



Title	H形鉄骨内蔵CES柱の構造性能評価に関する研究
Author(s)	石, 鈞吉
Citation	大阪大学, 2013, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/27573
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

H形鉄骨内蔵CES柱の
構造性能評価に関する研究

2012年

大阪大学大学院 工学研究科 地球総合工学専攻

石 鈴 吉

16462

H形鉄骨内蔵 CES 柱の 構造性能評価に関する研究

2012 年

大阪大学大学院 工学研究科 地球総合工学専攻

石 鈞吉

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 既往の研究	3
1.2.1 CES構造の実用化に向けた既往の研究	3
1.2.2 H形鉄骨CES柱の実用化に向けた既往の研究	25
第2章 H形内蔵鉄骨にバンドプレートを取り付けたCES柱の静的載荷実験	43
2.1 実験目的	43
2.2 実験概要	43
2.2.1 試験体概要	43
2.2.2 材料特性	45
2.2.3 載荷方法	47
2.2.4 計測計画	49
2.3 実験結果	49
2.3.1 破壊性状	49
2.3.2 復元力特性および軸ひずみ	59
2.3.3 ひび割れ幅	66
2.3.4 曲率分布	68
2.3.5 応力度分布	72
2.4 まとめ	81
第3章 FRCの繊維混入量や鉄骨のフランジ幅を変数としたCES柱の静的載荷実験	82
3.1 実験目的	82
3.2 実験概要	82
3.2.1 試験体概要	82
3.2.2 材料特性	83
3.2.3 載荷方法	85
3.2.4 計測計画	85
3.3 実験結果	86
3.3.1 破壊性状	86
3.3.2 復元力特性および軸ひずみ	94
3.3.3 ひび割れ幅	99
3.3.4 曲率分布	100
3.3.5 応力度分布	103
3.4 まとめ	109
第4章 H形鉄骨内蔵CES柱の変形能力評価法	110
4.1 目的	110

4.2 各パラメータの変形能力に及ぼす影響.....	110
4.2.1 軸力比の影響.....	113
4.2.2 内蔵鉄骨量の影響	114
4.2.3 せん断スパン比の影響	115
4.2.4 内蔵鉄骨のフランジ幅および FRC の繊維混入量の影響	116
4.3 変形能力評価式の提案.....	119
4.4 変形能力評価式の妥当性の検証	120
4.5 まとめ.....	123
第 5 章 H 形鉄骨内蔵 CES 構造柱の復元力特性モデル	124
5.1 目的	124
5.2 スケルトン曲線のモデル化.....	124
5.3 履歴曲線のモデル化	127
5.4 履歴モデルの検証.....	131
5.5 市販の構造解析ソフトへの適用例.....	137
5.5.1 解析手法の概要	137
5.5.2 解析結果.....	138
5.6 まとめ.....	139
第 6 章 結論	140
6.1 本研究のまとめ	140
6.2 今後の検討課題	141
参考文献	142
付録	144
謝辞	156

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

鉄骨鉄筋コンクリート構造（以下、SRC構造）は、鉄骨構造（以下、S構造）と鉄筋コンクリート構造（以下、RC構造）を組み合わせた構造システムであり、日本で開発され、独自の発展を遂げてきた建築耐震構造である。SRC構造はS構造と比較すると、RC部分が軸力を負担できる剛性が大きくなること、鉄骨の周囲はコンクリートであるため耐火被覆が省略できること等の利点がある。また、RC構造と比較すると、断面中心に鉄骨が配されているため耐力および変形が確保しやすいという利点がある。このようにSRC構造は高い構造性能を有する構造形式であるものの、近年のRC構造の高強度化および超高層化技術の飛躍的な発展や、SRC造建築物自体の設計および施工の複雑さ等に伴うコスト高および工期の長期化、さらには平成10年の建築基準法大改正に伴う法規制の変更等が相乗し、平成12年以降その建設シェアは減少傾向を辿っている¹⁾。

一方で、平成7年の兵庫県南部地震におけるSRC造建築物の被災状況をみると、柱脚部および内蔵鉄骨の継手部における耐力不足など施工不良に起因する被害が少なからず確認されたものの、SRC構造の総合的な耐震性能は他の構造に比して卓抜しており、依然搖るぎないものである。このように、耐震性能に優れたSRC構造の適用頻度がその設計および施工の困難さ故に減少傾向にあることは、地震国である日本において安心・安全で持続可能な社会を形成していく上で憂慮すべき事項である。

このような状況を鑑み、SRC構造における上記問題点の改善と次世代の長期対応型構造を可能とする新しい建築合成構造システムとして、鉄骨と繊維補強コンクリート（以下、FRC）のみで構成される鉄骨コンクリート（Concrete Encased Steel）合成構造（以下CES構造）が検討されている^{2)~11)}。

鉄筋を有しないCES構造では、柱梁の帶鉄筋による拘束力がまったくないため、かぶりコンクリート部が早期に剥落することが予測され、十分な耐力性能および変形性能を発揮されないと考えられる。しかし、断面中心に鉄骨が配されることから、鉄骨より内側のいわゆるコアコンクリート部分は鉄骨による拘束を受けるため、破壊が容易には起きないという可能性も予測され、十分な耐力性能を有することも考えられる。

既往の研究^{4)~11)}により、CES構造は従来のSRC構造と同等以上の復元力特性および損傷軽減効果が得られることが分かっている。これらの研究のほとんどが内蔵鉄骨に交差H形鉄骨を用いたものである。一方、CES構造の実用化に向けては、内蔵鉄骨には施工が容易で実建築物に対する適用頻度が高いと考えられるH形鉄骨を採用できることが望ましい。そのためにはH形鉄骨を内蔵したCES柱の構造実験を実施し、その適用性について検討する必要がある。平成20年度には溝淵、松井、倉本らが、軸力比、鉄骨量およびせん断スパン比を実験変数としたH形鉄骨内蔵CES柱の静的加力実験^{12), 13)}を行い、破壊性状、耐力性能および変形性能についての把握を試みた。しかしながら、軸力比の大きな試験体では

水平変形角の増加に伴い内蔵鉄骨に局部座屈が生じるため軸力保持能力を失う現象が起これ、このことが H 形鉄骨内蔵 CES 柱の実用化に向けた問題点の一つとして顕在化した。また、H 形鉄骨内蔵 CES 柱の実用化には構造設計時の判断指標となる限界変形角を適切に評価しうる定量的な評価手法の提案、および H 形鉄骨内蔵 CES 柱の復元力特性モデルを開発する必要がある。

以上の背景をふまえ、筆者らは高軸力下における H 形鉄骨内蔵 CES 柱の内蔵鉄骨での局部座屈防止を目的として、内蔵鉄骨のフランジに取り付けたバンドプレートの幅、FRC の繊維混入量および内蔵鉄骨のフランジ幅を実験変数とした CES 柱の構造実験を実施した。これらの実験結果を基づいて、本研究では CES 合成構造システムにおける H 形鋼を用いた柱部材の構造性能評価手法の確立を念頭において、

- ①実験における各パラメータ（軸力比、鉄骨量、せん断スパン比、内蔵鉄骨のフランジ幅および FRC の繊維混入量）が H 形鉄骨内蔵 CES 柱の変形能力に及ぼす影響の解明
 - ②各パラメータの影響を考慮した H 形鉄骨内蔵 CES 柱の変形能力評価式の提案
 - ③静的非線形荷重増分解析および時刻歴応答解析に用いる H 形鉄骨内蔵 CES 柱の復元力特性モデルの開発
- を行うことを目的とする。

1.2 既往の研究

1.2.1 CES 構造の実用化に向けた既往の研究

既往の研究では、SC 構造に高韌性型セメント系材料を用いた曲げせん断実験⁴⁾を行ったが、骨材が入っていないために剛性の低下や乾燥収縮などの問題点が明らかになった。そこで、高韌性型セメント系材料に代わって FRC を用いた CES 柱の曲げせん断実験⁵⁾が行なわれた。これによって上記の問題点が大幅に改善されたとともに、FRC を用いた CES 柱部材は SRC 構造と同程度の優れた耐力・履歴性状を有することが確認された。この結果を受けて、CES 構造の実用化に向けた実験的研究が継続的に実施され、平成 13 年から平成 17 年にわたって、高軸力を受ける FRC を用いた CES 柱の構造実験⁶⁾、繊維補強モルタルパネルおよび FRC パネルを用いて内蔵鉄骨を被覆した CES 柱の構造実験^{7,8)}、プレキャスト CES 柱の構造実験^{9,10)}がそれぞれ実施された。さらに平成 18 年度の研究¹¹⁾では 2 層 2 スパン CES フレームの静的載荷実験を実施し、大変形時の高い韌性能を有するとともに、エネルギー吸収能力の大きな安定した復元力特性が確認されている。

以下ではこれらの実験的研究について詳しく述べる。

(1) 高韌性型セメント系複合材料を用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の復元力特性に関する研究⁴⁾

高橋、前田、倉本らは SRC 構造の鉄筋を省略した鉄骨コンクリート構造（以下、SC 構造）の弱点であるコンクリート部の拘束効果を改善するために、コンクリートそのものの性能を改善することを考えた。そこで、普通コンクリートを代わり、引張韌性に優れた高韌性型セメント系複合材料を用いることを提案し、実用化することを目的とした実験を行った。この実験において使用された高韌性型セメント系複合材料は、ビニロン繊維補強モルタル（以下、PVA-ECC(Polyvinyl Alcohol-Engineered Cementations Composite)）であり、モルタルの中にビニロン繊維を体積比で 1.5%程度混入することにより、ひび割れ発生以降に引張強度を維持し、大きな引張韌性を有する。また、最大圧縮強度以降においても緩やかに応力度が低下する性状を示す。この実験で用いたビニロン繊維の力学的特性を表 1-1 に示す。

表 1-1 ビニロン繊維の力学的特性

長さ (mm)	繊維径 (mm)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸度 (%)	比重 (g/cm ³)	ヤング係数 (N/mm ²)
15	0.04	1850	7	1.3	4309

高韌性形セメント系複合材料を用いた柱部材の曲げせん断試験の結果では、SRC 構造と比較して PVA-ECC の高い韌性能から、コンクリート（PVA-ECC）部のひび割れや圧壊などの損傷が大変形時まで小さなレベルに留まると共に、耐力および韌性に富む良好な構造性能が得られ、鉄骨コンクリート構造の実用可能性が確認されている。しかし、コンクリートに PVA-ECC を用いる、つまり短繊維を混入することによって施工性が悪くなることや、骨材が入っていないことから材料の剛性が低いということが明らかになっている。

(2) 繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造の構造性能に関する研究⁵⁾

前述の研究（1.2.1）では、コンクリート部に高韌性型セメント系複合材料を用いていたが、当該構造では骨材がないことから初期剛性の低下や乾燥・収縮といった点が問題となつた。そこで、足立・大池・倉本・川崎らはそれらの問題を解決するために、高韌性型セメント系複合材料に代わって繊維補強コンクリートを用いることを提案し、鉄骨コンクリート構造に用いる繊維補強コンクリートを選定するために、調合実験を行い、その結果により選定された繊維を使用した CES 柱の曲げせん断実験を行つた。

繊維補強コンクリートに用いられた材料は、ベースコンクリートに普通ポルトランドセメント、細骨材、最大粒径 15mm の粗骨材、および高性能 AE 減水剤（3%）である。使用した繊維は、繊維径 0.66mm で繊維長 30mm のビニロンファイバー（以下、RF4000 と呼称）、繊維径 0.44mm で繊維長 24mm のビニロンファイバー（以下、RF1500 と呼称）、およびドッグボーンタイプで換算径 0.44mm、で繊維長 35mm のステンレスファイバー（以下、F430D と呼称）である。水セメント比は 50% で、単位水量 172kg/m³、細骨材率 70% である。表 1-2 にそれぞれのコンクリートの配合表を示す。

表 1-2 繊維補強コンクリートの配合表

Specimen	水セメント比 W/C (%)	細骨 材率 S/A (%)	繊維 混入 量 V _f	所要量					
				水 W (kg)	セメ ント C (kg)	細骨材 S (kg)	粗骨材 A (kg)	繊維 V _f (kg)	混和剤 (kg)
VF1	53	70	1.0	91	172	641	268	6.5	2.58
VF2			2.0					13.0	
SF2								40.0	

RF1500 を体積混入率 1.0% で作製したコンクリートは使用した繊維の体積が他のものと比べて小さいため 1.0% では良好な施工性が得られたが、体積混入率が 2.0% のものでは繊維が粗骨材と絡んでしまい、流動性の面では 1.0% のものに比べると劣っている。これは繊維一本あたりの体積が他と異なり小さく、多くの繊維を必要としたためだと思われる。そのためバイブレーターを用いても流動化がなかなか得られない状態であり施工性も良好とはいえない状態であった。

RF4000 を用いて作製したコンクリートでは体積混入率 1.0% および 2.0% の両方において繊維および粗骨材は一様に分散していた。施工性においても、2.0% のものは混入率の増加によって少し悪くなつたが実用面においては問題にならないほどであった。

F430D を用いて作製したコンクリートでは、体積混入率 1.0% および 2.0% において混入量に変わらず良好な施工性が得られている。

これらの上記のコンクリートにおいて $\phi 100 \times 200\text{mm}$ の円柱試験体について圧縮試験および引張試験を行い、 $100 \times 100 \times 400\text{mm}$ の直方体供試体について曲げ試験を行っている。

圧縮試験では、ビニロンファイバーおよびステンレスファイバーともに混入量 2.0%で実験を行った。RF4000 と F430D においては、RF4000 の方が若干高い耐力になっている。最大強度以降のひずみ軟化性状な混入纖維の投入に関係なく同様の傾向を示した。

直接引張試験では、纖維混入率の違いによる耐力の差は見られなかつたが、最大応力以降の応力安定状況に達するまでのひずみは纖維混入量の増加により小さくなる傾向にある。

それぞれのコンクリートも、 100μ 付近のひずみで最大引張強度を記録している。最大耐力以降の応力安定状態に達するまでのひずみは、纖維混入量の増加に伴い、小さくなる傾向が認められている。纖維別で比較すると混入率の違いにかかわらず RF4000 は強度が最も強く、最大耐力後のひずみの進行度も他の RF1500 や F430D に比べて緩やかであり韌性があることが分かる。ステンレスファイバー F430D を用いたコンクリートはビニロンファイバーのものと比べて応力は低くなっている。

曲げ実験では、ビニロンファイバー RF1500 を 2.0% 混入した供試体が最大強度を記録しており、RF4000 を用いた供試体の強度が最も低かった。またすべての纖維においてひび割れ発生後変形が進むにつれて曲げ応力は増減を繰り返している。ビニロンファイバーを用いた供試体ではひび割れ発生後から高い韌性を發揮しており、ステンレスファイバーを用いた供試体では、ひび割れ発生までの耐力の増加が確認されている。

これらの纖維補強コンクリートを用いた CES 柱の曲げせん断実験について以下に示す。試験体は、上下加力スタブを有し、柱部分の断面は $b \times D = 400 \times 400\text{mm}$ 、内法高さ $h_0 = 1,600\text{mm}$ である。せん断スパン比 ($a/D = 2.0$) とした。内蔵鉄骨は 2-H-300×150×6.5×9 の交差 H 形鉄骨を用いた。体積混入率 1.0% の RF4000 を用いた試験体（以下、VF1 と呼称）、2.0% の RF4000 を用いた試験体（以下、VF2 と呼称）、および 2.0% の F430D を用いた試験体（以下、SF2 と呼称）を作製し、実験を行った。実験結果を表 1-3 に、最終破壊状況を写真 1-1 に、水平荷重－水平変形角関係を図 1-1 にそれぞれ示す。

試験体 VF1 では、高い構造性能を示すことが確認されている。初期曲げひび割れは水平変形角 $R = 0.003\text{rad}$ 程度の時点から柱頭部および柱脚部で観察され、 $R = 0.0154\text{rad}$ で最大耐力に達した後、緩やかに耐力が低下した。

試験体 VF2 も VF1 と同様に高い構造性能を示した。纖維量が VF1 より多いため、試験体 VF1 に比べて最大耐力以降の韌性能が若干向上している。せん断ひび割れについては試験体 VF1 よりもさらに分散性が増しており、修復性においてもより有効な構造であることが確認されている。

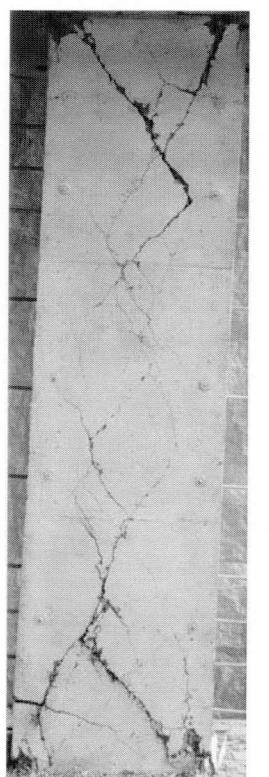
試験体 SF2 は、最大耐力およびそれに対応する変形角がともに他の 2 体に対して大きく、極めて高い構造性能を示すことが確認された。

剛性においては、どの試験体も高韌性型セメント系複合材料を用いた CES 構造柱よりも剛性が増していることが確認されている。また纖維の種類は剛性に影響を及ぼさないと考

えられる。実験結果より、繊維補強コンクリートを用いることにより SRC 構造と同程度の優れた耐力および履歴性状が得られ、損傷も大変形時まで小さなレベルに抑えられ、修復性に優れていることも確認されている。また、高韌性型セメント系複合材料を用いた CES 構造で見られた初期剛性の低下や、乾燥収縮といった弱点も大幅に改善されている。

表 1-3 実験結果一覧

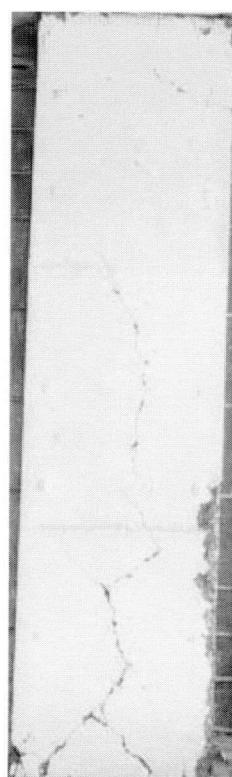
Specimen	部材降伏時		最大耐力時	
	R_y (rad.)	P_y (kN)	R_m (rad.)	P_m (kN)
VF1	0.0109	612.4	0.0154	689.4
VF2	0.0103	608.0	0.0151	703.2
SF2	0.0110	643.4	0.0204	737.5



(a) 試験体 VF1



(b) 試験体 VF2



(c) 試験体 SF2

写真 1-1 最終破壊状況

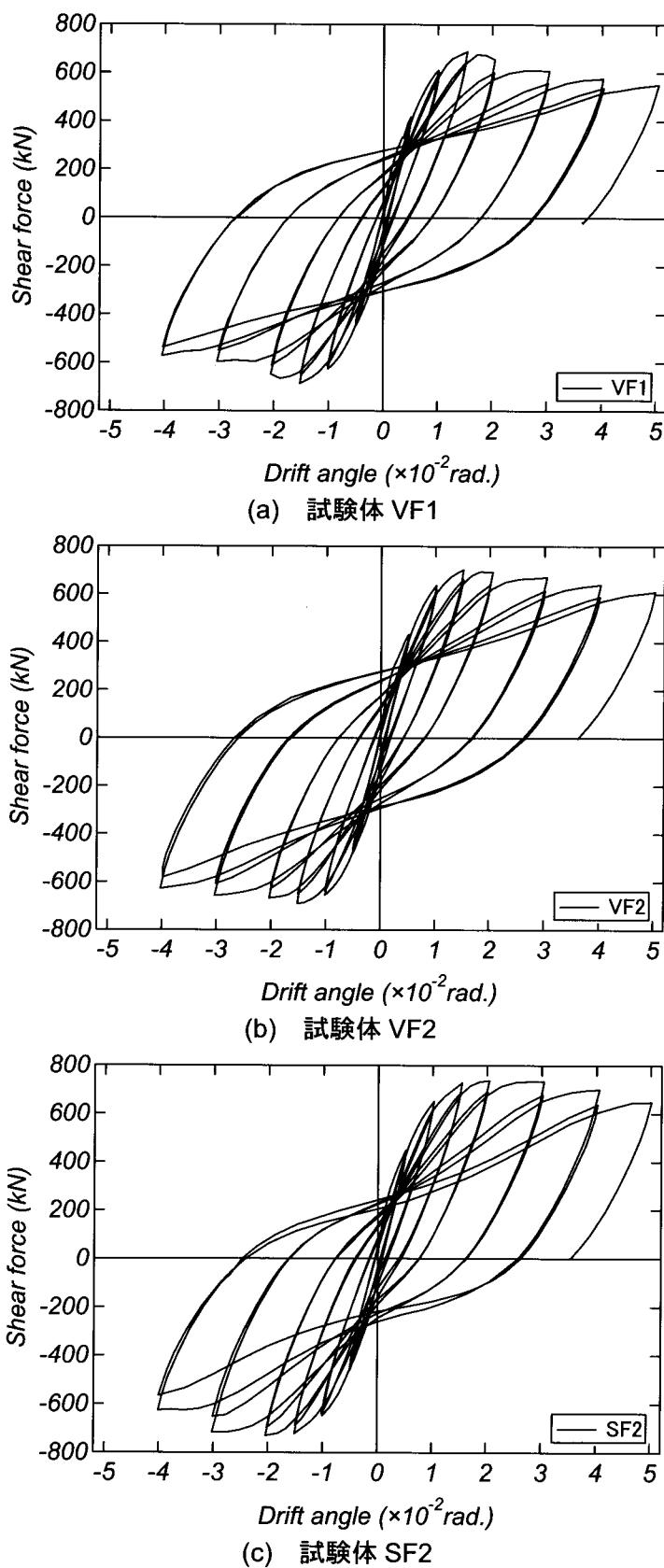


図 1-1 水平荷重一水平変形角関係

(3) 高軸力を受ける繊維補強コンクリート-鋼合成構造柱の構造性能に関する研究⁶⁾

前述までの研究で、CES 構造の高い構造性能が確認されている。しかし、どの試験体も軸力比 ($N/bD\sigma_B$) はいずれも 0.1~0.13 程度であり、CES 構造の構造性能に軸力比が及ぼす影響は把握されていない。そこで、足立・倉本・川崎・柴山らは CES 構造の構造性能に及ぼす軸力の影響を把握するため、軸力比をパラメータとして実験を行っている。なお、この実験では、文献 2) の実験結果を参考に、RF4000 を体積混入量で 2.0% 混入した。

柱部分は断面が 330mm×330mm、内法高さ 1,320mm、内蔵鉄骨は 2-H-250×125×6×9 であり、せん断スパン比 ($a/D=2.0$) とした。試験体は 3 体作成し、軸力比 0.32 および 0.57 の一定軸力下で載荷した試験体を 2 体（以下、VF2N3 および VF2N5），および軸力比-0.32~0.57 の変動軸力を載荷下試験体 1 体（以下、VF2NV）とした。実験結果を表 1-4 に、水平荷重－水平変形角関係を図 1-2 に、最終破壊状況を写真 1-2 にそれぞれ示す。

試験体 VF2N3 では、高い構造性能を示すことが確認された。初期曲げひび割れは水平変形角 $R=0.005\text{rad.}$ 程度から柱頭部で観察され、 $R=0.0145\text{rad.}$ で最大耐力に達した後、緩やかに耐力が低下した。

試験体 VF2NV はせん断力に応じて軸力を変動させた試験体であったが、 $R=0.0142\text{rad.}$ で鉄骨が降伏し、 $R=0.0151\text{rad.}$ で最大耐力を記録した。その後緩やかに耐力が低下した。

試験体 VF2N5 では、最も高い軸力を載荷しており、最も早期にひび割れが生じた。しかしながら、水平荷重－水平変形角関係においては最も大きな履歴ループを描いており、高い構造性能が確認された。軸力による水平荷重－水平変形角関係の履歴ループを比較すると軸力が高くなるにつれて剛性が高くなることが確認された。また、高軸力よって曲げひび割れの進展を遅らせ、せん断ひび割れにおいては高軸力によってひび割れが進展することが分かった。さらに軸力が高くなるにつれて水平荷重－水平変形角関係の履歴ループ面積が大きくなり、多くのエネルギーを吸収できることが確認された。

表 1-4 実験結果一覧

Specimen	部材降伏時		最大耐力時	
	R_y (rad.)	P_y (kN)	R_m (rad.)	P_m (kN)
VF2N3	0.01	424.6	0.0145	480.5
VF2NV	0.0142	448.1	0.0151	453.5
VF2N5	0.0101	414.8	0.0123	439.3

