

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	既存RC構造物にスラブを介して接合したPC圧着関節架構の外付け耐震補強に関する研究
Title(English)	STUDY ON EXISTING RC FRAMES CONNECTED THROUGH RC SLABS TO EXTERIOR RETROFITTING FRAMES WITH MILD-PRESS-JOINTS
著者(和文)	黒沢亮太郎
Author(English)	Ryotaro Kurosawa
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第11909号, 授与年月日:2021年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:坂田 弘安,竹内 徹,横山 裕,五十嵐 規矩夫,堀田 久人
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第11909号, Conferred date:2021/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

2020 年度 学位論文

既存 RC 構造物にスラブを介して接合した
PC 圧着関節架構の外付け耐震補強
に関する研究

STUDY ON EXISTING RC FRAMES CONNECTED THROUGH RC SLABS TO
EXTERIOR RETROFITTING FRAMES WITH MILD-PRESS-JOINTS

指導教員 坂田弘安 教授

東京工業大学 大学院理工学研究科

建築学専攻 博士後期課程

黒沢 亮太郎

目次

第1章 序論	
1.1 研究背景	1-1
1.2 既往の研究	1-7
1.3 研究目的と論文の構成	1-33
第2章 PC 梁圧着関節部の回転性能	
2.1 はじめに	2-1
2.2 PC 圧着関節架構の片持ち PC 梁の構造性能実験	2-4
2.2.1 試験体概要	2-4
2.2.2 実験方法	2-7
2.2.3 諸耐力の算定	2-10
2.3 実験試験体の力学的性状	2-14
2.3.1 損傷性状	2-14
2.3.2 せん断力 Q - 部材角 R 関係	2-17
2.3.3 PC 梁圧着関節部の水平変位	2-20
2.4 PC 梁圧着関節部の履歴挙動に関する数値解析と実験値との比較および考察	2-22
2.4.1 解析概要	2-22
2.4.2 PC 梁圧着関節部の曲げモーメント M - 回転角 θ 関係	2-23
2.4.3 PC 梁圧着関節部の離間開始位置の推移	2-25
2.4.4 PC 鋼より線の歪度性状	2-26
2.5 PC 梁圧着関節部の断面諸元が回転性能に及ぼす影響	2-31
2.5.1 PC 鋼材鉄筋係数 q が曲げモーメント M - 回転角 θ 関係に及ぼす影響	2-32
2.5.2 PC 鋼材の導入プレストレス P_i と PC 鋼材鉄筋係数 q の相関関係	2-35
2.5.3 PC 鋼材の導入プレストレス P_i が PC 梁圧着関節部の強度寄与係数に及ぼす影響	2-37
2.6 まとめ	2-42

第3章 1層2スパンのPC圧着関節架構の構造性能実験とその外付け耐震補強効果 の解析検討

3.1	はじめに	3-1
3.2	実験概要	3-2
3.2.1	試験体概要	3-2
3.2.2	試験体架構の崩壊メカニズムおよび諸耐力の算定	3-5
3.2.3	荷重方法および計測方法	3-7
3.3	架構の力学的性状	3-10
3.3.1	架構の損傷性状	3-10
3.3.2	架構の層せん断力 Q - 層間変形角 R 関係	3-15
3.4	PC架構の履歴挙動に関する数値解析	3-18
3.4.1	解析概要	3-18
3.4.2	解析結果	3-21
3.5	外付け耐震補強の補強架構としてPC圧着関節架構を配置した既存RC建築物の動的解析	3-22
3.5.1	解析概要	3-22
3.5.1.1	対象建築物および補強概要	3-22
3.5.1.2	解析モデル	3-24
3.5.1.3	解析ケース	3-27
3.5.1.4	入力地震動	3-28
3.5.2	解析結果	3-32
3.5.2.1	静的増分解析による補強後の既存RC建築物の履歴性状	3-32
3.5.2.2	時刻歴応答解析による補強後の既存RC建築物の層間変形角 R および残留層間変形角 R_R	3-33
3.6	まとめ	3-37

第4章 PC圧着関節架構にRCスラブを介して取り付けられたRC架構の繰り返し荷重実験

4.1	はじめに	4-1
4.2	実験概要	4-3
4.2.1	試験体概要	4-3
4.2.2	試験体架構の崩壊メカニズムおよび諸耐力の算定	4-9
4.2.3	既存RC架構とPC架構を連結するRCスラブの設計	4-11
4.2.4	荷重方法および計測方法	4-14
4.3	架構の力学的性状	4-17
4.3.1	架構の損傷性状	4-17
4.3.2	架構の層せん断力 Q - 層間変形角 R 関係	4-38

4.4	RC スラブ接合部の力学的性状および構造性能	4-40
4.4.1	連結スラブの損傷性状	4-40
4.4.2	連結スラブの変形性状	4-48
4.4.3	連結スラブの等価せん断剛性率	4-49
4.4.4	連結スラブの歪度性状	4-51
4.4.4.1	連結スラブ面内の歪度性状	4-51
4.4.4.2	連結スラブ面外の歪度性状	4-59
4.4.5	既存 RC 架構の振れ挙動が連結スラブに及ぼす影響	4-61
4.4.5.1	連結スラブの面内方向の挙動	4-61
4.4.5.2	各外柱の構面外方向の変位	4-63
4.4.5.3	PC 柱の構面外方向せん断力と既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力	4-64
4.4.5.4	既存 RC 架構が振れない場合の既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力とそれを負担する接着系アンカーの検討	4-67
4.5	補強効果の確認	4-69
4.6	適用範囲と適用制限	4-71
4.7	まとめ	4-73
第5章 結論		
5.1	各章のまとめ	5-1
本研究に関連した発表論文		A-1
謝辞		

第1章 序論

1.1 研究背景

1981年の新耐震設計法の施行に伴い、それ以前に建設された建築物は「既存不適格建築物」と分類される。既存不適格建築物は約40年以上が経過しており、これまでに様々な地震を経験してきてはいるものの、耐震基準を満たしていない可能性がある。

本節では、既存RC造不適格建築物を事例とし、「建築物の耐震改修の促進に関する法律」¹⁾(以下、耐震改修促進法)の施行の背景と目的、耐震診断および耐震改修の実用、外側耐震改修の実用、外付け耐震補強の補強架構とするPC圧着関節架構の適用について以下に整理する。

(1)耐震改修促進法の施行

阪神淡路大震災の建築物の甚大な被害を受けて、国土交通省に設置された「住宅・建築物の地震防災推進会議」において、地震による建築物の倒壊等の被害から国民の生命、身体および財産を保護するため、建築物の耐震改修の促進のための処置を講ずることで建築物の地震に対する安全性の向上を図り、公共の福祉の確保に資することを目的とした。耐震改修促進法が1995年に施行され、この法律では既存の建物のうち、特に多数のものが利用する一定規模以上の建物を「特定建築物」とし、その所有者は建築物が現行の耐震基準と同等以上の耐震性能を確保するよう耐震診断や改修に努めることが求められている。耐震改修促進法は2006年に改正され、向こう10年間で耐震化率90%という具体的な数値目標が提言された。目標達成のため、特定行政庁による「耐震改修促進計画」の策定が義務づけられ、更に2013年に2度目の耐震改修促進法¹⁾の改訂が行われた。耐震診断および耐震改修の努力義務の対象となる建物の範囲が拡大し、旧基準による全ての建物が対象となった。

1981年の新耐震設計法の施行に先立ち、耐震診断および耐震改修について研究・検討が進められており、1977年に既存RC造建築物の耐震性能評価方法と耐震改修後の既存RC造建築物の耐震性能評価方法、および耐震改修工法の手段は、基準・指針として整理された。

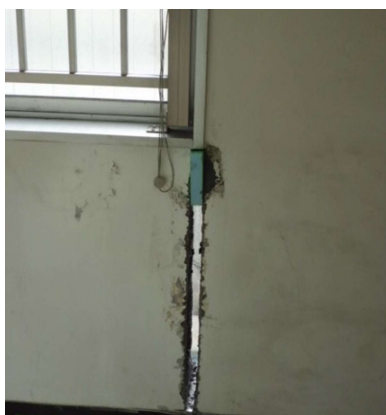
(2)耐震診断および耐震改修の実用

現一般社団法人日本建築防災協会から「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・

耐震改修設計指針・同解説」(以下、RC 診断基準²⁾³⁾、RC 改修指針⁴⁾⁵⁾)が1977年に発刊され、原則としてコンクリート圧縮強度 $\sigma_B \geq 13.5\text{N/mm}^2$ を適用下限値としたRC造建物の耐震診断および耐震改修の実用に最も使用され、1990年、2001年、2017年と改訂が行われ今日に至る。その他、既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物や既存木造住宅についても同様に発刊と実用がされてきた。RC診断基準には、構造耐震指標 I_s を既存建物の耐震性能を表す数値が定められており、各層における建物重量に対するせん断耐力 C 、建物の変形性能(エネルギー吸収性能) F 、 A_i 分布あるいは各層に考慮する分布係数の積により算出される保有性能基本指標 E_0 に、形状指標 S_D および経年指標 T を乗じて評価することが記載されている。一般的には、耐震診断で $I_s < 0.6$ となる場合は耐震補強を要する(既存不適格)建物と判定される。RC改修指針には耐震補強を行う上で、補強の留意点、補強方法、既存部材と補強部材を接合するシアコネクター耐力評価式などが記載されている。耐震改修促進法が施行されてからの概ね10年間において、 I_s を向上させるには下記の①～③が主流となった。

- ① 既存柱の極脆性破壊を避けるために雑壁との間に構造スリットを入れ、 F を向上させる(写真1.1(a))
- ② 既存柱の軸圧縮耐力を向上させ補強を行い、 C および F を向上させる(写真1.1(b))
- ③ C を効果的に向上させるために、建物内部にRC耐震壁や枠付き鉄骨ブレースを増設する(写真1.1(c)および(d))

耐震診断および耐震改修は特定建築物のみならず進められきたが、写真1.1に示すように建物内部の改修工事を行っている際に、建物内部が使用不可になる、機器や建具の移動で居住環境が変わる、一時的な退避施設などが別途必要になるという可能性が発生する。実際に一時的に機能を移転する事例が見られたことから、建物所有者から建物の機能を失わず改修工事を完了させる「継続使用」を望まれ、補強部材を外側に配置する要求が多くなった。



(a)構造スリット工事



(b)RC柱の鋼管巻き工事



(c)RC 耐震壁工事

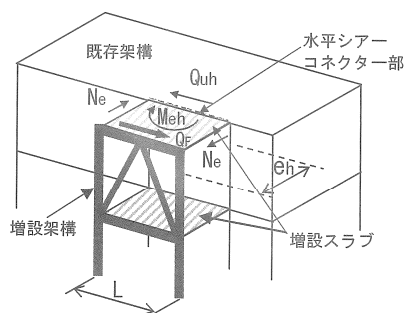


(d)枠付き鉄骨ブレース工事

写真 1.1: 耐震補強在来工法

(3)外側耐震補強の実用

(一社)日本建築防災協会から「既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」⁶⁾が 2003 年に発刊され、建物外部に補強部材を増設する手法として枠付き鉄骨ブレースを既存建物に直に取り付ける方法と増設スラブを介して取り付ける方法が記載されている。文献¹⁰⁾が刊行されたことを機に、既存建物の外観の変化や外側耐震補強の多様化が求められる中で、様々な技術開発が進められてきた。図 1.2(a)および(b)に文献¹⁰⁾に記載される既存建物に増設スラブを介して取り付ける枠付き鉄骨ブレースのイメージ図を示す。既存建物へ入力されたせん断力が枠付き鉄骨ブレースに伝達するまでに増設スラブおよび直交梁に作用する応力と、その応力に対してシアコネクタなどで負担する抵抗機構が示されている。近年は、緊急輸送道路沿道建築物の耐震化が進められており、共同住宅や事務所ビルという用途が故に継続使用しながら補強を行うことが要求されることが多く、外側耐震補強の需要は未だ継続されている。



(a)接合部に作用する偏心曲げモーメントと各種の応力

$$M_{eh} = Q_{uh} \times e_h$$

$$N_e = M_{eh} / L$$

ここで、

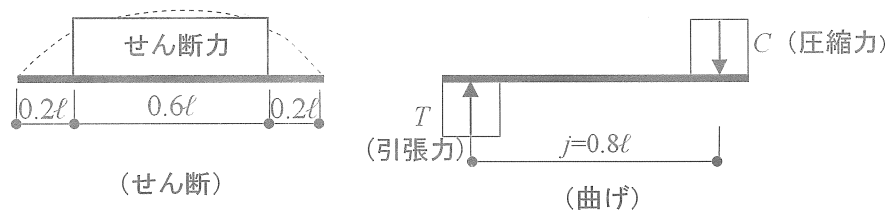
Q_F : 増設架構のせん断力

Q_{uh} : 接合部のせん断力(= Q_F)

M_{eh} : 接合部のモーメント

N_e : 接合部の引張力

e_h : ブレース芯と梁端間距離



(b)接合部のせん断力と曲げ応力の分布

図 1.1: 接合部に作用する各種応力および抵抗機構(文献⁶⁾の一部抜粋)

外側耐震補強を行う際に図 1.2 のせん断力，軸方向力，曲げモーメントによる力の伝達を慎重に計画すれば，枠付き鉄骨ブレースの代わりに補強架構を用いることも可能であると考える．そこで，PC 圧着関節架構を補強架構とすることで，既存 RC 造建築物の靱性能に応じた変形性能に対応し，復元効果により既存 RC 造建築物の残留変形を解消でき，かつ既存 RC 建築物に高いせん断耐力を付与することが期待できる．写真 1.3(a)～(d)に補強前後，増設スラブ打設状況(高流動コンクリートを使用)，図 1.3 に増設スラブの断面を示す．



(a)補強前

(b)補強後



(c)スランプフロー試験



(d)高流動コンクリート打設状況

写真 1.2: PC 圧着関節架構の外付け耐震補強事例

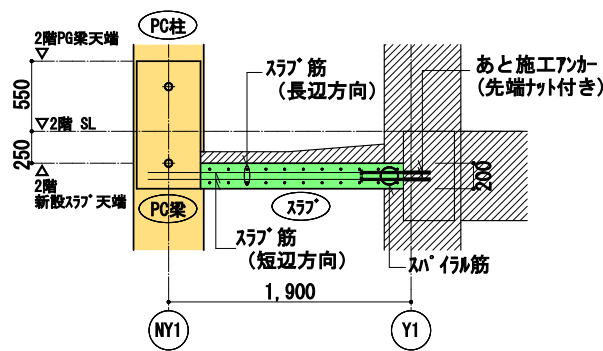


図 1.2: 増設スラブ断面図(既存バルコニーは撤去せず)

(4)PC 圧着関節架構の構造性能^{9)~40)}

PC 圧着関節架構とは、プレキャストプレストレストコンクリート構造(PCaPC、あるいは PC 圧着工法)を構造性能と施工性を改良・改善した技術である。元来、プレストレストコンクリートとは、ある荷重に対してプレストレスが導入されたコンクリートにひび割れを許容せず健全に保持させる構造である。一方、鉄筋コンクリートはある荷重に対してコンクリートにひび割れが発生した後に鉄筋に適切に引張力を負担させる構造である。同じコンクリート構造でも全く以て似て非なる概念である。

一般的に、中小地震においては PC 圧着関節架構の PC 圧着関節部は剛接合とし、大地震においては柱と梁の PC 圧着関節部の離間を許容し損傷部位をその部分に定め、部材の損傷を回避することを目的としている。柱と梁の PC 圧着関節部にはコーベルを有する形状で PC 鋼材により圧着接合がされており、PC 梁に離間を許容しても脱落対策が講じられている。PC 鋼材の降伏応力度に対する導入プレストレスを 50%とすることで、規準⁷⁾や基準⁸⁾

の終局耐力は安全側の評価となり、大変形下において架構の層間変形角は柱と梁のPC圧着関節部の回転角が支配的で、残留変形も極めて小さいことが過去の研究から報告されている(1.2節参照)。よって、PC圧着関節架構を外付け耐震補強に適用は、既存RC造建築物の構造性能に応じた補強効果を付与し易いと考える。

本論文では、PC圧着関節架構あるいはプレキャストプレストレストコンクリート(PCaPC、あるいはPC圧着工法)の柱および大梁を、「PC柱」および「PC梁」と定義する。

1.2 既往の研究

過去に行われた PC 圧着関節架構に関する研究^{9)~40)}を(1)~(10)に、外付け耐震補強に関する研究^{41)~31)}を(11)~(12)に記す。

(1) 柱・梁十字形骨組の実験 1

岡本ら⁹⁾は、PCaPC 圧着工法の効果・作用を検証した報告が殆どないことから、図 1.3 および図 1.4 に示す、十字形とト字形試験体による柱梁接合部のモデル実験を行い、荷重履歴特性を中心に検証した。

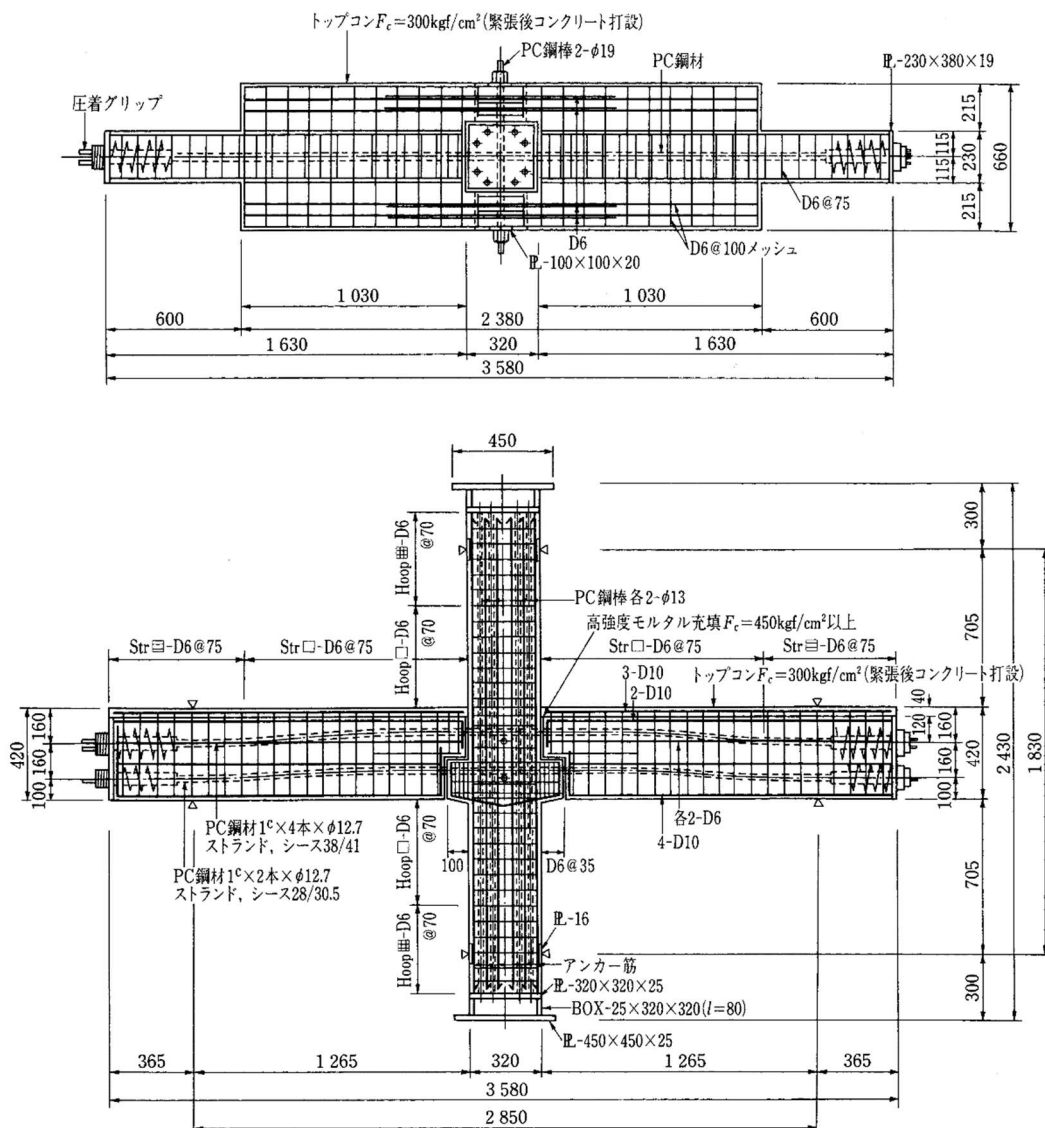


図 1.3: 十字形試験体形状および配筋状況⁹⁾

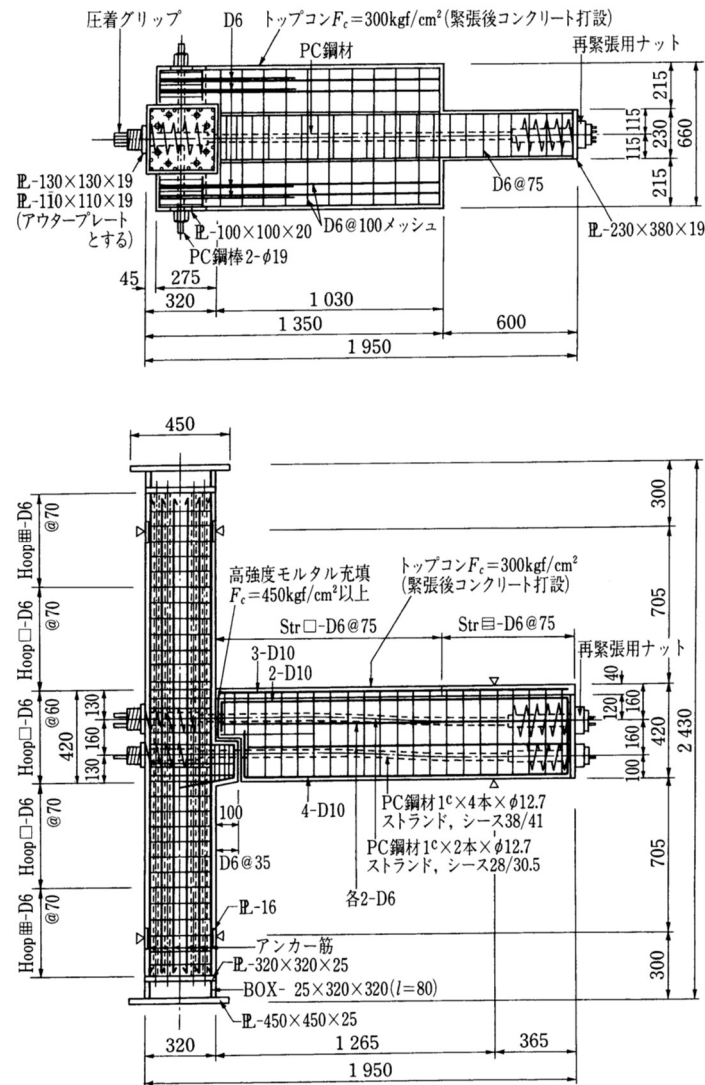


図 1.4: ト字形試験体形状および配筋状況⁹⁾

その結果、以下の知見を得ている。

- ① 柱梁接合部の接合効果は、層間部材角 $\pm 1/100\text{rad.} \sim \pm 1/50\text{rad.}$ の範囲で、設計断面から定まる曲げ破壊耐力の層せん断力と実験結果を比較すると、十字形接合部では十分に満足でき、ト字形接合部でもほぼ満足できる結果となった。また、圧着工法では主に梁と柱との開きによる変形が層間部材角となる。
- ② 最大変位として十字形接合部では層間部材角 $+1/12.5\text{rad.} \sim +1/14.5\text{rad.}$ 、ト字形接合部では層間部材角 $+1/12.5\text{rad.}$ まで载荷したが、最終破壊には至らなかった。しかし、ひびわれ状況からはりの固定端面における曲げ破壊をするものと推定され、これは現在の設計思想に合致する。
- ③ 高層建物では柱梁パネルゾーンのひびわれおよび破壊が問題となっている。今回の実験

ではパネルゾーンでのひびわれは極めて少なく、これはプレストレスの拘束によりコンクリートの強度が上昇したためとみられる。

(2) 柱・梁十字形骨組の実験2

坂田ら^{10)~12)}は、PC 圧着関節工法の復元力特性を求めることを主目的とした図 1.5 に示す十字形骨組の構造実験を行っている。その結果、PC 鋼より線の定着導入力を規格値降伏強度の 50%とした PC 圧着関節工法では、図 1.6 に示すように残留変形が極めて小さく、部材一般部への損傷を生じさせずに、損傷は圧着部付近のみに損傷を留めることができるとしている。

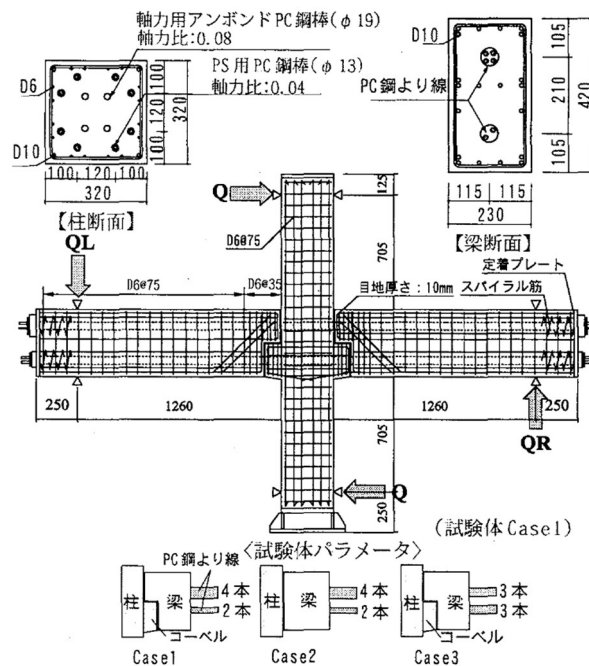


図 1.5: 試験体形状および配筋状況^{10)~12)}

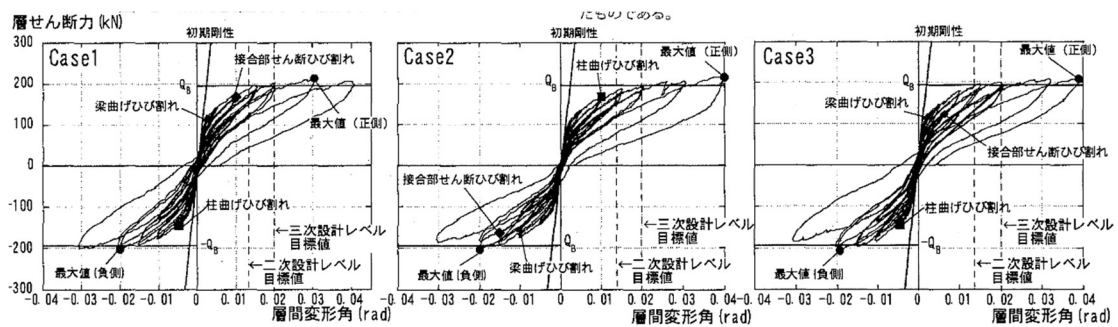


図 1.6: 層せん断力-層間変形角関係^{10)~12)}

久保山ら^{10)~12)}は、上記十字形骨組の実験結果から PC 圧着関節工法の構造性能について検討を行い、以下の知見を得ている。

- ① 柱にコーベルがあることによる弾性回転への影響はなく、回転中心位置は圧縮縁付近であった。
- ② 図 1.7 に示す様に、 $R=1/66\text{rad}$.以降は圧着部回転角の層間変形角に占める割合が大きく、写真 1.3 に示す様に圧着部離間を許容することによって、損傷を弾性関節付近に集中させることができ、圧着関節部の回転を把握することにより層間変形角を予測することができる。
- ③ 柱にコーベルがない場合、梁が鉛直方向下側に相対ずれを生じた。実構造物においては白重がより大きくなることを考慮すると相対ずれは大きくなることが考えられる。

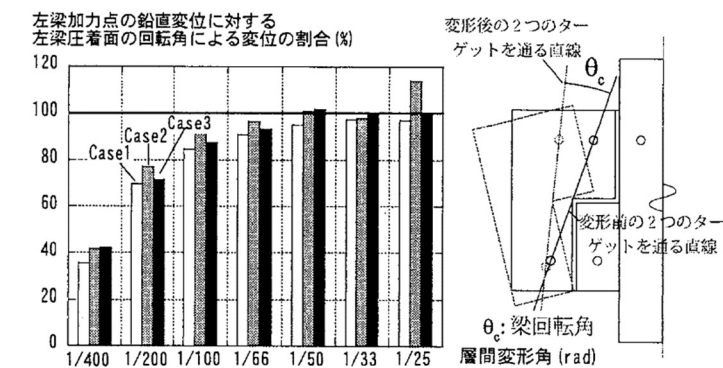


図-3 左梁回転角による変位が左梁加力点鉛直変位に占める割合

図 1.7: 左梁回転角による変位が左梁加力点鉛直変位に占める割合^{10)~12)}

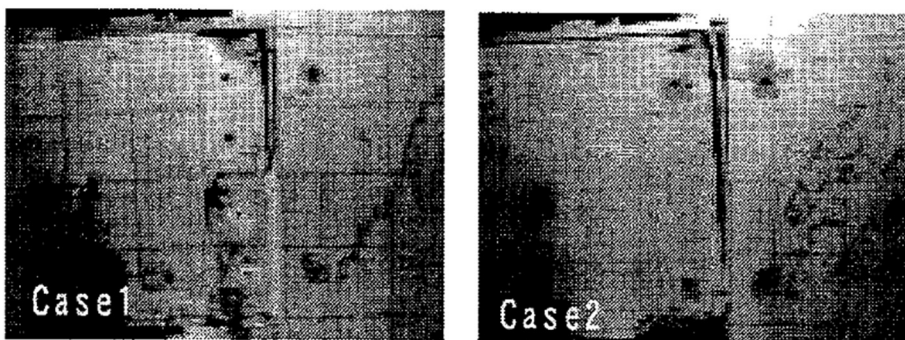


写真 1.3: 圧着部離間状況^{10)~12)}

(3) 柱梁接合部せん断実験

久保山ら¹³⁾¹⁴⁾は PC 圧着関節工法を用いた十字形架構接合部せん断実験および比較のために RC 造の実験を併せて行い、以下の知見を得ている。

- ① 接合部せん断ひび割れ強度は、梁プレストレス力とコンクリートの引張割裂強度を用いて主応力方向を考慮することによって概ね評価できる。
- ② PC 圧着関節工法の柱梁接合部せん断耐力は、既往の靱性指針による RC 造接合部信頼強度算定式を用いた場合大きく安全側となる。また、少なくとも梁プレストレス力の4割程度の耐力上昇が見込まれる。
- ③ PC 圧着関節工法を用いた架構と RC 架構とでは、接合部内の応力状態が異なると考えられ、本工法を用いた架構の接合部せん断耐力を評価するためには、せん断抵抗機構の適切な評価が必要となる。

岡野ら¹⁵⁾は、柱梁接合部せん断耐力の評価方法に関する資料を得ることを目的として、上記実験における柱梁接合部への入力せん断力をさらに大きくし、図 1.8 に示す柱梁接合部のせん断破壊を意図した十字形架構実験を行っている。その結果、PC 試験体では RC 試験体に比べ柱梁接合部入力せん断力が小さく、このことが PC 試験体の接合部せん断耐力が RC 造に用いられている評価式を適用した場合に安全側で評価できる一因であると考えられるとしている。

また、岡野ら¹⁶⁾は、柱梁接合部せん断抵抗機構を明らかにするために、3次元有限要素法解析を行っている。結果、PC 圧着関節工法を用いた柱梁接合部では、図 1.9 に示す様に接合部中央コンクリートにおける損傷が RC 造接合部に比べて少なく、健全な圧縮ストラットを形成するため、RC 造に比べて相対的に接合部せん断耐力が上昇したと考えられるとしている。

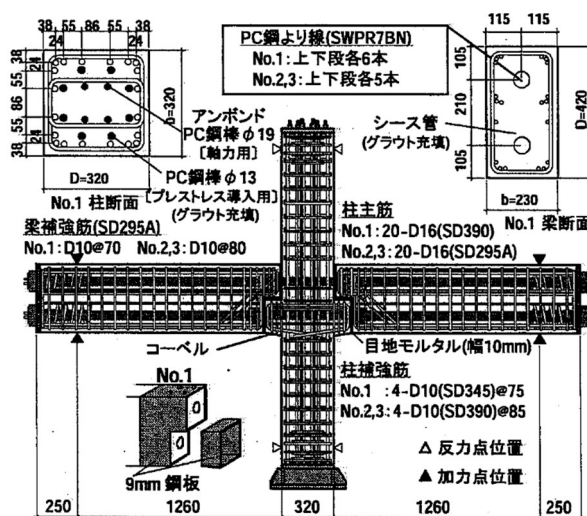


図 1.8: 試験体配筋図¹⁵⁾

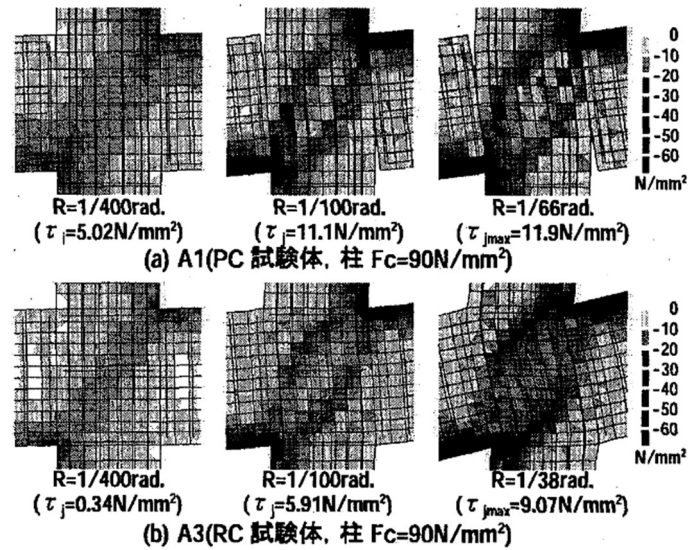


図 1.9: 接合部 y 方向中央断面における圧縮応力分布(最小主応力分布)¹⁶⁾

(4) PC 鋼より線の付着性状に関する実験

池澤ら¹⁷⁾は、PC 圧着関節工法における PC 鋼より線において、付着性状を明らかにするとともに、種々の条件下での付着性状に関する基礎資料を得ることを目的とし、試験体形状を図 1.10 に示す PC 鋼より線の引き抜き実験を行っている。その結果、PC 鋼より線の付着力は、プレストレス導入力の違いによる差はないことを示した。また、エポキシ被膜による防錆コーティングを PC 鋼より線に施す場合、付着応力が若干小さく、付着長さが長くなることを示した。そして図 1.11 に示す様に、十字形試験体の関節部における回転性状は、PC 鋼より線の歪分布から説明できるとし、PC 圧着関節工法における部材の変形状を予測できる可能性を示した。

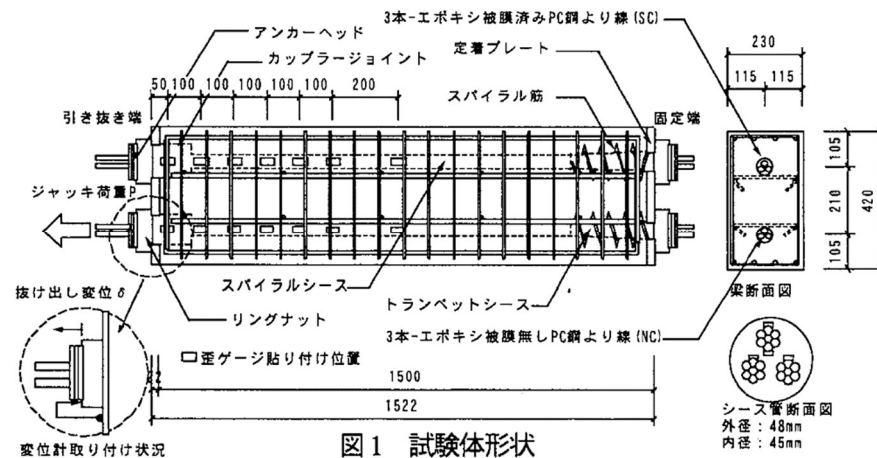


図 1.10: 試験体形状¹⁷⁾

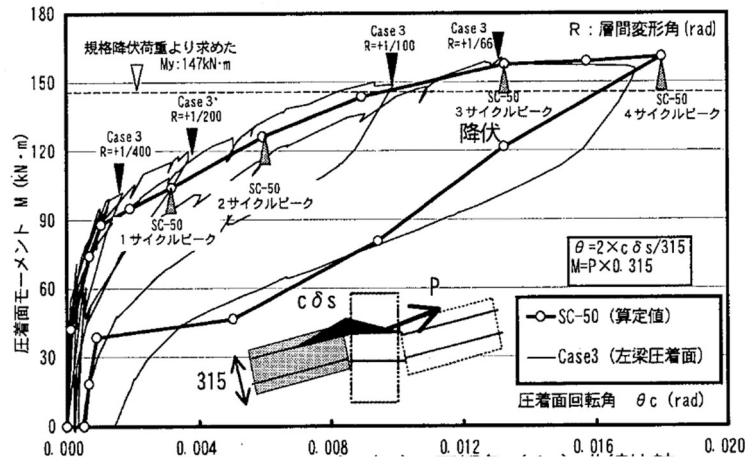


図 1.11: モーメント(M)—回転角(θ_c)曲線比較¹⁷⁾

また、池澤ら¹⁸⁾は、図 1.12 および図 1.13 に示す様なシース管内に配線された PC 鋼より線の本数を変動要因とした付着実験を行うことにより、PC 鋼より線の付着周長の評価方法を提案している。さらに、鋼製シース管の有無による付着性状への影響を明確にし、異形 PC 鋼棒の付着性状との差異を示すことで、弾性付着が部材の弾性回転を形成するのに有効であることを検証している。その結果、以下の知見を得ている。

- ① シース管内に複数本の PC 鋼より線が配線された場合における付着周長は、1 本あたりの付着周長の本数倍で評価できることを示した。
- ② PC 鋼より線の付着性状は、付着長さが長く、また、付着長さ全域にわたって $\tau = 1.0\text{N/mm}^2$ 程度のほぼ一定の付着応力度が生じるものである。
- ③ プレストレス導入された PC 鋼より線がもつ弾性的な付着性状が、本工法の部材関節部における弾性回転の性能を形成させるために必要な要因であることを検証した。
- ④ 鋼製シース管の有無による付着性状への影響は見られなかった。

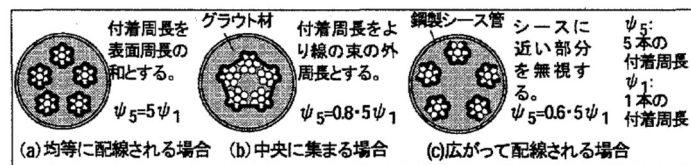


図 1.12: 付着周長の設定(例)(PC 鋼より線 5 本の場合)¹⁸⁾

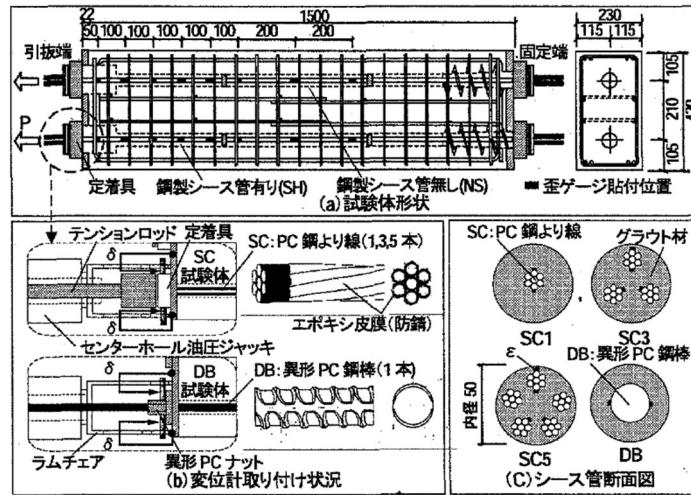


図 1.13: 試験体形状¹⁸⁾

西村ら¹⁹⁾は、グラウト強度の違いが付着性状へ与える影響を把握するとともに、図 1.14 に示す様に PC 鋼より線の本数を 10 本に増やした場合の付着周長の設定方法を再検討することを目的として、PC 鋼より線の付着実験を行っている。その結果、PC 鋼より線を 10 本配置した場合でも、付着周長は PC 鋼より線 1 本の付着周長の本数倍で評価できることを示した。また、グラウト強度によらず PC 鋼より線の最大付着応力度は $1.1 \sim 1.4/\text{mm}^2$ 程度で、概ね $1.1\text{N}/\text{mm}^2$ とほぼ一定であることを示した。

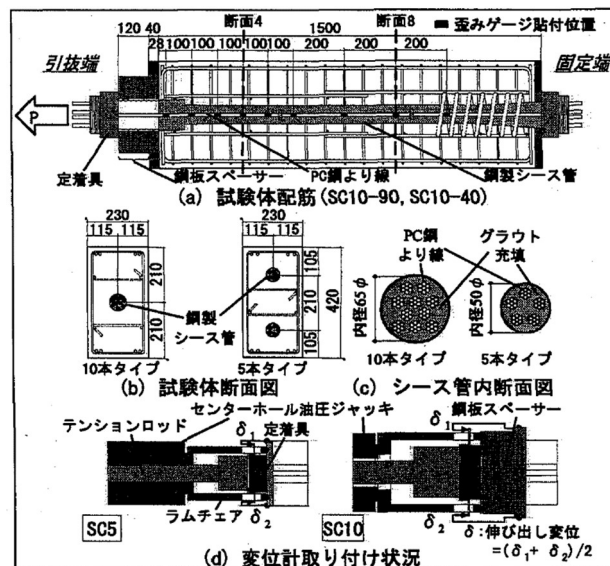


図 1.14: 試験体形状¹⁹⁾

池澤ら²⁰⁾は、これまでの実験結果から PC 鋼より線の付着特性を評価し、図 1.15 に示す。PC 鋼より線の引張力 P-伸び出し量 δ 関係を予測する付着特性モデルを提案している。

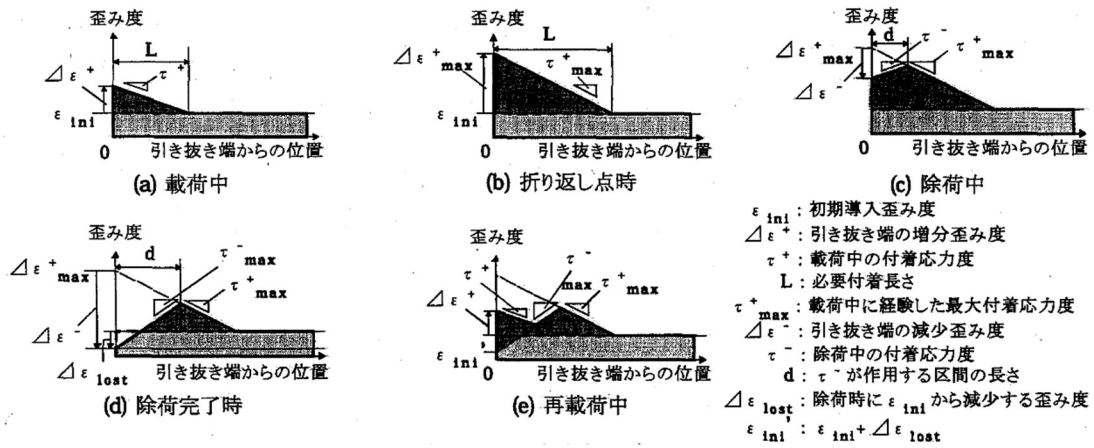


図 1.15: 歪度分布モデル²⁰⁾

(5) ト形柱・梁部分架構の実験

中井ら²¹⁾²³⁾は、PC 圧着関節工法のト形架構における復元力特性および損傷制御効果を明らかにすること、また、その柱梁接合部せん断耐力を把握することを目的とし、図 1.16 に示す試験体の柱梁ト形部分架構実験を行っている。その結果、以下の知見を得ている。

- ① ト形架構も十字形架構同様、弾性的に回転する関節部を形成し損傷を圧着関節部のみに留め、RC 試験体よりも部材一般での部損傷制御効果に優れていることを検証した。
- ② PC 圧着関節工法を用いたト形架構は、残留変形の少ない原点指向型の非線形弾性の復元力特性となることを検証した。

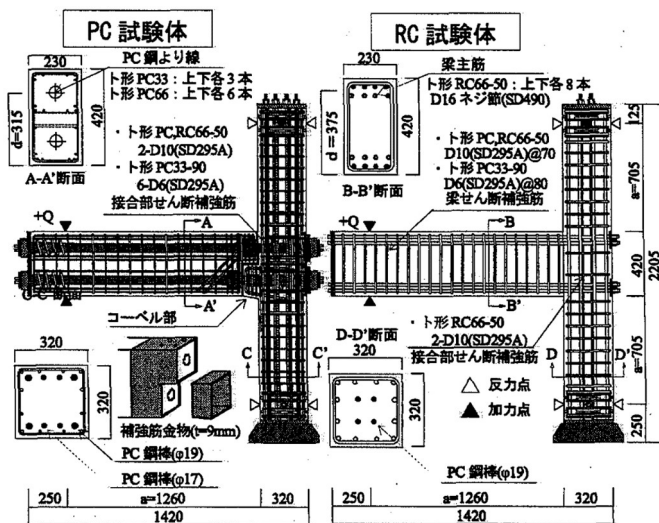


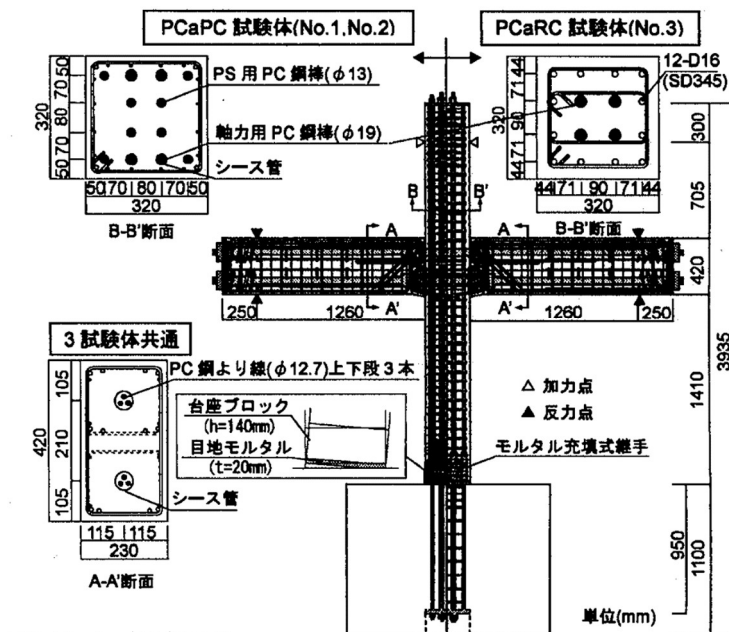
図 1.16: 試験体配筋²¹⁾

竹内ら²²⁾²³⁾は、上記実験において以下の知見を得ている。

- ① PC 鋼より線の付着性状を適切に評価することで、ト形部分架構の骨格曲線を得ることができる。
- ② PC 圧着関節工法の柱・梁接合部ひび割れ強度は、既往の靱性指針による RC 造の接合部せん断ひび割れ強度式に梁プレストレス力の 50%を考慮することで概ね評価できた。また、柱梁接合部せん断耐力は既往の靱性指針による RC 造の接合部せん断強度式を用いた場合、大きく安全側の評価となる。

(6) 土形架構実験

坂上ら²⁴⁾²⁵⁾は、図 1.17 に示す試験体の十字形部分架構および柱脚部を含む『土形』架構実験を行い、その構造性能について検討を行っている。その結果、土形架構は、梁端部および柱脚部に PC 鋼材の伸び出しによる弾性回転を形成し、損傷を圧着部に限定していることから損傷制御効果を有している。また、土形架構は、残留変形のほとんど生じない原点指向型の非線形弾性の復元力特性を示すとしている。さらに PC 鋼材の歪分布は、図 1.18 に示す様に危険断面を頂点とした緩やかな歪勾配を持つ三角形分布となすとしている。



試験体 No.2 の柱プレストレス力は試験体 No.1 の 1.5 倍

図 1.17: 試験体詳細²⁴⁾²⁵⁾

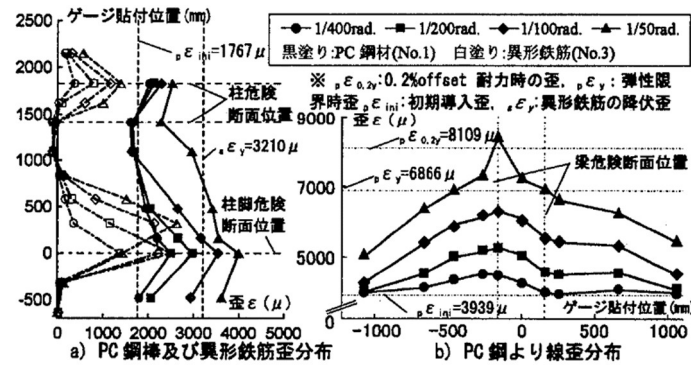


図 1.18: 鋼材の歪分布²⁴⁾²⁵⁾

瀬戸ら²⁵⁾²⁶⁾は、上記の土形架構実験結果から土形架構の層せん断力 Q - 層間変形角 R 関係のモデル化を行っている。まず、図 1.19 および図 1.20 に示す梁端部および柱脚部の圧着部モーメント M - 回転角 θ 関係のモデル化により圧着部の M - θ 関係を求め、図 1.21 に示す Q - R 関係を求めた。

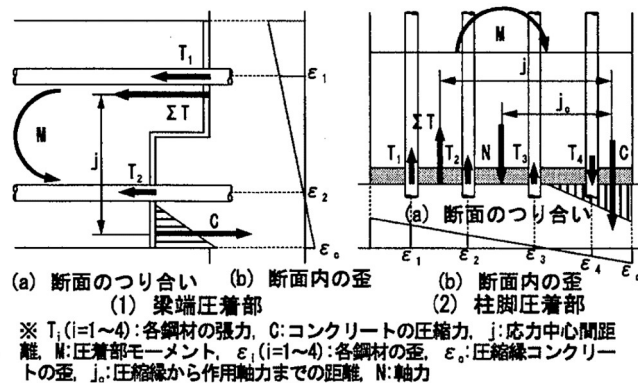
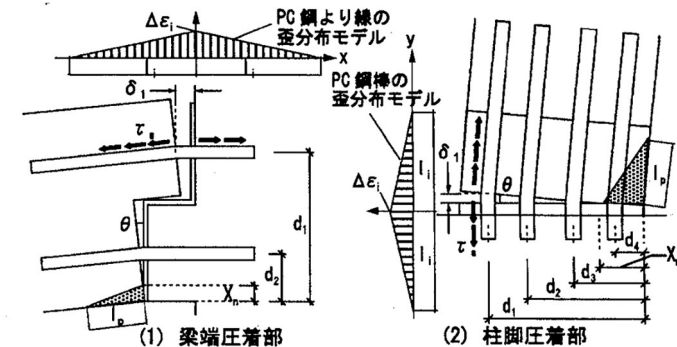


図 1.19: 断面内の応力状態(離間前)²⁵⁾²⁶⁾



※ δ_i : 引張側最外端の PC 鋼材の伸び出し量, τ_i : PC 鋼材の平均付着応力度, θ : 圧着側面回転角, l_p : 塑性長さ, X_n : 圧着線から中立軸までの距離, $d_i (i=1\sim4)$: 圧着線から鋼材までの距離, $\Delta \varepsilon_i (i=1\sim4)$: 各鋼材の危険断面位置における離間後の増分歪, $l_i (i=1\sim4)$: 各鋼材の付着長さ

図 1.20: 離間後の危険断面の変形状態 ²⁵⁾²⁶⁾

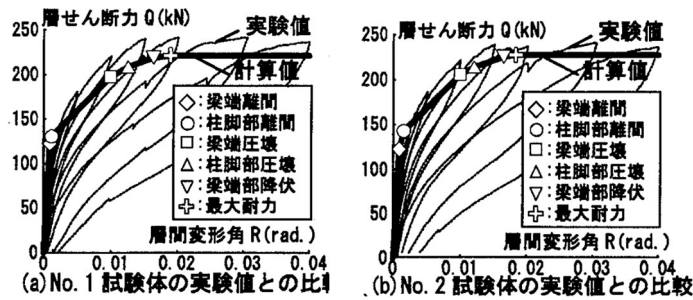


図 1.21: 骨格曲線の提案 ²⁵⁾²⁶⁾

また、柱脚部の応力状態の把握を目的に 2 次元有限要素法解析を行い、図 1.22 に示す様に PCaPC と PCaRC 試験体の柱脚部の応力状態が異なることを示している。

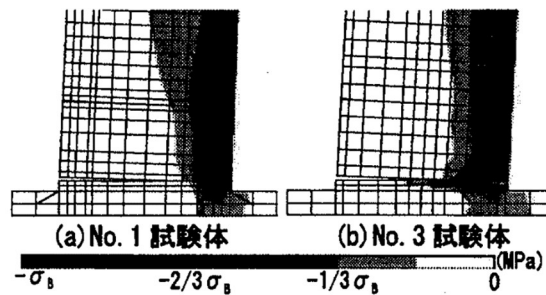


図 1.22: 柱脚部の圧縮応力分布 (最小主応力分布) ²⁵⁾²⁶⁾

(7) 床スラブ付き十字形骨組実験

吉永ら²⁷⁾²⁹⁾は、図 1.23～図 1.25 に示す PC 圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字形骨組実験を行い、その力学的挙動および損傷の把握、および床スラブ主筋にアンボンド PC 鋼棒を用いてプレストレス力を床スラブに導入した場合の損傷制御効果について検討を行っている。その結果、床スラブの損傷から、アンボンド PC 鋼棒を用いて床スラブにプレストレス力を導入した試験体は、床スラブ面にひび割れが拡散することを抑制し、損傷制御効果に優れるとしている。

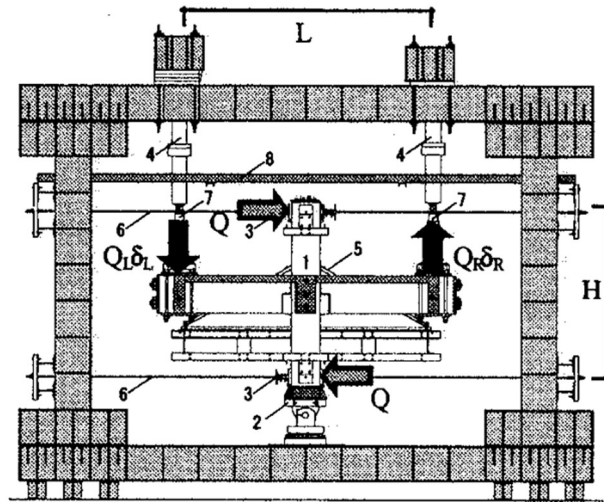


図 1.23: 加力装置²⁷⁾²⁹⁾

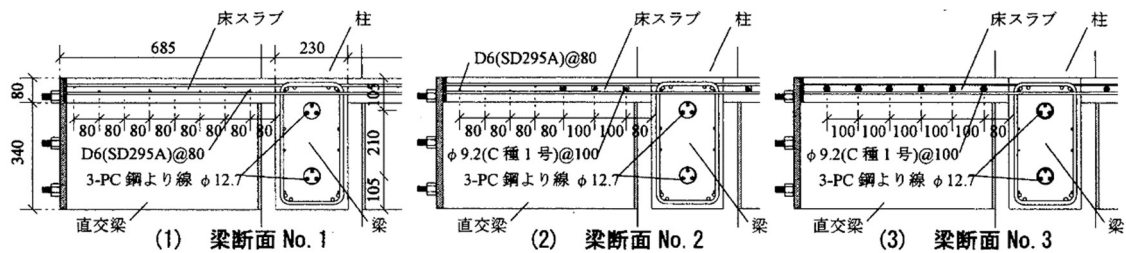


図 1.24: 梁断面²⁷⁾²⁹⁾

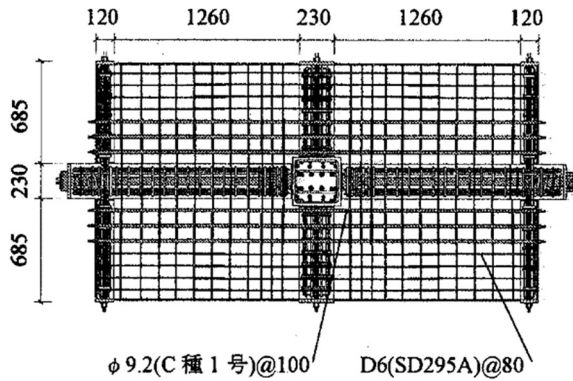


図 1.25: 床スラブ配筋(No.2)²⁷⁾²⁹⁾

坂上ら²⁸⁾²⁹⁾は、上記実験結果に関し、床スラブ付き十字形骨組において原点指向型の復元力特性を示すとしている。特に、アンボンド PC 鋼棒を使用しプレストレス導入した試験体では、床スラブが付いた場合でも残留変形を床スラブの無い試験体とほぼ同等に抑制できるとしている。また、床スラブおよび鋼材の抜け出しを考慮した断面解析を行い、図 1.26 および図 1.27 に示す様に関節部 M- θ 関係および Q-R 関係を評価できるとしている。

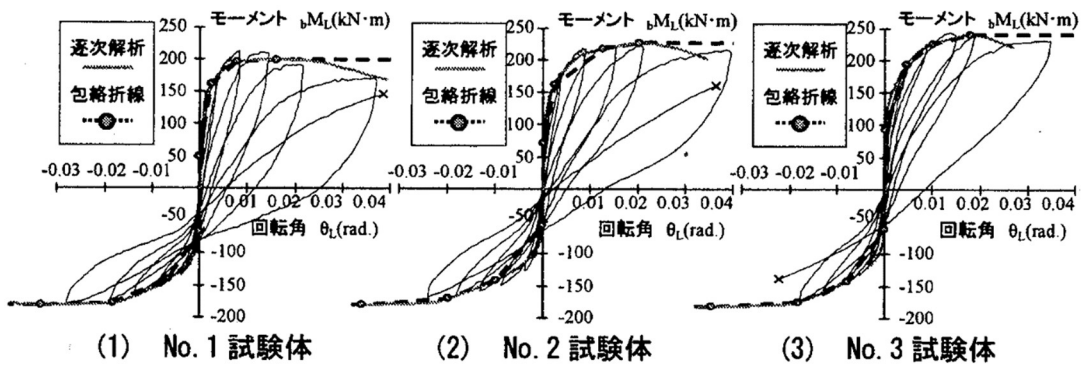


図 1.26: 左梁関節部モーメント—回転角関係(上端引張を正)²⁸⁾²⁹⁾

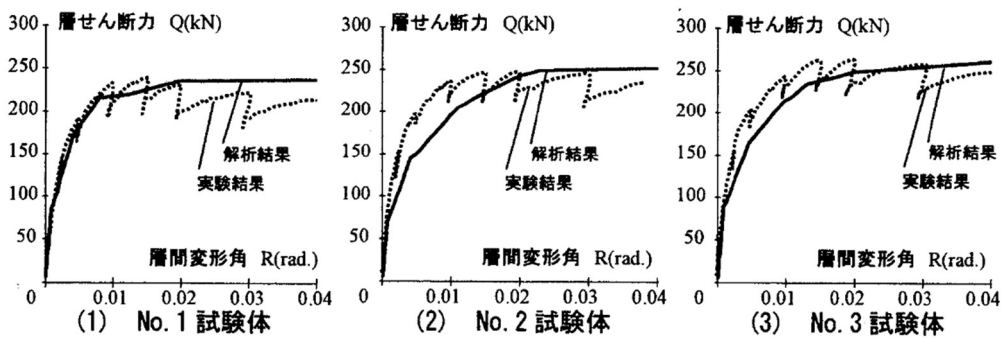


図 1.27: 層せん断力—層間変形角関係(解析結果比)²⁸⁾²⁹⁾

(8) 柱脚部実験

中野ら³⁰⁾は、PC 圧着関節工法を確立するために、新たに1階柱脚部を想定した図1.28に示す試験体の実験を行っている。その結果、PC丸鋼を用いて圧着した1階柱脚部においても、関節部に弾性回転を形成させることで残留変形の小さい原点指向型の復元力特性を有し、高い損傷制御効果を実現させることが可能であることを示した。

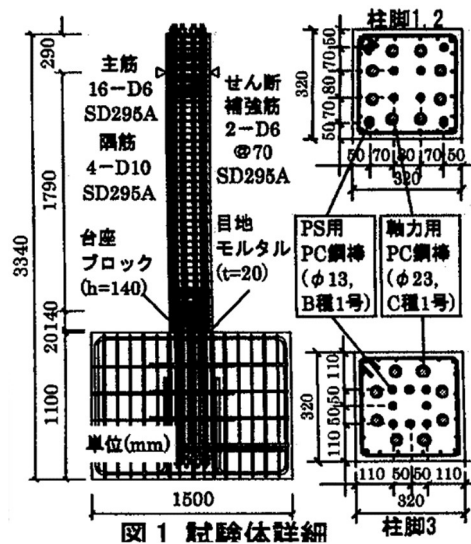


図 1.28: 試験体詳細³⁰⁾

(9) PC 丸鋼の付着特性に関する実験

今井ら³¹⁾は、上記の柱脚部実験から PC 丸鋼の付着性状を明らかにし、図1.29に示す付着応力度と歪分布のモデル化を行うことで、PC 丸鋼の引張力 P - 伸び出し量 δ 関係を予測する評価方法を提案している。また、PC 丸鋼の付着特性に関して以下の知見を得ている。

- ① 付着応力度は $\tau_{\max} = 1.8 \text{ N/mm}^2$ で一定となり、その後 $\tau = 0.8 \text{ N/mm}^2$ に減少する。
- ② 導入プレストレスカ、軸力および PC 丸鋼の配筋位置による影響はない。

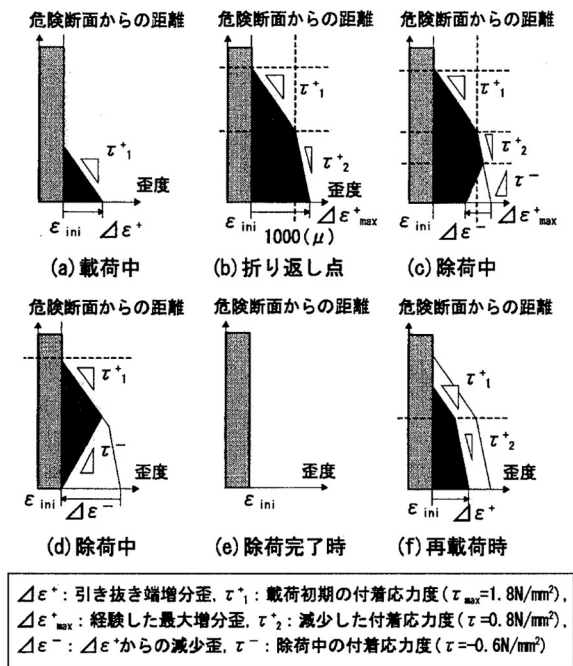


図 1.29: 歪分布モデル³¹⁾

加藤ら³²⁾は、図 1.30 に示す試験体による PC 丸鋼の付着実験を行い、関節部の回転性能を支配している PC 鋼材(PC 丸鋼, PC 鋼より線)の付着特性の評価方法を示している。そして、PC 丸鋼の付着実験において、付着応力度は載荷時で $\tau_{max} = 1.4\text{N/mm}^2$ 、除荷時で $\tau = -0.6\text{N/mm}^2$ を示したとしている。

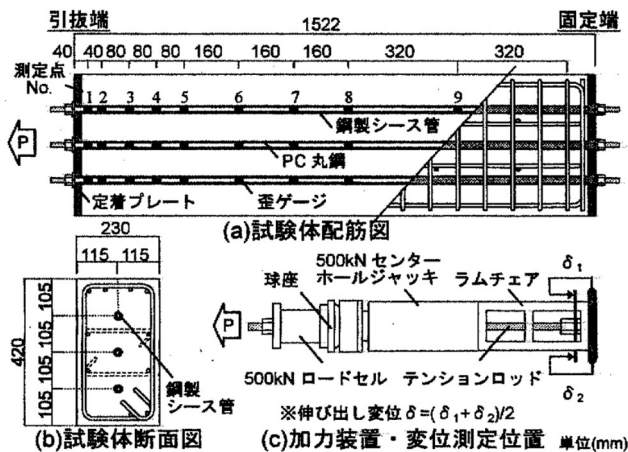


図 1.30: 試験体配筋³²⁾

今井ら³³⁾は、関節部の回転性能を支配している PC 丸鋼および PC 鋼より線の付着特性を明確化し、図 1.31 の様にモデル化を行うことで関節部回転性能の評価方法を示している。

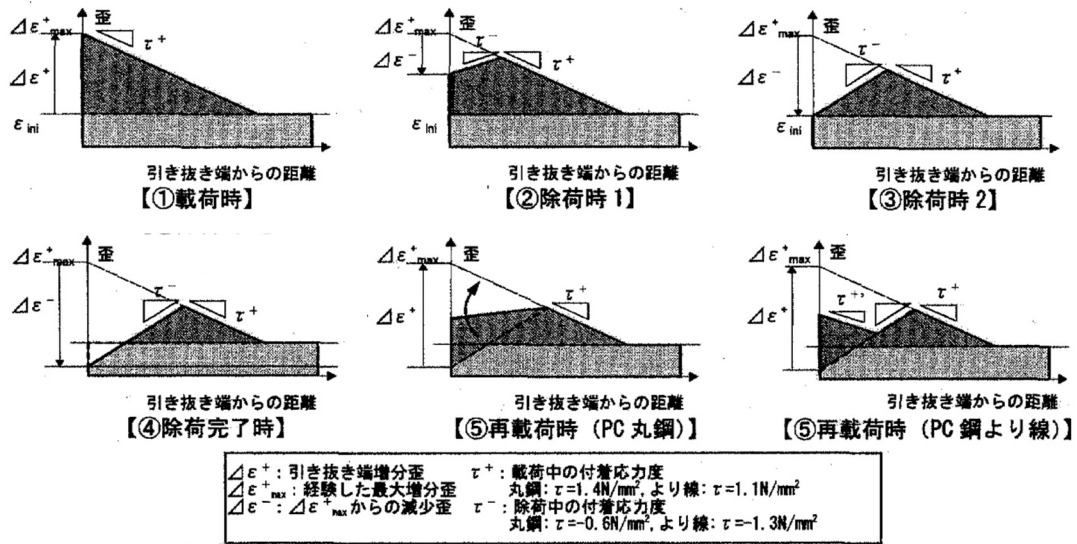


図 1.31: PC 鋼材の歪分布モデル³³⁾

(10) 復元力特性のモデル化および地震応答解析

北爪ら³⁴⁾は、図 1.32 に示す非線形弾性型の復元力特性を有する PC 圧着関節工法を用いた架構に制振デバイスを組み込んだ建物について地震応答解析を行い、その応答性状を検討している。その結果、図 1.33 に示す様に、PC 圧着関節工法架構に適切な耐力・剛性を設定したスリップ型の制振デバイスを組み込むことで大きな制振効果を得ることができ、また、建物全体の耐力を変えずに、おおよそ目標とする応答値内に収めることができる可能性があるとしている。

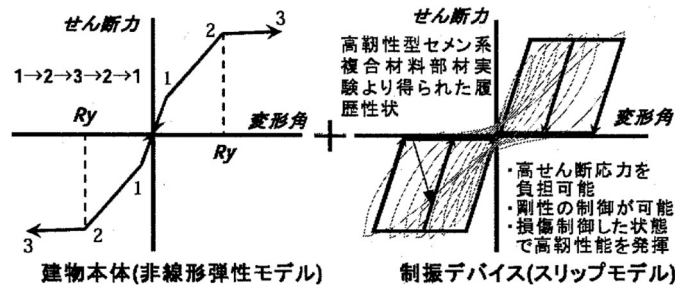


図 1.32: 建物本体、制震デバイス復元力特性³³⁾

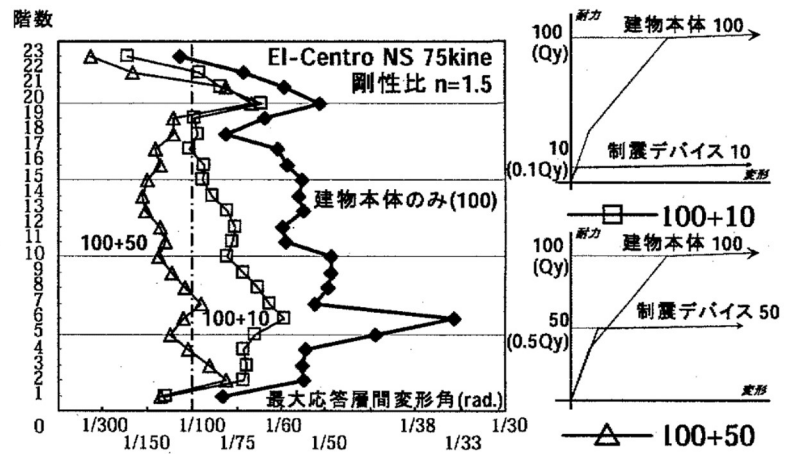


図 1.33: 耐力の組み合わせと各階最大応答層間変形角³⁴⁾

西村ら³⁵⁾は、PC 鋼より線と PC 丸鋼の付着特性モデルを併せて用いることで、図 1.34 に示す PC 圧着関節工法を用いた柱脚関節部および柱梁関節部の復元力特性を提案した。そして提案した復元力特性モデルは、柱梁関節部・柱脚関節部ともに、断面解析により求めた曲げモーメント M が若干小さく評価されているものの、概ね適合性は良いとしている。

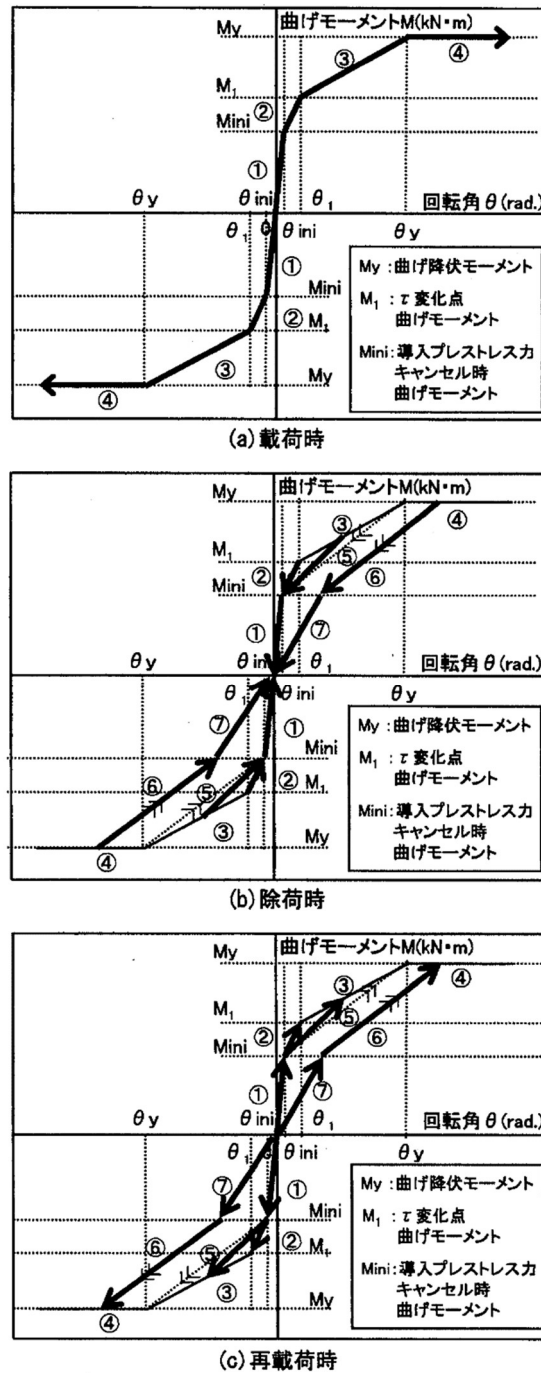


図 1.34: 復元力特性モデル概念図³⁵⁾

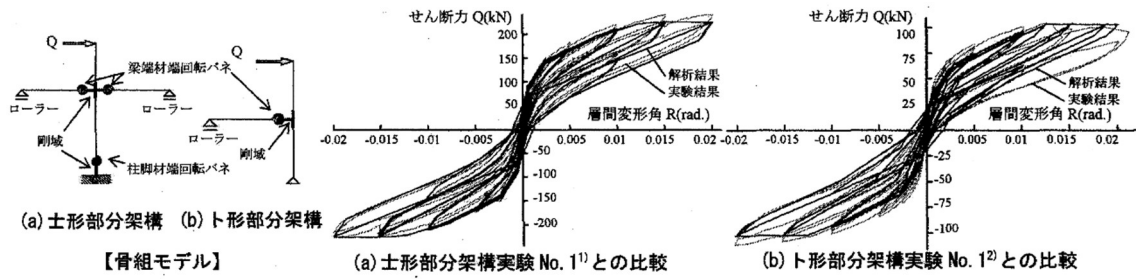


図 1.37: 解析モデルおよび解析結果²⁴⁾²⁵⁾

さらに、陶山ら⁴⁰⁾は、図 1.38 に示す PC 圧着関節工法を用いた建物の圧着面に図 1.39 に示すその履歴関係を有する回転バネを適用し、時刻歴応答解析を行って骨組解析に適用可能であることを示している。

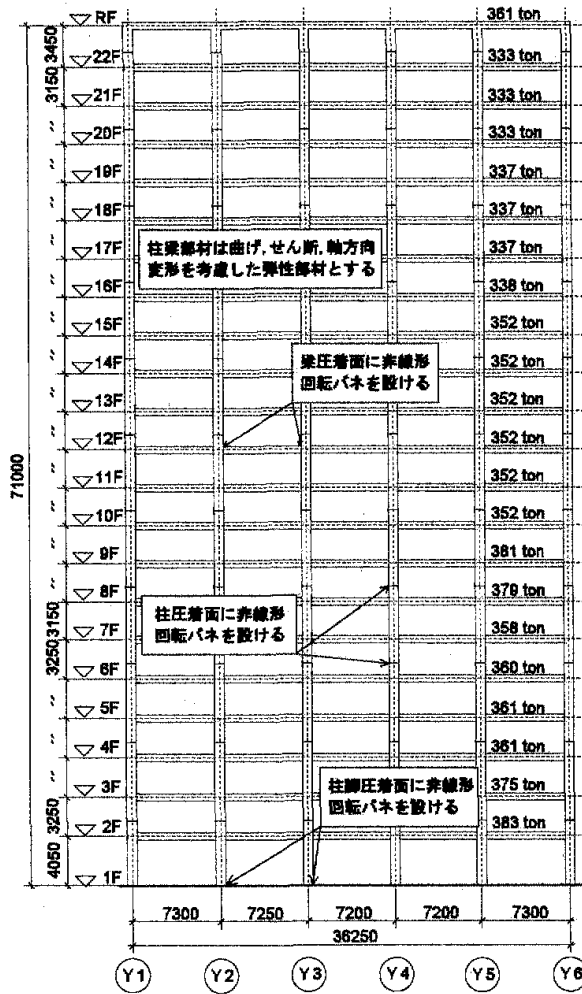


図 1.38: 対象建物の軸組⁴⁰⁾

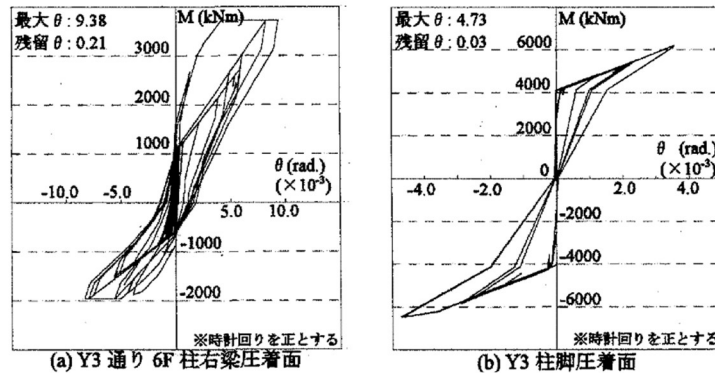


図 1.39: 圧着面の M-θ 関係 Elcentro 50(cm/sec)⁴⁰⁾

(11) 外付け耐震補強の接合部に関する研究

黒沢, 白井ら⁴¹⁾⁴²⁾は, 図 1.40 に示す新設した PCaPC 造のフレームと既存建物間の接合部におけるせん断伝達力において, 図 1.41 に示す試験体形状の接着系アンカーと PC 鋼棒を用いた実験を行っている. 従来 PC 鋼棒にはダボ抵抗は期待せずに, 摩擦抵抗のみによってせん断力を伝達するものとしているが, 著者らは, PC 鋼棒の摩擦抵抗の導入緊張力分を除いた残存耐力をダボ抵抗として評価している. 実験の結果, 接着系アンカーに PC 鋼棒を併用した場合において, PC 鋼棒の摩擦抵抗と接着系アンカーのダボ抵抗および PC 鋼棒のダボ抵抗を累加したせん断抵抗の評価式を提案している.

