれぞれ2つ取り付けており、曲率は2つの変位計から測定された変位の差を変位計間の距離と計測区間長さで除することで算出した。なお、引張を正としたときの北側の変位が南側の変位より大きいときの曲率を正とした。得られた結果を図 4.3.5-8～図 4.3.5-13 に示す。

無損傷補強試験体と同様、いずれの試験体においても変形角が大きくなるにつれて曲率が主に端部の計測区間で大きくなった。逆対称曲げ形式の载荷により、全ての試験体で、正载荷時には上部の試験区間で負の曲率、下部の試験区間で正の曲率が、負载荷時には符号が反対の曲率が見られたが、C-USJ-UW-M および C-USJ-RCW-M では柱部分と袖壁がともに逆対称曲げの変形状態にあったことから、柱と袖壁が一体ではなく別々に変形していたと考えられる。

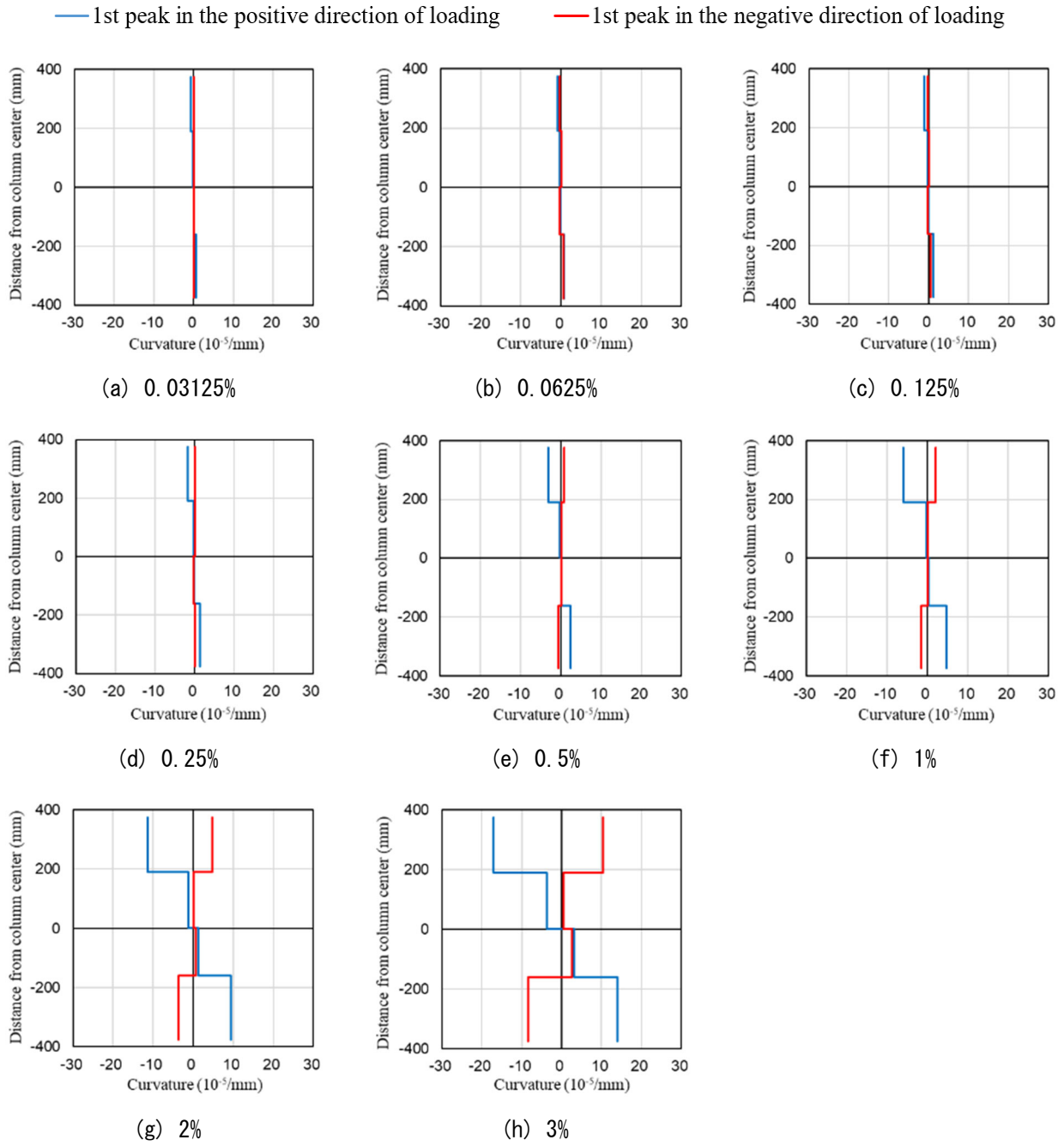


図 4.3.5-8 曲率分布 (C-US-M 挟込パネル)

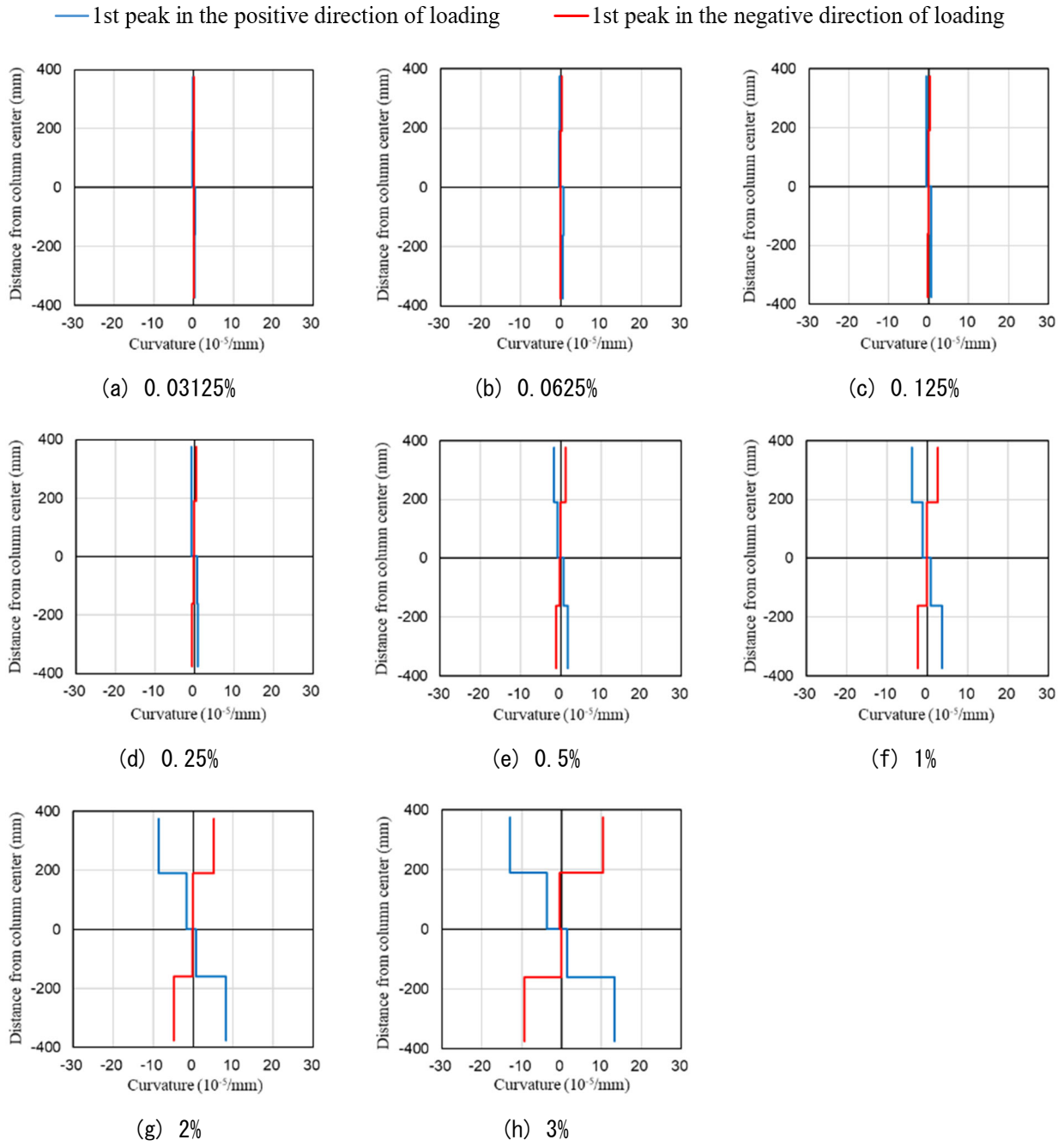


図 4.3.5-9 曲率分布 (G-USJ-M 挟込パネル)

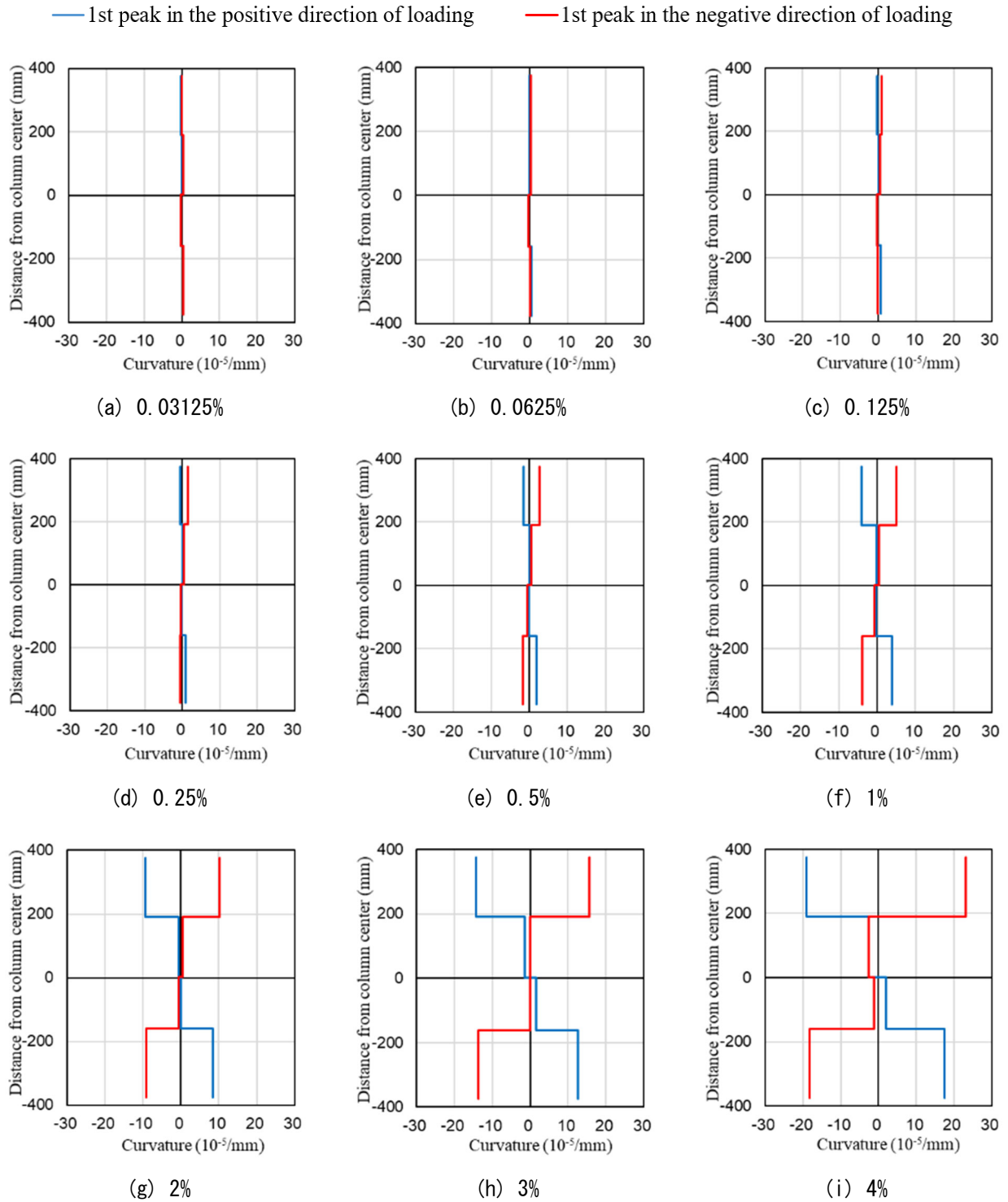


図 4.3.5-10 曲率分布 (C-USJ-UW-M 挟込パネル)

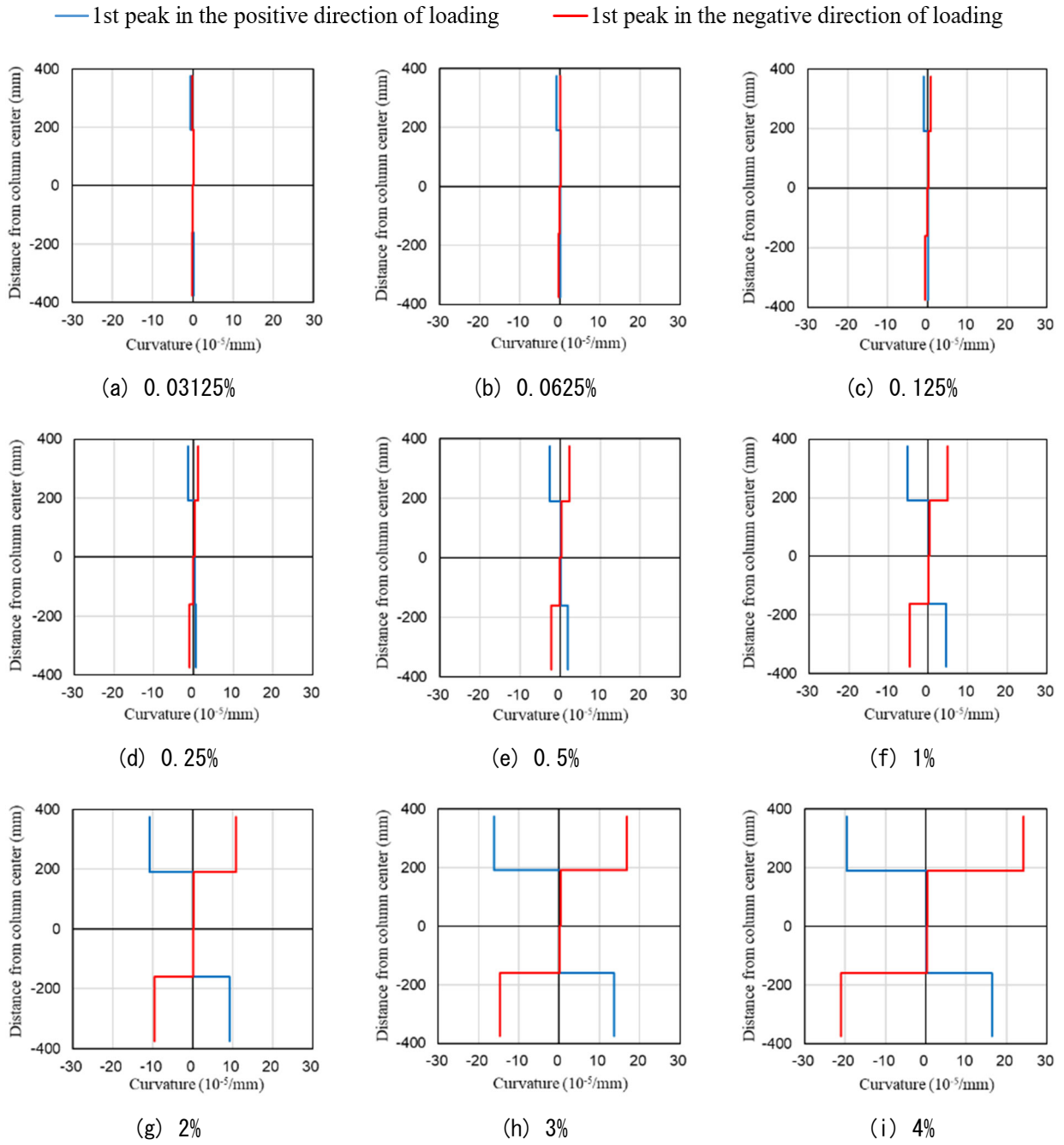


図 4.3.5-11 曲率分布 (C-USJ-UW-M 袖壁パネル)

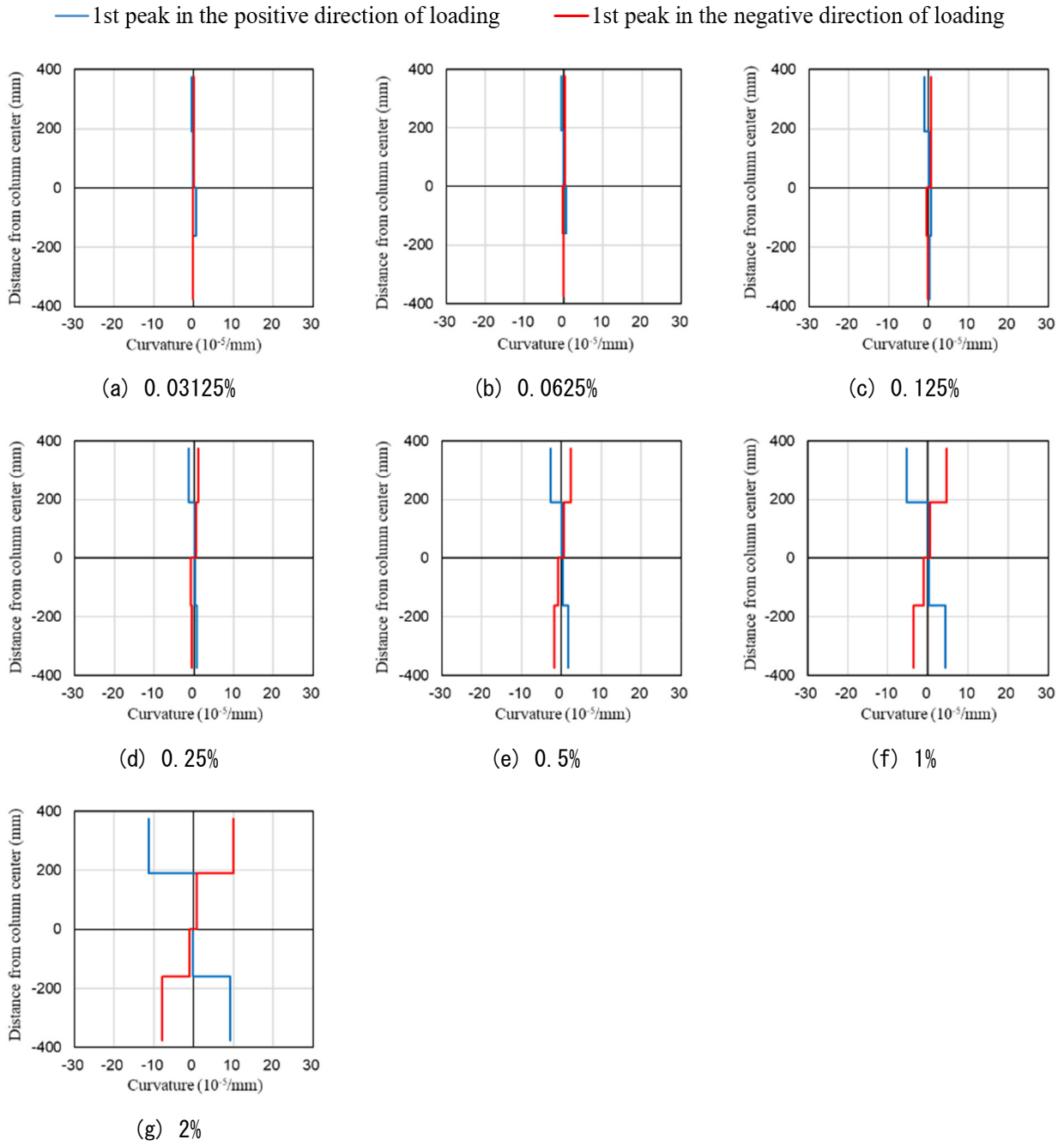


図 4.3.5-12 曲率分布 (C-USJ-RCW-M 挟込パネル)



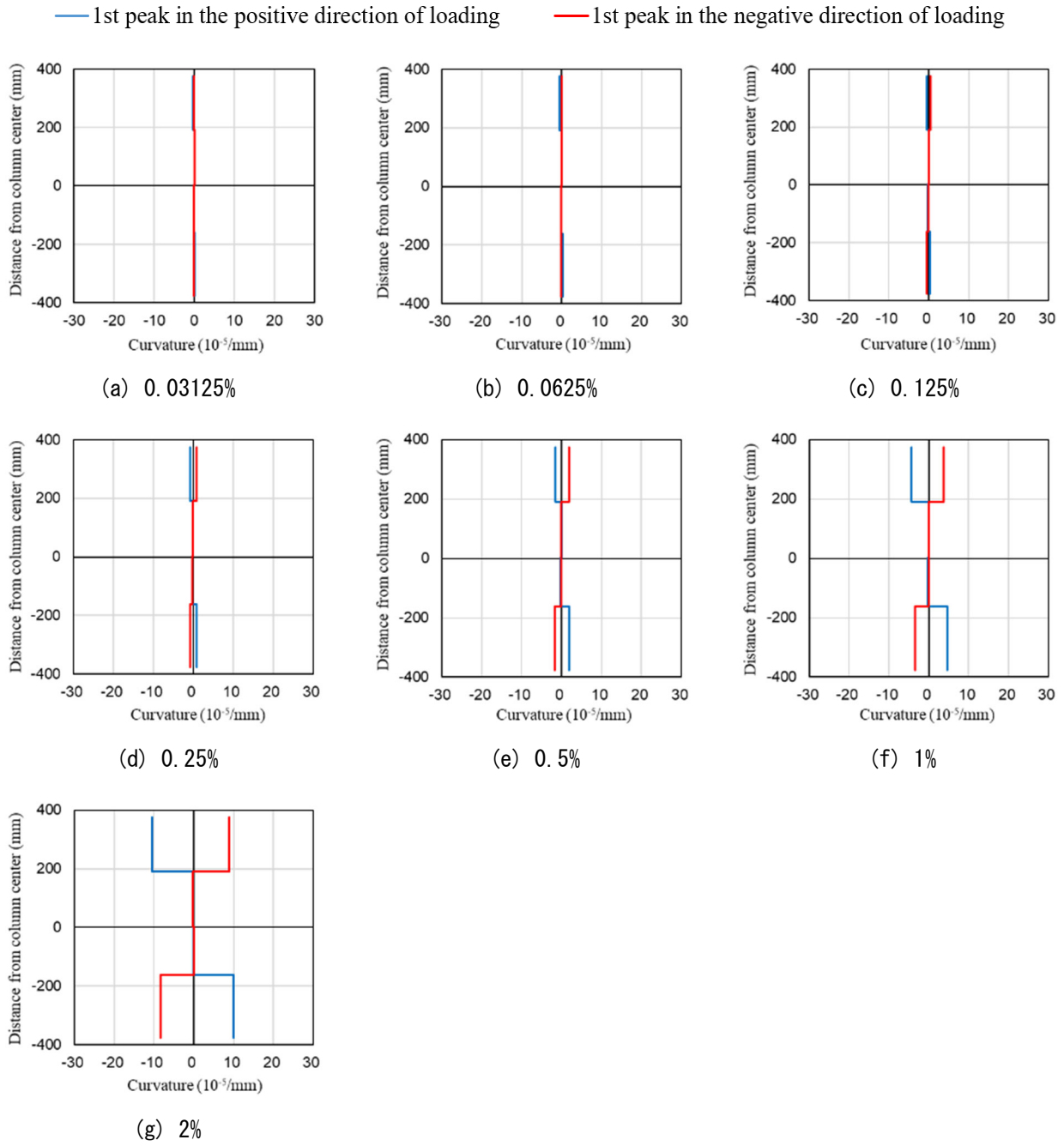


図 4.3.5-13 曲率分布 (C-USJ-RCW-M 袖壁)

#### 4.3.6 柱端部および UFC 目地部鉛直変位

##### (1) C-N および無損傷補強シリーズ

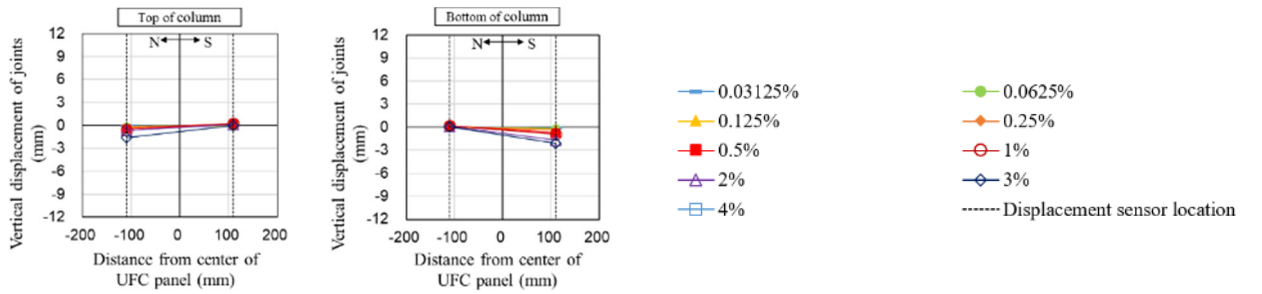
C-N, C-US 挟込パネル, C-USJ 挟込パネル, C-USJ-UW 挟込パネルおよび袖壁パネル, C-USJ-RCW 挟込パネルおよび袖壁の, 各サイクル 1 回目ピーク時における柱端部または UFC パネル目地部鉛直変位を図 4.3.6-1, 図 4.3.6-2 に示す。鉛直変位の計測は, せい方向については柱またはパネル両端部から 50mm, 柱またはパネル中心から 110mm の位置で, 高さ方向については上下スタブから 52.5mm の範囲で行っており, 引張を正としている。なお, C-USJ-UW 袖壁パネルおよび C-USJ-RCW 袖壁のせい方向の計測のみ, パネル両端部から北側は 50mm, 南側は 60mm, パネル中心から北側は 105mm, 南側は 95mm の位置で行っている。また, 正載荷時における UFC パネルまたは柱の中立軸深さを図 4.3.6-3 に示す。中立軸深さは柱頭, 柱脚それぞれにおいて, 圧縮縁から図 4.3.6-1, 図 4.3.6-2 における鉛直変位が 0 になる位置までとし, 図 4.3.6-3 には柱頭および柱脚で求めた中立軸の値の平均値を, 実強度を用いた耐力計算 (後述) で得られた中立軸深さと併せて示す。

正載荷時について, C-N ではいずれのサイクルにおいても断面の大部分が圧縮となり, 中立軸深さが 200mm より小さくなることもなかった一方で, C-US 挟込パネルでは, 変形角が大きくなるにつれて中立軸深さが減少し,  $R=+0.5\%$  で曲げ終局耐力算定時の中立軸深さを下回った。C-USJ 挟込パネルは C-US 挟込パネルと似た鉛直変位になったが, 断面の大部分が引張になり, かつ中立軸深さが曲げ終局耐力算定時の中立軸深さを下回るサイクルも  $R=+0.5\%$  以降見られた。C-USJ-UW 挟込パネルと袖壁パネルは, ともに  $R=+2\%$  以降の引張の鉛直変位が著しく大きくなり, 中立軸深さも 100mm 程度に小さくなった。

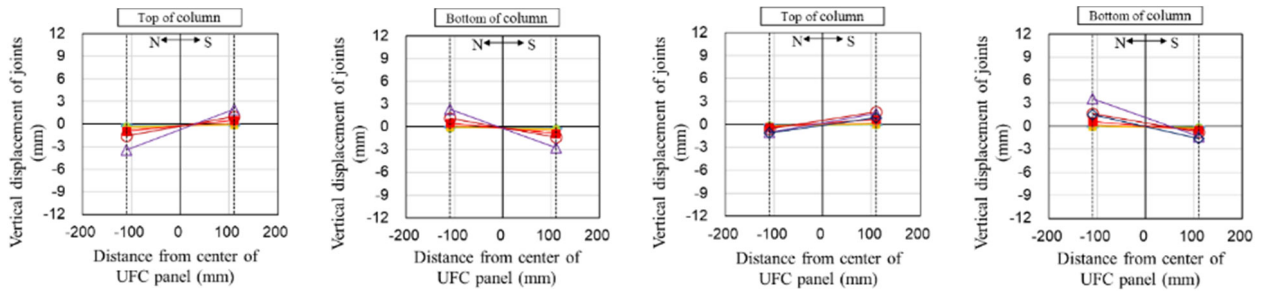
負載荷時について, 全ての試験体およびパネルでほぼ全てのサイクルにおいて, 全断面が引張となった。変形角が大きくなるにつれて引張変位は大きくなり, C-USJ-UW の挟込パネルと袖壁パネルでは,  $R=-3\%$  サイクルで 10mm に近い引張変位が確認された。

いずれの試験体およびパネルでも, 変形角が大きくなるにつれて中立軸深さは耐力算定時の値に近づいていったが, 目地を有するパネルでは, 中立軸深さが最も小さくなった点は曲げ終局耐力算定時の中立軸深さよりも, せん断終局耐力算定時の中立軸深さにより近づいた。

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

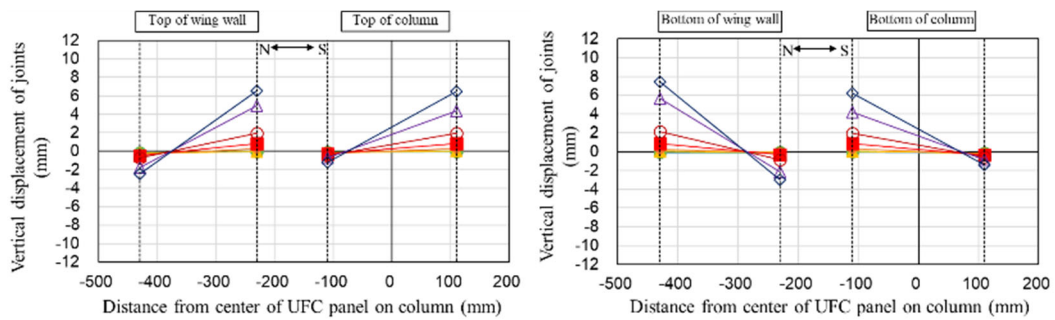


(a) C-N

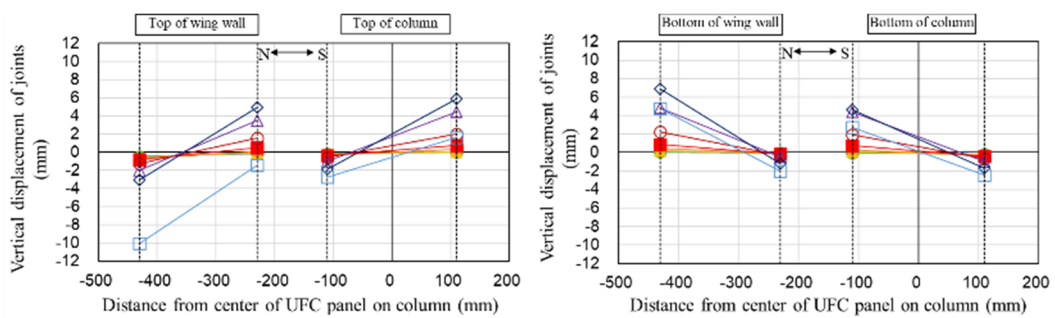


(b) C-US 挟込パネル

(c) C-USJ 挟込パネル

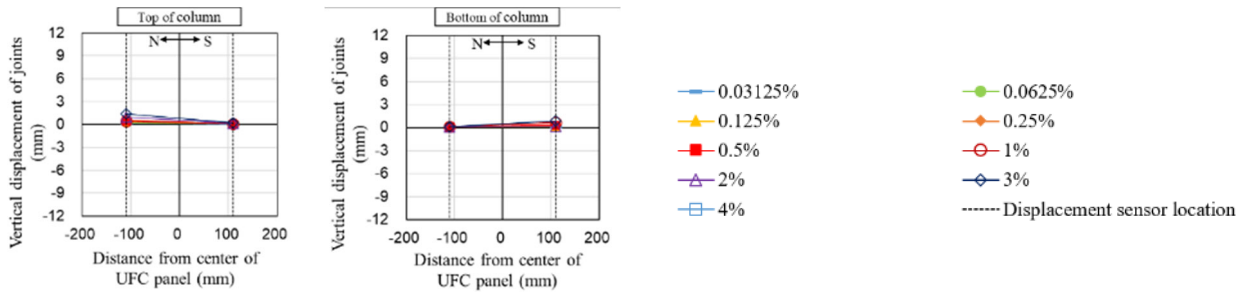


(d) C-USJ-UW 挟込パネルおよび袖壁パネル

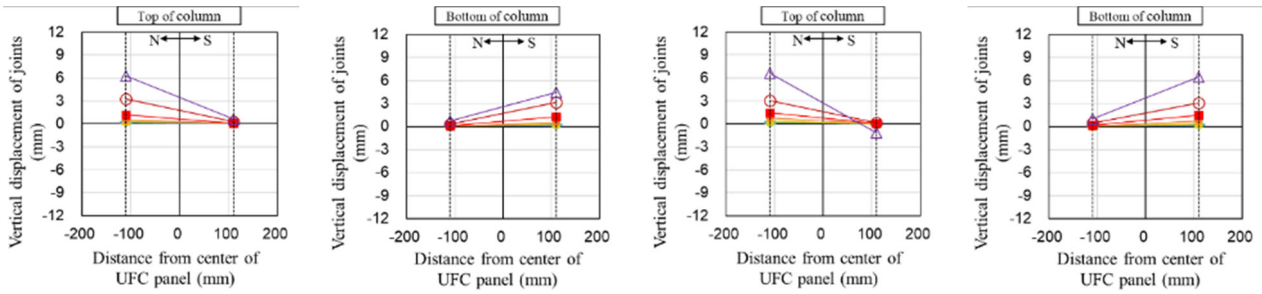


(e) C-USJ-RCW 挟込パネルおよび袖壁

図 4.3.6-1 目地部鉛直変位（正載荷時）

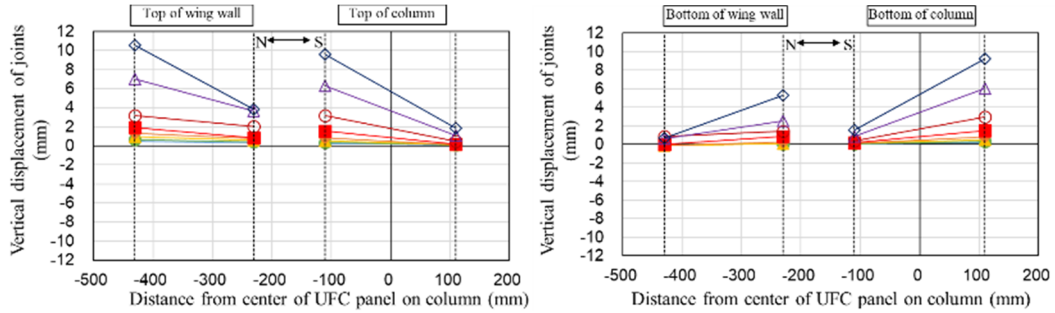


(a) C-N

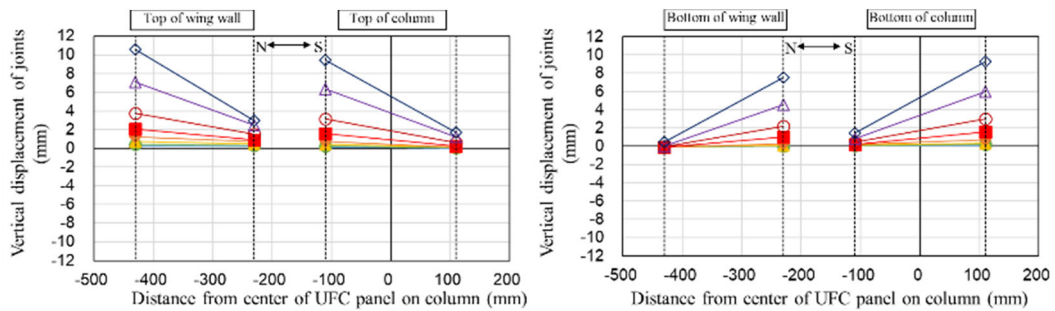


(b) C-US 挟込パネル

(c) C-USJ 挟込パネル



(d) C-USJ-UW 挟込パネルおよび袖壁パネル



(e) C-USJ-RCW 挟込パネルおよび袖壁パネル

図 4.3.6-2 目地部鉛直変位 (負荷荷時)

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

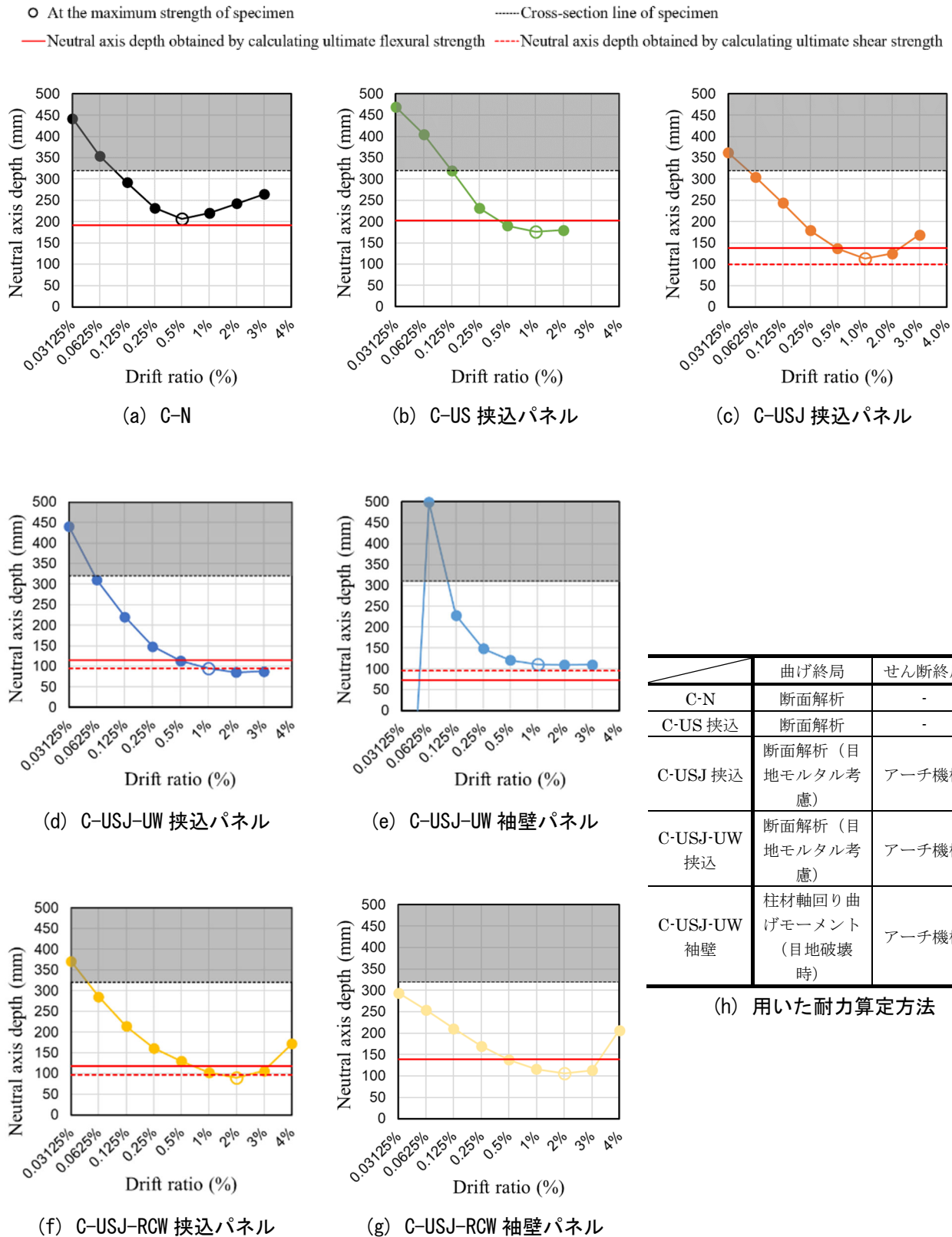


図 4.3.6-3 正載荷時の中立軸深さ

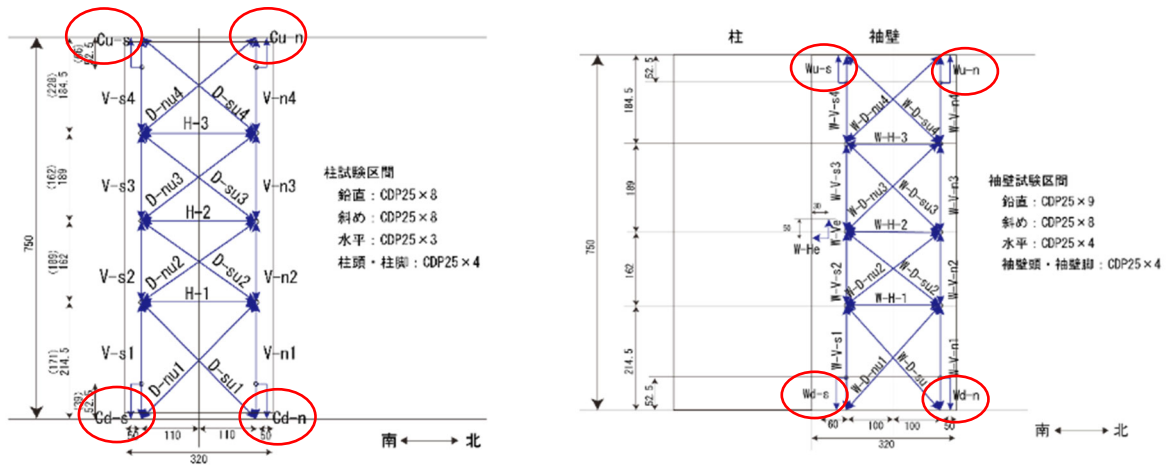
(2) 損傷後補強シリーズ

各試験体について、各サイクル1回目ピーク時における目地部鉛直変位を図4.3.6-5と図4.3.6-6に示す。鉛直変位の計測は、図4.3.6-4の赤丸で示した変位計を用い、スタブに対する変位を計測した。なお、引張を正としている。また、正載荷時における UFC パネルおよび RC 袖壁の中立軸深さを図4.3.6-7に示す。中立軸深さは柱頭、柱脚それぞれにおいて、圧縮縁から図4.3.6-5、図4.3.6-6における鉛直変位が0になる位置までとし、図中には柱頭および柱脚で求めた中立軸の値の平均値と、実強度を用いた耐力計算(後述)で得られた中立軸深さを併せて示す。また、最大荷重を記録したサイクルは、白抜きで示す。

正載荷時について、すべての試験体で小変形時には断面の大部分が圧縮となっていたが、 $R=+1\%$ サイクル以降で圧縮縁と反対側では引張変位が著しく大きくなった。これは正載荷時でも圧縮縁と反対側では上下の目地部が離間したためと考えられる。また、C-USJ-UW-M 袖壁パネルおよび C-USJ-RCW-M 袖壁では、柱挟込パネルの変位と同様の値を示していたことから、柱部分と袖壁部分が独立して挙動していたことが考えられる。

負載荷時について、すべての試験体で全サイクルにおいて全断面が引張となった。変形角が大きくなるにつれて引張変位は大きくなり、C-USJ-UW-M の挟込パネルと袖壁パネルでは、 $R=-3\%$ サイクル以降では引張縁側で 10mm 前後の引張変位が確認された。

また、すべての試験体で、変形角が大きくなるにつれて中立軸深さは曲げ耐力あるいはせん断耐力算定時の値に近づき、各試験体の最大荷重を記録したサイクルには曲げ耐力算定時の計算値とほぼ一致した。



(a) 柱試験区間および挟込 UFC パネル

(b) 袖壁 UFC パネルおよび RC 袖壁

図 4.3.6-4 変位計取り付け位置 (東面) (単位: mm)

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

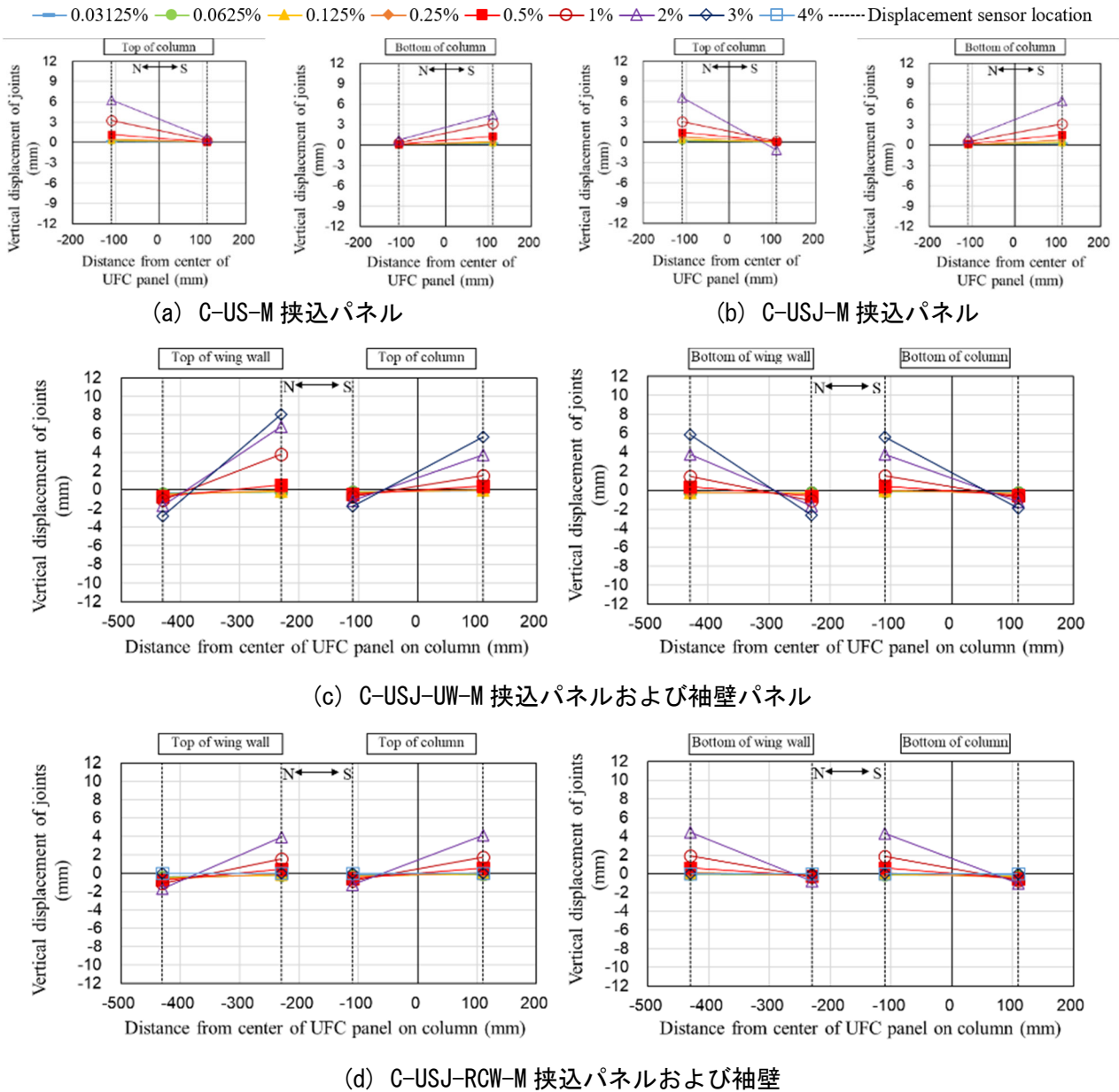
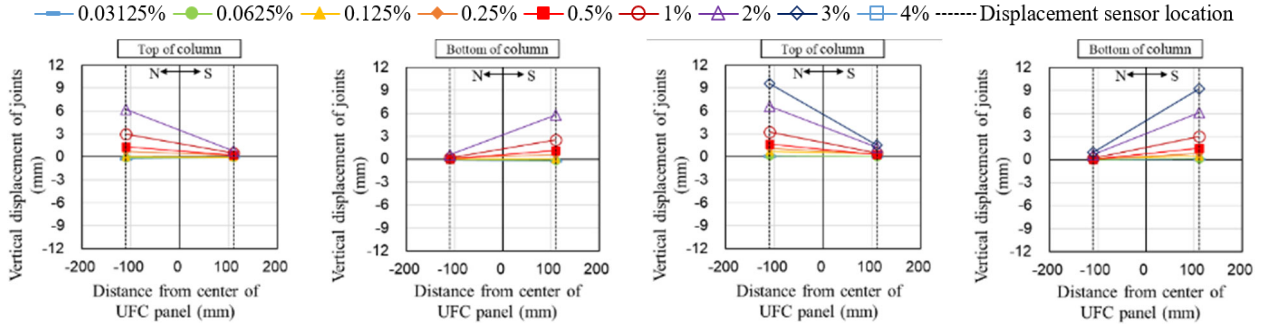
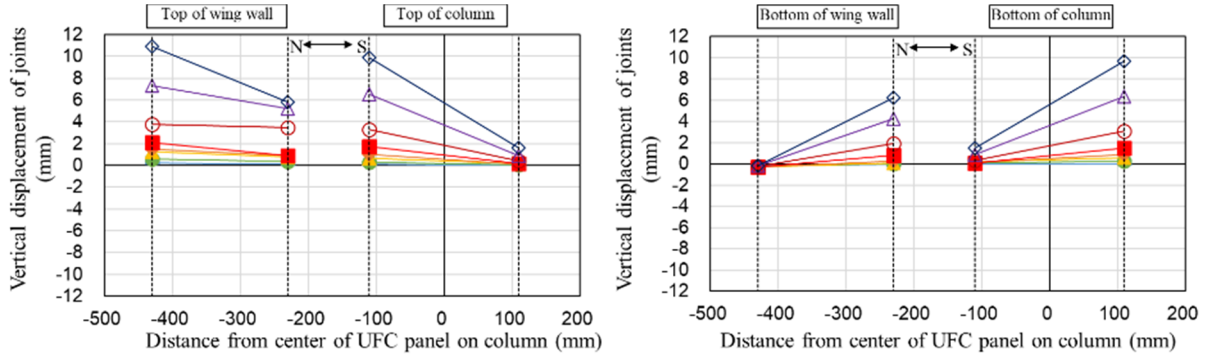


図 4.3.6-5 目地部鉛直変位（正載荷時）

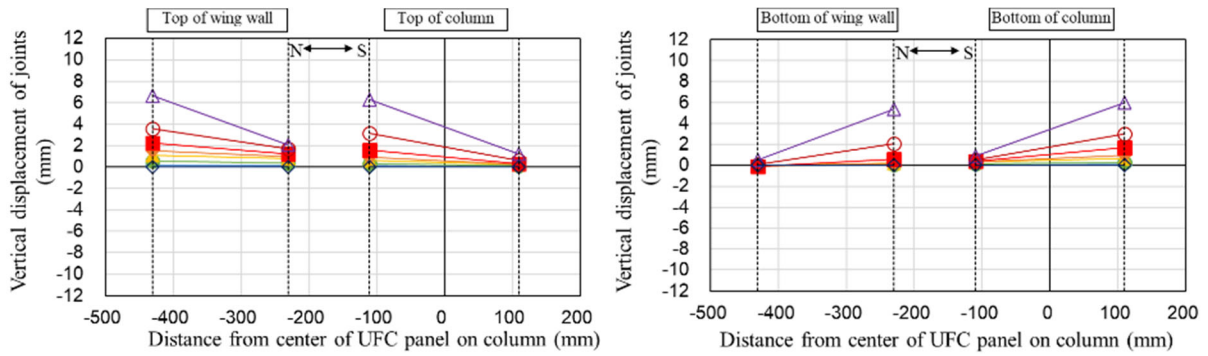


(a) C-US-M 挟込パネル

(b) C-USJ-M 挟込パネル



(c) C-USJ-UW-M 挟込パネルおよび袖壁パネル



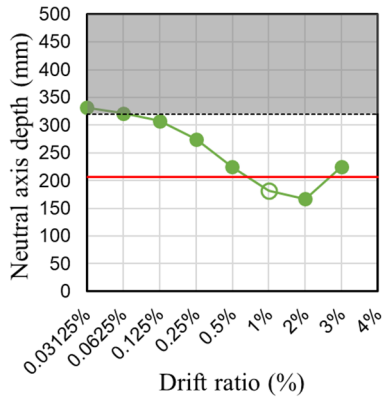
(d) C-USJ-RCW-M 挟込パネルおよび袖壁

図 4.3.6-6 目地部鉛直変位（負荷荷時）

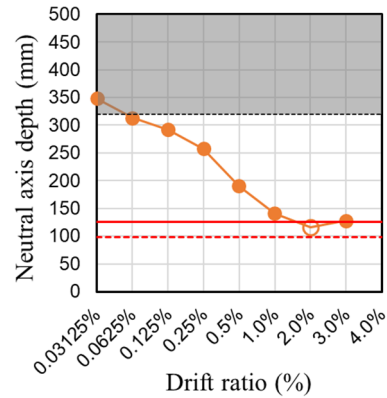


第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

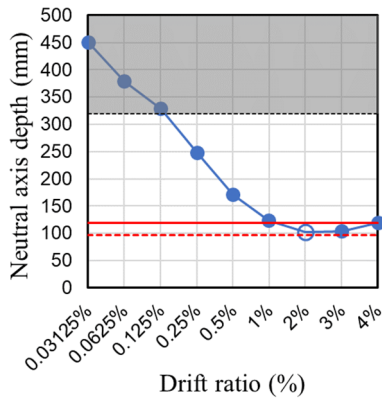
○ At the maximum strength of specimen      ----- Cross-section line of specimen  
 — Neutral axis depth obtained by calculating ultimate flexural strength      - - - - - Neutral axis depth obtained by calculating ultimate shear strength



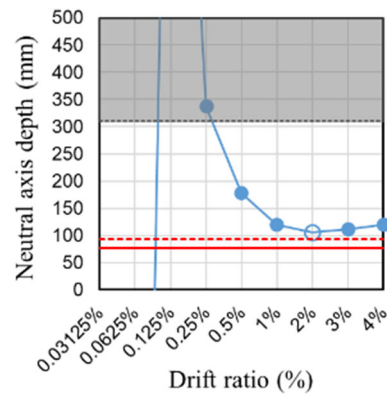
(a) C-US-M 挟込パネル



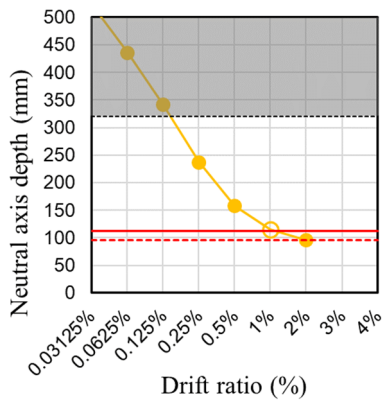
(b) C-USJ-M 挟込パネル



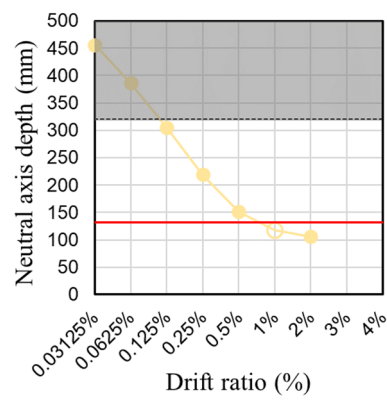
(c) C-USJ-UW-M 挟込パネル



(d) C-USJ-UW-M 袖壁パネル



(e) C-USJ-RCW-M 挟込パネル



(f) C-USJ-RCW-MRC 袖壁

図 4.3.6-7 正載荷時の中立軸深さ

4.3.7 最大主応力, 最小主応力

(1) 算定方法

各ゲージ位置における応力については、二軸応力下での強度の変動や繰り返し载荷による履歴特性を考慮するため、有限要素解析を用いて算定した。解析ソフトには、FINAL/V11[4.3-1]を用いた。図 4.3.7-1 のように、1mm×1mm の四辺形要素を XY 平面上で一要素のみモデル化し、各節点の拘束条件を表 4.3.7-1 および表 4.3.7-2 のように設定した。なお、三軸ゲージが貼付された箇所は図 4.3.7-2 中の挟込パネルの n, c, s および袖壁の n, c, s, se, 一軸ゲージが貼付された箇所は図 4.3.7-2 中の挟込パネルの ne, se および袖壁の ne である。

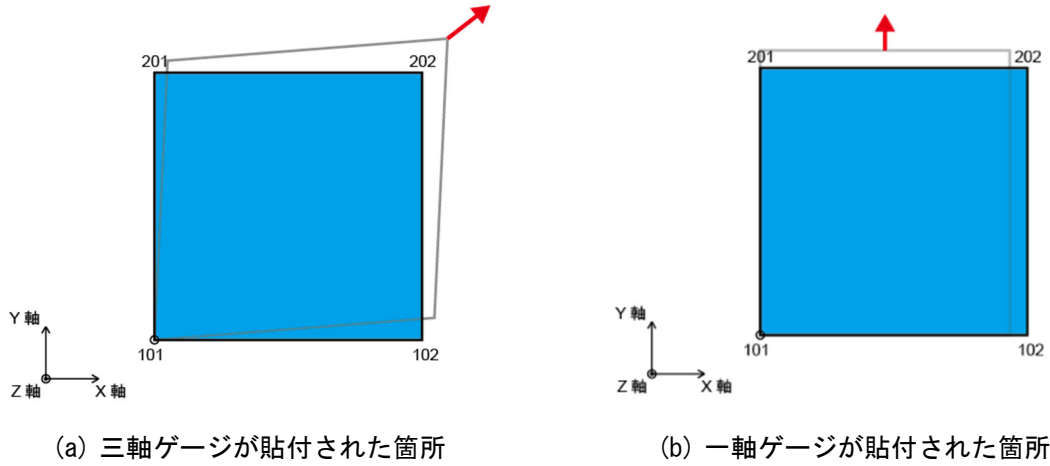


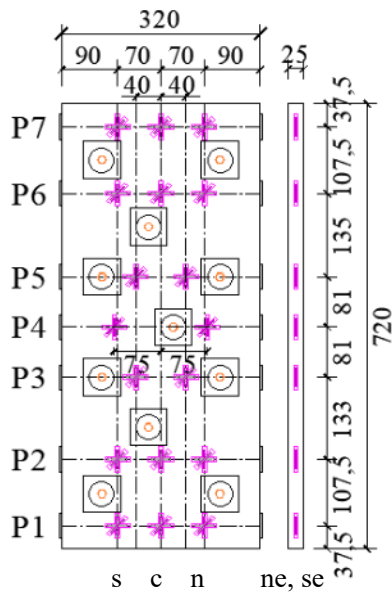
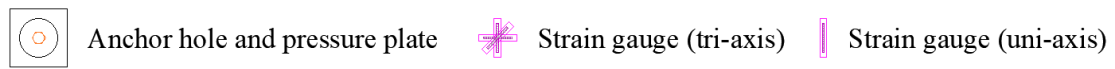
図 4.3.7-1 モデル化概要

表 4.3.7-1 節点の拘束条件（三軸ゲージが貼付された箇所）

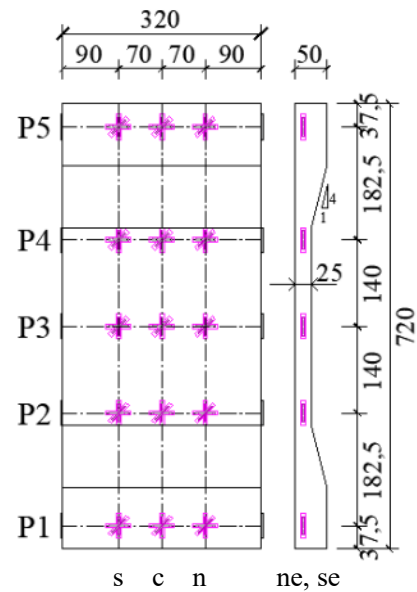
節点番号	並進			回転		
	X 方向	Y 方向	Z 方向	X 方向	Y 方向	Z 方向
101	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
102, 201, 202	自由	自由	拘束	拘束	拘束	自由

表 4.3.7-2 節点の拘束条件（一軸ゲージが貼付された箇所）

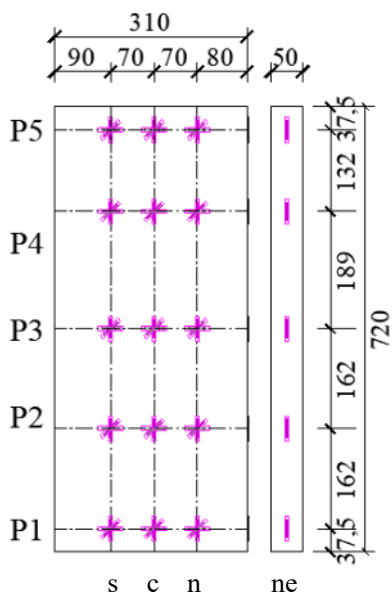
節点番号	並進			回転		
	X 方向	Y 方向	Z 方向	X 方向	Y 方向	Z 方向
101	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
201	拘束	自由	拘束	拘束	拘束	自由
102, 202	自由	自由	拘束	拘束	拘束	自由



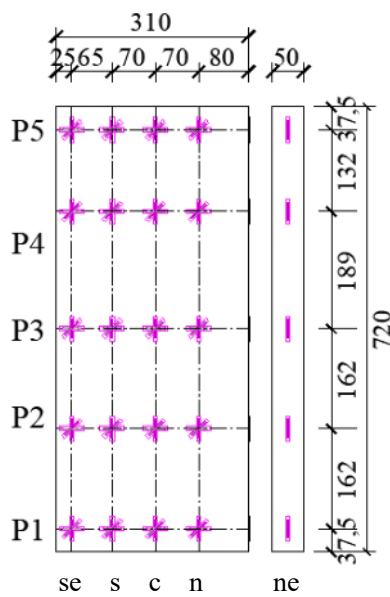
(a) 挟込パネル (C-US および C-US-M)



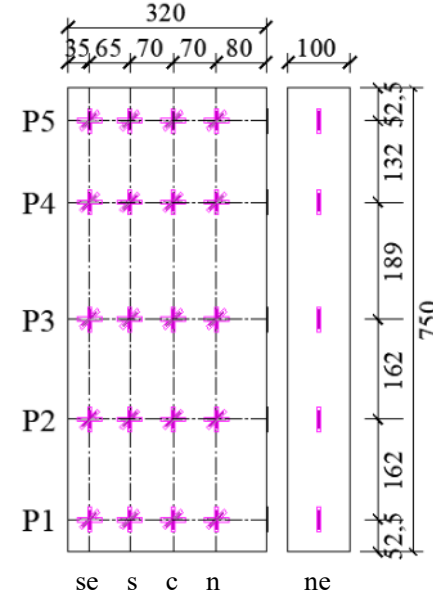
(b) 挟込パネル (C-US および C-US-M 以外)



(c) 袖壁パネル (C-USJ-UW)



(d) 袖壁パネル (C-USJ-UW-M)



(e) RC 袖壁

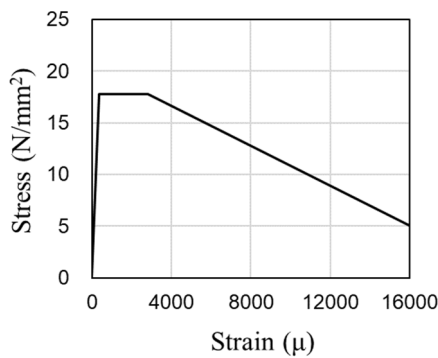
図 4.3.7-2 ひずみゲージ取り付け位置 (単位 : mm)

材料モデルはコンクリート材料を用い、各材料構成則は表 4.3.7-3 のように設定した。圧縮応力-ひずみ曲線の上昇域は線形モデル、軟化域は修正 Ahmad モデルとした。テンションスティフニング特性はユーザー定義とし、文献[4.3-2]を参考に図 4.3.7-3 のようなトリリニアで定義した。また、ひび割れ後のせん断伝達特性は Al-Mahaidi モデル、繰返し応力下の履歴特性は曲線モデル (長沼・大久保モデル) とした。なお、ヤング係数、圧縮強度、曲げ強度は材料試験結果の値を用いた。

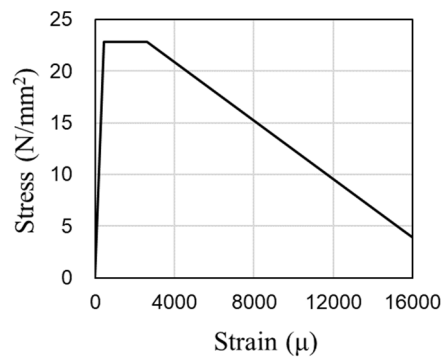
表 4.3.7-3 UFC の材料構成則

圧縮応力-ひずみ曲線	上昇域	線形モデル
	軟化域	修正 Ahmad モデル
圧縮破壊条件 (二軸応力下)		二軸圧縮 : Kupfer-Gerstle の提案 引張-圧縮 : Darwin-Pecknold の提案 二軸引張 : 主応力 $\geq$ 一軸引張強度
テンションスティフニング特性		ユーザー定義*
ひび割れ後のせん断伝達特性		Al-Mahaidi モデル
繰返し応力下の履歴特性		曲線モデル (長沼・大久保モデル)

\*UFC 指針[4.3-2]



(a) 無損傷補強試験体 (C-USJ-RCW 以外)



(b) C-USJ-RCW および損傷後補強試験体

図 4.3.7-3 UFC のテンションスティフニング特性

このモデルを用いて、各節点に強制変位を入力して解析を行った。節点強制変位は、三軸ゲージを貼付した箇所では、ゲージから得られた水平ひずみ  $\varepsilon_h$ 、鉛直ひずみ  $\varepsilon_v$  および (式 4.3.7-1) より算出したせん断ひずみ  $\gamma$  を用いて、図 4.3.7-4 のように算出した。なお、一軸ゲージを貼付した箇所では、水平ひずみ  $\varepsilon_h$  のみ入力した。

$$\gamma = (\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}) \sin 2\varphi_p \quad \text{(式 4.3.7-1)}$$

ここで

$\varepsilon_{max}$  : 最大主ひずみ

$\varepsilon_{min}$  : 最小主ひずみ

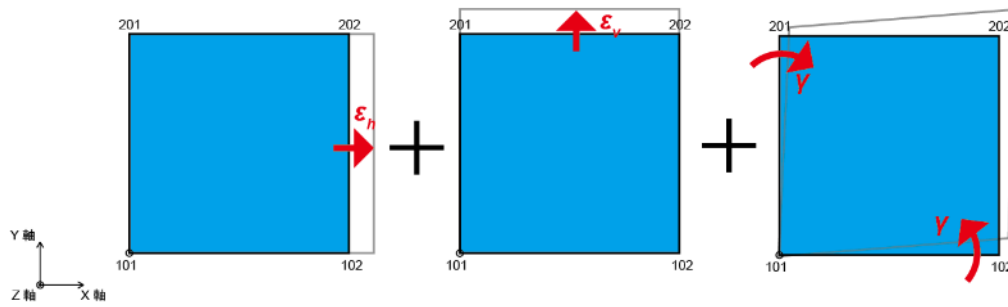


図 4.3.7-4 節点強制変位（三軸ゲージを貼付した箇所）

(2) 算定結果

1) 無損傷補強シリーズ

無損傷補強試験体の UFC パネルについて、各サイクル 1 回目ピーク時の最大主応力、最小主応力およびパネル両側面の鉛直応力を図 4.3.7-5～図 4.3.7-8 に示す。図中破線が最大主応力、実線が最小主応力、赤線が圧縮、青線が引張を示す。

C-USJ の挟込パネル、C-USJ-UW の挟込パネルおよび袖壁パネルでは、変形角が大きくなるにつれて、最小主応力の大きさおよび最小主応力方向の鉛直方向に対する角度の増加が確認でき、それに伴い、圧縮ストラットが形成されている様子が見られる。C-US の挟込パネルでも同様の傾向は見られるが、目地が無いことで、パネル上下端部の最小主応力の鉛直方向成分、パネル上下端部の鉛直圧縮応力が他のパネルと比べて小さい。さらに、パネルに設けられた貫通孔の影響で圧縮応力の伝達が妨げられることもあり、最小主応力が引張となっていた箇所が見られるなど、圧縮ストラットが形成されにくい状態であったことが確認できる。

C-USJ の挟込パネルでは、パネル上下端部の最小主応力の大きさがパネル中央高さ付近に比べ著しく小さかった。同様の傾向は C-USJ-UW の挟込パネルでも見られ、パネル厚さの違いにより増厚部と一般部で応力の大きさが違っていることが確認できる。

なお、C-US の挟込パネルおよび C-USJ の挟込パネルでは  $R=+1\%$ 、C-USJ-UW の挟込パネルでは  $R=+2\%$  で、一部の計測点において最大主ひずみ  $\epsilon_{max}$  が、UFC 引張強度を UFC ヤング係数で除した値  $\sigma_T/E_{ufc}$  を上回った。

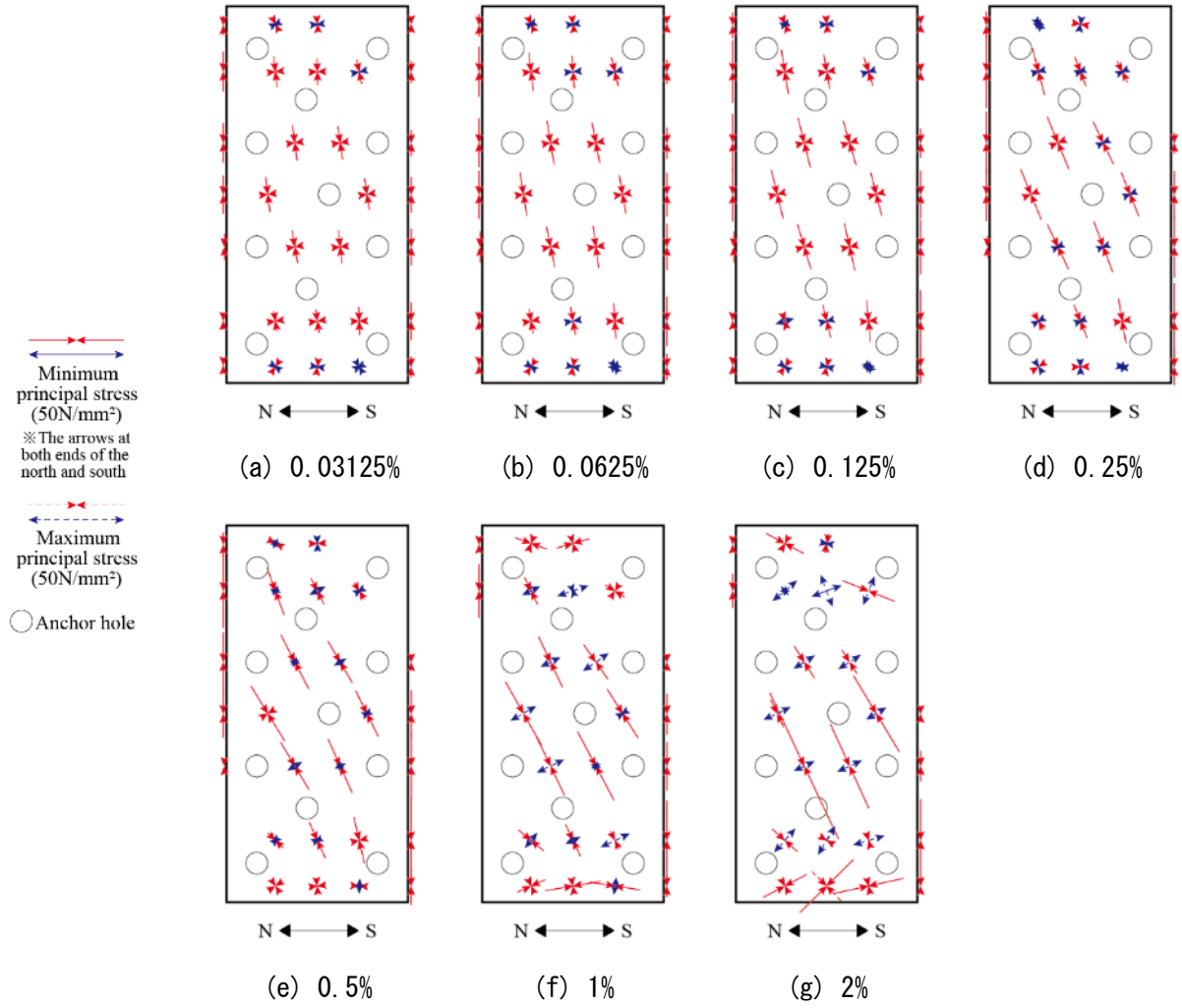


図 4.3.7-5 最大主応力・最小主応力図 (C-US)

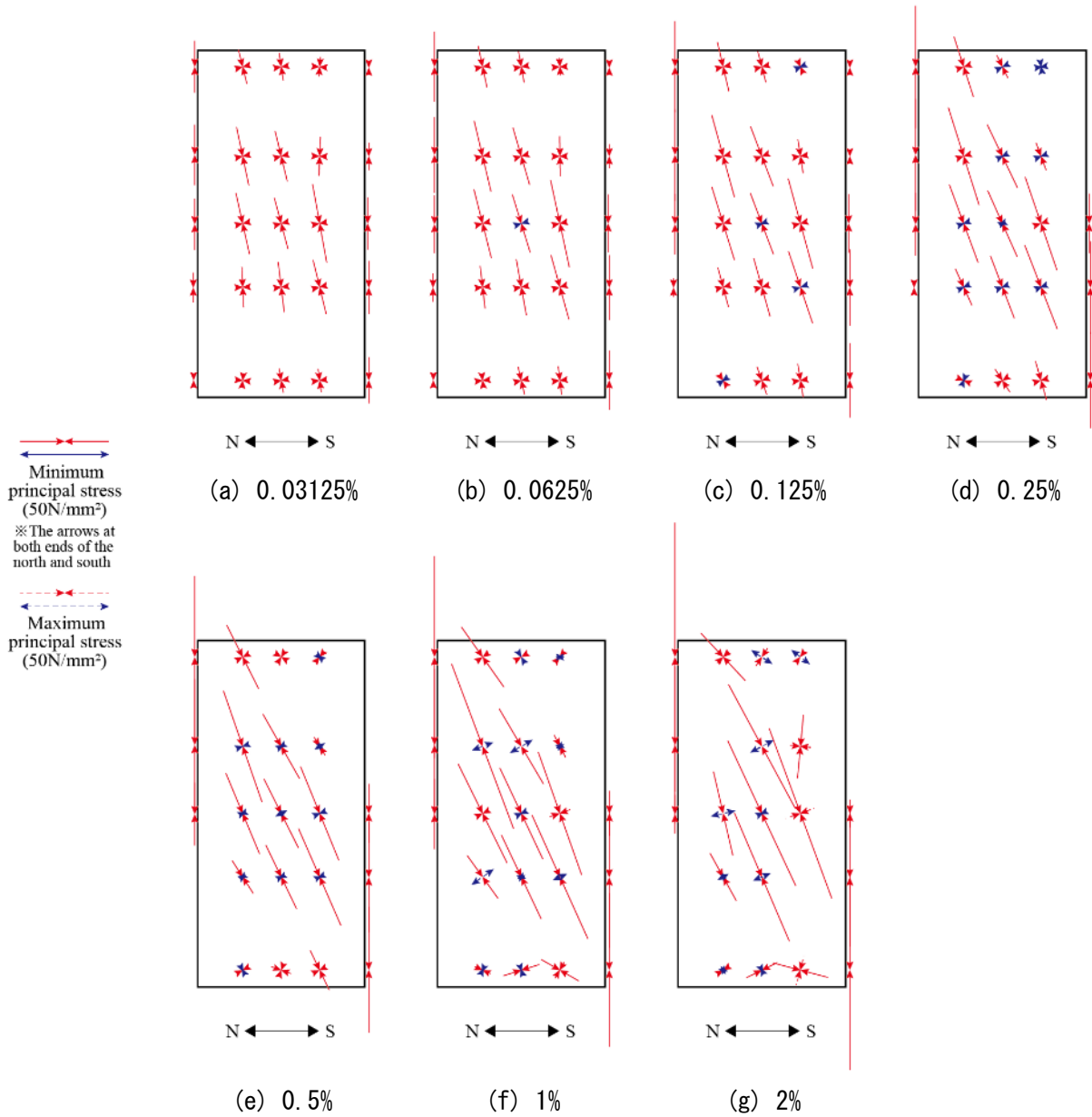
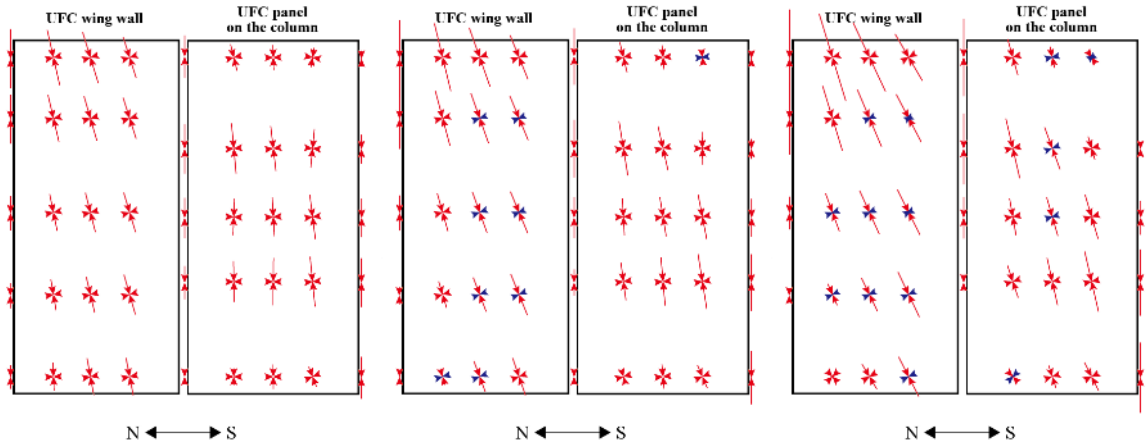


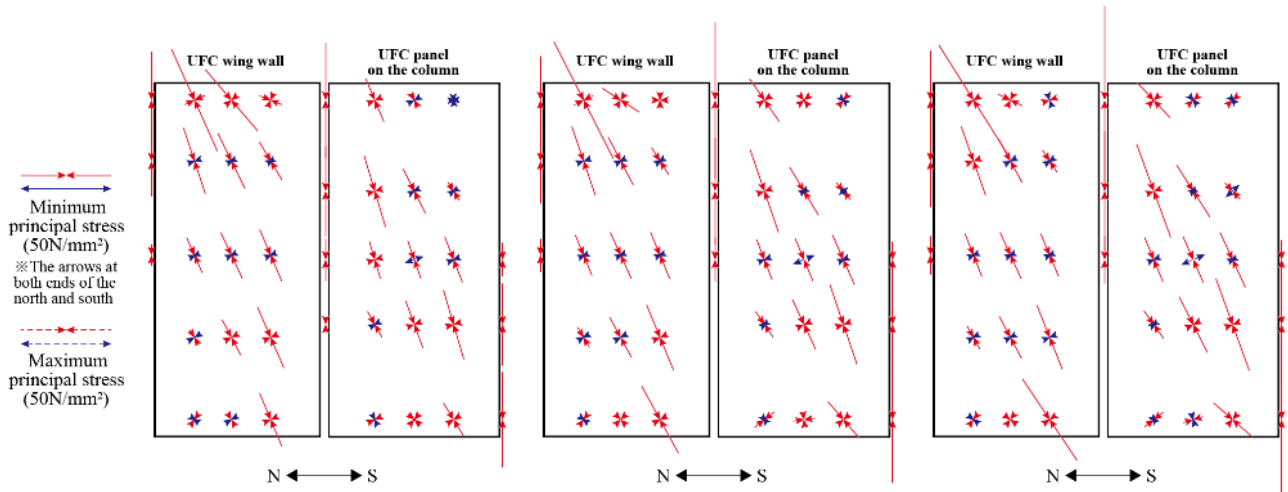
図 4.3.7-6 最大主応力・最小主応力图 (C-USJ)



(a) 0.03125%

(b) 0.0625%

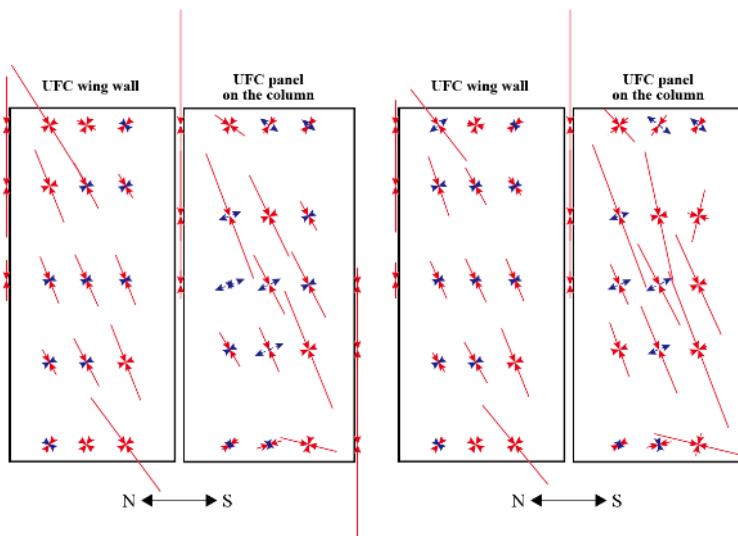
(c) 0.125%



(d) 0.25%

(e) 0.5%

(f) 1%



(g) 2%

(h) 3%

図 4.3.7-7 最大主応力・最小主応力图 (C-USJ-UW)



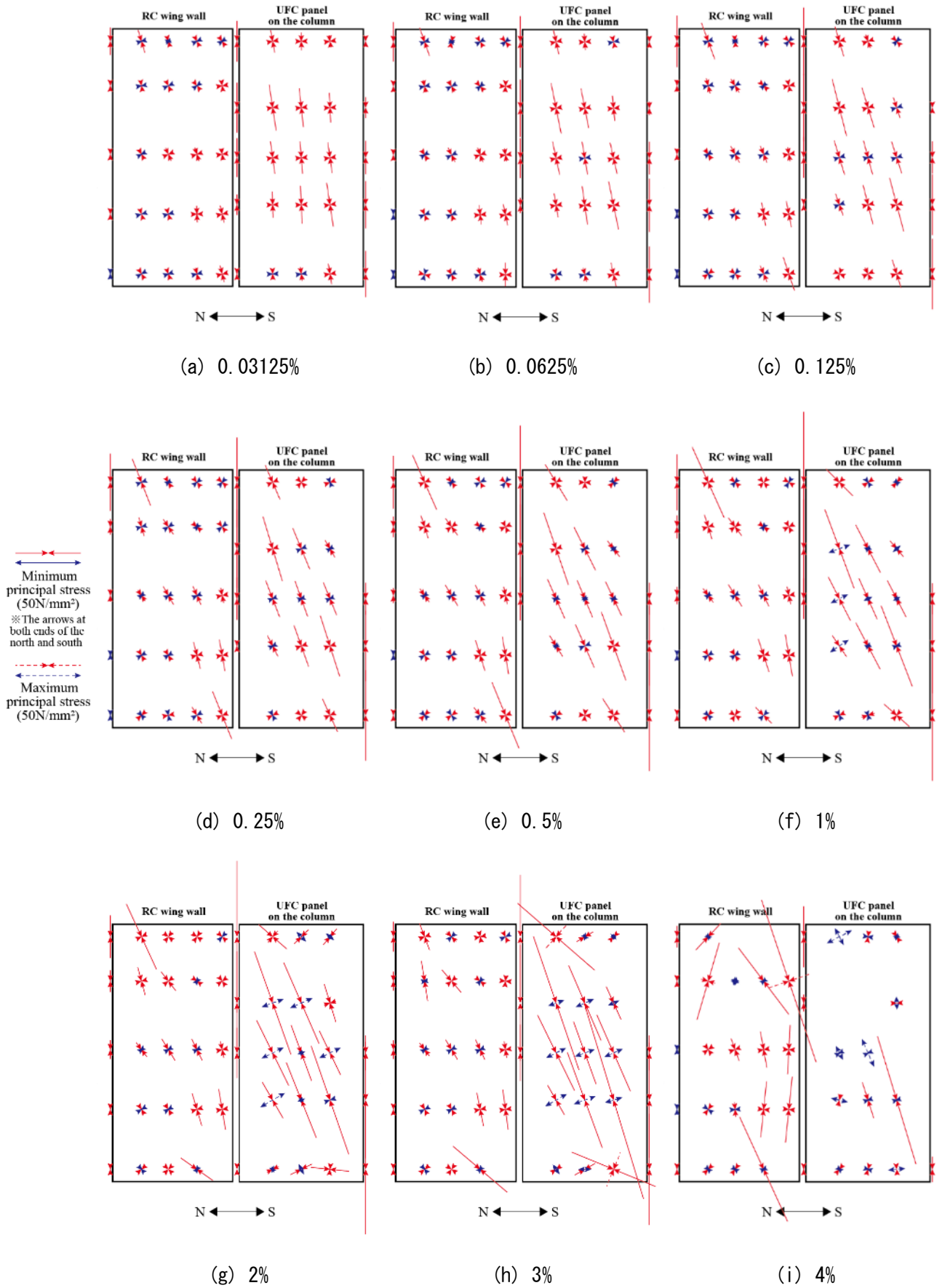


図 4.3.7-8 最大主応力・最小主応力図 (C-USJ-RCW)

2) 損傷後補強シリーズ

図 4.3.7-9～図 4.3.7-12 に各試験体の各サイクル正側 1 回目ピーク時の最大主応力と最小主応力を併せて示す。図中破線が最大主応力，実線が最小主応力，赤線が圧縮，青線が引張を示す。

C-USJ-M 挟込パネル，C-USJ-UW-M 挟込パネルおよび袖壁パネル，C-USJ-RCW-M 挟込パネルでは，変形角が大きくなるにつれて，最小主応力が大きくなり，圧縮ストラットが形成されている様子が見られる。C-USJ-UW-M では，挟込パネルと袖壁パネルで別々にストラットが形成されており，個々が独立して挙動していたことが分かる。また，C-USJ-M 挟込パネルでも中央 5 断面では同様の傾向は見られるが，目地部の省略により最小主応力の大きさが他のパネルと比べて小さくなっており，上下端部の 2 断面では主応力は比較的小さかった。

C-USJ-M，C-USJ-UW-M，C-USJ-RCW-M ではすべての挟込パネルで，パネル上下端部の最小主応力の大きさが中央 3 断面と比較して小さくなっており，パネル厚さの違いにより増厚部で応力が軽減されていると考えられる。

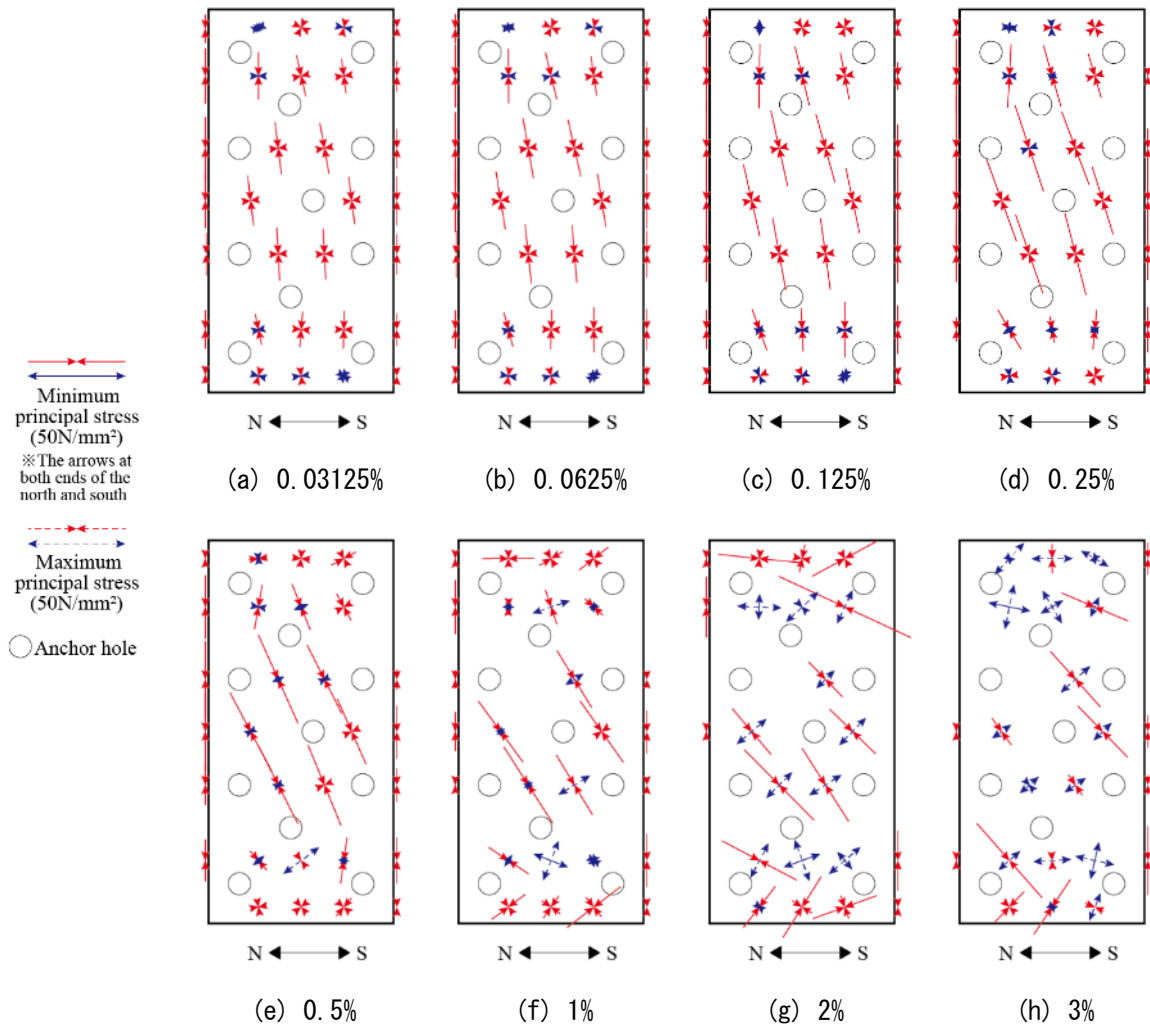


図 4.3.7-9 最大主応力・最小主応力図 (C-US-M)

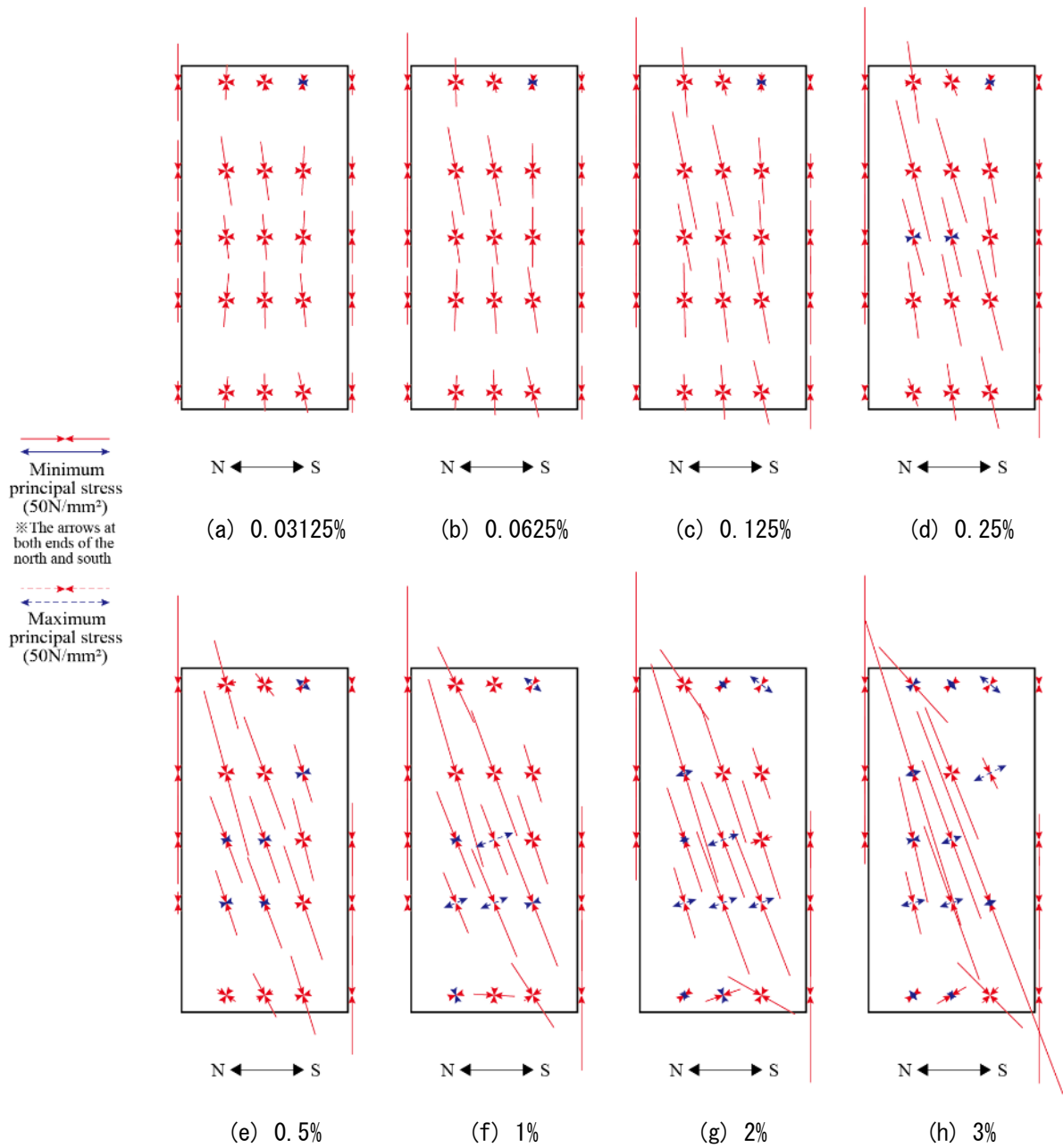


図 4.3.7-10 最大主応力・最小主応力図 (C-USJ-M)

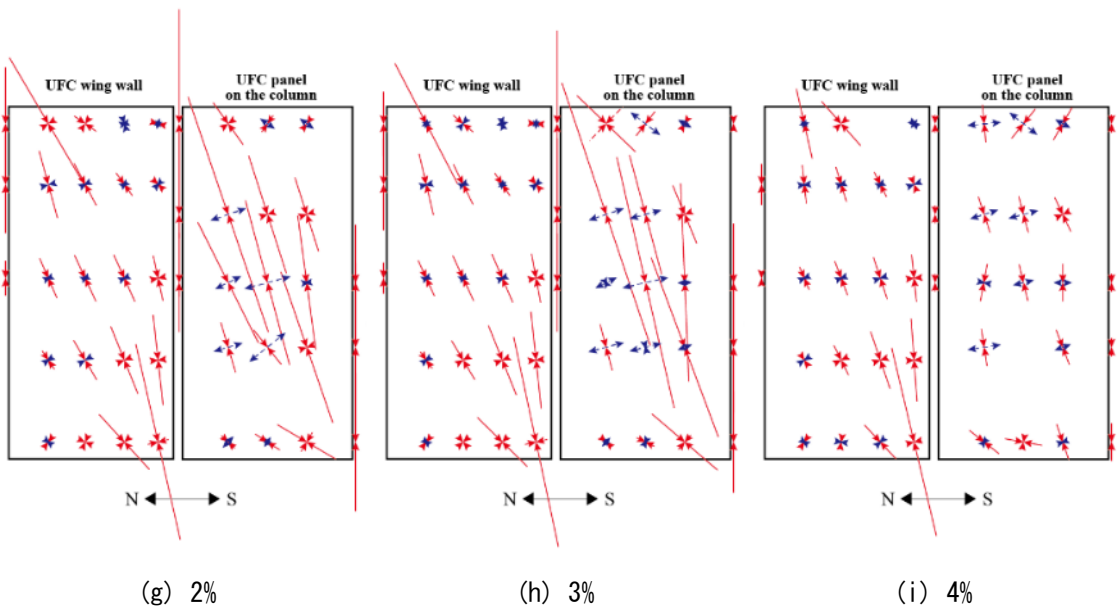
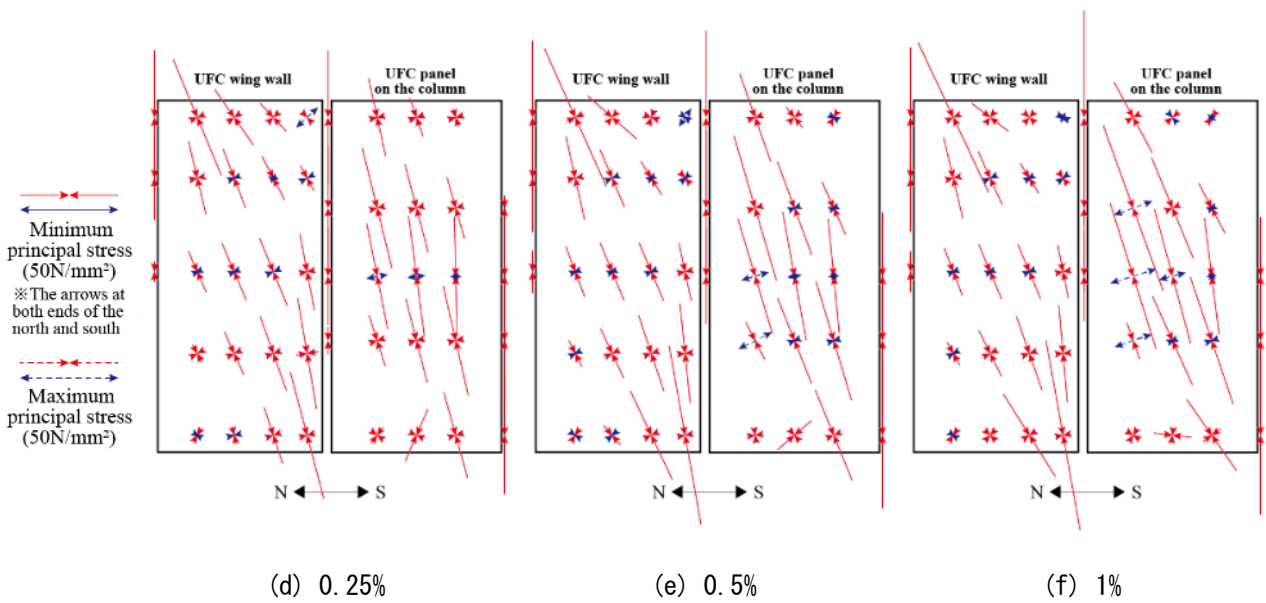
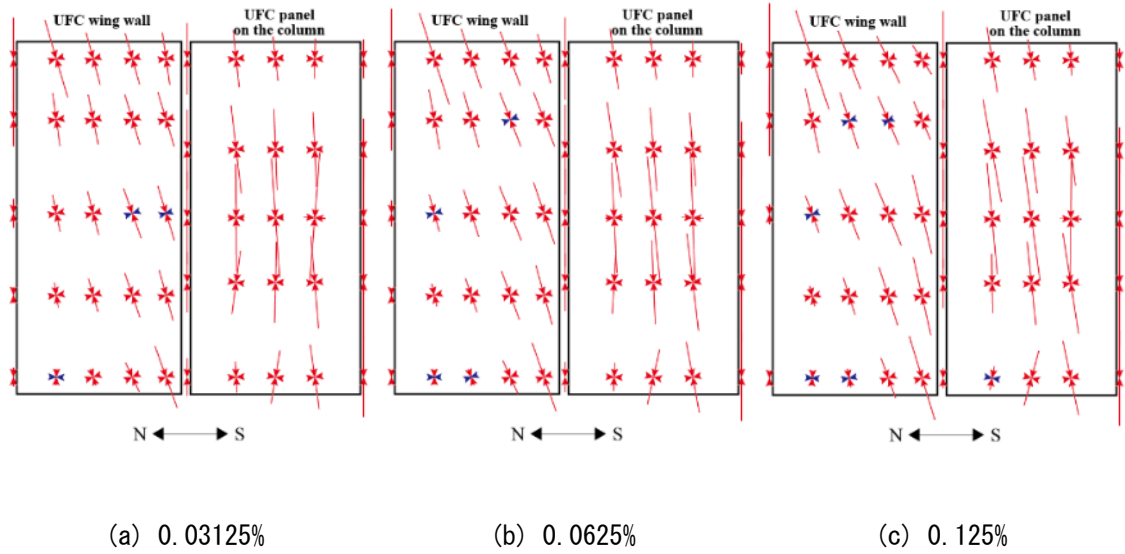


図 4.3.7-11 最大主応力・最小主応力図 (C-USJ-UW-M)

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

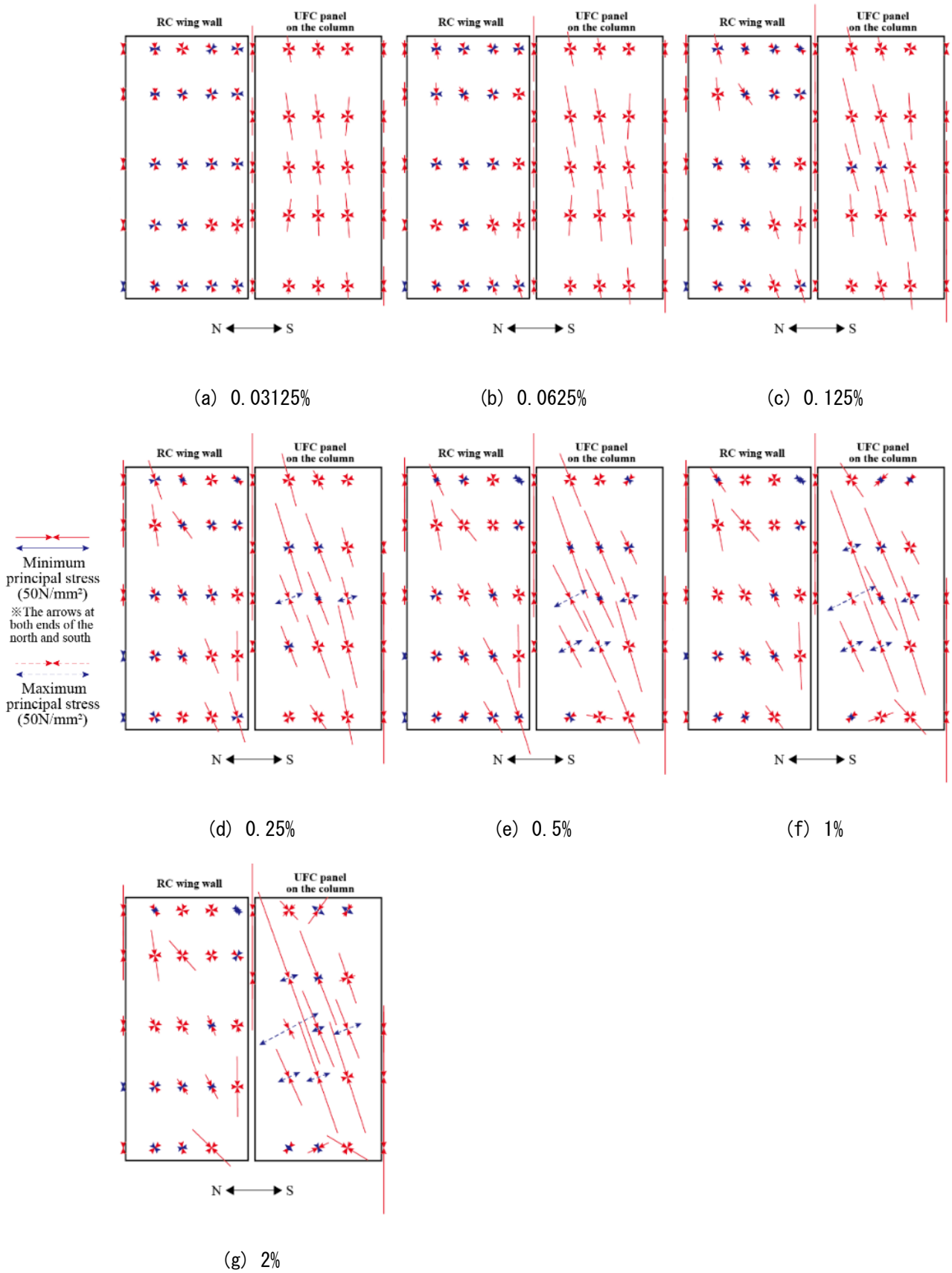


図 4.3.7-12 最大主応力・最小主応力図 (C-USJ-RCW-M)

#### 4.3.8 負担軸力, せん断力

##### (1) 算定方法

各 UFC パネル, 袖壁の負担軸力  $N_p$  およびせん断力  $Q_p$  は, 各ひずみゲージを貼り付けた断面において部材高さ方向鉛直応力分布および幅方向せん断応力分布の面積に補強部材の厚さを乗じて算出した。鉛直応力分布およびせん断応力分布については, ひずみゲージから得られたひずみ値を用いて各ゲージ位置における応力を算出し, 図 4.3.8-1 のように仮定した。なお, 軸力は圧縮を正とし, せん断力は試験体全体のせん断力と同じ方向となるように符号を決めた。また, 柱側の袖壁側面にはゲージを貼付できなかったため, 軸力の算定にあたっては線形補完により側面の軸応力を算定した。せん断力の算定にあたってはパネルおよび袖壁の両側面のせん断応力を 0 になることを踏まえて, ひずみゲージを貼付した 3 点およびパネル両端部 2 点の計 5 点を結ぶ各断面におけるせん断応力分布を考えた。また, 各断面において, 隣り合った二つのゲージが計測できていない場合および圧縮縁のゲージが計測できていない場合には算出不能とし, それ以外でゲージが計測できていない場合には両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した。

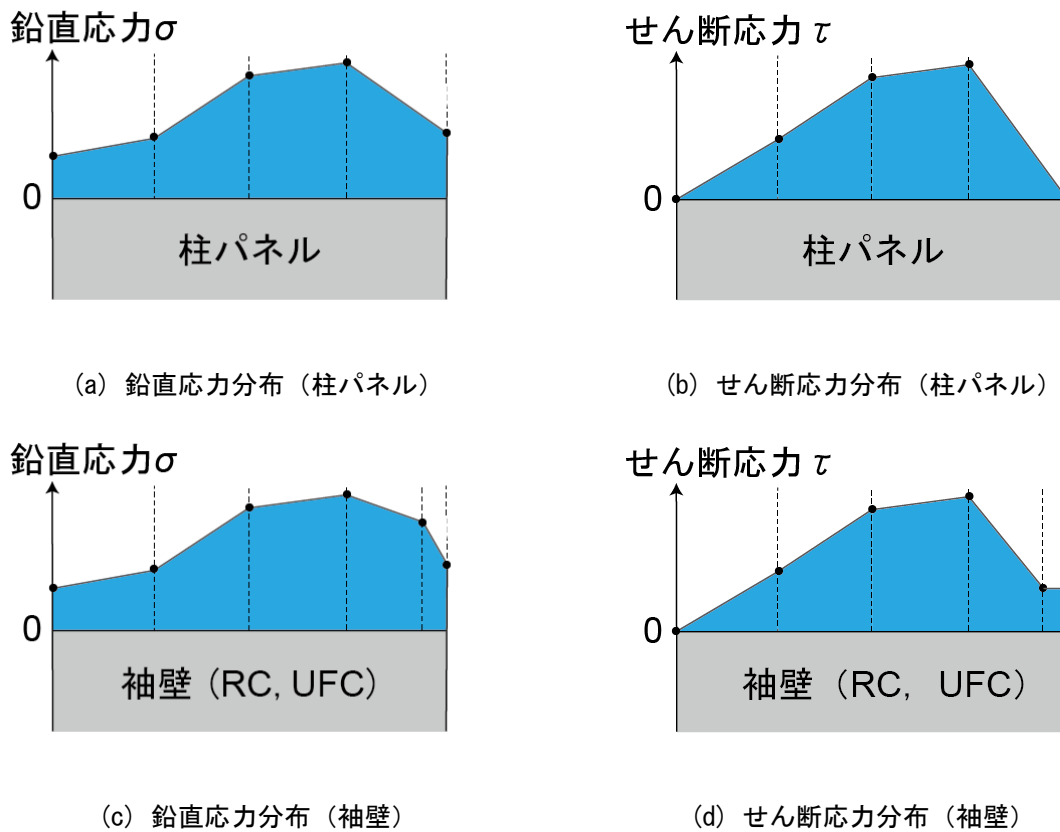


図 4.3.8-1 応力分布

また, RC 袖壁の負担軸力  $N_p$  およびせん断力  $Q_p$  は, 各ひずみゲージを貼り付けた断面において部材高さ方向鉛直応力分布および幅方向せん断応力分布 (図 4.3.8-1) の面積に RC 袖壁の厚さを乗じて算出した。高さ方向鉛直応力  $\sigma_P$  は, (式 4.3.8-1) ~ (式 4.3.8-3) で算出した最大主応力  $\sigma_{max}$ , 最小主応力  $\sigma_{min}$ , 主応力方向までの角度  $\phi_P$  を用いて, 以下の (式 4.3.8-6) により, 幅方向せん断応力  $\tau_P$  は, 以下の (式 4.3.8-7) により算出した。頂部の無収縮モルタルにおける断面についてもコンクリートと同様に上述の方法で算出した。なお, 軸力は圧縮を正とし, せん断力は試験体全体のせん断力と同じ方向となるように符号を決めた。また, 柱側の袖壁側面にはゲージを貼付できなかったため, 軸力の算定に

## 第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

あたっては線形補完により側面の軸応力を算定した。せん断力の算定にあたってはパネルおよび袖壁の両側面のせん断応力を 0 になることを踏まえて、ひずみゲージを貼付した 3 点およびパネル両端部 2 点の計 5 点を結ぶ各断面におけるせん断応力分布を考えた。また、各断面において、隣り合った二つのゲージが計測できていない場合および圧縮縁のゲージが計測できていない場合には算出不能とし、それ以外でゲージが計測できていない場合には両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した。

$$\sigma_{max} = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{max} + \nu\varepsilon_{min}) \quad (\text{式 4.3.8-1})$$

$$\sigma_{min} = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{min} + \nu\varepsilon_{max}) \quad (\text{式 4.3.8-2})$$

$$\phi_p = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2\varepsilon_d - (\varepsilon_h + \varepsilon_v)}{\varepsilon_h + \varepsilon_v} \right\} \quad (\text{式 4.3.8-3})$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{2} \left[ \varepsilon_h + \varepsilon_v + \sqrt{2 \left\{ (\varepsilon_h - \varepsilon_d)^2 + (\varepsilon_v - \varepsilon_d)^2 \right\}} \right] \quad (\text{式 4.3.8-4})$$

$$\varepsilon_{min} = \frac{1}{2} \left[ \varepsilon_h + \varepsilon_v - \sqrt{2 \left\{ (\varepsilon_h - \varepsilon_d)^2 + (\varepsilon_v - \varepsilon_d)^2 \right\}} \right] \quad (\text{式 4.3.8-5})$$

$$\sigma_p = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} - \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \cos 2\phi_p \quad (\text{式 4.3.8-6})$$

$$\tau_p = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2} \sin 2\phi_p \quad (\text{式 4.3.8-7})$$

ここで

$\varepsilon_h$ : パネル幅方向のひずみ

$\varepsilon_v$ : パネル高さ方向のひずみ

$\varepsilon_d$ : パネル幅方向から反時計回りに 45°回転した方向のひずみ

$E$ : コンクリートおよび頂部モルタルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\nu$ : コンクリートおよび頂部モルタルのポアソン比

### (2) 負担軸力

#### 1) 無損傷補強シリーズ

各 UFC パネルの各サイクル 1 回目ピーク時におけるパネル負担軸力を図 4.3.8-2, 図 4.3.8-3 に示す。また、表 4.3.8-1 には、各サイクルにおいて算出したパネル負担軸力  $N_p$  の全断面およびパネル中央高さ付近の 3 断面 (C-US 挟込パネル: P3~P5, それ以外のパネル: P2~P4) の平均値を示す。さらに、UFC のヤング係数比  $n$  をパネル断面積 (一般部厚さを用いる) に乗じたパネルの等価断面積  $nA_{us}$ ,  $nA_{uw}$  および柱断面積  $A_c$  の比で、実験におけるピーク変形時の軸力を分配して算出した、各パネルの負担軸力計算値も表中に示す。ただし、両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した場合には、図中では塗りつぶしのない点として示す。また、RC 袖壁については、弾性を仮定して応力を算出しているため、最大主応力および最小主応力が引張強度や圧縮強度を超えていた場合には、参考値として塗りつぶしのない点として示す。

高さ方向の分布の違いについて、ほとんどのパネルで変形角が小さいときは軸力の値の高さごとの変

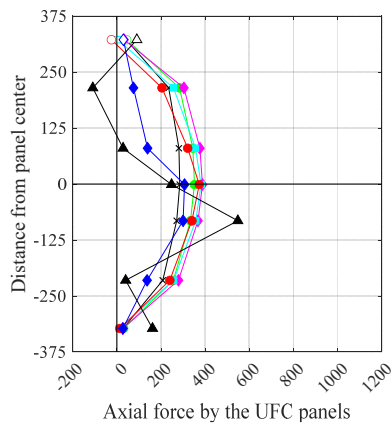
化が緩やかだが、 $R=\pm 1\%$ 以降では、パネル端部やパネル接着接合部の損傷の影響で軸力の値の高さごとの変化が激しくなり、分布がばらつく傾向が見られる。特に、C-US 挟込パネルでは、ひずみゲージを貼付した断面に存在する貫通孔の影響を鉛直応力分布に反映できていないため、この傾向が強いと考えられる。

正載荷時においては、C-US 挟込パネルのパネル端部での負担軸力が、その他のパネルに比べて著しく小さくなり、目地が無いことによる高さ方向の分布の違いが見られた。C-USJ-UW 袖壁パネルおよび C-USJ-RCW 袖壁では、頂部から脚部にかけて負担軸力が同程度となっており、正載荷時には柱と袖壁パネルの接合面を介して鉛直方向力は柱にほとんど伝達されていなかったと考えられる。負担軸力の平均値については、いずれのパネルも計算値と同等もしくはそれ以上の軸力を負担していた。C-USJ-UW 袖壁パネルでは計算値に近い軸力を安定して負担していた一方で、目地を有する C-USJ、C-USJ-UW、C-USJ-RCW の挟込パネルでは、変形角が大きくなるにつれて負担軸力も増加し、最終サイクル時には計算値を大きく上回った。一方で、C-US では  $R=+0.125\%$ 以降負担軸力が減少した。負載荷時においては、いずれのパネルもパネル上下端部での引張軸力負担は著しく小さかった。C-USJ-UW 袖壁パネルや C-USJ-RCW 袖壁ではほとんど引張軸力を負担していなかった。

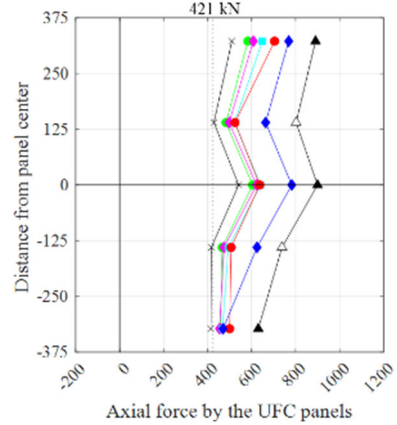


第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

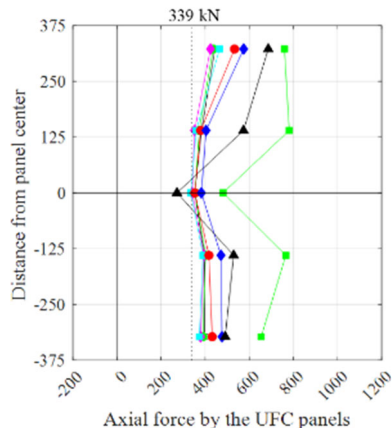
—●— 0.03125% —◆— 0.0625% —◇— 0.125% —◇— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —◇— 4% - - - Approximate value



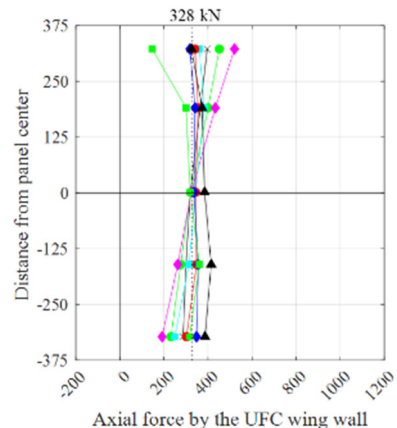
(a) C-US 挟込パネル



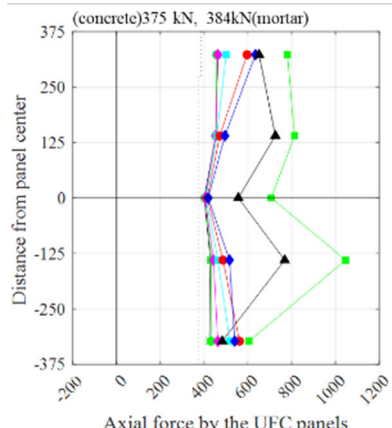
(b) C-USJ 挟込パネル



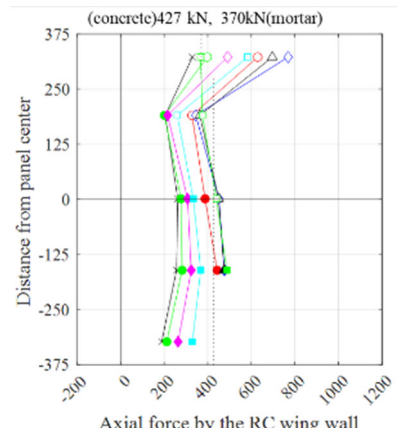
(c) C-USJ-UW 挟込パネル



(d) C-USJ-UW 袖壁パネル



(e) C-USJ-RCW 挟込パネル

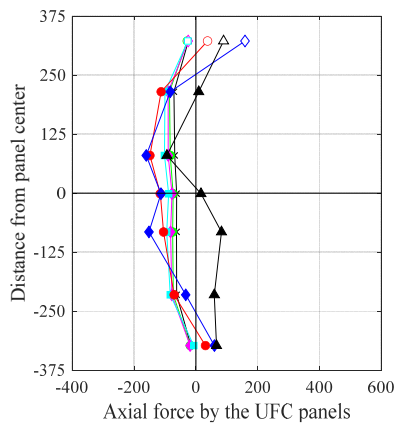


(f) C-USJ-RCW 袖壁パネル

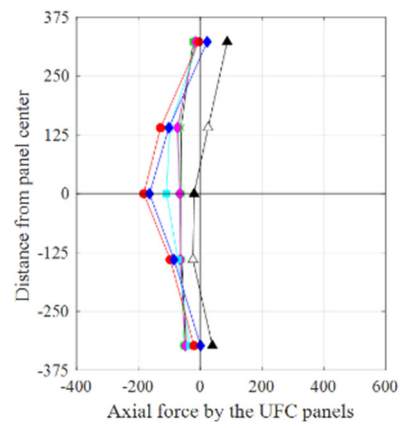
図 4.3.8-2 パネル負担軸力 (正載荷時)

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

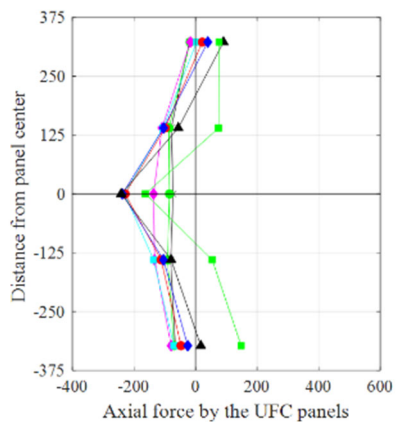
—●— 0.03125% —\*— 0.0625% —×— 0.125% —◀— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —▶— 4% - - - Approximate value



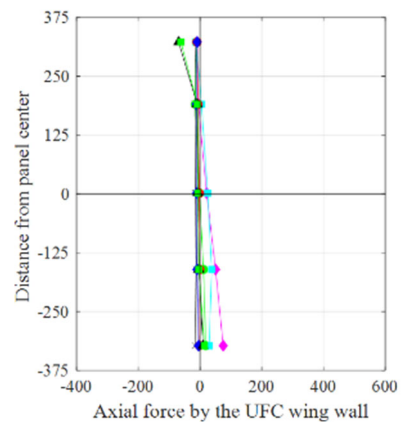
(a) C-US 挟込パネル



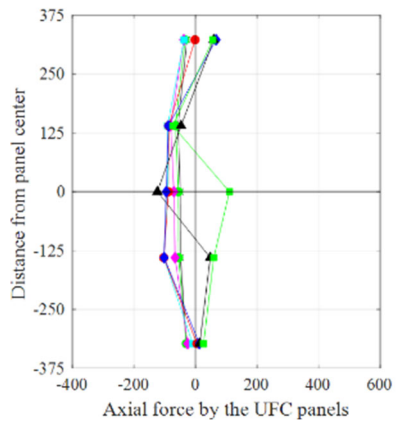
(b) C-USJ 挟込パネル



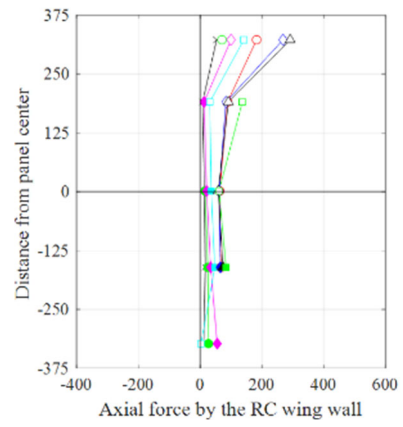
(c) C-USJ-UW 挟込パネル



(d) C-USJ-UW 袖壁パネル



(e) C-USJ-RCW 挟込パネル



(f) C-USJ-RCW 袖壁パネル

図 4.3.8-3 パネル負担軸力 (負荷荷時)

表 4.3.8-1 パネル負担軸力（全断面およびパネル中央高さ付近3断面の平均値）

パネル	パネル負担軸力(kN)		変形角(%)							
			0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2	3
C-US 挟込	正載荷時	全断面	193	235	253	232	210	145	144	-
		中央	256	314	343	322	296	191	151	-
		計算値	0							
	負載荷時	全断面	-52	-62	-66	-71	-69	-46	33	-
		中央	-65	-78	-83	-93	-110	-108	15	-
		計算値								
C-USJ 挟込	正載荷時	全断面	462	519	531	555	575	662	792	-
		中央	462	518	532	552	556	690	813	-
		計算値	421							
	負載荷時	全断面	-50	-54	-53	-64	-86	-65	22	-
		中央	-61	-66	-68	-93	-136	-116	-6	-
		計算値								
C-USJ-UW 挟込	正載荷時	全断面	395	391	378	385	423	462	510	688
		中央	378	376	363	362	383	419	458	676
		計算値	339							
	負載荷時	全断面	-64	-70	-95	-108	-93	-86	-54	38
		中央	-77	-87	-126	-157	-146	-148	-125	-11
		計算値								
C-USJ-UW 袖壁	正載荷時	全断面	334	336	346	330	338	340	377	289
		中央	328	332	340	347	349	344	391	327
		計算値	328							
	負載荷時	全断面	-14	0	26	17	-4	-9	-16	-13
		中央	-14	-2	22	23	-3	-11	-7	-6
		計算値								
C-USJ-RCW 挟込	正載荷時	全断面	434	436	445	469	506	521	637	790
		中央	428	431	433	443	457	476	683	856
		計算値	(Concrete) 375, (Mortar) 384							
	負載荷時	全断面	-42	-48	-56	-66	-55	-41	-10	36
		中央	-52	-58	-72	-94	-92	-95	-41	32
		計算値								
C-USJ-RCW 袖壁	正載荷時	全断面	248	274	320	375	-	-	-	-
		中央	241	254	282	320	386	424	430	434
		計算値	(Concrete) 427, (Mortar) 370							
	負載荷時	全断面	21	30	45	52	-	-	-	-
		中央	13	17	23	38	73	70	75	94
		計算値								

## 2) 損傷後補強シリーズ

各 UFC パネルの各サイクル1回目ピーク時におけるパネル負担軸力を図 4.3.8-4, 図 4.3.8-5 に示す。また, 表 4.3.8-2 には, 各サイクルにおいて算出したパネル負担軸力  $N_p$  の全断面およびパネル中央高さ付近の 3 断面 (C-US-M 挟込パネル: P3~P5, それ以外のパネル: P2~P4) の平均値を示す。さらに, UFC のヤング係数比  $n$  をパネル断面積 (一般部厚さを用いる) に乗じたパネルの等価断面積  $nA_{us}$ ,  $nA_{uw}$  および柱断面積  $A_c$  の比で, 実験におけるピーク変形時の軸力を分配して算出した, 各パネルの負担軸力計算値も表中に示す。ただし, 両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した場合には, 図中では塗りつぶしのない点として示す。また, RC 袖壁については, 弾性を仮定して応力を算出しているため, 最大主応力および最小主応力が引張強度や圧縮強度を超えていた場合には, 参考値として塗りつぶしのない点として示す。

全補強部材で, 負荷荷時では負担軸力と負担せん断力はともに全サイクルで著しく小さかった。負荷荷時での補強部材の寄与は少ないと考えられるため, 以下では正荷荷時についてのみ述べる。

**C-US-M 挟込パネル**: 正荷荷時では, 全サイクルでパネル端部での負担軸力およびせん断力が他のパネルや袖壁と比較して著しく小さくなり, 目地部がないことによる影響がみられた。負担軸力については,  $R=+0.25\%$  までは変形角が大きくなるにつれて増加したが, その後は徐々に減少した。これは,  $R=+0.25\%$  以降でパネルと柱の界面に沿った縦ひび割れが大きく増加・伸展したことが原因だと考えられる。

**C-USJ-M 挟込パネル**: 正荷荷時では, 負担軸力については, 全サイクルで計算値を超えていたが, 計算値は前述したとおり既存 RC 柱を弾性として軸剛性により算定しているため, 損傷を考慮できていないからと考えられる。また, 概ね変形角が大きくなるにつれて増加したが,  $R=+2\%$  以降でパネル端部で減少したが, これは目地モルタルの圧壊が大きく進展したことが原因であると考えられる。

**C-USJ-UW-M 挟込パネル**: 正荷荷時では, 負担軸力については, 全サイクルで計算値を超えており, 損傷を考慮できていない影響がここでもみられた。ただし, C-USJ-M ほど各サイクル間で大きな差はなく, 全サイクルで安定して軸力を負担していた。また, 中央の断面で特に大きな軸力を負担していた。 $R=+2\%$  以降では, 目地モルタルの圧壊によりパネル端部で減少した。

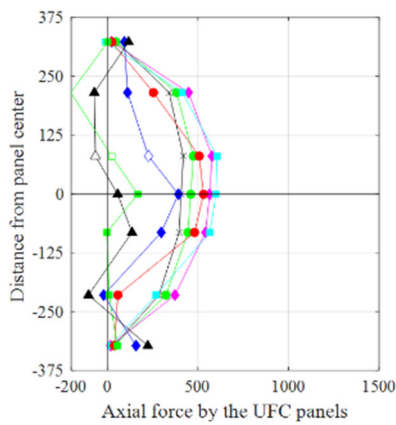
**C-USJ-UW-M 袖壁パネル**: 正荷荷時では, 負担軸力については, 変形角が大きくなるにつれて増加したが,  $R=+2\%$  以降で減少した。また, 上部断面ほど負担軸力が大きい傾向がみられ, 下に行くほど柱との間に設けた接着材を介して軸力が柱に伝達されていると考えられる。負担軸力が  $R=+2\%$  以降で減少したのはともに, 目地モルタルの圧壊, パネル頂部圧縮側の表面の浮き, および柱と袖壁パネル間の離間による一体性の低下が原因と考えられる。

**C-USJ-RCW-M 挟込パネル**: 正荷荷時では, 負担軸力については, 全サイクルで計算値を超えており, 損傷を考慮できていない影響がここでもみられた。また, 概ね全断面で変形角が大きくなるにつれて増加したが, 中央の断面では, パネルにせん断ひび割れが発生した  $R=+1\%$  以降で減少した。

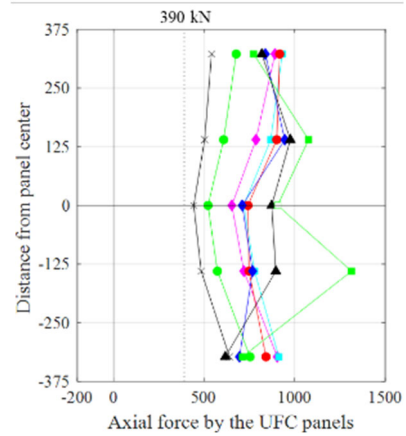
**C-USJ-RCW-M RC 袖壁**: 正荷荷時では, 負担軸力については, 変形角が大きくなるにつれて増加したが,  $R=+1\%$  以降で減少した。これは頂部モルタル圧縮側の圧壊が原因であると考えられる。また, UFC 袖壁と比較すると全断面で同程度の軸力を負担しており, 柱との接面での軸力の伝達はほとんどないと考えられる。ただし, コンクリート部分と頂部のモルタル部分での負担軸力の違いは見られなかった。

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

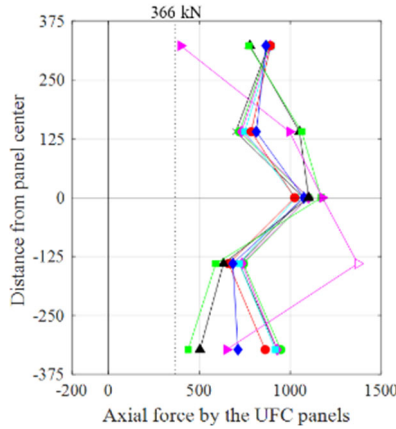
—●— 0.03125%    —●— 0.0625%    —●— 0.125%    —●— 0.25%    —●— 0.5%    —●— 1%    —●— 2%    —●— 3%    —●— 4%    - - - Approximate value



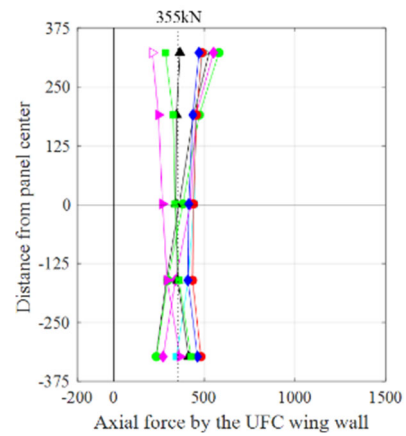
(a) C-US-M 挟込パネル



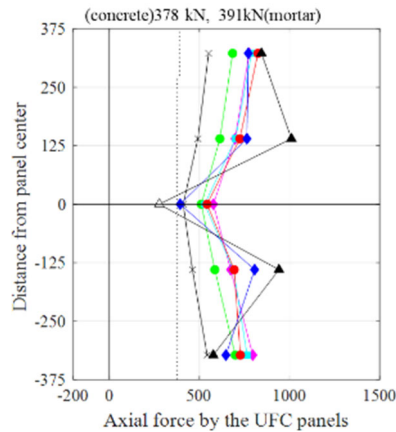
(b) C-USJ-M 挟込パネル



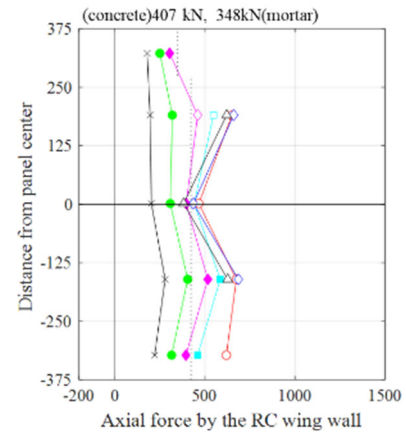
(c) C-USJ-UW-M 挟込パネル



(d) C-USJ-UW-M 袖壁パネル



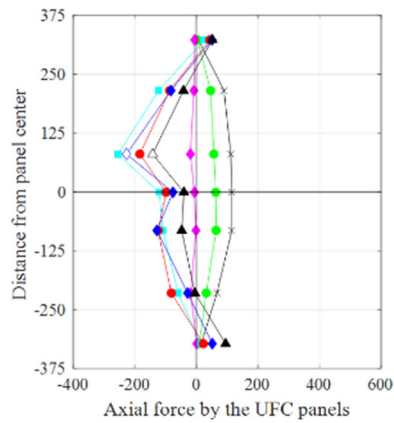
(e) C-USJ-RCW-M 挟込パネル



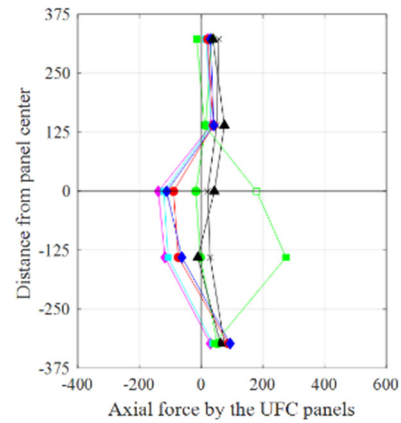
(f) C-USJ-RCW-M 袖壁

図 4.3.8-4 正載荷時負担軸力

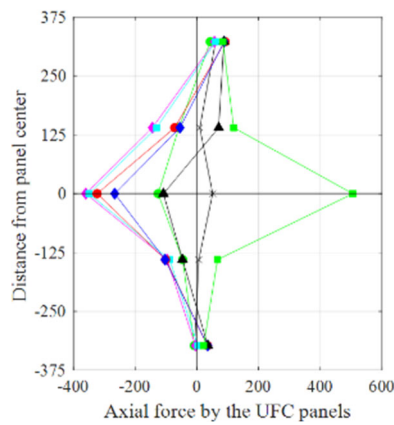
—●— 0.03125% —◆— 0.0625% —◇— 0.125% —□— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —◇— 4% - - - Approximate value



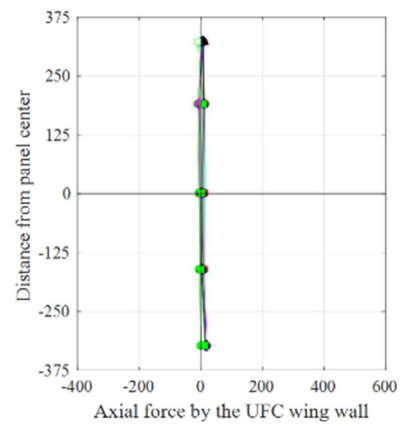
(a) C-US-M 挟込パネル



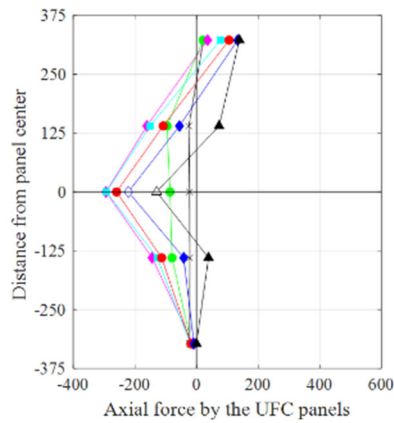
(b) C-US-J-M 挟込パネル



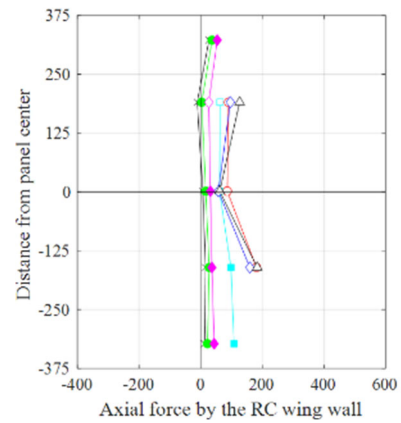
(c) C-USJ-UW-M 挟込パネル



(d) C-USJ-UW-M 袖壁パネル



(e) C-USJ-RCW-M 挟込パネル



(f) C-USJ-RCW-M 袖壁

図 4.3.8-5 負荷荷時負担軸力

表 4.3.8-2 パネル負担軸力（全断面およびパネル中央高さ付近3断面の平均値）

パネル	パネル負担軸力(kN)		変形角(%)								
			0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2	3	4
C-US-M 挟込	正載荷時	全断面	277	310	364	351	270	180	41	8	-
		中央	370	417	501	490	366	201	-10	-1	-
		計算値	0								
	負載荷時	全断面	75	39	-8	-89	-72	-63	-18	-	-
		中央	100	52	-11	-133	-115	-108	-55	-	-
C-USJ-M 挟込	正載荷時	全断面	522	627	791	842	830	791	836	956	-
		中央	477	568	720	789	797	808	915	1099	-
		計算値	390								
	負載荷時	全断面	47	16	-34	-28	-3	-2	42	99	-
		中央	34	-2	-74	-65	-41	-44	36	155	-
C-USJ- UW-M 挟込	正載荷時	全断面	860	879	877	862	844	830	813	807	918
		中央	831	854	856	832	823	857	928	941	1181
		計算値	366								
	負載荷時	全断面	24	-39	-110	-101	-74	-60	8	160	-
		中央	22	-77	-200	-190	-165	-141	-28	231	-
C-USJ- UW-M 袖壁	正載荷時	全断面	371	394	408	429	460	439	364	348	278
		中央	364	384	406	436	444	420	348	342	271
		計算値	355								
	負載荷時	全断面	0	-3	6	12	11	8	8	3	0
		中央	-1	-6	1	13	10	6	5	4	-1
C-USJ- RCW-M 挟込	正載荷時	全断面	491	618	704	694	702	676	730	-	-
		中央	454	570	649	639	653	654	743	-	-
		計算値	(Concrete) 378, (Mortar) 391								
	負載荷時	全断面	-14	-51	-115	-103	-79	-39	24	-	-
		中央	-23	-87	-200	-190	-160	-106	-6	-	-
C-USJ- RCW-M 袖壁	正載荷時	全断面	215	318	414	-	-	-	-	-	-
		中央	225	343	457	524	596	593	543	-	-
		計算値	(Concrete) 407, (Mortar) 348								
	負載荷時	全断面	10	21	39	-	-	-	-	-	-
		中央	4	16	32	74	119	105	124	-	-

## (2) せん断力

## 1) 無損傷補強シリーズ

各 UFC パネルの各サイクル1回目ピーク時におけるパネル負担せん断力を図 4.3.8-6, 図 4.3.8-7 に示す。また, 表 4.3.8-3 には, 各サイクルにおいて算出したパネル負担せん断力  $Q_p$  の全断面およびパネル中央高さ付近の 3 断面 (C-US 挟込パネル: P3~P5, それ以外のパネル: P2~P4) の平均値を示す。さらに, UFC の終局せん断強度を 12MPa として断面積を乗じて算出した負担せん断力略算値を併せて示す。なお, 両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した場合には, 図中では塗りつぶしのない点として示す。また, RC 袖壁については, 弾性を仮定して応力を算出しているため, 最大主応力および最小主応力が引張強度や圧縮強度を超えていた場合には, 参考値として塗りつぶしのない点として示す。

負担軸力と同様, 高さ方向の分布の違いについて, ほとんどのパネルで変形角が小さいときはせん断力の値の高さごとの変化が緩やかだが,  $R=\pm 1\%$ 以降, パネル端部やパネル接着接合部の損傷の影響でせん断力の値の高さごとの変化が激しくなり, 特に C-US 挟込パネルで分布がばらつく傾向が見られる。

正載荷時においては, C-US 挟込パネルでは, パネル上下端部の負担せん断力がいずれのサイクルでもほぼ 0kN となり, 目地が無いことによる高さ方向の分布の違いが見られた。いずれのパネルにおいても変形が増大するにつれて負担せん断力は増加し, またパネル中央高さ付近の 3 断面での負担せん断力の変動は少なかった一方で, 目地を有する C-USJ, C-USJ-UW, C-USJ-RCW の挟込パネルでは,  $R=+1\%$ 以降パネル上下端部の負担せん断力がパネル中央高さ付近と比べ著しく小さくなった。これは, 目地の損傷が進行することで目地を介したせん断力の伝達がなくなり, C-US 挟込パネルと同様の負担せん断力の分布になるからだと考えられる。

負載荷時においては, いずれのパネルでも中央高さ付近では載荷方向のせん断力をほとんど負担していないことが確認されたが, いずれの挟込パネルでも  $R=-1\sim 3\%$ にかけて試験体全体の載荷方向と反対方向のせん断力が 100~150kN 程度パネル上下端部で確認された。



第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

—●— 0.03125%    —\*— 0.0625%    —x— 0.125%    —◀— 0.25%    —●— 0.5%    —◆— 1%    —▲— 2%    —■— 3%    —◀— 4%    - - - Approximate value

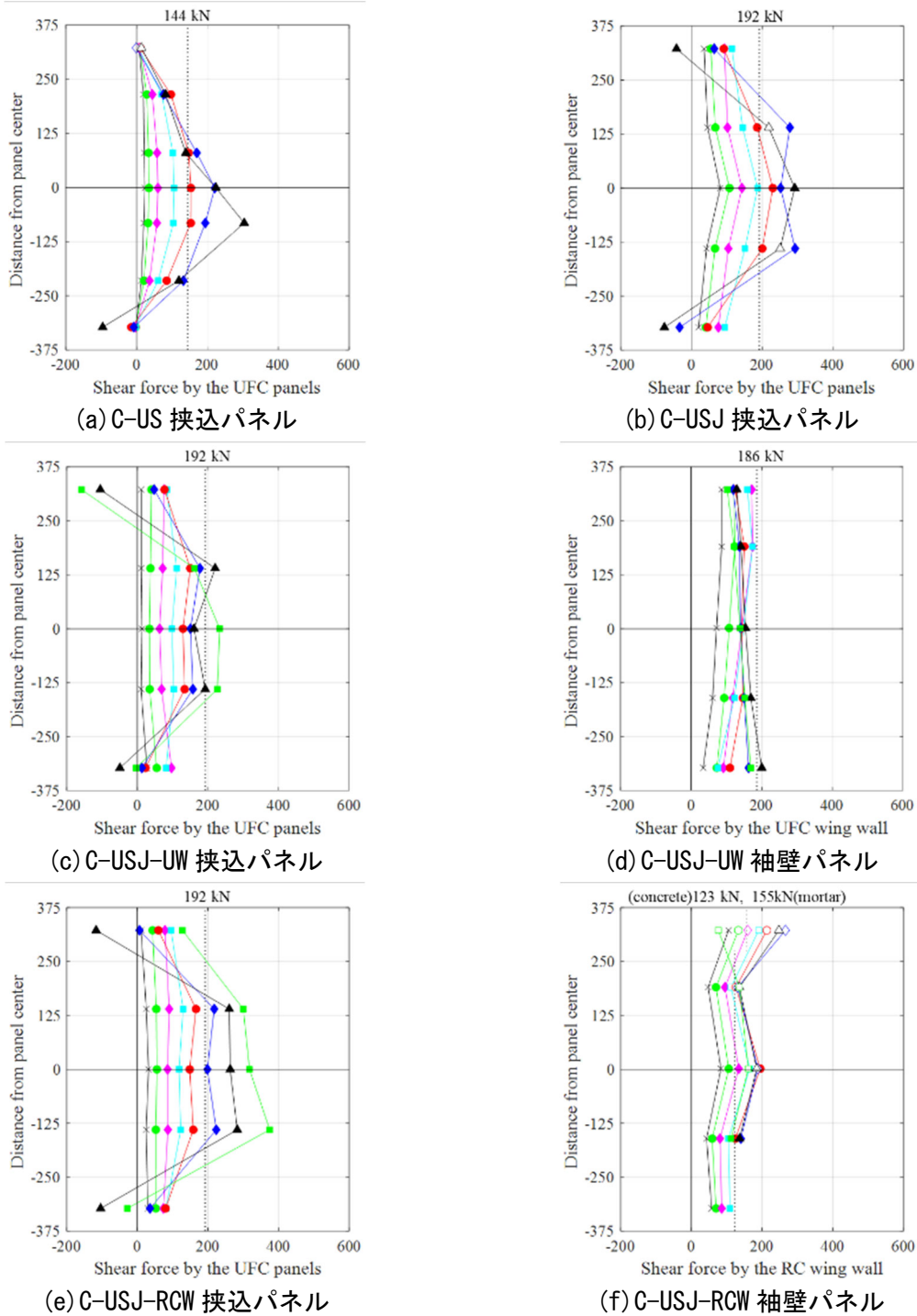
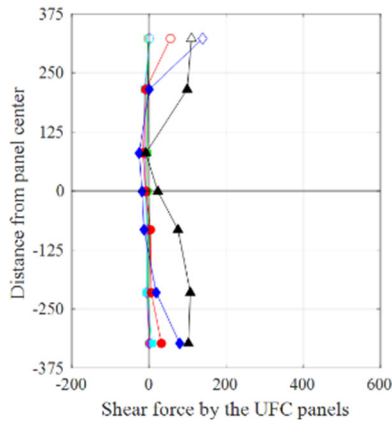
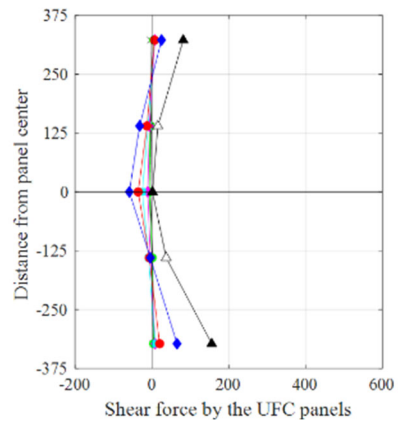


図 4.3.8-6 パネル負担せん断力 (正載荷時)

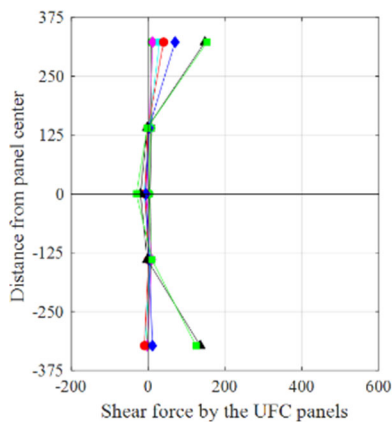
—●— 0.03125% —◆— 0.0625% —◇— 0.125% —◀— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —◇— 4% - - - Approximate value



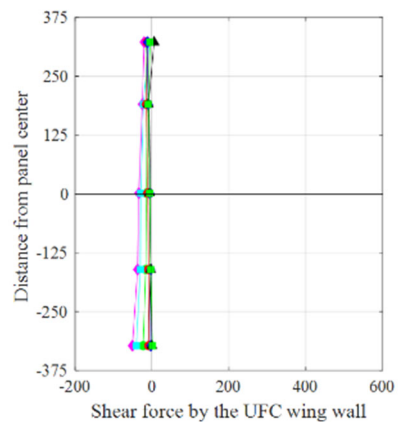
(a) C-US 挟込パネル



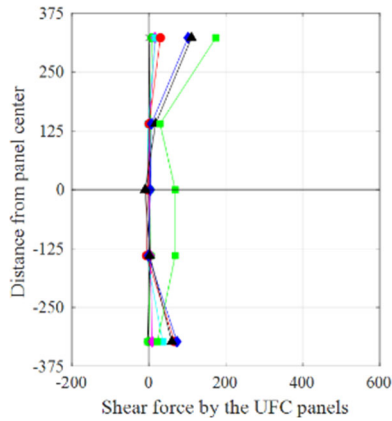
(b) C-USJ 挟込パネル



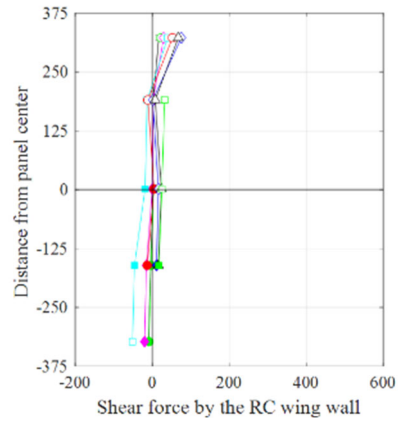
(c) C-USJ-UW 挟込パネル



(d) C-USJ-UW 袖壁パネル



(e) C-USJ-RCW 挟込パネル



(f) C-USJ-RCW 袖壁パネル

図 4.3.8-7 パネル負担せん断力（負荷荷時）

表 4.3.8-3 パネル負担せん断力（全断面およびパネル中央高さ付近3断面の平均値）

パネル	パネル負担せん断力 (kN)		変形角(%)							
			0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2	3
C-US 挟込	正載荷時	全断面	15	22	37	64	90	112	112	-
		中央	20	30	51	89	127	159	174	-
		計算値	144							
	負載荷時	全断面	-1	-3	-5	-5	10	26	73	-
		中央	-1	-4	-8	-9	-4	-7	60	-
		計算値								
C-USJ 挟込	正載荷時	全断面	45	67	104	138	151	171	129	-
		中央	57	81	116	161	205	275	254	-
		計算値	192							
	負載荷時	全断面	-1	0	-1	-6	-6	-1	58	-
		中央	-1	-4	-7	-14	-18	-31	18	-
		計算値								
C-USJ-UW 挟込	正載荷時	全断面	15	40	75	96	103	109	84	92
		中央	12	35	68	104	138	162	191	207
		計算値	192							
	負載荷時	全断面	5	5	3	4	5	16	52	51
		中央	7	5	2	-1	-3	-1	-8	-8
		計算値								
C-USJ-UW 袖壁	正載荷時	全断面	68	104	140	136	135	142	159	137
		中央	73	108	145	148	147	142	155	137
		計算値	186							
	負載荷時	全断面	-8	-17	-34	-26	-11	-7	-3	-5
		中央	-5	-14	-32	-27	-11	-6	-6	-6
		計算値								
C-USJ-RCW 挟込	正載荷時	全断面	25	51	83	110	123	136	117	219
		中央	27	54	88	124	158	213	269	331
		計算値	192							
	負載荷時	全断面	1	4	6	9	18	37	36	73
		中央	2	4	2	-3	-3	3	4	56
		計算値								
C-USJ-RCW 袖壁	正載荷時	全断面	67	87	111	136	-	-	-	-
		中央	58	78	103	127	149	153	152	136
		計算値	(Concrete) 123, (Mortar) 155							
	負載荷時	全断面	2	4	-1	-18	-	-	-	-
		中央	0	1	-4	-26	-7	10	16	25
		計算値								

## 2) 損傷後補強シリーズ

各 UFC パネルの各サイクル1回目ピーク時におけるパネル負担せん断力を図 4.3.8-8, 図 4.3.8-9 に示す。また, 表 4.3.8-4 には, 各サイクルにおいて算出したパネル負担せん断力  $Q_P$  の全断面およびパネル中央高さ付近の3断面 (C-US-M 挟込パネル: P3~P5, それ以外のパネル: P2~P4) の平均値を示す。さらに, UFC の終局せん断強度を 12MPa として断面積を乗じて算出した負担せん断力略算値を併せて示す。なお, 両隣のゲージの計測値から線形補完して参考値として算出した場合には, 図中では塗りつぶしのない点として示す。また, RC 袖壁については, 弾性を仮定して応力を算出しているため, 最大主応力および最小主応力が引張強度や圧縮強度を超えていた場合には, 参考値として塗りつぶしのない点として示す。

**C-US-M 挟込パネル**: 正載荷時では, 全サイクルでパネル端部でのせん断力が他のパネルや袖壁と比較して著しく小さくなり, 目地部がないことによる影響がみられた。負担せん断力については,  $R=+0.5\%$  までは変形角が大きくなるにつれて増加したが, その後は減少した断面がみられた。これは,  $R=+1\%$  でパネルにせん断ひび割れが発生し, その後増加・伸展したことが原因だと考えられ, せん断ひび割れが生じた断面で負担せん断力が小さくなった。

**C-USJ-M 挟込パネル**: 正載荷時では, 負担せん断力については, 中央3断面では変形角が大きくなるにつれて増加したが, 端部の2断面では  $R=+1\%$  以降で減少した。これは, 軸力と同様に, 目地モルタルの圧壊が原因であると考えられる。

**C-USJ-UW-M 挟込パネル**: 正載荷時では, 負担せん断力については, 変形角が大きくなるにつれて増加したが, 上端の断面では  $R=+1\%$  以降で, 中央の断面では  $R=+3\%$  以降で減少した。

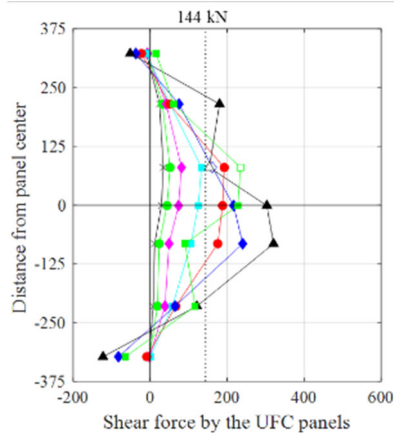
**C-USJ-UW-M 袖壁パネル**: 正載荷時では, 負担せん断力については, 全サイクルで計算値を下回ったが, 変形角が大きくなるにつれて増加し,  $R=+2\%$  以降で減少した。せん断力に関しても, 上部断面ほど, 特に一番上の断面で大きくなっており, 接着材を介して柱へせん断力が伝達されていることが伺える。せん断力が  $R=+2\%$  以降で減少したのはともに, 目地モルタルの圧壊, パネル頂部圧縮側の表面の浮き, および柱と袖壁パネル間の離間による一体性の低下が原因と考えられる。

**C-USJ-RCW-M 挟込パネル**: 正載荷時では, 負担せん断力については, 中央3断面では概ね変形角が大きくなるにつれて増加したが, 端部の2断面では  $R=+0.5\%$  以降で減少した。

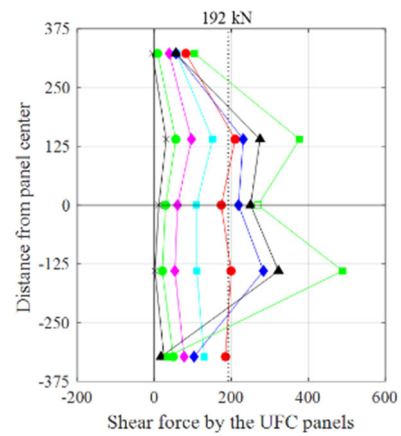
**C-USJ-RCW-MRC 袖壁**: 正載荷時では, 負担せん断力についても, 軸力と同様に, 変形角が大きくなるにつれて増加したが,  $R=+1\%$  以降で減少した。これは頂部モルタル圧縮側の圧壊が原因であると考えられる。ただし, コンクリート部分と頂部のモルタル部分でのせん断力の違いは見られなかった。

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

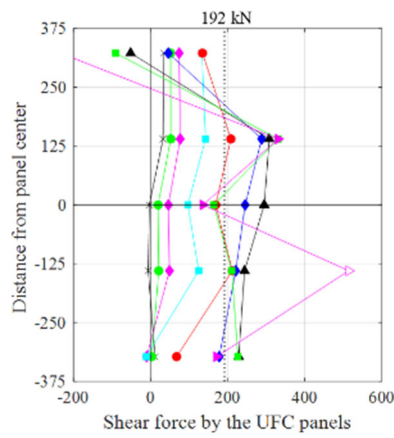
—●— 0.03125% —◆— 0.0625% —◇— 0.125% —□— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —◇— 4% - - - Approximate value



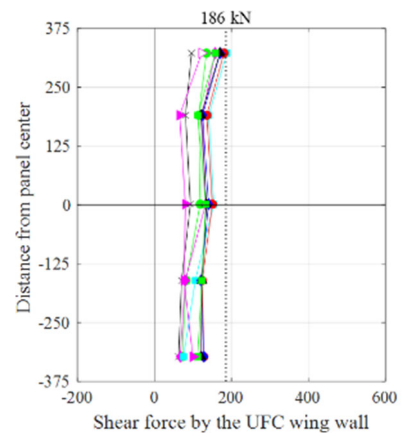
(a) 挟込パネル (C-US-M)



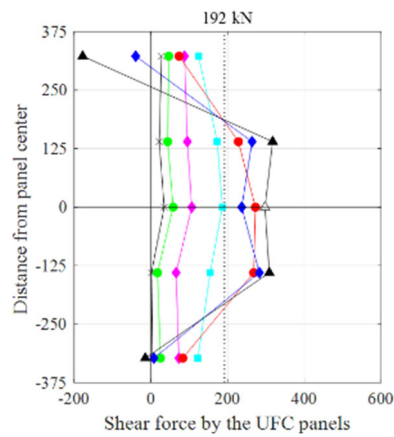
(b) 挟込パネル (C-USJ-M)



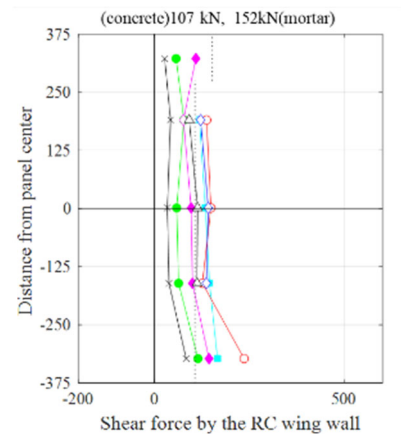
(c) 挟込パネル (C-USJ-UW-M)



(d) 袖壁パネル (C-USJ-UW-M)



(e) 挟込パネル (C-USJ-RCW-M)

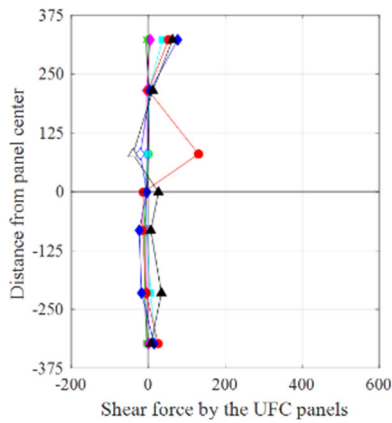


(f) RC 袖壁 (C-USJ-RCW-M)

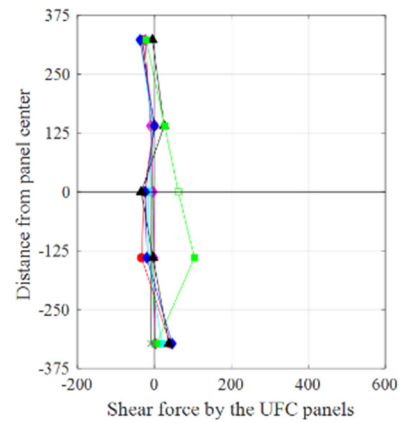
図 4.3.8-8 正載荷時負担せん断力

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

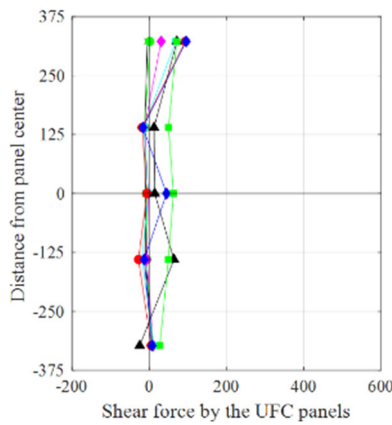
—●— 0.03125% —◆— 0.0625% —×— 0.125% —◀— 0.25% —●— 0.5% —◆— 1% —▲— 2% —■— 3% —▶— 4% - - - Approximate value



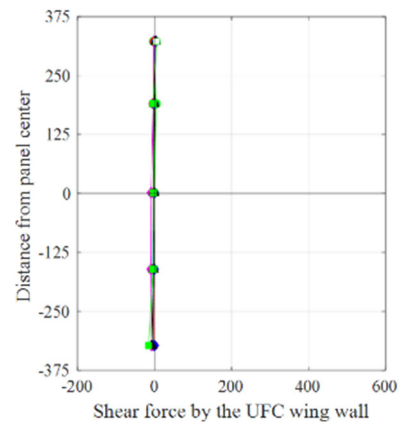
(a) 挟込パネル (C-US-M)



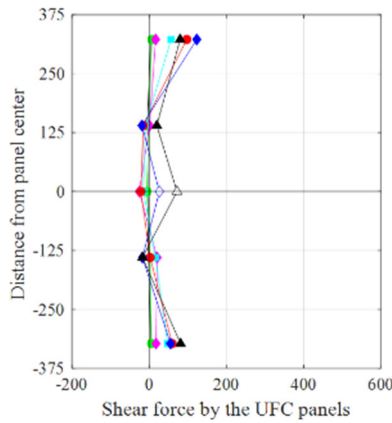
(b) 挟込パネル (C-USJ-M)



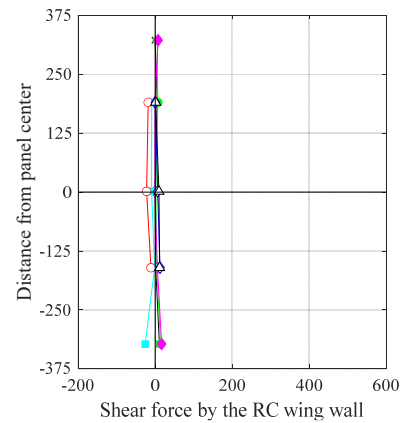
(c) 挟込パネル (C-USJ-UW-M)



(d) 袖壁パネル (C-USJ-UW-M)



(e) 挟込パネル (C-USJ-RCW-M)



(f) RC 袖壁 (C-USJ-RCW-M)

図 4.3.8-9 負荷荷時負担せん断力

表 4.3.8-4 パネル負担せん断力（全断面およびパネル中央高さ付近3断面の平均値）

パネル	パネル負担せん断 (kN)		変形角(%)								
			0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2	3	4
C-US-M 挟込	正載荷時	全断面	14	23	39	66	92	91	129	97	-
		中央	21	34	57	95	134	152	216	146	-
		計算値	144								
	負載荷時	全断面	-4	-4	-2	7	25	5	16	-	-
		中央	-4	-5	-4	-1	20	-12	8	-	-
C-USJ-M 挟込	正載荷時	全断面	13	33	65	112	170	179	184	255	-
		中央	15	35	70	124	195	244	283	379	-
		計算値	192								
	負載荷時	全断面	-12	-10	-7	-10	-10	-7	4	36	-
		中央	-7	-6	-5	-12	-20	-14	-4	64	-
C-USJ- UW-M 挟込	正載荷時	全断面	14	30	47	97	158	196	205	168	184
		中央	8	31	57	121	196	251	282	235	327
		計算値	192								
	負載荷時	全断面	-6	-3	4	9	9	24	27	52	-
		中央	-10	-8	-7	-12	-17	5	30	54	-
C-USJ- UW-M 袖壁	正載荷時	全断面	81	105	113	133	144	137	134	128	89
		中央	82	105	113	134	137	129	127	123	74
		計算値	186								
	負載荷時	全断面	0	0	-6	-2	-2	0	-1	-4	-
		中央	1	1	-7	-4	-2	-1	-1	-3	-
C-USJ- RCW-M 挟込	正載荷時	全断面	18	38	86	152	185	150	146	-	-
		中央	19	40	89	171	256	261	308	-	-
		計算値	192								
	負載荷時	全断面	-1	1	6	19	24	34	47	-	-
		中央	-3	-2	-2	-3	-11	-3	25	-	-
C-USJ- RCW-M 袖壁	正載荷時	全断面	45	74	105					-	-
		中央	38	67	91	133	137	133	106	-	-
		計算値	(Concrete) 107, (Mortar) 152								
	負載荷時	全断面	3	6	6	-	-	-	-	-	-
		中央	2	4	1	-7	-17	6	7	-	-

## (3) せん断力－変形角関係

## 1) 無損傷補強シリーズ

各 UFC パネルのパネル負担せん断力－変形角関係を図 4.3.8-10 に示す。パネル負担せん断力はパネル中央高さ付近 3 断面での平均値を、全計測点において算出した。また、図 4.3.8-10 には、UFC パネルひび割れ発生点（図中×）を併せて示す。UFC パネルひび割れ発生点は、パネルに貼り付けたひずみゲージの値が、UFC 引張強度を UFC ヤング係数で除した値  $\sigma_T/E_{ufc}$  を上回る点として判定した。

正載荷時における UFC パネルの最大負担せん断力は、C-US 挟込パネルでは  $Q_{pmax^+}=200.1\text{kN}$ （変形角  $R_{pmax^+}=1.288\%$ ）、C-USJ 挟込パネルでは  $Q_{pmax^+}=273.4\text{kN}$ （変形角  $R_{pmax^+}=1.000\%$ ）、C-USJ-UW 挟込パネルでは  $Q_{pmax^+}=195.4\text{kN}$ （変形角  $R_{pmax^+}=1.763\%$ ）、C-USJ-UW 袖壁パネルでは  $Q_{pmax^+}=183.9\text{kN}$ （変形角  $R_{pmax^+}=0.253\%$ ）であった。C-USJ-UW では、挟込パネルと袖壁パネルで負担せん断力が最大となる変形角が大きく異なっていることが確認できる。また、負載荷時におけるパネル負担せん断力は C-USJ-UW 袖壁パネル以外で正の値が確認されており、載荷方向とは逆方向のせん断力が見られた。

また、図 4.3.8-11 に、パネル負担せん断力のパネル中央高さ付近 3 断面での平均値の、せん断力－変形角関係における正載荷時包絡線を C-N を除く試験体ごとに示す。併せて、図 4.3.8-12 に、既存柱とパネルの負担せん断力の割合の推移を示す。

C-US では、パネル負担割合としては  $R=+0.5\%$ 以降は 30~40%程度を保っていた一方で、C-USJ では、小変形時から破壊に至るまで 30~40%程度を安定して保っていた。C-USJ-UW では、小変形時には袖壁パネルが挟込パネルよりも負担割合が大きかったが、 $R=+0.25\%$ 付近で挟込パネルの負担割合の方が大きくなり、破壊に至るまでその関係が保たれていた。挟込パネルと袖壁パネルを合わせたパネル負担割合は 35~45%程度と、C-US 挟込パネルや C-USJ 挟込パネルよりも高い割合であった。



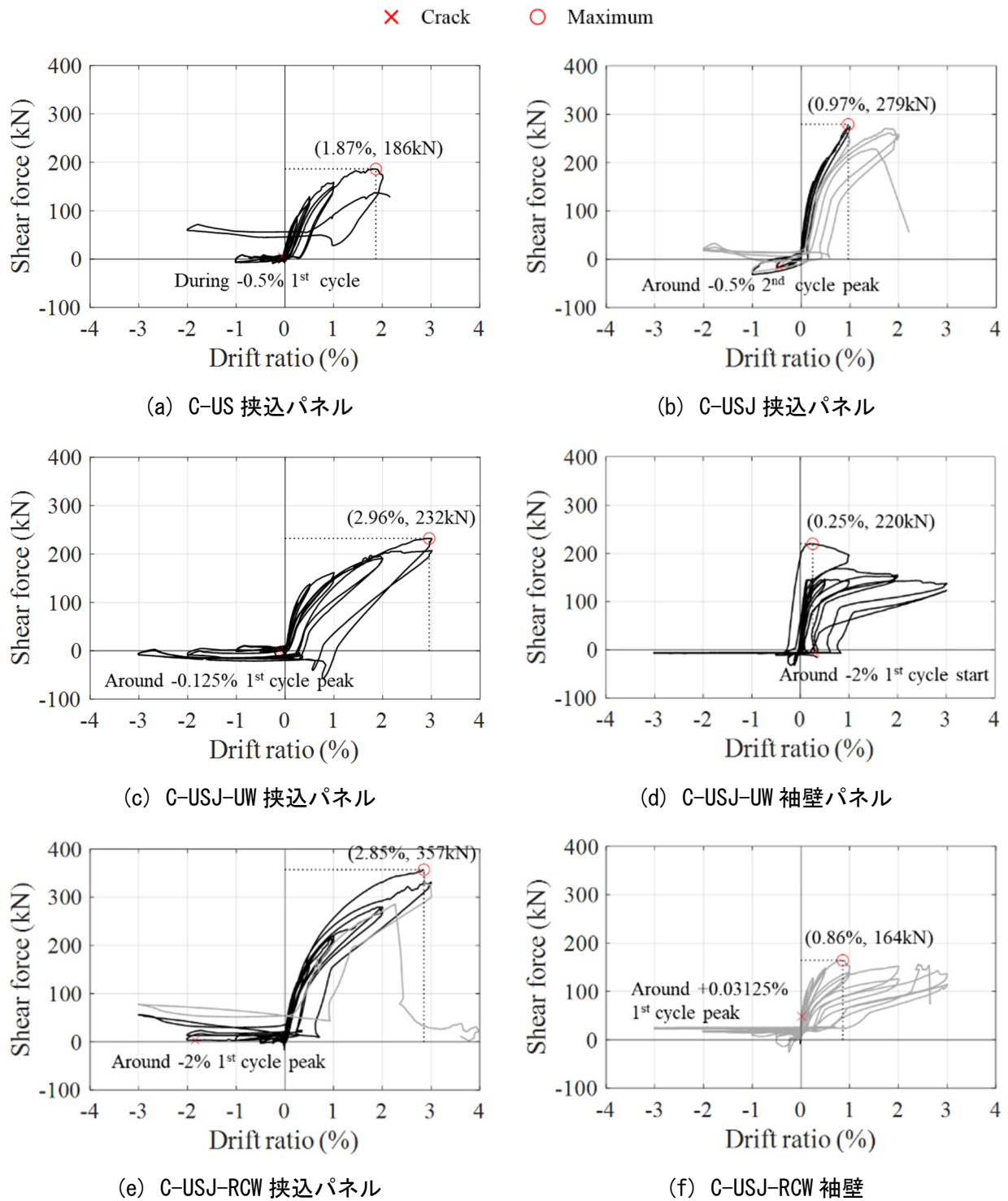


図 4.3.8-10 パネル負担せん断力—変形角関係

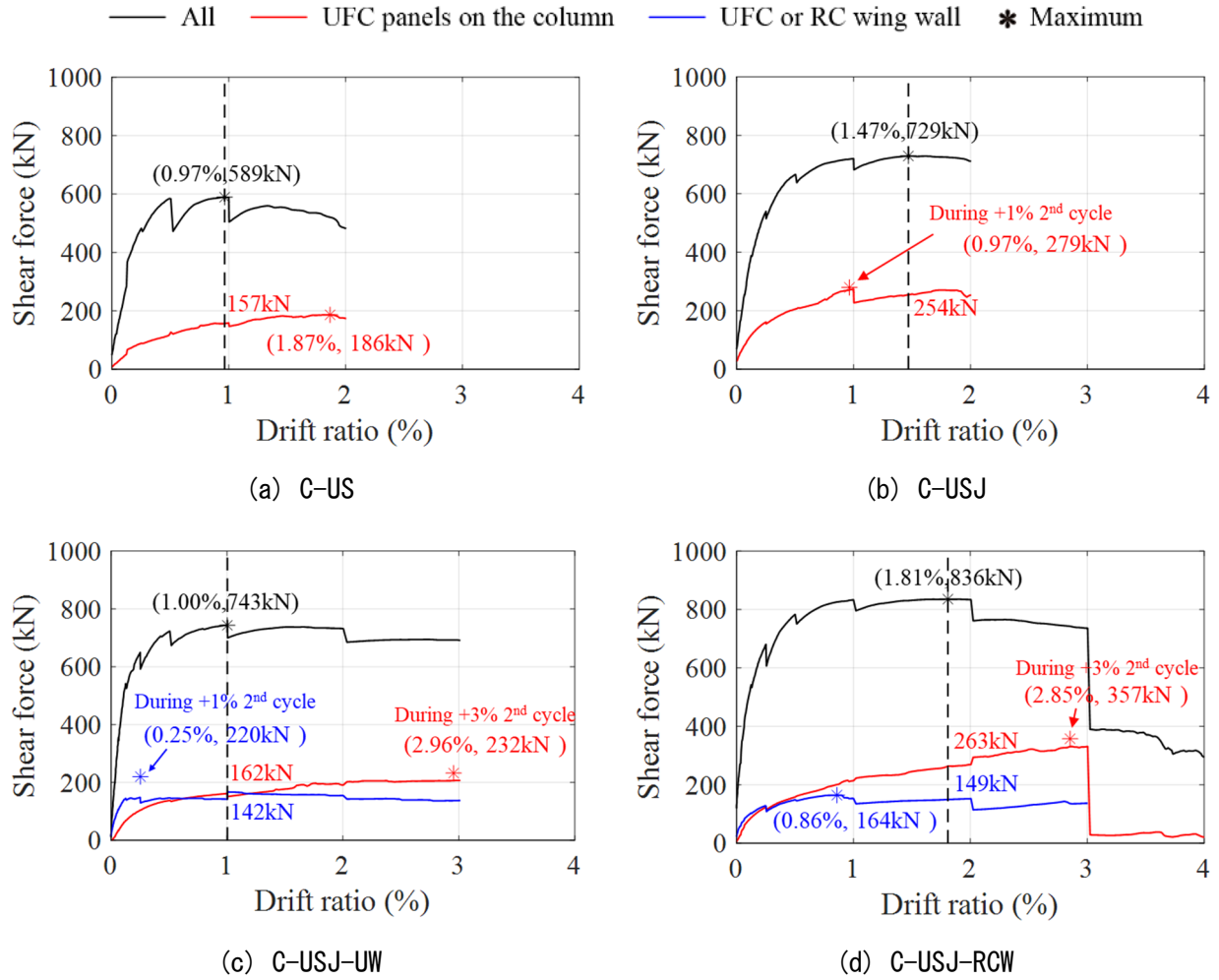


図 4.3.8-11 せん断力—変形角関係とパネルの負担せん断力の推移

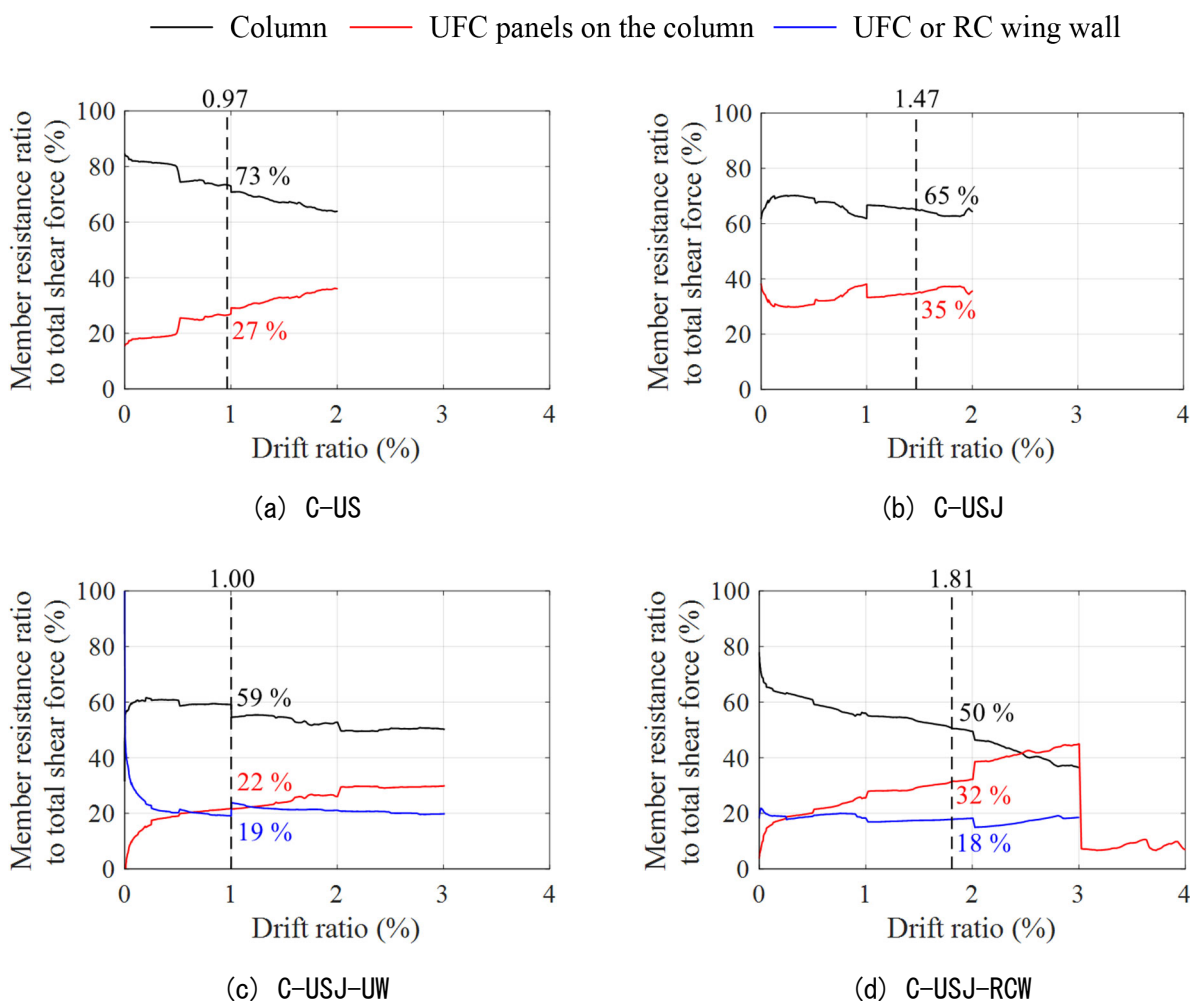


図 4.3.8-12 柱とパネルの負担せん断力の割合の推移

## 2) 損傷後補強シリーズ

各 UFC パネルおよび RC 袖壁の負担せん断力-変形角関係を図 4.3.8-13 に、負担せん断力-変形角関係における正載荷時包絡線を図 4.3.8-14 に示す。また、図 4.3.8-15 に、既存柱とパネルの負担せん断力の割合の推移を示す。負担せん断力は各部材の上下端 2 断面を除く中央 3 断面 (C-US-M については中央 5 断面) での平均値を全計測時点において算出した。図 4.3.8-13 中には、UFC パネルせん断ひび割れ発生点を×で示す。せん断ひび割れ発生点は、前述の方法で算出した最大主ひずみ  $\epsilon_{max}$  が UFC の引張強度時ひずみ (引張強度をヤング係数で除した値) を初めて上回った計測時点とした。

図 4.3.8-13 より、袖壁を増設した C-USJ-UW-M および C-USJ-RCW-M でともに、柱挟込パネルと袖壁で負担せん断力が最大となるサイクルが大きく異なった。正載荷時においては、C-USJ-UW-M の袖壁パネルおよび C-USJ-RCW-M の RC 袖壁では R=+0.5% サイクルで最大となり、その後のサイクルでは前者は安定してせん断力を負担した一方、後者では徐々に減少した。また、図 4.3.8-14 より、C-USJ-UW-M の袖壁パネルおよび C-USJ-RCW-M の RC 袖壁では終始安定して全体の 10~15% のせん断力を負担していたことが分かる。このことから、袖壁を増設することで小変形時からせん断力を負担する効果があると考えられる。なお、C-USJ-RCW-M では変形角が大きくなるにつれて RC 袖壁にせん断ひび割れが増加することで負担せん断力が減少すると考えられる。

一方、柱挟込パネルでは、図 4.3.8-13 より、全試験体で変形角が大きくなるにつれて負担せん断力が増加していく傾向がみられ、図 4.3.8-14 でも変形角が大きくなるにつれて負担割合が大きくなる傾向がみられた。

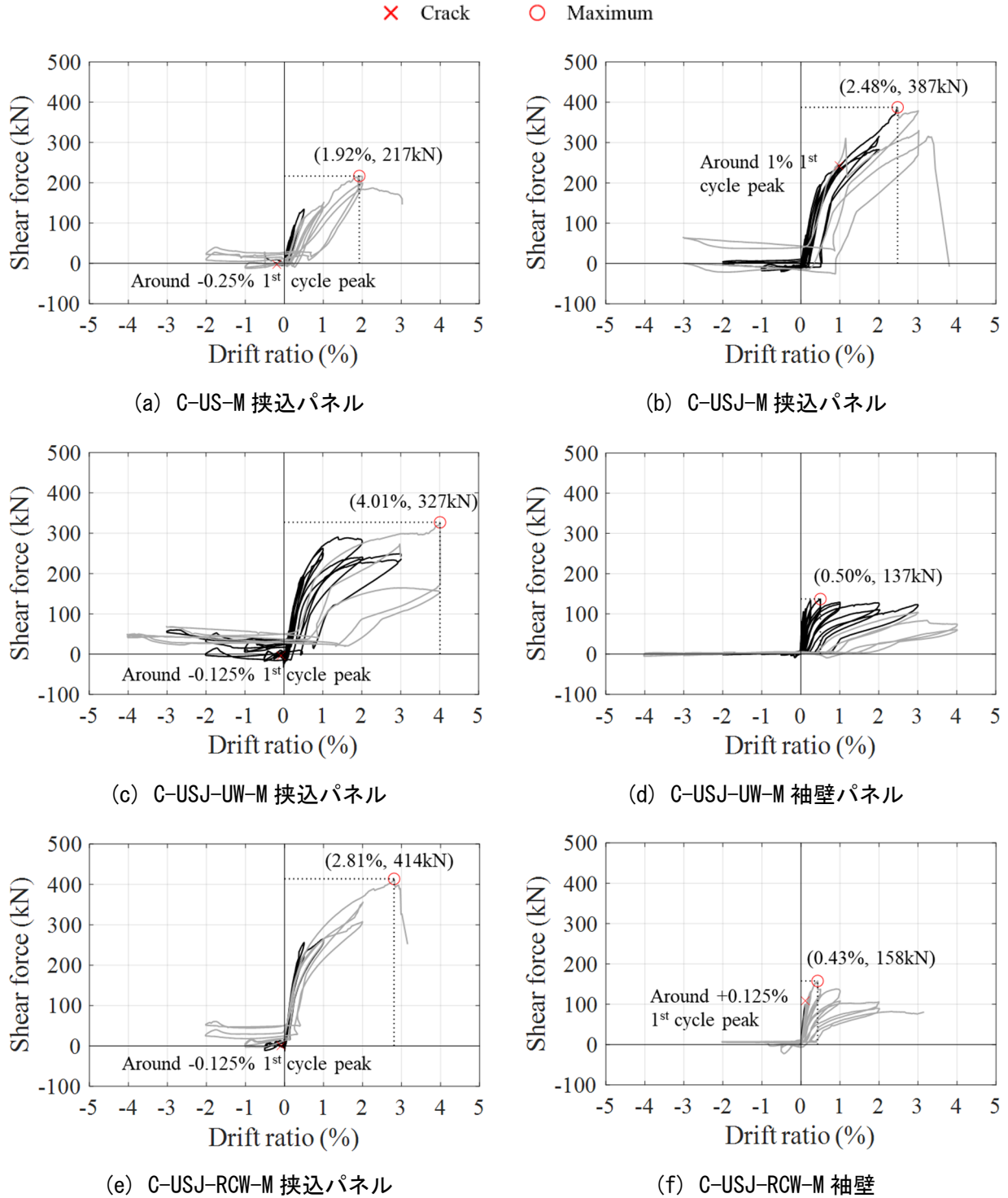


図 4.3.8-13 パネル負担せん断力—変形角関係

第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

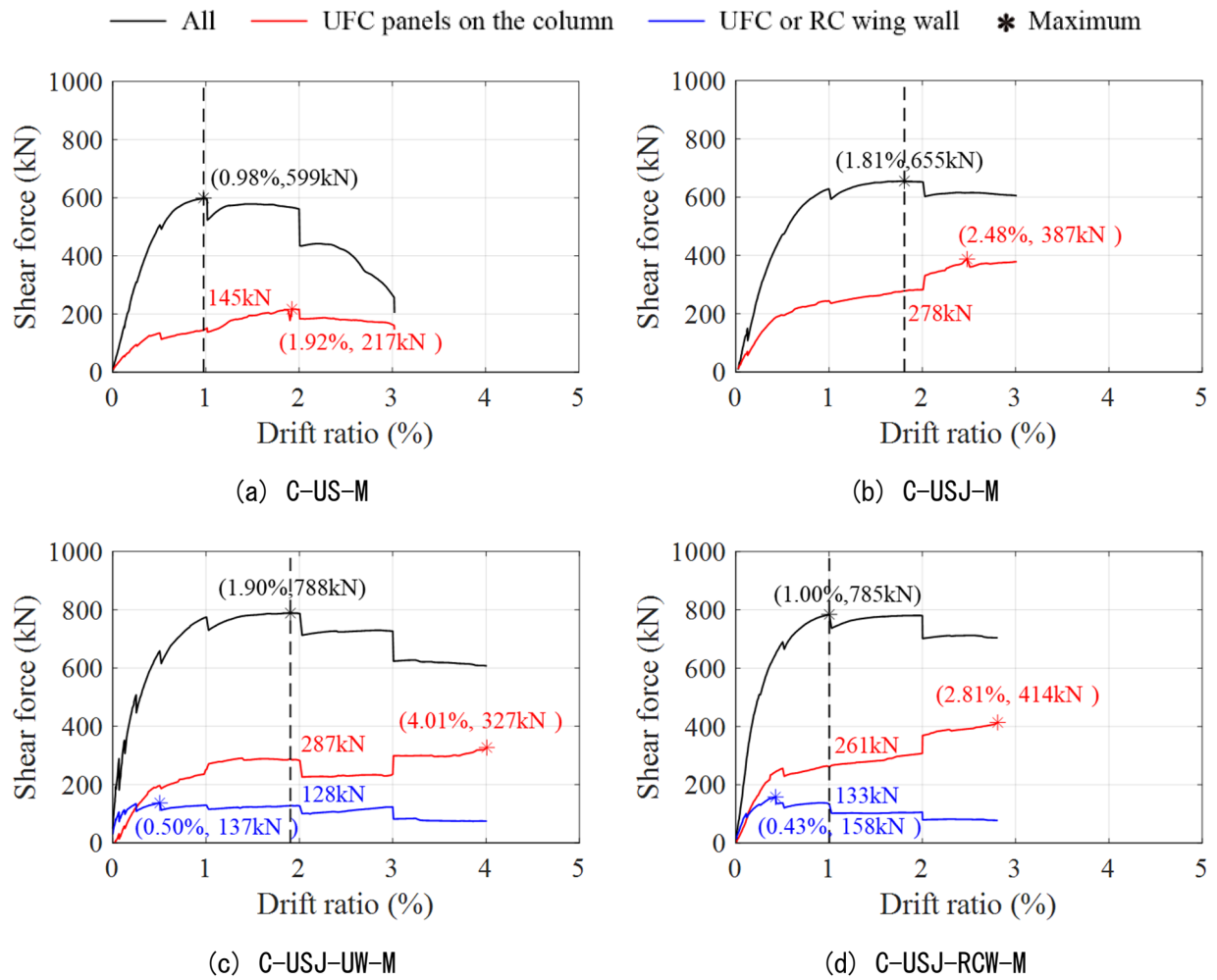


図 4.3.8-14 せん断力—変形角関係とパネルの負担せん断力の推移

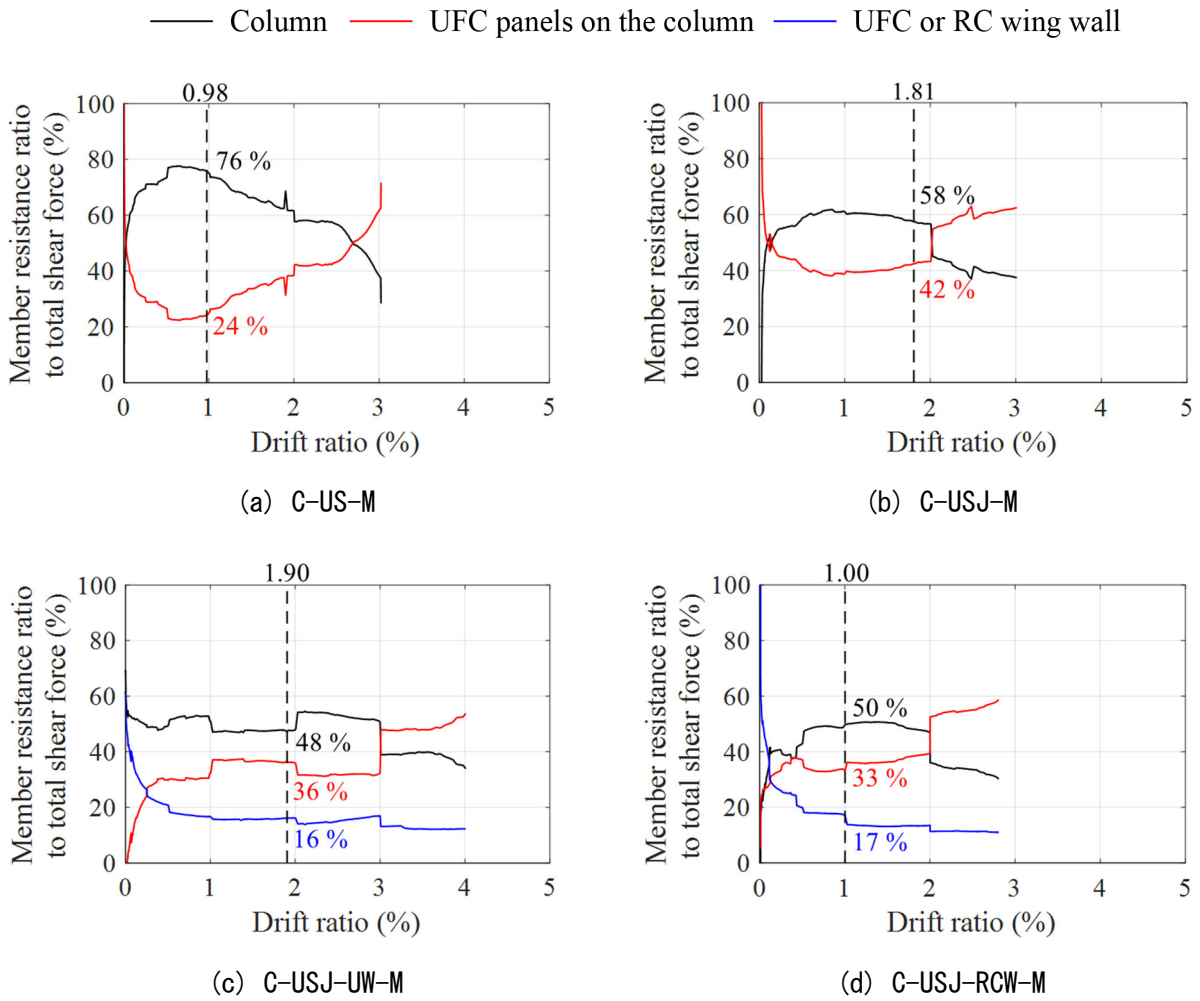


図 4.3.8-15 柱とパネルの負担せん断力の割合の推移

### 4.3.9 既存 RC 柱の軸剛性

各試験体の一次荷重開始前、一次荷重終了後および二次荷重開始前における、既存 RC 柱の軸剛性を算出し、これらを比較することにより一次荷重による損傷の影響を検討する。軸剛性は、長期軸力荷重時に既存 RC 柱が負担した軸応力を、軸力荷重前後の軸ひずみの差で除すことで算出した。

既存 RC 柱の負担軸力は、一次荷重開始前および終了後については長期軸力荷重時および最終サイクル終了後の長期軸力除荷時に各試験体に作用している全軸力とし、二次荷重開始前については長期軸力荷重時の全軸力から 4.3.8 項で算出した柱挟込パネルおよび袖壁の負担軸力を差し引くことで算出した。なお、C-US-M では P1～P7、その他の試験体では P1～P5 の各断面 (図 4.3.9-1) についてそれぞれ算出した。

軸ひずみは、一次荷重開始前および終了後については変位計を用いて算出し、二次荷重開始前については変位計に加えてパネルおよび袖壁に貼付したひずみゲージから得られた鉛直ひずみを用いて算出した。

変位計を用いた方法では、鉛直変位計 (図 4.3.9-2 中、V-s1～V-s4, V-n1～V-n4) を取り付けた 4 区間 (下から区間 V1～V4 とする) のそれぞれにおいて変位の平均値を計測長さで除すことで軸ひずみを算出した。加えて、全区間の平均軸ひずみも算出した。なお、C-US-M を除く試験体では二次荷重開始時には、図 4.3.9-3(a) に示すように、区間 V-1 および V-4 で剛性の異なる UFC と無収縮モルタルが軸力に対して変形していることを考慮して、図 4.3.9-3(b) のような直列ばねの考え方で (式 4.3.9-1) により UFC 部分の軸変位を算出した。なお、コンクリートと UFC は一体となって挙動していると仮定して、同じひずみが生じていると考えた。C-US-M では、目地部が無いことを考慮して、区間 V-1 では下端部目地変位 (Cd-s と Cd-n の平均値) を差し引いて、区間 V-4 では上端部目地変位 (Cu-s と Cu-n の平均値) を差し引いて、軸ひずみを算出した。また、計測区間長さについても、上下端の目地部変位計の計測区間長さ (区間 V-1 では Cd-s および Cd-n の長さ、区間 V-4 では Cu-s および Cu-n の長さ) を差し引いた。

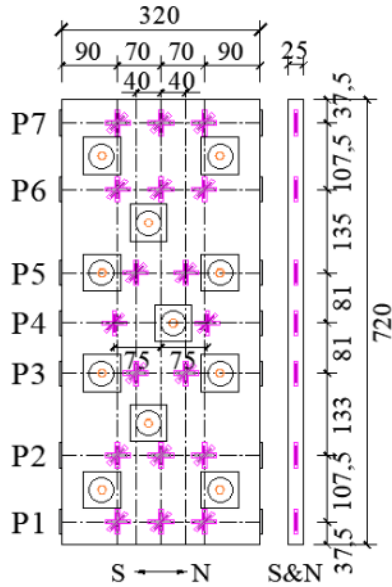
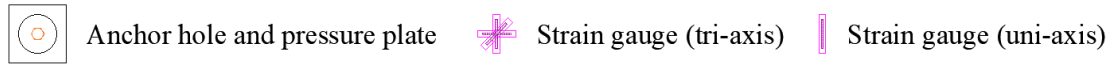
一方、ひずみゲージを用いた方法では、コンクリートと UFC は一体となって挙動していると仮定して、ひずみゲージを貼付した各断面におけるパネル表面の鉛直ひずみ  $\varepsilon_v$  の平均値を既存 RC 柱の軸ひずみとした。ひずみゲージは図 4.3.9-2 に示すように、高さ方向に C-US-M では 7 断面 (P1～P7)、それ以外の試験体では 5 断面 (P1～P5) で貼付しており、軸剛性はひずみゲージを貼付した各断面でそれぞれ算出した。加えて、全断面の平均値も算出した。

なお、既存 RC 柱の負担軸力の算出にあたって用いた柱パネルおよび袖壁の負担軸力には、変位計を用いた方法では各区間にあるひずみゲージの断面における負担軸力の平均値を用いた。各計測区間で負担軸力の算出に用いた断面を表 4.3.9-1 に示す。また、ひずみゲージを用いた方法では同じ断面で算出した負担軸力の平均値を用いた。

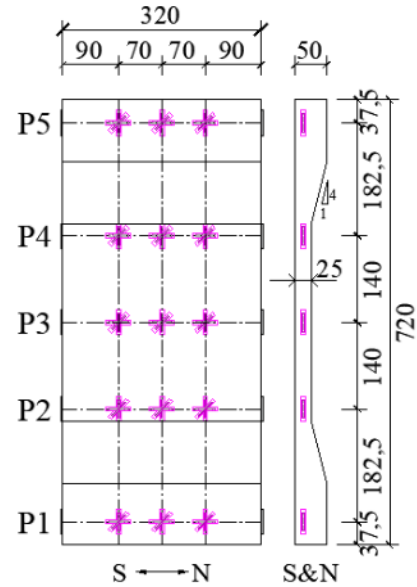
これらの方法で算出した軸剛性を表 4.3.9-2～表 4.3.9-9 に示す。なお、C-US-M 二次荷重では目地部がなく、上下端の区間で中央部の区間と著しく異なる値を示したため、変位計を用いた場合の全体の軸剛性は区間 V-2 と V-3 の合計を、ひずみゲージを用いた場合の平均値は P2～P6 を用いた。また、表中には比較のため、一次荷重および二次荷重時の (式 4.3.9-2) で算出した既存 RC 柱の弾性軸剛性の値も併せて示す。

一次荷重開始前の軸剛性は、C-US-M では弾性軸剛性の 1.60 倍とかなり大きくなったが、その他の試験体では 0.87～1.17 倍となり、弾性軸剛性と概ね同程度の値となった。また、二次荷重開始前の軸剛性も、変位計による値に対するひずみゲージによる値の比は、C-US-M では 1.65 とかなり大きくなっ

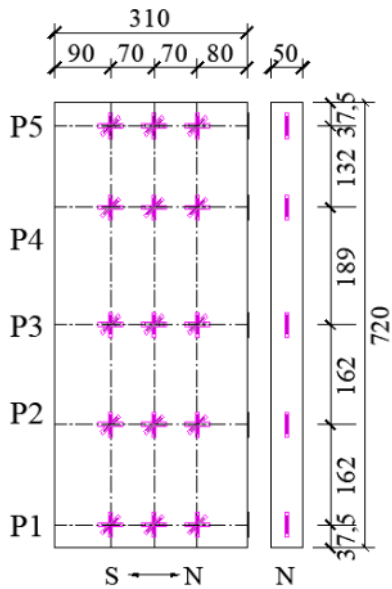
たが、その他の試験体では 0.71~1.16 となり、2つの方法で算出した値が比較的近い値となった。これより、変位計による一次荷重開始前の値に対する二次荷重開始前の値を算定すると、C-US-M では 0.17、その他の試験体では 0.29~0.34 となり、一次荷重により既存 RC 柱の軸剛性が約 1/5~1/3 に低下したことが分かる。



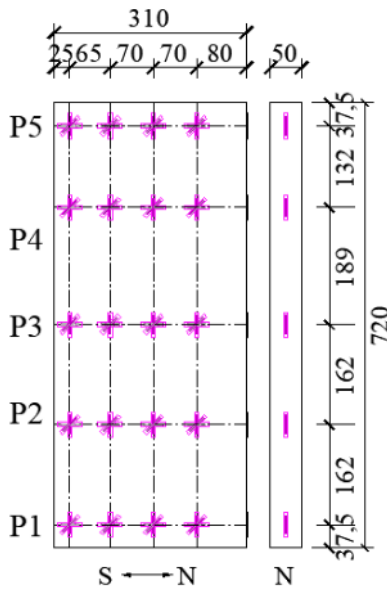
(a) 挟込パネル (C-US および C-US-M)



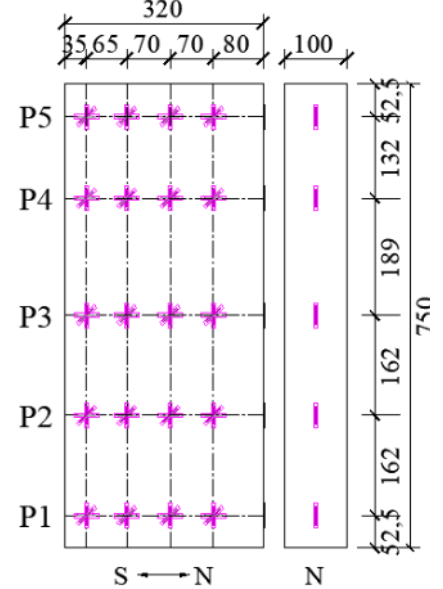
(b) 挟込パネル (C-US および C-US-M 以外)



(c) 袖壁パネル (C-USJ-UW)



(d) 袖壁パネル (C-USJ-UW-M)

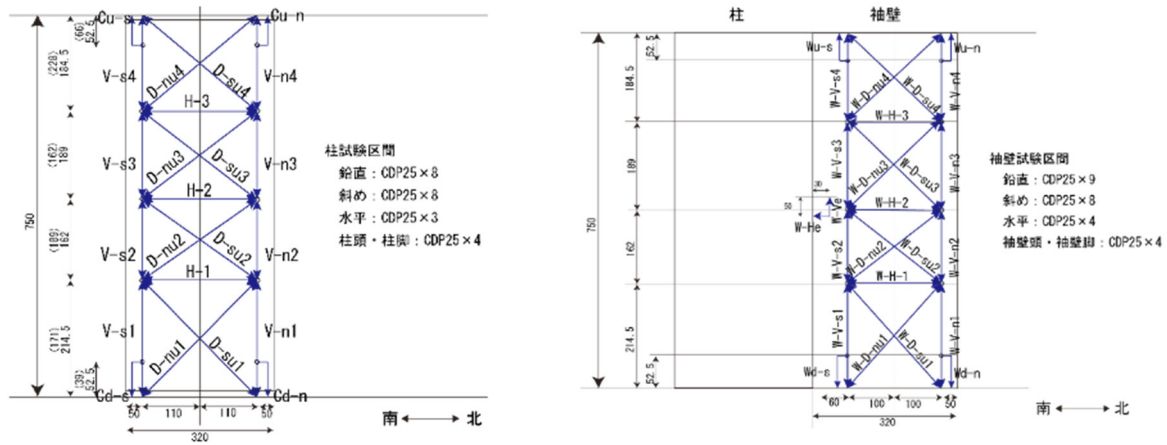


(e) RC 袖壁

図 4.3.9-1 ひずみゲージ取り付け位置 (単位 : mm)

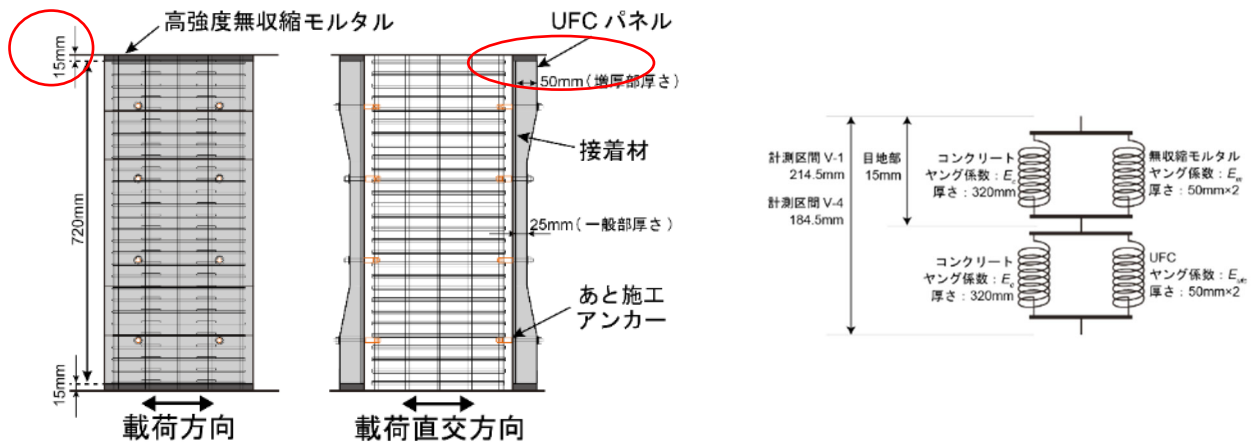


第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(a) 柱試験区間および挟込 UFC パネル (b) 袖壁 UFC パネルおよび RC 袖壁

図 4.3.9-2 変位計取り付け位置 (東面) (単位: mm)



(a) パネル上下端部の目地モルタル (b) 直列ばねの模式図

図 4.3.9-3 区間 V-1 および V-4 の軸ひずみの算出

$$\varepsilon = \frac{d}{L} \times \frac{E_c \times (L-h) \times D + E_{ufc} \times (L-h) \times 2t_{ufc}}{E_c \times L \times D + E_{ufc} \times (L-h) \times 2t_{ufc} + E_m \times (L-h) \times 2t_m} \quad (式 4.3.9-1)$$

ここで

$\varepsilon$ : 軸ひずみ

L: 計測区間の長さ (V-1: 214.5mm, V-4: 184.5mm)

d: 計測区間の変位 (mm) (V-1: V-s1 と V-s1 の平均値, V-4: V-s4 と V-s4 の平均値)

D: 既存 RC 柱のせい (mm)

h: 目地部高さ (15mm)

$t_{ufc}$ : UFC パネル増厚部厚さ (50mm)

$t_m$ : 目地モルタル厚さ (50mm)

$E_{ufc}$ : UFC のヤング係数

$E_m$ : 目地モルタルのヤング係数

$$k_{ce} = E_c \times A_c + E_s \times A_s \quad (\text{式 4.3.9-2})$$

ここで

$k_{ce}$  : 既存 RC 柱の弾性軸剛性 (kN)

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

$A_c$  : 主筋断面積を除いた柱コンクリートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

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

$A_s$  : 主筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

表 4.3.9-1 既存 RC 柱の負担軸力の算出に用いるひずみゲージ断面

試験体	計測区間			
	V-1	V-2	V-3	V-4
C-US-M	P1, P2	P3, P4	P4, P5	P6, P7
C-USJ-M	P1	P2, P3	P3, P4	P5
C-USJ-UW-M				
C-USJ-RCW-M				

表 4.3.9-2 C-US-M 既存 RC 柱の軸剛性（変位計を用いる方法）

	軸剛性 (×10 <sup>6</sup> kN/1)					
	V-1	V-2	V-3	V-4	全体	弾性軸剛性
一次荷重開始時	4.26	3.28	4.17	-49.5	4.96 (1.60) <sup>*1</sup>	3.09
一次荷重終了時	1.67	3.05	2.13	184	2.69	
二次荷重開始時	-0.28	0.82	0.89	17.5	0.85 <sup>*2</sup> (0.17) <sup>*3</sup>	3.08

\*1 括弧内は弾性軸剛性に対する比を示す

\*2 区間 V-2 と V-3 の合計を用いた

\*3 括弧内は一次荷重開始時の値に対する比を示す

表 4.3.9-3 C-US-M 既存 RC 柱の軸剛性（ひずみゲージを用いる方法）

	軸剛性 (×10 <sup>6</sup> kN/1)								弾性軸剛性
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	平均値 (P2~P6)	
二次荷重開始時	13.0	1.98	1.23	1.14	1.11	1.54	10.5	1.40 (1.65) <sup>*</sup>	3.08

\* 括弧内は変位計を用いる方法の二次荷重開始時に対する比を示す

表 4.3.9-4 C-USJ-M 既存 RC 柱の軸剛性 (変位計を用いる方法)

	軸剛性 (×10 <sup>6</sup> kN/l)					
	V-1	V-2	V-3	V-4	全体	弾性軸剛性
一次荷重開始時	1.10	10.7	2.07	5.18	2.53 (0.87)* <sub>1</sub>	2.92
一次荷重終了時	7.96	3.79	1.33	1.11	1.27	
二次荷重開始時	0.77	0.59	0.53	3.70	0.79 (0.31)* <sub>2</sub>	2.92

\*1 括弧内は弾性軸剛性に対する比を示す

\*2 括弧内は一次荷重開始時の値に対する比を示す

表 4.3.9-5 C-USJ-M 既存 RC 柱の軸剛性 (ひずみゲージを用いる方法)

	軸剛性 (×10 <sup>6</sup> kN/l)						
	P1	P2	P3	P4	P5	平均値	弾性軸剛性
二次荷重開始時	0.64	0.62	0.71	0.65	1.18	0.76 (0.96)*	2.92

\* 括弧内は変位計を用いる方法の二次荷重開始時に対する比を示す

表 4.3.9-6 C-USJ-UW-M 既存 RC 柱の軸剛性 (変位計を用いる方法)

	軸剛性 (×10 <sup>6</sup> kN/l)					
	V-1	V-2	V-3	V-4	全体	弾性軸剛性
一次荷重開始時	2.81	3.94	3.03	6.95	3.63 (1.17)* <sub>1</sub>	3.10
一次荷重終了時	6.72	1.58	1.57	4.00	2.49	
二次荷重開始時	0.63	0.79	2.11	1.45	1.04 (0.29)* <sub>2</sub>	3.09

\*1 括弧内は弾性軸剛性に対する比を示す

\*2 括弧内は一次荷重開始時の値に対する比を示す

表 4.3.9-7 C-USJ-UW-M 既存 RC 柱の軸剛性 (ひずみゲージを用いる方法)

	軸剛性 (×10 <sup>6</sup> kN/l)						
	P1	P2	P3	P4	P5	平均値	弾性軸剛性
二次荷重開始時	0.95	0.77	0.89	0.75	1.13	0.74 (0.71)*	3.09

\* 括弧内は変位計を用いる方法の二次荷重開始時に対する比を示す

表 4.3.9-8 C-USJ-RCW-M 既存 RC 柱の軸剛性 (変位計を用いる方法)

	軸剛性 (×10 <sup>6</sup> kN/l)					
	V-1	V-2	V-3	V-4	全体	弾性軸剛性
一次荷重開始時	3.97	4.00	3.50	1.88	3.04 (0.99) <sup>*1</sup>	3.08
一次荷重終了時	1.36	2.17	2.99	0.80	1.43	
二次荷重開始時	1.20	0.37	0.85	0.70	1.03 (0.34) <sup>*2</sup>	3.15

\*1 括弧内は弾性軸剛性に対する比を示す

\*2 括弧内は一次荷重開始時の値に対する比を示す

表 4.3.9-9 C-USJ-RCW-M 既存 RC 柱の軸剛性 (ひずみゲージを用いる方法)

	軸剛性 (×10 <sup>6</sup> kN/l)						
	P1	P2	P3	P4	P5	平均値	弾性軸剛性
二次荷重開始時	1.43	0.90	1.14	0.86	1.65	1.19 (1.16) <sup>*</sup>	3.15

\* 括弧内は変位計を用いる方法の二次荷重開始時に対する比を示す

#### 4.3.10 まとめ

本実験では、ピロティ柱に対する補強方法の検証のため、2016年熊本地震で被害を受けたピロティ柱を模擬した縮尺1/3の原試験体に対して、UFCパネルの柱への挟込接着補強、UFCまたはRCの片側袖壁補強を施し、ピロティ架構を想定した変動軸力下での逆対称正負交番載荷実験を行った。補強前に受けた損傷が補強効果に及ぼす影響を検証するため、一次載荷により $R=0.5\%$ まで載荷して損傷を与えた試験体に対する補強も行った。以下にその結果をまとめる。

#### 履歴性状および損傷性状

- 原試験体で無補強の C-N は、 $R=0.5\%$ サイクル1回目ピーク時に最大耐力を記録した後、 $R=1\%$ サイクルで負担せん断力が最大耐力の80%を下回り、 $R=4\%$ 付近で軸力を支持できなくなった。破壊性状は対象とした実際の柱と同様に対角線状の破壊領域が生じてせん断破壊し、主筋の座屈も確認された。
- UFC挟込パネル補強を施し、端部にモルタル目地が無い C-US および C-US-M は、いずれも  $R=1.0\%$ サイクル1回目ピーク付近で最大耐力を記録した。その後、無損傷補強の C-US は  $R=+2\%$ サイクル2回目の載荷途中に、損傷後補強の C-US-M は  $R=+3\%$ サイクル1回目の載荷途中に耐力が大幅に低下して軸力を保持できなくなった。
- UFC挟込パネル補強を施し、パネル端部を増厚してモルタル目地を配した C-USJ および C-USJ-M は、いずれも  $R=+2\%$ サイクル1回目で最大耐力を記録した。その後、無損傷補強の C-USJ は  $R=+3\%$ サイクル1回目の載荷途中に、損傷後補強の C-USJ-M は  $R=+4\%$ サイクル1回目の載荷途中に耐力が大幅に低下して軸力を保持できなくなった。
- UFC挟込パネル補強および UFC 袖壁補強を施した C-USJ-UW および C-USJ-UW-M は、それぞれ  $R=+1\%$ サイクル1回目ピーク時および  $R=+2\%$ サイクル1回目ピーク付近で正側の最大耐力を記録した。その後はいずれも安定して軸力、せん断力を保持し、C-USJ-UW は  $R=+4\%$ サイクル1回目の載荷途中に挟込パネルにせん断ひび割れが発生して耐力が大きく低下したのちに挟込パネルのせん断破壊を伴い軸崩壊したため載荷を終了した。C-USJ-UW-M は  $R=4.0\%$ サイクルまで繰り返し載荷を行った後、単調押切載荷を行い、挟込パネルのせん断ひび割れの拡大、袖壁パネルのせん断ひび割れ発生を伴って、水平荷重が大きく低下したものの、 $R=+6.0\%$ 付近でも軸力を保持した。
- UFC挟込パネル補強および RC 袖壁補強を施した C-USJ-RCW および C-USJ-RCW-M は、それぞれ  $R=+2\%$ サイクル1回目および  $R=+1\%$ サイクル1回目で最大耐力を示した。その後、いずれも徐々に耐力低下し、C-USJ-RCW は  $R=+4\%$ サイクル1回目の載荷途中に大幅に耐力低下して載荷を終了した。C-USJ-RCW-M は  $R=+3\%$ サイクル1回目ピーク直前で挟込パネルがせん断破壊を伴って、水平荷重が大幅に低下し、軸力を保持できなくなり載荷を終了した。

#### 初期剛性、最大耐力

- 無損傷補強シリーズでは、C-N、C-US、C-USJ、C-USJ-UW、C-USJ-RCW の順に初期剛性が大きくなった。初期剛性の値は、C-USJ が C-N の約2倍、C-USJ-UW および C-USJ-RCW では約3倍となり、上下スタブから UFC パネルや袖壁に直接応力が伝達できる補強方法が剛性向上に対して寄与が大きい結果となった。また、補強試験体の最大耐力は無補強試験体に対して1.33~1.89倍となり、各種補強により大きく向上した。
- 損傷後補強シリーズでは、C-USJ-M、C-US-M の二次載荷における初期剛性が同程度で一次載荷の

## 第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

初期剛性を大きく下回った。一方、C-USJ-UW-M、C-USJ-RCW-M の二次载荷における初期剛性が同程度で一次载荷の初期剛性の約 2 倍程度となり、袖壁増設の効果が大きいことが示された。二次载荷の最大耐力は一次载荷の 1.23~1.66 倍となり、補強により一次载荷から大きく向上した。袖壁増設の効果は、C-USJ-UW-M、C-USJ-RCW-M とともに、C-USJ-M に対して、最大耐力で 1.2 倍となり、UFC 袖壁と RC 袖壁で同程度の向上効果がみられた。

### 変形分離

- ・ 無補強の C-N ではせん断ひび割れの発生に伴って、せん断変形の占める割合が増加し、R=+1%サイクルでは全体変形の 50%を超えた。
- ・ 補強試験体の挟込パネルでは、パネル端部の離間に変形が集中したことで曲げ変形がせん断変形をやや上回る傾向を示した。増設袖壁については、小変形時にはせん断変形が支配的であったが、柱との一体性が失われた後は曲げ変形が支配的となる傾向を示した。

### 曲率分布

- ・ いずれの試験体、パネルにおいても変形角が大きくなるにつれて曲率が主に端部の計測区間で大きくなったが、C-N の中央の 2 つの計測区間では、柱中央部でのせん断破壊が進行した R=2.0%サイクル以降は曲率が著しく大きくなった。
- ・ C-N 以外の試験体のパネルについては、中心の計測区間での曲率の増大が C-N と比べて抑えられていた。また、袖壁補強の試験体では柱部分と袖壁がともに逆対称曲げの変形状態となり、柱と袖壁が別々に挙動していたことがうかがえる。

### 柱端部および UFC 目地部鉛直変位

- ・ 正载荷時について、C-N ではいずれのサイクルにおいても断面の大部分が圧縮となり、中立軸深さが 200mm より小さくなることもなかった。補強試験体についても、すべての試験体で小変形時には断面の大部分が圧縮となっていたが、R=+1~2%サイクル以降で圧縮縁と反対側では引張変位が著しく大きくなった。これは正载荷時でも圧縮縁と反対側では上下の目地部が離間したためと考えられる。袖壁補強試験体の袖壁では、柱挟込パネルの変位と同様の値を示していたことから、柱部分と袖壁部分が独立して挙動していたことが考えられる。
- ・ 負载荷時では、全ての試験体およびパネルでほぼ全てのサイクルにおいて、全断面が引張となった。また、変形角が大きくなるにつれて引張変位は大きくなった。
- ・ いずれの試験体およびパネルでも、変形角が大きくなるにつれて中立軸深さは耐力算定時の値に近付いていった。

### 最大主応力、最小主応力

- ・ 端部に目地を有する挟込パネルや袖壁パネルでは、変形角の増大に伴って、最小主応力の大きさや最小主応力方向の材軸となす角が増加し、圧縮ストラットが形成される様子が確認できた。また、挟込パネルの上下端部の増厚された箇所では、中央の 3 断面に比べて最大主応力が小さくなっており、増厚による応力の緩和がみられた。
- ・ 端部に目地を持たない C-US および C-US-M の挟込パネルでは、パネル上下端部の最小主応力が他の試験体の挟込パネルと比べて小さかった。また、パネルに設けられた貫通孔の影響で圧縮応力の

伝達が妨げられ、場所によって最小主応力が引張になるなど、圧縮ストラットが形成されにくい状態であったと考えられる。

### パネル負担軸力

- ・ 高さ方向の分布の違いについて、ほとんどのパネルで変形角が小さいときは軸力の値の高さごとの変化が緩やかだが、 $R=\pm 1\%$ 以降では、パネル端部やパネル接着接合部の損傷の影響で軸力の値の高さごとの変化が激しくなり、分布がばらつく傾向が見られる。特に、C-US 挟込パネルでは、ひずみゲージを貼付した断面に存在する貫通孔の影響を鉛直応力分布に反映できていないため、この傾向が強いと考えられる。
- ・ 正載荷時においては、C-US 挟込パネルのパネル端部での負担軸力が、その他のパネルに比べて著しく小さくなり、目地が無いことによる高さ方向の分布の違いが見られた。また、袖壁では、頂部から脚部にかけて負担軸力が同程度となっており、正載荷時には柱と袖壁パネルの接合面を介して鉛直方向力は柱にほとんど伝達されていなかったと考えられる。
- ・ 正載荷時の負担軸力の平均値は、いずれのパネルも計算値と同等もしくはそれ以上であった。袖壁パネルでは計算値に近い軸力を安定して負担していた一方、目地を有する挟込パネルでは、変形角が大きくなるにつれて負担軸力も増加し、最終サイクル時には計算値を大きく上回ったが、いずれも目地モルタルの圧壊に伴って端部での負担軸力が低下する傾向が見られた。一方で、端部に目地が無い試験体では  $R=+0.125\% \sim +0.25\%$ 以降は負担軸力が減少した。
- ・ 負載荷時においては、いずれのパネルもパネル上下端部での引張軸力負担は著しく小さかった。袖壁ではほとんど引張軸力を負担していなかった。

### パネル負担せん断力

- ・ 負担軸力と同様、高さ方向の分布の違いについて、ほとんどのパネルで変形角が小さいときはせん断力の値の高さごとの変化が緩やかだが、 $R=\pm 1\%$ 以降、パネル端部やパネル接着接合部の損傷の影響でせん断力の値の高さごとの変化が激しくなり、特に目地の無い挟込パネルで分布がばらつく傾向が見られる。
- ・ 正載荷時では、目地の無い挟込パネルのパネル上下端部の負担せん断力がいずれのサイクルでもほぼ  $0\text{kN}$  となり、目地が無いことによる高さ方向の分布の違いが見られた。また、いずれのパネルにおいても変形が増大するにつれて負担せん断力は増加し、またパネル中央高さ付近の 3 断面での負担せん断力の変動は少なかった一方で、目地を有する挟込パネルでは、 $R=+1\%$ 以降パネル上下端部の負担せん断力がパネル中央高さ付近と比べ著しく小さくなった。これは、目地の損傷が進行することで目地を介したせん断力の伝達がなくなり、目地の無い挟込パネルに近い状況となったものと考えられる。
- ・ 負載荷時では、いずれのパネルでも中央高さ付近では載荷方向のせん断力をほとんど負担していなかったが、 $R=-1 \sim -3\%$ にかけて載荷方向と逆方向のせん断力がパネル上下端部で確認された。

### 既存 RC 柱の軸剛性

- ・ 一次載荷開始前の軸力載荷時において変位計の計測値を用いて得られた RC 柱試験体の軸剛性は、C-US-M では弾性軸剛性の 1.60 倍となったが、他の試験体では 0.87~1.17 倍となり、弾性軸剛性と概ね同程度の値となった。また、二次載荷開始前の既存 RC 柱部分の軸剛性も、変位計による値



#### 第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

に対するひずみゲージによる値の比は、C-US-M では 1.65 となったが、他の試験体では 0.71～1.16 となり、2つの方法で算出した値が比較的近い値となった。

- ・ 変位計の計測値による一次荷重開始前の RC 柱試験体の軸剛性に対する二次荷重開始前の既存 RC 柱部分の軸剛性の比は、C-US-M では 0.17、その他の試験体では 0.29～0.34 となり、一次荷重で生じた損傷によって既存 RC 柱の軸剛性が約 1/5～1/3 に低下した。

#### 参考文献 (4.3 節)

[4.3-1] 伊藤忠テクノソリューションズ (株) : FINAL/V11

[4.3-2] 土木学会 : 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案), 2008

## 4.4 有限要素解析

### 4.4.1 はじめに

本節では、FINAL/v11[4.4-1]を用いて本研究の試験体のうち、C-USJ-M に対して有限要素解析を行い、主に水平荷重－変形角関係、破壊性状について実験結果を追跡した。

### 4.4.2 モデル化概要

C-USJ-M の解析モデル概形を図 4.4.2-1 に、断面詳細を図 4.4.2-2 に示す。解析モデルは、面外方向の対称性を利用し柱試験区間および上下スタブを載荷直交方向に分割した半分の断面のみをモデル化し、切断面の載荷直交方向の変位を拘束した。原試験体コンクリート、UFC、目地モルタルは六面体要素、柱主筋および帯筋は線材（トラス）要素を用いてモデル化した。UFC パネルの接着に用いた接着材は 8 節点フィルム要素でモデル化した。また、目地モルタルと上下スタブ間にもフィルム要素を挿入し、ひび割れ接合要素とすることで目地部の離間を再現し、当該面が接触している時のみ応力伝達が行われるものとした。軸力および水平力は上スタブ頂部の柱重心位置（図 4.4.2-1(a)の赤丸）に節点荷重として作用させ、加力点周辺の要素には十分な剛性を与えた。また、下スタブ下端のコンクリートおよび主筋の全節点は完全固定とした。解析は 4.2.5 項の経路に沿うように軸力と水平力を制御し、上下スタブの平行を保つように行った。

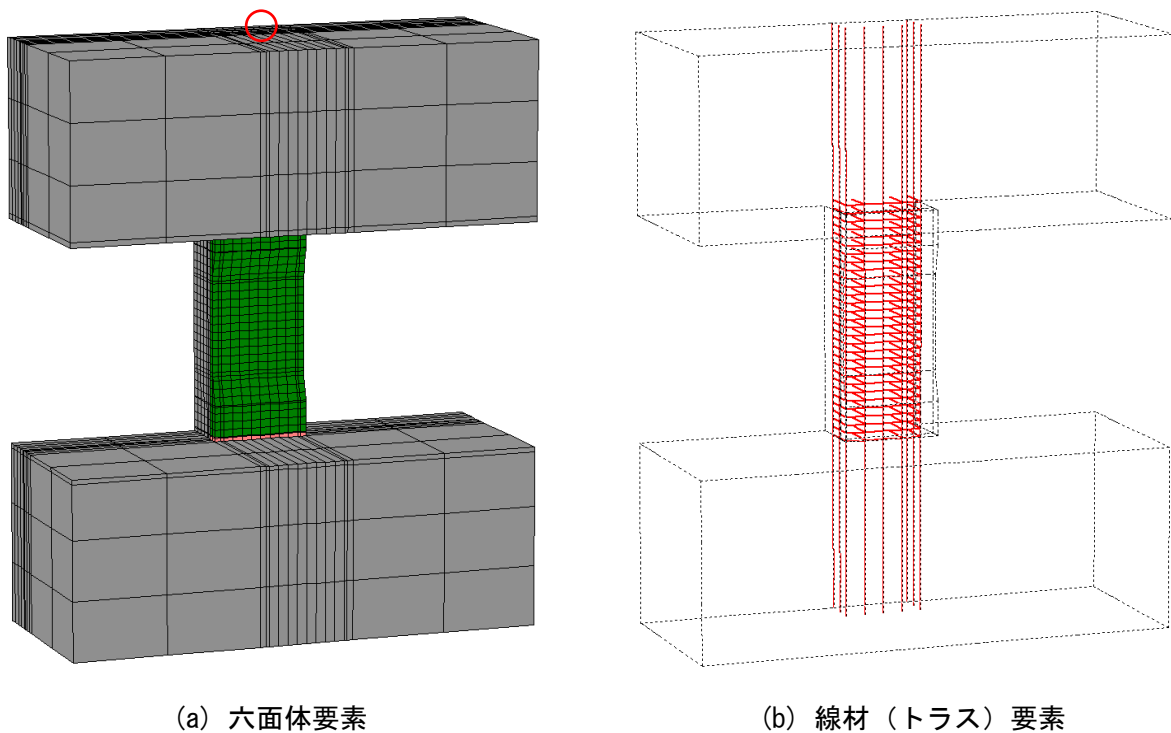
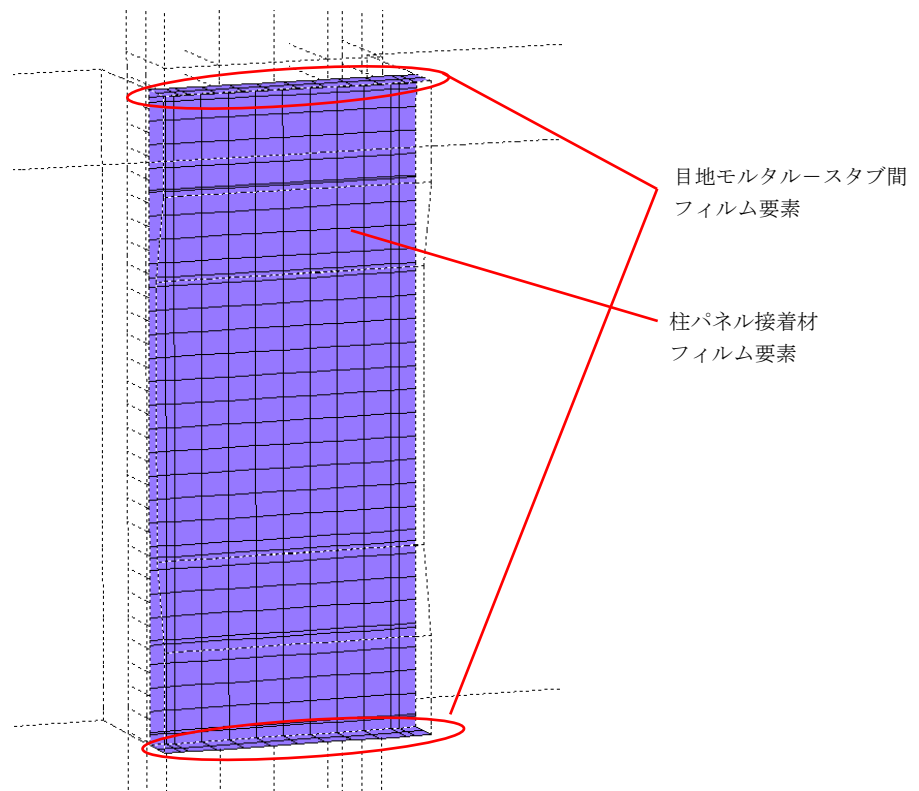


図 4.4.2-1 解析モデル概形 (C-USJ-M)



(c) フィルム要素

図 4.4.2-1 解析モデル概形 (C-USJ-M)

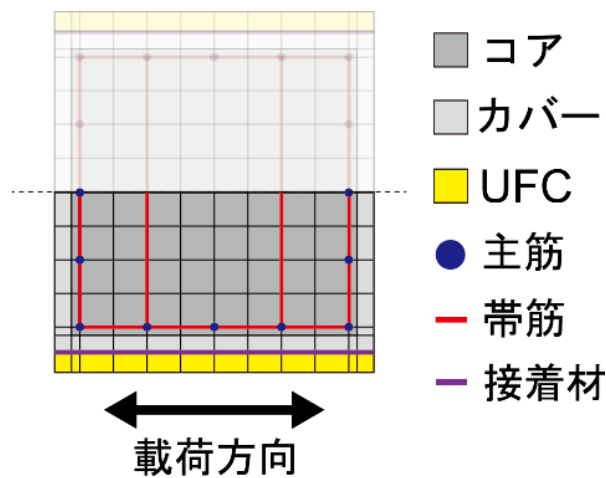


図 4.4.2-2 解析モデル断面詳細 (C-USJ-M)

#### 4.4.3 材料構成則

##### (1) コンクリート, UFC, 目地モルタル

各材料の材料特性は、4.2.4 項で示した材料試験結果を用いた。ただし、コンクリートの引張強度  $f_t$  は文献[4.4-2]を参考にコンクリート圧縮強度  $f'_c$  から (式 4.4.3-1) を用いて、UFC の引張強度  $f_{tUFC}$  は文献[4.4-3]を参考に UFC 曲げ強度  $f_{bUFC}$  から (式 4.4.3-2) を用いて、目地モルタルの引張強度  $f_{tM}$  は文献[4.4-4]を参考にモルタル圧縮強度  $f'_{cM}$  から (式 4.4.3-3) により算出した。

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad \text{(式 4.4.3-1)}$$

$$f_{UFC} = (f_{bUFC} - 1.54) / 2.59 \quad (\text{式 4.4.3-2})$$

$$f_{tM} = 1.40 \left( \frac{f'_{cM}}{10} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{式 4.4.3-3})$$

試験区間内コンクリート、UFC、目地モルタルに使用した材料構成則を表 4.4.3-1 に示す。コンクリートはスタブと柱試験区間で分けてモデル化し、スタブは弾性とした。圧縮応力-ひずみ曲線には、修正 Ahmad モデル[4.4-5]を用いたが、上昇域については UFC および目地モルタルでは線形モデルを、軟化域についてはカバーコンクリートでは中村・桧貝モデル[4.4-6]を用い、カバーコンクリートの圧壊による解析の不安定化を防止した。三軸応力下の圧縮破壊条件は、畑中らの係数[4.4-5]を用いた Ottosen の 4 パラメータモデルとした。テンションスティフニング特性には、コアコンクリートでは拘束効果を考慮するため長沼・山口のモデル[4.4-7]を用い、カバーコンクリートおよび目地モルタルでは鉄筋が配筋されていないことを考慮して引張強度以降は引張応力を負担しない cut off モデルを用いた。また、UFC ではユーザー定義としたが、詳しくは後述する。ひび割れ後のせん断伝達特性には、コアコンクリートでは長沼の提案モデル[4.4-8]を採用し、カバーコンクリート、UFC および目地モルタルに関しては Al-Mahaidi モデル[4.4-9]を採用した。また、正負交番の繰り返し載荷を行うため、繰り返し応力下の履歴特性に長沼・大久保による曲線モデル[4.4-10]を用いた。

表 4.4.3-1 材料構成則 (コンクリート, UFC, 目地モルタル)

		コンクリート		UFC	目地モルタル
		カバー	コア		
圧縮応力-ひずみ曲線	上昇域	修正 Ahmad モデル		線形モデル	
	軟化域	中村・桧貝	修正 Ahmad モデル		
圧縮破壊条件		Ottosen の 4 パラメータモデル (畑中らの係数)			
テンションスティフニング特性		cut off モデル	長沼・山口のモデル	ユーザー定義	cut off モデル
ひび割れ後のせん断伝達特性		Al-Mahaidi モデル	長沼の提案モデル	Al-Mahaidi モデル	
繰り返し応力下の履歴特性		曲線モデル (長沼・大久保のモデル)			

UFC のテンションスティフニング特性については、文献[4.4-3]に基づき、図 4.4.3-1 に示すようなトリリニアで設定した。ヤング係数は圧縮側と同値と仮定し、線形で引張強度に至るように第 1 点を決定した。ひび割れ発生後については一定応力を保持できる開口変位を 0.5mm、応力が 0 となる開口変位を 4.3mm とし、それらを以下の (式 4.4.3-4) で算定される等価検長  $L_{eq}$ [4.4-3] で除すことで第 2 点、第 3 点を決定した。

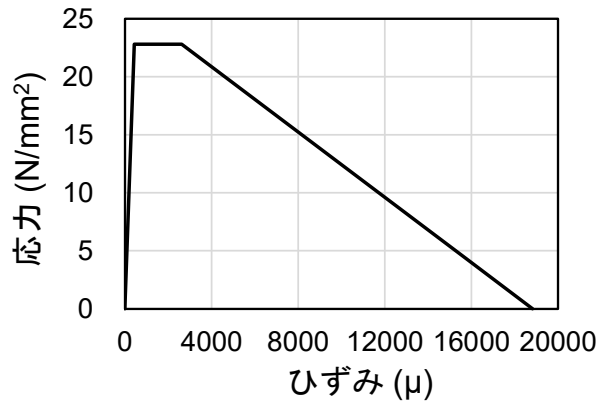


図 4.4.3-1 UFC のテンションスティフニング特性

$$L_{eq} = 0.8 \left\{ 1 - 1 / (1.05 + 6h/l_{ch})^4 \right\} h \quad (式 4.4.3-4)$$

ここで

h : 桁高さ (UFC パネル幅 320mm とした)

$l_{ch}$  : 特性長さ ( $= G_F E_c / f_t^2 = 1.06 \times 10^4 \text{mm}$ )

$G_F$  : 破壊エネルギー ( $= 27.17 \text{N/mm}$ )

$E_c$  : UFC ヤング係数

$f_t$  : UFC 引張強度

### (2) 鉄筋

鉄筋の応力-ひずみ関係は降伏点を折れ点とするバイリニアモデルとし、降伏後剛性は材料試験結果に基づき初期剛性の 1/100 (主筋 D10) および 1/50 (主筋 D5 および帯筋 D4) とした。各鉄筋のモデルを図 4.4.3-2 に示し、材料試験結果も併せて示す。また、繰り返し応力下の履歴特性には修正 Menegotto-Pinto モデル[4.4-11]を採用した。

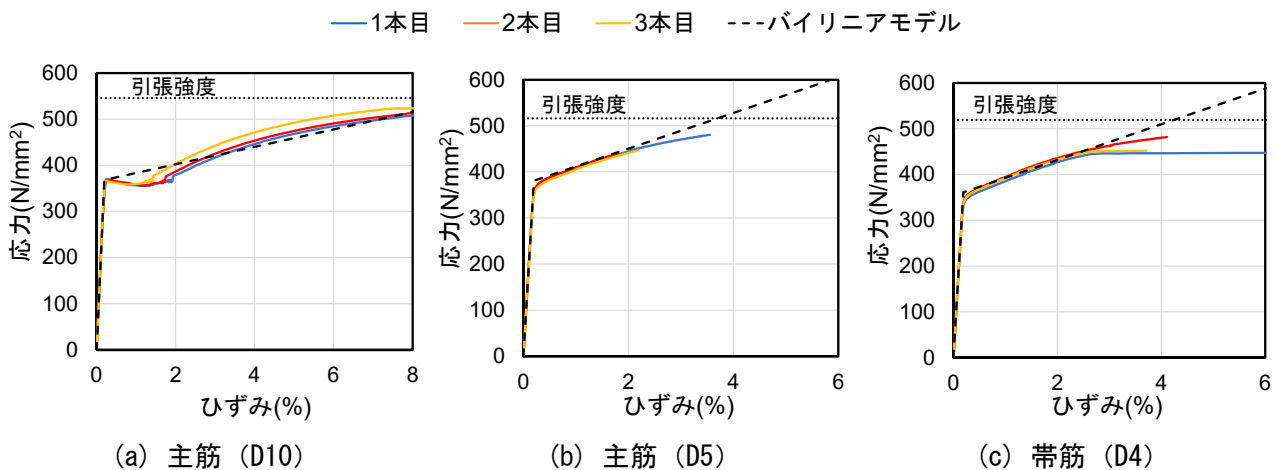


図 4.4.3-2 鉄筋の応力-ひずみ関係モデル

### (3) 接着材

UFC パネルの接着に用いた接着材の応力-変形関係は、用いた接着材の試験成績書の値を用いて図

4.4.3-3 のようにバイリニアモデルで設定した。ただし、引張強度には試験成績書におけるコンクリート接着強度を用い、接着強度以降は引張応力を負担しないものとした。また、せん断弾性係数  $G$  は接着材の圧縮弾性率  $E$  およびポアソン比  $\nu$  を用いて (式 4.4.3-5) から算出し、 $\nu$  は文献[4.4-12]および[4.4-13]を参考に 0.33 とした。接着材の厚さは本実験における実際の接着材厚さとし、実験ではワッシャーにより厚さ管理したことを踏まえて、2mm とした。

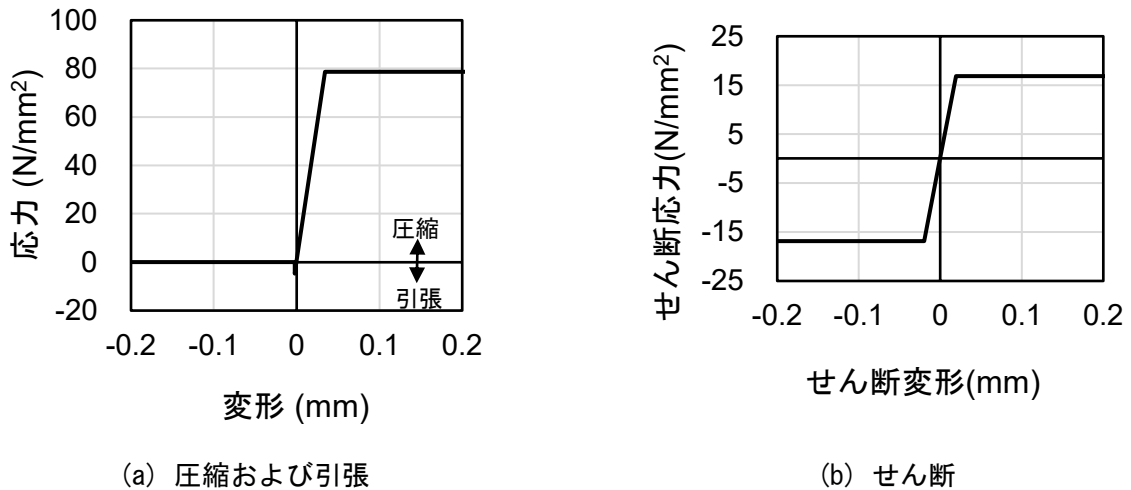


図 4.4.3-3 接着材の応力-変形関係モデル

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{(式 4.4.3-5)}$$

#### (4) その他

前述の通り、目地モルタル-上下スタブ間のフィルム要素については、ひび割れ接合要素としてひび割れ接触時のみせん断伝達が行われることとした。また、モルタルの引張強度と比較するとスタブコンクリートの引張強度の方が小さいことから、引張応力がコンクリートの引張強度に達した時点でひび割れが発生するとした。せん断特性については、圧縮力が作用した場合に摩擦力としてせん断力を保持すると考え、摩擦係数 0.5 としてモデル化した。

また、一次載荷時において補強部分 (UFC, 目地モルタル, 接着材, モルタル-スタブ間フィルム要素) をダミー要素として除き、二次載荷時にこれを出現させることで実験を再現した。なお、各材料強度は、一次載荷と二次載荷で大きくは変わらなかったため、二次載荷時の強度を用いた。

#### 4.4.4 解析結果および実験結果との比較

##### (1) 水平荷重-変形角関係

上述のモデルを用いた解析の結果および実験結果から得られた水平荷重-変形角関係を図 4.4.4-1 に示す。図中の解析結果では、上述の荷重を与えた節点における載荷方向変位を試験区間高さで除したものを変形角、同方向の荷重の 2 倍を水平荷重とした。表 4.4.4-1 に解析における最大荷重と実験結果との比較を示す。

一次載荷においては、正載荷時および負載荷時ともに最大荷重、最大荷重を記録した変形角および剛性については実験結果を精度よく評価できた。

#### 第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

二次載荷においては、正載荷時の剛性および荷重については 1% サイクルまで実験結果を精度よく評価できた。ただし、正載荷時 1% サイクルでは実験での荷重には達せず、2% サイクルでは解析値が実験値を大きく下回り、最大荷重を記録したサイクルが実験とは異なった。また、負載荷時における剛性や耐力については解析値が実験値を過大評価していた。なお、1% サイクル負側 2 回目ピーク以降の除荷開始直後には変形角が負側に増加し、解析が不安定化したことが伺える。

正載荷時における解析結果と実験結果の最大荷重を比較すると、実験値/解析値が一次載荷では 1.03、二次載荷では 1.06 となり、最大荷重を示したサイクルは異なるものの、概ね精度よく評価することができた。一方、負載荷時においては、一次載荷および二次載荷ともに解析値が実験値を過大評価した。

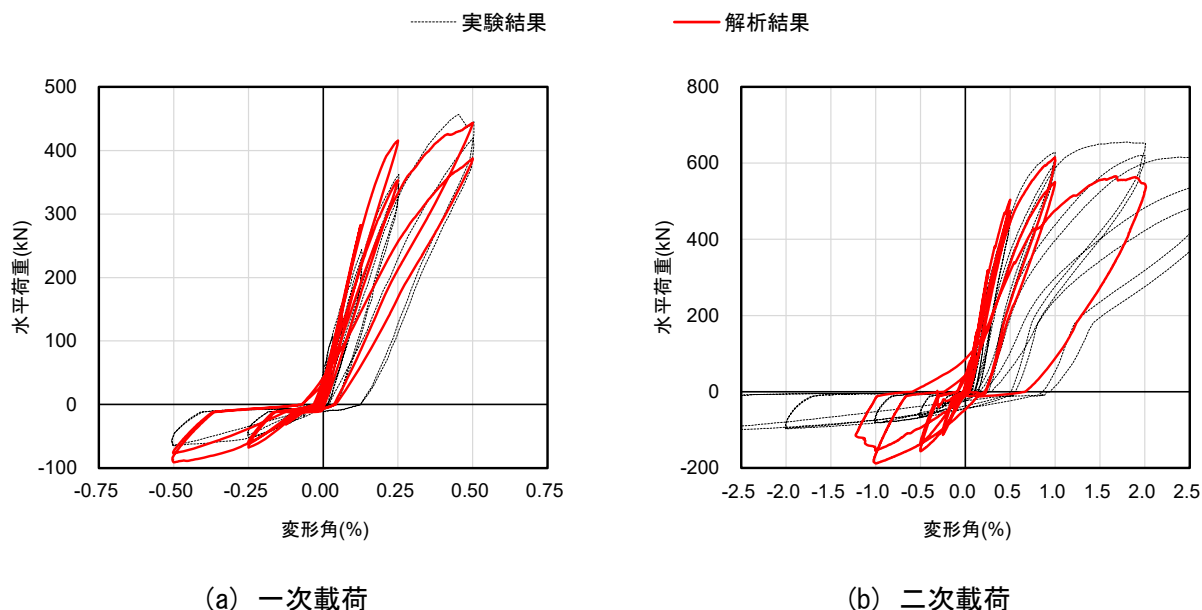


図 4.4.4-1 解析結果と実験結果の比較 (C-USJ-M)

表 4.4.4-1 最大荷重の比較 (C-USJ-M)

		実験値 (kN)	解析値 (kN)	実験値 / 解析値
一次載荷	正側	456.8	443.6	1.03
	負側	-65.0	-91.1	0.71
二次載荷	正側	655.1	615.2	1.06
	負側	-103.8	-188.4	0.55

#### (2) 損傷状況

図 4.4.4-2 に一次載荷時 0.5% サイクルにおける解析および実験での損傷状況の比較、図 4.4.4-3、図 4.4.4-4 に二次載荷時 1% サイクルおよび 2% サイクルにおける解析および実験での損傷状況の比較を示す。なお、一次載荷では原試験体（既存 RC 柱）の正面に発生したひび割れを、二次載荷では補強後の UFC パネル表面に発生したひび割れを示している。

一次載荷では、実験で見られた細かく分散したせん断ひび割れが解析でも見られた。ただし、解析では実験で見られたよりもかなり多くのひび割れが全面で確認された。

二次載荷では、解析でも実験と同じ1%サイクルで UFC パネルにせん断ひび割れが発生した。また、実験では柱脚の目地モルタルで浮きが発生しているのに対し、解析では上端の目地モルタルで軟化が進んでおり、位置の違いはあるものの損傷の程度としては概ね一致していると考えられる。2%サイクルにおいてもパネルのせん断ひび割れや目地モルタルについては概ね実験での損傷状況を再現できていると考えられる。ただし、既存 RC 柱頭柱脚の損傷状況については、解析において比較的進んでいるように見受けられる。これを踏まえ、図 4.4.4-5 に既存 RC 柱の柱頭の損傷状況の比較を示す。(a)より一次載荷時点ですでに解析において既存 RC 柱の柱頭の圧縮軟化が進んでおり、その影響で二次載荷 0.5% サイクル以降で既存 RC 柱の柱頭において圧縮軟化経験要素が増えている。実験での損傷状況と比較すると、解析では曲げによる損傷が大きいと考えられる。また、解析では UFC パネル端部に実験で見られない縦ひび割れが発生していた。