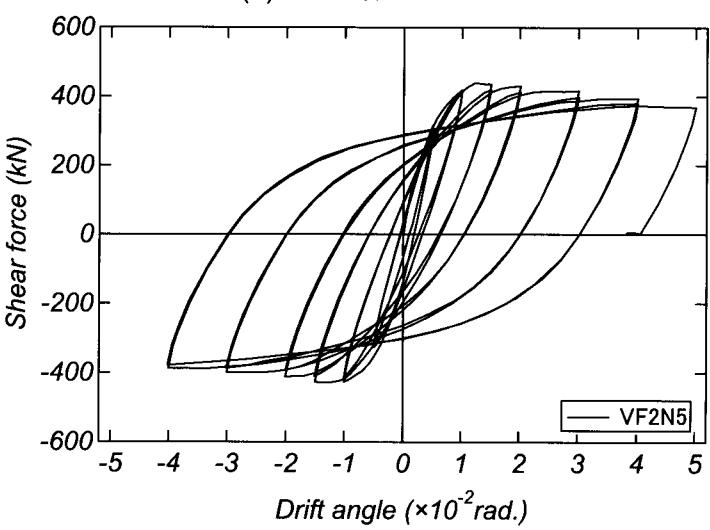
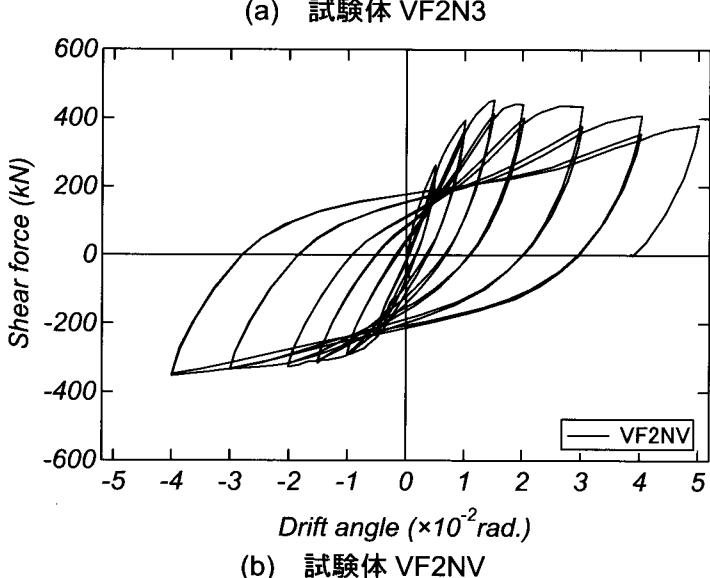
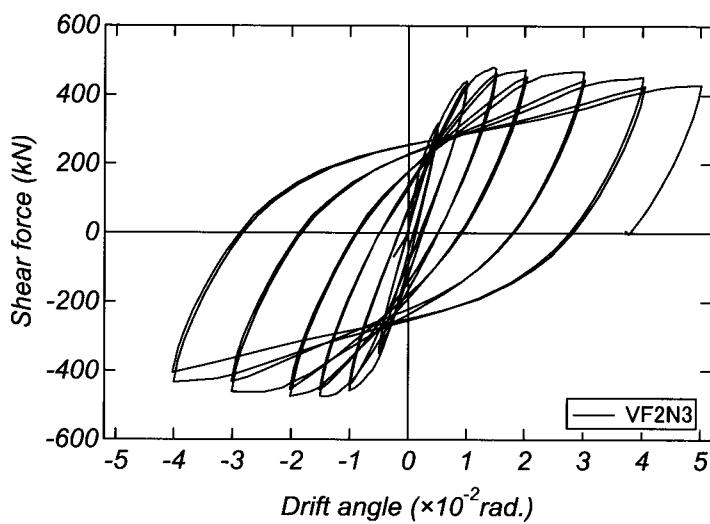
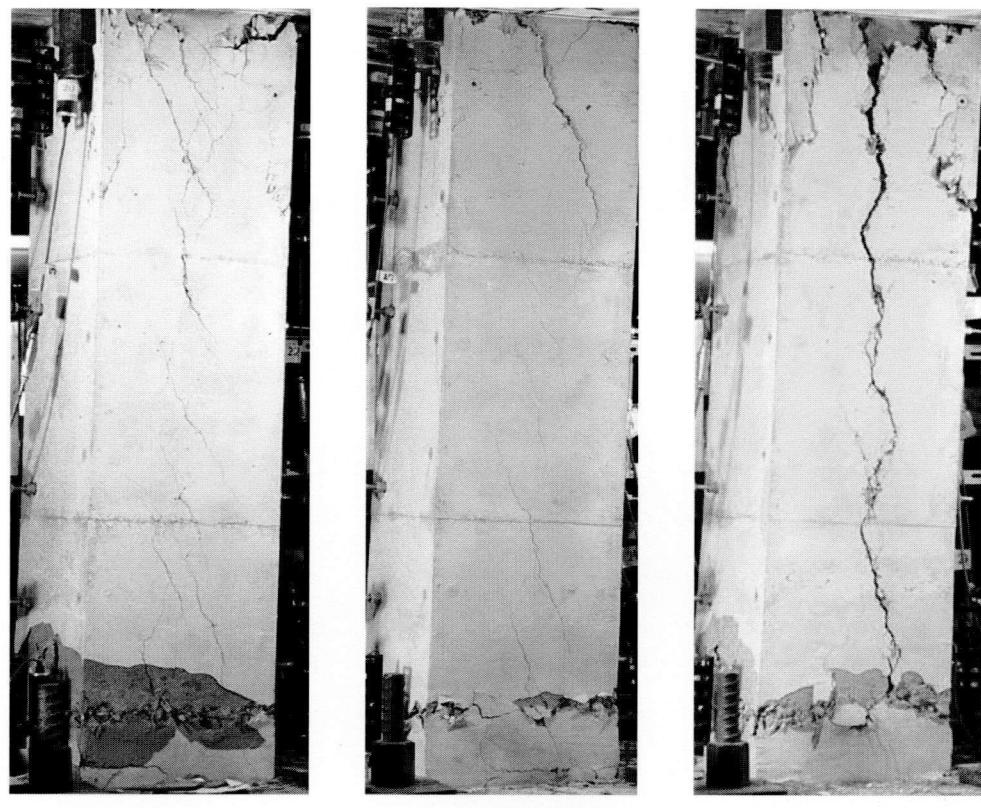


図 1-2 水平荷重一水平変形角関係



(a) VF2N3

(b) VF2NV

(c) VF2N5

写真 1-2 最終破壊状況

(4) 繊維補強モルタルパネルで被覆した CES 構造柱の構造性能に関する研究⁷⁾

前述の研究（1.2.3）では打設の際に柱脚部にジャンカが生じ、繊維補強コンクリートの施工性には若干の課題を残した。そこで柴山・倉本・川崎・FAUZAN らは CES 構造の施工性の改善を目的として内蔵鉄骨を繊維補強モルタルパネルで被覆し、その中に普通コンクリートを打設した CES 柱の曲げせん断試験を行った。使用した繊維は、繊維直径が 0.1mm、長さが 12mm のビニロンファイバー（以下、REC100L と呼称）であり、柱断面を図 1-3 に示す。

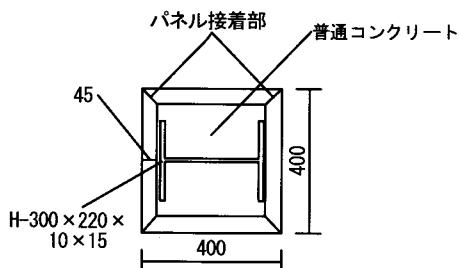


図 1-3 柱断面図

試験体の柱部分は断面が $b \times D = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 、内法高さ $h=1,600\text{mm}$ （せん断スパン比 $a/D=2$ ）である。試験体は繊維補強モルタルパネルで内蔵鉄骨を被覆し、パネル同士をエボキシ系接着剤で接着されている。試験体は 2 体製作し、一定軸力（軸力比 $N/bD\sigma_B=0.3$ ）および変動軸力を載荷する試験体（以下、CES3S および CESVS）とした。また、実験結果を表 1-5 に、水平荷重－水平変形角関係を図 1-4 に、最終破壊状況を写真 1-3 にそれぞれ示す。

試験体 CES3S では、 $R=0.01\text{rad.}$ において引張側の柱頭および柱脚部のスタブとの接着部にひび割れが生じ、また柱中央部にせん断ひび割れが発生している。 $R=0.015\text{rad.}$ の 2 サイクル目において柱頭部に圧縮ひび割れが生じている。 $R=0.02\text{rad.}$ で引張側の柱隅角部のパネル接着部にひび割れが生じている。また、柱頭および柱脚部に多くのせん断、曲げひび割れが生じている。その後、 $R=0.04\text{rad.}$ でモルタルパネルが剥離している。

試験体 CESVS では、変動軸力を作用させた試験体であったが、 $R=0.005\text{rad.}$ では軸力は CES3S と同程度であり、目立ったひび割れは見られなかった。負載荷時では、引張軸力となるためひび割れが多数確認された。 $R=0.01\text{rad.}$ において柱中央部にせん断ひび割れが発生している。 $R=0.015\text{rad.}$ の 1 サイクル目において柱頭部に圧縮ひび割れが生じ、さらに高軸力による影響で縦に大きなひび割れが生じている。なお、 $R=0.02\text{rad.}$ 以降に新たなひび割れは発生した。これは、 $R=0.015\text{rad.}$ 程度で生じたひび割れに変形が集中したためと考えられる。

また、試験体 CES3S では水平荷重－水平変形角関係において $R=0.005\text{rad.}$ 程度までは変位振幅の増大に伴う剛性の低下は少なく弾性的な挙動を示した。 $R=0.01\text{rad.}$ 以降せん断ひび割れが多く認められたが、 $R=0.015\text{rad.}$ に達するまで剛性は低下するものの耐力は増加していく。その後、振幅の増大に伴い耐力が若干増加し、 $R=0.03\text{rad.}$ で最大耐力を記録した。また、最大耐力後の耐力低下も少なく、 $R=0.05\text{rad.}$ の最終サイクルまで合成構造部材特有のエ

エネルギー吸収能力の大きな安定した復元力特性を示した。

変動軸力を作用させた試験体 CESVS では、正載荷時において圧縮軸力が増加するにつれて逆 S 字型になり、引張軸力が増加する負載荷時では紡錘型の履歴ループを描いている。なお鉄骨は正載荷時では $R=0.009\text{rad}$.付近で、負載荷時では $R=-0.011\text{rad}$.付近で降伏している。 $R=0.015\text{rad}$.で最大耐力を記録し、その後緩やかに耐力が低下した。なお、鉄骨が $R=-0.03\text{rad}$.の 2 サイクル目において、フランジとスタブとの溶接面で破断したため、その後耐力が低下した。しかし、正載荷時において耐力はほとんど低下しておらず、フランジ破断の影響はほとんど見られなかった。

しかし、モルタルパネルと内部コンクリートが大変形時に剥離したため、パネルとコンクリートの一体性が問題となった。また、使用した纖維補強モルタルパネルでは、ひび割れの進展を抑制することができなかった。パネルの構造性能の改善が今後の課題となった。

表 1-5 実験結果一覧

Specimen		部材降伏時		最大耐力時	
		R_y (rad.)	P_y (kN)	R_m (rad.)	P_m (kN)
CES3S	正	0.01	694.5	0.03	817.5
	負	-0.01	-687.5	-0.015	-792.0
CESVS	正	0.009	761.0	0.015	779.0
	負	-0.011	-437.5	-0.03	-510.0

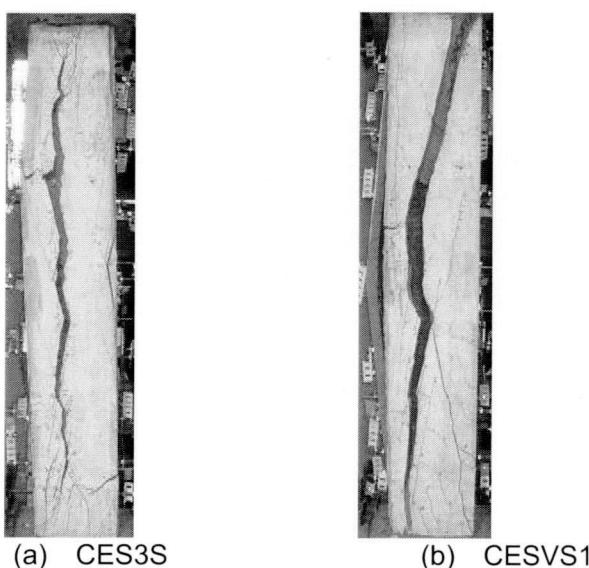
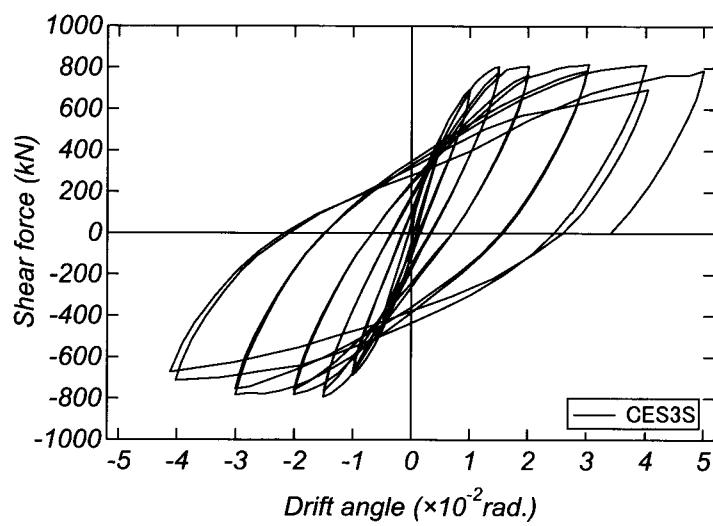
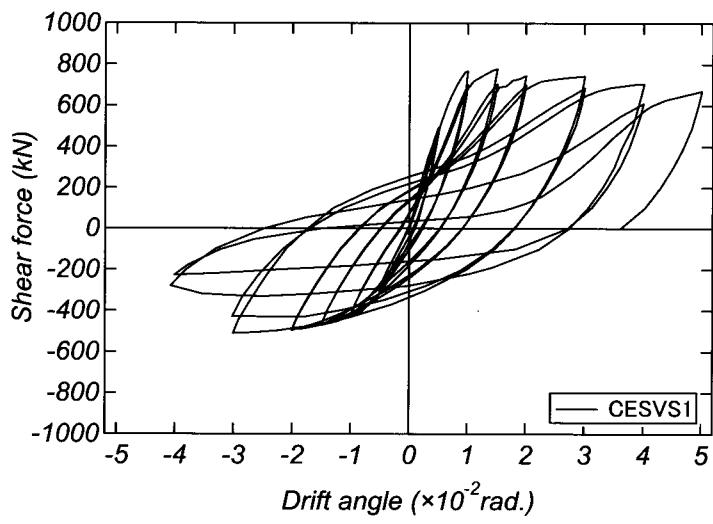


写真 1-3 最終破壊状況



(b) 試験体 CES3S



(b) 試験体 CESVS1

図 1-4 水平荷重－水平変形角関係

(5) 繊維補強コンクリートパネルで被覆した鉄骨コンクリート柱の復元力特性に関する研究⁸⁾

前述の研究（1.2.4）では、繊維補強コンクリートパネルで被覆した CES 柱においては、大変形時にパネルとコアコンクリートの一体性が失われるという課題が残された。また、モルタルパネルに投入した繊維ではあまりひび割れの抑制効果が得られなかった。柴山・倉本・永田・川崎ら⁸⁾は外郭プレキャスト（以下、Pca）パネルを有する CES 構造の一体性の改善を目的として、図 1-4 に示す形状にパネル接合面を改良した。さらに投入繊維も、既往の研究において良好な結果が得られたビニロンファイバーRF4000 を使用することでひび割れ幅の抑制を試みた。実験結果を表 1-6 に、水平荷重－水平変形角関係を図 1-5 に、最終破壊状況を写真 1-4 にそれぞれ示す。

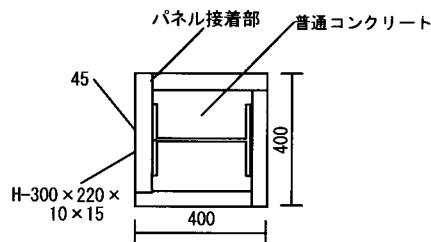


図 1-4 柱断面図

表 1-6 実験結果一覧

Specimen		部材降伏時		最大耐力時	
		R_y	P_y	R_m	P_m
		(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)
FCCES3	正	0.0077	658.0	0.015	716.0
	負	-0.008	-699.5	-0.03	-720.0
FCCESV1	正	0.0051	533.0	0.01	768.0
	負	-0.01	-393.5	-0.04	-485.5
FCCESV2	正	0.0048	545.5	0.008	697.0
	負	-0.009	-318.0	-0.04	-425.0

試験体の柱部分は前述の研究（1.2.4）と同様に、断面が $b \times D = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 、内法高さ $h = 1,600\text{mm}$ （せん断スパン比 $a/D = 2$ ）である。試験体は繊維補強コンクリートパネルで内蔵鉄骨を被覆し、パネル同士をエポキシ系接着剤で接着されている。試験体は 3 体製作し、一定軸力（軸力比 $N/bD\sigma_B = 0.3$ ）および変動軸力を作用させる試験体が 2 体（以下、FCCES3 および FCCESV1, FCCESV2）とした。2 種の変動軸力は、以下の式に従って変動させた。

$$N = 0.1N_0 \pm 3Q \quad (1-1)$$

$$N = 0.1N_0 \pm 4.5Q \quad (1-2)$$

試験体 FCCES3 においては、安定した履歴ループを描いている。鉄骨は $R = 0.007\text{rad}$ で降

伏しているもののその後も耐力は上昇し, $R=0.015\text{rad}$.で最大耐力 716.0kN を記録した。その後も耐力はほとんど低下することはなかった。

式(1-1)による変動軸力を受ける試験体 FCCESV1 では、圧縮側では逆 S 字型、引張側では紡錘型の履歴ループを描いている。鉄骨は $R=0.005\text{rad}$.で圧縮降伏し, $R=0.01\text{rad}$.で最大耐力 768.0kN を記録した。その後、変形の進行に伴い耐力が徐々に低下した。引張側では、ひずみ硬化の影響により $R=-0.04\text{rad}$.まで耐力が上昇し, -485.5kN を記録した。

式(1-2)による変動軸力を受ける試験体 FCCESV2 では, $R=0.0048\text{rad}$.で鉄骨が圧縮降伏し, $R=0.008\text{rad}$.で最大耐力 697.0kN を記録した。その後、高軸力の影響によりパネル接着部の反対側に多くのせん断ひび割れが生じ、その後変形の進行に伴い耐力が大きく低下した。しかしながら、引張軸力側では, $R=-0.04\text{rad}$.まで安定した挙動を示し、最大耐力-425.0kN を記録した。

せん断ひび割れは、既往の研究 (1.2.4) で使用した繊維（繊維径 0.1mm, 長さ 12mm）に比べて大きな抑制効果があったといえる。特に軸力が高くなるにつれてその効果は顕著に現れている。曲げひび割れにおいても、早期に発生したが除荷時ではひび割れは閉じており, $R=0.01\text{rad}$.まではひび割れ幅はほぼ 0 であった。一定軸力下では投入繊維による差はほとんど見られなかつたが、高軸力下では前述研究 (1.2.4) の繊維に比べてひび割れ幅は半分以下であり、抑制効果が認められる。また、ひび割れが細かく入ったことから、ひび割れの分散効果も確認された。しかし外郭パネルはどの試験体も $R=0.03$ から $R=0.04\text{rad}$.で一體性が失われており、さらなる検討が必要となつた。

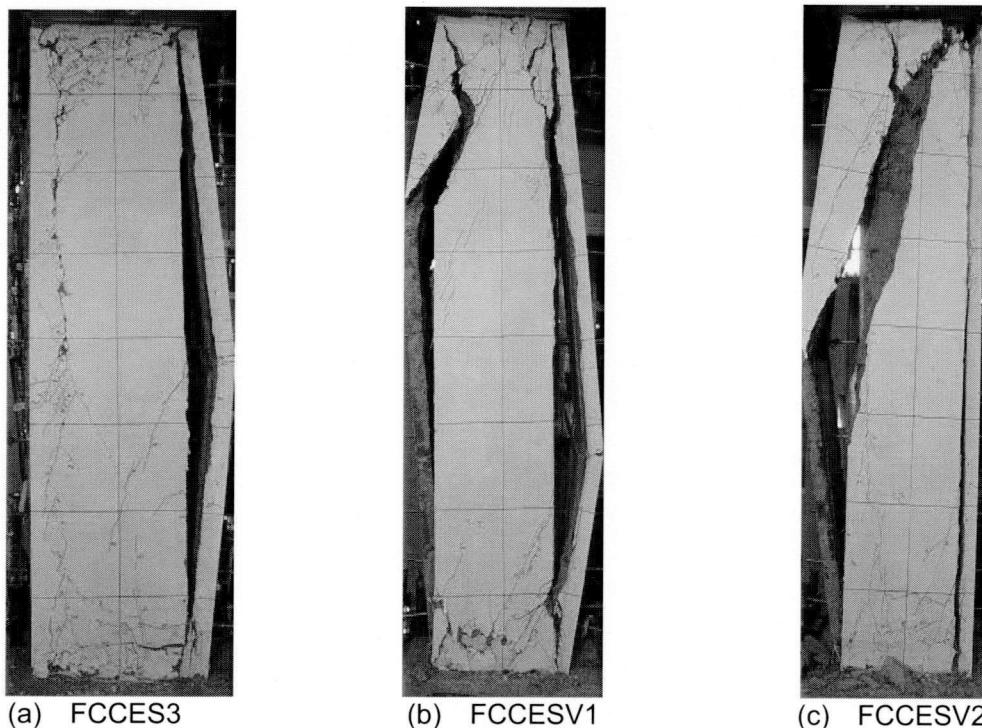


写真 1-4 最終破壊状況

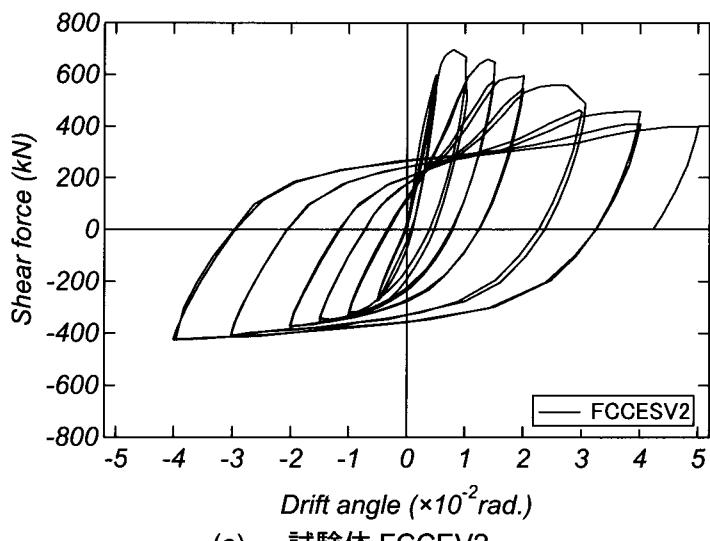
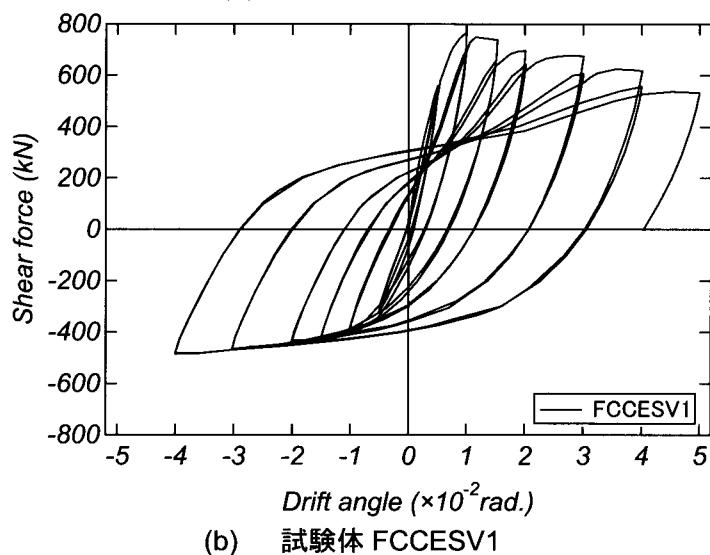
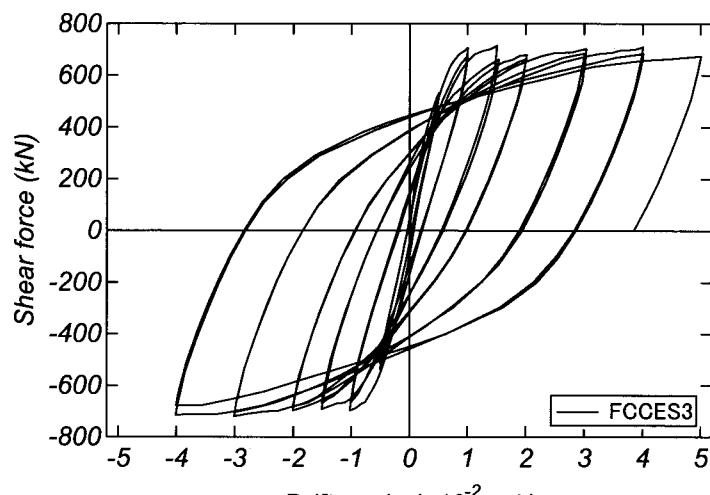


