

プレキャストプレストレストコンクリート
圧着柱部材の構造性能評価に関する研究

谷 昌 典

目次

1. 序論	1
1.1. 研究背景	1
1.1.1 プレキャストプレストレストコンクリート構造	1
1.1.2 PC 柱部材	3
1.1.3 アンボンド PC との併用	4
1.2. 本研究の目的	6
1.3. 本論文の構成	6
2. 既往の研究・設計法	10
2.1. はじめに	10
2.2. PCaPC 圧着柱部材を対象とした既往の研究	10
2.2.1 尹, 浜原, 本岡の研究	10
2.2.2 石田, 浜戸らの研究	12
2.2.3 浜田, 大迫らの研究	15
2.2.4 前田らの研究	17
2.2.5 稲田らの研究	19
2.3. 曲げ終局耐力に関する設計式	21
2.3.1 ボンド PC 部材の曲げ終局耐力	21
2.3.2 アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力	26
2.4. せん断終局耐力に関する設計式	30
2.5. 履歴復元力特性に関する既往の研究	33
2.5.1 日大モデル	33
2.5.2 西山モデル	37
2.6. まとめ	40
3. 逆対称曲げを受ける PC 圧着柱の実験的検討	43
3.1. はじめに	43
3.2. 実験概要	43
3.2.1 試験体概要	43
3.2.2 載荷方法	50
3.2.3 計測項目	51
3.3. 実験結果	54
3.3.1 せん断力一部材角関係及び破壊状況	54
3.3.2 実験変数による影響	62
3.3.3 諸特性値	62
3.3.4 PC 鋼材張力	64

3.3.5	除荷時残留軸ひずみ	66
3.3.6	圧着面近傍における挙動	67
3.3.7	等価粘性減衰定数	72
3.3.8	せん断補強筋ひずみ分布	74
3.4.	まとめ	85
4.	PC 圧着柱部材の曲げ終局耐力評価	88
4.1.	はじめに	88
4.2.	ボンド PC 柱部材に対する評価	88
4.2.1	概要	88
4.2.2	各評価法同士の比較	92
4.2.3	本実験結果との比較	98
4.2.4	他文献の実験結果との比較	105
4.3.	アンボンド PC 柱部材に対する評価	113
4.3.1	概要	113
4.3.2	本実験結果との比較	113
4.4.	断面欠損が曲げ終局耐力に与える影響	118
4.4.1	本実験結果との比較	118
4.4.2	実部材を想定したパラメトリックスタディ	124
4.5.	まとめ	129
5.	PC 圧着柱部材のせん断終局耐力評価	134
5.1.	既往の評価式による計算結果と実験結果の比較	134
5.2.	軸筋降伏耐力及び PC 鋼材付着を考慮したトラス機構を用いたせん断耐力算定法	137
5.2.1	概要	137
5.2.2	実験結果との比較	143
5.2.3	PCaPC 部材への PC 規準(71.1)式の適用	150
5.3.	せん断摩擦理論を応用したせん断耐力評価	152
5.3.1	概要	152
5.3.2	実験結果との比較	153
5.4.	まとめ	155
6.	PC 圧着柱部材の変形性能評価	159
6.1.	はじめに	159
6.2.	骨格曲線	159
6.2.1	概要	159
6.2.2	降伏点剛性低下率を用いた評価	160
6.2.3	各変形成分の和による評価	166

6.3.	履歴復元力特性のモデル化	178
6.3.1	概要	178
6.3.2	実験結果との比較	182
6.4.	限界部材角	186
6.4.1	概要	186
6.4.2	実験結果との比較	187
6.5.	実験パラメータが変形性能に及ぼす影響.....	189
6.6.	まとめ	191
7.	結論	193
7.1.	まとめ	193
7.2.	今後の課題	198
	研究業績一覧	199
	謝辞	203
付録 1	逆対称曲げ載荷実験における PC 鋼材張力.....	204
付録 2	逆対称曲げ載荷実験における軸筋ひずみ.....	215
付録 3	PC 梁及び柱部材のせん断終局耐力評価法検証用データ	236

1. 序論

1.1. 研究背景

1.1.1 プレキャストプレストレストコンクリート構造

近年、少子高齢化や団塊世代退職に起因する熟練技術者不足や、地球温暖化などの地球環境問題に対する意識の高まりから、合理的、効率的及び環境に優しい施工及び改修方法が必要とされている。また、時代によって変化する建築空間に対する要求に対応できる柔軟性や、常時荷重や地震荷重に対して長期間にわたり構造体の性能を維持できる耐久性といった、建築物の長寿命化に対する要求も高まっている。このような背景のもと、工場もしくは現場ヤードで製作されたプレキャスト部材を、プレストレスにより圧着接合して骨組を構築するプレキャストプレストレストコンクリート（以下、PCaPC）圧着工法（一例を図 1-1に示す）が注目を集めている。PCaPC 圧着工法は、日本国内にプレストレストコンクリート（以下、PC）構造が導入されて間もない初期の段階（1950 年代）から現在に至るまで、事務所ビル、倉庫、競技場など数多くの構造物に適用されてきた。その中でも、不静定建築フレームに PC 構造が本格的に使用された最初の例でもある兵庫県南淡町（現・南あわじ市）庁舎（1956 年完成）は、1995 年の兵庫県南部地震でも被害を受けることなく、現在も庁舎としての役割を果たしており、PCaPC 構造の高い耐久性を示す一例であると言える。

部材のプレキャスト化は、(1)現場作業低減による工期の短縮、(2)型枠及び現場廃棄物の削減による環境負荷低減、(3)工場生産時に高い品質管理が可能である等の、主に環境面や施工面でのメリットを生み出す。また、高強度コンクリート部材にプレストレスを導入することで、鉄筋コンクリート（以下、RC）構造に比べて構造部材をコンパクト化、長スパン化することが可能となり、RC 構造では不可能であった意匠的及び機能的な要求に対しても十分に対応することができる。また、プレストレスにより、高い復元性、たわみ制御、ひび割れ抑制といった優れた構造性能を付加することも可能となる。その一方で、架構の履歴エネルギー消費が少なく、高層建築物では地震時応答が過大になってしまうことから、これまでは主に中低層の建物に用いられてきた。そこで、最近では、PCaPC 構造と免震及び制震機構を組み合わせた建築物が数多く計画・建設されるようになってきた。この組み合わせを用いた構造では、免震及び制震機構に集中的に地震エネルギーを消費させ、構造体は PC 構造の高い復元性により損傷をほとんど残さないという、損傷制御設計が可能となる。PCaPC 構造を超高層建築物に適用する例も徐々に増加している^{[1.2]~[1.4]}など。その一例を図 1-2に示す。図 1-2は、2004 年に完成した日本初の PCaPC 造超高層建築物である VINA MARKS（地上 23 階、最高高さ 76.3m）である。短辺方向の約 17m を PC 梁で 1 スパン構造とすることにより、室内に柱型のない自由な空間を可能としている。

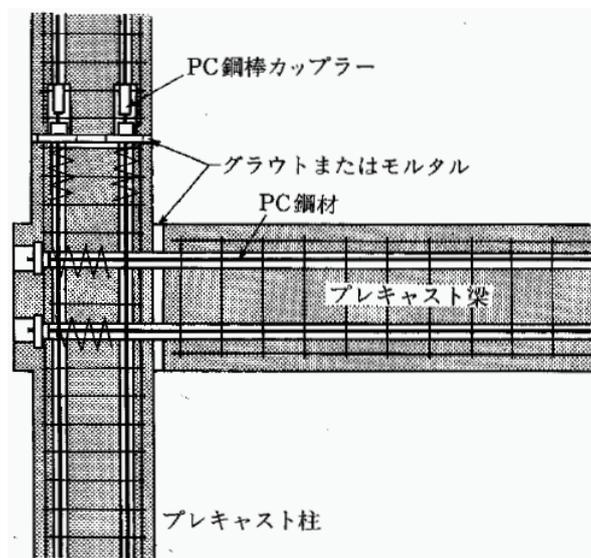


図 1-1 PCaPC 圧着接合工法例^[1.1]



図 1-2 PCaPC 造超高層建築物の例^{[1.2], [1.3]}

1.1.2 PC 柱部材

元々、プレストレスは、常時荷重下での部材性能の向上を目的として導入されることが多いため、一体打ちの PC 造建物では、梁部材やスラブが PC 造であっても、柱部材は場所打ちの RC 造としていることが多い。その一方で、PCaPC 工法では施工性の観点からも柱部材にもプレストレスを導入する。このとき、柱部材には、上階の荷重による軸圧縮力に加えてプレストレス力を与えることになるので、柱部材は、より大きな軸圧縮力を受けることになる。通常は、部材断面を大きくしたり、コンクリート設計基準強度を上げることにより、上階の荷重による長期軸力とプレストレス力を合計した軸圧縮力による圧縮応力度が、長期許容応力度 $1/3f'_c$ 以内となるように設計する。部材に作用する軸圧縮力を大きくすることは、変形性能の面では不利な条件である。しかし、これが過大とまらない範囲では、プレストレス力による復元性に期待することができ、地震後の残留変形を小さくすることが可能となる。また、高層建物の下層階における柱部材では、地震時の転倒モーメントによって引張力が発生し、RC 柱部材では、曲げ耐力やせん断耐力及び剛性が大幅に低下する。これに対し、PC 柱部材では、地震時に引張力を受けるような場合にも、プレストレスによって部材を圧縮状態に維持することで、引張力による耐力及び剛性の低下を低減することができる。すなわち、RC 柱部材より有利に地震力に抵抗することが可能となる。

PC 柱部材に関する研究は、これまでにいくつか行われてきている^{[1.5]~[1.9]}（それぞれの研究の概要は 2 章で説明する）が、PC 梁部材に比べて実験例が極端に少なく、PC 柱部材の力学性状に関して十分な検討が行われていない。このため、依然として設計に必要な情報が十分に得られているとは言えず、PC 柱部材は、PC 梁部材の設計法を準用、もしくは、RC 柱部材の設計法を参考に PC 部材の特徴を付加して設計が行われてきた。ただ、これらの設計法の適用範囲や計算精度に関する検証もあまり行われていないことから、PC 柱部材の力学性状を把握し、その設計法を確立することが急務である。

1.1.3 アンボンド PC との併用

これまで、アンボンド PC 鋼材の使用は、安全上の理由という名目で、スラブや小ばりなどの非耐震部材に限定されてきた（昭和 58 年建設省告示第 1320 号）。このため、これまでに行われてきた PCaPC 柱に関する研究のほとんどは、ボンド PC 部材を対象としたものであった。PCaPC 圧着工法において PC 鋼材をアンボンドとすることにより、以下のような長所を付加することができる。

(1)環境対応型の構造システムの構築

地震後における PC 鋼材の再緊張を行うことができる。これにより、スクラップアンドビルト方式であった従来の構造システムとは異なる、部材単位での交換を見据えた、優れた改修性及び解体性を有する環境対応型の構造システムの構築が可能となる。最近では、アンボンド PC 部材を用いたリユース PC 建築物への適用を見越した、目地の剥離性に関する研究も行われている^{[1.10], [1.11]}。

(2)グラウト施工が不要

ボンド PC 部材ではグラウト施工が必要であるが、施工管理が煩雑であり、充填不良による PC 鋼材発錆及び破断に対する懸念が常につきまとう。実際に、グラウトの未充填や充填不良による PC 鋼材の破断事故も報告されている^[1.12]。アンボンド PC 部材では、あらかじめ防錆加工が施されたアンボンド PC 鋼材を使用するため、グラウト施工が不要となる。

(3)PC 鋼材の降伏が発生しにくい

PC 鋼材ひずみが定着端の間で均一に分散するため、ひずみが危険断面等に局所的に集中して発生することが無い。したがって、地震時に骨組が大変形しても、PC 鋼材を弾性範囲に保持しやすいため、圧着力が低下しにくく、高い復元性を保持することが可能となる。

なお、これまでアンボンド PC 鋼材の耐震部材への適用は禁止されてきた背景として、以下の項目が挙げられる。

- (1) 定着部の引張疲労破壊に対する懸念
- (2) PC 鋼材破断時の構造物一体性の喪失
- (3) PC 鋼材の防錆

(1)については、一般にアンボンド PC 部材はボンド PC 部材に比べて定着部における張力変動が大きいと考えられてきた。しかし、六車ら^[1.13]は、高応力繰り返し载荷下では、ボンド PC 梁部材においても接合部内での付着が容易に失われ、危険断面での PC 鋼材張力変動が定着部に伝達され、アンボンド PC 梁部材よりも大きな張力変動が生じることを実験により示した。(2)については、ボンド PC 部材と異なり、PC 鋼材が破断した場合に部材全体に対してプレストレスが失われるため、常時荷重すら支持できなくなる可能性がある。また、破断した鋼材が周囲へ飛散することも懸念される。しかし、コッターなどの支持具を設置することや鋼材定着部の改良により、対応することは可能である。(3)については、暴露試験^[1.14]や長期使用した部材の調査^{[1.15], [1.16]}などの結果から、防錆材の性能及び耐久性は十分に立証されている。むしろ、ボンド PC 部材におけるグラウト施工不良による発錆・破断の方が起こる可能性

があると考えられることもできる。

その他にも、主に梁部材を対象としたアンボンド PC 部材に関する研究は数多く行われてきており、その力学的性質は次第に解明されてきている。このような背景を踏まえ、アンボンド PC 部材の耐震部材への使用を認める改正告示（平成 19 年国土交通省告示第 600 号）が 2007 年 5 月に公示された。これにより、アンボンド PC 圧着工法を耐震部材として使用する機会が増加することが予想され、その構造性能や施工方法に関する情報の蓄積が急務となっている。

過去、アンボンド PC 圧着梁部材に関する研究は十分であるとは言えないがいくつか行われてきた。付着がないため、平面保持仮定が成立せず、曲げ耐力を精算することが困難であることから、その多くは曲げ耐力の略算法を提案するものであった。これらは、曲げ耐力あるいは曲げ耐力時の PC 鋼材応力を簡単な式で与えている。ただし、アンボンド PC 圧着柱部材に関して検討はなされていない。また、実験的研究については、本研究グループが 2003 年、2004 年に行った片持ち部材を対象とした研究^{[1.8], [1.9]}があるのみで非常に少ない。しかも、アンボンド PC 部材は荷重条件によって PC 鋼材の挙動が大きく異なることが予想される。PC 鋼棒が対称配置されるアンボンド PC 柱部材が逆対称曲げを受ける場合、図 1-3(a)に示す通り、一方の危険断面で圧縮側にある PC 鋼材はもう一方の危険断面では引張側となり、鋼材ひずみが鋼材全長に均一に分布することから、理論上は全ての鋼材が同じ挙動を示す。これに対し、片持ち部材では、PC 鋼材は引張側と圧縮側で異なる挙動を示すことになる。したがって、地震時の挙動を正確に把握するためには、地震時の挙動を模擬した逆対称曲げを受ける部材に関する検討も不可欠である。

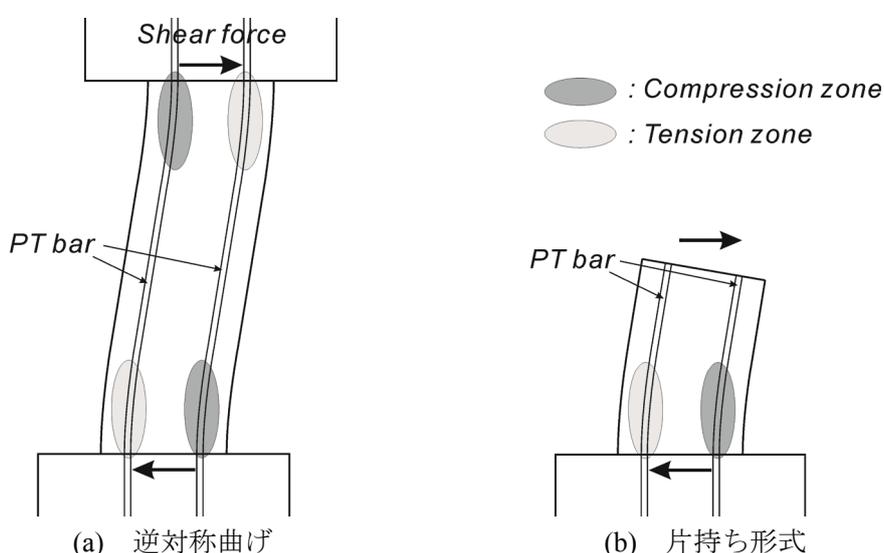


図 1-3 荷重条件による変形状態

1.2. 本研究の目的

本論文は、PCaPC 圧着柱部材の力学性状を明らかにし、部材を設計する際に必要不可欠となる履歴復元力特性を把握することを最終的な目的とする。そこで、履歴復元力特性の特性点である曲げひび割れ点（離間点）、曲げ終局点などの特性値に対して、既往の設計法やこれまでに提案されてきた評価方法の適用の可否について検討を行い、必要であれば、新たな評価方法を提案する。さらに、地震時に想定される繰り返し荷重に対する履歴性状やエネルギー吸収性能の評価方法の確立も必要である。また、地震時に曲げ破壊を先行させるために必要となる、せん断耐力の評価方法についても検討を行う。よって、本研究の課題を以下の3点に集約し、本載荷実験及び既往の実験データに基づいて評価方法の確立を図るものとする。

- (1) PC 圧着柱の曲げ終局耐力評価
- (2) PC 圧着柱のせん断終局耐力評価
- (3) PC 圧着柱の履歴復元力特性評価

なお、先にも示した通り、PC 圧着工法では、特にアンボンド PC では PC 鋼材の降伏が発生しにくく、履歴エネルギー吸収が小さい。そのため、危険断面をまたぐ普通強度鉄筋や摩擦ダンパー機構などのエネルギー吸収機構を付加した PCaPC 架構に関する研究^{[1.17], [1.18]}や、アンボンド PC 鋼材の粘弾性系防錆材による減衰効果に関する研究^[1.19]も行われている。しかし、本論文は、PC 圧着柱そのものの力学性状を把握することを目的としており、エネルギー吸収機構については検討の対象外とする。

1.3. 本論文の構成

1 章は本章であり、PCaPC 圧着工法の概要、本論文の研究の目的及び概要について述べている。また、本節で論文構成を示す。

2 章では、PCaPC 圧着柱部材を対象とした既往の実験的研究を紹介する。また、日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」（以下、PC 規準と略記）などの現行規準及び指針類に示されている PC 部材を対象とした曲げ終局耐力及びせん断終局耐力の設計式や、これまでに提案されている PC 部材の履歴復元力特性モデルについて解説し、それらを PCaPC 柱部材に適用する際の問題点を示す。

3 章では、ボンド及びアンボンド PCaPC 圧着柱を対象とした逆対称曲げ実験の概要及び結果に関する考察を示す。プレストレス比、軸力比、PC グラウトの有無及びせん断補強筋量及び配筋方法を実験変数とした PCaPC 圧着柱試験体 10 体に対して行った載荷実験から、部材の破壊性状及び履歴性状や、PC 鋼材及びせん断補強筋の挙動といった、PCaPC 圧着柱の力学性状に関する考察を行う。

4 章では、PCaPC 圧着柱の曲げ終局耐力評価法を提案し、3 章で示した実験結果及び PCaPC 圧着柱部材を対象とした既往の実験結果との比較検討を行う。提案する評価法は、主に梁部材を対象とした既往の曲げ終局耐力略算式を、軸力を受ける柱部材にも対応できるように修正したものである。また、これまで検討されていなかった、PC 鋼材やシース部分のコンクリートを控除することが曲げ終局耐力に及

ばす影響に関しても検討を行う。

5章では、PCaPC 圧着柱だけではなく、一般の PC 部材にも適用可能なせん断終局耐力算定式を示す。現行 PC 規準で示されているトラスアーチ式のトラス機構に、軸筋降伏耐力及び PC 鋼材付着を考慮したモデルを提案し、3章の実験結果に既往の文献の実験結果を含めた実験データを用いて、提案法の妥当性を検証する。また、3章の実験において確認された破壊形式に対して、せん断摩擦理論を応用した手法による評価を試みる。

6章では、PCaPC 圧着柱の履歴復元力特性評価を行う。骨格曲線、履歴復元力特性及び限界部材角の計算法を示し、3章で示した実験結果及び PCaPC 圧着柱部材を対象とした既往の実験結果と比較検討することで、その妥当性を検証する。骨格曲線上の最大耐力点における変形を、既往の研究において提案された剛性低下率を用いて評価する手法と、曲げ変形、せん断変形及び PC 鋼材のスタブからの抜け出しによる変形の和として評価する手法の両方について計算を行う。また、PC 部材を対象とした既往の履歴復元力特性を修正したモデルで評価を行う。限界部材角については、PC 鋼材の実験データをもとに、既往の研究において示されたものを修正した評価法を提案する。

7章では、本論文で得られた知見をまとめ、今後の課題を示す。

参考文献

- [1.1] 渡邊史夫：持続的社會資本形成のための PC 建築技術，プレストレストコンクリート，Vol.43，No.1，pp.12-15，2001.1
- [1.2] 杉村直樹，丸田誠，丸山東：PCaPC 超高層板状免震マンションへの新たな PC 施工システム導入・実施報告ー小田急海老名分譲マンション計画ー，プレストレストコンクリート，Vol.45，No.4，pp.56-62，2003.7
- [1.3] 荒木修治，伊藤雅俊，和智美德，石田雅宏：PCaPC 超高層板状免震マンションの PC 工事報告ー小田急海老名分譲マンション計画ー，プレストレストコンクリート，Vol.46，No.4，pp.40-47，2004.7
- [1.4] 林三雄，傅金華：千葉みなと計画ーPCaPC 高層免震共同住宅の設計についてー，プレストレストコンクリート，Vol.47，No.4，pp.49-55，2005.7
- [1.5] 尹元奎，浜原正行，本岡順二郎：プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 480 号，pp.151-160，1996.2
- [1.6] 浜戸昇，石田雅宏他：PCaPC 高層建物における PC 柱の実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1003-1006，1998.9
- [1.7] 浜田公也，大迫一徳他：100N/mm²級の高強度コンクリートを用いた PCaPC 柱の実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1025-1028，2003.9
- [1.8] 前田博司，芹澤好徳，西山峰広：アンボンド圧着接合柱の力学性状に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1015-1018，2003
- [1.9] 稲田剛知，西山峰広：アンボンド PC 圧着柱の耐震性能，プレストレストコンクリート技術協会第 13 回シンポジウム論文集，pp.79-84，2004.10
- [1.10] 巽英明，島田崇博，中塚侑：リユース PC 建築物を対象とした剥離性接合目地のせん断特性に関する実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.785-789，2005.9
- [1.11] 巽英明，中塚侑，浅川弘一，寒川勝彦，溝口茂：アンボンド PC 鋼材圧着工法と剥離性目地によるサステナブル PC 建築についての基礎研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.141-144，2006.9
- [1.12] 例えば，日経アーキテクチャ：グラウト不良で鋼棒破断 PC 工事の検査体制を見直しへ，2002.5.27 号，pp.86-90
- [1.13] 六車熙，渡邊史夫，西山峰広：アンボンド PC 不静定梁の力学的性質に関する研究，第 8 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.677-680，1986
- [1.14] H. Muguruma : Development of the New Method of Retaining Wall Construction with Precast Prestressed Concrete Bearing Pile Units，プレストレストコンクリート，Vol.16，第 7 回 FIP 大会特集増刊号，pp.57-66，1974.5
- [1.15] 豊田コンクリート（株）：伊勢湾台風災害復旧に使用された PC 鋼棒を用いた PS コンクリート矢板について，1960.9
- [1.16] 六車熙：18 年間の使用に耐えたアンボンド PC まくら木について，PC 技術協会第 17 回研究発表会講演概要，pp.7-8，1977.11
- [1.17] J. Stanton, W. C. Stone and G. S. Cheok: A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions, PCI

Journal, Mar.-Apr., pp.20-32, 1997

- [1.18] B. G. Morgen and Y. C. Kurama: A Friction Damper for Post-tensioned Precast Concrete Moment Frames, PCI Journal, Jul.-Aug., pp.112-133, 2004
- [1.19] 藤井睦, 森高英夫他 : アンボンド PC 鋼材の減衰性能の利用に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) , C-2, pp.941-944, 2001.9

2. 既往の研究・設計法

2.1. はじめに

第2章では、PCaPC 圧着柱部材を対象とした既往の実験的研究を紹介する。また、現行 PC 規準や指針類に示されている曲げ終局耐力、せん断終局耐力及び変形性能を評価する設計式及び PC 部材の履歴復元力特性モデルについて解説し、それらの問題点を示す。

本章では、2.2 節で PCaPC 圧着柱部材を対象とした既往の実験的研究を紹介する。2.3 節では、PC 部材の曲げ終局耐力設計式を示す。まず、ボンド部材に対する設計式として、PC 規準に示される精算法、応力ブロック法及び略算式（実用式）を示し、ACI Building Code and Commentary（以下、ACI 規準）に示されている PC 規準とは異なる応力ブロックも併せて示す。また、日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」(以下、「保有耐力と変形性能(1990)」)による、圧縮側 PC 鋼材張力を考慮した略算式についても説明する。アンボンド部材に対しては、F 値法及び曲げ終局時の耐力、PC 鋼材張力及び応力を与える略算式（鉛直荷重用、地震荷重用）を示す。2.4 節では、PC 部材のせん断耐力設計式として、PC 規準式について考察する。2.5 節では、PC 部材の履歴復元力特性モデルとして、日大モデル、西山モデルについて考察する。

2.2. PCaPC 圧着柱部材を対象とした既往の研究

PCaPC 圧着柱部材を対象とした既往の実験的研究は、尹らによる研究^[2.5]や浜戸らによる研究^[2.6]があり、圧縮強度が 100MPa 級の超高強度コンクリートを使用した浜田らによる研究^[2.7]、アンボンド PC 柱部材も含めた前田らによる研究^[2.3]及び稲田らによる研究^[2.4]がある。ただし、研究例はここに挙げた程度で非常に少ない。本節では、それぞれの研究内容について簡単に説明する。

2.2.1 尹，浜原，本岡の研究

尹らは、文献[2.5]において、1 階柱脚の接合目地を含む PCaPC 柱部材の強度、塑性変形性状及び履歴性状を把握するため、PCaPC 柱部材に対して正負繰り返し曲げせん断実験を行った。

① 実験概要

試験体は図 2-1 に示す通りで、断面は 250mm×250mm、内法高さは 1000mm である。コンクリートの設計基準強度は 500kgf/cm² とし、軸力比、プレストレス比、接合目地の有無、帯筋比を実験パラメータとして、表 2-1 に示す 15 体に対し、図 2-2 に示す載荷装置を用いて試験体に軸力を作用させた状態で曲げせん断を与えた。

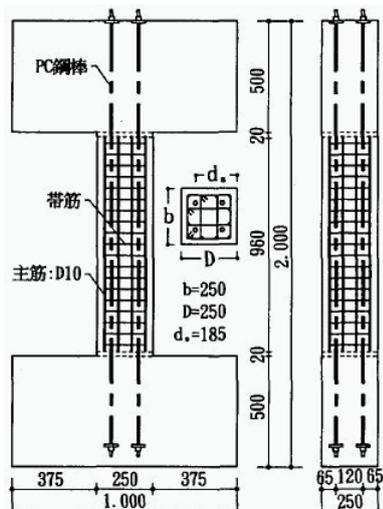


図 2-1 試験体詳細

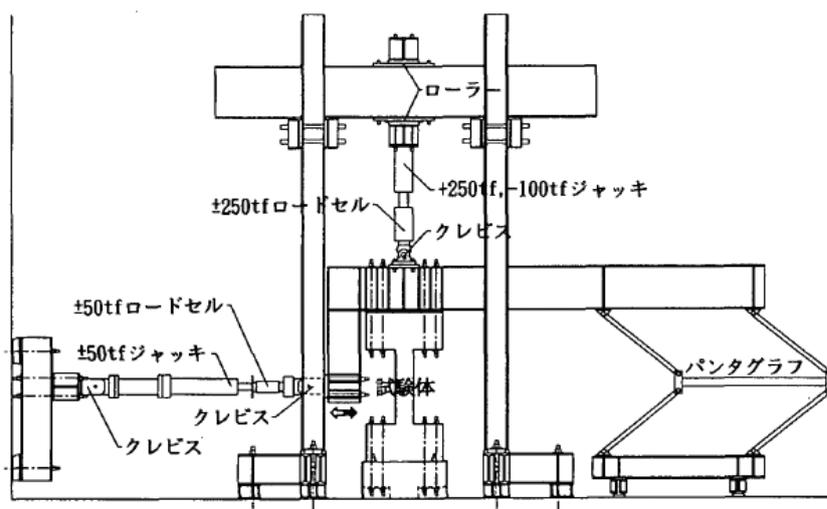


図 2-2 荷装置置図

表 2-1 試験体諸元

NO	試験体名	P C 鋼棒				帯筋				コンクリート				モルタル				軸力 N tf
		a_s , cm ² 本	σ_s , kgf cm ²	$E \times 10^6$, kgf cm ²	ΣP_s , tf	直径 mm	S cm	P_w (%)	σ_s , kgf cm ²	$E \times 10^6$, kgf cm ²	σ_c , kgf cm ²	$E \times 10^6$, kgf cm ²	F_1 , kgf cm ²	σ_m , kgf cm ²	$E \times 10^6$, kgf cm ²	F_1 , kgf cm ²		
1	9.2J04+1/4	0.66	12622	2.05	24.7	4	50	0.4	4900	2.00	541	3.24	42.2	736	2.90	58.8	78	
2	11J04+1/3	0.95	12561	2.05	35.4	4	50	0.4	4900	2.00	588	3.02	40.2	737	3.04	56.8	104	
3	11J04-3q./4	0.95	12561	2.05	35.4	4	50	0.4	4900	2.00	588	3.02	40.2	737	3.04	56.8	-16	
4	11J04+0	0.95	12561	2.05	35.4	4	50	0.4	4900	2.00	541	3.24	42.2	736	2.90	58.8	0	
5	11J04+1/8	0.95	12561	2.05	35.4	4	50	0.4	4900	2.00	541	3.24	42.2	736	2.90	58.8	39	
6	11J04+1/4	0.95	12561	2.05	35.4	4	50	0.4	4900	2.00	588	3.02	40.2	737	3.04	56.8	78	
7	11M04-3q./4	0.95	12561	2.05	35.4	4	50	0.4	4900	2.00	588	3.02	40.2	737	3.04	56.8	-16	
8	11M04+1/4	0.95	12561	2.05	35.4	4	50	0.4	4900	2.00	541	3.24	42.2	736	2.90	58.8	78	
9	13J04+1/8	1.33	12378	2.04	49.6	4	50	0.4	4900	2.00	622	3.16	44.6	753	2.96	54.6	39	
10	13J04+1/4	1.33	12378	2.04	49.6	4	50	0.4	4900	2.00	622	3.16	44.6	753	2.96	54.6	78	
11	17J04+1/8	2.27	10709	2.05	73.3	4	50	0.4	4900	2.00	622	3.16	44.6	753	2.96	54.6	39	
12	13J04+1/4	2.27	10709	2.05	73.3	4	50	0.4	4900	2.00	622	3.16	44.6	753	2.96	54.6	78	
13	11J02+1/8	0.95	12561	2.05	35.4	4	100	0.2	4900	2.00	580	3.01	41.0	593	2.66	32.4	39	
14	11J08+1/4	0.95	12561	2.05	35.4	6	60	0.8	6180	2.11	580	3.01	41.0	593	2.66	32.4	78	
15	11J12+1/4	0.95	12561	2.05	35.4	6	40	1.2	6180	2.11	580	3.01	41.0	593	2.66	32.4	78	

P C 鋼棒の材種 $\phi 9.2$: C種1号 $\phi 11$: C種1号 $\phi 13$: C種1号 $\phi 17$: B種1号

② 実験結果

実験結果を以下にまとめる。

- ・プレキャスト試験体の曲げひび割れは、目地境界に沿って肌別れ状に発生する。軸力が 0 または引張の試験体の圧壊は、主として目地モルタル部分に発生し、軸力が圧縮の試験体については、目地モルタルよりもプレキャスト部分に生じた圧壊の方が顕著で、プレキャスト部のコンクリート圧壊により耐力低下を起こした。
- ・変形能力は、軸力比、プレストレス比の上昇、及び帯筋比の減少に伴って低下した。この傾向は、軸力比に最も強く支配され、軸力比 1/4、1/3 の試験体については、いずれも限界部材角 1/50 を下回っており、帯筋比を高めても靱性の顕著な改善は見られなかった。
- ・履歴ループはいずれもエネルギー消費能力に乏しい典型的な S 字型を描いたが、残留変形と等価粘性減衰定数は軸力比の増加に伴って上昇する傾向が見られた。
- ・接合目地の有無による、最大耐力、靱性、および履歴性状の顕著な差異は見られなかった。

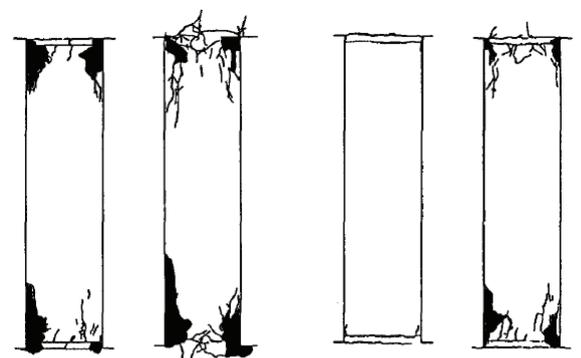


図 2-3 最終破壊状況

(a) 接合目地の有無 ($\sigma_o=1/4, \sigma_g=0.1$)

(b) 軸力比 ($\sigma_g=0.1$, 接合目地有)

$\sigma_o=0$ $\sigma_o=1/3$

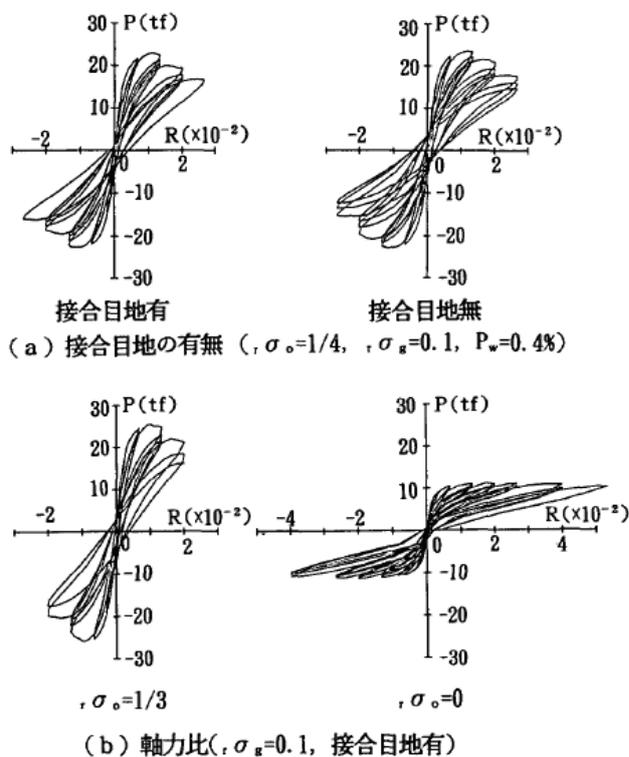


図 2-4 荷重-変位関係

(a) 接合目地の有無 ($\sigma_o=1/4, \sigma_g=0.1, P_w=0.4\%$)

(b) 軸力比 ($\sigma_g=0.1$, 接合目地有)

$\sigma_o=1/3$ $\sigma_o=0$

③ 骨格曲線及び履歴復元力特性

文献[2.10]において岡田らが提案した RC 部材から純 PC 部材までを対象とした復元力特性モデルは、骨格曲線及び等価粘性減衰定数については、実験結果を比較的高い精度で推定できたが、履歴ループが紡錘型であるため、S 字型の履歴ループを再現できないという問題点があった。そこで、岡田らが提案したモデルと S 字型のループとを 1 次結合したモデルを提案した。なお、軸力を受ける柱部材にも対応するため、骨格曲線及び復元力特性計算式に軸力の項を加えている。提案モデルにより、実験結果を追跡できることを示したが、軸力が引張の試験体については、降伏部材角をかなり過大評価した。履歴復元力モデルの詳細は 2.5 で説明する。

2.2.2 石田、浜戸らの研究

石田らは、文献[2.6]において、高層建物の設計に必要な PCaPC 柱の力学的特性を確認するため、高層フレームの下層階柱を想定した PCaPC 柱試験体を対象に実験を行った。実験で確認する PC 柱の力学的特性は、a)一定軸力下における PCaPC 柱の主軸方向曲げ耐力、b)一定軸力下における PCaPC 柱の 45 度方向曲げ耐力、c)主軸方向曲げ耐力に対する 45 度方向の曲げ耐力比、d)変動軸力に伴う M-N Interaction curve の検証、e)降伏剛性低下率と履歴特性、f)PC 圧着接合部の挙動、等である。

① 実験概要

試験体は図 2-5 に示す 3 体で、中柱を対象とする部材 2 体 (PC-1, PC-2) と、外柱を対象とする部材

1 体 (PC-3) である。PC-1 は一定軸力下における主軸方向の逆対称荷重加力用, PC-2 は同 45 度方向加力用で, 実大の 30%モデル (断面 : 300mm×300mm, clear span : 1020mm), PC-3 は変動軸力下における主軸方向の逆対称荷重加力用で, 実大の 25%モデル (断面 : 250mm×250mm, clear span : 850mm) である。

試験体の概要は表 2-2に示す通りで, 横補強筋は, 規格降伏荷重が 1274MPa 以上の高強度異形 PC 鋼線を用いた。試験体のコンクリート設計強度は 60MPa とし, 実強度は表 2-3に示す通りである。プレストレス力は, PC 鋼材の定着時における緊張力が, 鋼材の規格降伏点強度の 80%となるよう設定した。図 2-6に示す荷重装置を用いて, 一定軸力下で水平加力する PC-1 及び PC-2 には, 軸力 100t (コンクリートの単位面積あたり 11MPa) を, PC-3 には水平荷重段階ごとに所定の軸力をそれぞれ与えた状態で, 交番繰返し荷重を行った。

表 2-2 試験体の概要

	断面(cm)	高さ(cm)	主筋	補強筋
PC-1	30×30	1020	23 φ (A-1)	U7.1-@50
PC-2	30×30	1020	23 φ (A-1)	U7.1-@50
PC-3	25×25	850	17 φ (C-1)	U6.4-@50

表 2-3 材料強度

種別	番号	PC-1	PC-2	PC-3
グラウト	No.1	38.9	35.3	44.2
	No.2	38.2	34.9	40.2
	No.3	39.1	40.1	42.0
	平均値	38.7	36.8	42.1
目地 モルタル	No.1	56.0	53.3	68.1
	No.2	53.0	63.7	73.7
	No.3	48.0	71.7	56.8
	平均値	52.3	62.9	66.2
柱の コンクリート	No.1	53.0	55.7	47.5
	No.2	57.2	56.3	60.1
	No.3	54.2	55.9	57.3
	平均値	54.8	56.0	55.0

(単位 : MPa)

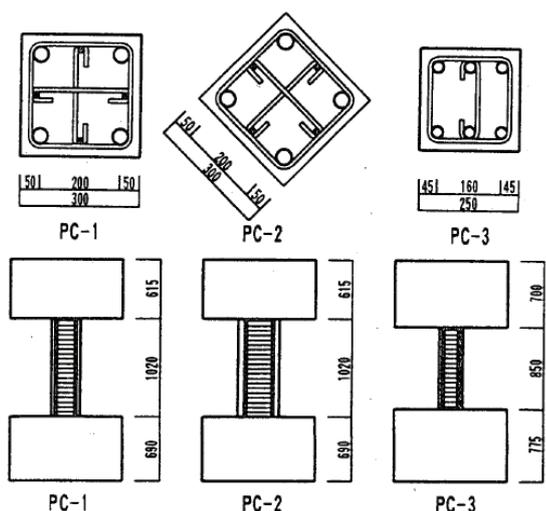


図 2-5 試験体図

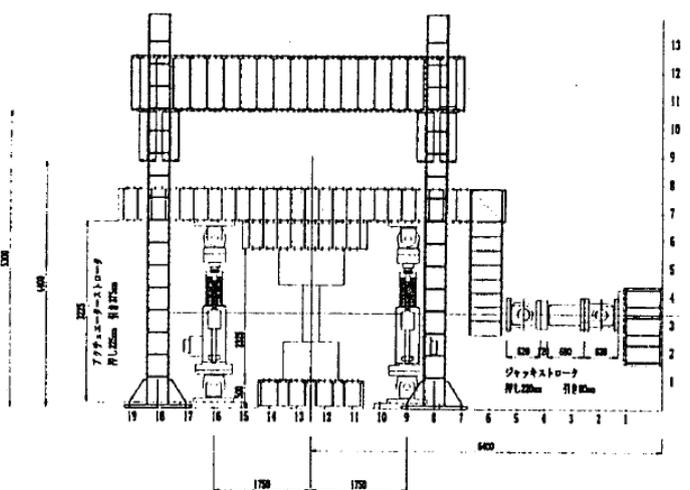


図 2-6 荷重装置図

② 実験結果

- ・ PCaPC 柱の主軸方向に対する 45 度方向の耐力比は 0.88 を示し, 計画時に想定した 0.85 を上回った。
- ・ PCaPC 柱の曲げ耐力は, ACI 方式による M-N interaction curve で表現することができた。

- ・ 高強度コンクリートを用いた PCaPC 柱は、曲げ降伏後に主筋のかぶりコンクリートが剥落して曲げ耐力が低下した。
- ・ 曲げひび割れは PCaPC 柱の接合部近辺に集中する。

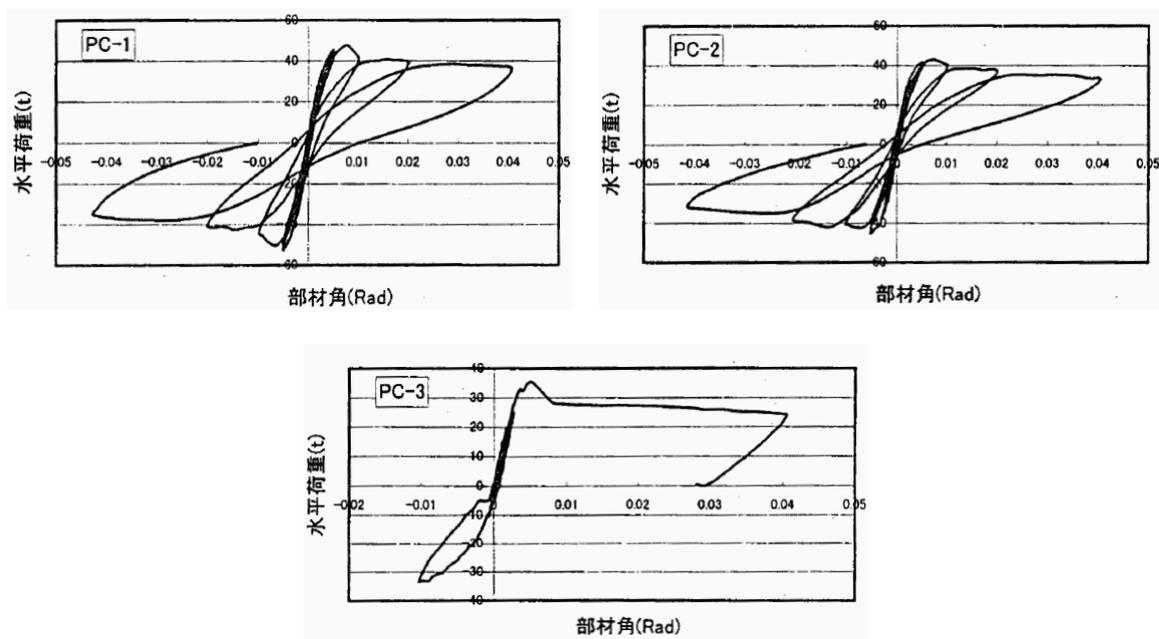


図 2-7 水平荷重—部材角関係

2.2.3 浜田、大迫らの研究

浜田らは、文献[2.7]において、2.2.2で示した 60MPa 級の高強度コンクリートを用いた PCaPC 柱に関する研究に引き続き、PCaPC 構造建物の高層化に向け、100MPa 級の超高強度コンクリートを用いた PCaPC 柱の実験研究を行った。

① 実験概要

試験体一覧を表 2-4に、試験体の配筋及び断面を図 2-8に示す。試験体は 5 体で、No.1 を標準試験体として、No.2 は加力方向を 45 度、No.3 は変動軸力、No.4 及び No.5 は横補強筋量を実験因子とした。断面は 300mm×300mm、試験区間は 900mm である。コンクリート目標強度は 100MPa とし、導入プレストレスを含めた軸力比は、No.3 以外では 0.33 (3000kN)、No.3 では 0~0.67 (6000kN) とした。導入プレストレス力は、PC 鋼材の 0.2%耐力 (930MPa) の 70%を目標に 1100kN とした。コンクリート、グラウト、目地モルタル及び鋼材の材料試験結果は表 2-5及び表 2-6に示す通りである。加力には図 2-9 に示すような装置を用い、逆対称曲げせん断力及び軸力を試験体に作用させた。

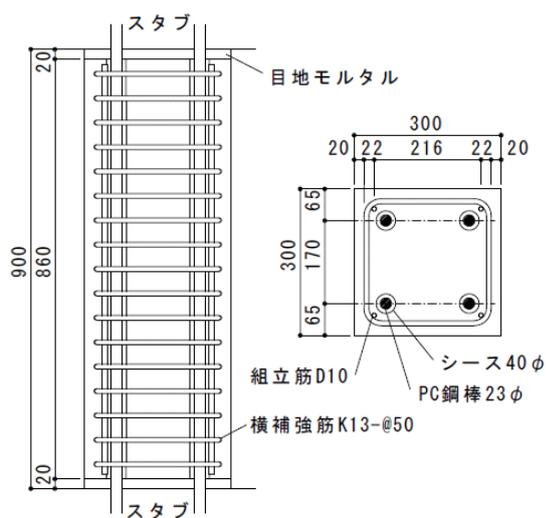


図 2-8 試験体図

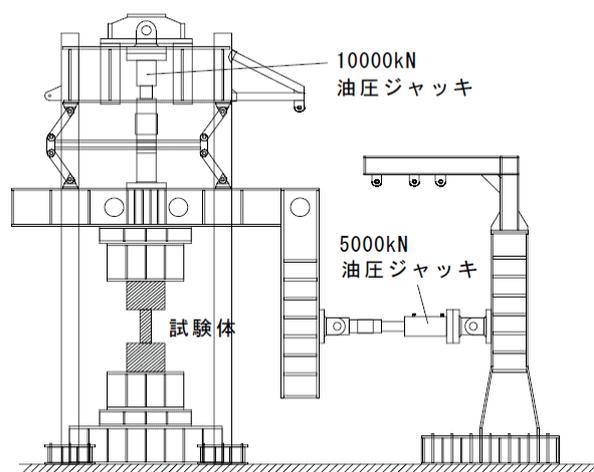


図 2-9 載荷装置図

表 2-4 試験体一覧

試験体記号	加力方向	主筋 (比)	横補強筋 (比)	軸力比
No.1	—	PC鋼棒 4-23mm (1.847%)	K13-@50 (1.69%)	0.33
No.2	45度			0~0.67
No.3	—	K10-@50 (0.951%)	K6-@50 (0.422%)	0.33
No.4	—			0.33
No.5	—			

表 2-5 コンクリート等の材料特性

	圧縮強度	縦弾性係数
	(N/mm ²)	(N/mm ²)
コンクリート	115	45500
グラウト	61	14300
目地モルタル	115	34500

表 2-6 鋼材の材料特性

	降伏強度	引張強度	弾性係数
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
PC鋼棒 23mm (B種1号)	1055	1153	201600
組立筋 D10 (SD295A)	364	495	185900
横補強筋 (KW785)	K13	839	1013
	K10	951	1063
	K6	843	1023

② 実験結果

- ・ 最大耐力はカバーコンクリートの圧縮破壊の影響を受ける。
- ・ 目地モルタルの強度が PCa 柱と同程度であれば、最大耐力に及ぼす影響はほとんどない。
- ・ PCa 柱と目地モルタル、目地モルタルとスタブのずれは認められなかった。

③ 考察

- ・ 曲げ終局強度は、ACI 方式と同様、コンクリートの圧縮応力分布をストレスブロックに置換し、平面保持の仮定を用いて評価することができた。その際、ストレスブロックの形は、コンクリートが高強度で、応力ひずみ関係が直線的であることから三角形と仮定した。
- ・ 45 度方向の曲げ終局強度は、主軸方向のそれに対して約 9 割である。
- ・ 初期剛性については、鉄筋コンクリート部材で用いられている慣用式を、曲げひび割れ荷重については縁応力度の計算式を用いて評価することができる。
- ・ 今回の試験体に限定されるが、高強度せん断補強筋を使用し $p_w=0.95\%$ を配すればせん断破壊を防げる。

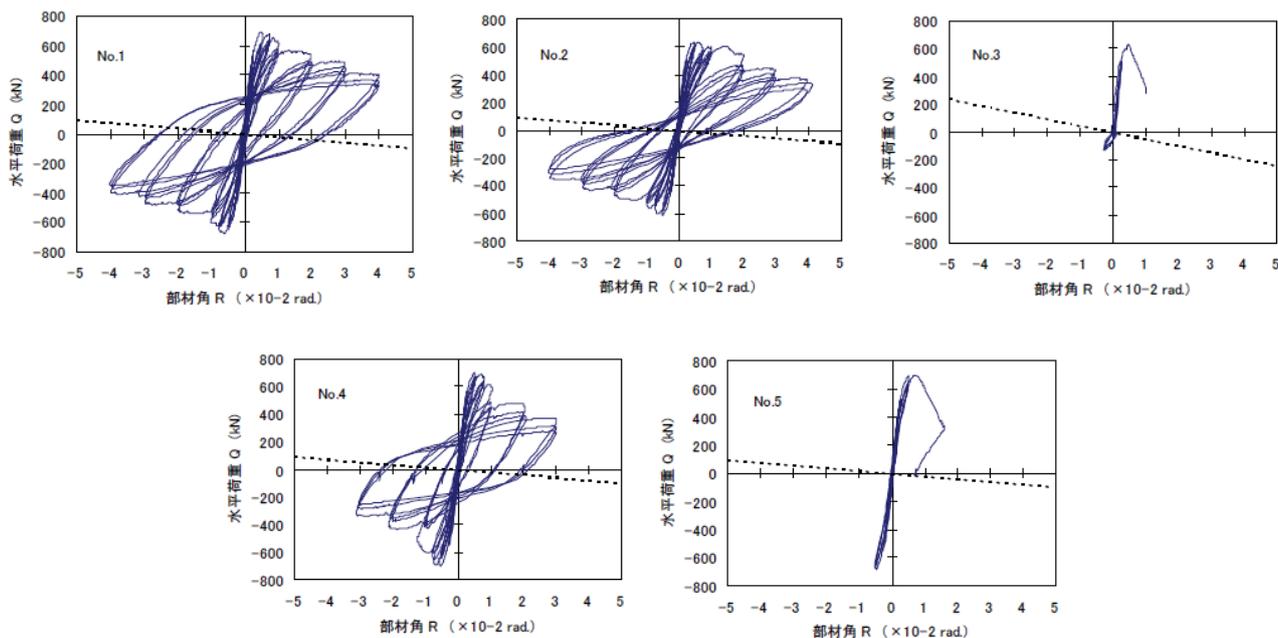


図 2-10 水平荷重—部材角関係

2.2.4 前田らの研究

前田らは、文献[2.3]において、アンボンド PC 部材を含む PCa 柱-基礎接合部の载荷実験に関する研究を行った。

① 実験概要

試験体は断面 250mm×220mm、高さ 600mm の柱と、断面 800mm×250mm、高さ 400mm の基礎部とを圧着接合した PCa 柱-基礎接合部試験体である。表 2-7 に試験体の配筋等を、図 2-11 に試験体詳細をそれぞれ示す。また、試験体に使用したコンクリート、グラウト、目地モルタル、普通強度鉄筋及び PC 鋼材の材料特性を表 2-8 から表 2-12 に示す。载荷装置は図 2-12 の通りで、基礎上端から水平力载荷位置までの距離は 500mm である。実験パラメータは、PC 鋼材のグラウトの有無、柱軸力(中軸力: $0.15f'_cA_g$, 高軸力: $0.3f'_cA_g$, 変動軸力) である。

表 2-7 試験体配筋等

柱	組立筋	4-D10(SD295)
	組立筋比	0.57%
	せん断補強筋(ヒンジ領域)	9-D10(SD295)@50
	せん断補強筋比(ヒンジ領域)	1.43%
	せん断補強筋(ヒンジ領域外)	3-D10(SD295)@75
	せん断補強筋比(ヒンジ領域外)	0.95%
	PC鋼棒	4-φ17(SBPR930/1080)
基礎	導入プレストレス力(鋼棒1本当り) P_e	168.89kN
	プレストレスレベル($4P_e/A_g f'_c$)	0.31
	組立筋	4-D19(SD345)
	組立筋比	1.15%
	PC鋼棒	2-φ26(SBPR930/1080)
導入プレストレス力(鋼棒1本当り) P_e	187.5kN	
プレストレスレベル($4P_e/A_g f'_c$)	0.094	

表 2-8 コンクリートの材料特性

圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時のひずみ (%)	弾性係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
39.2	0.240	26600	3.30

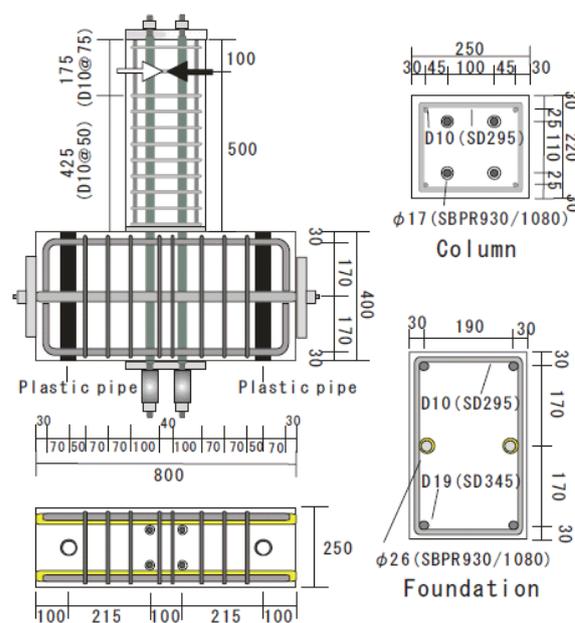


図 2-11 試験体図

表 2-9 グラウトの材料特性

圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時のひずみ (%)	弾性係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
49.1	0.458	14100	1.95

表 2-10 目地モルタルの材料特性

試験体種類	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時のひずみ (%)	弾性係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
ボンドシリーズ	59.8	0.402	19900	4.54
アンボンドシリーズ	51.0	0.402	26600	2.73

表 2-11 普通強度鉄筋の材料特性

	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時のひずみ (%)	弾性係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
D19(SD345)	393	0.216	182000	588
D10(SD295)	363	0.208	175000	480

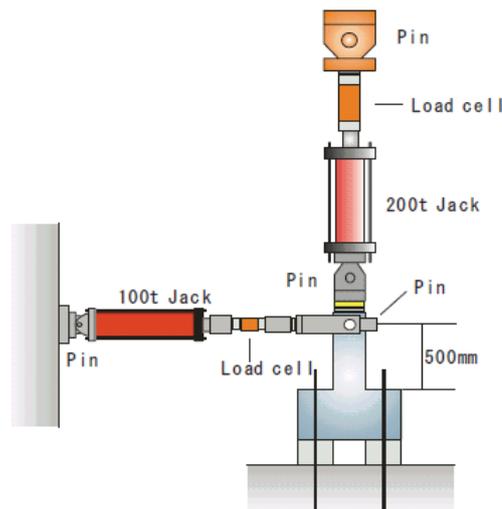


図 2-12 載荷装置図

表 2-12 PC 鋼材の材料特性

	0.2%永久伸び に対する荷重 (kN)	耐力 (N/mm^2)	最大引張荷重 (kN)	弾性係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	0.2%オフセット降伏荷 重に対するひずみ (%)
$\phi 17$	242	1066	259	200000	1140	0.733
$\phi 26$	548	1032	603	201000	1135	0.714

② 実験結果

部材角 5%時の破壊状況及びモーメント-部材角関係を図 2-13及び図 2-14に示す。実験結果を以下にまとめる。

- ・ 試験体が受ける軸力が高いほど、コンクリートの剥落が激しい。ただし、ボンドとアンボンドで破壊状況に大きな差異は見られない。
- ・ 高軸力試験体では、コンクリートの圧壊により面積の大きなループを描き、等価粘性減衰定数も大きな値を示した。
- ・ PC 鋼棒をアンボンドとした場合、ボンド試験体に比べて、断面欠損による影響と、鋼材が圧縮材として働かないことにより、軸圧縮ひずみが増大した。
- ・ 軸圧縮ひずみが増大し始める点と、最大耐力に到達して耐力低下が始まる点はほぼ一致する。
- ・ アンボンド試験体では、ボンド試験体と比較して、コンクリート圧壊後の PC 鋼材張力の低下が激しい。

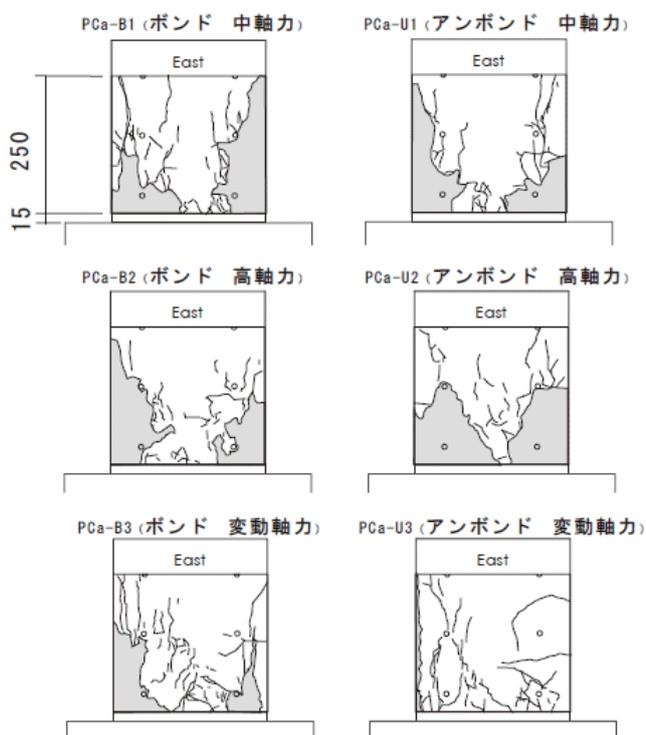


図 2-13 破壊状況 (部材角 5%時)

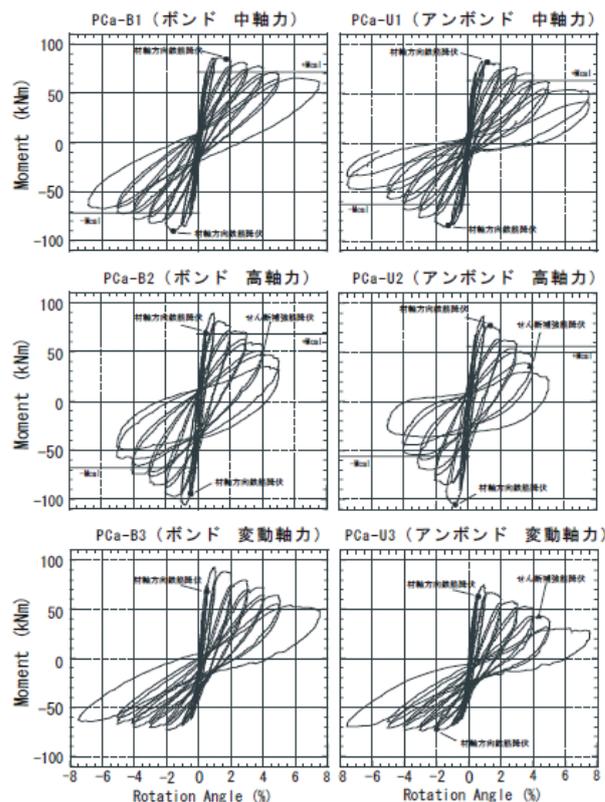


図 2-14 モーメント-部材角関係

2.2.5 稲田らの研究

前田らの研究に引き続き、稲田らは文献[2.4]において、軸力比などのパラメータを変更したアンボンド PC 部材を含む PCa 柱-基礎接合部の載荷実験に関する研究を行った。

① 実験概要

試験体寸法及び載荷装置は前田らの研究と同一である。実験パラメータを表 2-13に、使用した普通強度鉄筋、PC 鋼材、コンクリート、グラウト及び目地モルタルの材料特性を表 2-14及び表 2-15にそれぞれ示す。

表 2-13 試験体一覧

試験体名	グラウトの有無	η_N	P_e (kN)	η_{N+P}
u1	無	0.10	664.0	0.406
u2	無	0.20	677.6	0.521
b1	有	0.10	636.0	0.393
b2	有	0.20	694.4	0.520

ここで、 $\eta_N = N / (A_c \cdot f_c)$, $\eta_{N+P} = (N + P_e) / (A_c \cdot f_c)$ N : 軸力, P_e : 有効プレストレス力, A_c : 柱断面積, f_c : コンクリート圧縮強度

表 2-14 鋼材類の材料特性

鋼材種	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	E_s ($\times 10^5$ N/mm ²)
D19	390	607	1.68
D10 (SD295)	325	475	1.54
D10 (SDR295)	317	441	1.58
$\phi 17$	1053*	1123	2.00**
$\phi 23$	1032*	1135	2.00**

f_y : 降伏強度, f_u : 引張強度, E_s : ヤング係数

*0.2%オフセット降伏応力, **規格値

表 2-15 コンクリート類の材料特性

	f'_c (N/mm ²)	ϵ_{cm} (%)	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
試験体	39.5	0.224	2.53
PC 鋼材 グラウト	33.7	0.251	1.32
接合目地 グラウト	43.8	0.331	1.80

ϵ_{cm} : 圧縮強度時ひずみ, E_c : $1/3f'_c$ 割線弾性係数

② 実験結果

- ・ 実験で得られたアンボンド試験体の曲げ耐力の正負平均値は、ボンド試験体に対して、軸力比が 0.1 の場合で 91%，軸力比が 0.2 の場合で 95% となった。
- ・ アンボンド試験体の曲げ耐力は、PC 鋼材のひずみ適合係数 F 値を 0.2 として得られたものより 21 ~ 56% 大きくなった。また、曲げ耐力時の PC 鋼材張力は、PRC 指針式で得られる値よりも小さくなった。
- ・ アンボンド試験体は、ボンド試験体に比べて、軸圧縮ひずみの増加が激しく、最大耐力以後の耐力低下も大きかった。
- ・ 鋼材係数と軸力比の和をパラメータとして、中塚により提案された式を用いて変形能力を評価すると、終局時（最大耐力経過後、耐力が最大耐力の 80% となる時）変形実験値を安全側に評価できる。

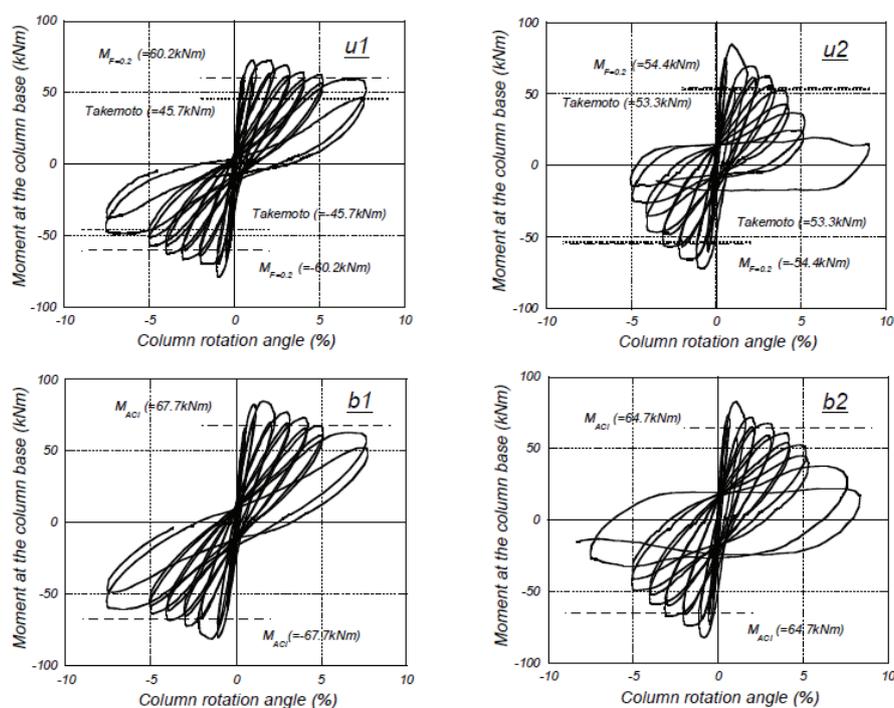


図 2-15 モーメント-部材角関係

2.3. 曲げ終局耐力に関する設計式

2.3.1 ボンド PC 部材の曲げ終局耐力

ボンド PC 部材の曲げ終局耐力算出方法については、大まかに分類すると、ひずみ分布からコンクリート応力分布を決定して曲げ終局耐力を計算する精算法、コンクリート応力分布を等価な矩形に置換する応力ブロック法、PC 鋼材の引張降伏を仮定する略算法の 3 種類が存在する。ここでは、精算法として PC 規準に示されている手法^[2.11]を、応力ブロック法として PC 規準^[2.11]及び ACI 規準^[2.12]に示される応力ブロックの概要を、略算法として PC 規準に示されている実用式^[2.11]及び「保有耐力と変形性能 (1990)」^[2.13]に示されている略算法を示し、それぞれについて説明する。なお、文献[2.11]では、軸方向力を受ける部材に対する精算法及び応力ブロック法の式は示されていない。ここでは、柱部材を対象とした曲げ終局耐力算定式として、軸力を考慮した形で示すものとする。

① 精算法

図 2-16(a)は曲げ破壊時のひずみ分布、(b)は応力分布を示したもので、コンクリート圧縮縁ひずみがコンクリートの圧縮限界ひずみ ε_{cu} (0.3%とするのが一般的)に達すると圧縮側コンクリートの圧壊が起こり、部材断面は曲げ破壊する。PC 鋼材の引張ひずみ増分は、PC 鋼材位置でのコンクリートひずみ増分に等しい。従って、有効プレストレス力 (軸力載荷後) による引張ひずみ ε_{sp} 、有効プレストレス (軸力載荷後) 及び軸力によるコンクリートの PC 鋼材位置での圧縮ひずみ増分 ε_{scp} 及び ε_{scn} 、この位置でのコンクリートのひずみが引張ひずみとなって以後、曲げ破壊時までにおける引張ひずみ増分 ε_{st} とすると、曲げ破壊時の PC 鋼材の全ひずみ ε_{su} は次式で計算できる。

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{scp} + \varepsilon_{scn} + \varepsilon_{sp} + \varepsilon_{st} = \varepsilon_{scp} + \varepsilon_{scn} + \varepsilon_{sp} + \frac{d - x_n}{x_n} \varepsilon_{cu} \quad \text{式 (2-1)}$$

ここで、 d : 断面有効高さ (圧縮縁から PC 鋼材までの距離)、 x_n : 中立軸位置である。

一方、PC 鋼材の応力 σ_p とひずみ ε_p の関係と、コンクリートの応力 σ_c とひずみ ε_c の関係を、それぞれ、

$$\sigma_p = f(\varepsilon_p), \quad \sigma_c = g(\varepsilon_c) \quad \text{式 (2-2), \quad 式 (2-3)}$$

とすると、曲げ破壊時の PC 鋼材引張力 T_p 及びコンクリートの圧縮合力 C_c はそれぞれ次式のようになる。

$$T_p = A_p f(\varepsilon_{su}) = A_p f\left(\varepsilon_{scp} + \varepsilon_{scn} + \varepsilon_{sp} + \frac{d - x_n}{x_n} \varepsilon_{cu}\right) \leq A_p \sigma_{py} \quad \text{式 (2-4)}$$

$$C_c = b \int_0^{x_n} g\left(\varepsilon_{cu} \frac{x}{x_n}\right) dx \quad \text{式 (2-5)}$$

また、普通強度鉄筋が配置されている場合、圧縮側及び引張側に配置された普通強度鉄筋の圧縮合力を C_r 及び T_r とすると、

$$C_r = A_{rc} \sigma_{rc}, \quad T_r = A_{rt} \sigma_{rt} \quad \text{式 (2-6), 式 (2-7)}$$

$$\sigma_r = E_r \varepsilon_r \quad (|\varepsilon_r| < \varepsilon_{ry}), \quad \sigma_r = \sigma_{ry} \quad (|\varepsilon_r| \geq \varepsilon_{ry}) \quad \text{式 (2-8), 式 (2-9)}$$

となる。ここで、軸方向の力の釣合条件より、

$$C_c + C_r = T_p + T_r + N \quad \text{式 (2-10)}$$

であり、この釣合条件を満たす x_n を繰返し計算等で求めればよい。コンクリート圧縮合力の作用位置は、中立軸位置からの距離 a の中立軸高さ x_n に対する比を a_1 として、次式により与えられる。

$$a_1 = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cu}} g(x) x dx}{\int_0^{\varepsilon_{cu}} g(x) dx} \quad \text{式 (2-11)}$$

したがって、曲げ破壊モーメント M_B は下式となる。

$$\begin{aligned} M_B &= C_c \{h_1 - x_n(1 - a_1)\} + C_r(h_1 - d_{rc}) + T_p(d - h_1) + T_r(d_{rt} - h_1) \\ &= b \int_0^{x_n} g \left(\varepsilon_{cu} \frac{x}{x_n} \right) dx \{h_1 - x_n(1 - a_1)\} + A_{rc} \sigma_{rc} (h_1 - d_{rc}) \\ &\quad + A_p f \left(\varepsilon_{scp} + \varepsilon_{scn} + \varepsilon_{sp} + \frac{d - x_n}{x_n} \varepsilon_{cu} \right) (d - h_1) + A_{rt} \sigma_{rt} (d_{rt} - h_1) \end{aligned} \quad \text{式 (2-12)}$$

ここで、 h_1 : 圧縮縁から断面の重心軸までの距離である。

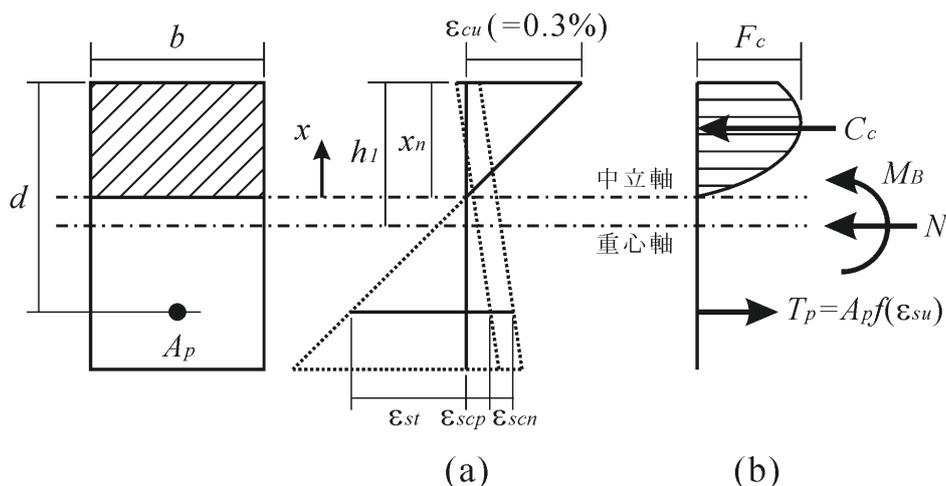


図 2-16 曲げ破壊強度精算時のひずみ分布と応力分布（普通強度鉄筋は省略）

② 応力ブロック法

前述の精算法のように、コンクリートの応力-ひずみ関係を積分して、コンクリートの圧縮合力の大き

さとその作用位置を決定するのは非常に煩雑である。そこで、コンクリート応力分布を等価な矩形に置換する応力ブロック法が示されている。PC 規準では、応力ブロック係数 k_1 ($=0.83$) 及び k_2 ($=0.42$) を用いて、圧縮合力 C_c とその作用位置 x_c を

$$C_c = k_1 b x_n f'_c, \quad x_c = k_2 x_n \quad \text{式 (2-13), 式 (2-14)}$$

で与え (図 2-17), これにより、曲げ破壊モーメント M_B は以下の式で与えられる。

$$\begin{aligned} M_B &= C_c \{h_1 - k_2 x_n\} + C_r (h_1 - d_{rc}) + T_p (d - h_1) + T_r (d_{rt} - h_1) \\ &= k_1 b x_n f'_c (h_1 - k_2 x_n) + A_{rc} \sigma_{rc} (h_1 - d_{rc}) \\ &\quad + A_p f \left(\varepsilon_{scp} + \varepsilon_{scn} + \varepsilon_{sp} + \frac{d - x_n}{x_n} \varepsilon_{cu} \right) (d - h_1) + A_{rt} \sigma_{rt} (d_{rt} - h_1) \end{aligned} \quad \text{式 (2-15)}$$

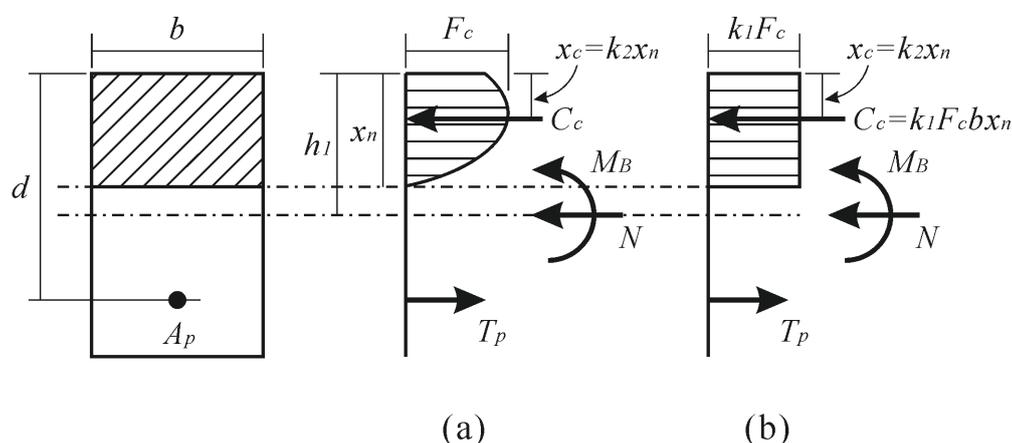


図 2-17 応力ブロックを用いた場合の応力分布 (普通強度鉄筋は省略)

ACI 規準では、 $0.85f'_c$ の圧縮応力が、圧縮縁から深さ a の位置まで一様に作用するとして、応力ブロックの深さ a 及び係数 β_1 を次式で与えている。

$$a = \beta_1 x_n \quad \text{式 (2-16)}$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0.85 & (f'_c \leq 30 \text{ MPa}) \\ \beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 30)}{7} & (30 < f'_c < 58 \text{ MPa}) \\ \beta_1 = 0.65 & (f'_c \geq 58 \text{ MPa}) \end{cases} \quad \text{式 (2-17)}$$

なお、PC 柱の緊張材として一般的に使用される丸鋼の付着性状は良好ではなく、部材長さも梁に比べて短いことから、コンクリートと PC 鋼材間は完全付着とした平面保持仮定を用いる精算法及び応力ブロック法では、曲げ終局耐力を過大に評価する可能性がある。

③ 略算法

前述の応力ブロック法は、コンクリート応力分布を矩形に置換することによって、精算法に比べてコンクリート合力及び合力作用位置に関する計算を大幅に簡略化することができる。しかし、曲げ破壊耐力の算出には依然として収束計算が必要となるため、あまり実用的とは言えない。そこで、簡略的に曲げ終局耐力を求める実用式が PC 規準に示されている。この実用式では、図 2-18 に示すように、曲げ破壊時に PC 鋼材及び引張普通強度鉄筋が引張降伏していると仮定し、それぞれの引張力 T_p 及び T_r を次式で与え、圧縮普通強度鉄筋に関しては、曲げ破壊耐力に及ぼす影響は少ないとして無視する。

$$T_p = A_p \sigma_{py}, \quad T_r = A_{rt} \sigma_{ry}, \quad C_r = 0 \quad \text{式 (2-18), 式 (2-19), 式 (2-20)}$$

したがって、軸方向の釣合条件を示す式 (2-10) に、式 (2-13) 及び式 (2-18)～式 (2-20) を代入して整理すると、中立軸位置 x_n は次式のようにになる。

$$x_n = \frac{A_p \sigma_{py} + A_{rt} \sigma_{ry} + N}{k_1 b f'_c} \quad \text{式 (2-21)}$$

よって、曲げ破壊耐力 M_B は次式で計算することができる。

$$\begin{aligned} M_B &= A_p \sigma_{py} (d - k_2 r x_n) + A_{rt} \sigma_{ry} (d_{rt} - k_2 r x_n) + N (h_1 - k_2 r x_n) \\ &\approx \left\{ 1 - 0.5 \left(q + q_r + \frac{N}{b d f'_c} \right) \right\} p b d^2 \sigma_{py} \\ &\quad + \left\{ \frac{d_{rt}}{d} - 0.5 \left(q + q_r + \frac{N}{b d f'_c} \right) \right\} p_r b d^2 \sigma_{ry} \\ &\quad + N d \left\{ \frac{h_1}{d} - 0.5 \left(q + q_r + \frac{N}{b d f'_c} \right) \right\} \end{aligned} \quad \text{式 (2-22)}$$

ここで、 p : PC 鋼材鉄筋比 ($= \frac{A_p}{bd}$), q : PC 鋼材鉄筋係数 ($= \frac{p \sigma_{py}}{F_c}$), p_r : 引張側普通強度鉄筋比 ($= \frac{A_{rt}}{bd}$),

q_r : 引張側普通強度鉄筋係数 ($= \frac{p_r \sigma_{ry}}{F_c}$), h_1 : 圧縮縁から重心軸までの距離である。

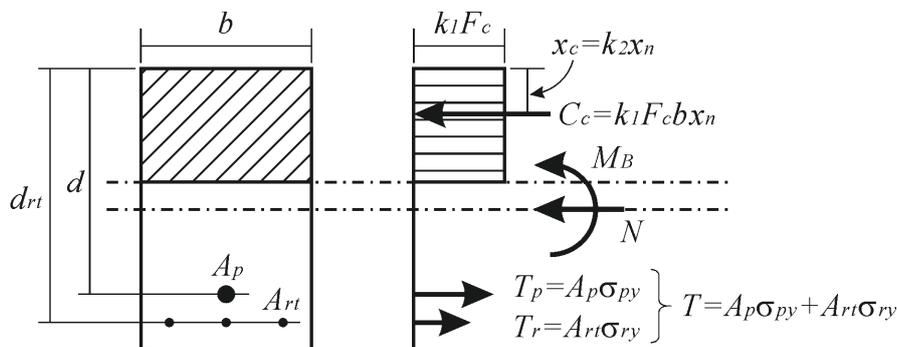


図 2-18 PC 規準曲げ破壊耐力実用式による応力分布

PC 規準においては、通常、PC 鋼材は何段にも分かれて配置されており、実用上は全 PC 鋼材が図心位置に集合して配置されているものとみなして計算するとよいとされている。しかし、圧縮側に位置する PC 鋼材が断面の終局曲げ強度に影響を与えるため、「保有耐力と変形性能(1990)」では、圧縮側 PC 鋼材の引張力を仮想軸力として考慮し、多段配置された断面の終局曲げ強度を以下の略算式で与えている。設計での手戻りを避けるため、多段配筋された PC 鋼材の圧縮側の判定は、 q_{total}/k_1k_3 ($k_1k_3=0.83$) を中立軸深さ x_n の第一次近似として行う。

$$M_u = (T_{py}d_p + T_{ry}d_{rt} - C_{ry}d_{rc}) + k_1k_3x_n(T_{py} + T_{ry} - C_{ry}) + \sum \zeta_i P_{ei}(d_{cpi} - k_2x_n) \quad \text{式 (2-23)}$$

$$\zeta_i = 0.25 + 0.6 \frac{d_{cpli}}{q_{total}} \quad \text{式 (2-24)}$$

$$q_{total} = (A_{pg}\sigma_{py} + A_{rt}\sigma_{ry} - A_{rc}\sigma_{ry})/bDf'_c \quad \text{式 (2-25)}$$

$$x_n = \frac{A_p\sigma_{py} + \sum \zeta_i P_{ei} + A_{rt}\sigma_{ry} - A_{rc}\sigma_{ry}}{bk_1k_3f'_c} \quad \text{式 (2-26)}$$

ここで、 b 、 D ：部材幅及び部材せい、 d_p 、 d_{rt} 、 d_{rc} ：引張側 PC 鋼材、引張普通強度鉄筋及び圧縮普通強度鉄筋の重心位置から断面の圧縮縁までの距離、 σ_{py} 、 σ_{ry} ：PC 鋼材及び引張（圧縮）普通強度鉄筋の降伏強度、 f'_c ：コンクリート圧縮強度、 A_{pg} ：断面に配置された PC 鋼材断面積の総和、 d_{cpi} ：圧縮側にある PC 鋼材の重心位置から圧縮縁までの距離、 $d_{cpli} = d_{cpi}/D$ である。

岸本ら^[2,14]は、上記の圧縮側 PC 鋼材を考慮した略算式に軸力項を付加し、軸力を受ける柱部材にも対応できる形で示している。また、PC 規準略算式の適用範囲に関する検討も行っている。しかし、圧縮側 PC 鋼材を考慮した略算式及び PC 規準略算式のいずれについても、軸力を受けない梁部材に対してのみで、軸力を受ける部材に対する予測精度などの検証はなされていない。また、曲げモーメントに比べて軸方向力が大きい場合には、引張側普通強度鉄筋及び PC 鋼材が降伏することなく曲げ破壊に至る。このような場合には、いずれの略算式も適用できないことから、平面保持の仮定を用いて中立軸位置及び鋼材応力を計算しなければならない。

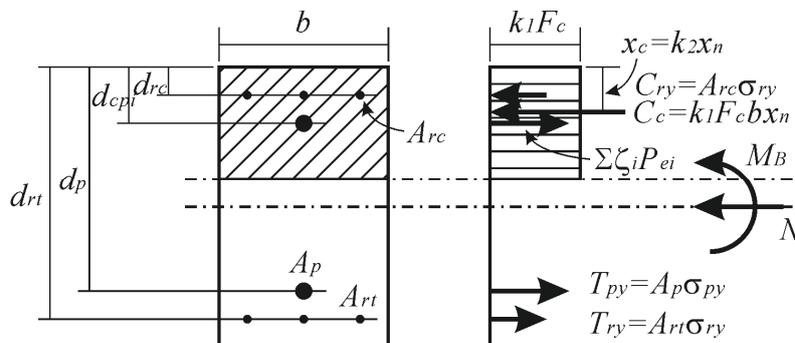


図 2-19 PC 鋼材が多段配置された断面の終局曲げ強度算定式による応力分布

2.3.2 アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力

アンボンド PC 部材では、PC 鋼材とコンクリート（グラウト）の間に付着が存在しないため、部材断面の曲げ終局強度を算出する際に、ボンド PC 部材のように平面保持を仮定することができない。したがって、部材全体の变形適合条件、すなわち、PC 鋼材全長にわたる伸び量と PC 鋼材位置でのコンクリート軸伸び量の総和とが等しいという適合条件を用いる必要がある。この点に最初に着目したのが Kani による研究^[2.15]である。Kani による研究では、PC 単純梁の曲げ破壊時のコンクリート圧縮縁ひずみ増加量分布及び曲率増加量分布を仮定しており、变形適合条件は満たしているものの完全な理論解ではなかった。その後、六車は、各断面における力及び曲げモーメントの釣合条件及び变形適合条件を用いた厳密な理論解を示した^[2.16]。しかし、これらの理論解は非常に複雑な計算を必要とすることから、実用的な観点から様々な略算法が提案されてきた。その中でも、Baker によって提案されたひずみの適合係数（F 値）を用いる方法と、曲げ終局時のモーメントや PC 鋼材応力及び張力を略算的に算出する実験式及び半実験式を用いる方法の 2 つに分類される。また、後者については、アンボンド PC 部材では、部材のモーメント分布状態に大きく依存することから、梁部材に作用する長期荷重を想定した鉛直荷重用のものと、地震荷重用のものが提案されている。それぞれを以下に説明する。

① F 値法

Baker^[2.23]は、破壊断面における荷重による PC 鋼材伸びひずみ増分と、PC 鋼材位置におけるコンクリート伸びひずみ増分を関係づける、ひずみの適合条件係数（F 値）を用いて、曲げ終局時の PC 鋼材引張応力 σ_{pu} を次式のように求める方法を提案した。

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + F \left(E_p \varepsilon_{cp} + E_p \varepsilon_{cu} \frac{d_p - x_n}{x_n} \right) \leq \sigma_{py} \quad \text{式 (2-27)}$$

ここで、 σ_{pe} ：PC 鋼材の有効引張応力、 ε_{cp} ：PC 鋼材配置位置における有効プレストレスによるコンクリートの圧縮ひずみ、 ε_{cu} ：コンクリートの曲げ圧縮破壊時ひずみ、 E_p ：PC 鋼材のヤング係数、 F ：ひずみの適合条件係数である。

これにより、ボンド PC 部材と同じように曲げ終局耐力を計算することが可能となった。六車らは文献[2.24]において、3 分点荷重のアンボンド PC 梁試験体 21 体に対して F 値を用いた数値解析を行い、曲げ終局耐力略算用の F 値として、0.1～0.2 程度が妥当であることを示した。

② 略算式（鉛直荷重用）

梁部材の鉛直荷重に対する終局曲げモーメント M_u 及び曲げ終局時における PC 鋼材応力 σ_{pu} を与える略算式を以下に示す。

(1) Pannel 式^[2.17]

$$M_u = b d_p^2 F_{cu} q_u (1 - 0.9 q_u) \quad \text{式 (2-28)}$$

$$q_u = \frac{q_e + \lambda}{1 + 2\lambda}, \quad q_e = \frac{p_p \sigma_{pe}}{F_{cu}}, \quad \lambda = \frac{12 p_p d_p E_p \cdot 0.00325}{F_{cu} \bar{l}} \quad \text{式 (2-29), 式 (2-30), 式 (2-31)}$$

(2) ACI 規準式^[2.18]

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \frac{f'_c}{100 \rho_p} + 70 \quad (l/D \leq 35 \text{ の場合}) \quad \text{式 (2-32)}$$

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \frac{f'_c}{300 \rho_p} + 70 \quad (l/D > 35 \text{ の場合}) \quad \text{式 (2-33)}$$

(3) 竹本式^[2.19]

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \Delta \sigma_p \quad \text{式 (2-34)}$$

$$\Delta \sigma_p = 196 - \frac{4.9 \times 10^5}{f'_c} p_p \quad (\bar{l}/d_p \leq 20) \quad \text{式 (2-35)}$$

$$\Delta \sigma_p = \left(196 - \frac{4.9 \times 10^5}{f'_c} p_p \right) \frac{60 - \bar{l}/d_p}{40} \quad (20 < \bar{l}/d_p < 60) \quad \text{式 (2-36)}$$

$$\Delta \sigma_p = 0 \quad (\bar{l}/d_p \geq 60) \quad \text{式 (2-37)}$$

(4) 日本建築学会「プレストレスト鉄筋コンクリート（III 種 PC）構造設計・施工指針」^[2.22]

$$\sigma_{pu} = 0.75 \sigma_{pe} + 0.25 \sigma_{py} \quad \text{式 (2-38)}$$

ここで、 F_{cu} : コンクリート立方体圧縮強度（15cm×15cm×15cm）、 p_p : PC 鋼材比（ $= A_p/bd_p$ ）、 A_p : PC 鋼材断面積、 b : 部材幅、 d_p : PC 鋼材に対する有効せい、 σ_{pe} : PC 鋼材有効引張応力、 E_p : PC 鋼材弾性

係数， D ：部材せい， l ：スパン長さ， \bar{l} ：PC 鋼材長さ， f'_c ：コンクリート圧縮強度， σ_{py} ：PC 鋼材規格降伏点応力である。

文献[2.25]では，梁部材を対象とした既往の研究より得られた実験結果と，これらの評価式を用いて得られた計算結果の比較を行っている。その結果，曲げ破壊モーメントについては，各評価式間で若干の相違は見られるものの，実験結果との適合性は良好で，十分な精度を持つとしている。しかし，PC 鋼材応力増分の評価については，各評価式間で大きくばらつくことが示されている。

③ 略算式（地震荷重用）

梁部材の地震荷重に対する曲げ終局時における PC 鋼材応力 σ_{pu} 及び張力 P_u を与える略算式を以下に示す。

(1) 竹本式^[2.19]

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p \quad \text{式 (2-39)}$$

$$\Delta\sigma_p = 98 - \frac{4.9 \times 10^5}{f'_c} p_p \quad \text{式 (2-40)}$$

(2) 最上式^[2.20]

$$P_u = 0.97P_0 + \beta_1 b D f'_c \quad \text{式 (2-41)}$$

$$\beta_1 = \frac{1}{1.1 \times 10^4 (p_t - p_c) + 49} \quad \text{式 (2-42)}$$

ここで， p_p ：PC 鋼材比（ $= A_p / b d_p$ ）， A_p ：PC 鋼材断面積， b ：部材幅， d_p ：PC 鋼材に対する有効せい， p_t ：引張鉄筋比（ $= A_{rt} / b D$ ）， p_c ：圧縮鉄筋比（ $= A_{rc} / b D$ ）， A_{rt} ， A_{rc} ：引張鉄筋及び圧縮鉄筋断面積， b ：部材幅， D ：部材せい， P_0 ：有効プレストレス力である。

文献[2.21]では，地震荷重用の竹本式と最上式を用いて，地震荷重を想定した既往の実験結果（逆対称曲げ加力，片持ち梁形式，フレーム等）との比較を行っている。その結果，竹本式は実験値が全て計算値より大きく，安全側の設計式であり，最上式は実験値と計算値の比が 0.8～1.2 の範囲にあり，実験結果を良好に予測できることを示した。ただし，最上式において β_1 を与える式 (2-42)は， $p_c=0.5\%$ として p_t を 0.5%～1.5%と変動させた解析結果から導出されたものであり， p_c を 0.5%以外の値とした場合や p_t を 0%とした場合については触れられていない。したがって，軸筋量が少なく，軸筋が引張力を負担できない PCaPC 部材に対して適用した場合の予測精度は不明である。

以上より、梁部材に関しては、それぞれの評価式による計算結果と実験結果との整合性について数多くの検討が行われてきた。柱部材に対して検討する場合には、地震荷重用の略算式を用いることになるが、これまでに行われた逆対称曲げを受けるアンボンド PC 柱に対する研究例が皆無であるため、略算式が柱部材に対して適用可能かどうかは不明である。略算式を適用する際に、問題となることが予想される点を以下に示す。

- (1) 梁部材を対象とした略算式であるため、軸力の影響が考慮されていない。軸力の存在により曲げ終局時の中立軸位置が深くなることから、曲げ終局時の PC 鋼材張力は小さくなることが想定される。
- (2) 略算式は有効プレストレス力からの増分値を与えているが、どの時点の PC 鋼材張力を有効プレストレス力と定義すべきかが不明である。すなわち、有効プレストレス力を、軸力が作用していない状態とすべきか、軸力が作用した状態とすべきかが問題となる。

2.4. せん断終局耐力に関する設計式

PC 規準には、せん断終局耐力式として、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(以下、RC 規準とする)に示されている短期許容せん断強度の設計式にプレストレスの効果を加味した(71.1)式と、トラス機構とアーチ機構の強度の累加で表される(71.2)式の2つが示されている^[2.26]。それぞれの設計式を以下に説明する。

① PC 規準(71.1)式

RC 規準に示されている短期許容せん断強度の設計式を基本とし、プレストレスの効果として、平均プレストレスの1/10がコンクリートのせん断強度に加算されるという考え方に基づいた設計式である。

$$Q_u = \{\alpha(f'_s + 0.1\sigma'_g) + 0.5f_{wy}(p_w - 0.002)\}b_0 \cdot j \quad \text{式 (2-43)}$$

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d_r) + 1} \quad (1 \leq \alpha \leq 2) \quad \text{式 (2-44)}$$

ここで、 f'_s : コンクリートせん断強度 (表 2-16)、 σ'_g : 重心軸位置断面幅を用いた長方形断面に対する柱軸力による効果を含めた平均プレストレス、 f_{wy} : せん断補強筋規格降伏点 ($f_{wy} \leq 295$ MPa)、 p_w : 重心軸位置断面幅に対して計算されるせん断補強筋比 ($p_w \leq 0.012$)、 b_0 : 重心軸位置断面幅、 j : 応力中心距離 (=7/8 d_0)、 d_r : 圧縮縁より引張側鉄筋重心位置までの距離、 M, Q : 部材最大モーメント及び部材最大せん断力である。

表 2-16 コンクリートのせん断強度

f'_c (MPa)	30	40	50	60 以上
f_s (MPa)	1.2	1.35	1.5	1.65

$$f_s = 7.5 + 1.5/100 f'_c$$

② PC 規準(71.2)式

福井ら^[2.27]は、日本建築学会「コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」せん断強度式 B 法^[2.28]を修正し、アーチ機構の負担分にプレストレスの影響を考慮する算定式を提案した。そして、これに軸力の影響を加味したものが PC 規準(71.2)式である。第1項は傾斜角 45 度の一様なトラス機構による負担せん断力、第2項はアーチ機構による負担せん断力をそれぞれ示している。プレストレス力及び軸力の影響は、コンクリート有効係数 ν によって考慮されている。

$$Q_u = b_0 j_r p_w f_{wy} + \frac{b_0 D}{2} (\nu f'_c - 2 p_w f_{wy}) \tan \theta \quad \text{式 (2-45)}$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{2M}{QD}\right)^2 + 1} - \frac{2M}{QD} \quad \text{式 (2-46)}$$

$$\nu = \alpha L_r \left(1 + \frac{\sigma'_g}{f'_c}\right) \quad (1 \geq \nu \geq 0.65) \quad \text{式 (2-47)}$$

$$\alpha = \sqrt{60/f'_c} \quad (\alpha \leq 1) \quad \text{式 (2-48)}$$

$$L_r = \frac{M}{2QD} \quad (L_r \leq 1) \quad \text{式 (2-49)}$$

ここで、 D : 断面せい、 j_r : 圧縮鉄筋から引張鉄筋までの重心間距離、 f'_c : コンクリート圧縮強度である。

文献[2.26]では、既往の実験資料に対して、(71.1)式と(71.2)式による計算結果と実験結果の比較検討が行われており、(71.1)式はかなり安全側の評価を、(71.2)式は実験結果と比較的適合した安全側の評価をそれぞれ与えることが示されている。ここで、これらの式に内在する問題点及び PCaPC 部材に適用する際の問題点をまとめると以下の通りとなる。

- (1) いずれの式においても、プレストレスの影響は、プレストレスレベルがコンクリート有効係数に考慮されているだけで、PC 鋼材の付着性状や配置については全く考慮されていない。しかし、普通強度鉄筋及び PC 鋼材とコンクリート間に発生する付着力は、トラス機構の形成に影響を及ぼすと推測される。文献[2.29]でも、普通強度鉄筋及び PC 鋼材の配置によって、ウェブコンクリートに形成される斜め圧縮応力場が変化する可能性について言及しており、考え得るトラス機構として、図 2-20 のような例を挙げている。
- (2) PCaPC 部材における軸筋は、組立筋としての位置付けであることから、軸筋量をかなり少なくしているのが一般的である。したがって、(71.2)式のトラス機構において、軸筋の降伏耐力がクリティカルとなり、せん断補強筋が降伏しない状況が想定される。このような場合には、トラス機構による負担せん断力を過大評価することになり、せん断終局耐力を危険側に評価する恐れがある。これは、普通強度鉄筋量が少ない純 PC に近い部材に対しても同様である。
- (3) PCaPC 部材では軸筋が引張力を負担しないことから、(71.1)式における d_0 や、(71.2)式における j_0 を軸筋位置に基づいて定義するのは妥当でない。ただし、文献[2.26]では、これらをどのように定義するかに関して明記されていない。
- (4) PC 鋼材は普通強度鉄筋に比べて内側に配置されることから、PC 鋼材から普通強度鉄筋への応力伝達のメカニズムは、通常の RC 部材のトラス機構のものとはかなり異なることが推測される。したがって、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」のトラス機構^[2.30]における有効係数 λ 、有効幅 b_e や有効せい j_e のような、内部の応力伝達メカニズムを考慮できるようなモデル化が必要である。

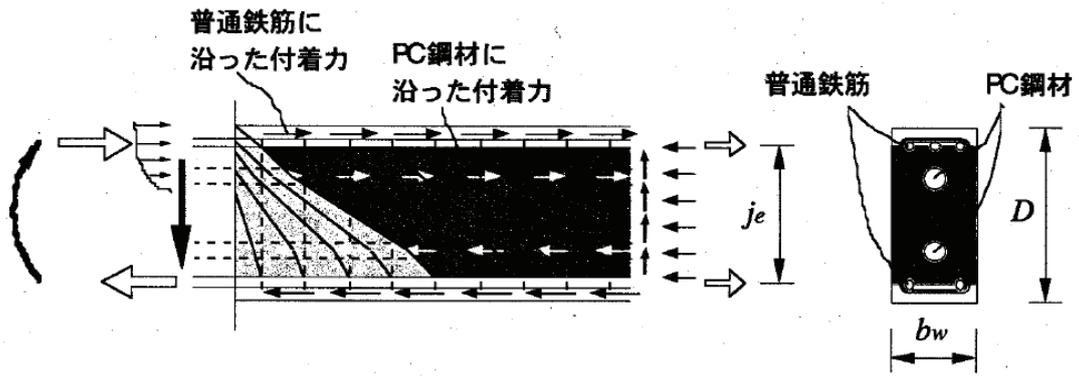


図 2-20 PC 梁部材のトラス機構の例^[2.29]

2.5. 履歴復元力特性に関する既往の研究

これまでに様々な PC 部材の履歴復元力特性モデルが提案されている。ここでは、その中で、日大モデル^[2.5]と西山モデル^[2.31]について説明する。

2.5.1 日大モデル

① 特性値

曲げひび割れモーメント M_{cr} は次式で与えられる。

$$M_{cr} = \left\{ \sigma_{tb} + \left(\frac{\sum P_e}{A} \right) + \frac{N}{A} \right\} Z \quad \text{式 (2-50)}$$

ただし、 $\sigma_{tb} = \frac{5}{3} \cdot 0.07 \sigma_B$ (一体打ち)、 $\sigma_{tb} = \frac{5}{3} \cdot 0.03 \sigma_B$ (プレキャスト)

ここで、 $\sum P_e$: 有効プレストレス力の総和、 η : プレストレス有効率 (=0.85)、 a_{sg} : PC 鋼材の総断面積、 f_{py} : PC 鋼材の規格降伏応力度、 N : 軸力、 A : 断面積 (= bD)、 Z : 断面係数 (= $bD^2/6$)、 b : 部材幅、 D : 部材全せい、 σ_B : コンクリート圧縮強度である。

曲げ降伏モーメント M_y 及び降伏点部材変形角 R_y は、それぞれ次式で与えられる。

$$M_y = 0.9M_u, \quad R_y = \frac{M_y}{\alpha_y k_e} \quad \text{式 (2-51), 式 (2-52)}$$

なお、終局モーメント M_u 及び降伏点剛性低下率 α_y は、それぞれ次式で与えられる。

$$M_u = \left[\left(\frac{X_{n1}^2}{2} - \{(\xi + 1)q_s + q_r\}X_{n1} + q_s(\xi d_{s2} + d_{s1}) + r\sigma_o \left(\frac{1}{2} - X_{n1} \right) \right) \right] bD^2 \sigma_B \quad \text{式 (2-53)}$$

ここで、 $X_{n1} = q_r + (\xi + 1)q_s + r\sigma_o$

$$\xi = \frac{d_{s2} - q_r - r\sigma_o}{q_s} - 1 \quad (\text{ただし、} 0 \leq \xi \leq 1)$$

$$\alpha_y = \left\{ 0.043 \left(1 + \frac{a}{D} \right) + 0.33_r \sigma_o + 1.64 (n_r P_{rt} + 3.5 n_s P_{sg} d_{g1}) \right\} d_{r1}^2 \quad \text{式 (2-54)}$$

ここで、 k_e : 初期剛性、 q_r : 普通強度鉄筋の鋼材係数 (= $A_{rt} \sigma_{ry} / (bD \sigma_B)$)、 q_s : PC 鋼材の鋼材係数 (= $A_{st} \sigma_{sy} / (bD \sigma_B)$)、 A_{rt} 、 A_{st} : 引張側普通強度鉄筋及び PC 鋼材の断面積、 σ_{ry} 、 σ_{sy} : 普通強度鉄筋及び PC 鋼材の降伏応力度、 $r\sigma_o$: 軸力比 (= $N / (bD \sigma_B)$)、 a : せん断スパン、 n_r 、 n_s : 普通強度鉄筋及び PC 鋼材のヤング係数比、 P_{rt} 、 P_{st} : 普通強度鉄筋及び PC 鋼材の引張鉄筋比 (= $A_{rt} / (bD)$ 、= $A_{st} / (bD)$)、 A_{sg} : PC 鋼材の全断面積、 $P_{sg} = A_{sg} / (bD)$ 、 d_g : 圧縮縁から全 PC 鋼材の重心までの距離、 d_r : 普通強度鉄筋の有効せい、 d_s : PC 鋼材の有効せい、 $d_{g1} = d_g / D$ 、 $d_{r1} = d_r / D$ 、 $d_{s1} = d_s / D$ である。