これらより、解析結果では細かなひび割れの発生状況や既存 RC 柱などの損傷状況等において実験結果と若干の違いは見られるが、せん断ひび割れの発生や目地モルタルの損傷状況等は再現できていると考えられる。

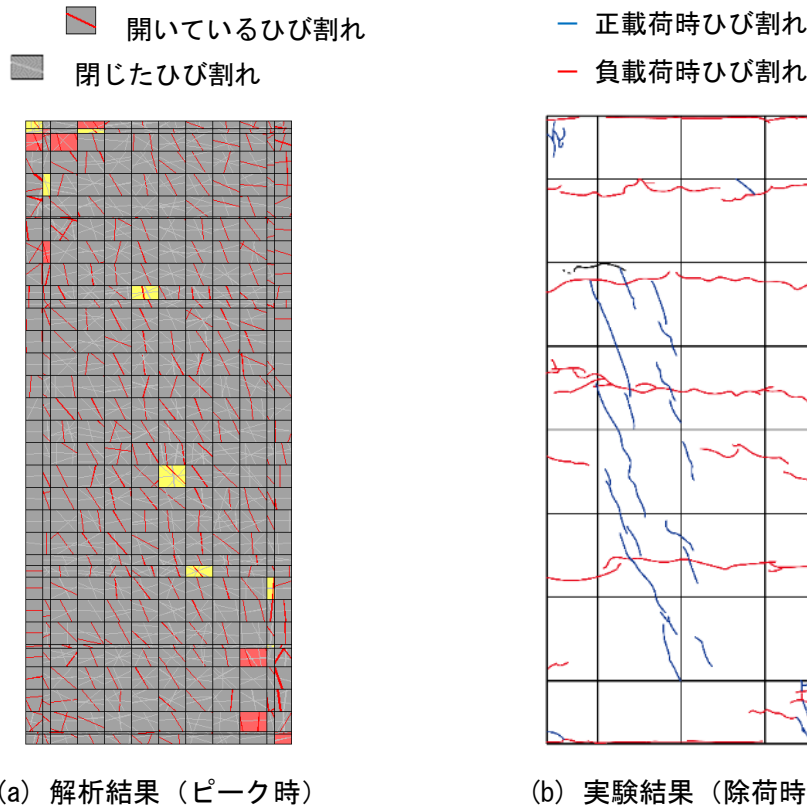


図 4.4.4-2 損傷状況の比較 (一次載荷 0.5%サイクル正側 2 回目)



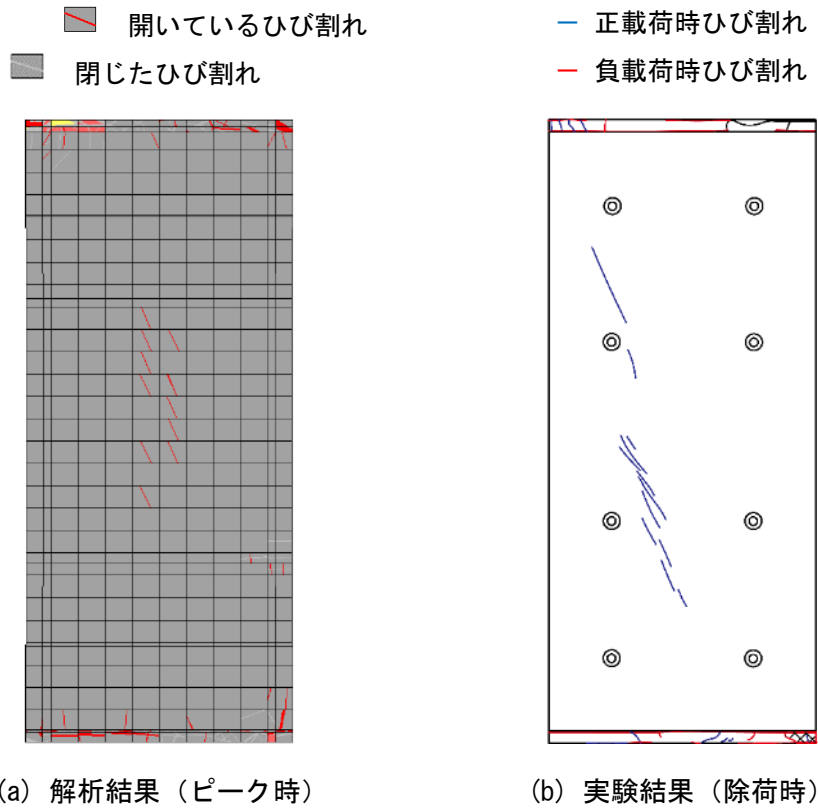


図 4. 4. 4-3 損傷状況の比較 (二次載荷 1%サイクル正側 2 回目)

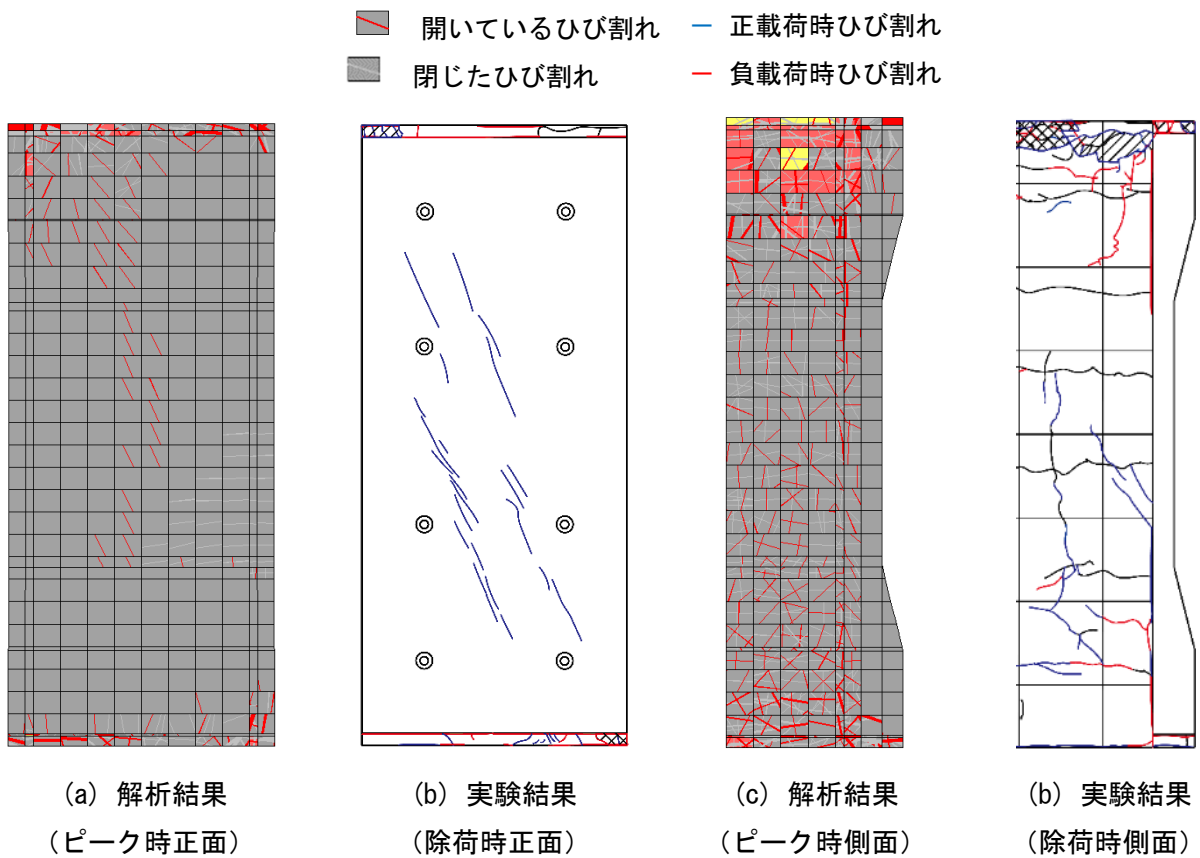


図 4. 4. 4-4 損傷状況の比較 (二次載荷 2%サイクル正側 1 回目)

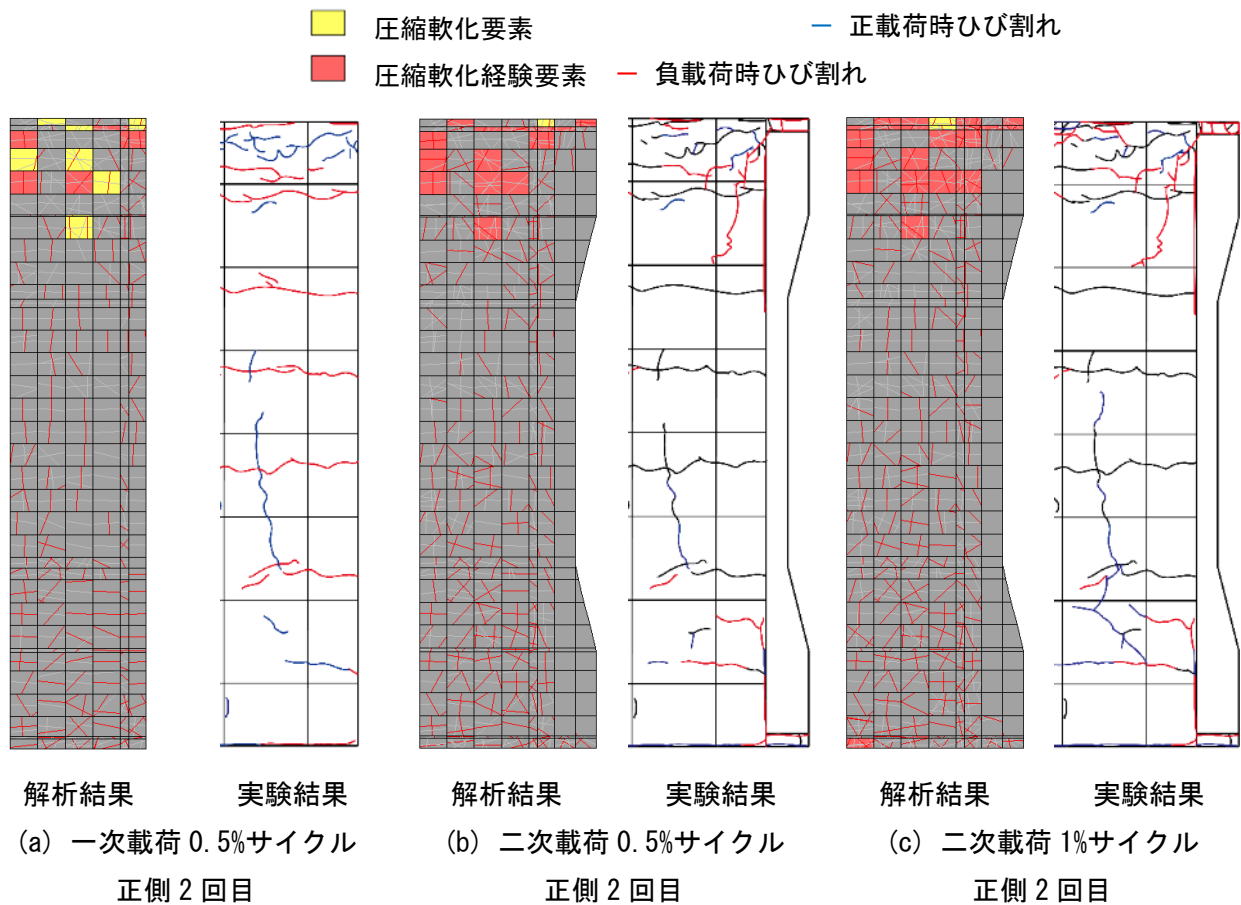


図 4.4.4-5 既存 RC 柱柱頭の損傷状況の比較

#### 4.4.5 まとめ

一次載荷については、正載荷時および負載荷時ともに最大荷重，最大荷重を記録した変形角および剛性については実験結果を精度よく評価できた。ただし、一次載荷終了時点で、実験と比較して既存 RC 柱の柱頭および柱脚での圧縮軟化が進んでいた。

二次載荷においては、正載荷時の剛性および荷重については 1%サイクルまで実験結果を精度よく評価できた。ただし、正載荷時 1%サイクルでは実験での荷重には達せず、2%サイクルでは目地モルタルの圧縮軟化により解析値が実験値を大きく下回り、最大荷重を記録したサイクルが実験とは異なった。また、負載荷時における剛性や耐力については解析値が実験値を過大評価していた。

参考文献 (4.4 節)

- [4.4-1] 伊藤忠テクノソリューションズ (株) : FINAL/V11
- [4.4-2] ACI committee 318 : Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19), 2019
- [4.4-3] 土木学会 : 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案), 2008
- [4.4-4] 國本拓也ほか : グラウト材の力学的性能と破壊エネルギーの実験的評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.2, pp.673-678, 2008
- [4.4-5] 長沼一洋 : 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- [4.4-6] H.NAKAMURA, T.HIGAI : COMPRESSIVE FRACTURE ENERGY AND FRACTURE ZONE LENGTH OF CONCRETE, SEMINAR ON POST-PEAK BEHAVIOR OF RC STRUCTURES SUBJECTED TO SEISMIC LOAD, JCI-C51E, VOL.2, PP.259-272, 1999.10
- [4.4-7] 長沼一洋, 山口恒雄 : 面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.649-650,1990.10
- [4.4-8] 長沼一洋 : 平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その 1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 421 号, pp.39-48, 1991.3
- [4.4-9] Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan. 1979
- [4.4-10] 長沼一洋, 大久保雅章 : 繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 536 号, pp.135-142, 2000.10
- [4.4-11] Ciampi, V, et al. : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov. 1982
- [4.4-12] 若島久男ほか : 可塑剤を含むエポキシ樹脂の疲労き裂伝ば (ふん囲気と繰返し速度の影響), 材料, 第 25 巻, 第 271 号, pp.370-374, 1976
- [4.4-13] 久保内昌敏ほか : じん性を変えた柱型用エポキシ樹脂の耐熱衝撃性評価, 材料, 第 41 巻, 第 463 号, pp.516-522, 1992.4

## 4.5 耐力計算に関する考察

本節では、4.2.3 項の試験体設計で用いた曲げ終局耐力およびせん断終局耐力の評価式による計算値と実験結果との比較を行う。

### 4.5.1 無損傷補強試験体

無損傷補強試験体について、4.2.3 項に示した方法で曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を算定した結果を表 4.5.1-1 に示す。表中には、各試験体の最大耐力および最大耐力時の補強部材の負担せん断力を実験値として併せて示す。また、括弧内の数値は各試験体の耐力計算値の最小値に対する実験値の比である。

挟込パネル補強のみとした C-US と C-USJ は、いずれも曲げ終局耐力の方が小さく、実験の最大耐力時に挟込パネルにひび割れが発生せず、パネル端部の離間が顕著となった曲げ主体の挙動と整合する。なお、表に示す通り、計算値が実験値を 9~14% 小さく評価した。なお、C-US の接着接合部破壊時耐力は、386kN (パネル全断面積有効)、327kN (帯筋による断面欠損を考慮) であり、挟み込みパネルのせん断力負担に対して 2 倍以上の余裕度があった。袖壁補強も実施した C-USJ-UW も、挟込パネルで補強された柱と UFC 袖壁ともに曲げ終局耐力の方が小さく、実験の最大耐力時に補強部材にせん断ひび割れは発生せず、前述の 2 体同様に曲げ主体の挙動を示した点と概ね整合した。実験値/計算値は、試験体全体で 1.06、補強柱と袖壁についてはそれぞれ 1.02 および 1.28 となり、袖壁についてはやや低めの評価となったが、概ね良好な精度で評価できた。一方、C-USJ-RCW は、挟込パネルで補強された柱は曲げ終局耐力の方が小さかったが、実験の最大耐力時に挟込パネルにせん断ひび割れが生じたものの、パネル端部が大きく離間して補強柱としては曲げ降伏したと考えられる。RC 袖壁については、せん断終局耐力と曲げ終局耐力がほぼ同じ値となり、実験では壁頭端の一部が圧壊していた。試験体全体、補強柱、袖壁のいずれについても、C-USJ-UW と同程度の精度で最大耐力を評価できた。

表 4.5.1-1 無損傷補強試験体の耐力計算結果

C-US	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		断面解析			
柱+挟込パネル	589	<b>504 (1.17)</b>		543	
挟込パネル	157	-		144	
C-USJ	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	729	710	<b>663 (1.10)</b>	670	
挟込パネル	254	-	-	305	
C-USJ-UW	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	601	622	<b>587 (1.02)</b>	637	
挟込パネル	162	-	-	297	
UFC 袖壁	142	パネル破壊	目地破壊	パネル破壊	目地破壊
		118	<b>114 (1.28)</b>	280	233
合計	743	<b>701 (1.06)</b>			
C-USJ-RCW	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	687	681	<b>650 (1.06)</b>	667	
挟込パネル	263	-	-	297	
RC 袖壁	149	123		<b>122 (1.22)</b>	
合計	836	<b>772 (1.08)</b>			

4.5.2 損傷後補強試験体

損傷後補強試験体については、一次載荷における損傷の影響も考慮して耐力の算定を行う。

(1) 一次載荷の損傷を無視した場合

一次載荷の損傷を無視し、4.5.1 項と同様に、4.2.3 項に示した方法で曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を算定した。結果を表 4.5.2-1 に示す。表中には、各試験体の最大耐力および最大耐力時の補強部材の負担せん断力を実験値として併せて示している。また、各試験体の耐力計算値の最小値に対する実験値の比を括弧内に示す。無損傷補強試験体に比べて、袖壁の実験値/計算値がやや低下したものの、それ以外の実験値/計算値はごくわずかに低下した程度であり、概ね良好な精度で予測できたと言える。

表 4.5.2-1 損傷後補強試験体の耐力計算結果（一次載荷損傷無視）

C-US-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		断面解析			
柱+挟込パネル	599	<b>516 (1.16)</b>		552	
挟込パネル	145	-		144	
C-USJ- M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	655	652	<b>612 (1.07)</b>	633	
挟込パネル	278	-	-	298	
C-USJ-UW- M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	660	660	<b>628 (1.05)</b>	654	
挟込パネル	287	-	-	296	
UFC 袖壁	128	パネル破壊	目地破壊	パネル破壊	目地破壊
		126	<b>122 (1.05)</b>	279	243
合計	788	<b>751 (1.05)</b>			
C-USJ-RCW- M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	652	686	<b>653 (1.00)</b>	670	
挟込パネル	261	-	-	297	
RC 袖壁	133	<b>119 (1.12)</b>		<b>119 (1.12)</b>	
合計	785	<b>772 (1.02)</b>			

(2) 一次載荷の損傷を考慮した場合

一次載荷における損傷の影響は、柱耐力低減係数  $\eta$  を用いて、既存柱の耐力を低減することとする。なお、(式 4.5.2-1) に示すように、既存柱のせん断耐力に柱耐力低減係数  $\eta$  を乗じる。

$$Q_{su} = \eta \times cQ_{su} + usQ_{su} + wQ_{su} \tag{式 4.5.2-1}$$

ここで

$cQ_{su}$  : 既存 RC 柱せん断終局耐力

$usQ_{su}$  : 柱挟込パネルせん断終局耐力

$wQ_{su}$  : 袖壁部分せん断終局耐力

1) 既存 RC 柱の耐力比より  $\eta$  を算出した場合

無損傷試験体 C-N において、最大耐力に対する変形角 0.5% サイクルにおける最大耐力の比は 0.97 (=428.0/443.0) であった。この値を  $\eta$  として用いた場合の耐力計算結果を表 4.5.2-2 に示す。 $\eta$  が 0.97 と 1 に近いことから、せん断終局耐力の低下が小さく、いずれの試験体でも柱+挟込パネルが曲げ終局耐力で決定したため、実験値/計算値の比は(1)一次載荷の損傷を無視した場合と変化は無かった。

表 4.5.2-2 損傷後補強試験体の耐力計算結果 (一次載荷損傷考慮 :  $\eta=0.97$ )

C-US- M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		断面解析			
柱+挟込パネル	599	516 (1.16)		538	
挟込パネル	145	-		144	
C-USJ-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	655	652	612 (1.07)	622	
挟込パネル	278	-	-	298	
C-USJ-UW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	660	660	628 (1.05)	642	
挟込パネル	287	-	-	296	
UFC 袖壁	128	パネル破壊	目地破壊	パネル破壊	目地破壊
		126	122 (1.05)	279	243
合計	788	751 (1.05)			
C-USJ-RCW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	652	686	653 (1.00)	657	
挟込パネル	261	-	-	297	
RC 袖壁	133	119 (1.12)		119 (1.12)	
合計	785	772 (1.02)			

2) 既存 RC 柱の履歴曲線から  $\eta$  を算出した場合

C-N の履歴曲線において、終局変形までの全エネルギー吸収量に対する変形角 0.5% サイクル終了時の残存エネルギー吸収量の比は 0.88 であった。この値を  $\eta$  として用いた場合の耐力計算結果を表 4.5.2-3 に示す。1) よりも  $\eta$  が小さくなったことで、いずれの試験体でも柱+挟込パネルがせん断終局耐力で決定し、実験値/計算値が低下し、無損傷補強試験体の実験値/計算値とほぼ同等となった。

表 4.5.2-3 損傷後補強試験体の耐力計算結果（一次載荷損傷考慮： $\eta=0.88$ ）

C-US-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		断面解析			
柱+挟込パネル	599	516		<b>503 (1.19)</b>	
挟込パネル	145	-		144	
C-USJ-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	655	652	612	<b>593 (1.10)</b>	
挟込パネル	278	-	-	298	
C-USJ-UW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	660	660	628	<b>611 (1.08)</b>	
挟込パネル	287	-	-	296	
UFC 袖壁	128	パネル破壊	目地破壊	パネル破壊	目地破壊
		126	<b>122 (1.05)</b>	279	243
合計	788	<b>733 (1.07)</b>			
C-USJ-RCW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	652	686	653	<b>625 (1.04)</b>	
挟込パネル	261	-	-	297	
RC 袖壁	133	<b>119 (1.12)</b>		<b>119 (1.12)</b>	
合計	785	<b>744 (1.06)</b>			



3) 部材損傷度に基づき  $\eta$  を算出した場合

$\eta$  の決定に被災度区分判定基準における損傷度判定の考え方をを用いる。各試験体の一次載荷では変形角 0.25% サイクルまたは 0.5% サイクルで最大耐力を発揮していたことから、変形角 0.5% サイクル終了時の状態を損傷度 III とした。ここで対象とした柱は、建設年代および部材の形状から「曲げせん断柱」に分類されることから、被災度区分判定基準によれば  $\eta=0.4$  となる。 $\eta=0.4$  を用いた場合の耐力計算結果を表 4.5.2-4 に示す。いずれの試験体においても、柱+挟込パネルのせん断終局耐力が大幅に低減され、実験値/計算値が 1.39~1.95 となり大幅に過小評価する結果となった。

表 4.5.2-4 損傷後補強試験体の耐力計算結果（一次載荷損傷考慮： $\eta=0.4$ ）

C-US-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		断面解析			
柱+挟込パネル	599	516		<b>307 (1.95)</b>	
挟込パネル	145	-		144	
C-USJ-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	655	652	612	<b>432 (1.52)</b>	
挟込パネル	278	-	-	298	
C-USJ-UW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	660	660	628	<b>439 (1.50)</b>	
挟込パネル	287	-	-	296	
UFC 袖壁	128	パネル破壊	目地破壊	パネル破壊	目地破壊
		126	<b>122 (1.05)</b>	279	243
合計	788	<b>561 (1.40)</b>			
C-USJ-RCW-M	実験値	曲げ終局耐力		せん断終局耐力	
		目地非考慮	目地考慮		
柱+挟込パネル	652	686	653	<b>446 (1.46)</b>	
挟込パネル	261	-	-	297	
RC 袖壁	133	<b>119 (1.12)</b>		<b>119 (1.12)</b>	
合計	785	<b>565 (1.39)</b>			

4.5.3 まとめ

本節では、4.2.3 項の試験体設計で用いた評価式による計算値と実験結果との比較を行った。無損傷補強試験体に対して、実験値/計算値が 1.06~1.17 となり良好な精度で評価できた。損傷後補強試験体に対して、一次載荷における損傷の影響を無視して無損傷補強試験体と同様に評価すると、実験値/計算値は 1.02~1.16 とわずかに低下したものの良好な程度で評価できた。また、一次載荷における損傷の影響について、既存柱のせん断終局耐力に柱耐力低減係数  $\eta$  を乗じることで考慮した場合、 $\eta$  を最大耐力に対する変形角 0.5% サイクルにおける最大耐力の比とすると計算値は変化せず、終局変形までの全エネルギー吸収量に対する変形角 0.5% サイクル終了時の残存エネルギー吸収量の比とすると、無損傷

#### 第4章 構造詳細を改善した UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

補強試験体と同等の実験値／計算値となった。一方，被災度区分判定基準の損傷度判定の考え方によって  $\eta$  を決定した場合，実験値を大幅に過小評価する結果となった。

## 4.6 まとめ

本章では、RC 造ピロティ柱を対象に UFC パネル挟込接着および UFC または RC 片側袖壁補強を用いた補強工法について、縮小試験体を用いた載荷実験による構造性能および補強効果の検証、有限要素解析を用いた挙動予測、補強前の損傷を考慮した最大耐力評価を行った。

4.2 節、4.3 節では、縮小試験体を用いた載荷実験の概要および結果について述べた。2 章、3 章で示した実験では、UFC 挟込パネル端部の応力集中によって比較的早期に損傷が進行した点を踏まえて、パネル端部を増厚するとともに、UFC または RC の片側袖壁補強を併用する方法についても検討を行った。その結果、初期剛性、最大耐力、変形性能ともに良好な結果が得られ、補強の効果を確認できた。その他、変形性状、パネルの応力状態および負担応力などについて考察を行った。

4.4 節では、三次元有限要素解析を用いて、損傷後補強試験体の UFC 挟込パネル補強前後の挙動予測を行った。補強前の一次載荷については、最大耐力、最大耐力時変形角を精度よく評価できたものの、補強後の二次載荷においては変形角 1%までは実験結果を良好に追跡できたものの、それ以降の予測精度については課題を残した。

4.5 節では、実験の試験体設計で用いた評価式による計算値と実験結果を比較し、無損傷補強試験体、損傷後補強試験体のそれぞれに対して計算結果の精度評価を行った。損傷後補強試験体については、既存柱のせん断終局耐力に柱耐力低減係数  $\eta$  を乗じることで考慮し、 $\eta$  は最大経験サイクルの耐力残存比、エネルギー吸収量の残存比、被災度区分判定基準の損傷度判定に準拠、の 3 つの方法で決定した。その結果、無損傷補強試験体、損傷後補強試験体で  $\eta$  を最大経験サイクルの耐力残存比、エネルギー吸収量の残存比で決定した場合については良好な精度で評価できたのに対して、損傷後補強試験体で被災度区分判定基準の損傷度判定に準拠して求めた  $\eta$  を用いた場合には実験値を大幅に過小評価した。

## 謝辞

本報告は「吉田遥夏：RC 造ピロティ柱に対する UFC パネル補強－袖壁増設および挟込接着補強に関する実験的検討－，京都大学卒業論文，2021.3」および「石原滯：RC 造ピロティ柱に対する UFC パネル補強－損傷試験体に対する袖壁増設および挟込接着補強－，京都大学大学院修士論文，2022.3」を再編集したものである。また、本報告の作成にあたっては、京都大学・Sua Lim 氏の協力があった。ここに関係各位に謝意を示します。

## 第5章

柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

## 5.1 背景

本章では、2～4章で実施した柱部材単体の実験結果を参考に、1.1.3項の(2)で紹介した対象建築物の一部を模擬した架構試験体を作成して静的載荷実験を実施する。

2章及び3章では、対象建築物の柱部材単体を対象に、一次載荷により損傷を与えた後、UFC パネル補強を施し、再び載荷実験を行うことで、UFC パネル補強による補強、復旧効果を調べた。その結果、部材損傷度がV程度のように大きく損傷した場合は、UFC パネル補強による効果が見られず、一方で一次載荷において最大耐力を発揮する程度の変形を経験した試験体では、補強効果が確認できたと報告している。

また、4章では、2章の補強工法から構造詳細を改善した UFC パネル貼付工法として、UFC パネル挟込接着および UFC 片側袖壁を用いた補強工法を施した構造実験を実施し、初期剛性、最大耐力、変形性能ともに良好な結果が得られ、補強の効果を確認できたことを報告している。

そこで本章では、対象建築物の下層2.5層を模擬した架構試験体を2体作成し、1体は2章及び3章のように一次載荷において最大耐力を発揮する程度の変形を経験させ、その後補強を施して実験を実施する。また、もう1体は比較のために1次載荷をせずに補強を施して実験を実施する。なお、この際の補強工法は、4章で有効性の確認できた UFC パネル挟込接着および UFC 片側袖壁補強を用いた補強工法を採用する。1層の補強効果を確認するためには、2層以上で破壊しないように補強を施す必要がある。そこで本実験では、ビニロン繊維入りモルタルを吹き付ける工法を用いて2層以上の壁に増打ち補強を行い、2階梁には UFC パネルにて貼付け補強を行った。

## 5.2 実験概要

### 5.2.1 試験体諸元

本実験では、無補強試験体の F1 および補強試験体の F1-R, F2-R の合計 3 体を用いて実験を実施した。無補強試験体 F1 は 1F 層間変形角  $\mu R_x=1.0\%$  までの載荷を実施した。載荷後、F1 試験体に補強を施した試験体が F1-R である。また、F2-R は事前に載荷せずに補強を施した試験体である。F1-R および F2-R の既存部は同じ日に打設を行った。また、それぞれの補強部についても同じ日に施工を実施した。試験体の相関関係を図 5.2.1-1 に示す。また、全試験体の既存部の配筋一覧表を表 5.2.1-1 に、配筋図を図 5.2.1-2～図 5.2.1-4 に示す。なお、補強部の詳細は 5.2.4 項に示す。

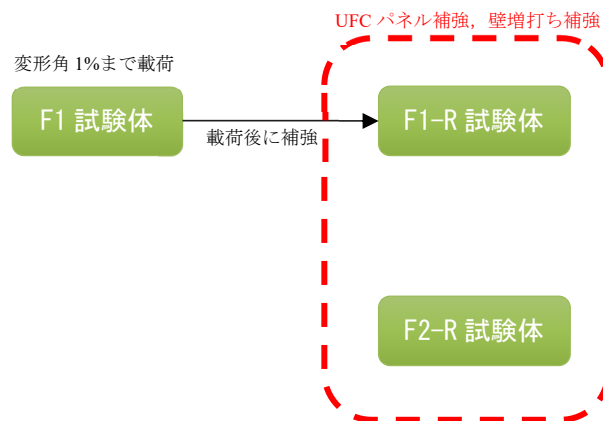


図 5.2.1-1 試験体相関図

表 5.2.1-1 配筋一覧 (単位 : mm)

試験体配筋一覧				
部材	断面サイズ	主筋	せん断補強筋	個数
1Fピロティ柱	320x320	12-D10 + 4-D5	□ D4@27	2
2F・3F柱	320x250	10-D10 + 4-D5	□ D4@27	2
2F・3F梁	100x200	4-D10 + 2-D4	□ D4@120	2
2F・3F壁	t50	D4@100シングル		2
2F床スラブ	t100	D4@100ダブル		1
2F直交梁	250x200	4-D19	□ D6@50	4
上スタブ	700x400	10-D25	□ D13@130	1
下スタブ	700x500	10-D25	□ D13@130	1
2F加カスタブ	300x200	6-D16	□ D6@50	2
柱定着プレート	320x320xt9			4
加カスタブプレート	300x200xt9			4

材料強度一覧	
コンクリート	実強度35N/mm <sup>2</sup>
鉄筋(D6以下)	SD295A
鉄筋(D10以上)	SD345
定着プレート	SS400相当

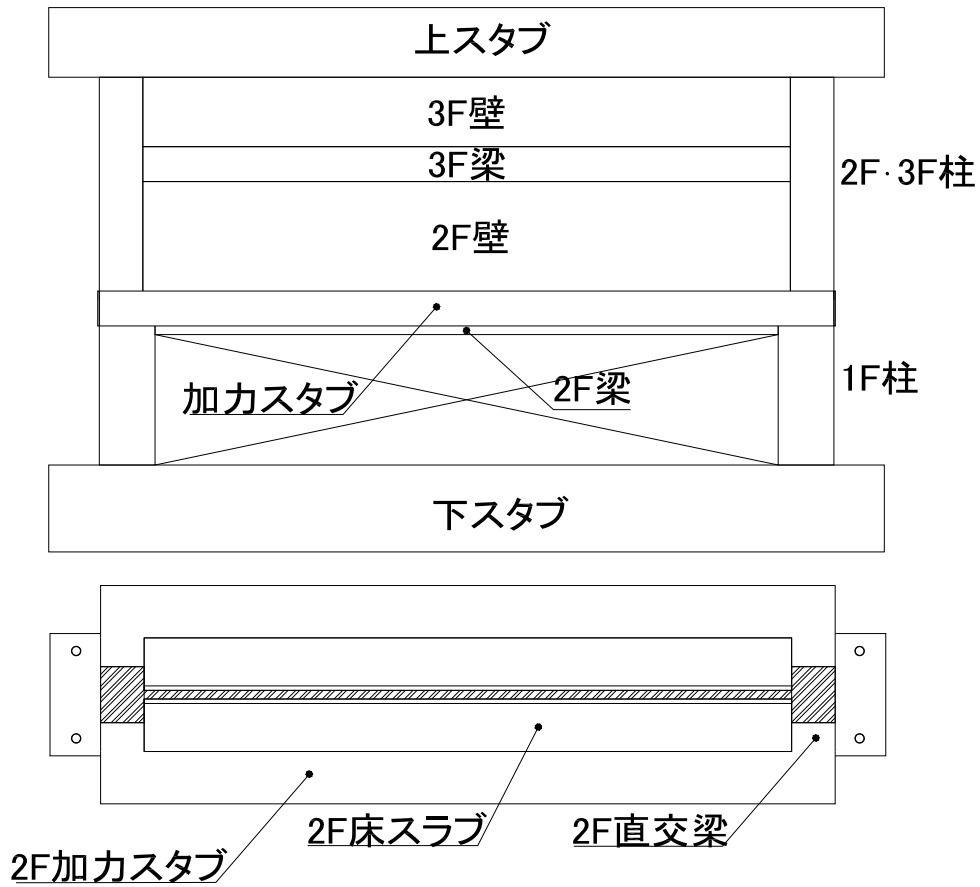


図 5.2.1-2 部材名称

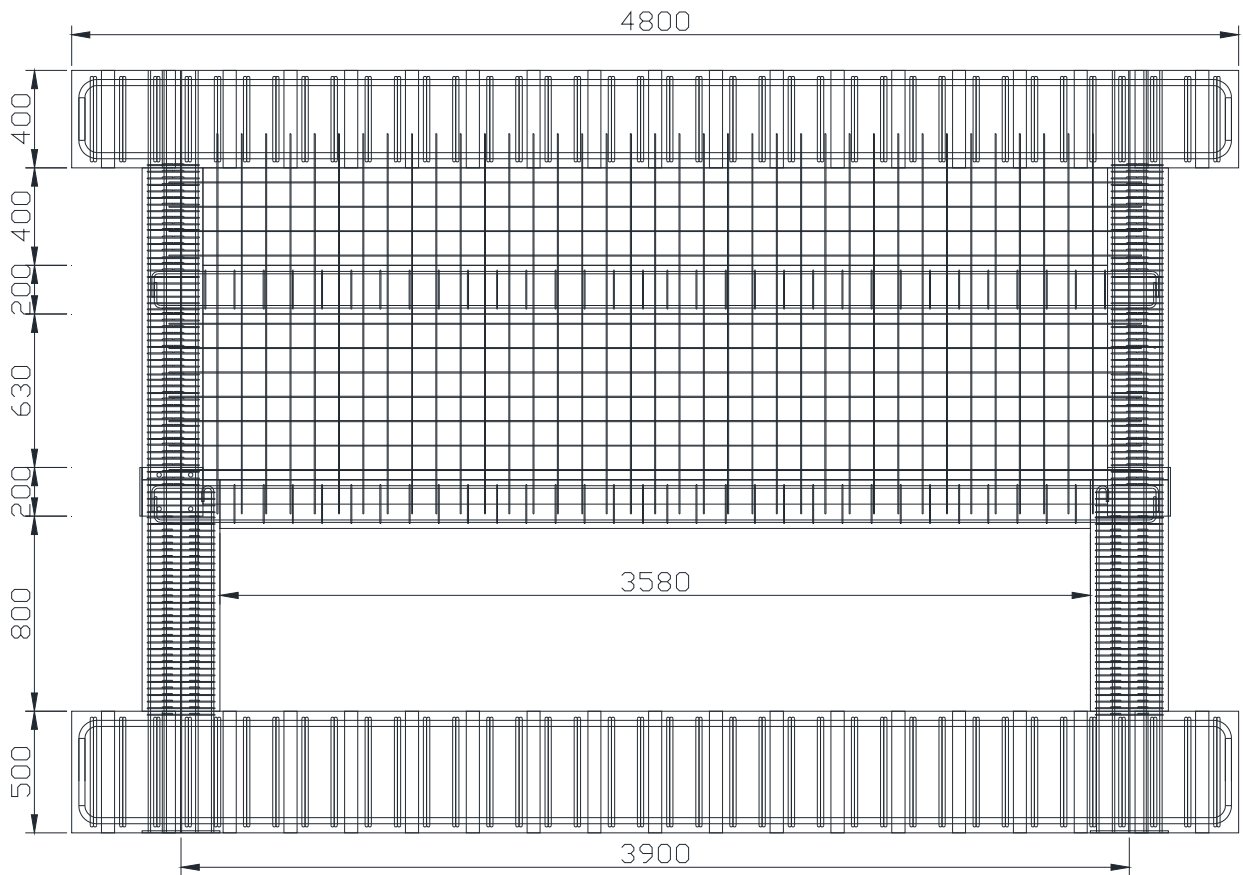


図 5.2.1-3 試験体配筋図 (単位 : mm)

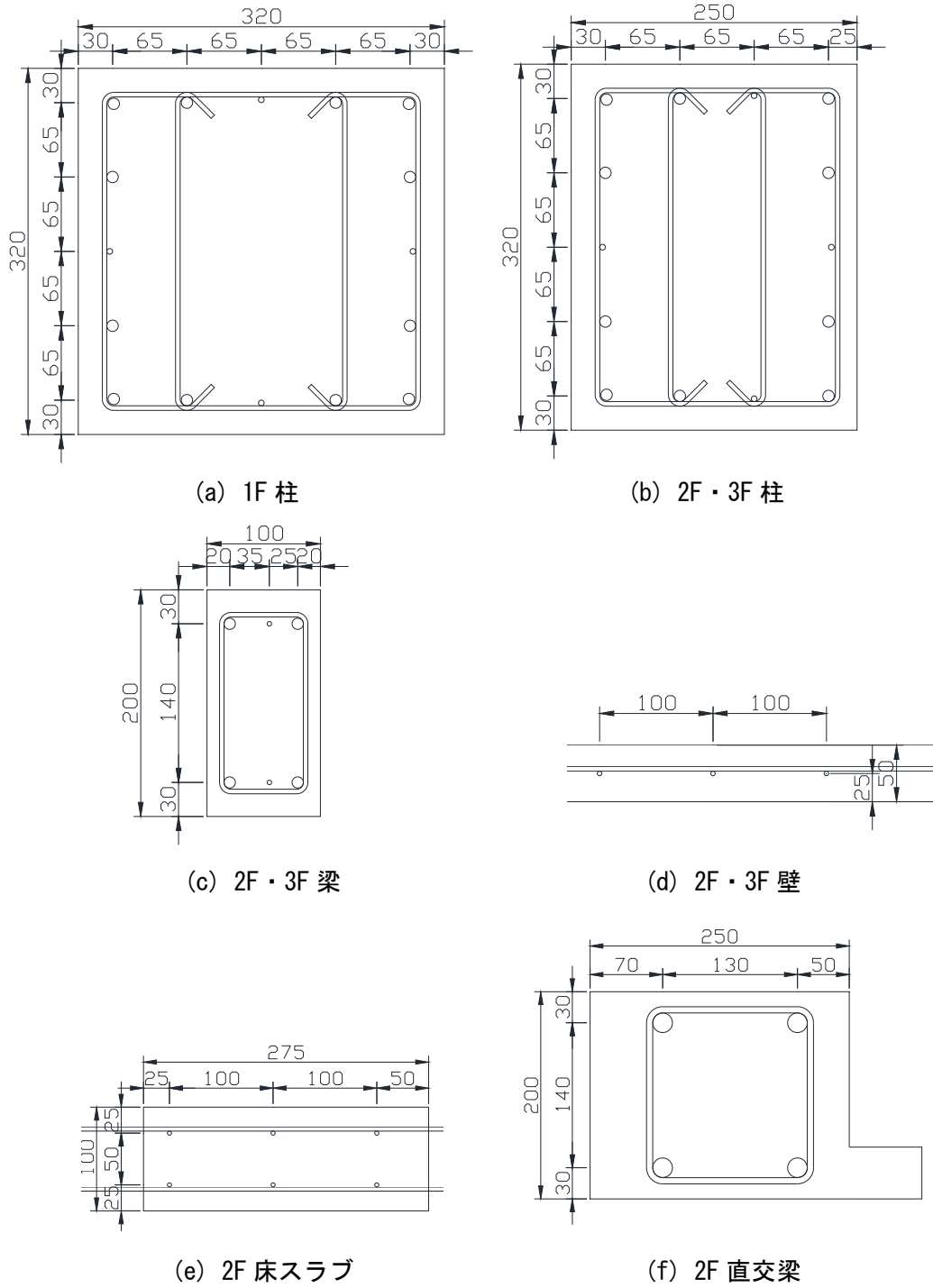


図 5.2.1-4 部材断面図 (単位 : mm)



第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

5.2.2 材料特性

各試験体の材料試験結果を表 5.2.2-1 に示す。

表 5.2.2-1 材料試験結果  
(a) コンクリート・モルタル・UFC

材料	位置	試験体	ヤング係数	圧縮強度	圧縮強度時歪	割裂引張強度	曲げひび割れ強度	曲げ強度
			(GPa)	(MPa)	(%)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
コンクリート	2F3F柱, 2F3F壁, 3F梁, 上スタブ	F1	34.4	42.3	0.222	3.0	-	-
		F2-R	33.4	49.9	0.232	3.3	-	-
		F1-R	32.4	45.1	0.226	3.4	-	-
	1F柱, 2F梁, 2F床スラブ, 直交梁, 加力スタブ	F1	29.9	38.4	0.225	3.1	-	-
		F2-R	31.0	49.0	0.231	3.3	-	-
		F1-R	45.6	45.8	0.156	3.5	-	-
	下スタブ	F1	33.6	49.4	0.243	3.2	-	-
		F2-R	34.5	60.2	0.260	3.3	-	-
		F1-R	37.0	59.2	0.242	3.4	-	-
無収縮モルタル	UFCパネル 目地部	3週強度用	34.5	122.5	0.439	8.0	-	-
		F2-R	34.2	123.8	0.419	2.7	-	-
		F1-R	33.3	120.2	0.433	4.7	-	-
繊維モルタル	2F壁	F2-R	32.0	54.9	0.244	2.6	-	-
		F1-R	34.9	53.8	0.214	4.1	-	-
	1次吹きつけ	F2-R	30.1	59.4	0.299	2.6	-	-
		F1-R	31.5	59.1	0.271	4.5	-	-
UFCパネル	補強パネル	F1-R,F2-R	52.4	191.0	-	-	20	49.6

(b) 鉄筋

	供試体名	鉄筋径	ヤング係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 (%)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破断歪 (%)
既存部	D4	D4	186	362	0.429	503	20.2
	D5	D5	194	378	0.411	525	25.8
	D6	D6	196	364	0.399	526	18.2
	D10	D10	198	374	0.259	572	26.5
	D13	D13	197	385	0.204	547	25.1
	D16	D16	192	397	0.222	567	25.5
	D19	D19	192	380	0.230	576	22.7
	D25	D25	194	386	0.250	586	22.4
補強部	D6壁筋	D6	202	416	0.472	527	-
	φ5メッシュ筋	φ5	-	-	-	187	-
	D10あと施工アンカー	D10	200	362	0.186	503	-

(c) 接着剤

項目	試験方法	試験条件	単位	保証値	試験値
比重 (硬化物)	JIS K 7112 準拠	23℃	-	1.65~1.85	1.68
可使時間	温度上昇法	23℃	分	30以上	57
粘度 (混合物)	JIS K 6833 準拠	23℃	mPa・s	パテ状	パテ状
引張せん断強度	JIS K 6850 準拠	23℃	N/mm <sup>2</sup>	10以上	16.4
コンクリート接着強度	JIS A 6909 準拠 JIS板(JISA5371)	23℃	N/mm <sup>2</sup>	1.5以上	3.9
圧縮強度	JIS K 7181 準拠	23℃	N/mm <sup>2</sup>	50以上	75.2
圧縮弾性率	JIS K 7181 準拠	23℃	N/mm <sup>2</sup>	1.00 $\times 10^3$ 以上	4.38 $\times 10^3$

5.2.3 無補強試験体の設計

(1) 試験体の配筋設計

試験体の外形および配筋は、対象とした建築物を 1/3 スケールに変換して決定した。ただし、試験体の鉄筋比を、実大建築物の鉄筋比と全く同じにすることが出来ている訳ではない。配筋の考え方を表 5.2.3-1 に示す。表 5.2.3-1 中の配筋①は鉄筋比の値が実大建築物と異なっている。そこで、出来るだけ鉄筋比が同じになるように鉄筋を 2 種類使用した配筋案として②を表 5.2.3-1 に示す。さらに検討を進め、柱フープの間隔と鉄筋径のスケールが 1/3 になるように、配筋案③を採用した。また、2F 直交梁、2F 床スラブは今回破壊させないように、元設計の配筋を採用せず別途計算した。

表 5.2.3-1 配筋の考え方

主筋：SD345 せん断補強筋：SD295A	実大配筋	1/2配筋	1/3配筋 ①	1/3配筋 ②	1/3配筋 ③
1F柱主筋	16-D25	16-D13	16-D10	12-D10+4-D5	同左
鉄筋比 $pg=ag/(BD)$	0.90%	0.90%	1.11%	0.92%	同左
1F柱せん断補強筋	D13@80	D6@40	D5@40	同左	D4@27
鉄筋比 $ps=as/(Bx)$	0.33%	0.33%	0.34%	同左	0.33%
2F柱主筋	14-D25		14-D10	10-D10+4-D5	同左
鉄筋比 $pg=ag/(BD)$	1.00%		1.25%	1.00%	同左
2F柱せん断補強筋	D13@80		D5@40	同左	D4@27
鉄筋比 $ps=as/(Bx)$	0.33%		0.34%	同左	0.33%
梁主筋	3-D25		3-D10	2-D10+D4	同左
引張鉄筋比 $pt=at/(Bd)$	0.94%		1.26%	0.92%	同左
梁せん断補強筋	D10@200		D4@120	同左	同左
鉄筋比 $ps=as/(Bx)$	0.24%		0.23%	同左	同左
壁	D10@175 シングル		D4@100 シングル	同左	同左
鉄筋比 $pw=aw/(tx)$	0.27%		0.28%	同左	同左
2F直交梁主筋	8-D29 ほか		4-D19	同左	同左
2F直交梁せん断補強筋	D13@75 ほか		D6@50	同左	同左
2F床スラブスラブ筋	D10@200 ほか		D4@100 ダブル	同左	同左
2F加カスタブ主筋			6-D16	同左	同左
2F加カスタブせん断補強筋			D6@50	同左	同左

1) 梁主筋の定着長さの検討

梁主筋の定着について、元図面では図 5.2.3-1～図 5.2.3-3 鉄筋の必要定着長さのように配筋標準図によって決まっている。

(1) 鉄筋末端部の折曲げの形状（補強筋の余長はすべて4d以上）

折曲げ角度	180°	135°	90°
図			
鉄筋の余長	4d以上	6d以上	8d以上 (※4d以上)
曲げ内のり直径Rは……………SD30、SD35は4d以上 ※片持スラブ上部筋の先端			

図 5.2.3-1 標準フックの仕様

(3) 鉄筋の定着及び重ね継手の長さ

鉄筋の種類	コンクリートの設計基準強度の範囲 (kg/cm <sup>2</sup> )	定着の長さ			特別の定着及び重ね継手の長さ (L <sub>1</sub> )
		一般 (L <sub>2</sub> )	下端筋 (L <sub>3</sub> )		
			小梁	スラブ	
SD 30AB	210以上270未満	35 d (25 d)	25 d	10 d かつ	40 d (30 d)
SD 35	135以上210未満	40 d (30 d)	(15 d)	15cm以上	45 d (35 d)

[注] ( ) 内はフック付の場合を示す。

継手

1. 末端のフックは、定着および継手の長さには含まれない。
2. 継手位置は、応力の小さい位置に設けることを原則とする。
3. 直径の異なる材の継手は、細い方の材の継手長さとする。
4. 直径が28mm以上の場合は、重ね継手としてはならない。
5. 鉄筋径の差が5mmを超える場合は、圧接としてはならない。

図 5.2.3-2 鉄筋の必要定着長さ

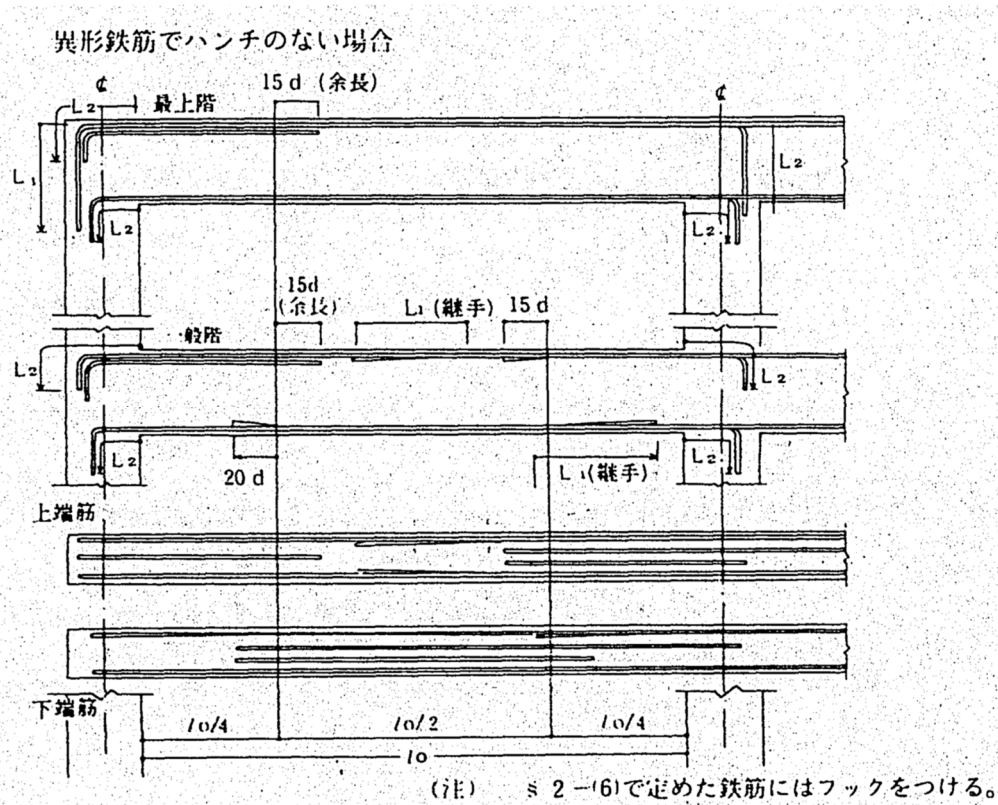


図 5.2.3-3 鉄筋の必要定着長さ

本研究では当時の設計をそのまま試験体に反映させるのではなく、今後のピロティ架構の設計法の確立を目的とするため、図 5.2.3-1～図 5.2.3-3 の配筋を採用しないこととする。現行の RC 規準 2018<sup>[5-1]</sup> の規定を満足し、かつ RC 規準 1991<sup>[5-2]</sup> の短期許容応力度を用いた定着長さも満足するように、図 5.2.3-4 に示すような配筋に決定した。

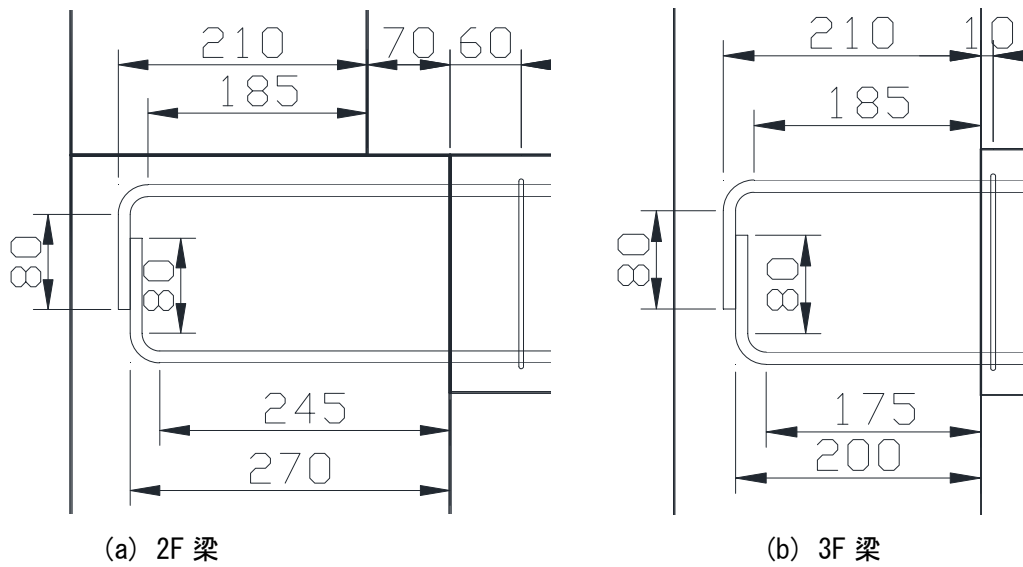


図 5.2.3-4 梁主筋の定着状況

RC 規準 2018<sup>[5-1]</sup>では定着として、下記の条件①～③を必要としている。表 5.2.3-2 に計算結果を示す。

- ① 水平投影長さ  $l_{dh}$  が、(式 5.2.3-1) による必要定着長さ  $l_{ab}$  以上となること。

$$l_{ab} = \alpha \frac{S \cdot \sigma_t \cdot d_b}{10 \cdot f_b} \quad (\text{式 5.2.3-1})$$

- ② 水平投影長さ  $l_{dh}$  が、柱せい  $D_c$  の  $3/4$  の長さ以上となること。  
 ③ 原則として、接合部パネルゾーンへ折り曲げること。

RC 規準 1991<sup>[5-2]</sup>では、定着起点からフック起点までの距離  $l$  が、(式 5.2.3-2) を満たす必要がある。表 5.2.3-3 に計算結果を示す。

$$l \geq \frac{\sigma_t \cdot a}{f_a \cdot \psi} \quad (\text{式 5.2.3-2})$$

第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

2) 壁筋およびスラブ筋の定着長さの検討

壁筋(D4)および床スラブ筋(D4)は、柱または梁に直線定着する。このときの必要定着長さは、梁主筋の定着長さと同様の検討を行い、直線定着で 140mm とすることとした。計算結果を表 5.2.3-2 および表 5.2.3-3 に示す。

表 5.2.3-2 RC 規準 2018 の検討結果

2018RC規準			3F梁上端	3F梁下端	2F梁上端	2F梁下端	壁筋	スラブ筋
柱せい	Dc	mm	240	240	240	320	-	-
柱せい×3/4	0.75Dc	mm	180	180	180	240	-	-
コンクリート設計基準強度	Fc	N/mm <sup>2</sup>	27	27	27	27	27	27
コア内定着	$\alpha$		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
必要定着長さの修正係数	S		0.7	0.7	0.7	0.7	1.25	1.0
仕口面の鉄筋応力度 (=降伏強度×1.25)	$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	431	431	431	431	369	369
鉄筋の呼び名 (直径)	db	mm	10	10	10	10	4	4
付着割裂の基準となる強度	fb	N/mm <sup>2</sup>	1.575	1.575	1.575	1.575	1.575	1.575
必要定着長さ	lab	mm	192	192	192	192	117	94
水平投影長さ	ldh	mm	210	200	210	270	140	140
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK

表 5.2.3-3 RC 規準 1991 の検討結果

1991RC規準			3F梁上端	3F梁下端	2F梁上端	2F梁下端	壁筋	スラブ筋
短期許容付着応力度	fa	N/mm <sup>2</sup>	2.38	2.38	2.38	2.38	2.38	2.38
仕口部への定着による割増係数			1.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0
鉄筋の断面積	a	mm <sup>2</sup>	71.33	71.33	71.33	71.33	14.05	14.1
フックの有無による低減係数			0.67	0.67	0.67	0.67	1.0	1.0
定着部の鉄筋応力度 (=降伏強度)	$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	345	345	345	345	295	295
鉄筋の周長	$\psi$	mm	30	30	30	30	13	13
必要長さ		mm	153	153	153	153	134	134
定着起点からフック起点までの距離	l	mm	185	175	185	245	140	140
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK

3) 2F 柱梁接合部の配筋

2F 柱梁接合部の配筋図を図 5.2.3-5 に示す。

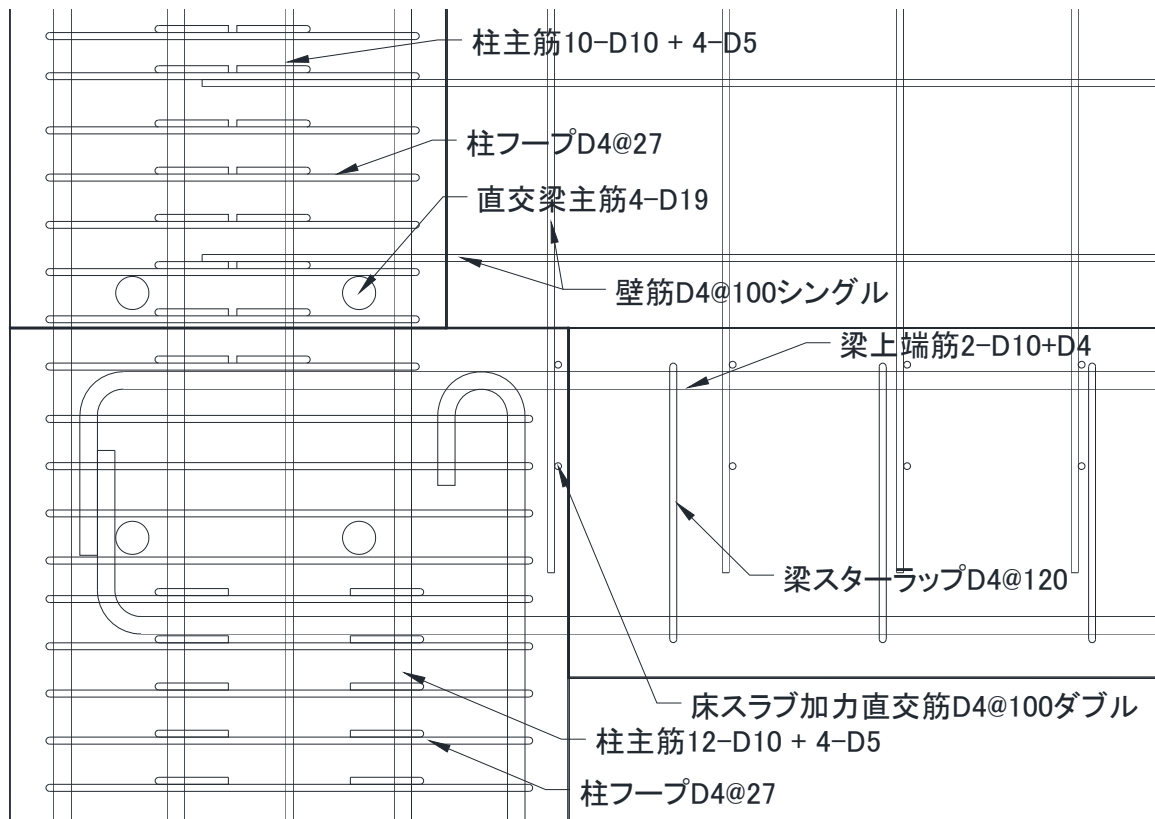


図 5.2.3-5 2F 柱梁接合部配筋図

4) 2F 直交梁, 2F 床スラブの検討

あと施工アンカーのせん断耐力の計算に倣って, (式 5.2.3-3)を用いてスラブ筋と直交梁主筋のせん断耐力を計算すると, 両鉄筋ともに, 鋼材の耐力で決まるせん断力  $Q_{a1}$  のほうが小さくなり, スラブ筋で 806kN, 直交梁主筋合計で 1777kN であった。

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad (\text{式 5.2.3-3})$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot m \sigma_y \cdot s \cdot a_e$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s \cdot a_e$$

上記合計した場合, 2583kN (=806+1777) であり, 水平ジャッキの容量 2000kN よりも大きな値となり安全側に設計できているといえる。

(2) 各種構造関係基準との適合状況について

2020 年版構造関係技術基準解説書<sup>[5-3]</sup>では、付録 1-6.1 で「ピロティ階の層崩壊形を許容しない設計方針」が、付録 1-6.2 で「ピロティ階の層崩壊形及び全体崩壊形を許容する設計法」がそれぞれ示されている。本検討では、「ピロティ階の層崩壊形及び全体崩壊形を許容する設計法」で設計された場合を想定し、その適合状況を整理する。設計用応力に対する検討は実施せず、本設計法で求められている構造規定などへの適合状況を整理する。

1) ピロティ柱の構造特性係数に関する規定

2020 年版構造関係技術基準解説書<sup>[5-3]</sup>では、付録 1-6.2 の「(3.2) 構造特性係数  $D_s$  の設定」において、ピロティ階の構造特性係数を 0.4 以上とし、さらにピロティ柱が表 5.2.4-1 の部材の性能を満足する必要があるとしている。実験試験体の値も表 5.2.3-4 に示す。なお、表内の【】の数字は 5.2.2 節の材料試験値を用いた簡易計算（1F ピロティ柱のモーメント分布が逆対称曲げモーメント分布だと仮定して計算）による計算結果である。表 5.2.3-4 に示すように、一部不適合の箇所があるため、実験試験体は付録 1-6.2 の「ピロティ階の層崩壊形及び全体崩壊形を許容する設計法」ではなく、付録 1-6.1 の「ピロティ階の層崩壊形を許容しない設計方針」で設計を行う必要がある。

表 5.2.3-4 部材の性能

	規定	実験試験体	適合状況
破壊形式	曲げ破壊	せん断破壊	不適合
$h_0/D$	2.5以上*	2.34	不適合
$\sigma_0/F_c$	0.35以下**	【0.268】	適合
$p_t$	0.8%以下	0.44% (2段筋まで考慮)	適合
$\tau_u/F_c$	0.10以下	【0.085】	適合
ここで、 $h_0$ 柱の内のり高さ (mm) $D$ 柱せい (mm) $\sigma_0$ 崩壊メカニズム時の軸方向応力度 (N/(b×D)) (N/mm <sup>2</sup> ) $b$ 柱の幅 (mm) $F_c$ コンクリートの設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> ) $p_t$ 引張鉄筋比 $\tau_u$ 崩壊メカニズム時の平均せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			

\* 1 階の柱において、全体曲げ崩壊形を形成することが明らかな場合は、 $h_0/D$  の代わりに  $2M/(Q \cdot D)$  を用いてよい。(M, Q はそれぞれ崩壊メカニズム時の柱の最大曲げモーメント及びせん断力)

\*\* (6) 構造規定を満足することにより 0.55 に緩和することができる。

2) ピロティ柱のせん断設計

2020 年版構造関係技術基準解説書<sup>[5-3]</sup>では、付録 1-6.2 の「(4) せん断設計」において、ピロティ柱のせん断余裕度を 1.4 以上確保する必要があるとしているが、本実験の試験体ではピロティ柱のせん断破壊を想定しており、適合していない。

3) ピロティ柱の構造規定

2020 年版構造関係技術基準解説書<sup>[5-3]</sup>では、付録 1-6.2 の「(6) せん断設計構造規定」において、ピロティ柱の全ての主筋を中子筋で拘束する必要があるとしている。「ただし、断面内で隣り合う横補強筋の間隔がいずれも 200mm 以内となるように中子筋によって拘束する場合はこの限りではない。」と



第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

している。本実験の試験体では、ピロティ柱に中子筋はあるものの、全ての主筋が拘束されているわけではない。また、横補強筋の最大間隔は実大換算 390mm 間隔で配筋されているため、本規定には適合していない。

(3) RC 規準 2018 との適合状況について

1) RC 規準 2018 の枠梁の規定に対して

日本建築学会の RC 規準 2018<sup>[5-1]</sup>では、19 条 6 項の解説において耐力壁の枠柱や枠梁の面積や最小径の規定が下記のように示されている。

$$\text{枠柱(梁)の面積 (mm}^2\text{)} \geq \frac{s \cdot t'}{2} \quad (\text{式 5.2.3-4})$$

$$\text{枠柱(梁)の最小径 (mm)} \geq \max\left(\sqrt{\frac{s \cdot t'}{3}}, 2t'\right) \quad (\text{式 5.2.3-5})$$

ここで、

$s$  : 壁板  $h' \times l'$  の短辺の長さで、ピロティ層の場合、 $h'$  は連層耐震壁全層の内法高さ (mm)、 $l'$  は壁板の水平内法長さ (mm) とする。

$t'$  : 設計用せん断力  $Q_D$  に対して必要な壁板の最小壁厚さ (mm) で、以下の式で計算する。

$$t' = \frac{Q_D \times \frac{Q_w}{Q_w + \sum Q_c}}{p'_s \cdot l_e \cdot f_t}$$

$p'_s$  : 0.012

$l_e$  : 壁板の有効長さ (mm) で両側に柱がある場合は、 $l_e = l'$

$f_t$  : 壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q_D$  : 設計用せん断力 (N) で壁部材の短期許容せん断力  $Q_A$  とし、以下の式で計算する。

$$Q_D = Q_A = \max\{t \cdot l \cdot f_s, Q_w + \sum Q_c\}$$

$t$  : 壁厚さ (mm)  $l$  : 柱を含む壁の全せい (mm)

$f_s$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q_w$  : 壁板が負担できる許容せん断力 (N) で、以下の式で計算する。

$$Q_w = p_s \cdot t \cdot l_e \cdot f_t$$

$p_s$  : 壁板のせん断補強筋比

$Q_c$  : 柱 1 本が負担できる許容せん断力 (N) で、以下の式で計算する。

$$Q_c = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t (p_w - 0.002) \}$$

$b$  : 柱幅 (mm)  $j$  : 柱の応力中心間距離 (=0.8D) (mm)

$D$  : 柱せい (mm)  ${}_w f_t$  : 柱帯筋のせん断補強用短期許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_w$  : 柱の帯筋比  $\alpha$  : 拘束効果による割増係数で両側柱付き壁の場合は 1.5 とする。

計算の結果を表 5.2.3-5 に示す。表に示すように、面積の規定も最小径の規定も両方とも不適合の状況であった。

表 5.2.3-5 枠梁の面積や最小径の規定 計算結果

項目	
設計用せん断力QD	670 kN
必要な壁板の最小壁厚さt'	23.4 mm
壁板の短辺の長さs	3720 mm
必要な枠梁の面積	43555 mm <sup>2</sup>
試験体の枠梁の面積	20000 mm <sup>2</sup>
判定	不適合
必要な枠梁の最小径	170 mm
試験体の枠梁の最小径	100 mm
判定	不適合

2) RC 規準 2018 の壁縦筋や枠梁の設計法 (pp.340-341) に対して

日本建築学会の RC 規準 2018<sup>[5-1]</sup>の解説 pp.340-341 に示されている壁縦筋や枠梁の設計法が表 5.2.3-6 のように示されている。本試験体において、検討結果を以下に示す。

表 5.2.3-6 RC 規準の解説の設計方法

	短期	終局
RC 規準 2018 p.340 ~	<p>「耐震壁の基礎梁や下階が柱となる耐震壁の最下階の枠梁では、杭あるいは下階への曲げモーメントとせん断力の伝達を可能にするため、十分な剛性、強度、梁せいを確保する必要がある。」</p> <p>「<u>終局強度による検討</u>を行わない場合は、次の2項を目安に算定する。</p> <p>(a) 下枠梁には、上部耐震壁のせん断力の一定割合(例えば 1/2 程度)の引張軸力が生じると考える。</p> <p>(b) 下枠梁の端部の曲げモーメントは、下階引張側柱の柱頭曲げモーメント <math>M_1</math> と等しいと考える。」</p>	<p>「耐震壁の基礎梁や下階が柱となる耐震壁の最下階の枠梁では、杭あるいは下階への曲げモーメントとせん断力の伝達を可能にするため、十分な剛性、強度、梁せいを確保する必要がある。」</p> <p><u>終局強度による検討</u></p>
	<p>解説図 19.35 下階が柱となる耐震壁の下枠梁の応力伝達機構</p>	

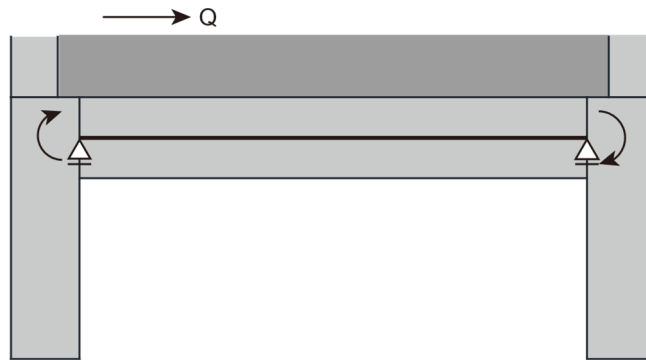


図 5.2.3-6 枠梁の応力計算用のモデル化のイメージ（梁端位置を支持点とした単純梁）

枠梁に作用する軸力

せん断応力度が均等であると考え、図 5.2.3-7 のように概算できる。

枠梁に作用するせん断力とモーメント

等分布荷重（ $\tau - p_w \sigma_{wy}$ ）による  $Q, M$  と、両側端部の曲げモーメント（＝両側柱の柱頭部曲げモーメント）とその勾配  $Q$  が作用する。

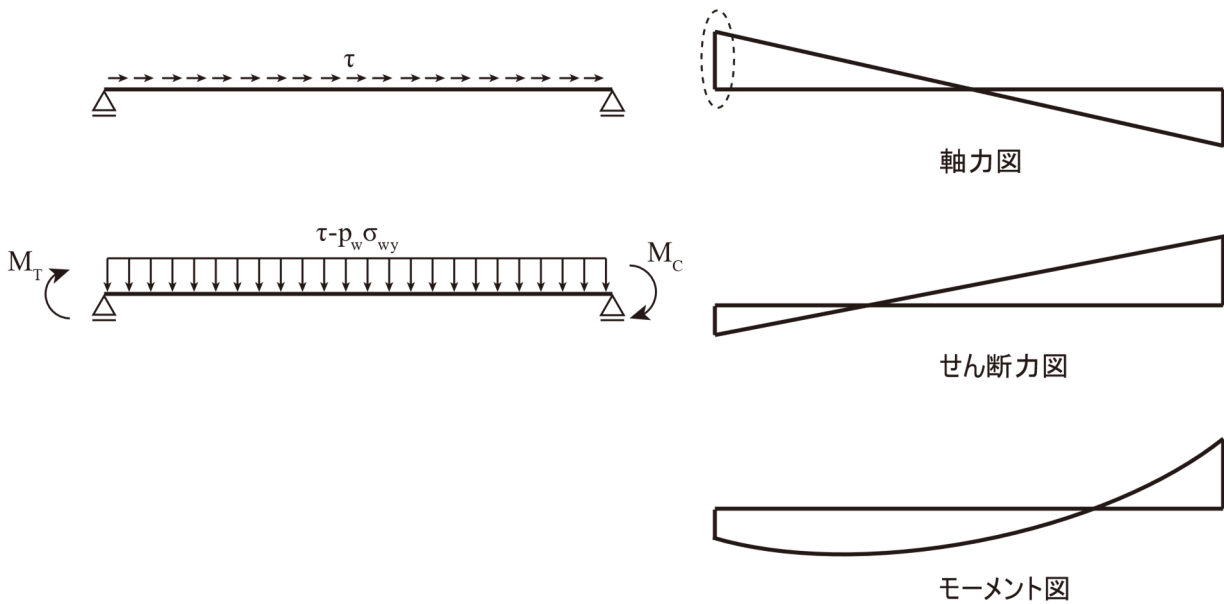


図 5.2.3-7 応力図

表 5.2.3-7 枠梁の設計用応力（端部）

	T 端	C 端
軸力 (引張が正)	$\frac{(\tau \cdot t_w \cdot L_b)}{2} < \frac{Q}{2}$	$-\frac{(\tau \cdot t_w \cdot L_b)}{2} > -\frac{Q}{2}$
せん断力	$-\frac{(\tau - p_w \sigma_{wy}) \cdot t \cdot L_b}{2} + \frac{M_c + M_T}{L_b}$	$\frac{(\tau - p_w \sigma_{wy}) \cdot t \cdot L_b}{2} + \frac{M_c + M_T}{L_b}$
曲げモーメント (上端引張が正)	$-M_T$	$M_c$

RC 規準 2018 の方法 短期のチェック

※ 計算に必要となる下記数値は、実験結果検証のため仮定する。

2 階壁の短期せん断力  $Q$  ・ ・ 2 階壁の短期許容せん断力  $Q_a$

1 階柱の軸力 ・ ・ 2 階壁のせん断力による転倒モーメントの影響を考慮

1 階柱柱頭の曲げモーメント ・ ・ 1 階柱の許容曲げモーメント

短期許容せん断力

$$Q_a = \max(Q_1, Q_2) = \max(250.0, 405.3) = 405.3k$$

$$\tau = \frac{Q_a}{A} = 2.27 \text{ N/mm}^2$$

1 階柱の変動軸力

$$N_c = N + \Delta N = 587.5kN + 365.2kN = 961.7 \text{ kN}$$

$$N_T = N - \Delta N = 587.5kN - 365.2kN = 213.3 \text{ kN}$$

1 階柱の短期許容曲げモーメント

$$M_c = 71.6 \text{ kNm} \quad M_T = 49.7 \text{ kNm}$$

枠梁に作用する分布荷重

$$\omega = \tau - p_w f_s = 2.21 - 0.82 = 1.44 \text{ N/mm}^2$$

表 5.2.3-8 計算結果一覧

	T 端	C 端		T 端	C 端
軸力 (引張が正)	202.7kN	-202.7 kN	許容軸力	<b>92.0 kN</b>	
せん断力	-94.6 kN	162.4 kN	許容せん断力	<b>18.4 kN</b>	<b>18.4kN</b>
曲げモーメント (上端引張が正)	-49.7 kNm	71.6 kNm	許容曲げ モーメント	<b>NG</b>	<b>10.3 kNm</b>

よって、いずれの場合も NG となることが確認される。

## 5.2.4 補強方法

### (1) 補強試験体の設計方針

補強試験体で使用した補強工法は、4章で有効性の確認できた UFC パネル挟込接着および UFC 片側袖壁補強を用いた補強工法を採用した。また、1層の補強効果を確認するためには、2層以上で破壊しないように補強を施す必要がある。そこで本実験では、ビニロン繊維入りモルタルを吹き付ける工法を用いて2層以上の壁に増打ち補強を行い、2階梁には UFC パネルにて貼付け補強を行った。補強の概要を図 5.2.4-1 に示す。

4章で有効性の確認できた UFC パネル挟込接着および UFC 片側袖壁補強を用いた補強工法を用いた場合、補強試験体は無補強試験体の 1.68 倍、損傷後補強試験体は無補強試験体の 1.58 倍の耐力であった。そこで、2層以上の耐力壁はこれを十分に超える耐力として壁厚を 50mm から 80mm 増厚して 130mm に、壁筋も既存の D4@100 に加えて D6@100 の配筋を施した。また、2階梁には UFC パネルを貼付けて、梁端部の圧壊を防ぐ補強を施した。

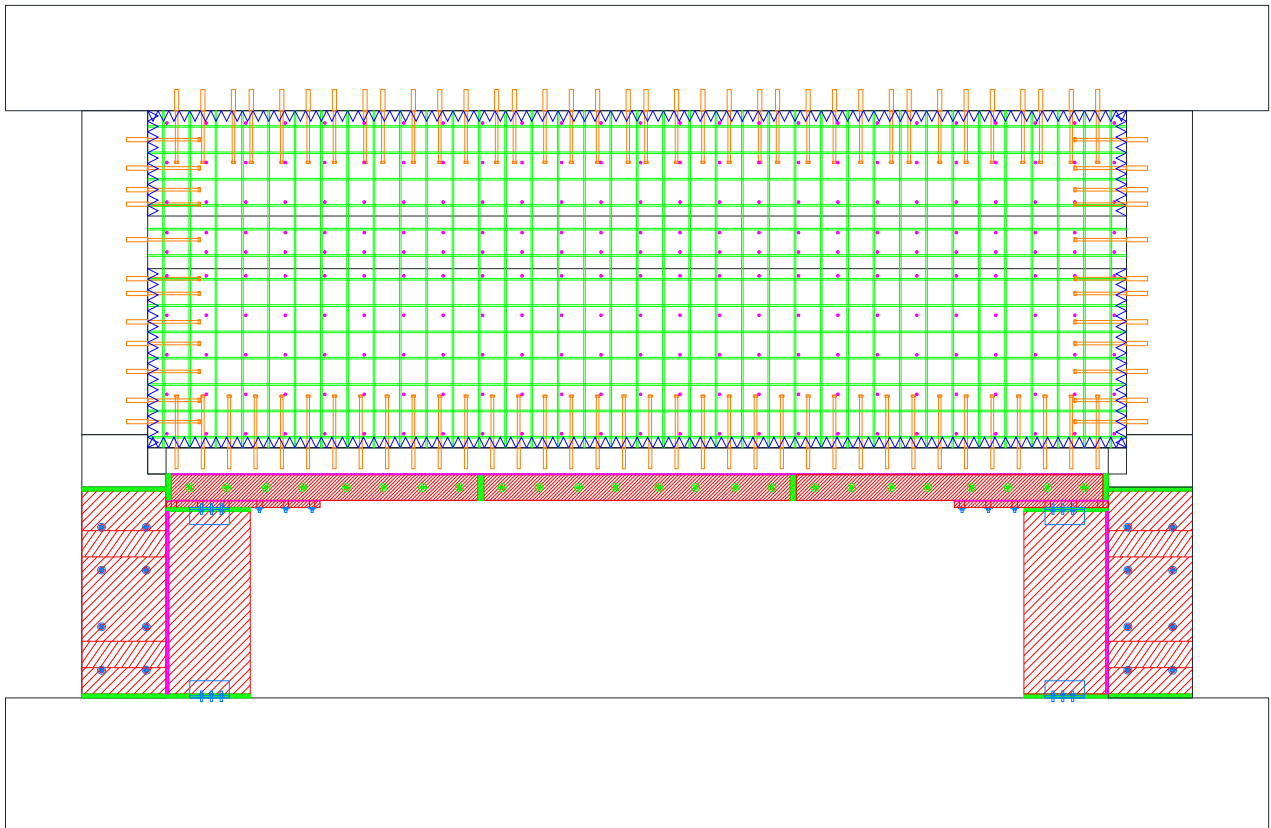


図 5.2.4-1 補強計画概要

(2) 補強試験体の補強詳細図

図 5.2.4-2 にピロティ柱の補強例として、北側ピロティ柱の補強詳細図を示す。図 5.2.4-2 に示すように M8 用、埋込深さ 30mm の金属製アンカーを柱にあと施工し、それを用いて UFC パネル（端部厚さ 50mm，中央厚さ 25mm）を挟み込むように接着材で貼付ける。また，厚さ 50mm の UFC パネルを袖壁補強として柱の南側に接着材で貼付けた。なお，袖壁破壊時の転倒を防ぐ目的として，L 字アングルを袖壁の上下に設置した。この L 字アングルは袖壁面から 2mm 離して袖壁と接しないように設置した。

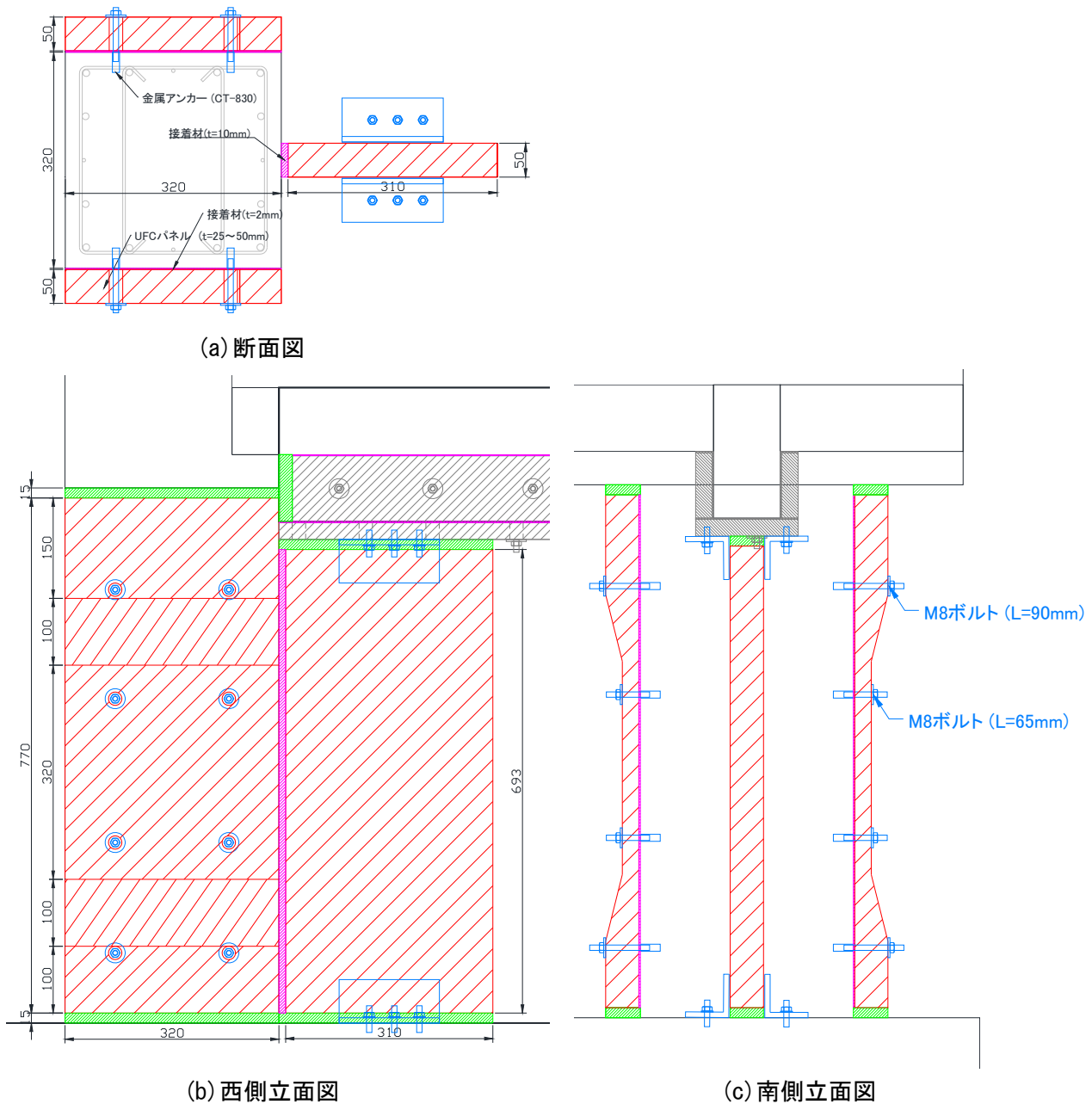


図 5.2.4-2 北側ピロティ柱の補強詳細図

第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験

図5.2.4-3に2層以上の耐力壁の補強詳細図を示す。今回の耐力壁の増打ち補強は2階と3階の下部部分をまとめて増打ちした。スタブ、枠柱、2階床スラブに、耐力壁四周のあと施工アンカー(D10ナット付き, 埋込長さ80mm, 増打ち部定着長さ200mm, 穿孔径 $\phi 13$ )をあと施工した。また, 壁の縦横筋(D6@100), スパイラル筋(4 $\phi$ -@40(SWM-B), 直径 $\phi 40$ ), 直交方向のシアコネクタ(接着系アンカー(穿孔コアドリル, 接着剤注入方式), D6ナット付き, 埋込長さ36mm, 増打ち部定着長さ48mm)を配した後に, ビニロン繊維入りモルタルを80mm吹き付けた。

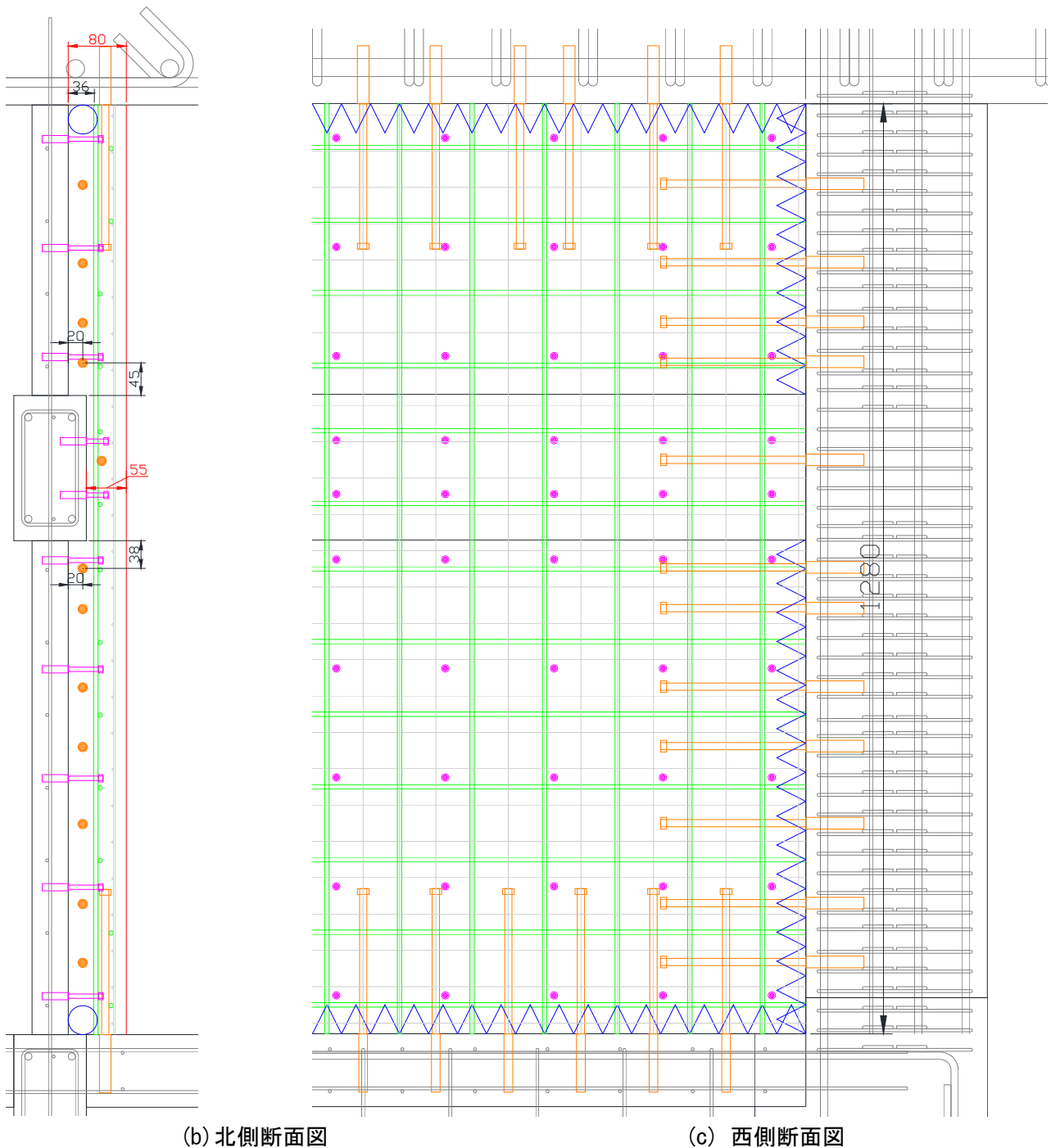
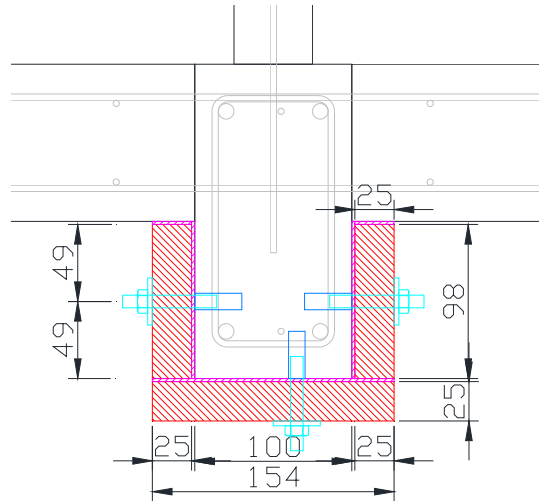
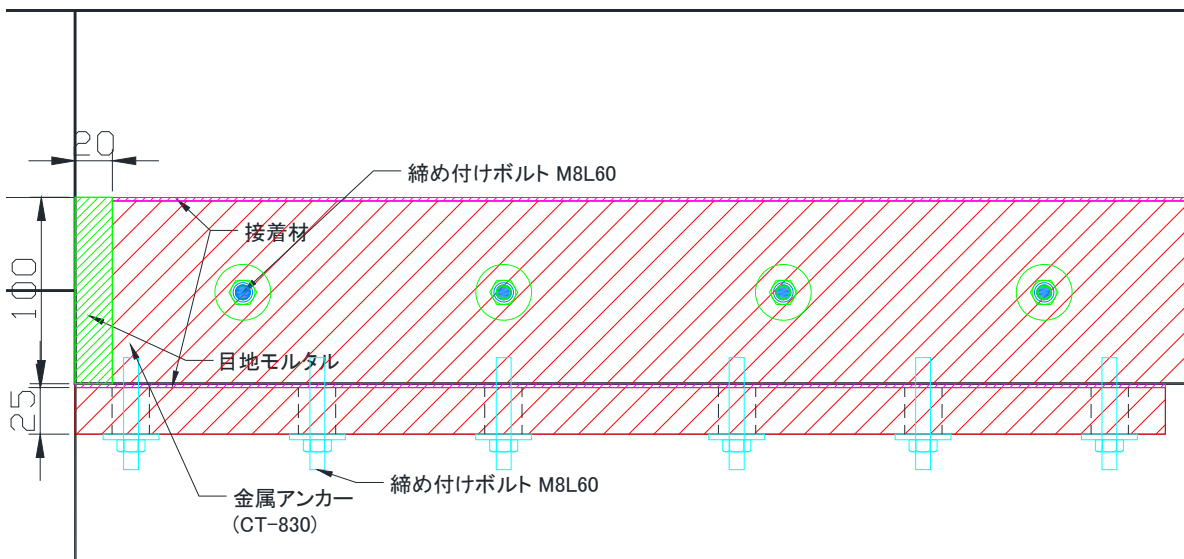


図5.2.4-3 2層以上の耐力壁の補強詳細図

図 5.2.4-4 に 2 階梁の補強詳細図を示す。2 階梁の剛性と耐力を増加することを目的に、東西面に UFC パネルを貼付けた。また、梁端部の圧壊を防ぐために、梁の下端に UFC パネルを貼付けた。図 5.2.4-2 に示すように M8 用、埋込深さ 30mm の金属製アンカーを梁にあと施工し、締め付け用ボルトを用いて UFC パネルを貼付けた。なお、梁下面の締め付け用ボルトはピロティ柱の袖壁補強時に邪魔となるため、梁の UFC パネルを設置した後は撤去した。



(a) 断面図



(b) 西側立面図

図 5.2.4-4 2 階梁の補強詳細図



(3) 補強試験体の施工状況

補強試験体の F1-R, F2-R に対し以下のような補強を行った。補強の方法についての説明を示す。なお、F1-R は一次荷重を実施したため、壁、柱、梁などにひび割れが生じていたが、ひび割れ補修は実施しなかった。

●壁

補強状態を図 5.2.4-1 に示す。

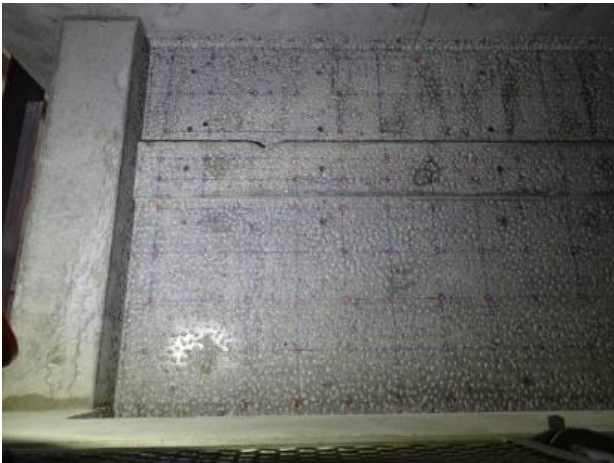
- ①作業用の足場の設置。(a)
- ②試験体の壁面に目荒らしを行う。(b)
- ③アンカー施工位置に墨出しをし穿孔する。(c)
- ④孔内、壁の清掃を行う。
- ⑤あと施工アンカーへひずみゲージ貼り付け、マーキングを行う。(d)
- ⑥あと施工アンカーの設置を行う。(e)
- ⑦ひずみゲージ配線取り回しや後片付けを行う。
- ⑧2階壁筋、スパイラル筋の配筋を行う。
- ⑨ワイヤーメッシュを施工。この際重ねは 100mm 程度とした。(f)
- ⑩吹付面にプライマーとしてユニレックスを塗布。
- ⑪一次吹付。(g)
- ⑫二次吹付。
- ⑬表面仕上げを行う。定木刷り、小手均し、金ごて押さえを実施。
- ⑭4 日間養生する。



(a)



(b)



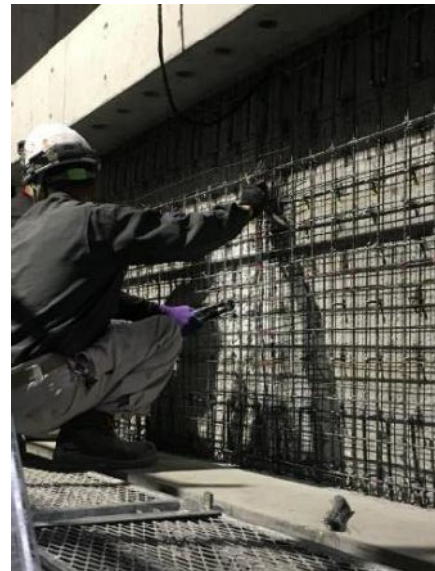
(c)



(d)



(e)



(f)



(g)

図 5.2.4-5 壁補強

●UFC パネル

補強状態を図 5. 2. 4-2 に示す。

①1F 柱, 2F 梁の UFC パネル接着面の目荒らし作業。(a)

②接着施工用ボルトのためのあと施工アンカーの穿孔。その際柱のあと施工アンカー, および梁下面のあと施工アンカーが一部, 鉄筋に干渉し, アンカーが計画よりも 10mm 程度埋込長さが足りず外に露出することになったが, UFC パネル厚さ以内には収まることからパネル接着施工時には問題無いため, そのままとした。なお, 接着施工用ボルトは実験時には緩めて力を負担させない計画としている。(b)

③2F 梁の UFC パネルを貼り付け。その後接着施工用ボルトは緩めたが, 脱落防止用に存置した。(c)

④1F 柱と袖壁の UFC パネルを貼り付け。その後接着施工用ボルトは緩めたが, 脱落防止用に存置した。(d)

⑤1F の目地型枠を取り付け, 仮止めし位置を決めた後, シールにて隙間を塞ぐ。(e)

⑥目地モルタルを打設。(f)

⑦ビニールシートで養生し, ビニールシート内に投光器を設置。(g)



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)

図 5. 2. 4-6 UFC 補強

### 5.2.5 荷重方法

図 5.2.5-1 に荷重装置図を示す。上段の水平ジャッキによる水平力を  $P_{h1,2}$ 、下段の水平ジャッキによるものを  $P_{h3}$  とすると、1 層の層せん断力  $Q_1$  及び 2 層の層せん断力  $Q_2$  は (式 5.2.5-1) で表すことができる。

$$Q_1 = P_{h1} + P_{h2} + P_{h3} \quad Q_2 = P_{h1} + P_{h2} \quad (\text{式 5.2.5-1})$$

無補強試験体 F1 は、加力梁に鉛直ジャッキを取付け、試験体に一定の長期軸力作用させながら水平方向に荷重する。長期軸力は 1F ピロティ柱の断面積に対して軸力比 0.15 と考え、無補強試験体においては、軸力ジャッキ 4 本の合計が 1180kN (=320mm×320mm×38.4N/mm<sup>2</sup>×0.15×柱 2 本) とする。また、水平ジャッキにより試験体に水平力を作用させるが、鉛直ジャッキにより曲げ戻しを用いて、仮定の荷重点が実際に水平ジャッキ取付いている場所よりも高くなるようにコントロールしながら荷重を行う。なお、仮定の荷重点は想定した建物高さの 1/2 に加力点があるように試験体の下スタブ上面から 4400mm の高さとした。元の建築物では対象構面の隣が 1F にも耐力壁のある連層耐力壁構面であった。このことから、元の建築物の対象構面には、隣り合う連層耐力壁構面から 2F 床スラブと 2F 直交梁を介してせん断力が伝わっていたと考えられる。そこで、試験体の 2F スラブ高さ (試験体の下スタブ上面から 900mm の高さ) に取り付けられた下段の水平ジャッキによって、試験体に上段の水平ジャッキとは逆向きの水平力 ( $P_{h3} = -0.35Q_2$ ) を作用させた。水平力は変位制御による正負交番漸増振幅荷重を行い、荷重は 1 層層間変形角  $R_1$  による制御とし、 $R_1 = 1/6400(\text{rad})$ ,  $R_1 = 1/3200(\text{rad})$  を 1 サイクル行い、その後  $R_1 = 1/1600$ ,  $1/800$ ,  $1/400$ ,  $1/200$  (rad) をそれぞれ 2 サイクルずつ行った。その後  $R_1 = 1/100(\text{rad})$  の正側 1 サイクル目で耐力低下したため、負側  $R_1 = 1/100(\text{rad})$  を実施したあと実験を終了した。

補強試験体では、長期軸力として 1505kN (=320mm×320mm×49.0N/mm<sup>2</sup>×0.15×柱 2 本) を荷重した。また、鉛直ジャッキによる曲げ戻しにより、想定した建物高さの 1/2 に加力点があるように試験体の下スタブ上面から 4400mm の高さに仮定の荷重点高さを設定した。F1 試験体では、下段の水平ジャッキによって、上段の水平ジャッキとは逆向きの力を作用させたが、F2-R 試験体及び F1-R 試験体では、試験体の剛性が増加するため隣り合う連層耐力壁構面へのせん断力の伝達がなくなると考え、下段の水平ジャッキによる引き戻しを行わなかった ( $P_{h3} = 0$ )。荷重は正負交番荷重で 1 層層間変形角  $R_1$  による制御とし、 $R_1 = 1/3200(\text{rad})$  を 1 サイクル行い、その後  $R_1 = 1/1600$ ,  $1/800$ ,  $1/400$ ,  $1/200$ ,  $1/100$ ,  $1/50(\text{rad})$  をそれぞれ 2 サイクル、 $1/33(\text{rad})$  を 1 サイクル行った。

なお、本実験で用いる変形角は (式 5.2.5-2) で定義する。

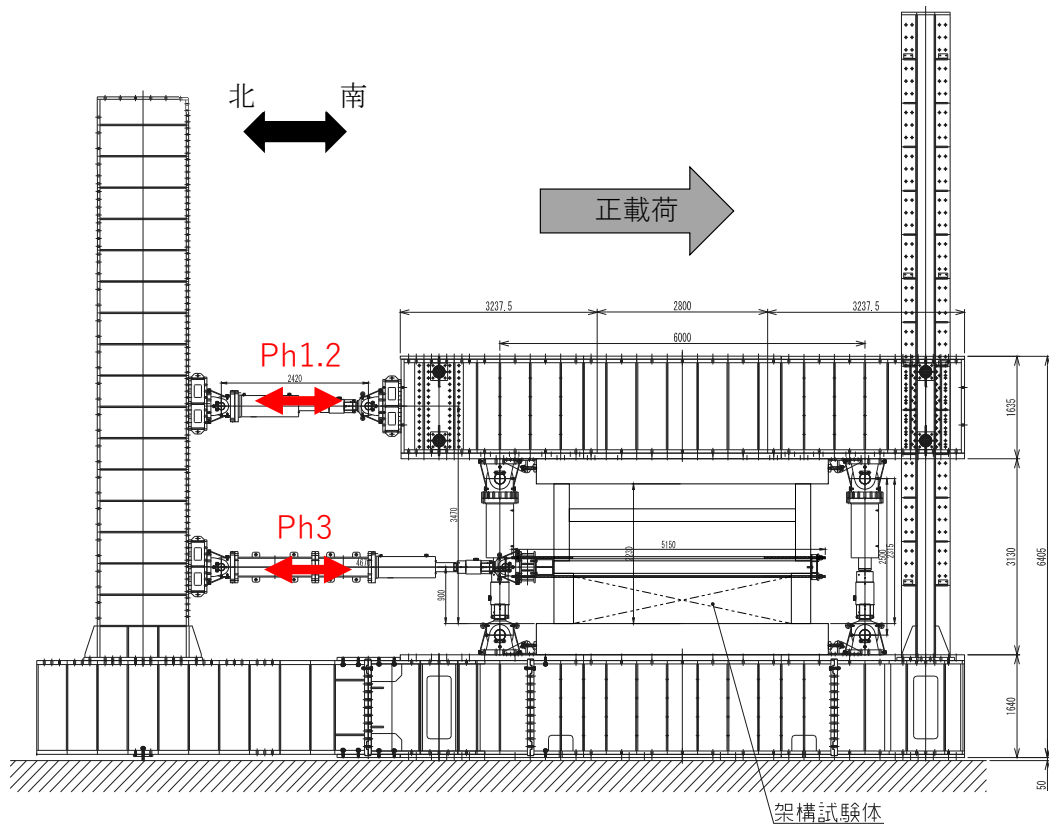
$$R_1 = \frac{\delta_1}{850} \quad R_2 = \frac{\delta_2 - \delta_1}{1380} \quad (\text{式 5.2.5-2})$$

$R_1$  : 1 層層間変形角 (rad)

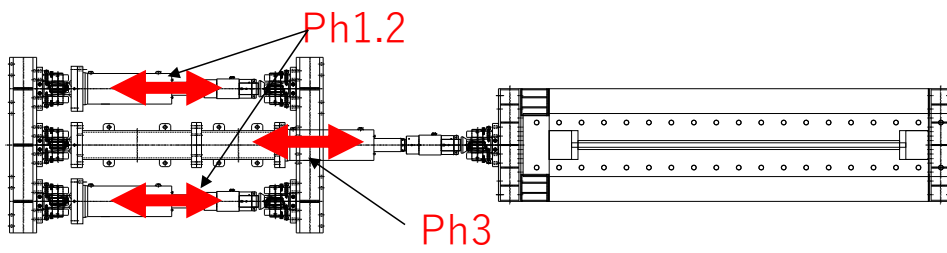
$R_2$  : 上層層間変形角 (rad)

$\delta_1$  : 1 層の水平変形 (mm) で、変位計 Ch5 と Ch6 の平均値とする (配置位置は図 5.2.6-1 参照)。

$\delta_2$  : 上層の水平変形 (mm) で、変位計 Ch177 の値とする (配置位置は図 5.2.6-1 参照)。



(a) 西側立面図



(b) 平面図

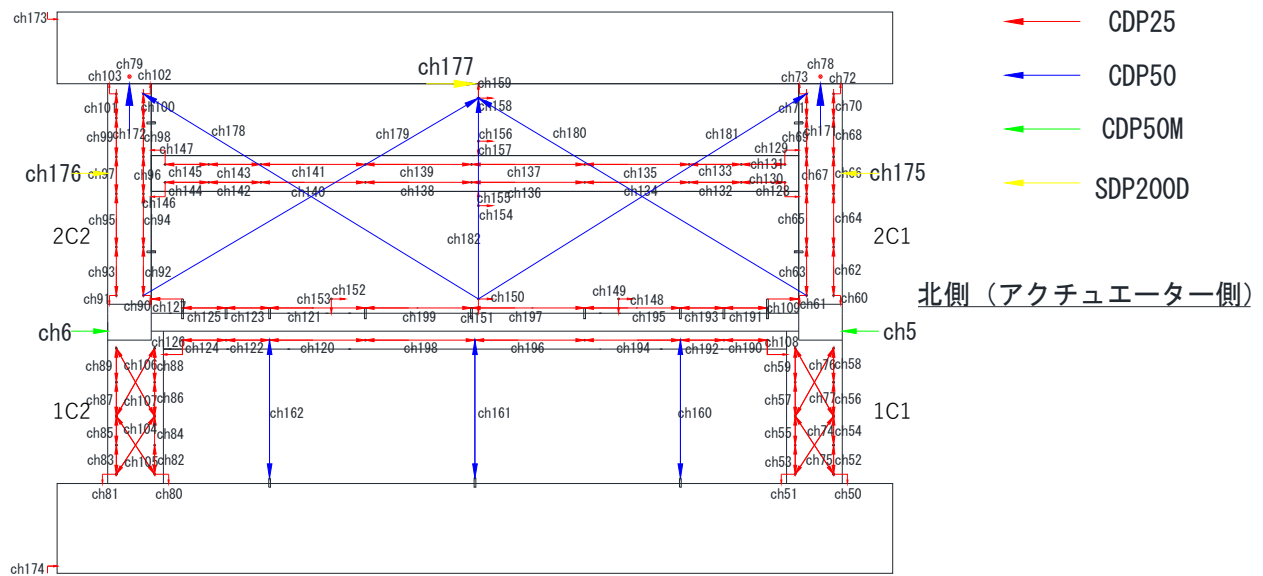
図 5.2.5-1 载荷装置図(単位 : mm)

5.2.6 計測方法

本研究では変位計，歪ゲージ，OHP,高解像度写真計測を使用して計測を行った。

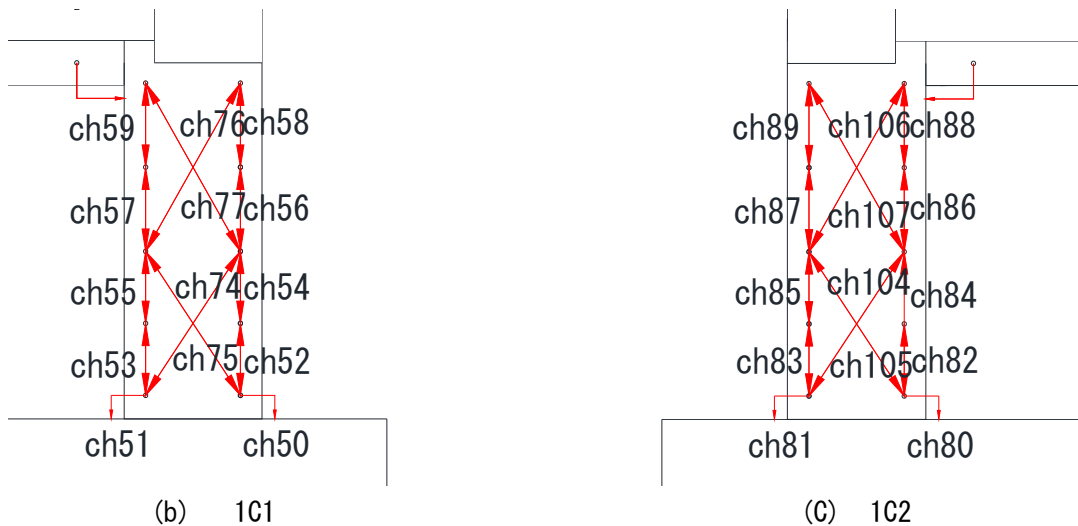
(1) 変位計

$\delta_1$  (変位計 Ch5 と Ch6 の平均値) を 850 で除した値を  $R_1$ ,  $\delta_2$  (Ch177 の値) から  $\delta_1$  を減じて 1380 で除した値を  $R_2$  とする。また柱試験区間内に設置した鉛直方向と斜め方向の変位計の計測結果を用いて、曲げ変位とせん断変形を算出した。無補強試験体における全体変位計の取り付け位置を図 5.2.6-1 に、補修及び補強試験体における全体変位計の取り付け位置を図 5.2.6-2 に示す。ただし、変位計の取り付け位置の図は背面（東面）の図である。



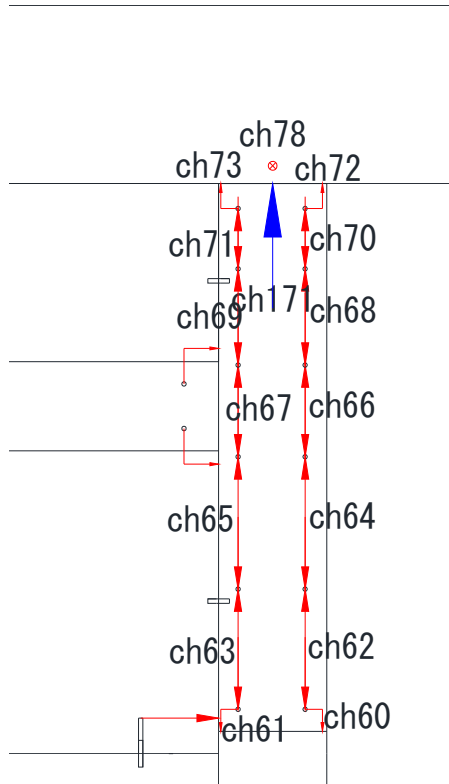
変位計位置図 (東面)

(a) 全体

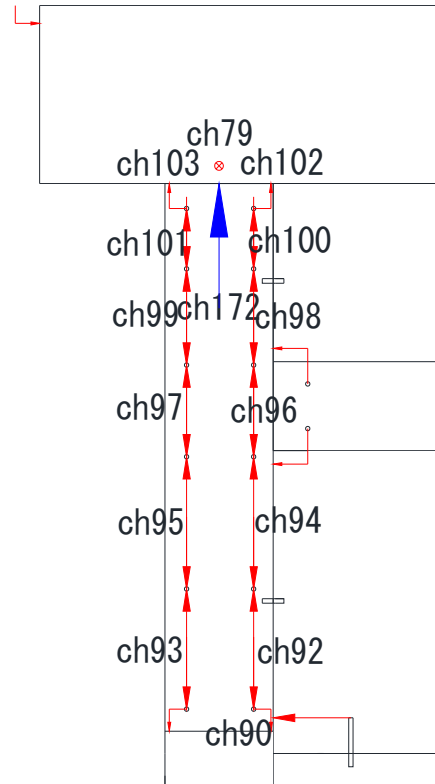


(b) 1C1

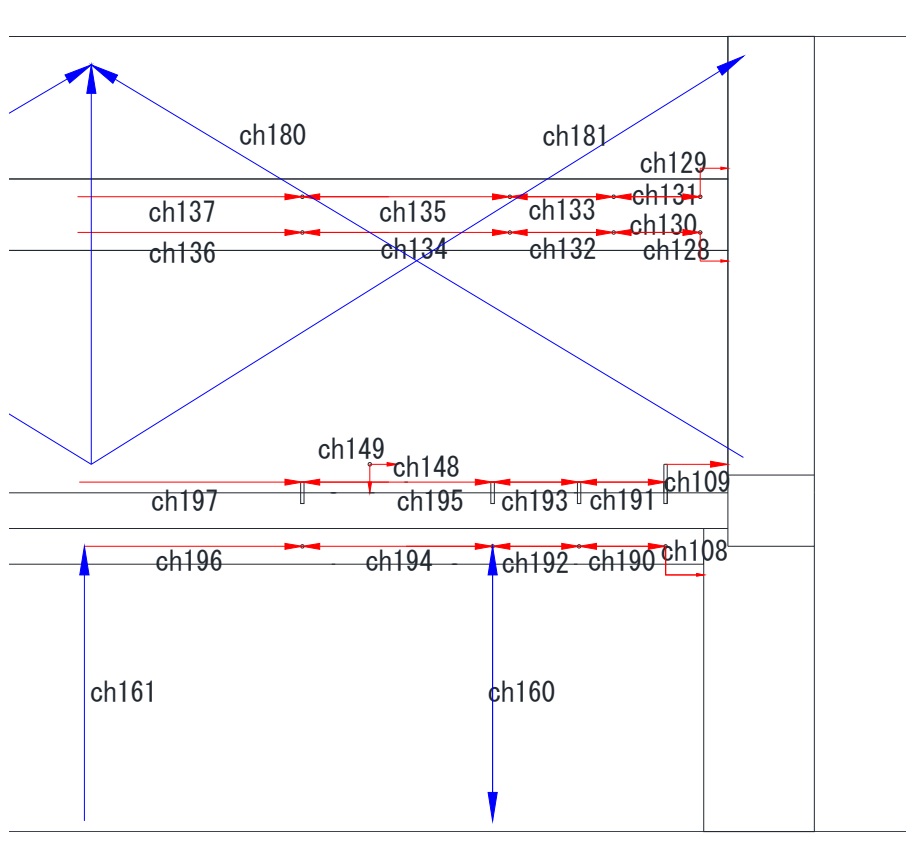
(c) 1C2



(d) 2C1

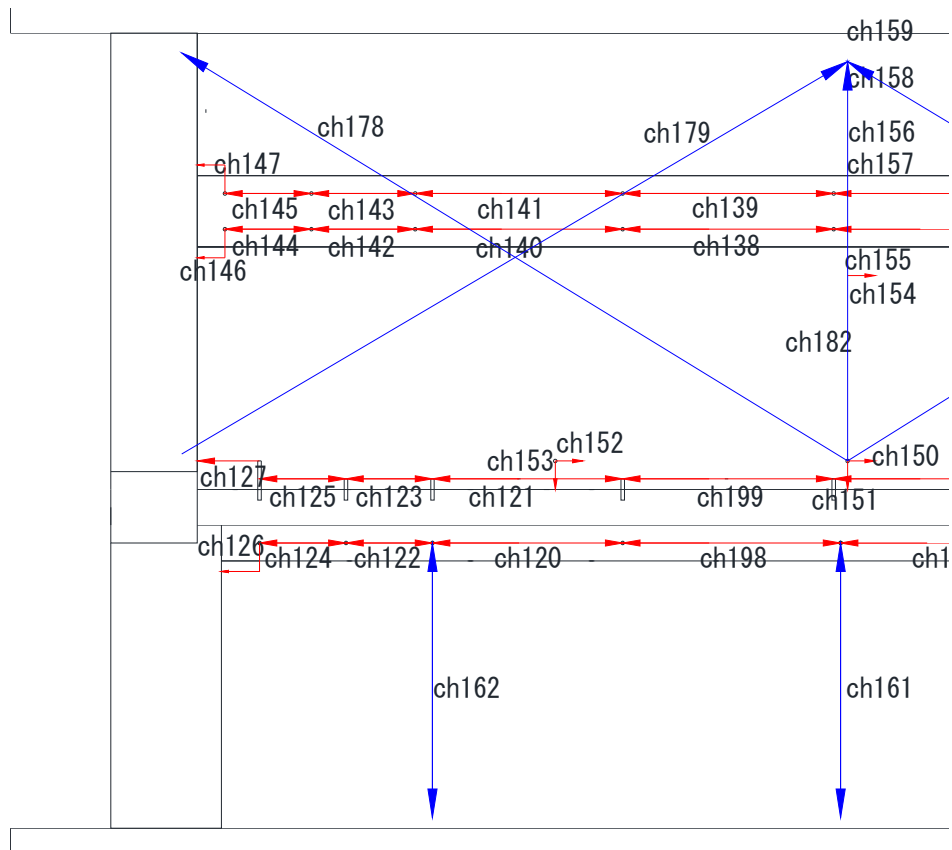


(e) 2C2



(f) 北壁

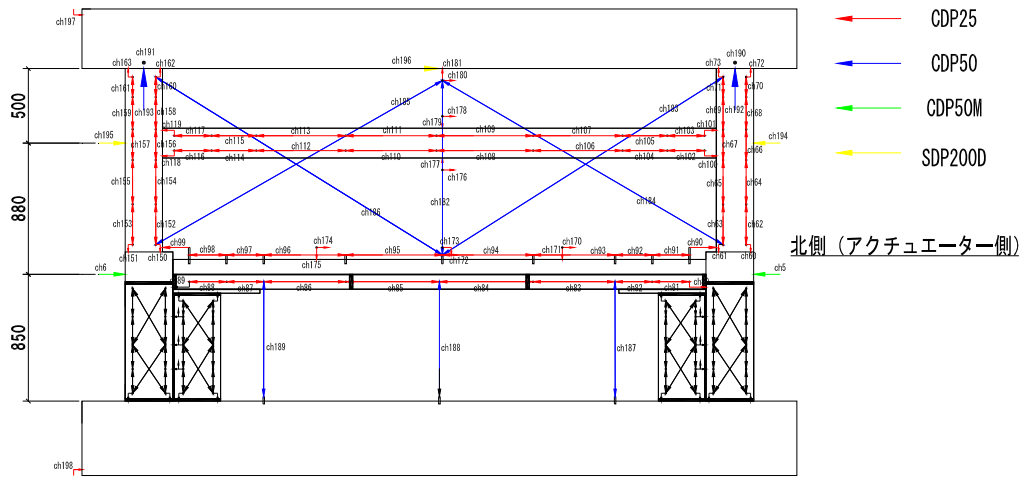




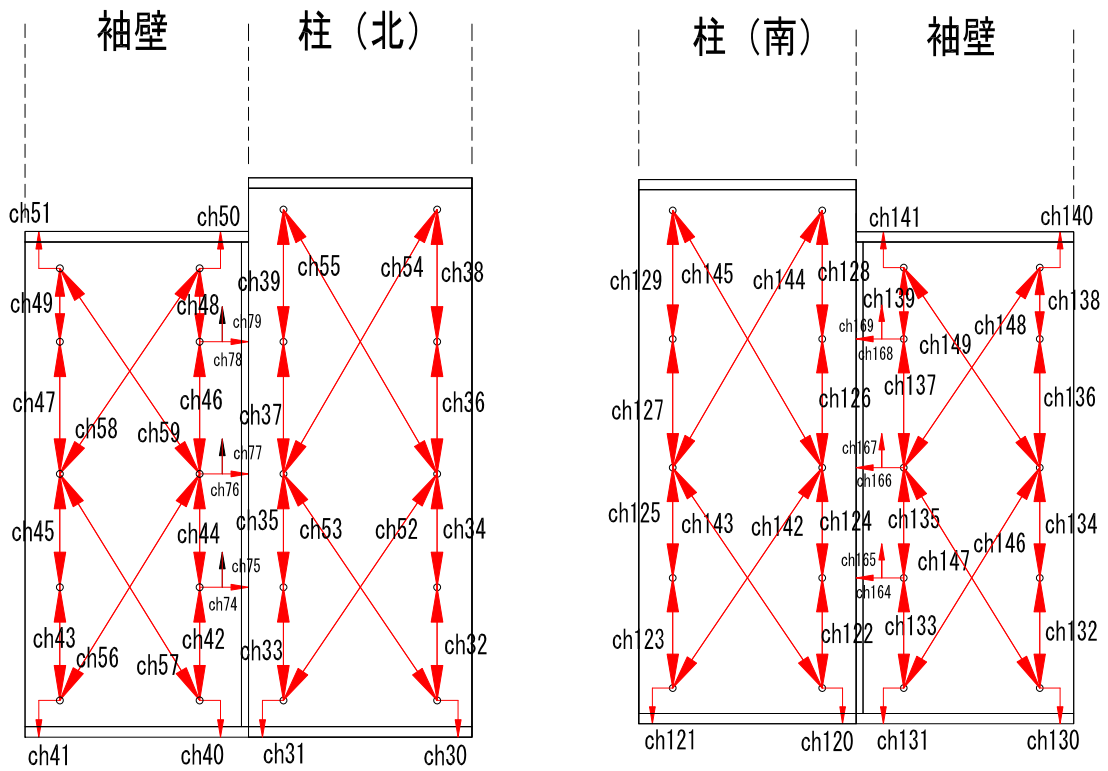
(g) 南壁

図 5. 2. 6-1 無補強試験体変位計取り付け位置図

第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

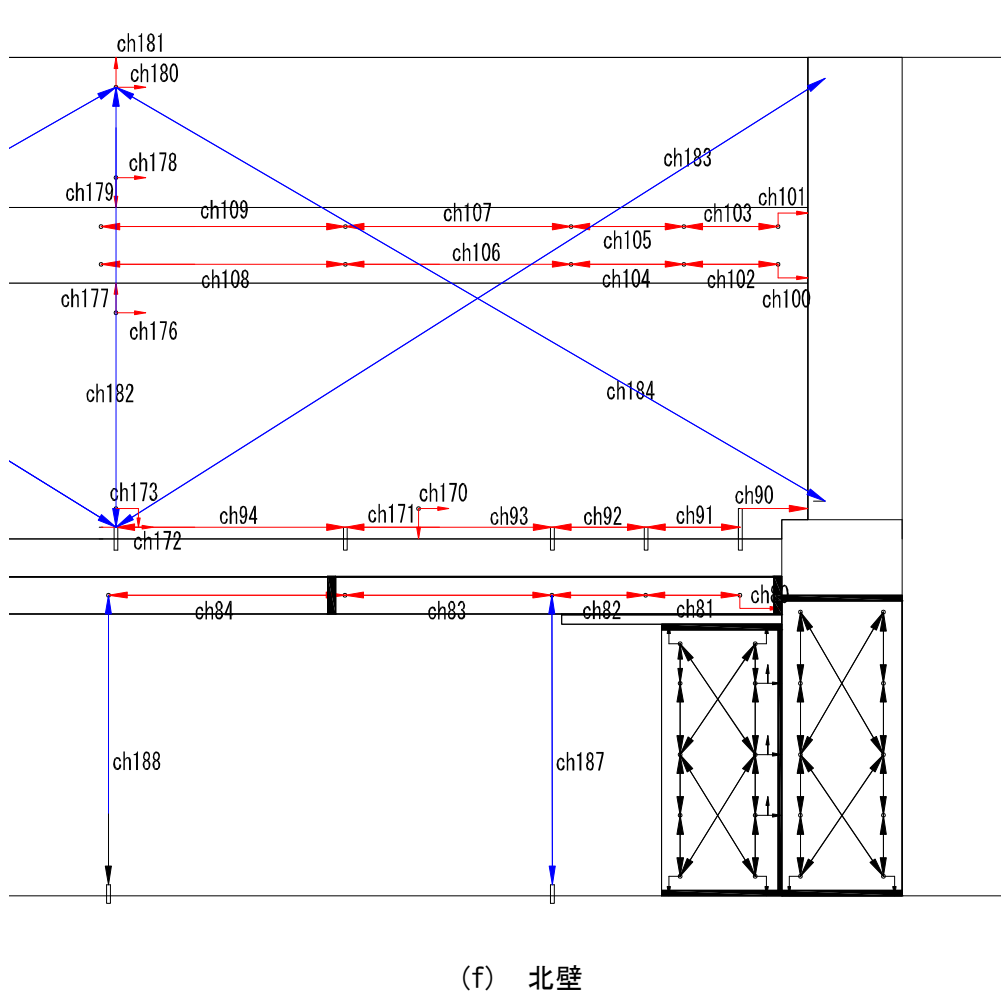
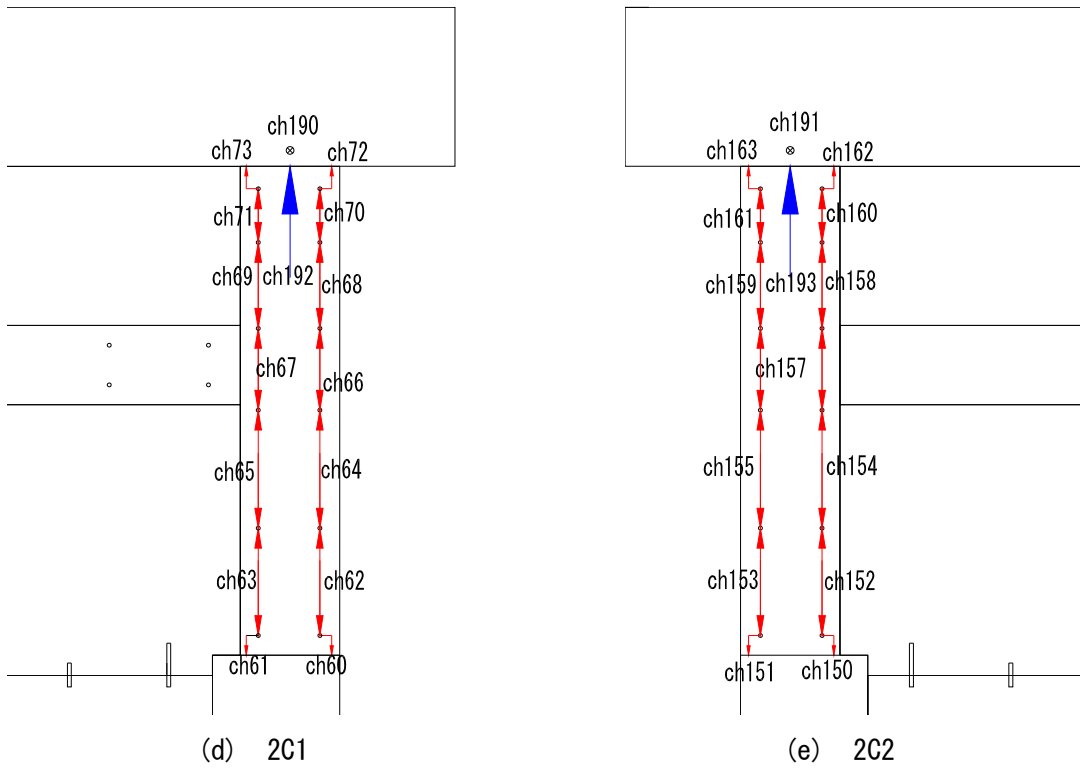


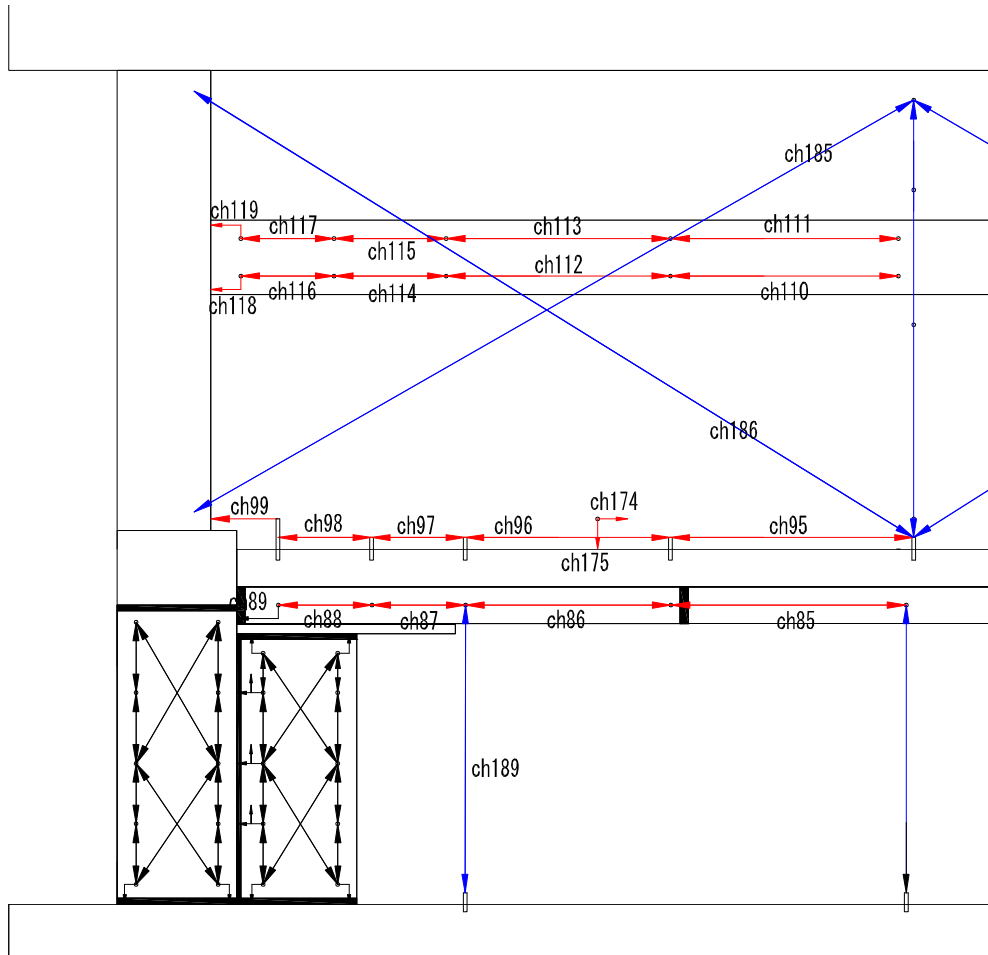
(a) 全体



(b) 1C1

(c) 1C2



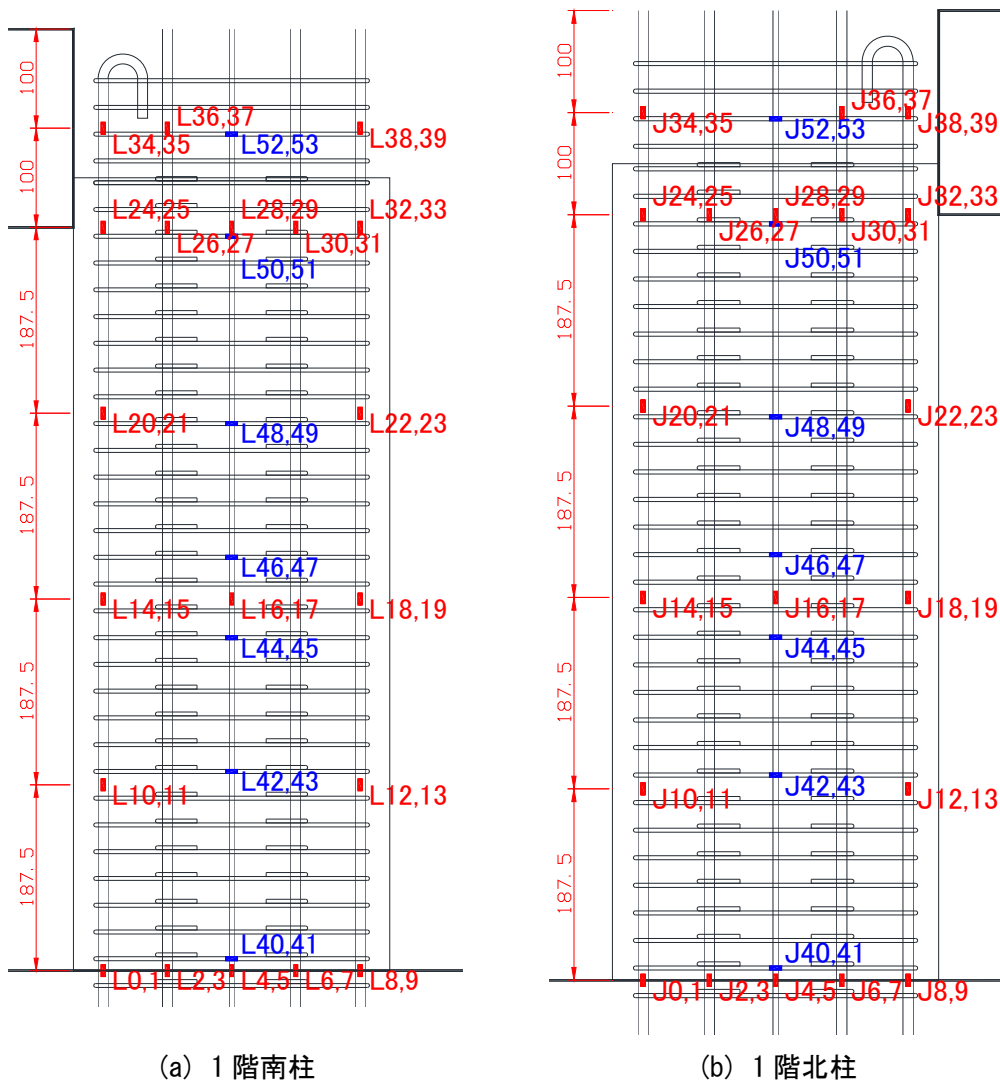


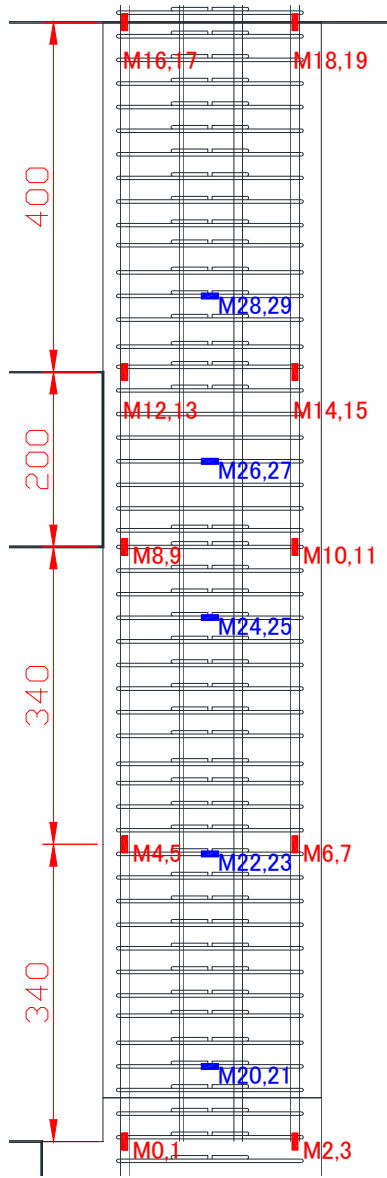
(g) 南壁

図 5. 2. 6-2 補修及び補強試験体変位計取り付け位置図

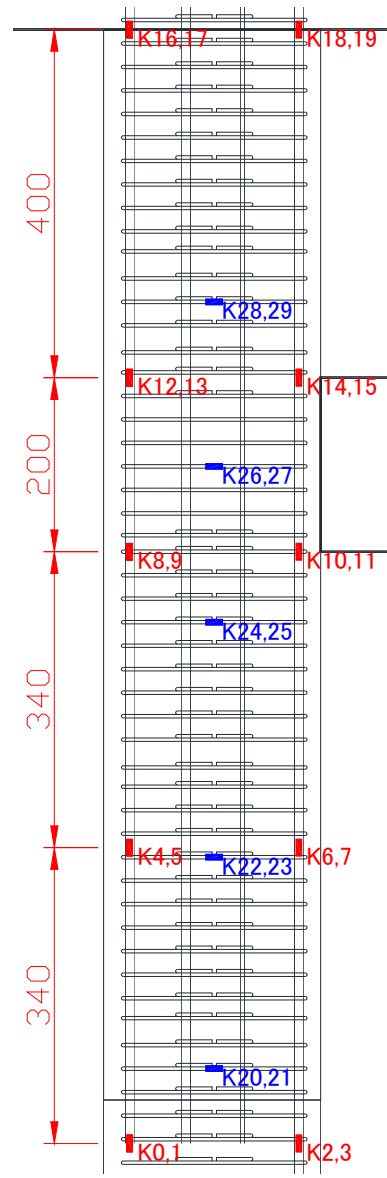
(2) ひずみ

無補強試験体及び補強試験体の無補強部部分の鉄筋に貼付したひずみゲージ貼り付け位置図を図 5.2.6-3 に、補強試験体の補強部の鉄筋に貼付したひずみゲージ貼り付け位置図を図 5.2.6-4 に示す。また、無補強試験体のコンクリート表面に貼付したひずみゲージ貼り付け位置図を図 5.2.6-5 に、補強試験体のコンクリート表面または UFC パネル表面に貼付したひずみゲージ貼り付け位置図を図 5.2.6-6 に示す。



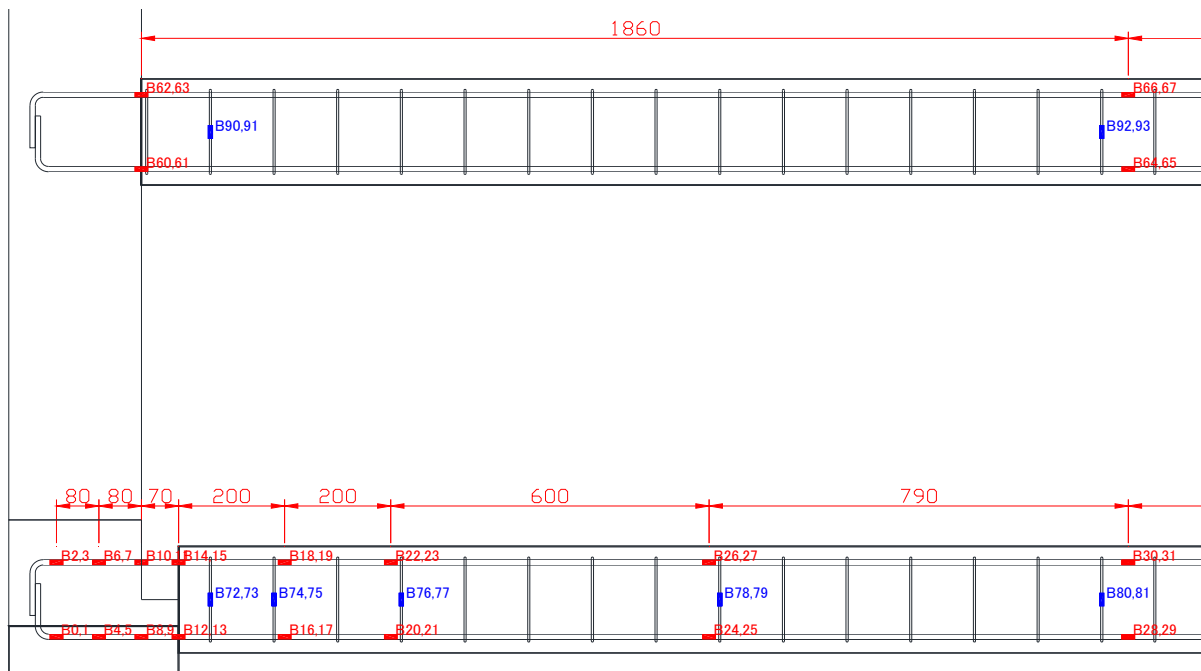


(c) 2階南柱

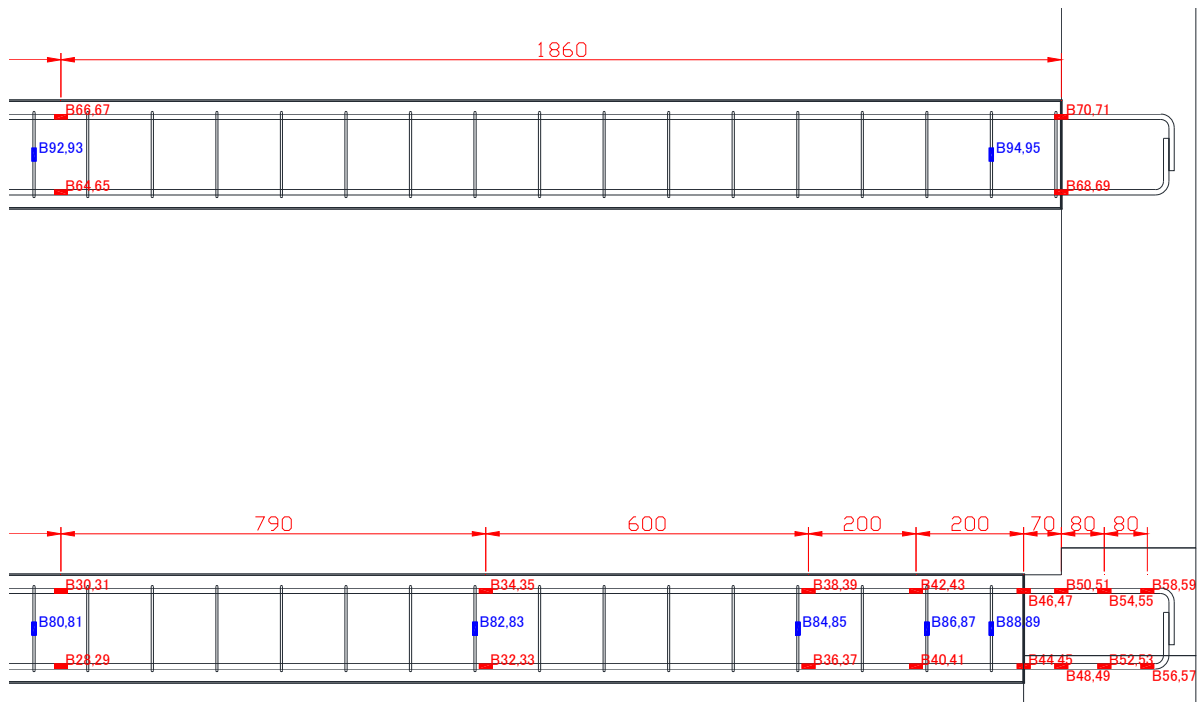


(d) 2階北柱

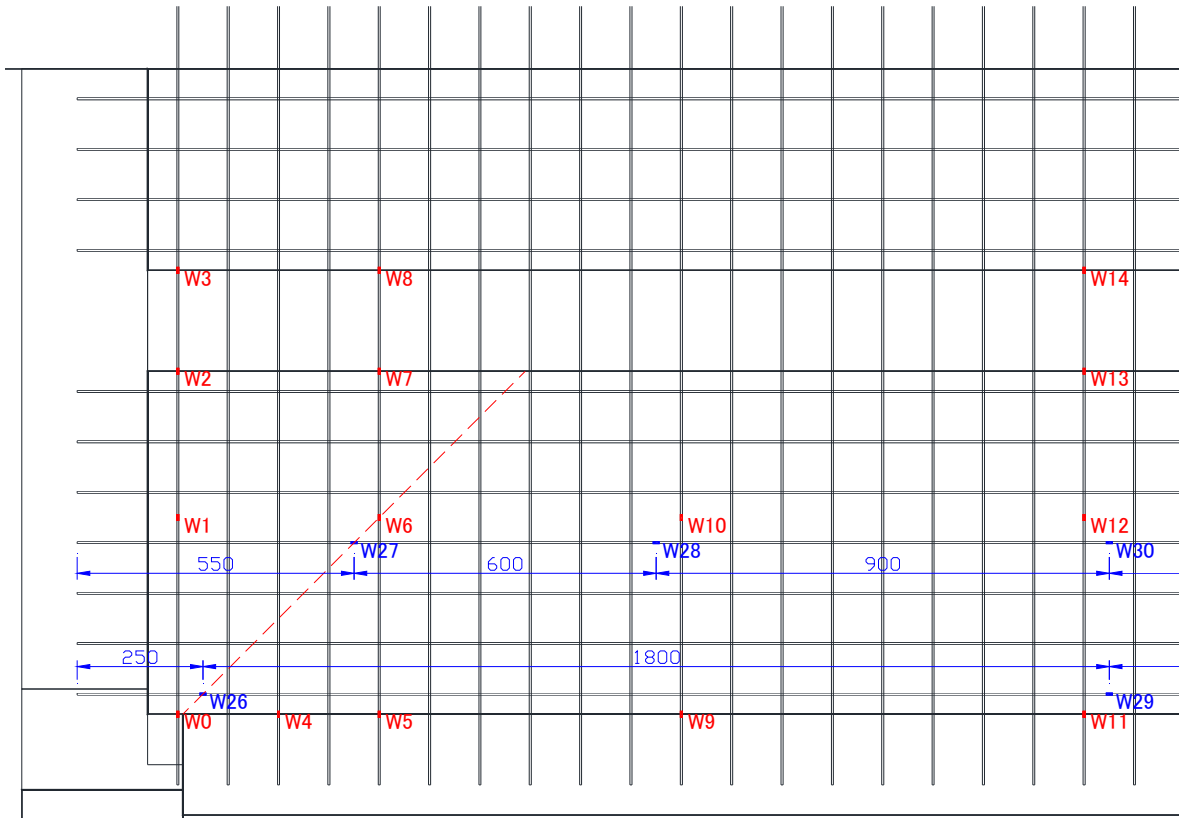
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



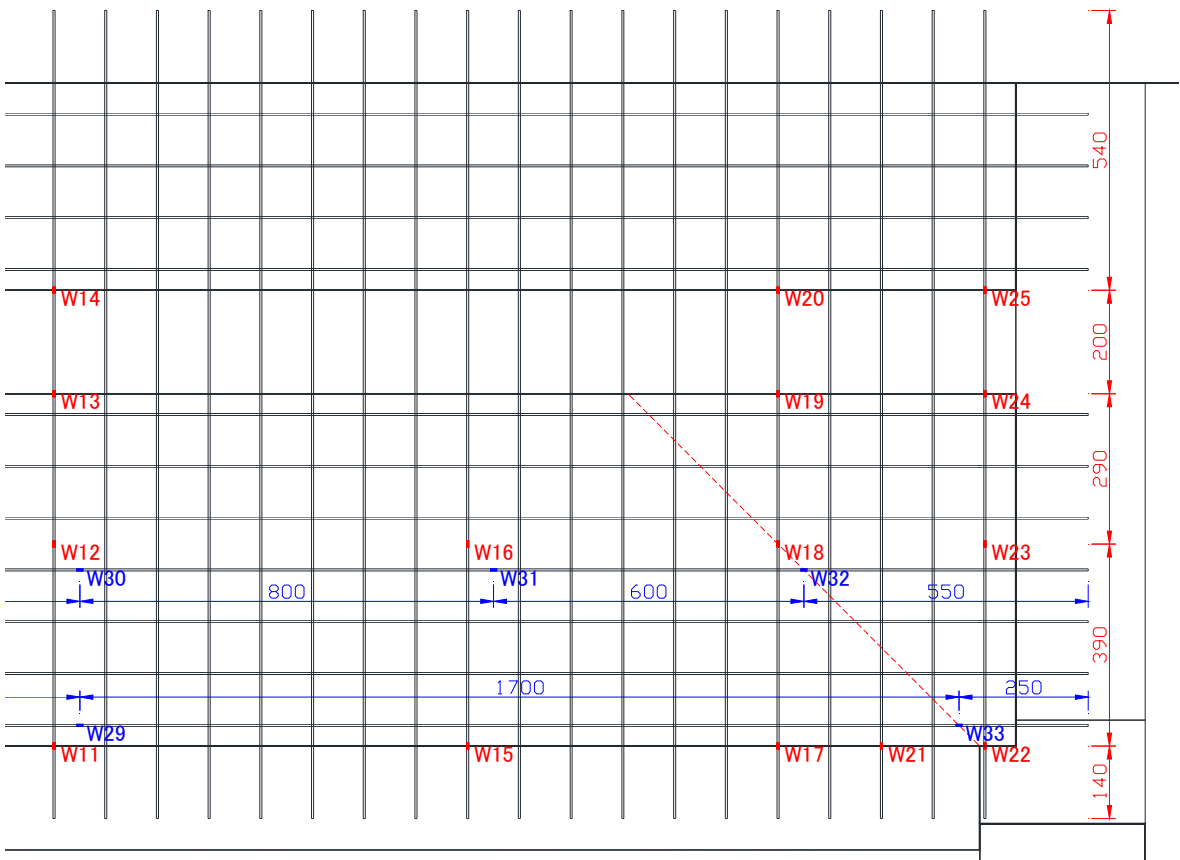
(e) 2.3階梁 北側



(f) 2.3階梁 南側



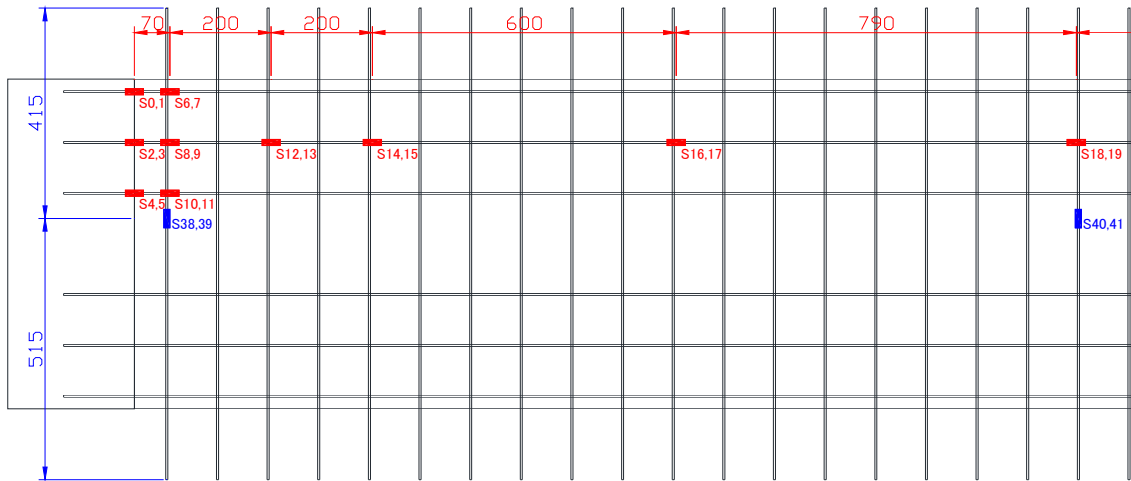
(g) 壁 北側



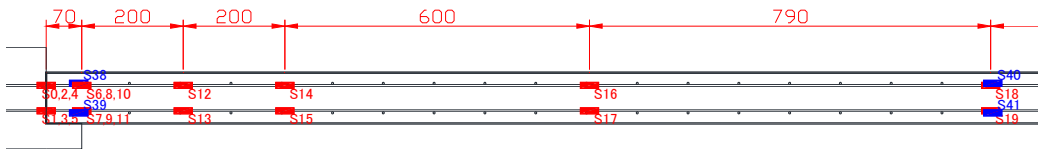
(h) 壁 南側



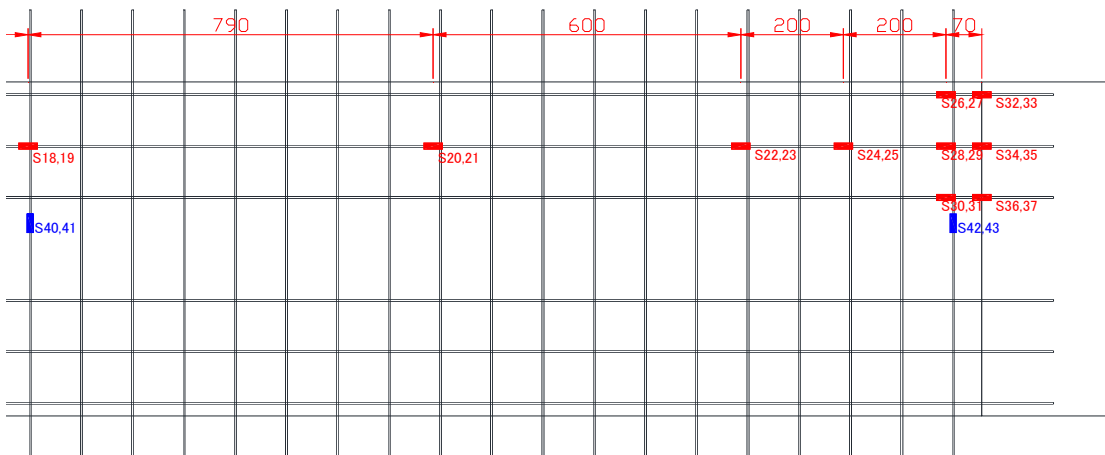
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



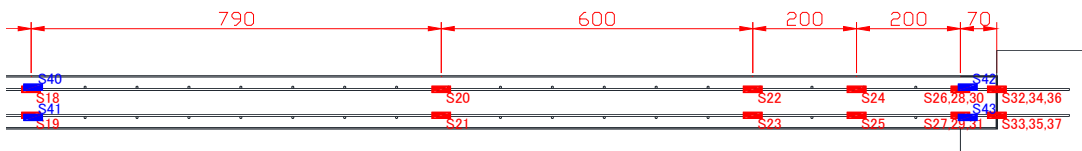
(i) 床スラブ 上から見た平面図 (北側)



(j) 床スラブ 西側断面図 (北側)

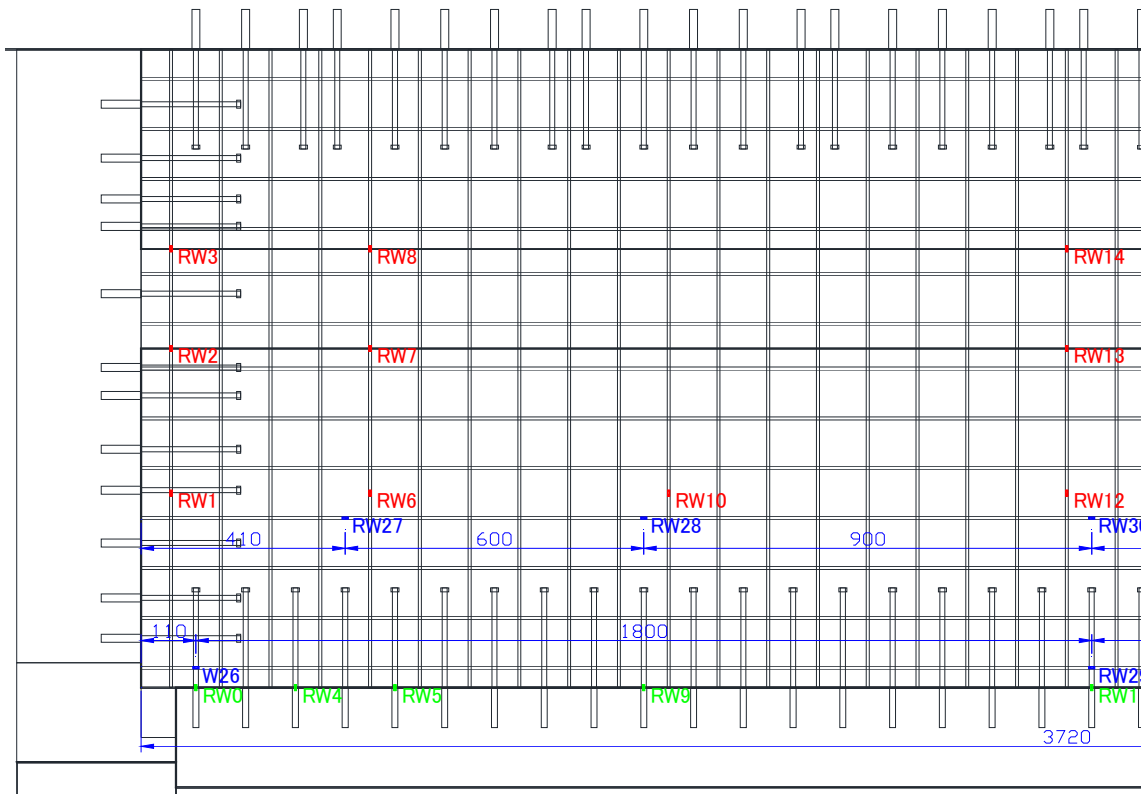


(k) 床スラブ 上から見た平面図 (南側)

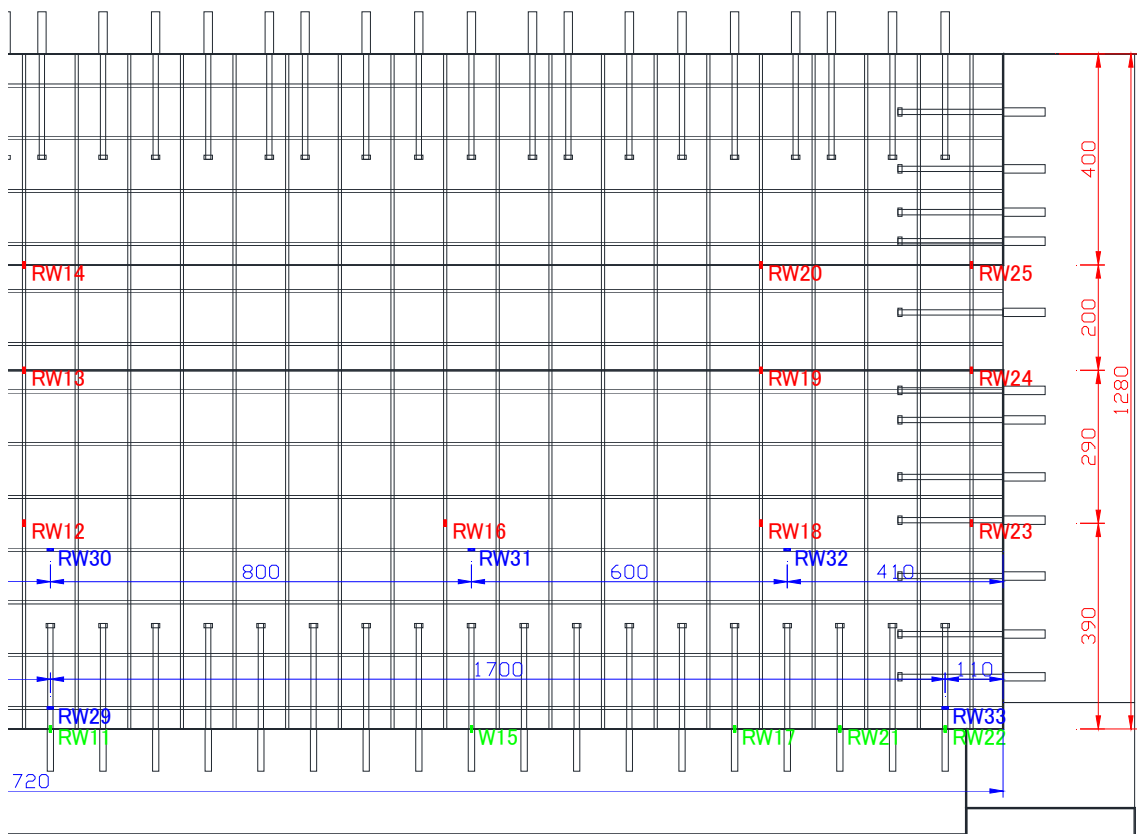


(l) 床スラブ 西側断面図 (南側)

図 5. 2. 6-3 無補強試験体ひずみゲージ貼り付け位置図(mm)

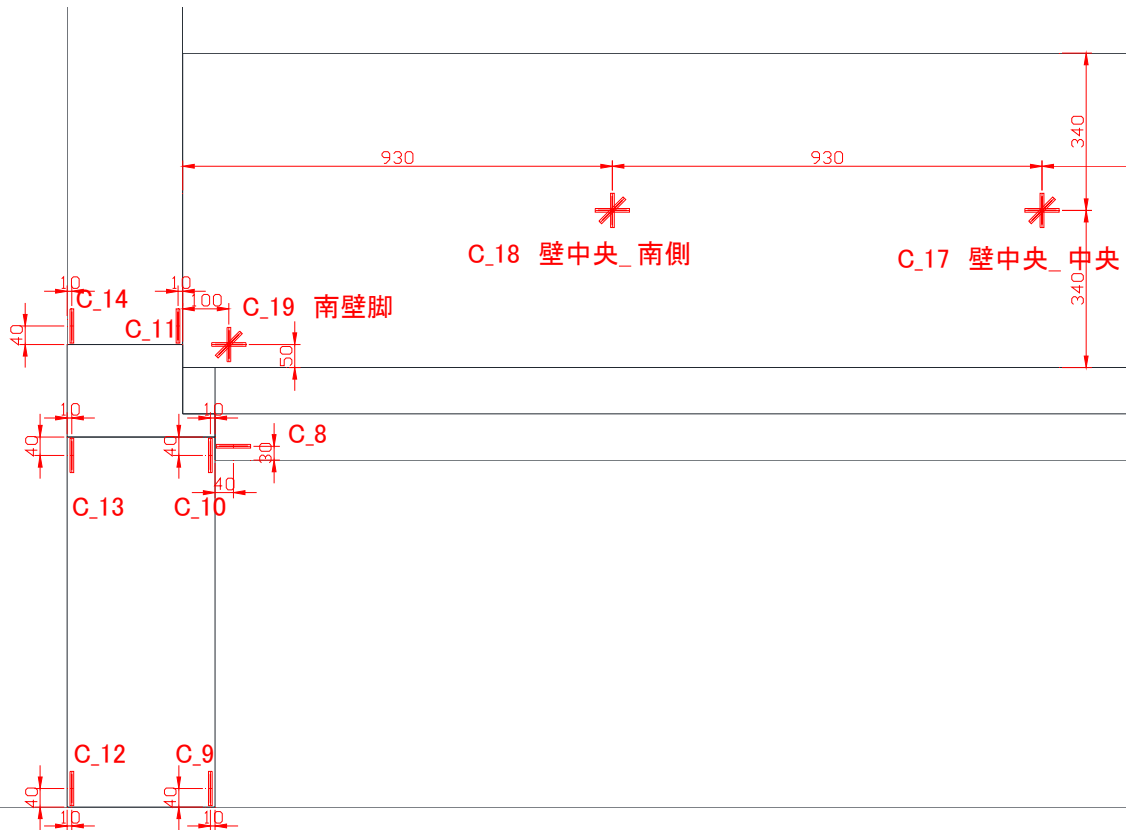


(a) 増打ち部 北側

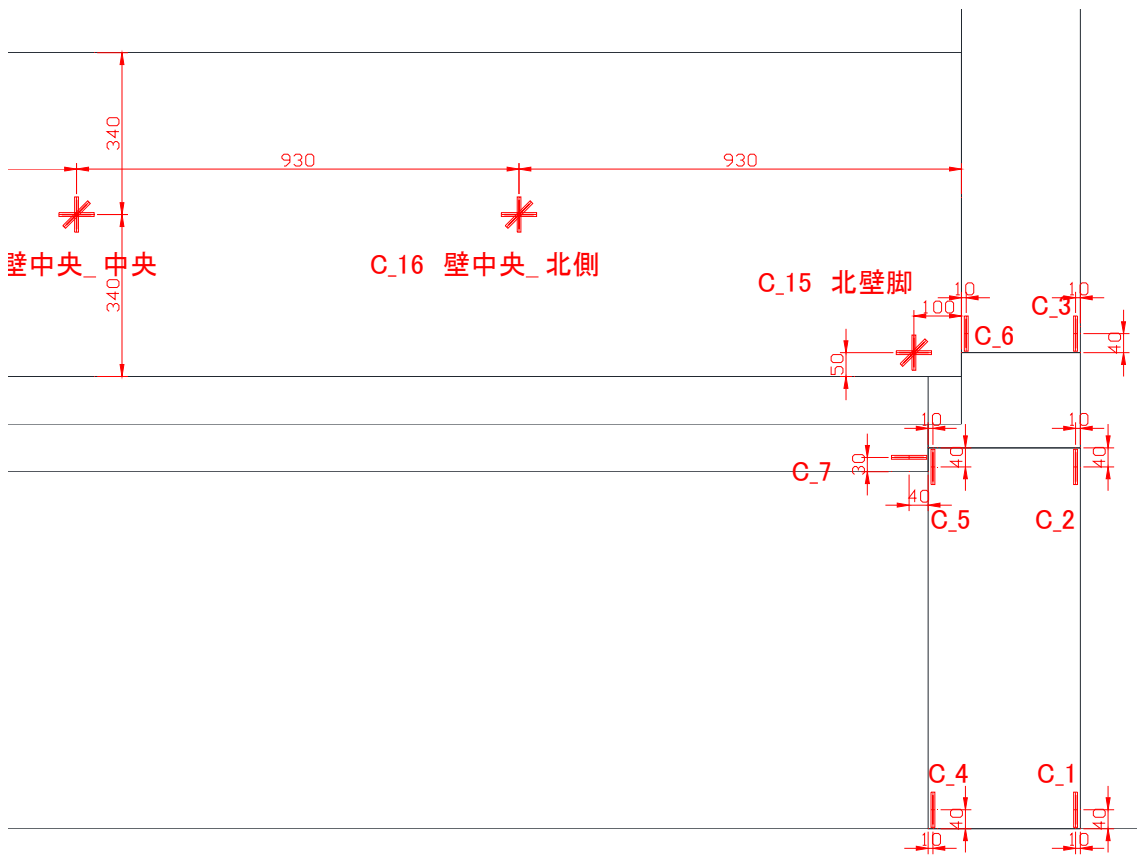


(b) 増打ち部 南側

図 5.2.6-4 補強試験体ひずみゲージ貼り付け位置図 (mm)

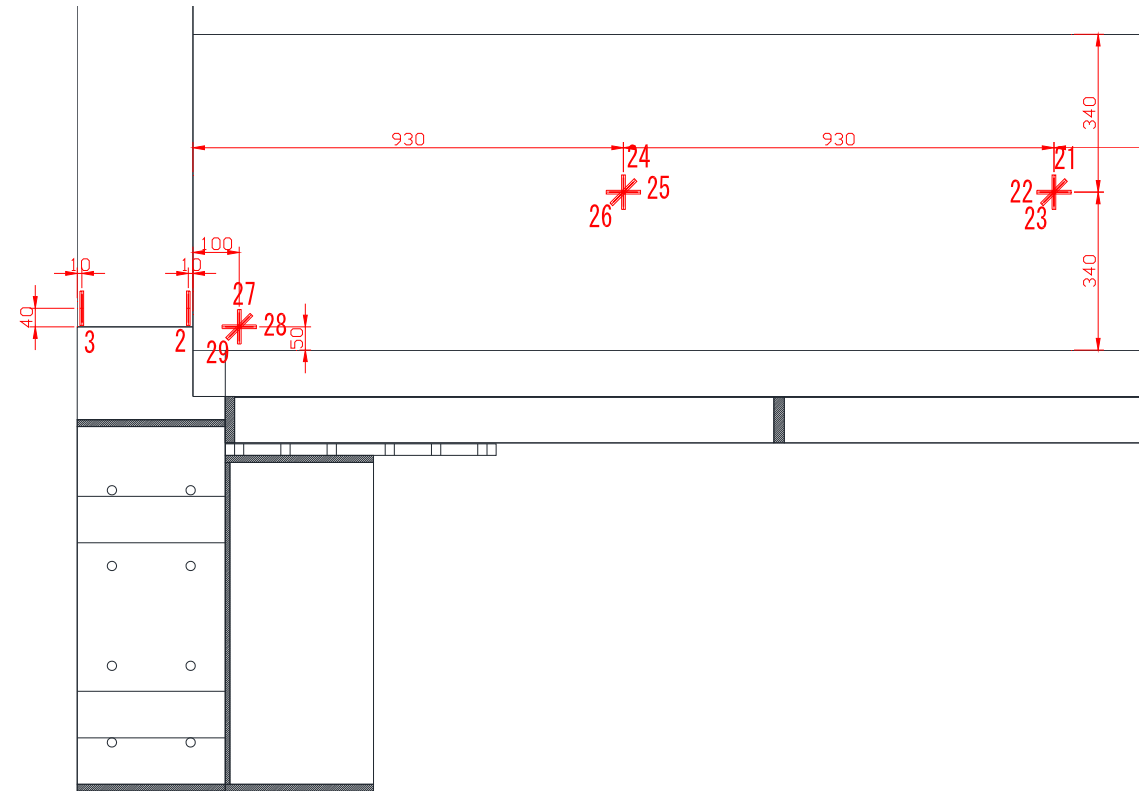


(a) コンクリート西面 北側

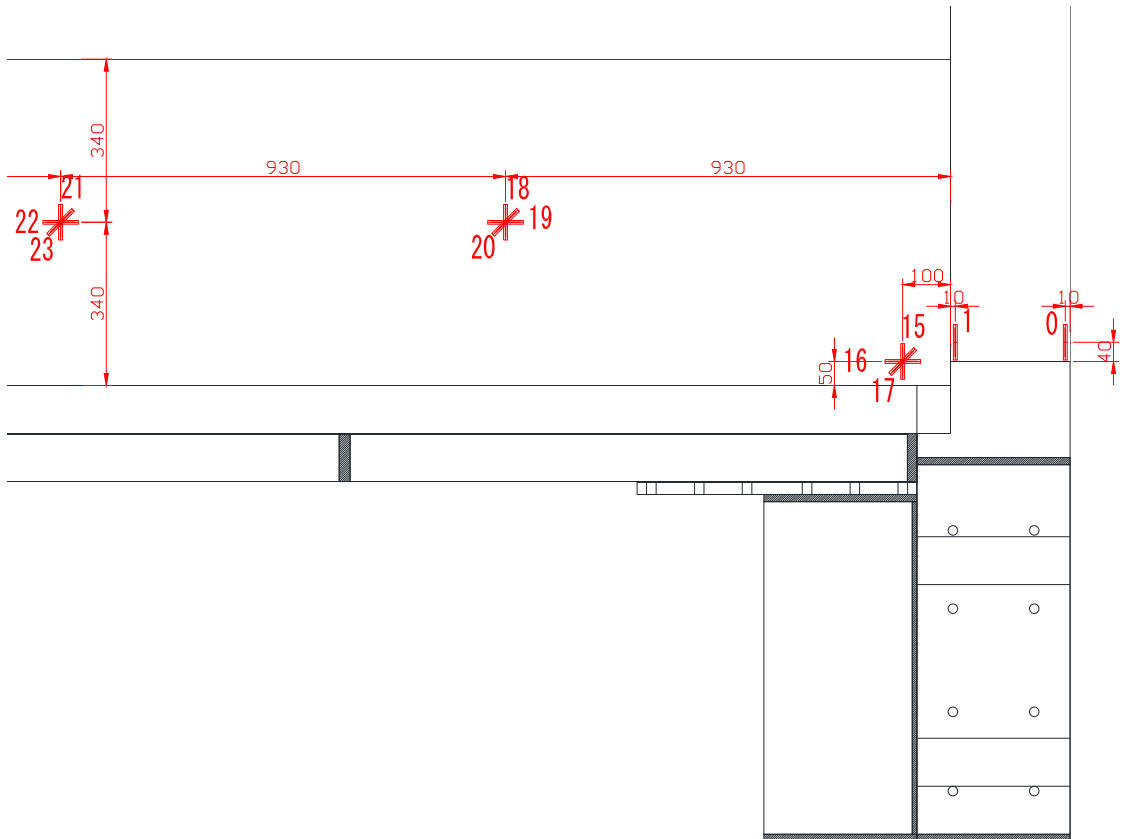


(b) コンクリート西面 南側

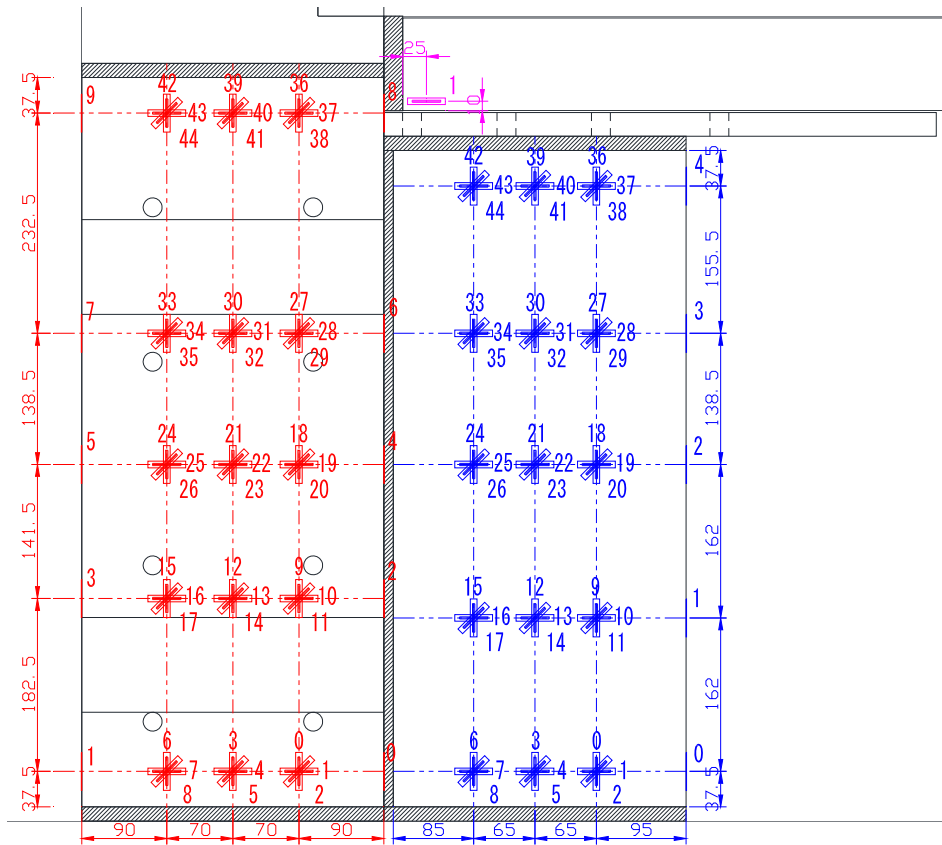
図 5. 2. 6-5 無補強試験体コンクリートひずみゲージ貼り付け位置図 (mm)



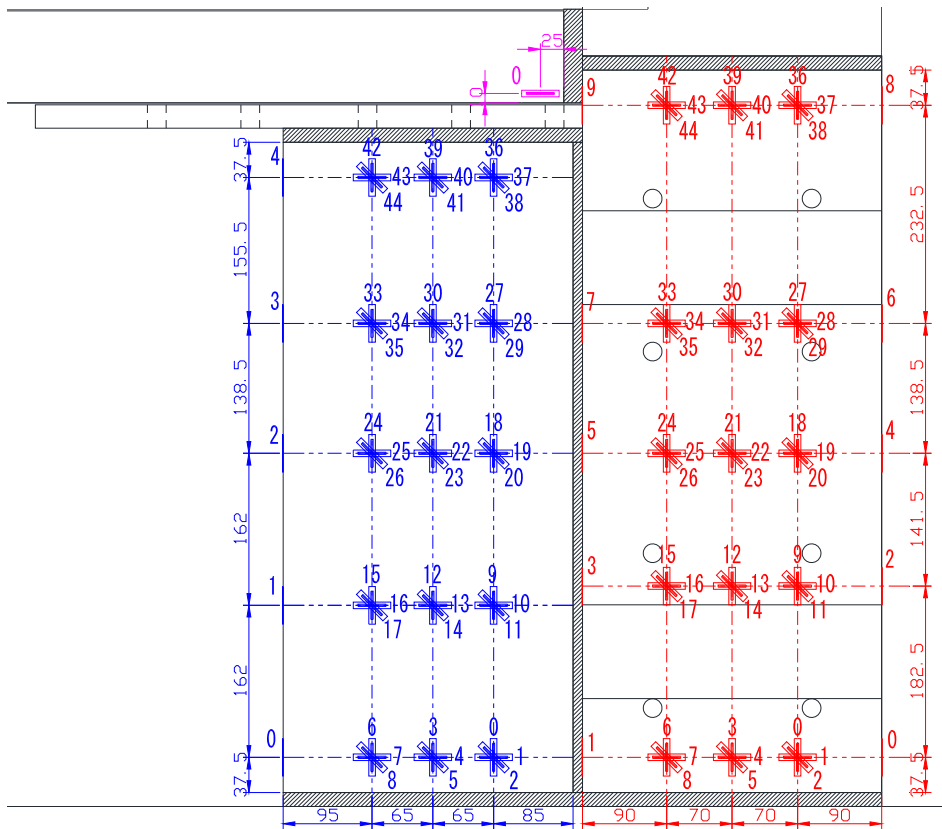
(a) コンクリート西面 北側



(b) コンクリート西面 南側



(c) UFCパネル西面 北側



(d) UFCパネル西面 南側

図 5.2.6-6 補強試験体コンクリートひずみゲージ貼り付け位置図(mm)

### (3) ひび割れ

損傷計測を行うにあたり、人の目による目視計測のほかに、高解像度写真計測を行ったが、人の目視計測に関しては、試験体正面と幅面で計測方法が異なる。本実験では時間の都合上、すべてのサイクルで上記全ての計測を行うことはできないため、以下に示すように試験体正面と試験体幅面でそれぞれ初期計測・簡易計測・通常計測・詳細計測を表に示すサイクルにてそれぞれ行い、計測順は基本的に「目視計測」の順に行う。表 5.2.6-1 に架構試験体計測手順を示す。

また、ピロティ柱において、載荷開始直後 ( $R1=1/3200(\text{rad})$ ) は、細かに載荷を中断し初曲げひび割れが入っているか確認を行い、初ひび割れが発生した step 数を記録する（正載荷及び負載荷ピーク時それぞれ）。

以下に計測の種類ごとの作業手順を示す。

#### ・☆：初期計測

- ① 長期軸力加力後、試験体幅面に入っている一次加力の際のひび割れを黒マジックでなぞる。
- ② 定点写真撮影を行う。
- ③ 高解像度写真計測を行う。その際、高解像度カメラの位置を撮影して記録する。

#### ・△：簡易計測（定点写真，高解像度写真計測）

- (1) 試験体北面・西面の損傷がない箇所にそれぞれクラックスケールを張り付ける。
- (2) 高解像度写真計測を行う。
- (3) 試験体に貼り付けたクラックスケールをはがす。

#### ・○：通常計測

- 1) 正載荷ピーク時・負載荷ピーク時

- ① 定点写真撮影を行う。

##### 1. 試験体（柱正面+2F 壁端）計測

- ① 人の目視により柱に発生している最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所（縦ひび割れが入らない場合は、最大曲げひび割れ 3 箇所・最大せん断ひび割れ 3 箇所）以上のひび割れ幅計測を行い、計測を行った箇所とシール（黒）先端が一致するよう目印をつける。正負載荷で 6 カ所以上のひび割れが確定したらその際、シール（黒）はそのまま残して同じ位置のひび割れ幅を計測する。その後の載荷で最大ひび割れ箇所が異なる場合は、色の違うシールを貼り替える。

##### 2. 試験体（柱幅面+壁端以外の 2F 壁部+ピロティ梁）計測

- ① 試験体に発生したひびを赤マジックでなぞり、浮き・剥落は緑マジックで囲むようになぞる。
- ② 人の目視により試験体に発生している最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所（縦ひび割れが入らない場合は、最大曲げひび割れ 3 箇所・最大せん断ひび割れ 3 箇所）以上のひび割れ幅計測を行い、計測を行った箇所にシールで目印をつける。その際、前回計測を行った最大ひび割れ箇所と場所が異なる場合は、シールを貼り替える。

##### 3. 全体計測（試験体正面計測，試験体幅面計測終了後）

- ① 後々撮影したサイクルタイミングが分かるように、撮影前に変形角が映されているモニターの撮影を行い、+印の目印及びグリッド線に合わせて近写で試験体正面及び幅面のスナップ写真を撮影す

る。

- ② 北面，西面の損傷がない箇所にそれぞれクラックスケールを張り付ける。
- ③ 高解像度写真計測を行う。
- ④ 試験体に貼り付けたクラックスケールをはがす。

正載荷除荷時（試験体幅面，試験体正面共通）

- ① 定点写真撮影を行う。
- ① ピーク時に計測を行った最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所（縦ひび割れが入らない場合は，最大曲げひび割れ 3 箇所・最大せん断ひび割れ 3 箇所）以上のひび割れ幅計測を行う。
- ② 北面，西面の損傷がない箇所にそれぞれクラックスケールを張り付ける。
- ③ 高解像度写真計測を行う。
- ④ 試験体に貼り付けたクラックスケールをはがす。

・◎：詳細計測(負載荷除荷時のみ)

- ① 定点写真撮影を行う。

#### 1. 試験体正面

- ① 目印に合わせて限定された箇所に OHP シートを当て，ひび割れを OHP シートに転写する。その際，前のサイクルで OHP シートに記載されていたひび割れが閉じたり，浮きによってひびがなくなった場合などは，アセトンを用いて不要な線を消し，転写が終了した OHP シートは順次スキャンして記録する。
- ② ピーク時に計測を行った最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所（縦ひび割れが入らない場合は，最大曲げひび割れ 3 箇所・最大せん断ひび割れ 3 箇所）以上のひび割れ幅計測を行う。

#### 2. 試験体幅面

- ① ピーク時に計測を行った最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所（縦ひび割れが入らない場合は，最大曲げひび割れ 3 箇所・最大せん断ひび割れ 3 箇所）以上のひび割れ幅計測を行う。
- ② 試験体に浮き・剥落が発生している場合，浮き・剥落箇所を OHP を用いて転写し，計測を行ったグリッド番号を記録しておく。

#### 3. 全体計測（試験体正面計測，試験体幅面計測終了後）

- ① 北面，西面の損傷がない箇所にそれぞれクラックスケールを張り付ける。
- ② 高解像度写真計測を行う。
- ③ 試験体に貼り付けたクラックスケールをはがす。

OHP はノート PC にファイルを移動してチェックする。スナップ写真も同様にチェックする。（適宜決定）

表 5.2.6-1 架構試験体計測手順

変形角	サイクル数	載荷方向	計測種類	各計測実施タイミング	
				目視計測	高解像度写真
0			☆ (初期ひび, 高解像)	★	●
1/3200	1	正載荷	△+初ひび割れ確認	-	
		除荷	△		
		負載荷	△+初ひび割れ確認		
		除荷	△		
1/1600	1	正載荷	△	-	
		除荷			
		負載荷			
		除荷			
	2	正載荷	○	●	
		除荷			
1/800	1	正載荷	△	-	●
		除荷			
		負載荷			
		除荷			
	2	正載荷	○	●	
		除荷			
1/400	1	正載荷	△	-	
		除荷			
		負載荷			
		除荷			
	2	正載荷	○	●	
		除荷			
1/200	1	正載荷	△	-	
		除荷			
		負載荷			
		除荷			
	2	正載荷	○	●	
		除荷			
1/100	1	正載荷	△	-	●
		除荷			
		負載荷			
		除荷			
	2	正載荷	○	●	
		除荷			
1/100	2	正載荷	◎	●	
		除荷			
		負載荷			
		除荷			



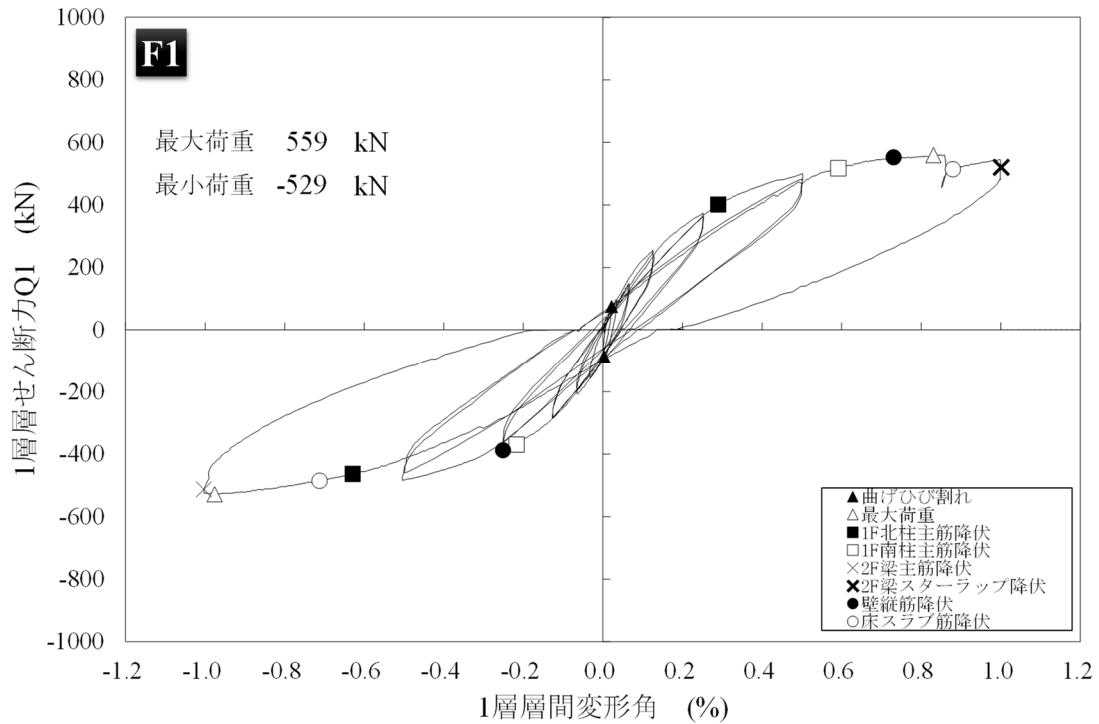
### 5.3 実験結果

#### 5.3.1 無補強試験体 (F1)

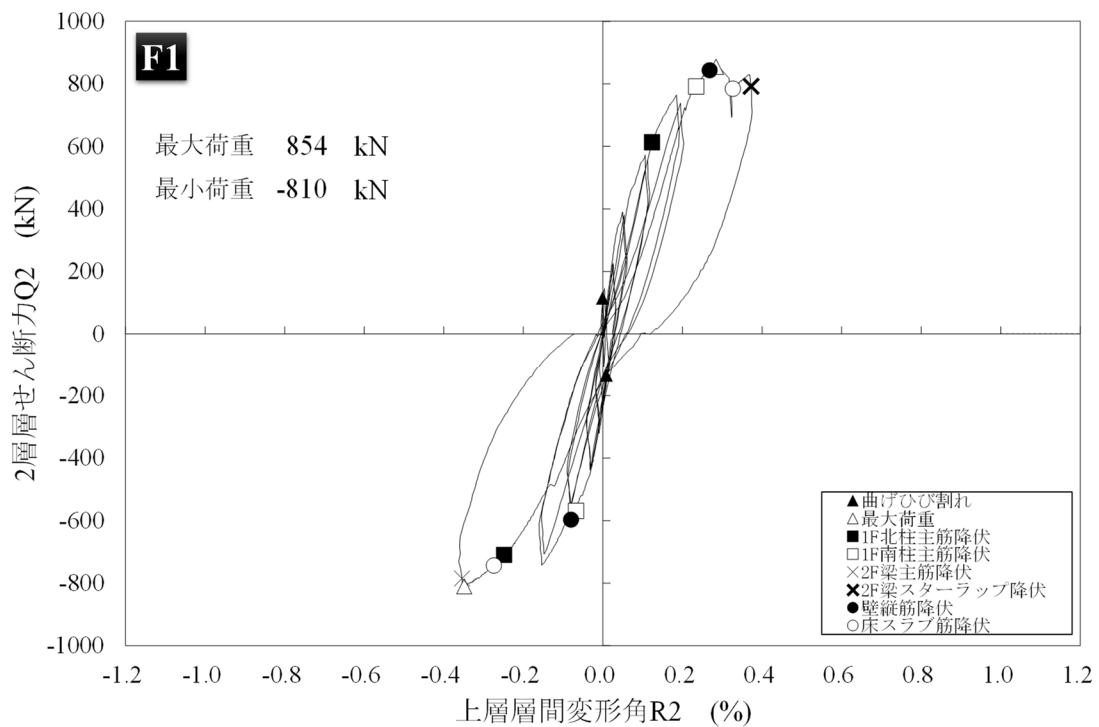
##### (1) 荷重変形関係

##### (a) 上層 せん断力—層間変形角関係

図 5.3.1-1 に 1F の層せん断力—層間変形角関係を示す。また、表 5.3.1-1 に特性点一覧を示す。



(a) 1層 せん断力—層間変形角関係



(a) 上層 せん断力—層間変形角関係

図 5.3.1-1 荷重変形関係

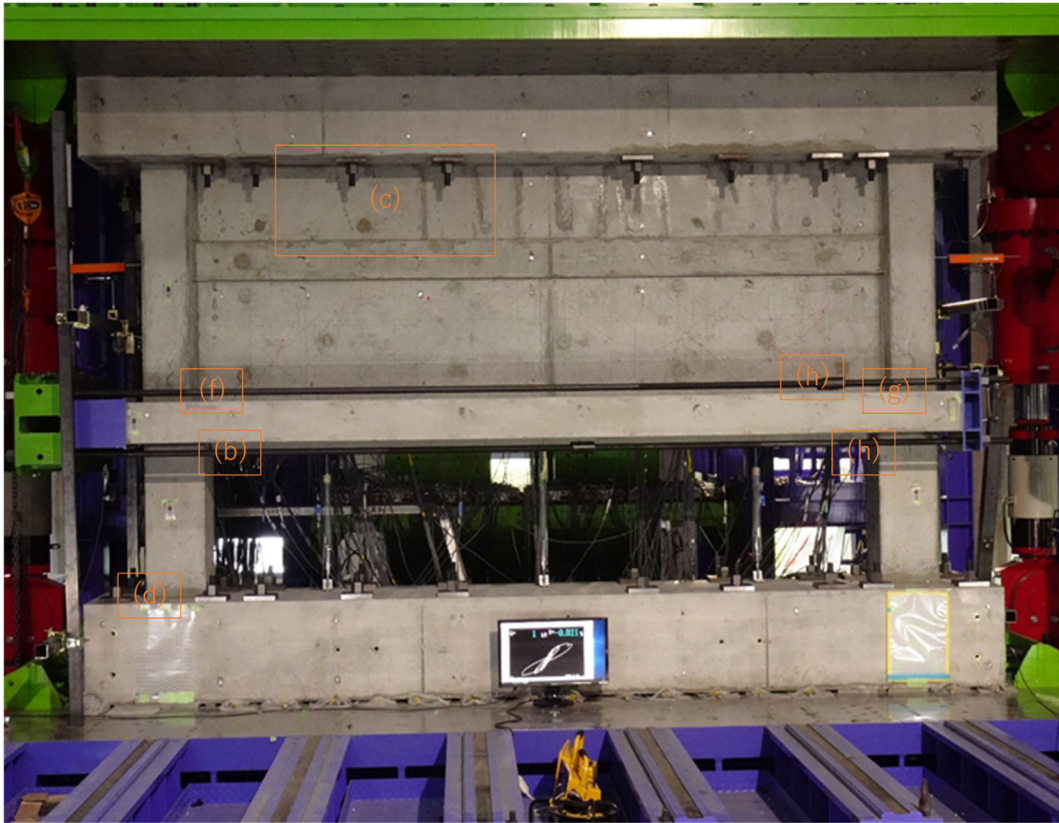
表 5.3.1-1 特性点一覧

F1	正側		負側	
	変形角R1 (%)	荷重Q1 (kN)	変形角R1 (%)	荷重Q1 (kN)
曲げひび割れ	0.022	75	0.003	-87
最大荷重	0.83	559	-0.98	-529
1F北柱主筋降伏	0.29	401	-0.63	-464
1F北柱フープ降伏	-	-	-	-
2F北柱主筋降伏	-	-	-	-
3F北柱主筋降伏	-	-	-	-
2F北柱フープ降伏	-	-	-	-
3F北柱フープ降伏	-	-	-	-
2F梁主筋降伏	-	-	-1.00	-513
2F梁スターラップ降伏	1.00	520	-	-
3F梁主筋降伏	-	-	-	-
3F梁スターラップ降伏	-	-	-	-
1F南柱主筋降伏	0.59	517	-0.22	-370
1F南柱フープ降伏	-	-	-	-
2F南柱主筋降伏	-	-	-	-
3F南柱主筋降伏	-	-	-	-
2F南柱フープ降伏	-	-	-	-
3F南柱フープ降伏	-	-	-	-
壁縦筋降伏	0.73	552	-0.25	-388
壁横筋降伏	-	-	-	-
床スラブ筋降伏	0.88	514	-0.71	-486

(2) 破壊経過

以下に破壊性状を示す。括弧内は図 5.3.1-2 における参照番号とする。

- 水平力 75kN,  $R1=0.044\%$ 時 1C1 脚部にて初ひび割れ発生。(曲げひび 0.05mm)
- $R1=1/3200$  の 1 サイクル目正側ピークで曲げひび割れが 0.1mm となった。
- 水平力 87kN,  $R1=-0.006\%$ 時梁下部 (右) にて初ひび割れ発生。(0.05mm)
- $R1=1/3200$  の 1 サイクル目負側ピークで 1C2 柱脚部に曲げひび割れ (0.05mm) 発生。除荷で閉じた。
- $R1=1/1600$  の 1 サイクル目正側ピークにて 1C1 脚部に曲げひび割れ (0.1mm) 発生。除荷で 0.05mm となった。負側ピークにて 1C2 脚部に曲げひび割れ (0.1mm) 発生。除荷で閉じた。幅面にもひび割れ発生。2 サイクル目正側ピークにて壁右端部にせん断ひび割れ発生。負側ピークにて壁左端部にせん断ひび割れ発生。梁にもせん断ひび割れ発生。
- $R1=1/800$  の 1 サイクル目正側ピークにて柱ひびが進展した。圧縮側である 1C2 に縦ひび割れ発生。
- $R1=1/400$  の 1 サイクル目正側ピークにて壁のせん断ひび割れ増加。1C1 の柱頭真ん中にひび発生。
- 1 サイクル目負側ピークにて 1C2 のひびに損傷が集中した。2 サイクル目正側ピークにて、左の柱梁接合部に損傷 (ひび割れ) 発生。(b) 3 階耐震壁にひび割れ発生。(c)
- $R1=1/200$  の 1 サイクル目正側ピークにて 1C1, 1C2 の曲げひび割れ, 壁のせん断ひび割れ増加。
- 2 サイクル目正側ピークにて 1C1 西側及び北側柱脚部にてコンクリートの剥落発生。(d、e) 南側スラブにひび割れ発生。(f) 2 サイクル目負側ピークにて北側スラブにひび割れ発生。(g)
- $R1=1/100$  の 1 サイクル目正側ピークにて梁端破壊。(h) 2C1 にひび割れ発生。壁とスラブの境界に損傷発生。(i) 荷重変形関係にて、やや耐力低下を確認した。



(a) 試験体実験終了時状況



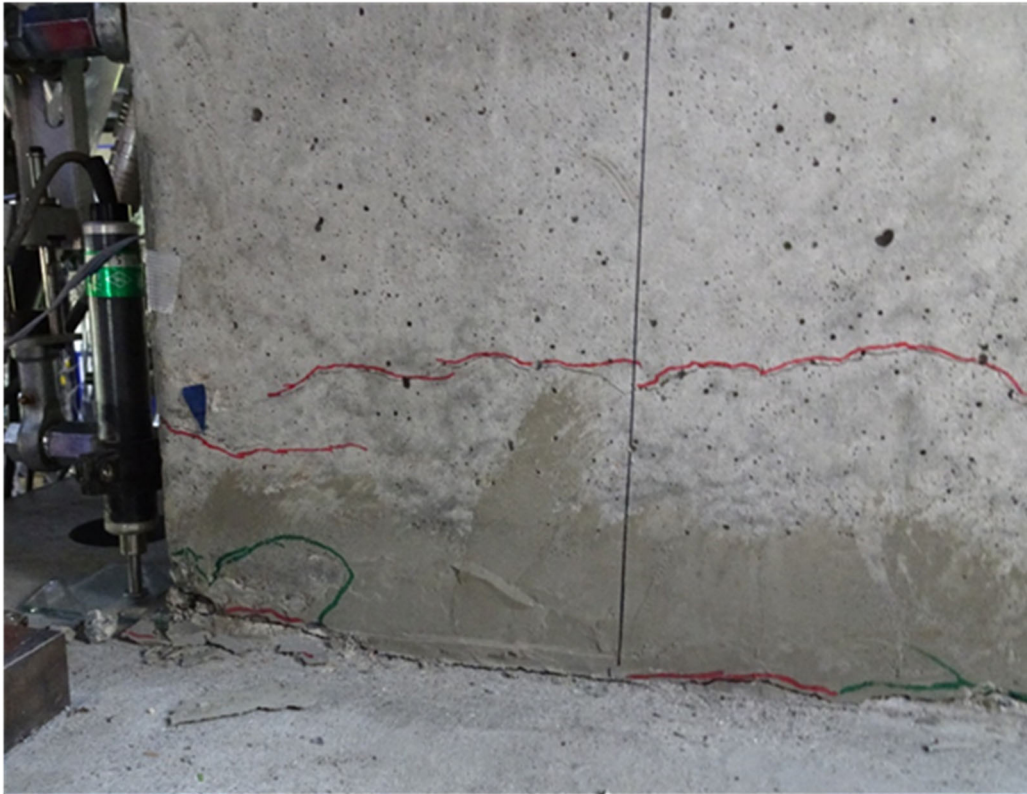
(b) 北側柱梁接合部の損傷



(c) 3階耐震壁ひび割れ



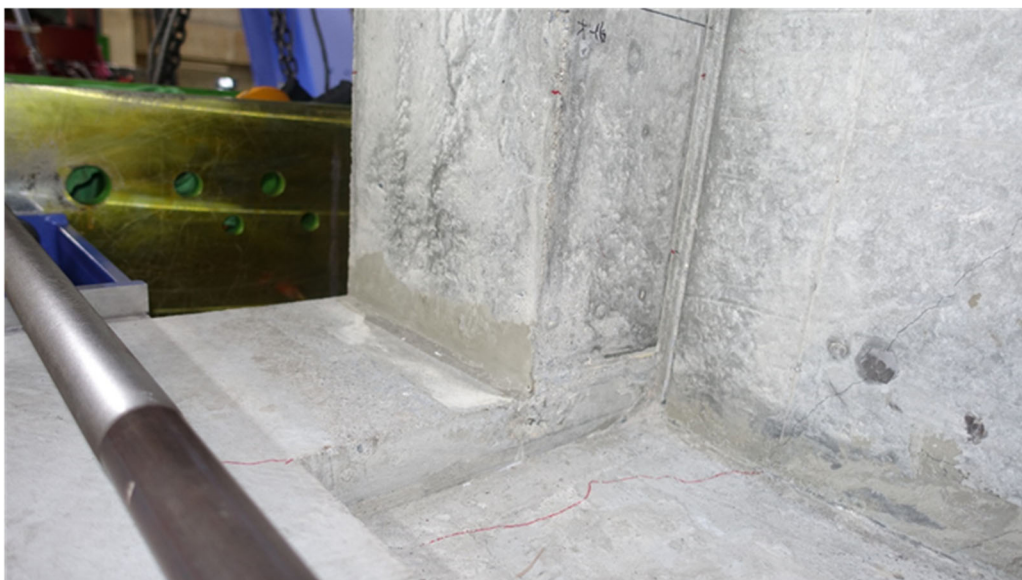
(d) 1C1 西側（正面）柱脚部コンクリート剥落



(e) 北側柱脚部コンクリート剥落



(f) 北側スラブひび割れ



(g) 南側スラブひび割れ



(h) 梁端部の破壊



(i) 壁とスラブの境界に損傷

図 5.3.1-2 損傷状況



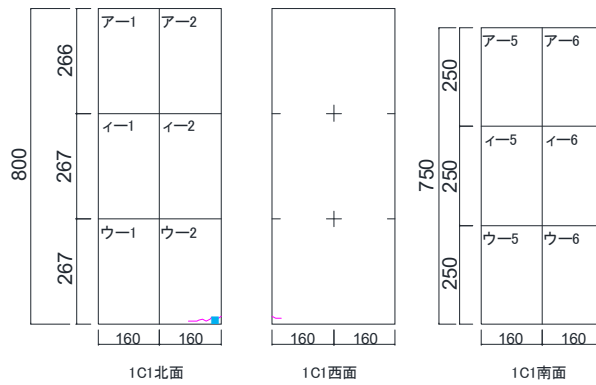
(3) ひび割れ図と最大ひび割れ幅推移

1) ひび割れ図

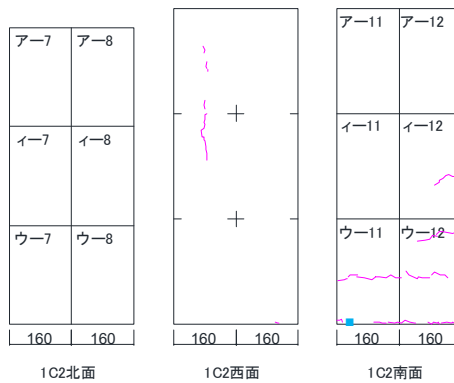
以下に本実験で得られたひび割れ図と正面写真を示す。各面で計測したひび割れのうち、曲げ、せん断、たてそれぞれに対して最大のものを計測した地点のプロットを行った。

- ...せん断ひび割れ計測地点
- ...曲げひび割れ計測地点
- ▲ ...たてひび割れ計測地点

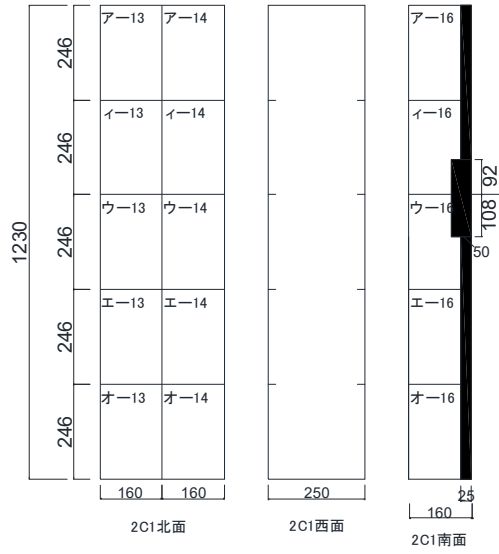
●1/1600



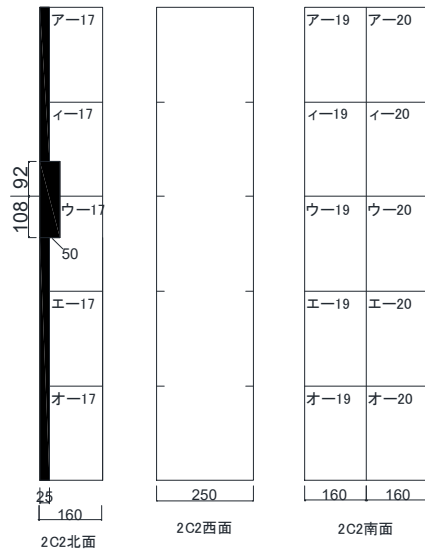
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

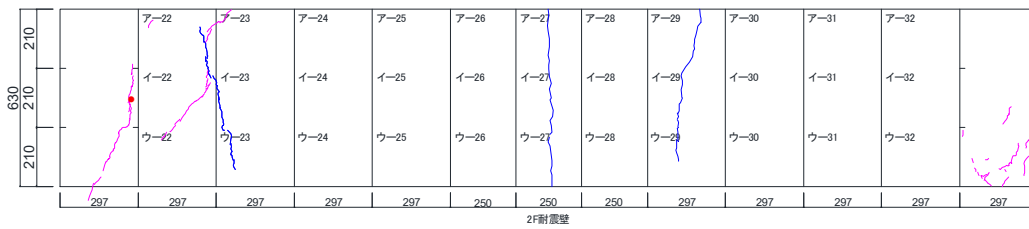


(C) 2C1 ひび割れ図

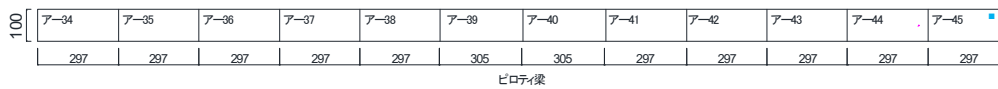


(d) 2C2 ひび割れ図

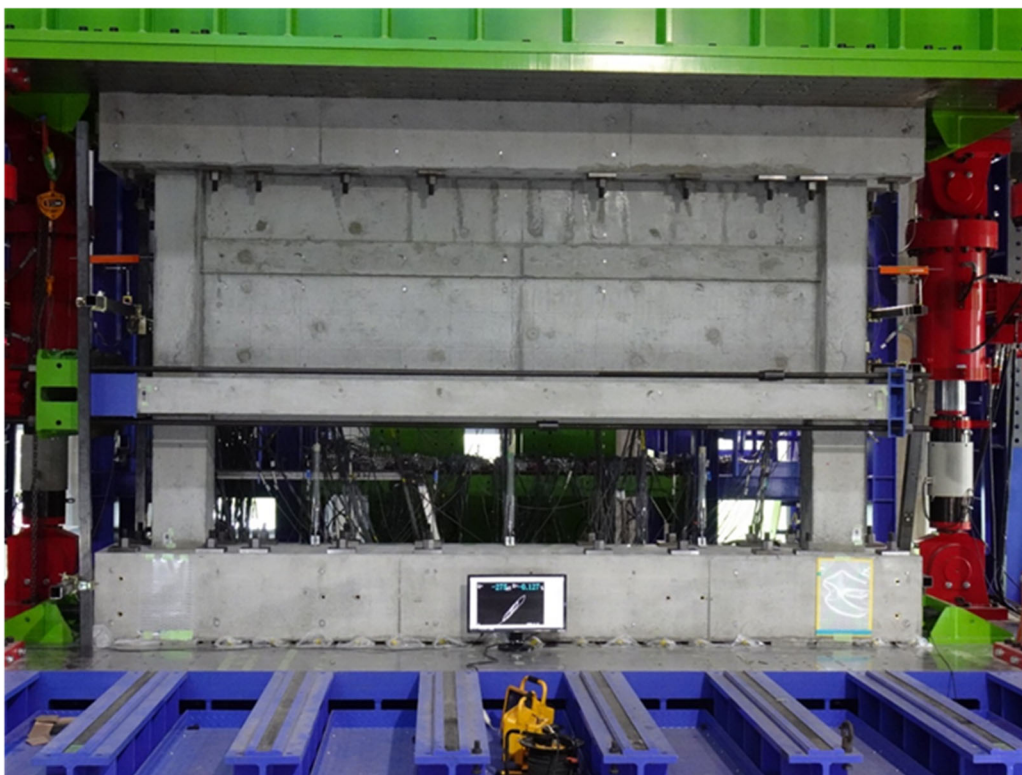
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



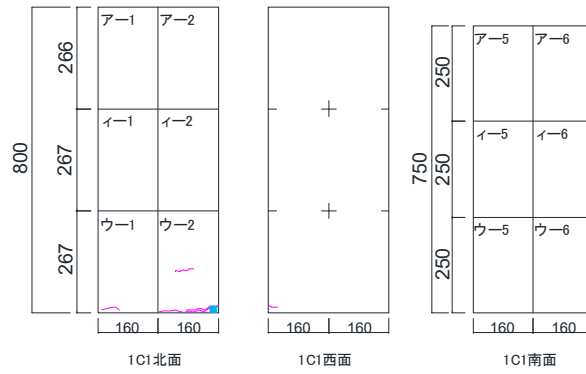
(f) ピロティ梁ひび割れ図



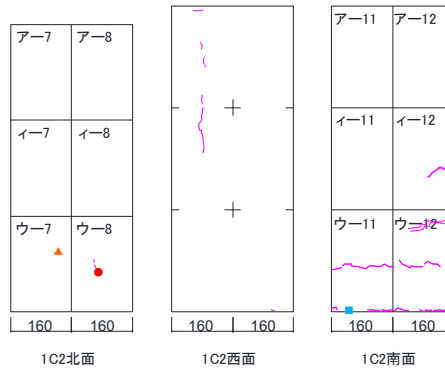
(g) 全体写真

図 5.3.1-3 損傷状況

●1/800

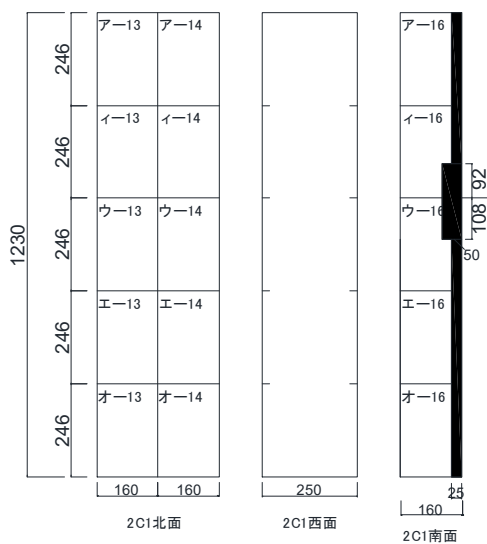


(a) 1C1 ひび割れ図

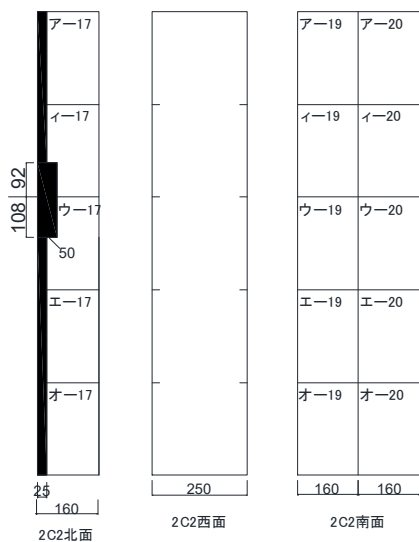


(b) 1C2 ひび割れ図

第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

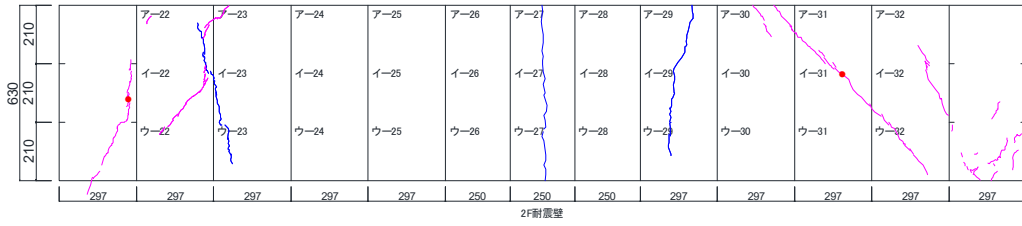


(C) 2C1 ひび割れ図

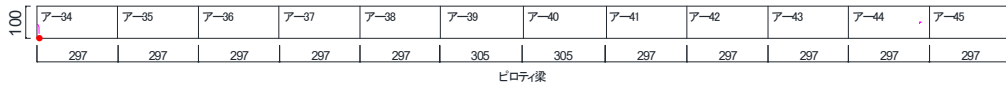


(d) 2C2 ひび割れ図

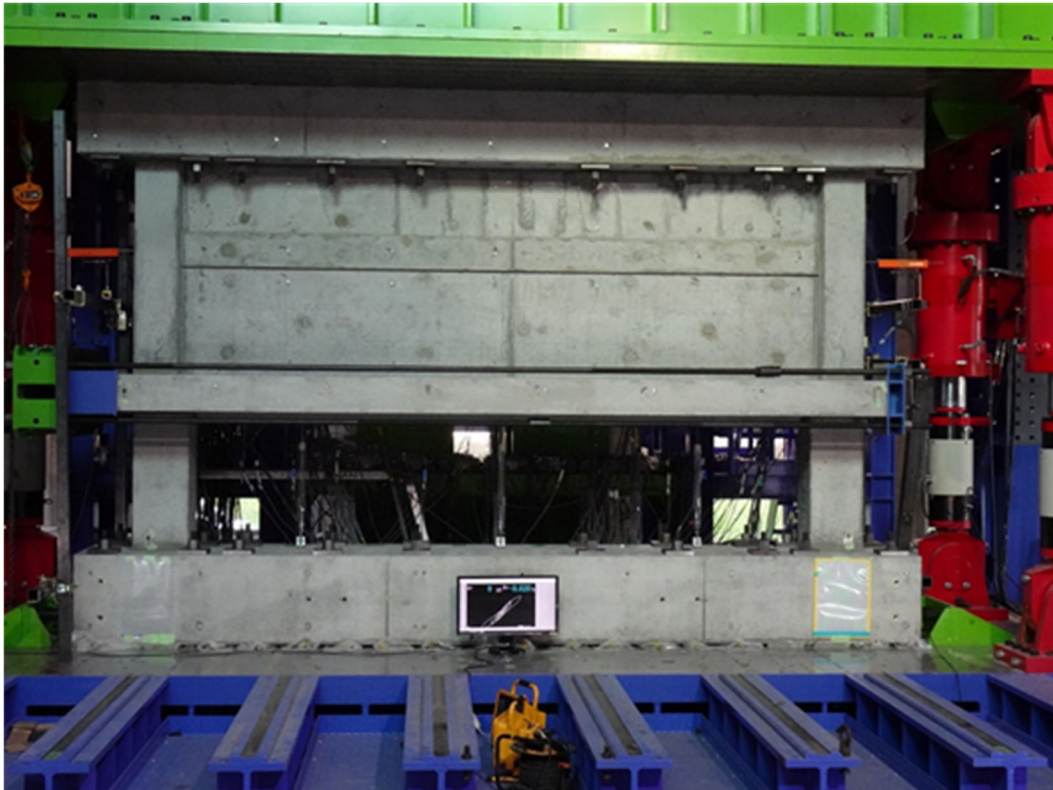
第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



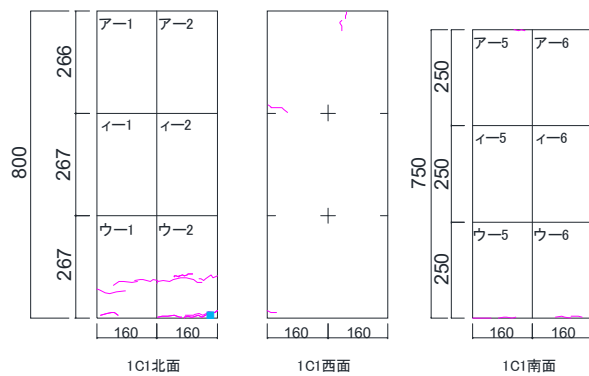
(f) ピロティ梁ひび割れ図



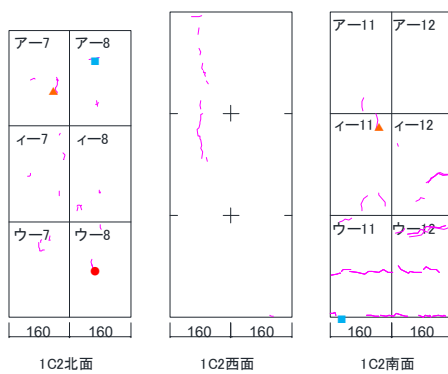
(g) 全体写真

図 5.3.1-4 損傷状況

●1/400

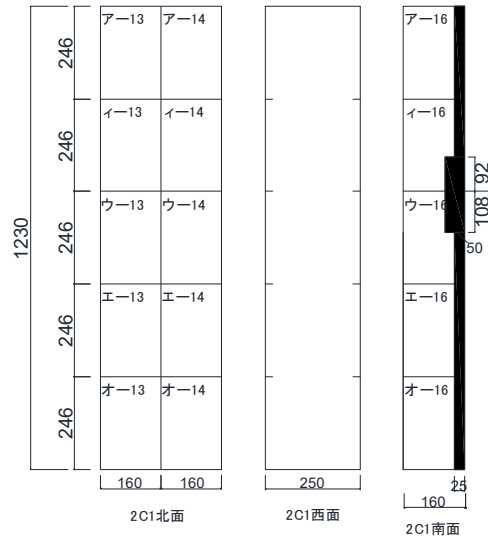


(a) 1C1 ひび割れ図

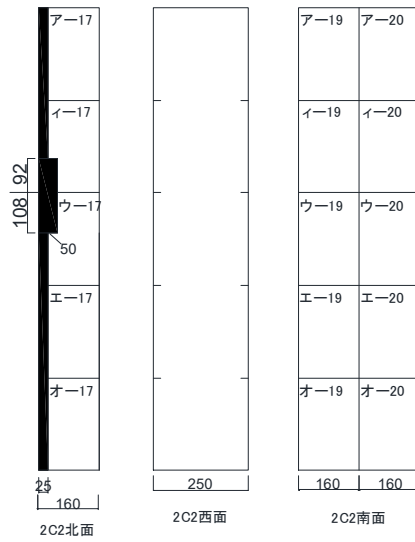


(b) 1C2 ひび割れ図

第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



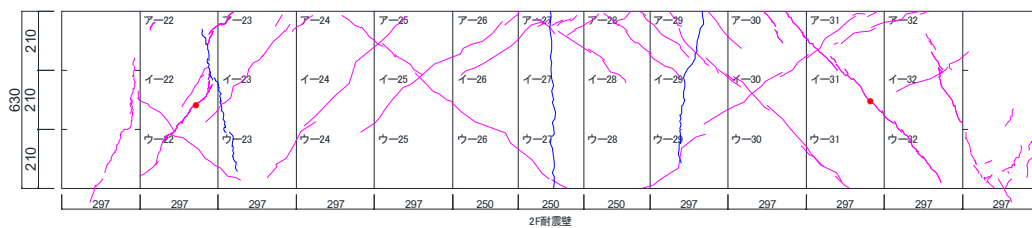
(C) 2C1 ひび割れ図



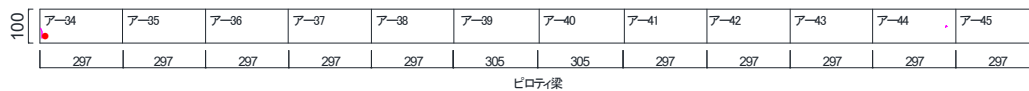
(d) 2C2 ひび割れ図



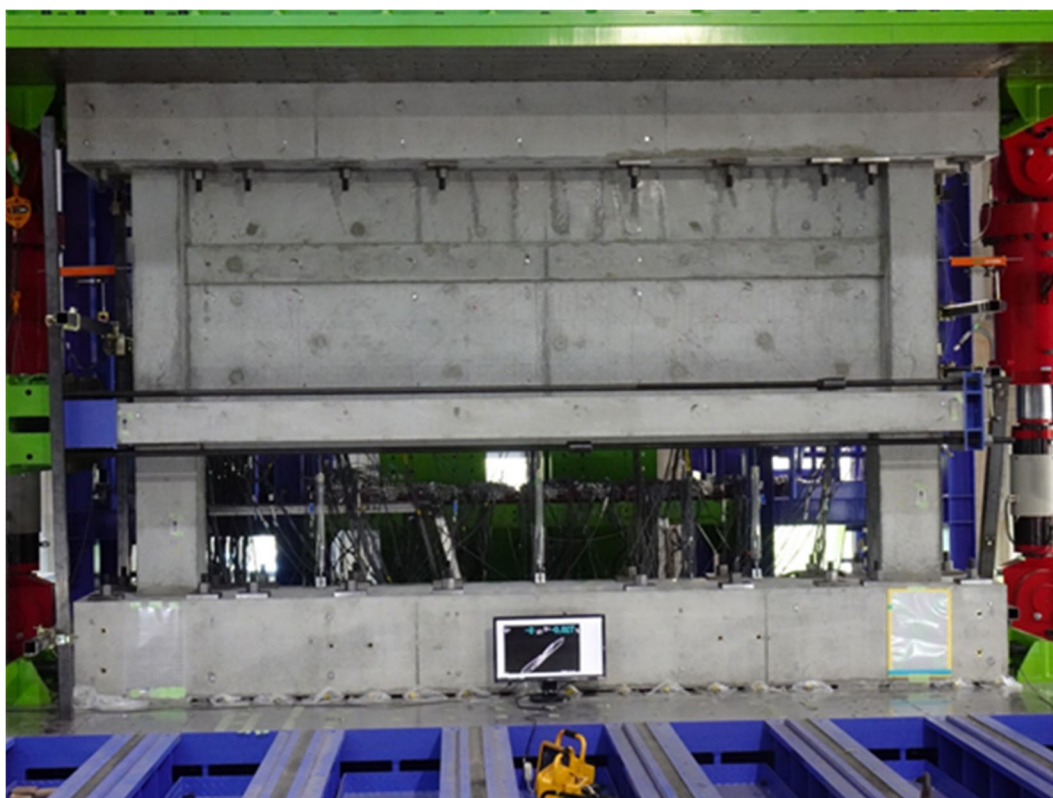
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



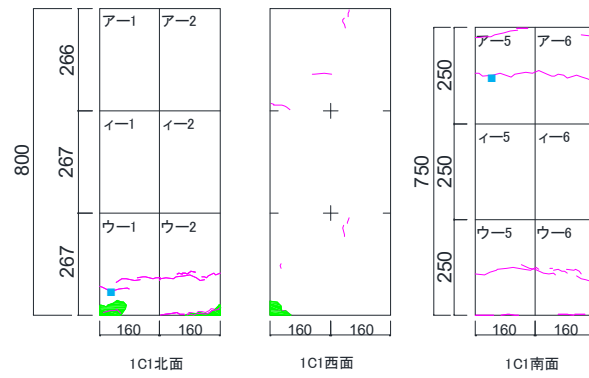
(f) ピロティ梁ひび割れ図



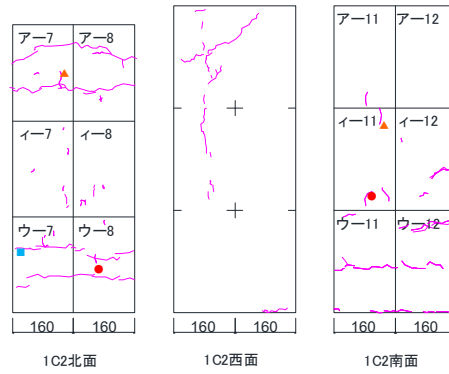
(g) 全体写真

図 5.3.1-5 損傷状況

●1/200

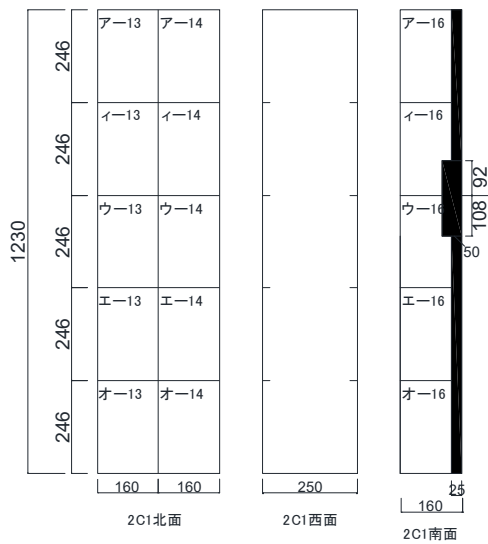


(a) 1C1 ひび割れ図

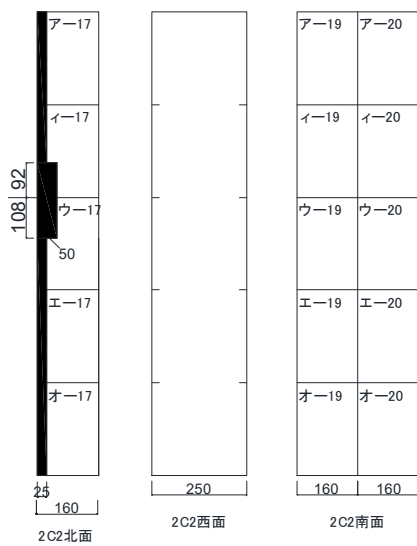


(b) 1C2 ひび割れ図

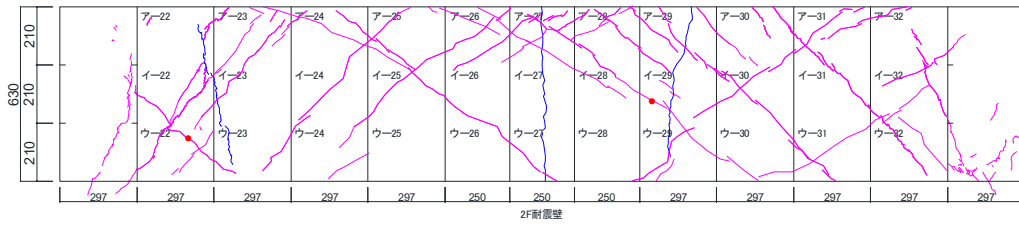
第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



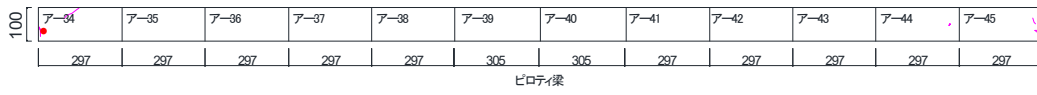
(C) 2C1 ひび割れ図



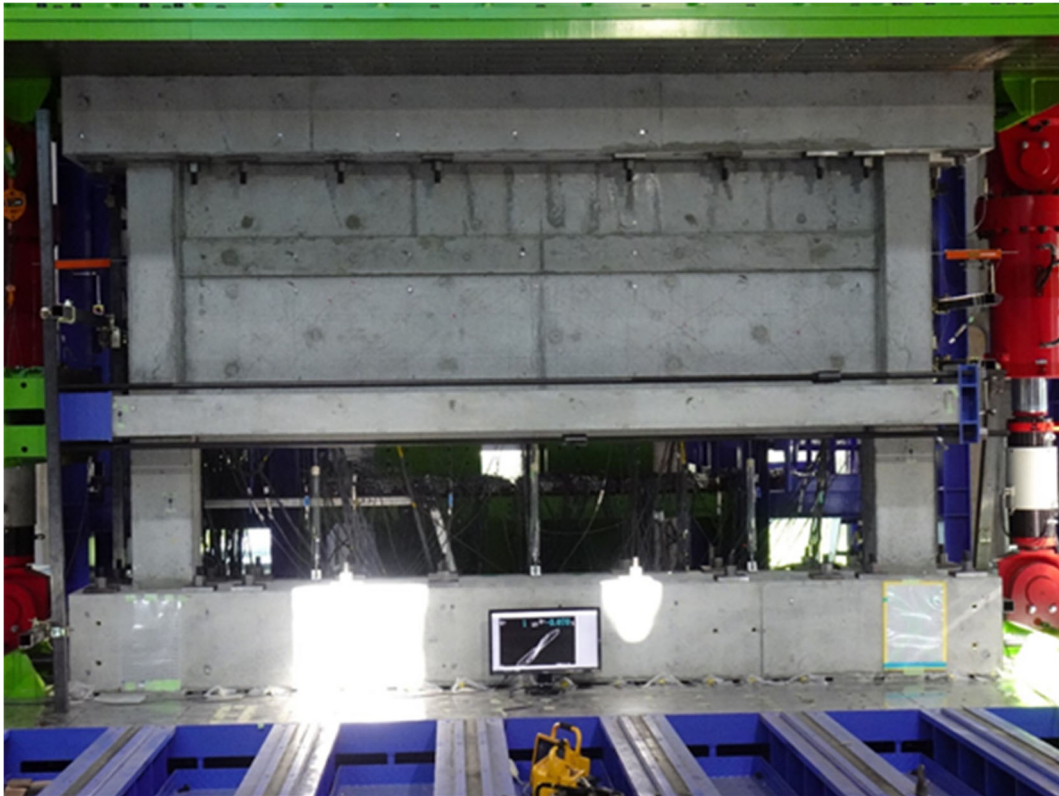
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



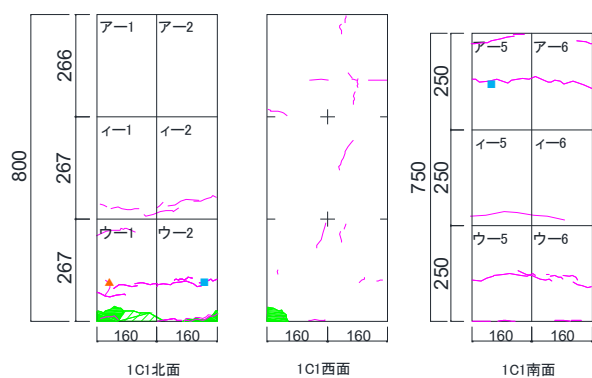
(f) ピロティ梁ひび割れ図



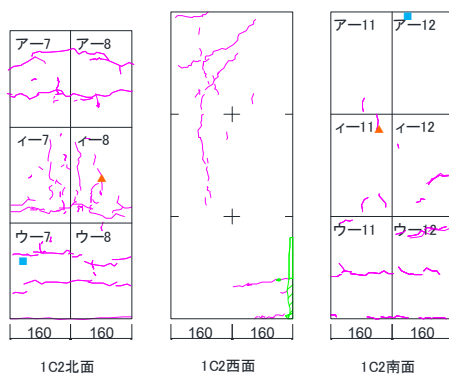
(g) 全体写真

図 5.3.1-6 損傷状況

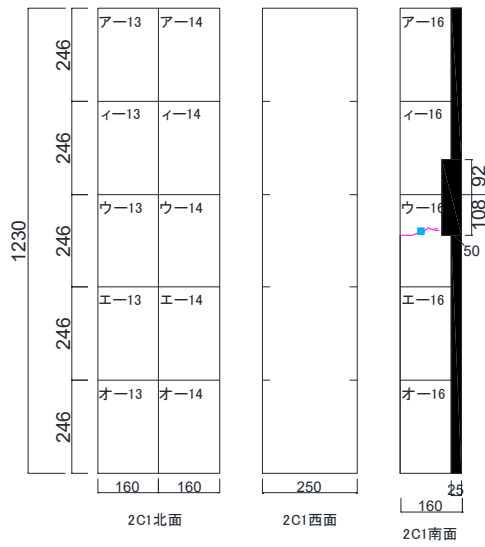
●1/100



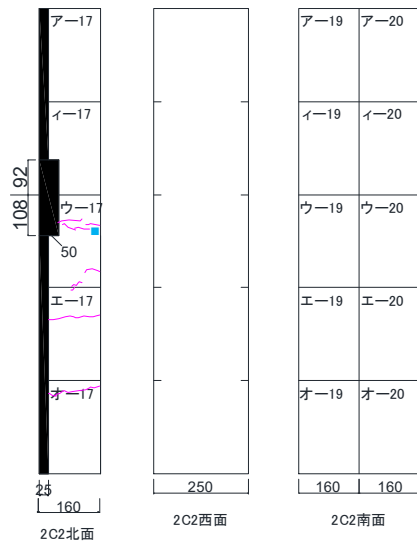
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

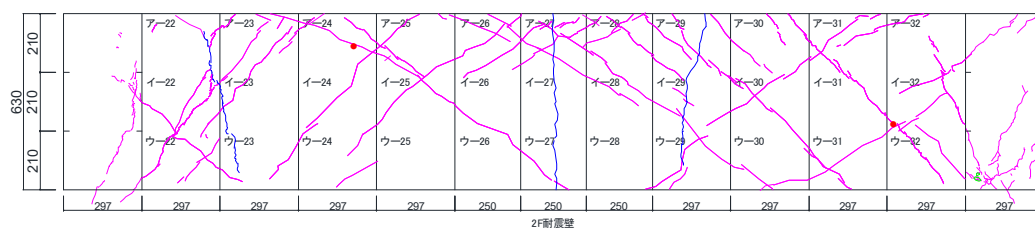


(C) 2C1 ひび割れ図

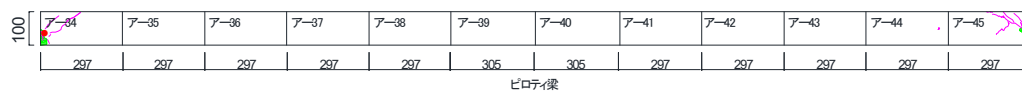


(d) 2C2 ひび割れ図

第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



(g) 全体写真

図 5.3.1-7 損傷状況

2) 最大ひび割れ幅推移

表 5.3.1-2, 図 5.3.1-8 に, 最大ひび割れ幅推移を示す。

表 5.3.1-2 最大ひび割れ幅推移

(a) 正側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	0.05	0.20
		除荷時	-	-	-	0.00	0.10
	曲げ	ピーク	0.10	0.15	0.40	0.30	0.75
		除荷時	0.00	0.05	0.05	0.00	0.05
	たて	ピーク	-	-	-	0.05	0.05
		除荷時	-	-	-	0.00	0.00

(b) 負側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	0.05	0.15
		除荷時	-	-	-	0.00	0.00
	曲げ	ピーク	-	-	0.05	0.05	0.15
		除荷時	-	-	0.05	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	-	0.05	0.05	0.05
		除荷時	-	-	0.00	0.00	0.00

(c) 正側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	0.10	0.10	0.25	0.25	0.85
		除荷時	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05
	たて	ピーク	-	-	-	-	0.05
		除荷時	-	-	-	-	0.05



(d) 負側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	0.05	0.00	0.00
		除荷時	-	-	0.00	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	0.00
		除荷時	-	-	-	-	0.00

(e) 正側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	0.15	0.30
		除荷時	-	-	-	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(f) 負側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	0.10	0.10	0.25
		除荷時	-	-	0.00	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	0.00
		除荷時	-	-	-	-	0.00

(g) 正側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	0.05	-	-	0.20
		除荷時	-	0.05	-	-	0.05
	曲げ	ピーク	-	0.00	0.10	0.10	0.20
		除荷時	-	0.00	0.10	0.00	0.05
	たて	ピーク	-	-	0.05	0.05	0.10
		除荷時	-	-	0.05	0.05	0.05

(h) 負側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	0.05	0.05	-	0.10	0.15
		除荷時	0.00	0.05	-	0.05	0.05
	曲げ	ピーク	0.15	0.15	0.30	0.35	0.75
		除荷時	0.05	0.05	0.00	0.05	0.10
	たて	ピーク	-	-	0.05	0.05	0.05
		除荷時	-	-	0.05	0.05	0.05

(i) 正側 1C2 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	0.00	0.00	0.00	-
		除荷時	-	0.00	0.00	0.00	-
	曲げ	ピーク	-	-	0.05	0.15	0.20
		除荷時	-	-	0.05	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	0.00	0.05	0.05	0.05
		除荷時	-	0.00	0.05	0.05	0.05

(j) 負側 1C2 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	0.05	0.05	-	-
		除荷時	-	0.00	0.05	-	-
	曲げ	ピーク	-	0.05	0.05	0.15	0.20
		除荷時	-	0.05	0.05	0.00	0.00
	たて	ピーク	-	0.05	0.05	0.05	0.05
		除荷時	-	0.00	0.05	0.05	0.05

(k) 正側 1C2 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	0.10	0.15	0.15	0.15
		除荷時	-	0.00	0.15	0.15	0.00
	たて	ピーク	-	-	0.05	0.05	0.05
		除荷時	-	-	0.05	0.05	0.05

(l) 負側 102 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	0.20	1.35	0.65	1.10
		除荷時	-	0.00	0.00	剥がれ	0.15
	たて	ピーク	-	0.05	0.00	0.05	0.05
		除荷時	-	0.05	0.00	0.00	0.05

(m) 正側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.10
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(n) 負側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.00
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(o) 正側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(p) 負側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(q) 正側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C1南)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.15
		除荷時	-	-	-	-	0.05
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(r) 負側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C1南)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.00
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(s) 正側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(t) 負側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(u) 正側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(v) 負側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.15
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(w) 正側 2C2 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.05
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(x) 負側 202 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	0.00
		除荷時	-	-	-	-	0.00
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(y) 正側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (壁左)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	0.05	0.30	0.45	1.80
		除荷時	-	0.05	0.30	0.20	0.65
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(z) 負側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (壁左)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	0.15	0.20	0.35	0.85	0.70
		除荷時	0.10	0.10	0.20	0.35	0.35
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(ab) 正側 壁右

最大ひび割れ幅推移 (壁右)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	0.20	0.25	0.60	0.80	1.00
		除荷時	0.20	0.20	0.30	0.35	0.65
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(ac) 負側 壁右

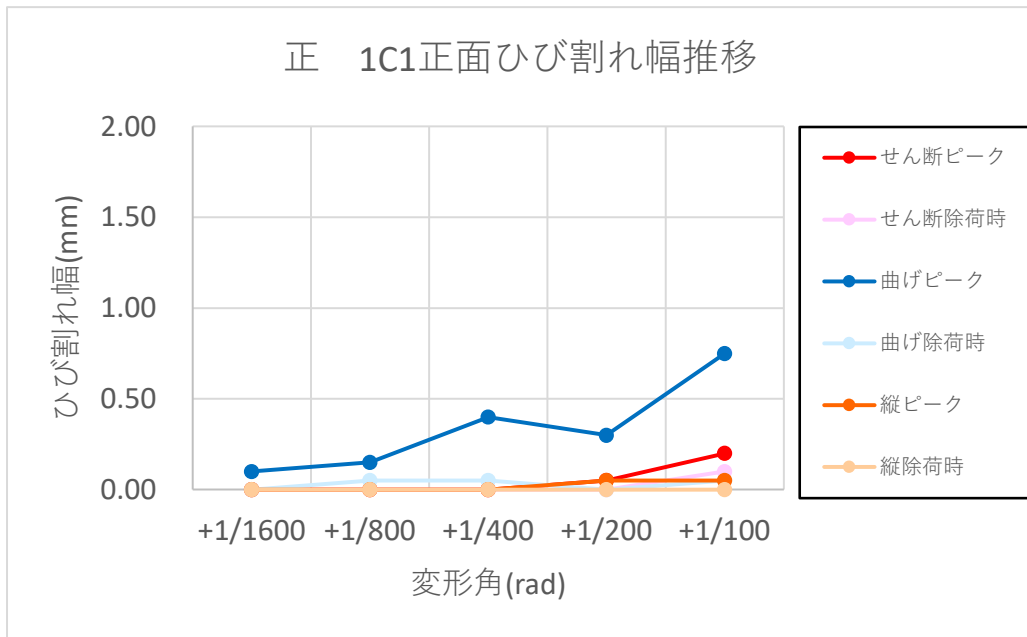
最大ひび割れ幅推移 (壁右)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	0.20	0.20	0.40	0.80	0.95
		除荷時	0.25	0.15	0.10	0.40	0.25
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	0.10
		除荷時	-	-	-	-	0.00

(ad) 正側 ピロティ梁

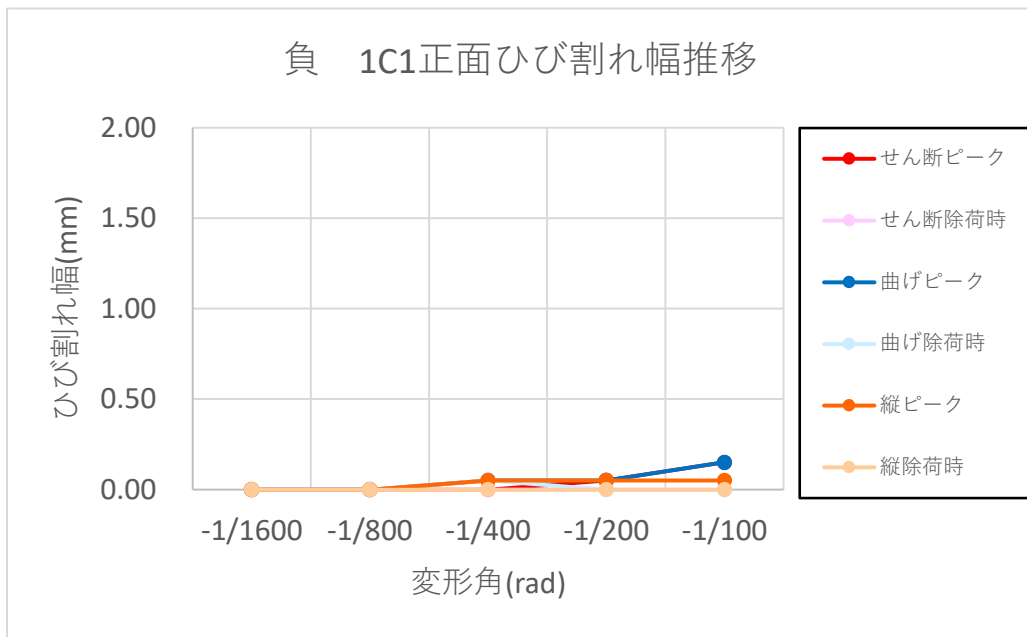
最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)							
部材角(rad)			+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	-	0.15	0.45	0.50	0.55
		除荷時	-	0.00	0.15	0.10	0.10
	曲げ	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

(ae) 負側 ピロティ梁

最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)							
部材角(rad)			-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100
ひび割れ幅(mm)	せん断	ピーク	0.10	-	-	0.10	0.15
		除荷時	0.00	-	-	0.05	0.10
	曲げ	ピーク	0.15	-	-	-	-
		除荷時	0.10	-	-	-	-
	たて	ピーク	-	-	-	-	-
		除荷時	-	-	-	-	-