図 1-5 水平荷重－水平変形角関係

(6) プレキャスト CES 柱の構造性能に及ぼすパネル接合方法の影響に関する研究^{9,10)}

前述の研究（1.2.5）では大変形時にパネルと内部コンクリートの一体性が得られなかつたという課題が残った。そこで永田、津留、松井、倉本らはパネルと内部コンクリートの一体性に主眼を置き、パネルの形状の違いによる構造特性や応力伝達メカニズムに及ぼす影響を把握することを目的とした4体の試験体による実験を行った。

試験体 CES-S はパネルの内側にスタッドを取り付けることで、一体性の確保を試みている。試験体 CES-B1 はパネル内部の四隅にアングルを取り付け、各パネルをアングルにボルトで接合した。試験体 CES-B2 は CES-B1 と同様の接合方法だが、パネルの向きに違いを与えた。試験体 CES-S, CES-B1 および CES-B2 は纖維補強コンクリートをパネルとして使用する。試験体 CES-U はパネルを用いない纖維補強コンクリートによる一体打ちとした。詳細を図 1-6 に、実験結果を表 1-7 に示す。

また、水平荷重－水平変形角関係を図 1-7 に、最終破壊状況を写真 1-5 にそれぞれ示す。

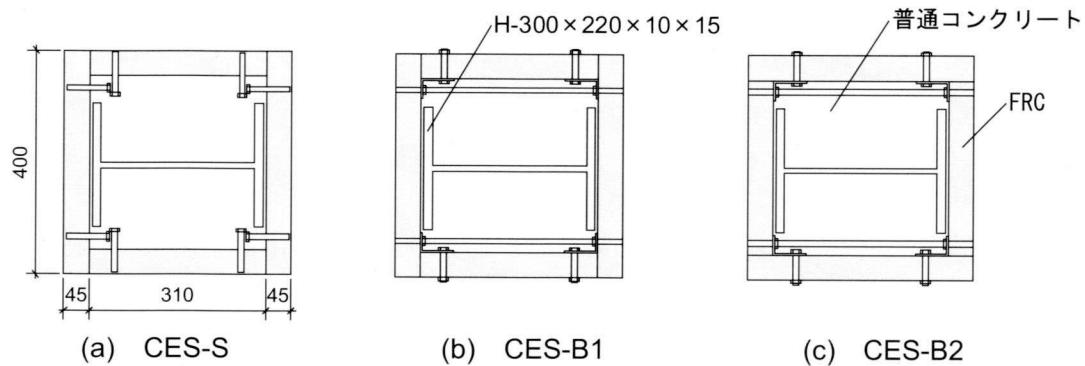


図 1-6 試験体断面図

表 1-7 実験結果一覧

Specimen		部材降伏時		最大耐力時	
		R_y	P_y	R_m	P_m
		(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)
CES-S	正	0.0076	595.6	0.025	732.2
	負	-0.0069	-591.9	-0.02	-732.9
CES-B1	正	0.0077	607.7	0.04	737.4
	負	-0.0069	-586.6	-0.04	-739.7
CES-B2	正	0.0076	577.6	0.03	732.9
	負	-0.0063	-556.6	-0.02	-721.7
CES-U	正	0.0075	645.9	0.13	734.4
	負	-0.0059	-576.9	-0.14	-704.4

試験体の柱部分は前述の研究（1.2.5）と同様に、断面が $b \times D = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 、内法高さ $h = 1,600\text{mm}$ （せん断スパン比 $a/D = 2$ ）である。試験体は繊維補強コンクリートパネルで内蔵鉄骨を被覆し、パネル同士をエポキシ系接着剤で接着した。作用させた軸力は一定軸力で軸力比 $N/bD\sigma_B = 0.3$ である。

CES-S では、 $R = 0.005\text{rad}$.程度までは剛性の低下は少なく弾性的な挙動を示している。 $R = 0.01\text{rad}$.で鉄骨が降伏し、剛性が低下したが $R = 0.03\text{rad}$.までは耐力は増加し、正載荷時最大耐力 732.2kN を記録した。

CES-B1 では初期剛性に関しては CES-S 試験体と比べると若干ではあるが低い値となった。 $R = 0.01\text{rad}$.で鉄骨が降伏したが、その後も耐力は増加し $R = 0.04\text{rad}$.で最大耐力 737.4kN を記録した。最大耐力以降も耐力はほとんど低下することなく実験を終了した。負載荷時では耐力は低下することなく最大 739.7kN を記録した。

CES-B2 では初期剛性は CES-B1 試験体と同等であり、履歴ループは CES-S 試験体とほぼ同じ形状となった。 $R = 0.03\text{rad}$.で最大耐力 732.9kN を記録した。CES-B1 試験体と比較すると、最大耐力に達した後 CES-B1 試験体はほとんど耐力低下を示さなかつたが CES-B2 試験体では顕著な耐力低下が確認された。

CES-U では初期剛性は他の試験体よりわずかに高くなった。正載荷時の最大耐力は $R = 0.015\text{rad}$.で記録した 734.4kN で、その後 $R = 0.02\text{rad}$.で耐力が低下した。しかし、それ以降 $R = 0.04\text{rad}$.まで耐力は一定を保ち顕著な低下は見られなかった。

すべての試験体において最大耐力後も体力の低下がほとんど見られず、高い韌性変形能力を有することがわかる。前述の研究（1.2.5）と比較しても初期剛性は若干低いが、変形角の進行と共に剛性の向上が確認できた。

パネル接合方法にボルトとアングルを用いた場合、パネルの全域にせん断ひび割れが確認できたが、スタッドを用いた場合はパネル接合部でのひび割れはみられず、ひび割れ抑制効果が確認された。最終破壊状況においても顕著なパネルと内部コンクリートの一体性を示し、パネルと内部鉄骨の相対変位から見てもある程度鉄骨の変形に連動してパネルも変形しており、一体となった挙動が確認された。

一体打ちとパネルを用いた試験体におけるスタブとの隙間の有無による応力伝達メカニズムの差異を定式化することが今後の課題の一つとして挙げられる。また、今回の試験体に変動軸力を与えた場合、CES 柱の構造性能にどのような影響を与えるか検討する必要がある。さらに、接合部や梁などの柱以外の部材における外部パネルの使用及び、外力による挙動の検討、および復元力特性を定式化することも今後の課題である。

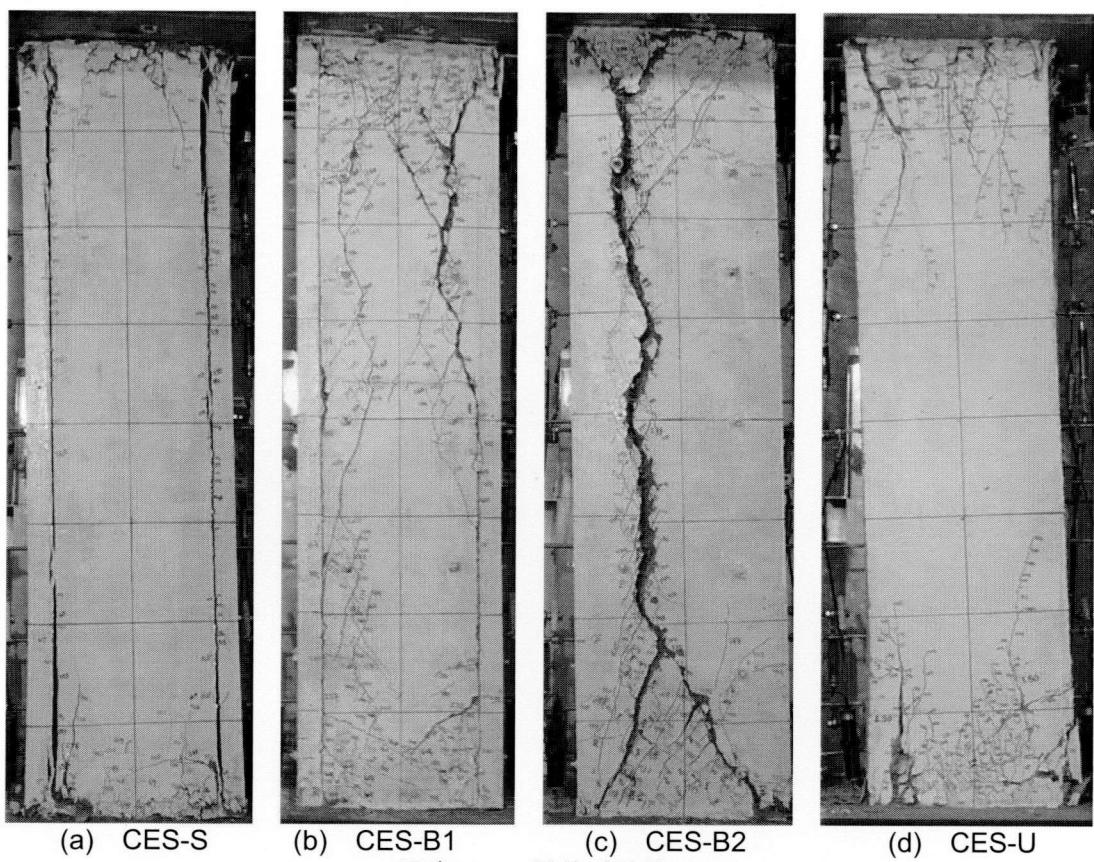
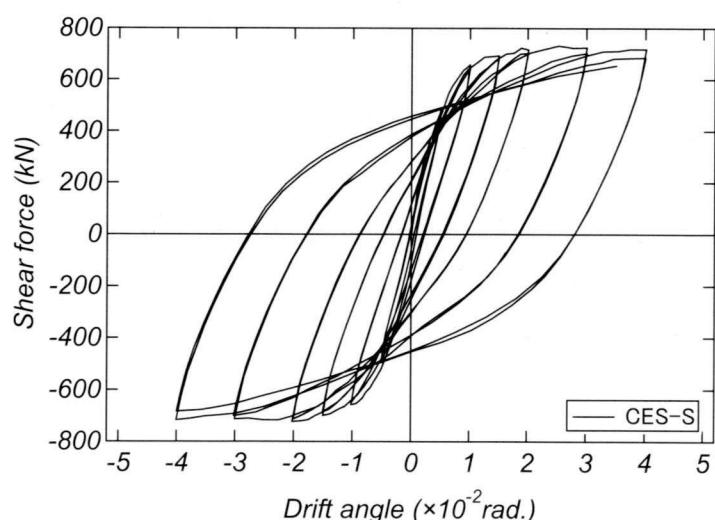


写真 1-5 最終破壊状況



(a) 試験体 CES-S

図 1-7 水平荷重一水平変形角関係

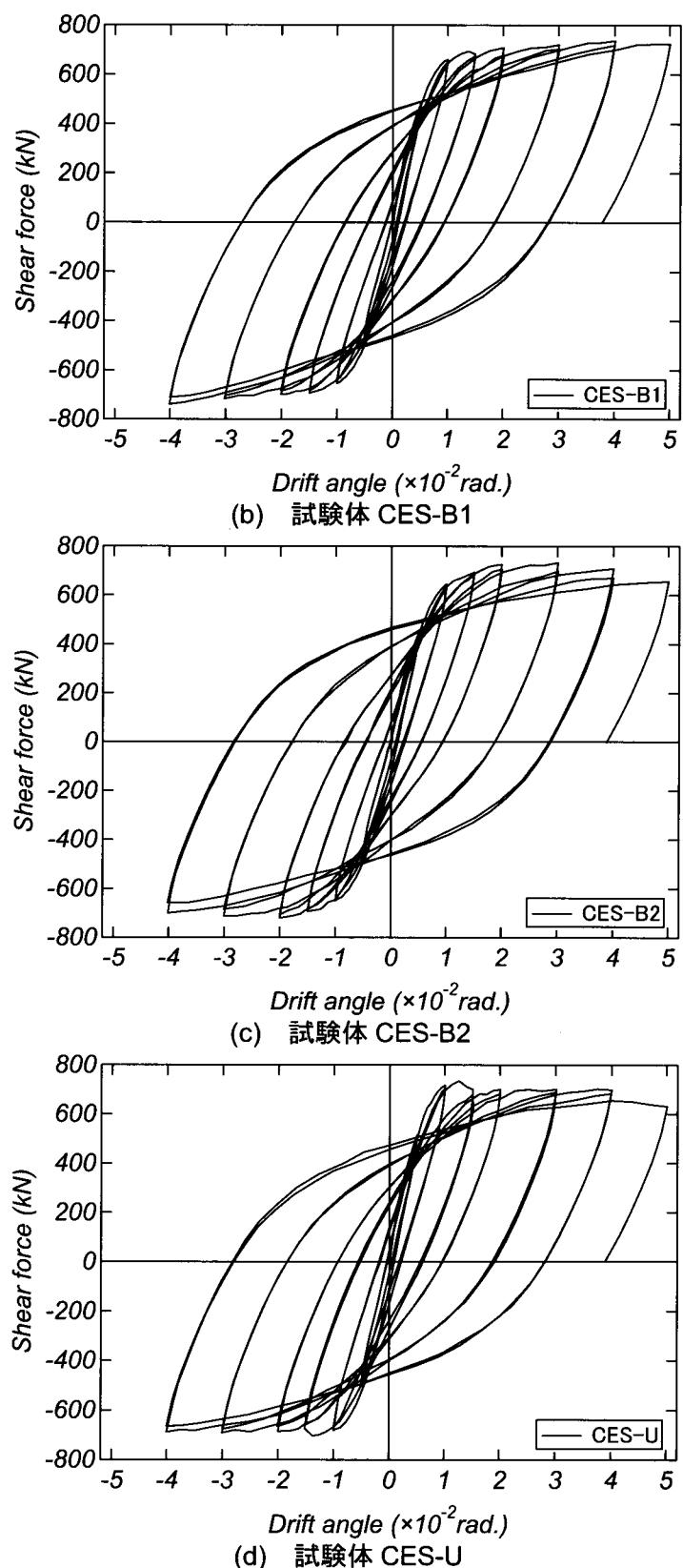


図 1-7 水平荷重 - 水平変形角関係

(7) CES 合成構造平面架構の構造性能に関する研究¹¹⁾

今村、田口、松井、倉本らは前述の研究を基に、CES 合成構造システムの構造性能評価法の開発に資する基礎資料を整備することを目的として、2 層 2 スパン CES フレームの静的載荷実験を実施し、その構造性能について検討を行った。

試験体は 15 層程度の純フレーム建築物を想定し、下部 2.5 層の 2 スパンを取り出した約 1/2 縮小モデルである。柱断面は 400mm×400mm とし、階高を 2,000mm および 1 階柱脚から上端部ピン支承までの距離を 4,800mm とした。梁断面は 300mm×400mm とし、スパンを 3,000mm とした。内蔵鉄骨は柱通し型とし、梁には柱中心から 600mm の位置に継手を設けてボルト接合とした。試験体の破壊形式は梁曲げ降伏先行型の全体崩壊形を想定し、柱内蔵鉄骨には H-300×220×10×15 を、梁内蔵鉄骨には H-300×150×6.5×9 をそれぞれ使用した。図 1-8 に試験体概要を示す。

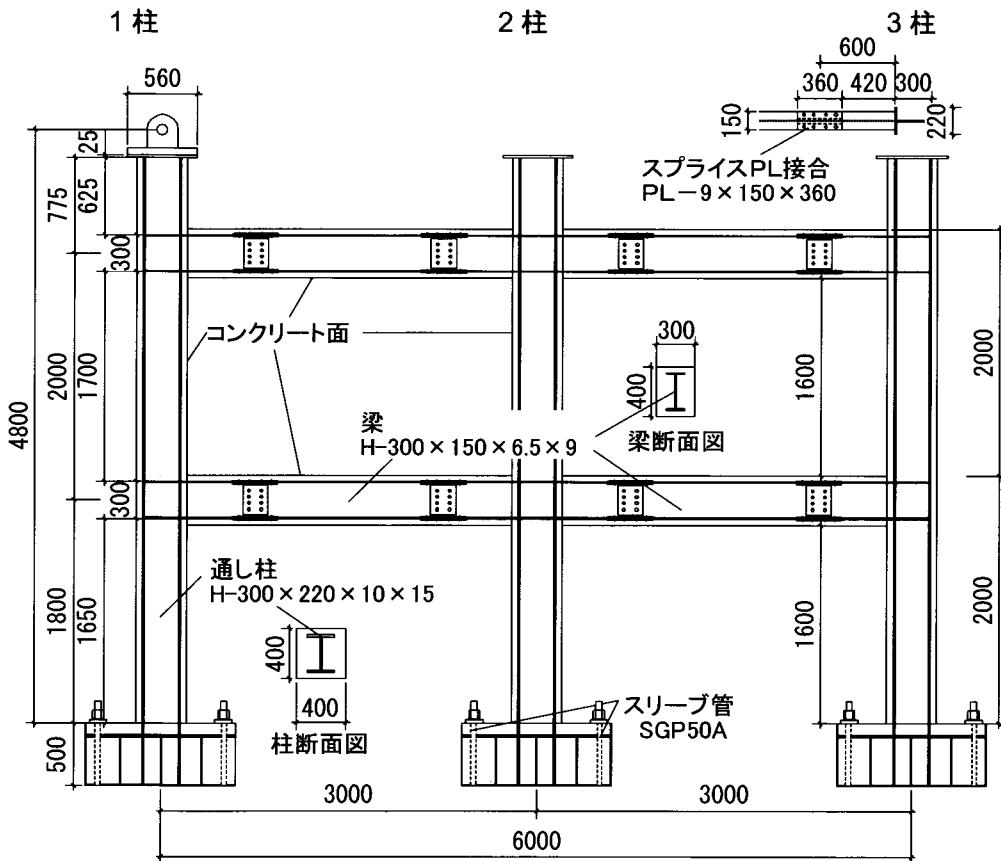


図 1-8 試験体概要

水平荷重－水平変形角関係を図 1-9(a)から(c)に、最終破壊状況を写真 1-6 から 1-8 にそれぞれ示す。繊維補強コンクリートを使用することにより、接合部の損傷抑制効果を向上させることができ、 $R=0.03\text{rad}$ の大変形においてもかぶりコンクリートはほとんど認められな

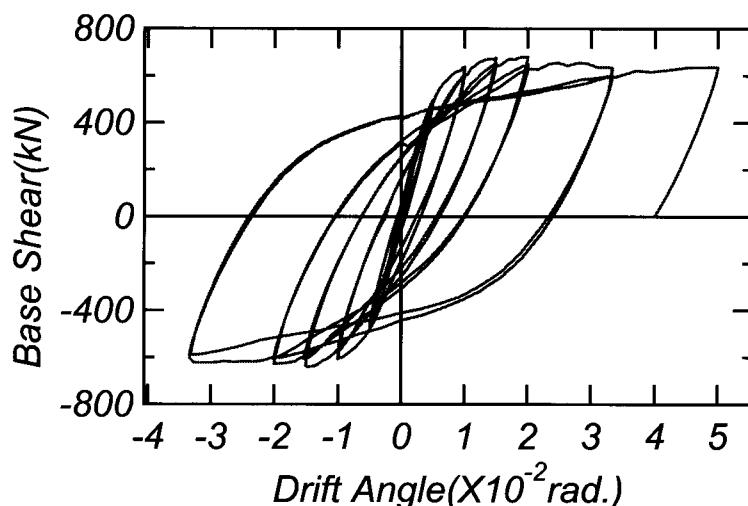
かった。

最終変形角 $R=0.05\text{rad.}$ 時の耐力は最大耐力の約 90%を保持しており、高い韌性能を有するとともに、エネルギー吸収能力の大きな安定した復元力特性を示した。

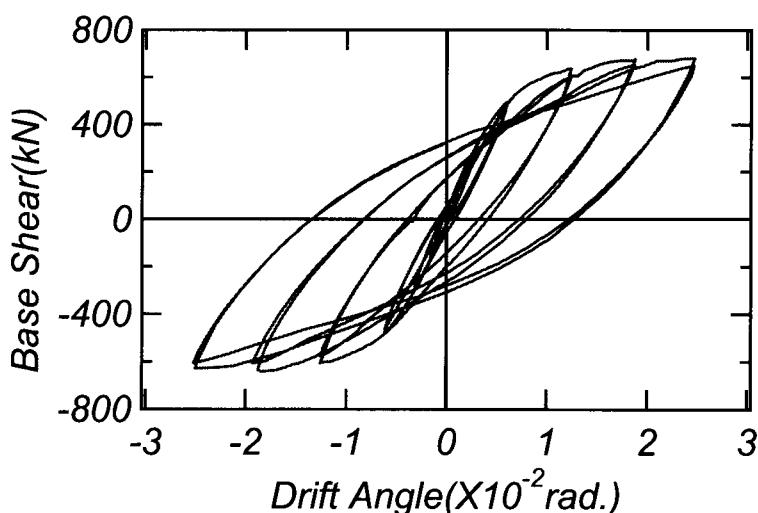
2.5 層 2 スパン CES フレームは $R=0.05\text{rad.}$ の大変形時においても高い軸力および水平耐力を維持しており、安全限界以内の状態であったといえる。

接合部せん断余裕度の大きな外部柱梁接合部では、梁曲げ降伏が先行し、接合部パネルの変形はほとんど認められなかった。

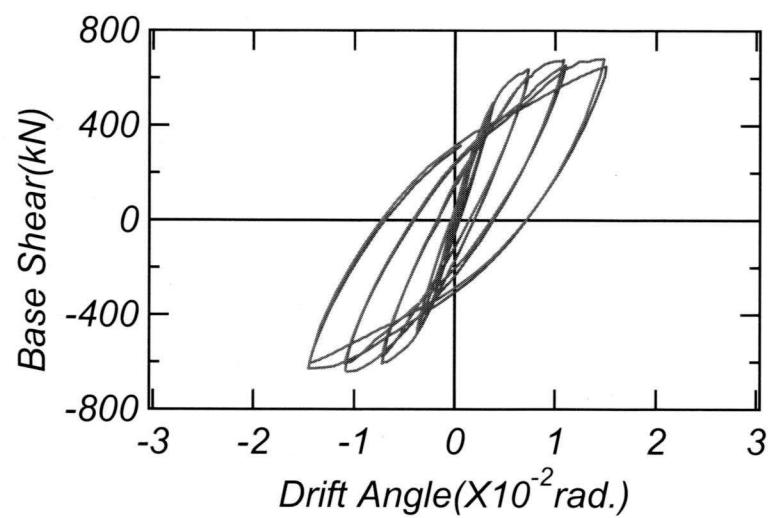
さらに接合部せん断余裕度が小さな内部柱梁接合部では、変位振幅の増大にともない接合部パネルの変形が増大し、接合部パネルが降伏した。その傾向は 2 層および 3 層でより顕著にあらわれる。