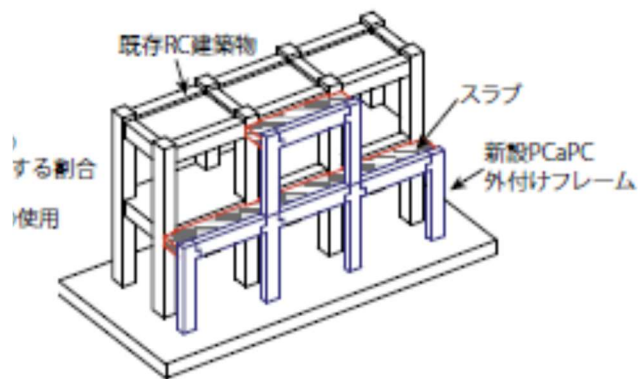


図 1.40: PCaPC 外付けフレーム耐震補強イメージ⁴¹⁾⁴²⁾

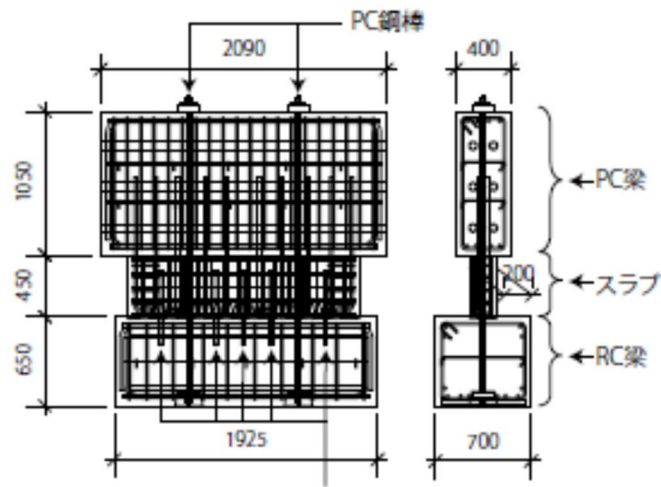


図 1.41: 試験体形状 ⁴¹⁾⁴²⁾

石田ら ⁴³⁾は、接合部の応力伝達メカニズムを考慮した合理的な設計法を確立するために、基礎的な検討として、図 1.42 および図 1.43 に示す複合応力下における接着系アンカーの既往の実験を対象にして、図 1.44 に示す要素分割で 3 次元 FEM 解析を行った。その結果、以下の知見を得ている。

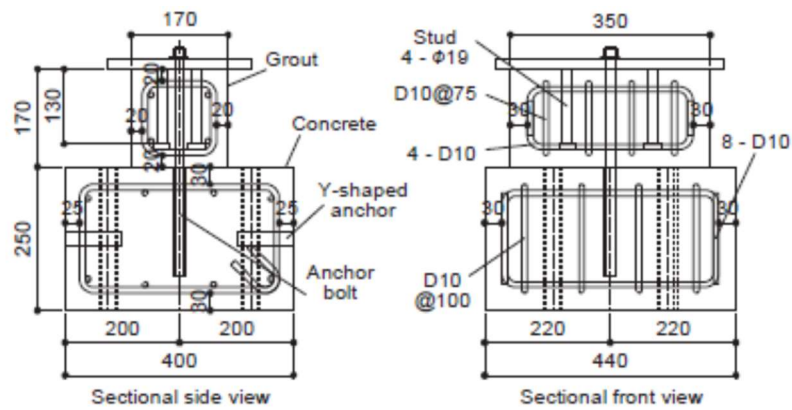


図 1.42: Details of specimens (unit:[mm]) ⁴³⁾

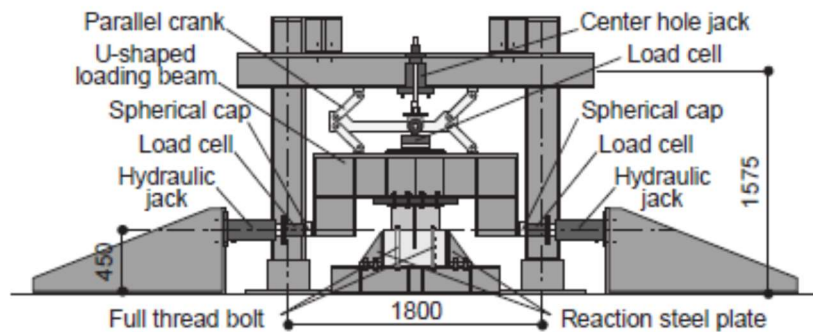


図 1.43: Loading setup (unit:[mm])⁴³⁾

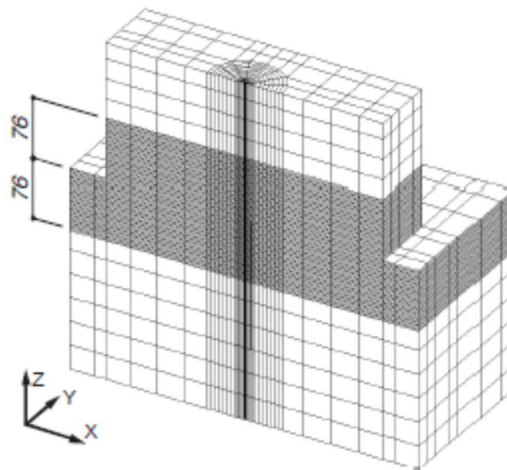


図 1.44: Mesh of FEM model⁴³⁾

- ① マニュアル⁶⁾で制限されている水平変形量の2倍である相対水平変位 4.0mm までを解析の対象範囲として単調載荷解析を行なった結果、せん断力-相対水平変位関係で実験結果を概ね精度よく再現することができた。
- ② アンカーボルトの曲率は、いずれの試験体も接合面からコンクリート側は $2d_a$ 、グラウト側は $1d_a$ の位置で最大となり、相対水平変位 2.0mm 時ではコンクリート側 $3d_a$ からグラウト側 $2d_a$ までの $5d_a$ の範囲が降伏する。ダボ変形の内容は接合面よりコンクリート側となり、コンクリート圧縮強度が大きくグラウトの圧縮強度との差が小さくなると接合面に近くなる。コンクリート圧縮強度が大きく支圧応力が上昇すると、コンクリート側 $1d_a$ の位置の曲率が増加し、グラウト側の曲率の最大値も増加する。また、アンカー径が大きくなると曲率は全体的に小さくなり、アンカーボルトの曲げ変形が抑制される。
- ③ せん断力のみを与えた試験体シリーズでは Mises 応力度は材軸に対して対称に分布

するのに対し、せん断力と引張力を与えた試験体シリーズでは軸応力比の増大に伴い引張側の Mises 応力度が上昇する。つまり、軸応力比の増大によりアンカーボルトの断面内では引張応力度が上昇し支配的になるため、早期に降伏する。したがって、断面内に生じるせん断応力度が減少し、せん断力のみを与えた場合に比べ、せん断耐力が低下する。

- ④ 载荷軸を通る鉛直面のコンクリートのひび割れ性状は、せん断力のみを与えた試験体ではダボ変形によるひび割れが顕著である。一方、せん断力と引張力を与えた試験体ではダボ変形によるひび割れに加え、接合面から $3d_a$ より深い位置で引張力による水平方向のひび割れが生じ、軸応力比が大きいほど損傷する。
- ⑤ コンクリートが圧縮軟化する範囲に関して、鉛直面に着目すると、 $F_c=15.0, 21.0$ では接合面から $2d_a$ まで、 $F_c=9.0$ では $3d_a$ までが圧縮軟化し、アンカー径およびコンクリート圧縮強度が大きいほど広範囲で圧縮軟化する。また接合面では、せん断力のみを与えた試験体はアンカーボルト断面の中心から $1d_a$ 、せん断力と引張力を与えた試験体は $0.5d_a$ が圧縮軟化し、引張力が作用すると圧縮軟化する範囲は小さくなり、支圧による損傷は抑制される。
- ⑥ 接合面付近におけるコンクリートの最小主応力度分布より、アンカー径およびコンクリート圧縮強度が大きいほど、コンクリートの支圧応力は上昇する。また最小主応力度の絶対値の最大値はコンクリート圧縮強度および軸応力比が大きいほど増大する。引張力が作用する場合は軸応力比の増大に伴い接合面から深い位置で最大値が生じ、コンクリート内部では補強鉄筋による拘束効果が得られるため、最小主応力度の最大値が大きくなる。

(12) 直付け外側耐震補強に関する研究

田口ら⁴⁴⁾は、図 1.45 に示す鉄骨コンクリート合成構造(CES 構造)を既存 RC 建物に接合鉄筋(接着系アンカー)を介して取り付ける CES 外付耐震補強工法において、図 1.46 に示す試験体形状により接合鉄筋の本数をパラメータとして動的载荷実験を行っている。その結果、以下の知見を得ている。

- ① 接合鉄筋を従来の設計に基づいた量とした場合と、その 0.7 倍および 0.5 倍とした場合について比較した結果、破壊性状、補強部と既存部のずれ量等に大きな差異は認められない。
- ② CES 外付耐震補強 RC フレームは接合鉄筋の本数に拘わらず、いずれもエネルギー吸収性能に優れた安定した履歴性状を示す。しかし、接合鉄筋の本数を多量に打設することによって大変形時において既存 RC 部材の損傷を促進させ、耐力劣化を助長する可能性がある。
- ③ 既存 RC 部と CES 補強部の接合面におけるずれ変形は、最大強度時($R=0.015rad.$)までほとんど認められない。

- ④ CES 外付耐震補強 RC フレームの終局強度は、既存 RC 部材の終局強度計算値と CES 補強部材の一般化累加強度理論による曲げ終局強度計算値を単純累加することによって評価することができる。

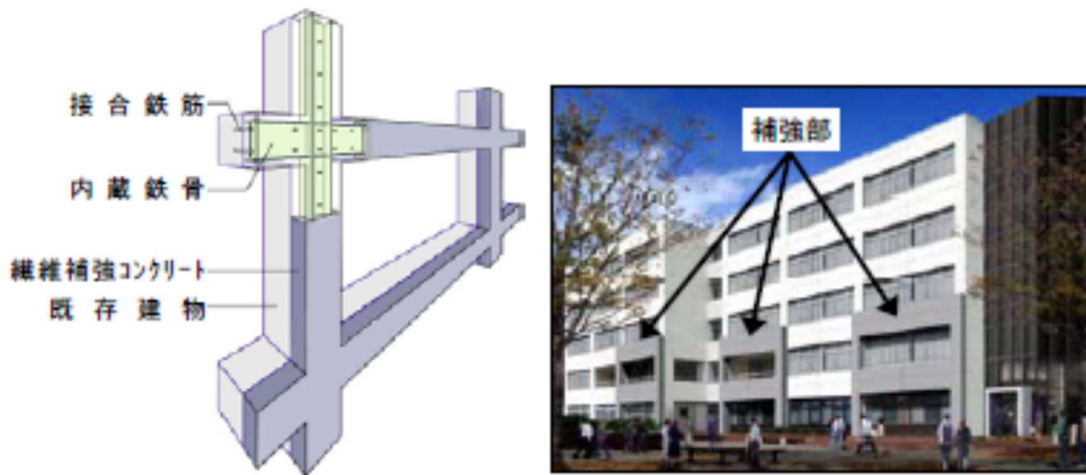


図 1.45: CES 外付耐震補強工法の概要⁴⁴⁾

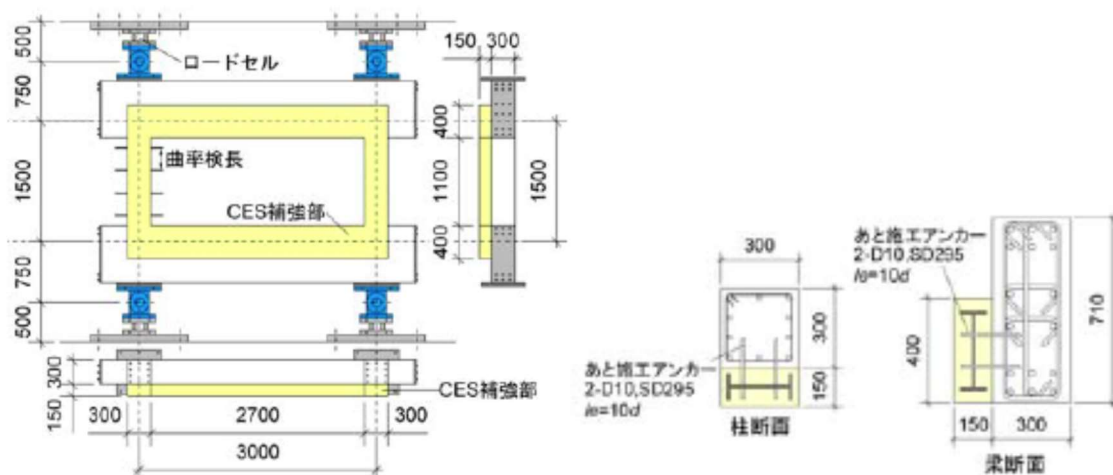


図 1.46: 補強フレーム試験体の形状⁴⁴⁾

1.3 研究目的と論文の構成

本研究では、PC 圧着関節架構およびそれを用いて外付け耐震補強した既存 RC 構造物の構造性能を実験と解析により明らかにすることを目的とする。

本論文は、下記の全5章で構成する。

第1章「序論」では、1981年の新耐震設計法の施行を背景として、それ以前に建設された既存 RC 造不適格建築物を事例とし、「建築物の耐震改修の促進に関する法律」(以下、耐震改修促進法)の施行の背景と目的を述べる。次に、耐震診断および耐震改修の実用と改修工事中にも室内の継続使用を可能とする外付け耐震補強の有用性を述べ、プレキャストプレストレストコンクリート圧着関節架構(以下、PC 架構)を用いることを提案する。既存 RC 構造物に RC スラブおよび直交梁を介して PC 架構を取り付ける場合には、既存 RC 構造物と PC 架構が離れていることにより生じる偏心曲げモーメントの影響も含めて、RC スラブおよび直交梁に作用する各種応力の把握が重要であることを示す。また、既往の研究では PC 圧着関節架構の研究、外側直付け耐震補強の研究、シアコネクタおよび接合部の研究について整理する。また、本研究の目的と論文構成を示している。

第2章「PC 梁圧着関節部の回転性能」では、PC 梁圧着関節部の実験と解析を行い、その回転性能を把握している。まず、PC 鋼材鉄筋係数 q を2種類とした PC 梁片持ち試験体の正負交番繰返し載荷実験を行い、損傷性状、履歴特性、残留変形、水平変形、曲げせん断を受ける PC 鋼より線の歪度性状に関して述べている。次に、平面保持を仮定して PC 鋼より線の付着特性を考慮した PC 梁圧着関節部の断面解析を行い、PC 梁圧着関節部の曲げモーメント M -回転角 θ 関係の実験結果と解析結果との比較検討を行っている。また、その解析手法を用いて、 q 、PC 梁の断面形状、PC 鋼より線の降伏応力度に対する導入プレストレス P_i/P_y をパラメータとした解析を行い、それらの変動による PC 梁圧着関節部の回転性能の違いを示している。最後に、診断基準²⁾に記載されている PC 梁圧着関節部の最大曲げモーメント M_{max} 時の強度寄与係数 α_j と M_{max} 時の回転角 θ_{max} の関係を明らかにしている。

第3章「1層2スパンの PC 圧着関節架構の構造性能実験とその外付け耐震補強効果の解析検討」では、PC 架構の構造性能を把握し、その外付け耐震補強効果を検討している。まず、1/2スケール1層2スパンの PC 架構の繰返し水平載荷実験を行い、外柱と中柱の損傷性状、架構の履歴特性、PC 圧着関節部の回転性能などを示している。次に、第2章で用いた回転バネを配置して架構の骨組解析を行い、実験結果と解析結果の比較検討を行っている。更に、既存 RC 建築物に PC 架構で外付け耐震補強した事例について、PC 圧着関節部にその回転バネを用いて復元力特性のモデル化を行い、PC 架構で外付け耐震補強した RC 構造物の地震応答解析を行い、RC スラブおよび直交梁を介して取り付けるその固定度、

および補強構面数の違いにより PC 架構による補強効果に関して述べている。

第4章「PC 圧着関節架構に RC スラブを介して取り付けられた RC 架構の繰り返し載荷実験」では 1/2 スケール 1 層 2 スパンの既存 RC 架構に RC スラブと直交梁を介して PC 架構を取り付けた試験体(以下、連結試験体)および単体の既存 RC 架構試験体に対して繰り返し載荷実験を行い、架構、連結スラブおよび直交梁の構造性能と補強効果を照査している。既存 RC 架構の梁に正負交番繰り返し水平載荷を与え、実験から各架構が負担する層せん断力 Q を把握している。また、既存 RC 架構のコンクリート圧縮強度をパラメータとし、架構の単体試験体と PC 架構と連結した連結試験体の損傷性状、履歴特性、PC 圧着関節部の回転角 θ についても検討を行っている。次に、連結する RC スラブの損傷性状、せん断応力度 τ - せん断変形角 γ 関係、シアコネクタ、スラブ筋および直交梁の軸方向鉄筋の歪度性状についても検討を行っている。その際に RC スラブの $\tau - \gamma$ 関係は、各架構と RC スラブの接合要素のせん断バネと RC スラブ面内方向のせん断バネを直列配置したモデルで、実験結果と比較検討を行っている。加えて、RC スラブの面外変形が RC スラブの剛性低下に及ぼす影響と、既存 RC 架構が振れたことで RC スラブには付加曲げモーメントが作用したことから、既存 RC 架構の振れ挙動が連結スラブに及ぼす影響の考察を行っている。最後に、既存 RC 架構と PC 圧着関節架構の単体試験体と連結試験体の $Q - R$ 関係の比較、既存 RC 架構の靱性指標 F^2 の変形時における PC 圧着関節架構の Q と強度寄与係数 α_e の検討、架構の累加耐力の評価の妥当性の検討を行っている。

第5章「結論」では、各章で得られた知見を述べている。

参考文献

- 1) 平成 25 年 11 月 25 日施行 改正建築物の耐震改修の促進に関する法律・同施工令等の解説, ぎょうせい, (編集)耐震改修法研究会, (編集協力)日本建築防災協会, 2013.12
- 2) 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, 2001.10
- 3) 2017 年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, 2017.7
- 4) 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の改修設計指針・同解説, 日本建築防災協会, 2001.10
- 5) 2017 年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の改修設計指針・同解説, 日本建築防災協会, 2017.7
- 6) 既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」, 日本建築防災協会, 2009.10
- 7) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 日本建築学会, 1998.11
- 8) 2009 年版プレストレストコンクリート造技術基準解説および設計・計算例, 日本建築センター, 2009.9
- 9) 岡本隆之祐, 高崎哲哉, 田辺恵三, 佐藤直昭: プレキャスト・プレストレストコンクリートはり・柱接合部も出る試験体の静的正負繰り返し加力実験報告, コンクリート工学, Vol.30, No.6, 1992.6
- 10) 中野清司, 和田章, 坂田弘安, 久保山寛之, 松崎育弘, 池澤誠, 田邊恵三: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 1 柱・梁十字形骨組の実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), C-2, pp.987-988, 2003.9
- 11) 和田章, 坂田弘安, 久保山寛之, 松崎育弘, 池澤誠, 黒澤亮太郎: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 2 関節部挙動に関する検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), C-2, pp.989-990, 2003.9
- 12) 中野清司, 田邊恵三, 松崎育弘, 和田章, 坂田弘安, 久保山寛之, 杉山智昭, 池澤誠: PC 圧着関節工法による損失制御架構の力学的性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.576, pp.125~132, 2004.2
- 13) 久保山寛之, 岡野大志, 池澤誠, 杉山智昭, 伊藤肇, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 8 実験結果および検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), C-2, pp.929-930, 2004.8
- 14) 坂田弘安, 久保山寛之, 杉山智昭, 池澤誠, 和田章, 松崎育弘, 町田重美, 中野清司: PC 圧着関節を用いた損傷制御架構の柱梁接合部せん断性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.588, pp.141~147, 2005.2
- 15) 岡野大志, 竹内宏次, 杉山智昭, 中野清司, 町田重美, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 11 十字形柱・梁接合部のせん

- 断性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2, pp.769-770, 2005.9
- 16) 岡野大志, 竹内宏次, 西村大, 中井敏文, 杉山智昭, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 16 十字形柱・梁接合部のせん断抵抗機構に関する解析的検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-2, pp.763-764, 2006.9
 - 17) 松崎育弘, 杉山智昭, 池澤誠, 坂田弘安, 久保山寛之, 黒澤亮太郎: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 3 PC 鋼より線の付着性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), C-2, pp.991-992, 2003.9
 - 18) 池澤誠, 竹中裕美, 岡野大志, 黒澤亮太郎, 杉山智昭, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 9 PC 鋼より線の弾性付着性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), C-2, pp.931-932, 2004.8
 - 19) 西村大, 池澤誠, 高木えりさ, 杉山智昭, 坂田弘安, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 14 PC 鋼より線の弾性付着性状に与えるより線の本数およびグラウト強度の影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2, pp.775-776, 2005.9
 - 20) 池澤誠, 竹内宏次, 杉山智昭, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 15 PC 鋼より線の付着特性モデル), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2, pp.777-778, 2005.9
 - 21) 中井敏文, 西村大, 竹内宏次, 杉山智昭, 伊藤肇, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 12 ト形柱・梁部分架構の実験概要および実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2, pp.771-772, 2005.9
 - 22) 竹内宏次, 中井敏文, 西村大, 岡野大志, 田邊恵三, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 13 ト形柱・梁部分架構の実験結果および検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2, pp.773-774, 2005.9
 - 23) 中井敏文, 松崎育弘, 坂田弘安, 竹内宏次: PC 圧着関節工法を用いたト形部分架構の構造性能に関する実験研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol28, No.2, pp.535-540, 2006
 - 24) 坂上 肇, 瀬戸俊明, 中井敏文, 中野翔太, 杉山智昭, 福山洋, 坂田弘安, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 20 土形架構実験の概要・結果および検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-2, pp.795-796, 2007.8
 - 25) 坂田弘安, 中井敏文, 杉山智昭, 和田 章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法を用いた土形架構の力学的挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.624, pp.307~315, 2008.2
 - 26) 瀬戸俊明, 中井敏文, 西村大, 杉山智昭, 中野翔太, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 21 骨格曲線の提案および FEM 解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-2, pp.797-798, 2007.8

- 27) 吉永剛大, 坂上肇, 加藤雅樹, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 26 床スラブ付き十字形骨組実験・概要および結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), C-2, pp.805-806, 2009.8
- 28) 坂上肇, 吉永剛大, 加藤雅樹, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 27 床スラブ付き十字形骨組実験・結果および検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), C-2, pp.807-808, 2009.8
- 29) 坂田弘安, 坂上肇, 加藤雅樹, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法を用いた十字形骨組の力学的挙動に対する床スラブの影響, 日本建築学会構造系論文集, No.649, pp.635~642, 2010.3
- 30) 中野翔太, 今井孝, 西村大, 杉山智昭, 福山洋, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 17 柱脚部実験の概要・結果および検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-2, pp.789-790, 2007.8
- 31) 今井孝, 坂上肇, 西村大, 杉山智昭, 中野克彦, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 18 PC 丸鋼の付着特性モデルの提案), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-2, pp.791-792, 2007.8
- 32) 加藤雅樹, 今井孝, 坂上肇, 杉山智昭, 坂田弘安, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 22 PC 丸鋼の付着実験および片持ち梁の曲げ実験に関する概要・結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-2, pp.877-878, 2008.9
- 33) 今井孝, 杉山智昭, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 23 PC 丸鋼の付着実験および片持ち梁の曲げ実験に関する検討・提案), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-2, pp.879-880, 2008.9
- 34) 北爪秀和, 杉山智昭, 岡野大志, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 10. PC 造架構に制震デバイスを組み込んだ地震応答解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), C-2, pp.933-934, 2004.8
- 35) 西村大, 今井孝, 杉山智昭, 中野克彦, 福山洋, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 19 復元力特性モデルの提案), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-2, pp.793-794, 2007.8
- 36) 坂上肇, 瀬戸俊明, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 24 PC 鋼材の付着特性に着目した履歴モデルの提案), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-2, pp.881-882, 2008.9
- 37) 坂上肇, 瀬戸俊明, 坂田弘安, 松崎育弘: PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.529-534, 2008.7
- 38) 瀬戸俊明, 坂田弘安, 松崎育弘, 杉山智昭: PC 圧着関節工法を用いた柱脚部を含む『土形』架構の構造性能に関する研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.475-480, 2007
- 39) 坂上肇, 瀬戸俊明, 陶山高資, 坂田弘安, 松崎育弘, 和田章: 繰り返し荷重を受ける PC

- 圧着関節工法を用いた骨組の履歴のモデル化, 2007 年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.217-220, 2008.2
- 40) 陶山高資, 瀬戸俊明, 坂田弘安, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 25 PC 鋼材の付着特性に着目した履歴モデルの適用例), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-2, pp.883-884, 2008.9
- 41) 黒沢亮太郎, 白井佑樹, 高江梁, 坂田弘安, 杉山雅徳, 松崎育弘: PCaPC 外付けフレーム耐震補強の接合面に関する実験的研究(その 1 実験概要と結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), C-2, pp.877-878, 2012.9
- 42) 白井佑樹, 黒沢亮太郎, 高江梁, 杉山雅徳, 坂田弘安, 松崎育弘: PCaPC 外付けフレーム耐震補強の接合面に関する実験的研究(その 2 考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), C-2, pp.879-880, 2012.9
- 43) 石田雄太郎, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 佐藤匠: 日本建築学会構造系論文集, No.83, pp.1307-1317, 2018.9
- 44) 田口孝, 芳賀亮祐, 佐藤美郷, 溝淵博己, 深津尚人, 神谷隆, 松井智哉, 倉本洋: CES 外付耐震補強フレームの開発研究(その 6 補強 RC フレームの動的性状に及ぼす接合鉄筋の影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.73-76, 2008.9

第2章 PC 梁圧着関節部の回転性能

2.1 はじめに

PC 圧着関節架構の既往の研究¹⁾から、PC 柱および PC 梁にはひび割れを発生させる以前に柱と梁の PC 圧着関節部の離間を許容することで、履歴特性は良好に 2 次剛性に移行し、最大耐力は文献¹⁰⁾¹¹⁾による曲げ終局耐力算定式を用いて安全側に評価ができた。

次に既往の研究²⁾では、PC 梁圧着関節部の回転性能は内在する PC 鋼より線とグラウトとの付着が大きく影響すると考え、PC 鋼より線とグラウトの付着実験(PC 鋼より線の繰り返し引張実験)を行い、PC 鋼より線の付着長さは PC 鋼より線の周長に起因すること、付着応力に復元力特性があることが確認し、その規則性から付着特性モデルを提案している。

既往の研究^{1),3)~6)}の実験で用いられた試験体 5 体の $M-\theta$ 関係(十字型 PC33-90 および PC55-90, ト型 PC33-90 および PC66-50, 土型 PC33-90No.1)の実験結果は、復元力特性モデルを用いた断面解析によって良好に表現することが報告されている。

PC 圧着関節架構は、PC 梁圧着関節部が離間するまでは弾性挙動を示し、PC 鋼材量および PC 鋼材の降伏応力度に対する導入プレストレスの比率により、曲げ破壊耐力時の変形をコントロールすることができる。PC 圧着関節架構の挙動は、PC 梁圧着関節部の回転挙動により支配されるので、これを精度良く評価することが設計法の確立にとって重要なポイントとなる。

PC 部材断面の曲げ終局強度 M_u を算定する上で規準・解説・指針^{7)~9)}には、PC 鋼材の引張降伏荷重がコンクリートの圧壊に先行することを前提とした評価式が示されており、その目安として部材断面積と部材のコンクリート圧縮強度の積に対する、PC 鋼材量と PC 鋼材降伏荷重の積の比率を表す PC 鋼材鉄筋係数 q あるいは q_{pr} が記載されている。

規準⁷⁾では、PC 鋼材鉄筋係数 q が部材断面の曲げ破壊時に至るまでの靱性と密接な関係を持っており、その値が大きくなると靱性は小さくなるため、式(2.1)のように制限することが望ましいとされている。

$$q \leq 0.3 \quad \text{式(2.1)}$$

$$\begin{aligned} q &= p \cdot \sigma_{sy} / F_c && \text{式(2.2)} \\ &= A_s \cdot \sigma_{sy} / (b \cdot d \cdot F_c) \end{aligned}$$

- p : PC 鋼材鉄筋比(A_s/bd : A_s は PC 鋼材断面積(mm^2))
- σ_{sy} : PC 鋼材の規格降伏点強度 (N/ mm^2)
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/ mm^2)

また指針⁹⁾では、コンクリート断面および普通鉄筋に対する平面保持を仮定した PC 梁断面で、PC 鋼材が降伏すると同時に圧縮縁コンクリートのひずみが 0.3% に達する条件から式(2.3)に q_{pr} の上限値を定めている(図 2.1 参照).

$$q_{pr} \leq 0.42 d_{pb1} \tag{式(2.3)}$$

$$d_{pb1} = d_{pb} / D$$

d_{pb} : 断面圧縮縁から引張側 PC 鋼材重心位置までの距離 (mm)

D : 断面せい (mm)

$$q_{pr} = (T_{pc} + T_{py}) / (b \cdot D \cdot \sigma_B) \tag{式(2.4)}$$

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

T_{py} : 引張側 PC 鋼材の引張力(PC 鋼材の降伏荷重) (N)

$$(= \sum a_{pcb} \cdot \sigma_{py})$$

a_{pca}, a_{pcb} : 圧縮側 PC 鋼材の断面積, 引張側 PC 鋼材の断面積 (N/ mm^2)

σ_{pc} : PC 鋼材の有効プレストレス応力 (N/ mm^2)

σ_{py} : PC 鋼材の降伏応力度 (N/ mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/ mm^2)

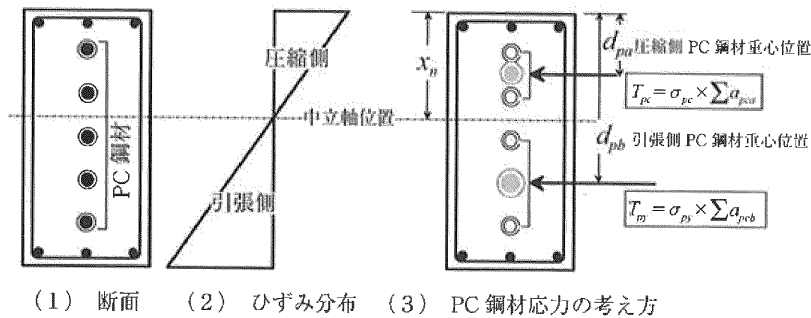


図 2.1: 曲げ終局強度 M_u 算定のための PC 鋼材応力の考え方(指針⁹⁾より)

そこで本章では、PC 圧着関節架構における PC 梁圧着関節部の回転性能を PC 鋼材鉄筋係数 q をパラメータとして検討を行う。また、PC 鋼材の降伏応力度に対するプレストレス力 $P_i = 0.5P_y$ で、コーベルの突起する形状および PC 梁上下端の圧着面の位置が異なるディテールを持つ PC 梁圧着関節部の構造性能を把握することを目的とする。すなわち、以下の

(1)～(3)の検討を行う。

- (1) PC 鋼材鉄筋係数 q を 0.2(実設計において比較的大きいレベル)および 0.3(規準⁷⁾の上限值)とした PC 梁圧着関節部の片持ち試験体による構造性能実験を行い、損傷性状とせん断力 Q —部材角 R 関係を把握する。
- (2) 復元力特性モデルを用いた数値解析により下記の①～③について実験値との比較検討を行う。
 - ① PC 梁圧着関節部の曲げモーメント M —PC 梁圧着関節部の回転角 θ 関係
 - ② 荷重の増大に伴う PC 梁圧着関節部の PC 梁の離間開始位置
 - ③ 曲げせん断を受ける時の PC 鋼より線の歪度性状
- (3) パラメータ解析を行い、下記の①～③が最大曲げモーメント M_{max} , M_{max} 時における回転角 θ_{max} , 残留回転角 θ_R に及ぼす影響を把握する。
 - ① $q=0.05\sim0.60$ の変動による影響
 - ② 部材断面積は同様に、梁幅 b および梁せい D の変動による影響
 - ③ PC 鋼材の降伏荷重に対する導入プレストレスの比率 $P_i=0.35P_y\sim0.70P_y$ の変動による影響

2.2 PC 圧着関節架構の片持ち PC 梁の構造性能実験

2.2.1 試験体概要

試験体は既往の研究¹⁾の PC 梁断面形状、梁長、その他ディテールと同様とした片持ち PC 梁であり、コンクリートの設計基準強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ とし、PC 鋼材鉄筋係数 q をパラメータとした下記の2体を計画した。なお q は式(2.2)を用いて算定している。

(1) C-PC44 : $q=0.2$ (実設計において比較的大きいレベル)

(2) C-PC66 : $q=0.3$ (規準⁷⁾の上限値)

※ ここで、試験体名称については「C」は片持ち梁を示し、「44」および「66」は試験体に PC 鋼材(PC 鋼より線)が上下段にそれぞれ4本ずつおよび6本ずつ配線していることを示す。

図 2.2 に試験体形状および断面、表 2.1 に試験体諸元、表 2.2 にセメント系圧縮強度試験結果、表 2.3-1 に普通鉄筋の引張強度試験結果、表 2.3-2 に PC 鋼より線の引張試験強度結果の力学的特性を示す。

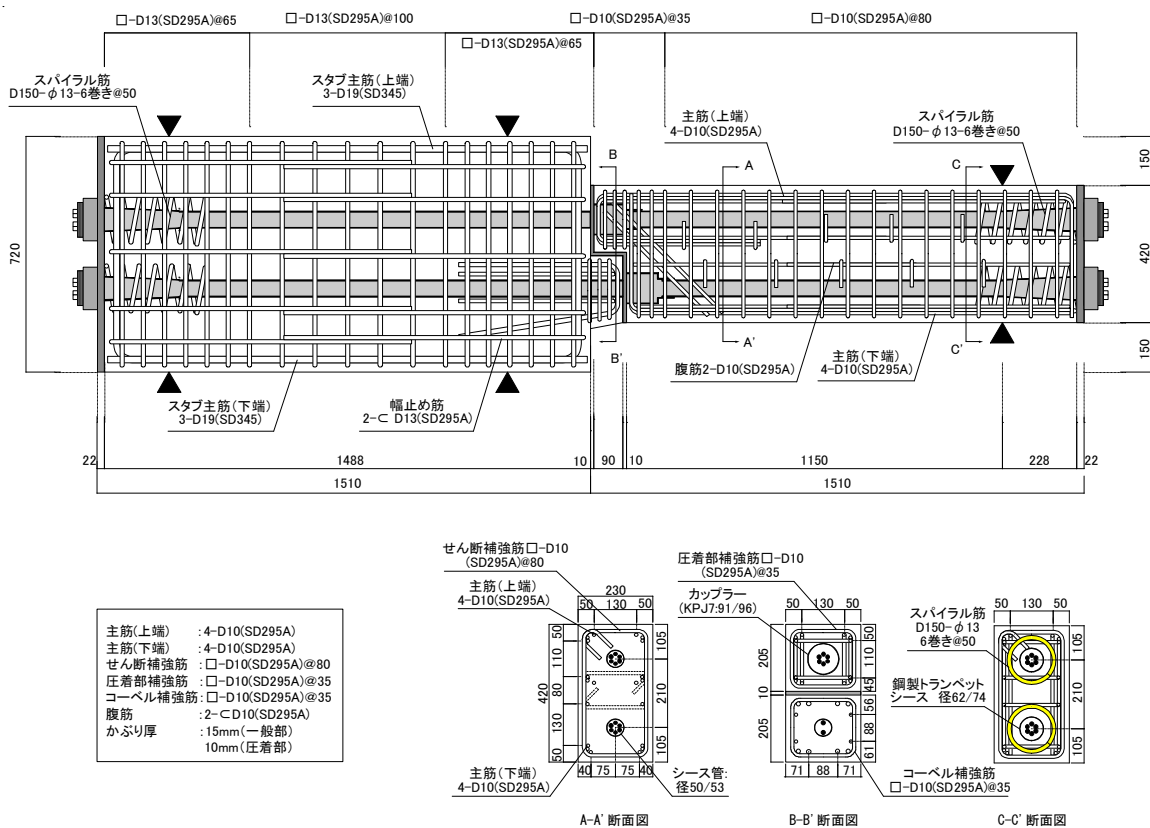


図 2.2: 試験体形状および断面

表 2.1: 試験体諸元

試験体	部材			鉄筋			PC鋼材(PC鋼より線)				PC鋼材 鉄筋係数 q
	梁幅 $b(\text{mm})$	梁せい $D(\text{mm})$	設計基準 強度 F_c (N/mm^2)	主筋	スタラップ	鋼種	材種	径	規格降伏 耐力 P_y ($\text{kN}/\text{本}$)	本数	
C-PC44	230	420	60	上端 6-D10	PC梁基端部 □-D10@35 PC梁一般部 □-D10@80	SD295A	SWPR 7BL	7本より 12.7mm	156	上端:4本	0.22
C-PC66				下端 6-D10						下端:4本	
										上端:6本	0.32
										下端:6本	

試験体は PC 圧着関節架構の PC 梁圧着関節部を切り出し、十字形部分架構試験体³⁾：PC55-50(-0.18)および PC55-90(-0.18)の梁部分をベースに、実大の約 1/2.5~1/3 スケールで梁断面を $b \times D = 230 \times 420\text{mm}$ 、せん断スパンを $a = 1260\text{mm}$ とした。スタブは十分に剛強とし、スタブと PC 梁は 1 次ケーブルを用いず 2 次ケーブルによるポストテンション方式のプレストレスとした。試験体 2 体共にせん断余裕度を 2.0 以上確保し、スタブは PC 鋼より線の定着長さが PC 梁試験区間と同様に合わせ、曲げ剛性を十分に確保した。その他、試験体製作手順を以下に記す。

スタブの製作

- ① コーベルを設けた形状で鉄筋かごを配筋した。
- ② PC 鋼より線用の 2 本のシースを配置した。
- ③ 2 体分の木製型枠を組み立て、 F_c60 のコンクリートを打設した。
 - ・ コンクリート打設後に蒸気養生
 - ・ コンクリート打設 1 日後に脱型

PC 梁の製作・架設・圧着接合

- ① PC 梁端部にコーベルに対応する形状で鉄筋かごを配筋した
- ② PC 鋼より線用の 1 列 2 段のシースを偏心が無いように直線に配置した。
- ③ 鋼製型枠を組み立て、 F_c60 のコンクリートを打設した。

なお、梁 2 本の製作に鋼製型枠 1 セットで 2 回転を下記の手順で行った。

 - ・ コンクリート打設後に蒸気養生
 - ・ コンクリート打設 1 日後に脱型
 - ・ 型枠を清掃および剥離剤を塗布
 - ・ 上記①および②が完了後に型枠を組み立て次の梁のコンクリートを打設
- ④ スタブに PC 梁を架設した。
- ⑤ PC 梁圧着関節部に 10mm の設けた目地に無収縮モルタルを充填した。
- ⑥ PC 梁の $\sigma_B \geq 36\text{N}/\text{mm}^2$ かつ無収縮モルタル $\sigma_M \geq 50\text{N}/\text{mm}^2$ 確認後に 2 本のシース内に PC 鋼より線(SWPR7BL)を通線し圧着接合した。その際のプレストレス量は PC

鋼より線に貼付した歪ゲージによる値の平均値を用いて歪度管理を行い、規格降伏荷重時歪度に対して概ね $P_i=0.5P_y$ ($=78\text{kN/本}$, $P_y:156\text{kN/本}$) に相当する荷重を導入した。C-PC44 は上段: 306kN , 下段: 320kN で合計 626kN , C-PC66 は上段: 462kN , 下段: 484kN で合計 946kN のプレストレス導入力とした。

- ⑦ シース内に $F_G \geq 30\text{N/mm}^2$ のグラウトを充填した。

表 2.2: コンクリート、グラウト、無収縮モルタルの力学的特性

試験体	材料	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	材令 (日)
C-PC44 C-PC66	コンクリート	67.2	37264	36
	グラウト	42.4	13560	30
	無収縮モルタル	90.4	26700	34

表 2.3-1: 普通鉄筋の力学的特性

試験体	材質	呼び径	降伏強度 σ_y (N/mm^2)	降伏歪度 ϵ_y (μ)	引張強度 σ_u (N/mm^2)	破断伸び (%)	ヤング係数 E_s ($\times 10^5$) (N/mm^2)
C-PC44 C-PC66	SD295A	D10	356	1973	521	17.7	1.83

※降伏強度は上降伏点を示す。

表 2.3-2: PC 鋼より線の力学的特性

試験体	材質	径	規格降伏 耐力 $\sigma_{py,standard}$ (N/mm^2)	規格降伏 耐力時の 歪度 $\epsilon_{py,standard}$ (μ)	0.2% オフセット 降伏耐力 σ_{py} (N/mm^2)	0.2% オフセット 降伏耐力 時の歪度 $\epsilon_{py}(\mu)$	引張強度 σ_{pu} (N/mm^2)	破断伸び (%)	ヤング係数 E_p ($\times 10^5$) (N/mm^2)
C-PC44 C-PC66	SWPR 7BN	12.7 ϕ	1580	7740	1585	9545	1861	11.4	2.10

2.2.2 実験方法

載荷方法

図 2.3 に載荷装置およびセットアップ状況を示す。PC 梁への載荷は地震時に水平力が作用した場合を再現するために 1000kN 油圧ジャッキ 2 基を用いて、梁の反曲点位置にせん断力を与え、図 2.4 に示すようにせん断力 Q と部材角 R を想定した。スタブにも油圧ジャッキを用いて PC 梁載荷時に転倒を起こさないように強固に固定した。

図 2.5 に載荷サイクルを示す。載荷は梁載荷点での変位制御とし、梁の部材角 $R = \pm 1/400 \text{ rad.}$ を 1 回繰り返した後、 $R = \pm 1/200 \text{ rad.}$, $\pm 1/100 \text{ rad.}$, $\pm 1/66 \text{ rad.}$, $\pm 1/50 \text{ rad.}$, $\pm 1/100 \text{ rad.}$ を 2 回ずつ繰り返す、 $\pm 1/33 \text{ rad.}$ を 1 回繰り返した後、 $\pm 1/25 \text{ rad.}$ まで正負交番繰り返す載荷とした。なお、正載荷時には PC 梁圧着関節部の上端の目地離間、負載荷時には下端の目地離間を目的に計画とした。

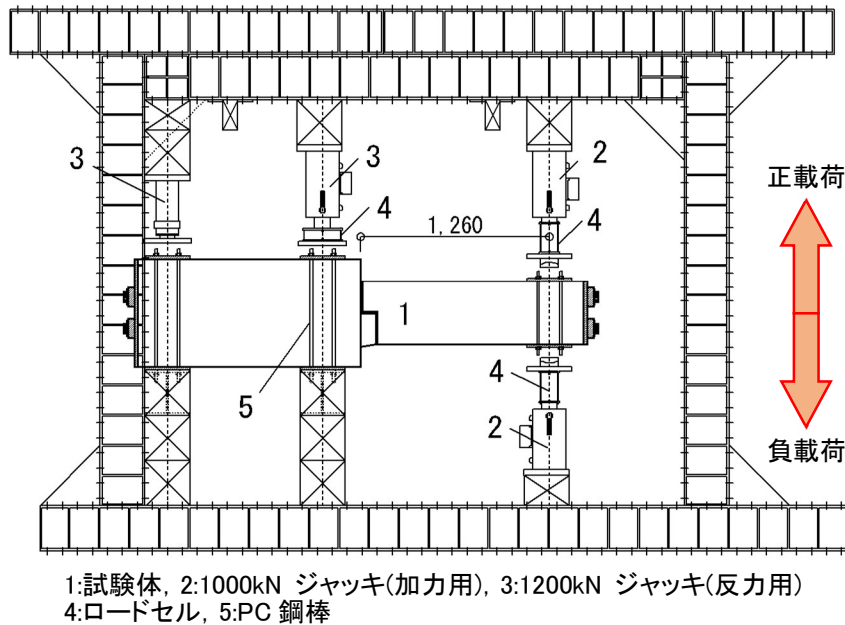


図 2.3: 載荷装置およびセットアップ状況

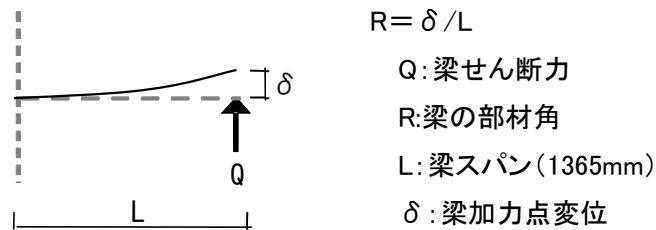


図 2.4: Q-R 関係モデル

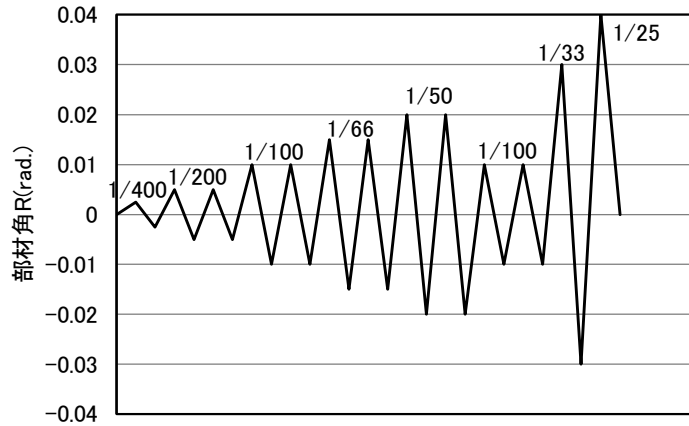
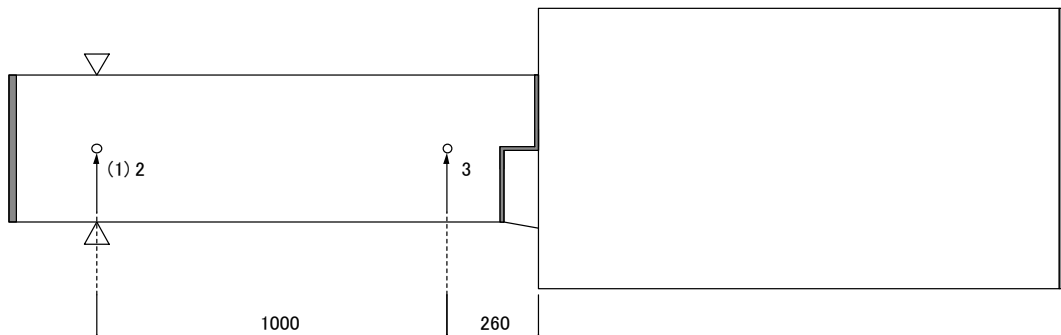


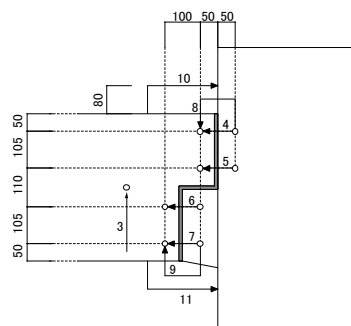
図 2.5: 载荷サイクル

計測方法

図 2.6(a), (b) に変位測定箇所を示す。変位測定は、梁曲げ変形、スタブと PC 梁圧着関節部の相対変形、回転変形を測定する。各変形は試験体片面のみとし、梁载荷点変位については载荷時の制御点であることから表裏両面で測定を行った。



(a) 試験体全体



(b) 圧着接合部

図 2.6: 変位測定位置

PC 鋼より線の歪度計測

図 2.7 に PC 鋼より線の歪ゲージ貼付模式図を，図 2.8 に各試験体歪度計測位置を示す。歪度は PC 鋼より線，梁主筋，柱主筋，梁およびスタブのせん断補強筋に歪ゲージを貼付して測定する。PC 鋼より線への歪ゲージの貼付は，一定の間隔で 1 本の素線を辿って各測定点につき 2 本行った。ここで使用した PC 鋼より線は，素線 1 本ずつがエポキシ樹脂によりコーティングされているため，その測定点の歪ゲージはエポキシ防錆被膜を局部的に剥がし取り，図 2.7 に示すように素線の流れ方向(PC 鋼より線の軸に対して斜め方向)に貼り付けた。また，歪ゲージの防水養生は面積が可能な限り小さい局所的なものとした。なお，材料試験結果のヤング係数も同様の方法で計測した歪度を用いて求めている。

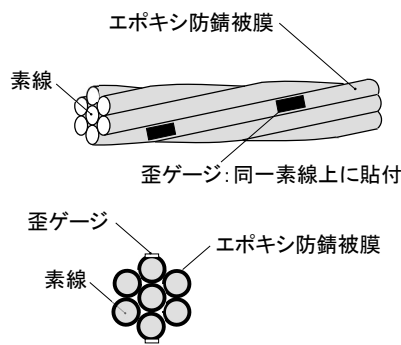


図 2.7: 歪ゲージ貼付模式図

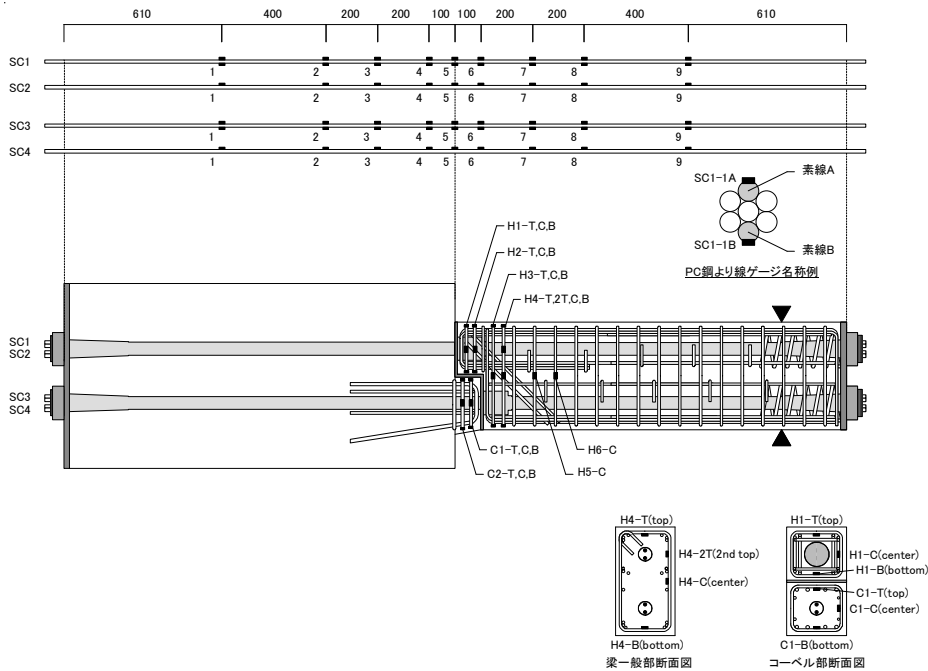


図 2.8: 歪度計測位置

2.2.3 諸耐力の算定

表2.4に試験体の各部材の諸耐力計算値一覧および算定式⁷⁾⁸⁾を以下に示す。また、PC鋼材係数 q を算出する際に、図2.1および式(2.4)には圧縮側のPC鋼材が圧縮域 x_n の範囲内であるため有効プレストレスのみとされているが、本試験体は材料強度に規格値で計画しC-PC44は x_n の範囲外で、C-PC66はシースが3.4mmほど x_n の範囲内に及んでいるもののPC鋼材芯は範囲外であるため、式(2.5)に示すPC鋼材は上下段共に降伏耐力を用いた。曲げ離間モーメントと曲げ終局耐力はPC梁圧着関節部を示しており、主筋は考慮していない。

表 2.4: PC 梁部材諸耐力計算値一覧

試験体		曲げ離間モーメント bM_{cr} (kNm)	曲げ離間時 圧着関節部 せん断力 bQ_{mcr} (kN)	圧縮域 x_n (mm)	曲げ 終局耐力 bM_u (kNm)	曲げ降伏時 圧着関節部 せん断力 bQ_{mu} (kN)	せん断 終局耐力 bQ_{u1} (kN)	圧着面 せん断耐力 bQ_{u2} (kN)	PC鋼材係数 q
C-PC44	規格値	91	72	54.5	184	146	331	312	0.22
	実測値	97	77	48.8	187	148	374	312	0.19
C-PC66	規格値	113	90	81.7	255	202	331	468	0.32
	実測値	119	94	73.2	262	208	374	468	0.29

PC鋼材鉄筋係数 q

表2.1に示すように、試験体計画時におけるPC鋼材鉄筋係数は式(2.5)を用いて規格値によるC-PC44は $q=0.22$ 、C-PC66は $q=0.32$ 、材料の力学的特性により実測値によるとC-PC44は $q=0.19$ 、C-PC66は $q=0.29$ とした。

$$q = \frac{A_1 \cdot \sigma_{y1} + A_2 \cdot \sigma_{y2}}{b \cdot d \cdot F_c} \tag{2.5}$$

- A_1 : 引張側 PC 鋼材断面積 (mm²)
- A_2 : 圧縮側 PC 鋼材断面積 (mm²)
- σ_{y1} : 引張側 PC 鋼材規格降伏強度 (N/mm²)
- σ_{y2} : 圧縮側 PC 鋼材規格降伏強度 (N/mm²)
- b : 梁幅 (mm)
- d : 梁有効せい (mm)
- F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

曲げ離間モーメント bM_{cr}

プレストレスコンクリートの曲げひび割れモーメントを鉄筋の繋がっていないPC梁圧着関節部の曲げ離間モーメントとして採用した。

$$M_{cr} = (5/3 \cdot 0.07F_c + P_e/A_c + P_e \cdot e/Z_e) \cdot Z_e \quad \text{式(2.6)}$$

- P_e : 有効プレストレス力 (N)
 e : プレストレス力偏心距離 (mm)
 A_c : PC 梁断面積 (mm²)
 Z_e : 引張側に関する断面係数 (mm³)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

曲げ終局耐力 ${}_bM_u$

$${}_bM_u = A_p \cdot \sigma_{py}(d - k_2 \cdot x_n) + A_s \cdot \sigma_{sy}(d_s - k_2 \cdot x_n) \quad \text{式(2.7)}$$

$$\approx \{1 - 0.5r(q + q_s)\} p \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{py} + \left\{ \frac{d_s}{d} - 0.5r(q + q_s) \right\} p_s \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{sy}$$

$$x_n = \frac{A_p \cdot \sigma_{py} + A_s \cdot \sigma_{sy}}{k_1 \cdot b \cdot F_c} \quad \text{式(2.8)}$$

$$k_1 = 0.83, \quad k_2 = 0.42$$

$$p : \text{PC 鋼材の鉄筋比} (= \frac{A_p}{b \cdot d})$$

$$p_s : \text{引張側普通鉄筋の鉄筋比} (= \frac{A_s}{b \cdot d})$$

$$q : \text{PC 鋼材の鉄筋係数} (= \frac{p \cdot \sigma_{py}}{F_c}), \quad q \leq 0.3 \text{ が望ましい}$$

$$q_s : \text{引張側普通鉄筋の鉄筋係数} (= \frac{p_s \cdot \sigma_{sy}}{F_c})$$

$$b : \text{梁幅} \quad (\text{mm})$$

$$d : \text{コンクリート圧縮縁から緊張材重心までの距離} \quad (\text{mm})$$

$$F_c : \text{PC 梁部材の設計基準強度} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$p : \text{PC 鋼材の鉄筋比}$$

$$p_s : \text{引張側普通鉄筋の鉄筋比}$$

$$q : \text{PC 鋼材の鉄筋係数で, } q \leq 0.3 \text{ が望ましい}$$

$$q_s : \text{引張側普通鉄筋の鉄筋係数}$$

$$A_p : \text{PC 鋼材の全断面積} \quad (\text{mm}^2)$$

$$A_s : \text{引張側鉄筋の全断面積} \quad (\text{mm}^2)$$

$$\sigma_{py} : \text{PC 鋼材の規格降伏点強度} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_{sy} : \text{引張側鉄筋の規格降伏点強度} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$d_s : \text{コンクリート圧縮縁から引張側鉄筋重心位置までの距離} \quad (\text{mm})$$

r : 修正係数(=1.0)

x_n : 圧縮域 (mm)

曲げ降伏時のせん断力

$${}_bQ_{mu} = {}_bM_u / a \quad \text{式(2.9)}$$

a : せん断スパン(=1260) (mm)

せん断終局耐力 ${}_bQ_{u1}$

$${}_bQ_{u1} = b \cdot j_0 \cdot p_w \cdot {}_w f_y + \frac{b \cdot D}{2} (\nu \cdot F_c - 2p_w \cdot {}_w f_y) \tan \theta \quad \text{式(2.10)}$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{2M}{Q \cdot D}\right)^2 + 1} - \frac{2M}{Q \cdot D} \quad \text{式(2.11)}$$

b : 梁幅 (mm)

j_0 : 圧縮鉄筋から引張鉄筋までの重心間距離 (mm)

接合面において耐力に寄与する引張鉄筋を配置しない場合で、PC 鋼材として丸鋼棒を使用する場合は、 $j_0=0$ とする。また、PC 鋼材としてより線、または異形棒鋼を使用する場合は、 j_0 を圧縮側と引張側に配置した PC 鋼材間の距離とする。

F_c : PC 梁部材の設計基準強度 (N/mm²)

${}_w f_y$: せん断補強筋の規格降伏点強度 (N/mm²)

ただし、 ${}_w f_y > 390 \text{ N/mm}^2$ のときは ${}_w f_y = 390 \text{ N/mm}^2$ とする。

p_w : 重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比

ただし、 $p_w \geq 0.002$ とし、 $p_w > 0.012$ の場合、 $p_w = 0.012$ とする。

接合面において耐力に寄与する引張鉄筋を配置しない場合で、PC 鋼材として丸鋼棒を使用する場合は、 $p_w = 0$ とする。

D : 梁せい (mm)

M, Q : 規準⁷⁾64 条表 5 に示す応力の組合せ、もしくは 72 条第 6 項に示すものと同様の方法で求めた部材最大モーメント及び部材最大せん断力

ν : コンクリートの有効係数(= $\alpha \cdot L_r \left(1 + \frac{\sigma_g}{F_c}\right)$) ただし、 $0.65 < \nu < 1$ とする。

$$\alpha = \sqrt{60/F_c} \quad (\alpha \leq 1)$$

$$L_r = \frac{M}{2Q \cdot D} \quad (L_r \leq 1)$$

$$\sigma_g = \frac{P_0}{b \cdot D} \quad \text{(N/mm}^2\text{)}$$

P_0 : 有効プレストレス力 (N)

圧着面のせん断耐力 bQ_{u2}

$$bQ_{u2} = 0.5P_0$$

式(2.12)

P_0 : 有効プレストレス力 (N)

2.3 実験試験体の力学的性状

2.3.1 損傷性状

写真 2.1(a)~(j)に部材角 $R=1/200\text{rad.}$, $1/100\text{rad.}$, $1/66\text{rad.}$, $1/50\text{rad.}$, $1/33\text{rad.}$ 載荷終了時の損傷状況を示す。

C-PC44

正載荷時 $R=1/400\text{rad.}$ に向かうサイクルで上端目地部に離間が生じ、コーベル部右上角に微細な圧縮斜めひび割れが発生した。負載荷時 $R=1/200\text{rad.}$ に向かうサイクルで圧着面から $1D$ の区間に曲げひび割れが生じ、正載荷時 $R=1/100\text{rad.}$ に向かうサイクルで梁端部端圧縮側(下端)かぶりコンクリートの圧縮ひび割れが発生した。また、正載荷時 $R=1/100\text{rad.}$ にて目地部の剥離を確認した。正載荷時 $R=1/66\text{rad.}$ に向かうサイクルで梁端部の曲げ圧縮破壊、負載荷時 $R=1/66\text{rad.}$ に向かうサイクルで梁端部およびコーベル部の圧縮ひび割れが進展し、曲げ圧縮破壊が生じた。その後負載荷時 $R=1/33\text{rad.}$ において、上段の PC 鋼より線が降伏歪度に達したことを確認した。

C-PC66

正載荷時 $R=1/400\text{rad.}$ に向かうサイクルで上端目地部に離間が生じ、コーベル部右上角に微細な圧縮斜めひび割れが発生した。負載荷時 $R=1/400\text{rad.}$ に向かうサイクルで圧着面から $1D$ の区間に微細な曲げひび割れが生じ、まもなくして目地部に離間を確認した。正載荷時 $R=1/200\text{rad.}$ に向かうサイクルで梁端部圧縮側(下端)かぶりコンクリートの圧縮ひび割れが生じ、目地部の剥離が生じた。正載荷時 $R=1/100\text{rad.}$ に向かうサイクルで梁端部下端の曲げ圧縮破壊が生じ、負載荷時 $R=1/66\text{rad.}$ に向かうサイクルで梁端部上端およびコーベル部の曲げ圧縮破壊が生じた。その後、負載荷時 $R=1/50\text{rad.}$ および正載荷時 $1/33\text{rad.}$ に上下段の PC 鋼より線が降伏歪度に達したことを確認した。



(a)C-PC44(1/200rad.)



(f)C-PC66(1/200rad.)



(b)C-PC44(1/100rad.)



(g)C-PC66(1/100rad.)



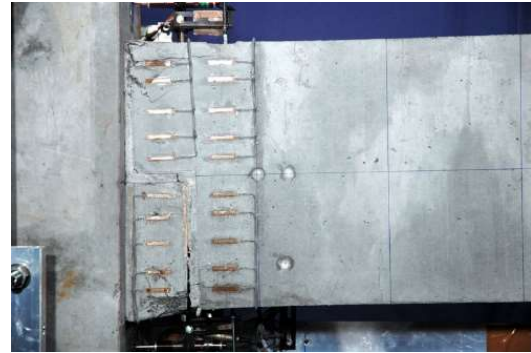
(c)C-PC44(1/66rad.)



(h)C-PC66(1/66rad.)



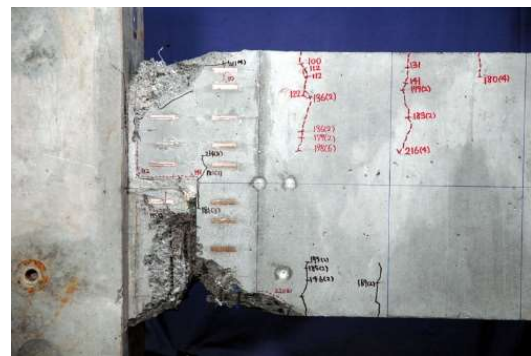
(d)C-PC44(1/50rad.)



(i)C-PC66(1/50rad.)



(e)C-PC44(1/33rad.)



(j)C-PC66(1/33rad.)

図 2.9:PC 梁圧着関節部の損傷状況

2.3.2 せん断力 Q —部材角 R 関係

図2.10(a)～(d)に各試験体のせん断力 Q —部材角 R 関係, 図2.11に両試験体の Q — R 関係の比較, 図2.12に残留部材角 R_R の推移を示す.

C-PC44

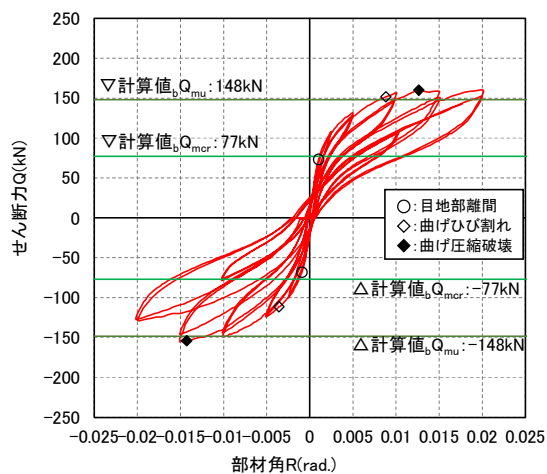
載荷開始後, 初期剛性のまま直線的に耐力が上昇し, $1/400\text{rad}$.に向かうサイクルで目地部が離間したことで徐々に剛性が低下し始めた. その後, 剛性が二次勾配に移り耐力は上昇し続け, $1/100\text{rad}$.に達する寸前で, PC梁部材に曲げひび割れが発生したことで若干剛性が低下した. $1/66\text{rad}$.に向かうサイクルでPC梁の曲げ圧縮破壊が生じ, 最大耐力(正載荷時: 162kN , 負載荷時: 155kN)となった.

なお, $1/66\text{rad}$.終了時の残留変形は $1/1600\text{rad}$.程度で非常に小さく原点指向型の復元力特性を示したが, その後PC梁圧縮側かぶりコンクリートの剥落が顕著になり, 正載荷時ではその後も耐力は保持したものの, 負載荷時では $1/66\text{rad}$.ピーク時の最大耐力を迎えた以降にコーベル部コンクリートの曲げ圧縮破壊に伴って, 徐々に耐力低下が見られた. 最終的に残留変形が小さい紡錘型の復元力特性を示した.

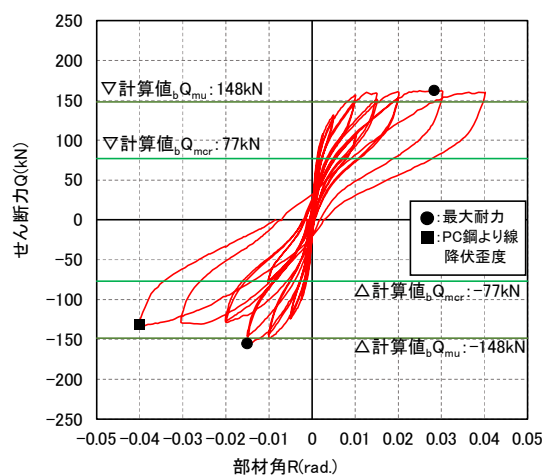
C-PC66

載荷開始後, 初期剛性のまま直線的に耐力が上昇し, $1/400\text{rad}$.に向かうサイクルで目地部が離間したことで徐々に剛性が低下し始めた. その後, 剛性が二次勾配に移り耐力は上昇し続け, PC梁部材に微細な曲げひび割れの発生にしたことで若干剛性が低下した. $1/100\text{rad}$.に向かうサイクルでPC梁の曲げ圧縮破壊が生じ, 最大耐力(正載荷時: 220kN , 負載荷時: 220kN)を示した.