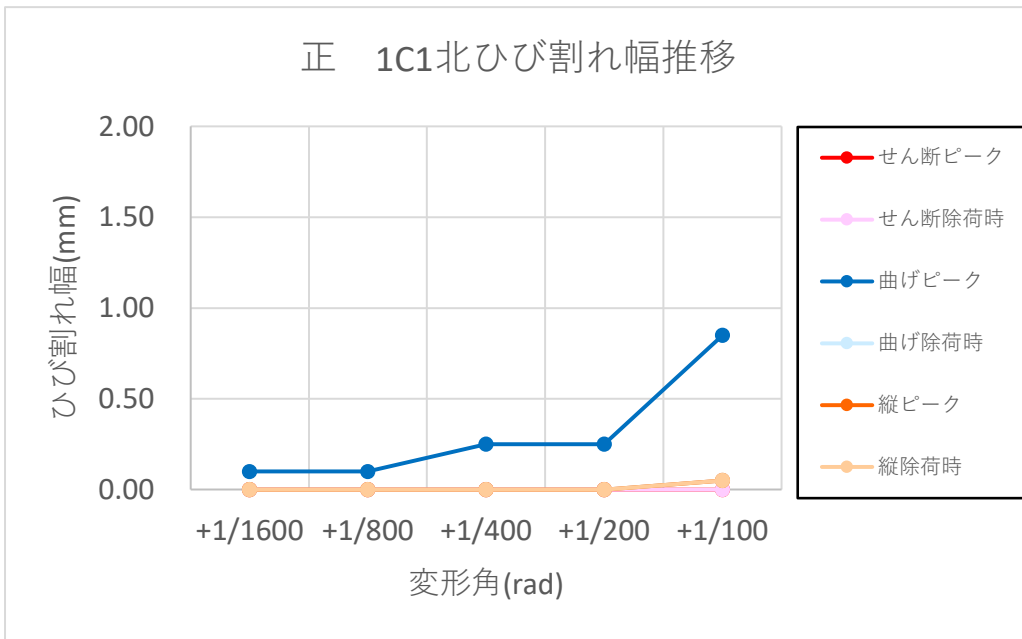


(a) 正側 1C1 正面

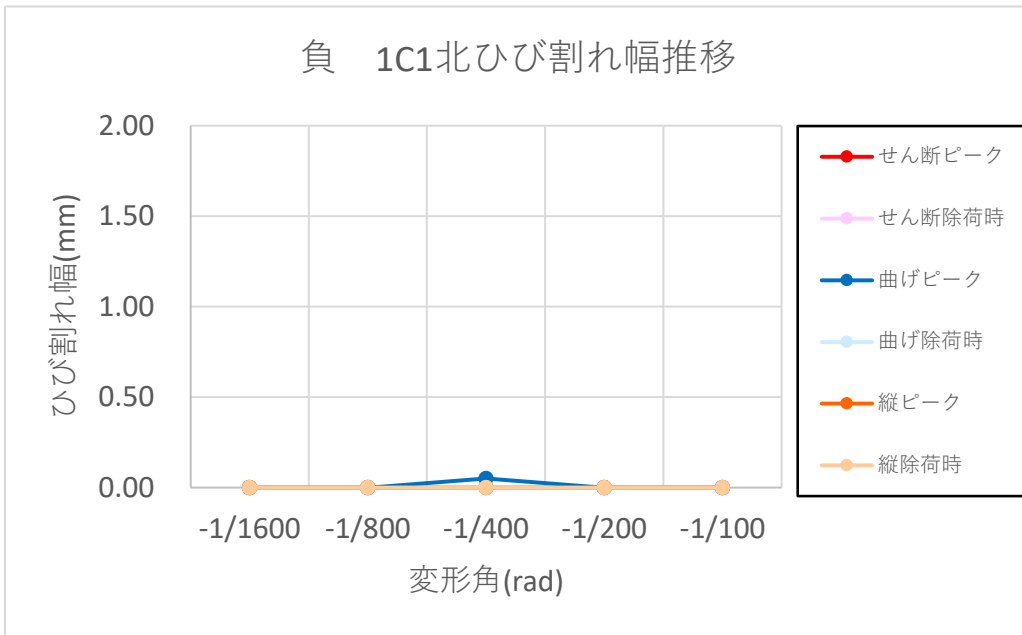


(b) 負側 1C1 正面

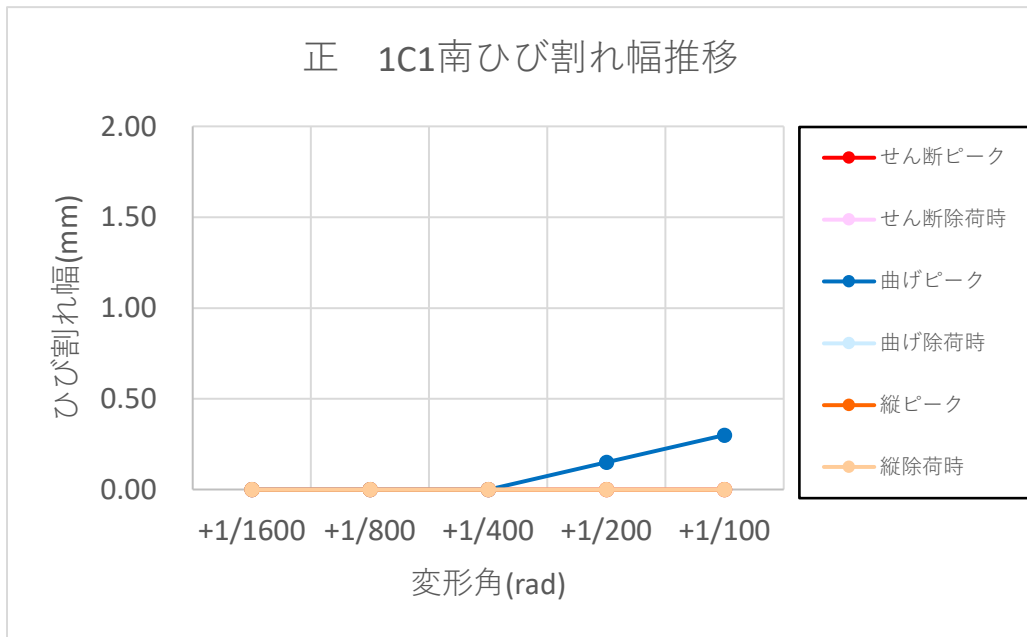




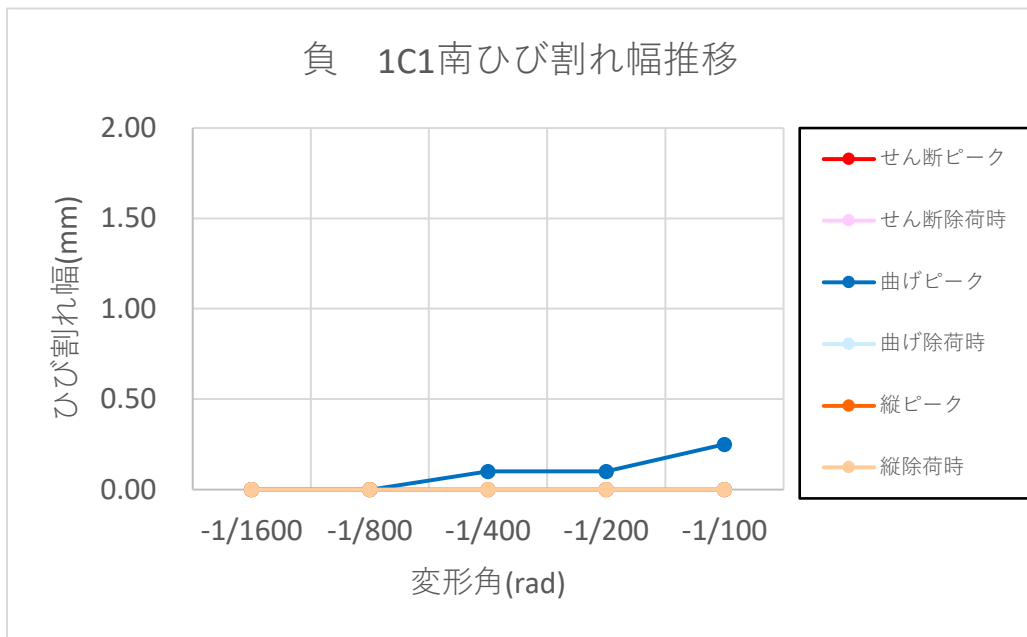
(C) 正側 1C1 北



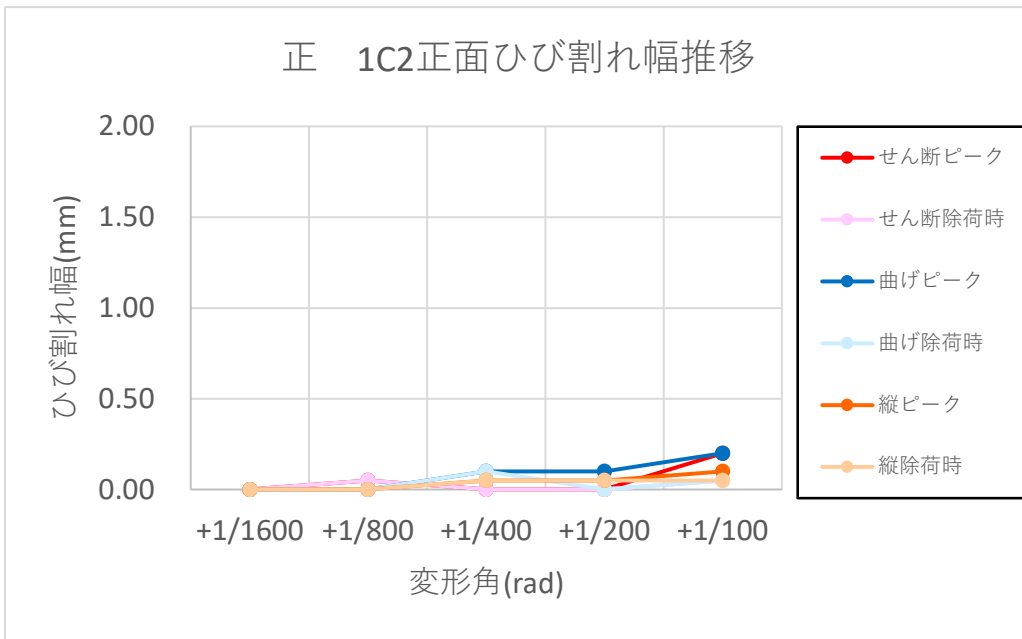
(d) 負側 1C1 北



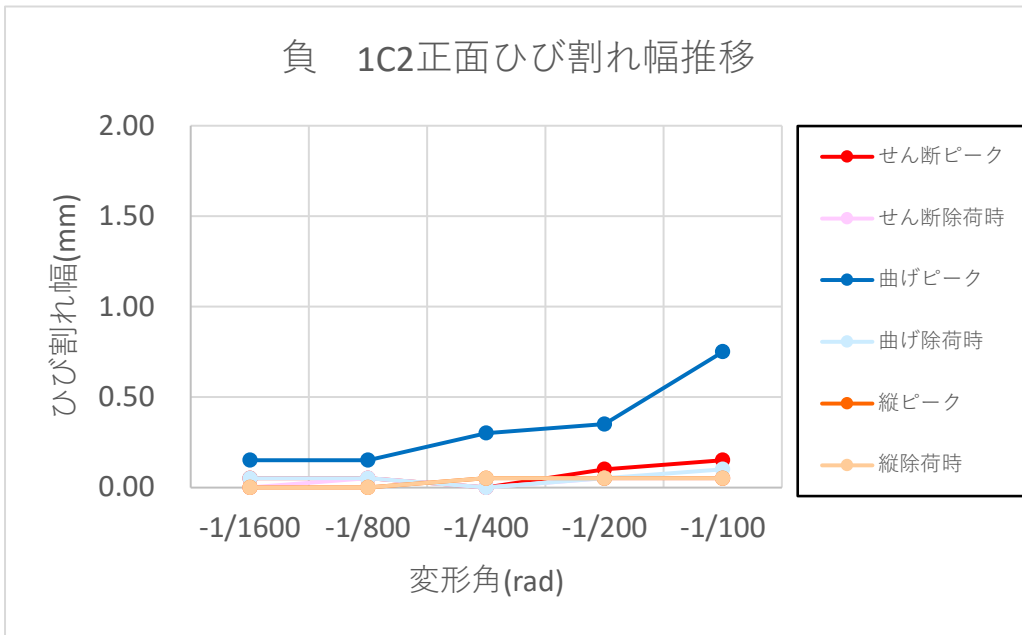
(e) 正側 1C1 南



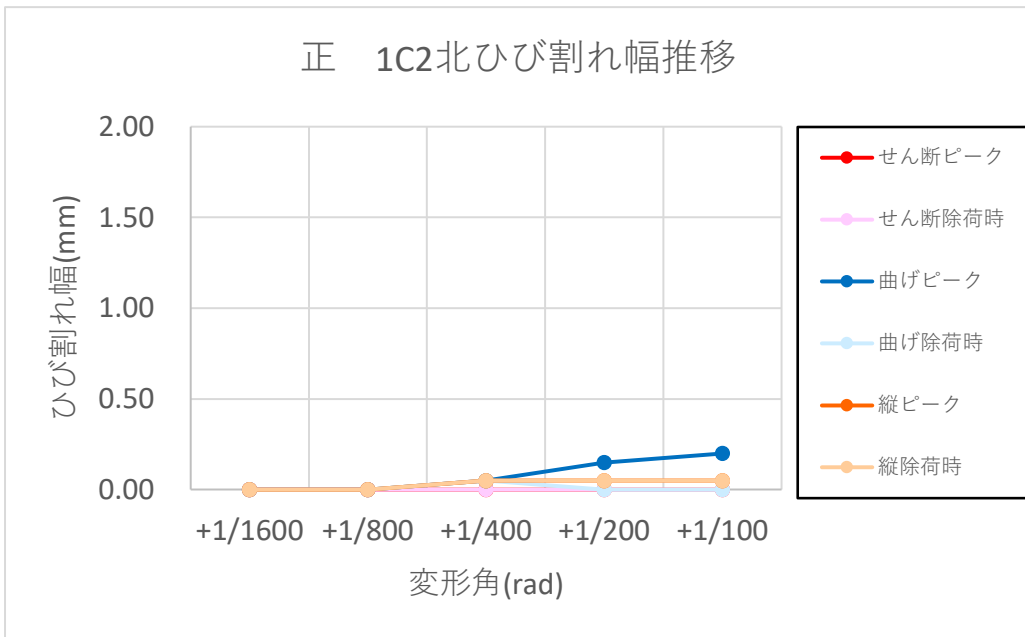
(f) 負側 1C1 南



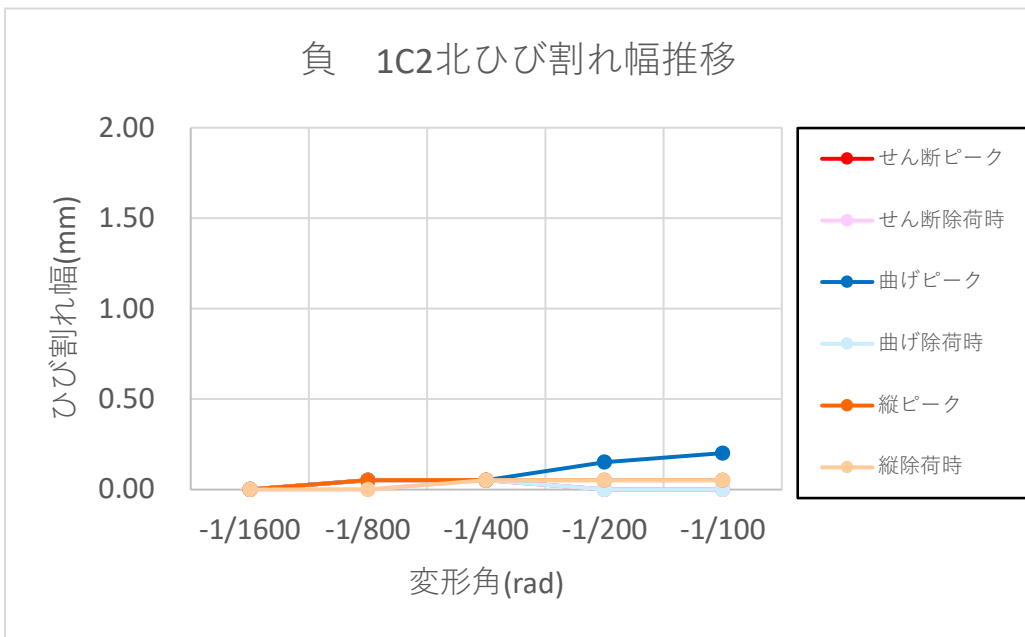
(g) 正側 1C2 正面



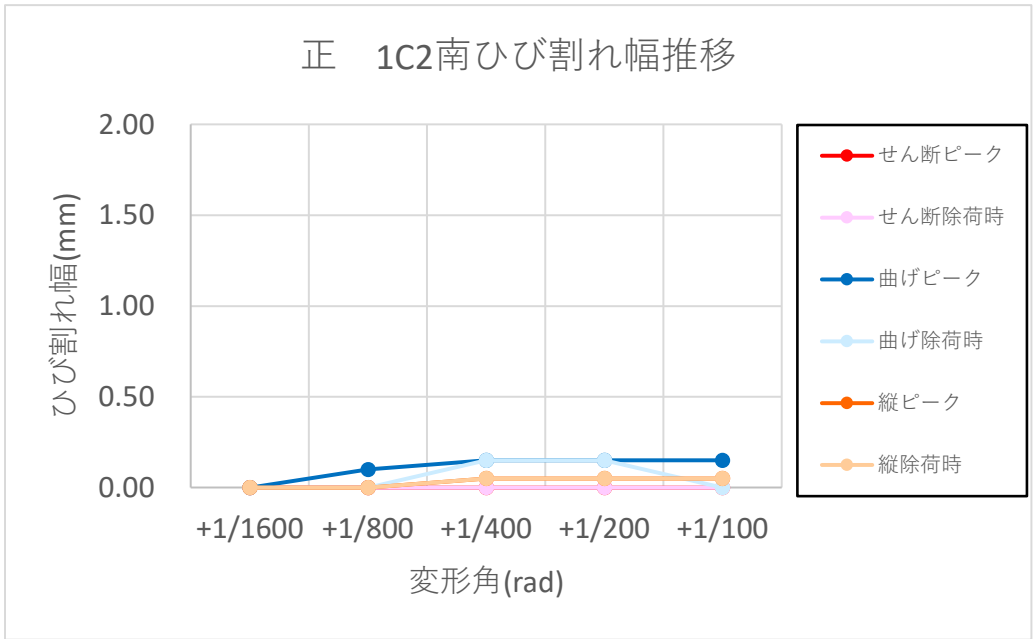
(h) 負側 1C2 正面



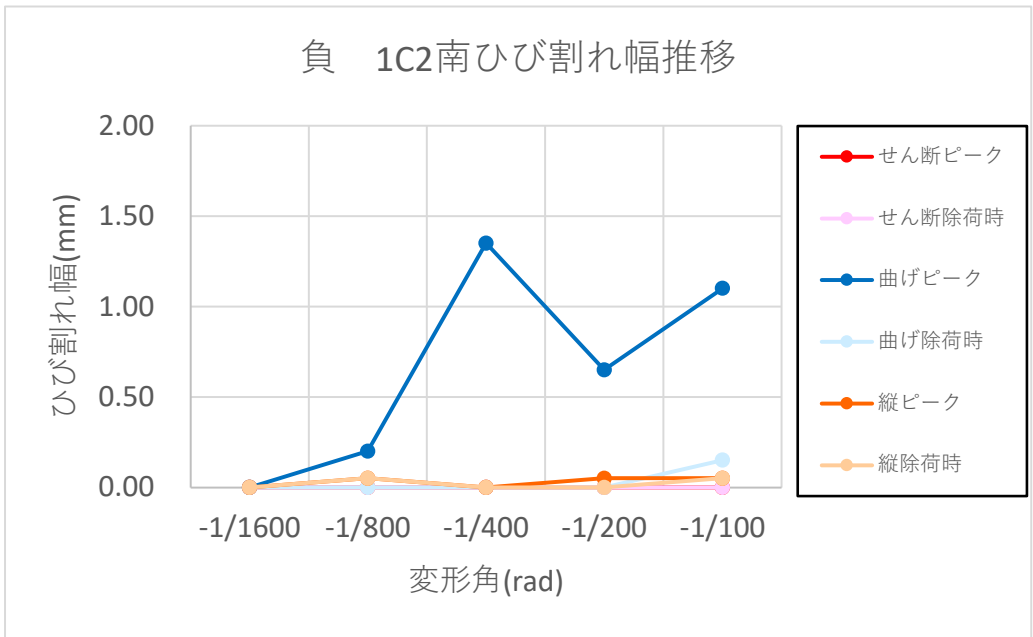
(i) 正側 1C2 北



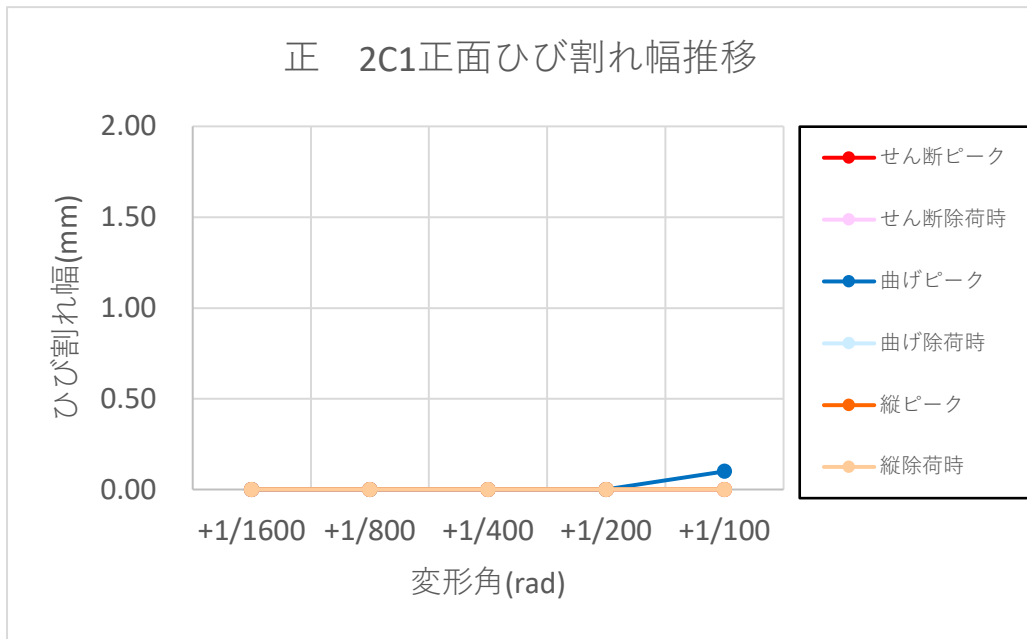
(j) 負側 1C2 北



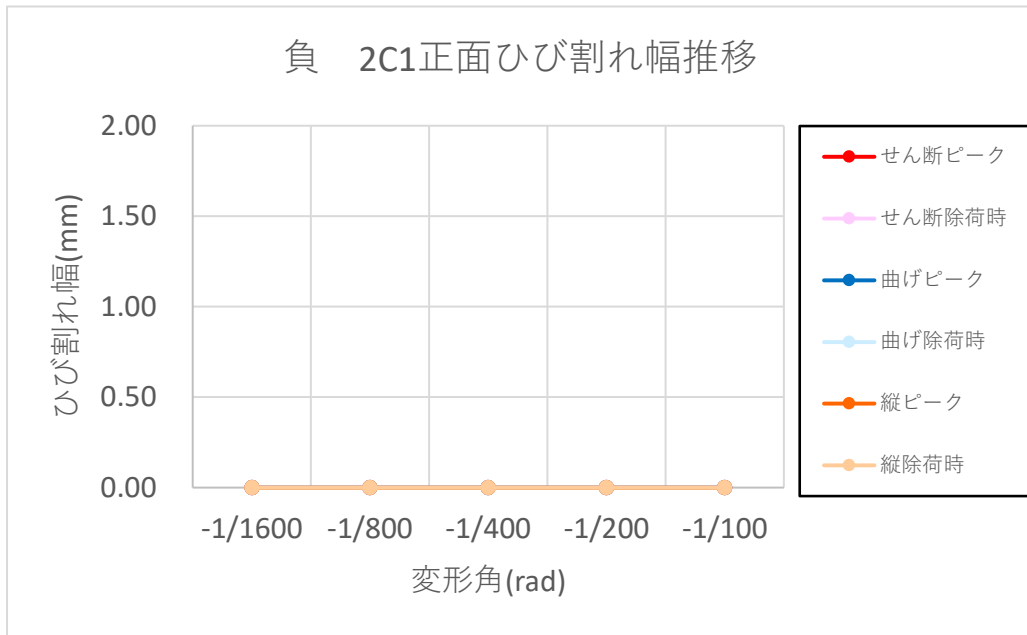
(k) 正側 1C2 南



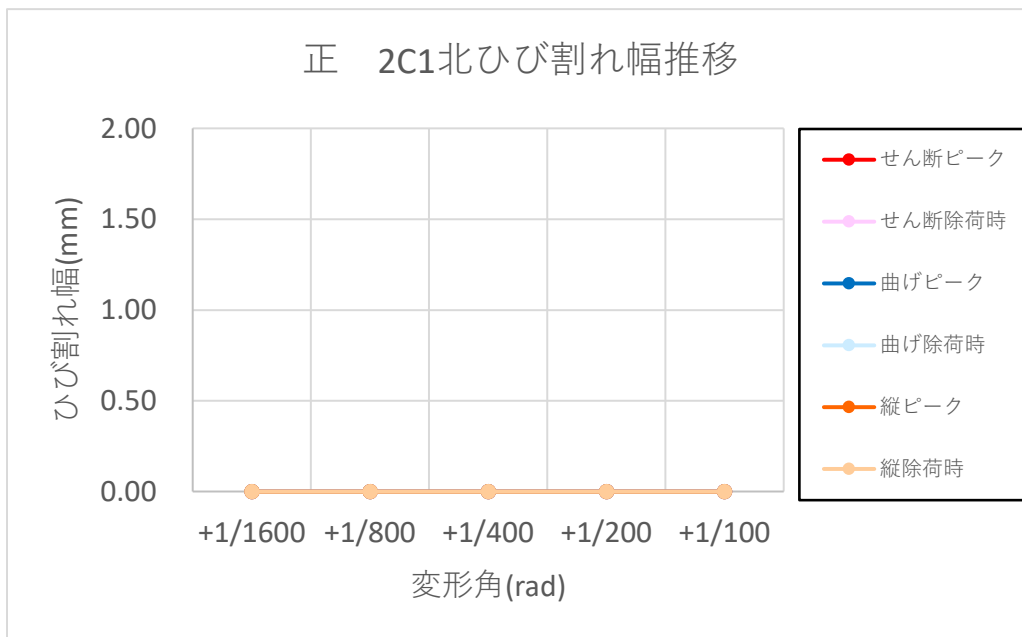
(l) 負側 1C2 南



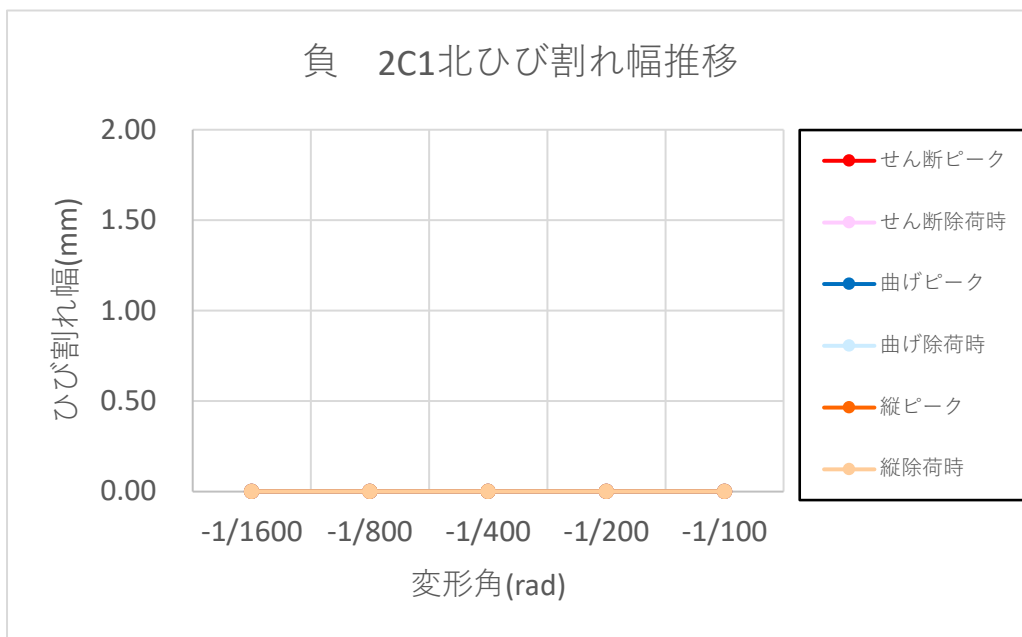
(m) 正側 2C1 正面



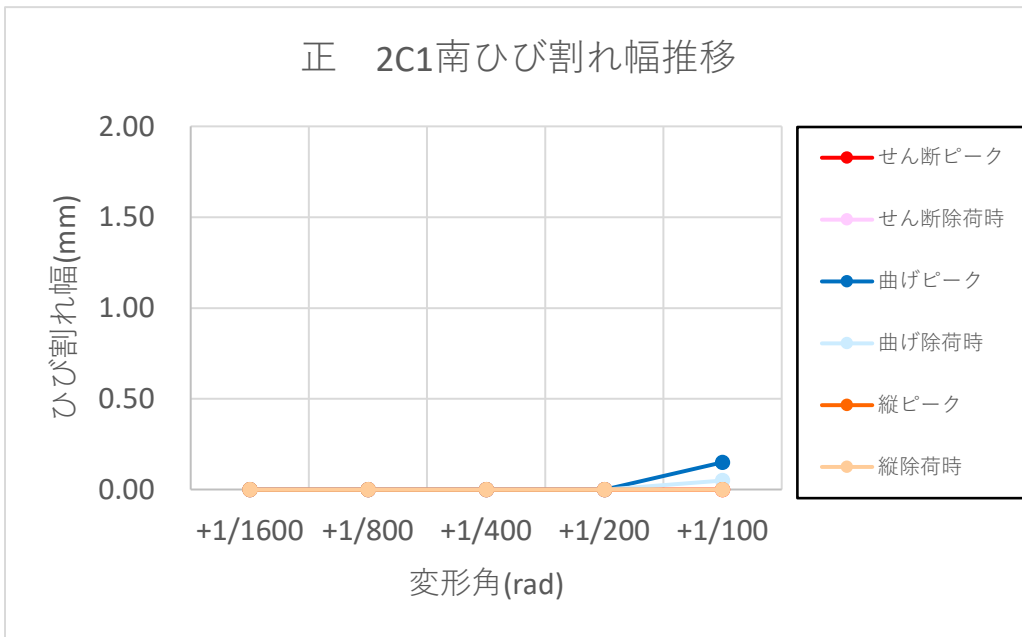
(n) 負側 2C1 正面



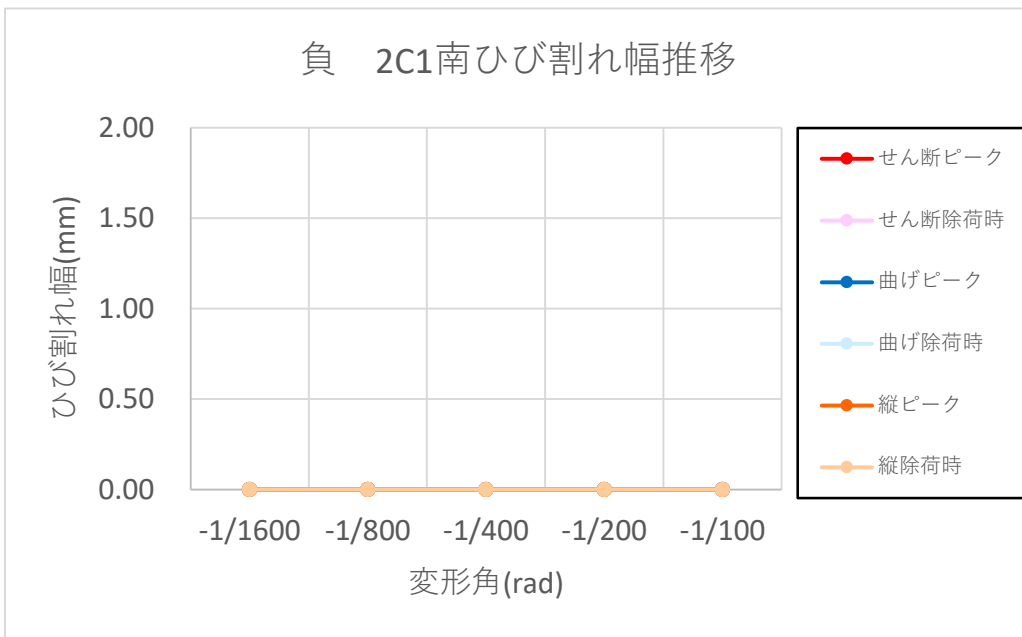
(o) 正側 2C1 北



(p) 負側 2C1 北

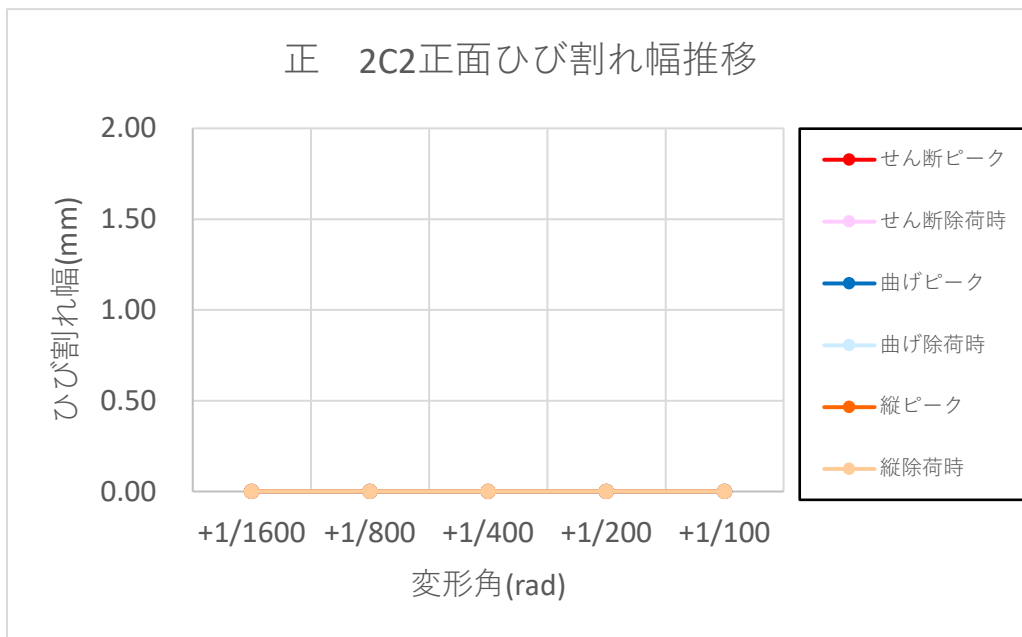


(q) 正側 2C1 南

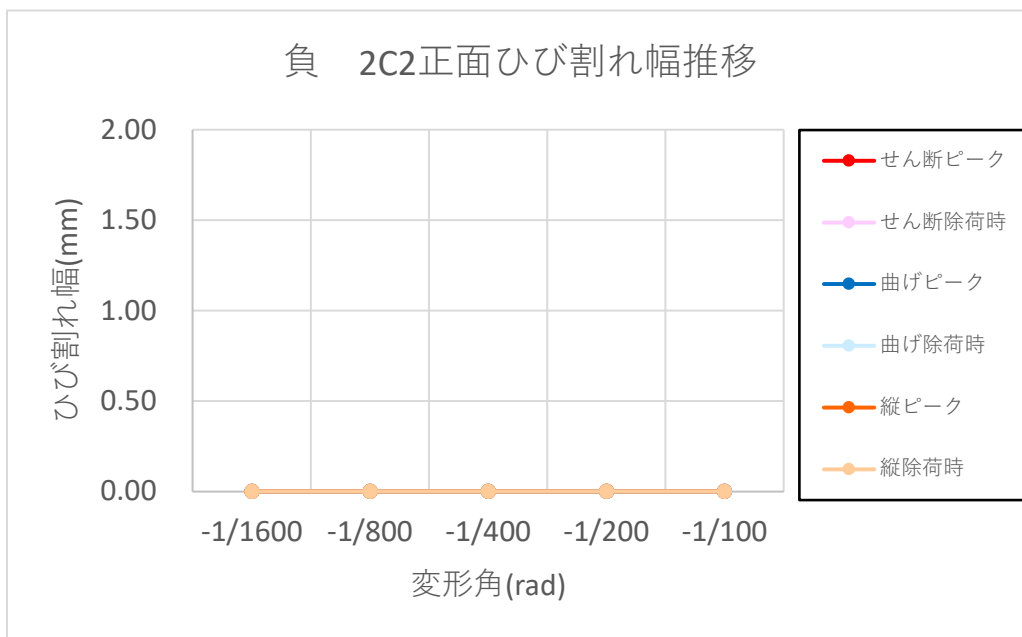


(r) 負側 2C1 南

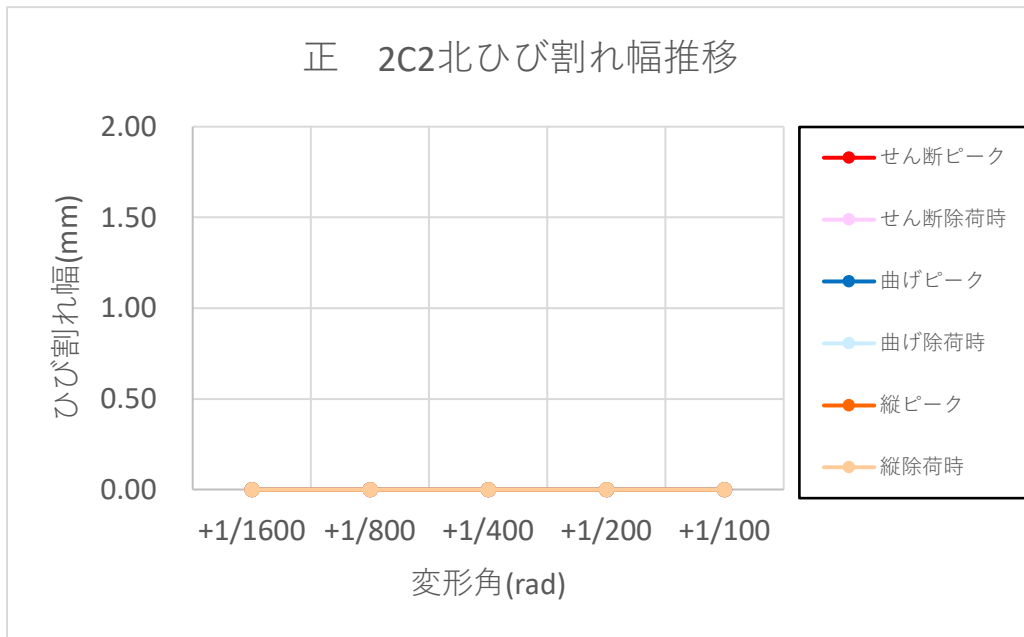




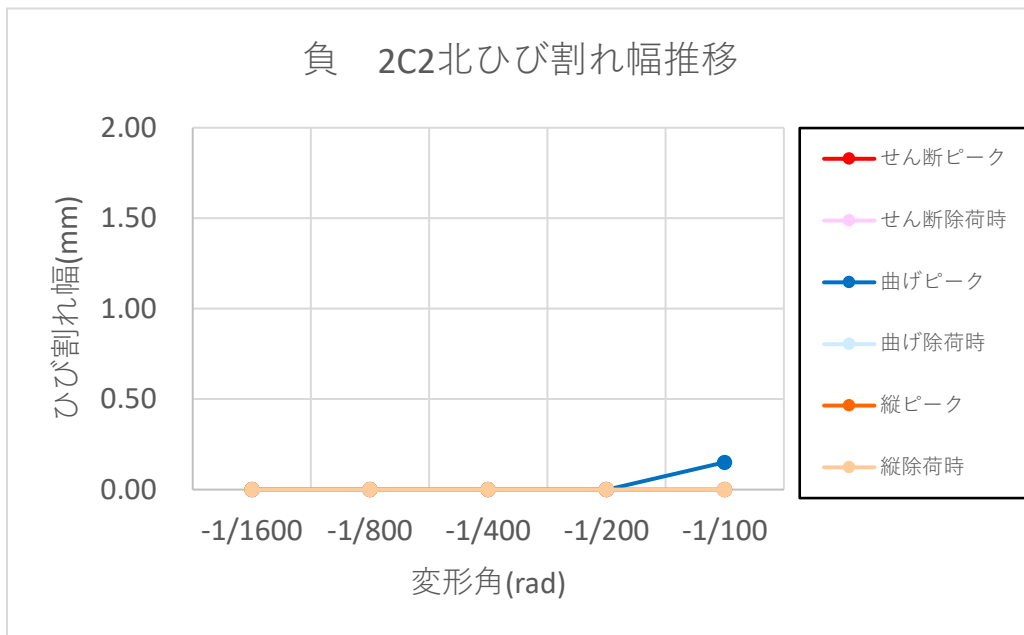
(s) 正側 2C2 正面



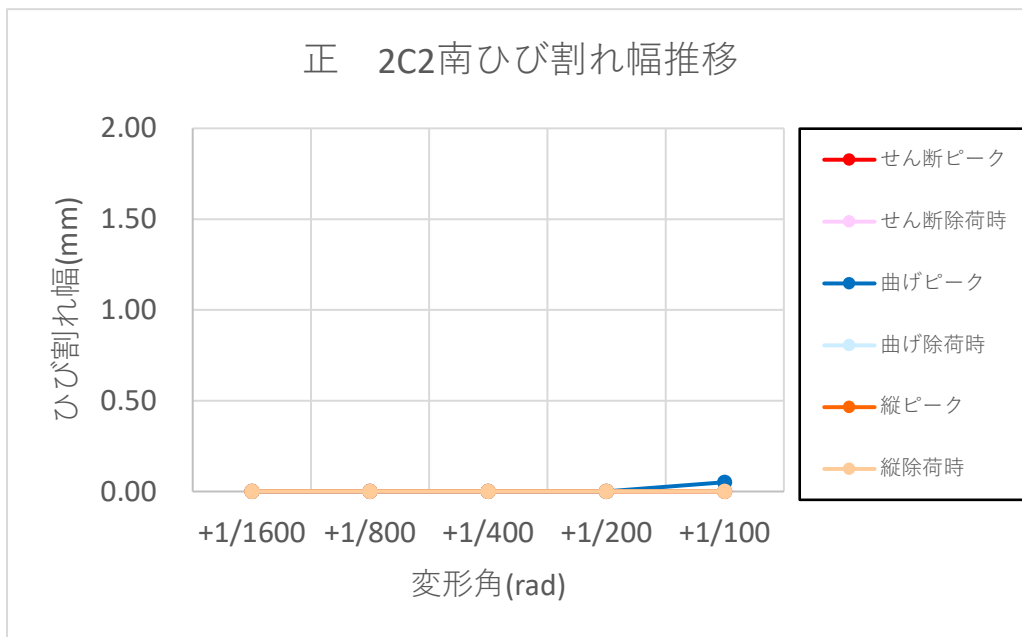
(t) 負側 2C2 正面



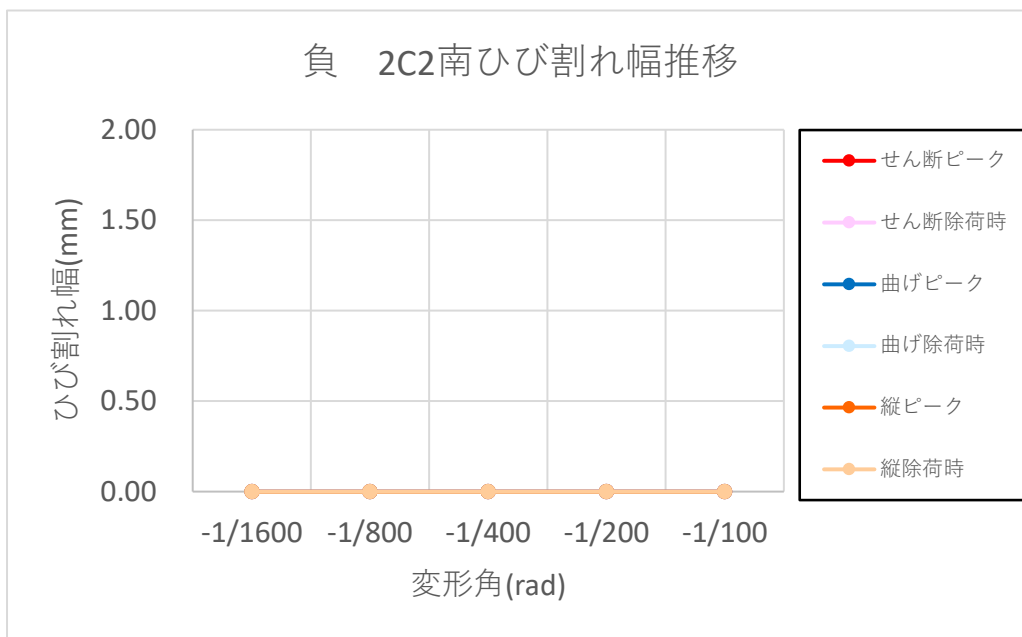
(u) 正側 2C2 北



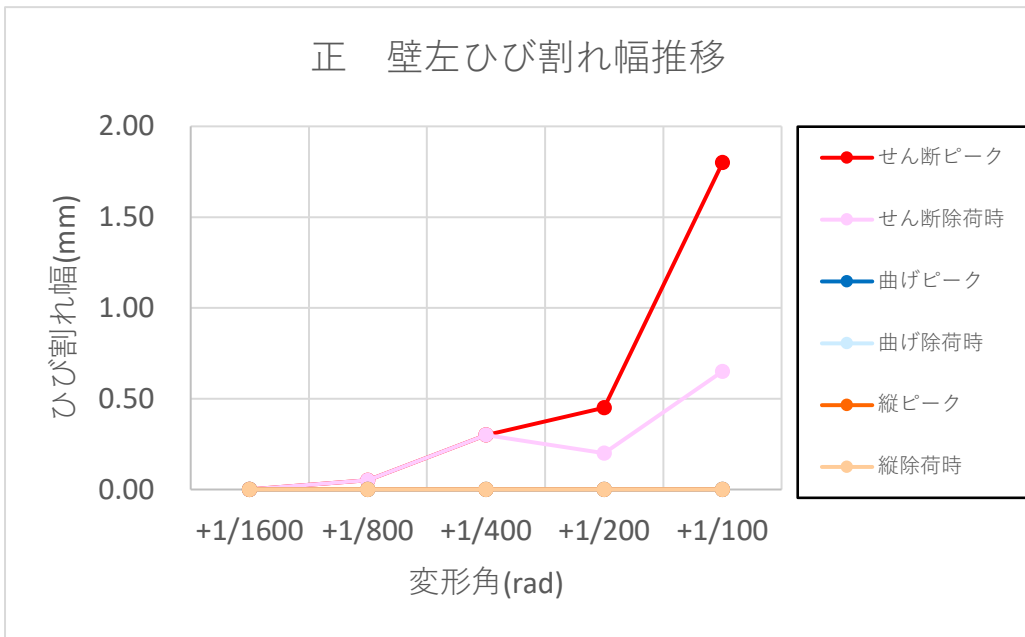
(v) 負側 2C2 北



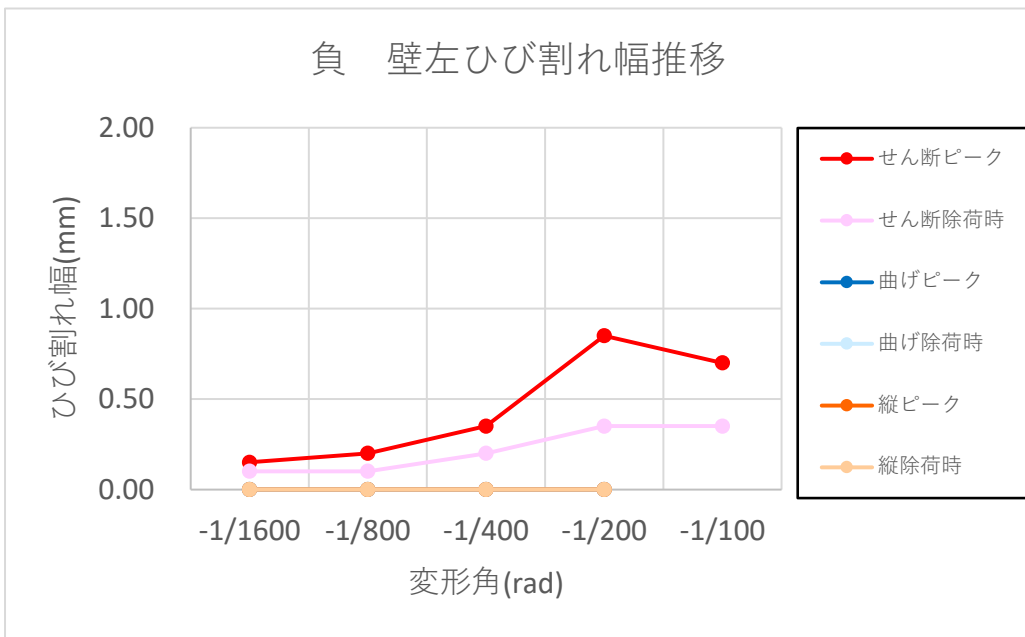
(w) 正側 2C2 南



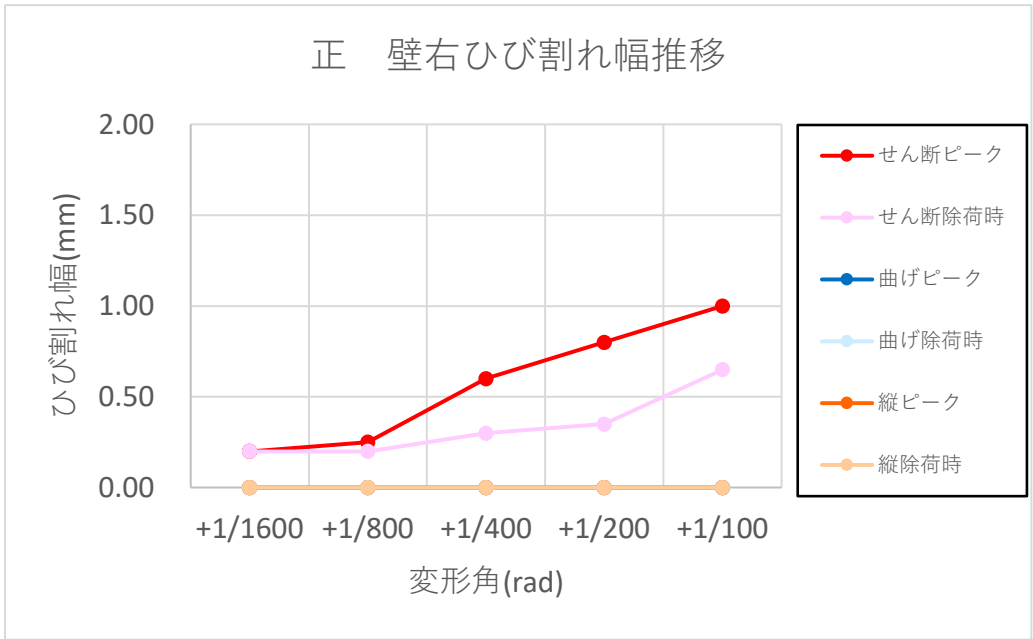
(x) 負側 2C2 南



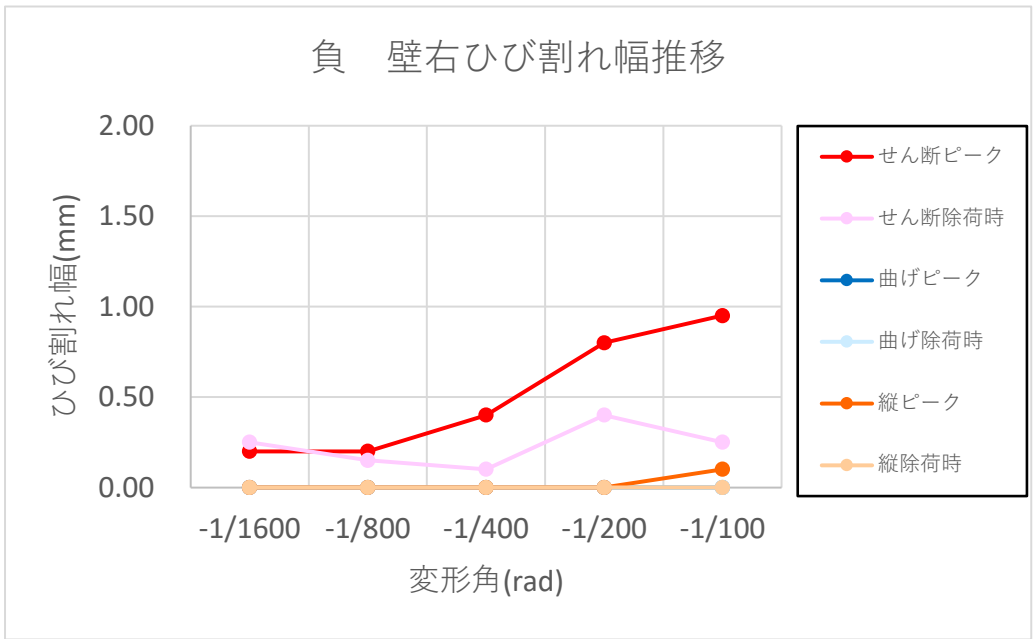
(y) 正側 壁左



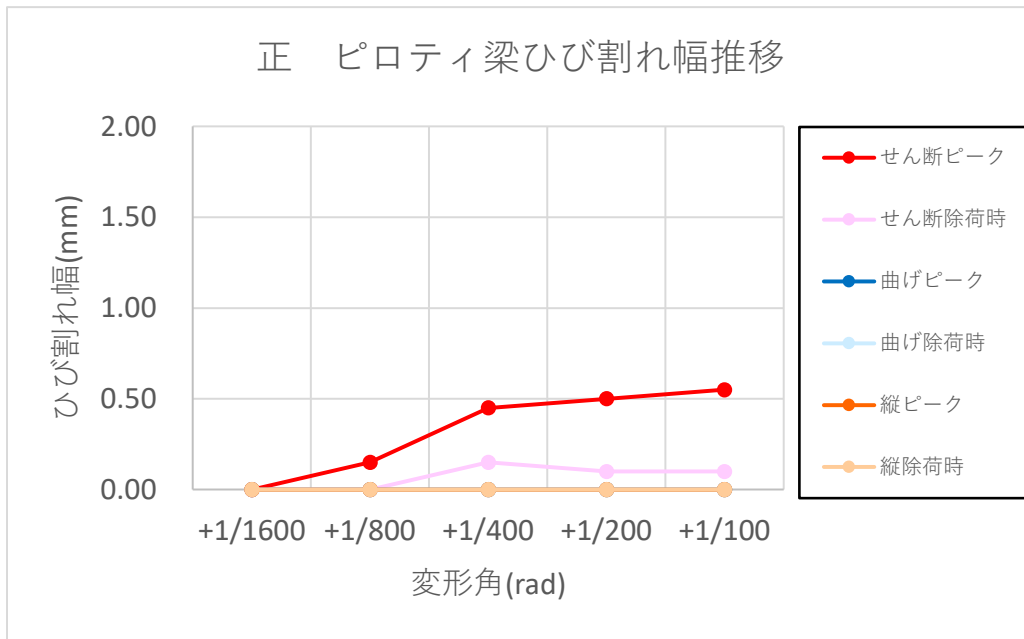
(z) 負側 壁左



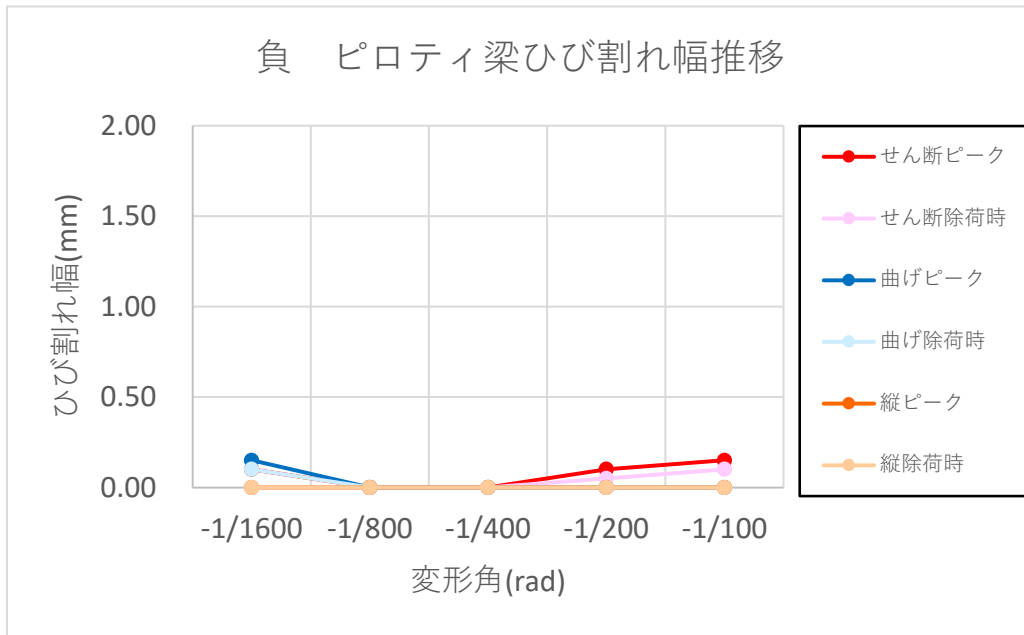
(ab) 正側 壁右



(ac) 負側 壁右



(ad) 正側 ピロティ梁



(ae) 負側 ピロティ梁

図 5.3.1-8 ひび割れ幅推移

(4) 鉄筋降伏状況

各鉄筋の降伏状況の一覧を表 5.3.1-3 に示す。降伏した鉄筋の荷重-ひずみ関係を図 5.3.1-9～図 5.3.1-13 に示す。

表 5.3.1-3 および図 5.3.1-13 に示すように、-1/400①サイクル 1 回目には、1F 南柱の柱脚が引張降伏した。同サイクルでは壁縦筋の降伏（ひずみゲージ W16）が見られたが、図 5.3.1-9 を見ると小さなひずみで滑り始めたような挙動が見られることから、ひずみゲージ W16 を通るひび割れによる局所的なひずみが計測されたものと思われる。

その後±1/200①サイクルでは、1F 北柱および 1F 南柱の柱脚の引張降伏が進展した。

+1/100①サイクル 1 回目では、1F 北柱だけでなく 1F 南柱の柱脚の引張降伏が見られた後、いくつかの壁の縦筋の引張降伏が見られた。特に W9 および W11 は、正側で耐力低下が発生した付近で大きく滑った挙動が見られた（図 5.3.1-10）。-1/100①サイクル 1 回目では、1F 南柱だけでなく 1F 北柱の柱脚の引張降伏が見られた後、いくつかの壁の縦筋の引張降伏が見られた。

設計時に想定した、柱のせん断破壊または軸方向ひび割れを伴う破壊は見られず、せん断補強筋の降伏も見られなかった。また、事前の検討では反曲点が柱の中央にあると考えていたが、実験では柱脚しか主筋が降伏しておらず、反曲点が柱の中央より上にあることがわかった。

表 5.3.1-3 鉄筋の降伏状況一覧

CH	ゲージ名	コメント	引張降伏				圧縮降伏			
			STEP	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)	STEP	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
CH459	S_L09	1F南柱主筋_柱脚負引	814	-1/400①	-370	-0.217	1480	+1/100①	545	0.984
CH458	S_L08	1F南柱主筋_柱脚負引	817	-1/400①	-378	-0.235	1416	+1/100①	553	0.749
CH381	S_W16	壁縦筋	821	-1/400①	-388	-0.251	none	-	-	-
CH201	S_J01	1F北柱主筋_柱脚正引	992	+1/200①	401	0.29	none	-	-	-
CH200	S_J00	1F北柱主筋_柱脚正引	996	+1/200①	418	0.315	1719	-1/100①	-516	-0.882
CH202	S_J02	1F北柱主筋	1000	+1/200①	433	0.338	none	-	-	-
CH203	S_J03	1F北柱主筋	1002	+1/200①	439	0.35	none	-	-	-
CH205	S_J05	1F北柱主筋	1004	+1/200①	445	0.364	none	-	-	-
CH204	S_J04	1F北柱主筋	1007	+1/200①	456	0.385	none	-	-	-
CH457	S_L07	1F南柱主筋	1084	-1/200①	-408	-0.309	none	-	-	-
CH456	S_L06	1F南柱主筋	1086	-1/200①	-418	-0.324	none	-	-	-
CH455	S_L05	1F南柱主筋	1091	-1/200①	-433	-0.356	none	-	-	-
CH454	S_L04	1F南柱主筋	1095	-1/200①	-441	-0.376	none	-	-	-
CH451	S_L01	1F南柱主筋	1385	+1/100①	517	0.592	none	-	-	-
CH450	S_L00	1F南柱主筋	1400	+1/100①	539	0.666	none	-	-	-
CH206	S_J06	1F北柱主筋	1401	+1/100①	541	0.674	none	-	-	-
CH207	S_J07	1F北柱主筋	1406	+1/100①	544	0.698	none	-	-	-
CH320	S_W0	壁縦筋	1413	+1/100①	552	0.731	1707	-1/100①	-510	-0.823
CH452	S_L02	1F南柱主筋	1414	+1/100①	550	0.737	none	-	-	-
CH374	S_W9	壁縦筋	1439	+1/100①	539	0.861	none	-	-	-
CH376	S_W11	壁縦筋	1439	+1/100①	539	0.861	none	-	-	-
CH585	S_S30	床スラブ筋	1457	+1/100①	514	0.88	none	-	-	-
CH453	S_L03	1F南柱主筋	1460	+1/100①	520	0.894	none	-	-	-
CH574	S_W21	壁縦筋	1474	+1/100①	536	0.953	none	-	-	-
CH561	S_B87	2F梁スターラップ	1484	+1/100①	520	1.001	none	-	-	-
CH380	S_W15	壁縦筋	1604	-1/100①	-186	-0.117	none	-	-	-
CH208	S_J08	1F北柱主筋	1666	-1/100①	-464	-0.629	none	-	-	-
CH342	S_S11	床スラブ筋	1683	-1/100①	-486	-0.712	none	-	-	-
CH324	S_W4	壁縦筋	1685	-1/100①	-488	-0.722	none	-	-	-
CH571	S_W18	壁縦筋	1689	-1/100①	-490	-0.743	none	-	-	-
CH209	S_J09	1F北柱主筋	1709	-1/100①	-512	-0.834	none	-	-	-
CH463	S_L13	1F南柱主筋	1727	-1/100①	-523	-0.922	none	-	-	-
CH555	S_B57	2F梁主筋	1744	-1/100①	-513	-1.003	none	-	-	-

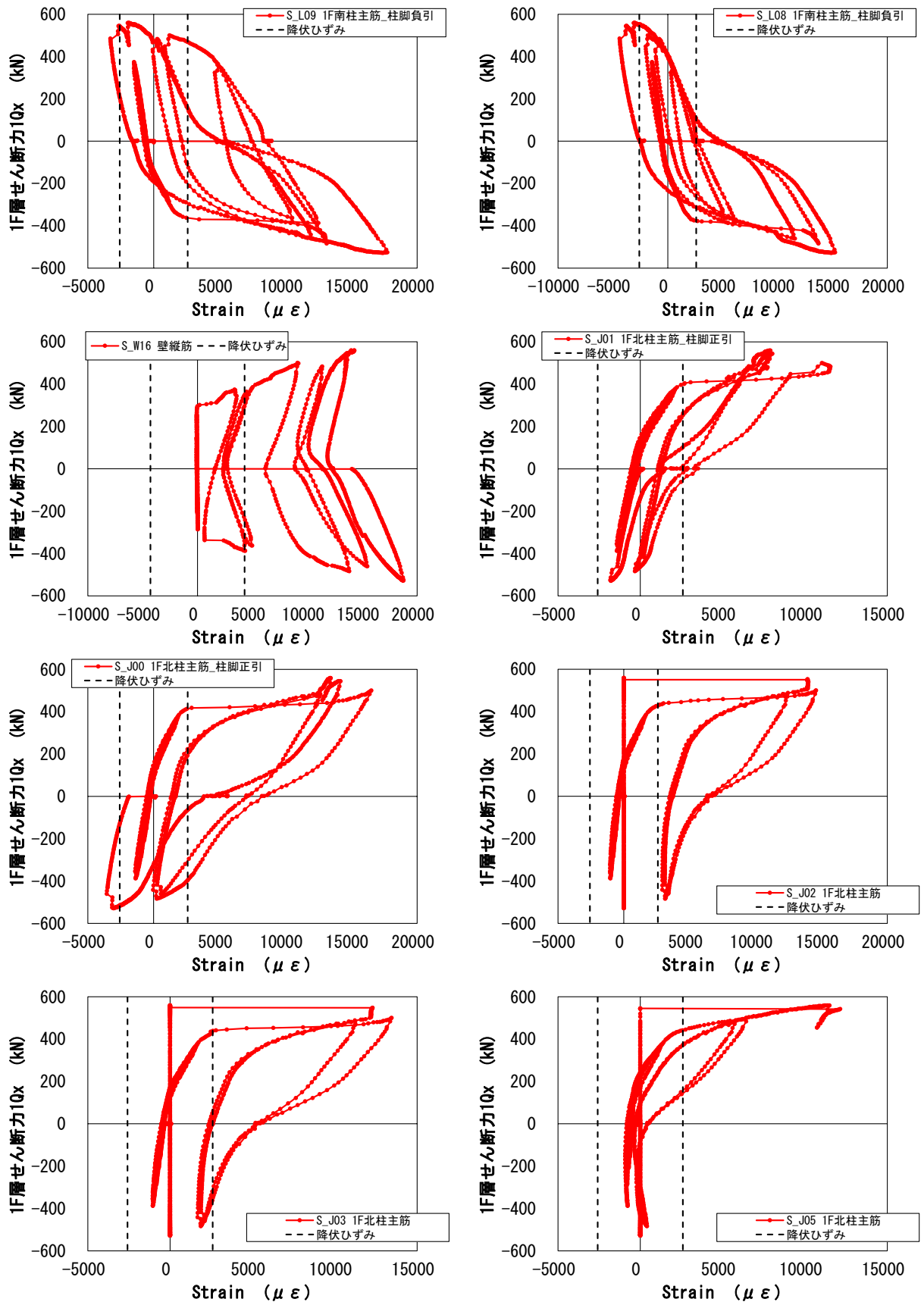


図 5.3.1-9 鉄筋降伏状況



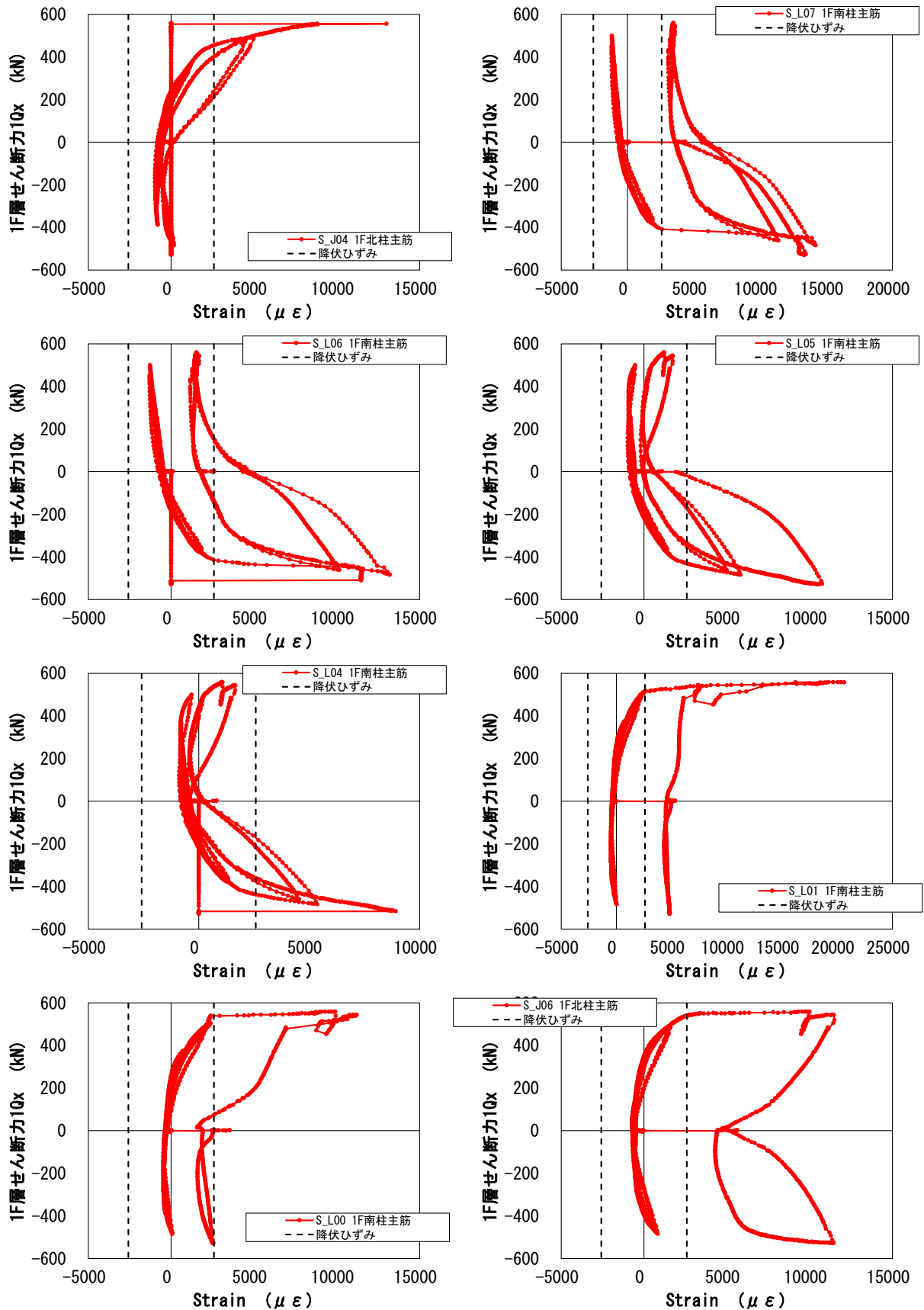


図 5. 3. 1-10 鉄筋降伏状況

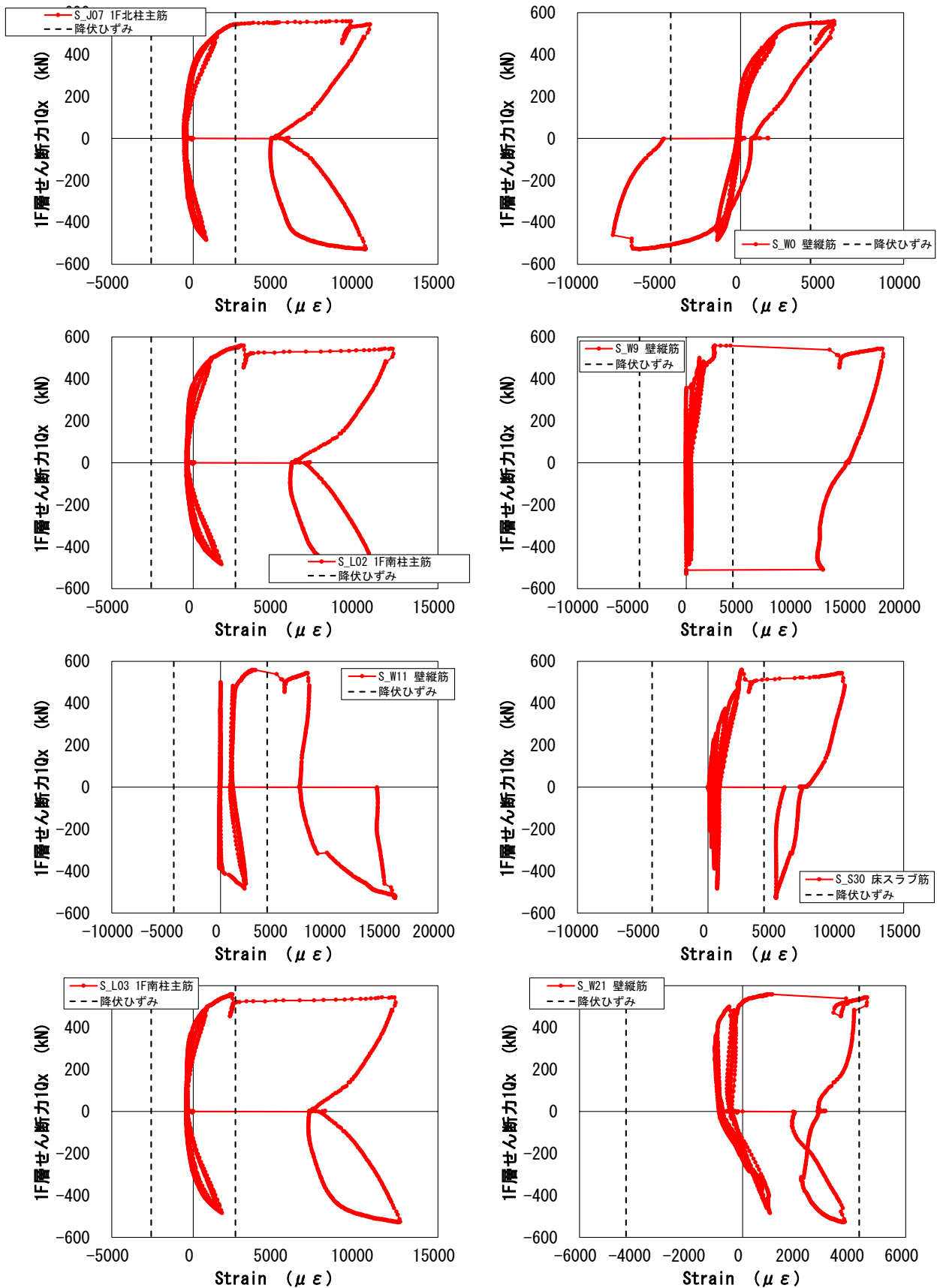


図 5. 3. 1-11 鉄筋降伏状況

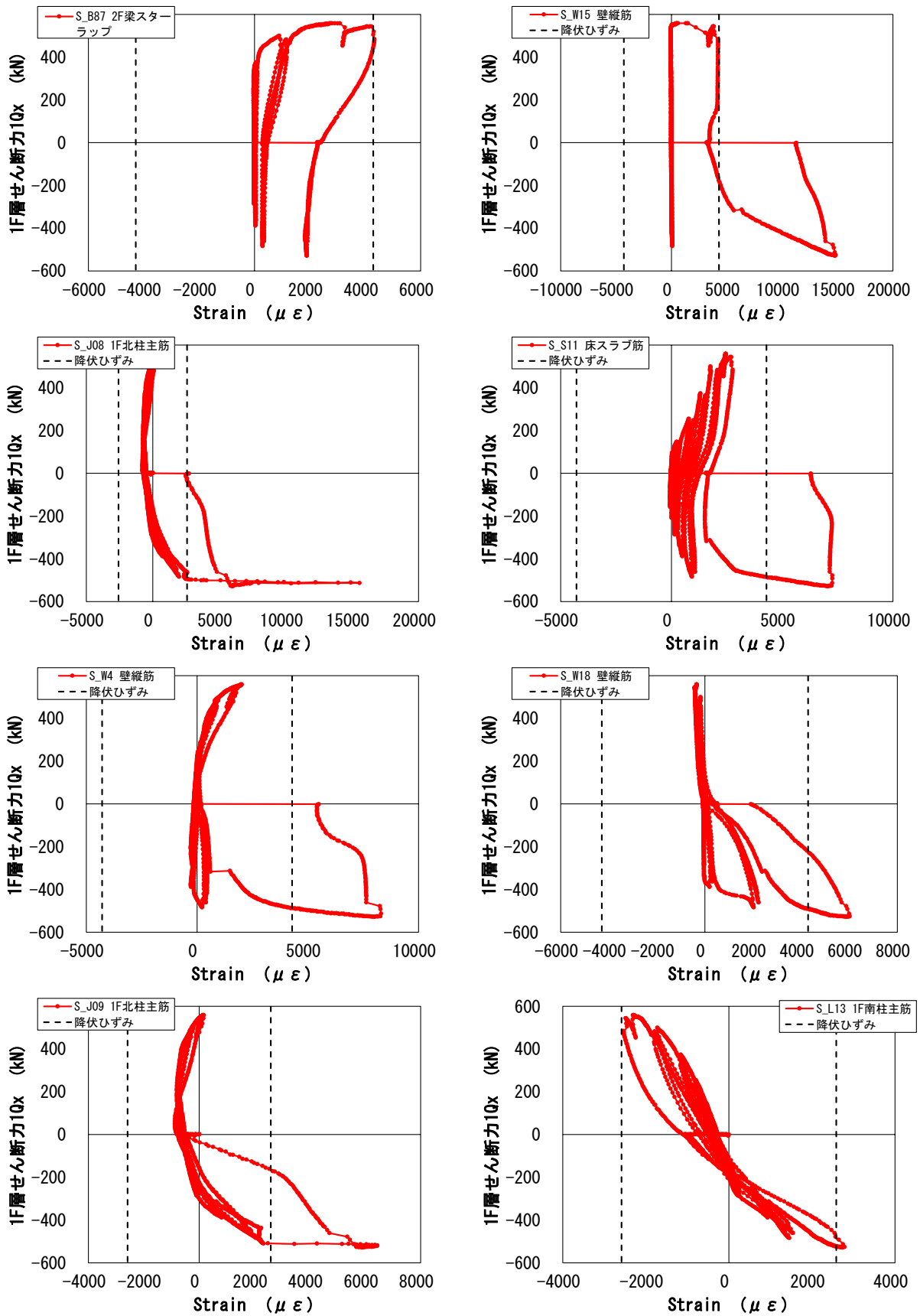


図 5. 3. 1-12 鉄筋降伏状況

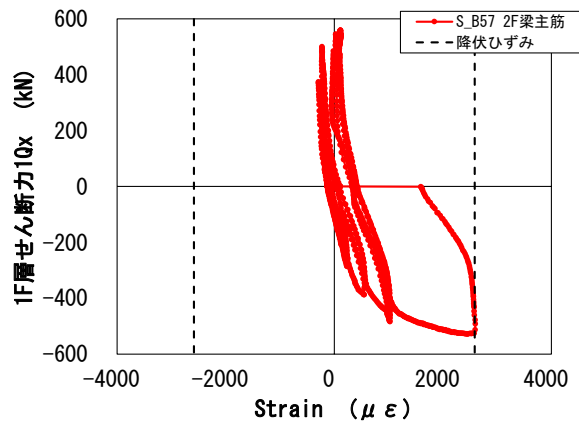


図 5. 3. 1-13 鉄筋降伏状況



(5) コンクリートゲージ

試験体のコンクリート表面に貼付したひずみゲージの計測結果を図 5.3.1-15 および図 5.3.1-16 に示す。ひずみゲージの記号と位置は、5.2.6 章を参照のこと。+1/100rad サイクル1回目では、試験体の耐力低下が確認され、その後の+1/100rad ピーク時に北側 2F 梁端部の圧壊が確認された。これに対応するのが、図 5.3.1-16 の 2F 梁の北側危険断面位置付近に貼付した C\_8 のひずみゲージのグラフである。しかし、+1/100 サイクル1回目の途中で急に反転し引張ひずみが増加しており、コンクリートの圧壊点をひずみゲージの値から決めることは難しかった。

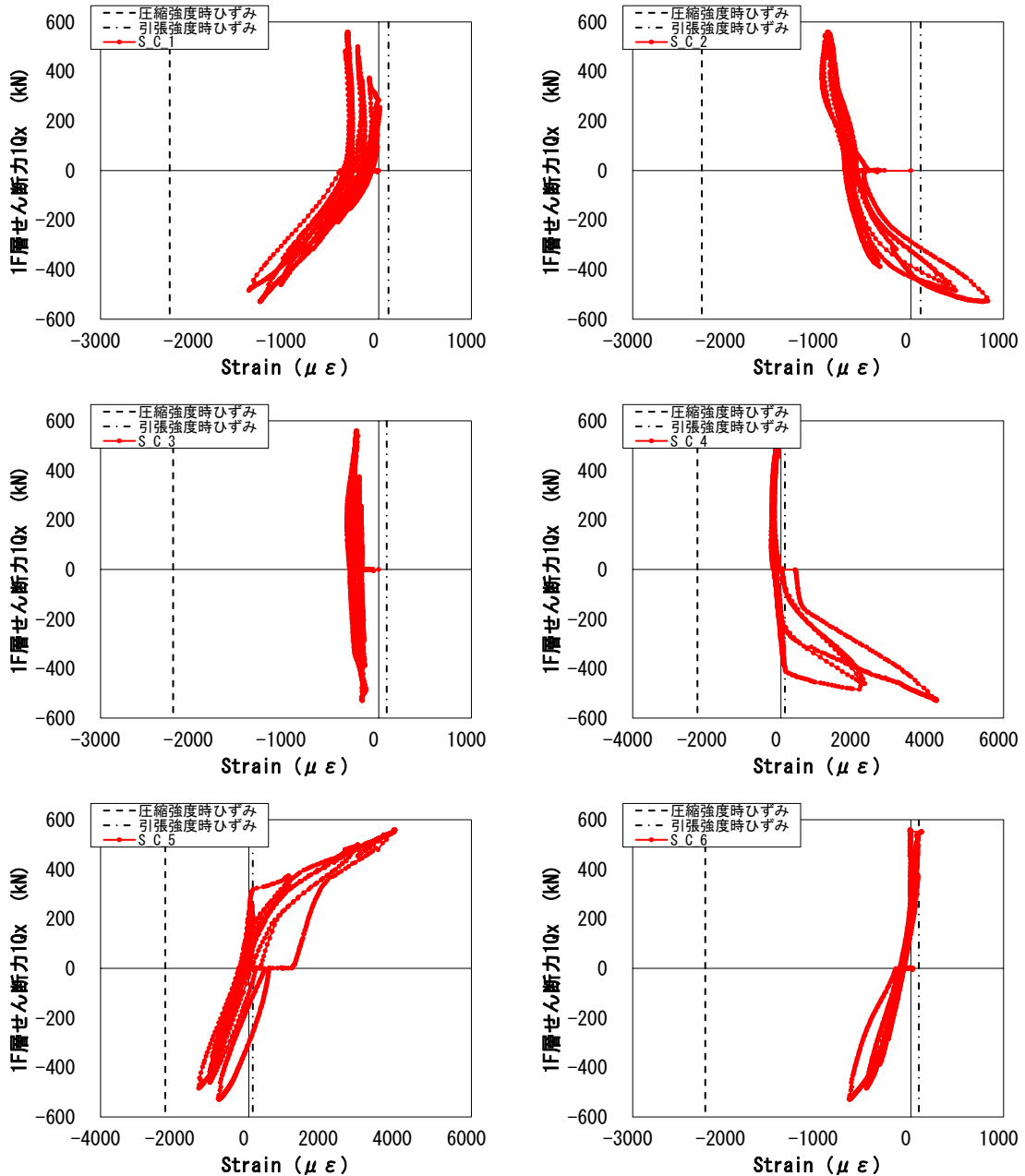


図 5.3.1-15 コンクリートひずみゲージ

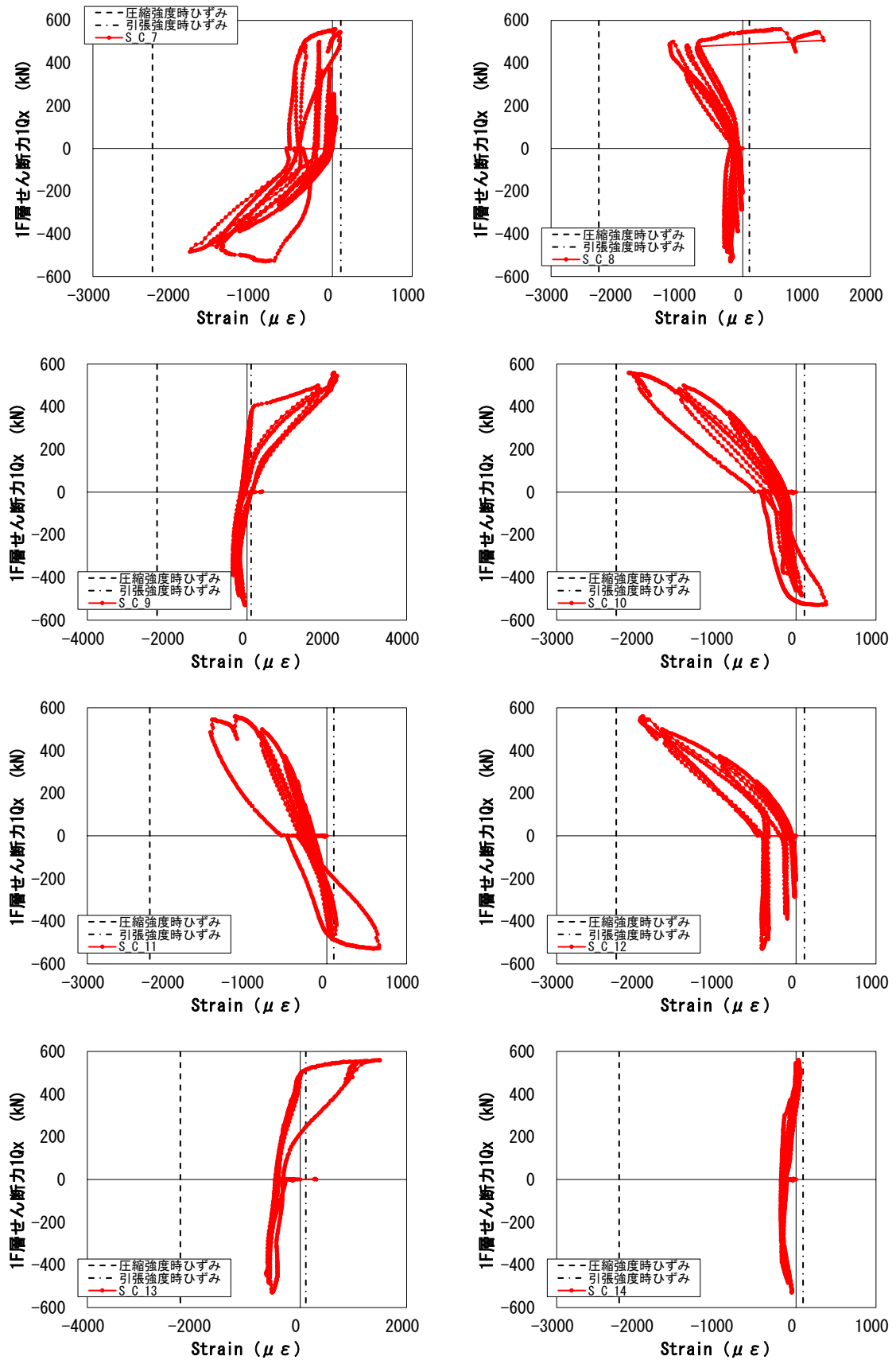


図 5.3.1-16 コンクリートひずみゲージ

試験体の 2F 壁のコンクリート表面に貼付したひずみゲージの計測結果を図 5.3.1-17 に示す。合計 5 箇所のひずみゲージの記号と位置は、5.2.6 節参照のこと。これらのひずみゲージは 3 軸に貼付したため、ロゼット解析を行った。図 5.3.1-18 ではロゼット解析により、最大主応力および最小主応力を計算しコンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  で除して無次元化した。なお、コンクリートのヤング係数は材料試験 (5.2.2 節参照) による 1/3 割線剛性を、ポアソン比は 1/6 として計算した。

図 5.3.1-17 に示すように、壁脚の C\_15 および C\_19 では、最大主応力も圧縮となり 2 軸圧縮応力状態になっている。この場合材料試験による圧縮強度時ひずみを超えてもコンクリートは圧壊しないと考えられる。そこで、モール・クーロンの破壊基準を用いてコンクリートの破壊を判定する。図 5.3.1-17 には、クーロンの破壊基準を主応力表示させた線を点線で示す。C\_17 および C\_18 は引張側で破壊 (= コンクリートのひび割れ) しているが、C\_15 および C\_19 では、2 軸圧縮応力状態ではあるものの破壊には至っていない。しかし、C\_19 を見ると、試験体が正側最大荷重を記録した後に耐力低下した際に、グラフの左に滑るような挙動が見られている。これは、何らかの原因で試験体が耐力低下した後に、壁脚には大きな圧縮力が働いたことを表している。

図 5.3.1-18 に、部材端部に設置した変位計から計算した部材端部の局所ひずみの計算値を示す。図 5.3.1-18 では、部材端部に設置した変位計の計測値を計測区間の長さで除して計測区間の平均ひずみを計算した。図 5.3.1-18(b) に示すように、2F 梁の南下端に設置した変位計から計算した平均ひずみは、+1/100rad サイクルピーク時には 5000  $\mu$  を超えており、2F 梁の南下端が圧壊したことを示している。



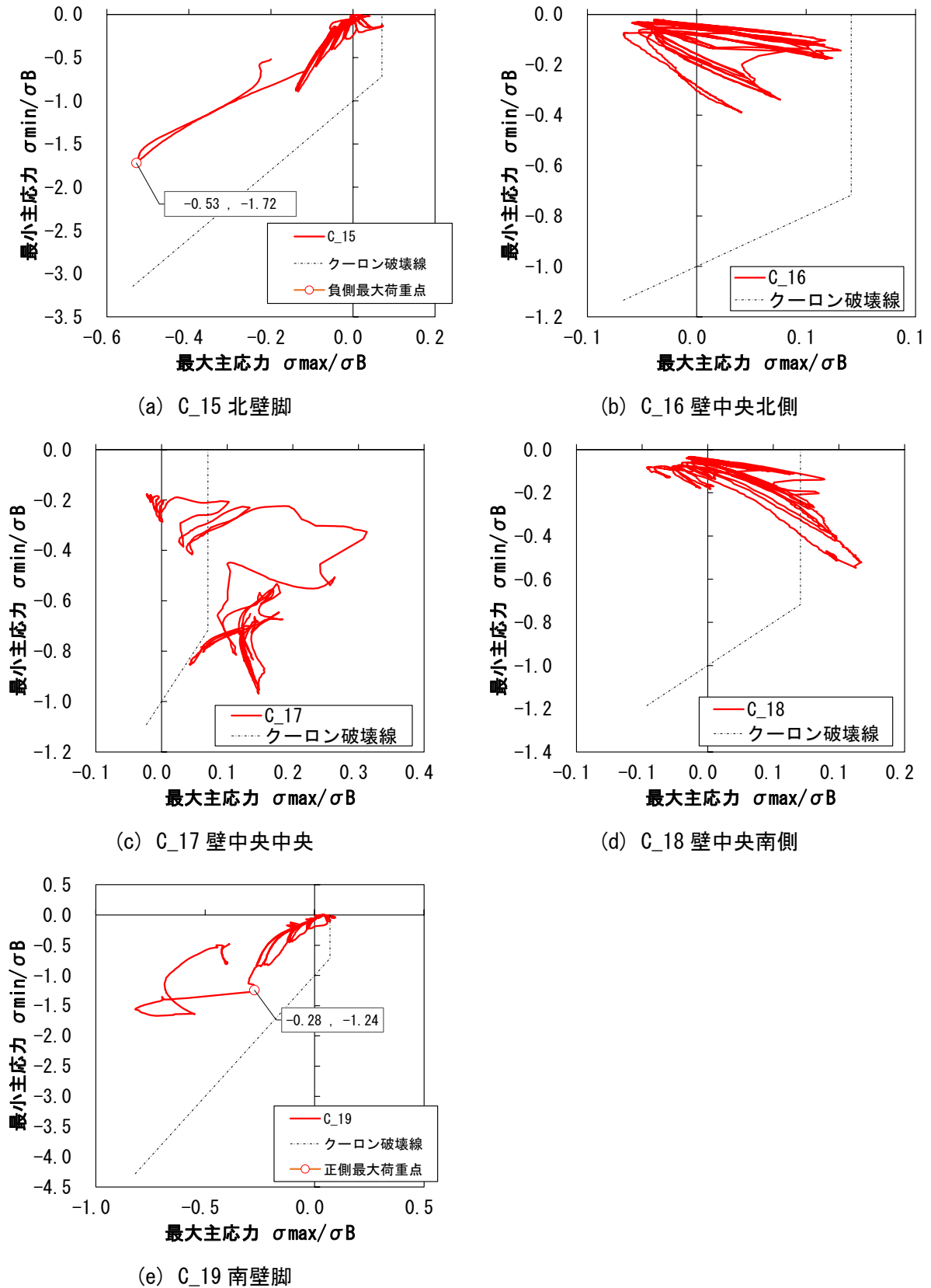
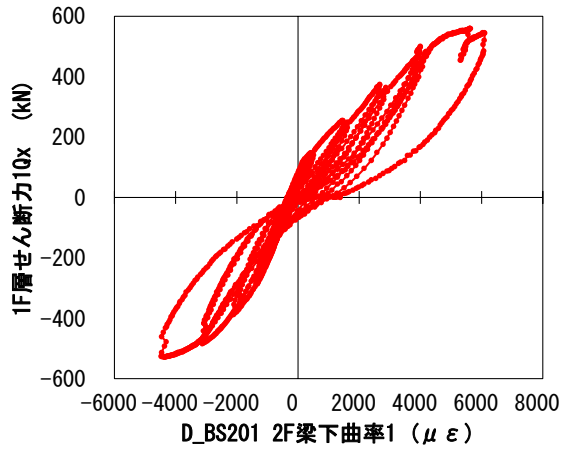
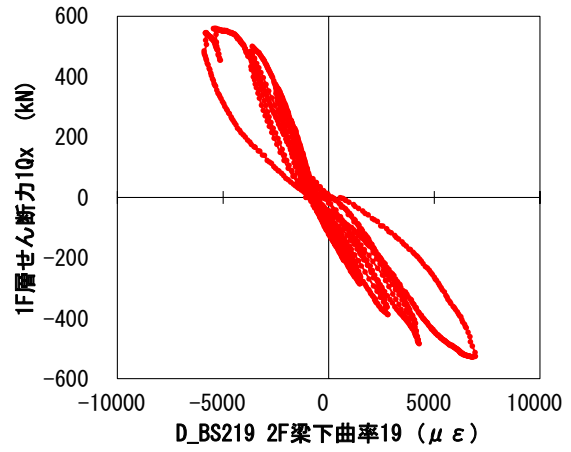


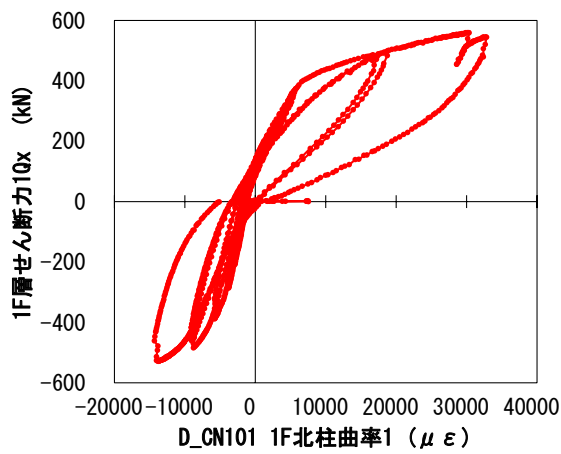
図 5.3.1-17 2F 壁面の応力



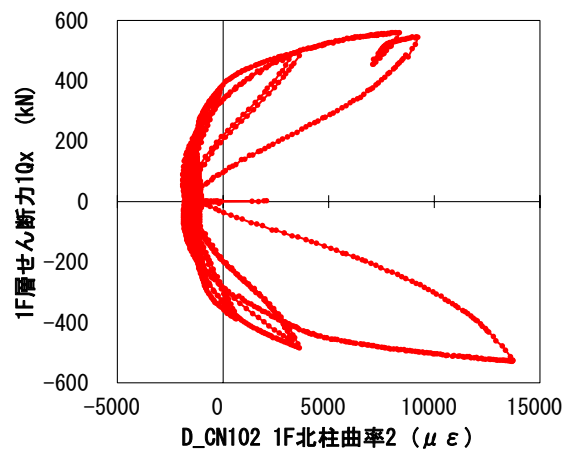
(a) 2F 梁北下端 BS201 変位計



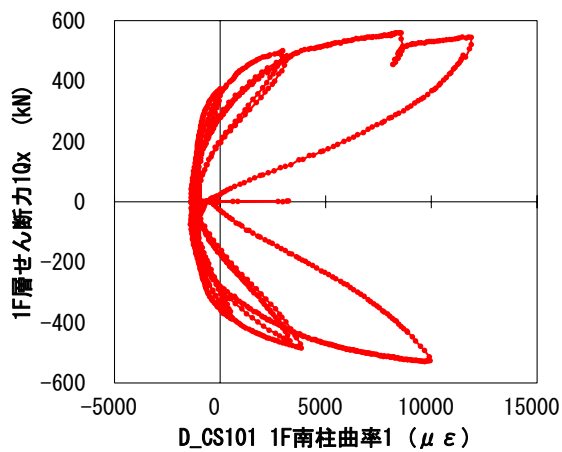
(b) 2F 梁南下端 BS219 変位計



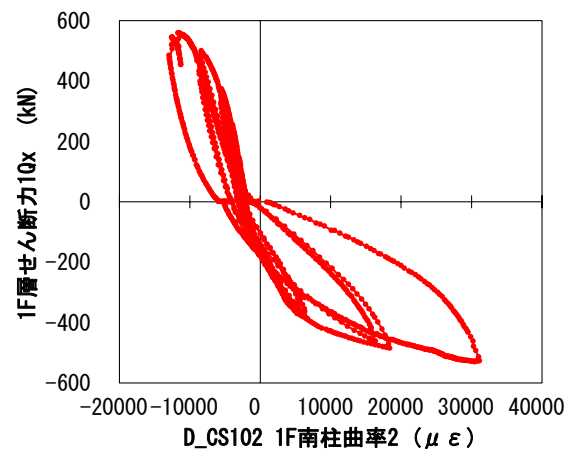
(c) 1F 北柱柱脚 北端 CN101 変位計



(d) 1F 北柱柱脚 南端 CN102 変位計



(e) 1F 南柱柱脚 北端 CS101 変位計

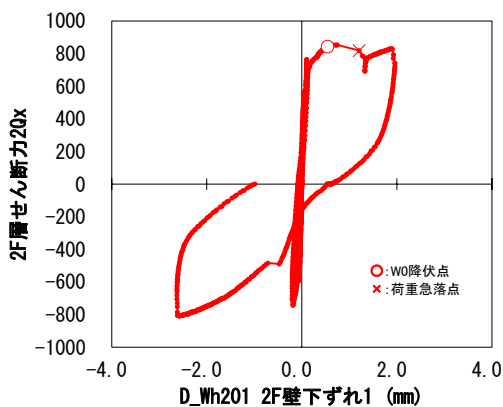


(f) 1F 南柱柱脚 南端 CS102 変位計

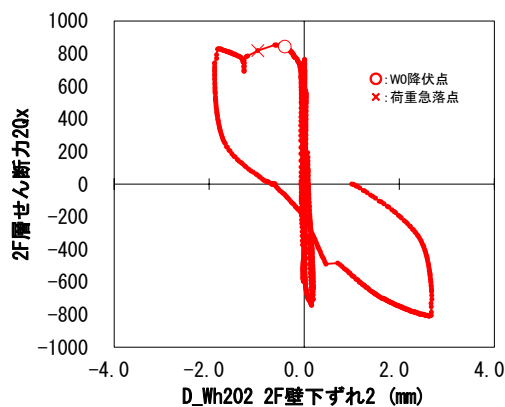
図 5.3.1-18 部材端部に設置した変位計

(6) 壁脚スリップ変形

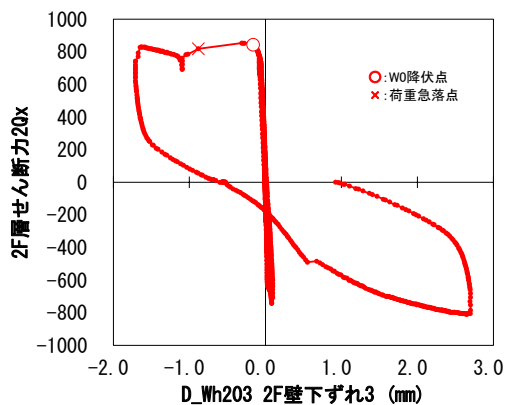
2F 壁と 2F 床スラブとの間に設置した 2F 壁壁脚のスリップ変形について、図 5.3.1-17 に示す。図 5.3.1-19(a)～(c)に示すように、まず、壁縦筋 W0 が降伏した後 (○印) に、壁縦筋 W9 および W11 の降伏と同時に荷重が急落した (×印)。その後+1.0%ピーク時までには滑り変形が大きくなった。図 5.3.1-19(d)に示すように、引張側となる北側の変位計の値の方がスリップ変形大きい傾向にあったが+1.0%ピーク時にはその差は少なくなった。+1.0%ピーク時に 3 つの変位計を平均すると、スリップ変形は 2 階層間変形の半分程度の割合を占めていた。



(a) Wh201 変位計



(b) Wh202 変位計

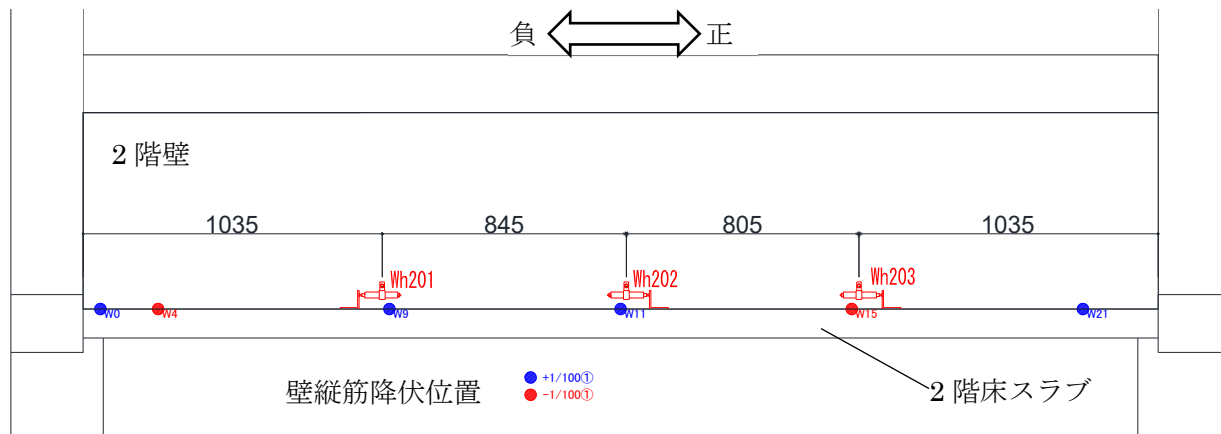


(c) Wh203 変位計

イベント	1F層せん断力 (kN)	1F層間変形角 (%)	2F層せん断力 (kN)	2F層間変形角 (%)
W0降伏	552	0.731	843	0.273
W9, W11降伏, 荷重急落	539	0.861	818	0.339
1Rx=+1.0%ピーク時	544	0.999	827	0.408

イベント	スリップ変形/2F層間変形			
	D_Wh201	D_Wh202	D_Wh203	平均
W0降伏	22.6%	17.0%	6.7%	15.4%
W9, W11降伏, 荷重急落	40.6%	32.8%	29.6%	34.3%
1Rx=+1.0%ピーク時	53.1%	50.7%	45.9%	49.9%

(d) スリップ変形一覧

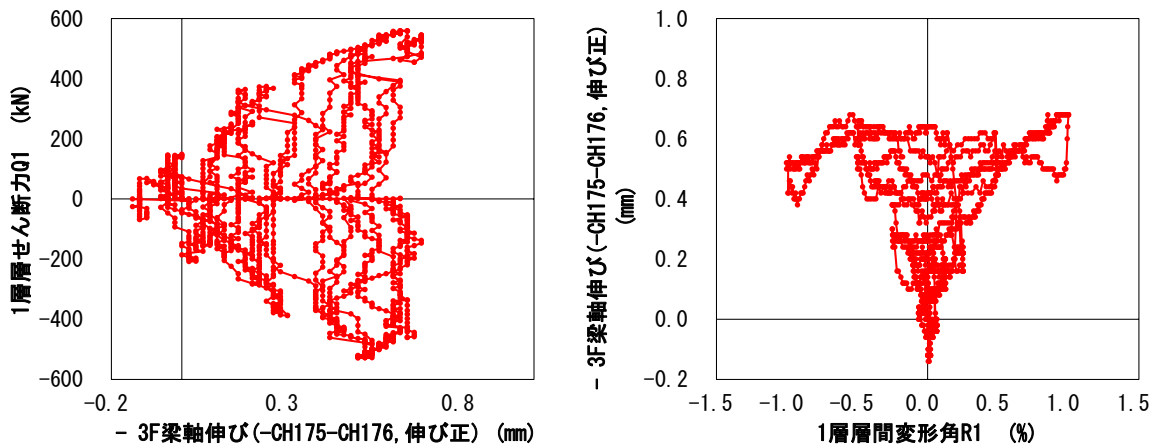


(e) 変位計位置と縦筋降伏位置

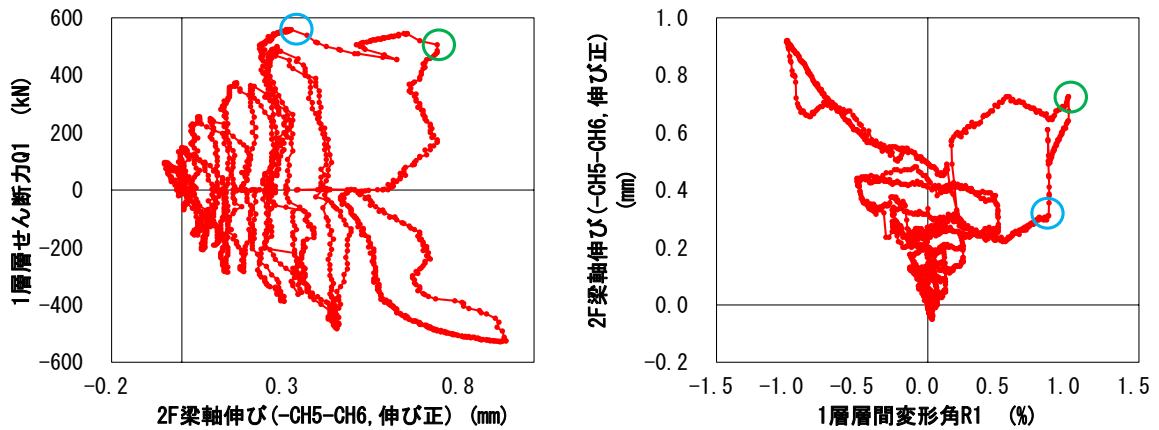
図 5.3.1-19 2F 壁スリップ変形

(7) 梁軸伸び変形

2F と 3F の梁の軸伸び変形について、図 5.3.1-20 に示す。2F 梁の軸伸び変形は Ch5 と Ch6 の差から、3F 梁の軸伸び変形は Ch175 と Ch176 の差から、それぞれ計算している。これは、外部から計測した南北の水平変位の差により計算しているため、接合部の変形を含む計算方法となっているが、本試験体では接合部の変形はほとんどないことから無視できると考えた。なお、変位計の位置は図 5.2.6-1 参照のこと。図 5.3.1-20(b) に示すように、2F の梁の軸伸び変形が、1/100rad サイクル時の試験体耐力低下点付近（図中の青丸○）で軸伸び変形が 0.5mm 程度急伸びし、1/100 rad サイクルピーク時（図中の緑丸○）には 0.8mm 程度の軸伸び変形が計測された。



(a) 3F 梁軸伸び変形

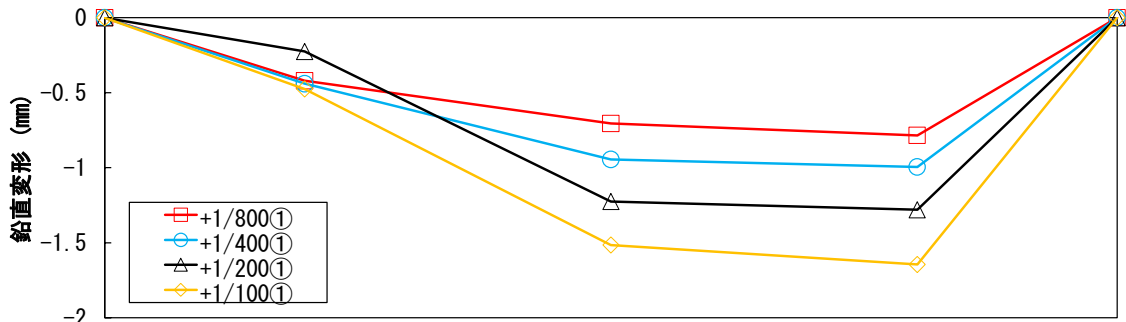


(b) 2F 梁軸伸び変形

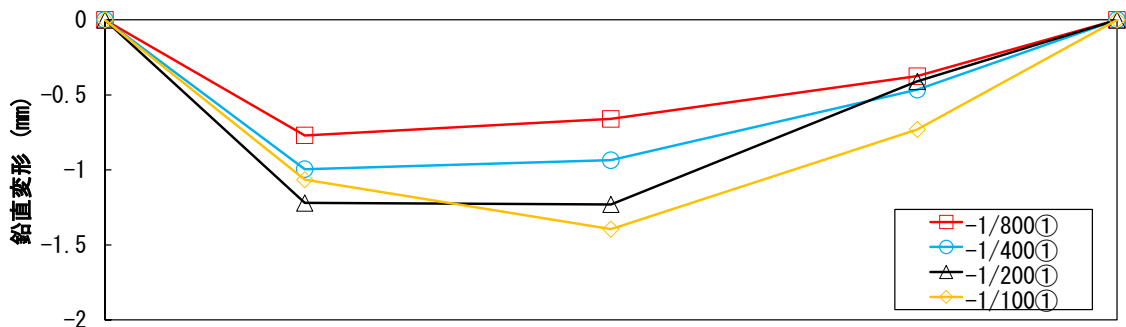
図 5.3.1-20 梁軸伸び変形

(8) 梁の鉛直変形

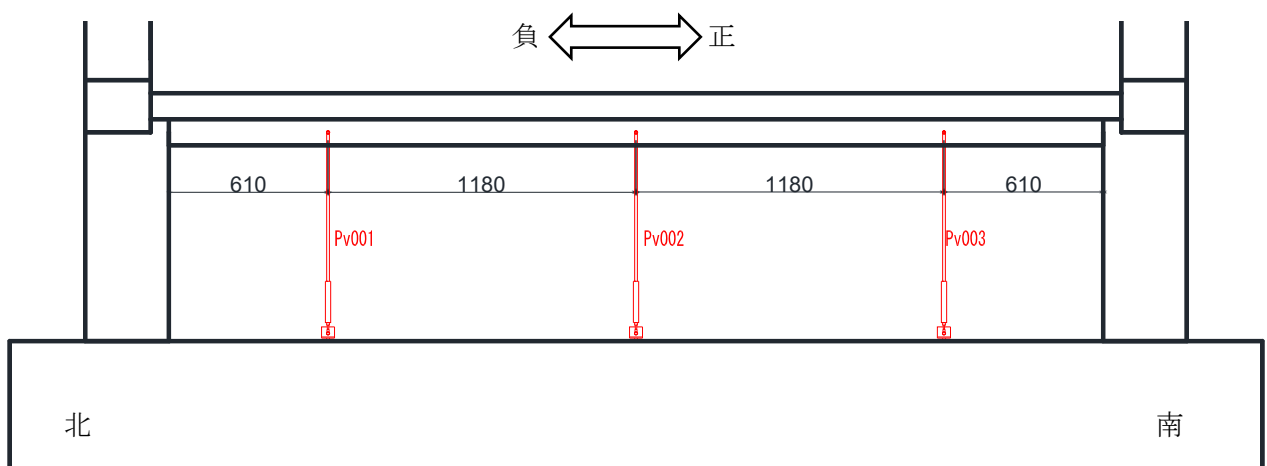
文献[5-4]などでは、本実験と同様のピロティ架構試験体を用いた構造実験を実施しており、その際、2階耐力壁の壁板の広がりにより2階の梁が鉛直方向下向きにたわむ変形が見られた。そこで本実験でも文献[5-4]と同様に2階梁の鉛直変形の計測を行った。その計測結果を図5.3.1-21に示す。正側加力時と負側加力時の変形状況を見ると、既往の実験[5-4]で見られるような、2階耐力壁からの壁板の広がりに伴う鉛直分布荷重による影響が見られた。正側加力時と負側加力時の変形状況の違いを比べると、圧縮ストラッドが形成されている側（正側加力時は南側，負側加力時は北側）に鉛直変形が大きいことがわかる。



(a) 正側加力時の2階梁の鉛直変形



(b) 負側加力時の2階梁の鉛直変形



(c) 2階梁の鉛直変形計測用変位計設置位置

図5.3.1-21 2F 梁の鉛直変形

(9) 1F ピロティ柱の反曲点位置

本実験において、1F ピロティ柱の損傷状況を見ると柱頭部の損傷よりも柱脚の損傷のほうが大きかった。このことから反曲点高さが柱の中央高さではなく、中央よりも高い位置だったと考えられる。そこで、試験体に設置した変位計と、1F ピロティ柱の主筋に貼付したひずみゲージの値から、それぞれ曲率分布を計算し、反曲点高さ（=曲率が 0 となる時の高さ）の計算を行う。図 5.3.1-22～図 5.3.1-23 に変位計の計測値により計算した曲率分布を示す。また、図 5.3.1-24～図 5.3.1-25 にひずみゲージの計測値により計算した曲率分布を示す。

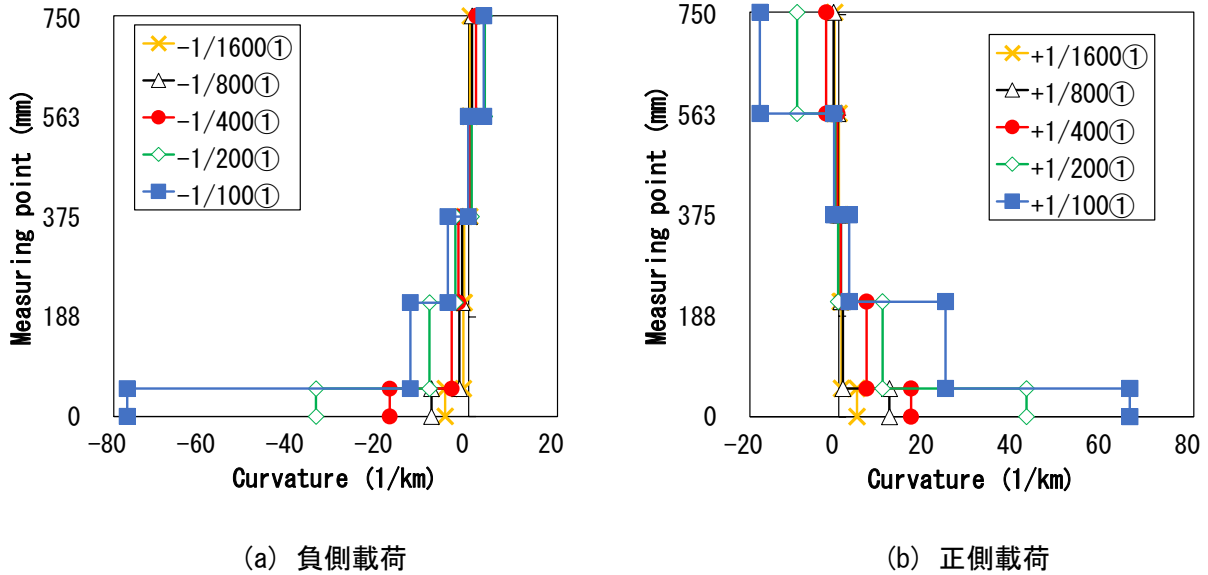


図 5.3.1-22 1F 北ピロティ柱の曲率分布(変位計)

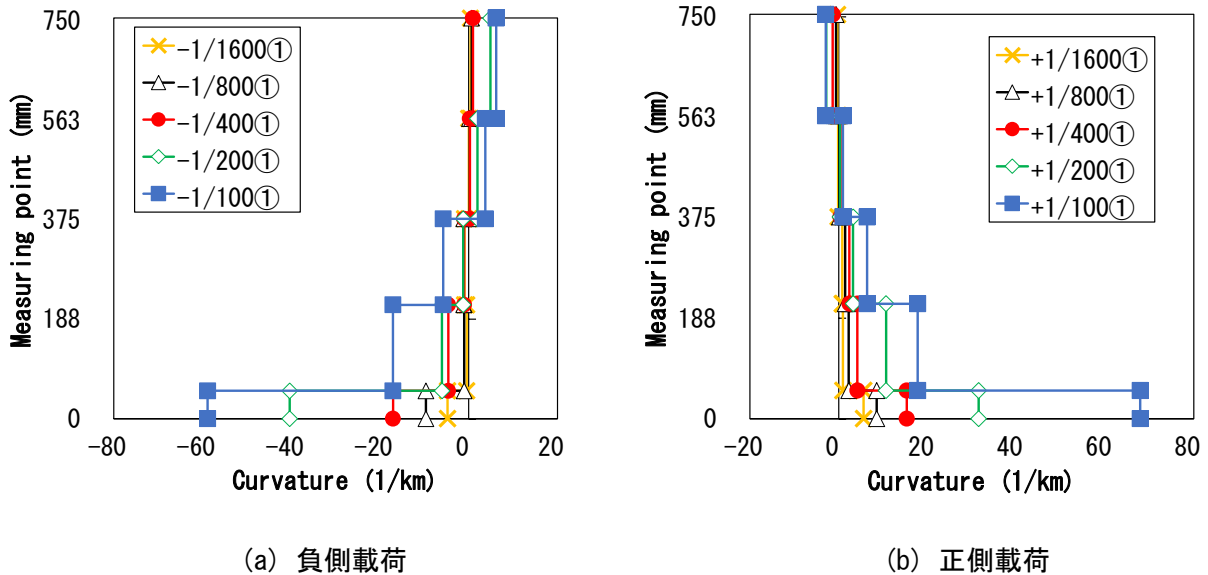
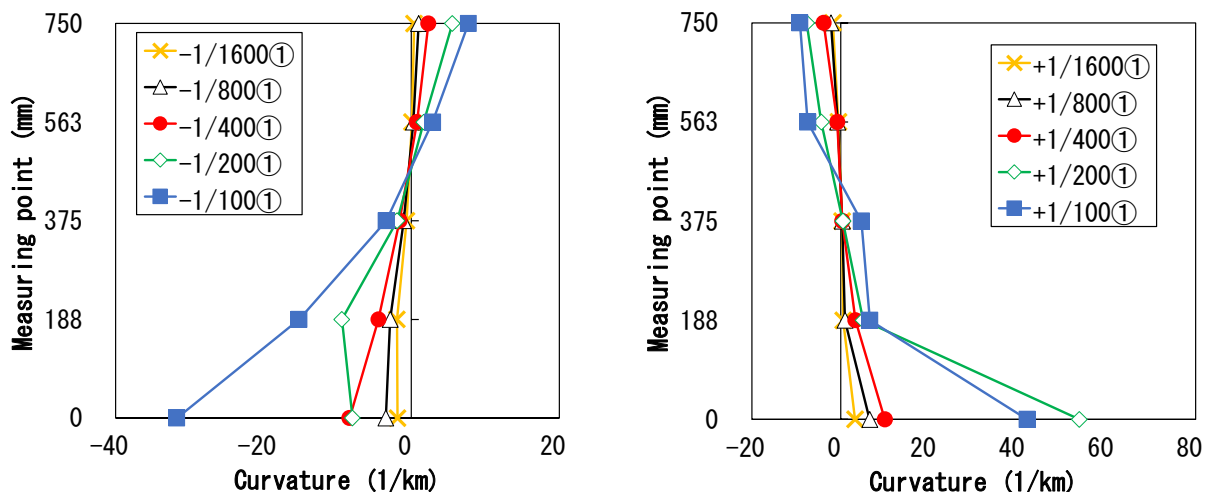
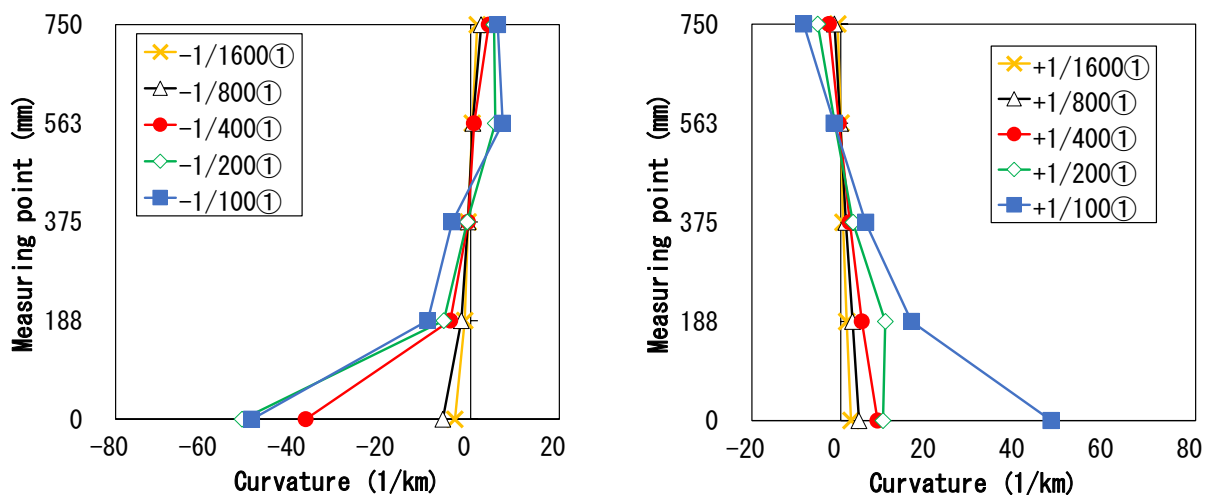


図 5.3.1-23 1F 南ピロティ柱の曲率分布(変位計)



(a) 負側載荷 (b) 正側載荷

図 5.3.1-24 1F 北ピロティ柱の曲率分布(ひずみゲージ)



(a) 負側載荷 (b) 正側載荷

図 5.3.1-25 1F 北ピロティ柱の曲率分布(ひずみゲージ)

ここで、反曲点高さは曲率が 0 となる時の高さとする。図 5.3.1-25 のように、ひずみゲージから計算した曲率分布を用いて反曲点高さを計算する場合は、曲率=0 の直線をまたぐ 2 点間の線形補間により曲率が 0 となる時の高さを求めた。一方で、図 5.3.1-24 のように変位計から計算した曲率分布を用いて反曲点高さを計算する場合は、計測区間の曲率は一律な曲率として計算されるため、そのままの計測値を求めると計算できない。そこで、計測区間の中央の高さを代表点高さと考え（例えば、高さ 214.5mm～376.5mm の区間の場合、代表点高さは 295.5mm）、その代表点による線形補間を用いて反曲点高さを求めた。計算結果を図 5.3.1-26 に示す。

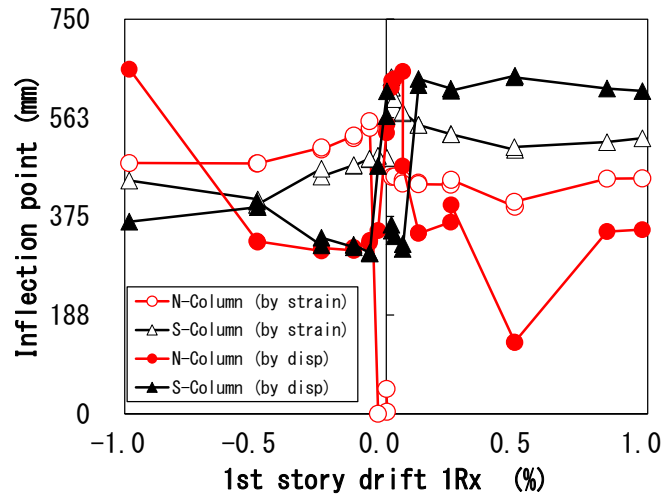


図 5.3.1-26 1F ピロティ柱の反曲点高さの計算結果

表 5.3.1-4 1F ピロティ柱の反曲点高さの計算結果

STEP	サイクル	N-Column (by strain)	S-Column (by strain)	N-Column (by disp)	S-Column (by disp)
		mm	mm	mm	mm
218	+1/3200	451	598	636	337
321	+1/1600①	444	571	651	323
410	+1/1600②	438	574	471	314
516	+1/800①	439	549	344	625
629	+1/800②	436	549	343	636
753	+1/400①	435	531	364	618
893	+1/400②	445	531	397	614
1022	+1/200①	394	502	135	642
1170	+1/200②	403	507	136	639
1483	+1/100①	447	523	350	613
272	-1/3200	0	490	348	471
374	-1/1600①	543	484	329	304
455	-1/1600②	556	485	325	306
577	-1/800①	524	471	316	321
682	-1/800②	528	473	310	316
822	-1/400①	502	451	315	335
941	-1/400②	506	466	309	320
1111	-1/200①	475	397	328	403
1233	-1/200②	476	407	326	393
1743	-1/100①	476	443	655	365

図 5.3.3-1～図 5.3.3-4 をそれぞれ比較すると、柱脚の曲率が大きいという傾向は北柱および南柱で一致し、また正負の载荷においても同様の傾向であった。図 5.3.3-5 と表 5.3.3-1 を見ると、変位計で計測した曲率分布から計算した反曲点高さはばらつきが大きく、正負で異なる傾向があった。これは、変位計が高さ 376.5mm～565.5mm の間に設置されており、その中央近くに反曲点があったためにこの区間の曲率が小さく計算され、それによるばらつきが大きくなったと考えられる。その一方でひずみゲージから計算した反曲点高さは、1/3200 の変形角は上手く計算できていないものの、1/1600 の変形角以降は、安定した計算結果が得られた。また柱が引張側になる場合は反曲点



## 第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

高さが低く、圧縮側になる場合は反曲点高さが高くなる傾向であった。これは正負が逆転しても同様の傾向となった。以上の結果より、本実験では、1F ピロティ柱の反曲点高さは、ひずみゲージを用いて計測した値を実験値とする。

(10) 1F ピロティ柱の軸力

本実験では、架構試験体全体に長期軸力を作用させた後に水平載荷を行っている。そのため、水平載荷によって生じる転倒モーメントにより 1F ピロティ柱は変動軸力が作用することとなる。しかし本実験では、北と南それぞれの 1F ピロティ柱の軸力を計測していないため、それぞれの柱に作用していた軸力が不明である。そこで、2つの方法で 1F ピロティ柱に作用した軸力の推定を行う。1つめは、図 5.3.3-6 に示すように、試験体に作用する力と試験体 1F ピロティ柱柱脚に定義した試験体反力との力の釣り合いにより 1F ピロティ柱の軸力を計算する。(式 5.3.1-1) ~ (式 5.3.1-3) に力の釣り合いによる計算式を示す。

$$P_{h1} + P_{h2} + P_{h3} = R_{hn} + R_{hs} \quad (\text{式 5.3.1-1})$$

$$P_{v1} + P_{v2} + P_{v3} + P_{v4} = N_n + N_s \quad (\text{式 5.3.1-2})$$

$$(P_{h1} + P_{h2}) \cdot h_1 + P_{h3} \cdot h_3 - (P_{v1} + P_{v2}) \cdot L_1 + (P_{v3} + P_{v4}) \cdot L_2 = M_n + M_s + N_s \cdot L_s \quad (\text{式 5.3.1-3})$$

ただし、

- |  |  |
|--|--|
| $P_{h1} \sim P_{h3}$ : 水平ジャッキ 1~3 の荷重 (kN) | $P_{v1} \sim P_{v4}$ : 鉛直ジャッキ 1~4 の荷重 (kN) |
| $R_{hn}$ : 1F 北柱の水平せん断力 (kN)               | $R_{hs}$ : 1F 南柱の水平せん断力 (kN)               |
| $N_n$ : 1F 北柱の鉛直軸力 (kN)                    | $N_s$ : 1F 南柱の鉛直軸力 (kN)                    |
| $M_n$ : 1F 北柱柱脚のモーメント (kNm)                | $M_s$ : 1F 南柱柱脚のモーメント (kNm)                |
| $h_1$ : 水平ジャッキ 1 の 1F 北柱柱脚からの高さ (=3.47m)   |  |
| $h_3$ : 水平ジャッキ 3 の 1F 北柱柱脚からの高さ (=0.9m)    |  |
| $L_1$ : 鉛直ジャッキ 1 の 1F 北柱柱脚からの水平距離 (=m)     |  |
| $L_2$ : 鉛直ジャッキ 2 の 1F 北柱柱脚からの水平距離 (=m)     |  |
| $L_s$ : 1F 南柱柱脚の 1F 北柱柱脚からの水平距離 (=m)       |  |

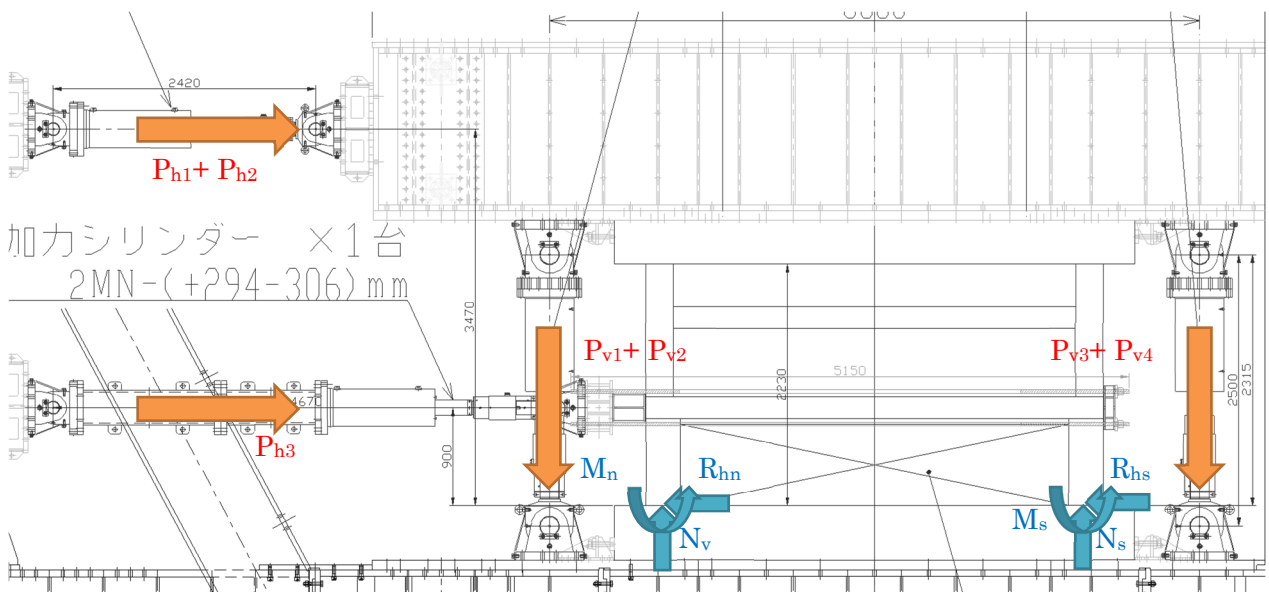


図 5.3.1-27 1F ピロティ柱の反曲点高さの計算結果

## 第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

(式 5.3.1-1) ~ (式 5.3.1-3) だけでは、未知数 6 に対して釣り合い方程式が 3 のため、1F ピロティ柱の軸力を計算することができない。そこで、(式 5.3.1-4) のように 1F 柱柱脚のモーメント ( $M_n + M_s$ ) の合計が 1F 柱のせん断力の合計 ( $R_{hn} + R_{hs}$ ) に反曲点高さの平均値  $h_{ave}$  を掛けることで計算できると仮定する。(式 5.3.1-4) を (式 5.3.1-1) ~ (式 5.3.1-3) に代入し整理すると、(式 5.3.1-5) ~ (式 5.3.1-6) のように、1F 北柱の鉛直軸力  $N_n$  と 1F 南柱の鉛直軸力  $N_s$  が計算できる。

$$M_n + M_s = (R_{hn} + R_{hs}) \cdot h_{ave} \quad (\text{式 5.3.1-4})$$

$$N_n = P_{v1} + P_{v2} + P_{v3} + P_{v4} - N_s \quad (\text{式 5.3.1-5})$$

$$N_s = \frac{(P_{h1} + P_{h2}) \cdot h_1 + P_{h3} \cdot h_3 - (P_{v1} + P_{v2}) \cdot L_1 + (P_{v3} + P_{v4}) \cdot L_2 - (P_{h1} + P_{h2} + P_{h3}) \cdot h_{ave}}{L_s} \quad (\text{式 5.3.1-6})$$

ただし、

$h_{ave}$ : 1F 北柱と 1F 南柱の反曲点高さの平均値 (m) で、表 5.3.3-1 で示したひずみゲージを用いて計測した値を用いる。

2つめの計算方法は、図 5.3.3-6 に示すように、試験体の柱中央部に貼付したひずみゲージの値から、柱の軸力を推定する。具体的には、(式 5.3.1-7) で示す計算式で計算する。圧縮側柱の軸力は、ひずみゲージの値に弾性軸剛性を乗じて計算するが、引張側の柱は柱の曲げひび割れなどにより計算ができないため、試験体に作用する軸力  $N$  から引くことで計算を行う。

$$\begin{aligned} N_{comp} &= \varepsilon_{comp} \cdot (E_c A_c + E_s A_s) \\ N_{tens} &= N - N_{comp} \end{aligned} \quad (\text{式 5.3.1-7})$$

ただし、

$\varepsilon_{comp}$ : 圧縮側柱の中央部に貼付したひずみゲージの計測値

$N_{comp}$ : 圧縮側柱の軸力(N)

$N_{tens}$ : 引張側柱の軸力(N)

$E_c$ : コンクリートヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$ : コンクリート部の断面積(mm<sup>2</sup>)

$E_s$ : 主筋ヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$A_s$ : 主筋の断面積合計(mm<sup>2</sup>)

$N$ : 試験体軸力 (=  $P_{v1} + P_{v2} + P_{v3} + P_{v4}$ ) (N)

それぞれの計算結果を図 5.3.1-28 と表 5.3.1-5 に示す。釣合式から計算した軸力と、ひずみゲージから計算した軸力は、変形角が小さいときは比較的整合しているものの、変形角が大きくなると差が大きくなる傾向にあった。ひずみゲージから計算した軸力は、変形角 1.0%時には柱の全引張軸力耐力を超過してしまっているが、計測した柱中央部での主筋の降伏は記録できていない。このことから、ひずみゲージから計算した軸力は、実験で実際に作用した軸力を過大評価していると考えられる。これは、ひずみレベルが大きくなり非線形化すると、弾性軸剛性を用いた (式 5.3.1-7) による計算では過大評価してしまうためだと考えられる。以上の結果より、本実験では、1F ピロティ柱の軸力は、(式 5.3.1-1) ~ (式 5.3.1-3) を用いて計測した値を実験値とする。

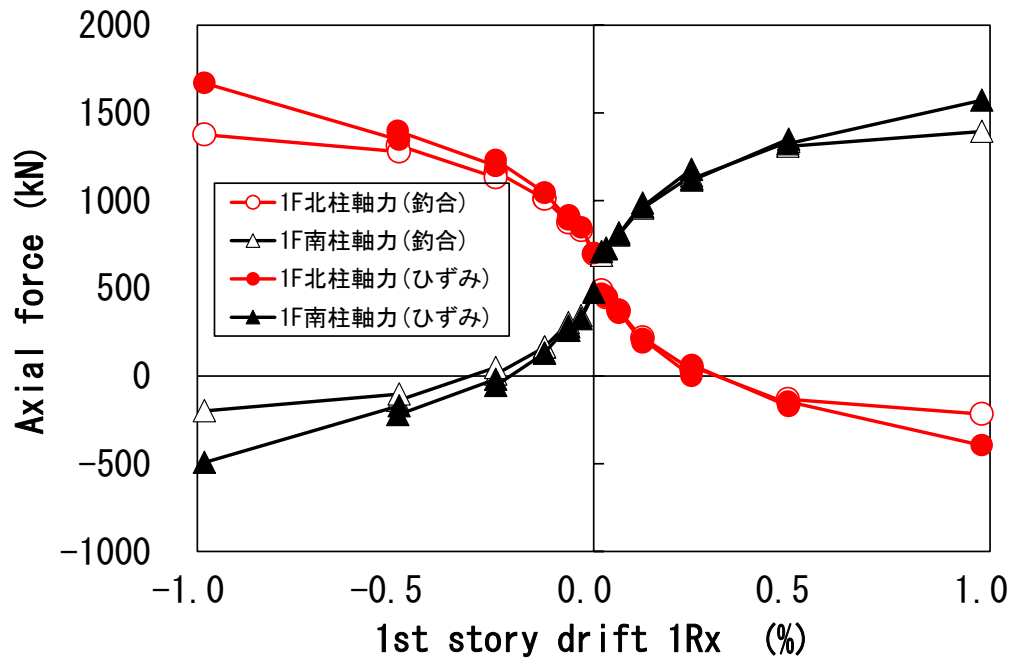


図 5.3.1-28 1F 柱軸力の計算結果の比較

表 5.3.1-5 1F 柱軸力の計算結果の比較

STEP	サイクル	1F北柱軸力 (ひずみ)	1F南柱軸力 (ひずみ)	1F北柱軸力 (鈎合)	1F南柱軸力 (鈎合)
		kN	kN	kN	kN
218	+1/3200	451.7	724.3	447.5	728.5
321	+1/1600①	358.8	816.2	369.7	805.3
410	+1/1600②	369.5	807.5	373.6	803.4
516	+1/800①	190.5	985.5	211.4	964.6
629	+1/800②	210.9	965.1	219.5	956.5
753	+1/400①	-0.2	1178.2	36.6	1141.4
893	+1/400②	62.6	1115.4	53.2	1124.8
1022	+1/200①	-172.4	1350.4	-157.7	1335.7
1170	+1/200②	-147.1	1324.1	-132.1	1309.1
1483	+1/100①	-395.2	1572.2	-217.2	1394.2
272	-1/3200	846.9	327.1	830.7	343.3
374	-1/1600①	915.5	260.5	895.9	280.1
455	-1/1600②	892.1	284.9	874.2	302.8
577	-1/800①	1045.4	130.6	1012.0	164.0
682	-1/800②	1043.9	130.1	1008.8	165.2
822	-1/400①	1230.7	-54.7	1165.3	10.7
941	-1/400②	1197.1	-18.1	1130.8	48.2
1111	-1/200①	1395.6	-220.6	1314.5	-139.5
1233	-1/200②	1346.0	-170.0	1278.8	-102.8
1743	-1/100①	1670.0	-493.0	1375.6	-198.6

5.3.2 補強試験体 (F2-R)

(1) 荷重変形角関係

求められた荷重変形角関係を以下に示す。また、上層せん断力  $R_2$  関係を求める際には上スタブ底面までの変形も含まれている。

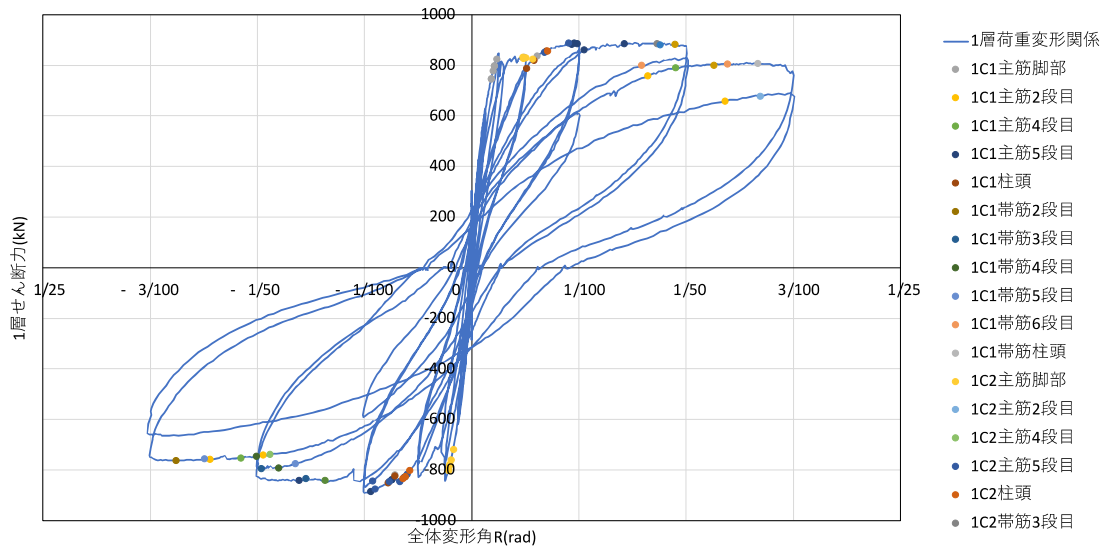


図 5.3.2-1 1層せん断力- $R_1$  関係

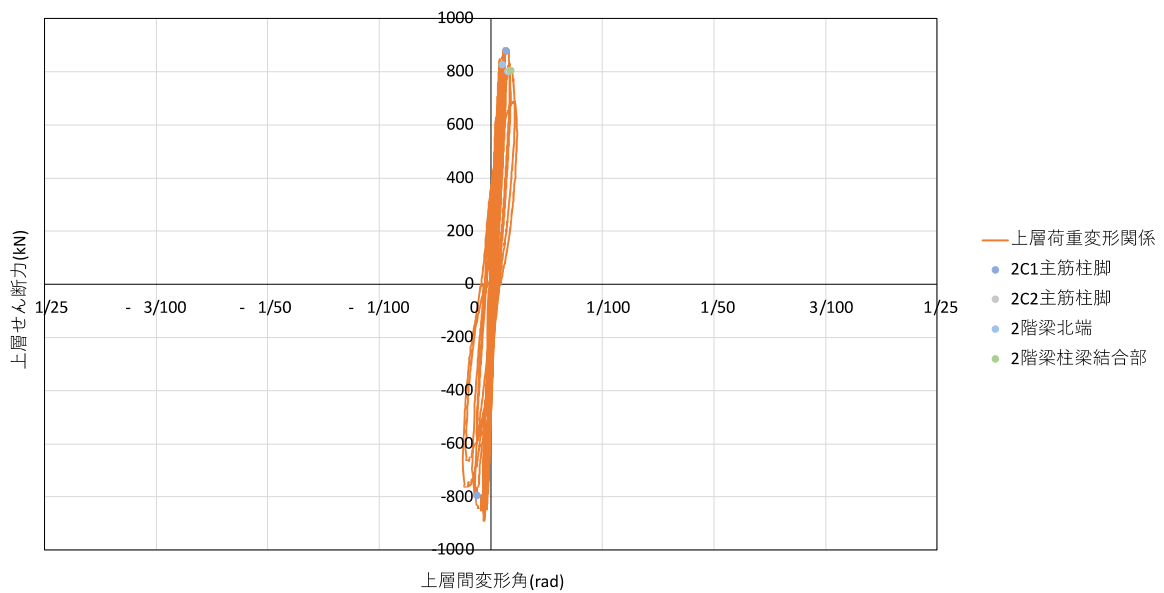


図 5.3.2-2 上層せん断力- $R_2$  関係

(2) 破壊性状

以下に破壊性状を示す。括弧内は図 5.3.2-3 における参照番号とする。

- ・軸力導入時 2 階壁表面に多くの初期ひび割れを確認。

2 階梁=0kN(1 層と 2 層以上のせん断力が同じ)

- ・水平力 250kN,  $R_1=+1/3200$  時 2 階壁の補強面に縦ひび割れ, せん断ひび割れを確認。(0.1mm)

2 階梁=0.35 の割合で引き戻す(2 層以上の方が 1 層よりもせん断力が大きくなる。)

- ・剛性耐力ともに両者に差は無かった。
- ・2 階壁表面に縦ひび割れ, せん断ひび割れ発生。

これ以降のサイクルでは、2 階梁高さのせん断力を 0kN で载荷を行う。

- ・  $R1=1/1600$  にてせん断力は約 400kN であった。ほぼ弾性域でありひび割れは壁表面のみであった。

- ・  $R1=1/800$  にてせん断力は約 600kN 剛性は低くなってきていた。正側ピークにて 1C1 柱脚部正面(引張側)に曲げひび割れ(0.05mm), 1C2 袖壁脚部、UFC パネルとモルタルの境界線にひび割れ発生。(0.3mm)

(図 5.3.2-2 (a))

負側ピーク時、正载荷の逆側 (1C2 脚部側面と 1C1 袖壁脚部) に曲げひび割れ発生。

- ・  $R1=1/400$  にてせん断力は約 800kN となり、損傷の音が発生。正側ピークにて 1C1 脚部の鉄筋が引張降伏, 1C2 脚部 (UFC パネルとモルタルの境界線のひび割れ) が幅面まで進展, 1C2 袖壁脚部, UFC パネルとモルタルの境界線のひび割れが, 柱幅面まで進展, 柱梁接合部にひび割れ, 1C1 袖壁 (UFC パネル) と梁に隙間が生じている, 1C1 柱頭にひびわれを確認, 1C2 袖壁 (UFC パネル) にせん断ひび割れが生じた。

負側ピーク時基本的には正载荷と逆の位置に同様な損傷を確認。1C2 の柱・袖壁の境界線にズレが生じた。外側側面の柱梁接合部にひび割れ発生 (反対側はジャッキで計測不能) 袖壁上部のモルタルの剥落発生。(図 5.3.2-3 (b), (c))

- ・  $R1=1/200$  にてせん断力は約 850kN となった。破壊音。耐力上昇がストップし、やや荷重変形関係が不安定になった。正側ピークにて 1C1 の柱・袖壁の境界線にズレが生じた。また、UFC パネルとモルタルの境界線に大きなヒビ (1mm) が生じた。

負側ピーク時、1C1 柱内側側面の曲げひび割れ、袖壁頂部のモルタルの圧壊、スラブのひび割れが発生した。

- ・  $R1=1/100$  にてせん断力は約 900kN となった。圧縮・引張側ともに軸変形がとて大きくなり、最大耐力はほぼ頭打ちした。正側ピークにて UFC パネルとモルタルの境界線の圧壊が進行した。1C2 は、断面で見るとほとんどが引張側になっている (引張側は目視で確認できるほど浮き上がっている)。壁表面の損傷はあまり増加していないが、1C1 の柱梁接合部付近のひび割れ幅は 1.5mm となった。また、载荷中大きな破壊音が発生した。

負側ピークにて正载荷時と逆の位置に同様な損傷を確認した。(図 5.3.2-3 (d))

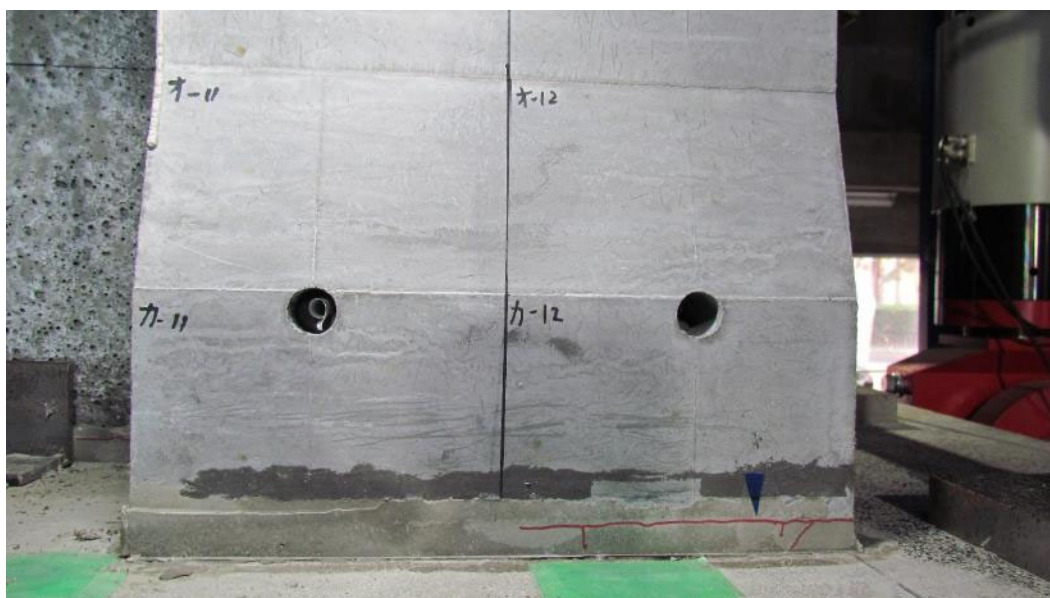
- ・  $R1=1/50$  にてせん断力は約 900kN となり、頭打ちになったことが分かった。また、2 階梁より、3 階梁の方が、軸変形が出ていた。正側ピークにて耐力低下は確認されなかった。1C1 の袖壁は UFC パネルとモルタルの境界線の圧壊、パネルの分離を確認し、柱部分の UFC パネルとモルタルの境界線の損傷もかなり増加した。また、柱側面に縦ひび割れ発生した。

負側ピークにて 2 階梁が降伏している可能性がみられた。1C1 の柱と袖壁が派手に分離し、それによると思われる破壊音が载荷中生じた。柱と貼り付けた UFC パネルの接着面に大きなひび割れが確認できた。1C1 (圧縮側) は、脚部では、ほとんどが引張側になっている (圧縮力を少ない断面積で負担)。スラブ部分は、上部にほとんど損傷はないが、側面には大きな損傷 (浮き・剥落) がみられた。これにより、側面のパネル上部で、スラブ付き梁のパンチングシア破壊が起こる可能性が考えられた。(図 5.3.2-3 (e))

- ・  $R1=1/33$ , 1 サイクル目にてせん断力は約 750kN となり耐力低下が確認された。(最大耐力の 8 割はキープしている)。正側ピーク時、梁と柱の境界部の激しい損傷が確認された。柱のせい面に貼り付けたパネルと柱が分離した。袖壁が完全に柱と分離し倒れた。2 サイクル目では、最大耐力は MAX 値の 8 割未満となっており、耐力低下を確認した。負側ピーク時 1C1 柱脚の外側側面は広範囲でコンクリートの浮き・剥落を確認した。また、1C1 の袖壁が面外方向に大きく変形した。裏側を確認したところ 1C2 裏

第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

側に貼り付けた UFC パネルがせん断破壊していた。(図 5.3.2-3 (f), (g), (h), (i))



(a) 1/800 時モルタルのひび



(b) 1/400 時柱、袖壁の境界線のずれ



(c) 1/400 時 1C2 袖壁せん断ひび割れ



(d) 1/100 時パネル分離





(e) 1/50 時柱梁接合部破壊



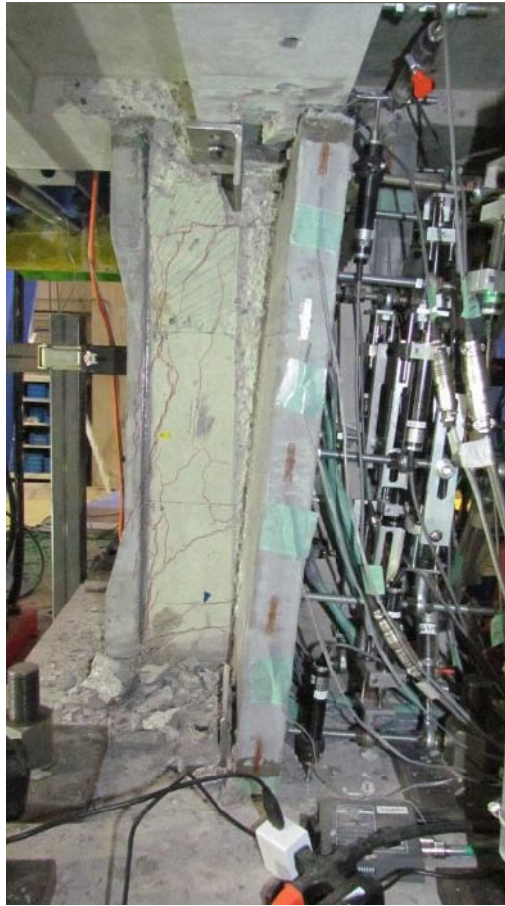
(f) 1/33 時パネル傾き



(g) 南側パネル



(h) UFC パネルせん断ひび割れ



(i) 袖壁倒れ

図 5.3.2-3 損傷状況

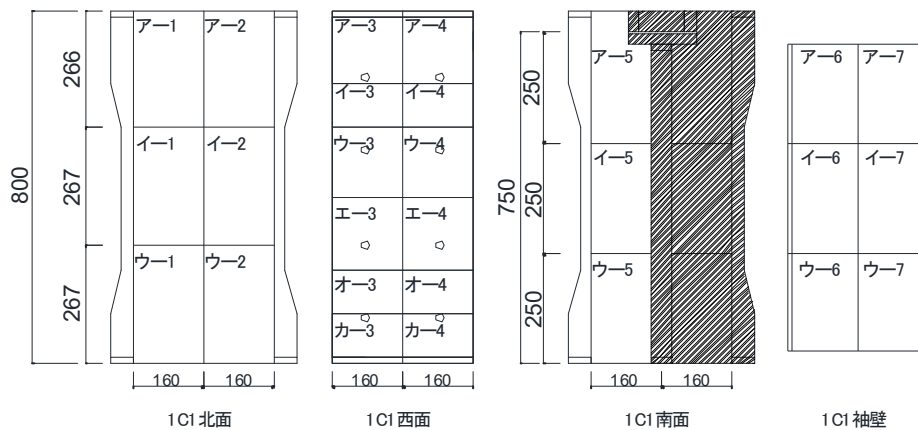
(3) ひび割れ図と最大ひび割れ幅推移

●ひび割れ図

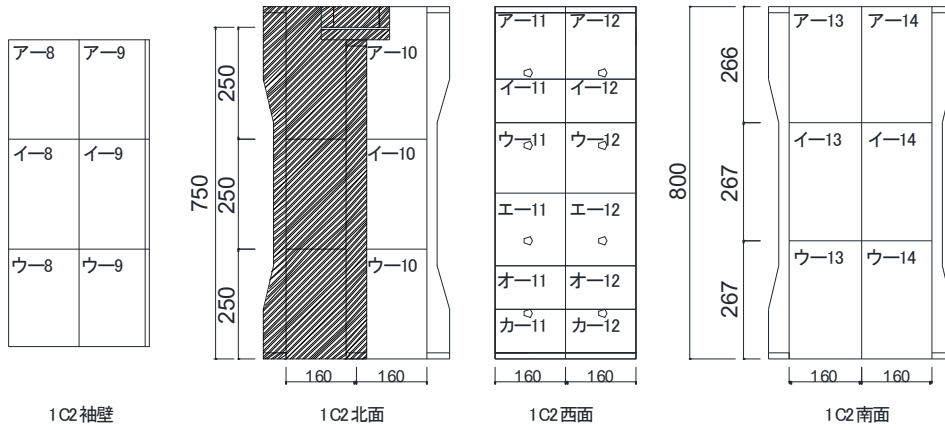
以下に本実験で得られたひび割れ図と正面写真を示す。各面で計測したひび割れのうち、曲げ、せん断、たてそれぞれに対して最大のものを計測した地点のプロットを行った。

- ...せん断ひび割れ計測地点
- ...曲げひび割れ計測地点
- ▲...たてひび割れ計測地点

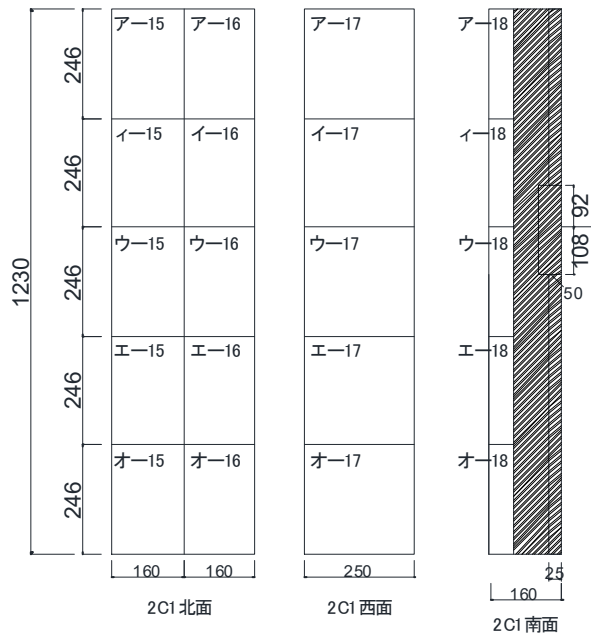
●1/3200



(a) 1C1 ひび割れ図

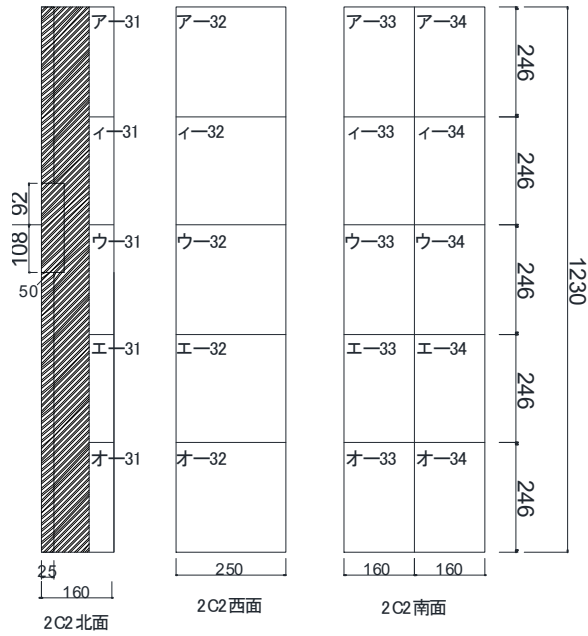


(b) 1C2 ひび割れ図

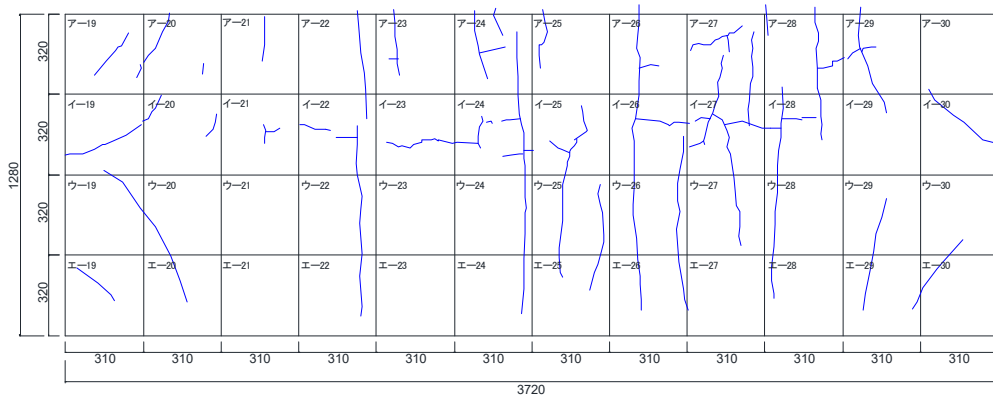


(c) 2C1 ひび割れ図

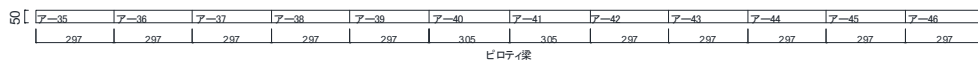
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



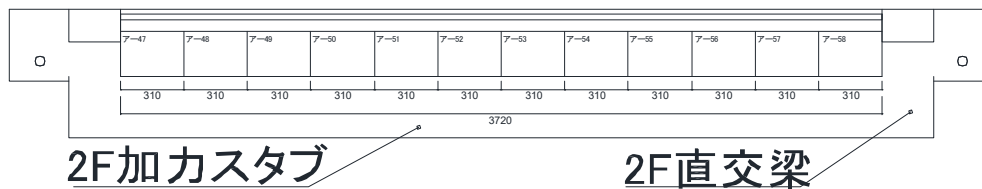
(d) 2C2 ひび割れ図



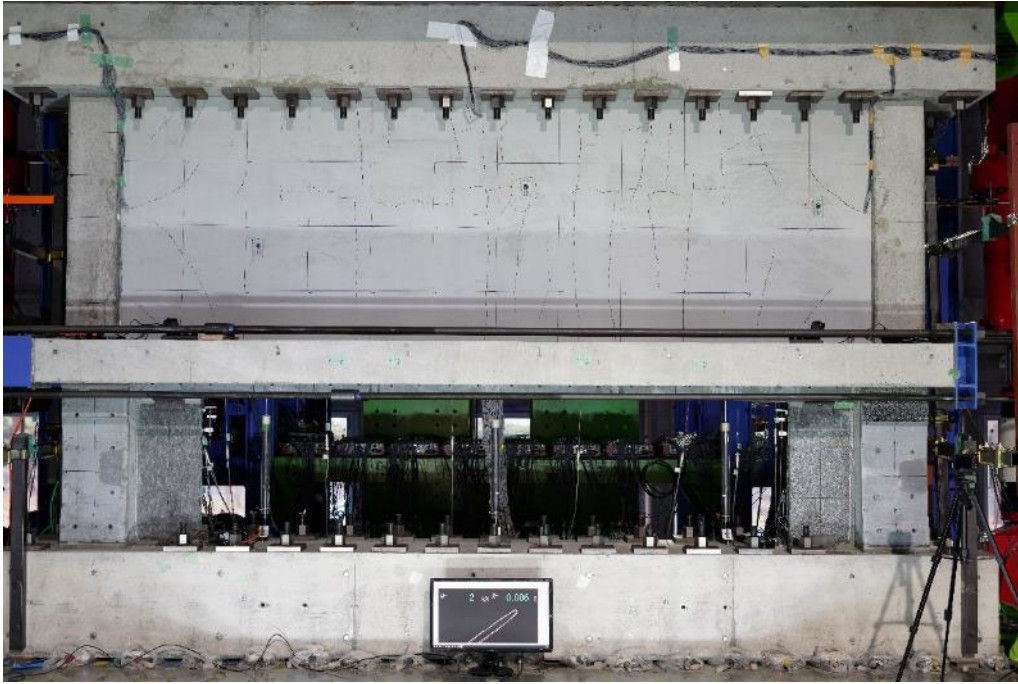
(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



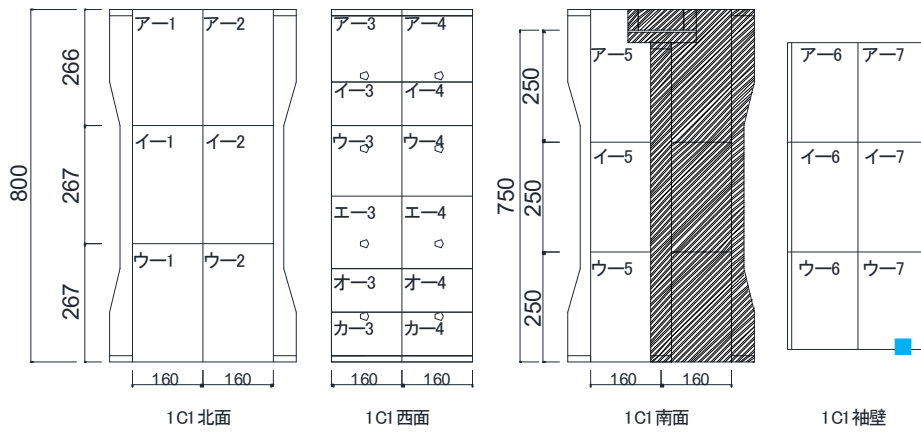
(g) スラブひび割れ図



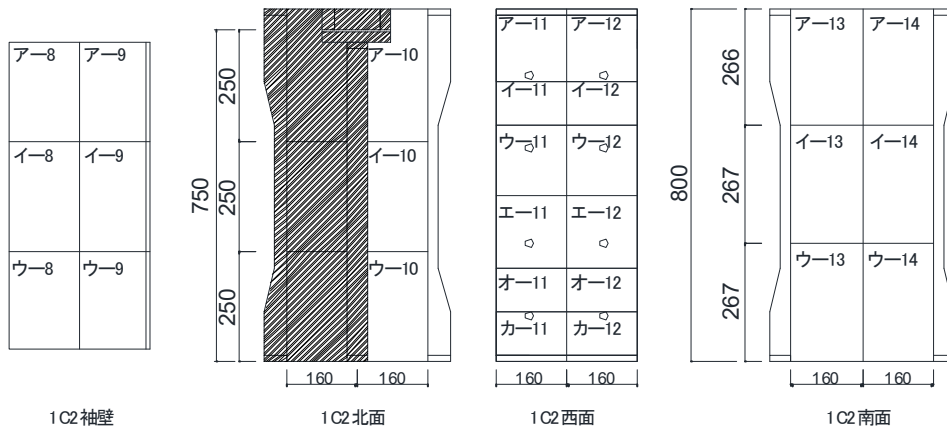
(h) 全体写真

図 5.3.2-4 損傷状況

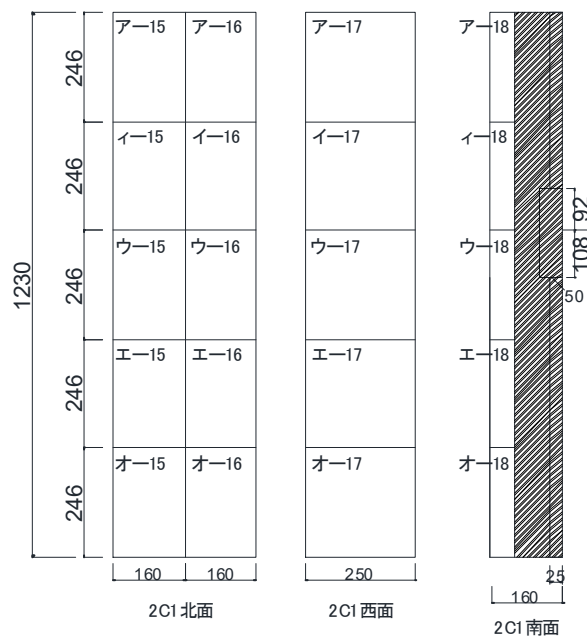
●1/1600



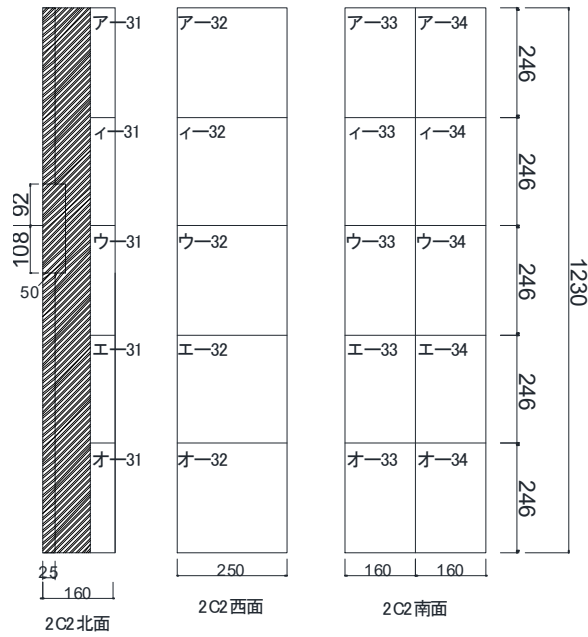
(a) 1C1 ひび割れ図



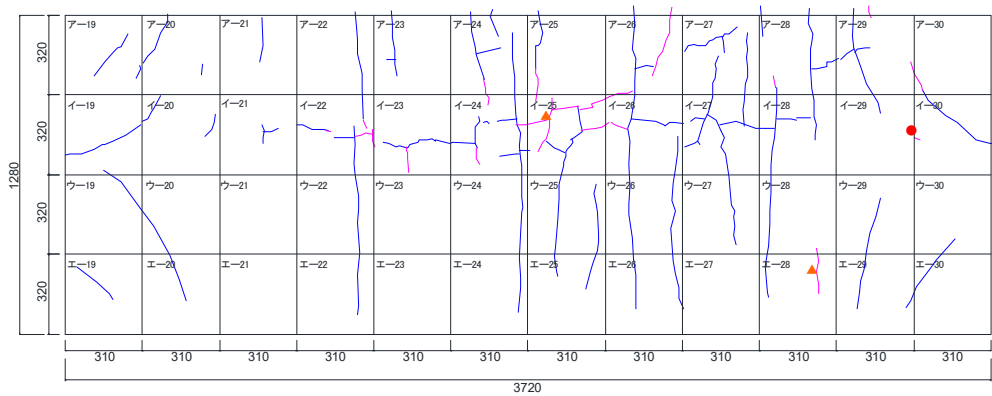
(b) 1C2 ひび割れ図



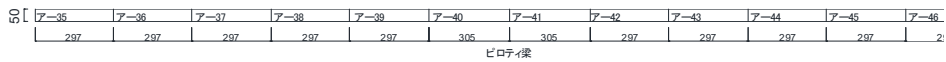
(c) 2C1 ひび割れ図



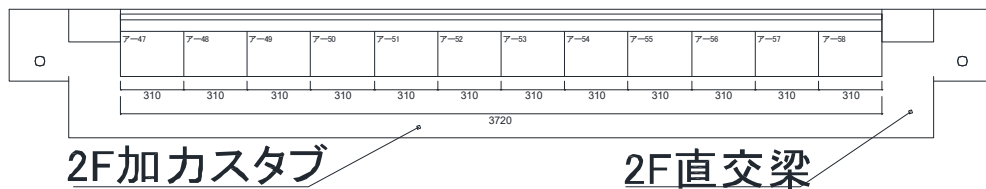
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



(g) スラブひび割れ図

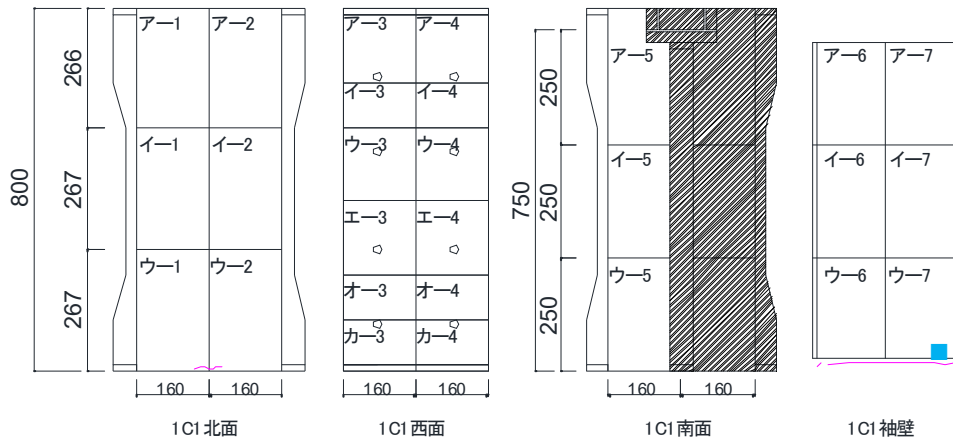




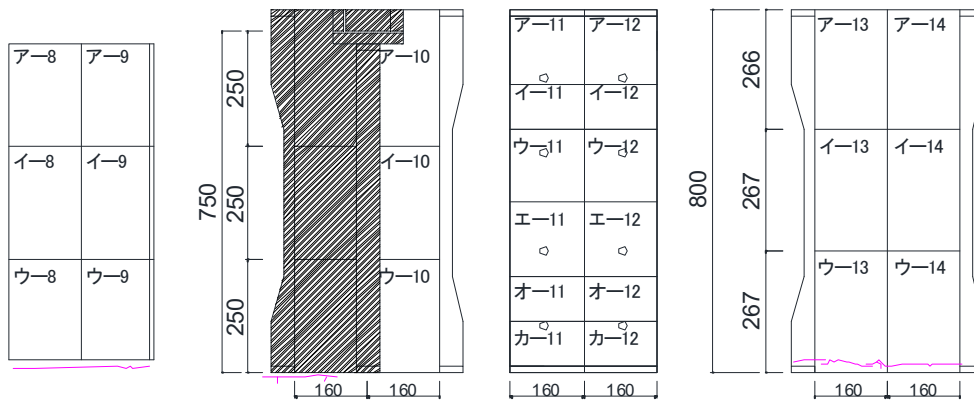
(h) 全体写真

図 5.3.2-5 損傷状況

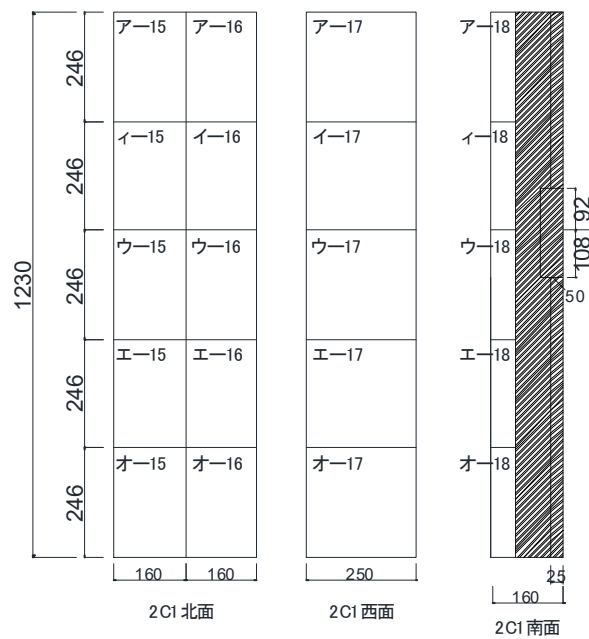
●1/800



(a) 1C1 ひび割れ図

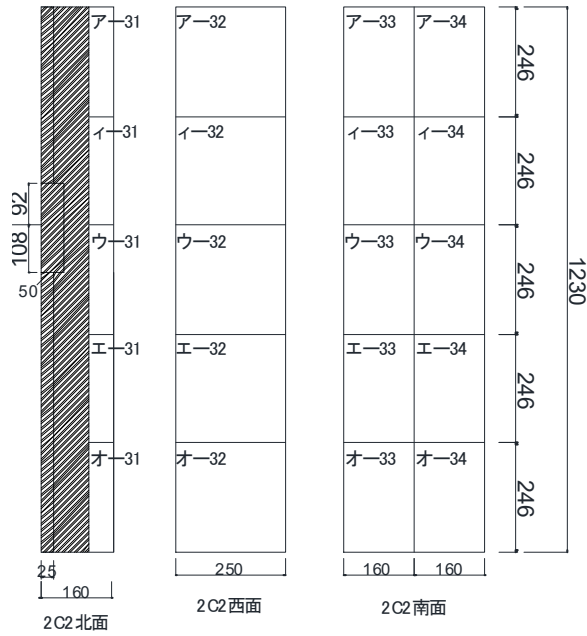


(b) 1C2 ひび割れ図

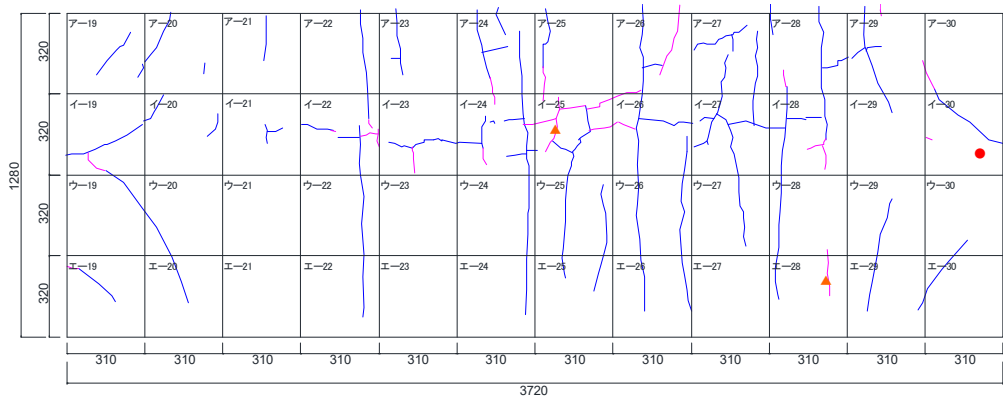


(c) 2C1 ひび割れ図

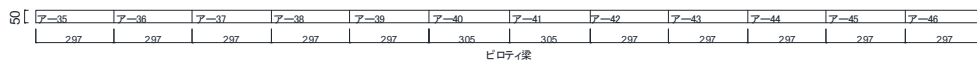
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



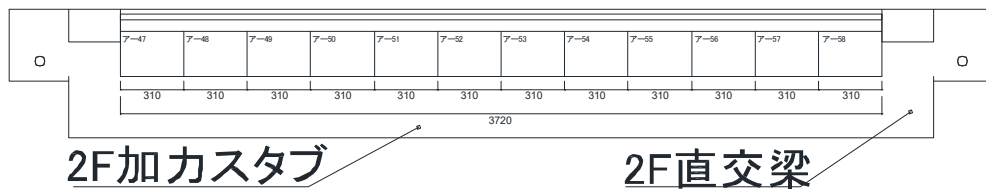
(d) 2C2 ひび割れ図



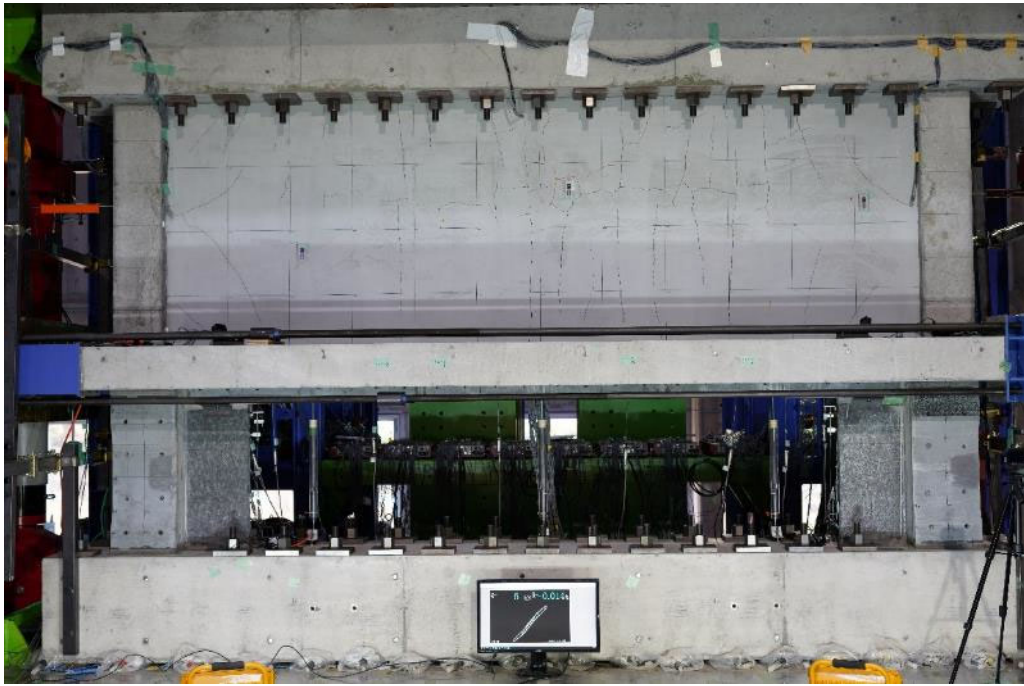
(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



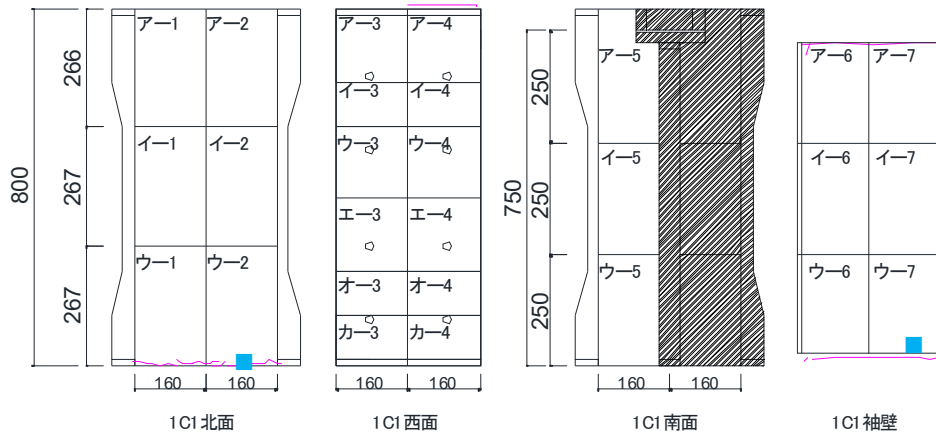
(g) スラブひび割れ図



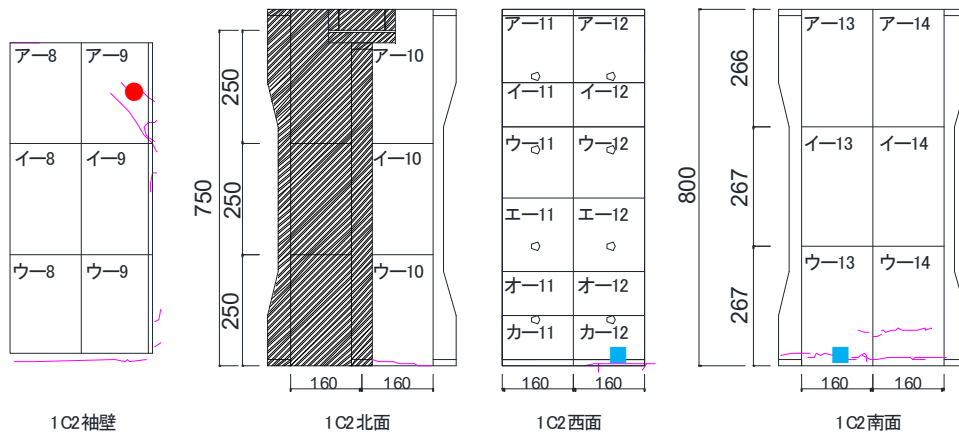
(h) 全体写真

図 5.3.2-6 損傷状況

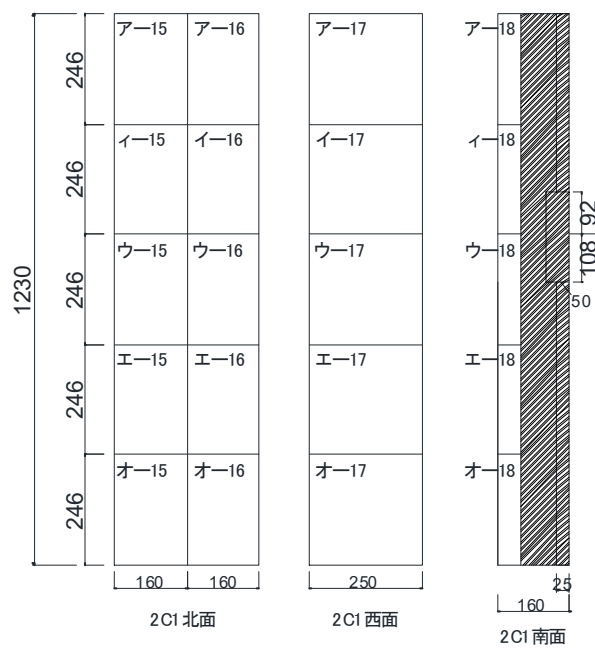
●1/400



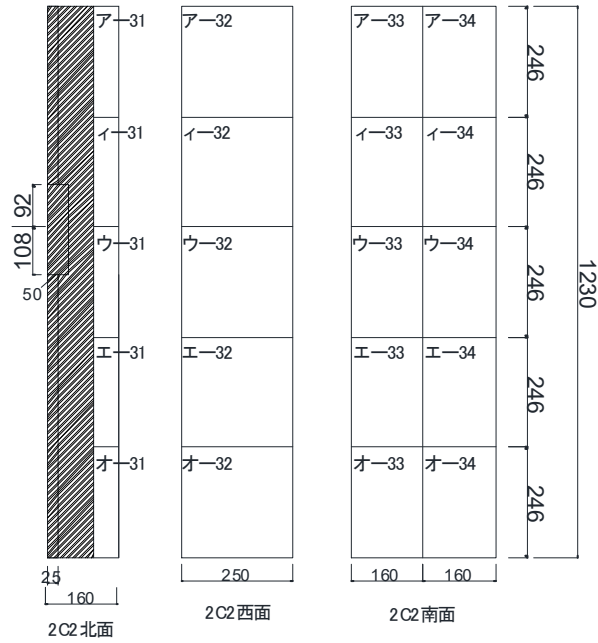
(a) 1C1 ひび割れ図



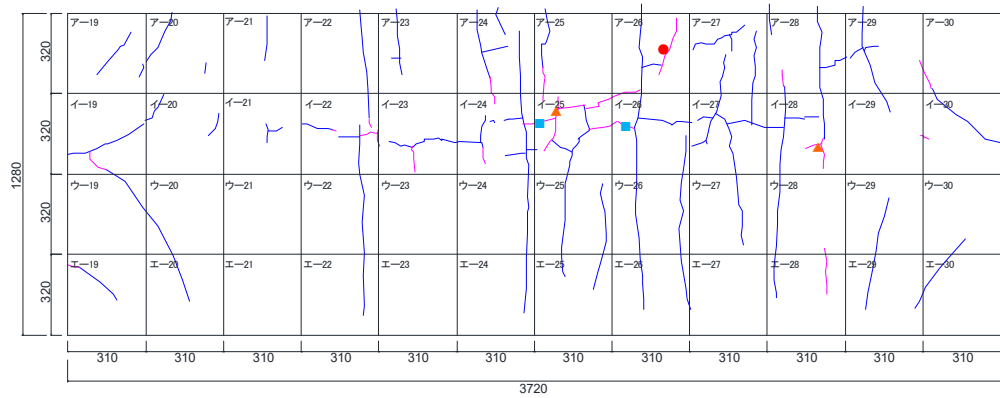
(b) 1C2 ひび割れ図



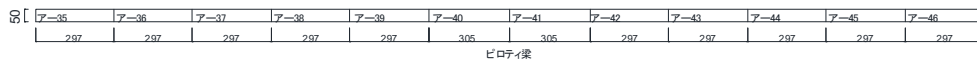
(c) 2C1 ひび割れ図



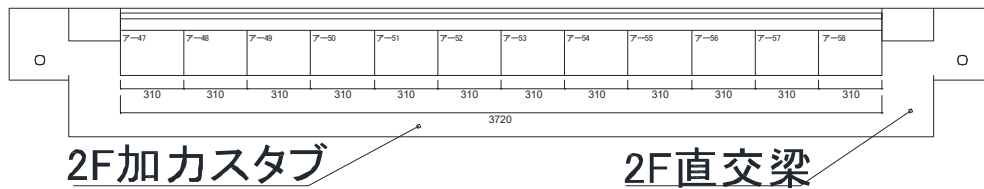
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



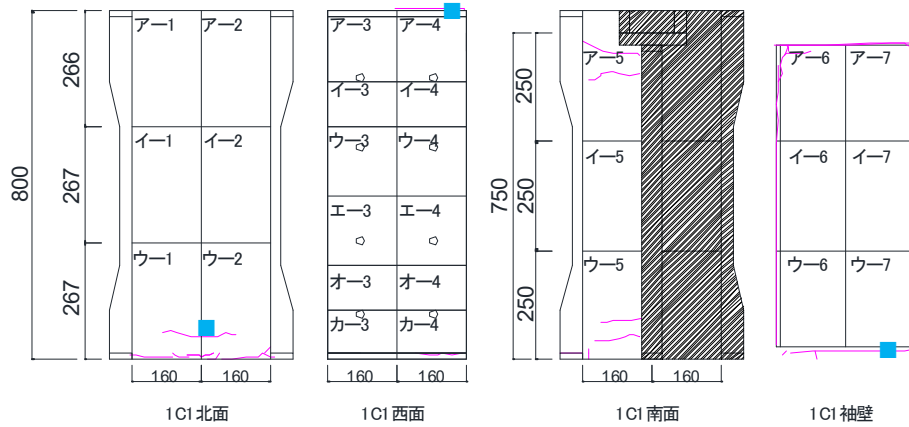
(g) スラブひび割れ図



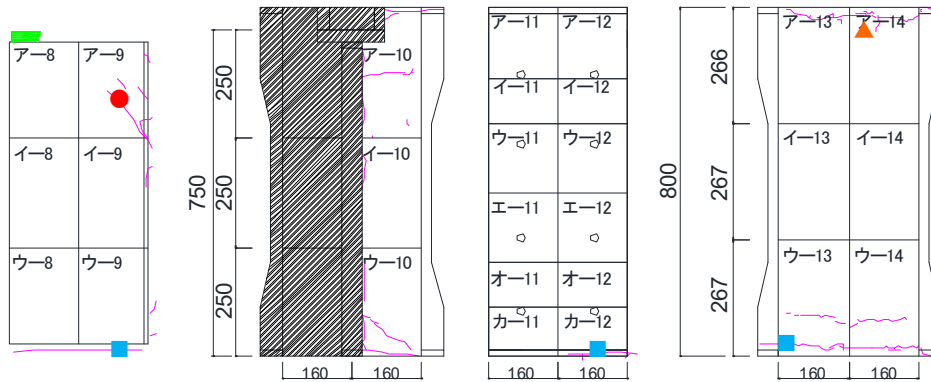
(h) 全体写真

図 5.3.2-7 損傷状況

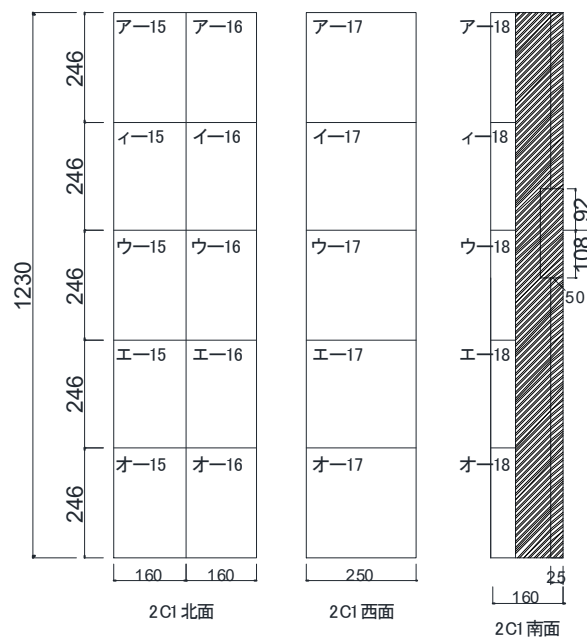
●1/200



(a) 1C1 ひび割れ図



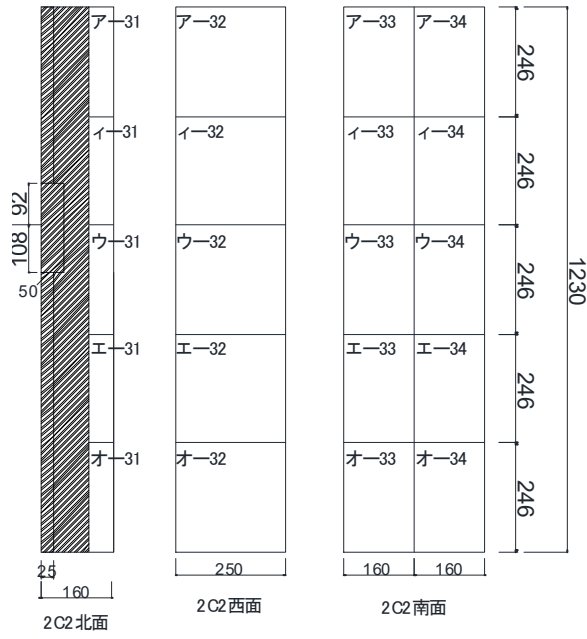
(b) 1C2 ひび割れ図



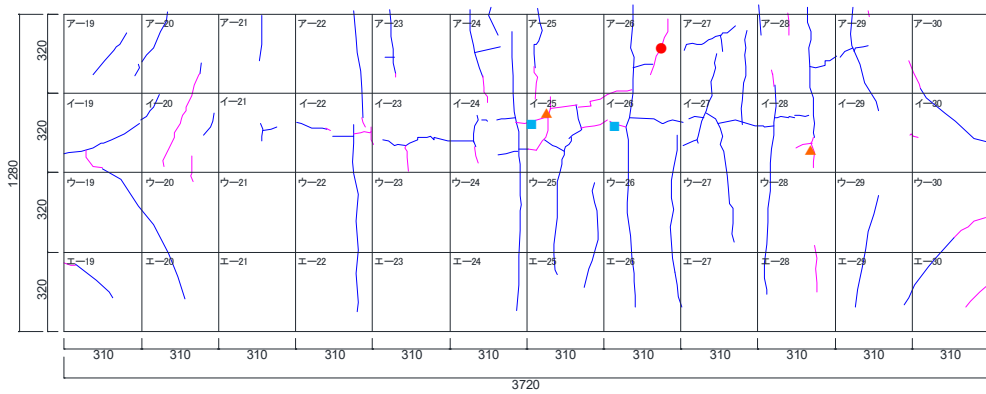
(c) 2C1 ひび割れ図



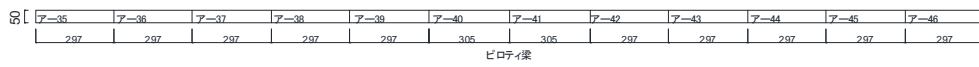
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



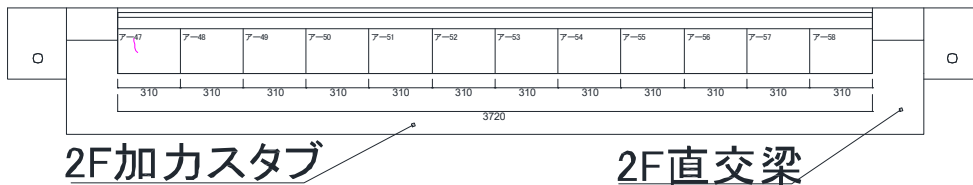
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



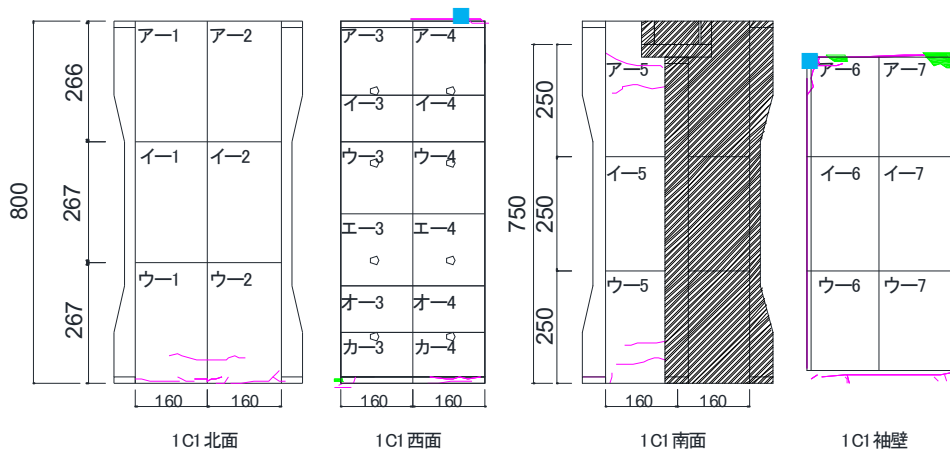
(g) スラブひび割れ図



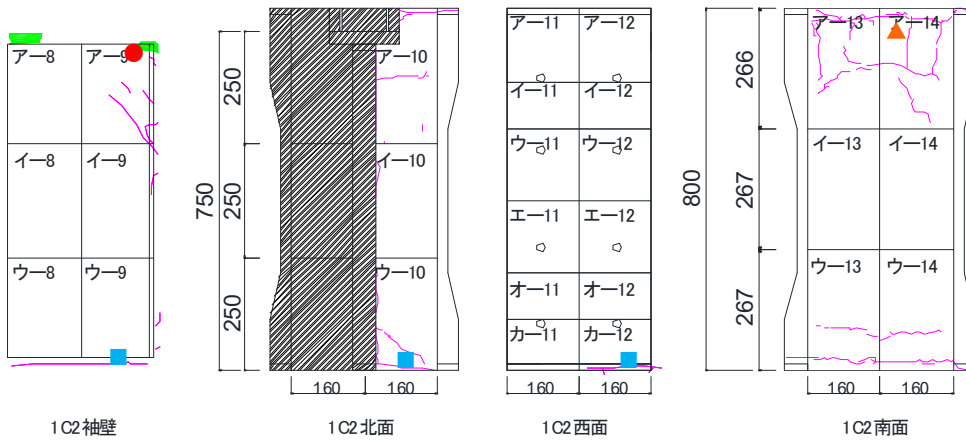
(h) 全体写真

図 5.3.2-8 損傷状況

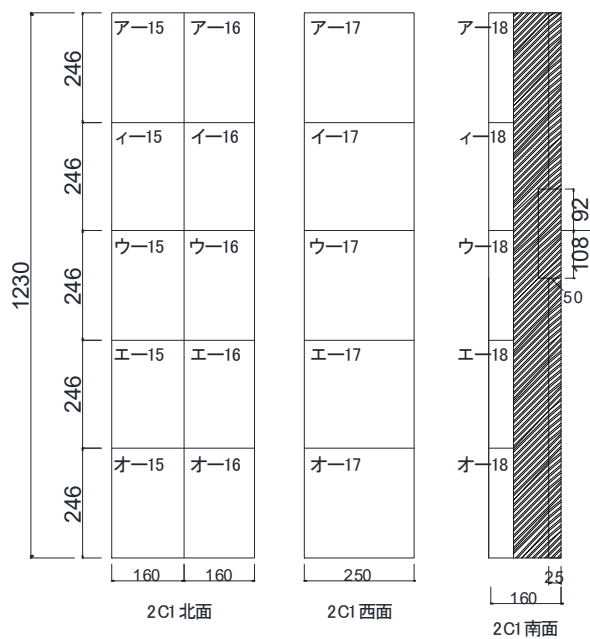
●1/100



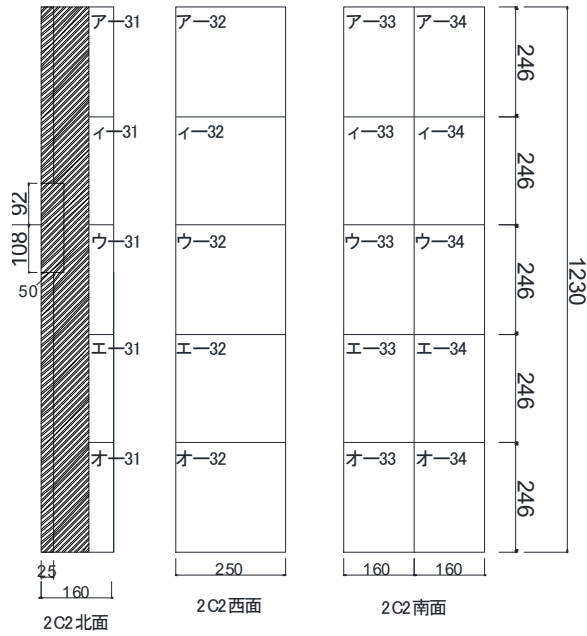
(a) 1C1 ひび割れ図



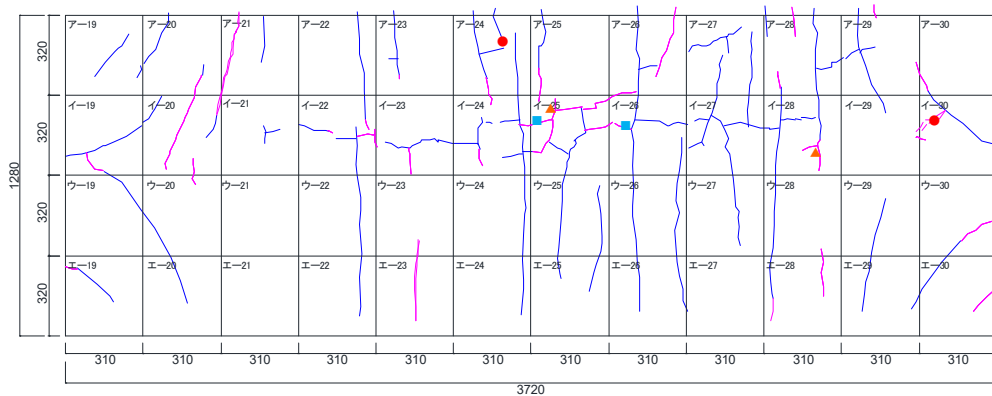
(b) 1C2 ひび割れ図



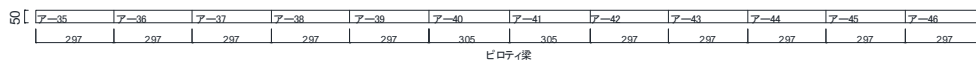
(c) 2C1



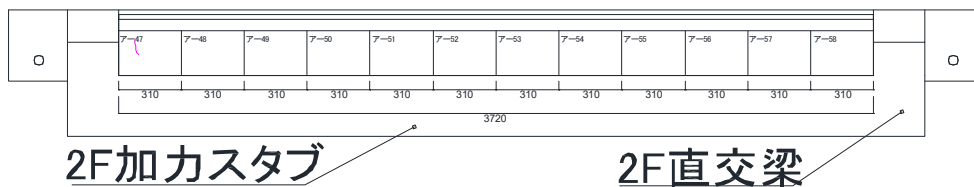
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



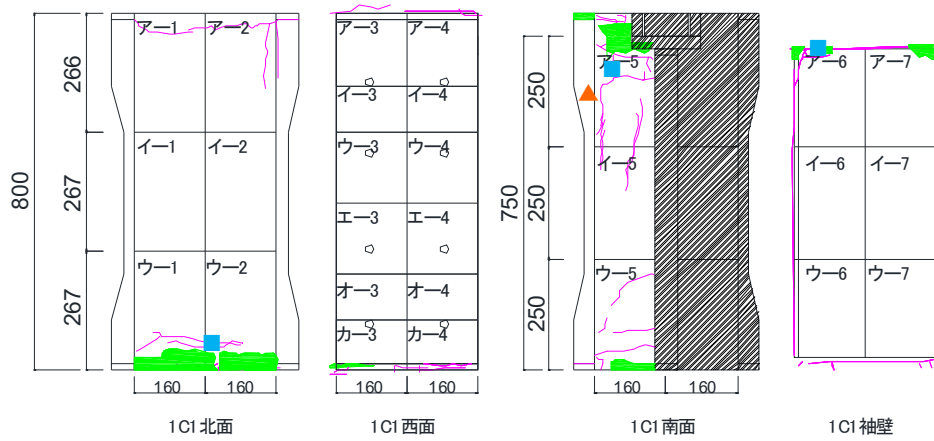
(g) スラブひび割れ図



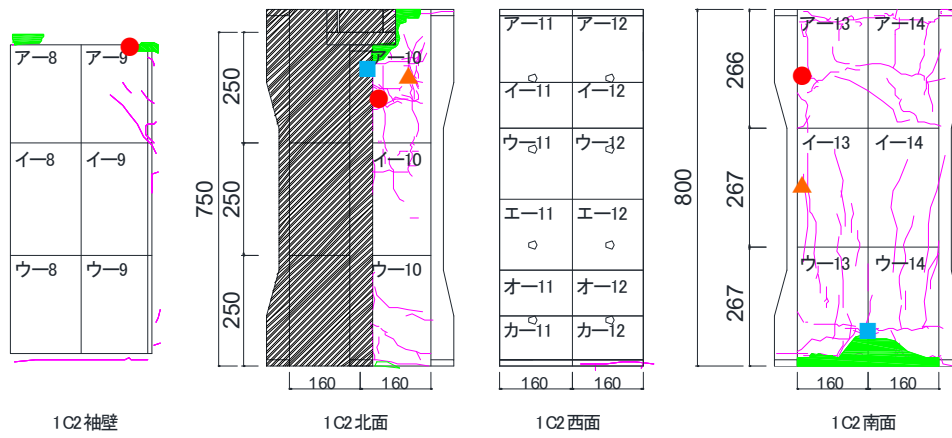
(h) 全体写真

図 5.3.2-9 損傷状況

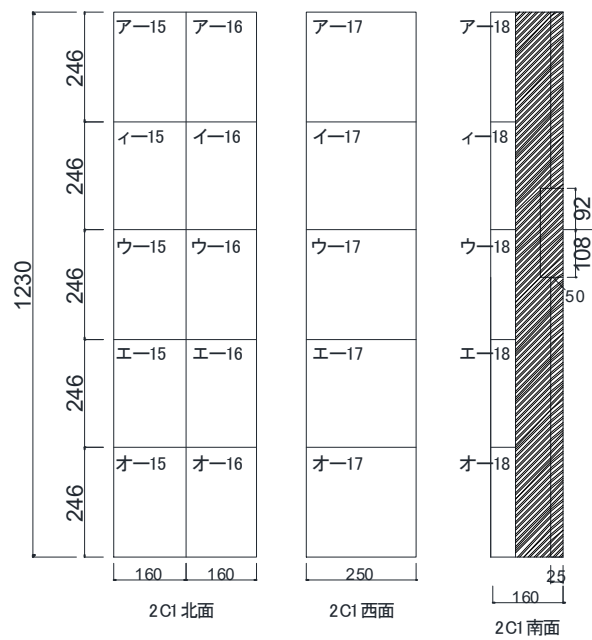
●1/50



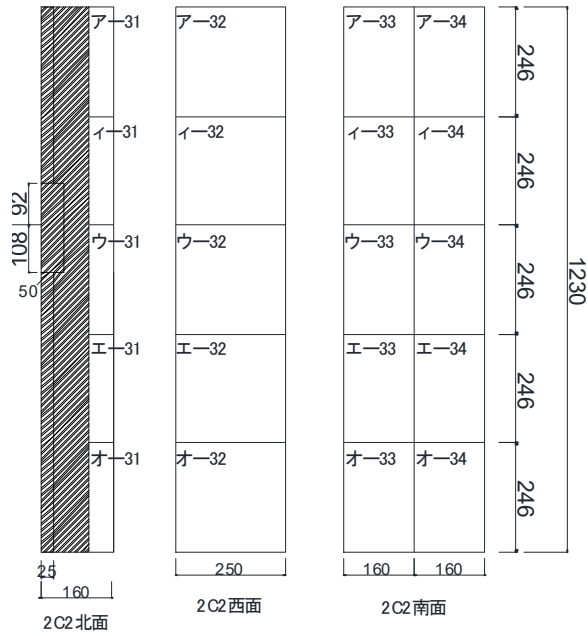
(a) 1C1 ひび割れ図



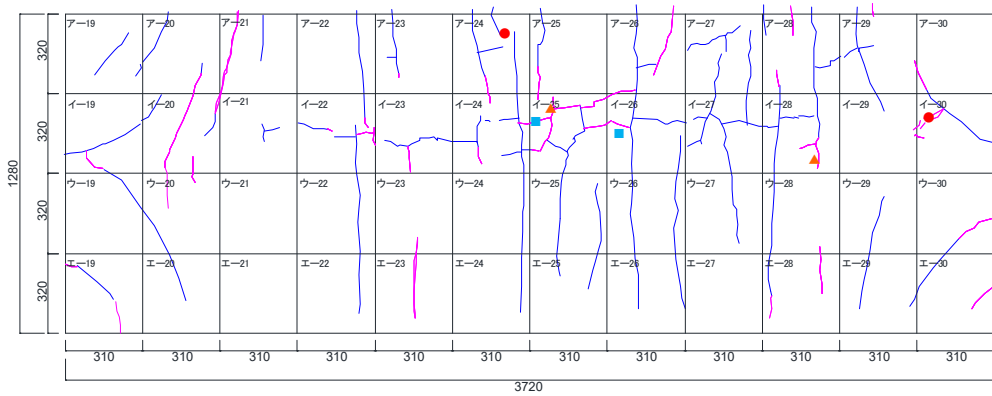
(b) 1C2 ひび割れ図



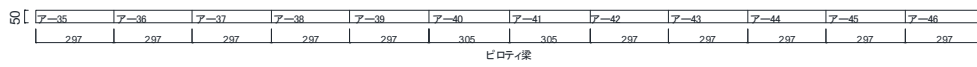
(c) 2C1 ひび割れ図



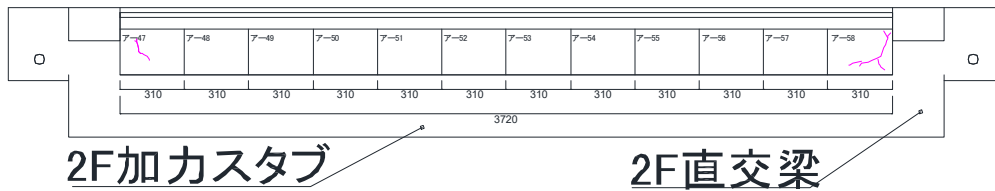
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



(g) スラブひび割れ図

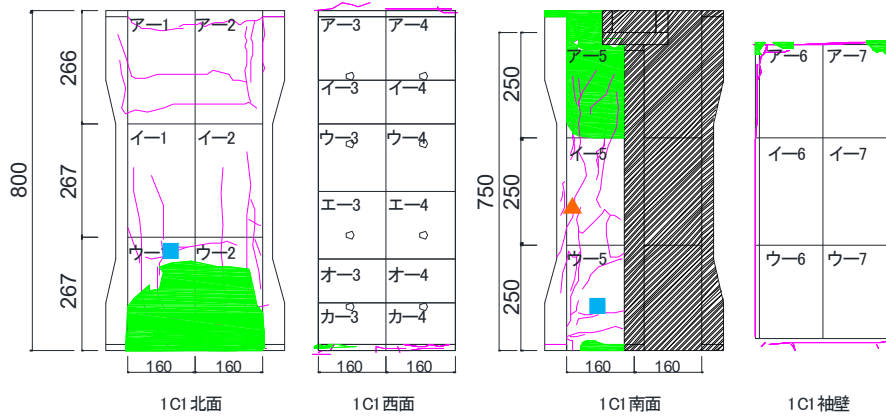


(h) 全体写真

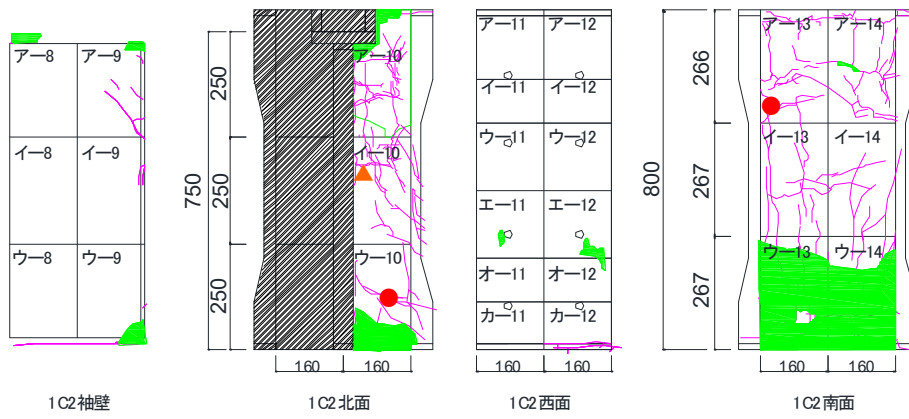
図 5.3.2-10 損傷状況



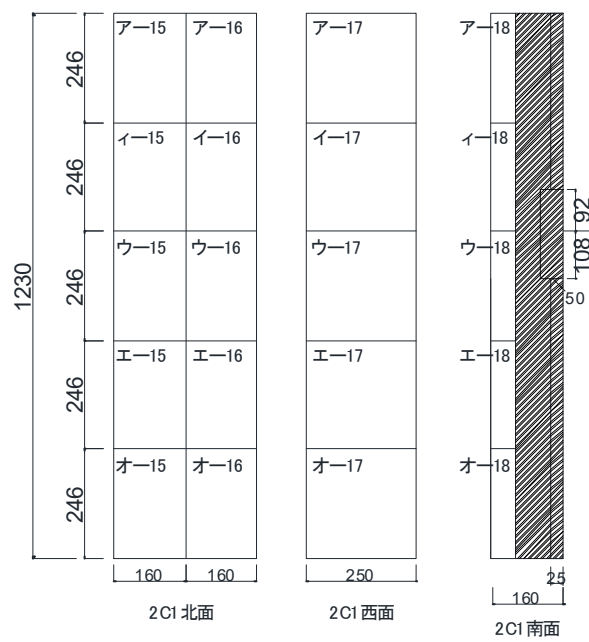
●1/33



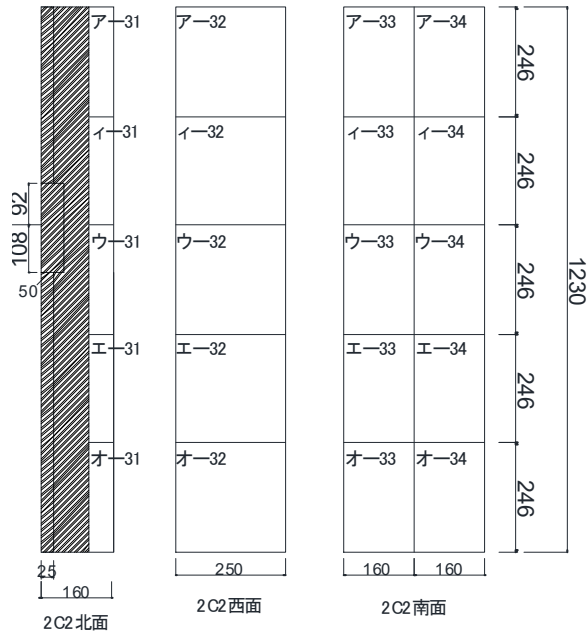
(a) 1C1 ひび割れ図



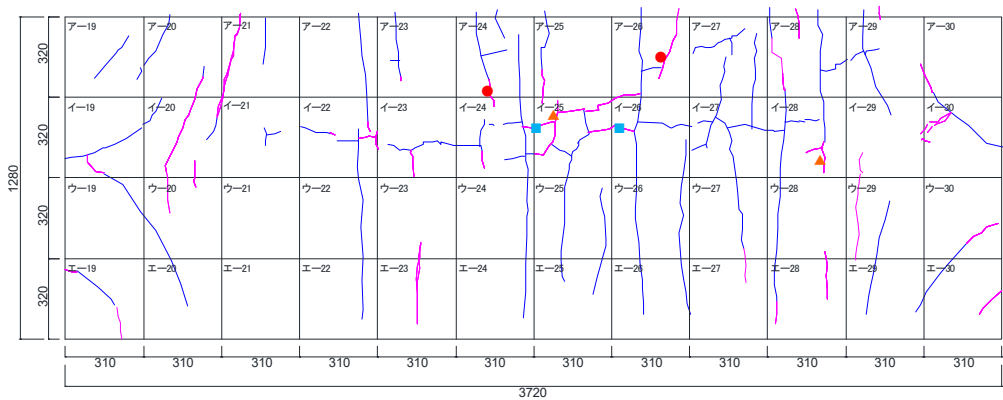
(b) 1C2 ひび割れ図



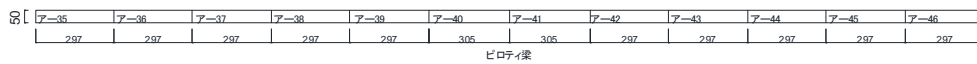
(c) 2C1 ひび割れ図



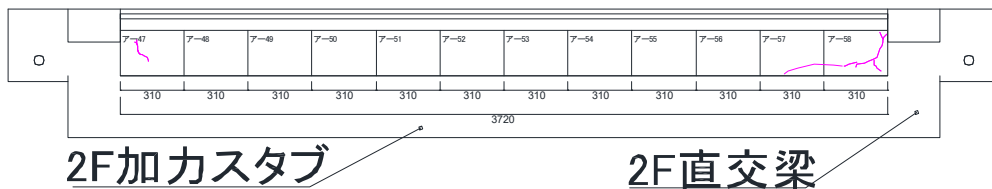
(d) 2C2 ひび割れ図



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



(g) スラブひび割れ図



(h) 全体写真

図 5.3.2-11 損傷状況

●最大ひび割れ幅推移

表 5.3.2-1 に、最大ひび割れ幅推移を示す。

表 5.3.2-1 最大ひび割れ幅推移

(a) 正側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	0.30	0.30	0.60	3.00	-
	曲げ除荷時	-	-	-	0.00	0.00	0.10	1.00	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(b) 負側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	0.00
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(c) 正側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	0.05	0.30	1.00	1.10	3.50	0.20
	曲げ除荷時	-	-	0.00	0.00	0.05	0.10	0.60	0.00
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	0.30	1.60
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	0.25	1.50

(d) 負側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	1.10
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	0.20
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	1.25	2.50
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	1.00	1.90

(e) 正側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(f) 負側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	0.15	0.20	1.30	0.85
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.10
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	0.10	1.70
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	0.00	1.40

(g) 正側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	0.15	0.15	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	0.10	0.15	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(h) 負側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	0.20	0.30	1.20	3.00	-	-
	曲げ除荷時	-	-	0.00	0.15	0.15	0.25	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(i) 正側 1C2 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	0.30
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	0.15
	曲げピーク	-	-	-	-	0.10	-	1.70	0.95
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	-	0.15	0.10
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	0.20	0.20
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	0.15	0.10

(j) 負側 102 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.05	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.00	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	3.00	0.50	1.70	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	2.00	0.05	0.25	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	0.15	0.50	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	0.05	0.35	-

(k) 正側 102 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.20	0.55	0.55
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.00	0.05	0.20
	曲げピーク	-	-	-	0.10	0.15	0.75	1.30	1.50
	曲げ除荷時	-	-	-	0.05	0.00	0.05	0.10	0.25
	縦ピーク	-	-	-	-	0.05	0.15	1.70	0.20
	縦除荷時	-	-	-	-	0.00	0.10	0.95	0.15

(l) 負側 102 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.00	0.10	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.00	0.05	-
	曲げピーク	-	-	0.20	0.35	1.30	3.00	1.60	-
	曲げ除荷時	-	-	0.00	0.05	0.10	0.35	0.15	-
	縦ピーク	-	-	-	-	0.00	0.05	0.90	-
	縦除荷時	-	-	-	-	0.00	0.05	0.75	-

(m) 正側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(n) 負側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(o) 正側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(p) 負側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(q) 正側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(r) 負側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C1南)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	0.20	0.35	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	0.00	0.05	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(s) 正側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(t) 負側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(u) 正側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(v) 負側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(w) 正側 2C2 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(x) 負側 2C2 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-



第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

(y) 正側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (北壁)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.10	0.00	0.05
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.05	0.00	0.05
	曲げピーク	-	-	-	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05
	曲げ除荷時	-	-	-	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05
	縦ピーク	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10
	縦除荷時	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10

(z) 負側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (北壁)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.10	0.05	0.05
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.10	0.00	0.05
	曲げピーク	-	-	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05
	曲げ除荷時	-	-	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05
	縦ピーク	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10
	縦除荷時	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10

(ab) 正側 壁右

最大ひび割れ幅推移 (南壁)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	0.10	0.05	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10
	せん断除荷時	0.05	0.05	0.05	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10
	曲げピーク	-	0.05	0.05	0.05	0.50	0.05	0.10	0.10
	曲げ除荷時	-	0.05	0.05	0.05	0.50	0.05	0.10	0.10
	縦ピーク	0.05	0.05	0.05	0.05	0.50	0.10	0.05	0.05
	縦除荷時	0.05	0.05	0.05	0.05	0.50	0.10	0.05	0.05

(ac) 負側 壁右

最大ひび割れ幅推移 (南壁)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.00	0.10	0.10
	せん断除荷時	0.05	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.10	0.10
	曲げピーク	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.10	0.10
	曲げ除荷時	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.10	0.10
	縦ピーク	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05
	縦除荷時	0.00	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05

(ad) 正側 ピロティ梁

最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(ae) 負側 ピロティ梁

最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(af) 正側 UFC 北袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 北袖壁)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	1.00	1.50	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.20	0.15	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(ag) 負側 UFC 北袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 北袖壁)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	0.15	0.40	0.80	0.90	-	-
	曲げ除荷時	-	-	0.00	0.00	0.20	0.00	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(ah) 正側 UFC 南袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 南袖壁)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.10	0.15	1.40	3.50	-
	せん断除荷時	-	-	-	0.00	0.05	0.65	1.10	-
	曲げピーク	-	-	0.30	0.35	0.80	3.00	-	-
	曲げ除荷時	-	-	0.05	0.00	0.00	0.00	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(ai) 負側 UFC 南袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 南袖壁)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.00	0.10	0.55	1.30	-
	せん断除荷時	-	-	-	0.00	0.05	0.25	1.30	-
	曲げピーク	-	-	0.05	0.05	1.00	2.50	-	-
	曲げ除荷時	-	-	0.05	0.05	0.00	0.00	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(aj) 正側 北スラブ

最大ひび割れ幅推移 (北スラブ)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.10	0.10	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.10	0.10	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(ak) 負側 北スラブ

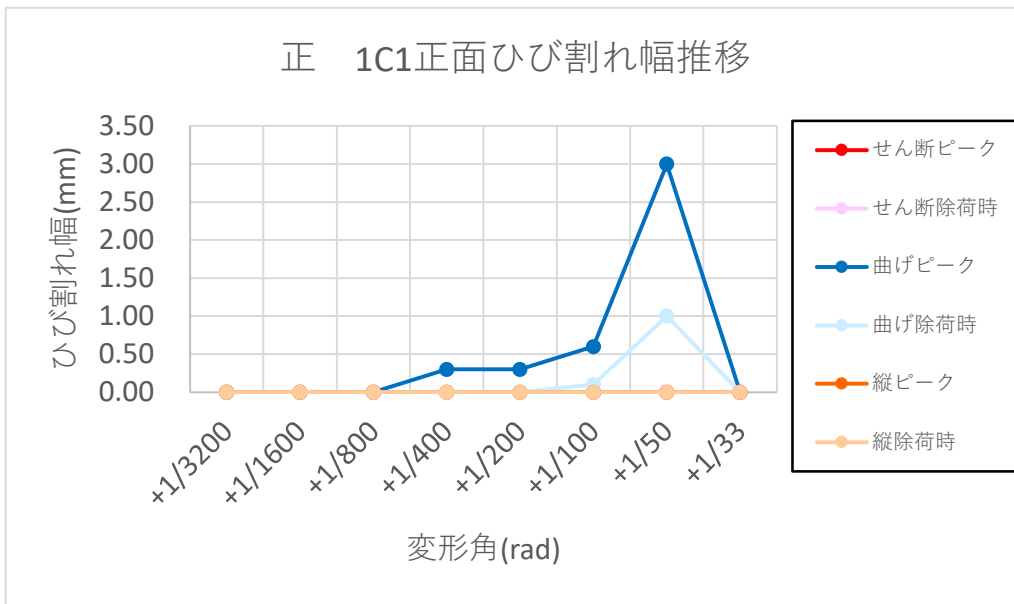
最大ひび割れ幅推移 (北スラブ)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.15	0.10	0.15	0.15
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.05	0.10	0.05	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(al) 正側 南スラブ

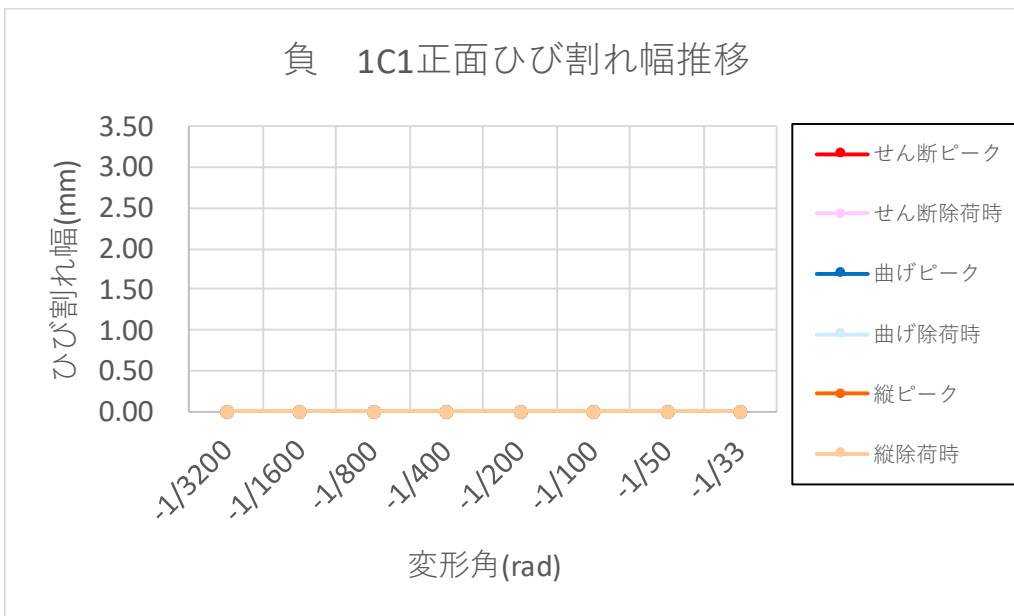
最大ひび割れ幅推移 (南スラブ)									
部材角(rad)		+1/3200	+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50	+1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-	0.10	0.20
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-	0.10	0.20
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-

(am) 負側 南スラブ

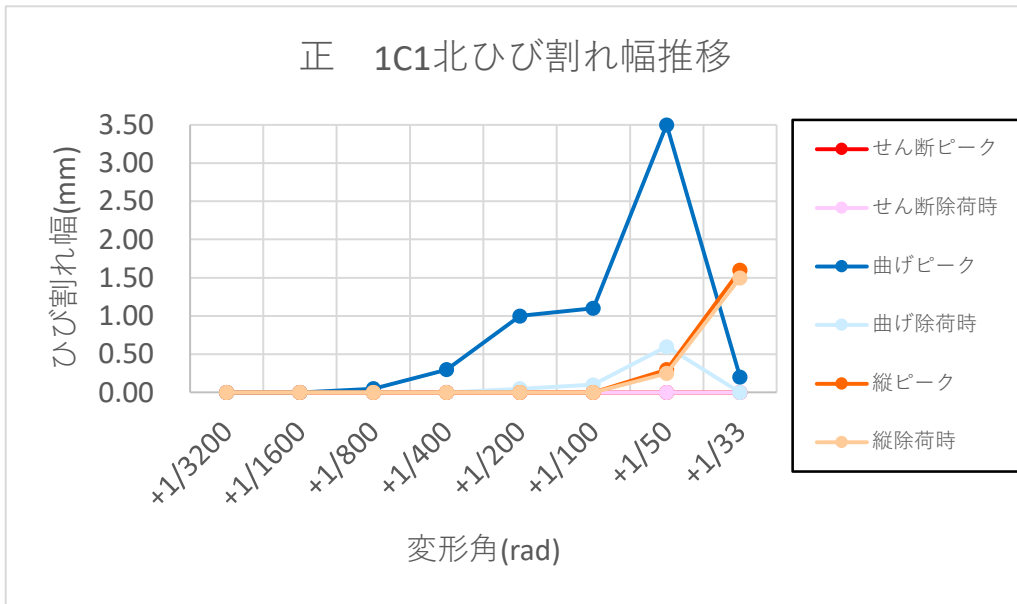
最大ひび割れ幅推移 (南スラブ)									
部材角(rad)		-1/3200	-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50	-1/33
ひび割れ幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.15	0.10	0.10	0.20
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.05	0.10	0.10	0.20
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-	-	-