(a) ベースシアー平均層間変形各変形関係



(b) 2 階



(c) 1階

図 1-9 水平荷重一水平変形角関係

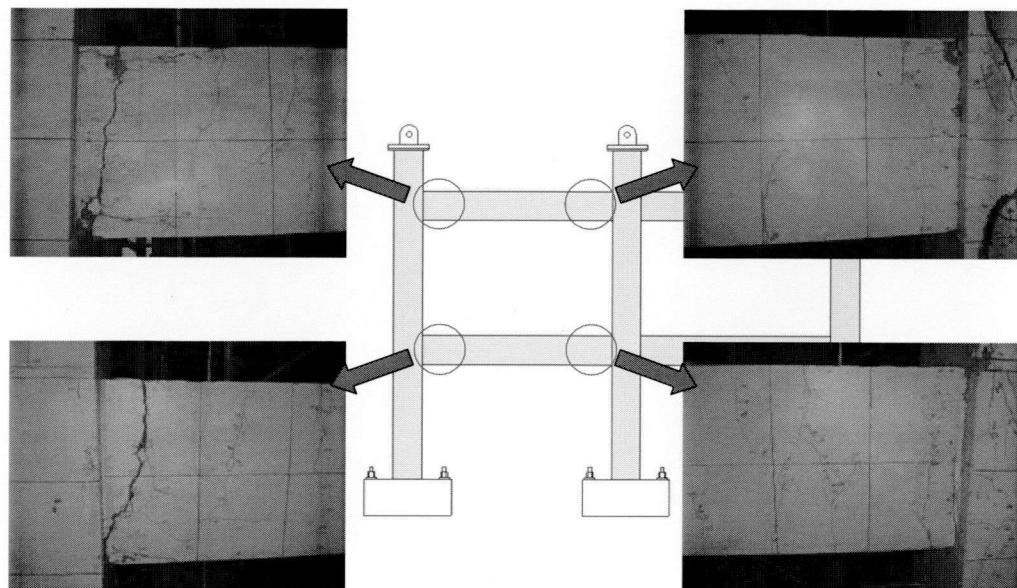


写真 1-6 最終破壊状況（梁）

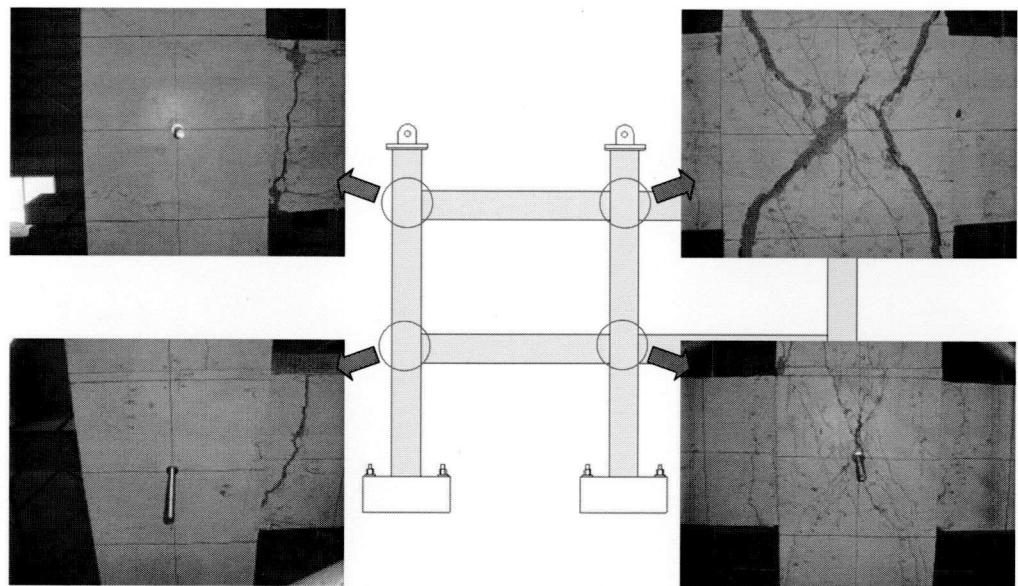


写真 1-7 最終破壊状況（接合部）

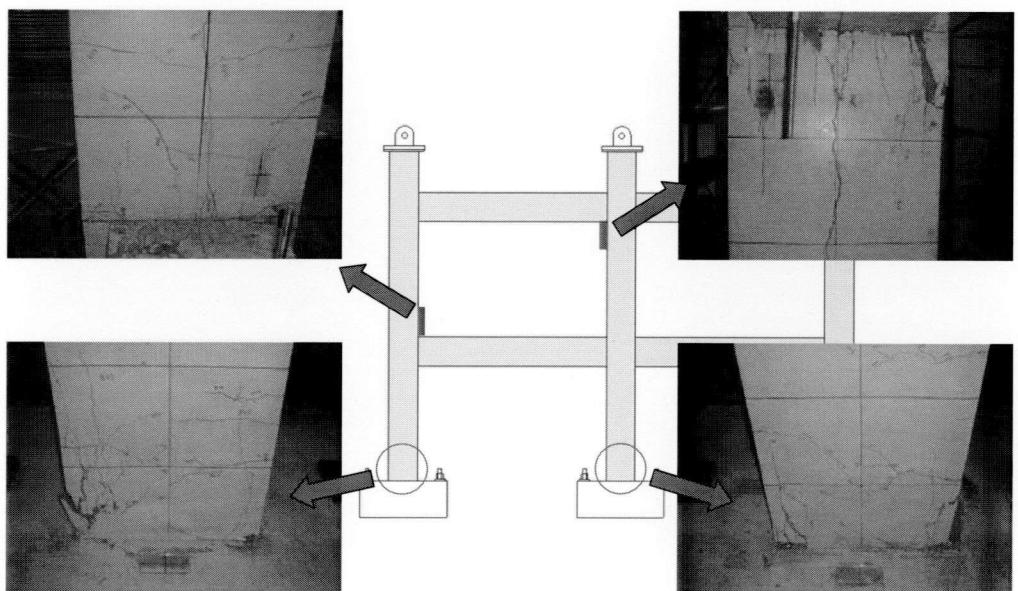


写真 1-8 最終破壊状況（柱）

1.2.2 H形鉄骨内蔵 CES 柱の実用化に向けた既往の研究^{12), 13)}

前述の研究において柱およびフレームを対象とした構造実験等から、CES 構造は従来の SRC 構造と同等以上の耐震性能を持つことが確認されている。しかし、いずれの研究も内蔵鉄骨に交差 H 形鉄骨を用いており、H 形鉄骨を用いた実験はわずかである。

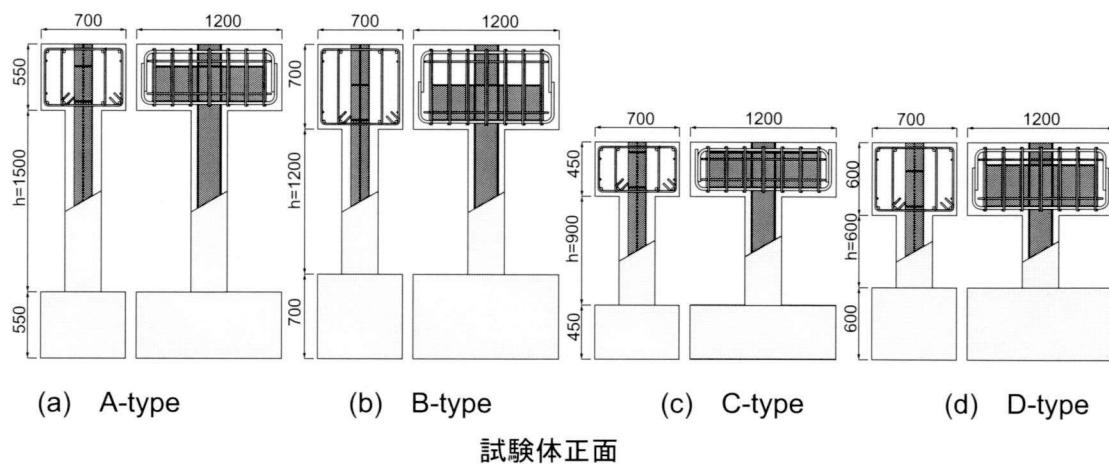
そこで、平成 20 年度^{12), 13)}には H 形鋼を用いた CES 柱に対し、軸力比(N/N_0)、鉄骨量(A_s/bD) およびせん断スパン比(a/D)を実験変数とした曲げせん断加力実験（以下、H20 年度実験）を実施し、その破壊性状、耐力性能および変形性能について検討している。

本論文では、H20 年度実験の結果を基づいて、H 形鉄骨内蔵 CES 柱の変形能力および復元力特性について評価するため、本節では H20 年度実験について詳述することにする。

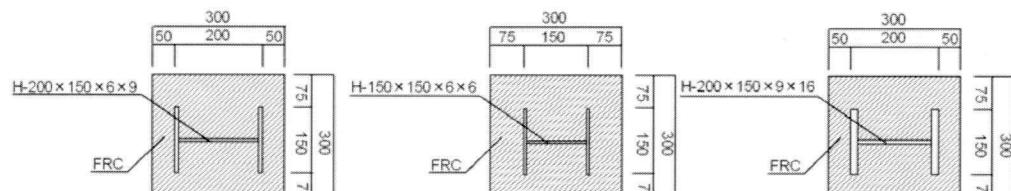
(1) 実験概要

H20 年度実験では、CES 合成構造システムにおける H 形鋼を用いた柱部材の構造性能を把握することを目的とし、軸力比、せん断スパン比および鉄骨量の異なる試験体を用いた静的載荷実験を実施している。

図 1-10(a), (b)に試験体形状を、表 1-8 に試験体概要をそれぞれ示す。本実験では、軸力比、鉄骨量およびせん断スパン比を実験変数としている。実験に用いた試験体は 8 体であり、全ての試験体において柱断面を 300mm × 300mm とした。柱内法高さは A-type では 1,500mm (せん断スパン比: $a/D=2.5$)、B-type では 1,200mm ($a/D=2.0$)、C-type では 900mm ($a/D=1.5$) および D-type では 600mm ($a/D=1.0$) とした。内蔵鉄骨は原則として H-200 × 150 × 6 × 9 を用いている。なお、試験体 B3L および B3H は、試験体 B3 に対して内蔵鉄骨量を変化させたものである。軸力比 (N/N_0) は 0.1, 0.2 および 0.3 とした（試験体名の数値が軸力比と対応）。



試験体正面



試験体断面

図 1-10 試験体形状

表 1-8 試験体一覧

Specimen		A2	B1	B2	B3	B3H	B3L	C2	D2
補強繊維	種類	ビニロンファイバー RF400							
	混入量	1.0%							
断面	幅 b (mm)	300							
	せい D (mm)	300							
内法長さ	高さ h (mm)	1,500	1,200					900	600
せん断スパン比	a/D	2.5	2.0					1.5	1.0
鉄骨	形状	H形鉄骨							
	断面	200×150×6×9			200×150 ×9×16	150×150 ×6×6	200×150×6×9		
鉄骨量	A_s/bD	0.042			0.070	0.029	0.042		
載荷軸力	$N(kN)$	800	400	800	1,200	1,365	1,130	800	
軸力比	N/N_0	0.20	0.10	0.2	0.30			0.20	

(a) 材料特性

I FRC の材料特性

表 1-9 に FRC の圧縮強度試験結果を示す。

表 1-9 FRC 圧縮試験結果

標準養生 (圧縮)			直径 mm	高さ mm	最大 荷重 t	最大 荷重 kN	圧縮強度 N/mm ²	平均強度 N/mm ²	材 齡 日
2008.11.7	B1	2-1	99.92	197.30	33.70	330.17	42.11	41.73	53
		2-2	99.77	196.85	32.50	318.41	40.73		
		2-3	100.08	197.85	34.00	333.11	42.34		
2008.11.10	B3	3-1	100.03	196.40	33.35	326.74	41.57	43.25	56
		3-2	100.13	197.45	34.70	339.97	43.17		
		3-3	100.03	197.48	36.10	353.68	45.00		
2008.11.13	BH	2-1	100.22	197.10	33.35	326.74	41.42	43.55	59
		2-2	100.27	197.40	33.80	331.15	41.94		
		2-3	99.98	196.35	37.90	371.32	47.29		
2008.11.17	BL	2-1	100.13	197.48	33.30	326.25	41.43	42.10	63
		2-2	100.18	197.58	34.70	339.97	43.13		
		2-3	100.20	197.60	33.60	329.19	41.75		
2008.11.20	B2	3-1	100.10	195.35	33.75	330.66	42.02	42.45	66
		3-2	100.17	198.85	34.15	334.58	42.46		
		3-3	100.05	196.95	34.40	337.03	42.87		
2008.11.27	A2	3-1	100.13	198.10	33.00	323.31	41.06	41.45	73
		3-2	100.12	198.85	32.90	322.33	40.94		
		3-3	100.08	196.95	34.00	333.11	42.34		
2008.12.1	C2	1-1	100.07	198.03	32.10	314.49	39.99	41.45	77
		1-2	100.00	197.65	32.70	320.37	40.79		
		1-3	99.68	196.20	34.70	339.97	43.56		
2008.12.23	D2	1-1	100.08	197.35	31.80	311.55	39.60	40.73	99
		1-2	100.15	197.15	33.20	325.27	41.29		
		1-3	100.13	197.88	33.20	325.27	41.30		

II 内蔵鉄骨の材料特性

本研究において、各試験体の内蔵鉄骨は図 1-10 に示しているように、標準試験体においては H-200×150×6×9、試験体 B3L においては H-150×150×6×6 さらに試験体 B3H では H-200×150×9×16 のビルドエイチをそれぞれ用いている。

材料試験には、アムスラー型万能試験機を用いて単調引張載荷によって試験を行った。表 1-10 に材料試験結果を示す。

表 1-10 鉄骨材料試験結果

種類	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²	降伏歪 μ
PL-6	279.4	416.2	186800	1495.5
PL-9	277.7	415.2	197400	1409.7
PL-16	285.6	387.4	220400	1297.0

(b) 載荷方法

載荷装置を図 1-11 に、実験状況を写真 1-9 にそれぞれ示す。試験体の上下スタブを載荷装置の加力フレームに PC 鋼棒で圧着することで固定した。加力装置には、水平方向に 2,000kN ジャッキを、鉛直方向 2,000kN ジャッキを 2 本使用し、加力梁を介して試験体に正負逆対称曲げせん断加力を作用させた。また、同図に示しているように反力壁方向（右方向）に載荷した場合を負載荷、反力壁と反対側（左方向）に載荷した場合を正載荷とした。また試験体 C2 および D2 では上下にかさ上げ鉄骨を用いて加力をを行い、実験状況を写真 1-10 に示す。

水平力載荷は変形制御とし、柱上下端の水平変位 δ と柱長さ h で与えられる相対部材角 ($R=\delta/h$) で、 $R=0.0025\text{rad.}$, 0.005rad. , 0.01rad. , 0.015rad. , 0.02rad. , 0.03rad. , 0.04rad. および 0.05rad. の加力サイクルにしたがって行った。この実験では CES 柱の履歴モデルの検証を行うことも考慮して、 0.01rad. と 0.02rad. の内部履歴となる小振幅を加力サイクルに加えている。図 1-12 加力サイクルを示す。

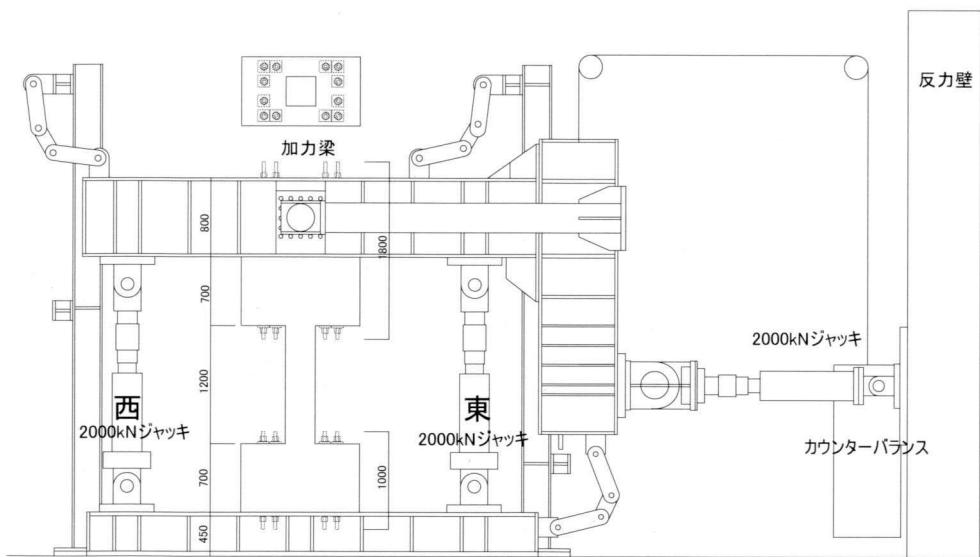


図 1-11 載荷装置

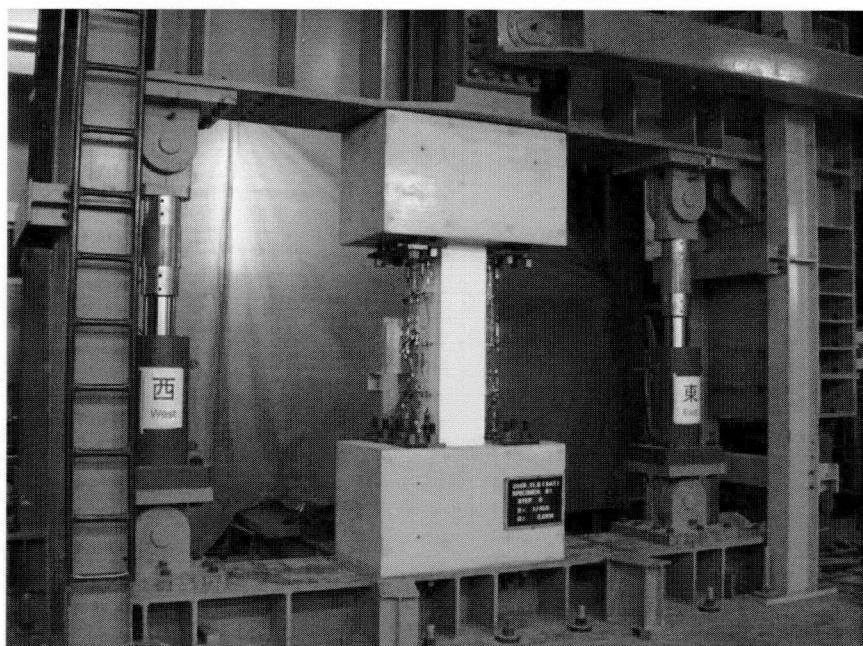


写真 1-9 実験状況

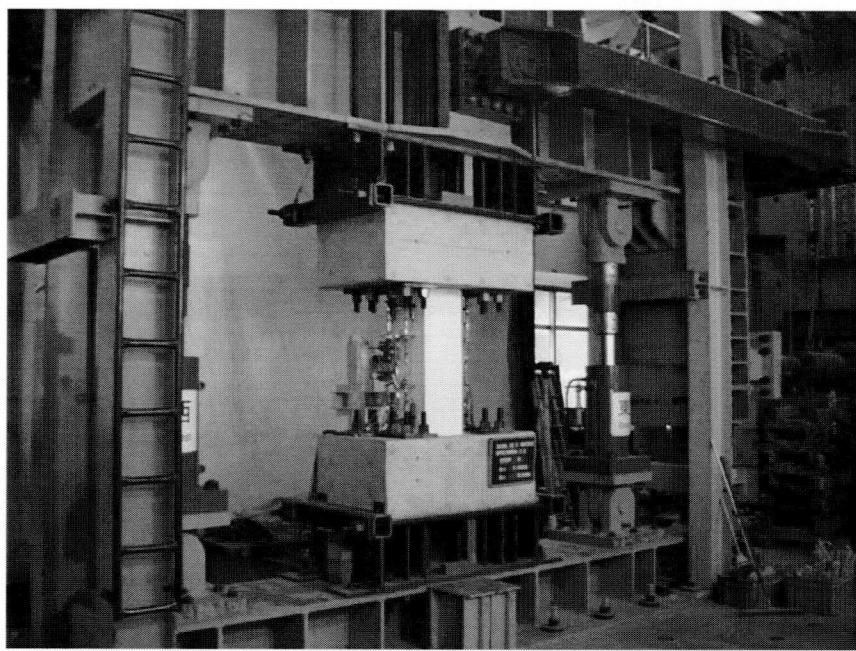


写真 1-10 試験体 C2 および D2 の実験状況

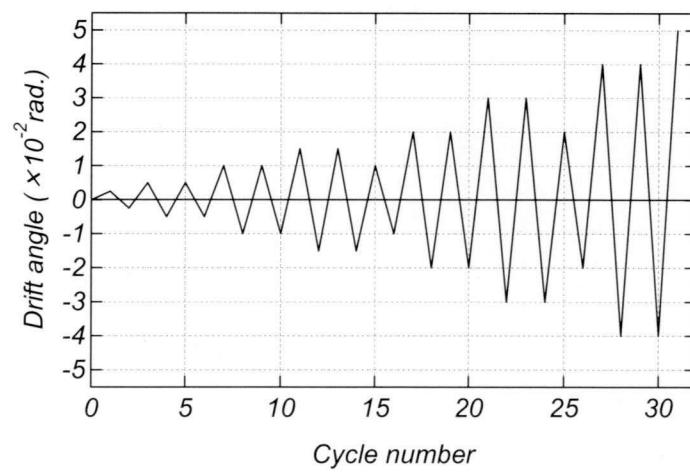


図 1-12 加力サイクル

(2) 実験結果

各試験体における実験結果一覧を表 1-11 に、水平荷重一水平変形関係を図 1-14 に示す。ここで、図中の破線は累加強度理論¹⁴⁾により算定した曲げ終局強度であり、P-δ 効果を考慮したものと示している。また、▼印は試験体の最大耐力、▽印は内蔵鉄骨フランジのひずみが引張側の降伏ひずみに達したときをそれぞれ示している。なお、軸ひずみにおいては各試験体の軸変形量を内法寸法で除したものを軸ひずみとしており、負側を圧縮方向としている。

ここで、終局強度の算出にあたっては式(1-1)および図 1-13 に示す P-δ 効果の考慮と後ほど詳述する累加強度理論により算出を行っている。

表 1-11 実験結果一覧

試験体	載荷方向	フランジ降伏時(引張降伏)		最大耐力時	
		R_y (rad.)	P_y (kN)	R_y (rad.)	P_y (kN)
A2	正	0.0059	211.5	0.0150	275.3
	負	-0.0073	-245.3	-0.0130	-269.3
B1	正	0.0050	209.3	0.0151	288.0
	負	-0.0050	-208.5	-0.0263	-291.8
B2	正	0.0080	312.8	0.0143	345.8
	負	-0.0085	-321.0	-0.0150	-336.0
B3	正	0.0061	299.3	0.0101	353.3
	負	-0.0061	-321.0	-0.0100	-367.5
B3H	正	0.0060	368.3	0.0095	446.3
	負	-0.0050	-326.3	-0.0100	-459.8
B3L	正	0.0061	271.5	0.0078	286.5
	負	-0.0090	-204.0	-0.0050	-246.8
C2	正	0.0045	318.0	0.0122	432.8
	負	-0.0059	-373.5	-0.0103	-437.3
D2	正	0.0059	483.8	0.0094	528.8
	負	-0.0122	-468.0	-0.0102	-507.0

$$Q = P + N \cos \phi_2 \cdot \tan \phi_1 - N \sin \phi_2 \quad (1-3)$$

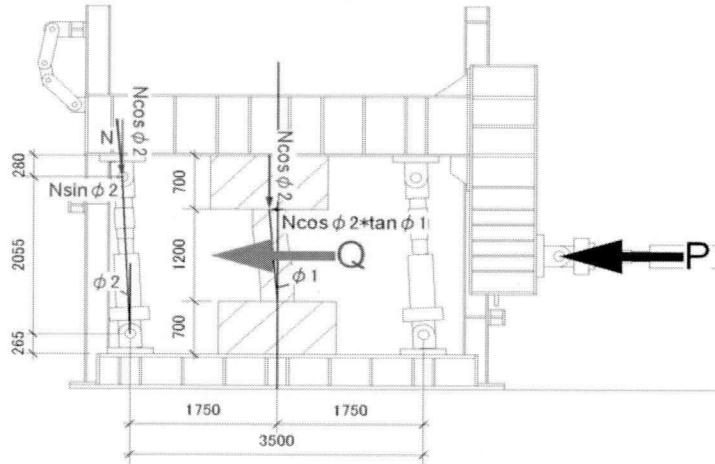


図 1-13 P- δ 効果概念図

試験体 A2, B1 および B2 では柱端部に曲げひび割れが集中的に発生し、最大耐力に達した後、柱端部のコンクリートの圧壊が進行するとともに緩やかな耐力低下を生じる安定した曲げ降伏先行型の履歴性状を示した。

試験体 B3 および B3L では、 $R=0.01\text{rad}$ のサイクルでせん断ひび割れが確認され、最大耐力以降のサイクルでは、柱頭から柱脚にかけてせん断ひび割れが伸展するとともに軸ひずみが圧縮側に進行し、急激に耐力が低下していった。両試験体とも作用軸力は鉄骨の軸圧縮耐力より大きく、コンクリートが損傷を受けた後、コンクリート負担分の軸力が鉄骨に移行し、急激に圧縮方向に軸ひずみが増加したと考えられる。

鉄骨量の多い試験体 B3H は、 $R=0.01\text{rad}$ のサイクルにおいて、柱頭から柱脚にかけて斜めにせん断ひび割れが発生した。 $R=0.02\text{rad}$ のサイクル以降コンクリートの損傷が顕著になり、軸ひずみも増大していったが、最終変形角まで最大耐力の 7 割程度の耐力を維持している。