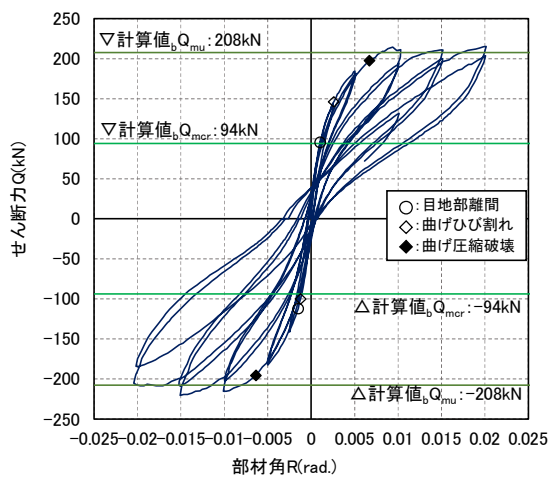
なお, $1/66\text{rad}$.終了時の残留変形は $1/1100\text{rad}$.程度で非常に小さくC-PC44と同様な傾向が見られ, 最終的に残留変形が小さい紡錘型の復元力特性を示した.



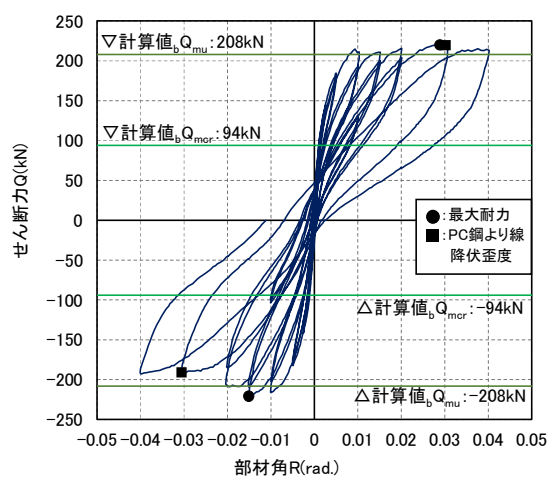
(a): C-PC44(R=1/50rad.まで)



(b): C-PC44(R=1/25rad.まで)



(c): C-PC66 (R=1/50rad.まで)



(d): C-PC66(R=1/25rad.まで)

図 2.10:せん断力 Q-部材角 R 関係

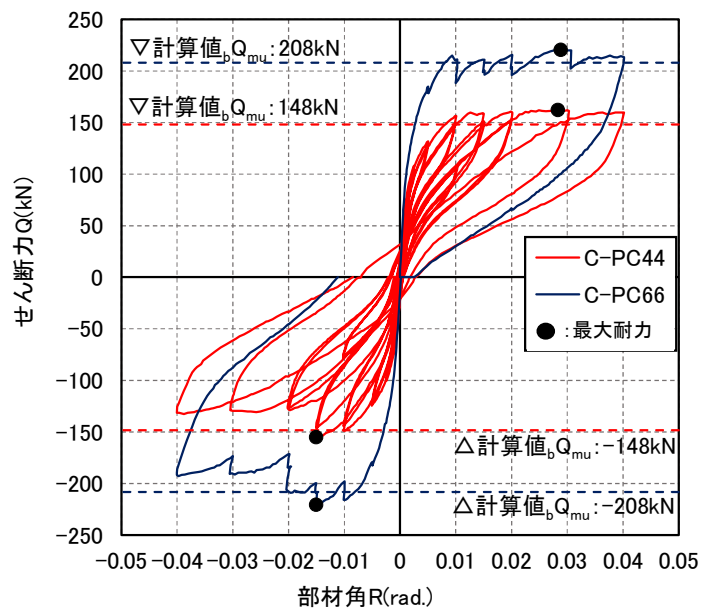


図 2.11:せん断力 Q-部材角 R 関係の比較

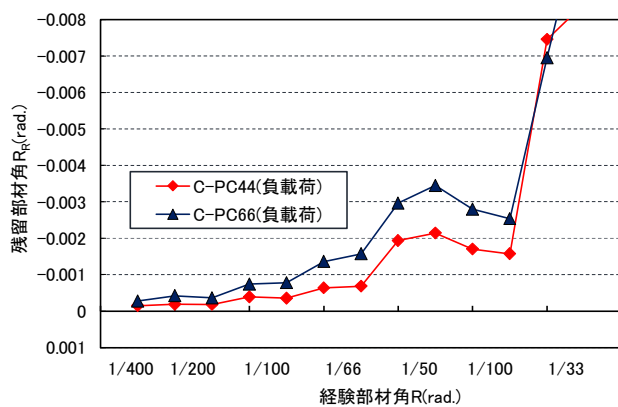
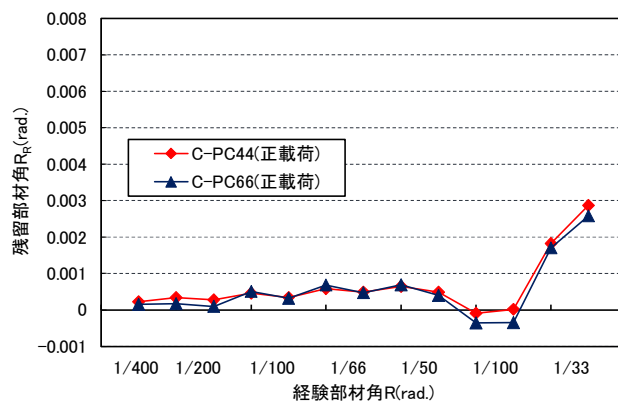
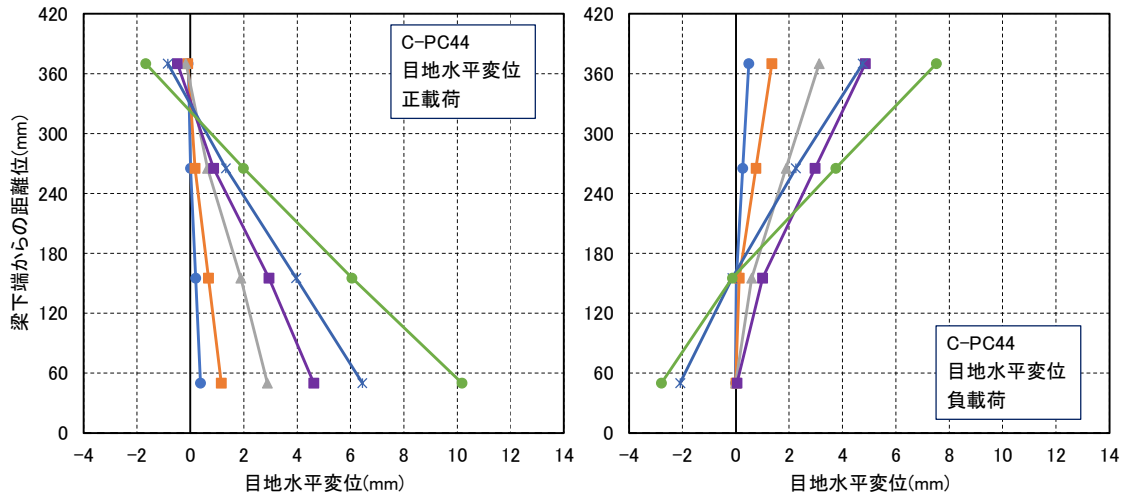


図 2.12: 残留部材角の推移(正負載荷時別)

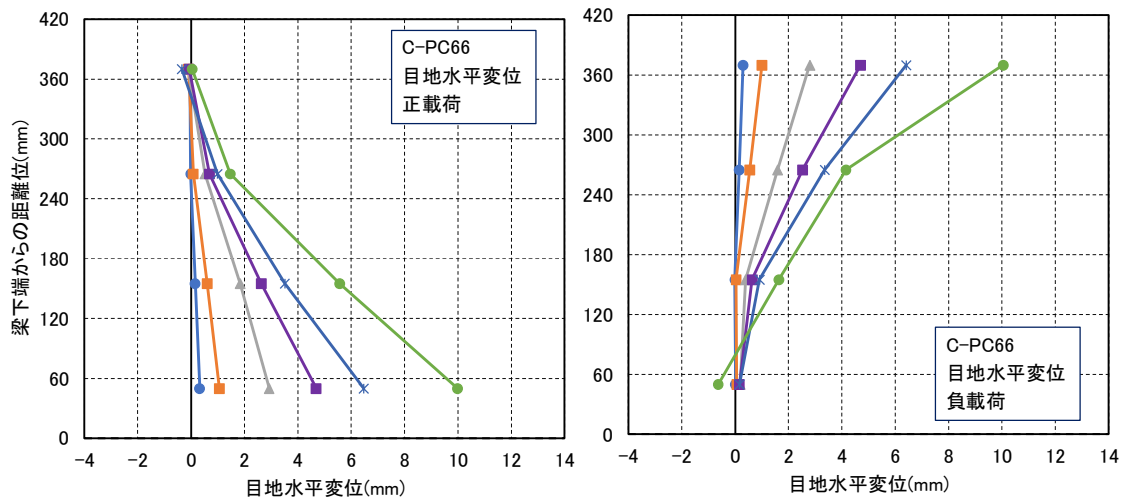
2.3.3 PC 梁圧着関節部の水平変位

図 2.13(a)～(d)に両試験体の正負荷荷別に PC 梁圧着関節部の水平変位分布の実験結果を示す。ここで PC 梁圧着関節部の水平変位は、図 2.6 の 4～7 の水平方向変位計測値をプロットして示した。両試験体共に各サイクル時の水平変位に目立った差異は見られなかった。引張側最外端の変位計についても各サイクル時に同程度変形しており、引張縁の離間の幅は同程度であった。また、圧縮側最外端の変位計については、圧縮側かぶりコンクリートの剥落等により変位計治具に影響を与えるため、計測値に多少のバラツキが見られるものの、概ね同程度の圧縮変形量であった。圧着面の平面は保たれたまま変形していると推定する。



(a):C-PC44 正載荷時

(b):C-PC44 負載荷時



(c):C-PC66 正載荷時

(d):C-PC66 負載荷時

図 2.13:PC 梁圧着関節部の水平変位分布の実験結果

2.4 PC 梁圧着関節部の履歴挙動に関する数値解析と実験値との比較および考察

2.4.1 解析概要

PC 梁圧着関節部の履歴挙動を，平面保持の仮定に基づいた断面解析により算出し，実験結果との比較を行う．断面解析では図 2.14 に示す PC 梁圧着関節部の変形と歪度分布を仮定した^{15)~17)}．

コンクリートの履歴挙動は，文献¹¹⁾に基づく Kent-Scott-Park モデル¹²⁾とし，有限要素解析フレームワークの OpenSees¹³⁾における Concrete02 モデルと同様の履歴規則とした．PC 梁圧着関節部にはコンファインド効果を考慮し，コンクリートの応力度が圧縮強度に達した後に急激な耐力低下はしないものとした¹⁴⁾．

PC 鋼より線の履歴挙動は，図 2.14(b)に示すような PC 梁圧着関節部を頂点とした三角形の歪度分布を元に算出した．PC 鋼より線の引張力と変形量の関係を求めるために必要な付着応力度は，既往の研究による PC 鋼より線の付着実験結果²⁾で提案された規則を用いている．

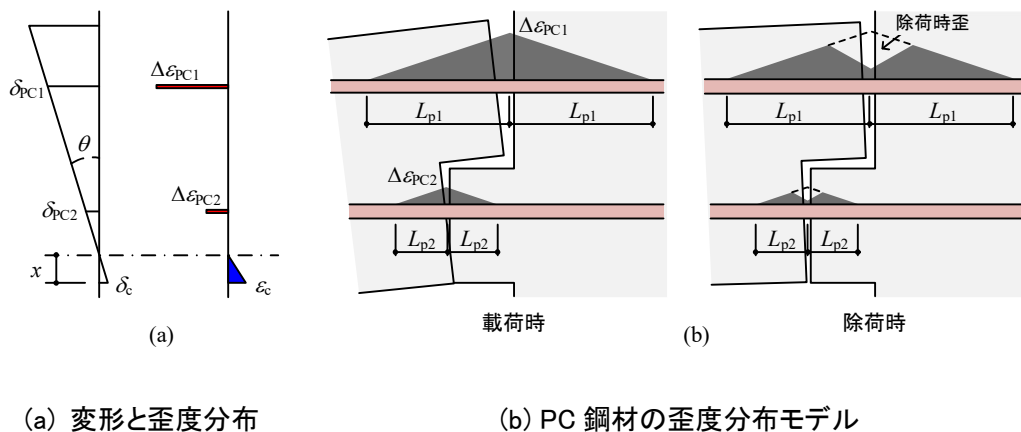


図 2.14: PC 柱梁圧着関節部の変形と歪度分布モデル

2.4.2 PC 梁圧着関節部の曲げモーメント M - 回転角 θ 関係

図 2.15(a)～(d)に C-PC44 および C-PC66 における PC 梁圧着関節部の曲げモーメント M - 回転角 θ 関係の実験値と解析値を示す。ここで実験値の回転角 θ はスタブと PC 梁の相対回転角とし、図 2.6 に示す PC 梁目地部の上下端に取り付く変位計より、上下変位計の変位差を上下変位計距離(=580mm)で除して算出した。

C-PC44

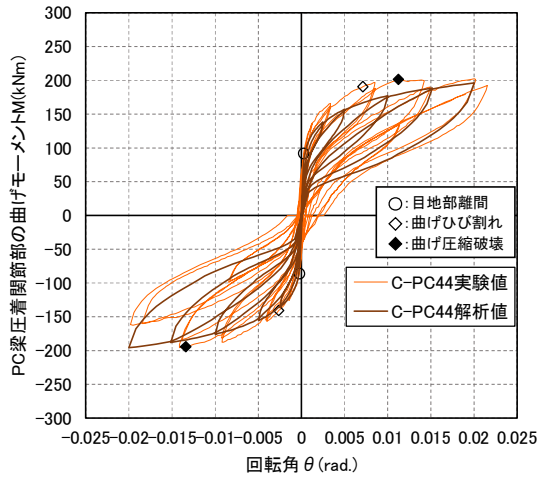
実験載荷開始後、離間開始までは回転角 θ に変化は無く、直線的に曲げモーメント M が上昇していった。 $R=1/400\text{rad.}$ に向かうサイクルで目地部が離間したことで剛性が低下し、緩やかな二次勾配を保ったまま $\theta=1/100\text{rad.}$ 程度($R=1/66\text{rad.}$ 程度)まで M が上昇し続けた。その後、緩やかに剛性低下しながら PC 梁圧着関節部の曲げ圧縮破壊が生じ、最大耐力(正載荷時 $\theta=1/33\text{rad.}$ 手前, 負載荷時 $\theta=1/66\text{rad.}$ 程度)を迎えた。残留回転角は $R=1/66\text{rad.}$ 終了後で $\theta_R=1/1250\text{rad.}$ 程度と非常に小さい結果が得られた。

一方解析結果は、初期剛性は実験結果と同等に直線的に M が上昇していき、 M が実験値よりも 15%程度小さい地点で剛性が低下し二次勾配に移行した。その後、 $\theta=1/46\text{rad.}$ まで M が上昇し続けたが M が実験値よりも 7～13%下回り、PC 鋼より線の降伏に至った。実験除荷時における戻りのループは $1/125\text{rad.}$ 時までは概ね同様な傾向が見られたが、実験試験体の曲げ圧縮破壊による残留回転角 θ_R が若干発生することまでは表現されなかったものの、全体を通じて解析結果は実験結果を概ね良好に表現することができた。

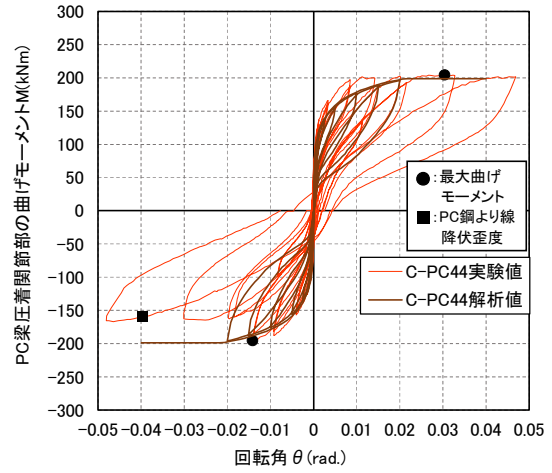
C-PC66

実験載荷開始後の挙動は C-PC44 と同様で、目地部が離間したことで剛性が低下し、緩やかな二次勾配を保ったまま $\theta=1/150\text{rad.}$ 程度($R=1/100\text{rad.}$ 程度)まで M が上昇し続けた。その後、緩やかに剛性低下しながら PC 梁圧着関節部の曲げ圧縮破壊が生じ、最大耐力(正載荷時 $\theta=1/33\text{rad.}$ 程度, 負載荷時 $\theta=1/66\text{rad.}$ 程度)を迎えた。残留回転角は $R=1/66\text{rad.}$ 終了後で $\theta_R=1/2300\text{rad.}$ 程度と非常に小さい結果が得られた。

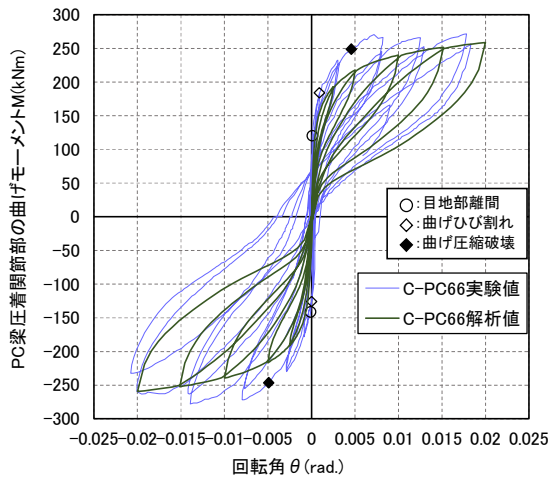
一方解析結果は、初期剛性は実験結果よりやや低いものの直線的に M が上昇していき、 M が実験値よりも 20%程度小さい地点で剛性が低下し二次勾配に移行した。その後、 $\theta=1/41\text{rad.}$ まで M が上昇し続けたが M が実験値よりも 8～15%下回り、PC 鋼より線の降伏、実験除荷時における戻りのループ、実験試験体の曲げ圧縮破壊による残留回転角 θ_R は C-PC44 と同様な傾向が見られたものの、全体を通じて解析結果は実験結果を概ね良好に表現することができた。



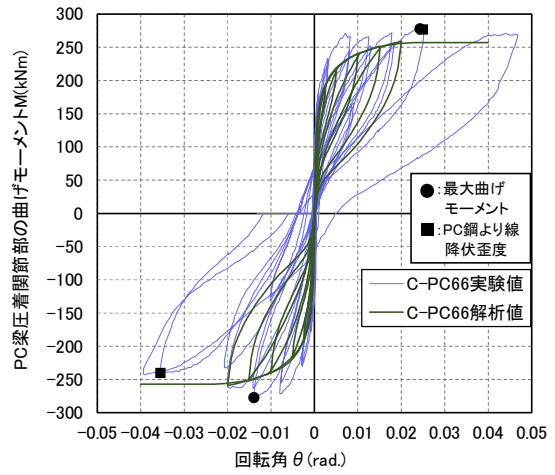
(a): C-PC44(R=1/50rad.まで)



(b): C-PC44(R=1/25rad.まで)



(c): C-PC66 (R=1/50rad.まで)



(d): C-PC66(R=1/25rad.まで)

図 2.15: PC 梁圧着関節部の曲げモーメント M —回転角 θ 関係の実験値と解析値

2.4.3 PC 梁圧着関節部の離間開始位置の推移

図 2.16 に PC 梁圧着関節部の離間開始位置の推移の実験値と解析値を示す。ここで実験結果における離間開始位置は、図 2.6 の 4 および 7 の水平変位と 8 および 9 の鉛直変位を用いて、変形前の計測点 2 点を結ぶ直線と変形後の直線が交わった点を離間点位置として算出した。なお、図には各サイクルにおける梁下端からの距離として示した。

実験結果における PC 梁圧着関節部の離間開始位置は、荷初期は変動するものの $R=1/100\text{rad}$ 程度から両試験体において概ね一定の位置に落ち着いていることがわかる。荷初期は離間開始位置が圧縮縁から 180mm 付近に位置しているが、 $R=1/100\text{rad}$ 程度から 120mm 付近に移動している。負荷荷時においても正荷荷時と同様の傾向を示した。PC 梁圧着関節部は各上縁・下縁から概ね 30% を推移している。C-PC44 負荷荷時の $R=1/50\text{rad}$ 以降を除いて、解析結果は実験結果を概ね表現できている。

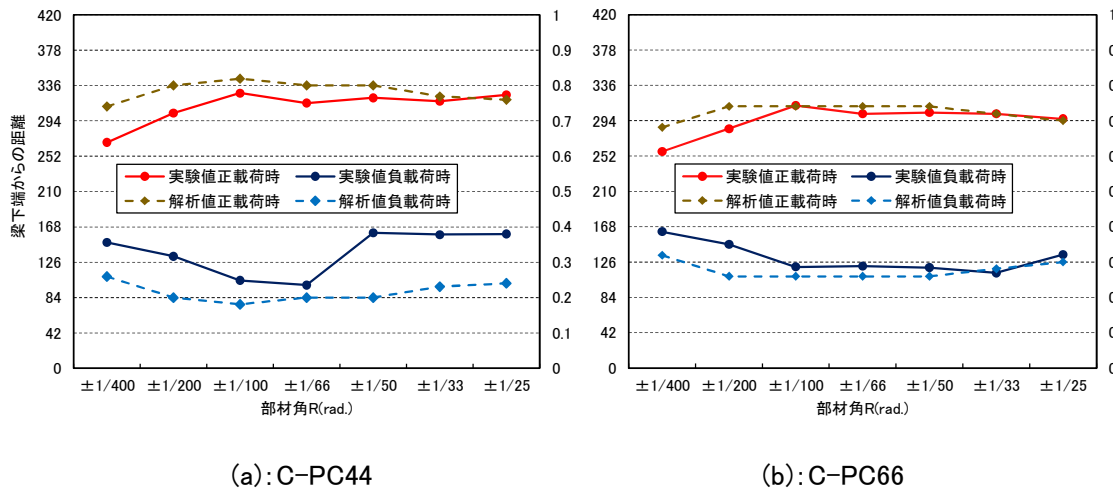


図 2.16: PC 梁圧着関節部の離間開始位置の推移の実験値と解析値

2.4.4 PC 鋼より線の歪度性状

図2.17-1(a)～(d)にC-PC44の正載荷時，図2.17-2(a)～(d)にC-PC44の負載荷時，図2.17-3(a)～(d)にC-PC66の正載荷時，図2.17-4(a)～(d)に負載荷時における各サイクルピーク時のPC鋼より線の歪度分布の実験値と解析値を示す。縦軸はPC鋼より線のプレストレス導入時の歪度 ε_p をゼロ点とした載荷開始後からの増分歪度 $\Delta \varepsilon$ を示し，増分降伏歪度 $\Delta \varepsilon_y$ は材料試験結果の応力度 σ - 歪度 ε 関係から0.2%オフセット法によって求めた降伏応力度 σ_y 時の歪度(=9545 μ)から，各ケーブルの ε_p の平均値を差分としている。ここで ε_p をゼロ点とは，試験体作成時から実験載荷時までの間にプレストレス導入歪度が4～13%の低下した値を用いた。

図2.17の横軸は1回目載荷サイクルピーク時のみを示す。測定点での歪度は上下に添付した平均値とした。解析結果は図2.17-1(c)および(d)，図2.17-2(a)および(b)，図2.17-3(c)および(d)，図2.17-4(a)および(b)の引張縁側(離間側)のPC鋼より線の歪度分布を示す。この時の $\Delta \varepsilon_y$ は規格降伏応力度 σ_y 時の歪度(=7740 μ)と ε_p の差分をゼロ点としている。

実験結果はPC鋼より線の本数の違いに関係無く，両試験体共にPC鋼より線の $\Delta \varepsilon$ は， $\Delta \varepsilon_y$ に達する以前(概ねPC鋼より線の弾性限界時の歪度)まで危険断面(目地部)付近が最大となり，危険断面から離れていくにつれて徐々に $\Delta \varepsilon$ が緩やかに減少していき，危険断面を頂点とした三角形分布を示した。両試験体共に $R=1/33\text{rad}$ のピーク時に危険断面位置において $\Delta \varepsilon_y$ に達した。

一方解析結果は，C-PC44は $R=1/46\text{rad}$ 時に，C-PC66は $R=1/41\text{rad}$ 時にPC鋼より線が降伏荷重に達したが，両試験体共に $R=1/50\text{rad}$ までは実験結果の $\Delta \varepsilon$ と歪度勾配は概ね同様に表現することができた。

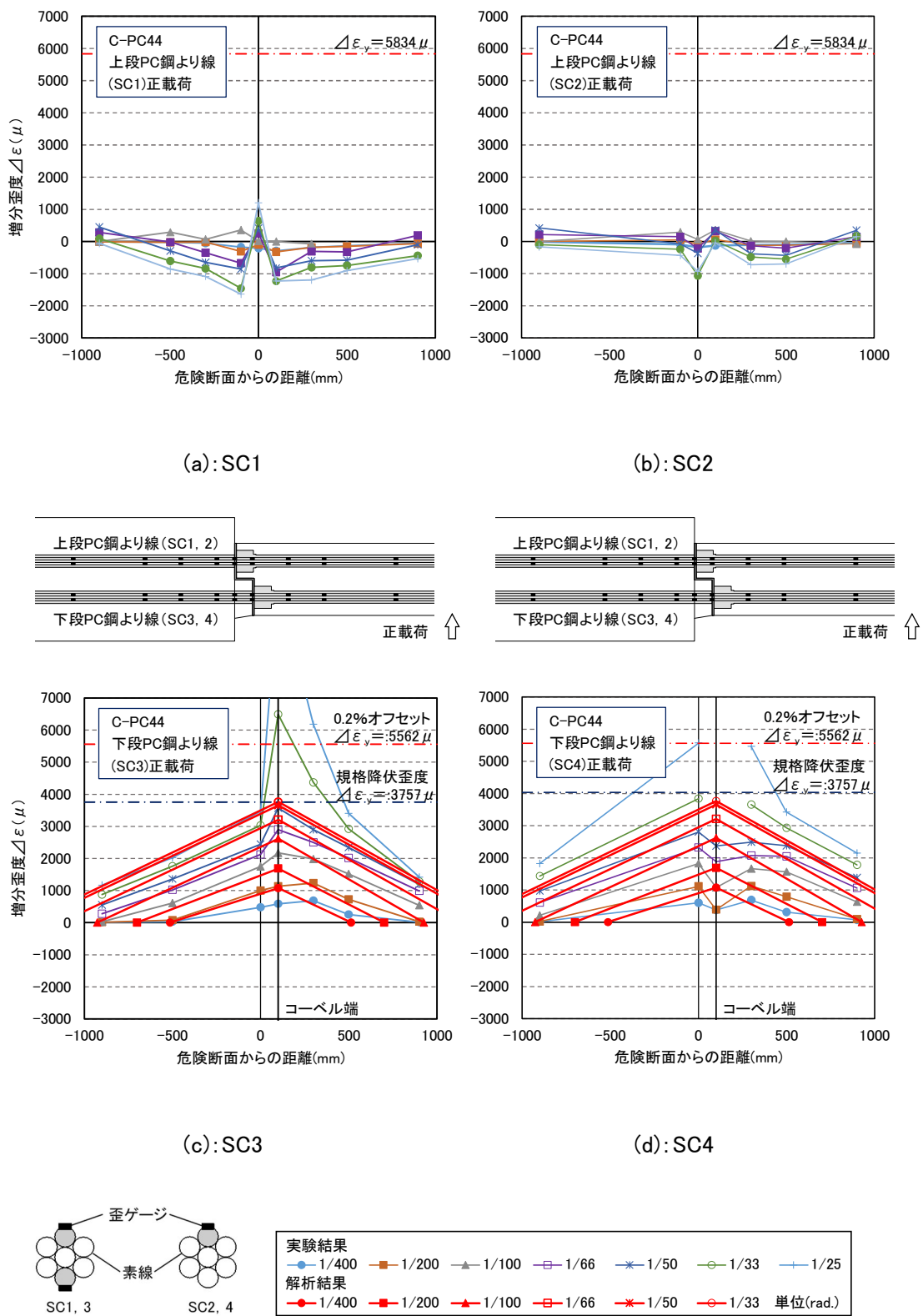
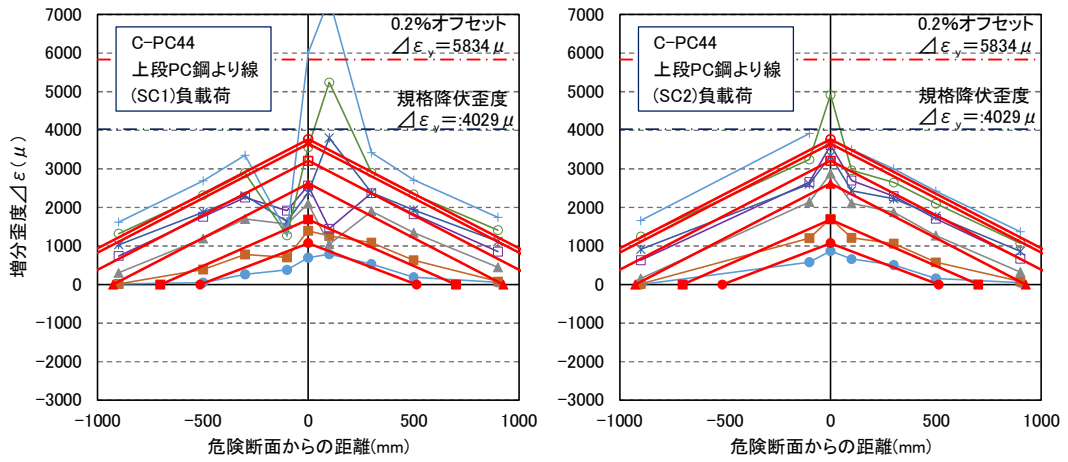
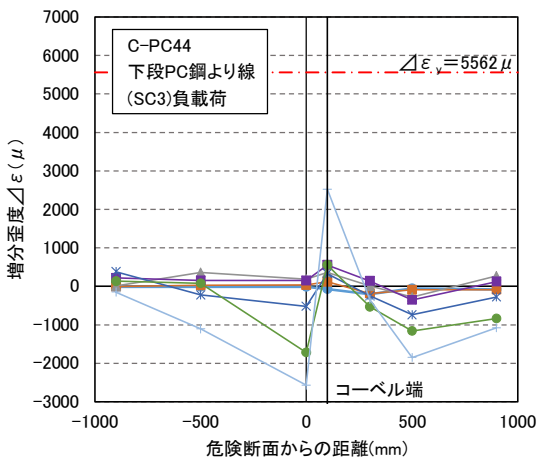
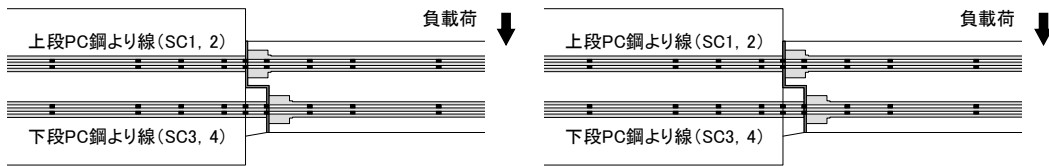


図 2.17-1: C-PC44 正載荷時における PC 鋼より線の歪度分布

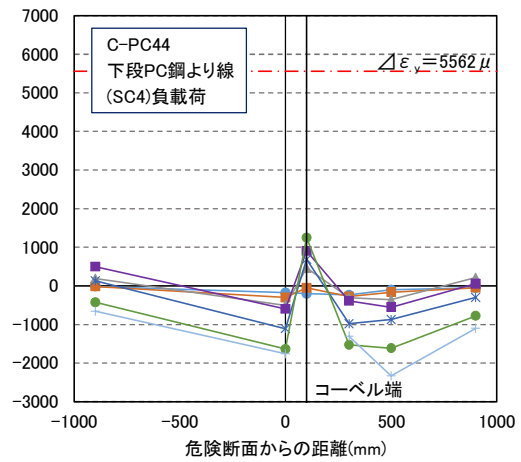


(a): SC1

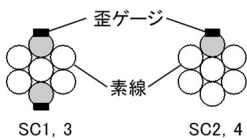
(b): SC2



(c): SC3



(d): SC4



実験結果	● 1/400	■ 1/200	▲ 1/100	□ 1/66	✱ 1/50	◇ 1/33	○ 1/25
解析結果	● 1/400	■ 1/200	▲ 1/100	□ 1/66	✱ 1/50	◇ 1/33	○ 1/25
単位(rad.)							

図 2.17-2: C-PC44 負荷荷時における PC 鋼より線の歪度分布

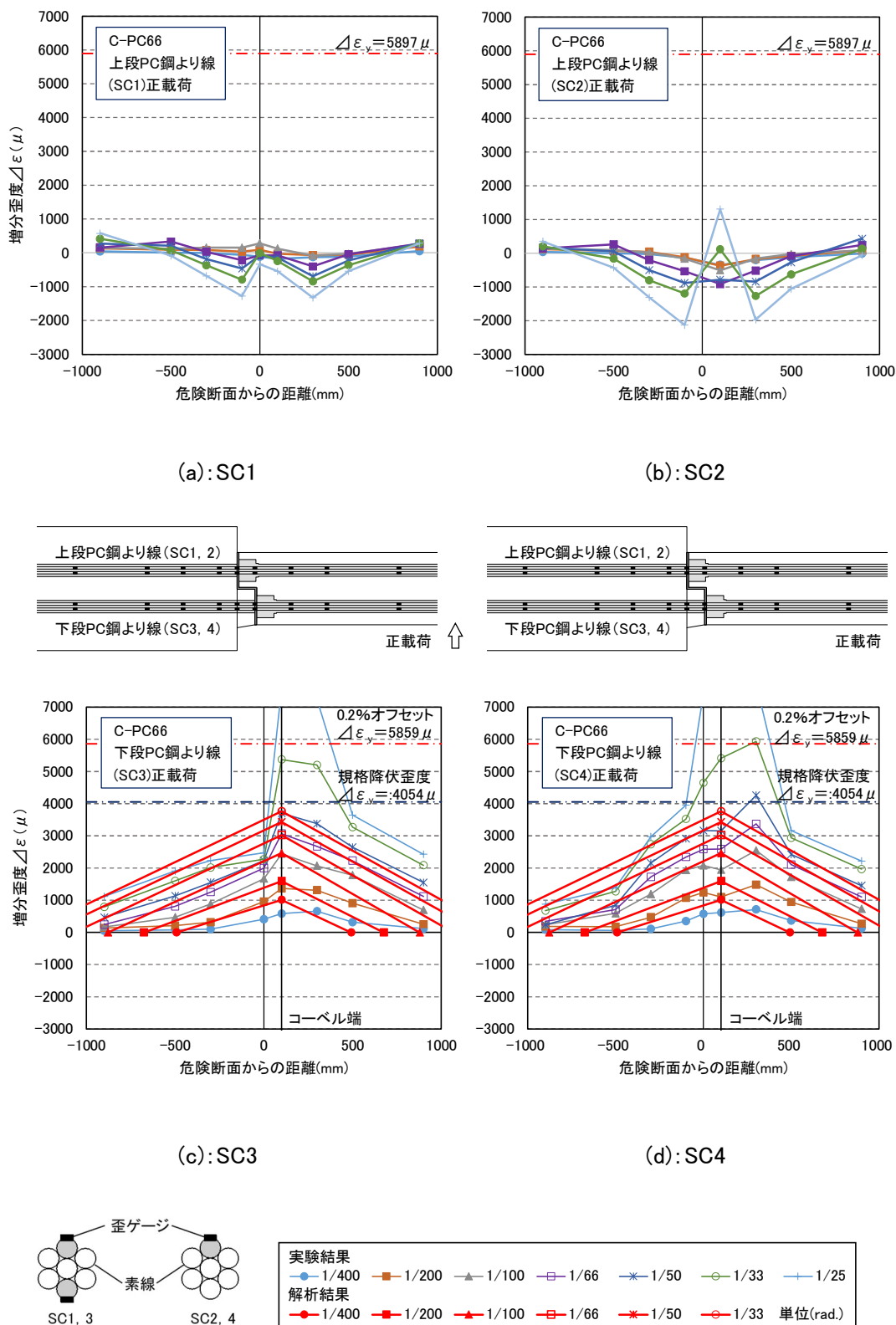
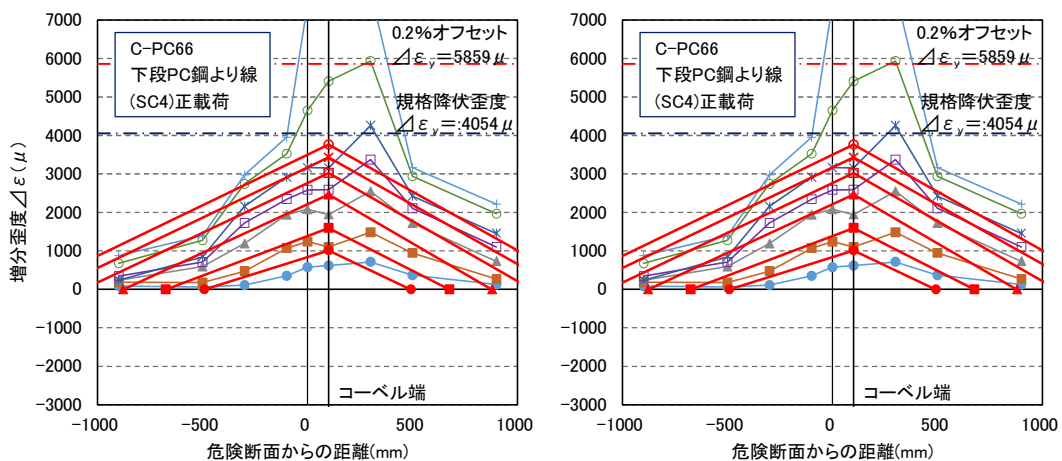
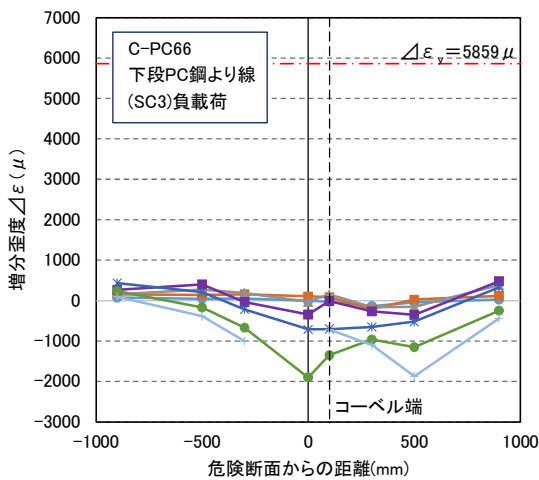
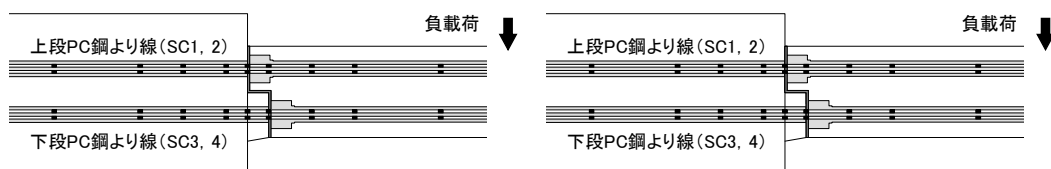


図 2.17-3: C-PC66 正載荷時における PC 鋼より線の歪度分布

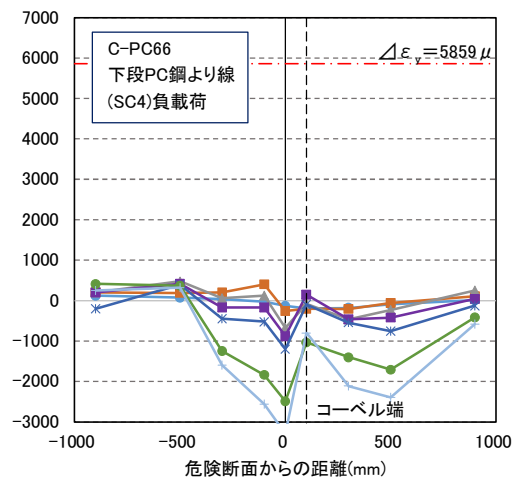


(a): SC1

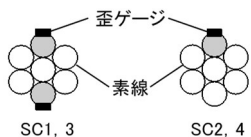
(b): SC2



(c): SC3



(d): SC4



実験結果	● 1/400	■ 1/200	▲ 1/100	□ 1/66	✱ 1/50	◇ 1/33	○ 1/25
解析結果	● 1/400	■ 1/200	▲ 1/100	□ 1/66	✱ 1/50	◇ 1/33	○ 1/25

単位(rad.)

図 2.17-4: C-PC66 負荷荷時における PC 鋼より線の歪度分布

2.5 PC 梁圧着関節部の断面諸元が回転性能に及ぼす影響

過去の実績による PC 梁断面諸元

筆者らはこれまでに、PC 圧着関節架構を用いた構造物について、約 450 棟の建設実績があり、その用途は病院、学校、庁舎、スタジアム、共同住宅、物流施設あるいは外付け型耐震補強など様々である。製作した PC 梁の実績において、断面内に配線可能な PC 鋼材量は、概ね式(2.13)の範囲で表すことができる。

$$\Sigma A_s = (0.003 \sim 0.013) bD \quad \text{式(2.13)}$$

A_s : PC 梁断面に配置した PC 鋼材断面積 (mm²)

b : 断面幅 (mm)

D : 断面せい (mm)

PC 圧着関節架構は、柱梁部材全てをプレキャスト化しており、工場で部材の製作を行っている。製作ラインでコンクリートを打設後、コンクリート圧縮強度 $\sigma_B \geq 30\text{N/mm}^2$ を確認し、プレストレスを導入する。工場の稼働率を上げるためには、コンクリート打設後に 1 日でプレストレスを導入し、製作ラインから部材を撤去して養生の工程に移す必要がある。余裕を見込み、1 日でコンクリート圧縮強度 $\sigma_B \geq 36\text{N/mm}^2$ の発現を目標とすると、設計基準強度 F_c は $50 \sim 60\text{N/mm}^2$ となる。

以上のように、断面諸元は PC 梁の製作上、概ね決まった範囲内にあるが、各係数が PC 梁の回転性能に与える影響は詳細に整理されていなかった。

本節では、前節で有効性が示された断面解析の手法を用いて、PC 梁圧着関節部の断面諸元が $M-\theta$ 関係に与える影響を考察する。また、本研究の目的である耐震補強部材として PC 梁を製作する際に、目標とする断面諸元の提案を行う。

2.5.1 PC 鋼材鉄筋係数 q が曲げモーメント M - 回転角 θ 関係に及ぼす影響

PC 梁の設計基準強度 F_c を一定にした場合に q の値に応じて PC 鋼材断面積 A_s が変化する。PC 梁断面に配線される PC 鋼材量が q の変動要因となるため、それが PC 梁圧着関節部の M - θ 関係にどのような影響を及ぼすか検討を行う。

表 2.6 に本検討で用いるパラメータを示す。コンクリート断面 $b \times D$ 、PC 鋼材の降伏応力度 σ_y は 2.2 節で使用した試験体と同じ条件とし、式(2.1)より q に対する A_s を算出した。ここで、PC 鋼材の付着周長 ϕ は PC 鋼より線 $\phi 12.7$ の断面積 (98.71mm^2) と付着周長 (53.2mm) と同じ割合になるように設定し、2.2 節の試験体で設定した PC 鋼材の導入プレストレス力と同様に $P_1 = 0.5P_y$ とした。

図 2.18 に $q = 0.05 \sim 0.60$ に変動した場合の PC 梁圧着関節部の最大曲げモーメント M_{\max} - M_{\max} 時の回転角 θ_{\max} 関係、図 2.19 に M_{\max} - 除荷後の残留回転角 θ_R 関係を示す。PC 鋼材が多くなるほど PC 梁断面に導入されるプレストレス力が大きくなるため、 θ に対する M の値が大きくなるものの、 $q = 0.35$ 程度を越えると PC 梁特有の原点指向の復元力特性にはならず θ_R が大きくなる傾向が見られる。また、 $q = 0.50$ 程度では M_{\max} がコンクリートの圧縮強度で決まるようになり、PC 鋼材量を増やすほど曲げ耐力の向上は見込めなく傾向が見られた。

表 2.6: 検討で用いた断面諸元

PC梁 断面積 $bD(\text{mm}^2)$	PC鋼より線 降伏応力度 $\sigma_y(\text{N}/\text{mm}^2)$	コンクリート 圧縮強度 $\sigma_B(\text{N}/\text{mm}^2)$	PC鋼材 鉄筋係数 q	PC鋼より線 の断面積 $A_s(\text{mm}^2)$	PC鋼より線 の周長 $\phi(\text{mm})$	最大曲げ モーメント $M_{\max}(\text{kNm})$	M_{\max} 時の 回転角 $\theta_{\max}(\text{rad.})$	残留回転角 $\theta_R(\text{rad.})$
96600	1580	60	0.05	91.7	49.4	54	0.0172	0.0001
			0.10	183.4	98.9	104	0.0184	0.0001
			0.15	275.1	148.3	148	0.0196	0.0002
			0.20	366.8	197.7	187	0.0208	0.0003
			0.25	458.5	247.1	222	0.0224	0.0004
			0.30	550.3	296.6	254	0.0236	0.0007
			0.35	642.0	346.0	281	0.0256	0.0016
			0.40	733.7	395.4	302	0.0288	0.0039
			0.45	825.4	444.8	316	0.0328	0.0083
			0.50	917.1	494.3	326	0.0380	0.0143
			0.55	1008.8	543.7	332	0.0456	0.0223
			0.60	1100.5	593.1	334	0.0572	0.0329

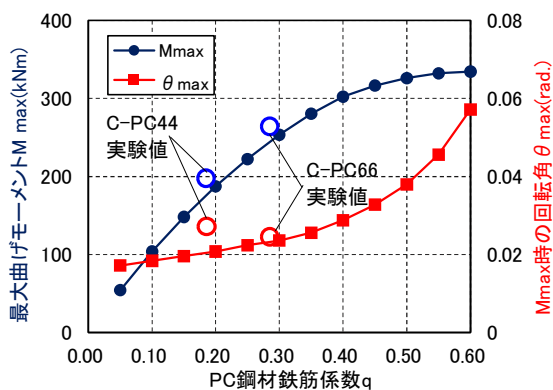


図 2.18: q に対する $M_{\max} - \theta_{\max}$ 関係

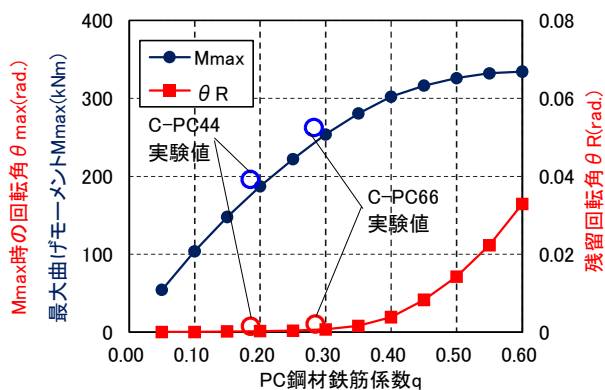
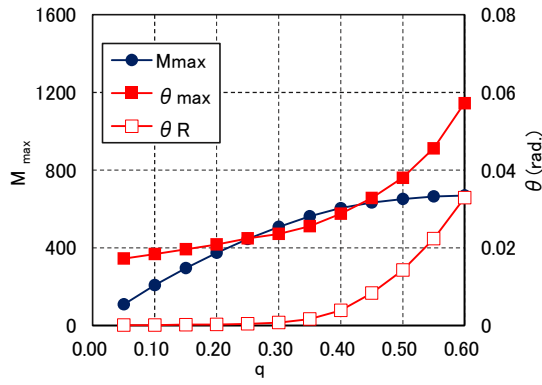


図 2.19: q に対する $M_{\max} - \theta_R$ 関係

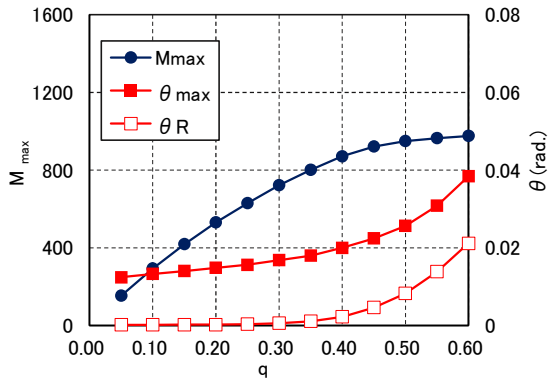
q に対する PC 梁圧着関節部の M_{\max} は PC 梁断面積の b と D に起因することから、表 2.6 の $b \times D$ を 2 倍に設定し、それに伴って q, A_s , ϕ も 2 倍にしてパラメータを設定し解析を行った。なお、全てのケースで PC 鋼材芯は上下縁から 1/4 の位置としている。

解析結果を図 2.20(a)に梁幅を 2 倍、図 2.20(b)に梁幅および梁せいを $\sqrt{2}$ 倍、図 2.20(c)に梁せいを 2 倍としたケースを示す。鉄筋コンクリート梁と同様に M_{\max} は b および D の 2 乗に比例している。また、PC 梁圧着関節部の θ は M_{\max} 時および残留時共に D が大きくなるほど小さくなる傾向が見られた。いずれのケースにおいて $q > 0.35$ 程度で PC 梁特有の原点指向の復元力特性が見られず θ_R が大きくなり、 $q=0.50$ 程度になると M_{\max} がコンクリートの圧縮強度で決まるようになる。

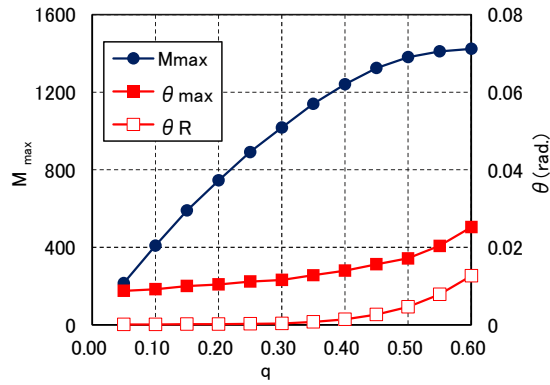
これらの結果から、大地震時の変形を PC 梁圧着関節部に集中させ、地震後には残留変形を制御し、かつ余震などの繰り返地震動に PC 圧着関節架構の構造特性を活かすには $q \leq 0.30$ 程度に留める断面設計が望ましいことを確認した。



(a): 梁幅を2倍



(b): 梁幅および梁せいを√2倍



(c): 梁せいを2倍

図 2.20: 断面別の q に対する M_{\max} 、 θ_{\max} 、 θ_R の関係

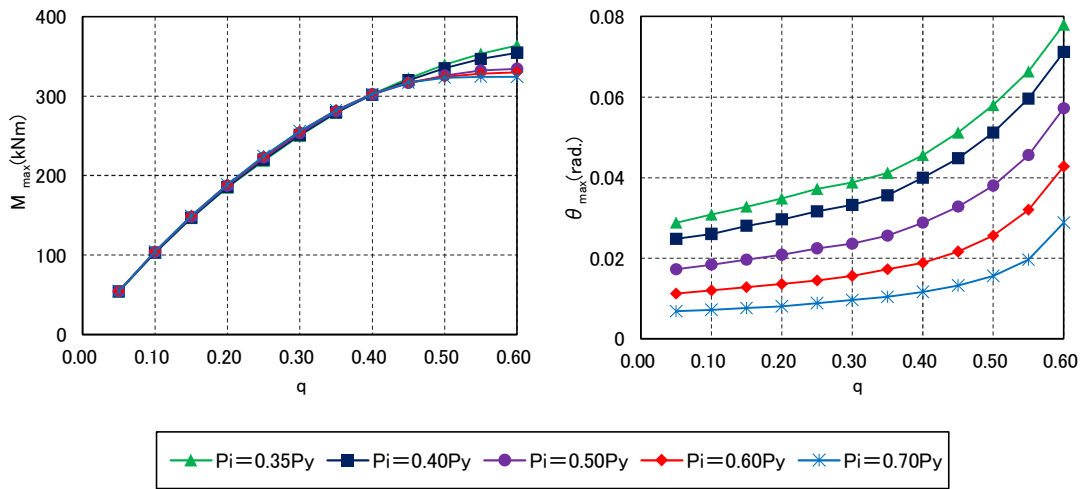
2.5.2 PC鋼材の導入プレストレス P_i とPC鋼材鉄筋係数 q の相関関係

前項ではPC鋼材の導入プレストレス力 $P_i=0.5P_y$ を一定にして検討したが、 P_i によりPC梁圧着関節部の $M-\theta$ 関係にどのような影響が及ぼすか検討を行った。検討に用いる断面諸元は表2.6と同様とする。

図2.21に $P_i=0.35P_y\sim 0.70P_y$ で変動結果を示す。 $P_i=0.30P_y$ の場合に M_{max} から除荷すると引張側PC鋼材の残留プレストレス力が0になることから、 P_i の下限値を $0.35P_y$ と設定した。一方、 $P_i>0.70P_y$ の場合に微少な部材角 R で M_{max} に到達してしまうことから、 P_i の上限値を 0.70 と設定した。

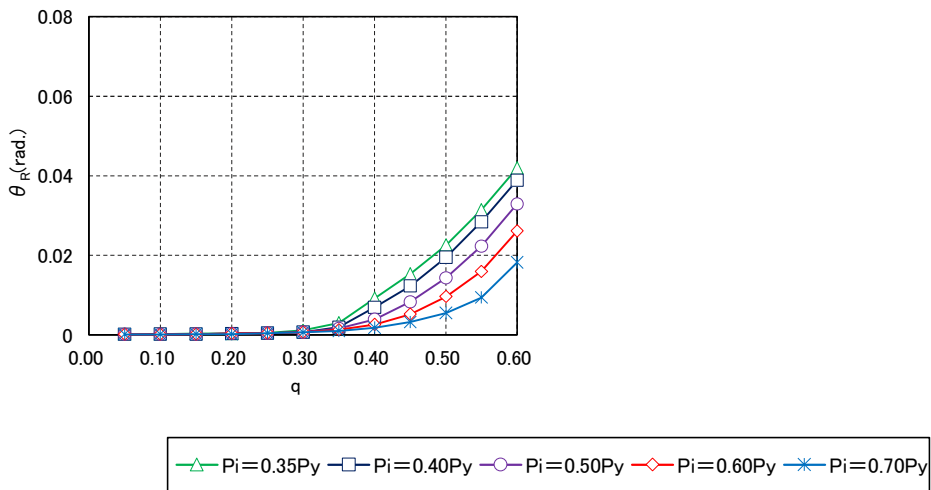
図2.21(a)に q に対する $P_i=0.35P_y\sim 0.70P_y$ における M_{max} を示す。 P_i に影響無く M_{max} は概ね一定であり、 $q=0.50$ 程度で M_{max} がコンクリートの圧縮強度で決まるようになる。 θ_{max} は図2.21(b)に示すように P_i の大小に応じて変化しており、 P_i を調整することでPC梁圧着関節部をどの程度の回転角で最大曲げモーメントに到達させるか調整することが可能であることを示している。図2.21(c)に示すように P_i が大きいほど θ_{max} が小さくなることが起因して θ_R が小さくなるが、 $q>0.35$ 程度で θ_R が大きくなる傾向は P_i の大小に起因していないことを示している。

PC圧着関節架構は構造体の目標層間変形角を地震動のレベルに応じて定めており、中地震時で $R=1/200\text{rad.}$ 、大地震時で $R=1/100\text{rad.}$ としている。 $q=0.20\sim 0.30$ かつ $P_i=0.50P_y$ 程度とすれば、PC梁圧着関節部は構造体が終局状態になる時の目標層間変形角を大地震時の2倍に相当する $R=1/50\text{rad.}$ まで良好な回転性能を発揮できることが推察できる。



(a): M_{max}

(b): θ_{max}



(c): θ_R

図 2.21: q に対する $P_i=0.35P_y \sim 0.70P_y$ における M_{max} 、 θ_{max} 、 θ_R の関係

2.5.3 PC鋼材の導入プレストレス P_i がPC梁圧着関節部の強度寄与係数に及ぼす影響

3章および4章でPC圧着関節架構による外付け耐震補強の検討を行うが、ここでは本章で行った実験試験体2体の $P_i=0.30P_y\sim 0.70P_y$ における数値解析による $M-\theta$ 関係から、PC梁圧着関節部の回転変形量に応じた M を算出し、 M_{\max} に対するPC梁圧着関節部の曲げ離間モーメント M_{cr} の比率を基準¹⁸⁾に記載する既存RC造建築物の強度寄与係数 α_j と関連付けて検討を行う。

基準¹⁸⁾に既存RC造建築物の耐震判定指標 I_s の評価方法が記載され、各層の I_s の算出には式(2.14)の強度指標 C と靱性指標 $F(=0.8\sim 3.2)$ が用いられる(第2次診断法を例とする)。ここで式(2.14)は基準¹⁸⁾の(5)式を引用する。

$$C = \Sigma(Q_1 \cdot \alpha_j) / \Sigma W_i \quad \text{式(2.14)}$$

Q_1 : 柱および壁など鉛直支持部材のせん断耐力 (kN)

α_j : 強度寄与係数(<1.0)

ΣW_i : その階より上の既存建築物の全重量 (kN)

図2.22に基準¹⁸⁾に記載される既存RC建築物の強度寄与係数の算定に想定している水平力・変位関係を示す。図2.22は柱が降伏する時の層間変形角の評価に基づいて部材ごと強度寄与係数を計算されており、曲げ降伏型の部材では変形がゼロで $0.3Q_{my}$ と R_{my} で Q_{my} を直線で結んでひび割れ後の第2剛性を設定するとされている。

図2.23に基準¹⁸⁾に記載される破壊モード別の各部材に対して想定した荷重と変形の関係を示す。 F は塑性率の逆数を用いて定められており、その層における層間変形角に対応している。 Q_1 はある層の柱、耐震壁、雑壁の部材のせん断耐力を示しているが、ある層で部材を集計して曲げ、せん断、極脆性、第2種構造要素など様々な破壊モードの部材が散在する場合に、 F すなわち層間変形角に応じたせん断耐力を各部材に α_j を乗じることで評価している。

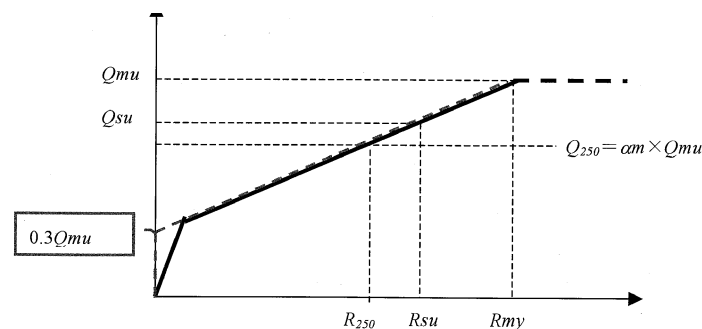


図 2.22: 既存 RC 建築物の強度寄与係数の算定に想定している水平力・変位関係 ¹⁸⁾

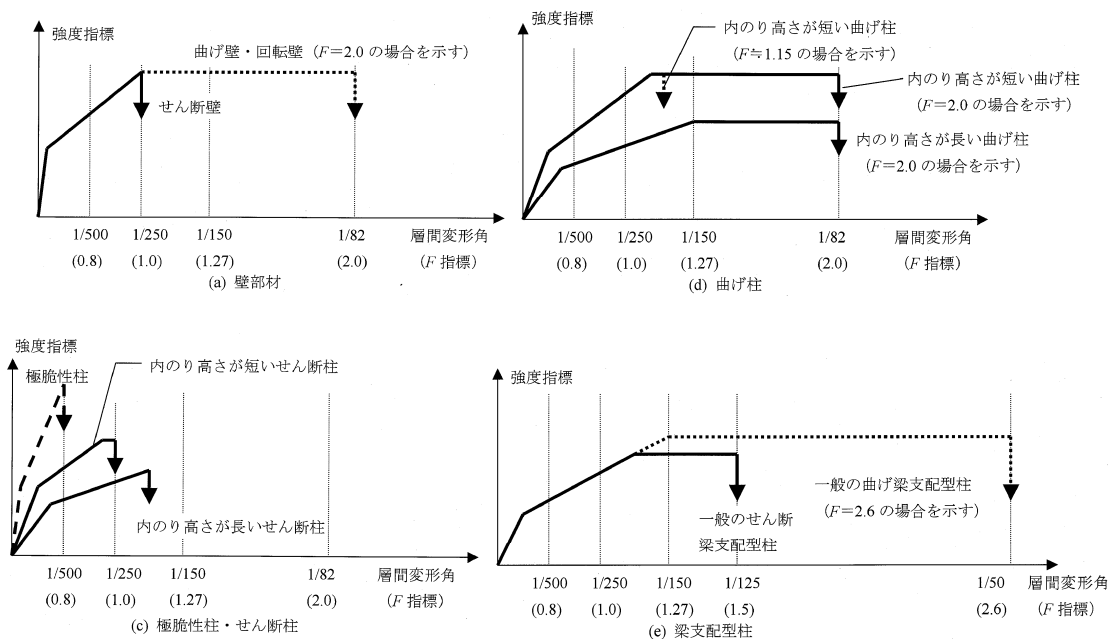
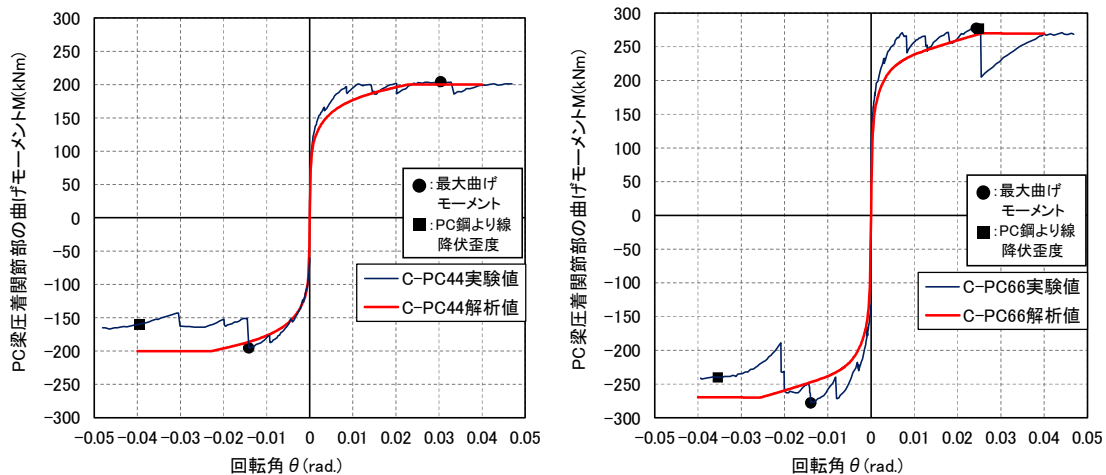


図 2.23: 破壊モード別の各部材に対して想定した荷重と変形の関係(一部抜粋)¹⁸⁾

図2.24(a)および(b)にC-PC44およびC-PC66の実験値と解析値の包絡線を示す。これらは両試験体共に $P_i=0.50P_y$ であり、前述したが解析結果は実験結果を良好に表している。

図2.25-1(a)および(b)はC-PC44、図2.25-2(a)および(b)はC-PC66における $P_i=0.30P_y \sim 0.70P_y$ の変動別の $M-\theta$ 関係の解析結果(正載荷のみ)を示す。ここで曲げモーメントの各点は $P_i=0.70P_y$ で例示すると、 M_A はPC圧着関節部の離間点、 M_B までは離間により剛性が若干低くなり、 M_B から M_C までは第2剛性、 M_C を通過して M_D は最大耐力到達点とし、それ以降は M_D 点を水平に延長させた。 P_i のどの場合も M_A までの初期剛性は同様に、 P_i が大きいほど、① M_A を通過してから M_B までの ΔM と $\Delta \theta$ が大きく、② M_B を通過してから M_C まで ΔM と $\Delta \theta$ が小さいが第2剛性は P_i に関係なく同様に、③ M_C を通過してから M_D までの ΔM と $\Delta \theta$ が小さい傾向が見られる。なお、ここでは曲げ離間モーメント M_{cr} を M_A 、最大曲げモーメント M_{max} を M_D と表現する。

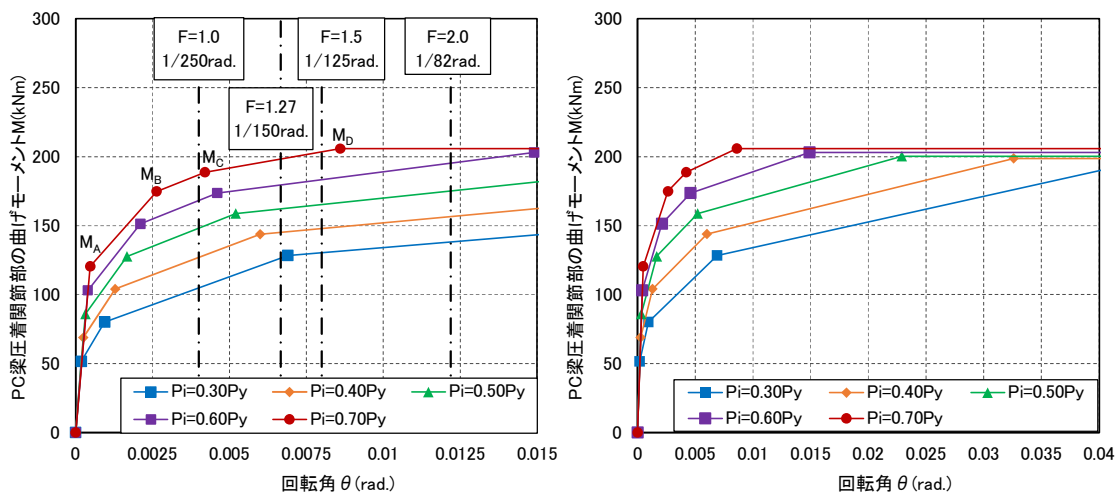
図2.23(d)に示す曲げ柱とPC圧着関節架構を比較すると、曲げ柱 $F=1.27(R=1/150rad.) \sim 2.0(1/82rad.)$ の性能があり、一方で、PC圧着関節架構の変形は柱の弾性変形+PC梁圧着関節部の回転変形と考えると、PC梁圧着関節部の回転変形のみで $R=1/150rad.$ の2倍($R=1/75rad.$)と設定すれば、PC圧着関節架構は $F=1.27 \sim 2.0$ の性能は確保でき、残留回転角 θ_R も小さくなるので、PC圧着関節架構を外付け耐震補強に適用し易いと考えられる。



(a)C-PC44

(b)C-PC66

図 2.24: 実験値と解析値の包絡線



(a) $\theta = 1/66\text{rad}$ まで

(b) $\theta = 1/25\text{rad}$ まで

図 2.25-1: $P_i = 0.30P_y \sim 0.70P_y$ の変動別の $M - \theta$ 関係の解析結果(C-PC44)

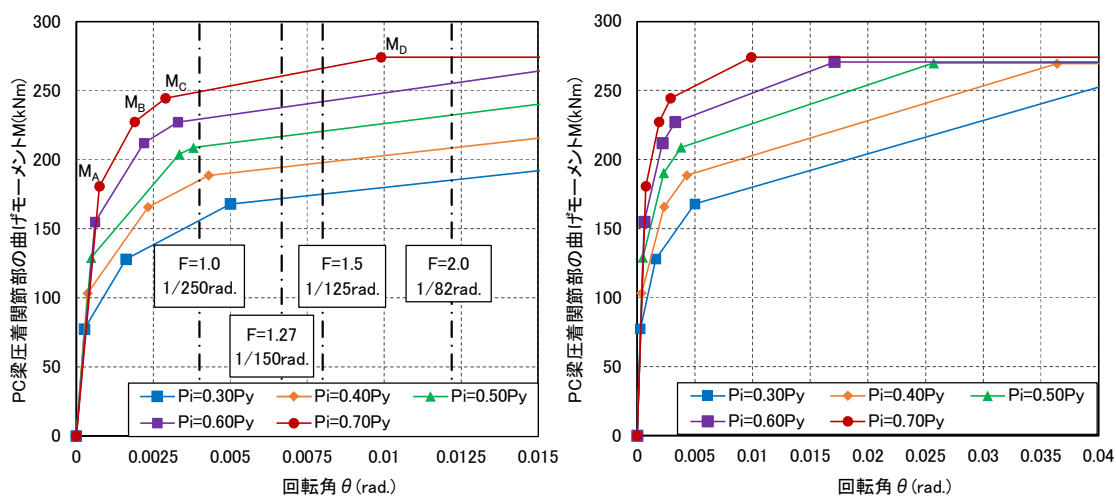
(a) $\theta = 1/66\text{rad}$ まで(b) $\theta = 1/25\text{rad}$ まで図 2.25-2: $P_i=0.30P_y \sim 0.70P_y$ の変動別の $M-\theta$ 関係の解析結果(C-PC66)

図2.22および図2.23によるとRC曲げ柱で $F=1.0$ ($R=1/250\text{rad}$.)時に $\alpha_j=0.7$ 程度で、PC梁圧着関節部は断面解析での M_A までは変形がほぼゼロであることから、 $M_A/M_D \geq 0.7$ となり、PC圧着関節架構の M を $F=1.0$ で評価をする際における α_j を、実験試験体を用いて推察を試みる。図2.26にPC梁圧着関節部の M_D 点の回転角 θ_D-P_i 関係およびPC梁圧着関節部の α_j-P_i 関係を示す。 α_j は式(2.15)で算出した。

$$\alpha_j = \{(M_D - M_C) / (\theta_D - \theta_C) \cdot (1/250 - \theta_C) + M_D\} / M_D \quad \text{式(2.15)}$$

この結果からいずれの検討において $q=0.2 \sim 0.3$ の範囲においては大きな差異は見られず、 θ_D が大きい場合に α_j が小さくなる関係となった。また、 $P_i \geq 0.45P_y$ で $\alpha_j \geq 0.7$ を確保することができる。ただし、 θ_D を抑えることだけ考えれば P_i を大きく設定した方が良いものの、PC梁圧着関節部の回転を小さくしてしまうため、部材の損傷および残留変形が生じてしまうことが考えられる。