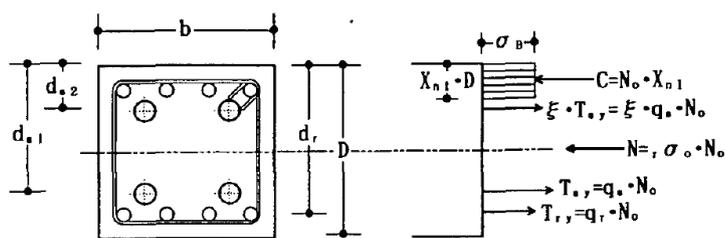


図 2-21 終局時応力状態

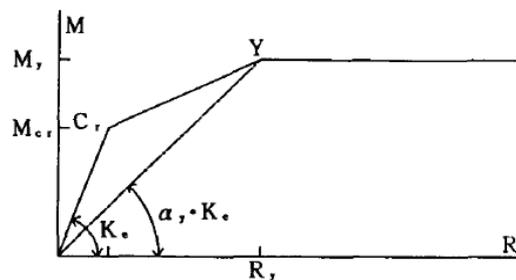


図 2-22 スケルトンカーブ

② 履歴ルール

RC 部材の復元力特性は図 2-23 に示す紡錘型履歴ループを描くモデル I で評価し、PC 部材の復元力特性はモデル I とモデル II を式 (2-55) に示すように 1 次結合することで表現する。なお、モデル I における除荷曲線の勾配 K_p 及びループ形状を規定するパラメータ α は式 (2-56) 及び式 (2-57) で規定する。

$$M(R) = \alpha M_1(R) + (1 - \alpha) M_2\left(\frac{R}{\mu}\right) \tag{2-55}$$

$$K_p = rK_e + (1 - r)\bar{K} \tag{2-56}$$

$$\alpha = \frac{\mu q_r + \left(r\sigma_o + \sqrt{r\sigma_g} \right)^2 r\sigma_g}{\mu q_r + r\sigma_g} \quad (0 \leq \alpha \leq 1) \tag{2-57}$$

ここで、 μ : 塑性率、 r : 除荷曲線の勾配を規定するパラメータ ($=\alpha_y, 0 \leq r \leq 1$)、 $r\sigma_g$: プレストレスレベルである。ただし、 $\mu \leq 1$ の場合は $\mu = 1$ とする。

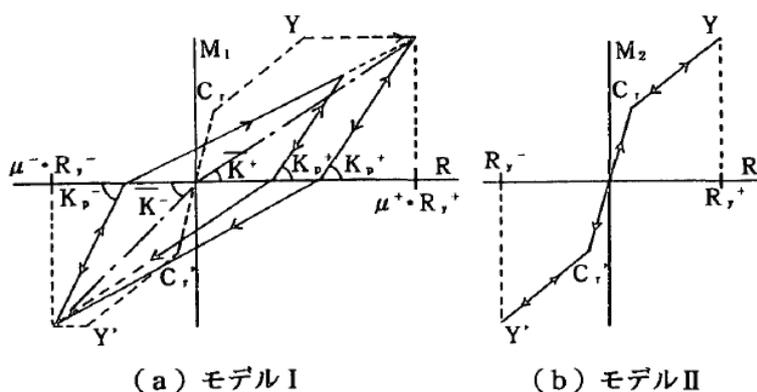


図 2-23 履歴ループの構成

③ 実験結果との比較

図 2-24(a)~(d) は、それぞれプレストレスレベル 0.1 で軸力比が 0, 1/8, 1/4 及び軸力比が 1/8 で正側、負側における部材角の振幅比が 2:1 の PCaPC 柱試験体 4 体について、限界部材角の範囲内におけるモー

メントー部材角関係, 及び等価粘性減衰定数一部材角関係について, 実験結果とモデルによる計算結果を比較したものである。また, 図 2-25(a)~(c)は, それぞれプレストレスレベル 0.15 で普通強度鉄筋の鋼材係数が 0 (純 PC), 0.4, 1.0 (純 RC) の試験体 3 体について, 図 2-24 と同じ比較検討を行ったものである。提案モデルは, S 字型の履歴ループを描く純 PC 部材から紡錘型履歴ループを描く RC 部材までのモーメント一部材角関係, 及び等価粘性減衰定数一部材角関係の実験結果を比較的良好な精度で推定できている。図 2-26 は, 縦軸, 横軸にそれぞれ等価粘性減衰定数の実験値とモデルから求まる計算値を取り, PC 梁試験体 66 体, PCaPC 柱試験体 15 体の計 81 体についてプロットしたものである。等価粘性減衰定数の (実験値) / (計算値) の平均値は 1.003, 変動係数は 0.232 と, 提案モデルによる等価粘性減衰定数の実験結果に対する適合性は比較的高い。

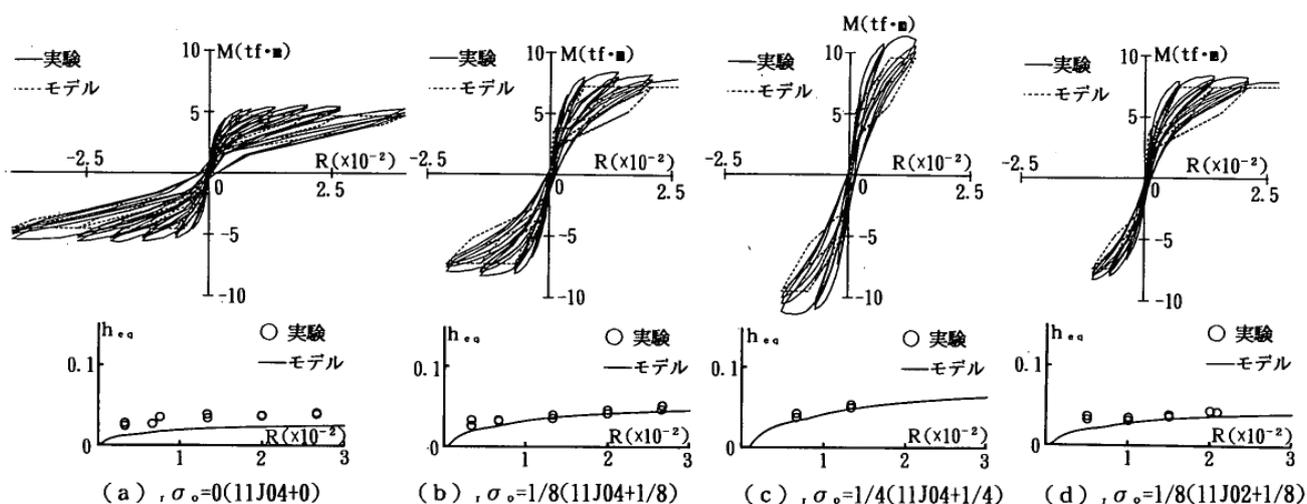


図 2-24 モデルと実験結果比較 (PCaPC 柱)

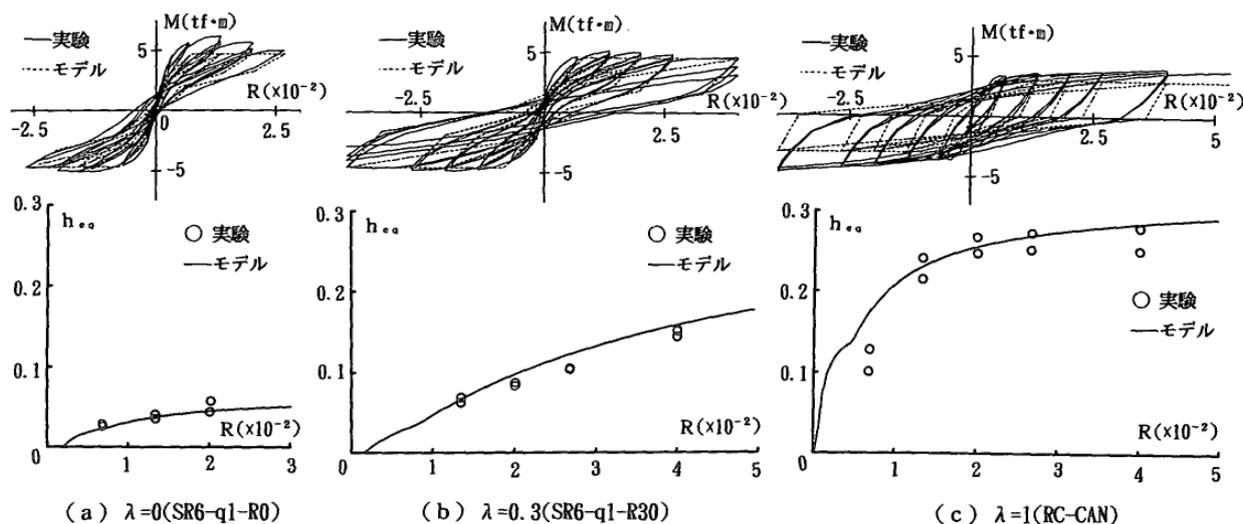


図 2-25 モデルと実験結果の比較 ($\sigma_g=0.15$)

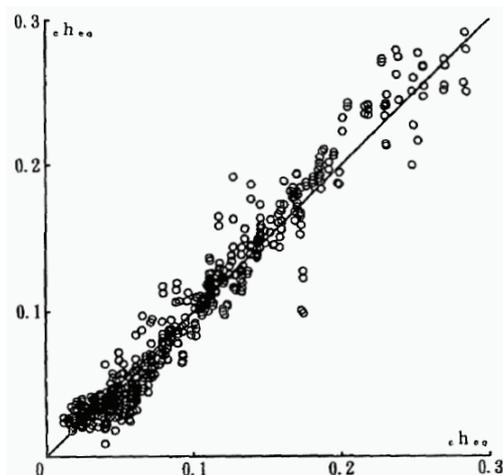


図 2-26 等価粘性減衰定数の実験値と計算値の比較

④ 考察

等価粘性減衰定数の実験結果に対する適合性が良く、非常に有用なモデルであると言えるが、問題点を以下に示す。

- (1) PC 柱部材では、軸力の影響によって曲げ終局時に PC 鋼棒が降伏するとは限らない。曲げ降伏モーメント M_y は PC 鋼材降伏を仮定して求められたものではないので大きな問題とはならないが、降伏点剛性低下率 α_y は RC 部材に対して提案された菅野式を修正したものであり、物理的な意味が不明瞭である。
- (2) 降伏点剛性低下率 α_y を与える式 (2-54)における d_{rl} について、PCaPC 部材の場合には引張側普通強度鉄筋が引張力を負担しないため、どのように定義すべきかが不明である。
- (3) ポストピークの挙動予測については触れられておらず、曲げ降伏点以降の剛性評価が行われていない。
- (4) 履歴ループ形状を規定するパラメータ α (式 (2-57)) を与える式の根拠が明確でない。

2.5.2 西山モデル

西山らは、Thompson and Park モデルにおけるフルプレストレスの PC 部材断面の履歴復元力特性^[2,32]を修正することにより、フルプレストレスの PC 部材断面から RC 断面までの M- ϕ 関係モデルを作成した。以下にその概略を示す。

① 履歴ルール

Thompson and Park モデルの PC 断面の履歴復元力特性と同一である。具体的には、図 2-27に示すように、ひび割れ～コンクリート圧壊発生（最大耐力）までのサイクルをステージ 1、一方向のみでコンクリート圧壊発生した後のサイクルをステージ 2、正方向、負方向の両方でコンクリート圧壊発生した後のサイクルをステージ 3 と、履歴復元力特性を 3 つのステージに分類した。

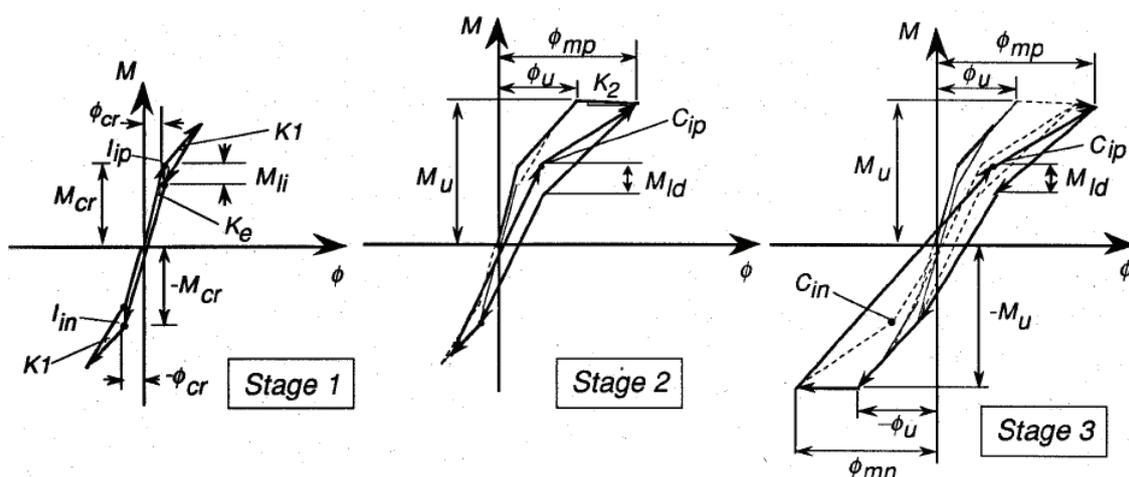


図 2-27 西山モデルの概要

② 特性値

特性値については、Thompson and Park モデルを修正したものをを用いる。包絡線上から除荷された時に向かう点である $C_{ip}(\phi, M)$ を以下のように定義する。

$$M = 0.8M_u \quad \text{式 (2-58)}$$

$$\phi_u < \phi_m < 10\phi_u \text{ のとき} \quad \phi = \phi_m \left(0.3 + 0.05 \frac{\phi_m}{\phi_u} \right) \quad \text{式 (2-59)}$$

$$\phi_m > 10\phi_u \text{ のとき} \quad \phi = 0.8\phi_m \quad \text{式 (2-60)}$$

ここで、 M_u : 最大耐力、 ϕ_u : M_u に対応する曲率、 ϕ_m : 最大経験曲率の絶対値である。また、これらの座標におけるループ幅を規定する変数 M_{li} 、 M_{ld} を以下の式で与えている。

$$\frac{M_{li}}{M_{cr}} = (0.2 + 0.8\sqrt{\alpha}) \frac{\phi}{\phi_m} \quad \text{式 (2-61)}$$

$$\frac{M_{ld}}{M_u} = (0.3 + 0.6\sqrt{\alpha}) \frac{\phi}{\phi_m} \quad \text{式 (2-62)}$$

ここで、 α は普通強度鉄筋が最大曲げモーメントに寄与する比率で、

$$\alpha = \frac{M_{ru}}{M_u} \quad \text{式 (2-63)}$$

で与えられる。なお、 M_{ru} は、コンクリートブロック重心まわりの普通強度鉄筋のモーメントである。

また、 ϕ_u 以降の勾配 k_2 については、実験結果を参考に、PC 断面平均プレストレス力をパラメータとして、弾性剛性 k_e を基準として以下の式で与えている。

$$k_2 = (-0.04\eta + 0.004)k_e \quad \text{式 (2-64)}$$

それぞれのモデルの特性値を比較したものを表 2-17に示す。

表 2-17 Thompson and Park モデルと西山モデルの特性値

		Thompson and Park モデル	西山モデル
下り勾配		定義なし	$k_2 = (-0.04\eta + 0.004)k_e$
再載荷時 指向点 C_{ip} 曲率 ϕ	$\phi_u < \phi_m < 10\phi_u$	$\phi = \phi_m \left(0.23 + 0.05 \frac{\phi_m}{\phi_u} \right)$	$\phi = \phi_m \left(0.3 + 0.05 \frac{\phi_m}{\phi_u} \right)$
	$\phi_m > 10\phi_u$	$\phi = 0.73\phi_m$	$\phi = 0.8\phi_m$
再載荷時指向点 C_{ip} モーメント M		$M = 0.5M_u$	$M = 0.8M_u$
離間点 除荷時ループ幅 M_{li}		定義なし	$\frac{M_{li}}{M_{cr}} = (0.2 + 0.8\sqrt{\alpha}) \frac{\phi_r}{\phi_m}$
最大耐力経過後 除荷時ループ幅 M_{ld}		$\frac{M_{ld}}{M_u} = 0.4 \frac{\phi_r}{\phi_m}$	$\frac{M_{ld}}{M_u} = (0.3 + 0.6\sqrt{\alpha}) \frac{\phi_r}{\phi_m}$

③ 実験結果との比較

文献[2.33]に示されている実験結果のうち、PC 試験体 PCB-1 と PCB-3 及び RC 試験体 RCB-1 と、西山モデルによる履歴復元力特性を比較したものを図 2-28に示す。各試験体の α は ACI 規準のコンクリート等価ブロック係数と材料試験から得られた材料の実強度を用いて計算されたものである。スリップ型の履歴復元力特性を示す RC 試験体については、本モデルではうまく追跡することができないが、 C_{ip} 、 C_{in} の y 座標を小さくし、かつループ幅を小さくすることによりスリップ型の履歴復元力特性を表現することも可能であるとしている。

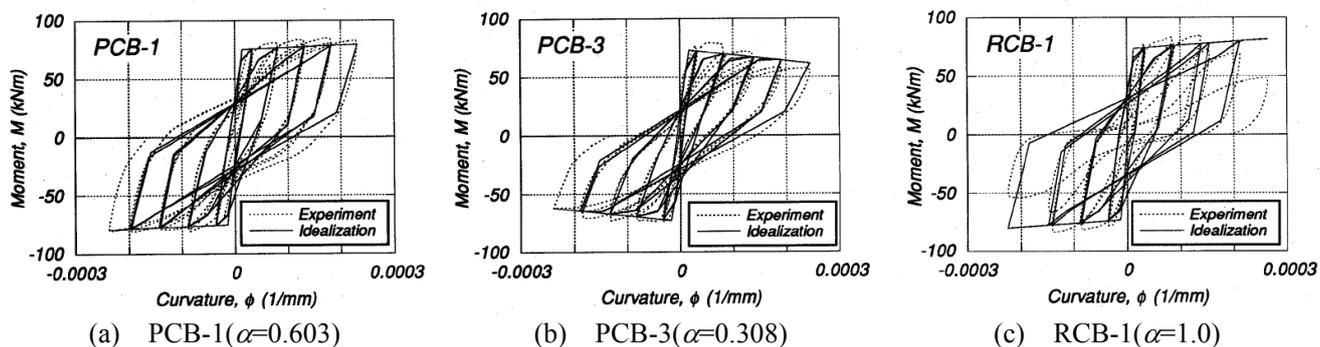


図 2-28 西山モデルと実験結果の比較

④ 考察

先に示した日大モデルと異なり, PC 部材断面から RC 部材断面までの履歴復元力特性を単一のモデルで表現することができるため, モデルを表す式が非常に簡潔である点が大きな利点である。ただし, このモデルは梁部材を対象としたものであり, 柱部材に適用するには, 軸力による影響を考慮する必要がある。軸力を考慮することにより, 以下に示す項目に関して修正を要すると考えられる。

(1) 最大耐力以降の負勾配について

柱梁接合部骨組に対する実験結果から, 負勾配とプレストレスの大きさを対応させた式 (2-64)式が導かれている。ただし, これらの実験においてプレストレスを与えたのは梁断面のみ (プレストレス比 0.06~0.18) で, 軸力を受ける PC 部材に対する検討はなされていないため, 負勾配と軸力との関係が与えられていない。

(2) α の定義について

コンクリート圧縮合力位置中心でモーメントを計算すると, 柱部材の場合には軸力によるモーメントが発生する。この物理的意味をどのように持たせるかが不明。

(3) ループ幅について

PC 部材の等価粘性減衰定数は, 軸力比の増加により大きくなることから, 文献[2.5]において示されている。このことから, 軸力比をループ幅に影響を及ぼすパラメータとして考慮すべきである。

2.6. まとめ

本章では、PCaPC 圧着柱を対象とした既往の実験的研究を示し、PC 部材の曲げ終局耐力及びせん断終局耐力評価法及び PC 部材の履歴復元力特性を与えるモデルについて説明した。以下にその内容をまとめ、これらの評価法を用いて柱部材を設計する際の問題点を示す。

- (1) PC 圧着柱に関する既往の研究を列挙し、ボンド PC, アンボンド PC 部材共に実験データが極端に不足している現状を示した。特に、アンボンド PC 圧着柱については、2.2.4, 2.2.5の片持ち形式の試験体を対象とした研究しか行われていない。アンボンド PC 部材では、載荷形式によって PC 鋼材の挙動が大きく異なるため、地震時の挙動を想定した逆対称曲げを受ける柱部材について検討を行う必要がある。
- (2) ボンド PC 部材の曲げ終局耐力評価法として、精算法、応力ブロック法及び略算法について説明した。精算法及び応力ブロック法では、コンクリートと PC 鋼材間は完全付着とした平面保持仮定を用いており、PC 柱の緊張材として一般的に使用される丸鋼の付着性状は良好でないことから、曲げ終局耐力を過大評価する可能性がある。また、略算法については、梁部材を対象とした検討のみで、柱部材を対象とした場合の予測精度や適用範囲に関する検証は行われていない。
- (3) アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力評価法として、F 値法、曲げ終局時の耐力、PC 鋼材応力及び PC 鋼材張力を与える略算式を示した。略算式は、鉛直荷重用の Pannel 式、ACI 規準式、竹本式及び日本建築学会「プレストレスト鉄筋コンクリート (III 種 PC) 構造設計・施工指針」式、地震荷重用の竹本式及び最上式について説明した。梁部材に対しては、種々の文献において既往の実験結果との整合性が確認されている。一方、柱部材に対しては、逆対称曲げを受けるアンボンド PC 圧着柱を対象とした実験例がないこともあり、これまで検討は行われていない。
- (4) PC 部材のせん断終局耐力評価法として、PC 規準せん断終局耐力式の(71.1)式及び(71.2)式を示した。これらの式は、既往の実験と比較的適合した結果を与えることが示されているが、トラス機構の形成に影響を及ぼすと考えられる、普通強度鉄筋及び PC 鋼材の付着性状や配置が、全く考慮されていない。また、PCaPC 圧着部材では普通強度鉄筋が引張力を負担しないため、式中の「圧縮縁から引張鉄筋までの距離」をどのように評価するかも問題となる。
- (5) PC 部材の履歴復元力特性を与えるモデルとして、日大モデルと西山モデルを示した。日大モデルではポストピークの挙動予測が行われていない、PCaPC 部材に適用する際に圧縮縁から引張鉄筋までの距離をどのように定義するかが明記されていないなどといった問題点がある。西山モデルはモデルを定義する式の構造上、軸力を考慮できない形となっており、柱部材は適用範囲外となっている。

参考文献

- [2.1] 例えば, 日経アーキテクチュア: グラウト不良で鋼棒破断 PC 工事の検査体制を見直しへ, 2002.5.27号, pp.86-90
- [2.2] 六車熙, 渡邊史夫, 西山峰広: アンボンド PC 不静定梁の力学的性質に関する研究, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.677-680, 1986
- [2.3] 前田博司, 芹澤好徳, 西山峰広: アンボンド圧着接合柱の力学性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.1015-1018, 2003
- [2.4] 稲田剛知, 西山峰広: アンボンド PC 圧着柱の耐震性能, プレストレストコンクリート技術協会第13回シンポジウム論文集, pp.79-84, 2004.10
- [2.5] 尹元奎, 浜原正行, 本岡順二郎: プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第480号, pp.151-160, 1996.2
- [2.6] 浜戸昇, 石田雅宏他: PCaPC 高層建物における PC 柱の実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.1003-1006, 1998.9
- [2.7] 浜田公也, 大迫一徳他: 100N/mm²級の高強度コンクリートを用いた PCaPC 柱の実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.1025-1028, 2003.9
- [2.8] J. Stanton, W. C. Stone and G. S. Cheok: A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions, PCI Journal, Mar.-Apr., pp.20-32, 1997
- [2.9] B. G. Morgen and Y. C. Kurama: A Friction Damper for Post-tensioned Precast Concrete Moment Frames, PCI Journal, Jul.-Aug., pp.112-133, 2004
- [2.10] 岡田満, 浜原正行, 末次宏光, 本岡順二郎: プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第410号, pp.63-69, 1990.4
- [2.11] 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, pp.180-196, 1998.11
- [2.12] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (318M-99) and Commentary (318RM-99)," pp.109, 1999
- [2.13] 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), pp.508-509, 1990
- [2.14] 岸本一蔵, 鈴木計夫, 中塚侑: コンクリート曲げ部材断面の曲げ終局強度と曲げ変形性能に関する解析的考察, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.429-432, 1989.5
- [2.15] G. Kani: Spannbeton in Entwurf und Ausfuehrung, Verlag Konrad Wittwer Stuttgart, 1955
- [2.16] 六車熙, 坂静雄: 付着のない PC 梁の曲げ破壊耐力, 日本建築学会論文報告集, 第60号, pp.641-648, 1958.10
- [2.17] F. N. Pannel: The Ultimate Moment of Resistance of Unbonded Prestressed Concrete Beams, Mag. of conc. Res., pp.43-54, 1969.3
- [2.18] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (318M-99) and Commentary (318RM-99)," pp.266, 1999
- [2.19] 竹本靖: アンボンド PRC 部材の曲げ終局時テンドン応力について, 大林組技術研究所報, No.28, pp.49-54, 1984
- [2.20] 最上達雄, 是永健好: 逆対称曲げを受けるアンボンド PC 梁のモーメント-変形関係に関するパラメトリック解析-アンボンド PC 部材の構造特性に関する研究(その2), 日本建築学会構造

系論文報告集, 第 428 号, pp.79-88, 1991.10

- [2.21] 是永健好, 岡本晴彦: アンボンド PC 部材の終局耐力算定式に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-2, pp.945-946, 2001.9
- [2.22] 日本建築学会: プレストレスト鉄筋コンクリート(III 種 PC) 構造設計・施工指針・同解説, pp.63-68
- [2.23] A. L. L. Baker: A Plastic Theory of Design for Ordinary Reinforced and Prestressed Concrete Including Moment Redistribution in Continuous Members, Magazine of Concrete Research, pp.57-66, 1949.6
- [2.24] 六車熙, 渡辺史夫, 西山峰広: アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.26, No.1, pp.10-16, 1984.1
- [2.25] 日本建築学会: コンクリート構造(PC, PRC) 部材の靱性設計手法と耐震架構への応用, pp.113-120, 1997
- [2.26] 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, pp.232-251, 1998.11
- [2.27] 福井剛, 大熊晃, 浜原正行: プレストレストコンクリート梁のせん断終局強度と靱性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.931-936, 1999
- [2.28] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp.106-121, 1990.11
- [2.29] 日本建築学会: PC 構造研究の現状, 新 PC 規準へ向けての活動およびプレストレス技術を有効利用した建物例(2007 年度日本建築学会大会 PD 資料), pp.33, 2007.8
- [2.30] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp.142-162, 1999
- [2.31] 西山峰広: プレストレストコンクリート建築構造物の地震応答と耐震設計, 京都大学学位請求論文, pp.155-183, 1993
- [2.32] K. J. Thompson and R. Park: Seismic Response of Partially Prestressed Concrete, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.106, ST8, pp.1755-1775, 1980.8
- [2.33] 西山峰広, 渡辺史夫, 六車熙: プレストレストコンクリート梁柱ト型骨組の履歴復元力特性と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報告集, No.429, pp.31-40, 1991.11

3. 逆対称曲げを受ける PC 圧着柱の実験的検討

3.1. はじめに

前章でも述べた通り、PC 圧着柱に関する研究は、ボンド、アンボンド共に非常に少ない。また、これまでに行われたアンボンド圧着柱実験は片持ち部材を対象としたものしかない。アンボンド部材では、載荷形式によって PC 鋼材の挙動は大きく異なる。したがって、本論文では、地震時の挙動を模擬した逆対称曲げを受ける PC 圧着柱の実験的検討を行う。本実験の主目的は、PC 圧着柱の曲げ耐力、剛性、変形性能、履歴性状、履歴エネルギー吸収能力についての知見を得ることと、実験パラメータとして設定したプレストレス力、軸圧縮力、せん断補強筋量、鋼材付着が、部材の力学性状に与える影響を把握することである。3.2では、載荷実験の概要として、試験体、載荷方法及び計測項目について説明し、3.3で載荷実験より得られた結果を示す。なお、実験結果のそれぞれの項目に関する詳細な検討は、後の章において行うものとする。

3.2. 実験概要

3.2.1 試験体概要

① 実験パラメータ

実験パラメータは、PC グラウトの有無、プレストレス比、柱軸力比、せん断補強筋の配筋方法（中子筋の有無）である。なお、プレストレス比 η_p と軸力比 η_N は、コンクリート設計基準強度 $F_c=60\text{MPa}$ を用いて、それぞれ以下の式 (3-1)及び式 (3-2)で与えられるものとする。

$$\eta_p = \sum P_i / (bDF_c) \quad \text{式 (3-1)}$$

$$\eta_N = N / (bDF_c) \quad \text{式 (3-2)}$$

ここで、 P_i ：導入プレストレス力、 N ：軸力、 b ：断面幅、 D ：断面せいである。

また、軸力比とプレストレス比の合計は、長期許容応力度 $1/3F_c$ に対応した 0.33 と、地震時における下層階外柱の軸力増加を想定し、短期許容応力度 $2/3F_c$ と長期許容応力度の中間値に対応した 0.50 の 2 種類とした。プレストレス比は 0.1 または 0.2 とし、それぞれに対応する軸力比を設定した。試験体の名称は、図 3-1に示す規則に従う。

B 1/2 - 0.1 t
(1) (2) (3) (4)

- (1) PC グラウトの有無 (B：あり，U：なし)
- (2) 軸圧縮力比
- (3) プレストレス比
- (4) せん断補強筋の配筋方法 (t：中子筋あり)

図 3-1 試験体名称の定義

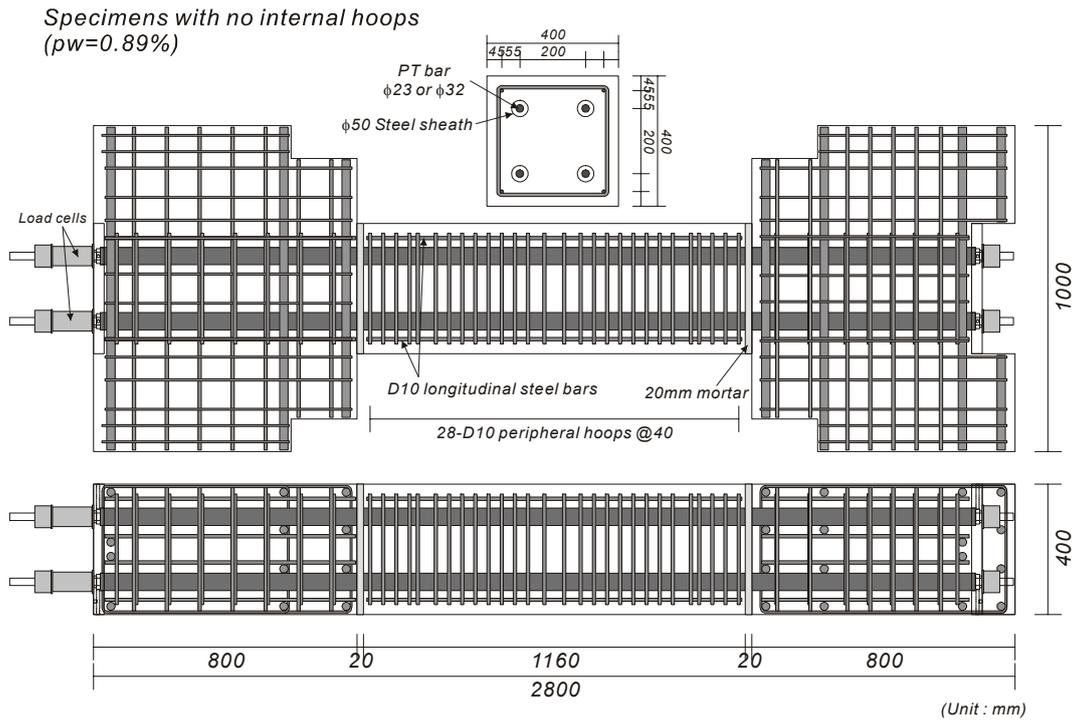
表 3-1 試験体一覧

試験体名	軸圧縮力		プレストレス力		軸力		PC グラウト	せん断補強筋	
	η_{P+N}	$N+P_i$ (kN)	η_P	P_i (kN)	η_N	N (kN)		配筋	p_w (%)
B1/3-0.1	0.33	3200	0.10	960	0.23	2240	有	□-D10@40	0.89
U1/3-0.1	0.33	3200	0.10	960	0.23	2240	無	□-D10@40	0.89
B1/2-0.1	0.50	3200	0.10	960	0.40	3840	有	□-D10@40	0.89
U1/2-0.1	0.50	3200	0.10	960	0.40	3840	無	□-D10@40	0.89
B1/2-0.1t	0.50	4800	0.10	960	0.40	3840	有	≡-D10@60	1.19
U1/2-0.1t	0.50	4800	0.10	960	0.40	3840	無	≡-D10@60	1.19
B1/3-0.2	0.33	3200	0.20	1920	0.13	1280	有	□-D10@40	0.89
U1/3-0.2	0.33	3200	0.20	1920	0.13	1280	無	□-D10@40	0.89
B1/2-0.2	0.50	4800	0.20	1920	0.30	2880	有	□-D10@40	0.89
U1/2-0.2	0.50	4800	0.20	1920	0.30	2880	無	□-D10@40	0.89

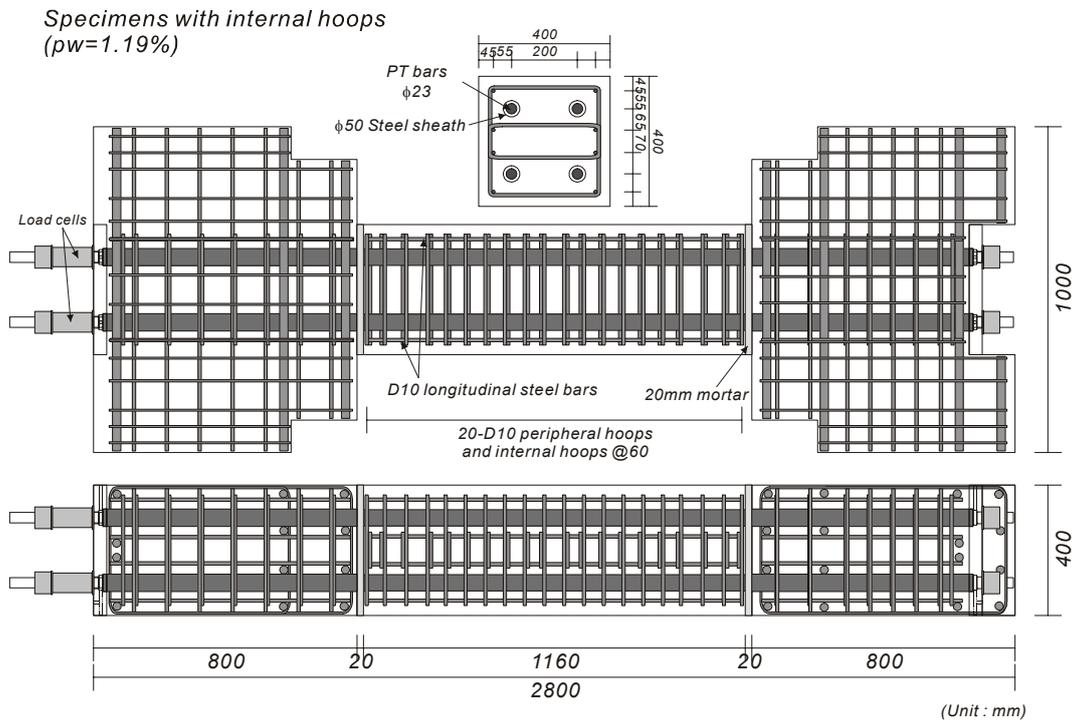
② 試験体詳細

試験体は図 3-2に示す通りで、高層建物の1階柱を想定した1/3スケールである。断面400mm×400mm、内法高さ1160mmの柱と、断面400×1000mm、高さ800mmの基礎部分を別々に打設した後、20mm厚の高強度無収縮モルタルを介して、両者をプレストレス力によって圧着接合した。ボンド試験体は、プレストレス導入直後にシース内にグラウトを注入した。

試験区間の組立筋及びせん断補強筋にはD10(SD295)の異形普通強度鉄筋を使用し、中子筋無しの試験体は40mm間隔($p_w=0.89\%$)で、中子筋有りの試験体は60mm間隔($p_w=1.19\%$)で、それぞれせん断補強筋を配筋した。PC鋼材は、プレストレス比0.1の試験体には $\phi 23$ PC鋼棒(C種1号)を、プレストレス比0.2の試験体には $\phi 32$ PC鋼棒(C種1号)をそれぞれ使用し、定着端間の距離は2820mmである。なお、目標導入プレストレス力のPC鋼棒規格降伏耐力に対する比率 P_i/P_y は、プレストレス比0.1の試験体で0.535、0.2の試験体で0.553である。また、PC鋼棒の径に関係なく同じ径のシースを使用しており、シースによる断面欠損は柱全断面に対して4.9%である。



(a) 中子筋無し (B1/2-0.1t, U1/2-0.1t 以外)



(b) 中子筋有り (B1/2-0.1t, U1/2-0.1t)

図 3-2 試験体図

③ M-N インターアクションカーブ

ボンド試験体の M-N インターアクションカーブを図 3-3に示す。曲げ終局耐力は、コンクリート、普通強度鉄筋及び PC 鋼材について平面保持を仮定し、ACI コンクリート等価応力ブロックを用いて計算した。なお、普通強度鉄筋の材料特性値は降伏強度 295MPa、弾性係数 2.1×10^5 MPa、PC 鋼材の材料特性値は降伏強度 1080MPa、弾性係数 2.0×10^5 MPa とし、いずれも完全弾塑性とした。また、普通強度鉄筋は圧縮側のみ考慮した。

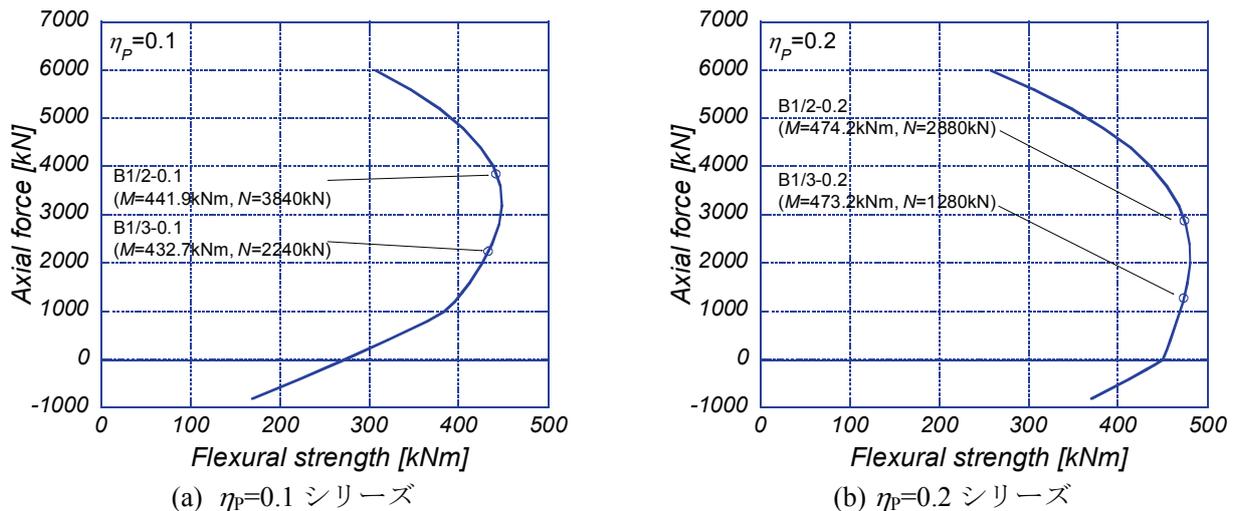


図 3-3 M-N インターアクションカーブ

④ 試験体破壊形式

本実験は圧着柱の曲げ終局耐力と変形性能の把握を目的としているため、いずれの試験体も曲げ破壊が先行しなければならない。よって、これ以外に起こり得る破壊形式として考えられる、柱部材及び圧着面のせん断破壊が、曲げ破壊に先行しないことが必要である。そこで、試験体が有するこれらのせん断耐力値と、曲げ終局耐力時のせん断入力値を比較し、柱の曲げ破壊が先行することを確認する。耐力の算出にあたり、コンクリートの材料強度は設計基準強度 (=60MPa) を、鋼材類の材料強度は規格強度をそれぞれ使用した。曲げ終局耐力は、ボンド試験体については③で示した方法で、アンボンド試験体については、コンクリート及び普通強度鉄筋について平面保持を仮定し、PC 鋼材張力変動を 0 とし、ACI コンクリート等価応力ブロックを用いて、それぞれ計算した。また、柱部材のせん断耐力は前章にて紹介した、PC 規準(71.1)式及び(71.2)式を用いて計算した。このとき、(71.1)式の d_r は圧縮縁から軸筋までの距離を、(71.2)式の j_r は軸筋間の距離とした。また、圧着面のせん断耐力 Q_F は、圧着面に作用する圧縮力に摩擦係数を乗じた次式^[3.1]で算出した。

$$Q_F = \mu(P_e + N) \quad \text{式 (3-3)}$$

ここで、 P_e : 有効プレストレス力、 μ : 摩擦係数 (=0.5)、 N : 柱の軸方向力である。

上述の方法にて算出された各種耐力を表 3-2に示す。なお、式 (3-3)における有効プレストレス力には、表 3-1の P_i を代入した。圧着面せん断耐力及び柱部材せん断耐力ともに、曲げ終局耐力時に入力される

せん断力を上回っている。

表 3-2 各試験体の柱せん断耐力

試験体名	曲げ終局耐力時 せん断入力値 (kN)	圧着面 せん断耐力		(71.1)式 柱せん断耐力		(71.2a)式 柱せん断耐力	
		耐力値 (kN)	余裕度	耐力値 (kN)	余裕度	耐力値 (kN)	余裕度
B1/3-0.1	721.2	1600.0	2.22	801.1	1.11	1036.8	1.44
B1/2-0.1	736.4	2400.0	3.26	985.8	1.34	1036.8	1.41
B1/2-0.1t	740.3	2400.0	3.24	1040.3	1.41	1122.7	1.52
B1/3-0.2	788.7	1600.0	2.03	801.1	1.02	1036.8	1.31
B1/2-0.2	790.3	2400.0	3.04	985.8	1.25	1036.8	1.31
U1/3-0.1	646.5	1600.0	2.47	801.1	1.24	1036.8	1.60
U1/2-0.1	680.7	2400.0	3.53	985.8	1.45	1036.8	1.52
U1/2-0.1t	685.7	2400.0	3.50	1040.3	1.52	1122.7	1.64
U1/3-0.2	646.0	1600.0	2.48	801.1	1.24	1036.8	1.60
U1/2-0.2	684.5	2400.0	3.51	985.8	1.44	1036.8	1.51

⑤ 使用材料の力学特性

試験体に使用したコンクリート、目地モルタル、グラウト、普通強度鉄筋及びPC鋼棒の組合せを表 3-3 に示す。また、各材料の材料特性値を表 3-4及び表 3-5に示す。目地部モルタルには、プレミックスの無収縮グラウト材（デンカプレタスコン）と水を、水セメント比 36%（水セメント砂比 18%）の割合で配合したものを、ボンド試験体に使用したグラウトは、普通ポルトランドセメントと水を、水セメント比 45%で配合したものをそれぞれ使用した。PC鋼棒の降伏強度は 0.2%オフセット降伏応力である。

表 3-3 各試験体の使用材料一覧

試験体名	コンクリート	目地モルタル	グラウト	普通強度鉄筋	PC鋼棒
B1/3-0.1	C1	M1	G1	R1	P1
U1/3-0.1	C2	M1	-	R1	P1
B1/2-0.1	C3	M2	G2	R1	P1
U1/2-0.1	C3	M2	-	R1	P1
B1/2-0.1t	C4	M3	G3	R2	P2
U1/2-0.1t	C4	M3	-	R2	P2
B1/3-0.2	C4	M3	G3	R2	P4
U1/3-0.2	C4	M3	-	R2	P4
B1/2-0.2	C3	M2	G2	R1	P3
U1/2-0.2	C3	M2	-	R1	P3

表 3-4 コンクリート等の材料特性値

材料名	種別	使用試験体名	圧縮強度 (MPa)	圧縮強度時歪 (%)	弾性係数 (MPa)
コンクリート	C1	B1/3-0.1	71.6	0.265	3.48×10^4
	C2	U1/3-0.1	56.1	0.249	3.04×10^4
	C3	B1/2-0.1, B1/2-0.2 U1/2-0/1, U1/2-0.2	57.8	0.247	3.20×10^4
	C4	B1/3-0.2, B1/2-0.1t U1/3-0.2, U1/2-0.1t	70.4	0.301	2.29×10^4 *
目地モルタル	M1	B1/3-0.1, U1/3-0.1	49.9	0.308	2.08×10^4
	M2	B1/2-0/1, B1/2-0.2 U1/2-0/1, U1/2-0.2	44.0	0.318	1.92×10^4
	M3	B1/3-0.2, B1/2-0.1t U1/3-0.2, U1/2-0.1t	58.1	0.333	2.21×10^4
グラウト	G1	B1/3-0.1	37.7	0.254	1.36×10^4
	G2	B1/2-0.1, B1/2-0.2	42.4	0.232	1.73×10^4
	G3	B1/3-0.2, B1/2-0.1t	41.5	0.310	1.44×10^4

*コンクリート C4 の弾性係数は他のバッチのものとは比べて著しく低く、データ不良の可能性があるので、以後の検討においては、RC 規準で示されている計算式によって計算した値 (3.53×10^4 MPa) を用いるものとする。

表 3-5 鉄筋等の材料特性値

材料名	種別	鋼材種	降伏強度 (MPa)	降伏強度時歪 (%)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)
普通強度鉄筋 (SD295)	R1	D10	355.3	0.192	487.8	1.85×10^5
	R2	D10	375.7	0.203	521.3	1.84×10^5
PC 鋼棒 (C 種 1 号)	P1	φ23	1193	-	1270	2.01×10^5
	P2	φ23	1203	-	1282	2.01×10^5
	P3	φ32	1177	-	1277	2.01×10^5
	P4	φ32	1152	-	1272	2.00×10^5

⑥ 有効プレストレス

プレストレス導入直後、軸力載荷前及び軸力載荷後におけるそれぞれの PC 鋼材の張力及び合計値を表 3-6に示す。プレストレス導入直後、軸力載荷前及びアンボンド試験体の軸力載荷後の値は、柱脚側の PC 鋼棒端に設置したロードセルによる計測値である。また、ボンド試験体の軸力載荷後の値は、圧着面位置に貼付したひずみゲージで計測した軸力載荷中におけるひずみ増分(柱頭と柱脚の平均値)から PC 鋼材張力変動を計算し、軸力載荷前のロードセル計測値に加えた値である。プレストレス導入直後の張力合計値に対する、軸力載荷前及び軸力載荷後の張力合計値の比を、プレストレス有効率として表 3-6に併せて示す。長期荷重による軸力を想定した $\eta_{N+P}=0.33$ シリーズの試験体では、軸力載荷後のプレストレス有効率が 0.806~0.883 となり、作用させる軸力の大小によって多少の差はあるものの、PC

規準に示されている有効率 $0.85^{[3,2]}$ に近い値を示した。

表 3-6 有効プレストレス力

		Upper		Lower		合計 (kN)	$P/(bDf'_c)$	有効率
		West (kN)	East (kN)	West (kN)	East (kN)			
B1/3-0.1	PS 導入直後	239.6	241.1	240.5	237.6	958.8	0.084	-
	軸力載荷前	227.5	229.1	232.0	229.4	918.1	0.080	0.958
	軸力載荷後	211.3	194.0	204.6	173.4	783.3	0.068	0.817
B1/2-0.1	PS 導入直後	237.6	246.4	249.8	240.8	974.6	0.105	-
	軸力載荷前	225.7	231.2	229.2	223.6	909.7	0.098	0.933
	軸力載荷後	166.2	175.3	160.3	156.9	658.7	0.071	0.676
B1/2-0.1t	PS 導入直後	258.9	262.4	266.4	261.8	1049.5	0.093	-
	軸力載荷前	249.3	251.7	254.4	250.8	1006.2	0.089	0.959
	軸力載荷後	184.7	194.5	188.1	187.5	755.0	0.067	0.719
B1/3-0.2	PS 導入直後	499.6	511.7	522.6	502.9	2036.8	0.181	-
	軸力載荷前	471.6	482.5	489.6	465.5	1909.2	0.169	0.937
	軸力載荷後	443.5*	457.9*	452.1*	444.8*	1798.4*	0.160	0.883
B1/2-0.2	PS 導入直後	496.0	487.3	483.1	500.3	1966.7	0.213	-
	軸力載荷前	470.0	463.6	451.2	466.1	1851.0	0.200	0.941
	軸力載荷後	422.5	410.1	339.3	350.5	1522.4	0.165	0.774
U1/3-0.1	PS 導入直後	246.1	243.0	247.1	242.2	978.4	0.109	-
	軸力載荷前	228.3	226.5	223.8	221.8	900.5	0.100	0.920
	軸力載荷後	209.8	205.1	188.0	185.5	788.4	0.088	0.806
U1/2-0.1	PS 導入直後	241.7	253.6	247.9	254.7	997.9	0.108	-
	軸力載荷前	237.7	236.3	236.3	238.7	949.0	0.103	0.951
	軸力載荷後	218.4	216.2	165.5	164.1	764.2	0.083	0.766
U1/2-0.1t	PS 導入直後	260.8	256.9	260.5	250.5	1028.7	0.091	-
	軸力載荷前	249.9	242.5	242.3	224.8	959.5	0.085	0.933
	軸力載荷後	222.5	212.9	197.8	172.2	805.4	0.072	0.783
U1/3-0.2	PS 導入直後	514.1	530.6	508.1	530.3	2083.1	0.185	-
	軸力載荷前	477.3	498.0	459.1	485.3	1919.7	0.170	0.922
	軸力載荷後	454.8	475.8	431.7	457.0	1819.4	0.162	0.873
U1/2-0.2	PS 導入直後	501.4	472.1	487.8	502.6	1963.9	0.212	-
	軸力載荷前	455.4	435.8	413.8	443.8	1748.8	0.189	0.890
	軸力載荷後	420.3	403.9	336.6	366.1	1526.9	0.165	0.777

*柱脚側の1本が計測不能であったため、柱頭側4本のみで評価した。

3.2.2 載荷方法

載荷装置を図 3-4に示す。反力床に PC 鋼棒で固定した RC 製反力ブロックに試験体柱脚側スタブを固定し、一方、水平力載荷用 2000kN ジャッキ 2 本と軸力載荷用 8000kN ジャッキ 2 本を鉄骨製及び RC 製治具を介して柱頭スタブに接続した。8000kN ジャッキ 2 本で定軸力を与えながら、柱頭側スタブと柱脚側スタブが平行に保たれるように水平力載荷用ジャッキを調整して載荷を行った。図 3-4に示す柱頭及び柱脚に設置された水平変位計測用変位計が同じ値を示すように載荷することにより、スタブ間の平行度を保持した。載荷は柱部材角で制御し、部材角が 0.25%、0.5%、1.0%、2.0%、3.0%、4.0%、5.0% で、それぞれ正負各 2 回の交番載荷を行った (図 3-5)。柱頭が西方向 (図中上方向) へ移動する場合を正方向としている。

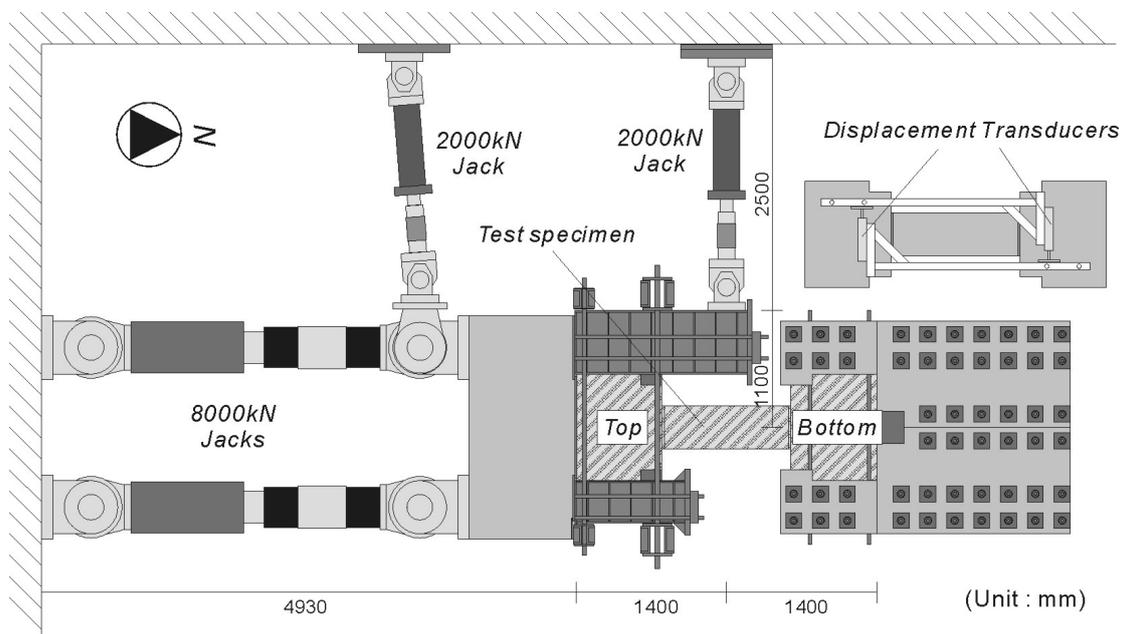


図 3-4 載荷装置

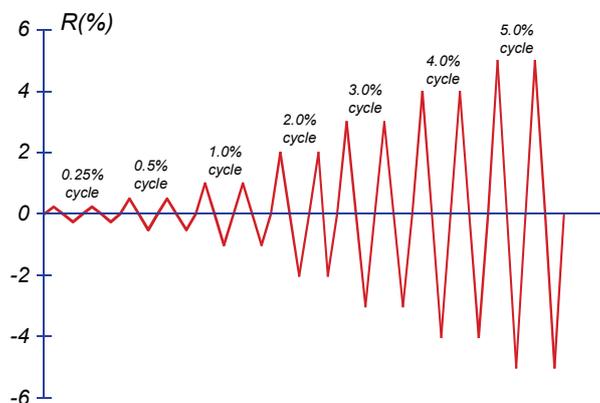


図 3-5 載荷履歴

3.2.3 計測項目

以下に、本実験で計測する項目を挙げる。

(1)軸力

軸力載荷用 800t ジャッキ 2 本それぞれにロードセルを取り付け、軸力を計測する。

(2)水平荷重

水平載荷用 200t ジャッキ 2 本にロードセルを取り付け、水平荷重を計測する。

(3)水平変位

柱頭及び柱脚スタブに治具を介して設置された 2 本の変位計で計測し、2 本の計測値の平均値を水平変位とした。また、これらの変位計が同じ値を示すように載荷を行うことで、柱頭スタブと柱脚スタブが平行に移動していることを確認する。

(4)鉄筋ひずみ及び PC 鋼材ひずみ

組立筋及びせん断補強筋の図 3-6に示す箇所貼付したひずみゲージにより、鉄筋ひずみを計測する。また、PC 鋼材には圧着面位置にゲージを貼付し、PC 鋼材ひずみを計測する。ゲージは計測点 1 ヶ所につき、鋼材の表裏にそれぞれ 1 枚ずつ、計 2 枚を貼付している。組立筋、外周フープ及び PC 鋼材については、試験体の上面側及び下面側の両方にゲージを貼付し、中子筋については上面側のみひずみゲージを貼付した。

(5)PC 鋼材張力

柱脚側の PC 鋼材定着端に設置したロードセルにより PC 鋼材張力を計測する。

(6)試験体各部の変形

図 3-7に示すように柱部材を 6 つの領域に分割し、トラス状に配置した 25 本の変位計により、スタブ部分に 4 点、柱部材に 10 点設定した測定点の相対変位を計測した。この計測結果を用いて、それぞれの領域における変形成成分分離を行った。

(7)柱脚部及び柱頭部曲率

図 3-7に示すように、柱脚及び柱頭の側面に変位計を設置し、設置領域における柱部材の軸ひずみ及び曲率を計測した。

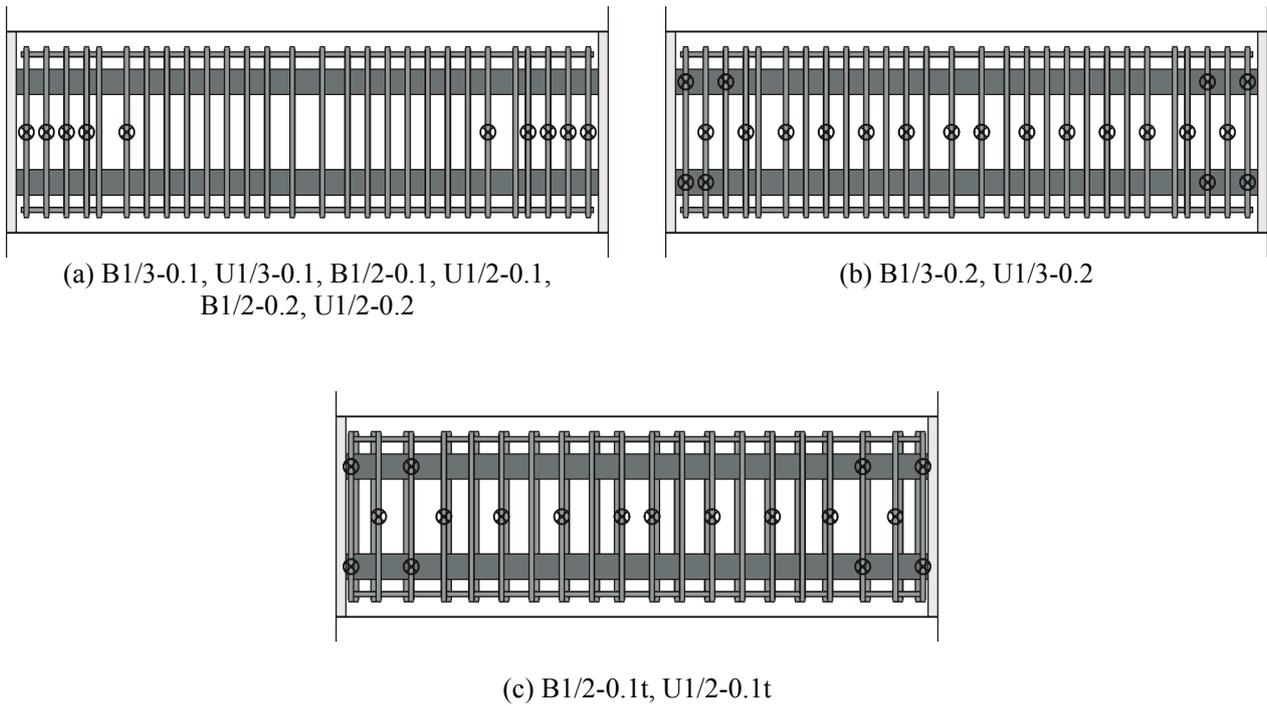


図 3-6 ひずみゲージ貼付位置

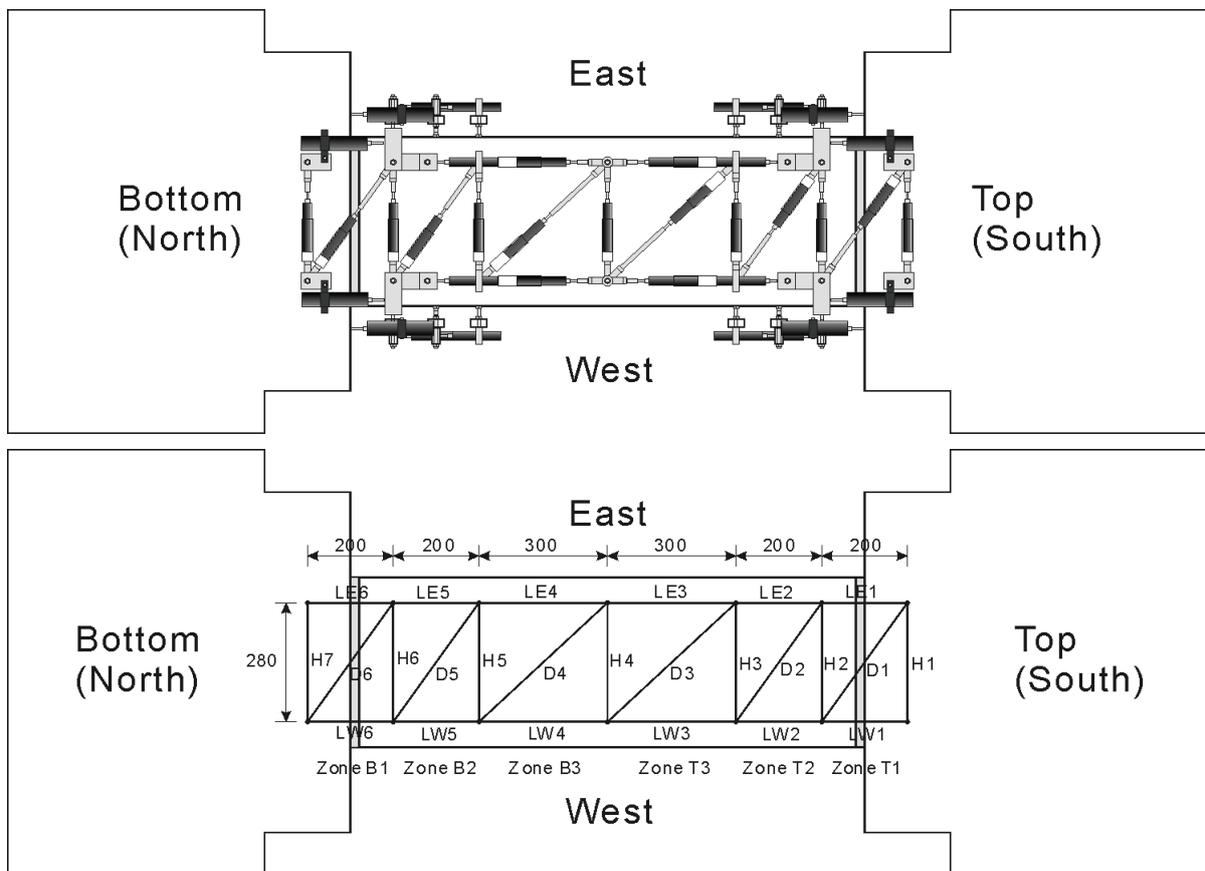


図 3-7 変位計設置図 (上面からの伏図)

変位計の計測値から、計測領域における曲げ変形、軸変形及びせん断変形に分離する際の手順を説明する。各変位計の計測値（計測点間の相対変位）を、図 3-8のようにそれぞれ $\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4, \delta_5$ と定義する。これらの変位は、曲げ変形、軸変形及びせん断変形による変位の和であると考えられるので、曲率（ ϕ_1, ϕ_2 ）、軸ひずみ（ $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ ）、せん断ひずみ（ γ ）、計測領域長さ（ L_1 ）及び計測領域幅（ L_2 ）を用いて式 (3-4)～式 (3-8)のように表現できる。

$$\delta_1 = -\frac{L_1\phi_2}{2}L_2 + L_2\varepsilon_2, \quad \delta_2 = \frac{L_2\phi_1}{2}L_1 + L_1\varepsilon_1 \quad \text{式 (3-4), 式 (3-5)}$$

$$\delta_3 = \frac{L_1\phi_2}{2}L_2 + L_2\varepsilon_2, \quad \delta_4 = -\frac{L_2\phi_1}{2}L_1 + L_1\varepsilon_1, \quad \text{式 (3-6), 式 (3-7)}$$

$$\delta_5 = L_1\varepsilon_1 \sin \alpha + L_2\varepsilon_2 \cos \alpha - L_2\gamma \sin \alpha \quad \text{式 (3-8)}$$

ただし、 $\alpha = \tan^{-1}(L_1/L_2)$ である。

よって、曲率、軸ひずみ及びせん断ひずみは式 (3-9)～式 (3-13)のように求められる。

$$\phi_1 = \frac{\delta_2 - \delta_4}{L_1L_2}, \quad \phi_2 = \frac{\delta_3 - \delta_1}{L_1L_2} \quad \text{式 (3-9), 式 (3-10)}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\delta_2 + \delta_4}{2L_1}, \quad \varepsilon_2 = \frac{\delta_1 + \delta_3}{2L_2} \quad \text{式 (3-11), 式 (3-12)}$$

$$\gamma = \frac{-2\delta_5 + (\delta_2 + \delta_4)\sin \alpha + (\delta_1 + \delta_3)\cos \alpha}{2L_2 \sin \alpha} \quad \text{式 (3-13)}$$

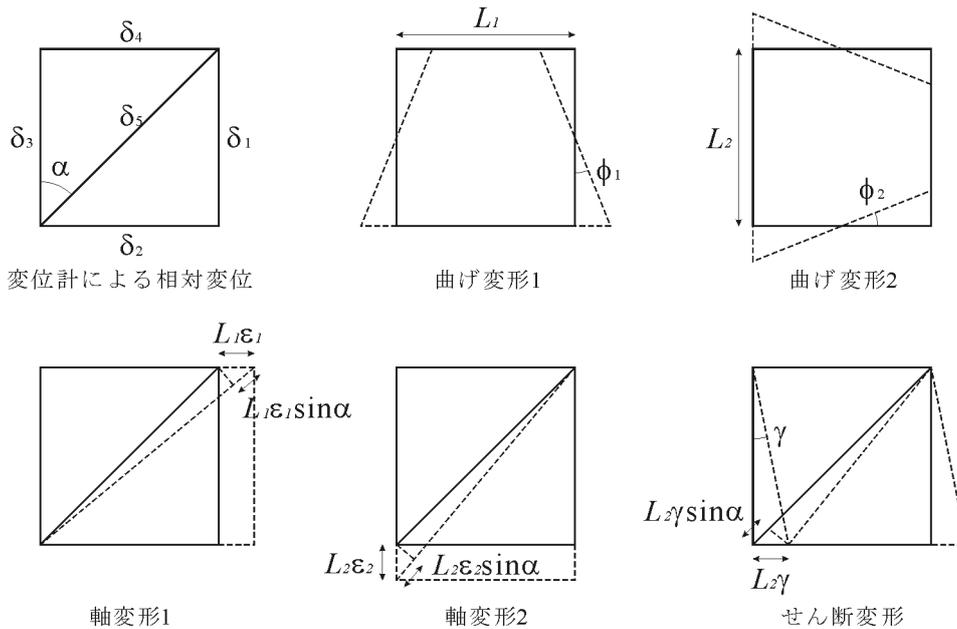


図 3-8 変形分離方法

3.3. 実験結果

3.3.1 セン断力一部材角関係及び破壊状況

ボンド試験体及びアンボンド試験体のせん断力一部材角関係を図 3-9及び図 3-10にそれぞれ示す。図中、最大せん断力を示した点を●点で、曲げ終局時せん断力計算値 $Q_{u,ACI}$ 及び $Q_{u,pe}$ (計算方法等の詳細については後述) を点線でそれぞれ示す。図 3-9及び図 3-10のせん断力 Q は式 (3-14)で計算し、軸力の P- Δ 効果による付加モーメントも含まれた形で表している。なお、図中の一点鎖線は、P- Δ 効果の寄与分を示している。

$$Q = (M_{top} + M_{base}) / L \quad \text{式 (3-14)}$$

ここで、 M_{top} , M_{base} : 水平力載荷用ジャッキ及び軸力載荷用ジャッキに接続したロードセルで計測された軸力より算定した、柱頭及び柱脚における曲げモーメントである。

また、各試験体の各載荷サイクル終了時のひび割れ状況を図 3-11～図 3-20にそれぞれ示す。ひび割れ図は各載荷サイクル (正負 2 回ずつ) 終了時の試験体上面の状態を表しており、正載荷時に発生したひび割れを実線で、負載荷時に発生したひび割れを点線で示している。また、ひび割れ図のグリッド線は 100mm 間隔で描かれている。各試験体の実験経過は以下の通りである。

B1/3-0.1 : $R=\pm 0.25\%$ の途中で圧着面において離間が発生。 $R=\pm 0.5\%$ では圧縮側側面のコンクリートにささくれのような圧壊の兆候が見られ、剛性がやや低下した。 $R=\pm 1.0\%$ の 1 回目途中で、カバーコンクリートに圧壊による材軸方向のひび割れが発生し、以後、変形の増大に伴って耐力が低下した。 $R=\pm 3.0\%$ までは部材端部の圧縮域コンクリートの圧壊及びカバーコンクリートの剥離がさらに進行するのみで、損傷は部材端部に集中していたが、 $R=\pm 4.0\%$ の途中において、部材中央に材軸に平行なひび割れが新たに発生した。ただし、このひび割れの発生による急激な耐力低下は見られず、最終載荷変位である $R=\pm 5.0\%$ まで安定して載荷を行うことができた。

B1/2-0.1 : $R=\pm 0.25\%$ の途中で圧着面において離間 (低軸力の B1/3-0.1 と比べるとやや軽微) が発生。また、すでに圧縮側側面のコンクリートに圧壊の兆候が見られた。 $R=-0.5\%$ の 1 回目途中及び $R=+1.0\%$ の 1 回目途中で端部の圧壊が始まり、最大耐力を示した。この時、部材中央部にせん断ひび割れの発生も確認された。その後、端部圧壊及びせん断ひび割れ共に進展し、急激な耐力の低下が見られ、 $R=-2.0\%$ の 1 回目の途中で軸力を支持できなくなり載荷を終了した。

B1/2-0.1t : $R=\pm 0.25\%$ の途中で圧着面において離間が発生。 $R=-0.25\%$ の 2 回目では圧縮側側面のコンクリートに圧壊の兆候が見られた。 $R=-0.5\%$ の 1 回目途中及び $R=+1.0\%$ の 1 回目途中で端部の圧壊が始まり、最大耐力を示した。また、 $R=\pm 1.0\%$ では、部材中央にせん断ひび割れが発生した。その後、端部圧壊、せん断ひび割れ共に進展するが、部材端部のコンクリートの損傷がかなり大きく、 $R=-3.0\%$ の 1 回目の途中で軸力を支持できなくなり載荷を終了した。

- B1/3-0.2 : B1/3-0.1 と同様、 $R=\pm 0.25\%$ の途中で圧着面において離間が発生、 $R=\pm 0.5\%$ では圧縮側側面のコンクリートに圧壊の兆候が見られ、剛性がやや低下した。 $R=\pm 1.0\%$ 1 回目の途中で部材端部に圧壊が発生と共に急激に耐力が低下した。このとき、正載荷時のみせん断ひび割れの発生が確認された。 $R=-2.0\%$ では、負載荷時にもせん断ひび割れが発生した。この後、圧壊及びせん断ひび割れが共に進行して、変形の増大に伴って耐力は低下したが、最終載荷変位である $R=\pm 5.0\%$ まで安定して載荷を行うことができた。
- B1/2-0.2 : $R=\pm 0.25\%$ の途中で圧着面において離間が発生した。 $R=\pm 0.5\%$ 時には圧壊はそれほど発生しなかったが、 $R=\pm 1.0\%$ の途中で圧壊が発生し、 $R=\pm 0.5\%$ 時のピーク点まで耐力が戻らなかった。また、 $R=\pm 1.0\%$ では、せん断ひび割れも発生していた。その後、圧壊及びせん断ひび割れの進行によって耐力が低下し、部材端部のコンクリートの損傷がかなり大きくなり、 $R=+3.0\%$ の2 回目の途中で軸力を支持できなくなって載荷を終了した。
- U1/3-0.1 : B1/3-0.1 と同様、 $R=\pm 0.25\%$ の途中で圧着面において離間が発生し、 $R=\pm 1.0\%$ の1 回目途中で、カバーコンクリートに圧壊による材軸方向のひび割れが発生した。以後、変形の増大に伴って耐力が低下した。ただし、 $R=-2.0\%$ の1 回目途中において、部材中央に材軸方向のひび割れが発生した。その後、耐力が徐々に低下し、 $R=+4.0\%$ の1 回目ピーク時において不安定な状態（ジャッキ不調？）となったため載荷を終了した。
- U1/2-0.1 : $R=\pm 0.25\%$ の途中で圧着面において離間が発生し、すでに圧縮側側面のコンクリートに圧壊の兆候が見られた。 $R=\pm 0.5\%$ の1 回目において最大耐力に達したが、正載荷時には端部圧壊が発生したものの、負載荷時にはほとんど発生していなかった。その後、 $R=+1.0\%$ の1 回目では、圧壊がさらに進行した。そして、 $R=-1.0\%$ の1 回目に、柱頭と柱脚の圧縮域を結ぶ斜めひび割れが発生し、急激に耐力が低下して軸力を支持できなくなり載荷を終了した。このとき、斜めひび割れ面において約 1cm のずれが確認された。
- U1/2-0.1t : $R=\pm 0.25\%$ の途中で圧着面において離間が発生。圧縮側側面のコンクリートに圧壊の兆候が見られた。 $R=\pm 0.5\%$ の1 回目途中において、端部コンクリートの圧壊（試験体下面のため図 3-18には現れず）を伴って最大耐力に達したが、大きな耐力の低下は見られなかった。その後、圧壊の進行とせん断ひび割れ発生によって耐力が低下し、B1/2-0.1t と同様に、端部圧壊、せん断ひび割れ共に進展するが、部材端部のコンクリートの損傷がかなり大きくなり、 $R=-2.0\%$ 2 回目の途中で軸力を支持できなくなって載荷を終了した。
- U1/3-0.2 : せん断ひび割れが確認されたのが $R=\pm 2.0\%$ の1 回目であった以外は、基本的な破壊性状は B1/3-0.2 とほぼ同じであった。最終載荷変位である $R=\pm 5.0\%$ まで安定して載荷を行うことができた。

U1/2-0.2 : $R=\pm 0.25\%$ の途中で圧着面において離間が発生。圧縮側側面のコンクリートに圧壊の兆候が見られた。 $R=\pm 0.5\%$ の1回目途中において、U1/2-0.1t同様、試験体下面での圧壊が発生し、最大耐力に至った。 $R=\pm 1.0\%$ でせん断ひび割れが発生した。その後、圧壊及びせん断ひび割れの進行によって耐力低下、部材端部のコンクリートの損傷がかなり大きくなり、 $R=+2.0\%$ の1回目の途中で軸力を支持できなくなって載荷を終了した。

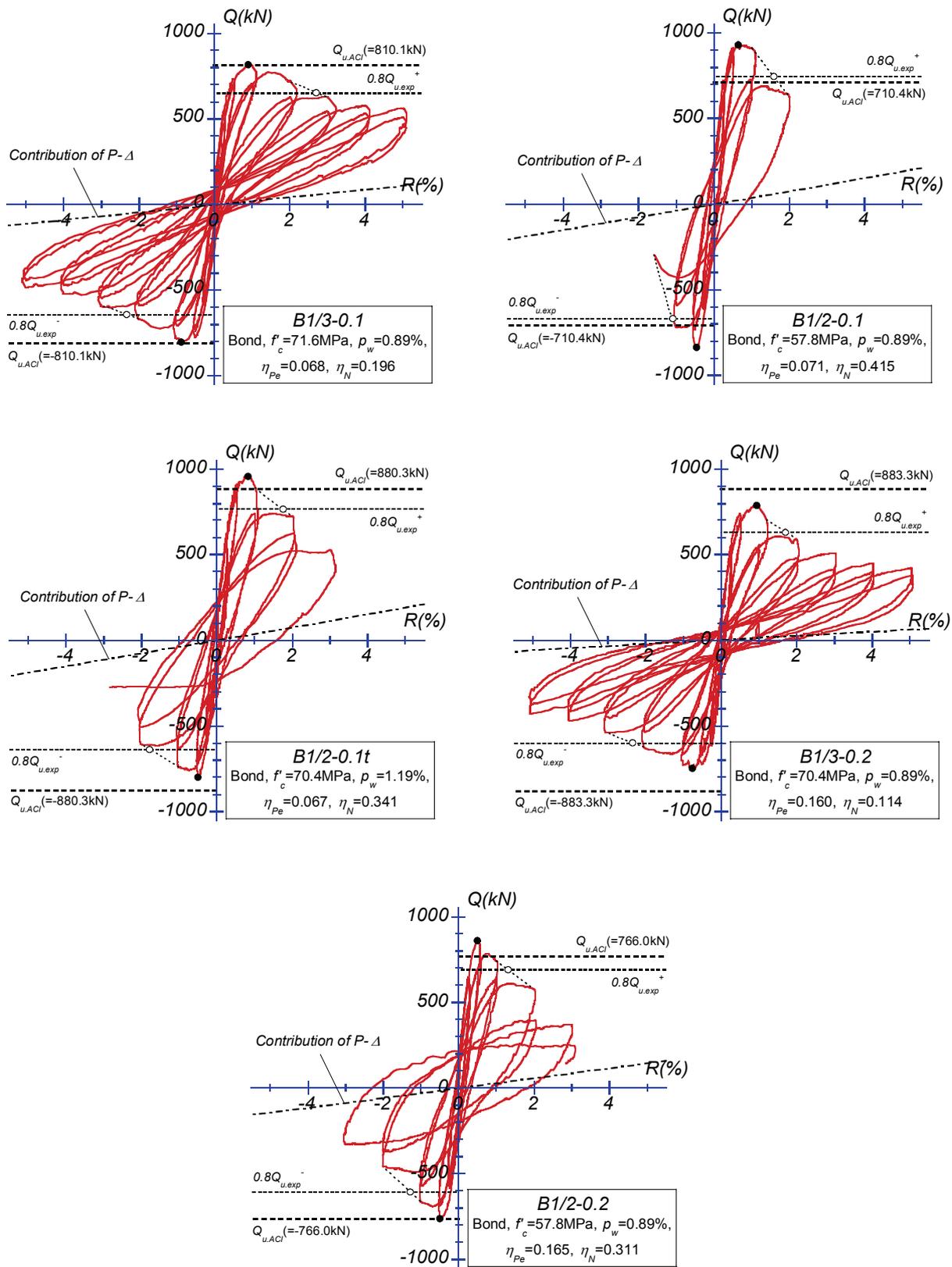


図 3-9 セン断力-部材角関係 (ボンド試験体)

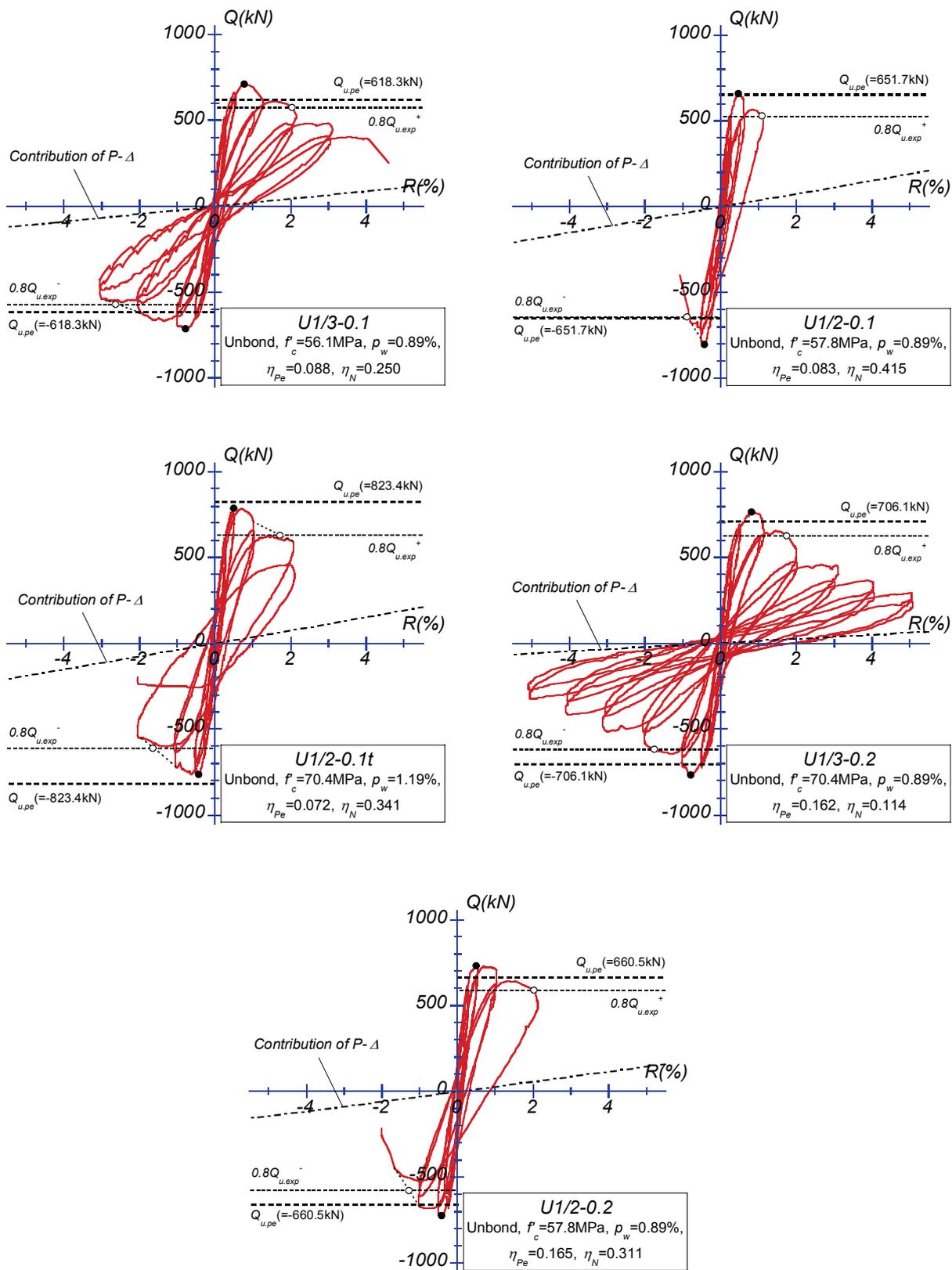


図 3-10 せん断力-部材角関係 (アンボンド試験体)

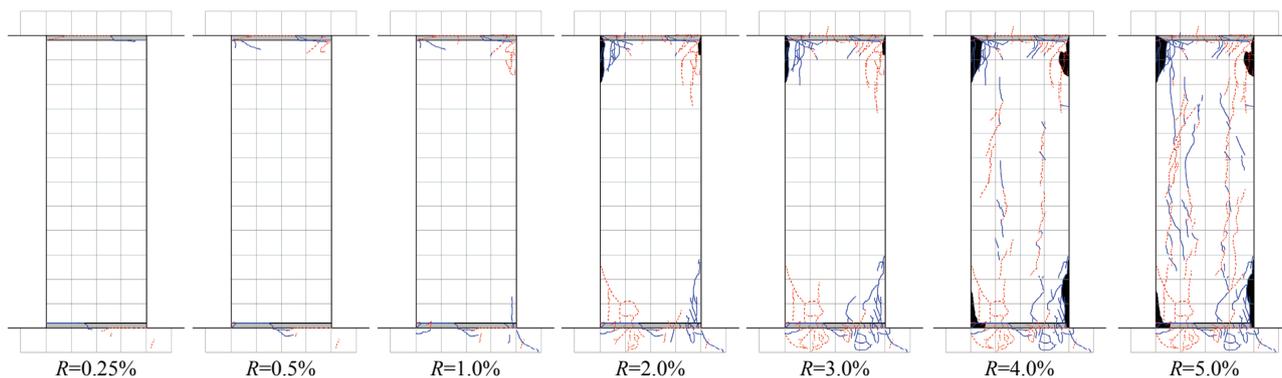


図 3-11 B1/3-0.1 ひび割れ状況

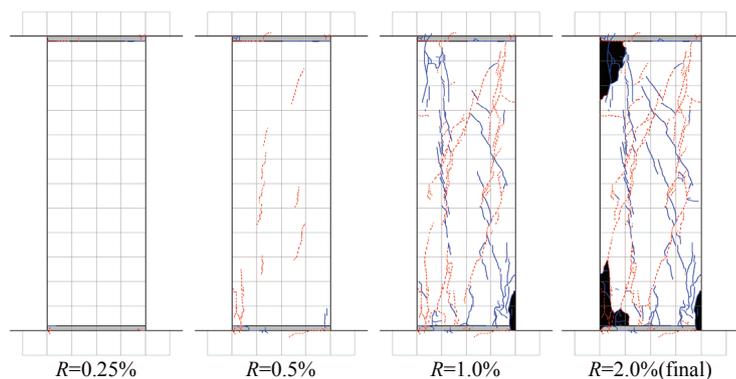


図 3-12 B1/2-0.1 ひび割れ状況

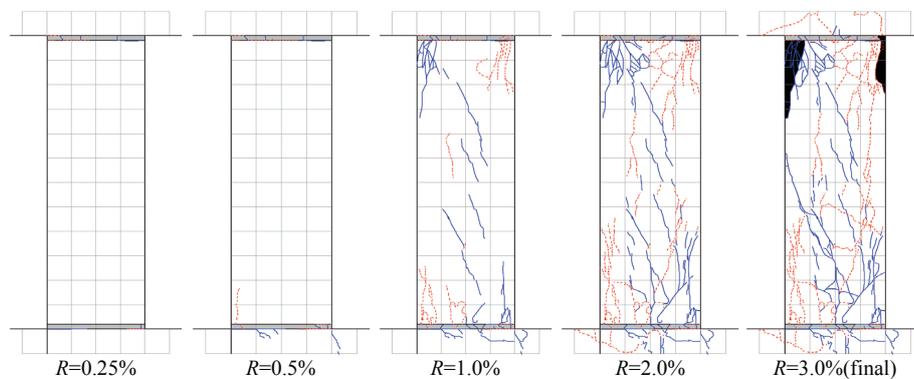


図 3-13 B1/2-0.1t ひび割れ状況

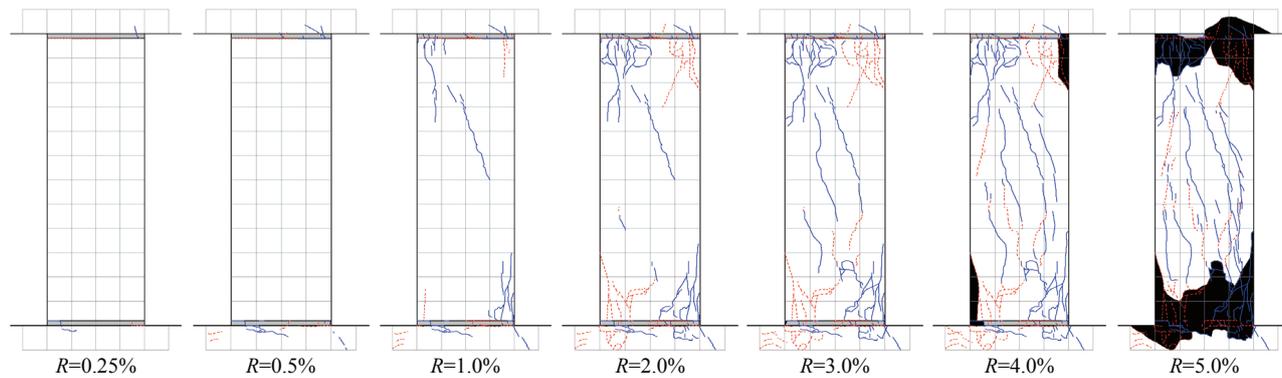


図 3-14 B1/3-0.2 ひび割れ状況

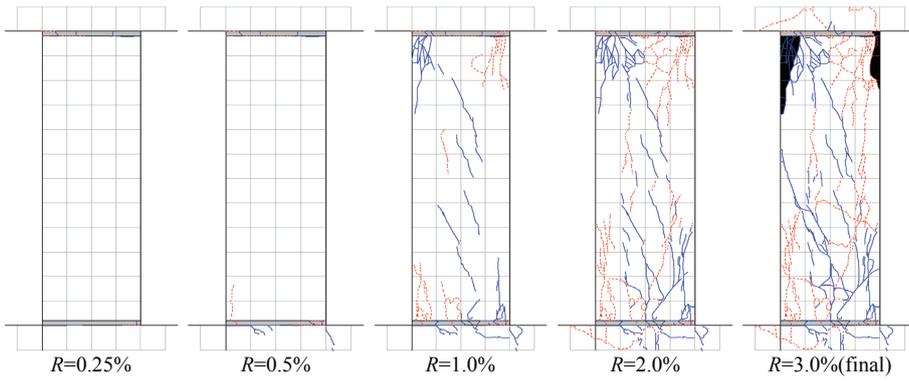


図 3-15 B1/2-0.2 ひび割れ状況

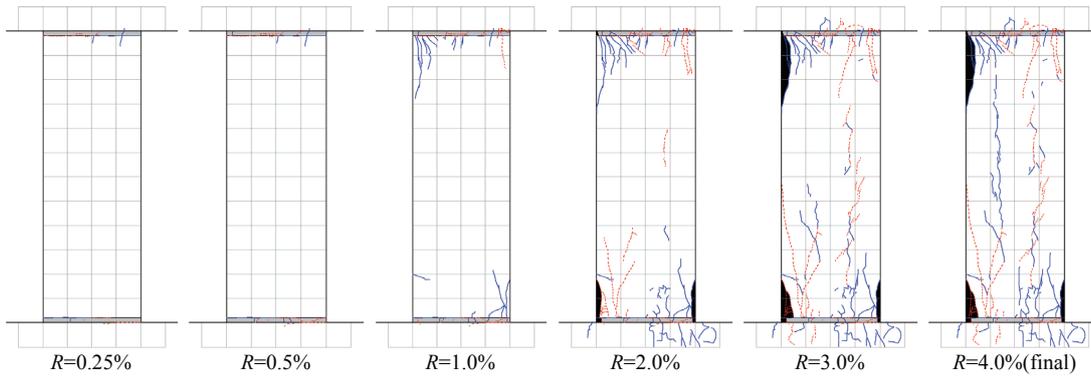


図 3-16 U1/3-0.1 ひび割れ状況

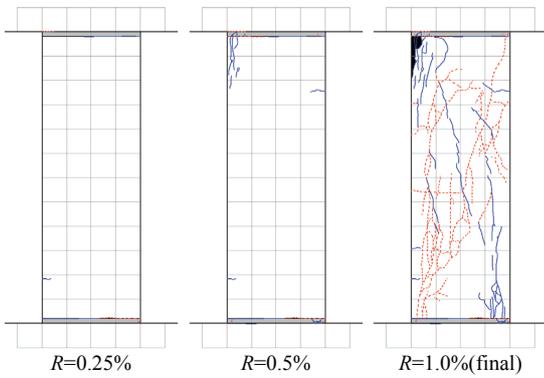


図 3-17 U1/2-0.1 ひび割れ状況

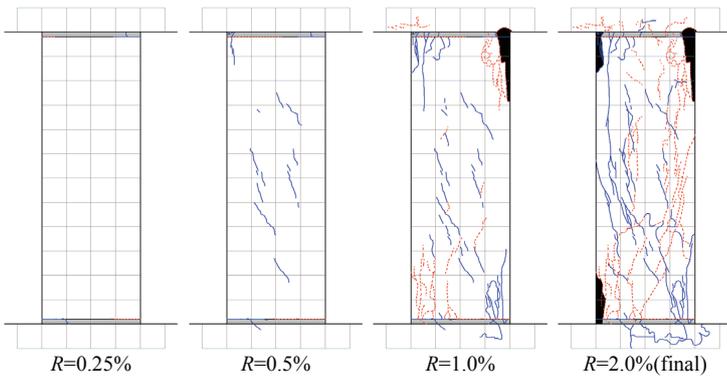


図 3-18 U1/2-0.1t ひび割れ状況

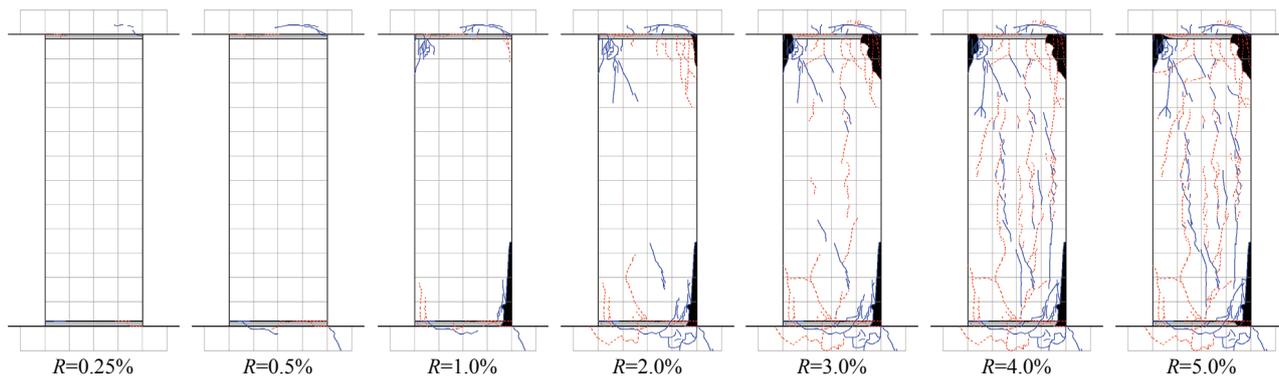


図 3-19 U1/3-0.2 ひび割れ状況

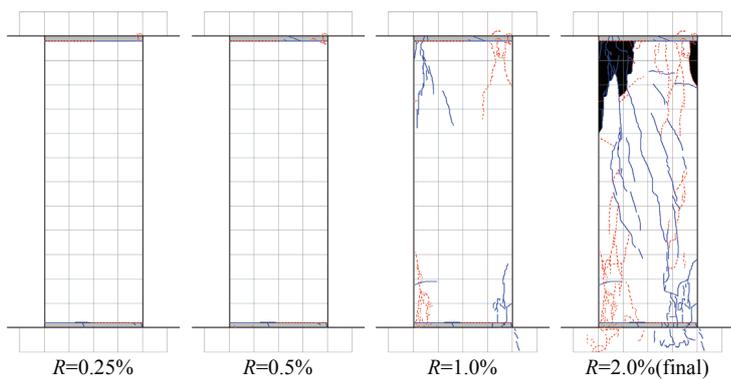


図 3-20 U1/2-0.2 ひび割れ状況

3.3.2 実験変数による影響

実験変数が履歴性状及び破壊性状に及ぼす影響に関する検討を以下に述べる。

軸圧縮力による影響

低軸圧縮力下 ($\eta_N + \eta_P = 0.33$) では、U1/3-0.1を除き、 $R=5\%$ の最終載荷変位まで軸力を保持した。一方、高軸圧縮力下 ($\eta_N + \eta_P = 0.5$) では、最大荷重後に急激な耐力低下を伴って、部材角が3%以下の比較的小さな変形で軸力を保持できなくなった。U1/2-0.1では部材両端の圧縮域を結ぶように発生した斜めひび割れが大きく開き、他の高軸圧縮力試験体では部材端部に発生した曲げ圧縮破壊が顕著に進行した。柱が受ける軸圧縮力が大きいほど、最大荷重時の部材角は小さくなり、最大荷重後の耐力低下が著しくなる傾向にある。

PCグラウトの有無による影響

PCグラウトの有無による履歴性状そのものに大きな違いは見られないが、高軸圧縮力下ではアンボンド試験体の方がボンド試験体よりも早期に軸力を保持できなくなった。アンボンド試験体では、シースの断面欠損により軸圧縮耐力及びせん断耐力が低下していると考えられ、高軸圧縮力を受けた場合に、挙動の違いとして現れたものと推察される。

せん断補強筋の量及び配筋方法による影響

B1/2-0.1とB1/2-0.1t、U1/2-0.1とU1/2-0.1tをそれぞれ比較すると、中子筋を追加してせん断補強筋比を高めた試験体 (B1/2-0.1t、U1/2-0.1t) の方が高い変形性能を示した。しかし、中子筋を追加した試験体は、中子筋を有しない試験体に比べてコンクリート圧縮強度が高く、軸圧縮力比の低下が変形性能の改善に寄与したとも考えられる。したがって、せん断補強筋量の影響のみを論じるには、さらに詳細な検討が必要となる。これについては、後で変形性能の項目で詳しく検討する。

3.3.3 諸特性値

実験より得られた各試験体の最大せん断力 $Q_{u.exp}$ 、最大せん断力時部材角 $R_{u.exp}$ 及び限界部材角 $R_{ou.exp}$ を、正載荷時及び負載荷時、正負平均値を、表 3-7にそれぞれ示す。限界部材角は、最大せん断力経験後、せん断力が $0.8Q_{u.exp}$ に低下した時の部材角とする。なお、実験では最大耐力経験後に急激にせん断力が低下しており、実験から得られたせん断力-回転角関係からそのまま $0.8Q_{u.exp}$ となる点を求めると、載荷履歴の影響を大きく受けるため、包絡線上で $0.8Q_{u.exp}$ となる点 (図 3-9及び図 3-10中の○点) とした。離間が発生した部材角については、離間と目地の継目との区別が非常に困難であったため、計測することができなかった。

なお、B1/2-0.1、B1/2-0.1t及びU1/2-0.1のように、最大せん断力や最大せん断力時部材角が正載荷時と負載荷時とで大きく異なる値を示している試験体がある。本実験では比較的大きな軸力を作用させているため、試験体の製作時及び設置時に発生した誤差がわずかであっても、大きなモーメントが発生す

ることになる。その結果、せん断力を作用させていない時でも、試験体にはモーメントが作用した状態となり、正負の最大値が大きく異なったものと考えられる。

PC鋼棒付着の有無による最大せん断力の比を表3-8に示す。U1/3-0.1については、B1/3-0.1とコンクリート圧縮強度が大幅に異なるため参考値とした。ボンド試験体の最大せん断力に対するアンボンド試験体の最大せん断力の比は、0.828~0.999となり、全体としてはアンボンド試験体の方が低い最大せん断力を示したが、U1/3-0.2のみボンド試験体とほぼ同じ最大せん断力を示した。既往の研究においても、アンボンド部材の方がボンド部材に比べて低い耐力となることが示されており、PC鋼棒付着の有無によって耐力がほとんど変わらなかった理由については、4章で詳細な検討を行うものとする。

表 3-7 最大せん断力，最大せん断力時部材角及び限界部材角

試験体名	最大せん断力 (kN)			最大せん断力時部材角 (%)			限界部材角 (%)		
	正側 $Q_{u.exp}^+$	負側 $Q_{u.exp}^-$	平均 $Q_{u.exp}$	正側 $R_{u.exp}^+$	負側 $R_{u.exp}^-$	平均 $R_{u.exp}$	正側 $R_{ou.exp}^+$	負側 $R_{ou.exp}^-$	平均 $R_{ou.exp}$
B1/3-0.1	816.5	-803.6	810.1	0.903	-0.868	0.886	2.716	-2.315	2.516
B1/2-0.1	929.3	-837.0	883.2	0.651	-0.454	0.553	1.596	-1.078	1.337
B1/2-0.1t	956.7	-800.0	878.5	0.835	-0.505	0.670	1.766	-1.772	1.769
B1/3-0.2	787.4	-749.6	768.5	0.941	-0.769	0.855	1.714	-2.346	2.030
B1/2-0.2	859.8	-763.6	811.7	0.504	-0.496	0.500	1.326	-1.275	1.301
U1/3-0.1	710.0	-715.2	712.6	0.779	-0.781	0.780	2.040	-2.625	2.333
U1/2-0.1	657.8	-805.1*	731.5	0.469	-0.424	0.447	1.095	-0.888	0.992
U1/2-0.1t	787.0	-765.6	776.3	0.499	-0.433	0.466	1.729	-1.635	1.682
U1/3-0.2	765.9	-769.0	767.5	0.820	-0.794	0.807	1.754	-1.743	1.749
U1/2-0.2	732.6	-723.7	728.1	0.504	-0.416	0.460	2.025	-1.277	1.651

*最大せん断力時に部材全長にわたる斜めひび割れ発生

表 3-8 PCグラウトの有無による最大せん断力の比

試験体名	PCグラウトのある試験体に対する最大せん断力の比
U1/3-0.1	(0.880)*
U1/2-0.1	0.828
U1/2-0.1t	0.884
U1/3-0.2	0.999
U1/2-0.2	0.897

*コンクリート圧縮強度が異なるため参考値

3.3.4 PC 鋼材張力

各载荷サイクルの1回目ピーク点におけるPC鋼材張力の有効プレストレス力（軸力载荷後）に対する比を図3-22に示す。図3-22に示す値は、東側（E）及び西側（W）それぞれ2本の合計値である。ボンド試験体については、柱脚側のPC鋼材端に設置したロードセル計測値（LC-W, LC-E）及びPC鋼材の圧着面位置に貼付したゲージ計測値（NW, NE, SW, SE）を、アンボンド試験体については、柱脚側PC鋼材端に設置したロードセル計測値（LC-W, LC-E）のみをそれぞれ示している。

鋼材が直線配置されたアンボンドPC部材に、全長にわたる逆対称曲げを作用させた場合、PC鋼材とコンクリート間に付着が無い場合、鋼材ひずみが両材端で相殺される。その結果として、鋼材が断面に対称に配置されている場合には、全ての鋼材は全く同じ挙動を示すことになる。本実験においても図3-22の通り、東側と西側のPC鋼材はほぼ同じ挙動を示している。これに対して、ボンド試験体は、PC鋼材とコンクリート間の付着の影響により、小さな部材角においては、引張側の鋼材張力は増加し、圧縮側の鋼材張力は減少した。ただし、部材角が1%より大きな変形では、繰り返し载荷によるPC鋼材の付着劣化により、引張側と圧縮側の鋼材が同じような挙動となり、アンボンド試験体に近い挙動を示した。また、ボンド試験体におけるPC鋼材端に設置したロードセルの計測値は、小さな部材角ではほとんど変動していない。これは、本実験の試験体のスタブが比較的大きく、スタブ内における付着力が十分あったためであると考えられるが、大変形時には張力の減退が確認されており、繰り返し载荷の影響で付着劣化が進行した影響であると推測される。なお、細径PC鋼棒を使用したボンド試験体（B1/3-0.1, B1/2-0.1, B1/2-0.1t）では、小さな部材角で大きな変動率を示しているが、太径PC鋼棒を使用したボンド試験体（B1/3-0.2, B1/2-0.2）は、細径PC鋼棒を使用したものと比べて張力の変動は小さい。また、減退率はアンボンド試験体の方がやや大きい。これはシーす内にグラウトを充填していないことによる断面欠損で、柱の軸圧縮ひずみが増加したためであろう。