試験体 C2 は、 $R=0.015\text{rad}$ のサイクルで最大耐力に達し、柱頭および柱脚のせん断ひび割れが進展するとともに柱頭においてコンクリートの圧壊が生じている。その後、せん断ひび割れが大きく拡幅していき、 $R=0.05\text{rad}$ のサイクル途中で軸力と耐力が大きく低下し載荷を終了した。

試験体 D2 は、 $R=0.005\text{rad}$ のサイクルで初期せん断ひび割れが柱頭から柱脚にかけて発生した。 $R=0.01\text{rad}$ のサイクルでせん断ひび割れが大きく拡幅し、最大耐力に達した。また、柱端部、柱中央のひび割れ面に沿ってコンクリートの圧壊の兆候が観察された。その後のサイクルにおいてせん断ひび割れの伸展・拡幅およびカバーコンクリートとの分離によって耐力が低下していき、試験体 C2 と同様に試験体 D2 では $R=0.05\text{rad}$ のサイクル途中で軸

力を保持できなくなった。

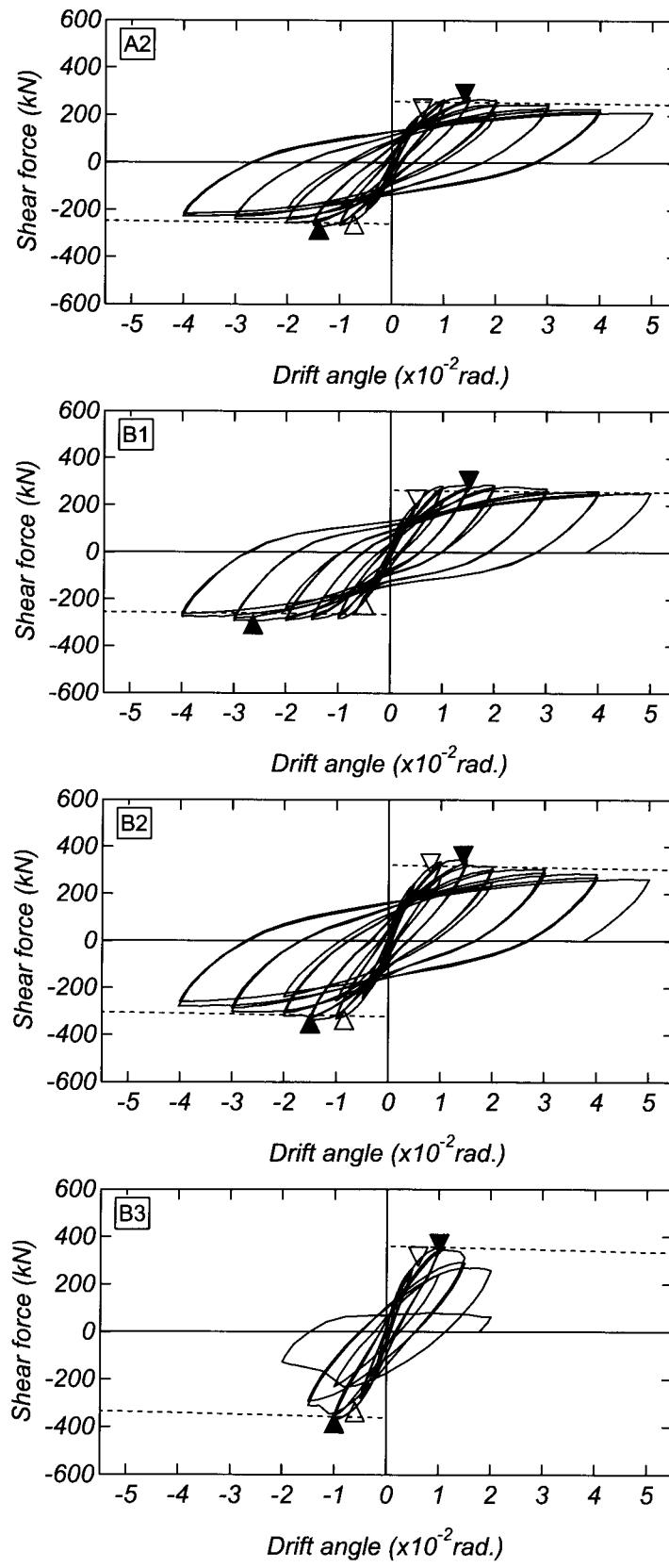


図 1-14 各試験体水平荷重－水平変形関係

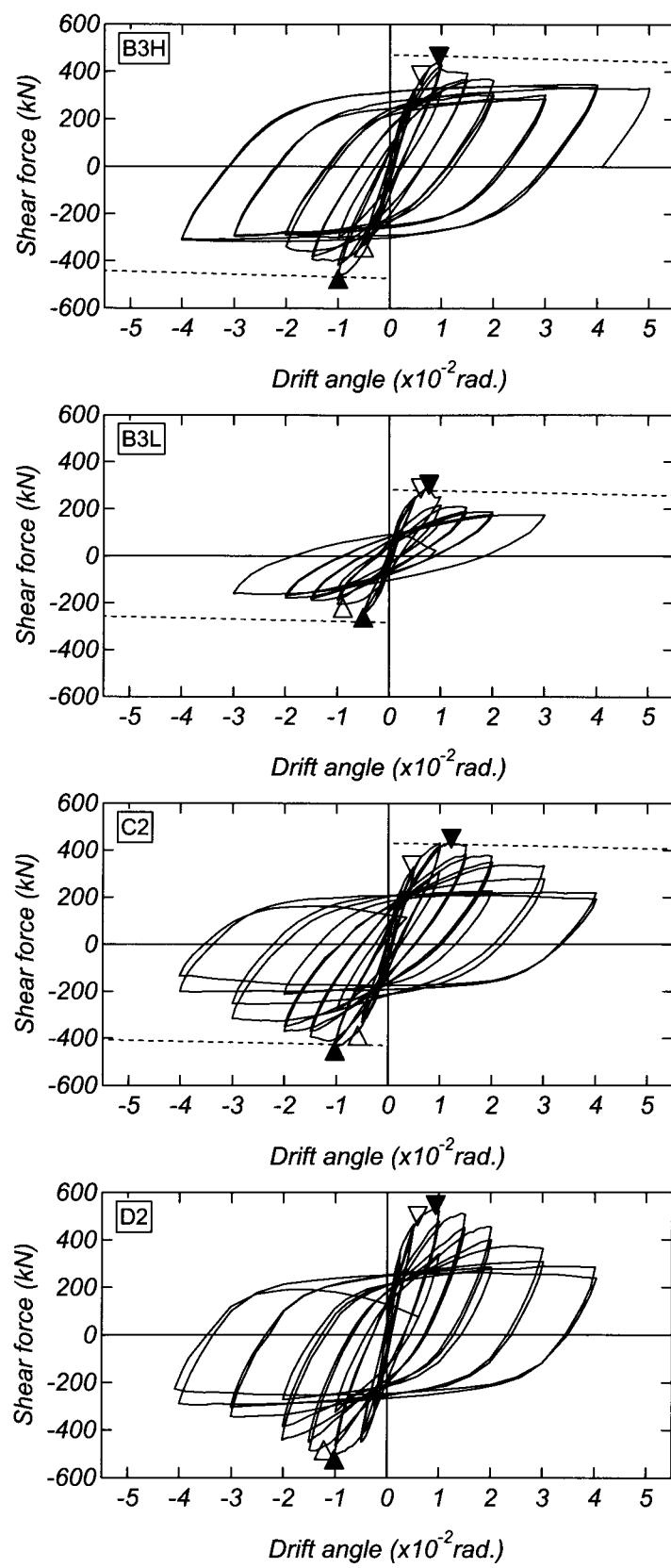


図 1-14 各試験体水平荷重一水平変形関係

(3) FEM 解析

(a) 解析手法の概要

解析には 3 次元非線形 FEM 解析ソフト“FINAL”¹⁵⁾を使用した。

図 1-15 に要素分割図を示す。解析モデルは対称性を考慮して試験体の半分をモデル化したものである。柱上端部はローラー支持（上下方向拘束）として正負水平繰り返しの強制変位を与え、柱下端部で軸力を与えることで、正負逆対象曲げせん断加力を再現している。

コンクリートは六面体要素でモデル化し、応力－ひずみ関係においては、圧縮側の応力上昇域は修正 Ahmad モデル¹⁷⁾、軟化域は図 1-16(a)に示すように直線でモデル化し、鉄骨に囲まれたコアコンクリートの勾配をカバーコンクリートと比べて緩やかなものにしている。破壊条件は、Willam-Warnke の 5 パラメータモデル¹⁷⁾を用いた。引張側のひび割れ後の軟化域は、ひび割れ発生後引張応力をほとんど負担しないものとして、出雲らのモデル¹⁸⁾において係数 $c=1.0$ としてモデル化した。また、繰返しによる剛性低下は考慮しない（図 1-16(c)）。ひび割れ後のせん断伝達モデルは図 1-16(d)に示す Al-mahaidi モデル¹⁹⁾ ($\beta=1$ の場合) に対してひび割れ後のせん断伝達剛性がわずかに大きくなるように ($\beta=0.8$) 調整して多折線モデルでモデル化した。コンクリートと鋼板の間の付着応力－すべり関係においては、文献 20)を参照し、低拘束圧を仮定して付着応力を 0.05N/mm^2 と小さく設定したが、面外圧縮力に伴う摩擦力の増大によって付着応力を考慮することとした（図 1-17 参照）。また、このときの摩擦係数は 0.65 とした。

鉄骨ウェブは四辺形平面応力要素でモデル化し、鉄骨フランジでは拘束効果を考慮するため面外曲げおよびせん断変形を考慮できる積層シェル要素を用いた。応力－ひずみ関係は修正 Menegotto-pinto モデルで表し、鉄骨降伏後の圧縮側の応力－ひずみ関係は図 1-18 に示すモデル²¹⁾を適用した。本算定式は、鋼管コンクリートを対象として提案されたものであるが、コンクリートに内蔵された H 形鉄骨の座屈性状のモデル化に関する研究資料がなかったため、座屈を考慮する簡易的な方法として採用することとした。

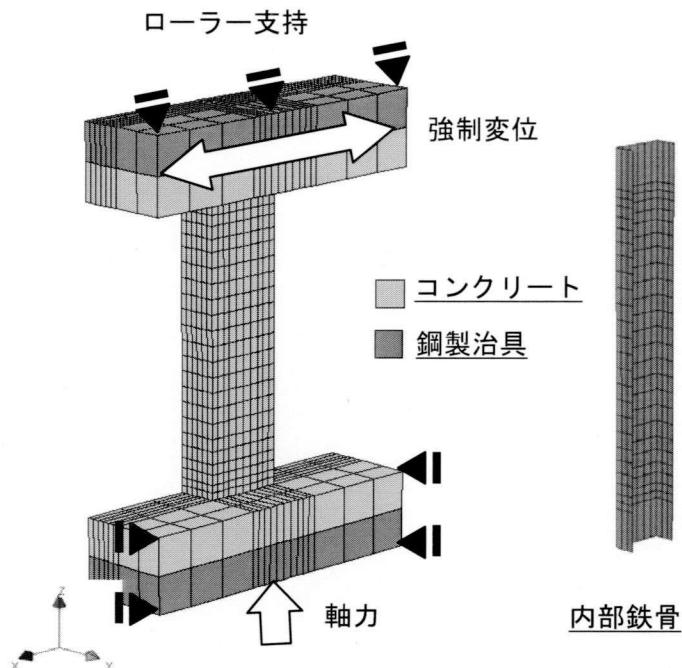


図 1-15 要素分割図

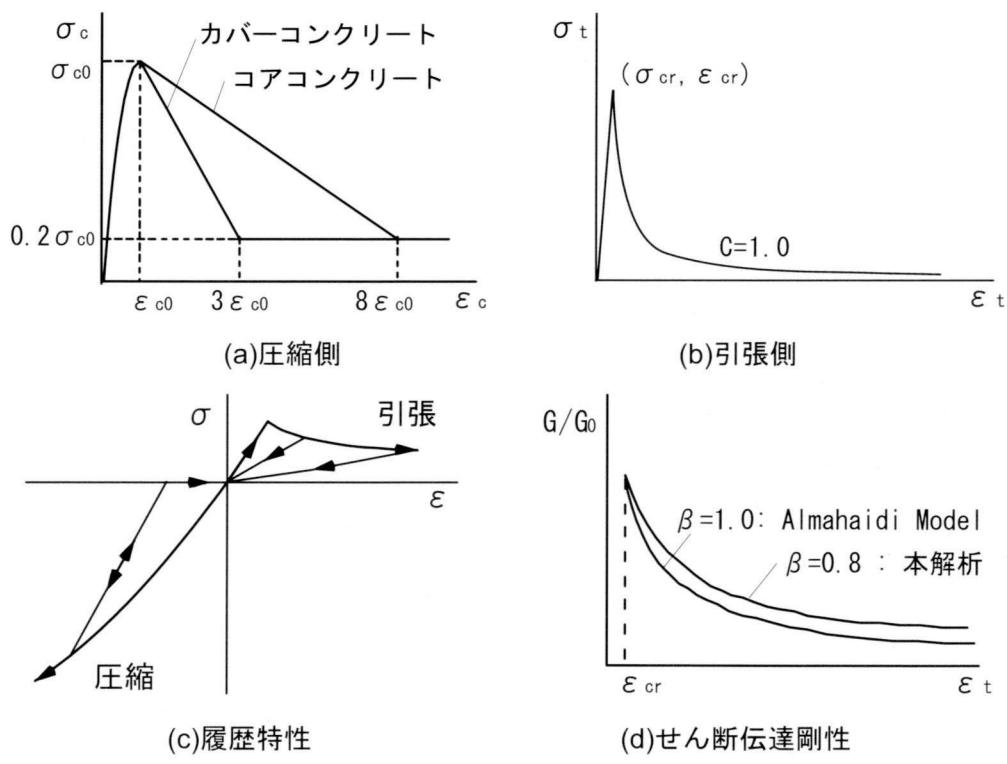


図 1-16 コンクリートの材料モデル

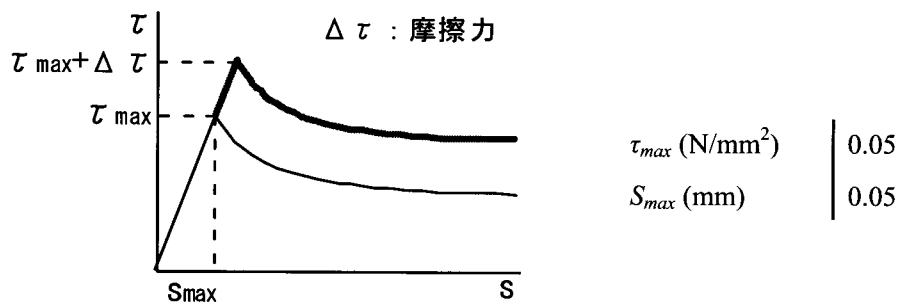


図 1-17 鉄骨とコンクリートの付着応力ーすべり関係

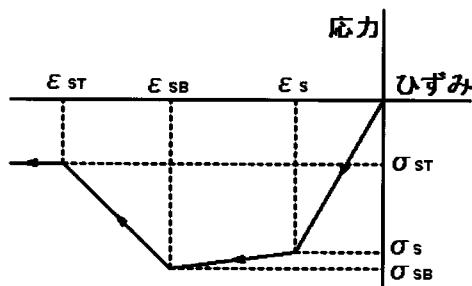


図 1-18 鉄骨の圧縮側応力ーひずみ関係

ここで、図 1-18 における各折点の算定式を以下に示す。

$$\frac{\varepsilon_{SB}}{\varepsilon_s} = 3.62 \left[\frac{\sigma_s}{E} \cdot \left(\frac{B}{T} \cdot \frac{1}{1.32} \right)^2 \right]^{-1} \quad (1-4)$$

$$\sigma_{SB} = \left[-0.0093 \left(\frac{B}{T} \right) + 1.25 \right] \cdot \sigma_s \quad (1-5)$$

$$\varepsilon_{ST} = 250 \left(\frac{B}{T} \cdot \frac{1}{1.32} \right)^{-1} \cdot \varepsilon_s \quad (1-6)$$

$$\sigma_{ST} = \left[-\frac{1}{116} \left(\frac{B}{T} \cdot \frac{1}{1.32} \right) + 0.925 \right] \cdot \sigma_s \quad (1-7)$$

ここで、 σ_s ：鉄骨の降伏応力度

E : 鉄骨ヤング係数

B : フランジ幅

T : フランジ厚

ε_s : 鉄骨降伏歪

(b) 解析結果

I 水平荷重－水平変形関係の比較

図 1-19 に実験および解析による水平荷重－水平変形角関係を比較したものを示す。ここでせん断力は柱頂部の水平荷重、変形角は柱上部位置での水平変形角とし、両者の比較は $R=0.03\text{rad}$.の第 2 載荷終了時までとしている。

実験において曲げ降伏先行型の安定した履歴ループを示した試験体 A2, B1 および B2 では最大耐力、除荷剛性とともに良好な対応を示しており、高い精度で履歴ループを再現できている。

一方、試験体 B3 および B3H では、最大耐力点までは履歴ループを精度良く再現できているものの、その後のサイクルにおける急激な耐力低下は追従できていない。しかしながら耐力低下し始めるポイントは一致している。

試験体 B3L では、弾性的な挙動を示している $R=0.005\text{rad}$.までは再現できているものの、 $R=0.01\text{rad}$.における最大耐力を記録した後の急激な耐力低下を捉えることができていない。また、その後のサイクルにおいても除荷剛性の傾向は捉えることができているものの各サイクルピーク時の耐力は捉えることができない。

試験体 C2 および D2 では試験体 B3 と同様に最大耐力点までは履歴ループを精度良く再現できており、耐力低下し始めるポイントも一致しているが、 $R=0.03\text{rad}$.のサイクルの急激な耐力低下を捉えることができない。これは内法寸法が短くなったことによって、前節によって算出した座屈を開始するひずみに達していないためだと考えられる。

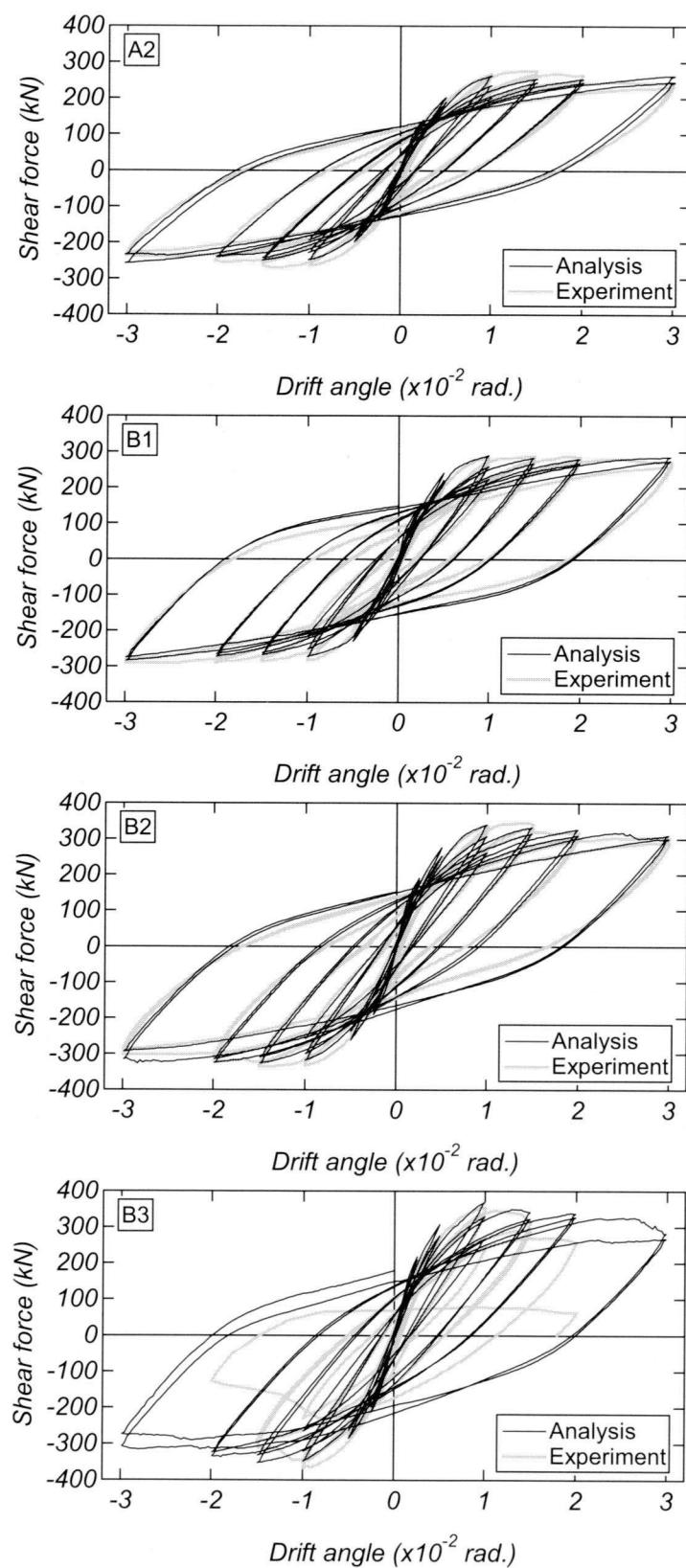


図 1-19 実験および解析による水平荷重－水平変形角関係の比較

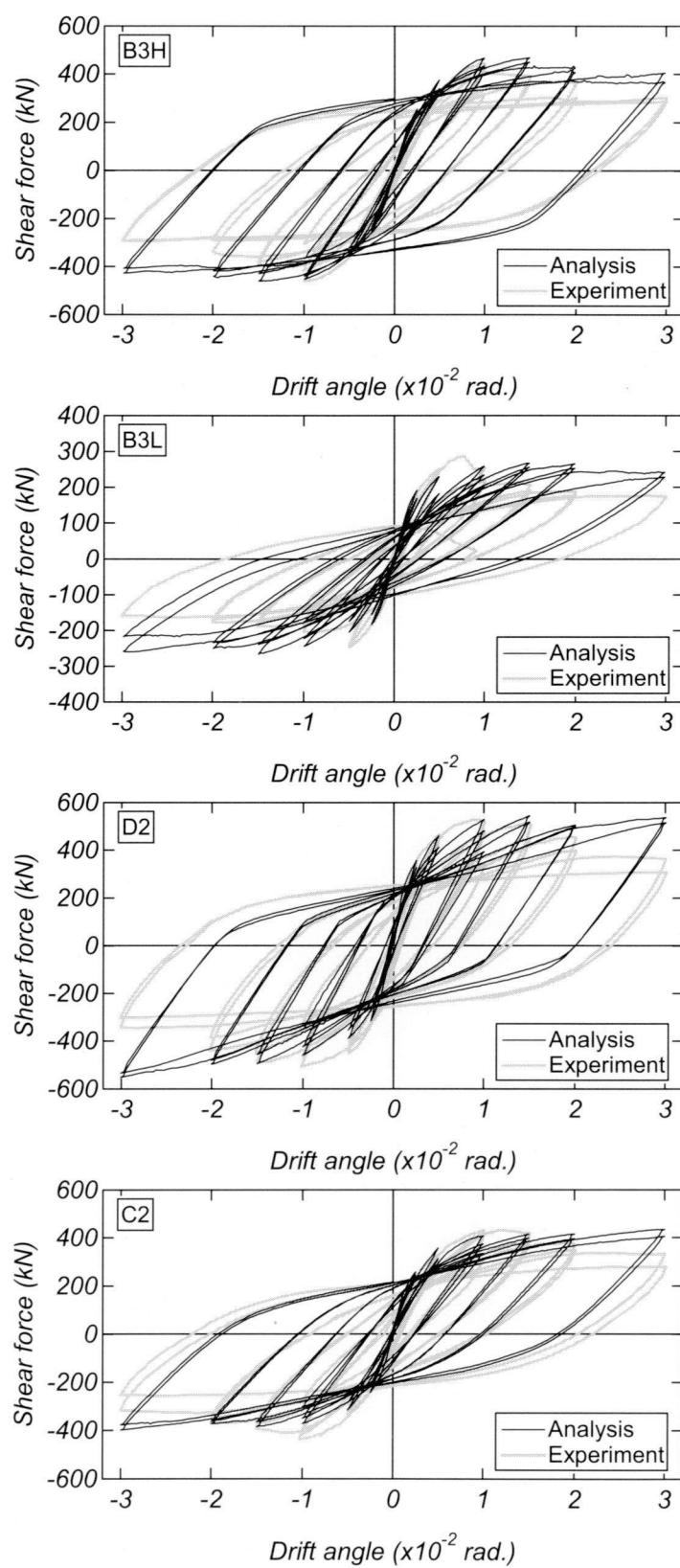


図 1-19 実験および解析による水平荷重一水平変形角関係の比較

II 軸力負担推移

図 1-20 に各サイクルピーク時における各要素の軸力負担推移を示す。軸力を抽出した要素は試験体の柱中央部とした。なお、各要素の負担軸力を累加したものが、柱全体の作用軸力なっている。