以上の検討より、断面解析の結果からのみの推測であるが、耐震補強部材としては、 $0.45 \leq P_i \leq 0.55$ 程度が望ましいと考える。

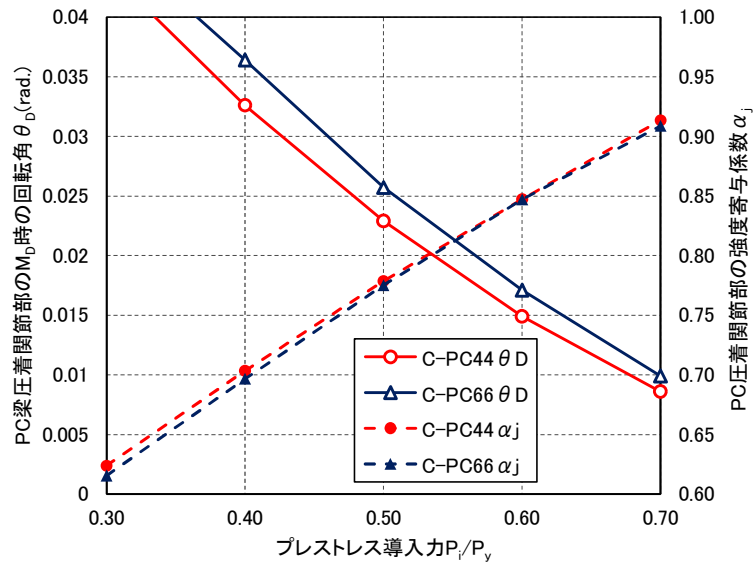


図 2.26: P_i の変動による PC 梁圧着関節部の M_D 時の回転角 θ_D および強度寄与係数 α_j

2.6 まとめ

PC圧着関節架構におけるPC梁圧着関節部の回転性能をPC鋼材鉄筋係数 q をパラメータとして実験と解析による検討を行い、下記の知見を得た。

- (1) PC梁圧着関節部の片持ち試験体による構造性能実験を行い、PC鋼材鉄筋係数 q の違いによる損傷性状、せん断力 Q －部材角 R 関係、部材角 R －残留部材角 R_R 関係を把握することができた。
- (2) PC梁圧着関節部の復元力特性モデルを用いて数値解析を行い、PC梁圧着関節部の曲げモーメント M －回転角 θ 関係、曲げせん断を受ける時のPC鋼より線の歪度性状を実験結果と比較したところ、解析結果は実験結果を概ね良好に表現することができた。
- (3) 試験体を用いて、 q の増大に伴うPC梁圧着関節部の最大曲げモーメント M_{max} 、 M_{max} 時における回転角 θ_{max} 、残留回転角 θ_R を把握するためにパラメータ解析を行い、PC梁部材断面積を2倍にし梁幅 b および梁せい D を変動させた影響、PC鋼材の降伏荷重に対する導入プレストレスの比率 $P_i=0.35P_y\sim 0.70P_y$ の変動による影響を確認し、 $q>0.3$ では θ_R が大きく発生した。
- (4) $q=0.2$ および 0.3 のPC梁圧着関節部に $P_i=0.30P_y\sim 0.70P_y$ のパラメータ解析を行い、PC梁圧着関節部の曲げ離間モーメント M_{cr} 、最大曲げモーメント M_{max} 、 M_{max} 時における回転角 θ_{max} 関係を確認し、診断基準¹⁸⁾によるRC造曲げ柱の強度寄与係数 α_j と関連付けて、 P_i の変動によるPC梁圧着関節部の α_j と θ_{max} の関係を把握し、 $\alpha_j\geq 0.7$ を満たし、なおかつ残留変形を小さく抑えるには、 $P_i/P_y=0.45\sim 0.55$ 程度が望ましいと考える。

参考文献

- 1) 中野清司, 田邊恵三, 松崎育弘, 和田章, 坂田弘安, 久保山寛之, 杉山智昭, 池澤誠 : PC 圧着関節工法による損失制御架構の力学的性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.576, pp125-132, 2004.2
- 2) 松崎育弘, 杉山智昭, 池澤誠, 坂田弘安, 久保山寛之, 黒澤亮太郎 : PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 3 PC 鋼より線の付着性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.991~992, 2003.9
- 3) 坂田弘安, 久保山寛之, 杉山智昭, 池澤誠, 和田章, 松崎育弘, 町田重美, 中野清司 : PC 圧着関節を用いた損傷制御架構の柱梁接合部せん断性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.588, pp.141-147, 2005.2
- 4) 中井敏文, 西村 大, 竹内宏次, 杉山智昭, 伊藤 肇, 坂田弘安, 和田 章, 松崎育弘 : PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 12 ト形柱・梁部分架構の実験概要および実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.771~772, 2005.9
- 5) 竹内宏次, 中井敏文, 西村 大, 岡野大志, 田邊恵三, 坂田弘安, 和田 章, 松崎育弘 : PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 13 ト形柱・梁部分架構の実験結果および検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.773~774, 2005.9
- 6) 坂田弘安, 中井敏文, 杉山智昭, 和田章, 松崎育弘 : PC 圧着関節工法を用いた土型架構の力学的挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.624, pp307-315, 2008.2
- 7) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 日本建築学会, 1998.11
- 8) 2009 年版プレレストレストコンクリート造技術基準解説および設計・計算例, 日本建築センター, 2009.9
- 9) 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, 日本建築学会, 2015.2
- 10) 今井孝 : PC 圧着関節工法を用いた架構の関節部回転性能に関する研究, 東京理科大学修士論文, 2007.2
- 11) Yassin MHM. Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads. PhD Dissertation, University of California at Berkeley; 1994.
- 12) Scott BD, Park R, Priestley MJN. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. ACI Journal 1982; 79: 13-27.
- 13) McKenna F. OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. Comput Sci Eng 2011; 13: 58-66.
- 14) Sakino K, Sun Y. Stress-strain curve of concrete confined by rectilinear hoop. Transactions of AIJ 1994; 59:95-104. doi: 10.3130/aijs.59.95_1 (in Japanese).
- 15) 坂上肇, 瀬戸俊明, 陶山高資, 坂田弘安, 松崎育弘, 和田章 : 繰り返し荷重を受ける PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴のモデル化, 2007 年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.217-220, 2008.2

- 16) 坂上肇, 瀬戸俊明, 坂田弘安, 松崎育弘: PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.529-534, 2008.7
- 17) 坂田弘安, 陶山高資, 黒沢亮太郎, 和田章, 松崎育弘: 繰返し荷重を受ける PC 圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字型架構の解析, 日本建築学会構造系論文集, No.695, pp.137-143, 2014.1
- 18) 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, 2001.10

第3章 1層2スパンのPC圧着関節架構の構造性能実験 とその外付け耐震補強効果の解析検討

3.1 はじめに

2章では梁のPC圧着関節部において、PC梁断面積に対するPC鋼材量の割合を表すPC鋼材鉄筋係数 q をパラメータとして片持ちPC梁の載荷実験を行い、構造性能を把握した。その中でも回転性能に関する $M-\theta$ 関係、梁のPC圧着関節部の離間開始位置およびPC鋼より線の歪度勾配を、既往の研究^{1)~3)}による復元力特性モデルを適用した数値解析により概ね良好に表現することができた。更に片持ちPC梁を対象として q を0.05~0.60、PC鋼材のプレストレス導入レベル P_i を $0.35P_y\sim 0.70P_y$ として提案モデルを適用した数値解析を行い、それらが $M-\theta$ 関係や残留変形に及ぼす影響を推定することができた。

本章では、PC圧着関節架構(以下、PC架構)を対象としている。

本章の前半では、PC架構の力学的性状を把握する目的で、1/2スケール1層2スパン試験体の正負交番繰り返し水平載荷実験を行い、外柱と中柱の損傷性状、層せん断力 Q ー層間変形角 R の履歴特性および柱と梁のPC圧着関節部の回転性能を検討する。また、PC圧着関節部の復元力特性を表す回転バネモデル^{1)~3)}を部材端に設置して骨組解析を行い、実験結果との比較検討を通して、履歴特性におけるPC圧着関節部の離間後の剛性低下時のせん断力、最大耐力、残留変形角を検討する。

本章の後半では、実在する既存RC建築物にPC架構を外付け耐震補強する場合を対象としている。PC架構と既存RC建築物とを繋ぐ接合部の固定度および補強架構の階数をパラメータとして時刻歴応答解析を行い、既存RC建築物の補強前後の応答結果を推察し耐震補強効果の検討を行う。

3.2 実験概要

3.2.1 試験体概要

図3.1にPC架構の試験体形状および断面を示す。試験体は既存RC造の6階建て集合住宅の1~4階をPC架構により外付け耐震補強を行うことを想定し、そのPC架構の最下階2スパンを取り出し、実大の約1/2スケールで計画した。PC架構に用いるコンクリートの設計基準強度 F_c は 50N/mm^2 としたことから試験体名称をPC50Sとした。表3.1に試験体諸元、表3.2に鋼材の力学的特性、表3.3にコンクリートの力学的特性および柱軸力比を示す。

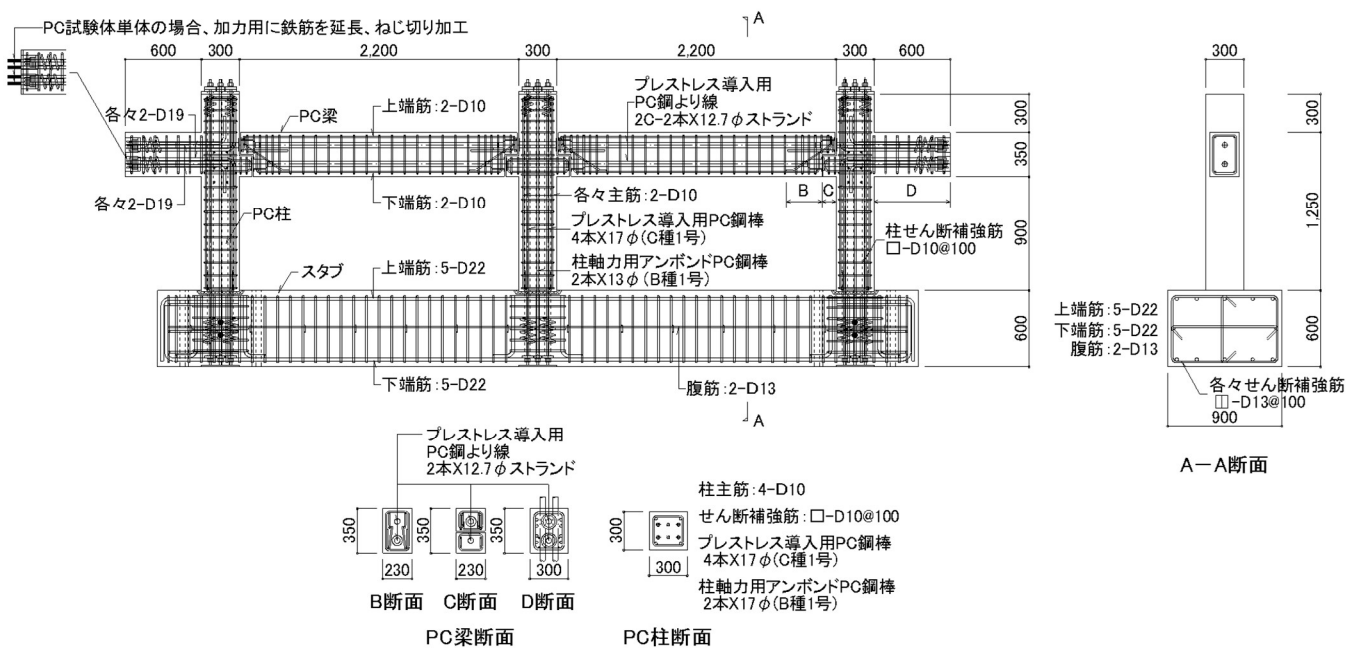


図 3.1:PC 架構の試験体形状および断面

表 3.1:試験体諸元

試験体名称	主筋		せん断補強筋		プレストレス導入用PC鋼材					
	柱	梁	柱	梁	柱			梁		
					材種	径	本数	材種	径	本数
PC50S	4-D10	上端:2-D10 下端:2-D10	□-D10 @100	□-D10 @100	C種1号 SBPR 1080/1230	17mm	4本	SWPR7BL	7本より 12.7mm	上端:2本 下端:2本
試験体名称	軸力用PC鋼材									
	柱									
	材種	径	本数							
PC50S	B種1号 SBPR930/1080 (アンボンド)	13mm	2本							

表 3.2: 鋼材の力学的特性

使用部位	名称	呼び名	材種	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
PC柱	柱主筋	D10	SD295A	370	512
	柱せん断補強筋	D10	SD295A	370	512
	柱軸力用アンボンド PC鋼棒	13mm	(B種1号) SBPR930/1080	1366	1455
	プレストレス導入用 PC鋼棒	17mm	(C種1号) SBPR1080/1230	1277	1285
PC梁	梁主筋	D10	SD295A	370	512
	梁せん断補強筋	D10	SD295A	370	512
	プレストレス導入用 PC鋼より線	7本より 12.7mm	SWPR7BL	1934	2058

※1 0.2%オフセット法により算出した。 ※2 ミルシートの値を用いた。

表 3.3: コンクリートの力学的特性および柱軸力比

試験体 名称	設計基準強度 F_c N/mm ²	圧縮強度 σ_B (ヤング係数 E_c) N/mm ²	N/BDF _c	N/BD σ_B
PC50S	50	51.4 (3.73 × 10 ⁴) ^{※1}	0.026	0.025

試験体は実際の施工手順に合わせて、先行して基礎梁を想定した剛強なスタブを打設した後に PC 柱および PC 梁の組み立てを行った。PC 柱および PC 梁は、プレキャスト部材である。PC 柱および PC 梁は 1 次ケーブルを用いず 2 次ケーブルによるポストテンション方式によりプレストレスを導入し、圧着接合している。PC 柱および PC 梁の製作における詳細を以下に記す。

PC 柱の製作・建て入れ・圧着接合

- ① コーベルを設けた外柱 2 本と中柱 1 本に鉄筋かごを配筋した。
- ② プレストレス導入用 PC 鋼棒用の 4 本のシースを偏心が無いように直線に配置した。
- ③ 長期軸力導入用アンボンド PC 鋼棒 13φ2 本を偏心が無いように配線した(シース無し)。
- ④ 鋼製型枠を組み立て、Fc50 のコンクリートを打設した。
なお、柱 3 本の製作に鋼製型枠 1 セットで 3 回転を下記の手順で行った。
 - ・ コンクリート打設後に蒸気養生
 - ・ コンクリート打設 1 日後に脱型
 - ・ 型枠を清掃および剥離剤を塗布
 - ・ 上記①～③が完了後に型枠を組み立て次の柱のコンクリートを打設
- ⑤ スタブには PC 柱が設置される面に 20mm のぬすみを設け、その内 PC 柱を 10mm

埋まるように建て入れ、ぬすみ20mm分は無収縮モルタルを充填して埋めた。

- ⑥ コンクリート圧縮強度 $\sigma_B \geq 30\text{N/mm}^2$ かつ無収縮モルタル圧縮強度 $\sigma_M \geq 50\text{N/mm}^2$ を確認後に、シース内にプレストレス導入用PC鋼棒17 ϕ C種1号(SBPR1080/1230)を通線して、PC柱とスタブを圧着接合した。その際のプレストレス導入力 ${}_cP_i = 0.5{}_cP_y (=145\text{kN/本})$ 、 ${}_cP_y$ ：ミルシートの降伏耐力(290kN/本)とした。
- ⑦ シース内に $F_G \geq 30\text{N/mm}^2$ のグラウトを充填した。

PC梁の製作・架設・圧着接合

- ① PC梁端部にコーベルに対応する形状で鉄筋かごを配筋した。
- ② プレストレス導入用の1列2段のシースを偏心が無いように直線に配置した。
- ③ 鋼製型枠を組み立て、 F_c50 のコンクリートを打設した。
なお、梁2本の製作に鋼製型枠1セットで2回転を下記の手順で行った。
 - ・ コンクリート打設後に蒸気養生
 - ・ コンクリート打設1日後に脱型
 - ・ 型枠を清掃および剥離剤を塗布
 - ・ 上記①および②が完了後に型枠を組み立て次の梁のコンクリートを打設
- ④ 自立したPC柱間にPC梁を架設した。
- ⑤ PC圧着関節部に10mmの設けた目地は無収縮モルタルを充填した。
- ⑥ PC柱およびPC梁の $\sigma_B \geq 36\text{N/mm}^2$ かつ無収縮モルタル $\sigma_M \geq 50\text{N/mm}^2$ 確認後に2本のシース内に7本より12.7 ϕ のPC鋼より線(SWPR7B)を各々2本ずつ通線し、2スパンを1度に圧着接合した。その際のプレストレス導入力 ${}_bP_i = 0.5{}_bP_y (=95\text{kN/本})$ 、 ${}_bP_y$ ：ミルシート降伏耐力(191kN/本)でPC鋼材鉄筋係数 q は0.16とした。
- ⑦ シース内に $F_G \geq 30\text{N/mm}^2$ のグラウトを充填した。

その後、長期軸力導入用アンボンドPC鋼棒13 ϕ ($=58\text{kN/本}$ 、 P_y ：ミルシート降伏耐力(181kN/本))のプレストレスをPC柱に導入した。ここで、PC柱の軸力比の計画値(N/BDF_c)は上部4層分の自重のみを考慮し0.026とした。

3.2.2 試験体架構の崩壊メカニズムおよび諸耐力の算定

PC 架構は既往の研究^{1)~8)}から得られた PC 圧着関節部特有の挙動を想定し、PC 梁端ヒンジに PC 梁の曲げ終局耐力を、PC 柱頭柱脚端のヒンジに PC 柱の曲げ終局耐力を採用して、図 3.2(a)に示す崩壊メカニズムを考え、この時の柱に作用しているせん断力の総和を PC 架構のせん断耐力 V_{PC} として以下により求めた。なお、RC 基礎梁は剛強である(スタブ)とし、全試験体において柱の終局耐力を十分に上回るように計画した。

表 3.4 に試験体の各部材の諸耐力計算値一覧を示す。PC 架構のせん断耐力 V_{PC} は、PC 架構の外柱の PC 梁端降伏曲げモーメント時の柱せん断力 ${}_cQ_{bmu}$ が 2 本、および中柱の PC 柱頭柱脚端降伏曲げモーメント時の柱せん断力 ${}_cQ_{mu}$ が 1 本の総和を $V_{PC} : 635kN$ となる。

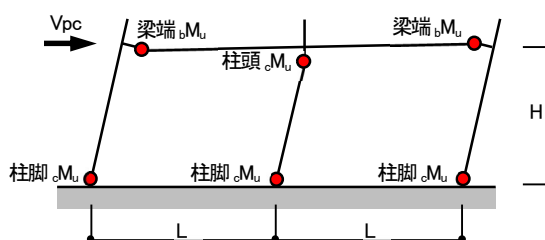


図 3.2(a): 崩壊メカニズム

表 3.4: 試験体の各部材諸耐力計算値一覧(F_c 及び規格値を用いて算定)

試験体名称	${}_bM_u$ (kNm)	${}_cM_u$ (kNm)	${}_cQ_{mu}$ (kN)	${}_cQ_{bmu}$ (kN)	${}_bQ_{u1}$ (kN)	${}_bQ_{u2}$ (kN)	${}_cQ_{u1}$ (kN)	${}_cQ_{u2}$ (kN)
PC50S	91	柱頭116 柱脚107	247	194	147	160	358	304

※1: 上記計算値を求める際には、コンクリート強度は F_c を使用し、水平載荷時の変動軸力は考慮していない。

※2: 上記計算値は下記の評価式によっている。

${}_bM_u$: 梁の曲げ終局耐力^{9)~11)}

${}_cM_u$: 柱の曲げ終局耐力^{9)~11)}

${}_cQ_{mu}$: 柱曲げ降伏時の柱せん断力

${}_cQ_{bmu}$: 梁曲げ降伏時の柱せん断力

${}_bQ_{u1}$, ${}_cQ_{u1}$: 梁および柱のせん断耐力【トラスアーチ式¹¹⁾¹²⁾(PC 部材)】

${}_bQ_{u2}$, ${}_cQ_{u2}$: 圧着接合面のせん断耐力¹¹⁾¹²⁾(PC 部材)

図 3.2(b)に部材の曲げ終局耐力を、図 3.2(c)に崩壊メカニズム時の曲げモーメント図およびせん断力図を示している。算出にあたり、剛比および変動軸力は考慮せず、せん断余裕

度は十分に満足していることを確認している。

PC中柱(柱頭および柱脚にヒンジ)

- ① PC柱暫定せん断力 = $(116\text{kNm} + 107\text{kNm}) / 0.9\text{m} = 248\text{kN}$
- ② PC中柱の(梁心位置)節点 M = $248\text{kN} \times 0.175\text{m} + 116\text{kNm} = 159\text{kNm} \dots (A)$
- ③ PC中柱(スタブ心位置)の節点 M = $248\text{kN} \times 0.3\text{m} + 107\text{kNm} = 181\text{kNm}$
- ④ PC中柱のせん断力 = $(159\text{kNm} + 181\text{kNm}) / 1.375\text{m} = \underline{247\text{kN}} \text{ 【}cQ_{\mu}\text{】}$

PC外柱(梁端および柱脚にヒンジ)

- ① 中柱側のPC梁節点 M の(A)を両端に振り分けると, $159\text{kNm} / 2 = 80\text{kNm}$
- ② 中柱節点 M(片側)と外柱 PC 梁フェイス M による PC 梁暫定のせん断力 = $(91\text{kNm} + 80\text{kNm}) / 2.35\text{m} = 73\text{kN}$
- ③ PC外柱(梁心位置)の節点 M = $73\text{kN} \times 0.15 + 91\text{kNm} = 102\text{kNm}$
- ④ PC外柱暫定のせん断力 = $(102\text{kNm} + 107\text{kNm}) / 1.075 = 194\text{kN}$
- ⑤ PC外柱(スタブ心位置)の節点 M = $194\text{kN} \times 0.3\text{m} + 107\text{kNm} = 165\text{kNm}$
- ⑥ PC外柱のせん断力 = $(102\text{kNm} + 165\text{kNm}) / 1.375 = \underline{194\text{kN}} \text{ 【}cQ_{\text{bmu}}\text{】}$
- ⑦ PC梁のせん断力 = $(80\text{kNm} + 102\text{kNm}) / 2.5 = \underline{73\text{kN}}$

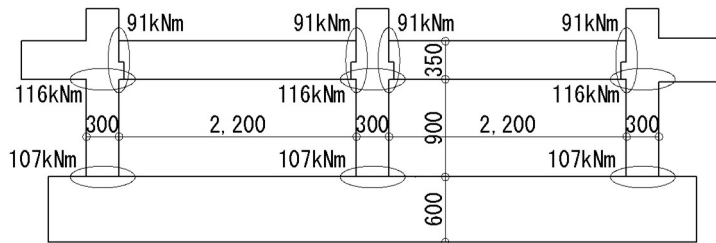


図 3.2(b): 部材の曲げ終局耐力

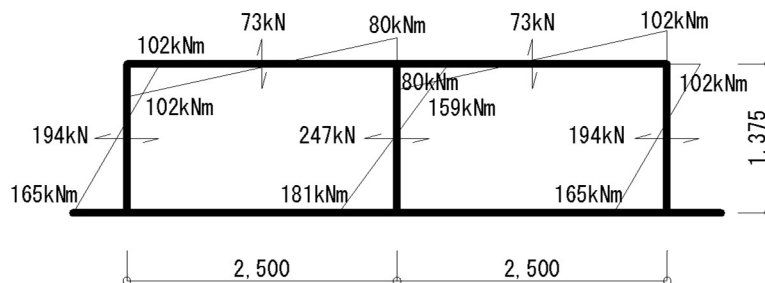


図 3.2(c): 崩壊メカニズム時の曲げモーメント M 図とせん断力 Q 図

3.2.3 荷重方法および計測方法

図 3.3 および写真 3.1 に荷重装置およびセットアップ状況を示す。ジャッキ端部には試験体の振れを抑制するため、パンタグラフを設けた。PC 柱および梁軸心位置に左右 2 基のアクチュエーターを設置し、地震時の水平力として同時に押し引きして正負交番繰り返し荷重を行った。

図 3.4 に荷重サイクルを示す。荷重は変位制御で行い、層間変形角 $R = \pm 1/500\text{rad.}$, $\pm 1/250\text{rad.}$, $\pm 1/150\text{rad.}$, $\pm 1/100\text{rad.}$, $\pm 1/66\text{rad.}$, $\pm 1/50\text{rad.}$ および $\pm 1/33\text{rad.}$ で 2 回ずつ、その後一方向に変位を与えた。水平力は、左右のジャッキ先端に取り付けたロードセルを用いて計測した。変位は各パネルゾーン中央に水平・鉛直・面外方向を計測した。層間変形角 R は左右外柱パネルゾーン中央の水平変位の平均値 δ をスタブ上面からパネルゾーン中央までの高さ $h (= 1075\text{mm})$ で除して求めている。

PC 架構のプレストレス導入用 PC 鋼棒の歪度は危険断面周辺で計測し、フープ筋の歪度は柱内法中央で計測した。

また、架構が負担する層せん断力を把握するために、架構のスタブ(基礎梁)と反力床の間に H 型鋼(SS400)で製作したロードセル(写真 3.1 および 3.2)を挟んで設置し水平反力の計測を行い、ジャッキ荷重が架構に与えた水平力との関係を常に観測しながら荷重を行った。



写真 3.1: 荷重装置およびセットアップ状況

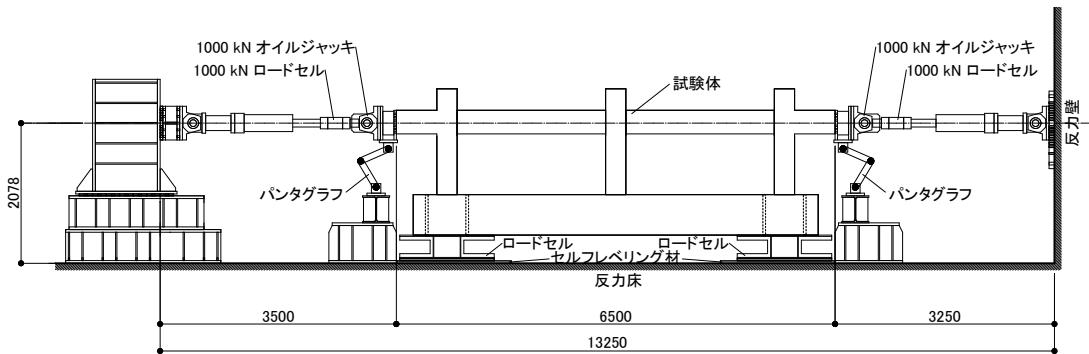


図 3.3: 荷重装置およびセットアップ状況

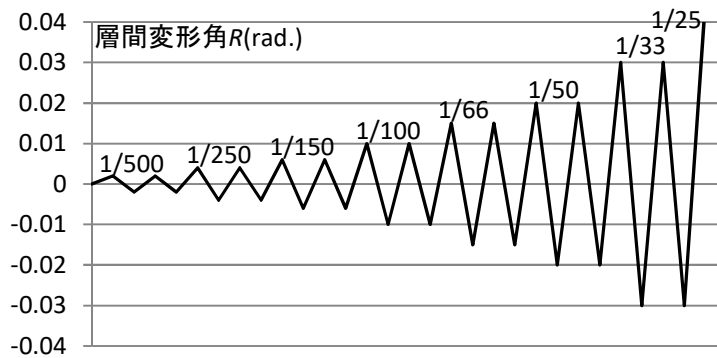


図 3.4: 荷重サイクル

図 3.5 にロードセルと変位計測位置を示す。PC 架構の層せん断力は、スタブと反力床間の外柱の下部に 1 箇所ずつ配置したロードセルにより測定した。柱梁パネルゾーン中心の 2 方向の変位 (u_L, v_L), (u_M, v_M) と PC 架構の (u_R, v_R) および、スタブ左右両端の水平変位 (u_{sR}, u_{sL}) の変位計測から、層間変位 δ を $\delta = (u_R + u_L)/2 - (u_{sR} + u_{sL})/2$ とした。

PC 柱-スタブの圧着関節部の相対回転角は、PC 柱の各柱脚の左右に設置した変位計で θ_{C1L} と θ_{C1R} , θ_{C2L} と θ_{C2R} , θ_{C3L} と θ_{C3R} から計測した変位差を変位計距離 (=400mm) で除して求め、PC 梁-PC 柱の圧着関節部の相対回転角は、PC 梁端部の上・下端に設置した変位計で θ_{B1U} と θ_{B1D} , θ_{B2U} と θ_{B2D} (の左右), θ_{B3U} と θ_{B3D} から計測した変位差を変位計距離 (=400mm) で除して求めた。以降、各部における PC 圧着関節部の相対回転角を回転角と表現する。

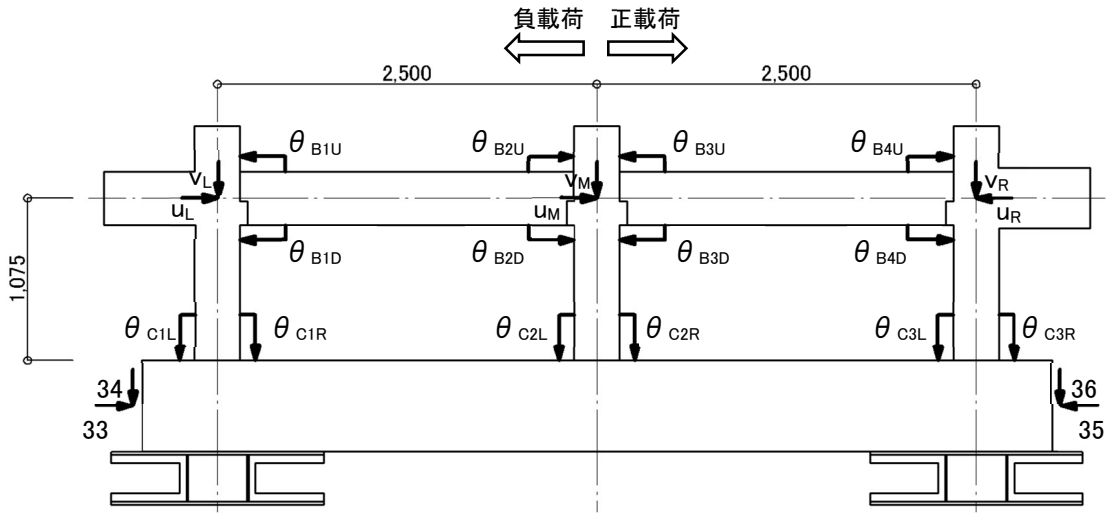


図 3.5: ロードセルと変位計測位置

写真 3.2 にロードセルを示す。ロードセルには、各架構が負担する荷重であるせん断力だけでなく転倒モーメントによる圧縮力と引張力が作用する。それらに対して、座屈やロードセルの起歪部が弾性域であること、かつ、起歪部の断面積が過大であると作用する荷重に対して歪が小さく、ロードセルの分解能の低下を招くことを想定し、規格降伏強度に対する安全率を 3 倍、座屈に対する安全率を 9 倍(スチフナ断面は無視)とし、せん断力 1kN に対してせん断歪度 2.1μ になるよう設計した。



写真 3.2: ロードセル

3.3 架構の力学的性状

3.3.1 架構の損傷性状

図 3.6(a)～(f)に層間変形角 $R=1/250\text{rad.}$, $1/150\text{rad.}$, $1/100\text{rad.}$, $1/66\text{rad.}$, $1/50\text{rad.}$, $1/33\text{rad.}$ ピーク時のひび割れ図を示す。柱と梁のPC圧着関節部の目地部分に $R=1/1000\text{rad.}$ で離間によるひび割れを観測し, $R=1/250\text{rad.}$ でPC梁端部近傍に曲げひび割れが生じた。一方, $R=1/500\text{rad.}$ でPC中柱柱脚に曲げひび割れが, $R=1/250\text{rad.}$ でPC中柱柱頭に曲げひび割れが生じた。その後, $R=1/50\text{rad.}$ でPC中柱にせん断ひび割れが生じ最大耐力に至った。ここまで各サイクルの変形到達時にはひび割れは生じているものの残留ひび割れはほとんど無く, また $R=1/33\text{rad.}$ まで柱のPC鋼棒の降伏耐力には達していない。図 3.7(a)～(h)にPC圧着関節部の $\theta_{B1} \sim \theta_{B4}$ で計測した相対変位(離間量)と層間変形角との関係, 図 3.7(i)～(n)に柱脚のPC圧着関節部の $\theta_{C1} \sim \theta_{C3}$ で計測したスタブとの相対変位(離間量)と層間変形角との関係を示す。水平力の増大に伴い層間変形は, PC柱が傾くことで柱と梁のPC圧着関節部および柱とスタブのPC圧着関節部の離間による回轉變形がほとんどを占めており, PC柱およびPC梁部材は損傷を最小限に留め弾性状態を保持したと判断できる。両外柱の相対変位は概ね左右対称で, 中柱は2本の梁が取り付くことで拘束されることから, 相対変位は外柱より小さいものの中柱の左右で対称な傾向が見られ, 残留相対変形もほとんど見られなかった。

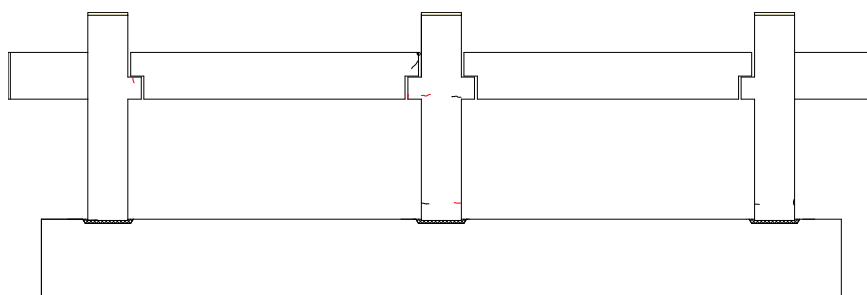


図 3.6(a): $R=1/250\text{rad.}$ 時ひび割れ図

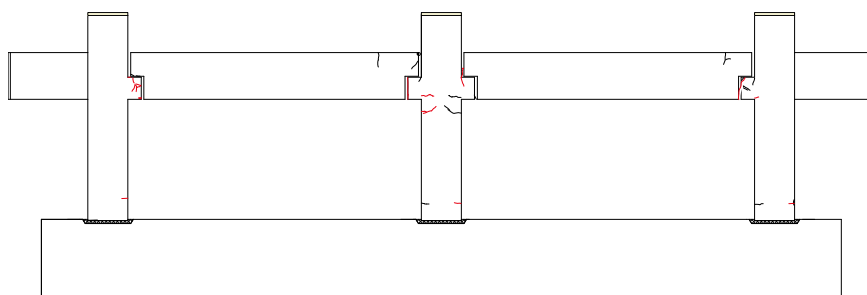


図 3.6(b): $R=1/150\text{rad.}$ 時ひび割れ図

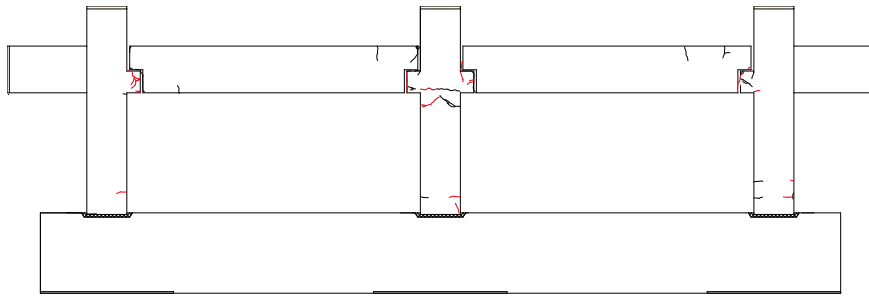


図 3.6(c): $R=1/100\text{rad}$.時ひび割れ図

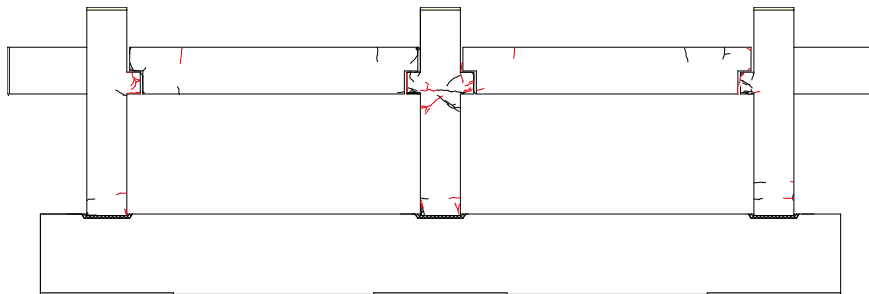


図 3.6(d): $R=1/66\text{rad}$.時ひび割れ図

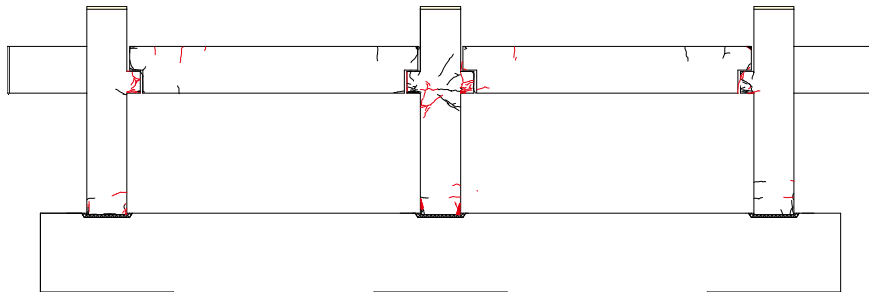


図 3.6(e): $R=1/50\text{rad}$.時ひび割れ図

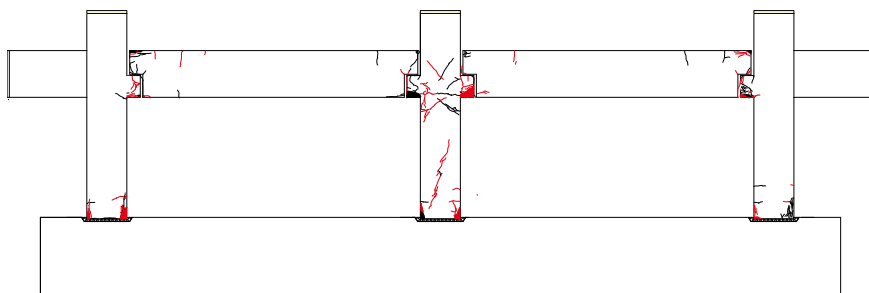
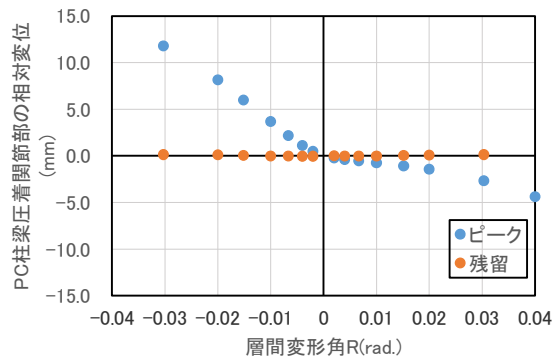
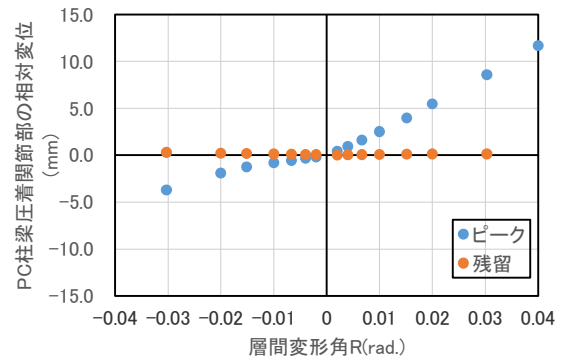


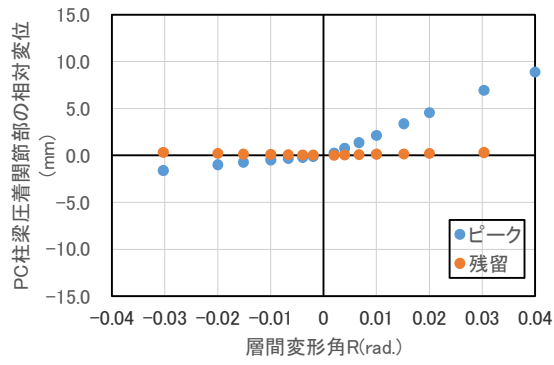
図 3.6(f): $R=1/33\text{rad}$.時ひび割れ図



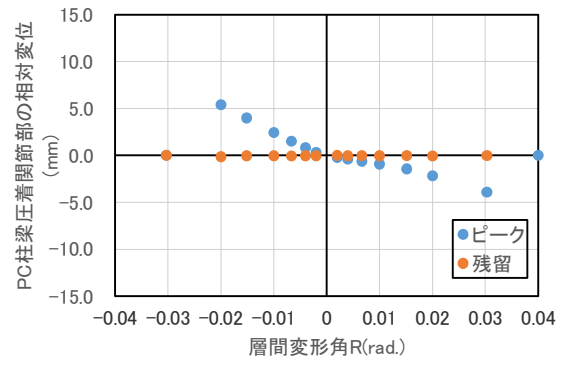
(a)左柱左梁上端 θ_{B1U}



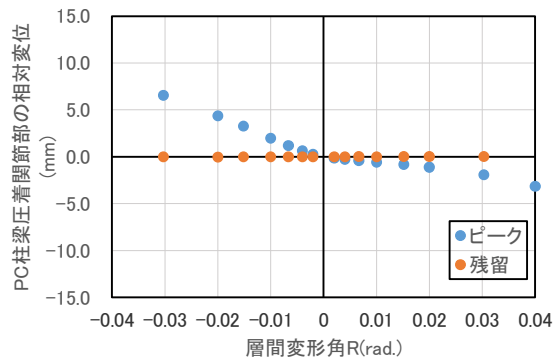
(b)左柱左梁下端 θ_{B1D}



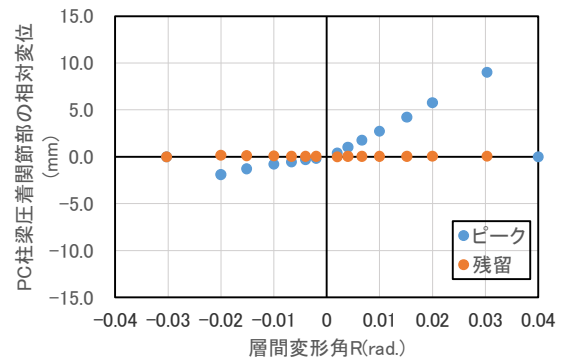
(c)中柱左梁上端 θ_{B2U}



(d)中柱左梁下端 θ_{B2D}



(e)中柱右梁上端 θ_{B3U}



(f)中柱右梁下端 θ_{B3D}

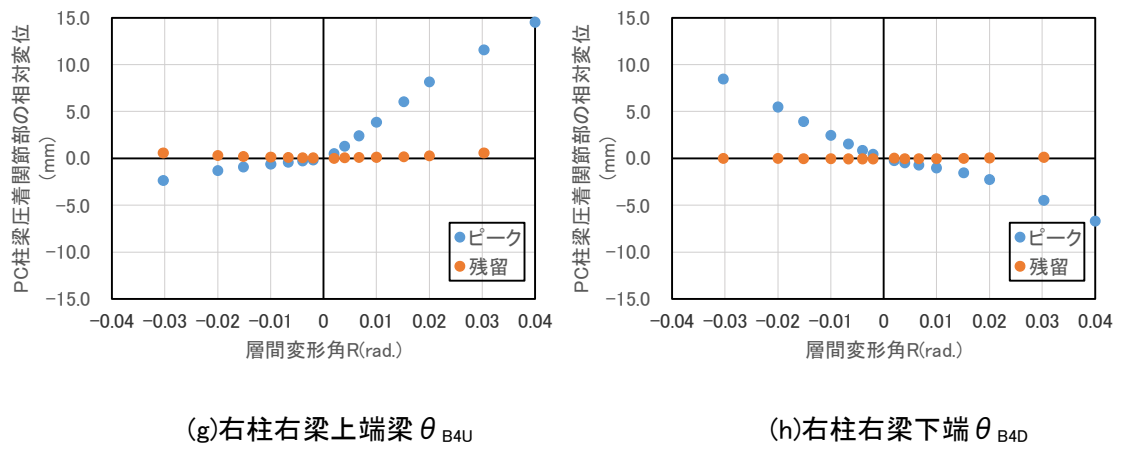


図 3.7: 柱と梁の PC 圧着関節部の相対変位—層間変形角関係

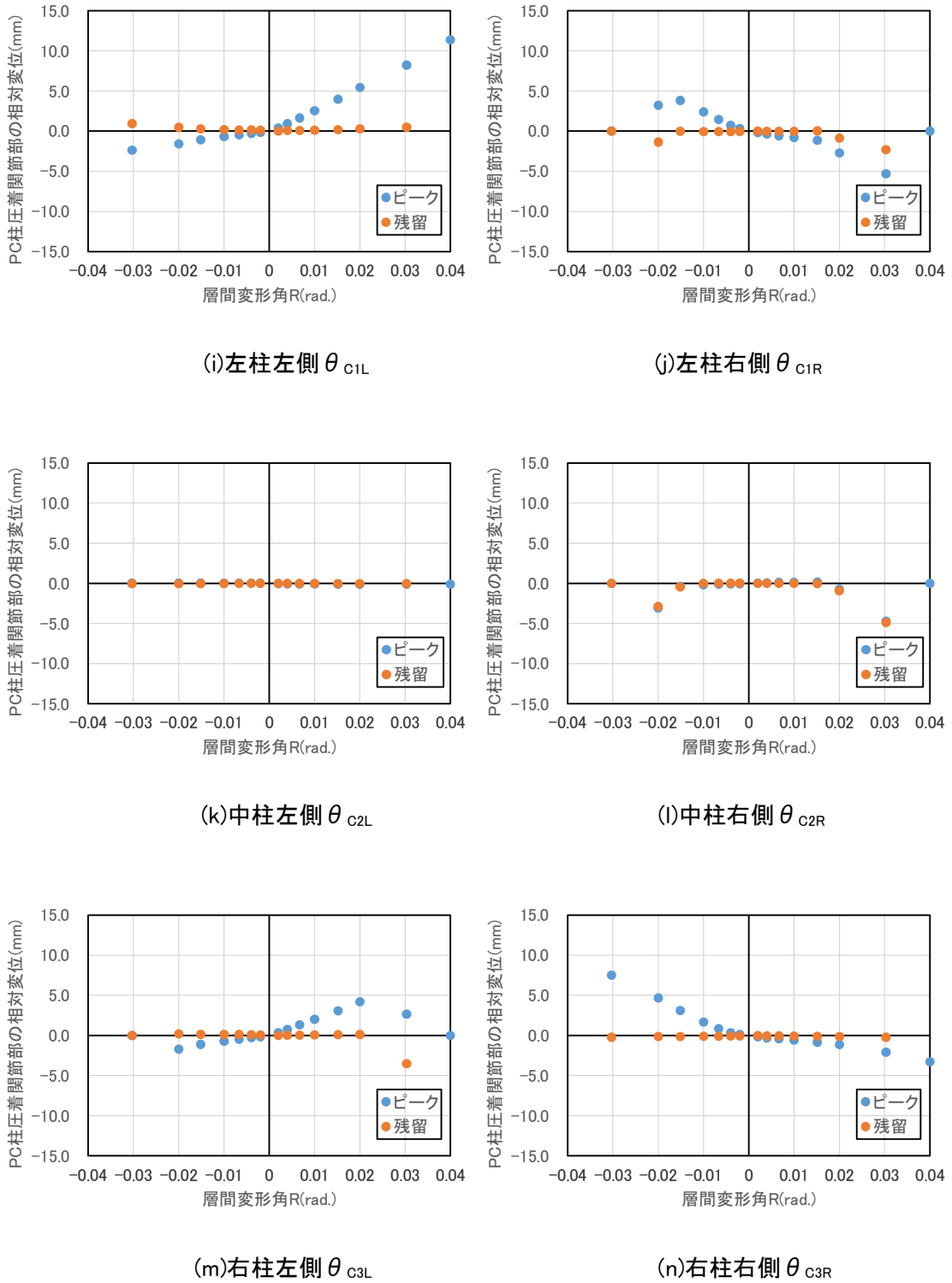


図 3.7: 柱とスタブ PC 圧着関節部の相対変位－層間変形角関係

3.3.2 架構の層せん断力 Q —層間変形角 R 関係

図 3.8 にジャッキ荷重とロードセル荷重で比較した層せん断力 Q —外柱平均層間変形角 R 関係を示す。両荷重を比較すると正載荷時で $R=1/100\text{rad}$.以降はロードセル荷重の方が若干小さいものの精度の高い結果が得られたので、以降せん断力はロードセル荷重を採用する。

図 3.9(a)に PC 柱の両外柱の層間変形角 R の比較を示す。正載荷時(右側傾き)は左外柱と梁の PC 圧着関節部は上端圧縮・下端引張、右外柱は同様に PC 梁上端引張・下端圧縮となる。両外柱は正負載荷時共に梁の PC 圧着関節部が上端引張となる柱の方が大きい層間変形が生じている。図 3.9(b)に PC 柱の中柱と両外柱の平均層間変形角 R の比較を示す。正載荷時の $1/400\text{rad}$.付近で若干の誤差があるもののほぼ近似した結果が得られた。図 3.9(c)に PC 外柱と梁の PC 圧着関節部の相対回転角 θ (以下、回転角 θ)の比較を示す。正載荷時に右柱の柱梁圧着関節部の θ_{B4} が大きく、負載荷時に左柱と梁の PC 圧着関節部の θ_{B1} が大きく、また θ_{B1} と θ_{B4} は概ね同様な値を示し、図 3.9(a)と同様な挙動を示している。

PC 架構のせん断力は、 $1/50\text{rad}$.で最大耐力に達しているものの正負載荷時共に $1/66\text{rad}$.
～ $1/33\text{rad}$.まで各サイクルピーク時では概ね同耐力で、かつ残留層間変形角 R_R は僅かであり、PC 圧着関節架構特有^{1)~8)}の非線形弾性で復元力のある挙動を示す履歴特性が得られた。

図 3.10 に両外端の柱と梁の PC 圧着関節部における回転角 θ_{B1} および θ_{B4} と両外柱の R 関係を示す。図 3.10 に示すように正負載荷共に柱と梁の PC 圧着関節部の上端引張時の θ は PC 柱の R と概ね同値の傾向が見られ、下端引張時の θ は R の方が大きいことが確認できる。 θ_{B1} 、 θ_{B4} の回転角が異なる原因は、柱と梁の PC 圧着関節部が離間した場合、PC 柱が PC 梁を拘束することで、 $\theta \approx R$ となる柱と梁の PC 圧着関節部に接合する PC 梁の軸伸び効果が働き、柱と梁の PC 圧着関節部の挙動に変化を及ぼしていると考えられる。また、 θ_{B1} および θ_{B4} は正負載荷共に荷重の増大に関係なく剛性が概ね一定となっていることから、PC 梁が水平挙動していたと推定できる。

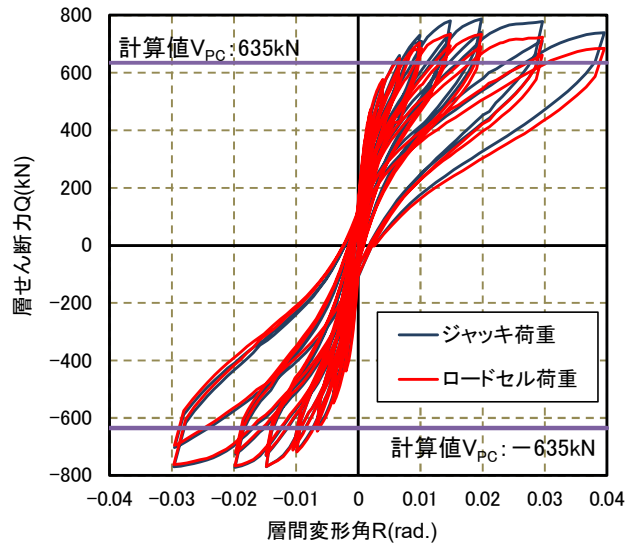


図 3.8: ジャッキ荷重とロードセル荷重の層せん断力 Q - 外柱平均層間変形角 R 関係

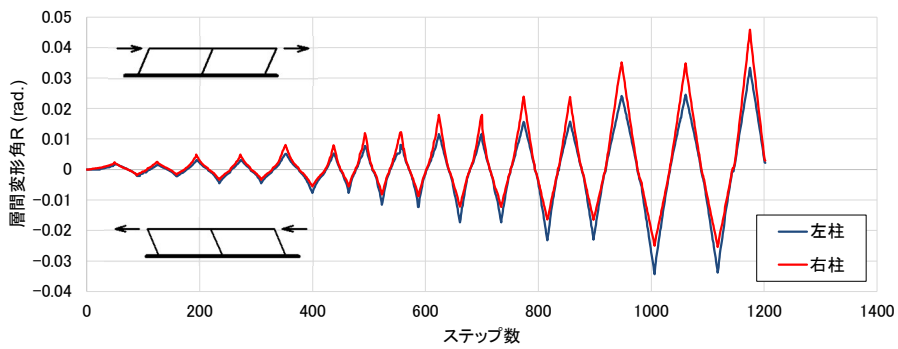


図 3.9 (a): PC 左右柱の層間変形角 R の比較

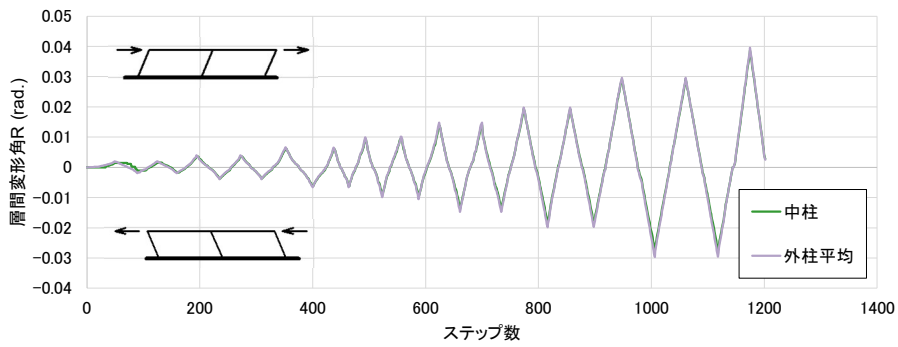


図 3.9 (b): PC 中柱と左右柱平均の層間変形角 R の比較

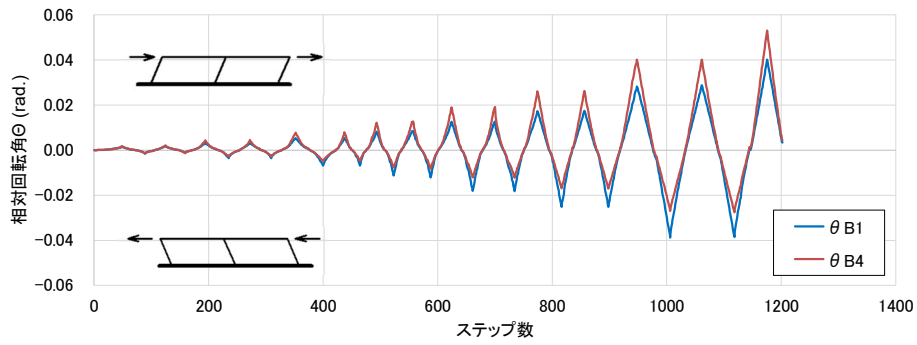


図 3.9(c): 外柱と梁の PC 圧着関節部の相対回転角の比較

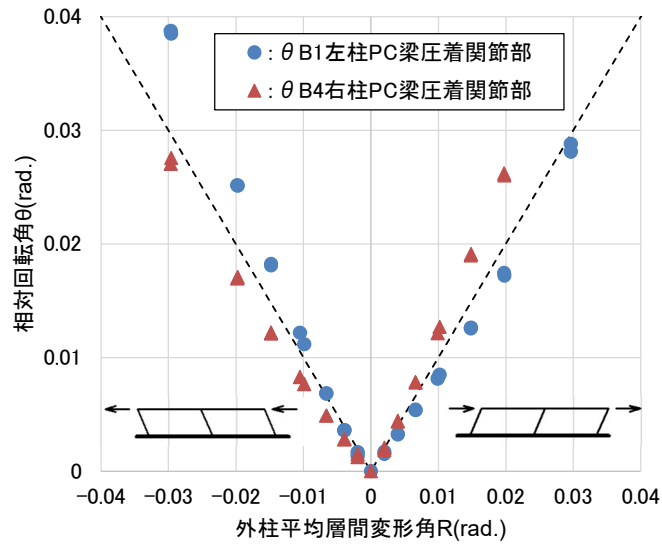


図 3.10: 柱と梁の PC 圧着関節部の回転角 θ - 層間変形角 R 関係

3.4 PC 架構の履歴挙動に関する数値解析

既往の研究で提案した柱と梁の PC 圧着関節部の復元力特性モデルを適用した骨組解析を行い、実験結果との比較検討を行う。

3.4.1 解析概要

図 3.11 に PC 架構の解析モデルを示す。柱および梁部材は弾性要素とし、柱梁接合部には剛域を仮定した。柱と梁の PC 圧着関節部には、PC 架構特有の非線形弾性の履歴特性を表現するための回転バネ要素を配置した。なお、中柱は実験において $R=1/50\text{rad.}$ まで残留ひび割れがほとんど無く、PC 柱の PC 鋼棒が $R=1/33\text{rad.}$ まで降伏しておらず、PC 圧着関節部の θ と θ_R の挙動や $Q-R$ 関係と R_R など総合的に推察すると、中柱の柱頭に降伏ヒンジが発生していると判断できなかったことから、実験結果の挙動に合わせて図 3.11 に示すように中柱に取り付く PC 梁部材端に降伏ヒンジが発生すると想定し、回転バネ要素を配置した。回転バネ要素は、図 3.12 に示す基準履歴を平面保持の仮定に基づいた断面解析により算出し、その基準履歴を元に載荷および除荷の規則を定めている。表 3.5 に示す基準履歴を構成する特異点は、図 3.13 に示す断面の変形と歪度分布を仮定して算出した。

コンクリートの履歴挙動は、文献¹²⁾に基づく Kent-Scott-Park モデル¹³⁾とし、有限要素解析フレームワークの OpenSees¹⁴⁾における Concrete02 モデルと同様の履歴規則とした。柱と梁の PC 圧着関節部にはコンファインド効果を考慮し、コンクリートの応力度が圧縮強度に達した後に急激な耐力低下はしないものとした¹⁵⁾。

PC 鋼より線の履歴挙動は、図 3.13(b)に示すような柱と梁の PC 圧着関節部を頂点とした三角形の歪度分布を元に算出した。PC 鋼より線の引張力と変形量の間を求めするために必要な付着応力度は、既往の研究による PC 鋼より線の付着実験結果¹⁰⁾で提案された規則を用いている。

その他、解析に必要な仮定や回転バネ要素の履歴規則の詳細は、文献¹¹⁾¹²⁾に示す。

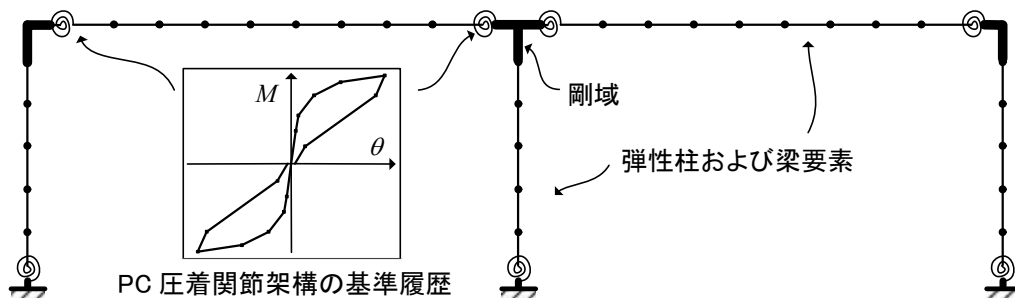


図 3.11: PC 架構の解析モデル

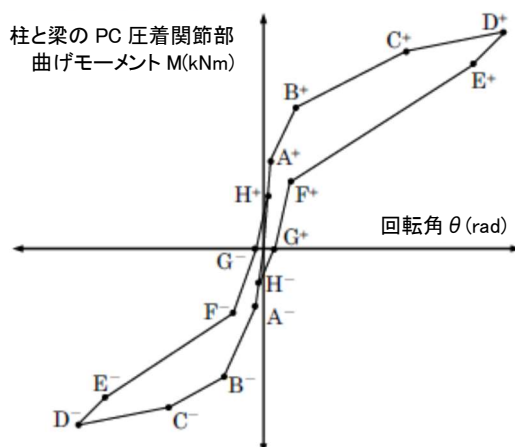


図 3.12: M-θ 基準履歴

表 3.5: M-θ 基準履歴

	点	符号	内容
載荷	A	(θ_A, M_A)	$M = P_{ini} \times j$ となる点 ※ P_{ini} :初期導入プレストレス力, j :応力中心間距離
	B	(θ_B, M_B)	圧縮側最外端の PC 鋼材が圧着面から伸び出す点
	C	(θ_C, M_C)	圧縮側コンクリート応力度が最大圧縮強度に達する点 または、引張側最外端の PC 鋼材が降伏する点
	D	(θ_D, M_D)	最大曲げモーメントに到達した点
除荷	E	(θ_E, M_E)	回転角が $0.9\theta_D$ となった点
	F	(θ_F, M_F)	圧縮側最外端の PC 鋼材位置の圧着部目開きが閉じ、圧縮側最外端の PC 鋼材の伸び出し量 $\delta = 0$ になる点
	G	(θ_G, M_G)	逐次断面解析により $M = 0$ となった点
再載荷	H	(θ_H, M_H)	反対側載荷時の基準履歴 G 点におけるプレストレス力を P_{ini} として、 $M = P_{ini} \times j$ より算出した点

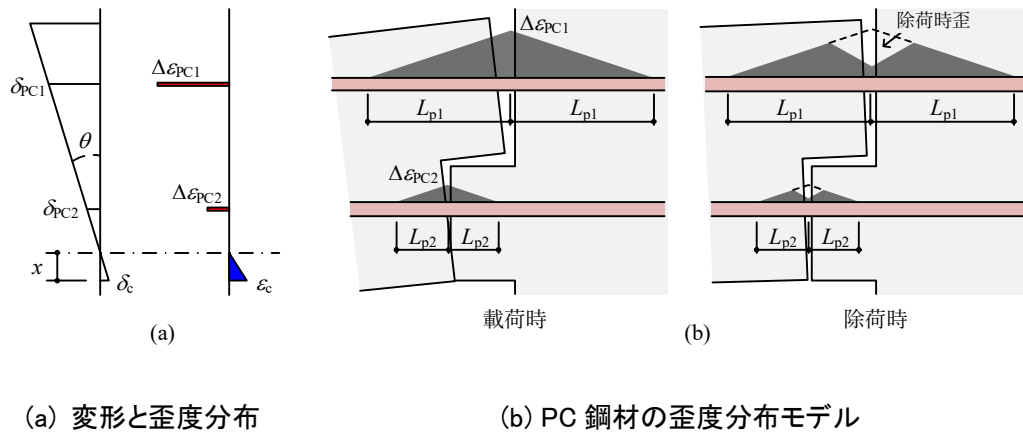


図 3.13: 柱と梁の PC 圧着関節部の変形と歪度分布モデル

3.4.2 解析結果

図 3.14 に PC 架構の実験結果と解析結果の Q-R 関係の比較を示す。解析結果は概ね良好な結果が得られた。柱と梁の PC 圧着関節部に離間が生じた以降は小さい耐力で剛性が低下した。実験結果の $R=1/250\text{rad.}\sim 1/66\text{rad.}$ の 2 次勾配と比較すると解析結果は層せん断力 Q が小さい傾向が見られたものの、初期剛性および最大耐力は概ね同様で、除荷時挙動および残留変形も良好に表現できている。

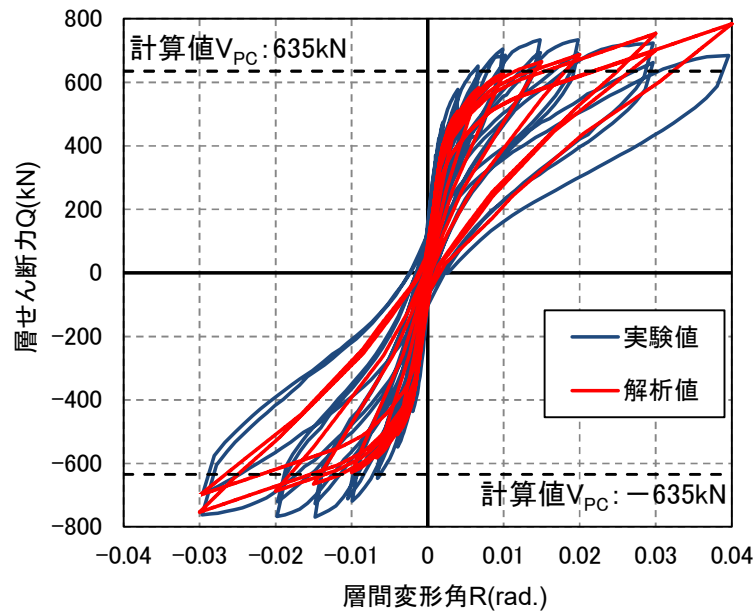


図 3.14: PC 架構の実験結果と解析結果の履歴特性の比較

3.5 外付け耐震補強の補強架構としてPC圧着関節架構を配置した既存RC建築物の動的解析

前節までの検討でPC架構の解析結果から得られた履歴特性は実験結果を良好に表現することができた。本節では実在する既存RC建築物を対象とし、PC圧着関節架構を外付け補強架構に適用し(以下、PC補強架構)、時刻歴応答解析にて既存建築物の補強前後の応答結果の把握および耐震補強効果を検討する。なお、既存建築物とPC補強架構との間に新設のRCスラブおよびRC直交梁で連結する(以下、連結スラブおよび連結直交梁)ことで、PC補強架構が負担するせん断力および剛性を既存建築物に付与することとする。

3.5.1 解析概要

3.5.1.1 対象建築物および補強概要

図3.15に実在する対象RC建築物の平面プランおよびPC補強架構の配置レイアウトを示す。対象建築物は1972年に建てられた8階建RC造で、桁行方向5.55m×12スパン、梁間方向7.62m×1スパンの集合住宅である。階高は最下階と最上階がそれぞれ3.1mと2.95m、その他の中間階が2.65m～2.75m、軒高は22.85mである。柱幅はX方向700mm、Y方向は下階750mm～上階550mmで徐々に細くなる。柱の鉄筋比は最下階1.77%～最上階0.94%である。梁の寸法は最下階で450mm×800mm、引張鉄筋比が約1.0%、最上階では300mm×600mm、引張鉄筋比が約0.6%である。また、コンクリートの圧縮強度は18.5N/mm²～25.8N/mm²である。

対象建築物は文献⁹⁾による第2次診断法による耐震診断結果から、1～4階で必要構造耐震指標の耐震判定基準 $I_{so} < 0.6$ と事前に評価されている。PC補強架構のコンクリート設計基準強度 $F_c = 50\text{N/mm}^2$ とし、対象建築物とPC補強架構は、各階床レベルにおいて現場打ちコンクリートによる連結スラブおよび直交梁で接続する。PC補強架構には剛強な基礎梁を設けそれを支持する十分な杭基礎としている。

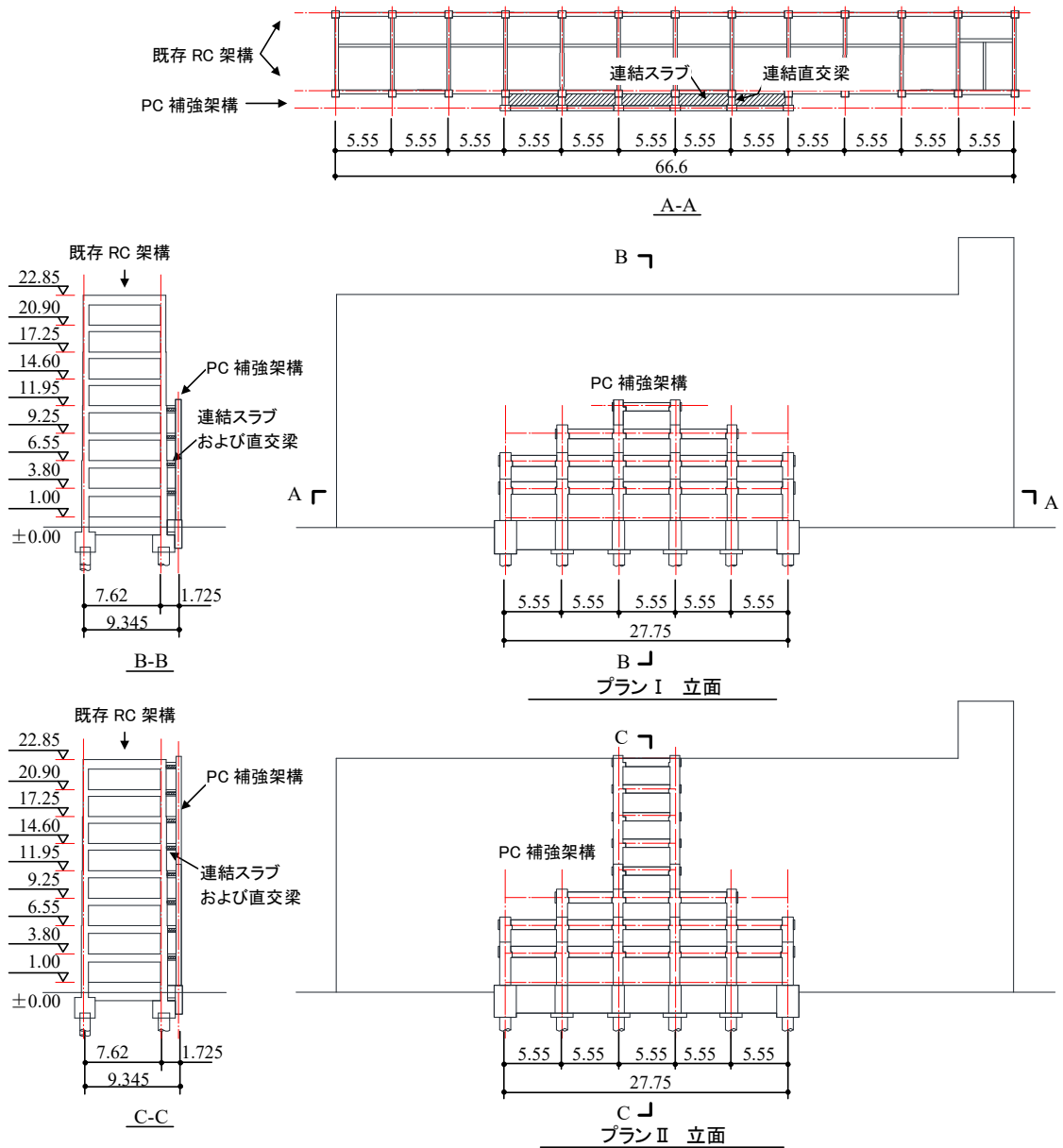


図 3.15: 対象建築物の平面プランおよび PC 補強架構の配置(単位:m)

3.5.1.2 解析モデル

各架構のモデル化

図 3.16(a)~(c)に対象建築物の解析モデル，PC 補強架構プラン I の解析モデル，PC 補強架構プラン II の解析モデルを示す．ここで図 3.16(a)の対象建築物は雑壁を考慮せず純粋な RC 架構として計算するものとし，第 2 次診断法で算出しているため全部材を柱曲げ降伏先行型とし，柱のせん断耐力は十分に確保されている．PC 補強架構はプラン I および II ともに梁曲げ降伏先行型とし最下階のみ柱脚ヒンジを許容する．