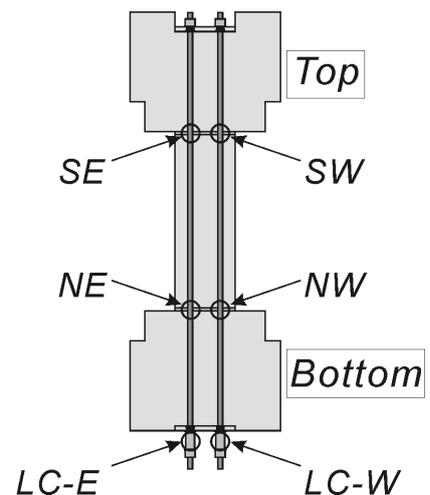


図 3-21 PC 鋼材張力計測点

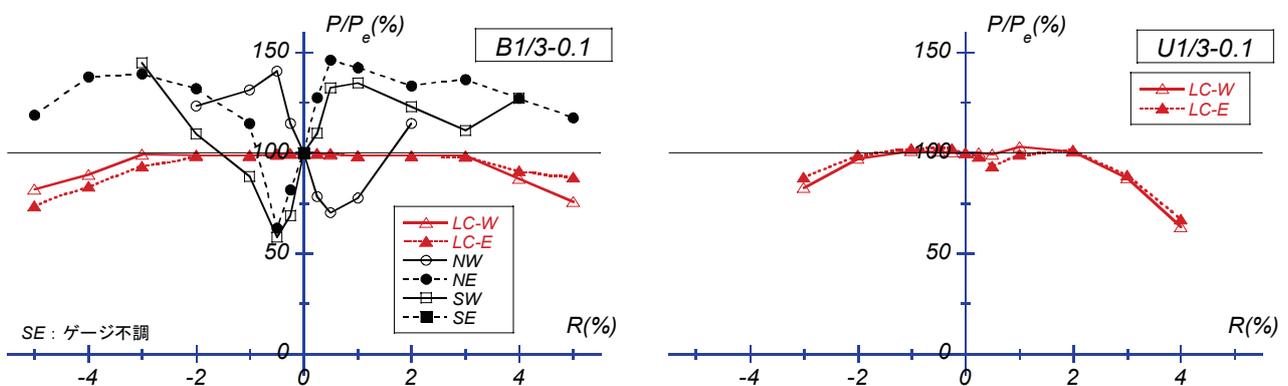


図 3-22 1 回目の変形ピーク時における PC 鋼材張力残存率

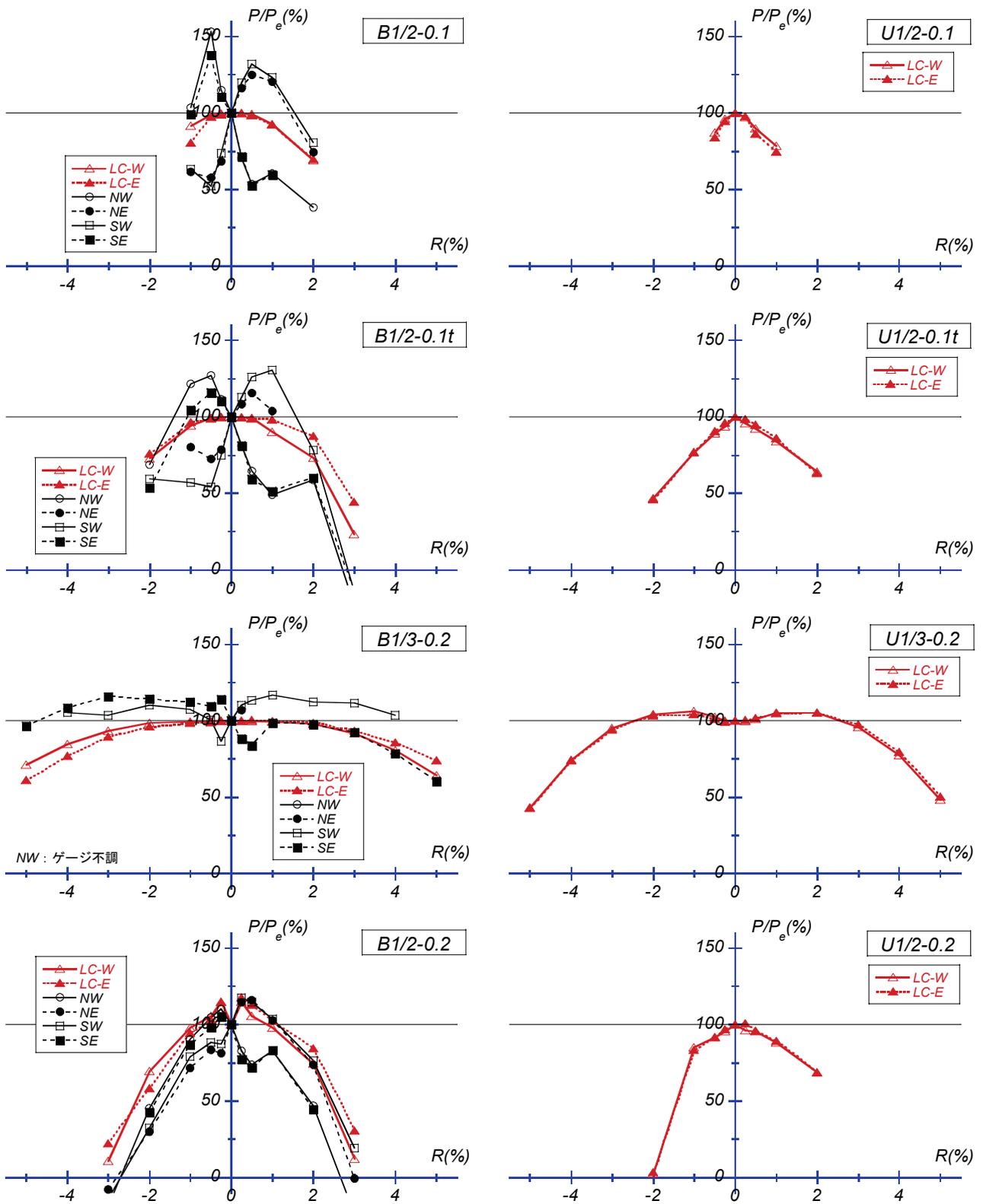


図 3-22 1 回目の変形ピーク時における PC 鋼材張力残存率

3.3.5 除荷時残留軸ひずみ

試験体の下面に設置した変位計により計測された、試験区間 1200mm と柱頭及び柱脚スタブの圧着面から 100mm ずつの計 1400mm における残留軸ひずみを図 3-23 に示す。1 つの部材角につきプロットされている 4 点は、各载荷サイクル終了 (除荷) 時のもので、左から順に、正载荷 1 回目、負载荷 1 回目、正载荷 2 回目、負载荷 2 回目の値を示している。なお、図 3-23 に示す残留軸ひずみは、軸力载荷前からの増分であり、プレストレス導入によって発生した軸ひずみは含まれていない。また、軸力保持能力を喪失したなどの理由により、途中で载荷を終了したサイクルのデータはプロットしていない。

$R=0.25\%$ のサイクルでは、試験体を受ける軸圧縮力の大小に関わらず、軸ひずみはほとんど進行していない。実験時には、 $R=0.25\%$ で圧着面における離間が全ての試験体で確認されたものの、コンクリートに損傷はほとんど発生していなかった。このことから、コンクリートはほぼ弾性範囲で挙動していたと考えられ、除荷時にも残留ひずみがほとんど残らなかったものと推測される。 $R=4\sim 5\%$ の大変形まで安定して軸力を保持できた低軸圧縮力試験体では、その後も軸ひずみの進行は穏やかであった。一方、途中で载荷できなくなった高軸圧縮力試験体では、急激に軸ひずみが増加して軸力保持能力を喪失する傾向が見られる。付着の有無の影響については、ボンド試験体よりもアンボンド試験体の方が、軸ひずみの進行が全体的に大きい。シースの断面欠損によってコンクリートが負担する圧縮応力が大きくなった影響と考えられる。

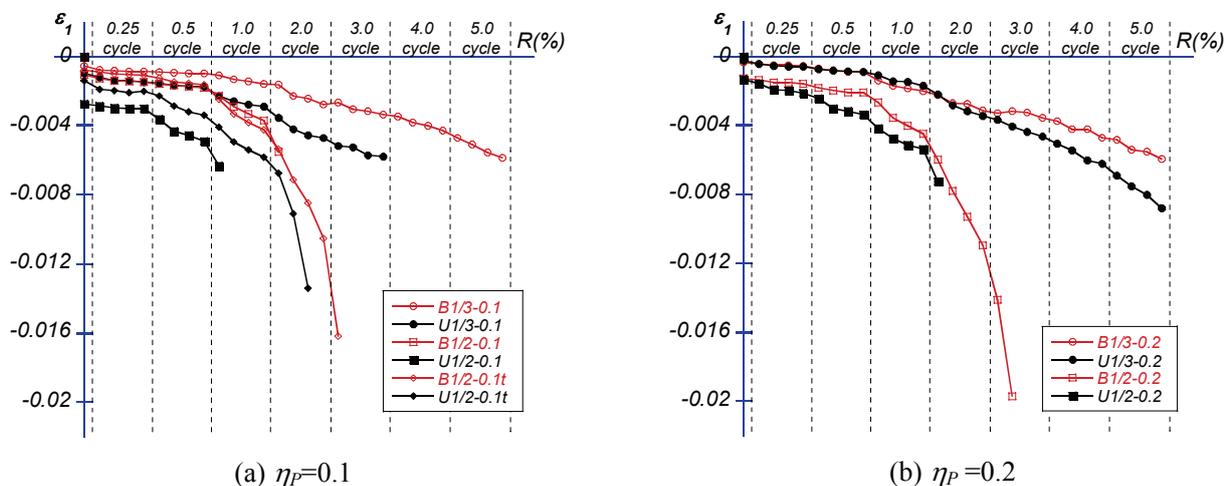


図 3-23 軸力载荷前から計測した除荷時残留軸ひずみ (区間 1400mm)

3.3.6 圧着面近傍における挙動

① PC鋼材の抜け出し量

PC鋼材の抜け出し量は、図 3-24に示すように、圧着面から 100mm の区間において、試験体側面に設置した変位計による計測値を用いて計算された PC 鋼材位置における変位とした。ただし、変位計を用いた計測は軸力を載荷する直前からしか行っていないため、導入プレストレス力による初期の圧縮変形は計測値に含まれていない。そこで、導入プレストレス力によって、計測区間のコンクリート（80mm）と目地モルタル（20mm）に発生する圧縮変形を弾性仮定で計算し、変位計の計測値から減じることで補正值 δ_c 、 δ_t を求め、式 (3-15)で PC 鋼材の抜け出し量を計算する。

$$S = \frac{\delta_c(D + d_{cl} - d_p) + \delta_t(d_{cl} + d_p)}{D + 2d_{cl}} \quad \text{式 (3-15)}$$

ここで、 D ：部材せい、 d_p ：引張側 PC 鋼材有効せい、 δ_c 、 δ_t ：圧縮側及び引張側変位計における計測値から導入プレストレス力による縮みを除した補正值（伸びを正とする）、 d_{cl} ：試験体側面から変位計までの距離である。

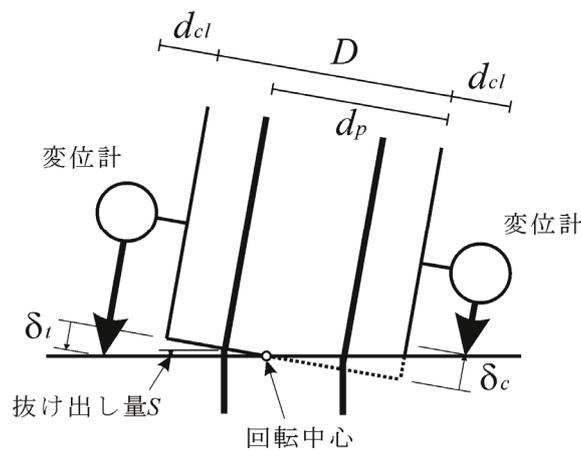


図 3-24 圧着面付近の計測概要

危険断面位置における PC 鋼材の抜け出し量一部材角関係 ($R=1\%$ サイクルまで) を図 3-25 及び図 3-26 に示す。図中、最大せん断力を示した点を \blacklozenge で示し、その時の抜け出し量も併せて示す。変形の増大に伴ってコンクリートの圧壊が進行し、特に、最大せん断力以降は変位計取り付け具に変形が発生していたため、大変形時における測定値の信頼性には疑問がある。部材端部におけるコンクリート圧壊が急速に進行した高軸圧縮力試験体では、最大耐力以降、抜け出し量はあまり増加していない。これは、前項で示したように、載荷が進むにつれて、大きな軸圧縮力の影響でコンクリートに軸圧縮変形が残留していたためである。

図 3-25 及び図 3-26 より、高軸圧縮力試験体は、低軸圧縮力試験体と比べて抜け出し量がかかなり小さく、抜け出しの開始も全体的に遅いことが分かる。このことは、圧着面における離間が比較的少なかった高軸圧縮力試験体の実験時の傾向と一致する。大きな軸力により、危険断面における中立軸位置が下

がり、PC鋼材の引張ひずみが少なくなるためであると考えられる。また、高軸力試験体では、付着の有無でそれほど違いは見られず、低軸力試験体でも、アンボンド試験体の方が、やや抜け出し量が少ないという程度で大きな差異は見られない。

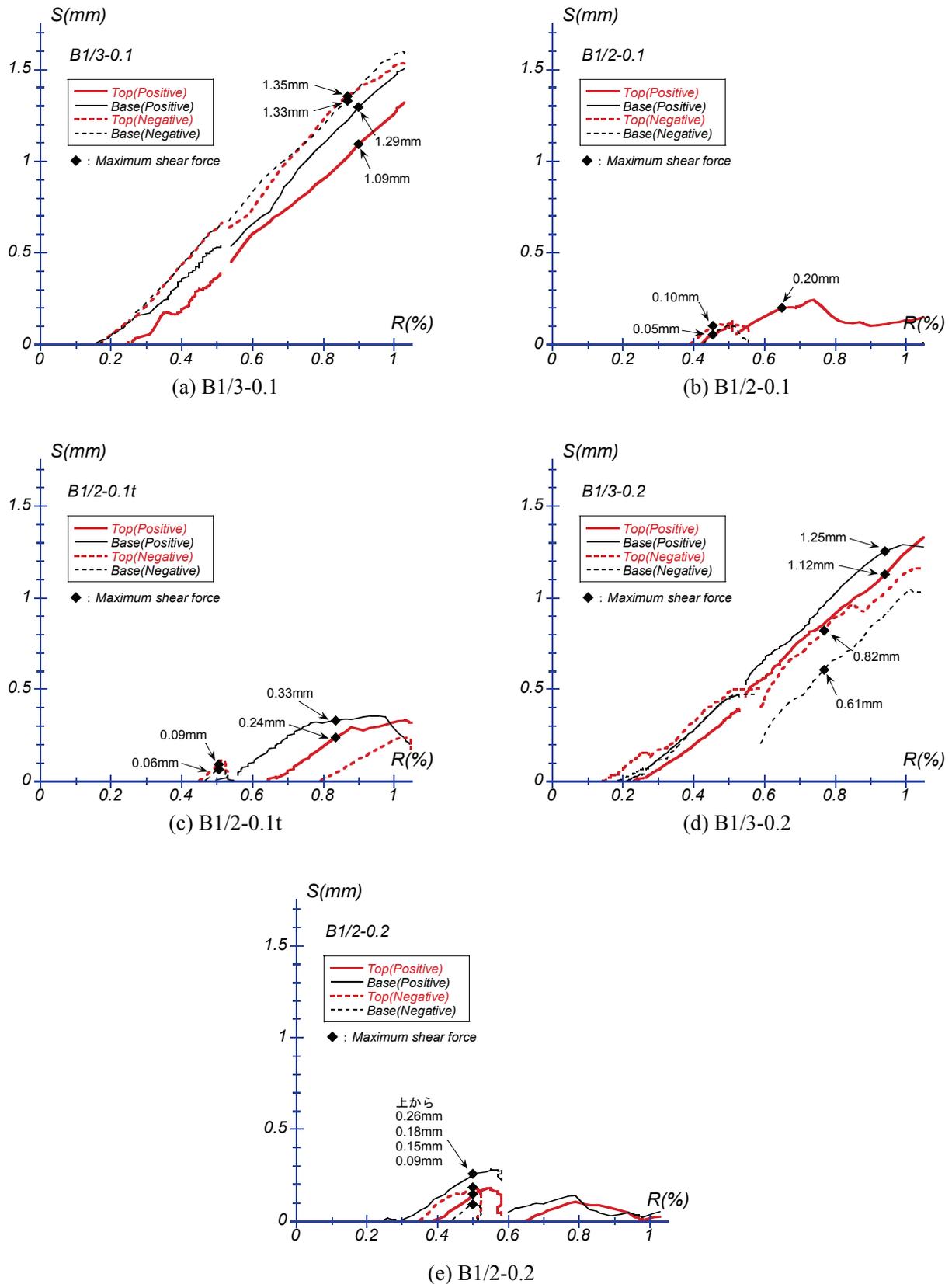


図 3-25 PC 鋼材の抜け出し量—部材角関係 (ボンド試験体)

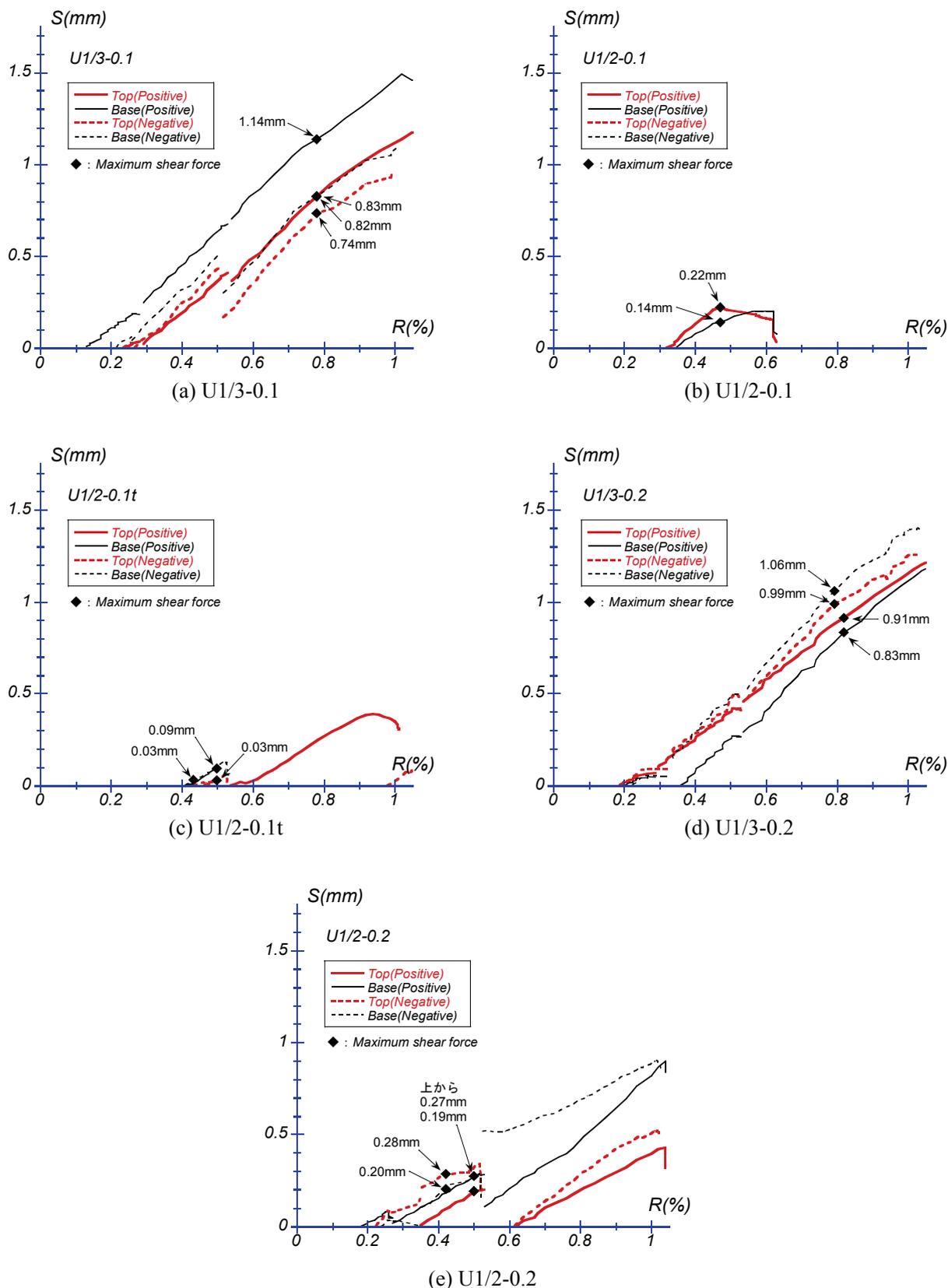


図 3-26 PC 鋼材の抜け出し量—部材角関係 (アンボンド試験体)

② 回転中心位置

図 3-24に示す計測値を用いて、圧縮縁からの回転中心までの距離（回転中心位置深さ） x_n は、次式で求めることができる。

$$x_n = \frac{\delta_t + \delta_c}{\delta_t - \delta_c} d_{cl} - \frac{\delta_c}{\delta_t - \delta_c} D \tag{3-16}$$

各載荷サイクルの正負1回目の変位ピーク時における回転中心位置（柱頭と柱脚の平均値）の推移を図 3-27に示す。ボンド試験体、アンボンド試験体共に、低軸圧縮力試験体の方が全体的に回転中心が浅い位置にある。また、最大耐力を示す部材角までは、回転中心位置深さが減少し、その後は変形の増大に伴って回転中心が深くなる。ただし、高軸圧縮力試験体で回転中心が急激に大きくなるのは、最大耐力以降の端部コンクリート圧壊の急速な進行による影響であると考えられる。

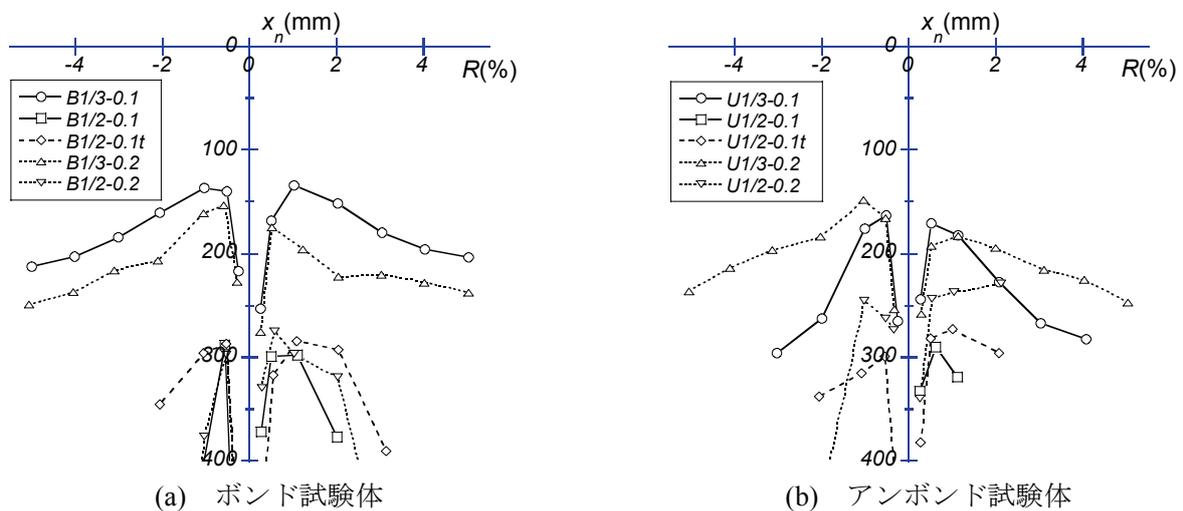


図 3-27 圧着面回転中心位置の推移

3.3.7 等価粘性減衰定数

エネルギー吸収性能を示す指標である等価粘性減衰定数は次式で表される。

$$h_{eq} = \frac{\Delta W}{2\pi(W_e^+ + W_e^-)} \quad \text{式 (3-17)}$$

ここで、図 3-28に示す通り、 ΔW は履歴 1 サイクルで履歴曲線が囲む面積である。

また、そのサイクルにおける最大変位点を (R^+, Q^+) 、 (R^-, Q^-) と表すと、 W_e^+ 及び W_e^- はそれぞれ次式で与えられる。

$$W_e^+ = \frac{1}{2}Q^+R^+, \quad W_e^- = \frac{1}{2}Q^-R^- \quad \text{式 (3-18), 式 (3-19)}$$

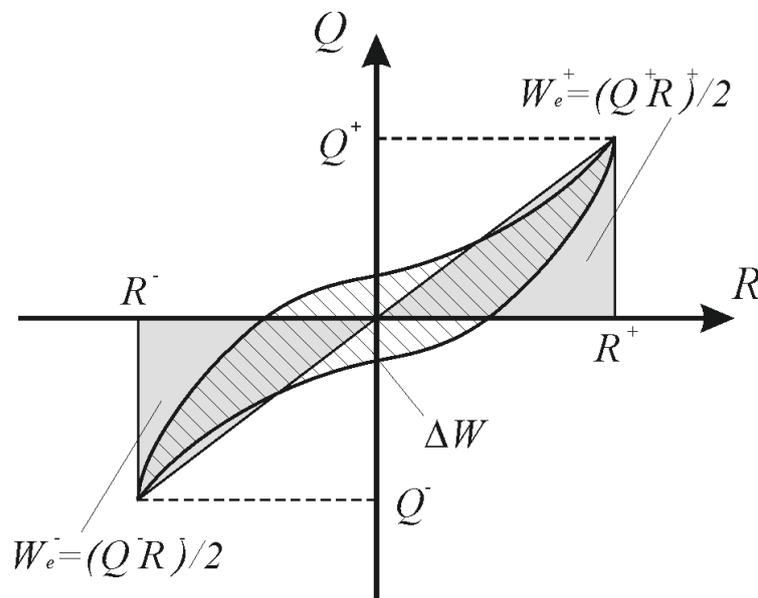


図 3-28 等価粘性減衰定数の定義

各載荷サイクルの 1 回目、2 回目それぞれの等価粘性減衰定数を計算した結果を図 3-29に示す。PC 鋼棒付着の有無による明確な差異は見られず、実験時にボンド試験体、アンボンド試験体ともに PC 鋼棒の降伏は確認されていなかったことから、主にコンクリートの破壊によってエネルギー吸収がなされたものと考えられる。また、高軸圧縮力試験体の方が全体的に等価粘性減衰定数の値が高い。これは、実験時において、低軸圧縮力試験体に比べて、部材端部の圧壊が早く開始し、部材全体の損傷も激しかったことと対応している。ただし、 $R=0.5\%$ 以前のサイクルでは、いずれの試験体においてもコンクリートの圧壊がほとんど発生せず、ほぼ弾性的な挙動を示していたため、等価粘性減衰定数は小さい。低軸圧縮力試験体において、エネルギー吸収が $R=1, 2\%$ サイクルからあまり増えていない傾向は、実験時にコンクリートの圧壊が $R=1\%, 2\%$ サイクルでかなり多く発生し、それ以降は新たなひび割れがそれほど発生しなかったという現象と一致する。

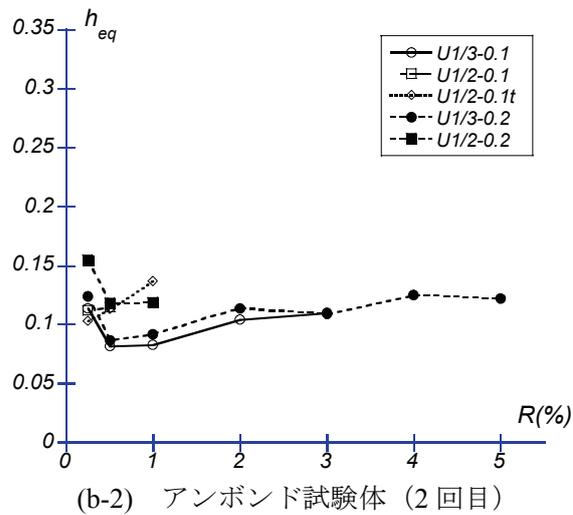
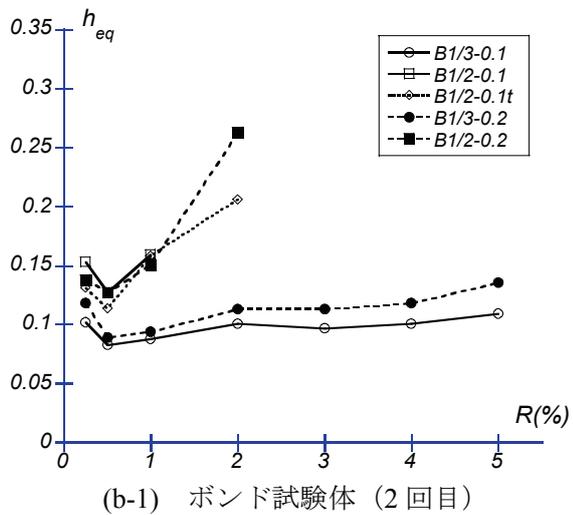
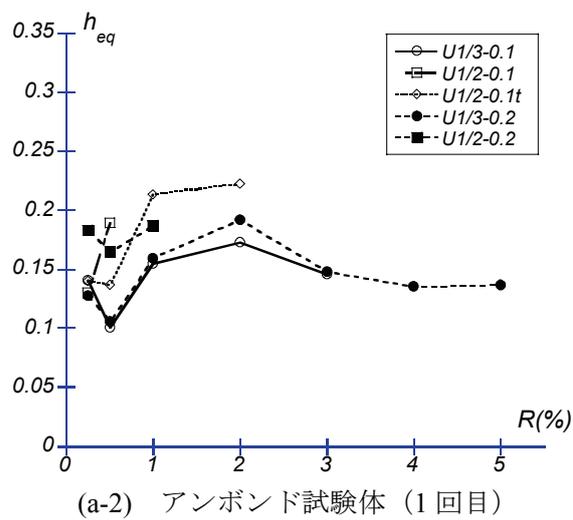
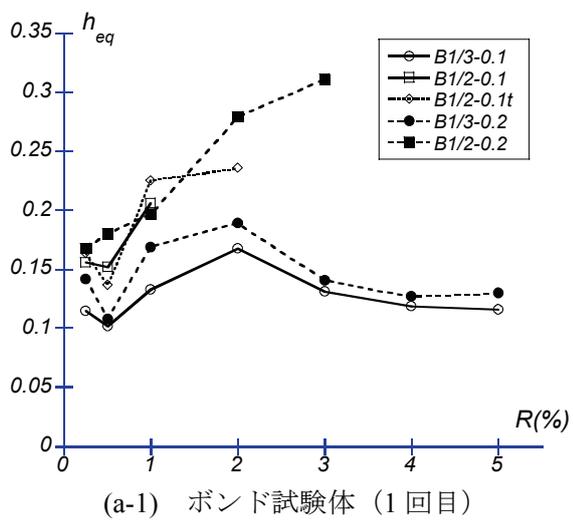


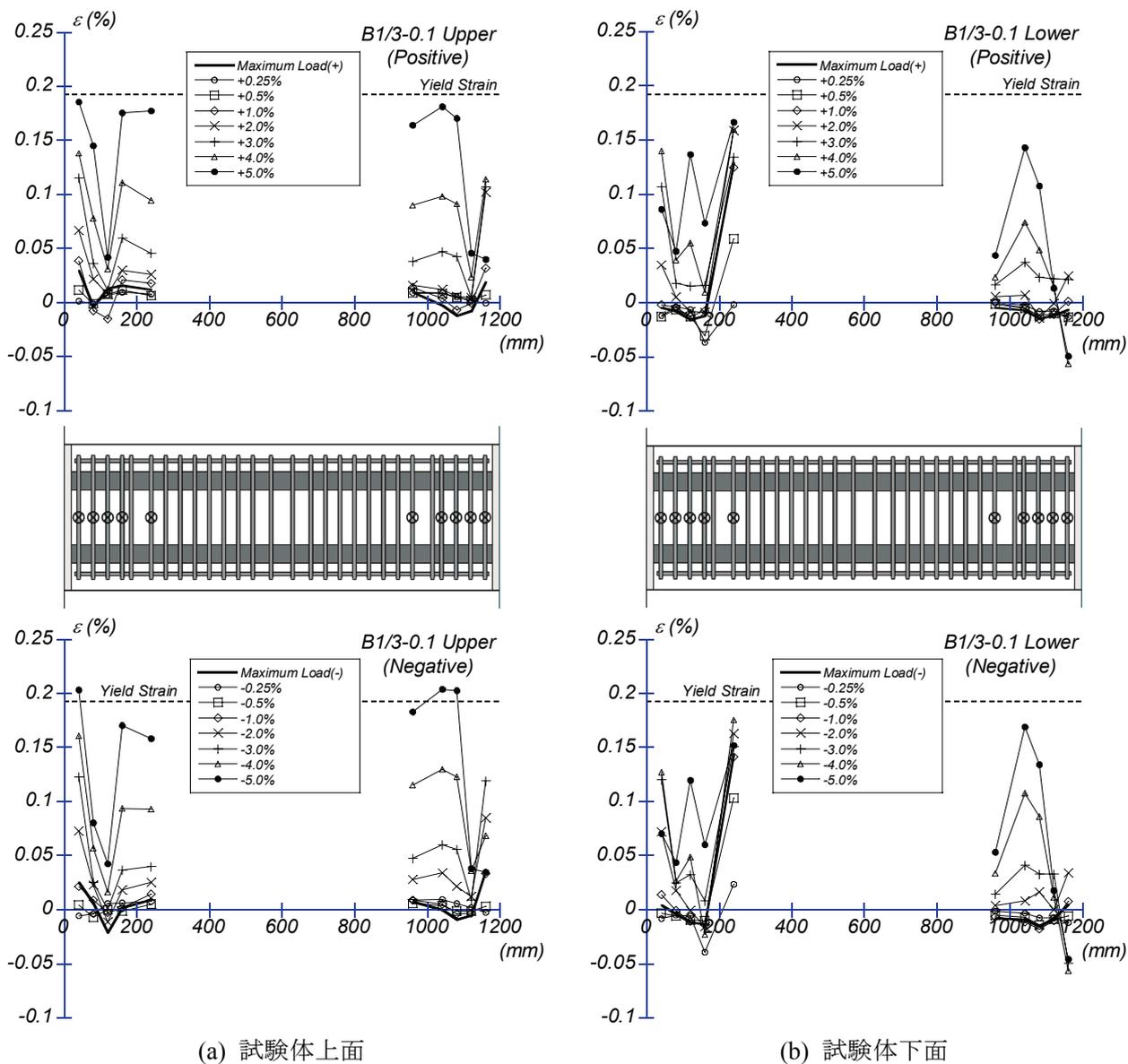
図 3-29 等価粘性減衰定数

3.3.8 せん断補強筋ひずみ分布

図 3-30～図 3-41に各載荷サイクルの正負 1 回目ピーク時及び最大せん断力時におけるせん断補強筋ひずみを示す。横軸は柱頭側の圧着面位置からの距離を示している。また、ひずみはせん断補強筋の表裏に貼付されたひずみゲージによる計測値の平均値としている。B1/3-0.2, U1/3-0.2, B1/2-0.1t, U1/2-0.1tのように、1 本のせん断補強筋に計測箇所が 2 箇所設定されているものについては、2 箇所の平均値を示している。

本実験では、ほとんどの試験体が部材端部のコンクリート圧壊によって最大せん断力を示しており、最大せん断力時にはせん断補強筋の降伏は確認されなかった。また、1 体のみ部材全長にわたる斜めひび割れにより破壊に至った U1/2-0.1 においても、ひずみ計測位置が斜めひび割れから離れていたため、せん断補強筋の降伏は確認されなかった。PC グラウトの有無、せん断補強筋の配筋方法による大きな変化は見られなかった。

なお、変形の増大に伴って増加するせん断補強筋ひずみは、トラス機構の引張材として働くことによるものと、部材端部コンクリートの圧壊による横方向への膨張を拘束することによるものが考えられる。今回のような圧着部材では、圧着面において組立筋が引張力を負担できないため、一体打ち部材のようなトラス機構が形成されにくい。しかしながら、実験においては、材軸に沿って割裂ひび割れ（コーナースプリット）のようなひび割れが多数発生していることから、トラス機構が形成されている可能性がある。ただし、今回の実験においては組立筋のひずみを部材端部においてしか計測していないため、どの程度のトラス機構が形成されたかをこの実験データから推定することは難しい。



(a) 試験体上面

(b) 試験体下面

図 3-30 B1/3-0.1 のせん断補強筋ひずみ分布

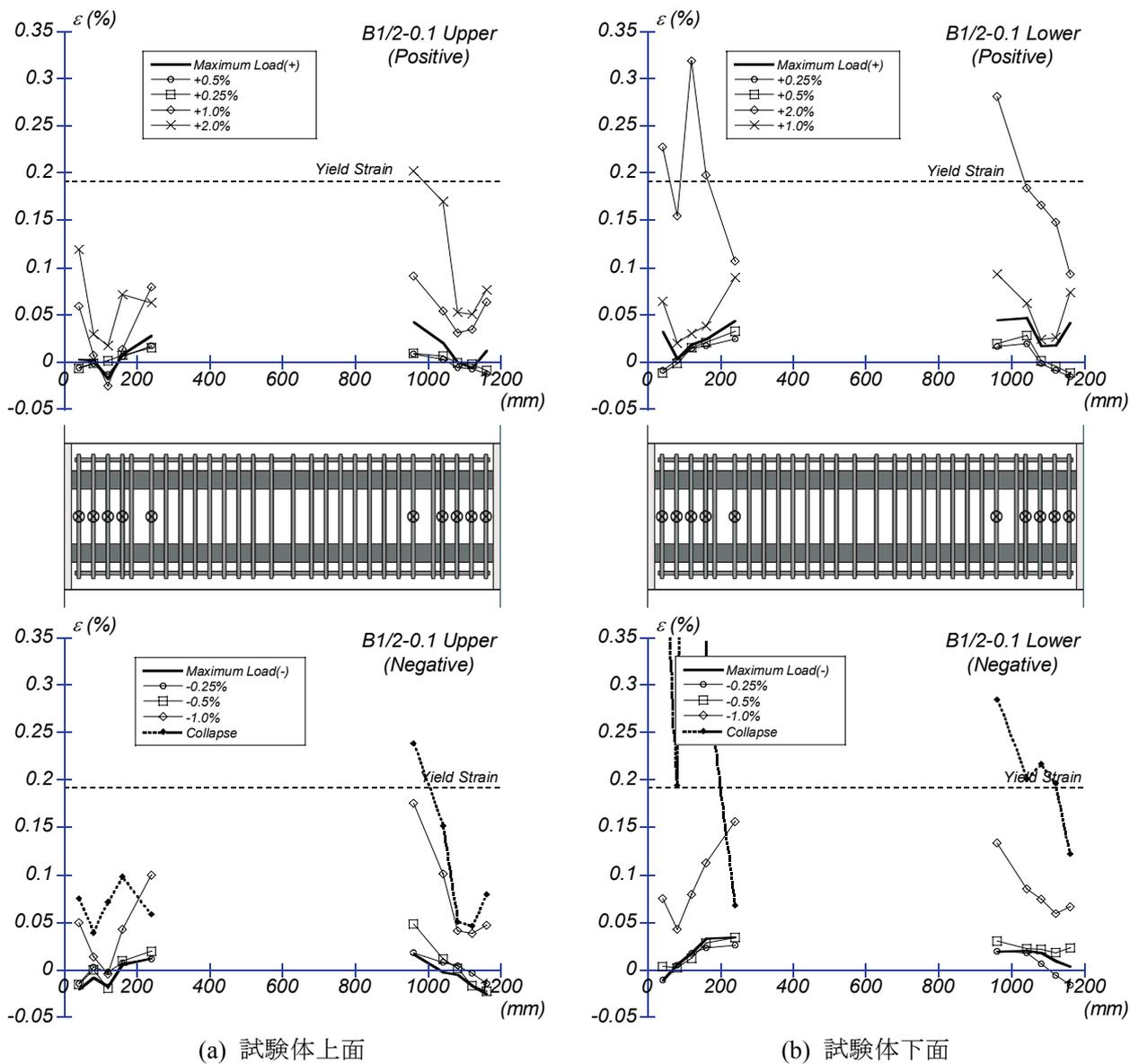


図 3-31 B1/2-0.1 のせん断補強筋ひずみ分布

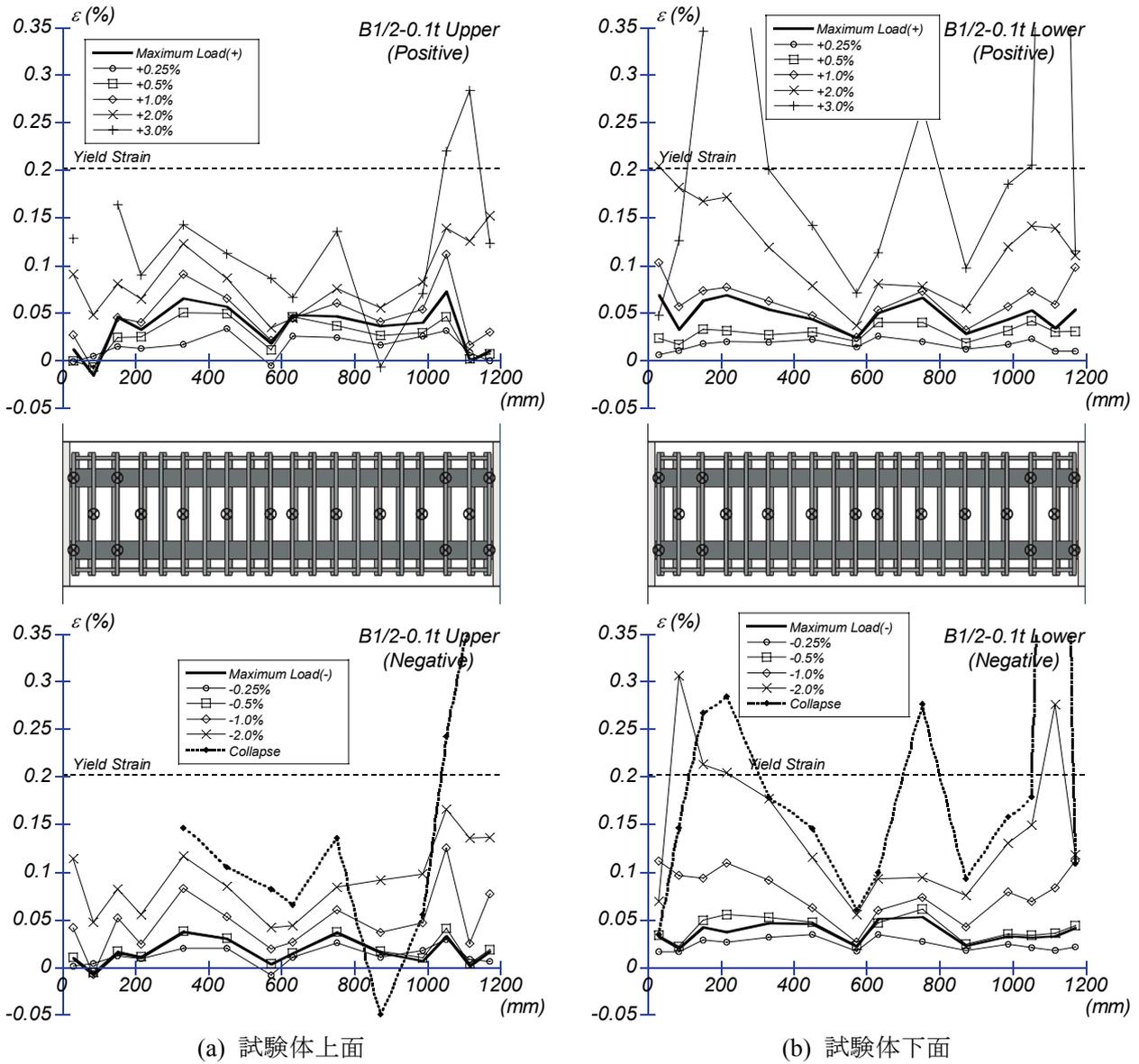


図 3-32 B1/2-0.1t のせん断補強筋ひずみ分布

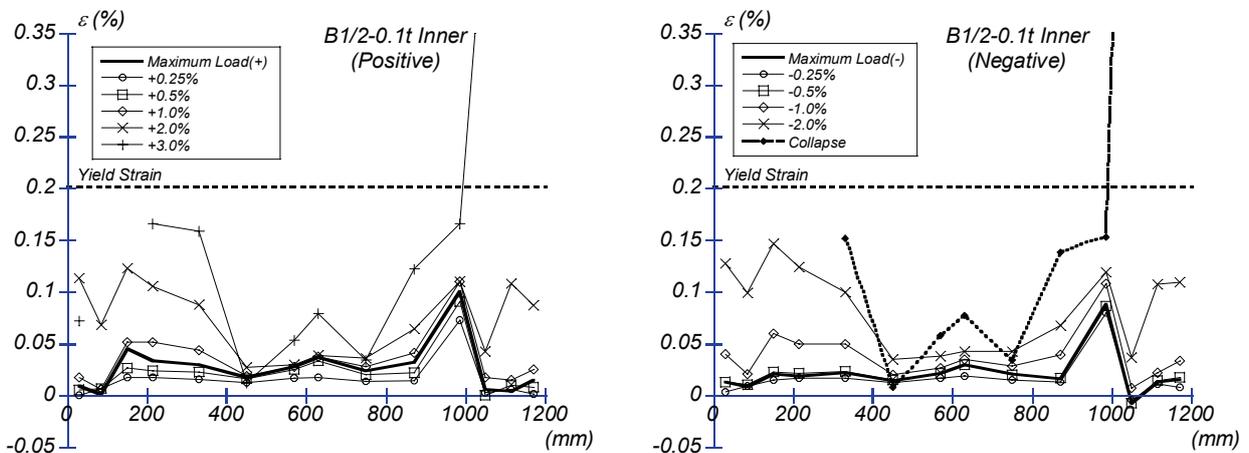
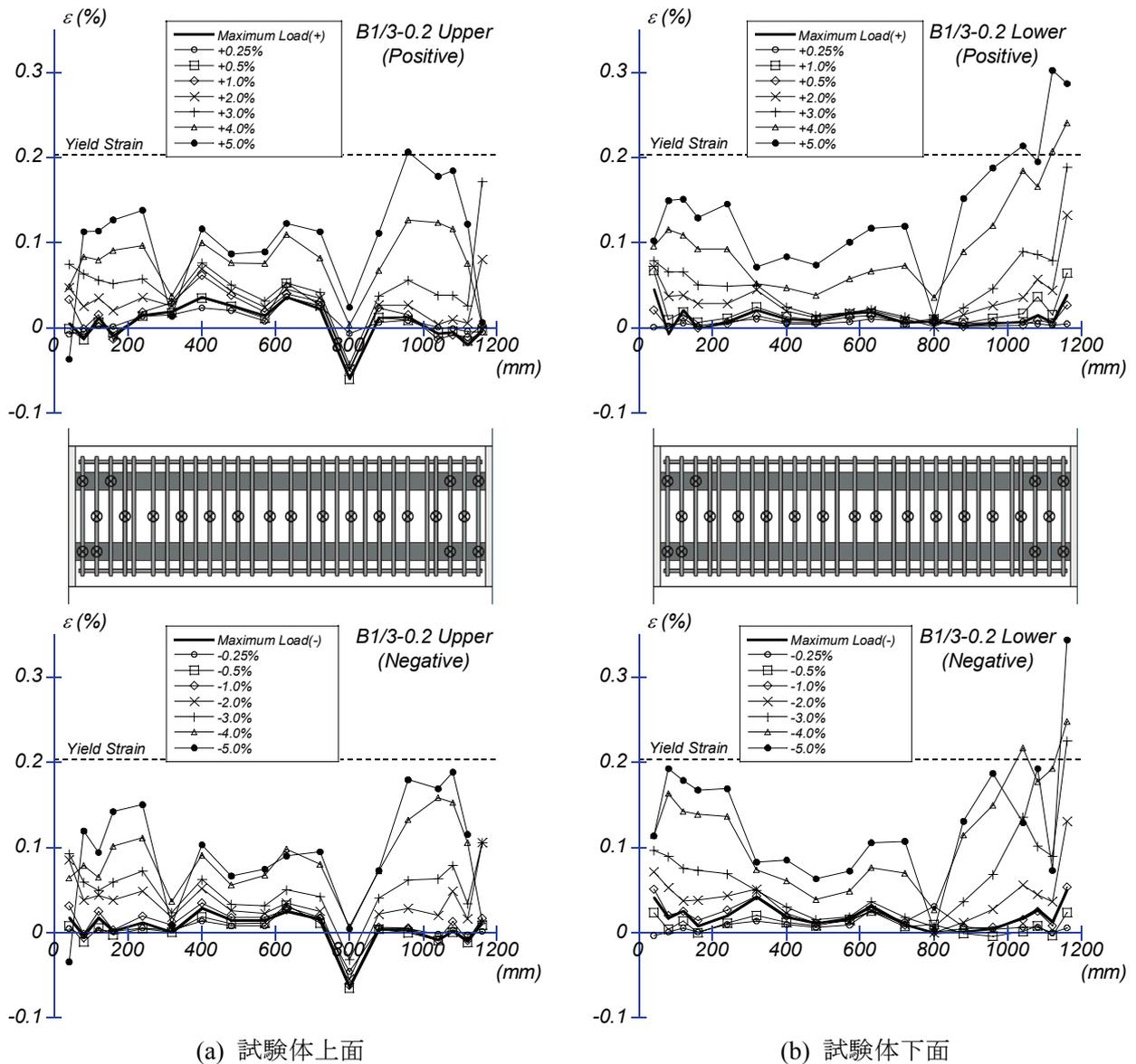


図 3-33 B1/2-0.1t の中子筋ひずみ分布



(a) 試験体上面

(b) 試験体下面

図 3-34 B1/3-0.2 のせん断補強筋ひずみ分布

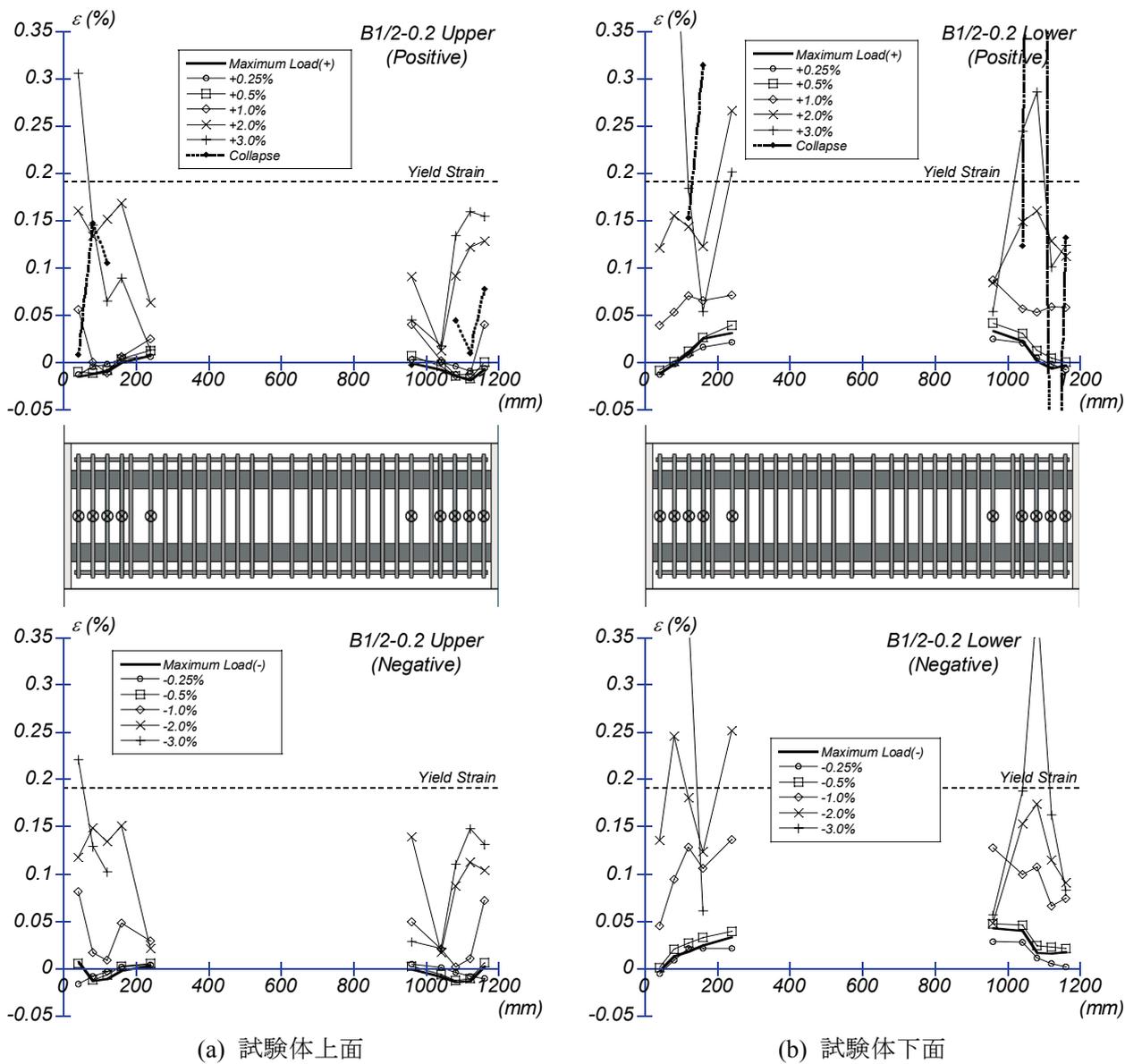


図 3-35 B1/2-0.2 のせん断補強筋ひずみ分布

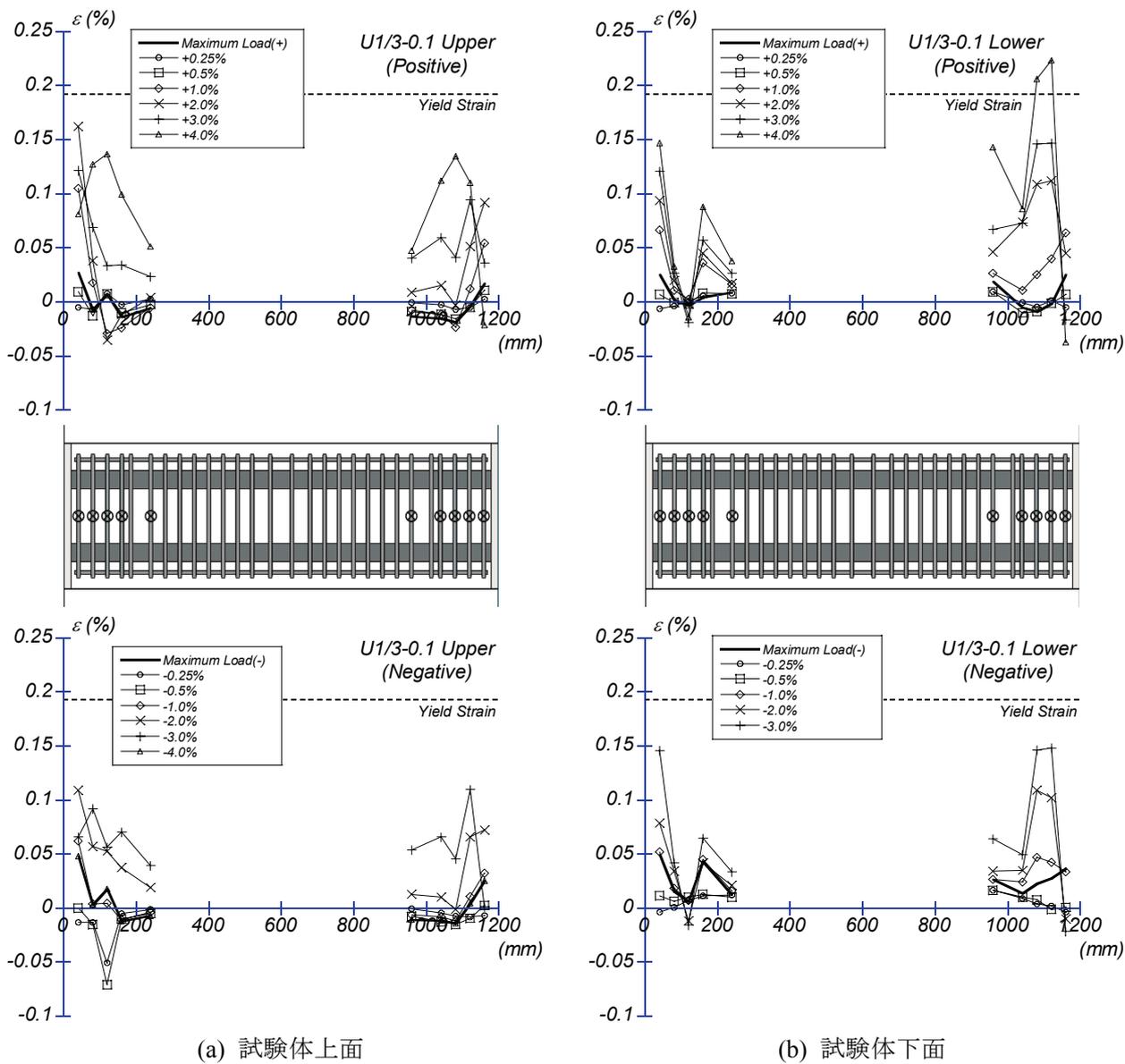


図 3-36 U1/3-0.1 のせん断補強筋ひずみ分布

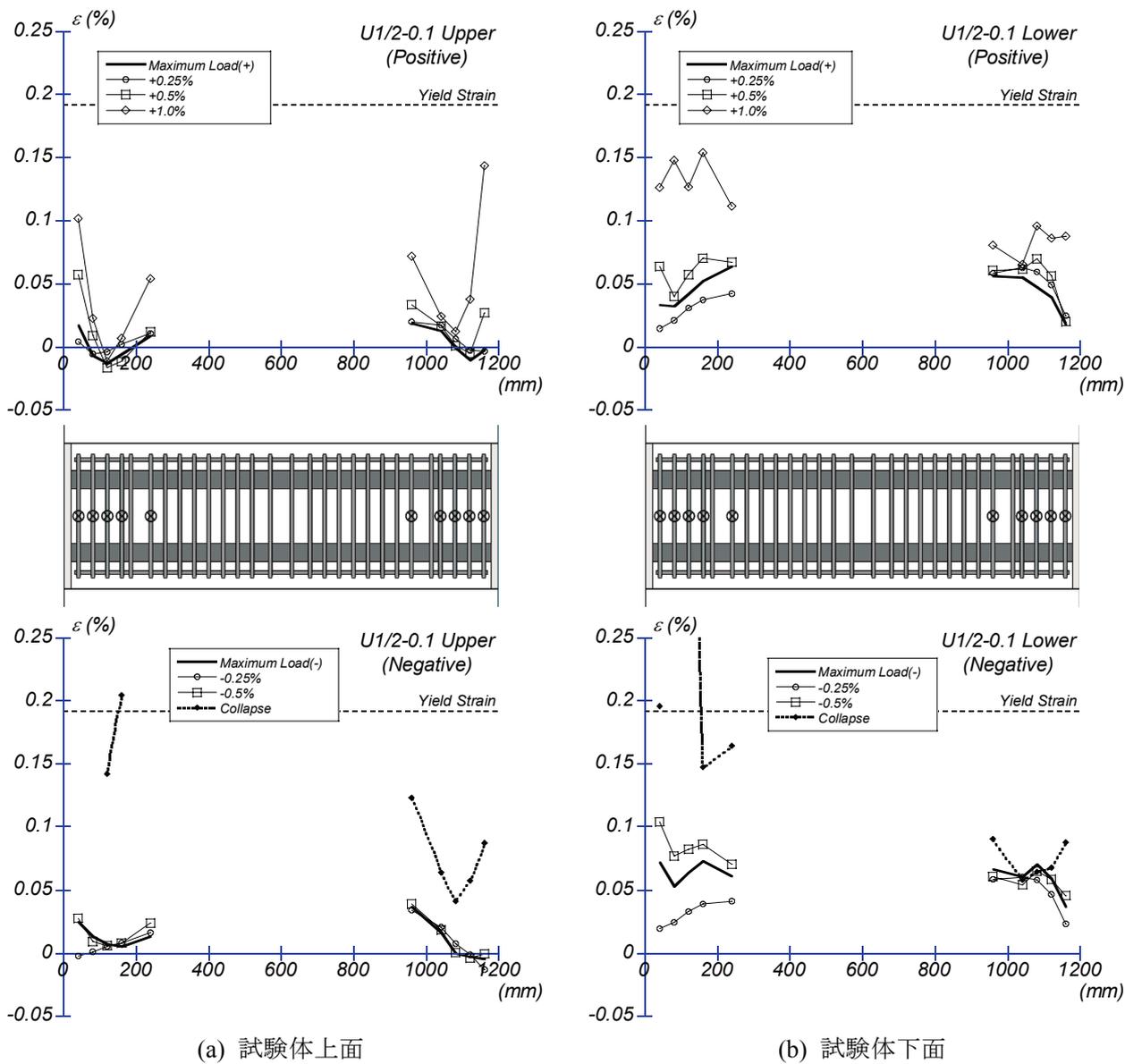
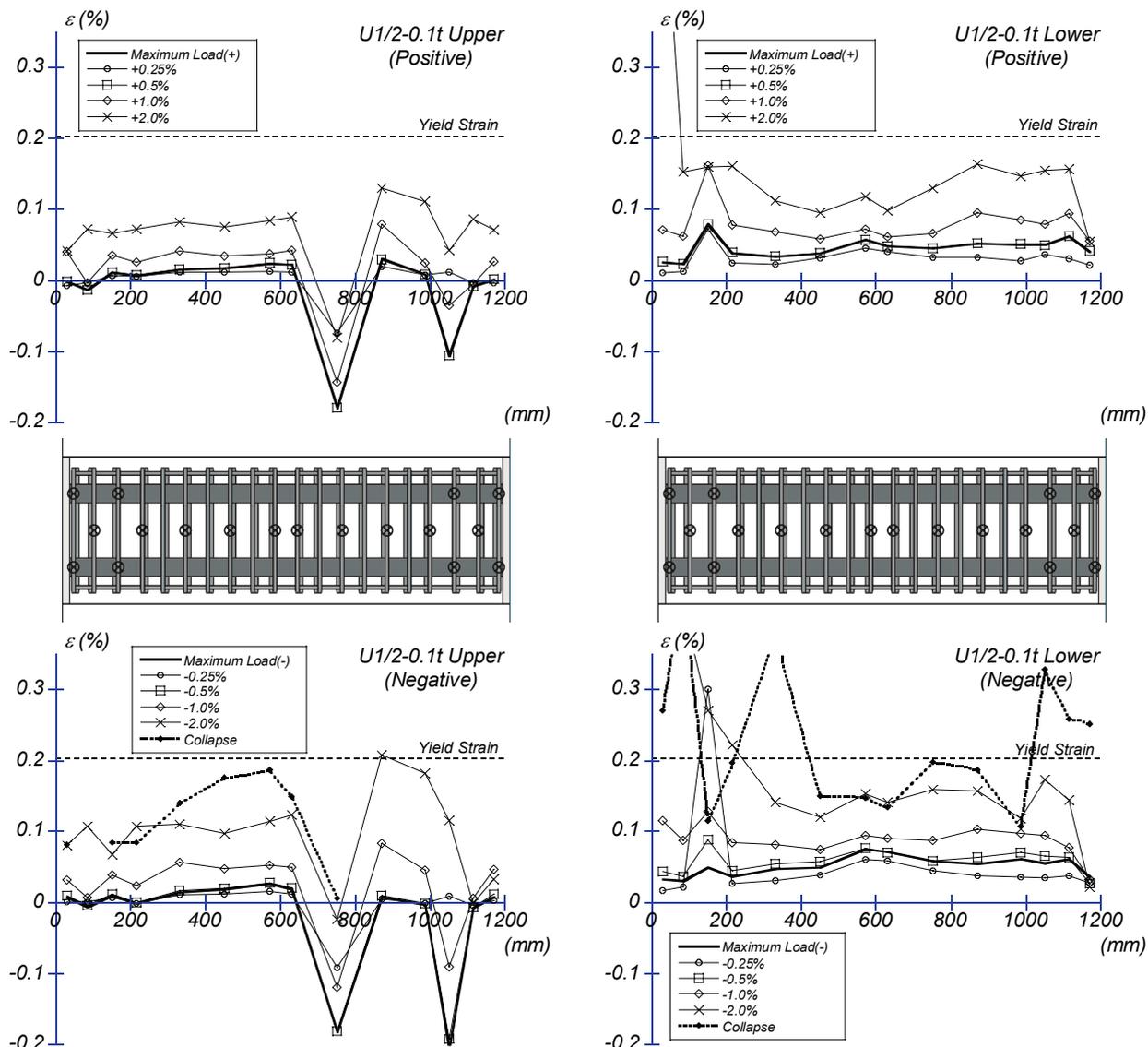


図 3-37 U1/2-0.1 のせん断補強筋ひずみ分布



(a) 試験体上面 (b) 試験体下面

図 3-38 U1/2-0.1t のせん断補強筋ひずみ分布

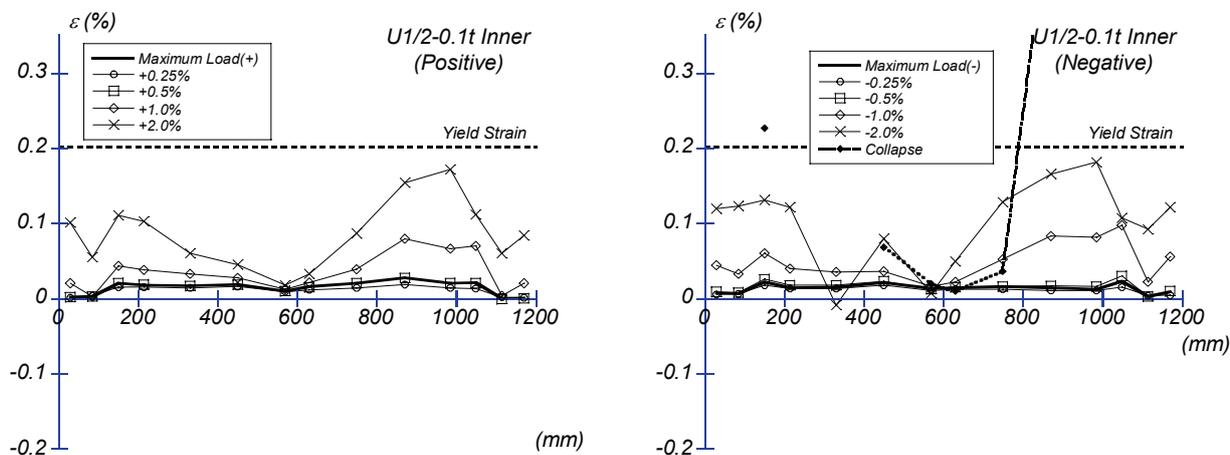
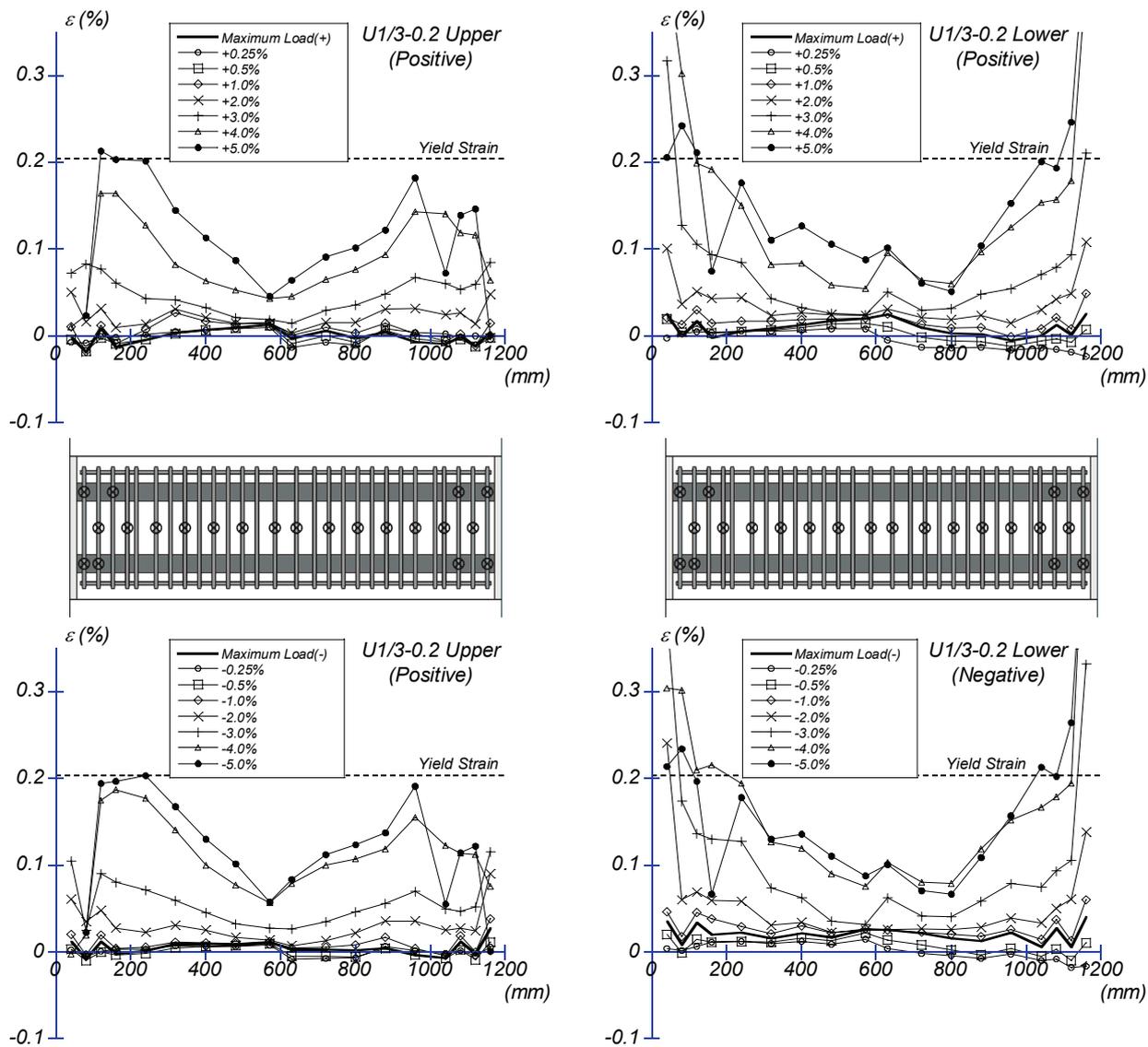


図 3-39 U1/2-0.1t の中子筋ひずみ分布



(a) 試験体上面

(b) 試験体下面

図 3-40 U1/3-0.2 のせん断補強筋ひずみ分布

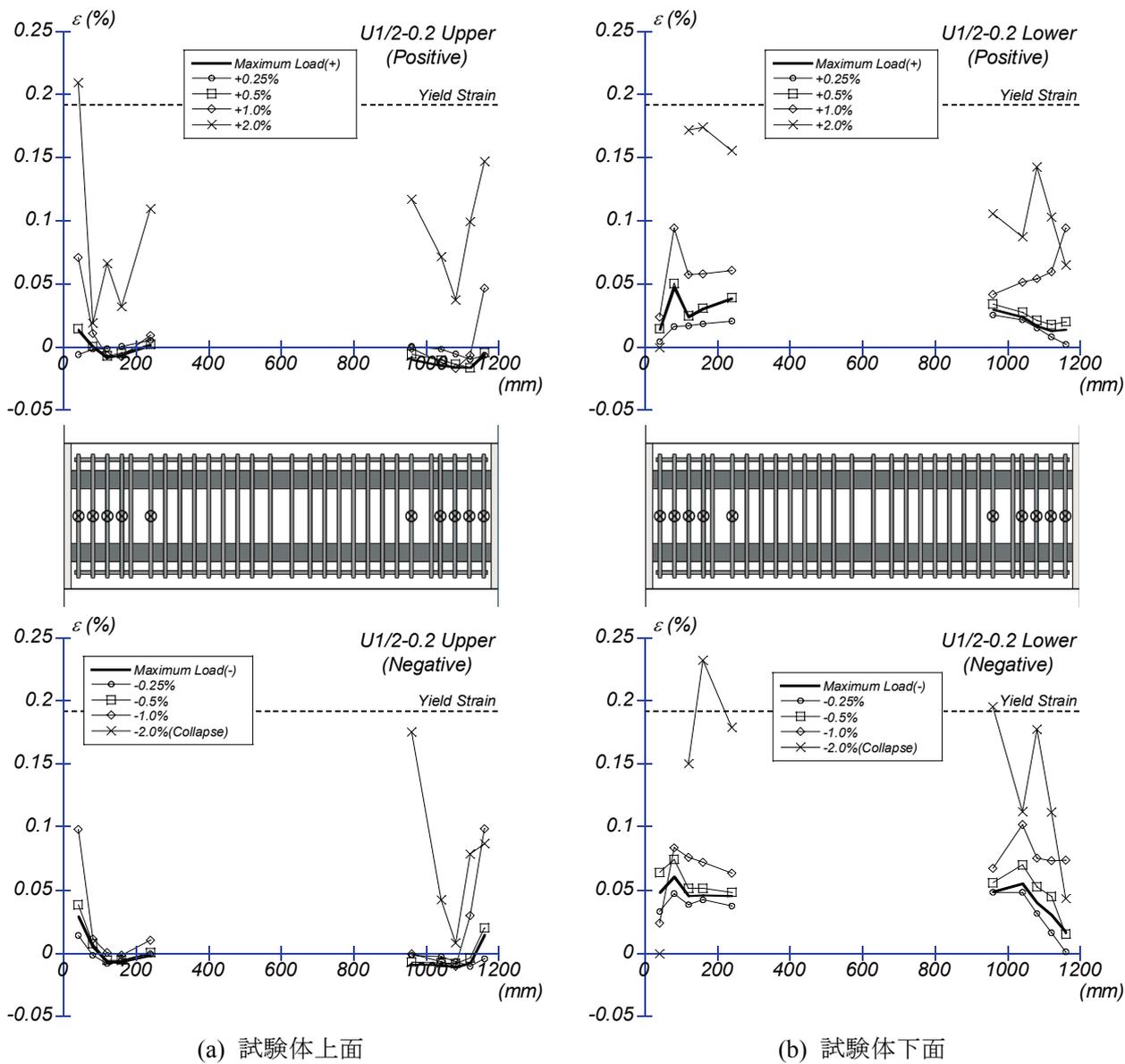


図 3-41 U1/2-0.2 のせん断補強筋ひずみ分布

3.4. まとめ

プレストレス比，軸力比，PC グラウトの有無及びせん断補強筋量及び配筋方法を実験変数とした PCaPC 圧着柱試験体 10 体に対して，地震時の挙動を模擬した逆対称曲げを与える載荷実験を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) U1/2-0.1 を除く 9 体は，端部コンクリート圧壊により最大耐力に至り，U1/2-0.1 のみ部材両端の圧縮域を結ぶように発生した斜めひび割れにより破壊に至った。低軸圧縮力試験体 ($\eta_{N+P}=0.33$ シリーズ) では，1 体を除いて $R=5\%$ の最終載荷変位まで軸力を保持したのに対して，高軸圧縮力試験体 ($\eta_{N+P}=0.5$ シリーズ) では， $R=3\%$ 以前の比較的小さな変形で軸力を保持できなくなった。
- (2) PC グラウトの有無による履歴性状そのものに大きな差異は見られなかったが，アンボンド試験体の方が，ボンド試験体よりも早い段階で破壊に至った。また，中子筋を追加してせん断補強筋比を大きくした試験体は，中子筋を有しない試験体に比べて，高い変形性能を示した。ただし，これらの試験体のコンクリート圧縮強度には差があり，軸圧縮力比の違いが変形性能の改善に寄与した可能性があるため，さらに詳細な検討が必要である。
- (3) アンボンド試験体の最大せん断力は，ボンド試験体に比べて全体的に低い値を示した。ただし，B1/3-0.2 と U1/3-0.2 については，PC グラウトの有無に関わらず，ほぼ同じ最大せん断力を示した。
- (4) アンボンド試験体の PC 鋼材は，同一試験体の東側 2 本と西側 2 本でほぼ同じ挙動を示した。これに対し，ボンド試験体では，小さな部材角においては，引張側は増加，圧縮側は減少していたが， $R=1\%$ より大きな変形では，引張側と圧縮側の鋼材が同じような挙動となり，アンボンド試験体に近い挙動を示した。変形の増大による付着の劣化によるものと考えられる。
- (5) $R=0.25\%$ のサイクルでは，軸圧縮ひずみはほとんど残留しない。低軸圧縮力試験体では変形の増大に伴う残留軸ひずみの進行は比較的緩やかであったが，高軸圧縮力試験体では，急激に軸ひずみが増加して軸力保持できなくなる傾向が見られた。また，ボンド試験体よりもアンボンド試験体の方が軸ひずみの進行が全体的に大きく，シーすによるコンクリート欠損の影響と考えられる。
- (6) 圧着面における PC 鋼材の抜け出し量については，高軸圧縮力試験体の方が低軸圧縮力試験体と比べてかなり小さい値となり，抜け出しの開始も全体的に遅かった。また，PC グラウトの有無による有意な差は確認できなかった。
- (7) 等価粘性減衰定数に関しては，PC グラウトの有無による明確な差は見られなかった。実験時に PC 鋼材が降伏していなかったことから，主にコンクリートの破壊によってエネルギー吸収がなされたと考えられる。高軸圧縮力試験体の方が全体的に等価粘性減衰定数が高く，低軸圧縮力試験

体に比べて、部材端部のコンクリート圧壊が早く開始し、部材全体の損傷が激しかった実験時の傾向と一致している。一方で、低軸圧縮力試験体では、エネルギー吸収が $R=1\%$ 、 2% サイクルからあまり増加しなかった。

- (8) 最大せん断力時には、せん断補強筋の降伏は確認されなかった。また、PCグラウトの有無及びせん断補強筋の配筋方法の違いによる、せん断補強筋のひずみ性状に大きな変化は確認できなかった。

参考文献

- [3.1] 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，pp.267-270，1998.11
- [3.2] 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，pp.119-131，1998.11

4. PC 圧着柱部材の曲げ終局耐力評価

4.1. はじめに

部材の設計には曲げ終局耐力の計算が不可欠であり、これを正確に評価する手法が必要である。ボンド PC 部材に対しては、2 章で示した PC 規準による略算式^[4.1]と、「保有耐力と変形性能(1990)」による多段配筋された部材に対する略算式^[4.2]が示されている。ただし、多段配筋された部材に対して、PC 規準略算式を用いる場合には、圧縮側 PC 鋼材の考慮の仕方によって計算結果が大きく異なる。これまでに行われた PC 柱部材を対象とした研究例が少ないこともあり、式の予測精度や適用範囲に関する検討はほとんど行われていない。多段配筋された部材に対する略算式も、軸力を受けない部材に対する検討のみで、軸力を受ける部材への適用性は検証されていない。また、PC 柱部材を対象とした既往の研究における曲げ終局耐力に関する検討は、主に ACI 法による計算値を用いた比較検討が個々の研究において行われている程度であり、これらを集約して評価した例はない。

アンボンド PC 部材に対しては、ボンド PC 部材と異なり平面保持仮定が適用できないため、2 章でも示したように、曲げ終局耐力や曲げ終局時の PC 鋼材張力を与える式がいくつか提案されているが、軸力を受ける部材への適用性に関する検討は行われていない。

したがって、本章では、2 章で示したボンド PC 部材及びアンボンド PC 部材を対象とした曲げ終局耐力評価法を用いて、3 章で得られた実験結果との比較検討を行い、これらの評価法の予測精度や適用範囲に関する検討を行う。そして、ボンド PC 部材については、既往の実験結果を含めたデータを対象とし、各評価法の予測精度や実験変数の影響などについても考察する。

4.2. ボンド PC 柱部材に対する評価

4.2.1 概要

検討に用いる評価法は、精算法、応力ブロック法及び PC 規準略算式である。また、多段配筋された部材に対する略算式を、柱部材に適用できるように一部修正を行い、これによる評価も行うものとする。本項ではそれぞれの評価法の計算仮定などの概要について説明する。4.2.2では各評価法同士の比較を行い、それぞれの評価法の特性を示す。そして、4.2.3では3章で示した載荷実験より得られた結果と、4.2.4では既往の実験より得られた結果を含めてそれぞれ比較検討することにより、各評価法の予測精度やパラメータが及ぼす影響に関して検討を行うものとする。

① 既往の評価法

精算法、応力ブロック法及び略算式の詳細については、2 章で説明した通りである。ここでは、各評価法の計算仮定について述べる。

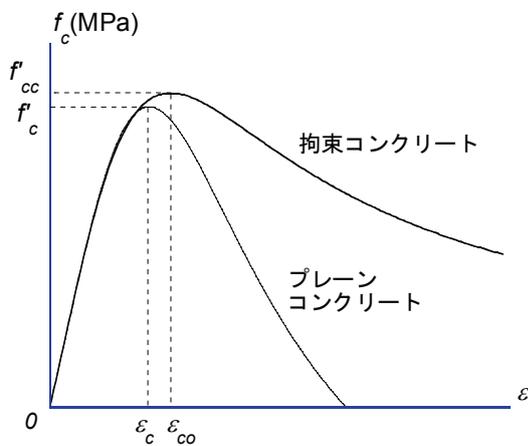
精算法において用いる解析仮定を以下に示す。断面はせい方向に 400 分割する。コンクリートの応力-ひずみ関係には、横補強筋による拘束効果を考慮できる NewRC モデル^[4.3] (図 4-1(a)) を用い、コアコンクリートとカバーコンクリートを区別する。PC 鋼材及び普通強度鉄筋の応力-ひずみ関係は、図

4-1(b)に示す通り、完全弾塑性とした。コンクリートの圧縮強度、普通強度鉄筋の降伏強度及び弾性係数は材料試験値を用いる。なお、PC 鋼材及び普通強度鉄筋部分のコンクリートは控除せず、PC 鋼材及び普通強度鉄筋はそれぞれの重心位置に集中して配置されているものとする。

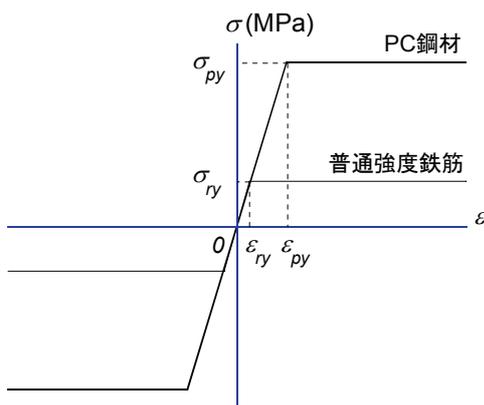
応力ブロック法では、ACI 規準応力ブロック^[4.4]を用いた平面保持解析（以下、ACI 法）で計算を行う。

略算式については、2 章で示した PC 規準略算式（式(2-22)）を用いる。PC 鋼材の扱いに関しては、全 PC 鋼材をその重心位置にまとめて考慮（全 PC 鋼材が降伏すると仮定）した場合と、下段 PC 鋼材をその重心位置にまとめて考慮（上段 PC 鋼材は無視する）した場合の 2 通りに対して計算を行う。

なお、いずれの評価法においても、圧着部材における普通強度鉄筋は、圧縮に対してのみ有効とする。



(a) コンクリート (NewRC モデル)



(b) PC 鋼材及び普通強度鉄筋

○NewRC モデル

$$Y = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2}$$

where

$$Y = f'_c / f'_{cc}, \quad X = \varepsilon / \varepsilon_{co}$$

$$K = f'_{cc} / f'_c = 1 + 11.5 \frac{\rho_h f_{yh}}{f'_c} \left(\frac{d''}{C} \right) \left(1 - \frac{s}{2D_c} \right)$$

$$A = E_c \varepsilon_{co} / f'_{cc}, \quad E_c = (0.69 + 0.332 \sqrt{f'_c}) \times 10^4$$

$$\frac{\varepsilon_{co}}{\varepsilon_c} = \begin{cases} 1 + 4.7(K-1) & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5) & K > 1.5 \end{cases}$$

$$\varepsilon_o = 0.94 (f'_c)^{1/4} \times 10^{-3}$$

$$D = 1.5 - 0.017 f'_c + 1.6 \sqrt{(K-1) f'_c} / 23$$

Notation:

f'_{cc} : Strength of confined concrete (in MPa)

f'_c : Strength of concrete cylinder (in MPa)

ρ_h : Volumatic ratio of hoops

f_{yh} : Yield strength of hoop (in MPa)

C : Unsupported length of perimeter hoop

d'' : Nominal diameter of perimeter hoop

s : Spacing of hoop

D_c : Core dimension

図 4-1 応力 - ひずみ関係

② 提案法

PC 鋼材が多段配筋された部材に略算式を適用する場合には、圧縮側 PC 鋼材の考慮が問題となる。そこで、文献[4.2]では、PC 鋼材が多段配置された断面の曲げ終局耐力を算定する際に、圧縮側に位置する PC 鋼材の引張力を一定値の仮想軸力として算定式に考慮する式（以下、A 式とする）を提案している。また、岸本らは文献[4.5]において、上記の学会式に軸力項を付加し、軸力を受ける柱部材にも対応できる形で耐力算定式を示している。しかしながら、文献[4.2]及び文献[4.5]共に、軸力を受けない梁部材に関する検討のみで、軸力を受ける部材に関する検討はなされていない。そこで、A 式を柱部材に適用する場合の耐力算出過程に関して検討を行い、必要に応じて修正を加えたものを提案する。以下にその概要を示す。

梁部材を対象とした A 式では、PC 鋼材の圧縮側判定用に用いる x_n の第一次近似値算出時に、全 PC 鋼材が降伏していると仮定して q_{total} を用いているが、柱部材を対象とした筆者の提案法（以下、B 法とする）では、 x_n の第一次近似値算出には、PC 鋼材張力を有効プレストレス力とした q_e を用いるものとする（理由については後述）。なお、 q_e には軸力の項も含まれている。また、普通強度鉄筋はすべて降伏しているとし、圧着部材では引張普通強度鉄筋の存在を無視する。計算の流れを以下に示す。

(1) q_e を用いて x_n の第一次近似値を算出し、PC 鋼材の圧縮側判定を行う。

$$q_e = (P_e + A_{rt}\sigma_{ry} - A_{rc}\sigma_{ry} + N) / bDf'_c \quad \text{式 (4-1)}$$

$$x_n = (q_e / k_1 k_3) D \quad \text{式 (4-2)}$$

(2) 圧縮側と判定された PC 鋼材の張力は、A 式に示される仮想軸力の式 (4-3) を用いて算出し、引張側と判定された PC 鋼材張力は降伏耐力とする。この時、A 式に示されている q_{total} に軸力項を付加した q_{total}' で評価を行うものとする。

$$\zeta_i = 0.25 + 0.6d_{cpli} / q_{total}' \quad \text{式 (4-3)}$$

$$q_{total}' = (A_{pg}\sigma_{py} + A_{rt}\sigma_{ry} - A_{rc}\sigma_{ry} + N) / bDf'_c \quad \text{式 (4-4)}$$

(3) 普通強度鉄筋の降伏を仮定して、力の釣合からコンクリート合力 C_c を求め、 x_n を再計算する。

$$C_c = A_p\sigma_{py} + A_{rt}\sigma_{ry} - A_{rc}\sigma_{ry} + N + \sum \zeta_i P_{ei} \quad \text{式 (4-5)}$$

$$\begin{aligned} x_n &= C_c / (k_1 k_3 b f'_c) \\ &= (A_p\sigma_{py} + A_{rt}\sigma_{ry} - A_{rc}\sigma_{ry} + N + \sum \zeta_i P_{ei}) / (k_1 k_3 b f'_c) \end{aligned} \quad \text{式 (4-6)}$$

(4) 断面内の応力分布が決定するので、モーメントを求める。

$$M_u = A_p \sigma_{py} d_p + A_{rt} \sigma_{ry} d_{rt} - A_{rc} \sigma_{ry} d_{rc} - C_c k_2 x_n + \sum \zeta_i P_{ei} d_{cpi} + ND / 2 \quad \text{式 (4-7)}$$

ここで、 A_p, A_{rt}, A_{rc} ：引張側 PC 鋼材，引張普通強度鉄筋及び圧縮普通強度鉄筋の断面積， b, D ：部材幅及び部材せい， d_p, d_{rt}, d_{rc} ：引張側 PC 鋼材，引張普通強度鉄筋及び圧縮普通強度鉄筋の重心位置から部材断面の圧縮縁までの距離， σ_{py}, σ_{ry} ：PC 鋼材及び普通強度鉄筋の降伏強度， f'_c ：コンクリート圧縮強度， P_e ：PC 鋼材の有効プレストレス力， k_1, k_2, k_3 ：曲げ圧縮部コンクリートの応力ブロック係数（ $k_1 k_3 = 0.83$ ， $k_2 = 0.42$ とする）， A_{pg} ：断面に配置された PC 鋼材断面積の総和， d_{cp} ：圧縮側にある PC 鋼材の重心位置から圧縮縁までの距離， $d_{cpl} = d_{cp} / D$

後に図 4-30 に示すように，曲げ終局耐力時の PC 鋼材張力の合計値は，有効プレストレス力 P_e （軸力載荷直後）と大きく変わらない。PC 鋼材の配置状態や断面に作用する軸力やプレストレス力の大きさによっては，式 (4-2) と式 (4-6) による x_n が異なることもある。そのような場合でも，曲げ終局耐力自体への影響はさほど大きくない。

4.2.2 各評価法同士の比較

ここでは、平面保持仮定のもとでコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮した精算値と、前項にて示した提案式により計算される曲げ終局耐力を比較し、提案式の精度及び適用範囲に関して検討を行う。また、略算式及び ACI 規準及び PC 規準応力ブロックを用いた応力ブロック法による計算結果と精算値との比較検討も併せて行うものとする。

① 概要

解析断面は $1000\text{mm} \times 1000\text{mm}$ の正方形断面で、普通強度鉄筋（主筋及びせん断補強筋）を有しない純 PC 断面とする。PC 鋼材の配置は、1 段配筋 ($d_p/D=0.5$, 0.65 又は 0.8)、2 段配筋 ($d_p/D=0.2$ 及び 0.8) 及び 4 段配筋 ($d_p/D=0.2$, 0.4 , 0.6 及び 0.8) とした。コンクリート圧縮強度 f'_c は 30MPa 及び 60MPa 、PC 鋼材降伏強度 f_{py} は 1080MPa 、軸力載荷前の PC 鋼材応力は $0.68f_{py}$ ($=0.85 \times 0.8f_{py}$) とした。したがって、プレストレス比 ($=P_e/bDf'_c$) は 0.068 ($q_{sp}=0.1$ の場合) 及び 0.136 ($q_{sp}=0.2$ の場合) となる。ここで、 P_e : プレストレス力 (軸力載荷前)、 b : 部材幅である。精算法、応力ブロック法ともに、コンクリート終局ひずみ ϵ_{cu} は 0.003 とした。また、略算式を用いた場合における、PC 鋼材の考慮の仕方を図 4-2 に示す。2 段配筋断面については、下段 PC 鋼材のみを考慮した断面を断面①、全 PC 鋼材をその重心位置に考慮した断面を断面②とする。4 段配筋断面については、下段 PC 鋼材 2 本をその重心位置に考慮した断面を断面①、全 PC 鋼材をその重心位置に考慮した断面を断面②とする。

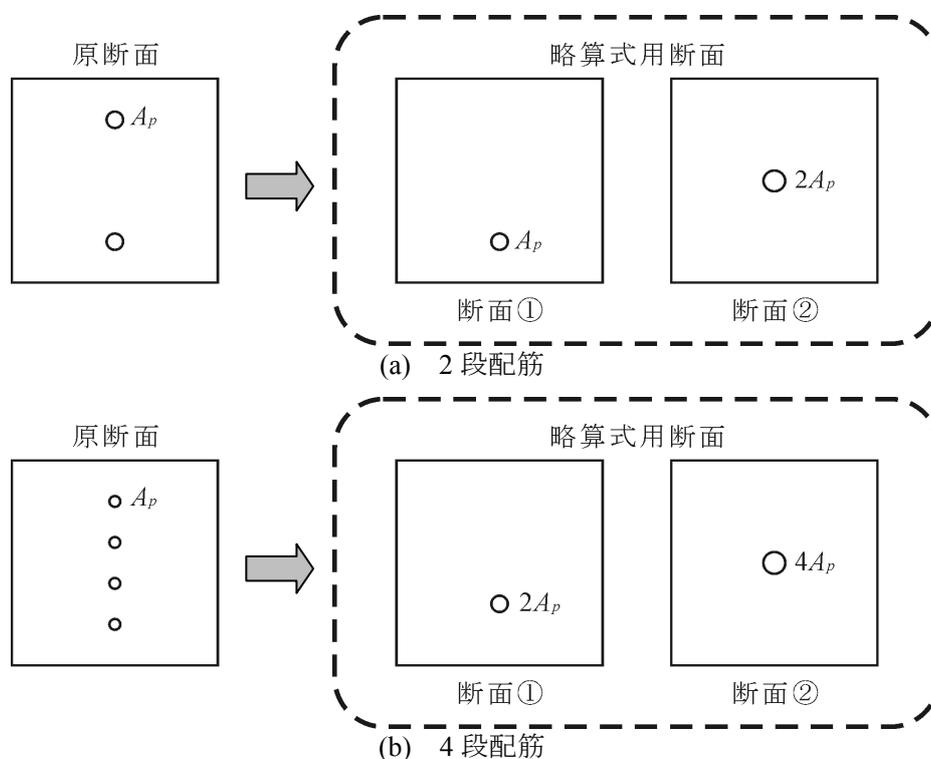


図 4-2 解析断面

② 提案式及び略算式と精算法の比較

各評価法による曲げ終局耐力 M_u と、鋼材係数を 0.1 あるいは 0.2 に固定して軸力比を増加させた時の鋼材係数と軸力比の合計値 $q_{sp} + \eta_N$ の関係を図 4-3～図 4-5 に示す。図中、精算値に付した数字は、降伏ひずみに達した PC 鋼材本数である。

○1 段配筋

PC 鋼材が降伏ひずみに達する低軸力の範囲では、各評価法の計算結果にほとんど差は見られない（最大で 4% 程度）。軸力の増加に伴い、曲げ終局時に PC 鋼材が降伏ひずみに達しなくなり、各評価法の差が大きくなる。特に $f'_c = 60\text{MPa}$ で差が顕著である。PC 鋼材が降伏ひずみに達しなくなる軸力比は、PC 鋼材深さに対応しており、その値は $0.5(d_p/D)$ 程度であることから、軸力を受ける部材に対する略算式の適用範囲を $q_{sp} + \eta_N < 0.5(d_p/D)$ とする。 η_N が曲げ終局時のコンクリート圧縮合力の大きさに関与することを考慮すれば、軸力を受ける場合の適用範囲が、文献[4.2]に記載されている、軸力を受けない部材に対する適用範囲 $q_{sp} < 0.5(d_p/D)$ の左辺に、 η_N を加えた形で表されることは妥当であろう。なお、 $d_p = 0.5D$ とした場合の軸力の大きな範囲において、提案式と略算式の計算結果に差が見られるのは、提案式で PC 鋼材が圧縮側に算入されたためである。

○多段配筋（2 段及び 4 段）

提案式による計算結果は、 $f'_c = 30\text{MPa}$ では、精算値に対して +0.6～+7.7% となり、比較的高い精度が得られたが、 $f'_c = 60\text{MPa}$ の $q_{sp} + \eta_N > 0.4$ の範囲では、最大で 10% 以上の過大評価となり、精度の悪化が見られた。これは、圧縮側 PC 鋼材張力を評価する式 (4-3) が、文献[4.5]において $f'_c = 30\text{MPa}$ とした解析結果から導出されたことに起因すると考えられる。また、下段 PC 鋼材のみを考慮した断面①に対して略算式を用いた場合、精算値に比べて、高軸力下では過大評価、低軸力下では過小評価となり、特に高軸力下での差が顕著である。一方、全 PC 鋼材をその重心位置にまとめた断面②に対して略算式を用いた場合は、 f'_c や q_{sp} により、精算値との大小関係にばらつきはあるが、本検討の条件下では、精算値に対して -8.0%～+6.2% と、高い精度で近似できた。

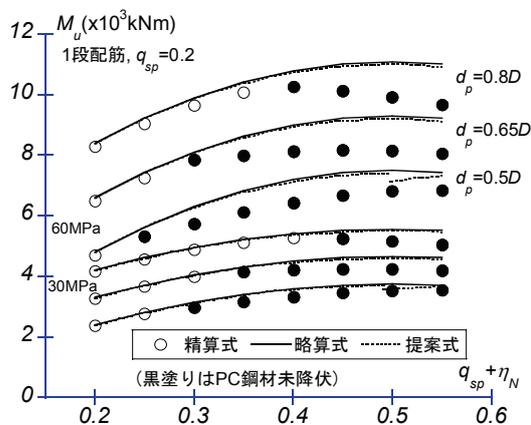
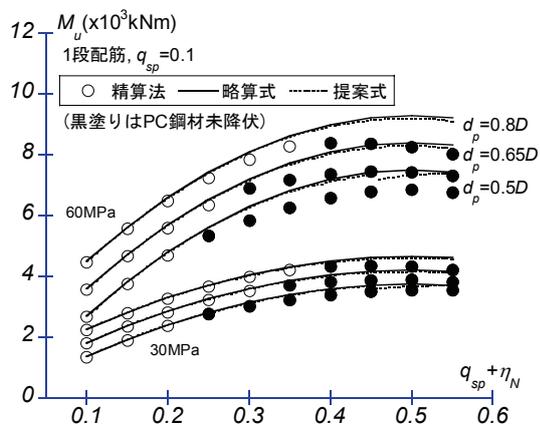


図 4-3 提案式及び概算法と精算法の比較 (1 段配筋)

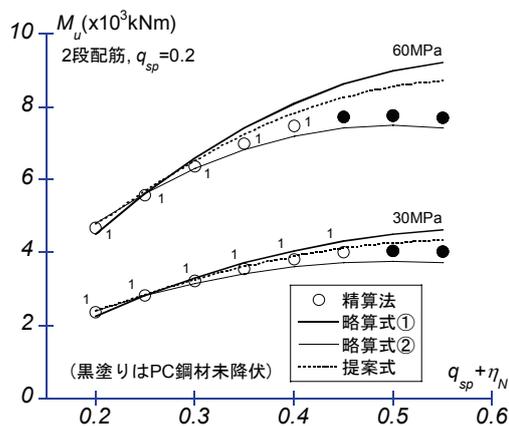
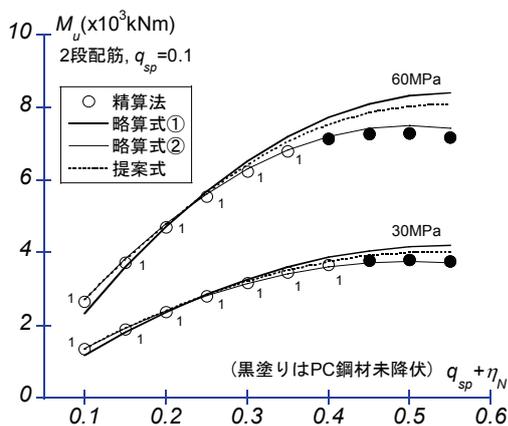


図 4-4 提案式及び概算法と精算法の比較 (2 段配筋)

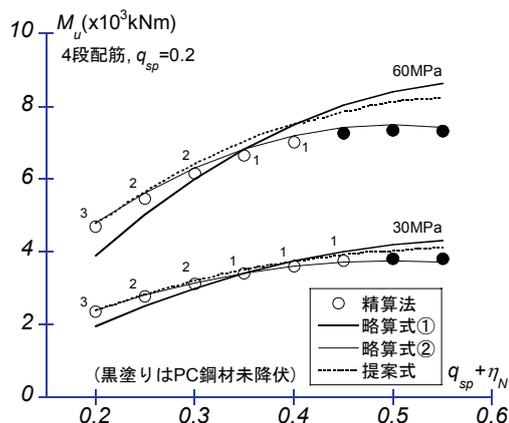
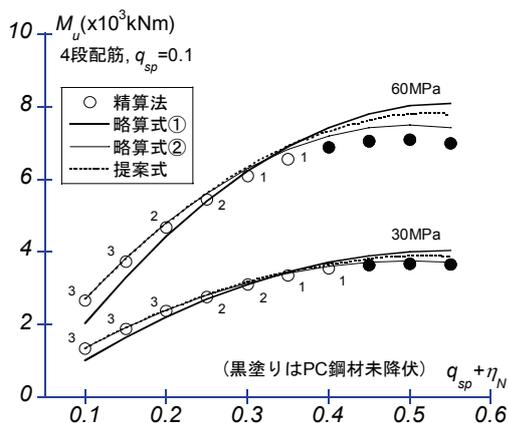


図 4-5 提案式及び概算法と精算法の比較 (4 段配筋)