各試験体とも載荷初期においてはカバーコンクリートが軸力の大部分を負担していることが確認できる。また鉄骨要素においては若干ではあるが圧縮側を負担している。

試験体 B1 ではコンクリート要素の負担軸力に大きな変化は見られない。しかし、鉄骨の引張領域が他の試験体と比較して大きい傾向が見られる。

試験体 A2 および B2 では変形角の進行に伴い、カバーコンクリートの負担軸力が減少しているがコアコンクリートの負担軸力が増加しており、 $R=0.03\text{rad}$ で同程度の軸力を負担している。また鉄骨要素においても若干ではあるが引張側に推移している。

試験体 B3 ではコンクリート要素では試験体 A2 および B2 と同様の挙動を示しているが、鉄骨要素においては変形角が進行しても圧縮側で推移している。試験体 B3 は実験において局部座屈が確認されており、鉄骨部に大きな圧縮力が作用していることが解析的に確認できる。

せん断スパン比の小さい試験体 C2 および D2 では変形角が進行してもコアコンクリートの負担軸力に大きな変化は見られないが、カバーコンクリートの負担軸力が増加する傾向が見られる。これは前項で示した負担せん断力と同様に、実験ではカバーコンクリートが剥落しているため軸力を負担していないと考えられせん断破壊した後の挙動を解析的に追従できていないといえる。

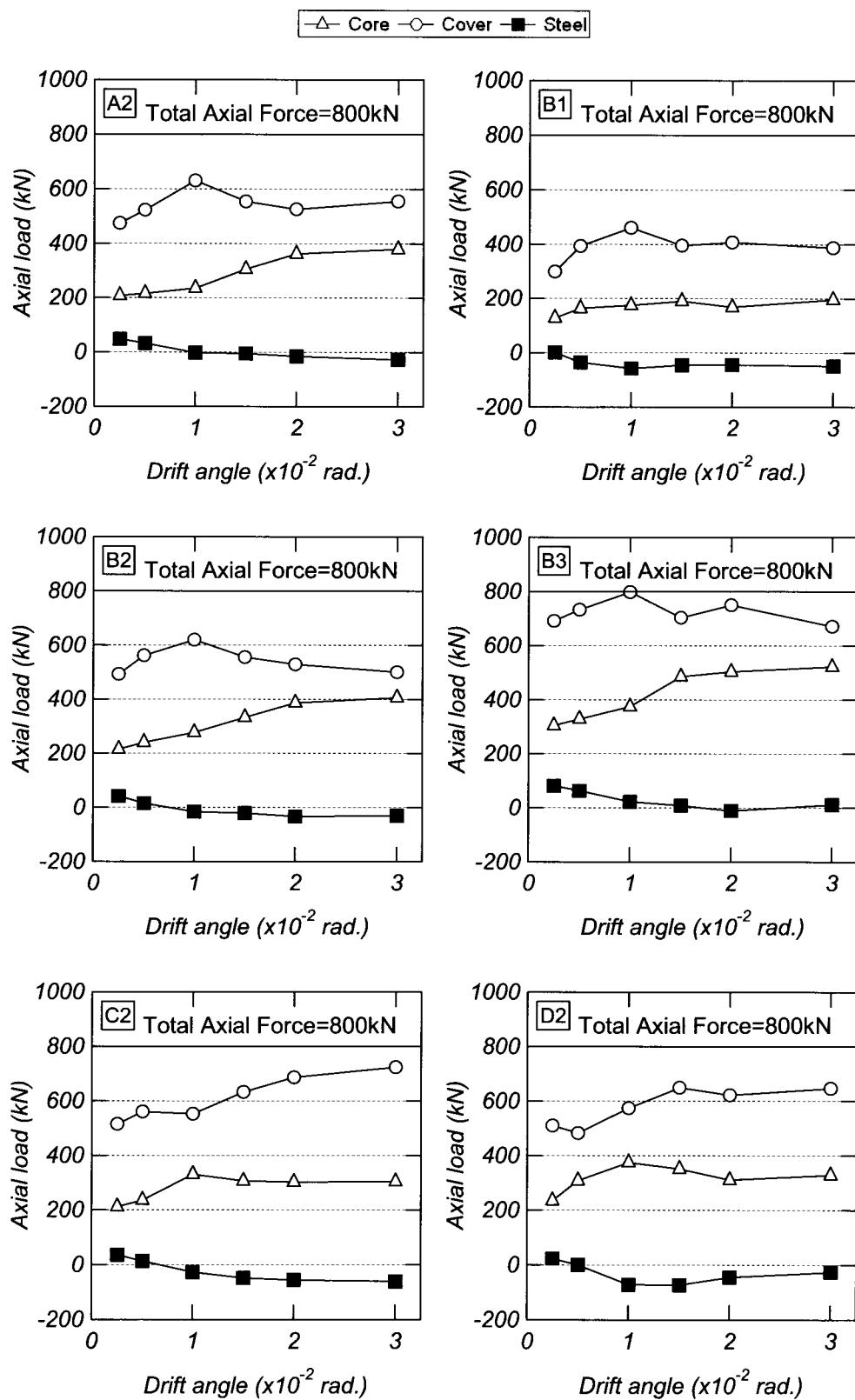


図 1-20 各要素の軸力負担推移

第2章 H形内蔵鉄骨にバンドプレートを取り付けた CES 柱の静的載荷実験

2.1 実験目的

前章では軸力比の高い H 形鉄骨内蔵 CES 柱において、大変形時に内蔵鉄骨フランジの柱頭部の局部座屈が問題となることを示した。その問題を改善するため、平成 22 年度に H 形鉄骨を内蔵した CES 柱における軸力比の影響およびバンドプレートによる内蔵鉄骨の局部座屈の抑制効果を把握することを目的とし、軸力比およびバンドプレート幅の異なる試験体を用いた静的載荷実験（以下、H22 年度実験）を実施した。

2.2 実験概要

2.2.1 試験体概要

本研究に用いる試験体は 15 層程度建築物の一層隅柱を想定し、実大の約 1/2 から 1/2.5 程度スケールで設計したものである。試験体概要を表 2-1 に、試験体形状を図 2-1 にそれぞれ示す。すべて柱断面を 300mm×300mm、柱内法高さを 1,200mm（せん断スパン比 : $a/D=2.0$ ）とした。

実験に用いた試験体は 5 体であり、内蔵鉄骨は H-200×150×6×9 を使用した。実験変数は軸力比およびバンドプレートの幅とした。試験体 B30-a 以外の試験体には鉄骨フランジ両側面に 5 枚ずつバンドプレートを取り付けている。試験体 B30-b および試験体 B25-b ではバンドプレート幅はすべて 50mm であり、試験体 B30-c および試験体 B25-c では柱頭部・柱脚部のみ 100mm のものを用いた。また、軸力比($N/bD\sigma_B$)は 0.25 および 0.3 とした。（試験体名の数値が軸力比と対応）。

ここで、実験変数として用いている軸力比は SRC 規準¹⁴⁾に準じて次式より算出している。

$$N_0 = {}_c N_{cu} + {}_s N_{cu} = {}_c r_u \cdot \sigma_B \cdot {}_c A + {}_s \sigma_y \cdot {}_s A \quad (2-1)$$

ここで、 ${}_c N_{cu}$ ：コンクリート部分の終局圧縮耐力

${}_s N_{cu}$ ：鉄骨部分の終局圧縮耐力

${}_c r_u$ ：鉄骨量に応じて定まるコンクリートの強度に対する低減係数

$${}_c r_u = 0.85 - 2.5 {}_s p_c \quad (2-2)$$

${}_s p_c$ ：圧縮側鉄骨量 ${}_s p_c = {}_s a_c / bD$

${}_s a_c$ ：圧縮側鉄骨フランジの断面積

A ：コンクリート部分の断面積

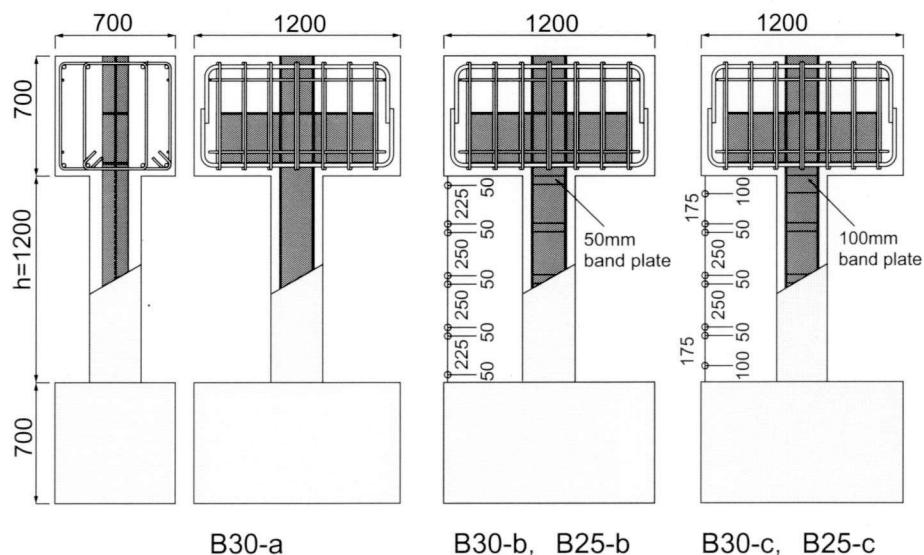
σ_y ：鉄骨の降伏応力度

${}_s A$ ：鉄骨部分の断面積

表 2-1 試験体一覧

Specimen		B30-a	B30-b	B30-c	B25-b	B25-c	
混入繊維	種類	ビニロンファイバーRF4000					
	混入量 (%)	1.0%					
柱断面	幅 幅	b (mm)	300				
	せい せい	D (mm)	300				
内法長さ	h (mm)	1,200					
せん断スパン比	a/D	2.0					
鉄骨	形状	H形鉄骨					
	断面	200×150×6×9					
	バンドプレート幅	なし	50mm	50mm*	50mm	50mm*	
鉄骨量	A_s/bD	0.042					
載荷軸力	N (kN)	1,200			1,000		
軸力比	N/N_0	0.30			0.25		

(*B30-c および B25-c のバンドプレート幅は、両端のみ 100mm とする。)



(a) 試験体正面

図 2-1 試験体形状

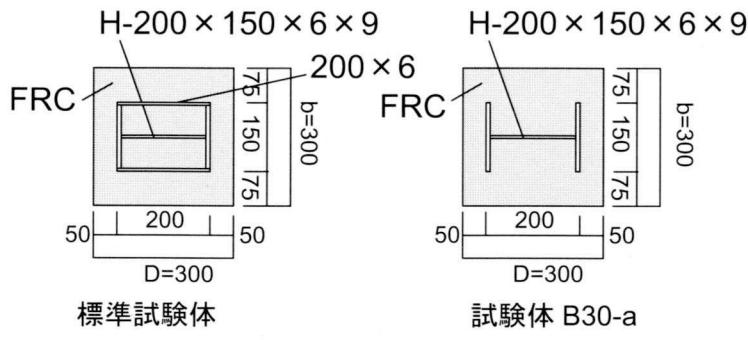


図 2-1 試験体形状

2.2.2 材料特性

(1) FRC の材料特性

FRC の配合表を表 2-2 に、纖維投入後のフレッシュコンクリートの性質を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 FRC の配合表

水セメント比	纖維混入量 (%)	単位量 (kg/m ³)					
		水 W	セメント	細骨材	粗骨材	石灰石粉	纖維 V _f
65.0	1.0	180	277	917	553	323	13.0

表 2-3 フレッシュコンクリートの性質(纖維投入後)

アジテータ車	W/C (%)	纖維添加後			
		スランプフロー (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	温度 (°C)
1	65.0	410	20.5	3.7	25.0
2		463	23.0	3.2	26.0

H22 年度実験に使用した合成纖維は 1.2.2 項に示した実験 (H20 年度実験) と同様、株式会社クラレ製のポリビニルアルコール纖維「クラテック RF4000」であり、RF4000 の纖維物性を表 2-4 に示す。また、表 2-5 に FRC の圧縮強度試験結果を、図 2-2 に FRC の材齢-圧縮強度の推移をそれぞれ示す。

表 2-4 RF4000 の繊維物性

種類	断面形状	直径 (mm)	標準長 (mm)	比重 (g/cm ³)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)
RF4000	3 : 4 断面	0.66	30	1.3	90	2,940

表 2-5 FRC の圧縮強度試験結果

		直径 (mm)	高さ (mm)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	平均強度 (N/mm ²)	材齡 (日)
2010.7.12	B30-a	99.6	198.2	345.9	44.4	40.9	41
		99.8	198.2	302.8	38.8		
		99.6	195.8	308.2	39.6		
2010.7.15	B30-b	99.6	197.2	336.1	43.2	43.0	44
		99.6	197.0	325.4	41.8		
		99.9	198.3	345.5	44.1		
2010.7.20	B30-c	99.6	196.8	356.7	45.8	45.1	48
		99.9	198.2	344.0	43.9		
		99.7	198.5	355.7	45.6		
2010.7.24	B25-b	99.6	198.0	344.0	44.2	45.1	51
		99.7	195.8	347.4	44.5		
		99.7	198.0	363.6	46.6		
2010.7.28	B25-c	99.6	197.2	371.4	47.7	46.2	57
		99.7	197.3	344.0	44.1		
		99.6	197.2	364.6	46.9		

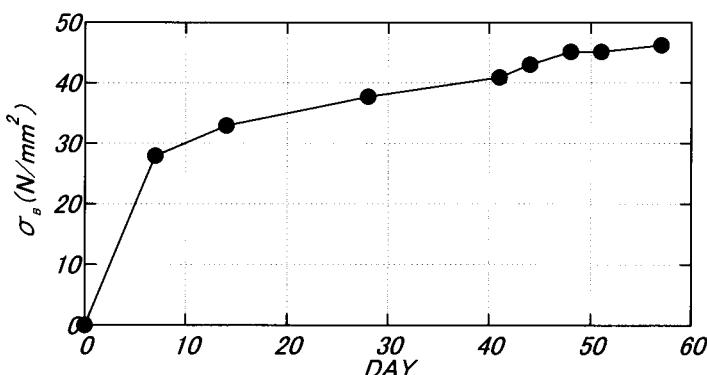


図 2-2 FRC の材齡 - 圧縮強度の推移

(2) 内蔵鉄骨の材料特性

本実験では各試験体の内蔵鉄骨は H-200×150×6×9 を用いた。表 2-6 に鉄骨材料試験結果を示す。

表 2-6 内蔵鉄骨材料試験結果

種類		降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
フランジ	PL-9	322	473
ウェブ	PL-6	354	481
バンドプレート	PL-6	341	460

2.2.3 載荷方法

図 2-3 に示す載荷装置を用いて実験を行った。試験体の上下スタブを載荷装置の加力フレームに PC 鋼棒で圧着することで固定した。加力装置には、水平方向に 2000kN ジャッキを、鉛直方向 2000kN ジャッキを 2 本使用し、加力梁を介して試験体に正負逆対称曲げせん断加力を作用させた。また、同図に示しているように反力壁方向（右方向）に載荷した場合を負載荷、反力壁と反対側（左方向）に載荷した場合を正載荷とした。実験状況を写真 2-1 に示す。

図 2-4 に加力サイクルを示す。水平力載荷は変形制御とし、柱上下端の水平変位 δ と柱長さ h で与えられる相対変形角 ($R=\delta/h$) で、 $R=0.0025\text{rad.}, 0.005\text{rad.}, 0.01\text{rad.}, 0.015\text{rad.}, 0.02\text{rad.}, 0.03\text{rad.}, 0.04\text{rad.}$ および 0.05rad. の加力サイクルにしたがって行った。

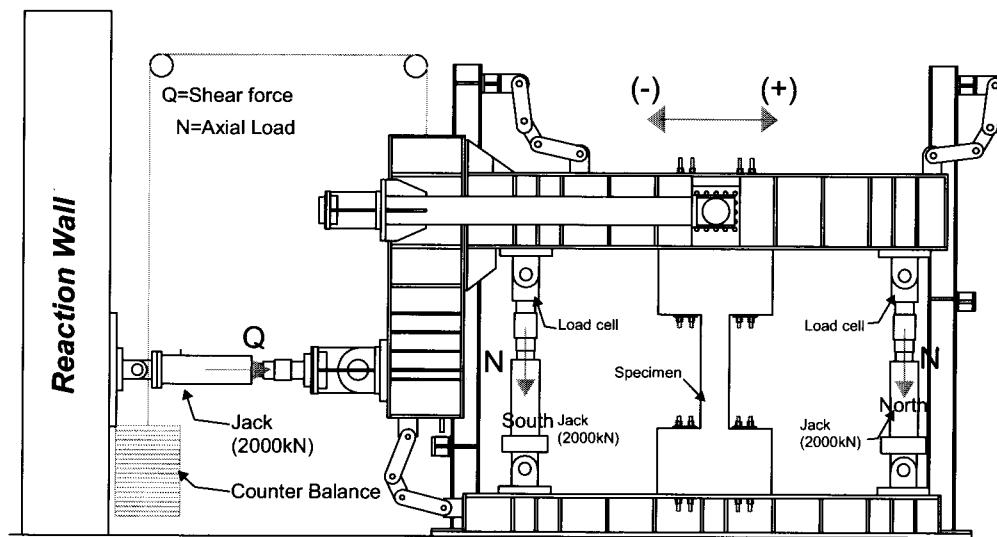


図 2-3 載荷装置

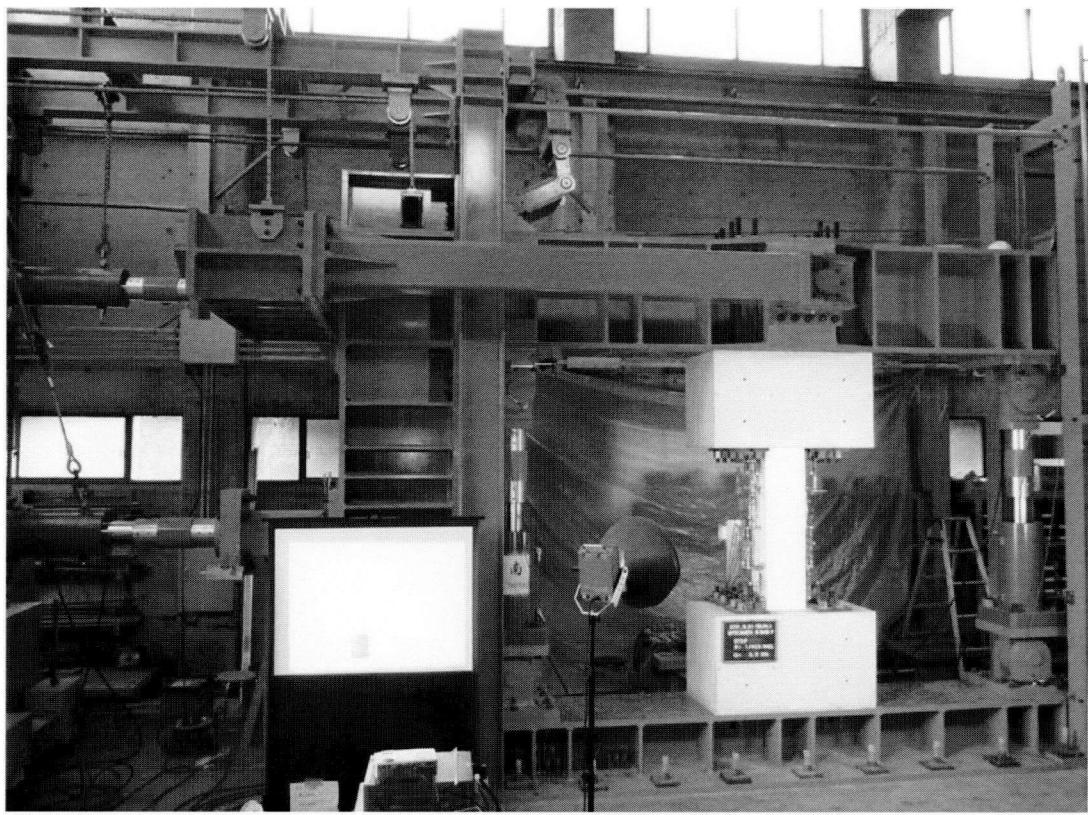


写真 2-1 実験状況

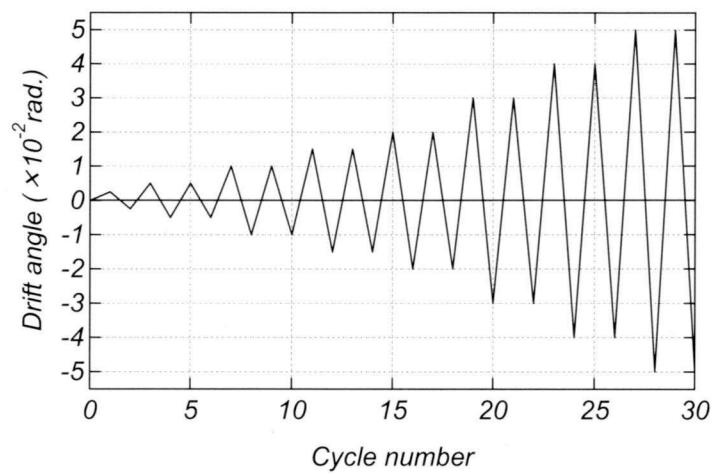


図 2-4 加力サイクル

2.2.4 計測計画

H22年度実験の各試験体の歪ゲージの貼り付け位置を付録1(a)から(c)に示す。また、各試験体の変位計測計画を付録2に示す。

ここで、変位計は25mm, 50mm, 100mmおよび200mmを用いた。荷重、変位、歪度の測定値は、それぞれの電気信号自動デジタル歪測定器(DATA LOGGER TDS1100)でデジタル値に変換し、パソコン上において計測ソフト(TDS-7130:東京測器)を用いてデータ処理を行った。各試験体のチャンネル対応表を付録3に示す。

ひび割れの観察は、東西南面において、加力によって生じる亀裂を目視により確認し、ひび割れの発生状況および加力ステップを用紙に記録した。また、各試験体正面の第1サイクル目の正負両載荷サイクルにおけるピーク時およびピーク後除荷時のひび割れ幅をクラックスケールにより測定した。

2.3 実験結果

2.3.1 破壊性状

各サイクル載荷終了時における試験体の変形性状および破壊状況を以下に述べる。また、最終ひび割れ状況を図2-5から図2-9に、破壊状況を写真2-2から2-6にそれぞれ示す。

(1) 試験体B30-a

試験体B30-aの破壊性状を以下に述べる。

$R=0.0025\text{rad}$ の載荷サイクルでは、正面柱脚部および南面柱脚部において曲げひび割れが発生した。また、正面柱頭柱脚部および北面柱頭部とそれぞのスタブとの境界面においても曲げひび割れが発生した。 $R=-0.0025\text{rad}$ の載荷サイクルでは、北面柱頭部と上スタブとの境界面において曲げひび割れが発生した。

$R=0.005\text{rad}$ の載荷サイクルでは、正面柱頭柱脚部および北面柱頭部において曲げひび割れが発生した。また、南面柱脚部の曲げひび割れが伸展し、正面柱脚部の曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに伸展した。

$R=-0.005\text{rad}$ の載荷サイクルでは、北面柱脚部および南面柱頭部において曲げひび割れが発生した。

$R=0.01\text{rad}$ の載荷サイクルにおいて、正面柱頭柱脚部に圧縮によるひび割れが発生した。また、正面柱頭部の曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに伸展した。

$R=-0.01\text{rad}$ の載荷サイクルでは、正面柱頭柱脚部において圧壊の兆候がみられた。また、正面柱頭部においてせん断ひび割れが発生し、南面柱頭部、北面柱脚部に内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが発生した。

$R=0.015\text{rad}$ の載荷サイクルでは、正面のせん断ひび割れの発生が顕著であった。また、正面柱頭柱脚部において圧縮によるひび割れの伸展を確認した。

$R=-0.15\text{rad}$ の載荷サイクルでは、正面に新たなせん断ひび割れの発生が多数みられ、柱頭部において表面コンクリートの剥離を確認した。

$R=0.02\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面に新たなせん断ひび割れが発生し、正面柱頭部において表面コンクリートの剥離が確認された。また、正面柱脚部のコンクリートの圧壊が確認された。

$R=-0.02\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部におけるせん断ひび割れの拡大が顕著であった。また、正面柱頭部および柱脚部のせん断ひび割れの伸展が確認された。さらに、正面柱頭部の圧壊が確認された。

$R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルでは、新たなせん断ひび割れの発生はあまりみられず、正面柱頭部におけるせん断ひび割れの拡大が顕著であった。