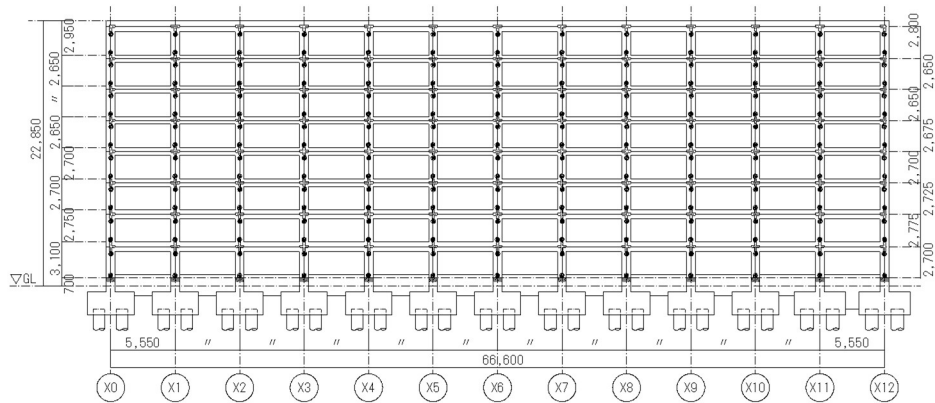


図 3.16(a) :対象建築物の解析モデル

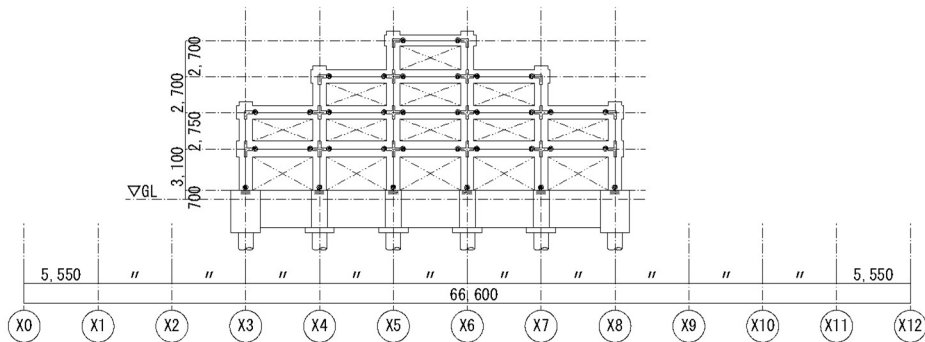


図 3.16(b) :PC 補強架構プラン I の解析モデル

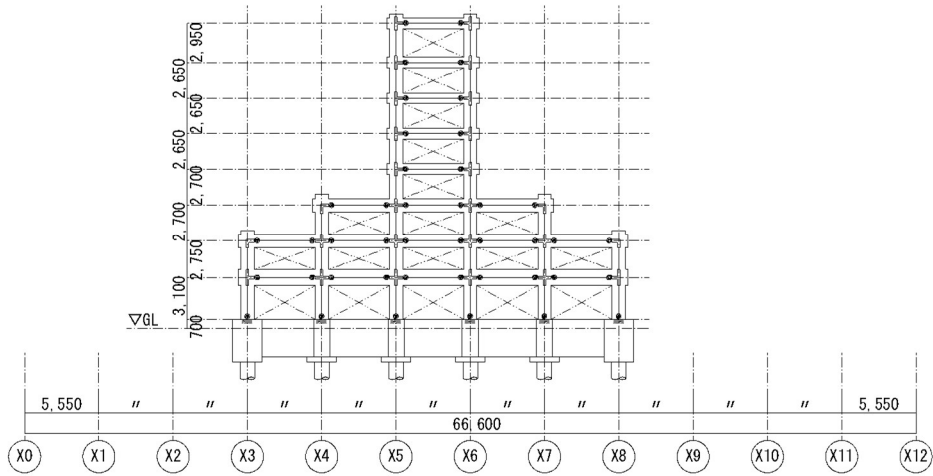


図 3.16(c):PC 補強架構プランⅡの解析モデル

復元力特性モデル

対象建築物は、静的増分解析により得られた各層の荷重-変形曲線を元に、以下の手順で近似した図 3.17 に示すトリリニアのスケルトンカーブを作成した。

- ・ 初期剛性(K_1)は、弾性剛性とする。
- ・ 第 1 折れ点(δ_1, Q_1)は、その層にひび割れが生じ始めた時点のせん断力とする。
- ・ 第 3 点は静的弾塑性解析により層間変形角が概ね $1/100\text{rad.}$ に達した時点のせん断変形とせん断力とし、第 3 剛性は第 3 折れ点での接線剛性とする。
- ・ 第 2 折れ点(δ_2, Q_2)は第 3 点および第 3 剛性によって第 1~第 2~第 3 点を結ぶスケルトン曲線とトリリニアの面積が等しくなる点とする。

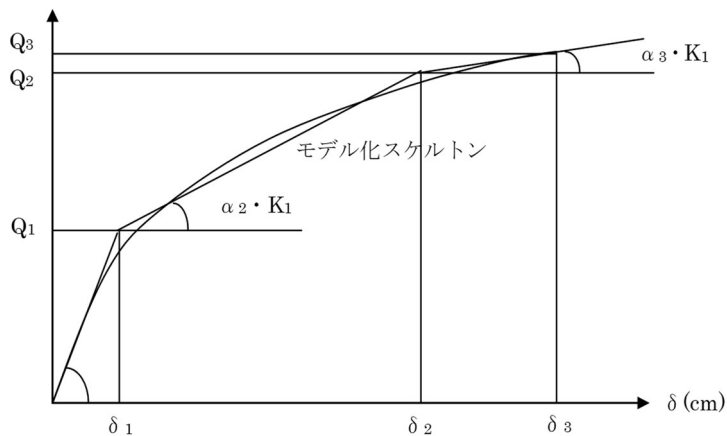


図 3.17:トリリニアのスケルトンカーブ

図 3.18 に示す剛性逓減型 Tri-Linear モデルとし、武田モデル¹⁶⁾を用いた。ここで、武田モデルの除荷時剛性低下指数は 0.8 とし、部材の曲げひび割れ強度と降伏強度は、文献⁹⁾による算定式で求めた。

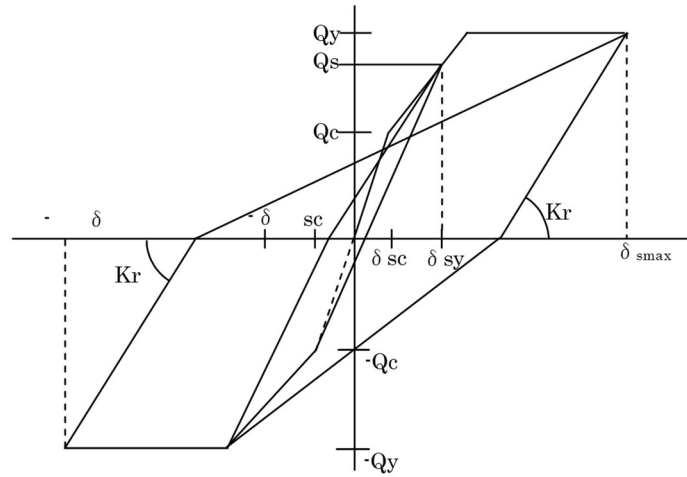


図 3.18: 武田モデルによる復元力特性

なお、PC 補強架構の復元力特性モデルは 3.4 節と同様に、柱と梁の PC 圧着関節部の復元力特性モデルを適用した。

3.5.1.3 解析ケース

PC補強架構数は、①対象建築物に1～4階で不足耐力分のみをPC補強架構が負担するプランI、②プランIに最上階までPC補強架構を1架構ずつ設けたプランIIの2水準とした。また、対象建築物を1架構に集約し、各階床レベルにおける対象建築物とPC補強架構の間に設ける連結スラブおよび直交梁の接合条件を、表3.6に示す水平および回転剛性の組み合わせで3水準を仮定した。なお、対象建築物は各階で剛床と仮定している。

表 3.6: 連結スラブおよび直交梁の接合条件

	Case A	Case B	Case C
水平剛性	剛	剛	k_S
回転剛性	剛	k_R	k_R

Case A では、連結スラブのせん断剛性と偏心曲げによる回転剛性を最大に高めることで剛とする。Case B では、水平剛性は Case A と同様とし、回転剛性は直交梁の拘束を考慮した式(3.1)による回転バネ k_R とする。Case C では、水平剛性はスラブのせん断剛性として式(3.2)による水平バネ k_S とし、回転剛性は Case B と同様とする。

$$k_R = \frac{\beta G_c b^3 h}{L_b} \quad \text{式(3.1)}$$

$$k_S = \frac{\alpha G_c L_s t}{L_b} \quad \text{式(3.2)}$$

式(3.1)において、 β は長方形断面の形状係数(=1.41)、 G_c はコンクリートのせん断弾性係数、 b と h は直交梁の幅と高さ、 L_b は直交梁の内法長さを示す。

式(3.2)において、 α はスラブのクラックによる低減係数(=0.5)、 L_s はスラブ長さ、 t はスラブ厚を示す。

3.5.1.4 入力地震動

本解析では時刻歴応答解析ソフトPC-ANSRを用い、平均加速度法で計算を行った。また、減衰においては1次モードの減衰定数2%とする剛性比例減衰を採用した。使用する地震波はPEER Strong Motion Database¹⁷⁾から1992年～2011年に発生し観測された主要な7波を用い、レベルIIに相当する最大速度PGV = 50 cm/sに基準化し減衰を5%とした。表3.7に基本データ、図3.19に採用地震波の速度スペクトル、図3.20にPGVを基準化前の加速度波形を示す。

表 3.7: 採用地震波の基本データ

年	地震動	観測国	観測地	PGA (cm/s^2)	PGV (cm/s)
1992	Landers	USA	JOS	0.28	43.4
1994	Northridge	USA	ORR	0.51	52.2
1995	Kobe	Japan	HACH	0.27	47.7
1999	Duzce	Turkey	BOL	0.73	56.4
1999	Chi-Chi	Taiwan	CHY034	0.31	48.5
2008	Sichuan	China	WCW	1.02	47.9
2011	Touhoku	Japan	TCG006	0.37	50.7

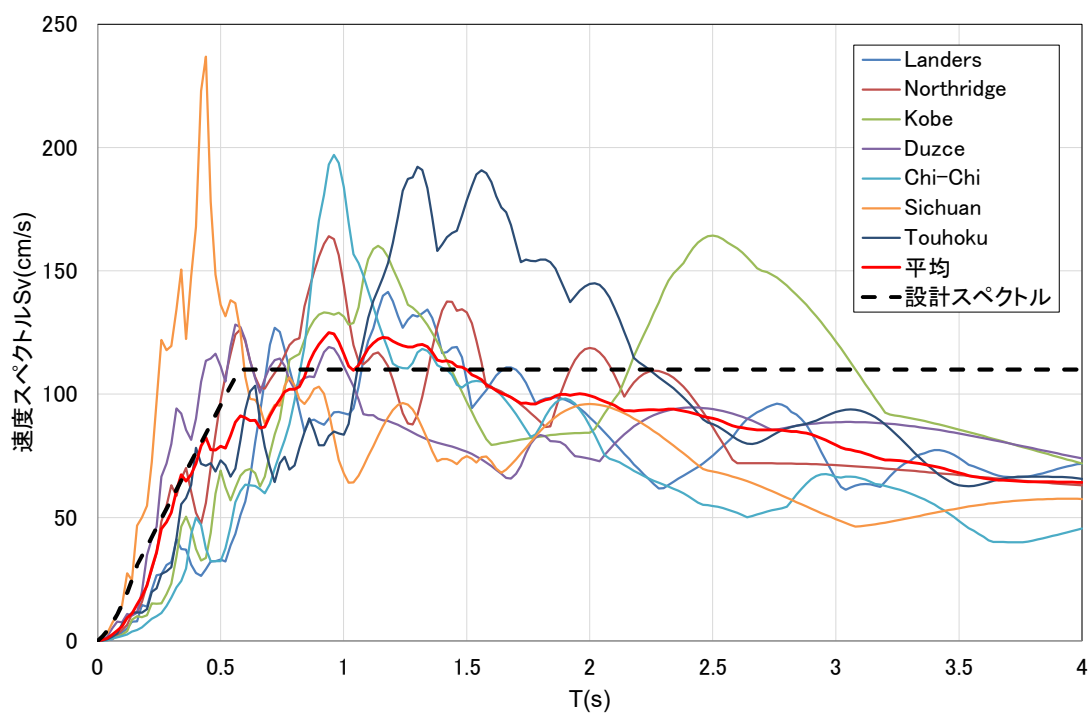


図 3.19: 採用地震波の速度スペクトルおよび基本データ

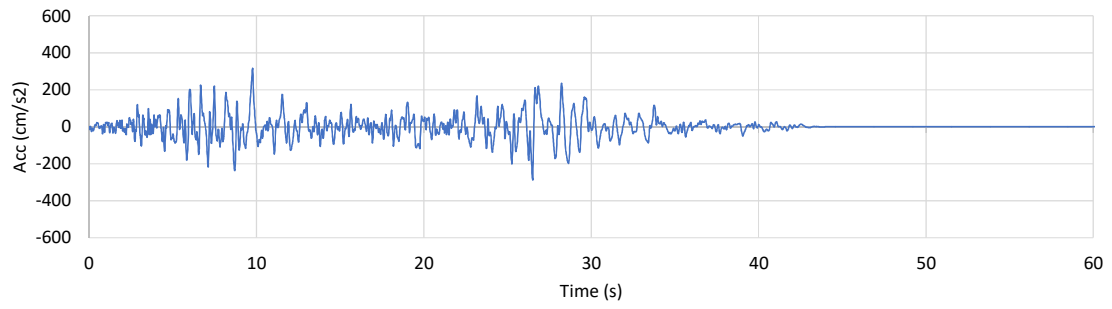


図 3.20: 加速度波形(a) 1992 Landers

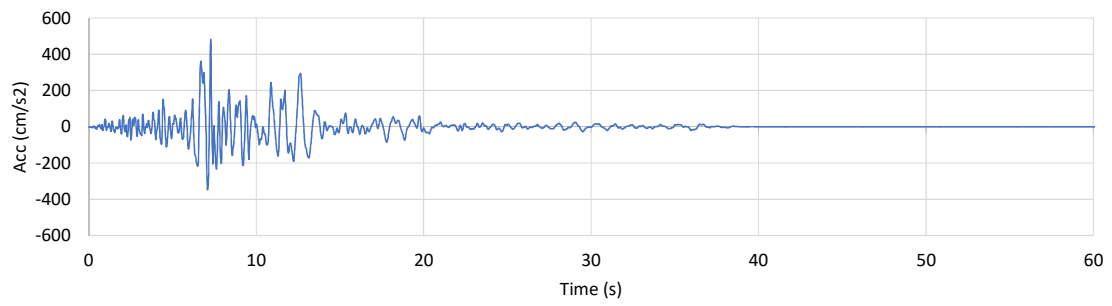


図 3.20: 加速度波形(b) 1994 Northridge

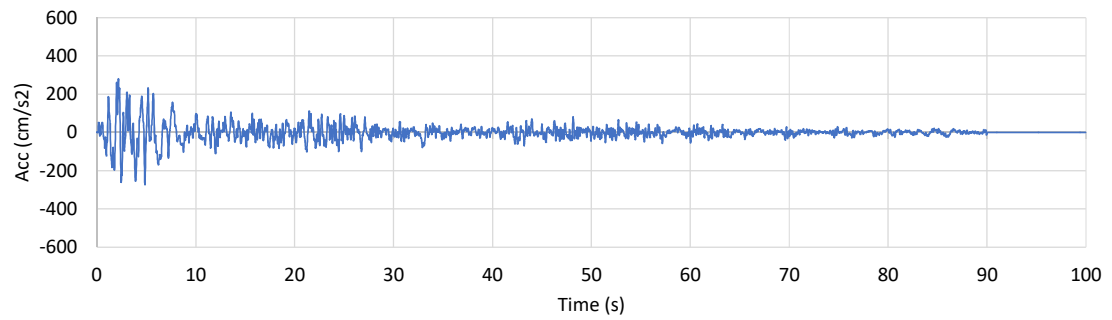


図 3.20: 加速度波形(c) 1995 Kobe

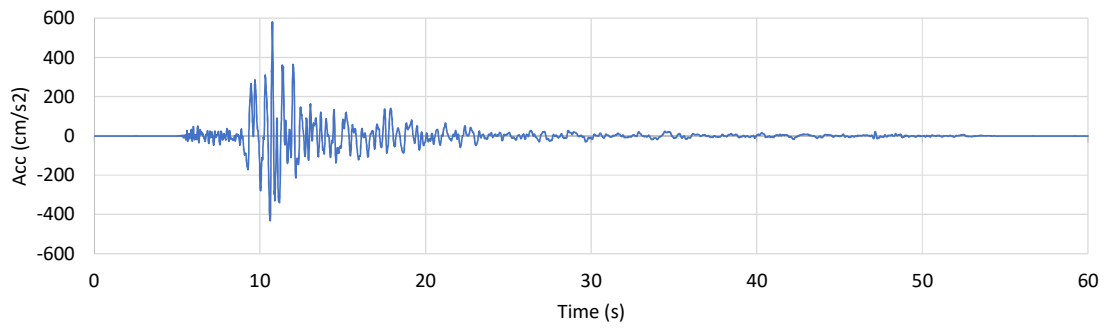


図 3.20: 加速度波形(d) 1999 Duzce

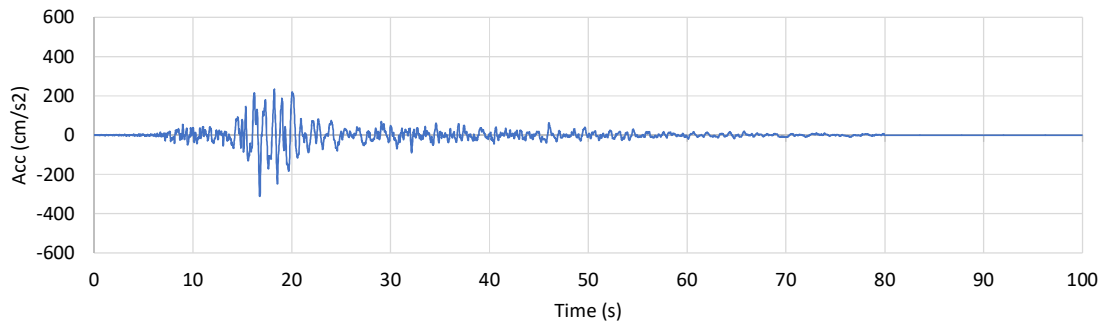


図 3.20: 加速度波形(e) 1999 Chi-Chi

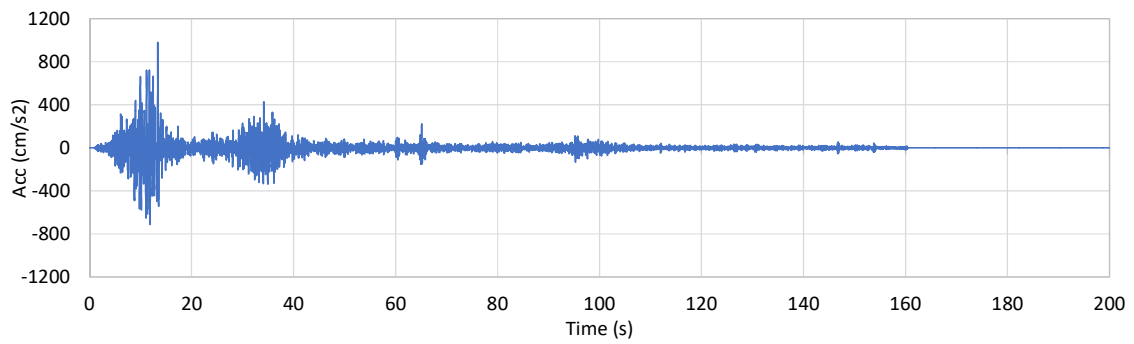


図 3.20: 加速度波形(f) 2008 Sichuan

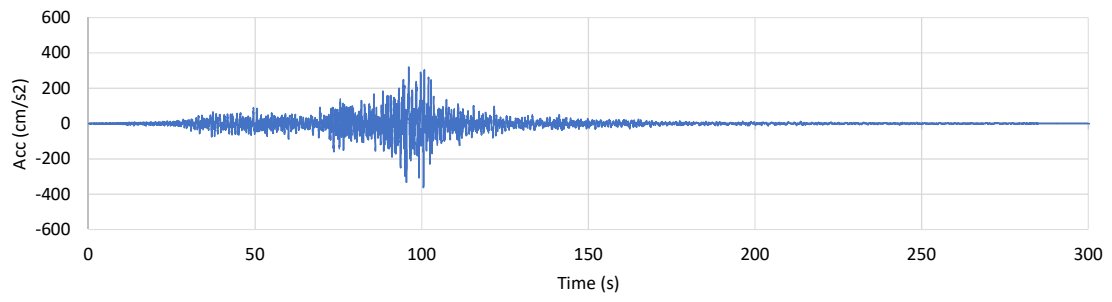


図 3.20: 加速度波形(g)2011 Tohoku

3.5.2 解析結果

3.5.2.1 静的増分解析による補強後の既存RC建築物の履歴性状

図 3.16(c)に示した PC 補強架構を最上階まで配置したプラン II，かつ表 3.6 に示す連結スラブおよび連結直交梁の接合条件 A~C の違いにより補強前後の対象建築物の履歴性状を把握するため，静的増分解析にて事前に検討した．図 3.21 に対象建築物の(1階の)層せん断力 Q-最上階の層間変形角 R 関係の静的増分解析結果を示す．

プラン I および II 共に対象建築物は，補強前より初期剛性が高く，せん断耐力は補強した分だけ向上し，残留変形は概ね半分に抑える結果が得られた．また，連結スラブの接合条件により，層間変形角 $R=1/100\text{rad}$.まで PC 補強架構の挙動にほとんど影響が見られなかったが， $R=1/100\text{rad}$.を超えるとスラブの回転剛性の影響によってプラン II-A と II-B で違いが明確に見られた．一方でスラブの水平剛性の影響によってプラン II-B と II-C はほとんど同様の履歴であることから，解析検討上，接合条件 B と C は同様の挙動を示すと判断した．なお，プラン I はプラン II と同様な結果が得られた．

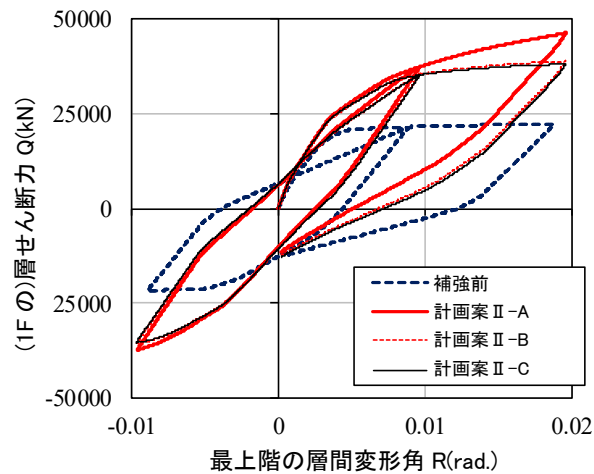
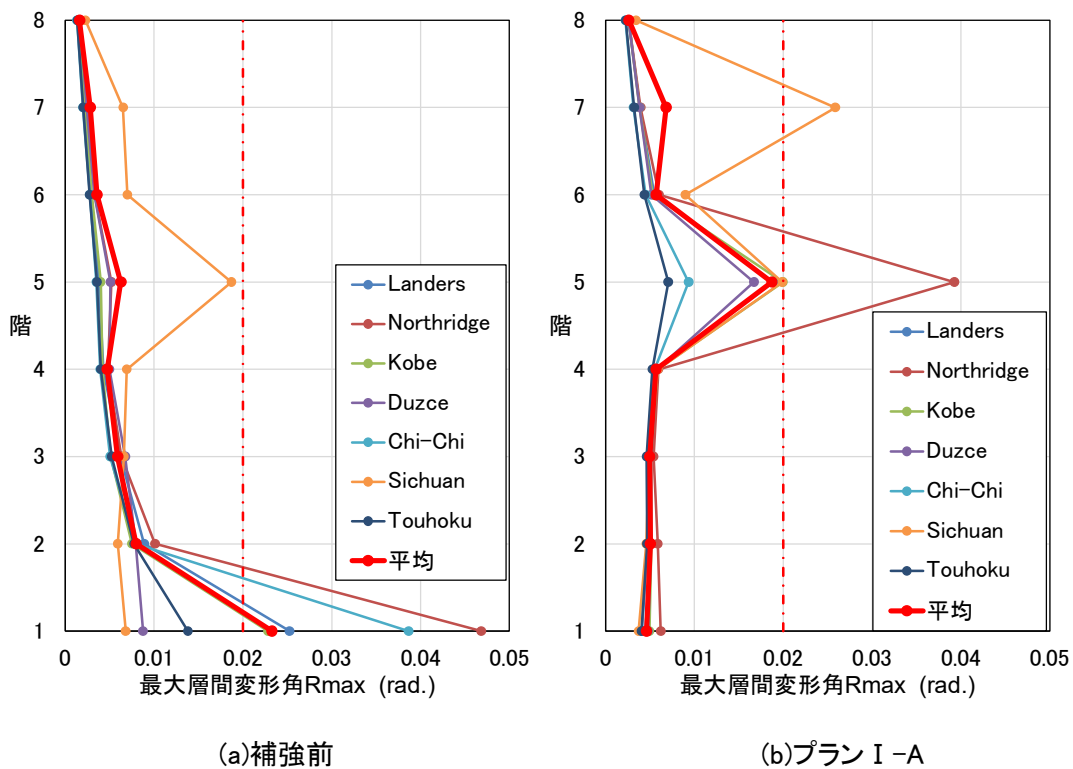


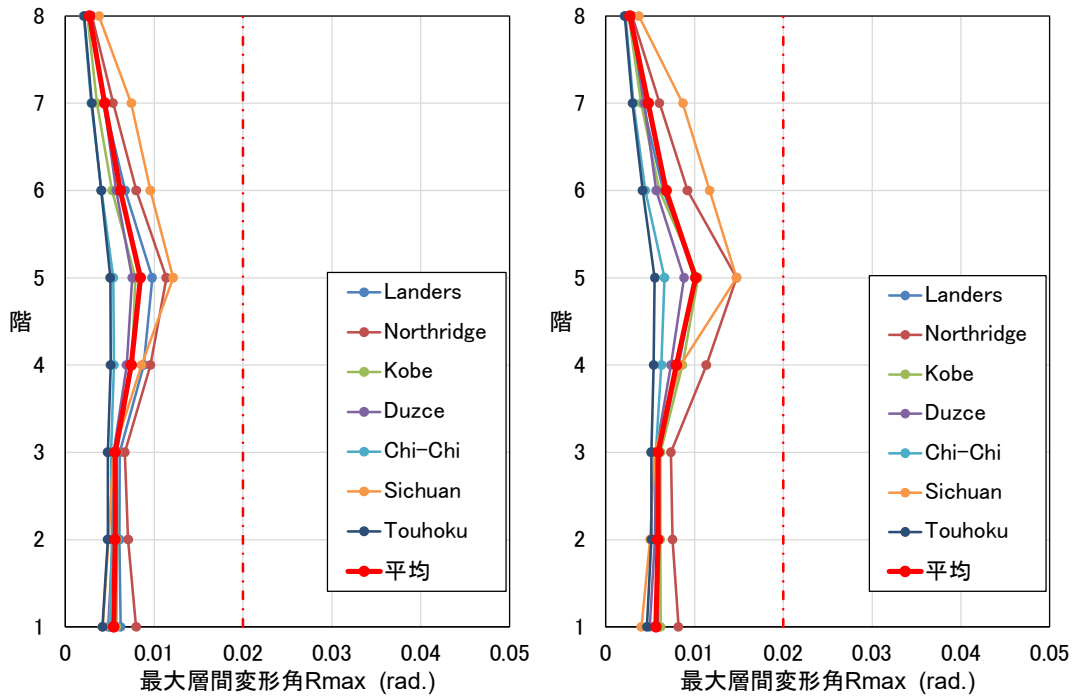
図 3.21: 対象建築物の補強前後における静的増分解析結果

3.5.2.2 時刻歴応答解析による補強後の既存RC建築物の層間変形角 R および残留層間変形角 R_R

図 3.22 に対象建築物の補強前後の応答結果による各階の最大層間変形角 R_{max} を示す。図 3.22(a)において、補強前の対象建築物の層間変形角 R は WCW 波を除いた大部分の地震波で最下階に集中しており、また、5 階に変形が集中している。さらに、レベル II において 7 波の内、4 波で R_{max} が $1/50rad.$ を超えている。図 3.22(b)において、プラン I では 1~4 階まで効果的に変形が抑えられているが、5 階に変形が集中している。図 3.22(c)において、プラン II では PC 補強架構が 8 階全階に付いており、全地震波において変形がより均等に振り分けられている。図 3.22(d)において、対象建築物と PC 補強架構との接合条件を固定としたプラン II-A と比較して、プラン II-C では若干 R_{max} が大きくなっている。図 3.22(e)において、最大の R_{max} はプラン II-A と II-C の両方で 5 階に発生し、対象建築物と PC 補強架構との接合条件を固定としない場合、 R_{max} は $1/117rad.$ から $1/100rad.$ に増加している。

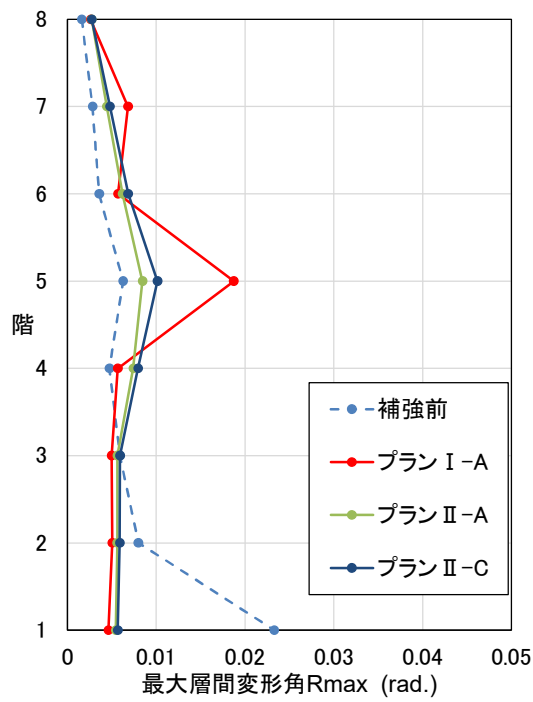


3.22: 補強前後の応答結果による最大層間変形角 R_{max}



(c)プラン II-A

(b)プラン II-C

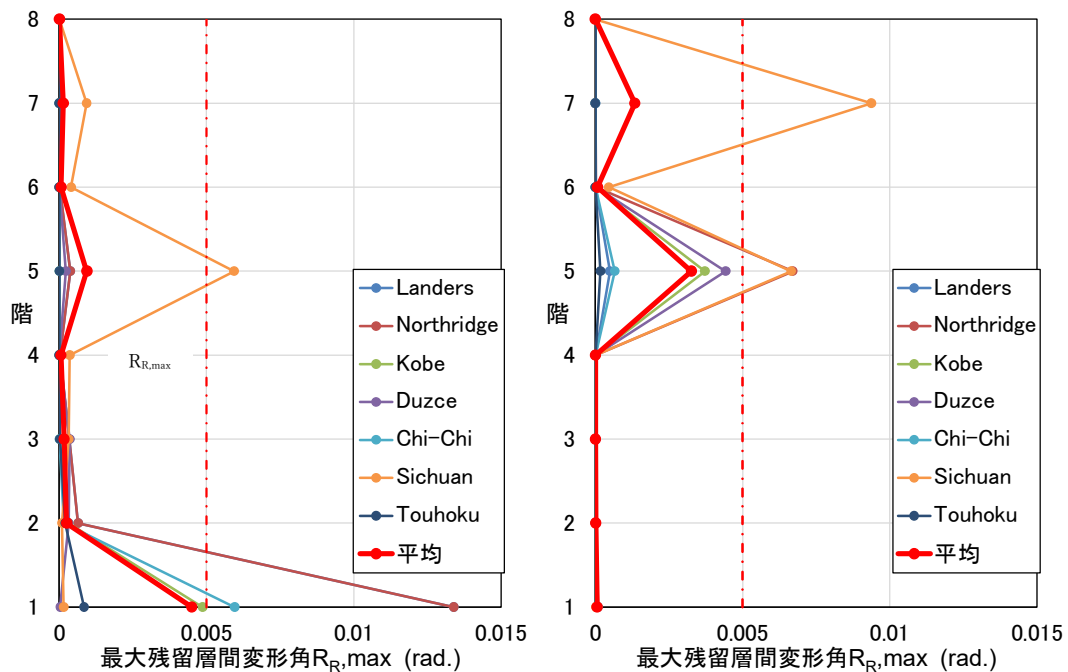


(e) R_{max} の平均値図

図 3.22: 補強前後の応答結果による最大層間変形角 R_{max}

図 3.23 に補強前後の応答結果による各階の最大残留層間変形角 $R_{R,max}$ を示す。 $R_{R,max}$ は、最大層間変形角 R_{max} の示した分布と同様な傾向が見られた。 図 3.23(a)において、対象建築物の $R_{R,max}$ は、7地震波中4波で $1/200rad.$ を超えている。 図 3.23(b)において、プラン I では1~4階まで残留層間変形角が小さいが、その上階は大きな値となった。 図 3.23(c)および(d)において、プラン II-A と II-C では全階で残留変形角がほとんど抑えられている。

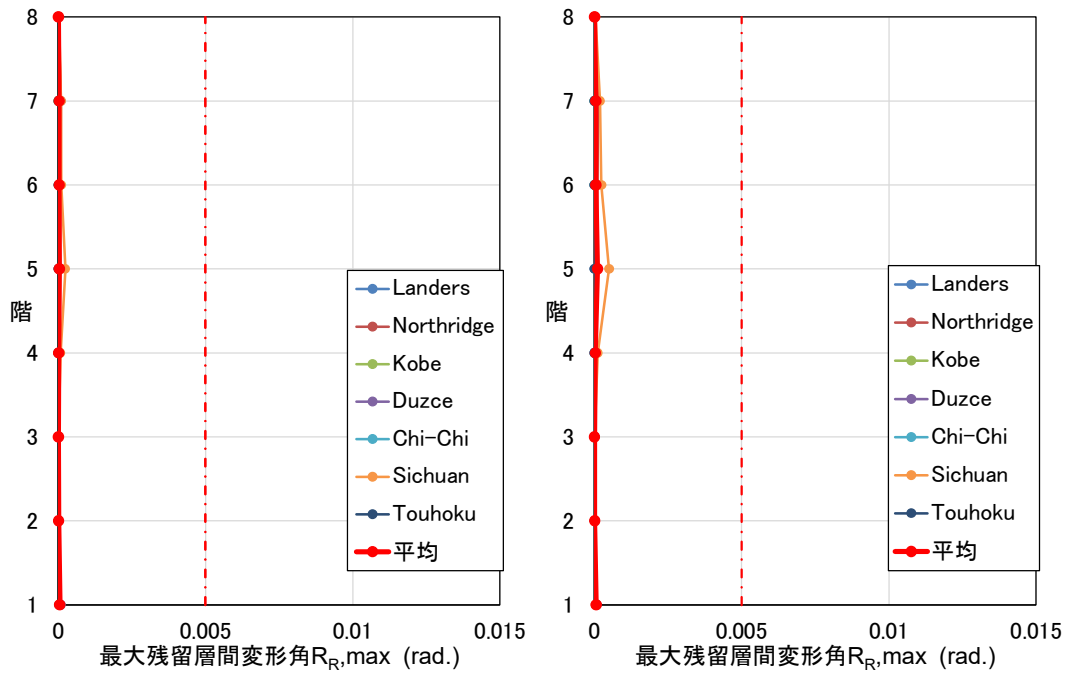
これらの結果から、実際に既存建築物を PC 補強架構で外付け耐震補強をする場合は時刻歴応答解析を行い、変形が集中する階を注視する必要があること、基準⁹⁾により補強後の既存建築物の耐震診断において補強実施階以上は補強不要であっても、耐力および剛性を極端に変えないことを目的として、最上階まで補強範囲を拡大・拡張させることが望ましいと考える。



(a)補強前

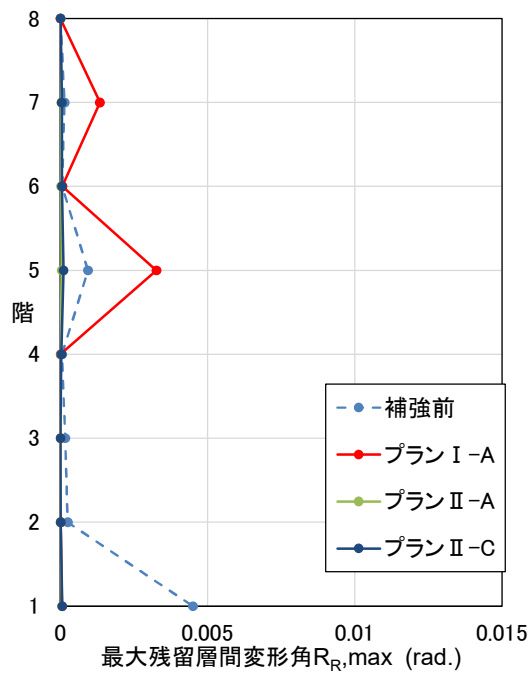
(b)プラン I-A

図 3.23: 補強前後の最大残留層間変形角 $R_{R,max}$



(c)プラン II-A

(b)プラン II-C



(e) $R_{R,max}$ の平均値図

図 3.23: 補強前後の応答結果による最大層間変形角 R_{max}

3.6 まとめ

1層2スパンのPC圧着関節架構の構造性能実験とその外付け耐震補強効果の解析検討を行い、下記の知見を得た。

- (1) 1/2スケール1層2スパン試験体の正負交番繰り返し水平載荷実験を行い、外柱と中柱の損傷性状、架構の層せん断力 Q －層間変形角 R 関係、架構の層間変形角 R －柱と梁のPC圧着関節部の回転角 θ 関係を把握することができ、その回転角が架構の層間変形角の大部分を占めることを確認した。
- (2) PC架構の実験結果を反映してPC圧着関節部の復元力特性を表す回転バネモデル¹⁾～³⁾を部材端に設置して骨組解析を行い、実験結果と概ね良い対応を示すことを確認した。
- (3) 既存RC建築物に外付け耐震補強の補強架構としてPC圧着関節架構に回転バネを用いて配置し、両者を繋ぐ接合部の固定度および補強架構の階数をパラメータとして時刻歴応答解析を行い、既存RC建築物の補強前後の応答層間変形角および残留層間変形角を確認し、PC架構の特徴である原点指向型の復元力特性を、既存RC構造物に付与できることを確認した。
- (4) PC架構と既存RC建物を接続する連結スラブの接合条件が、既存RC建物の最大変形や残留変形の解析結果に影響するため、連結スラブの力学的挙動に関する研究を今後進める必要があると考える。

参考文献

- 1) 坂上肇, 瀬戸俊明, 陶山高資, 坂田弘安, 松崎育弘, 和田章: 繰り返し荷重を受けるPC圧着関節工法を用いた骨組の履歴のモデル化, 2007年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.217-220, 2008.2
- 2) 坂上肇, 瀬戸俊明, 坂田弘安, 松崎育弘: PC圧着関節工法を用いた骨組の履歴性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.529-534, 2008.7
- 3) 坂田弘安, 陶山高資, 黒沢亮太郎, 和田章, 松崎育弘: 繰り返し荷重を受けるPC圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字型架構の解析, 日本建築学会構造系論文集, No.695, pp.137-143, 2014.1
- 4) 中野清司, 田邊恵三, 松崎育弘, 和田章, 坂田弘安, 久保山寛之, 杉山智昭, 池澤誠: PC圧着関節工法による損失制御架構の力学的性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.576, pp125-132, 2004.2
- 5) 坂田弘安, 久保山寛之, 杉山智昭, 池澤誠, 和田章, 松崎育弘, 町田重美, 中野清司: PC圧着関節を用いた損傷制御架構の柱梁接合部せん断性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.588, pp.141-147, 2005.2
- 6) 坂田弘安, 中井敏文, 杉山智昭, 和田章, 松崎育弘: PC圧着関節工法を用いた土型架構の力学的挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.624, pp307-315, 2008.2
- 7) 坂田弘安, 坂上肇, 加藤雅樹, 和田章, 松崎育弘: PC圧着関節工法を用いた十字型骨組の力学的挙動に対する床スラブの影響, 日本建築学会構造系論文集, No.649, pp635-642, 2010.3
- 8) 坂田弘安, 坂上肇, 加藤雅樹, 和田章, 松崎育弘: PC圧着関節工法を用いた十字型骨組の力学的挙動に対する床スラブの影響, 日本建築学会構造系論文集, No.649, pp.635-642, 2010.3
- 9) 2001年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, 2001.10
- 10) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 日本建築学会, 1998.11
- 11) 2009年版プレストレストコンクリート造技術基準解説および設計・計算例, 日本建築センター, 2009.9
- 12) Yassin MHM. Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads. PhD Dissertation, University of California at Berkeley; 1994.
- 13) Scott BD, Park R, Priestley MJN. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. ACI Journal 1982; 79: 13-27.
- 14) McKenna F. OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. Comput Sci Eng 2011; 13: 58-66.
- 15) Sakino K, Sun Y. Stress-strain curve of concrete confined by rectilinear hoop.

Transactions of AIJ 1994; 59:95–104. doi: 10.3130/aijs.59.95_1 (in Japanese).

- 16) Takeda T, Sozen MA, Nielson NN. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. J Struct Div ASCE 1970; 96: 2557-73.
- 17) Ancheta TD, Darragh RB, Stewart JP, Silva WJ, Chiou BSJ, Wooddell KE, et al. PEER NGA-West2 Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, report 2013/03; 2013. Available at [<http://ngawest2.berkeley.edu/>].

第4章 PC 圧着関節架構に RC スラブを介して取り付けられた RC 架構の繰り返し載荷実験

4.1 はじめに

既存鉄筋コンクリート(以下、既存 RC)建築物の耐震化が促進されている中で、耐震補強全般に関する基準・指針^{1)~4)}や外側耐震補強の基礎的な設計に関するマニュアル⁵⁾が発刊されてきた。

その中でも既存建築物と離して架構を増設し、新設のスラブ、新設の直交梁(以下、連結スラブ、連結直交梁)およびシアコネクタなどで補強架構と連結することでせん断力の伝達を図る外付け型の耐震補強を対象とした。3章では PC 圧着関節架構(以下、PC 架構)の載荷実験により、その構造性能を把握し、一般的な6階建て集合住宅に PC 架構を外側に増設し、連結スラブの固定度を変数として解析により耐震補強効果の検討を行った。

マニュアル⁵⁾に準拠してこの補強工法の重要な留意事項として下記の a)および b)が挙げられる。

- a) 既存建築物の耐力評価は、既存建築物のせん断耐力に既存建築物が有する変形性能に応じて評価した外付け型の耐震補強のせん断耐力を単純累加すること。
- b) 外付け型の耐震補強の負担するせん断力を既存建築物に伝達させる設計の目安は、剛性の確保等も考慮すると平均せん断応力度 τ として $\tau \leq 0.1F_c$ とすることが望ましいとされていること。

また、既存建築物と連結スラブを繋ぐシアコネクタには一般的に接着系のあと施工アンカー(以下、接着系アンカー)が用いられている。接合部のせん断耐力およびその力学的挙動においては既往の実験⁶⁾により把握しており、マニュアル⁵⁾のせん断耐力評価式は実験値を安全側に評価することを確認している。

この補強工法において、補強架構として PC 架構を採用することで、既存建築物のせん断耐力の向上のみならず、繰り返し起こる大地震に補強架構を塑性化させず、地震後における既存建築物の残留変形を解消させる効果が見られる。加えて、既存建築物の変形性能(F 値)に応じて PC 架構のプレストレス導入力を $P_i=0.5P_y$ にこだわらず、フレキシブルに設定して用いることができるのも特徴である。

本章では、既存 RC 架構に連結スラブを介して PC 架構で外付け補強した 1/2 スケール試験体の載荷実験を行い、主に以下の(1)~(5)を行うことを目的とする。

- (1) コンクリート圧縮強度, せん断耐力, 破壊モードの異なる既存 RC 架構に連結スラブを介して PC 架構が取り付く場合と取り付かない場合の, 既存 RC 架構と PC 架構の損傷性状, 履歴特性の比較.
- (2) 連結スラブおよび連結直交梁の損傷性状と連結スラブの面内方向の履歴特性の把握および, 連結スラブのせん断剛性低下率の実験値と提案モデルによる推定値との比較.
- (3) 各部材に配置した接着系アンカー, 差し筋および鉄筋の歪度性状の把握, 連結スラブに作用するその他の応力の推察と, その他の応力が連結スラブ, 連結直交梁, 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力に及ぼす影響の把握.
- (4) 当耐震補強による連結スラブのせん断耐力とせん断剛性を考慮した既存 RC 架構に対して許容し得る層間変形の把握.
- (5) 既存 RC 架構と PC 架構の変形に応じたせん断耐力の単純累加評価に関する有効性の確認.

4.2 実験概要

4.2.1 試験体概要

試験体は 6 階建て程度の RC 造の集合住宅の最下階を想定して、取り出した 1 層 2 スパンの約 1/2 スケールの部分架構とした。変動要因は、耐震診断時の最も多く採用されるコンクリート圧縮強度 18.0N/mm^2 と、何らかの原因でコンクリートが劣化し設計基準強度を大きく下回りかつ低強度コンクリート ($\sigma_B < 13.5\text{mm}^2$) の建築物の外付け耐震補強への適用も視野に入れたコンクリート圧縮強度 10.0N/mm^2 の 2 種類とした。第 3 章で行った PC50S も含めた 7 架構 5 体の一覧を下記に示す。

- (1) $F_c = 18.0\text{N/mm}^2$ とした既存 RC 架構単体試験体：RC18S
- (2) $F_c = 10.0\text{N/mm}^2$ とした既存 RC 架構単体試験体：RC10S
- (3) $F_c = 50.0\text{N/mm}^2$ とした PC 架構単体試験体：PC50S
- (4) (1) を RC スラブを介して (3) を外付け耐震補強した連結試験体：RC18P
既存 RC 架構：RC18P-RC, PC 架構：RC18P-PC
- (5) (2) を RC スラブを介して (3) を外付け耐震補強した連結試験体：RC10P
既存 RC 架構：RC10P-RC, PC 架構：RC10P-PC

ここで試験体名称については例えば、単体試験体 RC18S の「S」は Single、連結試験体 RC18P の「P」は Parallel の略を意味する。RC18P-RC は連結試験体の既存 RC 架構、RC18P-PC は連結試験体の PC 架構を示す。

図 4.1-1 に試験体概要イメージ図、図 4.1-2 に PC 架構(中柱)と連結スラブの取り付けを示す。連結スラブ厚さは $t=80\text{mm}$ で、PC 梁上端から 90mm の位置に取り付き、PC 柱梁圧着関節部の縦目地部分を横断している。図 4.2 に試験体形状および断面を示す。また、表 4.1 に試験体諸元、表 4.2、表 4.3 にそれぞれ鋼材およびコンクリートの力学的特性、表 4.4 に各架構の柱軸力比を示す。

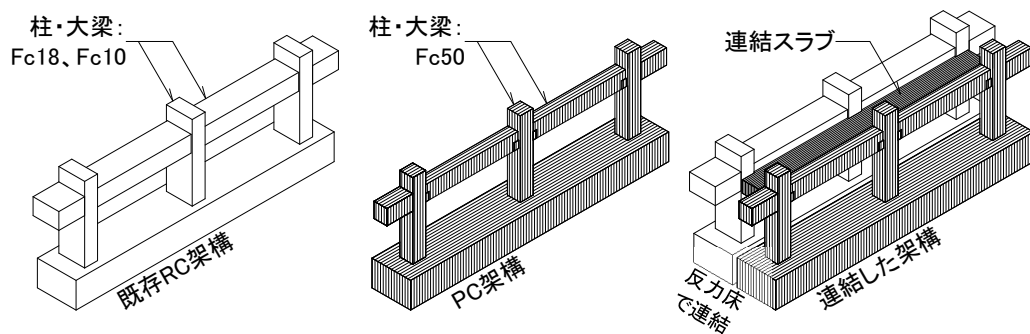


図 4.1-1: 試験体概要イメージ図

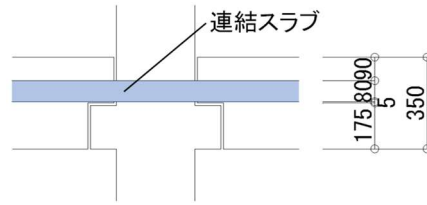


図 4.1-2: PC 架構(中柱)と連結スラブの取り合い

表 4.1: 試験体諸元

試験体 名称	主筋		せん断補強筋		耐力用PC鋼材					
	柱	梁	柱	梁	柱			梁		
					材種	径	本数	材種	径	本数
RC18S	隅筋: 4-D13 辺中: 4-D10	上端: 5-D19 下端: 5-D19	☐-D13 @100	☐-D13 @100	-	-	-	-	-	-
RC10S	隅筋: 4-D13 辺中: 4-D10	上端: 5-D19 下端: 5-D19	☐-D13 @100	☐-D13 @100	-	-	-	-	-	-
PC50S	4-D10	上端: 2-D10 下端: 2-D10	☐-D10 @100	☐-D10 @100	C種1号 SBPR 1080/1230	17mm	4本	SWPR7BL	7本より 12.7mm	上端: 2本 下端: 2本
RC18P	RC	隅筋: 4-D13 辺中: 4-D10	☐-D13 @100	☐-D13 @100	-	-	-	-	-	-
	PC	4-D10	☐-D10 @100	☐-D10 @100	C種1号 SBPR 1080/1230	17mm	4本	SWPR7BL	7本より 12.7mm	上端: 2本 下端: 2本
RC10P	RC	隅筋: 4-D13 辺中: 4-D10	☐-D13 @100	☐-D13 @100	-	-	-	-	-	-
	PC	4-D10	☐-D10 @100	☐-D10 @100	C種1号 SBPR 1080/1230	17mm	4本	SWPR7BL	7本より 12.7mm	上端: 2本 下端: 2本

試験体 名称	軸力用PC鋼材			接着系アンカー		差し筋		※2短辺 スラブ筋	長辺 スラブ筋
	柱			直交梁	スラブ	直交梁	スラブ		
	材種	径	本数						
RC18S	B種1号 SBPR 930/1080 (アンボンド)	17mm	3本	-	-	-	-	-	
RC10S		17mm	3本	-	-	-	-	-	
PC50S		13mm	2本	-	-	-	-	-	
RC18P		RC	17mm	3本	上端: 2-D13 下端: 2-D13	D13 @100	上端: 2-D13 下端: 2-D13	D13 @100	D13 @200
		PC	13mm	2本					D10 @100
RC10P		RC	17mm	3本	上端: 2-D13 下端: 2-D13	D13 @100	上端: 2-D13 下端: 2-D13	D13 @100	D13 @200
	PC	13mm	2本					D10 @100	

表 4.2: 鋼材の力学的特性

使用部位	名称	呼び名	材種	降伏強度 ^{※2}	引張強度 ^{※2}
				N/mm ²	N/mm ²
既存柱	柱主筋	D10	SD295A	370	512
		D13	SD295A	379	517
	フープ	D10	SD295A	370	512
	軸力用アンボンドPC鋼棒	17mm	(B種1号)SBPR930/1080	1227 ^{※1}	1285 ^{※1}
既存梁	梁主筋	D19	SD295A	398	579
	スタラップ	D10	SD295A	370	512
PC柱	柱主筋	D10	SD295A	370	512
	フープ	D10	SD295A	370	512
	軸力用アンボンドPC鋼棒	13mm	(B種1号)SBPR930/1080	1366 ^{※1}	1455 ^{※1}
	耐力用PC鋼棒	17mm	(C種1号)SBPR1080/1230	1227 ^{※1}	1285 ^{※1}
PC梁	梁主筋	D10	SD295A	370	512
	スタラップ	D10	SD295A	370	512
	耐力用PC鋼より線	7本より12.7mm	SWPR7BL	1934 ^{※1}	2058 ^{※1}
直交梁	梁主筋	D13	SD295A	379	517
	スタラップ	D10	SD295A	370	512
	接着系アンカー	D13	SD295A	379	517
連結スラブ	長辺スラブ筋	D10	SD295A	370	512
	短辺スラブ筋	D13	SD295A	379	517
	接着系アンカー	D13	SD295A	379	517
	差し筋	D13	SD295A	379	517

※1 0.2%オフセット法により算出した。 ※2 ミルシートの値を用いた。

表 4.3: コンクリートの力学的特性

試験体 名称	設計基準強度F _c N/mm ²	圧縮強度σ _B (ヤング係数E _c) N/mm ²	
		架構	スラブ
RC18S	18	14.2	(2.58 × 10 ⁴)
RC10S	10	4.9	(1.62 × 10 ⁴)
PC50S	50	51.4	(3.73 × 10 ⁴) ^{※1}
RC18P	-RC	架構: 18	スラブ: 17.0 (2.27 × 10 ⁴)
		スラブ: 30	スラブ: 36.5 (2.59 × 10 ⁴)
	-PC	50	50.5 (2.91 × 10 ⁴) ^{※1}
RC10P	-RC	架構: 10	スラブ: 7.0 (1.49 × 10 ⁴)
		スラブ: 30	スラブ: 40.2 (2.82 × 10 ⁴)
	-PC	50	55.0 (3.48 × 10 ⁴) ^{※1}

※1 架構の圧縮強度及びヤング係数は各部材の平均値とした。

表 4.4: 各架構の柱軸力比

軸力比	N/BDF _c	N/BDσ _B	
RC18S	0.12	0.15	
RC10S	0.21	0.43	
PC50S	0.026	0.025	
RC18P	-RC	0.12	0.13
	-PC	0.06	0.06
RC10P	-RC	0.21	0.30
	-PC	0.06	0.05

ここで、図 4.1 および図 4.2 に示した連結試験体はスタブ下面で反力床と剛接しており、試験体架構の連結は RC スラブおよび反力床を通じて連結した。

既存 RC 架構は、6 階建ての最下階で既存 RC 建築物を構成する柱を集約したものとし、試験体の柱断面は 2 本分を想定した。また、試験体の製作は実際の打設状況に合わせて、先行してスタブのみを打設した後に、試験体を立てた状態で柱と梁の打設を行った。

既存 RC 架構の配筋については、柱曲げ降伏先行型と計画するため梁耐力は柱耐力に比べて剛強にし、柱および梁は十分なせん断余裕度を確保した。それぞれの鉄筋比について、柱主筋比 $P_t=0.22\%$ 、帯筋比 $P_w=1.69\%$ 、梁引張鉄筋比 $P_t=0.63\%$ 、あばら筋比 $P_w=0.64\%$ とした。なお、図 4.2 に示した載荷用鉄筋 3-D19 とは水平載荷に用いるアクチュエーターとの連結用鉄筋で、梁の曲げ耐力には換算していない。

各架構の柱の長期軸力については、試験体製作時のコンクリート打設前に柱部材に配線したアンボンド PC 鋼棒を用いて軸力に相当するプレストレス力を導入した(図 4.2 に軸力用アンボンド PC 鋼棒と表記)。表 4.4 に軸力比の計画値と実強度値の比較を示したが、既存柱の軸力比の計画値(N/BDF_c)は RC10S および RC10P-RC で 0.21 を基準とし、軸力を変えず RC18S および RC18P-RC で 0.12 とした。表 4.3 にコンクリートの圧縮強度を示したが、既存 RC 架構の低強度のコンクリート実強度管理が非常に難しかったため微小なコンクリート圧縮強度差が起因して、表 4.4 に示す軸力比の実強度値($N/BD\sigma_B$)となった。

PC 架構の試験体は PC 柱、PC 梁をそれぞれプレキャスト部材として分けて製作し、既存 RC 架構と同様に実際の施工手順に合わせて製作した。プレストレス導入力など、各種部材条件は第 3 章の PC50S と同様である。

PC 柱の軸力比の計画値(N/BDF_c)は上部 4 層分の自重のみを考慮し RC18P-PC および RC10P-PC では 0.025 とした。

連結スラブおよび直交梁は連結試験体の既存 RC 架構と PC 架構を図 4.2 に示すクリアランスを確保して設置し、型枠を組み現場打ちコンクリートを打設した。既存 RC 架構には接着系アンカーを配置し、PC 架構側には試験体製作時のコンクリート打設前に差し筋をアンカーしている。接着系アンカーと差し筋は連結スラブ内および直交梁内にて全て頭付きのナットを先端に付けフックの代用としている。せん断伝達用接着系アンカー D13@100 は、既存 RC 架構内に有効 12da 埋め込み、連結スラブ内に頭付きナット下で 20d 定着した。せん断伝達用差し筋は D13@100 は、PC 架構に全て 20d の 90 度フックにて定着、連結スラブ内に半数を頭付きナット下で 20d 定着、残りの半数は短辺方向スラブ筋を兼用としたため既存 RC 架構の 10mm 手前まで延長した。引張伝達用接着系アンカーおよび差し筋による軸方向鉄筋 6-D13 は、既存 RC 外柱内に有効 20da 埋め込み、PC 外柱に 20d の 90 度フックにて定着、連結直交梁内に双方から軸方向鉄筋を 25d の重ね継手とした。

4.2.2 試験体架構の崩壊メカニズムおよび諸耐力の算定

一般的に既存 RC 造建物は基準¹⁾による第 2 次診断法による耐力評価が用いられることが多いため、本実験において既存 RC 架構は柱に比べ梁を剛強にした。また、PC 架構が既存 RC 架構の変形に追従して大きな変形レベル時の性能を把握することを目的として、柱曲げ降伏先行型として RC 柱頭柱脚端のヒンジに RC 柱の曲げ終局耐力を採用して、図 4.3(a)に示す崩壊メカニズムを考えた。この時の柱に作用しているせん断力の総和を既存 RC 架構のせん断耐力 V_{RC} として以下により求め、柱の終局変形を基準¹⁾による $R_{mu}=1/30rad.$ と設定した。PC 架構は第 3 章と同様に図 4.3(b)に示す崩壊メカニズムを考え、PC 架構のせん断耐力 V_{PC} とした。なお、両架構共に RC 基礎梁は剛強である(スタブ)とし、全試験体において柱の終局耐力を十分に上回るように計画した。

表 4.5 に試験体の各部材の諸耐力計算値一覧を示す。既存 RC 架構のせん断耐力 V_{RC} は、柱頭柱脚端の RC 柱端降伏曲げモーメント時の柱せん断力として cQ_{mu} の 3 本の総和とした。RC18S および RC18P-RC の $V_{RC}=588kN$ 、RC10S および RC10P-RC の $V_{RC}=546kN$ 、PC 架構は第 3 章と同様に $V_{PC}=635kN$ となる。連結試験体のせん断耐力は既存 RC 架構と PC 架構の総和とし、RC18P では $1221kN(=588kN+635kN)$ 、RC10P では $1181kN(=546kN+635kN)$ となる。

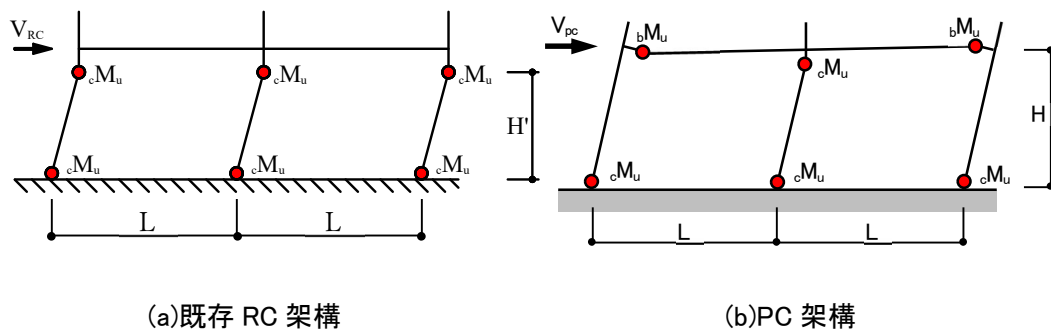


図 4.3: 崩壊メカニズム

表 4.5: 試験体の各部材諸耐力計算値一覧(F_c および規格値を用いて算定)

試験体名称	tM_u (kNm)	cM_u (kNm)	cQ_{mu} (kN)	cQ_{bmu} (kN)	tQ_{u1} (kN)	tQ_{u2} (kN)	cQ_{u1} (kN)	cQ_{u2} (kN)
RC18S	168	85	196	305	274	—	294	—
RC18P-RC	168	79	182	305	248	—	267	—
RC10S	91	柱頭116 柱脚107	247	194	147	160	358	304
RC18P-PC								
RC10P-PC								

※1：上記計算値を求める際には、コンクリート強度は F_c を使用し、
水平載荷時の変動軸力は考慮していない。

※2：上記計算値は下記の評価式によっている。

${}_bM_u$ ：梁の曲げ終局耐力¹⁾¹⁵⁾¹⁶⁾

${}_cM_u$ ：柱の曲げ終局耐力¹⁾¹⁵⁾¹⁶⁾

${}_cQ_{mu}$ ：柱曲げ降伏時の柱せん断力

${}_cQ_{bmu}$ ：梁曲げ降伏時の柱せん断力

${}_bQ_{u1}$, ${}_cQ_{u1}$ ：梁および柱のせん断耐力

【荒川 mean 式¹⁾(RC 部材), トラスアーチ式¹⁵⁾¹⁶⁾(PC 部材)】

${}_bQ_{u2}$, ${}_cQ_{u2}$ ：圧着接合面のせん断耐力¹⁵⁾¹⁶⁾(PC 部材)

表 4.5 に示す既存 RC 架構の ${}_cQ_{mu}$ は式(4.1)に、 V_{RC} は式(4.2)に示す。算出手順を下記に示す。なお、算出条件は剛比および変動軸力は考慮せず、算出にあたり、剛比および変動軸力は考慮せず、せん断余裕度は十分に満足していることを確認している。

$${}_cQ_{mu} = (\text{柱頭 } {}_cM_u + \text{柱脚 } {}_cM_u) / H' \quad (\text{kN}) \quad \text{式(4.1)}$$

${}_cM_u$ ：RC 柱の曲げ終局耐力(kNm)

H' ：RC 柱の内法距離(=0.9m)

$$V_{RC} = {}_cQ_{mu} \times 3 \text{ 本} \quad (\text{kN}) \quad \text{式(4.2)}$$

RC18S および RC18P-RC の V_{RC} の算出

① 柱せん断力 = $(85\text{kNm} + 85\text{kNm}) / 0.87\text{m} = 196\text{kN}$ 【 ${}_cQ_{mu}$ 】

② $V_{RC} = 196\text{kN} \times 3 \text{ 本} = \underline{\underline{588\text{kN}}}$

RC10S および RC10P-RC の V_{RC} の算出

① 柱せん断力 = $(79\text{kNm} + 79\text{kNm}) / 0.87\text{m} = 182\text{kN}$ 【 ${}_cQ_{mu}$ 】

② $V_{RC} = 182\text{kN} \times 3 \text{ 本} = \underline{\underline{546\text{kN}}}$

4.2.3 既存 RC 架構と PC 架構を連結する RC スラブの設計

連結試験体の接合部の設計において、接合部端部に作用する引張力については直交梁で負担し、せん断力については引張力を負担する直交梁幅を除く範囲の RC スラブで負担するものとした。連結試験体の製作については、既存 RC 架構と PC 架構を構築してから既存 RC 架構の連結スラブとの接合面に目荒らし加工を施し、既存 RC 架構に接着系アンカーの配置、スラブ筋と割裂補強筋を配筋したのち $F_c=30\text{N/mm}^2$ の連結スラブコンクリートを打設した。

接着系アンカーのせん断耐力においては、式(4.3)に示す様にマニュアル⁵⁾に準拠して連結スラブと既存 RC 架構もしくは PC 架構の界面に入力されるせん断力に対して、せん断ずれ変形を 2mm 以下に制限するための低減係数 $\phi_s=0.7$ を用いて決定している。

$$Q_a = \phi_s \cdot \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad \text{式(4.3)}$$

$$Q_{a1} = 0.7_s a_e \cdot \sigma_y \quad \text{式(4.3.1)}$$

$$Q_{a2} = 0.4\sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s a_e \quad \text{式(4.3.2)}$$

Q_a : 接着系アンカー1本あたりのせん断耐力(N)

ϕ_s : せん断変形を 2mm 以下に制限するための低減係数(=0.7)

$s a_e$: 接合面における接着系アンカーの断面積(mm²)

σ_y : 接着系アンカーの降伏点強度(N/mm²)

E_c : 既存 RC 架構のヤング係数(N/mm²)

σ_B : 既存 RC 架構のコンクリート圧縮強度(N/mm²)

PC 架構が負担する層せん断力 $V_{PC}(=635\text{kN})$ の伝達に必要なスラブ自体のせん断伝達耐力 Q_s は、マニュアル⁵⁾に準拠して $0.1 \cdot F_c \cdot s_t \cdot s_L(=1140\text{kN})$ (s_t :スラブ厚さ, s_L :スラブ長さ)として求めた。また、スラブ筋比 p_w においては RC 耐震壁の構造性能に基づき、文献¹⁷⁾¹⁸⁾に準拠してスラブに作用するせん断力がひび割れ耐力に達した以降も大きな剛性低下を招かないように、 $p_w \cdot \sigma_y \cdot s_t \cdot s_L(=895\text{kN})$ ($p_w=0.79\%$, σ_y :スラブ筋の規格降伏点強度 $=295\text{N/mm}^2$)が Q_{PC} を上回るように過配筋とした。スラブ厚さ s_t は、接着系アンカーの割裂補強筋のかぶり厚さを 20mm 確保させることを優先して $s_t=80\text{mm}$ とした。

式(4.3)に示す既存 RC 架構に配置する接着系アンカーのせん断耐力 Q_{aRC} , Q_s および V_{PC} の計算値を材料の規格値(F_c とミルシート)による値と材料試験結果による値に分けて、表 4.6 に示す。 Q_{aRC} おいて、材料の規格値による値では両試験体共に $V_{PC}(=635\text{kN})$ を上回っているが、材料試験結果による値では式(4.7.1)により RC10P の $Q_{aRC}(=596\text{kN})$ が $V_{PC}(=730\text{kN})$ を下回っている。ただし、これはせん断ずれ変形を 2mm 以下に抑えるための低減係数 $\phi_s(=0.7)$ を適用しているためで、これがなければ $Q_{aRC}=851\text{kN}$ となり V_{PC} を上回る。

表 4.6: Q_{aRC} 、 Q_s および Q_{PC} の計算値(kN)

	材料の規格値による値			材料試験結果による値		
	Q_{aRC}	Q_s	V_{PC}	Q_{aRC}	Q_s	V_{PC}
RC18P	953	1140	635	1147	1387	713
RC10P	786	1140	635	596	1528	730

連結スラブのせん断剛性 K_{conn} は、図 4.4 の様にせん断バネを直列に配置したモデルで推定することができる。 K_{conn} の算定式を式(4.4)に示す。

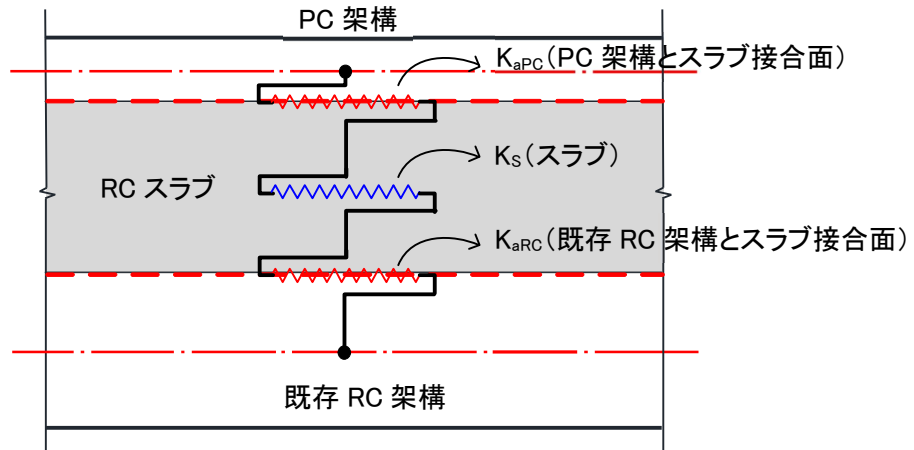


図 4.4: せん断バネの直列配置による連結スラブのせん断剛性モデル

$$K_{conn} = \frac{1}{\frac{1}{K_{aRC}} + \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_{aPC}}} \quad \text{式(4.4)}$$

$$K_{aRC} = Q_{aRC} / \delta_{aRC} \quad \text{式(4.5)}$$

$$K_{aPC} = Q_{aPC} / \delta_{aPC} \quad \text{式(4.6)}$$

$$Q_{aRC} = n \cdot \phi_s \cdot \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad \text{式(4.7.1)}$$

$$Q_{aPC} = n \cdot \phi_s \cdot \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad \text{式(4.7.2)}$$

$$Q_{a1} = 0.7 \phi_s a_e \cdot \sigma_y \quad \text{式(4.7.3)}$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s \cdot a_e \quad \text{式(4.7.4)}$$

$$K_s = G \cdot b_s \cdot L_s / t_s \quad \text{式(4.8)}$$

$$G = E / 2(1 + \nu) \quad \text{式(4.9)}$$

K_{conn} : せん断バネの直列配置による連結スラブのせん断剛性(N/mm)

K_{aRC} : 既存 RC 架構とスラブ接合面の等価せん断剛性(N/mm)

K_{aPC} : PC 架構とスラブ接合面の等価せん断剛性(N/mm)

- Q_{aRC} : 既存 RC 架構に配置した接着系アンカーの合計せん断耐力(N)
 Q_{aPC} : PC 架構に配置した差し筋の合計せん断耐力(N)
 n : 接着系アンカー, 差し筋のシアコネクタ一本数(=46 本)
 ϕ_s : せん断変形を 2mm 以下に制限するための低減係数(=0.7)
 s_{ae} : 接合面における接着系アンカーの断面積(mm²)
 σ_y : 接着系アンカーおよび差し筋 D13 の降伏点強度(=295N/mm²)
 E_c : 既存 RC 架構のヤング係数(N/mm²)
 σ_B : 既存 RC 架構のコンクリート圧縮強度(N/mm²)
 $\delta_{aRC}, \delta_{aPC}$: Q_{aRC}, Q_{aPC} による接続面のずれで, 2mm と仮定する.
 K_s : スラブ自体のせん断弾性剛性(N/mm)
 G : コンクリートのせん断弾性係数(N/mm²)
 t_s : スラブ厚(=80mm)
 L_s : スラブ長さ(=4750mm)
 b_s : スラブの短辺方向の内法長さ(=610mm)
 E : スラブのコンクリートのヤング係数(N/mm²)
 ν : コンクリートのポアソン比(=0.2)

表 4.7: 連結スラブのせん断剛性(kN/mm)

	材料の規格値による値				材料試験結果による値			
	K_{a1}	K_s	K_{a2}	K_{conn}	K_{a1}	K_s	K_{a2}	K_{conn}
RC18P	476.5	6904.4	476.5	230.3	573.4	6722.7	612.2	283.6
RC10P	396.3	6904.4	476.5	209.8	298.1	7475.4	612.2	195.2

各せん断剛性の結果を材料の規格値による値と材料試験結果による値に分けて, 表 4.7 に示す. RC18P および RC10P 共に剛性が低い箇所は架構とスラブ接合面となっており, 例えば RC18P の材料の規格値による値では, V_{PC} (=635kN)時で生じる層間変形 2.97mm の内, スラブ自体のせん断変形は 0.1mm で, 架構とスラブ接合面で 2.87mm ずれ変形が生じることになる. しかしながら, 連結スラブにせん断力が入力される際の架構の層間変形角と比較すると小さい層間変形角で十分にせん断伝達ができるので, 接合部として機能上差し支えないと考える. この仮定は限られた実験結果に基づいており, 接着系アンカーによる接合面のせん断剛性を設定するためのモデルを確立するには, より多くのデータが必要である.