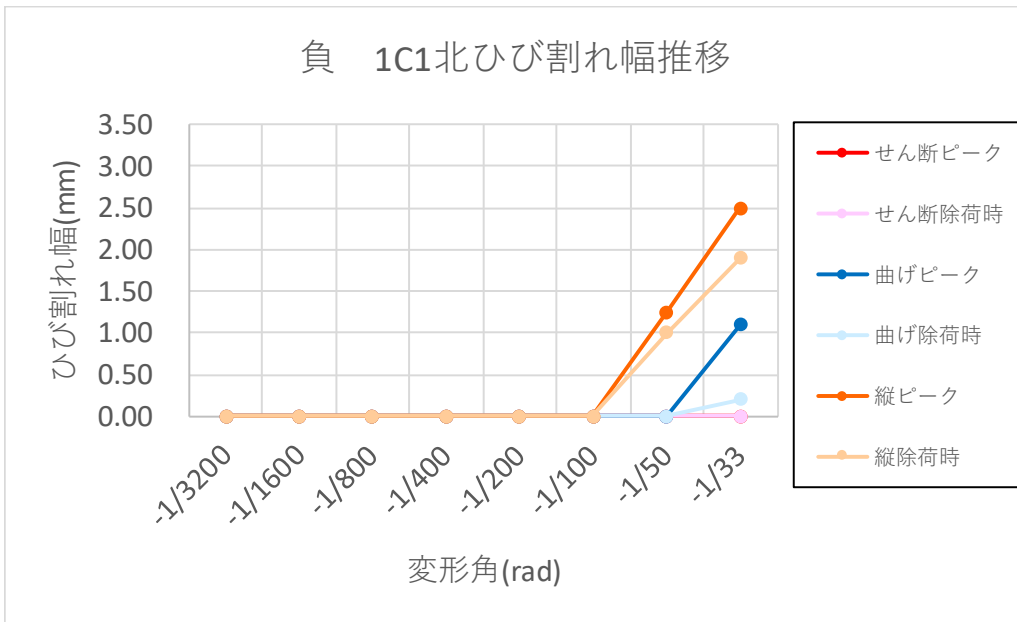
(a) 正側 1C1 正面



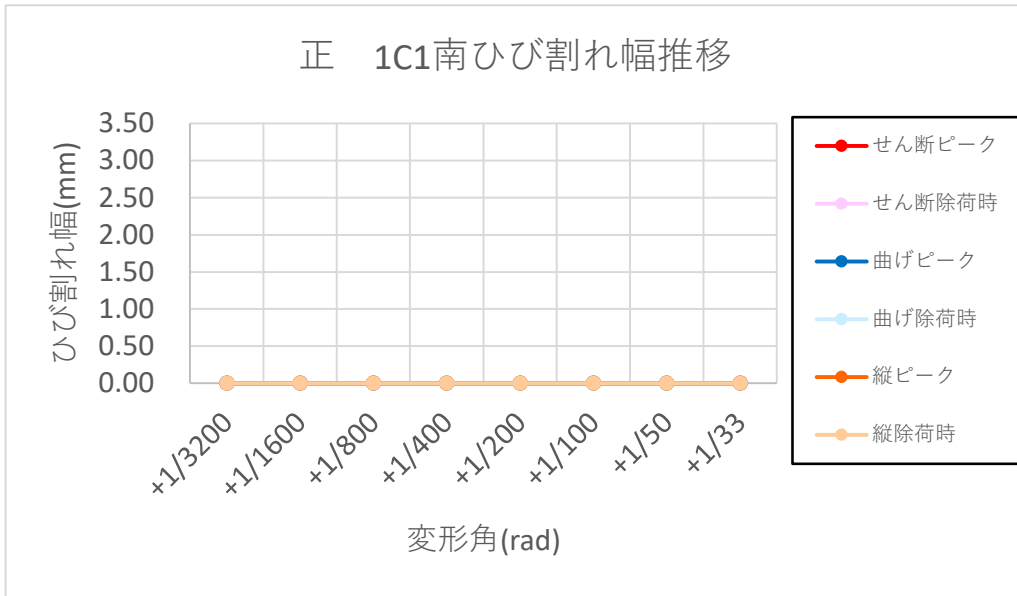
(b) 負側 1C1 正面



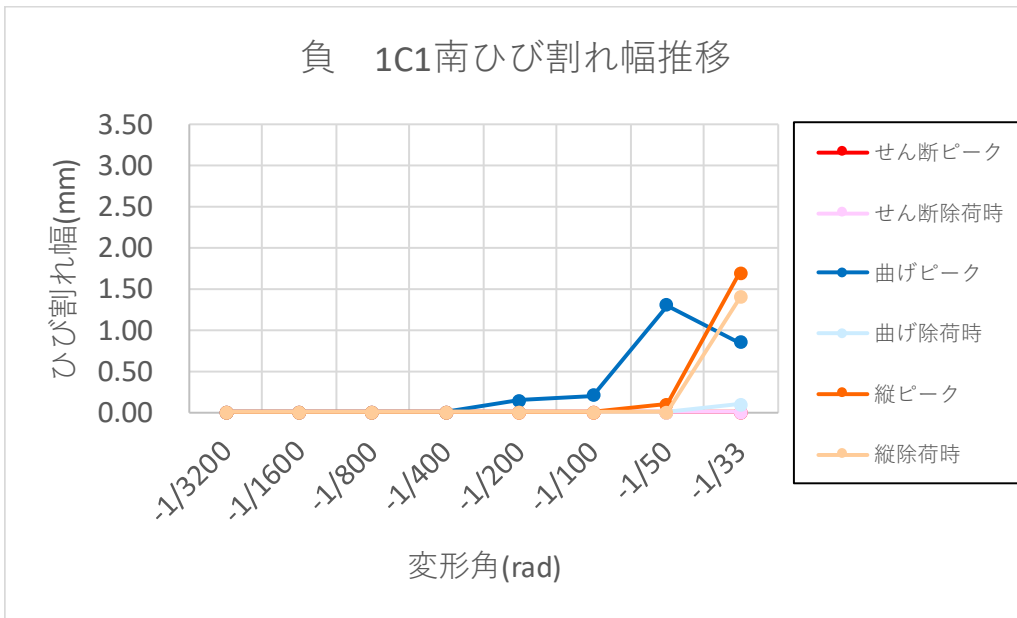
(c) 正側 1C1 北



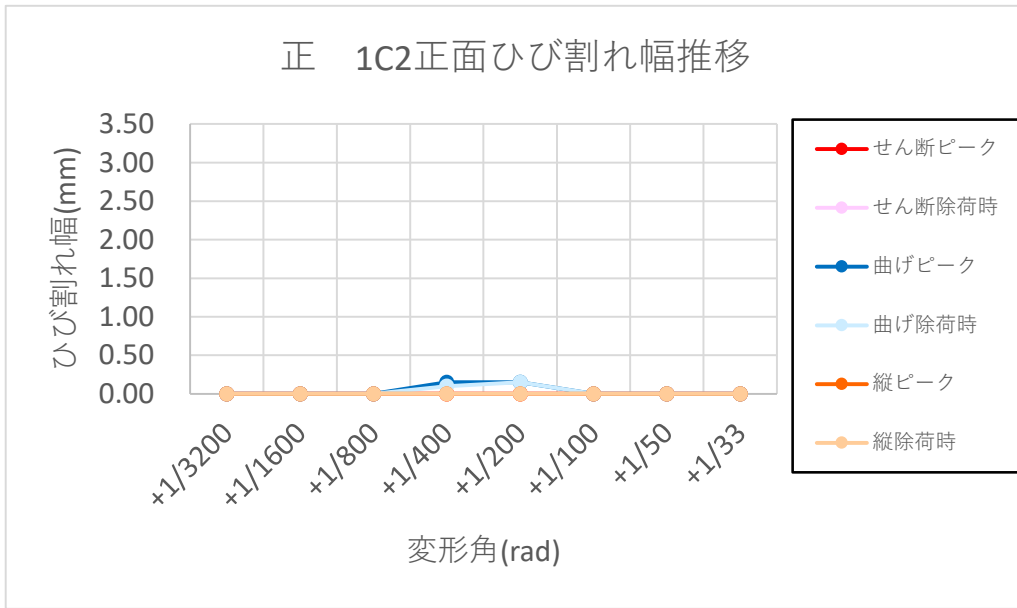
(d) 負側 1C1 北



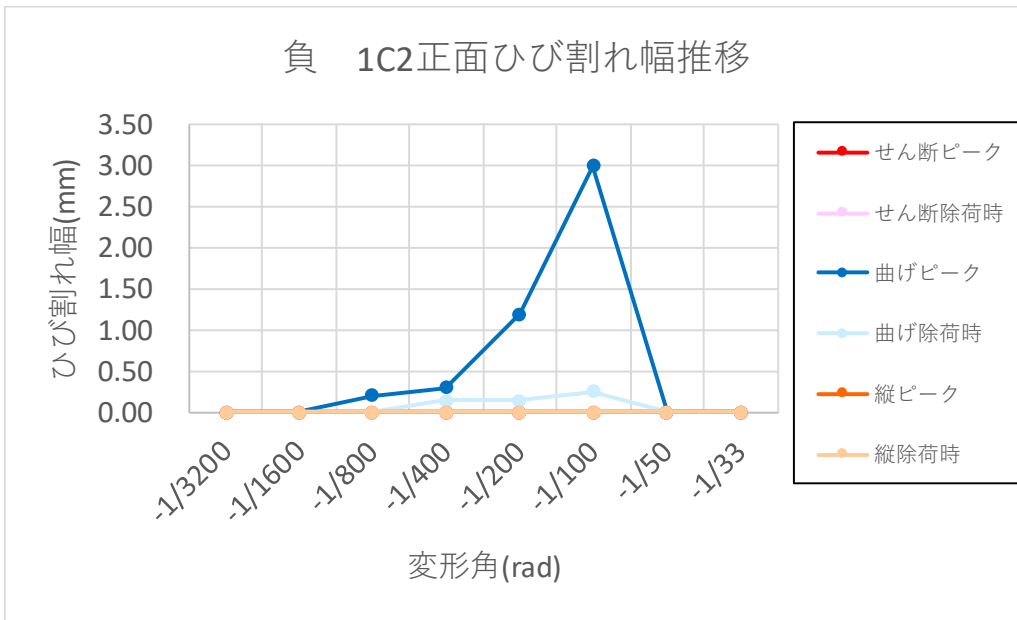
(e) 正側 1C1 南



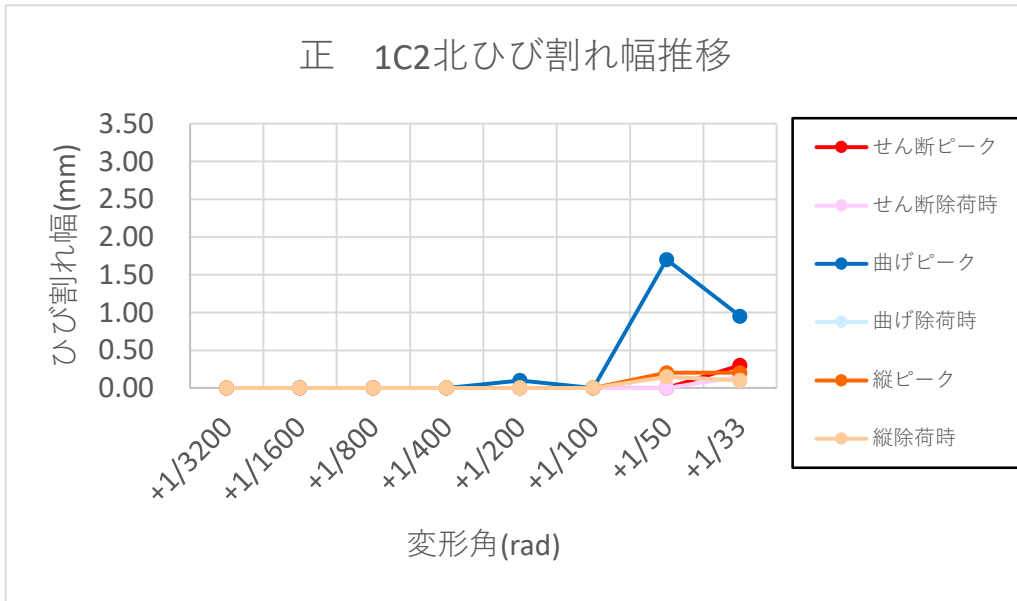
(f) 負側 1C1 南



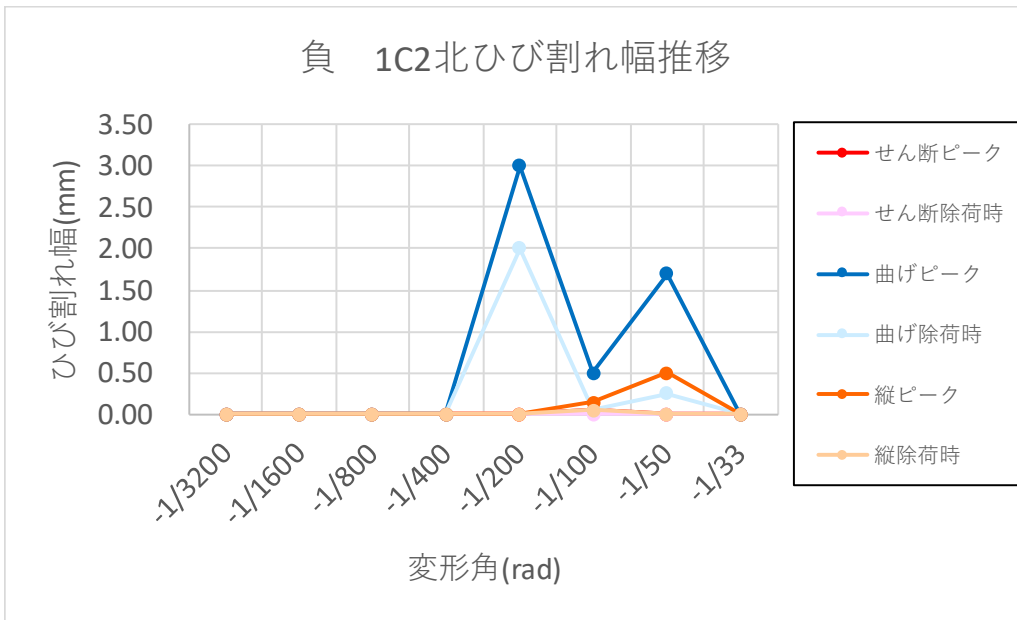
(g) 正側 1C2 正面



(h) 負側 1C2 正面

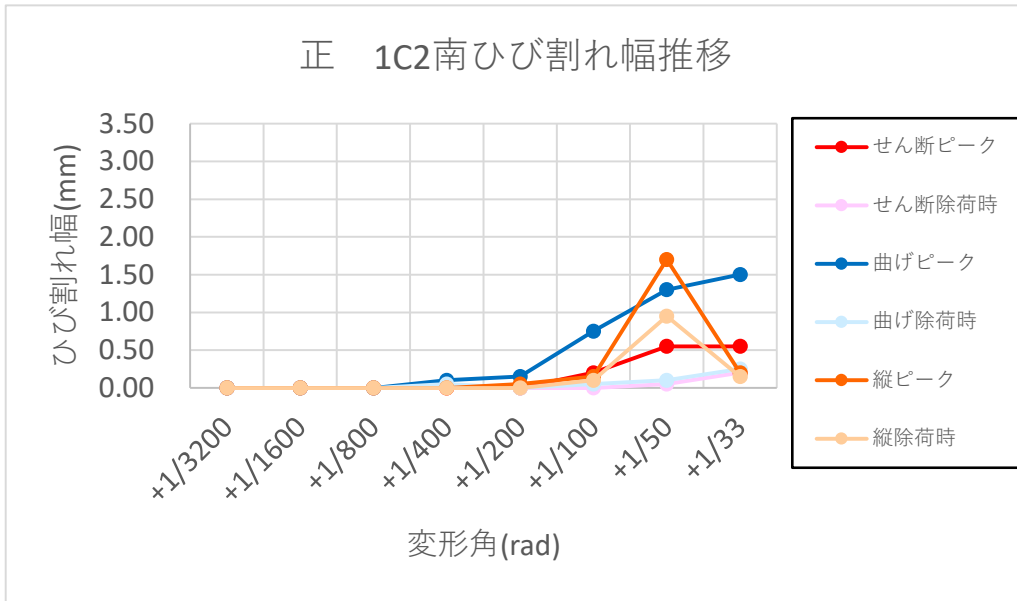


(i) 正側 1C2 北

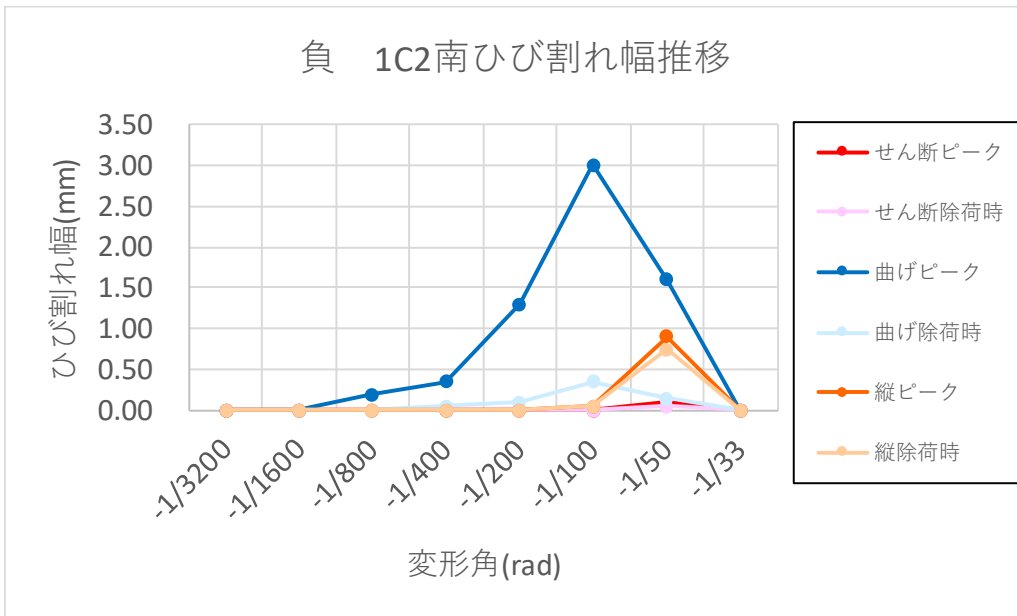


(j) 負側 1C2 北

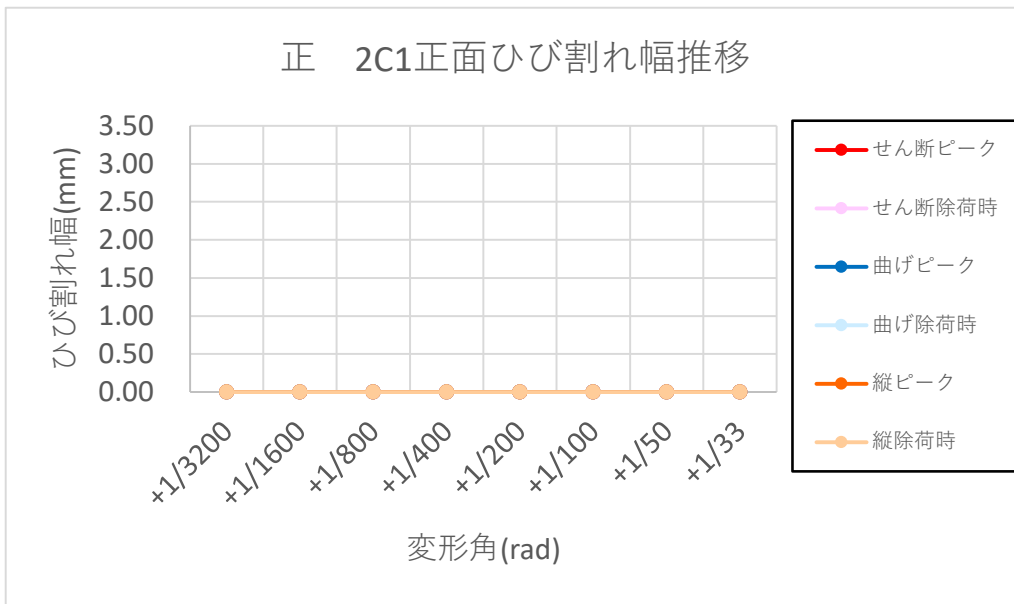




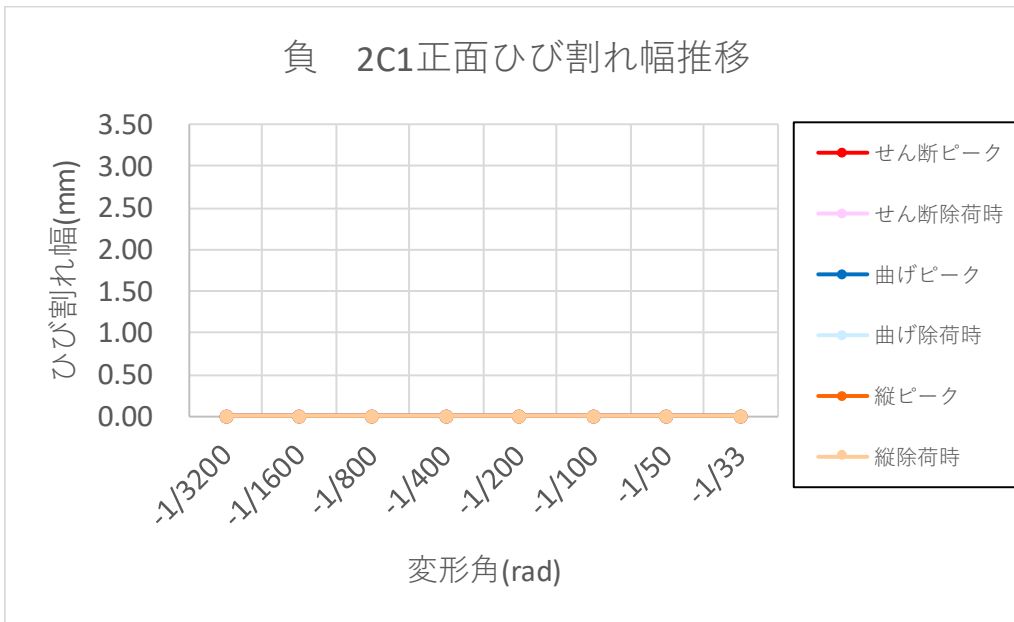
(k) 正側 1C2 南



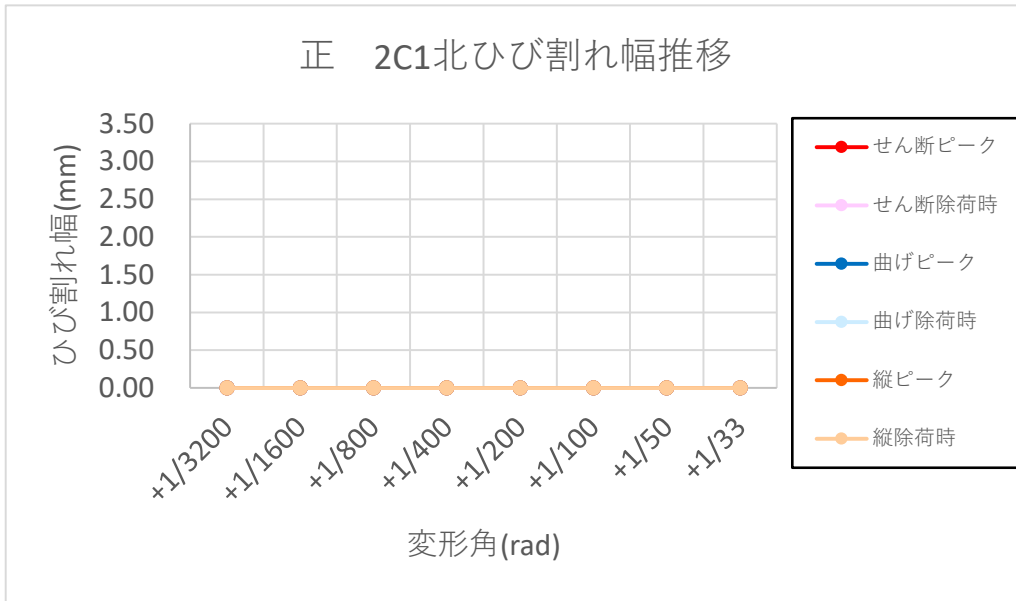
(l) 負側 1C2 南



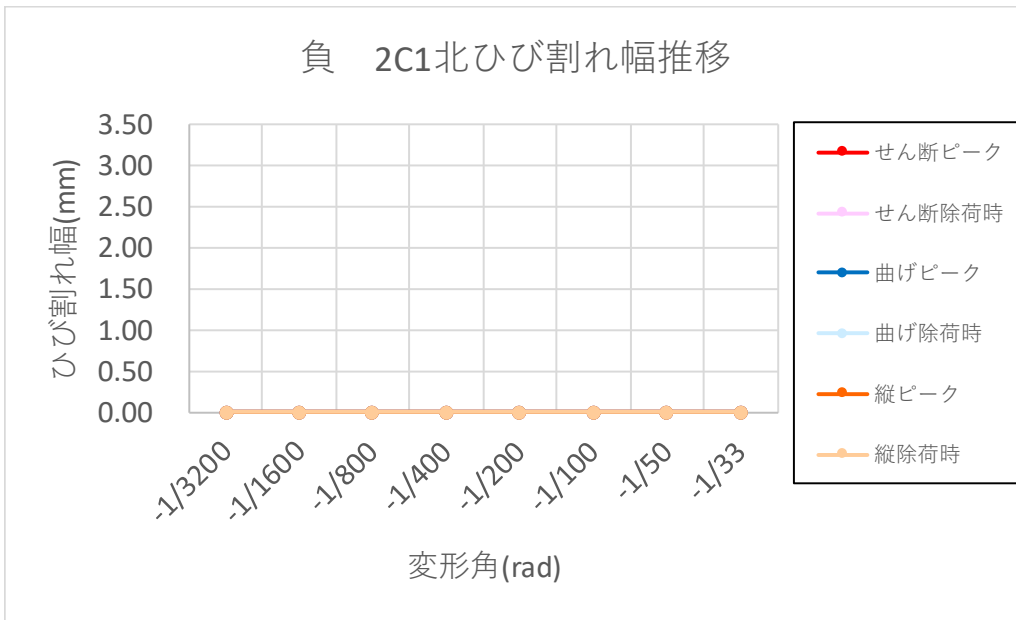
(m) 正側 2C1 正面



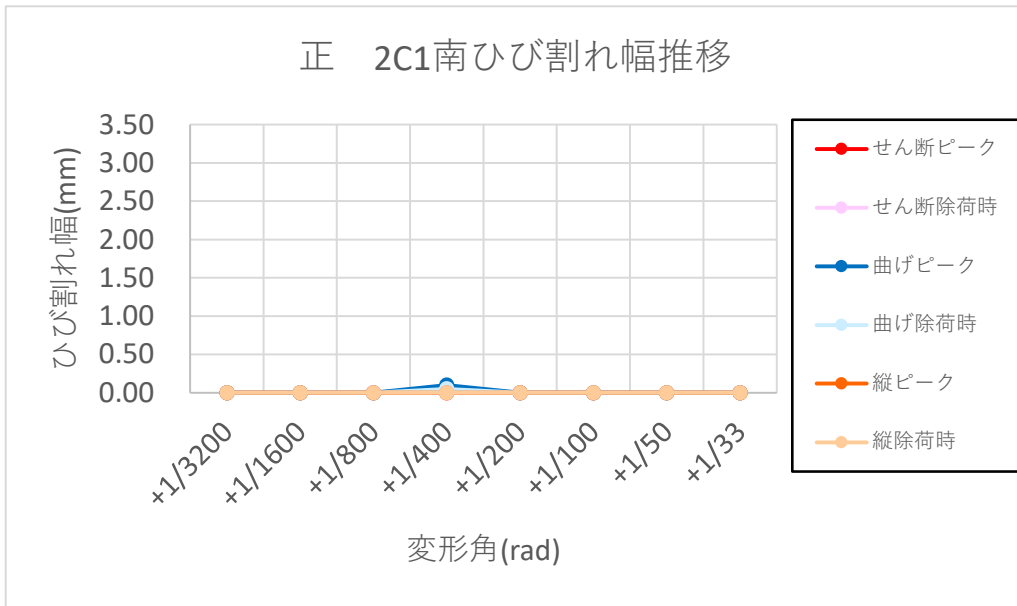
(n) 負側 2C1 正面



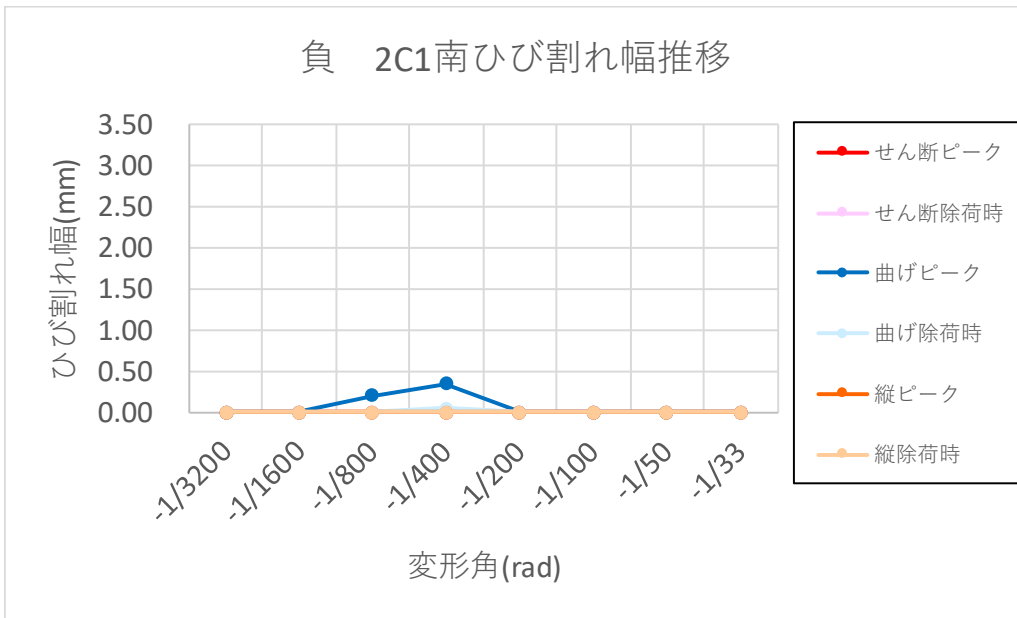
(o) 正側 2C1 北



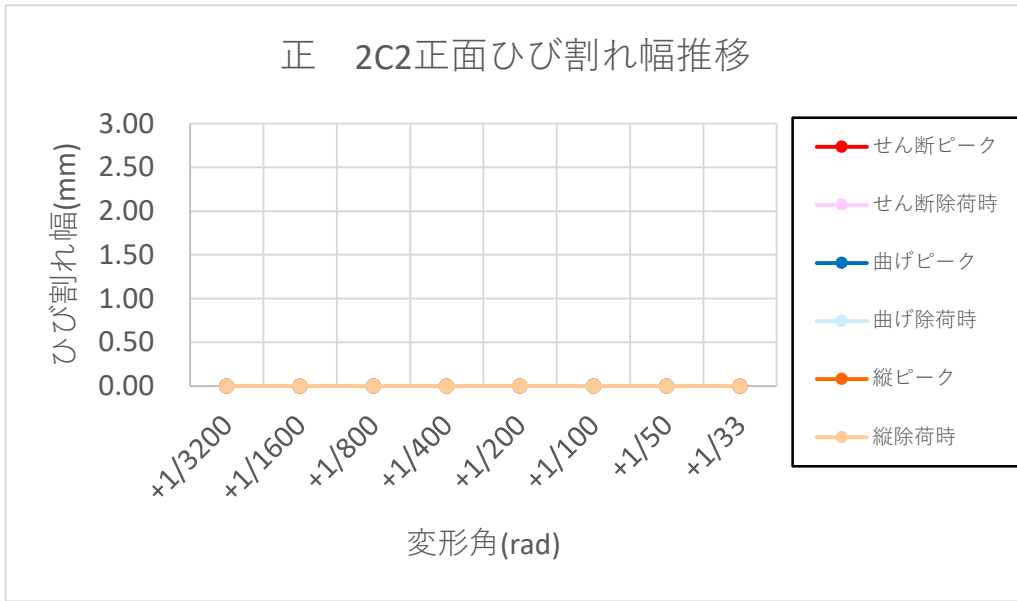
(p) 負側 2C1 北



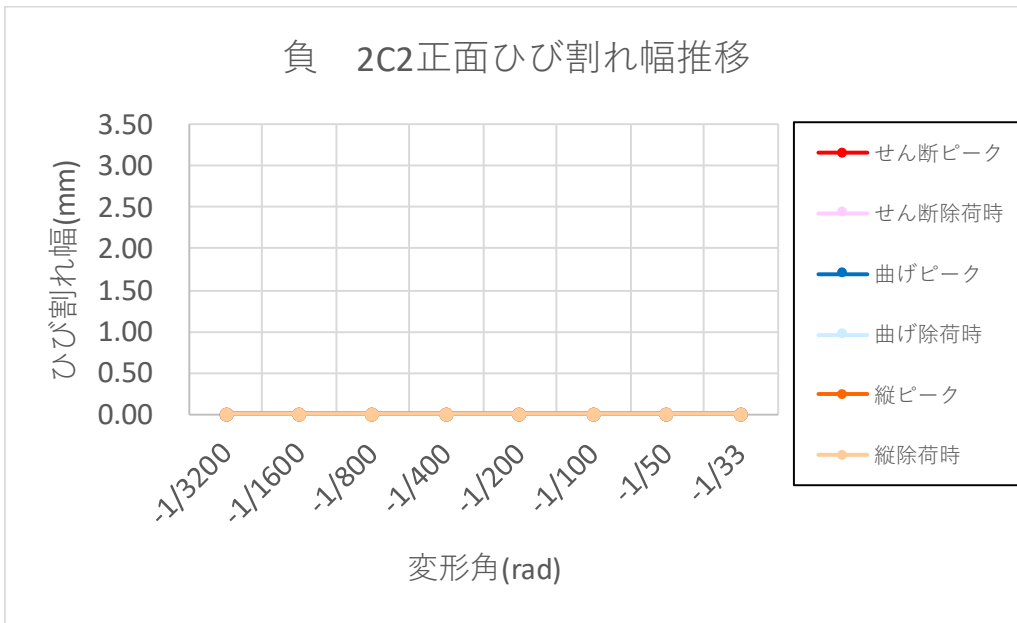
(q) 正側 2C1 南



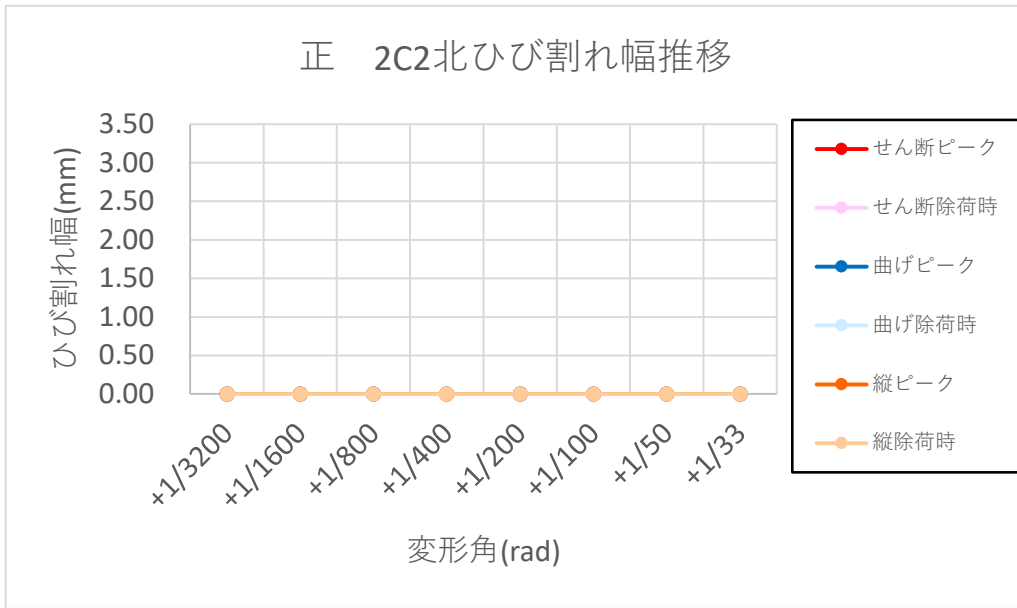
(r) 負側 2C1 南



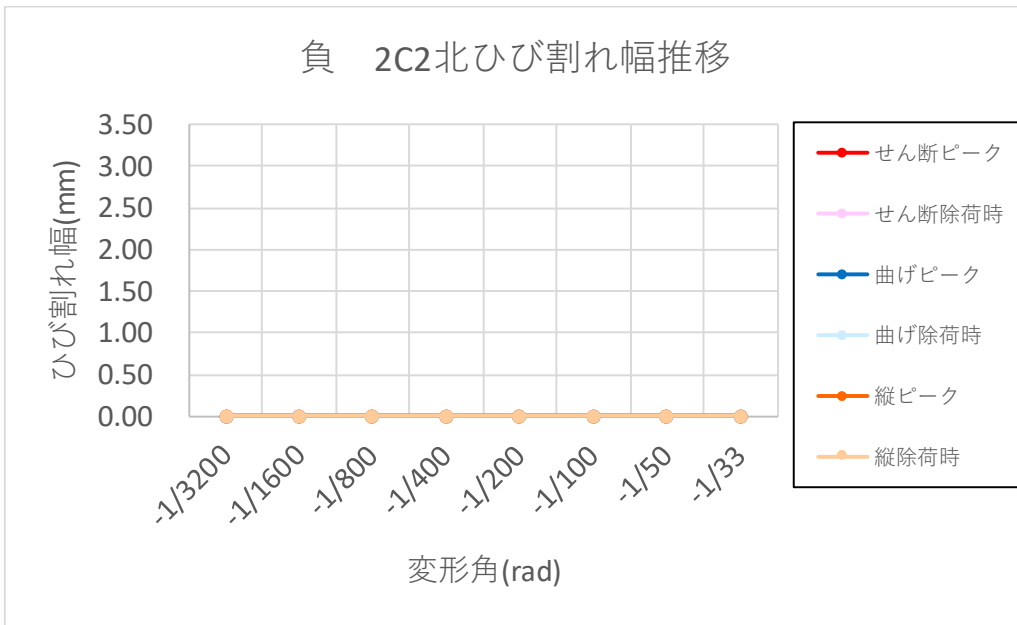
(s) 正側 2C2 正面



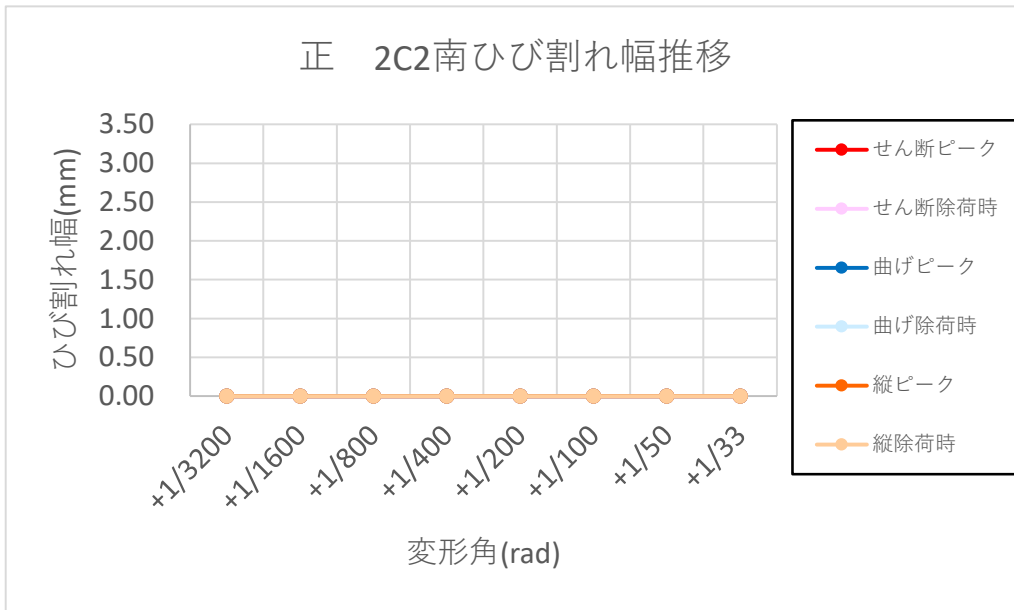
(t) 負側 2C2 正面



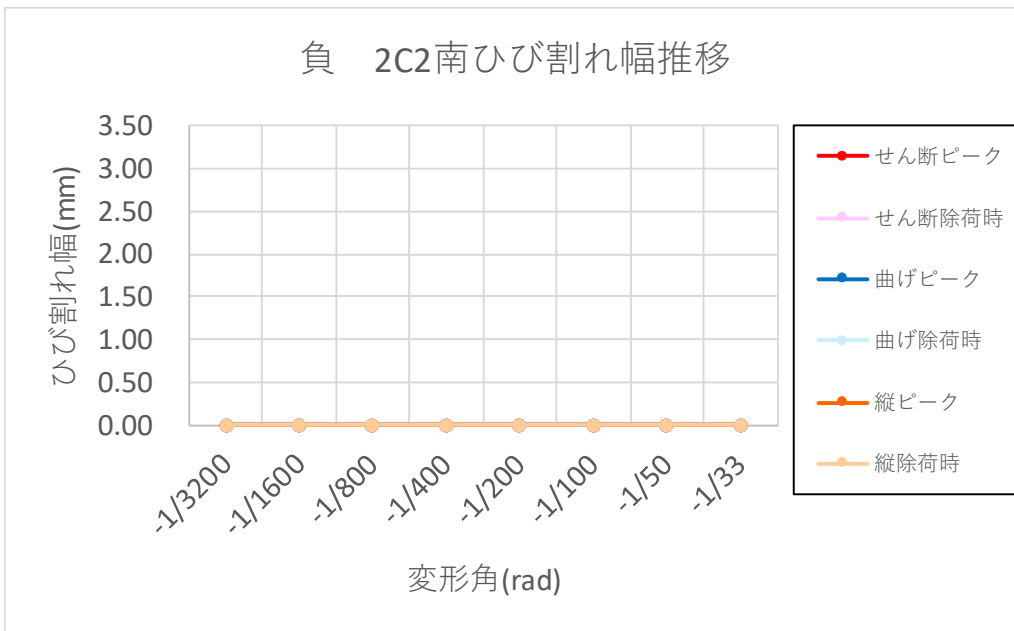
(u) 正側 2C2 北



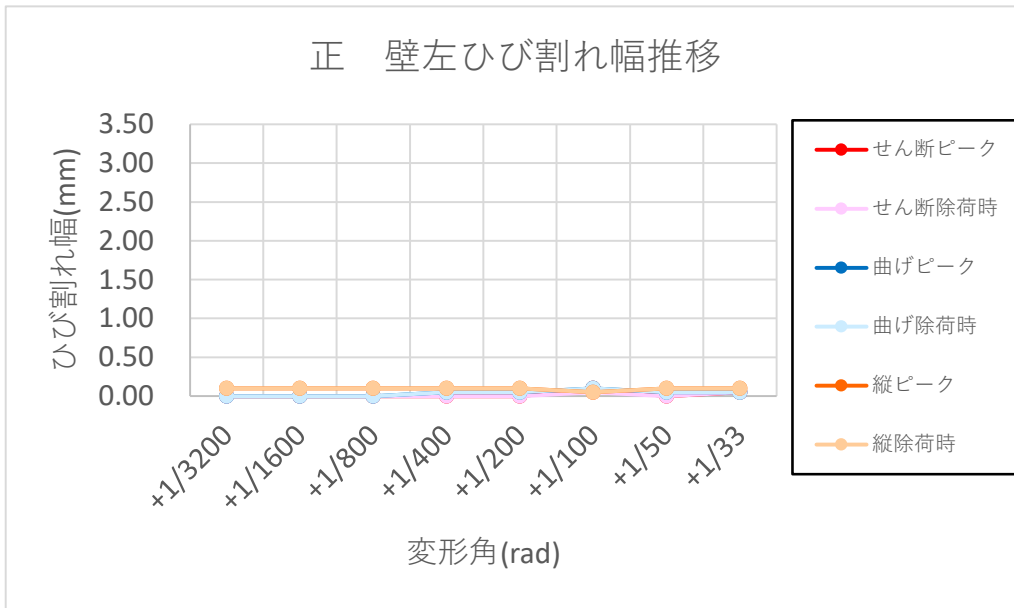
(v) 負側 2C2 北



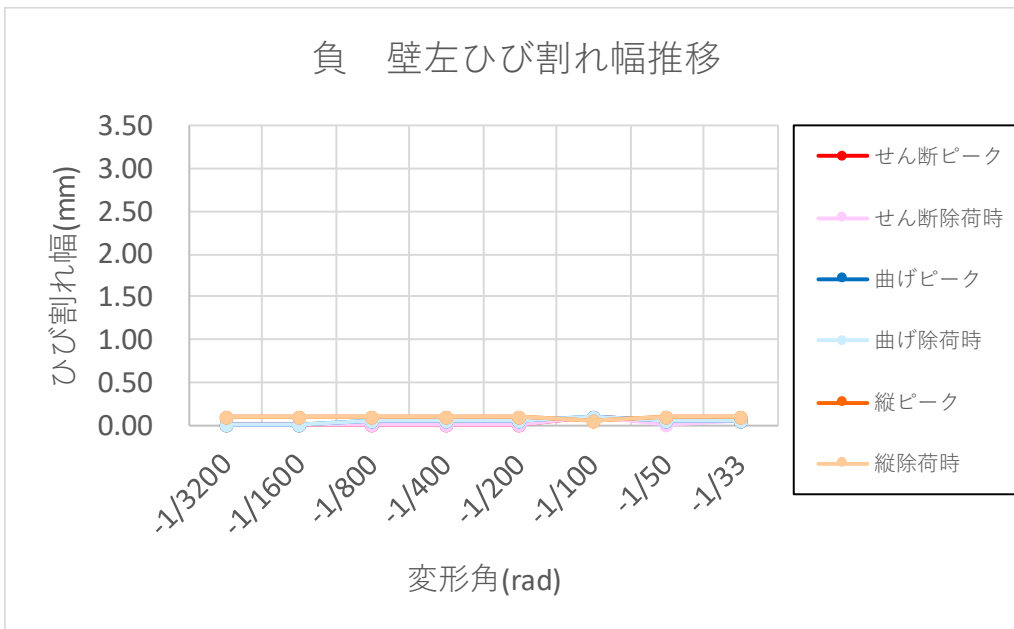
(w) 正側 2C2 南



(x) 負側 2C2 南

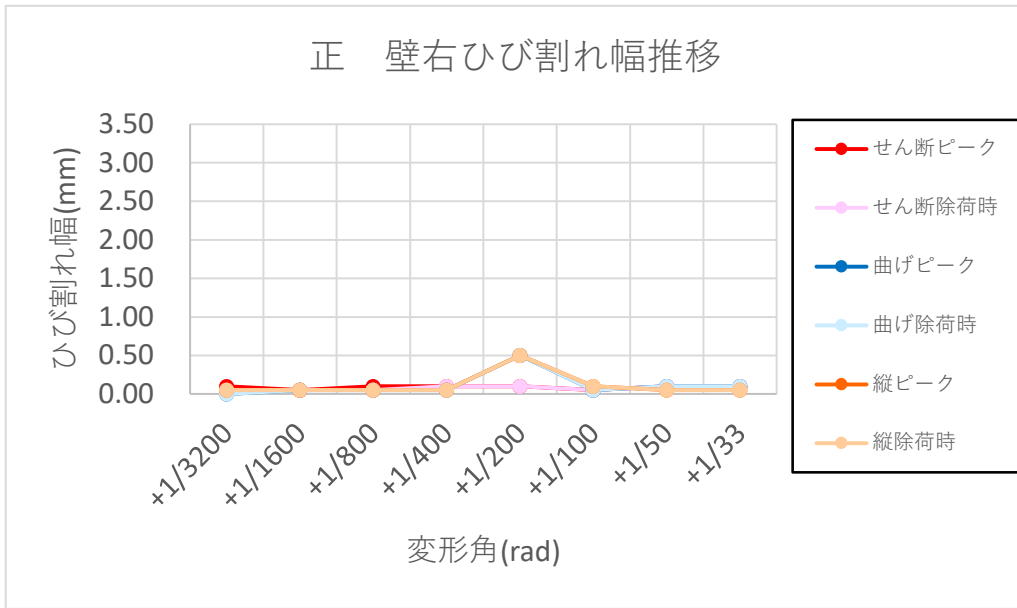


(y) 正側 壁左

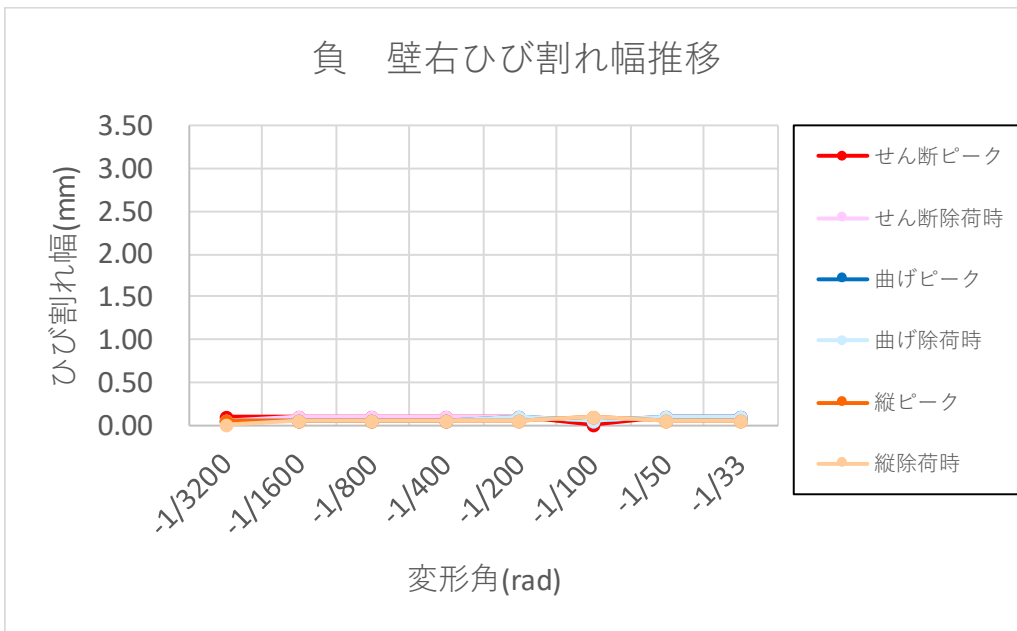


(z) 負側 壁左

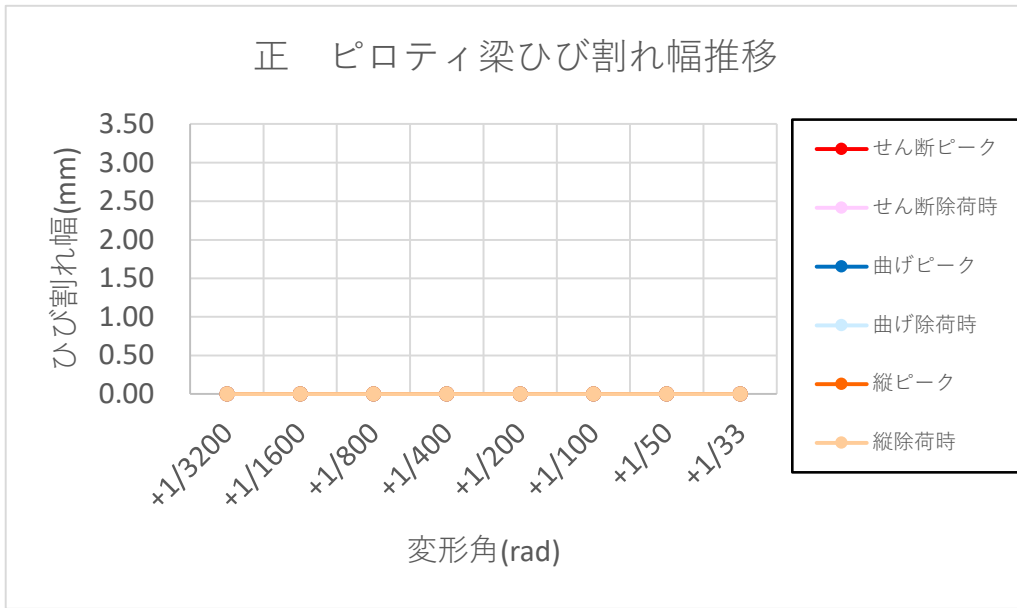




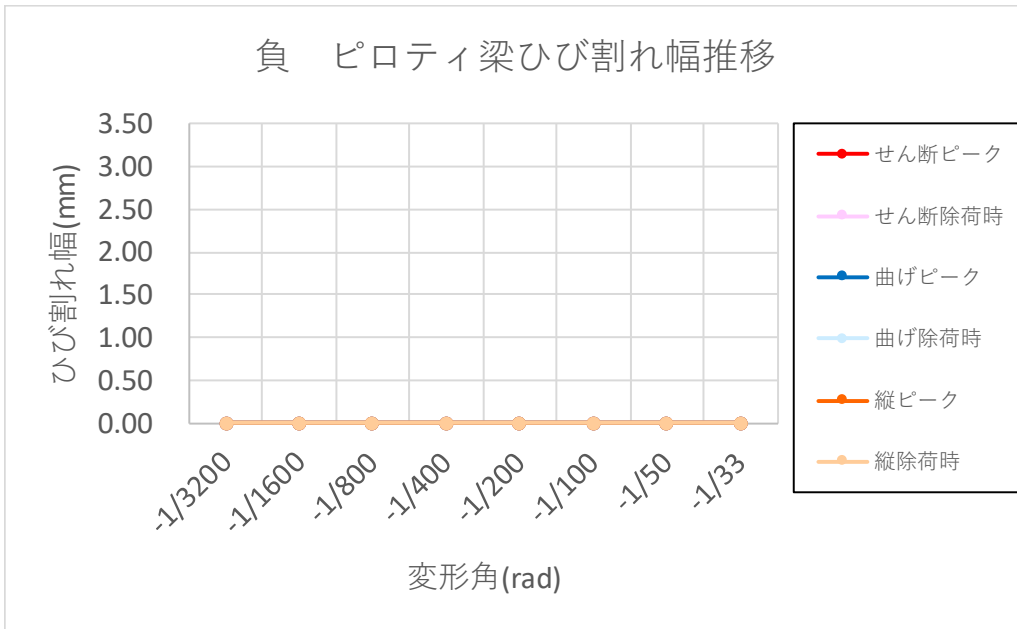
(ab) 正側 壁右



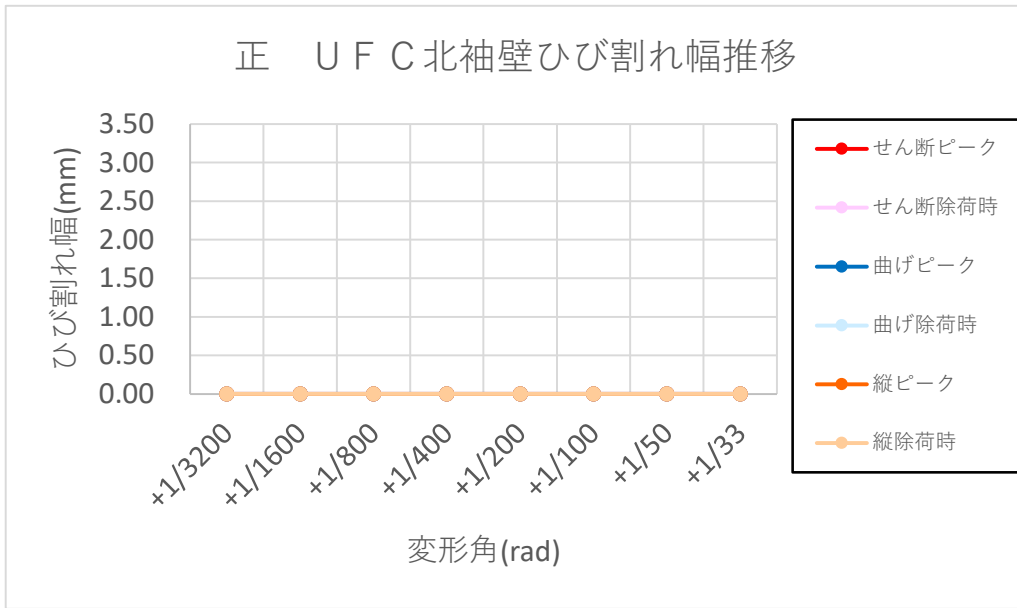
(ac) 負側 壁右



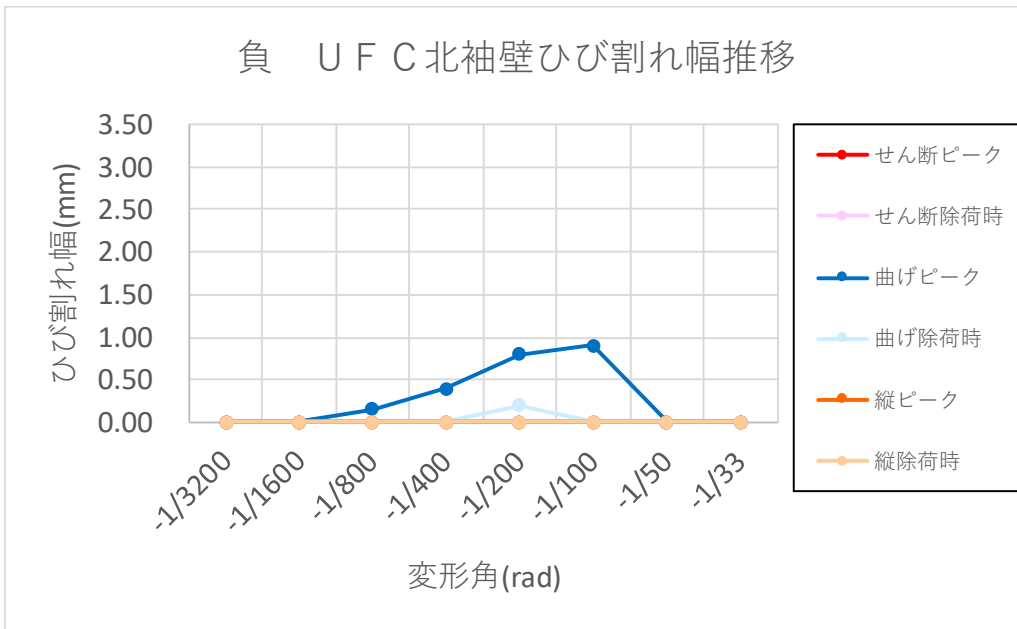
(ad) 正側 ピロティ梁



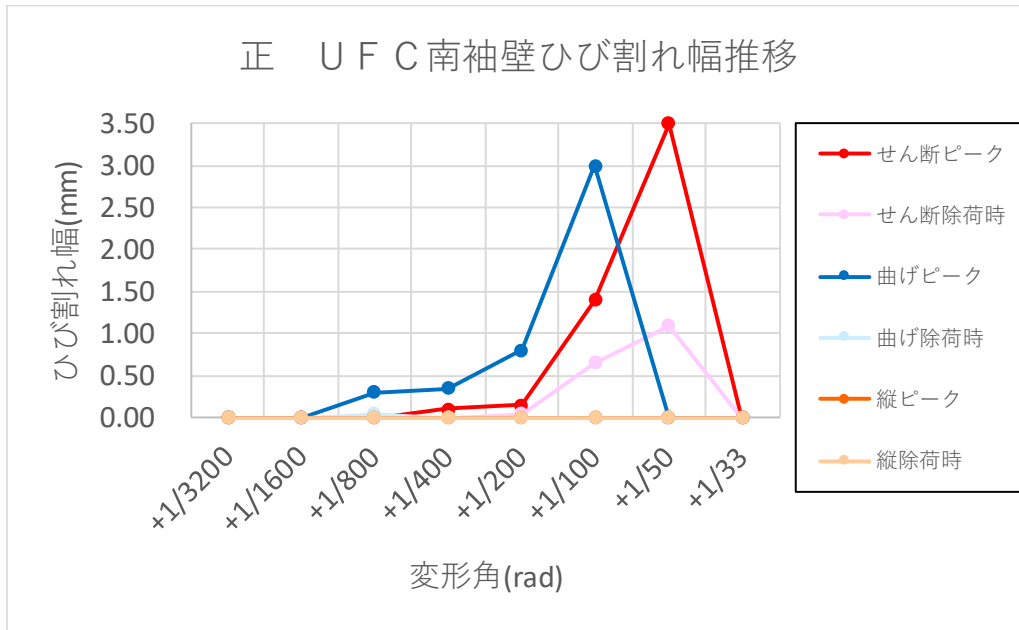
(ae) 負側 ピロティ梁



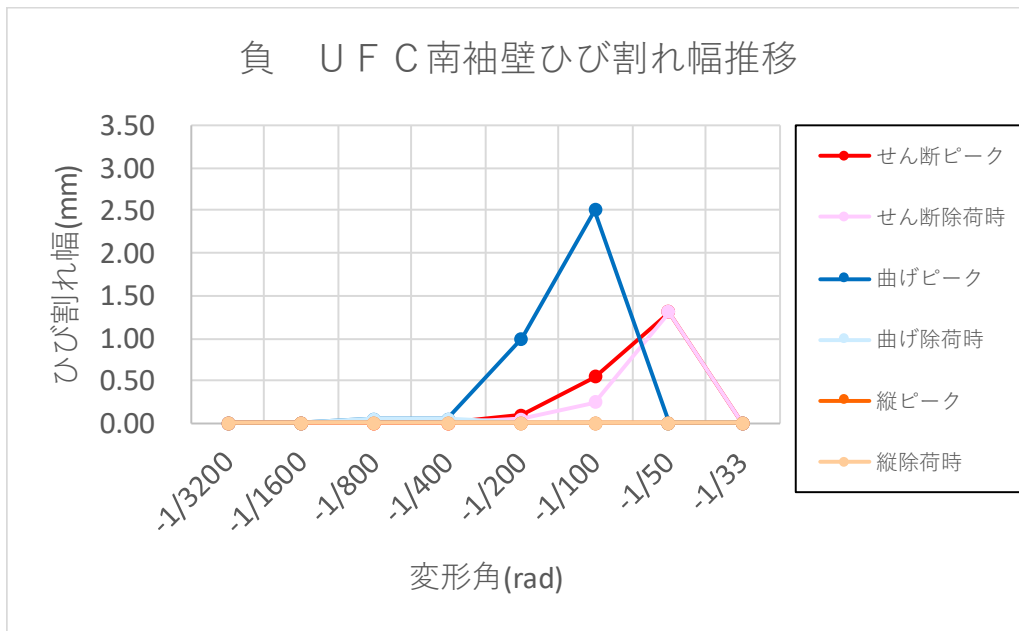
(af) 正側 UFC 北袖壁



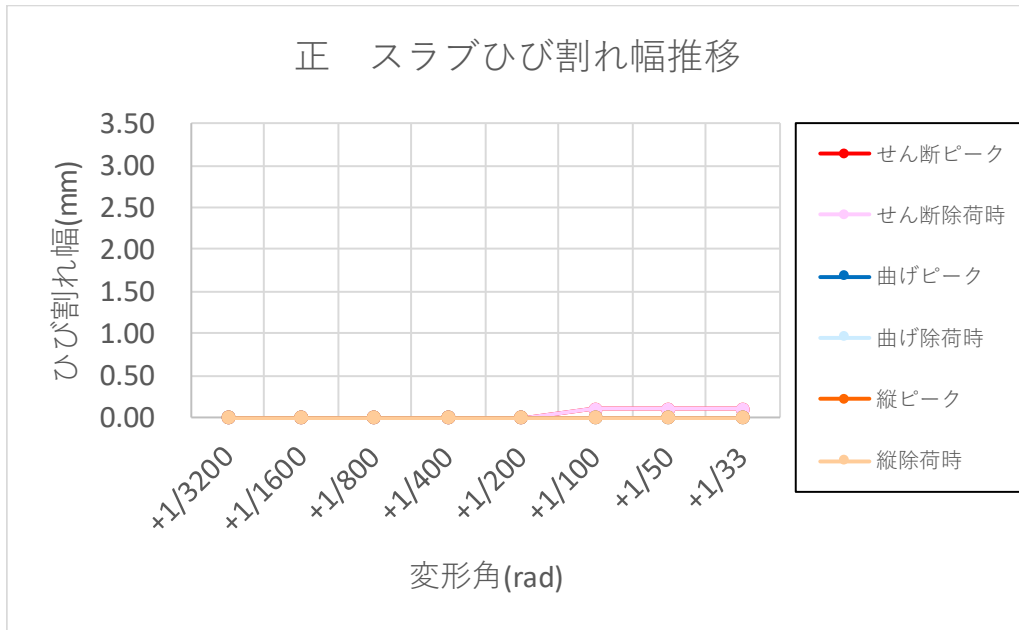
(ag) 負側 UFC 北側袖壁



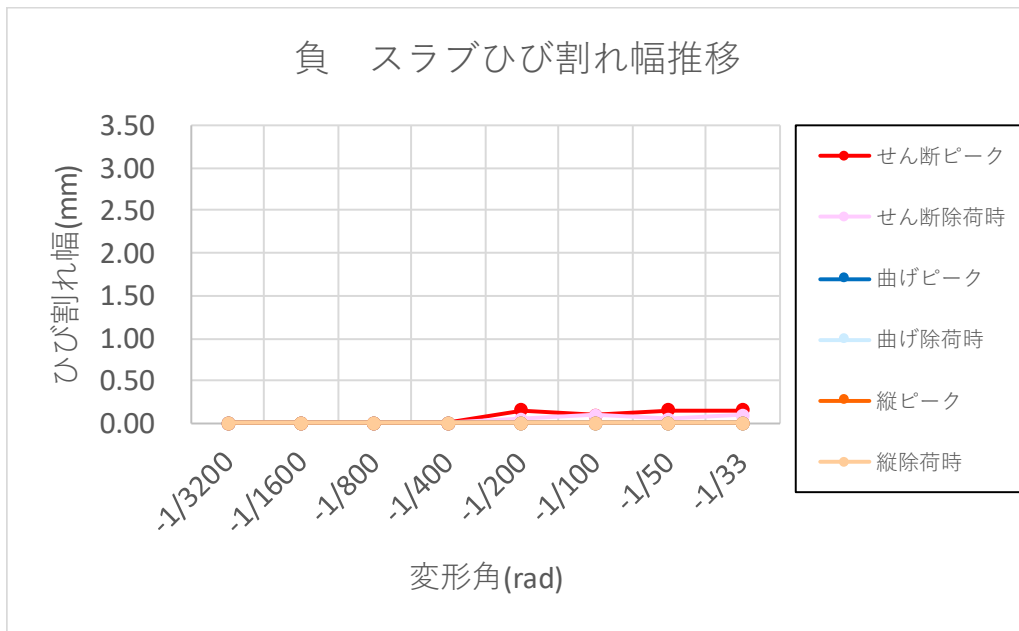
(ah) 正側 UFC 南袖壁



(ai) 負側 UFC 南袖壁



(aj) 正側 スラブ



(ak) 負側 スラブ

図 5.3.2-12 ひび割れ幅推移

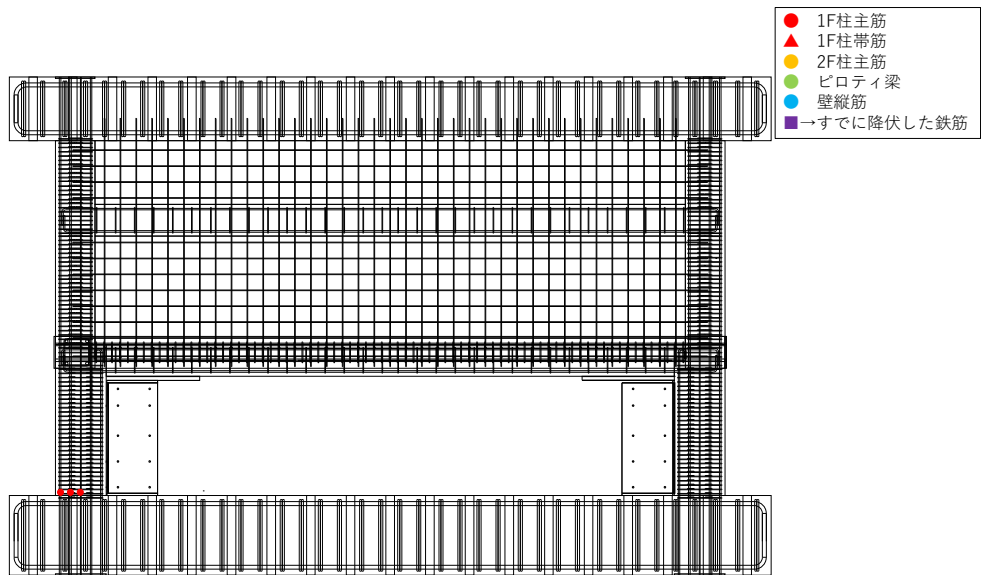
(4) 鉄筋降伏状況

ひずみデータから得られたデータを表 5.3.2-2 に、各一層の変形角ごとにおける降伏鉄筋位置のプロットを図 5.3.2-13 に示す。

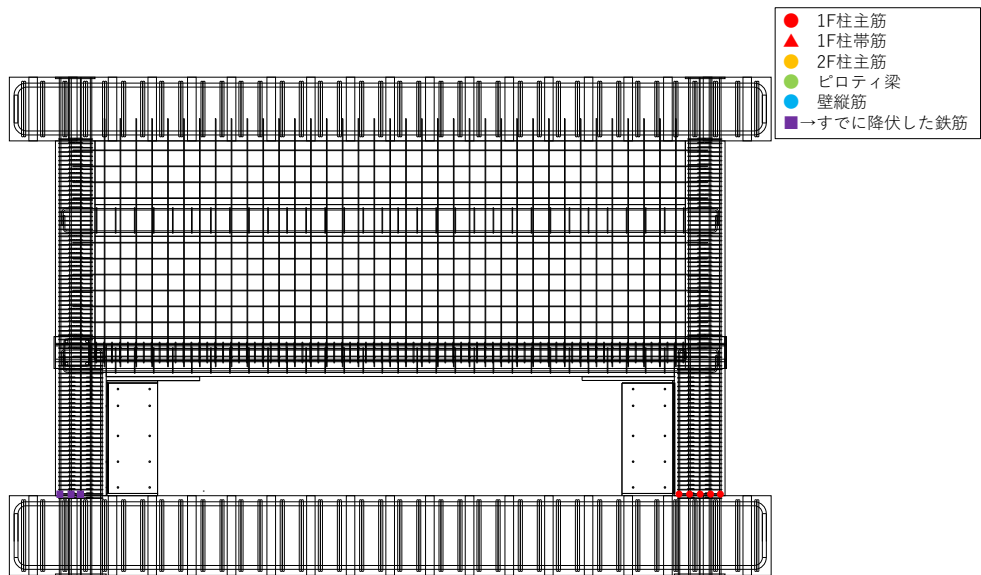
表 5.3.2-2 鉄筋降伏状況

部材名	鉄筋種類	降伏	
		引張	圧縮
1C1	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	○
		圧縮	×
1C2	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	○
		圧縮	×
2C1	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	×
		圧縮	×
2C2	主筋	引張	×
		圧縮	×
	帯筋	引張	×
		圧縮	×
2階梁	主筋	引張	○
		圧縮	×
	あばら筋	引張	○
		圧縮	×
耐震壁	縦筋	引張	○
		圧縮	×
	横筋	引張	×
		圧縮	×

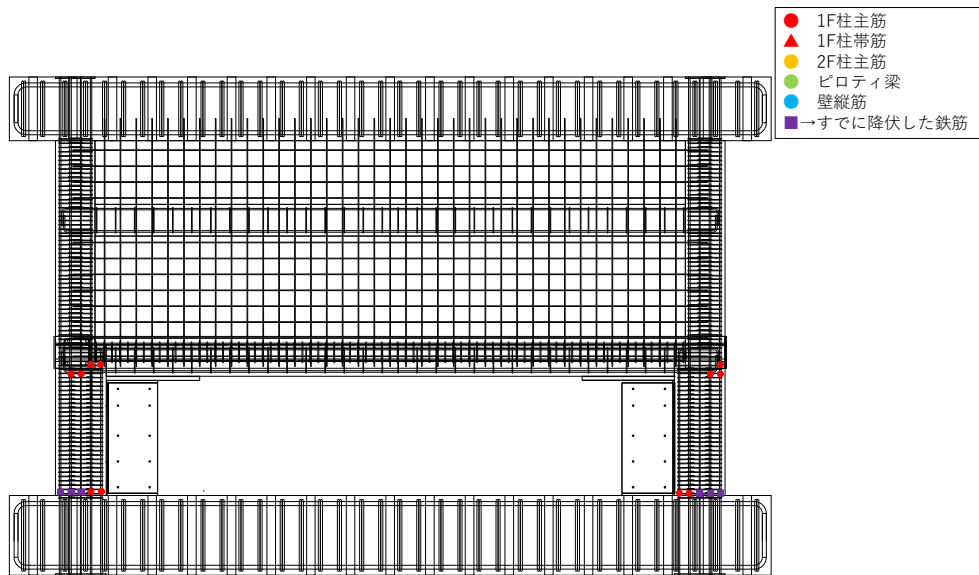
第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



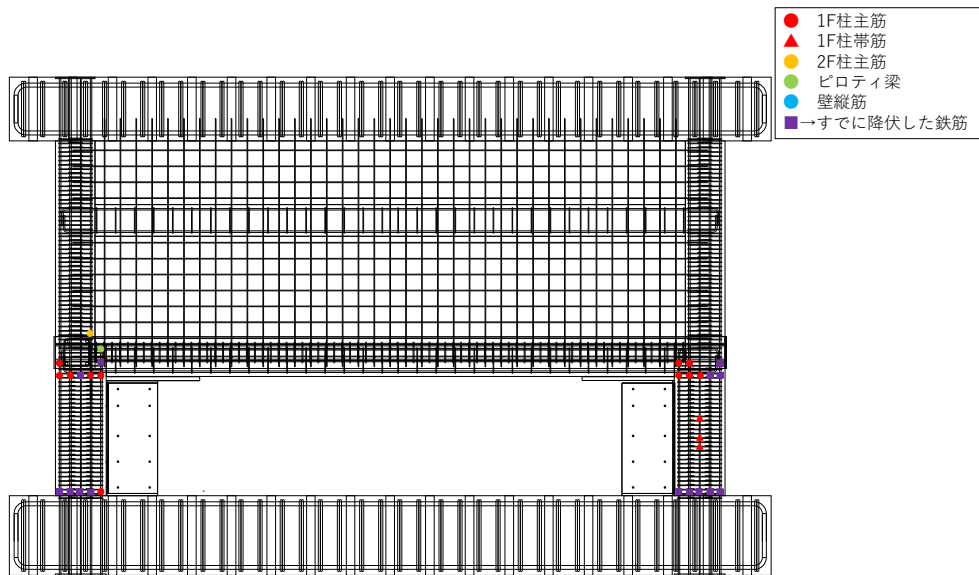
(a) R1=1/800



(b) R1=1/400

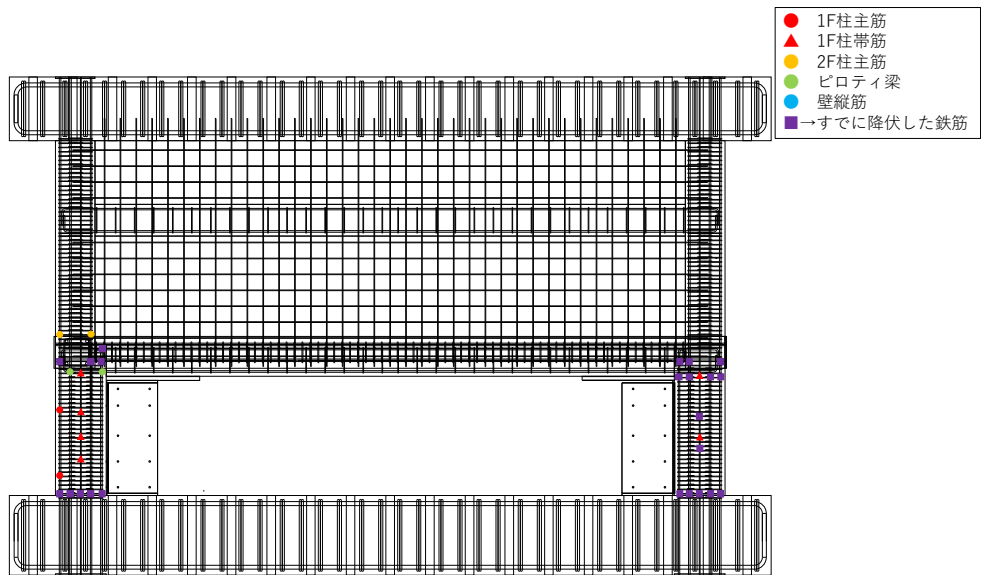


(c) R1=1/200

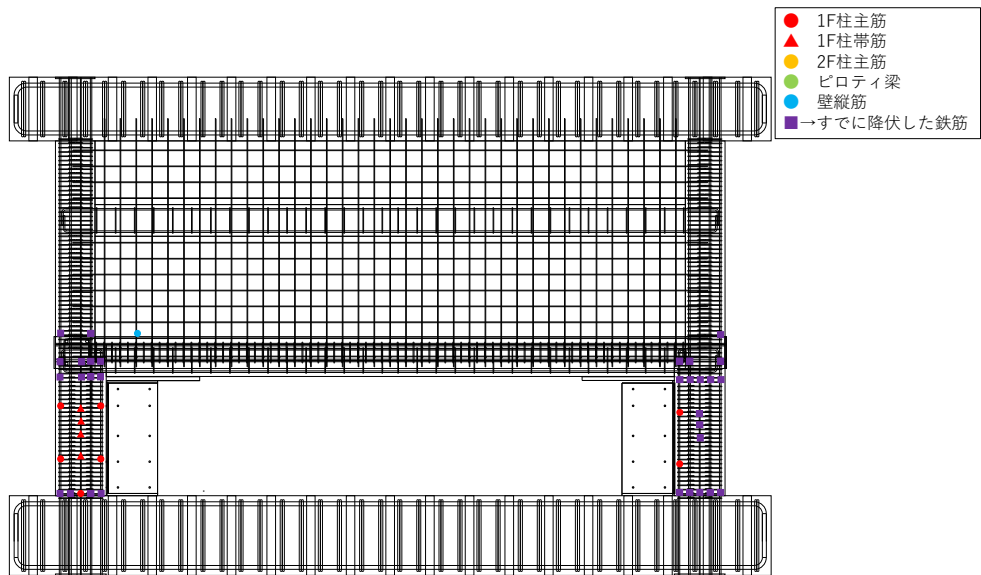


(d) R1=1/100





(e) R1=1/50



(f) R1=1/33

図 5.3.2-14 降伏鉄筋位置のプロット

(5) 反曲点高さ

反曲点高さは曲率が0となる位置を算定する。

1階柱の反曲点高さ比について得られた結果を表5.3.2-3及び図5.3.2-15に示す。

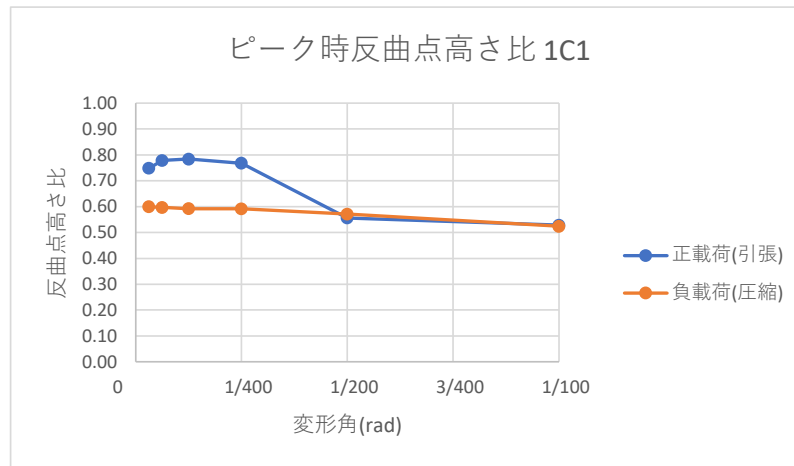
表 5.3.2-3 反曲点高さ比

(a) 1C1 柱

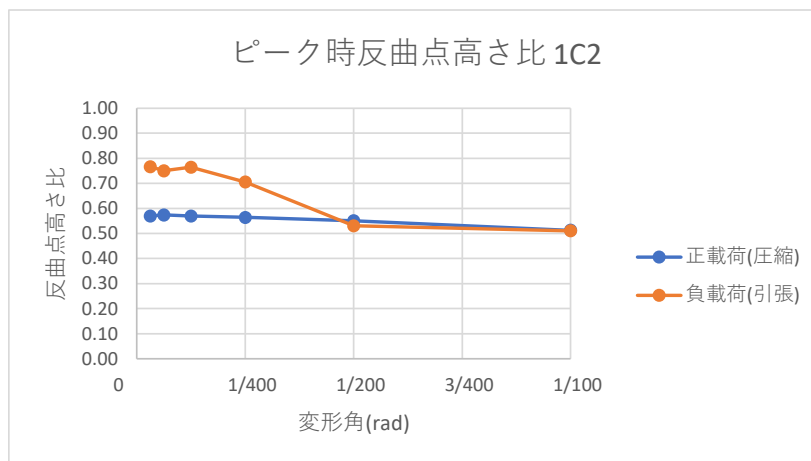
	1/3200	1/1600	1/800	1/400	1/200	1/100
正載荷時(引張)	0.75	0.78	0.78	0.77	0.56	0.53
負載荷時(圧縮)	0.60	0.60	0.59	0.59	0.57	0.52

(b) 1C2 柱

	1/3200	1/1600	1/800	1/400	1/200	1/100
正載荷時(圧縮)	0.57	0.57	0.57	0.56	0.55	0.51
負載荷時(引張)	0.77	0.75	0.76	0.71	0.53	0.51



(a) 1C1 柱



(b) 1C2 柱

図 5.3.2-15 反曲点高さ比

5.3.3 損傷後補強試験体 (F1-R)

(1) 荷重変形角関係

求められた荷重変形角関係を以下に示す。また、2 階荷重変形角を求める際用いている 2 階変形角には上層変形角までの変形も含めている。

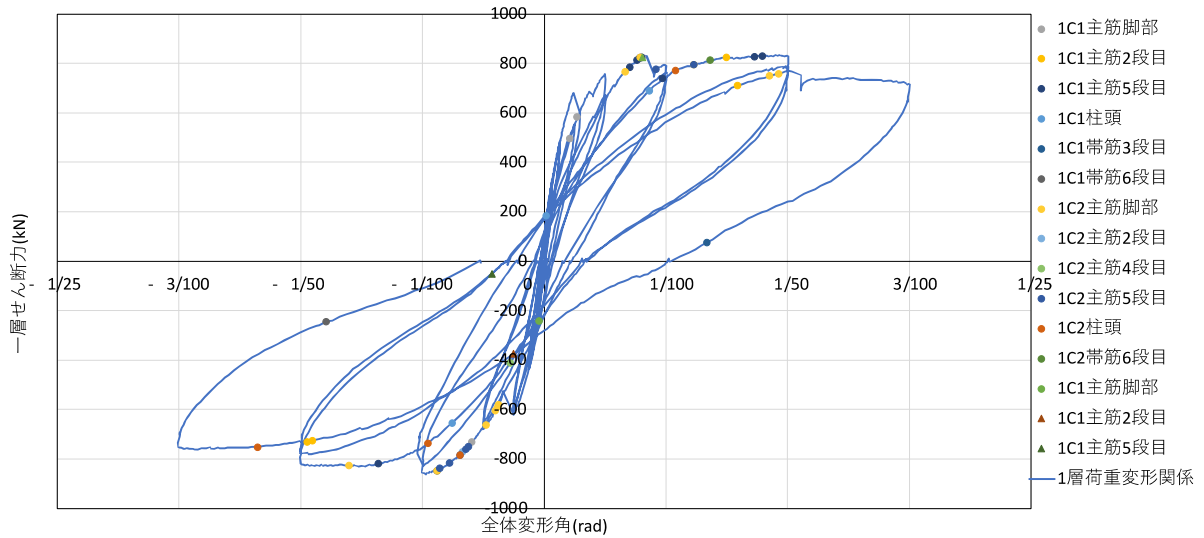


図 5.3.3-1 1 層せん断力-R<sub>1</sub> 関係

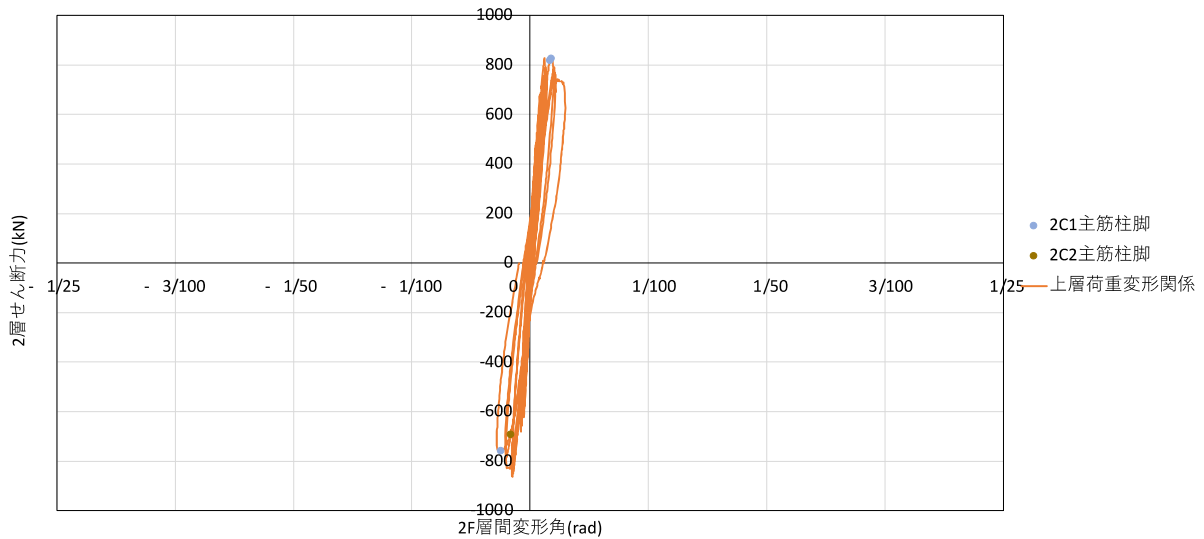


図 5.3.3-2 上層せん断力-上層層間変形角関係

(2) 破壊性状

以下に破壊性状を示す。括弧内は図 5.3.3-3 における参照番号とする。

- ・軸力導入時 2 階壁の補強面に多くの初期ひび割れ（乾燥収縮）を確認。5 章の補強試験体よりも数は多かった。これは、無補強試験体の実験にて入ったひび等の損傷に、水分が吸収され、より乾燥収縮が進行したことによる可能性が考えられた。

- ・R1=1/3200 にて、せん断力は 226kN であった。正側ピークにて 2 階壁のひび割れ進展，1C2UFC 袖壁脚部（圧縮側），パネルとモルタルの境界部にひび割れ発生。

・R1=1/1600にてせん断力は約317kNであった。正側ピークにて2階壁のひび割れが少し進展、剛性は補強試験体に比べてかなり落ちていた。負側ピークにて1C1UFC袖壁脚部(圧縮側)、パネルとモルタルの境界部にひび割れが生じた。

・R1=1/800にてせん断力は約480kNであった。負側ピークにて1C1UFC袖壁脚部(圧縮側)、パネルとモルタルの境界部のひび割れが進展、1C2UFC袖壁の頭部と柱せい面に貼り付けたパネルの頭部・脚部の引張側、パネルとモルタルの境界部のひび割れも進展した。(a)

・R1=1/400にてせん断力は約591kNとなった。最大は631kNであり、袖壁と柱の境界の分離により耐力低下したと考えられる。1サイクル目、正側へ載荷している際、大きい損傷の音が発生。正側ピークにて1C2(圧縮側)UFC袖壁と、柱が分離(UFCパネル部分には損傷は無く、境界面のモルタルから分離)。(b)損傷の音はこの分離によるものだと考えられる。2サイクル目、正側へ載荷している際再び大きい損傷の音発生。ここで起きた損傷は、1C1(引張側)UFC袖壁脚部は1mmほどパネルとモルタルの間に隙間の発生によると考えられる。1C2(圧縮側)UFC袖壁と、柱の境界部分に0.65mmほどの隙間発生であった。1C2の隙間は除荷時にも残ったままであった。

・R1=1/200にてせん断力は約758kNとなった。1サイクル目、正側へ載荷している際数回損傷の音が発生した。1C1柱と梁の境界面に隙間が発生しており音はこれによると考えられる。1サイクル目、負側へ載荷している際大きな損傷の音発生。1C1(圧縮側)UFC袖壁と、柱が分離しており音はこれによると考えられる。柱のUFCパネル部分には損傷は無く、境界面のモルタルから分離していた。2サイクル目正側ピークにて1C1UFC袖壁にせん断ひび割れが発生した。(c)

・R1=1/100にてせん断力は約792kNとなった。最大は831kNであり、1C2袖壁と柱の境界の分離によって耐力低下したと考えられる。1サイクル目、正側に載荷している際大きな損傷の音発生。1C2(圧縮側)UFC袖壁と、柱が分離(UFCパネル部分には損傷は無く、境界面のモルタルから分離)。もともと分離しかけていたが、この載荷中にさらに激しく分離し、音はこの損傷によると考えられる。この分離による隙間は除荷してもなくならなかった。UFCパネルの端部がやや欠けていた。(d)

・R1=1/50にてせん断力は約790kNとなった。正側ピーク時1C1(引張側)の袖壁は上部に隙間が生じており、ほとんど力を負担していない状態であると分かった。(e)1C2(圧縮側)柱せい面に貼り付けたUFCパネルにせん断ひび割れ発生。このひびは除荷時閉じていた。1C2(圧縮側)柱せい面に貼り付けたUFCパネルと、柱の境界面が分離しかけていた。負側ピークにて1C1(圧縮側)柱せい面に貼り付けたUFCパネルにせん断ひび割れ発生。柱との境界面の損傷も確認した。

・R1=1/33にてせん断力は約645kNとなり2%を超えた耐力低下が確認された。1サイクル目、正側に載荷している際とても大きな損傷音発生。1C2(圧縮側)の柱と袖壁が脚部まで完全に分離していた。(f)隙間は大きくなり、向こう側が見える状態になっていた。2サイクル目、正側に載荷している際破壊音発生。軸力を保持できず(1505kN→1279kNくらいまで低下)これ以上の載荷は不可能であると判断した。1C2(圧縮側)の柱せい面のUFCパネルが表面・裏面両方せん断破壊していた。(g)



(a) 1/800



(b) 1/400



(c) 1/200



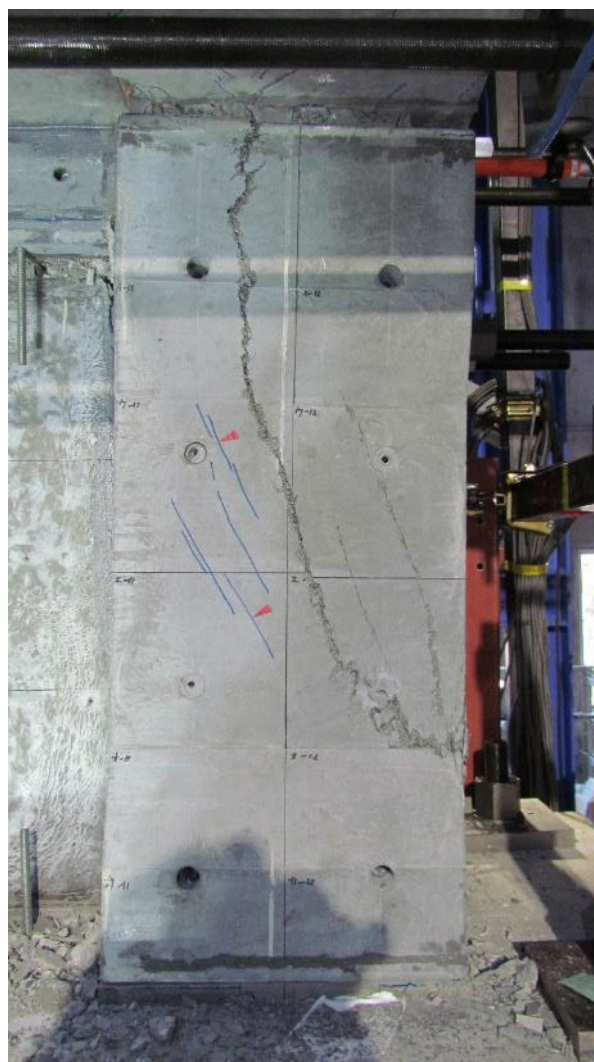
(d) 1/100



(e) 1/50



(f) 1/33



(g) 102 柱せん断ひび割れ

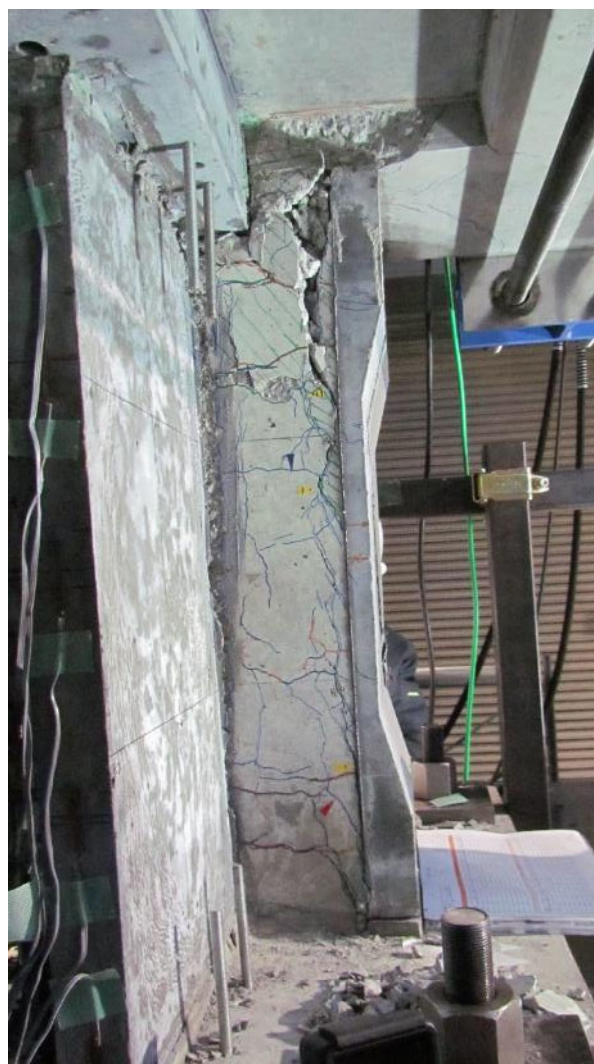


(h) 1C1 柱袖壁最終破壊形状



(i) 1C1 柱袖壁接合部最終破壊形状





(j) 1C2 柱袖壁接合部最終破壊形状

図 5.3.3-3 損傷状況

(3) ひび割れ図と最大ひび割れ幅推移

●ひび割れ図

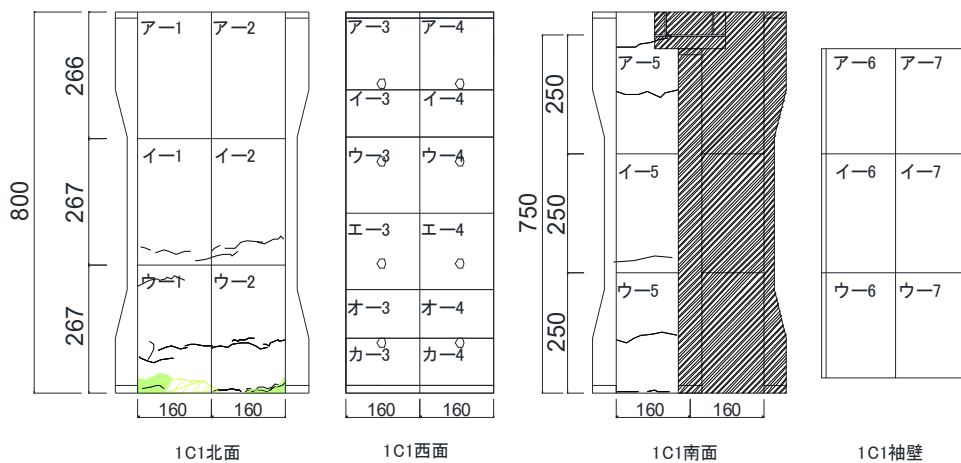
以下に本実験で得られたひび割れ図と正面写真を示す。各面で計測したひび割れのうち、曲げ、せん断、たてそれぞれに対して最大のものを計測した地点のプロットを行った。

●...せん断ひび割れ計測地点

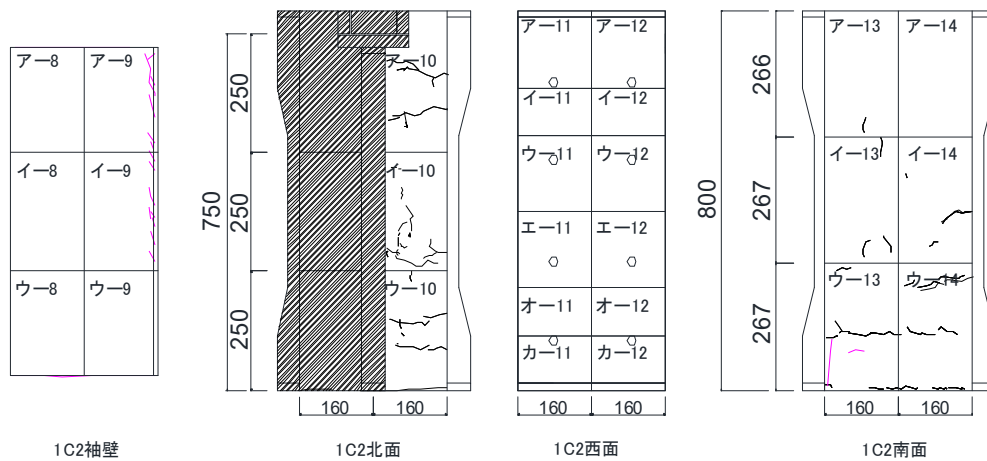
■...曲げひび割れ計測地点

▲...たてひび割れ計測地点

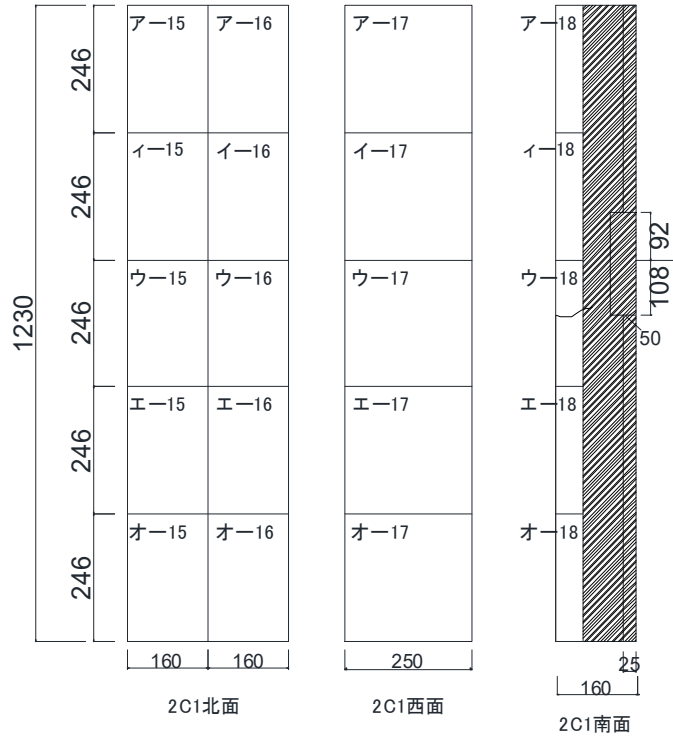
●1/1600



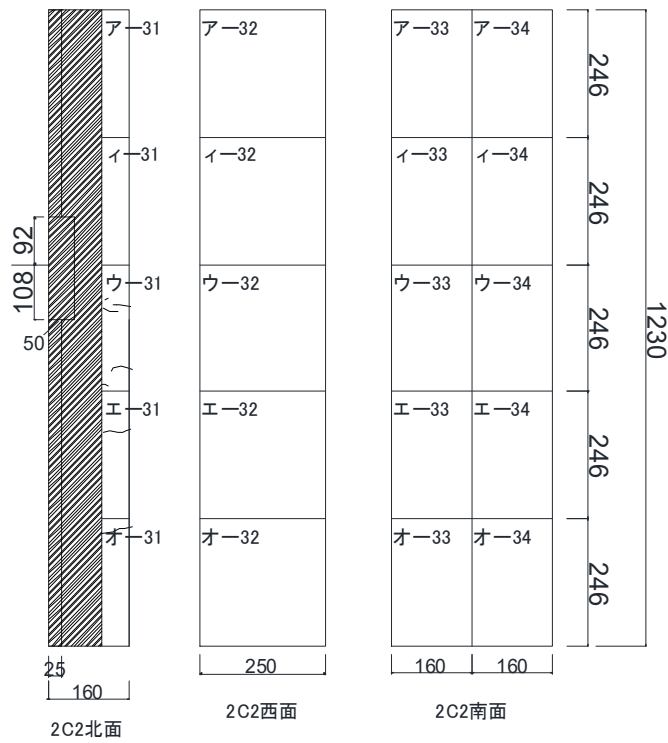
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

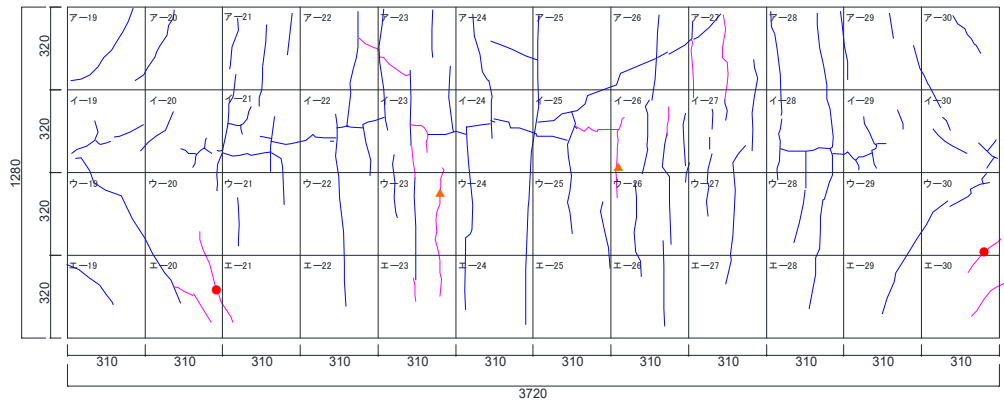


(c) 2C1 ひび割れ図

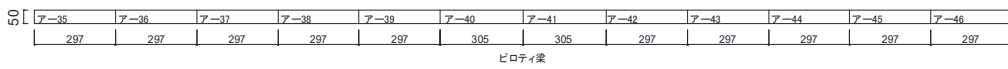


(d) 2C2 ひび割れ図

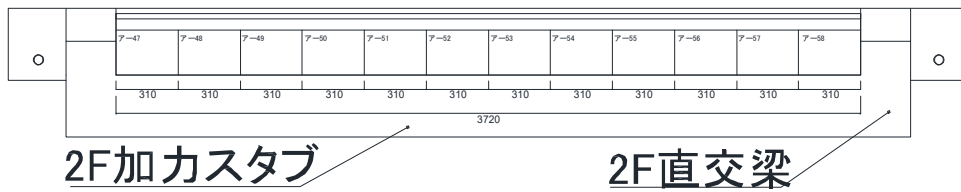
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



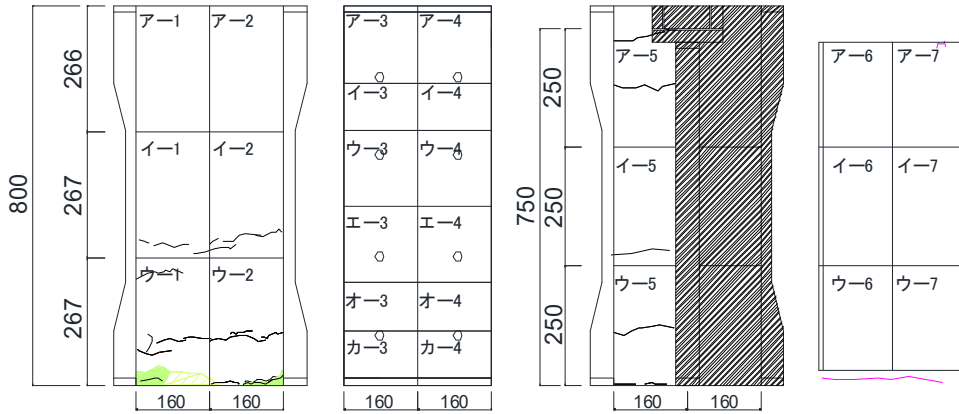
(g) スタブひび割れ図



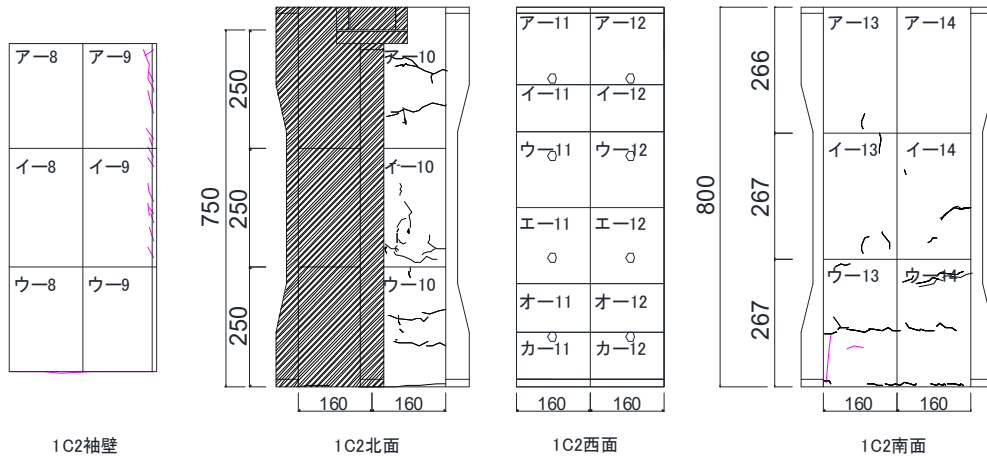
(h) 全体写真

図 5.3.3-4 損傷状況

●1/800



(a) 1C1 ひび割れ図



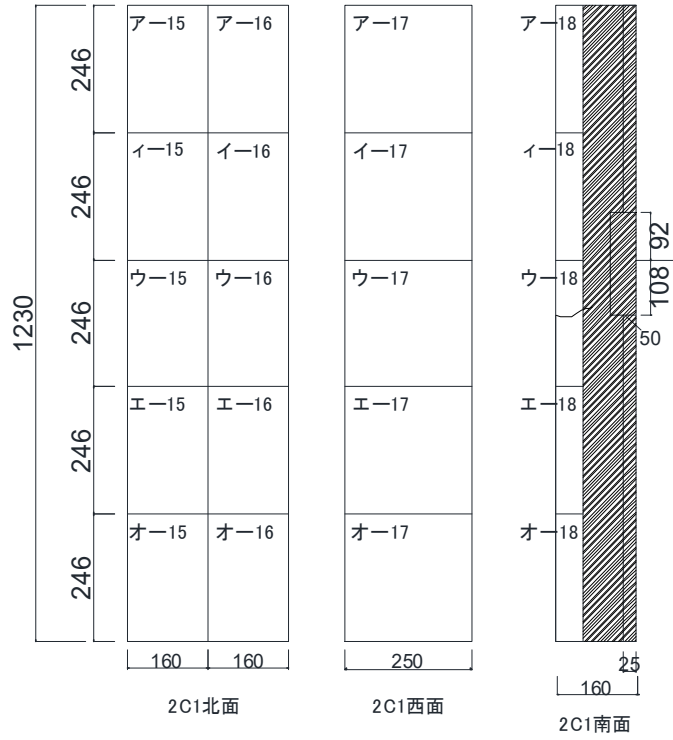
1C2袖壁

1C2北面

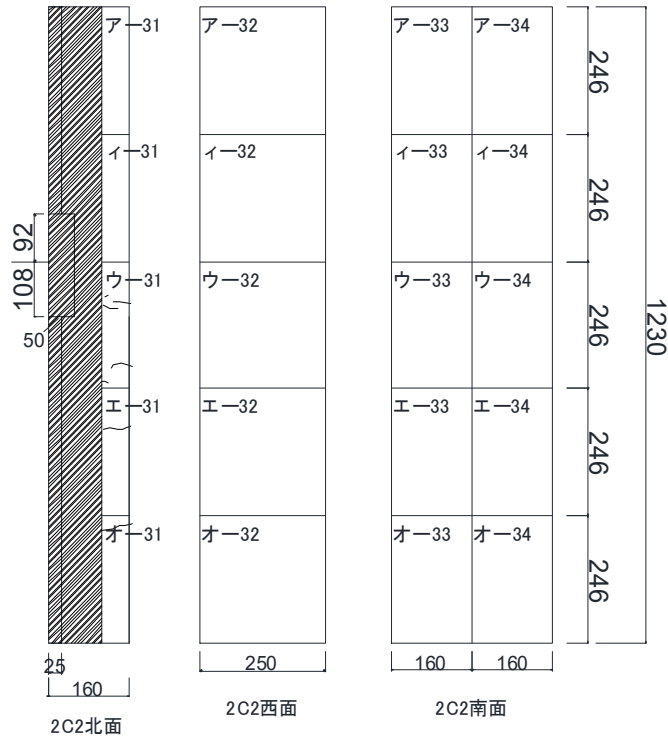
1C2西面

1C2南面

(b) 1C2 ひび割れ図

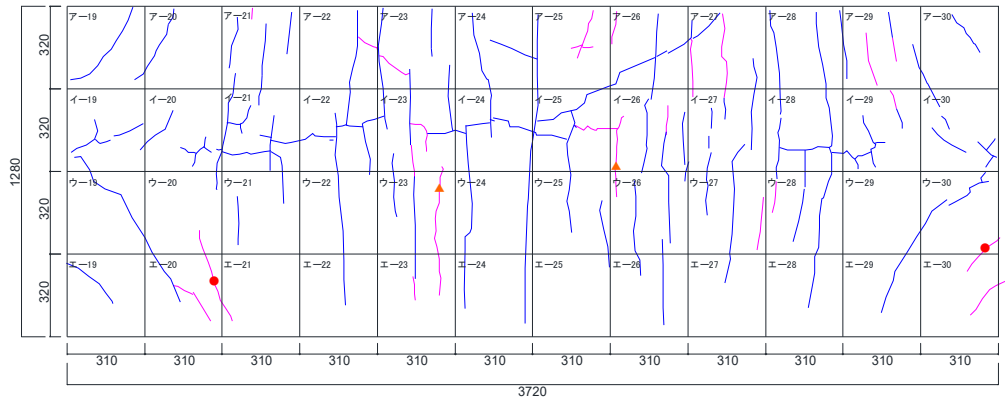


(c) 2C1 ひび割れ図

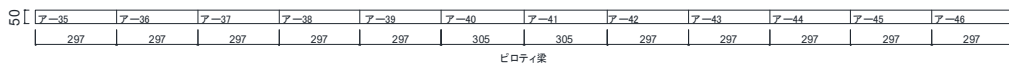


(d) 2C2 ひび割れ図

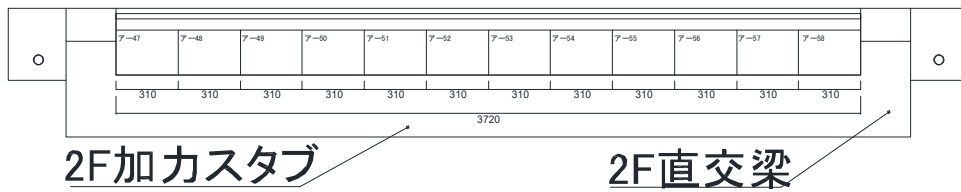
第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



(a) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



(g) スタブひび割れ図

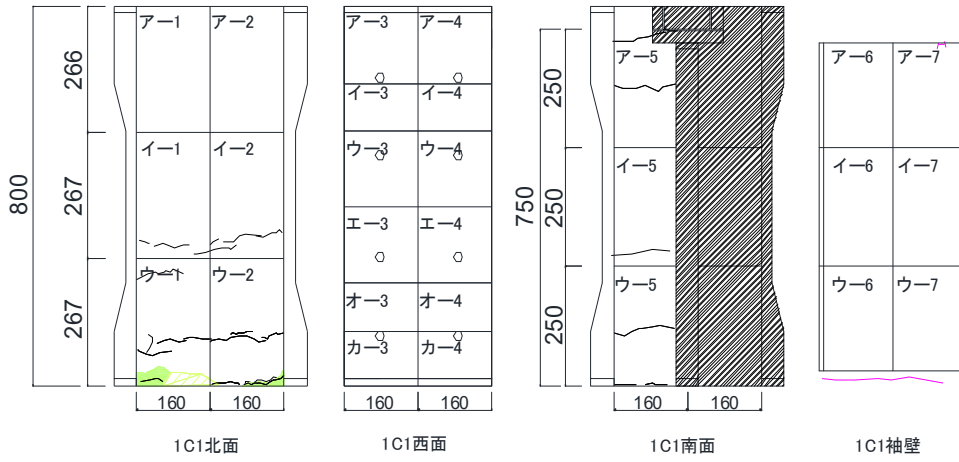


(h) 全体写真

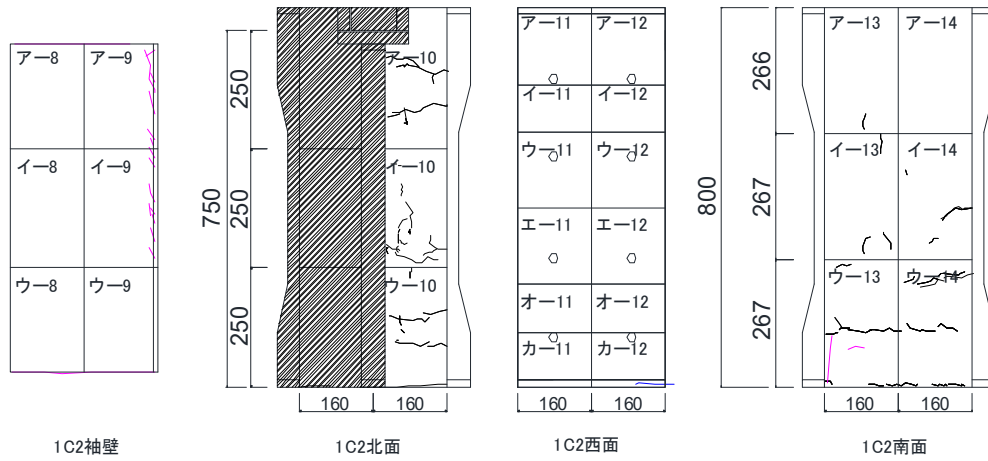
図 5. 3. 3-5 損傷状況



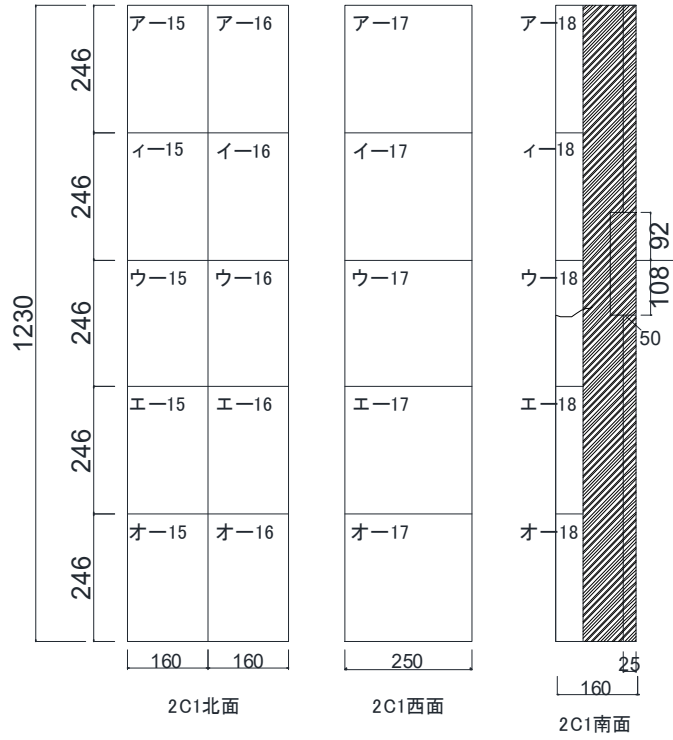
●1/400



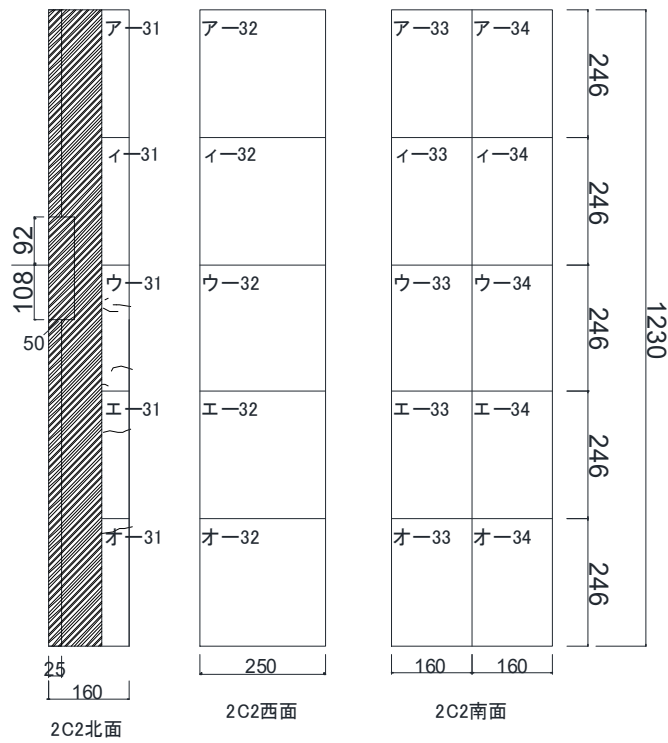
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

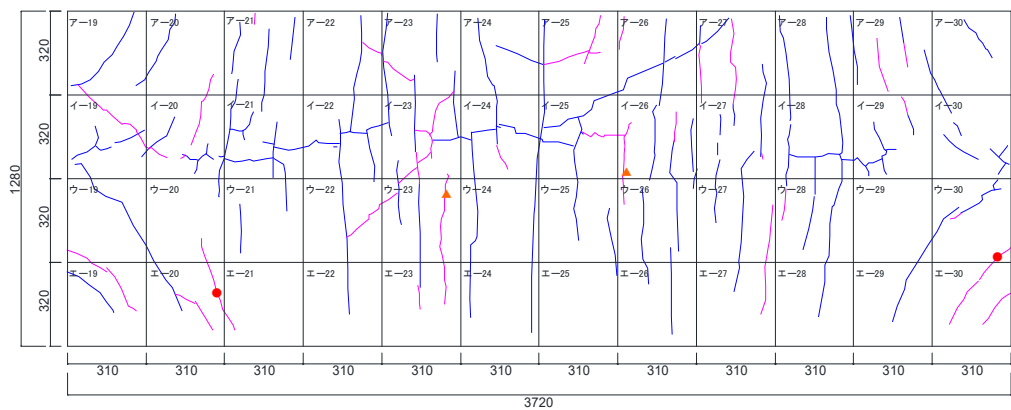


(c) 2C1 ひび割れ図

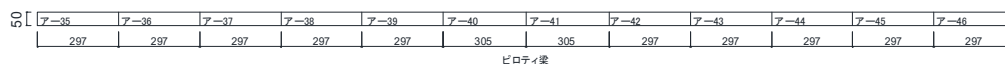


(d) 2C2 ひび割れ図

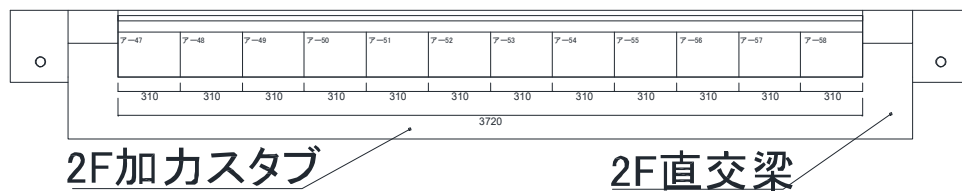
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



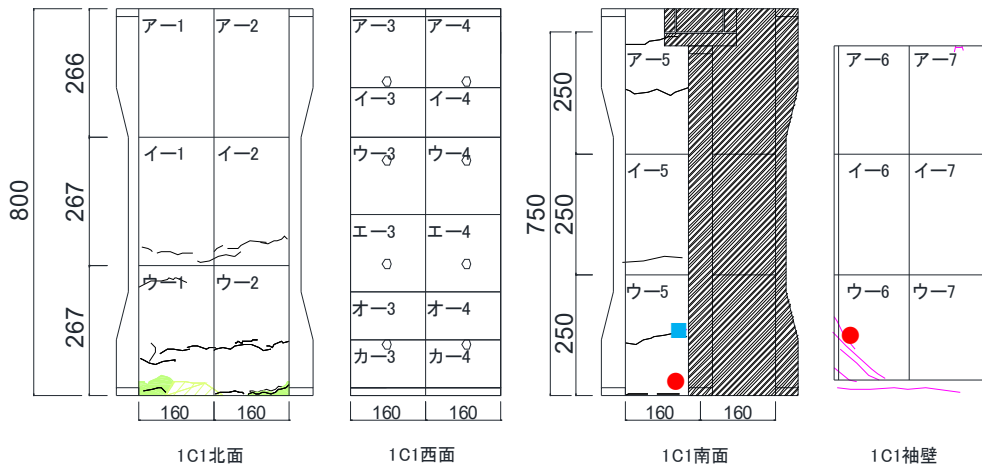
(g) スタブひび割れ図



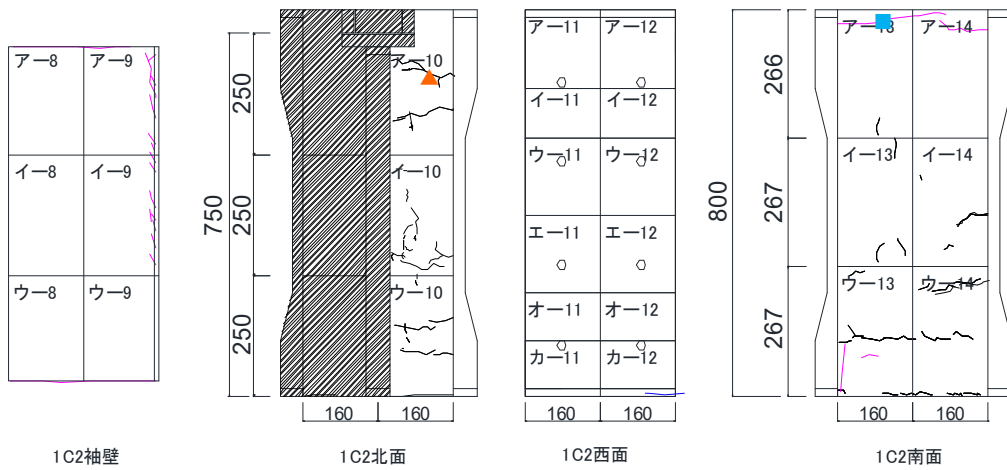
(h) 全体写真

図 5. 3. 3-6 損傷状況

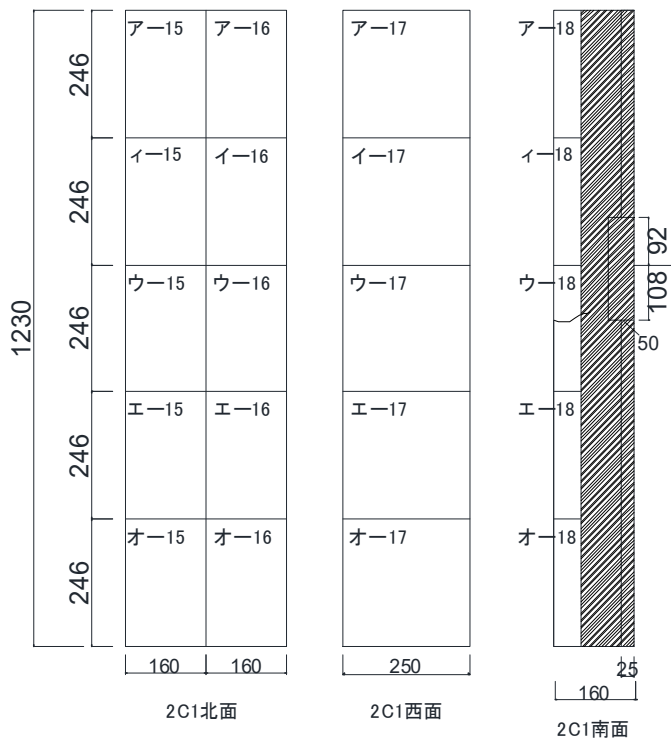
●1/200



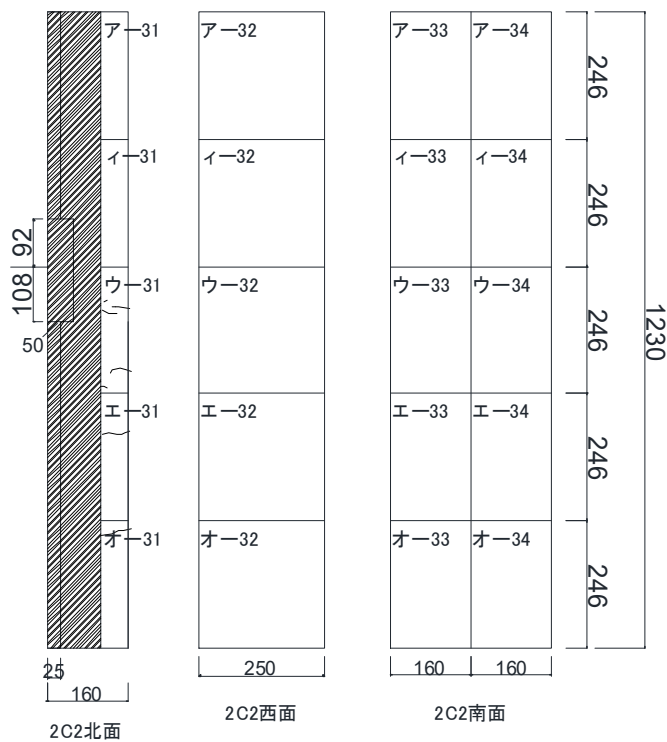
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

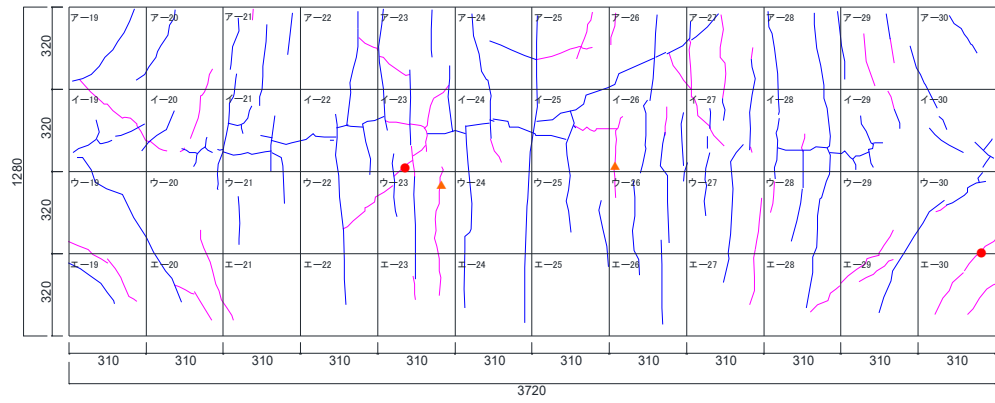


(c) 2C1 ひび割れ図

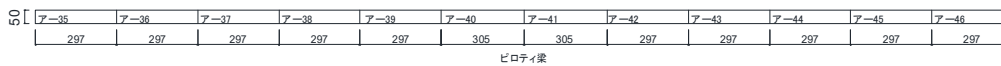


(d) 2C2 ひび割れ図

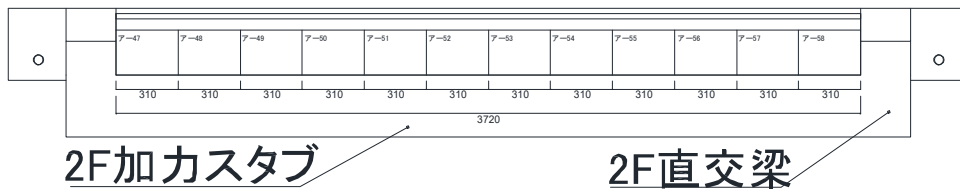
第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



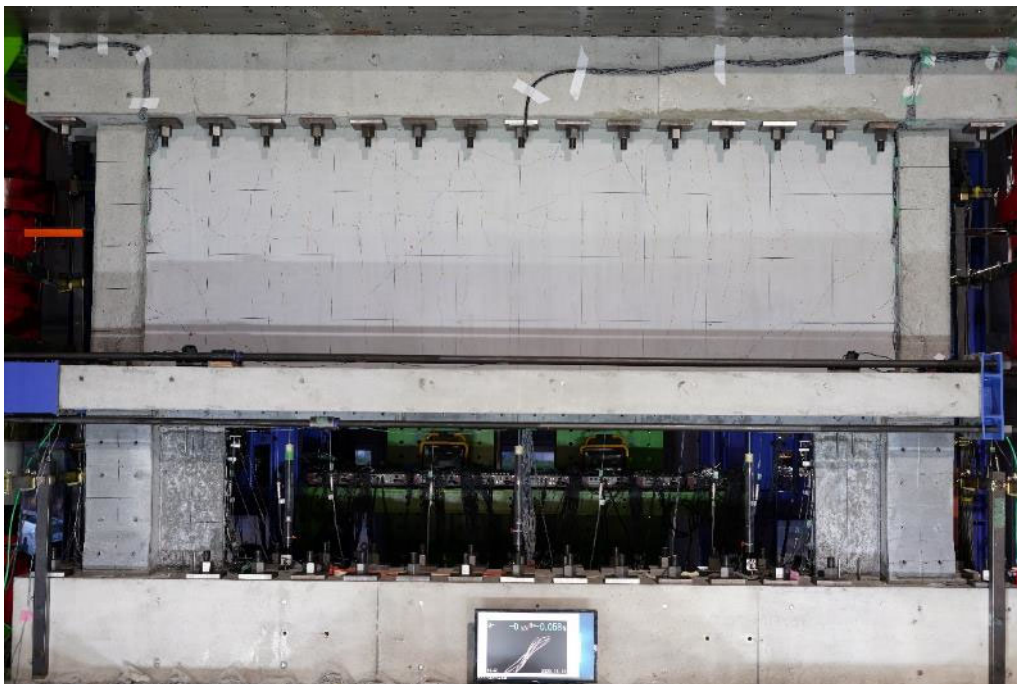
(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



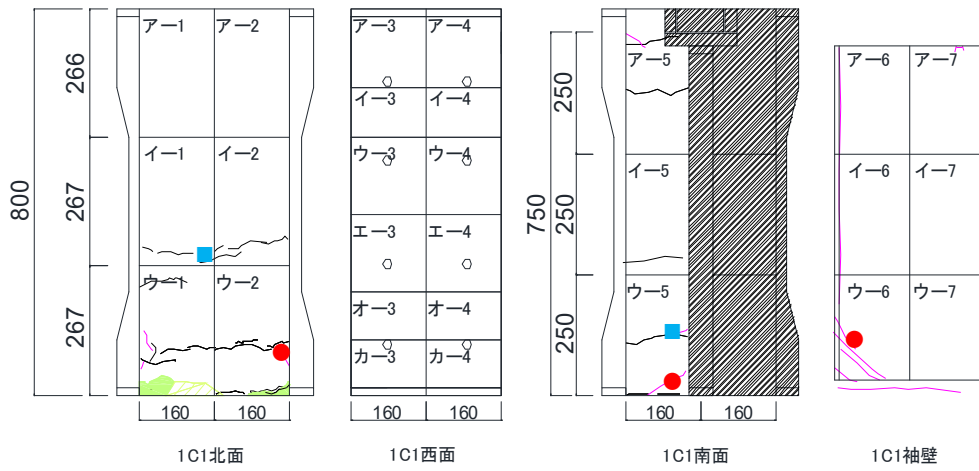
(g) スタブひび割れ図



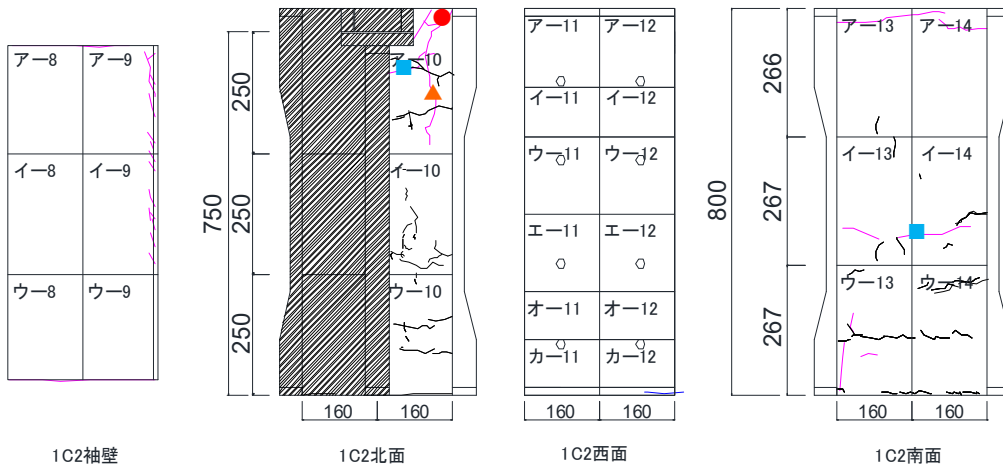
(h) 全体写真

図 5. 3. 3-7 損傷状況

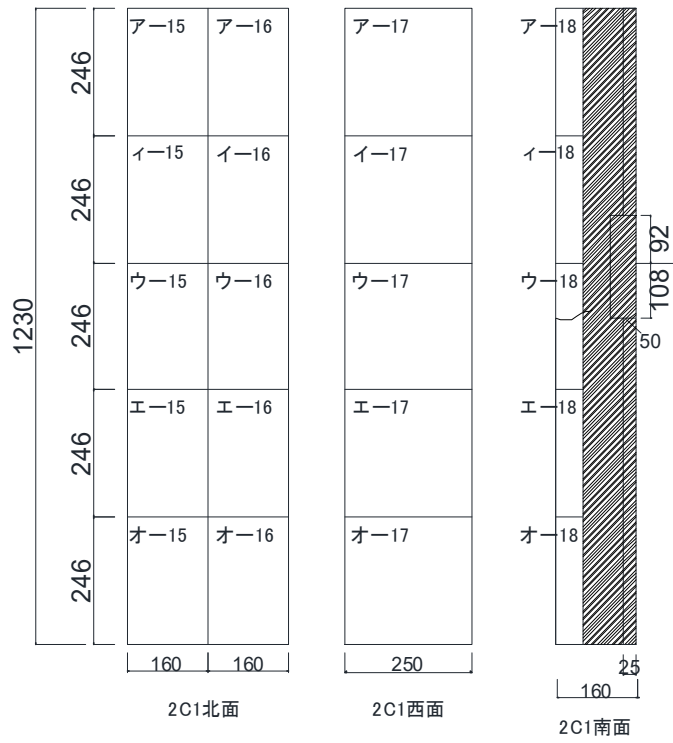
●1/100



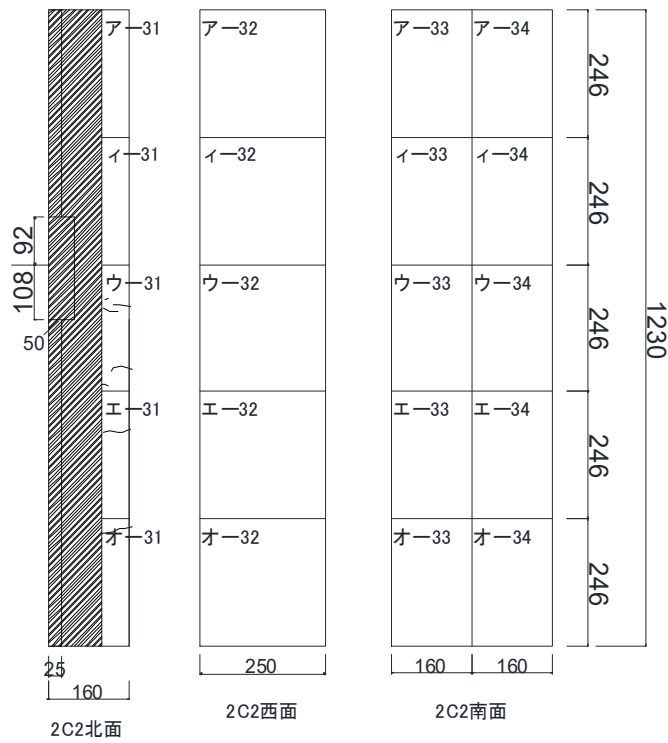
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図



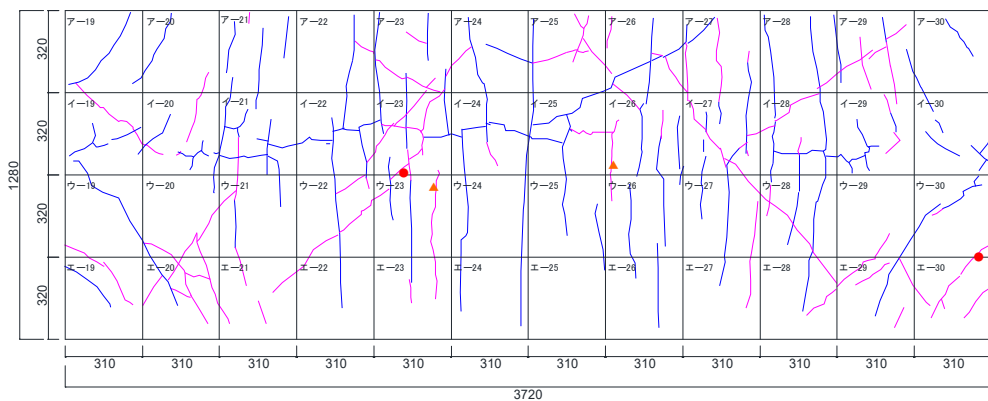
(c) 2C1 ひび割れ図



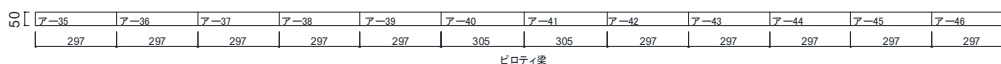
(d) 2C2 ひび割れ図



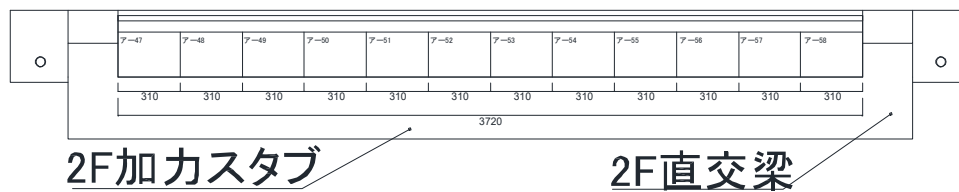
第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験



(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



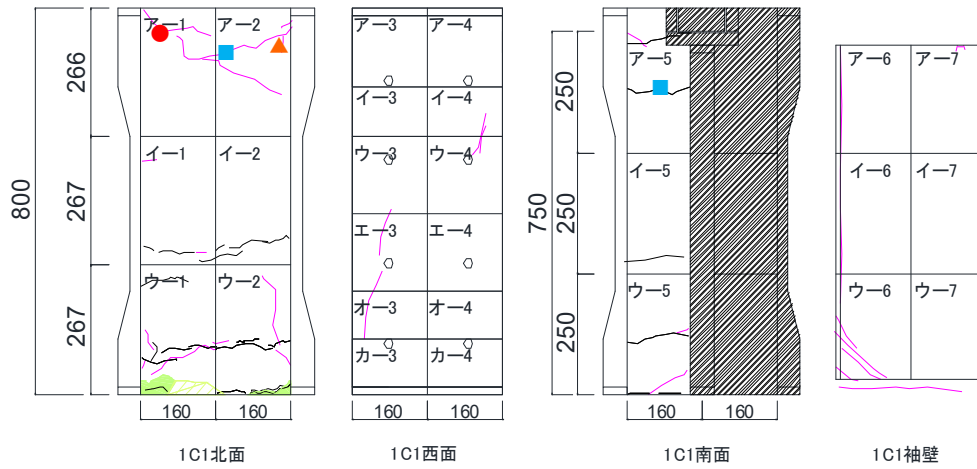
(g) スラブひび割れ図



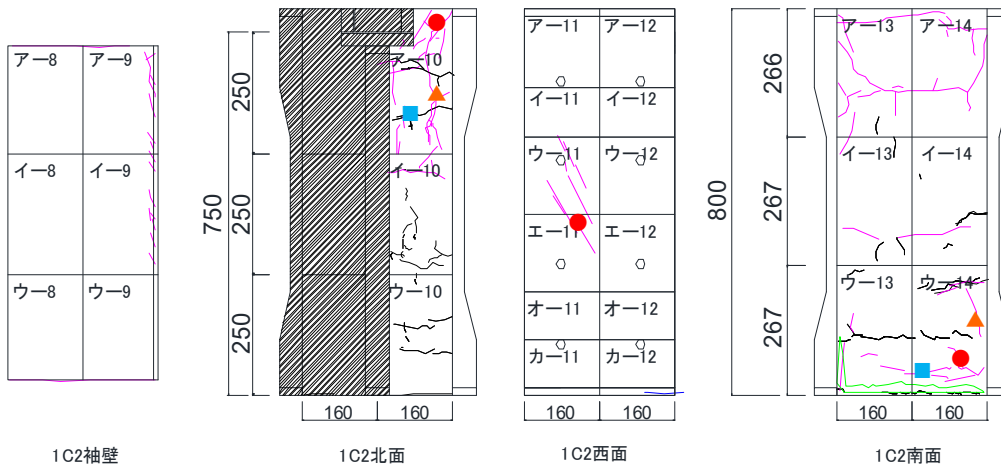
(h) 全体写真

図 5.3.3-8 損傷状況

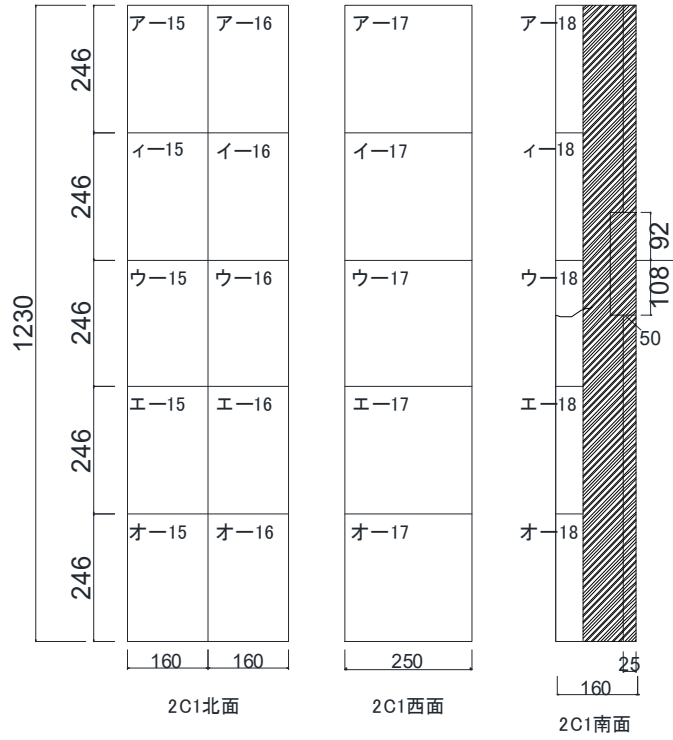
●1/50



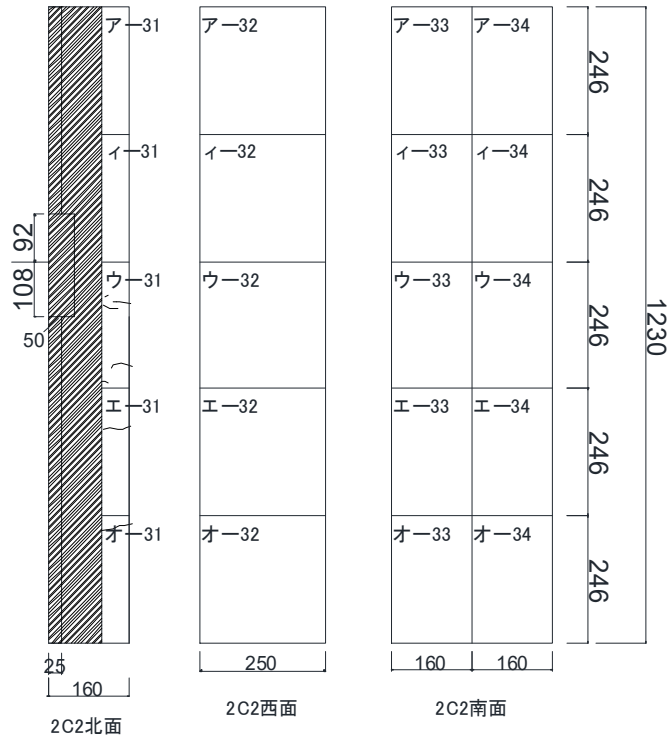
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

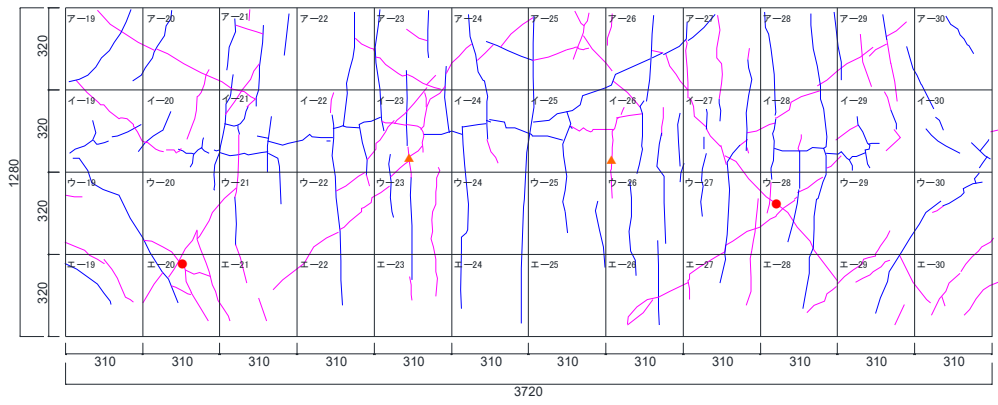


(c) 2C1 ひび割れ図

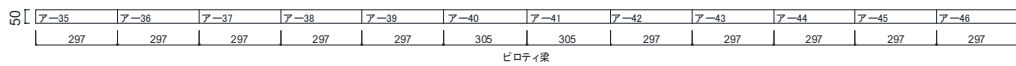


(d) 2C2 ひび割れ図

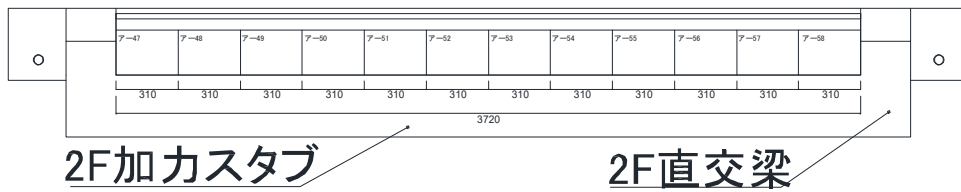
第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験



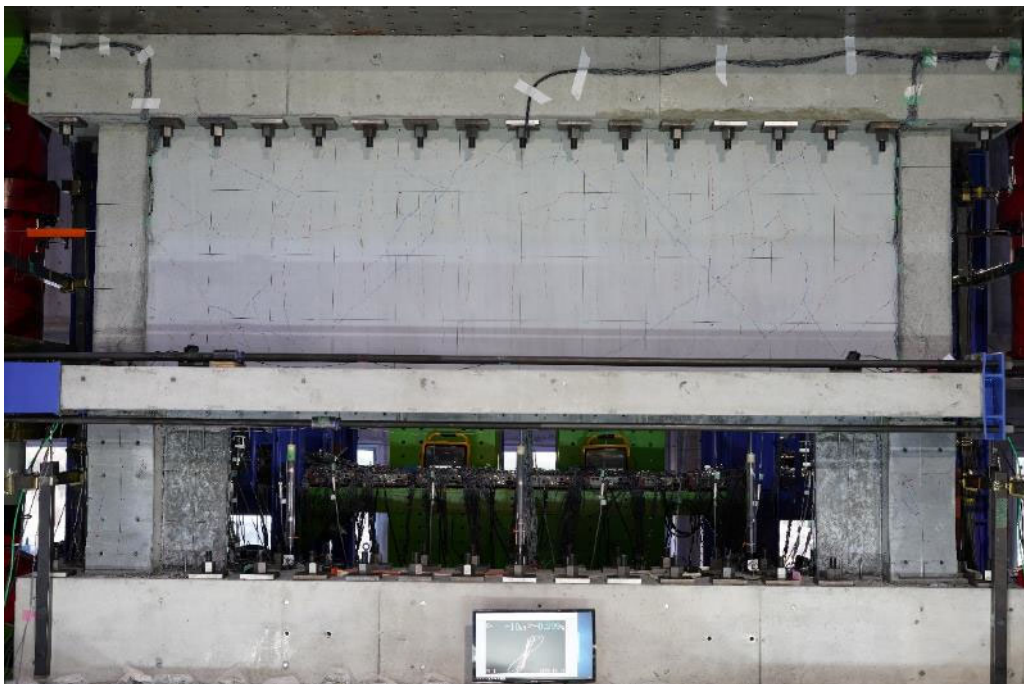
(e) 壁ひび割れ図



(f) ピロティ梁ひび割れ図



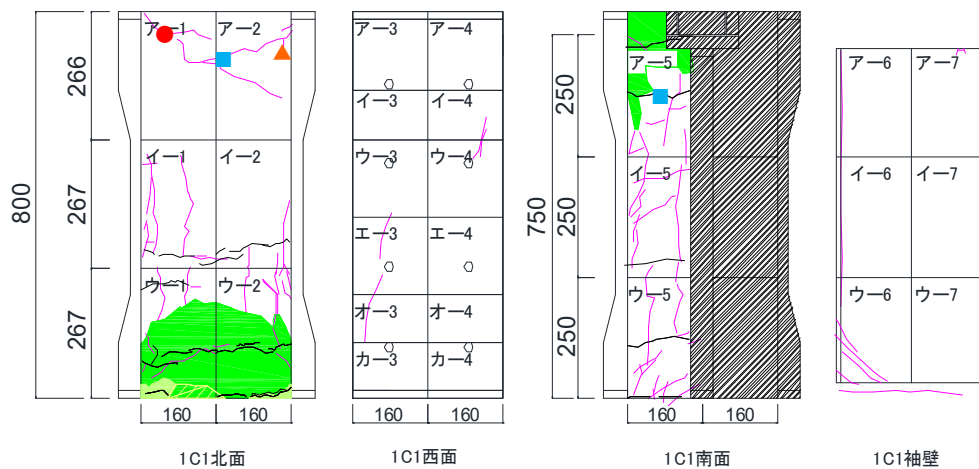
(g) スラブひび割れ図



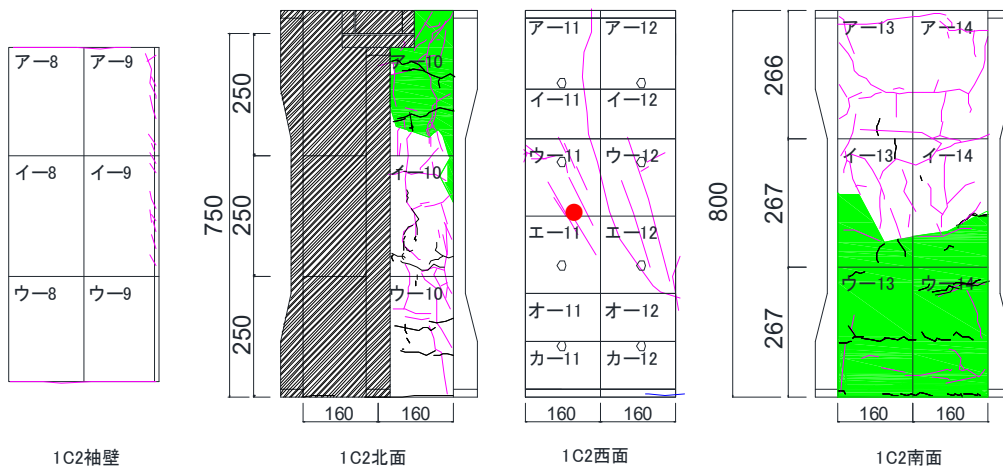
(h) 全体写真

図 5.3.3-9 損傷状況

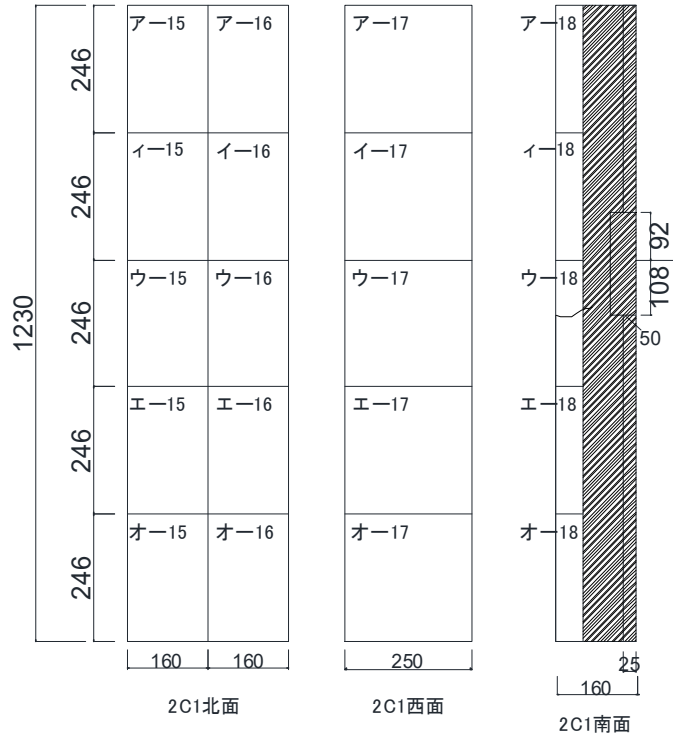
●1/33



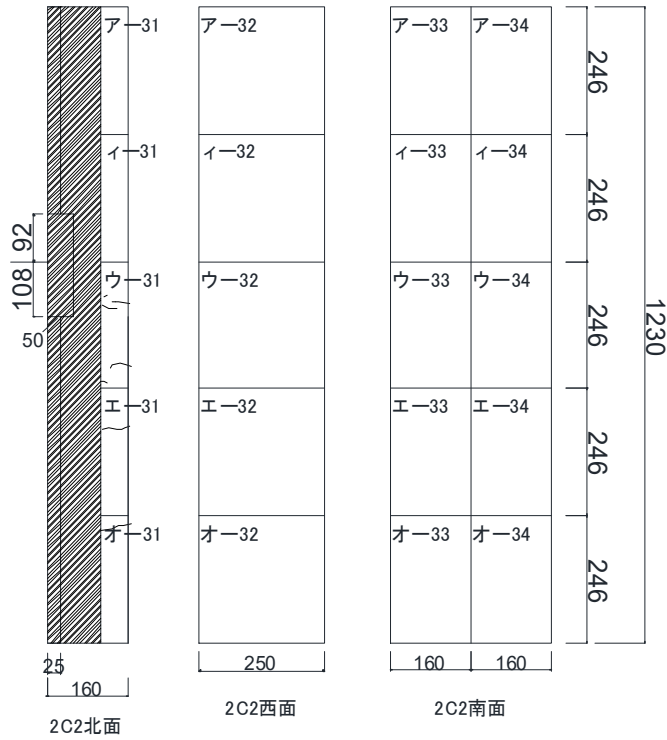
(a) 1C1 ひび割れ図



(b) 1C2 ひび割れ図

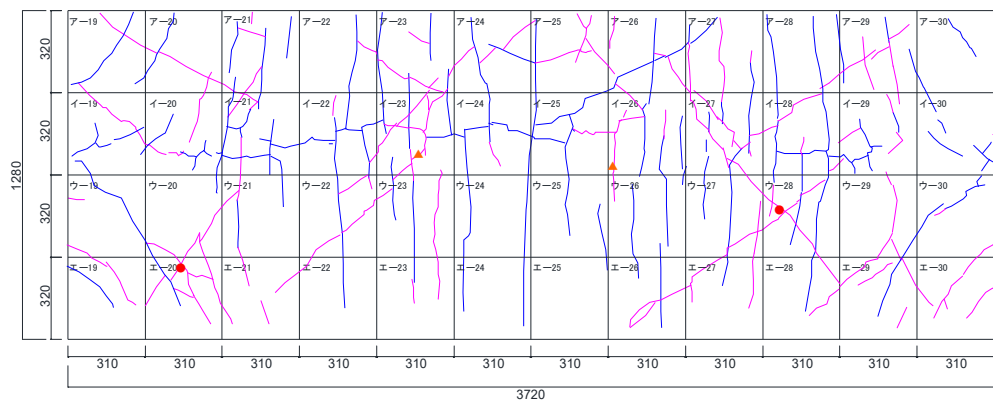


(c) 2C1 ひび割れ図



(d) 2C2 ひび割れ図

第5章 柱および梁にUFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の実験

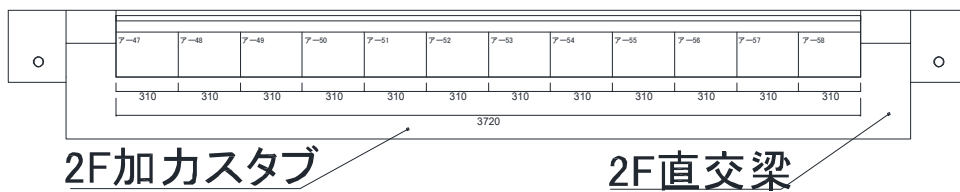


(e) 壁ひび割れ図

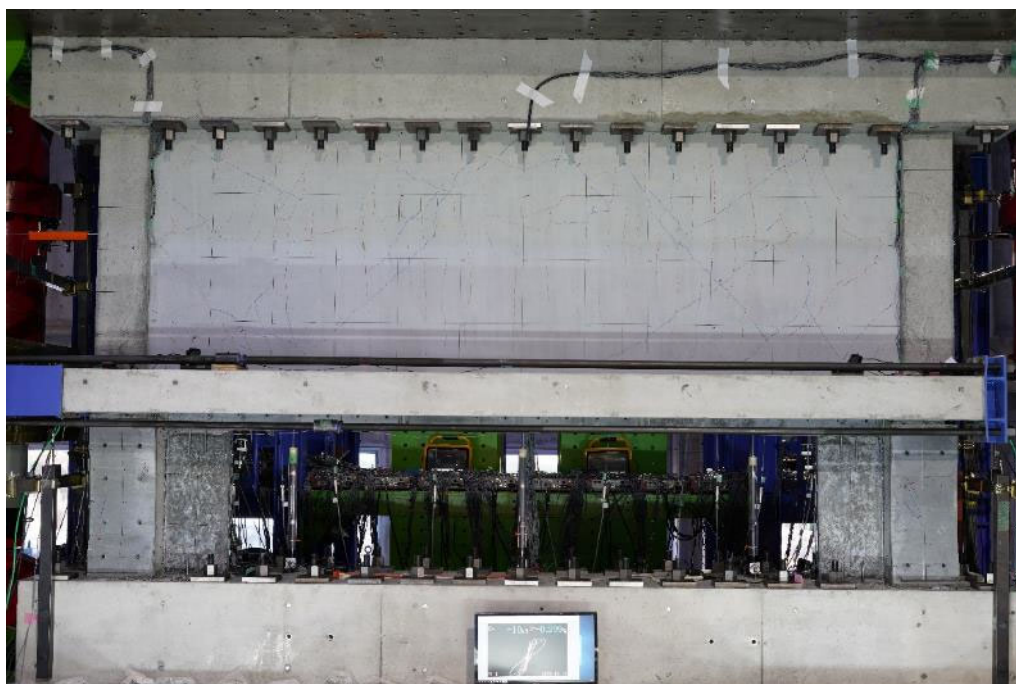
ア-35	ア-36	ア-37	ア-38	ア-39	ア-40	ア-41	ア-42	ア-43	ア-44	ア-45	ア-46
297	297	297	297	297	305	305	297	297	297	297	297

ピロティ梁

(f) ピロティ梁ひび割れ図



(g) スラブひび割れ図



(h) 全体写真

図 5. 3. 3-10 損傷状況

●最大ひび割れ幅推移

表 5.3.3-1 に、最大ひび割れ幅推移を示す。

損傷後補強試験体

表 5.3.3-1 最大ひび割れ幅推移

(a) 正側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.05
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.05
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(b) 負側 1C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C1正面)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.05
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(c) 正側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.20	0.60	0.50
	せん断除荷時	-	-	-	0.00	0.10	0.25
	曲げピーク	-	-	-	-	0.90	3.00
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.15	0.35
	縦ピーク	-	-	-	-	0.05	0.60
	縦除荷時	-	-	-	-	0.00	0.50



(d) 負側 1C1 北

最大ひび割れ幅推移 (1C1北)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.40	0.80
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.05	0.20
	曲げピーク	-	-	-	-	0.20	0.80
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	0.10
	縦ピーク	-	-	-	-	0.10	1.20
	縦除荷時	-	-	-	-	0.00	0.70

(e) 正側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.10	0.10	0.30
	せん断除荷時	-	-	-	0.00	0.00	0.20
	曲げピーク	-	-	-	-	0.10	0.25
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.10	0.10
	縦ピーク	-	-	-	-	-	0.25
	縦除荷時	-	-	-	-	-	0.15

(f) 負側 1C1 南

最大ひび割れ幅推移 (1C1南)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.10	0.40	1.50
	せん断除荷時	-	-	-	0.00	0.10	0.00
	曲げピーク	-	-	-	0.10	0.10	1.10
	曲げ除荷時	-	-	-	0.00	0.00	0.05
	縦ピーク	-	-	-	-	-	0.50
	縦除荷時	-	-	-	-	-	0.20

(g) 正側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.05
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.00
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(h) 負側 1C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (1C2正面)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(i) 正側 1C2 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.05	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.00	0.05
	曲げピーク	-	-	-	-	0.15	1.70
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	0.15
	縦ピーク	-	-	-	0.10	0.15	0.40
	縦除荷時	-	-	-	0.05	0.10	0.40

(j) 負側 1C2 北

最大ひび割れ幅推移 (1C2北)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.25	1.40	0.05
	せん断除荷時	-	-	-	0.05	0.30	0.05
	曲げピーク	-	-	-	0.05	0.10	0.10
	曲げ除荷時	-	-	-	0.00	0.00	0.00
	縦ピーク	-	-	-	0.05	0.20	0.75
	縦除荷時	-	-	-	0.05	0.20	0.30

(k) 正側 1C2 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.10	0.25
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.05	0.15
	曲げピーク	-	-	-	0.10	0.60	0.65
	曲げ除荷時	-	-	-	0.00	0.10	0.05
	縦ピーク	-	-	-	0.05	0.10	0.35
	縦除荷時	-	-	-	0.00	0.05	0.35

(l) 負側 102 南

最大ひび割れ幅推移 (1C2南)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.05	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.00	0.10
	曲げピーク	-	-	-	0.05	0.35	0.15
	曲げ除荷時	-	-	-	0.00	0.10	0.05
	縦ピーク	-	-	-	-	0.15	0.15
	縦除荷時	-	-	-	-	0.10	0.15

(m) 正側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(n) 負側 2C1 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C1正面)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(o) 正側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(p) 負側 2C1 北

最大ひび割れ幅推移 (2C1北)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(q) 正側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C1南)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(r) 負側 2C1 南

最大ひび割れ幅推移 (2C1南)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(s) 正側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(t) 負側 2C2 正面

最大ひび割れ幅推移 (2C2正面)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(u) 正側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(v) 負側 2C2 北

最大ひび割れ幅推移 (2C2北)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(w) 正側 2C2 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(x) 負側 202 南

最大ひび割れ幅推移 (2C2南)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(y) 正側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (北壁)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15
	せん断除荷時	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.05
	縦除荷時	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05

(z) 負側 壁左

最大ひび割れ幅推移 (北壁)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	0.05	0.05	0.10	0.10	0.05	0.00
	せん断除荷時	0.05	0.05	0.10	0.05	0.05	0.00
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	0.00	0.00	0.05	0.10	0.10	0.10
	縦除荷時	0.00	0.00	0.05	0.10	0.05	0.10

(ab) 正側 壁右

最大ひび割れ幅推移 (南壁)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	0.05	0.05	0.05	0.10	0.15	0.15
	せん断除荷時	0.05	0.05	0.05	0.10	0.10	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.10
	縦除荷時	0.05	0.05	0.05	0.05	0.10	0.10

(ac) 負側 壁右

最大ひび割れ幅推移 (南壁)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	0.05	0.05	0.10	0.10	0.05	0.05
	せん断除荷時	0.05	0.05	0.10	0.10	0.05	0.05
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	0.05	0.05	0.10	0.10	0.10	0.10
	縦除荷時	0.05	0.05	0.10	0.10	0.10	0.10

(ad) 正側 ピロティ梁

最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(ae) 負側 ピロティ梁

最大ひび割れ幅推移 (ピロティ梁)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	-
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(af) 正側 UFC 北袖壁

最大ひび割れ幅推移 (U F C 北袖壁)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.75	0.10	-
	せん断除荷時	-	-	-	0.15	0.10	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(ag) 負側 UFC 北袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 北袖壁)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	0.10	0.10	-
	せん断除荷時	-	-	-	0.10	0.10	-
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(ah) 正側 UFC 南袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 南袖壁)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	1.40	3.50
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.65	1.10
	曲げピーク	-	-	-	-	3.00	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(ai) 負側 UFC 南袖壁

最大ひび割れ幅推移 (UFC 南袖壁)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.55	1.30
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.25	1.30
	曲げピーク	-	-	-	-	2.50	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	0.00	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(aj) 正側 北スラブ

最大ひび割れ幅推移 (北スラブ)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.10	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.10	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-



(ak) 負側 北スラブ

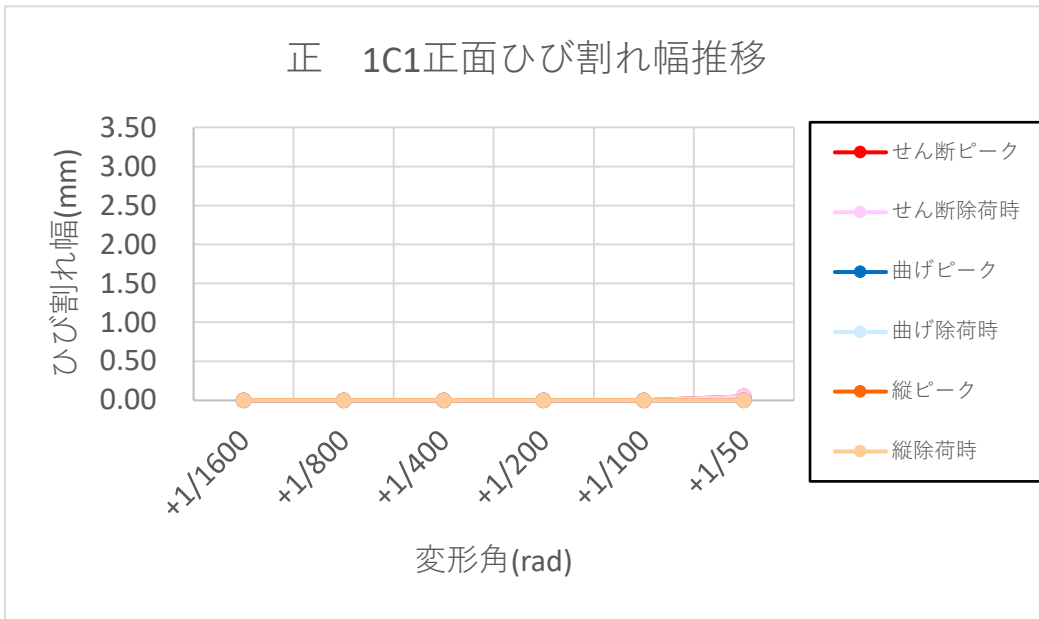
最大ひび割れ幅推移 (北スラブ)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.10	0.15
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.10	0.05
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(a) 正側 南スラブ

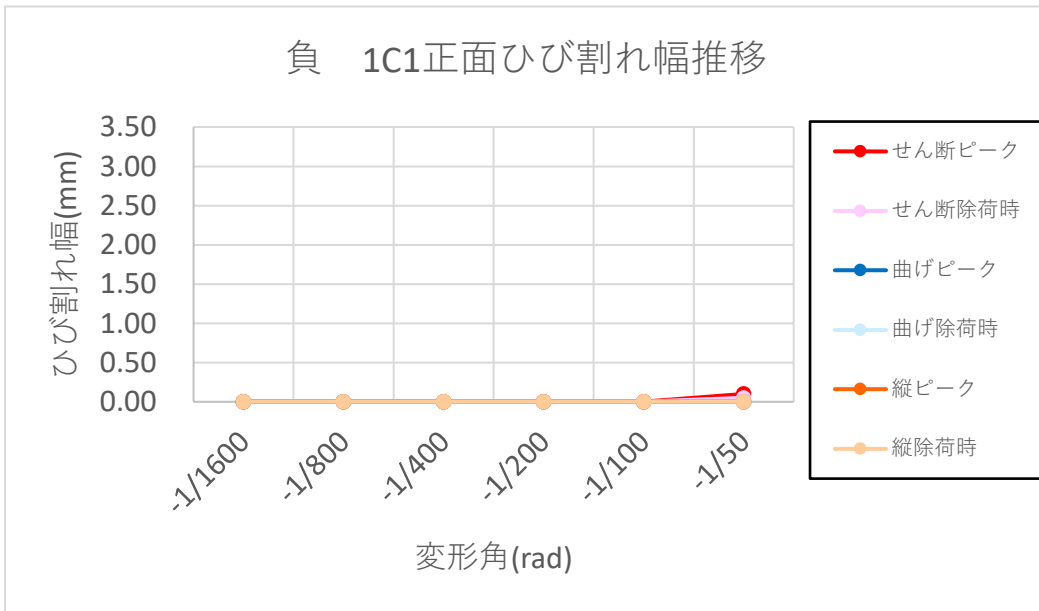
最大ひび割れ幅推移 (南スラブ)							
部材角(rad)		+1/1600	+1/800	+1/400	+1/200	+1/100	+1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	-	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	-	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-

(am) 負側 南スラブ

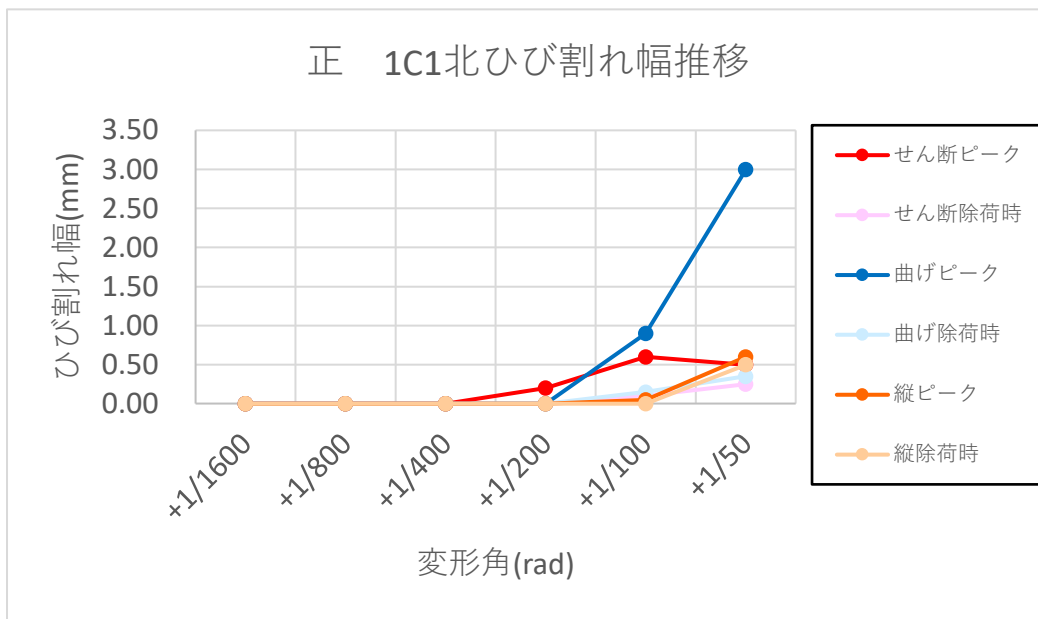
最大ひび割れ幅推移 (南スラブ)							
部材角(rad)		-1/1600	-1/800	-1/400	-1/200	-1/100	-1/50
ひび割れ 幅(mm)	せん断ピーク	-	-	-	-	0.10	0.10
	せん断除荷時	-	-	-	-	0.10	0.10
	曲げピーク	-	-	-	-	-	-
	曲げ除荷時	-	-	-	-	-	-
	縦ピーク	-	-	-	-	-	-
	縦除荷時	-	-	-	-	-	-



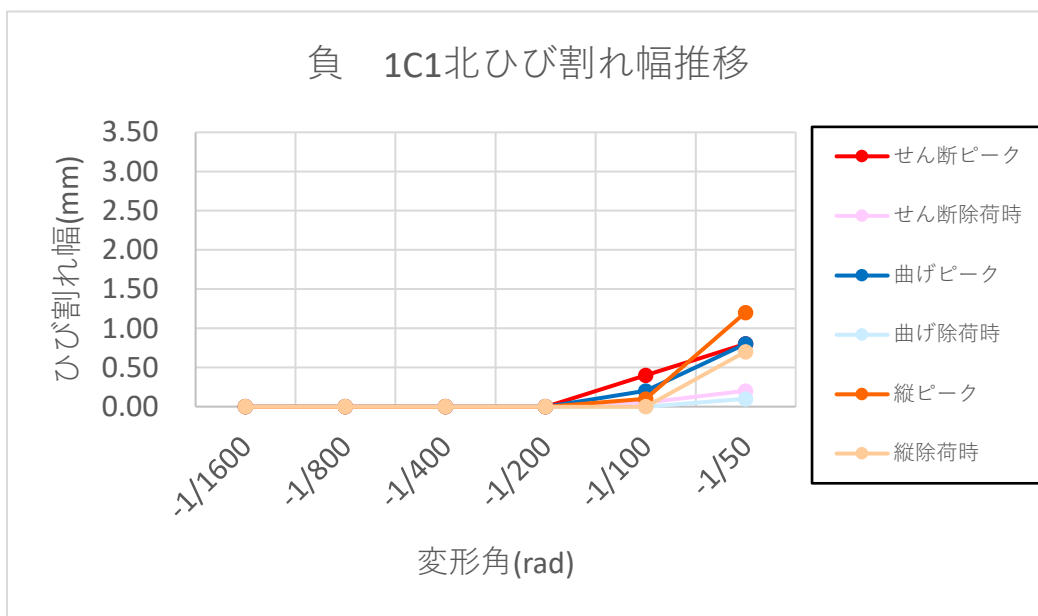
(a) 正側 1C1 正面



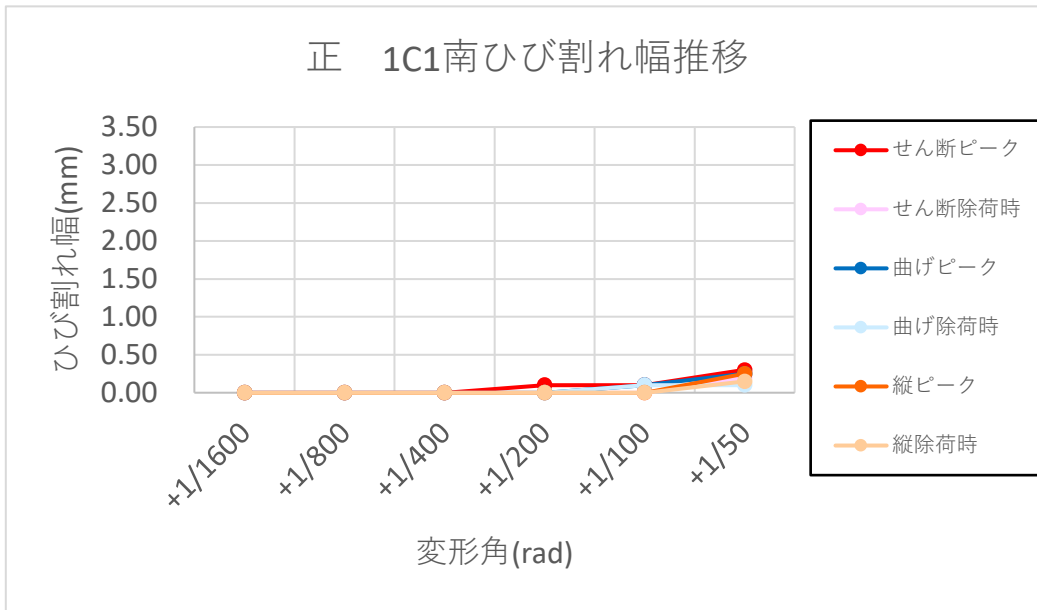
(b) 負側 1C1 正面



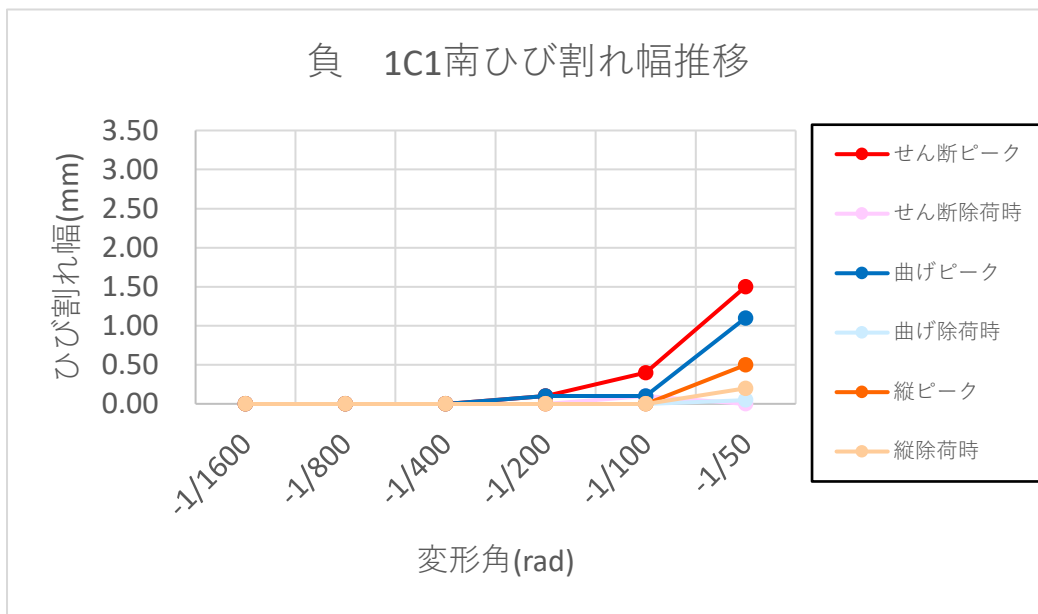
(c) 正側 1C1 北



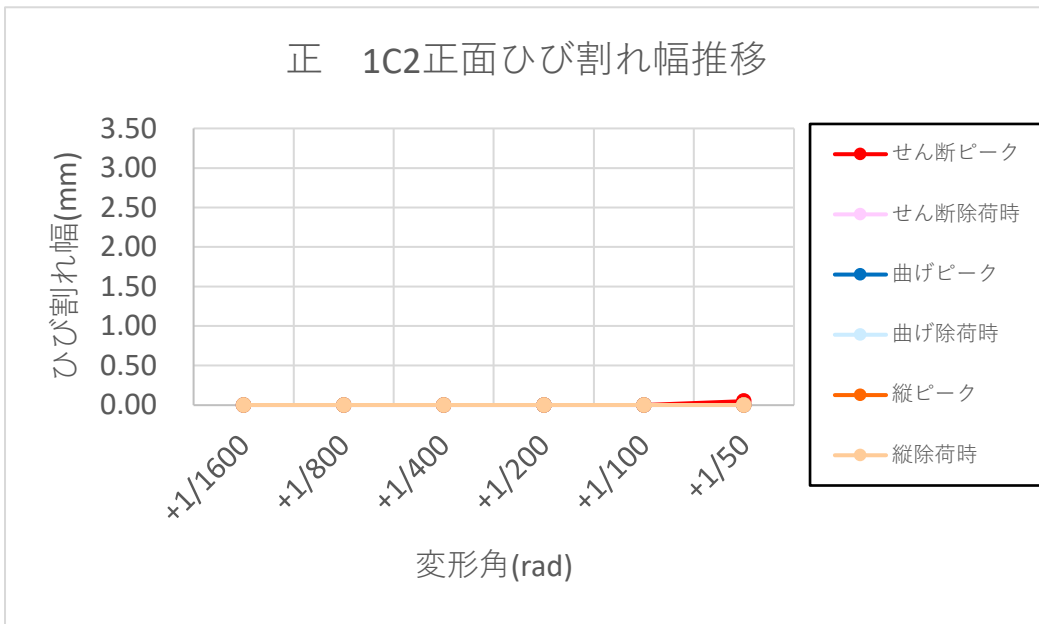
(d) 負側 1C1 北



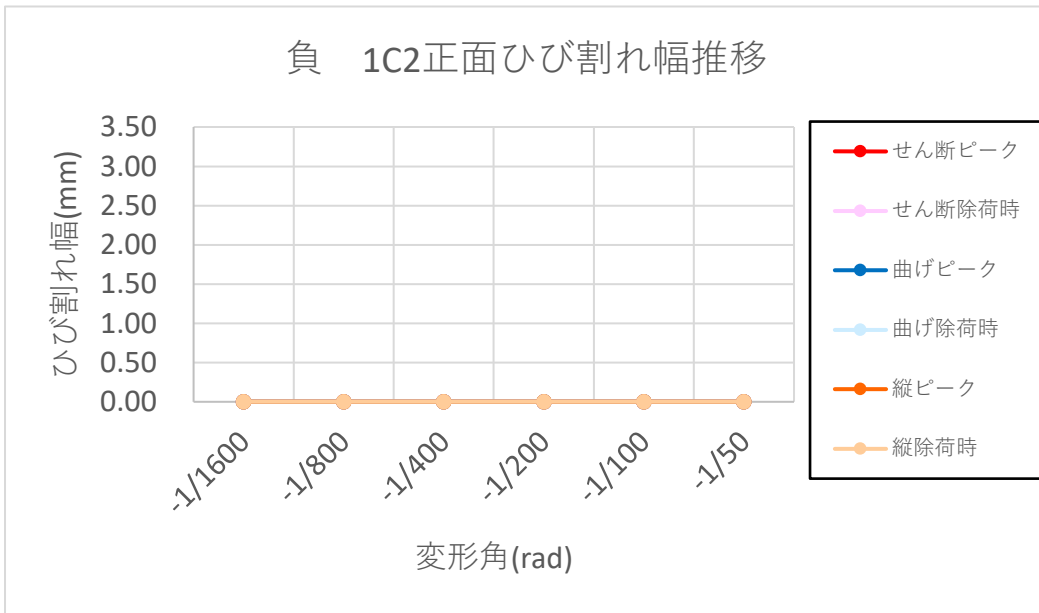
(e) 正側 1C1 南



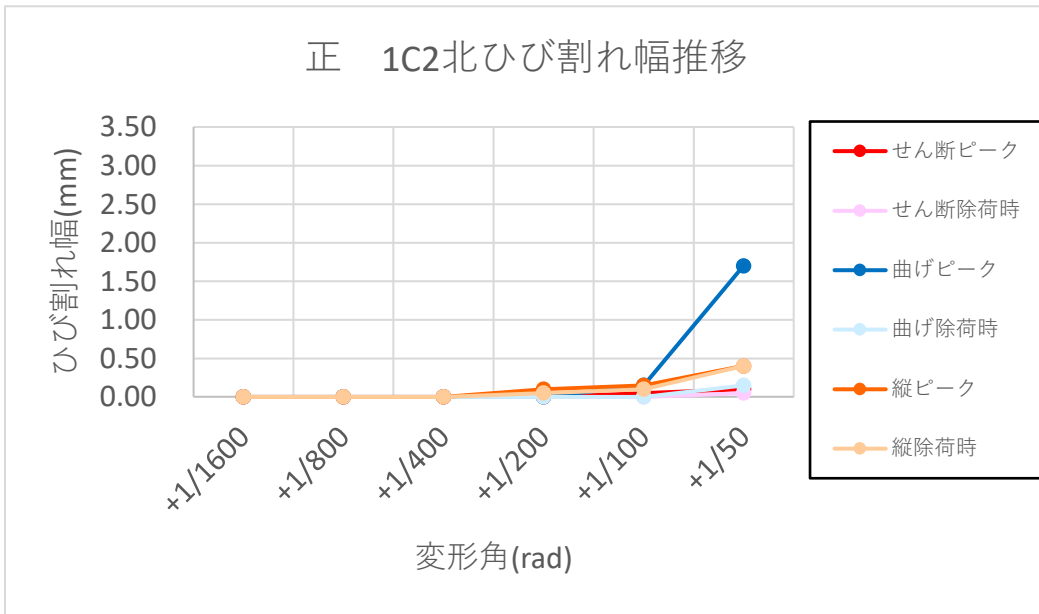
(f) 負側 1C1 南



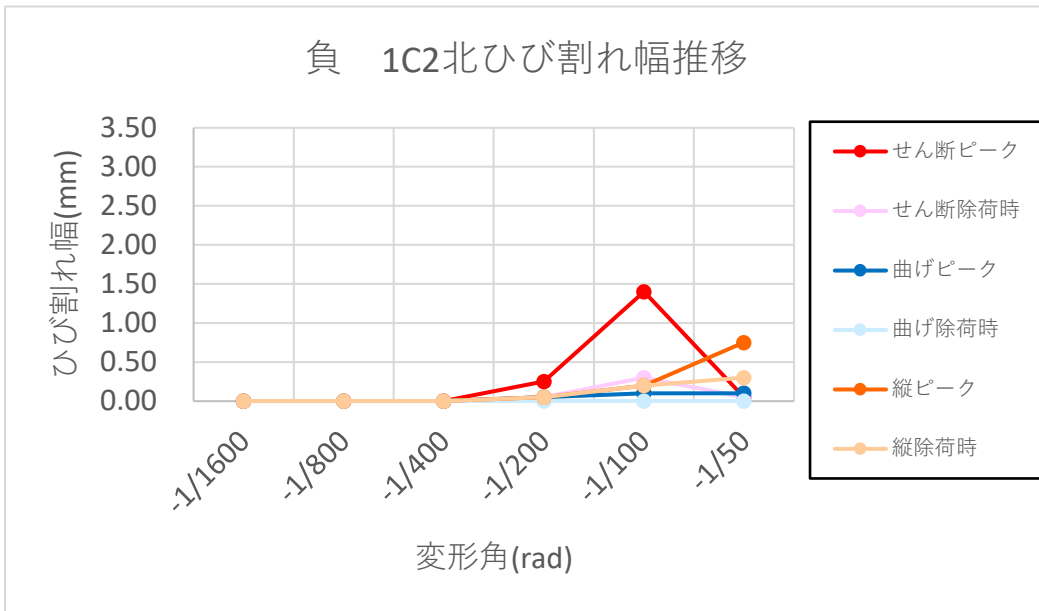
(g) 正側 1C2 正面



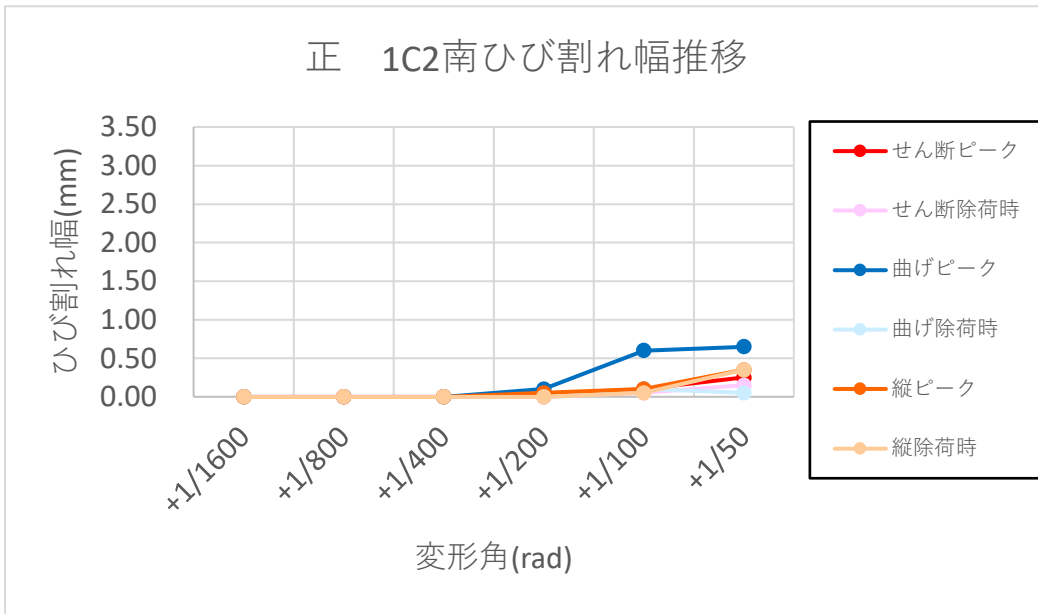
(h) 負側 1C2 正面



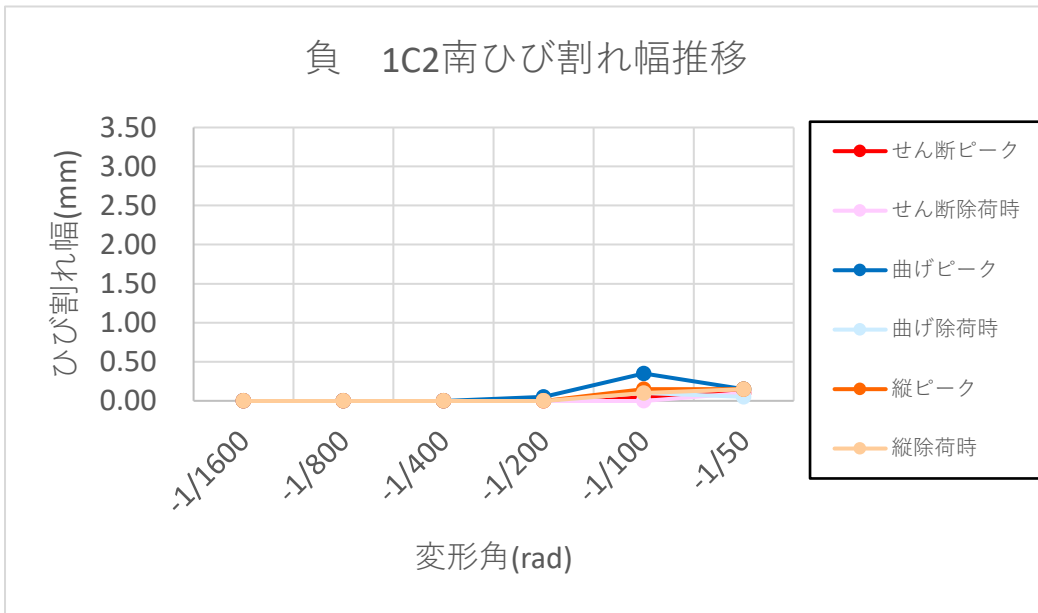
(i) 正側 1C2 北



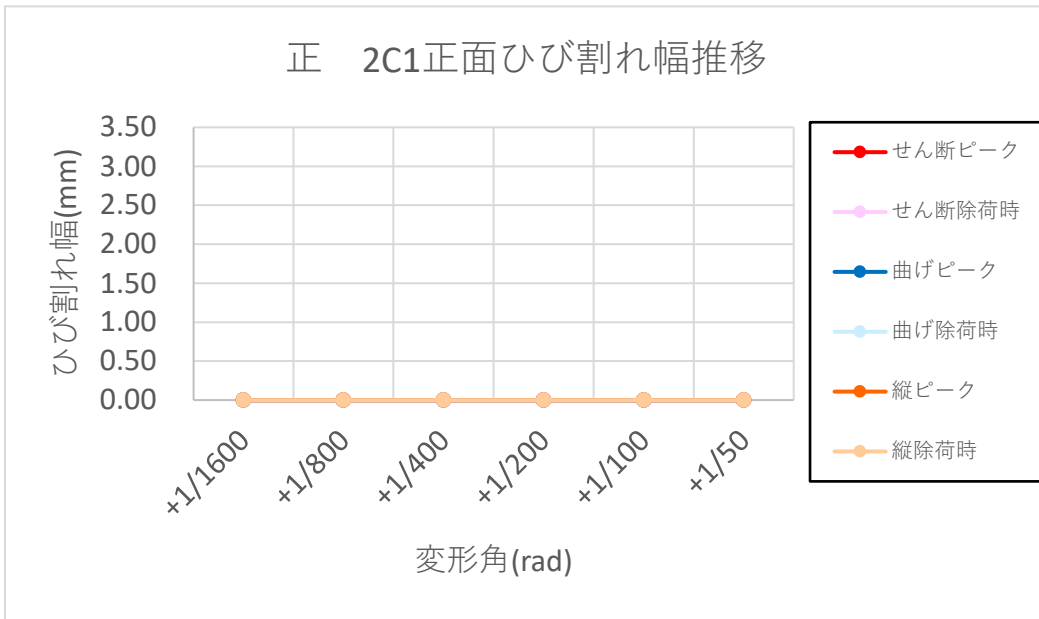
(j) 負側 1C2 北



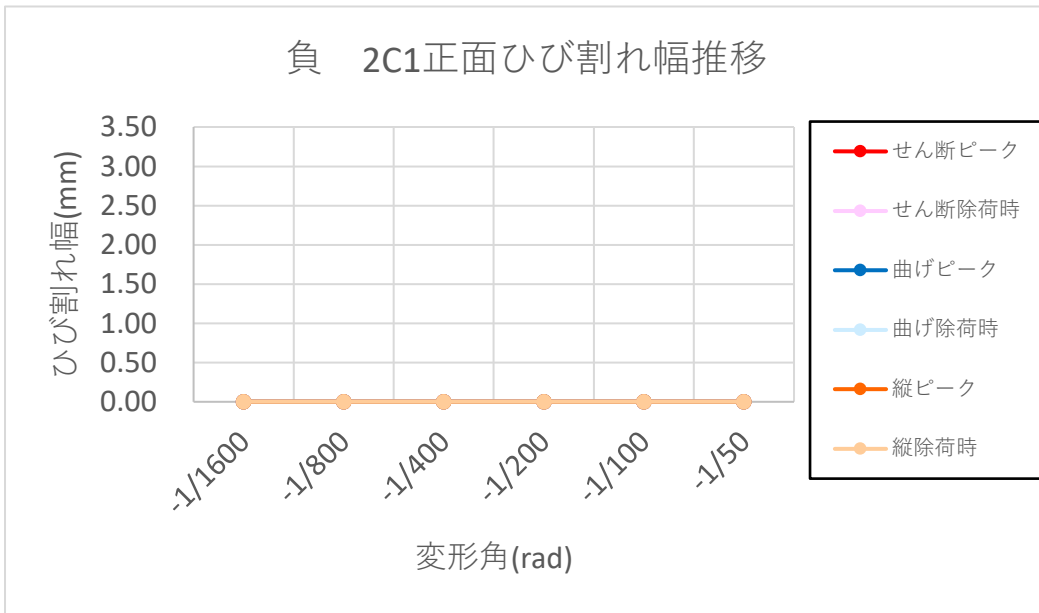
(k) 正側 1C2 南



(l) 負側 1C2 南

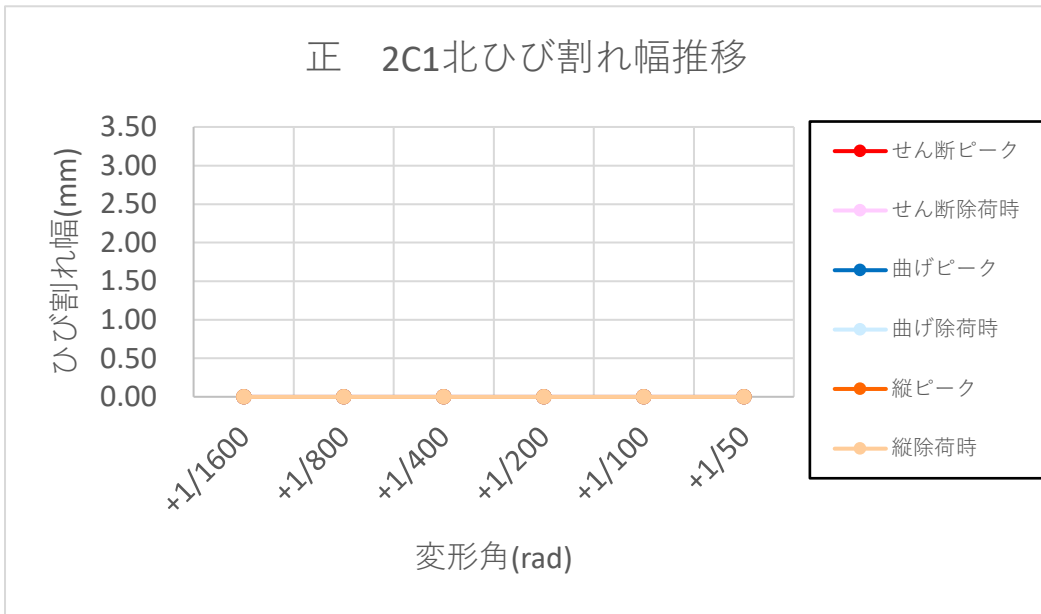


(m) 正側 2C1 正面

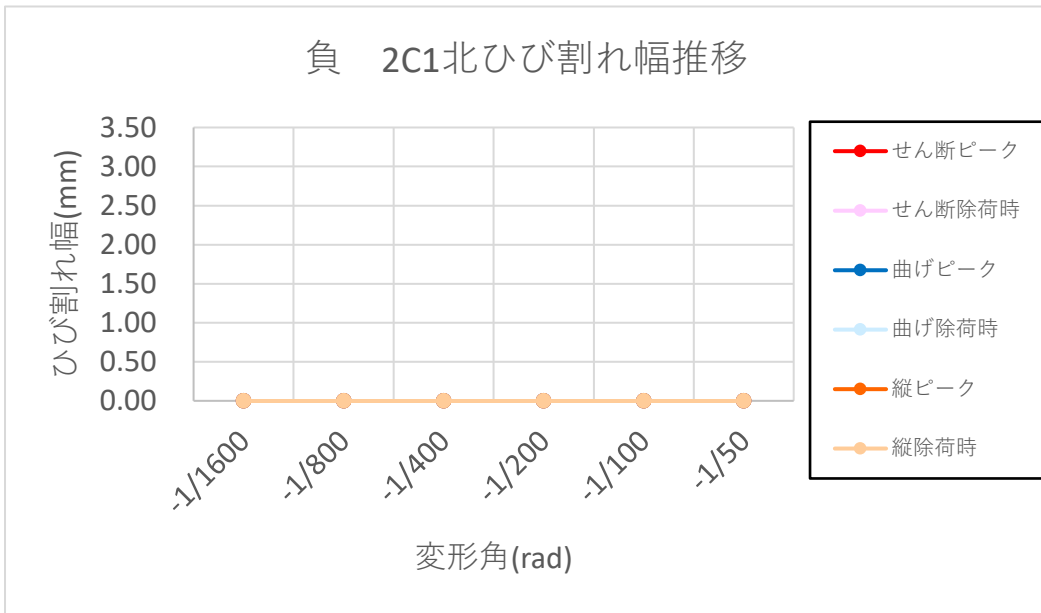


(n) 負側 2C1 正面

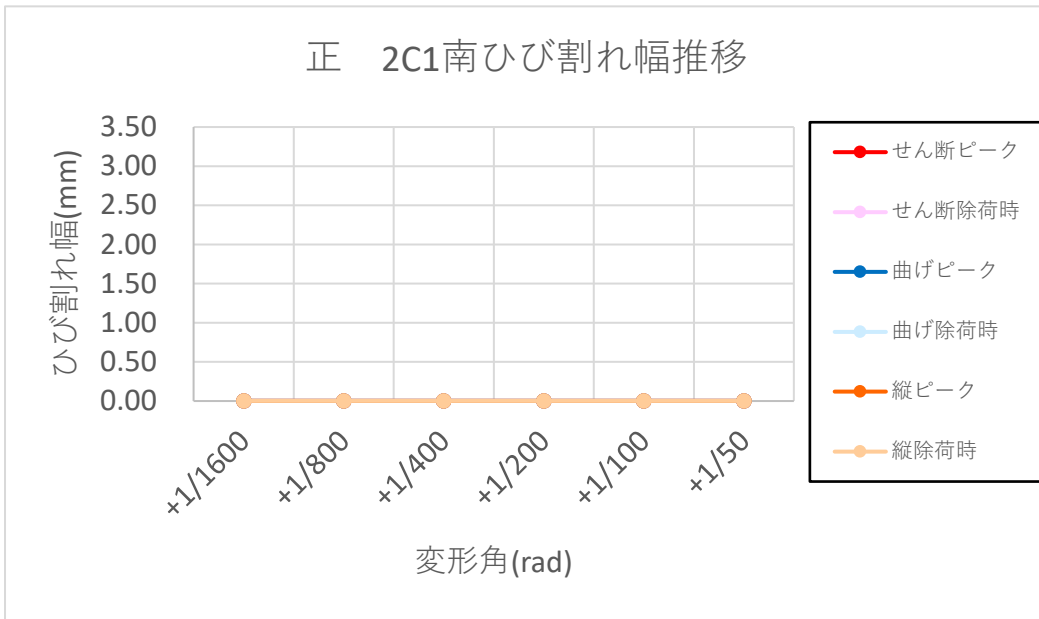




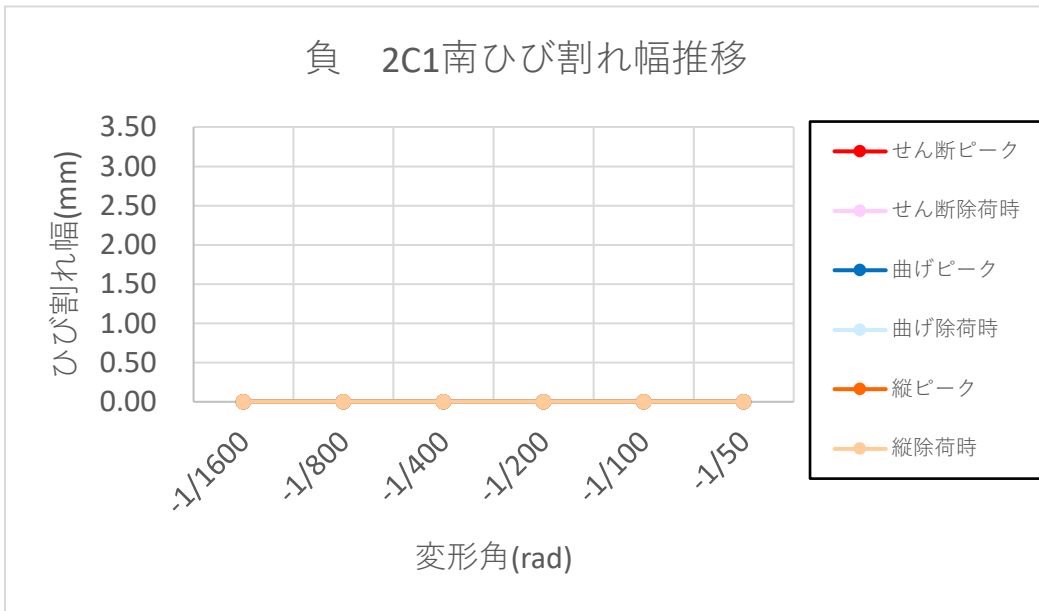
(o) 正側 2C1 北



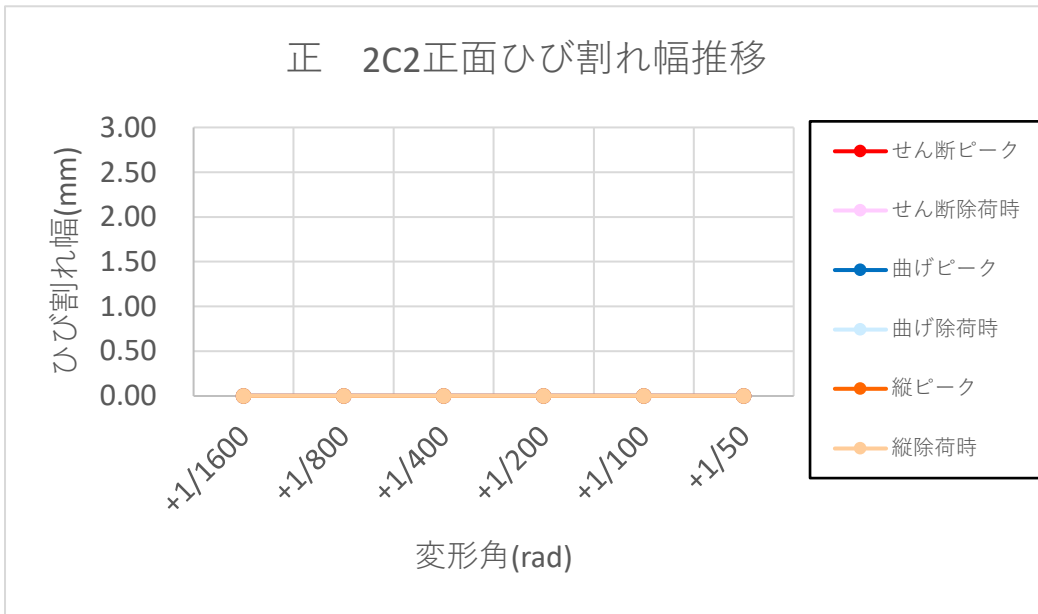
(p) 負側 2C1 北



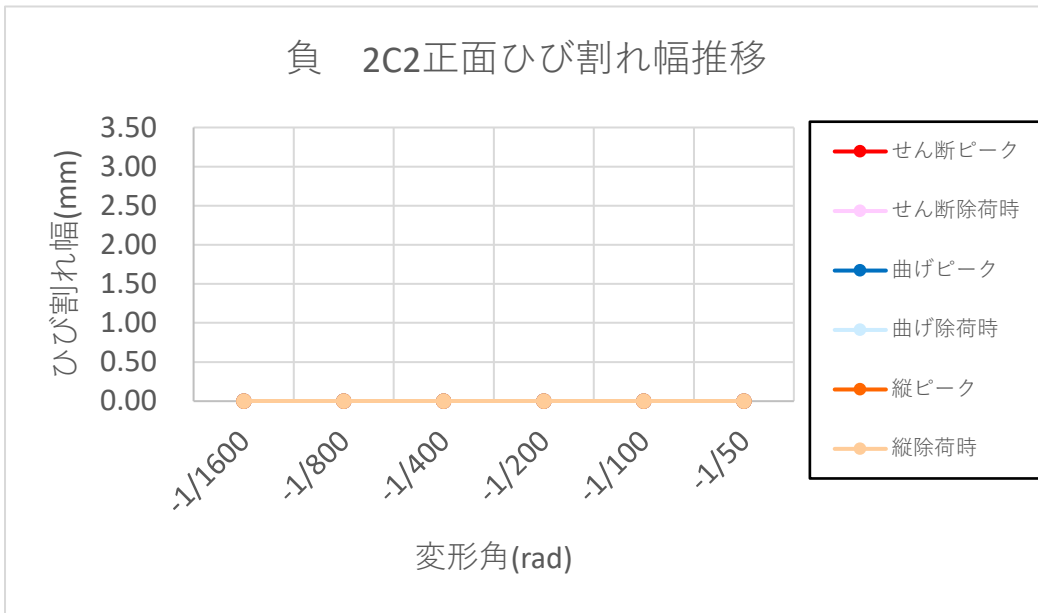
(q) 正側 2C1 南



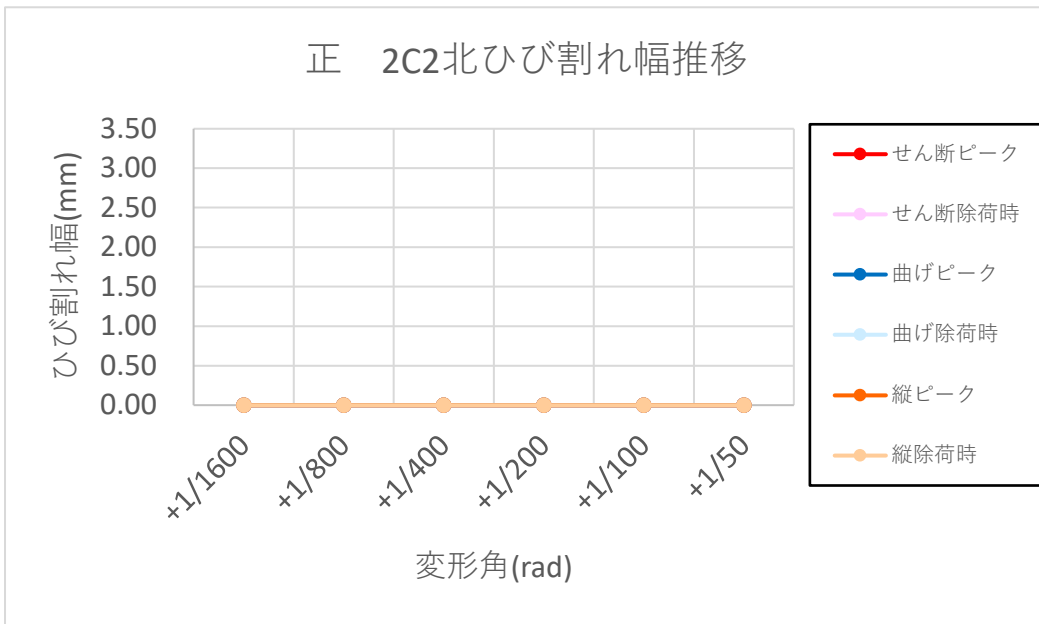
(r) 負側 2C1 南



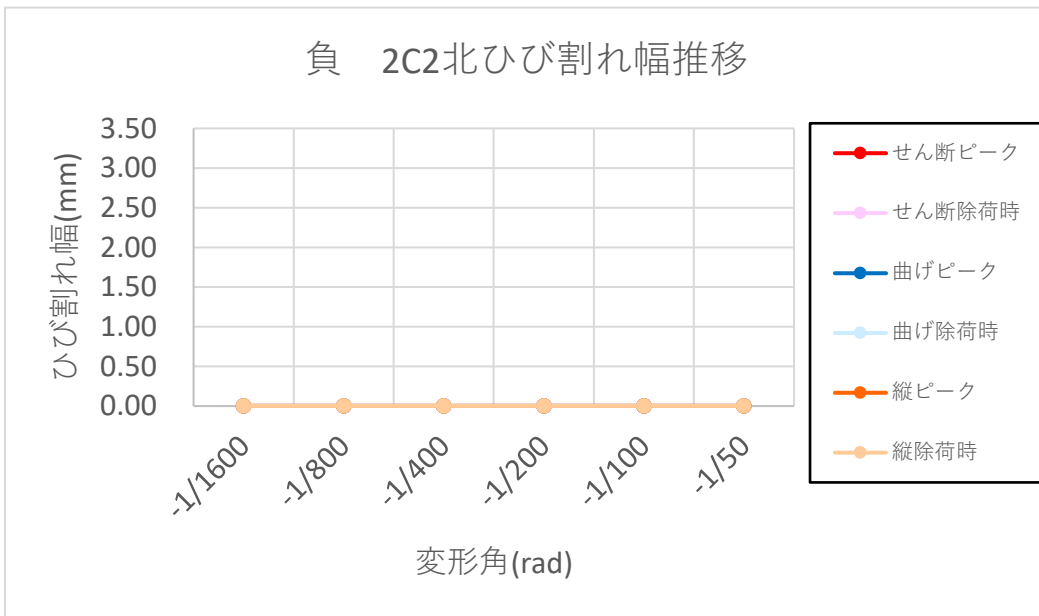
(s) 正側 2C2 正面



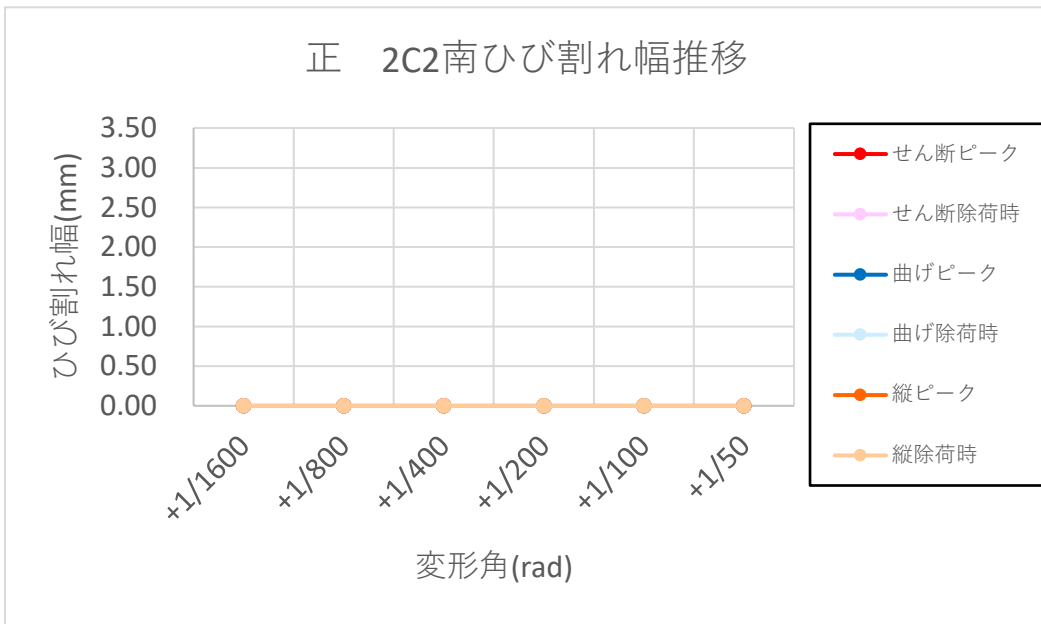
(t) 負側 2C2 正面



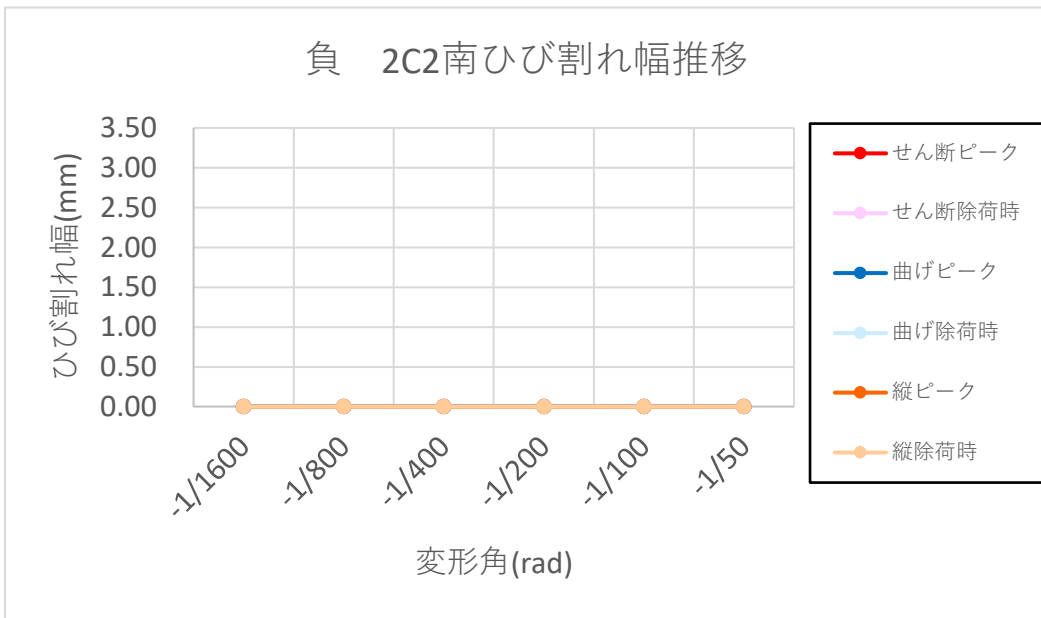
(u) 正側 2C2 北



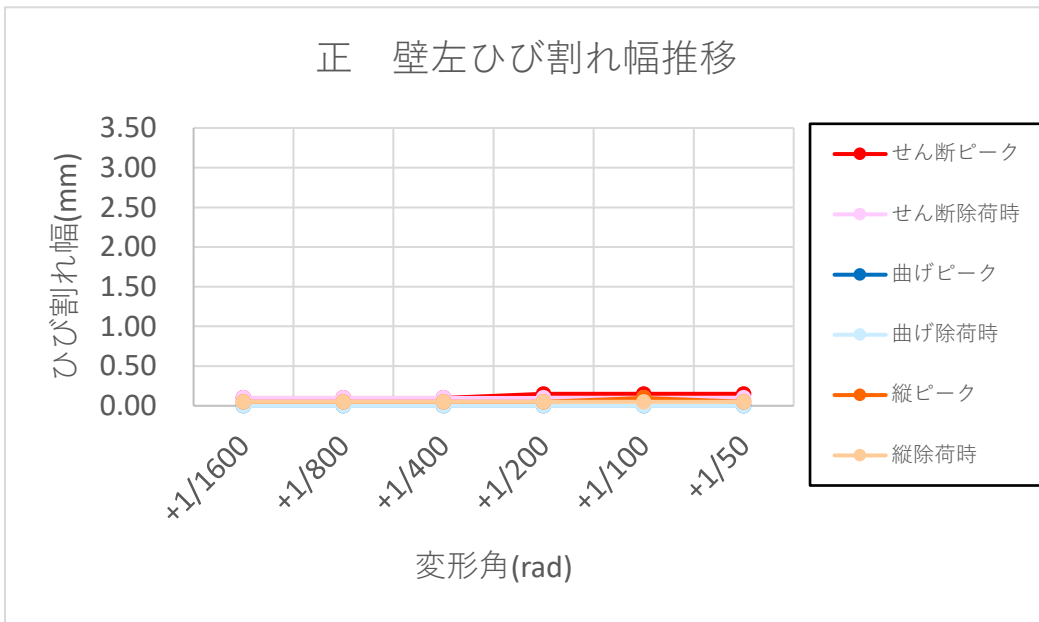
(v) 負側 2C2 北



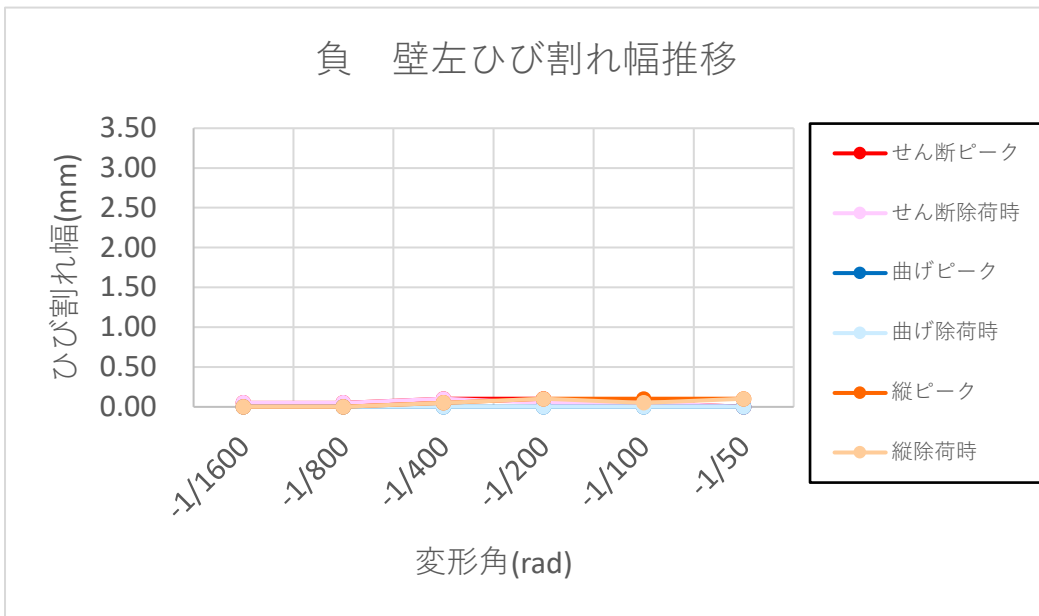
(w) 正側 2C2 南



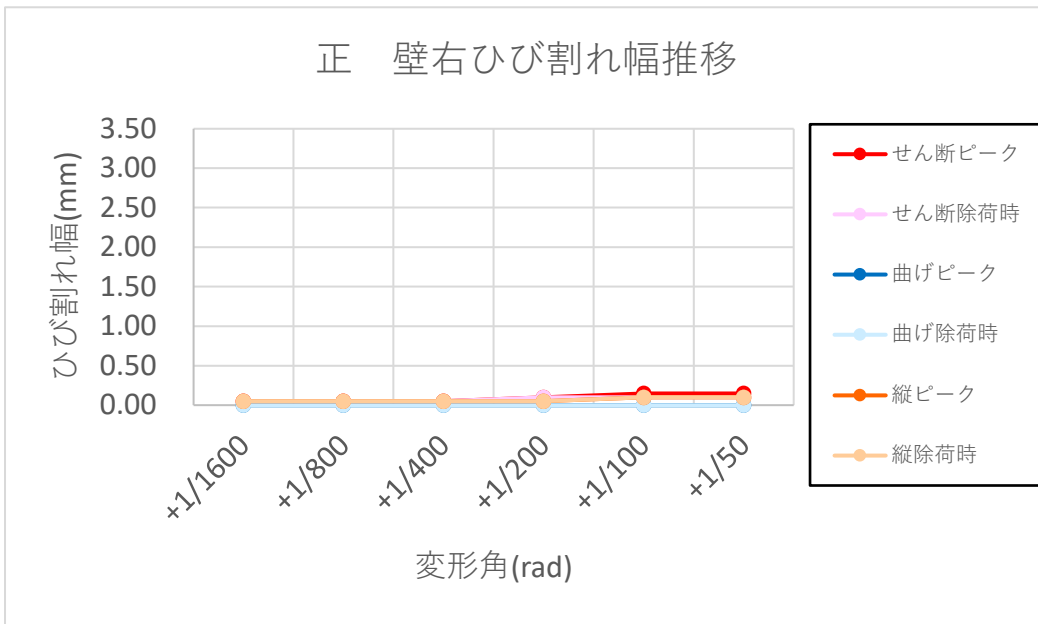
(x) 負側 2C2 南



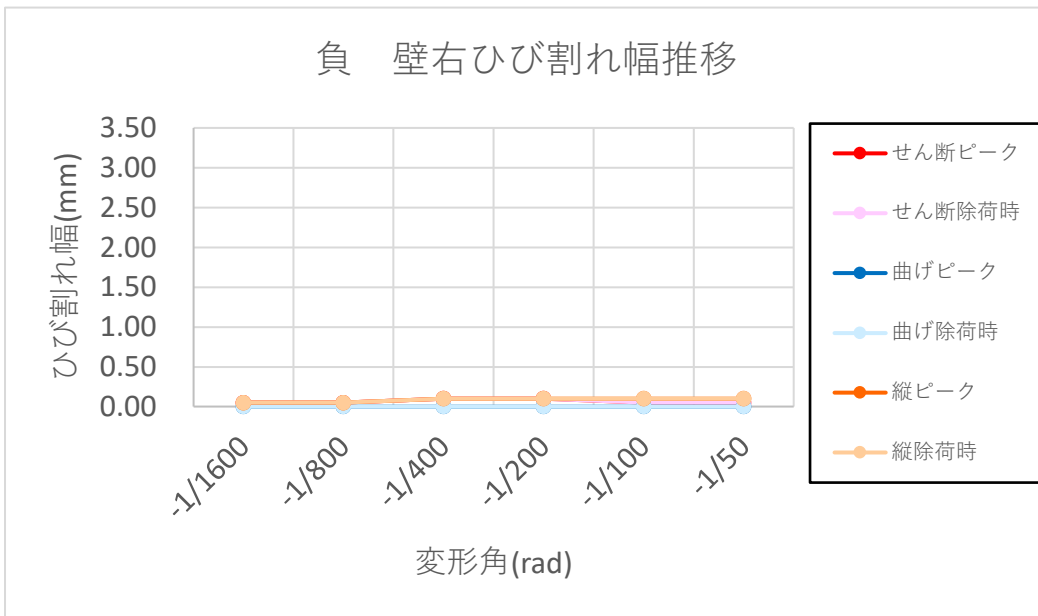
(y) 正側 壁左



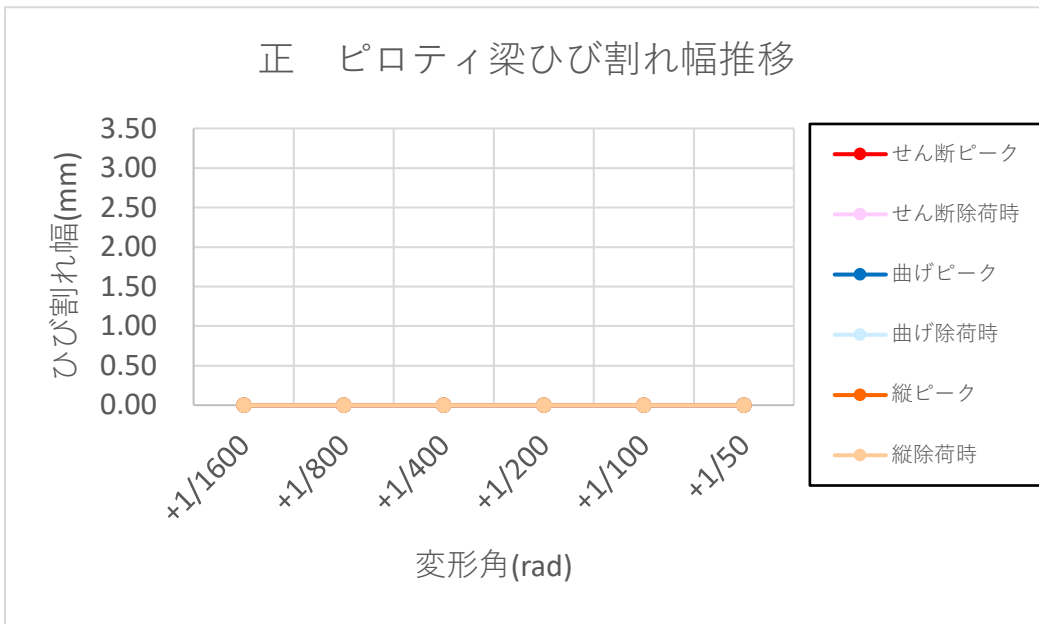
(z) 負側 壁左



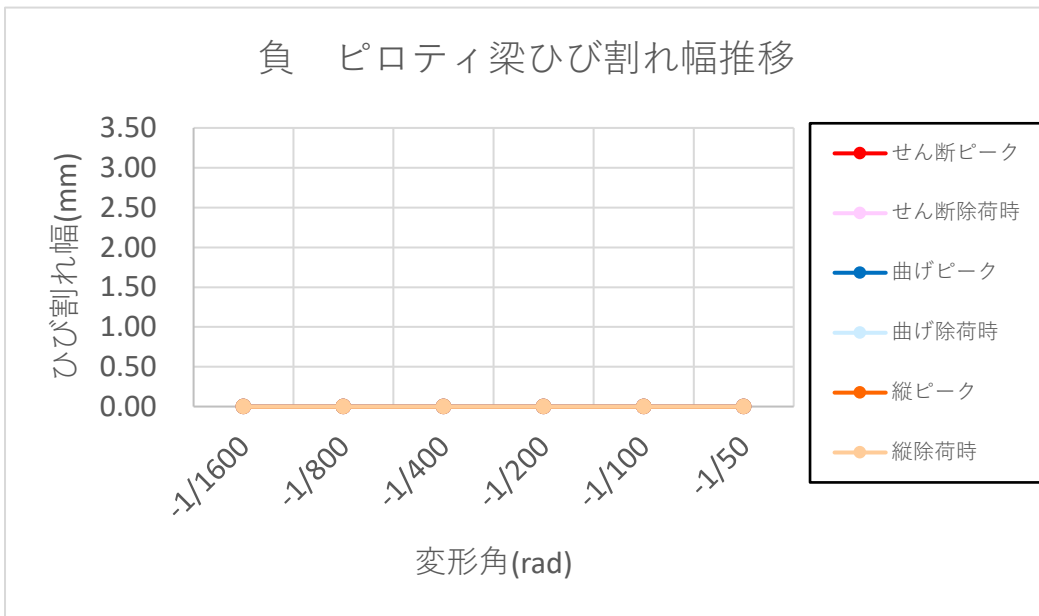
(ab) 正側 壁右



(ac) 負側 壁右

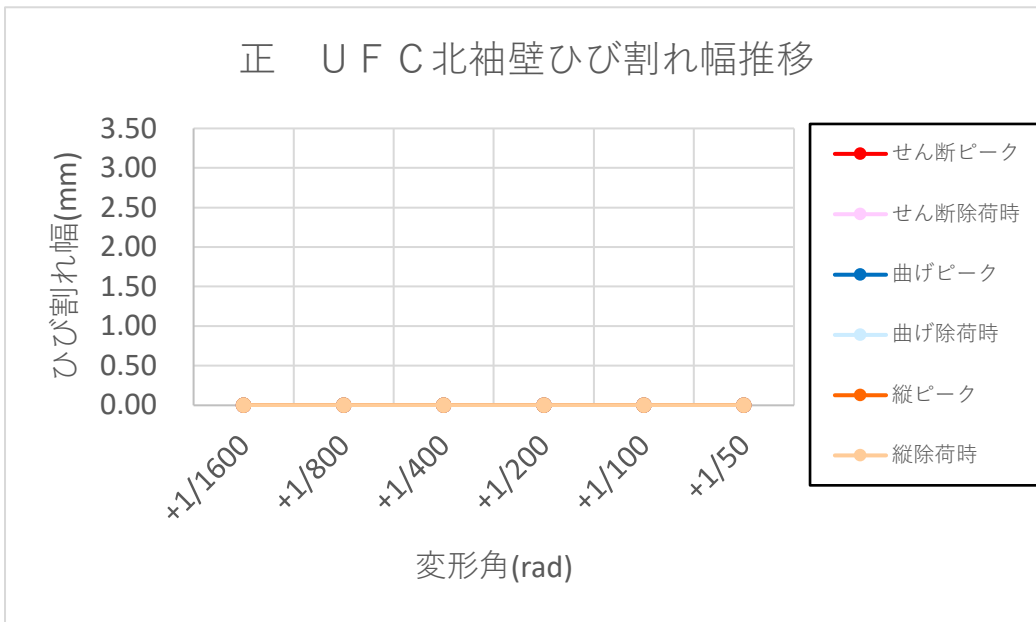


(ad) 正側 ピロティ梁

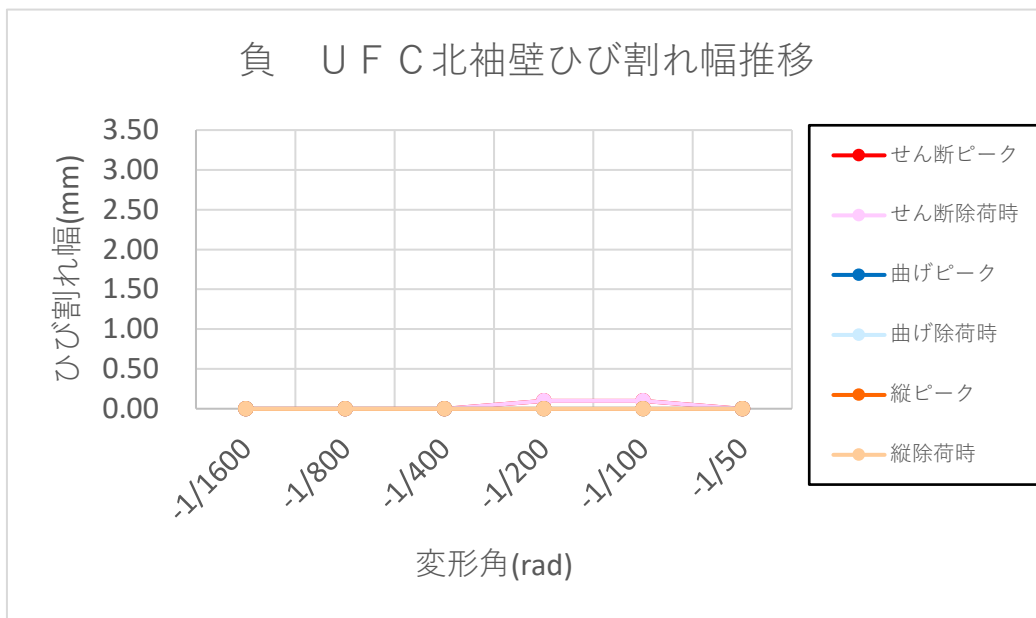


(ae) 負側 ピロティ梁

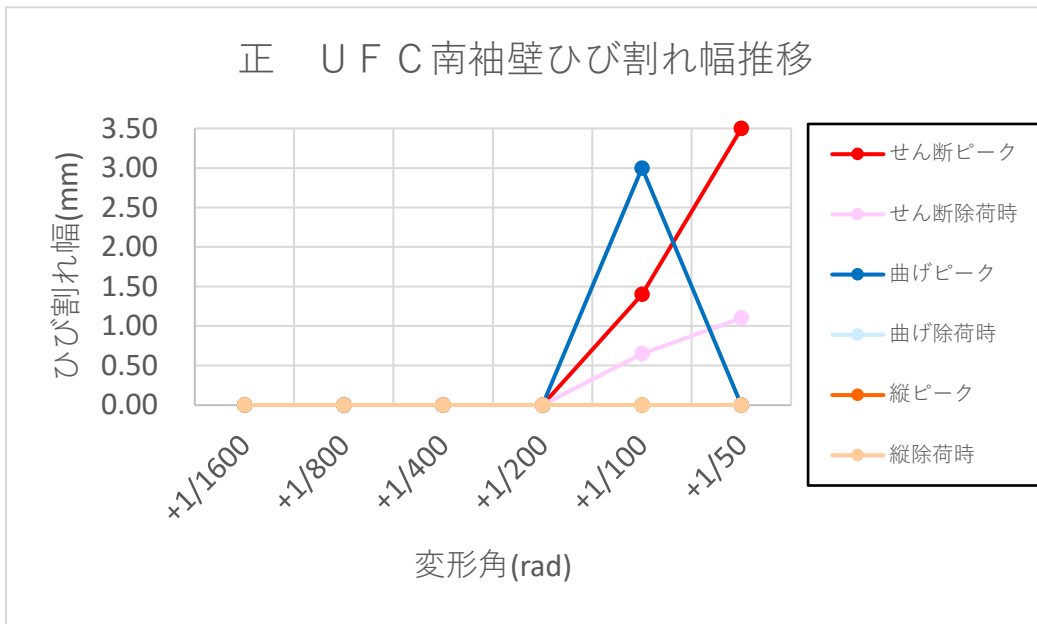




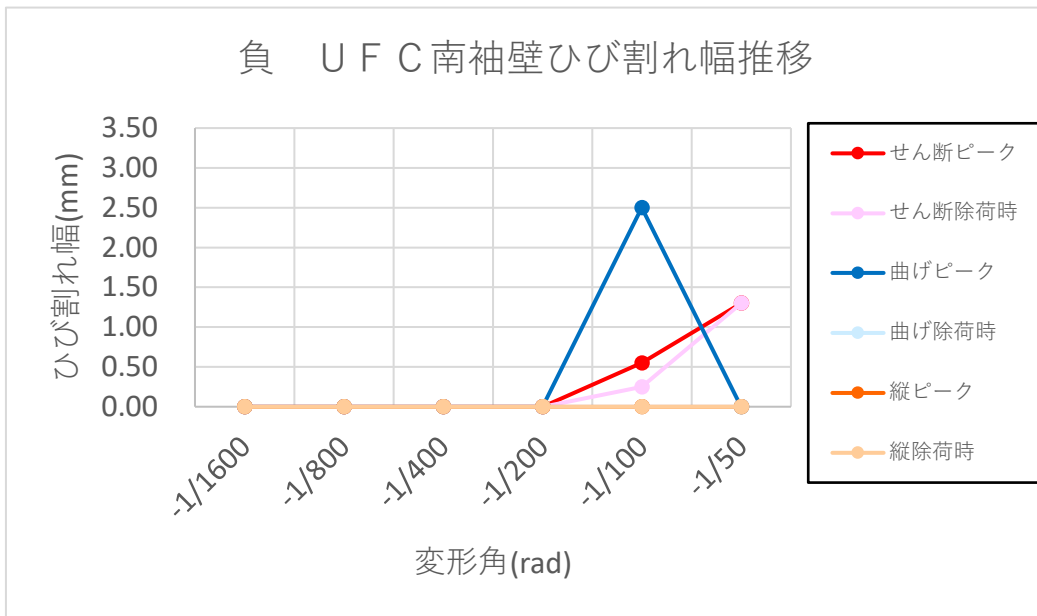
(af) 正側 UFC 北袖壁



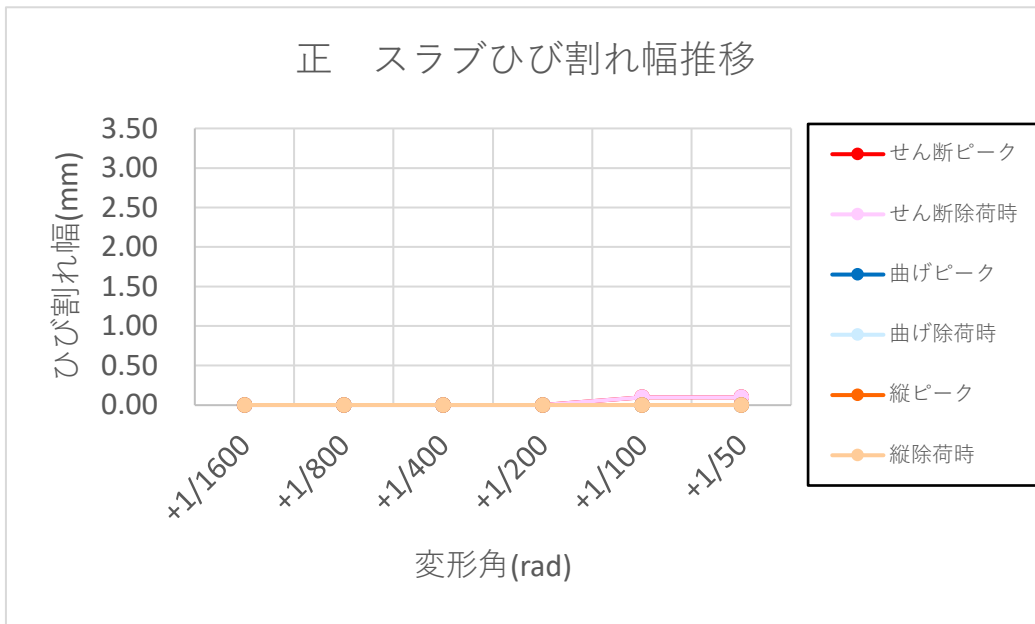
(ag) 負側 UFC 北袖壁



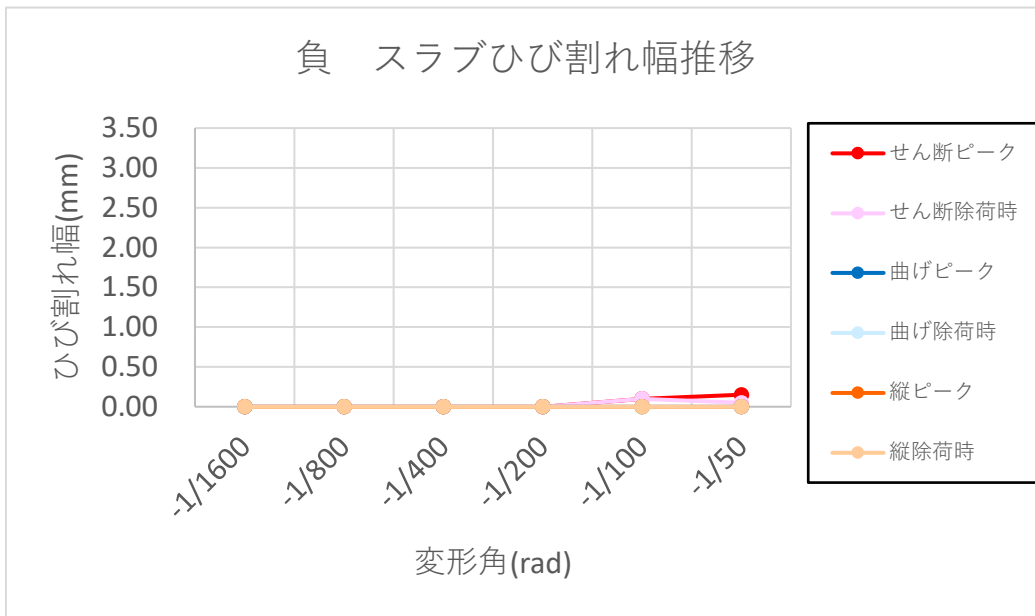
(ah) 正側 UFC 南袖壁



(ai) 負側 UFC 南袖壁



(aj) 正側 北スラブ



(ak) 負側 北スラブ

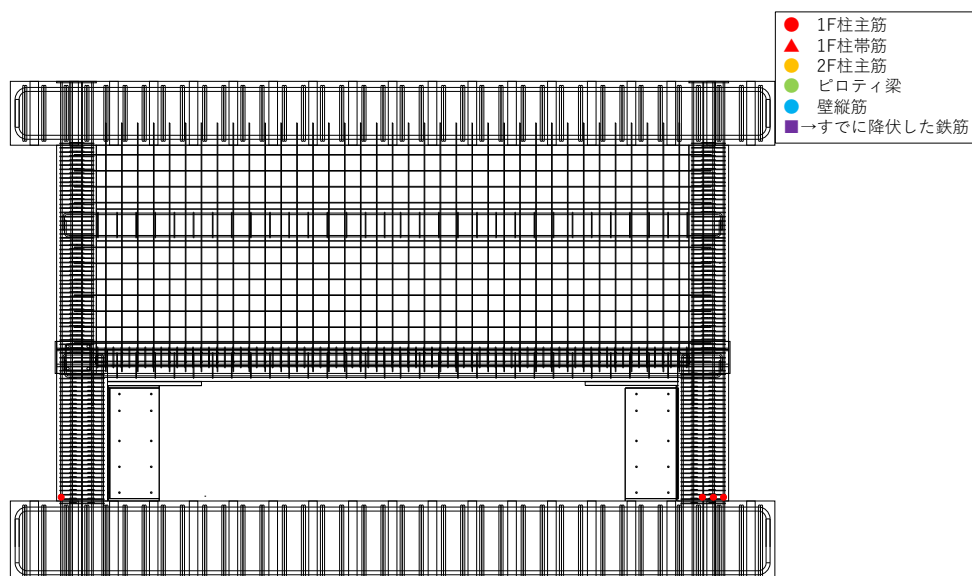
図 5.3.3-11 ひび割れ幅推移

(4) 鉄筋降伏状況

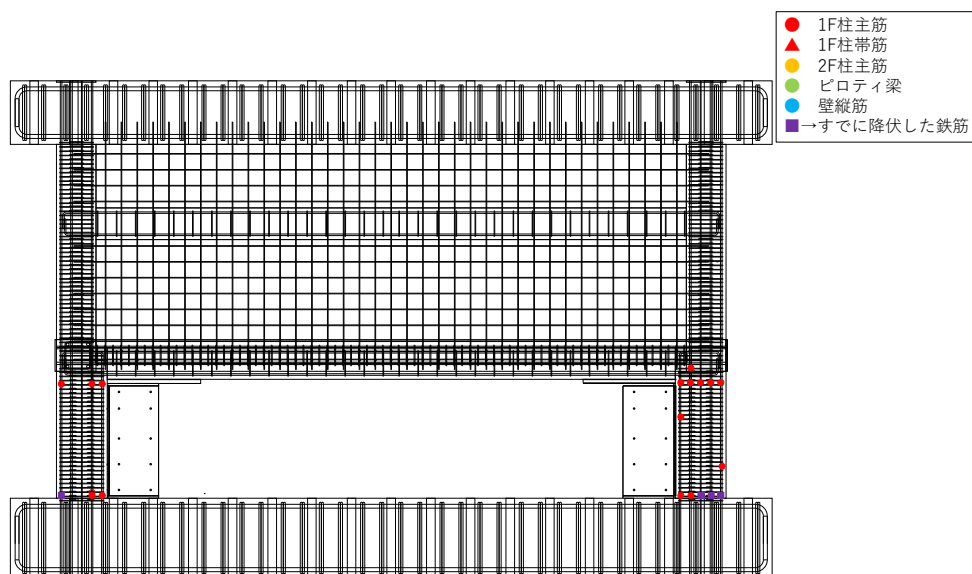
ひずみデータから得られたデータを表 5.3.3-2 に、一層の変形角ごとにおける降伏鉄筋位置のプロットを図 5.3.3-1 に示す。

表 5.3.3-2 鉄筋降伏状況

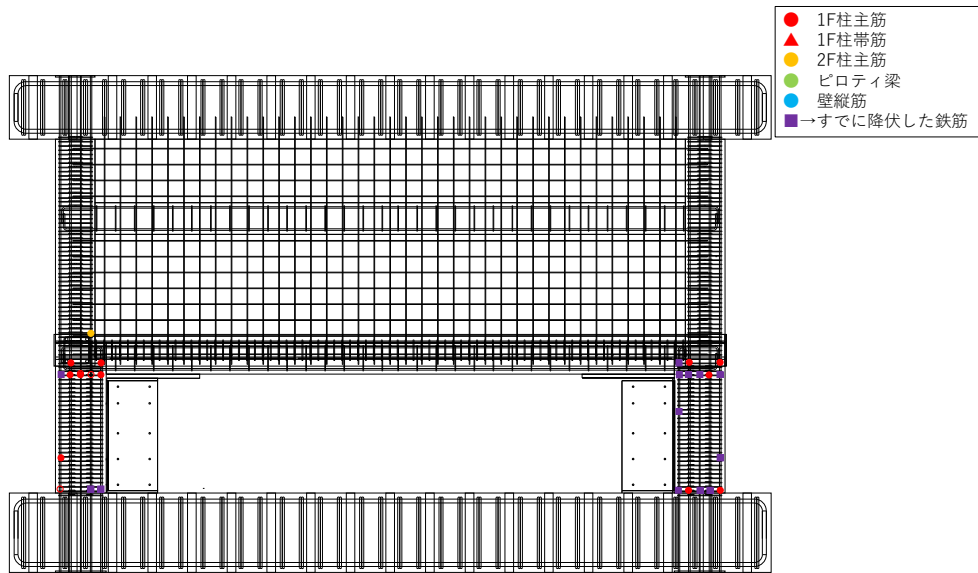
部材名	鉄筋種類	降伏	
		引張	圧縮
1C1	主筋	引張	○
		圧縮	○
	帯筋	引張	○
		圧縮	×
1C2	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	○
		圧縮	×
2C1	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	×
		圧縮	×
2C2	主筋	引張	○
		圧縮	×
	帯筋	引張	×
		圧縮	×
2階梁	主筋	引張	○
		圧縮	×
	あばら筋	引張	×
		圧縮	×
耐震壁	縦筋	引張	○
		圧縮	×
	横筋	引張	×
		圧縮	×



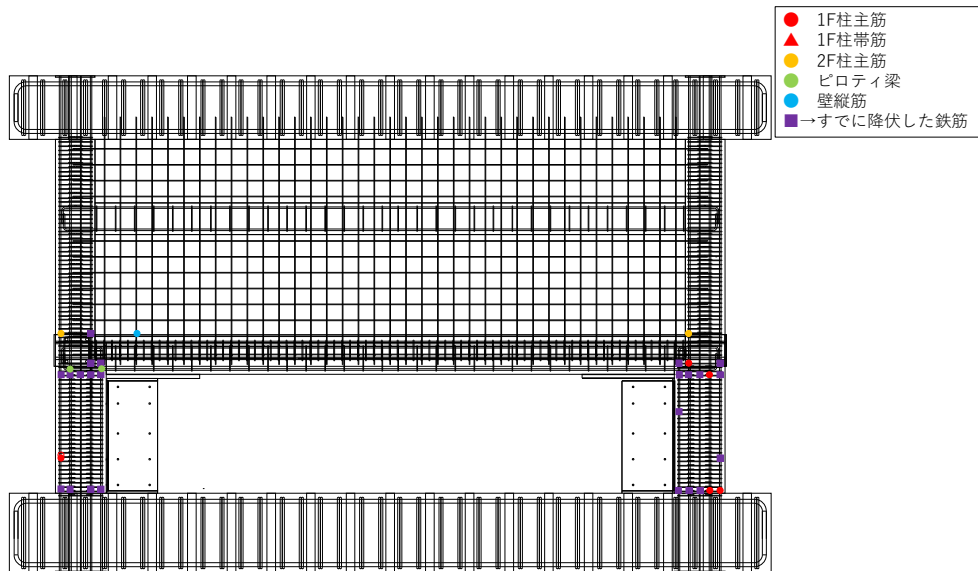
(b)  $R1=1/200$



(c)  $R1=1/100$



(d)  $R1=1/50$



(e)  $R1=1/33$

図 5.3.3-12 降伏鉄筋位置のプロット

(5) 反曲点高さ

反曲点高さは曲率が 0 となる位置を算定する。

1 階柱の反曲点高さ比について得られた結果を表 5.3.3-3 及び図 5.3.3-13 に示す。

表 5.3.3-3 反曲点高さ比

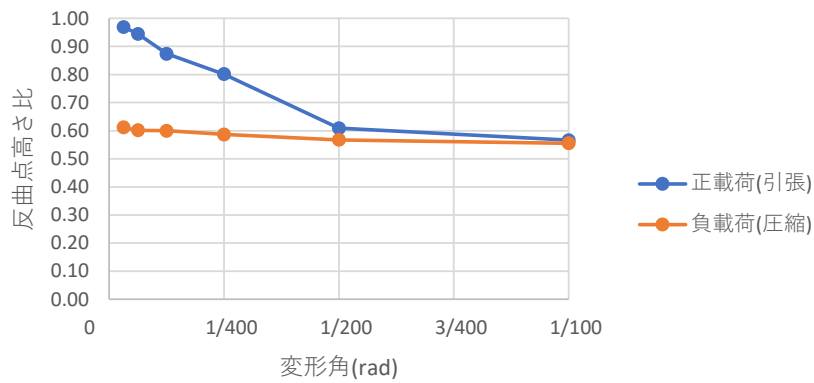
(a) 1C1 柱

	1/3200	1/1600	1/800	1/400	1/200	1/100
正載荷時(引張)	0.97	0.94	0.87	0.80	0.61	0.57
負載荷時(圧縮)	0.61	0.60	0.60	0.59	0.57	0.56

(b) 1C2 柱

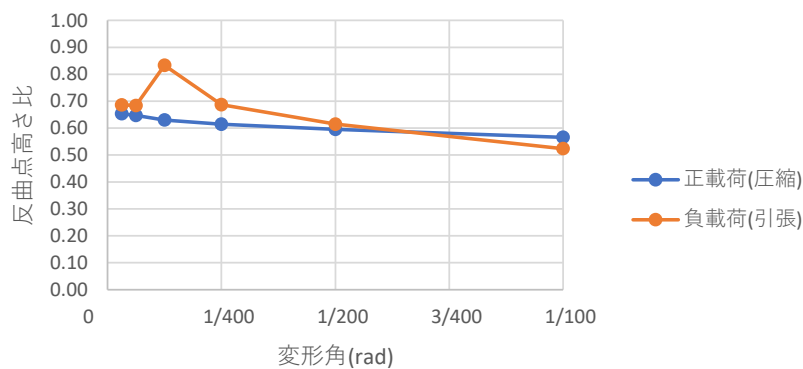
	1/3200	1/1600	1/800	1/400	1/200	1/100
正載荷時(圧縮)	0.65	0.65	0.63	0.61	0.60	0.57
負載荷時(引張)	0.69	0.68	0.83	0.69	0.61	0.52

ピーク時反曲点高さ比 1C1



(a) 1C1 柱

ピーク時反曲点高さ比 1C2



(b) 1C2 柱

図 5.3.3-13 反曲点高さ比

### 5.3.4 実験結果まとめ

本実験で得られた知見を下記のように示す。

(無補強試験体 F1)

- 1F ピロティ柱について、設計時に想定した柱のせん断破壊または軸方向ひび割れを伴う破壊は見られず、せん断補強筋の降伏も見られなかった。また、事前の検討では反曲点が柱の中央にあると考えていたが、実験では柱脚しか主筋が降伏しておらず、反曲点が柱の中央より上にあることがわかった。
- 試験体は以下のような順番で破壊が進んでいった。1Rx=0.86%時の耐力低下は、2F 壁のスリップ破壊によるものと考えられる。また、この時の壁のスリップ破壊は梁の軸伸び変形や梁端部の圧壊を伴っているものと考えられる。
  - ① 1F ピロティ柱（引張軸力側）の曲げ降伏（1/400rad～1/200rad）
  - ② 1F ピロティ柱（圧縮軸力側）の曲げ降伏（1Rx=0.59%）
  - ③ 2F 壁縦筋の降伏と 2F 壁脚部のスリップ（1Rx=0.86%，このとき耐力低下）
  - ④ 2F 梁端の圧壊（1Rx=0.86%～1.0%）

(補強試験体 F1-R, F2-R)

- 補強試験体 F1-R, F2-R は、UFC パネル補強を施すことで 1F ピロティ柱の柱脚と柱頭にヒンジが形成され、1 層の層崩壊系の破壊形式となった。図 5.3.4-1 に示すように、1F の層間変形角で正負ともに 2.0%の繰返し載荷まで層せん断力が最大耐力の 80%以下に低下することはなく、良好な変形性能が得られた。
- 補強試験体の 1 層の層せん断力の耐力の一覧を表 5.3.4-1 に示す。無補強試験体と補強試験体の載荷条件は同一ではないため単純な比較はできないが、表 5.3.4-1 に示すように、F1-R は正側で 1.49 倍、負側で 1.63 倍の耐力上昇、F2-R は正側で 1.59 倍、負側で 1.68 倍の耐力上昇が見られ、補強効果が確認できた。

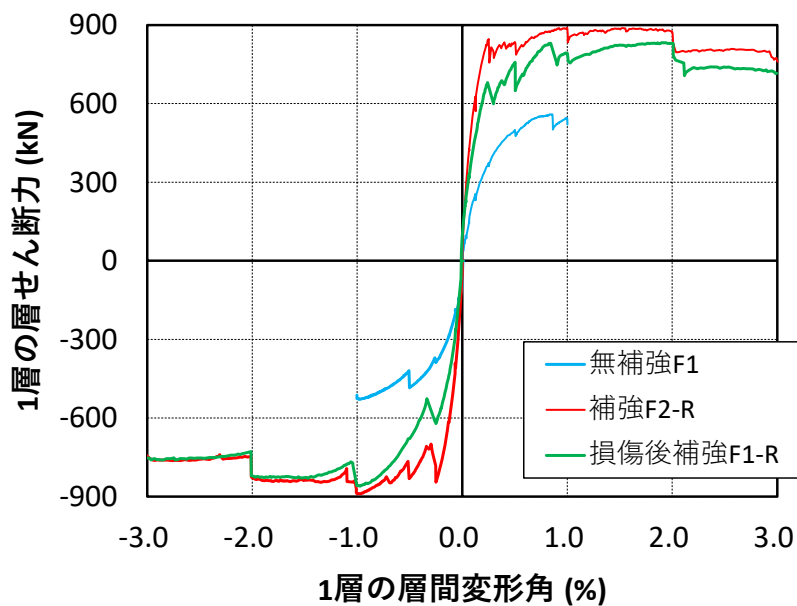


図 5.3.4-1 試験体ごとの比較



表 5.3.4-1 1 層層せん断力の最大耐力一覧

	無補強F1	損傷後補強F1-R	補強F2-R
正側最大耐力(kN)	559	833 (1.49)	890 (1.59)
負側最大耐力(kN)	-529	-861 (1.63)	-890 (1.68)

※括弧内の値は、補強試験体の最大耐力を無補強試験体の最大耐力で除した値

## 5.4 骨組み解析

### 5.4.1 無補強試験体

#### (1) 解析概要

解析には任意形状フレームの弾塑性解析プログラム SNAPver.7(構造システム(株))を使用する。本検討では静的増分解析を行う。荷重増分による静的解析を行い、荷重分布は実験の加力に沿い、載荷点位置に 1、試験体 2F レベルに-0.35 とした。最大層間変形角 1/80(rad.)を目標値に設定した。

#### (2) 架構のモデル化方法

##### ■ 節点の設定

柱・梁をそれぞれの構造芯で線材化し、部材同士及び部材と下スタブの接合部にそれぞれ節点を設定する。また、耐震壁に関しては上下梁の壁端部にも節点を設ける。1 階柱脚・側柱脚部の節点は、移動・回転に関する自由度を拘束し、そのほかの節点はいずれの自由度も非拘束とする (表 5.4.1-1)。

表 5.4.1-1 節点の拘束条件

節点位置	移動			回転		
	X 方向	Y 方向	Z 方向	X 方向	Y 方向	Z 方向
1 階柱脚・側柱脚部	固定	固定	固定	固定	固定	固定
他	自由	自由	自由	自由	自由	自由

※ X : 水平方向 Y : 奥行方向 Z : 鉛直方向

##### ■ 剛域の設定

壁フェイス位置-D/4 (柱・梁・壁フェイスより接合部側へは入らない)

このとき、剛域端が柱・梁・耐震壁フェイス位置よりも接合部側へ入らないように剛域の入り込み量を制限している。

##### ■ 危険断面位置の設定

危険断面位置は剛域端に設ける。

##### ■ その他の設定

- ・モデル名称一覧を表 5.4.1-2 に、モデル図を図 5.4.1-1 に示すが、詳細は後述する。
- ・本試験体は熊本地震で被災した 10 層の実建物の 2.5 層分を模したものであり、鉛直ジャッキで加力点高さを 4400mm 位置に調整した。解析では 2F 耐震壁と同等の耐震壁が 10 層までであると仮定し、実験と同様に 4400mm の位置 (図 5.4.1-1 の 0.5H の高さ) を加力した。
- ・材料強度は表 5.2.2-1 に示したコンクリート及び鉄筋の材料試験結果に基づき設定した。
- ・スラブのモデル化は省略するが、スラブ付き梁として剛性・耐力を考慮する。
- ・梁及びスラブは、軸方向変形が生じないようにすべて剛床と仮定する。

表 5. 4. 1-2 モデル名称一覧

モデル名	ピロティ梁		ピロティ柱
	スラブ有効幅 (mm)	スラブ厚 (mm)	ばねモデル
モデル0	剛梁としてモデル化		単軸ばね
モデル1	275	100	単軸ばね
モデル2	275	100	MS
モデル3	625	152	単軸ばね
モデル4	625	152	MS

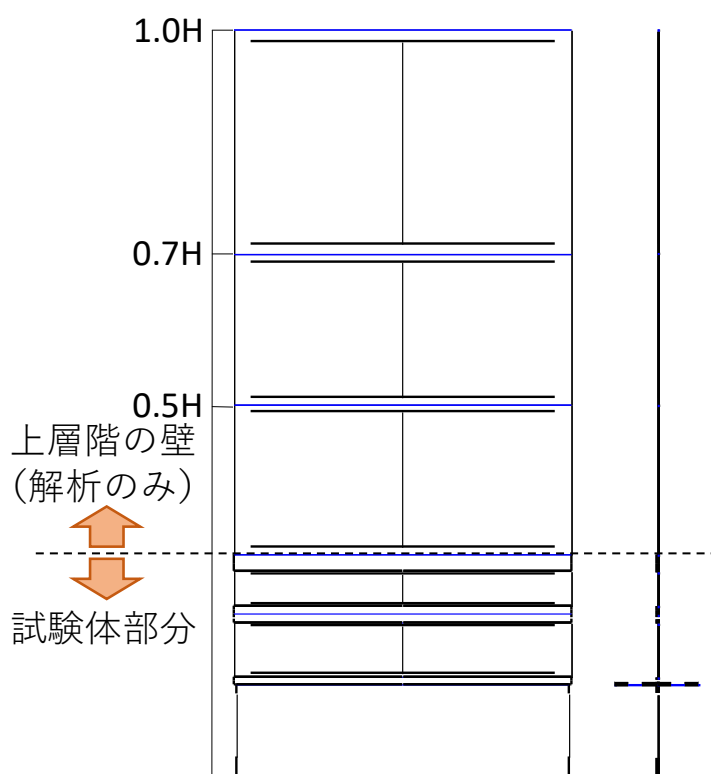


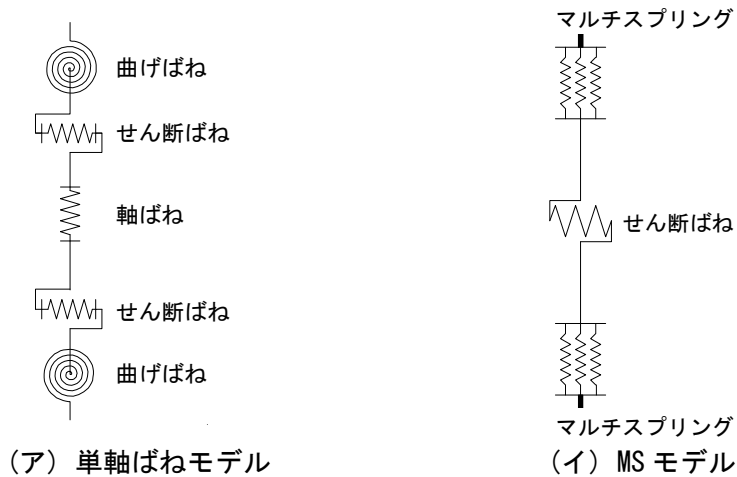
図 5. 4. 1-1 モデル図

(3) 部材のモデル化方法

本検討におけるパラメータはピロティ柱のばねモデル化と梁のモデル化の違いで、ピロティ柱のばねモデルは、単軸ばねモデルと MS モデルの 2 通りである。

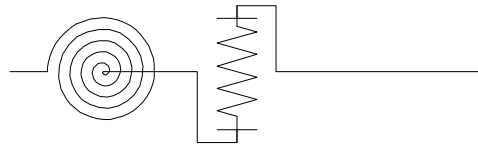
各部材のばねモデル図を図 5.4.1-2 に示す。以下に各部材のモデル化方法について示す。

ピロティ柱の単軸ばねモデルは曲げ・せん断・軸成分ごとにモデル化する。曲げばね及びせん断ばねの骨格曲線は、ひび割れ強度・終局強度を折れ点とする 3 折れ線でモデル化し、ひび割れ強度・終局強度・ひび割れ後剛性低下率を設定した。軸ばねの骨格曲線は、圧縮側は弾性、引張側は引張強度を折れ点とする 2 折れ線でモデル化し、引張強度を設定した。

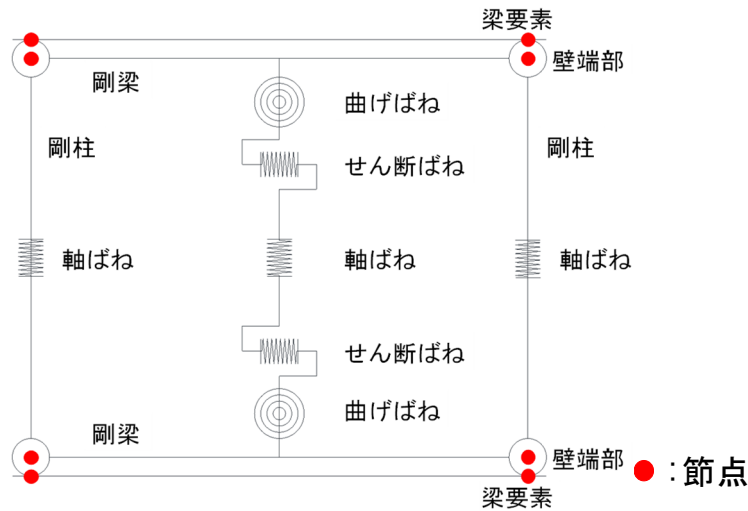


(a) ピロティ柱

曲げばね    せん断ばね



(b) ピロティ梁 (スラブ引張：弾性，スラブ圧縮：曲げ・せん断ばね)



(c) 耐震壁

図 5.4.1-2 ばねモデル

## 第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

ピロティ柱の MS モデルは、曲げ・軸成分は Multi-Spring，せん断成分は単軸ばねによりモデル化し、柱頭柱脚の危険断面位置に Multi-Spring を有し、中央にせん断ばねを有する。MS モデルの鉄筋ばねは柱断面の配筋と同位置に配置し、コンクリートばねはかぶりコンクリートとコアコンクリートをそれぞれ設定し配置した。