③ 応力ブロック法と精算法の比較

PC 鋼材が多段配筋された断面に対して、精算法及び平面保持仮定のもとで PC 規準及び ACI 規準応力ブロックを用いて算出した曲げ終局耐力と $q_{sp} + \eta_N$ の関係を図 4-6 に示す。PC 鋼材配置及び q_{sp} に関係なく、計算結果は (PC 規準) > (精算法) > (ACI 規準) の順となった。低軸力下では各評価法の計算結果にそれほど大きな差は見られないが、 $q_{sp} + \eta_N$ が 0.3~0.4 より大きな範囲では、各評価法間での差が大きくなる傾向にある。PC 規準応力ブロックによる計算結果では、 $f'_c = 30\text{MPa}$ では全体的に良好に近似できたが、 $f'_c = 60\text{MPa}$ では精算値との差がかなり大きくなった。高軸力下では、曲げ終局時に降伏ひずみに達しない PC 鋼材が多くなるため、曲げ終局耐力の計算値は使用したコンクリートのモデルに大きく依存する。そこで、各モデルの特性について比較を行う。NewRC モデル及び ACI 規準応力ブロックを、PC 規準の応力ブロック係数 k_1k_3 で表すと次式のようになる。

$$k_1k_3 = \int_0^{\varepsilon_{cu}} f(\varepsilon) d\varepsilon / f'_c \text{ (NewRC)}, \quad 0.85\beta_1 \text{ (ACI 規準)} \quad \text{式 (4-8), 式 (4-9)}$$

ここで、 ε_{cu} : コンクリート終局ひずみ (=0.003), $f(\varepsilon)$: NewRC モデルの応力ひずみ関係, β_1 : ACI 規準応力ブロック係数である。

各モデルの応力ブロック係数 k_1k_3 及び k_2 とコンクリート圧縮強度 (18~60MPa) の関係を図 4-7(a) に示す。図 4-7(a) に示すように、コンクリート合力の大きさを表す k_1k_3 を各モデルで比較すると、 $f'_c = 30\text{MPa}$ に比べ、 $f'_c = 60\text{MPa}$ での各モデル間の差が大きい。その結果として、 $f'_c = 60\text{MPa}$ の方で計算結果に差が出たものと考えられる。

また、各モデルの k_2/k_1k_3 とコンクリート圧縮強度の関係を図 4-7(b) に示す。図 4-7(b) における NewRC モデルの k_2/k_1k_3 は、コンクリート圧縮縁ひずみ ε_c を 0.003 として計算したものである。PC 規準、ACI 応力ブロックともに、コンクリート圧縮強度に関係なく k_2/k_1k_3 はそれぞれ定数となる。これに対して、NewRC モデルの k_2/k_1k_3 は、 f'_c の上昇に伴って増加するが、値の変動は小さく、PC 規準及び ACI 規準応力ブロックの間の値となった。なお、ある 1 つのコンクリート圧縮強度の値に対して、曲げ終局耐力が最大となるのは k_2/k_1k_3 が最小となる時であり、NewRC モデルを用いた場合に k_2/k_1k_3 が最小となる ε_c は、コンクリート圧縮強度によって異なる。コンクリート圧縮強度を 18, 30, 45 及び 60MPa とした場合の ε_c と k_2/k_1k_3 の関係を図 4-8 に示す。図中、×印で k_2/k_1k_3 が最小となる点を示している。18MPa の場合には、 k_2/k_1k_3 が最小となる ε_c が 0.003 より小さな値となっており、 ε_c が 0.003 に至る時点では、すでに耐力低下が開始していることになる。このことから、前出の検討において、 $\varepsilon_c = 0.003$ としているのは適切であるとは言えないが、 $\varepsilon_c = 0.003$ として得られる k_2/k_1k_3 と、 k_2/k_1k_3 の最小値に大きな差が見られないことから、大きな問題にはならないと考えられる。

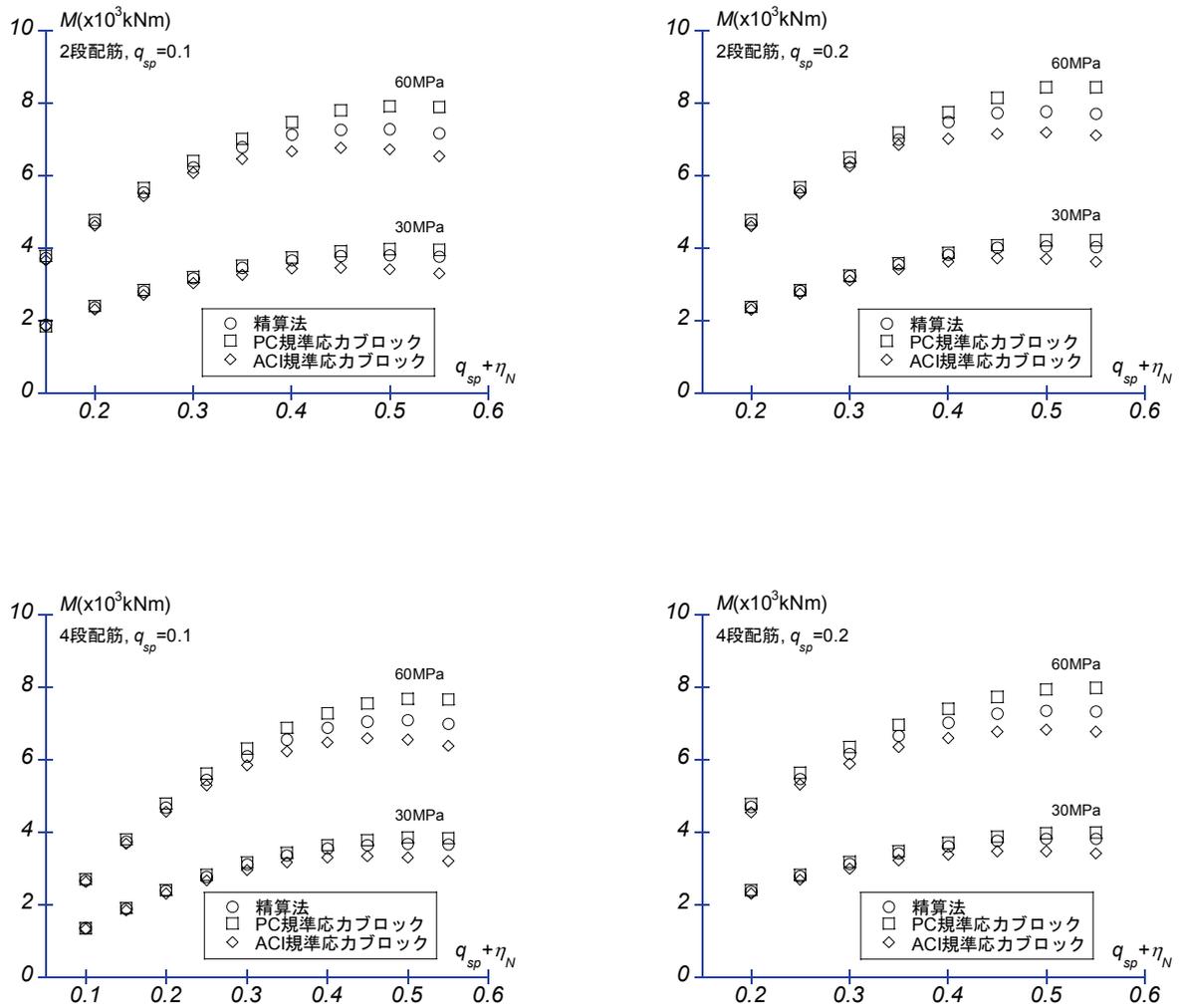


図 4-6 応カブロック法と精算法の比較

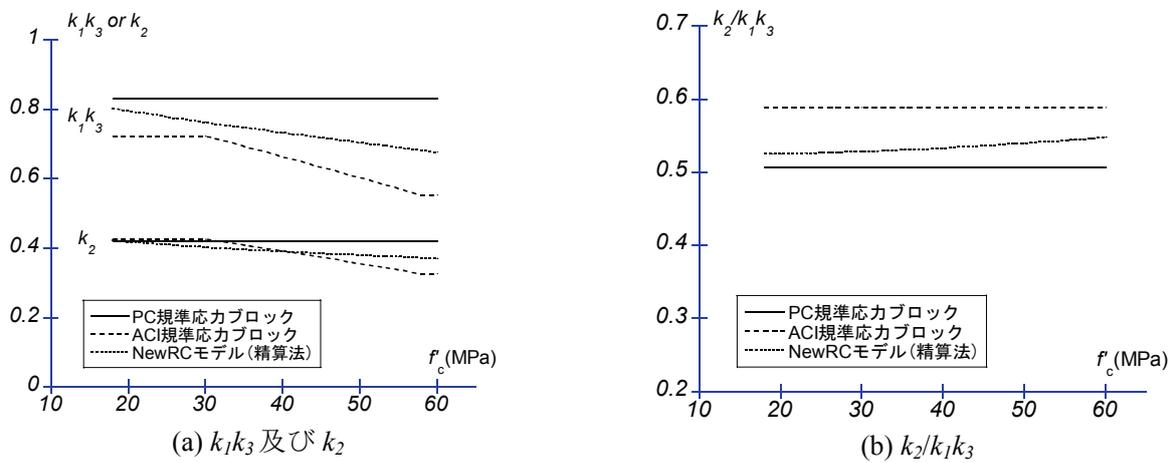


図 4-7 各モデルの応力ブロック係数

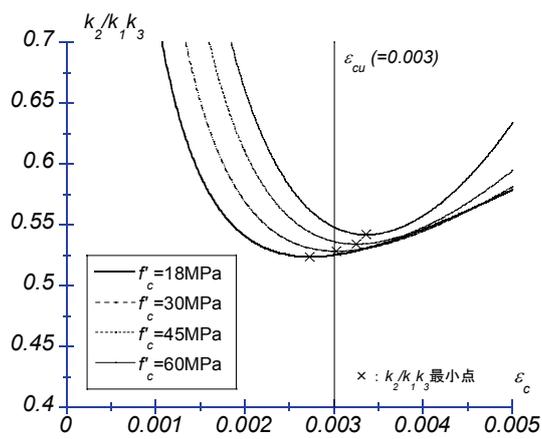


図 4-8 $k_2/k_1k_3 - \epsilon_c$ 関係

4.2.3 本実験結果との比較

① 各評価法による計算結果

実験より得られた最大せん断力の正負平均値 $Q_{u,exp}$ 、各評価法により計算された曲げ終局耐力及び実験値との比を表 4-1 に示す。各評価法とも、圧縮側の普通強度鉄筋は考慮するが、引張側の普通強度鉄筋は考慮していない。なお、精算法で使用した解析対象断面は図 4-9 に示す通りである。本実験の試験体に基づき、 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ の断面に対して、中央の $330\text{mm} \times 330\text{mm}$ をコアコンクリート部、残りの外周部をカバーコンクリート部としており、コアコンクリート部のせん断補強筋量は試験体に準じた値とした。精算法による計算値は、圧縮縁におけるコンクリート終局ひずみを定義して得られたものではなく、断面の曲率を漸増させて得られた最大値を示している。

いずれの評価法を用いた場合でも、実験値に対する評価のばらつきが大きく、危険側の評価となっているケースも多いことから、実験結果をあまり良好に予測できているとは言えない。特に、下段 PC 鋼材のみを考慮した略算式や提案法のような、下段 PC 鋼材降伏仮定に基づいて計算する方法を用いた場合には、すべての試験体で危険側の評価となった。本実験の試験体は、PC 鋼材量が比較的多く、作用させた軸力も高かったため、平面保持仮定に基づく精算法や ACI 法では、ほとんどの試験体で曲げ終局耐力時に PC 鋼材は降伏しない（精算法の B1/3-0.2 を除く）という結果が得られており、実験においても、いずれの試験体でも最大耐力時に PC 鋼材の降伏は確認されなかった。このことから、本実験の試験体は、下段 PC 鋼材の降伏を仮定する評価法を適用できる範囲にはなかったと考えられる。

なお、平面保持を仮定した精算法及び ACI 法と実験値を比較すると、実験値が精算法による計算値の 0.76~1.09 倍、ACI 法による計算値の 0.87~1.24 倍となり、試験体によって評価が大きくばらついた。また、4.2.2 で示したように、高い軸力比や鋼材係数の下では、ここで示した評価法の中では比較的小さな計算値を示すとされていた、全 PC 鋼材をその重心位置に配置した断面に略算式を適用した場合や ACI 法を用いた場合でも、B1/3-0.2 では実験値に比べて大きな評価となった。これは PC 鋼棒の付着劣化に起因するものと考えられる。次で、実験において計測された PC 鋼材の付着性状と、これを考慮した評価法について説明する。

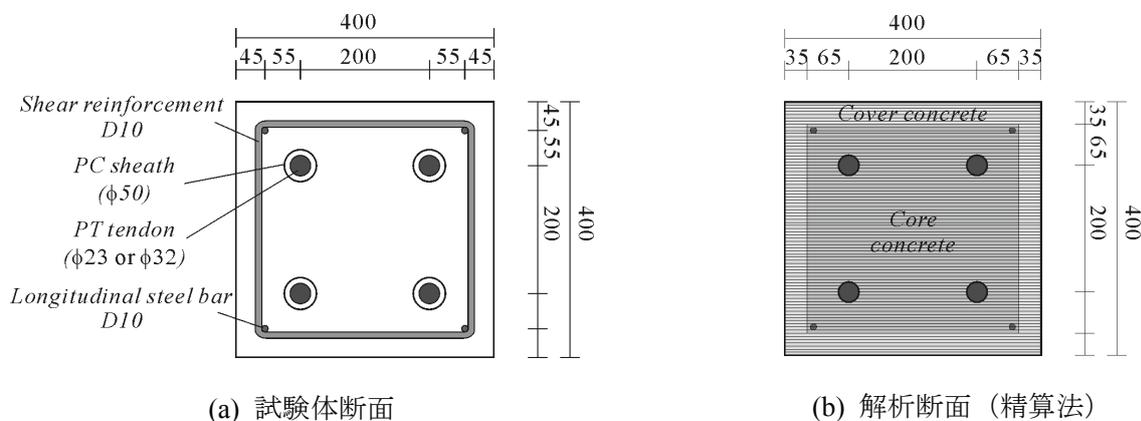


図 4-9 解析対象断面

表 4-1 各評価法による計算結果と実験結果との比較

試験体名	実験値 (kN)	精算法	ACI 法	PC 規準略算式		提案法
				下段 PC 鋼材のみ	全 PC 鋼材 重心位置	
B1/3-0.1	810.1	895.3 (0.90)	807.8 (1.00)	938.5 (0.86)	888.7 (0.91)	933.3 (0.87)
B1/2-0.1	883.2	810.0 (1.09)	710.4 (1.24)	934.3 (0.95)	718.9 (1.23)	907.8 (0.97)
B1/2-0.1t	878.5	946.7 (0.93)	880.3 (1.00)	1086.7 (0.81)	937.4 (0.94)	1064.0 (0.83)
B1/3-0.2	768.5	1010.1 (0.76)	883.3 (0.87)	1062.7 (0.72)	926.3 (0.83)	1047.2 (0.73)
B1/2-0.2	811.7	898.4 (0.90)	766.0 (1.06)	1085.4 (0.75)	620.3 (1.31)	1022.6 (0.79)

(計算値上段の単位は kN, 計算値下段の括弧内は (実験値) / (計算値) である。)

② PC 鋼材の付着性状を考慮した評価法

柱頭と柱脚の危険断面位置において計測した PC 鋼材張力から求めた、部材内で PC 鋼材に発生している付着応力平均値を縦軸にとり、これと部材角の関係を図 4-10 に示す。図 4-10(a) より、計算値より高い最大せん断力を示した B1/2-0.1 では、最大せん断力時 (図中 ■ 点) に付着応力が最大値に近い値を示しており、付着は比較的良好であったと考えられる。一方、図 4-10(b) より、計算値より低い最大せん断力を示した B1/3-0.2 では、最大せん断力時の付着応力が最大値から大幅に低下していることから、最大せん断力時にはすでに PC 鋼材の付着が劣化していたことが分かる。

曲げ終局耐力時における軸力載荷前からの PC 鋼材応力増分の実験値と計算値を図 4-11 に示す。ここに示す実験値は、引張側 2 本及び圧縮側 2 本の PC 鋼材応力増分平均値をそれぞれ計算したものである。B1/2-0.1 と B1/2-0.1t の 2 体については、実験値と計算値が比較的近い値を示しているものの、残りの 3 体については、両者の値は大きく異なっている。

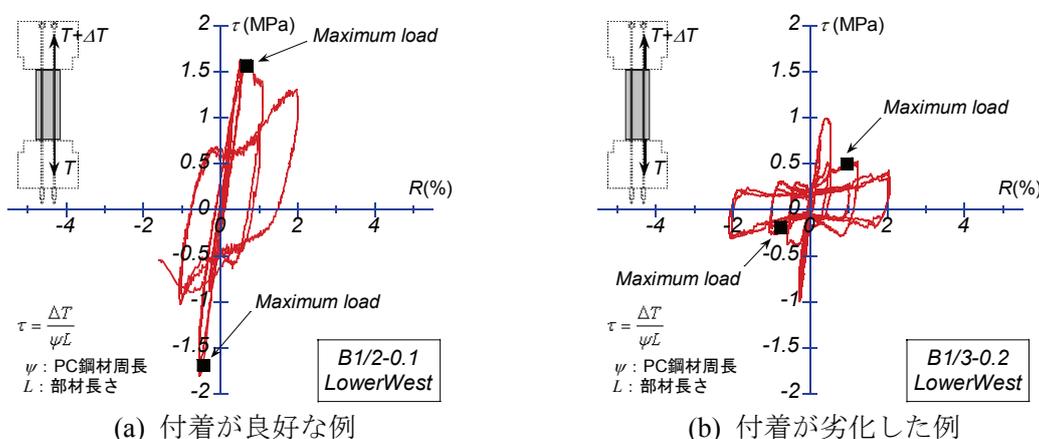


図 4-10 PC 鋼材付着応力平均値

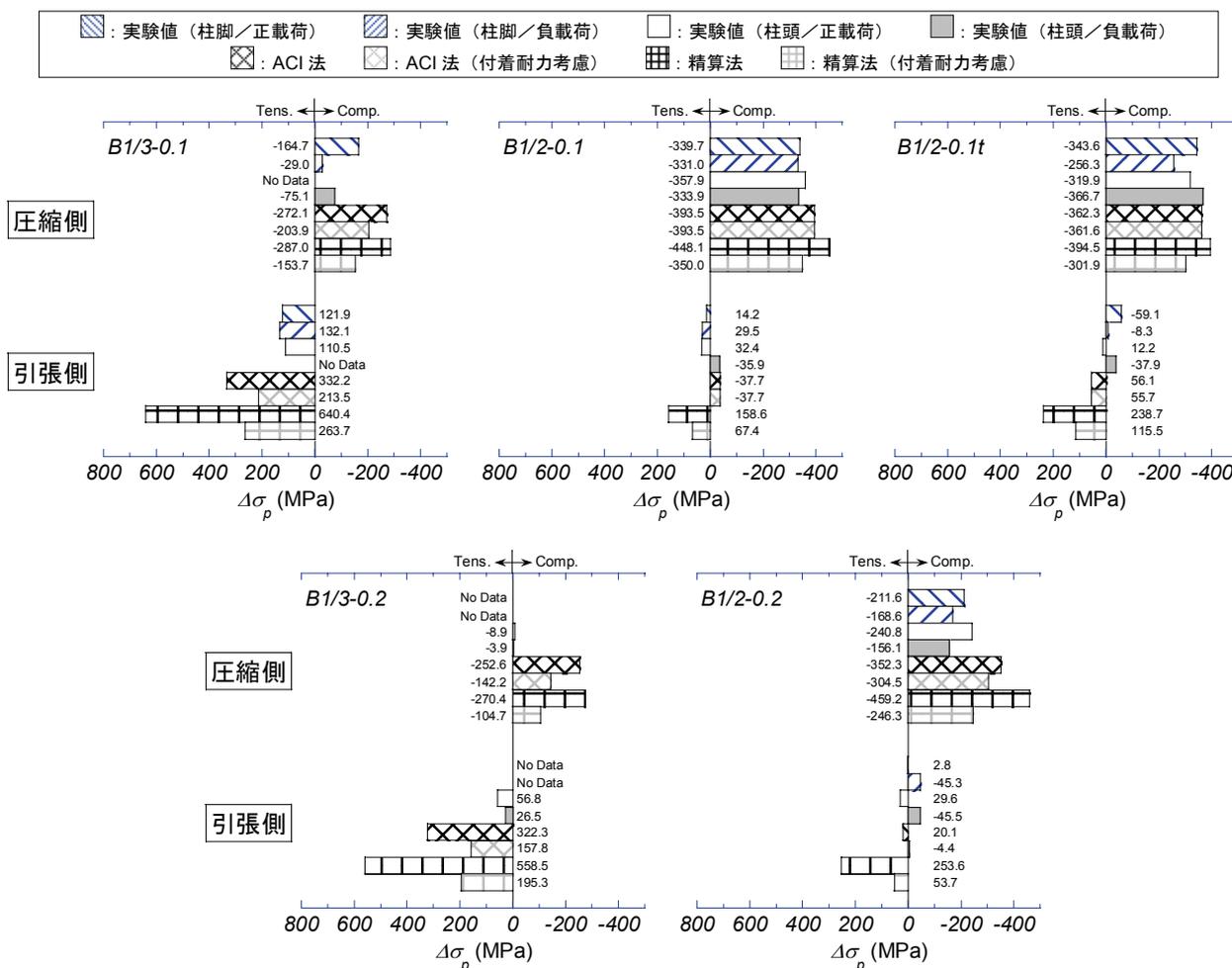


図 4-11 曲げ終局耐力時における軸力載荷前からの PC 鋼材応力増分値 (引張を正とする)

PC 鋼材が断面に対称配置された部材が逆対称曲げを受ける場合、理論的には柱頭と柱脚の危険断面で同一な応力分布となるので、部材内において PC 鋼材に発生する付着力は、危険断面における引張側 PC 鋼材張力と圧縮側 PC 鋼材張力の差から求めることができる。ここで、文献[4.6]及び文献[4.7]を参考に、PC 鋼棒の最大付着応力度 τ_{max} を 2MPa とすると、柱頭と柱脚の危険断面において同一の PC 鋼棒に発生する応力差の最大値は、 $\phi 23$ の場合で 417.4MPa、 $\phi 32$ の場合で 300.0MPa となる。この値と図 4-11 に示す ACI 法により計算された応力差を比較すると、PC 鋼材応力増分の実験値と計算値が大きく異なった 3 体については、応力差の ACI 法計算値が上記の値を上回っている。また、B1/2-0.1t についても、わずかではあるが応力差の ACI 法計算値の方が大きい。このことから、曲げ終局耐力を正しく評価するには、部材内での PC 鋼材の付着耐力を考慮する必要がある。文献[4.8]においても、ACI 法に基づいて曲げ終局耐力を計算すると、本実験と同様、実験値が計算値を下回った試験体が見られたという報告もある。文献[4.8]では、PC 鋼材の付着すべりを考慮した曲げ終局耐力算定を行い、より実験値に近い値を得られることを示したが、PC 鋼材の付着すべり関係を考慮するには、要素分割法などを用いた部材全体を対象とする複雑な計算が必要となる。

そこで、本論文では、PC 鋼材が対称配置された部材が逆対称曲げを受ける場合に限定し、ひずみ適合係数 F 値 (図 4-12) を用いて簡易的に PC 鋼材の付着耐力を考慮した計算法を提案する。引張側と圧縮側の PC 鋼材張力の差が、部材内での PC 鋼材の付着耐力を超えないように F 値を低減して曲げ終局耐力を算定する。F 値を用いた方法であるため、平面保持仮定に基づく精算法及び ACI 法に適用する。ACI 法に適用した場合の計算フローを図 4-13 に示す。なお、F 値は、梁部材を対象とした文献[4.9]において、プレストレス導入後からの PC 鋼材位置コンクリートひずみ増分に乘じるものとして提案されたものである。軸力を受ける部材に対しては、次式のように、軸力載荷後からの PC 鋼材位置コンクリートひずみ増分に F 値を乘じる (図 4-12) ことで対応する。

$$\varepsilon_{pu} = \varepsilon_{pe} + F \left(\varepsilon_{cpn} + \varepsilon_{cu} \frac{d_p - x_n}{x_n} \right) \quad \text{式 (4-10)}$$

$$\varepsilon_{pe} = \frac{P_i}{E_p A_{pg}} - \frac{N}{E_c A_c + E_r A_{rg} + E_p A_{pg}} \quad \text{式 (4-11)}$$

$$\varepsilon_{cpn} = \frac{P_i}{E_c A_c + E_r A_{rg}} - \frac{N}{E_c A_c + E_r A_{rg} + E_p A_{pg}} \quad \text{式 (4-12)}$$

ここで、 ε_{pe} : 軸力載荷後の PC 鋼材伸びひずみ、 ε_{cpn} : 軸力載荷後の PC 鋼材位置コンクリートひずみ、 ε_{cu} : コンクリート圧縮限界ひずみ (=0.003)、 d_p : PC 鋼材深さ、 x_n : 中立軸深さ、 P_i : 軸力載荷前の有効プレストレス力、 N : 軸力、 E_p 、 E_r : PC 鋼材及び普通強度鉄筋弾性剛性、 A_{pg} 、 A_{rg} : 全 PC 鋼材及び全普通強度鉄筋断面積である。

コンクリートと普通強度鉄筋 (図 4-12 では省略) に平面保持を仮定し、F 値を用いて曲げ終局耐力時の引張側及び圧縮側 PC 鋼材張力 T_{pt} 及び T_{pc} を表すと、次式のようになる。

$$T_{pt} = \left\{ \varepsilon_{pe} + F \left(\varepsilon_{cpn} + \varepsilon_{cu} \frac{d_{pt} - x_n}{x_n} \right) \right\} E_p A_{pt} \quad \text{式 (4-13)}$$

$$T_{pc} = \left\{ \varepsilon_{pe} + F \left(\varepsilon_{cpn} + \varepsilon_{cu} \frac{d_{pc} - x_n}{x_n} \right) \right\} E_p A_{pc} \quad \text{式 (4-14)}$$

ここで、 d_{pt} 、 d_{pc} : 引張側及び圧縮側 PC 鋼材深さ、 A_{pt} 、 A_{pc} : 引張側及び圧縮側 PC 鋼材断面積である。

PC 鋼材が断面に対称配置されている試験体が逆対称曲げを受ける場合には、柱頭と柱脚の危険断面で同一な応力分布となるので、柱脚の圧縮側と柱頭の圧縮側、柱脚の引張側と柱頭の引張側に位置する PC 鋼材は、それぞれ同じ挙動を示す。したがって、同一の PC 鋼材における柱頭と柱脚での張力差 ΔT は、同一断面の引張側 PC 鋼材張力と圧縮側 PC 鋼材張力の差として、式 (4-15) で得ることができる。また、PC 鋼材に発生しうる付着耐力 ΔT_{max} は、式 (4-16) で与えられる。

$$\Delta T = T_{pt} - T_{pc} = F \varepsilon_{cu} \frac{d_{pt} - d_{pc}}{x_n} \frac{E_p A_{pg}}{2} \quad \text{式 (4-15)}$$

$$\Delta T_{max} = \tau_{max} \sum \psi L \quad \text{式 (4-16)}$$

ここで、 τ_{max} ：付着強度（2MPa とする）、 $\sum \psi$ ：引張側又は圧縮側 PC 鋼材の全周長、 L ：部材長さである。

まず、式 (4-15) の F 値を 1 (PC 鋼材にも平面保持仮定) として ΔT を求め、式 (4-16) で与えられる ΔT_{max} と ΔT を比較する。 $\Delta T \leq \Delta T_{max}$ の場合は、PC 鋼材に発生している付着力が付着耐力を超えていないとみなし、F 値を 1 として得られた計算結果を曲げ終局耐力とする。一方、 $\Delta T > \Delta T_{max}$ の場合には、式 (4-15) の F 値を低減して、 $\Delta T = \Delta T_{max}$ となる F 値を求め、得られた F 値を用いた計算結果を曲げ終局耐力とする。このとき、圧縮側と引張側で同じ F 値を使用するものとする。なお、精算法を用いた場合は、曲率を漸増させるため、個々の曲率に対して図 4-13 の計算を行うものとする。

以上の方法で計算された曲げ終局耐力、実験値との比及び F 値を表 4-2 に示す。計算された張力差が付着耐力を超えなかったのは、B1/2-0.1 を ACI 法で評価した場合のみであった。それ以外は、完全付着仮定を用いずに F 値を低減したことによって耐力が低く評価された結果、(実験値) / (計算値) が、精算法の場合で 0.76~1.09 から 0.92~1.12、ACI 法の場合で 0.87~1.24 から 0.96~1.24 となり、計算値が全体的に安全側にシフトした。しかし、いずれの評価法においても B1/3-0.2 のみ依然危険側の評価となっている。これは、図 4-11 に示す通り、実験における引張側と圧縮側の張力差が、 τ_{max} を 2MPa として設定した付着耐力と比べても非常に小さいことが原因であったと考えられる。ここで、実験の計測値に基づき、柱頭と柱脚の PC 鋼材応力の差が 50MPa となるように F 値を設定すると、曲げ終局耐力は、精算法で 742.6kN (F 値：0.06)、ACI 法で 719.7kN (F 値：0.08) となり、安全側で精度良く評価できることになる。B1/3-0.2 のみこれほど低い付着力を示した原因は不明であるが、丸鋼の付着応力が最大付着応力に達した後は大きく低下することは既往の研究^[4,6]でも示されており、PC 鋼材全長にわたって付着応力が最大付着応力であったとも考えにくいことから、実験時に PC 鋼材に発生していた付着力が、 $\tau_{max}=2\text{MPa}$ を元に計算された付着耐力よりも小さいものであった可能性が考えられる。また、軸力比が小さな試験体では、軸力比の大きな試験体と比べて、最大せん断力を示した部材角が大きく、最大せん断力時までに経験した繰り返し载荷の回数が多くなったことも、付着が劣化した原因と考えられる。

なお、丸鋼を含む鉄筋の押し抜き及び引き抜き試験を行った文献[4.10]では、押し抜き試験の方が付着性状は良好であったことが示されている。これは、押し抜きの場合はポアソン効果により鋼材が太くなることで周囲のコンクリートを押し広げ、逆に引き抜きの場合は鋼材が細くなって付着性能が低下するためであると考えられる。ただし、文献[4.10]で行われた押し抜き試験と、本実験のように曲げ圧縮を受ける場合では、鋼材周辺のコンクリートの状態が異なり、圧縮側の F 値を引張側の F 値より大きくするのが適切とは一概に言えないことから、それぞれの F 値の適切な設定は今後の課題である。

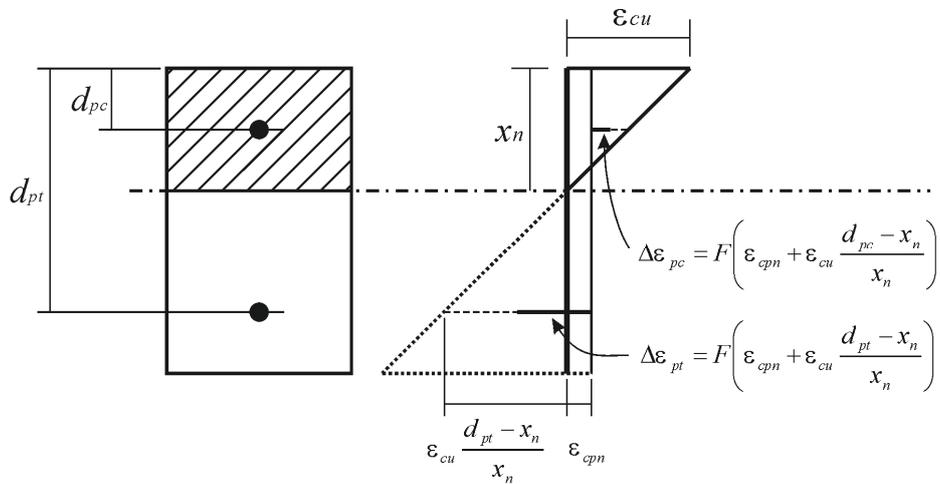


図 4-12 F 値を用いた PC 鋼材ひずみ

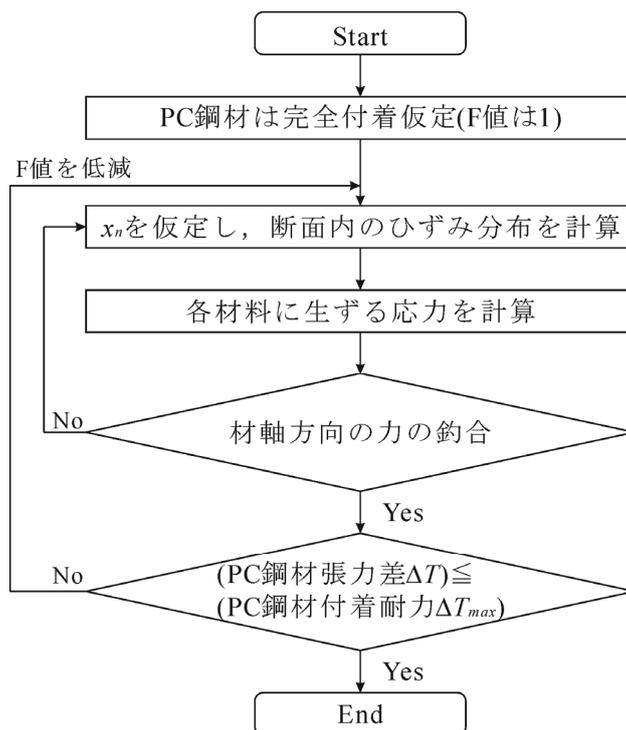


図 4-13 計算フロー (ACI 応力ブロック使用時)

表 4-2 PC 鋼材の付着耐力を考慮した評価法による計算結果

試験体名	実験値	精算法			ACI 法		
		完全付着	付着耐力考慮		完全付着	付着耐力考慮	
	$Q_{u.exp}$ (kN)	$Q_{u.NewRC}$ (kN)	$Q_{u.NewRC-F}$ (kN)	F 値	$Q_{u.ACI}$ (kN)	$Q_{u.ACI-F}$ (kN)	F 値
B1/3-0.1	810.1	895.3 (0.90)	809.7 (1.00)	0.49	807.8 (1.00)	777.0 (1.04)	0.68
B1/2-0.1	883.2	810.0 (1.09)	788.9 (1.12)	0.78	710.4 (1.24)	710.4* (1.24)	1.00*
B1/2-0.1t	878.5	946.7 (0.93)	919.4 (0.96)	0.71	880.3 (1.00)	880.2 (1.00)	1.00
B1/3-0.2	768.5	1010.1 (0.76)	838.2 (0.92)	0.37	883.3 (0.87)	800.0 (0.96)	0.51
B1/2-0.2	811.7	898.4 (0.90)	812.0 (1.00)	0.55	766.0 (1.06)	746.7 (1.09)	0.81

(計算値下段の括弧内は (実験値) / (計算値) である。)

*張力差が付着耐力を上回らなかったため、F 値を低減せず

4.2.4 他文献の実験結果との比較

① 概要

各評価法の計算精度やパラメータによる影響について、他文献の実験結果を含めた検証を行う。検証に用いる対象は、本実験の試験体に、PCaPC 圧着柱部材を対象とした既往の研究^{[4.11]~[4.15]}のものも加え、逆対称曲げを受ける試験体 24 体（本実験，文献[4.11]～文献[4.13]）と，片持ち形式の試験体 4 体（文献[4.14]，文献[4.15]）の合計 28 体である。45 度加力を受ける文献[4.11]の PC-2 及び文献[4.12]の No.2，変動軸力を受ける文献[4.11]の PC-3，文献[4.12]の No.3 及び文献[4.14]の PCa-b3，文献[4.14]及び文献[4.15]のアンボンド試験体は，検討対象から除外した。なお，文献[4.11]～文献[4.13]では，実験結果に軸力による P- Δ 効果を含めていないため，後で曲げ終局耐力実験値として示す値は，実際よりもやや小さな値となっている。提案法で用いる軸力載荷後の有効プレストレス力は，本実験，文献[4.14]（ゲージ不調の PCa-b1 除く）及び文献[4.15]については，実験データ（軸力載荷後の圧着面位置 PC 鋼材ひずみゲージの計測値を用いて推定したもの）を使用した。他の試験体については，軸力載荷中にコンクリート，普通強度鉄筋及び PC 鋼材が一体となって挙動すると仮定し，断面の弾性軸剛性を用いて軸力載荷中に発生する軸ひずみを計算して PC 鋼材張力を推定した。精算法，ACI 法，略算法及び提案法については，全 28 体に対して検討を行い，付着耐力を考慮した精算法及び ACI 法については，逆対称曲げを受ける試験体 24 体のみでの検討とする。付着耐力は先の検討と同様，付着強度 τ_{max} を 2MPa と仮定して求めた値を用いた。

なお，文献[4.14]及び文献[4.15]の試験体のような片持ち形式の場合では，PC 鋼材は半曲点位置すぐ上の定着板に固定されており，付着が劣化しても定着板に張力変動が直接伝達されるために，引張側の PC 鋼材は危険断面において大きな引張力を負担できる。したがって，逆対称曲げを受ける試験体と片持ち形式の試験体では PC 鋼材の挙動が異なるため，それぞれ区別して検討するものとする。

② 計算結果及び計算精度

各評価法による曲げ終局耐力計算値 eQ_u を横軸に，実験より得られた最大耐力 eQ_u を縦軸にとり，両者を比較したものを図 4-14 に示す。図中の点線は計算精度 $\pm 20\%$ のラインを表している。図 4-14 中の黒塗りの点は，PC 鋼材の付着耐力を考慮した精算法及び ACI 法において，圧縮側 PC 鋼材と引張側 PC 鋼材の張力差が付着耐力を上回ったために F 値を低減した試験体を示している。なお，ACI 法では 9 体（本実験の B1/2-0.1 を除く 4 体，文献[4.11]の 17J04+1/8，文献[4.12]の PC-1 及び文献[4.13]の No.1, No.4, No.5），精算法では 10 体（本実験の 5 体，文献[4.11]の 17J04+1/4，文献[4.12]の PC-1 及び文献[4.13]の No.1, No.4, No.5）において，圧縮側 PC 鋼材と引張側 PC 鋼材の張力差が付着耐力を上回った。また，各評価法の計算精度として，（実験値）／（計算値）の平均値，変動係数，計算精度 $\pm 20\%$ の範囲に収まる比率及び不合格率を，表 4-3 にまとめて示す。

精算法は，載荷形式に関係なく，全 28 体で見ても全評価法の中で最も精度が高い。これに対して，ACI 法は，精算法に比べてやや小さな評価となり，その予測精度は精算法には及ばないものの，本検討で扱う評価法の中では比較的良好な結果を与えた。載荷形式別に見ると，逆対称曲げを受ける試験体に

対しては非常に精度が高いのに対して、片持ち形式の試験体に対しては平均値で 30%近く耐力を過小評価している。なお、図 4-14に示す通り、平面保持仮定に基づく精算法及び ACI 法を用いた場合でも、本実験及び文献[4.13]の試験体では大きく危険側の評価となっているものが存在する。

略算式を用いた評価は、下段 PC 鋼材のみ考慮した場合及び全 PC 鋼材を重心位置に配置した場合の変動係数が、それぞれ 24.2%及び 18.7%となり、計算結果のばらつきが全評価法の中で最も大きい。また、下段 PC 鋼材のみを考慮して計算した場合には不合格率も最も高く、特に逆対称曲げを受ける試験体に対する計算精度が悪かったが、片持ち形式の試験体に対する予測精度は比較的良好であった。一方、全 PC 鋼材を重心位置に配置して計算した場合には、計算結果が実験値の±20%に収まった試験体の割合も最も低く、片持ち形式試験体に対する予測精度が悪い。なお、検討対象の試験体の PC 鋼材は全て 2 段配筋であるが、実部材においては PC 鋼材をさらに多段に配筋することが一般的である。そのため、実部材に前述の傾向がそのまま当てはまるとは限らない。また、下段 PC 鋼材の定義を「最下段のみ」とするか、「材軸より下段」とするかによっても、計算結果は大きく変わると考えられることから、PC 鋼材が多段配筋されている断面に対して、下段 PC 鋼材のみ考慮して略算法を適用するのは、あまり望ましくはないと言える。

提案法による評価は、ばらつきが比較的少なく、平均値も 1.005 と各評価法の中では最も精度が良かったが、不合格率が下段 PC 鋼材のみ考慮した略算式と並んで最も高い結果となった。載荷形式別に見ると、片持ち形式の試験体に対してかなり精度よく耐力を予測しており、逆対称曲げを受ける部材に対してはやや危険側の評価となる傾向がある。

なお、PC 鋼材の付着耐力を考慮した精算法及び ACI 法による評価では、いずれの方法でも、付着耐力を考慮しない場合に比べて、一部の試験体で計算値が小さくなったため、より安全側の評価となった。なお、平均値やばらつきはやや悪化しているものも見られるが、不合格率が大幅に低下していることから、信頼性の高い評価法であることが示された。

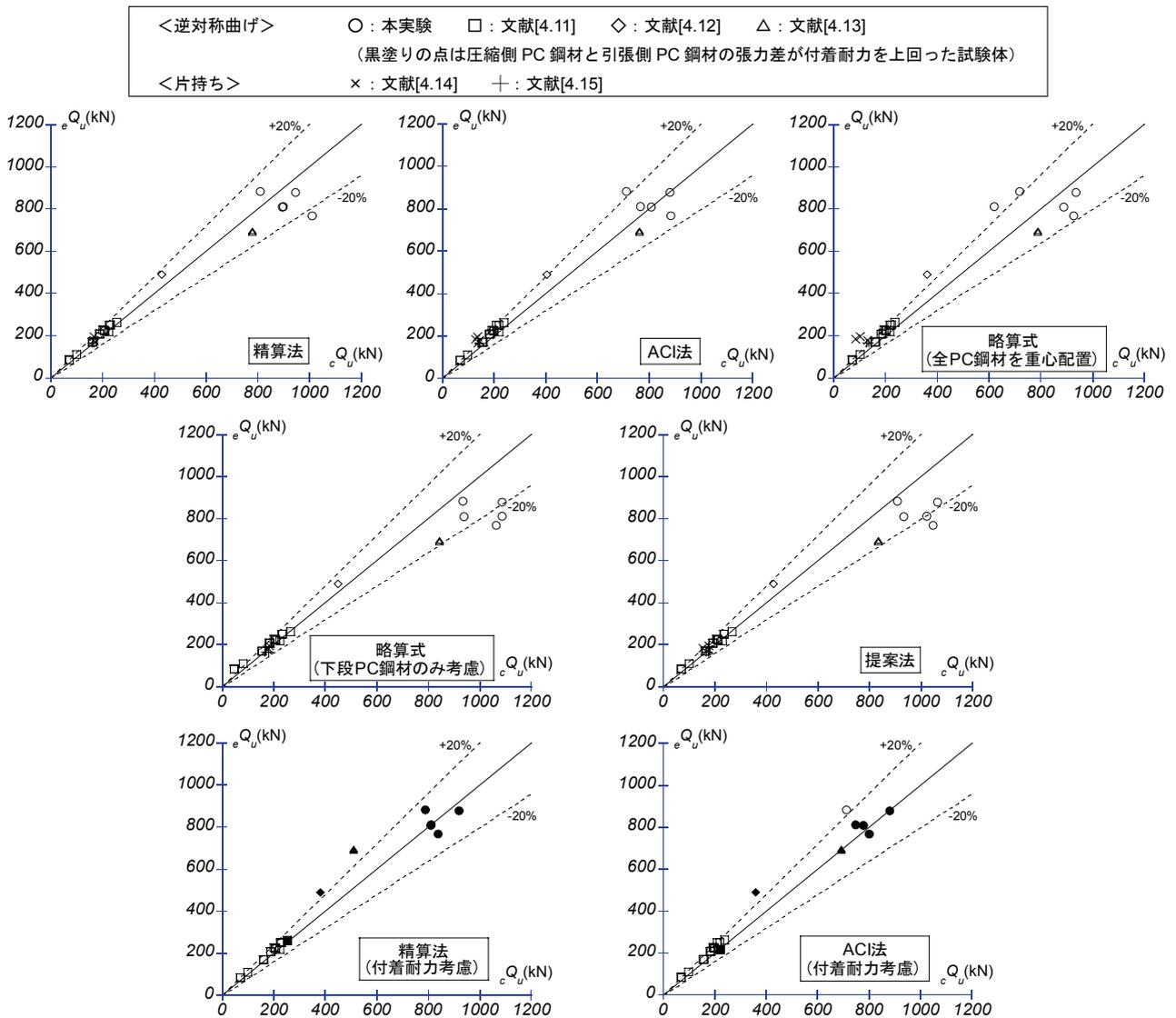


図 4-14 曲げ終局耐力の実験結果と各評価法による計算結果

表 4-3 各評価法の計算精度

		精算法	ACI 法	略算式 (下段 PC)	略算式 (全 PC)	提案法	精算法 (付着耐力 考慮)	ACI 法 (付着耐力 考慮)
逆対称曲げ (24 体)	平均値	1.035	1.091	1.065	1.084	1.003	1.117	1.116
	変動係数(%)	11.1	10.1	25.8	12.8	14.0	11.1	8.7
	±20%率(%)	91.7	83.3	79.2	83.3	83.3	79.2	83.3
	不合格率(%)	33.3	25.0	41.7	25.0	41.7	16.7	16.7
片持ち (4 体)	平均値	1.068	1.260	0.997	1.458	1.021	—	—
	変動係数(%)	7.3	10.1	6.3	21.6	6.6	—	—
	±20%率(%)	100.0	50.0	100.0	0.0	100.0	—	—
	不合格率(%)	25.0	0.0	25.0	0.0	25.0	—	—
合計 (28 体)	平均値	1.040	1.115	1.056	1.137	1.005	—	—
	変動係数(%)	10.5	11.3	24.2	18.7	13.1	—	—
	±20%率(%)	92.9	78.6	82.1	71.4	85.7	—	—
	不合格率(%)	32.1	21.4	39.3	21.4	39.3	—	—

③ パラメータが及ぼす影響

先の検討で示された傾向は、数の限られた試験体に対して計算を行った結果から得られたものであり、パラメータのばらつきによる影響も考えられることから、個々のパラメータについて検討を行う。ここでは、コンクリート圧縮強度、材長比 ($=L/D=2a/D$, a : せん断スパン, D : 部材せい) 及び軸力比と鋼材係数の和の3つのパラメータに対し、これらが計算結果に及ぼす影響について検討する。

○コンクリート圧縮強度

計算結果の実験結果に対する比を縦軸に、コンクリート圧縮強度を横軸にとったものを図 4-15 に示す。略算式による計算結果で見られる大きなばらつきは、略算式を適用する際に、全鋼材が降伏する、もしくは、上段鋼材を無視して下段鋼材のみ降伏するといった、PC 鋼材に関して極端な考慮の仕方をしたことが原因であると考えられる。このことは、平面保持仮定に基づく精算法や ACI 法、圧縮側 PC 鋼材張力を考慮している提案法では、それほど大きなばらつきがなかったことから裏付けられる。なお、いずれの評価法においても、コンクリート圧縮強度の上昇に伴って減少する傾向が見られる。

○材長比

計算結果の実験結果に対する比を縦軸に、材長比を横軸にとったものを図 4-16 に示す。いずれの評価法においても、材長比の増加に伴って (実験値) / (計算値) が増加する傾向にある。

材長比が 3 の試験体では、付着耐力を考慮していない評価法では、(実験値) / (計算値) が 1 を下回る試験体が多数見られるのに対して、付着耐力を考慮した精算法及び ACI 法では、耐力が低く評価されることで安全側にシフトし、その結果として、材長比の影響を受けずに、ほぼ安全側で精度良く耐力

を評価することができた。なお、材長比 3.4 の文献[4.12]の PC-1 については、平面保持仮定に基づく評価でもすでに実験結果を過小評価しており、付着耐力を考慮することによって実験結果から大きく離れてしまった。PC 鋼材がせん断補強筋のすぐ内側に配筋されているため、PC 鋼材の付着性状に拘束効果が影響を及ぼした可能性がある。

材長比が 4 で逆対称曲げを受ける文献[4.11]の試験体では、いずれの評価法でもほぼ安全側の評価となっている。ここで、付着耐力を上回ったのは、文献[4.11]の全試験体 15 体に対して、精算法及び ACI 法でそれぞれ 1 体ずつ（精算法：17J04+1/4，ACI 法：17J04+1/8）であった。他の逆対称曲げを受ける試験体に対し、文献[4.11]の試験体は、他の試験体に比べて材長比が大きく、部材内での付着力に余裕があったことがその原因であると考えられる。したがって、材長比が小さい場合には、曲げ終局耐力計算時に PC 鋼材の付着耐力に対して何らかの考慮をすべきである。

○鋼材係数と軸力比の和

計算結果の実験結果に対する比を縦軸に、鋼材係数と軸力比の和を横軸にとったものを図 4-17に示す。なお、鋼材係数 q_{sp} は次式で与える。

$$q_{sp} = \frac{A_{pg}\sigma_{py} + A_{rt}\sigma_{ry} - A_{rc}\sigma_{ry}}{bDf'_c} \quad \text{式 (4-17)}$$

ここで、 A_{pg} ：全 PC 鋼材断面積、 A_{rt} 、 A_{rc} ：引張側及び圧縮側普通強度鉄筋断面積、 σ_{py} ：PC 鋼材降伏強度、 σ_{ry} ：普通強度鉄筋降伏強度、 b ：部材幅、 D ：部材せい、 f'_c ：コンクリート圧縮強度である。

精算法及び ACI 法では、 $(q_{sp} + \eta_N)$ の影響はそれほど見られない。ただし、略算式を用いて下段 PC 鋼材のみ考慮した場合には、 $(q_{sp} + \eta_N)$ の増加に伴って、耐力を過大評価する傾向が見られる。また、全 PC 鋼材を重心位置に考慮した場合には、これとは逆の傾向が確認された。軸圧縮力が増加すると PC 鋼材は降伏しにくくなるが、略算式ではこのような PC 鋼材の挙動の変化を考慮することができない。これに対して、提案法では、圧縮側の PC 鋼材張力を評価しているため、略算式に比べて実験変数の影響を受けにくくなっている。なお、本検討では鋼材係数と軸力比を同等として扱ったが、両者の和が同じでもその内訳が異なれば、違った傾向を示す可能性がある。ただし、現状では検討対象とする試験体数が非常に少ないため、それぞれの指標が及ぼす影響について検討することは難しい。今後の実験資料の更なる充実が必要である。

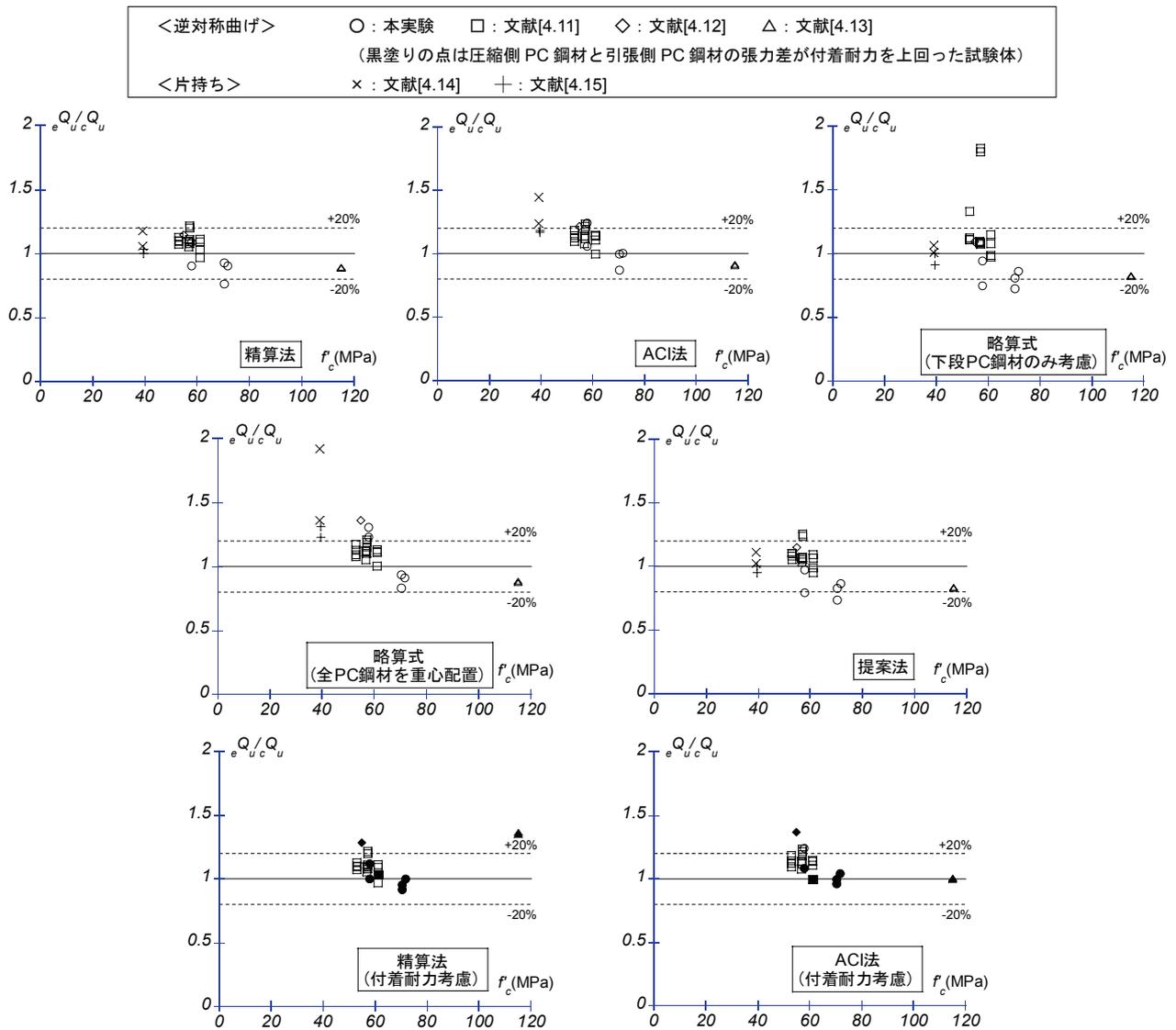


図 4-15 計算結果とコンクリート圧縮強度の相関

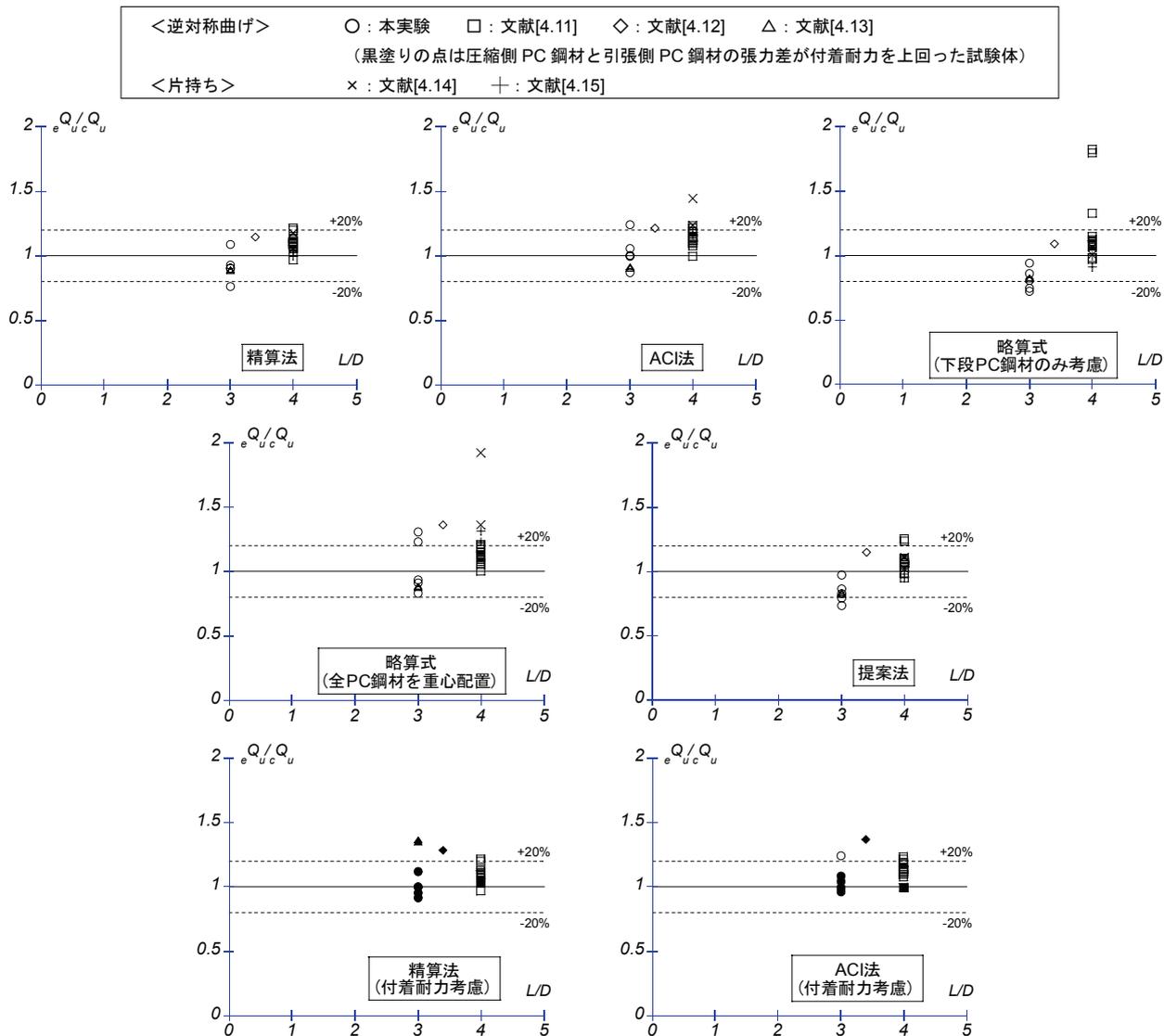


図 4-16 計算結果と材長比の相関

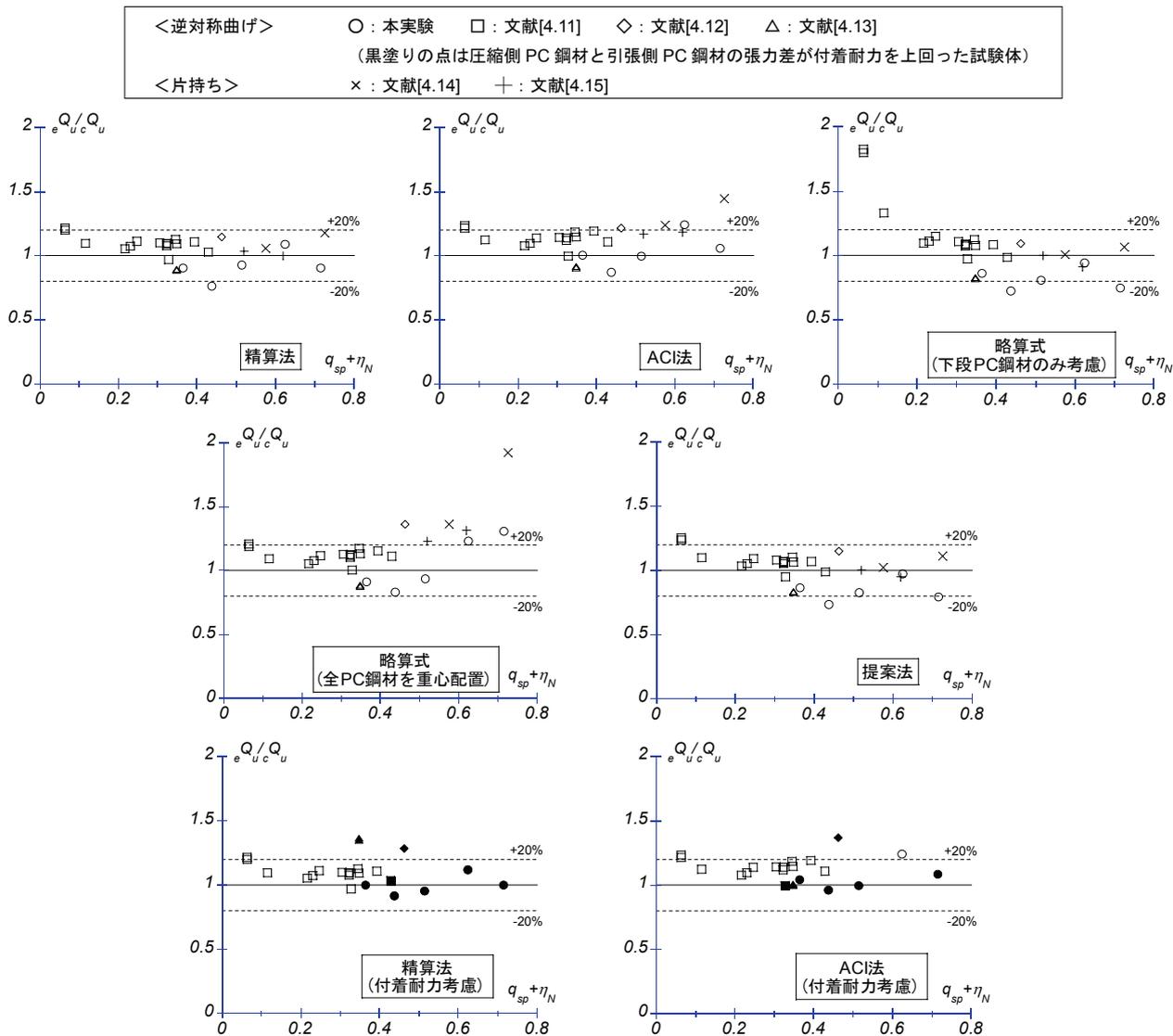


図 4-17 計算結果と $(q_{sp} + \eta_N)$ の相関

4.3. アンボンド PC 柱部材に対する評価

4.3.1 概要

アンボンド部材では PC 鋼材が全長にわたって一様に伸縮するため、PC 鋼材を含めた平面保持が成立せず、ボンド部材のように ACI 法をそのまま適用することができない。そのため、2 章でも示した通り、曲げ終局時の耐力、PC 鋼材張力及び応力を与える数々の略算法が提案されてきた。ここでは、その中でも、地震荷重時用の算定式で、実験結果との高い適合性が示されている最上式^[4.16]を用いて、曲げ終局耐力評価を行う。なお、最上式は、逆対称曲げを受ける梁部材に対し、曲げ終局時における PC 鋼材張力 P_u を次式で与えている。

$$P_u = 0.97P_0 + \beta_1 b D f'_c \quad \text{式 (4-18)}$$

$$\beta_1 = \frac{1}{1.1 \times 10^4 (p_t - p_c) + 49} \quad \text{式 (4-19)}$$

ここで、 p_t ：引張鉄筋比 ($= A_{tr}/bD$)、 p_c ：圧縮鉄筋比 ($= A_{rc}/bD$)、 A_{tr} 、 A_{rc} ：引張鉄筋及び圧縮鉄筋断面積、 b ：部材幅、 D ：部材せい、 P_0 ：有効プレストレス力である。

ただし、最上式は梁部材を対象に提案された算定式であるため、柱部材に適用する場合には、式 (4-18) の有効プレストレス力の定義が問題となる。そこで、有効プレストレス力を、軸力載荷前の PC 鋼材張力及び軸力載荷後の PC 鋼材張力とした場合の両方について検討を行う。曲げ終局耐力の算出にあたっては、コンクリートと普通強度鉄筋（圧縮側のみ考慮）には平面保持を仮定し、コンクリートの応力-ひずみ関係に NewRC モデルを用いた精算とする。なお、このときシースによるコンクリートの断面欠損は考慮しない。

4.3.2 本実験結果との比較

実験より得られた最大せん断力の正負平均値 $Q_{u,exp}$ 、PC 鋼材張力を最上式で計算し、コンクリートの応力-ひずみ関係に NewRC モデルを用いた精算により得られた曲げ終局耐力 $Q_{u,m-pi}$ 及び $Q_{u,m-pe}$ 及びこれらの比を表 4-4 に示す。なお、式 (4-18) の有効プレストレス力 P_e を、軸力載荷前の PC 鋼材張力とした計算結果を「最上式①」、軸力載荷後の PC 鋼材張力とした計算結果を「最上式②」として、表中にそれぞれ示している。表 4-4 に示す通り、式 (4-18) の有効プレストレスにどちらの値を用いて計算しても大差はなく、「最上式①」では実験値が計算値の 0.89～1.07 倍、「最上式②」では実験値が計算値の 0.90～1.08 倍と、いずれもほぼ安全側で精度良く評価できている。ただし、PC 鋼材応力増分の評価については、曲げ終局時における軸力載荷前からの PC 鋼材張力応力増分値を示す図 4-18 の通り、式 (4-18) の P_0 に軸力載荷後の PC 鋼材張力を用いた計算値（「最上式②」）の方が実験値にやや近い傾向はあるものの、いずれも実験値とは大きな差がある。むしろ、図 4-18 に点線で示した軸力載荷中の応力変動 $\Delta\sigma_N$ の方が実験値にかなり近い。

本実験のように、PC 鋼材が断面に対称配置され、かつ、直線配置された部材が逆対称曲げを受ける場合、PC 鋼材の一端は断面の圧縮側、他端は引張側に位置することになる。このため、引張側でのひ

ずみ増分は低減され、PC 鋼材張力変動は付着がある場合と比べて小さい。最大せん断力時における PC 鋼材張力の初期 PC 鋼材張力（軸力載荷前及び軸力載荷後）に対する比と軸力比 η_N の関係を図 4-19 に示す。正方向及び負方向それぞれの最大せん断力時における、4 本の PC 鋼材の張力合計値で比較しており、試験体 1 体につき 2 点をプロットしている。これらの比は、 η_N に対してほぼ直線的に減少するが、いずれの試験体でも、最大せん断力時の PC 鋼材張力は、軸力載荷後の PC 鋼材張力に比べてあまり変わらない。

そこで、曲げ終局耐力時の PC 鋼材張力が、軸力載荷後の PC 鋼材張力に等しいと仮定して曲げ終局耐力を計算する。このとき、最上式を用いて計算した時と同様、コンクリートと普通強度鉄筋（圧縮側のみ考慮）には平面保持を仮定し、コンクリートの応力-ひずみ関係には NewRC モデルを用いる。以上の方法で計算された曲げ終局耐力 $Q_{u,pe}$ 及びこれらの比を表 4-4 に併せて示す。なお、 P_e には、3 章の表 3-6 で示した軸力載荷後における PC 鋼材張力の実測値を使用した。実験値が計算値の 0.91~1.10 倍となり、ほぼ安全側で精度良く評価できる。

また、ACI 規準応力ブロックを用いてコンクリート圧縮合力を計算すると、普通強度鉄筋の存在を無視すれば、式 (4-20) に示すように x_n が一意に定まる。その結果、ボンド部材のような収束計算が不要となり、式 (4-21) で表されるような非常に簡略な式で曲げ終局耐力を算定することが可能となる。

$$x_n = \frac{N + P_e}{0.85 f'_c b \beta_1} \quad \text{式 (4-20)}$$

$$M_{u,pe} = (N + P_e) \frac{D - \beta_1 x_n}{2} \quad \text{式 (4-21)}$$

ここで、 N : 軸力、 P_e : 有効プレストレス力（軸力載荷後）、 f'_c : コンクリート圧縮強度、 b : 部材幅、 D : 部材せい、 β_1 : ACI 規準コンクリートブロック係数である。

上記の略算式で計算された曲げ終局耐力 $Q_{u,pe}$ 及びこれらの比を表 4-4 に併せて示す。なお、 P_e には、3 章の表 3-6 で示した軸力載荷後における PC 鋼材張力の実測値を使用した。実験値が計算値の 0.97~1.17 倍となり、非常に簡易な計算方法でありながら、ほぼ安全側で精度良く評価できる。

表 4-4 各評価法による計算結果と実験結果の比較

試験体名	実験値	NewRC モデル使用			ACI 応力 ブロック使用
		最上式①	最上式②	$P_u=P_e$	$P_u=P_e$
	$Q_{u,exp}$ (kN)	$Q_{u,m-pi}$ (kN)	$Q_{u,m-pe}$ (kN)	$Q_{u,pe}$ (kN)	$Q_{u,pe}'$ (kN)
U1/3-0.1	712.6	667.0 (1.07)	657.5 (1.08)	648.6 (1.10)	608.8 (1.17)
U1/2-0.1	731.5	726.8 (1.01)	730.4 (1.00)	730.7 (1.00)	635.8 (1.15)
U1/2-0.1t	776.3*	868.2 (0.89)	864.6 (0.90)	857.4 (0.91)	797.2 (0.97)
U1/3-0.2	767.5	753.3 (1.02)	741.0 (1.04)	723.3 (1.06)	698.7 (1.10)
U1/2-0.2	728.1	731.3 (1.00)	731.0 (1.00)	731.2 (1.00)	645.4 (1.13)

*負荷荷時に斜めひび割れにより破壊に至る

(計算値下段の括弧内は (実験値) / (計算値) である。)

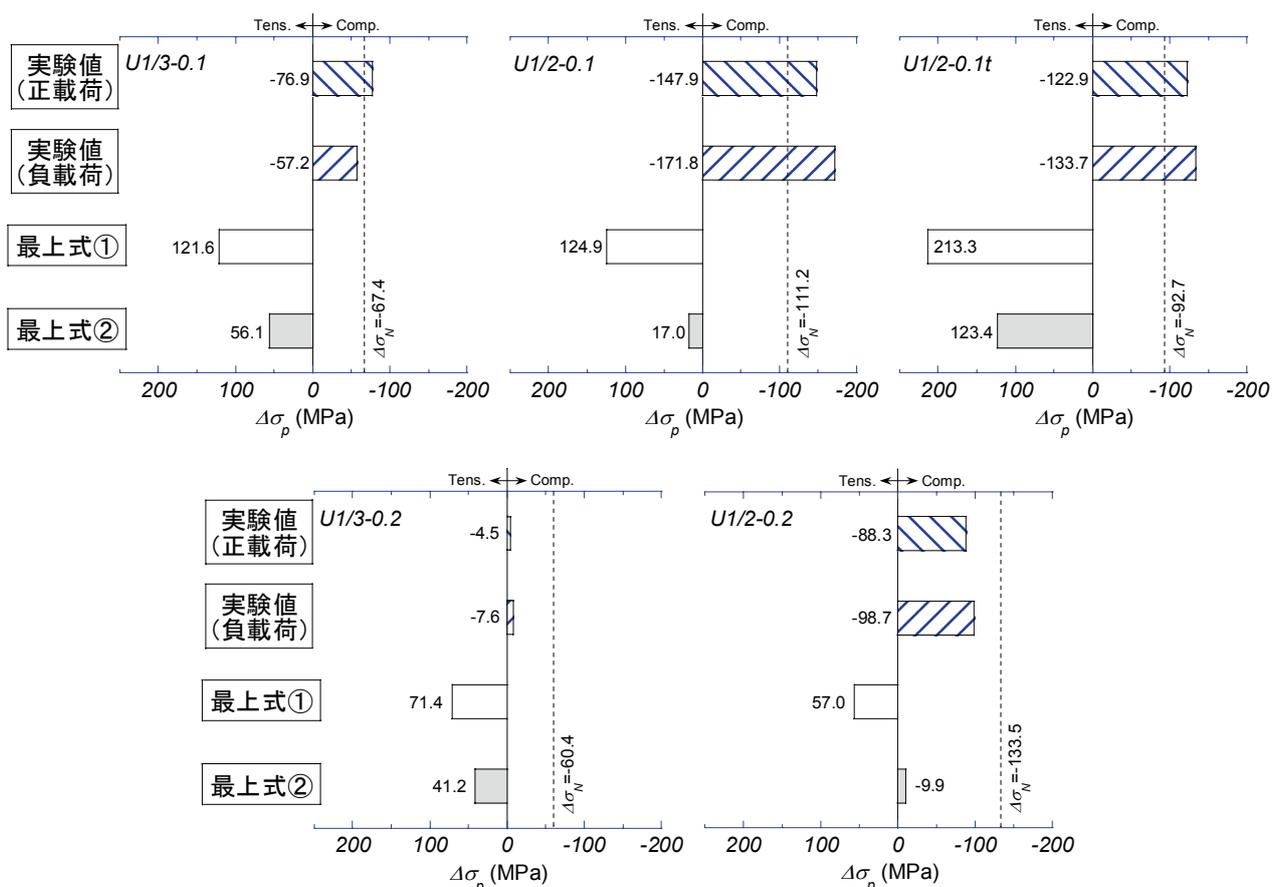


図 4-18 曲げ終局時における軸力荷重前からの PC 鋼材応力増分値 (引張を正とする)

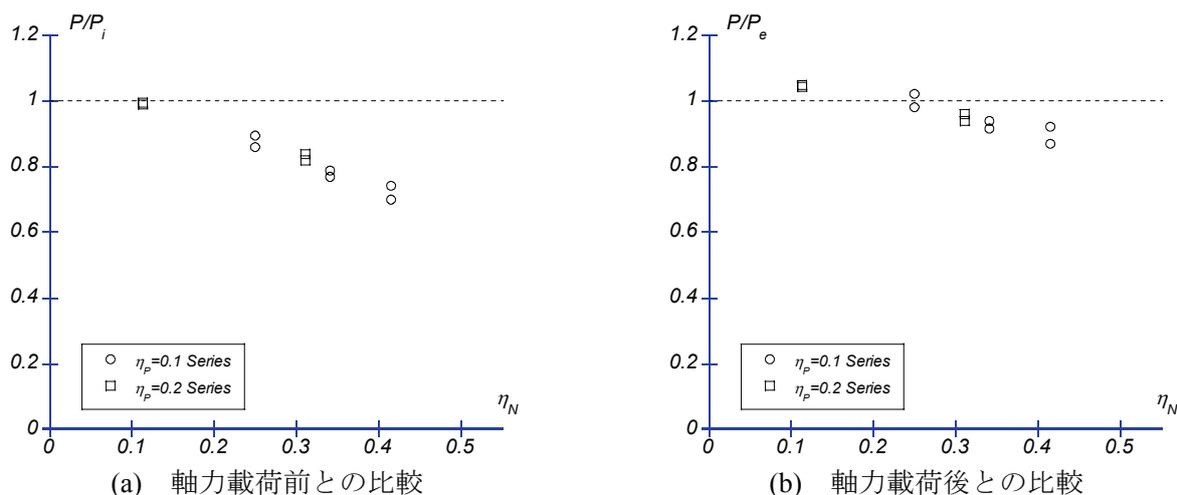


図 4-19 (最大せん断力時 PC 鋼材張力) / (初期 PC 鋼材張力) と軸力比の関係

なお、本検討では、曲げ終局耐力の算出にあたり、PC 鋼材定着部に取り付けたロードセルによって計測された軸力載荷後の PC 鋼材張力実測値を用いたが、現実の部材では軸力載荷後の PC 鋼材張力を計測することはできない。したがって、計算により推定する必要があるが、スタブと柱は断面が不連続であり、スタブの剛性を考慮して計算を行うのは煩雑である。そこで、簡易に計算するために、(1)スタブ剛性を柱の断面剛性と同じとした場合と、(2)スタブを剛とした場合の 2 通りについて検討を行う。計算にあたっては、使用材料の弾性剛性を用いるものとする。式 (4-22) 及び式 (4-23) で軸力載荷によって PC 鋼材に発生する軸圧縮ひずみ $\Delta\varepsilon_N$ を計算し、軸力載荷後の PC 鋼材張力 P_e を式 (4-24) で計算する。

$$\Delta\varepsilon_N = \frac{N}{E_c A_c + E_p A_p + E_r A_r} \quad (\text{スタブ剛性} = \text{柱剛性とした場合}) \quad \text{式 (4-22)}$$

$$\Delta\varepsilon_N = \frac{NL}{(E_c A_c + E_p A_p + E_r A_r) l} \quad (\text{スタブを剛とした場合}) \quad \text{式 (4-23)}$$

$$P_e = P_i - E_p A_p \Delta\varepsilon_N \quad \text{式 (4-24)}$$

ここで、 N : 軸力、 P_i : 導入プレストレス力 (軸力載荷前)、 E_p 、 A_p : PC 鋼材弾性係数及び断面積、 E_c 、 A_c : コンクリート弾性係数及び断面積 ($=bD$)、 E_r 、 A_r : 普通強度鉄筋弾性係数及び断面積、 l : PC 鋼材長さ ($=2820\text{mm}$)、 L : 部材長さ ($=1200\text{mm}$) である。

計算結果を表 4-5 に示す。スタブ剛性を柱の断面剛性と同じとした場合と、スタブを剛とした場合の計算値を、それぞれ「計算値①」及び「計算値②」として示している。スタブ剛性を柱の断面剛性と同じとした場合、スタブ剛性を実際よりも小さく評価することになるため、「計算値①」は実測値と比べて約 4~8% 小さな値となった。これに対して、スタブを剛とした場合には、スタブ剛性を過大評価することになる。その結果、「計算値②」は実測値と比べて約 2~10% 大きな値を示した。理論上は「計算値①」と「計算値②」の間の値となるはずであり、実測値がその通りになっていることを確認できた。

本検討では、「計算値②」よりも「計算値①」の方がやや実測値に近い値となったが、いずれの仮定

が適切かはスタブ長さにより異なる。したがって、スタブ剛性を柱の断面剛性と同じとした場合の計算値を下限値，スタブを剛とした場合の計算値を上限値とする等の考慮が必要であると考えられる。

表 4-5 軸力載荷後の PC 鋼材張力

試験体名	実測値 (kN)	計算値① (kN)	実測値/ 計算値①	計算値② (kN)	実測値/ 計算値②	軸力載荷前 実測値 (kN)
U1/3-0.1	788.4	758.0	1.04	839.9	0.93	900.5
U1/2-0.1	764.2	716.1	1.07	849.9	0.90	949.0
U1/2-0.1t	805.4	749.0	1.08	869.9	0.93	959.5
U1/3-0.2	1819.4	1790.0	1.02	1864.5	0.98	1919.7
U1/2-0.2	1526.9	1428.8	1.07	1612.6	0.95	1748.8

4.4. 断面欠損が曲げ終局耐力に与える影響

実際の設計においては、剛性や耐力などを略算するために、PC 鋼材やシース部分のコンクリートを控除しないのが一般的である。厳密な計算を行うのであれば、これらのコンクリートを控除して精算すべきであるが、コンクリートを控除する場合の精算としない場合の精算での差や、略算式による計算結果との差が、どの程度発生するかに関して、これまであまり検討は行われてこなかった。そこで、本節では、PC 鋼材及びシース部分のコンクリートを控除することによって、曲げ終局耐力及び曲げ終局耐力時の応力状態に対してどのような影響を与えるかに関して検討を行う。

4.4.1 本実験結果との比較

先に示した精算法を用いて、PC 鋼材やシース部分のコンクリートを控除する影響について検討を行う。本検討で使用する解析対象断面は図 4-20に示す通りで、基本的には4.2.3の①で示したものと同じであるが、PC 鋼材及びシース部分のコンクリートを控除するという点が異なる。コンクリートを控除する PC 鋼材及びシース部分の直径は、表 4-6に示す通りである。ボンド部材では、シース内にグラウトが存在しているが、グラウトはコンクリートに比べて強度や弾性係数が低いことが多く、コンクリートと同等の挙動を示すとは限らない。したがって、下限値を把握するという意味で、グラウトが全く働かない状況を想定し、シース部分のコンクリートを控除した場合についても検討を行う。なお、本実験で使用した軸筋は、組立筋として使用した普通強度鉄筋 D10 が 4 本だけであり、この部分のコンクリートを控除することが解析結果に及ぼす影響は非常に小さい。したがって、いずれのケースにおいても普通強度鉄筋部分のコンクリートは控除しない。

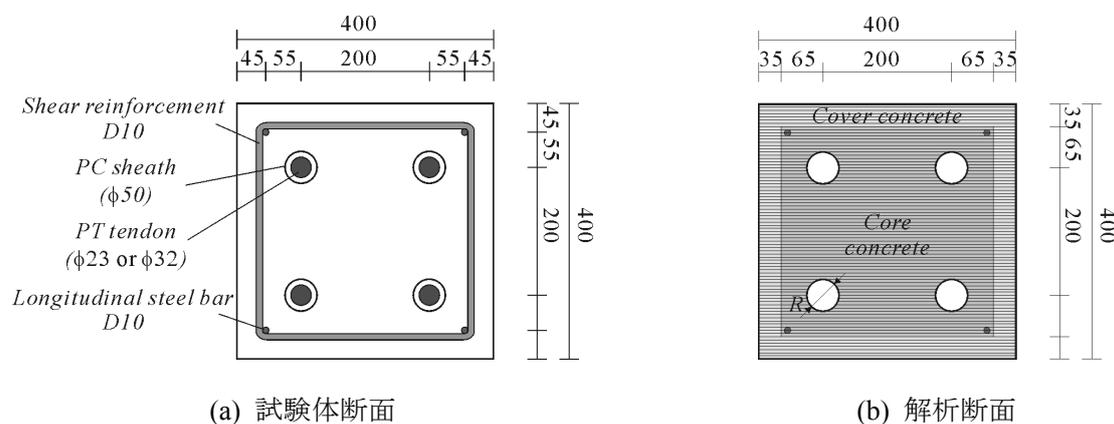


図 4-20 解析対象断面

表 4-6 PC 鋼材及びシースによるコンクリート控除部分の直径

試験体名	R (mm)
B1/3-0.1, B1/2-0.1, B1/2-0.1t	23, 50
B1/3-0.2, B1/2-0.2	32, 50
アンボンド試験体	50

① ボンド試験体

ボンド試験体に対し、完全付着（平面保持）仮定に基づく精算法により得られた最大耐力 Q_{NewRC} （控除なし）、 Q_{NewRC}' （PC 鋼材部分控除）及び Q_{NewRC}'' （シース部分控除）、実験における正負平均値 $Q_{u.exp}$ 及びこれらの比を表 4-7 に示す。PC 鋼材部分のコンクリートを控除した場合、控除しない場合に比べて、最大耐力は 0.6%～2.1%低い評価となったものの、その差は非常に小さい。また、シース部分のコンクリートを控除した場合には、控除しない場合に比べて、最大耐力が 2.8%～5.5%低下した。なお、PC 鋼棒 4 本の断面積の全断面積に対する割合は、 $\phi 23$ 及び $\phi 32$ PC 鋼棒を使用した試験体でそれぞれ 1.0 及び 2.0%で、シース 4 本の断面積の全断面積に対する割合は 4.9%である。

各試験体の解析から得られた最大耐力時におけるコンクリートの応力分布を図 4-21 に実線で示す。断面の上縁からの深さが 35mm～365mm のコアコンクリートとカバーコンクリートの両方が存在する範囲については、それぞれの面積に応じて平均化した応力を示している。なお、PC 鋼材及びシース部分のコンクリートを控除しても、応力分布に大きな変化は無かったため、図 4-21 にはコンクリートを控除していない計算結果のみを示している。コンクリート控除による耐力低下率が比較的大きかった B1/2-0.1 及び B1/2-0.2 では、他の試験体と比べて中立軸位置が深く、圧縮側 PC 鋼材位置及びシース位置（図中灰色部）における応力が、他の試験体と比較してコンクリートの最大強度に近い値を示している。これは、コンクリートが控除された深さにおいて負担すべき圧縮力が大きくなり、コンクリートを控除した影響が大きくなることを意味するものである。このことから、PC 鋼材断面積だけではなく、シース位置と軸圧縮力の大きさが、耐力低下に対する大きな影響因子となることが分かる。

次に、4.2.3の②と同様に、部材内での PC 鋼材の付着耐力を考慮した精算法により計算された結果を表 4-8 に示し、最大耐力時のコンクリートの応力分布を図 4-21 に点線で示す。PC 鋼材及びシース部分のコンクリートを控除した場合、控除しない場合に比べて、最大せん断力はそれぞれ 0.3%～1.9%及び 1.5%～5.1%低い評価となり、その差は完全付着仮定で計算した場合よりもわずかに小さくなった。これは、図 4-21 にも表されているように、付着耐力を考慮した方が PC 鋼材位置のコンクリート応力がやや小さくなったためであるが、位置によっては付着耐力を考慮した方が大きなコンクリート応力となっている（例えば、B1/2-0.2 の圧縮縁から 50mm 付近）ことから、付着耐力を考慮した場合の方がコンクリート控除の影響が小さくなると一概には言えない。

なお、実験値と比較すると、シース部分のコンクリートを控除した場合でも危険側の評価となった試験体も見られる。ただし、先の項でも述べたように、これらの試験体では、PC 鋼材の付着劣化が予想以上に激しかったことに起因するものである。

表 4-7 PC 鋼材及びシース部分のコンクリートを控除した計算結果 (完全付着仮定)

試験体	控除なし	PC 鋼材部分控除		シース部分控除		実験値 $Q_{u.exp}$ (kN)
	$Q_{u.NewRC}$ (kN)	$Q_{u.NewRC}'$ (kN)	$Q_{u.NewRC}' / Q_{u.NewRC}$	$Q_{u.NewRC}''$ (kN)	$Q_{u.NewRC}'' / Q_{u.NewRC}$	
B1/3-0.1	895.3 (0.90)	890.1 (0.91)	0.994	869.5 (0.93)	0.971	810.1
B1/2-0.1	810.0 (1.09)	800.9 (1.10)	0.989	765.6 (1.15)	0.945	883.2
B1/2-0.1t	946.7 (0.93)	938.3 (0.94)	0.991	905.7 (0.97)	0.957	878.5
B1/3-0.2	1010.1 (0.76)	1000.9 (0.77)	0.991	981.6 (0.78)	0.972	768.5
B1/2-0.2	898.4 (0.90)	879.1 (0.92)	0.979	850.9 (0.95)	0.947	811.7

(計算値下段の括弧内は (実験値) / (計算値))

表 4-8 PC 鋼材及びシース部分のコンクリートを控除した計算結果 (付着耐力考慮)

試験体	控除なし	PC 鋼材部分控除		シース部分控除		実験値 $Q_{u.exp}$ (kN)
	$Q_{u.NewRC-F}$ (kN)	$Q_{u.NewRC-F}'$ (kN)	$Q_{u.NewRC-F}' / Q_{u.NewRC-F}$	$Q_{u.NewRC-F}''$ (kN)	$Q_{u.NewRC-F}'' / Q_{u.NewRC-F}$	
B1/3-0.1	809.7 (1.00)	807.5 (1.00)	0.997	797.5 (1.02)	0.985	810.1
B1/2-0.1	788.9 (1.12)	780.7 (1.13)	0.990	748.7 (1.18)	0.949	883.2
B1/2-0.1t	919.4 (0.96)	912.2 (0.96)	0.992	883.6 (0.99)	0.961	878.5
B1/3-0.2	838.2 (0.92)	832.6 (0.92)	0.993	823.4 (0.93)	0.982	768.5
B1/2-0.2	812.0 (1.00)	796.6 (1.02)	0.981	773.5 (1.05)	0.953	811.7

(計算値下段の括弧内は (実験値) / (計算値))

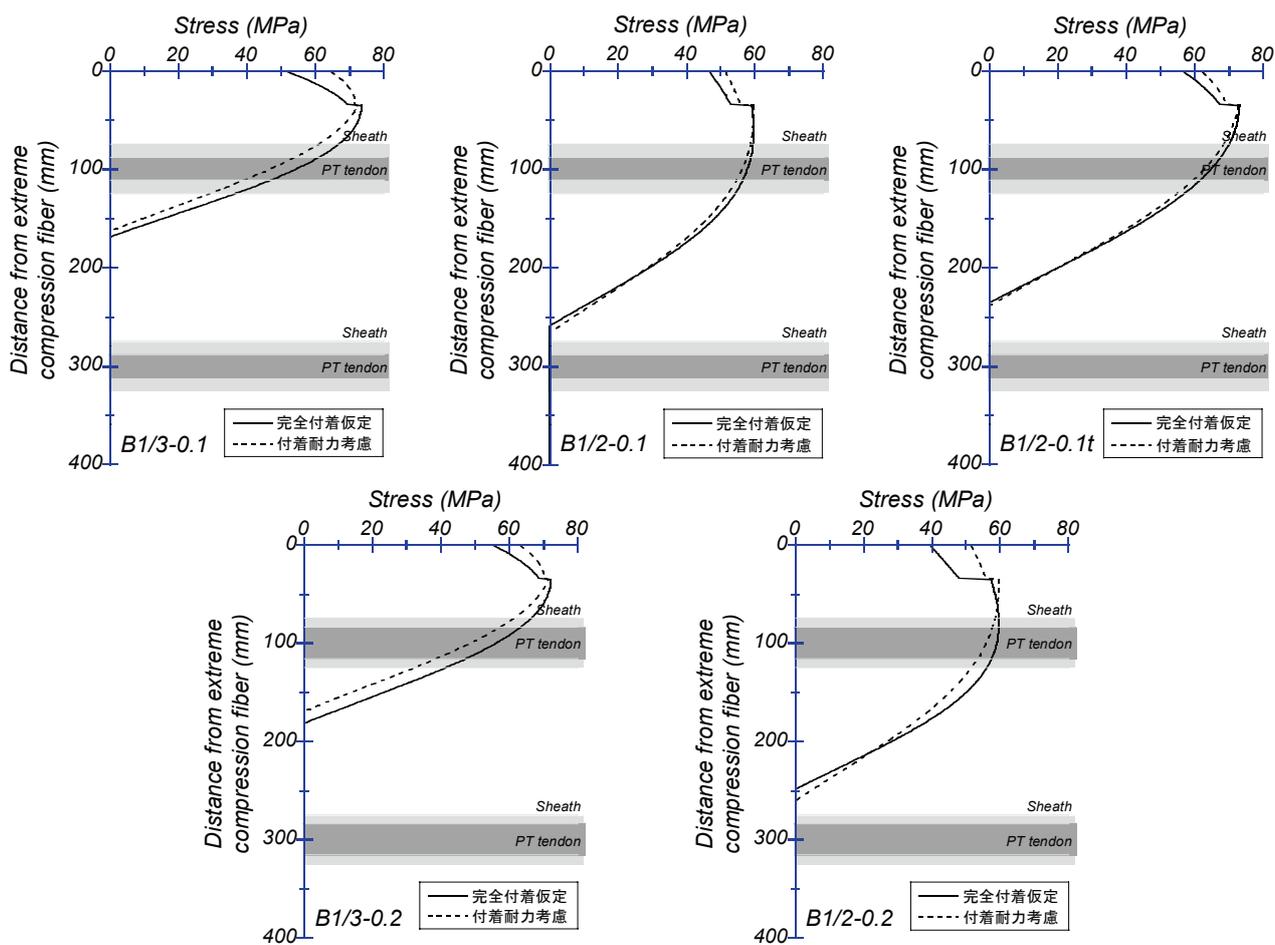


図 4-21 最大耐力時のコンクリート応力分布 (解析結果)

② アンボンド試験体

一体打ち PC 部材で PC 鋼材をアンボンドとする場合、普通強度鉄筋と同じように、予めアンボンド PC 鋼材を配筋した状態でコンクリートを打設する。このため、コンクリート欠損は PC 鋼材と防錆材及びポリエチレンシース等の保護材によって発生する。アンボンド PC 鋼棒は、通常の PC 鋼棒よりも、防錆材及び保護材の分だけ外径が約 3mm～4mm 大きくなる程度であり、これらを含めた断面積は通常の PC 鋼棒と大差ない。一方、PCaPC 圧着工法で PC 鋼材をアンボンドとする場合、PCa 部材製作時にシースで部材内にあらかじめ配置孔を設けておき、その中にアンボンド PC 鋼材を挿入することになる。一般に、アンボンド PC 鋼材の防錆材及び保護材には、軟らかい材質のものをを用いることが多く、鋼材挿入時に配置孔との接触によって損傷する恐れがある。このため、アンボンド PC 鋼材と配置孔の内壁との間には、ある程度のクリアランスが要求される。これにより断面には大きな欠損が発生するが、その影響の度合いについて詳細に検討された例はない。また、現状では実施工例が無く、適切なクリアランスの設定方法も明らかにはなっていないため、余裕を見てクリアランスを大きく取ることも想定される。よって、シースによるコンクリート欠損が部材の挙動に及ぼす影響を把握しておく必要がある。

軸力載荷後から PC 鋼材張力が変動しないという仮定に基づく精算法で得られた最大耐力 Q_{ana} (控除なし) 及び Q_{ana}' (シース部分控除)、実験における正負平均値 $Q_{u.exp}$ 及びこれらの比を表 4-9 に示す。シース部分のコンクリートを控除した場合、控除しない場合に比べて、最大耐力は 1.1%～5.7%低い。なお、シース 4 本によるコンクリート欠損は、全断面に対して 4.9%である。最大耐力時に普通圧縮鉄筋が降伏するとすれば、プレストレス力が一定という仮定の元では、欠損の有無に関わらずコンクリートが負担する圧縮力は同じである。したがって、シース部分のコンクリートを控除することによって中立軸位置は深くなり、その影響で最大耐力が減少することになる。ここで注目すべきは、軸力比が高い方が、耐力低下の度合いが大きい傾向が見られることである。各試験体の解析における最大耐力時のコンクリート応力分布を図 4-22 に示す。断面の上縁からの深さが 35mm～365mm のコアコンクリートとカバーコンクリートの両方が存在する範囲については、図 4-21 と同様、それぞれの面積に応じて平均化した応力を示している。コンクリートを控除しない場合の計算結果を実線で、控除した場合の計算結果を点線でそれぞれ示す。コンクリートを控除したことによる耐力低下率が比較的大きかった U1/2-0.1 及び U1/2-0.2 では、他の試験体に比べて中立軸位置が深く、圧縮側 PC 鋼材のシース位置 (図中灰色部：深さ 75mm～125mm) におけるコンクリート応力が最大強度に近い値を示しており、ボンド試験体と同様の傾向が見られる。

表 4-9 シース部分のコンクリートを控除した計算結果

試験体	控除なし	シース部分控除		実験値 $Q_{u.exp}$ (kN)
	Q_{ana} (kN)	Q_{ana}' (kN)	Q_{ana}'/Q_{ana}	
U1/3-0.1	648.6 (1.10)	633.9 (1.12)	0.977	712.6
U1/2-0.1	730.7 (1.00)	689.3 (1.06)	0.943	731.5
U1/2-0.1t	857.4 (0.91)	824.0 (0.94)	0.961	776.3
U1/3-0.2	723.3 (1.06)	715.6 (1.07)	0.989	767.5
U1/2-0.2	731.2 (1.00)	694.3 (1.05)	0.949	728.1

(計算値下段の括弧内は (実験値) / (計算値))

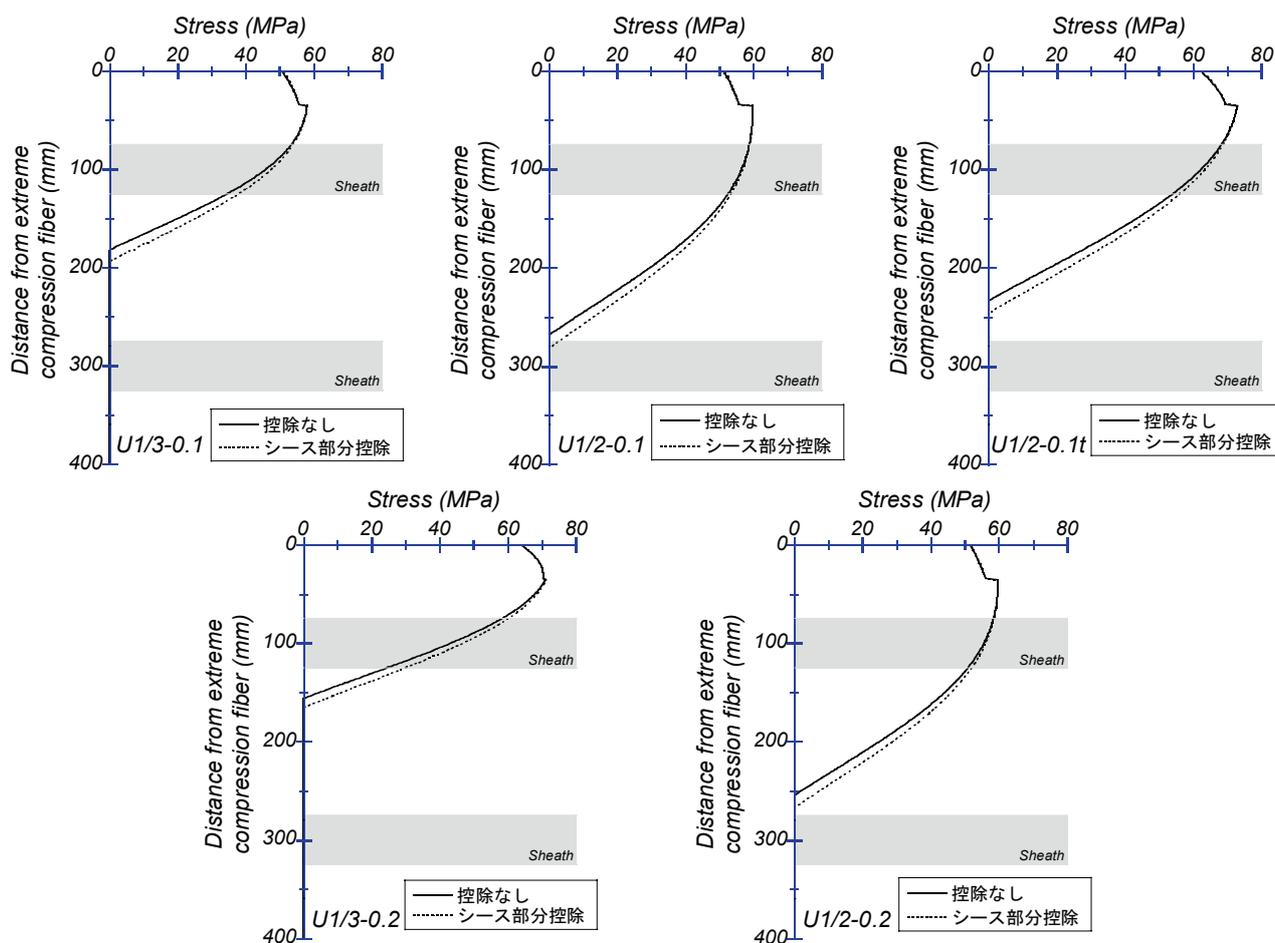


図 4-22 最大耐力時のコンクリート応力分布 (解析結果)

4.4.2 実部材を想定したパラメトリックスタディ

先に示した本実験の試験体に対する検討結果より、PC 鋼材及びシース部分のコンクリートを控除することが曲げ終局耐力に与える影響は、PC 鋼材位置とコンクリート応力分布の関係に大きく依存する。また、曲げ終局耐力時のコンクリート応力分布は軸圧縮力の影響を大きく受ける。このため、軸圧縮力比及び PC 鋼材位置が、コンクリートを控除することによる耐力低下の大きな影響因子となる。そこで本項では、これらのパラメータにコンクリート控除部分の直径を加え、前項の検討で使用した精算法を用いてパラメトリックスタディを行う。解析対象とする断面は図 4-23に示す通りで、20 階程度の高層建物の下層階柱部材を想定し、コンクリート圧縮強度は 80MPa、断面 1000mm×1000mm、PC 鋼材としてφ32PC 鋼棒を 12 本、軸筋として D16 普通強度鉄筋を 12 本配した PCaPC 圧着柱断面である。なお、PC 鋼材の配置は、図 4-23(a)~(c)に示す 3 種類を設定した。実柱部材断面を想定した Type A を標準断面とし、PC 鋼材を部材中央に寄せて配置した断面として Type B 及び Type C を設定した。圧着部材であるため、コンクリート及び軸筋は、圧縮力は負担するが、引張力は負担しない。せん断補強筋として、中子筋付き D13 普通強度鉄筋フープを 100mm 間隔で配筋する。PC 鋼材及び普通強度鉄筋の降伏強度は 1080MPa 及び 295MPa、弾性係数は 2.0×10^5 MPa 及び 2.1×10^5 MPa とする。軸力が作用していない状態の有効プレストレス力 P_i は PC 鋼材降伏耐力の 70% とし、有効プレストレス力 P_i のコンクリート軸圧縮耐力 (bDf'_c) に対する比は 0.091 である。前項と同様、コンクリートの応力-ひずみ関係には NewRC モデルを用い、PC 鋼材及び普通強度鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とした。

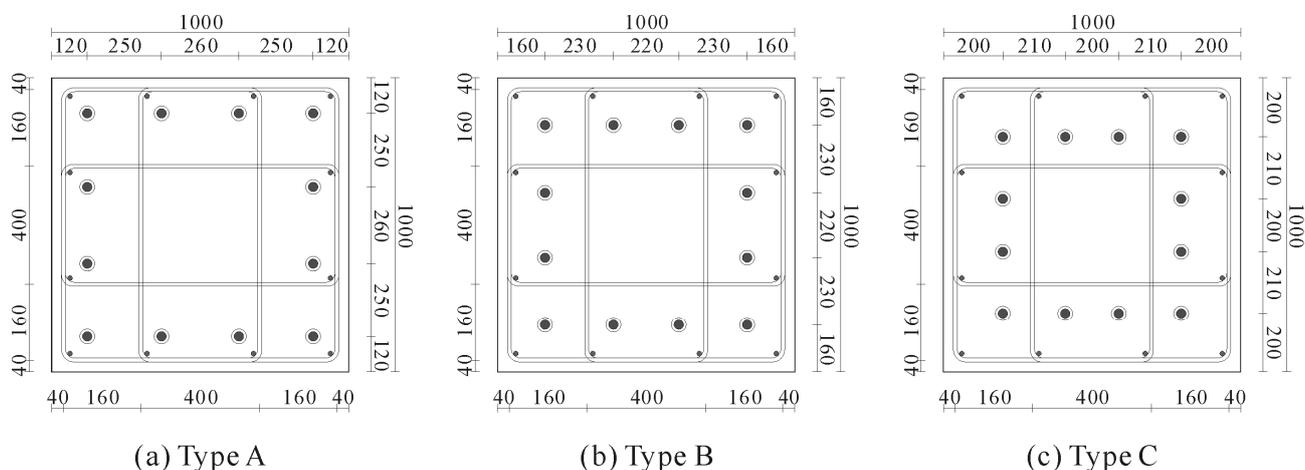


図 4-23 パラメトリックスタディ用解析断面

① ボンド部材

各パラメータ（軸圧縮力比、PC 鋼材配置及びコンクリート控除部分の直径）の設定値を表 4-10に示す。シース径の 50mm は、グラウトの流動性を考慮した充填率として文献[4.17]に示されている 50%程度となるよう設定した値である。φ32PC 鋼棒及びφ50 シース 12 本の断面積の全断面積に対する比率は 0.97%及び 2.36%である。