4.2.4 載荷方法および計測方法

写真 4.1 および図 4.5 に載荷装置およびセットアップ状況を示す。ジャッキ端部には試験体の振れを抑制するため、パンタグラフを設けた。単体試験体では各架構の梁軸心位置、また連結試験体では既存 RC 架構の梁軸心位置に左右 2 基のアクチュエーターを設置し、地震時の水平力を模して同時に押し引きして正負交番繰り返し漸増載荷を行った。

図 4.6 に載荷サイクルを示す。載荷は変位制御で行い、層間変形角 $R = \pm 1/500\text{rad.}$, $\pm 1/250\text{rad.}$, $\pm 1/150\text{rad.}$, $\pm 1/100\text{rad.}$, $\pm 1/66\text{rad.}$, $\pm 1/50\text{rad.}$ および $\pm 1/33\text{rad.}$ で 2 回ずつ、その後一方向に変形を与えた。水平力は、左右のジャッキ先端に取り付けたロードセルを用いて計測し、変位は各パネルゾーンの中央に水平・鉛直・面外方向を計測した。層間変形角 R は左右外柱パネルゾーン中央の水平変位の平均値 δ をスタブ上面からパネルゾーン中央までの高さ h (既存 RC 架構: 1060mm, PC 架構: 1075mm) で除して求めている。

既存 RC 架構の柱主筋の歪度は歪ゲージを用いて危険断面周辺で計測し、長期軸力用アンボンド PC 鋼棒およびフープ筋の歪度は柱内法中央で計測した。PC 架構のプレストレス導入用 PC 鋼棒の歪度は危険断面周辺で計測し、フープ筋の歪度は柱内法中央で計測した。柱軸力用 PC 鋼棒のプレストレスは微小であるため、歪度は計測していない。また、柱のコンクリート表面に 3 軸ゲージを貼付し、柱内法中央で計測した。

また、第 3 章の実験計測方法と同様に既存 RC 架構および PC 架構のスタブ(基礎梁)と反力床の間に H 型鋼(SS400)で製作したロードセルを挟んで設置し、既存 RC 架構が負担する層せん断力の水平反力とジャッキ荷重が架構に与えた水平力との関係を観測し、同時にロードセルにより PC 架構が負担する層せん断力の計測を行った。



写真 4.1: 載荷装置およびセットアップ状況

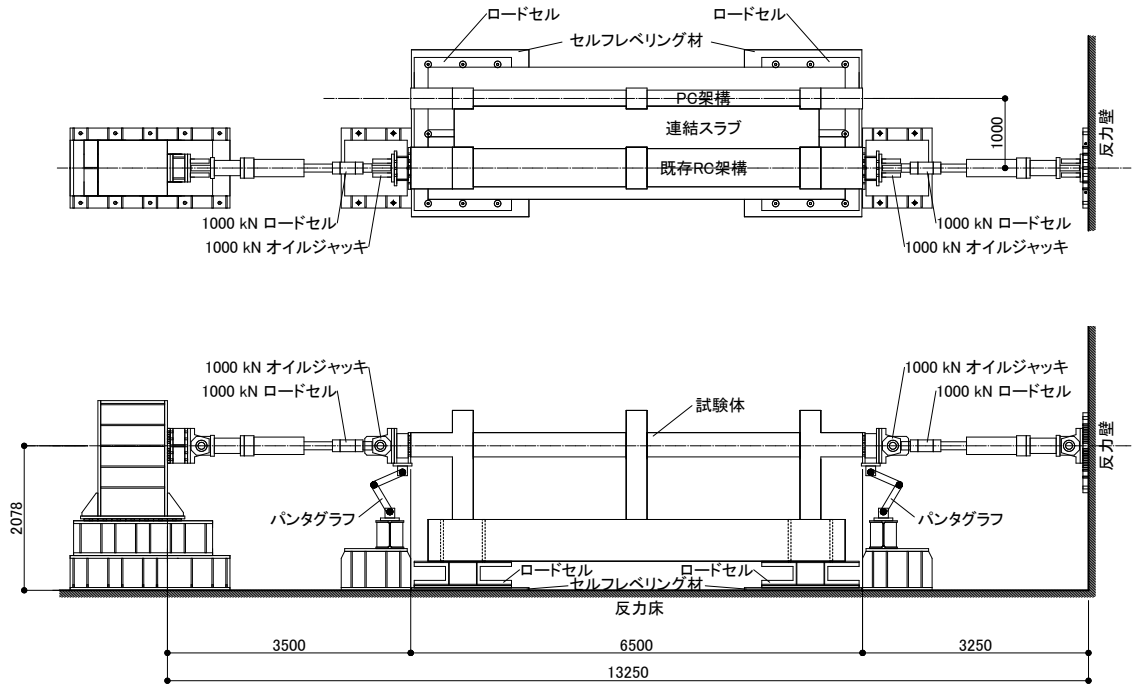


図 4.5: 载荷装置およびセットアップ状況

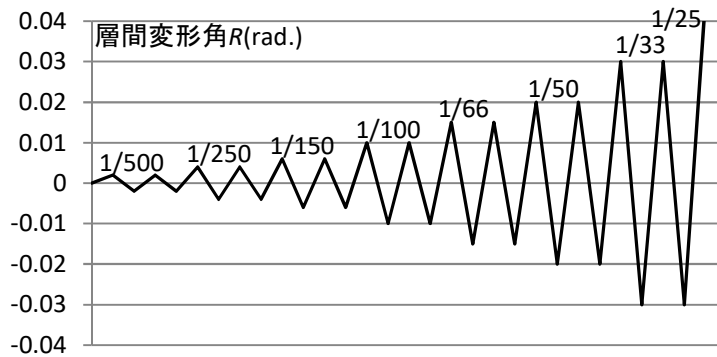


図 4.6: 载荷サイクル

図 4.7 にロードセルと変位計測位置を示す。既存 RC 架構と PC 架構の層せん断力($Q = Q_{RC} + Q_{PC}$)は、スタブと反力床間の 4 箇所のロードセルにより別々に測定した。柱梁パネルゾーン中心の 2 方向の変位(u_L, v_L), (u_M, v_M)と試験体中の PC 架構と既存 RC 架構両方の (u_R, v_R)および、スタブ左右両端の水平変位(u_{sR}, u_{sL})の変位計測から、層間変位 δ を $\delta = (u_R + u_L)/2 - (u_{sR} + u_{sL})/2$ とした。PC 架構の PC 圧着関節部の回転角を第 3 章の PC50S と同様に計測する。

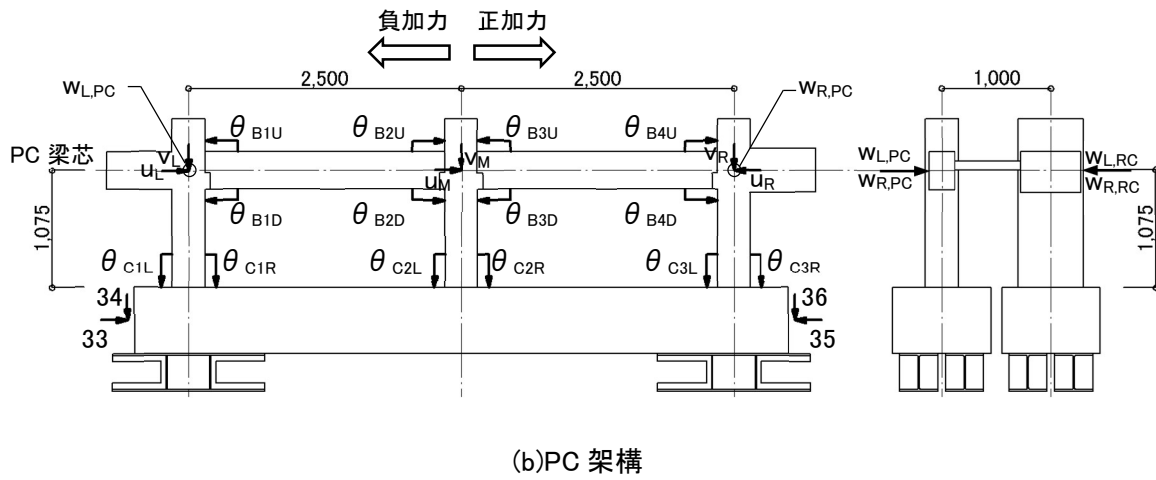
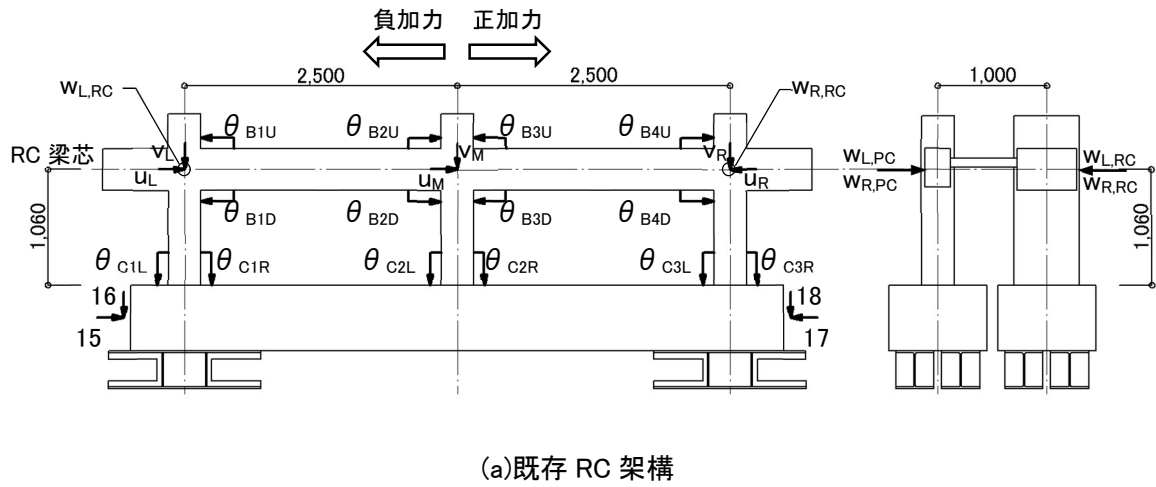


図 4.7: ロードセルと変位計測位置



写真 4.2: ロードセル

4.3 架構の力学的性状

4.3.1 架構の損傷性状

図 4.8-1~4.8-6 の(a)~(g)に層間変形角 $R=1/250\text{rad.}$, $1/150\text{rad.}$, $1/100\text{rad.}$, $1/66\text{rad.}$, $1/50\text{rad.}$, $1/33\text{rad.}$ ピーク時における各架構のひび割れ図, 図 4.9-1(a)~(x)にピーク時および除荷時における PC 柱梁圧着関節部の $\theta_{B1} \sim \theta_{B4}$ で計測した相対変位(離間量)と層間変形角との関係, 図 4.9-2(a)~(r)にピーク時および除荷時における柱とスタブの PC 圧着関節部の $\theta_{C1} \sim \theta_{C3}$ で計測したスタブとの相対変位(離間量)と層間変形角との関係を示す. なお, 比較参考とするため PC50S も同時に示す.

既存 RC 架構において, RC18S は $R=1/500\text{rad.}$ で柱脚と梁端に曲げひび割れが生じた. $R=1/250\text{rad.}$ で外柱の柱脚主筋の降伏が開始し, $R=1/150\text{rad.}$ で中柱柱頭柱脚の主筋が降伏した. $R=1/66$ で全柱頭柱脚の主筋が降伏し, $R=1/50\text{rad.}$ で最大耐力に達した. 破壊モードは多少のせん断ひび割れは観測されたものの柱の曲げ降伏である.

RC10S は $R=1/500\text{rad.}$ で柱脚と梁端に曲げひび割れが, $R=1/250\text{rad.}$ で中柱にせん断ひび割れが生じた. $R=1/150\text{rad.}$ で柱脚主筋の降伏が開始し, 中柱四隅の主筋に沿ってひび割れが生じた. このとき, 圧縮降伏する主筋もみられた. $R=1/66\text{rad.}$ で全柱四隅の主筋に沿ってひび割れが生じ最大耐力に達した. 破壊モードは柱の曲げ降伏後の付着割裂破壊である.

なお, RC18S および RC10S の両試験体の梁全長にわたって曲げひび割れが生じたが, 梁主筋の降伏は確認されなかった.

既存 RC 架構を PC 補強架構と連結した試験体 RC18P において, PC 架構の関節部の離間は $R=1/1000\text{rad.}$ までに確認されなかった. なお, R は既存 RC 架構での計測値で示す. $R=1/500\text{rad.}$ で既存 RC 柱梁, PC 梁に曲げひび割れが, 引張柱近傍のスラブ端部に曲げひび割れが生じた. $R=1/250\text{rad.}$ で既存柱主筋の降伏が開始し, PC 柱の曲げひび割れと中柱近傍のスラブに曲げひび割れが発生した. $R=1/150\text{rad.}$ で既存 RC 中柱柱頭柱脚の主筋が降伏し, PC 中柱柱頭の曲げひび割れが生じた. $R=1/100\text{rad.}$ で既存 RC 外柱にせん断ひび割れが生じた. この時点で RC スラブには外柱からスパン中央までの範囲および中柱からスパン $1/4$ までの範囲に曲げひび割れおよびせん断ひび割れも発生した. $R=1/66\text{rad.}$ で既存 RC 柱全ての主筋が降伏し, $R=1/50\text{rad.}$ で PC 中柱と PC 中柱のパネルゾーンにせん断ひび割れが生じ, 最大耐力に達した. 既存 RC 架構の破壊モードは RC18S と同様に多少のせん断ひび割れは観測されたものの柱の曲げ降伏破壊であった.

既存 RC 架構を PC 補強架構と連結した試験体 RC10P において, PC 架構の関節部の離間は $R=1/1000\text{rad.}$ までに確認されなかった. $R=1/500\text{rad.}$ で既存 RC 柱梁, PC 梁に曲げひび割れが生じた. $R=1/250\text{rad.}$ で既存 RC 中柱柱脚主筋の降伏が開始し, PC 柱の曲げひび割れが生じた. $R=1/150\text{rad.}$ で全既存 RC 柱四隅の主筋に沿ってひび割れが生じた. $R=1/66\text{rad.}$ で最大耐力に達し, $R=1/50$ で PC 中柱にせん断ひび割れが生じた. 既存 RC 架構の破壊モードは RC10S と同様に柱の曲げ降伏後の付着割裂破壊であった.

PC 架構の挙動および損傷については、3 体共に外柱のひび割れ損傷および柱とスタブの PC 圧着関節部の相対変位は全ての試験体において概ね同様な挙動を示している。一方で、図 4.9 の結果から、PC 架構中柱の PC 柱梁圧着関節部の相対変位(離間量)は、サイクルピーク時で、スラブの有無にかかわらず $R \leq 1/100\text{rad.}$ で概ね同様であるが、 $R > 1/100\text{rad.}$ ではスラブが取り付く PC 架構は、その離間量がほぼ最大となり回転角が拘束された。図 4.8 の PC 架構の結果から、連結スラブが取り付くことで、PC 柱梁圧着関節部の回転角が拘束されたこと、およびスラブの協働効果により PC 梁の曲げ終局耐力が向上したことで、大変形時において PC 梁下位置で柱が損傷し、スラブが取り付けられない PC 架構中柱と崩壊型が変わった。このことから当耐震補強において、既存 RC 構造物の変形性能と損傷に配慮し、既存 RC 構造物に対して許容する層間変形角を $R=1/100\text{rad.}$ として用いるのが実用的であると考えられる。

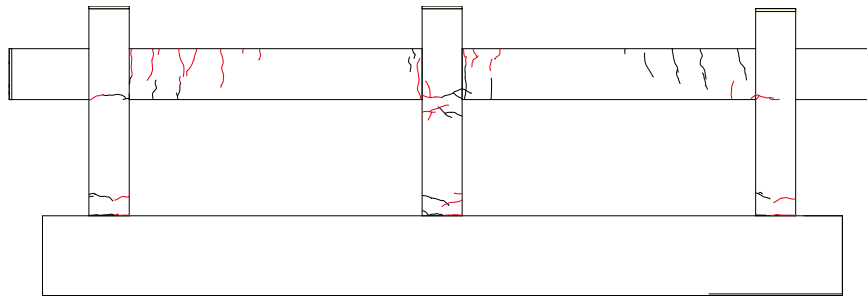


図 4.8-1(a): RC18S $R=1/250\text{rad}$.時ひび割れ図

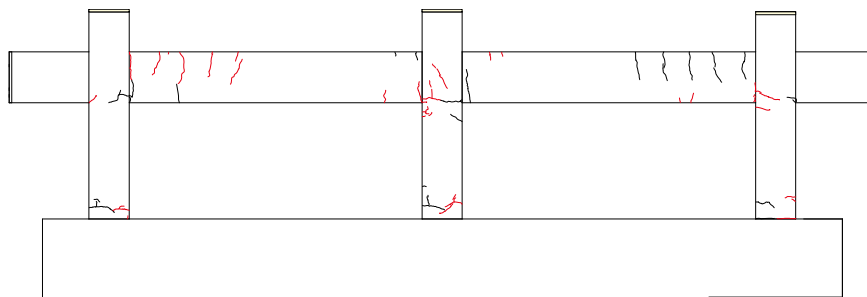


図 4.8-1(b): RC10S $R=1/250\text{rad}$.時ひび割れ図

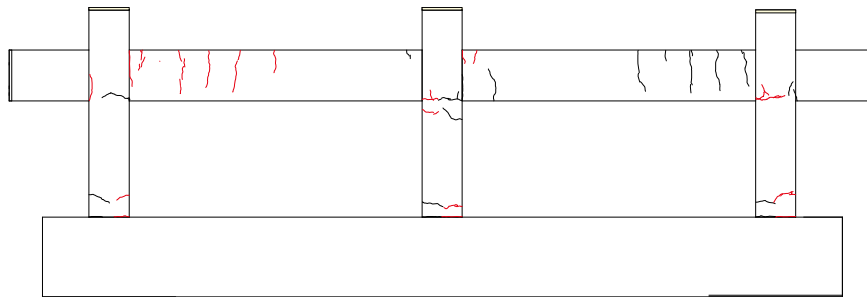


図 4.8-1(c): RC18P-RC $R=1/250\text{rad}$.時ひび割れ図

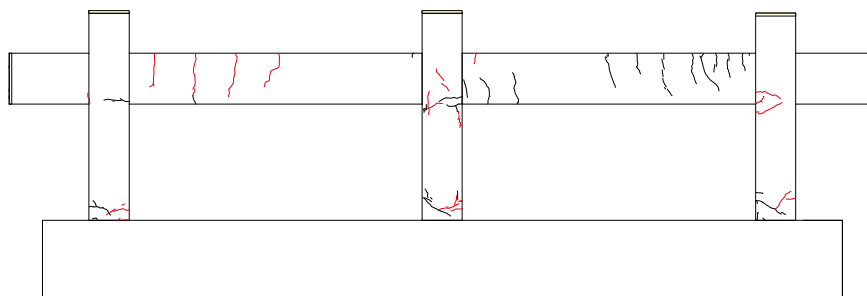


図 4.8-1(d): RC10P-RC $R=1/250\text{rad}$.時ひび割れ図

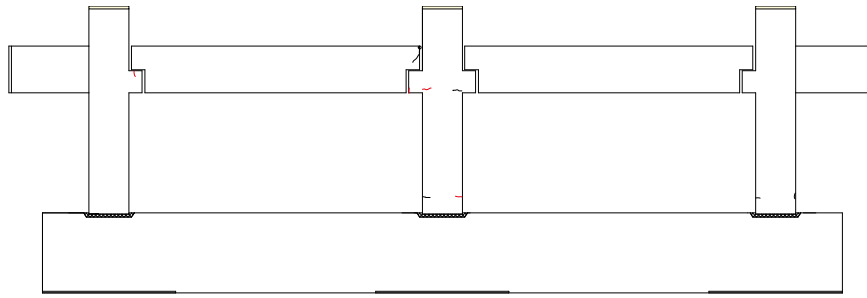


図 4.8-1(e):PC50S R=1/250rad.時ひび割れ図

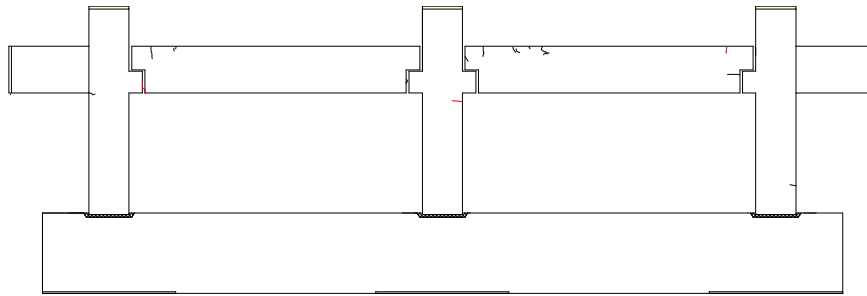


図 4.8-1(f):RC18P-PC R=1/250rad.時ひび割れ図

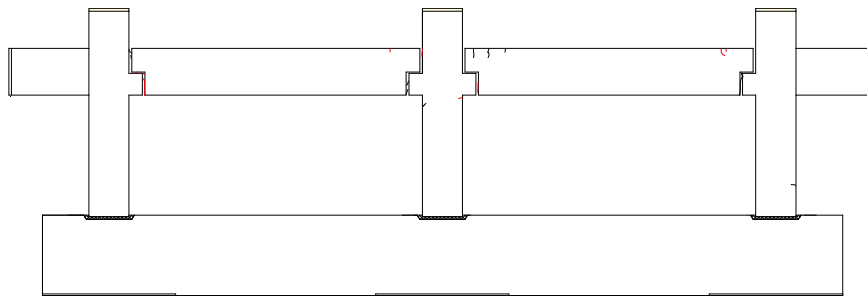


図 4.8-1(g):RC10P-PC R=1/250rad.時ひび割れ図

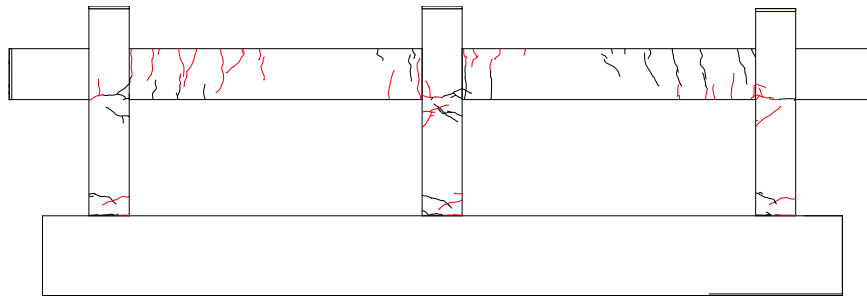


図 4.8-2(a): RC18S R=1/150rad.時ひび割れ図

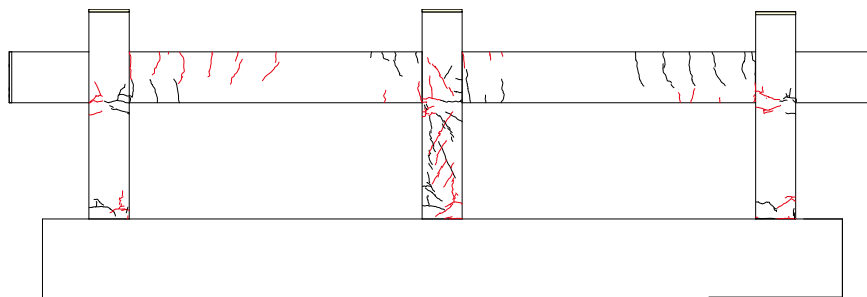


図 4.8-2(b): RC10S R=1/150rad.時ひび割れ図

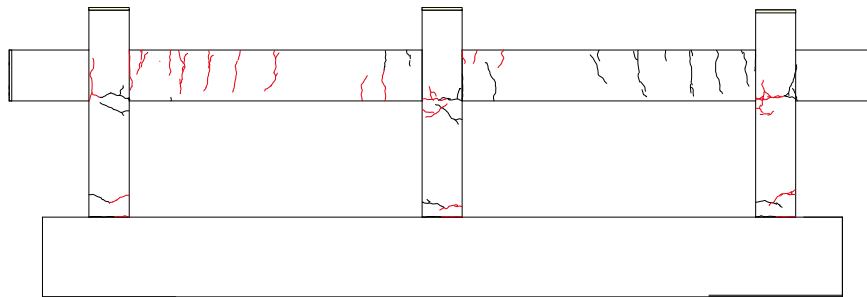


図 4.8-2(c): RC18P-RC R=1/150rad.時ひび割れ図

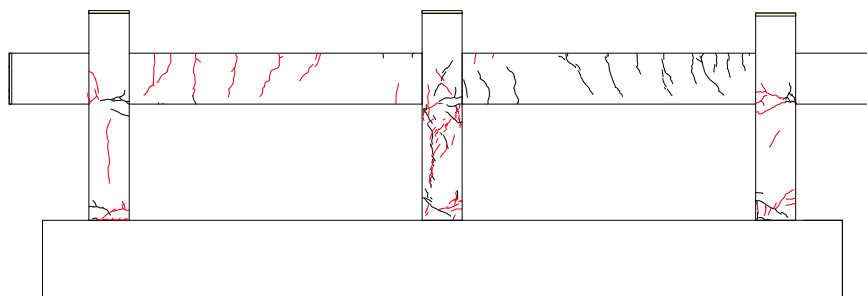


図 4.8-2(d): RC10P-RC R=1/150rad.時ひび割れ図

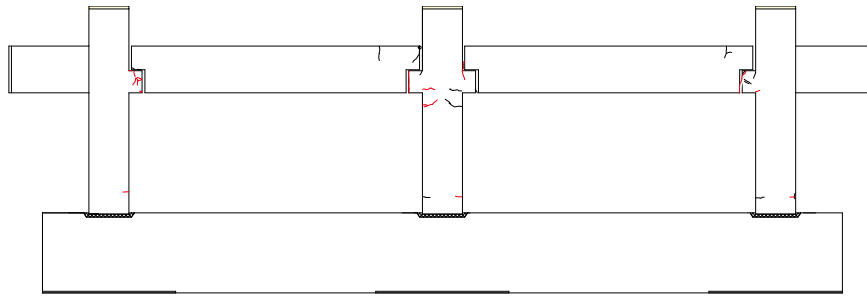


図 4.8-2(e):PC50S R=1/150rad.時ひび割れ図

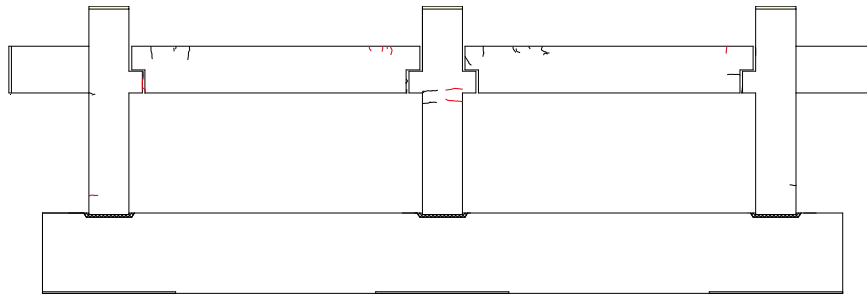


図 4.8-2(f):RC18P-PC R=1/150rad.時ひび割れ図

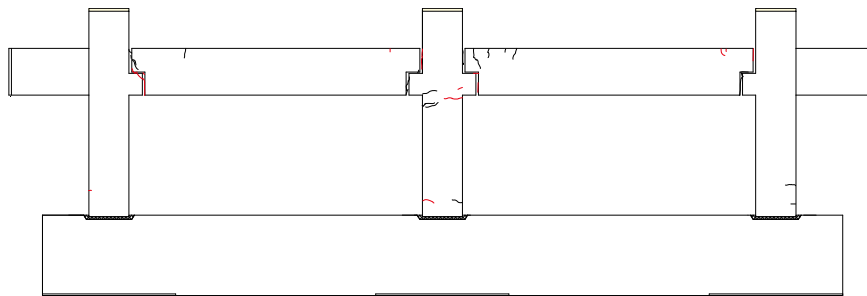


図 4.8-2(g):RC10P-PC R=1/150rad.時ひび割れ図

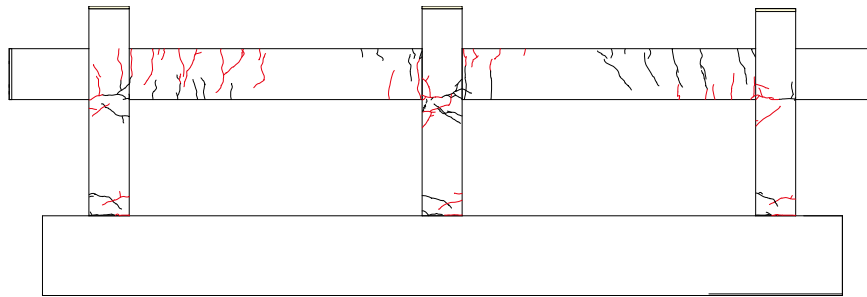


図 4.8-3(a): RC18S $R=1/100\text{rad}$.時ひび割れ図

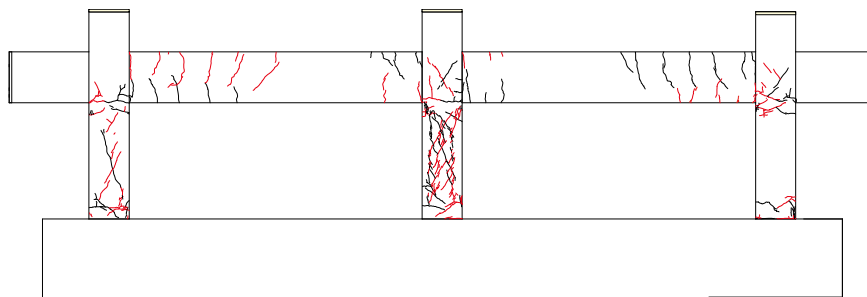


図 4.8-3(b): RC10S $R=1/100\text{rad}$.時ひび割れ図

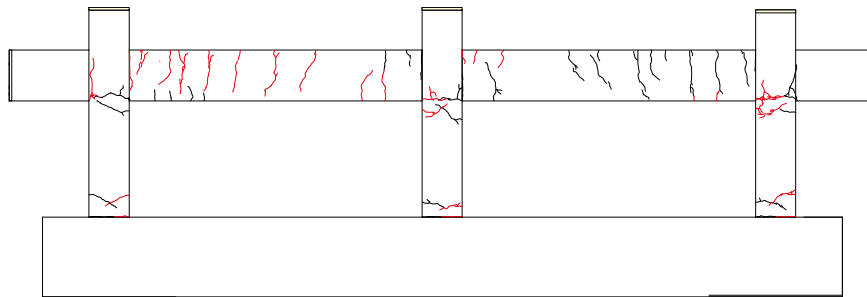


図 4.8-3(c): RC18P-RC $R=1/100\text{rad}$.時ひび割れ図

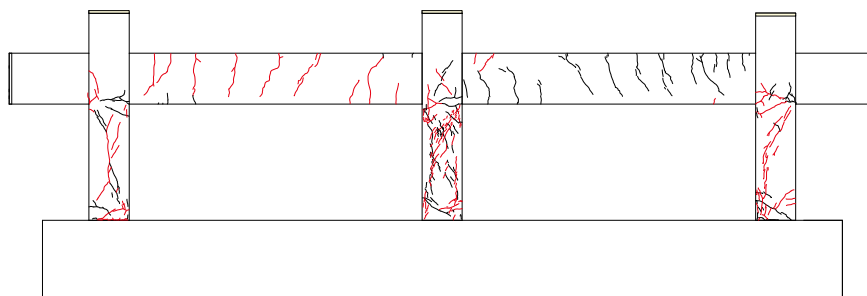


図 4.8-3(d): RC10P-RC $R=1/100\text{rad}$.時ひび割れ図

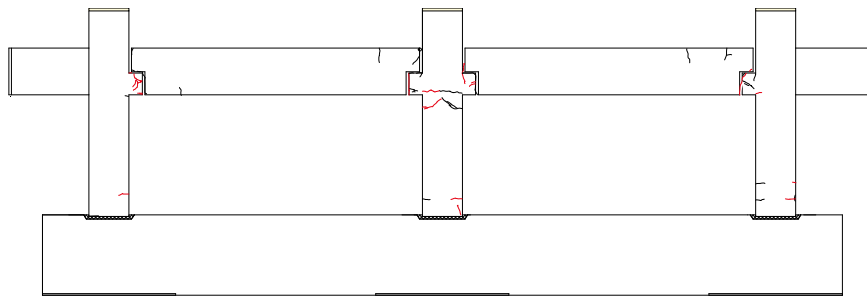


図 4.8-3(e):PC50S R=1/100rad.時ひび割れ図

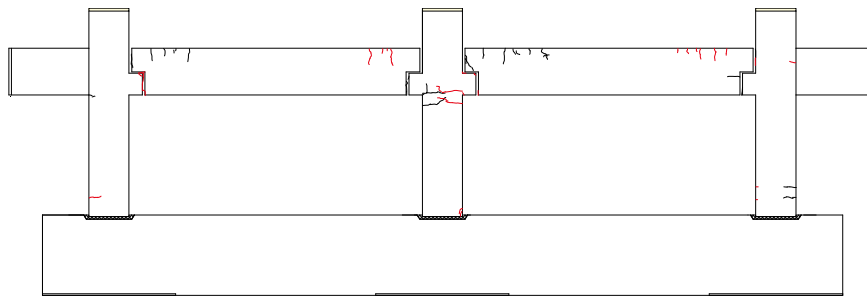


図 4.8-3(f):RC18P-PC R=1/100rad.時ひび割れ図

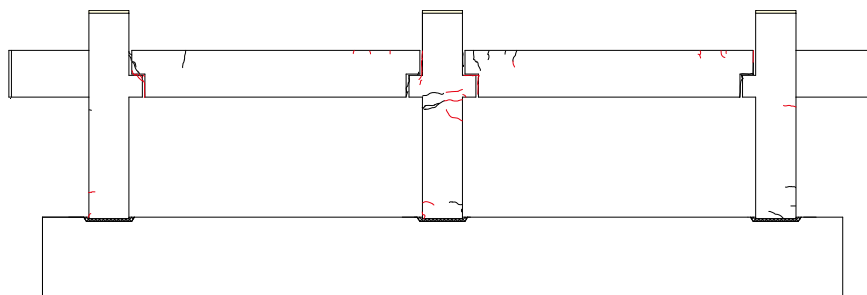


図 4.8-3(g):RC10P-PC R=1/100rad.時ひび割れ図

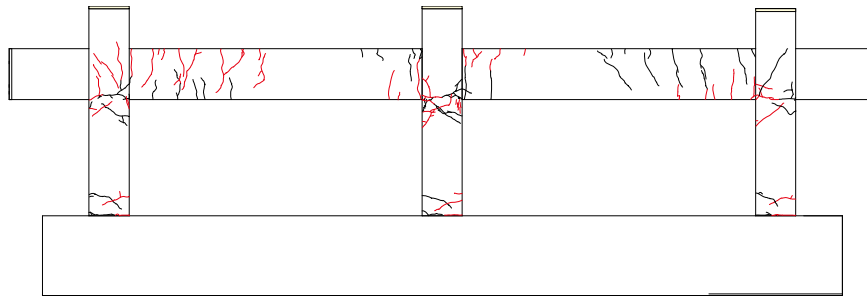


図 4.8-4(a): RC18S $R=1/66\text{rad}$.時ひび割れ図

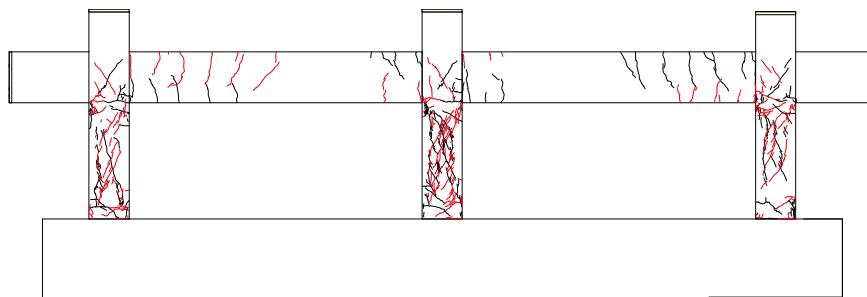


図 4.8-4(b): RC10S $R=1/66\text{rad}$.時ひび割れ図

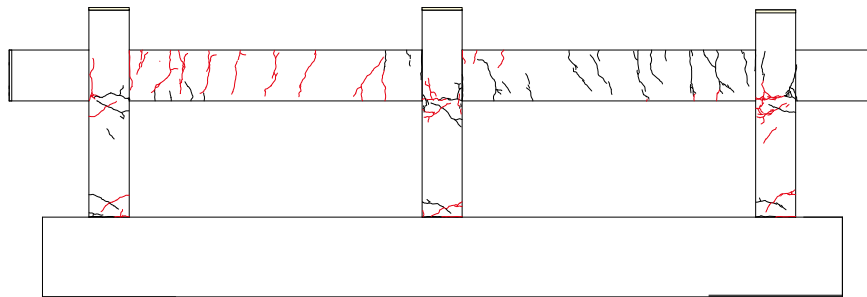


図 4.8-4(c): RC18P-RC $R=1/66\text{rad}$.時ひび割れ図

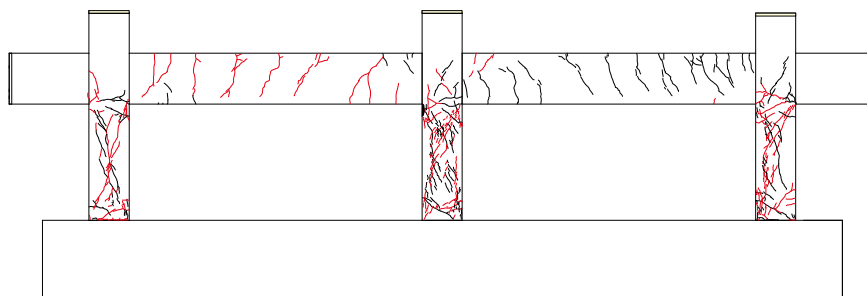


図 4.8-4(d): RC10P-RC $R=1/66\text{rad}$.時ひび割れ図

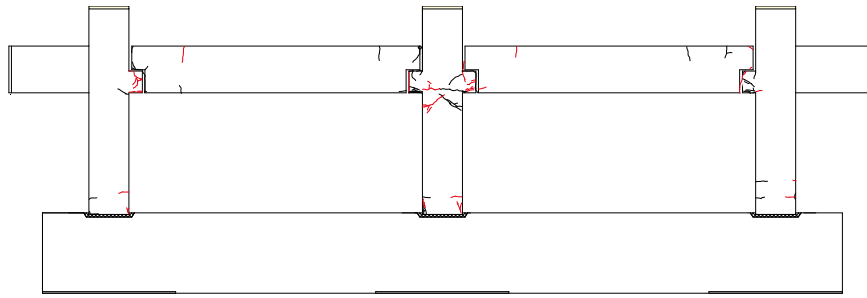


図 4.8-4(e):PC50S R=1/66rad.時ひび割れ図

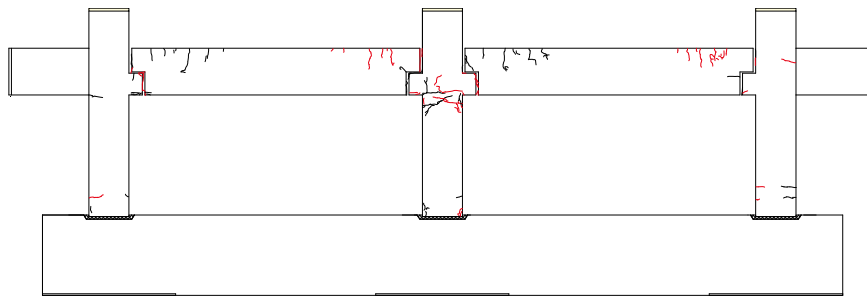


図 4.8-4(f):RC18P-PC R=1/66rad.時ひび割れ図

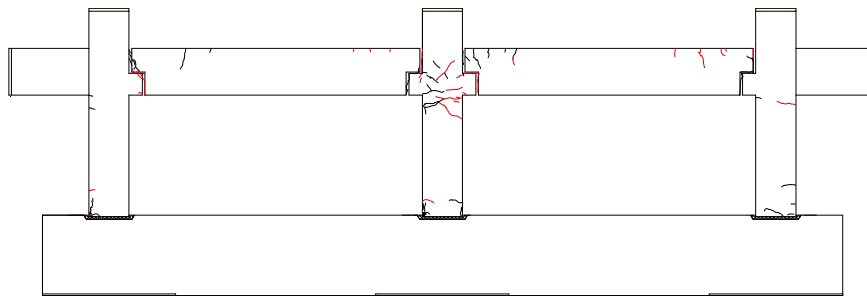


図 4.8-4(g):RC10P-PC R=1/66rad.時ひび割れ図

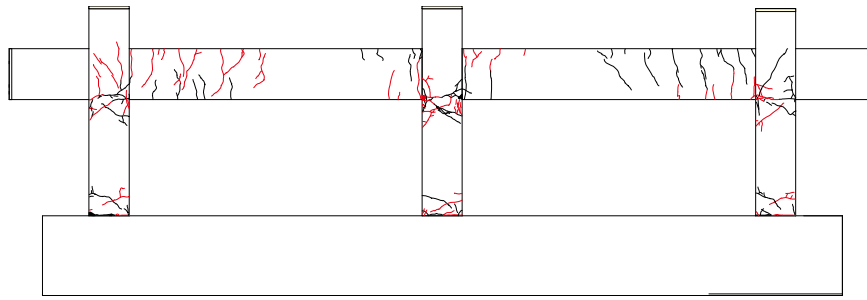


図 4.8-5(a): RC18S R=1/50rad.時ひび割れ図

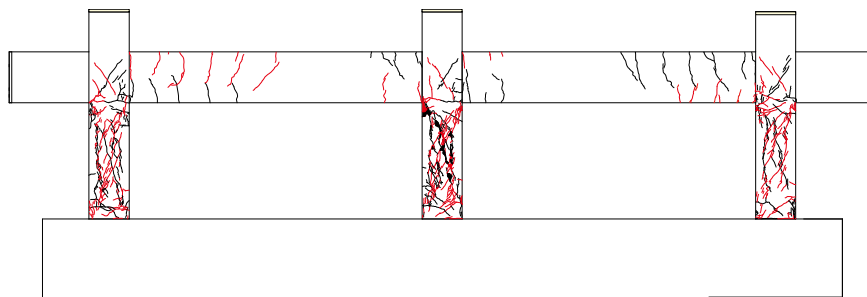


図 4.8-5(b): RC10S R=1/50rad.時ひび割れ図

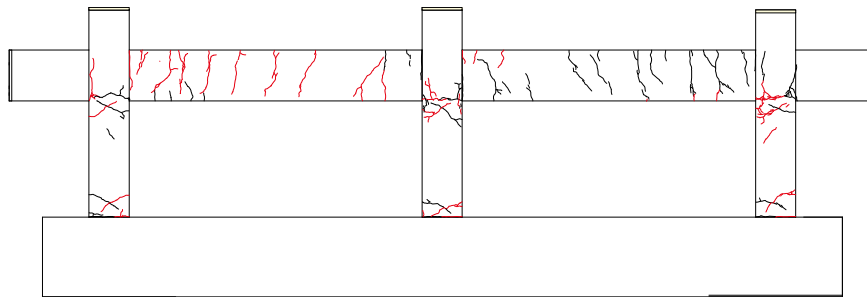


図 4.8-5(c): RC18P-RC R=1/50rad.時ひび割れ図

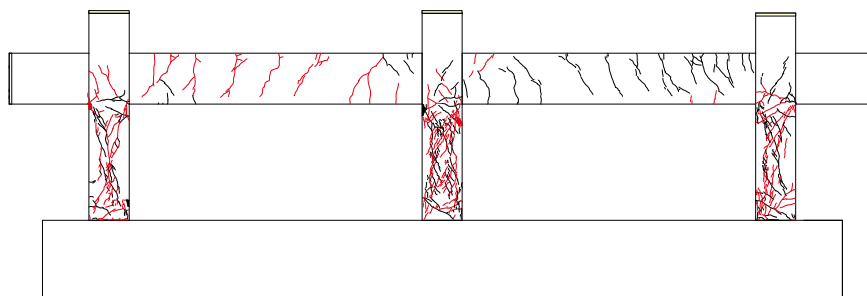


図 4.8-5(d): RC10P-RC R=1/50rad.時ひび割れ図

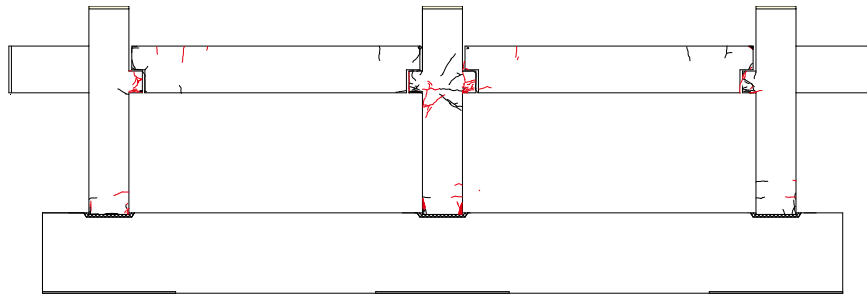


図 4.8-5(e):PC50S R=1/50rad.時ひび割れ図

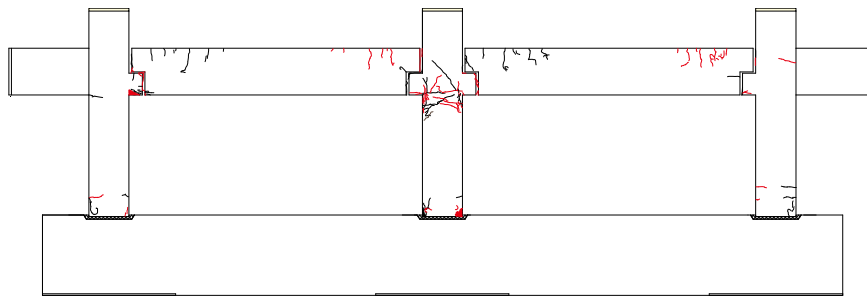


図 4.8-5(f):RC18P-PC R=1/50rad.時ひび割れ図

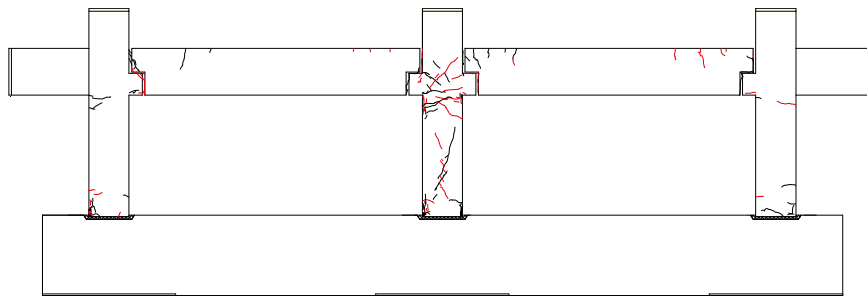


図 4.8-5(g):RC10P-PC R=1/50rad.時ひび割れ図

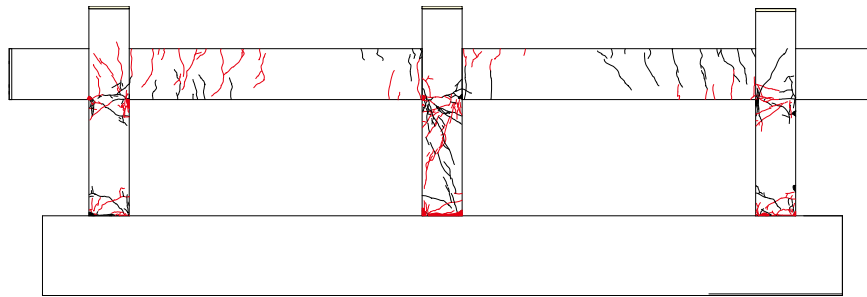


図 4.8-6(a): RC18S $R=1/33\text{rad}$.時ひび割れ図

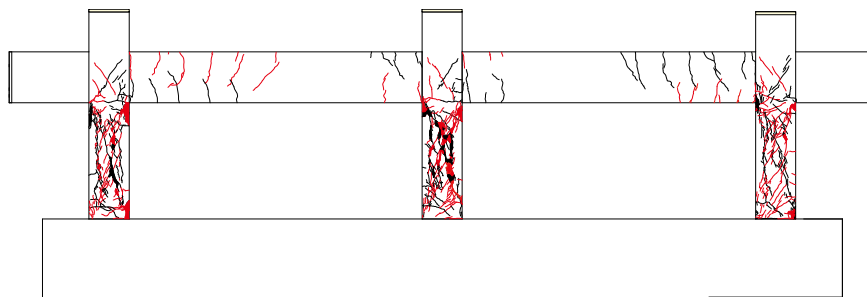


図 4.8-6(b): RC10S $R=1/33\text{rad}$.時ひび割れ図

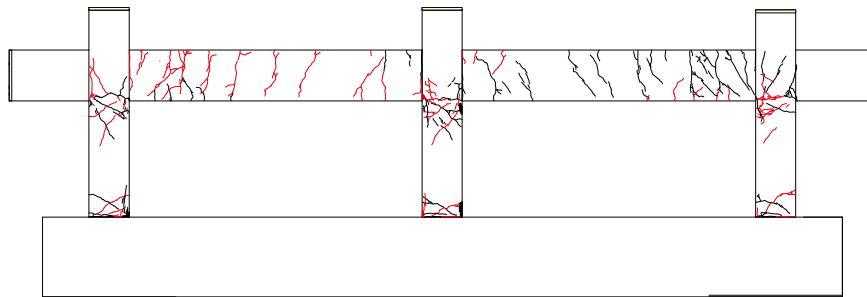


図 4.8-6(c): RC18P-RC $R=1/33\text{rad}$.時ひび割れ図

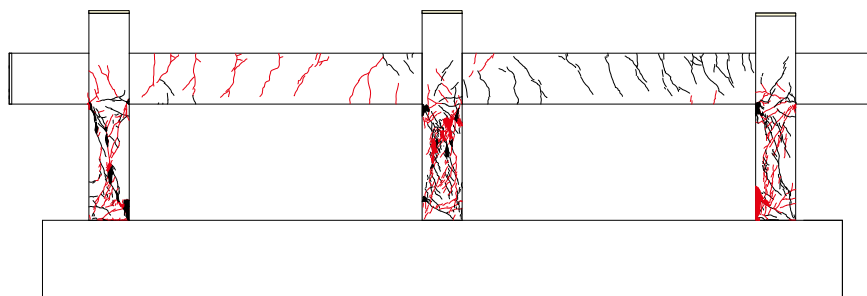


図 4.8-6(d): RC10P-RC $R=1/33\text{rad}$.時ひび割れ図

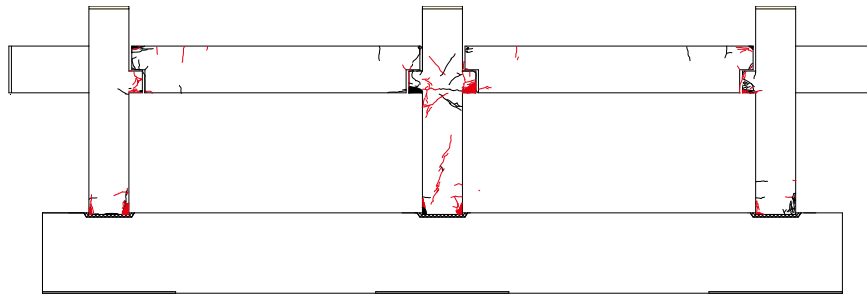


図 4.8-6(e):PC50S R=1/33rad.時ひび割れ図

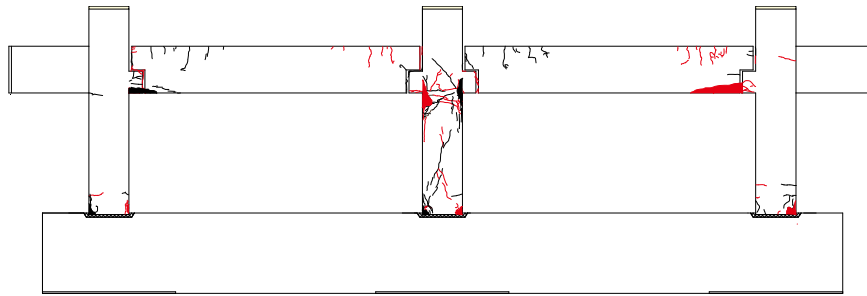


図 4.8-6(f):RC18P-PC R=1/33rad.時ひび割れ図

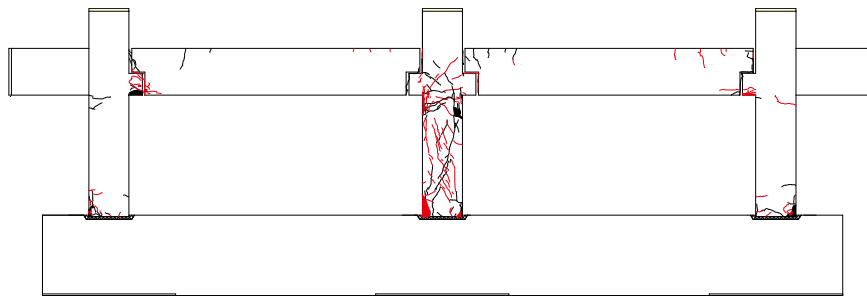
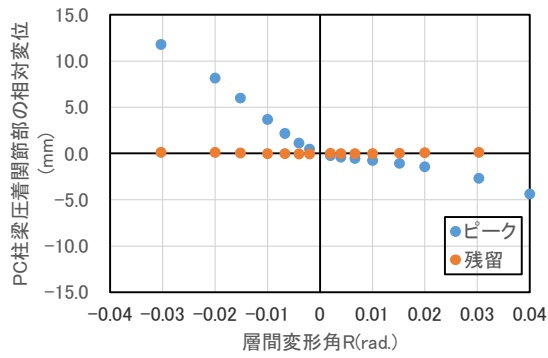
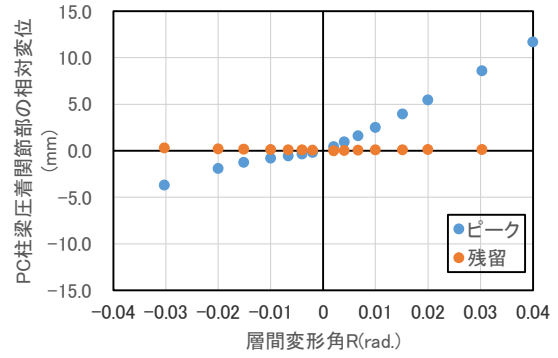


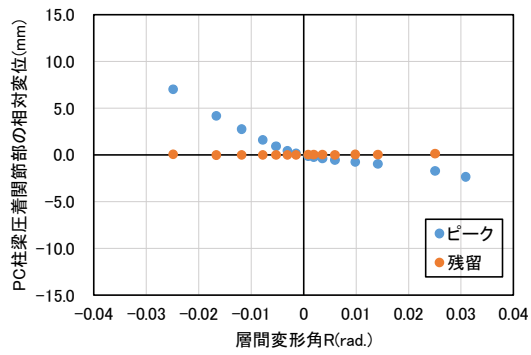
図 4.8-6(g):RC10P-PC R=1/33rad.時ひび割れ図



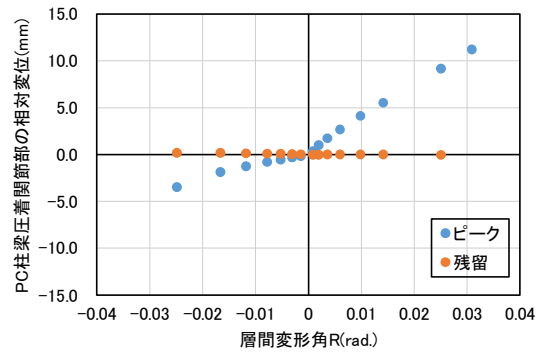
(a)PC50S 左柱左梁上端 θ_{B1U}



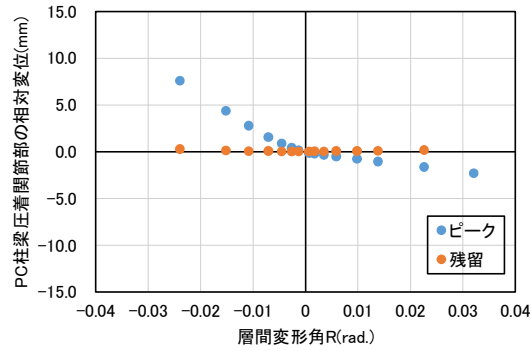
(d)PC50S 左柱左梁下端 θ_{B1D}



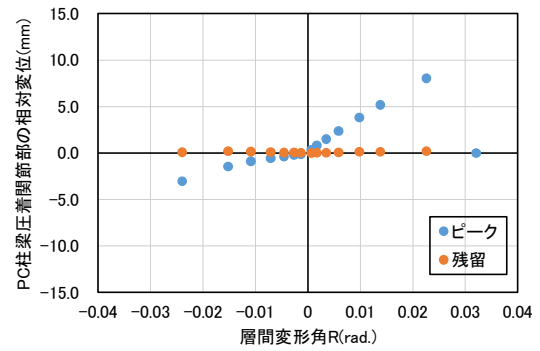
(b)RC18P-PC 左柱左梁上端 θ_{B1U}



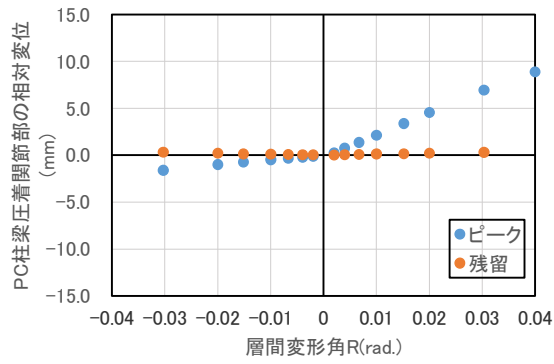
(e)RC18P-PC 左柱左梁下端 θ_{B1D}



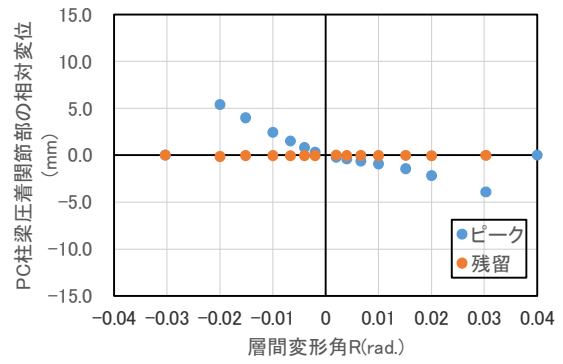
(c)RC10P-PC 左柱左梁上端 θ_{B1U}



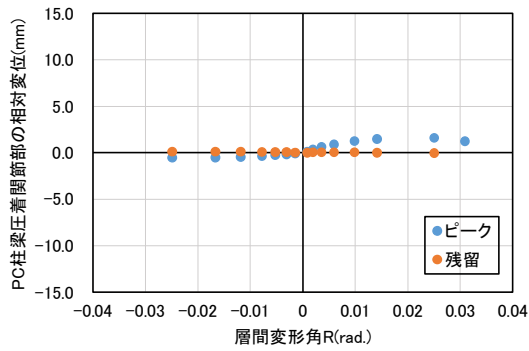
(f)RC10P-PC 左柱左梁下端 θ_{B1D}



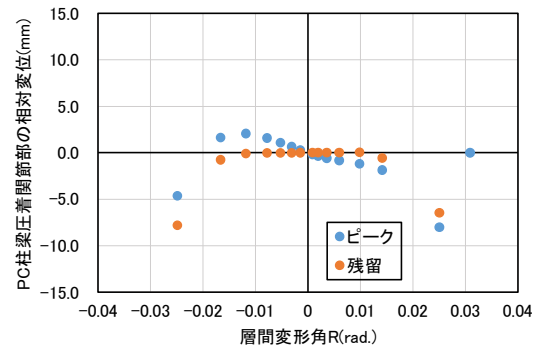
(g)PC50S 中柱左梁上端 θ_{B2U}



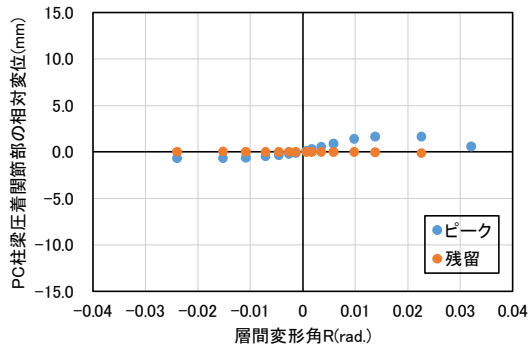
(j)PC50S 中柱左梁下端 θ_{B2D}



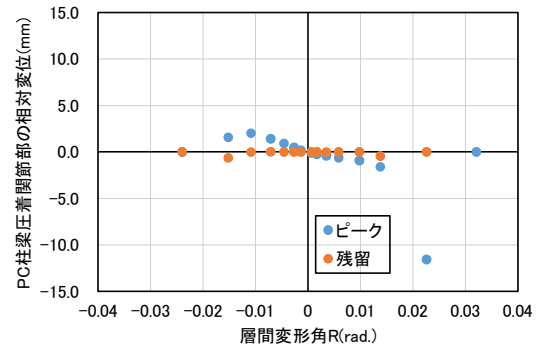
(h)RC18P-PC 中柱左梁上端 θ_{B2U}



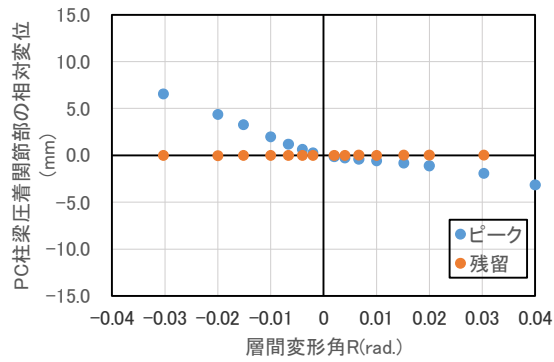
(k)RC18P-PC 中柱左梁下端 θ_{B2D}



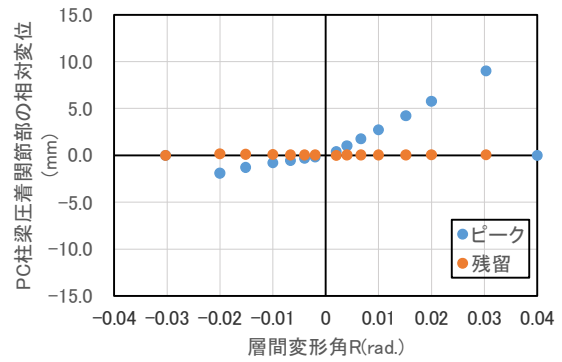
(i)RC10P-PC 中柱左梁上端 θ_{B2U}



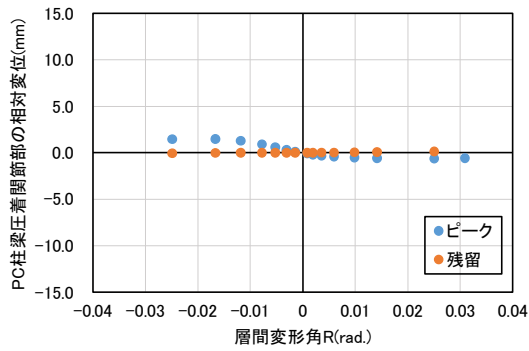
(l)RC10P-PC 中柱左梁下端 θ_{B2D}



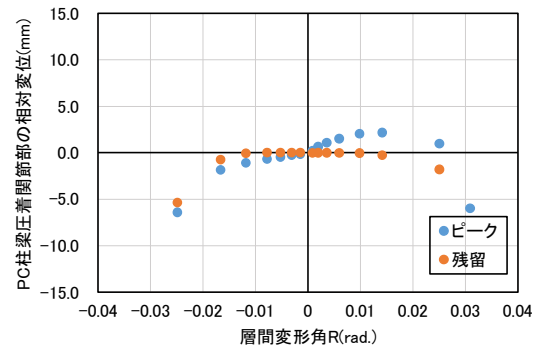
(m)PC50S 中柱右梁上端 θ_{B3U}



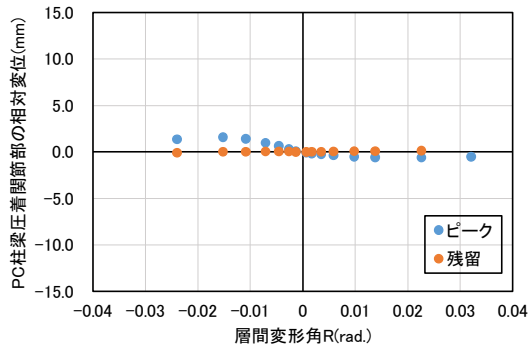
(p)PC50S 中柱右梁下端 θ_{B3D}



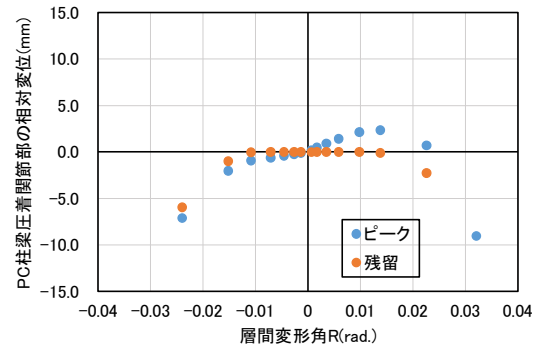
(n)RC18P-PC 中柱右梁上端 θ_{B3U}



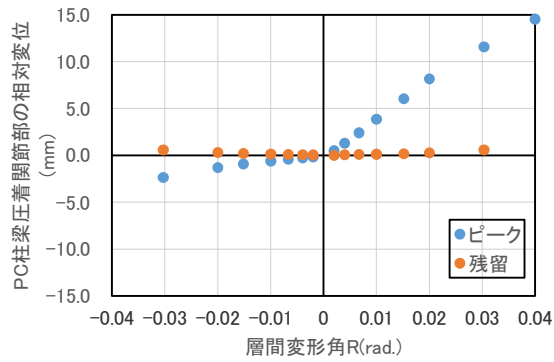
(q)RC18P-PC 中柱右梁下端 θ_{B3D}



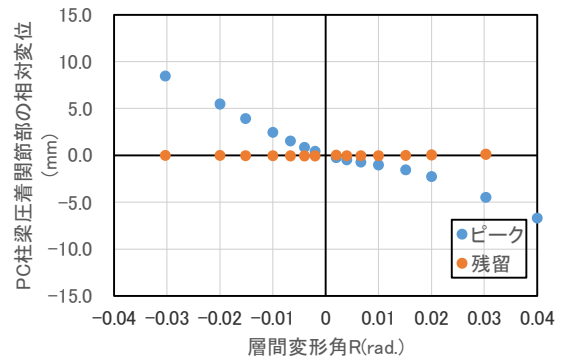
(o)RC10P-PC 中柱右梁上端 θ_{B3U}



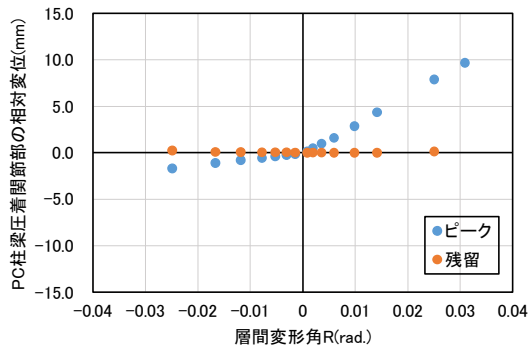
(r)RC10P-PC 中柱右梁下端 θ_{B3D}



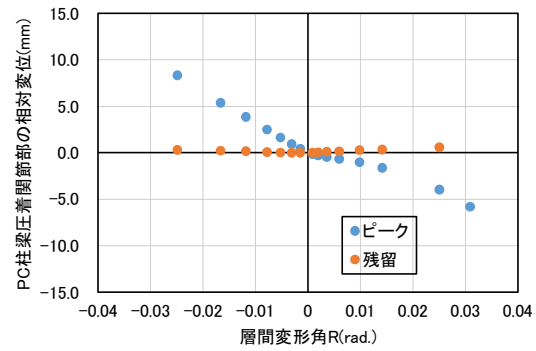
(s)PC50S 右柱右梁上端梁 θ_{B4U}



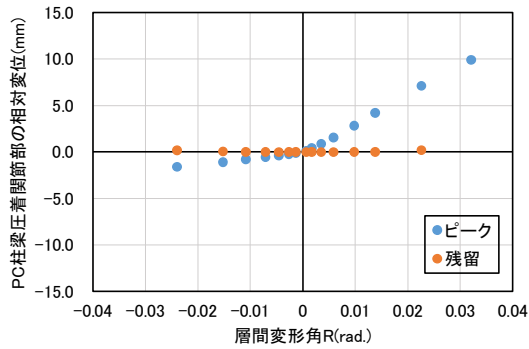
(v)PC50S 右柱右梁下端 θ_{B4D}



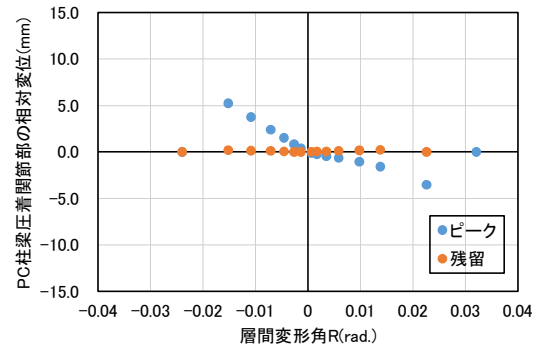
(t)PC18P-PC 右柱右梁上端梁 θ_{B4U}



(w)PC18P-PC 右柱右梁下端 θ_{B4D}

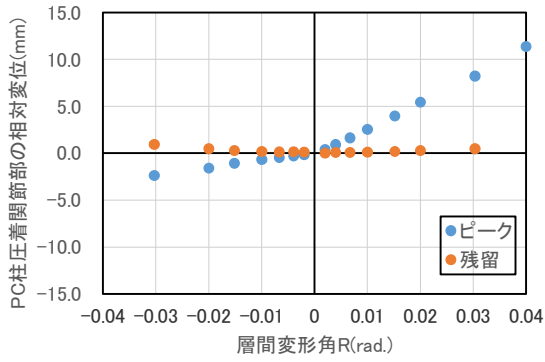


(u)PC10P-PC 右柱右梁上端梁 θ_{B4U}

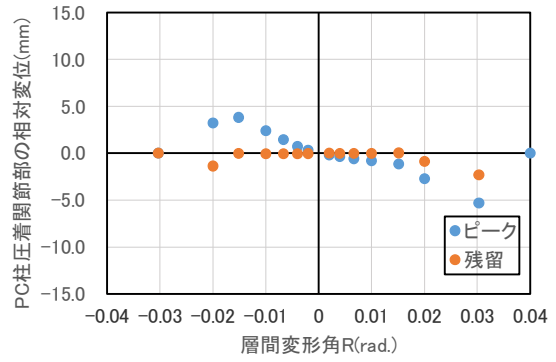


(x)PC10P-PC 右柱右梁下端 θ_{B4D}

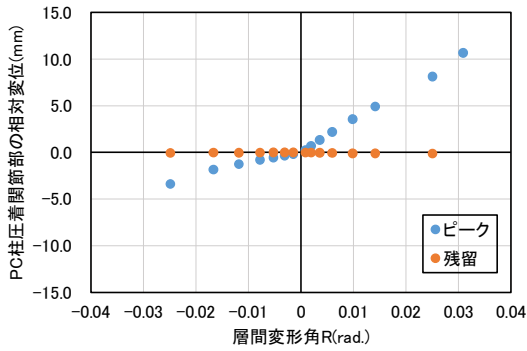
図 4.9-1: PC 柱梁圧着関節部の相対変位(離間量)一層間変形角関係



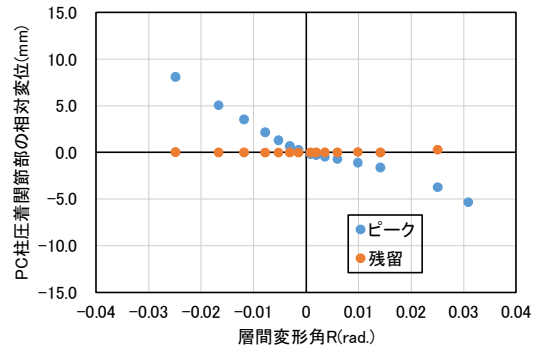
(a)PC50S 左柱左側 θ_{C1L}



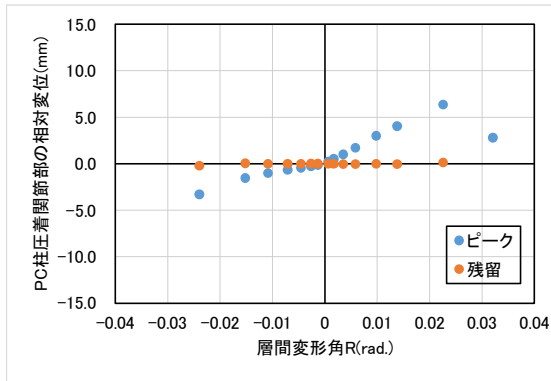
(d)PC50S 左柱右側 θ_{C1R}



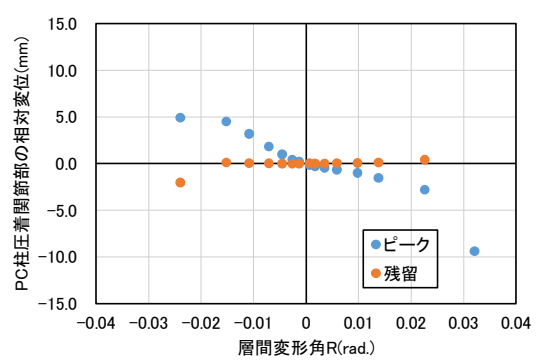
(b)RC18P-PC 左柱左側 θ_{C1L}



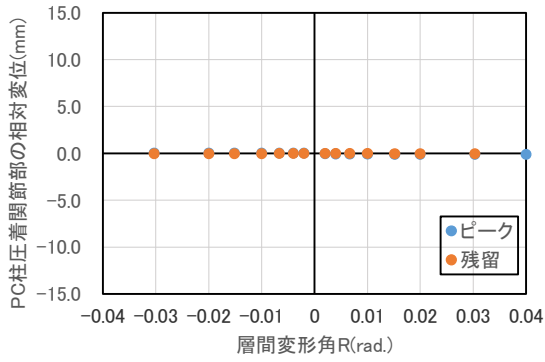
(e)RC18P-PC 左柱右側 θ_{C1R}



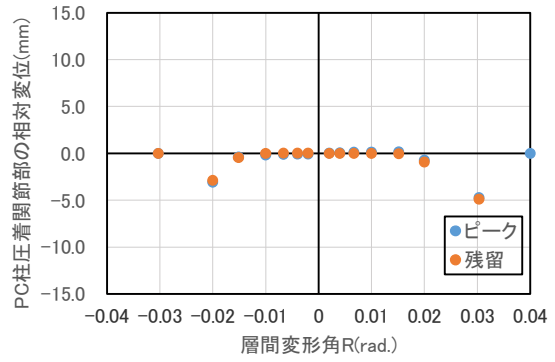
(c)RC10P-PC 左柱左側 θ_{C1L}



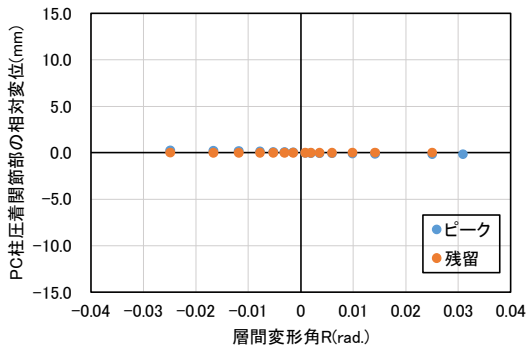
(f)RC10P-PC 左柱右側 θ_{C1R}



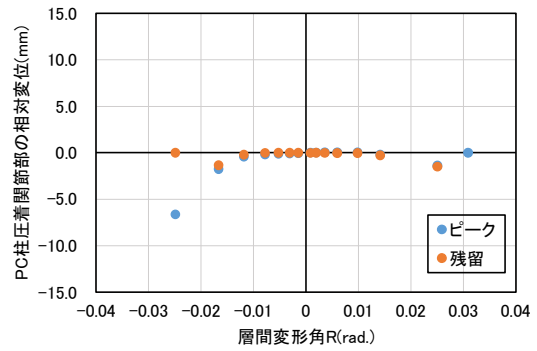
(g)PC50S 中柱左側 θ_{C2L}



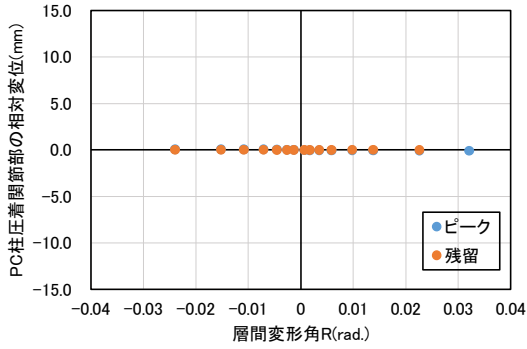
(j)PC50S 中柱右側 θ_{C2R}



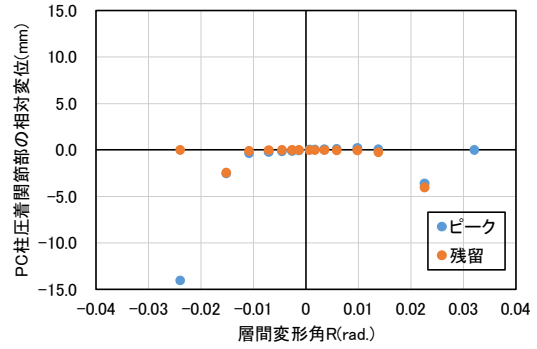
(h)RC18P-PC 中柱左側 θ_{C2L}



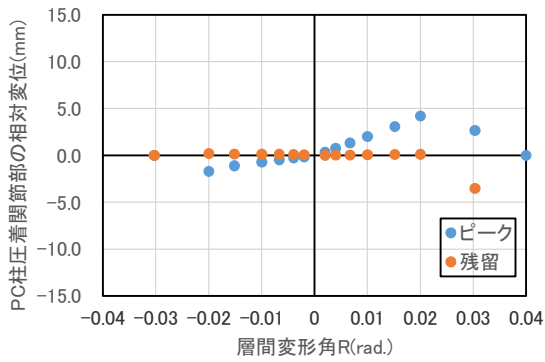
(k)RC18P-PC 中柱右側 θ_{C2R}



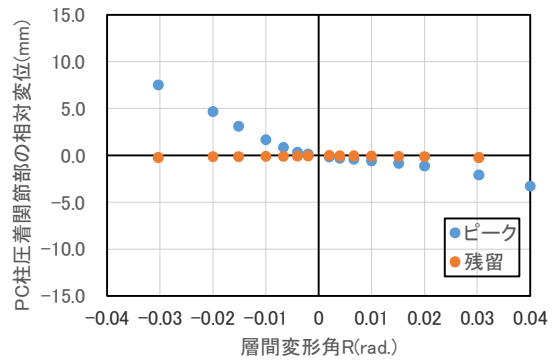
(i)RC10P-PC 中柱左側 θ_{C2L}



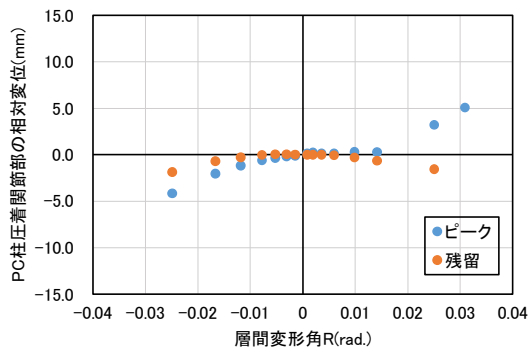
(l)RC10P-PC 中柱右側 θ_{C2R}



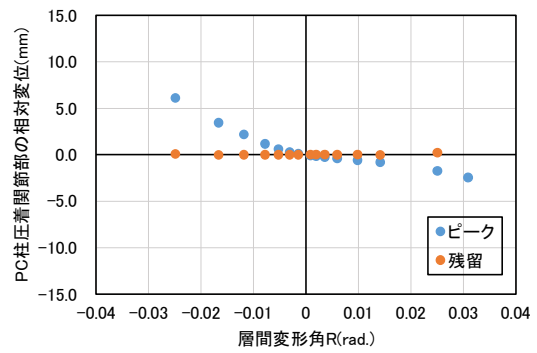
(m)PC50S 右柱左側 θ_{C3L}



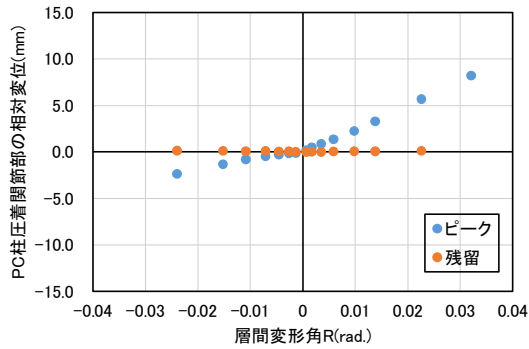
(p)PC50S 右柱右側 θ_{C3R}



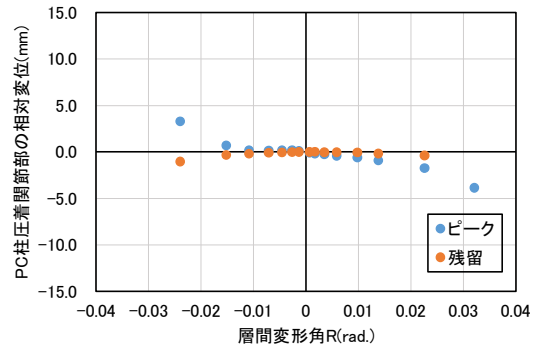
(n)RC18P-PC 右柱左側 θ_{C3L}



(q)RC18P-PC 右柱右側 θ_{C3R}



(o)RC10P-PC 右柱左側 θ_{C3L}



(r)RC10P-PC 右柱右側 θ_{C3R}

図 4.9-2: PC 柱スタブ圧着関節部の相対変位(離間量)一層間変形角関係

4.3.2 架構の層せん断力 Q –層間変形角 R 関係

図 4.10 に各架構の層せん断力 Q –層間変形角 R 関係を示す。ここで第 3 章に示した図 3.8 の PC50S の Q – R 関係においてジャッキ荷重とロードセル荷重が概ね同様であったことから、他の架構においても Q はロードセル荷重を採用する(図 4.10 (a)に例示)。全試験体共に最大耐力は終局耐力の計算値を上回っている。なお、本実験では柱軸力をアンボンド PC 鋼棒により与えており、各履歴特性において PC 鋼棒による軸力の水平方向成分は、既存 RC 架構については除去、PC 架構については微小なことから考慮していない。鉛直方向成分については増減が確認されたが、この影響も小さいことから表 4.4 に示す架構の曲げ終局耐力およびせん断終局耐力の計算値には考慮していない。