MS モデルの断面要素分割の概要を図 5.4.1-3 に示す。

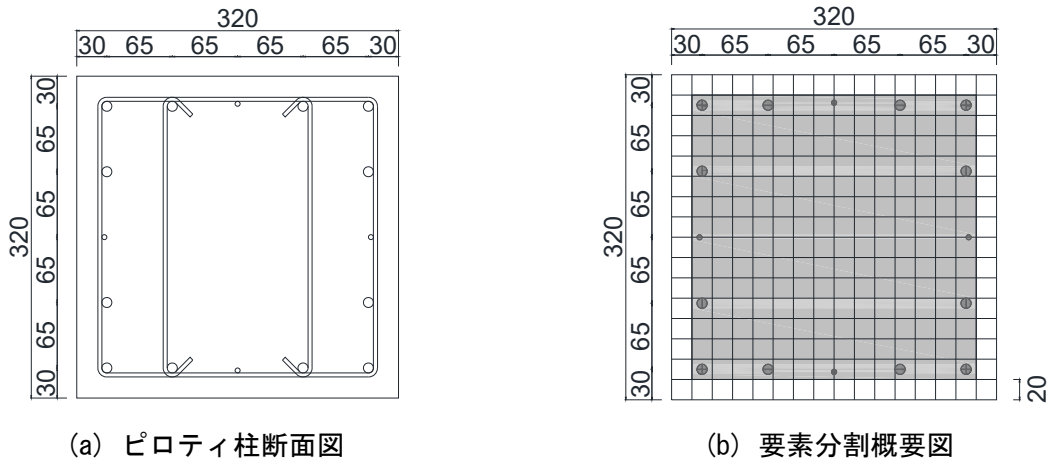


図 5.4.1-3 MS 要素の断面要素分割の概要 (単位 : mm)

コンクリート要素の応力-ひずみ関係は圧縮強度の 3 割の強度と圧縮強度を折れ点とする 3 折れ線でモデル化した。また、圧縮強度に達した後は終局位置  $U(f_u, d_u)$  に向かう耐力低下を考慮した。 $f_u, d_u$  は (式 5.4.1-1) (式 5.4.1-2) により算定した。

$$f_u = \lambda f_c \quad \text{(式 5.4.1-1)}$$

$$d_u = \mu \varepsilon_0 \quad \text{(式 5.4.1-2)}$$

ここで、

$\lambda$  : かぶりコンクリートの場合 0.9, コアコンクリートの場合 0.7

$f_c$  : 圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\mu$  : 3 とした

$\varepsilon_0$  : 圧縮側最大強度歪

鉄筋要素は、圧縮側と引張側が対称な降伏点を折れ点とする 2 折れ線でモデル化した。各ばねの骨格曲線算定結果を図 5.4.1-4, 図 5.4.1-5 に示す。

ピロティ梁は、剛性の大きい梁とする通常モデルに加えて、文献[5-3]を参考に梁降伏を考慮したモデル化を行った。ここで、文献[5-3]では梁は剛とし、梁の構造芯の節点部分に曲げばねを設定しているのに対し、本検討では、梁端部の曲げ・せん断ばねはスラブ引張時には弾塑性特性を、スラブ圧縮時には弾性ばねをそれぞれ危険断面位置に設定した。ただし、本試験体のピロティ梁は、スラブは付帯しているが並行した梁が無く、スラブ厚は実験加力の都合上、中央部と端部(スタブ部分)で異なる(図 5.4.1-6 の 2F レベルの網かけ部分で示すように、端部から 300mm はスラブ厚 200mm, 中央部は 100mm で

ある) ことから, RC 規準のスラブ付き梁の剛性・耐力評価式を適用できない。本試験体のスラブ付き梁の剛性評価は部材実験などにより評価される必要があるが, 本論ではこのスラブが梁の剛性に与える影響度合いを把握することを目的として, スラブ有効幅を最小で考慮した場合(有効幅 275mm)と最大で考慮した場合(有効幅 625mm)の2通りでモデル化を行い, 有効幅 275mm の場合には, スラブ厚 100mm, 有効幅 625mm の場合には, スラブ厚平均 152mm でモデル化を行った。ここで, スラブ厚平均はスラブの全長さに対する等価厚さである。各種ばねの骨格曲線はピロティ柱同様に, ひび割れ強度・終局強度・ひび割れ後剛性低下率は文献[5-1]に基づき設定した。

耐震壁は3本柱置換によりモデル化し, 耐震壁両脇の両端ピンで接続される軸ばねのみを有する側柱, 耐震壁中央の曲げばね, せん断ばね, 軸ばねを有する鉛直材, 剛梁とする枠梁により構成する。各種ばねの骨格曲線はピロティ柱同様に, ひび割れ強度・終局強度・ひび割れ後剛性低下率・引張強度は文献[5-1]に基づき設定した。

なお, 各部材の降伏後剛性は初期剛性の 0.001 倍とし, 危険断面位置及び剛域長さはフェイス位置とした。

以上の組み合わせで表 5.4.1-2 に示す計 5 つのモデルを構築した。

また, ピロティ架構では変動軸力を考慮する必要があるため, ピロティ柱を単軸ばねでモデル化した場合には, 解析結果から得られる変動軸力から部材の強度算定を行い, その値がおおよそ収斂するまで繰り返し計算を行った。

その計算に用いる材料強度は表 5.2.2-1 に示したコンクリート及び鉄筋の材料試験結果に基づき設定した。

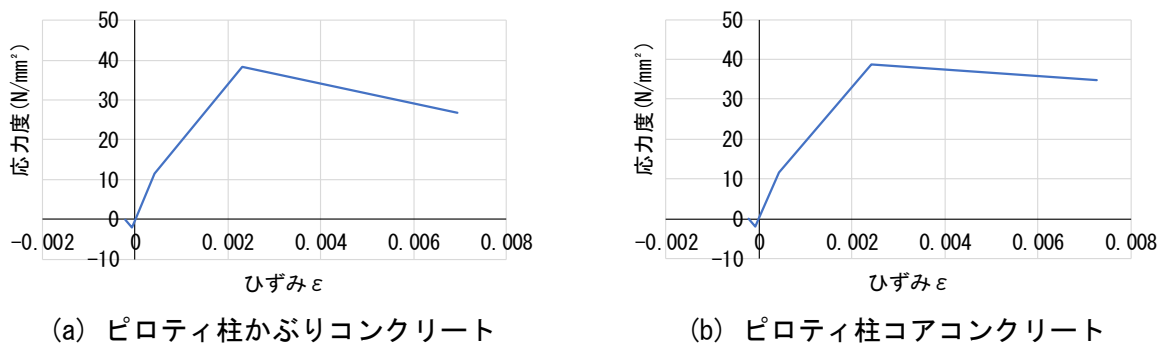


図 5.4.1-4 コンクリートの骨格曲線

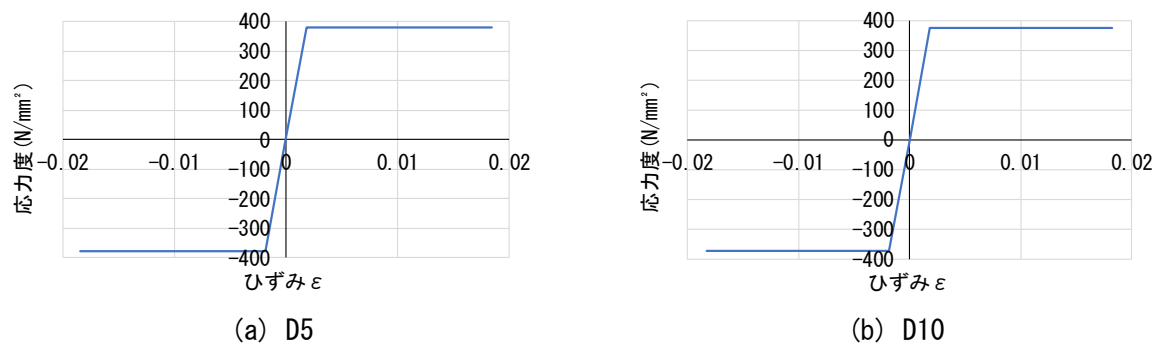


図 5.4.1-5 鉄筋の骨格曲線

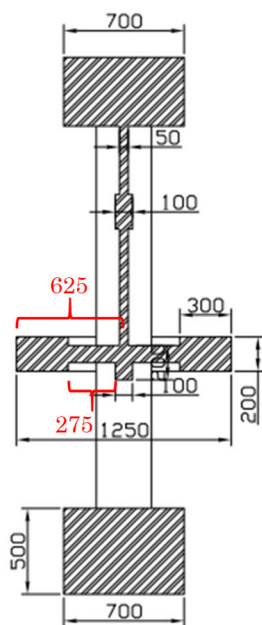
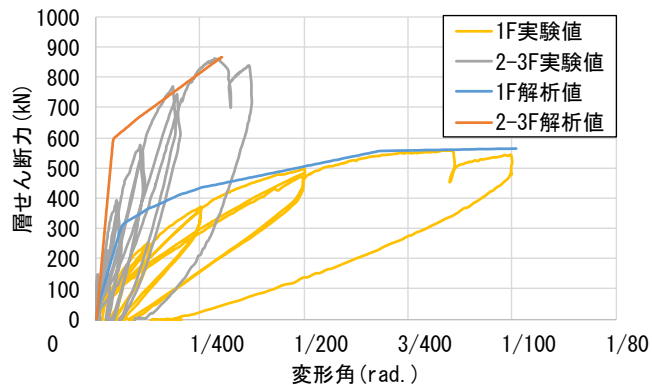


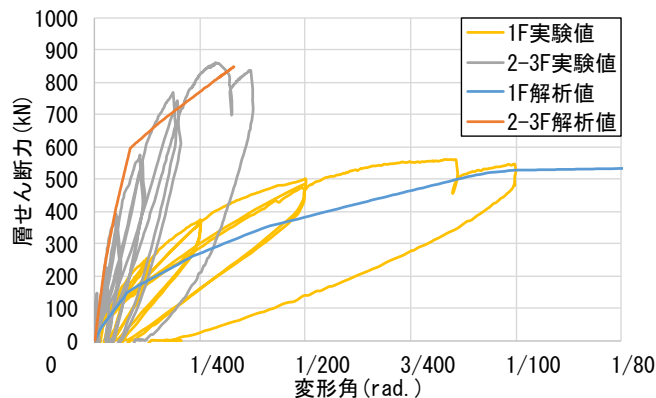
図 5.4.1-6 スラブ付き梁の剛性・耐力評価で考慮するスラブ有効幅

(4) 解析結果

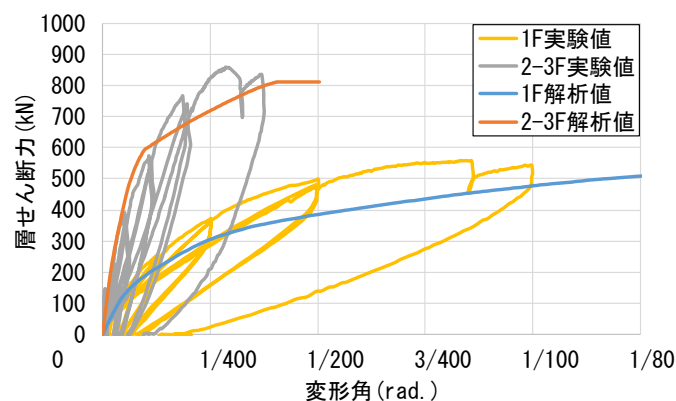
図 5.4.1-7 に各モデルの層せん断力-層間変形角関係, 図 5.4.1-7 にその微小変形角時 (1/400rad.までの変形角) を示す。図 5.4.1-7 より, ピロティ梁を剛性の大きい梁としたモデル 0 は剛性が実験値と比較すると明らかに高い。図 5.4.1-7 より, 耐力に関しては, いずれのモデルも実験値と概ね一致した。また, 図 5.4.1-8 より, スラブの有効幅を最大に考慮しピロティ柱を MS モデルとしたモデル 4 の剛性は実験値と概ね一致した。以上より, 最も精度が良いモデルはモデル 4 のスラブの有効幅を最大に考慮し, ピロティ柱を MS モデルとした場合であり, 本論で設定した 2 階梁のモデル化方法によって, 剛性評価の精度が向上していることが分かる。



(a) モデル 0 (剛梁, 単軸ばね)

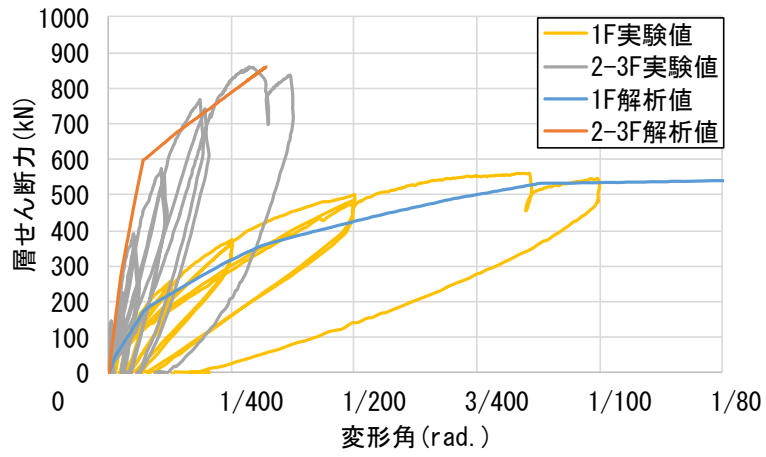


(b) モデル 1 (有効幅 275mm, スラブ厚 100mm, 単軸ばね)

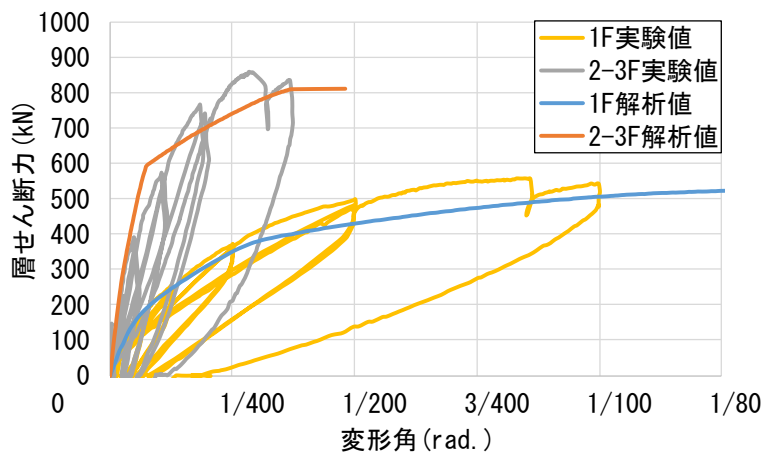


(c) モデル 2 (有効幅 275mm, スラブ厚 100mm, MS)



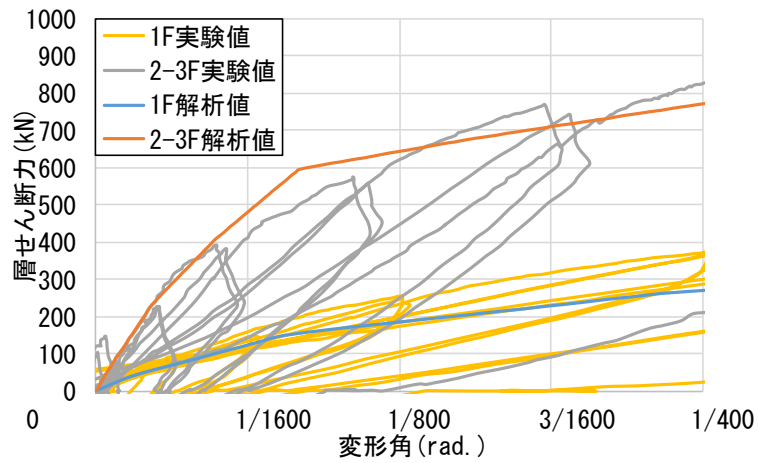


(d) モデル 3 (有効幅 625mm, スラブ厚 152mm, 単軸ばね)

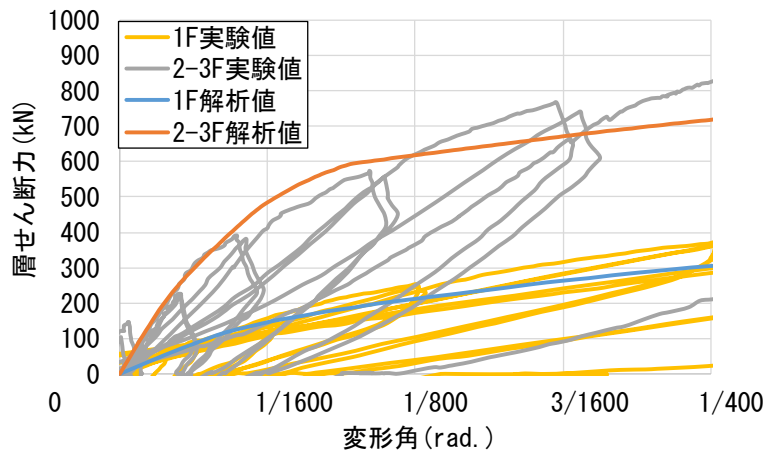


(e) モデル 4 (有効幅 625mm, スラブ厚 152mm, MS)

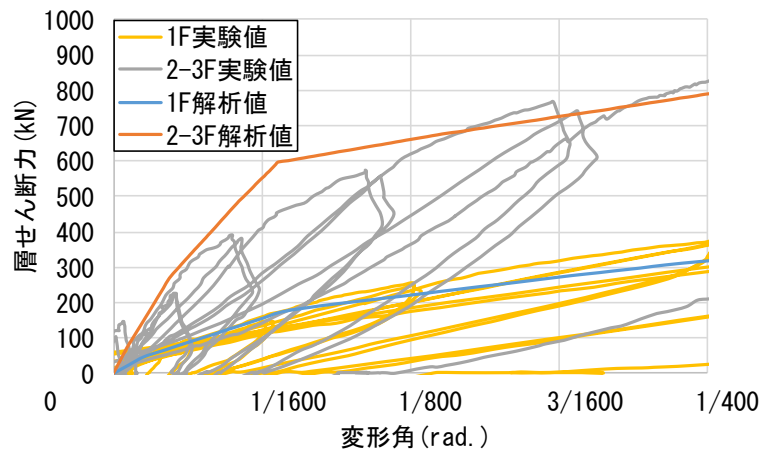
図 5. 4. 1-7 層せん断力—層間変形角関係



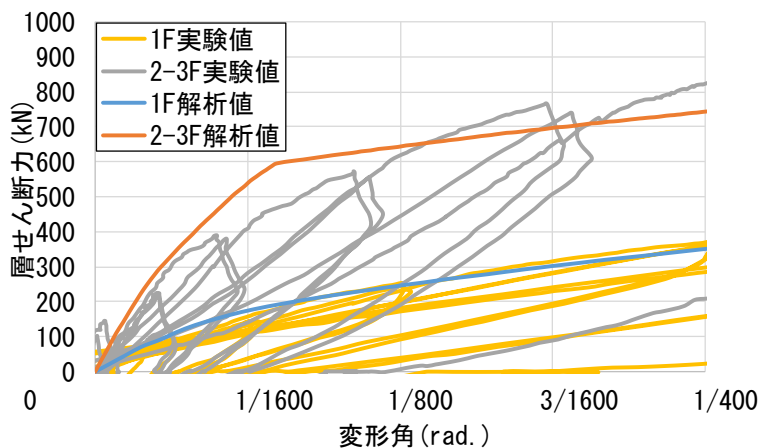
(a) モデル 1 (有効幅 275mm, スラブ厚 100mm, 単軸ばね)



(b) モデル 2 (有効幅 275mm, スラブ厚 100mm, MS)



(c) モデル 3 (有効幅 625mm, スラブ厚 152mm, 単軸ばね)



(d) モデル 4 (有効幅 625mm, スラブ厚 152mm, MS)

図 5. 4. 1-8 層せん断力—層間変形角関係 (1/400rad. までの変形角時)

(5) 解析モデルの損傷の再現性

実験結果と解析結果の損傷状態の相違点において、梁のモデル化を検討したことで改善された点を表 5. 4. 1-3 に示す。表 5. 4. 1-3 は、実験結果と剛性の大きい梁を用いたモデル 0 の解析結果の損傷状態において、実験結果でのみ見られた損傷及び解析結果でのみ見られた損傷を相違点として一覧としたものである。

表 5. 4. 1-3 より、1 階の引張側柱の柱頭の曲げ降伏や圧縮側柱のせん断破壊に関しては、最も精度よく剛性・耐力を評価できたモデル 4 においては生じておらず、実験結果と同様の損傷であった。

また、実験において、梁の曲げ及びせん断ひび割れは 1/1600rad. までの微小変形角時に生じており解析結果と整合している。梁の曲げ降伏は実験では 1/100rad. 時に生じ、解析ではおよそ 1/1400rad. に生じており、梁の曲げ降伏時の変形角に関して実験結果と異なる結果となり更なる検討が必要であるが、モデル 3, 4 において梁のひび割れ及び曲げ降伏の再現は可能となった。

以上より、モデル 4 のモデル化手法は、層せん断力—層間変形角関係は実験値を概ね捉えられ、損傷状態も概ね再現できるモデル化手法であると考えられる。

表 5. 4. 1-3 梁のモデル化を検討したことで改善された点

実験結果	解析結果	
	モデル3	モデル4
引張側柱の柱頭が曲げ降伏しない	×	○
圧縮側柱がせん断破壊しない	×	○
引張側柱がせん断ひび割れしない	○	○
梁が1/3200rad.以前で曲げひび割れする	○	○
梁が1/1600rad.以前でせん断ひび割れする	○	○
梁が1/100rad.で曲げ降伏する	○	○

### 5.4.2 補強試験体

本章では、補強した架構試験体 F2-R の構造性能評価を目的とし、補強部材の特性評価を行い試験体の骨格曲線評価を行うことで当該モデルの妥当性を検討する。

#### (1) 解析概要

本章では、F2-R について、静的非線形増分解析を行い、耐力低下が生じる以前の状態、すなわち  $R1=1/50\text{rad}$  までの挙動を評価するモデルの提案を行う。解析には任意形状フレームの弾塑性解析プログラム SNAP ver.7 (構造システム(株)) を使用する。

今回作成したモデルのパラメーター一覧を表 5.4.2-1 に示す。

モデル A 系列は剛域端をパラメータとしており、架構の最大耐力以前の骨格曲線の評価を目的とする。モデル B 系列では 1 階柱に取り付く袖壁の上下端に充填された目地モルタルの応力伝達に有効な面積を想定したパラメータを設定しており、主として最大耐力以降の骨格曲線評価を目的とする。

なお B 系列の剛域は、モデル A にて精度の確認された設定を用いており、詳細は後述するが、A2 系列と同様の設定である。

表 5.4.2-1 モデルのパラメーター一覧

	剛域	モルタル 有効断面積
A1	フェイス位置	1/5
A2	-D/4	
B1	-D/4	1/5
B2		1/15

(2) 架構のモデル化方法

図 5.4.2-1 に対象建物の 2.5 層までの架構モデル図を示す。柱、梁、袖壁のそれぞれの部材の構造芯位置で線材置換し、各部材の接合部に節点を配置してモデル化している。1 階柱脚の節点は固定とする。モデル A1 について、柱部材等の剛域端は危険断面位置とし、危険断面位置は部材フェイス位置に設定する。モデル A2 においては剛域端を部材フェイス位置から  $D/4$  の長さだけ柱梁接合部側に入り込む位置とし、危険断面位置を柱梁フェイス位置とする。これは、1 階の RC 柱の剛域端については部材フェイス位置から  $D/4$  の長さ( $D$ =部材せい)だけ柱梁接合部やスタブ側に入り込む位置としたモデルの精度が良いことが部材実験から確認されていることによる。

解析は変位制御による静的非線形増分解析を行う。柱の軸力は、実験での荷重状況を考慮し、長期軸力としてモデル頂部に作用させ、1 階既存柱断面における柱 1 本あたりの軸力比が 0.15 となる値を算出して負荷させる。なお、水平荷重は実験での加力点と整合をとるため、モデル高さの半分の位置に集中して水平一方向に負荷させる。

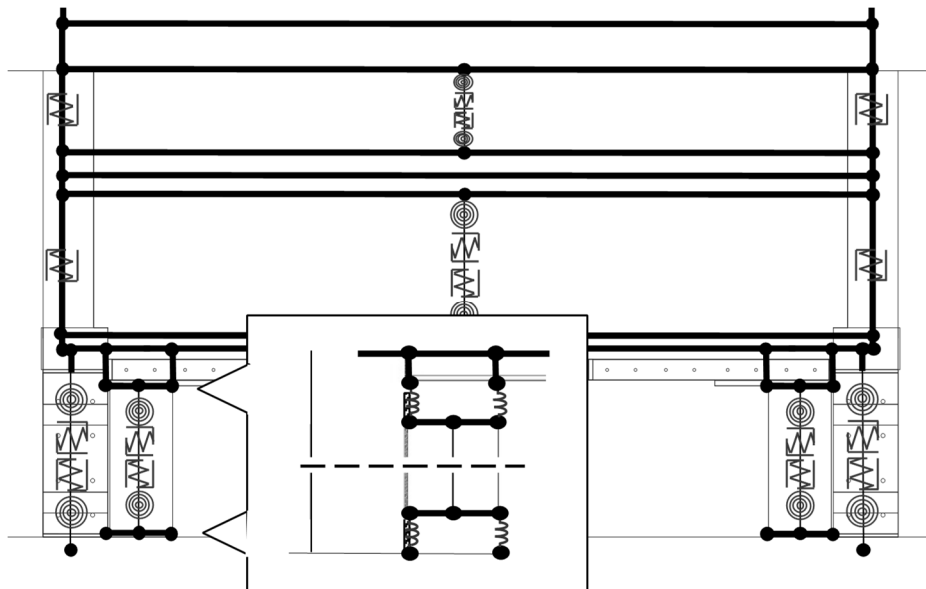


図 5.4.2-1 モデル架構図

### (3) 部材のモデル化方法

各部材をひび割れと破壊を考慮した弾塑性部材としてモデル化する。1 階柱と UFC 袖壁は個別にモデル化する。1 階補強柱は曲げ・せん断・軸方向ばねを設け、曲げばねを材端に、せん断ばね・軸ばねを部材可とう長さの中央に有した単軸ばねとした。曲げひび割れ耐力に関しては、UFC パネルによって補強を行った部材のひび割れ強度は算定法が定まっていないことから、補強はひび割れ強度に寄与していないものとして算定を行った。

UFC 袖壁は 5.3 節の実験結果より、ひび割れが見られず、また、下スタブから浮き上がっていたことから、この挙動を確認するために弾性の鉛直部材とし、袖壁・梁間、及び袖壁・スタブ間に充填された目地モルタルに無収縮モルタルの特性を有する鉛直ばねを設定して試験体の水平挙動の評価を試みる。目地モルタルは、軸圧縮方向のみに耐力を有すると仮定し圧縮側のみ有効なバイリニアのモデルを設置し、せん断ばねと曲げばねについては剛とする。

この際、目地モルタル面が一部損傷していたことを反映し、応力伝達に有効な断面積を考慮する必要がある。実験結果より、目視ではモルタルの 1/5 程度が応力伝達に有効としたモデルがモデル B1 である。これに対し、実際に応力伝達に有効な領域はモルタル面の局所的な一部分であると仮定 (図 5.4.2-2 参照) し、モルタルの 1/15 が応力伝達に有効としたものがモデル B2 である。

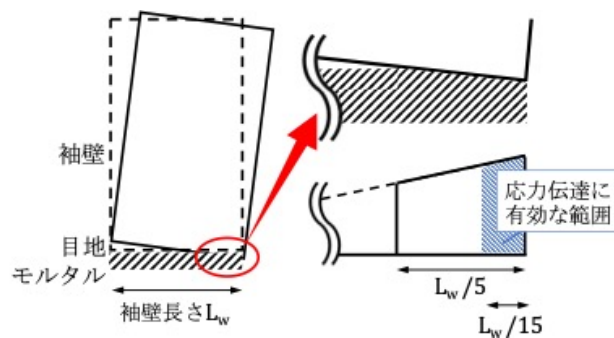


図 5.4.2-2 モルタルの応力伝達概念図

前述した柱と UFC 袖壁の部材耐力を算定するためには、それぞれの負担軸力を算定する必要がある。そこで、以下の式に示す方法でそれぞれの負担軸力を算定する。

$$N_{ufc} = N_{max} \cdot n_w A_{ufc} / (n_w A_{ufc} + n_c A_{ufc} + cA) \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.2-1})$$

$$N_c = N_{max} \cdot (n_c A_{ufc} + cA) / (n_w A_{ufc} + n_c A_{ufc} + cA) \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.2-2})$$

ここで、

$N_{ufc}$  : UFC 袖壁の負担軸力(N)

$N_c$  : せい面を補強した柱の負担する軸力(N)

$N_{max}$  : UFC パネルを柱せい面と袖壁に補強した柱の負担軸力(N)

$n$  : UFC とコンクリートのヤング係数比

$n_w A_{ufc}$  : UFC 袖壁の断面積(mm<sup>2</sup>)

$n_c A_{ufc}$  : 柱せい面に貼付した UFC パネルの最小断面積(mm<sup>2</sup>)

$cA$  : 既存柱断面積(mm<sup>2</sup>)

## 第5章 柱および梁に UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の実験

2 階梁部材は、5.4.1 節の無補強試験体における評価手法の検討では梁を適切にモデル化することで精度良く評価できることを確認しているが、本章の対象である補強試験体においては 2 階梁にて鉄筋の降伏や試験体表面の損傷が概ね確認されなかったため、弾性挙動となるように梁自身の剛性を 100 倍に設定している。

繊維入りモルタル吹き付けにより補強した 2 階及び 3 階の耐震壁においては荷重変形履歴及び損傷状況を考慮して弾性部材としてモデル化し、部材中央に曲げばね・せん断ばね・軸ばねを有した鉛直材を、壁の左右両端に軸ばねを有した鉛直材を配置する。

以降では

- (1) UFC パネルで柱せい面を補強した柱
- (2) UFC 袖壁
- (3) 繊維入りモルタル吹き付けにより補強した壁

として部材ごとに評価手法を示す。なお、UFC 袖壁の目地モルタル部に設定する鉛直方向ばねは (2) UFC 袖壁の軸ばねの一部として示す。

### (1) UFC パネルで柱せい面を補強した柱

柱せい面に UFC パネルを補強した柱部分については、曲げばね・せん断ばね・軸ばねを設定する。曲げばねはひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデル、軸ばねは引張側・圧縮側ともに降伏を考慮したバイリニアモデル、せん断ばねは試験結果より曲げ破壊の様相が支配的であることから、弾性モデルとする。

#### 1) 曲げばね

##### (a) 初期剛性

UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、既存部分と UFC パネル補強部分の曲げ剛性を足し合わせる。ただし、部材端部に曲げ変形が集中すると仮定し、断面二次モーメントは UFC パネル端部の断面拡大区間で算定した。

$$K_{f1} = K_{fufc} + K_{fcon} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-3})$$

$$K_{fufc} = 6E_{ufc} cI_{ufc} / cL_{ufc} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-4})$$

ここで、

$K_{fcon}$  : 既存柱の曲げ初期剛性 (N・mm)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$cI_{ufc}$  : 柱せい面に貼付した UFC パネルのテーパーを考慮した断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$cL_{ufc}$  : 柱せい面に貼付した UFC パネルの高さ (mm)

(b) 剛性低下率

柱に取り付けた UFC パネルに曲げひび割れなどが確認されなかったことから、既存部分のみが剛性低下すると仮定し、以下の式より算出する。なお、(式 5.4.2-6) のシアスパン比において、実験より部材の反曲点高さ比は 0.5 とした。

$$K_{f2} = K_{fufc} + \alpha_y K_{fcon} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-5})$$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159 a/D + 0.169 \eta_0) (d/{}_cD)^2 \quad (\text{式 5.4.2-6})$$

ここで、

$\alpha_y$  : 曲げ剛性低下率

$a/D$  : シアスパン比

$\eta_0$  : 軸力比

$d$  : 有効せい (mm)

${}_cD$  : 柱の部材全せい (mm)

(c) ひび割れ耐力

以下の式にて算定する。

$$M_c = 0.56 \sqrt{{}_c\sigma_B} Z_e + N_c {}_cD/6 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-7})$$

ここで、

${}_c\sigma_B$  : せい面を補強した柱のコンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_cZ_e$  : せい面を補強した柱の鉄筋を考慮した断面係数(mm<sup>3</sup>)

(d) 終局耐力

既存部と UFC パネルのひずみ分布は同等となると仮定し、平面保持による断面解析により求めた。

破壊性状より部材が最大耐力に到達直後に UFC パネル脚部に圧壊が確認されたため、ここでの算定では目地に充填された無収縮モルタル部での破壊はないものとし、UFC パネルと同じ強度を有すると仮定した。また、圧縮縁ひずみは 0.003 とし、安全側に評価するためテーパーは考慮しないものとする。

なお、(式 5.4.2-8)における UFC パネルの弾性係数をモルタルの弾性係数に置き換えて曲げ終局強度を算定した場合においても架構の耐力は大きく変動しないことを別途確認済みである。

また、変動軸力を考慮するため収斂計算を行なった。この際収斂は 6 回行い、2 回目以降は最終収斂値に対して 0.2%程度の違いであり、十分に収斂していると判断した。

なお、1 階柱負担軸力について長期軸力導入時と収斂後で比較すると、圧縮側柱にて 937kN 増加し、引張側にて 835kN 減少する結果となった。

$$M_u = {}_cA_{st} \cdot {}_c\sigma_{st} \cdot {}_cd_t - {}_cA_{sc} \cdot {}_c\sigma_{sc} \cdot {}_cd_c - {}_c\sigma_{av} \cdot {}_cb \cdot (\beta_1 \cdot {}_cX_{nc})^2 / 2 - \epsilon_c \cdot E_{ufc} \cdot t_{ufc} \cdot X_{nc}^2 / 6 + N_c \cdot {}_cg_c \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-8})$$



ここで,

${}_cM_u$  : せい面を補強した柱の曲げ終局強度 (N・mm)

${}_cA_{st}$  : 柱の引張側鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

${}_c\sigma_{st}$  : 柱の各引張側鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_cd_t$  : 柱の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

${}_cA_{sc}$  : 圧縮側鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

${}_c\sigma_{sc}$  : 柱の各圧縮側鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_cd_c$  : 柱の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

${}_c\sigma_{av}$  : 柱のコンクリート平均応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (=0.85 $\sigma_b$ )

${}_cb$  : 柱幅(mm)

$\beta_1$  : 等価長方形ブロック置換のための係数

${}_cX_{nc}$  : せい面を補強した柱の圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

$\epsilon_c$  : コンクリート圧縮縁ひずみ (=0.003)

$t_{ufc}$  : UFC パネルの最小厚さ (mm)

${}_cg_c$  : 圧縮縁からせい面を補強した柱の重心位置までの距離 (mm)

## 2) せん断ばね

### (a) 初期剛性

UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、既存部の剛性に累加する。

$$K_{sufc} = G_{ufc} {}_cA_{ufc} / \kappa {}_cL_{ufc} + K_s \quad (\text{式 5.4.2-9})$$

ここで,

$G_{ufc}$  : UFC パネルのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>) (=  $E_{ufc} / 2(1 + \nu)$ )

$\kappa$  : せん断形状係数

$\nu$  : ポアソン比で 0.19

$K_s$  : 既存柱のせん断初期剛性 (N/mm)

## 3) 軸ばね

### (a) 初期剛性

軸引張剛性は UFC パネルと鉄筋が有効であるとし、軸方向の引張剛性を算定する。圧縮剛性はコンクリートと UFC パネルが有効であるとして算定する。

$${}_cK_t = (E_{ufc} n {}_cA_{ufc} + E_s {}_cA_g) / {}_cL \quad (\text{式 5.4.2-10})$$

$${}_cK_c = (E_{ufc} n {}_cA_{ufc} + E_c {}_cA) / {}_cL \quad (\text{式 5.4.2-11})$$

ここで,

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$cA_g$  : 主筋全断面積 (mm<sup>2</sup>)

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

$cL$  : 既存柱の部材長さ (mm)

(b) 耐力

軸引張強度・軸圧縮強度は UFC パネルと躯体の間に無収縮モルタルが充填されていることから, UFC パネルにより補強された柱の軸方向引張強度  $cN_{ufc\ min}$  及び軸方向圧縮強度  $cN_{ufc\ max}$  を算出するが, 軸方向引張強度  $cN_{ufc\ min}$  においては, 鉄筋の引張強度到達以前に無収縮モルタルの強度に到達することを考慮する。

$$cN_{ufc\ min} = cN_{min} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.2-12})$$

$$cN_{ufc\ max} = cN_{max} + f_{cm} \cdot cA_{gm} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.2-13})$$

ここで,

$cN_{min}$  : 既存柱の引張強度 (N)

$cN_{max}$  : 既存柱の圧縮強度 (N)

$f_{cm}$  : 無収縮モルタルの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$cA_{gm}$  : せい面を補強した柱の無収縮モルタルの断面積 (mm<sup>2</sup>)

4) 算定法の精度確認

過去に行われた、PCaUFC パネルによりせい面を補強された柱の部材実験試験体に対して、上記の式の精度確認を行う。

対象は、試験体 C-USJ<sup>[5-5]</sup>とする。表 5.4.2-2 に試験体概要を、図 5.4.2-3 に断面図及び概要を示す。前述の評価式を用いて、対象試験体の骨格曲線評価を行なった。

図 5.4.2-4 に前述の評価式から作成した骨格曲線と実験の荷重変形関係の包絡線を比較したものを示す。図 5.4.2-4 より、前述の評価式により、実験値を概ね評価できていることが確認できる。

表 5.4.2-2 C-USJ 試験体概要

	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	曲げ ひび割れ強度 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	70	46.2	28.2	-	-
高強度無収縮 モルタル	48	121.8	32.2	-	-
エポキシ樹脂系 接着剤	46	45.5	4.8	-	-
UFCパネル	-	219	51.7	22.7	47.5

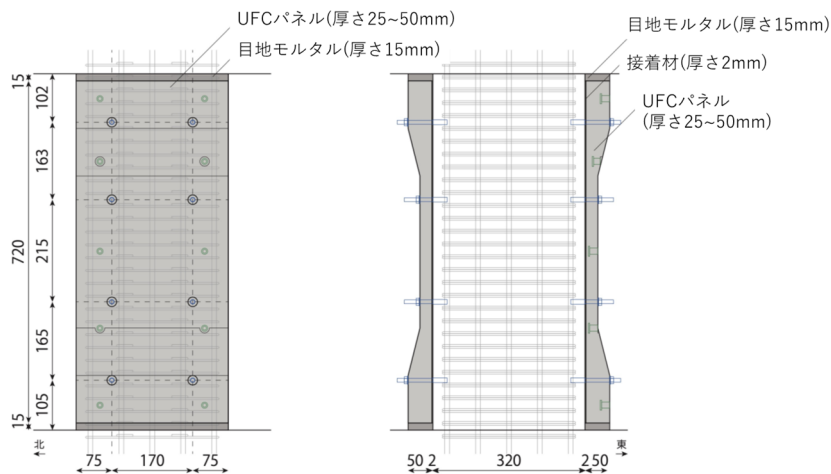


図 5.4.2-3 C-USJ 断面図及び概要

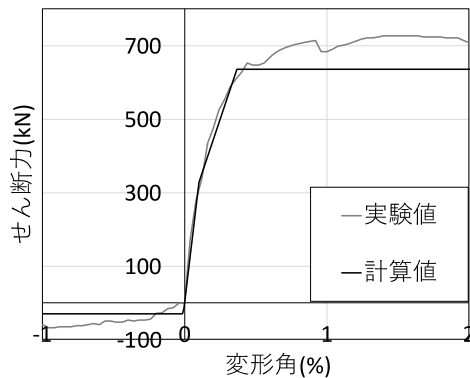


図 5.4.2-4 C-USJ 算定結果との比較

(2) UFC 袖壁

実験結果より UFC 袖壁部は弾性と仮定するため、曲げばね・せん断ばね・軸ばねの全てを弾性ばねとする。

1) 曲げばね

(a) 初期剛性

$${}_wK_{fufc} = 6E_{ufc}{}_wI_{ufc}/{}_wL_{ufc} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-14})$$

ここで、

${}_wI_{ufc}$  : 袖壁 UFC パネルの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

${}_wL_{ufc}$  : 袖壁 UFC パネルの高さ (mm)

2) せん断ばね

(a) 初期剛性

$${}_wK_{sufc} = G_{ufc}{}_wA_{ufc}/\kappa{}_wL_{ufc} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-15})$$

ここで、

${}_wA_{ufc}$  : 袖壁 UFC パネルの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

3) 軸ばね

(a) 初期剛性

a-1) UFC パネル部分

軸引張と軸圧縮に対して引張剛性及び軸圧縮を算定する。

$${}_wK_{tufc} = E_{ufc}{}_wA_{ufc}/{}_wL_{ufc} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-16})$$

$${}_wK_{cufc} = E_{ufc}{}_wA_{ufc}/{}_wL_{ufc} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-17})$$

a-2) 無収縮モルタル部分

軸圧縮に対しての初期剛性を算定する。

$${}_mK_c = E_m{}_mA/{}_mL \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-18})$$

ここで、

$E_m$  : 無収縮モルタルのヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

${}_mA$  : 無収縮モルタルの有効断面積( $\text{mm}^2$ )

${}_mL$  : 無収縮モルタルの厚さ (mm)

(b) 軸方向耐力

モルタルのみ軸圧縮に対しての終局耐力を算出する。

$$N_{mmax} = f_{cm}A \text{ (N)} \quad \text{(式 5.4.2-19)}$$

ここで、

$f_{cm}$  : 無収縮モルタルの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

(3) 繊維入りモルタル吹き付けにより補強した壁

補強により鉄筋本数と断面積が増加したことに関しては補強後の断面は一様な既存壁として剛性及び耐力の算出を行っている。

1) 曲げばね

(a) 初期剛性

$${}_wK_f = 6 {}_wE_c {}_wI_c / {}_wL_c \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.2-20})$$

ここで,

${}_wE_c$  : 既存壁コンクリートヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

${}_wI_c$  : 補強した壁の断面二次モーメント(有筋) (mm<sup>4</sup>)

${}_wL_c$  : 壁部材高さ (mm)

2) せん断ばね

(a) 初期剛性

$${}_wK_s = {}_wG_c {}_wA_c / (\kappa {}_wL_c) \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-21})$$

ここで,

${}_wG_c$  : 補強した壁のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>) (=  $E_{ufc}/2(1 + \nu)$ )

${}_wA_c$  : 既存部および補強部の壁の断面積 (mm<sup>2</sup>)

3) 軸ばね

(a) 初期剛性

$${}_wK_t = E_s a_g / {}_wL_c \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-22})$$

$${}_wK_c = {}_wE_c A_e / {}_wL_c \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.2-23})$$

ここで,

$a_g$ : 端部補強筋を含む縦筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

(4) 解析結果

図 5.4.2-5 に、モデル A 系列の一方増分解析結果と実験値の比較を示す。図 5.4.2-5 より、試験体の最大耐力到達までの荷重変形関係の傾向に近いモデルはモデル A2 であることから、モデル B 系列の剛域設定はモデル A2 と同様とした。

図 5.4.2-6 にモデル B 系列の一方増分解析結果と実験値の比較を示す。袖壁目地部に充填されたモルタルの有効断面積をモルタル全断面積の 1/15 とすることで対象試験体の実験値を捉えることを確認した。なお、モデル B 系列において精度の確認されたモデル B2 について一方増荷を正負両方向に行ったところ実験値を概ね評価した (図 5.4.2-7)。

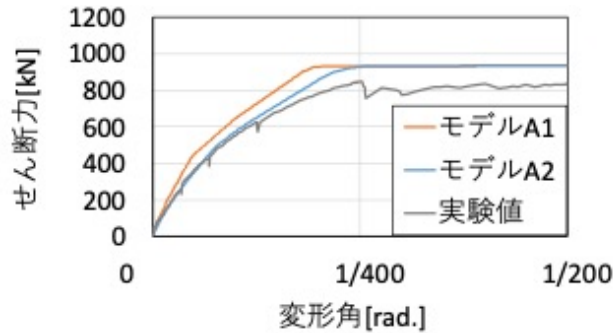


図 5.4.2-5 モデル A 系列一方増解析結果

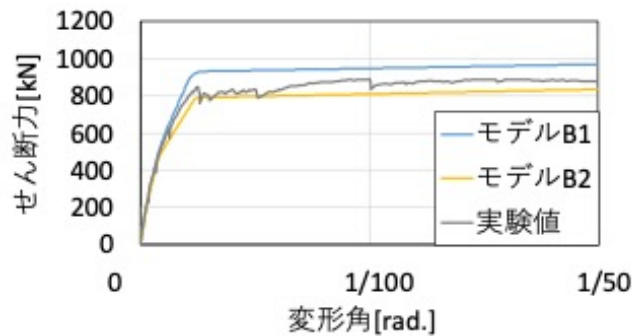


図 5.4.2-6 モデル B 系列一方増解析結果

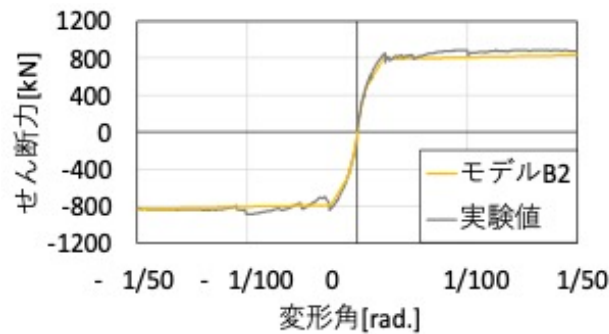


図 5.4.2-7 モデル B 系列両方向増解析結果

### 5.4.3 損傷後補強試験体

本章では、損傷を与えた後に補強した架構試験体 F1-R の構造性能評価を目的とし、試験体のひずみから算定された損傷後の材料特性を用いて骨格曲線評価を行うことで当該モデルの妥当性を検討する。

#### (1) 算定された負担軸力に基づく損傷後のコンクリートのヤング係数の推定

対象架構試験体 F1-R と同一の建物を模擬した 1/3 スケールピロティ柱試験体 C-USJ<sup>[5-23]</sup>にて軸力算定手法の精度確認をしたのち、ピロティ架構試験体に同手法を適用する。

##### (1)-1 1/3 スケール柱試験体

柱試験体の詳細情報に関しては文献[5-6]を参照する。鉛直ゲージの貼り付け箇所は本検討対象の F1-R 柱部分と同様である。試験体の負担軸力はせい面に貼付した鉛直方向ゲージより算出するが、その際コンクリートと UFC パネルのひずみは等しいものと仮定した。

$$N_c = \epsilon_{ufc} E_c A_{ec} \text{ (N)} \quad \text{(式 5.4.3-1)}$$

$$N_{ufc} = \epsilon_{ufc} E_{ufc} A_{ufc} \text{ (N)} \quad \text{(式 5.4.3-2)}$$

ここで、

$N_c$  : 柱のコンクリートが負担した軸力(N)

$\epsilon_{ufc}$  : UFC パネル表面の鉛直方向ひずみで実験値による

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

$A_{ec}$  : コンクリートの等価断面積(mm<sup>2</sup>)

$N_{ufc}$  : 柱せい面に貼付した UFC パネルが負担した軸力(N)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$A_{ufc}$  : UFC パネルの断面積(mm<sup>2</sup>)

C-USJ<sup>[5-6]</sup> について、実際に水平載荷前に試験体に入力した軸力と(式 5.4.3-1)、(式 5.4.3-2)にて算出した軸力の合計の比較を表 5.4.3-1 に示す。柱せい面の UFC パネルに貼付した全てのゲージから得られた鉛直ひずみの平均より軸力を算定することで試験体が実際に負担した軸力を概ね適切に評価した。

表 5.4.3-1 入力軸力と算定軸力 (C-USJ)

ジャッキ入力軸力 (kN)	算定軸力 (kN)
0	0
99.2	90.3
202.2	190.4
303.8	288.3
400.6	385.3
502.8	488.1
600.6	587.8
711.1	697.2



(1)-2 1/3 スケール架構試験体

前節にて精度の確認された手法を用いて F1-R の 1 階部分が負担した軸力を算定する。なお、F1-R は予備載荷時にコンクリート部分に損傷が確認されているため、比較として F2-R の負担軸力を算定する。

軸力導入時の両試験体について、各サイクルにおけるピーク時の UFC パネル表面のひずみから負担軸力を算定した結果を図 5.4.3-1 に示す。F2-R において、ひずみから算定された架構の負担軸力を実際に導入した負担軸力で除した値は概ね 1 であることから、当該手法は架構においても適応可能であることを確認した。F1-R の算定軸力が実際の軸力を上回ることに関しては、予備載荷により F1-R のコンクリートヤング係数の低下が考えられる。F1-R の負担軸力を算定する際に材料試験結果から得られたコンクリートヤング係数を 0.74 倍に低減させると実際に導入した軸力に等しい軸力が算定された。

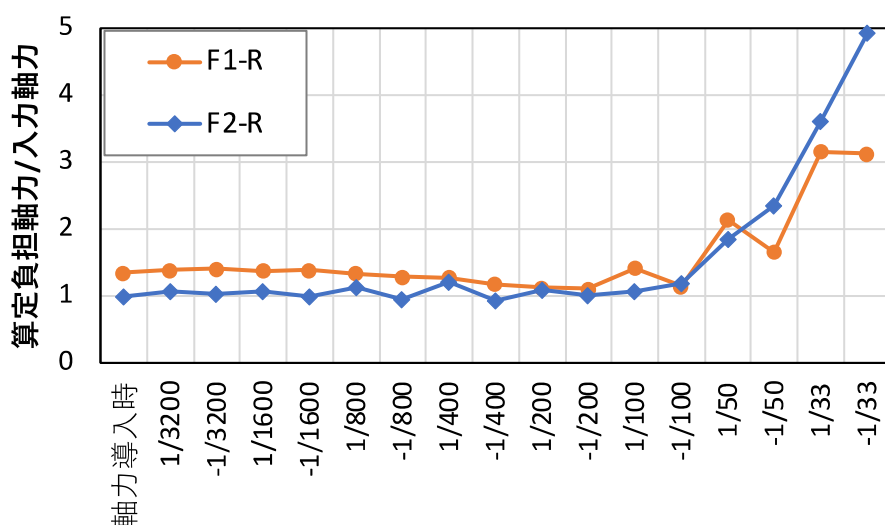


図 5.4.3-1 負担軸力算定結果

(2) 解析概要

本稿では、耐力低下が生じる以前の状態、すなわち  $R1=1/50rad$  までの挙動を対象に静的非線形増分解析を行い、架構の挙動を評価するモデルの提案を行う。解析には任意形状フレームの弾塑性解析プログラム SNAP ver.8 (構造システム(株)) を使用する。

モデルは予備載荷の影響を考慮するモデル A、影響を考慮しないモデル B であるが、詳細は後述する。

(3) 架構のモデル化方法

F2-R 試験体において、にて目地モルタルを鉛直方向のバネに置換し UFC 袖壁の浮き上がり挙動を考慮することで対象架構の荷重変形関係を適切に評価できることを確認している。本稿では、F2-R のモデルに予備載荷の影響を加味することで F1-R をモデル化する。

図 5.4.3-2 に試験体の 2.5 層までの架構モデル図を示す。柱、梁、袖壁のそれぞれの部材の構造芯位置で線材置換し、各部材の接合部に節点を配置してモデル化している。1 階柱脚の節点は固定とする。なお、1 階柱の剛域端は部材フェイス位置から  $D/4$  の長さだけ柱梁接合部側に入り込む位置とし、危険

断面位置は柱梁フェイス位置とした。

UFC 袖壁は回転挙動が卓越することを考慮して弾性の柱とし、上下両端に目地モルタルの特性を有する鉛直ばねを設定している。なお、5.4.2 章に示した F2-R のモデル化手法より、このばねは目地モルタルの全断面積のうち 1/15 を有効断面積としている。

解析は変位制御による静的非線形増分解析を行う。柱の軸力は、実験での载荷状況を考慮し、長期軸力として架構モデル頂部に作用させ、1 階既存柱断面における柱 1 本あたりの軸力比が 0.15 となる値を算出して負荷させる。なお水平荷重は実験での加力点と整合をとるため、モデル高さの中央位置に水平一方向に作用させる。

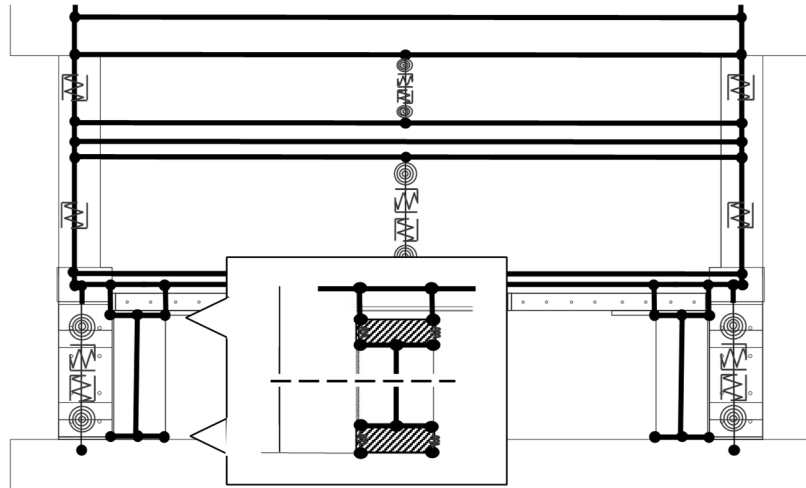


図 5.4.3-2 モデル図

#### (4) 部材のモデル化方法

本章では 5.4.2 章に示した F2-R の骨格曲線評価手法を基にして F1-R の骨格曲線評価を行うが、事前の損傷による影響を考慮するため F2-R のモデルから損傷後のコンクリートヤング係数及びひび割れ済み部材の骨格曲線評価を変更し、損傷後の曲げ終局耐力に低減係数を考慮する。

以降では

- 1) UFC パネルで柱せい面を補強した柱
- 2) UFC 袖壁
- 3) 繊維入りモルタル吹き付けにより補強した壁

として部材ごとにモデル化手法を示すが、2)、3)の詳細においては 5.4.2 章を参照されたい。

(1) UFC パネルで柱せい面を補強した柱

せい面に UFC パネルを補強した柱部分については、曲げ・せん断・軸ばねを設定する。曲げばねは降伏を考慮したバイリニアモデル又はひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデル、せん断ばねは試験結果より曲げ破壊の様相が支配的であるため弾性モデル、軸ばねは引張側・圧縮側ともに降伏を考慮したバイリニアモデルとする。

(1)-1 モデル A

予備載荷の際に試験体が損傷していることから、曲げばねは降伏耐力を有するバイリニアモデルとし、既存コンクリート部分には剛性低下率を乗じる。なお、損傷した試験体においてはコンクリートヤング係数を低下させることで実現象を適切に評価できることを確認したため、各要素を算定する際にはコンクリートヤング係数を材料試験結果の 0.74 倍とする。

1) 曲げばね

(a) 初期剛性

予備載荷の影響を考慮し、既存コンクリート部分の曲げ剛性には(式 5.4.3-3)に示す通り剛性低下率を乗じる。

また、UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、既存部分に UFC パネル補強部分の曲げ剛性を足し合わせる。ただし、部材端部に曲げ変形が集中すると仮定し、断面二次モーメントは UFC パネル端部の断面拡大区間で算定した。

なお、柱帯筋比 0.2%以上、かつ高軸力下における RC 短柱においては剛域を上下端に 0.25D (D:柱せい) 加えて算出したものの精度が確認されているため本検討においても同様の設定とした。なお、(式 5.4.3-5)で用いるシアスパンについては、柱の反曲点比が 0.5 であることを準用した。

$$K_f = K_{fufc} + \alpha_y K_{fcon} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-3})$$

$$K_{fufc} = 6E_{ufc}I_{ufc}/L_{ufc} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-4})$$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159 a/D + 0.169\eta_0)(d/D)^2 \quad (\text{式 5.4.3-5})$$

ここで、

$\alpha_y$  : 降伏点剛性低下率

$K_{fufc}$  : 貼付した UFC パネルの曲げ初期剛性 (N・mm)

$K_{fcon}$  : 既存柱の曲げ初期剛性 (N・mm)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$I_{ufc}$  : UFC パネルのテーパーを考慮した断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$L_{ufc}$  : パネル高さ (mm)

$a/D$  : シアスパン比

$\eta_0$  : 軸力比

$d$  : 有効せい (mm)

$D$  : 部材全せい (mm)

(b) 終局耐力

予備載荷をした試験体において、既存 RC 部に柱耐力低減係数を乗じることで試験体の最大耐力を精度良く評価できることが4章にて確認されている。本章での低減係数は予備載荷時の全エネルギー吸収量に対する残存エネルギー吸収量の比から算出する。

既存部と UFC パネルのひずみ分布は同等と仮定し、平面保持による断面解析により求めた。実験より部材が最大耐力に到達直後に UFC パネル脚部に圧壊が確認されたため、ここでは当該箇所には UFC パネルの材料特性を用いる。また、圧縮縁ひずみは 0.003 とする。

なお、UFC パネルで補強した袖壁付き柱において、端部の断面拡大形状区間は試験体の耐力に寄与しないことが確認されているため本章も同様とする。(式 5.4.3-7)に使用している記号については 5.4.2 章を参照されたい。

$$M_u = \eta M_{uc} + M_{uufc} (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-6})$$

$$M_{uc} = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d_t - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot d_c - \sigma_{av} \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot X_{nc})^2 / 2 + N_c \cdot g_c \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-7})$$

$$M_{uufc} = -\varepsilon_c \cdot E_{ufc} \cdot t_{ufc} \cdot X_{nc}^2 / 6 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-8})$$

ここで、

$\eta$  : 予備載荷による柱耐力低減係数で実験結果より 0.951

$M_{uc}$  : 既存柱の曲げ終局耐力 (N・mm)

$M_{uufc}$  : 貼付した UFC パネルの曲げ終局耐力 (N・mm)

$\varepsilon_c$  : コンクリート圧縮縁ひずみ (=0.003)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_{ufc}$  : UFC パネルの最小厚さ (mm)

$X_{nc}$  : せい面を補強した柱の圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

2) せん断ばね

(a) 初期剛性

UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、既存部の剛性に累加する。

$$K_{sufc} = G_{ufc} A_{ufc} / \kappa L_{ufc} + G_c A_c / \kappa L \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.3-9})$$

ここで、

$G_{ufc}$  : UFC パネルのせん断ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>) (=  $E_{ufc} / 2(1 + \nu)$ )

$A_{ufc}$  : UFC パネルの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\kappa$  : せん断形状係数

$L_{ufc}$  : UFC パネル高さ (mm)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\nu$  : ポアソン比

$G_c$  : 既存コンクリートのせん断ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>) (=  $E_c / 2(1 + \nu)$ )

$A_c$  : 既存コンクリートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$L$  : 部材長さ (mm)

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

### 3) 軸方向ばね

#### (a) 初期剛性

軸引張剛性は UFC パネルと鉄筋が有効であるとし、軸方向の引張剛性 $K_t$ を算定する。圧縮剛性 $K_c$ はコンクリートと UFC パネルが有効であるとして算定する。

$$K_t = (E_{ufc}A_{ufc} + E_sA_g)/L \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.3-10})$$

$$K_c = (E_{ufc}A_{ufc} + E_cA_c)/L \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 5.4.3-11})$$

ここで、

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{ufc}$  : UFC パネルの最小断面積 (mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_g$  : 主筋全断面積 (mm<sup>2</sup>)

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

$A_c$  : 既存コンクリートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$L$  : 部材長さ (mm)

#### (b) 軸方向耐力

軸引張耐力・軸圧縮耐力は UFC パネルと躯体の間に無収縮モルタルが充填されていることから、UFC パネルにより補強された柱の軸方向引張耐力 $N_{ufc\ min}$ 及び軸方向圧縮耐力 $N_{ufc\ max}$ を算出するが、軸方向引張耐力 $N_{ufc\ min}$ においては、鉄筋の引張耐力到達以前に無収縮モルタルの耐力に到達することを考慮する。

$$N_{ufc\ min} = N_{min} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.3-12})$$

$$N_{ufc\ max} = N_{max} + f_{cm} \cdot A_{gm} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 5.4.3-13})$$

ここで、

$N_{min}$  : 既存柱の引張耐力 (N)

$N_{max}$  : 既存柱の圧縮耐力 (N)

$f_{cm}$  : 無収縮モルタルの圧縮耐力 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{gm}$  : 無収縮モルタルの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(1)-2 モデル B

予備荷の影響は考慮しないモデルとする。せん断ばね及び軸ばねにおいては予備荷の影響は小さいとしモデル A と同様の設定を用いる。

1) 曲げばね

(a) 初期剛性

予備荷を考慮しないため(式 5.4.3-5)で  $\alpha_y = 1$  とする。

(b) 剛性低下率

(式 5.4.3-5)を用いる。

(c) ひび割れ耐力

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + N_c D / 6 (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (\text{式 5.4.3-14})$$

ここで、

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮耐力 (N/mm<sup>2</sup>)

$Z_e$  : 鉄筋を考慮した断面係数(mm<sup>3</sup>)

$N_c$  : せい面を補強した柱の負担軸力(N)

$D$  : 部材せい (mm)

(d) 終局耐力

予備荷を考慮しないため(式 5.4.3-6)で  $\eta = 1$  とする。

(2) UFC 袖壁

UFC 袖壁については、損傷後に増設するためモデル A とモデル B で同様の設定を用いる。実験より目立った損傷が確認されなかったため当該部材を弾性とし、曲げばね・せん断ばね・軸ばねの全てを弾性ばねとする。

目地モルタル部については、損傷後に増設するためモデル A とモデル B で同様の設定を用いる。なお、袖壁-梁間、及び袖壁-スタブ間に充填された目地モルタルに関しては、軸圧縮方向のみに耐力を有すると仮定し圧縮側のみ有効なバイリニアのモデルを設置する。ただし、せん断ばねと曲げばねについては剛とする。

(3) 繊維入りモルタル吹き付けにより補強した壁

予備荷にて甚大な損傷が確認されなかったことより、モデル A とモデル B では同様の設定とする。

補強後の荷重において 2 階耐震壁については損傷が概ね確認されなかったことより曲げばね・せん断・軸ばねの全てを弾性ばねとする。なお、補強により鉄筋本数と断面積が増加したことに関しては補強後の断面を一樣な部材と仮定して剛性及び耐力の算出を行っている。なお、コンクリート耐力は既存部材のそれを用いている。

(5) 解析結果

図 5.4.3-3 にモデルの解析結果と F1-R の荷重変形角関係の比較を示す。

剛性についてはモデル A の精度が良く、最大耐力についてはモデル B が試験体をより精度良く評価した。予備載荷の影響を考慮し 1 階柱のコンクリート部分の剛性及び耐力を適切に低減させることで実験の荷重変形関係を概ね捉えた。

また、試験体の鉛直方向ひずみから損傷後のコンクリートヤング係数の低下度合いを算定する手法について、その妥当性を確認した。

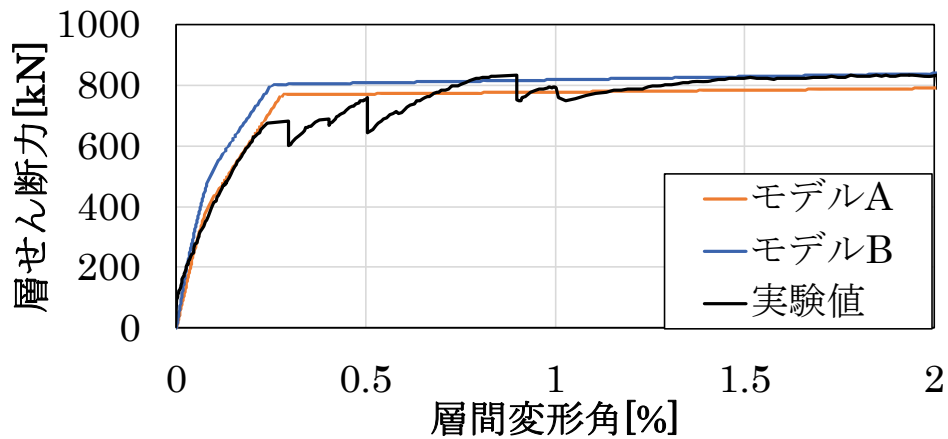


図 5.4.3-3 解析結果

## 5.5 有限要素解析

### 5.5.1 はじめに

本節では、無補強試験体である F1 試験体の挙動を詳細に把握することを目的として、試験体を二次元でモデル化し、非線形有限要素解析プログラム FINAL/V11<sup>[5-7]</sup>を用いて検討を行う。

### 5.5.2 解析概要

#### (1) モデル概要

本検討で用いる解析モデルを図 5.5.2-1 に示す。コンクリートは四辺形要素、壁縦横筋および柱梁せん断補強筋は四辺形要素の埋め込み要素とし、その他の柱主筋、梁主筋、2 階スラブ筋はトラス要素としてモデル化した。コンクリート-鉄筋間は完全付着とした。コンクリートおよび鉄筋の要素タイプを図 5.5.2-2 および図 5.5.2-3 にそれぞれ示す。柱梁接合部内の配筋については、実験では図 5.5.2-4 のようにフックにより定着させているが、解析では全て直線のトラス要素でモデル化した。

下スタブの脚部は完全固定とし、上下スタブ、2 階スラブおよび 2 階直交梁は厚さ（紙面奥行き方向）1250mm で弾性とした。また、実験では鉛直ジャッキによる付加曲げモーメントを与えて反曲点を上方に移動させており、本解析では十分な剛性を有する仮想スタブを上スタブの直上に配置し、後述の通り仮想スタブの上縁に水平力を作用させることで反曲点高さを実験と整合させた。

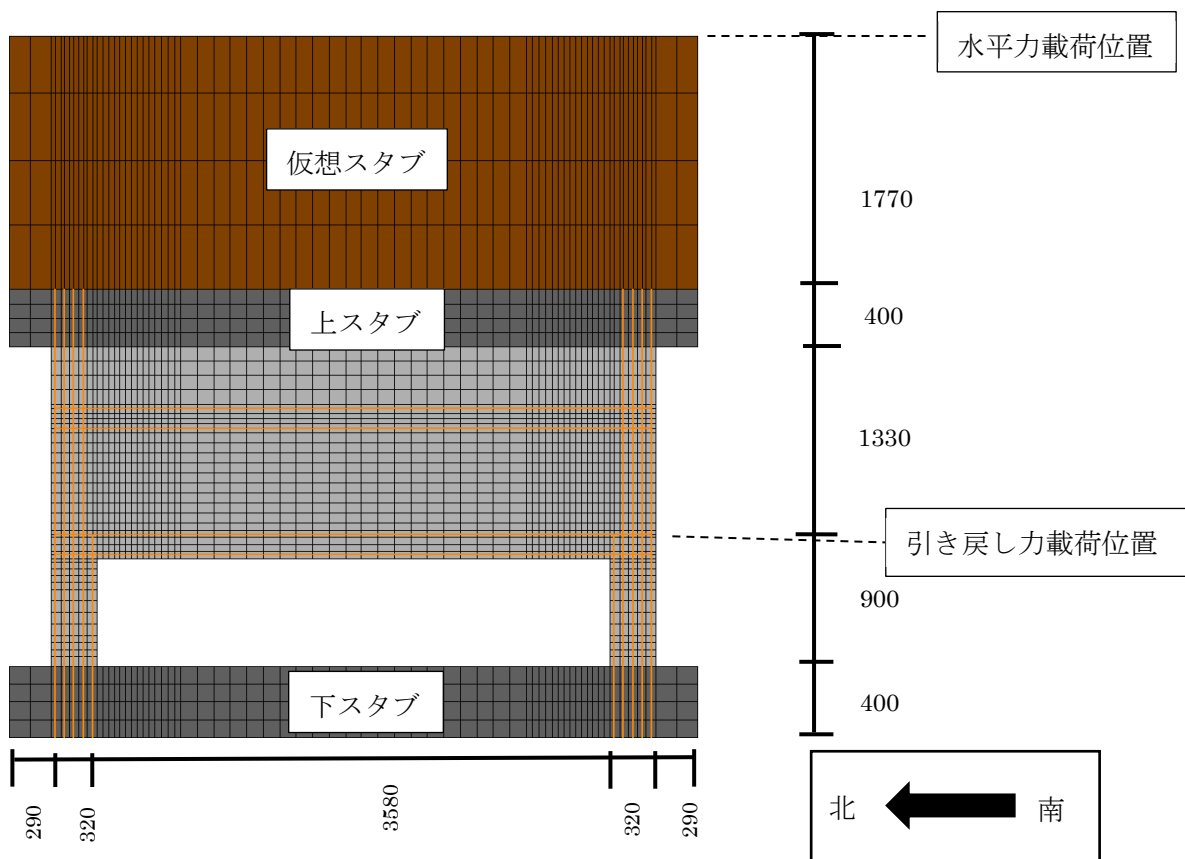


図 5.5.2-1 モデル図（単位：mm）



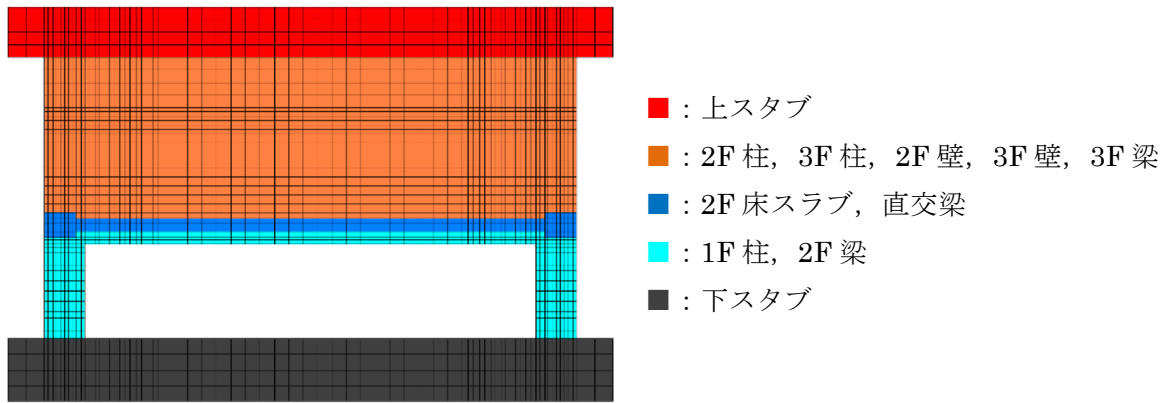


図 5.5.2-2 コンクリート要素タイプ

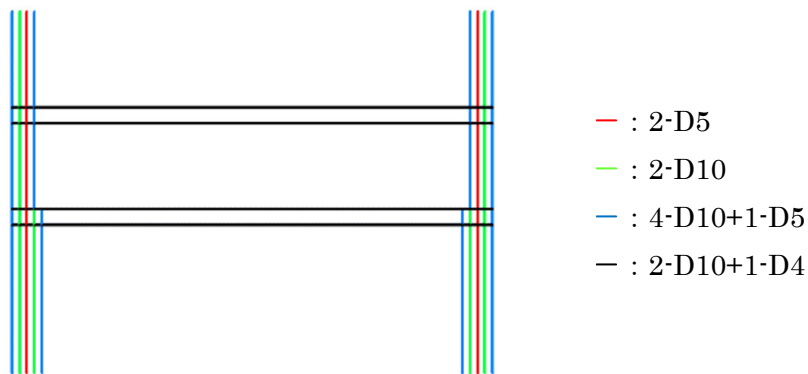


図 5.5.2-3 鉄筋要素タイプ

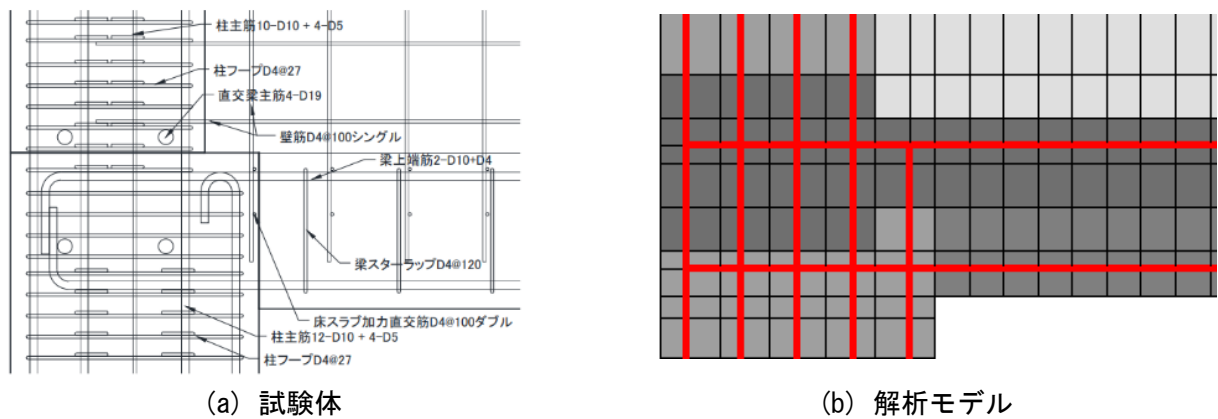


図 5.5.2-4 柱梁接合部配筋

(2) 材料構成則

解析モデルのコンクリートおよび鉄筋の材料特性には、表 5.5.2-1 に示す実験の材料試験結果を使用した。コンクリートの圧縮強度点までの応力-ひずみ曲線には修正 Ahmad モデル<sup>[5-8]</sup>を使用し、ひずみ軟化域の曲線には中村・桧貝モデル<sup>[5-8]</sup>を使用した。テンションスティフニング特性は出雲らのモデル<sup>[5-9]</sup> ( $C=1.0$  とした) により考慮した。繰返し応力下での履歴特性には長沼・大久保のモデル<sup>[5-10]</sup>を、ひび割れ後のせん断伝達特性には Al-Mahaidi モデル<sup>[5-11]</sup>を使用した。平面応力下での破壊条件に関しては Kupfer-Gerstle の提案<sup>[5-12]</sup>を採用し、ひび割れ後の圧縮強度低減は無いものとした。鉄筋の応力-ひずみ曲線は bilinear モデルとし、降伏後の剛性を初期剛性の 1/100 とした。繰返し応力下の履歴特性

には修正 Menegotto-Pinto モデル<sup>[5-13]</sup>を使用した。

表 5.5.2-1 材料特性

(a) コンクリート				(b) 鉄筋		
位置	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	割裂引張強度 (MPa)	呼び名	ヤング係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
上スタブ ■	34.4	-	-	D4	186	362
2F3F柱, 2F3F壁, 3F梁 ■	34.4	42.3	2.99	D5	194	378
2F床スラブ, 直交梁 ■	29.9	-	-	D10	198	374
1F柱, 2F梁 ■	29.9	38.4	3.14			
下スタブ ■	33.6	-	-			

(3) 載荷方法

実験では正負交番繰り返し載荷が行われたが、本解析では単調押し切り載荷とした。解析における載荷状況を図 5.5.2-5 に示す。まず、柱軸力比 0.15 相当の長期荷重 ( $=2 \times 0.15bDf'_c=1180kN$ , N : 軸力, b : 1 階柱幅, D : 1 階柱せい,  $f'_c$  : コンクリート圧縮強度) を仮想スタブ上面に鉛直下向きに均等に作用させ、これを一定に保った状態で、仮想スタブ上面 (下スタブ上面からの高さ 4400mm) に均等に南方向 (右向き) の水平力を作用させた。これに加えて、引き戻し力として、仮想スタブ上面に作用させた水平力の 0.35 倍の水平力を、2 階スタブ中心位置 (下スタブ上面からの高さ 900mm) の 1 階南北柱材軸間 (図中の 2 つの ● の間) に均等に作用させた。1 階層間変形角は、図 5.5.2-5 中に ○ で示した 2 点の水平変位の平均値を、下スタブ上面からの高さ (=850mm) で除して求めた。

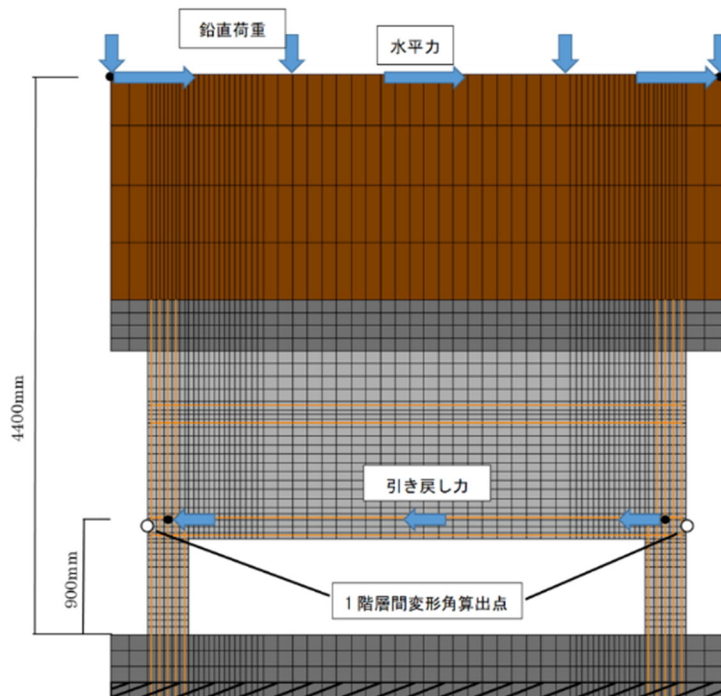


図 5.5.2-5 載荷方法

5.5.3 解析結果

前述の 2 次元有限要素解析から得られた F1 試験体の解析結果を示すとともに、実験結果との比較も行い、解析モデルの妥当性も検証する。

(1) 1 階層せん断力-1 階層間変形角関係

F1 試験体の 1 階層せん断力-1 階層間変形角関係の実験結果および解析結果を図 5.5.3-1 に、実験と解析で確認された主な事象の一覧を表 5.5.3-1 にそれぞれ示す。実験では 1 階北柱主筋引張降伏→1 階南柱主筋引張降伏→2 階壁縦筋引張降伏→2 階梁端圧壊の順に発生したが、解析では 2 階壁縦筋引張降伏と 2 階梁南端圧壊が実験と比べてかなり早い段階で発生しており、両者の事象の発生順序が一致しない結果となった。

次に、実験および解析における最大耐力 (R1=1%まで) と初期剛性を表 5.5.3-2 に示す。初期剛性は図 5.5.3-2 中に点線で示したように、R1=0.03%での割線剛性とした。層間変形角 1%までの最大耐力について、実験値と解析値は精度良く対応した。一方、剛性については、実験値が解析値を 36%下回った。解析が剛性を大きく評価した原因は、実験では乾燥収縮による初期ひび割れの影響があることに加え、2 階スラブや直交梁を弾性でモデル化した影響が考えられる。また、その後、R1=0.5%付近まで解析の方が高い耐力を示しているのは、実験で見られた 2 階壁脚のスリップ挙動 (後述) を解析で追跡できていないことによるものと考えられる。

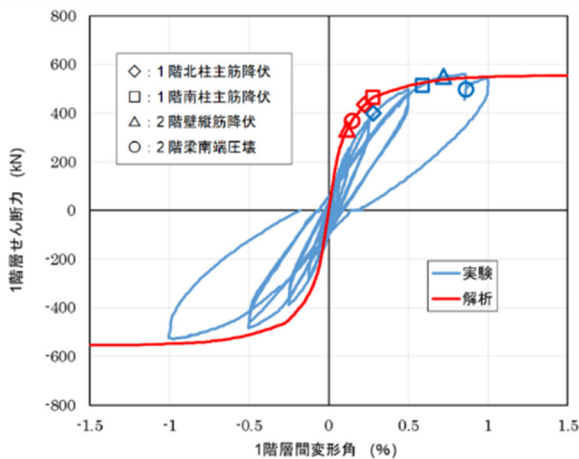


図 5.5.3-1 1 階層せん断力-1 階層間変形角関係

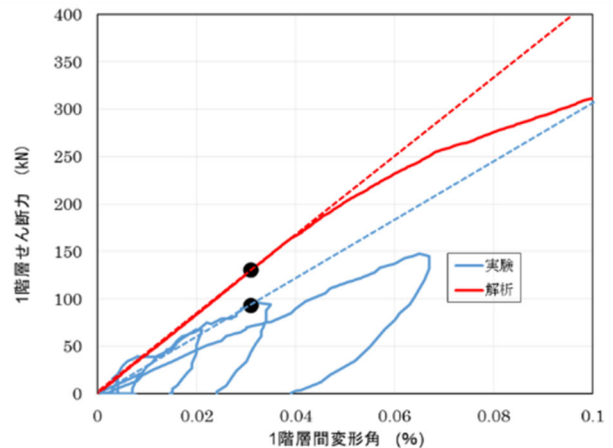


図 5.5.3-2 初期剛性

表 5.5.3-1 主な事象の一覧

主な事象	層間変形角(%) [1 階層せん断力(kN)]	
	解析	実験
2 階壁縦筋降伏	0.11 [321]	0.73 [552]
2 階梁南端圧壊	0.14 [355]	0.86~1.00 [496~520]
1 階北柱柱脚主筋降伏	0.22 [425]	0.29 [401]
1 階南柱柱脚主筋降伏	0.27 [456]	0.59 [517]

表 5.5.3-2 最大耐力と初期剛性

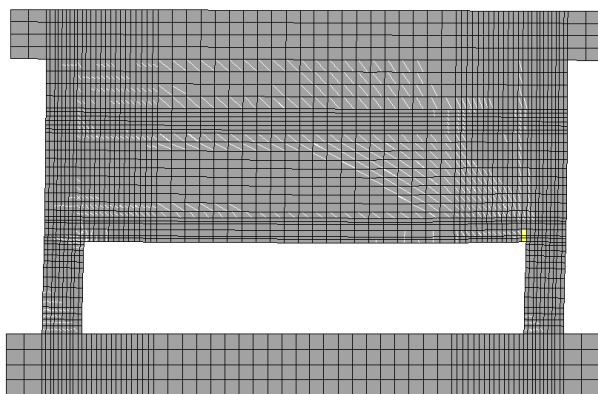
	実験値	解析値	実験値/解析値
最大耐力(kN)	559	548	1.02
初期剛性(kN/mm)	344	459	0.749

(2) ひび割れ状況

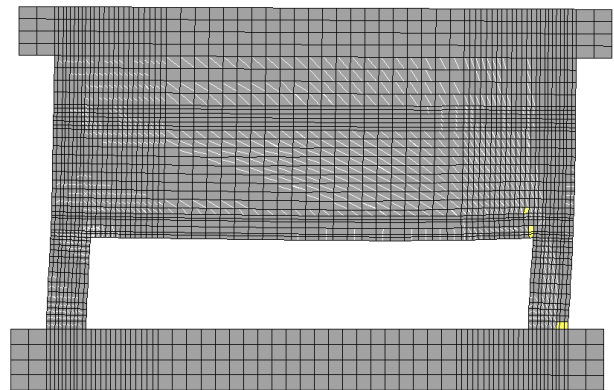
解析における  $R1=0.25, 0.5, 1\%$  時のひび割れ図を図 5.5.3-3(a)～(c)に示す。以降の解析結果の図では仮想スタブを省略する。図中に黄色の要素は軟化したコンクリートを、白線はひび割れをそれぞれ表している。

$R1=0.25\%$  では、2 階壁と 3 階壁の広い範囲でせん断ひび割れが発生し、1 階の北柱と南柱では曲げひび割れが見られた。また、2 階梁の北端の下端では曲げひび割れが発生し、南端の下端では圧壊が確認された。 $R1=0.5\%$  では、1 階南柱でせん断ひび割れが発生していた。また、2 階壁南側下端部と 1 階南柱柱脚でも圧壊が確認された。 $R1=1\%$  では、2 階壁と 3 階壁の全面にわたってせん断ひび割れが発生し、壁端部の圧壊範囲が広がった。

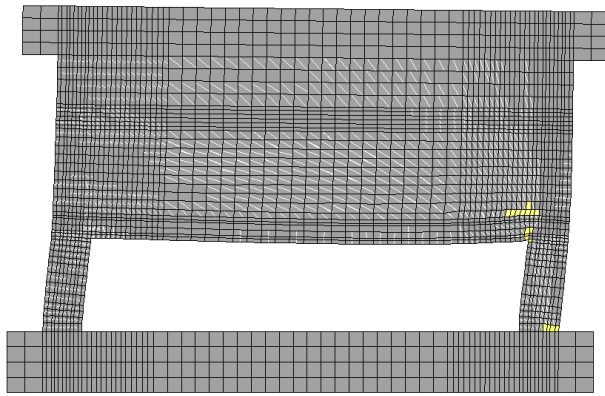
実験における  $R1=1\%$  時のひび割れを図 5.5.3-3(d)に示す。実験では、正側の载荷に関して、2 階梁南端の圧縮側となる下縁付近、2 階壁脚部の圧縮側となる南端付近、および 1 階南柱の脚部圧縮域においてコンクリートの圧壊が確認されたのに対して、本解析でも同様の場所でコンクリートが軟化しており、両者がよく対応していると言える。また、実験では 2 階壁脚が打継面となっていて離間しやすい状況であり、図 5.5.3-4(a)に示すようなずれ変形を伴うスリップ破壊も見られたが、本解析では 2 階壁脚には打継面を考慮した特別なモデル化を行っておらず、実験で見られた現象を再現できなかった。ただし、2 階梁にはたわみが生じており、これは検討対象建物で確認された実被害状況(図 5.5.3-4(b))と一致する。また、1 階柱については、実験では曲げひび割れおよび縦方向のひび割れが発生した程度であるが、解析では圧縮側となる南柱の広い範囲にせん断ひび割れが見られ、実験結果と一致しなかった。



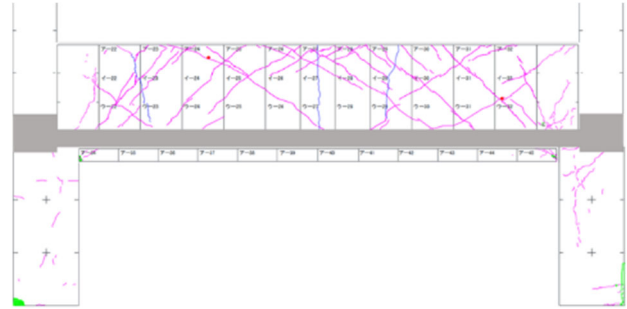
(a) 解析,  $R1=0.25\%$



(b) 解析,  $R1=0.5\%$



(c) 解析, R1=1.0%

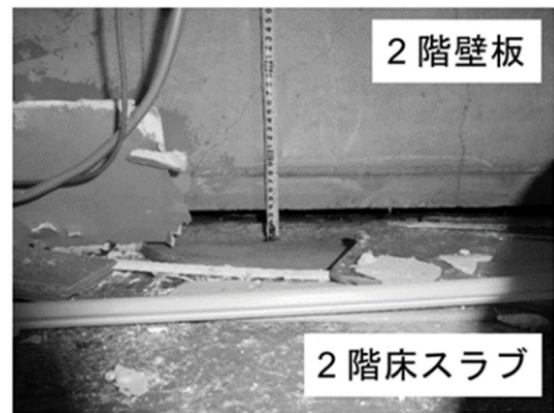


(d) 実験, R1=1.0%

図 5.5.3-3 ひび割れ状況 (解析は変形倍率 10 倍)



(a) 実験



(b) 検討対象建物

図 5.5.3-4 2 階壁脚の状況

### (3) 鉄筋降伏状況

#### 1) 柱主筋および梁主筋

解析における  $R1=0.25, 0.5, 1\%$  時の柱主筋および梁主筋の降伏状況を図 5.5.3-5 に示す。図中、黄色の要素は降伏している鉄筋、赤色の要素は降伏を経験した鉄筋を表している。また、図中の○印は実験の同じ層間変形角のサイクル (正側) において引張降伏が確認された主筋位置、△印は圧縮降伏が確認された主筋位置である。

$R1=0.25\%$  時では、実験で主筋の降伏は見られなかったが、解析では引張側となる 1 階北柱の脚部の最外縁主筋の引張降伏と 2 階梁南端部の下端主筋の降伏が見られた。 $R1=0.5\%$  では、実験では 1 階南柱脚部の引張降伏が生じたのみであったが、解析ではそれに加えて、1 階南柱頂部の引張降伏、1 階北柱脚部の引張および圧縮降伏と 2 階梁上端筋の圧縮降伏が確認された。 $R1=1\%$  になると、実験では 1 階南柱脚部の引張降伏の進展、北柱主筋の引張降伏および圧縮降伏、2 階梁上端筋の引張降伏が見られたのみである。解析では 1 階北柱の柱脚と柱頭の引張降伏が進展した。

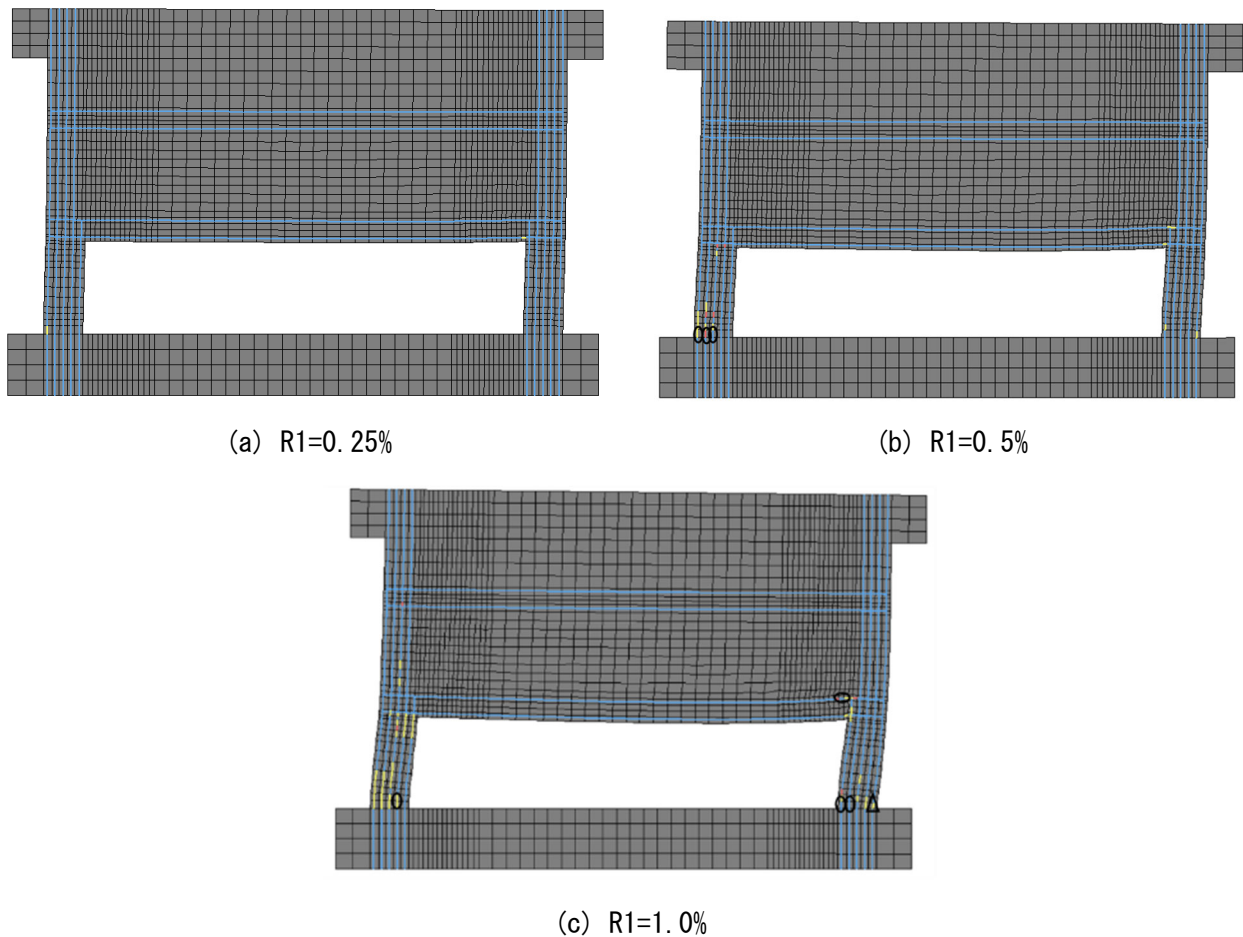


図 5.5.3-5 柱主筋および梁主筋降伏状況（変形倍率 10 倍）

## 2) 壁縦筋および梁せん断補強筋

解析における R1=0.25, 0.5, 1%時の壁縦筋および梁せん断補強筋の降伏状況を図 5.5.3-6 に示す。図中の○印は実験の同じ層間変形角（正側）において引張降伏が確認された主筋位置である。

実験では、R1=0.25%および R1=0.5%サイクルでは壁縦筋および梁せん断補強筋は降伏せず、R1=1%サイクルで壁脚部における壁縦筋の引張降伏、2 階梁南側端部における梁せん断補強筋の引張降伏がそれぞれ確認された。一方、解析では、R1=0.25%で既に 2 階壁北側下部と、中央上部から南側にかけての範囲で壁縦筋の圧縮降伏が見られた。また、2 階梁南側端部でせん断補強筋の降伏が確認された。R1=0.5%では、R1=0.25%で確認された降伏がさらに進展したことに加えて、2 階梁北側端部でもせん断補強筋の降伏が見られた。R1=1%では、2 階壁縦筋の降伏範囲が広がり、さらに実験では見られなかった 3 階壁の北端付近でも降伏が確認された。

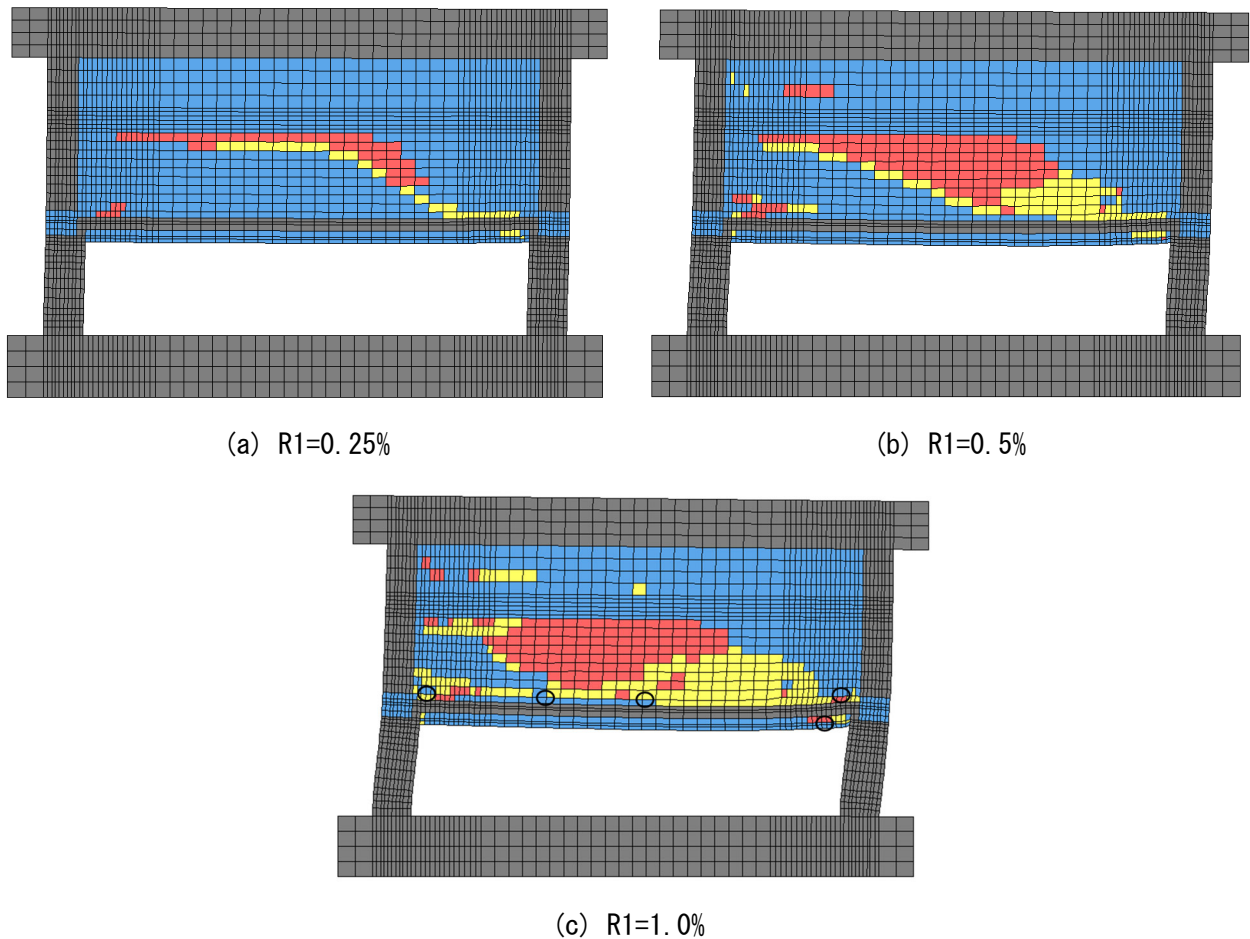
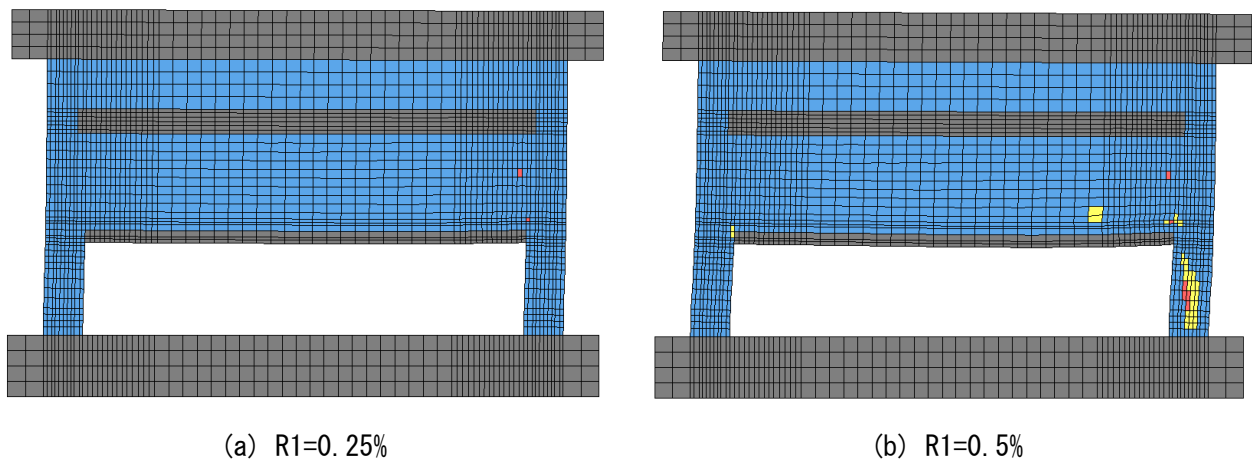
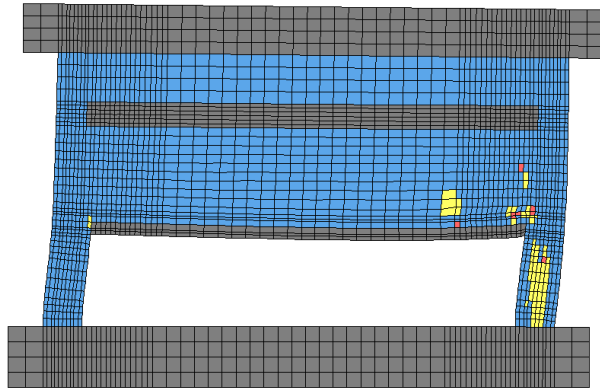


図 5.5.3-6 壁縦筋および梁せん断補強筋降伏状況（変形倍率 10 倍）

### 3) 壁横筋および柱せん断補強筋

解析における R1=0.25, 0.5, 1%時の壁横筋および柱せん断補強筋の降伏状況を図 5.5.3-7 に示す。図に示す通り, R1=0.25%で 2 階壁の南側の一部で壁横筋の降伏が見られ, R1=0.5%では 1 階南柱のせん断補強筋が降伏した。R1=1%では南柱の広い範囲でせん断補強筋の降伏が見られ, 検討対象建物で見られた柱のせん断破壊に近い結果となったが, 载荷終了まで柱せん断補強筋の降伏が確認されず, 試験体設計時に想定した 1 階柱のせん断破壊は見られなかった実験結果とは異なる結果となった。



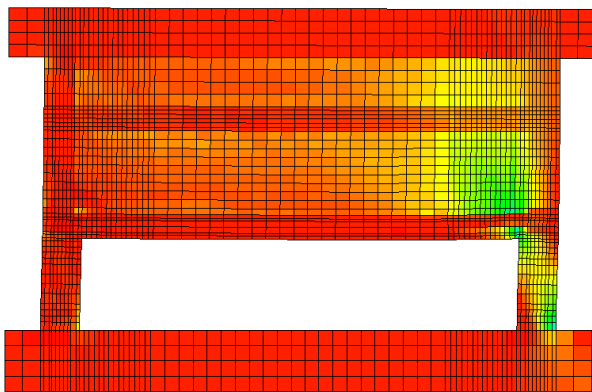


(c) R1=1.0%

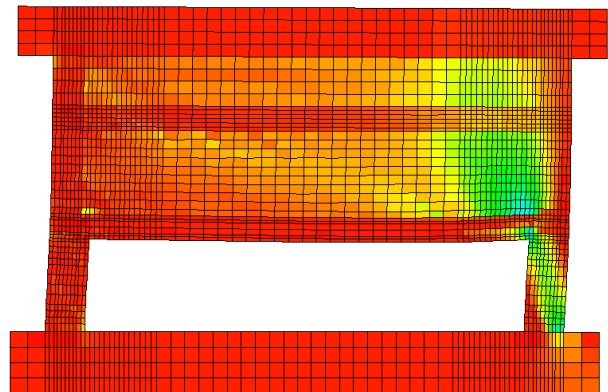
図 5.5.3-7 壁横筋および柱せん断補強筋降伏状況 (変形倍率 10 倍)

#### (4) 最小主応力

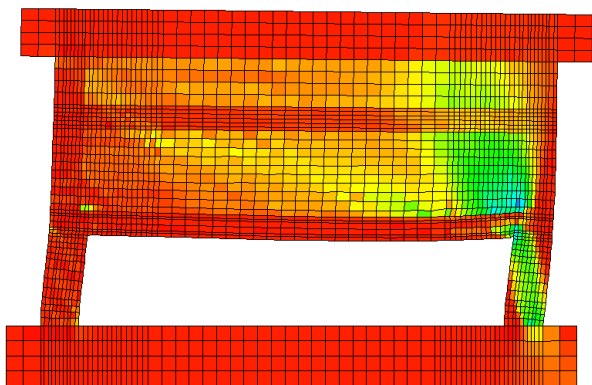
解析における R1=0.25, 0.5, 1%時の最小主応力の分布を図 5.5.3-8 に示す。R1=0.25%では、3 階壁南側から南柱にかけて圧縮ストラットが形成されていることが確認できる。R1=0.5%になると 2 階壁中央部でも新しく圧縮ストラットのようなものが形成された。R1=1%ではさらに圧縮応力が増加し、特に 2 階の南側柱梁接合部とその周辺で大きな圧縮応力を負担していることが確認できる。



(a) R1=0.25%



(b) R1=0.5%



(c) R1=1.0%



(単位 : MPa)

図 5.5.3-8 最小主応力分布 (変形倍率 10 倍)



(5) 1 階南柱の損傷状況

実験と解析で損傷性状に特に大きな違いが見られた 1 階南柱について、両者を比較する。実験と解析における R1=1%時の 1 階南柱の損傷状況を図 5.5.3-9 に示す。実験のひび割れ図中の○印および△印は、それぞれ引張降伏および圧縮降伏した主筋位置を示している。

図 5.5.3-9(a) より、解析では柱内に圧縮ストラットが形成され、特に柱頭と柱脚の圧縮域に大きな圧縮応力が集中している様子が確認できた。また、図 5.5.3-9(b) および(c) に示す通り、柱頭および柱脚で主筋が降伏するとともに、柱中央部の広範囲にわたってせん断補強筋が降伏していた。図 5.5.3-9(d) より、柱頭および柱脚での圧壊と曲げひび割れの発生、中央部でのせん断ひび割れが見られた。一方、実験では、図 5.5.3-9(e) に示すように、柱脚でのコンクリート圧壊と主筋の降伏は見られたものの、ひび割れについては曲げひび割れと縦方向ひび割れが発生したのみであった。実験で 1 階南柱に作用した応力が不明であるため、両者の違いが生じた原因は不明であるが、先述の 2 階壁脚のすべり挙動が応力状態に影響を及ぼした可能性も考えられることから、更なる検討を要する。

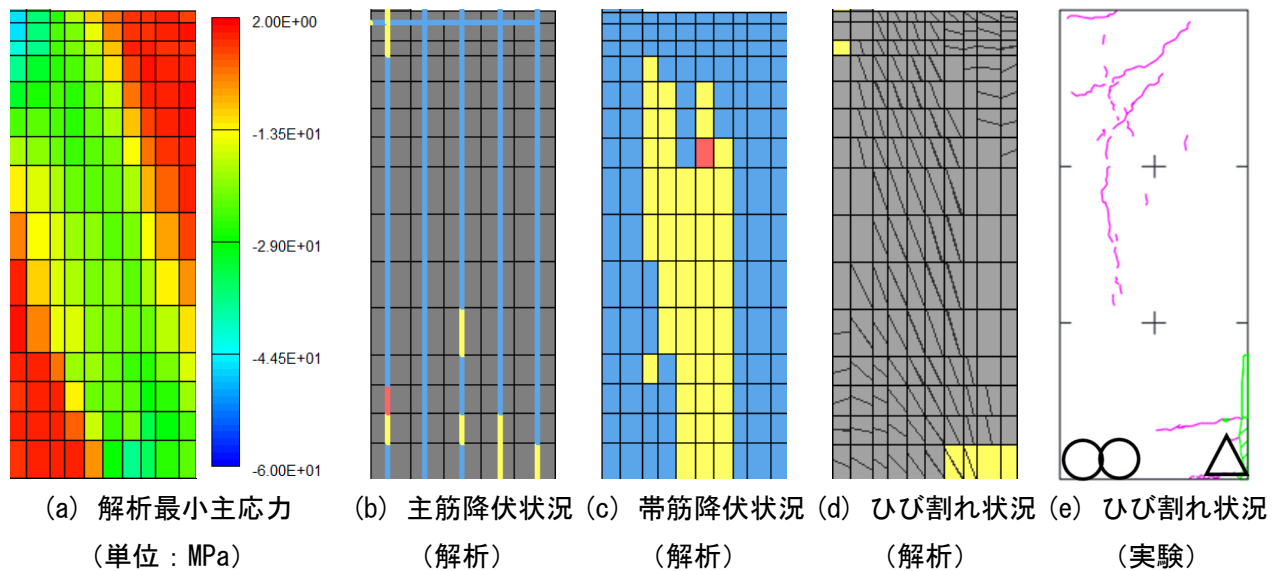


図 5.5.3-9 1 階南柱損傷性状

(6) 1 階柱負担応力

1) 軸力

1 階柱中央高さに作用する軸力（引張を正とする）の解析値と計算値を図 5.5.3-10 に示す。解析値は、柱中央高さでのコンクリート要素と主筋トラス要素の軸方向力を合算した値である。計算値は、1 階柱中央高さにおいて曲げモーメント負担が無いと仮定して、(式 5.5.3-1) から得られる水平力による変動軸力  $\Delta N$  を長期軸力に加えて略算的に求めた。図中には、1 階北柱の主筋が全引張降伏した時の 1 階柱軸力（(式 5.5.3-2) および(式 5.5.3-3)）を併せて示す。また、R1=1%時の 1 階柱軸力の解析値、計算値、北柱の主筋が全降伏したと仮定したときの計算値をそれぞれ絶対値で表 5.5.3-3 に示す。

北柱と南柱ともに、計算値が解析値よりも若干大きくなった。また、計算値と解析値のいずれも、北柱の主筋が全降伏したと仮定したときの軸力より小さくなった。これは、図 5.5.3-10 で示した、1 階北柱の全ての主筋が引張降伏していない状況と整合している。

$$Q_2 h_2 - Q_1 h_1 = \Delta N x \tag{式 5.5.3-1}$$

$$N_N = A_g \sigma_y \quad (\text{式 5.5.3-2})$$

$$N_S = -2N_0 - A_g \sigma_y \quad (\text{式 5.5.3-3})$$

ここで、 $Q_2$  : 水平力(kN)

$Q_1$  : 引き戻し力(kN)

$h_2$  : 1階柱の中央高さから解析上の水平力載荷位置までの高さ(mm) (=4025mm)

$h_1$  : 1階柱の中央高さから引き戻し力載荷位置までの高さ(mm) (=525mm)

$\Delta N$  : 変動軸力(kN)

$x$  : 北柱中心から南柱中心までの距離(mm)

$N_N$  : 1階北柱軸力 (全主筋引張降伏時)

$N_S$  : 1階南柱軸力 (北柱全主筋引張降伏時)

$A_g$  : 柱1本の全主筋断面積

$\sigma_y$  : 主筋の降伏強度

$N_0$  : 柱1本の長期軸力

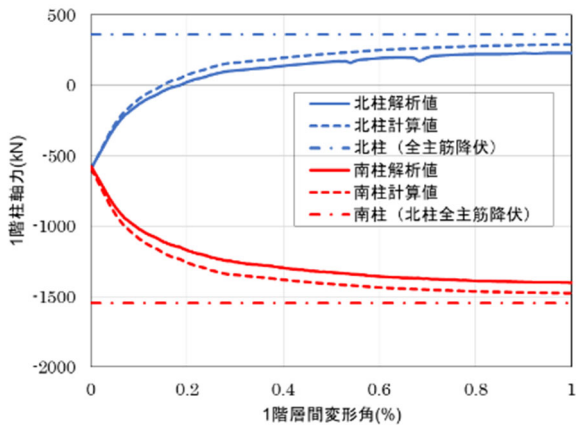


図 5.5.3-10 1階柱軸力

表 5.5.3-3 1階柱軸力 (R1=1.0%)

	北柱	南柱
解析値	222	1400
計算値 (計算値/解析値)	287 (1.29)	1467 (1.05)
北柱主筋全降伏時 (北柱主筋全降伏時 /解析値)	295 (1.33)	1470 (1.05)

## 2) せん断力

1階柱中央高さに作用するせん断力を図5.5.3-11に示す。せん断力は、柱中央高さ位置でのコンクリート要素のせん断力を合算した値である。R1=0.1%付近で北柱のせん断力が頭打ちとなり、その後、若干の低下がみられた。一方、南柱では変形の増大に伴って剛性が徐々に低下しながらも負担せん断力は増加し続け、R1=1%時では1階層せん断力の約85%を負担していた。

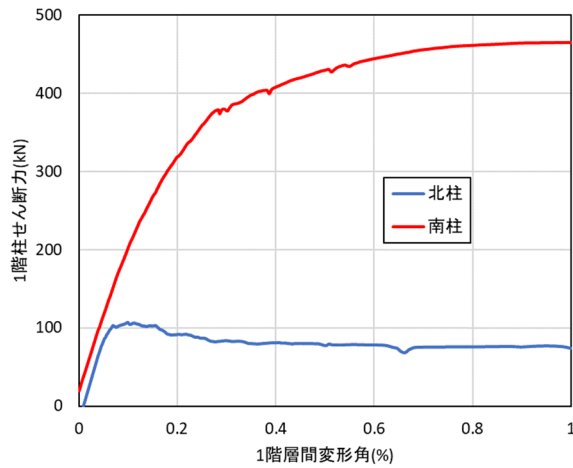
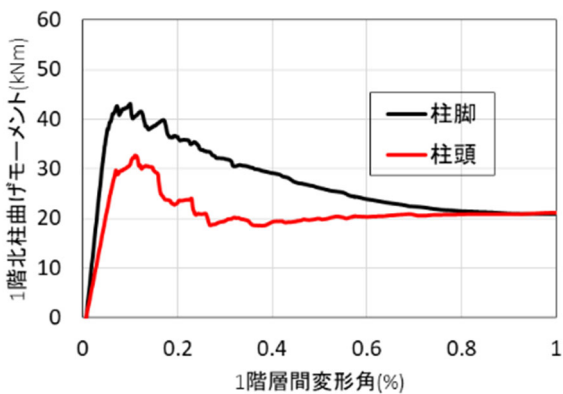


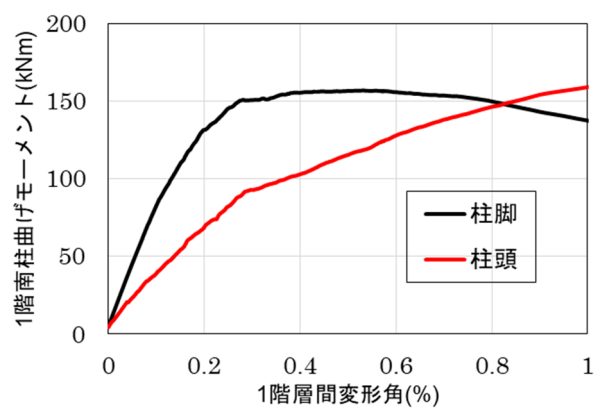
図 5.5.3-11 1 階柱せん断力

### 3) 曲げモーメント

1 階柱の脚部断面および頂部断面に作用する曲げモーメントを図 5.5.3-12 に示す。曲げモーメントは、脚部および頂部のコンクリート要素と主筋トラス要素の鉛直方向の力に柱中心位置からの距離を乗じて求めた。せん断力と同様に、 $R1=0.1\%$ 付近から北柱の脚部と頂部の曲げモーメントが減少した。南柱では北柱と比べてかなり大きな曲げモーメントを負担しているが、柱脚に関しては  $R1=0.4\%$ 付近で負担曲げモーメントが頭打ちとなり、その後減少したのに対して、柱頭では曲げモーメントが増加し続け、 $R1=0.8\%$ 付近では両者の大小関係が逆転した。



(a) 北柱



(b) 南柱

図 5.5.3-12 1 階柱曲げモーメント

1 階柱の反曲点高さを図 5.5.3-13 に示す。反曲点高さは、(式 5.5.3-4) のように柱脚と柱頭の曲げモーメントから求めた。北柱では、载荷直後は反曲点高さが柱の中央高さよりも上に見られたが、その後柱頭と柱脚の曲げモーメントがほぼ同じとなり、反曲点高さが中央高さに収束していく様子が確認された。また、南柱でも同様に载荷直後は柱の中央高さよりも上に反曲点が見られたが、その後、柱頭曲げモーメントが増加し続けたのに対し柱脚曲げモーメントが減少したことで反曲点高さが減少し、 $R1=1\%$ 時には柱中央高さよりも低い位置となった。

$$M_b h / (M_b + M_t) = h_0 \quad (\text{式 5.5.3-4})$$

ここで、 $M_b$ ：柱脚曲げモーメント  
 $M_t$ ：柱頭曲げモーメント  
 $h_0$ ：1階柱高さ  
 $h$ ：反曲点高さ

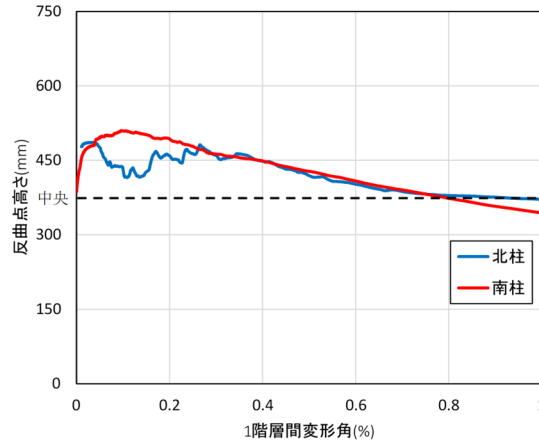


図 5.5.3-13 1階柱反曲点高さ

#### 4) 終局耐力計算値との関係

1階柱の脚部および頂部の曲げモーメントー軸力関係を図 5.5.3-14 に示す。図中には、文献[5-3]に記載の多段配筋柱の曲げ終局耐力略算式である(式 5.5.3-5)～(式 5.5.3-7)による計算値を併せて示す。軸力はこれまでと同様に引張を正としている。

1階北柱に関しては、荷重が進むにつれて軸力が圧縮から引張へと増加したが、荷重後しばらくは脚部、頂部ともに負担曲げモーメントは計算値を下回る範囲で推移した。しかし、軸力 0kN 付近で脚部の負担曲げモーメントが計算値を上回り、軸力が約 200kN の時に頂部の負担曲げモーメントも計算値を上回り、両端に塑性ヒンジが形成されたとみられる。1階南柱に関しては、荷重によって圧縮軸力が増加し、曲げモーメントも増加したが、両端とも計算値に到達しなかったことから、曲げ破壊していない可能性が高い。

$$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5N g_1 D \quad (N_{\min} \leq N < 0) \quad (\text{式 5.5.3-5})$$

$$M_u = 0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (0 \leq N \leq N_b) \quad (\text{式 5.5.3-6})$$

$$M_u = \left\{0.5a_g \sigma_y g_1 D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)bD^2 F_c\right\} \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b}\right) \quad (\text{式 5.5.3-7})$$

$$(N_b < N \leq N_{\max})$$

ここで、 $M_u$ ：曲げ終局耐力(Nmm)  
 $N_{\max}$ ：中心圧縮時終局耐力(N)

$N_{min}$  : 中心引張時終局耐力(N)

$N$  : 柱軸方向力(N)

$A_g$  : 柱主筋全断面積(mm<sup>2</sup>)

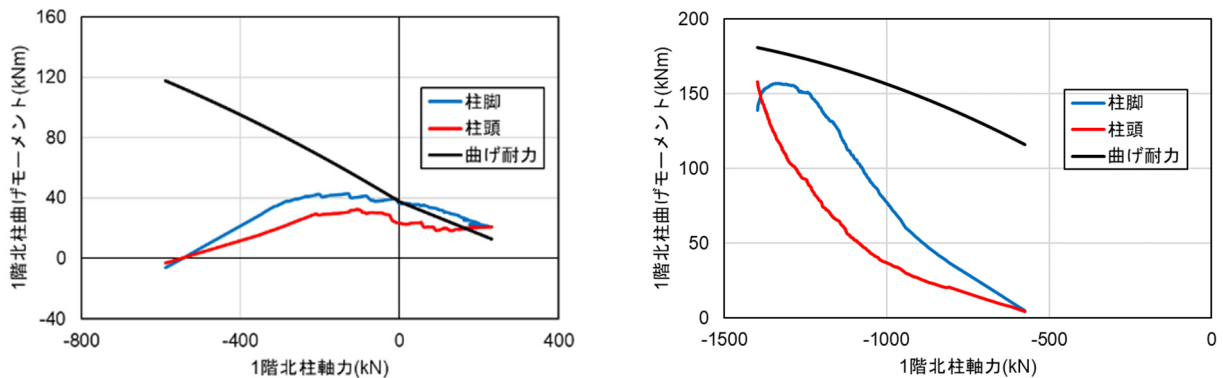
$b$  : 柱断面幅(mm)

$D$  : 柱断面せい(mm)

$\sigma_y$  : 主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$g_1$  : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比



(a) 北柱

(b) 南柱

図 5.5.3-14 1 階柱材端曲げモーメントー軸力関係

1 階北柱および南柱の中心高さ位置でのせん断力ー軸力関係を図 5.5.3-15 に示す。図中には、文献 [5-3]に記載のせん断終局耐力式である(式 5.5.3-8)および(式 5.5.3-9)により求めた計算値を併せて示す。なお、 $M/Q$  は略算的に 1 階柱内法スパンの半分 (=375mm) として計算した。北柱は計算値に到達しなかったが、南柱については軸力約-1300kN 時に計算値を上回った。前述の曲げモーメントー軸力関係を踏まえると、北柱では曲げによる破壊、南柱ではせん断による破壊が発生したと推察できる。

$$Q_{su} = BQ_{su} + 0.1\sigma_y b j \quad (\text{式 5.5.3-8})$$

$$BQ_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b j \quad (\text{式 5.5.3-9})$$

ここで、 $Q_{su}$  : 柱のせん断終局耐力(N)

$BQ_{su}$  : 梁のせん断終局耐力(N)

$p_t$  : 梁の引張鉄筋比(%)

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$M/Q$  : せん断スパン ( $M$ ,  $Q$  はそれぞれ終局耐力算定時における梁部材内の最大曲げモーメントおよびせん断力 (ただし、 $M/(Qd)$  は  $M/(Qd) < 1$  のとき 1 とし、 $M/(Qd) > 3$  のとき 3 とする)) (mm)

$d$  : はり有効せい(mm)

$p_w$  : 梁のせん断補強筋比(小数)

$\sigma_{wy}$  : 梁せん断補強筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

- b : 梁幅(mm)
- j : 梁の応力中心間距離(=7d/8)(mm)
- $\sigma_0$  : 柱の平均軸方向応力度(=N/bD) (N/mm<sup>2</sup>)
- N : 柱軸方向力(N)
- b : 柱断面幅(mm)
- D : 柱断面せい(mm)

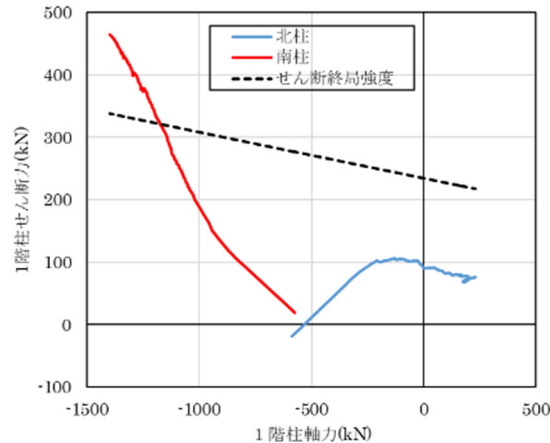


図 5.5.3-15 1 階柱せん断力-軸力関係

#### 5.5.4 まとめ

本節では、無補強試験体 F1 に対して 2 次元有限要素解析を行い、載荷実験における試験体の挙動追跡および崩壊形式の特定を試みた。得られた知見を以下に示す。

- 本解析では、実験で確認された崩壊形式とは異なる結果となった。特に 1 階南柱に関しては、解析ではせん断破壊したような性状が確認されたが、実験ではそのような様子は確認されず、破壊性状に大きな差が見られた。
- 1 階柱の負担応力として、軸力、せん断力および曲げモーメントを求めた。軸力に関しては、北柱と南柱ともに、北柱の主筋が全降伏したと仮定したときの軸力よりも小さくなった。せん断力に関しては、北柱では早期に頭打ちとなったものの、南柱では増加し続けた。南柱の曲げモーメントに関しては、はじめは柱脚で大きなモーメントを負担していたが、途中で頭打ちとなった。対して柱頭では曲げモーメントが増加し続けた。
- 1 階南柱の負担曲げモーメントから反曲点高さを計算した。解析では反曲点高さは柱中心高さ付近に見られたが、実験では柱脚の主筋のみ降伏し柱頭が降伏しなかったことから反曲点高さが柱中央よりも上にあることが推察されており、両者の傾向が一致しなかった。
- 1 階柱の柱頭および柱脚に関して曲げ終局強度とせん断終局強度を算定した。曲げ終局強度に関して、北柱では負担曲げモーメントが曲げ終局強度を上回ったが、南柱では上回ることはなかった。せん断終局強度に関して、北柱の負担せん断力はせん断終局強度に到達しなかったが、南柱ではせん断終局強度を上回った。このことから、北柱では曲げ破壊、南柱ではせん断破壊が発生したことが推察される。

## 5.6 結論

本章では、対象建築物の下層 2.5 層を模擬した架構試験体を 2 体作成し、1 体は一次載荷において最大耐力を発揮する程度の変形を経験させ、その後補強を施して実験を実施した。また、もう 1 体は比較のために 1 次載荷をせずに補強を施して実験を実施した。この実験で得られた知見とともに、骨組み解析及び有限要素解析で得られた知見を下記に示す。

### 5.6.1 構造実験により得られた知見

F1, F1-R, F2-R, 3 体の試験体の実験により、以下の知見を得た。

(無補強試験体 F1)

- ・ 1F ピロティ柱について、設計時に想定した柱のせん断破壊または軸方向ひび割れを伴う破壊は見られず、せん断補強筋の降伏も見られなかった。また、事前の検討では反曲点が柱の中央にあると考えていたが、実験では柱脚しか主筋が降伏しておらず、反曲点が柱の中央より上にあることがわかった。
- ・ 試験体は以下のような順番で破壊が進んでいった。1Rx=0.86%時の耐力低下は、2F 壁のスリップ破壊によるものと考えられる。また、この時の壁のスリップ破壊は梁の軸伸び変形や梁端部の圧壊を伴っているものと考えられる。
  - ① 1F ピロティ柱 (引張軸力側) の曲げ降伏 (1/400rad~1/200rad)
  - ② 1F ピロティ柱 (圧縮軸力側) の曲げ降伏 (1Rx=0.59%)
  - ③ 2F 壁縦筋の降伏と 2F 壁脚部のスリップ (1Rx=0.86%, このとき耐力低下)
  - ④ 2F 梁端の圧壊 (1Rx=0.86%~1.0%)

(補強試験体 F1-R, F2-R)

- ・ 補強試験体 F1-R, F2-R は、UFC パネル補強を施すことで 1F ピロティ柱の柱脚と柱頭にヒンジが形成され、1 層の層崩壊系の破壊形式となった。1F の層間変形角で正負ともに 2.0%の繰返し載荷まで層せん断力が最大耐力の 80%以下に低下することはなく、良好な変形性能が得られた。
- ・ 無補強試験体と補強試験体の載荷条件は同一ではないため単純な比較はできないが、F1-R は正側で 1.49 倍、負側で 1.63 倍の耐力上昇、F2-R は正側で 1.59 倍、負側で 1.68 倍の耐力上昇が見られ、補強効果が確認できた。

### 5.6.2 骨組み解析により得られた知見

F1, F1-R, F2-R, 3 体の試験体の実験を対象として、骨組解析を行い、以下の知見を得た。

(無補強試験体 F1)

・ 従来の解析モデルは、耐力は実験値と概ね一致したが、ピロティ梁のモデル化は剛性の大きい梁で破壊しないものとして評価しているため、架構の水平剛性は実験値より大きい結果となった。また実験において梁端部の損傷が見られたことから、ピロティ柱に接続する 2 階梁のモデル化の必要性があることが明らかとなった。

・ 本試験体は、スラブの有効幅を最大に考慮した場合の層剛性が実験値と概ね一致した。

・ 梁の耐力を考慮したモデル化において、スラブの有効幅を最大に考慮しピロティ柱を MS モデルとした組み合わせのモデル 4 を用いた結果、層せん断力-層間変形角関係は実験値を概ね捉えられ、部材

の損傷分布も概ね再現できるモデル化手法であることを確認した。

(補強試験体 F2-R)

・対象試験体において、顕著な耐力低下を示す 1 層変形角  $1/50\text{rad}$  までのモデル化手法を検討した。補強を施した 1 層柱の評価式において、UFC パネルにより補強した既往の柱試験体にてその精度を検証した。また、既往の部材実験に基づき、1 階柱の剛域を部材フェイス位置から  $D/4$  の長さ ( $D$ =部材せい) だけ移動させることで架構の最大耐力以前の荷重変形関係を適切に評価できることを確認した。

・実験にて UFC 袖壁の浮き上がり挙動が確認されたことを踏まえ、UFC 袖壁を弾性ばねに、目地モルタル部を鉛直ばねにモデル化することで UFC 袖壁の浮き上がり挙動の再現を試み、目地モルタルの断面積のうち  $1/15$  を応力伝達に有効とすることで当該試験体の挙動を適切に評価できることを確認した。本稿では、設計法構築に向けた実験に整合する基本モデルの作成を目的とし、対象試験体に適合するモデルを作成したため、今後は更なる実験及び検討によりモデルの一般化を試みる

(損傷後補強試験体 F1-R)

・柱部材試験体の鉛直方向ひずみより試験体の負担軸力算定手法を決定し、架構試験体に適用した結果、当該試験体のコンクリートヤング係数を材料試験結果の値から  $0.74$  倍まで低減させることは概ね妥当であることを確認した。

・損傷部材の初期剛性に既往の式から算出した曲げ剛性低下率を考慮することで試験体の挙動を概ね評価した。

・予備載荷時の全エネルギー吸収量に対する残存エネルギー吸収量の比を曲げ終局耐力の低減率として考慮することで試験体の挙動を概ね評価した。

### 5.6.2 有限要素解析により得られた知見

無補強試験体 F1 に対して 2 次元有限要素解析を行い、載荷実験における試験体の挙動追跡および崩壊形式の特定を試みた。得られた知見を以下に示す。

- ・本解析では、実験で確認された崩壊形式とは異なる結果となった。特に 1 階南柱に関しては、解析ではせん断破壊したような性状が確認されたが、実験ではそのような様子は確認されず、破壊性状に大きな差が見られた。
- ・1 階柱の負担応力として、軸力、せん断力および曲げモーメントを求めた。軸力に関しては、北柱と南柱ともに、北柱の主筋が全降伏したと仮定したときの軸力よりも小さくなった。せん断力に関しては、北柱では早期に頭打ちとなったものの、南柱では増加し続けた。南柱の曲げモーメントに関しては、はじめは柱脚で大きなモーメントを負担していたが、途中で頭打ちとなった。対して柱頭では曲げモーメントが増加し続けた。
- ・1 階南柱の負担曲げモーメントから反曲点高さを計算した。解析では反曲点高さは柱中心高さ付近に見られたが、実験では柱脚の主筋のみ降伏し柱頭が降伏しなかったことから反曲点高さが柱中央よりも上にあることが推察されており、両者の傾向が一致しなかった。
- ・1 階柱の柱頭および柱脚に関して曲げ終局強度とせん断終局強度を算定した。曲げ終局強度に関して、北柱では負担曲げモーメントが曲げ終局強度を上回ったが、南柱では上回ることはなかった。せん断終局強度に関して、北柱の負担せん断力はせん断終局強度に到達しなかったが、南柱ではせん断終局強度を上回った。このことから、北柱では曲げ破壊、南柱ではせん断破壊が発生したことが推察される。



## 参考文献

- [5-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2018.12
- [5-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，1991.4
- [5-3] 国土交通省国土技術政策総合研究所・建築研究所監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2020.11
- [5-4] 生部 宏幸，勅使川原 正臣，市之瀬 敏勝，神谷 隆：長スパンピロティ架構における耐震壁の壁縦筋が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 33, No.2, pp. 445-450, 2011.7
- [5-5] 谷昌典，吉田遥夏，林洙娥，石原滯，渡邊秀和，向井智久，石岡拓，小宮山征義，服部翼，松本大亮：UFC パネルにより耐震補強された RC 造ピロティ柱の載荷実験（その1：無損傷試験体に対する補強効果），日本建築学会大会北海道支部研究報告集，pp.404-407, 2021.6
- [5-6] 谷昌典，ほか9名：UFC パネルにより耐震補強された RC 造ピロティ柱の載荷実験（その1：無損傷試験体に対する補強効果），日本建築学会北海道支部研究報告集，pp.408-411, 2021.6
- [5-7] 伊藤忠テクノソリューションズ（株）：FINAL/V11
- [5-8] 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp.163-170,1995.8
- [5-9] 出雲淳一，他：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- [5-10] 長沼一洋，大久保雅章：繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル，日本建築学会構造系論文集，第 536 号，pp.135-142, 2000.10
- [5-11] Al-Mahaidi,R.S.H.:Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members,Report 79-1,Dep.of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan. 1979
- [5-12] Kupfer,H.B.and Gerstle,K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866,Aug.,1973.
- [5-13] Ciampi,V,et al.:Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov.,1982

## 第6章

端部増厚した分割 UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

## 6.1 はじめに

前章までの実験で用いた補強方法は、RC 柱部材の縮尺試験体に対し、1 枚の UFC パネルを接着剤により既存 RC 柱に貼り付ける工法であるが、UFC パネルを実大寸法に換算すると重量が大きく、施工性に課題があった。本工法の主要な目的の一つであるクイックリペアの観点からも、重機等を用いずに人力による施工が可能であれば、より実用性が高まることが期待される。

そこで本章では、非分割の UFC パネル、および分割した UFC パネルによる補強を施した RC 造柱試験体の構造実験を通して、UFC パネルを複数に分割して貼り付けた場合の補強効果への影響について検討する。UFC パネルを分割して貼り付けた場合でも、終局強度までパネルが分離せず、非分割の UFC パネルを貼り付けた場合と同等の補強効果を発揮することができるかどうかを確認することが本章の目的である。

## 6.2 実験概要

### 6.2.1 試験体概要

原試験体の概要を図 6.2.1-1 に、試験体諸元を表 6.2.1-1 に、試験体に用いた各種材料の材料試験結果および接着剤の特性（保証値）を表 6.2.1-2 にそれぞれ示す。原試験体は対象ピロティ柱の 2 階梁下までを 1/3 スケールで再現したものであり、第 4 章の実験で用いた原試験体と同寸法、同配筋のものである。試験体数は 3 体で、原試験体を共通因子として、既存柱部分の載荷方向の 2 面に貼り付ける UFC パネルの分割方法をパラメータとした。

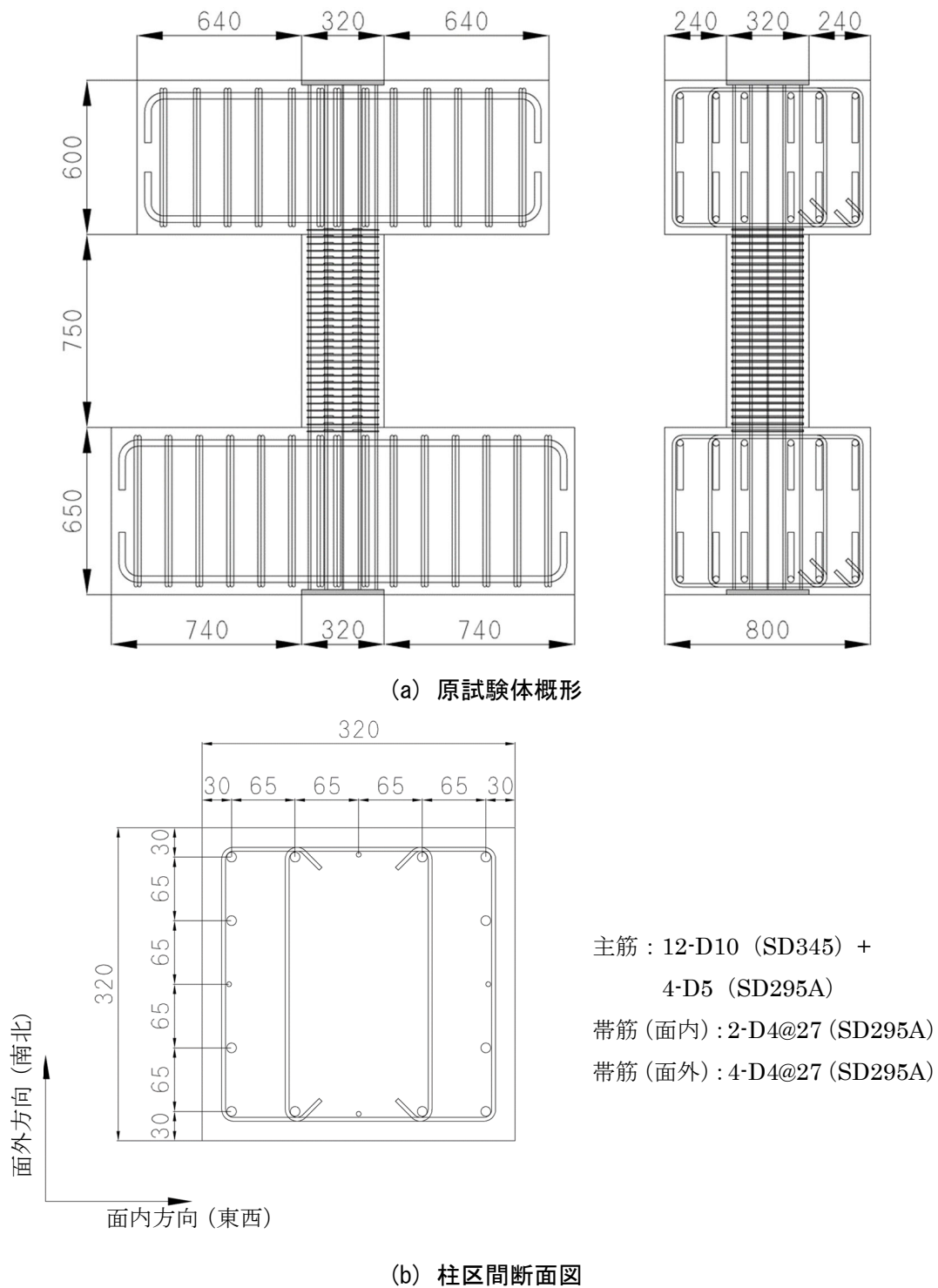


図 6.2.1-1 原試験体の概要（単位 mm）

表 6. 2. 1-1 試験体諸元

試験体名	C2-UFC1	C2-UFC2	C2-UFC3
B：柱幅(mm)	320		
D：柱せい(mm)	320		
h <sub>0</sub> ：内法高さ(mm)	750		
柱主筋/主筋比(%)	12-D10(SD345) + 4-D5(SD295A) / 0.922		
柱帯筋/帯筋比(%)	載荷方向：2-D4@27(SD295A) / 0.325 載荷直交方向：4-D4@27(SD295A) / 0.650		
せん断スパン比	1.17		
F <sub>c</sub> ：コンクリート 設計基準強度(N/mm <sup>2</sup> )	30		
UFCパネルの分割方法	非分割	縦方向：7分割	縦方向：7分割 横方向：4分割

表 6. 2. 1-2 材料試験結果

(a) コンクリート

試験体			材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時歪 (%)	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )
C2-UFC1	コンクリート	柱	46	33.2	29.9	0.203	2.61	0.20	2.28
		上スタブ	42	35.2	29.7	0.211	2.16	0.19	2.28
		下スタブ	50	35.0	33.1	0.190	2.63	0.18	2.32
	無収縮モルタル		32	139.6	37.1	0.452	6.98	-	-
C2-UFC2	コンクリート	柱	53	37.7	28.7	0.228	2.77	0.18	0.18
		上スタブ	49	35.1	30.8	0.210	2.35	0.20	0.20
		下スタブ	57	35.8	31.5	0.194	2.72	0.17	0.17
	無収縮モルタル		39	137.6	36.6	0.437	7.73	-	2.23
C2-UFC3	コンクリート	柱	62	35.6	29.6	0.209	2.23	0.15	2.27
		上スタブ	58	37.5	31.1	0.206	2.46	0.14	2.30
		下スタブ	66	36.7	29.5	0.222	2.92	0.17	2.27
	無収縮モルタル		48	138.4	37.1	0.457	-	-	2.23

※C2-UFC1のモルタルの密度計測、およびC2-UFC3のモルタルの割裂引張試験は実施できていない。

(b) UFC

	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ひび割れ強度 (N/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )
UFC	203	53.8	17.9	41.4

(c) 鉄筋

種類 (鋼種)	使用箇所	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (%)
D10 (SD345)	柱主筋	390.5	186.9	540.1	0.209
D5 (SD295A)		360.6	186.1	522.1	0.194
D4 (SD295A)	柱帯筋	342.9	165.3	502.1	0.208

(d) 接着剤 (保証値)

種類	引張せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮弾性率 (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート接着強度 (N/mm <sup>2</sup> )
一般用エポキシ樹脂 無溶媒型、パテ状	10以上	50以上	1,000以上	1.5以上

以下に、補強試験体の概要を示す。

(1) C2-UFC1

C2-UFC1 の概要を図 6.2.1-2 に、UFC パネル図を図 6.2.1-3 にそれぞれ示す。C2-UFC1 は非分割の UFC パネルを貼り付けた試験体である。第 4 章での実験において用いた UFC パネルは、パネル中央部の厚さと端部拡幅部の厚さの比を 2 倍としていたが、実験の結果、端部目地モルタルの損傷があまり見られなかったこと、および第 2 章の FEM 解析による検討から、パネル中央部と端部拡幅部の厚さの比を 1.5 倍としても構造的に大きな影響を与えないと考えられることから、本実験ではパネル中央部の厚さを 25mm、端部拡幅部の厚さを 37.5mm としてパネル厚さの合理化を図っている。なお、厚さが増える部分には第 4 章での実験と同様に 1/4 の勾配ハンチを設けた。既存柱とパネルは厚さ 2mm のエポキシ樹脂系接着剤により接着し、パネルの上下端部 15mm の範囲には無収縮モルタルを充填した。パネルには貫通孔を設け、あらかじめ柱に設置したアンカーを用いて、ボルトとナットにより締め付けた状態で接着剤を硬化させた。なお、パネルへの押さえ込みに寄与しないように、接着剤硬化後、締め付けたナットとボルトを緩めた。

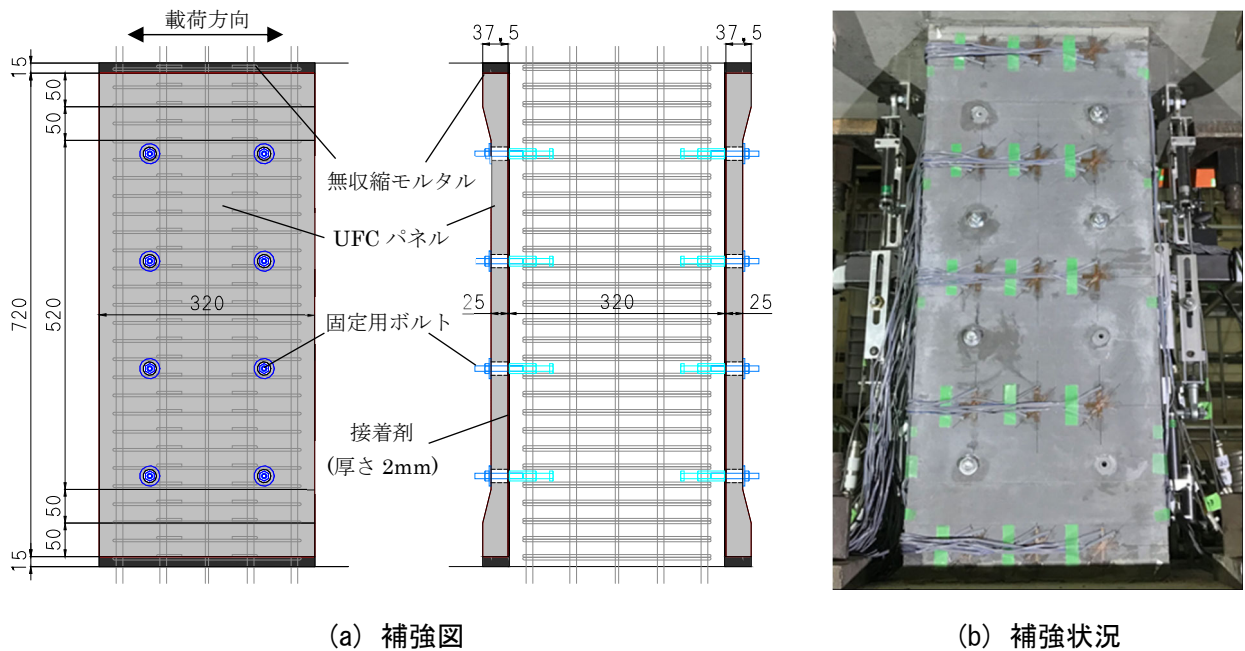


図 6.2.1-2 C2-UFC1 の補強概要 (単位 mm)

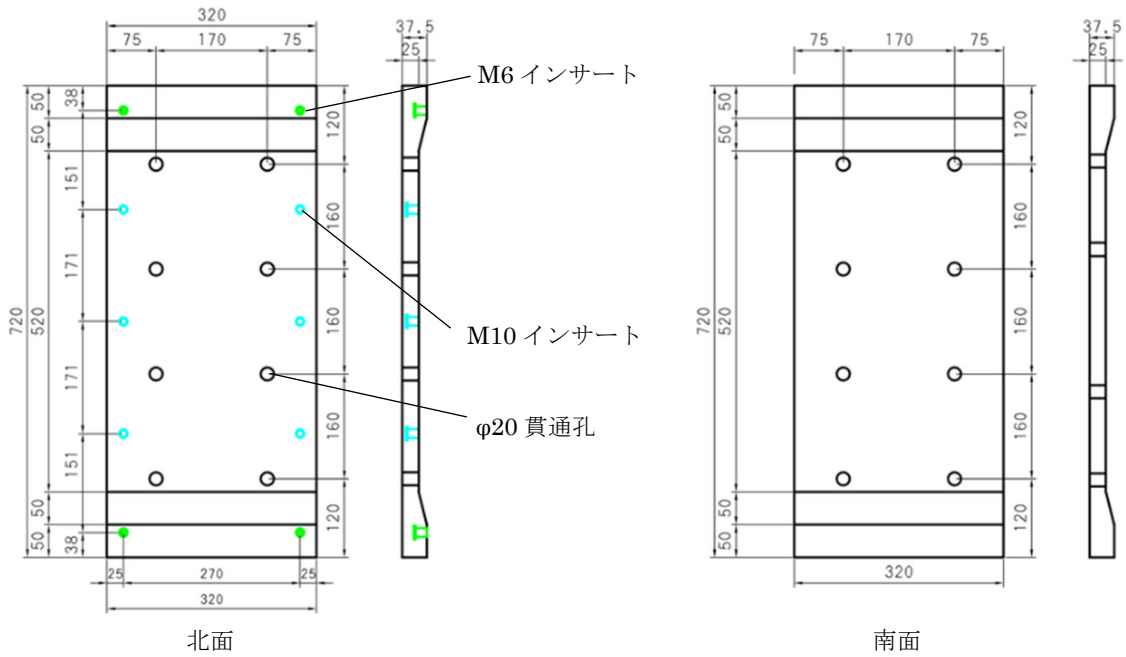
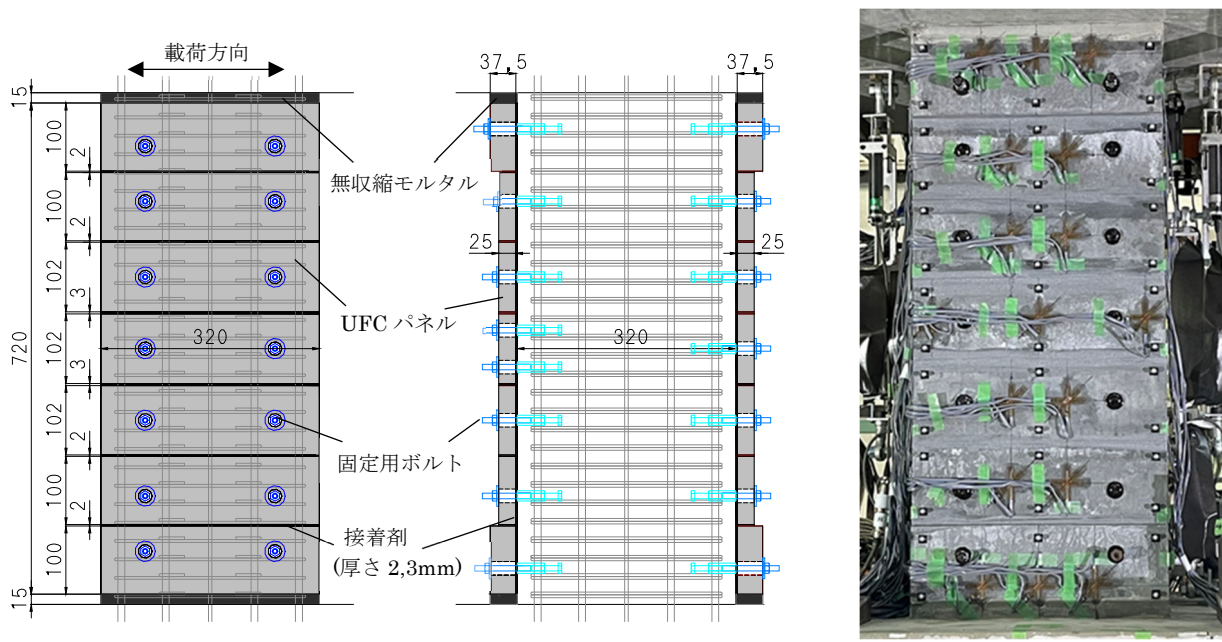


図 6.2.1-3 UFC パネル図 (C2-UFC1, 単位 mm)

(2) C2-UFC2

C2-UFC2 の概要を図 6.2.1-4 に、UFC パネル図を図 6.2.1-5 にそれぞれ示す。C2-UFC2 は UFC パネルを横方向に分割して貼り付けた試験体であり、C2-UFC1 の端部の増厚部およびテーパ部の高さの合計の 100mm を基準としてパネル 1 枚あたりの高さを割付け、縦方向に 7 分割とした。端部のパネル厚さを 37.5mm とし、その他のパネルの厚さは 25mm とした。既存柱とパネルの接着は C2-UFC1 と同様に厚さ 2mm のエポキシ樹脂系接着剤により接着し、パネル相互に関しても 2~3mm 厚のエポキシ樹脂系接着剤により接着した。端部には C2-UFC1 と同様に無収縮モルタルを充填している。



(a) 補強図

(b) 補強状況

図 6.2.1-4 C2-UFC2 の補強概要 (単位 mm)

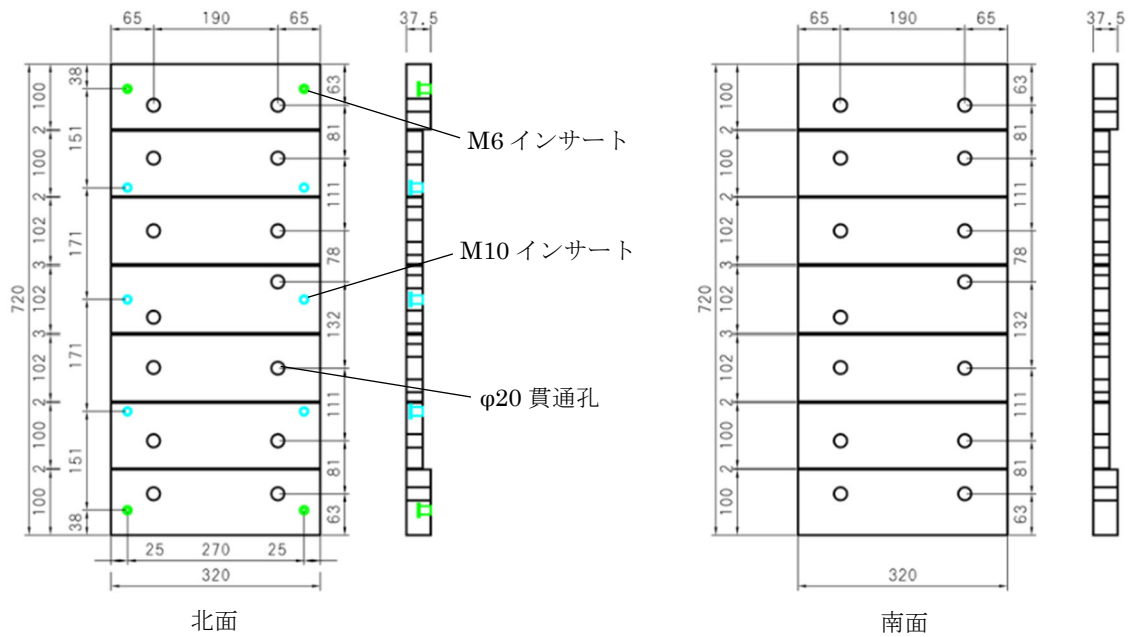
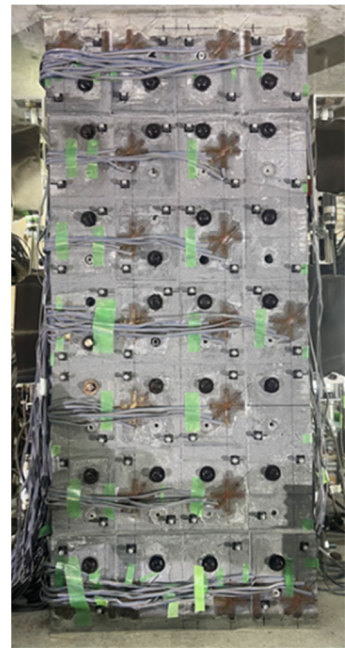
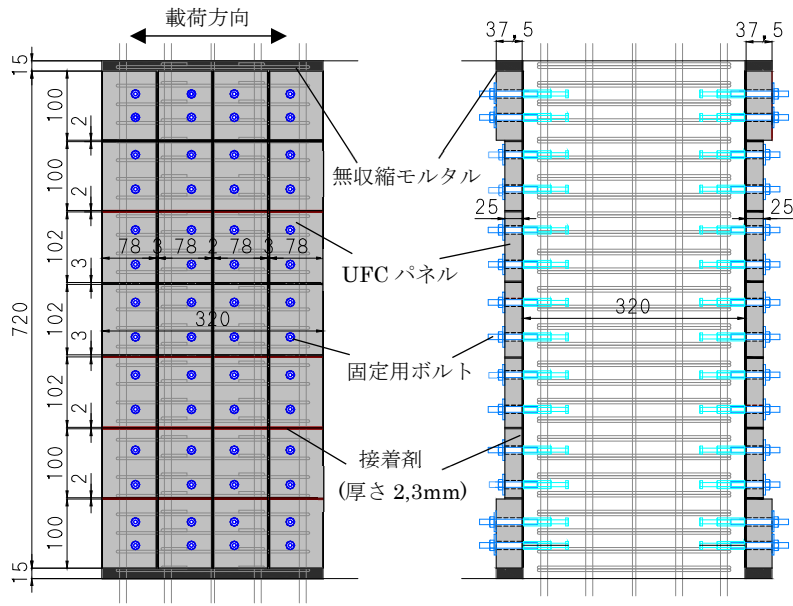


図 6.2.1-5 UFC パネル図 (C2-UFC2, 単位 mm)

### (3) C2-UFC3

C2-UFC3 の概要を図 6.2.1-6 に、UFC パネル図を図 6.2.1-7 にそれぞれ示す。C2-UFC3 は UFC パネルを縦および横方向に分割して貼り付けた試験体であり、縦方向の分割方法は C2-UFC2 と同様とし、横方向にも分割を加えて縦方向 7 分割、横方向 4 分割とした。これは、実大スケールに換算した場合に、1 枚当たりのパネル質量が 25kg 以下となることを想定している。表 6.2.1-3 に各試験体に用いた UFC パネル 1 枚当たりの寸法および質量の一覧を示す。また、既存柱とパネル、およびパネル相互の接着、および上下端部の無収縮モルタルの充填は C2-UFC2 と同様であるが、既存柱とパネルとの固定用のボルトは C2-UFC1 および C2-UFC2 では M8 ボルトを用いたのに対し、C2-UFC3 では M6 ボルトを用いた。これは、パネル固定時にパネルの回転を防止するため、パネル 1 枚あたり 2 箇所以上に固定用ボルトを設置する必要があるが、C2-UFC3 では 1 枚当たりのパネル面積が小さいため、ボルト径を小さくして対処したためである。





(a) 補強図

(b) 補強状況

図 6.2.1-6 C2-UFC3 の補強概要 (単位 mm)

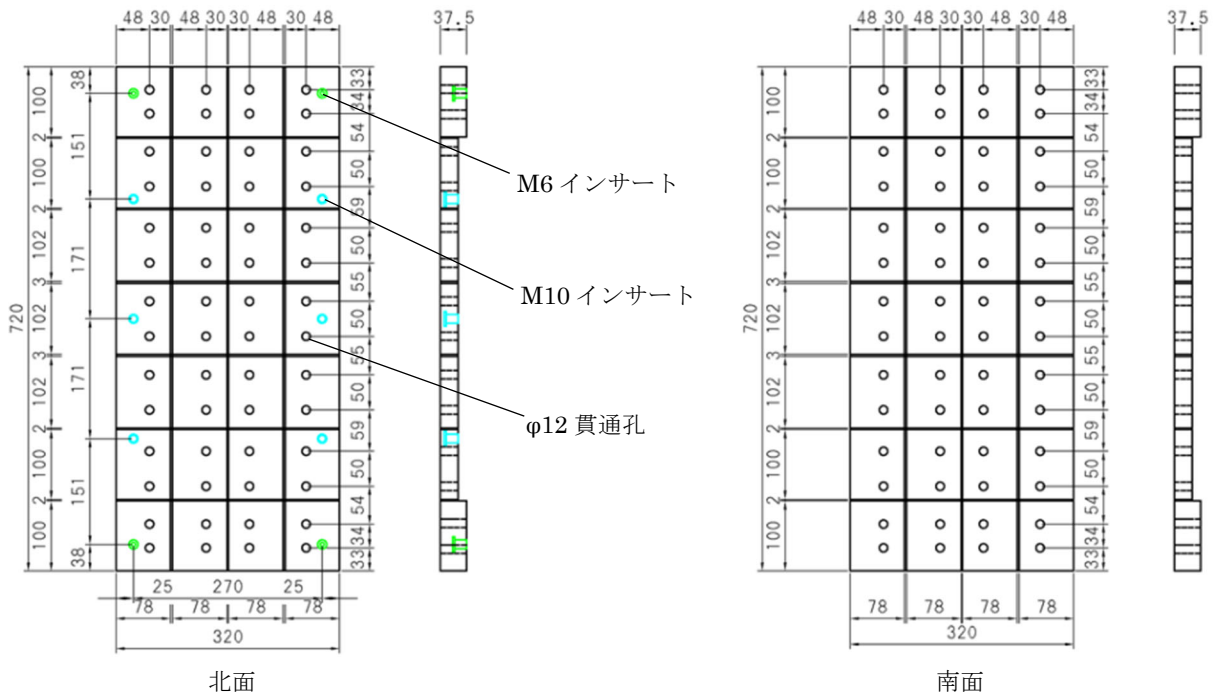


図 6.2.1-7 UFC パネル図 (C2-UFC3, 単位 mm)

表 6.2.1-3 UFC パネル寸法と質量

非分割試験体 C2-UFC1	中央		テーパ部		端部	
	1/3スケール	実スケール	1/3スケール	実スケール	1/3スケール	実スケール
UFCパネル厚さ (mm)	25	75	25~37.5	75~112.5	37.5	112.5
UFCパネル幅 (mm)	320	960	320	960	320	960
UFCパネル高さ (mm)	520	1560	50	150	50	150
UFCパネル密度 (t/m <sup>3</sup> )	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82
1枚あたりのUFCパネル質量 (kg)					17.9	484.3

分割試験体 C2-UFC2	中央1		中央2		端部	
	1/3スケール	実スケール	1/3スケール	実スケール	1/3スケール	実スケール
UFCパネル厚さ (mm)	25	75	25	75	37.5	112.5
UFCパネル幅 (mm)	320	960	320	960	320	960
UFCパネル高さ (mm)	108	324	100	300	100	300
UFCパネル密度 (t/m <sup>3</sup> )	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82
1枚あたりのUFCパネル質量 (kg)	2.4	65.8	2.3	60.9	3.4	91.4

分割試験体 C2-UFC3	中央1		中央2		端部	
	1/3スケール	実スケール	1/3スケール	実スケール	1/3スケール	実スケール
UFCパネル厚さ (mm)	25	75	25	75	37.5	112.5
UFCパネル幅 (mm)	78	234	78	234	78	234
UFCパネル高さ (mm)	108	324	100	300	100	300
UFCパネル密度 (t/m <sup>3</sup> )	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82
1枚あたりのUFCパネル質量 (kg)	0.6	16.0	0.5	14.8	0.8	22.3

6.2.2 荷重計画

荷重装置図を図 6.2.2-1 に示す。鉛直に設置した 2 本の 1000kN ジャッキにより試験体の上下スタブの平行を維持し、かつ軸力を作用させた状態で、試験体柱部分のスパン中央高さにおいて 2000kN ジャッキにより水平力を与えた。軸力はピロティ架構の 1 階柱を想定して変動軸力とした。図 6.2.2-2 に軸力の荷重経路図を示す。長期軸力は文献[6-1]を基に  $0.15B D f'_c$  とし、目標最大引張軸力は文献[6-2]を参考に  $-0.75 A_g \sigma_y$  ( $A_g$ : 柱主筋全断面積,  $\sigma_y$ : 柱主筋降伏強度) とした。目標最大圧縮軸力は、長期軸力の 2 倍に  $A_g \sigma_y$  を加えた値を丸めて  $0.40 B D f'_c$  ( $B$ : 柱幅,  $D$ : 柱せい,  $f'_c$ : 材料試験結果に基づくコンクリートの圧縮強度) を作用させた。また、引張側では目標軸力時における試験体 RC 柱単体の曲げ終局耐力の  $1/2$  ( $0.5 Q_{mu}$ ) 時点、圧縮側では目標軸力時における試験体の RC 柱単体のせん断終局耐力の  $1/2$  ( $=0.5 Q_{su}$ ) 時点を折れ点とし、長期軸力時から線形に軸力を増減させた。表 6.2.2-1 に試験体 RC 柱単体の諸強度、表 6.2.2-2 に目標軸力の一覧を示す。無補強時の RC 柱単体は目標最大圧縮軸力時においてせん断破壊が先行する柱 (せん断余裕度 0.8) である。なお、試験体 RC 柱単体の曲げ終局耐力は 4.2.3 項に示される (式 4.2.3-2) および (式 4.2.3-4) を用いて算出し、せん断終局耐力は (式 4.2.3-7) を用いて算出した。

荷重は変位制御による正負交番繰り返し漸増荷重とし、上下スタブの相対水平変位を内法高さで除して算出した変形角  $R$  を用いて、全試験体共通サイクルとして  $R=0.03125\%$  で 1 回,  $R=0.0625\%$ ,  $0.125\%$ ,  $0.25\%$ ,  $0.5\%$ ,  $0.75\%$ ,  $1.0\%$ ,  $1.5\%$ ,  $2.0\%$ ,  $3.0\%$  においてそれぞれ正負 2 回繰り返した。荷重サイクルを図 6.2.2-3 に示す。

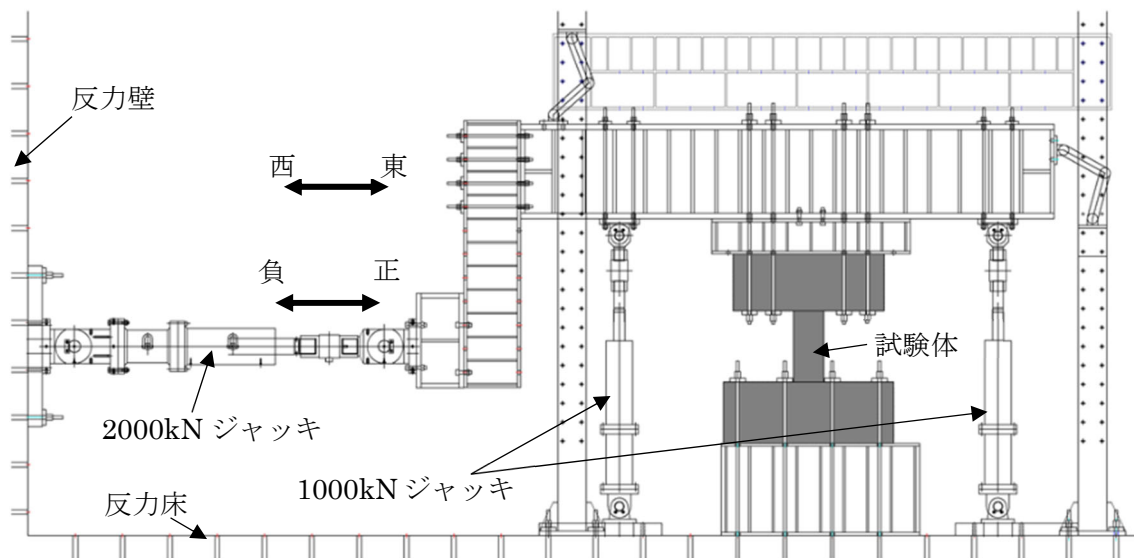


図 6.2.2-1 荷重装置図

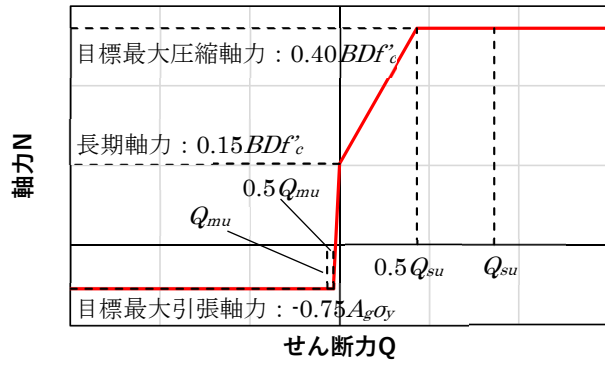


図 6.2.2-2 軸力荷経路

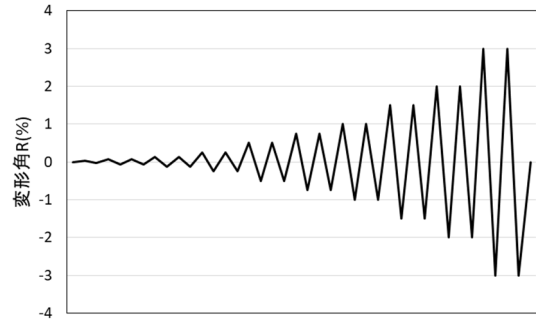


図 6.2.2-3 荷サイクル

表 6.2.2-1 試験体 RC 柱単体の諸強度

試験体		曲げ終局耐力 $Q_{mu}$ (kN)	せん断終局耐力 $Q_{su}$ (kN)	せん断余裕度
正側(圧縮側)	C2-UFC1	435	345	0.79
	C2-UFC2	480	374	0.78
	C2-UFC3	459	361	0.79
負側(引張側)	C2-UFC1	27.2	224	8.24
	C2-UFC2		239	8.81
	C2-UFC3		232	8.54

表 6.2.2-2 目標軸力の一覧

試験体	コンクリートの圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	長期軸力 $0.15BDf'_c$ (kN)	最大圧縮軸力 $0.40BDf'_c$ (kN)	最大引張軸力 $-0.75a_g \sigma_y$ (kN)
C2-UFC1	33.2	510	1360	-274
C2-UFC2	37.7	579	1544	
C2-UFC3	35.6	547	1458	

6.2.3 計測計画

本実験ではひずみゲージ，変位計，および光学式モーションキャプチャにより，試験体に生じるひずみや変形を計測した。以下に各計測項目について示す。

(1) ひずみゲージ

本実験において鉄筋に貼り付けたひずみゲージの位置図を図 6.2.3-1 に，UFC パネル表面に貼り付けたひずみゲージの位置図を図 6.2.3-2 にそれぞれ示す。鉄筋に貼り付けたひずみゲージは各試験体共通とし，UFC パネル表面に貼り付けたひずみゲージは，UFC パネルに設けた貫通孔との干渉を避けるよう各試験体において貼り付け位置を設定した。

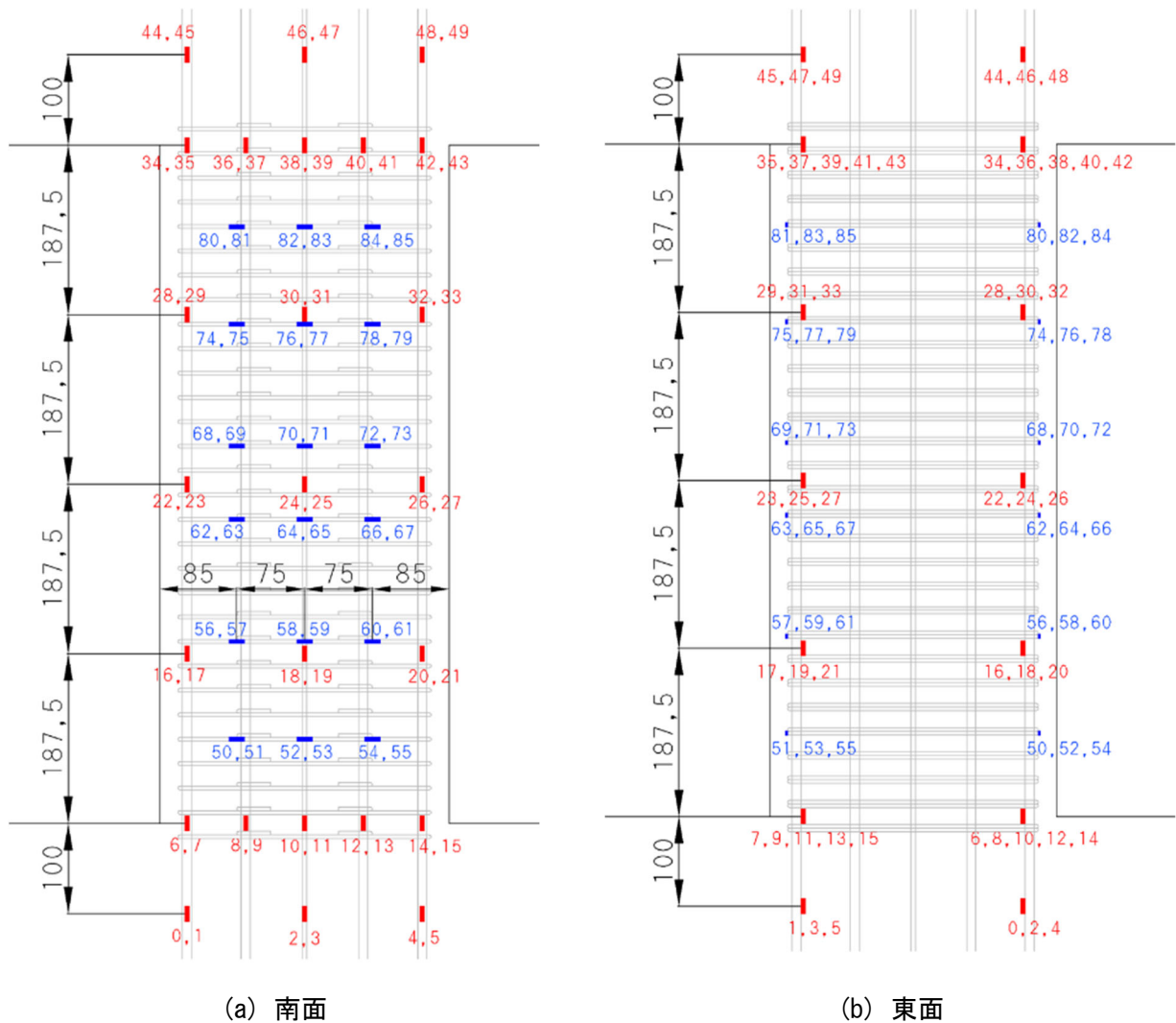
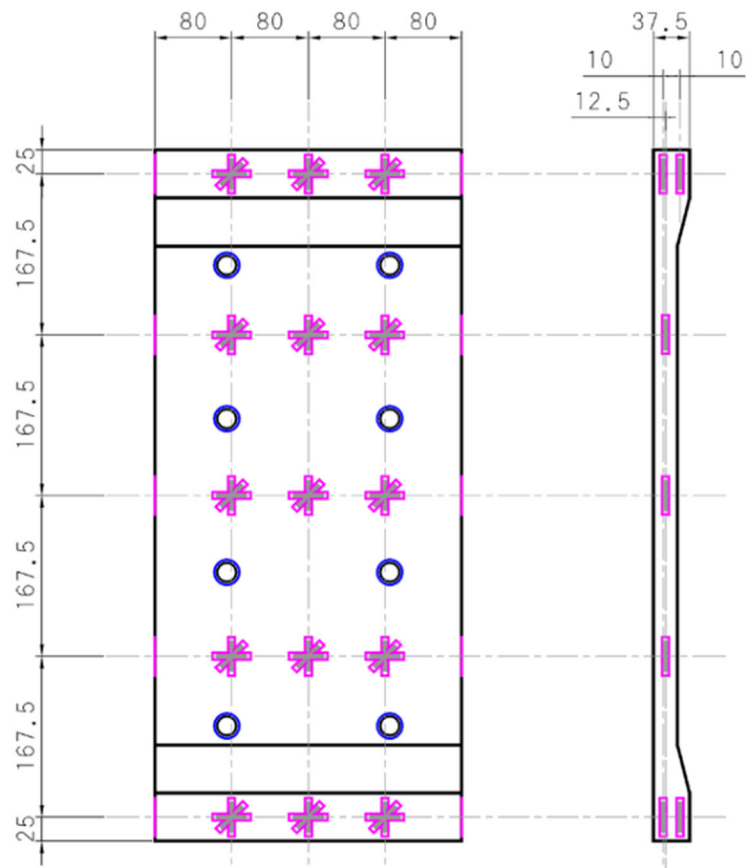
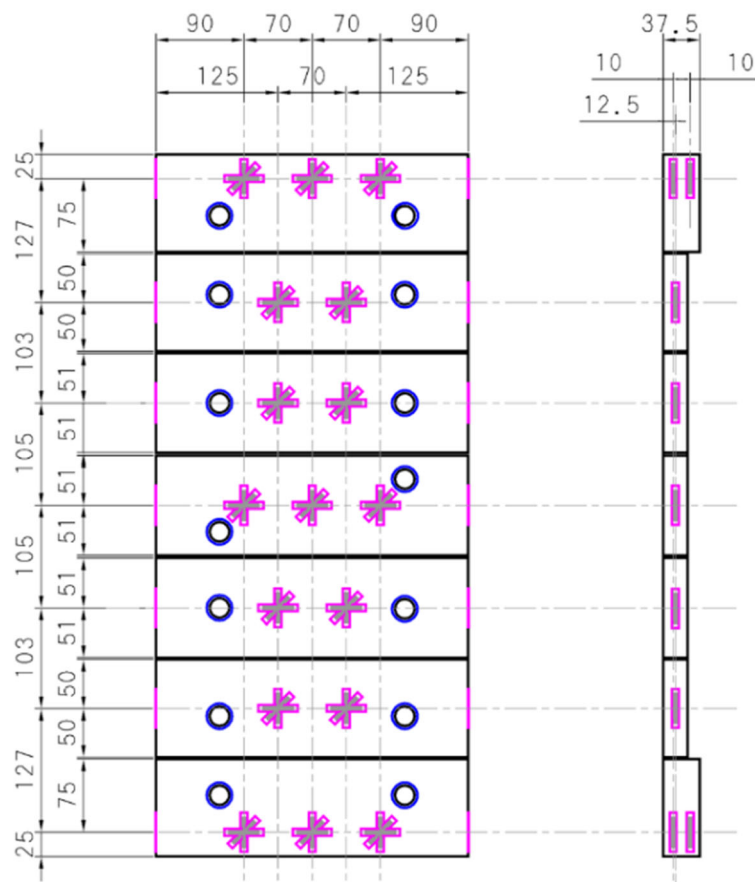


図 6.2.3-1 ひずみゲージ位置図（鉄筋）

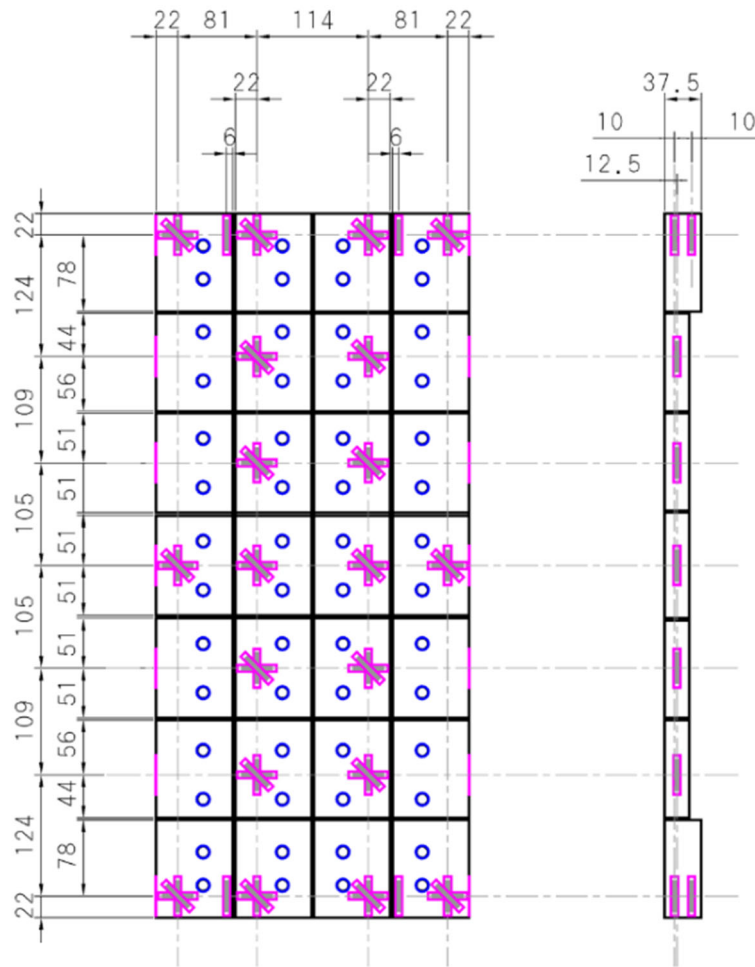


(a) C2-UFC1 (南面)



(b) C2-UFC2 (南面)

図 6.2.3-2 ひずみゲージ位置図 (UFC パネル表面)

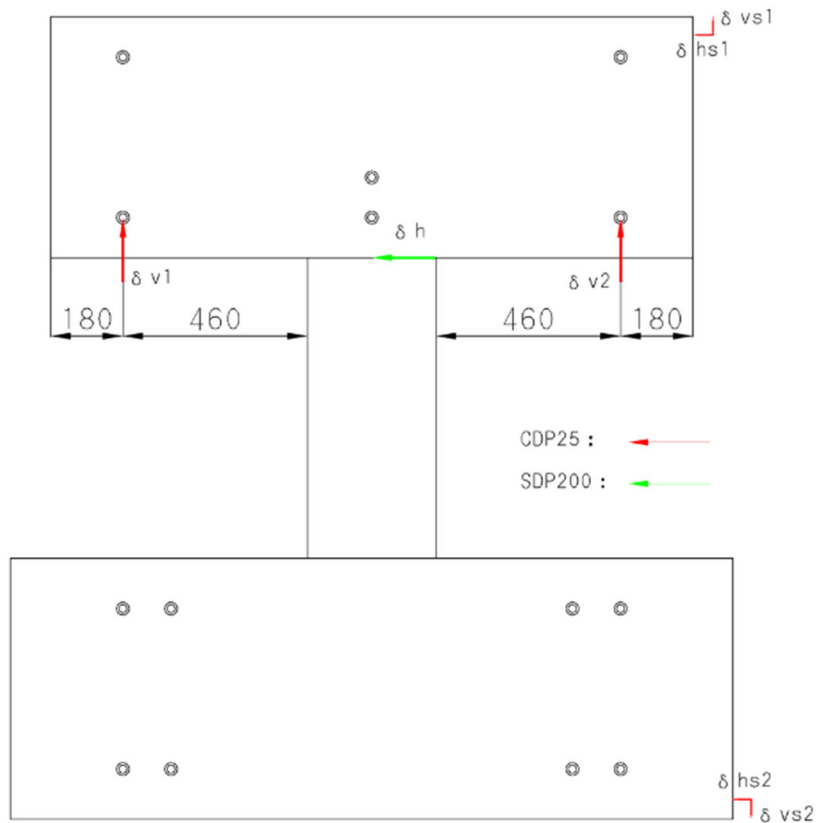


(c) C2-UFC3 (南面)

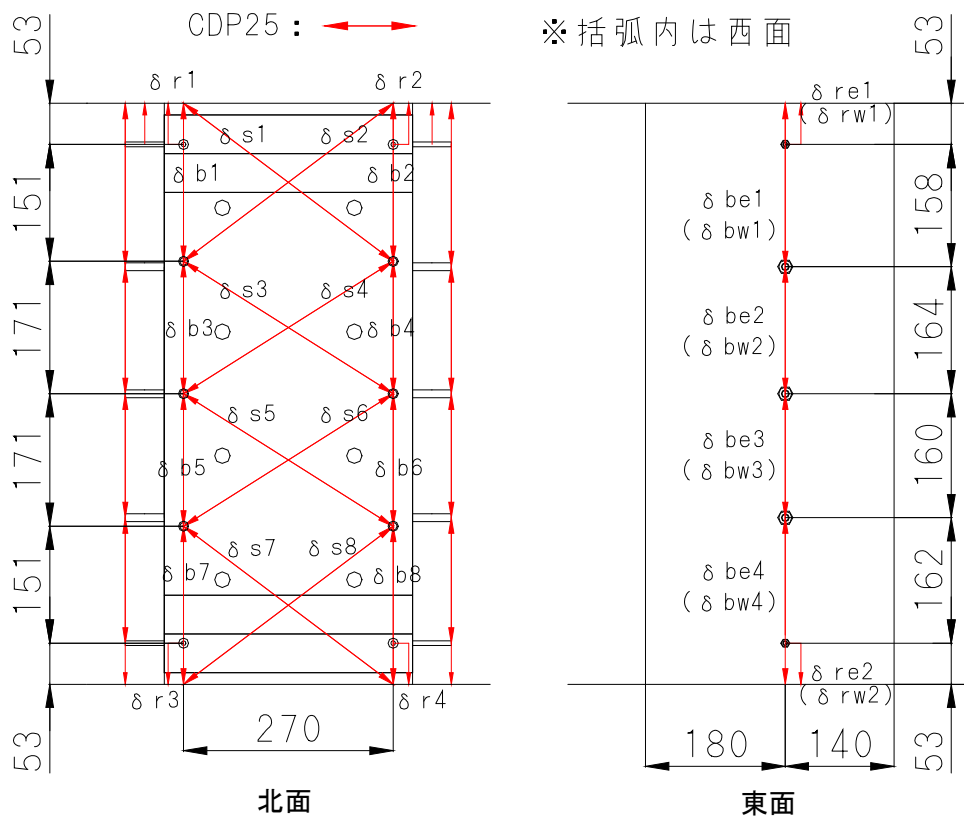
図 6.2.3-2 (続き) ひずみゲージ位置図 (UFC パネル表面)

## (2) 変位計

変位計の位置図を図 6.2.3-3 に示す。変位計は上下スタブ、UFC パネルに設置したインサート、および柱東西面に設置したインサートに取り付けた。上スタブに取り付けた変位計 ( $\delta_{v1}$ ,  $\delta_{v2}$ ) は上スタブの平行維持のための制御に用いた。また、上スタブに取り付けた変位計 ( $\delta_h$ ) を用いて、柱に生じる変形角の制御を行った。柱区間に生じる曲げ変形、およびせん断変形は UFC パネル、および柱側面に取り付けた変位計 ( $\delta_{b1} \sim \delta_{b8}$ ,  $\delta_{s1} \sim \delta_{s8}$ ,  $\delta_{be1} \sim \delta_{be4}$ ,  $\delta_{bw1} \sim \delta_{bw4}$ ) を用いて算出した。また、UFC パネル、および柱側面の上下端部に取り付けた変位計 ( $\delta_{r1} \sim \delta_{r4}$ ,  $\delta_{re1}$ ,  $\delta_{re2}$ ,  $\delta_{rw1}$ ,  $\delta_{rw2}$ ) を用いて端部の回転変形を算出した。さらに、C2-UFC2, C2-UFC3 に関しては、分割された UFC パネル間の離間を計測するため、パネル側面にパイ型変位計 ( $\delta_{p1} \sim \delta_{p12}$ ) を取り付けた。



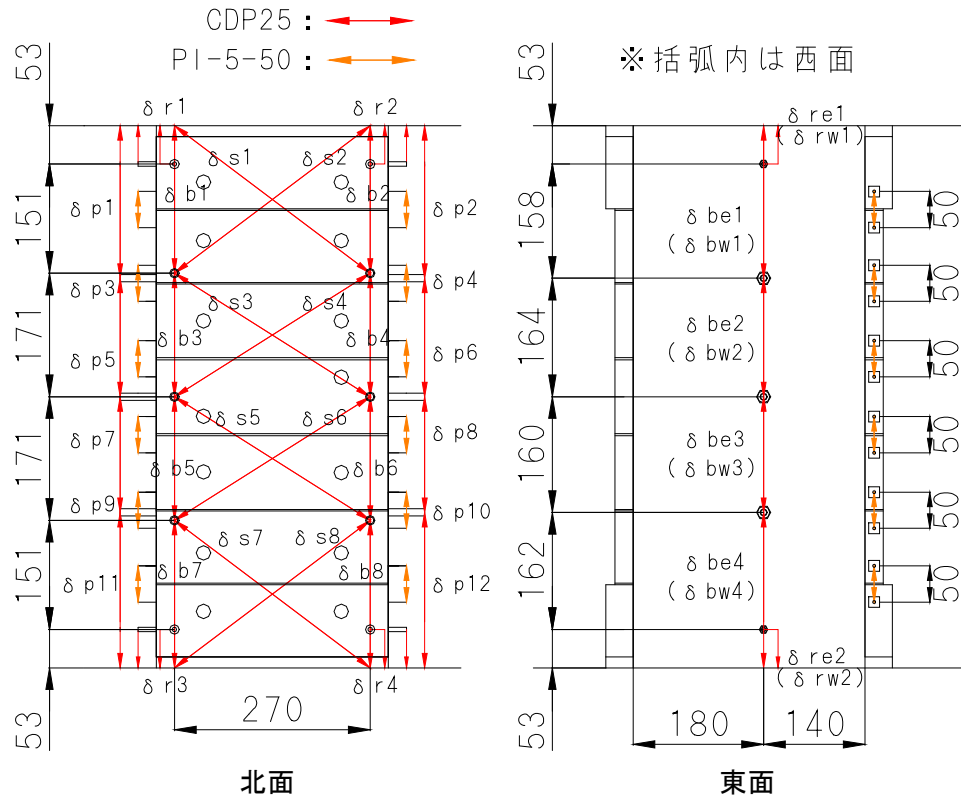
(a) 上下スタブ (各試験体共通)



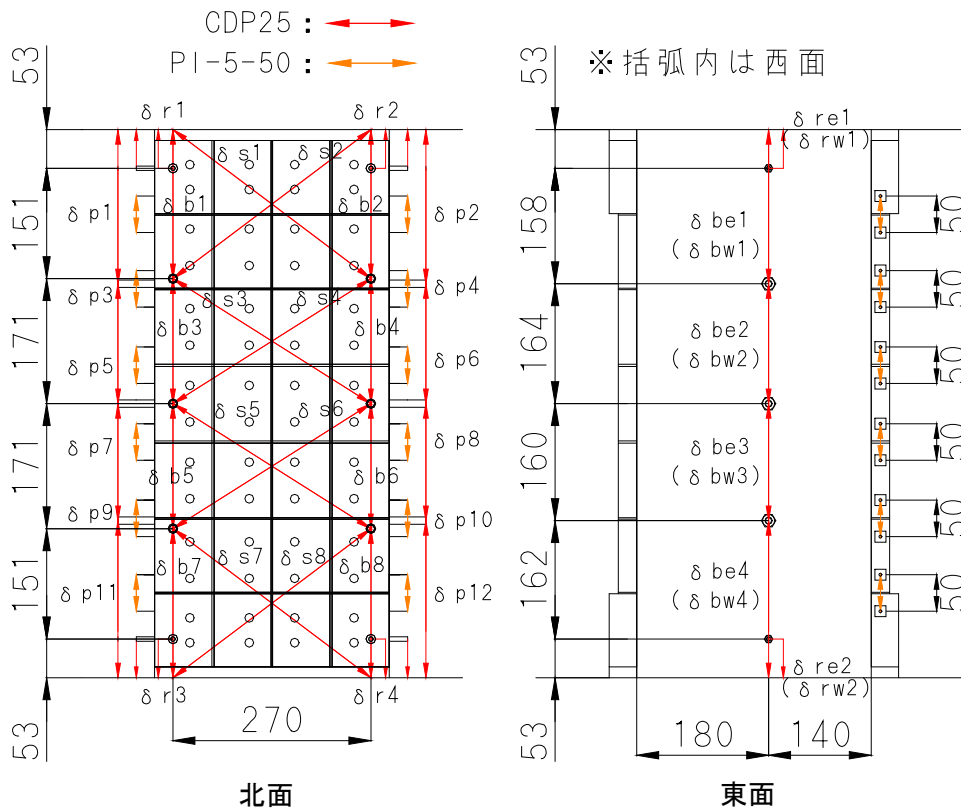
(b) C2-UFC1

図 6. 2. 3-3 変位計位置図





(c) C2-UFC2



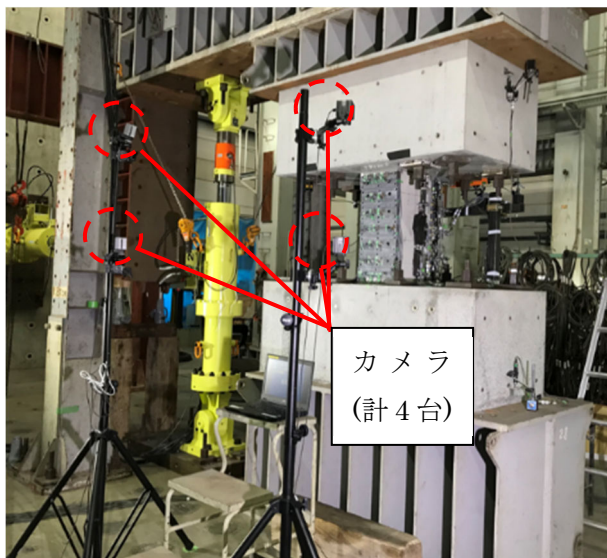
(d) C2-UFC3

図 6.2.3-3 (続き) 変位計位置図

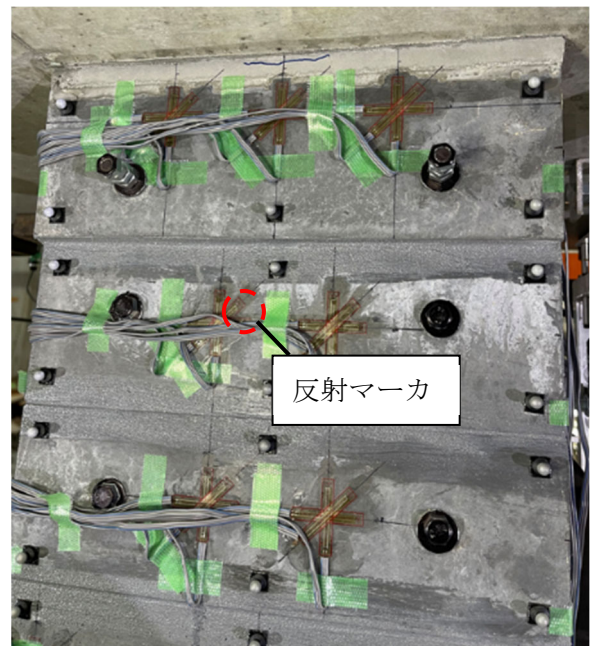
(3) 光学式モーショキャプチャ

複数に分割された UFC パネルの挙動を把握するため、光学式モーショキャプチャによる計測を行った。この計測手法は、UFC パネルの表面に専用の反射マーカ（直径 6.4mm の球形）を取り付け、試験体の周囲に設置した専用のカメラ（OptiTrack PrimeX13）4 台により、マーカの 3 次元位置情報を計測する手法である。光学式モーショキャプチャの計測状況を図 6.2.3-4 に示す。計測対象は柱区間の表面 1 面であり、計測面は 0.32m×0.75m で、計測範囲の上部が最大で 15mm～30mm 程度動く。試験体中心位置から半径 2m の円上に 2 箇所カメラスタンドを設置し、1 カ所につき 2 台の専用カメラを上下方向に設置し、計測面を撮影した。計測面の範囲が狭く、また UFC パネルも面積が小さいので、使用する反射マーカは最小の 6.4mm とする。OptiTrack PrimeX13 を試験体計測面から 2.0m の位置に設置した場合の計測エリアと各方向の計測精度は、表 6.2.3-1 のように計算できる。なお、UFC パネルにはボルトが設置されているが、このボルトが光を反射しないように黒い塗料を塗り付けた。

各試験体に設置した反射マーカの設置位置図を図 6.2.3-5 に示す。計測用マーカは C2-UFC2 では UFC パネルの隅角部および中央部にパネル 1 枚あたり 5～6 箇所設置し、C2-UFC3 では UFC パネルの隅角部にパネル 1 枚あたり 2 箇所設置した。また、計測マーカは UFC パネルの隅から縦横それぞれ 15mm 内側の場所に設置した。マーカどうしを 30mm 離す必要があるため、図面ではマーカの周りに半径 15mm の円を描いている。また、図中に示すように反射マーカごとに名称を付けた（ただし、C2-UFC3 は図中に名称の記載するスペースが無いいため名前の文頭の「OT」を省略して描いている）。



(a) カメラ設置状況



(b) マーカ設置状況

図 6.2.3-4 光学式モーショキャプチャの計測状況

表 6.2.3-1 計測精度などの計算結果

### OptiTrack PrimeX 13, 反射マーカ 6.4mm

水平視野角	56 [度]	計測可能エリア(水平長さ)	<b>2.13</b> [m]
垂直視野角	46 [度]	計測可能エリア(鉛直長さ)	<b>1.70</b> [m]
水平解像度	1280 [pixel]	期待精度 (水平)	<b>0.033</b> [mm]
垂直解像度	1024 [pixel]	期待精度 (鉛直)	<b>0.033</b> [mm]
マーカサイズ	6.4 [mm]	保証精度 (水平)	<b>0.199</b> [mm]
カメラ設置距離	2.0 [m]	保証精度 (鉛直)	<b>0.199</b> [mm]
計測面(水平長さ)	0.35 [m]	必要マーカサイズ	<b>5.0</b> [mm]
計測面(鉛直長さ)	0.75 [m]		

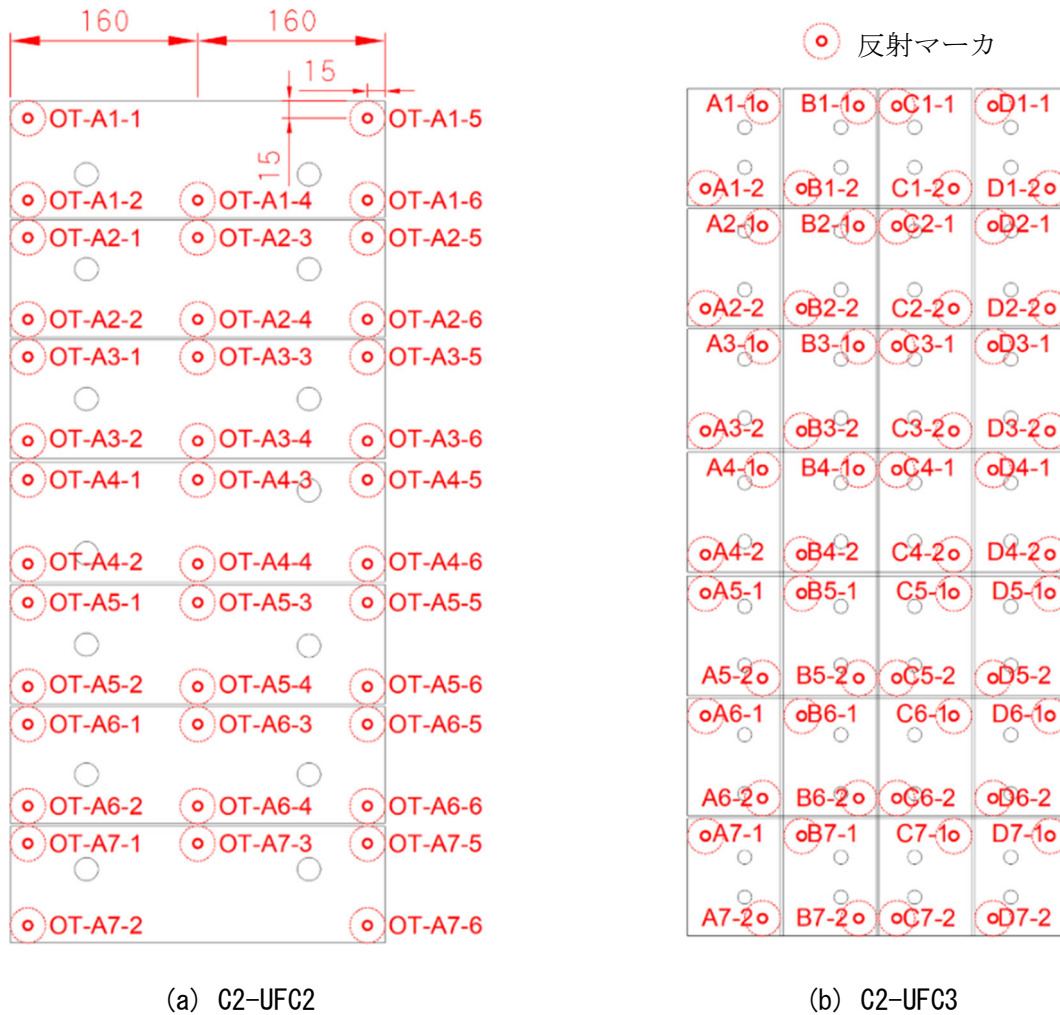


図 6.2.3-5 反射マーカの設置位置

UFC パネルが剛体変位すると仮定し、光学式モーションキャプチャで計測したデータからパネルの変位を計算する方法を下記のように示す。

ある 2 次元平面における任意形状の剛体が移動した場合、図 6. 2. 3-6 のように剛体は回転中心  $C(x, y)$  から  $C'(x+c\delta_x, y+c\delta_y)$  の位置に並進移動 (X 方向に  $c\delta_x$ , Y 方向に  $c\delta_y$ ) し、また  $C'$  を中心に回転 ( $c\theta$ ) する。この時、剛体上の任意の点  $i(x, y)$  は点  $i'(x+i\delta_x, y+i\delta_y)$  に移動する。この移動量は、回転中心位置の並進変位 ( $c\delta_x, c\delta_y$ ) と回転角 ( $c\theta$ ) がわかれば、(式 6. 2. 3-1) 及び (式 6. 2. 3-2) で計算できる。

$${}_i\delta_x = {}_c\delta_x + (\cos {}_c\theta - 1)({}_i x - {}_c x) - \sin {}_c\theta({}_i y - {}_c y) \quad (\text{式 6. 2. 3-1})$$

$${}_i\delta_y = {}_c\delta_y + (\cos {}_c\theta - 1)({}_i y - {}_c y) + \sin {}_c\theta({}_i x - {}_c x) \quad (\text{式 6. 2. 3-2})$$

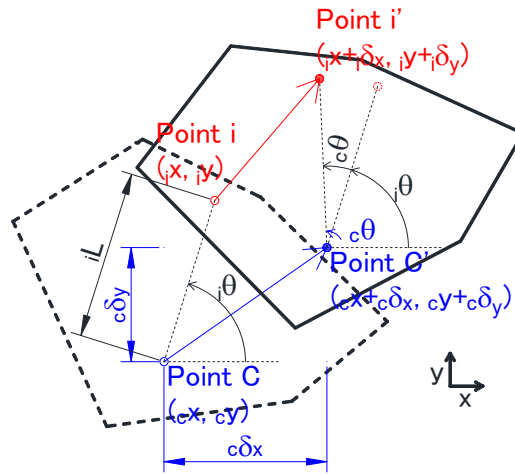


図 6. 2. 3-6 任意形状の剛体の変形

ここで、図 6. 2. 3-5 のように UFC パネル 1 枚につき 2 点以上 ( $i=1, 2$ ) の計測点で計測した場合、パネルの図心位置を回転中心  $C$  として計算すると図 6. 2. 3-5 のように 2 点の計測点は図心について対称に設置しているので、図心での x 方向変位  $c\delta_x$ , y 方向変位  $c\delta_y$ , 回転角  $c\theta$  は、(式 6. 2. 3-3) 及び (式 6. 2. 3-4) で計算できる。なお、C2-UFC2 では、図心に対し対称な 2 点の計測点 (例えば、上から 2 段目のパネルの場合では、「OT-A2-1, OT-A2-6」「OT-A2-2, OT-A2-5」「OT-A2-3, OT-A2-4」の 3 つの組み合わせ) を用いて図心での x 方向変位  $c\delta_x$ , y 方向変位  $c\delta_y$ , 回転角  $c\theta$  を計算する。

$${}_c\delta_x = \frac{{}_1\delta_x + {}_2\delta_x}{2}, \quad {}_c\delta_y = \frac{{}_1\delta_y + {}_2\delta_y}{2}, \quad {}_c\theta = \arctan\left(\frac{h}{w}\right) - \arctan\left(\frac{h + {}_2\delta_y - {}_1\delta_y}{w + {}_2\delta_x - {}_1\delta_x}\right) \quad (\text{式 6. 2. 3-3})$$

$${}_c\theta = \arctan\left(\frac{h}{w}\right) - \arctan\left(\frac{h + {}_2\delta_y - {}_1\delta_y}{w + {}_2\delta_x - {}_1\delta_x}\right) \quad (\text{式 6. 2. 3-4})$$

ここで、 $h$  : 計測点 2 点の y 方向計測点間距離,  $w$  : 計測点 2 点の x 方向計測点間距離である。

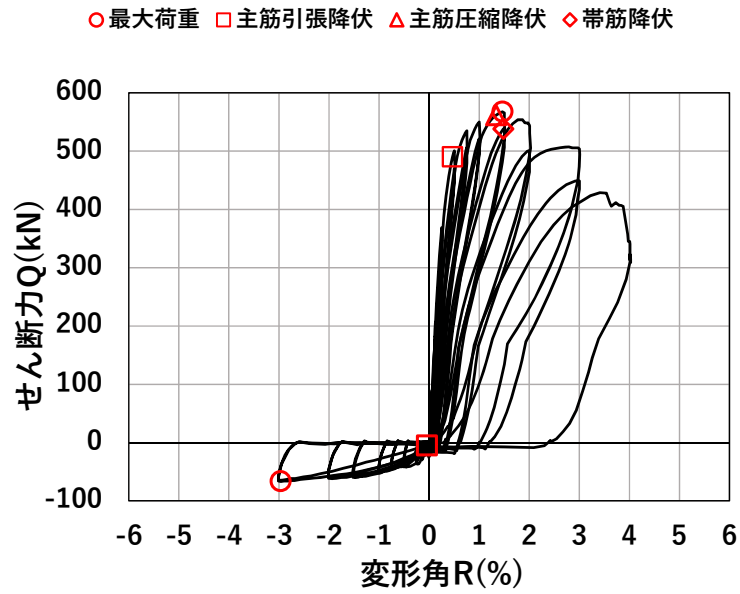
## 6.3 実験結果

### 6.3.1 水平荷重 $Q$ –変形角 $R$ 関係

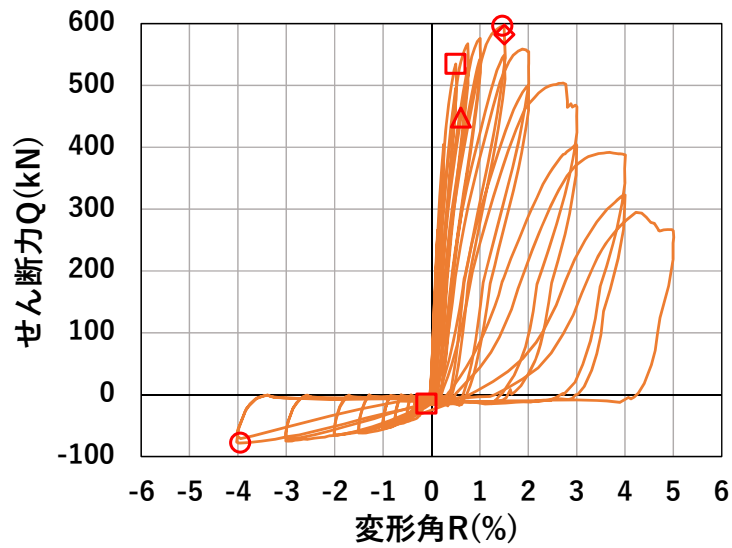
各試験体の水平荷重  $Q$ –変形角  $R$  関係を鉄筋の降伏状況とともに図 6.3.1-1 に、各試験体の特性点の一覧を表 6.3.1-1 にそれぞれ示す。C2-UFC1 の最大耐力は正側で 567.6kN、負側で-66.7kN であった。負荷側において  $R=0.0625\%$  サイクルで主筋が引張降伏し、正荷側においては  $R=0.5\%$  サイクルで主筋の引張降伏が確認された。その後、 $R=1.5\%$  サイクルにおいて主筋の圧縮降伏、および帯筋の降伏が確認され、最大耐力に至った。 $R=+4.0\%$  のピーク手前では北面の UFC パネルのせん断ひび割れの発生に伴う耐力低下が見られた。

次に、C2-UFC2 の最大耐力は正側で+596.0kN、負側で-78.1kN であった。負荷側において  $R=0.125\%$  サイクルで主筋が引張降伏し、正荷側においては  $R=0.5\%$  サイクルで主筋の引張降伏が確認された。その後  $R=1.0\%$  サイクルにおいて主筋が圧縮降伏し、 $R=1.5\%$  サイクルにおいて帯筋の降伏が確認され最大耐力に至った。最大耐力以降、各変形角ピーク時の荷重は低下するものの、 $R=+5.0\%$  まで急激な耐力低下は見られなかった。

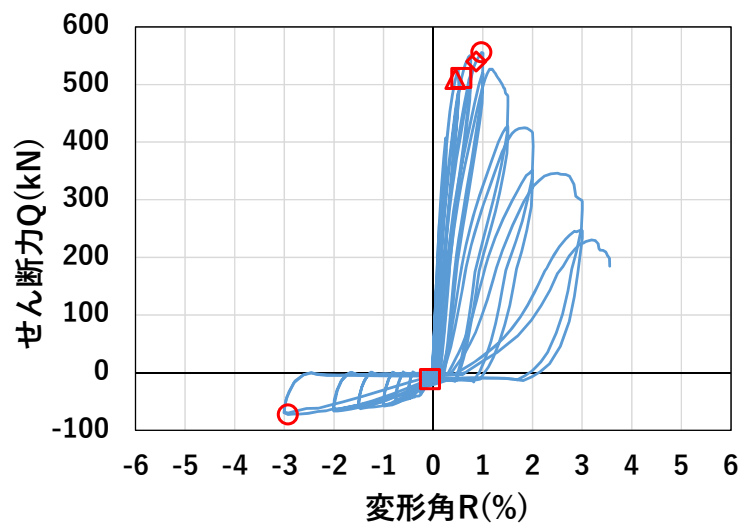
続いて、C2-UFC3 の最大耐力は正側で+555.7kN、負側で-72.8kN であった。負荷側において  $R=0.0625\%$  サイクルで主筋が引張降伏し、正荷側においては  $R=0.75\%$  サイクルで主筋の引張降伏、および圧縮降伏が確認された。その後  $R=1.0\%$  サイクルにおいて帯筋の降伏が確認され最大耐力に至った。最大耐力以降、各変形角ピーク時の荷重の低下が大きく、 $R=+4.0\%$  ピークに向かう途中で UFC パネルのせん断破壊に伴う急激な荷重低下が生じ、軸力を保持できなくなったため載荷を終了した。



(a) C2-UFC1



(b) C2-UFC2



(c) C2-UFC3

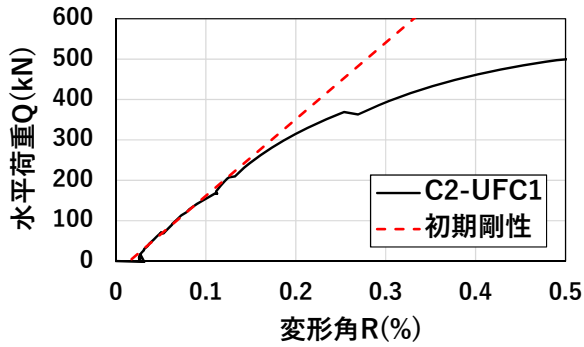
図 6.3.1-1 水平荷重  $Q$ —変形角  $R$  関係

表 6.3.1-1 各試験体の特性点一覧

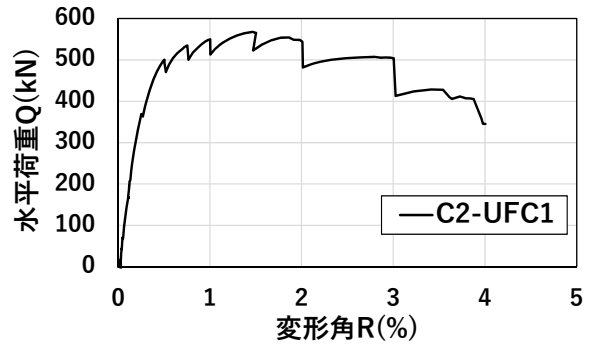
		正側		負側	
		変形角(%)	荷重(kN)	変形角(%)	荷重(kN)
C2-UFC1	最大荷重	1.466	567.6	-2.963	-66.7
	主筋引張降伏	0.469	490.2	-0.044	-5.24
	主筋圧縮降伏	1.338	561.7	-	-
	帯筋降伏	1.481	538	-	-
C2-UFC2	最大荷重	1.470	596.0	-3.95	-78.1
	主筋引張降伏	0.502	534.4	-0.099	-14.7
	主筋圧縮降伏	0.609	447.8	-	-
	帯筋降伏	1.507	582.2	-	-
C2-UFC3	最大荷重	0.970	555.7	-2.926	-72.8
	主筋引張降伏	0.568	511.0	-0.061	-11.5
	主筋圧縮降伏	0.448	509.9	-	-
	帯筋降伏	0.862	539.9	-	-

6.3.2 初期剛性

各試験体の水平荷重  $Q$ –変形角  $R$  関係における正載荷時の包絡線，および初期剛性を図 6.3.2-1，図 6.3.2-2，および図 6.3.2-3 に示す。また，各試験体の初期剛性の一覧を表 6.3.2-1 に示す。初期剛性は  $R=+0.0625\%$  サイクルの水平荷重–変形関係から算出した。各試験体における初期剛性は概ね同程度であり，パネル分割による影響は見られなかった。

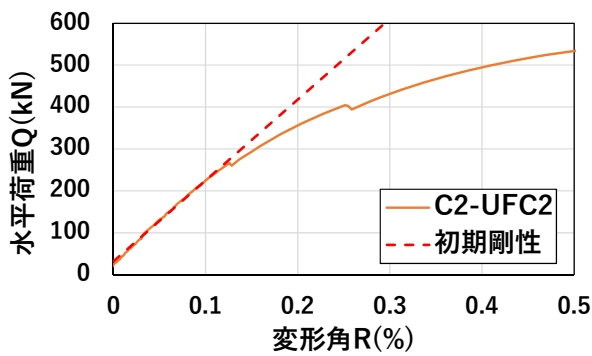


(a) 小変形域

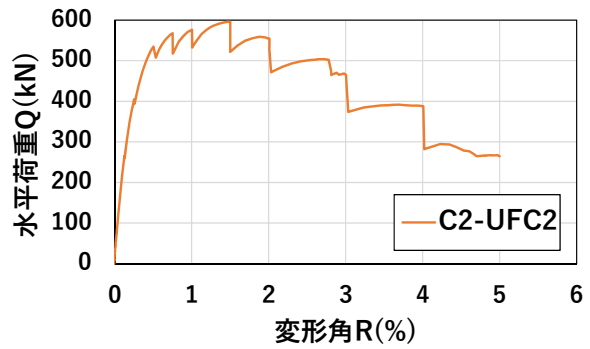


(b) 全体

図 6.3.2-1 正載荷時の包絡線および初期剛性 (C2-UFC1)

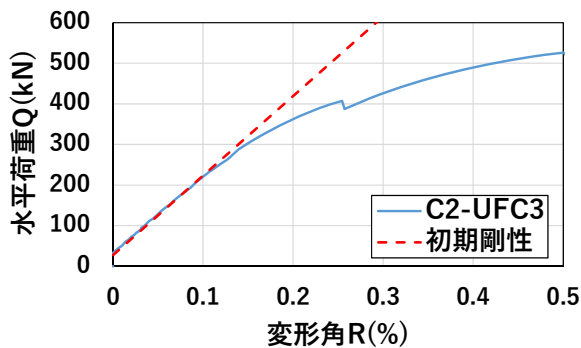


(a) 小変形域

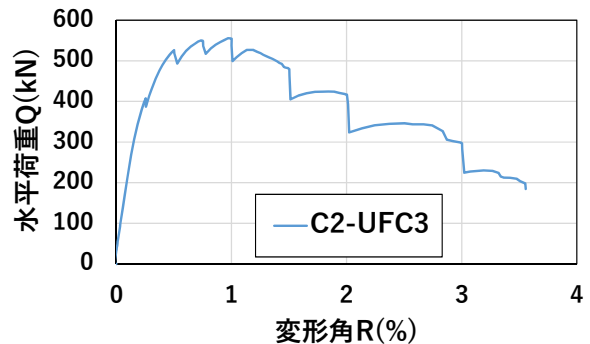


(b) 全体

図 6.3.2-2 正載荷時の包絡線および初期剛性 (C2-UFC2)



(a) 小変形域



(b) 全体

図 6.3.2-3 正載荷時の包絡線および初期剛性 (C2-UFC3)



表 6.3.2-1 各試験体における初期剛性の一覧

	C2-UFC1	C2-UFC2	C2-UFC3
初期剛性 (kN/mm)	252.8	257.3	261.2

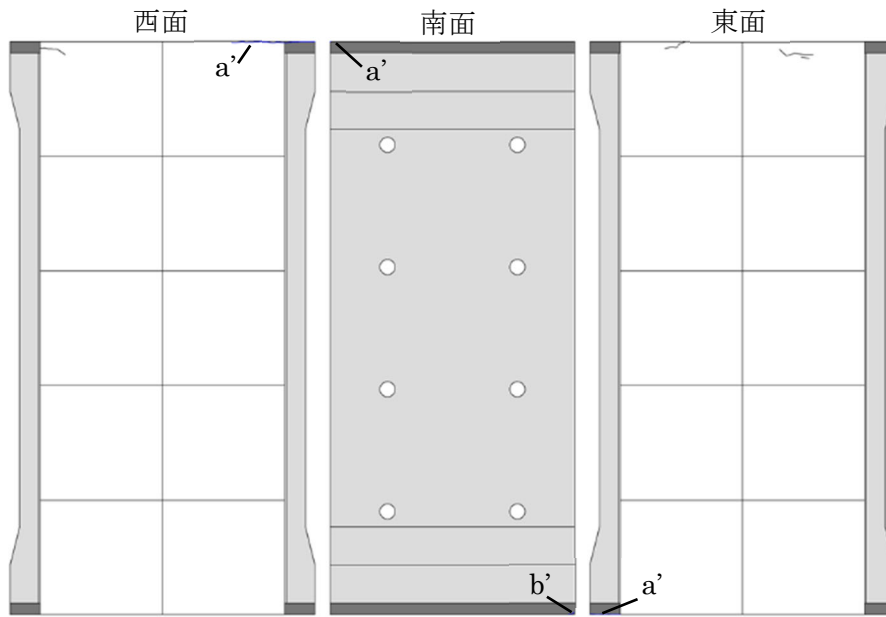
### 6.3.3 損傷性状

各変形角サイクルのひび割れ図、ビデオカメラで撮影したひび割れ状況写真を C2-UFC1 は図 6.3.3-1 に、C2-UFC2 は図 6.3.3-2 に、C2-UFC3 は図 6.3.3-3 にそれぞれ示す。C2-UFC2、および C2-UFC3 は光学式モーションキャプチャによる各変形角 1 サイクル目ピーク時の UFC パネルの変形状況を併せて示す。光学式モーションキャプチャによる変形状況は、6.2.3 項に示した手法により、C2-UFC2 では各パネルに設置した左上と右下の 2 点の計測点（例えば上から 1 段目のパネルなら、「OT-A1-1」と「OT-A1-6」の 2 点）を用い、C2-UFC3 では各パネルに設置した 2 点の計測点の計測結果を基に算出した。なお、パネルに損傷が生じると剛体変形の仮定が成り立たないため、実験において目視により著しい損傷を確認したパネルは消去している。また、各変形角 2 サイクル目のピーク時、および除荷時に計測した代表的なひび割れのひび割れ幅を C2-UFC1 は表 6.3.3-1 に、C2-UFC2 は表 6.3.3-2 に、C2-UFC3 は表 6.3.3-3 にそれぞれ示す。図 6.3.3-1 ひび割れ図中の黒線は初期ひび割れを、青線は正載荷時のひび割れを、赤線は負載荷時のひび割れを、斜線部はカバーコンクリートの剥落をそれぞれ示す。ひび割れ幅は各変形角 2 サイクル目のピーク時、および除荷時にクラックスケール（最小目盛 0.03mm）を用いて計測した。

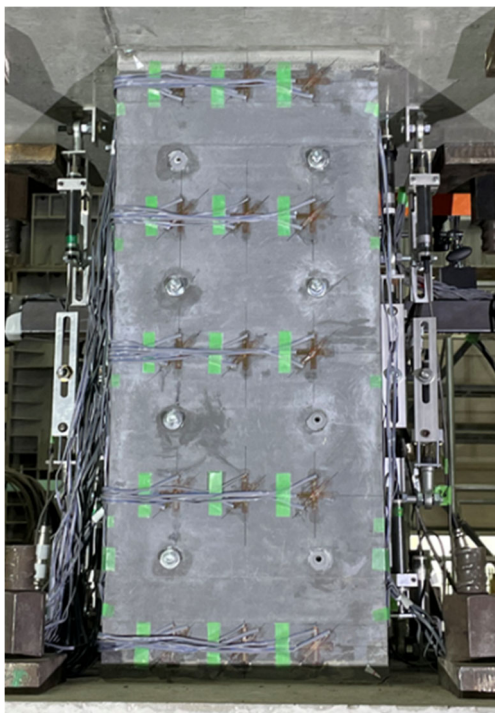
C2-UFC1 に関して、負載荷側では、 $R=-0.0625\%$ において柱端部に曲げひび割れが発生し、その後変形角が大きくなるにつれ、曲げひび割れの範囲が大きくなった。正載荷側では、 $R=+0.25\%$ において柱端部に曲げひび割れが発生し、その後  $R=1.5\%$ サイクルでは、主筋に沿った縦ひび割れ、および柱と UFC パネルの界面に沿った縦ひび割れが発生した。UFC パネルを貼り付けた南面は、目地モルタルと上下スタブとの界面、および目地モルタルと UFC パネルとの界面において開きが生じ、変形角が大きくなるにつれ、開きの範囲および大きさが大きくなった。 $R=3.0\%$ サイクルでは、主筋の座屈により、広範囲にわたって柱東西面のカバーコンクリートが剥落し、 $R=+4.0\%$ のピーク付近において、北面の UFC パネルにせん断ひび割れが生じた。

C2-UFC2 に関して、負載荷側では C2-UFC1 と同様に、 $R=-0.0625\%$ において柱端部に曲げひび割れが発生し、その後変形角が大きくなるにつれ、曲げひび割れの範囲が大きくなった。正載荷側では、 $R=+0.25\%$ において柱端部に曲げひび割れが発生した。その後  $R=1.0\%$ サイクルでは、主筋に沿った縦ひび割れ、および柱と UFC パネルの界面に沿った縦ひび割れが発生した。南面に関しては、目地モルタルと上下スタブとの界面、および目地モルタルと UFC パネルとの界面における開きに加えて、 $R=1.5\%$ サイクル以降、上端および下端から 1 枚目と 2 枚目のパネルの界面においても開きが生じた。その後、 $R=+3.0\%$ において、上端から 1 枚目のパネル、および下端から 2 枚目のパネルにおいてせん断ひび割れが生じた。

C2-UFC3 に関して、負載荷側では C2-UFC1、C2-UFC2 と同様に、 $R=-0.0625\%$ において柱端部に曲げひび割れが発生し、その後変形角が大きくなるにつれ、曲げひび割れの範囲が大きくなった。正載荷側では、 $R=+0.25\%$ において柱端部に曲げひび割れが発生し、その後  $R=1.5\%$ サイクルでは、主筋に沿った縦ひび割れ、および柱と UFC パネルの界面に沿った縦ひび割れが発生した。南面に関しては、目地モルタルと上下スタブとの界面、および目地モルタルと UFC パネルとの界面における開きに加えて、 $R=0.75\%$ サイクルでは、パネル間の横目地および縦目地に沿った開きが生じた。その後  $R=1.0\%$ サイクルには一部のパネルにせん断ひび割れが生じ、 $R=3.0\%$ サイクルでは複数のパネルにせん断ひび割れが生じた。



(i) ひび割れ図 (R=0.0625%)



南面



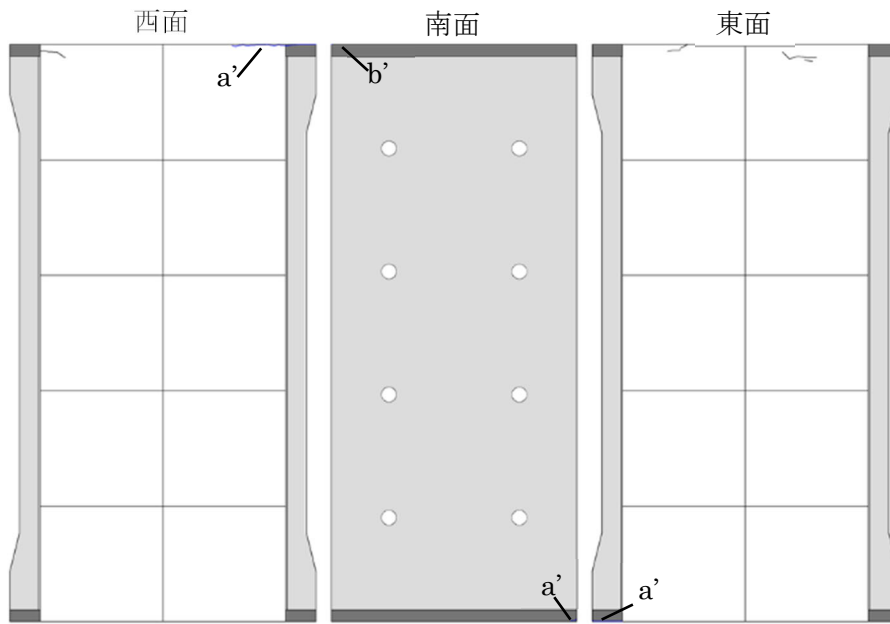
南西面 (柱頭付近)

(ii) 実験状況写真

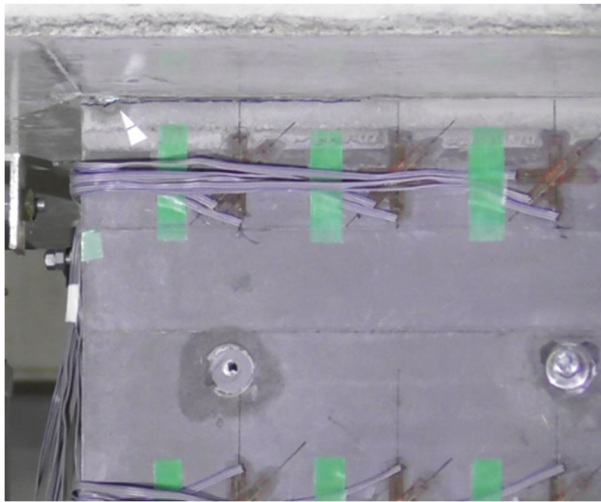
図 6.3.3-1(a) 損傷状況 (R=0.0625%, C2-UFC1)

表 6.3.3-1(a) ひび割れ幅 (R=0.0625%, C2-UFC1)

0.0625%	西面						南面						東面							
	正側			負側			正側			負側			正側			負側				
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時		
a	/	/	/	a'	0.15	閉じ	a	/	/	/	a'	0.15	閉じ	a	/	/	/	a'	0.25	閉じ
b	/	/	/	b'	/	/	b	/	/	/	b'	0.15	閉じ	b	/	/	/	b'	/	/



(i) ひび割れ図 (R=0.125%)



南面 (柱頭付近)



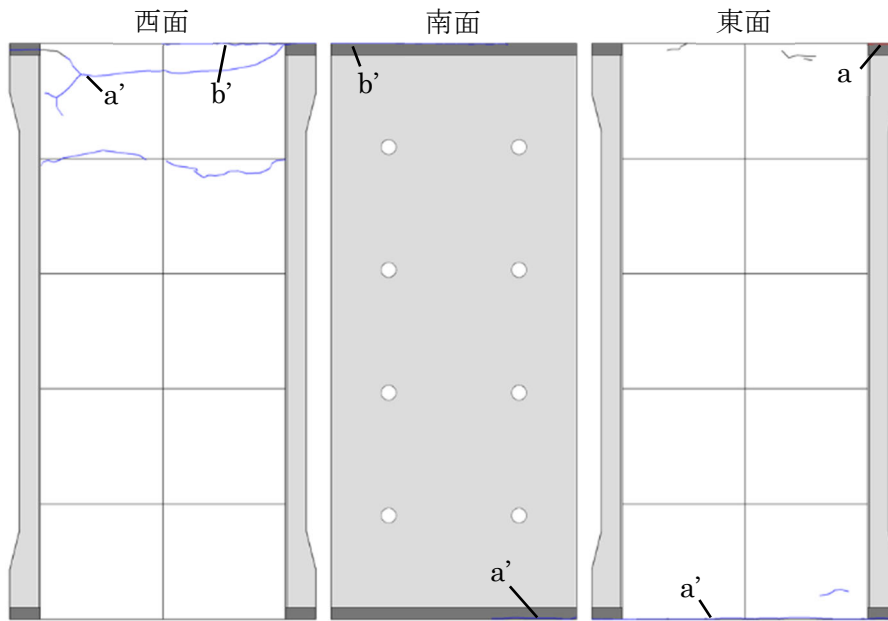
南面 (柱脚付近)

(ii) 実験状況写真

図 6.3.3-1 (b) 損傷状況 (R=0.125%, C2-UFC1)

表 6.3.3-1 (b) ひび割れ幅 (R=0.125%, C2-UFC1)

0.125%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	/	/	a'	1.0	閉じ	a	/	/	a'	0.3	閉じ	a	/	/	a'	0.45	閉じ
	b	/	/	b'	/	/	b	/	/	b'	0.35	閉じ	b	/	/	b'	/	/



(i) ひび割れ図 (R=0.25%)



南面 (柱頭付近)



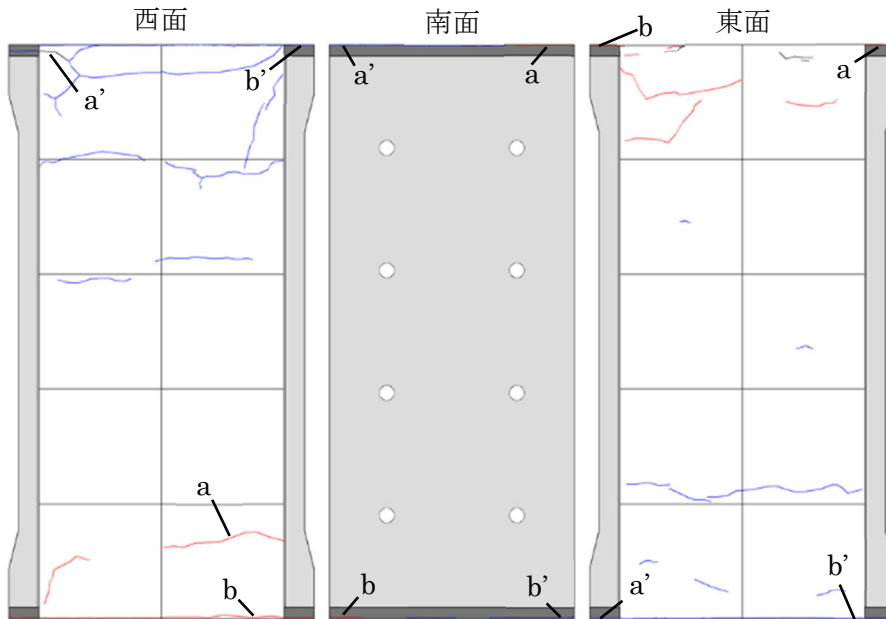
南面 (柱脚付近)

(ii) 実験状況写真

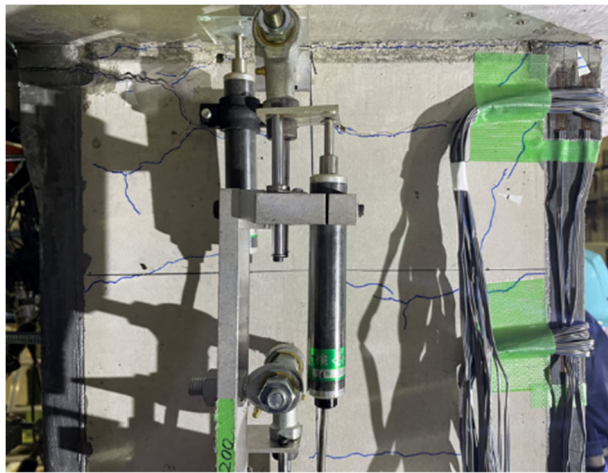
図 6.3.3-1(c) 損傷状況 (R=0.25%, C2-UFC1)

表 6.3.3-1(c) ひび割れ幅 (R=0.25%, C2-UFC1)

0.25%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	/	/	a'	0.6	0.5	a	/	/	a'	0.6	閉じ	a	0.1	閉じ	a'	1.20	閉じ
	b	/	/	b'	0.4	閉じ	b	/	/	b'	0.4	閉じ	b	/	/	b'	/	/



(i) ひび割れ図 (R=0.5%)



西面 (柱頭付近)



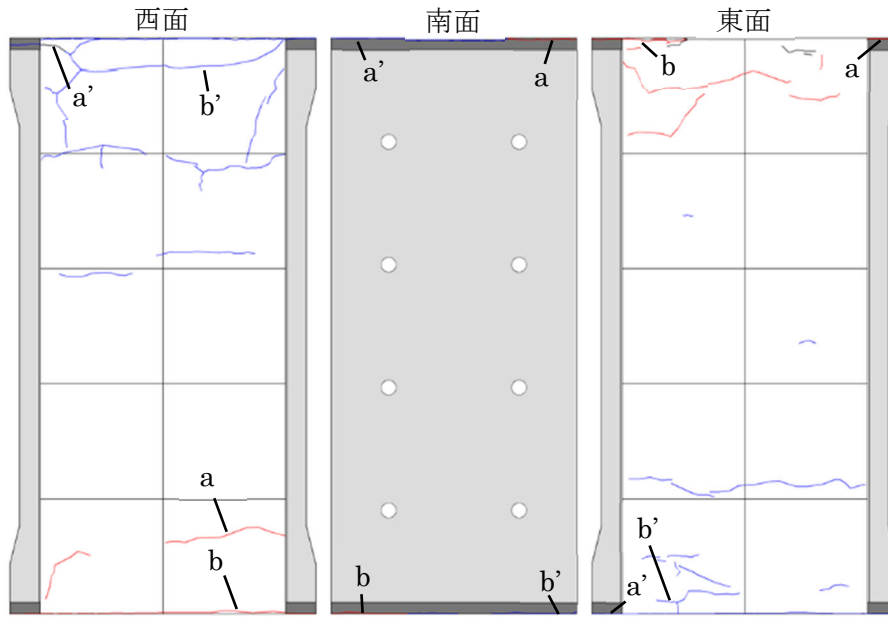
東面

(ii) 実験状況写真

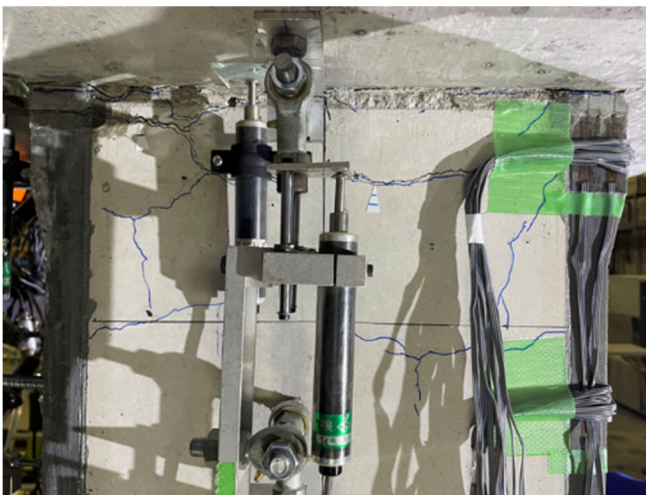
図 6. 3. 3-1 (d) 損傷状況 (R=0.5%, C2-UFC1)

表 6. 3. 3-1 (d) ひび割れ幅 (R=0.5%, C2-UFC1)

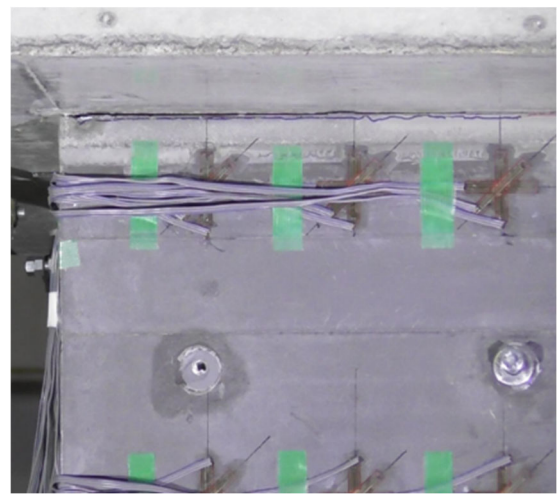
0.50%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.4	0.4	a'	1.0	0.5	a	0.75	閉じ	a'	1.5	閉じ	a	0.65	閉じ	a'	2.20	閉じ
	b	0.3	閉じ	b'	0.9	0.15	b	0.35	閉じ	b'	1.5	0.04	b	0.4	閉じ	b'	0.8	閉じ



(i) ひび割れ図 (R=0.75%)



西面 (柱頭付近)



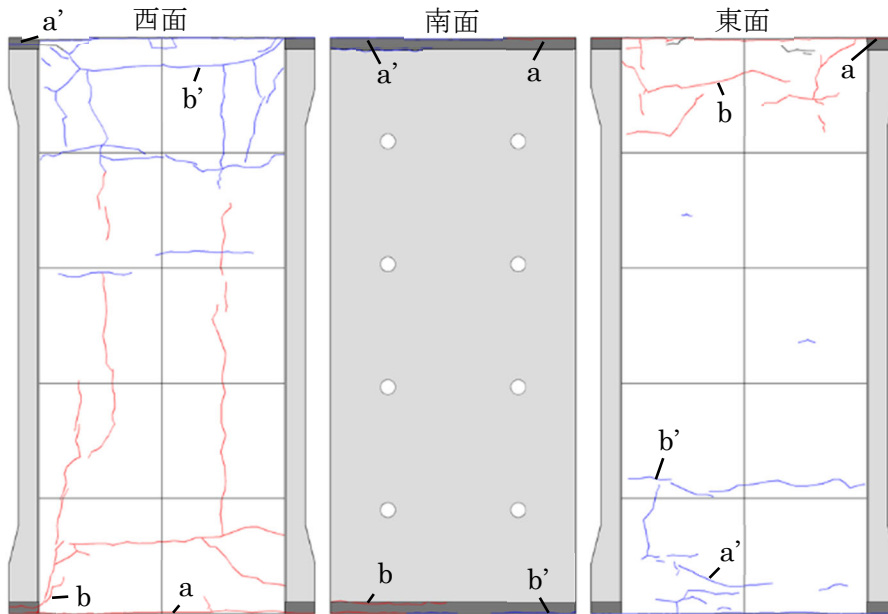
南面 (柱頭付近)

(ii) 実験状況写真

図 6.3.3-1(e) 損傷状況 (R=0.75%, C2-UFC1)

表 6.3.3-1(e) ひび割れ幅 (R=0.75%, C2-UFC1)

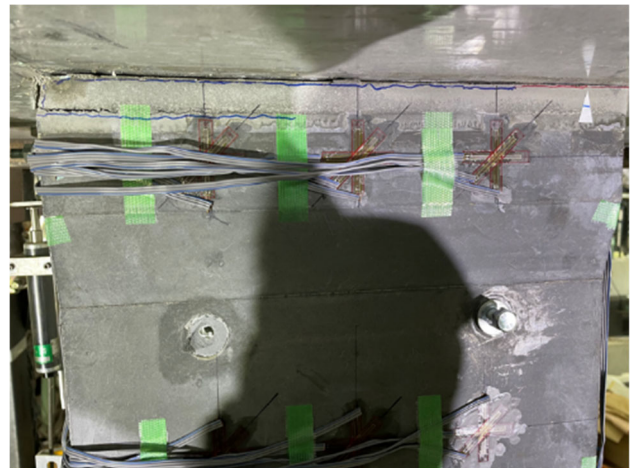
0.75%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.5	0.4	a'	1.0	0.5	a	0.75	閉じ	a'	1.8	閉じ	a	0.95	閉じ	a'	2.20	0.25
	b	0.4	閉じ	b'	0.8	0.2	b	0.35	閉じ	b'	1.5	0.2	b	0.8	閉じ	b'	0.25	閉じ



(i) ひび割れ図 (R=1.0%)



西面 (柱脚付近)



南面 (柱頭付近)

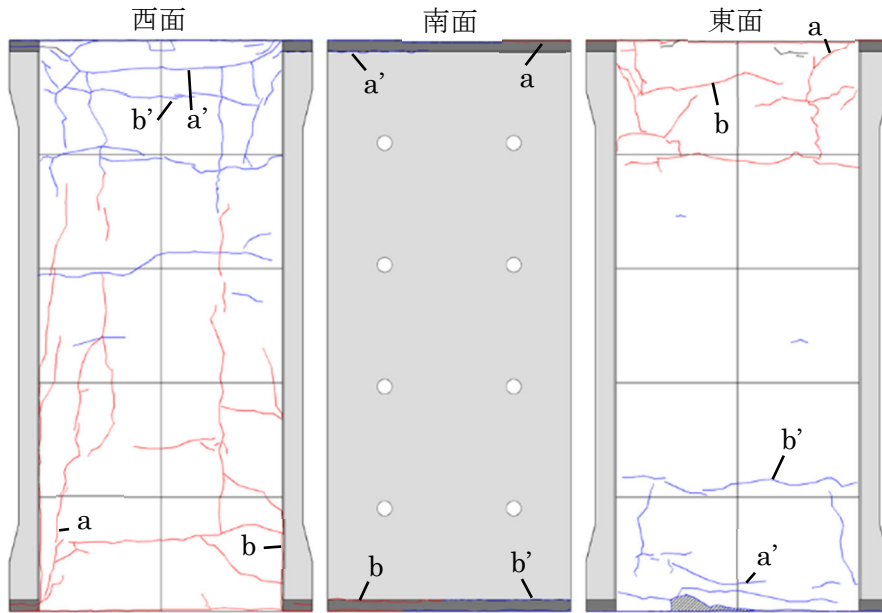
(ii) 実験状況写真

図 6. 3. 3-1 (f) 損傷状況 (R=1.0%, C2-UFC1)

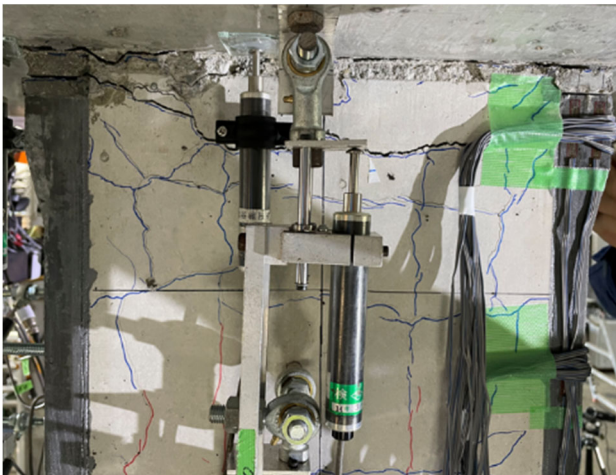
表 6. 3. 3-1 (f) ひび割れ幅 (R=1.0%, C2-UFC1)

1.0%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.65	0.3	a'	2.2	閉じ	a	1.3	閉じ	a'	0.9	閉じ	a	1.2	0.15	a'	0.3	閉じ
	b	0.5	0.2	b'	1.6	0.15	b	0.3	閉じ	b'	2.02	閉じ	b	0.2	閉じ	b'	0.25	閉じ

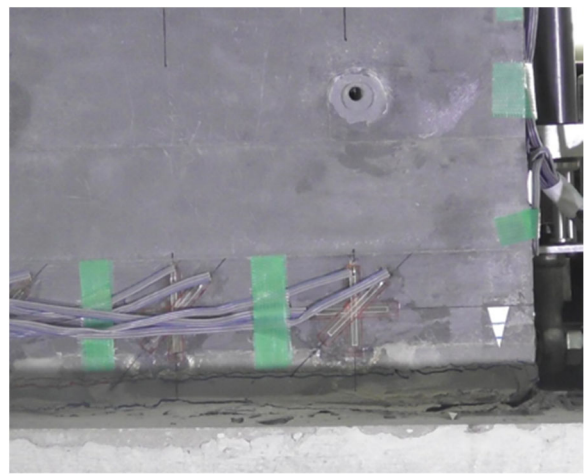




(i) ひび割れ図 (R=1.5%)



西面 (柱頭付近)



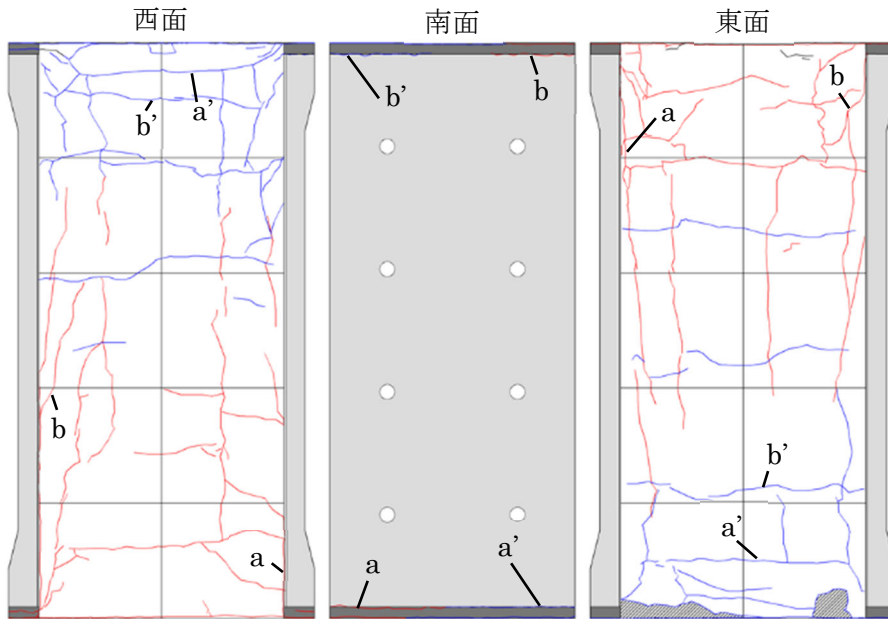
南面 (柱脚付近)

(ii) 実験状況写真

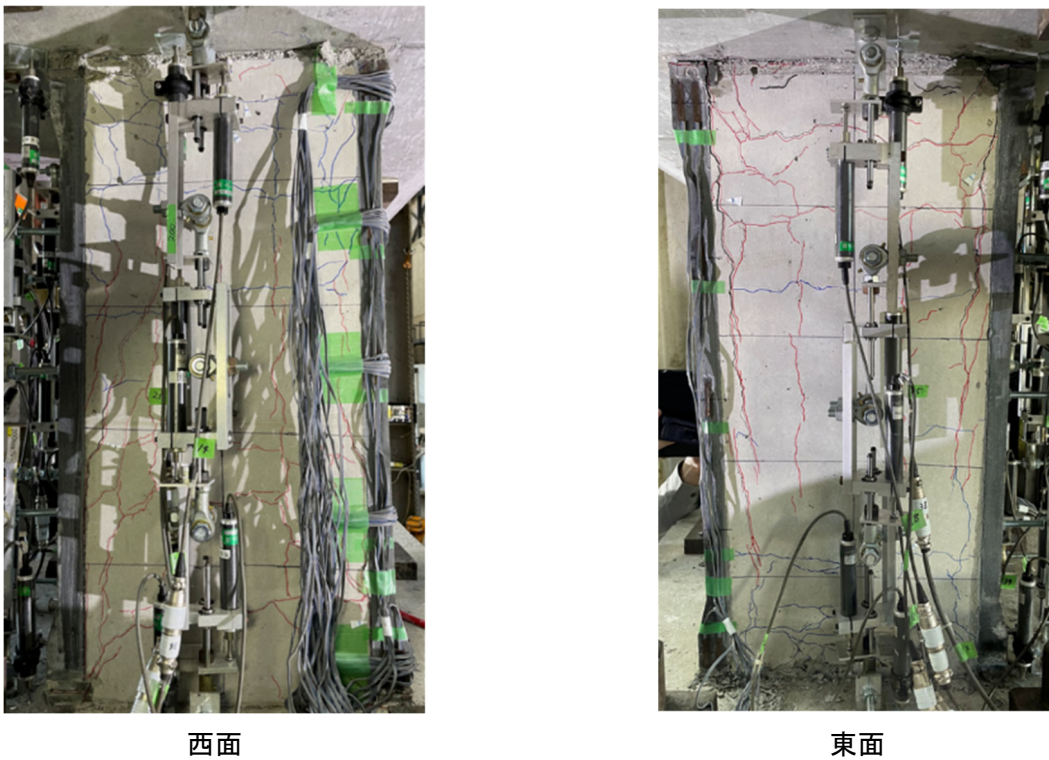
図 6.3.3-1(g) 損傷状況 (R=1.5%, C2-UFC1)