表 4-10 パラメータの設定値（ボンド部材）

パラメータ	設定値
軸圧縮力比 ($= (N + P_i) / (bDf'_c)$)	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
PC 鋼材配置	図 4-23(a), (b), (c)
コンクリート控除部分の直径	0mm (控除なし), 32mm (φ32PC 鋼棒外径) 50mm (φ50 シース径)

PC 鋼材及びシース部分のコンクリートを控除した断面と、控除していない断面の曲げ終局耐力精算値を図 4-24に示す。コンクリートを控除したことによる耐力低下はごく僅かで、パラメータの影響に関する傾向を把握することはできない。そこで、コンクリートを控除したことによる耐力低下率と軸圧縮力比の相関関係を図 4-25に示す。軸圧縮力が 0.1 のモデルでは、PC 鋼材の位置に関係なく、耐力低下はほぼ 0 である。これらのモデルの中立軸位置は 1 段目の PC 鋼材付近にあり、コンクリートを控除した範囲におけるコンクリート応力が非常に小さかったため、結果として曲げ終局耐力にほとんど影響は出なかったと考えられる。また、図 4-25より、軸圧縮力比が 0.1 より大きくなると、耐力低下率は軸圧縮力比に対してほぼ直線的に増加する。軸圧縮力の増加によって中立軸位置が下がり、コンクリートを控除した範囲に作用するコンクリート圧縮応力が増加するためである。したがって、PC 鋼材を外周寄りに配置した方が、わずかではあるが影響が大きく、耐力低下率は、Type A では最大で 3.1%程度（PC 鋼材部分のみ控除なら 1.2%程度）、PC 鋼材を中心寄りに配置した Type C でも最大で 2.4%程度（PC 鋼材部分のみ控除なら 1.0%程度）であった。控除部の面積（ ΔA とする）自体が小さいことから、コンクリートを控除することによる耐力低下はそれほど大きいものではなく、影響はほとんどないとしても問題ないであろう。なお、耐力低下率と控除率 $\Delta A / (bD)$ の相関関係を示す図 4-26より、軸圧縮力比や PC 鋼材位置によっても異なるが、耐力低下率が控除率にほぼ比例していることが分かる。

ACI 法及び 4.2.1②で示した圧縮側 PC 鋼材を考慮する提案法により得られた曲げ終局耐力を図 4-24に併せて示す。控除なしの精算値と ACI 法による計算値を比較すると、ACI 法の計算値の方が小さい。軸圧縮力比の増加とともにその差が大きくなっており、軸圧縮力比が 0.1 のモデルでは両者で 1%程度の差であったのに対して、軸圧縮力比が 0.5 のモデルでは 8~10%程度の差となった。また、PC 鋼材やシース部分のコンクリートを控除して精算しても、ACI 法による計算値を下回ることはなかった。したがって、ACI 法による評価は、PC 鋼材やシース部分のコンクリートを控除した計算結果よりも安全側となる。一方、提案法では、コンクリートを控除していない精算値よりも大きな評価となっており、軸圧縮

力比が 0.1 のモデルでは両者で 1~2%程度の差であったのに対して、軸圧縮力比が 0.5 のモデルでは 9~10%程度の差となる。提案法を用いて耐力算定する場合には、これらの数値に、コンクリート控除による耐力低下率を加えた程度の安全率を見込む必要がある。

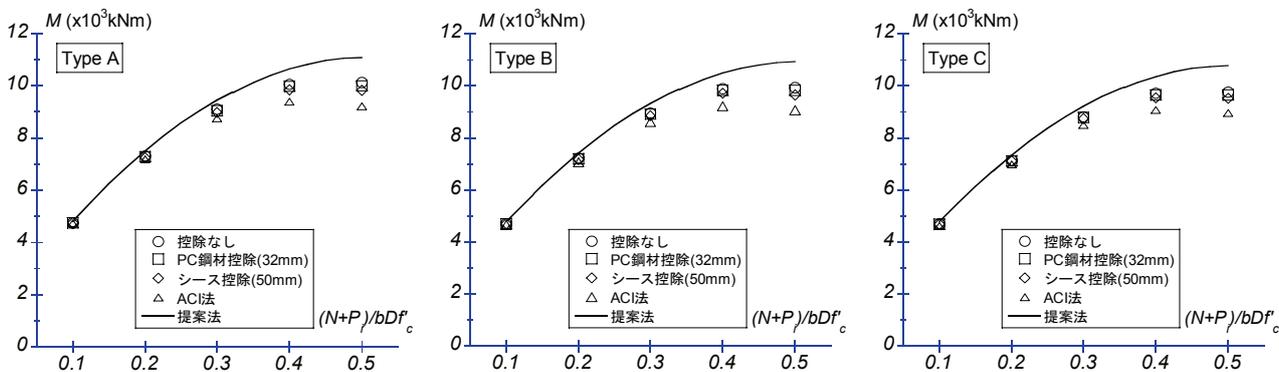


図 4-24 各断面の曲げ終局耐力計算値

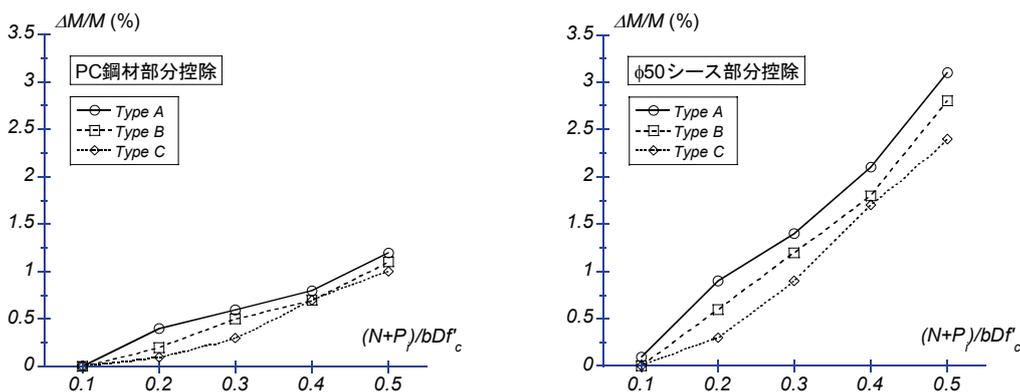


図 4-25 耐力低下率—軸圧縮力比関係

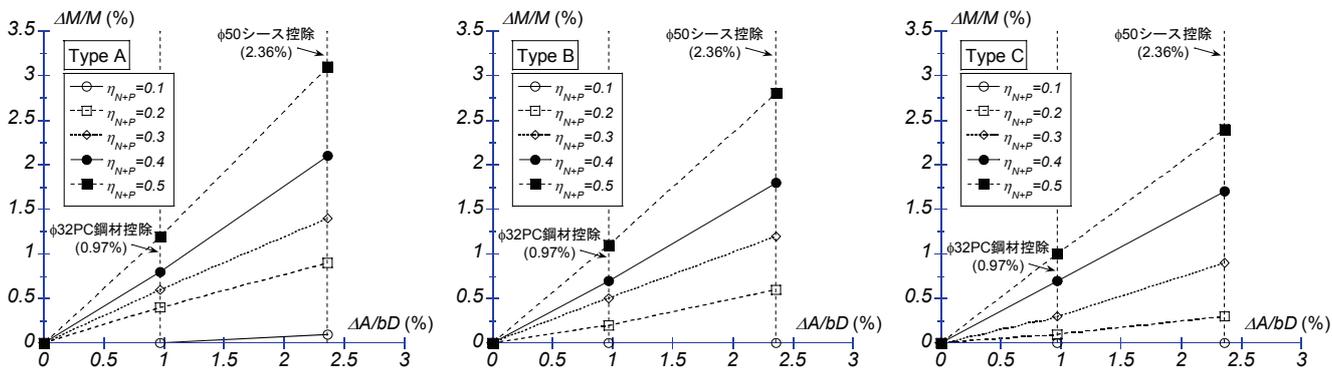


図 4-26 耐力低下率—控除率関係

② アンボンド部材

各パラメータ（軸圧縮力比、PC 鋼材配置及びコンクリート控除部分の直径）の設定値を表 4-11に示す。控除部分直径の 36mm は、 $\phi 32$ アンボンド PC 鋼棒の防錆材及び保護材を含めた外径に対応している。また、シース径の設定については、ボンド部材と同じ 50mm、施工性を考慮して大きな断面のシースを使用する場面を想定し、断面積が直径 50mm シースのほぼ 2 倍になる 70mm の 2 種類とした。 $\phi 32$ アンボンド PC 鋼棒、 $\phi 50$ シース及び $\phi 70$ シース 12 本の断面積の全断面積に対する比率は、それぞれ 1.22%、2.36%及び 4.62%である。曲げ終局耐力の精算にあたっては、PC 鋼材張力は軸力載荷後から変動しないものとした。

表 4-11 パラメータの設定値（アンボンド部材）

パラメータ	設定値
軸圧縮力比 ($= (N + P_i) / (bDf'_c)$)	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5
PC 鋼材配置	図 4-23(a), (b), (c)
コンクリート控除部分の直径	0mm (欠損考慮なし), 36mm ($\phi 32$ アンボンド PC 鋼棒外径), 50mm ($\phi 50$ シース径), 70mm ($\phi 70$ シース径)

PC 鋼材及びシース部分のコンクリートを控除した断面と、控除していない断面に対する曲げ終局耐力精算値を図 4-27に示す。なお、コンクリートを控除しない場合及び略算式を用いた場合の計算値は、PC 鋼材配置による影響を全く受けなため、図 4-27の(a)~(c)で同じ値となっている。コンクリート控除による耐力低下は、ボンド部材と同様に非常に小さい。コンクリート控除による耐力低下率と軸圧縮力比の相関関係を図 4-28に示す。こちらもボンド部材と同様に、軸圧縮力比が 0.1 のモデルでは、PC 鋼材位置に関わらずコンクリート控除の影響はほとんどなく、中立軸位置が 1 段目 PC 鋼材付近であったことによる。また、軸圧縮力比が増加するに伴って、コンクリート控除による曲げ耐力低下が大きくなる傾向にある。シース径を 70mm とした場合には、軸圧縮力比 0.5 の時で 5~6%程度耐力が低下しており、ボンド部材より耐力低下が大きい。ただし、ボンド部材と同じ控除率であれば、耐力低下率はほぼ同程度である。耐力低下率と控除率の相関関係を図 4-29に示す。軸圧縮力比や PC 鋼材位置によって異なるが、耐力低下率と控除率はほぼ線形的な関係にある。

以上の考察より、PC 鋼材は深く、すなわち断面の中央に寄せて配置した方が、コンクリート欠損による曲げ耐力の低下が少ないという面で有利である。なぜなら、逆対称曲げを受けるアンボンド PC 部材では、PC 鋼材張力の変動が小さく、PC 鋼材位置が曲げ耐力に及ぼす影響が非常に小さいからである。また、耐火性の面でも PC 鋼材までのかぶりを多く取れるという点で有利となる。ただし、実際には、下層階の柱部材が逆対称の曲げを受けるとは限らないため、それぞれの PC 鋼材が異なる挙動を示すことが予想される。このような場合には、PC 鋼材が曲げモーメントを負担するので、PC 鋼材の配置によって大きく曲げ耐力が変化することから、PC 鋼材を断面の中央に寄せて配置するのが最善とは一概に

言えず、個々の状況ごとに検討する必要がある。

また、4.3.2で示した略算式により計算された曲げ終局耐力を図 4-27に併せて示す。最も耐力低下が大きくなるφ70 シース部分を控除した精算値よりもやや低い値となり、その差は最大でも 4%程度と非常に小さい。したがって、略算式を用いれば安全側で精度良く曲げ耐力を評価できる。

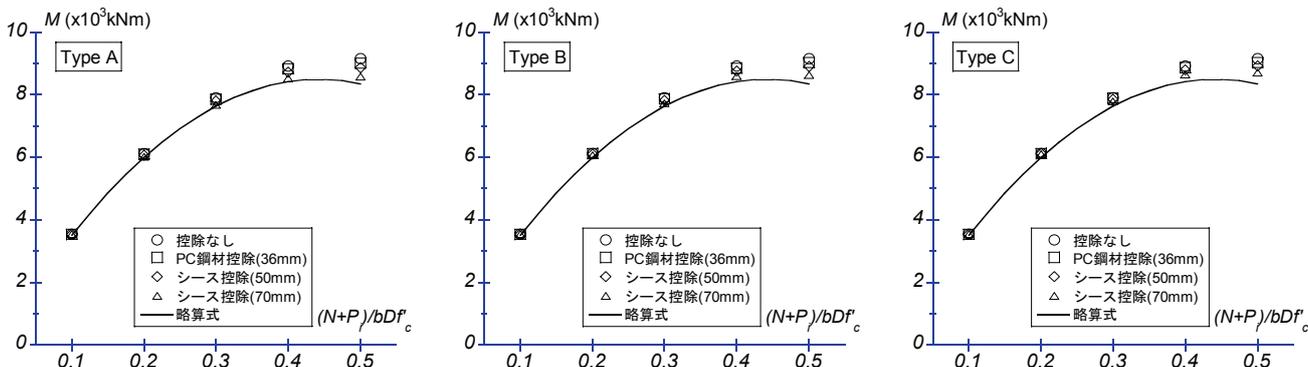


図 4-27 各断面の曲げ耐力計算値

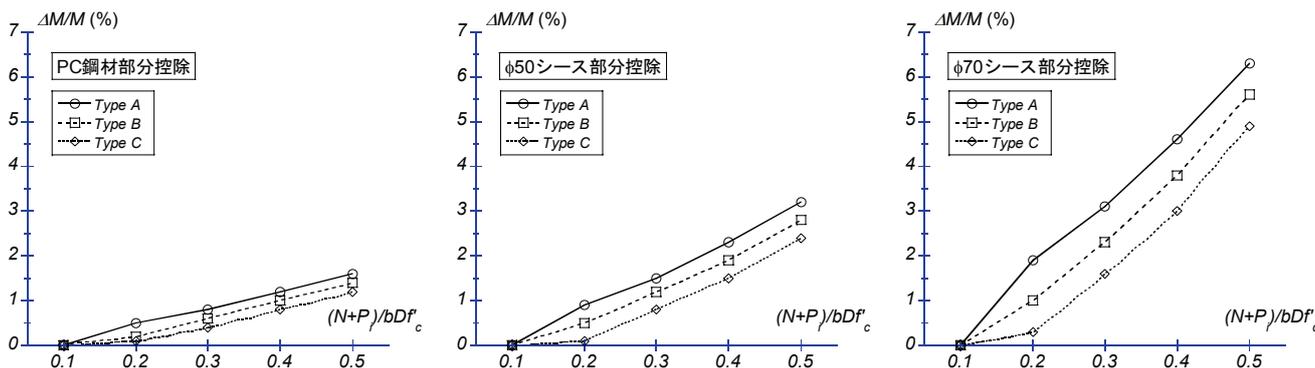


図 4-28 耐力低下率－軸圧縮力比関係

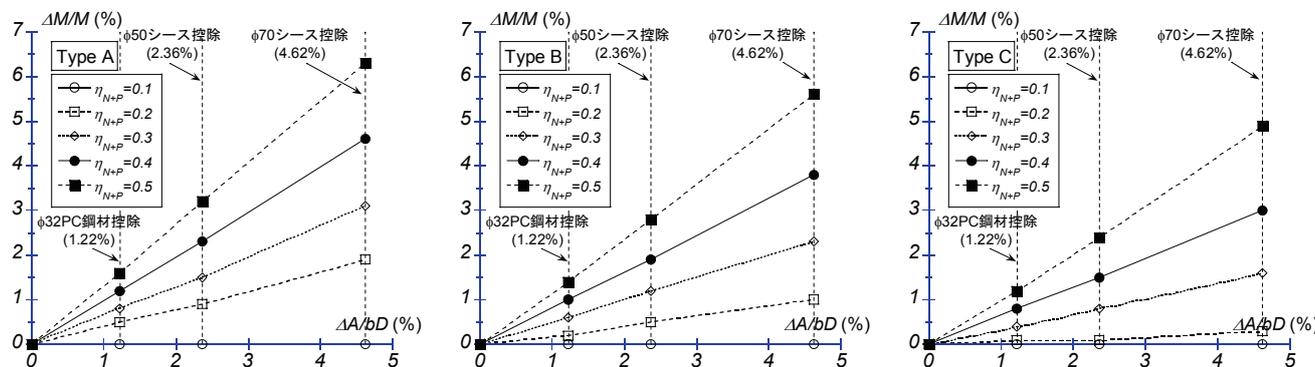


図 4-29 耐力低下率－控除率関係

4.5. まとめ

PCaPC 圧着柱の曲げ終局耐力に関して、既往の評価法及び3章で示した実験より得られた結果に基づいて修正を加えた筆者の提案法を用いて、他文献の試験体を含めた実験結果に対する評価を行った。また、断面曲げ解析を用いて、PC 鋼材及びシーす部分のコンクリートを控除することが曲げ終局耐力に及ぼす影響についても検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- (1) 3章で示した実験より得られた結果に基づき、文献[4.2]のPC 鋼材が多段配筋された断面に対する略算法に修正を加え、柱部材に対して適用できる評価法を提案した。この提案式及び既往の評価法（精算法、ACI 法及びPC 規準略算式）を用いて、ボンド PC 部材の曲げ終局耐力評価を行い、実験パラメータによる影響についても検討を行った。本実験の結果に他文献の実験結果も含めた PCaPC 圧着柱試験体 28 体を対象とした検討では、ACI 法及び提案式を用いた場合には比較的高い精度で実験結果を評価できたが、圧縮側 PC 鋼材の張力を適切に評価できない PC 規準略算式を用いた場合にはかなりばらつきが大きな結果となった。
- (2) 本実験におけるボンド PC 試験体では、PC 鋼材の付着性状が良好でなかったため、平面保持仮定に基づく精算法及び ACI 法が危険側の評価を与える試験体が見られた。そこで、逆対称曲げを受ける部材を対象に、F 値を用いて PC 鋼材の付着耐力を簡易に考慮する方法を提案し、平面保持仮定を用いた場合よりも、精度良く実験結果を評価できることを示した。平面保持仮定に基づく評価法では、材長比の増加に伴って（実験値）／（計算値）が増加する傾向が見られ、材長比が小さな試験体では危険側の評価となるものが多数見られたのに対して、F 値を用いて PC 鋼材の付着耐力を考慮した評価法では材長比の影響を受けない計算結果を得ることができた。ただし、PC 鋼材の付着強度の適切な評価や、他の載荷形式（片持ちなど）の部材に対する考え方については、今後の課題である。
- (3) アンボンド PC 試験体については、最上式で曲げ終局時の PC 鋼材張力を計算し、曲げ終局耐力を評価した。また、3章の実験結果に基づき、曲げ終局時の PC 鋼材張力を軸力載荷後の PC 鋼材張力実測値とした評価も行った。いずれの方法でも、計算された曲げ終局耐力そのものに大きな差は見られなかったが、PC 鋼材応力増分の評価は、軸力載荷後の PC 鋼材張力実測値を用いた場合が、実験結果と最も符合した。
- (4) 本実験の試験体を対象に、PC 鋼材及びシーす部分のコンクリート控除の有無をパラメータとした断面曲げ解析を行った。コンクリートを控除することによる耐力低下率は、最大で約 6%であった。コンクリート控除によるコンクリート応力の変化はそれほど大きくはないことが確認された。また、コンクリート控除位置のコンクリート応力が大きな試験体では、耐力低下率も大きくなった。したがって、耐力低下率に対して、軸力比が大きな影響を及ぼすことが示された。

- (5) 20 層程度の高層建物の最下階における実柱部材（断面：1000mm×1000mm）を想定し、ボンド PC 部材及びアンボンド PC 部材の両方に対して、PC 鋼材位置、コンクリート控除部分の直径、軸圧縮力比をパラメータとして、断面曲げ解析を用いて得られた最大耐力に関するパラメトリックスタディを行った。その結果、ボンド PC 部材、アンボンド PC 部材とも、軸圧縮力比の増加に伴って、耐力低下率が大きくなる傾向が見られた。

(参考) x_n の第一次近似値算出に PC 鋼材張力を有効プレストレス力 P_e とした q_e を用いる理由

PC 鋼材の圧縮側判定に用いる x_n の第一次近似に関して、梁部材を対象とした学会式では PC 鋼材降伏耐力を使用しているのに対し、本論文で示す柱部材を対象とした提案式では有効プレストレス力を使用する理由を以下に示す。

本実験及び文献[4.14]、文献[4.15]において、ボンド試験体の最大せん断力時に、圧着面位置においてひずみゲージより計測された PC 鋼材張力合計値（4 本）と初期 PC 鋼材張力（軸力載荷前及び軸力載荷後）の比を図 4-30 に示す。本実験のデータについては、正方向及び負方向それぞれの最大せん断力時における、柱頭側及び柱脚側圧着面位置での計測値をプロットしているため、試験体 1 体あたり 4 点である。ただし、B1/3-0.1 及び B1/3-0.2 は、ひずみゲージ不調により 2 点のみのプロットとなっている。また、文献[4.14]、文献[4.15]のデータについては、正方向及び負方向それぞれの最大せん断力時における計測値であり、試験体 1 体あたり 2 点である。ただし、文献[4.14]の PCa-b1 はひずみゲージ不調のためプロットしていない。

図 4-30(a) に示す通り、実験における最大せん断力時の PC 鋼材張力合計値は、導入プレストレス力よりわずかに大きいか、減少した値となっている。これは、軸力の影響により柱自体の軸圧縮ひずみが増大するためである。なお、PC 鋼材の降伏耐力は、試験体により異なるが、導入プレストレス力の 1.52 ～ 2.18 倍となっており、もし、梁部材と同様に、 x_n の第一次近似に PC 鋼材の降伏耐力を用いると、実際の値よりかなり大きな PC 鋼材張力値を用いることになる。PC 鋼材張力の過大評価は、コンクリート圧縮合力を過大評価することに繋がり、 x_n を実際より大きく評価し、PC 鋼材が圧縮側にあるか、引張側にあるかの判定に大きな影響を及ぼす。また、降伏耐力に対する導入プレストレスが小さい場合には、その誤差はさらに大きくなる。しかし、最大耐力時の正確な PC 鋼材張力の合計値を算出することは容易ではない。

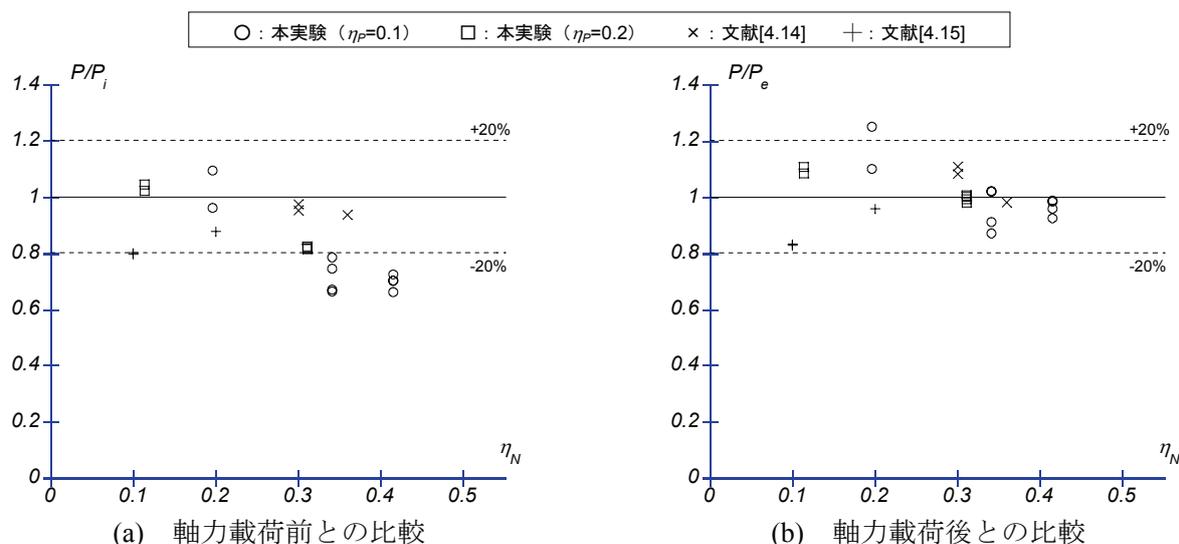


図 4-30 (最大せん断力時 PC 鋼材張力) / (初期 PC 鋼材張力) と軸圧縮力比の関係

ここで、導入プレストレス力を基準とした場合、図 4-30(a)より、軸力比が 0.2 程度より小さい範囲では、最大せん断力時 PC 鋼材張力はほぼ同じ値となるが、それよりも大きな範囲では、軸力比の影響で最大せん断力時には PC 鋼材張力が大きく減退し、導入プレストレス力から最大で 33.8%も減退した試験体も見られた。これに対し、最大せん断力時 PC 鋼材張力と有効プレストレス力を比較すると、軸力比が 0.2 より小さい範囲では有効プレストレス力よりやや大きな値となるものの、図 4-30(b)より、高い軸力を受けても有効プレストレス力からはそれほど変動していない。ほとんどの試験体で、PC 鋼材張力の変動は有効プレストレス力の±20%以内であった。このことから、PC 鋼材の圧縮側判定に用いる x_n の第一次近似に有効プレストレス力を用いることは妥当であろう。

なお、(4-12)式中の PC 鋼材張力の和 ($=a_p\sigma_{py}+\sum\zeta_i P_{ei}$) で与えられる PC 鋼材の最終的な張力 $P_{u.cal}$ と、本実験及び文献[4.14]、文献[4.15]の実験で得られた最大耐力時の PC 鋼材張力合計値 $P_{u.exp}$ を比較すると図 4-31の通りとなる。本実験の試験体については、PC 鋼材張力をかなり過大評価している。本実験では、初期 PC 鋼材張力が降伏耐力に対して比較的小さく（軸力載荷前で 46～52%、軸力載荷後で 33～49%）、また、鋼材が丸鋼で付着性状が良くなかったこともあり、PC 鋼材は降伏に至らなかった。しかし、本提案法では、(4-9)式から求まる 1 次近似の中立軸位置により引張側と判定された鋼材の張力を降伏耐力とするため、PC 鋼材が降伏しない試験体に対しては、引張側の鋼材張力を過大に評価することになる。これにより、鋼材張力の合計値も大きく評価され、結果的に耐力がかなり大きく評価されたものと考えられる。なお、文献[4.14]、文献[4.15]の片持ち試験体では、図 4-31の通り、実験で得られた曲げ耐力時の PC 鋼材張力の合計値と、(4-12)式中の PC 鋼材張力の和とが、ほとんどの試験体においてほぼ同じ値となっていた。ただし、文献[4.14]の変動軸力を受ける試験体では、(4-12)式の値が実験値の約 65%（有効プレストレスを含む軸力比 0.63 時）となった。これは、軸力比が極端に小さい又は大きい場合には、(4-9)式から求まる x_n による PC 鋼材の圧縮側判定において、全ての PC 鋼材が引張側又は圧縮側と判定されるためである。

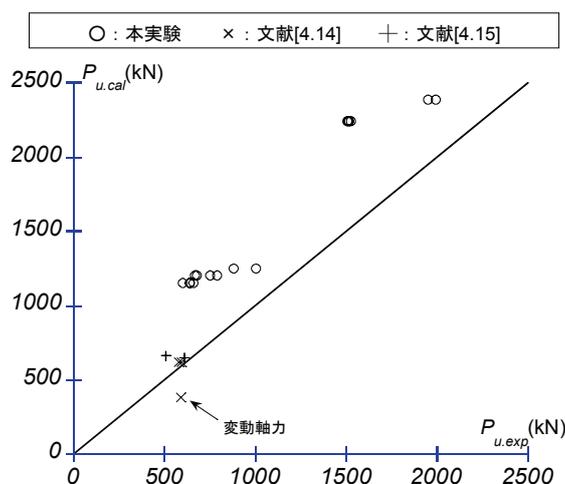


図 4-31 最大耐力時 PC 鋼材張力合計値と式(4-12)PC 鋼材張力合計値

参考文献

- [4.1] 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，pp.180-196，1998
- [4.2] 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，pp.507-509，1990
- [4.3] 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第461号，pp.95-104，1994.7
- [4.4] ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (318M-99) and Commentary (318RM-99),” pp.109, 1999
- [4.5] 岸本一蔵，鈴木計夫，中塚侑：コンクリート曲げ部材断面の曲げ終局強度と曲げ変形性能に関する解析的考察，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.429-432，1989.5
- [4.6] 木内康博，加藤博人，高松圭：PC鋼材とコンクリートの付着特性に関する実験研究（その2 付着-すべり関係モデルに関する検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1013-1014，2000.9
- [4.7] プレストレストコンクリート技術協会：付着が拓くPC構造の近未来－構造性能評価における鋼材付着の役割－，3-10，2005.6
- [4.8] 足立将人，宮川義範，西山峰広：プレキャストプレストレストコンクリート梁柱圧着接合骨組の載荷実験（その2 PC鋼材の付着すべり特性を考慮した曲げ耐力の評価），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），C-2，pp.889-890，1997.9
- [4.9] 六車熙，渡辺史夫，西山峰広：アンボンドPC部材の曲げ終局耐力に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.26，No.1，pp.10-16，1984.1
- [4.10] 石橋一彦，菌部泰寿，大島久次：繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリートの付着性状に関する研究（第2報），日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.803-804，1969.8
- [4.11] 尹元奎，浜原正行，本岡順二郎：プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第480号，pp.151-160，1996.2
- [4.12] 浜戸昇，石田雅宏他：PCaPC高層建物におけるPC柱の実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1003-1006，1998.9
- [4.13] 大迫一徳，浜田公也，傅金華，林三雄：100N/mm²級の高強度コンクリートを用いたPCaPC柱の実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），C-2，pp.1025-1028，2003.9
- [4.14] 前田博司，芹澤好徳，西山峰広：アンボンド圧着接合柱の力学性状に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1015-1018，2003
- [4.15] 稲田剛知，西山峰広：アンボンドPC圧着柱の耐震性能，プレストレストコンクリート技術協会第13回シンポジウム論文集，pp.79-84，2004.10
- [4.16] 最上達雄，是永健好：逆対称曲げを受けるアンボンドPC梁のモーメント－変形関係に関するパラメトリック解析－アンボンドPC部材の構造特性に関する研究（その2），日本建築学会構造系論文報告集，第428号，pp.79-88，1991.10
- [4.17] プレストレストコンクリート技術協会：付着が拓くPC構造の近未来－構造性能評価における鋼材付着の役割－，2-31，2005.6

5. PC 圧着柱部材のせん断終局耐力評価

5.1. 既往の評価式による計算結果と実験結果の比較

2章で示した通り、PC 規準にはせん断終局強度式として、RC 規準に示されている短期許容せん断強度の設計式にプレストレスの効果を加算した(71.1)式と、トラス機構とアーチ機構のそれぞれが負担するせん断力の和で表される(71.2)式の2つが示されている。いずれの式も、危険断面を貫く軸筋（主筋）が存在する PC 部材を対象としたものであるため、部材端の目地部で軸筋が切れている PCaPC 圧着部材に適用する際には、(71.1)式の「圧縮縁から引張鉄筋までの距離 d_r 」及び(71.2)式の「引張鉄筋から圧縮鉄筋までの距離 j_r 」をどのように評価するかが問題となる。

そこで、湯浅ら^[5.1]は、PC 部材のせん断終局強度算定に関して、文献[5.1]～文献[5.4]で得られた実験結果に基づき、PC 鋼材の種類や軸筋のアンカーの有無によって、PC 規準(71.2)式のトラス機構における j_r の取り方を変える手法を示し、実験結果との適合性を示した。具体的には、(1)軸筋が目地部で切れ、PC 鋼材に丸鋼を用いている試験体では、トラス機構を無視する、(2)軸筋がアンカーされている試験体では、トラス機構のせいを軸筋中心間距離にとる、(3)軸筋が目地部で切れていても、PC 鋼材にストランドを用いている試験体では、トラス機構のせいを上下ストランド間の距離で評価する、というものである（以下、A 法とする）。このように j_r をとることにより、実験結果を精度良く推定できることを示している。これらは、PC 鋼材の付着力がトラス機構に何らかの影響を及ぼしていることを示唆するものであるが、文献[5.1]において、この j_r の取り方の具体的な根拠は示されておらず、トラス機構の形成に関しての詳細な検討は行われていない。

ここで、本実験の試験体に対する、PC 規準(71.2)式における圧縮鉄筋から引張鉄筋までの距離 j_r を軸筋間距離 310mm とした計算結果及び A 法（トラス機構無視）による計算結果と、4章で示した曲げ終局時せん断力計算値 cQ_{bu} 及び最大せん断力実験値 cQ_u を比較したものを表 5-1及び図 5-1に示す。なお、 cQ_{bu} の値は、ボンド試験体では、平面保持仮定のもとで ACI ブロックを使用して得られた cQ_{uACI} 、アンボンド試験体では、軸力載荷後から PC 鋼材張力が変動しないとして、コンクリートと普通強度鉄筋のみに平面保持を仮定して ACI 応力ブロックを使用して得られた cQ_{upe} とする。B1/3-0.2、B1/2-0.2 の2体は、(A 法によるせん断終局強度計算値 cQ_{sua}) / (曲げ終局時せん断力計算値 cQ_{bu}) が 1 以下、すなわち、せん断破壊すると判定されたにも関わらず、実験においては曲げ破壊したことから、A 法により判定された破壊形式と実験時の破壊性状とが一致しない。このことから、PC 鋼材に丸鋼を用いた場合にトラス機構を無視する A 法による評価では、せん断強度を過小評価する可能性がある。理論的には、PC 鋼材に丸鋼を使用した PCaPC 圧着部材においても、PC 鋼材に発生する付着力や圧縮側軸筋が負担する圧縮力によって、せん断補強筋が降伏しない範囲でトラス機構が形成され、多少のせん断力を負担することは十分に可能である。そこで、本章5.2において、このような場合のトラス機構が負担するせん断力の評価を試みる。

一方、本実験の試験体 10 体のうちで 1 体だけ曲げ破壊せず、全長にわたる斜めひび割れによって破壊に至った U1/2-0.1 は、(A 法によるせん断終局強度計算値 cQ_{sua}) / (曲げ終局時せん断力計算値 cQ_{bu}) が 1.15 となり、10 体の中でも比較的大きな値であった（図 5-1中の●）。また、前述の軸筋の降伏耐力を考慮したトラス機構を用いることにより、せん断終局強度計算値はさらに大きくなると考えられる。

このことから、トラス・アーチ理論でこの試験体の破壊性状を説明することは困難である。なお、荷重試験後の U1/2-0.1 を観察すると、図 5-2 に示すように、部材両端の圧縮域を結ぶ斜めひび割れを境界として、グリッド線にずれ（約 1cm）の発生が確認された。そこで、この破壊がひび割れ面で発生したすべりによって引き起こされたものと考え、せん断破壊する RC 柱の軸力支持限界をせん断摩擦理論を用いて評価した Moehle らの研究^[5.5]と同様の手法を用いて、せん断力と軸力を受ける柱のせん断終局耐力評価を試みる。本章 5.3 にその概要及び計算結果を示す。

表 5-1 せん断終局強度

試験体名	曲げ終局 計算値	最大せん断力 実験値		PC 規準(71.2)式 ($j_r=310\text{mm}$)		A 法 (トラス機構無視)	
	cQ_{bu} (kN)	eQ_u (kN)	eQ_u/cQ_{bu}	$cQ_{su(71.2)}$ (kN)	$Q_{su(71.2)}/cQ_{bu}$	cQ_{suA} (kN)	cQ_{suA}/cQ_{bu}
B1/3-0.1	807.8	810.1	1.00	1124.7	1.39	814.1	1.01
B1/2-0.1	710.4	883.2	1.24	1060.9	1.49	750.4	1.06
B1/2-0.1t	880.3	878.5	1.00	1342.9	1.53	905.1	1.03
B1/3-0.2	883.3	768.5	0.87	1140.4	1.29	812.0	0.92
B1/2-0.2	766.0	811.7	1.06	1060.9	1.39	750.4	0.98
U1/3-0.1	618.3	712.6	1.15	1038.9	1.68	728.3	1.18
U1/2-0.1	651.7	731.5*	1.12	1060.9	1.63	750.4	1.15
U1/2-0.1t	823.4	776.3	0.94	1340.3	1.63	902.4	1.10
U1/3-0.2	706.1	767.5	1.09	1141.0	1.62	812.6	1.15
U1/2-0.2	660.5	728.1	1.10	1060.9	1.60	750.4	1.13

*負荷荷時に部材全長にわたる斜めひび割れ発生

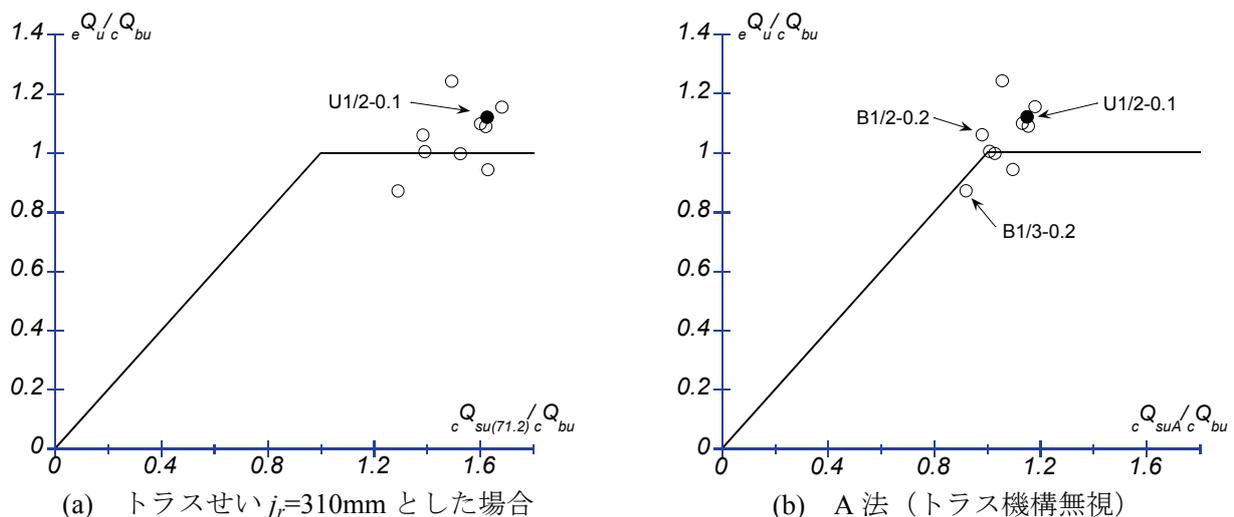


図 5-1 実験値と計算値の比較

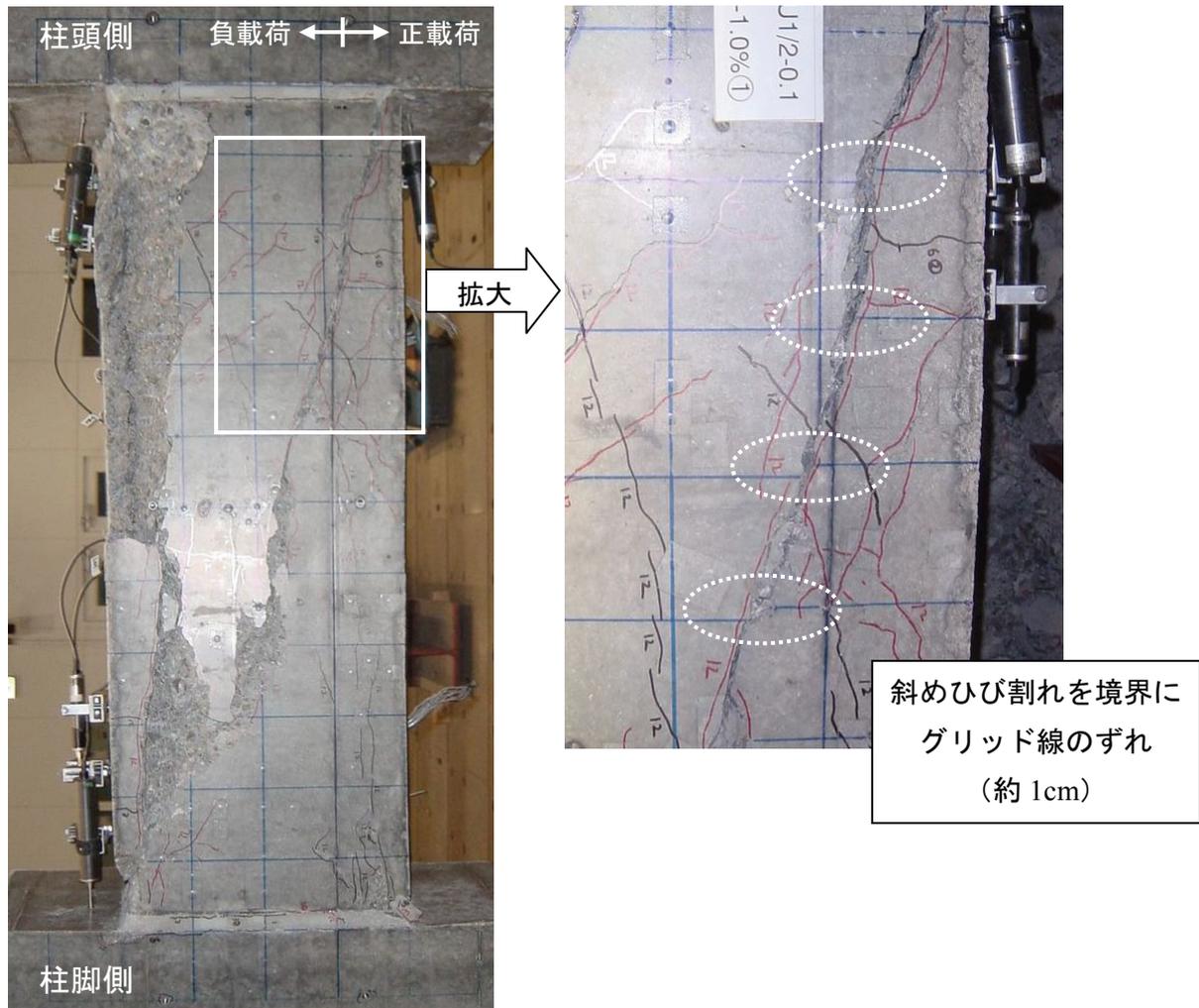


図 5-2 斜めひび割れ面におけるずれ (U1/2-0.1)

5.2. 軸筋降伏耐力及び PC 鋼材付着を考慮したトラス機構を用いたせん断耐力算定法

5.2.1 概要

PC 規準(71.2)式では、軸筋が無限に強いという仮定のもとで、せん断補強筋が降伏するという条件からせん断終局耐力が算出されている。しかし、軸筋の降伏耐力が小さい場合に PC 規準(71.2)式をそのまま適用すると、軸筋に降伏耐力以上の軸方向力が発生することになる。PCaPC 圧着部材における軸筋は、組立筋として細径の鉄筋を用いることが多い。このため、軸筋の降伏耐力が小さく、トラス機構を形成するのに必要な付着力を発生させることが困難となり、結果としてせん断補強筋が降伏しない状況が想定される。これは、圧着面で軸筋がカットオフされている PCaPC 圧着部材に限らず、主筋に細径の鉄筋を用いたプレッシング係数の大きな PRC 部材についても同様である。

したがって、軸筋の降伏耐力及び PC 鋼材の付着力を考慮したトラス機構を提案する。具体的には、以下の 2 点を考慮したトラス機構である。

- (1) 軸筋の降伏耐力を用いて軸筋に発生しうる付着力を算定し、せん断補強筋に発生する応力を推定する。
- (2) PC 鋼材の付着力がトラス機構の形成に影響するとし、軸筋-PC 鋼材間及び上下 PC 鋼材間にそれぞれ異なる一様なストラットが形成されると仮定する。

この提案トラス機構を用いて、既往の実験結果に対するせん断終局耐力評価を行い、その妥当性及び計算精度を検証する。なお、過去にもせん断補強筋が降伏しないトラス機構に関する研究^[5,6]は行われているが、本提案法は、軸筋の降伏耐力を考慮している点でこれとは異なる。

本論文では、2 種類のトラス機構を提案する。①では PC 規準で用いられている 45 度トラスに軸筋の降伏耐力を考慮した簡易なトラス機構（以下、提案 B 法とする）を、②ではさらに PC 鋼材の付着力も考慮したトラス機構（以下、提案 C 法とする）の詳細についてそれぞれ述べる。

① 軸筋の降伏耐力を考慮したトラス機構（提案 B 法）

本提案法では、図 5-3 のような一様なトラス機構を仮定し、軸筋の微小要素及び軸筋全体に作用する力の釣合条件を用いる。ただし、軸筋の降伏耐力を考慮し、以下の条件を追加する。

$$C_r \leq A_{rc} \sigma_{ry}, \quad T_r \leq A_{rt} \sigma_{ry} \quad (\text{圧着部材なら } A_{rt}=0) \quad \text{式 (5-1), 式 (5-2)}$$

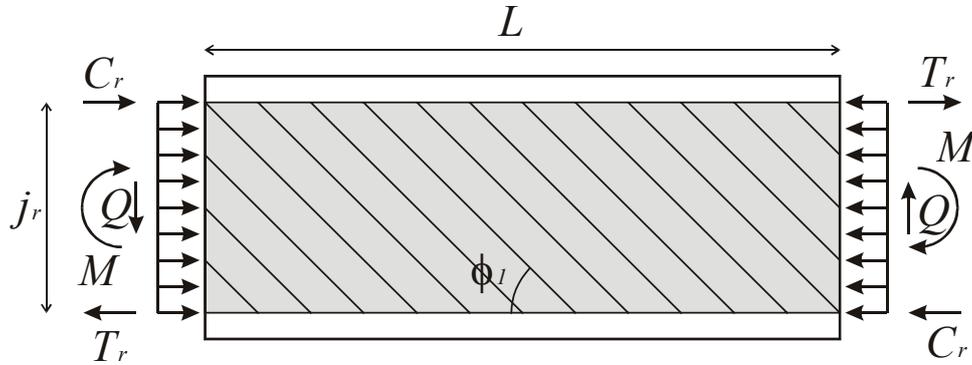
ここで、 C_r ：圧縮軸筋が負担する圧縮力、 T_r ：引張軸筋が負担する引張力、 A_{rc} ：圧縮軸筋断面積、 A_{rt} ：引張軸筋断面積、 σ_{ry} ：軸筋降伏強度である。

軸筋の付着応力は材軸方向に一様分布するので、軸筋の微小要素における釣合条件は式 (5-3)、式 (5-4) で与えられる。

$$\tau_1 \sum \psi_1 dx = \sigma_t b \sin \phi_1 \cos \phi_1 dx \quad \text{式 (5-3)}$$

$$p_w \sigma_{ws} b dx = \sigma_t b \sin^2 \phi_1 dx \quad \text{式 (5-4)}$$

ここで、 $\tau_1 \sum \psi_1$: 軸筋の単位長さ当たり付着力、 ${}_c \sigma_t$: 軸筋間のストラットに発生する圧縮応力、 ϕ_1 : 軸筋間ストラット角度、 σ_{ws} : せん断補強筋に発生する応力である。



(a) トラス機構図

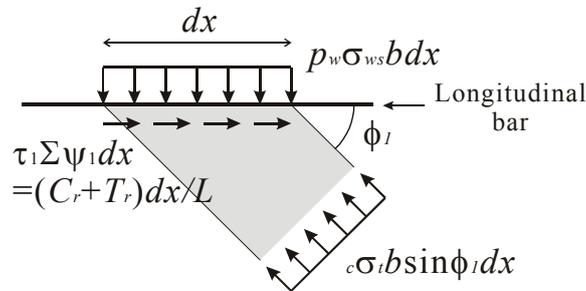
(b) 軸筋の微小要素 (区間 dx) における釣合

図 5-3 提案 B 法

また、軸筋全体での釣合条件は式 (5-5) で与えられる。

$$\tau_1 \sum \psi_1 = \frac{C_r + T_r}{L} \quad \text{式 (5-5)}$$

よって、トラス機構によるせん断力負担 Q_{truss} は式 (5-6) で与えられる。

$$\begin{aligned} Q_{truss} &= {}_c \sigma_t j_r b \sin \phi_1 \cos \phi_1 \\ &= \tau_1 \sum \psi_1 j_r \quad (\text{式 (5-3) より}) \end{aligned} \quad \text{式 (5-6)}$$

ここで、 $\cot \phi_1 = 1$ であるから、軸筋間のストラットに発生する応力は式 (5-7) で与えられる。

$${}_c \sigma_t = \frac{2 \tau_1 \sum \psi_1}{b} \quad \text{式 (5-7)}$$

また、 $C_r = A_{rc} \sigma_{ry}$ 、 $T_r = A_{rt} \sigma_{ry}$ (圧着部材なら $A_{rt} = 0$) と仮定すると、式 (5-5) より、

$$\tau_1 \sum \psi_1 = \frac{A_{rc} \sigma_{ry} + A_{rt} \sigma_{ry}}{L} \quad (\text{圧着部材なら } A_{rt}=0) \quad \text{式 (5-8)}$$

よって、式 (5-4)より、せん断補強筋に発生する応力は式 (5-9)で得られ、これを用いてせん断補強筋の降伏判定を行う。

$$\sigma_{ws} = \frac{A_{rc} \sigma_{ry} + A_{rt} \sigma_{ry}}{bp_w L} \quad (\text{圧着部材なら } A_{rt}=0) \quad \text{式 (5-9)}$$

1) $\sigma_{ws} < \sigma_{wy}$ の場合

せん断補強筋は降伏していないので、式 (5-8)を式 (5-6)に代入することで、トラス機構によるせん断力負担 Q_{truss} が求まる。また、式 (5-8)を式 (5-7)に代入することで、軸筋間のストラットに発生する応力が求まる。

2) $\sigma_{ws} \geq \sigma_{wy}$ の場合

せん断補強筋は降伏しているので、軸筋の微小要素における釣合条件は式 (5-3)及び式 (5-10)で与えられる。

$$p_w \sigma_{wy} b dx = \sigma_t b \sin^2 \phi_1 dx \quad \text{式 (5-10)}$$

$\cot \phi_1 = 1$ であるから、式 (5-3)及び式 (5-10)より、軸筋に発生する単位長さ当たりの付着力は、

$$\tau_1 \sum \psi_1 = bp_w \sigma_{wy} \quad \text{式 (5-11)}$$

となる。式 (5-11)を式 (5-6)に代入することで、トラス機構によるせん断力負担 V_{truss} が求まる。また、式 (5-11)を式 (5-7)に代入することによって、軸筋間のストラットに発生する応力が得られる。ただし、PC 規準に記載されている p_w の上下限及び σ_{wy} の上限 ($p_w=0.002 \sim 0.012$ 及び $\sigma_{wy}=295\text{MPa}$) は無視する。

なお、せん断補強筋と軸筋の両方が降伏するのは下式の等号成立時、すなわち、軸筋降伏を仮定して求めたせん断補強筋応力が降伏応力と等しい時である。それ以外の場合は、どちらか一方が降伏するものとして耐力計算を行っている。せん断補強筋が降伏すると判定された場合には、

$$\frac{C_r + T_r}{bp_w L} = \sigma_{wy} \leq \sigma_{ws} = \frac{(A_{rc} + A_{rt}) \sigma_{ry}}{bp_w L} \quad \text{式 (5-12)}$$

となるので、軸筋に発生する引張力 T_r 及び圧縮力 C_r は最大でも降伏耐力までしか大きくならない。したがって、主筋及び軸筋が無限に強いという仮定は用いる必要はない。

② 軸筋の降伏耐力及び PC 鋼材の付着力を考慮したトラス機構（提案 C 法）

PC 規準に示されるトラス機構や、前項で示したトラス機構は、いずれも PC 鋼材の存在を無視したものである。しかし、PC 鋼材には付着力が存在するため、形成されるトラス機構がそれらとは異なるものになると考えられる。そこで、PC 鋼材の付着力を考慮し、軸筋-PC 鋼材間及び上下 PC 鋼材間でそれぞれ異なる一様なストラットを形成するトラス機構を想定し、その概要を図 5-4 に示す。厳密には 3 次元のストラットを用いる必要があると考えられるが、非常に複雑でモデル化が困難であるため、このような簡略化を行うものとする。

このモデルにおける未知数は、軸筋-PC 鋼材間のストラット角度 ϕ_1 及び応力 ${}_c\sigma_{t1}$ 、上下 PC 鋼材間のストラット角度 ϕ_2 及び応力 ${}_c\sigma_{t2}$ 、軸筋の付着応力 τ_1 、PC 鋼材の付着応力 τ_2 、せん断補強筋に発生する応力 σ_{ws} である。本提案法では、以下に示す仮定に基づき、軸筋及び PC 鋼材の微小要素及び軸筋に作用する力の釣合条件を用いてせん断終局強度の算出を行う。

- PC 鋼材付着応力 τ_2 は、文献[5.7]を参考にして、PC 丸鋼は 2MPa、ストランドは 4MPa に統一した。なお、 τ_2 は鋼材径やグラウト強度等によって試験体ごとにばらつきがあると考えられるが、これによる計算値への影響はそれほど大きくない（理由は後述）。
- 上下 PC 鋼材間のトラス角度は 45 度 ($\cot\phi_2=1$) とする。 $\cot\phi_2$ を一意に決めずに、未知数が条件式より 1 つ多い状態であっても、 $\cot\phi_2$ の範囲を設定しておけば最大のせん断耐力を与える $\cot\phi_2$ を解として得ることは可能である。ただし、 ϕ_2 が取りうる範囲をどのように設定するかの根拠が現時点では明確ではないため、本論文では暫定的に $\cot\phi_2=1$ とする。
- PC 鋼材が断面中央に配置されている場合には、前節で示した PC 鋼材の存在を無視したトラス機構を用いるものとする。

なお、本仮定では、PC 鋼材に付着が存在しない場合を除き、ストラットの角度及び応力は、軸筋-PC 鋼材間と上下 PC 鋼材間とでそれぞれ異なる値となる。PC 鋼材の付着の影響によって、軸筋-PC 鋼材間のストラットの方が上下 PC 鋼材間のものより大きな角度となり、応力は小さくなる。そのため、図 5-4(a) に示すように、端部における直応力は軸筋-PC 鋼材間の方が小さくなり、実際の端部の応力状態とかなり異なる。

図 5-4(b) に示す軸筋の微小要素における釣合条件は式 (5-13)、式 (5-14) で与えられる。

$$\tau_1 \sum \psi_1 dx = {}_c\sigma_{t1} b \sin \phi_1 \cos \phi_1 dx \quad \text{式 (5-13)}$$

$$p_w \sigma_{ws} b dx = {}_c\sigma_{t1} b \sin^2 \phi_1 dx \quad \text{式 (5-14)}$$

また、軸筋全体に作用する力の釣合は式 (5-15) で与えられる。

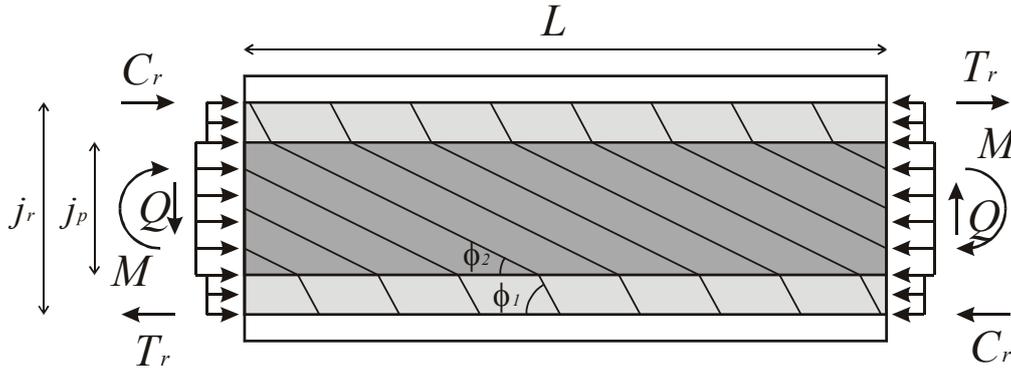
$$\tau_1 \sum \psi_1 = \frac{C_r + T_r}{L} \quad \text{式 (5-15)}$$

図 5-4(b) に示す PC 鋼材の微小要素における釣合条件は式 (5-16)、式 (5-17) で与えられる。

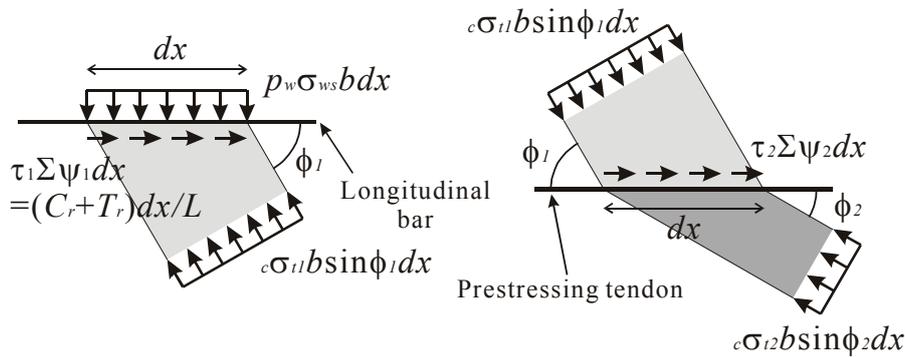
$$\tau_2 \sum \psi_2 dx + {}_c \sigma_{t1} b \sin \phi_1 \cos \phi_1 dx = {}_c \sigma_{t2} b \sin \phi_2 \cos \phi_2 dx \quad \text{式 (5-16)}$$

$${}_c \sigma_{t1} b \sin^2 \phi_1 dx = {}_c \sigma_{t2} b \sin^2 \phi_2 dx \quad \text{式 (5-17)}$$

ここで、 $\tau_2 \sum \psi_2$: PC 鋼材の単位長さ当たりの付着力である。



(a) トラス機構



(b) 軸筋及び PC 鋼材の微小要素 (区間 dx) における釣合

図 5-4 提案 C 法のトラス機構

したがって、トラス機構によるせん断力負担 Q_{truss} は式 (5-18) で与えられる。

$$\begin{aligned} Q_{truss} &= {}_c \sigma_{t1} (j_r - j_p) b \sin \phi_1 \cos \phi_1 + {}_c \sigma_{t2} j_p b \sin \phi_2 \cos \phi_2 \\ &= \tau_1 \sum \psi_1 j_r + \tau_2 \sum \psi_2 j_p \quad \text{(式 (5-13), 式 (5-16) より)} \end{aligned} \quad \text{式 (5-18)}$$

また、 $\cot \phi_2 = 1$ であるから、式 (5-13)、式 (5-16) より、

$$\cot \phi_1 = \frac{\tau_1 \sum \psi_1}{\tau_1 \sum \psi_1 + \tau_2 \sum \psi_2} \quad \text{式 (5-19)}$$

となる。式 (5-18) 及び式 (5-19) を式 (5-13) に代入して、軸筋-PC 鋼材間及び上下 PC 鋼材間のストラッ

トに発生する応力はそれぞれ式 (5-20)、式 (5-21)で与えられる。

$${}^c\sigma_{t1} = \frac{(\tau_1 \sum \psi_1)^2 + (\tau_1 \sum \psi_1 + \tau_2 \sum \psi_2)^2}{b(\tau_1 \sum \psi_1 + \tau_2 \sum \psi_2)} \quad \text{式 (5-20)}$$

$${}^c\sigma_{t2} = \frac{2(\tau_1 \sum \psi_1 + \tau_2 \sum \psi_2)}{b} \quad \text{式 (5-21)}$$

ここで、 $C_r = A_{rc}\sigma_{ry}$ 、 $T_r = A_{rt}\sigma_{ry}$ (圧着部材なら $A_{rt}=0$) と仮定すると、式 (5-15)より、

$$\tau_1 \sum \psi_1 = \frac{A_{rc}\sigma_{ry} + A_{rt}\sigma_{ry}}{L} \quad (\text{圧着部材なら } A_{rt}=0) \quad \text{式 (5-22)}$$

よって、せん断補強筋に発生している応力は、式 (5-14)を変形した式 (5-23)で得られるので、これを用いてせん断補強筋の降伏判定を行う。

$$\sigma_{ws} = \frac{{}^c\sigma_{t1}}{p_w(\cot^2 \phi_1 + 1)} \quad \text{式 (5-23)}$$

1) $\sigma_{ws} < \sigma_{wy}$ の場合

せん断補強筋は降伏していないので、式 (5-22)を式 (5-18)に代入することで、トラス機構によるせん断力負担 Q_{truss} が求まる。また、式 (5-23)を式 (5-20)、式 (5-21)に代入することで、軸筋-PC 鋼材間及び上下 PC 鋼材間のストラットに発生する応力が求まる。

2) $\sigma_{ws} \geq \sigma_{wy}$ の場合

せん断補強筋は降伏しているので、軸筋の微小要素における釣合条件は式 (5-13)及び式 (5-24)で与えられる。

$$p_w \sigma_{wy} b dx = {}^c\sigma_{t1} b \sin^2 \phi_1 dx \quad \text{式 (5-24)}$$

式 (5-13)、式 (5-24)、式 (5-19)より、軸筋に発生する単位長さ当たりの付着力は、

$$\tau_1 \sum \psi_1 = b p_w \sigma_{wy} - \tau_2 \sum \psi_2 \quad \text{式 (5-25)}$$

となる。式 (5-25)を式 (5-18)に代入することで、トラス機構によるせん断力負担 Q_{truss} が求まる。また、式 (5-25)を式 (5-20)及び式 (5-21)に代入することによって、軸筋-PC 鋼材間及び上下 PC 鋼材間のストラットに発生する応力が得られる。

なお、せん断補強筋比が小さい場合には、式 (5-25)より $\tau_1 \sum \psi_1$ が負となり、その結果、 $\cot \phi_1$ も負とな

る。これは PC 鋼材間のトラス角度を 45 度 ($\cot\phi_2=1$) としたことや、PC 鋼材の付着力が常に付着強度であるとしたことに起因するものである。 $\cot\phi_1$ が負になると、軸筋に作用する付着力の向きが逆になるため、軸筋の端部における力との釣合がとれない。したがって、 $\cot\phi_1$ が負となるような場合には、 $\cot\phi_1$ を 0 として PC 鋼材間のトラス角度や、PC 鋼材の付着力を変化させるようなモデルに切り替える必要がある。

5.2.2 実験結果との比較

本提案法によるせん断終局強度 ${}_cQ_{su}$ は、前章で示したトラス機構によるせん断力負担 Q_{truss} とアーチ機構によるせん断力負担 Q_{arch} の和で表される下式で与えられる。

$${}_cQ_{su} = Q_{truss} + Q_{arch} \quad \text{式 (5-26)}$$

ここで、アーチ機構によるせん断力負担 Q_{arch} は式 (5-27) 及び式 (5-28) で与えられる。ただし、せん断補強筋が存在しない場合には、トラス機構は形成されないため、式 (5-29) となる。なお、 $\tan\theta$ 及び v は PC 規準(71.2)式のものを用いる。

- ・せん断補強筋あり (提案 B 法)

$$Q_{arch} = \frac{bD}{2} (v f'_c - {}_c\sigma_t) \tan\theta \quad \text{式 (5-27)}$$

- ・せん断補強筋あり (提案 C 法)

$$Q_{arch} = \frac{bD}{2} \{v f'_c - \max({}_c\sigma_{t1}, {}_c\sigma_{t2})\} \tan\theta \quad \text{式 (5-28)}$$

- ・せん断補強筋なし

$$Q_{arch} = \frac{bD}{2} v f'_c \tan\theta \quad \text{式 (5-29)}$$

① 本実験の結果との比較

本実験の試験体に対して、A 法、提案 B 法及び提案 C 法を用いて計算した結果を表 5-2 に示す。表 5-2 より、提案 B 法、提案 C 法ともに、A 法よりもせん断強度を全体的に高めに評価することが分かる。提案 B 法では、軸筋の降伏耐力のみによるトラス機構を考慮しており、本実験で使用した軸筋が D10 とかなり細径であったこともあり、A 法に比べてせん断強度を約 1~3% 高く評価するにとどまった。提案 C 法では、アンボンド試験体では PC 鋼材に付着力が発生しないために、提案 B 法と同じ評価となり、ボンド試験体では A 法に比べて約 6~9% 高い評価となった。その結果、提案 C 法では、A 法ではせん断破壊判定されたにも関わらず曲げ破壊した 3 体のうち、B1/3-0.2 を除き、(終局せん断強度計算値) / (曲げ終局強度計算値) が 1 以上となり、1 を下回った B1/3-0.2 も 1 に非常に近い値となり、実験結果にお

ける破壊性状により近い予測となった。

表 5-2 本実験の試験体に対する A 法, 提案 B 法及び提案 C 法による終局せん断強度計算値

試験体名	曲げ終局 計算値	最大せん断力 実験値		A 法		提案 B 法		提案 C 法	
	cQ_{bu} (kN)	eQ_u (kN)	eQ_u/cQ_u	cQ_{suA} (kN)	cQ_{suA}/cQ_{bu}	cQ_{suB}	cQ_{suB}/cQ_{bu}	cQ_{suC}	cQ_{suC}/cQ_{bu}
B1/3-0.1	807.8	810.1	1.00	814.1	1.01	824.5	1.02	863.5	1.07
B1/2-0.1	710.4	883.2	1.24	750.4	1.06	760.7	1.07	799.8	1.13
B1/2-0.1t	880.3	878.5	1.00	905.1	1.03	927.0	1.05	966.0	1.10
B1/3-0.2	883.3	768.5	0.87	812.0	0.92	822.9	0.93	877.2	0.99
B1/2-0.2	766.0	811.7	1.06	750.4	0.98	760.7	0.99	815.0	1.06
U1/3-0.1	618.3	712.6	1.15	728.3	1.18	738.7	1.19	738.7	1.19
U1/2-0.1	651.7	731.5	1.12	750.4	1.15	760.7	1.17	760.7	1.17
U1/2-0.1t	823.4	776.3	0.94	902.4	1.10	924.3	1.12	924.3	1.12
U1/3-0.2	706.1	767.5	1.09	812.6	1.15	823.5	1.17	823.5	1.17
U1/2-0.2	660.5	728.1	1.10	750.4	1.13	760.7	1.15	760.7	1.15

② 提案法の妥当性及び計算精度

他文献の実験結果に対しても本提案法を適用してせん断耐力を計算し、その妥当性及び計算精度に関して検討を行う。縦軸に最大せん断力実験値の曲げ終局強度計算値に対する比 (eQ_u/cQ_{bu})、横軸にせん断終局強度計算値の曲げ終局強度計算値に対する比 (cQ_{su}/cQ_{bu}) をとり、一体打ち PC 部材 (軸筋がアンカーされた PCaPC 部材含む) 77 体, PCaPC 圧着部材 (軸筋がアンカーされていない PC 部材含む) 32 体の PC 梁部材及び柱部材^{[5.1]-[5.4], [5.8]-[5.14]}, 及び本実験の PCaPC 圧着柱部材 10 体の合計 119 体に対して, A 法, 提案 B 法, 提案 C 法を用いて計算を行った結果を図 5-5(a)~(c)にそれぞれ示す。なお, 文献[5.14]の No.2 及び No.3 試験体は, それぞれ 45 度加力及び変動軸力を受ける試験体であったため, 検討対象から除外した。図中の灰色の点は, せん断補強筋を有しない試験体を示しており, アーチ機構のみによる評価のため, いずれの評価法でも同じ座標となっている。また, 前述の 119 体中, 各評価法でせん断破壊したと判定された ($cQ_{su}/cQ_{bu} < 1$) 試験体数, せん断破壊したと判定された試験体の最大せん断力実験値と計算値の比の平均値, 変動係数, 不合格率をそれぞれ図 5-5中に併せて示す。なお, 曲げ終局強度計算値 cQ_{bu} は, 危険断面において平面保持を仮定し, ACI 等価応力ブロック^[5.15]を用いて算出した。この時, PCaPC 部材においては圧縮普通鉄筋の圧縮力は考慮した。また, アンボンド PC 部材については, 軸力載荷後からの PC 鋼材張力変動を 0 として計算を行った。

図 5-5(a)より, A 法は平均値 1.13, 変動係数 15.3%と比較的精度良くせん断耐力を予測できている。ただ, 提案 B 法は平均値 1.15, 変動係数 13.4%, 提案 C 法は平均値 1.14, 変動係数 13.6%と, A 法に比べてばらつきは小さくなっている。なお, いずれの評価法においても cQ_{su}/cQ_{bu} が 2.5 を上回る PCaPC 圧着部材 2 体は, 文献[5.13]の引張軸力を受ける試験体である。

なお, 提案 C 法において, PC 鋼材に丸鋼を用いた試験体 71 体の PC 鋼材付着応力 τ_2 を 3MPa (最初

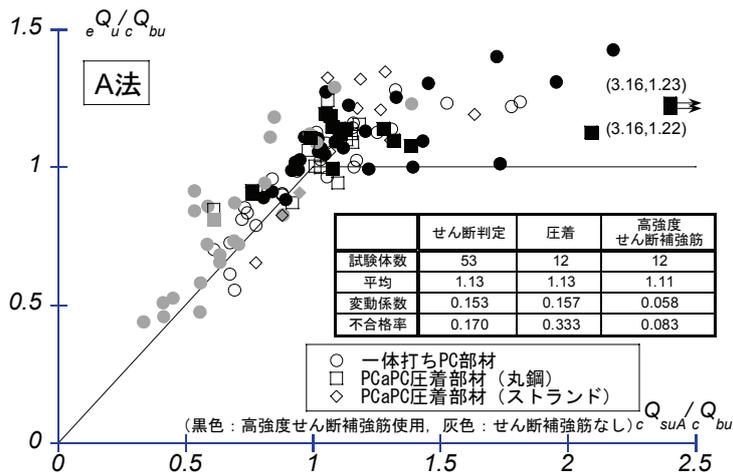
の仮定では 2MPa) として計算した場合、元の計算値の 0.92~1.06 倍となった。計算精度を向上させるためには、試験体ごとに τ_2 を適切に評価すべきであるが、 τ_2 のばらつきによって計算値が受ける影響はそれほどないと考えてもよい。また、いずれの提案法を用いた場合においても、軸筋に発生する付着応力 τ_1 は 4MPa に満たない程度であり、軸筋の付着強度によってトラス機構のせん断力負担を制限しなければならないような試験体は見られなかった。ただし、軸筋の径が大きく、部材長さが小さい場合には、軸筋の付着応力が付着強度を上回る可能性もあるため注意すべきである。

③ せん断補強筋降伏強度の上限値について

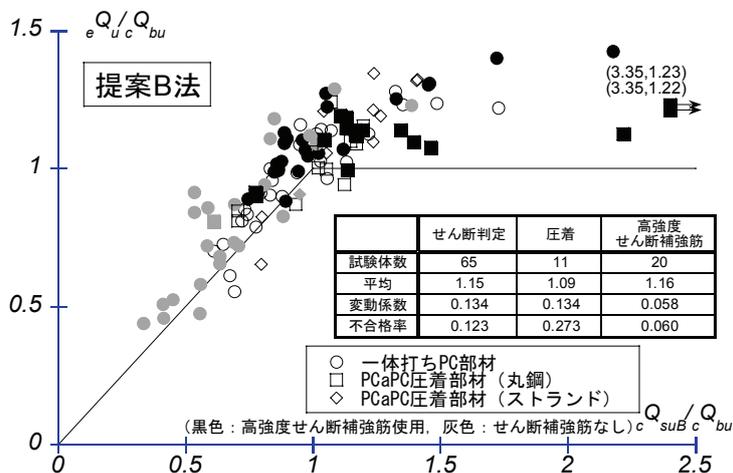
現行の PC 規準におけるせん断終局強度式においては、せん断補強筋の降伏強度は 295MPa を上限としている。しかし、昨今の建物の高層化に伴って、使用材料の高強度化が急速に進んでおり、せん断補強筋に関してもその例外ではない。そこで、本論文では、せん断補強筋に高強度鋼材を使用した場合の算定式の適用性についても検討を行うため、この上限値を無視して計算を行った。せん断補強筋の分類方法は次に述べる通りである。

- (1) 文献中に鋼材規格に関して表記があった試験体については、SD295 と SD30 を用いたものは普通強度、KW785 を用いたものは高強度に分類した。
- (2) 文献中に鋼材規格に関して表記がない丸鋼 ($\phi 4$ 及び $\phi 6$) を用いた試験体については、降伏強度が SD295 と同程度であった文献[5.8] ($\sigma_{wy}=318.5\text{MPa}$) 及び文献[5.11] ($\sigma_{wy}=261\text{MPa}$) の試験体を普通強度に分類し、残りの試験体 (文献[5.9]の $\sigma_{wy}=432.2\text{MPa}$ が最小) を全て高強度に分類した。

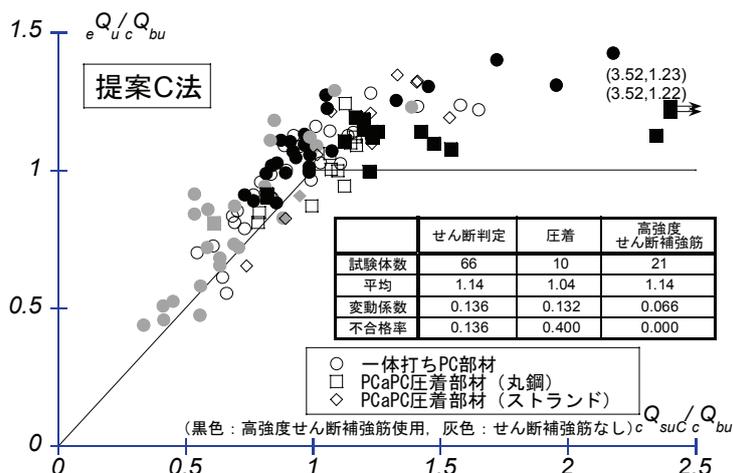
せん断補強筋に高強度鋼材を使用した試験体を図 5-5中に黒色の点で示す。また、各評価法でせん断破壊したと判定された ($cQ_{su}/cQ_{bu}<1$) 試験体数、せん断破壊したと判定された試験体の最大せん断力実験値と計算値の比の平均値、変動係数、不合格率も併せて示す。いずれの評価法でもかなり高い精度で実験結果を予測することができていることから、高強度せん断補強筋を使用した試験体に対しても、規格強度を用いてもよいものと考えられる。



(a) A 法



(b) 提案 B 法



(c) 提案 C 法

図 5-5 最大せん断力と計算値の比較

④ 各評価法による計算結果の傾向

表 5-3に各評価法でせん断破壊と判定された試験体の種別の内訳を、図 5-6に提案法と A 法による計算結果の比とせん断補強筋比 p_w の相関をそれぞれ示す。図 5-6において、 $p_w=0$ の試験体は全て点(0,1)にプロットされるため除外した。試験体の種別ごとに、各評価法によるせん断耐力の計算結果の傾向を以下に述べる。

一体打ち PC 部材

提案法においてせん断補強筋が降伏しないと判定された試験体では、トラス機構の寄与分が小さくなるため、A 法と比べて低いせん断強度評価となった。せん断補強筋比が大きいほど、その傾向が大きくなる。その結果、図 5-5(a)で $cQ_{su}/cQ_{bu}>1$ の範囲にあった○印及び●印が左方向へ移動し、提案法の方がせん断破壊と判定した試験体数が多くなった。

丸鋼を用いた PCaPC 圧着部材

トラス機構は形成されないとした A 法に対し、提案法では、軸筋及び PC 鋼材の付着力によって少なからずトラス機構が発生するとした。その結果、提案法の方が A 法に比べて 1.3~15.5% (提案 B 法) 及び 1.3~29.0% (提案 C 法) 高いせん断終局強度評価となった。このため、せん断破壊と判定された試験体数は、提案法の方が少ない。

ストランドを用いた PCaPC 圧着部材

A 法では、ストランドが断面中心に 1 段配置されている場合には、トラス機構が形成されないとするため、提案法の方が高いせん断終局強度を与える。ストランドが 2 段配置されている場合には、ストランド間距離によっては、提案法の方が小さなせん断終局強度を与える場合もある。

また、各評価法でせん断破壊と判定された試験体の実験における破壊形式の内訳を表 5-4に示す。文献によっては、破壊形式が明記されていない試験体も存在したが、文献の記述や破壊状況などから著者の判断で破壊形式を決定した。表 5-4の通り、各評価法でせん断破壊と判定された試験体が、必ずしもせん断破壊しているとは言えない。曲げ終局強度とせん断終局強度が近い値を示す試験体では、破壊形式の判定も非常に難しくなる。

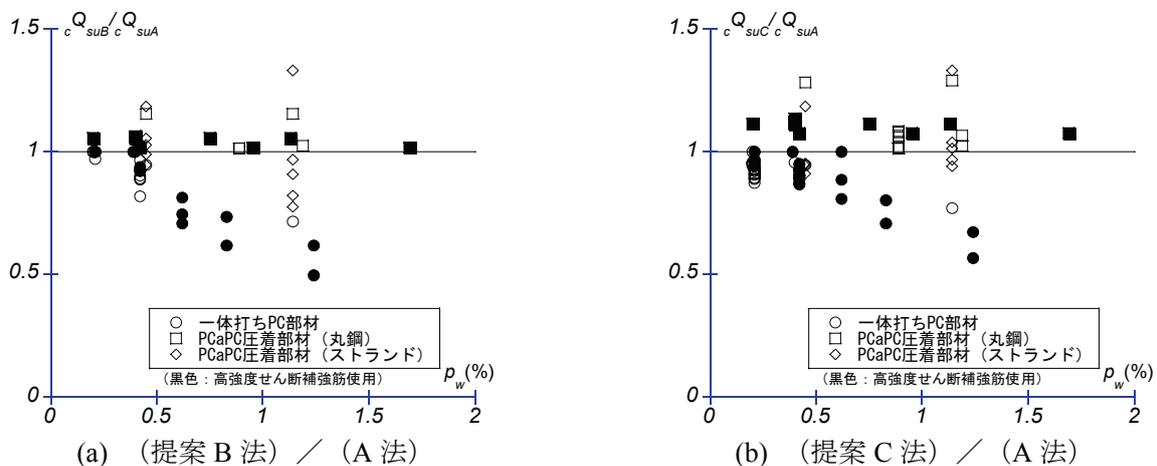


図 5-6 提案法と A 法による計算結果の比とせん断補強筋比の相関

表 5-3 せん断破壊と判定された試験体の種別内訳

種別	A 法	提案 B 法	提案 C 法
一体打ち PC	41	54	56
PCaPC 圧着 (丸鋼)	9	8	7
PCaPC 圧着 (ストランド)	3	3	3
合計	53	65	66

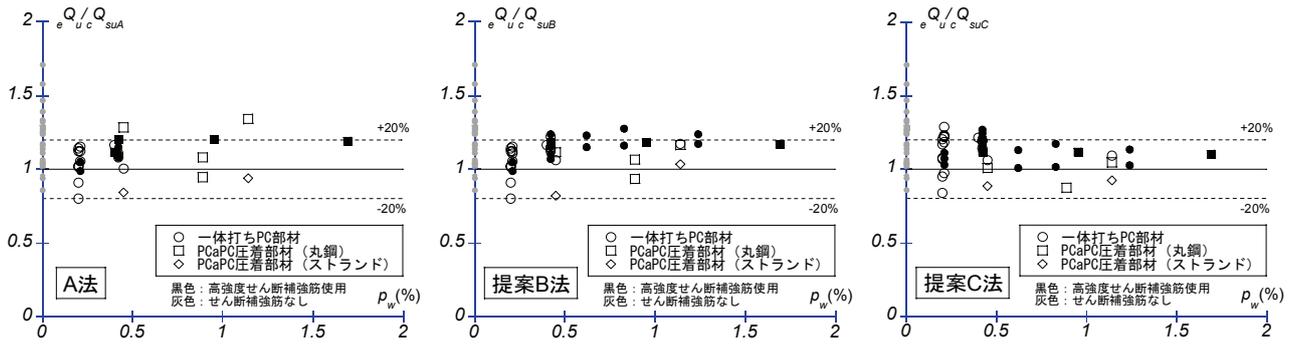
表 5-4 せん断破壊と判定された試験体の破壊形式内訳

破壊形式	A 法	提案 B 法	提案 C 法
せん断圧縮	11	13	13
せん断引張	12	12	12
対角線状せん断引張	17	17	18
付着割裂	2	3	3
曲げ	6	9	8
曲げ先行せん断引張	1	1	1
ウェブ圧縮	1	2	2
圧縮	2	3	2
曲げ先行せん断圧縮	0	3	3
曲げ先行対角線状せん断圧縮	0	1	1
曲げ先行付着割裂	1	1	2
曲げ先行せん断引張	0	0	1
合計	53	65	66

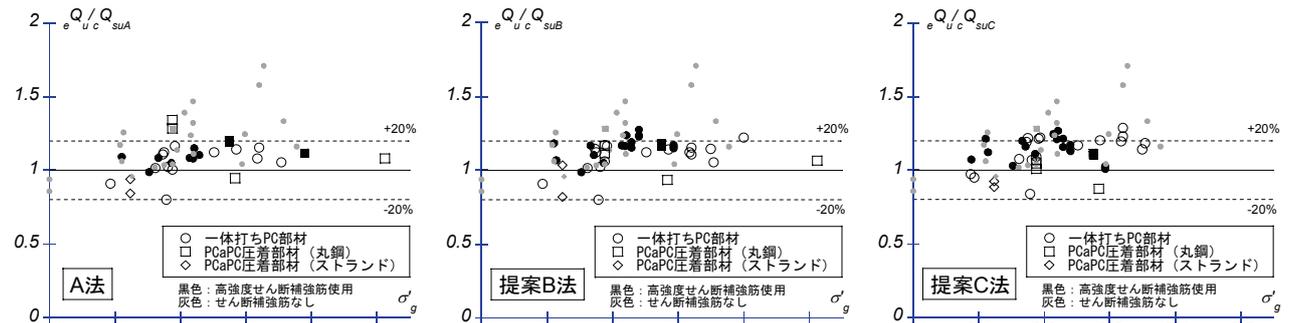
⑤ パラメータが計算精度に及ぼす影響

各提案式でせん断破壊と判定された試験体 (A 法 : 53 体, 提案 B 法 : 65 体, 提案 C 法 : 66 体) の計算結果を用いて, せん断補強筋比, 軸圧縮力比, 材長比, コンクリート圧縮強度が提案式の計算精度に及ぼす影響について検討を行う。

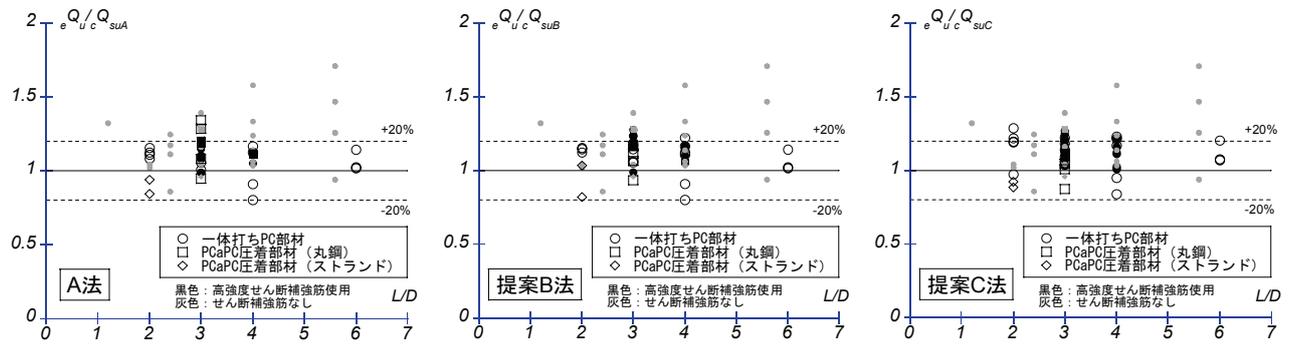
図 5-7は各パラメータと計算値に対する実験値の比の相関を示している。せん断補強筋が入っていない試験体では, アーチ機構のみで評価しているため, いずれの評価法でも同じ結果となる。また, 結果として同じ評価となる試験体もあるため, 各評価法でそれほど大きな差は見られない。いずれのパラメータに対しても, せん断補強筋を有しない試験体では, コンクリートに依存するためにばらつきがかなり大きく, 全体として安全側の評価となる傾向が見られる。ただし, せん断補強筋がない試験体を除けば, ほぼ±20%の範囲内で評価できており, せん断終局強度設計式としては十分な精度を有している。



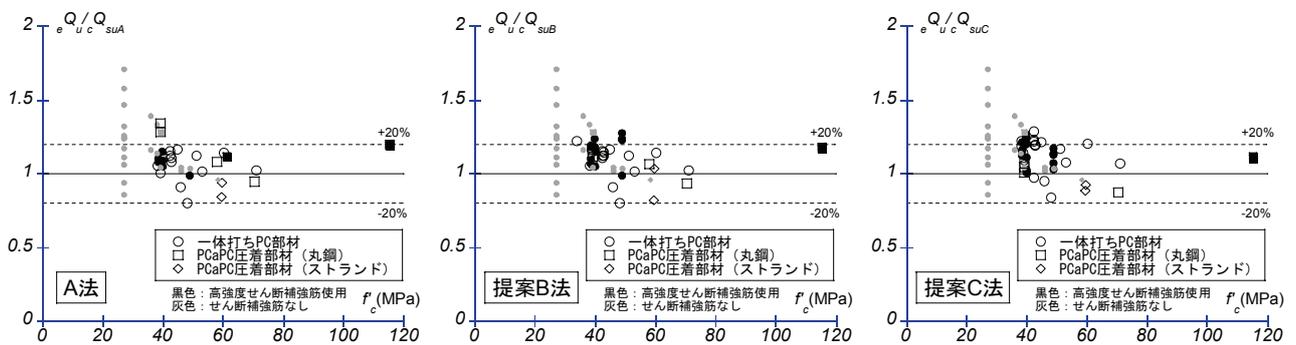
(a) せん断補強筋比



(b) 軸圧縮力比



(c) 材長比



(d) コンクリート圧縮強度

図 5-7 諸要因が提案式の計算精度に及ぼす影響

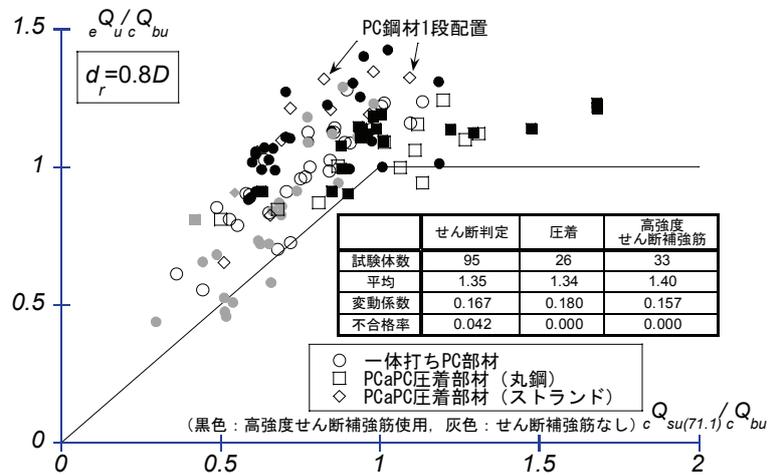
5.2.3 PCaPC 部材への PC 規準(71.1)式の適用

PCaPC 圧着部材に PC 規準(71.1)式を適用する場合の検討を行う。PCaPC 圧着部材は危険断面において引張鉄筋を有しないため、圧縮縁から引張鉄筋までの距離 d_r を定義することができない。そこで、圧縮縁から PC 鋼材までの距離 d_p 又は $0.8D$ (D : 部材せい) として計算を行った。なお、 $p_w < 0.002$ の場合でも、せん断補強筋による負担を 0 とするため $p_w = 0.002$ とおいた。ただし、 p_w 及び σ_{wy} には上限を設定しない。

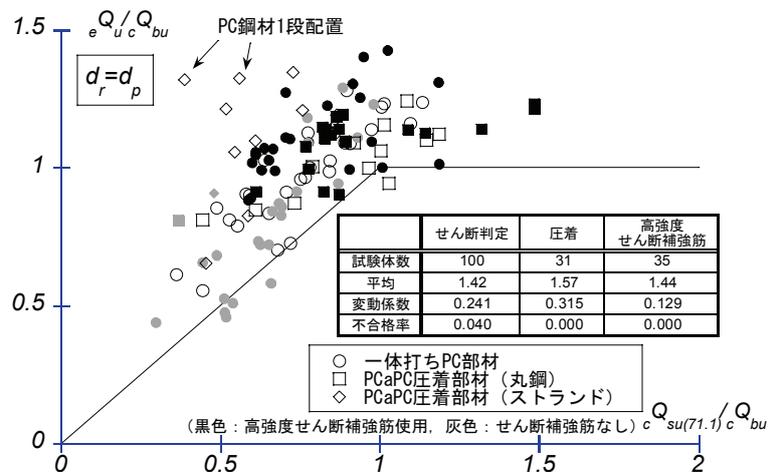
縦軸に最大せん断力実験値の曲げ終局強度計算値に対する比 (cQ_u/cQ_{bu})、横軸に PC 規準(71.1)式によるせん断終局強度計算値の曲げ終局強度計算値に対する比 (cQ_{su}/cQ_{bu}) をとり、先に示した一体打ち PC 部材も含む計 119 体の試験体に対して計算を行った結果を図 5-8 に示す。なお、曲げ終局強度計算値 cQ_{bu} は、危険断面において平面保持を仮定し、ACI 等価応力ブロックを用いて算出し、PCaPC 部材においては圧縮普通強度鉄筋の圧縮力は考慮した。アンボンド PC 部材については、PC 鋼材張力の有効プレストレス力からの変動を 0 として計算を行った。高強度せん断補強筋の分類方法は、先に示した提案法において述べたものと同じである。

$d_r = 0.8D$, $d_r = d_p$ のいずれの場合でも全体的にせん断終局強度をかなり安全側に評価している。ただし、図 5-8 より実験結果に対する適合性は $d_r = 0.8D$ とした方が高いと言える。また、 $cQ_{su}/cQ_{bu} < 1$ 、すなわち、せん断破壊と判定された試験体における実験値と計算値の比の平均値及び変動係数は図 5-8 中に示す通りで、 $d_r = 0.8D$ の場合でそれぞれ 1.35, 16.7% (圧着部材のみではそれぞれ 1.34, 18.0%)、 $d_r = d_p$ の場合でそれぞれ 1.42, 24.1% (圧着部材のみではそれぞれ 1.57, 31.5%) となり、 $d_r = 0.8D$ とした方が精度も高いことが分かる。 $d_r = d_p$ とすると、応力中心間距離を小さく評価するため、全体的にせん断終局強度を低めに評価することになる。特に、PC 鋼材を断面中央に 1 段配置した試験体ではせん断終局強度を過小評価する。

せん断補強筋の降伏強度上限値について検討を行う。せん断補強筋に高強度鋼材を使用した試験体を図 5-8 中に灰色の点で示す。また、各評価法でせん断破壊したと判定された ($cQ_{su}/cQ_{bu} < 1$) 試験体数、せん断破壊したと判定された試験体の最大せん断力実験値と計算値の比の平均値、変動係数、不合格率も併せて示す。 $d_r = 0.8D$ とした場合、高強度せん断補強筋を使用した試験体の平均値及び変動係数は、せん断判定された試験体 95 体のものとほとんど同じであった。これに対し、 $d_r = d_p$ とした場合、両者で平均値はほとんど同じであったが、変動係数は高強度せん断補強筋を使用した試験体の方がかなり小さくなっている。したがって、いずれの評価法においても、高強度せん断補強筋を使用した試験体に対しても、規格強度を用いても問題ないものと考えられる。



(a) $d_r=0.8D$ とした場合



(b) $d_r=d_p$ とした場合

図 5-8 最大せん断力と PC 規準(71.1)式による計算値の比較

5.3. せん断摩擦理論を応用したせん断耐力評価

5.3.1 概要

せん断破壊する RC 柱の軸力支持限界を、せん断摩擦理論を用いて評価する Moehle らの研究^[5.5]と同様に、せん断力と軸力を受ける柱がひび割れ面で発生するすべりによって破壊する条件を導く。なお、ボンド試験体では、PC 鋼材のダウエル作用が大きく寄与し、この破壊形式に対してはかなりの余裕があると考えられ、実験においてもこの破壊形式は確認されなかった。したがって、ここではボンド試験体は検討の対象外とし、アンボンド試験体のみについて検討を行うものとする。

材軸と角度 θ をなすコンクリート断面には、図 5-9のようにせん断力 V_{sf} と圧縮力 C が作用している。U1/2-0.1において、斜めひび割れとせん断補強筋が交差する位置でひずみを計測していなかったため、破壊時のせん断補強筋の状態は不明であるが、ひび割れ面で発生するすべりにより軸力保持能力を喪失して破壊に至る時点で、せん断補強筋は降伏するものと考え、材軸方向と材軸直交方向の力の釣り合いは、それぞれ式 (5-30)、式 (5-31)で与えられる。なお、アンボンド試験体では PC 鋼材とコンクリートの間にクリアランス (10mm 前後) が存在しており、ここでは PC 鋼材のダウエル作用は考慮しない。

$$\text{材軸方向： } N + P_e = C \sin \theta + V_{sf} \cos \theta \quad \text{式 (5-30)}$$

$$\text{直交方向： } A_f \sigma_{wy} \frac{D}{s \tan \theta} + V_{sf} \sin \theta = Q + C \cos \theta \quad \text{式 (5-31)}$$

ここで、 A_f ：せん断補強筋 1 組あたりの断面積、 σ_{wy} ：せん断補強筋降伏強度である。よって、材軸と角度 θ をなす面に作用する力は、

$$C = (N + P_e) \sin \theta - Q \cos \theta + A_f \sigma_{wy} \frac{D}{s \tan \theta} \cos \theta \quad \text{式 (5-32)}$$

$$V_{sf} = (N + P_e) \cos \theta + Q \sin \theta - A_f \sigma_{wy} \frac{D}{s} \cos \theta \quad \text{式 (5-33)}$$

と表される。ここで、せん断力 V_{sf} がせん断面の摩擦耐力 μC 以上となる (式 (5-34)) と、この面においてすべりが発生することになる。したがって、この条件を満たす最小の Q がせん断耐力 cQ_{susf} となる。

$$\mu C - V_{sf} \leq 0 \quad \text{式 (5-34)}$$

5.3.2 実験結果との比較

ACI 規準^[5,16]に一体打ち用として示されているせん断摩擦係数 $\mu=1.4$ を用いてせん断終局耐力を計算した結果を表 5-5に示す。この評価法では、せん断補強筋が少なく、高い軸圧縮力を受ける試験体に対して、小さな耐力評価となり、せん断に対して厳しい条件となる。表 5-5に示す通り、計算結果は実験から得られたせん断耐力をかなり過小評価している。ここで、 $\mu=1.4$ が設計用で安全側の数値であることを考慮するとさらに大きな μ をとることも可能であろう。 μ を 1.4 から 2.0 に変化させた時のせん断終局耐力を図 5-10に示す。図 5-10より、計算値はせん断摩擦係数に対してほぼ線形的に増加する。

図 5-10において U1/2-0.1 と U1/2-0.2 を比較すると、せん断摩擦理論によって得られるせん断終局耐力は U1/2-0.1 の方が若干ではあるが小さい。一方、U1/2-0.1 の負方向載荷時の最大せん断力が正方向載荷時のものと比べて大きな値を示していることから、施工誤差及び載荷状態などによって原点がずれていた可能性がある。また、U1/2-0.1 と U1/2-0.2 の最大せん断力の正負平均値はほとんど変わらないことから、最大せん断力を正負平均値として考えた場合、せん断終局耐力の小さな U1/2-0.1 がせん断破壊したと推察できる。例えば、表 5-5に示すように $\mu=1.85$ とすれば、U1/2-0.1 のみせん断破壊する条件を満たす。また、U1/2-0.1 の斜めひび割れが材軸となす角度は図 5-11に示す通り約 20 度で、表 5-5の計算結果とほぼ一致している。せん断摩擦係数を変化させると、せん断終局耐力は大きく変化するが、せん断面の角度はそれほど変わらない。

しかし、計算されたせん断終局耐力にそれほど大きな差がないこと、せん断摩擦係数の適切な設定については検討が必要であること、施工誤差及び載荷状態などによって原点がずれていた可能性があることから、本評価法だけで破壊性状を検討することの妥当性には疑問が残る。むしろ、最大せん断力付近ではどちらの試験体も曲げ圧壊とせん断破壊のどちらにも近い状態にあり、施工誤差や載荷状態などの影響で、一方がせん断破壊し、一方が曲げ圧壊によって最大耐力を示した可能性が高い。明確に破壊形式が異なるような試験体での実験による検討が必要であり、今後の課題である。

なお、せん断摩擦係数を用いて評価する手法は非常に簡便な方法である。しかし、実際にせん断面における応力伝達のメカニズムは、鋼材類のダウエル作用や骨材のかみ合わせなどの複合的な作用によるものであり、これらをせん断摩擦係数という 1 つのパラメータに集約することは、やや無理があるようにも思われる。また、文献[5.5]において、実験結果から得られた軸力保持能力喪失時の部材角とせん断摩擦係数の関係を示しているが、個々の設計パラメータの影響を考慮してせん断摩擦係数を求める方法は示されていない。また、本検討で破壊形式を予測できた 1.85 というせん断摩擦係数の物理的根拠も乏しい。したがって、せん断摩擦理論を用いた本評価法について改善すべき点は多いであろう。

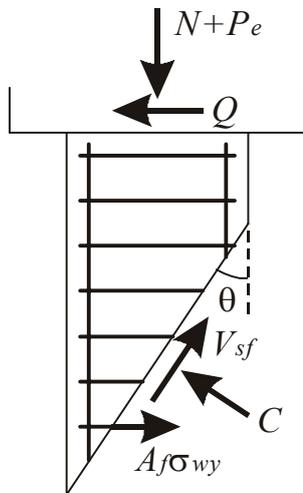


図 5-9 せん断抵抗機構

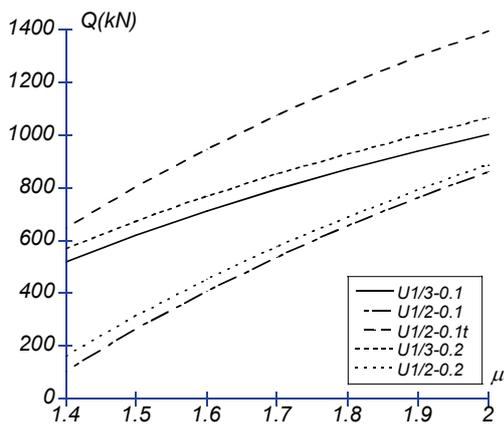


図 5-10 せん断摩擦係数とせん断耐力の関係

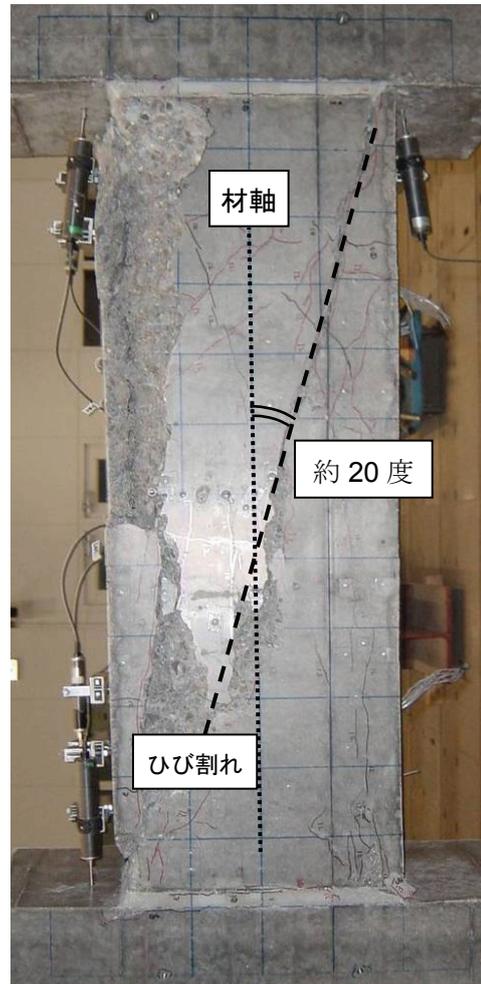


図 5-11 U1/2-0.1 の斜めひび割れ角度

表 5-5 せん断摩擦理論を用いたせん断終局耐力とせん断面の角度

試験体名	$\mu=1.4$		$\mu=1.85$		最大せん断力実験値		
	cQ_{susf} (kN)	θ (度)	cQ_{susf} (kN)	θ (度)	eQ_u^+ (kN)	eQ_u^- (kN)	eQ_u (kN)
U1/3-0.1	519.9	23.6	905.8	24.1	710.0	-715.2	712.6
U1/2-0.1	103.9	18.5	710.4	19.1	657.8	-805.1*	731.5
U1/2-0.1t	694.6	22.5	1245.0	23.0	787.0	-765.6	776.3
U1/3-0.2	571.1	24.1	965.2	24.5	765.9	-769.0	767.5
U1/2-0.2	163.5	19.0	741.8	19.6	732.6	-723.7	728.1