$R=-0.03\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部のせん断ひび割れの拡大と正面柱頭部におけるコンクリートの圧壊がさらに進行した。

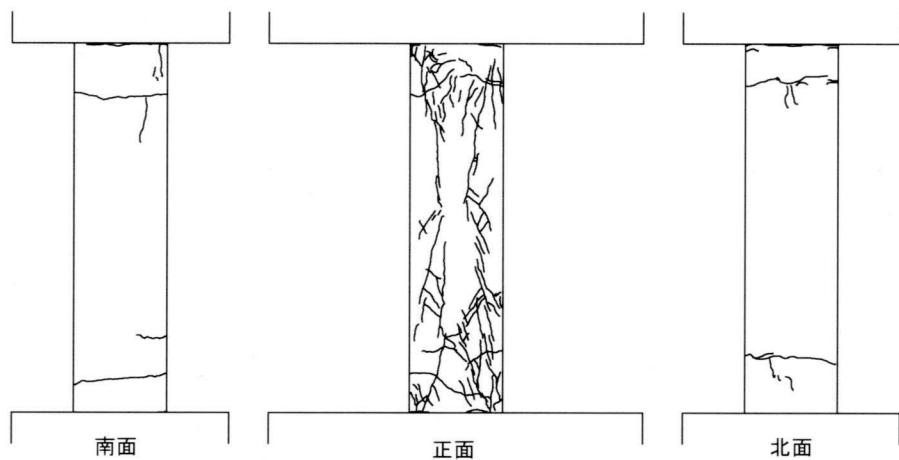
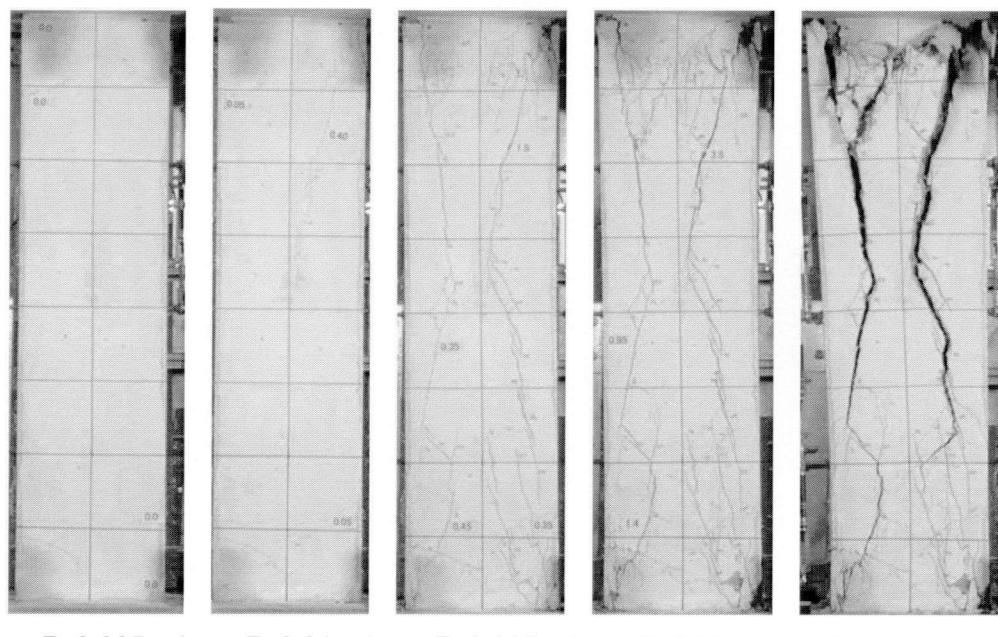


図 2-5 試験体 B30-a 最終ひび割れ状況



$R=0.005\text{rad}$

$R=0.01\text{rad}$

$R=0.015\text{rad}$

$R=0.02\text{rad}$.

$R=0.03\text{rad}$.

写真 2-2 試験体 B30-a 破壊状況

(2) 試験体 B30-b

B30-b の破壊性状を以下に述べる。

$R=0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部と上スタブとの境界面において曲げひび割れが発生した。

$R=-0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、南面柱頭部と上スタブとの境界面において曲げひび割れが発生した。

$R=0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱脚部、北面柱頭部および南面柱脚部とそれぞれのスタブとの境界面において曲げひび割れが発生した。また、南面柱脚部においても曲げひび割れが発生した。

$R=-0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭柱脚部、北面注脚部および南面柱頭部において曲げひび割れが発生した。

$R=0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭柱脚部、北面柱頭部および南面柱脚部において新たな曲げひび割れが発生した。また、正面柱頭柱脚部、北面注脚部および南面柱頭部において圧縮によるひび割れが発生し、正面柱脚部においてせん断ひび割れが発生した。さらに、この載荷サイクルでは南面に設けたインサートの穴周辺にもひび割れが確認できた。

$R=-0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭柱脚部、北面柱頭部および南面柱脚部において圧縮によるひび割れが発生した。また、正面柱頭部においてせん断ひび割れが発生した。さらに、南面柱脚部において内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが発生した。

$R=0.015\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面のせん断ひび割れの発生が顕著であった。また、正面柱頭柱脚部では圧壊の兆候がみられ、表面コンクリートの剥離もみられた。さらに、北面柱脚部および南面柱頭部において、内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが発生した。

$R=-0.015\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面のせん断ひび割れの発生が顕著であった。また、北面柱脚部において曲げひび割れの伸展がみられた。さらに、南面柱脚部において内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが進行した。

$R=0.02\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて、正面柱頭柱脚部の圧縮によるひび割れが伸展し、せん断ひび割れの拡大が目立った。また、北面柱頭部および南面柱脚部において新たな曲げひび割れの発生がみられた。

$R=-0.02\text{rad}$.の載荷サイクルにおいては、新たなひび割れの発生はほとんどみられなかつたが、せん断ひび割れの拡大と、表面コンクリートの剥離および剥落が目立った。

$R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルでも、新たなひび割れの発生はみられなかつたが、せん断ひび割れの拡大が著しく、柱頭部の圧壊も進行した。

$R=-0.03\text{rad}$.の載荷サイクルでは、せん断ひび割れの拡大と圧壊がさらに進行し、内蔵鉄骨が目視できるようになり、一部でコンクリートと鉄骨が分離しているのが確認できた。

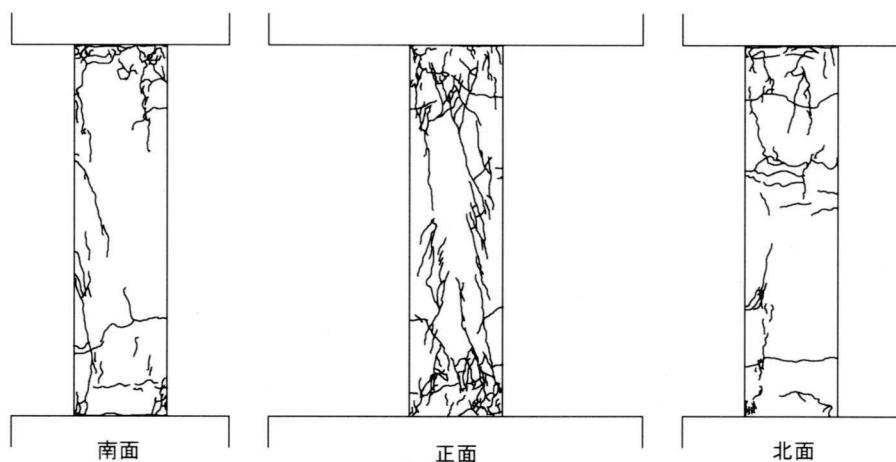


図 2-6 試験体 B30-b 最終ひび割れ状況

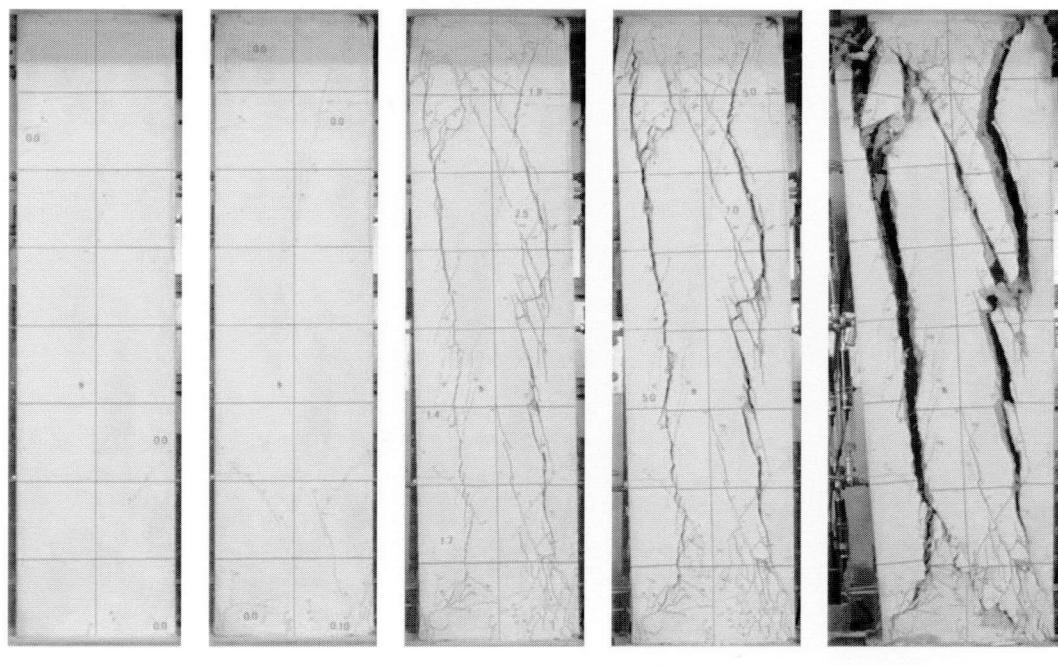


写真 2-3 試験体 B30-b 破壊状況

(3) 試験体 B30-c

B30-c の破壊性状を以下に述べる。

$R=0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部および北面柱頭部において曲げひび割れが発生した。また、正面柱脚部および南面柱脚部にも曲げひび割れが発生した。

$R=-0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部および柱脚部とスタブとの境界面および南面柱頭部と上スタブとの境界面において曲げひび割れが発生した。また、南面一番上、北面一番下のインサート穴周辺にもひび割れが発生した。

$R=0.005\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて、北面柱頭部および南面柱脚部とそれぞれのスタブとの境界面で曲げひび割れが発生した。また、正面柱頭部および柱脚部の曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに伸展した。

$R=-0.005\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて、正面柱頭部および南面柱頭部、北面注脚部に新たな曲げひび割れが発生した。

$R=0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部および柱脚部、および南面柱頭部において圧縮によるひび割れが発生し、正面柱頭部と南面柱頭部には圧壊の兆候を確認した。

$R=-0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部および柱脚部においてせん断ひび割れが発生した。また、北面柱脚部に内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが発生し、柱頭部には圧壊の兆候を確認した。

$R=0.01\text{rad}$.の 2 サイクル目の載荷サイクルでは、正面柱脚部に圧壊の兆候がみられた。

$R=0.015\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面のせん断ひび割れの発生が顕著であった。また、北面柱脚部および南面柱頭部において内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが伸展した。

また、正面柱脚部とスタブの境界付近ではコンクリートの剥落も確認された。

$R=-0.015\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面のせん断ひび割れが大きく伸展した。また、正面柱頭部でもコンクリートの剥落が確認された。

$R=0.02\text{rad}$.の載荷サイクルでは、北面柱脚部において内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが伸展した。また、正面においてはひび割れの伸展はみられたが、新たなせん断ひび割れの発生はほとんどみられなかった。

$R=-0.02\text{rad}$.の載荷サイクルでは、せん断ひび割れおよび圧縮によるひび割れの伸展と拡大が進行した。

$R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルでは、せん断ひび割れの拡大が顕著になった。内蔵鉄骨が目視できるようになり、一部でコンクリートと鉄骨が分離しているのを確認した。

$R=-0.03\text{rad}$.の載荷サイクルでは、カバーコンクリートの分離がより進行した。

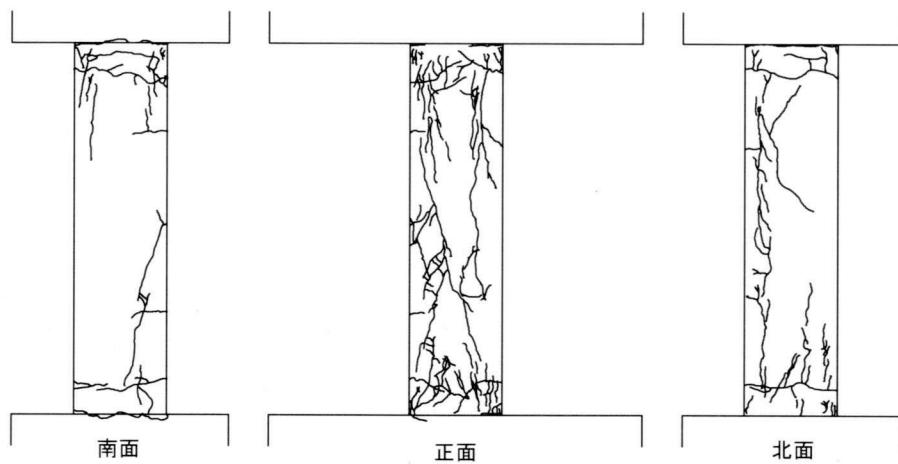


図 2-7 試験体 B30-c 最終ひび割れ状況

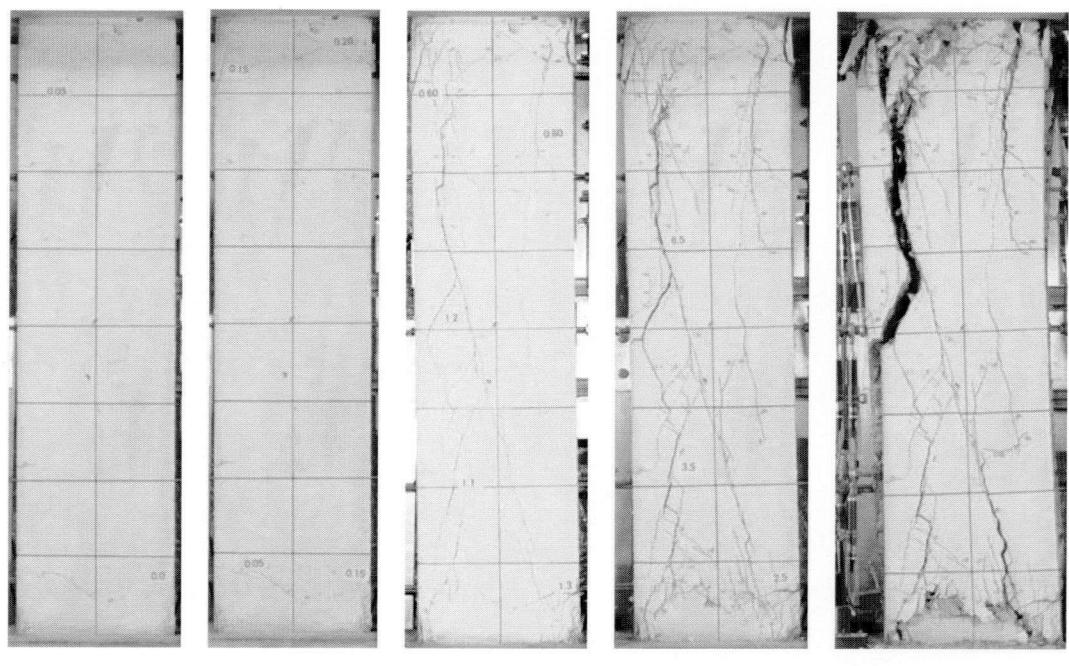


写真 2-4 試験体 B30-c 破壊状況

(4) 試験体 B25-b

B25-b の破壊性状を以下に述べる。

$R=0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部と上スタブとの境界面、北面柱頭部と上スタブとの境界面および南面柱脚部と下スタブとの境界面において曲げひび割れが発生した。また、正面柱脚部および南面柱脚部においても曲げひび割れが発生した。

$R=-0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱脚部、北面柱脚部および南面柱頭部とそれぞれのスタブとの境界面において曲げひび割れが発生した。また、正面柱頭部、柱脚部および南面柱頭部において曲げひび割れが発生した。さらに、この載荷サイクルでは南面に設けたインサートの穴周辺にもひび割れが確認できた。

$R=0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部、正面柱脚部、北面柱頭部および南面柱脚部において曲げひび割れが発生した。また、正面柱頭部の曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに伸展した。

$R=-0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部、正面柱脚部、北面柱頭部および南面柱頭部において新たな曲げひび割れが発生した。

$R=0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部、正面柱脚部および南面柱頭部において圧縮によるひび割れが発生し、圧壊の兆候が確認された。正面柱脚部では、表面コンクリートの剥離も確認された。また、正面柱脚部の曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに伸展した。

$R=-0.01\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて、正面柱頭部および柱脚部に圧縮によるひび割れが発生し、圧壊の兆候を確認した。

$R=0.015\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部および柱脚部にせん断ひび割れが発生し、柱脚部においては大きく伸展した。また、北面柱頭柱脚部および南面柱頭部において内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが発生した。

$R=-0.015\text{rad}$.の載荷サイクルでも、正面柱頭柱脚部においてせん断ひび割れが発生した。また、正面柱頭部においても表面コンクリートの剥離を確認した。

$R=0.02\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭柱脚部において新たなせん断ひび割れが発生し、圧壊が進行した。また、北面柱頭部および柱脚部および南面柱頭部の内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが進行した。

$R=-0.02\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部および柱脚部において圧縮によるひび割れの進行と表面コンクリートの剥離および剥落が顕著であった。

$R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルでは、新たなひび割れの発生はほとんどみられず、正面柱頭部の曲げせん断ひび割れの拡大が目立った。

$R=-0.03\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部に新たなせん断ひび割れが発生した。

$R=0.04\text{rad}$.、 $R=-0.04\text{rad}$.の載荷サイクルでもせん断ひび割れの拡大、コンクリートの圧壊の進行に伴い、コンクリートの剥落が目立った。また、せん断ひび割れの拡大により内蔵鉄骨が目視できるようになり、一部でコンクリートと鉄骨が分離しているのが確認できた。

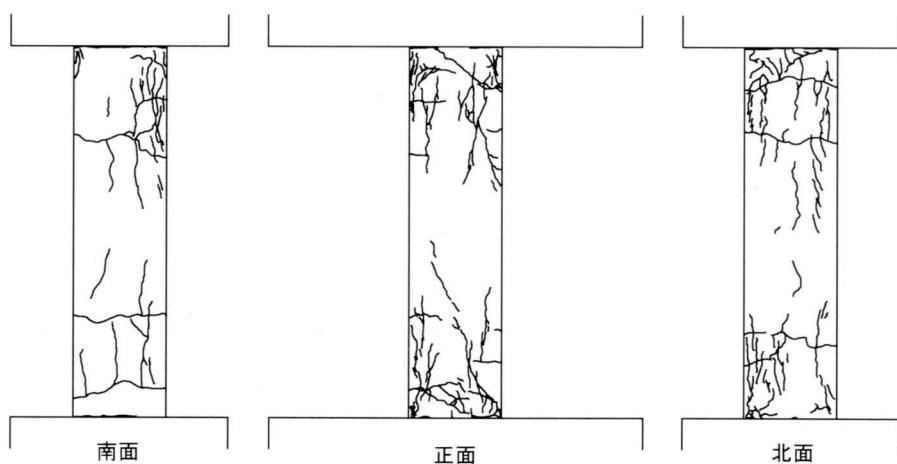


図 2-8 試験体 B25-b 最終ひび割れ状況

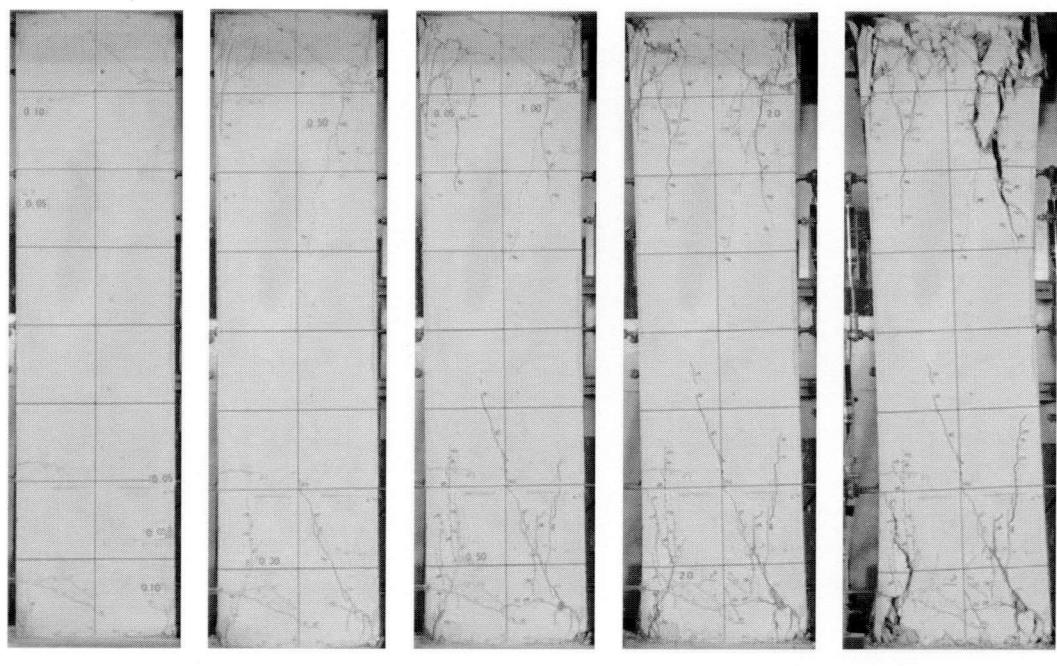


写真 2-5 試験体 B25-b 破壊状況

(5) 試験体 B25-c

B25-c の破壊性状を以下に述べる。

$R=0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、北面柱頭部と上スタブおよび南面柱頭部と上スタブとの境界面において曲げひび割れが発生した。また、正面柱頭柱脚部、北面柱頭部および南面柱脚部において曲げひび割れが発生した。

$R=-0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部、正面柱脚部、北面柱脚部および南面柱頭部において曲げひび割れが発生した。また、北面柱脚部と下スタブとの境界面において曲げひび割れが発生した。

$R=0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部および柱脚部の曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに伸展した。それらのせん断ひび割れは軽微なものであった。また、南面柱脚部と下スタブとの境界面において曲げひび割れが発生した。北面柱頭部および南面柱脚部において曲げひび割れが発生した。

$R=-0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱脚部に軽微なせん断ひび割れが発生した。また、正面柱脚部と下スタブとの境界面において曲げひび割れが発生した。

$R=0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部、正面柱脚部および南面柱頭部において圧縮によるひび割れが発生し、圧壊の兆候が確認された。また、北面柱頭部および南面柱脚部において内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが発生した。

$R=-0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部および北面柱頭部において圧縮によるひび割れが発生し、圧壊の兆候を確認した。また、北面柱脚部において内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが発生した。

$R=0.015\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面のせん断ひび割れの発生が顕著であった。また、北面柱脚部において圧縮によるひび割れが発生し、圧壊の兆候を確認した。また、正面柱脚部においてコンクリートの剥離がみられた。

$R=-0.015\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面のせん断ひび割れが大きく伸展した。また、正面柱頭部においてもコンクリートの剥離が確認された。

$R=0.02\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭部のせん断ひび割れが大きく伸展した。また、北面柱脚部および南面柱頭部において、内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが発生した。

$R=-0.02\text{rad}$.の載荷サイクルにおいては、せん断ひび割れの伸展は確認できたが、新たなひび割れはほとんどの確認されなかった。

$R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭柱脚部および北面柱頭部において圧壊が進行し剥離が顕著になった。また、正面柱頭柱脚部に新たなせん断ひび割れが発生した。

$R=-0.03\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて、せん断ひび割れの伸展と拡大が確認された。また、コンクリートの圧縮によるひび割れの拡大に伴い、コンクリートの剥落が目立った。

$R=0.04\text{rad}$.、 $R=-0.04\text{rad}$.の載荷サイクルでは、せん断ひび割れの拡大が顕著となった。内蔵鉄骨が目視できるようになり、一部でコンクリートと鉄骨が分離の分離が確認できた。