表 6.3.3-1(g) ひび割れ幅 (R=1.5%, C2-UFC1)

1.5%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
a	0.75	0.25	a'	2.2	0.2	a	1.7	閉じ	a'	1.5	0.08	a	0.45	0.1	a'	0.55	閉じ	
b	0.5	0.2	b'	0.3	0.15	b	0.85	0.15	b'	0.6	0.45	b	0.25	閉じ	b'	0.3	閉じ	



(i) ひび割れ図 (R=2.0%)

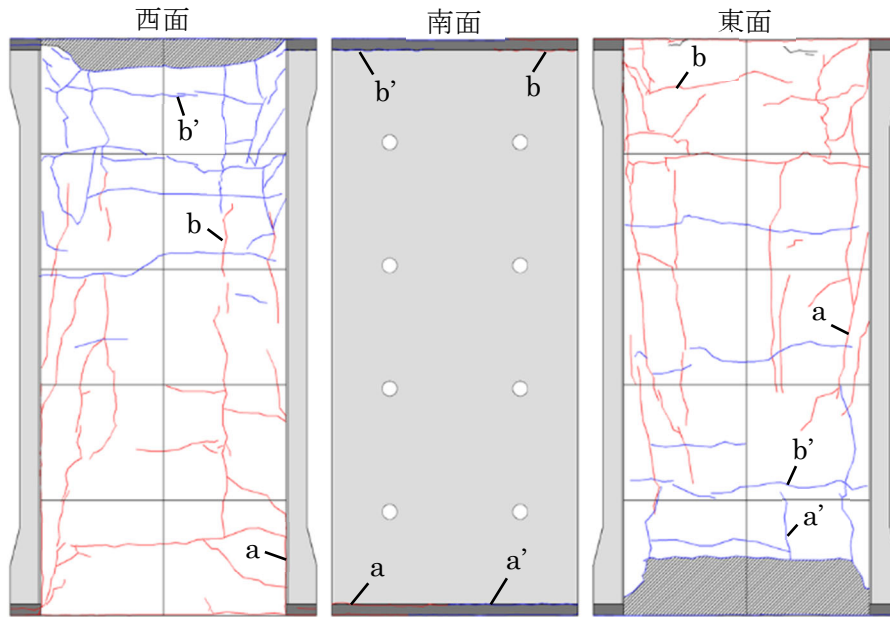


(ii) 実験状況写真

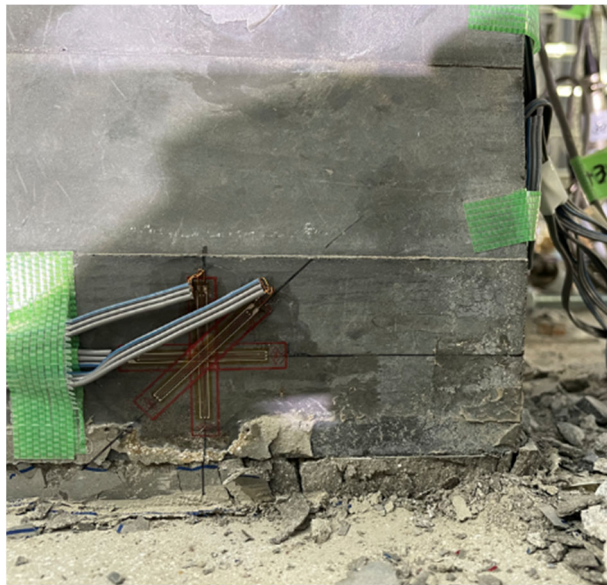
図 6. 3. 3-1 (h) 損傷状況 (R=2.0%, C2-UFC1)

表 6. 3. 3-1 (h) ひび割れ幅 (R=2.0%, C2-UFC1)

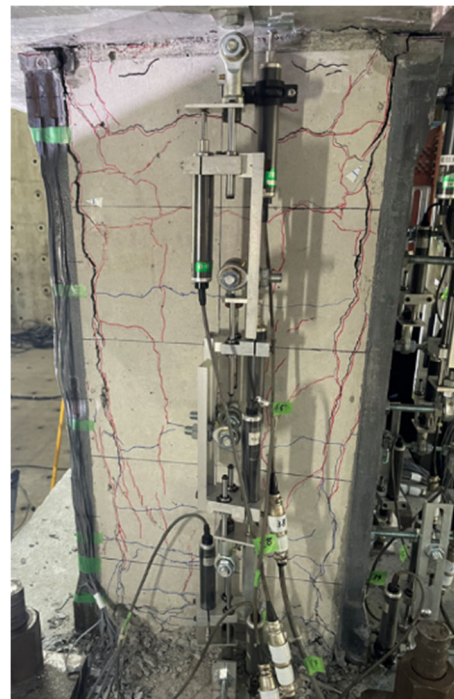
2.0%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	2.0	1.0	a'	2.2	0.85	a	2.2	0.6	a'	1.5	0.25	a	1.6	1.3	a'	1.9	0.2
	b	1.5	1.0	b'	1.7	0.45	b	0.45	閉じ	b'	0.4	0.15	b	1.4	0.95	b'	0.9	0.06



(i) ひび割れ図 (R=3.0%)



南面 (柱脚付近)



東面

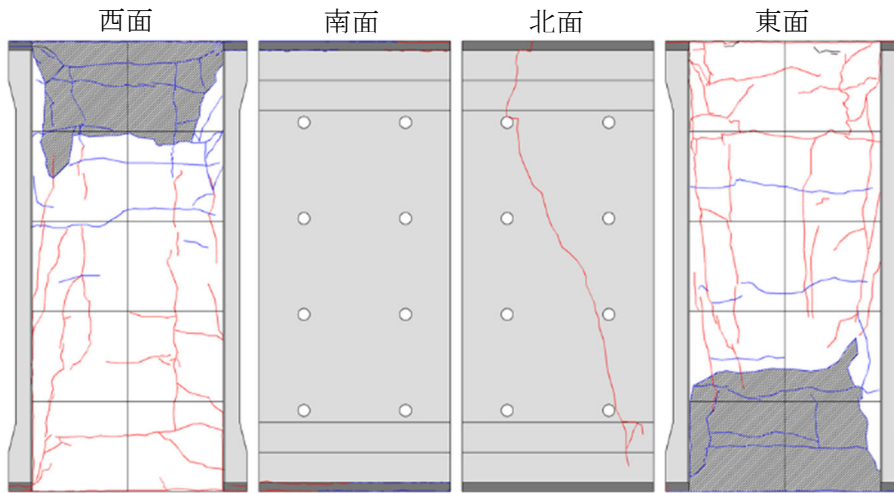
(ii) 実験状況写真

図 6.3.3-1(i) 損傷状況 (R=3.0%, C2-UFC1)

表 6.3.3-1(i) ひび割れ幅 (R=3.0%, C2-UFC1)

3.0%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	4.0	2.2	a'	-	-	a	4.0	1.1	a'	1.4	-	a	1.3	0.9	a'	2.5	-
	b	1.0	0.75	b'	4.0	-	b	-	閉じ	b'	-	-	b	1.2	0.25	b'	1.5	-

表中ハイフンは剥落により計測不可であったことを示す



(i) ひび割れ図 (載荷終了後)

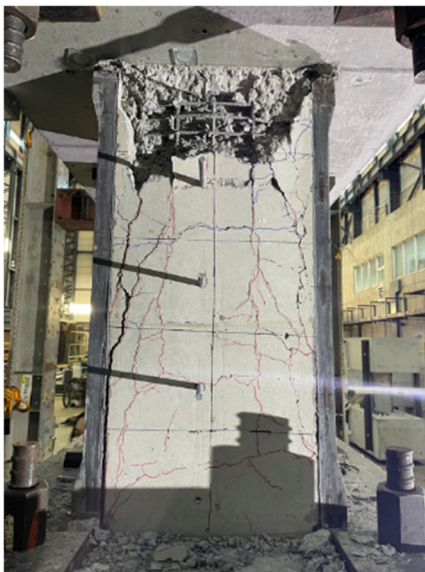
南面



北面



西面

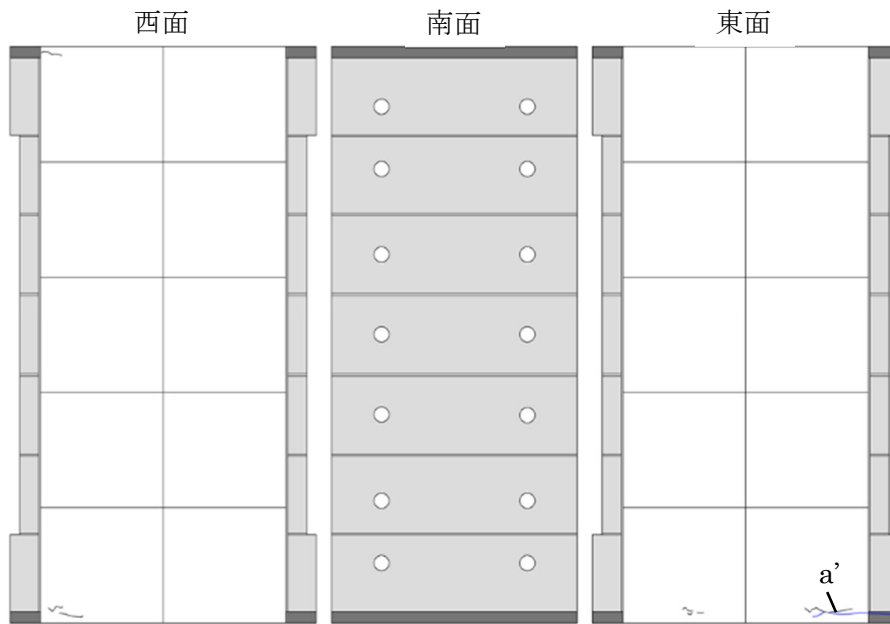


東面



(ii) 実験状況写真

図 6.3.3-1(j) 最終破壊状況 (C2-UFC1)



( i ) ひび割れ図 (R=0.0625%)



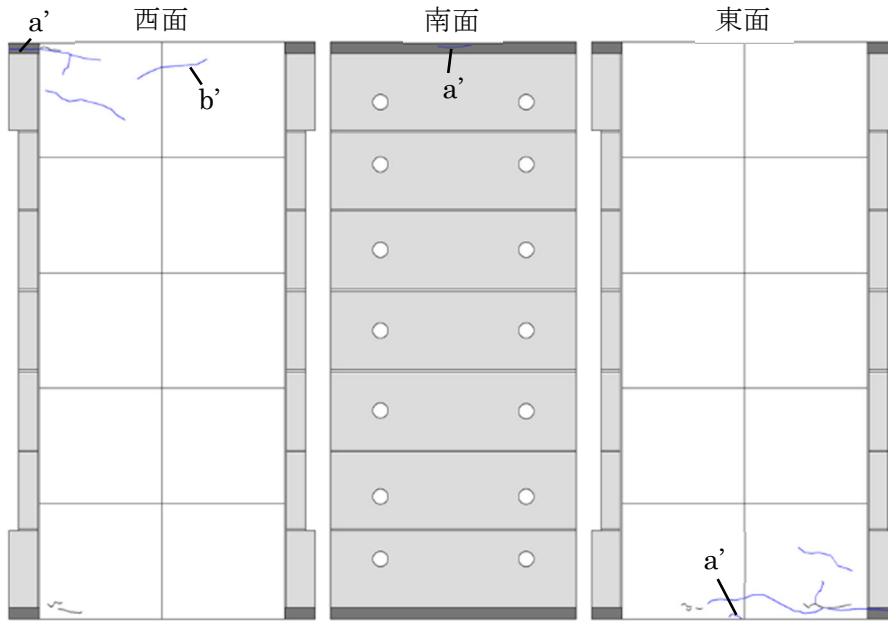
南西面

( ii ) 実験状況写真

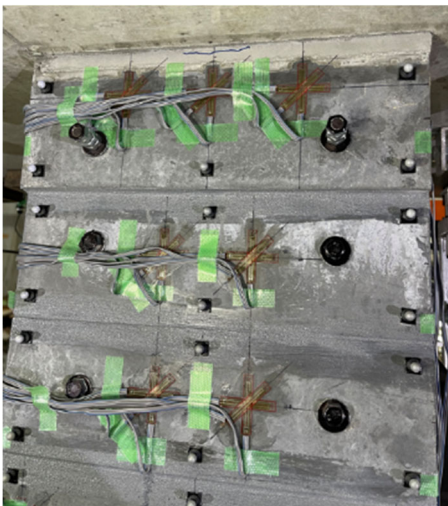
図 6.3.3-2(a) 損傷状況 (R=0.0625%, C2-UFC2)

表 6.3.3-2(a) ひび割れ幅 (R=0.0625%, C2-UFC2)

0.0625%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
a	/	/	a'	/	/	a	/	/	a'	/	/	a	/	/	a'	0.15	閉じ	
b	/	/	b'	/	/	b	/	/	b'	/	/	b	/	/	b'	/	/	

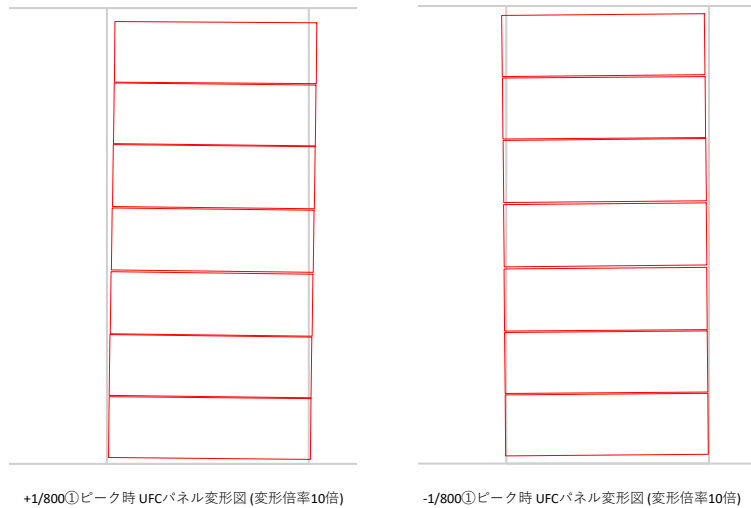


(i) ひび割れ図 (R=0.125%)



南面 (柱頭付近)

(ii) 実験状況写真



(a) 正側

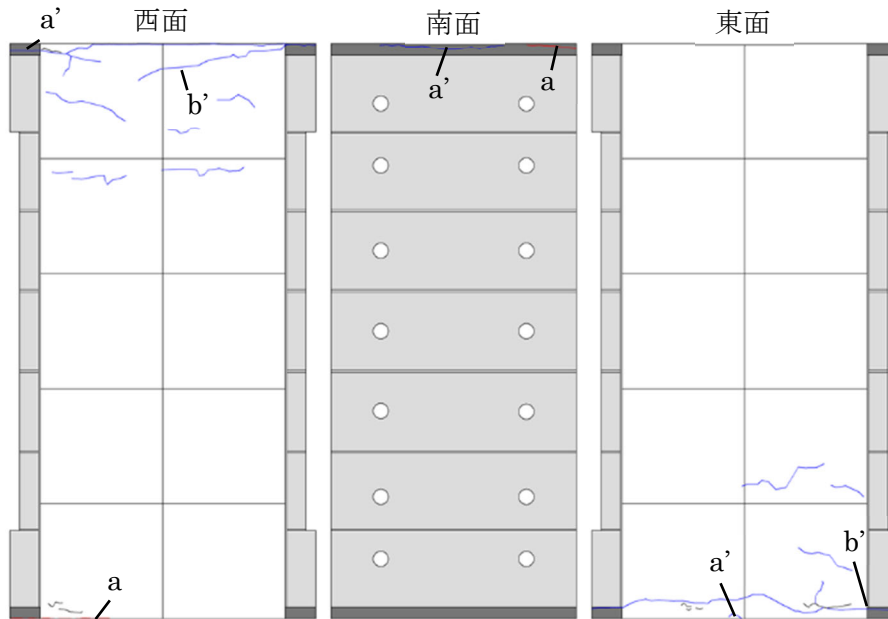
(b) 負側

(iii) 光学式モーショキャプチャの計測状況

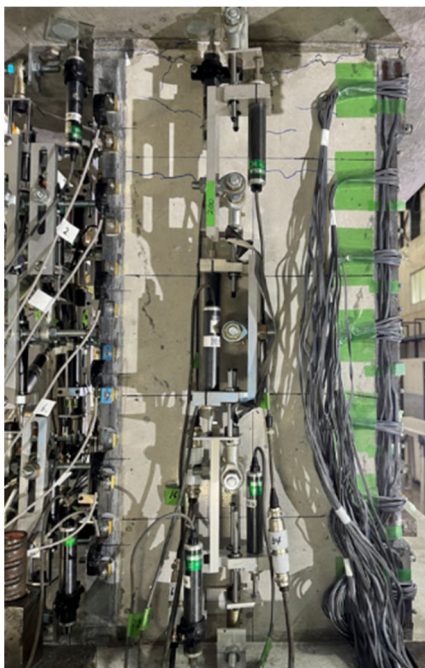
図 6.3.3-2(b) 損傷状況 (R=0.125%, C2-UFC2)

表 6.3.3-2(b) ひび割れ幅 (R=0.125%, C2-UFC2)

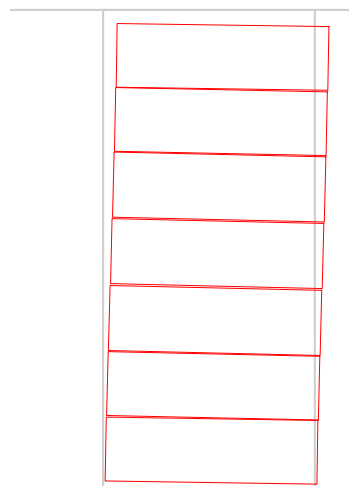
0.125%	西面						南面						東面							
	正側			負側			正側			負側			正側			負側				
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時		
a	/	/	/	a'	0.35	閉じ	a	/	/	/	a'	0.1	閉じ	a	/	/	/	a'	0.2	0.04
b	/	/	/	b'	0.15	閉じ	b	/	/	/	b'	/	/	b	/	/	/	b'	/	/



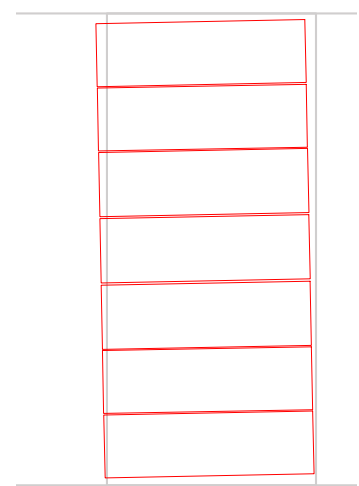
(i) ひび割れ図 (R=0.25%)



西面  
(ii) 実験状況写真



+1/400①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)



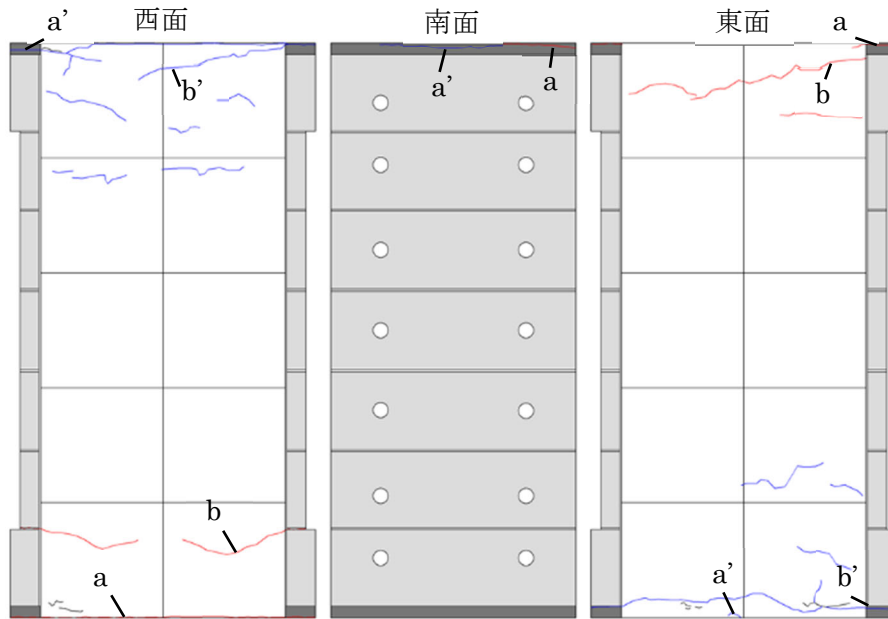
-1/400①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

(a) 正側 (b) 負側  
(iii) 光学式モーションキャプチャの計測状況

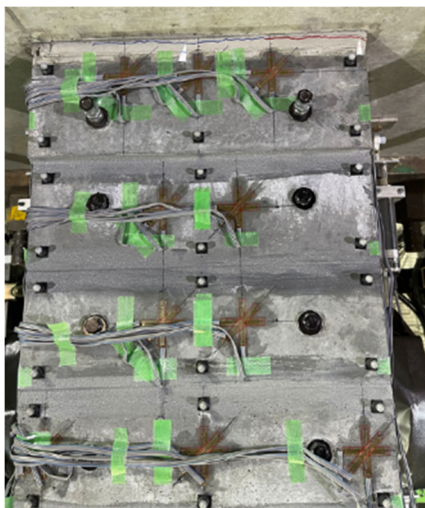
図 6.3.3-2(c) 損傷状況 (R=0.25%, C2-UFC2)

表 6.3.3-2(c) ひび割れ幅 (R=0.25%, C2-UFC2)

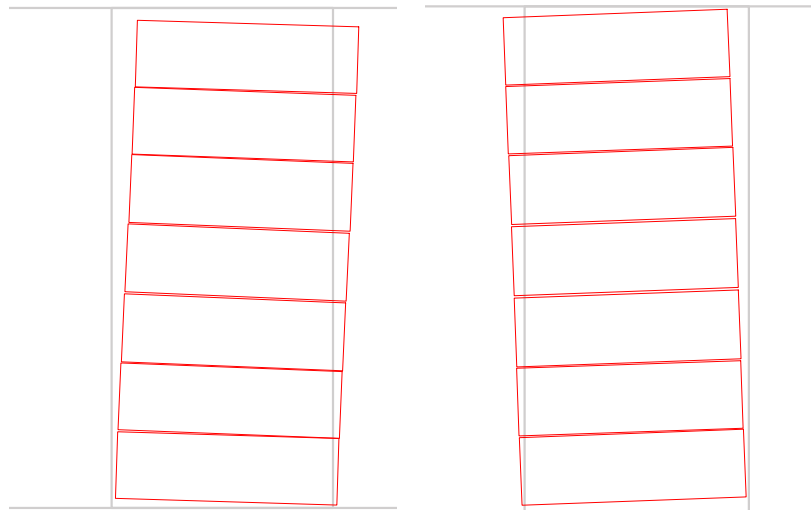
0.25%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.2	閉じ	a'	0.6	0.1	a	0.1	閉じ	a'	0.25	閉じ	a	/	/	a'	0.35	0.1
	b	/	/	b'	0.25	閉じ	b	/	/	b'	/	/	b	/	/	b'	0.15	閉じ



(i) ひび割れ図 (R=0.5%)



南面 (柱頭付近)



+1/200①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

-1/200①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

(a) 正側

(b) 負側

(ii) 実験状況写真

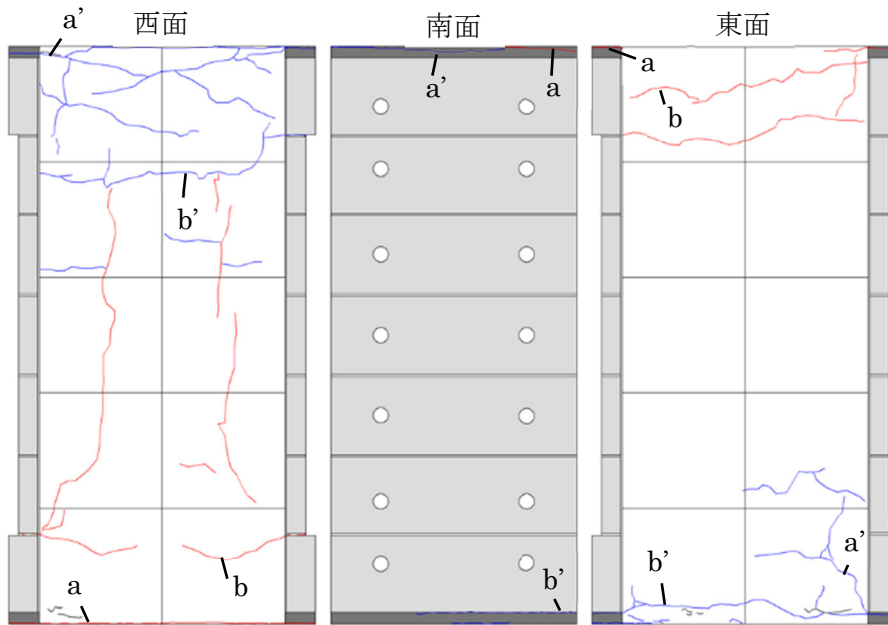
(iii) 光学式モーションキャプチャの計測状況

図 6.3.3-2 (d) 損傷状況 (R=0.5%, C2-UFC2)

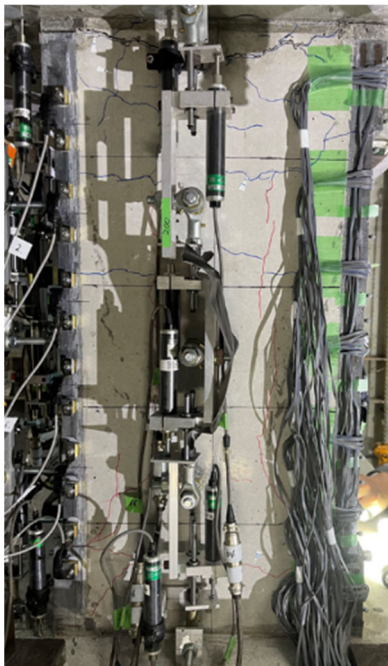
表 6.3.3-2 (d) ひび割れ幅 (R=0.5%, C2-UFC2)

0.50%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.45	0.1	a'	0.8	0.15	a	0.55	閉じ	a'	0.2	閉じ	a	0.35	0.2	a'	0.35	0.15
	b	0.2	閉じ	b'	0.6	0.15	b	/	/	b'	/	/	b	0.08	閉じ	b'	0.2	閉じ



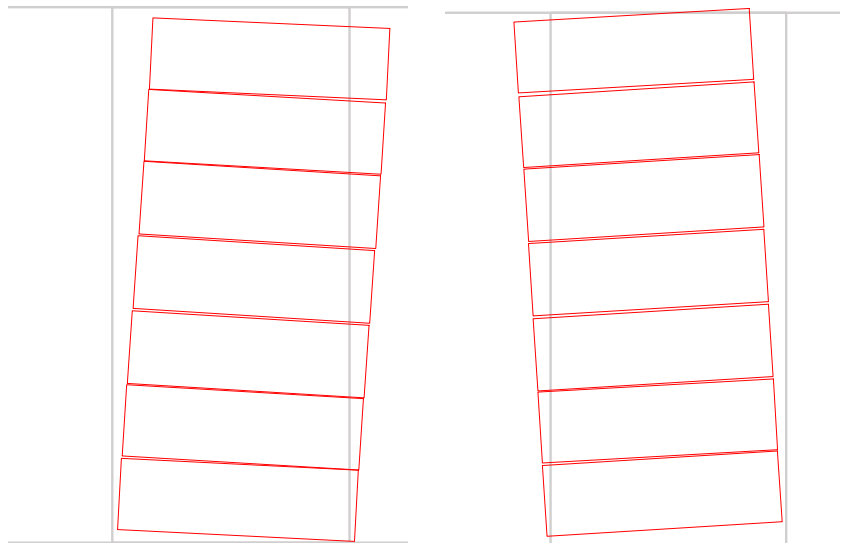


(i) ひび割れ図 (R=0.75%)



西面

(ii) 実験状況写真



+1/133①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

-1/133①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

(a) 正側

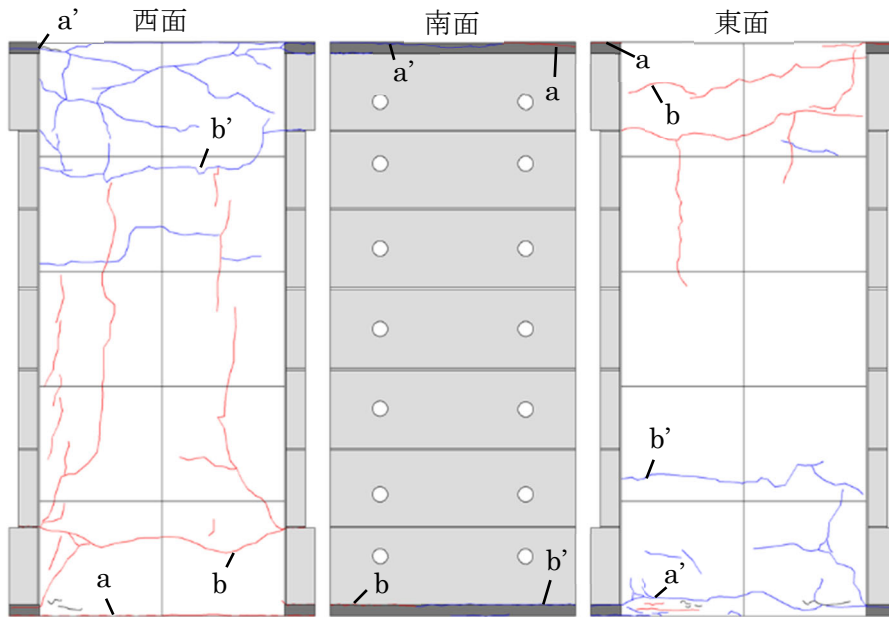
(b) 負側

(iii) 光学式モーションキャプチャの計測状況

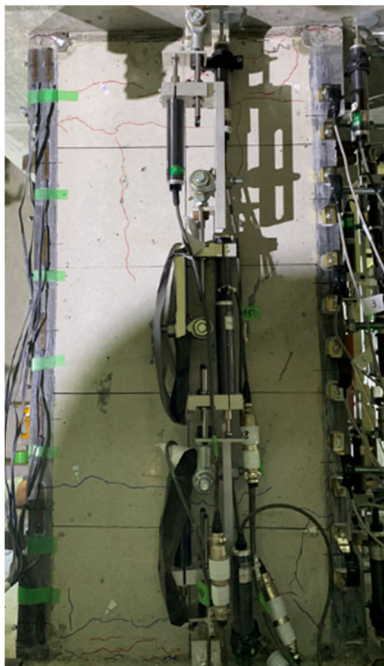
図 6.3.3-2(e) 損傷状況 (R=0.75%, C2-UFC2)

表 6.3.3-2(e) ひび割れ幅 (R=0.75%, C2-UFC2)

0.75%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.7	0.15	a'	1.6	0.15	a	0.8	0.04	a'	0.45	閉じ	a	0.7	0.1	a'	0.5	0.08
	b	0.2	閉じ	b'	0.2	閉じ	b	/	/	b'	0.8	閉じ	b	0.06	閉じ	b'	0.1	閉じ

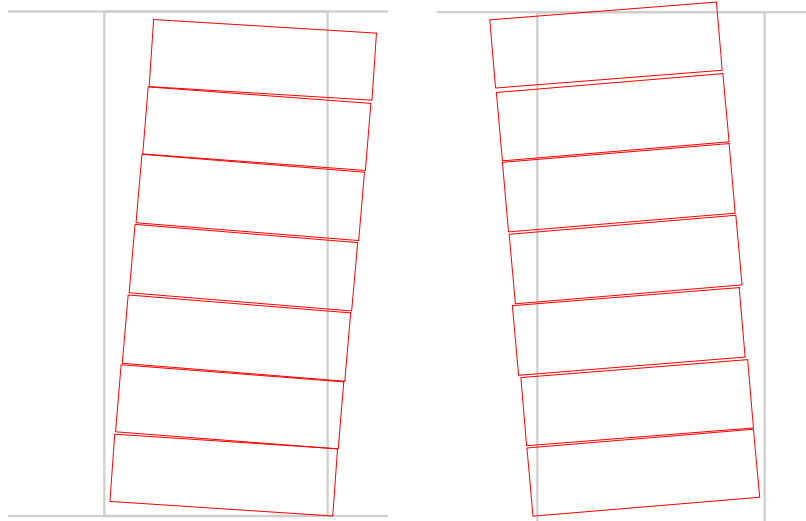


(i) ひび割れ図 (R=1.0%)



東面

(ii) 実験状況写真



+1/100①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

-1/100①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

(a) 正側

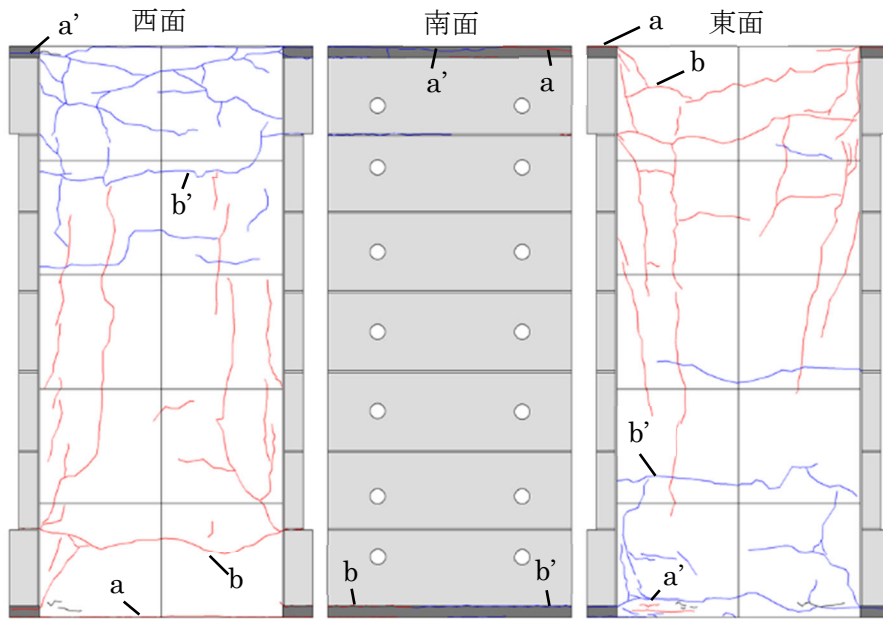
(b) 負側

(iii) 光学式モーションキャプチャの計測状況

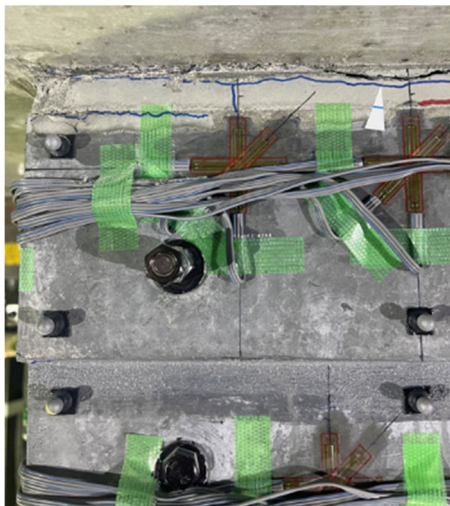
図 6.3.3-2(f) 損傷状況 (R=1.0%, C2-UFC2)

表 6.3.3-2(f) ひび割れ幅 (R=1.0%, C2-UFC2)

1.0%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.9	0.2	a'	2.2	0.4	a	1.3	0.08	a'	1.3	閉じ	a	0.75	0.15	a'	1.1	0.15
	b	0.25	閉じ	b'	0.3	閉じ	b	0.03	0.03	b'	0.75	閉じ	b	0.1	0.03	b'	0.15	閉じ

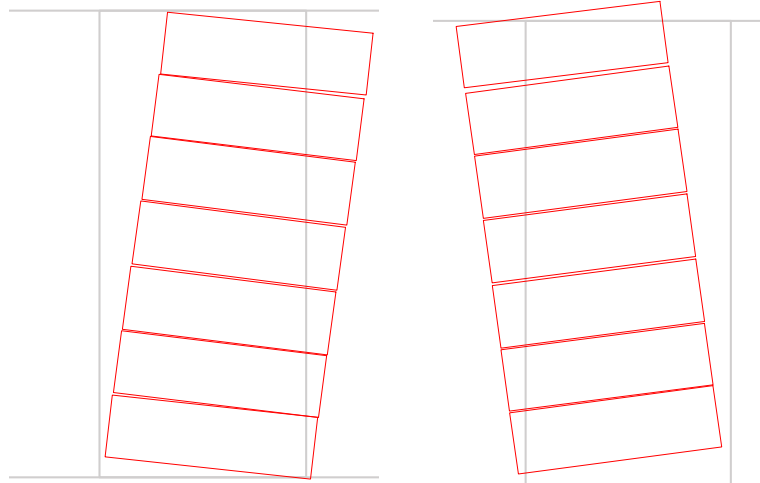


(i) ひび割れ図 (R=1.5%)



南面 (柱頭付近)

(ii) 実験状況写真



+1/67①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

-1/67①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

(a) 正側

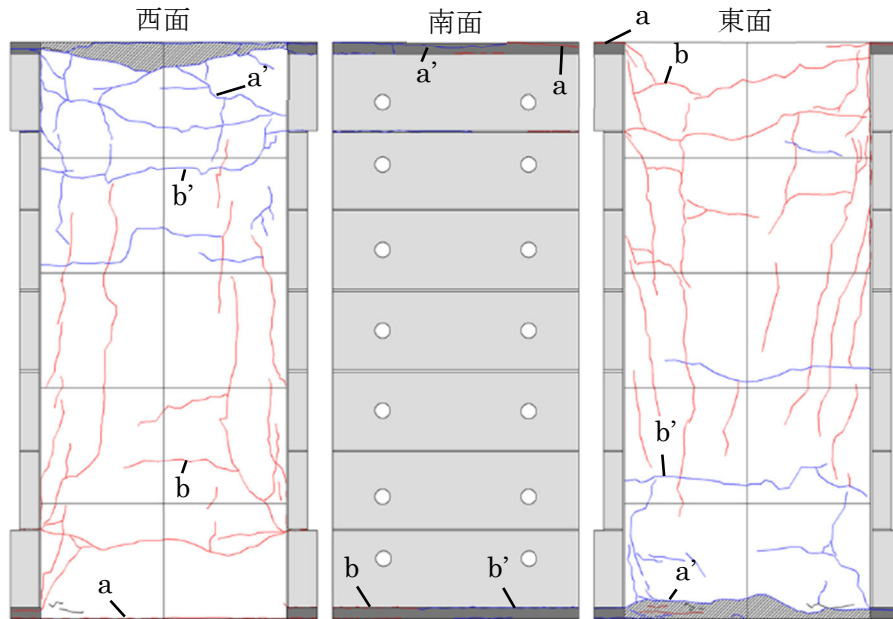
(b) 負側

(iii) 光学式モーションキャプチャの計測状況

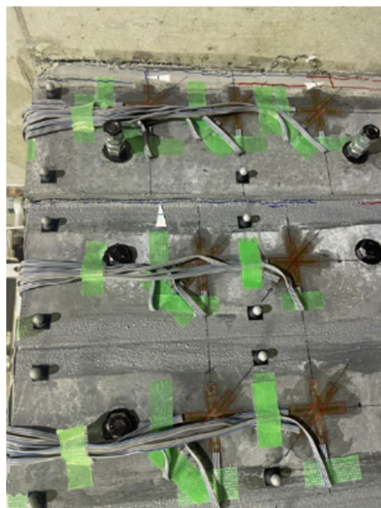
図 6. 3. 3-2 (g) 損傷状況 (R=1.5%, C2-UFC2)

表 6. 3. 3-2 (g) ひび割れ幅 (R=1.5%, C2-UFC2)

1.5%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	1.0	0.15	a'	0.25	閉じ	a	2.1	0.1	a'	0.15	閉じ	a	1.4	0.35	a'	2.0	0.3
	b	0.25	0.04	b'	0.3	0.15	b	0.03	閉じ	b'	1.7	0.15	b	0.2	0.04	b'	0.2	閉じ

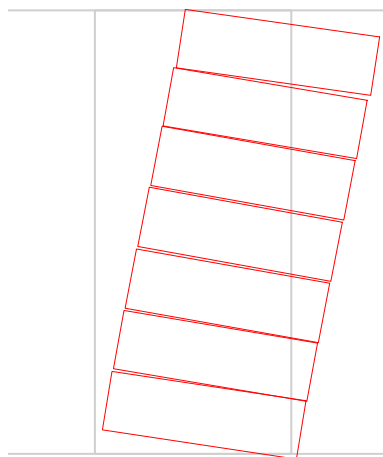


(i) ひび割れ図 (R=2.0%)



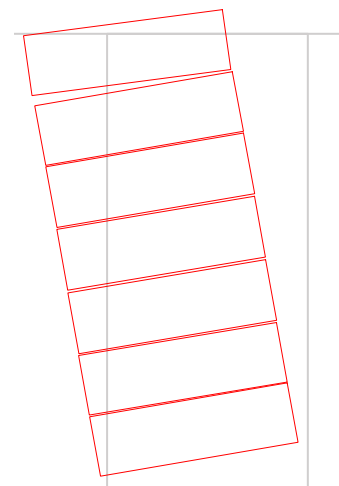
南面 (柱頭付近)

(ii) 実験状況写真



+1/50①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

(a) 正側



-1/50①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

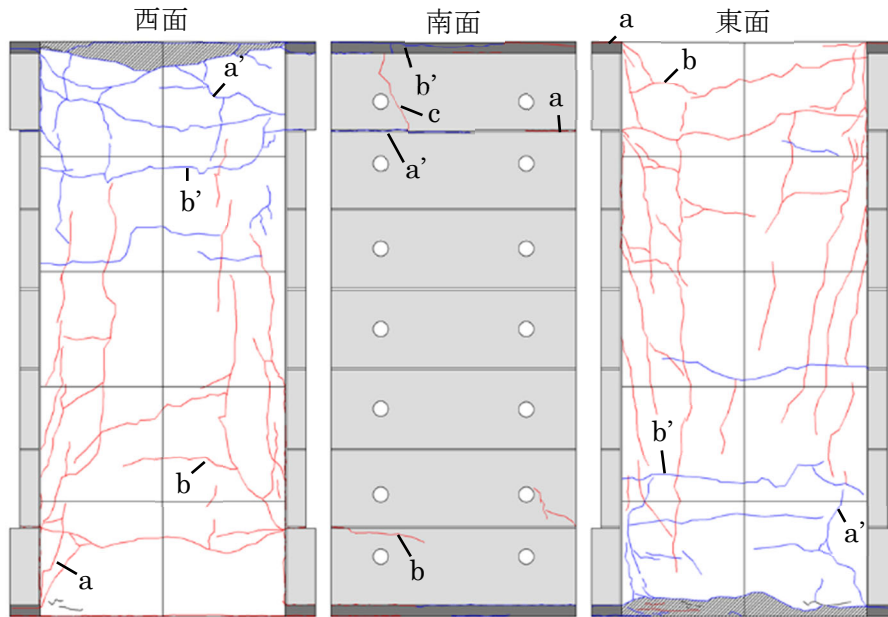
(b) 負側

(iii) 光学式モーションキャプチャの計測状況

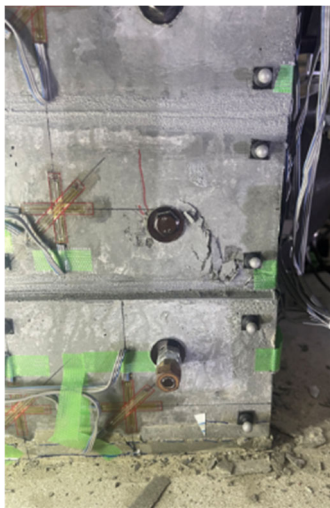
図 6. 3. 3-2 (h) 損傷状況 (R=2.0%, C2-UFC2)

表 6. 3. 3-2 (h) ひび割れ幅 (R=2.0%, C2-UFC2)

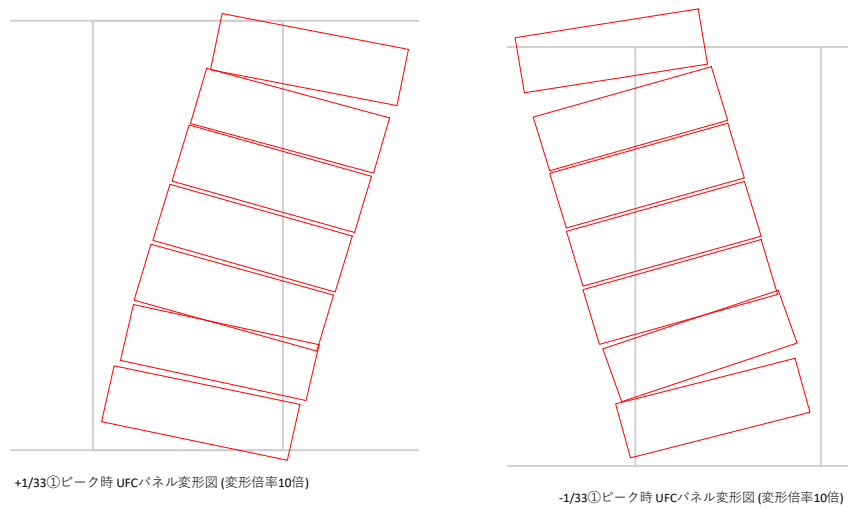
2.0%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.5	0.2	a'	0.25	0.35	a	2.2	-	a'	0.8	閉じ	a	2.2	0.25	a'	3.0	0.65
	b	0.3	0.08	b'	1.0	0.08	b	0.04	閉じ	b'	2.5	0.15	b	0.4	0.1	b'	0.45	閉じ



(i) ひび割れ図 (R=3.0%)



南面 (柱脚付近)  
(ii) 実験状況写真



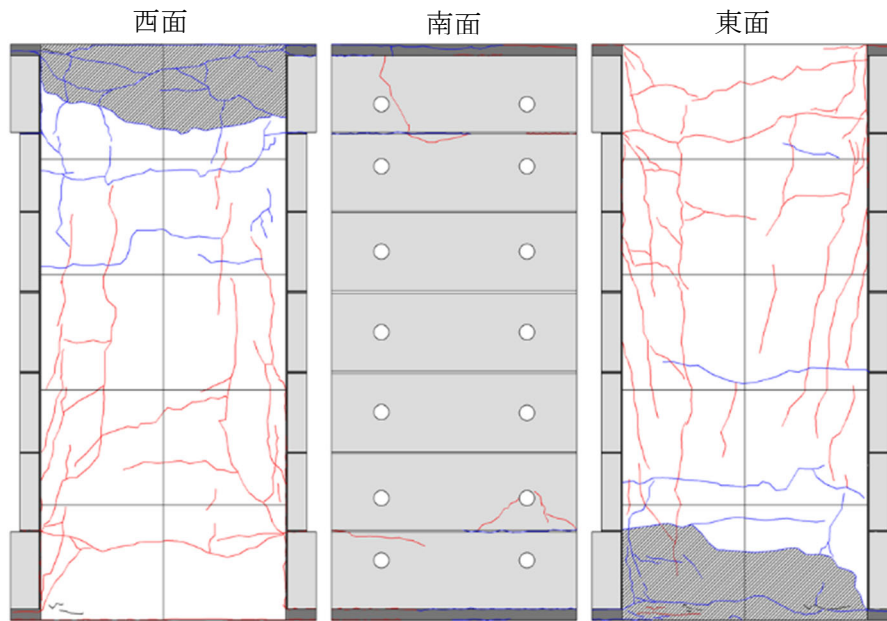
(a) 正側 (b) 負側  
(iii) 光学式モーショキャプチャの計測状況

図 6.3.3-2(i) 損傷状況 (R=3.0%, C2-UFC2)

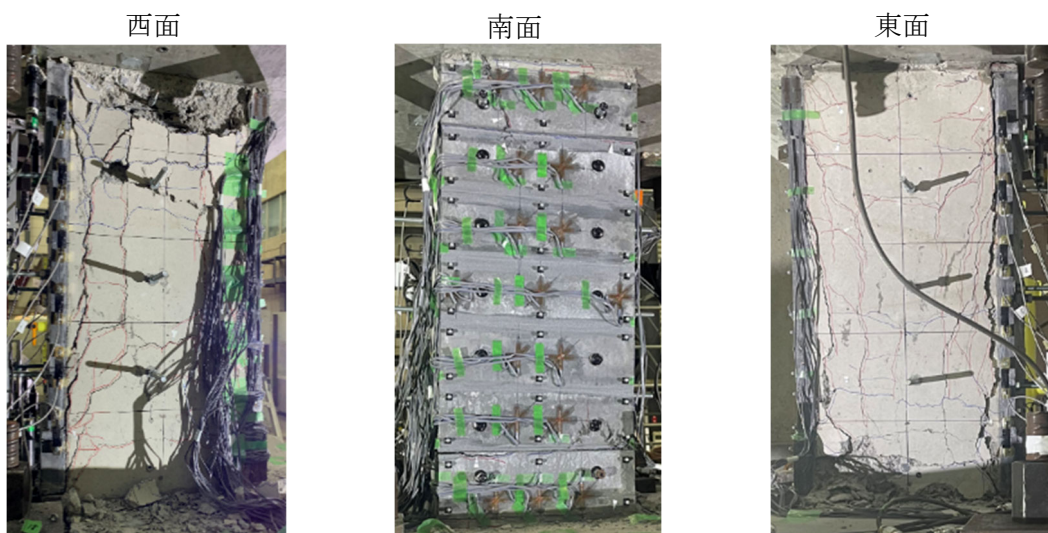
表 6.3.3-2(i) ひび割れ幅 (R=3.0%, C2-UFC2)

3.0%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.9	0.35	a'	2.2	-	a	1.0	0.2	a'	3.5	0.75	a	0.35	0.08	a'	1.2	1.2
	b	0.45	0.15	b'	2.0	-	b	0.7	0.2	b'	4.5	0.15	b	0.4	0.15	b'	1.5	0.06
	c	/	/	c'	/	/	c	2.2	2.2	c'	/	/	c	/	/	c'	/	/

表中ハイフンは剥落により計測不可であったことを示す

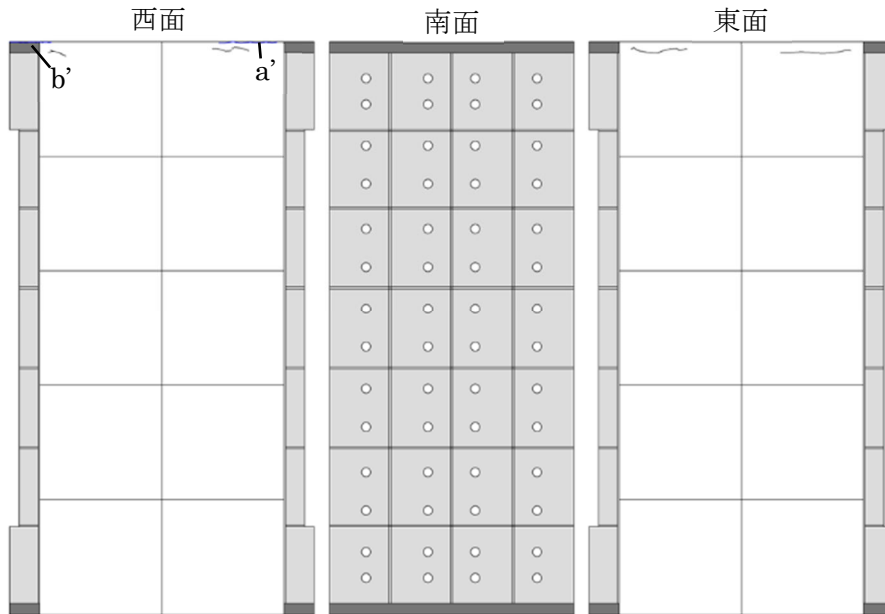


(i) ひび割れ図 (載荷終了後)

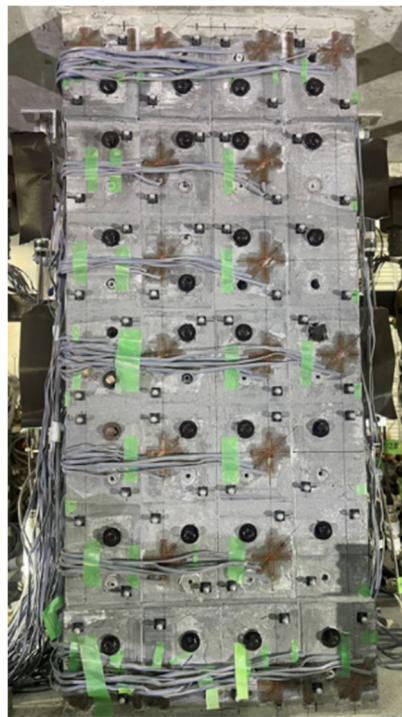


(ii) 実験状況写真

図 6.3.3-2(j) 最終破壊状況 (C2-UFC2)



(i) ひび割れ図 (R=0.0625%)



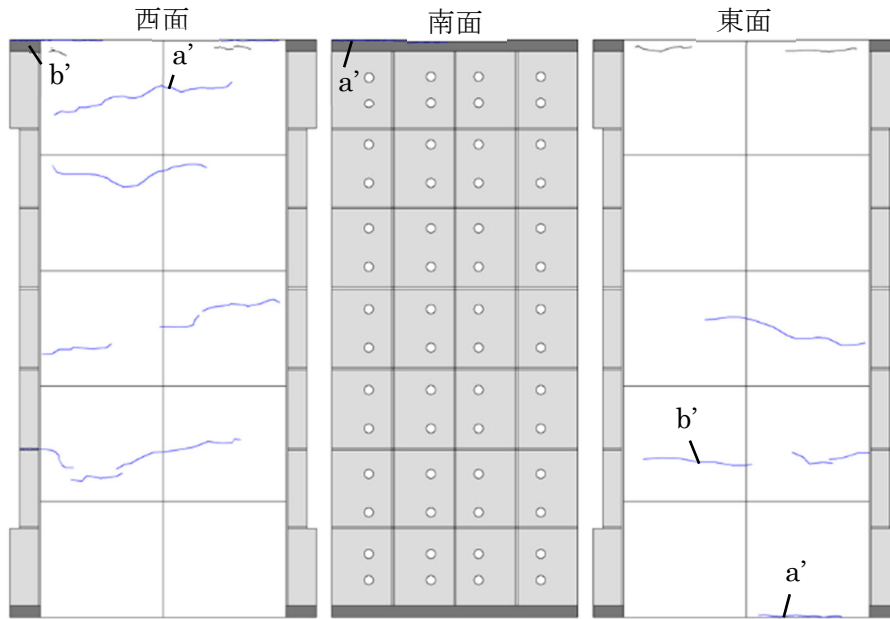
南面

(ii) 実験状況写真

図 6.3.3-3(a) 損傷状況 (R=0.0625%, C2-UFC3)

表 6.3.3-3(a) ひび割れ幅 (R=0.0625%, C2-UFC3)

0.0625%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	/	/	a'	0.2	閉じ	a	/	/	a'	/	/	a	/	/	a'	/	/
	b	/	/	b'	0.15	閉じ	b	/	/	b'	/	/	b	/	/	b'	/	/

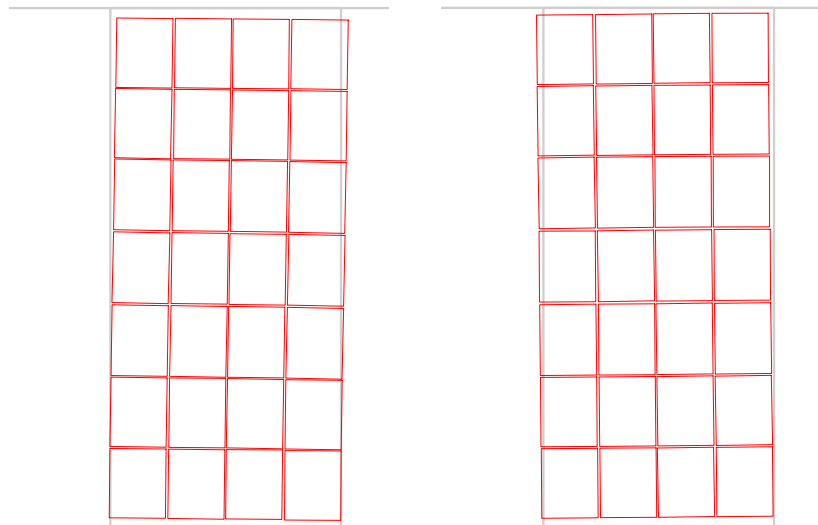


(i) ひび割れ図 (R=0.125%)



東面

(ii) 実験状況写真



+1/800①ピーク時 UFCパネル変形図(変形倍率10倍)

-1/800①ピーク時 UFCパネル変形図(変形倍率10倍)

(a) 正側

(b) 負側

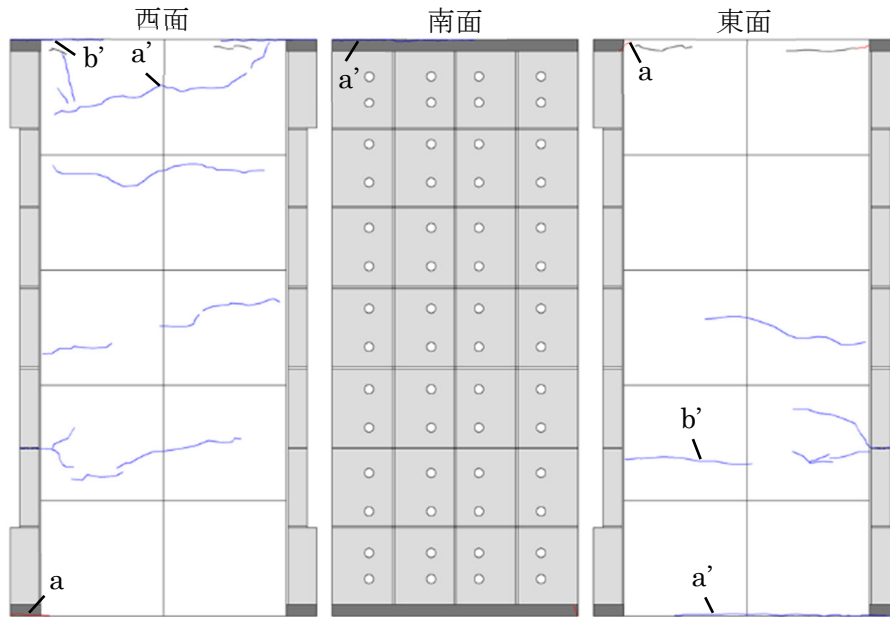
(iii) 光学式モーショキャプチャの計測状況

図 6.3.3-3(b) 損傷状況 (R=0.125%, C2-UFC3)

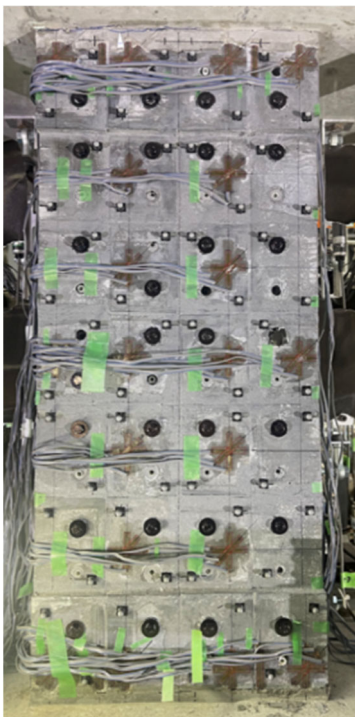
表 6.3.3-3(b) ひび割れ幅 (R=0.125%, C2-UFC3)

0.125%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	/	/	a'	0.2	閉じ	a	/	/	a'	0.04	閉じ	a	/	/	a'	0.1	閉じ
	b	/	/	b'	0.35	閉じ	b	/	/	b'	/	/	b	/	/	b'	0.08	閉じ



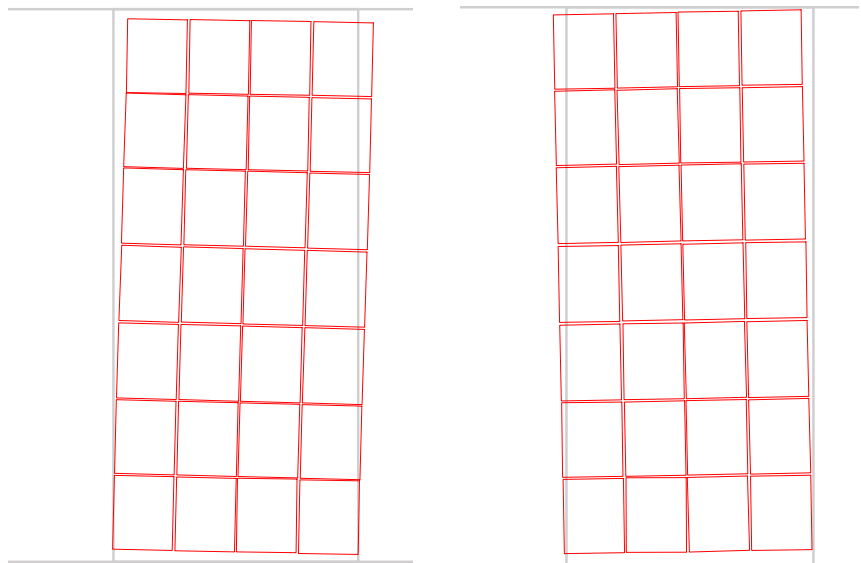


(i) ひび割れ図 (R=0.25%)



南面

(ii) 実験状況写真



+1/400①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

-1/400①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

(a) 正側

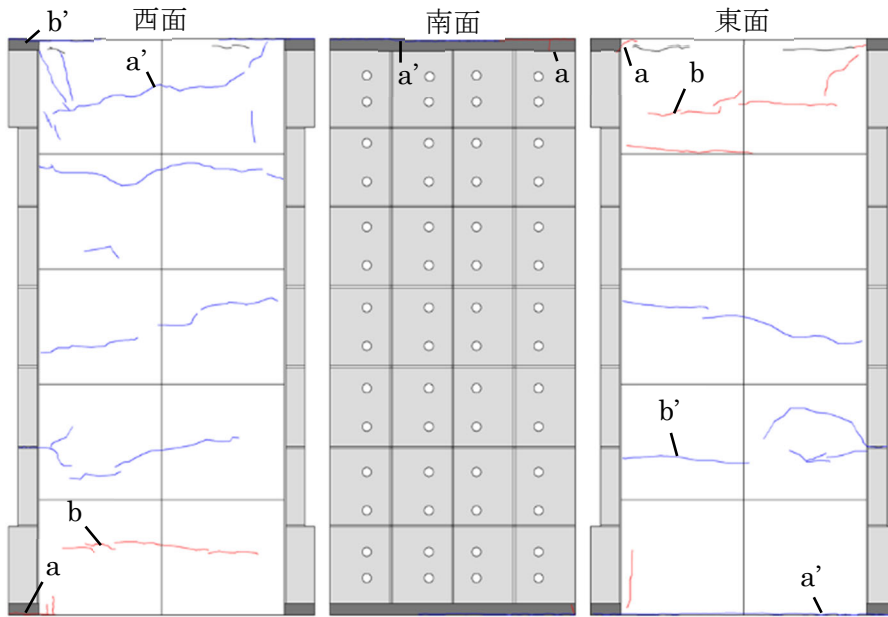
(b) 負側

(iii) 光学式モーションキャプチャの計測状況

図 6.3.3-3(c) 損傷状況 (R=0.25%, C2-UFC3)

表 6.3.3-3(c) ひび割れ幅 (R=0.25%, C2-UFC3)

0.25%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.2	閉じ	a'	0.2	閉じ	a	/	/	a'	0.06	閉じ	a	0.04	閉じ	a'	0.1	閉じ
	b	/	/	b'	0.5	閉じ	b	/	/	b'	/	/	b	/	/	b'	0.08	閉じ

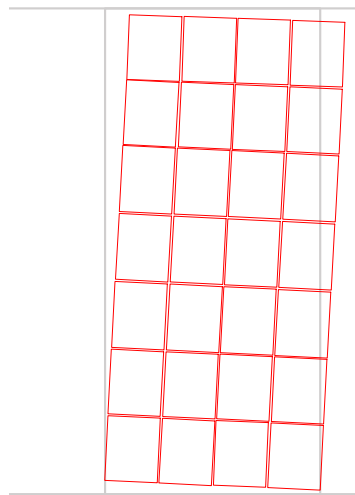


(i) ひび割れ図 (R=0.5%)



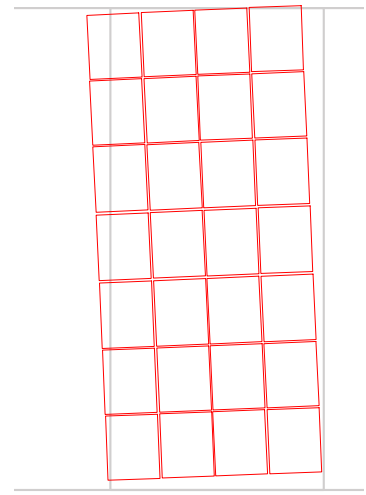
東面

(ii) 実験状況写真



+1/200①ピーク時UFCパネル変形図(変形倍率10倍)

(a) 正側



-1/200①ピーク時UFCパネル変形図(変形倍率10倍)

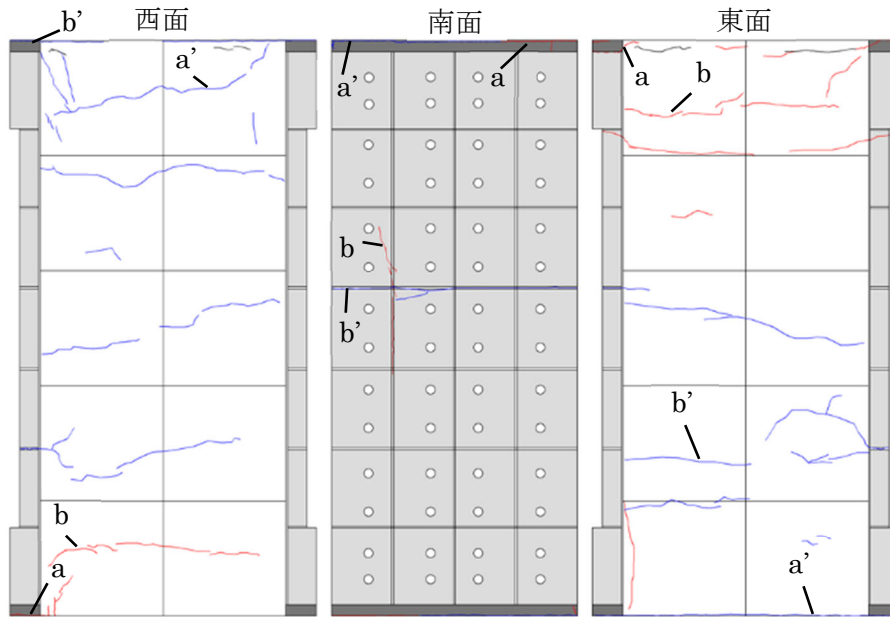
(b) 負側

(iii) 光学式モーショキャプチャの計測状況

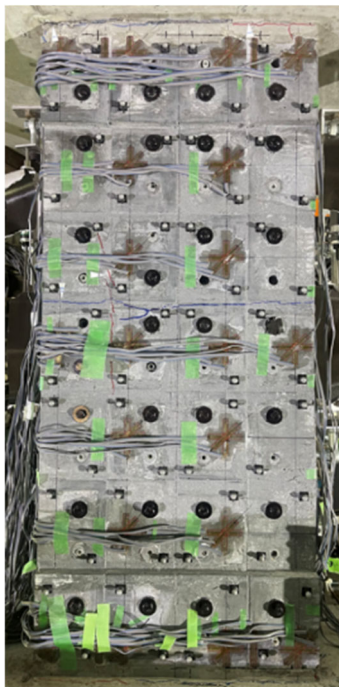
図 6.3.3-3(d) 損傷状況 (R=0.5%, C2-UFC3)

表 6.3.3-3(d) ひび割れ幅 (R=0.5%, C2-UFC3)

0.50%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
a	0.35	0.08	a'	0.45	閉じ	a	0.06	閉じ	a'	0.3	0.03	a	0.3	閉じ	a'	0.35	0.15	
b	0.2	閉じ	b'	1.0	0.2	b	/	/	b'	/	/	b	0.04	閉じ	b'	0.1	閉じ	

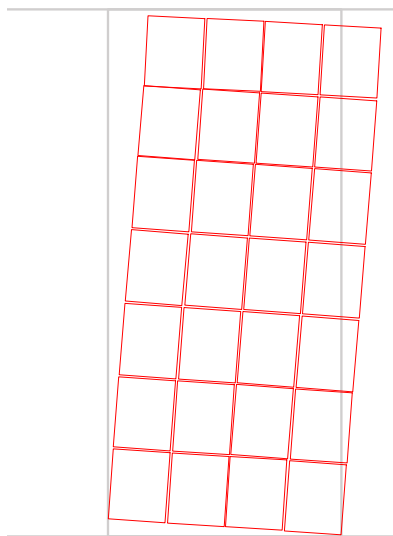


(i) ひび割れ図 (R=0.75%)

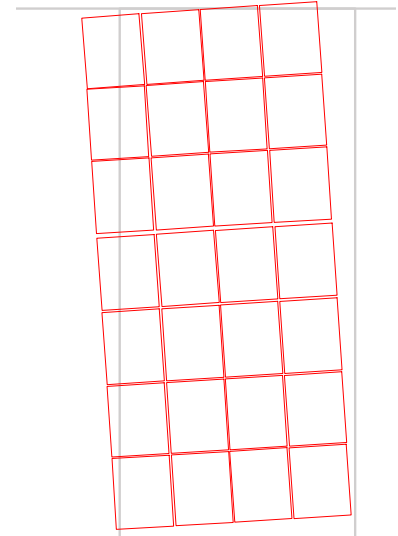


南面

(ii) 実験状況写真



+1/133①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)



-1/133①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

(a) 正側

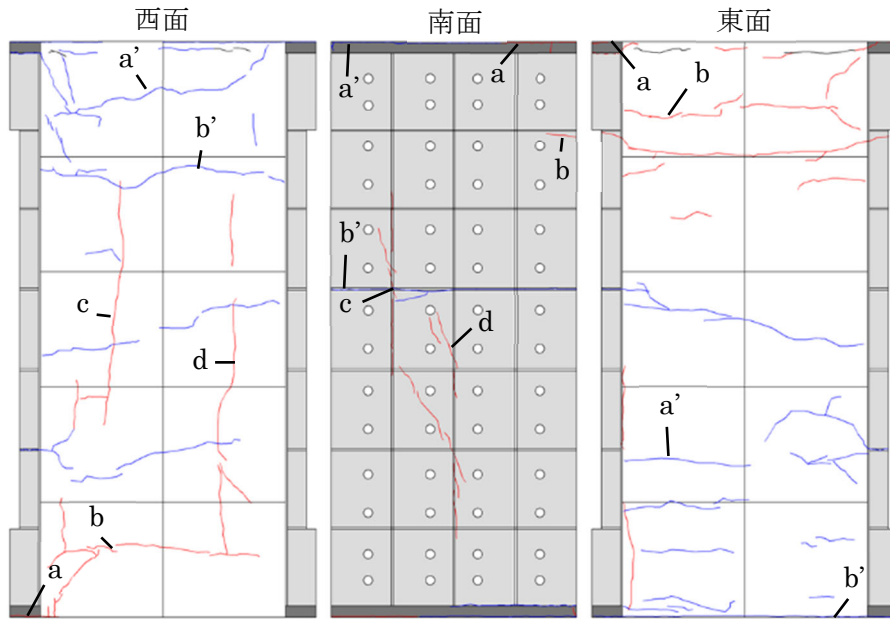
(b) 負側

(iii) 光学式モーションキャプチャの計測状況

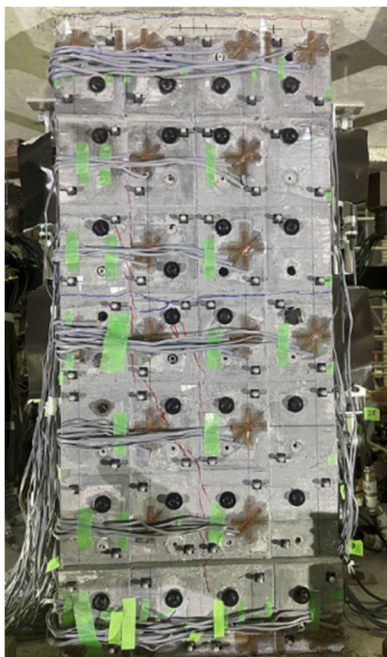
図 6.3.3-3(e) 損傷状況 (R=0.75%, C2-UFC3)

表 6.3.3-3(e) ひび割れ幅 (R=0.75%, C2-UFC3)

0.75%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.65	0.25	a'	0.6	0.1	a	0.3	閉じ	a'	2.0	0.2	a	0.5	0.03	a'	0.35	0.15
	b	0.25	0.04	b'	1.7	0.3	b	0.04	0.03	b'	0.3	閉じ	b	0.1	閉じ	b'	0.15	閉じ

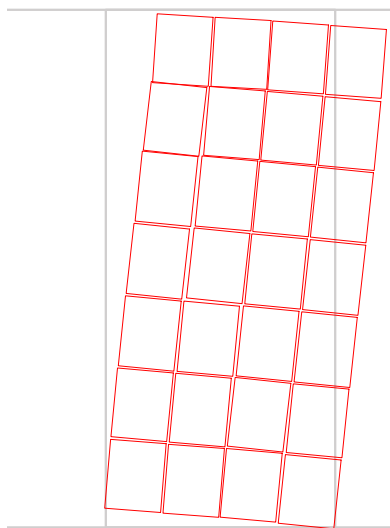


(i) ひび割れ図 (R=1.0%)

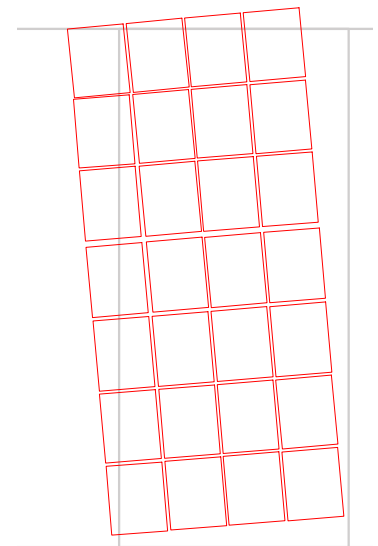


南面

(ii) 実験状況写真



+1/100①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)



-1/100①ピーク時 UFCパネル変形図 (変形倍率10倍)

(a) 正側

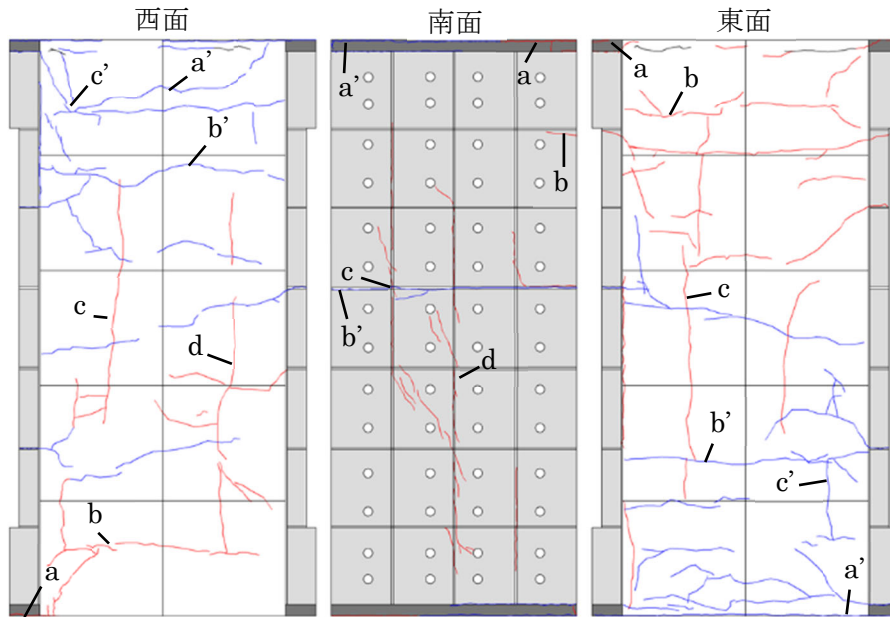
(b) 負側

(iii) 光学式モーショキャプチャの計測状況

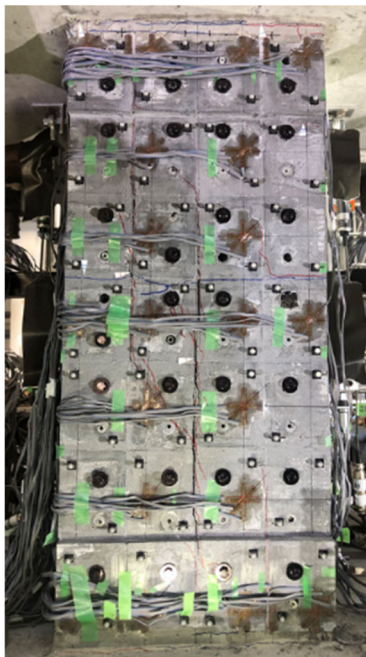
図 6.3.3-3(f) 損傷状況 (R=1.0%, C2-UFC3)

表 6.3.3-3(f) ひび割れ幅 (R=1.0%, C2-UFC3)

1.0%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.75	0.25	a'	0.8	0.25	a	0.4	0.03	a'	2.0	0.2	a	0.75	0.03	a'	0.85	0.25
	b	0.4	0.08	b'	0.3	閉じ	b	0.06	閉じ	b'	0.35	閉じ	b	0.1	閉じ	b'	0.15	閉じ
	c	0.25	0.25	c'	/	/	c	0.4	0.15	c'	/	/	c	/	/	c'	/	/
	d	0.15	0.15	d'	/	/	d	0.15	0.03	d'	/	/	d	/	/	d'	/	/

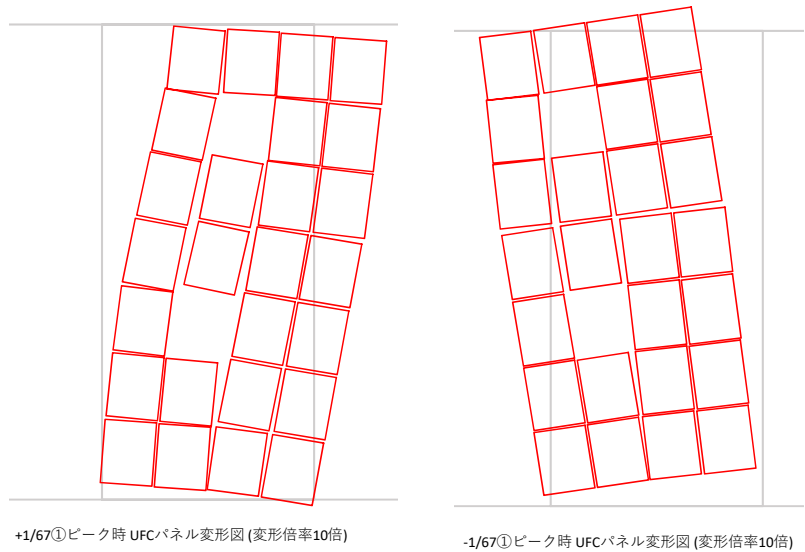


(i) ひび割れ図 (R=1.5%)



南面

(ii) 実験状況写真



(a) 正側

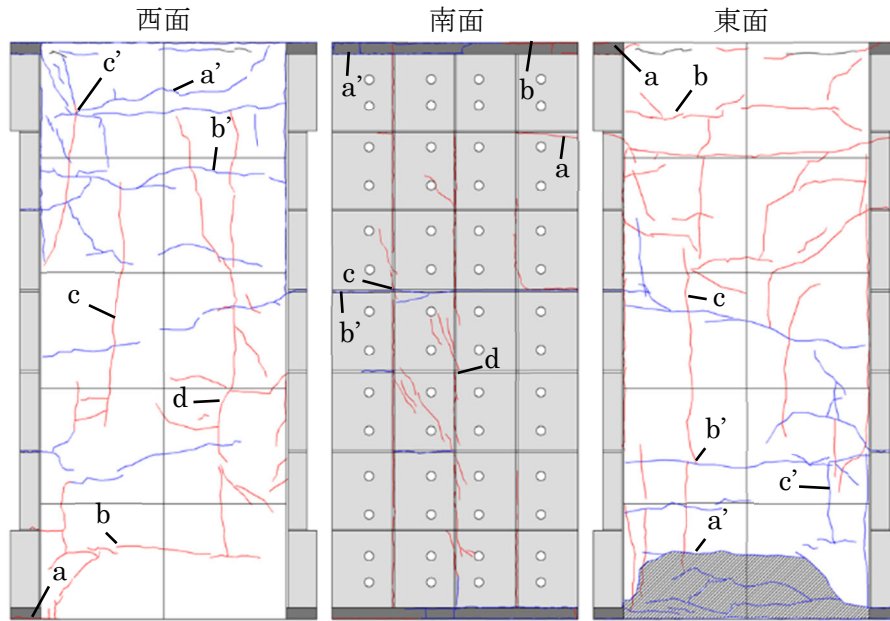
(b) 負側

(iii) 光学式モーションキャプチャの計測状況

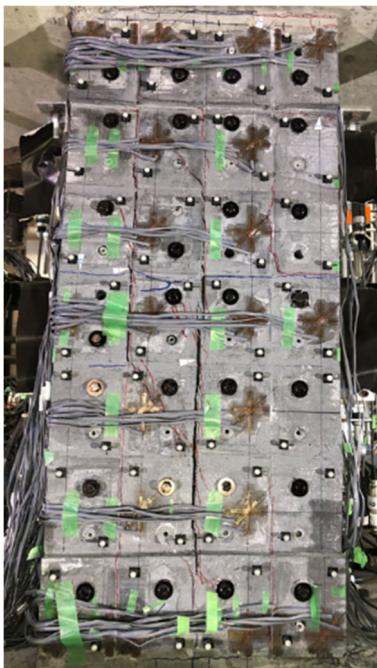
図 6.3.3-3(g) 損傷状況 (R=1.5%, C2-UFC3)

表 6.3.3-3(g) ひび割れ幅 (R=1.5%, C2-UFC3)

	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
1.5%	a	0.3	0.04	a'	0.7	0.15	a	0.4	閉じ	a'	5.0	0.2	a	0.55	0.08	a'	0.75	0.45
	b	0.1	閉じ	b'	0.4	0.08	b	0.3	0.1	b'	0.45	閉じ	b	0.04	閉じ	b'	0.5	0.06
	c	0.25	0.15	c'	1.8	0.3	c	2.0	0.95	c'	/	/	c	0.15	0.04	c'	0.3	0.1
	d	0.25	0.1	d'	/	/	d	1.4	0.7	d'	/	/	d	/	/	d'	/	/

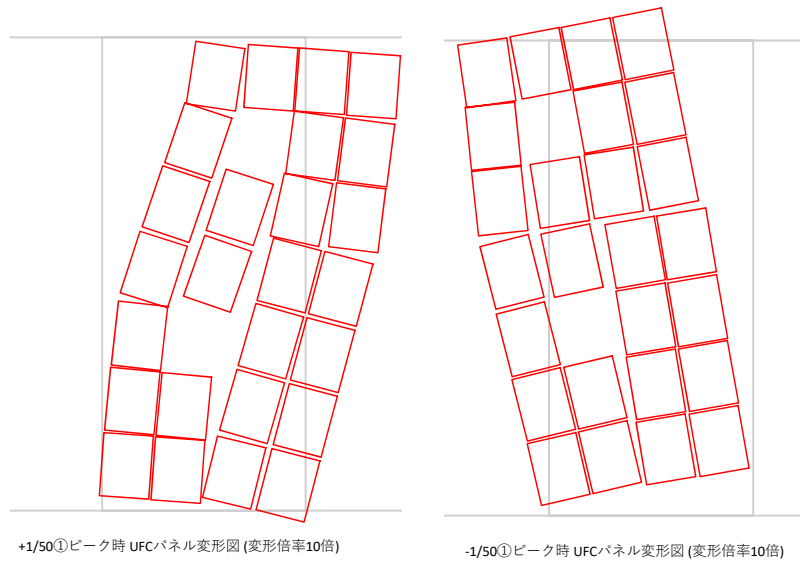


(i) ひび割れ図 (R=2.0%)



南面

(ii) 実験状況写真



(a) 正側

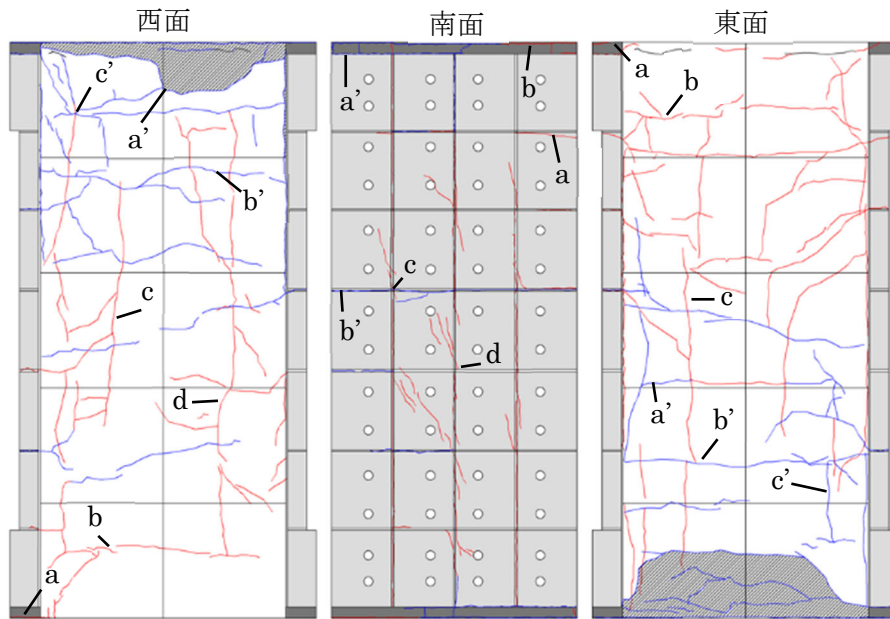
(b) 負側

(iii) 光学式モーションキャプチャの計測状況

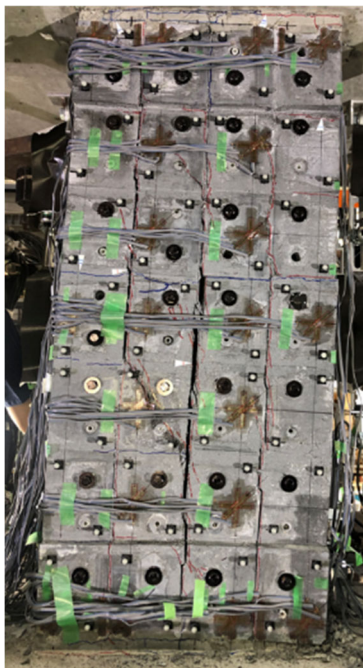
図 6.3.3-3(h) 損傷状況 (R=2.0%, C2-UFC3)

表 6.3.3-3(h) ひび割れ幅 (R=2.0%, C2-UFC3)

2.0%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.35	0.15	a'	0.6	0.2	a	0.9	閉じ	a'	2.5	0.4	a	0.15	0.08	a'	2.2	1.5
	b	0.2	閉じ	b'	1.3	0.55	b	0.4	0.2	b'	0.7	0.1	b	0.1	0.03	b'	1.6	0.1
	c	0.4	0.25	c'	2.2	0.4	c	5.0	4.0	c'	/	/	c	0.15	0.06	c'	0.9	0.85
	d	0.25	0.1	d'	/	/	d	2.2	1.4	d'	/	/	d	/	/	d'	/	/

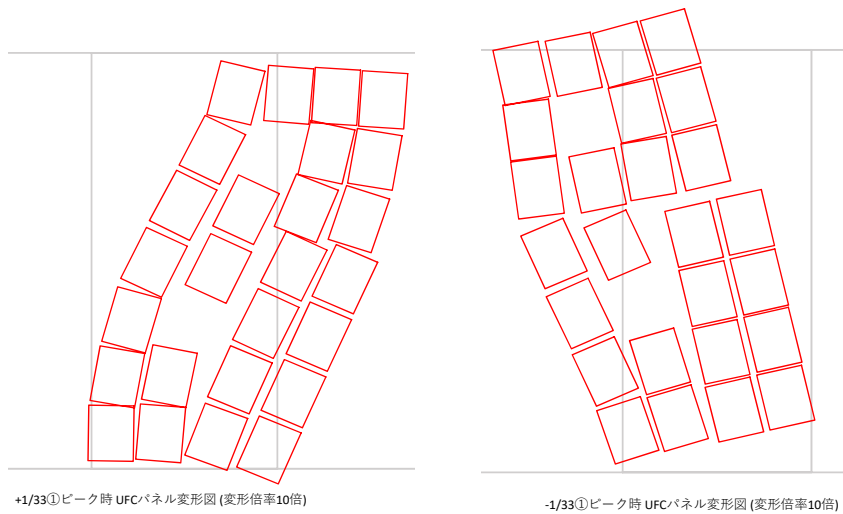


(i) ひび割れ図 (R=3.0%)



南面

(ii) 実験状況写真



(a) 正側

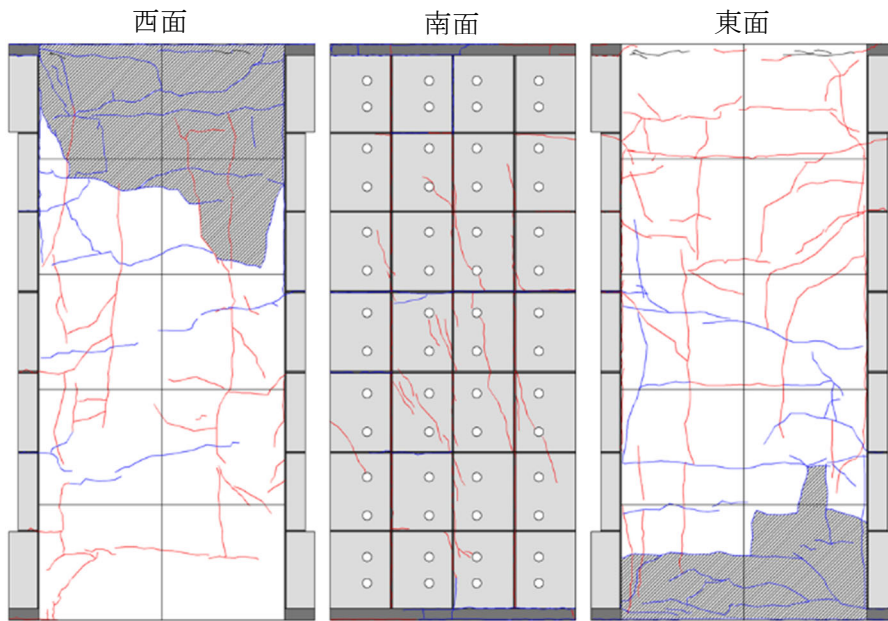
(b) 負側

(iii) 光学式モーショキャプチャの計測状況

図 6.3.3-3(i) 損傷状況 (R=3.0%, C2-UFC3)

表 6.3.3-3(i) ひび割れ幅 (R=3.0%, C2-UFC3)

3.0%	西面						南面						東面					
	正側			負側			正側			負側			正側			負側		
	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時	記号	ピーク時	除荷時
	a	0.65	0.35	a'	-	-	a	0.3	0.6	a'	-	-	a	0.15	0.08	a'	1.3	0.03
	b	0.15	-	b'	1.6	6.0	b	-	-	b'	-	-	b	0.15	0.04	b'	1.6	0.03
	c	0.9	0.55	c'	5.0	0.4	c	7.0	6.0	c'	/	/	c	0.2	0.1	c'	1.4	0.1
	d	0.2	0.1	d'	/	/	d	2.5	2.2	d'	/	/	d	/	/	d'	/	/



(i) ひび割れ図 (載荷終了後)



西面



南面



東面

(ii) 実験状況写真

図 6.3.3-3(j) 最終破壊状況 (C2-UFC3)



### 6.3.4 ひずみ分布

ひずみゲージを貼り付けた柱主筋の位置，および主筋番号を図 6.3.4-1 に示す。また，各試験体の正負それぞれ 1 回目の変形角ピークにおける，主筋のひずみの高さ方向の分布をそれぞれの主筋について図 6.3.4-2～図 6.3.4-4 に示す。なお，図中の赤破線は主筋の降伏ひずみ（D10：2090 $\mu$ ，D5：1938 $\mu$ ）を示している。また，各変形角サイクルにおける，各試験体の主筋，および帯筋の降伏状況を図 6.3.4-5 に示す。なお，図中に示す鉄筋の降伏箇所は図 6.3.4-1 に示す北構面および南構面における主筋の降伏状況を併せて示している。

正載荷側では C2-UFC1，および C2-UFC2 は R=0.5%，C2-UFC3 は R=0.75% サイクルで柱頭，および柱脚において引張側主筋が引張降伏した。また，C2-UFC1 は R=1.5%，C2-UFC2 は R=1.0%，C2-UFC3 は R=0.5% サイクルで柱頭，および柱脚において圧縮側主筋の圧縮降伏が確認された。負載荷側では C2-UFC1，および C2-UFC3 は R=0.0625%，C2-UFC2 は R=0.125% サイクルで中央の細径の主筋が柱頭，および柱脚において降伏し，その後，C2-UFC1，および C2-UFC2 は R=0.125%，C2-UFC2 は R=0.25% サイクルにおいて，引張側主筋が降伏した。また，負載荷側において，変形角が大きくなるにつれ，降伏する範囲が柱頭，および柱脚から柱スパン中央に向かって広がっていった。また，C2-UFC1，および C2-UFC2 は R=1.5%，C2-UFC3 は R=1.0% サイクルにおいて帯筋が降伏した。その後変形角が大きくなるにつれ，帯筋が降伏する範囲が広がっていった。

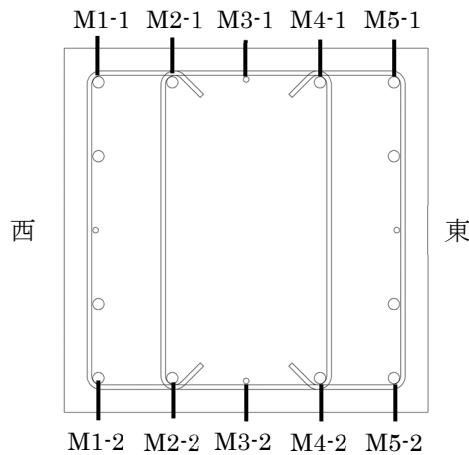


図 6.3.4-1 ひずみゲージを貼り付けた主筋の位置，および主筋番号

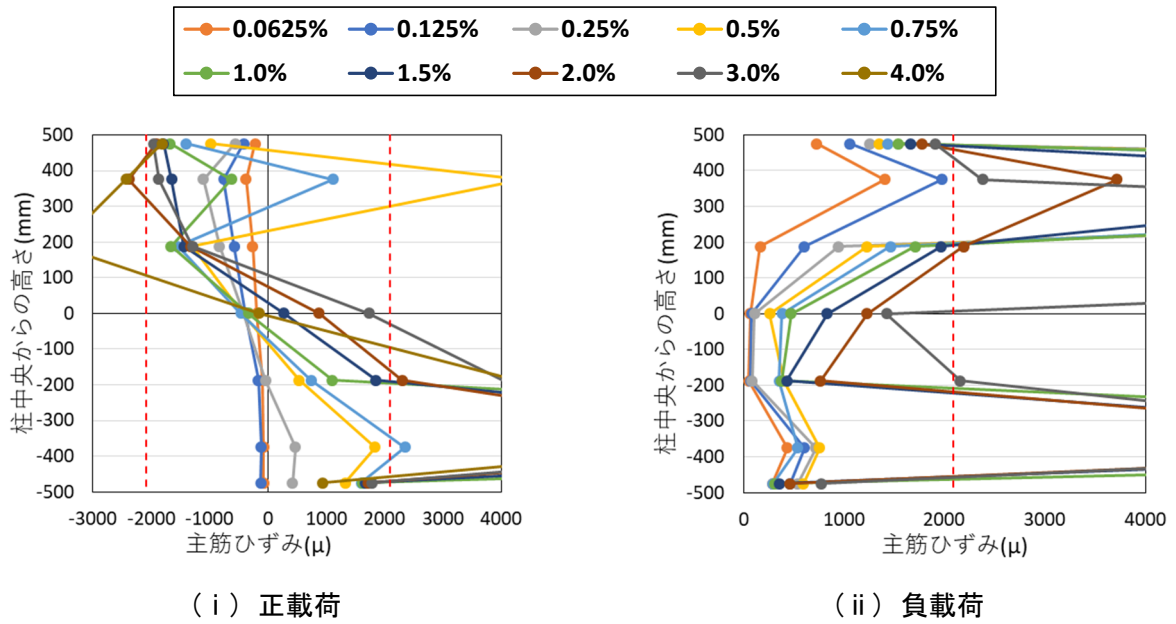


図 6. 3. 4-2(a) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC1, M1-1)

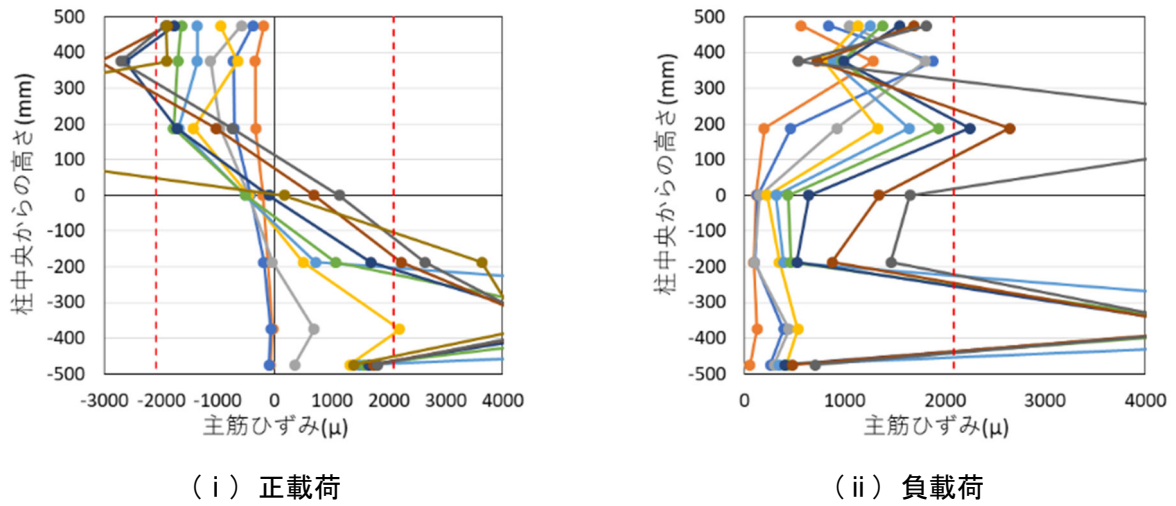


図 6. 3. 4-2(b) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC1, M1-2)

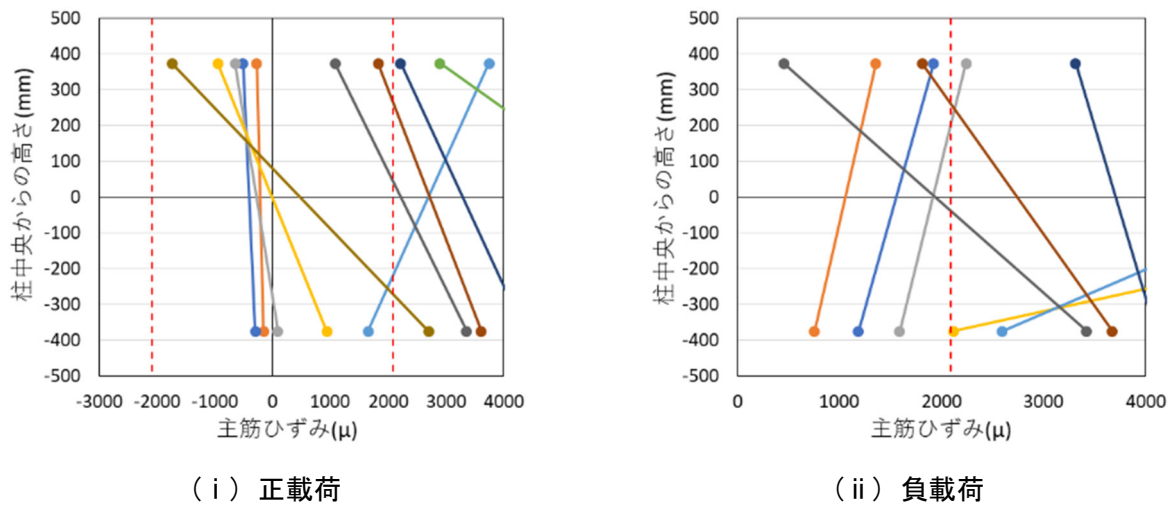


図 6. 3. 4-2(c) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC1, M2-1)

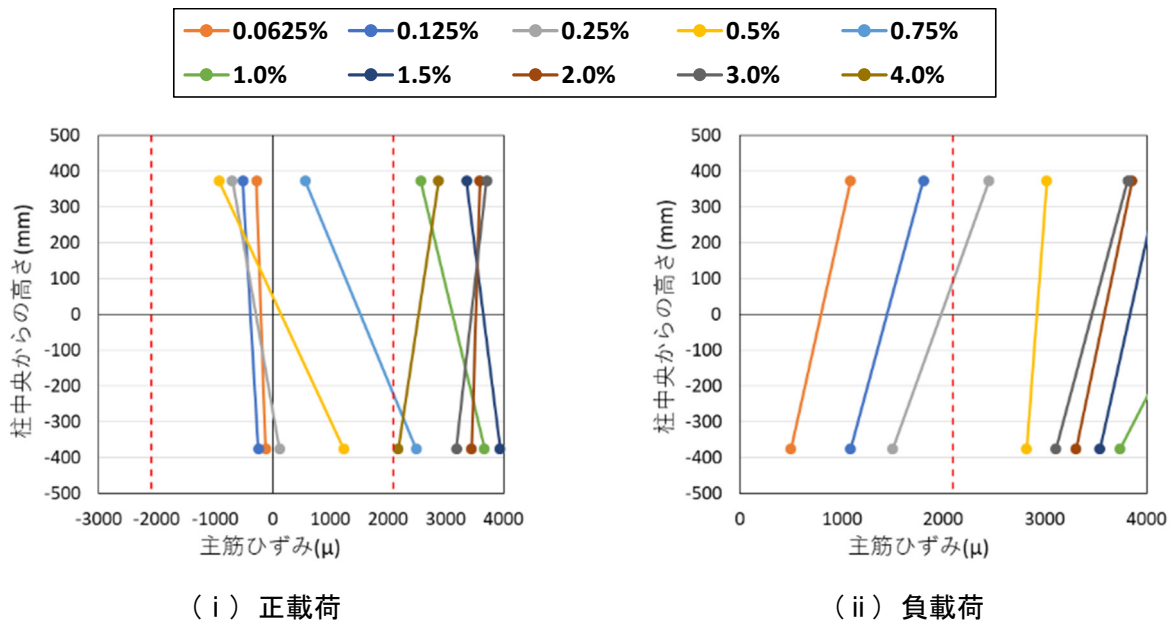


図 6.3.4-2(d) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC1, M2-2)

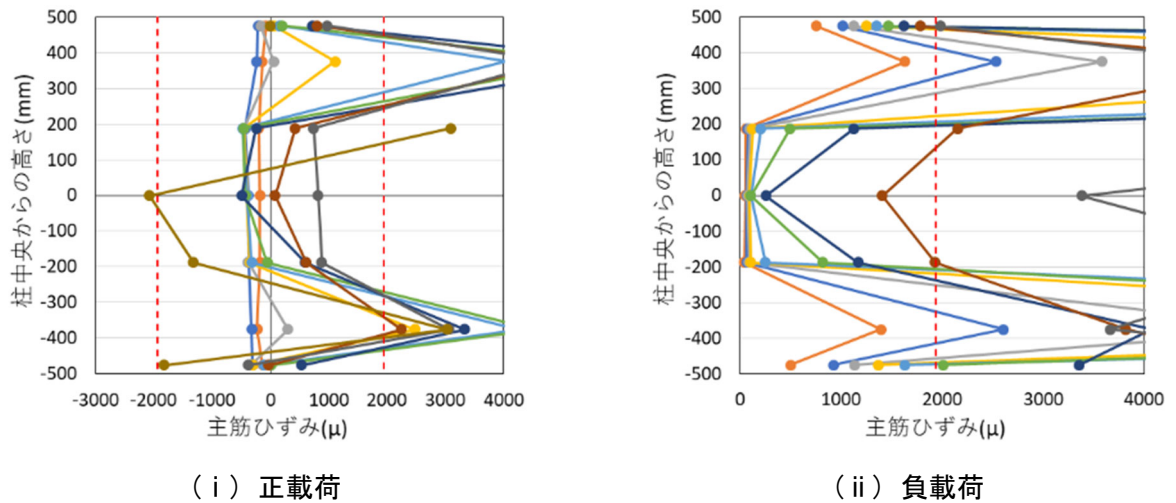


図 6.3.4-2(e) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC1, M3-1)

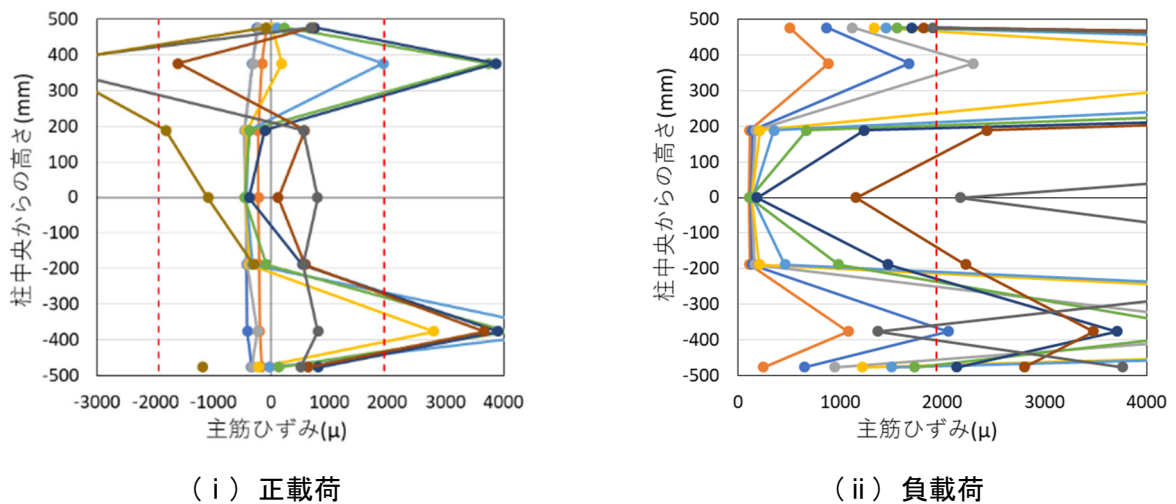
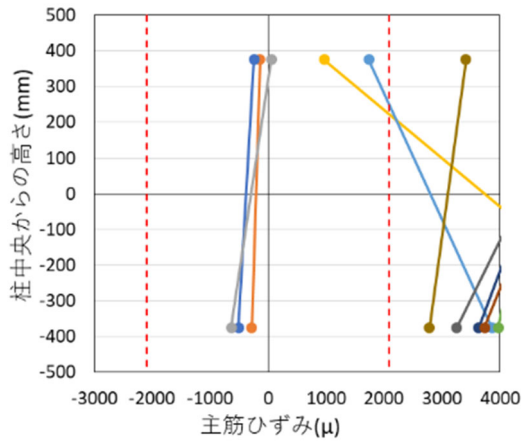
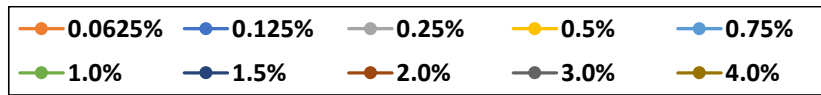
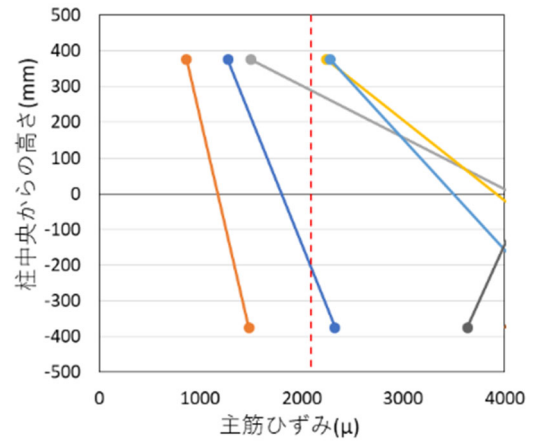


図 6.3.4-2(f) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC1, M3-2)

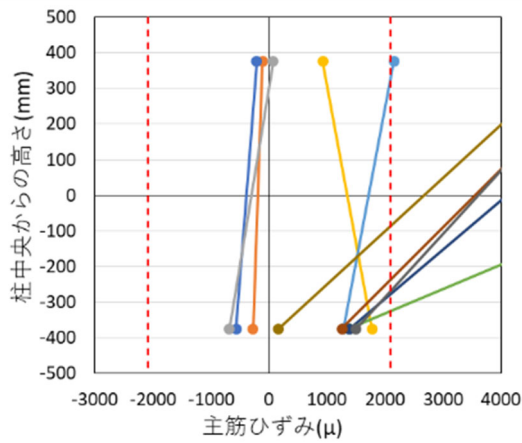


(i) 正載荷

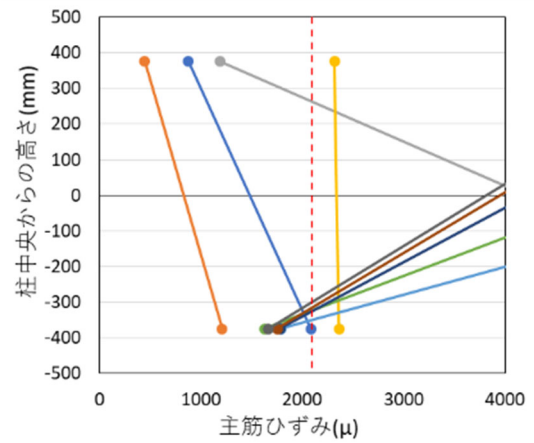


(ii) 負載荷

図 6.3.4-2(g) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC1, M4-1)

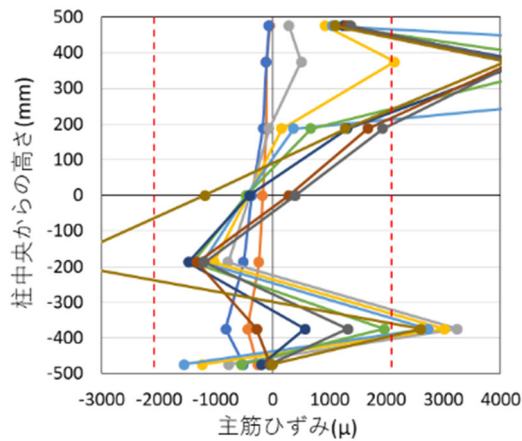


(i) 正載荷

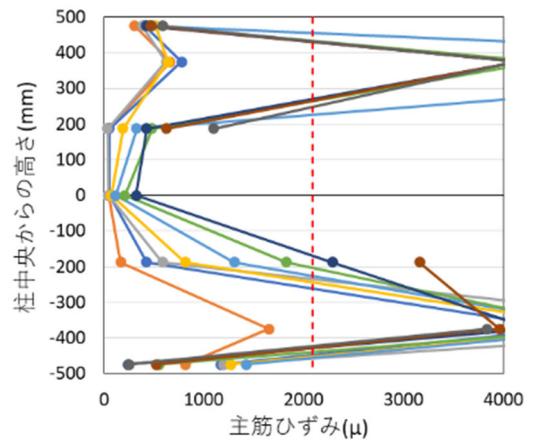


(ii) 負載荷

図 6.3.4-2(h) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC1, M4-2)



(i) 正載荷



(ii) 負載荷

図 6.3.4-2(i) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC1, M5-1)

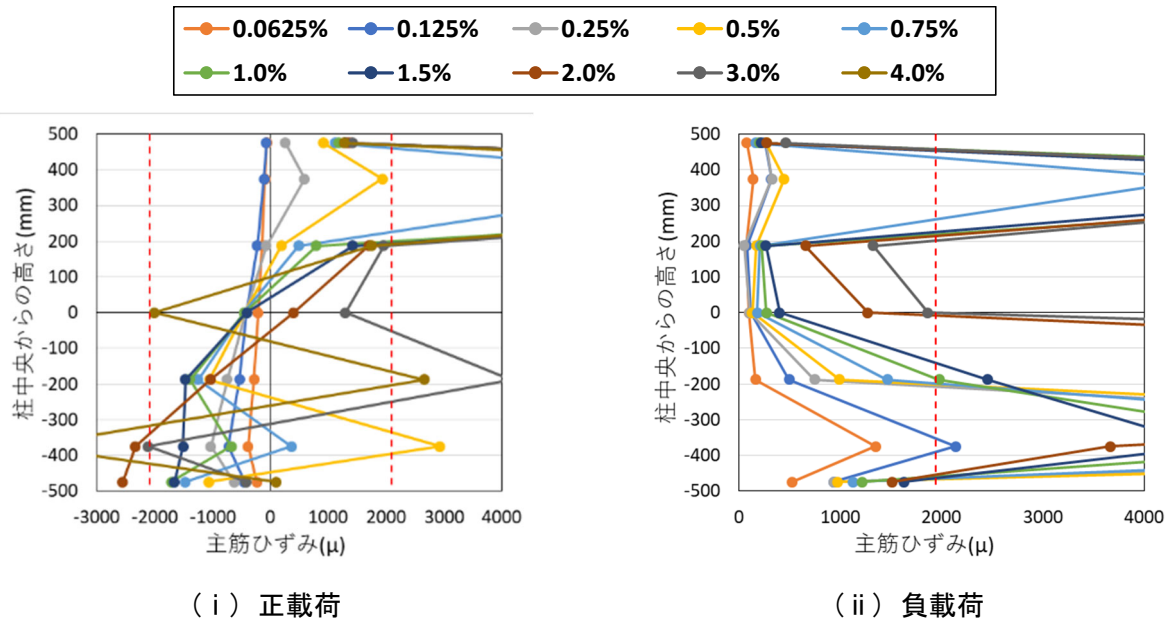


図 6.3.4-2(j) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC1, M5-2)

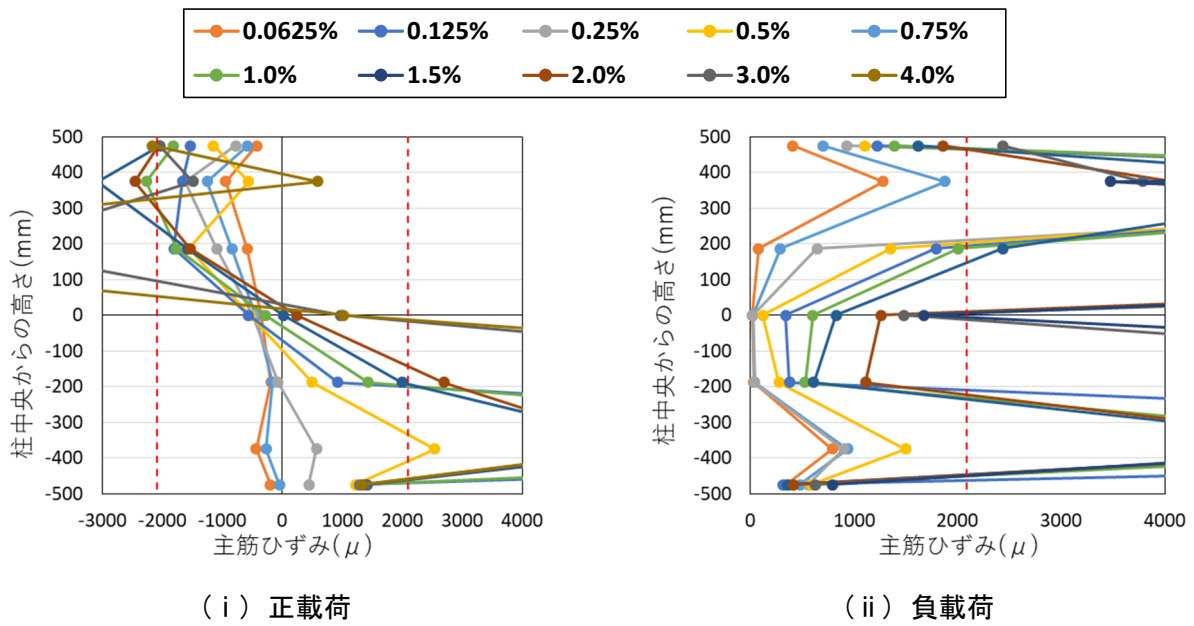


図 6.3.4-3(a) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC2, M1-1)

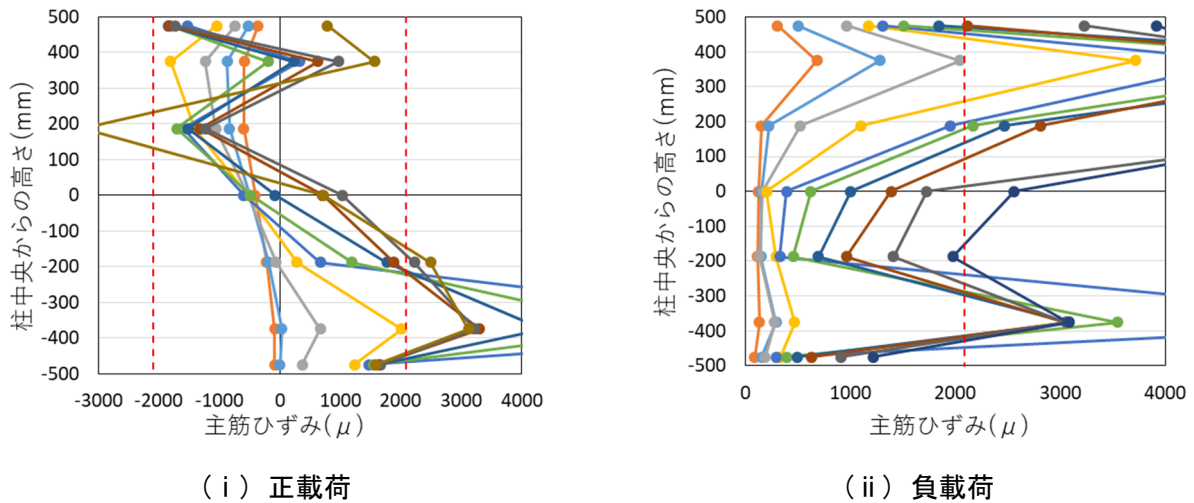


図 6.3.4-3(b) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC2, M1-2)

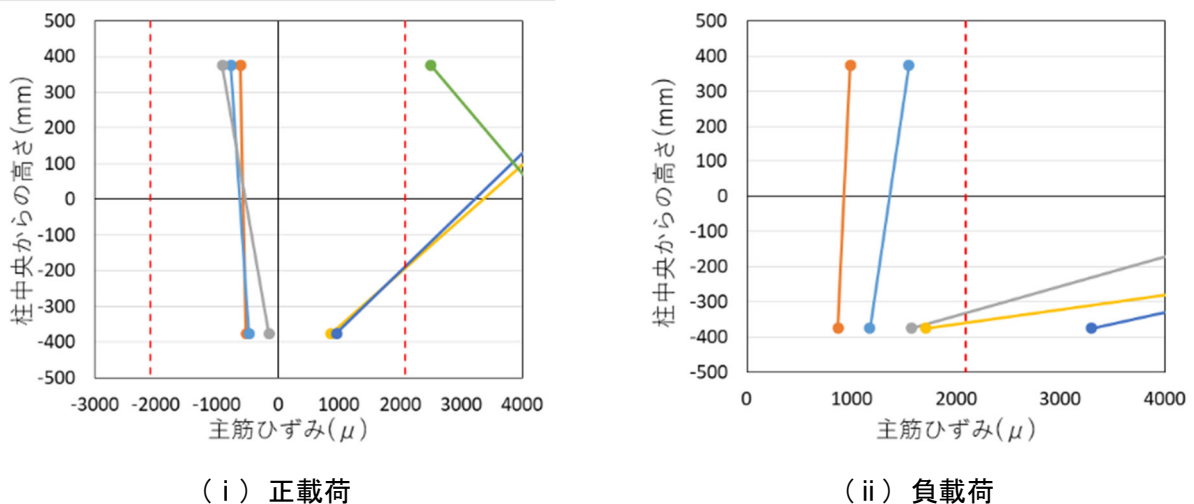


図 6.3.4-3(c) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC2, M2-1)

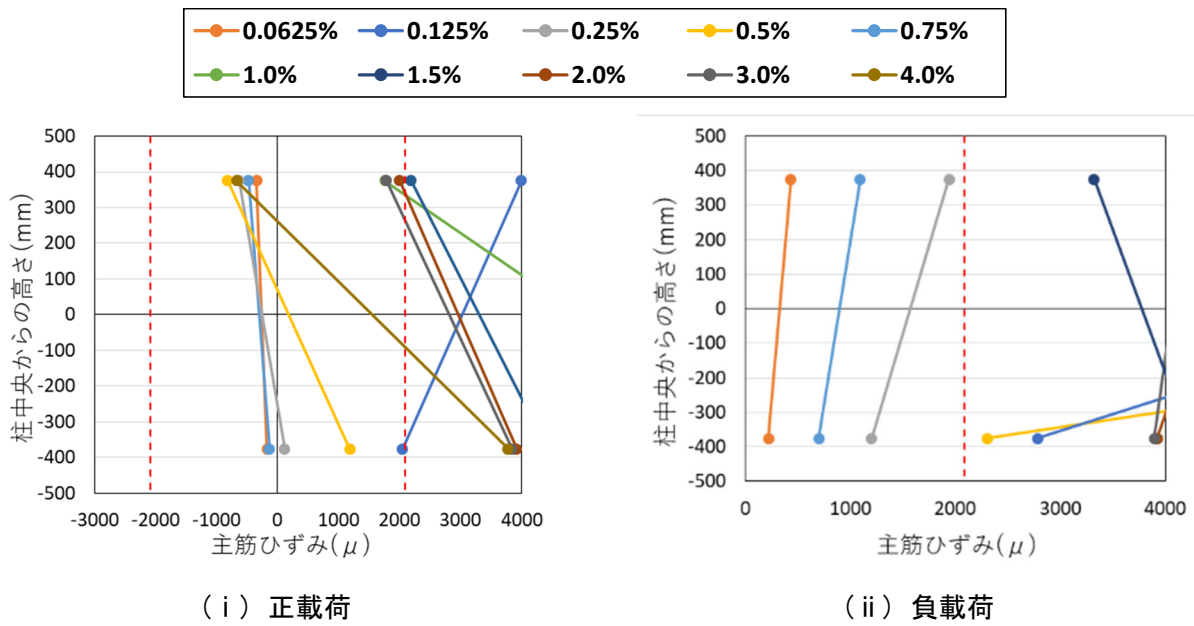


図 6.3.4-3(d) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC2, M2-2)

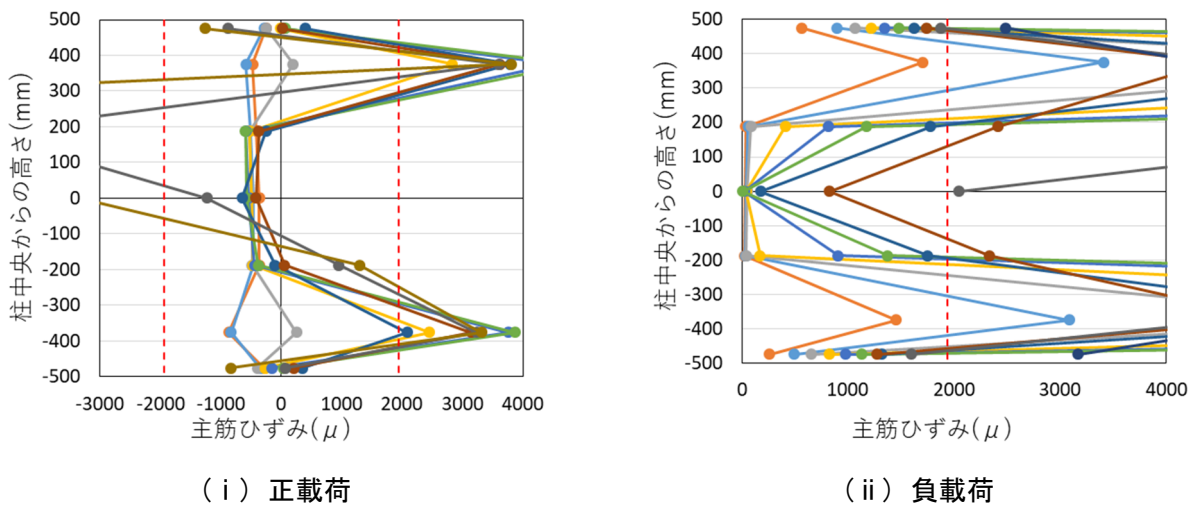


図 6.3.4-3(e) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC2, M3-1)

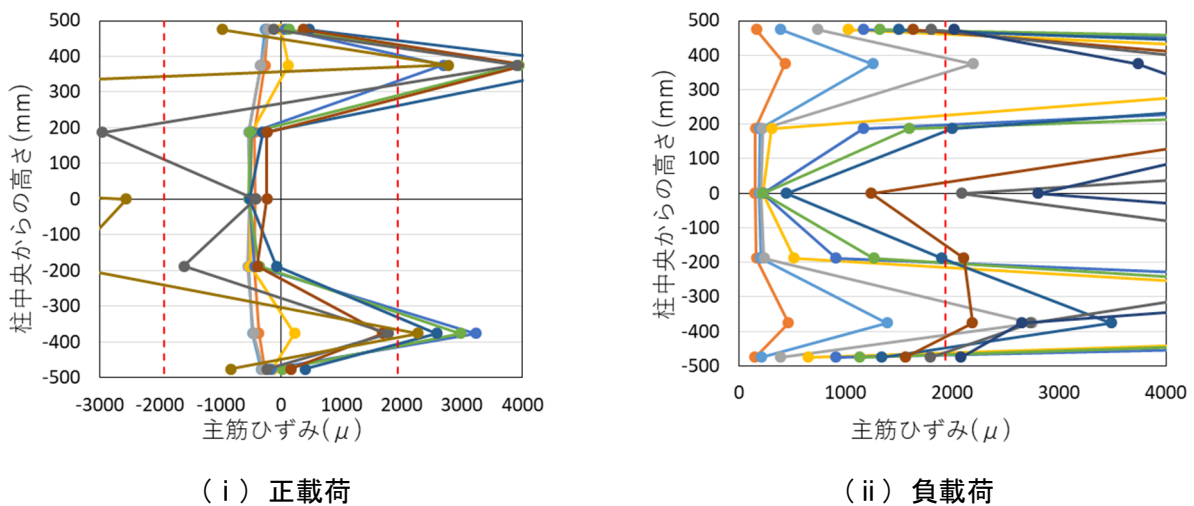
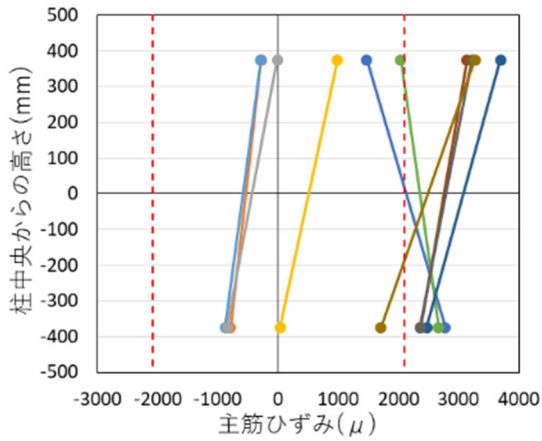
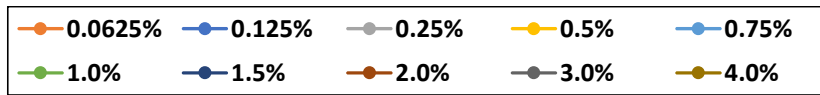
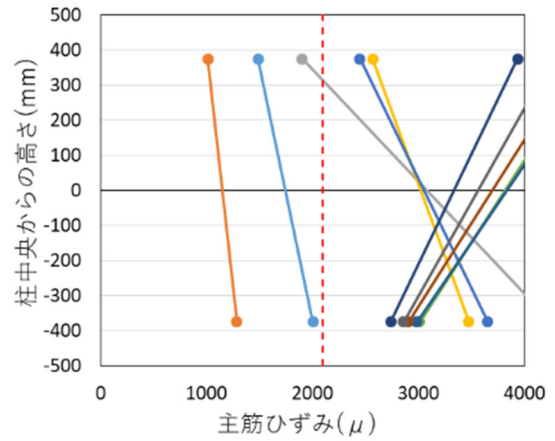


図 6.3.4-3(f) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC2, M3-2)

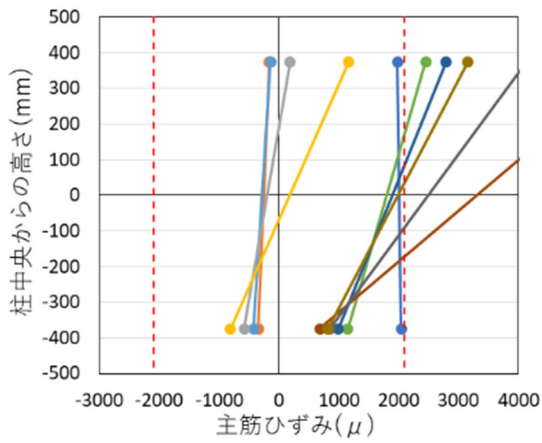


(i) 正載荷

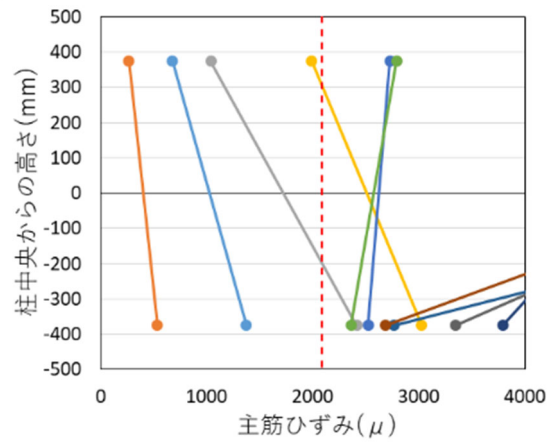


(ii) 負載荷

図 6. 3. 4-3(g) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC2, M4-1)

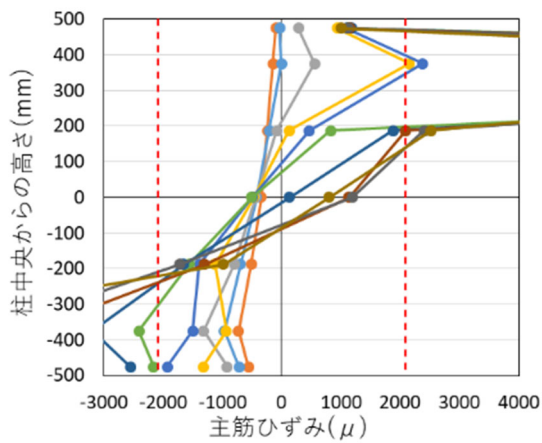


(i) 正載荷

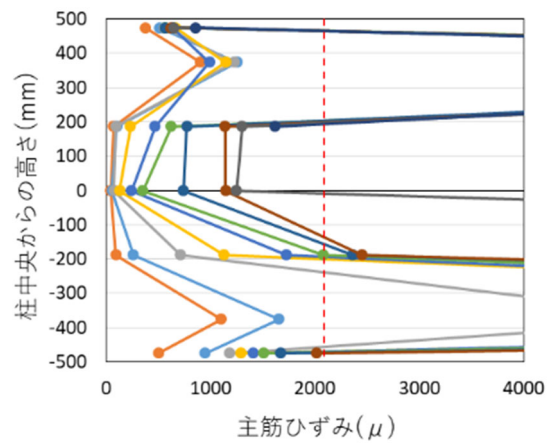


(ii) 負載荷

図 6. 3. 4-3(h) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC2, M4-2)



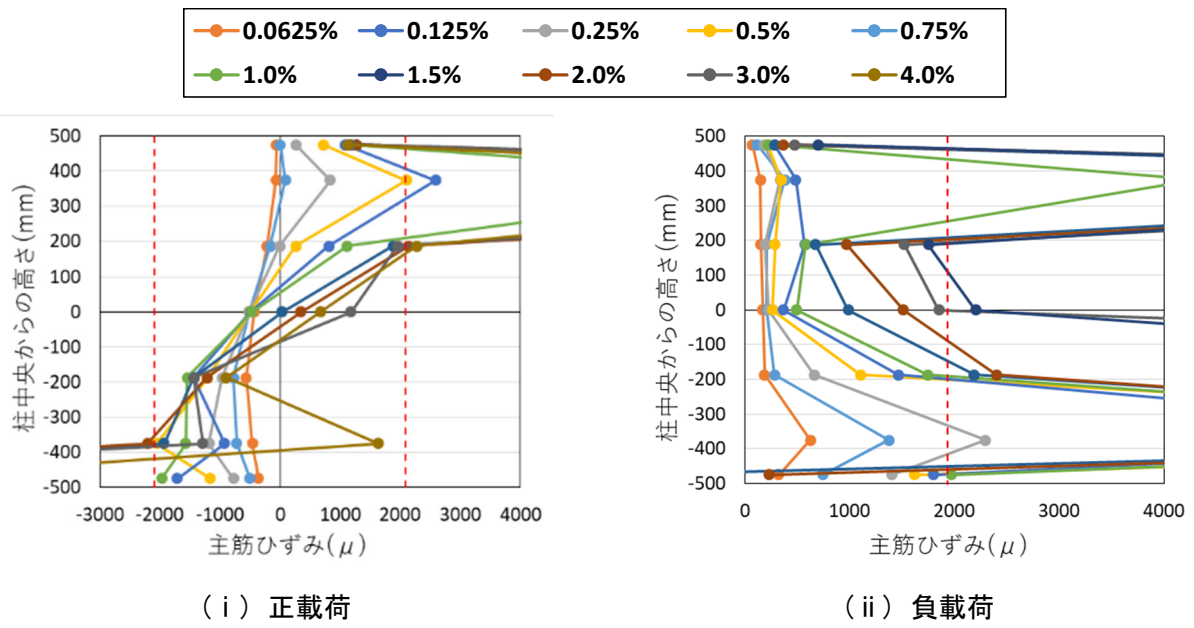
(i) 正載荷



(ii) 負載荷

図 6. 3. 4-3(i) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC2, M5-1)

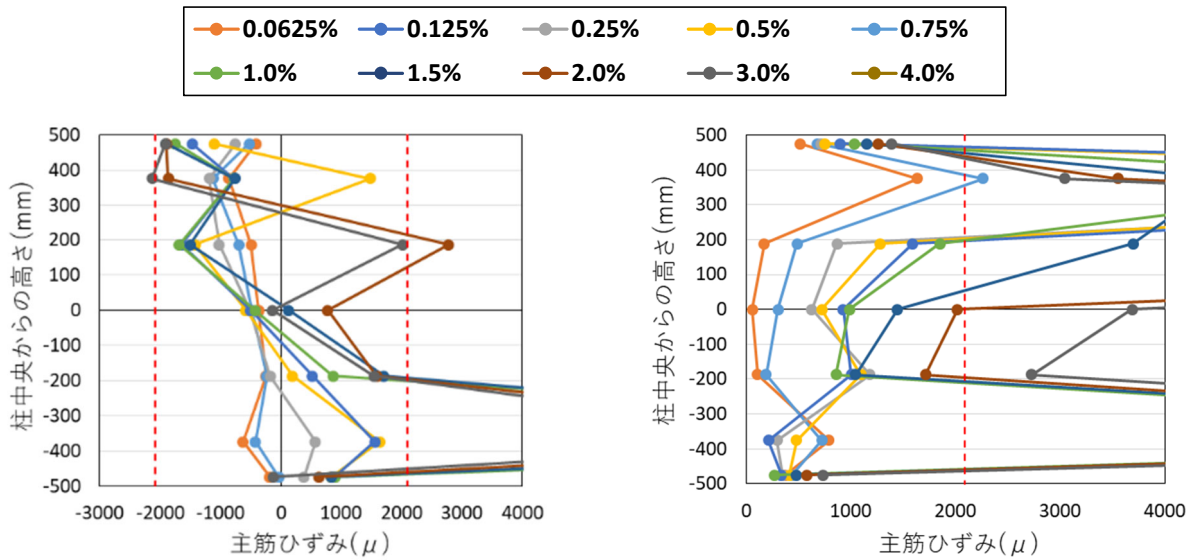




( i ) 正載荷

( ii ) 負載荷

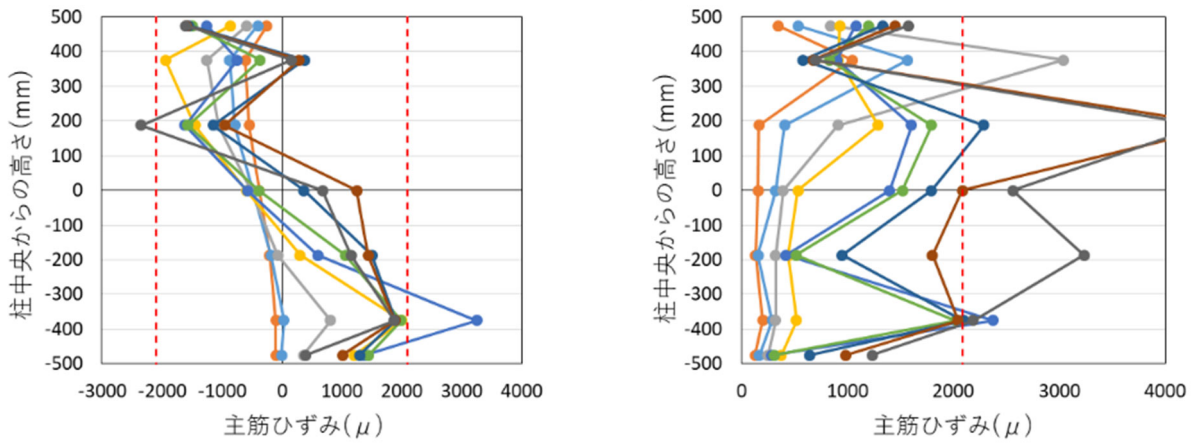
図 6. 3. 4-3(j) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC2, M5-2)



(i) 正載荷

(ii) 負載荷

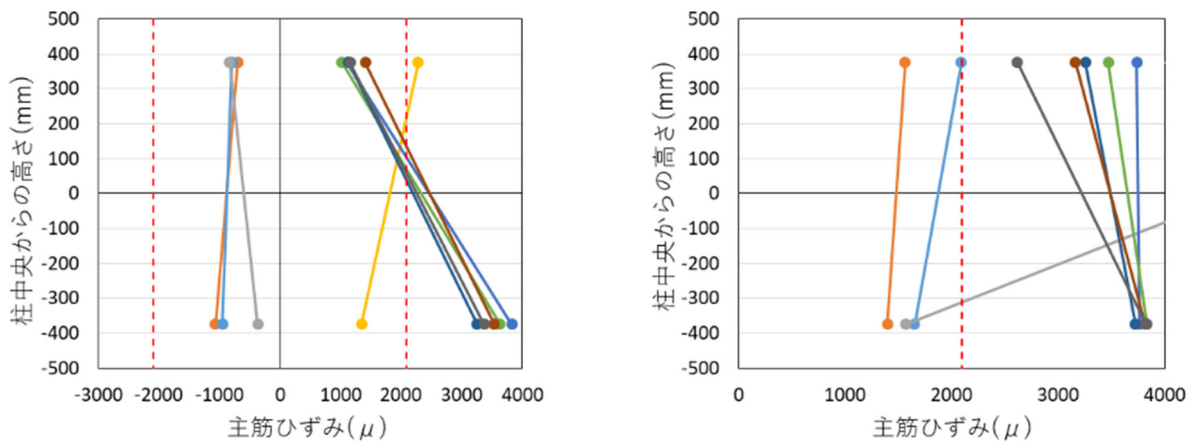
図 6.3.4-4(a) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC3, M1-1)



(i) 正載荷

(ii) 負載荷

図 6.3.4-4(b) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC3, M1-2)



(i) 正載荷

(ii) 負載荷

図 6.3.4-4(c) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC3, M2-1)

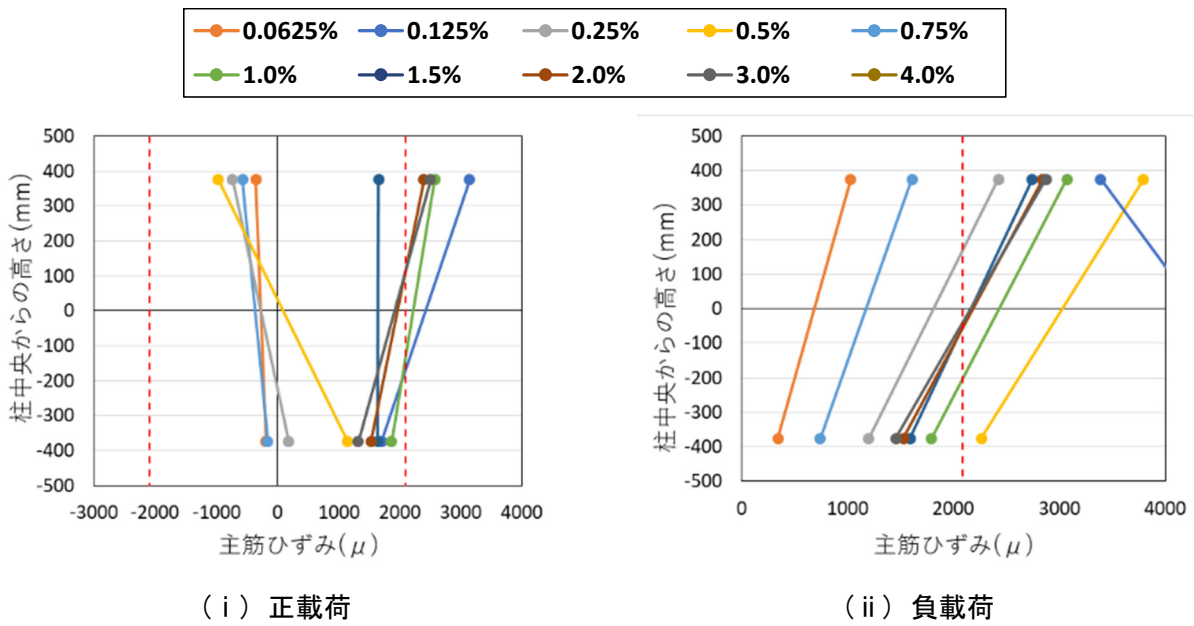


図 6.3.4-4(d) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC3, M2-2)

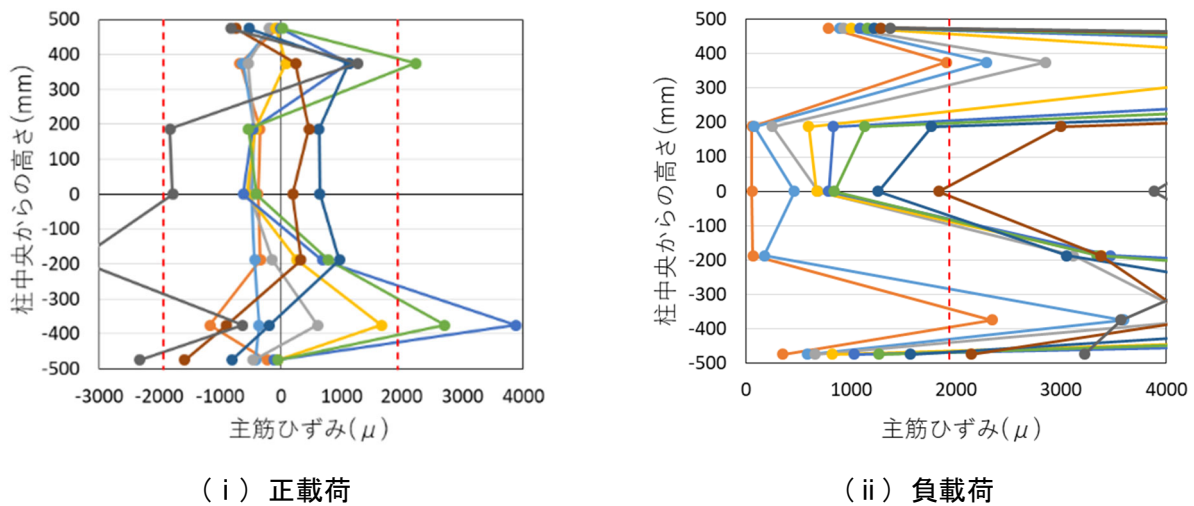


図 6.3.4-4(e) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC3, M3-1)

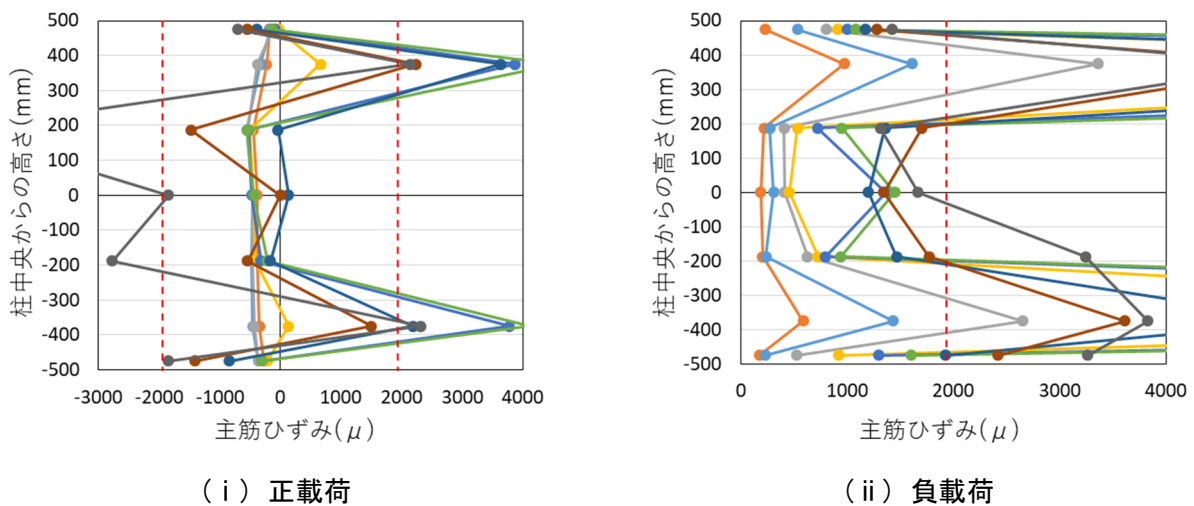


図 6.3.4-4(f) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC3, M3-2)

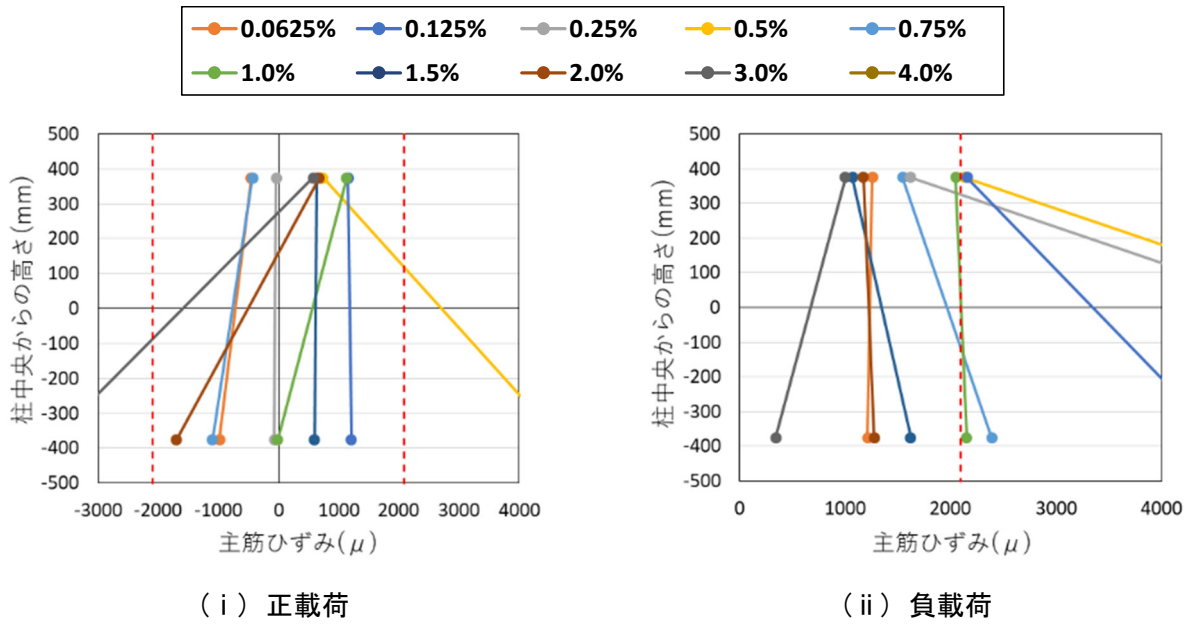


図 6.3.4-4(g) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC3, M4-1)

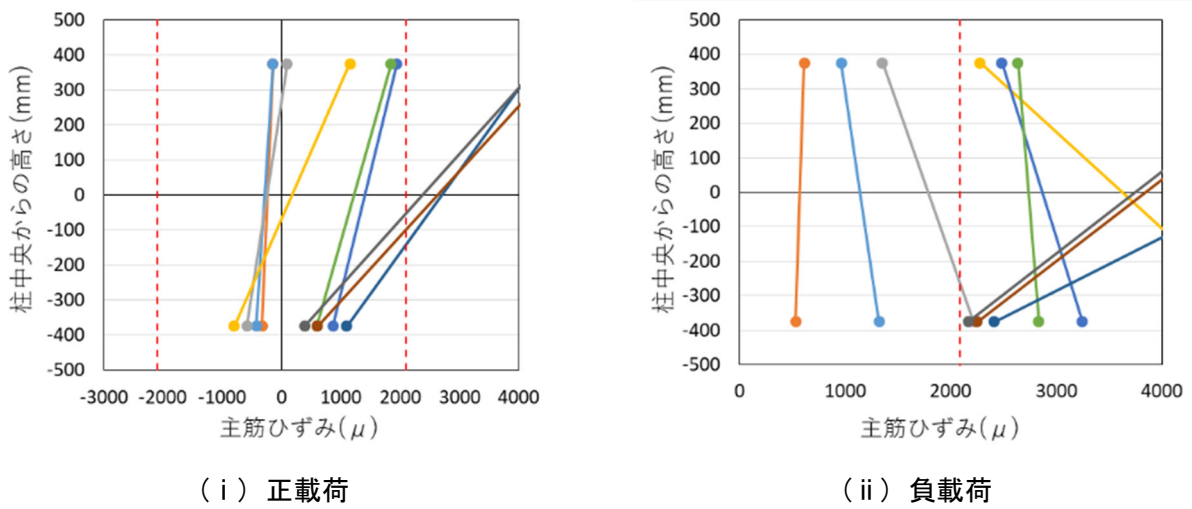


図 6.3.4-4(h) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC3, M4-2)

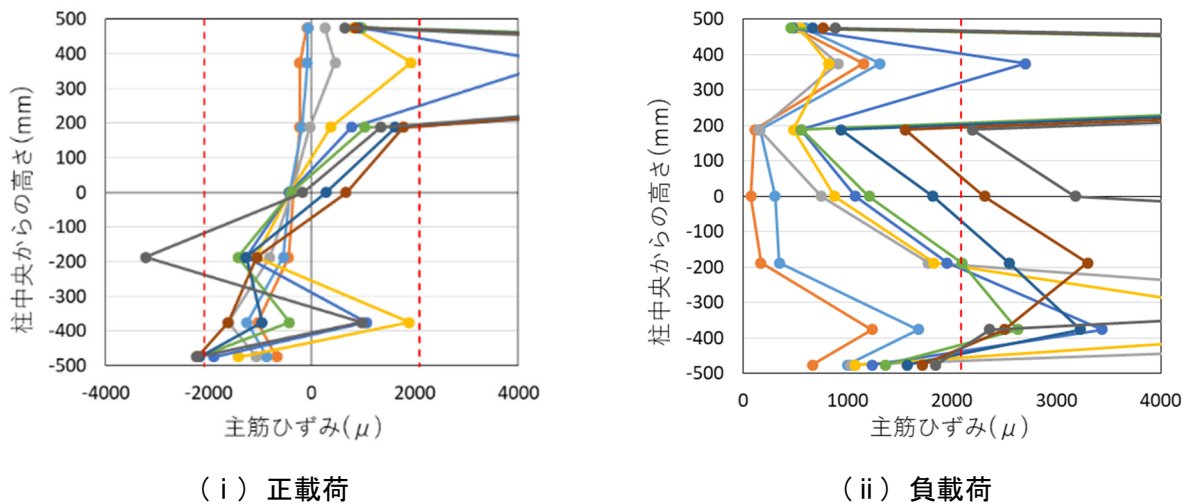


図 6.3.4-4(i) 主筋のひずみ分布 (G2-UFC3, M5-1)

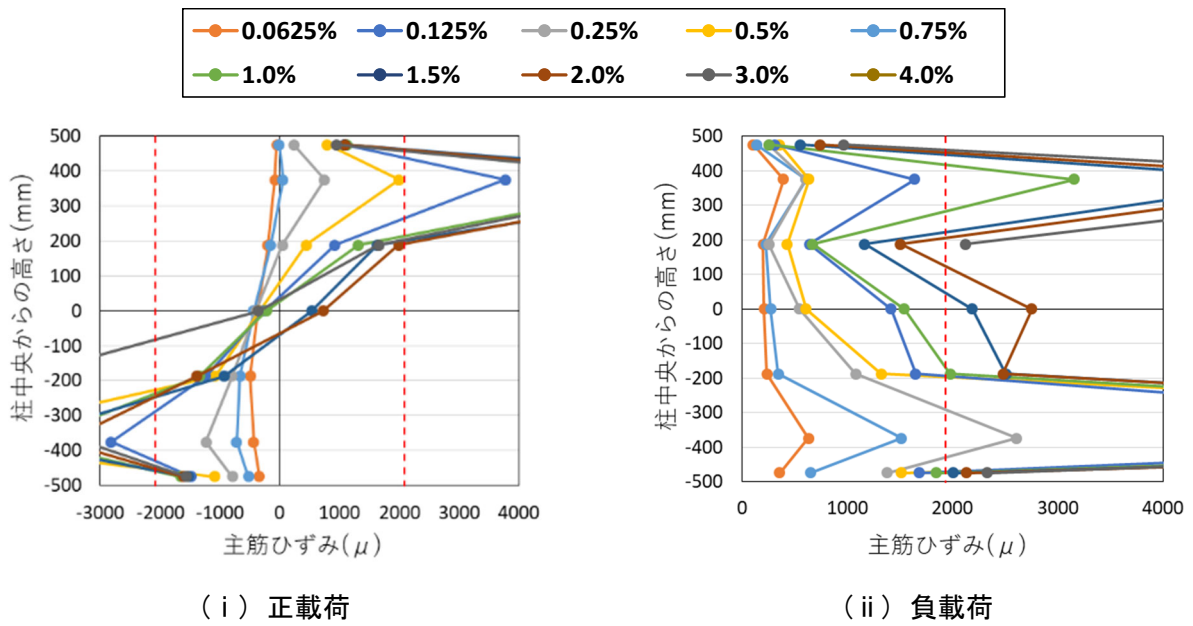


図 6.3.4-4(j) 主筋のひずみ分布 (C2-UFC3, M5-2)

● 正載荷時 主筋引張降伏 ● 正載荷時 主筋圧縮降伏 ● 負載荷時 主筋引張降伏 ● 帯筋降伏

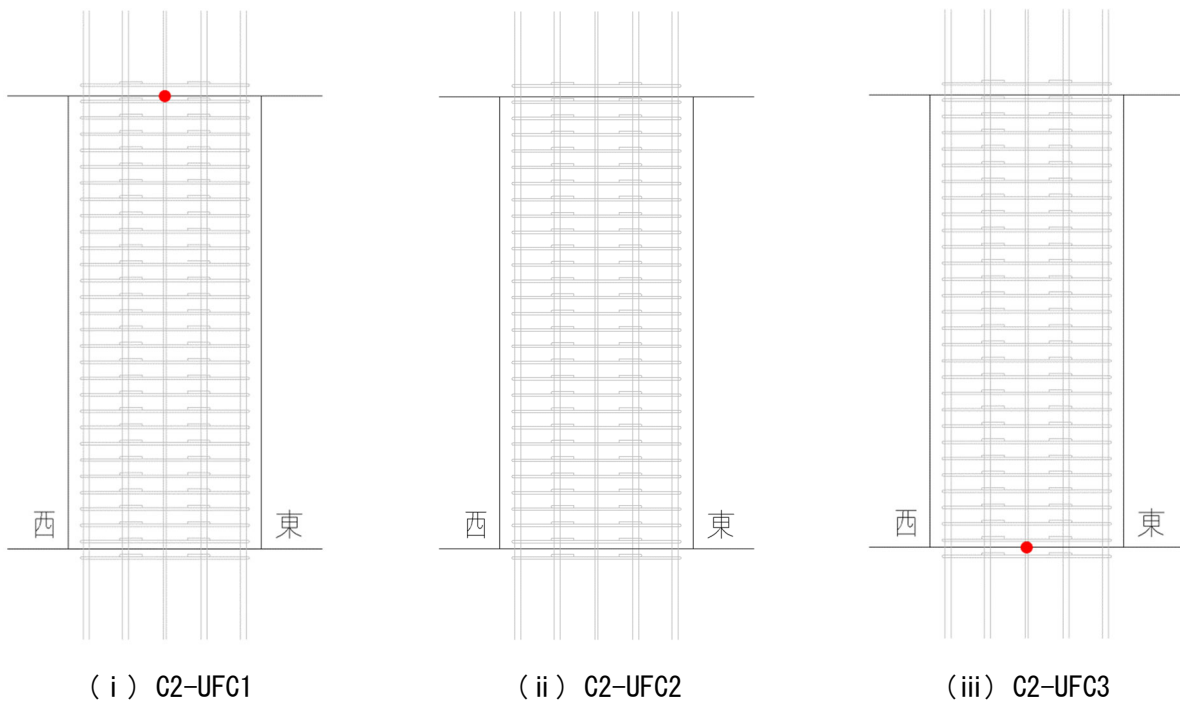


図 6.3.4-5(a) 鉄筋の降伏状況 (R=0.0625%)

● 正載荷時 主筋引張降伏   
 ● 正載荷時 主筋圧縮降伏   
 ● 負載荷時 主筋引張降伏   
 ● 帯筋降伏

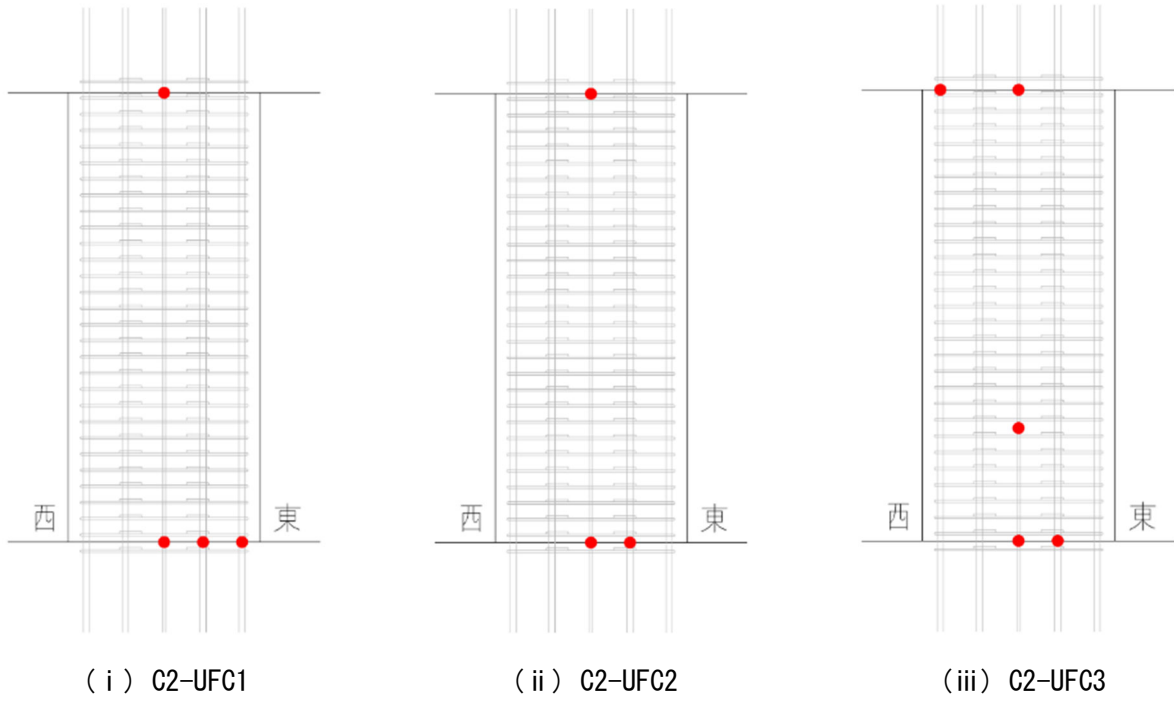


図 6.3.4-5(b) 鉄筋の降伏状況 (R=0.125%)

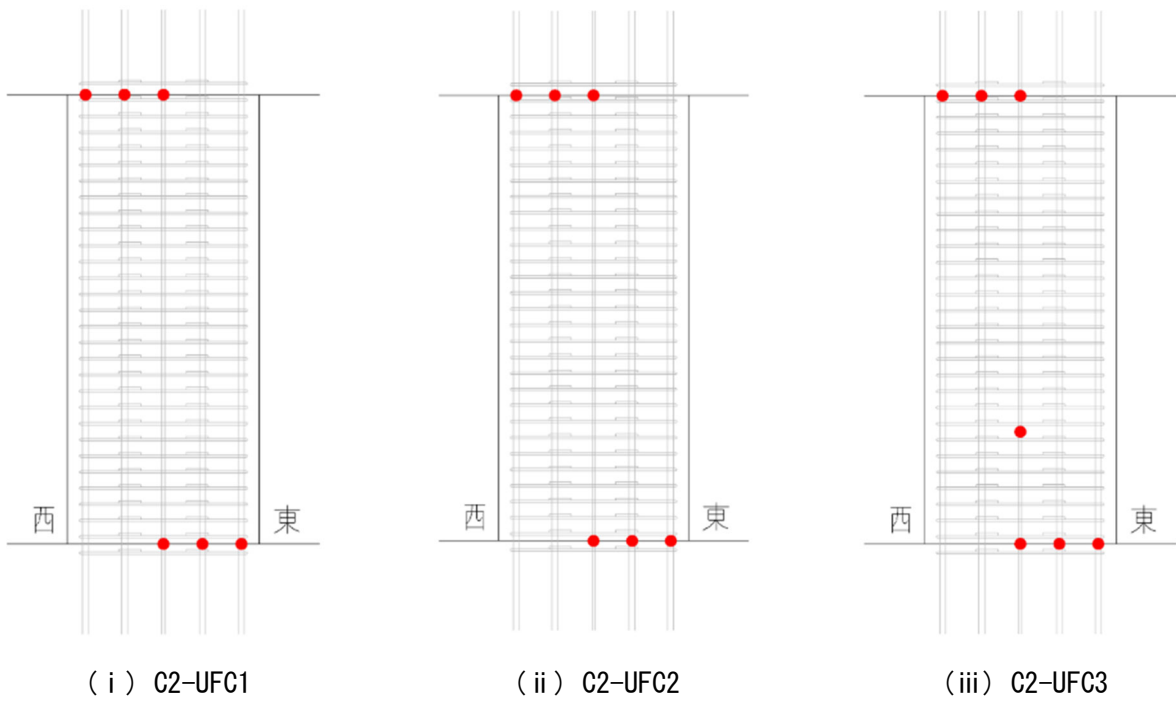


図 6.3.4-5(c) 鉄筋の降伏状況 (R=0.25%)

● 正載荷時 主筋引張降伏 ● 正載荷時 主筋圧縮降伏 ● 負載荷時 主筋引張降伏 ● 帯筋降伏

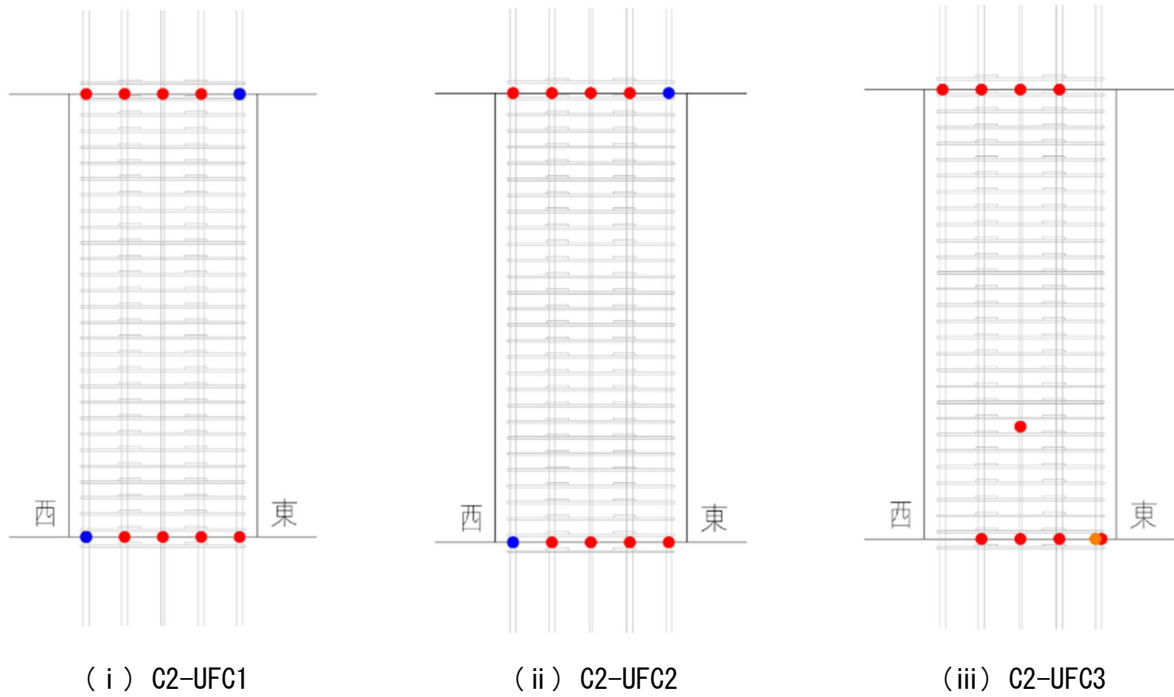


図 6.3.4-5(d) 鉄筋の降伏状況 (R=0.5%)

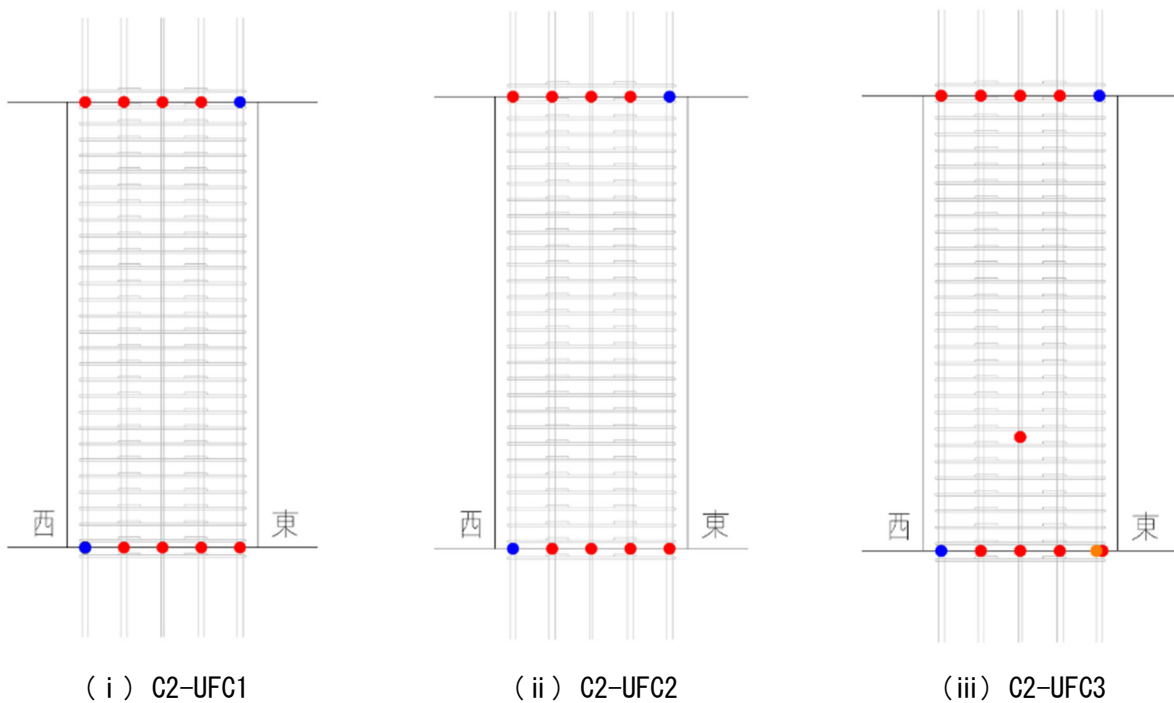


図 6.3.4-5(e) 鉄筋の降伏状況 (R=0.75%)

● 正載荷時 主筋引張降伏 ● 正載荷時 主筋圧縮降伏 ● 負載荷時 主筋引張降伏 ● 帯筋降伏

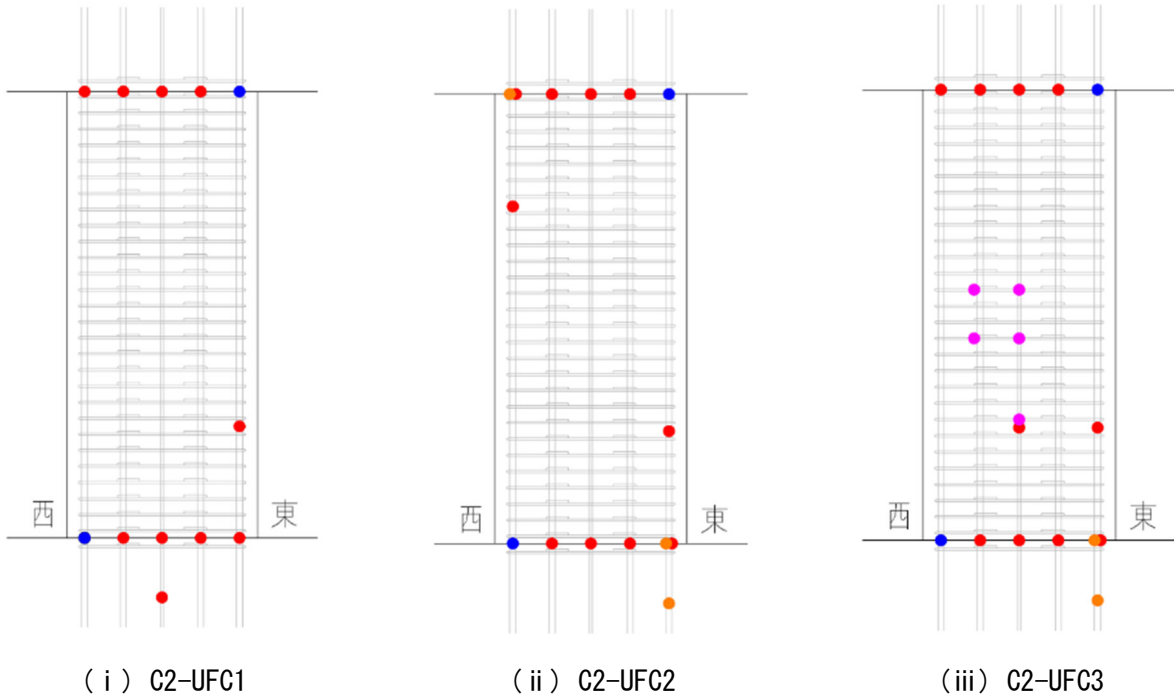


図 6.3.4-5 (f) 鉄筋の降伏状況 (R=1.0%)

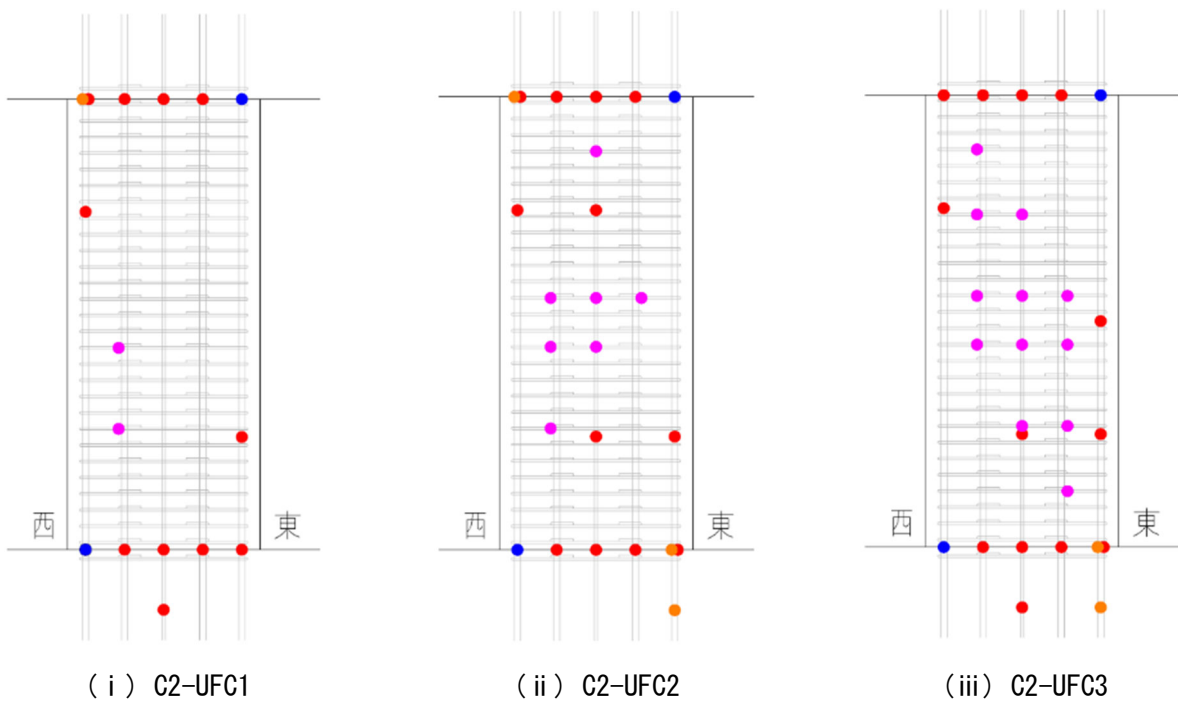


図 6.3.4-5 (g) 鉄筋の降伏状況 (R=1.5%)



● 正載荷時 主筋引張降伏   
 ● 正載荷時 主筋圧縮降伏   
 ● 負載荷時 主筋引張降伏   
 ● 帯筋降伏

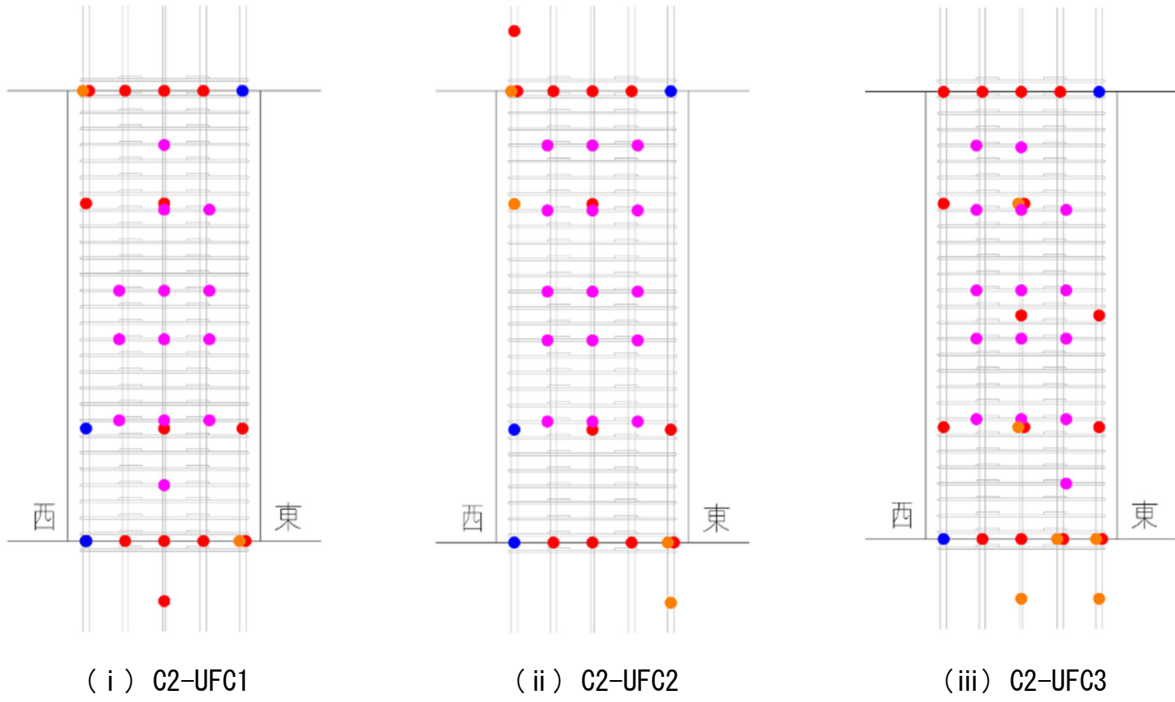


図 6. 3. 4-5 (h) 鉄筋の降伏状況 (R=2.0%)

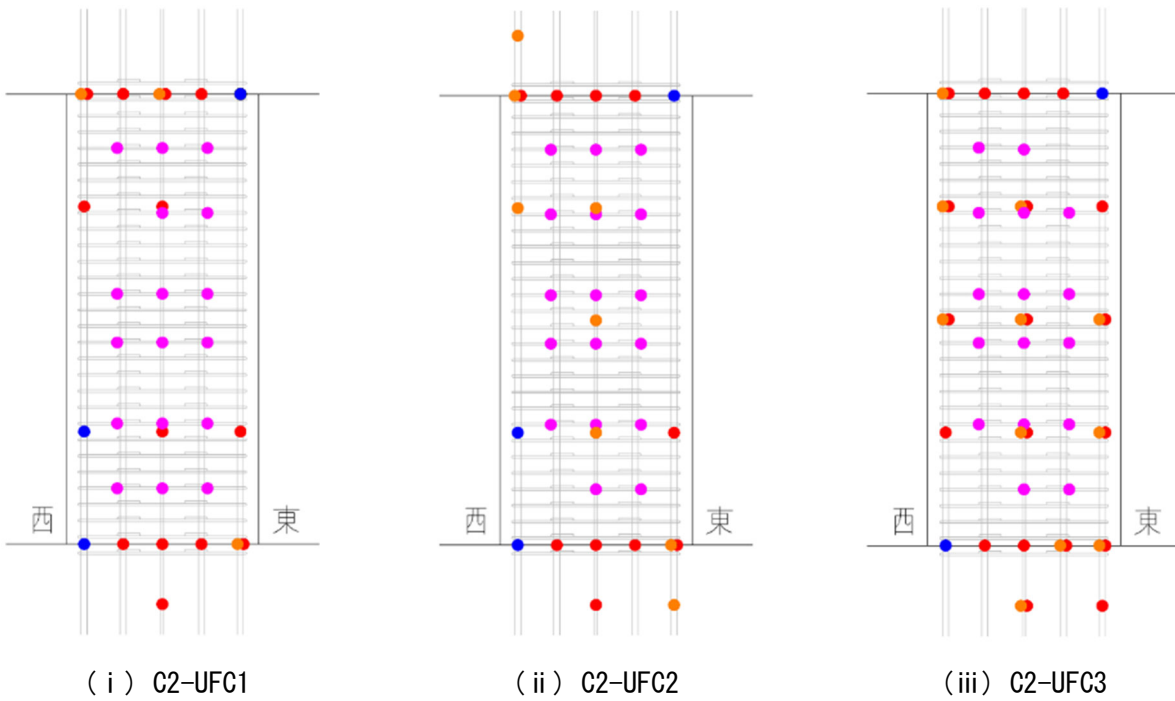


図 6. 3. 4-5 (i) 鉄筋の降伏状況 (R=3.0%)

### 6.3.5 主応力分布

各試験体の UFC パネルについて、各変形角サイクル正側 1 回目ピーク時の最大主応力、最小主応力、および鉛直応力の分布を図 6.3.5-1 に示す。最大主応力 $\sigma_{max}$ 、最小主応力 $\sigma_{min}$ 、および主応力方向までの角度 $\phi_p$ は、UFC パネルに貼り付けたひずみゲージの値から(式 6.3.5-1)～(式 6.3.5-5)を用いて算出した。ただし、最大主応力が文献[6-3]に示される(式 6.3.5-6)により算出した UFC パネルの引張強度を超える場合は、引張強度を最大主応力とした。また、パネル側面、および C2-UFC3 の四隅のパネルに貼り付けた鉛直方向のひずみゲージの値に UFC パネルのヤング係数を乗じることで鉛直方向応力を算出した。図中、赤線が最小主応力を、青線が最大主応力を示している。

C2-UFC1 はパネル中央部の厚みが 25mm の箇所において、対角線に沿った圧縮ストラットが形成されていた。C2-UFC2 に関しても C2-UFC1 と同様に、パネル中央部の厚みが 25mm の箇所において対角線に沿った圧縮ストラットが形成されていたが、その主応力の大きさは、同一変形角サイクルの C2-UFC1 に生じた主応力の大きさよりも小さかった。一方 C2-UFC3 は、局所的に大きな圧縮応力が生じており、 $R=1.0\%$ サイクル付近からパネル個々の主応力の連続性が失われていた。

またパネル側面の鉛直応力に関して、C2-UFC1、C2-UFC2 共に正載荷において圧縮側になる上下端部において変形角が大きくなるにつれ、徐々に圧縮応力が大きくなっているのに対し、C2-UFC3 は  $R=0.5\%$ サイクル付近から、下端部の圧縮側の圧縮応力の増加は見られなかった。これらのことから、C2-UFC1、および C2-UFC2 は概ね同様の挙動を示したのに対し、C2-UFC3 はパネル個々が分離し、パネルの一体性が失われたことによって、パネルが負担する応力が小さくなったと考えられる。

$$\sigma_{max} = \frac{E_{ufc}}{1-\nu^2} (\varepsilon_{max} + \nu\varepsilon_{min}) \quad (式 6.3.5-1)$$

$$\sigma_{min} = \frac{E_{ufc}}{1-\nu^2} (\varepsilon_{min} + \nu\varepsilon_{max}) \quad (式 6.3.5-2)$$

$$\phi_p = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2\varepsilon_d - (\varepsilon_h + \varepsilon_v)}{\varepsilon_h - \varepsilon_v} \right\} \quad (式 6.3.5-3)$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{2} [\varepsilon_h + \varepsilon_v + \sqrt{2\{(\varepsilon_h - \varepsilon_d)^2 + (\varepsilon_v - \varepsilon_d)^2\}}] \quad (式 6.3.5-4)$$

$$\varepsilon_{min} = \frac{1}{2} [\varepsilon_h + \varepsilon_v - \sqrt{2\{(\varepsilon_h - \varepsilon_d)^2 + (\varepsilon_v - \varepsilon_d)^2\}}] \quad (式 6.3.5-5)$$

$$\sigma_T = \frac{\sigma_b}{2.59} - 1.54 \quad (式 6.3.5-6)$$

ここで、 $\varepsilon_{max}$  : 最大主ひずみ

$\varepsilon_{min}$  : 最小主ひずみ

$\varepsilon_h$  : パネル水平方向のひずみ

$\varepsilon_v$  : パネル鉛直方向のひずみ

$\varepsilon_d$  : パネル水平方向から反時計回りに 45°回転した方向のひずみ

$E_{ufc}$  : UFC のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\nu$  : UFC のポアソン比 (文献[6-3]より 0.2 とする)

$\sigma_T$  : UFC の引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_b$  : UFC の曲げ強度 (N/mm<sup>2</sup>)

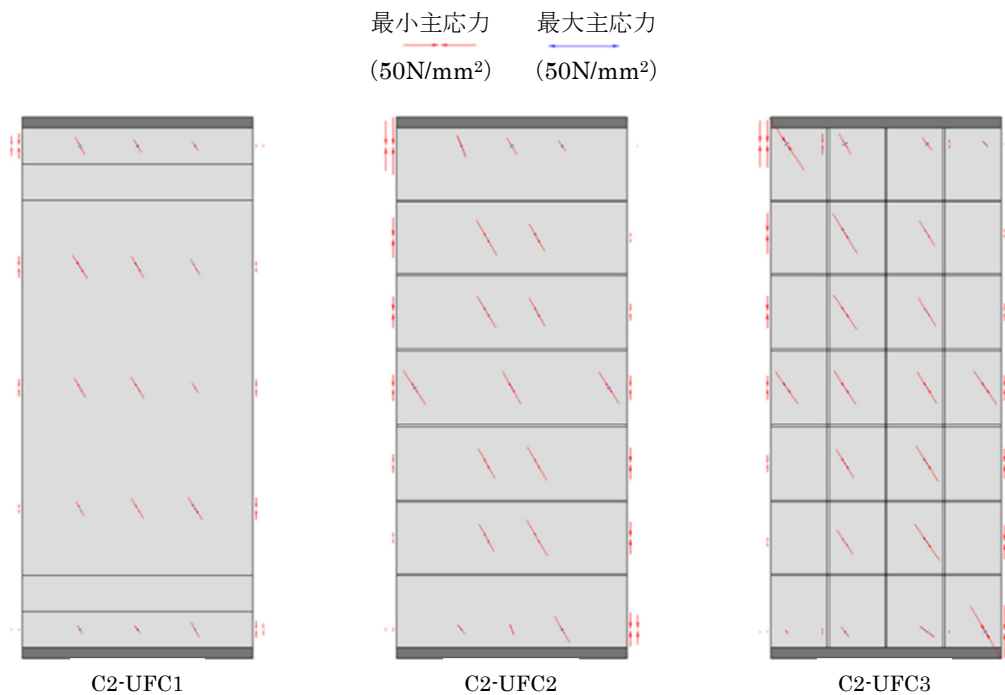


図 6. 3. 5-1 (a) UFC パネルの主応力分布 (R=0. 0625%)

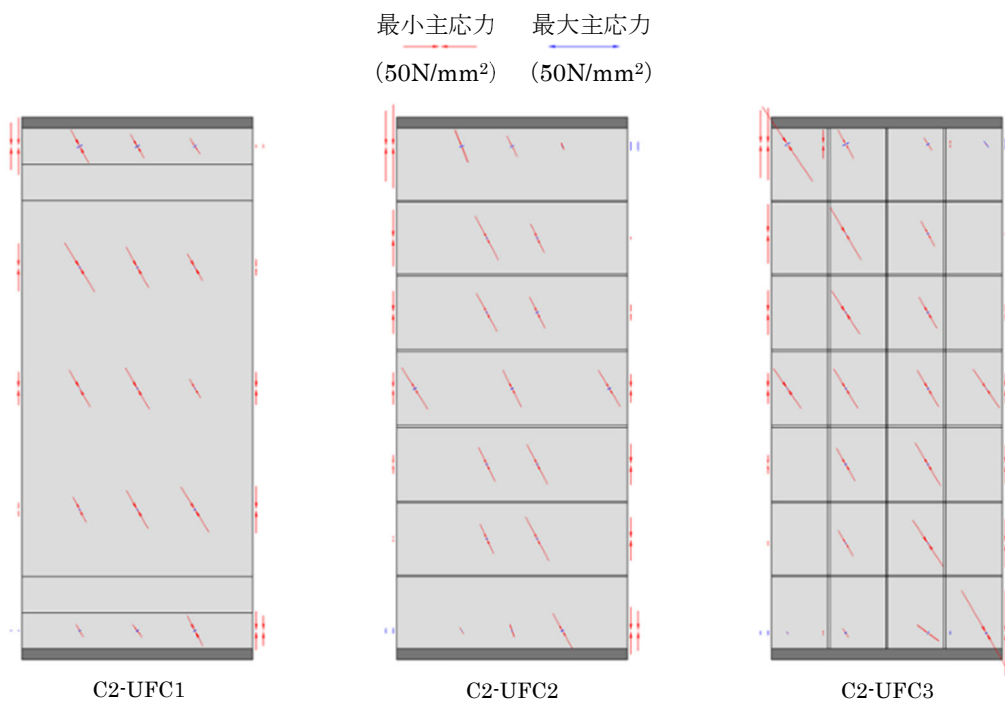


図 6. 3. 5-1 (b) UFC パネルの主応力分布 (R=0. 125%)

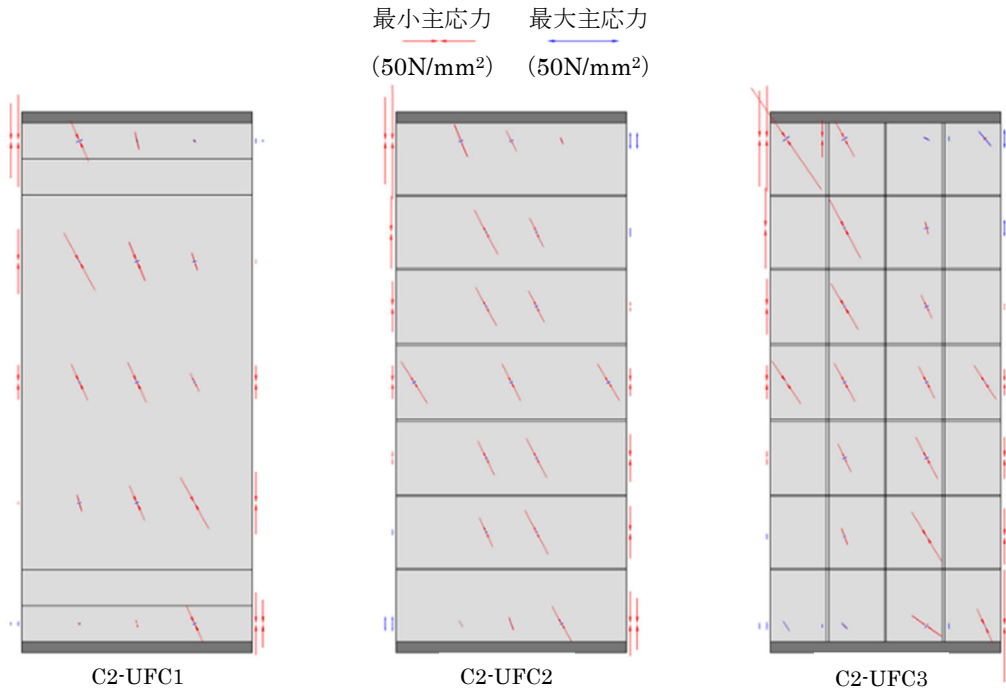


図 6.3.5-1 (c) UFC パネルの主応力分布 (R=0.25%)

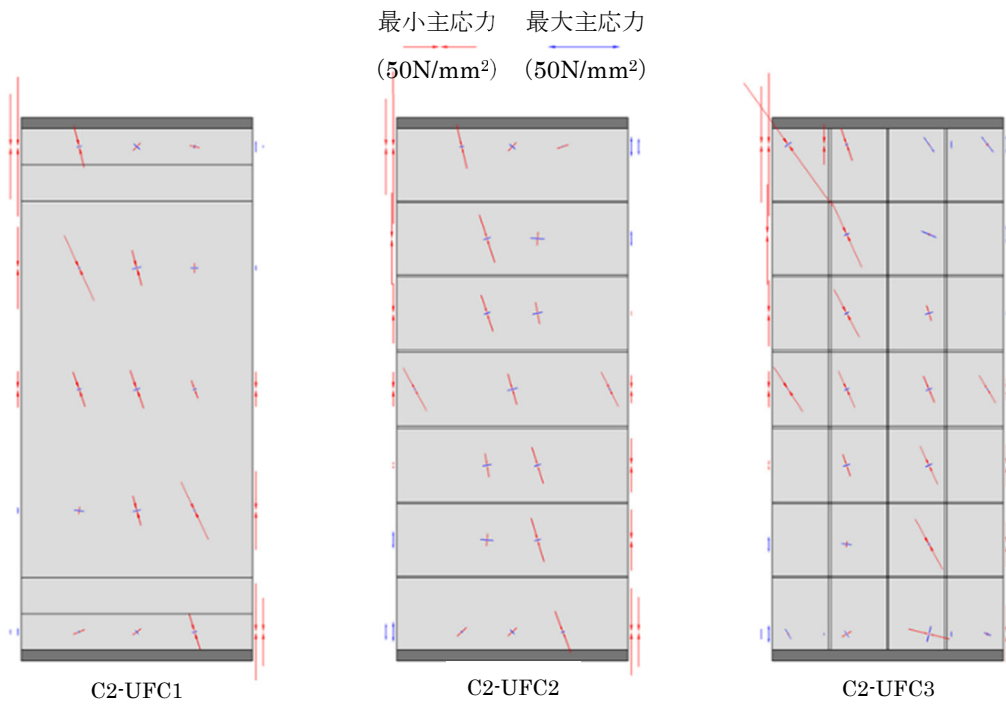


図 6.3.5-1 (d) UFC パネルの主応力分布 (R=0.5%)

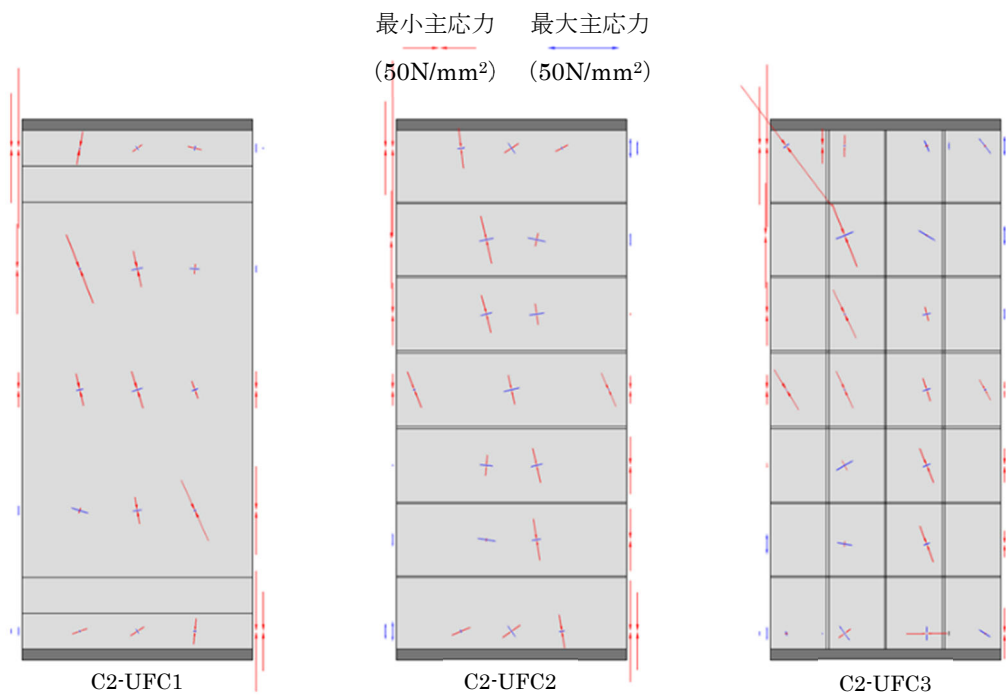


図 6. 3. 5-1 (e) UFC パネルの主応力分布 (R=0. 75%)

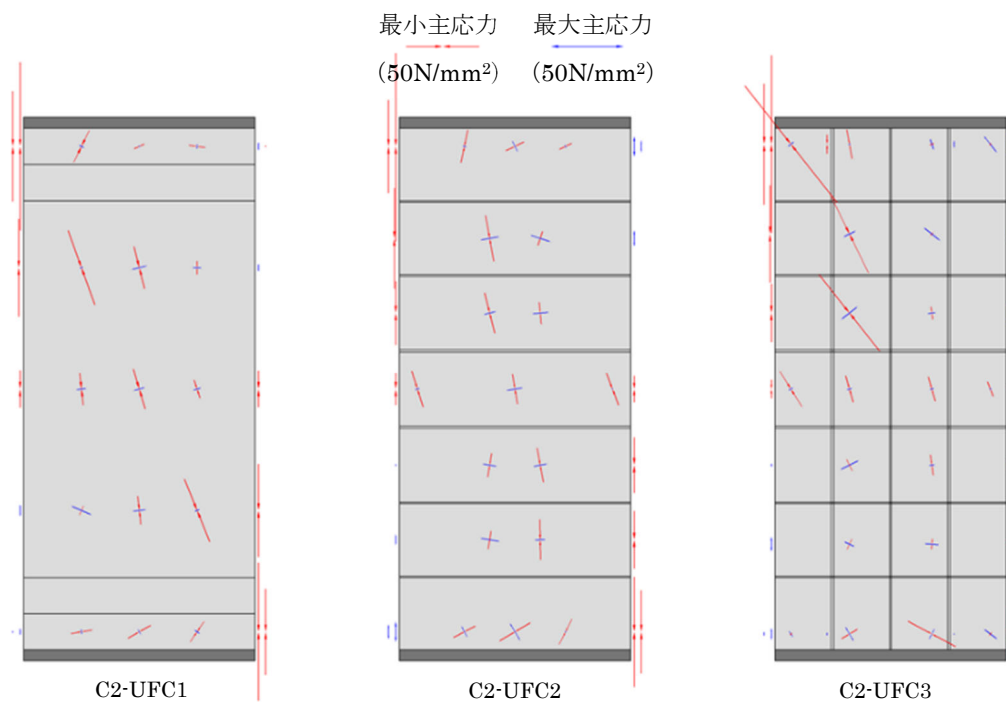


図 6. 3. 5-1 (f) UFC パネルの主応力分布 (R=1. 0%)

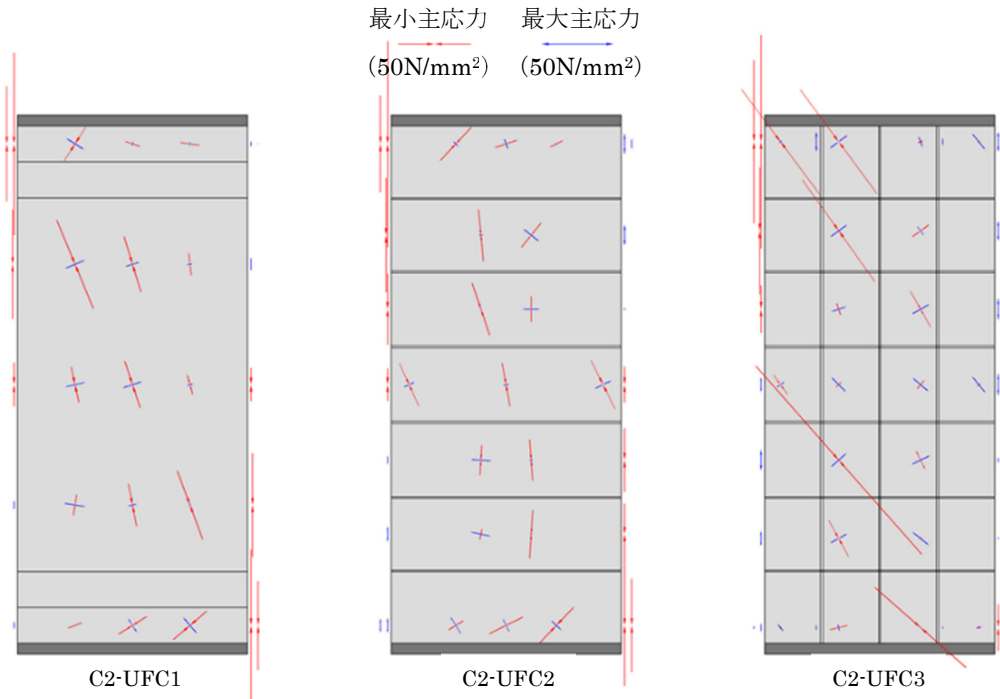


図 6.3.5-1 (g) UFC パネルの主応力分布 (R=1.5%)

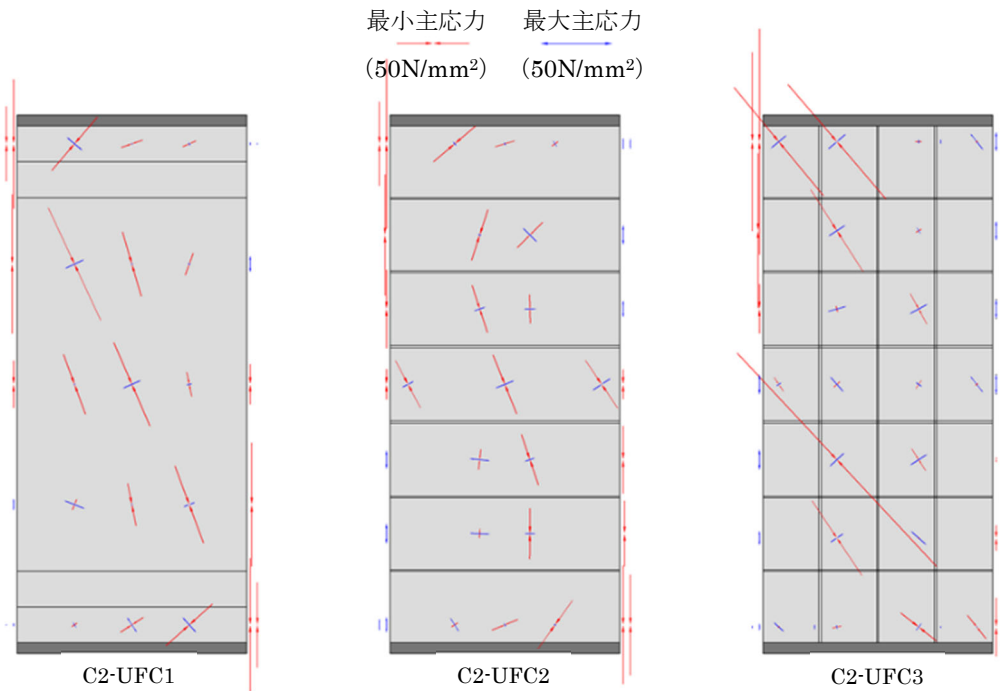


図 6.3.5-1 (h) UFC パネルの主応力分布 (R=2.0%)

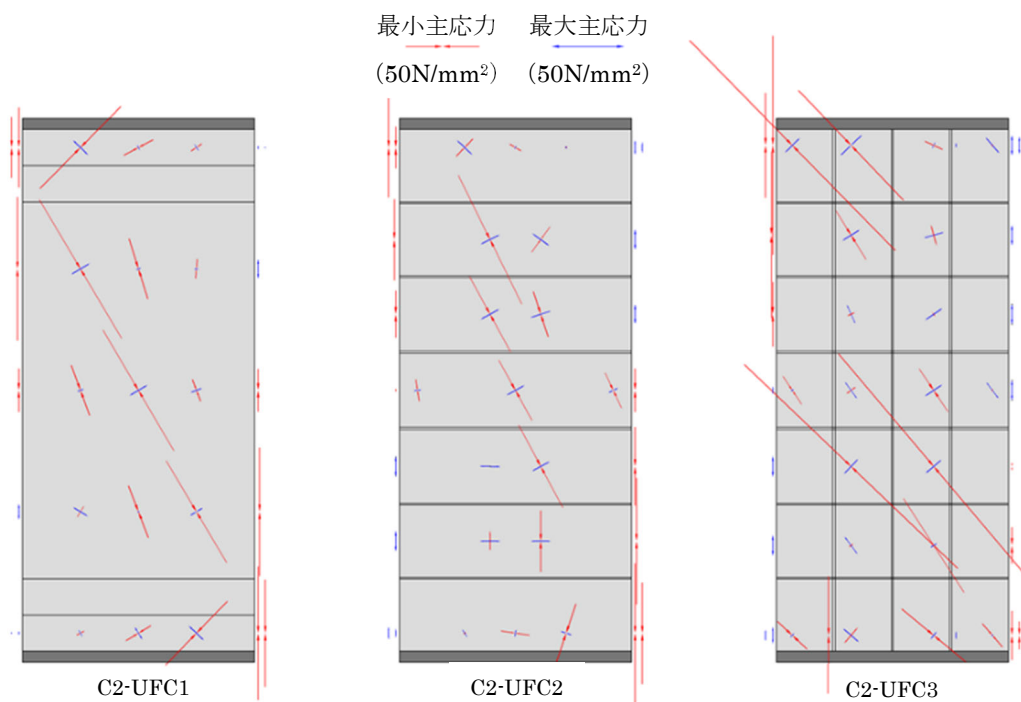


図 6.3.5-1(i) UFC パネルの主応力分布 (R=3.0%)

### 6.3.6 変形性状

#### (1) 曲率分布

各試験体の各変形角ピーク時における曲率分布に関して、UFC パネル面（北面）に設置した変位計（ $\delta_{b1} \sim \delta_{b8}$ ）から得られた曲率分布を図 6.3.6-1～図 6.3.6-3 に、柱側面（東西面）に設置した変位計（ $\delta_{be1} \sim \delta_{be4}$ ,  $\delta_{bw1} \sim \delta_{bw4}$ ）から得られた曲率分布を図 6.3.6-4～図 6.3.6-6 にそれぞれ示す。なお、曲率の高さ方向の分布は、変位計を設置した各区間の中心高さにおいて表示している。

各試験体共に、上下端部に曲率が集中していた。また、UFC パネル面に設置した変位計から算出した曲率分布と、柱側面に設置した変位計から算出した曲率分布は、各試験体共に  $R=1.0\%$ 程度までは概ね一致したが、 $R=1.5\%$ 以降は C2-UFC3 を除き、柱側面に設置した変位計から算出した曲率の方が小さかった。これは、UFC パネルと既存柱との分離や、パネル相互の開きにより、UFC パネル面に設置した変位計では変形を過大に評価してしまったと考えられる。C2-UFC3 において、UFC パネル面に設置した変位計から算出した曲率分布が  $R=1.0\%$ あたりから頭打ちとなっているのは、 $R=1.0\%$ サイクル以降、パネル個々の分離、およびパネルの損傷の影響により、UFC パネルが既存柱の変形に追従できなくなったことによるものだと考えられる。また、各試験体の柱側面に設置した変位計から算出した曲率分布を比較すると、 $R=1.0\%$ 程度までは概ね同様の曲率分布であるが、 $R=1.5\%$ 以降、柱上下端部において C2-UFC1 が最も曲率が大きく、C2-UFC3 が最も曲率が小さかった。



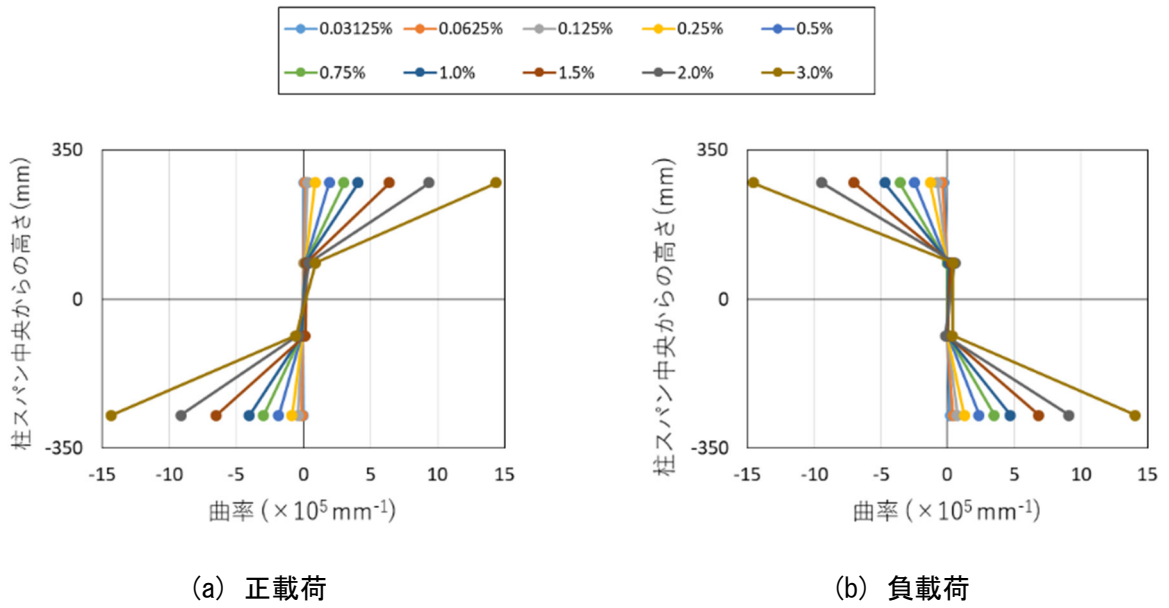


図 6.3.6-1 曲率分布 (C2-UFC1, UFC パネル面)

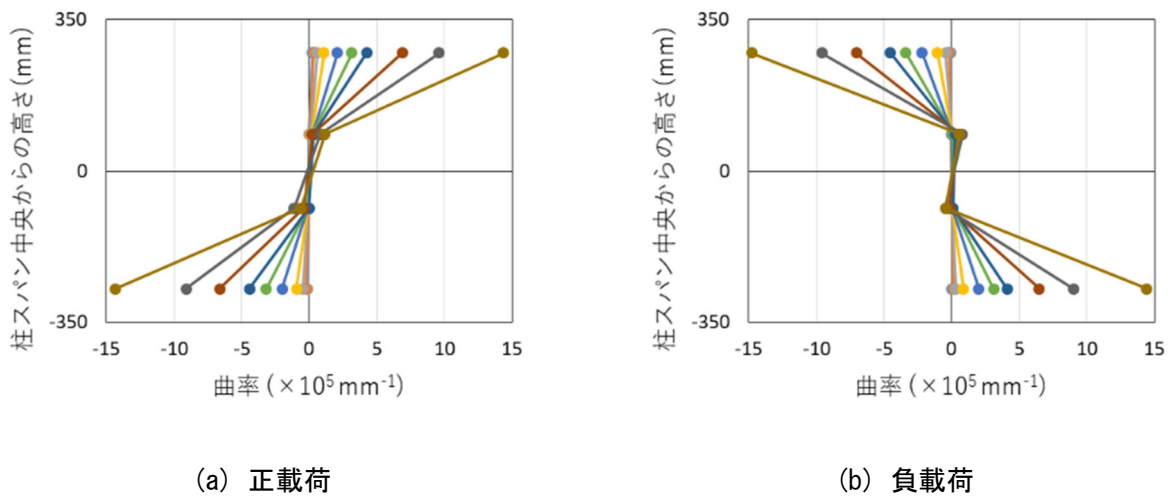


図 6.3.6-2 曲率分布 (C2-UFC2, UFC パネル面)

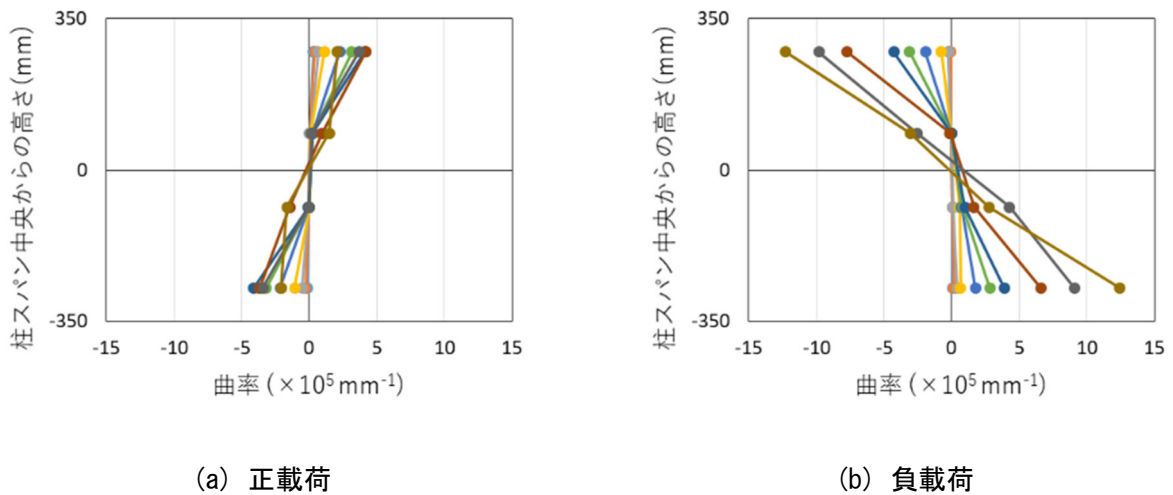


図 6.3.6-3 曲率分布 (C2-UFC3, UFC パネル面)

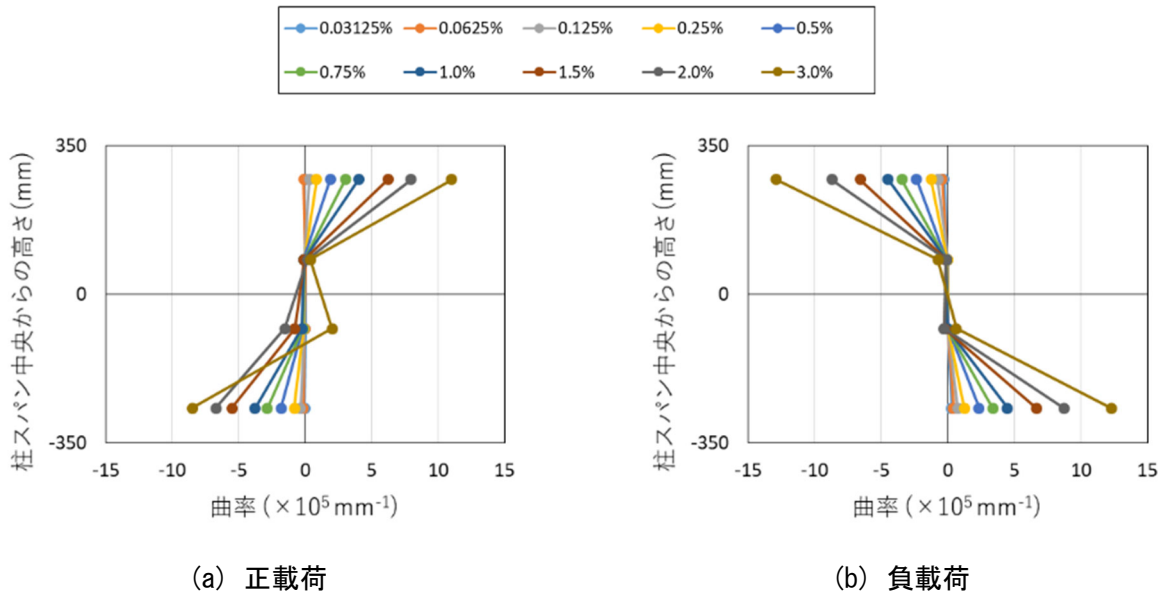


図 6.3.6-4 曲率分布 (C2-UFC1, 柱側面)

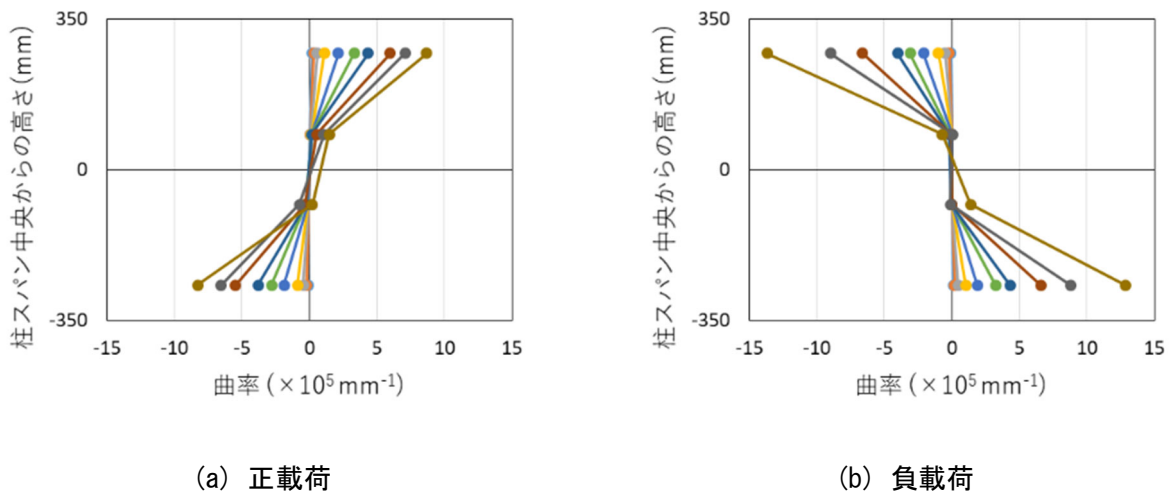


図 6.3.6-5 曲率分布 (C2-UFC2, 柱側面)

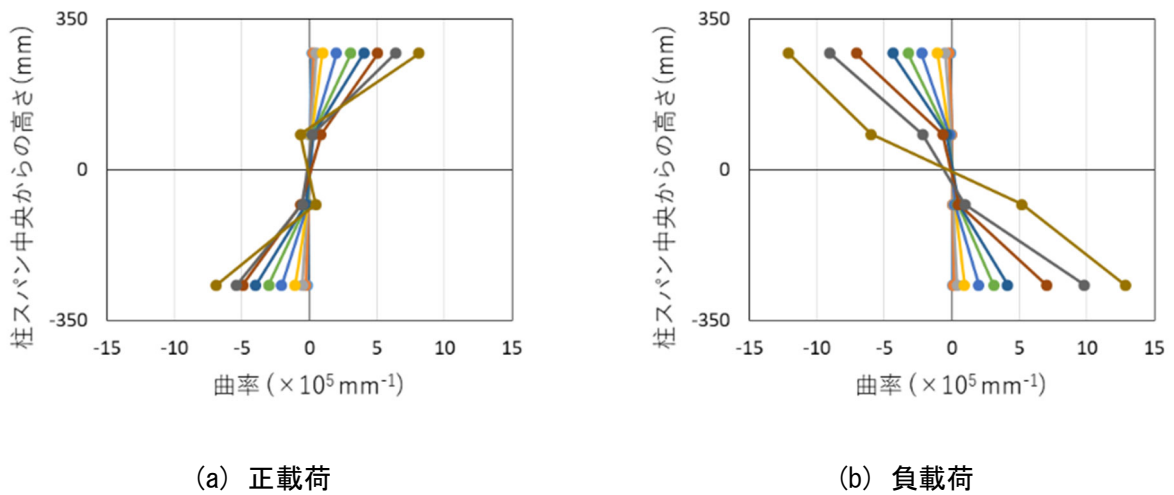


図 6.3.6-6 曲率分布 (C2-UFC3, 柱側面)

(2) せん断変形角分布

各試験体の各変形角ピーク時における、UFC パネル面に設置した変位計 ( $\delta_{s1} \sim \delta_{s8}$ ) を用いて算出したせん断変形角の分布を図 6.3.6-7～図 6.3.6-9 に示す。せん断変形角の高さ方向の分布も曲率分布と同様に、変位計を設置した各区間の中心高さにおいて表示している。

せん断変形角分布も曲率分布と同様に、 $R=1.0\%$ までは各試験体において同様のせん断変形角分布であったが、 $R=1.5\%$ 以降、各試験体で違いが見られ、変位計を UFC パネル面に設置していることから、UFC パネルを分割して貼り付けた C2-UFC2 と C2-UFC3 では、パネル相互の開きの影響により、変形を過大に評価したと考えられる。

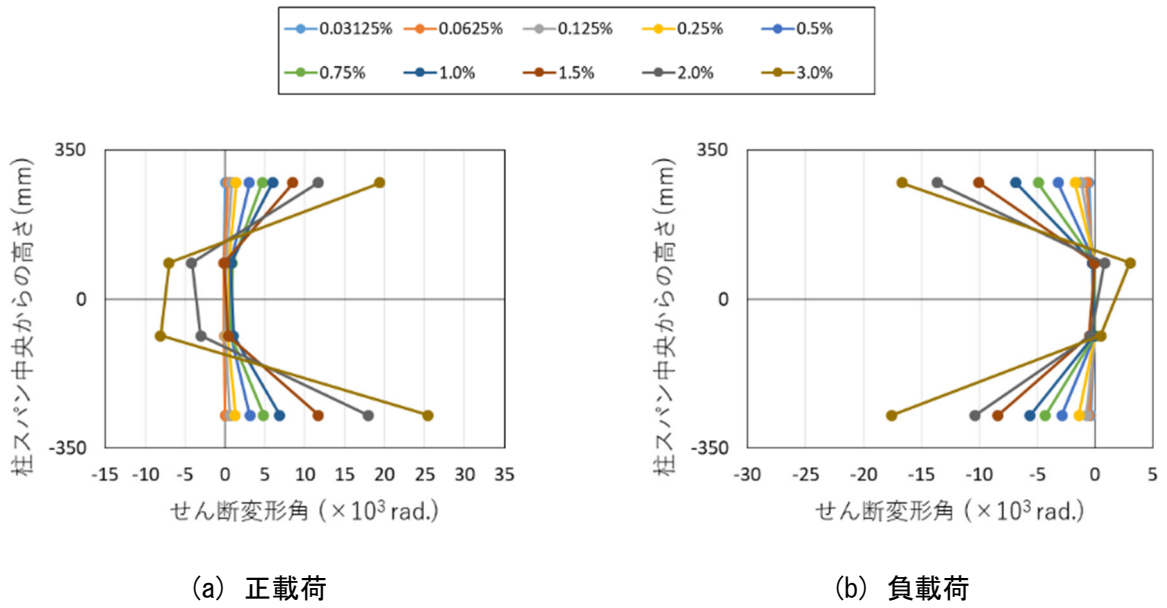


図 6. 3. 6-7 せん断変形角分布 (C2-UFC1)

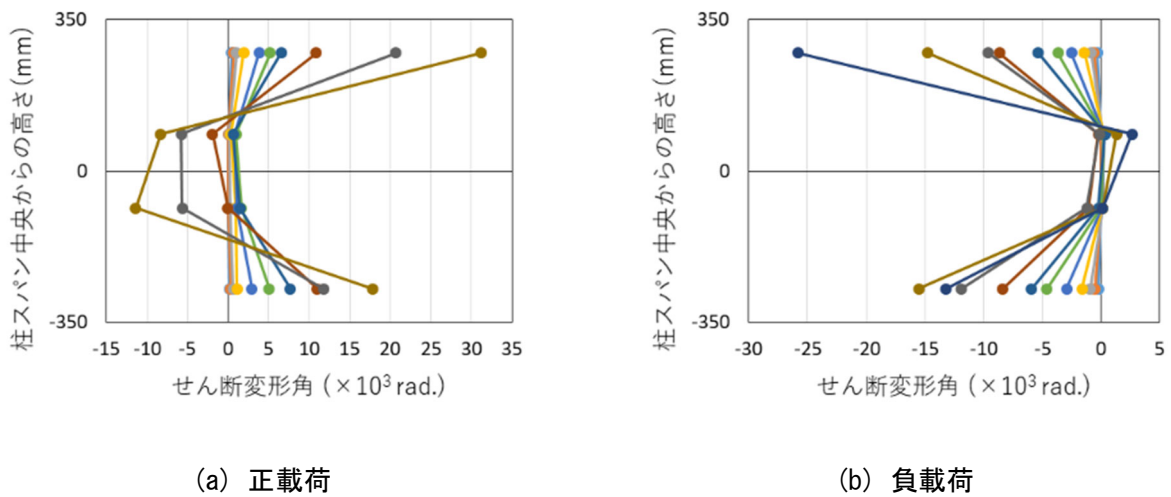


図 6. 3. 6-8 せん断変形角分布 (C2-UFC2)

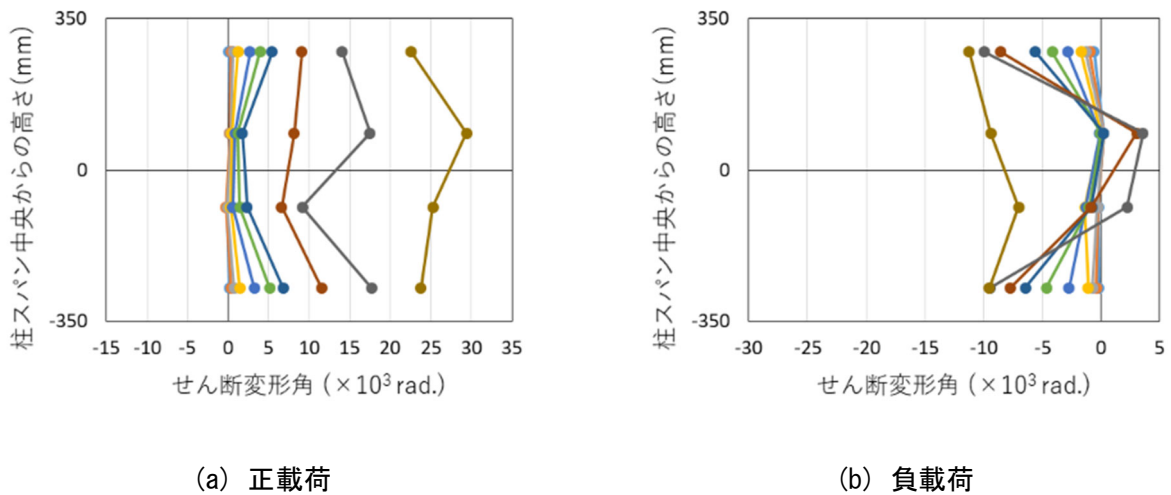


図 6. 3. 6-9 せん断変形角分布 (C2-UFC3)

### (3) 柱端部回転角

各試験体の各変形角ピーク時において、柱側面の上下端部に設置した変位計 ( $\delta_{re1}$ ,  $\delta_{re2}$ ,  $\delta_{rw1}$ ,  $\delta_{rw2}$ ) を用いて算出した柱端部回転角の分布を図 6.3.6-10～図 6.3.6-12 に示す。

正載荷側の柱上下端部の回転角に関しては、曲率分布と同様に、 $R=1.0\%$ までは各試験体共に同様の回転角分布を示したが、 $R=1.5\%$ 以降は、C2-UFC1 が最も大きく、C2-UFC3 の回転角は最も小さかった。なお、 $R=3.0\%$ サイクルにおいて、C2-UFC2, および C2-UFC3 の回転角が大きくなっているが、これは、柱側面の正載荷時に圧縮側となる上下端部において、カバーコンクリートに浮きが生じ、変位計に接触していたことが原因と考えられる。また、負載荷側に関しては、回転角の大きさ、および反曲点高さにばらつきがあり、定性的な違いは見られなかった。

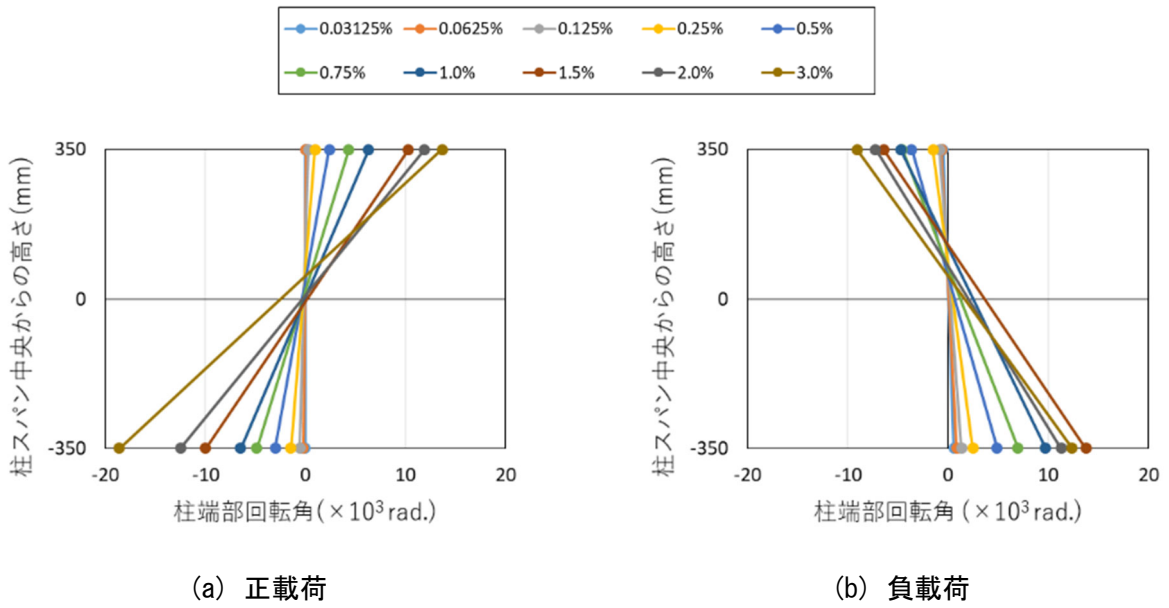


図 6.3.6-10 柱端部回転角分布 (C2-UFC1, 柱側面)

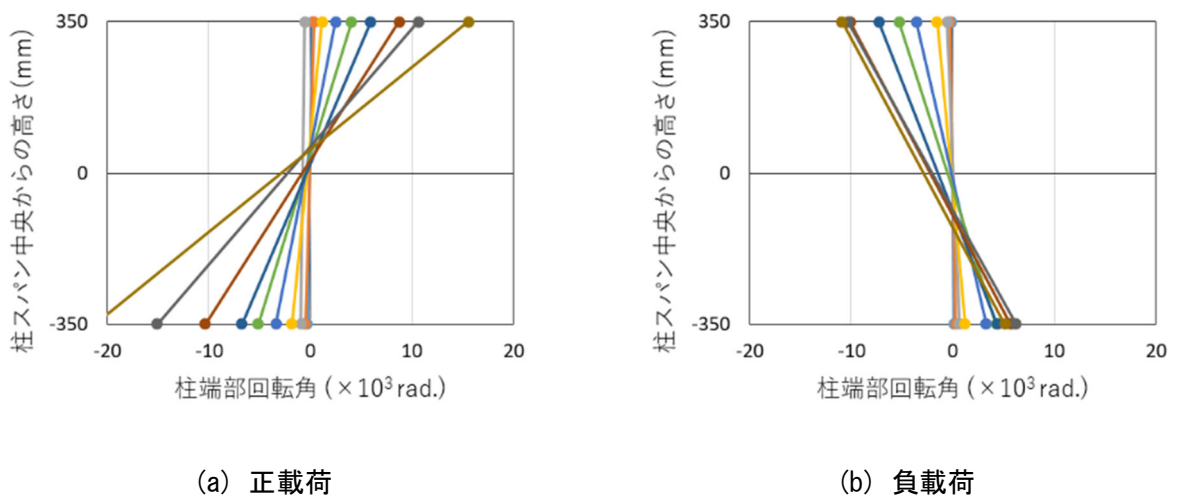


図 6.3.6-11 柱端部回転角分布 (C2-UFC2, 柱側面)

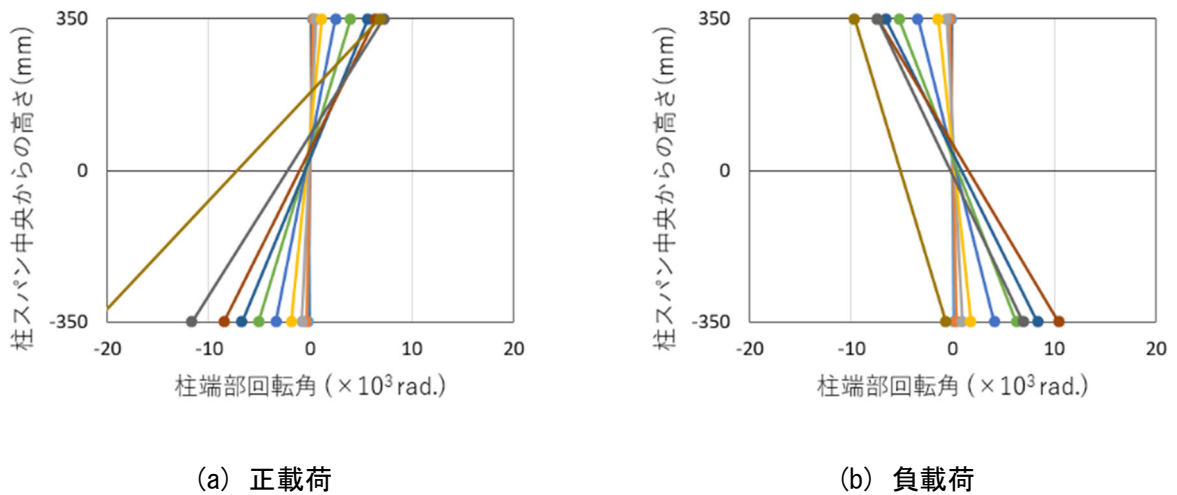


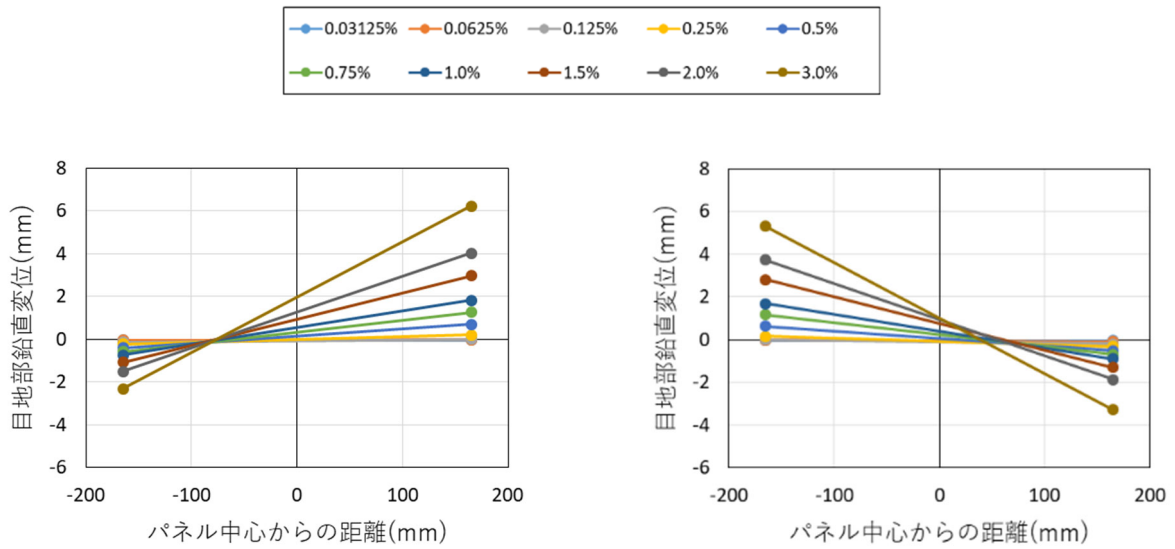
図 6.3.6-12 柱端部回転角分布 (C2-UFC3, 柱側面)

#### (4) 柱端部における目地部鉛直方向変位

各試験体の各変形角ピーク時において、UFC パネル面の上下端部に設置した変位計 ( $\delta_{r1} \sim \delta_{r4}$ ) による目地部の鉛直方向変位の分布を図 6.3.6-13～図 6.3.6-15 に示す。また、各変形角サイクルの正側ピーク時における、圧縮縁から中立軸位置までの深さを表 6.3.6-1 に示す。なお、圧縮縁から中立軸位置までの深さは上下端部の平均値を示している。

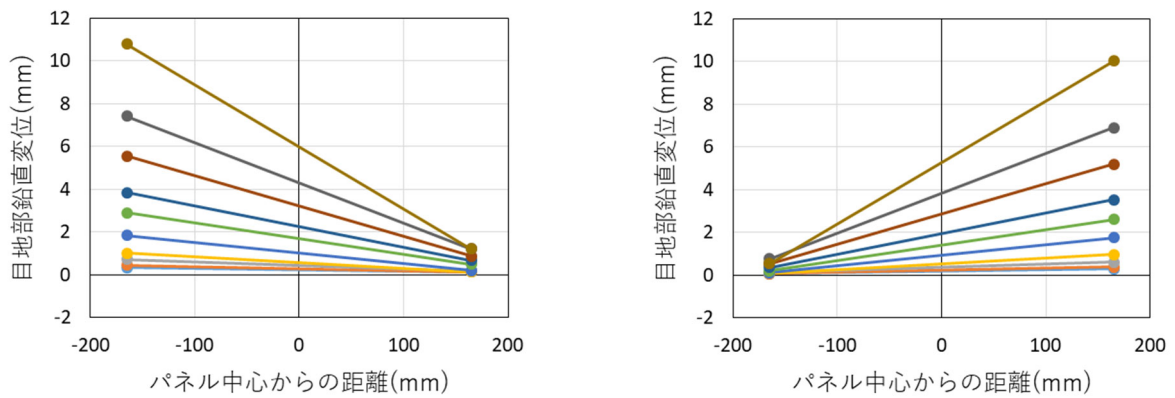
柱端部における目地部鉛直方向変位に関しても、正側  $R=1.0\%$  までは、各試験体において同様の傾向を示した。正側  $R=1.5\%$  以降、C2-UFC1、および C2-UFC2 は変形角が大きくなるにつれ、目地部の開きが大きくなるのに対し、C2-UFC3 は目地部の開きの増加が見られなかった。負荷荷側に関しても、C2-UFC1、および C2-UFC2 は同様の傾向を示した一方、C2-UFC3 は他試験体に比べ、目地部の開きが小さかった。これらのことから、C2-UFC3 では  $R=1.5\%$  サイクル以降、柱端部における目地部の開きよりも、パネル間の目地における開きが支配的となっていることが伺える。

また、C2-UFC1、および C2-UFC2 の圧縮縁から中立軸位置までの深さは、 $R=1.5\%$  までは徐々に減少し、 $R=2.0\%$  以降徐々に増加しているのに対し、C2-UFC3 は  $R=1.0\%$  まで徐々に減少し、 $R=1.5\%$  以降徐々に増加しており、各試験体共に、最大耐力を迎えた変形角サイクルを境目として、柱端部目地の圧壊の兆候が見られる。



(a) 正載荷, 柱頭

(b) 正載荷, 柱脚



(c) 負載荷, 柱頭

(d) 負載荷, 柱脚

図 6.3.6-13 目地部鉛直方向変位分布 (G2-UFC1, UFC パネル面)



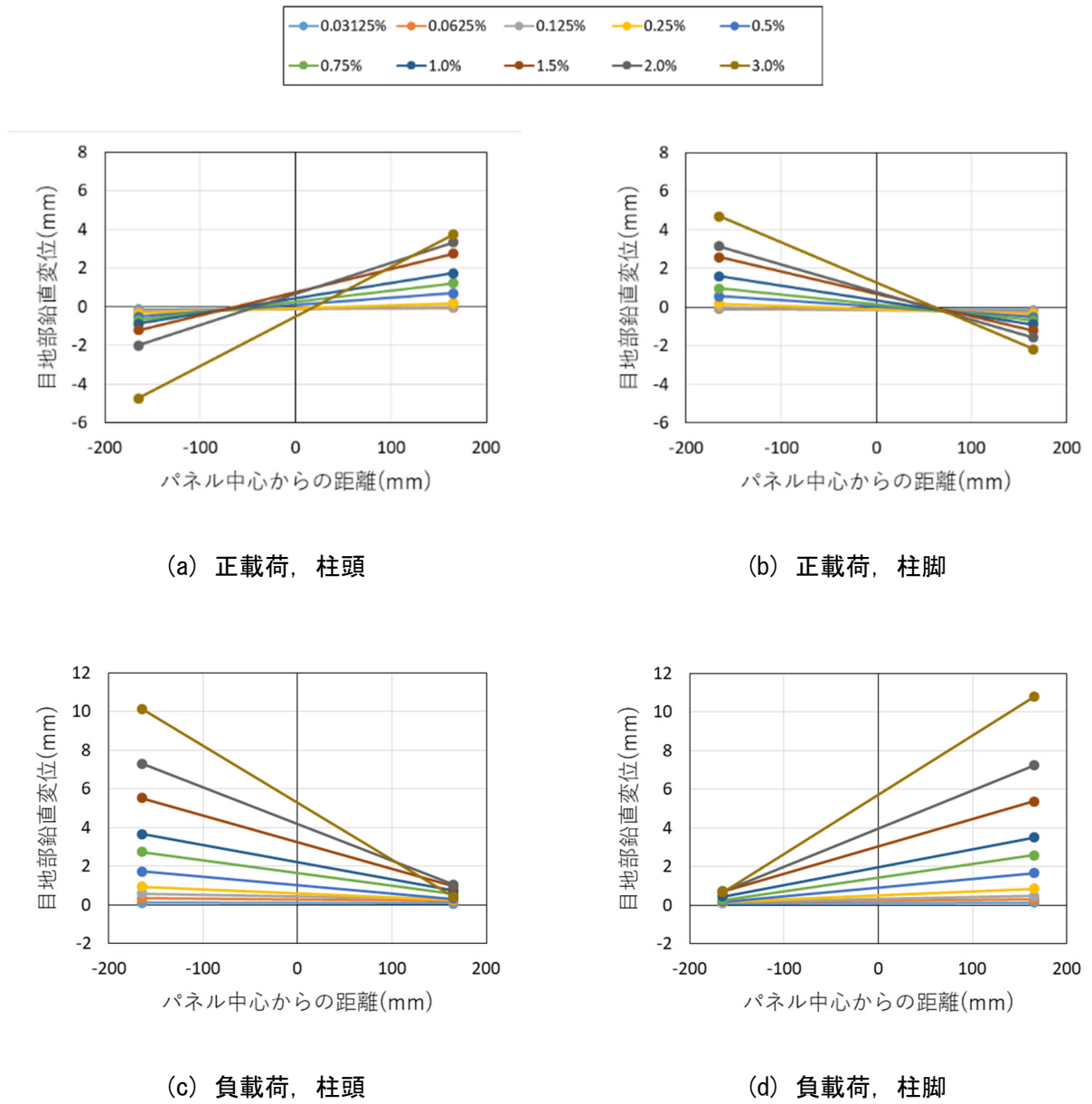
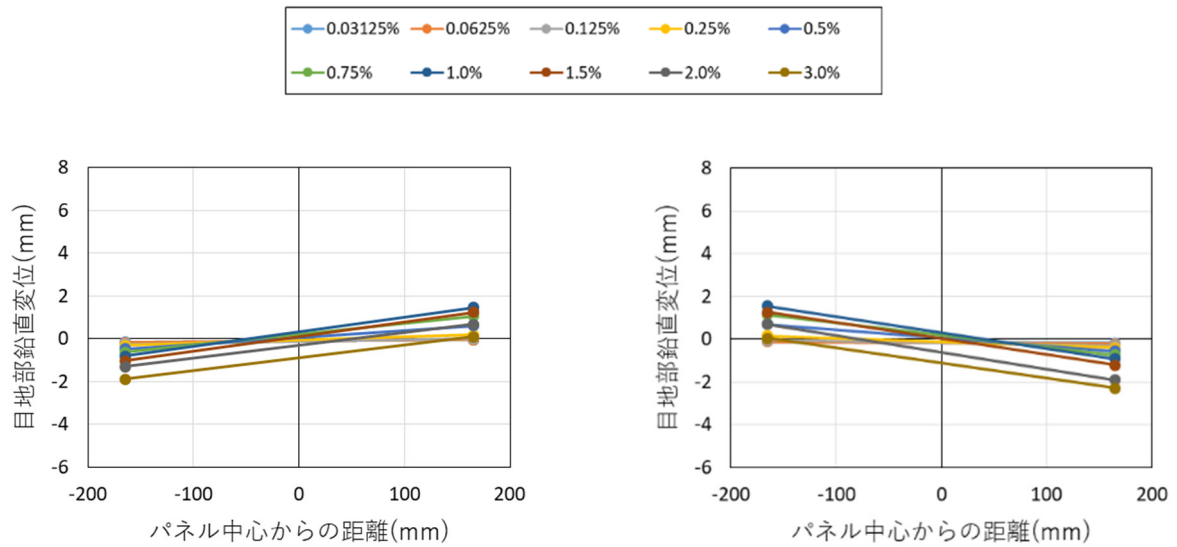
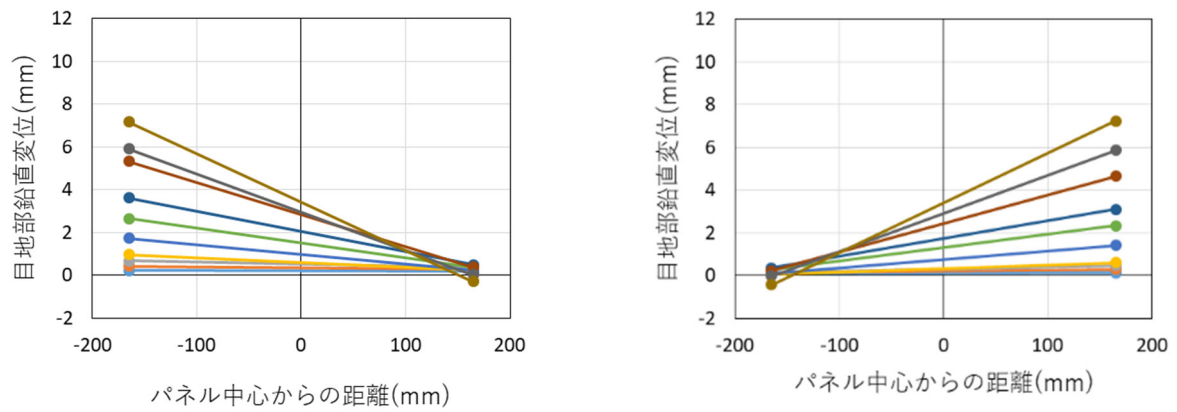