*負荷荷時に部材全長にわたる斜めひび割れ発生

5.4. まとめ

本章では、軸筋降伏耐力及びPC鋼材付着力を考慮したトラス機構を提案し、本研究の試験体10体に既往の研究の試験体109体を加えた合計119体のPC梁及び柱試験体に対してせん断終局耐力算定を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 文献[5.1]の提案法(A法)でせん断終局耐力評価を行った結果、実験結果を比較的精度良く評価できたが、PC規準(71.2)式で用いたトラス機構に軸筋降伏耐力を考慮した提案B法及び、PC鋼材付着力を考慮した提案C法の方が、A法に比べてさらに高い精度でせん断終局耐力を評価することができた。
- (2) せん断補強筋比、軸圧縮力比、材長比及びコンクリート圧縮強度について提案式の計算精度の相関を検証し、せん断補強筋を有しない試験体を除けば、比較的精度良くせん断終局耐力を評価できた。
- (3) PCaPC部材に対するPC規準(71.1)式の適合性の検証として、圧縮縁から引張鉄筋までの距離 d_r を圧縮縁からPC鋼材までの距離 d_p 又は $0.8D$ として計算を行った。その結果、 $d_r=0.8D$ 、 $d_r=d_p$ のいずれの場合でも、全体的にせん断耐力をかなり安全側に評価し、実験結果に対する予測精度は $d_r=0.8D$ とした方が高かった。
- (4) トラス機構を用いた評価法(A法、提案B法、提案C法)及びPC規準(71.1)式のいずれを用いた場合においても、PC規準に示されているせん断補強筋降伏強度上限値($f_{vy}=295\text{MPa}$)を考慮せずに計算しても、せん断補強筋に普通強度鉄筋を用いた試験体に対する計算結果と同じ傾向を示した。このことから、高強度せん断補強筋を使用した試験体に対して、せん断補強筋降伏強度の上限値を無視して評価を行っても問題ないと考えられる。

ただし、本研究で提案したトラス機構には、以下の課題が残されている。

- (1) 上下PC鋼材間のトラス角度を45度と仮定したことにより、その他のパラメータ次第では軸筋の付着力の向きが逆転する。
- (2) PC規準に示されているコンクリート圧縮強度の有効係数 ν を、提案式にそのまま使用したことや、PC鋼材に発生する付着応力が付着強度に達しているという仮定の妥当性が明確ではない。
- (3) 本提案モデルは、終局強度型設計である現行のPC規準のトラス・アーチ式を基礎とするものである。日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」^[5.17]に示され

るトラス機構のように、ヒンジ部の回転角による耐力低下も考慮できるようなモデル化を行い、性能評価型設計にも対応できるよう改善する必要がある。

また、実験において、トラス・アーチモデルでは説明できない破壊性状を示した試験体のせん断耐力に対して、せん断摩擦理論に基づく評価を試みた。得られた知見を以下に示す。

- (1) ACI 規準に記載のせん断摩擦係数 $\mu=1.4$ を用いて計算すると、かなり小さなせん断耐力評価となる。そこで、 μ を変化させてせん断耐力計算値の推移を見ていくと、 $\mu=1.85$ としたときに、実験において確認された U1/2-0.1 のみせん断破壊する条件を満たす。
- (2) U1/2-0.1 の斜めひび割れが材軸となす角度については、実験結果と計算結果がほぼ一致した。

ただし、他の試験体とせん断耐力計算値がそれほど大きく変わらない点、せん断摩擦係数の適切な設定について更なる検討が必要な点、施工誤差及び載荷状態によって原点が幾らかずれていた可能性がある点などから、この理論のみで破壊性状を検討する妥当性については疑問があり、更なる改善が望まれる。

参考文献

- [5.1] 湯浅哲廣, 大多賀健一, 浜原正行: プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), C-2, pp.993-994, 2002.8
- [5.2] 斉藤篤, 小川哲朗, 飯田誠次郎, 福井剛, 末次宏光, 崎山和孝, 浜原正行: プレキャスト・プレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-2, pp.1077-1082, 1999.9
- [5.3] 福井剛, 小川哲朗, 鎌倉正史, 湯浅哲廣, 内田龍一郎, 浜原正行: プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), C-2, pp.965-970, 2000.9
- [5.4] 福井剛, 湯浅哲廣, 大多賀健一, 浜原正行: プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-2, pp.955-960, 2001.9
- [5.5] Moehle, J. P., Elwood, K. J., and Sezen, H.: Shear Failure and Axial Load Collapse of Existing Reinforced Concrete Columns, The 2nd U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Structures, pp.241-255, 2000.3
- [5.6] 亘正剛, 渡邊史夫: せん断補強筋が降伏しない RC 壁柱のせん断強度予測, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.753-758, 1997
- [5.7] プレストレストコンクリート技術協会: 付着が拓く PC 構造の近未来—構造性能評価における鋼材付着の役割—, 3-10, 2005.6
- [5.8] 浜原正行, 永澤敏弥, 福井剛, 末次宏光: プレストレストコンクリート梁のせん断性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), C, pp.1023-1028, 1994.9
- [5.9] 福井剛, 大熊晃, 浜原正行, 末次宏光: プレストレストコンクリート梁のせん断耐力と靱性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), C-2, pp.877-880, 1996.9
- [5.10] 福井剛, 浜原正行, 大熊晃, 末次宏光: プレストレストコンクリート梁のせん断性状に及ぼすプレストレスの影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-2, pp.847-852, 1997.9
- [5.11] 若松慎哉, 滝澤一孝, 高木仁之, 白石一郎: プレストレストコンクリート梁のせん断特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-2, pp.1039-1044, 1998.9
- [5.12] 松崎育弘, 平山明, 小林淳彦, 坂井正美: アンボンド工法を用いたプレストレスト鉄筋コンクリート部材のせん断耐力および変形性状に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C, pp.1683-1684, 1984.10
- [5.13] 尹元奎, 浜原正行, 本岡順二郎: プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 480 号, pp.151-160, 1996.2
- [5.14] 大迫一徳, 浜田公也, 傅金華, 林三雄: 100N/mm² 級の高強度コンクリートを用いた PCaPC 柱の実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), C-2, pp.1025-1028, 2003.9
- [5.15] ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (318M-99) and Commentary (318RM-99),” pp.109, 1999
- [5.16] ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (318M-99) and Commentary

(318RM-99),” pp.161, 1999

- [5.17] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.142-162，1999
- [5.18] 福井剛，大熊晃，浜原正行，末次宏光：プレストレストコンクリート梁のせん断終局強度，日本建築学会構造系論文集，第 505 号，pp.107-114，1998.3

6. PC 圧着柱部材の変形性能評価

6.1. はじめに

一般的に、PC 部材は RC 部材に比べてループ幅の狭い S 字型の履歴復元力特性を示し、その結果、エネルギー吸収も少ないとされている。しかし、これは梁部材や柱梁接合部に対する実験より得られた知見で、柱部材に対する検討はこれまであまり行われていない。特に、本実験のようにコンクリートの破壊で最大耐力が決定されるような場合の履歴復元力特性については、明らかにされていない。

そこで、ここでは、設計実務でも使用可能な簡略なモデルにより、PC 圧着柱部材の履歴復元力特性を評価できる手法を提案する。6.2では、履歴復元力モデルの包絡線となる骨格曲線の算出方法を示す。6.3では、西山モデル^[6.1]を柱部材に適用できるように修正した履歴復元力モデルを提案し、3章で示した実験結果との比較を行う。6.4では、塑性ヒンジ領域における必要横補強筋量を計算する際に用いる限界部材角の評価式に関する検討を行う。

6.2. 骨格曲線

6.2.1 概要

PCaPC 部材の圧着面では、コンクリートが引張力を負担せず、引張普通強度鉄筋が存在しないために曲げひび割れの代わりに離間（目開き）が発生する。したがって、一体打ち部材のひび割れ点に対応する点として離間点（C 点）を定義し、この点までは初期剛性（弾性）で挙動するものとする。

離間点以降の挙動については、2つの方法で評価を行う。一つは、図 6-1(a)に示すように、曲げ降伏点（Y 点）を特性点とする方法である。曲げ降伏点の推定には、文献[6.2]及び文献[6.3]で示されている PC 柱部材を対象とした降伏点剛性低下率を用いる。これは、RC 部材に対して提案された降伏点剛性低下率（菅野式）^[6.4]を PC 部材にも適用できるように修正したもので、降伏時の変形を容易に求めることができることから、設計において一般的に用いられている。ただし、軸圧縮力を受ける柱部材は、軸圧縮ひずみの影響で PC 鋼材が降伏しにくく、柱部材の緊張材として一般的に用いられる丸鋼では付着性が良好でないため、PC 鋼材の降伏以前に圧縮側コンクリートの圧壊によって最大耐力が決定される傾向がある。PC 鋼材をアンボンドとした場合には、PC 鋼材張力の変動がボンド PC 部材に比べてかなり小さくなるため、さらにその傾向が強くなる。

そこで、もう一つの方法として、図 6-1(b)に示すように、曲げ終局点（U 点）を特性点とした評価を行う。曲げ終局点の変形は、曲げ終局耐力時における各変形成分の和を求めることで算出することができる。なお、曲げ終局点以降では、コンクリートの圧壊により、図 6-1(b)の点線のように部材角の増加に伴って耐力が低下する場合もある。3章で示した実験においても、最大耐力後の大きな耐力低下が確認された。これには、柱が受ける軸力が大きな影響を持つものと考えられることから、実験結果をもとにして、軸圧縮力をパラメータとした最大耐力後の剛性評価を行う。

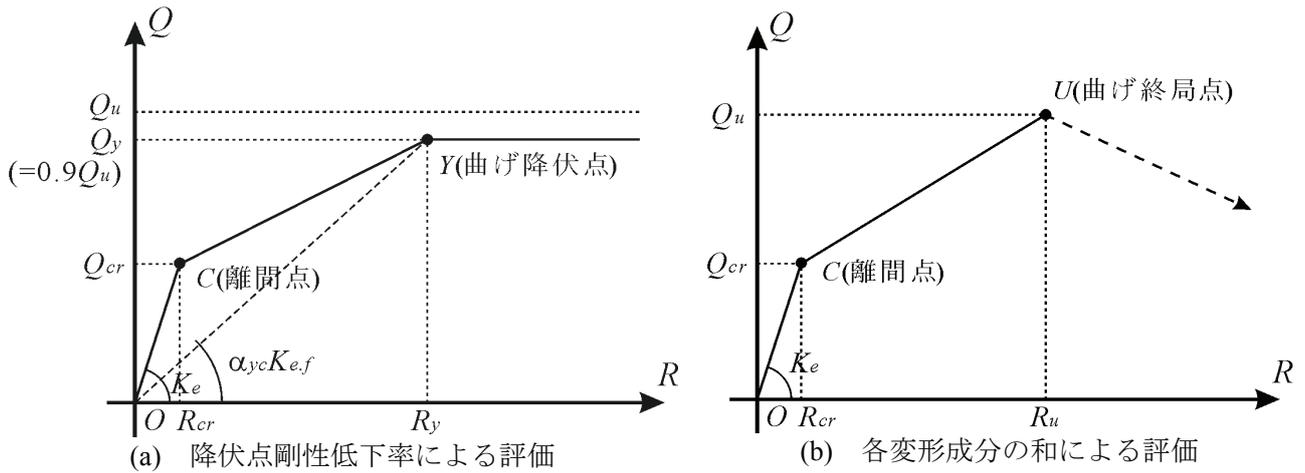


図 6-1 骨格曲線

6.2.2 降伏点剛性低下率を用いた評価

① 概要

ここでは、降伏点剛性低下率を用いて骨格曲線を求める方法について説明する。初期剛性、離間点せん断力及び部材角、曲げ降伏時せん断力及び部材角の算出方法を以下に示す。

○ 初期剛性

ボンド部材では、PC 鋼材とグラウト間に付着が存在するため、コンクリートと普通強度鉄筋に加えて、PC 鋼材についても平面保持を仮定して初期剛性を計算する。一方、アンボンド部材が逆対称曲げを受ける場合には、離間が発生するまでは PC 鋼材にひずみ増分は発生しないので、PC 鋼材の剛性は考慮しない。また、シース内にグラウトが充填されていないため、シースによるコンクリートの断面欠損を考慮する。曲げ弾性剛性 $K_{e,f}$ 及びせん断弾性剛性 $K_{e,s}$ は、それぞれ次式で与えられる。

$$K_{e,f} = \frac{12E_c I_e}{L^2} \left(= \frac{12(E_c I_c + E_p I_p + E_r I_r)}{L^2} \right) \quad \text{式 (6-1)}$$

$$K_{e,s} = GbD \quad \text{式 (6-2)}$$

ここで、 E_c , E_p , E_r : コンクリート, PC 鋼材及び普通強度鉄筋の弾性係数, I_c , I_p , I_r : コンクリート, PC 鋼材及び普通強度鉄筋の断面 2 次モーメント, I_e : 普通強度鉄筋, PC 鋼材及びシース断面欠損を考慮した等価有効断面 2 次モーメント, G : せん断弾性係数 ($= \frac{E_c}{2(1+\nu)}$), ν : ポアソン比 ($=1/6$) である。

したがって、初期剛性 K_e は次式で計算することができる。

$$K_e = \frac{K_{e,f} K_{e,s}}{K_{e,f} + K_{e,s}} = \frac{1}{\frac{L^2}{12E_c I_e} + \frac{1}{GbD}} \quad \text{式 (6-3)}$$

○ 離間点

PCaPC 部材では、コンクリートは接合面において引張力を負担できない。したがって、一体打ち部材の曲げひび割れ点に代わり、引張縁の応力が 0 となる時点を離間点として定義する。PC 鋼材が対称配置されている場合の離間時せん断力 Q_{cr} は次式で与えられる。

$$Q_{cr} = \left(\frac{P_i}{E_c A_c + E_r A_r} + \frac{N}{E_c A_c + E_p A_p + E_r A_r} \right) \frac{E_c Z}{L/2} \quad \text{式 (6-4)}$$

$$Z = \frac{I_e}{D/2} \quad \text{式 (6-5)}$$

ここで、 P_i ：軸力載荷前の有効プレストレス力（計測値）、 N ：軸力、 Z ：断面係数である。

また、離間時部材角 R_{cr} は次式となる。

$$R_{cr} = \frac{Q_{cr}}{K_e} \quad \text{式 (6-6)}$$

○ 曲げ降伏点

曲げ降伏時せん断力 Q_y は、文献[6.2]及び文献[6.3]に基づき次式とする。

$$Q_y = 0.9Q_u \quad \text{式 (6-7)}$$

ここで、 Q_u ：曲げ終局耐力計算値（ここでは、前章で示した ACI 法を使用して求めた値とする）である。

曲げ降伏時部材角 R_y は、文献[6.3]に記載の降伏点剛性低下率 α_y を用いて計算することができる。ただし、文献[6.3]には降伏点剛性低下率を乗じる剛性は「初期剛性」としか書かれていない。菅野式自体はコンクリート断面に対する曲げ弾性剛性 ${}_c K_{e,f}$ を用いて導出されたものであるため、本論文でもこれに倣い、曲げ降伏時部材角を式 (6-8) で計算するものとする。

$$R_y = \frac{Q_y}{\alpha_y \cdot {}_c K_{e,f}} \quad \text{式 (6-8)}$$

$${}_c K_{e,f} = \frac{12E_c I_c}{L^2} \quad \text{式 (6-9)}$$

$$\alpha_y = \left\{ 0.043 \left(1 + \frac{a}{D} \right) + 0.33 {}_r \sigma_o + 1.64 (n_r P_{rt} + 3.5 n_s P_{sg} d_{g1}) \right\} d_{r1}^2 \quad \text{式 (6-10)}$$

ここで、 ${}_r \sigma_o$ ：軸力比（ $= N / (bDf'_c)$ ）、 a ：せん断スパン、 n_r 、 n_s ：普通強度鉄筋及び PC 鋼材のヤング係数比、 P_{rt} ：普通強度鉄筋の引張鉄筋比（ $= A_{rt} / (bD)$ ）、 A_{rt} ：引張側普通強度鉄筋の断面積、 P_{sg} ：PC 鋼材の鉄筋比（ $= A_{sg} / (bD)$ ）、 A_{sg} ：PC 鋼材の全断面積、 d_{g1} ：断面せいに対する圧縮縁から全 PC 鋼材の重心までの距離の比、 d_{r1} ：断面せいに対する普通強度鉄筋有効せいの比である。

なお、PCaPC 部材では普通強度鉄筋が引張に対して有効でないため、本来は $d_{r1}=0$ と考えるのが妥当であるが、 $\alpha_y=0$ となり、曲げ降伏点を求めることができない。そこで、 d_{r1} を次の 2 通りにとって計算を行う。

- (1) 断面せいに対する引張側 PC 鋼材深さの比
- (2) 断面せいに対する引張側組立筋深さの比

また、菅野式^{[6.4], [6.5]}の普通強度鉄筋項に PC 鋼材項を追加した次式を用いた検討も併せて行う。なお、このとき用いる d_1 は、式 (6-13) で与えられるものとする。

$$\alpha_y = \left\{ 0.043 \left(1 + \frac{a}{D} \right) + 0.33_r \sigma_o + 1.64 (n_r P_{rt} + n_s P_{st}) \right\} d_1^2 \quad \left(\frac{a}{D} \geq 2.0 \text{ のとき} \right) \quad \text{式 (6-11)}$$

$$\alpha_y = \left(-0.0836 + 0.159 \frac{a}{D} + 0.169_r \sigma_o \right) d_1^2 \quad \left(\frac{a}{D} < 2.0 \text{ のとき} \right) \quad \text{式 (6-12)}$$

$$d_1 = \frac{q_s d_{s1} + q_r d_{r1}}{q_s + q_r} \quad (\text{PCaPC 部材なら } d_1 = d_{s1}) \quad \text{式 (6-13)}$$

ここで、 P_{st} : PC 鋼材の引張鉄筋比 ($= A_{st} / (bD)$)、 A_{st} : 引張側 PC 鋼材の断面積、 q_r 、 q_s : 普通強度鉄筋及び PC 鋼材の鋼材係数 ($= A_{rt} \sigma_{ry} / (bDf'_c)$ 、 $= A_{st} \sigma_{sy} / (bDf'_c)$)、 σ_{ry} 、 σ_{sy} : 普通強度鉄筋及び PC 鋼材の降伏応力、 d_{s1} : 断面せいに対する PC 鋼材有効せいの比である。

② 計算結果

実験における $0.9Q_{u,exp}$ 時の部材角と、計算された降伏時部材角を表 6-1 に示す。また、実験で得られた $R=1\%$ サイクルまでのせん断力-部材角関係と、前述の計算方法で得られた骨格曲線を比較したものを図 6-2 及び図 6-3 に示す。 d_{r1} に関して(1)及び(2)の仮定を用いた計算結果を「計算値①」及び「計算値②」、式 (6-11) 及び式 (6-12) で得られる α_y を用いた計算結果を「計算値③」としてそれぞれ表している。なお、図中、□点及び■点で、実験における最大せん断力点及び最大せん断力の 90% に到達した点をそれぞれ示している。

本検討においては、「計算値①」及び「計算値③」は、一部の試験体を除いて実験値をかなり過大評価した。一方、「計算値②」は 3 つの方法の中では実験結果との適合性が最も高いが、引張鉄筋として有効でない組立筋深さを用いた評価であることから、その妥当性については物理的な根拠に乏しい。

本実験のように、軸力や PC 鋼材係数が比較的大きい場合には、PC 鋼材が降伏しにくくなる。また、柱部材で一般的に用いられている PC 丸鋼は、付着性状があまり良好でなく、また、柱部材は梁部材と比べて部材長さも短いことから、PC 鋼材の降伏がさらに発生しにくい状況となる。最大耐力時に PC 鋼材が降伏しないでコンクリートが圧壊するような場合には、最大耐力後に激しい耐力低下が発生することを考慮すると、履歴復元力特性を把握する上では、曲げ降伏点よりも最大耐力点を評価の方が重要である。したがって、軸力や PC 鋼材係数が比較的高い部材に対しては、降伏点剛性低下率を用いた評

価は適切ではなく、次項で示すように、各変形成分の和として評価を行うのが望ましい。

表 6-1 降伏時部材角

試験体名	実験値(%)			計算値 ① (%)	実験値 /計①	計算値 ② (%)	実験値 /計②	計算値 ③ (%)	実験値 /計③
	正側	負側	正負 平均						
B1/3-0.1	0.563	-0.393	0.478	0.614	0.78	0.438	1.09	1.124	0.43
B1/2-0.1	0.392	-0.343	0.367	0.468	0.78	0.334	1.10	0.898	0.41
B1/2-0.1t	0.464	-0.367	0.415	0.584	0.71	0.417	1.00	1.070	0.39
B1/3-0.2	0.425	-0.397	0.411	0.486	0.85	0.347	1.18	1.317	0.31
B1/2-0.2	0.364	-0.290	0.327	0.383	0.85	0.274	1.20	1.058	0.31
U1/3-0.1	0.458	-0.465	0.461	0.493	0.94	0.352	1.31	0.968	0.48
U1/2-0.1	0.343	-0.334	0.338	0.442	0.76	0.316	1.07	0.849	0.40
U1/2-0.1t	0.367	-0.322	0.344	0.563	0.61	0.402	0.86	1.032	0.33
U1/3-0.2	0.482	-0.456	0.469	0.398	1.18	0.284	1.65	1.077	0.44
U1/2-0.2	0.312	-0.218	0.265	0.338	0.78	0.241	1.10	0.933	0.28

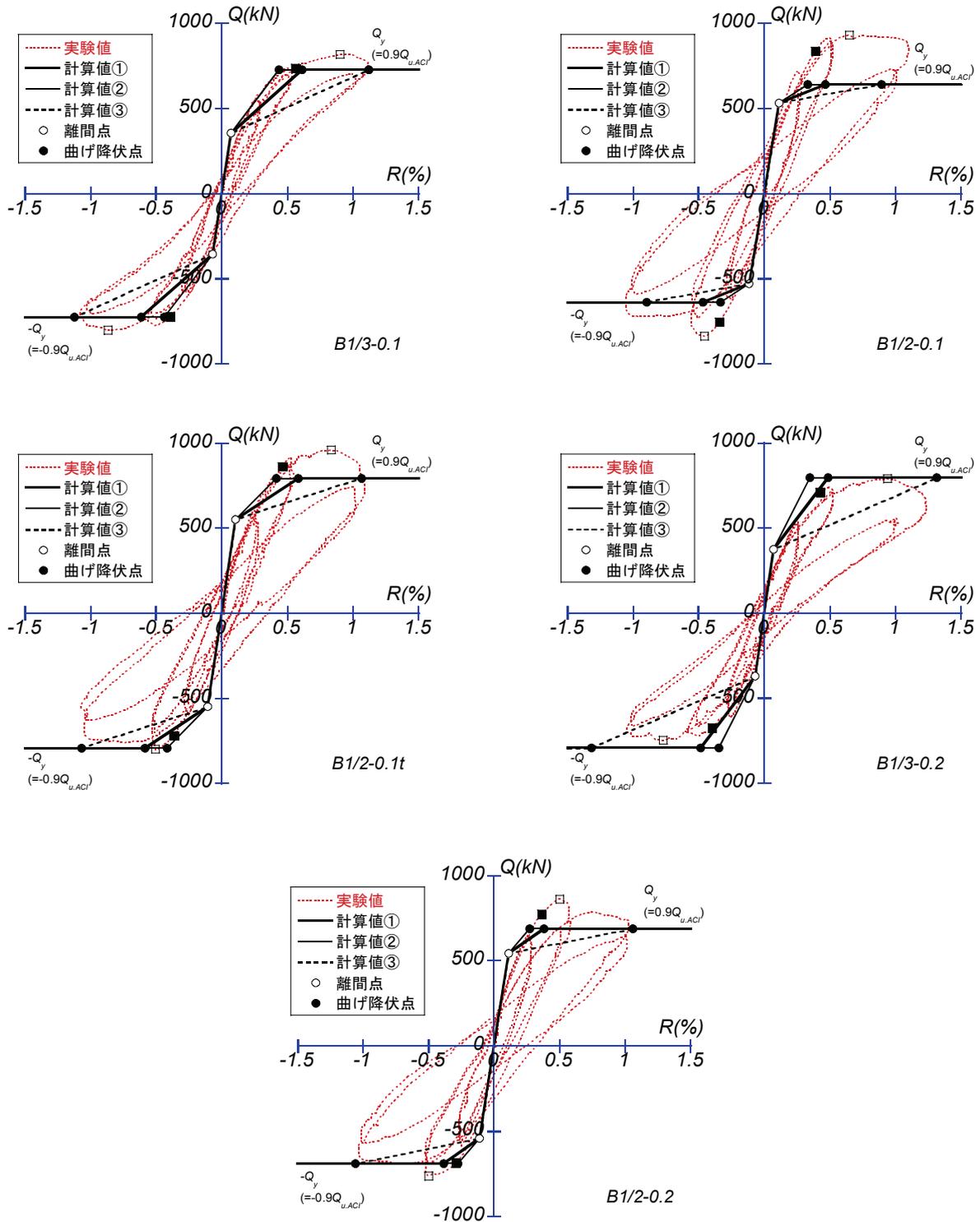


図 6-2 実験結果と骨格曲線の重ね合わせ (ボンド試験体)

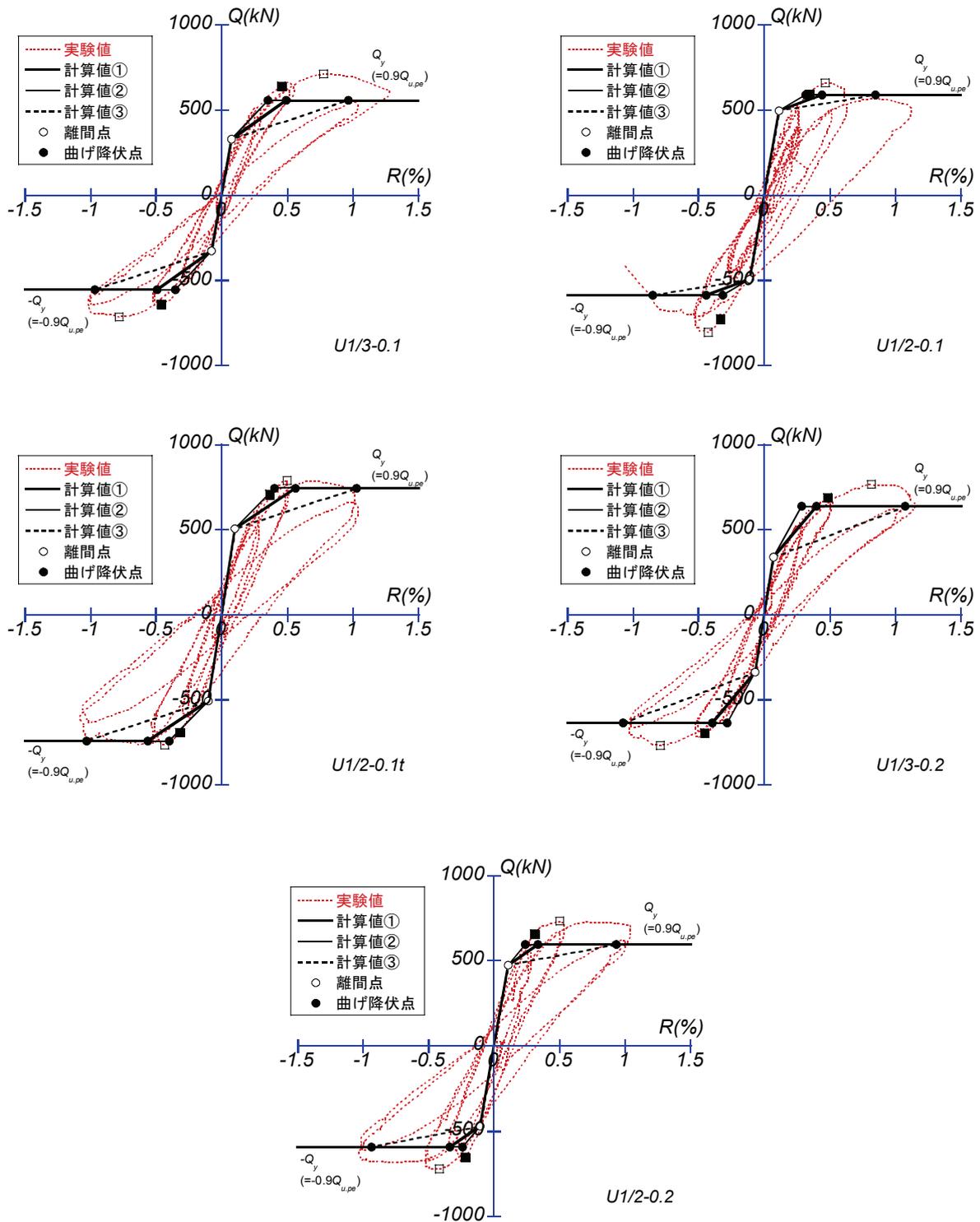


図 6-3 実験結果と骨格曲線の重ね合わせ (アンボンド試験体)

6.2.3 各変形成分の和による評価

① 概要

初期剛性と離間点せん断力及び部材角は、前項と同一とし、ここでは、曲げ終局点におけるせん断力と部材角及び曲げ終局点以降の下り勾配の算出方法について説明する。

○ 曲げ終局点

曲げ終局時のせん断耐力 Q_u は、前章で示した、平面保持仮定のもとで ACI 等価応力ブロックを使用して求めた計算値を用いる。ボンド部材に対しては、PC 鋼材にも平面保持を仮定した ACI 法と、F 値を用いて PC 鋼材の付着耐力を考慮した方法の、両方の計算結果について検討を行う。

曲げ終局時の部材角 R_u は、図 6-4 に示す曲げ、せん断、抜け出しの 3 つの変形成分の和として、式 (6-14) で求める。

$$R_u = R_{u.f} + R_{u.s} + R_{u.p} \quad \text{式 (6-14)}$$

ここで、 $R_{u.f}$ ：曲げ変形による部材角、 $R_{u.s}$ ：せん断変形による部材角、 $R_{u.p}$ ：PC 鋼材のスタブからの抜け出しによる部材角である。

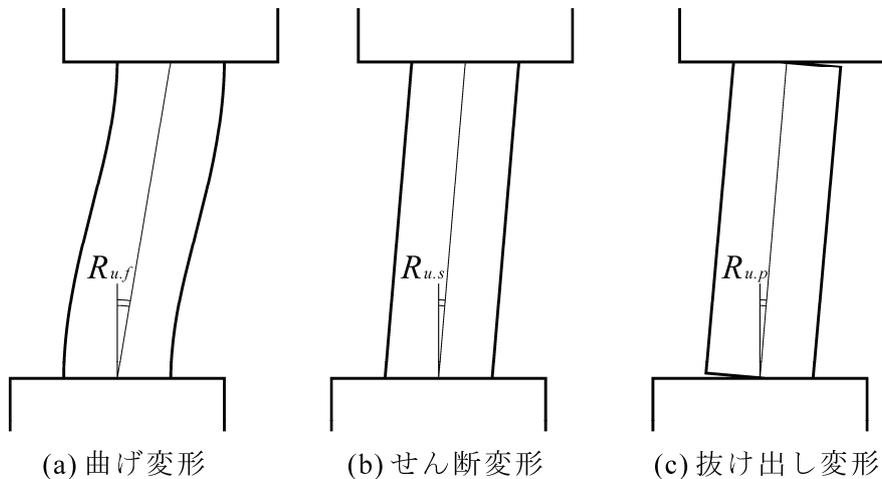


図 6-4 変形成分

それぞれの変形成分の計算方法について以下に示す。

曲げ変形による部材角

ACI 法を用いて得られた曲げ終局耐力時の中立軸位置 x_n から、式 (6-15) によって曲げ終局時の危険断面位置における曲率 ϕ_u が計算できる。ここで、文献[6.6]と同様、図 6-5(b) に示すように、部材の両端に塑性ヒンジ領域を設定し、(1) 塑性ヒンジ領域内では曲げ終局時曲率 ϕ_u で一定である、(2) それ以外の領域は弾性範囲内にある、と仮定すると、曲げ変形による部材角 $R_{b,u}$ は式 (6-16) により算出できる。塑性ヒンジ領域長さ L_p は、作用する軸圧縮力等の諸条件によって異なると考えられるが、本論文では暫定的に

全て部材せい D に等しいものとした。

$$\phi_u = \varepsilon_{cu} / x_n \quad \text{式 (6-15)}$$

$$R_{u.f} = \frac{1}{L} \left[\phi_u \left\{ L_p^2 + L_p(L - 2L_p) \right\} + \frac{2Q_u(L/2 - L_p)^3}{3E_c I_e} \right] \quad \text{式 (6-16)}$$

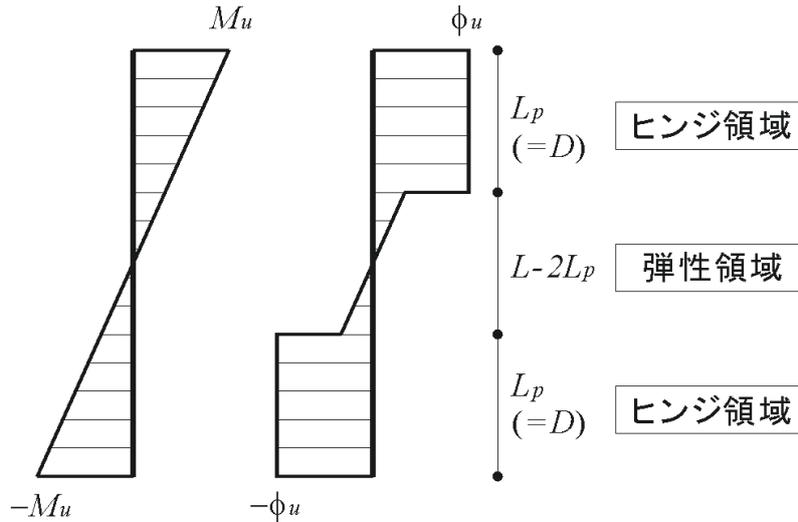


図 6-5 曲げ終局時におけるモーメント分布及び曲率分布仮定

せん断変形による部材角

せん断変形に関しては、鉄筋類の存在は無視し、均一なコンクリートであると仮定する。また、せん断に対しては弾性であると仮定すると、曲げ終局時のせん断変形による部材角 $R_{u.s}$ は次式で与えられる。

$$R_{u.s} = \gamma_u = \frac{Q_u}{bDG} \quad \text{式 (6-17)}$$

ここで、 G : せん断弾性係数 ($= \frac{E_c}{2(1+\nu)}$)、 ν : ポアソン比 ($=1/6$) である。

抜け出しによる部材角

曲げ終局時におけるスタブ内での PC 鋼材の付着応力は一定であると仮定する。そして、軸力載荷前を基準とした PC 鋼材のひずみ増分をスタブ内で材軸方向に積分することにより、PC 鋼材のスタブからの抜け出し量を計算する。危険断面位置における PC 鋼材張力変動が小さい場合、スタブ内で発生する付着力によって、鋼材の張力変動が定着端に伝達されない (図 6-6 (a))。このような場合、PC 鋼材のスタブ内における付着長さ l_s は次式で計算できる。

$$l_s = \frac{\Delta\varepsilon_p E_{pt} A_{pt}}{\tau_s \sum \psi} \quad \text{式 (6-18)}$$

ここで、 $\Delta\varepsilon_p$ ：危険断面位置における引張側 PC 鋼材ひずみ増分、 E_{pt} ：引張側 PC 鋼材弾性係数、 A_{pt} ：引張側 PC 鋼材断面積、 τ_s ：PC 鋼材の付着応力度（PC 鋼棒：2MPa）、 $\sum \psi$ ：引張側 PC 鋼材の周長である。よって、PC 鋼材のスタブからの抜け出し量は次式で計算できる。

$$\delta_p = \frac{1}{2} \Delta\varepsilon_p l_s = \frac{\Delta\varepsilon_p^2 E_{pt} A_{pt}}{2\tau_s \sum \psi} \quad \text{式 (6-19)}$$

一方、危険断面位置における PC 鋼材張力変動が大きく、式 (6-18)で求めた付着長さ l_s がスタブ長さ L_s より大きくなる場合、すなわち、

$$\Delta\varepsilon_p \geq \frac{\tau_s \sum \psi L_s}{E_{pt} A_{pt}} \quad \text{式 (6-20)}$$

である場合、定着端での鋼材張力変動が発生することを意味する（図 6-6 (b)）。このような場合は、スタブ内の全区間における PC 鋼材の付着応力が付着強度に達したものとして、PC 鋼材のひずみ分布を決定する。よって、定着端での PC 鋼材ひずみ増分 $\Delta\varepsilon_{pa}$ は次式となる。

$$\Delta\varepsilon_{pa} = \Delta\varepsilon_p - \frac{\sum \psi L_s \tau_s}{E_{pt} A_{pt}} \quad \text{式 (6-21)}$$

PC 鋼材のスタブからの抜け出し量は、図 6-6 (b)の灰色部分の面積なので、次式で計算できる。

$$\delta_p = \frac{1}{2} (\Delta\varepsilon_p + \Delta\varepsilon_{pa}) L_s = \left(\Delta\varepsilon_p - \frac{\sum \psi L_s \tau_s}{2E_{pt} A_{pt}} \right) L_s \quad \text{式 (6-22)}$$

式 (6-19)及び式 (6-22)で求められた PC 鋼材の抜け出し量を用いて、曲げ終局時の抜け出しによる部材角 $R_{u,p}$ は式 (6-23)で計算できる。ここで、中立軸位置 x_n は ACI 法によって求められた値を用いる。ただし、中立軸が引張側 PC 鋼材よりも深い場合、及び曲げ終局せん断力を算出する際に鋼材張力変動を 0 としたアンボンド部材に対しては、抜け出しによる付加変形は計算できないので $R_{u,p}$ は 0 とする。

$$R_{u,p} = \frac{\delta_p}{d_p - x_n} \quad (x_n < d_{pt}) \quad \text{式 (6-23)}$$

$$R_{u,p} = 0 \quad (x_n \geq d_{pt}) \quad \text{式 (6-24)}$$

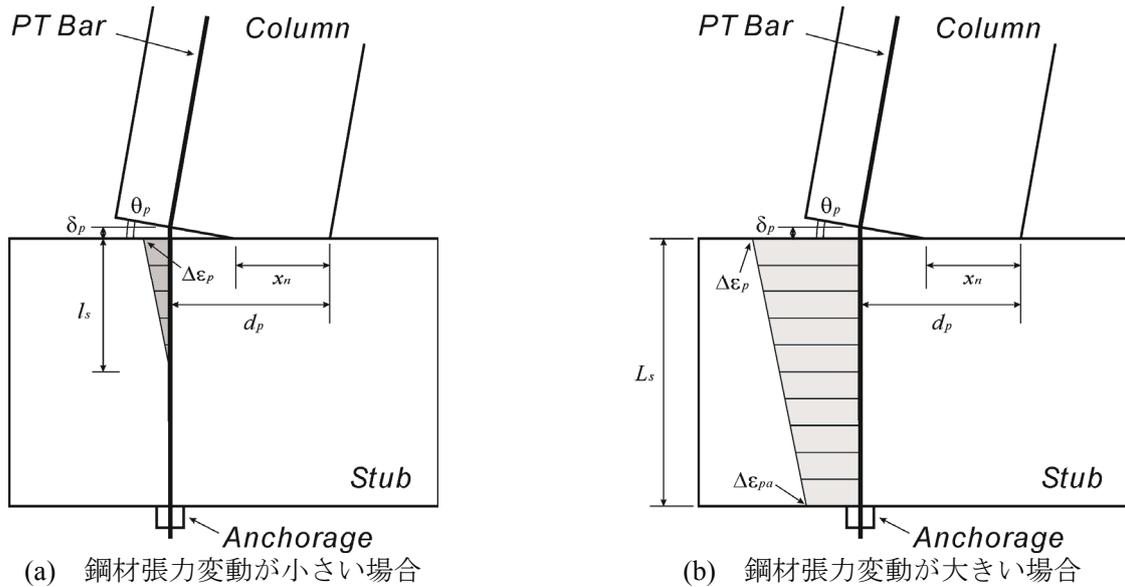


図 6-6 ボンド部材のスタブからの PC 鋼材の抜け出し
(圧縮側 PC 鋼材は省略，プレストレス導入時基準)

○最大耐力後の下り勾配

3章で示した実験においては，PC 鋼材の降伏は発生せず，曲げ終局後の挙動はコンクリートの力学的性状に依存していたと考えられる。このような場合，曲げ終局後の挙動に軸圧縮力が大きな影響を与える。そこで，軸圧縮力と曲げ終局後剛性の関係を実験結果より導出する。西山モデル^[6.1]では，最大耐力後の下り勾配は下式で与えられるとしていた。

$$\frac{k'}{k_e} = -0.04\eta_p + 0.004 \quad \text{式 (6-25)}$$

ここで， k' ：最大耐力後の下り勾配， k_e ：初期剛性， η_p ：プレストレスレベルである。

ただし，この式は PC 柱梁接合部に対する実験結果^{[6.7], [6.8]}に基づいて導出されたもので，軸力の効果は考慮されていない。文献[6.7]及び文献[6.8]において，梁断面に導入したプレストレスレベルは 0.06～0.18 と，本実験試験体の軸力比ほど大きくはないため，式 (6-25)のプレストレスレベルに軸力比をそのまま含めることの妥当性は不明である。本論文では，西山モデルで示された下り勾配算定式との連続性を考慮し，実験結果を参考にして軸力比の項を次式のように追加する。

$$\frac{k'}{k_e} = -0.04\eta_p - 0.11\eta_N + 0.004 \quad \text{式 (6-26)}$$

ここで， η_N ：軸力比である。

なお，最大耐力後の下り勾配の検討には，最大耐力点から各サイクル 1 回目において $R=2\%$, 3% , 4% , 5% となった点までの傾きを，正載荷時及び負載荷時のそれぞれについて求め，それら全てを平均化した平均下り勾配 k_{exp}' を用いた。U1/2-0.1 については， $R=1\%$ サイクルの負載荷 1 回目途中で破壊に至ったため，検討から除外した。平均下り勾配と初期剛性（計算値） k_e の比 k_{exp}'/k_e を縦軸に，式 (6-26) で計算

された k'/k_e を横軸に取ったものを図 6-7 に示す。実験値より得られた下り勾配と式 (6-26) より得られた下り勾配を比較すると、多少のばらつきはあるものの十分な相関性が見られる。

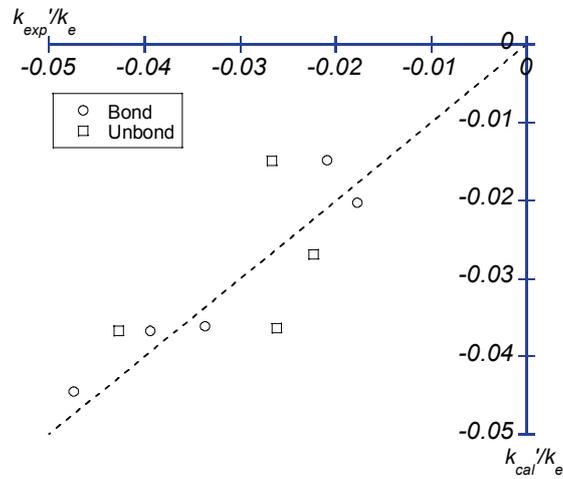


図 6-7 (最大耐力後剛性) / (初期剛性) の実験値と計算値の関係

② 実験結果との比較

○ボンド試験体

3章で示した実験より得られたボンド試験体5体のせん断力一部材角関係と、前述の手法で計算された骨格曲線を重ね合わせたものを図6-8(左側:R=1%サイクルまで,右側:最終サイクルまで)に示す。ACI法で曲げ終局点を定義した骨格曲線を点線で、PC鋼材の付着耐力を考慮して曲げ終局点を定義した骨格曲線を実線でそれぞれ示している。また、骨格曲線の特値(初期剛性、離間時せん断力及び部材角、曲げ終局時せん断力及び部材角、最大耐力後剛性)を表6-2にまとめて示す。曲げ終局点における曲げ変形、せん断変形及びPC鋼材の抜け出しによる変形の各成分の内訳を図6-9(a)に、各成分の全変形に占める割合を図6-9(b)にそれぞれ示す。図中、ACI法による計算結果を①、PC鋼材の付着耐力を考慮して得られた計算結果を②としてそれぞれ示す。

付着耐力を考慮したF値が1よりもかなり小さな値となったB1/3-0.1及びB1/3-0.2では、ACI法による骨格曲線と付着耐力を考慮して得られた骨格曲線とを比較すると、曲げ終局点における部材角において特に大きな違いが見られる。具体的には、ACI法による骨格曲線では、曲げ終局点の部材角が実験値より大きく評価されたが、付着耐力を考慮して得られた骨格曲線では曲げ終局点の部材角がACI法よりも小さく評価され、離間後剛性がより実験値に近い値となった。3章で示した通り、PC鋼材を完全付着と仮定するACI法では、鋼材張力変動を実験結果よりも大きく評価したが、付着耐力を考慮することにより、実験結果と近い鋼材張力変動の評価をすることができた。その結果として、スタブからの抜け出しによる変形が大幅に低減されたことが、図6-9(a)からも見て取れる。

一方、B1/2-0.1、B1/2-0.1t及びB1/2-0.2の3体は、付着耐力を考慮したF値が1に近い値もしくは1であったため、ACI法による骨格曲線と付着耐力を考慮して得られた骨格曲線との間にほとんど差はない。B1/2-0.1では曲げ終局時せん断力の計算値が実験値と比べてかなり小さく、その結果として骨格曲線が実験値より全体的に低い値を示した。また、これら3体は高軸圧縮力を受ける試験体で、そのうちB1/2-0.1及びB1/2-0.2では、ACI法及び付着耐力を考慮した方法のいずれにおいても、引張側PC鋼材よりも中立軸が深い位置にあると計算された。その結果、鋼材の抜け出しによる付加変形を計算できず、曲げ終局点の部材角が実験結果と比べてかなり小さな評価となった。本実験のように高軸力を受ける部材では、鋼材の抜け出しによる付加変形を計算できない場合があり、曲げ変形とせん断変形だけでは実験結果を過小評価する恐れがある。このような場合に対しても、適切に変形を評価できる方法を確立することが今後の課題である。

なお、抜け出しによる付加変形を計算できたB1/3-0.1、B1/2-0.1t及びB1/3-0.2における、付着耐力を考慮して得られた曲げ終局時の各変形成分の割合は、曲げ:約55%、せん断:約5%、抜け出し:約40%となり、いずれの試験体でもほぼ同じ比率となった。一方、抜け出しによる付加変形を計算できなかったB1/2-0.1及びB1.2-0.2では、曲げ:約90%、せん断:約10%となり、これらもほぼ同じ比率であった。

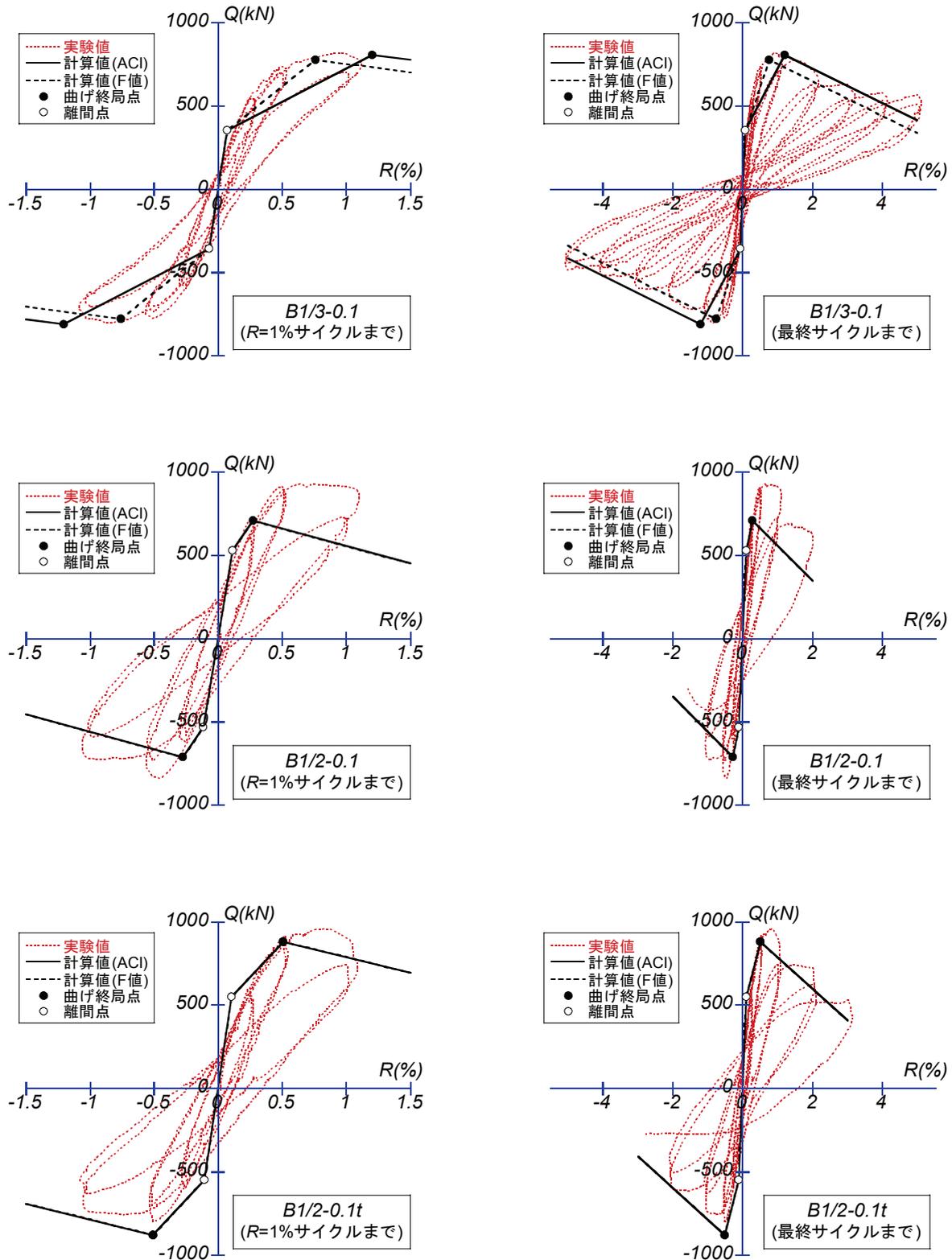


図 6-8 実験結果と骨格曲線の重ね合わせ (ボンド試験体)

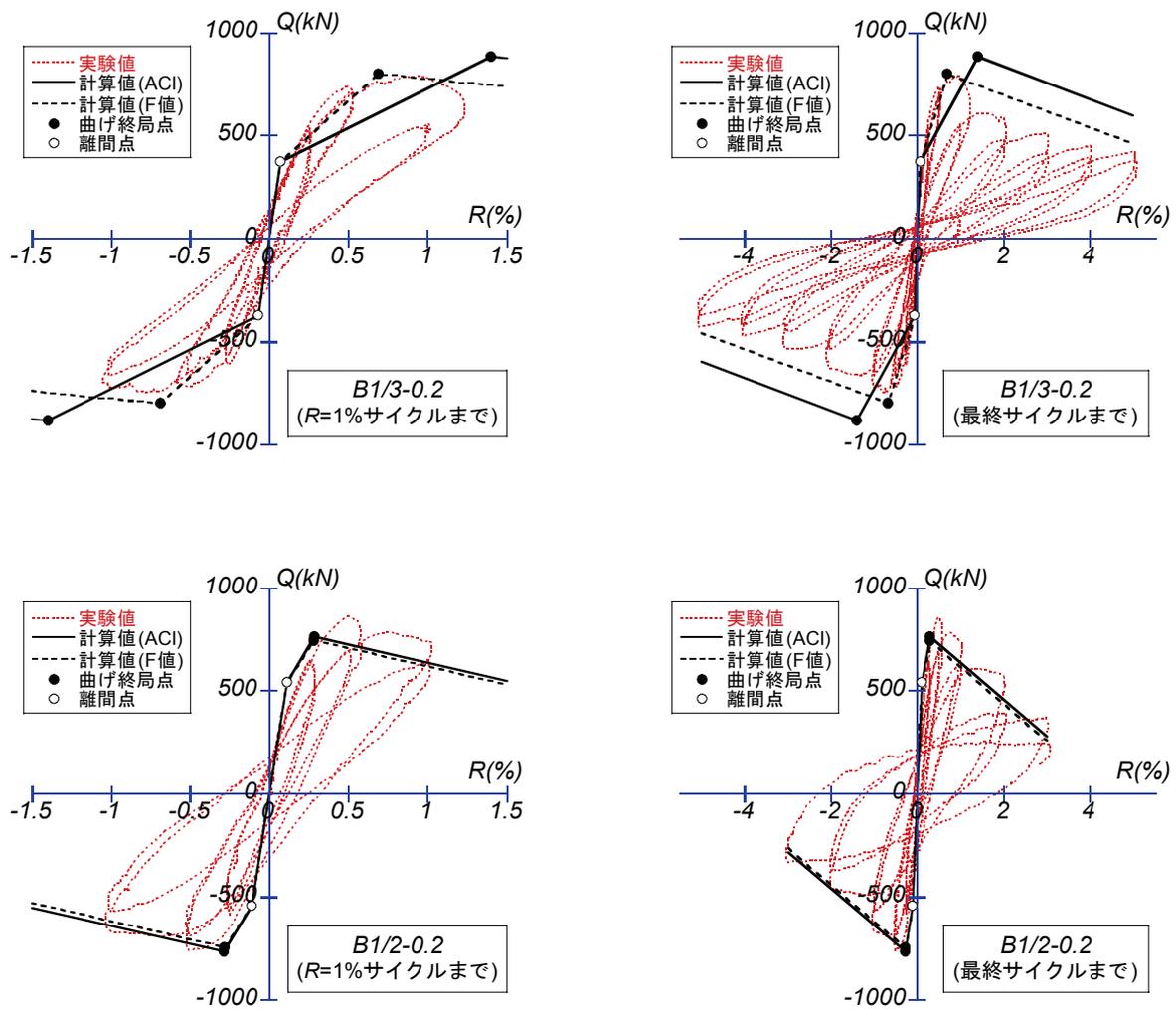


図 6-8 実験結果と骨格曲線の重ね合わせ (ボンド試験体)

表 6-2 骨格曲線の特徴値 (ボンド試験体)

試験体	初期剛性 K_e (kN/rad)	離間時		曲げ終局時		最大耐力後 剛性 k' (kN/rad)
		せん断力 Q_{cr} (kN)	部材角 R_{cr} (%)	せん断力* Q_y (kN)	部材角* R_y (%)	
B1/3-0.1	5.11×10^5	355.0	0.069	807.8	1.204	-1.03×10^4
				777.0	0.759	
B1/2-0.1	4.72×10^5	531.0	0.113	710.4	0.273	-2.10×10^4
				710.4	0.273	
B1/2-0.1t	5.24×10^5	549.0	0.105	880.3	0.510	-1.89×10^4
				880.2	0.507	
B1/3-0.2	5.32×10^5	373.0	0.070	883.3	1.399	-0.79×10^4
				800.0	0.688	
B1/2-0.2	4.85×10^5	542.4	0.112	766.0	0.286	-1.79×10^4
				746.7	0.283	

*上段：ACI 法に基づく計算値，下段：F 値で付着考慮した計算値

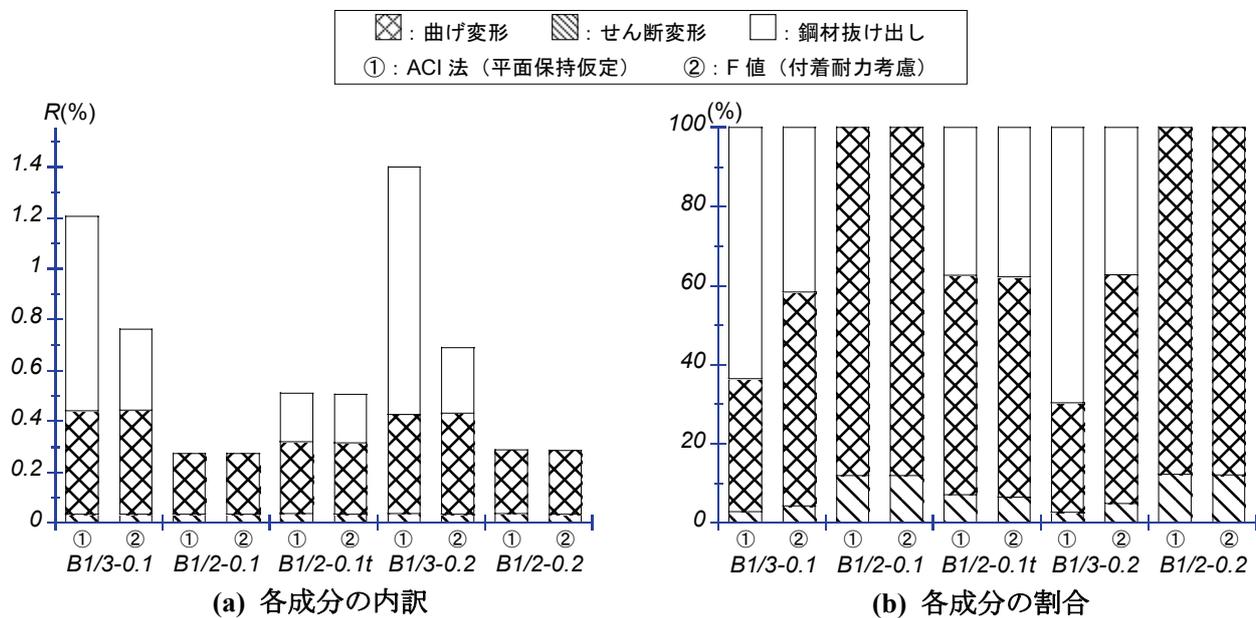


図 6-9 曲げ終局点における各変形成分

○アンボンド試験体

3章で示した実験より得られたアンボンド試験体5体のせん断力-部材角関係と、前述の手法を用いて得られた骨格曲線を重ね合わせたものを図6-10（左側： $R=1\%$ サイクルまで、右側：最終サイクルまで）に示す。また、骨格曲線の特徴値（初期剛性、離間時せん断力及び部材角、曲げ終局時せん断力及び部材角、最大耐力後剛性）を表6-3にまとめて示す。アンボンド試験体では、曲げ終局せん断力計算時にPC鋼材張力変動を0としたことから、スタブからのPC鋼材の抜け出しも0となるため、曲げ終局点の部材角が実験結果に比べてかなり小さく評価された。この方法は、曲げ終局時せん断耐力を評価する上では、簡易的で、かつ十分な精度を有していたが、変形を評価する上では何らかの改善をする必要があり、今後の課題である。

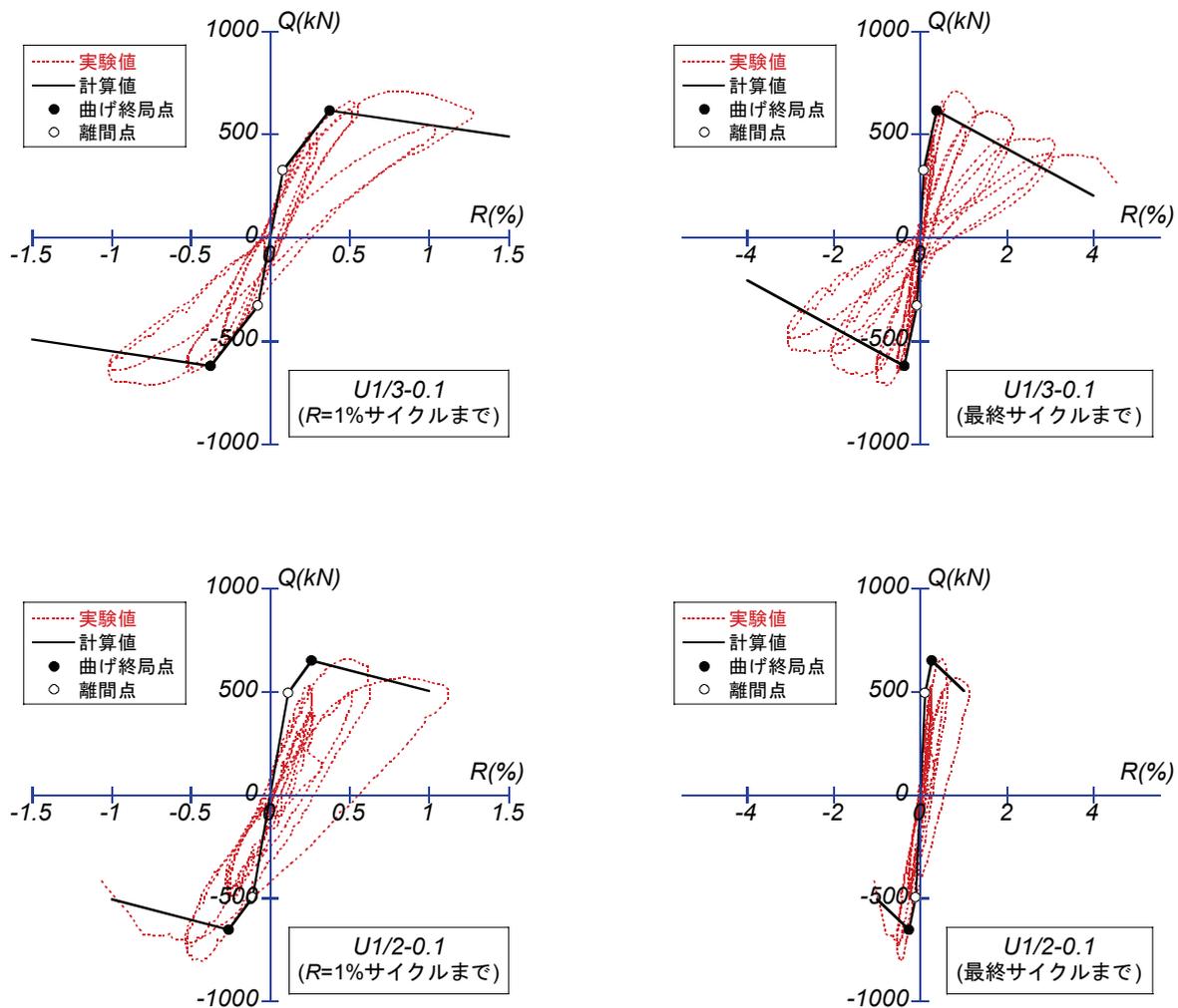


図 6-10 実験結果と骨格曲線の重ね合わせ（アンボンド試験体）

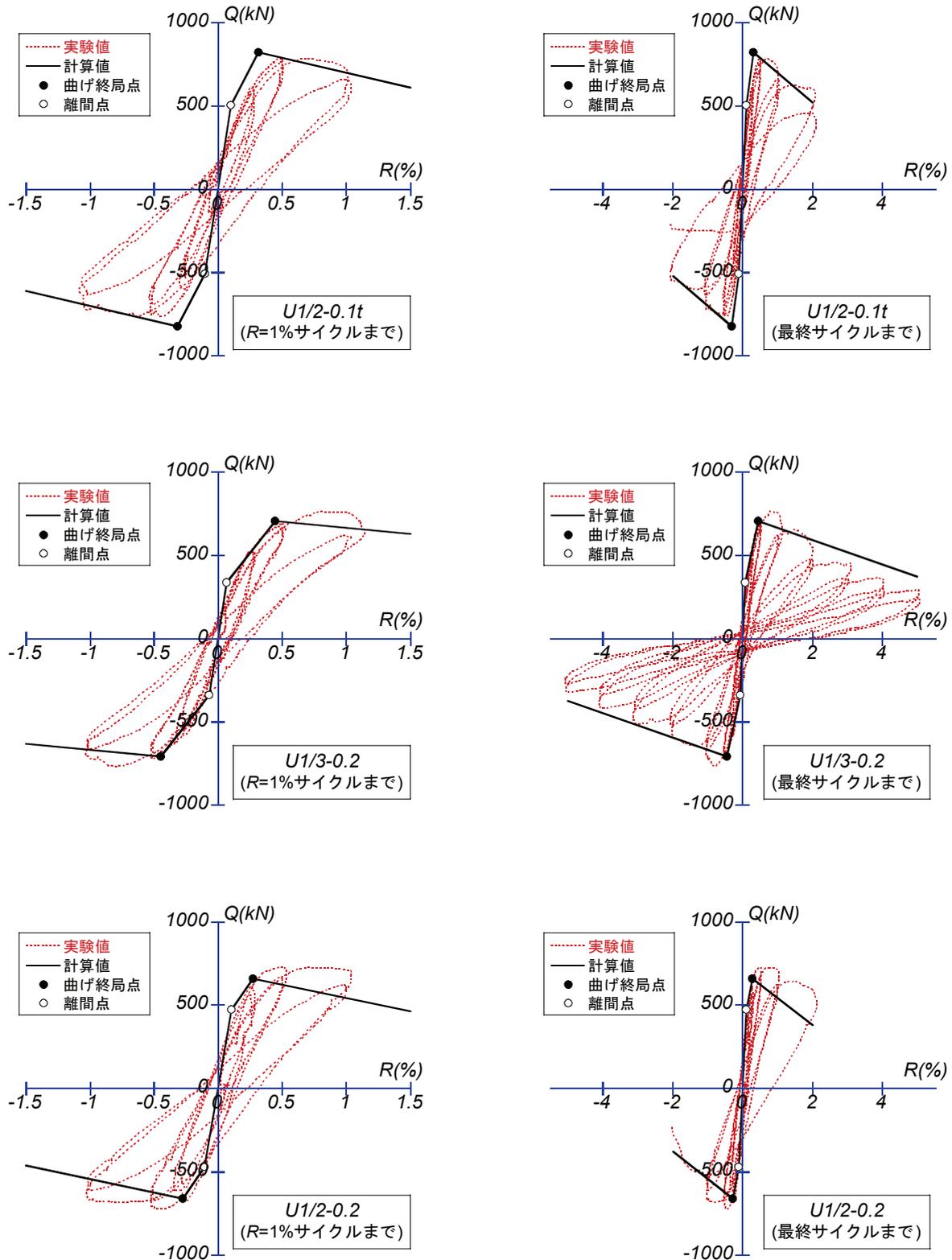


図 6-10 実験結果と骨格曲線の重ね合わせ (アンボンド試験体)

表 6-3 骨格曲線の特徴値 (アンボンド試験体)

試験体	初期剛性 K_e (kN/rad)	離間時		曲げ終局時		最大耐力後 剛性 k' (kN/rad)
		せん断力 Q_{cr} (kN)	部材角 R_{cr} (%)	せん断力 Q_y (kN)	部材角 R_y (%)	
U1/3-0.1	4.22×10^5	326.4	0.077	618.3	0.375	-1.14×10^4
U1/2-0.1	4.44×10^5	495.7	0.112	651.7	0.260	-2.00×10^4
U1/2-0.1t	4.95×10^5	505.6	0.102	823.4	0.315	-1.80×10^4
U1/3-0.2	4.89×10^5	336.9	0.069	706.1	0.444	-0.73×10^4
U1/2-0.2	4.44×10^5	473.0	0.107	660.5	0.273	-1.64×10^4

③ 課題

なお、この手法には以下に示す問題点が残されている。

(1) 抜け出し量を計算する際に基準となる PC 鋼材ひずみ

抜け出し量を計算する際の基準を軸力載荷前の PC 鋼材ひずみとしているため、中立軸位置と PC 鋼材位置が一致する場合には、すでに抜け出しが発生していることになる。本来であれば、中立軸位置と PC 鋼材位置が重なった時に抜け出しが 0 となるようなモデル化が必要である。

(2) 回転中心の考え方

中立軸位置を抜け出しの回転中心として部材の変形性能を評価する研究が多く見られるが、中立軸と引張側 PC 鋼材とが重なったときには抜け出しによる回転を評価できない。また、中立軸と PC 鋼材が接近している場合においても、極端に大きな付加変形となる問題を抱えている。梁部材や軸力の小さな柱部材であれば、中立軸位置が浅くなるために大きな問題とはならないが、軸力が大きい柱部材では中立軸位置が深くなるために問題となりやすい。

(3) 部材内からの PC 鋼材の抜け出し

RC 部材の降伏時変形の評価においては、平面保持仮定に基づく断面解析結果に主筋のひずみシフトを考慮して、部材内からの鉄筋の抜け出しを計算する手法がいくつか示されている。ひずみシフトを用いた考え方は、危険断面付近の主筋の付着劣化によって生じたひずみ増分が、部材内からの抜け出しになるというもので、実験結果の回帰計算によってひずみシフトによる付加変形の計算式を提案したもの^[6,9]や、危険断面付近で傾斜角が変化するトラス機構を参考に主筋のひずみ分布を仮定したもの^[6,10]などがある。ただし、これらを PC 鋼材に適用するにあたって、前者については、危険断面付近のトラス機構の詳細が不明であること（そのため、5 章では均一トラス機構とした）、後者については実験データが存在しないこともあり、本論文ではひずみシフトによる付加変形は考慮しないものとした。

6.3. 履歴復元力特性のモデル化

6.3.1 概要

2 章でも述べた通り、西山モデルは計算が非常に簡単であるという利点を有する一方、式の構造上、そのままでは軸力を考慮することができないため、本論文で対象とする柱部材は適用の範囲外であった。そこで、本論文では、3 章で示した実験結果に基づいて西山モデルに修正を加え、柱部材にも適用が可能な履歴復元力モデルを提案する。なお、本論文において提案するモデルでは、基本的な履歴ルールは西山モデルと同一である。ただし、耐力及び変形の指標については、モーメント M をせん断力 Q に、曲率 ϕ を部材角 R にそれぞれ置き換えるものとする。指向点 $C_{ip}(Q, R)$ 及び $C_{in}(-Q, -R)$ の部材角 R の計算方法は西山モデルと共通とし、最大耐力後の負勾配 k_2 、指向点 C_{ip} 及び C_{in} のせん断力及びループ幅の計算方法について修正を行う。なお、西山モデルに対するこれらの修正点に関し、最大耐力後の負勾配については前節で既出であるので、残りの修正点の概要を以下に説明する。

① 指向点 C_{ip} 及び C_{in} のせん断力

実験における除荷時及び再載荷時には、剛性の変化は小さいままで次の変形ピーク点に指向する傾向が見られたことから、包絡線から除荷された時の指向点のせん断力を $0.8M_u$ とすると、特に大変形時において、除荷時の指向点から再載荷時の指向点へ向かう時の剛性が高くなり過ぎてしまう場合がある。そこで、指向点 C_{ip} 及び C_{in} のせん断力 Q を、次式のように指向点の部材角 R の関数で表し、負勾配 k' に合わせて減少させる。

$$Q = 0.8Q_u + k'R \quad \text{式 (6-27)}$$

② 指向点におけるループ幅

西山モデルにおいては、部材断面に配置された普通強度鉄筋が最大曲げモーメントに寄与する比率（コンクリート圧縮合力作用位置まわりで計算）で表されるパラメータ α を用いて、履歴復元力モデルのループ幅を定義していた。しかし、2 章でも述べた通り、コンクリート圧縮合力作用位置まわりでモーメントを計算すると、柱部材では軸力によるモーメントも考慮しなければならないため、そのままではループ幅を定義できない。そこで、ここでは、西山モデルの履歴ルールに則った定常ループにおいて、実験結果と同じ等価粘性減衰定数となるループ幅を実験結果から逆算し、軸力比やプレストレス比などのパラメータがループ幅に及ぼす影響について検討を行い、柱部材を対象とした履歴復元力モデルのループ幅を与える式の導出を試みる。

最大耐力経過後の履歴復元力モデルの定常ループを図 6-11 に示す。ループ幅は正載荷時、負載荷時とも Q_{ld} で等しいものと仮定すると、この定常ループにより囲まれる部分の面積 ΔW は式 (6-28) で表される。

$$\Delta W = Q_{ld} \frac{R^+ + R_{\max}^+ - R^- - R_{\max}^-}{2} \quad \text{式 (6-28)}$$

$$R^+ = R_{\max}^+ \left(0.3 + 0.05 \frac{R_{\max}^+}{R_u^+} \right) \quad \text{式 (6-29)}$$

$$R^- = R_{\max}^- \left(0.3 + 0.05 \frac{R_{\max}^-}{R_u^-} \right) \quad \text{式 (6-30)}$$

ここで、 R^+ 、 R^- ：再載荷時指向点 C_{ip} 及び C_{in} における部材角、 R_{\max}^+ 、 R_{\max}^- ：定常ループの正負変形ピーク点における部材角、 R_u^+ 、 R_u^- ：正載荷時及び負載荷時の最大耐力時部材角である。

また、等価粘性減衰定数は式 (6-31) で表される。

$$h_{eq} = \frac{\Delta W}{2\pi \left(\frac{Q_{\max}^+ R_{\max}^+}{2} + \frac{Q_{\max}^- R_{\max}^-}{2} \right)} \quad \text{式 (6-31)}$$

ここで、 Q_{\max}^+ 、 Q_{\max}^- ：定常ループの正負変形ピーク点におけるせん断力である。

式 (6-28)～式 (6-31) から ΔW を消去して整理すると、ループ幅 Q_{ld} は次式で与えられる。

$$Q_{ld} = \frac{2\pi h_{eq} (Q_{\max}^+ R_{\max}^+ + Q_{\max}^- R_{\max}^-)}{R_{\max}^+ \left(1.3 + 0.05 \frac{R_{\max}^+}{R_u^+} \right) - R_{\max}^- \left(1.3 + 0.05 \frac{R_{\max}^-}{R_u^-} \right)} \quad \text{式 (6-32)}$$

よって、式 (6-32) に、 h_{eq} 、 Q_{\max}^+ 、 Q_{\max}^- 、 R_{\max}^+ 、 R_{\max}^- 、 R_u^+ 、 R_u^- の実験値を代入することにより、 Q_{ld} を逆算することができる。

なお、最大耐力経験前であれば、図 6-11 の C_{ip} 及び C_{in} が離間点に置き換わることになるため、ループ幅は次式で与えられることになる。

$$Q_{ld} = \frac{2\pi h_{eq} (Q_{\max}^+ R_{\max}^+ + Q_{\max}^- R_{\max}^-)}{R_{cr}^+ + R_{\max}^+ - R_{cr}^- - R_{\max}^-} \quad \text{式 (6-33)}$$

ここで、 R_{cr}^+ 、 R_{cr}^- ：離間点における部材角である。

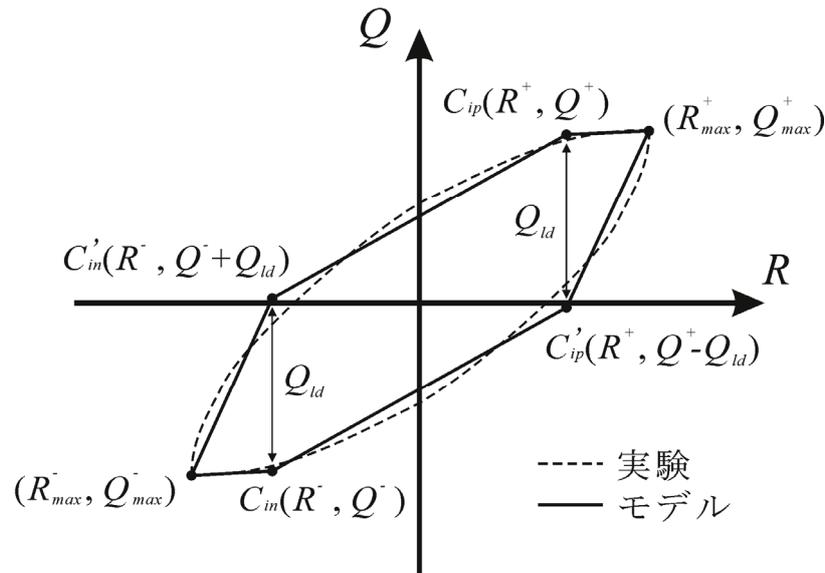


図 6-11 履歴復元力モデルの定常ループ

最大耐力経験後の荷重サイクルに対して、式 (6-32) を用いて実験結果より逆算して求めたループ幅の最大耐力に対する比 Q_{ld}/Q_u と、軸力比とプレストレス比の和 η_{N+P} の相関関係を図 6-12 に示す。なお、最大耐力経験後のサイクルとして、B1/2-0.2, U1/2-0.1, U1/2-0.1t, U1/2-0.2 の 4 体は $R=0.5\%$ 以降、残りの 6 体は $R=1\%$ 以降のデータを示している。図 6-12 に示す通り、低軸力の試験体では、 $R=2\%$ 以前の Q_{ld}/Q_u はほぼ同じ値であるが、 $R=3\%$ 以降には大幅に減少した値となった。ただし、比較的早い段階で破壊に至った高軸力試験体では、 $R=3\%$ 以降のデータが全く存在しないこともあり、これらのデータのみでは大変形時の傾向を把握することはできない。なお、実験における限界部材角（最大耐力経験後に最大耐力の 80% に低下した時の部材角）は、一番大きい値を示した試験体でも 3% にも達していないことや、地震時に $R=3\%$ を超える大変形を許容するような設計は考えられないことから、このような大変形時について検討する必要性も無いと考えられるため、ここでは $R=2\%$ 以前のサイクルにおける傾向に関して検討を行う。

図 6-12 において、 η_{N+P} が同程度の試験体同士で比較すると、アンボンド試験体では、プレストレス比が小さい試験体の方が、やや大きな Q_{ld}/Q_u となる傾向があるようにも見えるが、プレストレス比の違いによる明確な差は確認できない。また、 Q_{ld}/Q_u が η_{N+P} に対してほぼ線形的に増加する傾向が見られることから、 Q_{ld}/Q_u を η_{N+P} の 1 次関数で表すこととする。ただし、アンボンド試験体の方が全体的に Q_{ld}/Q_u が小さいことを考慮し、ボンド試験体及びアンボンド試験体に対する Q_{ld}/Q_u をそれぞれ式 (6-34) 及び式 (6-35) で与え、計算値を図 6-12 に併せて示す。

$$\frac{Q_{ld}}{Q_u} = \eta_{N+P} + 0.05 \quad (\text{ボンド試験体}) \quad \text{式 (6-34)}$$

$$\frac{Q_{ld}}{Q_u} = \eta_{N+P} + 0.01 \quad (\text{アンボンド試験体}) \quad \text{式 (6-35)}$$

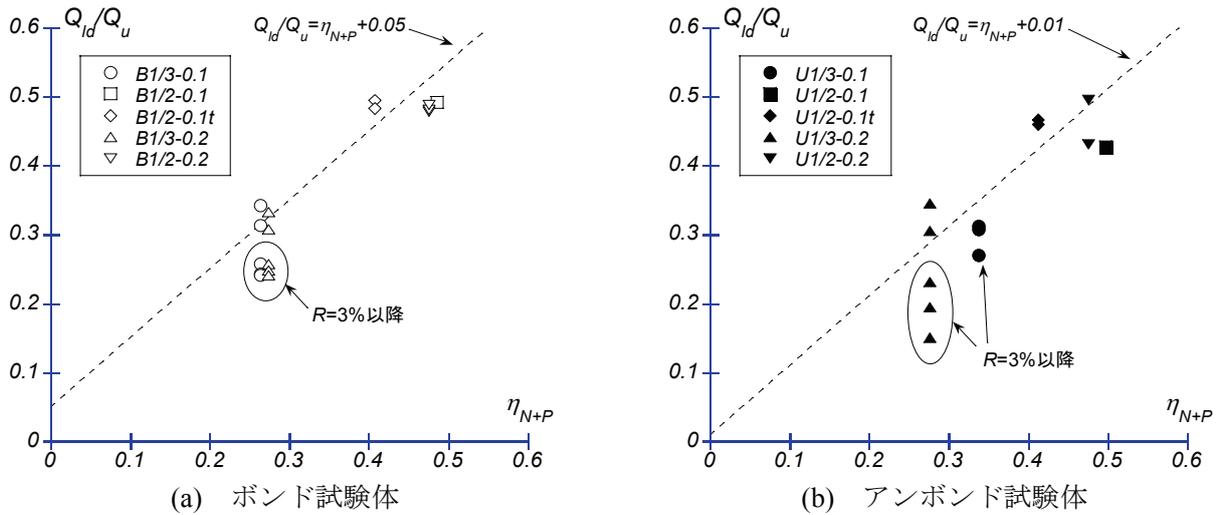


図 6-12 Q_{ld}/Q_u と軸力比とプレストレス比の和の関係

最大耐力経験前の载荷サイクル ($R=0.5\%$) に対して、式 (6-33) を用いて実験結果より逆算して求めたループ幅の離間時せん断力 (計算値) に対する比 Q_{ld}/Q_{cr} と、軸力比とプレストレス比の和の相関関係を図 6-13 に示す。軸力比、プレストレス比及び PC グラウトといったパラメータに関係なく、 Q_{ld}/Q_{cr} は 0.8 ~ 1.0 の間に分布していることから、次式で Q_{ld}/Q_{cr} を定義する。

$$\frac{Q_{ld}}{Q_{cr}} = 0.9 \tag{6-36}$$

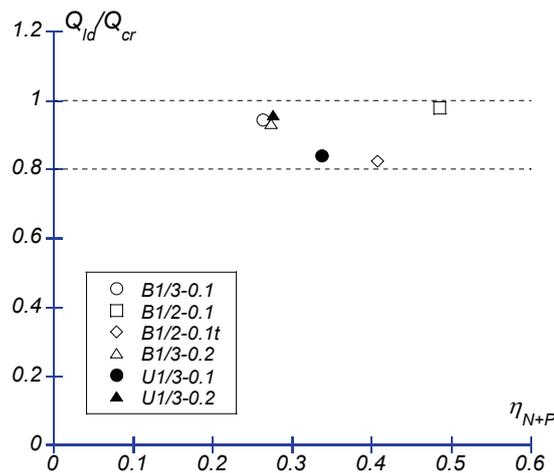


図 6-13 Q_{ld}/Q_{cr} と軸力比とプレストレス比の和の関係

6.3.2 実験結果との比較

前項で示した履歴ルールに基づき、本実験の結果との比較を行う。ここで、骨格曲線は、前述の通り、離間点及び曲げ終局点の2点を特性点とする3折れ線で定義する。初期剛性、離間点せん断力及び部材角は6.2で求めたものを用いるものとする。ただし、前節でも述べた通り、曲げ終局点の変形が適切に評価できなかったため、曲げ終局点せん断力及び部材角は実験結果の正負平均値を用いた。また、参考までに、3%以降の大変形時についても、式 (6-34)及び式 (6-35)で定義したループ幅を用いて計算を行った。

本モデルの定常ループ ($R=0.5\%$ 以降) と実験結果を比較したものを図 6-14及び図 6-15に示す。また、等価粘性減衰定数の実験値と本モデルの定常ループより計算された値を比較したものを図 6-16に示す。ループ幅係数を求める際に、低軸力試験体における変形の増大に伴うループ幅の減少傾向を考慮していないため、大変形時のループ幅及び等価粘性減衰定数が、実験値に比べてやや大きな評価となった。しかし、最大耐力を示したループから $R=2\%$ のループまでに限定すれば、等価粘性減衰定数の(実験値/計算値)の平均値は 1.198、変動係数は 18.8%と、ほぼ安全側でばらつきも比較的小さな評価となった。等価粘性減衰定数が同じになるようにループ幅を合わせたにもかかわらず、計算値が実験値に比べてやや小さな値となったのは、実験における2回目ループ(定常ループ)の変形ピーク点せん断力が1回目に比べて低下しており、最初に定義した骨格曲線よりも低い値を示したためである。また、本モデルはコンクリートで破壊に至る場合のモデル化であるため、低軸力の部材に対するモデル化も今後必要である。

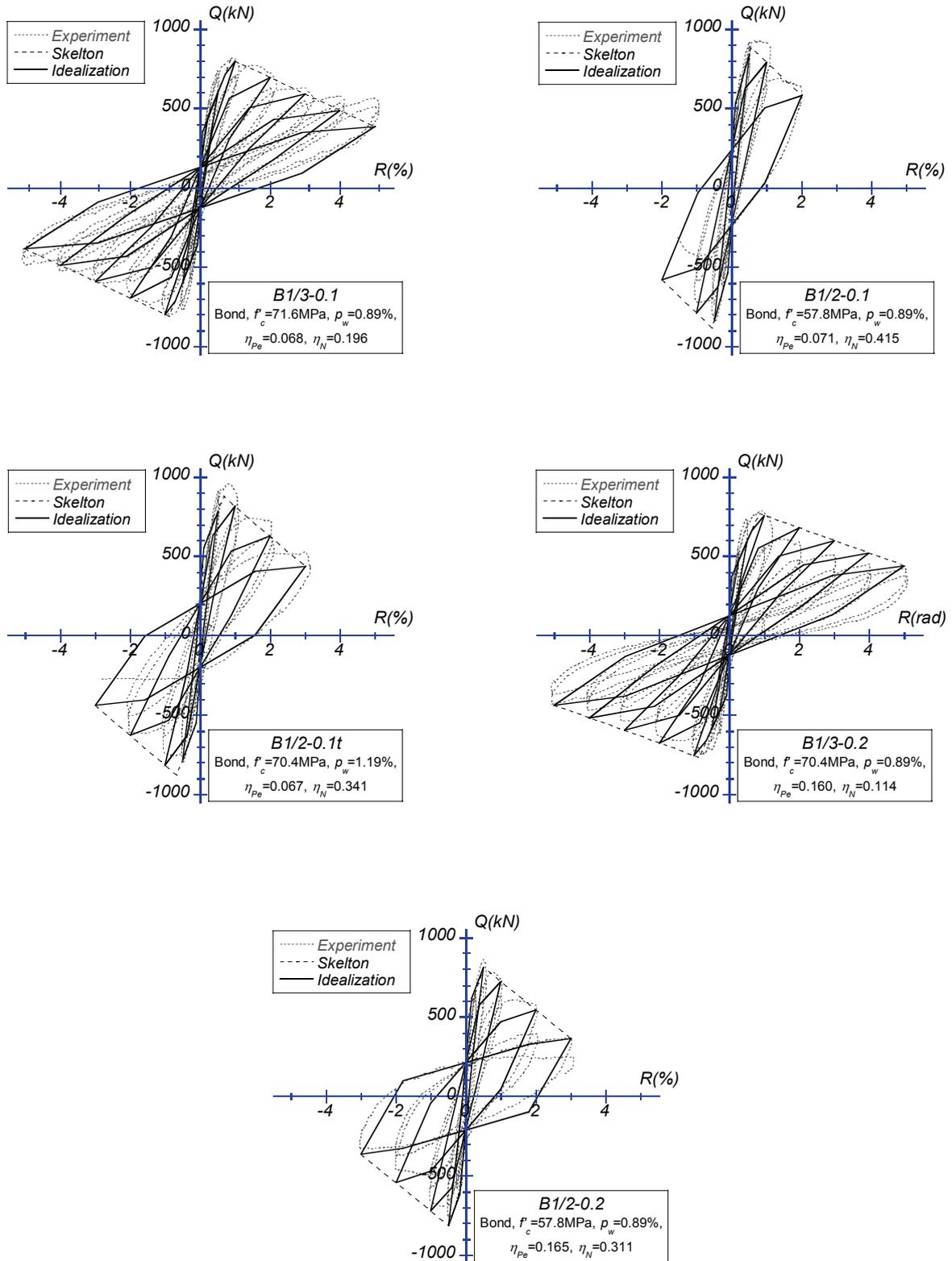


図 6-14 履歴復元力モデルによる定常ループと実験結果の比較 (ボンド試験体)

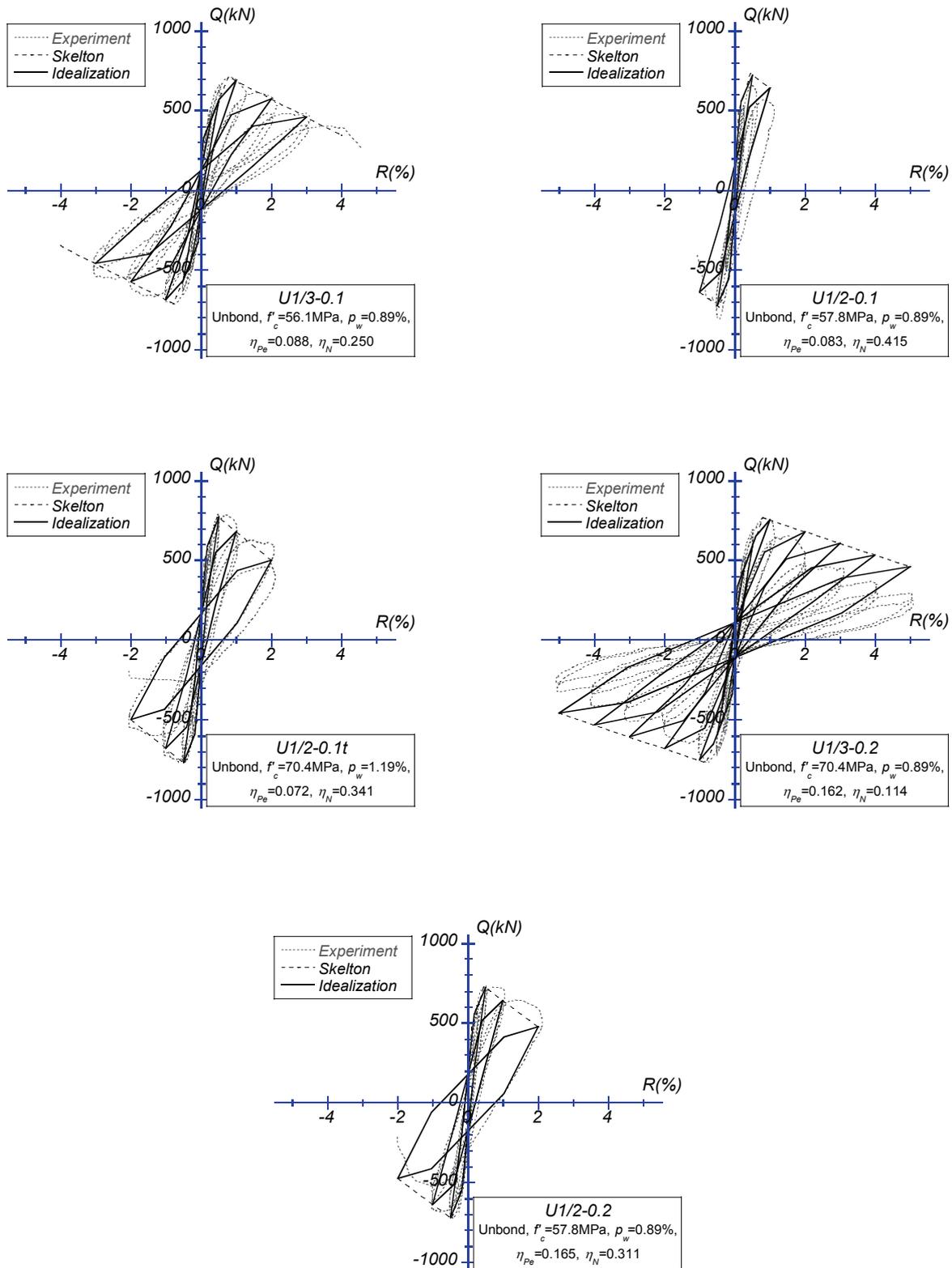


図 6-15 履歴復元力モデルによる定常ループと実験結果の比較 (アンボンド試験体)

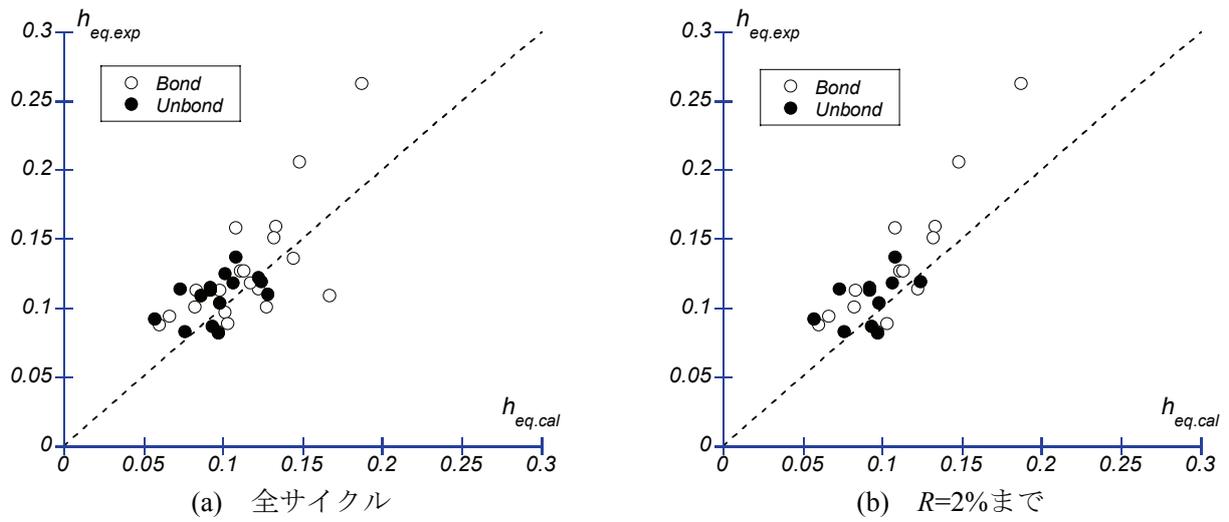


図 6-16 等価粘性減衰定数の計算値と実験値の比較

6.4. 限界部材角

6.4.1 概要

部材端における曲げモーメントが最大耐力以降に同耐力の 80% に低下した時点を終局限界時とし、その時の部材角を限界部材角 R_{ou} として、PC 部材の限界部材角を与える評価式が文献[6.11]で提案されている。これは、地震時に強制される可能性のある部材角を代入することにより、塑性ヒンジ領域において必要な横補強筋量を計算するための評価式である。具体的には、式 (6-37)～式 (6-40) に示す通りで、PC 部材の限界部材角を鋼材係数 q_{sp} の関数で与えており、PC 梁部材^[6.12] (f'_c : 40MPa 級, σ_{wy} : 400MPa 級, p_w : 0.2~1.2%) 及び PCaPC 圧着柱部材^[6.3] (f'_c : 60MPa 級, σ_{wy} : 400MPa 級, p_w : 0.4%) を対象とした実験の結果に基づき、限界部材角の下限を与える式として提案されたものである。

$$R_{ou} = \xi F \cdot \xi w \{0.5 - (q_{sp} + \eta_N)\} / 10 \quad \text{式 (6-37)}$$

$$\xi F = 1.4 - f'_c / 100 \quad (24 \leq f'_c \leq 60 \text{ MPa}) \quad \text{式 (6-38)}$$

$$\xi w = 1 + (60/400) \cdot (p_w \sigma_{wy} - 0.8) \quad \text{式 (6-39)}$$

$$q_{sp} = (T_{py} + T_{ry} - C_{ry}) / (b D f'_c) \quad \text{式 (6-40)}$$

ここで、 η_N : 軸力比, p_w , σ_{wy} : 横補強筋比及び降伏強度, b : 部材幅, D : 部材せい, T_{py} , T_{ry} , C_{ry} : 引張 PC 鋼材, 引張普通強度鉄筋及び圧縮普通強度鉄筋降伏耐力である。

なお、上記の算定式では圧縮側 PC 鋼材は考慮されておらず、付着が良好でない場合には圧縮側 PC 鋼材の残存プレストレス力を適切に q_{sp} 値に考慮することが望ましいとも文献[6.11]には併記されている。付着が良好でない丸鋼を PC 鋼材として使用する場合や、PC 鋼材をアンボンドとした場合には、鋼材張力の変動が小さくなり、柱部材であれば軸圧縮力を受けるため鋼材が降伏しにくい状況が予想される。本実験から得られた各載荷サイクルのピーク点における全鋼材 (4 本) 張力残存率と部材角の関係を示す図 6-17 から分かるように、いずれの試験体においても部材角 1% サイクルまでの鋼材張力の変動は非常に小さく、高軸圧縮力を受ける試験体では、変形の増大に伴って鋼材張力が大きく減少する。従って、このような場合にも降伏耐力で計算される鋼材係数を用いて評価する上記の評価式は、実態に合った方法であるとは言い難い。鋼材張力の残存率は、図 6-17 に示されているように、部材が受ける軸圧縮力の影響を大きく受ける。そこで、本論文では、式 (6-40) 中の引張 PC 鋼材降伏耐力 T_{py} を、圧縮側 PC 鋼材の張力も含む P_e に置換した、式 (6-41) で計算される修正鋼材係数 q_{sp}' を用いる。

$$q_{sp}' = (P_e + T_{ry} - C_{ry}) / (b D f'_c) \quad \text{式 (6-41)}$$

ここで、 P_e : 全 PC 鋼材の有効プレストレス力 (軸力載荷後) である。

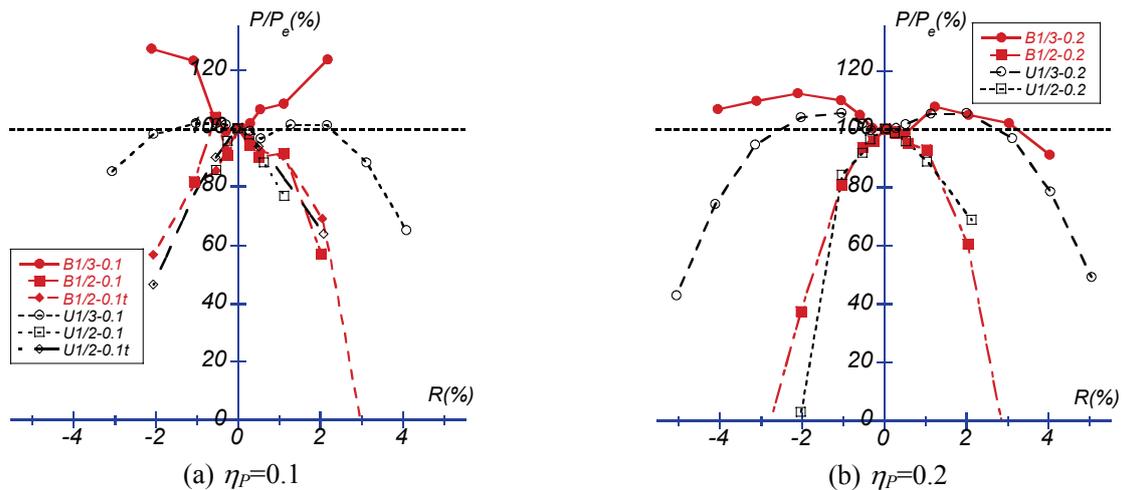


図 6-17 変位ピーク時鋼材張力残存率

6.4.2 実験結果との比較

図 6-18に限界部材角実験値 $R_{ou.exp}$ と式 (6-41)による修正鋼材係数と軸力比の和($q_{sp}' + \eta_N$)の関係を示す。なお、本実験では、一部の試験体でコンクリート圧縮強度が 60MPa を超えていたが、式 (6-37)～式 (6-40)をそのまま適用して計算した。また、実験から得られたせん断力一回転角関係からそのまま $0.8Q_u$ となる点を求めると、載荷履歴の影響を大きく受けるため、包絡線上で $0.8Q_u$ となる点を求めた。PC 鋼棒付着の有無による限界部材角の違いはほとんどなく、($q_{sp}' + \eta_N$)の増加に伴って限界部材角が減少する傾向が見られた。また、図 6-18中の斜線の範囲で $p_w=0.89\%$ の試験体の計算結果を、点線で $p_w=1.19\%$ の試験体の計算結果をそれぞれ示している。式 (6-41)を用いた方法では、($q_{sp}' + \eta_N$)が 0.3 を超える場合の限界部材角をかなり過小評価している。文献[6.11]では、式の導出にあたっては、($q_{sp} + \eta_N$)が 0.3 以下の試験体を対象としており、限界部材角が 2%を下回るような高軸力を受ける部材に対する検討は行われていないことに起因するものである。

他文献の実験結果も含めた限界部材角実験値 $R_{ou.exp}$ と、($q_{sp} + \eta_N$)及び($q_{sp}' + \eta_N$)を用いて計算された限界部材角計算値 $R_{ou.cal}$ の関係を図 6-19に示す。対象とした試験体は、本実験試験体の他に、逆対称曲げを受ける PCaPC 圧着柱を対象とした既往の研究^{[6.3], [6.13], [6.14]}のものも加えた合計 29 体である。なお、45 度加力を受ける文献[6.13]の PC-2 及び文献[6.14]の No.2, 変動軸力を受ける文献[6.13]の PC-3 及び文献[6.14]の No.3 は検討対象から除外した。また、文献[6.14]の試験体には 100MPa 級のコンクリートを使用しており、評価式の適用範囲 (式 (6-38)) から大きく外れているが、参考として他の試験体と同様に計算を行った。

本実験の試験体では、PC 鋼材の降伏耐力に比べて初期のプレストレス力を低く設定したために、($q_{sp} + \eta_N$)を用いた評価では鋼材係数がかかなり大きくなり、試験体によっては限界部材角が過小評価され、計算値が 0 となるものも見られた。しかし、($q_{sp}' + \eta_N$)を用いた評価では実際の鋼材張力に近い値で鋼材係数を計算するために、($q_{sp} + \eta_N$)を用いた評価よりも全体的に限界部材角を高く評価し、全体的に計算値が実験値に近づく方向へシフトしている。一方で、他文献の試験体については、($q_{sp} + \eta_N$)を用いた計算値の方が小さな評価となっており、結果として、($q_{sp}' + \eta_N$)を用いた評価を行うことで計算値が実験値

に近付いている。 $(q_{sp} + \eta_N)$ を用いた評価では相関係数が 0.801 であったのに対して、 $(q_{sp}' + \eta_N)$ を用いた評価では 0.839 となり、 q_{sp} を q_{sp}' としたことにより計算精度に改善が見られた。なお、文献[6.3]の限界部材角は最大耐力の 90%時として評価しており、また、文献[6.3]、文献[6.13]、文献[6.14]共に、P- δ 効果が考慮されていない水平力-水平変位関係から読み取ったものであるため、実際にはもう少し大きな限界変形となる。このことから、提案法はほぼ下限値を推定するものとなっている。