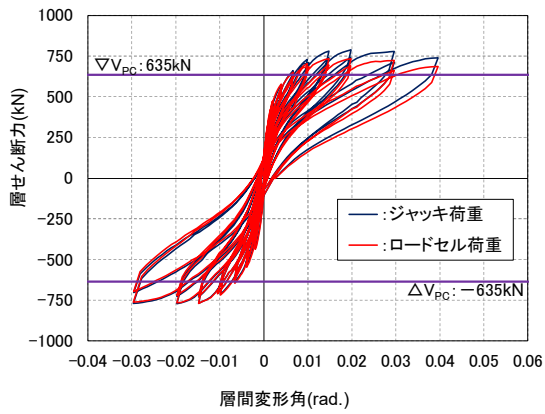
図 4.10(b)の RC18S および RC10S の Q – R 関係は、破壊モードに対応した履歴特性を示した。

図 4.10(c)に RC18P および RC10P の Q – R 関係を示す。縦軸の Q は既存 RC 架構と PC 架構の層せん断力の合計、横軸の R は既存 RC 架構の層間変形角を示している。図より PC 架構が負担する層せん断力は、既存 RC 架構から連結スラブを介して確実に PC 架構に伝達されていることがわかる。

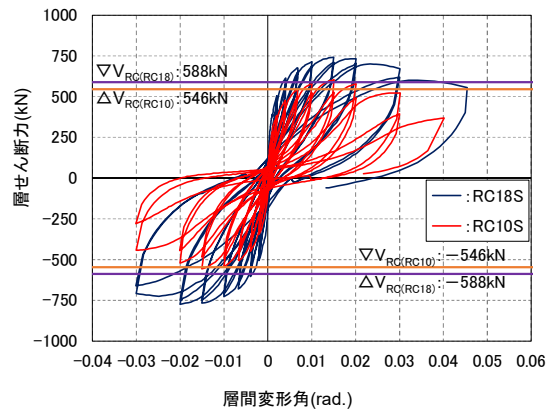
図 4.10(d)に、RC18P の既存 RC 架構 RC18P-RC と RC18S の Q – R 関係を示す。既存 RC 架構への層せん断力は RC18P-RC の方が RC18S より大きいものの、既存 RC 架構は同様な履歴特性を示し、ジャッキ荷重は連結試験体の方が大きい負担するせん断力が同様であれば、補強の有無で損傷性状は変わらない。これは図 4.10(e)の RC10P-RC と RC10S についても同様なことが言える。

図 4.10(f)に、RC18P と RC10P の PC 架構を取り出した RC18P-PC と RC10P-PC、および PC50S の Q – R 関係を示す。RC18P-PC と RC10P-PC は、スラブが取り付けくことで PC 架構の柱梁関節部の下端引張時に離間は拘束されるため、PC50S とは離間状況が異なり、またスラブの協力幅の効果により PC50S よりも曲げ剛性が高い履歴特性を示した。RC18P-PC と RC10P-PC を比較すると、 $R=1/150\text{rad}$.までは RC18P-PC の方がピーク時の負担せん断力が大きい、それ以降は同様な履歴性状を示した。

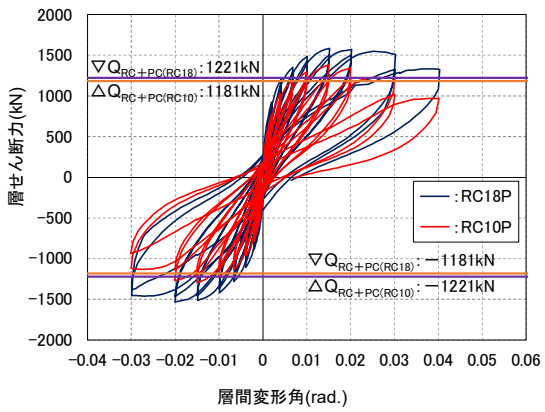
図 4.10(d)の既存 RC 架構 RC18P-RC と図 4.10(e)の既存 RC 架構 RC10P-RC において、RC10P-RC は低強度コンクリートのため、せん断耐力が RC18P-RC よりかなり低く、残留変形は RC18P-RC より約 2 倍大きかった。しかし、図 4.10(c)の RC18P および RC10P の Q – R 関係から分かるように、連結試験体全体としては RC18P と RC10P は同様の残留変形を示した。これは、PC 架構の復元力による引き戻し効果が既存 RC 架構に作用したためと考えられる。RC18P-RC の残留変形の最大で約半分、RC10P-RC の残留変形の最大で約 2/3 を引き戻している。ただし、PC 架構と RC 架構を連結した場合のメカニズムを適切に評価するには、さらに多くの実験研究を含む調査が必要である。



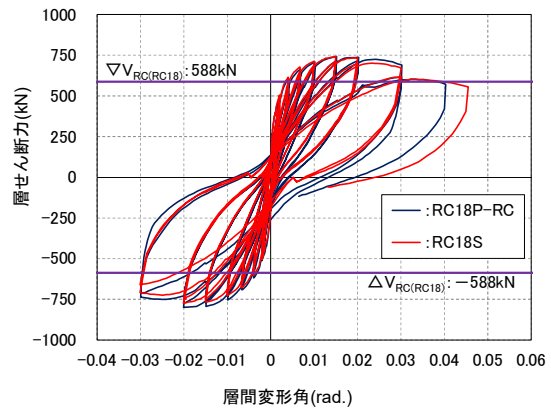
(a): ジャッキとロードセル荷重の比較(PC50S)



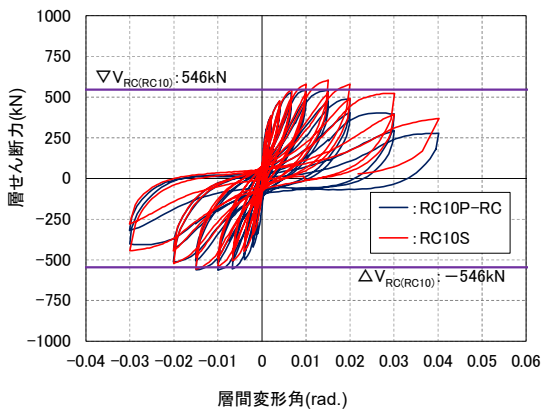
(b): RC18S と RC10S の比較



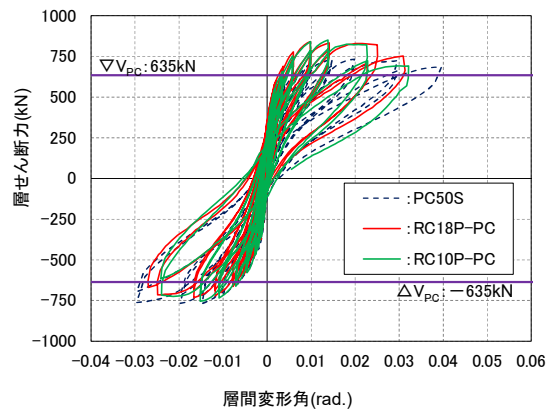
(c): RC18P と RC10P の比較



(d): RC18P-RC と RC18S の比較



(e): RC10P-RC と RC10S の比較



(f): 各 PC 架構の比較

図 4.10: 各架構の層せん断力-層間変形角関係

4.4 RC スラブ接合部の力学的性状および構造性能

4.4.1 連結スラブの損傷性状

図 4.11-1(a)～(f)に RC18P における連結スラブおよび直交梁の $R=1/250\text{rad.}$, $1/150\text{rad.}$, $1/100\text{rad.}$, $1/66\text{rad.}$, $1/50\text{rad.}$, $1/33\text{rad.}$ ピーク時のひび割れ図, 図 4.11-2(a)～(j)に $R=1/33\text{rad.}$ ピーク時のひび割れ図に示す RC18P の直交梁付近の連結スラブのひび割れ幅の推移を示す。また, 同様に図 4.12-1(a)～(f)および図 4.12-2(a)～(j)に RC10P のそれらを示す。RC18P および RC10P の連結スラブは概ね同様なひび割れ性状を示し, 既存 RC 架構のせん断耐力およびコンクリート圧縮強度による違いはさほど見られなかった。

連結スラブには, PC 架構の関節部の離間が生じる $R=1/1000\text{rad.}$ 程度までひび割れは確認されなかった。また, $R=1/500\text{rad.}$ では正負荷荷時において, スラブ端部の圧縮柱近傍に架構軸から 60° 程度傾いた曲げひび割れが発生した。 $R=1/250\text{rad.}$ では中柱近傍に曲げひび割れが発生し, $R=1/150\text{rad.}$ および $1/100\text{rad.}$ ではスラブ端部の引張柱近傍に架構軸から 30° 程度傾いたせん断ひび割れが発生した。その後, 層間変形角が大きくなるに従ってひび割れの増加および進展が見られた。連結スラブに発生した曲げひび割れは連結スラブ端部の圧縮柱近傍に最も集中し, かつ, ひび割れ幅も大きいものも多く見られ, 荷重ピーク時における最大ひび割れ幅は $0.9\sim 0.95\text{mm}$ であった。一方, せん断ひび割れは連結スラブ端部の引張柱近傍から発生し, 中柱近傍を除く範囲に渡って発生した。せん断ひび割れ発生後にそのひび割れ幅は増大せず, 荷重ピーク時における最大ひび割れ幅は $0.2\sim 0.35\text{mm}$ であった。

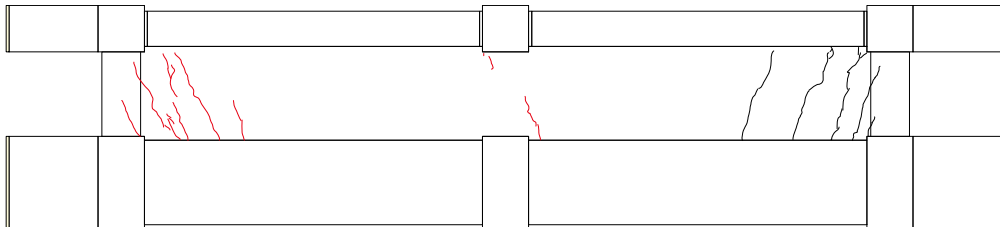


図 4.11(a): RC18P $R=1/250\text{rad.}$ 時連結スラブひび割れ図

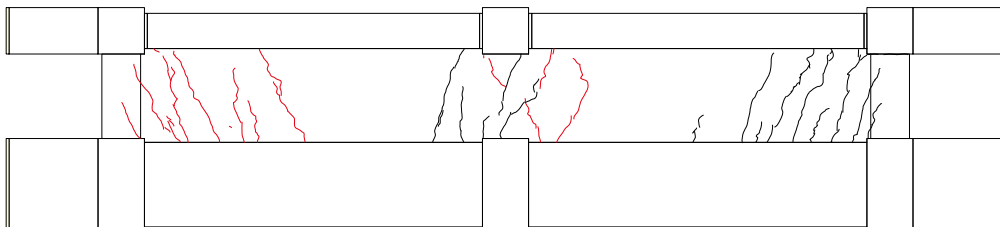


図 4.11(b): RC18P $R=1/150\text{rad.}$ 時連結スラブひび割れ図

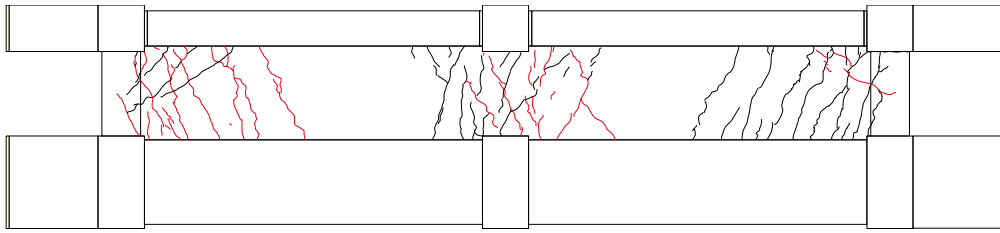


図 4.11(c): RC18P R=1/100rad.時連結スラブひび割れ図

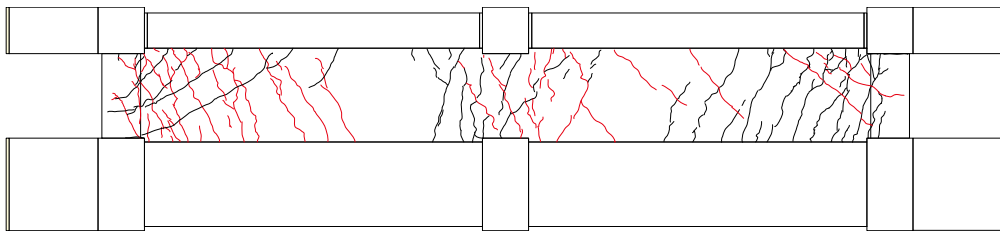


図 4.11(d): RC18P R=1/66rad.時連結スラブひび割れ図

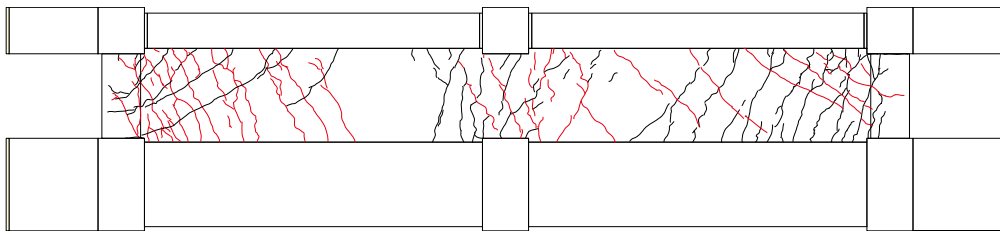


図 4.11(e): RC18P R=1/50rad.時連結スラブひび割れ図

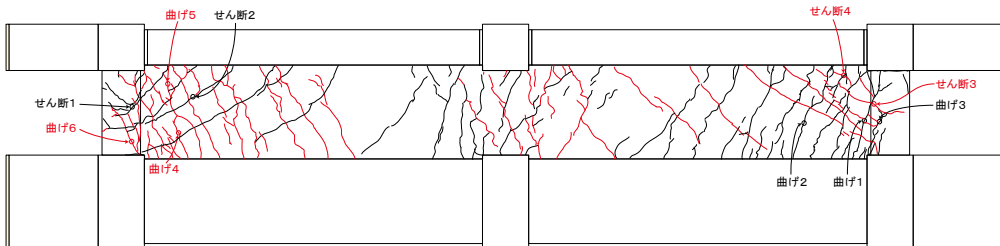
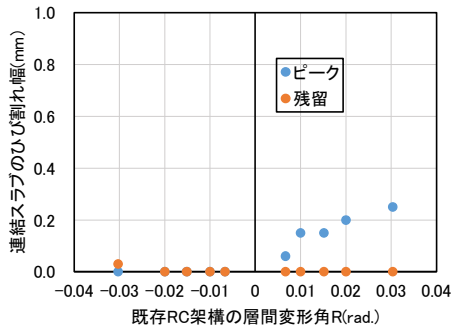
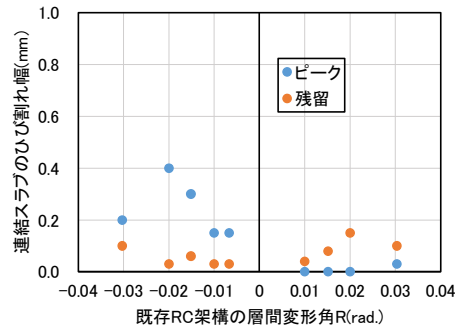


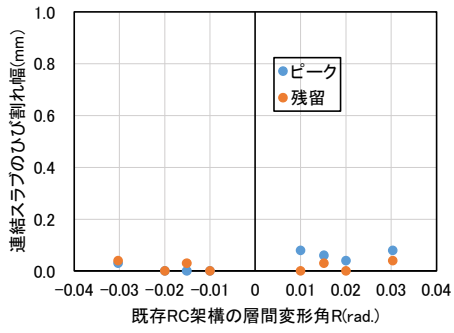
図 4.11(f): RC18P R=1/33rad.時連結スラブひび割れ図



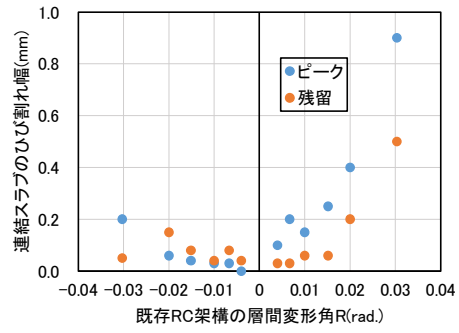
(a)曲げ 1



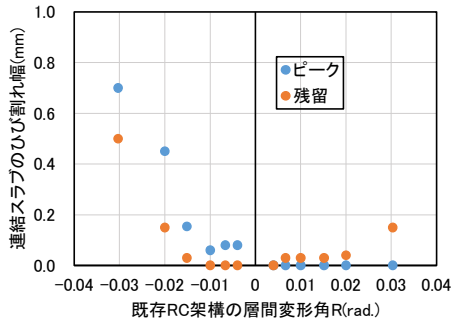
(b)曲げ 2



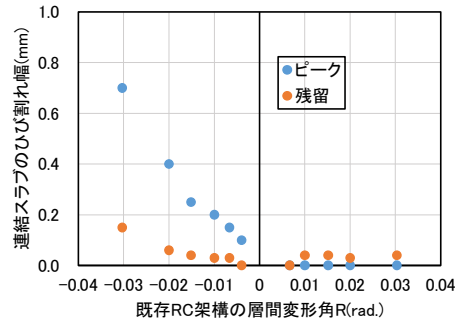
(c)曲げ 3



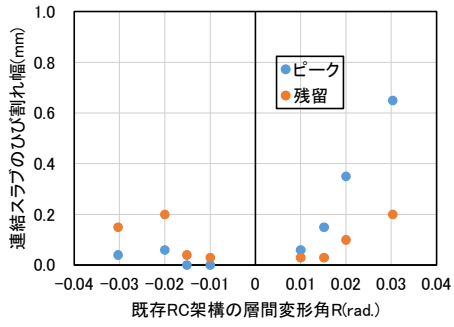
(d)曲げ 4



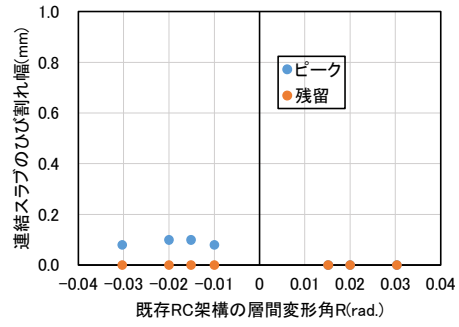
(e)曲げ 5



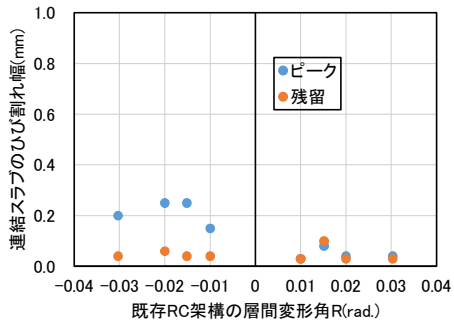
(f)曲げ 6



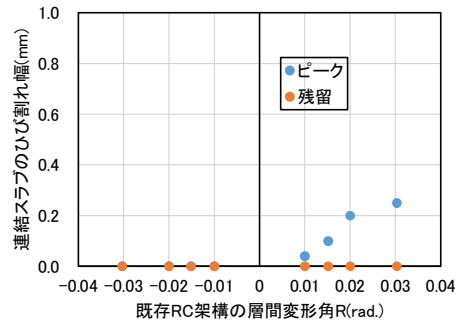
(g)せん断 1



(h)せん断 2



(i)せん断 3



(j)せん断 4

図 4.11-2: RC18P 直交梁付近の連結スラブのひび割れ幅の推移

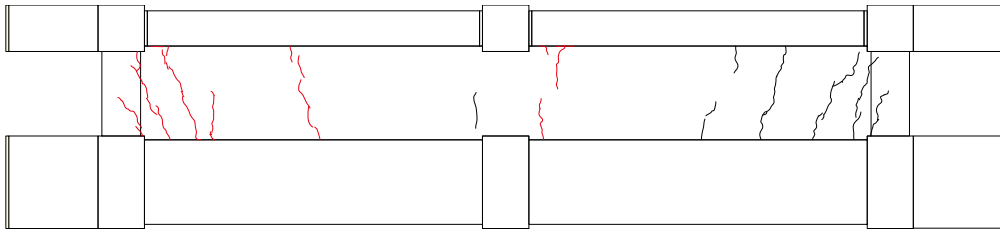


図 4.12(a): RC10P $R=1/250\text{rad}$.時連結スラブひび割れ図

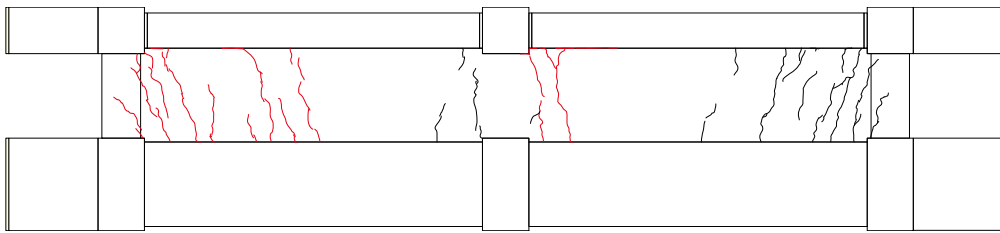


図 4.12(b): RC10P $R=1/150\text{rad}$.時連結スラブひび割れ図

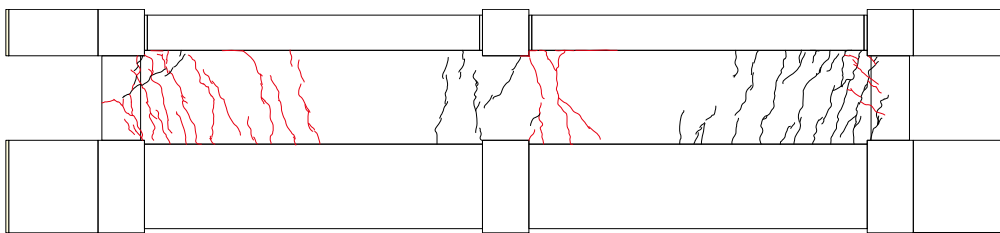


図 4.12(c): RC10P $R=1/100\text{rad}$.時連結スラブひび割れ図

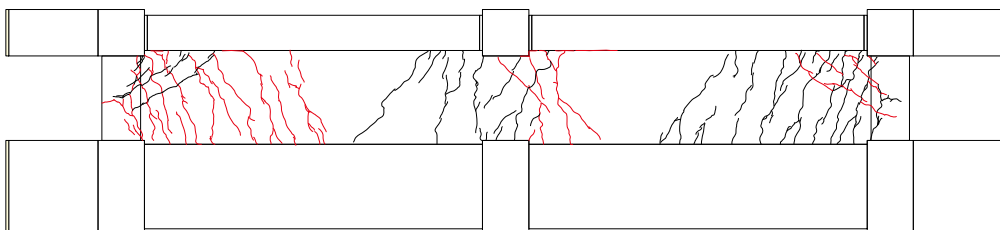


図 4.12(d): RC10P $R=1/66\text{rad}$.時連結スラブひび割れ図

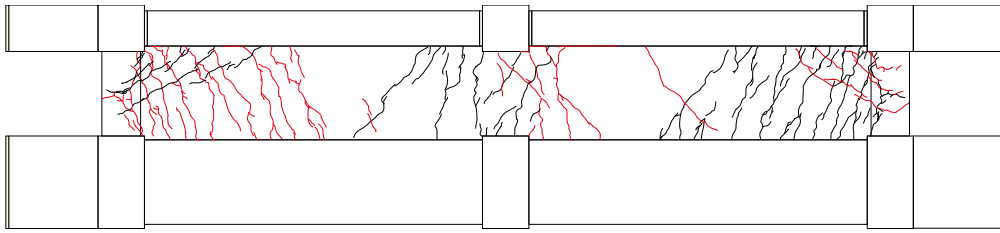


図 4.12(e): RC10P R=1/50rad.時連結スラブひび割れ図

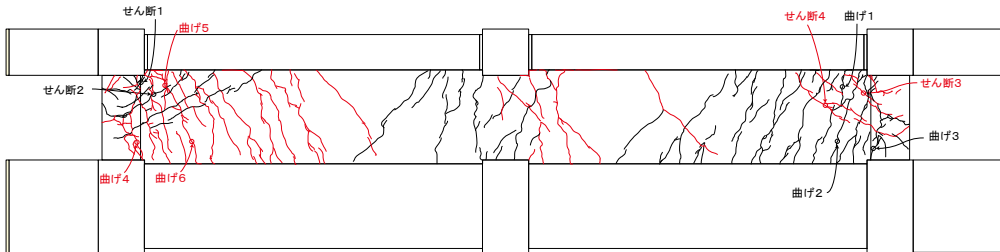
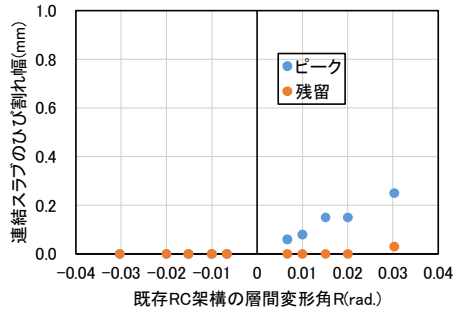
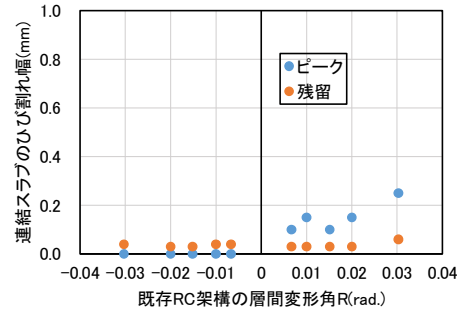


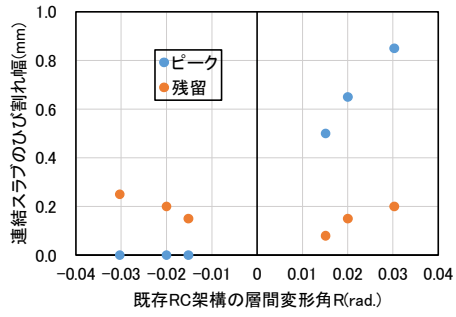
図 4.12(f): RC10P R=1/33rad.時連結スラブひび割れ図



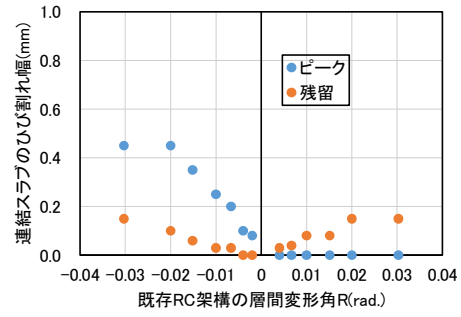
(a)曲げ 1



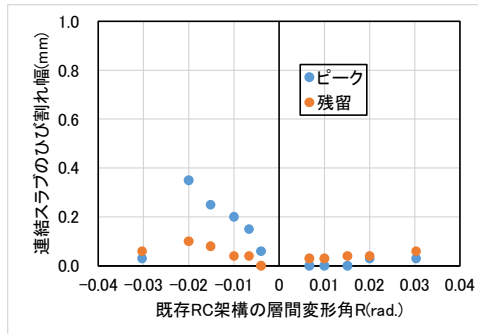
(b)曲げ 2



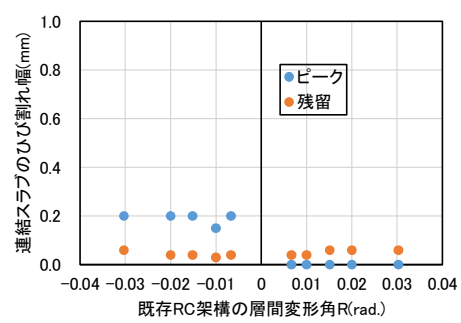
(c)曲げ 3



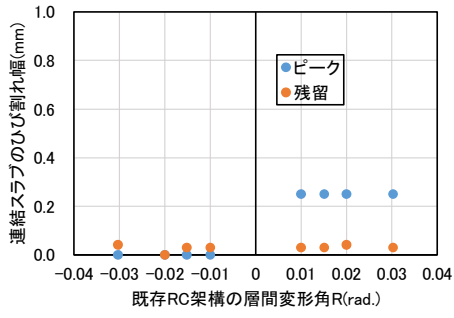
(d)曲げ 4



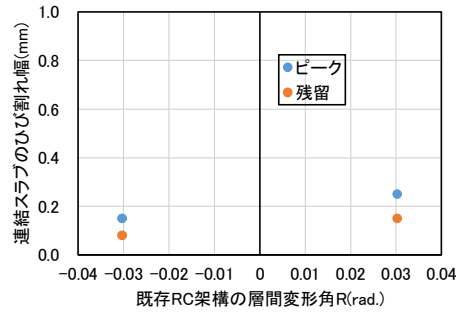
(e)曲げ 5



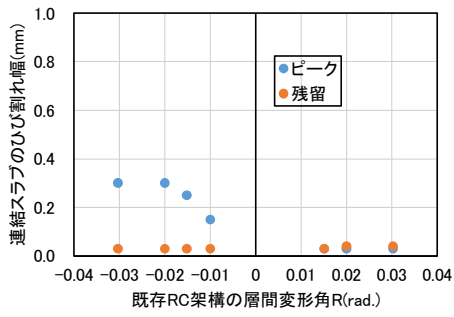
(f)曲げ 6



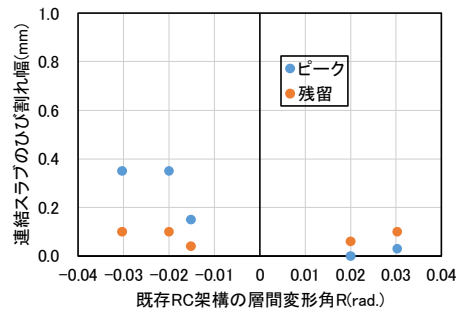
(g)せん断 1



(h)せん断 2



(i)せん断 3



(j)せん断 4

図 4.12-2: RC10P 直交梁付近の連結スラブのひび割れ幅の推移

4.4.2 連結スラブの変形性状

図 4.13 に RC18P と RC10P の連結スラブのせん断応力度 τ - せん断変形角 γ 関係を示す。 τ は PC 架構のせん断力 Q をスラブの長辺方向縦断面積 $A(=0.38\text{m}^2)$ で除した値とする。 γ は既存 RC 架構と PC 架構の水平変形差 δ_h を短辺方向スラブ内法幅($=610\text{mm}$)で除した値とする。

2 体の既存 RC 架構はコンクリート圧縮強度が違うが、既存 RC 架構との接合面を含めた連結スラブの履歴はほぼ同様な挙動を示した。 RC18P の連結スラブの最大せん断応力度は、正載荷時で 2.20N/mm^2 、負載荷時で 1.93N/mm^2 、平均値は 2.06N/mm^2 であった。

各載荷サイクルにおいて $\tau - \gamma$ 関係はほとんど線形で残留変形も僅かであり、PC 架構の補強効果が既存 RC 架構に適切に伝達されている。一方で、載荷振幅が増加するごとにスラブのせん断剛性が連続的に低下しており、連結スラブへの入力せん断力が大きくなるにつれ既存 RC 架構の曲げひび割れが連結スラブに繋がることから原因であると考えられる。

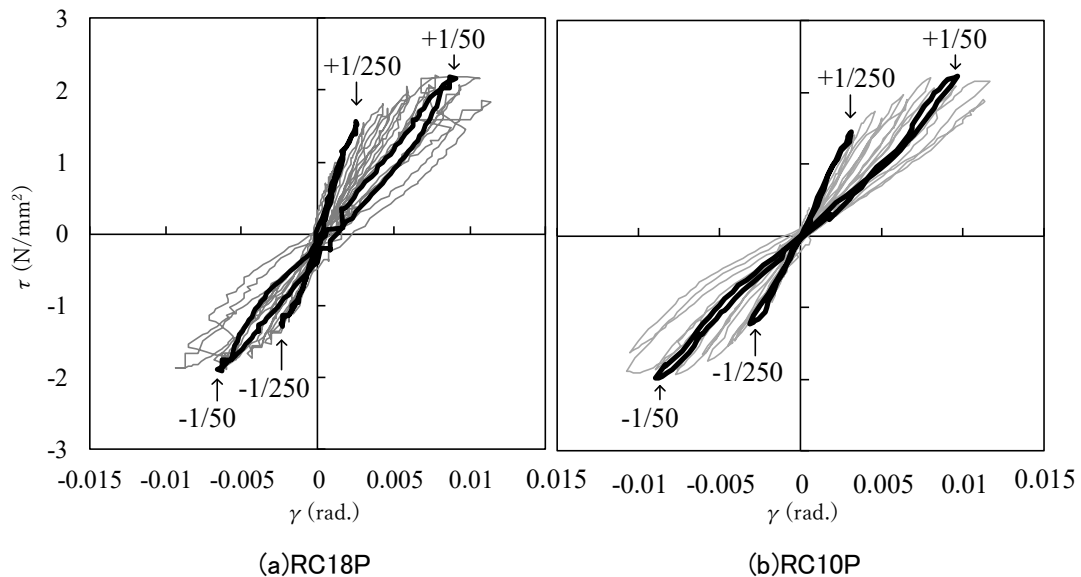


図 4.13: 連結スラブのせん断応力度 τ - せん断変形角 γ 関係

4.4.3 連結スラブの等価せん断剛性率

図 4.14 に両試験体における連結スラブの $\tau - \gamma$ 骨格曲線および文献¹⁹⁾による式(4.10)による RC18P の近似曲線の比較を示す. 式(4.10)中の τ_0 は 2.06N/mm^2 とし, γ_0 は最小二乗法により 0.0056 となる. その際の誤差の二乗の和 R^2 は 0.33 である. 比較的誤差が大きい理由として, 骨格曲線が正負方向においてシンメトリックと仮定することによって $\tau_0 = 2.06\text{N/mm}^2$ となるが, 実験結果によるせん断強度は正負方向で違うためである.

$$\tau = \text{sgn}(\gamma) \begin{cases} \tau_0 \left[2 \frac{|\gamma|}{\gamma_0} - \left(\frac{\gamma}{\gamma_0} \right)^2 \right], & |\gamma| \leq \gamma_0 \\ \tau_0, & \gamma_0 < |\gamma| \end{cases} \quad \text{式(4.10)}$$

τ_0 はせん断強度, γ_0 はせん断強度におけるせん断変形角

近似曲線によると, RC18P の連結スラブの初期等価せん断剛性率 $G_{eq0} = 2\tau_0/\gamma_0$ は 737N/mm^2 で, 文献¹⁹⁾からコンクリートのヤング係数により推定される計算値の約 6.8% に相当する. しかし, これは式(4.4)によるせん断剛性 K_{conn} による値とほぼ近似した値を示し, 表 4.6 に示す RC18P の材料試験結果による K_{conn} の計算値は 284kN/mm で, これを用いた場合の等価せん断剛性率 $G_{eq,d} = K_{conn}b_s/L_s/t_s = 455\text{N/mm}^2$ となる.

図 4.15 に連結スラブの等価せん断剛性率 G_{eq} と既存 RC 架構の層間変形角 R の関係を示す. 各載荷サイクルでの G_{eq} は, 載荷サイクルの最大せん断歪度における割線剛性として求められる. RC18P および RC10P の連結スラブの等価せん断剛性率 G_{eq} は層間変形角 R の増加に伴い同様に低下する傾向が見られ, $R = 1/200\text{rad}$. を超えると両者は近似する結果が得られた. RC18P-RC の $R = 1/150\text{rad}$., RC10P-RC の $R = 1/100\text{rad}$. で等価せん断剛性率の計算値 $G_{eq,d}$ にまで達し, それ以降は層間変形角 R の増大に伴い下回っていった.

今回の実験では 4.2.3 に示した連結スラブのせん断剛性モデルで実験結果をよく表現できているが, 実際には連結スラブの面外方向の曲げなどの影響も大きいと考えられるため, 実用に当たっては追加検討が必要である.

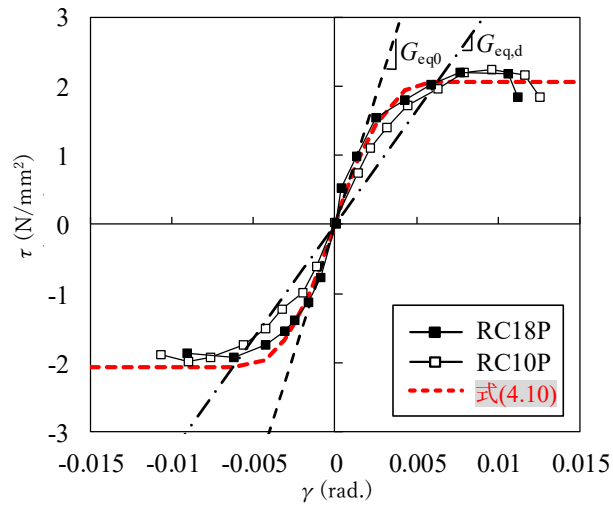


図 4.14: 連結スラブの $\tau - \gamma$ 骨格曲線および近似曲線の比較

初期においては等価せん断剛性率の計算値 $G_{eq,d}$ は RC18P および RC10P 共に上回っているものの、RC18P に比べて RC10P の等価せん断剛性率 $G_{eq0} = 534 \text{ N/mm}^2$ が低く大きな誤差が生じた。これは初期段階において既存 RC 架構と RC スラブの接合面の密着性のばらつきが原因の一つであると推定する。実際の外付け型耐震補強の RC スラブコンクリートの施工を考えるとこの施工精度を一定に管理することは難しく、許容誤差として判断した。

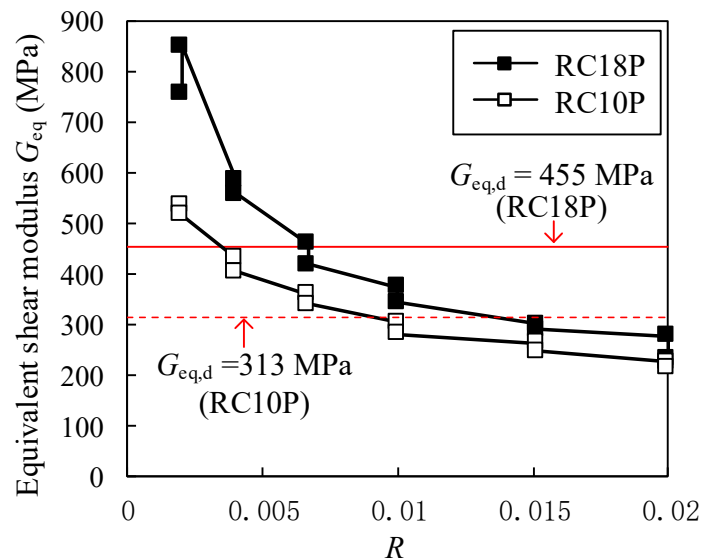


図 4.15: 連結スラブの等価せん断剛性率 G_{eq} と層間変形角 R の関係

4.4.4 連結スラブの歪度性状

4.4.4.1 連結スラブ面内の歪度性状

これまでに PC 架構での補強による RC スラブの損傷性状や履歴特性、せん断剛性率が得られた。ここでは RC スラブおよび直交梁の配筋の面内方向歪度を整理する。

連結スラブおよび直交梁の配筋は、図 4.2 に示す①既存 RC 架構に配置した接着系アンカー、②既存 RC 柱に配置した接着系アンカーおよび PC 柱に配置した差し筋による直交梁の軸方向鉄筋、③PC 架構に配置したせん断用差し筋兼短辺方向のスラブ筋、④長辺方向のスラブ筋の 4 要素で構成している。図 4.16 に連結スラブおよび直交梁の配筋の内、歪度計測した鉄筋のみを抜粋して示し、図 4.17-1 および 2(a)~(j) に試験体 RC18P および RC10P の $R=1/250\text{rad.}$, $1/150\text{rad.}$, $1/100\text{rad.}$, $1/66\text{rad.}$, $1/50\text{rad.}$ における連結スラブ上面のひび割れ状況、長辺方向および短辺方向のスラブ筋の歪度分布を正負載荷別に示す。

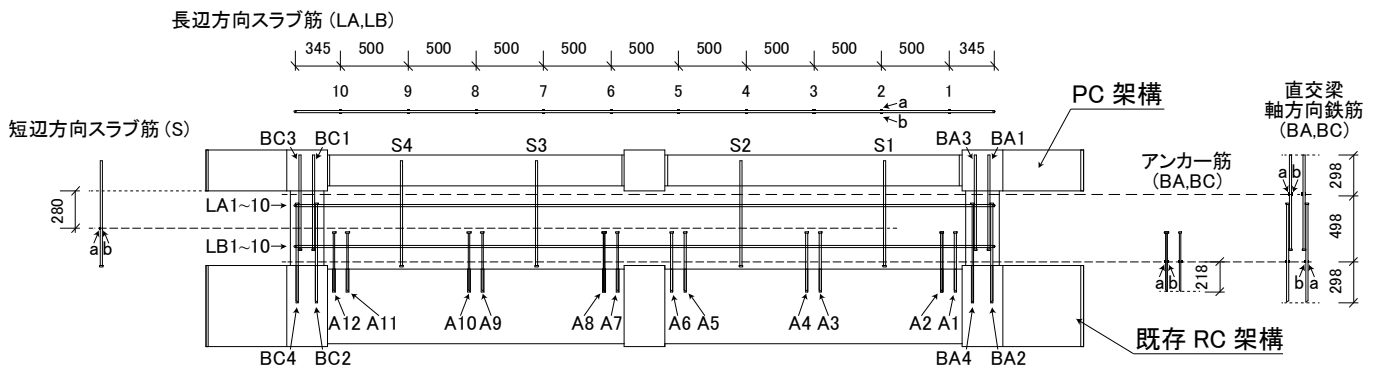


図 4.16: 連結スラブ・直交梁の歪度計測鉄筋位置

① 既存 RC 架構に配置した接着系アンカー

既存 RC 架構に配置した接着系アンカーは、左右の梁の各 22 本シングル@100 に中柱の 2 本を加えて合計 46 本である。この内、各梁の外端・中央・内端の 2 本ずつ合計 12 本の接着系アンカーの歪度を計測することとし、図 4.16 の右外端から左外端に向けて接着系アンカーを A1~A12 とした。計測した全接着系アンカーにおいて弾性範囲であった。

② 既存 RC 柱および PC 柱に配置した直交梁の軸方向鉄筋

直交梁においては、梁内に 2 本×3 段で計 6 本ある軸方向鉄筋の内、上端筋 2 本を計測した。また、右側直交梁の PC 柱および RC 柱に配置した接着系アンカーおよび差し筋を BA1~BA4、左側直交梁も同様に BC1~BC4 とした。これによりにマニュアル⁵⁾に示す偏心曲げモーメントによって直交梁に発生する軸方向引張歪度を確認した。

直交梁の軸方向鉄筋の曲げおよび軸方向歪度は概ね同様の挙動を示していることから、直交梁内において良好な重ね継手の効果があると判断できる。RC18P の BA4 は $R=1/66\text{rad.}$

時で降伏歪度に達しており、それが起因して前述した隣接するシアコネクタールとして期待する接着系アンカーA1 に弾性範囲で若干の引張歪度が増加したため負担したと推定される。BA4 を除く軸方向鉄筋は弾性範囲内におさまっていた。

③ PC 架構に配置したせん断用差し筋兼短辺方向のスラブ筋

短辺方向スラブ筋に関しては、各スパンに 22 本シングル@100 で配筋したせん断用差し筋の内、半分の差し筋を既存 RC 架構の付近まで延長した。これに中柱内の 2 本を加えた計 46 本の内、各スパンの端部から中央に向けて L/4 のスラブ筋を各 1 本ずつ計 4 本の歪度を計測することとし、右-中柱間から左-中柱間に向けて S1~S4 とした。

S1~S4 の曲げおよび軸方向歪度は、正負荷荷時で左右対称の傾向が見られ RC18P および RC10P は概ね同様の挙動を示した。S1 および S4 には多少の引張歪度が発生したものの、弾性範囲内におさまっていた。

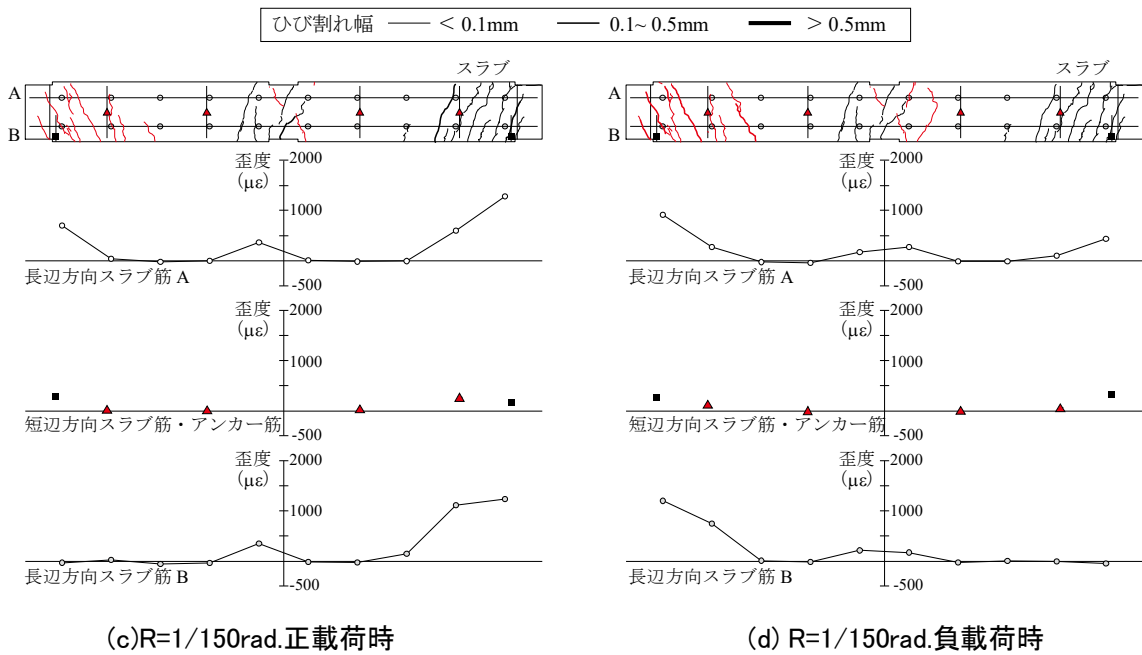
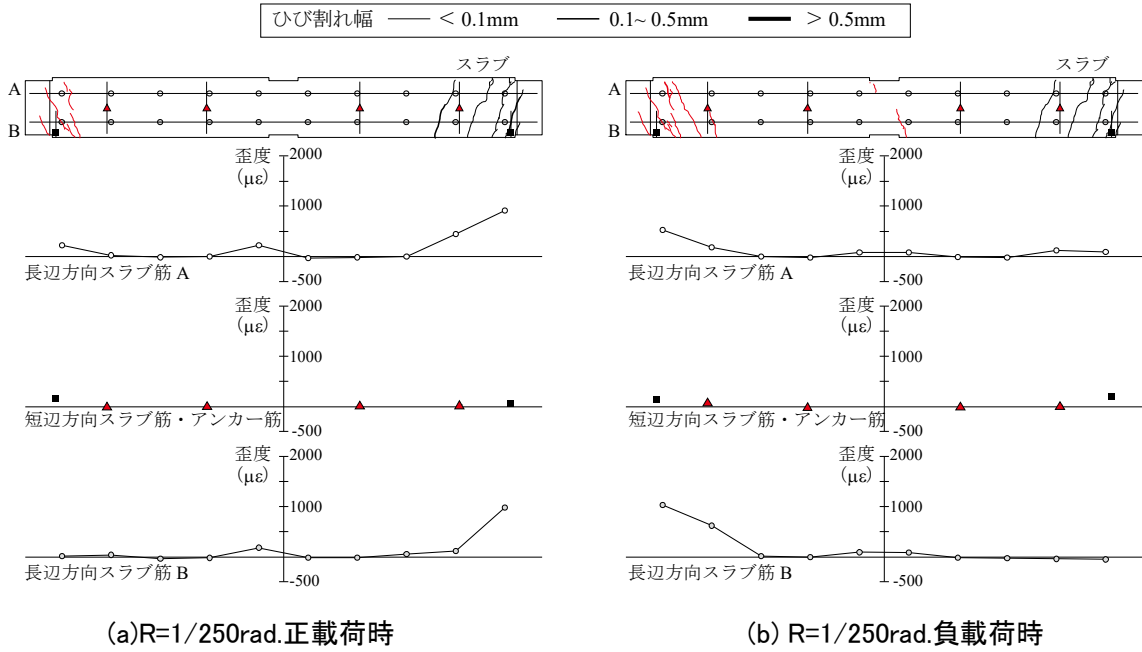
④ 長辺方向のスラブ筋

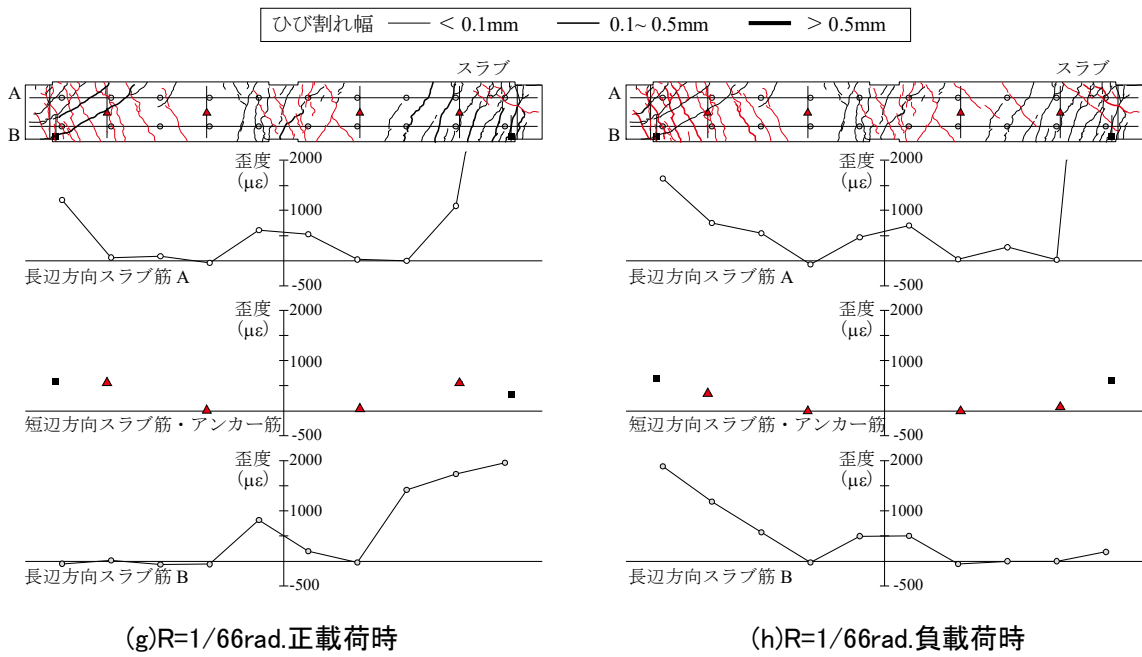
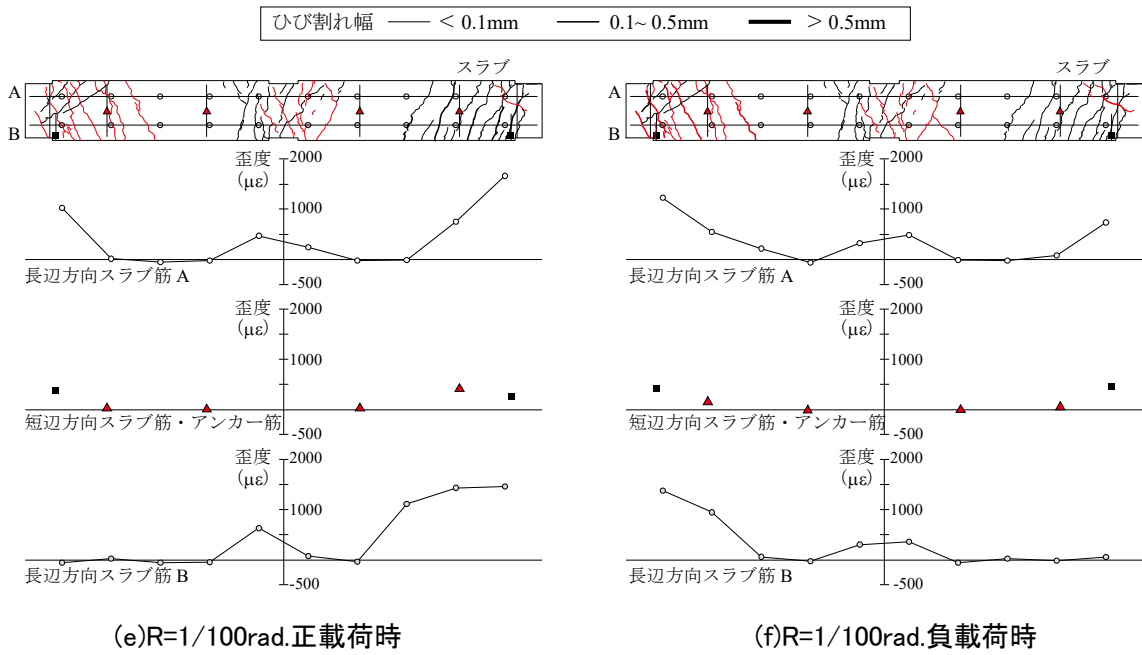
長辺方向スラブ筋に関しては、6 本シングル@100 で配筋した。この内、既存 RC 架構側および PC 架構側から 2 本目を各スパン 5 ヶ所ずつ計 20 ヶ所の歪度を計測することとし、既存 RC 架構側を LA1~LA10、PC 架構側を LB1~LB10 とした。

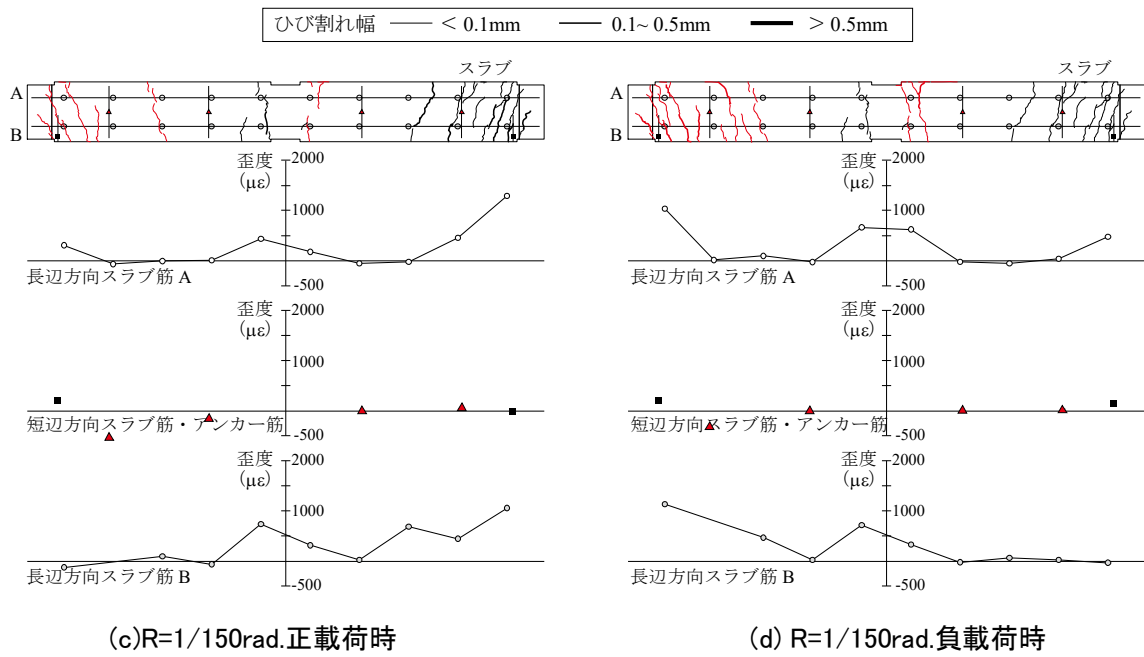
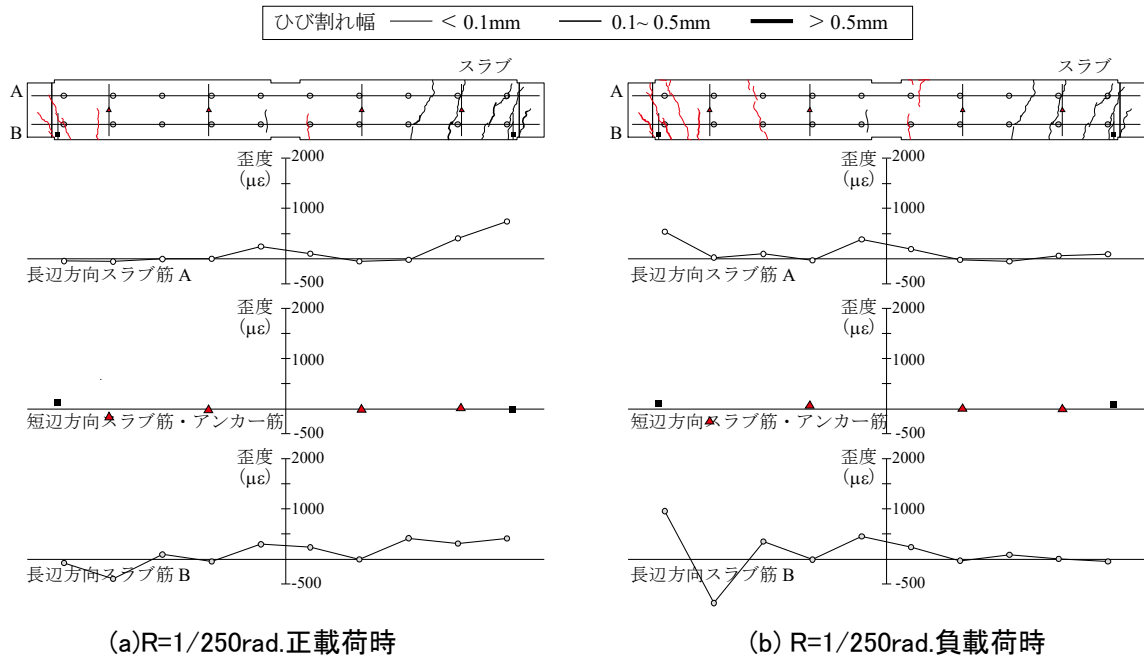
既存 RC 架構側のスラブ筋においては LA1 および LA10 の引張歪度が最も大きく、 $R=1/150\text{rad.}$ から連結直交梁が引張軸方向力作用する反対側の端部に残留歪度が発生し始めた。 $R=1/66\text{rad.}$ で RC18P および RC10P で降伏歪度に達した。歪度は外端部からスパン中央に向けて小さくなる傾向が見られ、中柱から 750mm にある比較的ひび割れの少ない範囲に位置する LA4、LA7 では、引張歪度が殆ど発生しなかった。スラブ筋の曲げおよび軸方向歪度は、RC18P および RC10P 共に左-中柱間および右-中柱間で左右対称の傾向が見られた。