図 6.3.6-14 目地部鉛直方向変位分布 (C2-UFC2, UFC パネル面)



(a) 正載荷, 柱頭

(b) 正載荷, 柱脚



(c) 負載荷, 柱頭

(d) 負載荷, 柱脚

図 6. 3. 6-15 目地部鉛直方向変位分布 (C2-UFC3, UFC パネル面)

表 6. 3. 6-1 各変形角正側ピーク時の圧縮縁から中立軸位置までの深さ

試験体	圧縮縁から中立軸までの深さ(mm)									
	変形角									
	0.03125%	0.0625%	0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%
C2-UFC1	1073	395	318	192	133	113	105	96	100	108
C2-UFC2	561	443	330	214	149	129	114	102	117	144
C2-UFC3	596	490	356	218	144	125	119	156	229	318

(5) 変形分離

各試験体の各変形角ピークにおける、全体変形に占める曲げ変形、およびせん断変形成分の推移を図 6.3.6-16～図 6.3.6-18 に示す。曲げ変形成分は柱側面に設置した変位計 ( $\delta_{be1} \sim \delta_{be4}$ ,  $\delta_{bw1} \sim \delta_{bw4}$ ) により得られた曲率から算出し、せん断変形成分は全体変形と上記の曲げ変形成分の差として算出した。また、各試験体の各変形角ピークにおける、全体変形に対するせん断変形成分が占める割合を表 6.3.6-2 に示す。

正荷荷においてせん断変形成分の全体変形に占める割合は、各試験体とも  $R=1.0\%$  までは概ね同程度で推移しているが、 $R=1.0\%$  で最大耐力を迎えた C2-UFC3 は、 $R=1.5\%$  以降、せん断変形が占める割合は増加している。また、 $R=1.5\%$  で最大耐力を迎えた C2-UFC1、および C2-UFC2 が  $R=1.5\%$  までは概ね同程度で推移しており、 $R=2.0\%$  以降、せん断変形が占める割合は増加しているが、その値は C2-UFC3 よりも小さい。一方、負荷荷においては各試験体であまり違いは見られず、変形角が大きくなってもせん断変形が占める割合は 3 割程度に留まった。

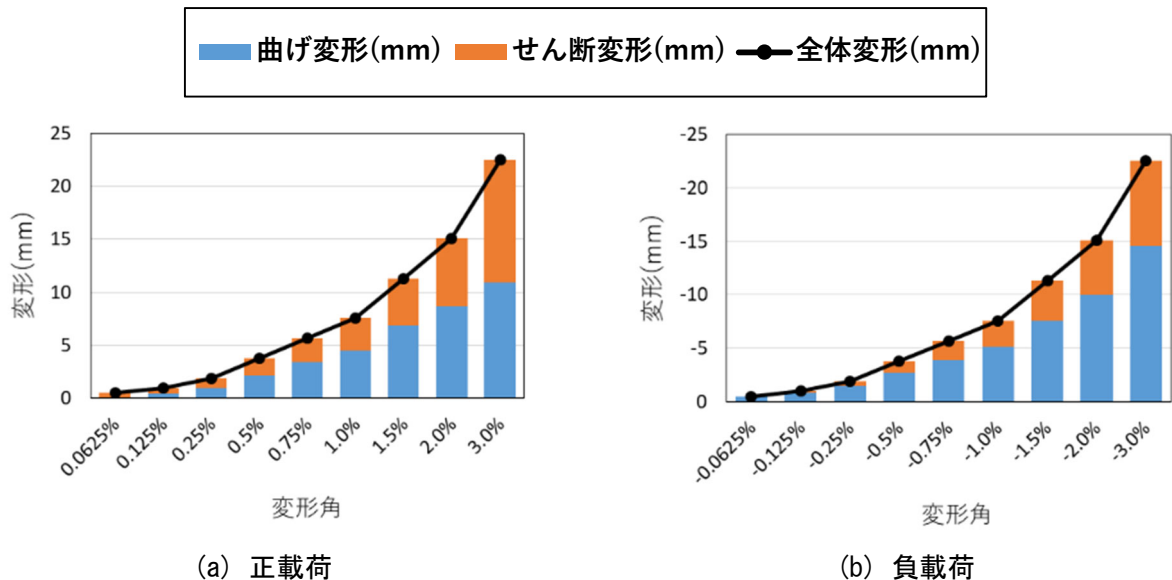


図 6.3.6-16 全体変形に占める曲げ変形、およびせん断変形成分の推移 (C2-UFC1)

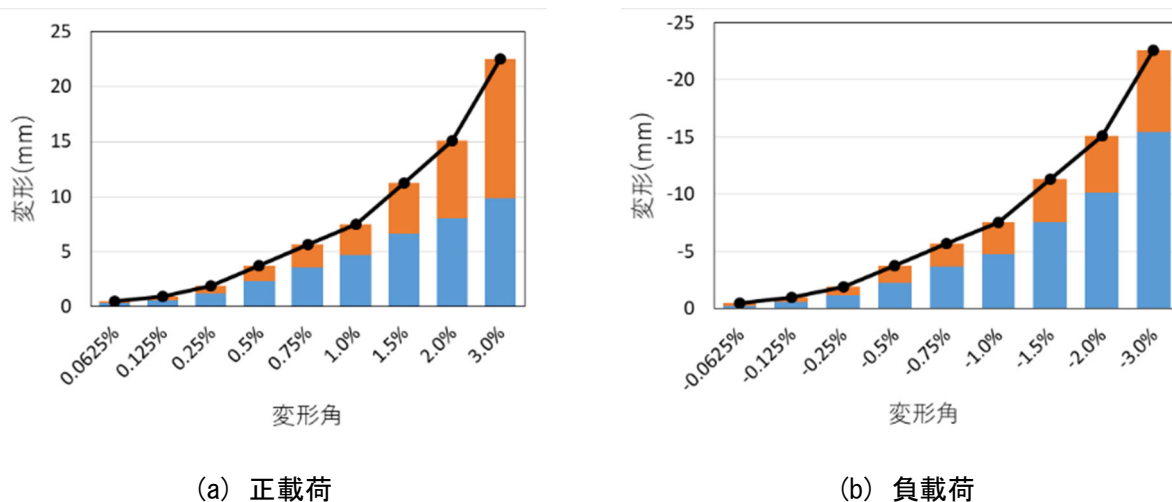
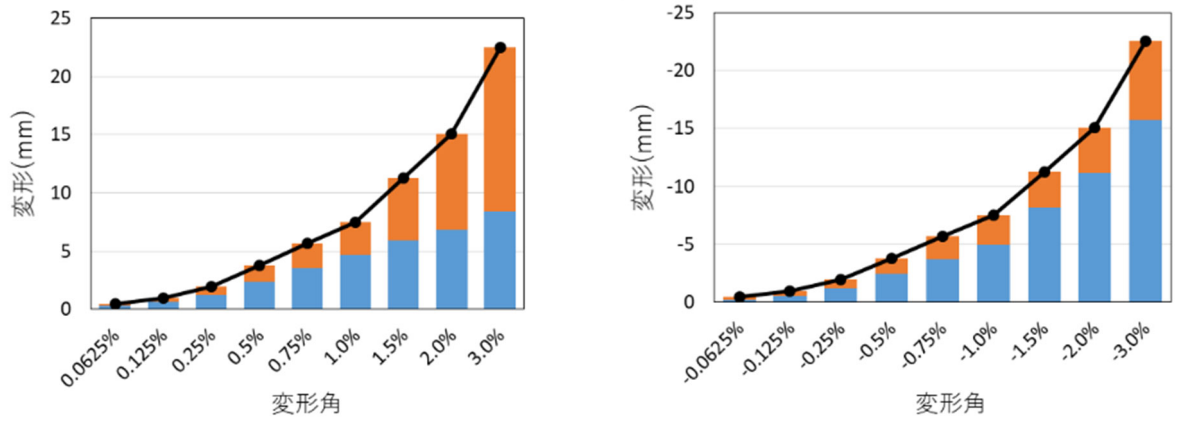


図 6.3.6-17 全体変形に占める曲げ変形、およびせん断変形成分の推移 (C2-UFC2)



(a) 正載荷

(b) 負載荷

図 6.3.6-18 全体変形に占める曲げ変形, およびせん断変形成分の推移 (C2-UFC3)

表 6.3.6-2 全体変形に占めるせん断変形成分の割合

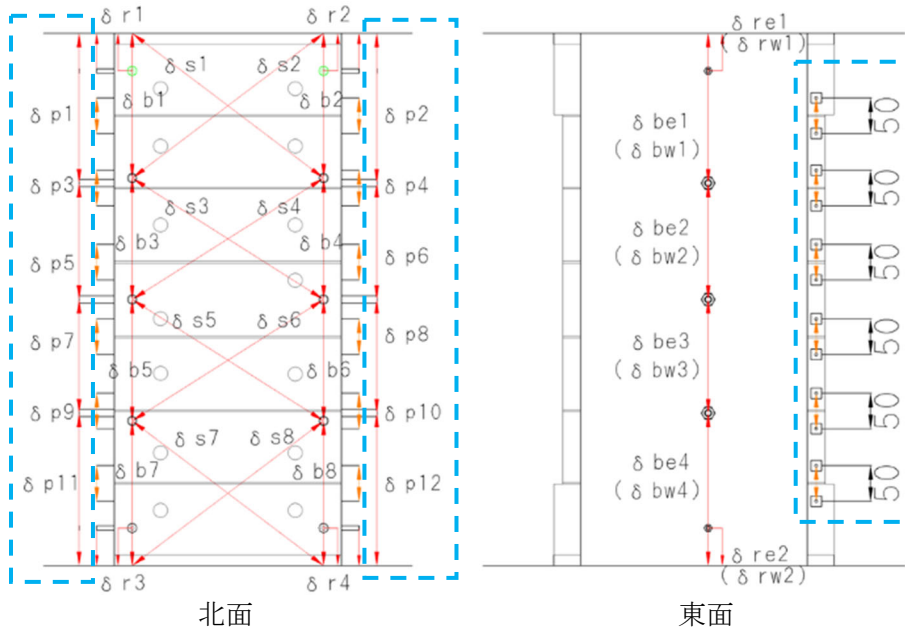
試験体	せん断変形の割合									
	変形角 (正載荷)									
	0.0625%	0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	
C2-UFC1	0.96	0.58	0.49	0.44	0.41	0.40	0.40	0.43	0.51	
C2-UFC2	0.30	0.34	0.38	0.38	0.37	0.37	0.41	0.47	0.56	
C2-UFC3	0.30	0.36	0.38	0.37	0.38	0.38	0.48	0.55	0.63	
試験体	変形角 (負載荷)									
	-0.0625%	-0.125%	-0.25%	-0.5%	-0.75%	-1.0%	-1.5%	-2.0%	-3.0%	
C2-UFC1	-0.05	0.17	0.24	0.29	0.31	0.32	0.33	0.34	0.36	
C2-UFC2	0.49	0.41	0.39	0.40	0.36	0.37	0.33	0.33	0.32	
C2-UFC3	0.54	0.45	0.38	0.34	0.35	0.34	0.27	0.26	0.30	

(6) パネル間変位

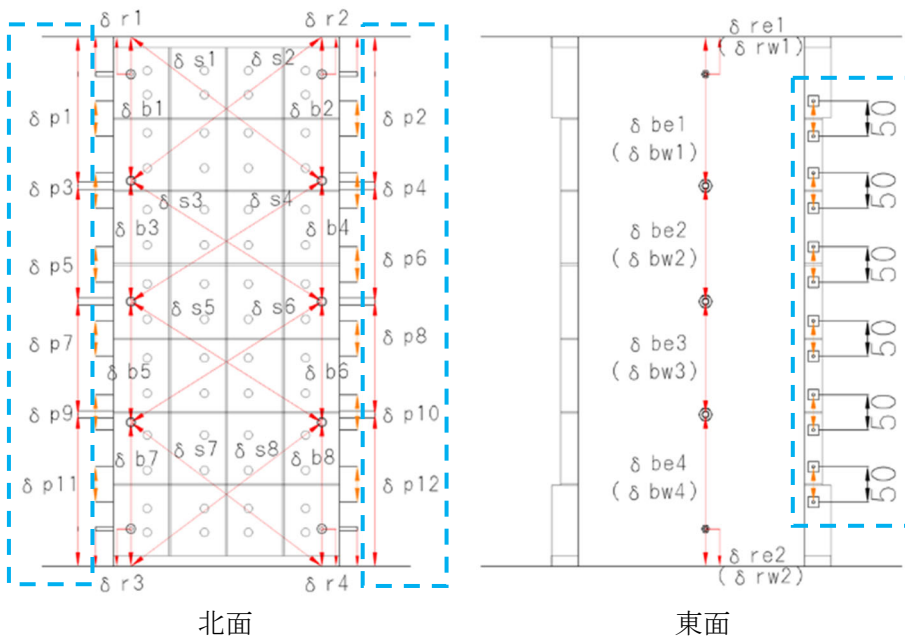
C2-UFC2, C2-UFC3 において, 図 6.3.6-19 中に示す位置に設置したパイゲージ ( $\delta_{p11} \sim \delta_{p12}$ ) により得られた, パネル水平目地間の変位を図 6.3.6-20~図 6.3.6-23 に示す。図中, 正側がパネル水平目地間の開きを, 負側がパネル水平目地間の縮みを示している。

正載荷において, C2-UFC2 では変形角が大きくなるにつれ, 西面の最下段のパネルと下から 2 段目のパネル間の開き ( $\delta_{p12}$ ) が大きくなっているのに対し, 東面ではパネル水平目地間の開きはあまり生じていないことから, 東面においては, パネル間の開きよりも, パネルと上端部の目地との開きが支配的であったと考えられる。また, C2-UFC のパネル水平目地間の開きは高さ方向になだらかに分布しており, 中央高さ付近ではパネル間にほとんど開きが生じていなかった一方, C2-UFC3 の正載荷では西面, 東面共に高さ方向の分布にばらつきが見られ, 中央高さ付近においてもパネル間に開きが生じていた。これは, C2-UFC3 では水平方向の分割に加え, 鉛直方向にも分割したことにより, パネル個々に回転変形が生じたことによるものだと考えられる。

また, C2-UFC2 の負載荷側では,  $R=3.0\%$ に至るまでパネル水平目地間の変形は小さく, パネル間の開きよりも, パネルと上下端部の目地の開きが支配的であったと考えられる。一方, C2-UFC3 の負載荷側においては, 西面においては最上段から 2 段目のパネルと 3 段目のパネル間の開き ( $\delta_{p1}$ ) が, 東面においては最下段から 2 段目のパネルと 3 段目のパネル間の開き ( $\delta_{p9}$ ) が大きかった。

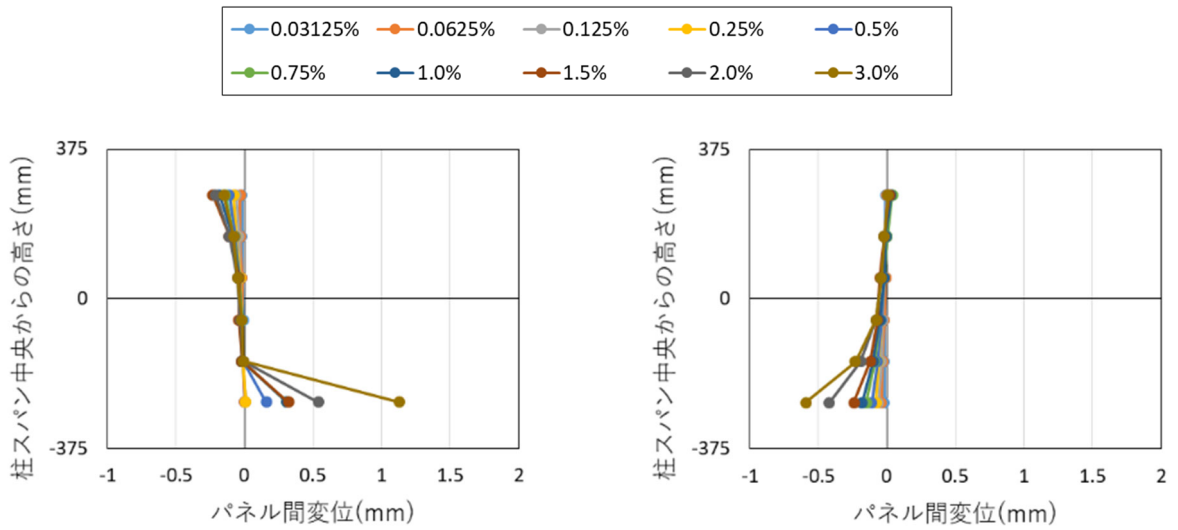


(a) C2-UFC2



(b) C2-UFC3

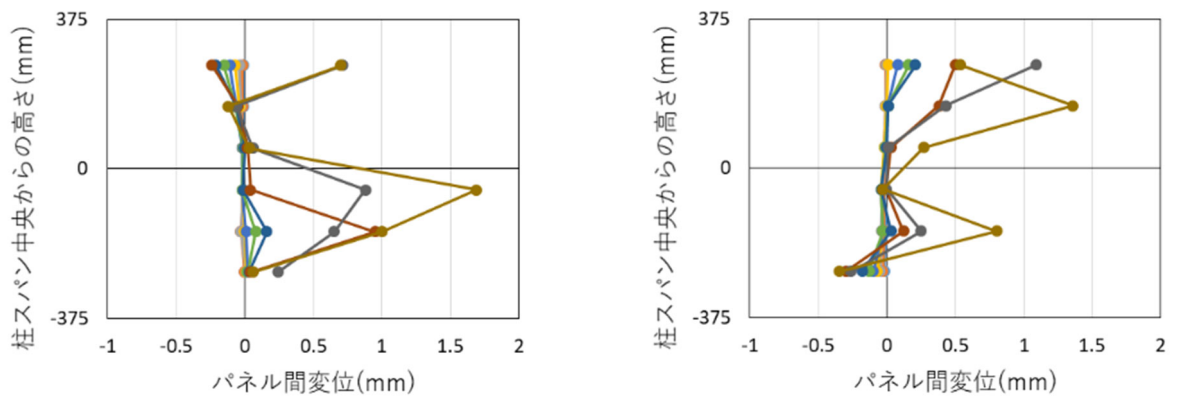
図 6.3.6-19 パイゲージの設置位置



(a) 西面

(b) 東面

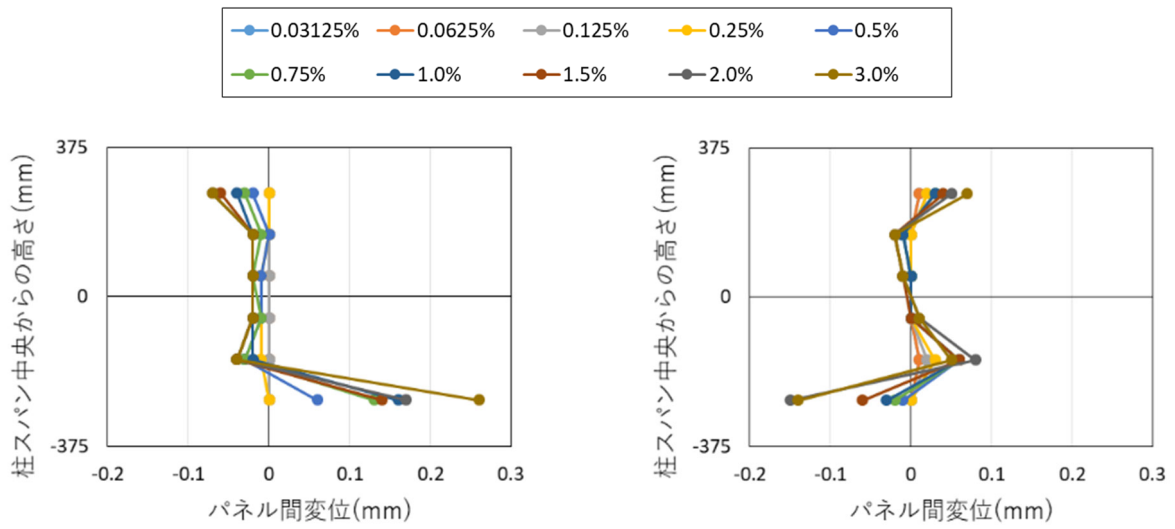
図 6.3.6-20 パネル水平目地間の変位 (C2-UFC2, 正載荷)



(a) 西面

(b) 東面

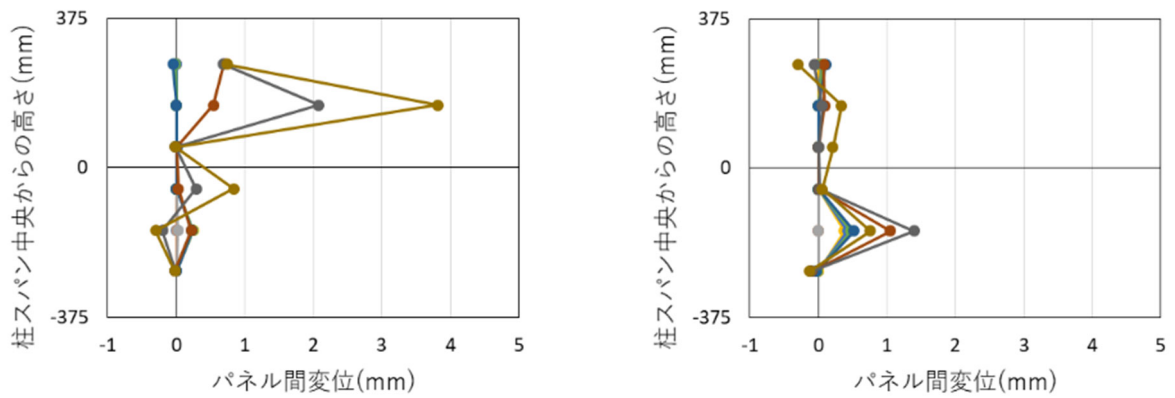
図 6.3.6-21 パネル水平目地間の変位 (C2-UFC3, 正載荷)



(a) 西面

(b) 東面

図 6.3.6-22 パネル水平目地間の変位 (C2-UFC2, 負載荷)



(a) 西面

(b) 東面

図 6.3.6-23 パネル水平目地間の変位 (C2-UFC3, 負載荷)



### 6.3.7 光学式モーションキャプチャの精度検証

光学式モーションキャプチャで計測されたデータの精度を検証するために、歪みゲージ式変位計 (CDP-25, SDP-200D など) の計測値と比較し、その計測誤差などについての検証を行った。

#### (1) 試験体の全体変形

試験体の上下スタブの相対水平変形を全体水平変形  $\delta_h$ 、試験体の上下スタブの相対鉛直変形を全体鉛直変形  $\delta_v$ 、上下スタブの相対回転角を  $\theta_s$  とし、それぞれの計測結果を図 6.3.7-1～図 6.3.7-3 に示す。図 6.3.7-1、図 6.3.7-2 に示すように、全体水平変形  $\delta_h$  と全体鉛直変形  $\delta_v$  は光学式モーションキャプチャで計測されたデータと歪みゲージ式変位計で計測されたデータは同じ挙動をしていた。一方で、上下スタブの相対回転角  $\theta_s$  は、実験では歪みゲージ式変位計で計測された値を一定に保つように制御していたが、光学式モーションキャプチャで計測されたデータではそれとは違いスタブが回転している計測結果が得られている。図 6.3.7-3 を見ると、この光学式モーションキャプチャで計測されたデータはある程度の傾きを持った挙動が見られる。これは歪みゲージ式変位計のターゲットを設置するときの水平精度と、光学式モーションキャプチャのキャリブレーション時の水平精度との差が影響していると考えられる。

具体的な計測誤差として、図 6.3.7-4 に水平変形と鉛直変形の誤差のグラフを示す。また表 6.3.7-1 に計測誤差の一覧を示す。図 6.3.7-4 を見ると、水平変形の誤差は変形が大きくなるほど誤差が蓄積されるような結果だった。一方で鉛直変形では、軸力が大きく切り替わる水平変形が小さい範囲で誤差が大きく変化しているような結果であった。表 6.3.7-1 に示すように、C2-UFC2 試験体では水平変形、鉛直変形、回転角の誤差はそれぞれ 0.89mm, 2.83mm,  $0.84 \times 10^{-3} \text{rad}$  となった。同様に C2-UFC3 試験体では水平変形、鉛直変形、回転角の誤差はそれぞれ 1.58mm, 2.66mm,  $0.88 \times 10^{-3} \text{rad}$  となった。表 6.3.7-2 に示す光学式モーションキャプチャの計測精度 (保証精度 0.199mm, 期待精度 0.033mm) と比べると変形誤差が大きくなった。なお、歪みゲージ式変位計による計測は試験体の北面で行っているのに対し、光学式モーションキャプチャによる計測は試験体の南面で行っていることから、この計測誤差には加力に伴う試験体のねじれ等の影響が含まれていると考えられる。

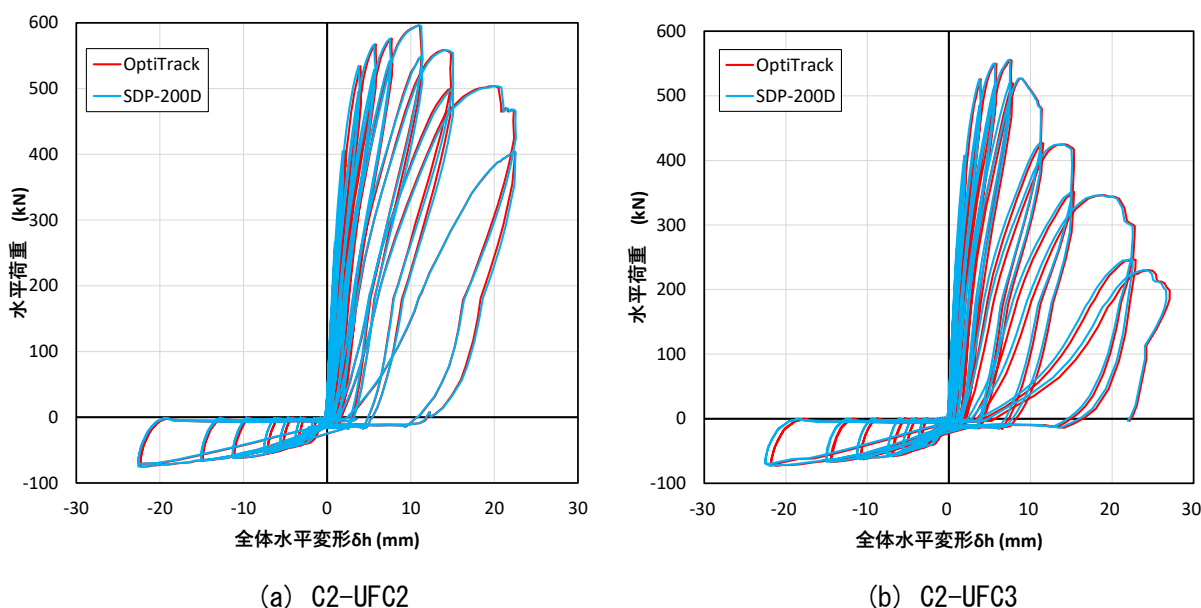


図 6.3.7-1 水平荷重—全体水平変形  $\delta_h$  関係

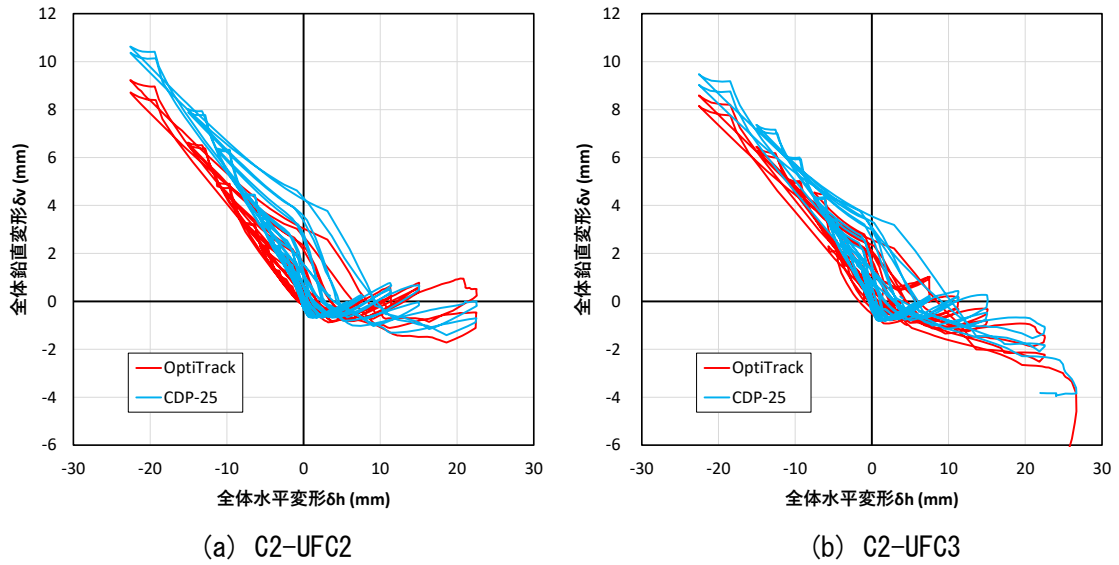


図 6.3.7-2 全体鉛直変形  $\delta_v$ —全体水平変形  $\delta_h$  関係

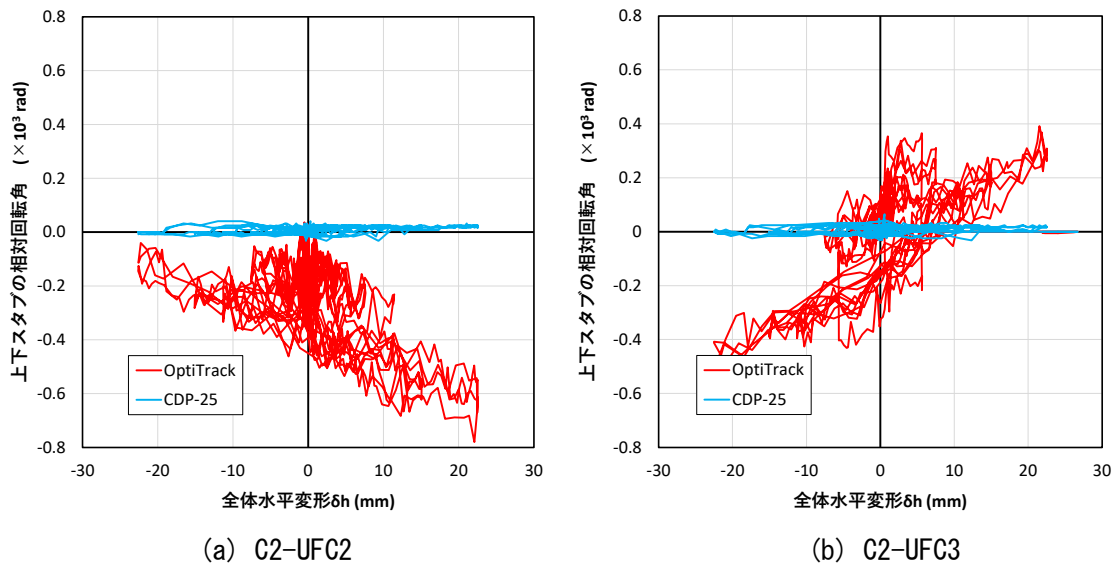


図 6.3.7-3 上下スタブの相対回転角  $\theta_s$ —全体水平変形  $\delta_h$  関係

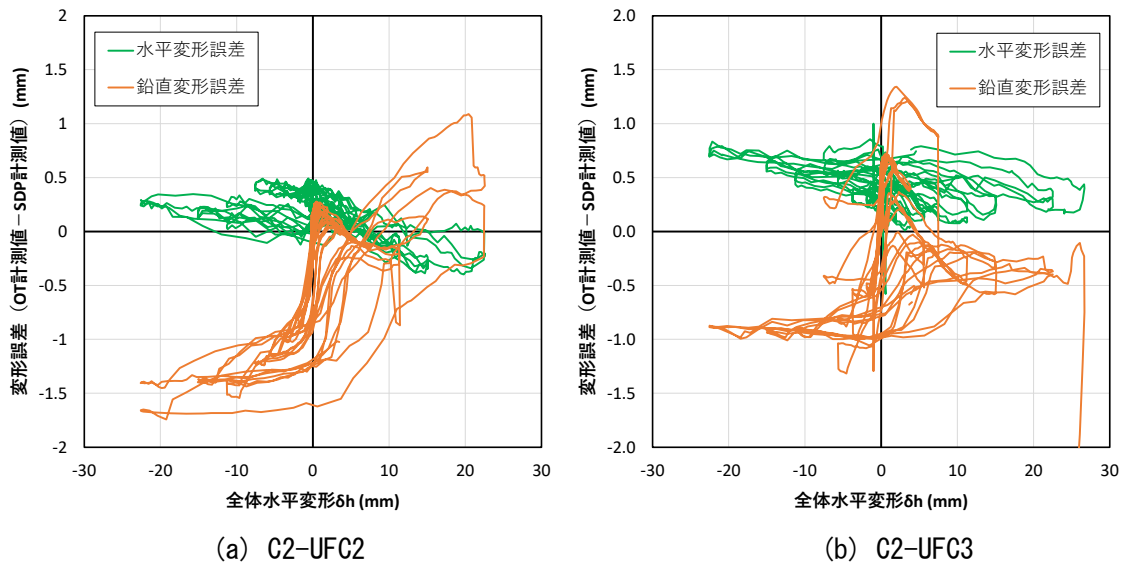


図 6.3.7-4 変形誤差－全体水平変形  $\delta_h$  関係

表 6.3.7-1 誤差一覧

	C2-UFC2			C2-UFC3		
	最大	最小	最大-最小	最大	最小	最大-最小
水平変形誤差 (mm)	0.49	-0.40	0.89	1.00	-0.58	1.58
鉛直変形誤差 (mm)	1.09	-1.74	2.83	1.34	-1.32	2.66
回転角誤差 ( $\times 10^3$ rad)	0.04	-0.80	0.84	0.37	-0.52	0.88

表 6.3.7-2 光学式モーションキャプチャの計測精度

## OptiTrack PrimeX 13, 反射マーカ－ 6.4mm

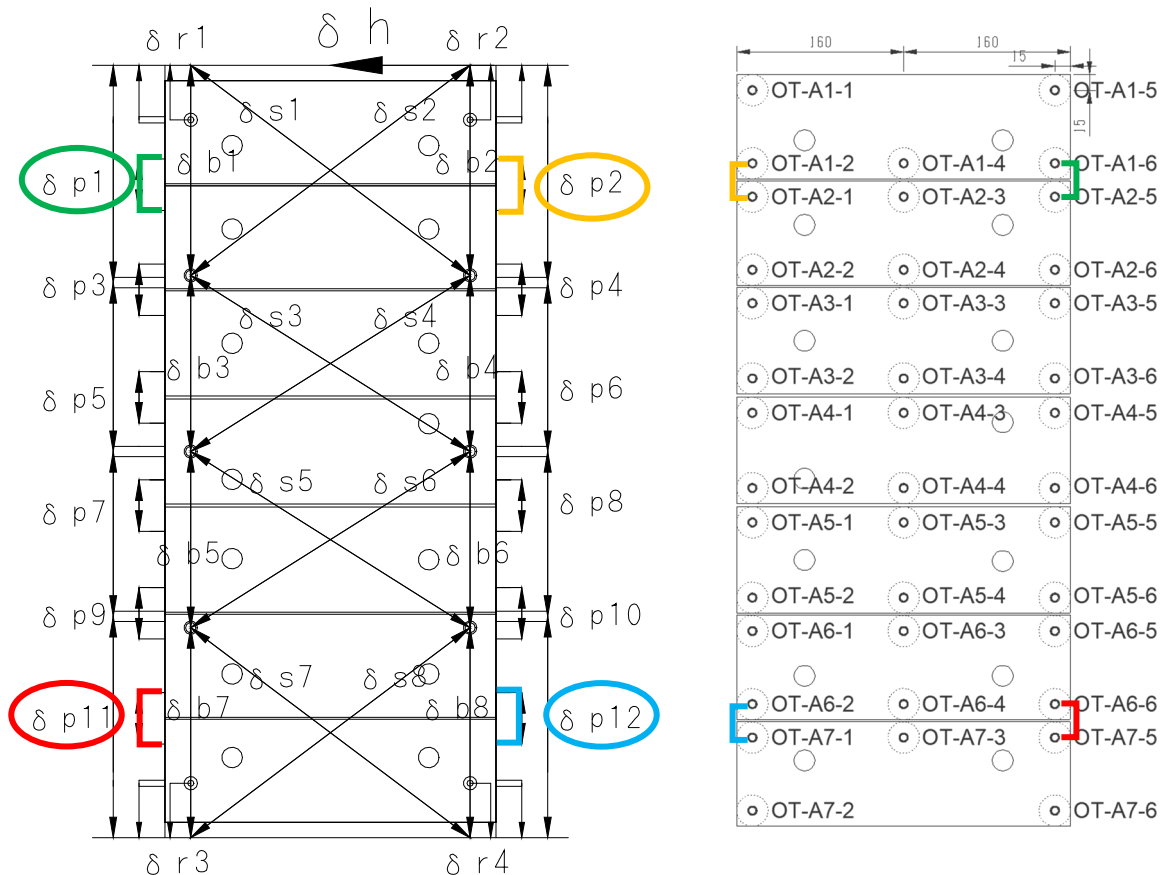
水平視野角	56 [度]
垂直視野角	46 [度]
水平解像度	1280 [pixel]
垂直解像度	1024 [pixel]
マーカ－サイズ	6.4 [mm]
カメラ設置距離	2.0 [m]
計測面(水平長さ)	0.35 [m]
計測面(鉛直長さ)	0.75 [m]

計測可能エリア(水平長さ)	<b>2.13</b> [m]
計測可能エリア(鉛直長さ)	<b>1.70</b> [m]
期待精度 (水平)	<b>0.033</b> [mm]
期待精度 (鉛直)	<b>0.033</b> [mm]
保証精度 (水平)	<b>0.199</b> [mm]
保証精度 (鉛直)	<b>0.199</b> [mm]
必要マーカ－サイズ	<b>5.0</b> [mm]

(2) UFC パネル間水平目地の変形

C2-UFC2 試験体の UFC パネル間の水平目地の変形の計測結果を用いて、光学式モーショキャプチャの計測精度の検証を行う。図 6.3.7-5 に、パイゲージ計測位置と光学式モーショキャプチャの計測位置をそれぞれ示す。検証の対象としたのは、図 6.3.7-5 に示した緑黄赤青の 4 箇所の計測結果である。それぞれの計測ではほぼ同じ箇所での目地の変形を計測しているが、北面と南面で計測位置は違っており、同じパネルを計測したわけではない。

図 6.3.7-6 にその計測結果を示す。東下（赤色）での計測結果は、パイゲージの計測値で-0.6mm 程度まではほぼ同じ変形であった。また、西下（青色）での計測結果は、計測値の誤差は大きいものの同じような挙動を示している。しかし、東上（緑色）および西上（黄色）の計測結果では、光学式モーショキャプチャの計測値と比べると、パイゲージの計測値が小さな結果となった。これらの計測値の差は、同じパネルで計測しているわけではなく、北面と南面で計測位置が異なっているためと考えられる。このことから、これらの計測結果を用いて光学式モーショキャプチャの計測精度の検証は実施できないことがわかった。



(a) パイゲージ計測位置（北面） (b) 光学式モーショキャプチャ計測位置（南面）

図 6.3.7-5 UFC パネル間の水平目地の変形

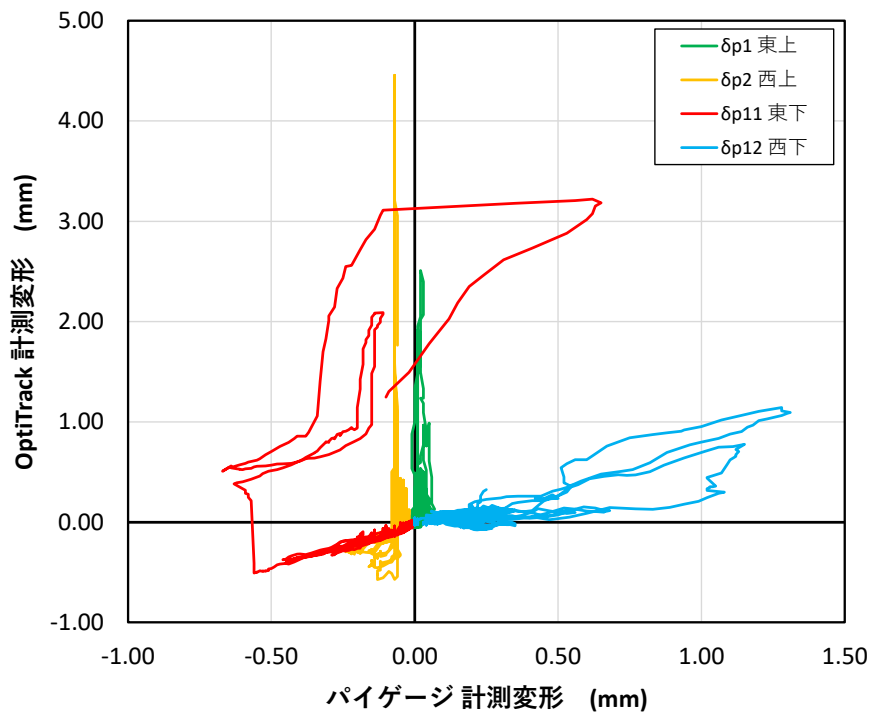


図 6. 3. 7-6 UFC パネル間水平目地の変形計測結果

(3) 同一 UFC パネル内のクロスチェック

UFC パネルの変形は、UFC パネルの光学式モーショキャプチャ計測点のうちの 2 点の計測点を用いて UFC パネルの水平変位、鉛直変位、回転角を求める。一方、C2-UFC2 試験体では、UFC パネルに 5~6 点の光学式モーショキャプチャ計測点を設置したので、計算に用いる計測点 2 点の選択によって複数の UFC パネルの水平変位、鉛直変位、回転角の値が計算できる。UFC パネルが剛体でかつ計測精度が良ければこれら複数の計測結果は一致するはずである。そこで、同一 UFC パネルの計測結果のクロスチェックを行うことで、UFC パネルの計測精度の検証を行う。UFC パネルの水平変位および鉛直変位は、パネル中心部の変形を求めるので、図 6.3.7-7 のような A6 パネルの場合は「OT-A6-1, OT-A6-6」「OT-A6-2, OT-A6-5」「OT-A6-3, OT-A6-4」の 3 つの組み合わせの 2 点を用いることで計算できる。また、UFC パネルの回転角は、図 6.3.7-7 の 6 点のうちどの 2 点を選んでも同じ値になるはずなので、6C2=15 通りの組み合わせで計算できる。

ここで、あるステップ、ある UFC パネルにおける、UFC パネルの水平変位のパネル内誤差は、3 つの組み合わせによって計算した UFC パネルの水平変位 3 つの値の最大値から最小値を引いた値と定義する。また、鉛直変位についても同様である。また、あるステップ、ある UFC パネルにおける、UFC パネルの回転角のパネル内誤差は、15 通りの組み合わせによって計算した UFC パネルの回転角 15 個の値の最大値から最小値を引いた値と定義する。計算例として、図 6.3.7-8 に A4 パネルの水平変位および鉛直変位の計算結果を示す。3 つの計算結果はほぼ同じ挙動を示している。また、図 6.3.7-9 に水平変位および鉛直変位のパネル内誤差を示す。3 つの計測値の平均値に比べるとパネル内誤差が小さいことがわかる。

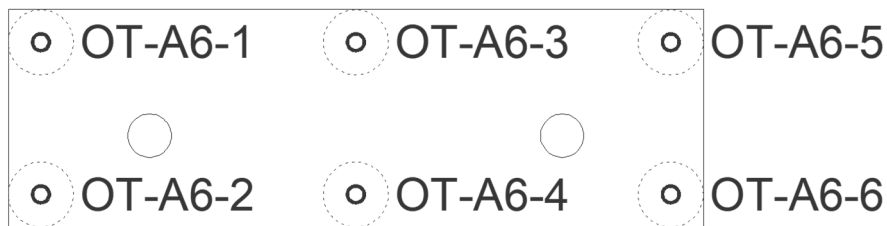


図 6.3.7-7 UFC パネルの OptiTrack 計測点

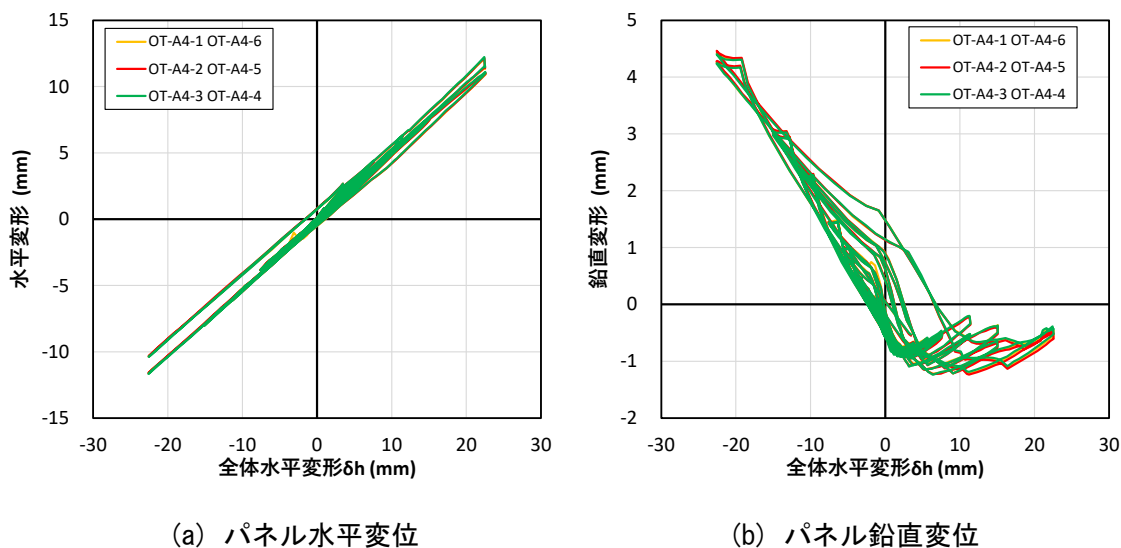


図 6.3.7-8 UFC パネル A4 の計算結果

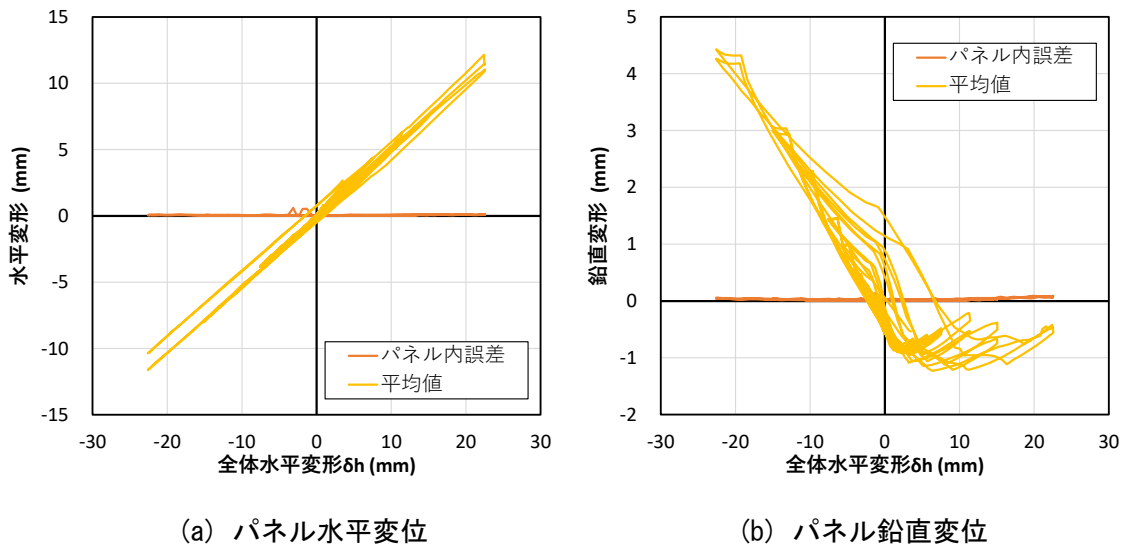


図 6.3.7-9 UFC パネル A4 のパネル内誤差

同じように、図 6.3.7-10 に UFC パネル回転角のパネル内誤差の計算結果を示す。A1 パネルおよび A6 パネルは、载荷中にパネルが破壊されたため、剛体の仮定が成立しなくなり、誤差が大きくなっていることがわかる。しかしそれ以外のパネルは、15 個の計測値の平均値に比べるとパネル内誤差は小さいことがわかった。表 6.3.7-3 にパネル内誤差の最大値一覧を示す。パネル内誤差の最大値とは、各ステップで計算したパネル内誤差の、計測ステップ内での最大値である。それを各パネルで計算し、载荷中にパネルが破壊された A1 パネルおよび A6 パネルを除いて平均した値とその中の最大値を表 6.3.7-3 の下二段に示す。パネル内誤差は、水平変位で最大 0.598mm、鉛直変位で最大 0.323mm となった。これは、OptiTrack の保証精度保証精度 0.199mm の 1.5 倍～3.0 倍程度である。

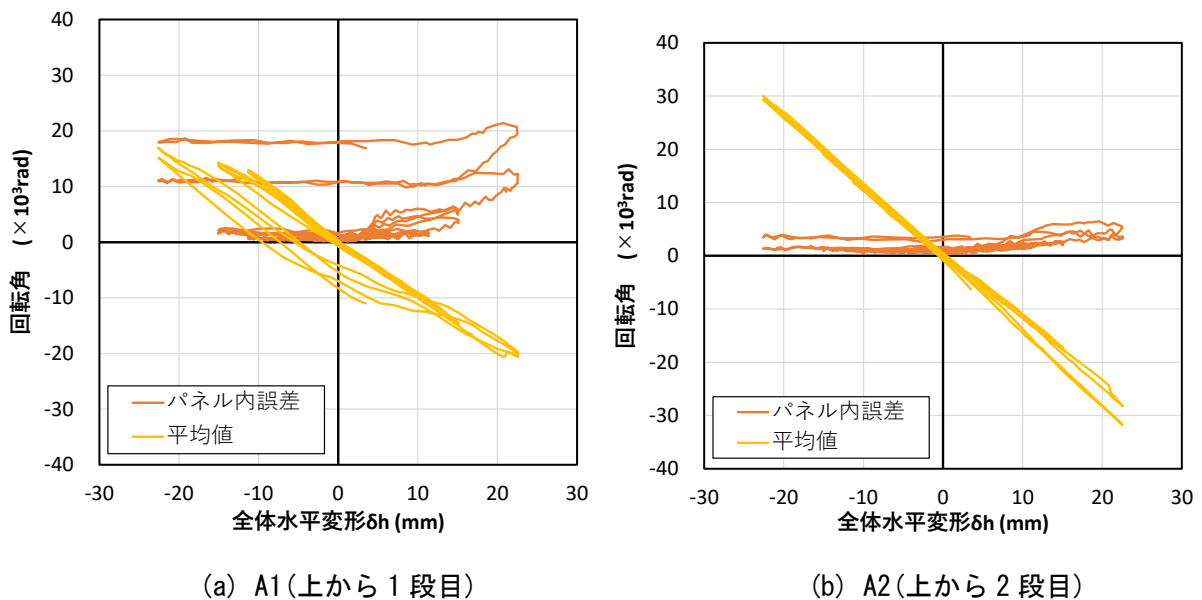
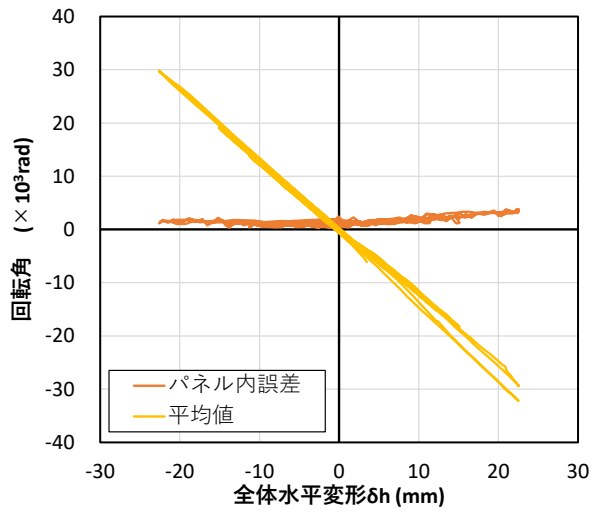
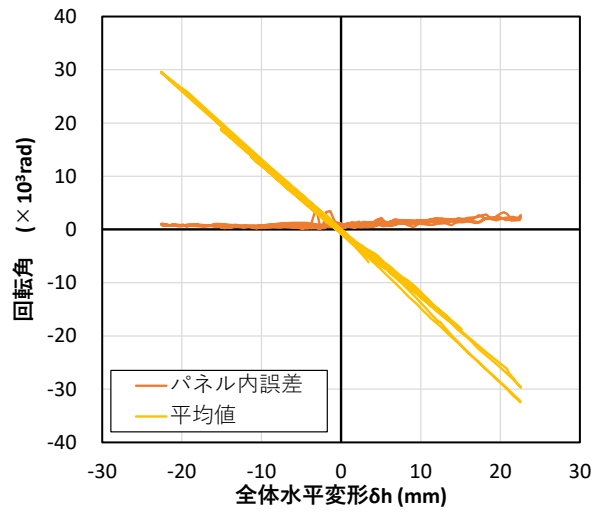


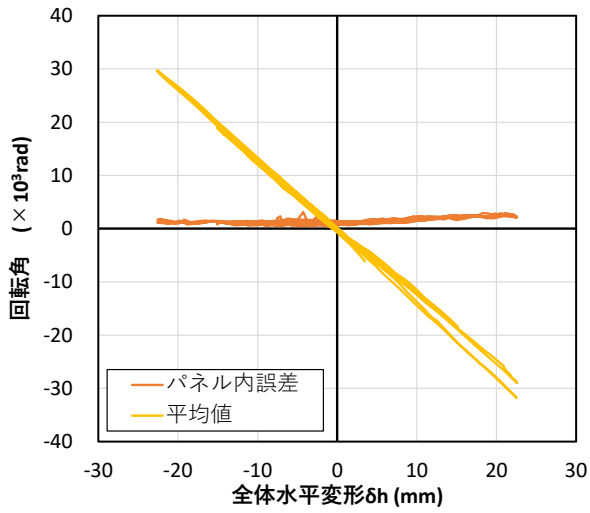
図 6.3.7-10 UFC パネルの回転角計算結果



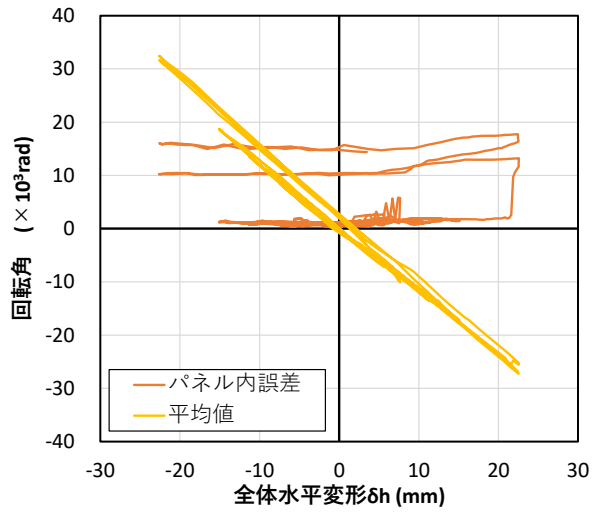
(c) A3(上から3段目)



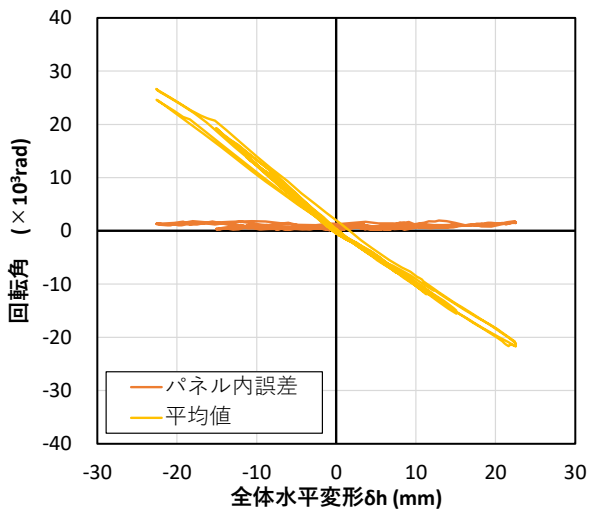
(d) A4(上から4段目)



(e) A5(上から4段目)



(f) A6(上から6段目)



(g) A7(上から7段目)

図 6.3.7-10 (続き) UFC パネルの回転角計算結果



表 6.3.7-3 パネル内誤差の最大値一覧

	水平変位 パネル内誤差 最大値	鉛直変位 パネル内誤差 最大値	回転 パネル内誤差 最大値
	mm	mm	rad( $\times 10^3$ )
パネルA1	0.756	0.089	21.43
パネルA2	0.176	0.323	6.50
パネルA3	0.094	0.109	3.81
パネルA4	0.598	0.136	4.07
パネルA5	0.490	0.155	3.14
パネルA6	1.031	1.074	31.00
パネルA7	0.067	0.059	1.93
2~5, 7平均	0.285	0.156	3.89
2~5, 7最大	0.598	0.323	6.50

#### 6.4 考察

各試験体の正載荷、および負載荷の水平荷重－変形角関係における包絡線の比較を図 6.4-1 に示す。図の縦軸は試験体に生じた水平荷重を、正載荷側は RC 柱単体のせん断終局耐力の計算値で、負載荷側は RC 柱単体の曲げ終局耐力の計算値で除すことで基準化している。また、表 6.4-1 に正載荷時における各試験体の初期剛性、実験時の最大耐力、最大耐力時の変形角、RC 柱単体のせん断終局耐力の計算値、および耐力増加率の一覧を示す。なお、せん断終局耐力の計算値、および曲げ終局耐力の計算値は、6.2.2 項で示した目標圧縮軸力時のせん断終局耐力、および目標引張軸力時の曲げ終局耐力であり、耐力増加率は実験時の最大耐力を RC 柱単体のせん断終局耐力の計算値で除すことで算出している。

図 6.4-1、および表 6.4-1 より、正載荷において  $R=1.0\%$  サイクルまでは各試験体の水平荷重－変形角関係に大きな違いは見られなかった。また、初期剛性も各試験体で概ね同程度であり、パネルを分割して貼り付けた場合であっても、非分割のパネルを貼り付けた場合と同程度の補強効果が得られたと考えられる。一方、 $R=1.0\%$  サイクル以降は各試験体で水平荷重－変形角関係に違いが見られ、C2-UFC3 では  $R=1.0\%$  サイクルで最大耐力を迎えた後、他の試験体に比べ急激な耐力低下を示した。また、C2-UFC2 についても C2-UFC3 ほどではないものの、C2-UFC1 に比べ  $R=1.5\%$  サイクルで最大耐力を迎えた後の耐力低下が大きい。耐力増加率についても、C2-UFC1 が最も耐力増加率が大きく、C2-UFC2、C2-UFC3 の順に耐力増加率は小さかった。負載荷側に関しては、各試験体の包絡線は概ね一致しており、パネル分割による影響は小さいと考えられる。

また、正載荷時の C2-UFC1 の補強率に対する C2-UFC2、C2-UFC3 の補強率の割合を表 6.4-2 に示す。補強率は、各変形角サイクルピーク時の耐力を、RC 柱単体のせん断終局耐力の計算値で除した値とし、補強率の割合は、C2-UFC1 の補強率に対する C2-UFC2、および C2-UFC3 それぞれの補強率の比と定義した。表 6.4-2 より、 $R=1.0\%$  までの各試験体の耐力は概ね同程度であり、 $R=1.0\%$  において、C2-UFC1 に比べて C2-UFC2 では 3%、C2-UFC3 では 6% の耐力低下に留まった。一方、C2-UFC3 は  $R=1.5\%$  以降、急激に耐力低下しており、C2-UFC2 についても、最大耐力を迎えた  $R=1.5\%$  までは概ね C2-UFC1 の耐力と同程度であるが、最大耐力以降の耐力低下は C2-UFC1 に比べ大きい。以上より、本実験で用いた分割方法においては、横方向のみの分割、および縦・横方向の分割共に、最大耐力への影響は小さいと考えられるが、最大耐力後の耐力低下には影響が見られ、 $R=3.0\%$  において、パネルを横方向に分割した C2-UFC2 では 15% 程度、パネルを縦および横方向に分割した C2-UFC3 では 46% 程度の耐力低下が見られた。

次に、図 6.3.5-1(f) に示すように、C2-UFC3 において最大耐力を迎えた変形角である  $R=1.0\%$  ピーク時の各試験体の UFC パネルの主応力分布を比較すると、C2-UFC1、および C2-UFC2 はパネルの対角線に沿って圧縮ストラットが形成されているのに対し、C2-UFC3 では局所的に大きな最小主応力が生じていることから、C2-UFC3 ではパネル相互の応力伝達が他試験体に比べて小さかったと考えられる。これは 6.3.3 項で示したように、 $R=0.75\%$  サイクルにおいて、パネル間の縦目地、および横目地に沿った開きが生じてパネルが分離し、パネル個々が個別の挙動を示したことによるものだと考えられる。C2-UFC3 の帯筋が他試験体比べ早期に降伏し、最大耐力時の変形角が小さかったことから、 $R=1.0\%$  サイクル以降において、パネルが負担するせん断力が小さくなり、相対的に既存 RC 柱が負担するせん断力が大きくなったことが、最大耐力以降の靱性能の低下につながったと考えられる。

一方、C2-UFC2 に関しては、鉄筋の降伏状況や変形状態において、概ね C2-UFC1 と同様の性状を示したが、図 6.3.5-1(h) に示すように、C2-UFC1 と C2-UFC2 が最大耐力を迎えた後の変形角である  $R=2.0\%$  の UFC パネルの主応力分布を比較すると、C2-UFC1、C2-UFC2 共に、パネル厚が小さい区間

## 第6章 端部増厚した分割 UFC パネル挟込工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

において対角線状の圧縮ストラットが形成されているが、C2-UFC2 の最小主応力は、C2-UFC1 と比べて小さい。これは、C2-UFC1 はパネル端部の断面拡幅部から中央部にかけて、テーパによりなだらかにパネルの断面が変化するのに対し、C2-UFC2 はパネルの分割位置において厚みが増加するため、断面切り替わり位置において局所的な応力が発生し、パネル中央部への応力伝達が C2-UFC1 に比べ小さかったことが原因だと考えられる。また、6.3.3 項で示したように、C2-UFC2 においてパネル厚が変化する分割位置付近において、局所的なパネルの損傷が見られたことから、断面切り替わり位置において局所的な応力が発生していたことが伺える。 $R=2.0\%$  サイクル以降、C2-UFC2 のパネル中央部の負担せん断力が C2-UFC1 に比べ小さく、相対的に既存 RC 柱の負担するせん断力が大きくなったことが最大耐力後の耐力低下につながったと考えられる。

また、パネルと既存柱の付着性がパネルの主応力に影響を及ぼすと考えられるが、本実験においては、C2-UFC1 において損傷が生じなかった南面のパネルでは、載荷終了までパネルに生じる最小主応力が増加していたこと、およびパネルを分割した C2-UFC2, C2-UFC3 ではパネルおよびパネル間目地に損傷が生じた変形角サイクル以降 (C2-UFC2 では  $R=3.0\%$  以降、C2-UFC3 では  $R=0.75\%$  以降) において最小主応力の低下が見られたことから、各試験体において、パネル接着面は十分な付着性を有しており、パネルを分割した試験体ではパネル、およびパネル間目地の損傷がパネルの主応力に大きな影響を与えたと考えられる。

なお、本補強工法では、UFC パネルを柱に圧着・固定するための貫通孔をパネルに設ける必要があるが、貫通孔の大きさによっては、期待した補強効果が得られない可能性がある。そのため、本章の実験で用いた UFC パネルの断面欠損率を上回らないよう、貫通孔の位置を設定する必要がある。具体的には、図 6.4.2 に示すように、UFC パネルの柱幅方向の断面に対し、最もパネルの断面積が小さい断面において、(欠損部の断面積) / (UFC パネルの断面積) が本実験試験体の最大値 (図 6.4.2 に示す C2-UFC3 試験体の最大断面欠損率 0.15) を上回らないよう貫通孔の位置を計画しなければならない。断面欠損率が本実験試験体の値を上回る場合には、別途、補強効果に関する検討が必要であると考えられる。

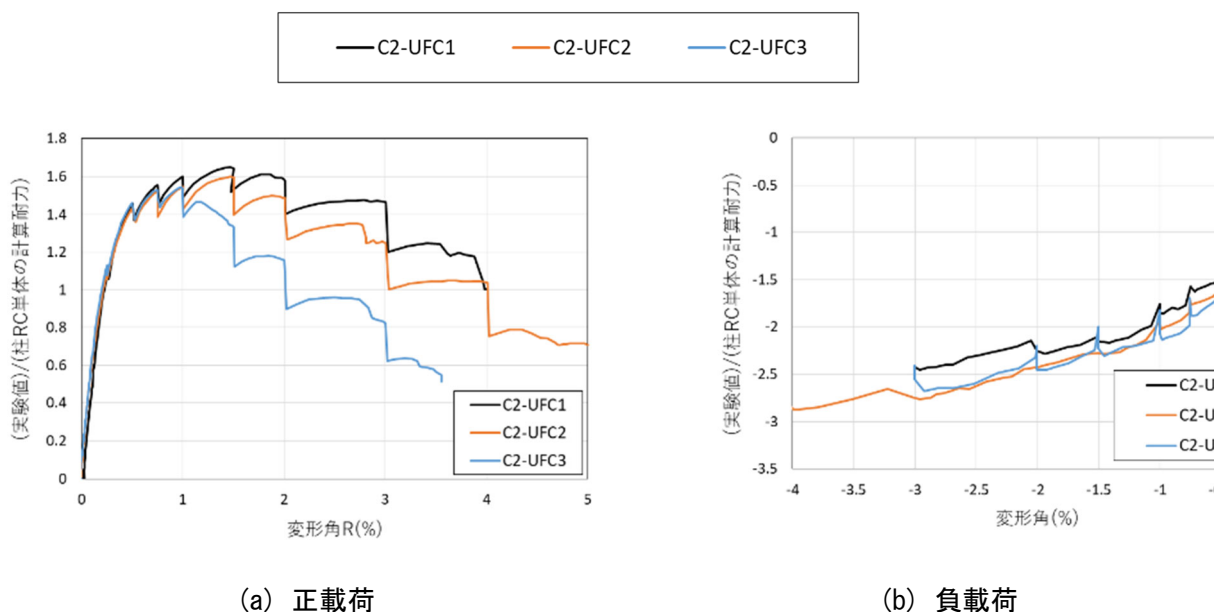


図 6.4-1 水平荷重—変形角関係の包絡線の比較

表 6.4-1 各試験体の耐力増加率の一覧

試験体	初期剛性 (kN/mm)	実験時最大耐力 $Q_{\max}^+$ (kN)	最大耐力時の変形角 $R_{\max}^+$ (%)	せん断終局耐力 の計算値 $Q_{Su}$ (kN)	耐力増加率
C2-UFC1	252.8	567.6	1.466	345.2	1.64
C2-UFC2	257.3	596.0	1.470	374.4	1.59
C2-UFC3	261.2	555.7	0.970	360.8	1.54

表 6.4-2 C2-UFC1 を基準とした補強率の割合の一覧

試験体	C2-UFC1を基準とした補強率の割合										
	0.03125%	0.0625%	0.125%	0.25%	0.5%	0.75%	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	4.0%
C2-UFC1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2-UFC2	3.06	1.58	1.18	1.01	1.00	0.98	0.97	0.97	0.90	0.85	1.04
C2-UFC3	3.29	1.61	1.21	1.06	1.00	0.96	0.94	0.78	0.69	0.54	

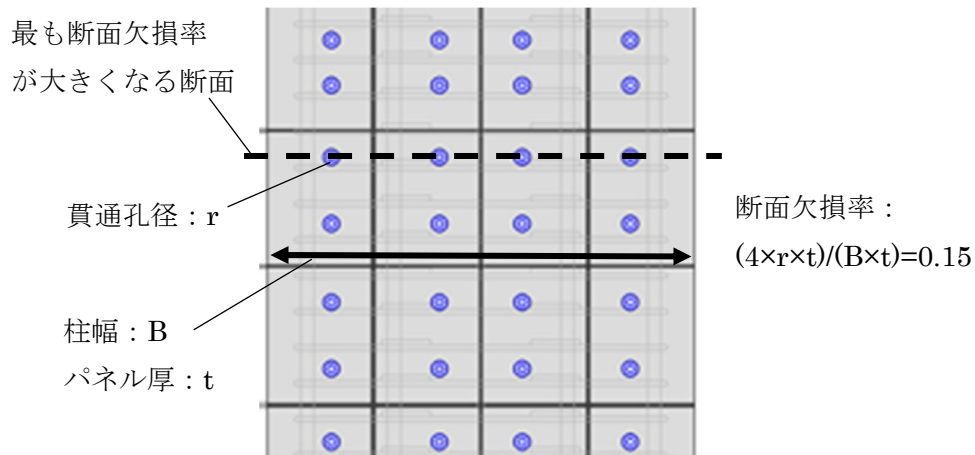


図 6.4-2 断面欠損率の算定 (C2-UFC3)

## 6.5 結論

本章では、RC 造ピロティ柱を対象に、非分割の UFC パネルによる補強を施した試験体と、分割した UFC パネルによる補強を施した試験体の静的載荷実験を通して、UFC パネルの分割による補強効果への影響について検討した。以下に、得られた知見を示す。

- ・ 非分割の UFC パネルを貼り付けた試験体である C2-UFC1 に比べ、UFC パネルを横方向にのみ分割して貼り付けた試験体である C2-UFC2, および UFC パネルを縦、並びに横方向に分割して貼り付けた試験体である C2-UFC3 は、水平荷重-変形角関係において、変形角  $R=1.0\%$  程度まで、剛性および耐力は概ね同程度であり、UFC パネルを分割して貼り付けた場合でも、非分割と同程度の補強効果が得られた。
- ・ 一方、C2-UFC2 は変形角  $R=1.5\%$  サイクルにて最大耐力を迎えた後、その後の耐力低下が C2-UFC1 に比べて大きかった。また、C2-UFC3 は他の試験体に比べ早期に柱帯筋が降伏したことで最大耐力時の変形角が小さかった。最大耐力以降の耐力低下も大きく、他の試験体に比べ靱性能が小さかった。耐力増加率(実験時最大耐力/RC 柱単体のせん断終局耐力の計算値)は、C2-UFC1, C2-UFC2, C2-UFC3 の順に大きく、分割によって最大耐力の低下が見られた。
- ・ UFC パネル面の損傷状況、UFC パネル表面の主応力分布、および光学式モーショキャプチャによる計測結果から、C2-UFC3 は最大耐力を迎えた変形角サイクル付近において、パネル間の縦目地、および横目地に開きが生じたことによってパネルが分離し、パネル個々が個別の挙動を示したことによってパネルの負担せん断力が小さくなり、相対的に既存 RC 柱の負担せん断力が大きくなったことが、最大耐力以降の靱性能の低下につながったと考えられる。
- ・ C2-UFC2 は鉄筋の降伏状況や変形状態において、C2-UFC1 と概ね同様の性状を示した。一方で、UFC パネル面の損傷状況、および主応力分布より、C2-UFC2 では、パネルの断面が変化する断面切り替わり位置において局所的に応力が集中し、パネル中央部への応力伝達が C2-UFC1 に比べ小さかったことによって、相対的に既存 RC 柱の負担せん断力が大きくなり、最大耐力以降の耐力低下につながったと考えられる。
- ・ 横方向のみの分割、および縦・横方向の分割共に、最大耐力への分割による影響は小さいと考えられるが、最大耐力後の耐力低下には影響が見られ、 $R=3.0\%$  において、C2-UFC2 では 15% 程度、C2-UFC3 では 46% 程度の耐力低下が見られた。
- ・ 光学式モーショキャプチャによる試験体の全体変形の計測結果は、歪ゲージ式変位計による計測結果と概ね同じ挙動を示すことを確認した。しかしながら、歪ゲージ式変位計による計測位置と光学式モーショキャプチャによる計測位置が試験体の北面と南面で異なっていることも影響し、光学式モーショキャプチャによる全体変形の計測と歪ゲージ式変位計による全体変形の計測の誤差は、保証精度 0.199mm に比べて大きい結果となった。

以上より、本実験で用いた分割方法の範囲においては、UFC パネルを横方向にのみ分割して貼り付けた補強、および UFC パネルを縦、および横方向に分割して貼り付けた補強ともに、終局強度までパネルが分離することなく、非分割の UFC パネルを貼り付けた補強と同程度の補強効果を得られることを確認した。一方、分割方法によっては最大耐力以降の変形性能が低下する可能性があることについては留意する必要があると考えられる。

### 参考文献

- [6-1] 谷昌典ほか：2016年熊本地震で被災したピロティ形式 RC 造集合住宅の有限要素解析，日本建築学会技術報告集，Vol.25，No.59，pp.171-176，2019
- [6-2] 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- [6-3] 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2008

## 第7章

迅速に施工できる補強工法を施したRC造ピロティ柱部材の復元力特性評価

## 7.1 はじめに

本章では、補強を施した RC 造ピロティ柱部材の復元力特性評価について検討を行う。対象とするのは、3章に示した C1-UFC1, C1-UFC2, C1-RC1 と 4章に示した C-US, C-USJ, C-USJ-UW および C-USJ-RCW の 7 体である。構造特性評価方法を示す項番号、補強方法、対象試験体の一覧を表 7.1-1 に示す。試験体情報は各章を参照されたい。

表 7.1-1 項番号、補強方法および対象試験体の対応一覧表

番号	柱		袖壁	対象試験体
	UFC 挟込パネル	端部目地モルタル		
7.2.1	有	有	無	C1-UFC2, C-USJ
7.2.2	有	無	無	C-US
7.2.3 (1)	無	無	有 (RC)	C1-RC1
7.2.3 (2)	無	無	有 (UFC)	C1-UFC1
7.2.4	有	有	有 (RC)	C-USJ-RCW
7.2.5	有	有	有 (UFC)	C-USJ-UW

## 7.2 UFC パネル補強ピロティ柱の構造特性評価方法

本章では、対象の UFC 補強ピロティ柱部材をひび割れと破壊を考慮した弾塑性部材としてモデル化する。部材両端に曲げばねを、部材可とう長さの中央にせん断ばねと軸方向ばねを有した単軸ばねとしてモデル化する。

### 7.2.1 せい面を UFC パネルで補強し、かつ端部目地部にモルタルを充填したピロティ柱

モデル概念図を図 7.2.1-1 に示す。曲げばねはひび割れと破壊を考慮したトリリニアの骨格曲線とし、ひび割れ耐力、終局耐力、剛性低下率を設定した。せん断ばねおよび軸ばねは引張側・圧縮側ともに終局耐力を考慮したバイリニアの骨格曲線とし、終局耐力を設定した。

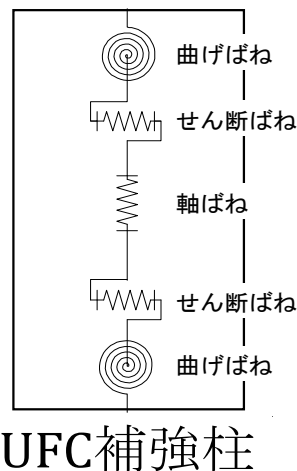


図 7.2.1-1 UFC 補強柱モデル概念図



(1) 曲げばね

1) 初期剛性

UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、文献[7-1]を参考に既存部分と UFC パネル補強部分の曲げ剛性を足し合わせる。なお、端部増厚としている範囲が狭く、剛性に及ぼす影響があまり大きくないことに加え、計算が煩雑になるので、中央高さ断面とした。

$$K_{f1} = K_{fufc} + K_{fcon} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-1})$$

$$K_{fufc} = 6E_{ufc} cI_{ufc} / cL_{ufc} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-2})$$

$$K_{fcon} = 6E_{con} cI_{con} / L \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-3})$$

ここで、

$K_{fufc}$  : せい面に貼付した UFC パネルの曲げ初期剛性

$K_{fcon}$  : 既存 RC 柱の曲げ初期剛性

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$cI_{ufc}$  : 柱のせい面に貼付した UFC パネルの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$cL_{ufc}$  : UFC パネルの長さ (mm)

$E_c$  : 既存コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$cI_{con}$  : 既存 RC 柱の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$L$  : 既存 RC 柱の高さ (mm)

2) 降伏時剛性

柱に取り付けた UFC パネルに曲げひび割れなどが確認されなかったことから、既存部分のみが剛性低下すると仮定し、(式 7.2.1-5) [7-2]より算出する。なお、シアスパン比において、部材の反曲点高さ比は 0.5 とした。

$$K_{f2} = K_{fufc} + \alpha_y K_{fcon} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-4})$$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159 a/D + 0.169\eta_0)(d/D)^2 \quad (\text{式 7.2.1-5})$$

ここで、

$\alpha_y$  : 既存 RC 柱の曲げ剛性低下率

$a/D$  : シアスパン比

$\eta_0$  : 軸力比

$d$  : 柱有効せい (mm)

$D$  : 柱せい (mm)

3) ひび割れ耐力

曲げひび割れ耐力に関しては、UFC パネルによって補強を行った部材のひび割れ耐力は算定法が定まっていないことから、補強はひび割れ耐力に影響しないものとして以下の式[7-2]で算定を行った。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + N_c D/6 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-6})$$

$$N_c = N_{max} \frac{A_c}{A_c + nA_{us}} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7.2.1-7})$$

ここで、

$\sigma_B$  : 柱コンクリート強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Z_e$  : 既存 RC 柱の鉄筋を考慮した断面係数(mm<sup>3</sup>)

$N_c$  : 既存 RC 柱負担軸力(N)

$D$  : 柱せい(mm)

$N_{max}$  : 試験体目標軸力(N)

$n$  : コンクリートと UFC のヤング係数比 ( $=E_{ufc}/E_c$ )

$A_{us}$  : UFC パネル一般部断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 既存 RC 柱断面積(mm<sup>2</sup>)

#### 4) 終局耐力

ここでは曲げ終局耐力の算定法について 2 種類示す。1 つは、端部目地モルタルと端部形状を無視して簡易的に計算しているもの（以下、目地モルタルの影響を無視した計算方法）で、具体的には貼り付けた UFC パネルの最小断面で評価するものである。もう一方は、端部目地モルタルと端部形状を直接考慮して詳細に計算しているもの（以下、目地モルタルの影響を考慮した計算方法）である。

##### (a) 目地モルタルの影響を無視した計算方法

既存部と UFC パネルのひずみ分布は同等となると考え、平面保持仮定による断面解析により求めた。ここでの算定では目地に充填された端部目地モルタル部での破壊はないものとし、端部目地モルタルが UFC パネルと同じ強度を有すると仮定した。また、圧縮縁ひずみは 0.003 とし、安全側に評価するため増厚部は考慮しないものとする。

$$M_{mu} = {}_cM_{mu} + {}_wM_{mu} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-8})$$

$${}_cM_{mu} = A_{st}\sigma_{st}d_t - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \sigma_0 b (\beta_1 \cdot x_n)^2 / 2 + N_c g (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-9})$$

$${}_wM_{mu} = -\varepsilon_{cu} \cdot E_{ufc} \cdot t_{us} \cdot x_n^2 / 6 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.1-10})$$

ここで、

$M_{mu}$  : 部材の曲げ終局耐力

$A_{st}$  : 柱の引張鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{st}$  : 柱の各引張鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d_t$  : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

$A_{sc}$  : 柱の圧縮側鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sc}$  : 柱の圧縮側鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d_c$  : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

$\sigma_0$  : 柱部分のコンクリートの平均応力度 (N/mm<sup>2</sup>) ( $=0.85\sigma_B$ )

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

$b$  : 柱幅 (mm)

$\beta_1$  : 等価長方形ブロック置換のための係数で 0.85

$x_n$  : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

$\varepsilon_{cu}$  : 圧縮縁ひずみ (0.3%)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_{us}$  : UFC パネルの厚さ (2 枚, 各 25mm) (mm)

$N_c$  : 既存 RC 柱負担軸力(N)

$g$  : 圧縮縁から重心位置までの距離 (mm)

(b) 目地モルタルの影響を考慮した計算方法

既存 RC 柱および UFC パネル断面を一体としてひずみ分布が同じになると考え、図 7.2.1-2 のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、軸方向力の釣り合いから中立軸位置  $x_n$  を算出した。得られた  $x_n$  を用いて、(式 7.2.1-11) より曲げ終局モーメント  $M_{mu}$  を算出し、せん断スパン比で除して曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  を算出した。なお、コンクリートの応力分布については、圧縮縁ひずみ  $\varepsilon_{cu}$  を 0.3% とした上で、ACI Building Code<sup>[7.3]</sup> による等価ストレスブロック法を用いて評価し、UFC パネルの応力分布については、UFC が弾性域にあるとして評価した。主筋の応力-ひずみ関係については、降伏点を折れ点とするバイリニアモデルを仮定した。

挟込 UFC パネル圧縮合力  $C_{us}$  については、端部目地モルタルのヤング係数を用いて算出した (式 7.2.1-12))。挟込パネルとスタブとの応力伝達はパネル上下端部の目地部を介するため、パネル圧縮合力は端部目地モルタルのヤング係数で決まると考えた。なお、挟込パネル厚さはパネル上下端部の増厚部厚さ  $t_{us}'$  とした。

$$M_{mu} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + ND / 2 \quad (\text{式 7.2.1-11})$$

$$C_{us} = 2 t_{us}' \cdot \varepsilon_{cu} E_m x_n / 2 \quad (\text{式 7.2.1-12})$$

ここで、

$T_{si}$  : 引張鉄筋引張力(N)

$d_{si}$  : 各鉄筋応力作用位置の圧縮縁からの距離(mm)

$C_{si}$  : 圧縮鉄筋圧縮力(N)

$C_c$  : 柱コンクリート圧縮合力(N) ( $=k_1 k_3 b x_n \sigma_B$ )

$k_1, k_2, k_3$  : ACI 応力ブロック係数 ( $k_1=0.85-0.05(\sigma_B-28)/7, k_2=0.5k_1, k_3=0.85$ )

$x_n$  : 圧縮縁から中立軸までの距離

$\sigma_B$  : 柱コンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>)

$C_{us}$  : 挟込 UFC パネル圧縮合力(N)

$t_{us}'$  : 柱頭および柱脚の増厚部厚さ (50mm)

$\varepsilon_{cu}$  : 圧縮縁ひずみ (0.3%)

$E_m$  : 端部目地モルタルヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

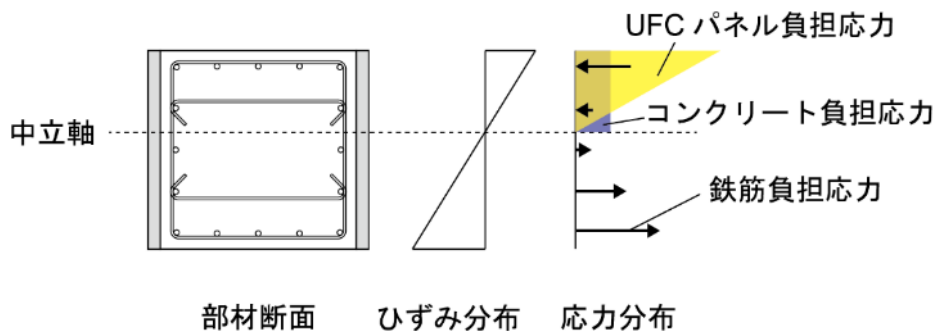


図 7.2.1-2 断面内の応力分布とひずみ分布 (C-USJ)

(2) せん断ばね

1) 初期剛性

UFC パネルによる剛性増大分を考慮し、既存部の剛性に UFC パネル補強部分のせん断剛性を足し合わせる。

$$K_s = G_{ufc}A_{us}/\kappa_c L_{ufc} + G_{con}A_c/\kappa_c L_{con} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 7.2.1-13})$$

ここで、

$G_{ufc}$  : UFC パネルのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>) (=  $E_{ufc}/2(1+\nu)$ )

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\nu$  : ポアソン比で 0.19

$A_{us}$  : UFC パネル一般部断面積(mm<sup>2</sup>)

$\kappa_c$  : せん断形状係数

$L_{ufc}$  : UFC パネルの長さ (mm)

$G_{con}$  : 既存 RC 柱のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>) (=  $E_{ufc}/2(1+\nu)$ )

$A_c$  : 既存 RC 柱断面積 (mm<sup>2</sup>)

$L_{con}$  : 既存 RC 柱の高さ (mm)

2) 終局耐力

(a) 端部目地モルタルと端部形状を無視した簡易な計算

柱と UFC パネルのせん断終局強度を累加して試験体全体のせん断終局強度を算定した。

$$Q_{su} = {}_c Q_{su} + {}_{us} Q_{su} + 0.1N \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7.2.1-14})$$

$${}_c Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} bj$$

$${}_{us} Q_{su} = \tau_{ufc} \cdot A_{us}$$

ここで、

$p_t$  : 引張鉄筋比(%)

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

$\frac{M}{Q}$  : せん断スパン(mm)で、 $0.5 \leq \frac{M}{Qd} \leq 3$  とする。

$p_w$  : せん断補強筋比で 0.012 を上限とする。

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b$  : 柱幅(mm)

$j$  : 応力中心間距離(=7D/8) (mm)

$D$  : 柱せい(mm)

$\tau_{ufc}$  : UFC のせん断終局応力度で文献[7-4]より 12 N/mm<sup>2</sup> とする。

$A_{us}$  : UFC パネル一般部断面積(mm<sup>2</sup>)

(b) 端部目地モルタルと端部形状を考慮した計算

せん断終局耐力  $Q_{su}$  は、既存 RC 柱および挟込 UFC パネルについてそれぞれせん断耐力を算出し、足し合わせることで算出した。

$$Q_{su} = cQ_{su} + usQ_{su} \quad (\text{式 7.2.1-15})$$

ここで、

$Q_{su}$  : せん断終局耐力(N)

$cQ_{su}$  : 既存 RC 柱のせん断終局耐力(N)

$usQ_{su}$  : UFC パネルせん断終局耐力(N)

既存 RC 柱のせん断耐力  $cQ_{su}$  は (式 7.2.1-16) により算出した。ただし、既存 RC 柱と挟込 UFC パネルの軸力分担については、コンクリートと UFC のヤング係数比  $n$  を考慮した UFC パネル等価断面積  $nA_{us}$  と柱断面積  $A_c$  の比で決定する。既存 RC 柱の負担軸力は以下の (式 7.2.1-17) により算出した。

$$cQ_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(\sigma_B+18)}{\frac{M}{(Qd)}+0.12} + 0.85\sqrt{p_w f_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (\text{式 7.2.1-16})$$

ここで、

$Q_{su}$  : せん断終局耐力(N)

$p_t$  : 引張鉄筋比(%)

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

$M/(Qd)$  : せん断スパン比

$d$  : 柱有効せい(mm)

$p_w$  : せん断補強筋比

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$  : 平均応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_0 = N/(bD)$  (ただし  $\sigma_0 \leq 0.4\sigma_B$ (N/mm<sup>2</sup>)とする)

$b$  : 柱幅(mm)

$j$  : 応力中心間距離(mm)

$$N_c = N_{max} \times \frac{A_c}{A_c + nA_{us}} \quad (\text{式 7.2.1-17})$$

ここで、

$N_c$  : 既存 RC 柱負担軸力(N)

$N_{max}$  : 試験体目標軸力(N)

$n$  : コンクリートと UFC のヤング係数比 ( $=E_{ufc}/E_c$ )

$A_{us}$  : UFC パネル一般部断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 既存 RC 柱断面積(mm<sup>2</sup>)

挟込 UFC パネルのせん断耐力  $usQ_{su}$  は、文献[7-5]におけるアーチ機構負担せん断力の (式 7.2.1-18) を用いて算出した。なお、UFC パネル厚さはパネル中央部の一般部厚さを使い、挟込 UFC パネルの負担軸力は (式 7.2.1-19) により算出した。また、有効強度係数  $v_0$  は、せん断ひび割れが発

## 第7章 迅速に施工できる補強工法を施した RC 造ピロティ柱部材の復元力特性評価

生することによる圧縮強度の低減を考慮するためのものであるが、UFC は高い引張強度を有しておりその影響は小さいと考えられるため、 $v_0=1.0$  とした。

$${}_{us}Q_{su} = \frac{1}{2}v_0\sigma_{ufc} \cdot 2t_{uc}x_n \sin 2\theta \quad (\text{式 7.2.1-18})$$

$$x_n = \frac{D_{ufc}}{4}(1+2\eta) \quad (\text{式 7.2.1-19})$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{D_{ufc} - x_n}{cL_{ufc}} \right) \quad (\text{式 7.2.1-20})$$

$$N_{us} = N_{max} \times \frac{nA_{us}}{A_c + nA_{us}} \quad (\text{式 7.2.1-21})$$

ここで、

${}_{us}Q_{su}$  : UFC パネルせん断終局耐力(N)

$v_0$  : 有効強度係数 (=1.0)

$\sigma_{ufc}$  : UFC 圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$t_{uc}$  : UFC パネルの厚さ (2枚, 各 25mm) (mm)

$x_n$  : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

$\theta$  : アーチ機構の角度

$D_{ufc}$  : UFC パネルせい(mm)

$\eta$  : UFC パネル軸力比 (=  $N_{us}/(t_{uc} \times D_{ufc} \times \sigma_{ufc})$ )

$cL_{ufc}$  : UFC パネル長さ(mm)

$N_{us}$  : UFC パネル負担軸力(N)

$N_{max}$  : 試験体目標軸力(N)

$n$  : コンクリートと UFC のヤング係数比 (=  $E_{ufc}/E_c$ )

$A_{us}$  : UFC パネル一般部断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 既存 RC 柱断面積(mm<sup>2</sup>)

なお、挟込 UFC パネルのせん断耐力については、パネル破壊に至る前に目地部のモルタルが圧縮強度に達する場合や滑りが発生する場合を考える必要がある。前者については、本実験では図 7.2.1-3 に示すようにパネル上下端部に増厚部を設けたことで、端部目地モルタルに作用する圧縮応力が低減され、拘束効果を考慮した端部目地モルタル圧縮強度以下に留まることになる。したがって、端部目地モルタルはパネル破壊時まで圧縮強度に至らないとして、パネル破壊により耐力が決定することを前提とする上記の方法で挟込 UFC パネルのせん断終局耐力  ${}_{us}Q_{su}$  を算出した。また、後者については、(式 7.2.1-21) により算出される挟込 UFC パネルの負担軸力に、摩擦係数 (例えば 0.5<sup>[7-6]</sup>など) を乗じたものを摩擦耐力として、(式 7.2.1-18) により算出される挟込 UFC パネルのせん断耐力と比較することで、滑りの発生の有無を検討する方法が考えられる。

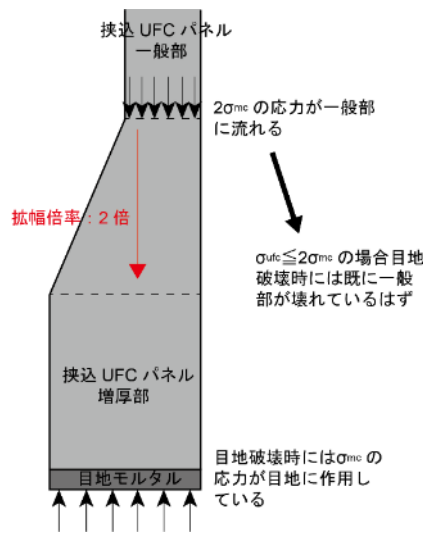


図 7. 2. 1-3 増厚部による応力の流れ

(3) 軸ばね

1) 初期剛性

軸引張剛性は UFC パネルと鉄筋が有効であるとし、軸方向の引張剛性を算定する。圧縮剛性はコンクリートと UFC パネルが有効であるとして算定する。

$${}_cK_t = (E_{ufc}A_{us} + E_s {}_cA_g) / {}_cL_{con} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 7. 2. 1-22})$$

$${}_cK_c = (E_{ufc}A_{us} + E_c A_c) / {}_cL_{con} \quad (\text{N/mm}) \quad (\text{式 7. 2. 1-23})$$

ここで、

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

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

$A_{us}$  : UFC パネル一般部断面積(mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_cA_g$  : 主筋全断面積 (mm<sup>2</sup>)

${}_cL_{con}$  : 既存 RC 柱の高さ (mm)

$A_c$  : 既存 RC 柱断面積(mm<sup>2</sup>)

2) 耐力

軸引張強度・軸圧縮強度は UFC パネルと躯体の間に端部目地モルタルが充填されていることから、UFC パネルにより補強された柱の軸方向引張強度  ${}_cN_{ufc min}$  及び軸方向圧縮強度  ${}_cN_{ufc max}$  を算出するが、軸方向引張強度  ${}_cN_{ufc min}$  においては、鉄筋の引張強度到達以前に端部目地モルタルの離間時強度に到達することを考慮する。

$${}_cN_{ufc min} = {}_cN_{min} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7. 2. 1-24})$$

$${}_cN_{ufc max} = {}_cN_{max} + \sigma_m \cdot A_m \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7. 2. 1-25})$$

ここで、

${}_cN_{min}$  : 既存柱の引張強度 (N)

${}_cN_{max}$  : 既存柱の圧縮強度 (N)

## 第7章 迅速に施工できる補強工法を施した RC 造ピロティ柱部材の復元力特性評価

$\sigma_m$  : 端部目地モルタルの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_m$  : せい面を補強した柱の端部目地モルタルの断面積 (mm<sup>2</sup>)



7.2.2 せい面を UFC パネルで補強し、かつ端部目地部にモルタルが充填されていないピロティ柱

(1) 曲げばね

1) 初期剛性

7.2.1 1)(a)における RC 柱のみの曲げ剛性として、(式 7.2.1-3)により算定した。

2) 降伏時剛性

7.2.1 1)(b)における (式 7.2.1-4) の RC 柱のみの降伏時剛性として算定した。

3) ひび割れ耐力

曲げひび割れモーメント  $M_{cr}$  を文献[7-2]に示される (式 7.2.2-1) により算出した。また、曲げひび割れ耐力  $Q_{mc}$  は、 $M_{cr}$  を柱内法長さの半分で除して算出した。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + \frac{N_c D}{6} \quad (\text{式 7.2.2-1})$$

ここで、

$M_{cr}$  : 曲げひび割れモーメント(Nmm)

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

$Z_e$  : 主筋を考慮した断面係数(mm<sup>3</sup>)

$N_c$  : 既存 RC 柱負担軸力(N)

$D$  : 柱せい(mm)

$Q_{mc}$  : 曲げひび割れ耐力(N)

4) 終局耐力

図 7.2.2-1 のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、軸方向力の釣りが合いから中立軸位置  $x_n$  を算出した。得られた  $x_n$  を用いて、(式 7.2.2-2) より曲げ終局モーメント  $M_{mu}$  を算出し、せん断スパンで除して曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  を算出した。なお、コンクリートの応力分布については、圧縮縁ひずみを 0.3% とした上で、ACI Building Code<sup>[7-3]</sup>による等価ストレスブロック法を用いて評価した。また、主筋の応力-ひずみ関係については、降伏点を折れ点とするバイリニアモデルを仮定した。

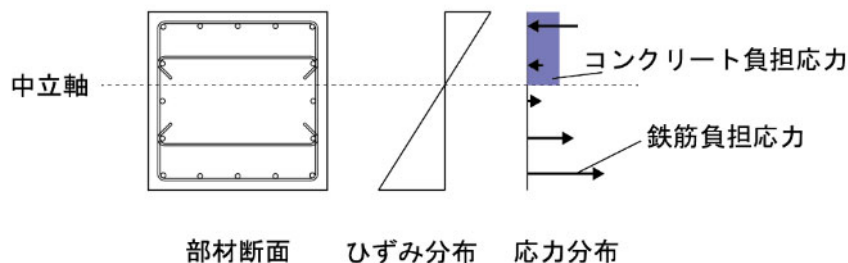


図 7.2.2-1 断面内のひずみおよび応力分布 (原試験体)

$$M_{mu} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n + ND/2 \quad (\text{式 7.2.2-2})$$

ここで,

$T_{si}$  : 引張鉄筋引張力(N)

$d_{si}$  : 各鉄筋応力作用位置の圧縮縁からの距離(mm)

$C_{si}$  : 圧縮鉄筋圧縮力(N)

$C_c$  : 柱コンクリート圧縮合力(N) ( $=k_1k_3bx_n\sigma_B$ )

$k_1, k_2, k_3$  : ACI 応力ブロック係数 ( $k_1=0.85-0.05(\sigma_B-28)/7, k_2=0.5k_1, k_3=0.85$ )

$x_n$  : 圧縮縁から中立軸までの距離

$\sigma_B$  : 柱コンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>)

## (2) せん断ばね

### 1) 初期剛性

柱頭柱脚の 15mm を除いて, 7.2.1(1)2(a)と同様, UFC パネルによる剛性増大を考慮した。

### 2) 終局耐力

せん断終局耐力  $Q_{su}$  は, 既存 RC 柱および挟込 UFC パネルそれぞれのせん断耐力を足し合わせることで算出した。ただし, 挟込 UFC パネルの上下端部に目地が無いことから, 軸力は全て既存 RC 柱が負担するとして, 既存 RC 柱のせん断耐力  $cQ_{su}$  は C-N と同様に算出した。挟込 UFC パネルのせん断耐力  $usQ_{su}$  は, 文献[7-4]を参考に UFC の終局せん断強度を 12 N/mm<sup>2</sup> とし, (式 7.2.2-3) により算定した。なお, 挟込 UFC パネルの断面積  $A_{us}$  には, あと施工アンカー用に設けられた貫通孔 (直径 40mm) による断面積の減少を考慮し, 貫通孔 2 つを含む最も小さい断面積を用いた。ただし, UFC パネルがせん断耐力を発揮するためには, 接着接合部を介して柱から UFC パネルにせん断力が伝達されなければならないため, 2.4.4 項や 4.2.3 項に示した方法で接着接合部の破壊時耐力を検討する必要がある。

$$usQ_{su} = \tau_{ufc} A_{us} \quad (\text{式 7.2.2-3})$$

ここで,

$usQ_{su}$  : せん断終局耐力(N)

$\tau_{ufc}$  : UFC せん断強度(N/mm<sup>2</sup>)

$A_{us}$  : UFC パネル一般部断面積(mm<sup>2</sup>)

### 7.2.3 袖壁を増設して補強したピロティ柱

#### (1) RC 袖壁の場合

##### 1) 曲げ終局耐力

壁部分を考慮した以下の式から算定した。壁軸筋が定着していないことから引張力を負担しないと考え、軸鉄筋は無視して計算を行った。

$$M_{mu} = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \sigma_0 b(\beta_1 x_n)^2/2 - \sigma_{ow}t_w(\beta_1 x_n)^2/2 + N_c g \quad (\text{式 7.2.3-1})$$

ここで、

$A_{st}$  : 柱の引張側鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{st}$  : 柱の各引張側鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d$  : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

$A_{sc}$  : 柱の圧縮側鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sc}$  : 柱の各圧縮側鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d_c$  : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

$\sigma_0$  : 柱部分のコンクリートの平均応力度(N/mm<sup>2</sup>) (=0.85 $\sigma_B$ )

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

$b$  : 柱幅(mm)

$\beta_1$  : 等価長方形ブロック置換のための係数で 0.85

$x_n$  : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

$\sigma_{ow}$  : 袖壁部分のコンクリートの平均応力度(N/mm<sup>2</sup>) (=0.85 $\sigma_{Bw}$ )

$\sigma_{Bw}$  : 袖壁部分のコンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$t_w$  : 壁厚(mm)

$N_c$  : 既存 RC 柱負担軸力(N)

$g$  : 圧縮縁から重心位置までの距離(mm)

##### 2) せん断終局耐力

柱と壁のせん断終局強度を累加して試験体全体のせん断終局強度を算定した。柱と壁を面内方向の定着を行っていないため、柱と壁を完全に分けて算定を行った。壁軸筋は上下スタブに定着させていないが、以下の式では考慮しており、引張鉄筋比を算出する際には、精算解算定時の中立軸位置がほぼ部材中央であったことから、柱、壁の鉄筋をそれぞれ半分ずつ引張鉄筋として考慮した（柱について、面内方向の中央に位置する鉄筋は考慮していない）。反曲点高さについては、今回は簡易的に 0.5 として算定している。

$$Q_{su} = u_s Q_{su} + c Q_{su} + 0.1N \quad (\text{式 7.2.3-2})$$

$$u_s Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{why}} \right\} t_w j_w$$

$$c Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd_{ce}) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{cwe} \sigma_{cwy}} \right\} b j_{ce}$$

$$p_{tce} = 100 a_{tc} / (bd) (\%)$$

$$p_{cwe} = a_w / (Bs) \quad (\text{少数})$$

ここで,

$$p_{twe} : \frac{a_{tw}}{t_w d_w} (\%)$$

$a_{tw}$  : 袖壁引張縦筋 2 段目までの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$t_w$  : 壁厚(mm)

$d_w$  : 壁有効せい(=0.95 $l$ ) (mm)

$l$  : 壁せい(mm)

$\frac{M}{Q}$  : せん断スパン(mm)で,  $0.5 \leq \frac{M}{Qd_w} \leq 2$  とする。

$p_{wh}$  : 袖壁横筋比

$\sigma_{why}$  : 壁横筋降伏強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$j_w$  : 壁応力中心間距離(=7 $d_w/8$ ) (mm)

$$p_{tce} : \frac{a_{tc} - a_{tw}}{b_{ce} d} (\%)$$

$d$  : 柱有効せい(=0.95  $D$ )(mm)

$D$  : 柱せい(mm)

$b$  : 柱幅(mm)

## (2) UFC 袖壁の場合

モデル概念図を図 7.2.3-1 に示す。各部材をひび割れと破壊を考慮した弾塑性部材とし、柱と UFC 袖壁は個別にモデル化する。部材両端に曲げばねを、部材可とう長さの中央にせん断ばねと軸ばねを有した単軸ばねとしてモデル化する。

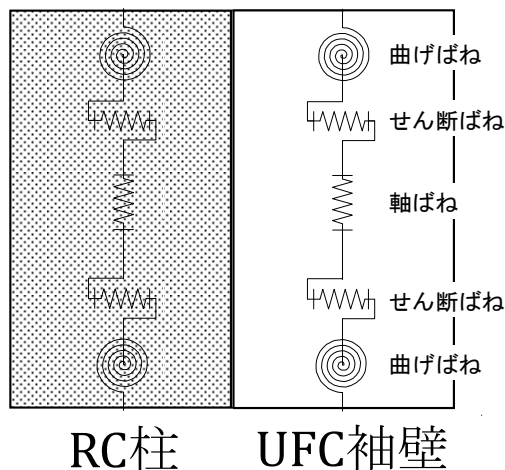


図 7.2.3-1 UFC 補強した柱と UFC 袖壁のモデル概念図

### 1) 曲げ終局耐力

文献[7-7]を参考に、RC 柱の耐力を(式 7.2.3-4)、UFC 袖壁の耐力を(式 7.2.3-5)から算定し、柱と UFC パネルの耐力を累加することで試験体全体の耐力を計算した。

$$M_{mu} = {}_cM_{mu} + {}_wM_{mu} \quad (\text{式 7.2.3-3})$$

$${}_cM_{mu} = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \sigma_0 b(\beta_1 x_n)^2/2 + N_c g \quad (\text{式 7.2.3-4})$$

$${}_wM_{mu} = -\varepsilon_{cu} E_{ufc} t_{us} (x_n)^2/6 + N_{ufc} g_{ufc} \quad (\text{式 7.2.3-5})$$

ここで,

$M_{mu}$  : 部材の曲げ終局耐力(N・mm)

${}_cM_{mu}$  : RC 柱の曲げ終局耐力(N・mm)

${}_wM_{mu}$  : UFC 袖壁の曲げ終局耐力(N・mm)

$A_{st}$  : 柱の引張側鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{st}$  : 柱の各引張側鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d$  : 柱の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

$A_{sc}$  : 柱の圧縮側鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sc}$  : 柱の各圧縮側鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d_c$  : 柱の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

$\sigma_0$  : 柱のコンクリート平均応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (=0.85 $\sigma_B$ )

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

$b$  : 柱幅(mm)

$\beta_1$  : 等価長方形ブロック置換のための係数で 0.85

$x_n$  : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

$N_c$  : 柱負担軸力(N)

$g$  : 圧縮縁から重心位置までの距離 (mm)

$\varepsilon_{cu}$  : 圧縮縁ひずみ (=0.3%)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_{us}$  : UFC パネルの厚さ (2 枚, 各 25mm) (mm)

ここで, 上記の算定式を用いたところ, 負荷荷時は実験結果を危険側に評価した。これは負荷荷時には引張軸力の影響で UFC パネルの圧縮縁が降伏ひずみ $\varepsilon_{cu}$ に達しておらず, (式 7.2.3-4)では UFC パネル負担力を過大評価したことが原因として考えられる。そのため, (式 7.2.3-5)を用いる際に, 実験から得られたひずみの値(=0.017%)を用いて再度計算を行った。ひずみの値は R=-1.0%時のデータとし, 一番下に縦向きに貼り付けたロゼットゲージの値とし, 平面保持仮定に基づきひずみを算定した。

## 2) せん断終局耐力

### (a) UFC 袖壁が曲げ破壊する場合

柱がせん断破壊し UFC 袖壁が曲げ破壊する場合には, 柱の耐力を(式 7.2.3-7)から, UFC 袖壁の曲げ耐力を文献[7-7]を参考に(式 7.2.3-8)から算定し, 柱のせん断耐力と UFC パネルの曲げ耐力を累加することで試験体全体の耐力を計算する。

$$Q_{su} = {}_cQ_{su} + {}_wQ_{mu} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7.2.3-6})$$

$${}_cQ_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7.2.3-7})$$

ここで,

$Q_{su}$  : 柱がせん断破壊し UFC 袖壁が曲げ破壊する場合の部材のせん断終局耐力

$cQ_{su}$  : 柱部分のせん断終局耐力

$p_t$  : 引張鉄筋比

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

$M/(Qd)$  : せん断スパン比で  $1 \leq M/(Qd) \leq 3$  とする

$p_w$  : せん断補強筋比で 0.012 を上限とする

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$  : 平均軸応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$b$  : 柱幅(mm)

$j$  : 応力中心間距離(mm)

$$wQ_{mu} = \frac{wM_{mu}}{h_{ss}} \quad , \quad wM_{mu} = -\varepsilon_{us}E_{ufc}t_{us}(x_n)^2/6 + N_{ufc}g_{ufc} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{式 7.2.3-8})$$

ここで,

$wQ_{mu}$  : UFC 袖壁の曲げ耐力時せん断力 (N)

$h_{ss}$  : せん断スパン (mm)

$wM_{mu}$  : UFC 袖壁の曲げ耐力

$\varepsilon_{us}$  : 圧縮縁降伏ひずみ (0.3%)

$E_{ufc}$  : UFC パネルのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$t_{us}$  : UFC パネルの厚さ (2枚, 各 25mm) (mm)

$x_n$  : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

$N_{ufc}$  : UFC パネル負担軸力(kN)

$g_{ufc}$  : 圧縮縁からパネル重心位置までの距離(mm)

(式 7.2.3-8)の軸方向力について、UFC パネルと柱のヤング係数比を考慮した UFC パネル等価断面積を考え、柱断面積との面積比から、以下の式によりパネル負担軸力を算定した。また、全体の軸力からパネル負担軸力を引いたものを柱負担軸力とし、柱の耐力を(式 7.2.3-7)から算定する際に考慮した。

$$N_{ufc} = N_{max} \cdot nA_{us}/(nA_{us} + A_c) \quad (\text{N}) \quad (\text{式 7.2.3-9})$$

ここで,

$N_{max}$  : 試験体目標軸力(N)

$n$  : コンクリートと UFC のヤング係数比 ( $=E_{ufc}/E_c$ )

$A_{us}$  : UFC パネル一般部断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 既存 RC 柱断面積(mm<sup>2</sup>)

#### (b) UFC 袖壁がせん断破壊する場合

柱と袖壁がともにせん断破壊する際は、柱および UFC パネルそれぞれのせん断耐力を足し合わせることで算出する。ただし、UFC パネルの上下端部に目地が無いことから、軸力は全て既存 RC 柱が負担するとして、既存 RC 柱のせん断耐力は(式 7.2.3-7)にて算出した。UFC パネルのせん断耐力  $_{us}Q_{ufc}$

は、文献[7-4]を参考に UFC の終局せん断強度を  $12 \text{ N/mm}^2$  とし、(式 7.2.3-8)により算定した。なお、UFC パネルの断面積  $A_{us}$  には、あと施工アンカー用に設けられた貫通孔（直径 40mm）による断面積の減少を考慮し、貫通孔 2 つを含む最も小さい断面積を用いた。

$${}_{us}Q_{ufc} = \tau_{ufc}A_{us} \quad (\text{式 7.2.3-10})$$

ここで、

$\tau_{ufc}$  : UFC せん断強度で文献[7-4]より  $12 \text{ N/mm}^2$

$A_{us}$  : UFC パネル一般部断面積( $\text{mm}^2$ )

7.2.4 端部を増厚した UFC パネルによる挟込接着補強および RC 袖壁補強したピロティ柱

(1) 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  は、柱部分と袖壁部分のそれぞれで平面保持を仮定し、既存 RC 柱の材軸回りでの柱頭および柱脚曲げモーメント  $M_{ut}$ ,  $M_{ub}$  を用いて算出した。図 7.2.4-1 に仮定した断面内のひずみ分布および応力分布を、図 7.2.4-2 に柱頭と柱脚の応力分布を示す。これらより、(式 7.2.4-2) および (式 7.2.4-3) を用いて  $M_{ut}$ ,  $M_{ub}$  を算出し、(式 7.2.4-1) により曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  を算出した。

$$Q_{mu} = (M_{ut} + M_{ub}) / h_0 \tag{式 7.2.4-1}$$

$$M_{ut} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + C_{rcw} (D_{rcw} - k_2' x_{n,rcw}) + ND / 2 \tag{式 7.2.4-2}$$

$$M_{ub} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 - C_{rcw} (D + k_2' x_{n,rcw}) + ND / 2 \tag{式 7.2.4-3}$$

ここで、

$M_{ut}$  : 柱頭における曲げ終局モーメント(Nmm)

$M_{ub}$  : 柱脚における曲げ終局モーメント(Nmm)

$h_0$  : 柱内法高さ(mm)

$C_{rcw}$  : RC 袖壁コンクリート圧縮合力(N)

$D_{rcw}$  : RC 袖壁せい(mm)

$x_{n,rcw}$  : RC 袖壁中立軸位置(mm)

その他は (式 7.2.1-9) ~ (式 7.2.1-10) と同様である。

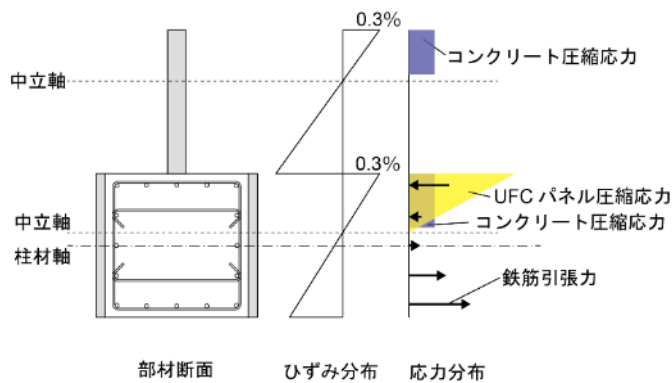


図 7.2.4-1 断面内の応力分布とひずみ分布

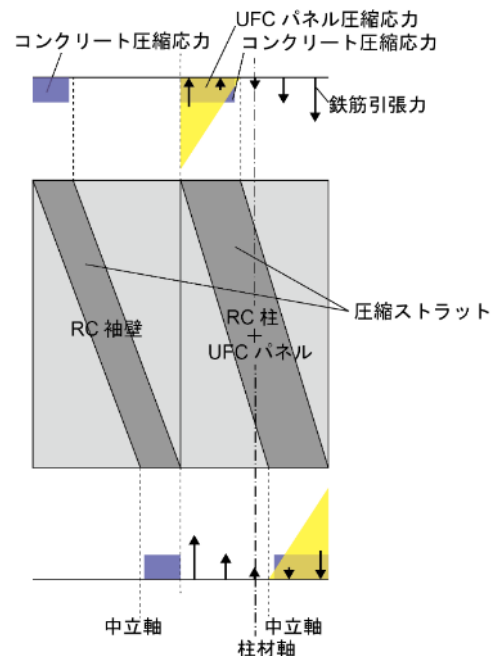


図 7.2.4-2 柱頭、柱脚の応力分布

柱部分については、7.2.1 項と同様に算出した。

袖壁部分については、RC 袖壁断面に平面保持を仮定し、既存 RC 柱と同様に算出した。また、柱部



分と袖壁部分の軸力分担を, 柱コンクリートに対する袖壁コンクリートおよび UFC のヤング係数比  $n_{rcw}$ ,  $n_{ufc}$  を考慮した袖壁等価断面積  $n_{rcw}A_{rcw}$  と UFC パネル等価断面積  $n_{ufc}A_{us}$  と柱断面積  $A_c$  の比で決定した。柱部分の負担軸力は (式 7.2.4-4), RC 袖壁の負担軸力は (式 7.2.4-5) により算出した。

$$N_{c+us} = N_{max} \times \frac{A_c + n_{ufc}A_{us}}{A_c + n_{ufc}A_{us} + n_{rcw}A_{rcw}} \quad (\text{式 7.2.4-4})$$

$$N_{rcw} = N_{max} \times \frac{n_{rcw}A_{rcw}}{A_c + n_{ufc}A_{us} + n_{rcw}A_{rcw}} \quad (\text{式 7.2.4-5})$$

ここで,

$N_{rcw}$  : RC 袖壁負担軸力(N)

$A_{rcw}$  : RC 袖壁断面積(mm<sup>2</sup>)

$n_{rcw}$  : 柱コンクリートに対する袖壁コンクリートのヤング係数比 ( $n_{rcw} = E_{rcw}/E_c$ )

$n_{ufc}$  : 柱コンクリートに対する UFC のヤング係数比 ( $n_{ufc} = E_{ufc}/E_c$ )

その他, (式 7.2.1-14) と同様である。

## (2) せん断終局耐力

せん断耐力  $Q_{su}$  は, 柱部分 (既存 RC 柱+挟込 UFC パネル) と袖壁部分 (RC 袖壁) についてそれぞれせん断耐力を算出し, 足し合わせることで算出した。柱部分については, 7.2.1 項と同様に算出した。袖壁部分については, 柱としてみなすことで, (式 7.2.1-13) に基づいて算出した。

7.2.5 端部を増厚した UFC パネルによる挟込接着補強および UFC 袖壁補強したピロティ柱

(1) 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  は、柱部分と袖壁部分のそれぞれで平面保持を仮定し、既存 RC 柱の材軸回りでの柱頭および柱脚曲げモーメント  $M_{ut}$ ,  $M_{ub}$  を用いて算出した。柱部分は 7.2.1 項と同様にして、図 7.2.5-1 のようなひずみ分布および応力分布を仮定し、柱部分および袖壁部分それぞれで軸方向力の釣り合いから中立軸位置を算出した。これを、柱頭と柱脚のそれぞれで行い、図 7.2.5-2 のように応力が生じると考え、(式 7.2.5-2)、(式 7.2.5-3) により  $M_{ut}$ ,  $M_{ub}$  を算出し、これを用いて (式 7.2.5-1) により曲げ終局耐力  $Q_{mu}$  を算出した。

$$Q_{mu} = (M_{ut} + M_{ub}) / h_0 \tag{式 7.2.5-1}$$

$$M_{ut} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 + C_{uw} (D_{uw} - x_{n,uw} / 3) + ND / 2 \tag{式 7.2.5-2}$$

$$M_{ub} = \sum T_{si} d_{si} - \sum C_{si} d_{si} - C_c k_2 x_n - C_{us} x_n / 3 - C_{uw} (D + x_{n,uw} / 3) + ND / 2 \tag{式 7.2.5-3}$$

ここで、

$M_{ut}$  : 柱頭における曲げ終局モーメント(Nmm)

$M_{ub}$  : 柱脚における曲げ終局モーメント(Nmm)

$h_0$  : 柱内法高さ(mm)

$C_{uw}$  : 袖壁 UFC パネル圧縮合力(N)

$D_{uw}$  : 袖壁 UFC パネルせい(mm)

$x_{n,uw}$  : 袖壁 UFC パネル中立軸位置(mm)

その他は (式 7.2.1-9) と同様である。

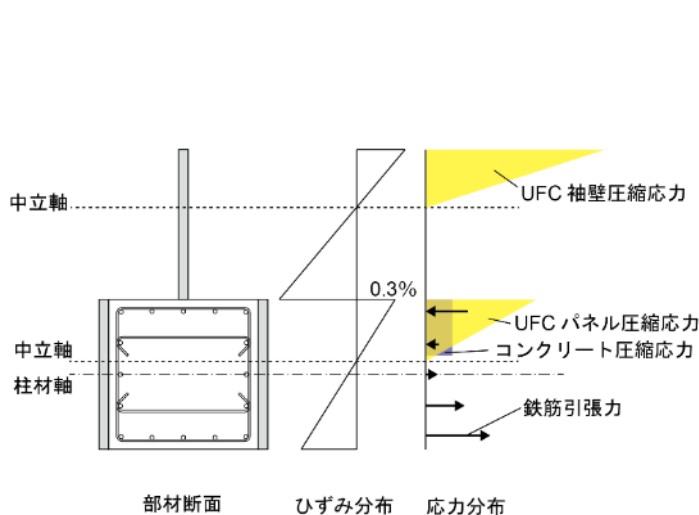


図 7.2.5-1 断面内の応力分布とひずみ分布 (C-USJ-UW)

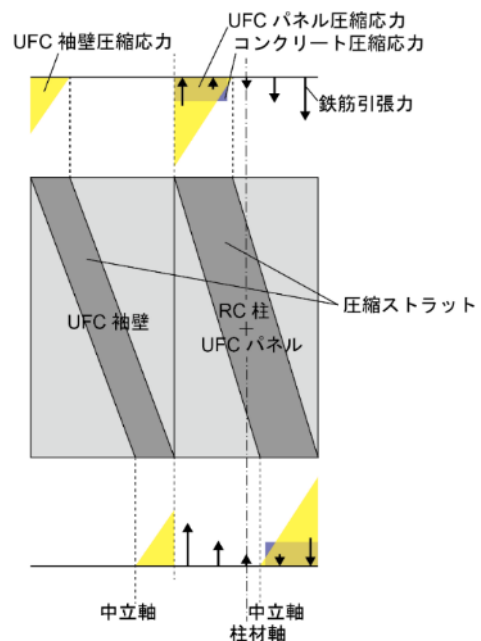


図 7.2.5-2 柱頭、柱脚の応力分布 (C-USJ-UW)

柱部分については、7.2.1 項と同様に算出した。

袖壁部分について、袖壁 UFC パネル圧縮合力は、圧縮縁応力が端部目地モルタルの圧縮強度  $\sigma_m$  に達していると仮定して算出した(式 7.2.5-4)。また、柱部分と袖壁部分の軸力分担を、コンクリートと UFC のヤング係数比  $n$  を考慮した UFC パネル等価断面積  $nA_{us}$ 、 $nA_{uw}$  と柱断面積  $A_c$  の比で決定した。柱部分の負担軸力は(式 7.2.5-5)、袖壁 UFC パネルの負担軸力は(式 7.2.5-6)により算出した。

$$C_{uw} = N_{uw} = t_{uw} \cdot \sigma_m \cdot x_{n,uw} / 2 \quad (\text{式 7.2.5-4})$$

$$N_{c+us} = N_{max} \times \frac{A_c + nA_{us}}{A_c + nA_{us} + nA_{uw}} \quad (\text{式 7.2.5-5})$$

$$N_{uw} = N_{max} \times \frac{nA_{uw}}{A_c + nA_{us} + nA_{uw}} \quad (\text{式 7.2.5-6})$$

ここで、

$t_{uw}$  : 袖壁 UFC パネル厚さ (25mm)

$\sigma_m$  : 端部目地モルタル圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$N_{c+us}$  : 柱部分 (既存 RC 柱 + 挟込 UFC パネル) 負担軸力(N)

$N_{uw}$  : 袖壁 UFC パネル負担軸力(N)

$A_{uw}$  : 袖壁 UFC パネル断面積(mm<sup>2</sup>)

$E_m$  : 端部目地モルタルヤング係数

その他は(式 7.2.1-14)と同様である。

ただし、端部目地モルタルの圧縮強度  $\sigma_m$  については、文献[7-8]を参考に、図 7.2.5-3 のように UFC パネルと上下スタブの拘束効果を考慮し、(式 7.2.5-7)により強度を上昇させ、 $\sigma_{mc}$  と読み替えて用いた。

$$\sigma_{mc} = \sigma_m + 69 \left( 1 - \frac{l}{\sqrt{3}t_{uw}} \right) \left( 1 - \frac{l}{\sqrt{3}D_{uw}} \right) \quad (\text{式 7.2.5-7})$$

ここで、

$\sigma_{mc}$  : 拘束領域を考慮した端部目地モルタル圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_m$  : 材料試験における端部目地モルタル圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$l$  : 目地高さ(mm)

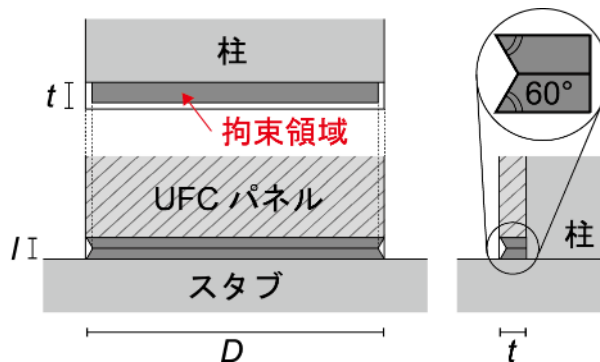


図 7.2.5-3 端部目地モルタルの拘束領域

(2) せん断終局耐力

せん断耐力  $Q_{su}$  は、柱部分（既存 RC 柱+挟込 UFC パネル）と袖壁部分（袖壁 UFC パネル）についてそれぞれせん断耐力を算出し、足し合わせることで算出した。

柱部分については、7.2.1 項と同様に算出した。

袖壁部分については、7.2.1 項におけるアーチ機構負担せん断力の（式 7.2.1-15）を用いて算出した。ただし、袖壁 UFC パネルは柱の挟込 UFC パネルと異なり、増厚部を設けていない厚さ一定のパネルであることから、パネル破壊に至る前に目地部のモルタルが圧縮強度に達する場合を考える。なお、圧縮縁応力が（式 7.2.5-7）により拘束効果を考慮した端部目地モルタルの圧縮強度  $\sigma_{mc}$  に達していると仮定して算出した。

### 7.3 計算結果と実験結果の比較

#### 7.3.1 せい面を UFC パネルで補強し、かつ端部目地部にモルタルを充填したピロティ柱の場合

7.2.1 節に示した算定手法を用いて得られた骨格曲線と実験値の比較を以下に示す。図 7.3.1-1 に C1-UFC2 の計算結果を示す。なお、曲げ終局耐力を算定する際は (式 7.2.1-7) を、せん断終局耐力を算定する際は (式 7.2.1-12) を用いており、この試験体はせん断終局耐力が曲げ終局耐力より小さく、実験でもせん断破壊が確認されている。ここで示した計算方法を用いて剛性と耐力に UFC パネルの負担分を考慮することで実験結果を概ね適切に評価した。

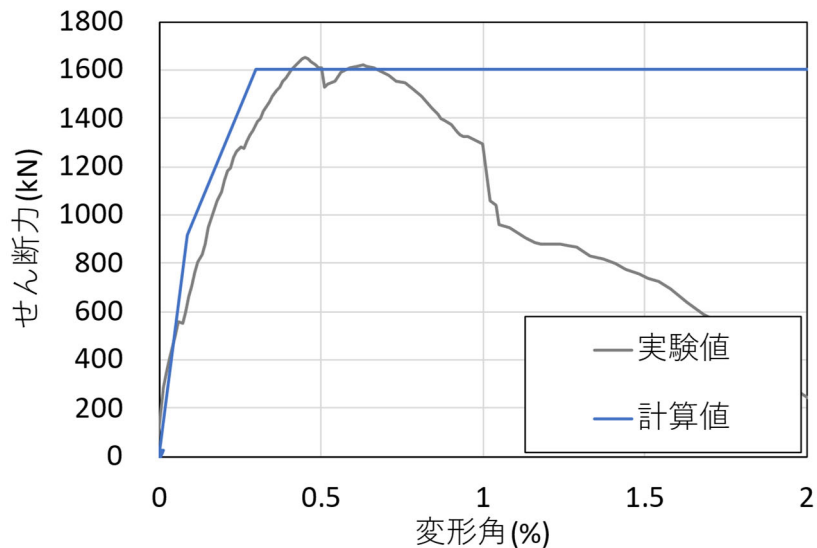


図 7.3.1-1 C1-UFC2 骨格曲線

図 7.3.1-2 に C-USJ の計算結果を示す。なお、曲げ終局耐力は (式 7.2.1-9)、せん断終局耐力は (式 7.2.1-13) ~ (式 7.2.1-18) を用いてそれぞれ算定した。計算結果は実験結果の包絡線を概ね追跡できた。

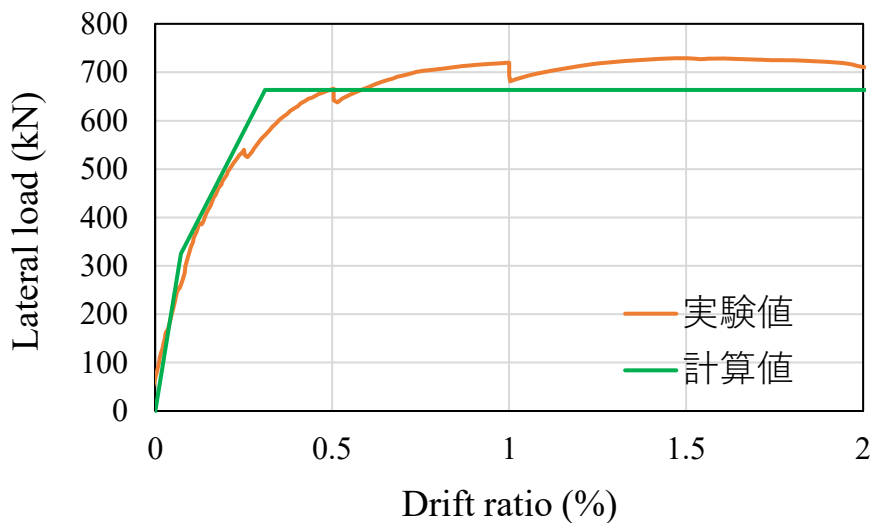


図 7.3.1-2 C-USJ 骨格曲線

7.3.2 せい面を UFC パネルで補強し、かつ端部目地部にモルタルを充填されていないピロティ柱の場合

C-US の算定結果を実験結果とともに図 7.3.2-1 に示す。曲げ終局耐力は (式 7.2.2-2) により算定した。せん断終局耐力は、既存 RC 柱が全ての軸力を負担するとして (式 7.2.1-13) で算定し、(式 7.2.2-3) による UFC パネルのせん断耐力を累加した。初期剛性は実験結果をやや大きく評価したが、曲げひび割れ点以降の第 2 勾配を低めに評価する結果となった。UFC パネルの曲げ剛性を考慮しなかった影響と考えられる。

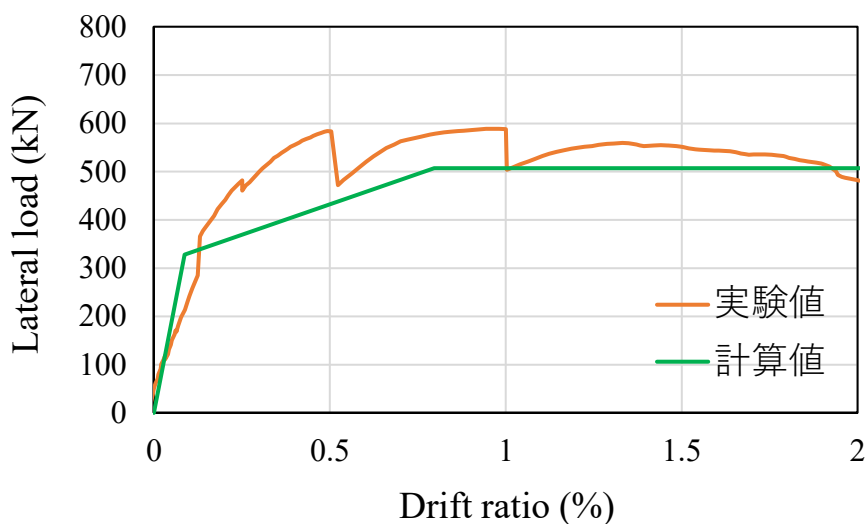


図 7.3.2-1 C-US 骨格曲線

7.3.3 袖壁を増設して補強したピロティ柱の場合

7.2.3 節に示した算定式により得られた耐力を実験結果と比較するが、現時点では骨格曲線の評価手法は確立していないため、最大耐力の比較のみを示す。

(1) RC 袖壁の場合

上下スタブや柱に定着していない RC 壁を片側袖壁として補強した試験体について、既往の評価式を用いて、柱と壁の耐力を累加して強度を算定することで、実験値を安全側に評価できることを確認した。なお、破壊経過から正載荷時は柱、壁ともにせん断破壊、負載荷時は柱、壁ともに曲げ破壊と判断したため、正載荷時の耐力はせん断終局耐力、負載荷時の耐力は曲げ終局耐力を算定した。

表 7.3.3-1 C1-RC1 算定結果

最大耐力(kN)	正載荷	実験値	2161
		(式 7.2.3-2)	1590
	負載荷	実験値	-323
		(式 7.2.3-1)	-228
精度 (実験値/算定値)	正載荷	(式 7.2.3-2)	1.36
	負載荷	(式 7.2.3-1)	1.42

(2) UFC 袖壁の場合

正載荷時においては、柱と壁の終局状態になるタイミングが近かったため、柱のせん断耐力と UFC 袖壁の曲げ耐力を累加することで実験値を安全側に評価した。負載荷時の耐力については、柱と UFC パネルの曲げ耐力を累加して耐力を算定したところ実験結果を危険側に評価した。これは UFC パネルの圧縮縁が引張軸力の影響で圧縮縁 $\epsilon_{cu}$ (=0.3%)に達しておらず、UFC パネル負担力を過大評価したことが原因として考えられる。そのため、UFC パネルの曲げ耐力を算定する際に、実験から得られた変形角 1%時点のひずみの値 (0.017%) を用いて再度計算を行った (表中では修正後と表記) ところ安全側に評価した。

表 7.3.3-2 C1-UFC1 算定結果

最大耐力(kN)	正載荷	実験値	1664
		(式 7.2.3-5) + (式 7.2.3-6)	1304
	負載荷	実験値	-169
		(式 7.2.3-3) + (式 7.2.3-4)	-197
		(式 7.2.3-3) + (式 7.2.3-4) 修正後	-120
精度 (実験値/算定値)	正載荷	(式 7.2.3-5) + (式 7.2.3-6)	1.28
	負載荷	(式 7.2.3-3) + (式 7.2.3-4)	0.86
		(式 7.2.3-3) + (式 7.2.3-4) 修正後	1.41

7.3.4 端部を増厚した UFC パネルによる挟込接着補強および RC 袖壁補強したピロティ柱の場合

C-USJ-RCW の実験値、曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を表 7.3.4-1 に示す。表中の「挟込パネル」と「RC 袖壁」の実験値は、それぞれに貼付したひずみゲージから計算した負担せん断力 (4.3.8 節参照) であり、「柱+挟込パネル」は「合計」から「RC 袖壁」を差し引いたものである。曲げ終局耐力は (式 7.2.4-1) ~ (式 7.2.4-3) により算定した。せん断終局耐力についても、7.2.4(2)に示した通り、柱部分は C-USJ と同様に (式 7.2.1-13) ~ (式 7.2.1-18)、袖壁部分は RC 柱として (式 7.2.1-13) によりそれぞれ算定した。せん断終局耐力と曲げ終局耐力がほぼ同じ値となり、実験では壁頭端の一部が圧壊していた。試験体全体、補強柱、袖壁のいずれについても、良好な精度で最大耐力を評価できた。

表 7.3.4-1 C-USJ-RCW 算定結果

C-USJ-RCW	実験値	曲げ終局耐力	せん断終局耐力
柱+挟込パネル	687	650 (1.06)	667
挟込パネル	263	-	297
RC 袖壁	149	123	122 (1.22)
合計	836	772 (1.08)	

7.3.5 端部を増厚した UFC パネルによる挟込接着補強および UFC 袖壁補強したピロティ柱の場合

C-USJ-UW の実験値、曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を表 7.3.5-1 に示す。表中の「挟込パネル」と「UFC 袖壁」の実験値は、それぞれに貼付したひずみゲージから計算した負担せん断力（4.3.8 節参照）であり、「柱+挟込パネル」は「合計」から「UFC 袖壁」を差し引いたものである。曲げ終局耐力は（式 7.2.5-1）～（式 7.2.5-3）により算定した。せん断終局耐力についても、7.2.5(2)に示した通り、柱部分は C-USJ と同様に（式 7.2.1-13）～（式 7.2.1-18）、袖壁部分は目地モルタルが圧縮強度に達するとして（式 7.2.1-15）によりそれぞれ算定した。挟込パネルで補強された柱と UFC 袖壁ともに曲げ終局耐力の方が小さく、実験の最大耐力時に補強部材にせん断ひび割れは発生せず、前述の 2 体同様に曲げ主体の挙動を示した点と概ね整合した。実験値／計算値は、試験体全体で 1.06、補強柱と袖壁についてはそれぞれ 1.02 および 1.28 となり、袖壁についてはやや低めの評価となったが、概ね良好な精度で評価できた。

表 7.3.5-1 C-USJ-UW 算定結果

C-USJ-UW	実験値	曲げ終局耐力	せん断終局耐力
柱+挟込パネル	601	587 (1.02)	637
挟込パネル	162	-	297
UFC 袖壁	142	114 (1.28)	233
合計	743	701 (1.06)	



## 7.4 結論

本章では、補強を施した RC 造ピロティ柱部材の復元力特性評価についての検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・UFC パネルをせい面に貼付し端部目地部にモルタルを充填した試験体について、UFC パネルによる剛性・耐力の増大分を考慮した骨格曲線の評価手法を検討した。特に、曲げ終局耐力については、せい面に UFC パネルを補強した柱全体が平面保持しているという仮定のもと、端部目地モルタルを無視した計算および当該部を考慮した計算を行い、いずれの方法も試験体の荷重変形関係を概ね評価することを確認した。
- ・UFC パネルをせい面に貼付し端部目地部にモルタルを充填しない試験体について、曲げ挙動は RC 柱を対象とした既往の評価式により、せん断挙動は UFC パネルによる剛性・耐力の増大を考慮した評価法により、実験結果の包絡線を適切に評価できた。
- ・RC 壁を片側袖壁として増設した試験体について、既往の評価式を用いて、柱と壁の終局強度を累加して算定することで、正載荷時のせん断耐力と負載荷時の曲げ耐力どちらも実験値を安全側に評価した。
- ・UFC 袖壁を片側袖壁として増設した試験体について、正載荷時においては、柱と壁の終局状態になるタイミングが近かったため、柱のせん断耐力と UFC 袖壁の曲げ耐力を累加することで実験値を安全側に評価した。負載荷時の耐力については、柱と UFC パネルの曲げ耐力を累加して耐力を算定したところ実験結果を危険側に評価した。そこで、UFC パネルの曲げ耐力算定する際に実験から得られたひずみを用いたところ実験結果を安全側に評価した。
- ・端部を増厚した UFC パネルによる挟み込み接着と RC 袖壁または UFC パネルを片側袖壁として補強した試験体について、実験の破壊性状を踏まえ、UFC パネルを挟込接着補強した RC 柱と RC 袖壁・UFC 袖壁の負担力を個別で算定し足し合わせることで、実験値を概ね評価することができた。

## 参考文献

- [7-1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- [7-2] 国土政策技術総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- [7-3] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary, American Concrete Institute, 2019
- [7-4] 向井智久，福山洋，諏訪田晴彦，白井一義，衣笠秀行：超高強度繊維補強コンクリートを用いたプレキャスト袖壁により補強された RC 柱の終局強度，日本建築学会構造系論文集，Vol.80, No.710, pp.637-645, 2015.4
- [7-5] 日比野陽ほか：横補強筋量が少ない鉄筋コンクリート柱部材の圧縮ストラット形状の変化と終局せん断強度，日本建築学会構造系論文集，No.677, pp.1113-1122, 2012.7
- [7-6] 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，2022
- [7-7] 工藤陸，向井智久，渡邊秀和，石岡拓：袖壁付き柱部材における靱性能向上を目的とした耐震補強方法に関する実験研究，コンクリート工学会年次論文集，Vol.41, No.2, pp.961-966, 2019.7
- [7-8] 今井和正ほか：超高強度プレキャスト柱における接合モルタルの圧縮特性，コンクリート工学テクニカルレポート，第 48 巻 2 号，pp.24-30, 2010

## 第8章

### UFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の設計法

## 8.1 地震後継続使用性を考慮した設計方針

過去の大地震では、特に災害拠点となる庁舎などの地震後の継続使用性が阻害され、災害復旧に大きな支障をきたした事例が報告されている。現在の構造設計で一般的に用いられる保有水平耐力計算では、建物の保有水平耐力が地震入力を上回ることを求めているが、地震時の応答変形を陽に求めるものではないことから、地震による損傷状態を想定して継続使用性を考慮した設計を行うことは困難である。一方、時刻歴応答解析では、多質点系に置換した解析モデルで最大応答層間変形角や層塑性率の検討を行うとともに、立体モデルに戻して部材塑性率の検討を行うことが一般的であることから、部材単位の最大応答変形を確認することは可能である。また、建物の性能規定化を目的とした 2000 年の法改正で限界耐力計算が導入され、想定する地震の要求スペクトル曲線を設定し、それに対応する地震時応答を定量的に評価できるようになり、近年では、得られた地震時応答の大きさと建物の損傷状況を結び付けた性能設計を行う考え方が広がってきている<sup>[8.1-1]</sup>など。また、1.1.5 項で示した通り、喜々津ら<sup>[8.1-2]</sup>は、2011 年東北地方太平洋沖地震での庁舎等の機能継続状況の実態や基準等の考え方を踏まえて、地震後の継続使用性確保のための要求性能のクライテリアを提案しており、これに基づいて継続使用性を勘案した構造設計を行うには、部材の変形と具体的な損傷状態（残留ひび割れ幅、コンクリート損傷状況など）の関連付けが重要となる。本研究で提案する補強工法は、UFC という高強度材料を用いることで、補強による耐力、剛性の向上だけでなく、部材に生じる損傷を抑制することにより、継続使用性に関する損傷クライテリアを改善する方向性を見据えたものである。

そこで、8.2 節では、先述の部材実験の結果に基づき、UFC パネルで補強された RC 柱部材の損傷クライテリアについて試設計例を用いて議論する。具体的には、1.1.5 項に示した継続使用性の性能目標ランクと損傷状態を対応させた損傷クライテリア<sup>[8.1-2]</sup>を部材実験結果に適用し、本補強方法に適した損傷クライテリアの設定を試みるとともに、対象建物をベースに作成した立体骨組モデルを対象とした時刻歴応答解析による最大応答と損傷状態を関連付けることで、補強前後の構造性能のみならず、補強による継続使用性向上の効果を検証する。

### 参考文献（8.1 節）

[8.1-1] 日本建築構造技術者協会：JSCA 性能設計【耐震設計編】，2018

[8.1-2] 喜々津仁密ほか：地震後の継続使用性を確保した新築建築物の設計・耐震性能評価（その 1 継続使用性に関する要求性能），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.45-46，2015.9

## 8.2 試設計検討

### 8.2.1 はじめに

本節では、本研究で提案する補強工法を実建物に適用した場合の補強効果について、立体骨組解析による建物モデルを用いた検討を行う。具体的には、1.1.3 項に示した 2016 年熊本地震で被災したピロティ建物<sup>[8.2-1]、[8.2-2]</sup>に一部修正を加えた建物モデルを作成し、本補強工法を適用した。検討には SNAP ver.8<sup>[8.2-3]</sup>を使用し、本補強工法の補強効果の検証、部材実験結果から作成した損傷状態に基づく設計クライテリアの適用可能性の検討を目的として、静的増分解析および時刻歴応答解析を行った。

### 8.2.2 解析概要

#### (1) 建物モデル概要

本検討で用いる建物モデルの概要について示す。実建物と解析モデルの軸組図を図 8.2.2-1 および図 8.2.2-2 に、平面図を図 8.2.2-3 にそれぞれ示す。検討に用いる建物モデルは、熊本県内の立地（地域係数  $Z=0.8$ ）を想定したもので、1.1.3 項および文献<sup>[8.2-1]、[8.2-2]</sup>で報告された 2016 年熊本地震で被災した 10 階建てピロティ建物をベースとし、モデルの簡略化や剛性および重量の偏心を無くすために以下の変更を加えた。桁行方向を X 方向、梁間方向を Y 方向とし、検討はピロティ構面となる梁間方向を対象とした。

- ・ 桁行方向の雑壁，袖壁を全て削除した。
- ・ セットバックしていた X1 構面の 10 階部分を追加した。
- ・ 梁間方向の連層耐震壁の開口を全て閉塞した。
- ・ 1 階 X1 および X5 構面の壁を全て削除した純ピロティ形式（解析モデル A），もしくは，1 階 X1 および X5 構面の柱に柱せいの 2 倍の長さの袖壁を片側に取り付けた（解析モデル B）。

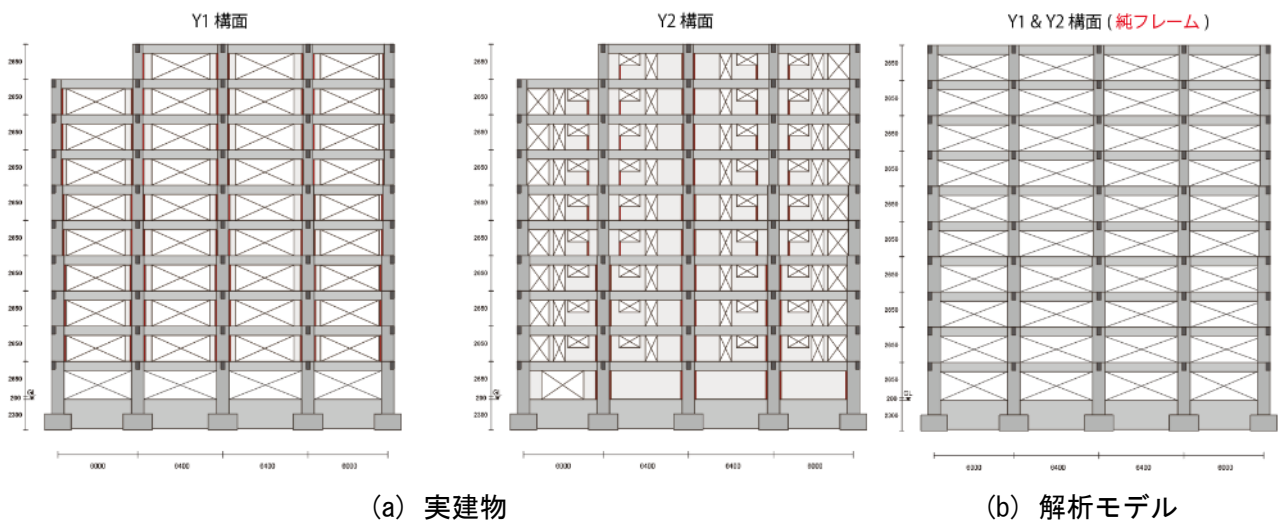


図 8.2.2-1 軸組図（桁行方向）（単位：mm）

第 8 章 UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の設計法

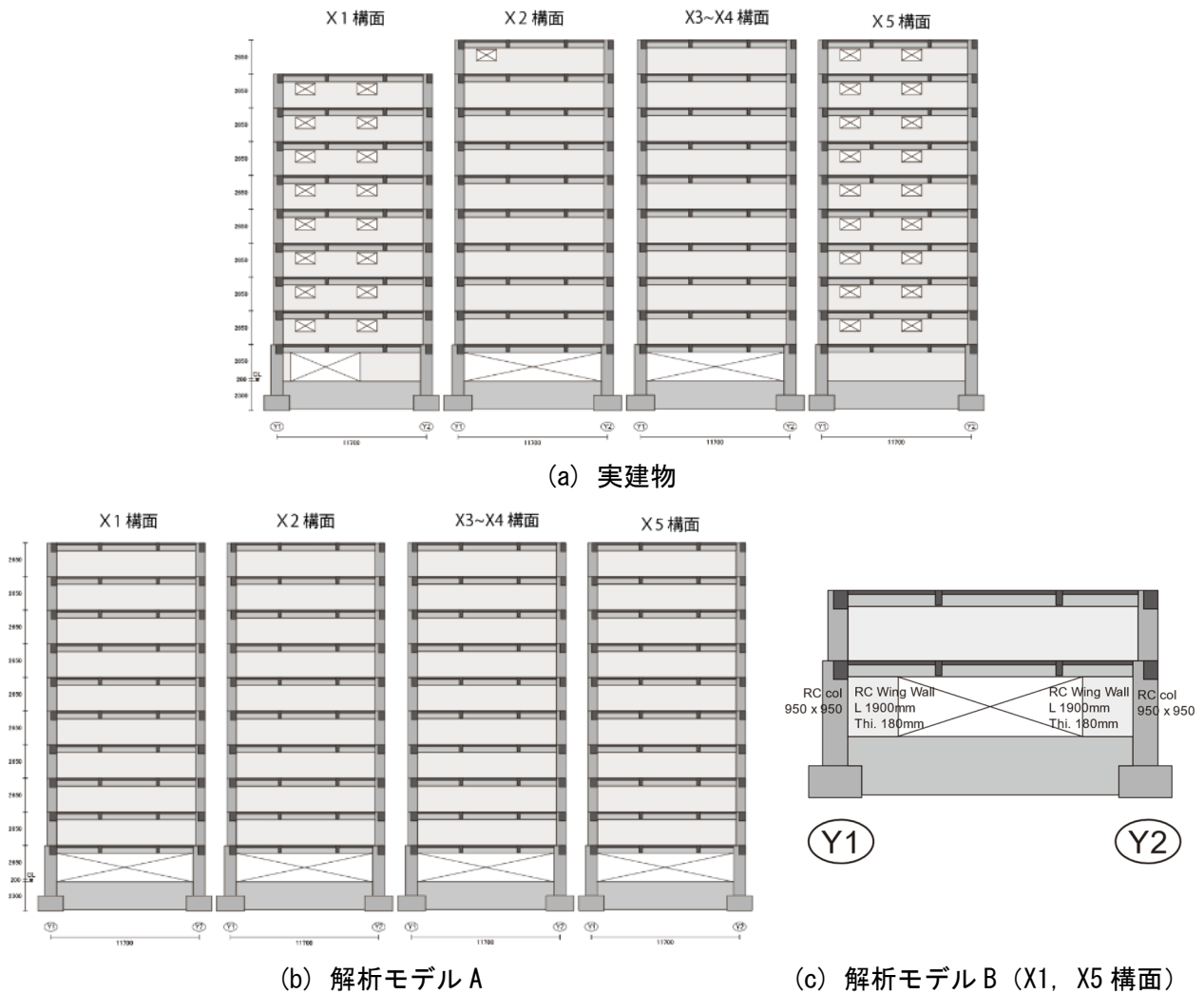


図 8.2.2-2 軸組図 (梁間方向) (単位 : mm)

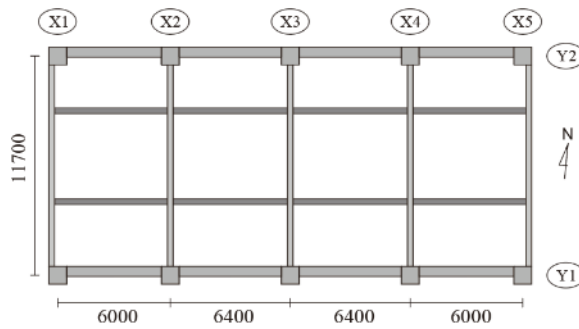


図 8.2.2-3 平面図 (単位 : mm)

建物重量は各階の梁芯位置を基準とした床面積に単位床重量  $13\text{kN/m}^2$  を乗じて算定した<sup>[8.2-2]</sup>。得られた各層の重量を表 8.2.2-1 に示す。これを各柱の支配面積に基づいて配分した荷重を各節点に作用させた。また、静的増分解析で作用させる地震荷重は、 $A_i$  分布に基づく外力分布により決定した。

表 8.2.2-1 各層の重量

層	Mass (t)	Weight (kN)
F11	424.98	4167.63
F10	424.98	4167.63
F9	424.98	4167.63
F8	424.98	4167.63
F7	424.98	4167.63
F6	424.98	4167.63
F5	424.98	4167.63
F4	424.98	4167.63
F3	424.98	4167.63
F2	431.81	4234.61
F1	431.81	4234.61
Total	4688.44	45977.89

(2) 解析仮定

本解析に用いた仮定を以下に示す。解析モデルの概要を図 8.2.2-4 に示す。1 階柱と基礎梁が接合する節点をピン支持とし、基礎梁は弾性とした。実建物では各部材の部材芯は必ずしも通り芯と一致していないが、簡略化のため各部材は各通り芯位置に配置した。各階の床には剛床仮定を適用した。

柱の曲げおよび軸の挙動は MS ばね、せん断挙動はせん断ばねによりモデル化した。耐震壁は壁エレメント置換モデル (3 本柱モデル) とし、曲げおよび軸の挙動は MS ばね、せん断挙動はせん断ばねによりモデル化した。なお、3 本柱モデルの梁は弾性とした。梁の曲げは両端曲げばね、せん断はせん断ばねとした。各部材の危険断面はフェイス位置、剛域は危険断面から  $D/4$  入った位置までとした。

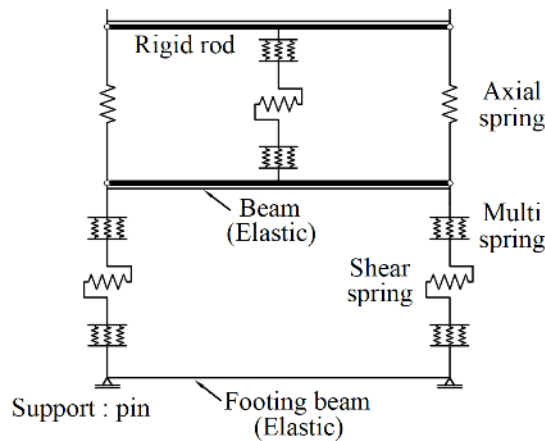


図 8.2.2-4 解析モデル概要

MS ばねのコンクリート要素および鉄筋要素の応力-ひずみ関係を図 8.2.2-5～図 8.2.2-7 に示す。1 階鉛直部材の MS ばねのコンクリート要素は、図 8.2.2-5 に示すようにコアコンクリートとカバーコンクリートに分割し、応力-ひずみ関係は NewRC 式<sup>[8.2-4]</sup> (破線) に基づき実線で示す折れ線により設定した。2 階以上については、図 8.2.2-6 に示すように NewRC 式で拘束効果を考慮せずに設定した。MS ばねの鉄筋の応力-ひずみ関係は、図 8.2.2-7 に示すように、降伏点  $f_y$  を折れ点とするバイリニアとし、降伏後の剛性はヤング係数  $E_s$  の 0.001 倍とした。

□ Cover concrete    ■ Core concrete    ● Reinforcing bar    — Trilinear line of core concrete    - - - - NewRC model of core concrete  
 — Trilinear line of cover concrete    - - - - NewRC model of cover concrete

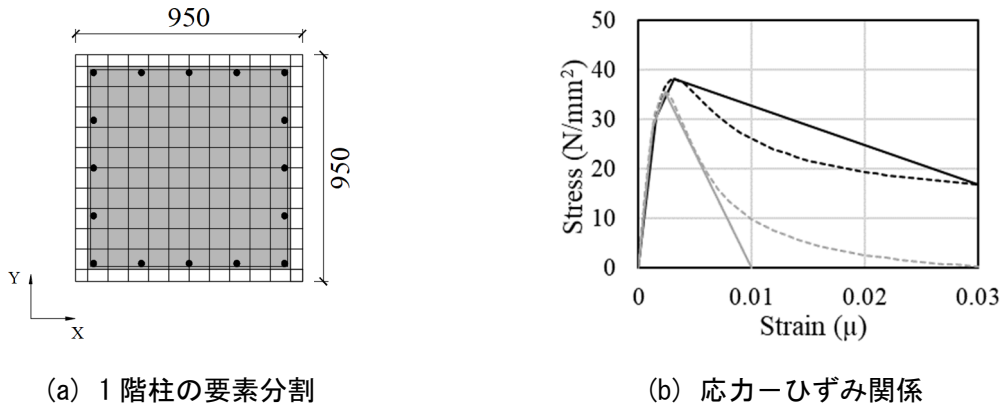


図 8.2.2-5 鉛直部材のコンクリート要素の応力-ひずみ関係 (1階)

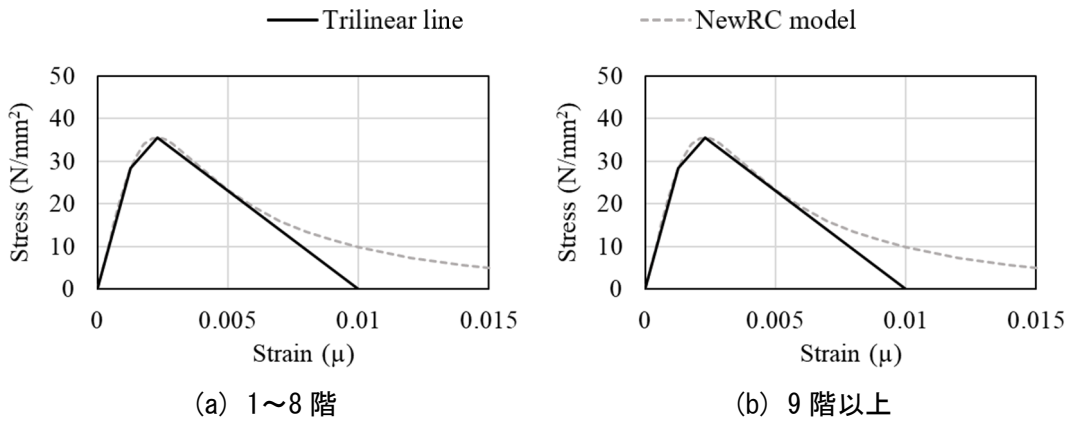


図 8.2.2-6 鉛直部材のコンクリート要素の応力ひずみ関係 (2階以上)

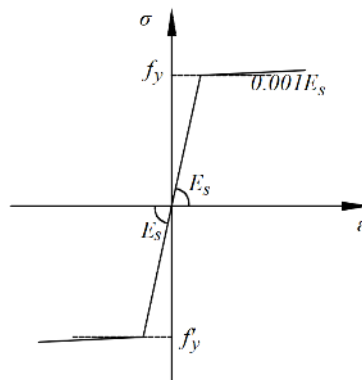


図 8.2.2-7 MSばね鉄筋要素の応力ひずみ関係

図 8.2.2-8 に鉛直部材のせん断ばねの復元力特性を示す。柱のせん断ばねは、せん断降伏点を折れ点とするバイリニアとし、せん断降伏点におけるせん断力は修正荒川 mean 式<sup>[8.2-5]</sup>によるせん断終局耐力  $Q_u$  とした。1階柱については変動軸力を考慮して、せん断ばねを弾性として静的増分解析を行った際の1階層せん断力係数が 0.4 となる時点の軸力の値を耐力算定に用いた。2階以上の柱(桁行方向)のせん断降伏点のせん断力は長期軸力により算定した。

X1, X5 の袖壁付き柱のせん断ばねは、せん断ひび割れ点、せん断降伏点を折れ点とするトリリニアとした。せん断ひび割れ耐力  $Q_c$  および降伏点剛性低下率  $\alpha_y$  は技術基準解説書<sup>[8.2-5]</sup>の耐震壁用の式を準用し、せん断終局耐力  $Q_u$  は分割累加式<sup>[8.2-5]</sup>を用いた。耐力算定には柱と同様の方法で変動軸力を考慮した軸力の値を用いた。

耐震壁のせん断ばねは、せん断ひび割れ点、せん断降伏点を折れ点とするトリリニアとした。せん断ひび割れ耐力  $Q_c$  および降伏点剛性低下率  $\alpha_y$  は技術基準解説書<sup>[8.2-5]</sup>の式を、せん断終局耐力  $Q_u$  は広沢 mean 式<sup>[8.2-5]</sup>をそれぞれ用いて算定した。耐力算定には長期軸力を用いた。

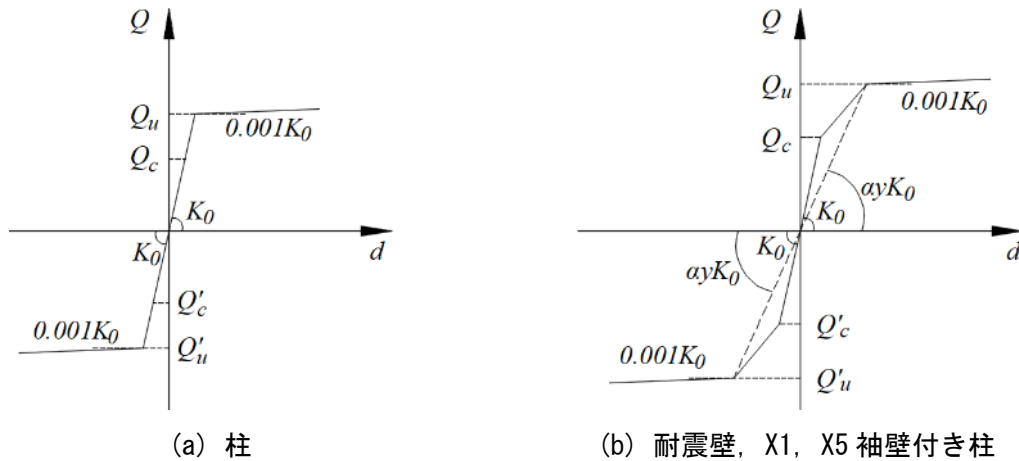


図 8.2.2-8 鉛直部材のせん断ばねの復元力特性

解析モデル A および B の 1 階柱の補強は、4 章の C-USJ と同様に、柱の両面に UFC パネルを挟込接着する方法とした。柱に貼付する UFC パネルの形状および寸法を図 8.2.2-9 に示す。C-USJ 同様に柱頭、柱脚で増厚した形式とした。両端の MS ばねには、先述の柱断面に増厚部の厚さを有する UFC 要素を図に示すように追加した。MS ばねの UFC 要素の応力ひずみ関係は、図に示す通り、圧縮強度点を折れ点とする完全弾塑性型とした。なお、4 章に示した耐力計算方法に基づいて算定した曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を表 8.2.2-2 に示す。せん断終局耐力が曲げ終局耐力を上回っており、せん断ばねについてはせん断破壊しないものとして弾性とした。以降、補強前の建物モデルを「無補強モデル」、補強後の建物モデルを「補強後モデル」とする。



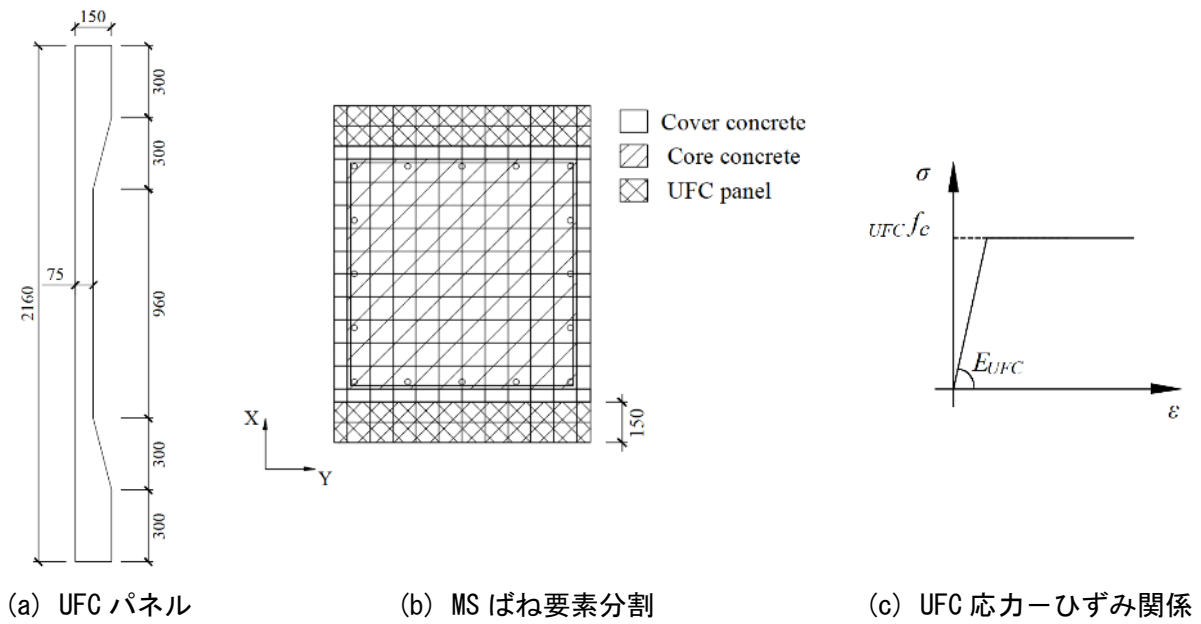


図 8.2.2-9 UFC パネル挟込接着補強した 1 階柱

表 8.2.2-2 補強柱の曲げ終局耐力およびせん断終局耐力

	目地モルタル非考慮	目地モルタル考慮
曲げ終局耐力時せん断力 (kN)	5139	4776
せん断終局耐力 (柱) (kN)	2633	
せん断終局耐力 (UFC) (kN)	2657	
せん断終局耐力 (補強柱) (kN)	5290	
せん断余裕度	1.03	1.11
破壊形式	曲げ	曲げ

解析モデル B の 1 階 X1 および X5 構面の袖壁付き柱の補強は、前述の柱の補強に加えて、袖壁にも UFC パネルを片面に接着する方法とした。補強後の MS ばねの要素配置を図 8.2.2-10 に示す。袖壁に貼付した UFC パネルの厚さは 60mm とした。

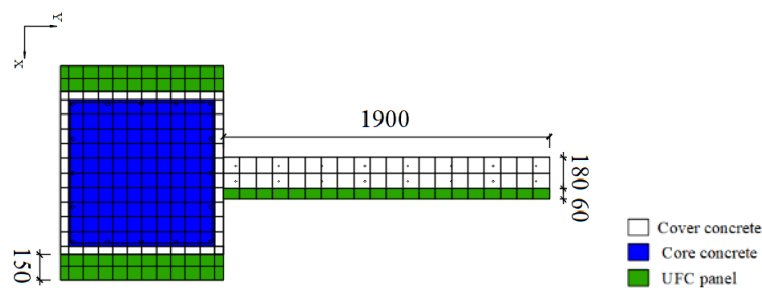


図 8.2.2-10 UFC パネルにより補強した 1 階袖壁付き柱の MS ばね要素分割

以降、補強前の建物モデルを「無補強モデル A」, 「無補強モデル B」, 補強後の建物モデルを「補強後モデル A」, 「補強後モデル B」とする。

8.2.3 部材実験との比較

静的増分解析および時刻歴応答解析を行うにあたり、本解析モデルの妥当性を検証するために、4 章で示した無補強試験体である C-N、補強試験体である C-USJ および C-USJ-UW を対象とした解析を行い、実験結果との比較を行う。解析モデルを図 8.2.3-1 に示す。基本的な解析仮定は前述の通りであるが、解析では実験の目標圧縮軸力である  $0.4bDf_c$  での一定軸力とした点に注意されたい。柱のせん断ばねのせん断終局耐力は軸力  $0.4bDf_c$  での計算値とした。UFC は圧縮強度を折れ点とするバイリニアとした。

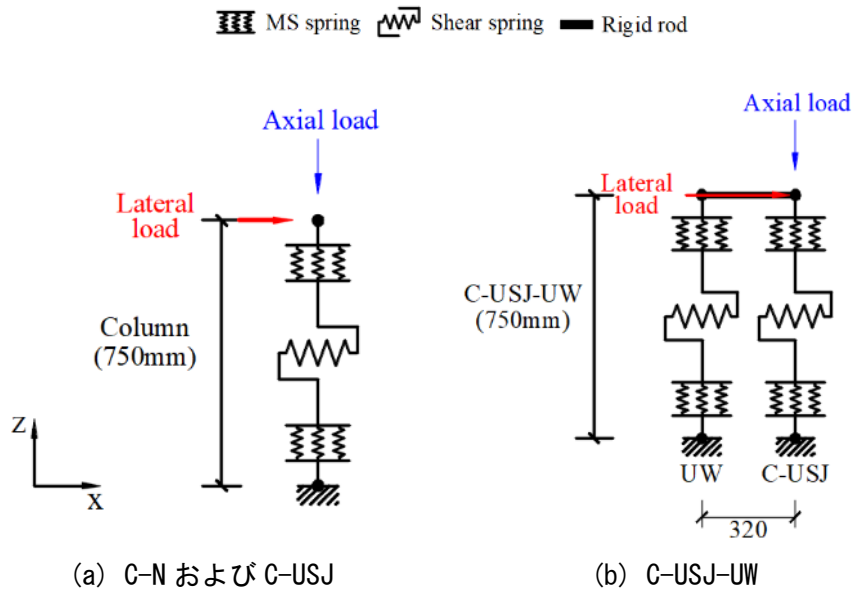


図 8.2.3-1 解析モデル

各試験体の解析結果および実験結果との比較を図 8.2.3-2 に示す。図中、最大耐力点を○印で示している。解析は一定軸力下で行ったため、実験結果との比較は正載荷側のみ示している。C-N ではせん断ばねの降伏により最大耐力を示しており、せん断ばねの繰り返し特性に原点指向型を用いたため、除荷の履歴が実験結果と一致していない。一方、C-USJ および C-USJ-UW ではせん断ばねは降伏しておらず、MS ばねの鉄筋要素の降伏やコンクリート要素の圧縮軟化により剛性低下して最大耐力に至っており、最大耐力を含めた包絡線は実験結果を概ね評価できた。なお、残留変形が実験に比べて大幅に小さく抑えられているのは、解析では一定軸力として除荷時も目標軸力が作用した状態であった影響と考えられる。

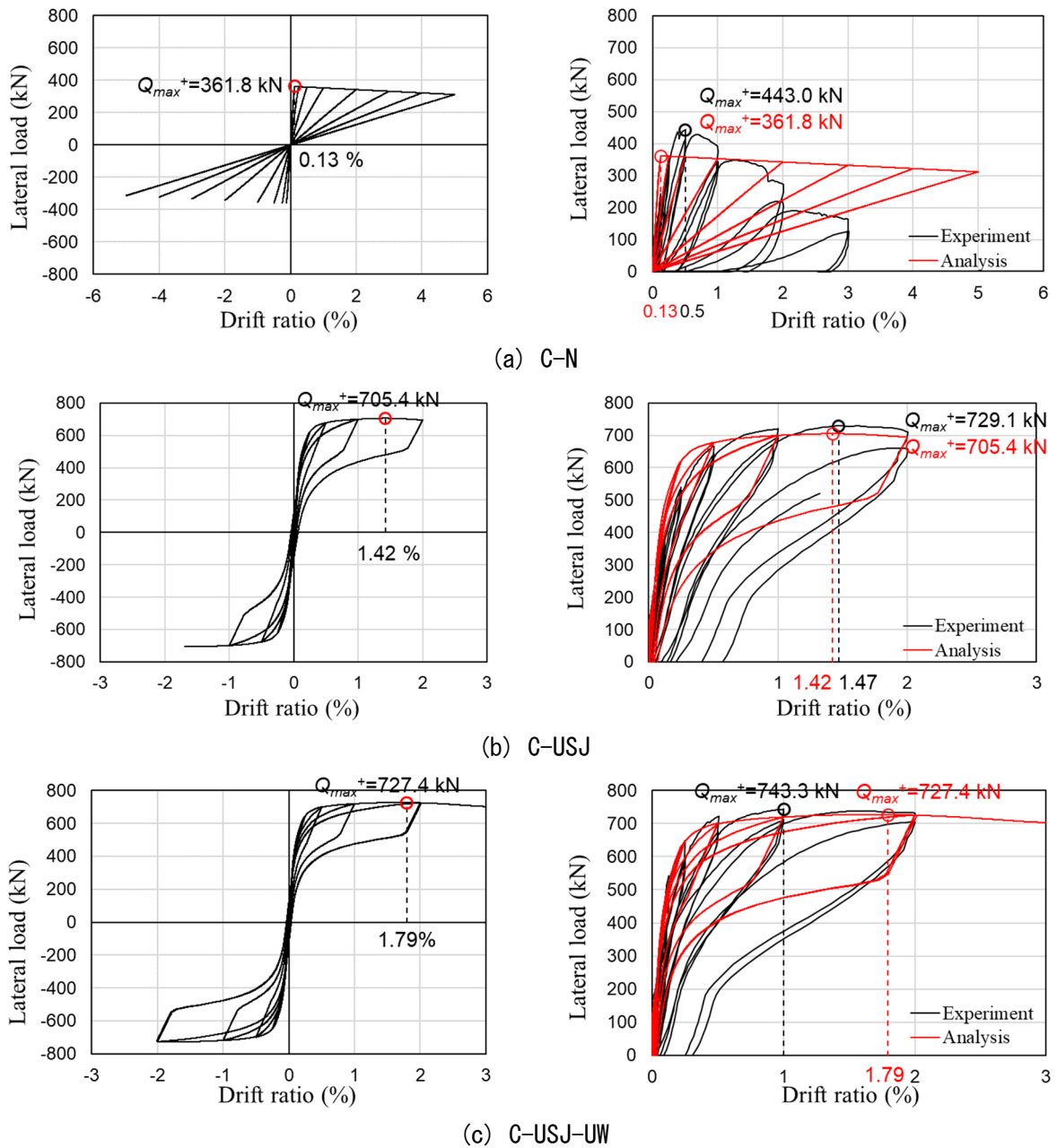


図 8.2.3-2 解析結果と実験結果の比較

### 8.2.4 静的増分解析

本項では、8.2.2 に示した建物モデルに対し、ピロティ構面となる Y 方向について静的増分解析を行った結果を示す。

#### (1) 無補強モデル A

無補強モデル A の静的増分解析結果を図 8.2.4-1 および図 8.2.4-2 に示す。図 8.2.4-1 は 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係、図 8.2.4-2 は圧縮側となる鉛直部材の負担せん断力である。ここで、+Y 方向は X1, X5 構面の Y2 柱が圧縮側となる方向であるが、Y 方向には対称であることから、ここでは +Y 方向の結果のみ示す。図中に鉛直部材のせん断ばねがせん断終局耐力に至った点を × 点で示す。図より、1 階層間変形角 0.6~0.7% 付近で圧縮側柱のせん断破壊が生じた。圧縮側柱のせん断破壊時におけるベースシヤ係数は 0.4 にわずかに届かなかった。

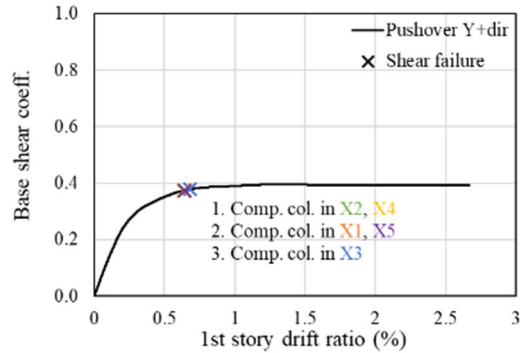


図 8.2.4-1 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係 (+Y 方向)

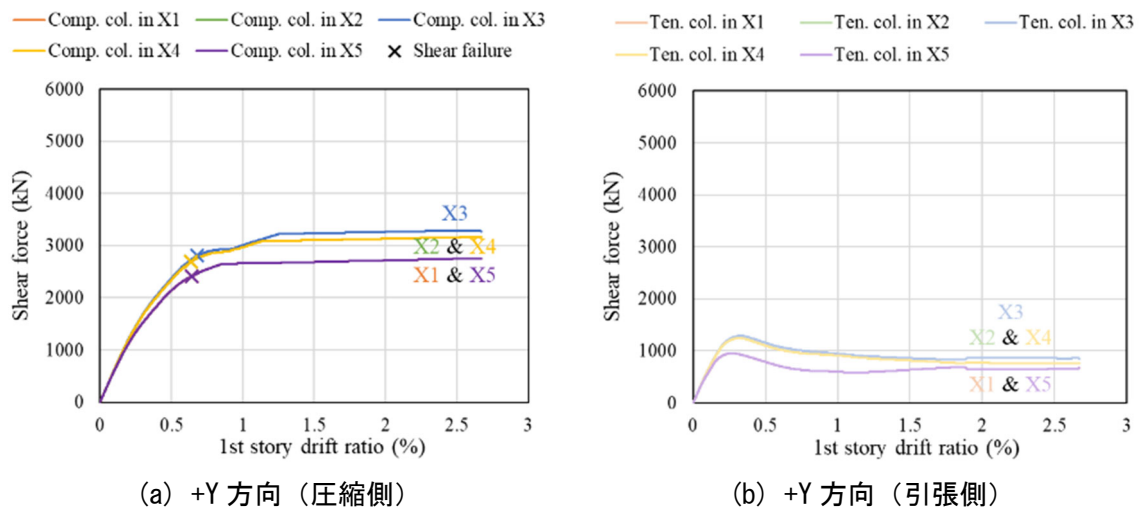


図 8.2.4-2 鉛直部材の負担せん断力

(2) 補強モデル A

補強モデル A の静的増分解析結果を図 8.2.4-3 および図 8.2.4-4 に示す。図 8.2.4-3 は 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係，図 8.2.4-4 は圧縮側となる鉛直部材の負担せん断力である。無補強モデル A 同様，Y 方向に対称であるため，+Y 方向の結果のみ示す。図 8.2.4-3 より，層間変形角 0.5% 付近までは補強モデル A の方が無補強モデル A に比べてわずかに水平耐力が高い程度でほぼ同じ挙動を示したが，それ以降では補強によって 1 階柱のせん断破壊を層間変形角が 2% を超える領域まで遅らせたことで水平耐力の大幅な向上がみられ，1 階柱がせん断破壊する時点の層せん断力係数は 0.5 を超えた。また，圧縮側柱は，無補強モデル A では層間変形角 0.6~0.7% でせん断破壊したのに対して，補強により層間変形角が 2% を超える領域まで負担せん断力が大きく上昇した。一方，引張側柱については，層間変形角 0.3% 付近で負担せん断力が最大となり，その後は徐々に低下し，層間変形角 2% 前後でほぼ 0 となった。

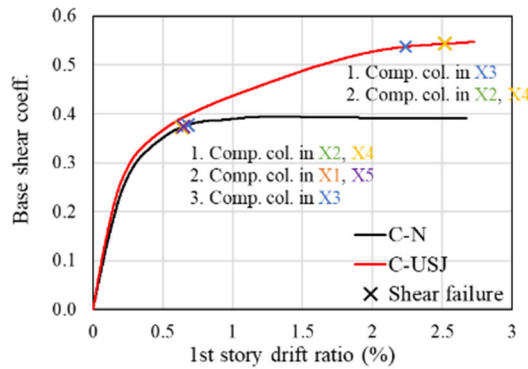


図 8. 2. 4-3 1層層せん断力係数-1層層間変形角関係 (+Y方向)

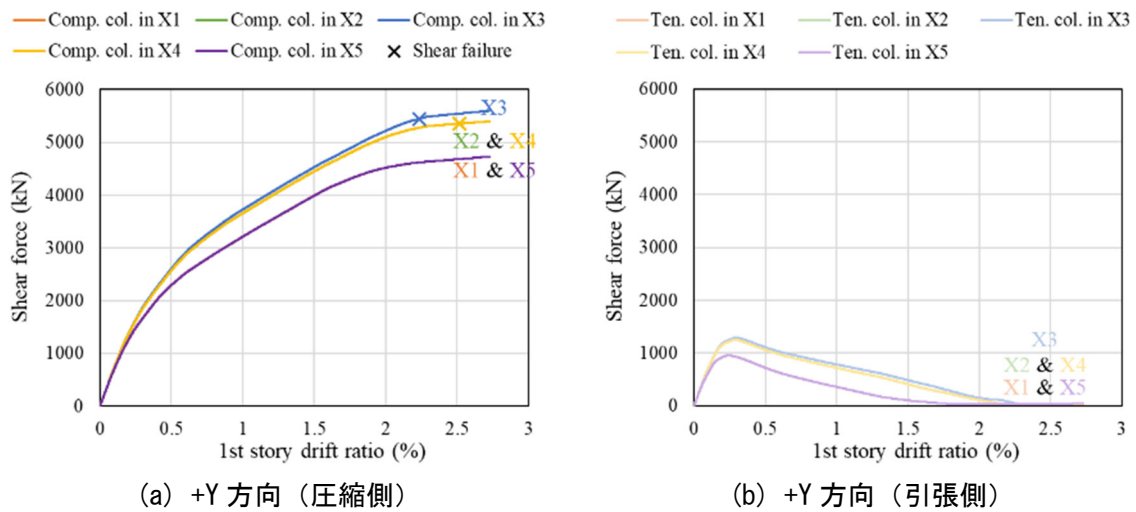


図 8. 2. 4-4 鉛直部材の負担せん断力

(3) 無補強モデル B

無補強モデル B の静的増分解析結果を図 8. 2. 4-5 および図 8. 2. 4-6 に示す。図 8. 2. 4-5 は 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係, 図 8. 2. 4-6 は圧縮側となる鉛直部材の負担せん断力である。ここで, +Y 方向は X1, X5 構面の Y2 柱が圧縮側となる方向であるが, Y 方向には対称であることから, ここでは +Y 方向の結果のみ示す。図中に鉛直部材のせん断ばねがせん断終局耐力に至った点を x 点で示す。

図に示す通り, ベースシヤ係数が 0.4 を超えた 1 階層間変形角 0.7~0.8% 付近で純ピロティ構面 (X2 ~X4 構面) の圧縮側柱のせん断破壊が生じ, その後, 1.5% 付近で X1, X5 構面の圧縮側の袖壁付き柱がせん断破壊した。最終的にはベースシヤ係数 0.45 程度に相当する水平耐力を示した。

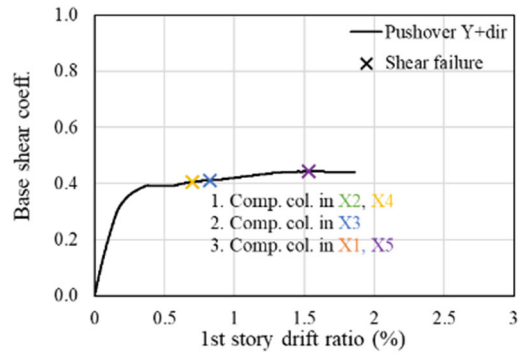


図 8. 2. 4-5 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係 (+Y 方向)

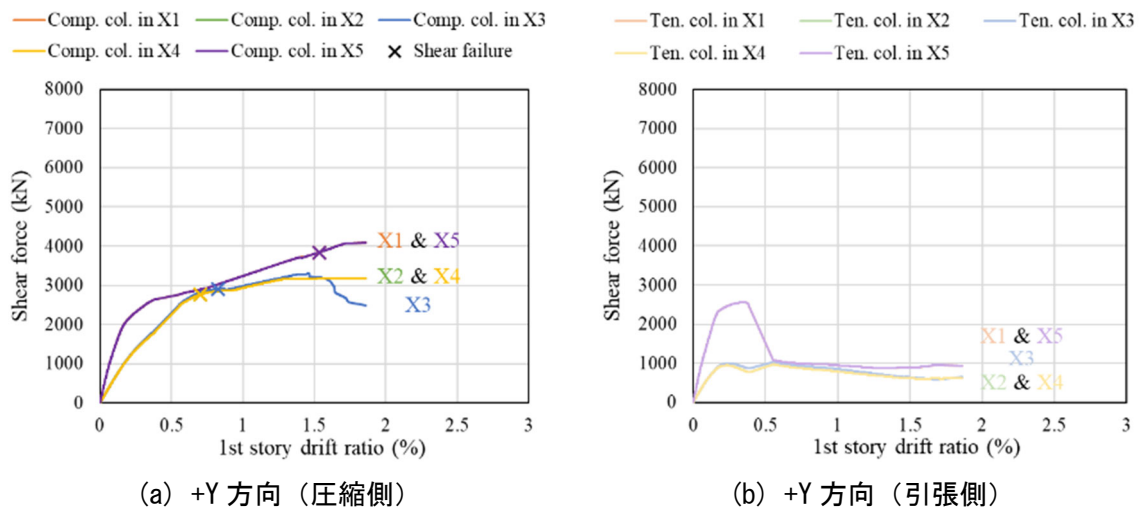


図 8. 2. 4-6 鉛直部材の負担せん断力

#### (4) 補強モデル B

補強モデル B の静的増分解析結果を図 8. 2. 4-7 および図 8. 2. 4-8 に示す。図 8. 2. 4-7 は 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係，図 8. 2. 4-8 は圧縮側となる鉛直部材の負担せん断力である。図 8. 2. 4-7 より，層間変形角 0.3%付近までは無補強モデル B と補強モデル B ではほぼ同じ挙動を示したが，それ以降では補強によって水平耐力が大幅に向上した。また，X2～X4 構面の圧縮側柱については，無補強モデル B では層間変形角 1%までにせん断破壊していたが，補強によりせん断破壊が遅れたことで負担せん断力がさらに上昇した。なお，X1 および X5 構面の袖壁付き柱も含め，層間変形角 2%まで耐力低下は見られなかった。

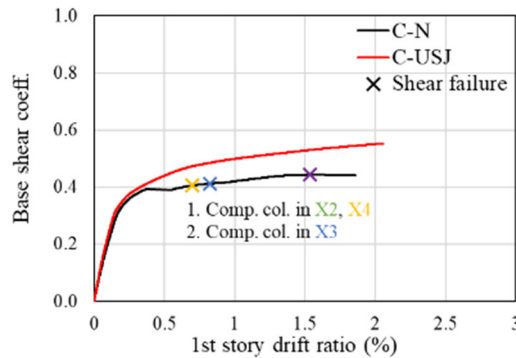


図 8. 2. 4-7 1 層層せん断力係数－1 層層間変形角関係 (+Y 方向)

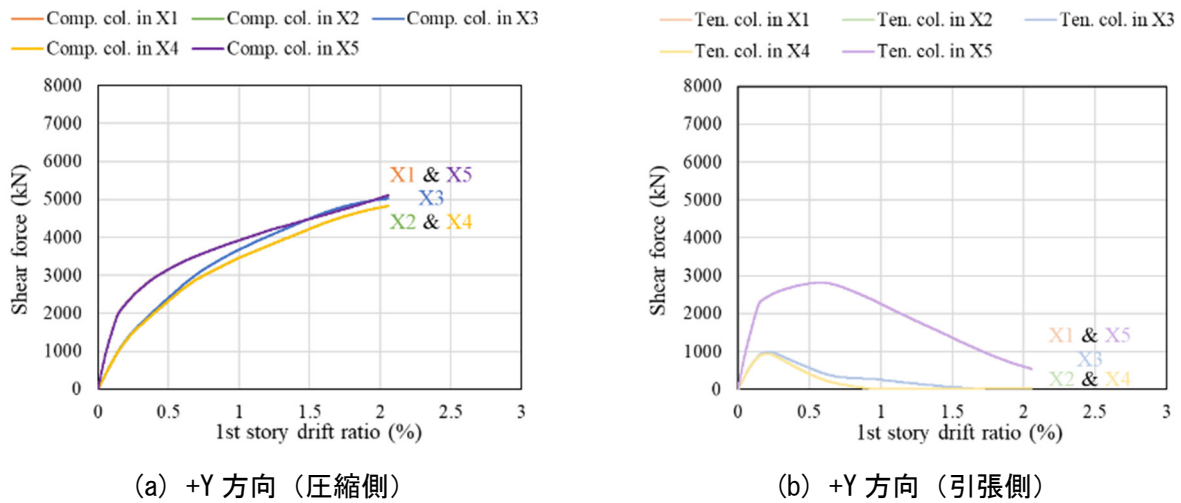


図 8. 2. 4-8 鉛直部材の負担せん断力

### 8.2.5 時刻歴応答解析

#### (1) 損傷状態に基づく設計クライテリア

本補強工法は被災後の迅速な復旧および機能維持を目的としていることから、継続使用性を考慮した損傷状態に基づくクライテリアによる設計を行うことを基本とする。文献[8.2-6]では、2011年東北地方太平洋沖地震において被災した建築物を対象とした調査から、継続使用性に関する阻害要因の分析を行い、要求性能を3段階のランクとして定義するとともに、部分ごとの損傷状態を系統的に整理している。時刻歴応答解析に先立ち、本検討においても、この考え方に基づいて4章の実験結果から損傷状態に基づく設計クライテリアについて検討を行う。

文献[8.2-6]における目標ランク A は「建築物の一部に使用制限が生じるが、活動上重要なエリアは使用制限することなく、継続使用できること」とされており、これに対応する上部構造の損傷限界状態は S-I もしくは S-II となり、損傷度 II 程度までを許容することとなる。一方、目標ランク B は「活動上重要なエリアを含む建築物の一部に使用制限が生じるが、一定の措置後、継続使用できること」であり、これに対応する上部構造の損傷限界状態は S-I, S-II もしくは S-III となり、損傷度 III 程度までを許容することとなる。これらを、4章に示した C-N の損傷状態 (図 8. 2. 5-1) にあてはめた場合、残留ひび割れ幅に基づいて損傷度を判定した場合は、部材角 0.25% サイクル終了時が I (残留ひび割れ幅 0.04mm: 曲げ)、0.5% サイクル終了時が II (残留ひび割れ幅 0.15mm: せん断)、1.0% サイクル終了時が IV (残留ひび割れ幅 1.20mm: せん断) となるが、せん断力-変形角関係では 0.5% サイクル途中でせん断ひび

割れが発生し、その後最大耐力を示していることから、残存耐震性能の観点からは部材角 0.25% サイクル終了時が II, 0.5% サイクル終了時が III に相当すると考えられる。したがって、目標ランク A および B の状態は部材角 0.25% サイクルおよび部材角 0.41% (せん断ひび割れ発生時) に対応すると考え、これらを層間変形角に変換した 0.20% および 0.32% を目標ランク A および B の最大応答層間変形角の設計クライテリアとして設定する。以上より、無補強モデルの損傷状態に基づく設計クライテリアを表 8.2.5-1 に示す。

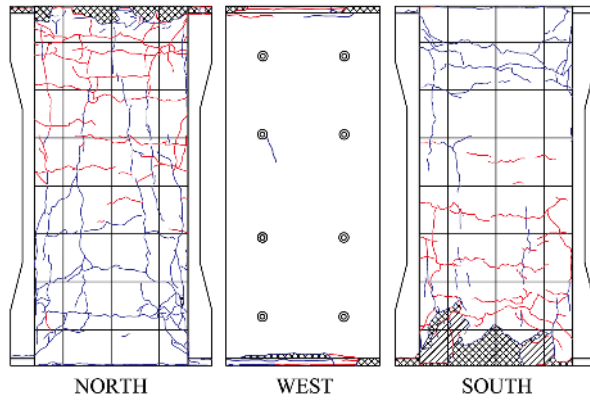
次に、補強モデルの損傷状態に基づく設計クライテリアについて検討する。4 章に示した C-USJ の実験結果 (損傷状態を図 8.2.5-2 に示す) によれば、残留ひび割れ幅は部材角 0.25% サイクルで 0.04mm, 0.5% サイクルで 0.08mm, 1% サイクルで 0.20mm, 2% サイクルで 0.50mm (いずれも曲げ) であった。また、目地モルタルやカバーコンクリートの軽微な剥離が生じたのが 0.5% サイクル, UFC パネルにせん断ひび割れが生じたのは 2% サイクルであった。また、せん断力がほぼ頭打ちになったのが 1.0% サイクルであり、最大耐力を示したのが 2% サイクル途中の 1.47% であった。これらの損傷状態とせん断力-変形角関係を勘案して、損傷度 II および III に相当する部材角を 0.50% および 1.47% と推定することとした。なお、本工法に限らず、補強された部材の損傷度の判定については、現状では明確な基準がなく、今後の課題である。したがって、目標ランク A および B の状態は部材角 0.50% および 1.47% に対応すると考え、これらを層間変形角に変換した 0.40% および 1.16% を目標ランク A および B の最大応答層間変形角の設計クライテリアとして設定する。以上より、補強モデルの損傷状態に基づく設計クライテリアを表 8.2.5-1 に併せて示す。補強によりせん断ひび割れの発生や最大耐力の発現を遅らせたことから、ランク B の層間変形角が無補強の場合に比べて大きく評価できていることがわかる。

また、8.2.3 項に示した C-USJ に対する解析結果による設計クライテリアの検討についても併せて示す。解析結果における特性点として、MS ばね要素の状態 (柱主筋降伏, カバーコンクリート圧縮強度, コアコンクリート圧縮強度, UFC 圧縮強度) に対応する特性点を、荷重変形関係上にプロットしたものを図 8.2.5-3 に示す。なお、8.2.3 項では実験での材料強度を用いた解析結果を示したが、ここでは建物の材料強度を用いた解析結果も併せて示しており、設計クライテリアの決定には後者を用いた。骨組解析による検討では残留ひび割れ幅による判定が行えないことから、ここでは、カバーコンクリートが圧縮強度に達した時点 (0.32%) を目標ランク A, 最大耐力に達した時点 (1.74%) を目標ランク B の状態に対応すると考え、これらを層間変形角に変換した 0.25% および 1.37% を目標ランク A および B の最大応答層間変形角の設計クライテリアとして設定した (表 8.2.5-1)。

以降の検討では、表 8.2.5-1 に示す設計クライテリアのうち、無補強モデルについては実験結果から導出した値、補強モデルについては解析結果から導出した値をそれぞれ用いることとする。

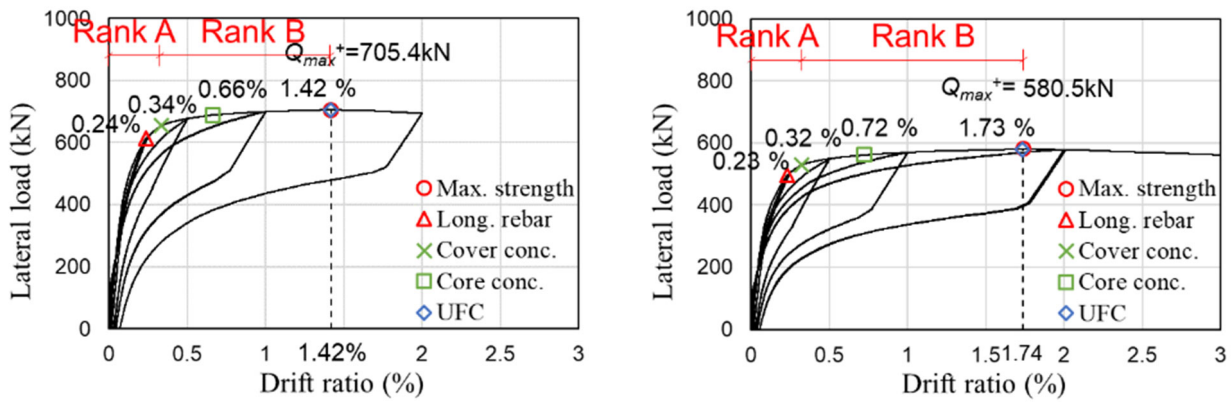






(c) R=2%

図 8.2.5-2 C-USJ の損傷状態 (つづき)



(a) 実験での材料強度を使用した場合

(b) 建物の材料強度を使用した場合

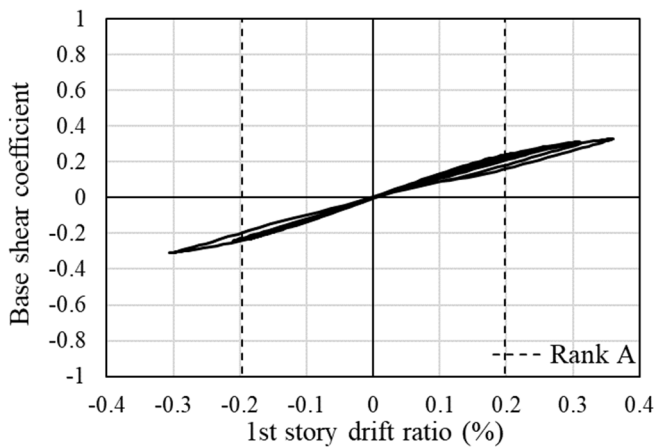
図 8.2.5-3 C-USJ の解析結果における特性点

## (2) 解析結果

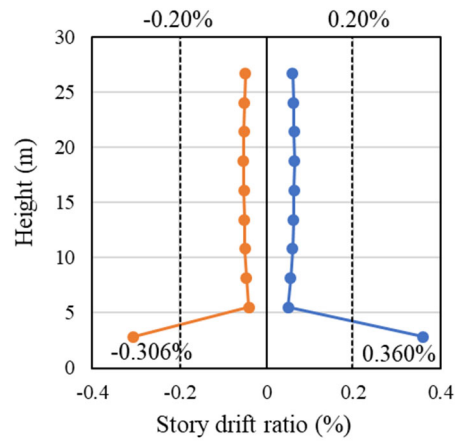
時刻歴応答解析では、El Centro (1940) の NS 成分を最大速度 25kine, 50kine に調整して梁間方向に入力した。以降に時刻歴応答解析の結果について示す。

### 1) 補強前モデル A

補強前モデル A の時刻歴応答解析結果 (25kine, 50kine) を図 8.2.5-4 および図 8.2.5-5 に示す。25kine, 50kine とともに、ピロティ階の 1 階の最大応答層間変形角が最大となった。最大速度が 25kine の場合には、応答はほぼ弾性範囲に留まったものの、1 階の最大応答層間変形角が無補強モデル A の目標ランク A の閾値である 0.20% を上回った。本モデルは 1 階を純ピロティとしているため、1 階の層剛性が不十分であることによると考えられる。また、最大速度が 50kine の場合には、1 階層間変形角が 0.6~0.7% 付近で生じた 1 階柱のせん断破壊以降に応答が急増したため、最大応答層間変形角は 1.828% となり、目標ランク B の閾値である 0.32% を大きく上回る結果となった。1 階柱がせん断破壊した時点で既に目標ランク B の閾値を超えており、最大速度 25kine での解析結果と同様に、1 階の層剛性が不十分であることが分かる。

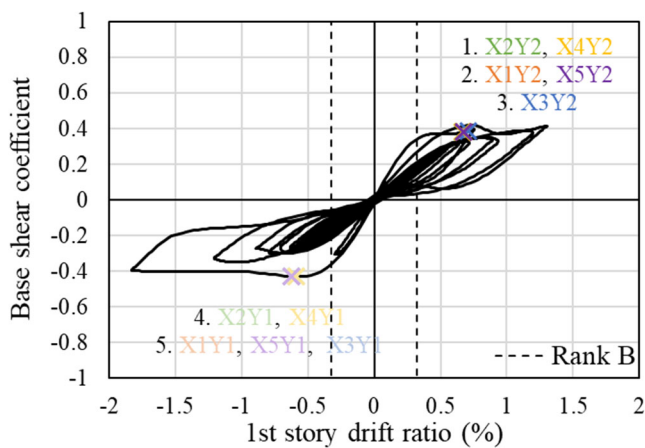


(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

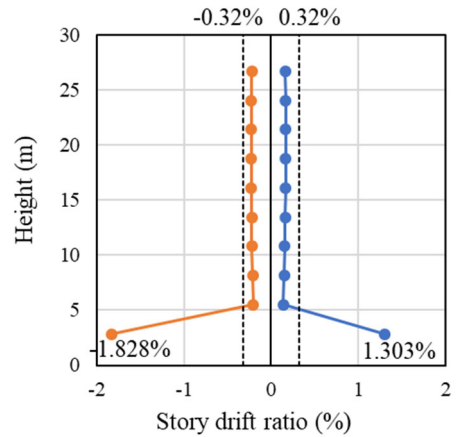


(b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-4 無補強モデル A の解析結果 (最大速度 25kine)



(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

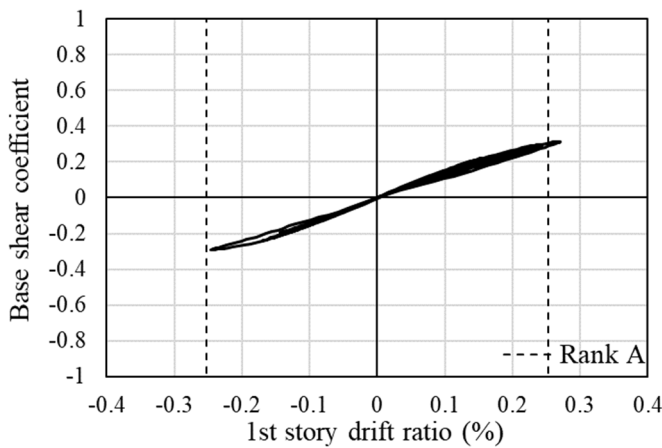


(b) 最大応答層間変形角分布

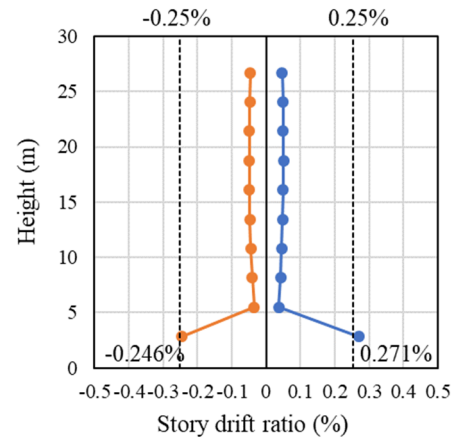
図 8.2.5-5 無補強モデル A の解析結果 (最大速度 50kine)

## 2) 補強モデル A

次に補強モデル A の時刻歴応答解析結果 (25kine, 50kine) を図 8.2.5-6 および図 8.2.5-7 に示す。無補強モデル同様、25kine, 50kine とともにピロティ階の 1 階の最大応答層間変形角が最大となった。補強によって剛性が若干増加した影響で、最大速度 25kine の場合の 1 階の最大応答層間変形角が約 25%低下したものの、補強モデル A における目標ランク A の閾値である 0.25%をわずかに上回った。一方、最大速度 50kine の場合、補強によって目標ランク B の閾値が大幅に引き上げられるとともに、1 階の最大応答層間変形角が 3 割近く低下したため、目標ランク B を満足する結果となった。いずれも鉛直部材のせん断破壊は生じなかったものの、1 階柱の曲げ剛性の低下による建物全体の剛性低下がみられた。

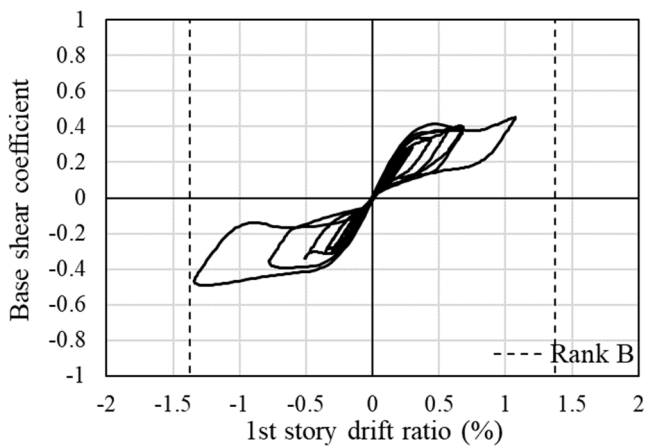


(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

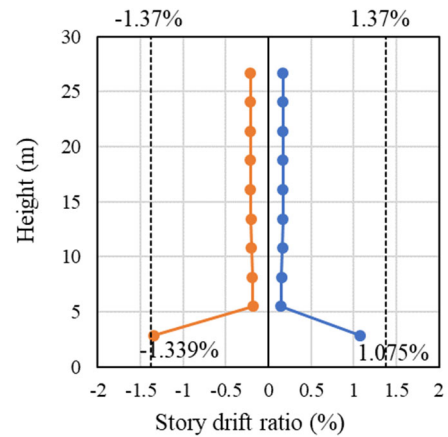


(b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-6 補強モデル A の解析結果 (最大速度 25kine)



(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

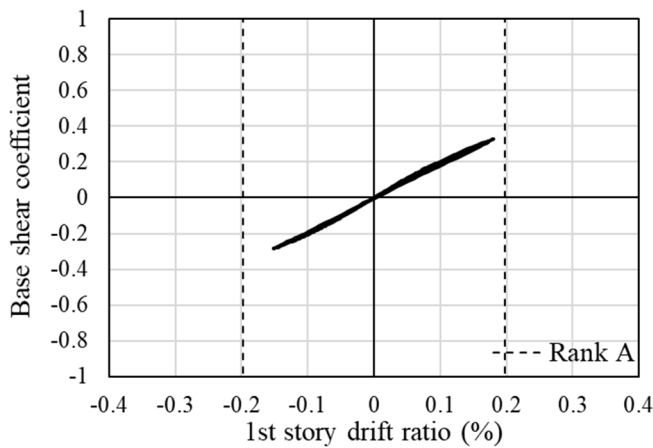


(b) 最大応答層間変形角分布

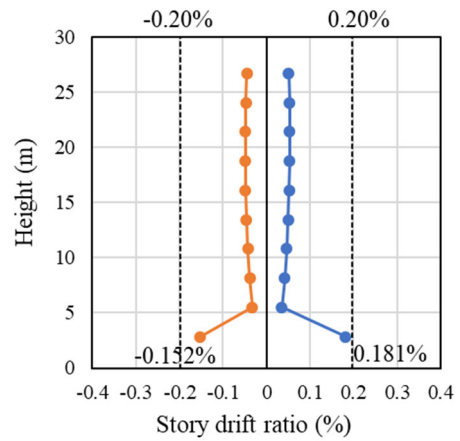
図 8.2.5-7 補強モデル A の解析結果 (最大速度 50kine)

### 3) 補強前モデル B

補強前モデル B の時刻歴応答解析結果 (25kine, 50kine) を図 8.2.5-8 および図 8.2.5-9 に示す。25kine, 50kine とともに、ピロティ階の 1 階の最大応答層間変形角が最大となった。最大速度が 25kine の場合には、応答はほぼ弾性範囲に留まり、1 階の最大応答層間変形角も無補強モデルの目標ランク A の閾値である 0.20% を下回った。一方、最大速度が 50kine の場合には、最大応答層間変形角が 0.881% となり、目標ランク B の閾値である 0.32% を大きく上回る結果となった。1 階の鉛直部材のせん断破壊が生じたのは最大応答付近であり、それ以前の建物全体の剛性低下は X1, X5 構面の袖壁付き柱の曲げ剛性の低下の影響によるとみられる。また、柱のコアコンクリートや袖壁の先端のコンクリートのひずみが圧縮強度時ひずみを上回っていたことから、目標ランク B で想定する損傷状況を超えていたと考えられる。

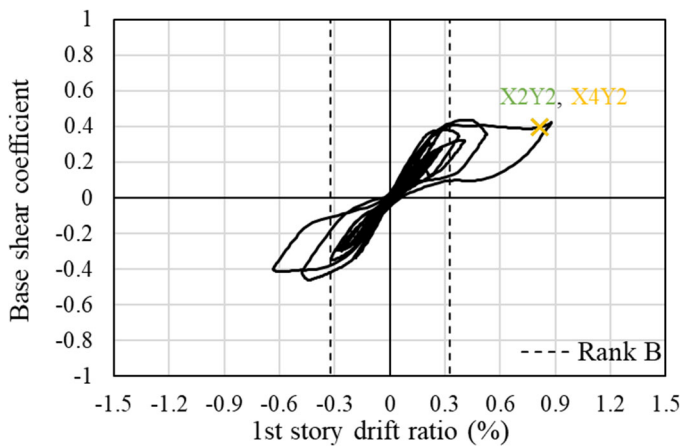


(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

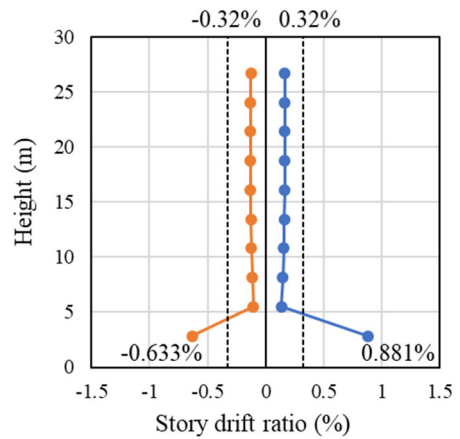


(b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-8 無補強モデル B の解析結果 (最大速度 25kine)



(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

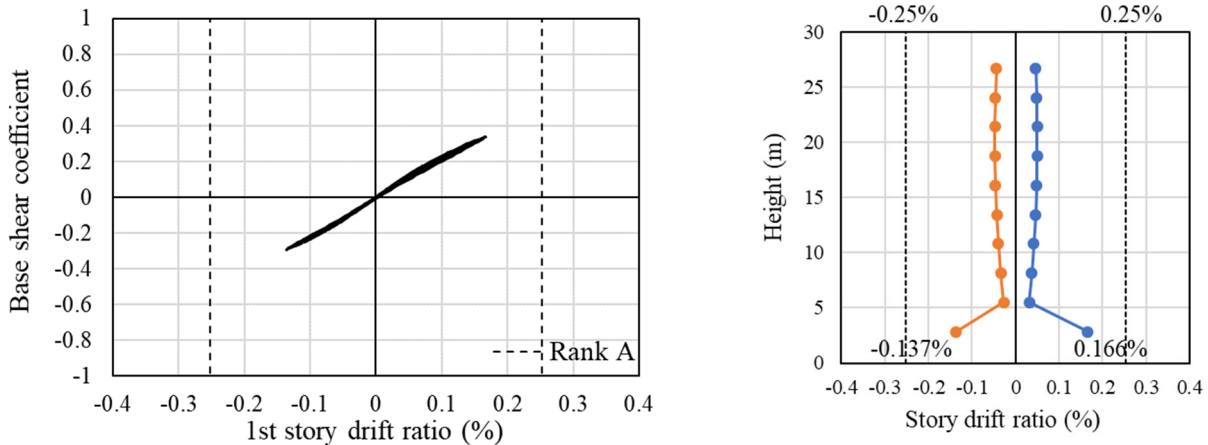


(b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-9 無補強モデル B の解析結果 (最大速度 50kine)

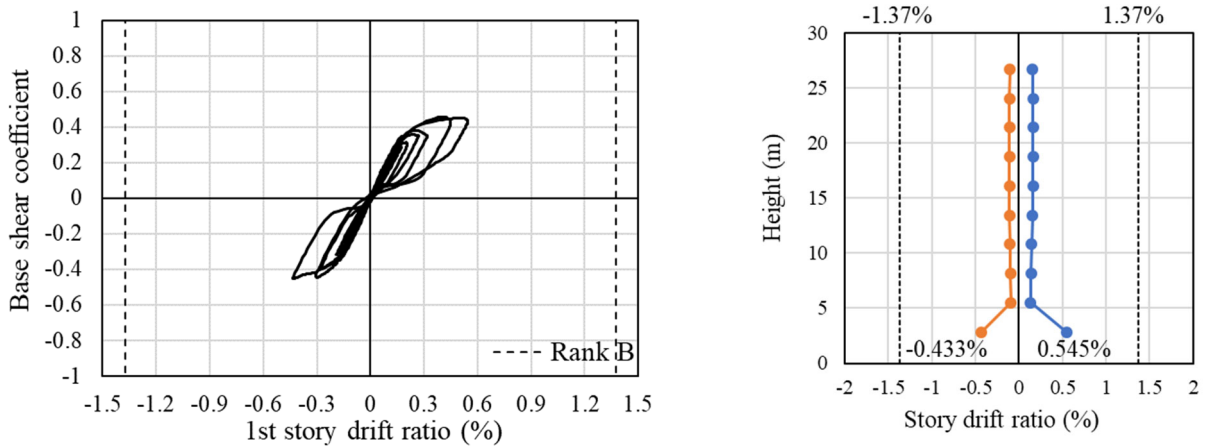
#### 4) 補強モデル B

次に補強モデル B の時刻歴応答解析結果 (25kine, 50kine) を図 8.2.5-10 および図 8.2.5-11 に示す。無補強モデル同様、25kine, 50kine とともにピロティ階の 1 階の最大応答層間変形角が最大となった。なお、1 階の最大応答層間変形角は 50kine の場合で無補強モデル B に比べて 38%低減された。また、目標ランク B の閾値とする層間変形角が補強によって大きくなったこともあり、結果的には余裕を持って目標ランク B を満足した。いずれも鉛直部材のせん断破壊は生じなかったものの、無補強モデル同様、50kine の場合には X1, X5 構面の袖壁付き柱の曲げ剛性の低下による建物全体の剛性低下がみられた。なお、柱のカバーコンクリートと袖壁先端のコンクリートのひずみは圧縮強度時ひずみを超えていたが、柱のコアコンクリートひずみは圧縮強度時ひずみには達していなかった。



(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係 (b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-10 補強モデル B の解析結果 (最大速度 25kine)



(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係 (b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-11 補強モデル B の解析結果 (最大速度 50kine)

### 8.2.5 まとめ

本節では、2016 年熊本地震で被災したピロティ建物に一部修正を加えた建物モデルを対象に、本研究で提案する補強工法の効果について骨組解析を用いて検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1 階の壁を全て除去した純ピロティ建物の解析モデル A では、1 階柱の UFC パネル挟込補強により層の剛性および耐力が向上し、最大速度を 50kine とした El Centro 波を入力した地震応答解析では、1 階の最大応答層間変形角が部材実験の損傷状態から設定した目標ランク B の層間変形角の閾値をわずかに下回った。ただし、最大速度 25kine とした場合には、目標ランク A の層間変形角の閾値をわずかに上回った。本検討で使用した地震波以外では、設計クライテリアを満足させるための補強量がより大きくなる可能性もあり、現実的な寸法の UFC 挟込補強だけでは不十分な場合は、UFC 袖壁補強を併用する必要がある。
- 1 階の両端構面に柱せいの 2 倍の長さの袖壁を取り付けた解析モデル B では、1 階柱の袖壁の損傷が早期に発生することから、1 階柱の UFC パネル挟込補強だけでなく、袖壁への UFC パネルの貼付補強も行った。補強により最大応答層間変形角は抑えられるものの、袖壁端部の圧壊については十分に抑制できておらず、袖壁に貼付する UFC パネルの形状などに更なる工夫が必要である。

## 第8章 UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の設計法

- 本検討で用いた MS ばね要素は、コンクリートや鉄筋要素のひずみを把握することが可能であり、本検討ではコンクリートの圧壊や鉄筋の降伏に基づいて部材の損傷状態を判定し、継続使用性クライテリアを用いて補強設計を行うプロセスを示した。しかし、他の重要な損傷状態の指標である残留ひび割れ幅に基づく判定はできなかった。1.1.5 項に示されるクライテリアでは、上部構造の損傷状態の具体的な目安として残留ひび割れ幅や部材損傷度が用いられており、現状では部材実験で残留ひび割れ幅も含めた損傷データを取得する必要がある。解析結果から残留ひび割れ幅による判定を行う方法について更なる検討が必要である。

### 参考文献 (8.2 節)

- [8.2-1] 国土技術政策総合研究所，建築研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報），国総研資料 No.929，建築研究資料 No.173，2016.9
- [8.2-2] 向井智久ほか：熊本地震で被災した鉄筋コンクリート造建築物を対象とした地震後継続使用確保に資する検討，建築研究資料 No.204，2021.10
- [8.2-3] 構造システム：SNAP ver.8 テクニカルマニュアル
- [8.2-4] 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 461 号，pp.95-104，1994.7
- [8.2-5] 国土技術政策総合研究所，建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- [8.2-6] 向井智久：東日本大震災での教訓を生かした耐震設計法に関する研究成果—庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築—，平成 27 年度建築研究所講演会テキスト，pp.31-76，2016.3

### 8.3 補修補強時における施工上の注意点

#### 8.3.1 断面補修

補強対象の柱に顕著なひび割れや欠損などが見られる場合、損傷個所を研り取り健全部を露出させた後、モルタル等で断面の補修を行う。この時、UFC パネル貼付け面は凹凸がなく平滑になるよう注意する必要がある。また、断面補修により柱サイズが変わる場合には、断面補修後の柱サイズに対して UFC パネルの割付け計画を行う。

#### 8.3.2 UFC パネルの割付け計画

補強対象の柱の幅、高さから UFC パネルの施工面積が決定し、一構面当たりの UFC パネル重量が決まる。この時、施工性を考慮しパネル一枚当たりの重量を低減するために、高さ（横）方向または幅（縦）と高さ（横）方向に分割する事ができる。ただし、6章の実験以上にパネルを分割する場合は、実験などにより性能を確認する必要がある。写真 8.3.2-1 に UFC パネルの分割例として 6章の分割状況を示す。

UFC パネルの固定用アンカーボルトは、1枚の UFC パネルに対し 2カ所以上配置する。パネルを分割する場合、補強対象の柱の配筋状況を鉄筋探査にてよく確認し、あと施工アンカーの施工が可能か確認しておく必要がある。

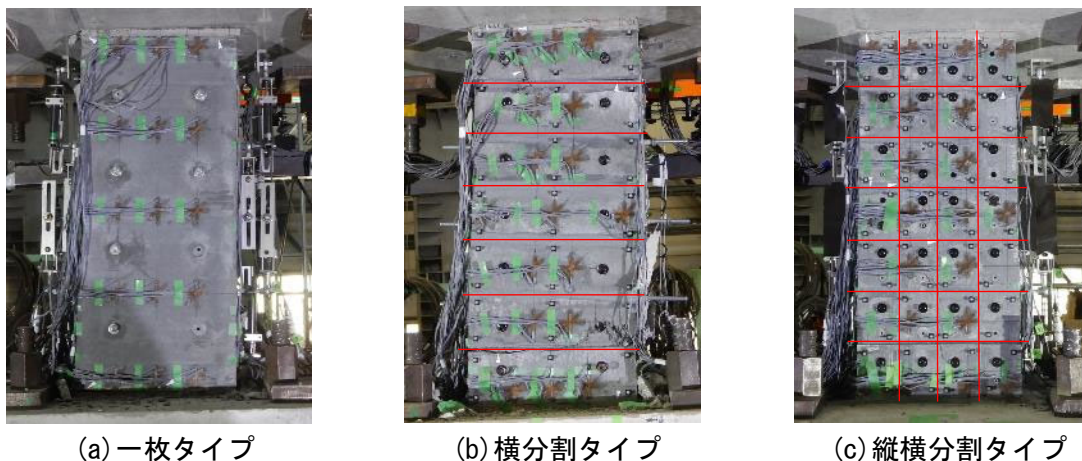


写真 8.3.2-1 UFC パネルの分割例

#### 8.3.3 UFC パネルの製作

UFC パネルの製作は、土木学会の「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）」<sup>[8.3-1]</sup>に準拠して行う。製作にあたっては、形状や寸法を UFC パネル割付け計画に基づいて設定し、製作したパネルの寸法が設計値を下回らないように管理する。また、接着剤との付着に配慮して打設面が既存躯体への接着面となるよう型枠を計画する。

#### 8.3.4 UFC パネルの固定用ボルト貫通孔の加工

UFC パネル固定用ボルトの貫通孔は、事前検討し UFC パネル製作時に開けておくことが望ましいが、施工状況によっては現場にて後から開けても良い。

貫通孔を計画する際に、工場制作、現場施工のどちらにおいても図 8.3.4-1 に示すように UFC パネルの端部より 10mm 以上離れた位置とし、隣接する貫通孔との距離も 10mm 以上確保しなければならない。

写真 8.3.4-1 に現場で貫通孔を加工する場合の施工例を示す。現場状況により貫通孔を計画よりも多



第8章 UFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の設計法

く、または大きく開ける必要が生じた際には、6章の実験以上の断面欠損率とならないようにし、超える場合には、無収縮モルタルにてパネルの断面修復を行う必要がある。現場での貫通孔加工の詳細については、付録4を参照すること。

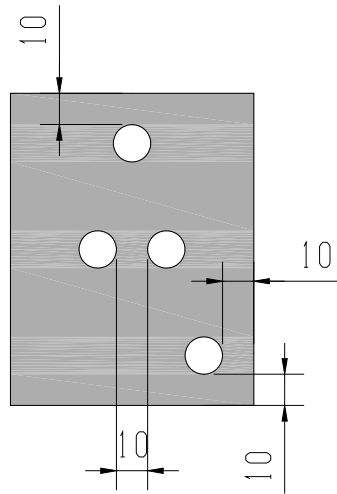


図 8.3.4-1 貫通孔の最小あき



(a) コアドリル設置状況



(b) UFCパネルの固定状況



(c) 削孔状況

写真 8.3.4-1 現場での貫通孔の加工例

### 8.3.5 UFC パネル貼付けおよび目地部への接着剤充填

UFC パネルの貼付けは目地幅が規定値を超えないよう注意し、接着剤がパネル全面に均等に届くように固定用ボルトで締付ける。この時、UFC パネルの貫通孔から接着剤が漏れ出す場合があるため、接着剤がボルトに付着しないようボルトを養生するなどの対策を講じ、ボルトとパネルが一体化することを防ぐ必要がある。

固定用ボルトは本工法の補強性能に対して影響を及ぼさないが、終局時に生じる UFC パネルの面外変形を拘束する効果が確認されている。従って、地震時等による UFC パネルの脱落を防止する措置として、固定用ボルトを残置することが望ましい。ただし、意匠上の理由等で固定用ボルトを取外したい場合には、接着剤が完全に硬化したことを確認し取外す。

### 8.3.6 無収縮モルタル打設

躯体と UFC パネル上下端の隙間に無収縮モルタルを密実に充填する。接着剤などの不純物が混入しないよう、打設前に清掃を行う。また、充填する無収縮モルタルは構造上重要な箇所となるため、打設時に空隙が出来ないように注意する必要がある。

### 8.3.7 まとめ

本節では、UFC パネル貼付工法における施工上の注意点について記載した。UFC パネルの貼付けおよび無収縮モルタル打設においては補強性能に大きく影響する工程の為、施工不良が生じないように、施工手順および管理項目を十分に確認し施工されたい。

### 参考文献

[8.3-1] 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2008

### 8.4 まとめ

本章では、本工法を施した RC 造ピロティ架構の設計を行うにあたって必要となる、地震後継続使用性を考慮した設計方針、設計例、施工上の注意点について示した。

8.1 節では、地震後継続使用性を考慮した設計の現状について概説するとともに、これを本工法に適用するにあたっての方針を説明した。

8.2 節では、部材実験の結果や試設計建物の立体骨組モデルを用いた解析により、1.1.5 項で示した継続使用性を考慮した損傷クライテリアの設定および適用性の検証、問題点の抽出を行った。本検討では MS ばね要素を用いたことで、コンクリートの圧壊や鉄筋の降伏に基づいて部材の損傷状態を判定し、継続使用性クライテリアを用いて補強設計を行うプロセスを示したが、残留ひび割れ幅による判定には、部材実験による損傷データの取得が必要となることから、解析結果から残留ひび割れ幅による判定を行う方法について更なる検討が必要である。

8.3 節では、本工法を用いた補修補強時の施工上の注意点として、割付計画、製作、固定用ボルト貫通穴の加工、貼付けおよび目地部への接着材充填、無収縮モルタル打設のそれぞれにおける注意点等をまとめた。

## 第 9 章

### 結論

## 9.1 まとめ

本研究で得られた研究成果を以下のように示す。

### 9.1.1 2章の結論

#### (1) UFC パネル挟込接着補強を施した損傷柱試験体に対する載荷実験

熊本地震でせん断破壊した RC 造ピロティ柱を模擬した縮小試験体を作製し、一次載荷により損傷を与えた後、UFC パネル挟込接着補強を施し、再び載荷実験を行うことで、UFC パネルを接着することによる補強、復旧効果を調べた。得られた知見を以下に示す。

- ・ 一次載荷において部材損傷度 V 相当の損傷を受けた C-C40T75 試験体は、断面修復および UFC パネル補強により、一次載荷最終サイクルと比較して剛性の大幅な向上が見られた。一方で、目地モルタルが全幅に対して脆性的に圧壊し破壊に至ったことで、最大耐力は一次載荷時最大耐力の 74% に留まった。
- ・ 一次載荷において最大耐力を発揮する程度の変形を経験した C-C40T75M 試験体は、UFC パネル補強により、剛性の向上は見られなかったものの、最大耐力は一次載荷時と比較して 14% 上昇した。一方で、目地モルタルの圧壊に起因して最大耐力が決定され、また脆性的な破壊に至ったことで、変形性能の向上は見られなかった。

#### (2) 有限要素解析を用いたパラメトリックスタディ

有限要素解析を用いて本実験結果を追跡しパラメトリックスタディを行うことで、補強の適用範囲の検討、補強方法の検討および実施工に向けた検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・ 一次載荷時の最大変形角が最大耐力時変形角以下であれば、UFC パネル補強により、一次載荷時の最大耐力以上の耐力を確保することができた。
- ・ 本研究の範囲内においては、UFC パネルが厚いほど、また端部断面拡大倍率が大きいほど最大耐力が上昇する傾向が確認された。
- ・ 本研究の範囲内においては、接着材厚さが厚いモデルでは最大耐力以降の耐力低下が大きくなった。
- ・ UFC パネルを水平方向に分割することで、パネルの負担軸力および負担せん断力が減少するが、本研究の範囲内では、UFC パネルの分割が補強後の部材耐力に与える影響は小さかった。

#### (3) 補強効果の評価手法の提案

損傷の影響を考慮した補強効果の評価手法を提案し、算出した終局耐力と実験および解析値との比較を行った。また評価手法の汎用化に関する検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・ 本研究の範囲内では、等価ストレスブロック法を用いた曲げ理論式に UFC パネルの項を追加して算出した曲げ終局耐力と、等価断面積比により軸力を柱とパネルに分担し、それぞれのせん断耐力を累加して算出したせん断終局耐力により、UFC パネル挟込接着補強後の部材耐力を概ね適切に評価でき、解析値/計算値は 1.09~1.23 となった。
- ・ せん断終局耐力の算定において、本計算方法では、UFC パネル厚さが大きくなるにつれてパネルの負担せん断力および負担軸力が上昇する傾向や、端部断面拡大倍率が大きくなるにつれてパネルの負担軸力が上昇する傾向など、既存柱と UFC パネルのせん断力と軸力の分担を概ね捉えることができた。
- ・ 既存柱の荷重-変形関係から被災度区分判定基準<sup>[2.6-1]</sup>に示された耐震性能低減係数  $\eta$  を算出し、こ

れを柱耐力低減係数として既存柱の耐力に乗ずることで、一次載荷における損傷の影響を概ね適切に評価することができ、解析値／計算値および実験値／計算値は 0.96~1.10 となった。また、既存柱の部材損傷度を判定し、耐震性能低減係数  $\eta$  の基準値あるいは平均値を用いることで、本計算方法を汎用的に用いることができる可能性を示した。

### 9.1.2 3章の結論

実験先立ち、対象無補強試験体（矩形柱）骨格曲線の適切な評価手法について検討した。検討対象は、1984年から2019年までに刊行された日本コンクリート工学年次論文集と日本建築学会構造系論文集から①新耐震基準（柱帯筋比 0.2 以上）②高軸力（軸力比 0.4 以上）③シアスパン比 2 以下の 3 条件を満たす計 6 体の矩形柱試験体である。得られた知見を以下に示す。

- ・せん断余裕度（曲げ精算式/大野荒川 mean 式）を各試験体で算定したところ、せん断余裕度が 1 を超えた試験体は 3 体であり、これらは全て実験で確認された破壊モードと整合している。
- ・剛性低下率の式について、本検討のようにシアスパン比が 2 以下の試験体においても、通常シアスパン比 2 以上に用いる算定式にて剛性を計算した場合がより実験値を捉えた。
- ・破壊モードがせん断破壊になると推定される試験体では、曲げ剛性、せん断剛性ともに剛性低下を考慮したものと比べ、曲げ剛性のみ剛性低下を考慮したものは精度が良い傾向があり、曲げ破壊になると推定される試験体では、その差はそれほど見られなかった。

実験は、RC 造壁および超高強度繊維補強コンクリート（UFC）パネルを用いて、ピロティ階を想定した変動軸力下における RC 造矩形柱を補強した試験体を対象に行った。無補強試験体および、RC 壁や UFC パネルを片側袖壁として補強したものや、UFC パネルを柱の両せい面に張り付けた補強試験体を加力し、各補強効果について検討を行った。その結果、RC 壁を補強した試験体は最大耐力が約 1.6 倍、剛性が約 2.6 倍に増加し、また靱性能も向上したことを確認した。UFC パネルを袖壁や貼り付けとして補強した試験体は、ともに最大耐力が約 1.25 倍、剛性が 1.7~1.8 倍に増加しており、補強による効果を確認した。

### 9.1.3 4章の結論

4章では、RC造ピロティ柱を対象にUFCパネル挟込接着およびUFCまたはRC片側袖壁補強を用いた補強工法について、縮小試験体を用いた載荷実験による構造性能および補強効果の検証、有限要素解析を用いた挙動予測、補強前の損傷を考慮した最大耐力評価を行った。

4.2節、4.3節では、縮小試験体を用いた載荷実験の概要および結果について述べた。2章、3章で示した実験では、UFC挟込パネル端部の応力集中によって比較的早期に損傷が進行した点を踏まえて、パネル端部を増厚するとともに、UFCまたはRCの片側袖壁補強を併用する方法についても検討を行った。その結果、初期剛性、最大耐力、変形性能ともに良好な結果が得られ、補強の効果を確認できた。その他、変形性状、パネルの応力状態および負担応力などについて考察を行った。

4.4節では、三次元有限要素解析を用いて、損傷後補強試験体のUFC挟込パネル補強前後の挙動予測を行った。補強前の一次載荷については、最大耐力、最大耐力時変形角を精度よく評価できたものの、補強後の二次載荷においては変形角1%までは実験結果を良好に追跡できたものの、それ以降の予測精度については課題を残した。

4.5節では、実験の試験体設計で用いた評価式による計算値と実験結果を比較し、無損傷補強試験体、損傷後補強試験体のそれぞれに対して計算結果の精度評価を行った。損傷後補強試験体については、既存柱のせん断終局耐力に柱耐力低減係数 $\eta$ を乗じることで考慮し、 $\eta$ は最大経験サイクルの耐力残存比、エネルギー吸収量の残存比、被災度区分判定基準の損傷度判定に準拠、の3つの方法で決定した。その結果、無損傷補強試験体、損傷後補強試験体で $\eta$ を最大経験サイクルの耐力残存比、エネルギー吸収量の残存比で決定した場合については良好な精度で評価できたのに対して、損傷後補強試験体で被災度区分判定基準の損傷度判定に準拠して求めた $\eta$ を用いた場合には実験値を大幅に過小評価した。



### 9.1.4 5章の結論

5章では、対象建築物の下層2.5層を模擬した架構試験体を2体作成し、1体は一次載荷において最大耐力を発揮する程度の変形を経験させ、その後補強を施して実験を実施した。また、もう1体は比較のために1次載荷をせずに補強を施して実験を実施した。この実験で得られた知見とともに、骨組み解析及び有限要素解析で得られた知見を下記に示す。

#### (1) 構造実験により得られた知見

F1, F1-R, F2-R, 3体の試験体の実験により、以下の知見を得た。

(無補強試験体 F1)

- ・ 1F ピロティ柱について、設計時に想定した柱のせん断破壊または軸方向ひび割れを伴う破壊は見られず、せん断補強筋の降伏も見られなかった。また、事前の検討では反曲点が柱の中央にあると考えていたが、実験では柱脚しか主筋が降伏しておらず、反曲点が柱の中央より上にあることがわかった。
- ・ 試験体は以下のような順番で破壊が進んでいった。1Rx=0.86%時の耐力低下は、2F 壁のスリップ破壊によるものと考えられる。また、この時の壁のスリップ破壊は梁の軸伸び変形や梁端部の圧壊を伴っているものと考えられる。

- ① 1F ピロティ柱（引張軸力側）の曲げ降伏（1/400rad～1/200rad）
- ② 1F ピロティ柱（圧縮軸力側）の曲げ降伏（1Rx=0.59%）
- ③ 2F 壁縦筋の降伏と 2F 壁脚部のスリップ（1Rx=0.86%、このとき耐力低下）
- ④ 2F 梁端の圧壊（1Rx=0.86%～1.0%）

(補強試験体 F1-R, F2-R)

- ・ 補強試験体 F1-R, F2-R は、UFC パネル補強を施すことで 1F ピロティ柱の柱脚と柱頭にヒンジが形成され、1層の層崩壊系の破壊形式となった。1F の層間変形角で正負ともに 2.0%の繰返し載荷まで層せん断力が最大耐力の 80%以下に低下することはなく、良好な変形性能が得られた。
- ・ 無補強試験体と補強試験体の載荷条件は同一ではないため単純な比較はできないが、F1-R は正側で 1.49 倍、負側で 1.63 倍の耐力上昇、F2-R は正側で 1.59 倍、負側で 1.68 倍の耐力上昇が見られ、補強効果が確認できた。

#### (2) 骨組み解析により得られた知見

F1, F1-R, F2-R, 3体の試験体の実験を対象として、骨組解析を行い、以下の知見を得た。

(無補強試験体 F1)

- ・ 従来の解析モデルは、耐力は実験値と概ね一致したが、ピロティ梁のモデル化は剛性の大きい梁で破壊しないものとして評価しているため、架構の水平剛性は実験値より大きい結果となった。また実験において梁端部の損傷が見られたことから、ピロティ柱に接続する 2 階梁のモデル化の必要性があることが明らかとなった。
- ・ 本試験体は、スラブの有効幅を最大に考慮した場合の層剛性が実験値と概ね一致した。
- ・ 梁の耐力を考慮したモデル化において、スラブの有効幅を最大に考慮しピロティ柱を MS モデルとした組み合わせのモデル 4 を用いた結果、層せん断力-層間変形角関係は実験値を概ね捉えられ、部材の損傷分布も概ね再現できるモデル化手法であることを確認した。

## (補強試験体 F1-R)

- 対象試験体において、顕著な耐力低下を示す1層変形角  $1/50\text{rad}$  までのモデル化手法を検討した。補強を施した1層柱の評価式において、UFCパネルにより補強した既往の柱試験体にてその精度を検証した。また、既往の部材実験に基づき、1階柱の剛域を部材フェイス位置から  $D/4$  の長さ ( $D$ =部材せい) だけ移動させることで架構の最大耐力以前の荷重変形関係を適切に評価できることを確認した。
- 実験にて UFC 袖壁の浮き上がり挙動が確認されたことを踏まえ、UFC 袖壁を弾性ばねに、目地モルタル部を鉛直ばねにモデル化することで UFC 袖壁の浮き上がり挙動の再現を試み、目地モルタルの断面積のうち  $1/15$  を応力伝達に有効とすることで当該試験体の挙動を適切に評価できることを確認した。本稿では、設計法構築に向けた実験に整合する基本モデルの作成を目的とし、対象試験体に適合するモデルを作成したため、今後は更なる実験及び検討によりモデルの一般化を試みる

## (補強試験体 F2-R)

- 柱部材試験体の鉛直方向ひずみより試験体の負担軸力算定手法を決定し、架構試験体に適用した結果、同手法の架構への適応が概ね妥当であることを確認した。
- 損傷部材の初期剛性に既往の式から算出した曲げ剛性低下率を考慮することで試験体の挙動を概ね評価した。
- 予備載荷時の全エネルギー吸収量に対する残存エネルギー吸収量の比を曲げ終局耐力の低減率として考慮することで試験体の挙動を概ね評価した。
- 無損傷補強モデルの解析モデルを基に、損傷の影響を受けた箇所を構造性能を一部変更することにより損傷後補強試験体の荷重変形を概ね適切に評価できた。

## (3) 有限要素解析により得られた知見

無補強試験体 F1 に対して2次元有限要素解析を行い、載荷実験における試験体の挙動追跡および崩壊形式の特定を試みた。得られた知見を以下に示す。

- 本解析では、実験で確認された崩壊形式とは異なる結果となった。特に1階南柱に関しては、解析ではせん断破壊したような性状が確認されたが、実験ではそのような様子は確認されず、破壊性状に大きな差が見られた。
- 1階柱の負担応力として、軸力、せん断力および曲げモーメントを求めた。軸力に関しては、北柱と南柱ともに、北柱の主筋が全降伏したと仮定したときの軸力よりも小さくなった。せん断力に関しては、北柱では早期に頭打ちとなったものの、南柱では増加し続けた。南柱の曲げモーメントに関しては、はじめは柱脚で大きなモーメントを負担していたが、途中で頭打ちとなった。対して柱頭では曲げモーメントが増加し続けた。
- 1階南柱の負担曲げモーメントから反曲点高さを計算した。解析では反曲点高さは柱中心高さ付近に見られたが、実験では柱脚の主筋のみ降伏し柱頭が降伏しなかったことから反曲点高さが柱中央よりも上にあることが推察されており、両者の傾向が一致しなかった。
- 1階柱の柱頭および柱脚に関して曲げ終局強度とせん断終局強度を算定した。曲げ終局強度に関して、北柱では負担曲げモーメントが曲げ終局強度を上回ったが、南柱では上回ることはなかった。せん断終局強度に関して、北柱の負担せん断力はせん断終局強度に到達しなかったが、南柱ではせん断終局強度を上回った。このことから、北柱では曲げ破壊、南柱ではせん断破壊が発生したことが推察される。

### 9.1.5 6章の結論

6章では、RC造ピロティ柱を対象に、非分割のUFCパネルによる補強を施した試験体と、分割したUFCパネルによる補強を施した試験体の静的載荷実験を通して、UFCパネルの分割による補強効果への影響について検討した。以下に、得られた知見を示す。

- ・ 非分割のUFCパネルを貼り付けた試験体であるC2-UFC1に比べ、UFCパネルを横方向にのみ分割して貼り付けた試験体であるC2-UFC2、およびUFCパネルを縦、並びに横方向に分割して貼り付けた試験体であるC2-UFC3は、水平荷重-変形角関係において、変形角 $R=1.0\%$ 程度まで、剛性および耐力は概ね同程度であり、UFCパネルを分割して貼り付けた場合でも、非分割と同程度の補強効果が得られた。
- ・ 一方、C2-UFC2は変形角 $R=1.5\%$ サイクルにて最大耐力を迎えた後、その後の耐力低下がC2-UFC1に比べて大きかった。また、C2-UFC3は他の試験体に比べ早期に柱帯筋が降伏したことで最大耐力時の変形角が小さかった。最大耐力以降の耐力低下も大きく、他の試験体に比べ靱性能が小さかった。耐力増加率(実験時最大耐力/RC柱単体のせん断終局耐力の計算値)は、C2-UFC1、C2-UFC2、C2-UFC3の順に大きく、分割によって最大耐力の低下が見られた。
- ・ UFCパネル面の損傷状況、UFCパネル表面の主応力分布、および光学式モーショキャプチャによる計測結果から、C2-UFC3は最大耐力を迎えた変形角サイクル付近において、パネル間の縦目地、および横目地に開きが生じたことによってパネルが分離し、パネル個々が個別の挙動を示したことによってパネルの負担せん断力が小さくなり、相対的に既存RC柱の負担せん断力が大きくなったことが、最大耐力以降の靱性能の低下につながったと考えられる。
- ・ C2-UFC2は鉄筋の降伏状況や変形性状において、C2-UFC1と概ね同様の性状を示した。一方で、UFCパネル面の損傷状況、および主応力分布より、C2-UFC2では、パネルの断面が変化する断面切り替わり位置において局所的に応力が集中し、パネル中央部への応力伝達がC2-UFC1に比べ小さかったことによって、相対的に既存RC柱の負担せん断力が大きくなり、最大耐力以降の耐力低下につながったと考えられる。
- ・ 横方向のみの分割、および縦・横方向の分割共に、最大耐力への分割による影響は小さいと考えられるが、最大耐力後の耐力低下には影響が見られ、 $R=3.0\%$ において、C2-UFC2では15%程度、C2-UFC3では46%程度の耐力低下が見られた。

以上より、本実験で用いた分割方法の範囲においては、UFCパネルを横方向にのみ分割して貼り付けた補強、およびUFCパネルを縦、および横方向に分割して貼り付けた補強ともに、終局強度までパネルが分離することなく、非分割のUFCパネルを貼り付けた補強と同程度の補強効果を得られることを確認した。一方、分割方法によっては最大耐力以降の変形性能が低下する可能性があることについては留意する必要があると考えられる。

### 9.1.6 7章の結論

本章では、補強を施した RC 造ピロティ柱部材の復元力特性評価についての検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- UFC パネルをせい面に貼付し端部目地部にモルタルを充填した試験体について、UFC パネルによる剛性・耐力の増大分を考慮した骨格曲線の評価手法を検討した。特に、曲げ終局耐力については、せい面に UFC パネルを補強した柱全体が平面保持しているという仮定のもと、端部目地モルタルを無視した簡易計算および当該部を考慮した詳細計算を行い、いずれの方法も試験体の荷重変形関係を概ね評価することを確認した。
- UFC パネルをせい面に貼付し端部目地部にモルタルを充填しない試験体について、曲げ挙動は RC 柱を対象とした既往の評価式により、せん断挙動は UFC パネルによる剛性・耐力の増大を考慮した評価法により、実験結果の包絡線を適切に評価できた。
- RC 壁を片側袖壁として増設した試験体について、既往の評価式を用いて、柱と壁の終局強度を累加して算定することで、正載荷時のせん断耐力と負載荷時の曲げ耐力どちらも実験値を安全側に評価した。
- UFC 袖壁を片側袖壁として増設した試験体について、正載荷時においては、柱と壁の終局状態になるタイミングが近かったため、柱のせん断耐力と UFC 袖壁の曲げ耐力を累加することで実験値を安全側に評価した。負載荷時の耐力については、柱と UFC パネルの曲げ耐力を累加して耐力を算定したところ実験結果を危険側に評価した。そこで、UFC パネルの曲げ耐力算定する際に実験から得られたひずみを用いたところ実験結果を安全側に評価した。
- 端部を増厚した UFC パネルによる挟み込み接着と RC 袖壁または UFC パネルを片側袖壁として補強した試験体について、実験の破壊性状を踏まえ、UFC パネルを挟込接着補強した RC 柱と RC 袖壁・UFC 袖壁の負担力を個別で算定し足し合わせることで、実験値を概ね評価することができた。

### 9.1.7 8章の結論

8章では、本工法を施したRC造ピロティ架構の設計を行うにあたって必要となる、地震後継続使用性を考慮した設計方針、設計例、施工上の注意点について示した。

8.1節では、地震後継続使用性を考慮した設計の現状について概説するとともに、これを本工法に適用するにあたっての方針を説明した。

8.2節では、部材実験の結果や試設計建物の立体骨組モデルを用いた解析により、1.1.5項で示した継続使用性を考慮した損傷クライテリアの設定および適用性の検証、問題点の抽出を行った。本検討ではMSばね要素を用いたことで、コンクリートの圧壊や鉄筋の降伏に基づいて部材の損傷状態を判定し、継続使用性クライテリアを用いて補強設計を行うプロセスを示したが、残留ひび割れ幅による判定には、部材実験による損傷データの取得が必要となることから、解析結果から残留ひび割れ幅による判定を行う方法について更なる検討が必要である。

8.3節では、本工法を用いた補修補強時の施工上の注意点として、割付計画、製作、固定用ボルト貫通穴の加工、貼付けおよび目地部への接着材充填、無収縮モルタル打設のそれぞれにおける注意点等をまとめた。

**謝辞**

本研究は、官民研究開発投資拡大プログラム（PRISM）革新的建設・インフラ維持管理技術／革新的防災・減災技術（統括：田代民治）における「仮設・復興住宅の早期整備による応急対応促進（PD：緑川光正）」、及び建築研究所指定研究課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」の一環として実施しました。ここに関係各位に謝意を示します。

## 付録 1

### 補修モルタルの一軸圧縮実験

## A1.1 背景

本章は、研究目的の2段階目である、「迅速な機能回復を目指すために被災後の柱を想定し効果的な補修工法の開発」の準備実験の内容である。

## A1.2 実験概要

### A1.2.1 試験体概要

試験体は断面300×300(mm)、高さ400(mm)のAPモルタル試験体である。本実験のパラメータは、材齢と鉄筋の有無であり、計4体の試験体を用いた。表A1.2.1-1に使用した試験体情報、表A1.2.1-2にモルタル材料試験結果、図A1.2.1-1に試験体配筋図、図A1.2.1-2に試験体断面図を示す。

表 A1.2.1-1 試験体情報

試験体名	材齢	鉄筋の有無
NR_3W	3週	無筋
R_3W	3週	有筋
NR_1W	1週	無筋
R_1W	1週	有筋

表 A1.2.1-2 モルタル材料試験結果

試験体	圧縮強度	圧縮強度時歪	ヤング係数	割裂引張強度
	(N/mm <sup>2</sup> )	(%)	(kN/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
NR_3W	45.9	0.242	28.5	3.81
R_3W	48.1	0.258	28.4	3.25
NR_1W	28.8	0.237	22.8	2.37
R_1W				