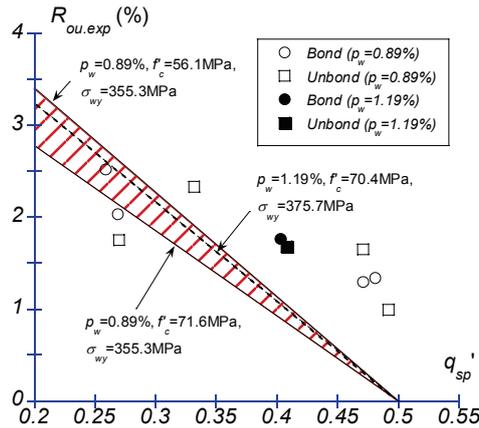


図 6-18 限界部材角実験値-修正鋼材係数関係

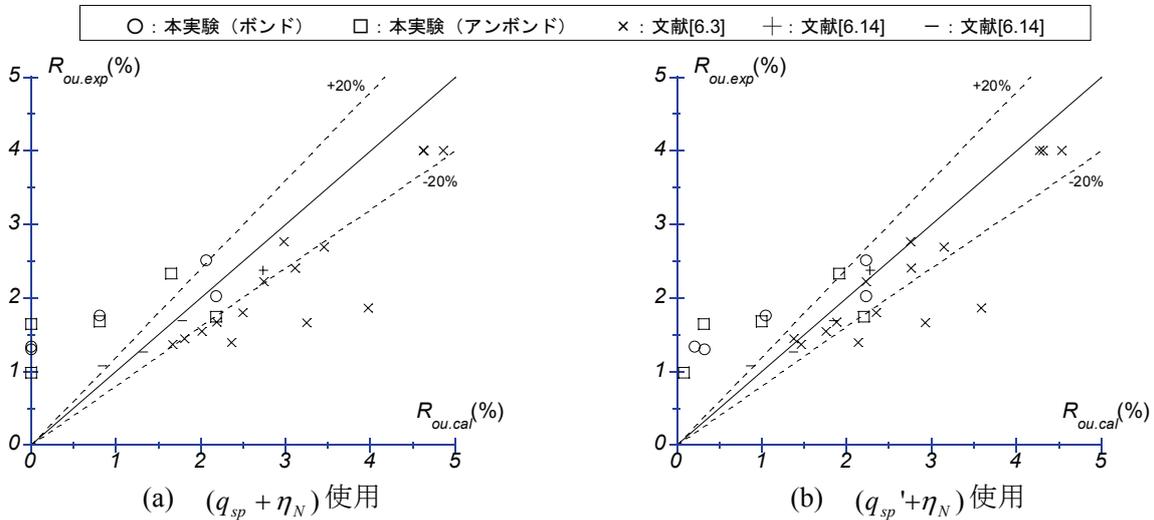


図 6-19 限界部材角実験値と計算値の比較

6.5. 実験パラメータが変形性能に及ぼす影響

B1/2-0.1 と B1/2-0.1t, U1/2-0.1 と U1/2-0.1t の挙動の違いに関して検討するにあたって、それぞれの試験体の中で、せん断補強筋量及び配筋方法だけでなく、コンクリート圧縮強度も大きく異なっていたために、個々のパラメータが及ぼす影響が不明であった。そこで、ボンド部材を対象に、4章で用いた曲率を漸増させる精算法（断面曲げ解析）を行い、最大耐力や限界変形（80%耐力時）に及ぼした影響を検討する。表 6-4に解析モデルの一覧を示す。B1/2-0.1 の試験体詳細 ($f'_c=56.1\text{MPa}$, $p_w=0.89\%$) を持つモデルを Model A とし、これを標準モデルとする。 f'_c を 70.4MPa に増加させたものを Model B, p_w を 1.19% に増加させたものを Model C, f'_c 及び p_w の両方を増加させたものを Model D とする。なお、比較のため、Model B~D の有効プレストレス力 P_i 、普通強度鉄筋 σ_{ry} 及び PC 鋼材の降伏強度 σ_{py} は Model A と同一とした。したがって、B1/2-0.1t の試験体詳細を持つモデルを Model E とすると、Model D と Model E は、 f'_c 及び p_w の値は同じであるが、 P_i 、 σ_{ry} 及び σ_{py} が若干異なる値となっており、両者の計算結果は異なる。

表 6-4 解析モデル一覧

モデル名	f'_c (MPa)	p_w (ρ_h)	σ_{ry} (MPa)	σ_{py} (MPa)	P_i (kN)
Model A (B1/2-0.1)	56.1	0.0089 (0.0216)	355.3	1193	909.7
Model B	70.4	0.0089 (0.0216)			
Model C	56.1	0.0119 (0.0360)			
Model D	70.4	0.0119 (0.0360)	375.7	1203	1006.2
Model E (B1/2-0.1t)	70.4	0.0119 (0.0360)			

ここで、 f'_c : コンクリート圧縮強度, p_w : せん断補強筋比, ρ_h : せん断補強筋体積比, σ_{ry} : 普通強度鉄筋降伏強度, σ_{py} : PC 鋼材降伏強度, P_i : 軸力載荷前の有効プレストレス力である。

(軸力はいずれのモデルも 3840kN とする)

断面曲げ解析により得られた各モデルのモーメント- ϕD 関係を図 6-20に、特性値を表 6-5にそれぞれ示す。図 6-20及び表 6-5より、コンクリート圧縮強度を高くする (Model A→Model B, Model C→Model D) ことによって、最大耐力は大きく上昇するが、限界部材角は 2 割以上も小さくなるのが分かる。すなわち、コンクリート圧縮強度を高くした結果として軸圧縮力比が下がったとしても、最大耐力後の耐力低下の度合いも大きくなるということを意味している。一方、せん断補強筋量を増やす (Model A→Model C, Model B→Model D) ことにより、最大耐力及び最大耐力までの履歴にほとんど変化は見られないが、最大耐力後の下り勾配がやや緩やかになる。しかし、限界部材角は 1 割程度しか大きくならなかった。その結果、 p_w と f'_c の両方を変更した Model D 及び Model E と Model A とを比較すると、むしろ Model A の方が限界部材角は大きくなり、B1/2-0.1t の方が大きな限界部材角を示した実験結果とは異なる結果が得られた。

実験結果と計算結果で限界変形に関して異なる傾向が見られたのは、部材の最大耐力後の挙動がコンクリートの最大強度後の挙動に大きく依存することから、最大強度後のモデル化が適切ではなかった可

性能が考えられる。本検討で使用した NewRC モデル^[6.15]は中心軸圧縮試験より得られたものであり、文献[6.16]では、曲げを受ける部材に対しては、断面のひずみ勾配の影響が無視できないことを示している。このような場合に対して、文献[6.17]のように拘束の効果を上昇させた修正式も提案されているが、その一般性についてはあまり議論されていない。ここでも、拘束効果を上昇させることでせん断補強筋を増やした効果を大きく見込み、実験結果と計算結果の傾向を一致させることは可能であるが、これ以上の議論を行うことは本論文の趣旨から離れてしまうため、この点については今後の課題とする。

また、B1/2-0.1 と B1/2-0.1t を比較すると、B1/2-0.1 は 2% 途中で破壊したのに対して、B1/2-0.1t は 3% 途中まで軸力を保持できたことから、軸力保持限界という意味で大きな差が見られた。ただ、軸力保持限界について論じるには、文献[6.18]のようにコンクリート破壊基準を用いた詳細な解析を行う必要がある。これについても今後の課題とする。

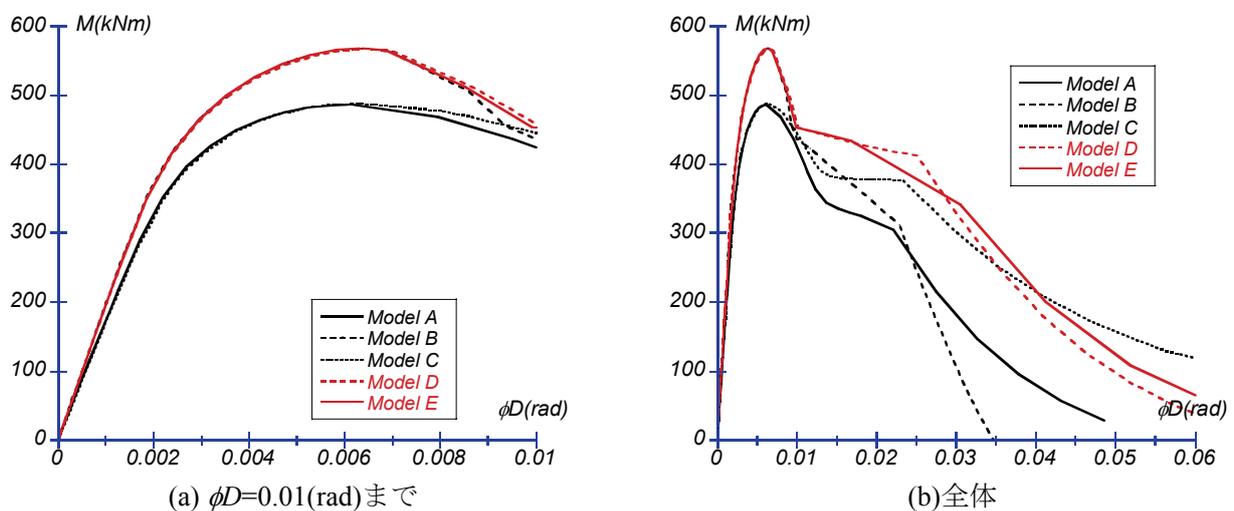


図 6-20 解析結果比較 (モーメント- ϕD 関係)

表 6-5 各種特性値比較

モデル名	最大耐力 (kNm)	最大耐力時 $\phi_u D$ ($\times 10^{-2} \text{rad}$)	限界時 $\phi_{ou} D$ ($\times 10^{-2} \text{rad}$)	$(\phi_{ou} D) / (\phi_u D)$
Model A	486.0	0.60	1.13	1.87
Model B	567.4	0.64	0.94	1.47
Model C	488.0	0.63	1.29	2.04
Model D	566.8	0.64	1.01	1.57
Model E	568.0	0.63	0.99	1.57

6.6. まとめ

PCaPC 圧着柱部材の変形性能評価（骨格曲線、履歴復元力特性、限界部材角）を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 骨格曲線を決定する特性点の算出方法を示し、実験結果との比較検討を行った。離間点は引張縁応力が 0 となる点と定義し、弾性仮定でせん断力及び変形を計算した。また、最大耐力点における変形に関しては、降伏点剛性低下率を用いた場合と、曲げ変形、せん断変形及び PC 鋼材のスタブからの抜け出しによる変形の合計値とした場合の両方について検討を行った。降伏点剛性低下率を用いた評価では、引張鉄筋深さを組立筋深さとした場合に、実験結果と整合性の高い結果が得られた。各変形成分の和とした評価では、平面保持仮定に基づく ACI 法の計算結果を用いた場合には PC 鋼材張力が実験値と大きく異なるため、変形を適切に評価できなかったが、付着耐力を考慮することにより、予測精度に改善が見られた。
- (2) PC 部材の履歴復元力特性を与える西山モデルを柱部材に適用できるように、本実験で得られたデータに基づき、最大耐力後の負勾配、ループ幅、指向点モーメントの計算方法に関して変更を加えた。大変形時のループ幅を過大評価する傾向はあるものの、 $R=2\%$ のループまでに限定すれば、実験結果をほぼ追跡できることを示した。
- (3) 既往の限界部材角評価式に対して修正を加えた。既往の評価式では、圧縮側の PC 鋼材張力の影響は考慮されていない。小さな変形では PC 鋼材張力がそれほど変動しないという実験データに基づき、鋼材係数の計算式において、引張側 PC 鋼材降伏耐力 T_{ry} を、圧縮側 PC 鋼材張力も含む有効プレストレス P_e に置換した。本実験及び既往の実験のデータとの比較検証より、修正法の方が実験値に近い計算結果を得ることを示した。
- (4) B1/2-0.1 と B1/2-0.1t, U1/2-0.1 と U1/2-0.1t の変形性能の比較を行うため、コンクリートのモデルに NewRC モデルを使用した断面曲げ解析を行い、せん断補強筋の量及び配筋方法及び軸力比が変形性能（限界部材角）に及ぼす影響に関して検討を行った。その結果、B1/2-0.1t 及び U1/2-0.1t の方が大きな限界部材角を示した実験の傾向とは逆の結果が得られた。

参考文献

- [6.1] 西山峰広：プレストレストコンクリート建築構造物の地震応答と耐震設計，京都大学学位請求論文，pp.155-183，1993
- [6.2] 岡田満，浜原正行，末次宏光，本岡順二郎，プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力特性に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第410号，pp.63-69，1990.4
- [6.3] 尹元奎，浜原正行，本岡順二郎：プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第480号，pp.151-160，1996.2
- [6.4] 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究，コンクリートジャーナル，Vol.11，No.2，pp.1-9，1973.2
- [6.5] 菅野俊介，東端泰夫，山口育雄：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究（その18：初ひびわれ時及び降伏時の剛性），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.1323-1324，1974.10
- [6.6] 長崎充，渡辺達也，前田匡樹：鉄筋コンクリート梁・柱部材の降伏変形評価法，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.797-802，1996
- [6.7] 西山峰広，渡辺史夫，六車熙：プレストレストコンクリート梁柱ト型骨組の履歴復元力特性と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報告集，第429号，pp.31-40，1991.11
- [6.8] 藤村孝暢，西山峰広，大平真，渡辺史夫，六車熙：プレストレストコンクリート外部梁・柱接合部の繰り返し載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），C，pp.967-970，1989.10
- [6.9] 姜柱，北山和宏：鉄筋コンクリート梁の降伏変形推定方法，日本建築学会構造系論文集，第501号，pp.85-92，1997.11
- [6.10] 木村暁子，真田靖士，前田匡樹，壁谷澤寿海：変動軸力と曲げを受けるRC部材の解析モデルの検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.1243-1248，1999
- [6.11] 共同研究「PC構造設計・施工指針の作成」最終年度研究報告書，II-2，pp.150-155，1999.3
- [6.12] 本岡順二郎，末次宏光，浜原正行：プレストレストコンクリート梁の弾塑性変形性状に関する実験的研究，プレストレストコンクリート，Vol.25，pp.33-47，1983.1
- [6.13] 浜戸昇，石田雅宏他：PCaPC高層建物におけるPC柱の実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1003-1006，1998.9
- [6.14] 浜田公也，大迫一徳他：100N/mm²級の高強度コンクリートを用いたPCaPC柱の実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.1025-1028，2003.9
- [6.15] 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第461号，pp.95-104，1994.7
- [6.16] 田福勝，崎野健治，孫玉平：横補強筋で拘束された鉄筋コンクリート柱の曲げ圧縮性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.911-916，1994.7
- [6.17] 田福勝，崎野健治，孫玉平：拘束RC柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみ勾配の影響，構造工学論文集，Vol.43B，pp.191-198，1997.3
- [6.18] 中塚信，小島一高：曲げ圧縮部コンクリートに着目した部材の曲げ降伏後せん断破壊に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.793-798，2006

7. 結論

7.1. まとめ

本論文は、PCaPC 圧着構造における柱部材の力学性状を把握することを目的として行った一連の研究を取りまとめたものである。現行の PC 部材の設計法は梁部材を対象としたものが主であり、これらを柱部材に適用した場合の検討は非常に少ないことから、曲げ終局耐力、せん断終局耐力及び履歴復元力特性について、既往評価法の柱部材への適用性を確認し、必要に応じて評価法を提案した。さらに、併せて行った載荷実験より得られた結果及び既往の実験結果を用いて、提案した評価法の妥当性を検証した。以下に各章の内容を総括する。

1 章では、PCaPC 圧着構造の性質、特徴や利点などについて考察し、現状においては柱部材に対する研究が不十分であることを示し、本研究の意義を説明した。

2 章では、PCaPC 圧着柱部材を対象とした既往の研究を示した。また、PC 部材の設計法について解説し、それぞれの設計式を PCaPC 部材及び軸力を受ける PC 部材に適用する際の問題点について考察した。その内容を以下に示す。

- (1) PC 柱部材を対象とした実験データは極端に少ない。特にアンボンド PC 柱部材は、片持ち形式の試験体を対象とした研究しか行われていない。アンボンド PC 部材では、載荷形式によって PC 鋼材の挙動が大きく異なるため、地震時の挙動を想定した逆対称曲げを受ける部材についても検討を行う必要がある。
- (2) 平面保持仮定に基づく精算法及び応力ブロック法を用いて、ボンド PC 部材の曲げ終局耐力を評価すると、PC 柱の緊張材として一般的に使用される丸鋼の付着性状が良好でないことから、曲げ終局耐力を過大評価する可能性がある。また、PC 規準略算式については、柱部材を対象とした場合の予測精度や適用範囲に関する検証が行われていない。
- (3) アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力算定法である、F 値法、曲げ終局時の耐力、PC 鋼材応力及び PC 鋼材張力を与える略算式は、梁部材に対しては、既往の文献において実験結果との整合性が確認されているが、柱部材に対しては実験例がないためにこれまで検討は行われていない。
- (4) PC 規準せん断終局耐力式の(71.1)式及び(71.2)式では、普通強度鉄筋及び PC 鋼材の付着性状や配置が全く考慮されていない。また、PCaPC 圧着部材では普通強度鉄筋が引張力を負担しないため、式中の「圧縮縁から引張鉄筋までの距離」の評価方法が不明である。
- (5) PC 部材の履歴復元力特性を与えるモデルとして示した日大モデルではポストピークの挙動予測が行われておらず、西山モデルでは式の構造が軸力を考慮できない形となっており、柱部材に適用することができない。

3 章では、PCaPC 圧着柱部材の地震時における力学性状を把握するため、プレストレス比、軸力比、PC グラウト有無及びせん断補強筋配筋方法を実験パラメータとした 10 体の試験体を製作し、逆対称曲

げ載荷を行った実験について、その概要、結果及び結果に関する考察を示した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 高軸力を受けるアンボンド試験体 1 体 (U1/2-0.1) を除く 9 体は、端部コンクリート圧壊により最大耐力に至り、U1/2-0.1 のみ部材両端の圧縮域を結ぶように発生した斜めひび割れにより破壊に至った。低軸圧縮力試験体 ($\eta_{N+P}=0.33$ シリーズ) では、 $R=4\sim 5\%$ まで安定して軸力を保持したのに対して、高軸圧縮力試験体 ($\eta_{N+P}=0.5$ シリーズ) では、 $R=3\%$ 以前の比較的小さな変形で軸力を保持できなくなった。
- (2) PC グラウトの有無による履歴性状そのものに大きな差異は見られなかったが、アンボンド試験体の方が、ボンド試験体よりも早い段階で破壊に至った。また、中子筋を追加してせん断補強筋比を大きくした試験体は、中子筋を有しない試験体に比べて、高い変形性能を示した。ただし、これらの試験体のコンクリート圧縮強度には差があり、軸圧縮力比の違いが変形性能の改善に寄与した可能性があるため、さらに詳細な検討が必要である。
- (3) アンボンド試験体の最大せん断力は、ボンド試験体に比べて全体的に低い値を示した。ただし、低軸力試験体の B1/3-0.2 と U1/3-0.2 については、PC グラウトの有無に関わらず、ほぼ同じ最大せん断力を示した。
- (4) アンボンド試験体の PC 鋼材は、同一試験体の東側 2 本と西側 2 本ではほぼ同じ挙動を示した。これに対し、ボンド試験体では、 $R=1\%$ より大きな変形では、引張側と圧縮側の鋼材が同じような挙動となり、アンボンド試験体に近い挙動を示した。変形の増大による付着の劣化が原因と考えられる。
- (5) $R=0.25\%$ のサイクルでは、軸圧縮ひずみはほとんど残留しない。低軸圧縮力試験体では変形の増大に伴う残留軸ひずみの増加は比較的緩やかであったが、高軸圧縮力試験体では、急激に軸ひずみが増加して軸力保持できなくなる傾向が見られた。また、ボンド試験体よりもアンボンド試験体の方が軸ひずみの増加が全体的に大きく、シーズによるコンクリート欠損の影響と考えられる。
- (6) 圧着面における PC 鋼材の抜け出し量については、高軸圧縮力試験体の方が低軸圧縮力試験体と比べてかなり小さい値となり、抜け出しの開始も全体的に遅かった。また、PC グラウトの有無による有意な差は確認できなかった。
- (7) 等価粘性減衰定数に関しては、PC グラウトの有無による明確な差は見られなかった。実験時に PC 鋼材が降伏していなかったことから、主にコンクリートの破壊によってエネルギー吸収がなされたと考えられる。高軸圧縮力試験体の方が全体的に等価粘性減衰定数が大きく、低軸圧縮力試験体に比べて、部材端部のコンクリート圧壊が小さな部材角で開始し、部材全体の損傷も激しかった実験時の傾向と一致している。一方で、低軸圧縮力試験体では、エネルギー吸収が $R=1\%$ 、 2% サイクルからあまり増加しなかった。
- (8) 最大せん断力時には、せん断補強筋の降伏は確認されなかった。また、PC グラウトの有無及びせん断補強筋の配筋方法の違いによる、せん断補強筋のひずみ性状に大きな変化は確認できなかった。

4章では、PCaPC 圧着柱の曲げ終局耐力に関して、既往の評価法を用いて、3章の実験結果及び他文献の実験結果に対する評価を行った。また、PC 鋼材が多段配筋された断面に対する計算法に、本実験結果に基づいて柱部材に対しても適用できるように修正を加えた提案法を用いて、同様の評価を行った。さらに、断面曲げ解析を用いて、PC 鋼材及びシース部分のコンクリートを控除することが曲げ終局耐力に及ぼす影響に関しても検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- (1) 3章で示した実験より得られた結果に基づき、PC 鋼材が多段配筋された断面に対する略算法に修正を加え、柱部材に対して適用できる評価法を提案した。この提案式及び既往の評価法（精算法、ACI 法及び PC 規準略算式）を用いて、ボンド PC 部材の曲げ終局耐力評価を行った。本実験の結果に他文献の実験結果も含めた PCaPC 圧着柱試験体 28 体を対象とした検討では、ACI 法及び提案式を用いた場合には比較的高い精度で実験結果を評価できたが、圧縮側 PC 鋼材張力を適切に評価できない PC 規準略算式を用いた場合にはかなりばらつきが大きな結果となった。
- (2) 本実験におけるボンド PC 試験体では、PC 鋼材の付着性状が良好でなかったため、平面保持仮定に基づく精算法及び ACI 法が危険側の評価を与える試験体が見られた。そこで、逆対称曲げを受ける部材を対象に、F 値を用いて PC 鋼材の付着耐力を簡易に考慮する方法を提案し、平面保持仮定を用いた場合よりも、精度良く実験結果を評価できることを示した。平面保持仮定に基づく評価法では、材長比の増加に伴って（実験値）／（計算値）が増加する傾向が見られ、材長比が小さな試験体では危険側の評価となるものが多数見られたのに対して、F 値を用いて PC 鋼材の付着耐力を考慮した評価法では材長比の影響を受けない計算結果を得ることができた。ただし、PC 鋼材の付着強度の適切な評価や、他の載荷形式（片持ちなど）の部材に対する考え方については、今後の課題である。
- (3) アンボンド PC 試験体については、最上式で曲げ終局時の PC 鋼材張力を計算し、曲げ終局耐力を評価した。また、3章の実験結果に基づき、曲げ終局時の PC 鋼材張力を軸力載荷後の PC 鋼材張力実測値とした評価も行った。いずれの方法でも、計算された曲げ終局耐力そのものに大きな差は見られなかったが、PC 鋼材応力増分の評価は、軸力載荷後の PC 鋼材張力実測値を用いた場合が、実験結果と最も符合した。
- (4) 本実験の試験体を対象に、PC 鋼材及びシース部分のコンクリート控除の有無をパラメータとした断面曲げ解析を行った。コンクリートを控除することによる耐力低下率は、最大で約 6%であった。コンクリート控除によるコンクリート応力の変化はそれほど大きくはないことが確認された。また、コンクリート控除位置のコンクリート応力が大きな試験体では、耐力低下率も大きくなった。したがって、耐力低下率に対して、軸力比が大きな影響を及ぼすことが示された。
- (5) 20 層程度の高層建物の最下階における実柱部材（断面：1000mm×1000mm）を想定し、ボンド PC 部材及びアンボンド PC 部材の両方に対して、PC 鋼材位置、コンクリート控除部分の直径、軸圧縮力比をパラメータとして、断面曲げ解析を用いて得られた最大耐力に関するパラメトリックスタディを行った。その結果、ボンド PC 部材、アンボンド PC 部材とも、軸圧縮力比の増加に伴って、耐力低下率が大きくなる傾向が見られた。

5章では、PCaPC部材のせん断終局耐力評価を行うため、軸筋の降伏耐力及びPC鋼材の付着力を考慮したトラス機構を提案し、本実験の試験体10体を含む合計119体のPC梁及び柱試験体の実験結果を用いて検証を行った。また、PC基準(71.1)式をPCaPC部材に適用した際の予測精度について検討を行った。得られた結論は以下の通りである。

- (1) 軸筋アンカーの有無及びPC鋼材種でトラス機構せいを決定する湯浅らによる提案法(A法)では、実験結果を比較的精度良く評価できたが、PC基準(71.2)式のトラス機構に軸筋降伏耐力を考慮した提案B法及び、PC鋼材付着力を考慮した提案C法の方が、A法に比べてさらに高い精度で評価することができた。
- (2) せん断補強筋比、軸圧縮力比、材長比及びコンクリート圧縮強度について提案式の計算精度の相関を検証し、比較的精度よく評価できた。
- (3) PCaPC部材に対するPC基準(71.1)式の適合性の検証として、圧縮縁から引張鉄筋までの距離 d_r を圧縮縁からPC鋼材までの距離 d_p 又は $0.8D$ として計算を行った。その結果、 $d_r=0.8D$ 、 $d_r=d_p$ のいずれの場合でも、全体的にせん断耐力をかなり安全側に評価し、実験結果に対する予測精度は $d_r=0.8D$ とした方が高かった。
- (4) トラス機構を用いた評価法(A法、提案B法、提案C法)及びPC基準(71.1)式のいずれを用いた場合においても、PC基準に示されているせん断補強筋降伏強度上限値($f_{vy}=295\text{MPa}$)を考慮せずに計算しても、せん断補強筋に普通強度鉄筋を用いた試験体に対する計算結果と同じ傾向を示した。このことから、高強度せん断補強筋を使用した試験体に対して、上限値を無視して評価しても問題ないと考えられる。

また、実験において、トラス・アーチモデルでは説明できない破壊性状を示した試験体のせん断耐力に対して、せん断摩擦理論に基づくせん断耐力評価を試みた。得られた知見を以下に示す。

- (1) ACI基準に記載のせん断摩擦係数 $\mu=1.4$ を用いて計算すると、かなり小さなせん断耐力評価となる。そこで、 μ を変化させてせん断耐力計算値の推移を見ていくと、 $\mu=1.85$ としたときに、実験において確認された、U1/2-0.1のみせん断破壊する条件を満たす。
- (2) U1/2-0.1の斜めひび割れが材軸となす角度については、実験結果と計算結果がほぼ一致した。

6章では、PCaPC圧着柱部材の変形性能評価(骨格曲線、履歴復元力特性、限界部材角)を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 骨格曲線を決定する特性点の算出方法を示し、実験結果との比較検討を行った。離間点は引張縁応力が0となる点と定義し、弾性仮定でせん断力及び変形を計算した。また、最大耐力点における変形に関しては、降伏点剛性低下率を用いた場合と、曲げ変形、せん断変形及びPC鋼材のスタブからの抜け出しによる変形の合計値とした場合の両方について検討を行った。降伏点剛性低下率を用いた評価では、引張鉄筋深さを組立筋深さとした場合に、実験結果と整合性の高い結果が得られた。各変形成分の和とした評価では、平面保持仮定に基づくACI法の計算結果を用いた場合にはPC鋼材張力が実験値と大きく異なるため、変形を適切に評価できなかったが、付着耐力を考慮することにより、予測精度に改善が見られた。

- (2) PC 部材の履歴復元力特性を与える西山モデルを柱部材に適用できるように、本実験で得られたデータに基づき、最大耐力後の負勾配、ループ幅、指向点モーメントの計算方法に関して変更を加えた。大変形時のループ幅を過大評価する傾向はあるものの、 $R=2\%$ のループまでに限定すれば、実験結果をほぼ追跡できることを示した。
- (3) 既往の限界部材角評価式に対して修正を加えた。既往の評価式では、圧縮側の PC 鋼材張力の影響は考慮されていない。小さな変形では PC 鋼材張力がそれほど変動しないという実験データに基づき、鋼材係数の計算式において、引張側 PC 鋼材降伏耐力 T_y を、圧縮側 PC 鋼材張力も含む有効プレストレス P_e に置換した。本実験及び既往の実験のデータとの比較検証より、修正法の方が実験値に近い計算結果を得ることを示した。
- (4) B1/2-0.1 と B1/2-0.1t, U1/2-0.1 と U1/2-0.1t の変形性能の比較を行うため、コンクリートのモデルに NewRC モデルを使用した断面曲げ解析を行い、せん断補強筋の量及び配筋方法及び軸力比が変形性能（限界部材角）に及ぼす影響に関して検討を行った。その結果、B1/2-0.1t 及び U1/2-0.1t の方が大きな限界部材角を示した実験の傾向とは逆の結果が得られた。

7.2. 今後の課題

本研究で未検討の項目を以下に挙げ、今後の課題とする。

○PC 鋼材の付着耐力を考慮した曲げ終局耐力評価法について

PC 鋼材の付着強度の適切な評価や、今回検討を行わなかった片持ち形式などの載荷形式の部材に対する考え方については、今後の課題である。また、引張側と圧縮側に同じ F 値を用いたことについても、その妥当性が明らかではない。

○提案トラス機構について

5章で提案したトラス機構モデルの問題点を以下に示す。

- (1) 上下 PC 鋼材間のトラス角度を 45 度と仮定したことにより、その他のパラメータ次第では軸筋の付着力の向きが逆転する場合がある。
- (2) PC 規準に示されているコンクリート圧縮強度の有効係数 ν を、提案式にそのまま使用したことや、PC 鋼材に発生する付着応力が付着強度に達しているという仮定の妥当性が明確ではない。
- (3) 本提案モデルは、終局強度型設計である現行の PC 規準のトラス・アーチ式を基礎とするものである。日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」に示されるトラスモデルのように、ヒンジ部の回転角による耐力低下も考慮できるようなモデル化を行い、性能評価型設計にも対応できるよう改善する必要がある。

したがって、せん断破壊するようにパラメータ設定した試験体に対して載荷実験を行い、提案式の検証を行うことが必要である。

○せん断すべり耐力について

他の試験体とせん断強度計算値がそれほど大きく変わらない点、せん断摩擦係数の適切な設定について更なる検討が必要な点、施工誤差及び載荷状態によって原点が幾らかずれていた可能性がある点などから、この理論のみで破壊性状を検討する妥当性については疑問がある。明確に破壊形式の異なる試験体を用いた実験による確認が必要である。

○軸力保持限界点の評価

高軸圧縮力試験体の軸力保持能力喪失時に見られたような、部材端部のせん断圧縮系の破壊に関して検討を行う必要がある。断面曲げ解析の計算結果にコンクリートの破壊条件を適用した研究例も見られるが、実験結果との適合性についてはまだ不明である。

研究業績一覧

研究論文／査読付（共著含む）

1. 谷昌典, 西山峰広, 岸本一蔵: 繰返し荷重を受ける PCaPC 部材における圧着力減退の予測, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.577-582, 2005.6
2. 谷昌典, 西山峰広: 逆対称曲げを受けるアンボンド PC 圧着柱部材に関する解析的研究, 第 14 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.175-180, 2005.11
3. 西山峰広, 谷昌典: プレストレストコンクリート圧着柱の曲げ耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 601 号, pp.159-166, 2006.3
4. 西山峰広, 原田和典, 谷昌典: プレストレストコンクリート梁部材の高温時曲げ耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 606 号, pp.171-178, 2006.8
5. 谷昌典, 西山峰広: 逆対称曲げを受ける PC 圧着柱の耐震性能に関する研究, 第 15 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.455-460, 2006.10
6. 谷昌典, 西山峰広: プレキャストプレストレストコンクリート圧着柱の曲げせん断性状と変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 623 号, pp.103-110, 2008.1
7. 谷昌典, 西山峰広: PC 鋼材付着を考慮したプレストレストコンクリート部材のせん断終局強度, 日本建築学会構造系論文集, 第 627 号, pp.835-842, 2008.5
8. 西村知明, 谷昌典, 西山峰広: プレストレストコンクリート圧着骨組の損傷評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.511-516, 2008.7
9. 谷昌典, 西山峰広: PC 柱部材に対する曲げ終局耐力評価法の適用性に関する検討, 第 17 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2008.11 (投稿中)

研究論文／国際会議発表論文

1. Masanori Tani, Satoru Miyazaki, Huai Jiang, Fumio Watanabe: Seismic Strengthening by Precast Prestressed Concrete Brace, *Proceedings of the 4th Japan-Taiwan-Korea joint seminar on earthquake engineering for building structures*, pp.11-20, 2002.10

2. Masanori Tani, Minehiro Nishiyama: Tensile force evaluation of unbonded PT bar in precast concrete columns, *Proceedings of the 7th Japan-Taiwan-Korea joint seminar on earthquake engineering for building structures*, pp.75-81, 2005.10
3. Masanori Tani, Minehiro Nishiyama: Tensile Force Evaluation of Unbonded PT Bars in Precast Concrete Columns, *Proceedings of the 2nd fib congress*, ID 2-32, 2006.6
4. Masanori Tani, Minehiro Nishiyama: Moment Capacity Estimation of Precast Concrete Columns Assembled by Post-tensioning, *Proceedings of the 8th Japan-Taiwan-Korea joint seminar on earthquake engineering for building structures*, pp.111-120, 2006.12
5. Masanori Tani, Minehiro Nishiyama: Prediction of Load Carrying Capacity of Precast Prestressed Concrete Columns, *Proceedings of the 9th Japan-Taiwan-Korea joint seminar on earthquake engineering for building structures*, pp.73-82, 2007.10

研究論文／シンポジウム等

1. 谷昌典, 西山峰広, 菅田昌宏: 高強度 PCa 接合部を持つ壁スラブ構造の耐震性能に関する研究, 日本コンクリート工学協会, 高強度コンクリート構造物の構造性能研究委員会報告集・論文集, pp.544-551, 2006.7

口頭発表 (共著含む)

1. 李日星, 谷昌典, 奥野雄一郎, 渡邊史夫: 自己圧着型コンクリートブレースによる耐震補強に関する研究 (その1: 概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), C-2, pp.773-774, 2002.8
2. 奥野雄一郎, 谷昌典, 李日星, 渡邊史夫: 自己圧着型コンクリートブレースによる耐震補強に関する研究 (その2: 実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), C-2, pp.775-776, 2002.8
3. 谷昌典, 李日星, 奥野雄一郎, 渡邊史夫: 自己圧着型コンクリートブレースによる耐震補強に関する研究 (その3: 解析と総括), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), C-2, pp.777-778, 2002.8
4. 谷昌典, 西山峰広, 岸本一蔵: PCaPC 柱部材において圧着力減退が修復性と安全性に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), C-2, pp.735-736, 2005.9

5. 西村知明, 谷昌典, 菅田昌宏, 西山峰広, 西崎隆氏, 大平眞: 高強度 PCa 接合部を用いた壁床構造の耐震性に関する実験的研究 (その 1: 研究背景と実験計画), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), C-2, pp.715-716, 2006.9
6. 谷昌典, 西村知明, 菅田昌宏, 西山峰広, 慶祐一, 九嶋壮一郎: 高強度 PCa 接合部を用いた壁床構造の耐震性に関する実験的研究 (その 2: 荷重一層間変形角関係と曲げ破壊強度), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), C-2, pp.717-718, 2006.9
7. 菅田昌宏, 谷昌典, 西村知明, 西山峰広, 西崎隆氏, 澤井祥晃: 高強度 PCa 接合部を用いた壁床構造の耐震性に関する実験的研究 (その 3: 床スラブ主筋の付着性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), C-2, pp.719-720, 2006.9
8. 西村知明, 谷昌典, 西山峰広: PC 圧着柱の力学性状に関する研究 (その 1: 研究背景と実験計画), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), C-2, pp.801-802, 2007.8
9. 谷昌典, 西村知明, 西山峰広: PC 圧着柱の力学性状に関する研究 (その 2: 実験結果と考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), C-2, pp.803-804, 2007.8
10. 林真理子, 谷昌典, 西山峰広, 原田和典: PC ストランドの高温下における引張試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), C-2, pp.837-838, 2007.8
11. 谷昌典, 西山峰広: PC 柱部材に対する曲げ終局耐力算定法に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), C-2, pp.891-892, 2008.9
12. 梶原真一, 西村知明, 谷昌典, 西山峰広: プレストレストコンクリート柱梁接合部の損傷評価 (その 1: 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), C-2, pp.943-944, 2008.9
13. 西村知明, 梶原真一, 谷昌典, 西山峰広: プレストレストコンクリート柱梁接合部の損傷評価 (その 2: 実験結果と考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), C-2, pp.945-946, 2008.9
14. 古沢陽子, 林成俊, 谷昌典, 原田和典, 西山峰広: プレストレストコンクリート梁部材の高温時力学性状に関する実験的研究 (その 1: 実験概要と実験結果概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), C-2, pp.913-914, 2008.9
15. 林成俊, 古沢陽子, 谷昌典, 原田和典, 西山峰広: プレストレストコンクリート梁部材の高温時力学性状に関する実験的研究 (その 2: 実験結果と考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国),

C-2, pp.915-916, 2008.9

謝辞

本論文は、筆者が京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻西山研究室に在籍中の約4年間にわたる研究の成果をまとめたものです。この間に、多くの方々より暖かいご指導、ご鞭撻を頂きました。

京都大学准教授・西山峰広先生には、本研究の全体にわたってご指導頂きました。筆者の計画性のなさ、知識のなさで多大なる御迷惑をおかけしたにも関わらず、終始丁寧にご指導、ご教示を頂きました。また、本研究を遂行するに当たって何不自由の無い研究環境を整備して頂きました。ここに謹んで深く感謝致します。

実験を進めるにあたり、京都大学助教・佐藤裕一先生には、試験体の製作から装置等のセットアップ、载荷に至るまで、あらゆる面においてご支援、ご協力を頂きました。また、京都大学准教授・河野進先生には、実験遂行にあたり貴重なご助言を頂き、実験機器の融通においてもご配慮頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

本論文の審査を担当して頂いた、京都大学教授・田中仁史先生、竹脇出先生には、貴重なご指摘、ご助言を賜りました。心より御礼申し上げます。

京都大学名誉教授・渡邊史夫先生（現・竹中工務店）には、一度は就職して大学を離れ、研究とは無縁の生活を送っていた筆者に、再び大学で研究を行う道筋を与えて頂きました。また、本研究に関する貴重なご助言も頂きました。ここに深く御礼申し上げます。

大阪工業大学教授・中塚侑先生、大阪大学准教授・岸本一蔵先生には、学会や委員会の場におきまして、本研究に関する貴重なご助言を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

元京都大学技官・岩本敏憲氏には、試験体製作に関する貴重なご助言を頂きました。大きな事故もなく無事に実験を遂行できたのも、日頃から高い安全意識を持つことを教えて頂いたお陰です。ここに深く御礼申し上げます。

卒業論文のテーマとして本研究の遂行に助力頂いた、元京都大学大学院生・西村知明氏（現・三井住友建設株式会社）、元京都大学卒論生・朝倉徹氏（現・シービー・リチャードエリス株式会社）の両氏ならびに西山研究室の皆様には、実験の準備及び実施の際に多大なるご協力を頂くとともに、暖かい励ましの言葉を頂きました。また、皆様のお陰で楽しい研究室生活を送ることができました。本当にありがとうございました。

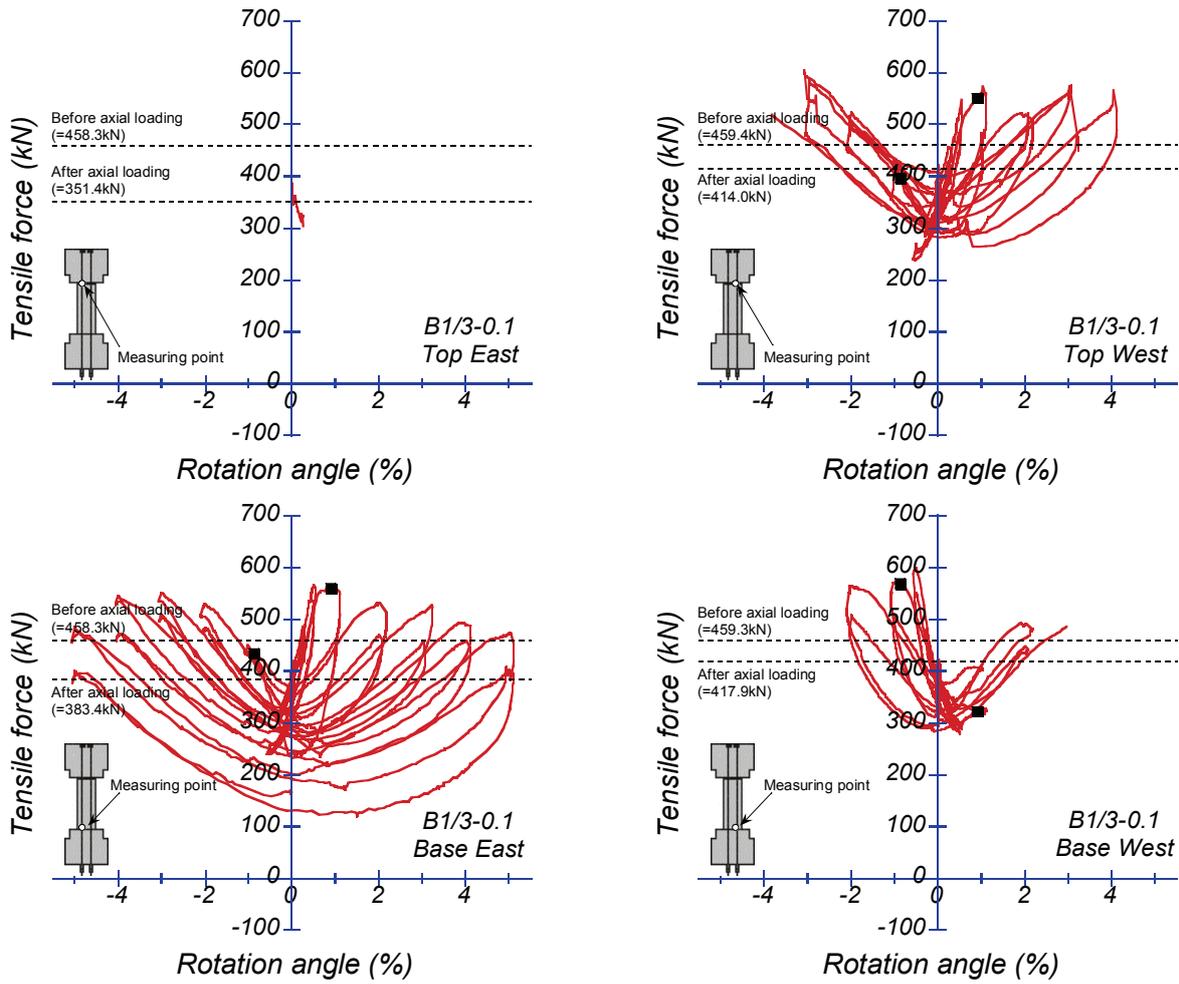
最後に、私事で恐縮ではありますが、就職してようやく独り立ちしたにも関わらず、1年余りで仕事を辞めて、再び学生に戻るといふ筆者の我儘を快く受け入れ、勉学、研究に専念できる環境を与えてくれた両親に心より感謝します。

2008年9月

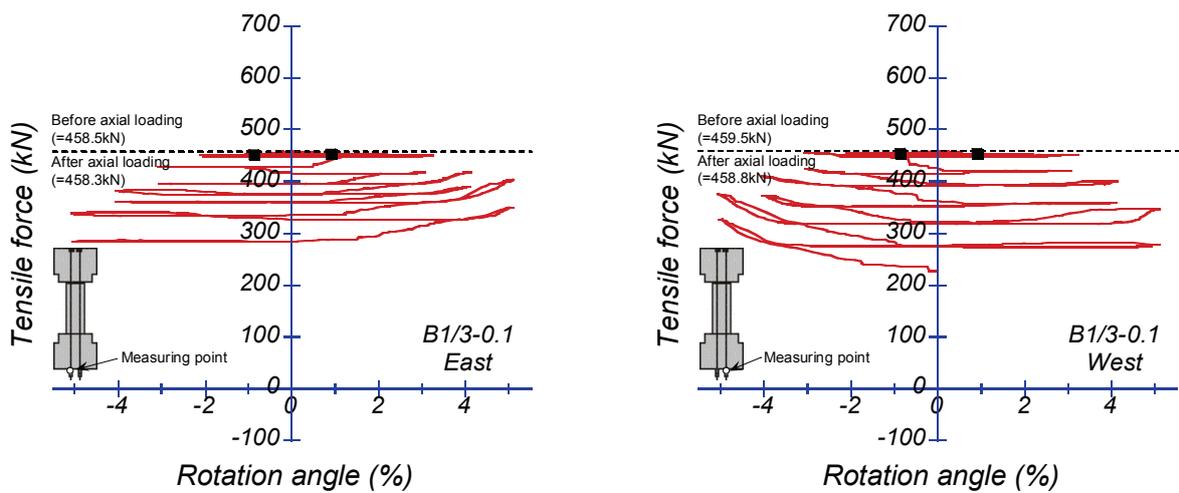
谷 昌 典

付録 1 逆対称曲げ載荷実験における PC 鋼材張力

付録 1 では、3 章で示した実験における PC 鋼材張力を示す。付図 1-1～付図 1-10 に、各試験体の PC 鋼材に設置したゲージ及びロードセルによって計測された PC 鋼材張力と部材角の関係を示す。ゲージ計測値については、PC 鋼棒の圧着面位置に添付したひずみゲージによる計測値を用いて、軸力載荷前からの PC 鋼材張力変動を計算し、軸力載荷前のロードセル計測値に加えたものを示している。ロードセル計測値については、柱脚側の PC 鋼棒の定着端に設置したロードセルによる計測値を用いて、軸力載荷前からの張力変動を計算したものを示す。いずれの試験体についても、東側に配置された 2 本及び西側に配置された 2 本のそれぞれの合計値を示している。また、図中、■点で最大せん断力を示した点を、点線で軸力載荷前及び軸力載荷後の PC 鋼材張力をそれぞれ表している。

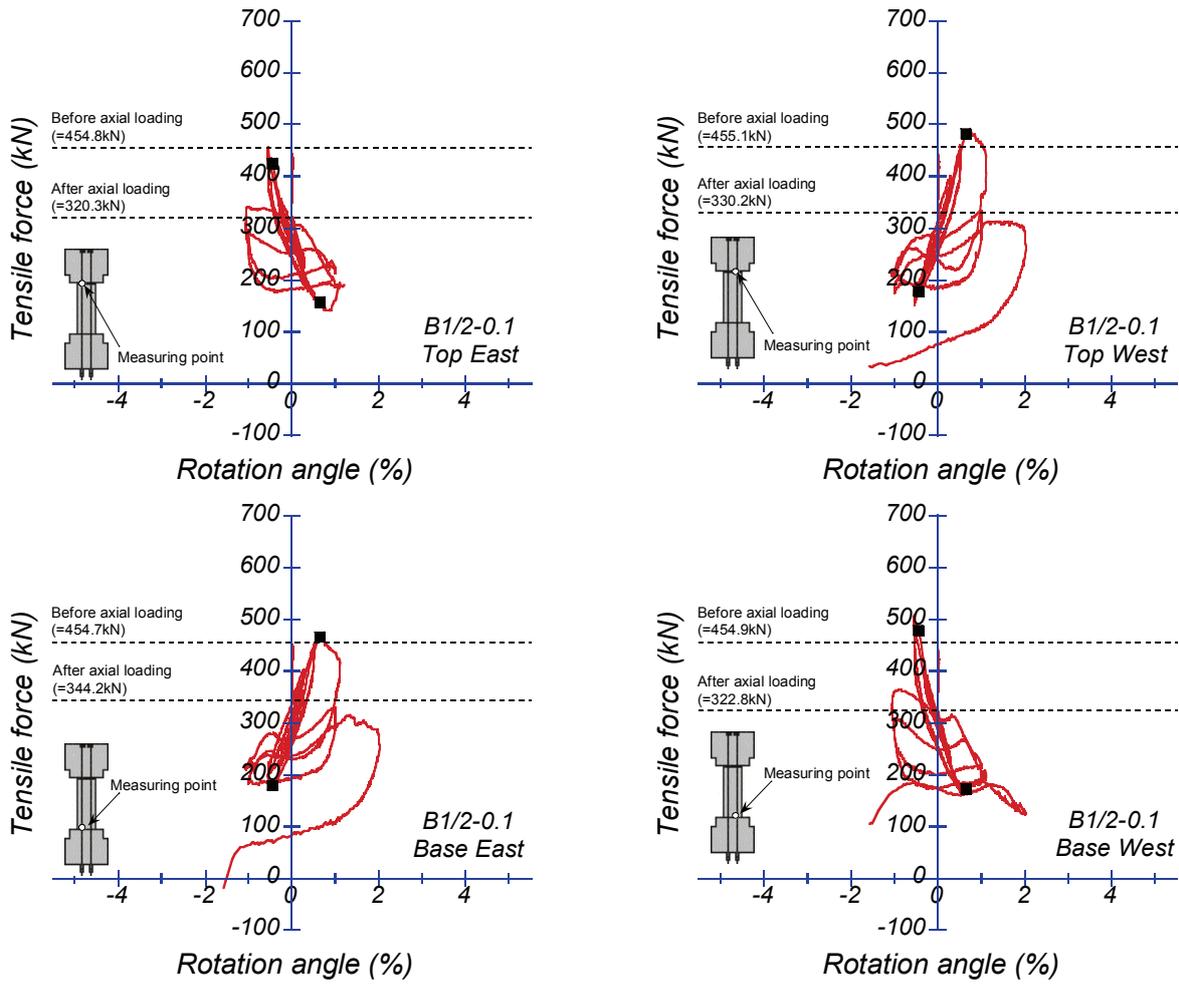


(a) ゲージ計測値

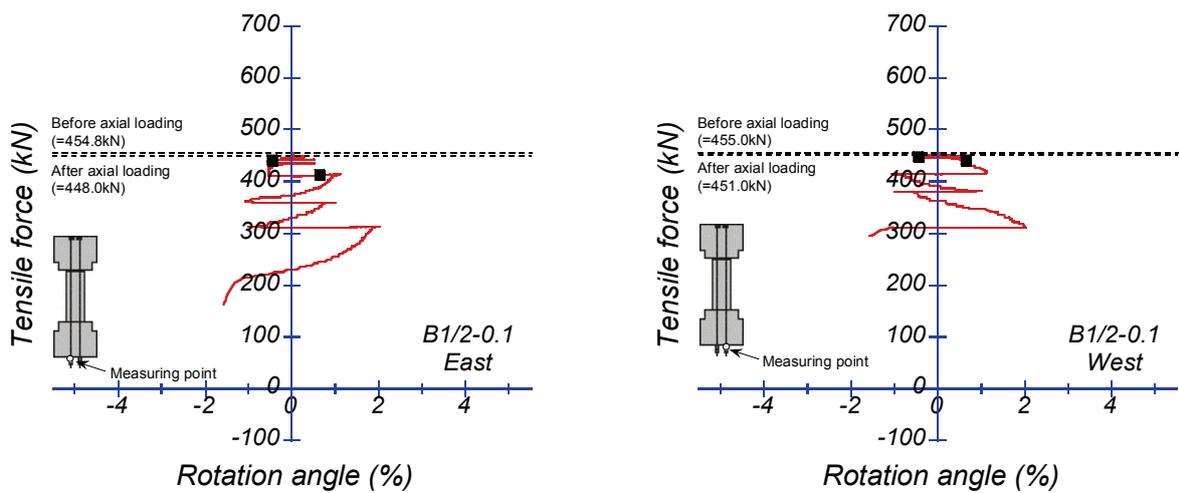


(b) ロードセル計測値

付図 1-1 B1/3-0.1

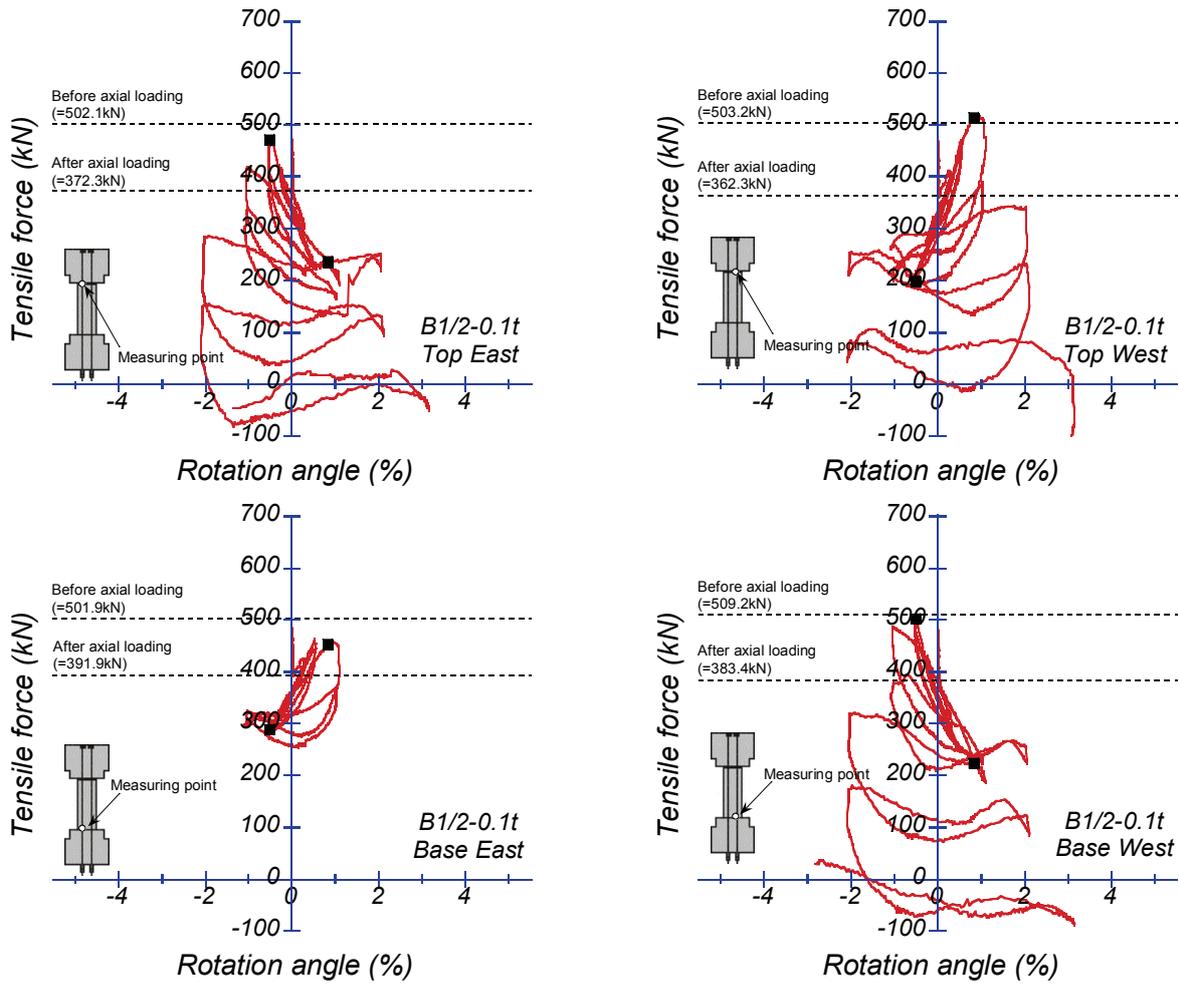


(a) ゲージ計測値

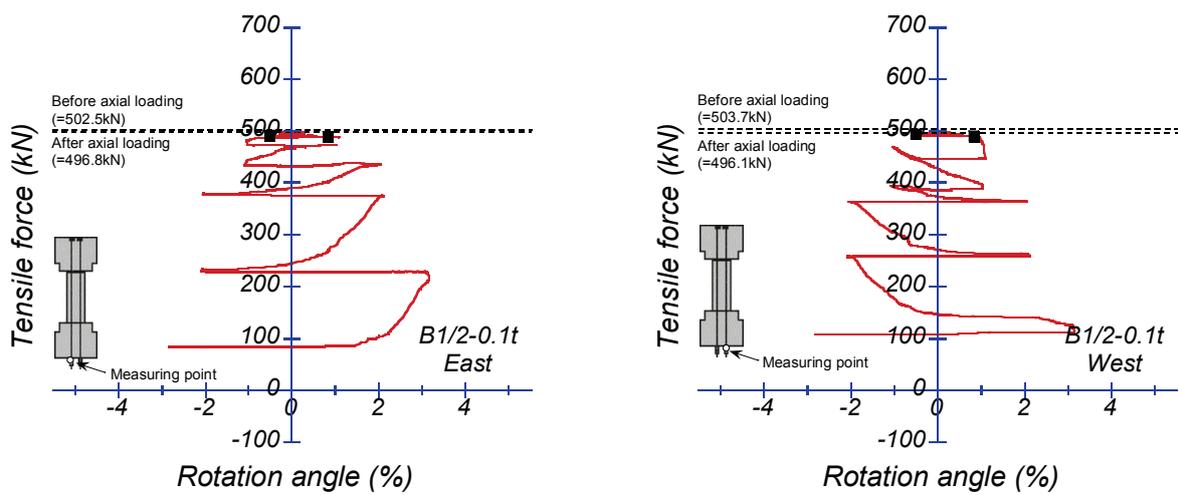


(b) ロードセル計測値

付図 1-2 B1/2-0.1

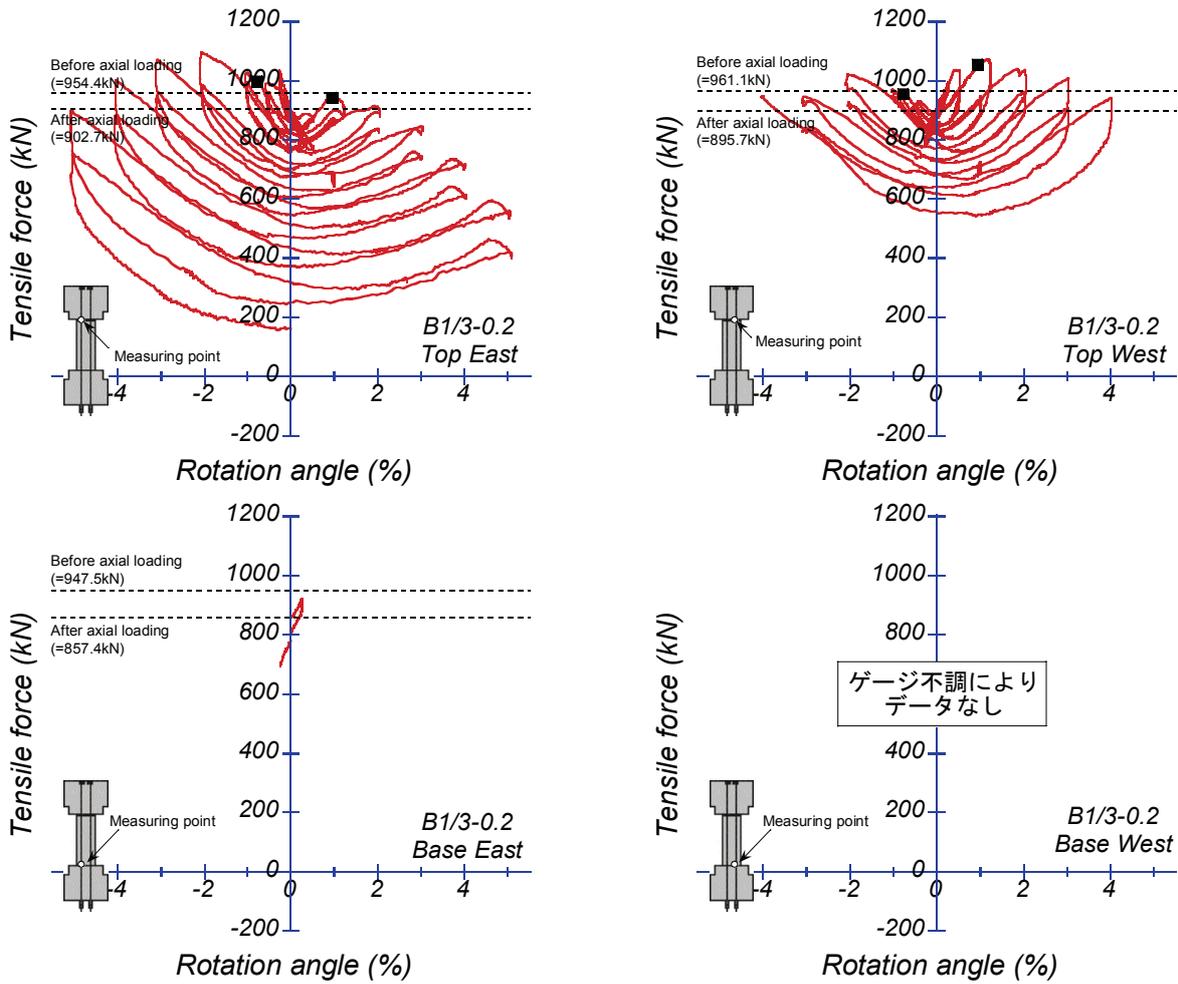


(a) ゲージ値

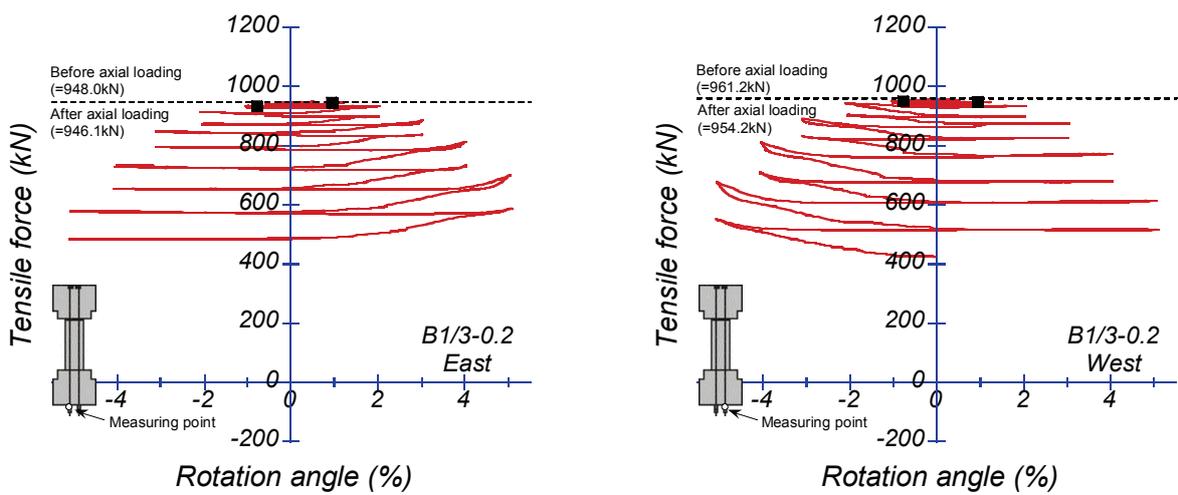


(b) ロードセル値

付図 1-3 B1/2-0.1t

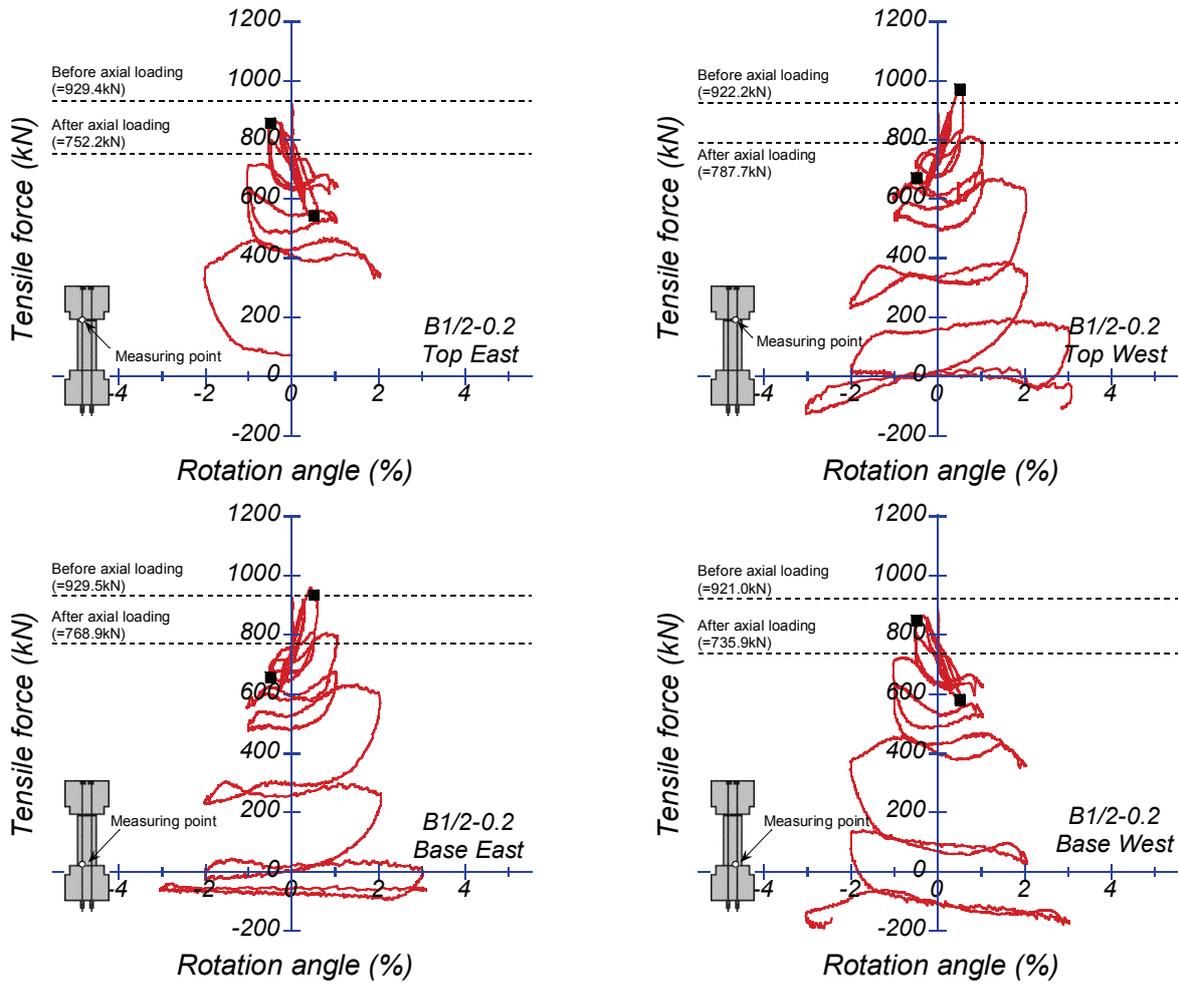


(a) ゲージ計測値

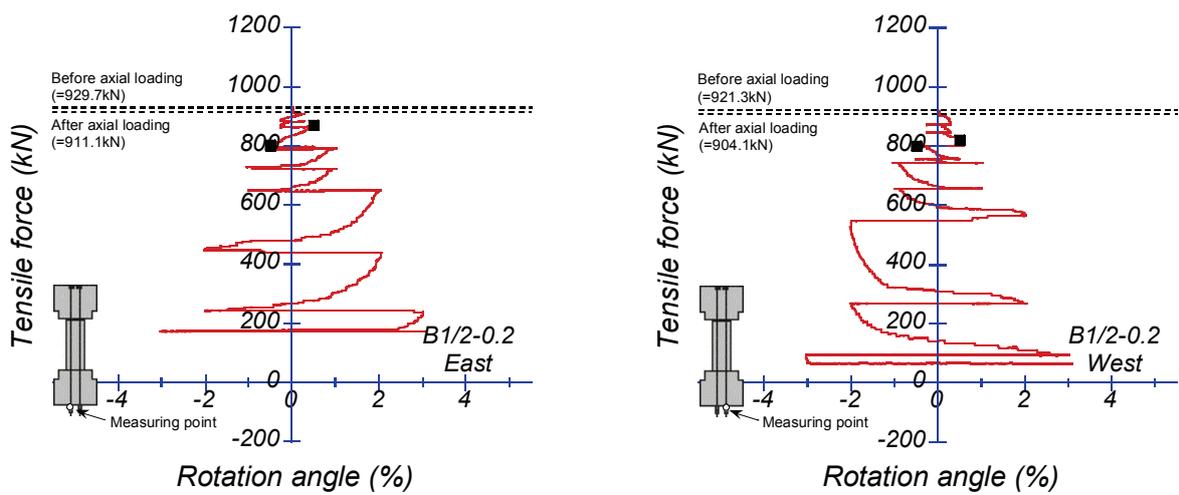


(b) ロードセル計測値

付図 1-4 B1/3-0.2

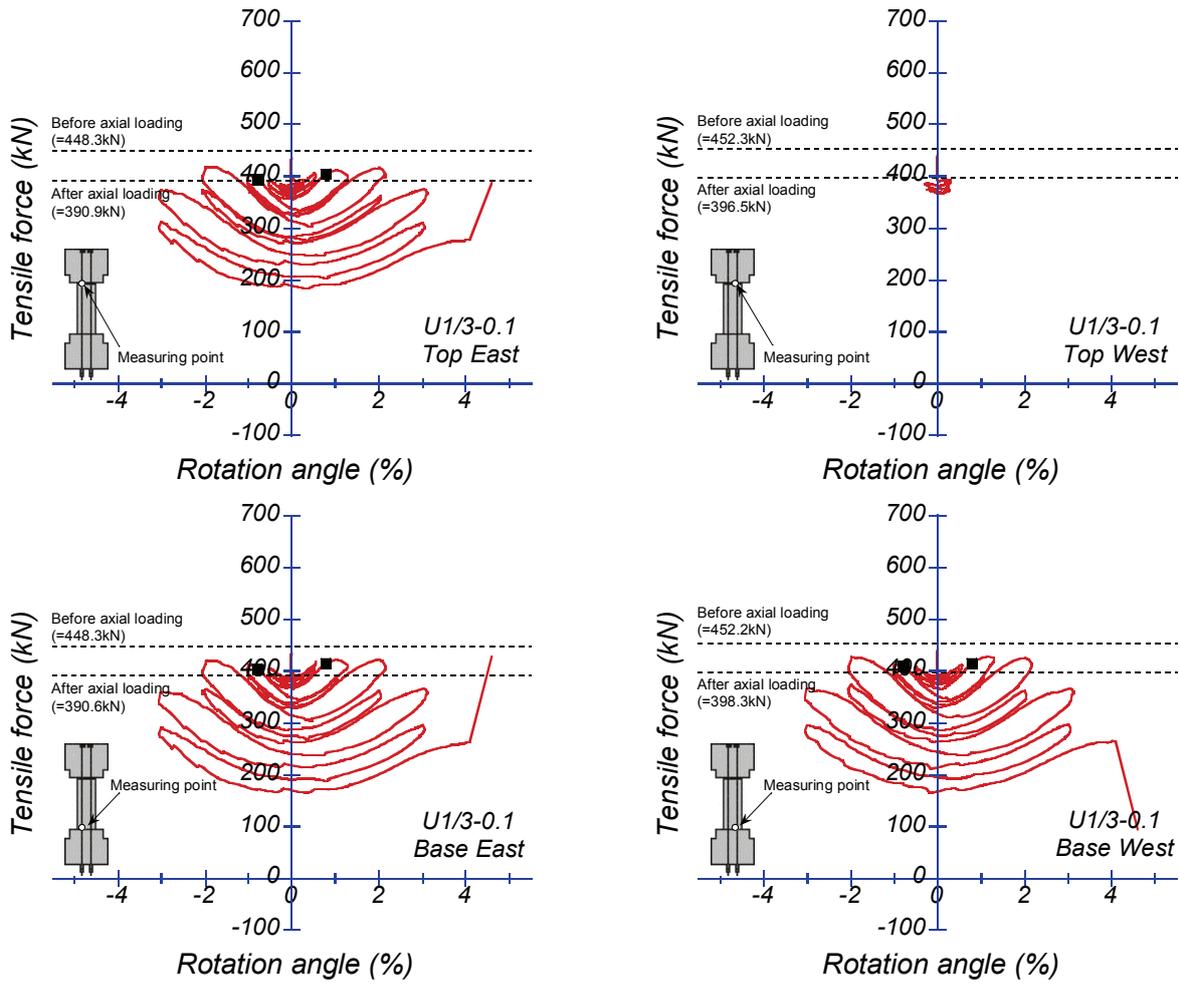


(a) ゲージ計測値

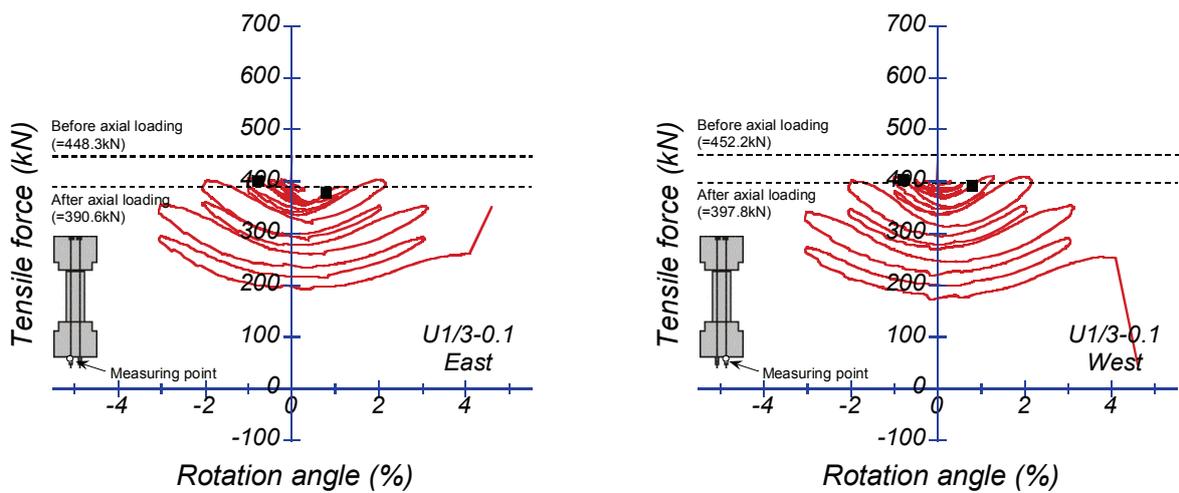


(b) ロードセル計測値

付図 1-5 B1/2-0.2

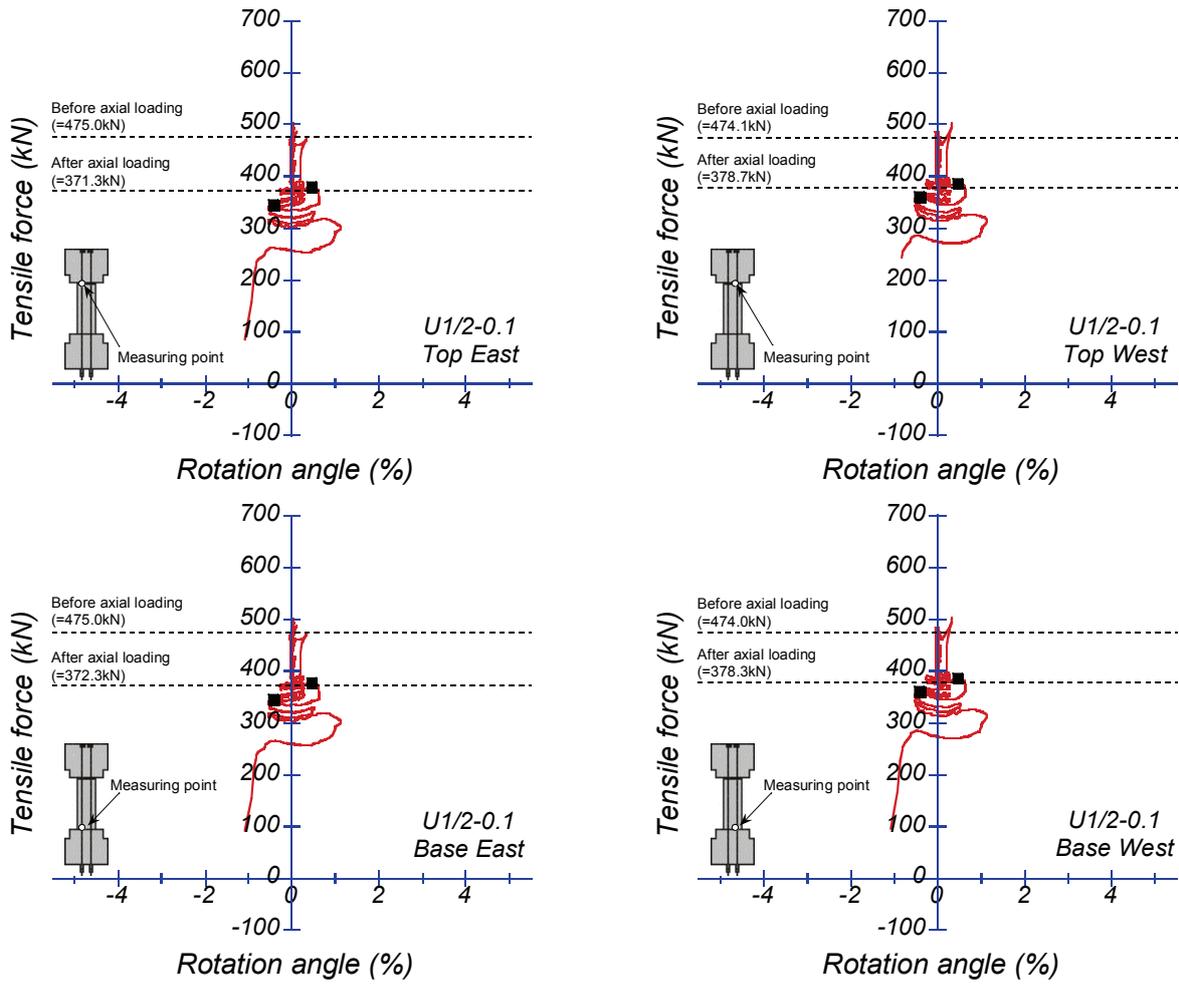


(a) ゲージ計測値

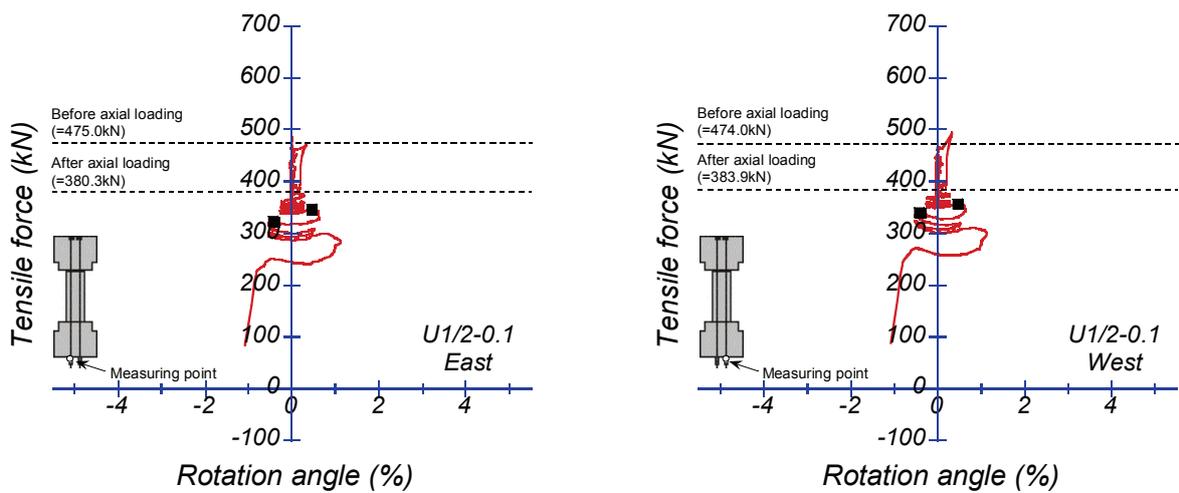


(b) ロードセル計測値

付図 1-6 U1/3-0.1

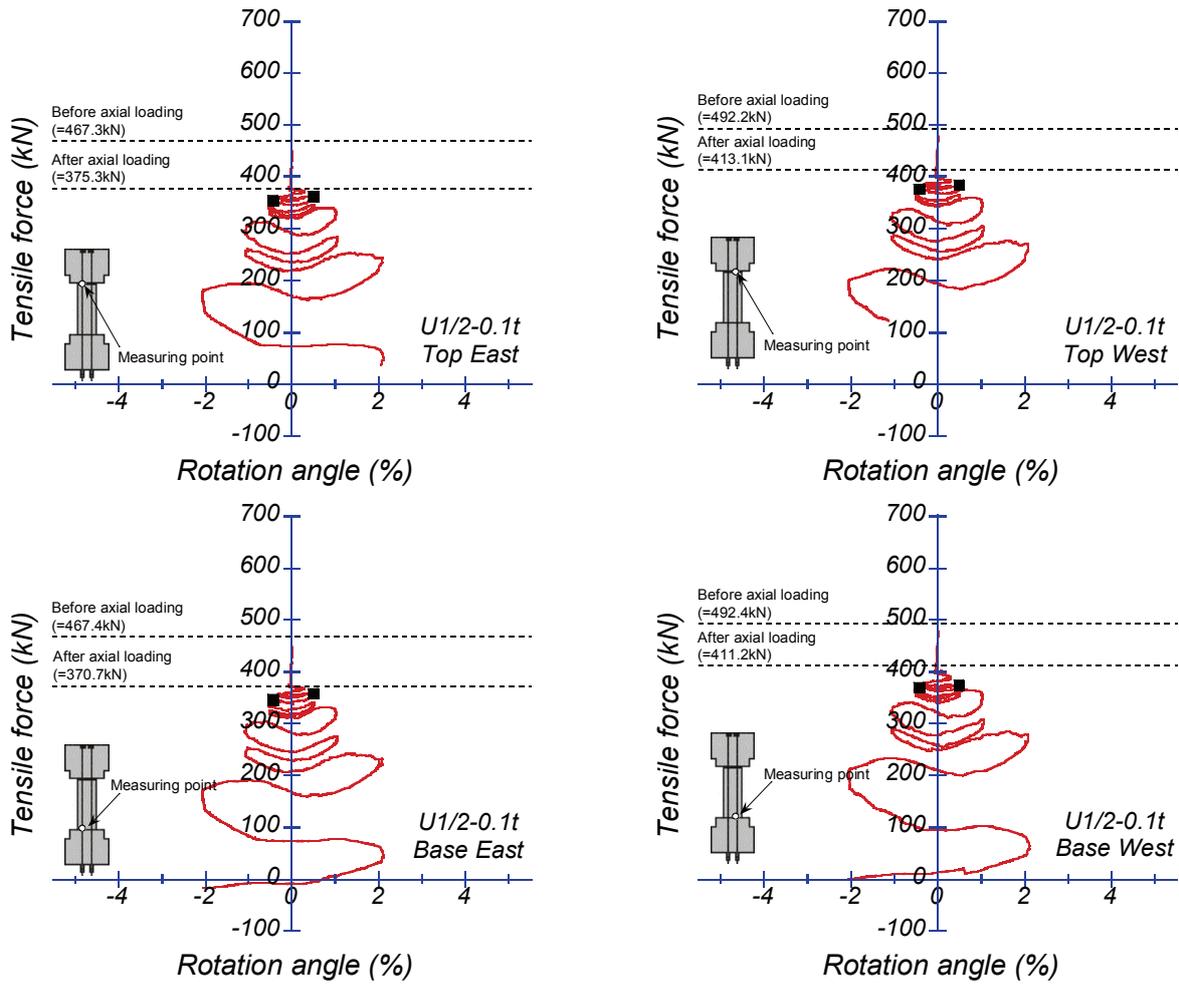


(a) ゲージ計測値

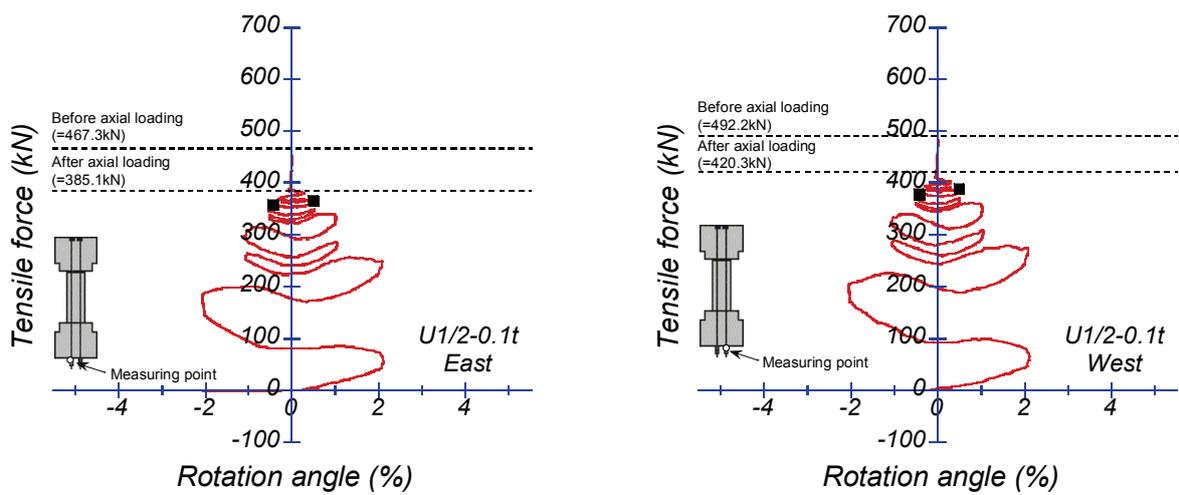


(b) ロードセル計測値

付図 1-7 U1/2-0.1

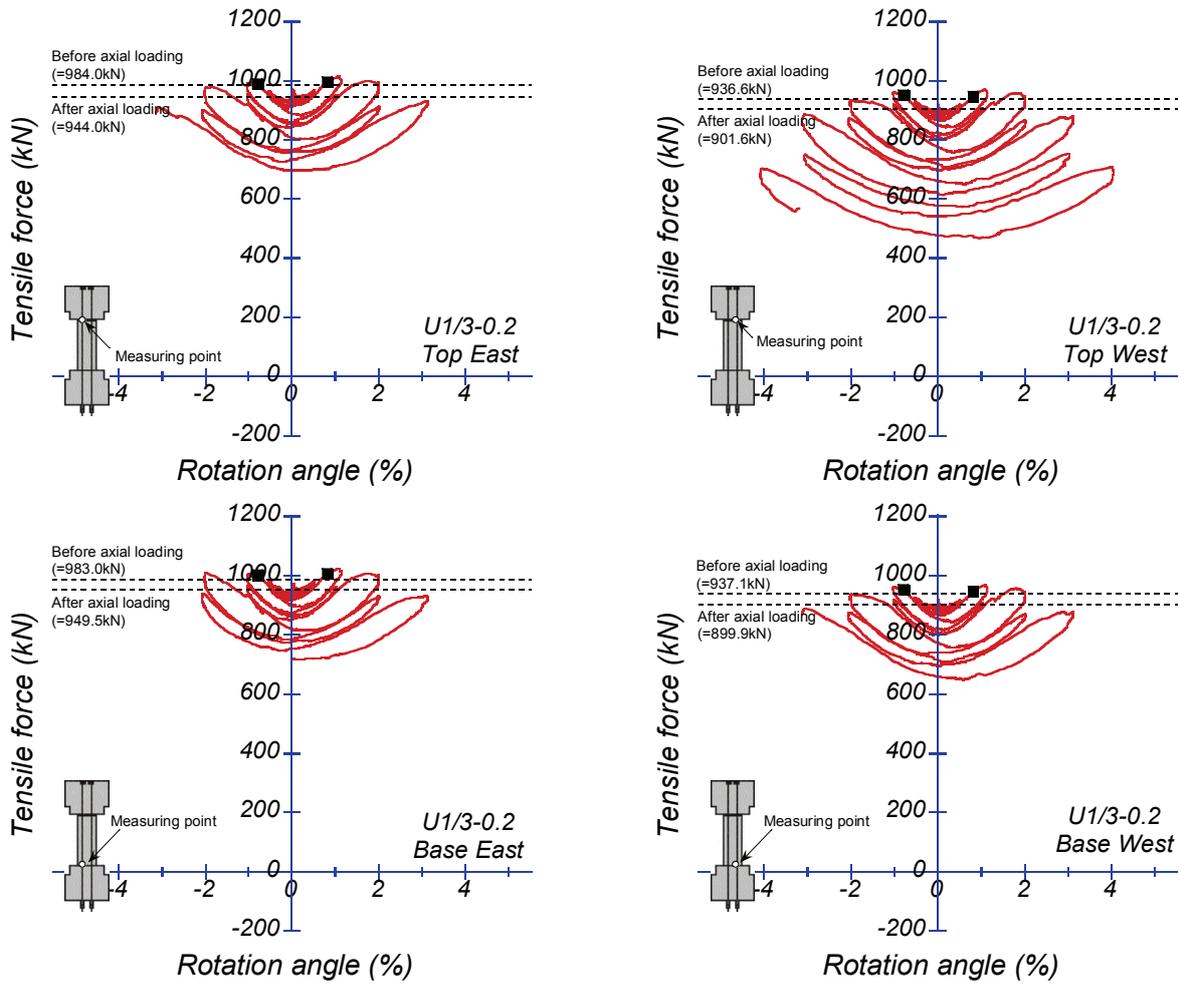


(a) ゲージ値

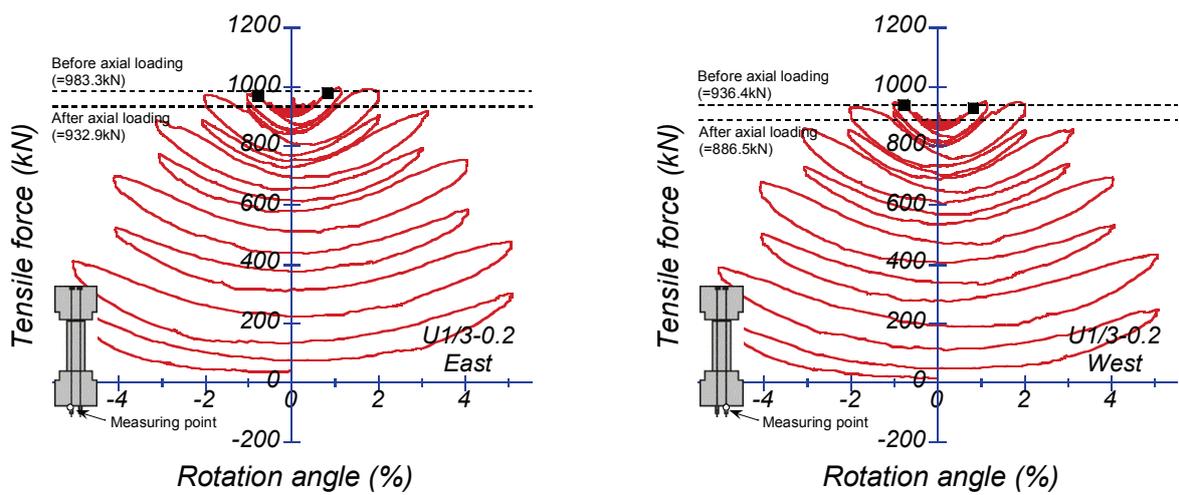


(b) ロードセル値

付図 1-8 U1/2-0.1t

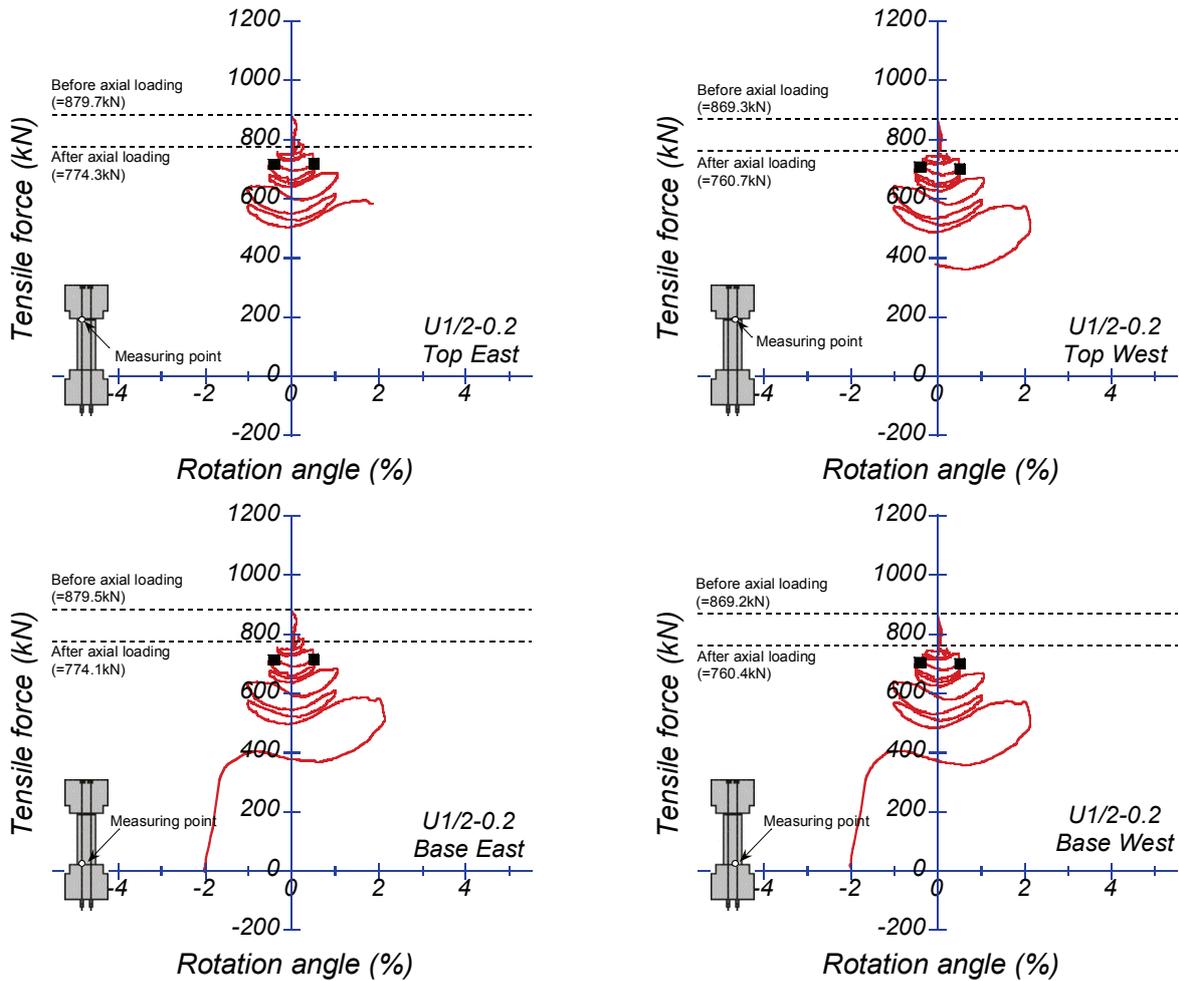


(a) ゲージ計測値

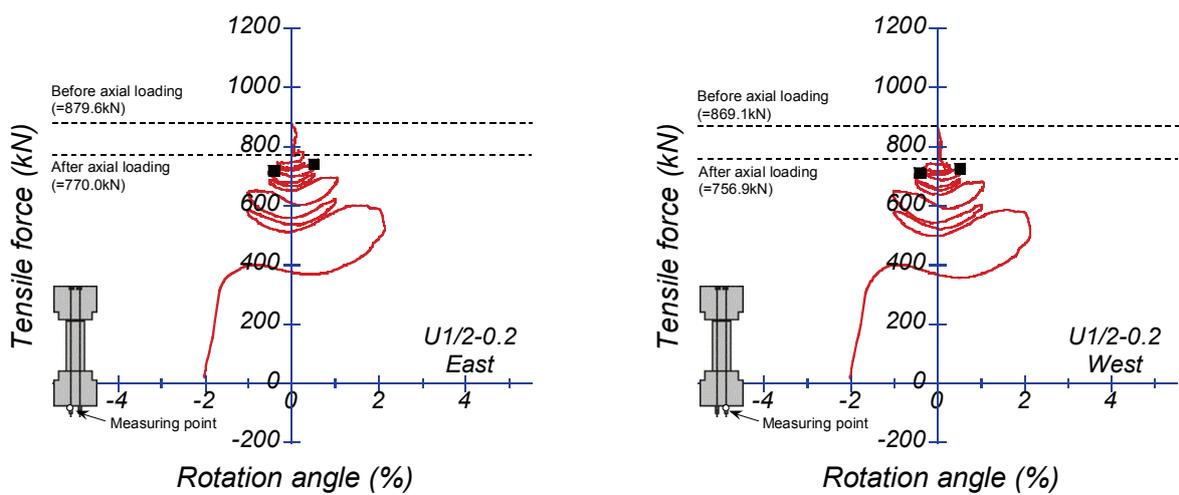


(b) ロードセル計測値

付図 1-9 U1/3-0.2



(a) ゲージ計測値

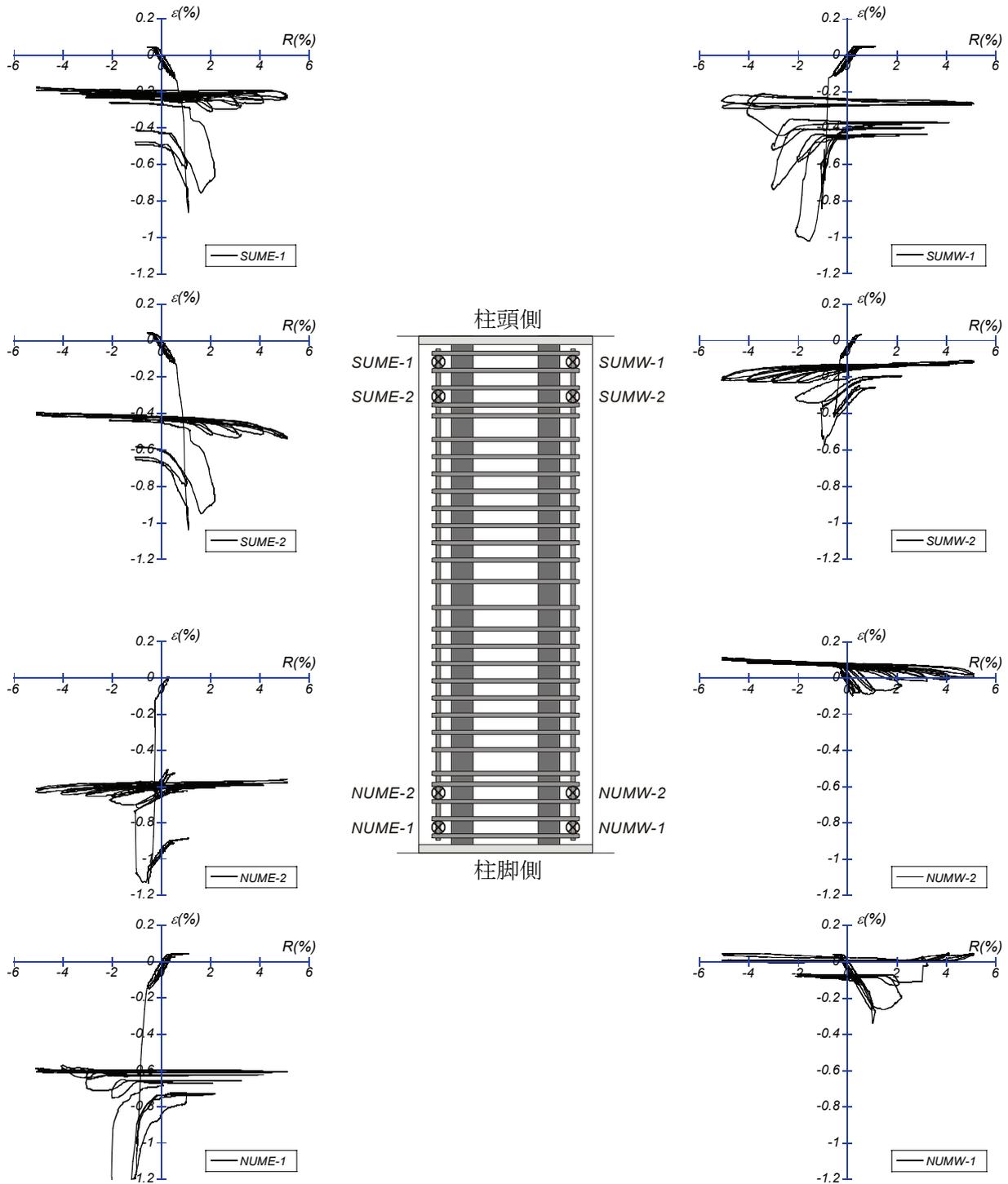


(b) ロードセル計測値

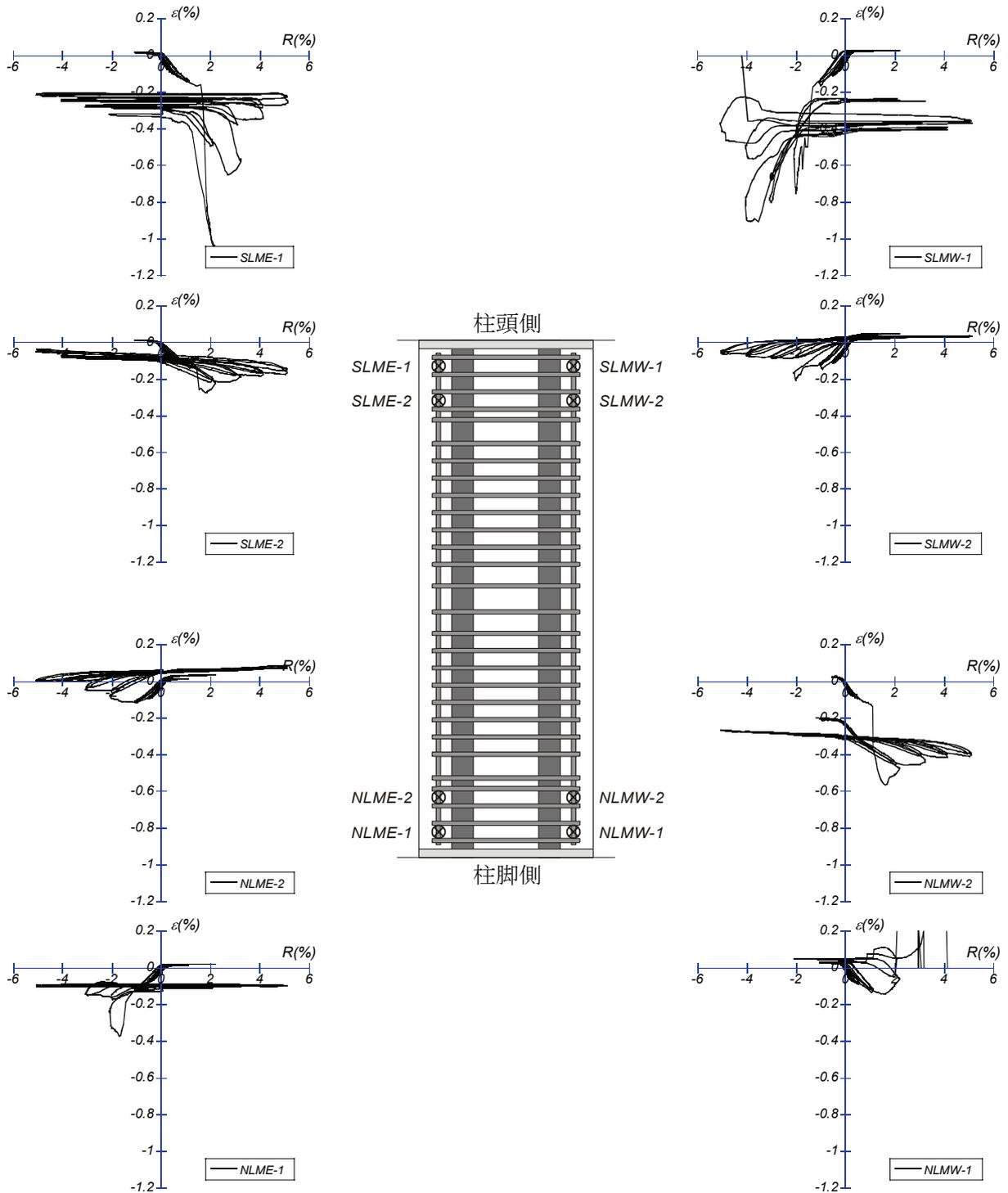
付図 1-10 U1/2-0.2

付録 2 逆対称曲げ載荷実験における軸筋ひずみ

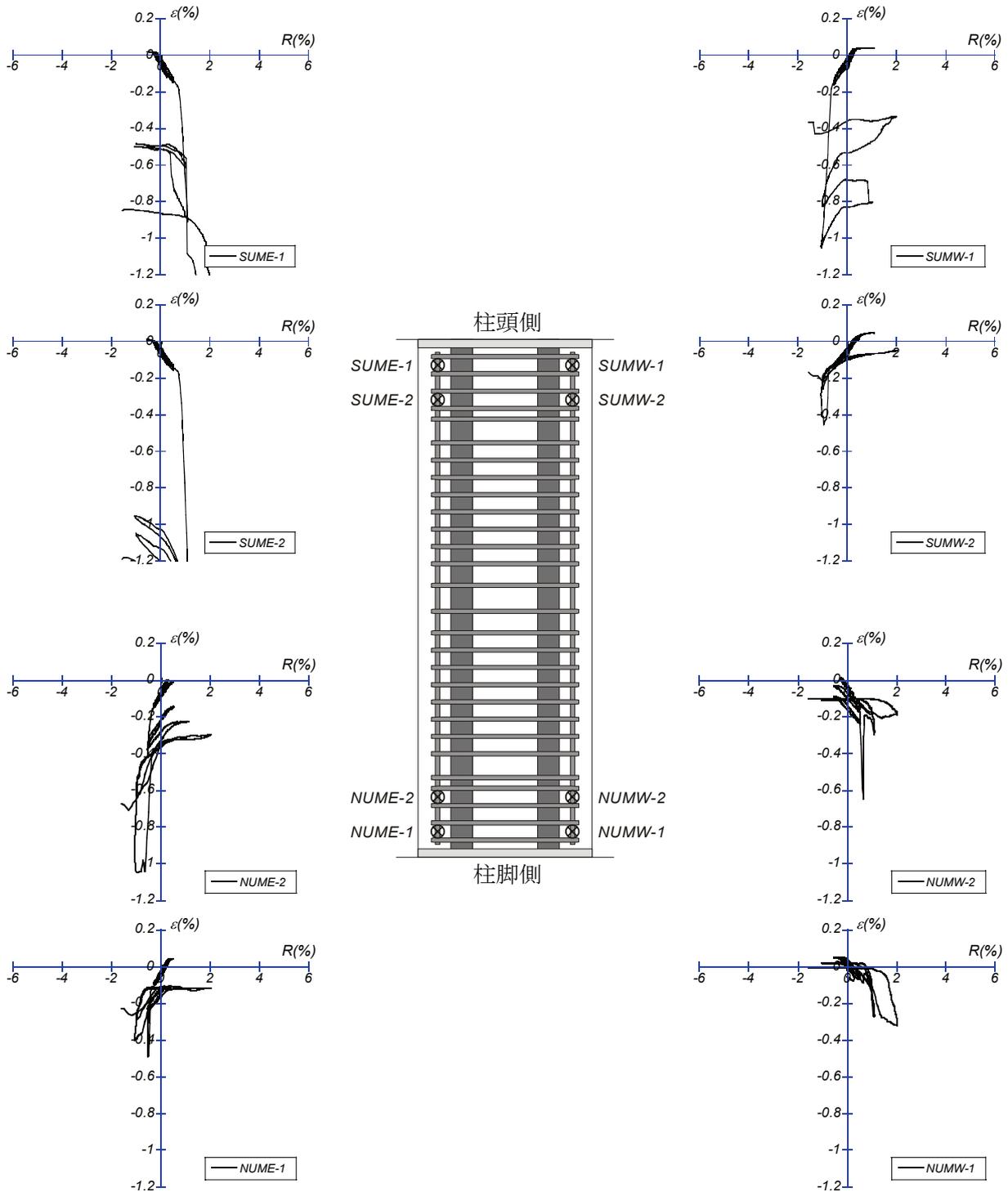
付録 2 では、3 章で示した PCaPC 柱試験体に対する逆対称曲げ載荷実験において得られた軸筋のひずみを示す。付図 2-1～付図 2-20 に、各試験体の組立軸筋に添付したゲージより得られた鉄筋ひずみと部材角の関係を示す。なお、鉄筋は圧着面において引張力を負担しないにも関わらず、引張ひずみが発生しているのは、プレストレス力による圧縮ひずみが含まれていない（軸力載荷直前でのひずみを 0 とした）ためである。