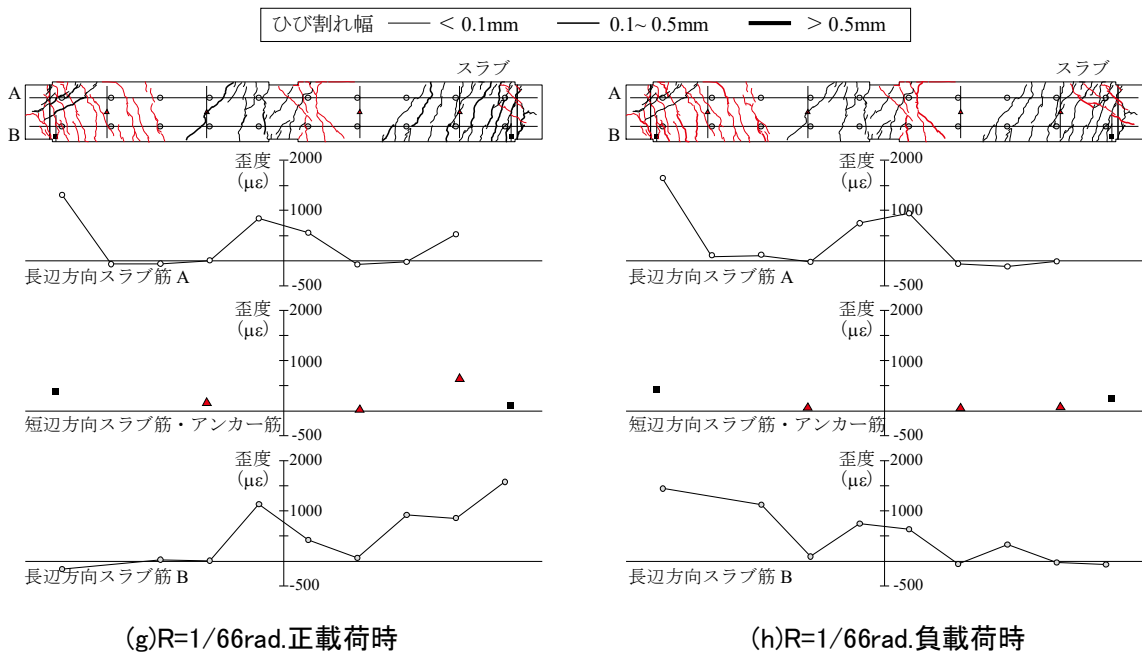
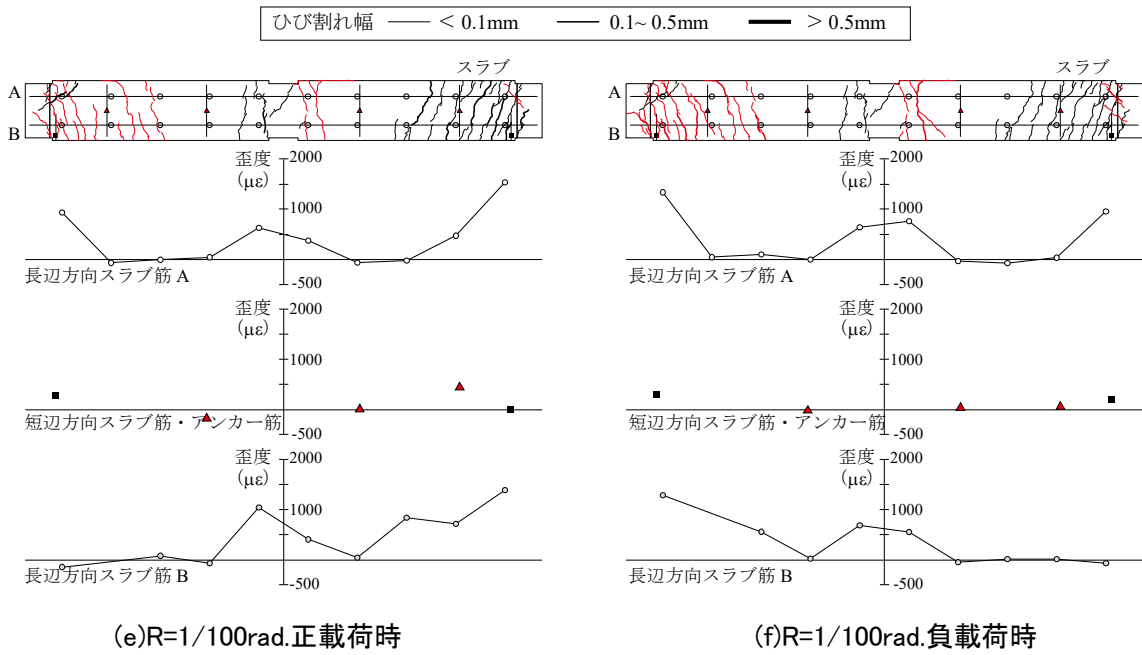
一方、PC 架構側のスラブ筋は、RC18P および RC10P で連結直交梁に引張軸方向力が作用する側の LB1 および LB10 の引張歪度が最も大きくなるが、荷重方向によって歪度が 0 あるいは圧縮歪度に戻る傾向が見られる。RC18P において $R=1/66\text{rad.}$ で降伏歪度に達し、RC10P は降伏歪度付近まで発生した。

RC18P は、スパン中央付近の LB3 および LB8 において $R=1/66\sim 1/50$ にかけて正負荷荷時で引張歪度が生じ始めた。また、中柱から 750mm に位置する LB4 および LB7 では、既存 RC 架構側同様に引張歪度は殆ど発生していない。既存 RC 架構側と PC 架構側のスラブ筋の歪度は、RC18P および RC10P 共に概ね同様の挙動を示しているが、既存 RC 架構側の最大歪度の方が大きい傾向が見られた。









4.4.4.2 連結スラブ面外の歪度性状

架構に水平変形が生じると柱と大梁の固定度にもよるが、理論的に大梁は微小ながらも上下に変形が生じ、また、架構の損傷が進行し梁端部にヒンジが発生するとその部位の回転変形によって上下に変形が生じていると考える。PC 圧着関節架構は部材の損傷をさせずに、意図的に PC 柱梁圧着関節部が離間し、同様に回転変形が上下に変形が生じていると考える。

連結スラブは両架構に囲まれており、既存 RC 架構に施工した接着系アンカー、PC 架構の差し筋で接合しているため、架構の水平変形に伴い連結スラブも追従すると想定し、連結スラブの面外方向の変形の影響に着目した。しかし、当実験では連結スラブの面外方向の変位計測は行っていないため、スラブ内に配筋した歪度から推定を試みる。

図 4.18(a)および(b)に試験体 RC18P の $R=1/100\text{rad}$.における既存 RC 梁側面、連結スラブ上面のひび割れ状況、長辺方向および短辺方向のスラブ筋の歪度分布を示す。スラブ上面の大きなひび割れの位置は既存 RC 梁の上面のひび割れ位置とほぼ一致していることをひび割れ観測時に確認しており、大梁と共にスラブに面外方向の曲げが加わったことがわかる。このことは、曲げに抵抗する既存 RC 架構が水平载荷によって変形するのに伴って、既存梁と連結スラブの協働効果により梁曲げ耐力が向上した可能性も考えられる。一方で、短辺方向の鉄筋歪度は、スラブ面外方向の曲げが顕著な長辺方向の鉄筋歪度に比べて小さいことを確認した。

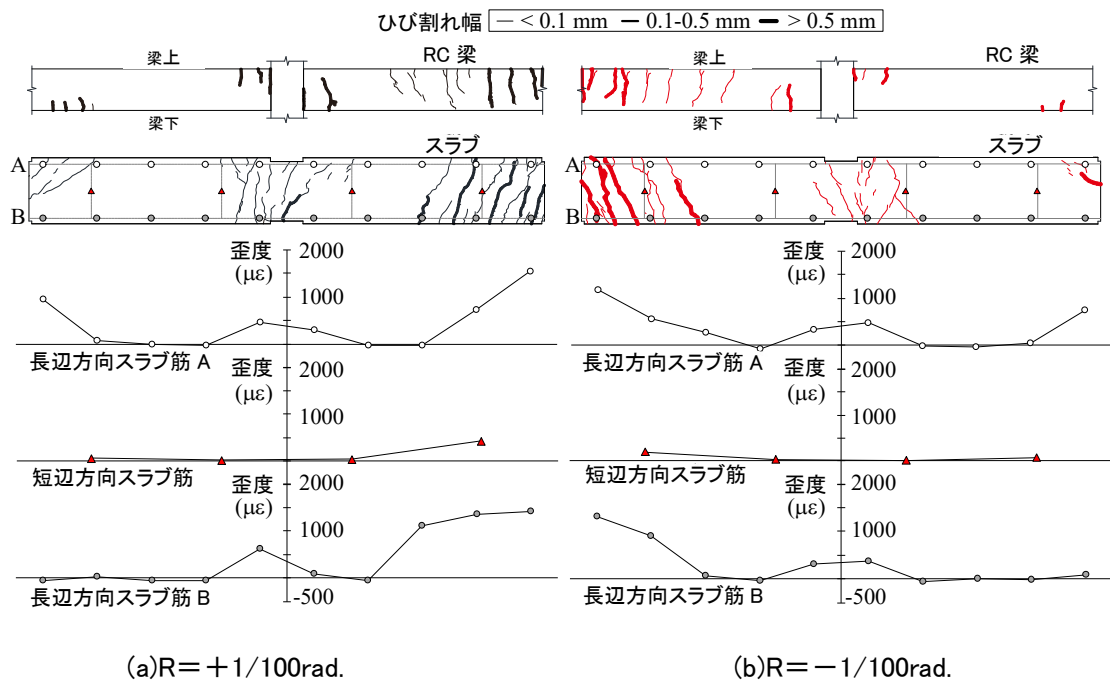


図 4.18: RC18P の RC 梁側面、連結スラブのひび割れ状況およびスラブ筋の歪度分布

以上より、RC 連結スラブの面外方向の曲げによる変形により下記について推察した。

- ・ 図4.18に示すRCスラブの多数ひび割れが発生している範囲が概ね左右L/4ずつで、この範囲において面内方向のせん断剛性を低下させている原因であると考える。
- ・ 長辺方向スラブ筋において RC スラブの左右 L/4 ずつの歪度は中央 L/2 より大きいものの、降伏歪度に至るまでは PC 架構が負担するせん断力を伝達可能な強度を保持している。
- ・ 短辺方向のスラブ筋の歪度は非常に小さい結果となったとは言え、RC スラブと既存 RC 梁を接合する接着系アンカーに、RC スラブの面内方向および面外方向の複合的なせん断力が作用する。それが原因で RC スラブの接合強度とせん断剛性の低下が生じる可能性がある。当実験では、マニュアル⁵⁾の ϕ_s によりシアコネクターの1本当たりのせん断耐力を過小評価して本数を計画したことに起因している可能性も考えられ、スラブ長さ L の全範囲で概ね均一に接合強度とせん断剛性を発揮していたため、その現象は見られなかった。
- ・ 今後は基準¹⁾の第2次診断法および第3次診断法に限らず、特に PC 圧着関節架構に RC スラブを介して取り付ける外付け耐震補強の実設計をする場合に、既存建物の許容水平変形(F 値の採用値)に応じて、大梁から RC スラブの曲げにより①RC スラブの面内方向と面外方向、②シアコネクター、に複合的な応力が作用することが当実験から確認できたことから、①および②の低減係数を考慮する必要がある。
- ・ そのために、架構の水平変形レベルに応じた、①RC スラブの面内方向と面外方向、②シアコネクター、の複合的なせん断耐力の更なる調査研究により、低減係数を決定することが今後の課題である。

4.4.5 既存 RC 架構の捩れ挙動が連結スラブに及ぼす影響

4.4.5.1 連結スラブの面内方向の挙動

既存 RC 架構の水平力の増大に伴い、図 4.5 に示した試験体の捩れを抑えるためにパンタグラフを設けたが試験体に捩れが観測された。

図 4.19 に正載荷時の各架構計測部の構面外方向変位(試験体平面図)を示す。図 4.7 に示す変位計により既存 RC 架構における外柱の構面外方向変位を $w_{R,RC}$ と $w_{L,RC}$ 、PC 架構における外柱の構面外方向変位を $w_{R,PC}$ と $w_{L,PC}$ を計測し、図 4.20 に示すように変位計測位置の高低は連結スラブ厚中心位置まで既存 RC 架構は 70mm、PC 架構は 45mm 異なるものの、ここではこの構面外方向変位を連結スラブの Y 方向変位とした。

架構の両外柱の Y 方向変位差を連結直交梁の中心距離 $L(=5.0\text{m})$ で除した捩れ角 θ_T は、PC 架構を $\theta_{T,PC}=(w_{R,PC}-w_{L,PC})/L$ 、既存 RC 架構を $\theta_{T,RC}=(w_{R,RC}-w_{L,RC})/L$ で求めた。図 4.21(a)および(b)に RC18P および RC10P の θ_T -既存 RC 架構の層間変形角 R 関係を示す。PC 架構の $\theta_{T,PC}$ および既存 RC 架構の $\theta_{T,RC}$ は同方向に捩れているが $\theta_{T,PC}$ の方が大きく、かつ PC 架構の方がループ面積が大きい。また、同一の R で比較すると既存 RC 架構の圧縮強度が高い RC18P の方が RC10P より比較的小さい。

このことから、既存 RC 架構が捩れることにより連結スラブが面内に付加曲げモーメントが作用し、連結直交梁に配した接着系アンカーおよび差し筋にせん断力と引張力が同時に作用していると考えられる。よって、捩れが既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する軸力に与える影響について以下に考察する。

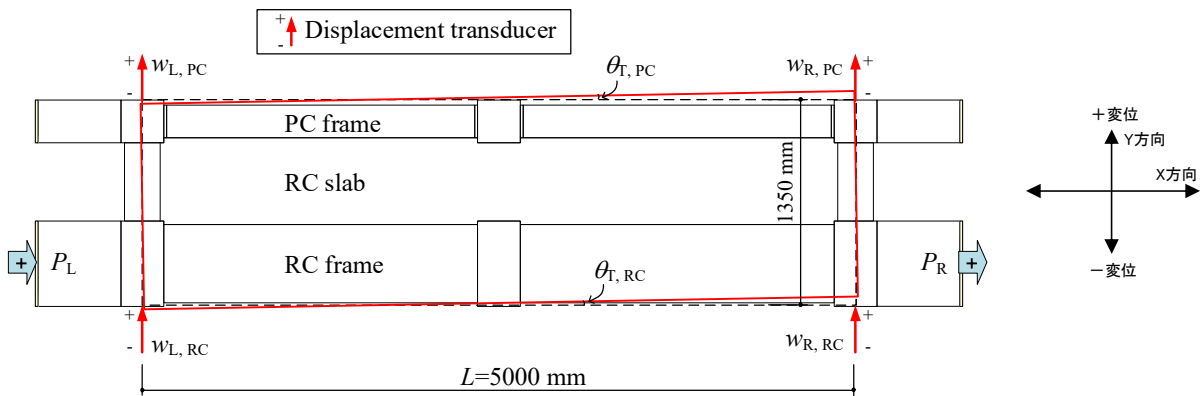


図 4.19: 正載荷時の各架構計測部の構面外方向変位(試験体平面図)

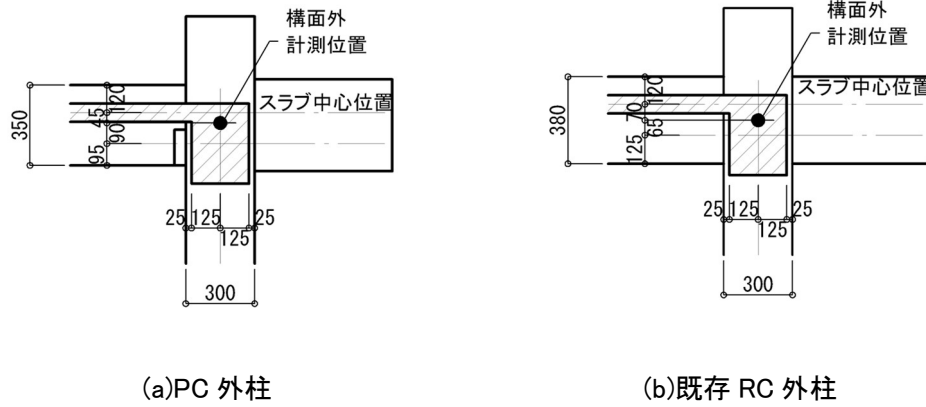


図 4.20: 構面外変位計測位置と連結スラブ中心位置の関係

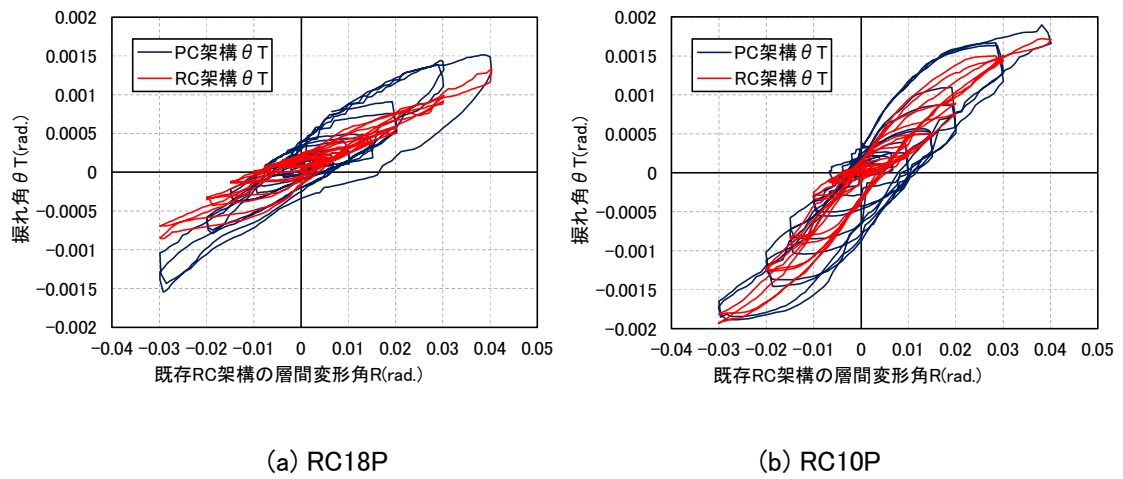
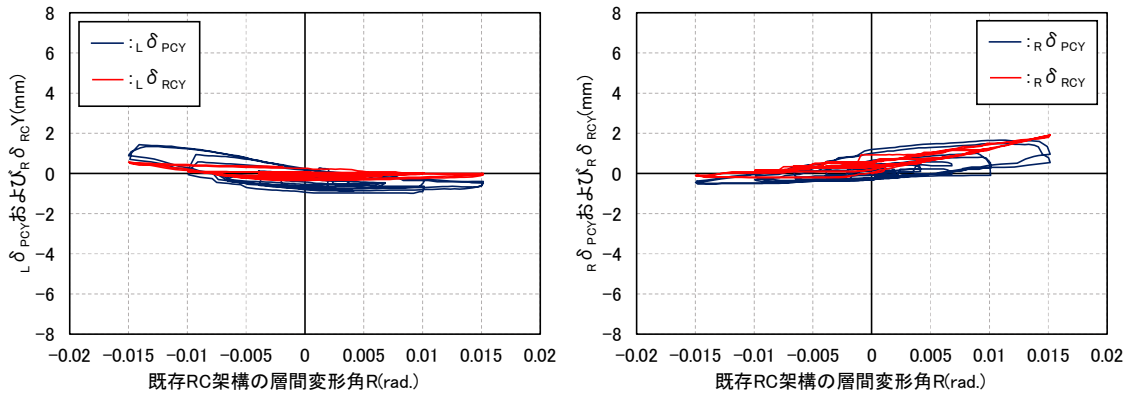


図 4.21: 振れの回転角 θ_T - 層間変形角 R 関係

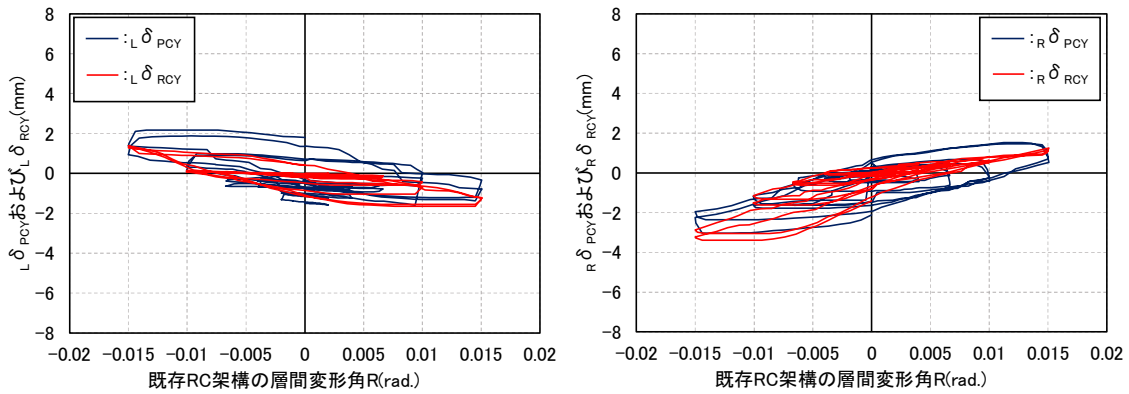
4.4.5.2 各外柱の構面外方向の変位

柱脚が Y 方向に変位していないことを確認しており、計測した $w_{L,PC}$, $w_{R,PC}$ および $w_{L,RC}$, $w_{R,RC}$ を左右柱の構面外方向の倒れ量とし、それぞれ ${}_L\delta_{PCY}$, ${}_R\delta_{PCY}$ および ${}_L\delta_{RCY}$, ${}_R\delta_{RCY}$ とする。図 4.22(a)~(d)に RC18P および RC10P における既存 RC 架構が $R=1/66\text{rad}$ までの $({}_L\delta_{PCY}$ と ${}_L\delta_{RCY})-R$ 関係, $({}_R\delta_{PCY}$ と ${}_R\delta_{RCY})-R$ 関係を示す。既存 RC 架構は両試験体共に $R=1/250\sim 1/150\text{rad}$ で柱主筋が降伏しており、RC10P は RC18P に対して相対的にコンクリートが低強度であることが影響していることから倒れ量が大きい。



(a)RC18P の ${}_L\delta_{PCY}$ と ${}_L\delta_{RCY}$

(b)RC18P の ${}_R\delta_{PCY}$ と ${}_R\delta_{RCY}$



(c)RC10P の ${}_L\delta_{PCY}$ と ${}_L\delta_{RCY}$

(d)RC10P の ${}_R\delta_{PCY}$ と ${}_R\delta_{RCY}$

図 4.22:各架構の両外柱の構面外方向の倒れ量—既存 RC 架構の層間変形角 R 関係

4.4.5.3 PC 柱の構面外方向せん断力と既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力

既存 RC 架構が捩れて連結スラブには付加曲げモーメントが作用し、これによる既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力 N_T は、既存 RC 架構が捩れない場合のその引張力 N_e を軽減する挙動であることから、 N_e と PC 柱の構面外方向せん断力 Q_{PCY} の差と考える。 Q_{PCY} を以下の手順で求める。

- ① 片持ち PC 柱とし、柱高さ H はスラブ厚中心とスタブ上端の距離(=1.12m)とする。
- ② PC 柱の倒れ量 ${}_L \delta_{PCY}$ と ${}_R \delta_{PCY}$ に対して、PC 柱を弾性として求めた Q_{PCY1} と、第 3 章で示した PC 柱弾性+柱脚に弾塑性回転バネを設置して求めた Q_{PCY2} の 2 種類のせん断力を用いて比較する。
- ③ 材料特性は表 4.2 および表 4.3 の試験値を使用する。

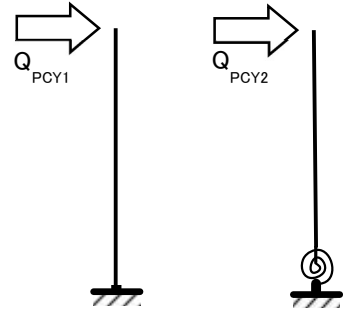


図 4.23: 片持ち PC 柱モデル

PC 柱を弾性として求めた Q_{PCY1}

$$Q_{PCY1} = 3EI({}_L \delta_{PCY} \text{ or } {}_R \delta_{PCY})/H^3 \quad (\text{kN}) \quad \text{式(4.11)}$$

E : PC 架構のコンクリートのヤング係数 (N/mm²)

RC18P-PC: $2.91 \times 10^4 \text{N/mm}^2$

RC10P-PC: $3.48 \times 10^4 \text{N/mm}^2$

I : PC 柱の構面外方向の断面 2 次モーメント (mm⁴)

$0.675 \times 10^9 \text{mm}^4$

H : スラブ厚中心とスタブ上端の距離 (mm)

連結スラブの偏心曲げモーメント M_{ch} を式(4.12)、 M_{ch} による既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力 N_e を式(4.13)に示し、図 4.24(a)~(c)に連結スラブに生じるせん断力 Q_S 、および既存 RC 架構の捩れの有無による既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力 N_e と N_{T1}, N_{T2} を示す。ここで Q_S は、捩れの無い単体 PC 架構(PC50S)の層せん断力実験値 Q_{PCX} とし、既存 RC 架構と同一の層間変形角における層せん断力を用いた。

$$M_{ch} = Q_S \cdot e \quad (\text{kNm}) \quad \text{式(4.13)}$$

$$N_e = M_{ch}/L \quad (\text{kN}) \quad \text{式(4.14)}$$

Q_S : 連結スラブに生じるせん断力(= Q_{PCX}) (kN)

e : 既存 RC 架構の連結スラブ界面から PC 架構芯の距離(=0.725m)

L : 連結直交梁の中心距離(=5.0m)

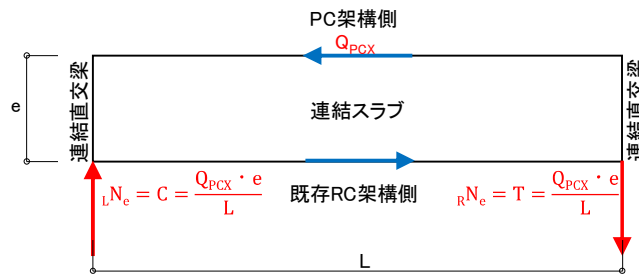
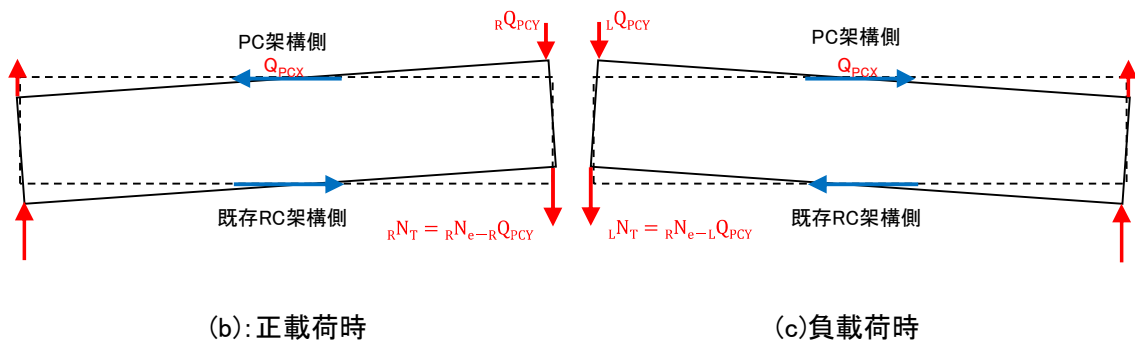


図 4.24(a): 既存 RC 架構が振れない場合の N_e (正載荷時)



(b): 正載荷時

(c): 負載荷時

図 4.24: 既存 RC 架構が振れた場合の N_T

表 4.8(a)～(d)に両試験体別および正負荷荷別の $R=1/100\text{rad}$.と $1/66\text{rad}$.における, PC 架構の構面内層せん断力 Q_{PCX} , PC 柱の構面外方向の倒れ量 δ_{PCY} , それにより PC 柱を弾性として求めたせん断力 Q_{PCY1} と PC 柱弾性+弾塑性回転バネを設置して求めたせん断力 Q_{PCY2} , 既存 RC 架構の振れの有無による既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する正載荷時の引張力 $R N_e$, $R N_{T1} = R N_e - R Q_{PCY1}$ と $R N_{T2} = R N_e - R Q_{PCY2}$, 負載荷時の $L N_e$, $L N_{T1} = L N_e - L Q_{PCY1}$ と $L N_{T2} = L N_e - L Q_{PCY2}$ を示す. この結果, 既存 RC 架構が振れたことでその値は, 正負載荷時平均で N_{T1} は約 49%, N_{T2} 約 23% 軽減された.

表 4.8(a): RC18P 正載荷時の $R\delta_{PCY}$ 、 RQ_{PCY1} 、 RQ_{PCY2} 、 RN_e 、 RN_{T1} 、 RN_{T2}

RC18P 正載荷時	単体PC架構 PC50Sの 層せん断力 【振れ無し】	RC18P-PC柱の構面外方向			既存RC柱と連結直交梁の 接合部に作用する引張力		
		倒れ量	PC柱を弾性 として求めた せん断力	PC柱の柱脚に 弾塑性回転バネ を設置したせん断力	既存RC架構 【振れ無し】	既存RC架構 【振れ有り】	
R(rad.)	Q_{PCX} (kN)	$R\delta_{PCY}$ (mm)	RQ_{PCY1} (kN)	RQ_{PCY2} (kN)	RN_e (kN)	RN_{T1} (kN)	RN_{T2} (kN)
1/100 -1	705	1.00	42	19	102	60	83
1/100 -2	685	0.81	34	15	99	65	84
1/66 -1	734	1.48	62	28	106	44	78
1/66 -2	694	1.65	69	31	101	31	69

表 4.8(b): RC18P 負載荷時の $L\delta_{PCY}$ 、 LQ_{PCY1} 、 LQ_{PCY2} 、 LN_e 、 LN_{T1} 、 LN_{T2}

RC18P 負載荷時	単体PC架構 PC50Sの 層せん断力 【振れ無し】	RC18P-PC柱の構面外方向			既存RC柱と連結直交梁の 接合部に作用する引張力		
		倒れ量	PC柱を弾性 として求めた せん断力	PC柱の柱脚に 弾塑性回転バネ を設置したせん断力	既存RC架構 【振れ無し】	既存RC架構 【振れ有り】	
R(rad.)	Q_{PCX} (kN)	$L\delta_{PCY}$ (mm)	LQ_{PCY1} (kN)	LQ_{PCY2} (kN)	LN_e (kN)	LN_{T1} (kN)	LN_{T2} (kN)
1/100 -1	718	0.58	24	11	104	80	93
1/100 -2	711	0.95	40	18	103	63	85
1/66 -1	769	1.44	60	27	111	51	84
1/66 -2	727	1.34	56	25	105	49	80

表 4.8(c): RC10P 正載荷時の $R\delta_{PCY}$ 、 RQ_{PCY1} 、 RQ_{PCY2} 、 RN_e 、 RN_{T1} 、 RN_{T2}

RC10P 正載荷時	単体PC架構 PC50Sの 層せん断力 【振れ無し】	RC10P-PC柱の構面外方向			既存RC柱と連結直交梁の 接合部に作用する引張力		
		倒れ量	PC柱を弾性 として求めた せん断力	PC柱の柱脚に 弾塑性回転バネ を設置したせん断力	既存RC架構 【振れ無し】	既存RC架構 【振れ有り】	
R(rad.)	Q_{PCX} (kN)	$R\delta_{PCY}$ (mm)	RQ_{PCY1} (kN)	RQ_{PCY2} (kN)	RN_e (kN)	RN_{T1} (kN)	RN_{T2} (kN)
1/100 -1	705	0.69	34	14	102	68	88
1/100 -2	685	0.47	23	10	99	76	90
1/66 -1	734	1.47	72	30	106	34	76
1/66 -2	694	1.52	75	31	101	26	70

表 4.8(d): RC10P 負載荷時の $L\delta_{PCY}$ 、 LQ_{PCY1} 、 LQ_{PCY2} 、 LN_e 、 LN_{T1} 、 LN_{T2}

RC10P 負載荷時	単体PC架構 PC50Sの 層せん断力 【振れ無し】	RC10P-PC柱の構面外方向			既存RC柱と連結直交梁の 接合部に作用する引張力		
		倒れ量	PC柱を弾性 として求めた せん断力	PC柱の柱脚に 弾塑性回転バネ を設置したせん断力	既存RC架構 【振れ無し】	既存RC架構 【振れ有り】	
R(rad.)	Q_{PCX} (kN)	$L\delta_{PCY}$ (mm)	LQ_{PCY1} (kN)	LQ_{PCY2} (kN)	LN_e (kN)	LN_{T1} (kN)	LN_{T2} (kN)
1/100 -1	718	1.00	49	20	104	55	84
1/100 -2	711	0.90	44	18	103	59	85
1/66 -1	769	1.88	92	38	111	19	73
1/66 -2	727	2.18	107	45	105	-2	61

4.4.5.4 既存 RC 架構が振れない場合の既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力とそれを負担する接着系アンカーの検討

図 4.25(a)および(b)に $R=1/100\text{rad.}$ と $1/66\text{rad.}$ における既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力を示す。図中の一点鎖線は、マニュアル⁵⁾に従って求めた接着系アンカーの引張耐力を示している。図中に示す■は実験で計測した歪度から求めた引張力、●は表 4.8 に示した N_e 、×は表 4.8 の N_{T1} 、▲は表 4.8 の N_{T2} を示している。■を見ると実験において接着系アンカーに生じた引張力は、既存 RC 構造物の振れにより小さくなっており、その傾向は、振れが大きかった RC10P においてより顕著である。●は、接着系アンカーの引張耐力には達していないことがわかる。

マニュアル⁵⁾では、外付け耐震補強は、コンクリート圧縮強度 18.0N/mm^2 以上の既存 RC 構造物に適用できるとされている。図 4.25(a),(b)中に示した一点鎖線は、いずれも既存 RC 架構に埋め込み深さ $20d_a$ (d_a :アンカー筋径)で配した 2 列×3 段合計 6 本分の接着系アンカーの引張耐力を示しており、これらは、(a),(b)どちらも付着耐力によって決まった値である。マニュアル⁵⁾による付着耐力算定式は、有効埋め込み長さ $l_e' \geq 15d_a$ では $l_e' = 15d_a$ として用いる。本試験体ではこれに対して $5d_a$ 余分に深く埋め込んでおり、実験により安全が確認されたが、このことも寄与していると考えられる。

以上のことから、コンクリート圧縮強度 18.0N/mm^2 未満の低強度コンクリートに対しても本構法を適用できるとは言えず、適用に当たっては、連結直交梁と既存 RC 架構との接合部を PC 鋼棒で圧着接合を行うなど、慎重な検討が必要である。

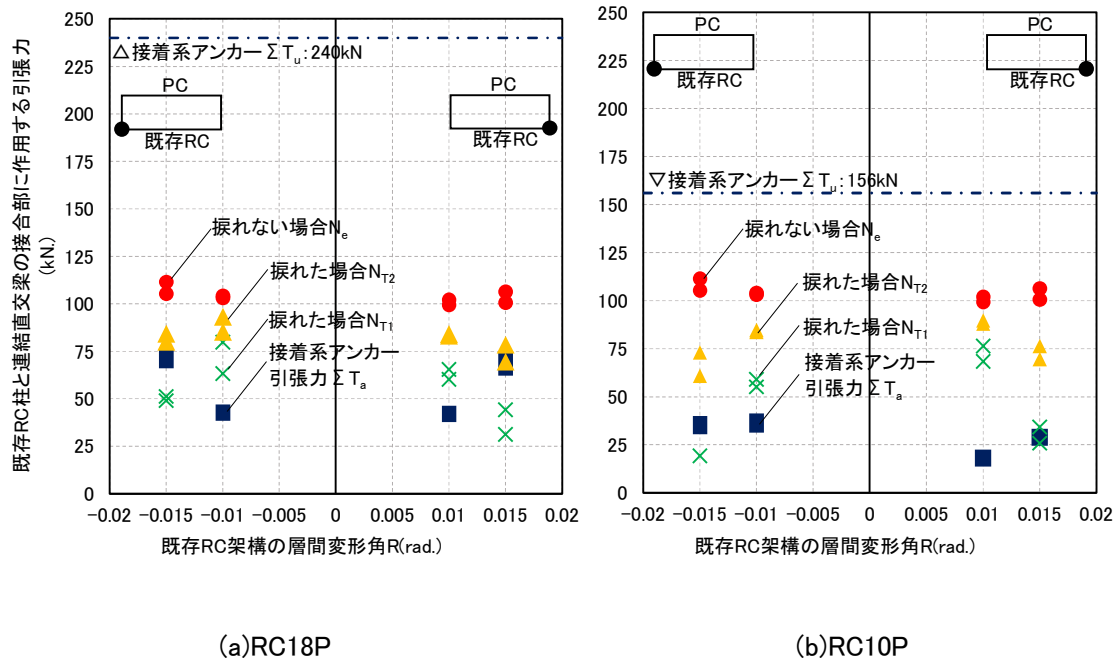


図 4.25: 既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力

以上の検討から、下記の結論を得た。

- 1) 既存 RC 架構の水平力の増大に伴い、試験体に捩れが観測された。架構の両外柱の Y 方向変位差を連結直交梁の中心距離 L で除した捩れ角 θ_T は、既存 RC 架構の捩れ角 $\theta_{T,RC}$ および PC 架構の捩れ角 $\theta_{T,PC}$ は同方向に捩れているが $\theta_{T,PC}$ の方が大きく、かつ PC 架構の方が大きなループ面積を示している。また、同一の R で比較すると既存 RC 架構のコンクリート圧縮強度が低い RC10P の方が RC18P より大きい。
- 2) 既存 RC 架構が捩れて連結スラブには付加曲げモーメントが作用し、これにより既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力は、既存 RC 架構が捩れない時の引張力を軽減した。既存 RC 架構が捩れないものとする従来行われている設計法は安全側の方法であると考えられる。
- 3) 既存 RC 架構が捩れない場合の既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力は、両試験体共にその引張力を負担する接着系アンカーの引張耐力に達していなかったが、本実験では埋め込み深さが $20d_a$ であることなどから、この結果だけで、コンクリート圧縮強度 18.0N/mm^2 以下の既存 RC 構造物に本構法を適用できるとは言えず、さらなる慎重な検討が必要である。

4.5 補強効果の確認

図 4.26 は、連結試験体の Q-R 関係包絡線と、単体試験体の既存 RC 架構と PC 架構の Q-R 関係包絡線を単純和で示したものである。図 4.26(a)は RC18P に対して RC18S と PC50S, 図 4.26(b)は RC10P に対して RC10S と PC50S を組み合わせており、概ね一致している。このことから、既存 RC 架構と PC 架構の累加せん断耐力を用いて評価できると考えられる。

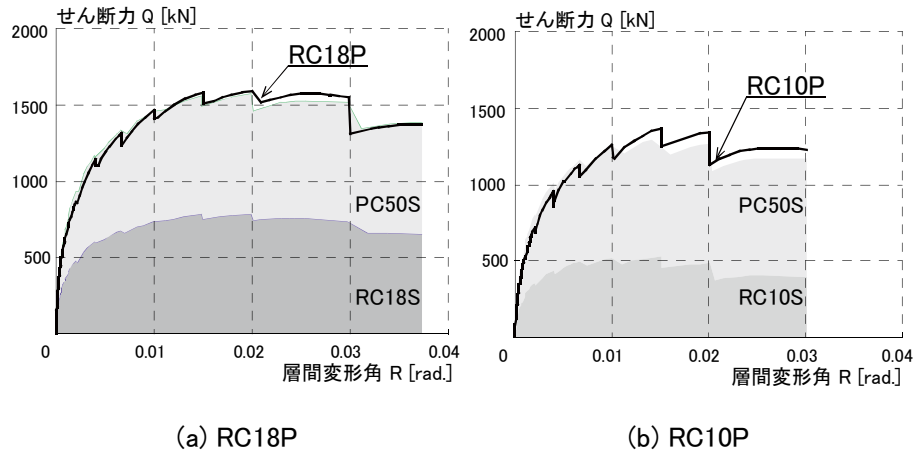


図 4.26: 連結試験体と単体試験体による Q-R 関係の包絡線の比較

図 4.27 に既存 RC 架構の層間変形角における PC 架構の層せん断力(ロードセル荷重)の推移を示す。PC 架構が負担する層せん断力は、既存 RC 架構の層間変形角が RC18P では $R=1/196\text{rad.}$, RC10P では $R=1/172\text{rad.}$ と近い値で計算値 $V_{PC}(=635\text{kN})$ に達した。また、RC18P-PC および RC10P-PC の負担する層せん断力は、各サイクルで概ね同様な値を示した。これらのことから、PC 架構は既存 RC 架構のコンクリート圧縮強度やせん断耐力に関わらず、既存 RC 架構に Q-R 関係を期待できることを確認した。

指針³⁾⁴⁾およびマニュアル⁵⁾による補強部材が既存 RC 建築物に累加する耐力は、せん断耐力に靱性指標 F に応じた強度寄与係数 α_j を乗じて低減したものであるとしている。ここで、補強部材とする PC 架構の計算値 V_{PC} に対する実験値の比率を α_e とすると、 $F=0.8(R=1/500\text{rad.})$ の場合は RC18P で $\alpha_e=0.69$, RC10P では $\alpha_e=0.60$ となる。また、 $F=1.0(R=1/250\text{rad.})$ の場合は RC18P で $\alpha_e=0.94$, RC10P では $\alpha_e=0.83$ となり、RC10P における α_e は RC18P より 13~15% 低下する傾向が見られた。ただし、RC18P, RC10P 共に $F < 1.27(R < 1/150\text{rad.})$ で $\alpha_e=1.0$ に達し、PC 架構の保有水平耐力を既存 RC 架構に伝達できていることを確認した。

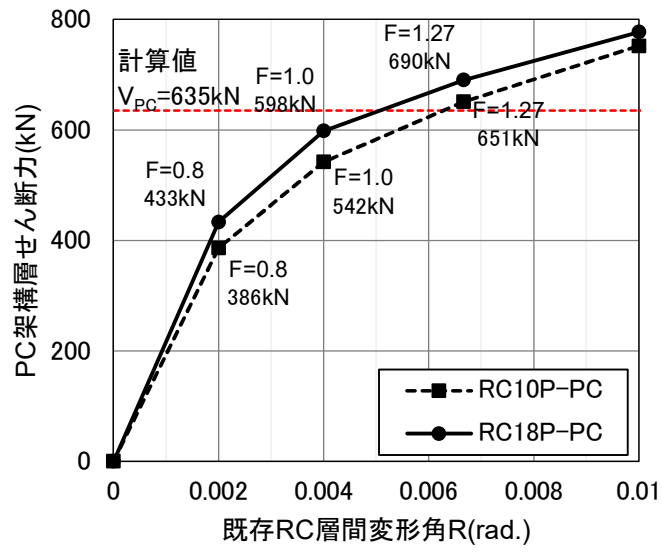


図 4.27: 既存 RC 架構の層間変形角における PC 架構の層せん断力の推移

4.6 適用範囲と適用制限

当実験結果から得られた範囲で、当補強方法の既存 RC 構造物のコンクリート圧縮強度と PC 架構の配置に関する適用範囲および適用制限を以下に示す。

既存 RC 架構のコンクリート圧縮強度について

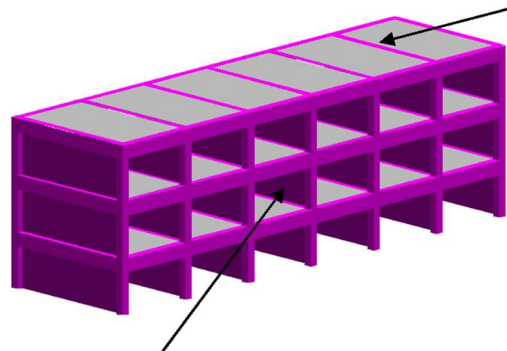
既存 RC 架構のコンクリート圧縮強度によらず、既存 RC 架構に RC スラブおよび直交梁を接着系アンカーのみで取り付けられたところ、マニュアル⁵⁾に記載される既存 RC 架構と RC スラブ接合面に想定する接着系アンカーのずれ変位は見られなかった。また、偏心曲げモーメントによる既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に生じる引張力に対しても、マニュアル⁵⁾に記載されると設計法は安全側の方法であると考えられる。次に、PC 架構が既存 RC 架構に付与するせん断力と既存 RC 架構の変形の関係を見ると、既存 RC 架構の靱性指標が $F \leq 1.27$ で PC 架構の保有水平耐力を伝達され、既存 RC 架構と PC 架構の累加せん断耐力で評価できることを架構実験レベルで確認した。

しかし、実構造物の耐震補強は基準や指針^{1)~4)}には、既存 RC 構造物のせん断耐力の向上、靱性能の改善、構造物の平面における偏心率と剛性率および上下階の剛性の考慮、構造物の内部に局部的な損傷を防ぐ補強方法など、大地震時に危険な損傷が起こらないように必要な検討を全て網羅して、既存 RC 構造物の耐震性を評価しなければならない。その中でも特に、既存 RC 構造物のコンクリート圧縮強度については慎重に取り扱わなければならない。当実験ではコンクリート圧縮強度が $\sigma_B < 18.0\text{N/mm}^2$ の試験体においても、外付け耐震補強によりせん断力の向上が見られたものの、上述したように既存 RC 構造物全体の耐震補強を考えると、当補強方法の適用はマニュアル⁵⁾に準拠して $\sigma_B \geq 18.0\text{N/mm}^2$ の適用を原則とし、それ以下の適用には慎重な検討を行う必要がある。

PC 架構の配置計画について

PC 架構を配置する際に、既存 RC 構造物の想定しない捩れ挙動を防ぐために、当補強の連結スラブの端部となる直交梁が取り付け既存 RC 架構内部の直交方向に、耐震壁等が存在する位置が望ましく、また既存 RC 架構内部に床スラブがあることが重要で、吹き抜けや階段室などは避ける(図 4.28)。耐震壁等が無い場合には、既存床スラブの剛床を仮定し、既存直交梁の主筋および既存床スラブ筋の長期応力を除いた余力が、接着系アンカーが負担する引張力を上回ることを確認する。

当補強により既存 RC 架構に負担をかけずに外付け耐震補強を行うには、PC 架構が負担する層せん断力を小さくする、連結スラブを長く設ける、PC 架構を既存 RC 架構に近づけ極力偏心距離を小さくすることに留意する。



補強対象となる既存建物は、補強方向と直交する方向において、耐震壁が存在し剛性の高いものが望ましい。

図 4.28: 補強対象構造物

既存 RC 構造物との一体性の確保

外付け耐震補強は既存 RC 構造物との一体性を確保が最も重要である。大地震時に連結接合部に作用する各種応力を極力小さくするために、上述した PC 架構の配置計画に留意するとともに、連結接合部に十分なせん断耐力と引張耐力を確保する。当実験では既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力に対して、接着系アンカーを有効埋め込み長さ $l_e' = 20da$ として設計を行った。マニュアル⁵⁾に記載される付着破壊による引張耐力には、 $l_e' = 15 da$ までしか考慮されないものの、接着系アンカーの性能をよく理解して用いる必要がある。また、既存 RC 架構との接合には PC 鋼棒による圧着接合を行うと一体の信頼性が高い。

4.7 まとめ

PC 圧着関節架構に RC スラブを介して取り付けられた RC 架構の繰り返し載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 全ての試験体のスタブ下に設けたロードセルにより、連結試験体の既存 RC 架構と PC 架構の各々が負担する層せん断力を計測し、全ての試験体の損傷性状や履歴性状から勘案し信頼度の高いデータが得られた。
- (2) 既存 RC 架構に関して、コンクリート圧縮強度の違い(F_c10 および F_c18 の 2 水準)によりせん断耐力が異なる試験体は、想定通りに柱曲げ降伏先行型の破壊モードとなった。連結試験体の既存 RC 架構と単体試験体の既存 RC 架構に関して実験結果を比較すると、 $Q-R$ 関係およびひび割れ損傷状況は概ね同様な結果を示した。連結試験体は単体試験体よりも剛強なことから同荷重下における既存 RC 架構の層間変形角が小さくなるが、PC 架構の有無により同変形下における既存 RC 架構の損傷性状および履歴性状の変化は見られなかった。
- (3) PC 架構の層せん断力は、第 3 章で行った単体試験体よりも連結試験体の方が増大した。これは PC 梁矩形断面で計画した曲げ終局耐力に連結スラブの協働効果が作用し、PC 架構の梁曲げ降伏時の柱せん断力が増大したためであると考えられる。また、PC 柱梁圧着関節部の離間を横断して RC スラブが取り付けることから、層間変形角が $R > 1/100\text{rad.}$ で中柱と梁の PC 圧着関節部の離間が小さく、PC 架構中柱の損傷性状および回転性能が異なることを確認した。
- (4) 既存 RC 架構の変形に伴い、連結スラブにはせん断ひび割れに先行して曲げひび割れが発生し、徐々にひび割れ発生・伸展、ひび割れ幅の増大が確認された。曲げひび割れは架構の圧縮柱側スパン $1/4$ の範囲に集中し、せん断ひび割れは引張柱スパン $1/4$ の範囲に集中し、損傷性状に規則性があることを確認した。また、スラブ筋の歪度は、スラブのひび割れが集中した部位の引張歪度が増大した中で、長辺方向のスラブ筋の外柱近傍位置で降伏歪度に達する傾向が見られた。連結直交梁の軸方向鉄筋に引張歪度の発生が顕著であることから、マニュアル⁵⁾による連結スラブに生じる偏心曲げモーメントによって直交梁に軸方向引張力が作用していることを確認した。
- (5) 既存 RC 架構はコンクリート圧縮強度の違い(F_c10 および F_c18 の 2 水準)によりせん断耐力が異なる試験体は、既存 RC 架構との接合面を含めた連結スラブのせん断応力度 τ - せん断変形角 γ 関係はほぼ同様な履歴を示し、連結スラブの最大平均せん断応力度は 2.06N/mm^2 であった。また、各載荷サイクルにおいて $\tau - \gamma$ 関係はほとんど線形で残留変形も僅かであり、PC 架構の補強効果が既存 RC 架構に適切に伝達されている。
- (6) 既存 RC 架構と PC 架構を連結するスラブには面内方向のせん断力が発生するため、マニュアル⁵⁾に準拠した本数の、あと施工アンカーと差し筋を配置した。各架構と接合面要素のせん断バネ K_{aRC} , K_{aPC} と RC スラブのせん断バネ K_s を直列配置したバネ K_{conn} によりせん断剛性モデルで表現し、実験と良い整合を示した。

- (7) 水平力の増大に伴い、既存 RC 架構が振れたことで RC スラブには付加曲げモーメントが作用し、既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力を軽減したが、既存 RC 架構が振れない場合のその引張力においても、接着系アンカーが引張力を十分に伝達できることを計算により確認した。よって、既存 RC 架構が振れないものとする従来行われている方法により安全に設計できることを示した。
- (8) 単体試験体の既存 RC 架構と PC 架構の Q-R 関係包絡線の単純和は、連結試験体の Q-R 関係包絡線は概ね一致した。このことから、既存 RC 架構と PC 架構の累加せん断耐力を用いて評価できることと考えられる。その際に、既存 RC 架構のコンクリート圧縮強度やせん断耐力に関わらず、PC 架構の Q-R 関係を大変形時まで期待できることを確認した。ただし、連結スラブには、マニュアル⁵⁾の面内方向のせん断力に加えて、面外方向に曲げモーメントが作用することを連結試験体の損傷性状により確認した。この複合的な応力が作用することにより、特に架構に大きな層間変形が生じた時の RC スラブのせん断剛性 K_s の低下に大きく影響を及ぼすことから、当補強方法は、既存 RC 構造物に対して許容する層間変形角を $R=1/100\text{rad.}$ として用いるのが実用的であると考える。
- (9) プレストレス導入力 $P_i=0.5P_y$ を与えた PC 架構の負担するせん断力計算値 V_{PC} に対する実験値の比率 α_e は、靱性指標 $F=0.8(R=1/500\text{rad.})$ の場合は $\alpha_e=0.60\sim 0.69$ 、靱性指標 $F=1.0(R=1/250\text{rad.})$ の場合は $\alpha_e=0.83\sim 0.94$ 、低強度コンクリートの既存 RC 架構の方がいずれも 13~15%低下する傾向が見られたが、 $F=1.27(R<1/150\text{rad.})$ 以前で $\alpha_e=1.0$ に達し、PC 架構の保有水平耐力を既存 RC 架構に伝達できていることを確認した。
- (10) 既存 RC 架構が低強度コンクリートである試験体の補強効果は、あくまでも実験レベルで確認したものであり、この結果だけで、コンクリート圧縮強度 18.0N/mm^2 以下の既存 RC 構造物に本構法を適用できるとは言えず、その適用にはさらなる慎重な検討が必要である。

参考文献

- 1) 2001年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, 2001.10
- 2) 2017年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, 2017.7
- 3) 2001年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の改修設計指針・同解説, 日本建築防災協会, 2001.10
- 4) 2017年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の改修設計指針・同解説, 日本建築防災協会, 2017.7
- 5) 既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」, 日本建築防災協会, 2009.10
- 6) 白井佑樹, 黒沢亮太郎, 坂田弘安, 松崎育弘: PCaPC 外付けフレーム耐震補強の接合部に関する実験的研究, 日本建築学会関東支部研究報告集 I, No.2055, pp.409-412, 2012.3
- 7) 中野清司, 田邊恵三, 松崎育弘, 和田章, 坂田弘安, 久保山寛之, 杉山智昭, 池澤誠: PC 圧着関節工法による損失制御架構の力学的性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.576, pp125-132, 2004.2
- 8) 坂田弘安, 久保山寛之, 杉山智昭, 池澤誠, 和田章, 松崎育弘, 町田重美, 中野清司: PC 圧着関節を用いた損傷制御架構の柱梁接合部せん断性状に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.588, pp.141-147, 2005.2
- 9) 中井敏文, 西村 大, 竹内宏次, 杉山智昭, 伊藤 肇, 坂田弘安, 和田 章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 12 ト形柱・梁部分架構の実験概要および実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.771~772, 2005.9
- 10) 竹内宏次, 中井敏文, 西村 大, 岡野大志, 田邊恵三, 坂田弘安, 和田 章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 13 ト形柱・梁部分架構の実験結果および検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.773~774, 2005.9
- 11) 坂田弘安, 中井敏文, 杉山智昭, 和田章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法を用いた土型架構の力学的挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.624, pp307-315, 2008.2
- 12) 坂上肇, 瀬戸俊明, 陶山高資, 坂田弘安, 松崎育弘, 和田章: 繰り返し荷重を受ける PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴のモデル化, 2007 年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.217-220, 2008.2
- 13) 坂上肇, 瀬戸俊明, 坂田弘安, 松崎育弘: PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.529-534, 2008.7
- 14) 坂田弘安, 陶山高資, 黒沢亮太郎, 和田章, 松崎育弘: 繰り返し荷重を受ける PC 圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字型架構の解析, 日本建築学会構造系論文集, No.695, pp.137-143, 2014.1

- 15) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 日本建築学会, 1998.11
- 16) 2009 年版プレストレストコンクリート造技術基準解説および設計・計算例, 日本建築センター, 2009.9
- 17) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 日本建築学会, 2010.2
- 18) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 日本建築学会, 1987.9
- 19) Hognestad, E : Inelastic behavior in tests of eccentrically loaded short reinforced concrete columns., Journal of the American Concrete Institute, 49(10), pp.117-139, 1952

第5章 結論

5.1 各章のまとめ

既存 RC 構造物にスラブを介して接合した PC 圧着関節架構の外付け耐震補強に関する研究を行い、下記に結論を述べる。

第1章「序論」

既存鉄筋コンクリート(以下, RC)構造物を耐震補強する場合に, 工事中にも室内の継続使用を可能とする外付け耐震補強の有用性を述べ, その補強に用いる外付け補強架構としてプレキャストプレストレストコンクリート圧着関節架構(以下, PC 架構)を用いることを提案した. 原点指向型の履歴特性を有している PC 架構を外付け補強架構として用いることで既存 RC 構造物の残留変形を小さくし, 剛性とせん断耐力を付与することが期待できることを述べた. 既存 RC 構造物に RC スラブおよび直交梁を介して PC 架構を取り付ける場合には, 既存 RC 構造物と PC 架構が離れていることにより生じる偏心曲げモーメントの影響も含めて, RC スラブおよび直交梁に作用する各種応力の把握が重要であることを述べた.

第2章「PC 梁圧着関節部の回転性能」

PC 圧着関節架構における PC 梁圧着関節部の回転性能を把握するために, PC 鋼材鉄筋係数 q をパラメータとして実験と解析による検討を行い, 下記の知見を得た.

- (1) PC 梁圧着関節部の片持ち試験体による構造性能実験を行い, PC 鋼材鉄筋係数 q の違いによる損傷性状, せん断力 Q - 部材角 R 関係, 部材角 R - 残留部材角 R_R 関係を把握することができた.
- (2) PC 梁圧着関節部の復元力特性モデルを用いて数値解析^{1)~3)}を行い, PC 梁圧着関節部の曲げモーメント M - 回転角 θ 関係, 曲げせん断を受ける PC 鋼より線の歪度性状を実験結果と比較したところ, 解析結果は実験結果を概ね良好に表現することができた.
- (3) 試験体を用いて, q の増大に伴う PC 梁圧着関節部の最大曲げモーメント M_{max} , M_{max} 時における回転角 θ_{max} , 残留回転角 θ_R を把握するためにパラメータ解析を行い, PC 梁部材断面積を2倍にし梁幅 b および梁せい D を変動させた影響, PC 鋼材の降伏荷重に対する

導入プレストレスの比率 $P_i=0.35P_y\sim 0.70P_y$ の変動による影響を確認し、 $q>0.3$ では θ_R が大きく発生した。

- (4) $q=0.2$ および 0.3 のPC梁圧着関節部に $P_i=0.30P_y\sim 0.70P_y$ のパラメータ解析を行い、PC梁圧着関節部の曲げ離間モーメント M_{cr} 、最大曲げモーメント M_{max} 、 M_{max} 時における回転角 θ_{max} 関係を確認し、診断基準⁴⁾によるRC造曲げ柱の強度寄与係数 α_j と関連付けて、 P_i の変動によるPC梁圧着関節部の α_j と θ_{max} の関係を把握し、 $\alpha_j\geq 0.7$ を満たし、なおかつ残留変形を小さく抑えるには、 $P_i/P_y=0.45\sim 0.55$ 程度が望ましいと考える。

第3章「1層2スパンのPC圧着関節架構の構造性能実験とその外付け耐震補強効果の解析検討」

1層2スパンのPC圧着関節架構の構造性能を把握するために実験と解析、およびその外付け耐震補強効果の解析検討を行い、下記の知見を得た。

- (1) 1/2スケール1層2スパン試験体の正負交番繰り返し水平載荷実験を行い、外柱と中柱の損傷性状、架構の層せん断力 Q -層間変形角 R 関係、架構の層間変形角 R -柱と梁のPC圧着関節部の回転角 θ 関係を把握することができ、その回転角が架構の層間変形角の大部分を占めることを確認した。
- (2) PC架構の実験結果を反映してPC圧着関節部の復元力特性を表す回転バネモデル^{1)~3)}を部材端に設置して骨組解析を行い、実験結果と概ね良い対応を示すことを確認した。
- (3) 既存RC建築物に外付け耐震補強の補強架構としてPC圧着関節架構に回転バネを配置し、両者を繋ぐ接合部の固定度および補強架構の階数をパラメータとして時刻歴応答解析を行い、既存RC建築物の補強前後の応答層間変形角および残留層間変形角を確認し、PC架構の特徴である原点指向型の復元力特性を、既存RC構造物に付与できることを確認した。
- (4) PC架構と既存RC建物を接続する連結スラブの接合条件が、既存RC建物の最大変形や残留変形の解析結果に影響するため、連結スラブの力学的挙動に関する研究を今後進める必要があると考える。

第4章「PC圧着関節架構にRCスラブを介して取り付けられたRC架構の繰り返し載荷実験」

PC架構にRCスラブおよび直交梁を介して取り付けられたRC架構の繰り返し載荷実験を行い、下記の知見を得た。

- (1) 全ての試験体のスタブ下に設けたロードセルにより、連結試験体の既存RC架構とPC架構の各々が負担する層せん断力を計測し、全ての試験体の損傷性状や履歴性状から勘案し信頼度の高いデータが得られた。
- (2) 既存RC架構に関して、コンクリート圧縮強度の違い(F_c10 および F_c18 の2水準)によりせん断耐力が異なる試験体は、想定通りに柱曲げ降伏先行型の破壊モードとなった。連結試験体の既存RC架構と単体試験体の既存RC架構に関して実験結果を比較する

と、Q-R 関係およびひび割れ損傷状況は概ね同様な結果を示した。連結試験体は単体試験体よりも剛強なことから同荷重下における既存 RC 架構の層間変形角が小さくなるが、PC 架構の有無により同変形下における既存 RC 架構の損傷性状および履歴性状の変化は見られなかった。

- (3) PC 架構の層せん断力は、第 3 章で行った単体試験体よりも連結試験体の方が増大した。これは PC 梁矩形断面で計画した曲げ終局耐力に連結スラブの協働効果が作用し、PC 架構の梁曲げ降伏時の柱せん断力が増大したためであると考えられる。また、PC 柱梁圧着関節部の離間を横断して RC スラブが取り付くことから、層間変形角が $R > 1/100\text{rad.}$ で中柱と梁の PC 圧着関節部の離間が小さく、PC 架構中柱の損傷性状および回転性能が異なることを確認した。
- (4) 既存 RC 架構の変形に伴い、連結スラブにはせん断ひび割れに先行して曲げひび割れが発生し、徐々にひび割れ発生・伸展、ひび割れ幅の増大が確認された。曲げひび割れは架構の圧縮柱側スパン 1/4 の範囲に集中し、せん断ひび割れは引張柱スパン 1/4 の範囲に集中し、損傷性状に規則性があることを確認した。また、スラブ筋の歪度は、スラブのひび割れが集中した部位の引張歪度が増大した中で、長辺方向のスラブ筋の外柱近傍位置で降伏歪度に達する傾向が見られた。連結直交梁の軸方向鉄筋に引張歪度の発生が顕著であることから、マニュアル⁵⁾による連結スラブに生じる偏心曲げモーメントによって直交梁に軸方向引張力が作用していることを確認した。
- (5) 既存 RC 架構はコンクリート圧縮強度の違い(F_c10 および F_c18 の 2 水準)によりせん断耐力が異なる試験体は、既存 RC 架構との接合面を含めた連結スラブのせん断応力度 τ - せん断変形角 γ 関係はほぼ同様な履歴を示し、連結スラブの最大平均せん断応力度は 2.06N/mm^2 であった。また、各載荷サイクルにおいて $\tau - \gamma$ 関係はほとんど線形で残留変形も僅かであり、PC 架構の補強効果が既存 RC 架構に適切に伝達されている。
- (6) 既存 RC 架構と PC 架構を連結するスラブには面内方向のせん断力が発生するため、マニュアルに準拠した本数の、あと施工アンカーと差し筋を配置した。接合要素のせん断バネ K_{aRC} 、 K_{aPC} と RC スラブのせん断バネ K_s を直列配置したバネ K_{conn} によりせん断剛性モデルで表現し、実験結果と良い整合を示した。
- (7) 水平力の増大に伴い、既存 RC 架構が振れたことで RC スラブには付加曲げモーメントが作用し、既存 RC 柱と連結直交梁の接合部に作用する引張力を軽減したが、既存 RC 架構が振れない場合のその引張力においても、接着系アンカーが引張力を十分に伝達できることを計算により確認した。よって、既存 RC 架構が振れないものとする従来行われている方法により安全に設計できることを示した。
- (8) 単体試験体の既存 RC 架構と PC 架構の Q-R 関係包絡線の単純和は、連結試験体の Q-R 関係包絡線は概ね一致した。このことから、既存 RC 架構と PC 架構の累加せん断耐力を用いて評価できることと考えられる。その際に、既存 RC 架構のコンクリート圧縮強度やせん断耐力に関わらず、PC 架構の Q-R 関係を大変形時まで期待できるこ

とを確認した。ただし、連結スラブには、マニュアル⁵⁾の面内方向のせん断力に加えて、面外方向に曲げモーメントが作用することを連結試験体の損傷性状により確認した。この複合的な応力が作用することにより、特に架構に大きな層間変形が生じた時の RC スラブのせん断剛性 K_s の低下に大きく影響を及ぼすことから、当補強方法は、既存 RC 構造物に対して許容する層間変形角を $R=1/100\text{rad.}$ として用いるのが実用的であると考える。

- (9) プレストレス導入力 $P_i=0.5P_y$ を与えた PC 架構の負担するせん断力計算値 V_{PC} に対する実験値の比率 α_e は、靱性指標 $F=0.8(R=1/500\text{rad.})$ の場合は $\alpha_e=0.60\sim 0.69$ 、靱性指標 $F=1.0(R=1/250\text{rad.})$ の場合は $\alpha_e=0.83\sim 0.94$ 、低強度コンクリート既存 RC 架構の方がいずれも 13~15% 低下する傾向が見られたが、 $F=1.27(R<1/150\text{rad.})$ 以前で $\alpha_e=1.0$ に達し、PC 架構の保有水平耐力を既存 RC 架構に伝達できていることを確認した。
- (10) 既存 RC 架構が低強度コンクリートである試験体の補強効果は、あくまでも実験レベルで確認したものであり、この結果だけで、コンクリート圧縮強度 18.0N/mm^2 以下の既存 RC 構造物に本構法を適用できるとは言えず、その適用にはさらなる慎重な検討が必要である。

参考文献

- 1) 坂上肇, 瀬戸俊明, 陶山高資, 坂田弘安, 松崎育弘, 和田章: 繰り返し荷重を受ける PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴のモデル化, 2007 年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.217-220, 2008.2
- 2) 坂上肇, 瀬戸俊明, 坂田弘安, 松崎育弘: PC 圧着関節工法を用いた骨組の履歴性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.529-534, 2008.7
- 3) 坂田弘安, 陶山高資, 黒沢亮太郎, 和田章, 松崎育弘: 繰返し荷重を受ける PC 圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字型架構の解析, 日本建築学会構造系論文集, No.695, pp.137-143, 2014.1
- 4) 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, 2001.10
- 5) 既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」, 日本建築防災協会, 2009.10

本研究に関連した論文

(査読付き論文)

【Engineering Structures(インパクトファクター:3.548)】

[第3章]

- 1) Ryotaro Kurosawa, Hiroyasu Sakata, Zhe Qu, Takashi Suyama : Precast Prestressed Concrete Frames for Seismically Retrofitting Existing RC Frames , Engineering Structures, Vol.184, pp.345–354, 2019.4

[第4章]

- 2) Ryotaro Kurosawa, Hiroyasu Sakata, Zhe Qu, Takashi Suyama : Cyclic loading tests on RC moment frames retrofitted by PC frames with mild press joints through RC slabs for connection, Engineering Structures, Vol.197, 109440, 2019.10

【日本建築学会構造系論文集】

[第2章, 第3章, 第4章]

- 3) 坂田弘安, 陶山高資, 黒沢亮太郎, 和田章, 松崎育弘 : 繰返し荷重を受ける PC 圧着関節工法を用いた床スラブ付き十字型架構の解析, 日本建築学会構造系論文集, No.695, pp.137-143, 2014.1

(国際会議)

【WCEE】

[第1章]

- 4) Y. Shirai, H. Sakata, R. Kurosawa, J. L. Gao, M. Sugiyama, Y. Matsuzaki : Shear Resistance of Concrete Connections Between Existing RC Frames and Newly-Added PCaPC Frames for Retrofit, 15th WCEE, in USB memory, Lisbon, Portugal, 2012.9

【IOS2016】

[第3章, 第4章]

- 5) Ryotaro KUROSAWA, Hiroyasu SAKATA, Yuki SHIRAI, Yasuhiro MATSUZAKI : EXISTING RC FRAMES CONNECTED THROUGH RC SLABS TO EXTERIOR RETROFITTING FRAMES WITH MILD-PRESS JOINTS , Ikeda & Otsuki Symposium (IOS2016), in USB memory, Tokyo, Japan, 2016.4

(国内会議)

【日本建築学会関東支部研究報告集】

[第1章]

- 6) 白井佑樹, **黒沢亮太郎**, 坂田弘安, 松崎育弘: PCaPC 外付けフレーム耐震補強の接合部に関する実験的研究, 日本建築学会関東支部研究報告集 I, pp.409-412, 2012.3

【日本建築学会学術講演梗概集】

- 7) 久保山寛之, 和田 章, 坂田弘安, 松崎育弘, 池澤 誠, **黒沢亮太郎**: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究 その2 関節部挙動に関する検討, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.989~990, 2003.9
- 8) 池澤 誠, 松崎育弘, 杉山智昭, 坂田弘安, 久保山寛之, **黒沢亮太郎**: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究 その3 PC 鋼より線の付着性状, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.991~992, 2003.9
- 9) 田邊恵三, 中野清司, 松崎育弘, 町田重美, 伊藤 肇, 中川 理, 藤原孝宏, **黒沢亮太郎**: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究 その4 PC 圧着関節工法における復元力特性のモデル化, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp. 993~994, 2003.9
- 10) 池澤 誠, 竹中裕美, 岡野大志, **黒澤亮太郎**, 杉山智昭, 坂田弘安, 和田 章, 松崎育弘: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究 その9 PC 鋼より線の弾性付着性状, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp. 931~932, 2004.7
- 11) 大和久貴義, 白井佑樹, **黒沢亮太郎**, 坂田弘安, 松崎育弘, 小澤潤治, 佐藤良介: 既存 RC 架構にスラブを介して PC 架構を取り付けた外付け耐震補強に関する実験研究 その1 実験方法概要, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.119~120, 2014.9
- 12) 白井佑樹, **黒沢亮太郎**, 大和久貴義, 坂田弘安, 松崎育弘, 小澤潤治, 佐藤良介: 既存 RC 架構にスラブを介して PC 架構を取り付けた外付け耐震補強に関する実験研究 その2 実験結果, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.121~122, 2014.9
- 13) **黒沢亮太郎**, 大和久貴義, 白井佑樹, 坂田弘安, 松崎育弘, 小澤潤治, 佐藤良介: 既存 RC 架構にスラブを介して PC 架構を取り付けた外付け耐震補強に関する実験研究 その3 補強効果の確認, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.123~124, 2014.9
- 14) **黒沢亮太郎**, 大和久貴義, 白井佑樹, 坂田弘安, 松崎育弘, 小澤潤治, 佐藤良介: 既存 RC 架構にスラブを介して PC 架構を取り付けた外付け耐震補強に関する実験研究 その4 各柱のせん断力の推定, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.655~656, 2015.9
- 15) 大和久貴義, **黒沢亮太郎**, 白井佑樹, 坂田弘安, 松崎育弘, 小澤潤治, 佐藤良介: 既存 RC 架構にスラブを介して PC 架構を取り付けた外付け耐震補強に関する実験研究 その5 RC 架構および PC 架構の力学的挙動, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, pp.657~658, 2015.9

謝 辞

本論文は、筆者が東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻坂田研究室に在籍した研究の成果をまとめたものです。本研究をまとめる過程で、多くの方々のご指導とご協力を頂きましたので、ここに感謝の意を記します。

指導教員である東京工業大学教授・坂田弘安先生には、著者の知識と経験の無さから多分にご迷惑をおかけしたにも関わらず、本研究の細部に至るまで、熱心かつ丁寧なご指導・ご助言を受け賜りました。また、本研究を遂行するに当たって最高の環境を与えて頂いた上に、多くの励ましのお言葉も頂きました。ここに深甚なる感謝の意を表します。

黒沢建設株式会社代表取締役・黒沢亮平社長には、PC圧着関節工法の考案・開発者でありながらそれを外付け耐震補強として適用する貴重な研究テーマを与えて頂き、PC圧着関節工法について丁寧なご指導・ご助言を受け賜り、本研究の進捗を寛大な御心で見守って頂きました。ここに深く御礼申し上げます。

東京工業大学教授・竹内徹先生・横山裕先生・五十嵐規矩夫先生、准教授・堀田久人先生には本論文の審査の際に貴重なご助言・ご指摘を賜りました。この場を借りて謝意を表したいと思います。

東京理科大学名誉教授・松崎育弘先生には、PC圧着関節工法の既往の研究、耐震補強に関連する研究、耐震補強の基礎から実設計に至るまで様々なご指導・ご助言を賜りました。

東京工業大学名誉教授・和田章先生には、PC圧着関節工法を海外で発表する貴重な機会を与えて頂いたとともに、海外視察を通じて技術者として必要なグローバルな視点とその大切さについてご指導・ご助言を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration(中国地震局工程力学研究所)教授・曲哲先生には、本研究の構成から実験および解析の結果の取りまとめについてご指導を頂いたとともに、海外投稿論文の作成に当たっては様々なご指導・ご助言を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

東京工業大学助教・毎田悠承先生には、本研究を全体にわたって丁寧にご指導・ご助言を賜りました。心より感謝申し上げます。

若築建設株式会社・陶山高資氏には、本研究の構成から様々な解析とその取りまとめについてご協力・ご指導・ご助言を頂きました。心より感謝申し上げます。

神奈川大学理工学部建築学科助教白井佑樹先生には、実験を遂行するにあたり計画段階から実験のデータ整理と取りまとめ、またそれに関連する様々な研究についてご協力・ご指導・ご助言を頂きました。心より感謝申し上げます。

元東京理科大学大学院修士課程・今井孝氏、元東京工業大学大学院修士課程・大和久貴義氏には、実験とそれに関連する様々な研究についてご協力を頂きました。ここに謝意を表したいと思います。

東急建設株式会社技術研究所・小澤潤治氏および佐藤良介氏には、第3章と第4章の実験を遂行するにあたり、多大なるご協力・ご助言を頂きました。ここに謝意を表したいと思います。

黒沢建設株式会社・伊藤肇氏には本研究を進める上で、全体的にサポートして頂きました。ならびに、黒沢建設株式会社および株式会社ジェーピーシーの関係者にご協力頂きましたこと、心より関係各位に感謝する気持ちで一杯です。

最後に、私事で恐縮ですが本研究に際し、応援してくれた妻ならびに家族に心より感謝致します。

2021年2月

黒沢 亮太郎