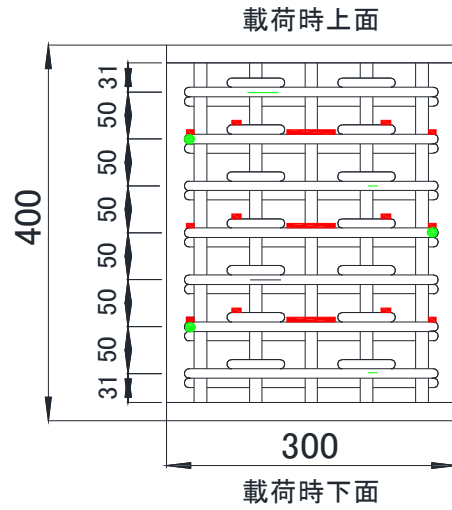


図 A1. 2. 1-1 試験体配筋図

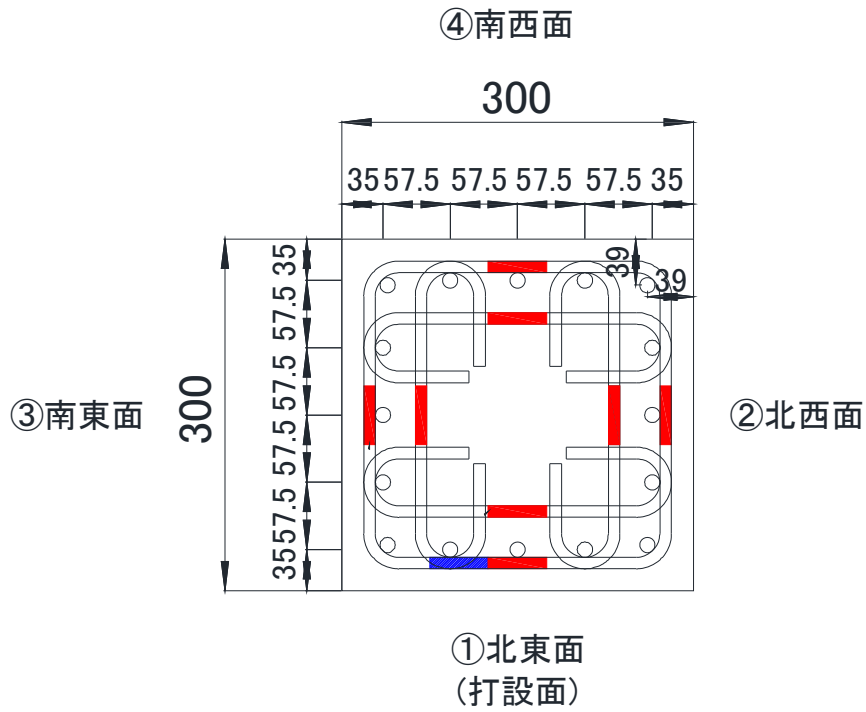


図 A1. 2. 1-2 試験体断面図

### A1.2.2 載荷方法

4つのジャッキを用いて軸圧縮の1方向載荷試験を行った。また、変位計を試験体とスタブの四隅に取り付けた。試験体の北東方向を①面、北西方向を②面、南東方向を③面、南西方向を④面とした。図A1.2.2-1に試験装置、図A1.2.2-2に試験体断面配置図を示す。

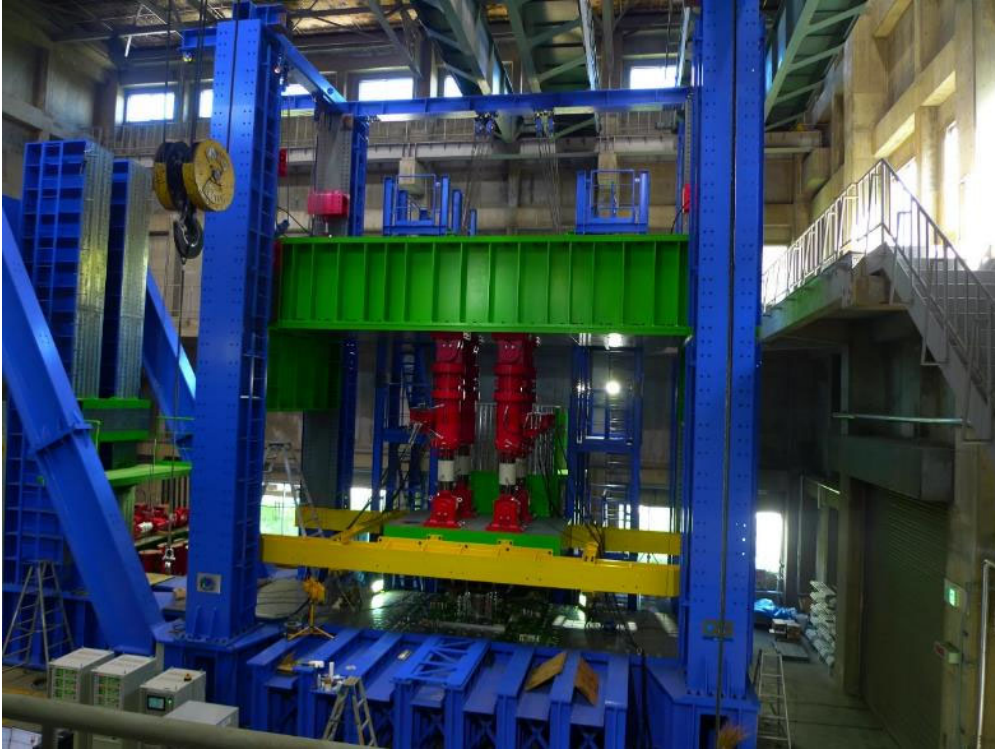
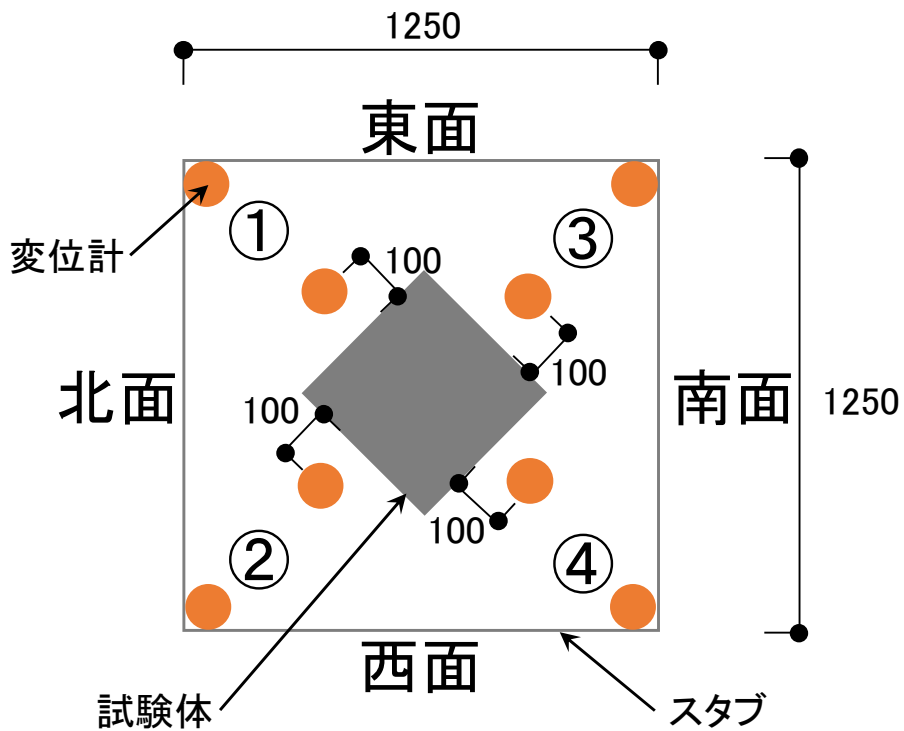


図 A1. 2. 2-1 試験装置



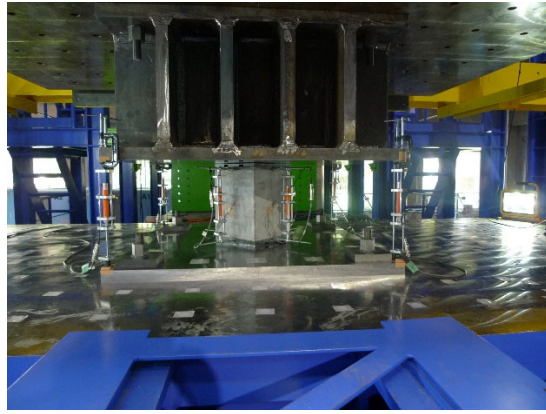


図 A1. 2. 2-2 試験体断面配置図

### A1.2.3 計測方法

歪ゲージを柱の側面の中心に貼り付けた。横軸を X 軸，縦軸を Y 軸，斜めを Z 軸とした。また，変位計を試験体の周りに4個，スタブの隅に4個取り付けた。図 A1.2.3-1 に歪ゲージの貼り付け図，図 A1.2.3-2 に変位計取り付け図を示す。

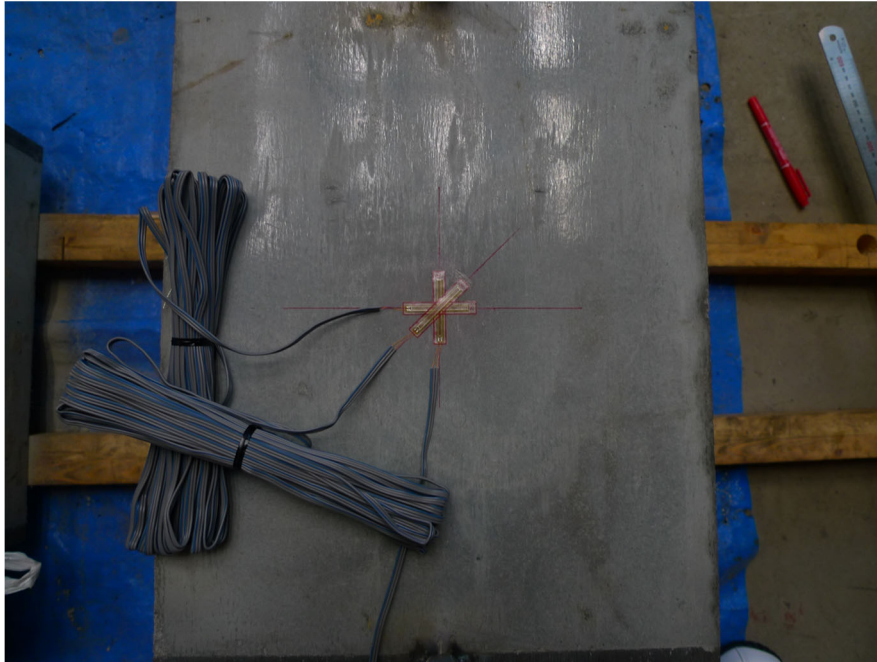


図 A1.2.3-1 歪ゲージの貼り付け

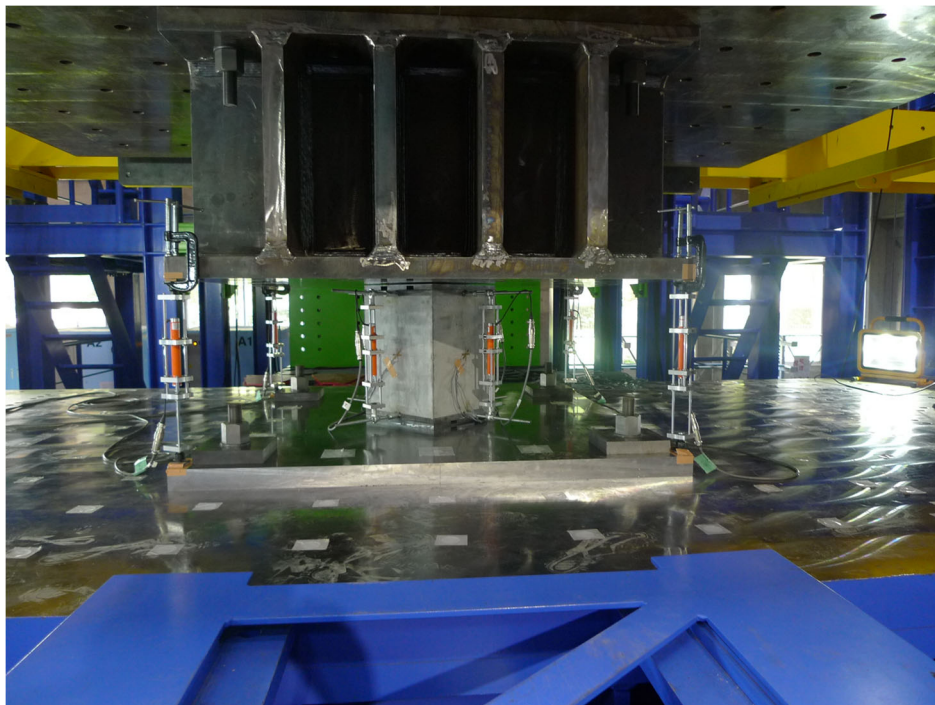


図 A1.2.3-2 変位計の取り付け

### A1.3 実験結果

#### A1.3.1 NR\_3W

##### 破壊性状

試験体変位が 1.14mm のとき荷重が 2323kN であり、①面にひび割れが生じ、剛性が低下した。試験体変位が 1.57mm のとき最大耐力 2567kN を迎え、試験体変位 2.29mm のとき耐力 2192kN で④面にひび割れが発生し、試験体変位 2.56mm のとき耐力 1930kN で②面にひび割れが発生した。その後は耐力が徐々に低下し、かぶりコンクリートのひび割れが大きくなったことを確認した。

図 A1.3.1-1 に NR\_3W のジャッキ荷重 - 変位関係、図 A1.3.1-2 にジャッキ荷重 - 歪ゲージ関係、図 A1.3.1-3 にジャッキ荷重 - 試験体変位関係、図 A1.3.1-4 に歪ゲージ関係 - 試験体変位関係、図 A1.3.1-5 にジャッキ荷重 - スタブ変位関係を、図 A1.3.1-6～図 A1.3.1-9 に NR\_3W の載荷後の写真を示す。また、図 A1.3.1-1 においてジャッキを荷重制御から変位制御に切り替えた点を●、図 A1.3.1-1 及び図 A1.3.1-4 において①面のひび割れが発生点を◆、②面のひび割れ点を◇、④面のひび割れ点を◇として示した。

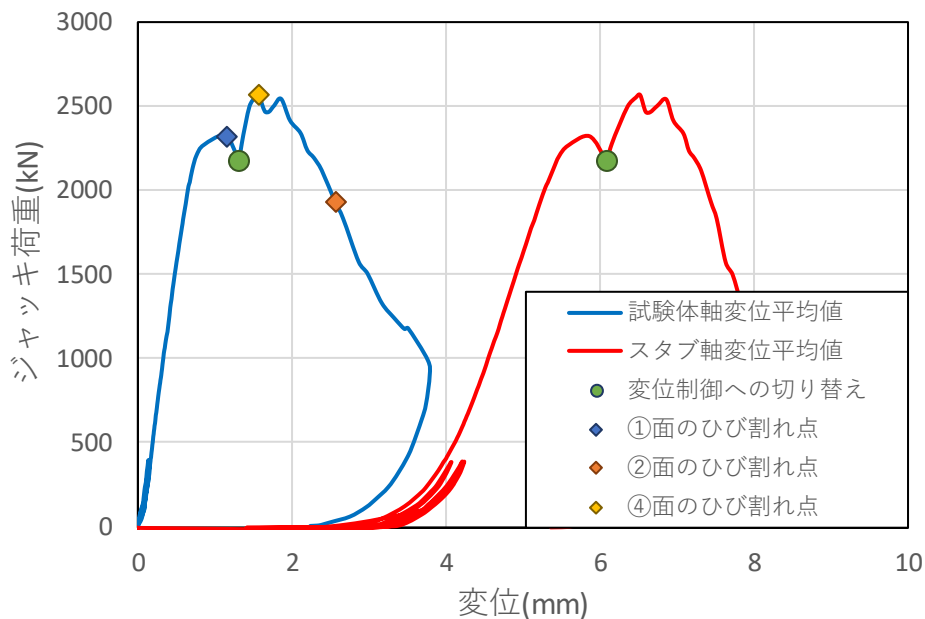


図 A1.3.1-1 ジャッキ荷重 - 変位関係

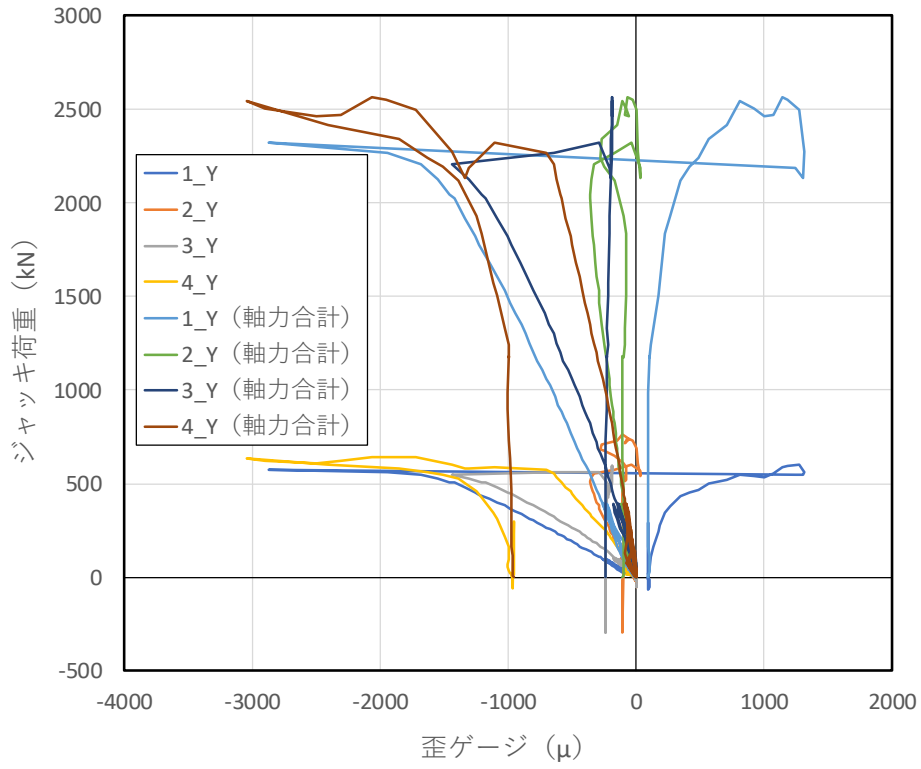


図 A1.3.1-2 ジャッキ荷重 - 歪ゲージ関係

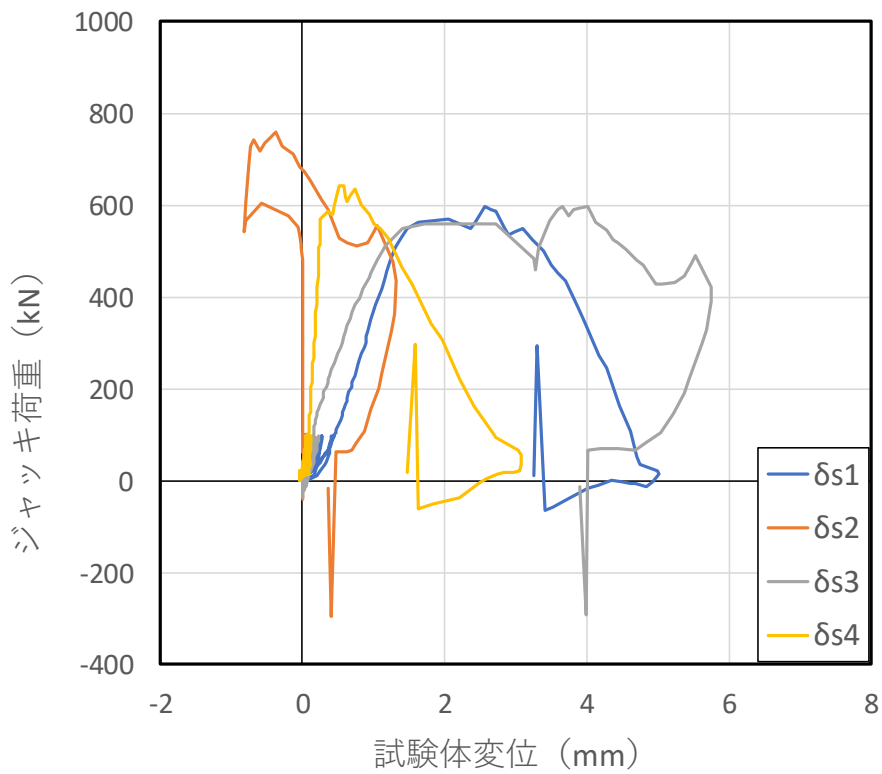


図 A1.3.1-3 ジャッキ荷重 - 試験体変位関係

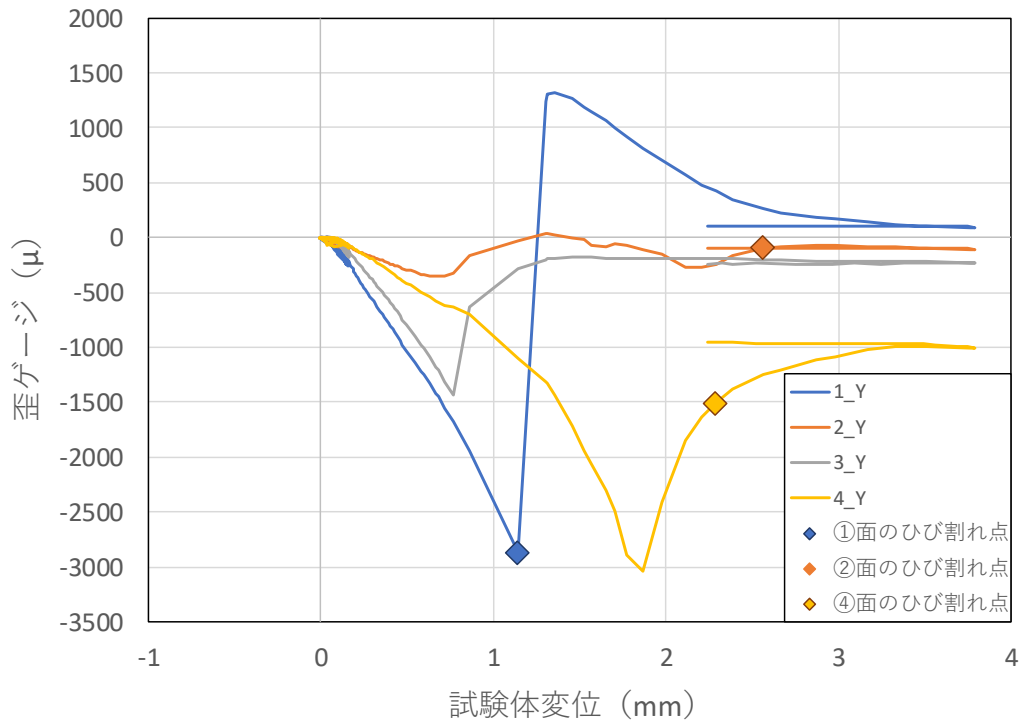


図 A1.3.1-4 歪ゲージ - 試験体変位関係

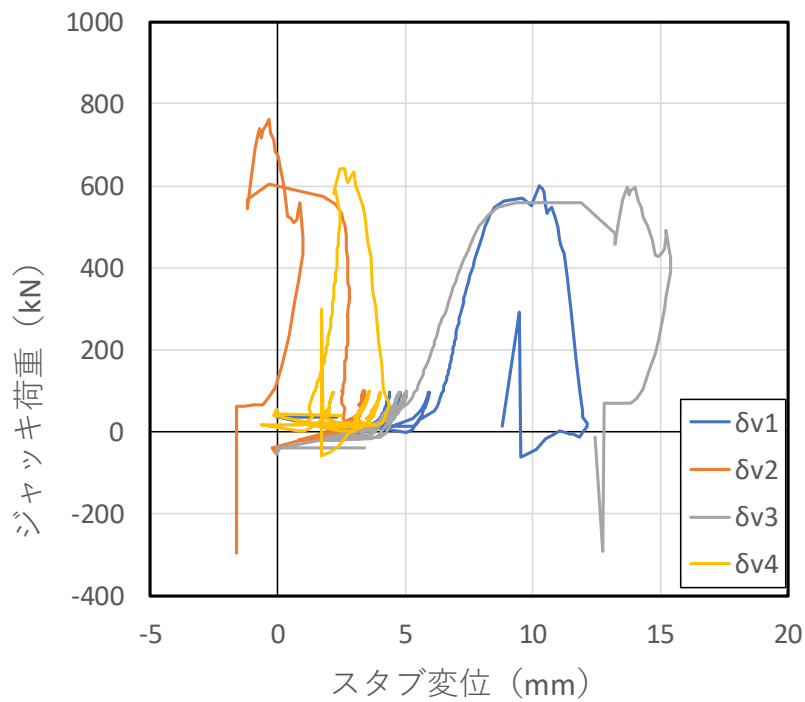


図 A1.3.1-5 ジャッキ荷重 - スタブ変位関係

付録1 補修モルタルの一軸圧縮実験

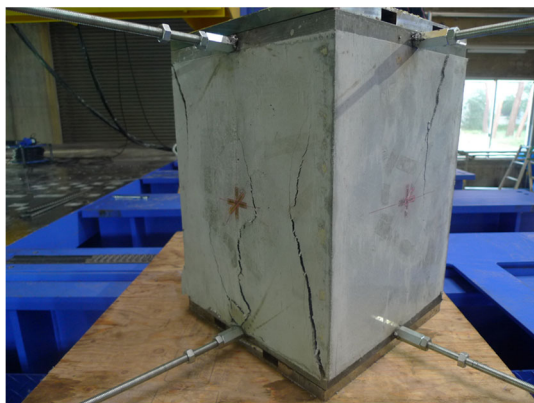


図 A1.3.1-6 ①及び②面



図 A1.3.1-7 ①面

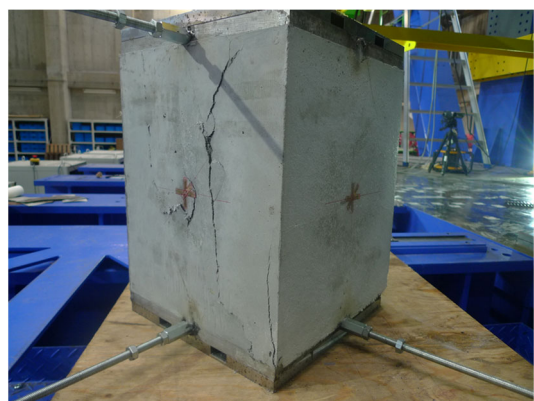


図 A1.3.1-8 ④面及び③面



図 A1.3.1-9 ③面



A1.3.2 R\_3W

破壊性状

試験体変位 1.22mm のとき耐力 2201kN であり, ②面にひび割れの発生を確認し, 試験体変位 2.58mm のとき耐力 3631kN であり, ④面にひび割れの発生を確認した。また, 試験体変位 3.31mm のとき耐力 4169kN であり, ②面のひび割れが①面に伝わり, 試験体変位 19.8mm のとき最大耐力 5192kN を迎えた。試験体変位 15.9mm のとき耐力 4949kN であり, かぶりコンクリート部の剥落を確認した。

図 A1.3.2-1 に R\_3W の荷重 - 変位関係, 図 A1.3.2-2 に歪ゲージ - ジャッキ荷重関係, 図 A1.3.2-3 に試験体変位 - ジャッキ荷重関係, 図 A1.3.2-4 に試験体変位 - 歪ゲージ関係を, 図 A1.3.2-5 にスタブ変位 - ジャッキ荷重関係を, 図 A1.3.2-6~図 A1.3.2-9 に R\_3W の載荷後の写真を示す。また, 図 A1.3.2-1 においてジャッキを荷重制御から変位制御に切り替えた点を●, 図 A1.3.2-1 及び図 A1.3.2-4 において①面のひび割れが発生点を◆, ②面のひび割れ点を◇, ④面のひび割れ点を◇, かぶりコンクリートが剥落した点を■として示した。

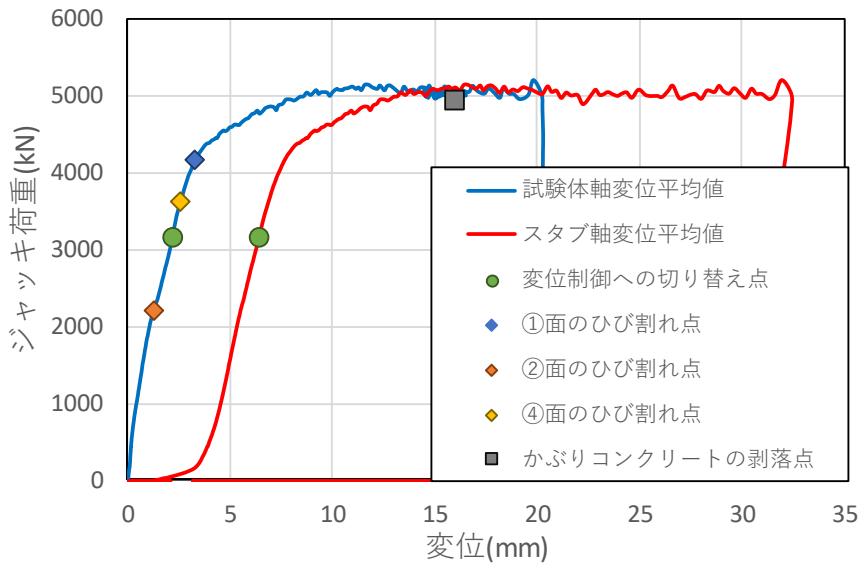


図 A1.3.2-1 荷重 - 変位関係

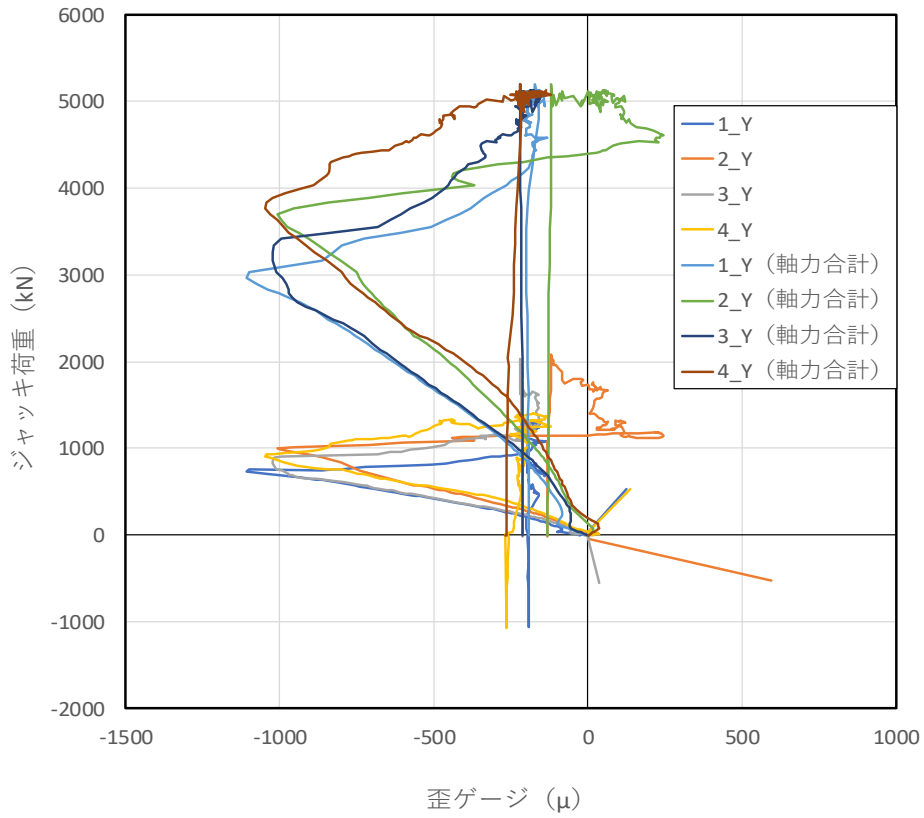


図 A1.3.2-2 歪ゲージ - ジャッキ荷重

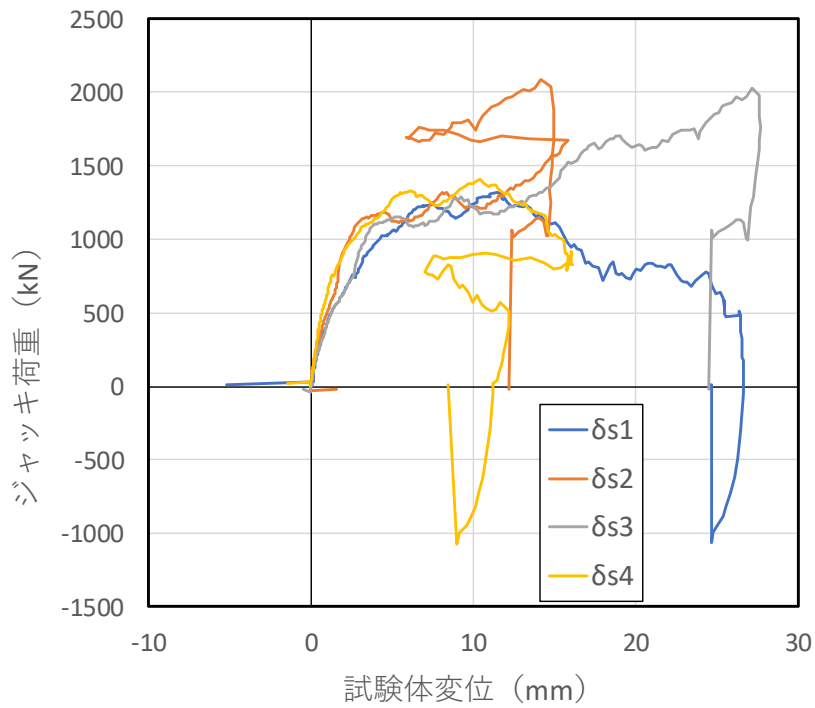


図 A1.3.2-3 試験体変位 - ジャッキ荷重

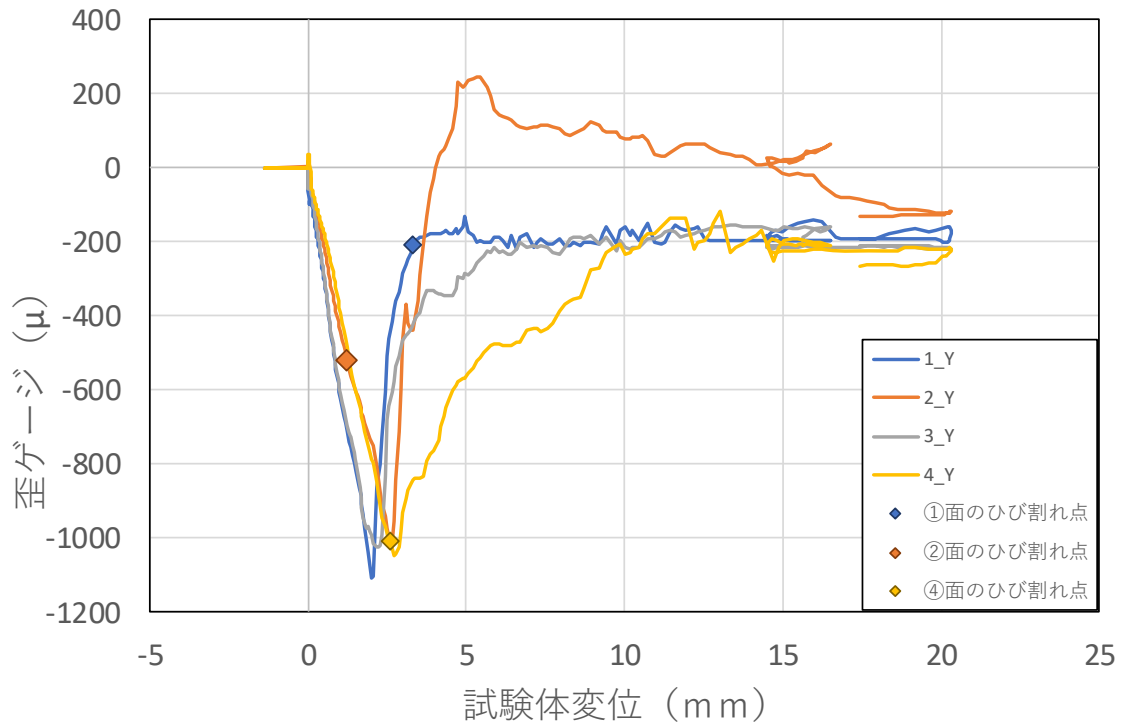


図 A1.3.2-4 試験体変位 - 歪ゲージ

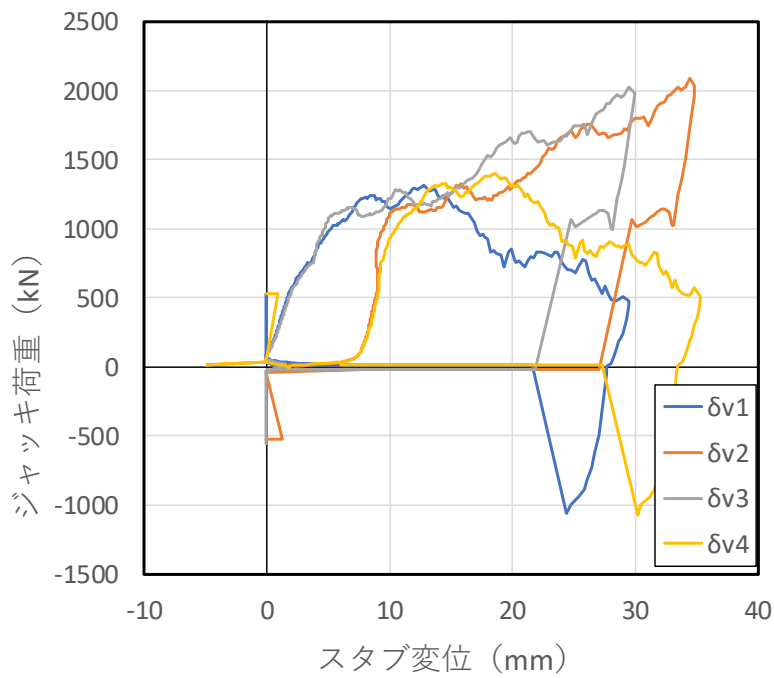


図 A1.3.2-5 スタブ変位 - ジャッキ荷重



図 A1.3.2-6 ①面及び②面



図 A1.3.2-7 ②面



図 A1.3.2-8 ③面



図 A1.3.2-9 かぶりコンクリート部の剥落

A1.3.3 NR\_1W

破壊性状

耐力が 2000kN を超えてから剛性が低下した。試験体変位が 1.27mm のとき最大耐力 2280kN を迎え、②面の端部でひび割れの発生を確認した。その後は耐力が低下していき、試験体変位 1.73mm のとき耐力 1808kN で、①面の端部からもひび割れの発生を確認した。

図 A1.3.3-1 に NR\_1W の荷重 - 変位関係、図 A1.3.3-2 に歪ゲージ - ジャッキ荷重関係、図 A1.3.3-3 に試験体変位 - ジャッキ荷重関係、図 A1.3.3-4 に試験体変位 - 歪ゲージ関係、図 A1.3.3-5 にスタブ変位 - ジャッキ荷重関係を、図 A1.3.3-6～図 A1.3.3-9 に NR\_1W の載荷後の写真を示す。また、図 A1.3.3-1 においてジャッキを荷重制御から変位制御に切り替えた点を●、図 A1.3.3-1 及び図 A1.3.3-4 において①面のひび割れが発生点を◆、②面のひび割れ点を◇として示した。

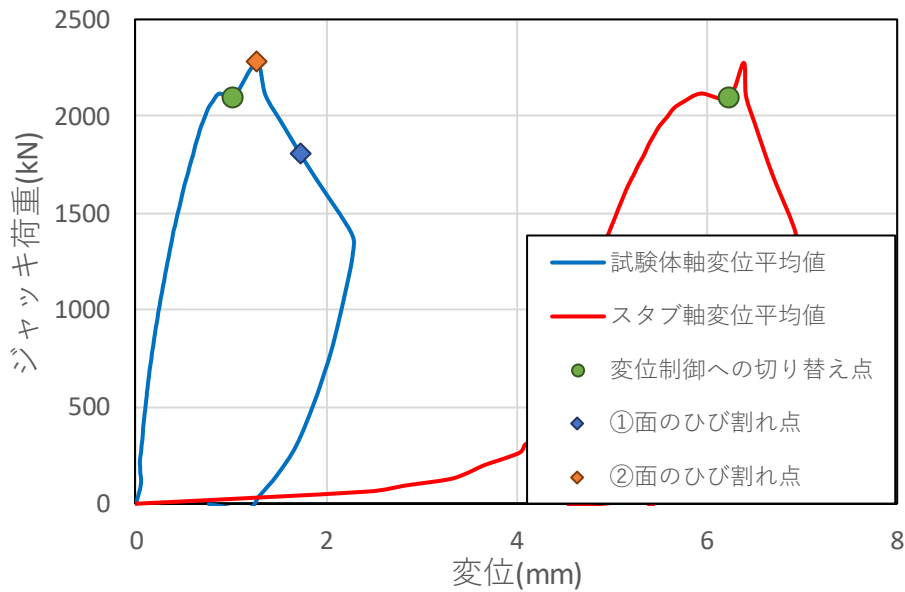


図 A1.3.3-1 荷重 - 変位関係

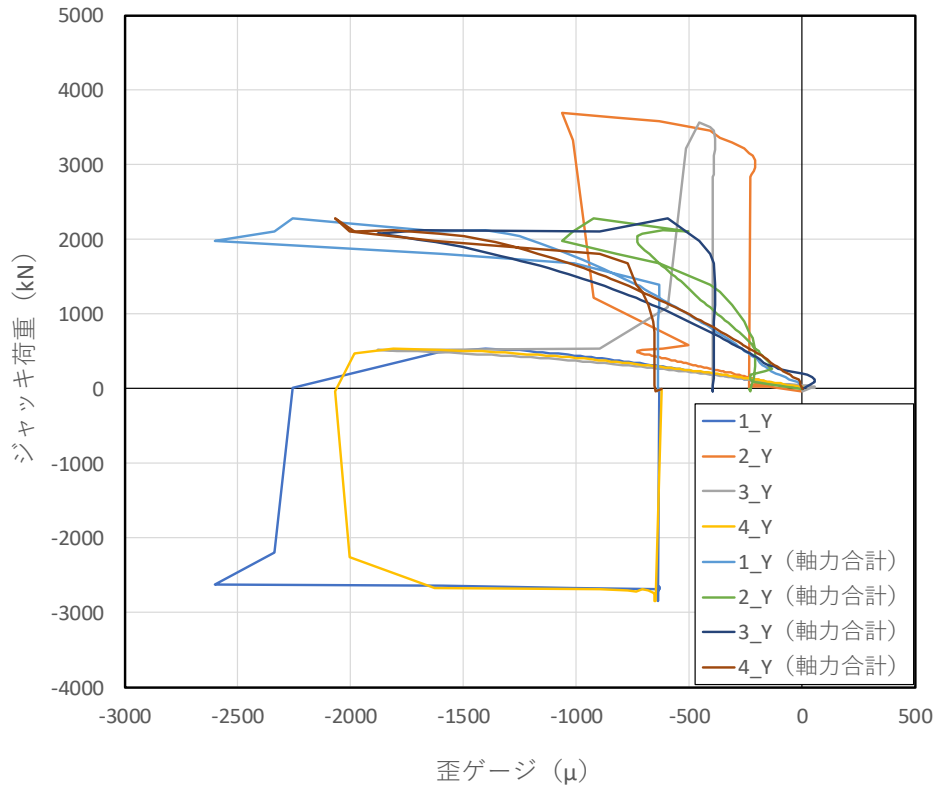


図 A1.3.3-2 歪ゲージ - ジャッキ荷重

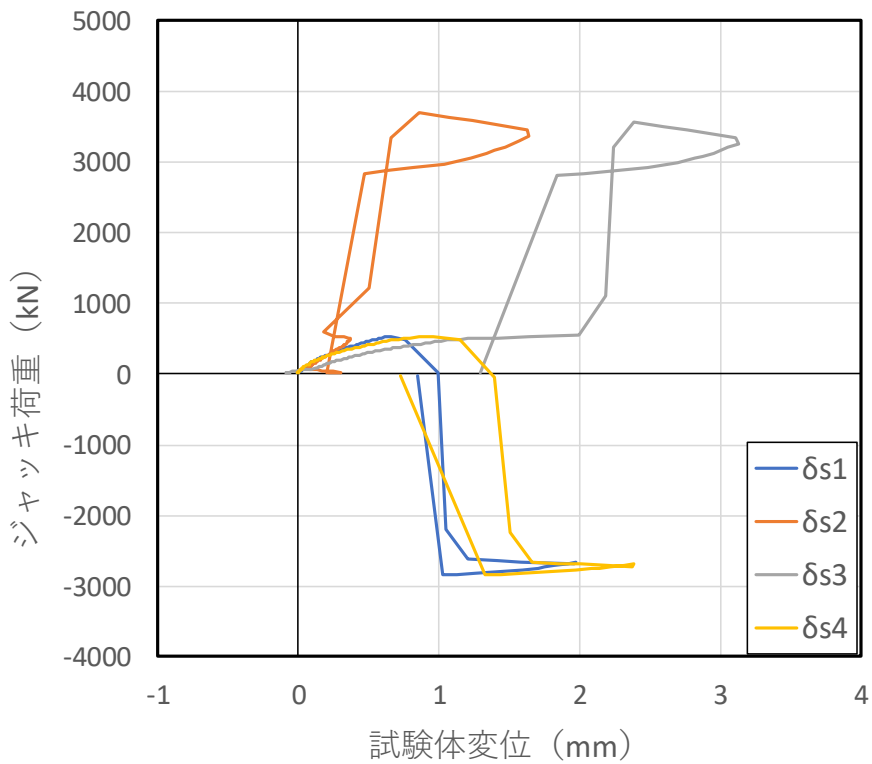


図 A1.3.3-3 試験体変位 - ジャッキ荷重

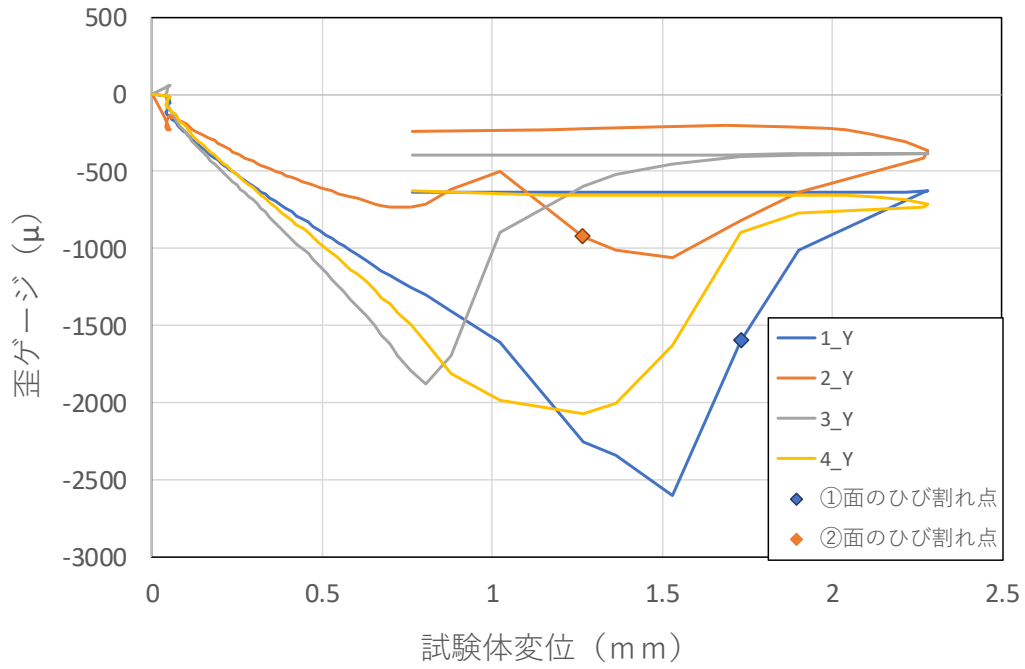


図 A1.3.3-4 試験体変位 - 歪ゲージ

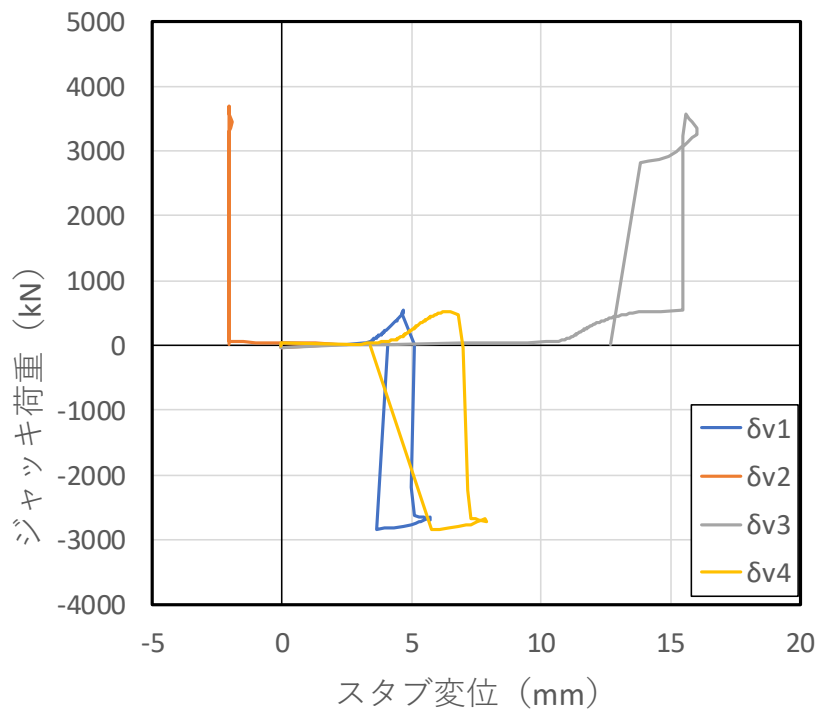


図 A1.3.3-5 スタブ変位 - ジャッキ荷重

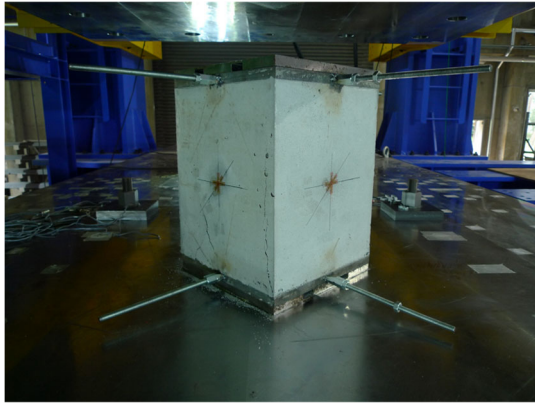


図 A1.3.3-6 ①面及び②面

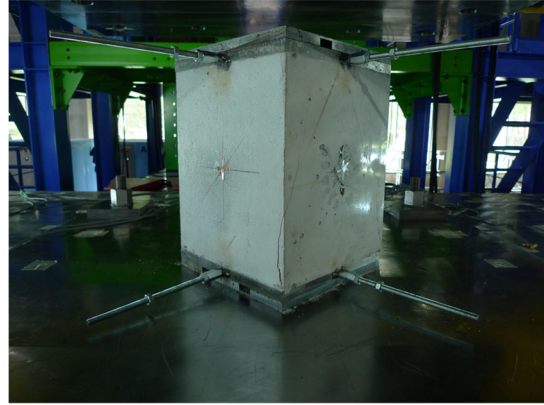


図 A1.3.3-7 ②面及び④面

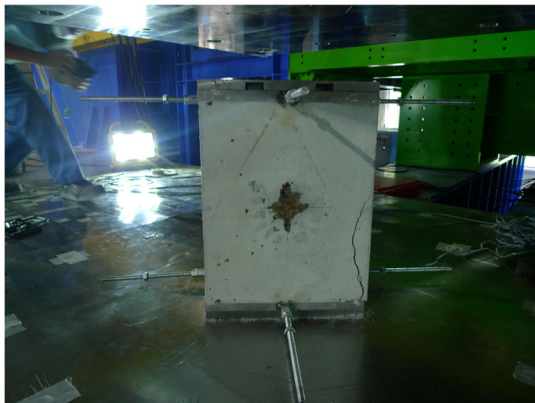


図 A1.3.3-8 ④面



図 A1.3.3-9 ②面端部のひび割れ



A1.3.4 R\_1W

破壊性状

耐力が 3200kN を超えてから剛性が低下し、試験体変位 3.67mm のとき耐力 3244kN で、④面の端部からひび割れの発生を確認した。また、試験体変位 4.55mm のとき耐力 3311kN で、②面にひび割れが発生した。その後、耐力を維持し、試験体変位 17.7mm のとき最大耐力 4109kN を迎え、①面及び④面のかぶりコンクリート部が剥落した。また、内部の主筋が座屈していることも確認した(図 A1.3.4-9)。

図 A1.3.4-1 に R\_1W の荷重 - 変位関係、図 A1.3.4-2 に歪ゲージ - ジャッキ荷重関係、図 A1.3.4-3 に試験体変位 - ジャッキ荷重関係、図 A1.3.4-4 に試験体変位 - 歪ゲージ関係、図 A1.3.4-5 にスタブ変位 - ジャッキ荷重関係を、図 A1.3.4-6～図 A1.3.4-9 に R\_1W の載荷後の写真を示す。また、図 A1.3.4-1 においてジャッキを荷重制御から変位制御に切り替えた点を●、図 A1.3.4-1 及び図 A1.3.4-4 において①面のひび割れが発生点を◆、②面のひび割れ点を◇、④面のひび割れ点を◇、かぶりコンクリートが剥落した点を■として示した。

ただし、R\_1W 試験体は、試験装置のトラブルのため、載荷中に一度除荷した後に荷重制御から変位制御への切り替えを行った。

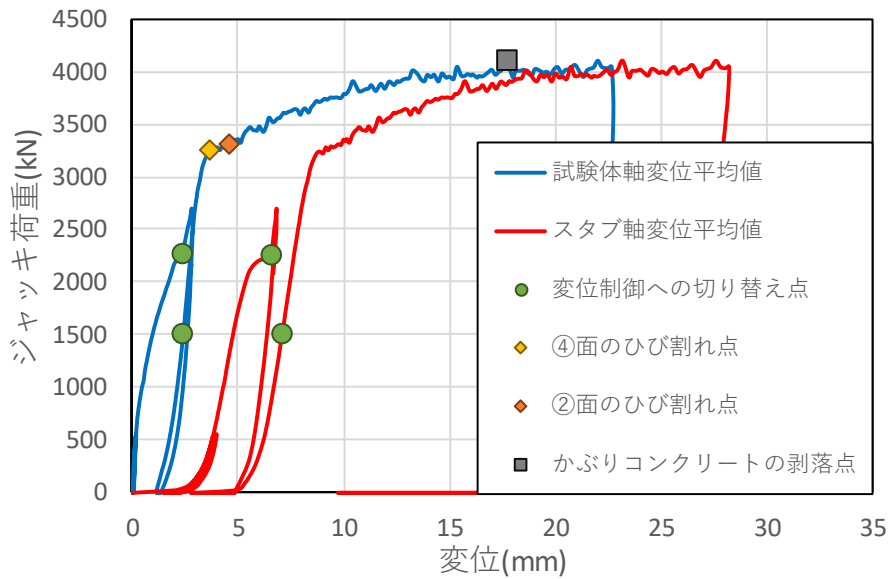


図 A1.3.4-1 荷重 - 変位関係

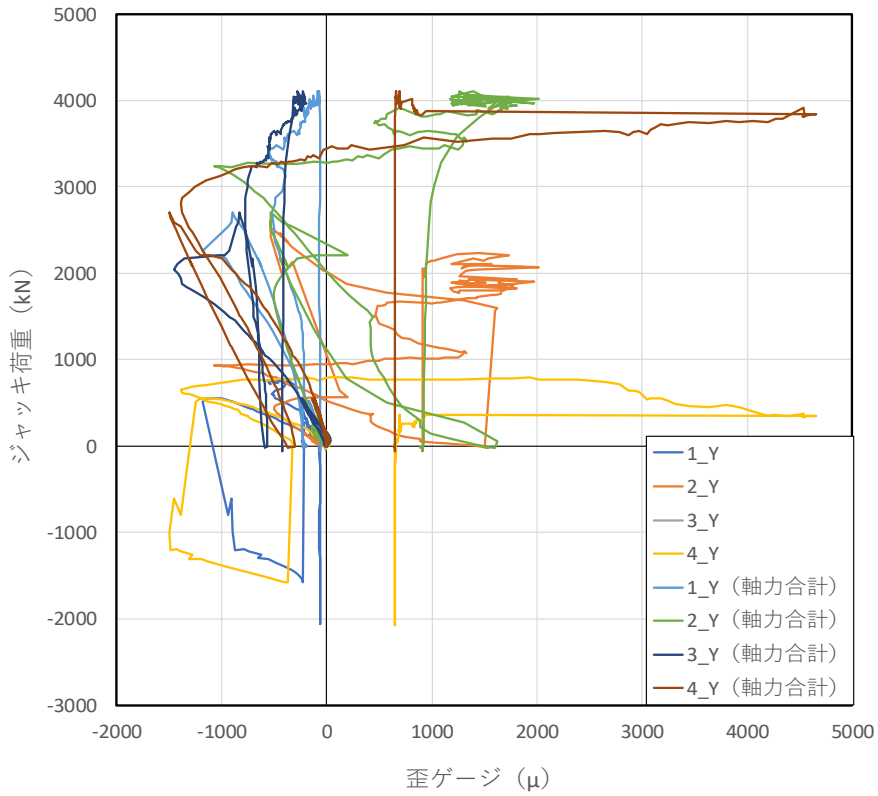


図 A1.3.4-2 歪ゲージ - ジャッキ荷重

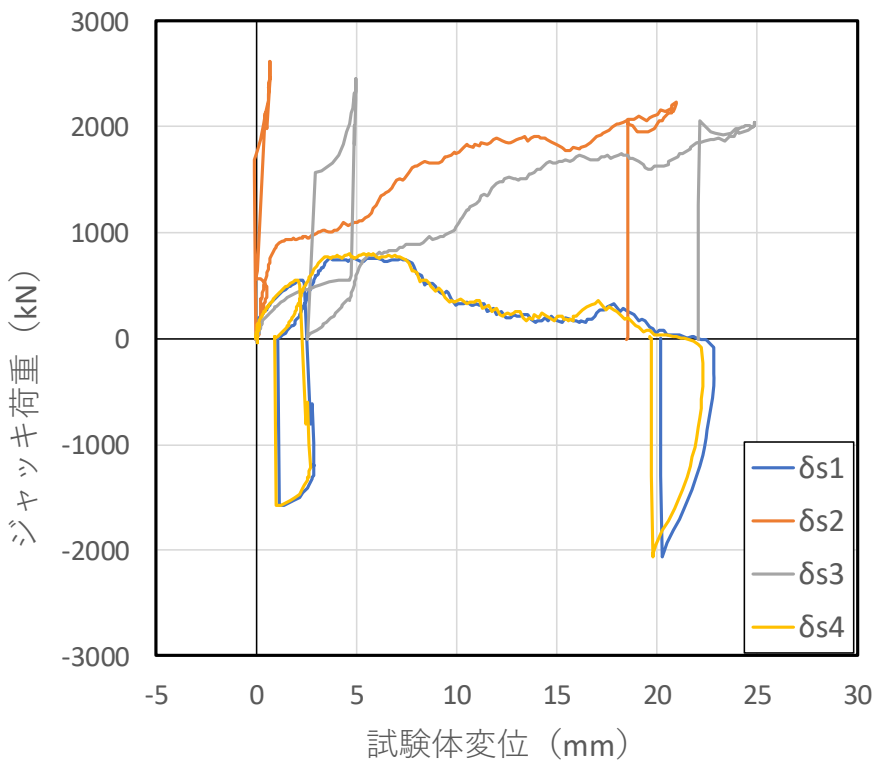


図 A1.3.4-3 試験体変位 - ジャッキ荷重

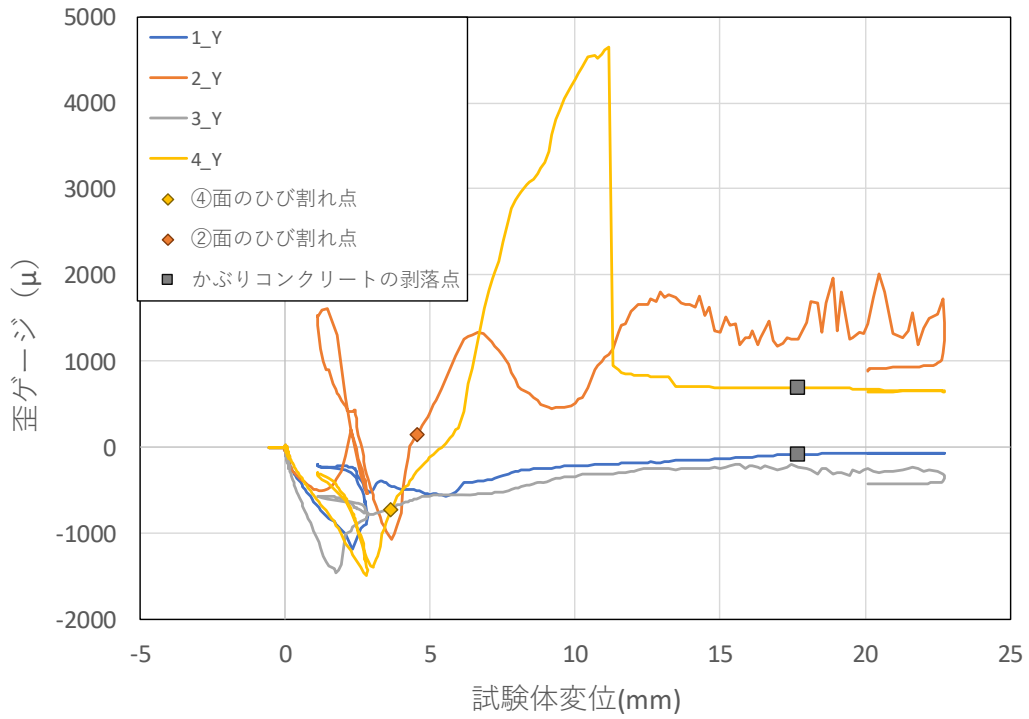


図 A1. 3. 4-4 試験体変位 - 歪ゲージ

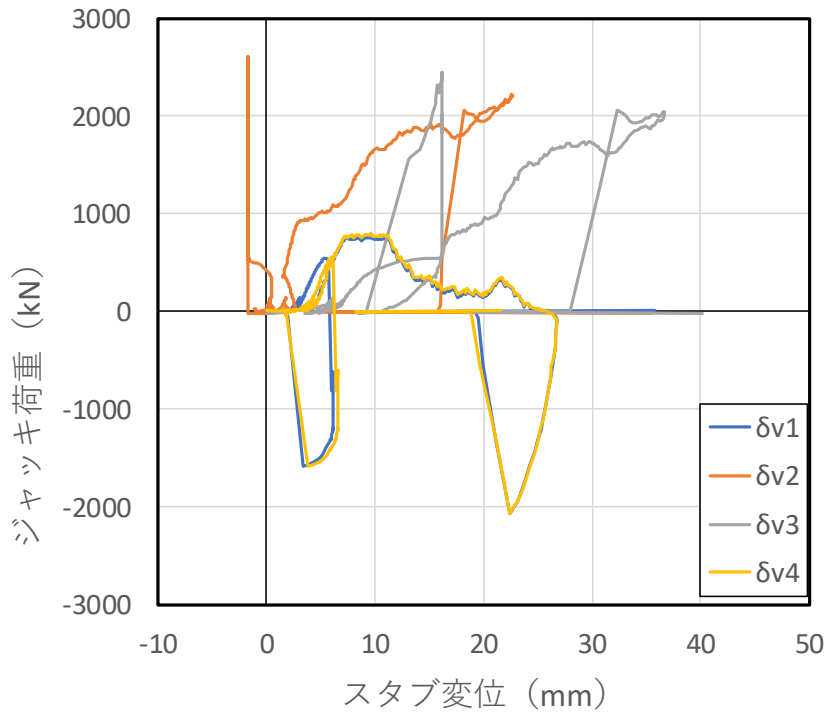


図 A1. 3. 4-5 スタブ変位 - ジャッキ荷重

付録1 補修モルタルの一軸圧縮実験



図 A1.3.4-6 ①面



図 A1.3.4-7 ②面



図 A1.3.4-8 ④面



図 A1.3.4-9 主筋の座屈

#### A1.4 結論

表 A1.4-1 に各試験体の耐力及び精度（実験値/計算値）を、図 A1.4-1 に全試験体の変位 - ジャッキ荷重の比較を示す。実験の結果、各試験体の最大耐力は、NR\_3W が 2567kN、R\_3W が 5192kN、NR\_1W が 2280kN、R\_1W が 4109kN となり、材齢が長い試験体の方が約 1.13～1.26 倍、鉄筋を配した試験体の方が約 1.80～2.02 倍耐力が向上した。

また、軸圧縮強度は（式 A1.4-1）、（式 A1.4-2）を用いて計算した結果、無筋の試験体の精度は NR\_3W が 0.62、NR\_1W が 0.88 であり、計算値は実験値を危険側に評価した。この要因として、当該試験体は鉄筋による水平拘束がないため、断面全体が一様に圧縮強度に達することができなかつたことが要因の一つと考えられる。

一方、有筋の試験体の精度は R\_3W が 1.03、R\_1W が 1.25 であり、計算値は実験値を安全側に評価した。R\_3W 及び R\_1W が載荷終了時まで耐力を保持し続けた要因としては、図 A1.3.2-6 及び図 A1.3.4-6 に示すように、かぶりモルタルが大きく剥落した後もコアモルタルはせん断補強筋の拘束効果によって健全であったためと考えられる。この拘束効果は、図 A1.4-1 より、有筋の試験体の方で靱性能が高いことから確認できる。

##### ・軸圧縮強度

以下の式により算出する。

$$N_{max} = bDF \quad (\text{N}) \quad \text{無筋の場合} \quad (\text{式 A1.4-1})$$

$$N_{max} = bDF + a_g\sigma_y \quad (\text{N}) \quad \text{有筋の場合} \quad (\text{式 A1.4-2})$$

ここで、

$b$  : 柱の幅 (mm)

$D$  : 柱のせい (mm)

$F$  : モルタルの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$a_g$  : 主筋全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 主筋降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

表 A1. 4-1 各試験体の耐力および精度

試験体名	計算値[kN]	実験値[kN]	精度(実験値/計算値)
NR_3W	4131	2567	0.62
R_3W	5028	5192	1.03
NR_1W	2592	2280	0.88
R_1W	3291	4109	1.25

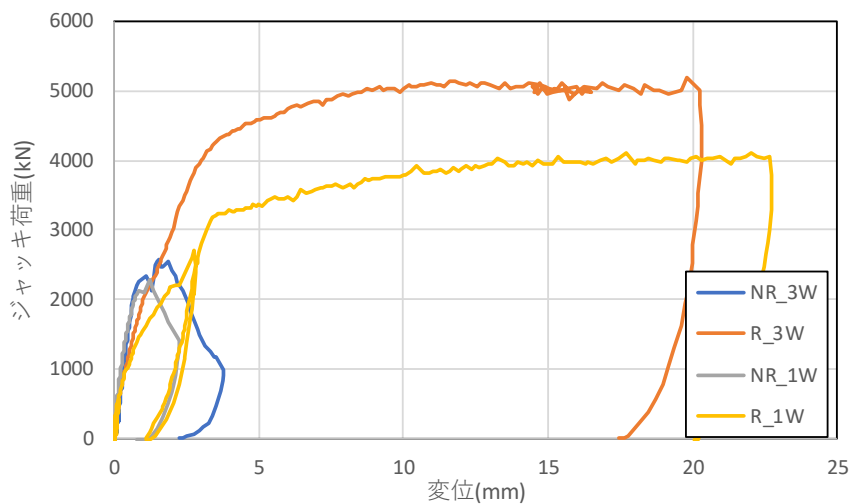


図 A1. 4-1 全試験体の変位 - ジャッキ荷重の比較

## 付録 2

### 迅速な補強工法評価データベース

付録2 迅速な補強工法評価データベース

本付録では損傷したピロティ柱を迅速に補強できる可能性がある既存工法について調査し、データベース化を行った。調査対象は建築・土木を問わず、RC造躯体を後から補強可能で、ピロティ柱の迅速な補強への適用可能性が考えられる工法とした。調査方法は当該工法を紹介する開発元各社のウェブページからの引用と問い合わせによる開発担当者へのヒアリングとした。データベースに掲載した工法は、問い合わせやヒアリングに対しレスポンスがあった工法とした。

データベースでは主に工法の概要を示すとともに、適用できる躯体の損傷度、損傷したピロティ柱へ適用した場合の必要復旧期間の目安、いながら施工の可否等を示している。ただし、ここで紹介する工法は全てが損傷したピロティ柱への補強・復旧に必ずしも適用可能とは限らず、物件に応じて個別に適用可能性の検討が必要となることに留意されたい。表 A2-1 に調査対象とした工法の一覧と、調査に対するレスポンスの有無、ピロティ柱の迅速な補強への適用可能性について示す。

表 A2-1 調査対象とした工法の一覧

工法名	主な開発元	調査に対する レスポンスの有無	掲載の 可否	ピロティ柱の 迅速な補強への 適用可能性
UFC パネル貼付工法	安藤ハザマ・熊谷組 戸田建設・前田建設工業	○	○	◎
アンカーレス RC 袖壁増設工法	安藤ハザマ・熊谷組 戸田建設・前田建設工業	○	○	○
AP 工法	AP 工法協会・クラレ	○	○	○
RM 耐震補強工法	浅沼組他	○	○	○
RM ブロック	戸田建設	○	○	○
RB (リブバー) 耐震補強工法	JR 東日本・東京鐵鋼	○	○	△
CB パネル工法	鐵道総研他	○	○	○
かみ合わせ継手を用いた 鋼板巻立て補強工法	清水建設	○	×	×
スパイラル筋巻立耐震補強工法	奥村組	○	○	○
RP (リブプレート) 耐震補強工法	JR 東日本	○	○	△
一面耐震補強工法	JR 東日本 サンコーテクノ	○	×	×
外部スパイラル鋼線 巻立耐震補強工法 (APAT 工法)	奥村組・JR 西日本 大鉄工業	○	○	○
鋼製パネル組み立て補強工法 (3Q-Column)	JR 東海・大林組 新日鉄住金エンジニアリング	○	○	○
耐震ラップ工法	熊谷組・テクノス	○	○	○
薄板多層巻き耐震補強工法	JR 東日本 東鉄工業・デンカ	○	○	△
吹付けモルタル・高強度鉄筋による 橋脚耐震補強工法	安藤ハザマ	○	○	○
Sto 工法	Sto クリテック	○	×	×
ジョッツ・クリート工法	大林組	○	○	○
奥村式増打ち壁耐震補強工法	奥村組	○	○	○
TST-FiSH 工法	東急建設	×	×	○

凡例

◎：適用可能

○：検討次第で適用可能

△：現状では適用不可（検討次第だが、想定された使用方法ではないため積極的に適用を肯定できない）

×：適用不可

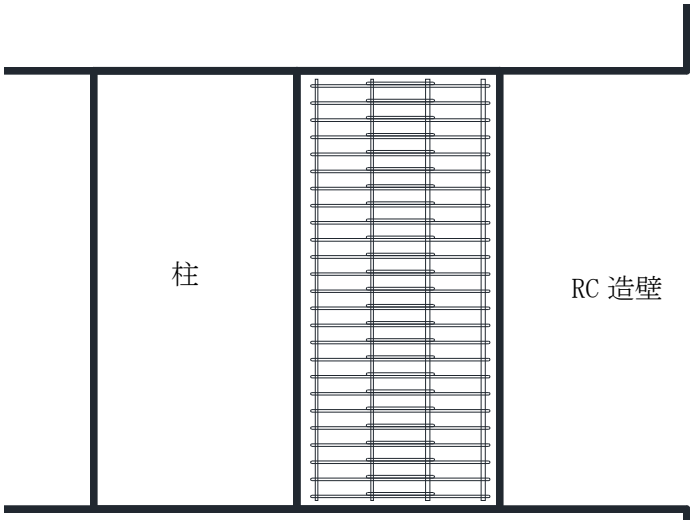



表 A2-2 にデータベースに記載している各項目の説明と記載例を示す。

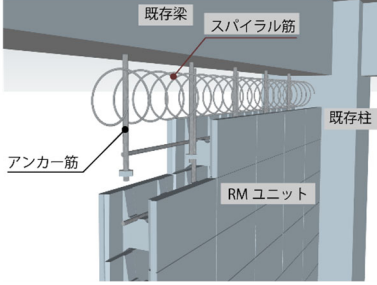
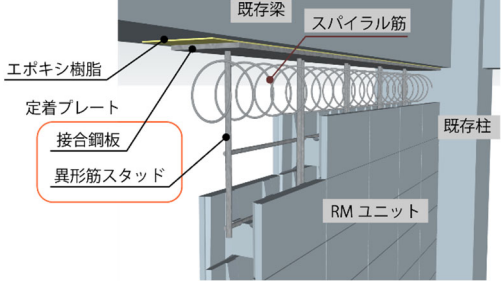
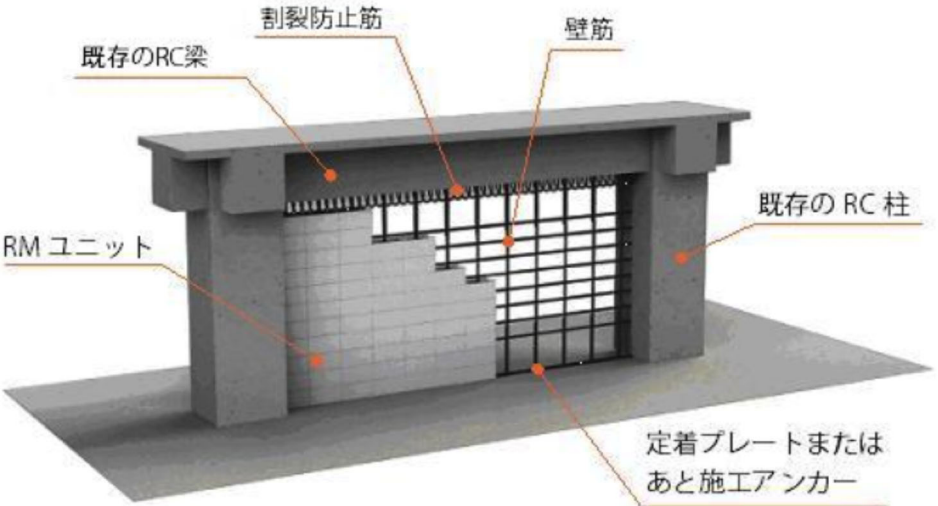
表 A2-2 各項目の説明と記載例

項目	説明	記載例
適用できる損傷度	工法がどの程度の損傷度の部材まで適用可能かを示す。この損傷度とは応急危険度判定に用いられる部材の破壊の程度であり、Ⅰ～Ⅴの5ランクに分類されている。	Ⅱ～Ⅴ
補強の種類	靱性補強型、せん断補強型、補強部分の軸力負担の可否等、地震力に対する補強設計のコンセプトを示す。	靱性補強，軸力負担可
必要復旧期間の目安	被害調査→補強設計→材料調達→施工完了までの日数の目安を示す。	約 47 日
いながら施工	事業者や利用者が建物を使用しながら施工が可能であるかを示す。	○
第三者の技術評価	第三者機関によってその工法が審査・評価され、証明書等が発行されている場合は、ここに機関名と発行番号を示す。	(一財)土木研究センター 建設技術審査証明 第○号
実績	工法が適用された物件名や物件数を示す。	○○公営住宅等，他○件

工法名	UFC パネル貼付工法	会社名	安藤ハザマ 熊谷組 戸田建設 前田建設工業
対象部材	ピロティ柱	適用できる損傷度	Ⅱ～Ⅲ
補強方法	UFC パネル貼付	補強の種類	靱性補強・耐力向上 軸力負担可
必要復旧期間の目安	約 46 日	いながら施工	○
第三者の技術評価	—	実績	—
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ UFC パネルをピロティ柱や梁に貼り付ける。</li> <li>・ UFC パネルによる袖壁を増設する。</li> <li>・ その他、類似工法として袖壁を補強する「UFC パネルによる非構造壁補強工法－袖壁補強工法－」（(一財)日本建築総合試験所 性能証明 第 20-24 号)がある。</li> </ul>		
図・写真	<p style="text-align: center;">工法の概念図</p>		
問い合わせ先	<p>各社担当者          安藤ハザマ 松本 E-mail : matsumoto.daisuke@ad-hzm.co.jp          熊谷組 服部 E-mail : tsubasa.hattori@ku.kumagaigumi.co.jp          戸田建設 西村 E-mail : eiichirou.nishimura@toda.co.jp          前田建設工業 堀 E-mail : hori.sin@jcity.maeda.co.jp</p> <p>上記担当者と連絡が取れない場合の代表連絡番号          安藤ハザマ 技術研究所 Tel : 029-858-8800          熊谷組 技術研究所 Tel : 029-847-7501          戸田建設 技術研究所 Tel : 029-864-2961          前田建設工業 ICI 総合センター Tel : 0297-85-6171</p>		
工法に関する URL	—		

工法名	アンカーレス RC 袖壁増設工法	会社名	安藤ハザマ 熊谷組 戸田建設 前田建設工業
対象部材	ピロティ柱	適用できる損傷度	Ⅱ～Ⅲ
補強方法	袖壁増設	補強の種類	せん断補強・耐力向上 軸力負担可
必要復旧期間の目安	約 58 日	いながら施工	△
第三者の技術評価	—	実績	—
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 定着のためのあと施工アンカーを用いなくて、RC 造袖壁を増設する。</li> <li>・ 本資料の 3 章に工法の詳細及び実験結果が記載されている。</li> </ul>		
図・写真	 <p style="text-align: center;">鉄筋は既存部未定着 工法の概念図</p>		
問い合わせ先	<p>各社担当者  安藤ハザマ 松本 E-mail : matsumoto.daisuke@ad-hzm.co.jp  熊谷組 服部 E-mail : tsubasa.hattori@ku.kumagaigumi.co.jp  戸田建設 西村 E-mail : eiichirou.nishimura@toda.co.jp  前田建設工業 堀 E-mail : hori.sin@jcity.maeda.co.jp</p> <p>上記担当者と連絡が取れない場合の代表連絡番号  安藤ハザマ 技術研究所 Tel : 029-858-8800  熊谷組 技術研究所 Tel : 029-847-7501  戸田建設 技術研究所 Tel : 029-864-2961  前田建設工業 ICI 総合センター Tel : 0297-85-6171</p>		
工法に関する URL	—		

工法名	AP 工法	会社名	AP 工法協会 クラレ
対象部材	耐震壁，柱，梁等	適用できる損傷度	Ⅱ～Ⅲ
補強方法	プレミックスモルタル 湿式吹付	補強の種類	靱性補強・耐力向上 軸力負担可
必要復旧期間の目安	約 43 日	いながら施工	○
第三者の技術評価	(一財)日本建築防災協会 建防災発第 20152 号	実績	70 件(2007～2021 年) 730m <sup>3</sup>
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 吹付け施工用材に完全プレミックス，高炉スラグ使用のモルタル材（設計強度 30N/mm<sup>2</sup> の普通コンクリートと同等の性能を有する）</li> <li>・ 湿式吹付施工で，粉塵飛散が少なく，狭隘なスペース・施工時間（夜間）・吹付壁材（断熱材・ブロック材・炭素繊維材）や水の制約のある箇所でも施工可</li> <li>・ 高性能繊維（ビニロン繊維）を混入し，吹付材のダレ防止，ひび割れ抑制効果を向上</li> <li>・ 壁開口部の斜筋配筋等の複雑配筋・配管類を移設せず施工可</li> <li>・ 既存壁低強度（10N/mm<sup>2</sup>）用ディスクシアキーアンカー施工可</li> </ul>		
図・写真	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>ひび割れ抑制ビニロン繊維</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>吹き付け状況</p> </div> </div>		
問い合わせ先	AP 工法協会 問い合わせフォーム <a href="http://home.a01.itscom.net/ap-koho/ap_toiawase.html">http://home.a01.itscom.net/ap-koho/ap_toiawase.html</a> Email : xp-fukuoka@j06.itscom.net		
工法に関する URL	AP 工法協会 HP <a href="http://home.a01.itscom.net/ap-koho/">http://home.a01.itscom.net/ap-koho/</a>		

工法名	RM 耐震補強工法	会社名	浅沼組他
対象部材	耐震壁，柱梁架構等	適用できる損傷度	無損傷
補強方法	コンクリートブロック壁増設	補強の種類	耐力向上・軸力負担可
必要復旧期間の目安	約 40 日	いながら施工	○
第三者の技術評価	(一財)日本建築総合試験所 性能証明 第 02-18 号改 4	実績	住宅：9 件 学校：30 件 その他：106 件
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>RM ユニットの積み上げて増設耐震壁を構築</li> <li>周辺架構にアンカーを介して壁を増設する「アンカー工法」</li> <li>定着プレートをエポキシ樹脂で周辺架構に接着する「接着工法」</li> </ul> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>アンカー筋</p> <p>既存梁</p> <p>スパイラル筋</p> <p>既存柱</p> <p>RM ユニット</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>エポキシ樹脂</p> <p>定着プレート</p> <p>接合鋼板</p> <p>異形筋スタッド</p> <p>既存梁</p> <p>スパイラル筋</p> <p>既存柱</p> <p>RM ユニット</p> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <div style="text-align: center;"> <p>アンカー工法概要図</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>接着工法概要図</p> </div> </div>		
図・写真			
問い合わせ先	RM 耐震補強工法協会 事務局 tci031@taiyo-surv.com		
工法に関する URL	RM 耐震補強工法協会 HP <a href="http://www.rm-taishin.jp/page/technology#comparison">http://www.rm-taishin.jp/page/technology#comparison</a>		

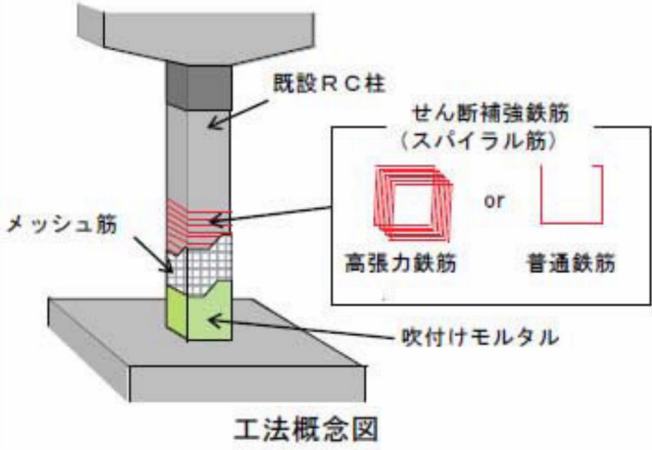
付録2 迅速な補強工法評価データベース

工法名	RM ブロック耐震壁工法	会社名	戸田建設
対象部材	柱梁架構等	適用できる損傷度	無損傷
補強方法	コンクリートブロック壁増設	補強の種類	靱性補強・耐力向上 軸力負担可
必要復旧期間の目安	約 49 日	いながら施工	○
第三者の技術評価	(一財)日本建築総合試験所 性能証明 第 03-04 号改 6	実績	25 件
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 間接接合部に鋼管コッター工法を用い、RM ブロック、鉄筋、および高靱性モルタルで構成された耐震壁</li> <li>・ 低騒音・低振動・低粉塵</li> <li>・ 開口部用ブロックを用いて、耐震壁に開口を設けることも可能</li> </ul>		
図・写真	 <p style="text-align: center;">RM ブロック耐震壁</p>		
問い合わせ先	戸田建設 問い合わせフォーム <a href="https://www.toda.co.jp/inquiry/">https://www.toda.co.jp/inquiry/</a>		
工法に関する URL	戸田建設 HP <a href="https://www.toda.co.jp/tech/reinforce/rm.html">https://www.toda.co.jp/tech/reinforce/rm.html</a>		

工法名	RB(リブバー)耐震補強工法	会社名	JR 東日本 東京鐵鋼
対象部材	柱	適用できる損傷度	無損傷
補強方法	巻立て	補強の種類	せん断補強・靱性補強 軸力負担不可
必要復旧期間の目安	数週間～数ヶ月 (材料調達・補強材製作期間 による)	いながら施工	△
第三者の技術評価	—	実績	ラーメン高架橋等耐震補強 施工本数 約 9500 本
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼材を柱部材の周囲を取り囲むように配置し、その端部を柱の隅角部で定着</li> <li>高架下を利用している箇所では壁などの支障物がある部分で優れた施工性、経済性を発揮</li> <li>プレキャストタイプのコーナー支持材は B と BS の 2 種類があり、人力施工が容易に行えるほか特殊技能が不要</li> <li>プレキャストタイプでない場合は、養生が必要</li> <li>柱軸力は 3.0N/mm<sup>2</sup> 程度まで</li> </ul>		
図・写真	<p>【工法の概念図】</p>		
問い合わせ先	東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター コンクリート構造 G E-mail : 09C0200@jreast.co.jp		
工法に関する URL	JR 東日本 HP 建設プロジェクトを支える新技術 > 橋梁等の耐震補強工法 <a href="https://www.jreast.co.jp/newtech/tech10_main.html">https://www.jreast.co.jp/newtech/tech10_main.html</a>		

工法名	CB パネル工法	会社名	鉄道総研他
対象部材	柱 (鉄道 RC ラーメン高架橋柱, 開削トンネル RC 中柱等)	適用できる損傷度	無損傷
補強方法	巻立て	補強の種類	靱性補強・耐力向上 軸力負担不可
必要復旧期間の目安	約 64 日	いながら施工	△
第三者の技術評価	—	実績	鉄道 RC ラーメン高架橋柱 施工本数 237 本
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ プレキャストパネルを埋設型枠として既設柱の周囲に配置, 隙間に高強度繊維補強モルタルを充填して一体化</li> <li>・ 現場での溶接, 塗装を省略し, 短期施工や狭隘部での施工が可能</li> <li>・ プレキャストパネルの使用により収縮ひび割れのリスクを解消</li> <li>・ ただし, 靱性補強は柱幅 1400mm まで</li> </ul>		
図・写真			
問い合わせ先	ベルテクス担当者 吉田 E-mail : ha-yoshida@vertex-grp.co.jp		
工法に関する URL	鉄道 ACT 研究会 HP <a href="http://www.rail-act.org/tec/tec_13_29.html">http://www.rail-act.org/tec/tec_13_29.html</a>		



工法名	スパイラル筋巻立 耐震補強工法	会社名	奥村組
対象部材	柱	適用できる損傷度	IV程度も可能 (ただし、耐震補強工法のため、損傷後の復旧については別途検討が必要)
補強方法	巻立て、吹付け	補強の種類	せん断補強 曲げせん断補強 軸力負担不可
必要復旧期間の目安	約 73 日	いながら施工	△
第三者の技術評価	—	実績	鉄道 RC ラーム高架橋柱 施工本数 3621 本
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>せん断補強鉄筋（高張力鉄筋，普通鉄筋）をらせん状に装着し，表面にモルタルを吹き付けてコテ仕上げ</li> <li>鋼板巻立工法と同等の補強効果</li> <li>鋼板巻立工法や繊維巻立工法に比べて安価に施工可能</li> </ul>		
図・写真			
問い合わせ先	奥村組 土木技術に関する問い合わせフォーム <a href="https://www.okumuragumi.co.jp/inquiries/engineering/index.php">https://www.okumuragumi.co.jp/inquiries/engineering/index.php</a>		
工法に関する URL	鉄道 ACT 研究会 HP <a href="http://rail-act.org/tec/tec_13_16.html">http://rail-act.org/tec/tec_13_16.html</a>		

工法名	RP(リブプレート)耐震補強工法	会社名	JR 東日本
対象部材	柱	適用できる損傷度	無損傷
補強方法	巻立て	補強の種類	せん断補強・靱性補強 軸力負担不可
必要復旧期間の目安	数週間～数ヶ月 (材料調達・補強材製作期間による)	いながら施工	△
第三者の技術評価	—	実績	ラーメン高架橋等耐震補強 施工本数 約 180 本
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 分割した鋼板を柱部材の周囲を取り囲むように配置し、柱の隅角部を充填</li> <li>・ 高架下を利用している箇所等で壁などの支障物がある部分で優れた施工性、経済性を発揮</li> <li>・ 人力施工が容易に行えるため狭隘な箇所でも施工が可能で特殊技能も不要</li> <li>・ 補強鋼板の加工が容易なため、斜角柱などの断面形状に対応</li> <li>・ 柱軸力は 3.0N/mm<sup>2</sup> 程度まで</li> </ul>		
図・写真	<p>【工法の概念図】</p>		
問い合わせ先	東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター コンクリート構造 G E-mail : 09C0200@jreast.co.jp		
工法に関する URL	JR 東日本 HP 建設プロジェクトを支える新技術 > 橋梁等の耐震補強工法 <a href="https://www.jreast.co.jp/newtech/tech10_main.html">https://www.jreast.co.jp/newtech/tech10_main.html</a>		

工法名	外部スパイラル鋼線巻立 耐震補強工法（APAT 工法）	会社名	奥村組 JR 西日本 大鉄工業
対象部材	柱	適用できる損傷度	IVまで
補強方法	巻立て	補強の種類	靱性補強，軸力負担不可
必要復旧期間の目安	約2ヶ月	いながら施工	△
第三者の技術評価	—	実績	ラーメン高架橋耐震補強 施工本数 約 8100 本
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 楕形状の PC ブロックを柱 4 面に接着モルタルにより貼り付け，その PC ブロックを間隔材としてあらかじめスパイラル状に加工した垂鉛メッキ鋼より線を巻立てる</li> <li>・ 柱と PC ブロック間のモルタルが空気を遮断し，既設柱の中性化を抑制</li> </ul>		
図・写真			
問い合わせ先	奥村組 土木技術に関する問い合わせフォーム <a href="https://www.okumuragumi.co.jp/inquiries/engineering/index.php">https://www.okumuragumi.co.jp/inquiries/engineering/index.php</a>		
工法に関する URL	鉄道 ACT 研究会 HP <a href="http://rail-act.org/tec/tec_13_10.html">http://rail-act.org/tec/tec_13_10.html</a>		

工法名	鋼製パネル組み立て補強工法 (3Q-Column)	会社名	JR 東海 大林組 新日鉄住金エンジニアリング
対象部材	柱	適用できる損傷度	無損傷
補強方法	巻立て	補強の種類	靱性補強, 軸力負担不可
必要復旧期間の目安	数ヶ月	いながら施工	○
第三者の技術評価	(一財)日本建築総合試験所 性能証明 第 08-02 号改	実績	東海道新幹線西大路高架 橋など実績多数
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 小型, 軽量の補強パネルを人力で組み立て, 既設 RC 柱との隙間にモルタルを充填</li> <li>・ 高さ方向に分割して施工できるため, 施工時間が制限されるトンネル中柱の補強工事に有効</li> </ul>		
図・写真	 <p style="text-align: center;">工法の概念図</p>		
問い合わせ先	大林組 問い合わせフォーム <a href="https://www.obayashi.co.jp/inquiry/disclaimer/solution_technology.html">https://www.obayashi.co.jp/inquiry/disclaimer/solution_technology.html</a> 大林組担当者 栗田 E-mail : kurita.kohei@obayashi.co.jp Tel : 042-495-0968 Fax : 042-495-0904		
工法に関する URL	大林組 HP <a href="https://www.obayashi.co.jp/solution_technology/detail/tech038.html">https://www.obayashi.co.jp/solution_technology/detail/tech038.html</a>		

工法名	耐震ラップ工法	会社名	熊谷組 テクノス
対象部材	柱	適用できる損傷度	無損傷
補強方法	巻立て	補強の種類	靱性補強，軸力負担不可
必要復旧期間の目安	数週間～数か月（材料の調達を含む）	いながら施工	○
第三者の技術評価	—	実績	ラーメン高架橋耐震補強 施工本数 309 本
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 波形に切断加工した鋼板（耐震ラップ鋼板）を既設のコンクリート柱の周囲に組立て，コンクリート柱と耐震ラップ鋼板との隙間にモルタルを充填</li> <li>・ 溶接作業が不要のため，条件によっては 6mm 未満の鋼板を用いることが可能</li> <li>・ 原則，無損傷状態への適用のみとするが，適切な検討を行うことにより，損傷状態への適用も可能</li> </ul>		
図・写真	<p>既設RC柱</p> <p>人力による組立て</p> <p>耐震ラップ鋼板</p> <p>工法の概念図</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 基部および頂部は波形に加工した耐震ラップ鋼板をボルトにより連結して閉合します。</li> <li>・ 標準部は、コの字型に2分割した耐震ラップ鋼板を下側鋼板の波形に吻合させて組上げます。2分割した鋼板は、くさび形の鉛直継ぎ手により接合します。</li> </ul>		
問い合わせ先	熊谷組 技術に関する問い合わせフォーム <a href="https://www.kumagaigumi.co.jp/contact/tech/index.html">https://www.kumagaigumi.co.jp/contact/tech/index.html</a>		
工法に関する URL	鉄道 ACT 研究会 HP <a href="http://rail-act.org/tec/tec_13_14.html">http://rail-act.org/tec/tec_13_14.html</a>		

工法名	薄板多層巻き耐震補強工法	会社名	JR 東日本 東鉄工業 デンカ
対象部材	柱	適用できる損傷度	無損傷
補強方法	巻立て	補強の種類	せん断補強・靱性補強 軸力負担不可
必要復旧期間の目安	数週間～数ヶ月 (材料調達・補強材製作期間による)	いながら施工	△
第三者の技術評価	—	実績	ラーメン高架橋耐震補強 施工本数 約 50 本
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 柱部材に薄い補強鋼板を接着剤により貼り付けて、所要層数まで巻き立てる</li> <li>・ 店舗等の高架下利用箇所においても重機械等を使用せずに人力で施工可能</li> <li>・ 補強部材厚を小さくできることから、補強後の柱占有面積の増加を抑えることが可能</li> <li>・ 柱軸力は 3.0N/mm<sup>2</sup> 程度まで</li> </ul>		
図・写真	<p style="text-align: center;">【工法の概念図】</p>		
問い合わせ先	東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター コンクリート構造 G E-mail : 09C0200@jreast.co.jp		
工法に関する URL	JR 東日本 HP 建設プロジェクトを支える新技術 > 橋梁等の耐震補強工法 <a href="https://www.jreast.co.jp/newtech/tech10_main.html">https://www.jreast.co.jp/newtech/tech10_main.html</a>		

工法名	吹付けモルタル・高強度鉄筋による橋脚耐震補強工法	会社名	安藤ハザマ
対象部材	柱	適用できる損傷度	無損傷
補強方法	巻立て、吹付け	補強の種類	靱性補強，軸力負担不可
必要復旧期間の目安	柱1本当たり10日程度 (施工のみ)	いながら施工	×
第三者の技術評価	—	実績	ラーメン高架橋耐震補強 施工本数 約 2140 本
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 既存鉄筋コンクリート柱に補強帯鉄筋を巻き付け，モルタルを薄層（鉄筋径+20mm 程度）に吹き付け</li> <li>・ 補強目的（じん性・せん断）に応じて，補強帯鉄筋量（強度・径・間隔）の調整が可能</li> <li>・ 非常に緻密な特殊モルタルによる中性化，塩害，凍結融解などに対する非常に高い耐久性</li> </ul>		
図・写真			
問い合わせ先	<p>安藤ハザマ 問い合わせフォーム  <a href="https://fofa.jp/adhzm/a.p/101">https://fofa.jp/adhzm/a.p/101</a></p> <p>安藤ハザマ担当者          工藤 E-mail : kudo.ryota@ad-hzm.co.jp          Tel : 03-6234-3672 Fax : 03-6234-3778</p>		
工法に関する URL	<p>安藤ハザマ HP  <a href="https://www.ad-hzm.co.jp/service/civil_engineering/mortar/">https://www.ad-hzm.co.jp/service/civil_engineering/mortar/</a></p>		

付録2 迅速な補強工法評価データベース

工法名	ジョツツ・クリート工法	会社名	大林組
対象部材	鉄道橋，道路橋， 栈橋等の躯体	適用できる損傷度	I～V (但し，断面修復のみ)
補強方法	吹付け	補強の種類	表面修復 耐力向上，軸力負担不可
必要復旧期間の目安	1ヶ月～2ヶ月	いながら施工	×
第三者の技術評価	—	実績	トンネル，高架橋等 64 件
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 湿式吹付けによる断面修復技術に液体急結剤を使用することにより，初期強度が高く，厚付けを可能にした断面修復工法</li> <li>・ 水練りだけで高性能ポリマーセメントモルタルが製造でき，品質管理が容易</li> <li>・ 初期強度発現性，接着耐久性に優れる（列車振動下において，材齢 1 日で 1.0 N/mm<sup>2</sup> 以上，材齢 28 日で 2.0 N/mm<sup>2</sup> 以上の付着強度の確保が可能）</li> </ul>		
図・写真	 <p style="text-align: center;">吹付け状況</p>		
問い合わせ先	大林組担当者 富井 E-mail : tomii.takayoshi@obayashi.co.jp		
工法に関する URL	大林組 HP <a href="https://www.obayashi.co.jp/solution_technology/detail/tech_d103.html">https://www.obayashi.co.jp/solution_technology/detail/tech_d103.html</a>		



工法名	奥村式増打ち壁耐震補強工法	会社名	奥村組
対象部材	耐震壁，柱梁架構等	適用できる損傷度	I～V (但し，I，IIは地震後の補修・補強設計にて適用が可能。また，IV，Vでの適用は条件次第で適用の可否を判断する。)
補強方法	吹付け	補強の種類	耐力向上，軸力負担可
必要復旧期間の目安	約 26 日	いながら施工	○
第三者の技術評価	(一財)日本建築総合試験所 性能証明 第 15-09 号	実績	病院からサービス付き高齢者向け住宅への用途変更改修
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 高強度で付着性に優れたポリマーセメントモルタルを吹付けて壁を増し打ち</li> <li>・ 通常工法に比べて壁厚を薄くできる</li> <li>・ 目荒し作業を省略可能</li> <li>・ 接合鉄筋付鋼板をエポキシ樹脂で接着</li> </ul>		
図・写真	<p>工法の概念図</p>		
問い合わせ先	奥村組担当者 岸本 E-mail : takeshi.kishimoto@okumuragumi.jp 上 E-mail : hiroki.ue@okumuragumi.jp		
工法に関する URL	奥村組 HP <a href="http://www.okumuragumi.co.jp/renewal/needs/jishin/index03.html">http://www.okumuragumi.co.jp/renewal/needs/jishin/index03.html</a>		

## 付録 3

弱材齡で損傷を受けたコンクリートの材料特性

### A3.1 はじめに

4章の実験では、コンクリートが弱材齢時（ここでは90日より前を弱材齢とする。）に1次荷重を実施し、その後補強を施して2次荷重を実施した。2次荷重までの期間が比較的長かったこともあり、2次荷重時の材料試験用のテストピースの強度は1次荷重よりも上昇した。このことを考えると、試験体は損傷を受けた後に強度が上昇していることになるが、損傷を受けた影響が時間経過に伴うコンクリートの強度上昇にどの程度影響するかについてはわかっていない。そこで、弱材齢時に損傷を受けたコンクリートの材料特性を調査することを目的に、下記の計画でコンクリート材料試験を実施した。

### A3.2 試験計画

#### A3.2.1 試験概要

コンクリート材料試験は下記のように実施した。また、表A3.2.1-1に実施概要をまとめる。本付録では、荷重の種類を下記の①～④の種類の荷重を【通常荷重】【1次荷重】【2次荷重】とそれぞれ呼称する。

- ① まず通常の圧縮3本、割裂3本の実験を実施する。【通常荷重】
- ② テストピースを3本用意し、①と同じ日に圧縮試験を実施する。ただし、この実験では①の圧縮強度 $\sigma_B$ （3本の平均値）の0.67倍となる強度まで荷重を行い、除荷する。このテストピースは試験後保管する。【1次荷重】
- ③ さらにテストピースを3本用意し、①と同じ日に圧縮試験を実施する。ただし、この実験では①の圧縮強度 $\sigma_B$ （3本の平均値）の0.9倍となる強度まで荷重を行い、除荷する。このテストピースは試験後保管する。【1次荷重】
- ④ 材齢が180日時点で、②、③のテストピースを用いて再度実験を行う。【2次荷重】

表 A3.2.1-1 実施概要

試験日	9月3日	9月10日	10月1日	10月19日	10月26日	11月4日	12月3日	3月2日
	(金)	(金)	(金)	(火)	(火)	(木)	(金)	(水)
材齢	打設日	7日	28日	46日	53日	62日	91日	180日
①通常の材料試験1 (割裂3・圧縮3)		6本	6本	6本	6本	6本	6本	6本
②0.67 $\sigma_B$ までの圧縮試験 (圧縮3)		3本	3本		3本		3本	
③0.9 $\sigma_B$ までの圧縮試験 (圧縮3)		3本	3本		3本		3本	
④損傷→養生後の圧縮試験								24本

### A3.2.2 計測項目と実施状況

実験は、建築研究所の500tアムスラー型圧縮試験機（図A3.2.2-1）を用いて実施した。試験で使用する供試体は、図A3.2.2-2のように試験機にセットし、試験機の下載荷板は平板、上載荷板は球座付きの平板となっている。供試体の歪みは、図A3.2.2-2のようにコンプレッソメータを用いて計測した。コンプレッソメータは、図A3.2.2-2のように東側と西側に軸方向に設置した変位計がくるようにセットした（図A3.2.2-2は奥方向が北）。また、北側に横ひずみ計測用の変位計（図A3.2.2-3参照）を横方向にセットした。

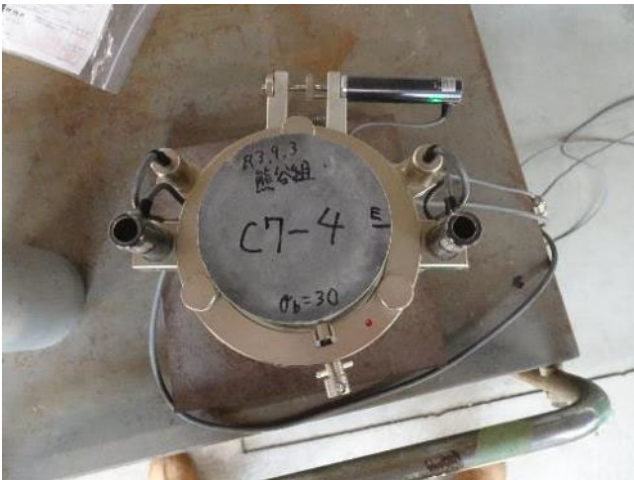
2次载荷は、1次载荷とできるだけ同じ向きで载荷することとし、供試体上面にセットする方角に印を付けた。また、2次载荷が必要な供試体は図A3.2.2-4のように直射日光のあたらない実験棟内の棚で保管した。



図A3.2.2-1 圧縮試験機



図A3.2.2-2 供試体セット状況



図A3.2.2-3 横ひずみ用変位計



図A3.2.2-4 供試体保管状況

### A3.2.3 試験体名と供試体名

試実験で実施するコンクリートは、全て同じ日に同じコンクリートミキサー車から採取したテストピースである。試験実施時期によって、表 A3.2.3-1 のように試験体名をつける。なお、試験体名と供試体名とは区別しており、例えば試験体 D7-U では、3本の供試体を用いた圧縮試験ともう3本の供試体を用いた割裂引張試験を実施するため、6体の供試体がありそれぞれに名称が付けられる。

表 A3.2.3-1 試験体名一覧

試験日	9月3日	9月10日	10月1日	10月19日	10月26日	11月4日	12月3日	3月2日
	(金)	(金)	(金)	(火)	(火)	(木)	(金)	(水)
材齢	打設日	7日	28日	46日	53日	62日	91日	180日
①通常の材料試験1 (割裂3・圧縮3)		D7-U	D28-U	D46-U	D53-U	D62-U	D91-U	D180-U
②2/3σBまでの圧縮試験 (圧縮3)		D7-66	D28-66		D53-66		D91-66	D7-66-U, D28-66-U, D53-66-U, D91-66-U
③0.9σBまでの圧縮試験 (圧縮3)		D7-90	D28-90		D53-90		D91-90	D7-90-U, D28-90-U, D53-90-U, D91-90-U

### A3.3 試験結果

#### A3.3.1 データ整理の方法

圧縮実験を実施時に得られるデータを用いて、実験結果として供試体ごとに下記の材料定数を求める。それぞれのデータや材料定数について、計算方法を示す。

1) 断面積  $A$  (単位:  $\text{mm}^2$ )

載荷直前の供試体の断面積であり、2次載荷を実施する供試体の場合でも載荷直前に再計測する。

2) 荷重  $F$  (単位:  $\text{N}$ )

圧縮試験機から得られる荷重とする。

3) 応力度  $\sigma$  (単位:  $\text{N}/\text{mm}^2$ )

圧縮試験機の荷重  $F$  ( $\text{N}$ ) を供試体の載荷前の断面積  $A$  ( $\text{mm}^2$ ) で除した値とする。

4) 軸ひずみ (単位: %)

コンプレッソメータの東西2本の変位計の平均値を計測距離  $100\text{mm}$  で除した値に、 $100$  を乗じた値とする。なお、2次載荷であっても、載荷直前の無負荷状態での変位計を  $0$  として計測し、1次載荷の残留変形の計測値は引き継がない。

5) 横ひずみ (単位: %)

横方向に取り付けた変位計の計測値を  $3$  で除して、さらに計測距離  $100\text{mm}$  で除した値に、 $100$  を乗じた値とする。この変位計の治具は、供試体の東西方向直径位置における横変位を  $3$  倍に増幅して計測できるように設計されているため、このような計算を行う。なお、2次載荷であっても、載荷直前の無負荷状態での変位計を  $0$  として計測し、1次載荷の残留変形の計測値は引き継がない。

6) 圧縮強度  $\sigma_B$  または 最大強度  $\sigma_{\max}$  (単位:  $\text{N}/\text{mm}^2$ )

通常載荷及び2次載荷では、応力度  $\sigma$  の最大値を圧縮強度  $\sigma_B$  とする。ただし、1次載荷においては、応力度  $\sigma$  の最大値を圧縮強度  $\sigma_{\max}$  とする。

7) ヤング係数  $E$  (単位:  $\text{N}/\text{mm}^2$ )

通常載荷及び2次載荷では、応力度が  $\sigma_B$  の  $1/3$  の時の軸歪みと応力度をそれぞれ ( $\varepsilon_1$ ,  $\sigma_1$ ) とし、軸歪みが  $0.005\%$  時の軸歪みと応力度をそれぞれ ( $\varepsilon_2$ ,  $\sigma_2$ ) とした時、ヤング係数  $E$  は (式 A3.3.1-1) で計算する。一方、1次載荷においては、同日に実施した通常載荷の  $\sigma_B$  を用いて  $1/3 \sigma_B$  の点を計算する。

$$E = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \times 100 \quad (\text{式 A3.3.1-1})$$

8) 圧縮強度時ひずみ または 最大強度時ひずみ (単位: %)

圧縮強度時の軸ひずみまたは最大強度時の軸ひずみとする。

9) ポアソン比 $\nu$  (単位: なし)

通常載荷及び2次載荷では、応力度が $\sigma_B$ の1/3の時の軸ひずみと横ひずみをそれぞれ( $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_{11}$ )とし、軸ひずみが0.005%時の軸ひずみと横ひずみをそれぞれ( $\varepsilon_2$ ,  $\varepsilon_{22}$ )とした時、ポアソン比 $\nu$ は(式A3.3.1-2)で計算する。一方、1次載荷においては、同日の通常材料試験①で実施した $\sigma_B$ を用いて1/3 $\sigma_B$ の点を計算する。

$$\nu = \frac{\varepsilon_{11} - \varepsilon_{12}}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \quad (\text{式 A3.3.1-2})$$

10) 質量 $W$  (単位: t)

載荷直前に質量(t)を計測する。なお、再載荷を実施する供試体の場合でも載荷直前に再計測する。

11) 密度 $\rho$  (単位: t/m<sup>3</sup>)

計測した質量(t)を供試体の体積で除した値とする。なお、再載荷を実施する供試体の場合でも載荷直前に再計測する。

12) 残留ひずみ $\varepsilon_r$  (単位: %)

通常載荷及び2次載荷では、計算しない。1次載荷においては、除荷したあとのひずみを残留ひずみとする。

A3.3.2 材齢ごとの実験結果

(1) 材齢7日目の実験結果

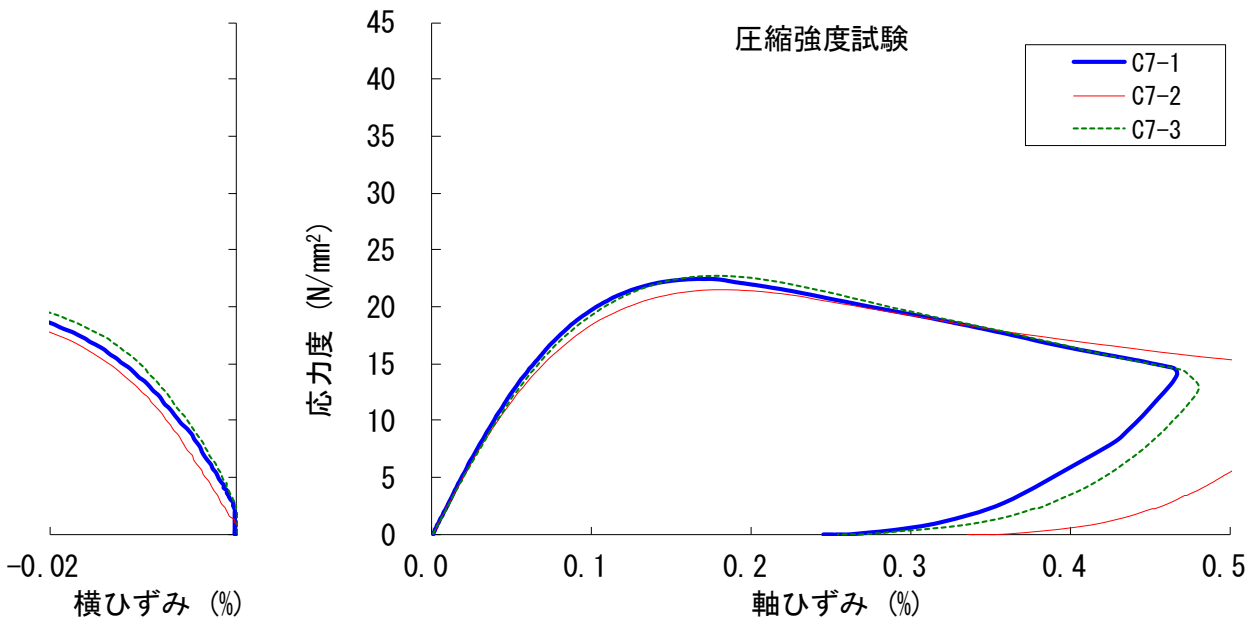
材齢7日目の実験結果を示す。

試験体名	<b>D7-U</b>	打設日	2021/9/3	試験日	2021/9/10
		材齢	7日		

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C7-1	99.44	99.88	201.50	201.50	3.588	175.0
C7-2	99.93	99.92	201.01	201.71	3.579	169.2
C7-3	99.71	99.89	201.43	201.66	3.593	178.0

供試体名	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )
C7-1	22.4	27393	0.167	0.159	2.28
C7-2	21.6	26573	0.183	0.198	2.27
C7-3	22.8	26555	0.179	0.135	2.28
平均	<b>22.3</b>	<b>26840</b>	<b>0.176</b>	<b>0.164</b>	<b>2.28</b>
標準偏差	0.50	391	0.007	0.026	0.007



2. 割裂引張強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)	割裂強度(N/mm <sup>2</sup> )	密度(t/m <sup>3</sup> )
	D1	D2	H1	H2				
T7-1	99.93	100.07	201.61	201.59	3.588	47.6	1.50	2.27
T7-2	99.89	100.24	201.65	201.62	3.575	67.5	2.13	2.25
T7-3	99.90	100.15	201.67	201.61	3.594	76.5	2.41	2.27
平均							<b>2.02</b>	<b>2.26</b>
標準偏差							0.38	0.01

図 A3.3.2-1 D7-U 試験結果



付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

試験体名 **D7-66** 打設日 2021/9/3 試験日 2021/9/10  
 材齢 7 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C7-4	99.90	99.76	201.67	201.64	3.586	116.5
C7-5	99.79	99.89	201.66	201.49	3.579	117.2
C7-6	99.81	99.61	201.61	201.66	3.591	118.2

供試体名	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	最大強度時ひずみ (%)	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )	残留ひずみ (%)
C7-4	14.9	29514	0.060	0.239	2.27	0.008
C7-5	15.0	25287	0.069	0.129	2.27	0.005
C7-6	15.1	24072	0.074	0.148	2.28	0.000
平均	<b>15.0</b>	<b>26291</b>	<b>0.068</b>	<b>0.172</b>	<b>2.27</b>	<b>0.004</b>
標準偏差	0.11	2332	0.006	0.048	0.005	0.003

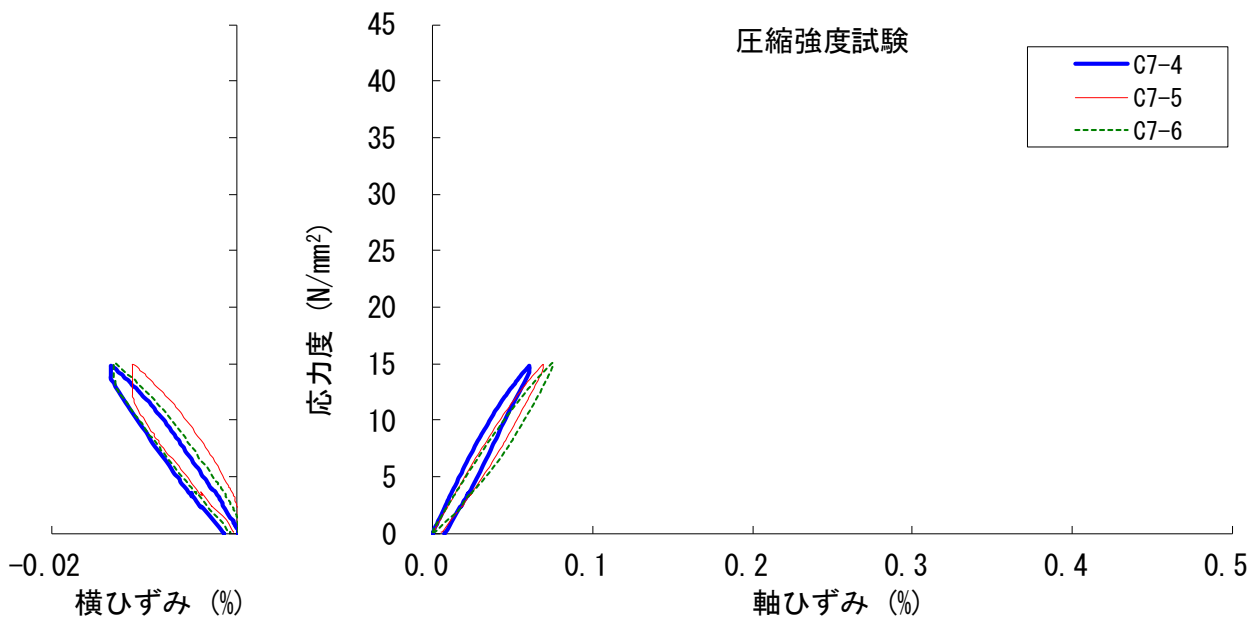


図 A3. 3. 2-2 D7-66 試験結果

試験体名 **D7-90** 打設日 2021/9/3 試験日 2021/9/10  
 材齢 7 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C7-7	99.81	99.88	201.61	201.64	3.572	157.5
C7-8	99.72	99.83	201.59	201.81	3.593	157.7
C7-9	99.87	100.24	201.57	201.75	3.557	158.2

供試体名	最大強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	最大強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )	残留ひずみ(%)
C7-7	20.1	25059	0.127	0.197	2.26	0.010
C7-8	20.2	26903	0.114	0.194	2.28	0.024
C7-9	20.1	24950	0.114	0.153	2.24	0.038
平均	<b>20.1</b>	<b>25638</b>	<b>0.119</b>	<b>0.181</b>	<b>2.26</b>	<b>0.024</b>
標準偏差	0.02	896	0.006	0.020	0.014	0.011

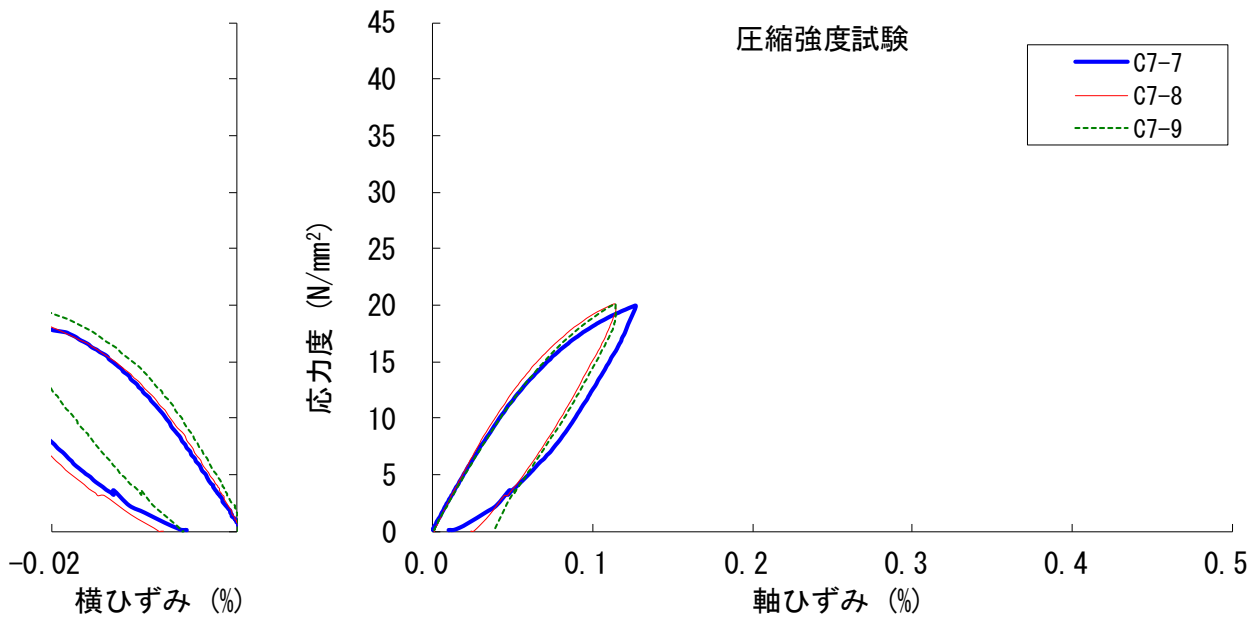


図 A3.3.2-3 D7-90 試験結果

付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

(2) 材齢 28 日目の実験結果

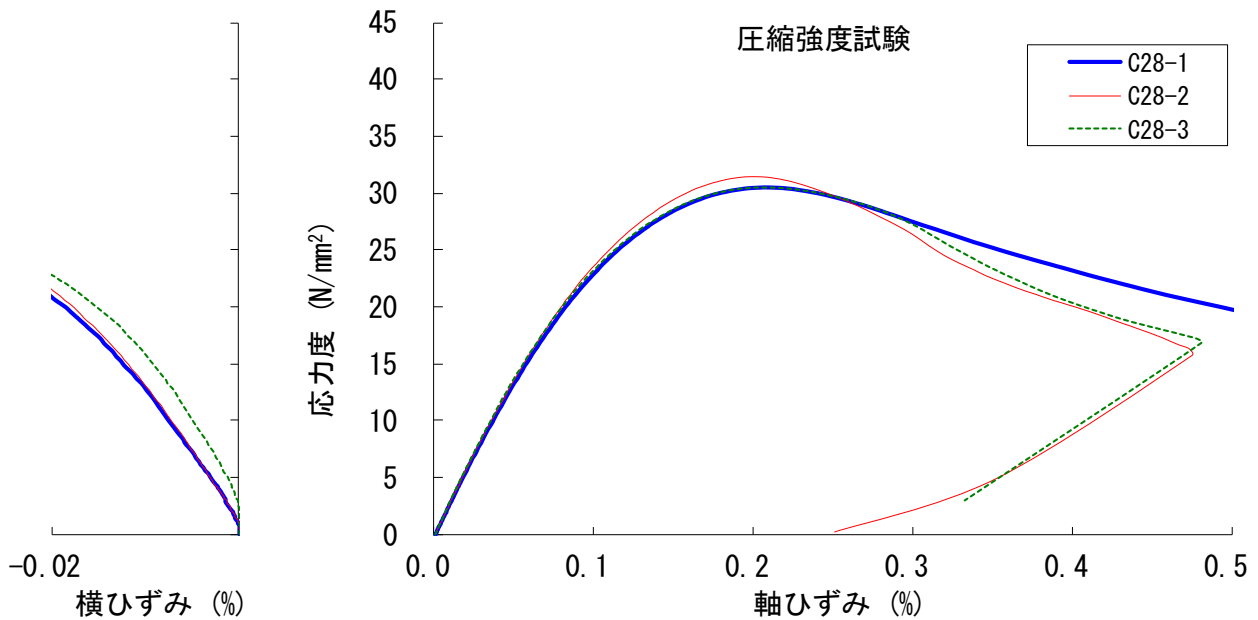
材齢 28 日目の実験結果を示す。

試験体名	<b>D28-U</b>	打設日	2021/9/3	試験日	2021/10/1
		材齢	28 日		

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C28-1	99.82	99.72	201.61	201.72	3.581	238.5
C28-2	99.87	99.87	201.65	201.53	3.586	246.5
C28-3	99.76	99.55	201.61	201.43	3.572	237.5

供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ (%)	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )
C28-1	30.5	27526	0.207	0.227	2.27
C28-2	31.5	28570	0.200	0.226	2.27
C28-3	30.4	29602	0.209	0.165	2.27
平均	<b>30.8</b>	<b>28566</b>	<b>0.205</b>	<b>0.206</b>	<b>2.27</b>
標準偏差	0.47	847	0.004	0.029	0.001



2. 割裂引張強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	密度 (t/m <sup>3</sup> )
	D1	D2	H1	H2				
T28-2	100.16	99.82	201.21	201.01	3.590	72.7	2.30	2.27
T28-3	100.18	99.88	201.11	201.98	3.583	72.7	2.30	2.26
					平均		<b>2.30</b>	<b>2.27</b>
					標準偏差		0.00	0.01

図 A3.3.2-4 D28-U 試験結果

試験体名 **D28-66** 打設日 2021/9/3 試験日 2021/10/1  
 材齢 28 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C28-4	99.82	99.64	201.19	200.96	3.572	161.7
C28-6	99.81	99.66	201.47	200.89	3.583	161.7
T28-1	100.23	99.91	201.21	201.00	3.579	163.7

供試体名	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	最大強度時ひずみ (%)	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )	残留ひずみ (%)
C28-4	20.7	-	-	-	2.27	-
C28-6	20.7	29799	0.081	0.201	2.28	0.004
T28-1	20.8	29268	0.082	0.193	2.26	0.010
平均	<b>20.7</b>	<b>29533</b>	<b>0.081</b>	<b>0.197</b>	<b>2.27</b>	<b>0.007</b>
標準偏差	0.05	266	0.001	0.004	0.007	0.003

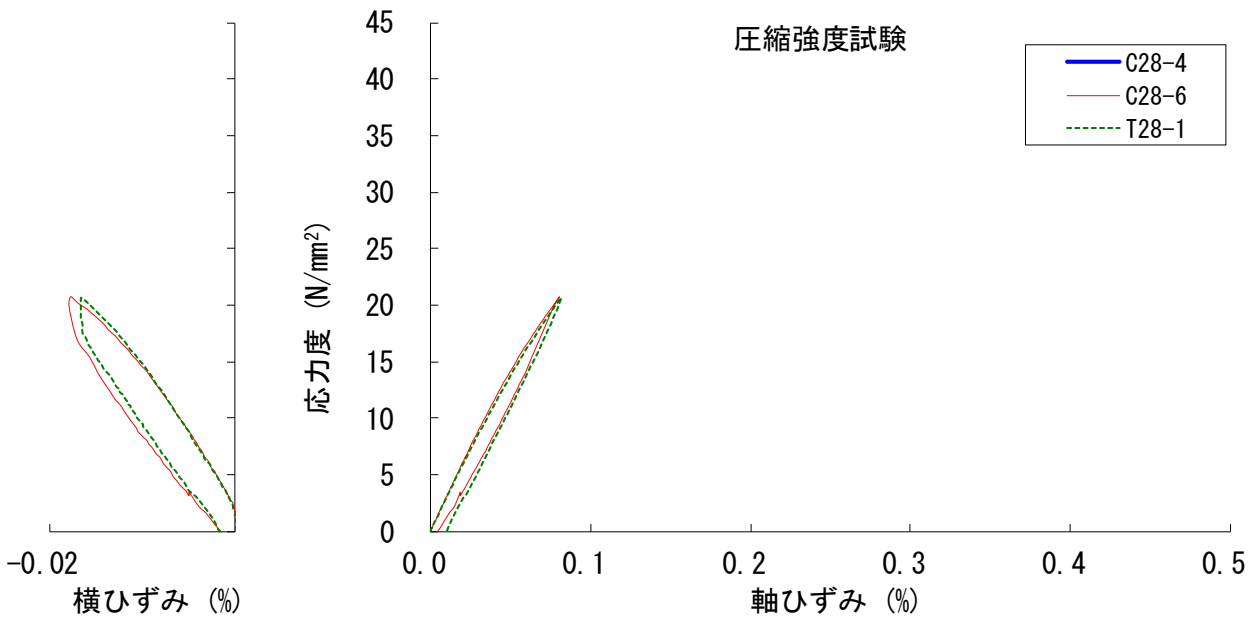


図 A3. 3. 2-5 D28-66 試験結果

付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

試験体名 **D28-90** 打設日 2021/9/3 試験日 2021/10/1  
 材齢 28 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C28-7	99.78	99.46	201.20	201.01	3.588	219.0
C28-8	99.85	99.34	201.10	201.05	3.557	219.0
C28-9	99.83	99.89	201.64	201.09	3.597	218.7

供試体名	最大強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	最大強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )	残留ひずみ(%)
C28-7	28.1	30296	0.136	0.206	2.29	0.021
C28-8	28.1	28539	0.133	0.204	2.27	0.003
C28-9	27.9	28858	0.133	0.169	2.28	0.020
平均	<b>28.0</b>	<b>29231</b>	<b>0.134</b>	<b>0.193</b>	<b>2.28</b>	<b>0.015</b>
標準偏差	0.09	764	0.001	0.017	0.007	0.008

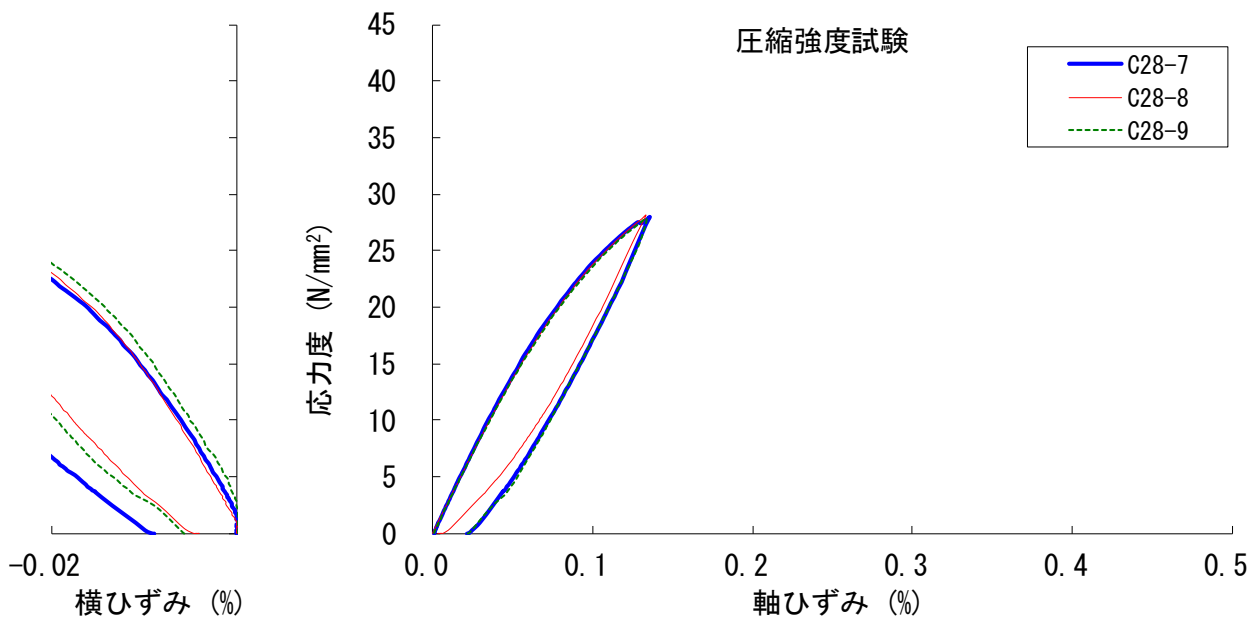


図 A3. 3. 2-6 D28-90 試験結果

(3) 材齢 46 日目の実験結果

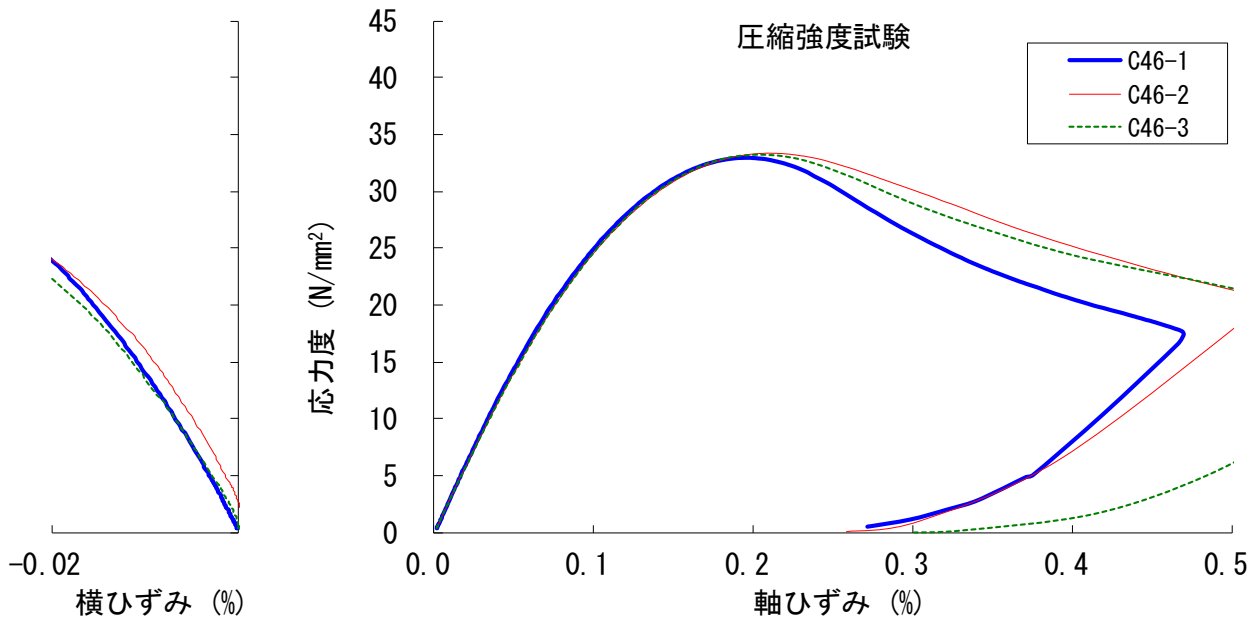
材齢 46 日目の実験結果を示す。

試験体名	D46-U	打設日	2021/9/3	試験日	2021/10/19
		材齢	46 日		

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C46-1	99.82	99.49	200.90	200.98	3.579	257.0
C46-2	99.90	99.50	201.04	200.99	3.575	260.7
C46-3	99.68	99.71	201.08	200.95	3.577	259.7

供試体名	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )
C46-1	32.9	30438	0.195	0.208	2.28
C46-2	33.4	29393	0.209	0.182	2.28
C46-3	33.3	29726	0.206	0.220	2.28
平均	<b>33.2</b>	<b>29852</b>	<b>0.203</b>	<b>0.203</b>	<b>2.28</b>
標準偏差	0.19	436	0.006	0.016	0.002



2. 割裂引張強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)	割裂強度(N/mm <sup>2</sup> )	密度(t/m <sup>3</sup> )
	D1	D2	H1	H2				
T46-1	100.14	99.86	200.92	201.01	3.550	83.2	2.64	2.25
T46-2	100.01	99.76	200.90	200.99	3.569	74.8	2.37	2.27
T46-3	100.07	99.90	200.92	200.93	3.556	89.0	2.82	2.25
平均							<b>2.61</b>	<b>2.26</b>
標準偏差							0.18	0.01

図 A3. 3. 2-7 D46-U 試験結果

付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

(4) 材齢 53 日目の実験結果

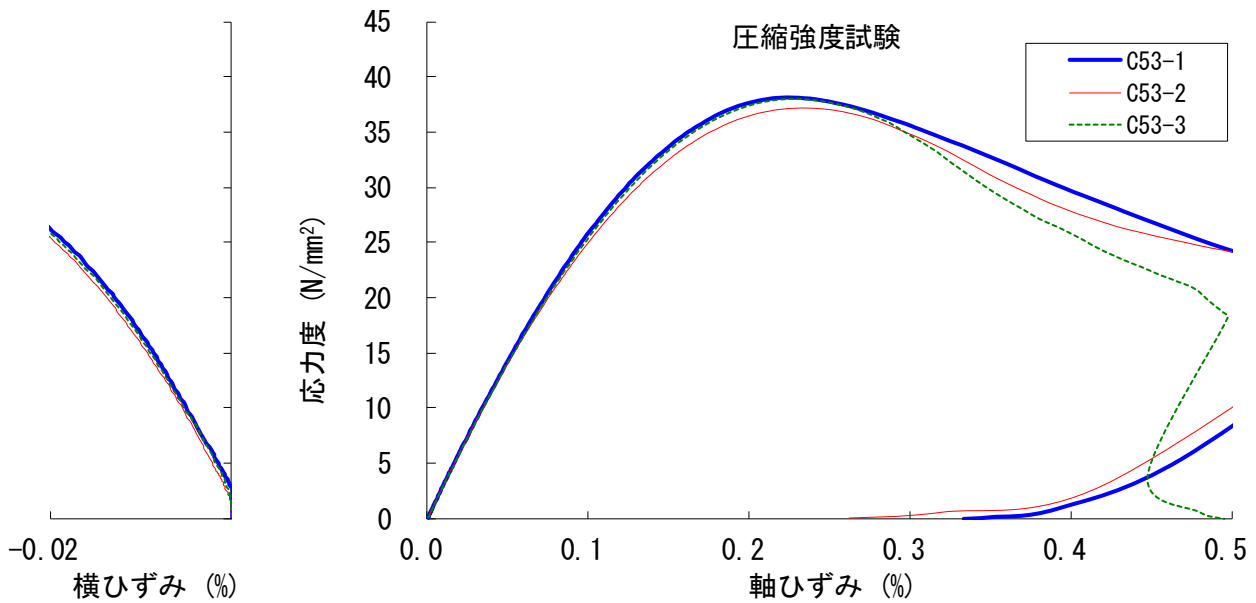
材齢 53 日目の実験結果を示す。

試験体名	<b>D53-U</b>	打設日	2021/9/3	試験日	2021/10/26
		材齢	53 日		

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C53-1	99.79	99.56	200.99	200.91	3.540	297.0
C53-2	99.85	99.73	200.94	200.86	3.527	290.5
C53-3	99.77	99.31	201.01	200.91	3.535	295.2

供試体名	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )
C53-1	38.1	28706	0.223	0.181	2.26
C53-2	37.1	29139	0.234	0.185	2.24
C53-3	37.9	28342	0.228	0.179	2.26
平均	<b>37.7</b>	<b>28729</b>	<b>0.228</b>	<b>0.182</b>	<b>2.25</b>
標準偏差	0.41	325	0.004	0.002	0.007



2. 割裂引張強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)	割裂強度(N/mm <sup>2</sup> )	密度(t/m <sup>3</sup> )
	D1	D2	H1	H2				
T53-1	100.24	99.99	200.91	201.02	3.585	84.8	2.68	2.27
T53-2	100.03	99.86	200.89	201.03	3.578	86.6	2.74	2.27
T53-3	100.22	99.73	200.92	200.90	3.569	91.1	2.89	2.26
平均							<b>2.77</b>	<b>2.27</b>
標準偏差							0.09	0.00

図 A3. 3. 2-8 D53-U 試験結果

試験体名 **D53-66** 打設日 2021/9/3 試験日 2021/10/26  
 材齢 53 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C53-4	99.83	99.72	201.00	200.91	3.572	199.0
C53-5	99.86	99.75	201.05	201.04	3.592	198.7
C53-6	99.86	99.82	201.06	200.92	3.580	198.5

供試体名	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	最大強度時ひずみ (%)	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )	残留ひずみ (%)
C53-4	25.5	30003	0.099	0.194	2.27	0.014
C53-5	25.4	31467	0.097	0.219	2.28	0.004
C53-6	25.4	29357	0.100	0.127	2.28	0.001
平均	<b>25.4</b>	<b>30276</b>	<b>0.099</b>	<b>0.180</b>	<b>2.28</b>	<b>0.006</b>
標準偏差	0.04	883	0.001	0.039	0.004	0.006

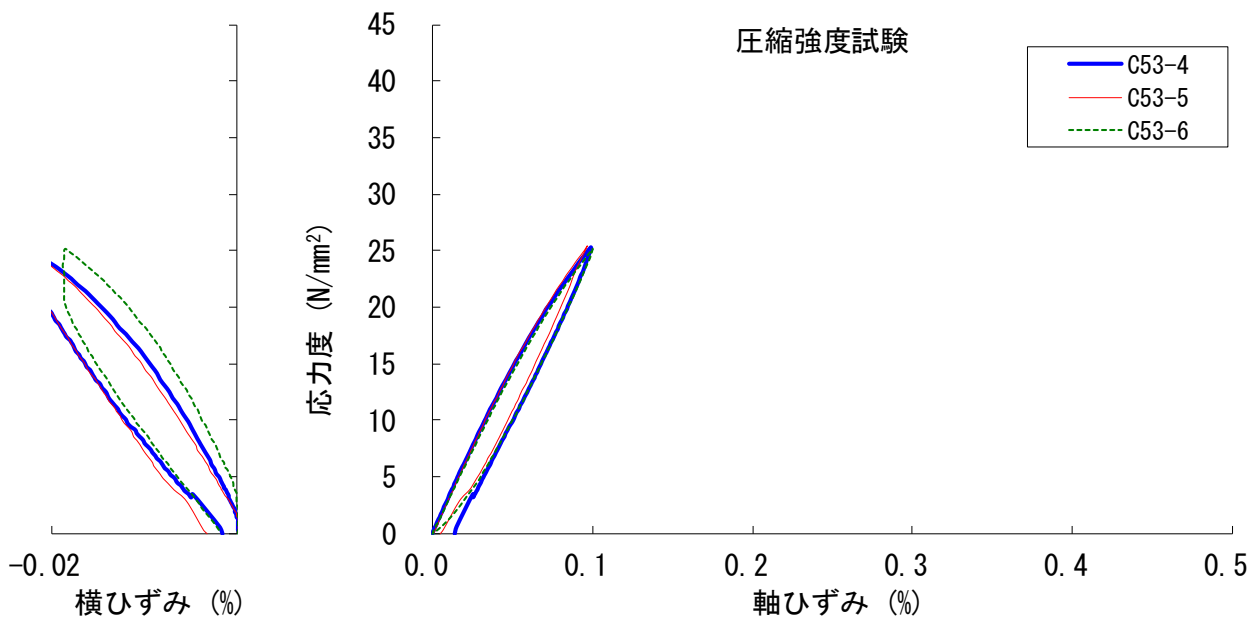


図 A3. 3. 2-9 D53-66 試験結果



付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

試験体名 **D53-90** 打設日 2021/9/3 試験日 2021/10/26  
 材齢 53 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C53-7	99.85	99.64	201.09	200.95	3.530	266.7
C53-8	99.84	99.65	200.95	200.94	3.523	266.2
C53-9	99.74	99.71	201.05	200.97	3.543	265.7

供試体名	最大強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	最大強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )	残留ひずみ(%)
C53-7	34.1	28940	0.160	0.136	2.25	0.023
C53-8	34.1	27766	0.175	0.113	2.24	0.029
C53-9	34.0	29761	0.159	0.100	2.26	0.033
平均	<b>34.1</b>	<b>28823</b>	<b>0.165</b>	<b>0.116</b>	<b>2.25</b>	<b>0.028</b>
標準偏差	0.05	819	0.008	0.015	0.005	0.004

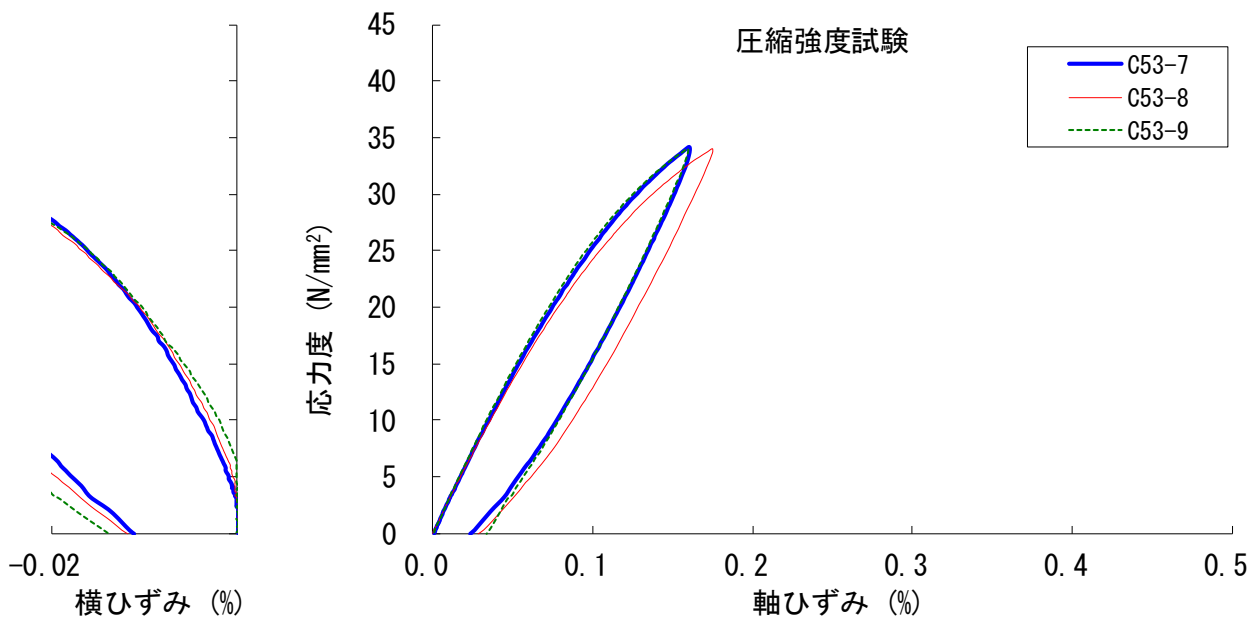


図 A3.3.2-10 D53-90 試験結果

(5) 材齢 62 日目の実験結果

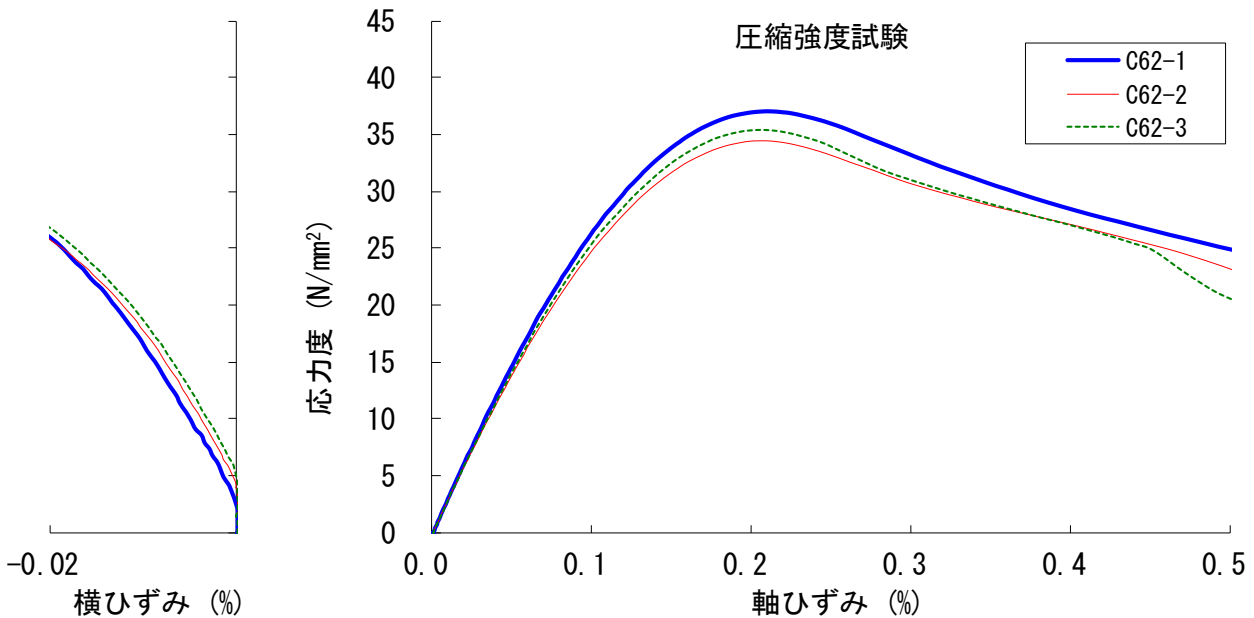
材齢 62 日目の実験結果を示す。

試験体名	D62-U	打設日	2021/9/3	試験日	2021/11/4
		材齢	62 日		

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C62-1	99.84	99.94	201.02	200.97	3.572	289.7
C62-2	99.84	99.91	200.88	201.19	3.555	270.0
C62-3	99.66	99.90	201.06	200.97	3.582	276.5

供試体名	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )
C62-1	37.0	30783	0.212	0.186	2.27
C62-2	34.5	28835	0.209	0.144	2.26
C62-3	35.4	29033	0.205	0.117	2.28
平均	<b>35.6</b>	<b>29551</b>	<b>0.209</b>	<b>0.149</b>	<b>2.27</b>
標準偏差	1.04	875	0.003	0.028	0.009



2. 割裂引張強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)	割裂強度(N/mm <sup>2</sup> )	密度(t/m <sup>3</sup> )
	D1	D2	H1	H2				
T62-1	100.18	99.97	200.90	201.09	3.559	75.3	2.38	2.25
T62-2	100.27	99.77	200.97	200.97	3.545	54.0	1.71	2.24
T62-3	100.26	99.89	200.96	200.98	3.562	82.0	2.60	2.25
平均							<b>2.23</b>	<b>2.25</b>
標準偏差							0.38	0.00

図 A3.3.2-11 D62-U 試験結果

付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

(6) 材齢 91 日目の実験結果

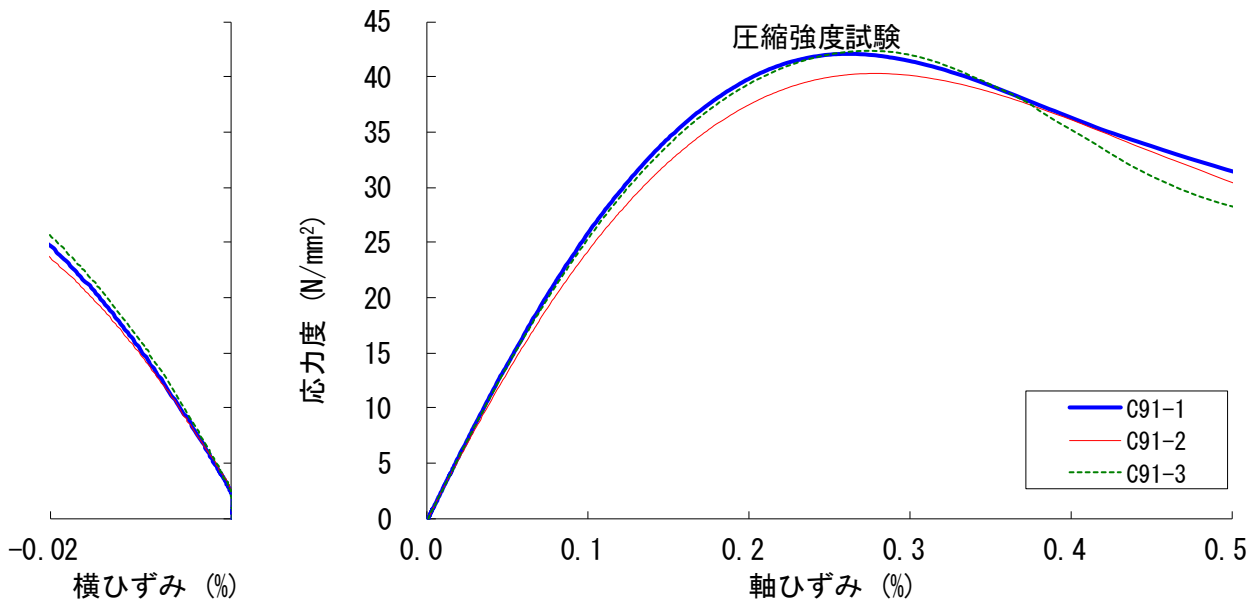
材齢 91 日目の実験結果を示す。

試験体名	<b>D91-U</b>	打設日	2021/9/3	試験日	2021/12/3
		材齢	91 日		

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C91-1	99.76	99.77	200.81	200.85	3.511	329.0
C91-2	99.78	99.82	201.19	201.22	3.477	315.2
C91-3	99.75	99.73	200.85	200.89	3.498	331.2

供試体名	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )
C91-1	42.1	28475	0.261	0.206	2.24
C91-2	40.3	26445	0.278	0.199	2.21
C91-3	42.4	28172	0.275	0.186	2.23
平均	<b>41.6</b>	<b>27697</b>	<b>0.271</b>	<b>0.197</b>	<b>2.22</b>
標準偏差	0.93	894	0.007	0.008	0.012



2. 割裂引張強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)	割裂強度(N/mm <sup>2</sup> )	密度(t/m <sup>3</sup> )
	D1	D2	H1	H2				
T91-1	100.11	99.85	200.84	200.97	3.490	62.7	1.99	2.21
T91-2	100.24	99.88	200.91	200.90	3.491	67.5	2.14	2.21
T91-3	100.11	99.86	200.83	200.89	3.506	107.7	3.41	2.22
平均							<b>2.51</b>	<b>2.22</b>
標準偏差							0.64	0.01

図 A3.3.2-12 D91-U 試験結果

試験体名 **D91-66** 打設日 2021/9/3 試験日 2021/12/3  
 材齢 91 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C91-4	99.79	99.79	201.03	200.97	3.539	217.5
C91-5	99.85	99.88	200.86	200.93	3.532	217.7
C91-6	99.88	99.86	200.97	200.96	3.524	217.5

供試体名	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	最大強度時ひずみ (%)	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )	残留ひずみ (%)
C91-4	27.8	28345	0.110	0.213	2.25	0.010
C91-5	27.8	27976	0.117	0.171	2.24	0.014
C91-6	27.8	27332	0.119	0.162	2.24	0.014
平均	<b>27.8</b>	<b>27884</b>	<b>0.115</b>	<b>0.182</b>	<b>2.24</b>	<b>0.013</b>
標準偏差	0.02	419	0.004	0.022	0.005	0.002

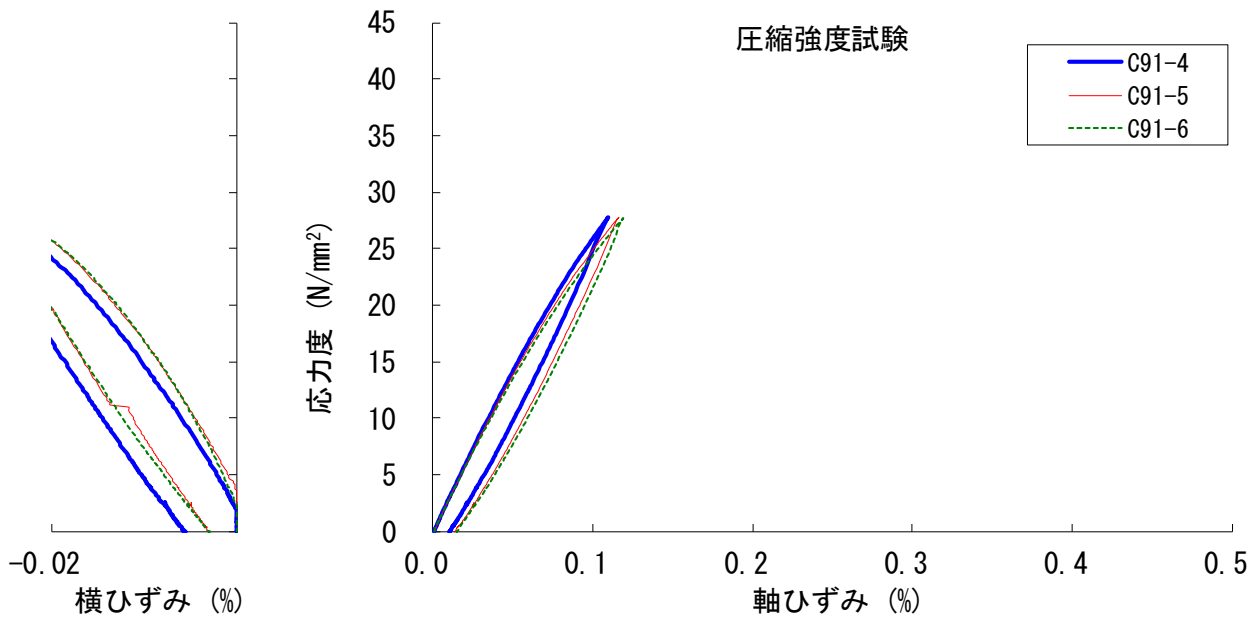


図 A3.3.2-13 D91-66 試験結果

付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

試験体名 **D91-90** 打設日 2021/9/3 試験日 2021/12/3  
 材齢 91 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C91-11	99.70	99.78	200.77	200.78		293.2
C91-8	99.80	99.79	200.88	200.91	3.532	293.2
C91-9	99.91	99.78	200.95	200.91	3.525	293.0

供試体名	最大強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	最大強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )	残留ひずみ(%)
C91-11	37.5	26218	0.209	0.242		0.053
C91-8	37.5	28729	0.199	0.246	2.25	0.042
C91-9	37.4	27801	0.225	0.215	2.24	0.070
平均	<b>37.5</b>	<b>27583</b>	<b>0.211</b>	<b>0.234</b>	<b>2.24</b>	<b>0.055</b>
標準偏差	0.04	1037	0.011	0.014	0.003	0.012

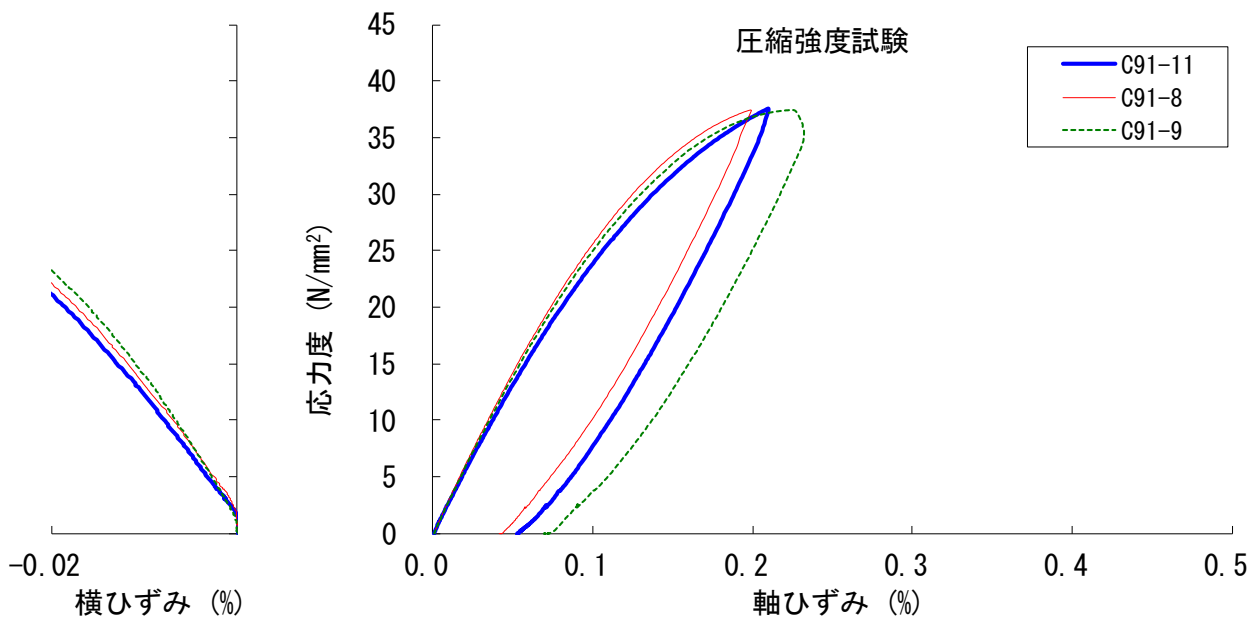


図 A3.3.2-14 D91-90 試験結果

(7) 材齢 180 日目の実験結果

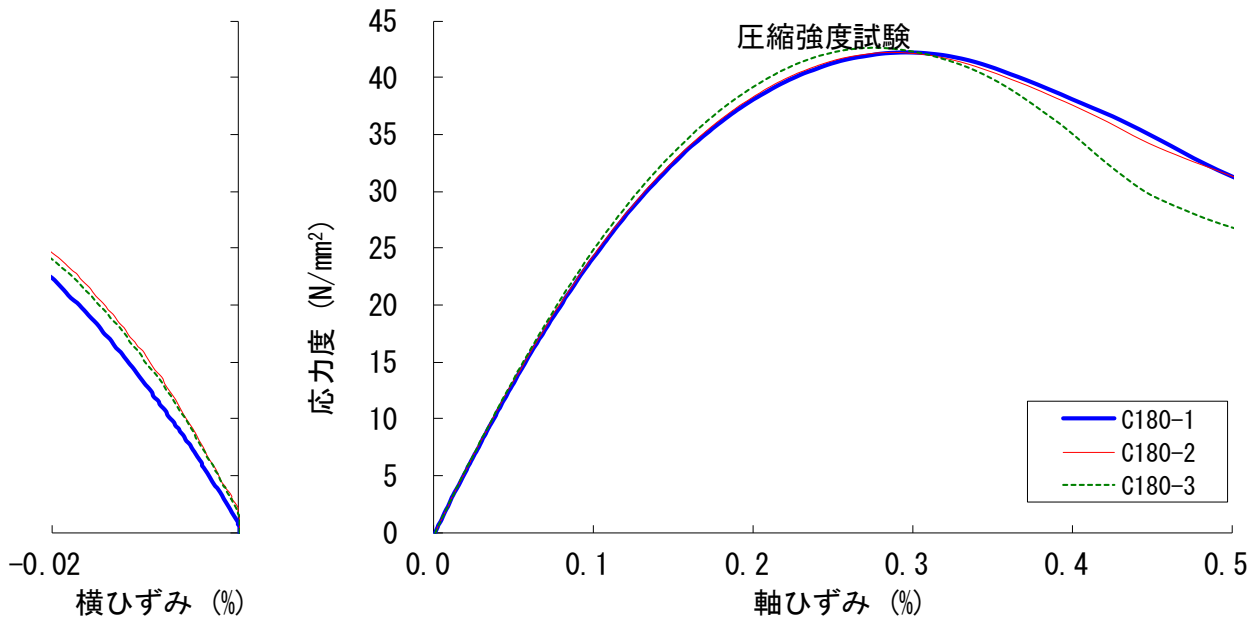
材齢 180 日目の実験結果を示す。

試験体名	D180-U	打設日	2021/9/3	試験日	2022/3/2
		材齢	180 日		

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C180-1	99.88	99.85	200.98	200.84	3.500	331.2
C180-2	99.72	99.92	200.73	200.89	3.488	331.0
C180-3	99.78	99.84	200.82	200.84	3.475	333.5

供試体名	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )
C180-1	42.3	27305	0.299	0.219	2.22
C180-2	42.3	27115	0.284	0.182	2.22
C180-3	42.6	27282	0.277	0.197	2.21
平均	<b>42.4</b>	<b>27234</b>	<b>0.287</b>	<b>0.199</b>	<b>2.22</b>
標準偏差	0.16	85	0.009	0.015	0.005



2. 割裂引張強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)	割裂強度(N/mm <sup>2</sup> )	密度(t/m <sup>3</sup> )
	D1	D2	H1	H2				
T-4	100.17	99.83	200.94	200.94	3.477	89.5	2.84	2.20
T-5	99.95	99.86	200.90	200.90	3.480	98.5	3.12	2.21
T-6	100.07	99.92	200.84	200.86	3.490	92.5	2.93	2.21
平均							<b>2.96</b>	<b>2.21</b>
標準偏差							0.12	0.00

図 A3.3.2-15 D180-U 試験結果

付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

試験体名 **D7-66-U** 打設日 2021/9/3 試験日 2022/3/2  
 材齢 180 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C7-4	99.80	99.78	200.92	200.75	3.457	297.2
C7-5	99.73	99.83	200.88	200.80	3.451	296.5
C7-6	99.70	99.70	200.89	200.86	3.475	301.7

供試体名	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )
C7-4	38.0	28299	0.245	0.188	2.20
C7-5	37.9	28898	0.258	0.138	2.20
C7-6	38.6	28906	0.248	0.105	2.22
平均	<b>38.2</b>	<b>28701</b>	<b>0.250</b>	<b>0.144</b>	<b>2.20</b>
標準偏差	0.33	284	0.006	0.034	0.008

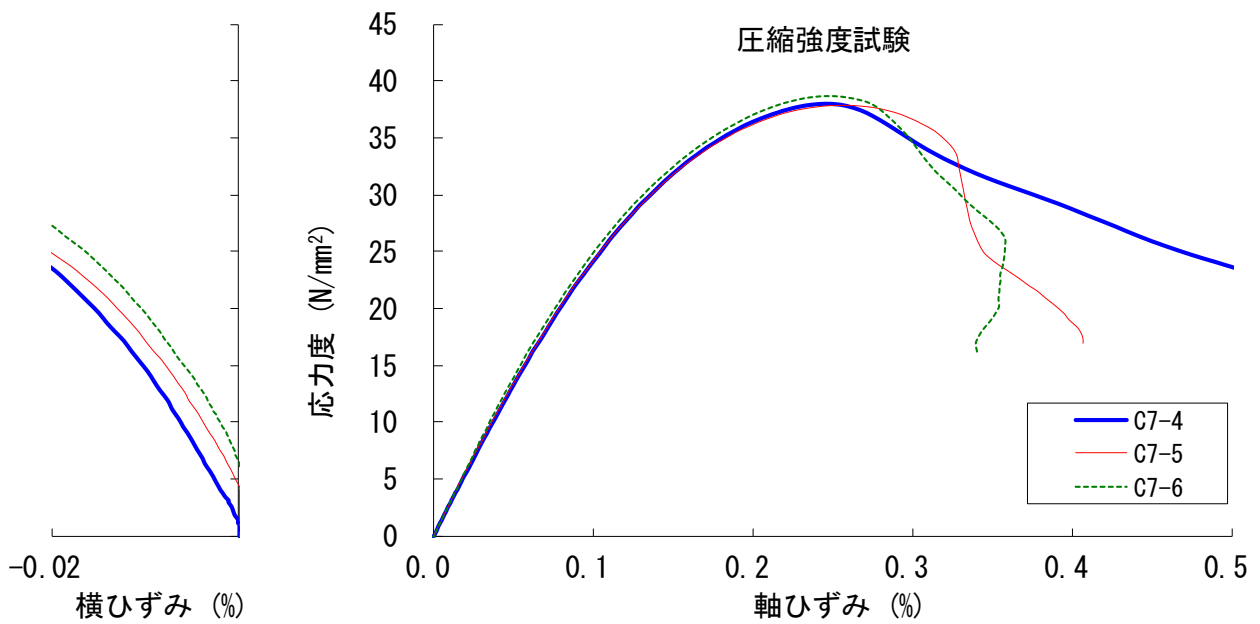


図 A3.3.2-16 D7-66-U 試験結果

試験体名 D7-90-U

打設日 2021/9/3

試験日 2022/3/2

材齢 180 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C7-7	99.85	99.82	200.92	200.72	3.452	277.2
C7-8	99.74	99.71	200.76	200.72	3.463	283.7
C7-9	99.79	99.72	200.92	200.74	3.453	273.0

供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ (%)	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )
C7-7	35.4	24939	0.236	0.216	2.20
C7-8	36.3	25547	0.253	0.178	2.21
C7-9	34.9	25297	0.238	0.070	2.20
平均	<b>35.6</b>	<b>25261</b>	<b>0.242</b>	<b>0.154</b>	<b>2.20</b>
標準偏差	0.58	250	0.008	0.062	0.005

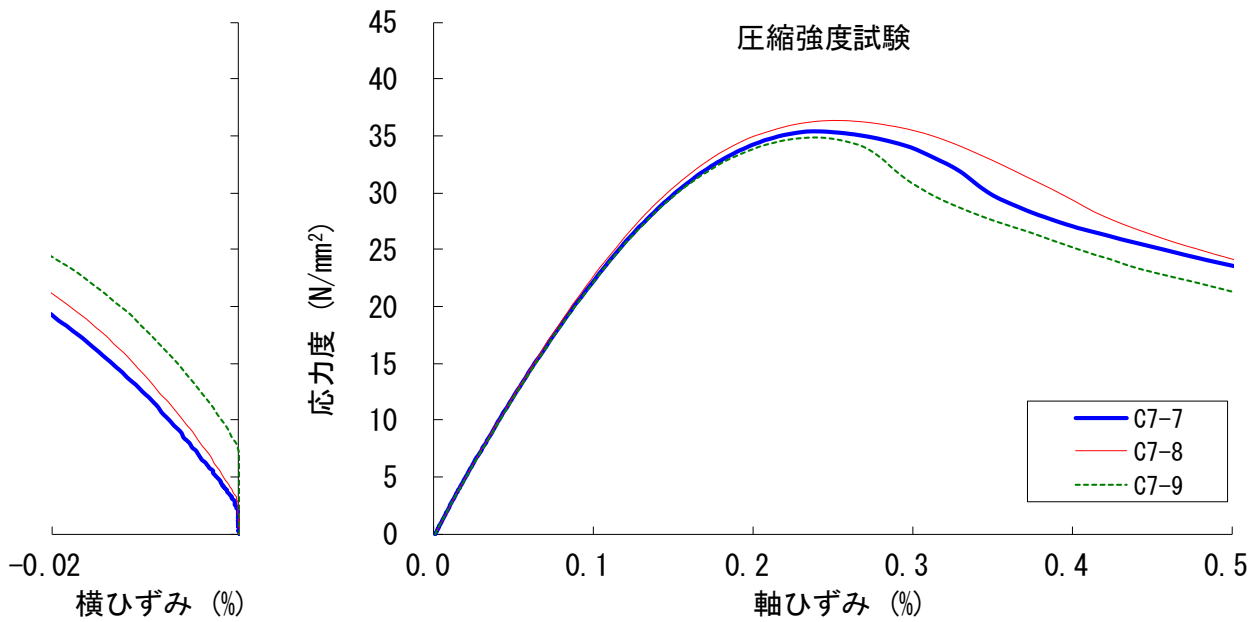


図 A3.3.2-17 D7-90-U 試験結果



付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

試験体名 **D28-66-U** 打設日 2021/9/3 試験日 2022/3/2  
 材齢 180 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C28-4	99.80	99.78	200.86	200.82	3.459	318.7
C28-6	99.82	99.87	200.85	200.84	3.466	311.0
T28-1	100.07	99.86	200.90	200.86	3.465	317.7

供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ (%)	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )
C28-4	40.7	27186	0.283	0.179	2.20
C28-6	39.7	28143	0.276	0.152	2.20
T28-1	40.5	27570	0.275	0.173	2.20
平均	<b>40.3</b>	<b>27633</b>	<b>0.278</b>	<b>0.168</b>	<b>2.20</b>
標準偏差	0.44	393	0.003	0.012	0.003

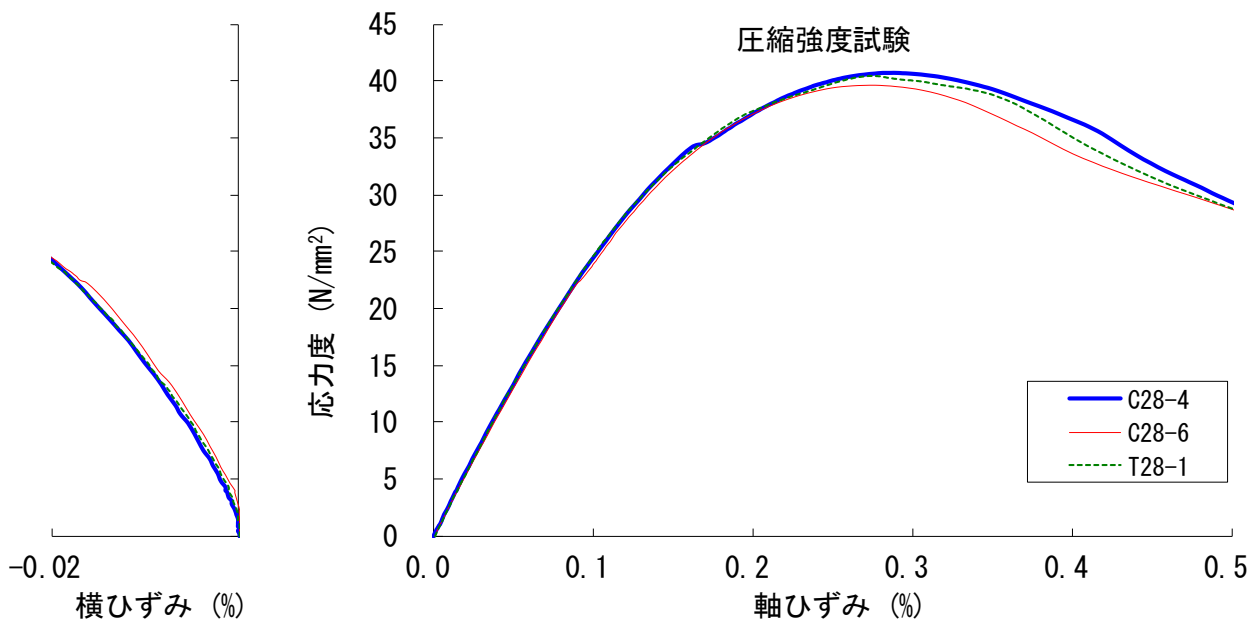


図 A3. 3. 2-18 D28-66-U 試験結果

試験体名 **D28-90-U**

打設日 2021/9/3

試験日 2022/3/2

材齢 180 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C28-7	99.73	99.72	200.98	200.82	3.471	321.7
C28-8	99.70	99.73	200.73	200.87	3.445	329.2
C28-9	99.84	99.86	200.86	200.90	3.477	327.7

供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ (%)	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )
C28-7	41.2	26034	0.266	0.207	2.21
C28-8	42.2	27786	0.264	0.158	2.20
C28-9	41.8	28442	0.270	0.215	2.21
平均	<b>41.7</b>	<b>27421</b>	<b>0.266</b>	<b>0.193</b>	<b>2.21</b>
標準偏差	0.40	1017	0.002	0.025	0.007

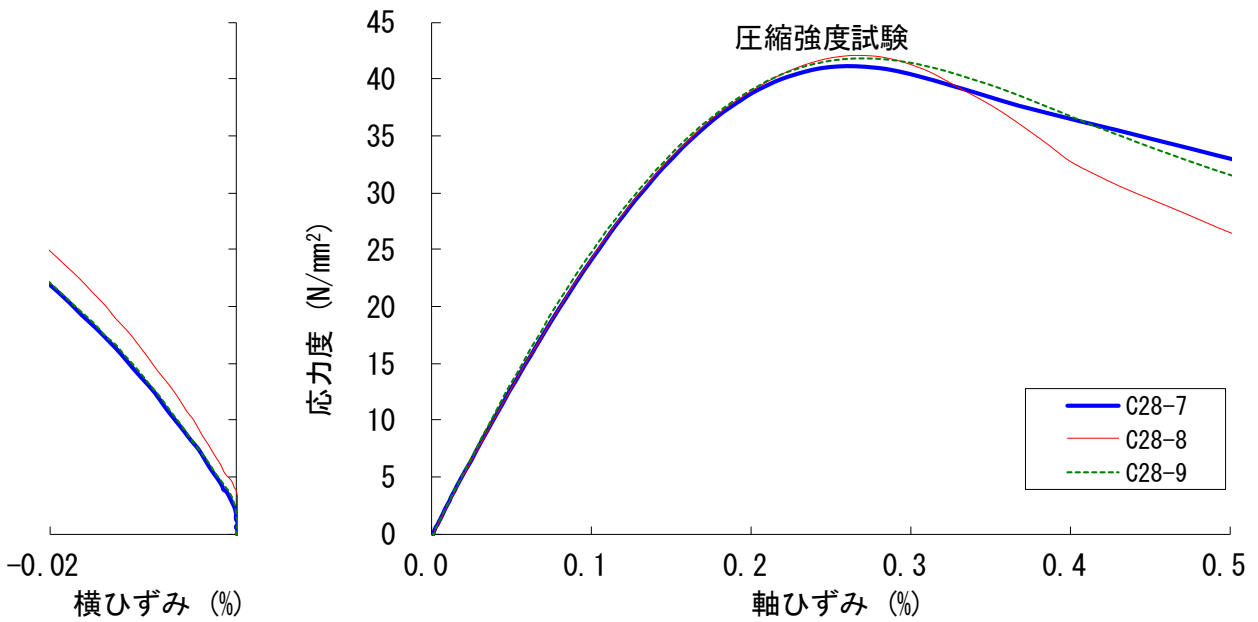


図 A3.3.2-19 D28-90-U 試験結果

付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

試験体名 **D53-66-U**

打設日 2021/9/3

試験日 2022/3/2

材齢 180 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C53-4	99.73	99.72	200.92	200.89	3.483	319.0
C53-5	99.74	99.72	200.99	200.94	3.499	329.2
C53-6	99.81	99.83	200.92	200.83	3.479	328.7

供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ (%)	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )
C53-4	40.8	27981	0.263	0.142	2.22
C53-5	42.1	29318	0.261	0.171	2.23
C53-6	42.0	27301	0.284	0.164	2.21
平均	<b>41.7</b>	<b>28200</b>	<b>0.269</b>	<b>0.159</b>	<b>2.22</b>
標準偏差	0.58	838	0.010	0.013	0.006

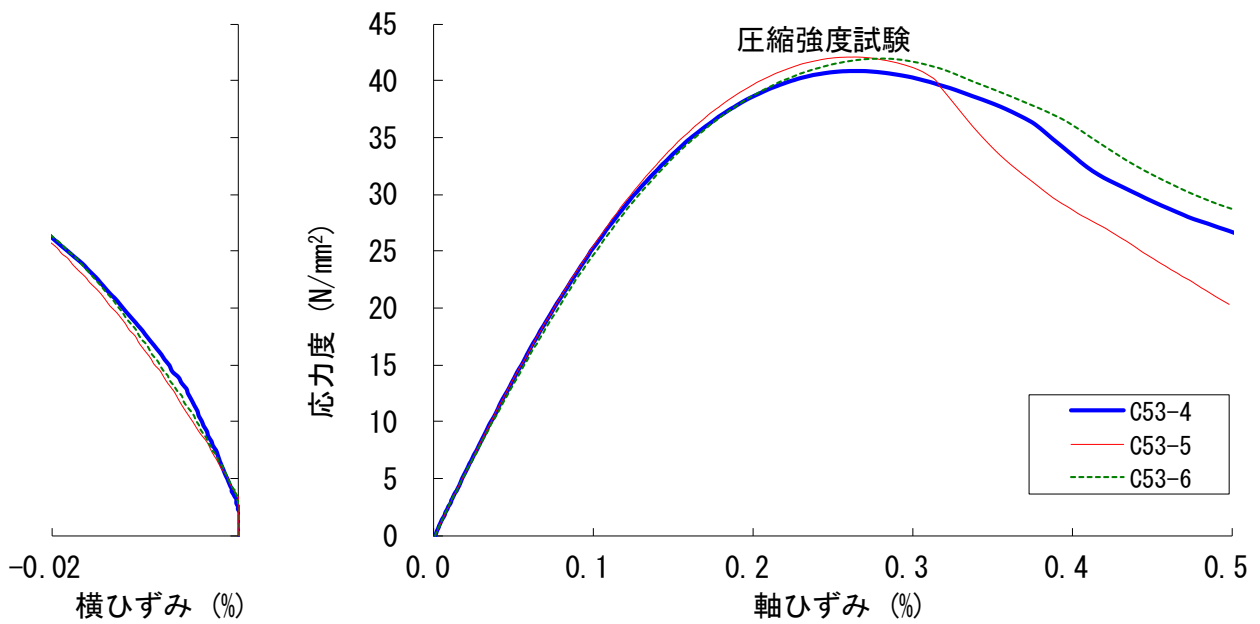


図 A3.3.2-20 D53-66-U 試験結果

試験体名 **D53-90-U**

打設日 2021/9/3

試験日 2022/3/2

材齢 180 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C53-7	99.80	99.82	200.97	200.99	3.483	328.7
C53-8	99.84	99.86	200.87	200.90	3.468	328.5
C53-9	99.79	99.70	200.93	200.96	3.486	330.7

供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ (%)	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )
C53-7	42.0	26393	0.264	0.167	2.22
C53-8	42.0	23862	0.289	0.201	2.20
C53-9	42.3	24653	0.289	0.191	2.22
平均	<b>42.1</b>	<b>24969</b>	<b>0.281</b>	<b>0.186</b>	<b>2.21</b>
標準偏差	0.16	1057	0.012	0.015	0.006

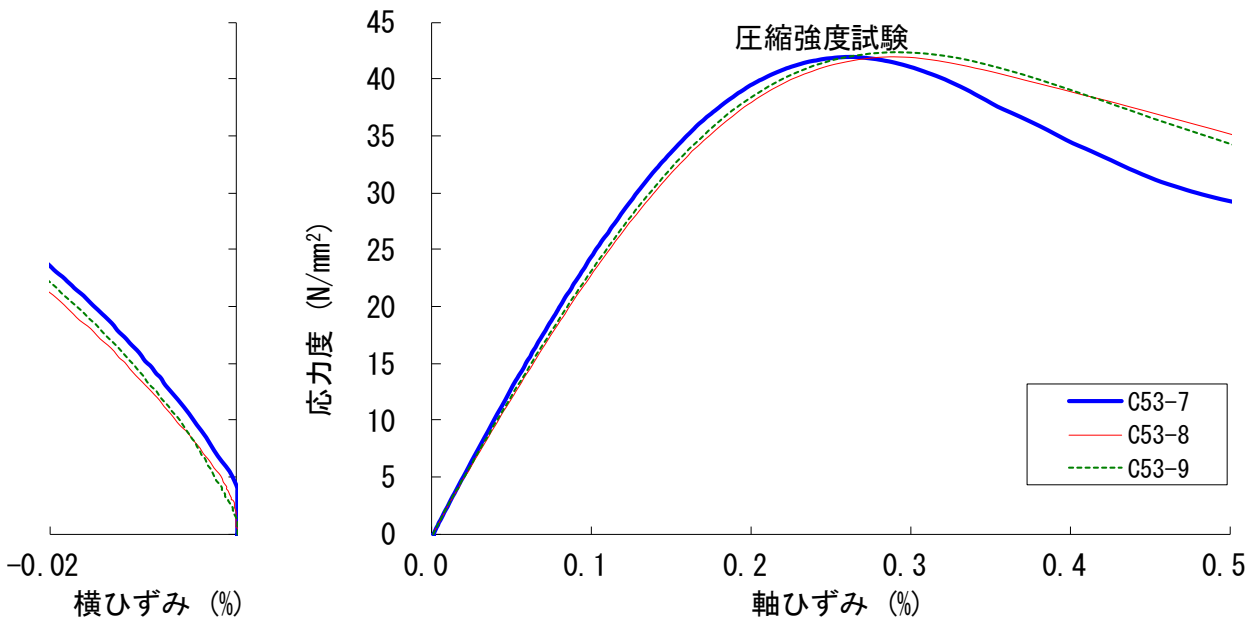


図 A3.3.2-21 D53-90-U 試験結果

付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

試験体名 **D91-66-U** 打設日 2021/9/3 試験日 2022/3/2  
 材齢 180 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量(kg)	最大荷重(kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C91-4	99.81	99.81	201.02	200.87	3.504	337.5
C91-5	99.80	99.91	200.93	200.82	3.488	328.2
C91-6	99.80	99.82	200.90	200.90	3.474	332.0

供試体名	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ(%)	ポアソン比	密度(t/m <sup>3</sup> )
C91-4	43.1	28718	0.260	0.164	2.23
C91-5	41.9	27365	0.268	0.130	2.22
C91-6	42.4	26164	0.285	0.182	2.21
平均	<b>42.5</b>	<b>27415</b>	<b>0.271</b>	<b>0.159</b>	<b>2.22</b>
標準偏差	0.50	1043	0.011	0.022	0.008

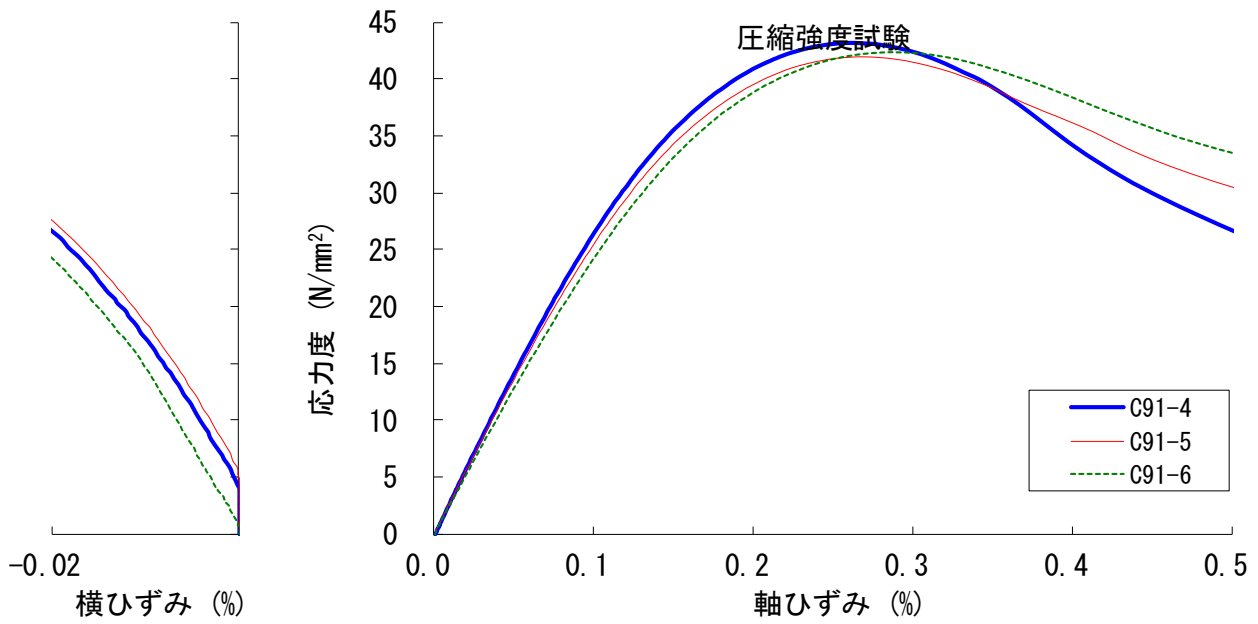


図 A3. 3. 2-22 D91-66-U 試験結果

試験体名 **D91-90-U**

打設日 2021/9/3

試験日 2022/3/2

材齢 180 日

1. 圧縮強度試験

供試体名	直径(mm)		高さ(mm)		質量 (kg)	最大荷重 (kN)
	Dx	Dy	H1	H2		
C91-11	99.65	99.83	200.63	200.65	3.463	330.5
C91-8	99.87	99.84	200.90	200.81	3.491	323.2
C91-9	99.96	99.95	200.65	200.71	3.487	310.5

供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ (%)	ポアソン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )
C91-11	42.3	23349	0.273	0.138	2.21
C91-8	41.3	25063	0.261	0.279	2.22
C91-9	39.6	20827	0.262	0.501	2.21
平均	<b>41.0</b>	<b>23080</b>	<b>0.265</b>	<b>0.306</b>	<b>2.21</b>
標準偏差	1.13	1740	0.005	0.150	0.004

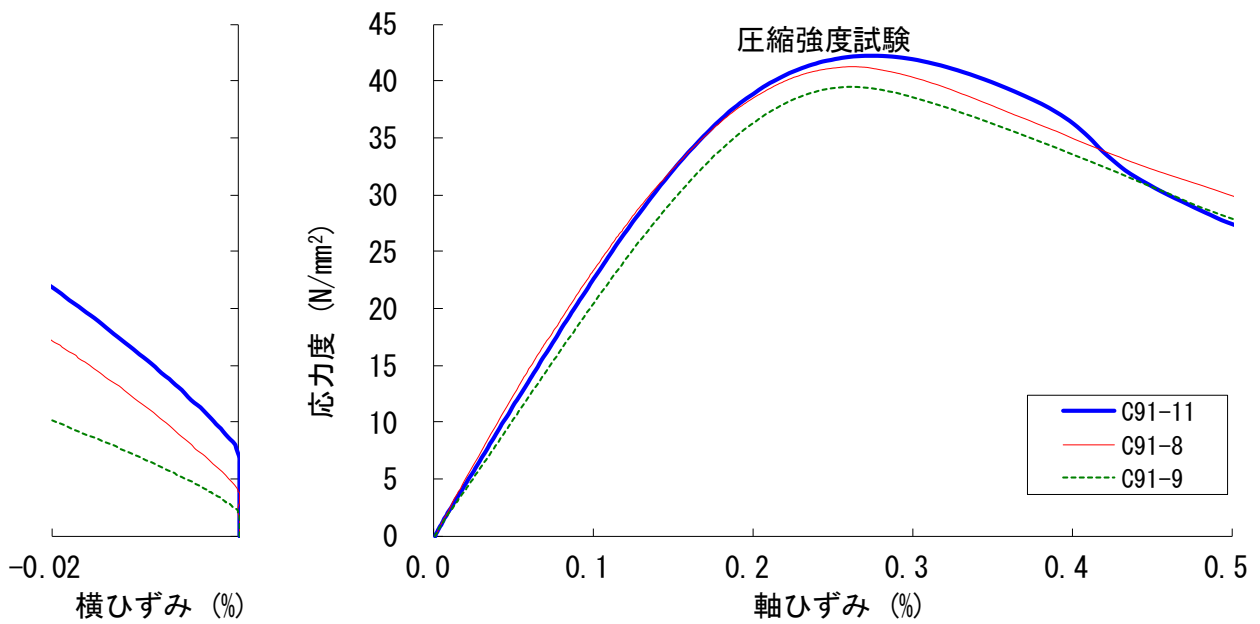


図 A3. 3. 2-23 D91-90-U 試験結果

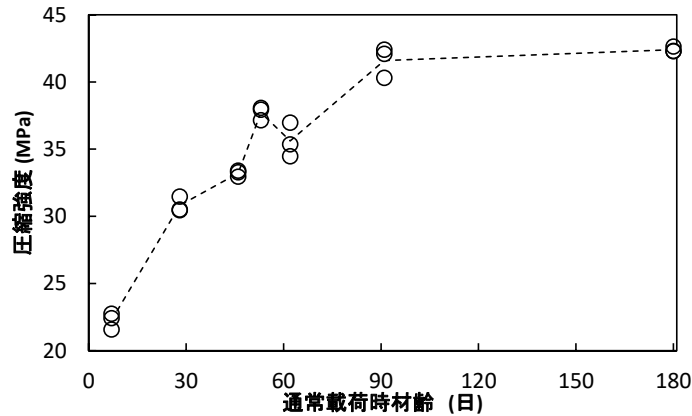
A3.3.3 実験結果のまとめ

材齢ごとの実験結果の一覧を表 A3.3.3-1 に示す。表 A3.3.3-1 では各材齢で3つの供試体の平均値の値を示している。

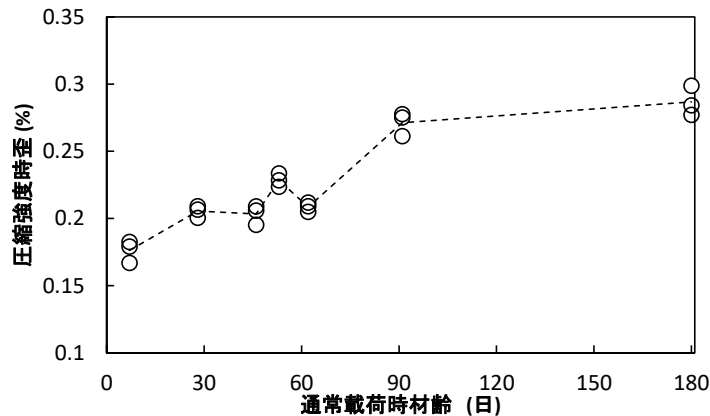
表 A3.3.3-1 材齢ごとの実験結果一覧

試験体	荷重方法	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)	ヤング 係数 (GPa)	圧縮強 度時歪 (%)	割裂引 張強度 (MPa)	ポアソ ン比	密度 (t/m <sup>3</sup> )	残留歪 (%)
D7-U	通常荷重	7	22.3	26.8	0.176	2.02	0.16	2.28	
D7-66	1次荷重	7	15.0	26.3	0.068		0.17	2.27	0.0043
D7-90	1次荷重	7	20.1	25.6	0.119		0.18	2.26	0.0241
D28-U	通常荷重	28	30.8	28.6	0.205	2.30	0.21	2.27	
D28-66	1次荷重	28	20.7	29.5	0.081		0.20	2.27	0.0066
D28-90	1次荷重	28	28.0	29.2	0.134		0.19	2.28	0.0149
D46-U	通常荷重	46	33.2	29.9	0.203	2.61	0.20	2.28	
D53-U	通常荷重	53	37.7	28.7	0.228	2.77	0.18	2.25	
D53-66	1次荷重	53	25.4	30.3	0.099		0.18	2.28	0.0064
D53-90	1次荷重	53	34.1	28.8	0.165		0.12	2.25	0.0285
D62-U	通常荷重	62	35.6	29.6	0.209	2.23	0.15	2.27	
D91-U	通常荷重	91	41.6	27.7	0.271	2.51	0.20	2.22	
D91-66	1次荷重	91	27.8	27.9	0.115		0.18	2.24	0.0128
D91-90	1次荷重	91	37.5	27.6	0.211		0.23	2.24	0.0548
D180-U	通常荷重	180	42.4	27.2	0.287	2.96	0.20	2.22	
D7-66-U	2次荷重	180	38.2	28.7	0.250		0.14	2.20	
D7-90-U	2次荷重	180	35.6	25.3	0.242		0.15	2.20	
D28-66-U	2次荷重	180	40.3	27.6	0.278		0.17	2.20	
D28-90-U	2次荷重	180	41.7	27.4	0.266		0.19	2.21	
D53-66-U	2次荷重	180	41.7	28.2	0.269		0.16	2.22	
D53-90-U	2次荷重	180	42.1	25.0	0.281		0.19	2.21	
D91-66-U	2次荷重	180	42.5	27.4	0.271		0.16	2.22	
D91-90-U	2次荷重	180	41.0	23.1	0.265		0.31	2.21	

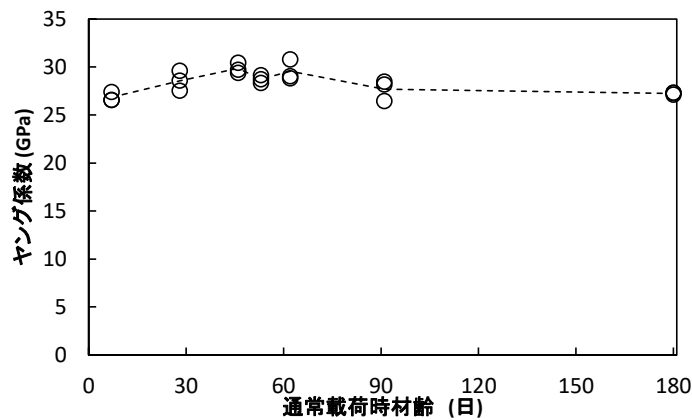
通常载荷の材料特性の推移を図 A3. 3. 3-1 に示す。材齢ごとのテストピース 3 本の結果を○プロットで示し、3 本のテストピースの平均値の推移を点線で示した。図 A3. 3. 3-1 (a) (b) に示すように、圧縮強度と圧縮強度時の歪みの値は、ややばらつきはあるものの、材齢が大きくなるに従い値が上昇した。ただし、材齢 180 日の圧縮強度の平均値 (42.4MPa) は、材齢 91 日の圧縮強度の平均値 (41.6MPa) と比べ 2.0%程度の上昇率であり、ほとんど強度上昇しなかった。一方で、ヤング係数は材齢 7 日の値 (26.8GPa) から 180 日 (27.2GPa) まで大きく変化することはなかった。



(a) 圧縮強度



(b) 圧縮強度時歪み



(c) ヤング係数

図 A3. 3. 3-1 通常载荷時の材料特性の変化



### 付録3 弱材齢で損傷を受けたコンクリートの材料特性

2次载荷の圧縮強度と1次载荷時の材齢の関係を図A3.3.3-2に、2次载荷の圧縮強度一覧を表A3.3.3-1に示す。図や表には、基準となる180日材齢の通常载荷のD180-Uの結果も示す。ここで、1次载荷で損傷を受けたテストピースの2次载荷時(材齢180日時)の圧縮強度と、通常载荷D180-Uの圧縮強度との比較を行う。図A3.3.3-2に示すように、2次载荷の圧縮強度にはばらつきがあり、このままでは通常载荷D180-Uの圧縮強度と同等かどうかの判断ができない。そこで、通常载荷D180-Uの圧縮強度のばらつきを考慮し、D180-Uの供試体3体の結果から計算した5%下限値(42.1MPa)を、2次载荷の圧縮強度から計算した5%上限値が下回ったときに、1次载荷の影響により強度が低下したと考えることとした。5%下限値と5%上限値の計算は、(式A3.3.3-1)で計算した。

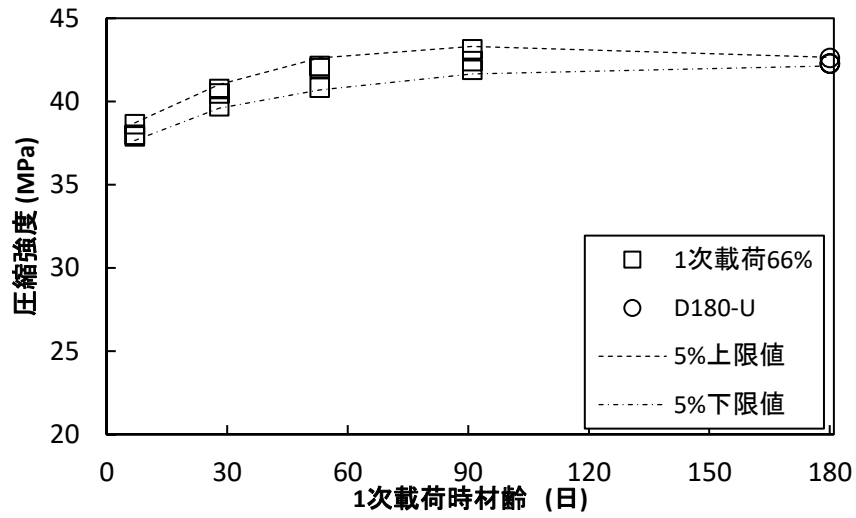
$$\begin{aligned} 5\% \text{上限値} &= \text{平均値} + \text{標準偏差} \times 1.645 \\ 5\% \text{下限値} &= \text{平均値} - \text{標準偏差} \times 1.645 \end{aligned} \quad (\text{式 A3.3.3-1})$$

表A3.3.3-1に示すように、材齢7日と28日で66%の载荷を行ったテストピースや、材齢7日で90%の载荷を行ったテストピースでは、5%上限値の値がD180-Uの5%下限値(42.1MPa)を下回っており、1次载荷の影響により強度が低下したと考えられる。材齢53日未満の状態では、1次载荷によって損傷を与えた場合、その後養生して圧縮強度は上昇するものの、損傷を受けていないテストピースと比べると、材齢180日において強度が低下する可能性があることがわかった。

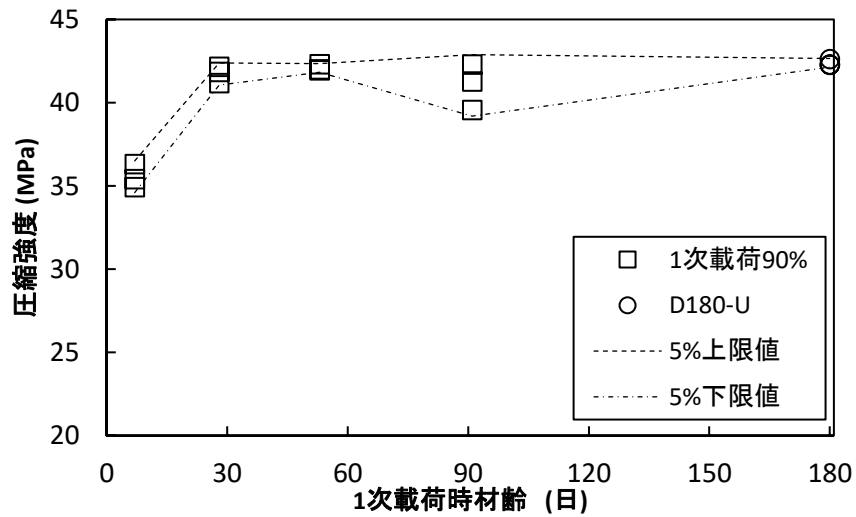
圧縮強度と同様に、圧縮強度時歪みやヤング係数についても、2次载荷の計測値と1次载荷時の材齢の関係を図A3.3.3-3及び図A3.3.3-4に、それぞれの2次载荷の計測値一覧を表A3.3.3-2及び表A3.3.3-3に示す。

表A3.3.3-2に示すように、材齢7日で66%の载荷を行ったテストピースや、材齢7日と28日で90%の载荷を行ったテストピースでは、5%上限値の値がD180-Uの5%下限値(0.272%)を下回っており、1次载荷の影響により圧縮強度時の歪みの値が低下したと考えられる。このことから、圧縮強度と同様に材齢53日未満の状態では、1次载荷によって損傷を与えた場合、その後養生して圧縮強度時の歪みの値は上昇するものの、損傷を受けていないテストピースと比べると、材齢180日において圧縮強度時の歪みの値が低下する可能性があることがわかった。

表A3.3.3-3に示すように、材齢7日、53日、91日で90%の载荷を行ったテストピースでは、5%上限値の値がD180-Uの5%下限値(27.1GPa)を下回っており、1次载荷の影響によりヤング係数が低下したと考えられる。一方で、66%の载荷を行ったテストピースでは、影響が見られなかった。このことから、90%の载荷を行った場合その後養生しても、損傷を受けていないテストピースと比べると、材齢180日においてヤング係数が低下する可能性があることがわかった。



(a) 1次载荷 66%

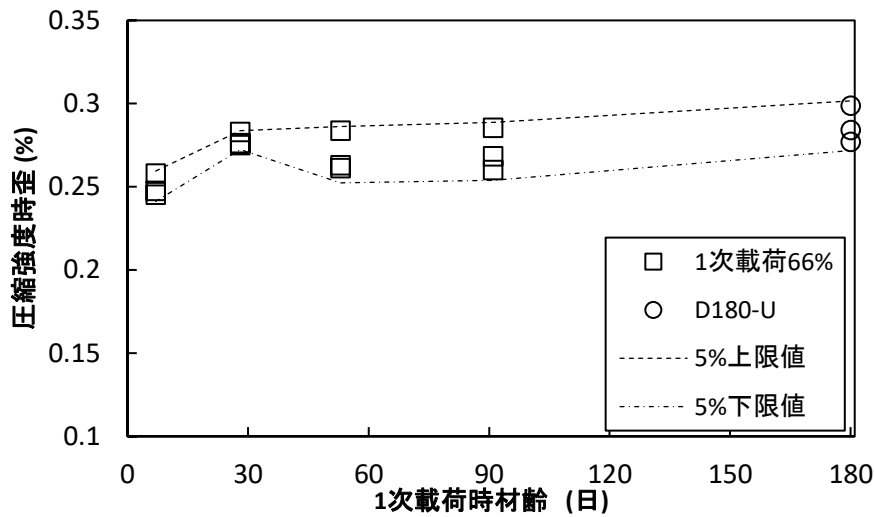


(b) 1次载荷 90%

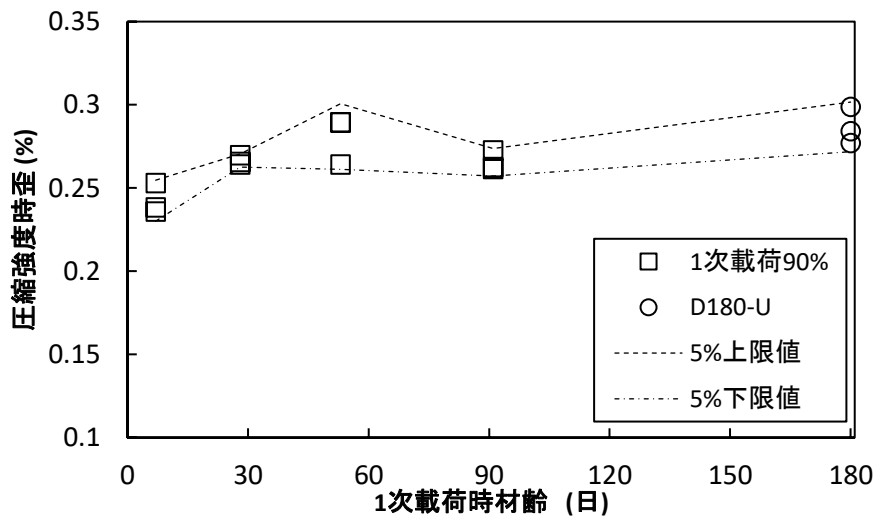
図 A3. 3. 3-2 2次载荷の圧縮強度と1次载荷時の材齢

表 A3. 3. 3-1 2次载荷の圧縮強度一覧

試験体	標準偏差	5%上限値	5%下限値	試験体	標準偏差	5%上限値	5%下限値
	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(MPa)	(MPa)	(MPa)
D7-66-U	0.33	38.7	37.7	D7-90-U	0.58	36.5	34.6
D28-66-U	0.44	41.0	39.6	D28-90-U	0.40	42.4	41.1
D53-66-U	0.58	42.6	40.7	D53-90-U	0.16	42.4	41.8
D91-66-U	0.50	43.3	41.7	D91-90-U	1.13	42.9	39.2
D180-U	0.16	42.7	42.1	D180-U	0.16	42.7	42.1



(a) 1次荷重 66%

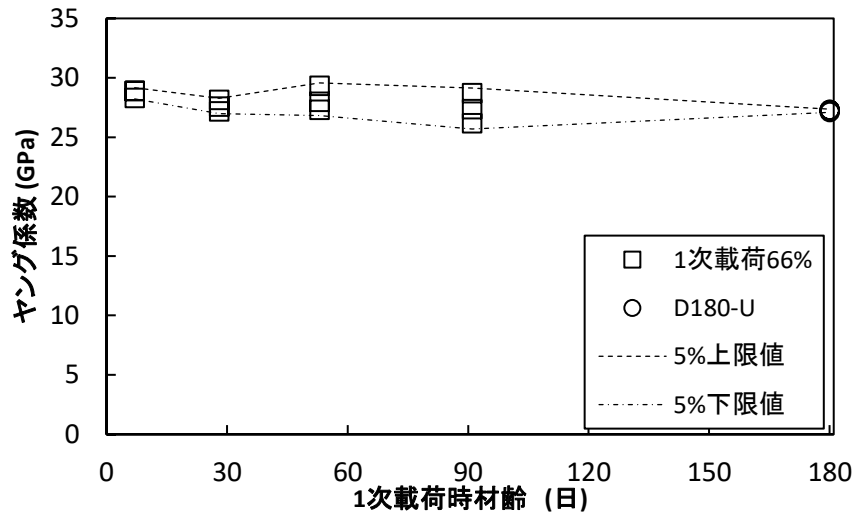


(b) 1次荷重 90%

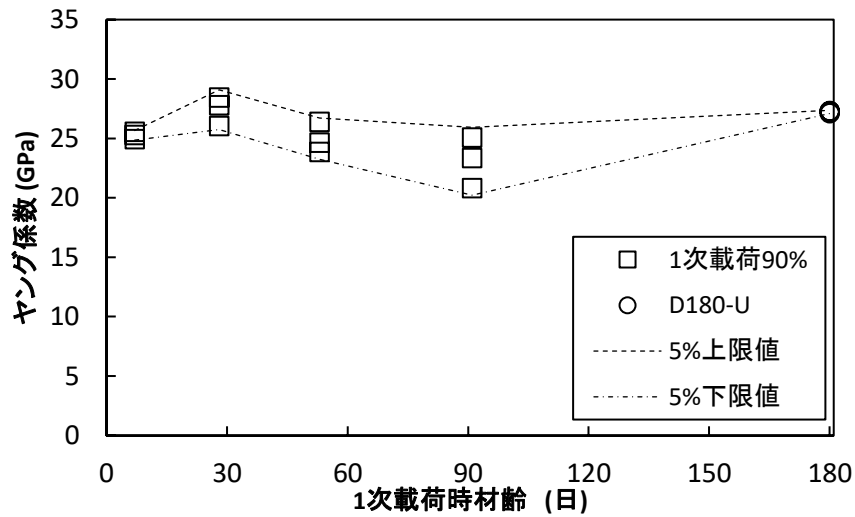
図 A3. 3. 3-3 2次荷重の圧縮強度時歪みと1次荷重時の材齢

表 A3. 3. 3-2 2次荷重の圧縮強度時歪み一覧

試験体	標準偏差	5%上限値	5%下限値	試験体	標準偏差	5%上限値	5%下限値
	(%)	(%)	(%)		(%)	(%)	(%)
D7-66-U	0.006	0.259	0.241	D7-90-U	0.008	0.255	0.230
D28-66-U	0.003	0.284	0.272	D28-90-U	0.002	0.270	0.263
D53-66-U	0.010	0.286	0.252	D53-90-U	0.012	0.301	0.261
D91-66-U	0.011	0.289	0.254	D91-90-U	0.005	0.274	0.257
D180-U	0.009	0.302	0.272	D180-U	0.009	0.302	0.272



(a) 1次载荷 66%



(b) 1次载荷 90%

図 A3.3.3-3 2次载荷のヤング係数と1次载荷時の材齢

表 A3.3.3-3 2次载荷のヤング係数一覧

試験体	標準偏差	5%上限値	5%下限値	試験体	標準偏差	5%上限値	5%下限値
	(GPa)	(GPa)	(GPa)		(GPa)	(GPa)	(GPa)
D7-66-U	0.28	29.2	28.2	D7-90-U	0.25	25.7	24.9
D28-66-U	0.39	28.3	27.0	D28-90-U	1.02	29.1	25.7
D53-66-U	0.84	29.6	26.8	D53-90-U	1.06	26.7	23.2
D91-66-U	1.04	29.1	25.7	D91-90-U	1.74	25.9	20.2
D180-U	0.08	27.4	27.1	D180-U	0.08	27.4	27.1

#### A3.4 まとめ

弱材齢時に損傷を受けたコンクリートの材料特性を調査した結果、以下の知見を得た。

- 本実験の範囲では、材齢 53 日未満の状態で載荷を行ったテストピースでは、その後養生して圧縮強度や圧縮強度時の歪みは上昇するものの、損傷を受けていないテストピースと比べると、材齢 180 日において値が低下する可能性があることがわかった。
- 本実験の範囲では、90%の載荷を行った場合その後養生しても、損傷を受けていないテストピースと比べると、材齢 180 日においてヤング係数が低下する可能性があることがわかった。

## 付録 4

### UFC パネル孔開け施工試験

#### A4.1 はじめに

UFC パネル補強工法で用いる UFC パネルには、UFC パネルを既存柱に圧着・固定するためのボルト用貫通孔を設ける必要がある。また、既存柱にはボルトを固定するためのアンカーを設ける必要がある。実験では、UFC パネルに設ける貫通孔は、UFC を打設する際に孔位置にあらかじめスリーブを仕込むことで対応していた。

一方で、実建物へ適用する際には、既存柱の配筋が正確に配筋図通りではない可能性があることから、既存柱の鉄筋探査を行う必要がある。その場合、UFC パネルの製作が鉄筋探査後となってしまう、地震後の復旧に期間を要してしまう可能性がある。

そこで、UFC パネル製作後にあと施工で UFC パネルに貫通孔を設けることが可能であれば、上記の問題を解決できると考え、あと施工による UFC パネルの穿孔試験を実施した。穿孔試験により、必要な機器や施工状況、施工精度、および施工可能な条件等について検証する。

## A4.2 試験概要

穿孔対象とする UFC パネルの概要を図 A4.2.1-1 に示す。UFC パネルは、6 章の実験における C2-UFC3 試験体に用いたパネル形状（縦×横＝100×78mm）で、厚みが 37.5mm と 25mm のものをそれぞれ 5 枚ずつ、計 10 枚を使用した。本試験において検討する穿孔条件を以下に示す。

- (a) 貫通孔の位置
- (b) 貫通孔のパネル縁からの距離
- (c) 貫通孔間の距離
- (d) 貫通孔をラップさせた場合のラップ距離
- (e) 既存貫通孔と同芯位置において、既存貫通孔径よりも大きい径で貫通孔を設ける（ $\phi 12 \rightarrow \phi 20$ ）
- (f) パネルの縁に半円あるいは角に扇形の孔を設ける

上記の各パラメータを勘案した試験条件を図 A4.2.1-2 に示す。穿孔径は 6 章の実験における C2-UFC3 試験体のパネルに設けた  $\phi 12$  を基本とした。(b), (c)に関しては、最小距離 5mm から施工し、施工に不具合が生じた場合などの施工状況に応じて距離を 5mm 間隔で増やしていくこととする。(d)に関しては、既存貫通孔がパネルの断面欠損にあたるため、貫通孔をラップさせる距離は実験で有効性を確認した断面欠損率（孔面積／パネル面積＝0.03）以下とすることに留意する。また(d), (e)に関しては、既存孔を補修材により埋める場合と埋めない場合を行う。補修材は無収縮モルタル（U-グラウトパッド用）を使用する。(f)に関しては、1 枚のパネルの辺に半円、および角に扇形の孔を設ける場合と、半円の場合は 2 枚のパネルを、扇形の孔の場合は 4 枚のパネルを並べて配置して施工する場合を行う。なお、2 種の厚み（37.5mm、25mm）のパネルにおいて、同条件で穿孔試験を実施し、厚みによる影響を検討する。

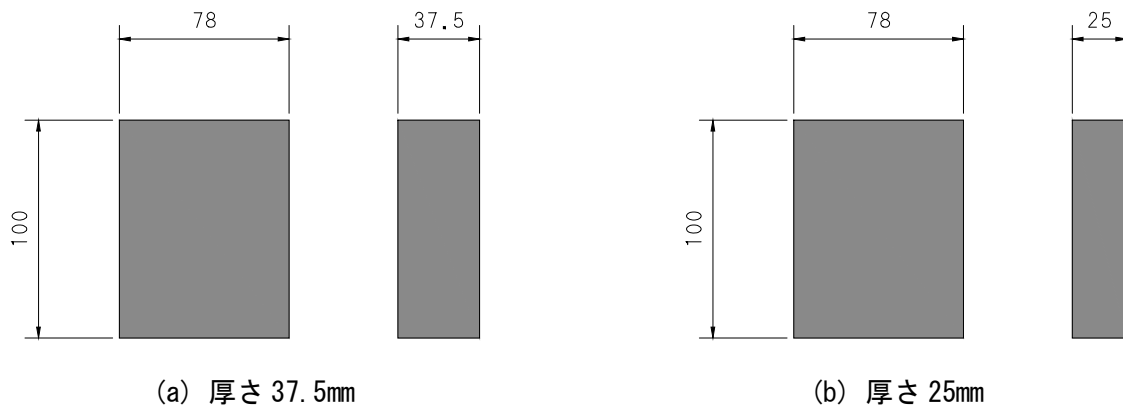
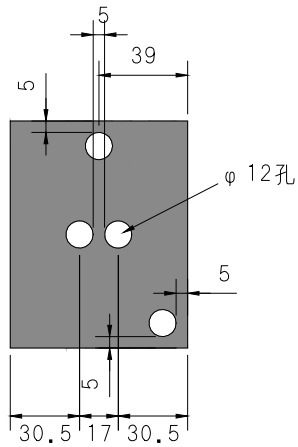


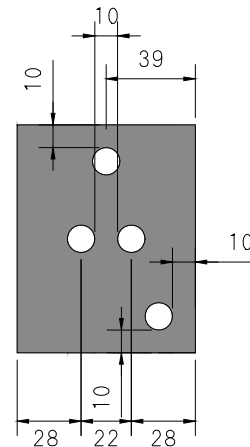
図 A4.2-1 試験体概要



付録4 UFC パネル孔開け施工試験

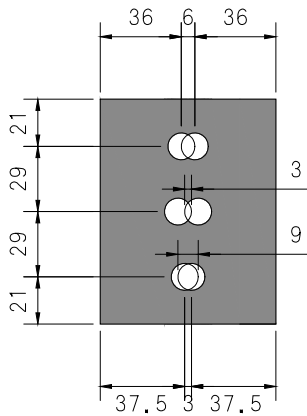


(i) 試験パラメータ(a), (b), (c)

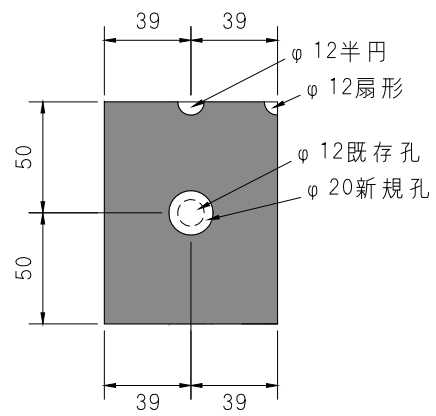


(ii) 試験パラメータ(a), (b), (c)

※(i)で問題が生じなければ実施しない

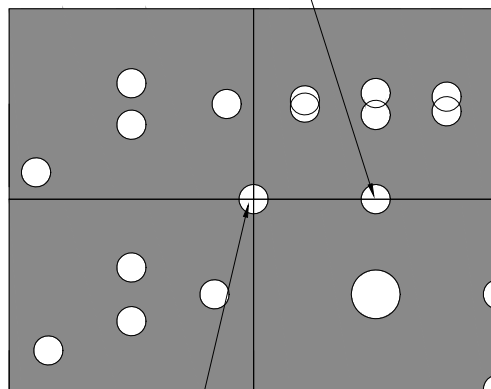


(iii) 試験パラメータ(d)



(IV) 試験パラメータ(e), (f)

2枚のパネルを並べて施工



4枚のパネルを並べて施工

(V) 試験パラメータ(f)

図 A4.2-2 試験条件

### A4.3 試験結果

#### A4.3.1 穿孔状況

穿孔時に使用した器材の一覧を表 A4.3.1-1 に、補修に用いた無収縮モルタルの材料試験結果を表 A4.3.1-2 にそれぞれ示す。また、コアドリルの設置状況を図 A4.3.1-1 に、UFC パネルの固定状況を図 A4.3.1-2 に示す。穿孔には一般に流通している湿式のコアドリル（ヒルティ製 DD-30W）を使用した。また、コアドリルは専用のドリルスタンドに固定した。鋼板の上にパネルと同形状のコンパネを敷き、その上に UFC パネルを設置した。パネルはマグネットスタンドを周囲に配置することで、穿孔時に動かないよう固定した。パネルにはあらかじめ穿孔箇所のコアビットの径と同寸法の位置に印をつけ、コアビットが印と一致するようにドリルスタンドの位置を調整し、固定して穿孔した。また、パネルは型枠面から穿孔するようにセットした。

表 A4.3.1-1 使用器材の一覧

使用器材	製品型番
コアドリル	ヒルティ製 DD-30W
コアビット	ヒルティ製 12/150 (φ12mm)
コアビット	ヒルティ製 20/300 (φ20mm)
ドリルスタンド	ヒルティ製 DD-ST30
真空ポンプ	ヒルティ製 ULVAC DAT-100S
水タンク	ヒルティ製 WMS-100 (汚泥フィルター内部に設置)

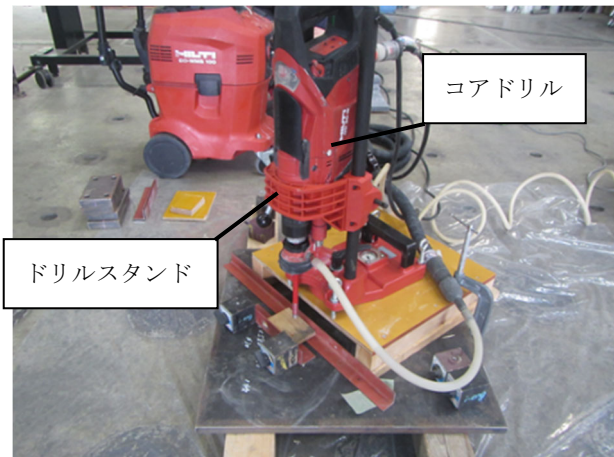


図 A4.3.1-1 コアドリルの設置状況

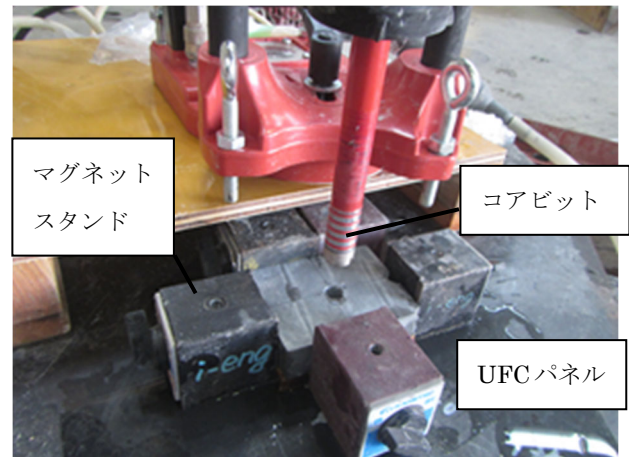


図 A4.3.1-2 UFC パネルの固定状況

表 A4.3.1-2 補修に用いた無収縮モルタルの材料試験結果

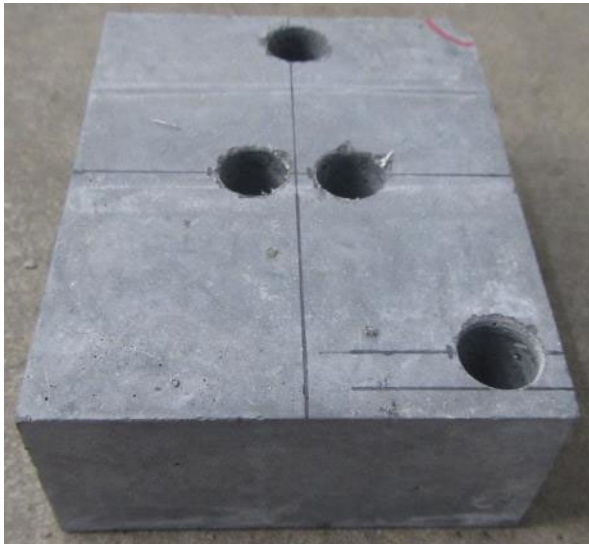
	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ(%)
無収縮モルタル	13	33.3	23.0	0.218

### A4.3.2 穿孔結果

各試験パラメータにおける、穿孔後のパネルの状況、および穿孔した孔の位置と設計位置からの最大芯ずれを図 A4.3.2-1 に示す。図中の黒線で示した孔は設計位置を、赤線で示した孔は実際に施工した孔の位置をそれぞれ示している。なお、最大芯ずれは各パネルにおいて穿孔した孔の設計位置からの縦方向あるいは横方向のずれで一番大きい値を最大芯ずれとした。また、各孔の施工位置と設計位置の芯ずれの一覧を表 A4.3.2-1 に示す。芯ずれは縦方向、および横方向のずれに分けて示している。なお、芯ずれにおける縦方向のずれはパネル長辺方向のずれを、横方向のずれはパネル短辺方向のずれをそれぞれ示している。

パネルの縁に半円あるいは角に扇形の孔を設ける試験パラメータ(f)に関しては、パネルを2枚、および4枚並べて穿孔した箇所についてはパネルに赤線で印を付けている。また、貫通孔をラップさせる試験パラメータ(d)、および既存貫通孔と同芯位置において、既存貫通孔径よりも大きい径で貫通孔を設ける試験パラメータ(e)は、一度穿孔した孔を無収縮モルタルで補修し、モルタルが硬化してから再度穿孔した結果も併せて示す。なお、補修後の穿孔において、モルタル打設面の処理は施していない。また、試験パラメータ(b)~(d)において設定した設計距離(パネル縁からの距離、貫通孔間の距離、および貫通孔のラップ距離)と、実際に施工した孔の各設計距離に対応する部分の距離、および最大誤差寸法を表 A4.3.2-2 に示す。最大誤差寸法とは、設計距離と実際に施工した孔の設計距離に対応する部分の距離の差であり、板厚 37.5mm と板厚 25mm の内、設計寸法からの誤差が大きい方を最大誤差寸法とした。

試験パラメータ(a)~(c)に関して、板厚 37.5mm、25mm 共に、パネル縁からの距離、および貫通孔間の距離が 5mm の場合でも、UFC パネルに欠け等の不具合は生じなかった。また、試験パラメータ(d)、(e)に関して、既存孔の無収縮モルタルによる補修の有無にかかわらず、概ね所定の位置に貫通孔を設けることができた。試験パラメータ(f)に関しても、パネル1枚で施工する場合とパネルを2枚、および4枚並べて施工する場合にかかわらず、概ね所定の位置に貫通孔を設けることができた。最大誤差寸法は各試験パラメータで 1mm~2mm であり、また実際に施工した孔と設計寸法との最大芯ずれは、各試験パラメータにおいて 1.5mm~2.5mm であった。

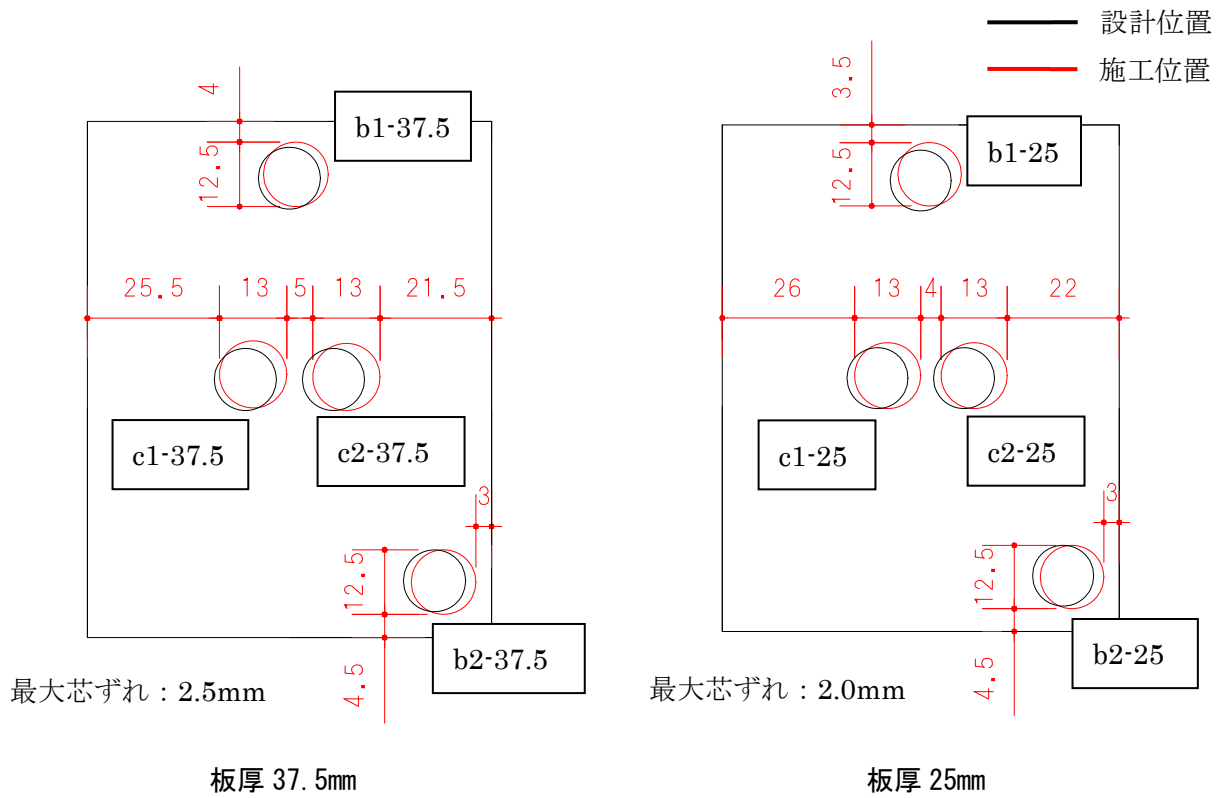


板厚 37.5mm



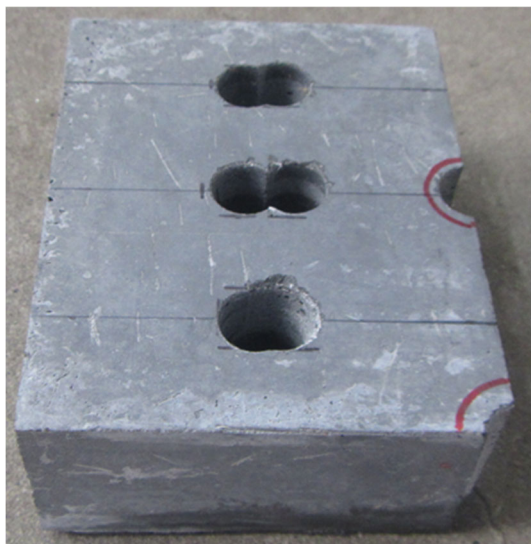
板厚 25mm

(i) パネル状況



(ii) 貫通孔の設計位置と施工位置のずれ

図 A4. 3. 2-1 (a) 孔後のパネル状況 試験パラメータ (a), (b), (c)

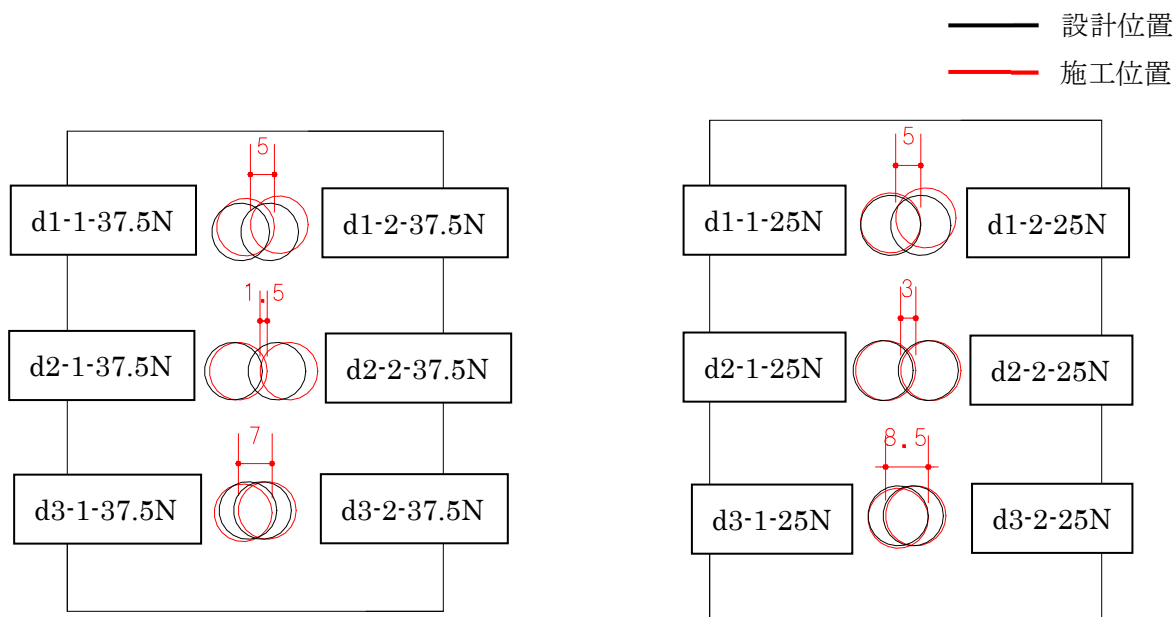


板厚 37.5mm



板厚 25mm

(i) パネル状況



最大芯ずれ : 2.5mm

最大芯ずれ : 1.5mm

板厚 37.5mm

板厚 25mm

(ii) 貫通孔の設計位置と施工位置のずれ

図 A4. 3. 2-1 (b) 穿孔後のパネル状況 試験パラメータ (d) (既存孔の補修なし)

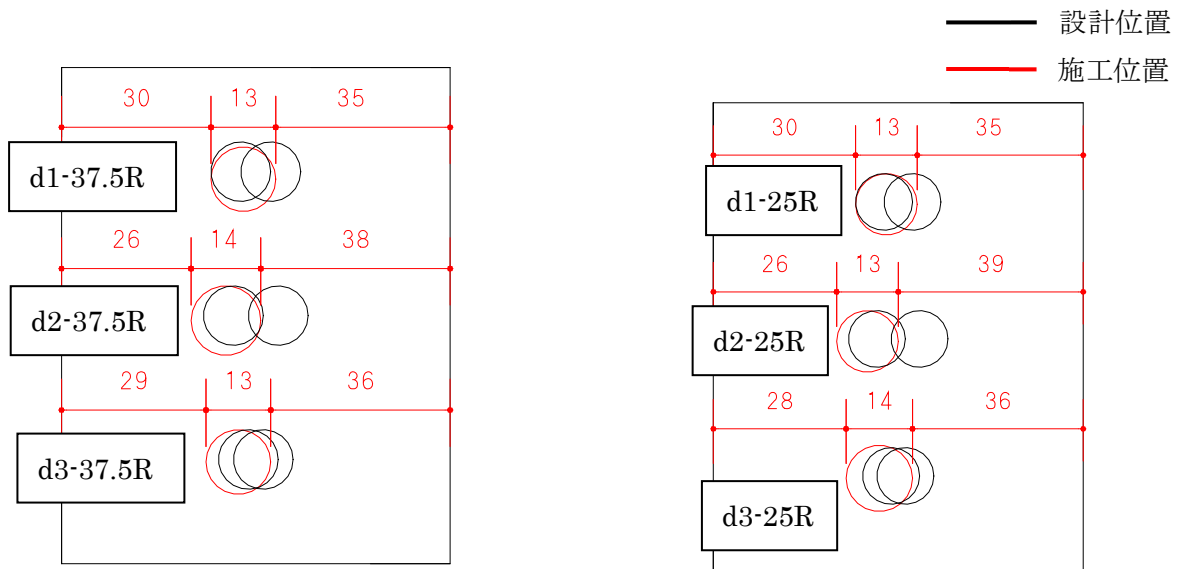


板厚 37.5mm



板厚 25mm

(i) パネル状況



最大芯ずれ：2.0mm

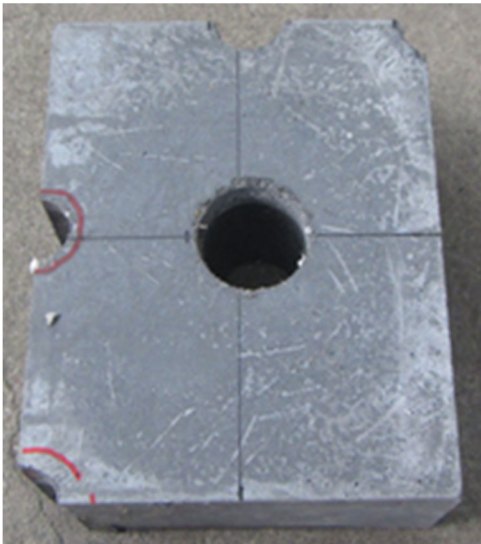
最大芯ずれ：2.5mm

板厚 37.5mm

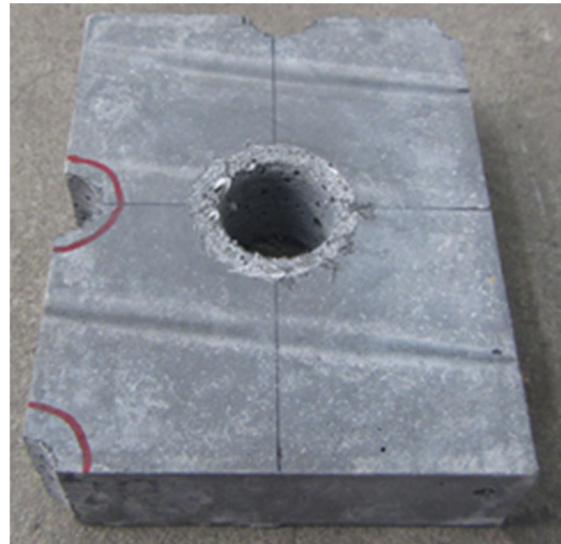
板厚 25mm

(ii) 貫通孔の設計位置と施工位置のずれ

図 A4. 3. 2-1(c) 穿孔後のパネル状況 試験パラメータ(d) (既存孔の補修あり)

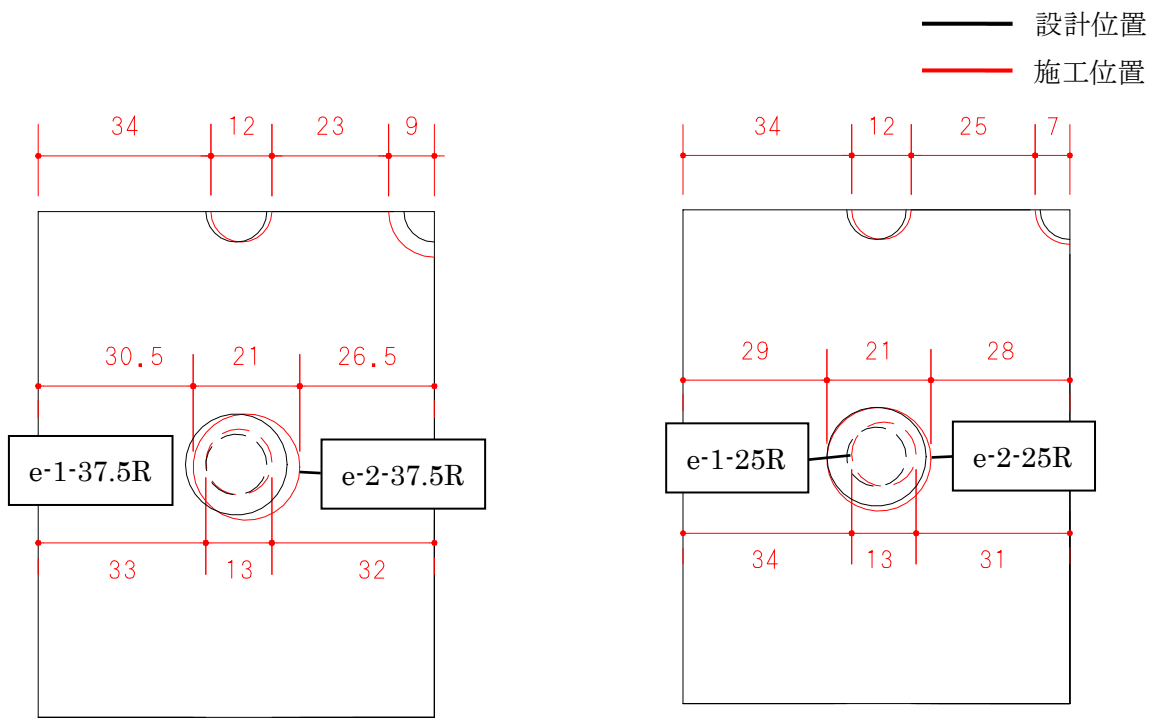


板厚 37.5mm



板厚 25mm

(i) パネル状況



最大芯ずれ : 2.0mm

最大芯ずれ : 1.5mm

板厚 37.5mm

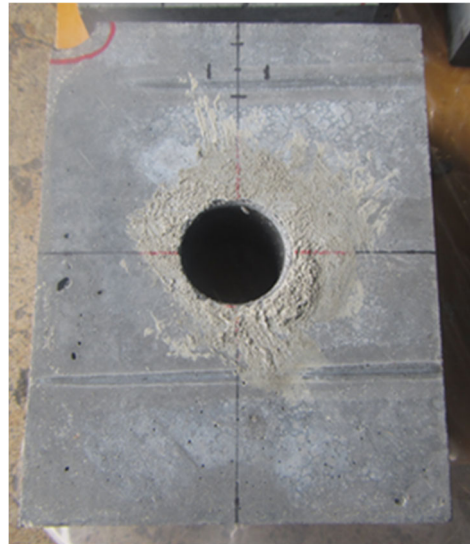
板厚 25mm

(ii) 貫通孔の設計位置と施工位置のずれ

図 A4. 3. 2-1(d) 穿孔後パネル状況 試験パラメータ(e) (既存孔の補修なし)

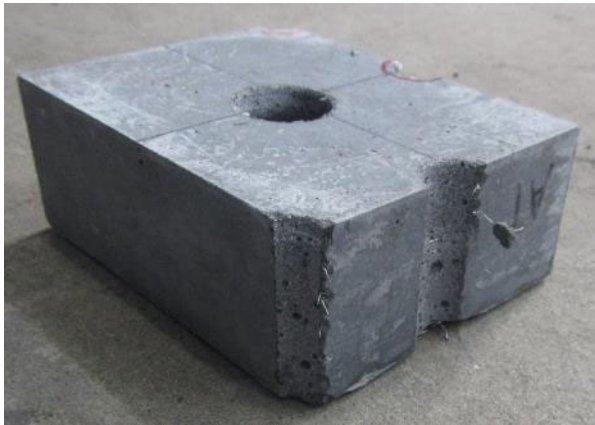


板厚 37.5mm

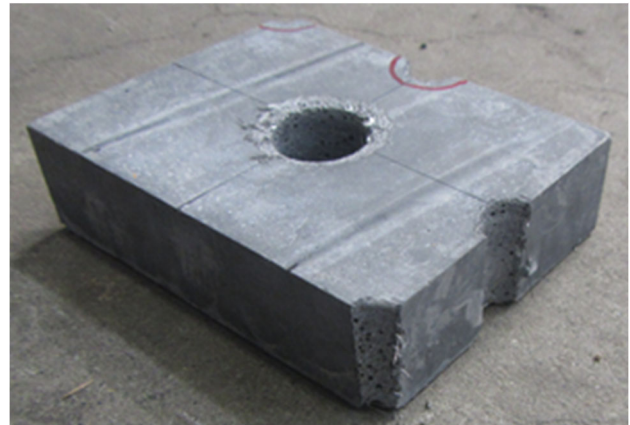


板厚 25mm

図 A4. 3. 2-1 (e) 穿孔後のパネル状況 試験パラメータ (e) (既存孔の補修あり)

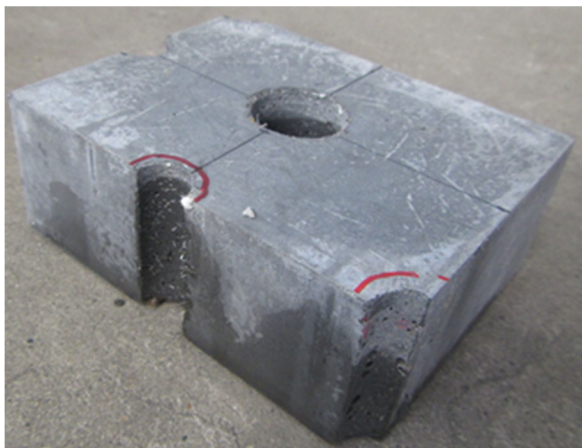


板厚 37.5mm

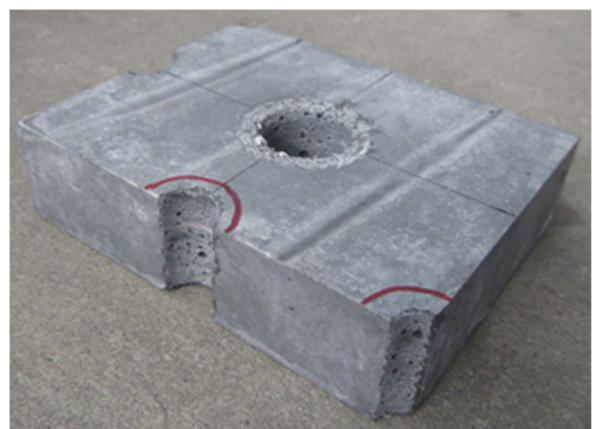


板厚 25mm

図 A4. 3. 2-1 (f) 穿孔後のパネル状況 試験パラメータ (f) (1枚のパネルで施工)



板厚 37.5mm



板厚 25mm

図 A4. 3. 2-1 (g) 穿孔後のパネル状況 試験パラメータ (f) (2枚, および4枚のパネルで施工)



表 A4.3.2-1 設計寸法と実際に施工した孔位置の寸法の比較

孔番号	芯ずれ		孔番号	芯ずれ	
	縦	横		縦	横
b1-37.5	0.75	1.25	b1-25	1.25	1.75
b2-37.5	0.25	1.75	b2-25	0.25	1.75
c1-37.5	1.0	1.5	c1-25	0.5	2.0
c2-37.5	0.5	2.5	c2-25	0.5	2.0
d1-1-37.5N	1.0	1.0	d1-1-25N	0.5	0
d1-2-37.5N	1.5	2.0	d1-2-25N	1.5	1.0
d2-1-37.5N	0	1.0	d2-1-25N	0	0.5
d2-2-37.5N	0	2.5	d2-2-25N	0	0.5
d3-1-37.5N	0.5	1.0	d3-1-25N	0.5	0.0
d3-2-37.5N	0	1.0	d3-2-25N	0	0.5
d1-37.5R	1.5	0.5	d1-25R	0.5	0.5
d2-37.5R	1.0	1.5	d2-25R	0.5	2.0
d3-37.5R	0.5	2.0	d3-25R	0.5	2.5
e-1-37.5N	0.5	0.5	e-1-25N	0.5	1.5
e-2-37.5N	0.5	2.0	e-2-25N	0.5	0.5

表 A4.3.2-2 設計寸法と実際に施工した孔位置の寸法の比較

試験パラメータ	設計値(mm)	施工値(mm)		最大誤差寸法 (mm)
		板厚37.5mm	板厚25mm	
(b) 貫通孔のパネル縁からの距離 (辺中央)	5.0	4.0	3.5	1.5
(b) 貫通孔のパネル縁からの距離 (角)	5.0	3.0	3.0	2.0
(c) 貫通孔間の距離	5.0	5.0	4.0	1.0
(d) 貫通孔のラップ距離 (補修なし)	3.0	1.5	3.0	1.5
	6.0	5.0	5.0	1.0
	9.0	7.0	8.5	2.0

#### A4.4 結論

穿孔試験の結果より得られた知見を以下に記す。

- 1) 板厚 37.5mm, 25mm とともに、パネル縁からの距離、および貫通孔間の距離が 5mm の場合でも、パネルに欠けなどが生じることなく、問題なく  $\phi 12\text{mm}$  の貫通孔を設けることができた。
- 2) 貫通孔をラップさせて穿孔する場合、および既存孔よりも大きい径で穿孔する場合ともに、ラップさせる距離や補修材の有無にかかわらず、パネルに不具合等を生じることなく、概ね所定の位置に穿孔することができた。
- 3) パネルの縁や角に半円や扇形の孔を穿孔する場合、1枚のパネルで穿孔しても、2枚あるいは4枚のパネルを並べて穿孔しても、どちらでも概ね所定の位置に貫通孔を設けることができた。
- 4) 穿孔した貫通孔と設計位置との芯ずれは、各試験パラメータにおいて 1.5mm~2.5mm であった。また、各試験パラメータの設計値と実際に穿孔した貫通孔の最大誤差は 1mm~2mm であった。

以上より、本試験ケースの範囲においては、現場で貫通孔を施工することは可能であると考えられるが、数 mm 程度の施工誤差が発生する可能性があるため、施工の際には設計寸法に対し、数 mm 程度余裕をもって穿孔する必要があると考えられる。

---

© 建築研究資料 第 208 号

令和 5 年 7 月 印刷・発行  
編集・発行 国立研究開発法人建築研究所

---

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで  
国立研究開発法人建築研究所企画部企画調査課  
〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地  
電話 (029) 864-2151(代)