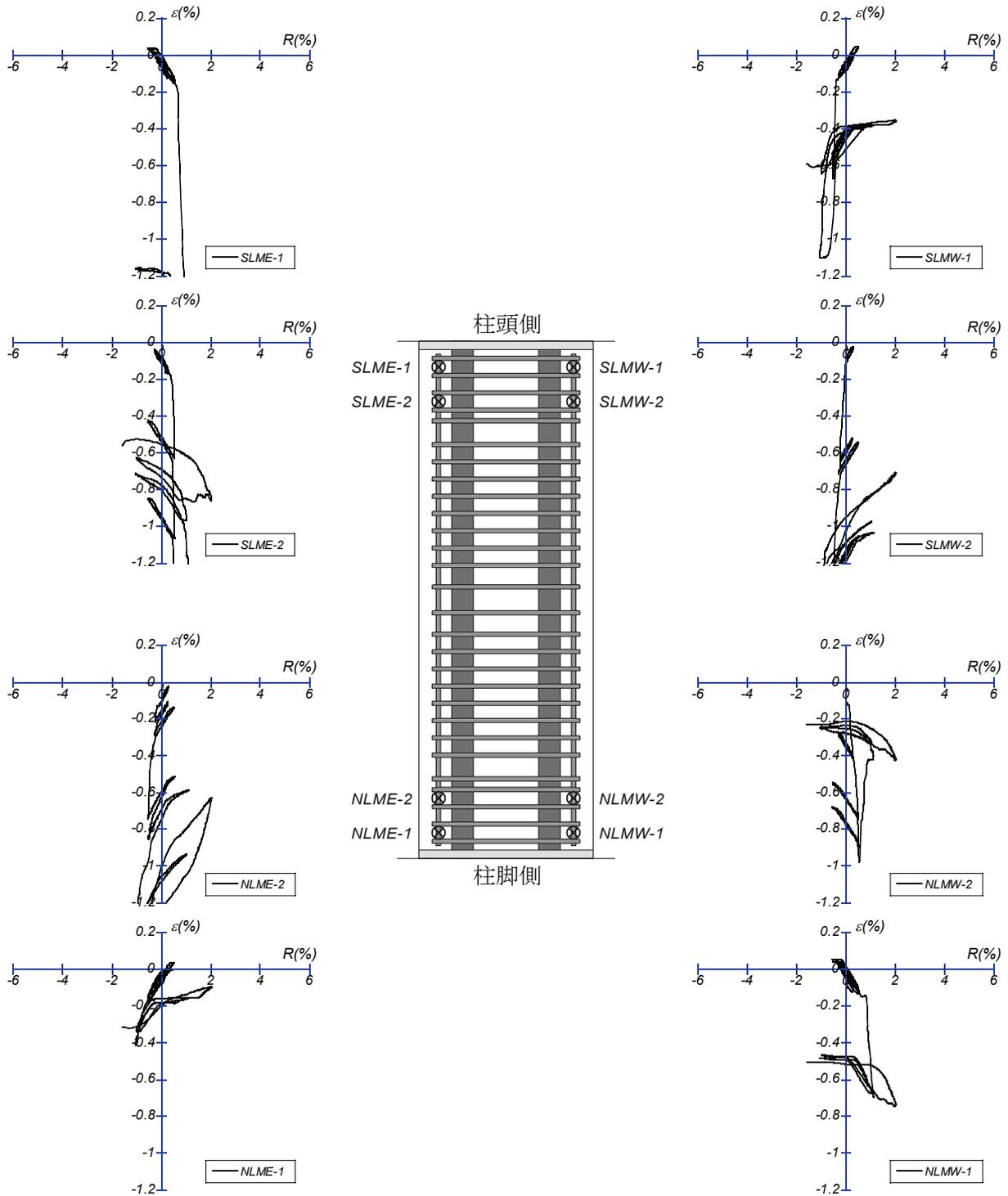
付図 2-1 B1/3-0.1 上面



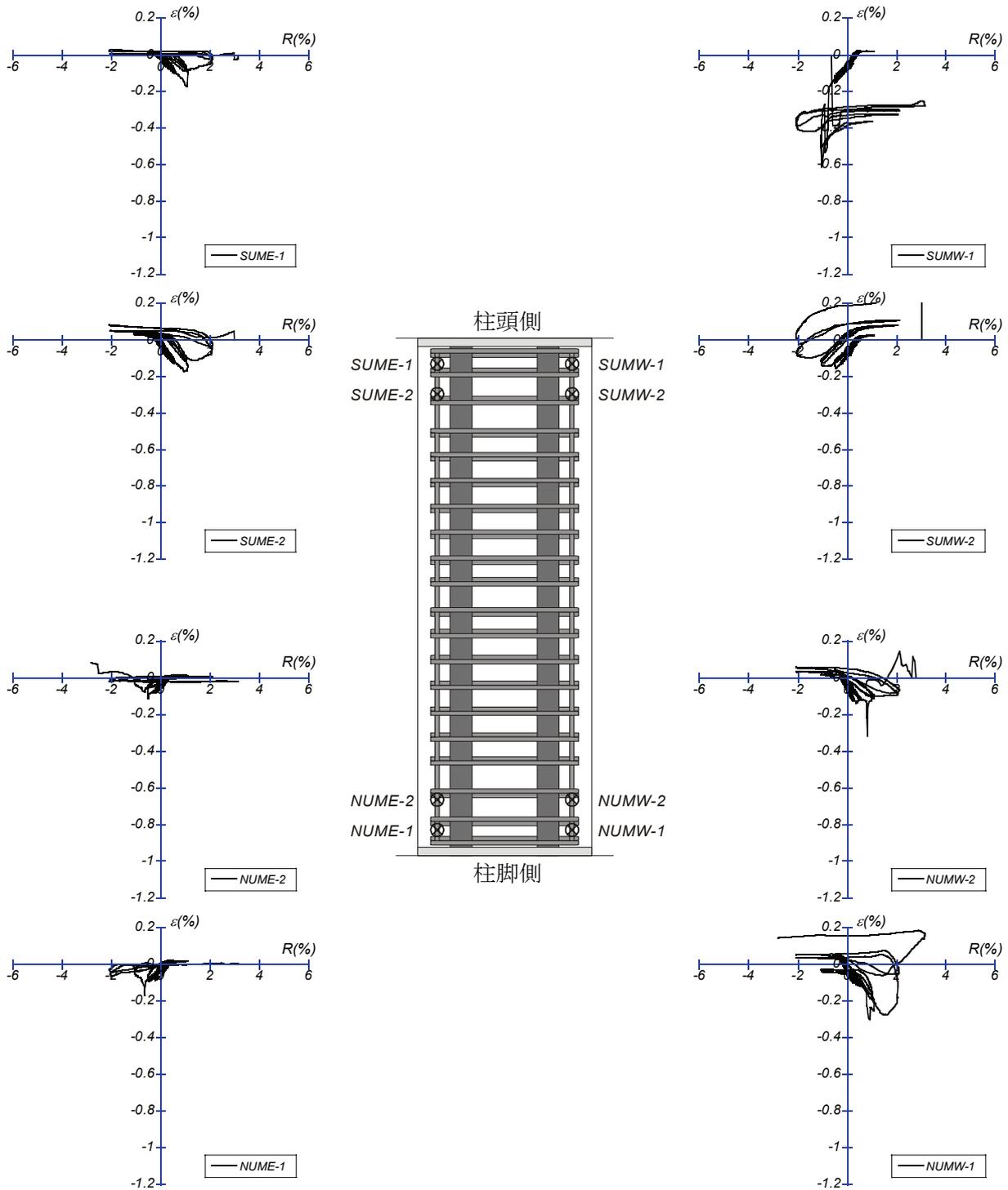
付図 2-2 B1/3-0.1 下面



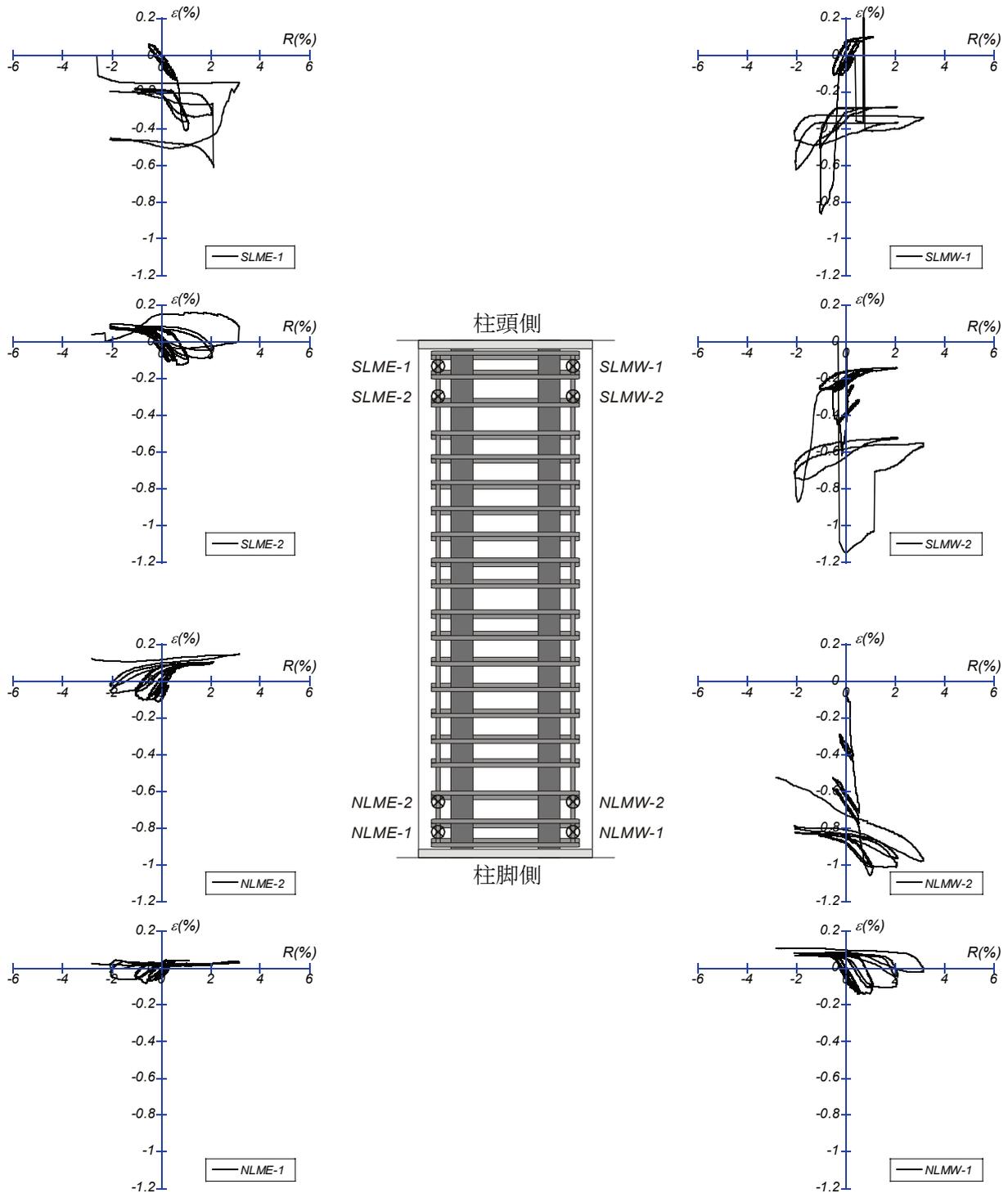
付図 2-3 B1/2-0.1 上面



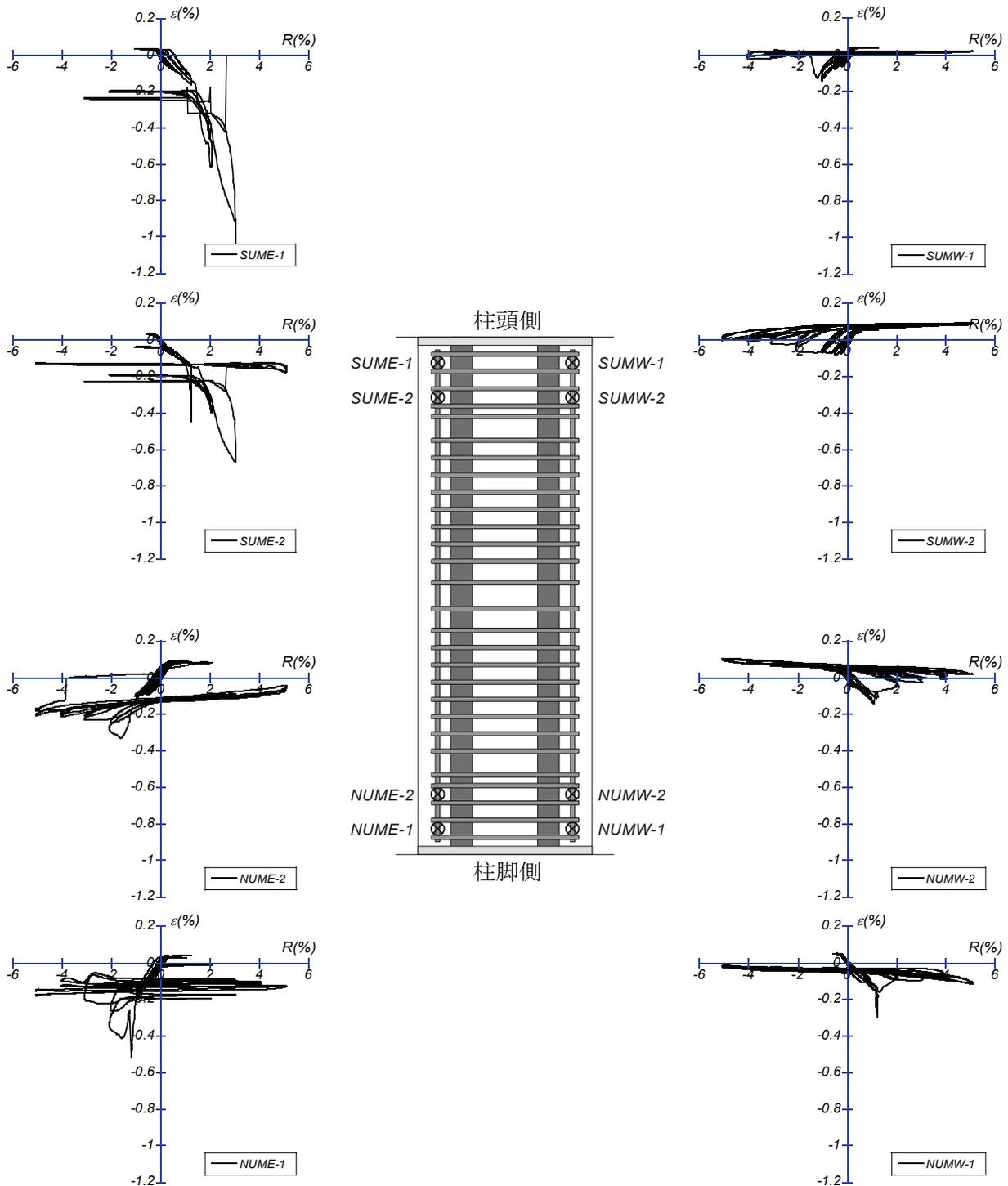
付図 2-4 B1/2-0.1 下面



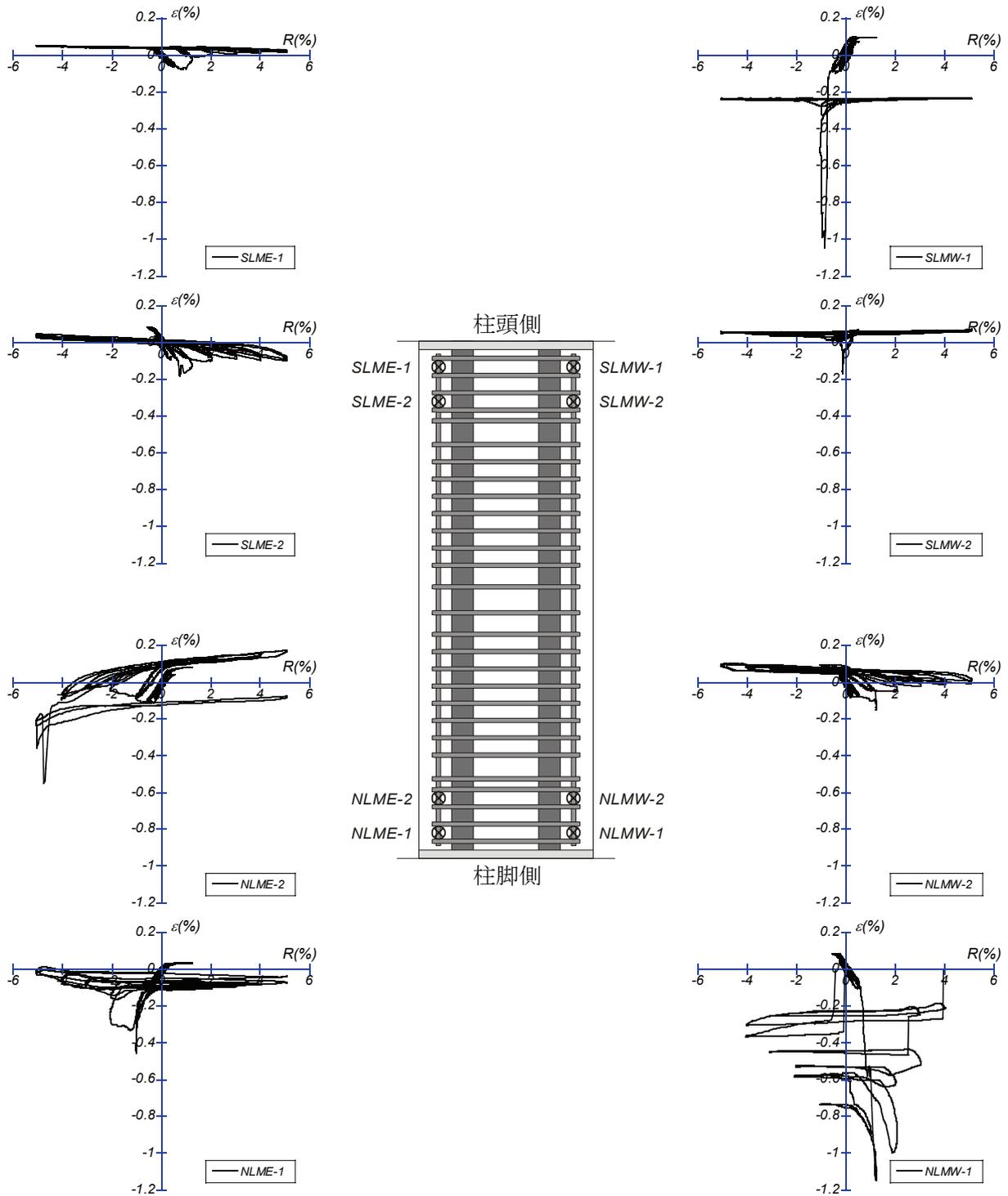
付図 2-5 B1/2-0.1t 上面



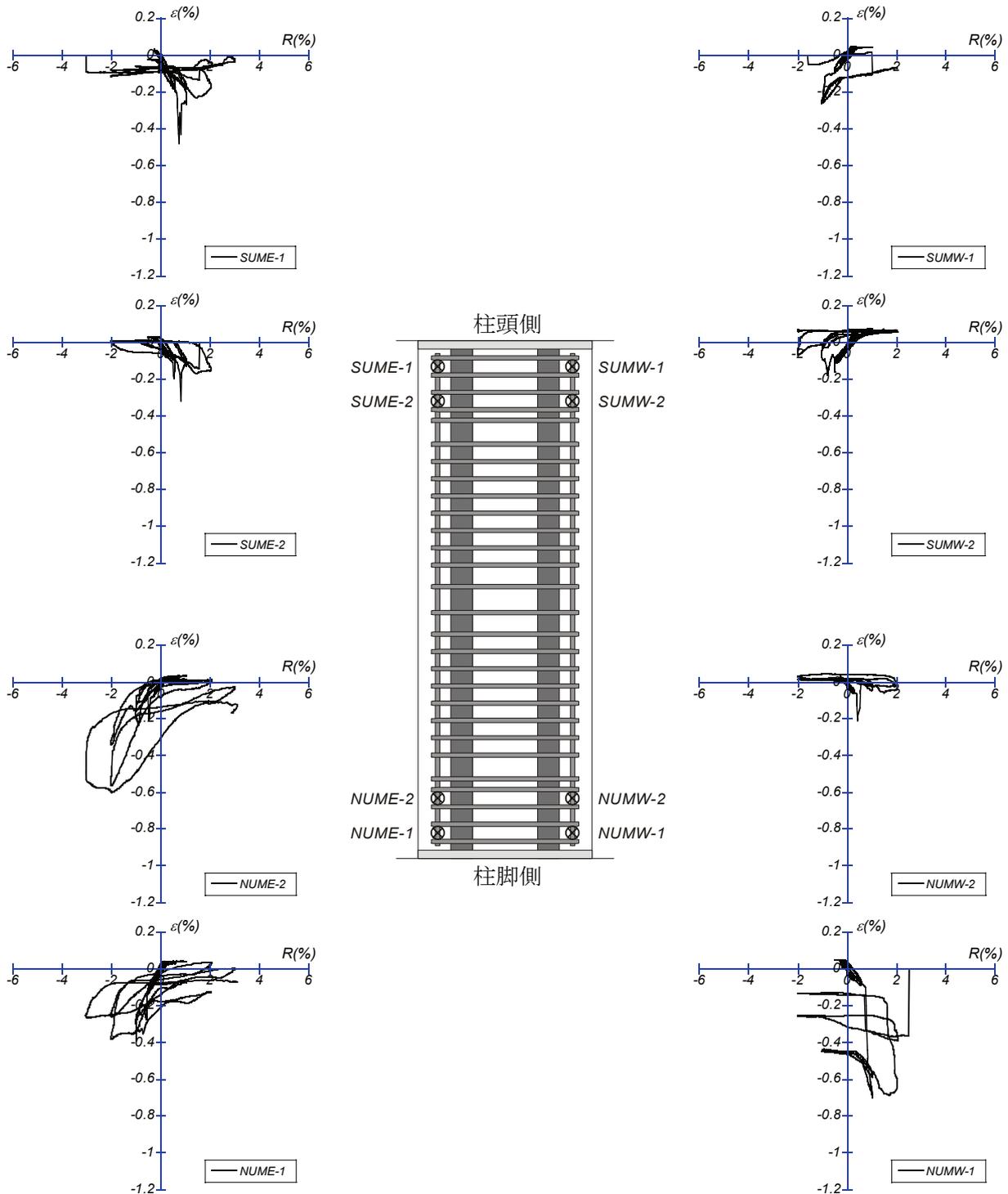
付図 2-6 B1/2-0.1t 下面



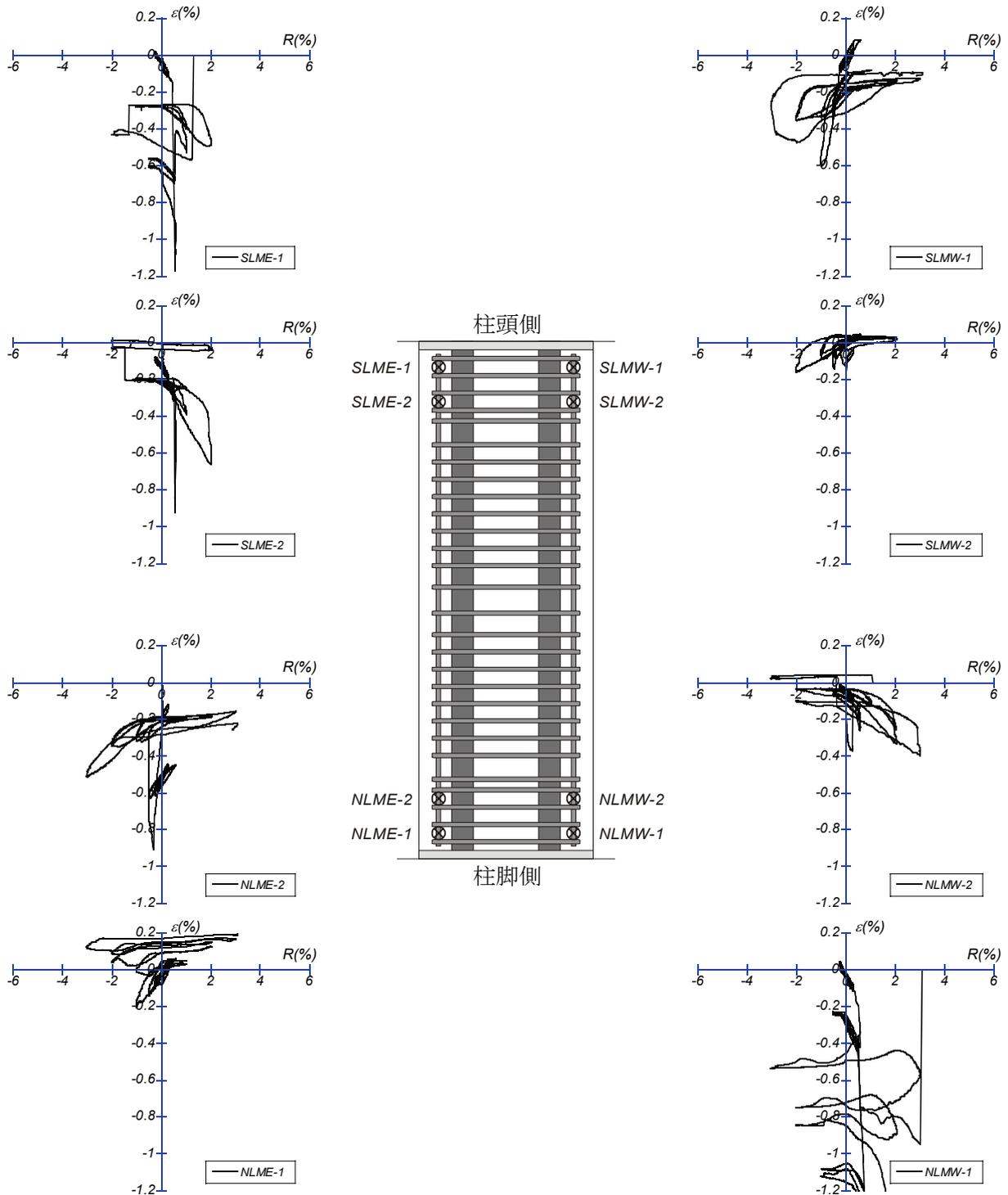
付図 2-7 B1/3-0.2 上面



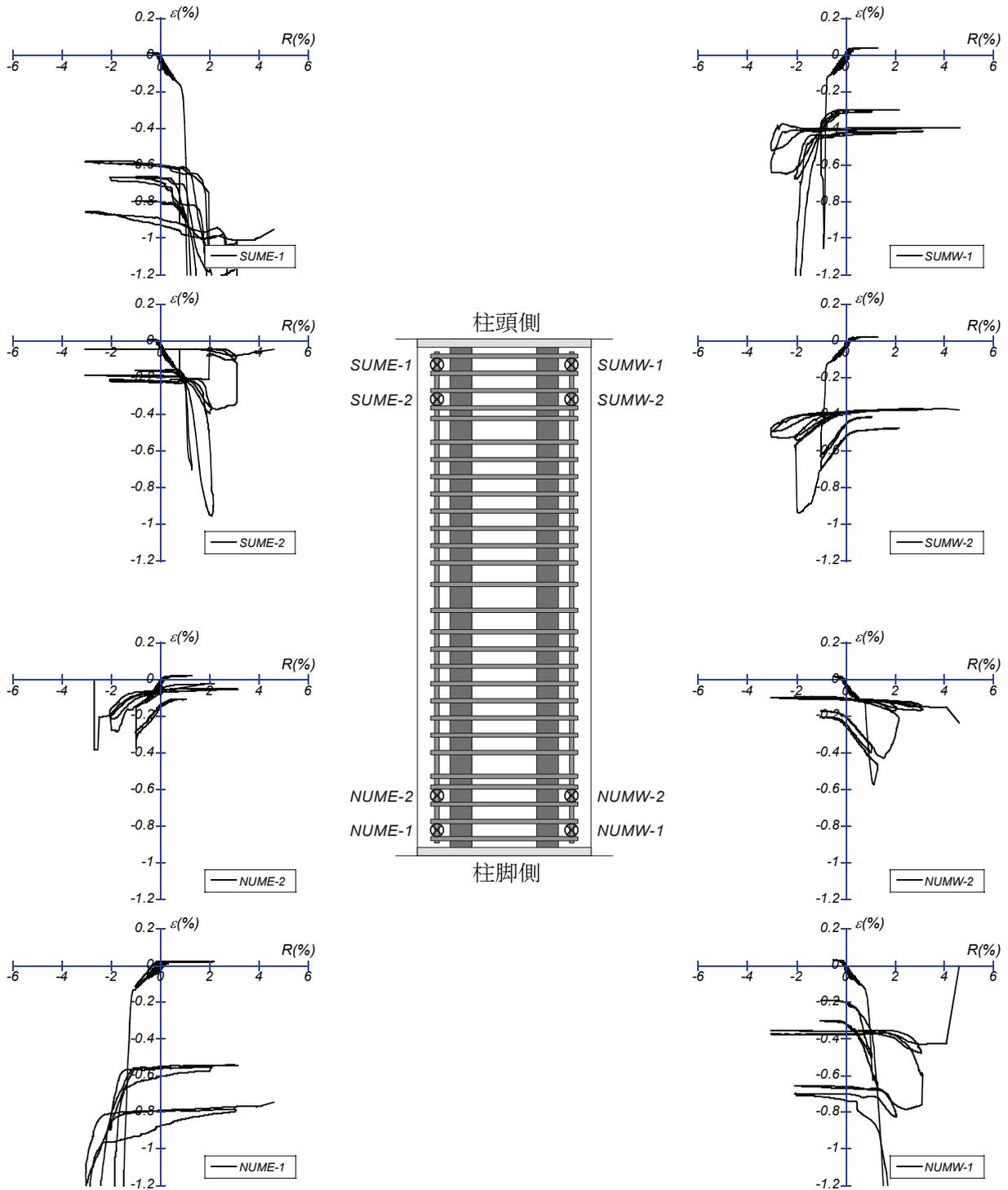
付図 2-8 B1/3-0.2 下面



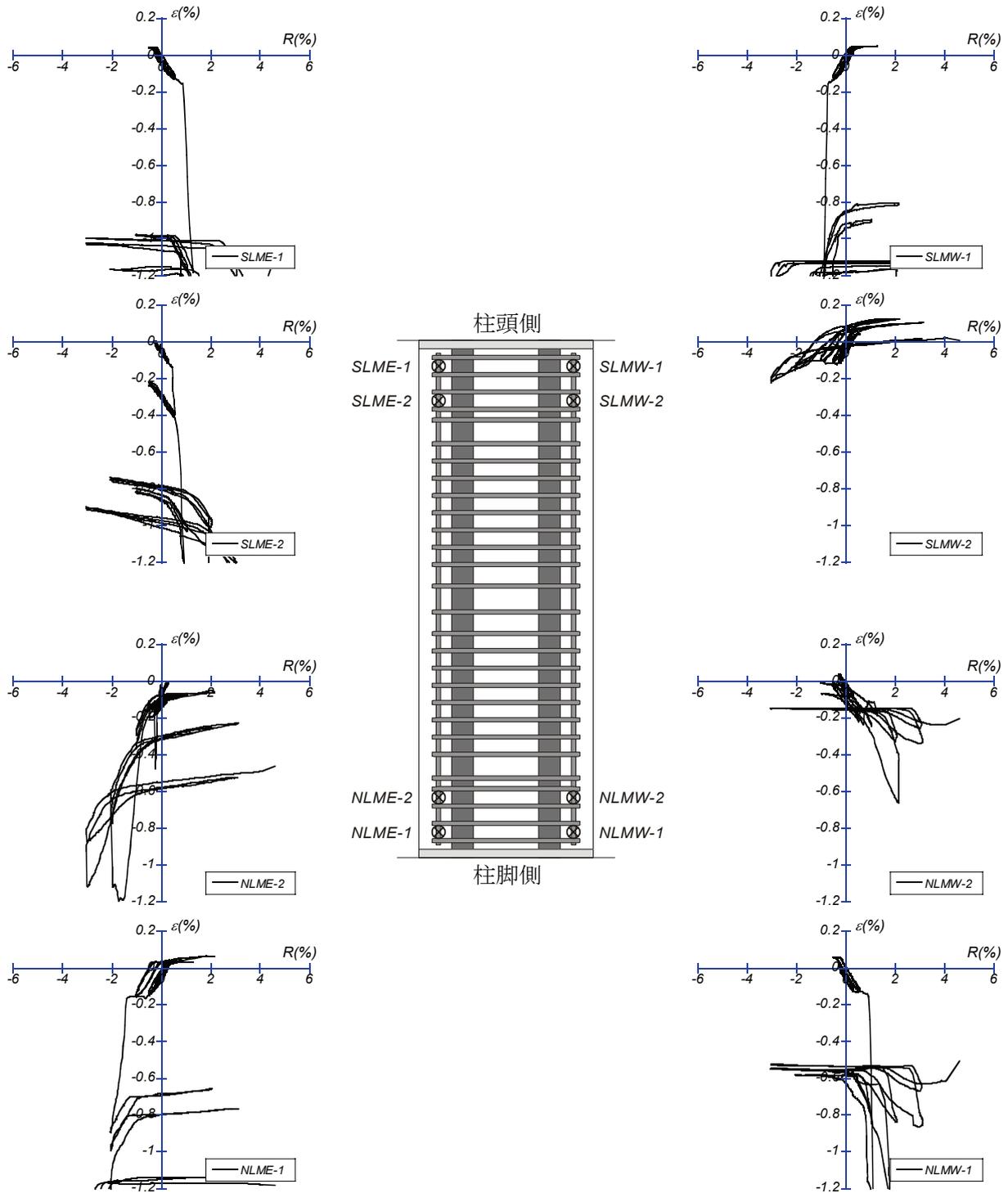
付図 2-9 B1/2-0.2 上面



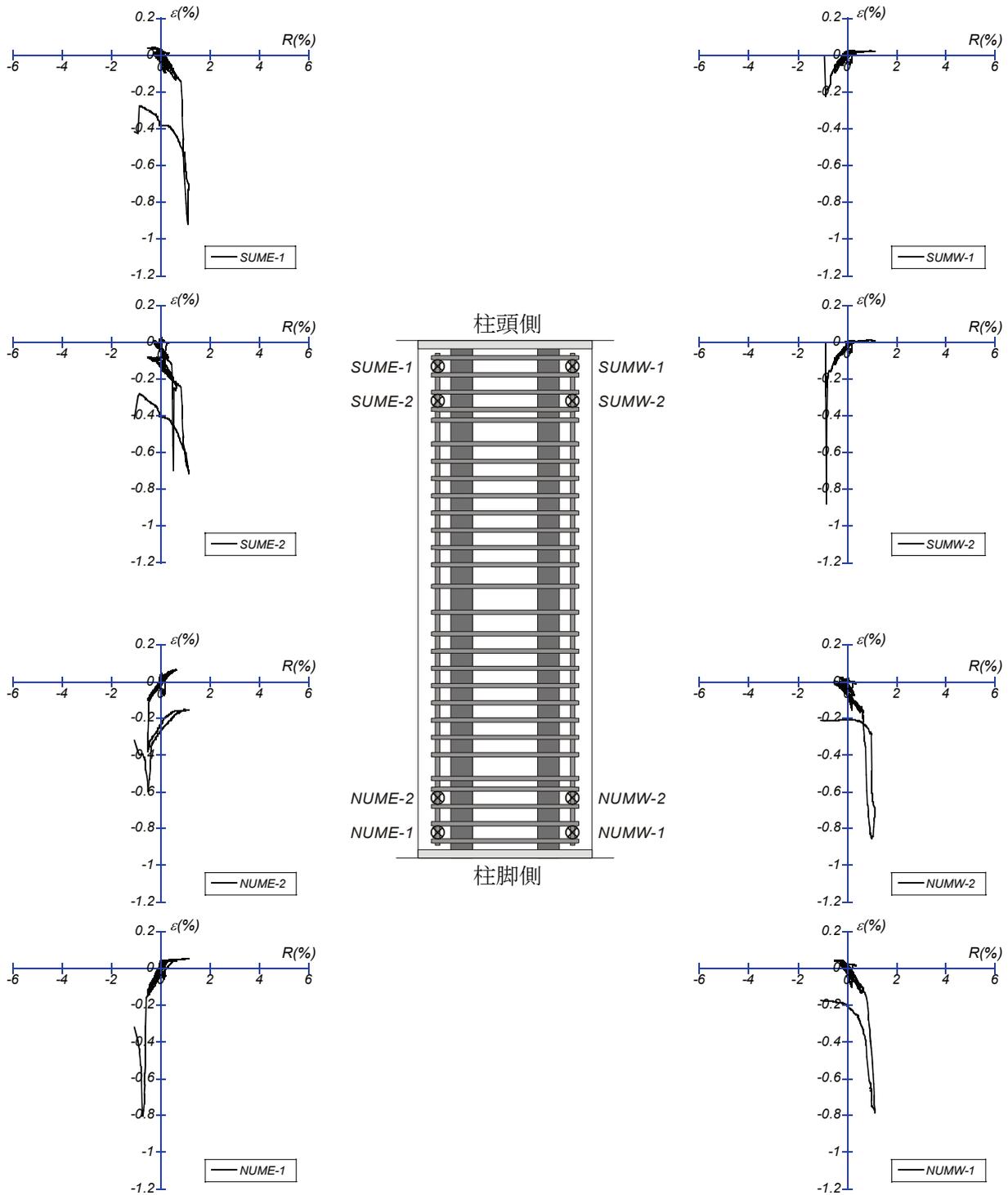
付図 2-10 B1/2-0.2 下面



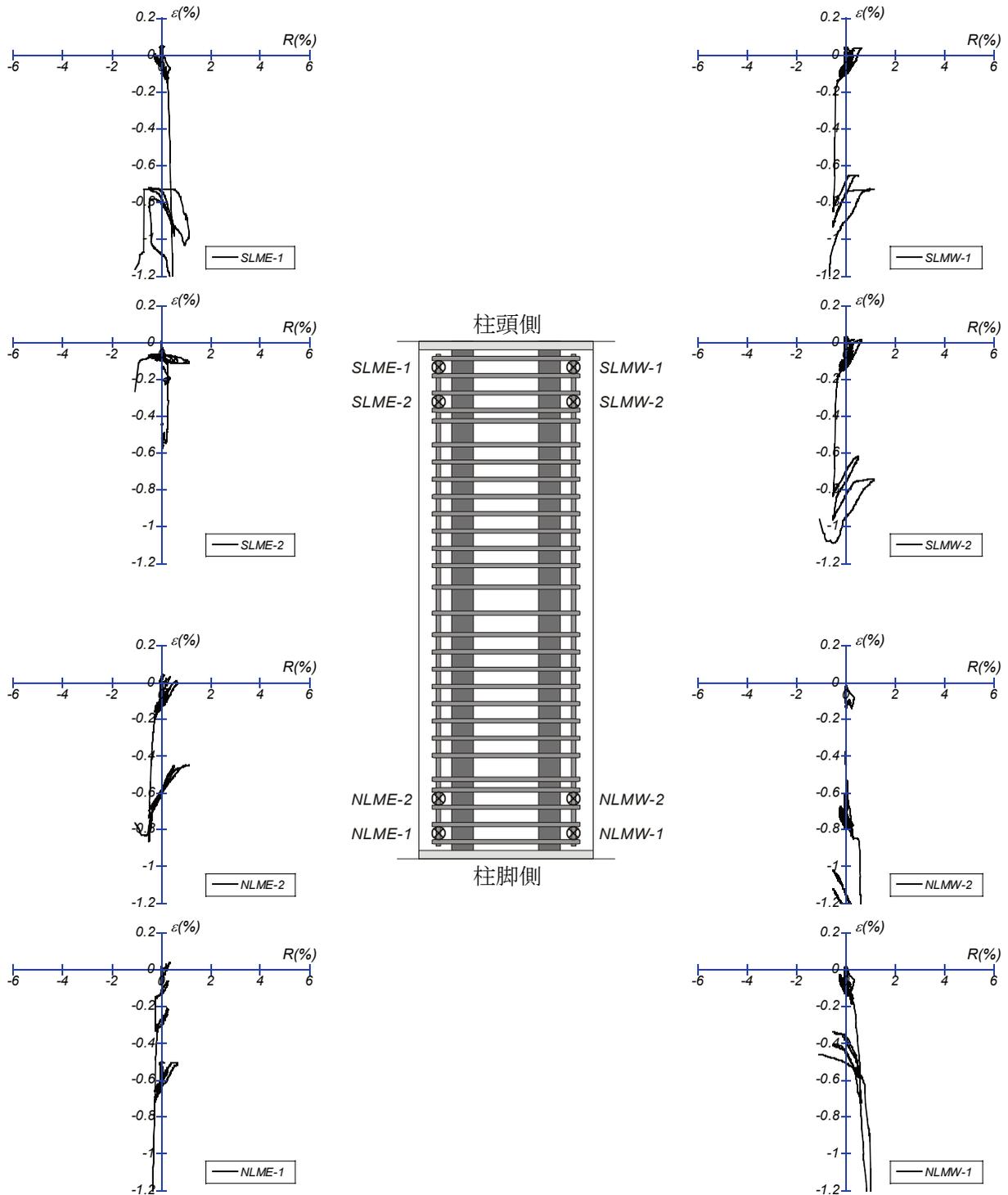
付図 2-11 U1/3-0.1 上面



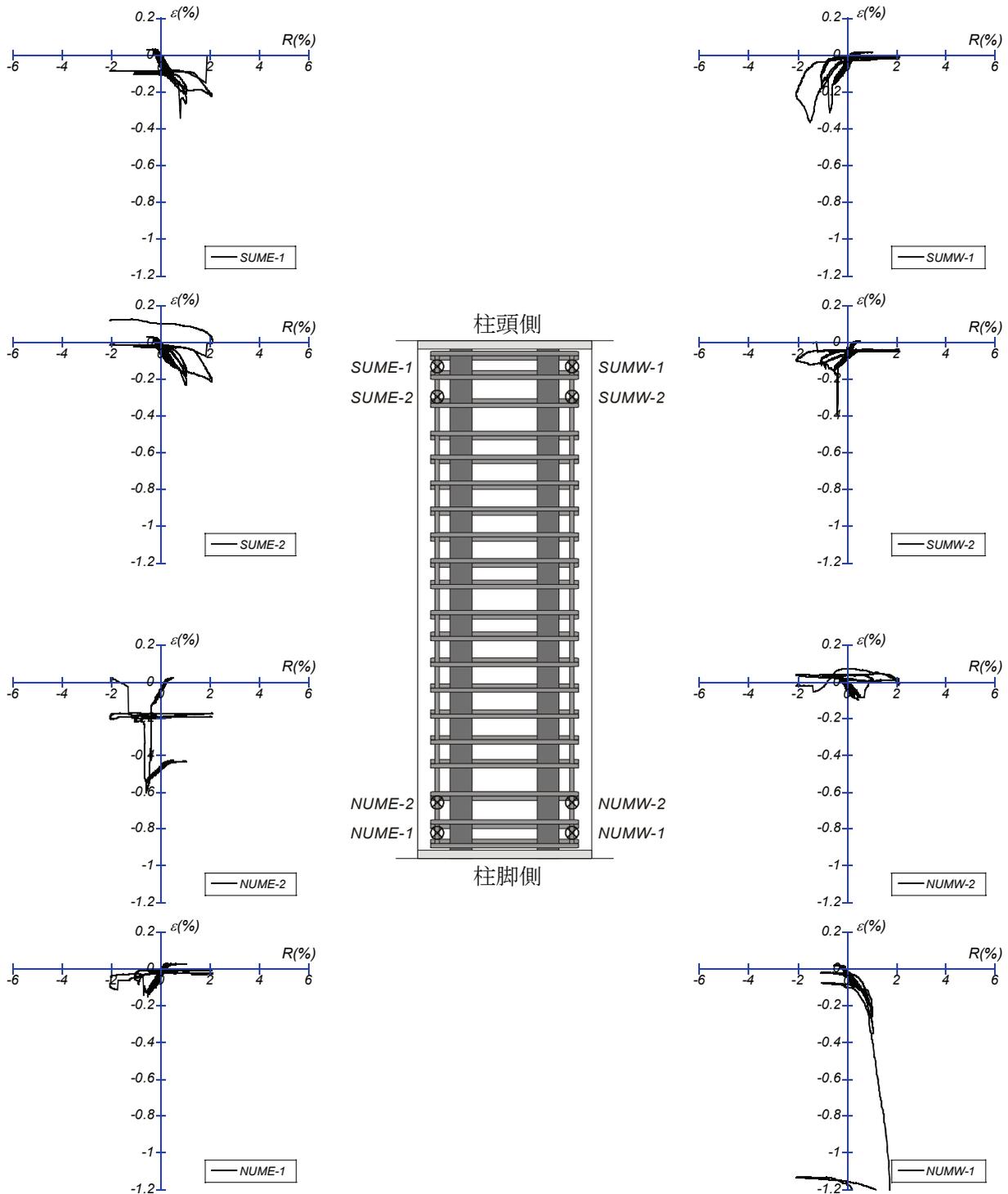
付図 2-12 U1/3-0.1 下面



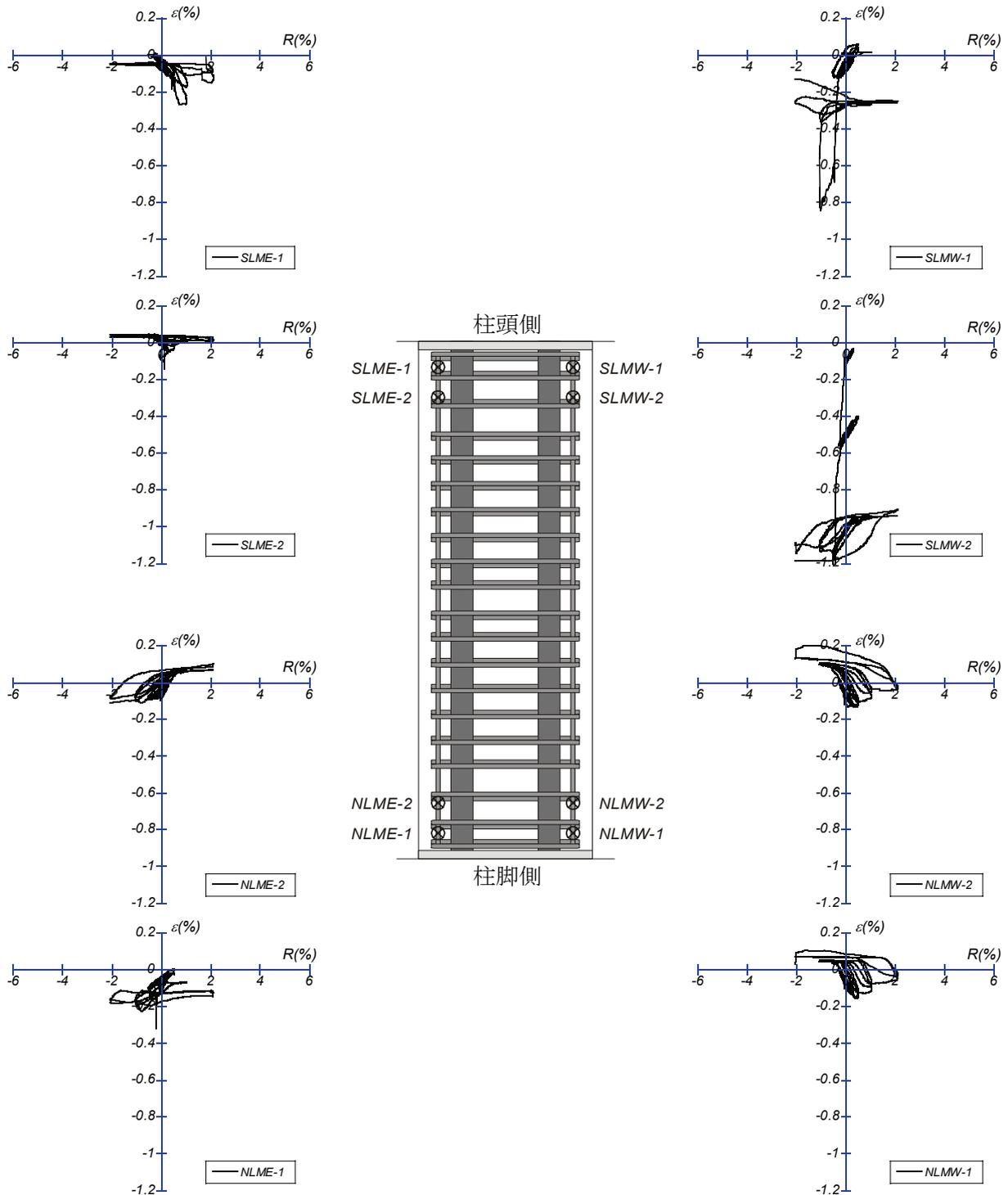
付図 2-13 U1/2-0.1 上面



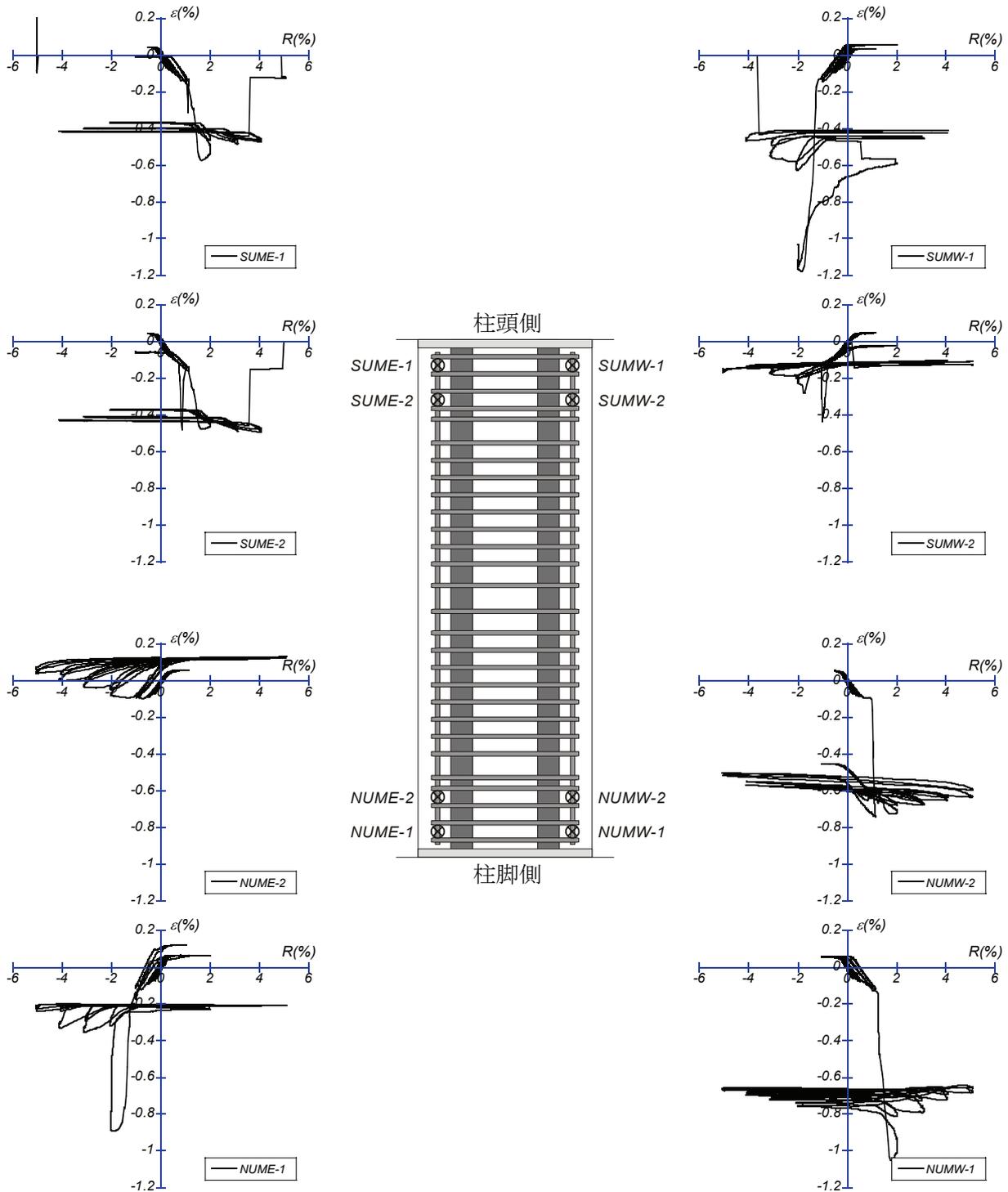
付図 2-14 U1/2-0.1 下面



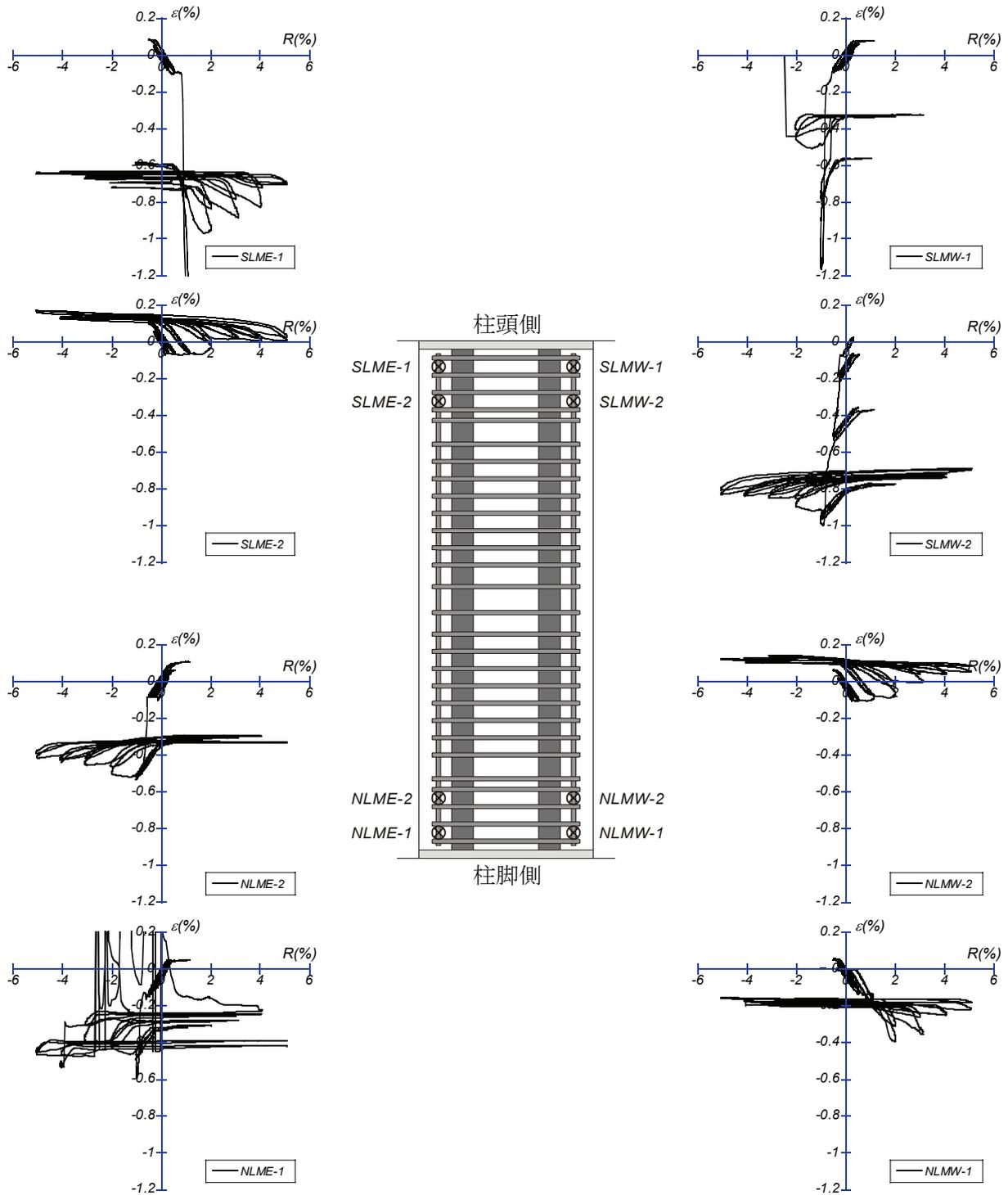
付図 2-15 U1/2-0.1t 上面



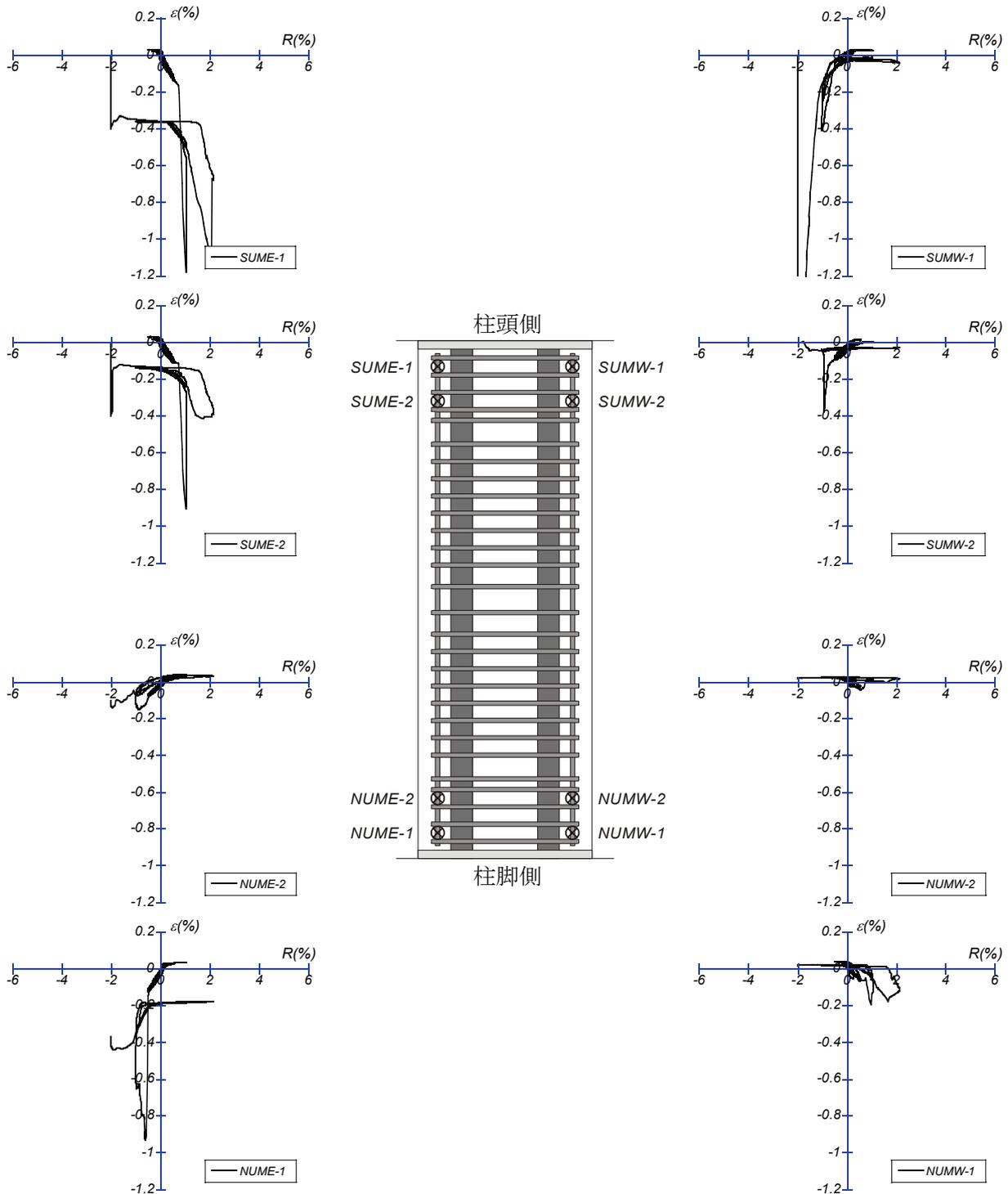
付図 2-16 U1/2-0.1t 下面



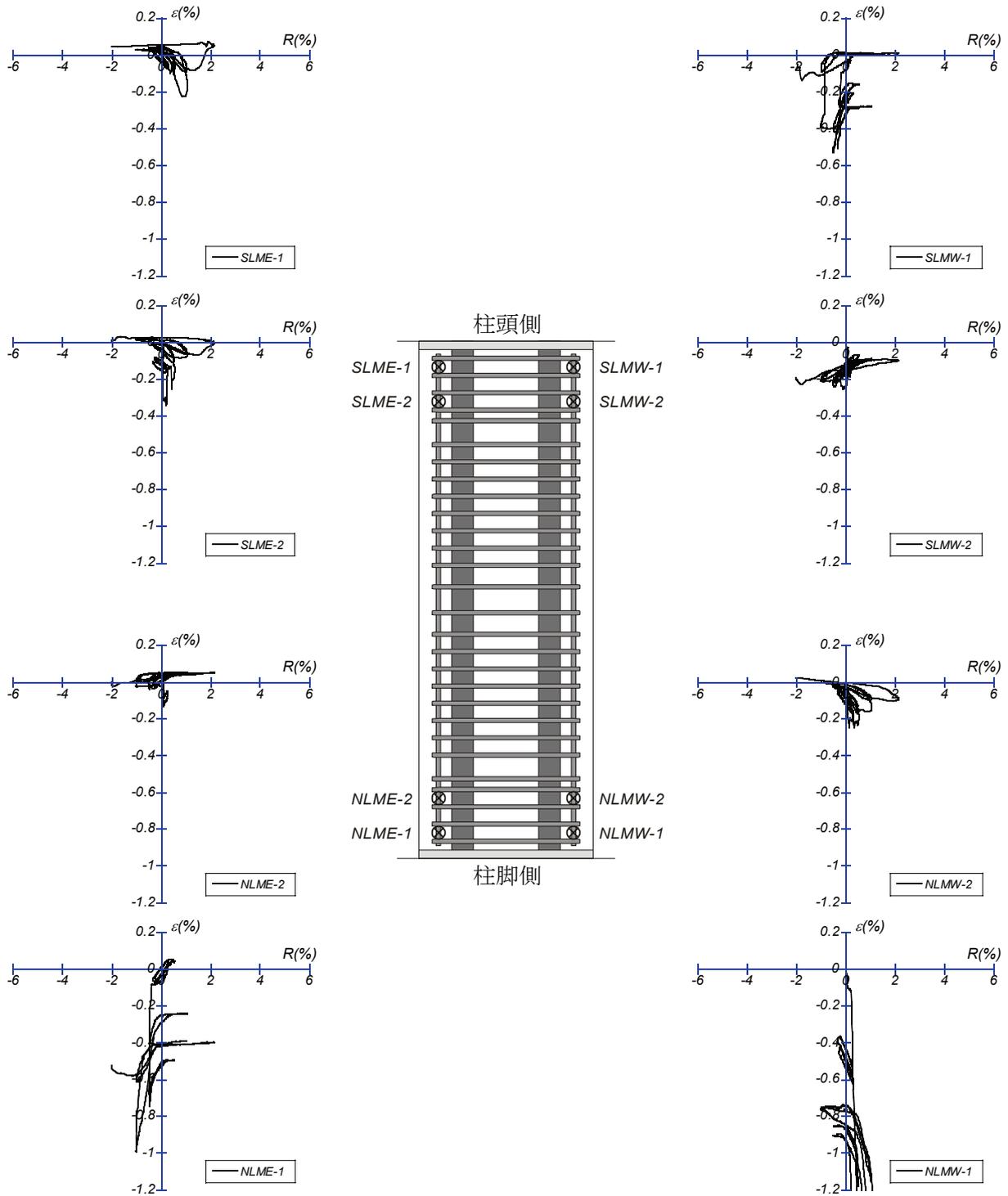
付図 2-17 U1/3-0.2 上側



付図 2-18 U1/3-0.2 下側



付図 2-19 U1/2-0.2 上面



付図 2-20 U1/2-0.2 下面

付録3 PC 梁及び柱部材のせん断終局耐力評価法検証用データ

付表 3-1～付表 3-4 に、本論文 5 章で用いた PC 梁及び柱部材のせん断終局耐力評価法の検証用データ（他文献試験体：109 体，本実験：10 体）の概要を示す。表中の断面形状は付図 3-1 に示す通りである。また，付図 3-2 に検討対象試験体の度数分布を示す。図中の網掛け部分は，PC グラウトを施工していないアンボンド試験体を示している。なお，付表 3-1～付表 3-4 で用いた記号は以下の通りである。

L/D ：材長比

f'_c ：コンクリート圧縮強度

a_{rt} , a_{rc} ：引張側及び圧縮側普通強度鉄筋断面積（1 本あたり）

σ_{ry} ：普通強度鉄筋降伏強度

a_w ：せん断補強筋断面積（1 本あたり）

p_w ：せん断補強筋比

σ_{wy} ：せん断補強筋降伏強度

a_p ：PC 鋼材断面積（1 本あたり）

d_p ：PC 鋼材深さ（多段配置の場合は引張側）

σ_{py} ：PC 鋼材降伏強度

P ：有効プレストレス力

η_p ：プレストレス比

N ：軸力

η_N ：軸力比

${}_eV_u$ ：最大せん断力実験値

付表 3-1 解析に用いた試験体諸元と実験結果 (No.1~30)

参考 文献	No.	試験体名	L/D	f'_c (MPa)	引張鉄筋			圧縮鉄筋			せん断補強筋				PC鋼材							軸力		断面 形状
					n (本)	a_{ri} (mm ²)	σ_{ry} (MPa)	n (本)	a_{rc} (mm ²)	σ_{ry} (MPa)	a_w (mm ²)	p_w (%)	σ_{wy} (MPa)	鋼材 種別	n (本)	a_p (mm ²)	d_p (mm)	σ_{pw} (MPa)	P (kN)	η_p	N (kN)	η_N	V_e (kN)	
[6.1]	1	S-SR1-PW04	2	59.4	—	—	—	2	198.6	328.0	31.7	0.45	331.0	S	4	227.1	185.0	1761.0	459.8	0.124	0	0	259.0	A
	2	S-SR1-PW12	2	59.6	—	—	—	2	198.6	328.0	71.3	1.14	366.0	S	4	227.1	185.0	1761.0	459.8	0.123	0	0	328.0	
	3	S-SR2-PW04	4	57.8	—	—	—	2	198.6	328.0	31.7	0.45	331.0	S	4	227.1	185.0	1761.0	459.8	0.127	0	0	215.0	
	4	S-SR2-PW12	4	61.1	—	—	—	2	198.6	328.0	71.3	1.14	366.0	S	4	227.1	185.0	1761.0	459.8	0.120	0	0	240.0	
[6.2]	5	NA-PW0	3	39.1	—	—	—	2	198.6	360.0	—	0	—	R	4	415.5	185.0	1115.0	468.8	0.192	0	0	227.0	A
	6	NA-PW04	3	39.1	—	—	—	2	198.6	360.0	31.7	0.45	421.0	R	4	415.5	185.0	1115.0	468.8	0.192	0	0	227.0	
	7	NA-PW12	3	39.1	—	—	—	2	198.6	360.0	71.3	1.14	555.0	R	4	415.5	185.0	1115.0	468.8	0.192	0	0	237.0	
	8	A-PW0	3	39.1	2	198.6	360.0	—	0	—	—	—	—	R	4	227.0	185.0	1169.0	468.8	0.192	0	0	184.0	
[6.3]	9	A-PW04	3	39.1	2	198.6	360.0	2	198.6	360.0	31.7	0.45	421.0	R	4	227.0	185.0	1169.0	468.8	0.192	0	0	244.0	A
	10	A-PW12	3	39.1	2	198.6	360.0	2	198.6	360.0	71.3	1.14	555.0	R	4	227.0	185.0	1169.0	468.8	0.192	0	0	270.0	
	11	S-PW0	3	58.2	—	—	—	2	198.6	376.0	—	0	—	S	4	227.1	185.0	1804.0	459.7	0.126	0	0	239.0	
	12	S-PW04	3	58.4	—	—	—	2	198.6	376.0	31.7	0.45	347.0	S	4	227.1	185.0	1804.0	459.7	0.126	0	0	279.0	
[6.4]	13	S-PW12	3	56.8	—	—	—	2	198.6	376.0	71.3	1.14	381.0	S	4	227.1	185.0	1804.0	459.7	0.130	0	0	316.0	B
	14	S-JP00-PW04	3	58.3	—	—	—	2	198.6	376.0	31.7	0.45	347.0	S	2	383.9	125.0	1789.0	459.7	0.126	0	0	260.0	
	15	S-JP00-PW12	3	62.8	—	—	—	2	198.6	376.0	71.3	1.14	381.0	S	2	383.9	125.0	1789.0	459.7	0.117	0	0	271.0	
	16	S-JP075-PW04	3	59.0	—	—	—	2	198.6	376.0	31.7	0.45	347.0	S	4	227.1	162.5	1735.0	459.7	0.125	0	0	275.0	
[6.8]	17	S-JP075-PW12	3	59.7	—	—	—	2	198.6	376.0	71.3	1.14	381.0	S	4	227.1	162.5	1735.0	459.7	0.123	0	0	307.0	A
	18	LD2PW04φ13	2	42.7	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.42	318.5	R	2	132.7	210.0	1107.0	167.2	0.087	0	0	158.8	
	19	LD2PW04φ17	2	42.7	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.42	318.5	R	2	227.0	210.0	1198.0	332.6	0.173	0	0	200.9	
	20	LD2PW04φ23	2	42.7	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.42	318.5	R	2	415.5	210.0	1158.0	609.4	0.317	0	0	198.5	
[6.8]	21	LD2PW02φ13	2	42.3	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.21	318.5	R	2	132.7	210.0	1107.0	167.5	0.088	0	0	149.1	C
	22	LD2PW02φ17	2	42.3	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.21	318.5	R	2	227.0	210.0	1198.0	333.2	0.175	0	0	183.5	
	23	LD2PW02φ23	2	42.3	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.21	318.5	R	2	415.5	210.0	1158.0	609.2	0.320	0	0	190.5	
	24	LD2PW00φ13	2	46.0	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	—	0	—	R	2	132.7	210.0	1107.0	167.7	0.081	0	0	171.3	
[6.8]	25	LD2PW00φ17	2	46.0	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	—	0	—	R	2	227.0	210.0	1198.0	333.3	0.161	0	0	162.0	C
	26	LD2PW00φ23	2	46.0	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	—	0	—	R	2	415.5	210.0	1158.0	608.7	0.294	0	0	165.4	
	27	LD3PW04φ13	3	38.8	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.42	318.5	R	2	132.7	210.0	1107.0	167.7	0.096	0	0	125.1	
	28	LD3PW04φ17	3	38.8	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.42	318.5	R	2	227.0	210.0	1198.0	333.6	0.191	0	0	163.4	
[6.8]	29	LD3PW04φ23	3	38.8	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.42	318.5	R	2	415.5	210.0	1158.0	609.6	0.349	0	0	186.3	C
	30	LD3PW02φ13	3	38.2	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.21	318.5	R	2	132.7	210.0	1107.0	168.3	0.098	0	0	129.6	

付表 3-2 解析に用いた試験体諸元と実験結果 (No.31~60)

参考文献	No.	試験体名	L/D	f _c (MPa)	引張鉄筋			圧縮鉄筋			せん断補強筋				PC鋼材						軸力		断面形状	
					n (本)	a _r (mm ²)	σ _{ry} (MPa)	n (本)	a _{rc} (mm ²)	σ _{ry} (MPa)	a _w (mm ²)	p _w (%)	σ _{vy} (MPa)	鋼材種別	n (本)	a _p (mm ²)	d _p (mm)	σ _{py} (MPa)	P (kN)	η _p	N (kN)	η _N		V _e (kN)
[6.8]	31	LD3PW02φ17	3	38.2	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.21	318.5	R	2	227.0	210.0	1198.0	333.2	0.194	0	0	160.3	C
	32	LD3PW02φ23	3	38.2	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.21	318.5	R	2	415.5	210.0	1158.0	608.1	0.354	0	0	167.2	
	33	LD3PW00φ13	3	35.8	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	—	0	—	R	2	132.7	210.0	1107.0	167.8	0.104	0	0	129.0	
	34	LD3PW00φ17	3	35.8	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	—	0	—	R	2	227.0	210.0	1198.0	332.3	0.206	0	0	164.8	
	35	LD3PW00φ23	3	35.8	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	—	0	—	R	2	415.5	210.0	1158.0	608.2	0.377	0	0	152.3	
	36	LD4PW04φ13	4	33.8	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.42	318.5	R	2	132.7	210.0	1107.0	167.3	0.110	0	0	91.8	
	37	LD4PW04φ17	4	33.8	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.42	318.5	R	2	227.0	210.0	1198.0	333.1	0.219	0	0	116.9	
	38	LD4PW04φ23	4	33.8	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.42	318.5	R	2	415.5	210.0	1158.0	608.4	0.400	0	0	134.6	
	39	LD4PW02φ13	4	42.3	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.21	318.5	R	2	132.7	210.0	1107.0	167.4	0.088	0	0	94.3	
	40	LD4PW02φ17	4	42.3	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.21	318.5	R	2	227.0	210.0	1198.0	332.9	0.175	0	0	123.7	
	41	LD4PW02φ23	4	42.3	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	12.6	0.21	318.5	R	2	415.5	210.0	1158.0	608.7	0.320	0	0	148.0	
	[6.9]	42	LD4PW00φ13	4	37.9	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	—	0	—	R	2	132.7	210.0	1107.0	167.2	0.098	0	0	
43		LD4PW00φ17	4	37.9	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	—	0	—	R	2	227.0	210.0	1198.0	332.7	0.195	0	0	119.4	
44		LD4PW00φ23	4	37.9	2	71.3	342.0	2	71.3	342.0	—	0	—	R	2	415.5	210.0	1158.0	609.1	0.357	0	0	140.2	
45		LD3PW02φ131	3	48.8	2	198.6	345.9	2	198.6	345.9	12.6	0.21	439.0	R	2	132.7	235.0	1385.0	195.5	0.089	0	0	178.3	
46		LD3PW02φ171	3	48.8	2	198.6	345.9	2	198.6	345.9	12.6	0.21	439.0	R	2	227.0	235.0	1166.0	333.8	0.152	0	0	178.7	
47		LD4PW02φ131	4	39.9	2	198.6	345.9	2	198.6	345.9	12.6	0.21	439.0	R	2	132.7	235.0	1385.0	194.0	0.108	0	0	132.8	
48		LD4PW02φ171	4	39.9	2	198.6	345.9	2	198.6	345.9	12.6	0.21	439.0	R	2	227.0	235.0	1166.0	334.2	0.186	0	0	145.9	
49		LD3PW06φ23II	3	48.8	3	71.3	352.8	3	71.3	352.8	28.3	0.62	432.2	R	2	415.5	235.0	1017.0	527.1	0.240	0	0	243.7	
50		LD4PW06φ23II	4	39.9	3	71.3	352.8	3	71.3	352.8	28.3	0.62	432.2	R	2	415.5	235.0	1017.0	526.4	0.293	0	0	156.8	
51		LD3PW08φ23II	3	48.8	3	71.3	352.8	3	71.3	352.8	28.3	0.83	432.2	R	2	415.5	235.0	1017.0	527.1	0.240	0	0	252.5	
52		LD4PW08φ23II	4	39.9	3	71.3	352.8	3	71.3	352.8	28.3	0.83	432.2	R	2	415.5	235.0	1017.0	526.4	0.293	0	0	158.1	
[6.10]		53	LD3PW12φ23II	3	48.8	3	71.3	352.8	3	71.3	352.8	28.3	1.24	432.2	R	2	415.5	235.0	1017.0	527.1	0.240	0	0	244.7
	54	LD4PW12φ23II	4	39.9	3	71.3	352.8	3	71.3	352.8	28.3	1.24	432.2	R	2	415.5	235.0	1017.0	526.4	0.293	0	0	159.8	
	55	LDφ23SD0α30	3	39.7	2	126.7	362.6	2	126.7	362.6	12.6	0.42	434.1	R	2	415.5	210.0	1043.0	198.1	0.111	0	0	189.3	
	56	LDφ23SD0α45	3	39.7	2	126.7	362.6	2	126.7	362.6	12.6	0.42	434.1	R	2	415.5	210.0	1043.0	296.3	0.166	0	0	193.9	
	57	LDφ23SD0α60	3	39.7	2	126.7	362.6	2	126.7	362.6	12.6	0.42	434.1	R	2	415.5	210.0	1043.0	394.4	0.221	0	0	212.6	
	58	LDφ23SD0α60	3	38.3	2	126.7	362.6	2	126.7	362.6	12.6	0.42	434.1	R	2	415.5	240.0	1043.0	394.4	0.229	0	0	200.1	
	59	LDφ26SD0α45	3	38.3	2	126.7	362.6	2	126.7	362.6	12.6	0.42	434.1	R	2	530.9	210.0	1004.0	377.1	0.219	0	0	194.5	
	60	LDφ32SD0α60	3	38.3	2	126.7	362.6	2	126.7	362.6	12.6	0.42	434.1	R	1	804.3	150.0	996.0	380.6	0.221	0	0	193.9	

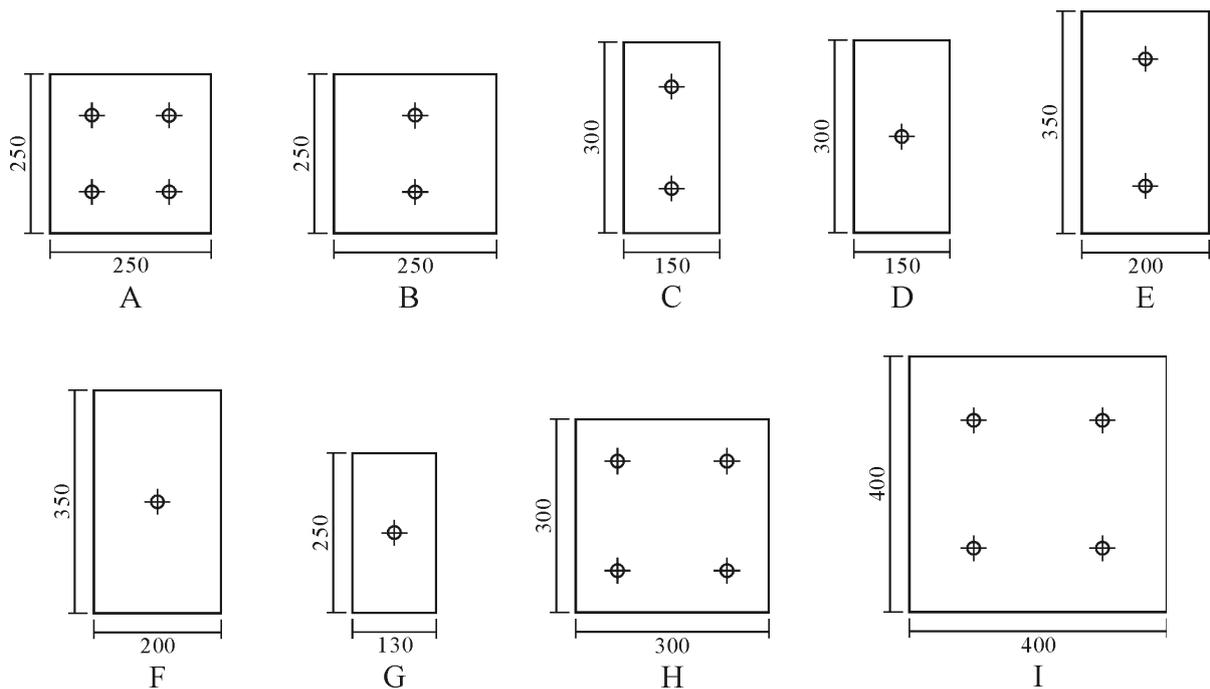
付表 3-3 解析に用いた試験体諸元と実験結果 (No.61~90)

参考文献	No.	試験体名	L/D	f _c (MPa)	引張鉄筋			圧縮鉄筋			せん断補強筋					PC鋼材						軸力		断面形状
					n	a _{rr} (mm ²)	σ _{ry} (MPa)	n	a _{rc} (mm ²)	σ _{ry} (MPa)	a _w (mm ²)	p _w (%)	σ _{wy} (MPa)	鋼材種別	n	a _p (mm ²)	d _p (mm)	σ _{py} (MPa)	P (kN)	η _p	N (kN)	η _N	e V _u (kN)	
[6.10]	61	LDφ32SD0α30	3	39.7	2	126.7	362.6	2	126.7	362.6	12.6	0.42	434.1	R	2	804.3	210.0	996.0	381.9	0.214	0	0	199.6	C
	62	LDφ23SD0α30	4	38.3	2	198.6	339.1	2	198.6	339.1	12.6	0.42	434.1	R	2	415.5	210.0	1043.0	196.3	0.114	0	0	162.3	
	63	LDφ23SD0α45	4	38.3	2	198.6	339.1	2	198.6	339.1	12.6	0.42	434.1	R	2	415.5	210.0	1043.0	294.5	0.171	0	0	167.5	
	64	LDφ23SD0α60	4	38.3	2	198.6	339.1	2	198.6	339.1	12.6	0.42	434.1	R	2	415.5	210.0	1043.0	394.4	0.229	0	0	175.2	
[6.11]	65	No.1	4	45.8	3	198.6	445.0	3	198.6	445.0	28.3	0.20	261.0	R	2	804.3	275.0	1082.0	300.0	0.094	0	0	199.1	E
	66	No.2	4	48.0	3	198.6	445.0	3	198.6	445.0	28.3	0.20	261.0	R	2	804.3	275.0	1082.0	600.0	0.179	0	0	183.4	
	67	No.3	4	51.1	3	198.6	445.0	3	198.6	445.0	28.3	0.20	261.0	R	2	804.3	275.0	1082.0	900.0	0.252	0	0	271.6	
	68	No.4	4	50.7	3	198.6	445.0	3	198.6	445.0	28.3	0.20	261.0	R	1	804.3	175.0	1152.0	600.0	0.169	0	0	240.3	
[6.12]	69	No.5	4	49.0	3	198.6	445.0	3	198.6	445.0	—	0	—	R	2	804.3	275.0	1082.0	600.0	0.175	0	0	218.7	F
	70	No.6	4	44.8	3	198.6	445.0	3	198.6	445.0	28.3	0.40	261.0	R	2	804.3	275.0	1082.0	600.0	0.191	0	0	275.6	
	71	No.7	6	53.0	3	198.6	445.0	3	198.6	445.0	28.3	0.20	261.0	R	2	804.3	275.0	1082.0	600.0	0.162	0	0	179.5	
	72	No.8	6	71.0	3	198.6	445.0	3	198.6	445.0	28.3	0.20	261.0	R	2	804.3	275.0	1152.0	900.0	0.181	0	0	234.4	
	73	No.9	6	60.1	3	198.6	445.0	3	198.6	445.0	28.3	0.20	261.0	R	2	804.3	275.0	1152.0	1200.0	0.285	0	0	225.5	
	74	A60-0-0.6	1.2	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	192.5	0.219	0	0	136.7	
	75	A0-0-1.2	2.4	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	0	0	0	0	49.0	
	76	A30-0-1.2	2.4	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	94.9	0.108	0	0	68.6	
	77	A60-0-1.2	2.4	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	193.4	0.220	0	0	71.5	
	78	A90-0-1.2	2.4	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	243.7	125.0	1588.0	262.0	0.298	0	0	85.3	
79	A30-0-2.0	4	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	97.6	0.111	0	0	57.5		
80	A60-0-2.0	4	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	189.9	0.216	0	0	66.9		
81	A90-0-2.0	4	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	243.7	125.0	1588.0	281.3	0.320	0	0	85.6		
82	A0-0-2.8	5.6	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	0	0	0	0	36.6		
83	A30-0-2.8	5.6	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	99.3	0.113	0	0	49.0		
84	A60-0-2.8	5.6	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	192.5	0.219	0	0	57.1		
85	A90-0-2.8	5.6	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	—	0	—	S(U)	1	243.7	125.0	1588.0	287.5	0.327	0	0	66.6		
86	A60-0.2-2.8	5.6	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	28.3	0.21	592.9	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	192.5	0.219	0	0	84.6		
87	A0-0.4-2.8	5.6	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	28.3	0.39	592.9	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	0	0	0	0	63.0		
88	A30-0.4-2.8	5.6	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	28.3	0.39	592.9	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	96.7	0.110	0	0	78.4		
89	A60-0.4-2.8	5.6	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	28.3	0.39	592.9	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	190.8	0.217	0	0	86.5		
90	A90-0.4-2.8	5.6	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	28.3	0.39	592.9	S(U)	1	243.7	125.0	1588.0	283.1	0.322	0	0	91.1		

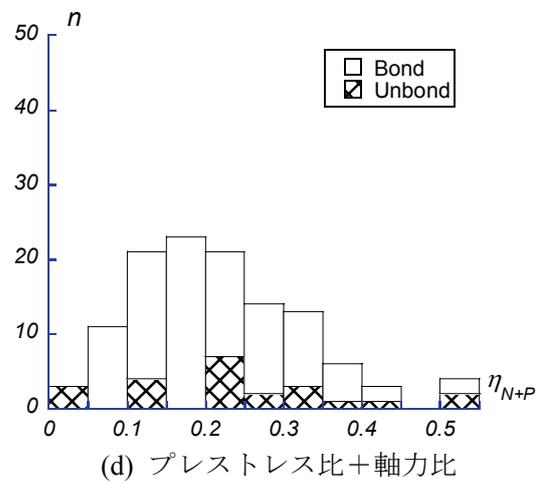
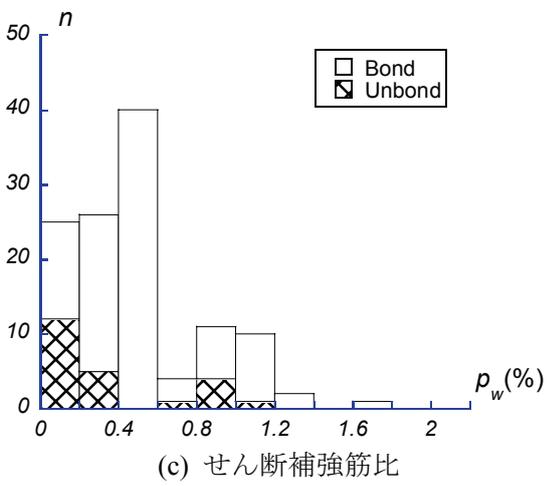
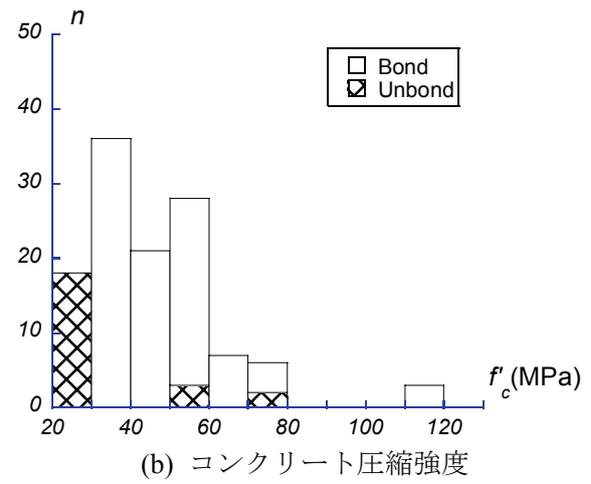
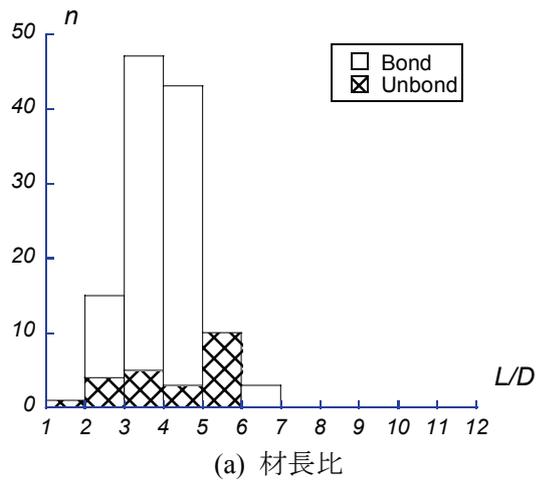
付表 3-4 解析に用いた試験体諸元と実験結果 (No.91~119)

参考文献	No.	試験体名	L/D	f _c (MPa)	引張鉄筋			圧縮鉄筋			せん断補強筋			PC鋼材							軸力		断面形状			
					n (本)	a _{rr} (mm ²)	σ _{rr} (MPa)	n (本)	a _{rc} (mm ²)	σ _{rc} (MPa)	a _w (mm ²)	p _w (%)	σ _{wy} (MPa)	鋼材種別	n (本)	a _p (mm ²)	d _p (mm)	σ _{pv} (MPa)	P (kN)	η _p	N (kN)	η _N		eV _u (kN)		
[6.12]	91	A60-0.6-2.8	5.6	27.0	2	286.5	371.4	2	286.5	371.4	2	28.3	0.62	592.9	S(U)	1	208.4	125.0	1578.0	193.4	0.220	0	0	87.2	G	
	92	9.2J04+1/4	4	53.0	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	66.5	185.0	1237.0	242.1	0.073	764.4	0.231	206.8		
[6.13]	93	11J04+1/3	4	57.1	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	95.0	185.0	1231.0	346.9	0.097	1019.2	0.286	250.9		
	94	11J04-3qs/4	4	57.1	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	95.0	185.0	1231.0	346.9	0.097	-156.8	-0.044	85.7		
	95	11J04+0	4	53.0	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	95.0	185.0	1231.0	346.9	0.105	0	0	109.8		
	96	11J04+1/8	4	53.0	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	95.0	185.0	1231.0	346.9	0.105	382.2	0.115	170.5		
	97	11J04+1/4	4	57.1	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	95.0	185.0	1231.0	346.9	0.097	764.4	0.214	223.0		
	98	11M04-3qs/4	4	57.1	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	95.0	185.0	1231.0	346.9	0.097	-156.8	-0.044	84.5	A	
	99	11M04+1/4	4	53.0	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	95.0	185.0	1231.0	346.9	0.105	764.4	0.231	227.1		
	100	13J04+1/8	4	61.0	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	132.7	185.0	1213.0	486.1	0.128	382.2	0.100	209.4		
	101	13J04+1/4	4	61.0	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	132.7	185.0	1213.0	486.1	0.128	764.4	0.200	250.9		
	102	17J04+1/8	4	61.0	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	227.0	185.0	1050.0	718.3	0.188	382.2	0.100	217.4		
	103	17J04+1/4	4	61.0	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.40	480.2	R	4	227.0	185.0	1050.0	718.3	0.188	764.4	0.200	262.3		
	104	11J02+1/8	4	56.8	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	12.6	0.20	480.2	R	4	95.0	185.0	1231.0	346.9	0.098	382.2	0.108	170.4		
	105	11J08+1/4	4	56.8	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	28.3	0.75	605.6	R	4	95.0	185.0	1231.0	346.9	0.098	764.4	0.215	225.5		
	106	11J12+1/4	4	56.8	-	-	-	4	71.3	295.0*	4	28.3	1.13	605.6	R	4	95.0	185.0	1231.0	346.9	0.098	764.4	0.215	226.2		
	[6.14]	107	No.1	3	115.0	-	-	-	2	71.3	364	2	126.7	1.69	839.0	R	4	415.5	235.0	1055.0	935*	0.090	1900.0	0.184	690.0	H
		108	No.4	3	115.0	-	-	-	2	71.3	364	2	71.33	0.95	951.0	R	4	415.5	235.0	1055.0	935*	0.090	1900.0	0.184	698.0	
		109	No.5	3	115.0	-	-	-	2	71.3	364	2	31.67	0.42	843.0	R	4	415.5	235.0	1055.0	935*	0.090	1900.0	0.184	698.0	
	本実験	110	B1/3-0.1	3	71.6	-	-	-	2	71.3	355.3	2	71.3	0.89	355.3	R	4	415.5	300.0	1193.0	918.1	0.080	2240.0	0.196	810.1	I
		111	B1/2-0.1	3	57.8	-	-	-	2	71.3	355.3	2	71.3	0.89	355.3	R	4	415.5	300.0	1193.0	909.7	0.098	3840.0	0.415	883.2	
112		B1/2-0.1t	3	70.4	-	-	-	4	71.3	375.7	4	71.3	1.19	375.7	R	4	415.5	300.0	1203.0	1006.2	0.089	3840.0	0.341	878.5		
113		B1/3-0.2	3	70.4	-	-	-	2	71.3	375.7	2	71.3	0.89	375.7	R	4	804.3	300.0	1152.0	1909.2	0.169	1280.0	0.114	768.5		
114		B1/2-0.2	3	57.8	-	-	-	2	71.3	355.3	2	71.3	0.89	355.3	R	4	804.3	300.0	1177.0	1851.0	0.200	2880.0	0.311	811.7		
115		U1/3-0.1	3	56.1	-	-	-	2	71.3	355.3	2	71.3	0.89	355.3	R(U)	4	415.5	300.0	1193.0	900.5	0.100	2240.0	0.250	712.6		
116		U1/2-0.1	3	57.8	-	-	-	2	71.3	355.3	2	71.3	0.89	355.3	R(U)	4	415.5	300.0	1193.0	949.0	0.103	3840.0	0.415	731.5		
117		U1/2-0.1t	3	70.4	-	-	-	4	71.3	375.7	4	71.3	1.19	375.7	R(U)	4	415.5	300.0	1203.0	959.5	0.085	3840.0	0.341	776.3		
118		U1/3-0.2	3	70.4	-	-	-	2	71.3	375.7	2	71.3	0.89	375.7	R(U)	4	804.3	300.0	1152.0	1919.7	0.170	1280.0	0.114	767.5		
119		U1/2-0.2	3	57.8	-	-	-	2	71.3	355.3	2	71.3	0.89	355.3	R(U)	4	804.3	300.0	1177.0	1748.8	0.189	2880.0	0.311	728.1		

- 注1) 文献[6.13]のせん断補強筋強度は，文献に記載がないため推定値とした。
- 注2) 文献[6.8]，文献[6.9]，文献[6.10]，文献[6.12]のプレストレスレベルは，文献[6.18]に記載のプレストレスレベルを使用した。導入プレストレス力が記載されている文献についてはプレストレス有効率 0.85 として，有効プレストレス力を計算した。本実験の試験体については軸力載荷前のプレストレス力とした。
- 注3) 文献[6.12]の最大せん断力実験値は，文献[6.18]に記載のものを用いた。
- 注4) PC 鋼材種別は，R：丸鋼，S：ストランドで，(U)が付くものはアンボンド試験体である。



付図 3-1 試験体の断面形状



付図 3-2 検討対象試験体の度数分布