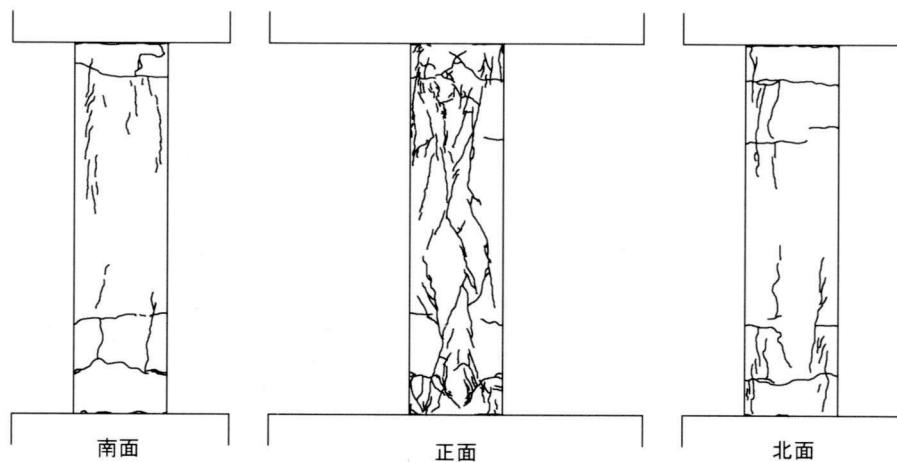
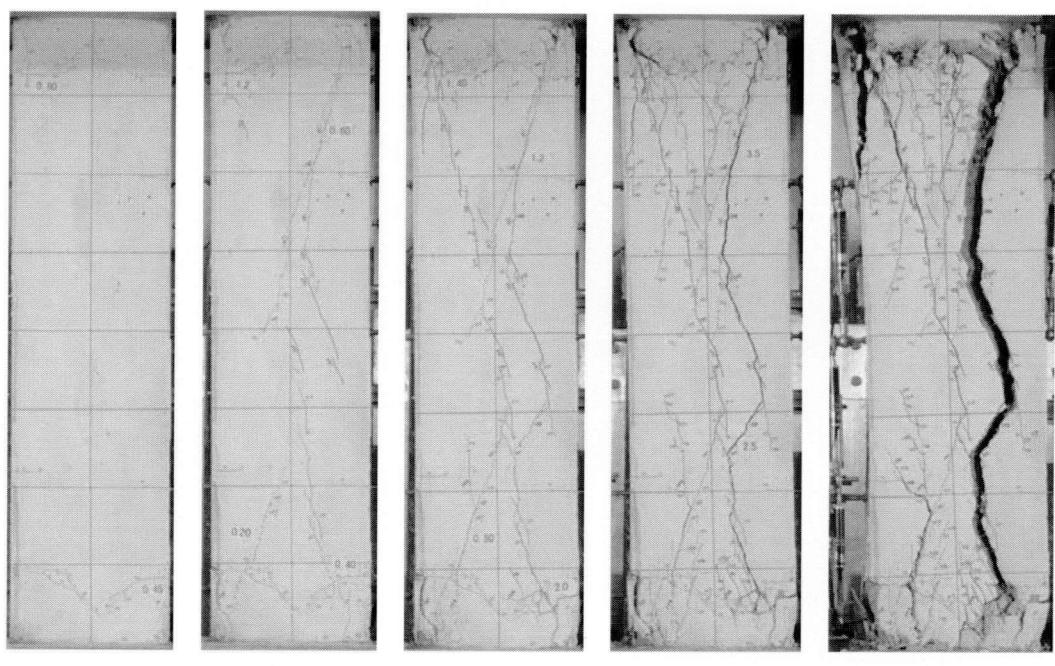


図 2-9 試験体 B25-c 最終ひび割れ状況



$R=0.01\text{rad}$

$R=0.015\text{rad}$

$R=0.02\text{rad}$

$R=0.03\text{rad.}$

$R=0.04\text{rad.}$

写真 2-6 試験体 B25-c 破壊状況

2.3.2 復元力特性および軸ひずみ

各試験体における実験結果一覧を表 2-7 に、水平荷重－水平変形角関係および軸ひずみ推移状況を図 2-11 から図 2-20 に示す。ここで、図中の破線は累加強度理論により算定した曲げ終局強度であり、載荷装置による P-δ 効果を考慮したものと示している（載荷装置の特性による P-δ 効果を図 2-10 に示す）。また、▼印は試験体の最大耐力、▽印は内蔵鉄骨フランジのひずみが引張側の降伏ひずみに達したところをそれぞれ示している。なお、軸ひずみにおいては各試験体の軸変形量を内法寸法で除したものを軸ひずみとしており、負側を圧縮方向としている。

表 2-7 実験結果一覧

試験体	載荷方向	曲げひび割れ発生			せん断ひび割れ発生		フランジ降伏(引張降伏)		最大耐力時	
		R% (rad.)	Q (kN)	場所	R% (rad.)	Q (kN)	R% (rad.)	Q (kN)	R% (rad.)	Q (kN)
B30-a	正	0.175	180.0	正面柱脚	0.91	355.5	0.91	354.0	1.001	361.5
	負	-0.194	-168.0	正面柱脚	-1.01	-382	-1.01	-386.3	-1.013	-386.3
B30-b	正	0.242	190.5	正面柱頭	1.008	362.3	0.908	356.3	1.008	362.3
	負	-0.254	-228.8	正面柱脚	1.021	-392.3	-0.814	-378.8	-1.021	-392.3
B30-c	正	0.207	188.3	正面柱頭柱脚	1.31	382.5	0.8	358.5	1.010	384.0
	負	-0.153	-170.3	正面柱頭柱脚	-0.615	-332.2	-0.738	-359.3	-1.016	-380.3
B25-b	正	0.17	147	正面柱頭	1.335	361.5	0.832	331.5	1.335	361.5
	負	-0.022 5	-51	正面柱頭	-1.531	-355.5	-0.831	-352.5	-1.156	-367.5
B25-c	正	0.156	153	正面柱頭柱脚	1.416	367.5	0.817	333.0	1.300	368.3
	負	-0.101	-112.5	正面柱頭	-1.113	-383.3	-0.623	-328.5	-1.307	-387.0

$$_{p\delta}Q_{cal} = Q_{cal} - N \cdot \delta \cdot (1/h - 1/L) \quad (2-3)$$

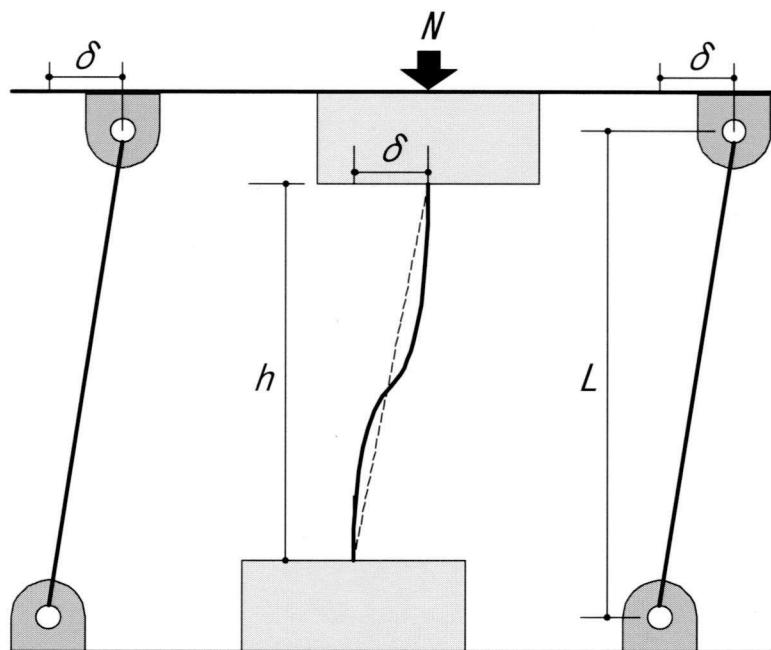


図 2-10 載荷装置の特性による P-δ 効果

(1) 試験体 B30-a

試験体 B30-a は、正載荷では $R=0.0091\text{rad}$.で内蔵鉄骨が降伏し、 $R=0.0100\text{rad}$.で最大耐力 361.5kN を記録した。負載荷では $R=-0.0101\text{rad}$.で内蔵鉄骨が降伏し、 $R=-0.0101\text{rad}$.で最大耐力-386.3kN を記録した。最大耐力以降、載荷サイクルの進行に伴い徐々に耐力低下していく、最終変形での耐力は 169.5kN と、最大耐力の約 47% となった。

履歴ループにおいては、 $R=0.005\text{rad}$.の載荷サイクルまでは原点指向の履歴ループを示した。 $R=0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは若干の剛性低下がみられた、それ以降徐々に剛性が低下していく、 $R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルで急激な耐力低下が認められた。

軸ひずみでは、最大耐力を記録した $R=0.010\text{rad}$.までは一様な軸変形を繰り返し、その後は変形角の増大とともに軸ひずみも増大していく、急激な耐力低下がみられた $R=0.030\text{rad}$.で軸ひずみも大きく増大している。

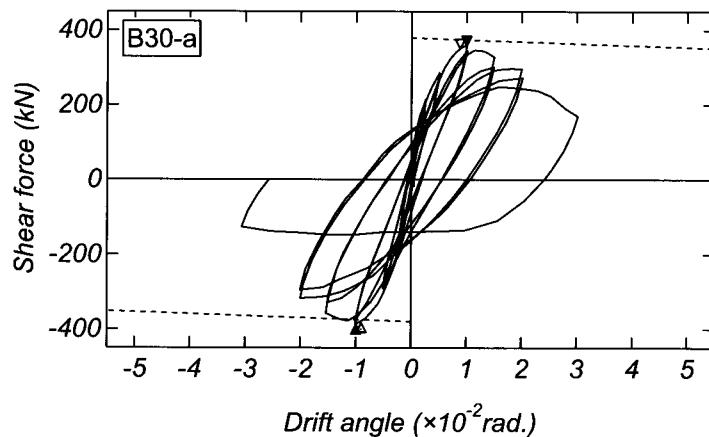


図 2-11 水平荷重-水平変形角関係

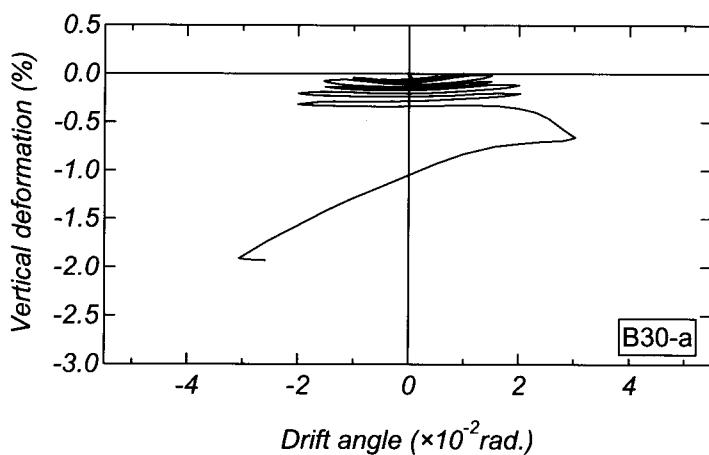


図 2-12 軸ひずみ推移状況

(2) 試験体 B30-b

試験体 B30-b は、正載荷では $R=0.0091\text{rad.}$ で内蔵鉄骨が降伏し、 $R=0.0101\text{rad.}$ で最大耐力 362.3kN を記録した。負載荷では $R=-0.0081\text{rad.}$ で内蔵鉄骨が降伏し、 $R=-0.0102\text{rad.}$ で最大耐力-392.3kN を記録した。最大耐力以降、変形角の増加に伴い耐力低下していき、最終変形での耐力は 236.3kN であり、最大耐力の約 65% であった。

履歴ループにおいては、 $R=0.005\text{rad.}$ の載荷サイクルまでは原点指向の履歴ループを示した。 $R=0.01\text{rad.}$ の載荷サイクルでは若干の剛性低下が見受けられ、それ以降剛性が低下していき、 $R=0.03\text{rad.}$ の 2 サイクル目で急激な耐力低下がみられた。

軸ひずみでは、最大耐力を迎えた $R=0.01\text{rad.}$ まで一様な軸方向変形を繰り返した後、 $R=0.02\text{rad.}$ までは軸ひずみは穏やかに推移しているが、 $R=0.03\text{rad.}$ 以降急激に軸ひずみが増大している。

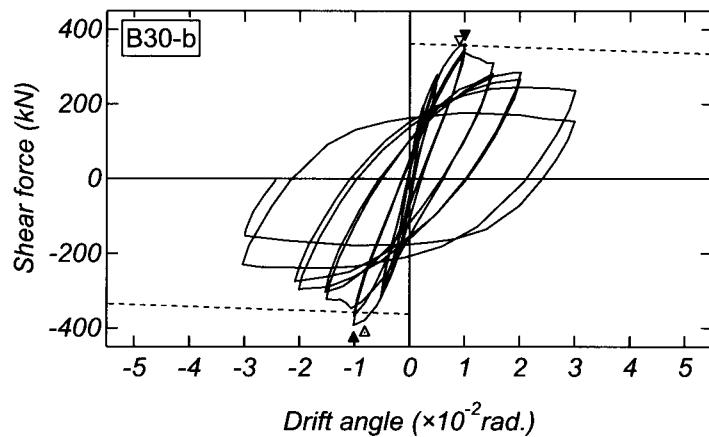


図 2-13 水平荷重-水平変形角関係

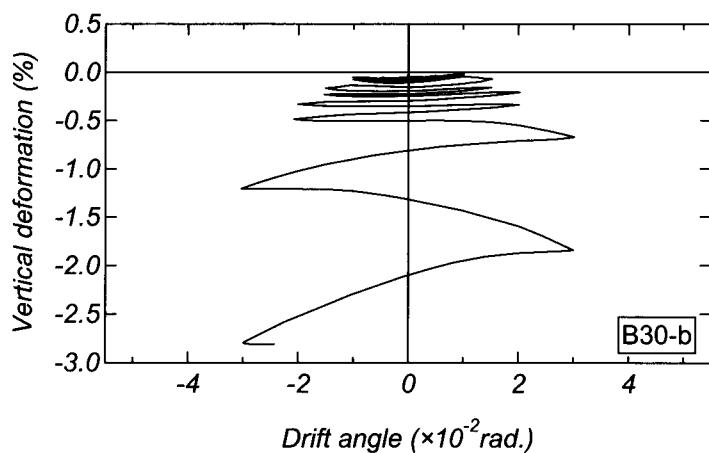


図 2-14 軸ひずみ推移状況

(3) 試験体 B30-c

試験体 B30-c は、正載荷方向では $R=0.0080\text{rad.}$ で内蔵鉄骨が降伏し、 $R=0.0101\text{rad.}$ で最大耐力 384.0kN を記録した。負載荷方向では $R=-0.0074\text{rad.}$ で内蔵鉄骨が降伏し、 $R=-0.0102\text{rad.}$ で最大耐力-380.3kN を記録した。最大耐力以降、変形角の増加に伴い耐力低下していき、最終変形での耐力は 264.75kN であり、最大耐力の約 69%であった。

履歴ループにおいては、 $R=0.005\text{rad.}$ の載荷サイクルまでは原点指向の履歴ループを示した。 $R=0.01\text{rad.}$ の載荷サイクルでは若干の剛性低下が見受けられ、それ以降剛性が低下していき、 $R=0.03\text{rad.}$ の 2 サイクル目で急激な耐力低下がみられた。

軸ひずみでは、B30-b 同様、最大耐力を迎えた $R=0.010\text{rad.}$ まで一様な軸方向変形を繰り返した後、 $R=0.020\text{rad.}$ までは軸ひずみは穏やかに推移しているが、 $R=0.030\text{rad.}$ 以降急激に軸ひずみが増大している。

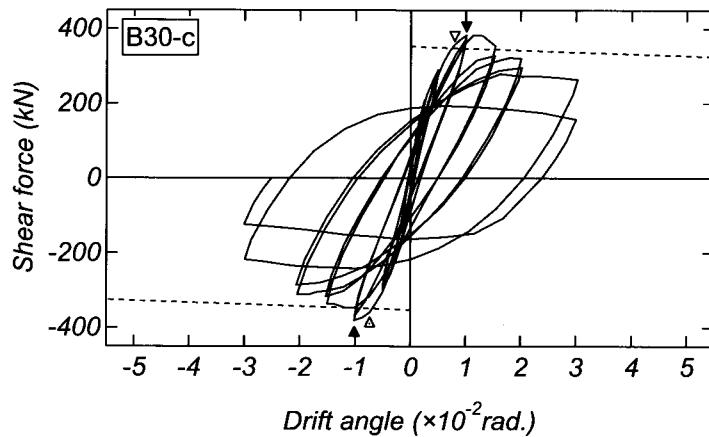


図 2-15 水平荷重-水平変形角関係

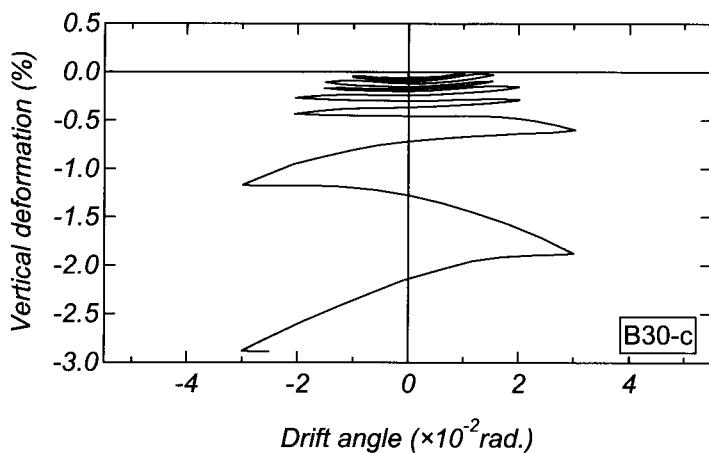


図 2-16 軸ひずみ推移状況

(4) 試験体 B25-b

試験体 B25-b は、正載荷方向では $R=0.0083\text{rad.}$ で内蔵鉄骨が降伏し、 $R=0.0134\text{rad.}$ で最大耐力 361.5kN を記録した。負載荷方向では $R=-0.0083\text{rad.}$ で内蔵鉄骨が降伏し、 $R=-0.0116\text{rad.}$ で最大耐力 -367.5kN を記録した。最大耐力以降において、耐力は緩やかに低下し、最終変形での耐力は 207.8kN であり最大耐力の約 57% であった。

履歴ループにおいては、 $R=0.01\text{rad.}$ の載荷サイクルまでは原点指向の履歴ループを示した。 $R=0.01\text{rad.}$ の載荷サイクルでは若干の剛性低下が見受けられ、それ以降徐々に剛性が低下している。剛性低下が確認された $R=0.01\text{rad.}$ の載荷サイクル以降は安定した紡錘型を描いており、軸力比 0.3 の試験体にみられたような急激な耐力低下は $R=0.05\text{rad.}$ に至るまで確認されなかった。

軸ひずみでは、 $R=0.015\text{rad.}$ まで一様な変形を繰り返した後、 $R=0.03\text{rad.}$ まで穏やかに軸ひずみが増大し、 $R=0.04\text{rad.}$ で大きく軸ひずみが増大していることが確認できる。

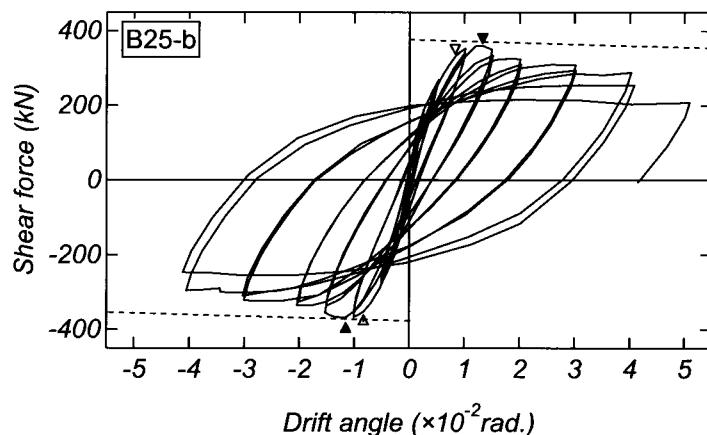


図 2-17 水平荷重-水平変形角関係

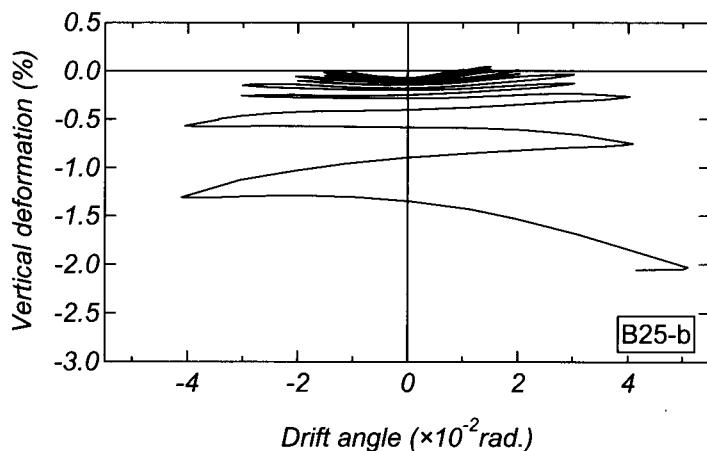


図 2-18 軸ひずみ推移状況

(5) 試験体 B25-c

試験体 B25-c は、正載荷方向では $R=0.0082\text{rad.}$ で内蔵鉄骨が降伏し、 $R=0.013\text{rad.}$ で最大耐力 368.3kN を記録した。負載荷方向では $R=0.0062\text{rad.}$ で内蔵鉄骨が降伏し、 $R=-0.0131\text{rad.}$ で最大耐力 -387.0kN を記録した。最大耐力以降において、耐力は緩やかに低下し、最終変形での耐力は 263.3kN であり最大耐力の約 71% であった。

履歴ループにおいては、 $R=0.005\text{rad.}$ の載荷サイクルまでは原点指向の履歴ループを示した。 $R=0.01\text{rad.}$ の載荷サイクルでは若干の剛性低下が見受けられ、それ以降徐々に剛性が低下している。剛性低下が確認された $R=0.01\text{rad.}$ の載荷サイクル以降は安定した紡錘型を描いており、試験体 B25-b とほぼ同様の履歴特性を示したが、 $R=0.04\text{rad.}$ の 2 サイクル目に耐力低下が確認された。

軸ひずみでは、 $R=0.015\text{rad.}$ まで一様な変形を繰り返した後、 $R=0.03\text{rad.}$ まで穏やかに軸ひずみが増大し、 $R=0.04\text{rad.}$ で大きく軸ひずみが増大していることが確認できる。

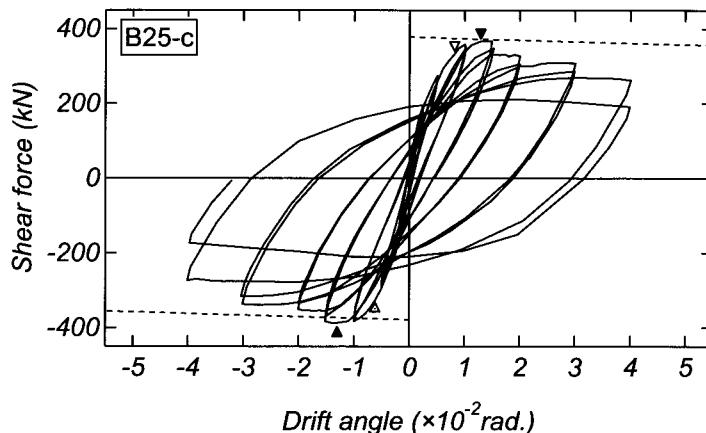


図 2-19 水平荷重-水平変形角関係

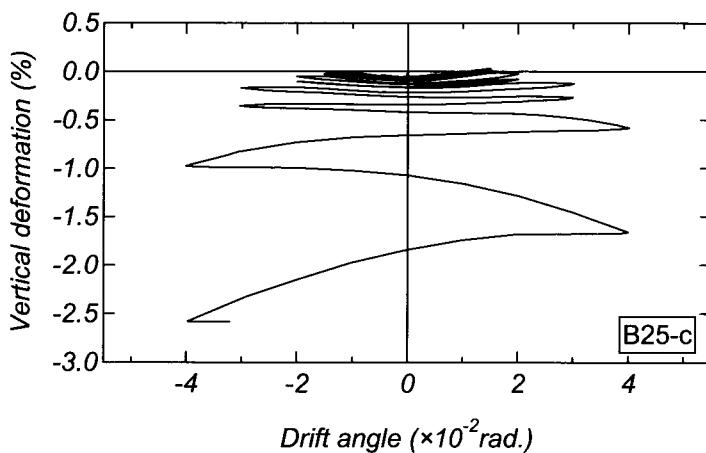


図 2-20 軸ひずみ推移状況

2.3.3 ひび割れ幅

ひび割れ幅の測定は、各試験体の正負各載荷サイクルにおけるピーク時およびピーク後除荷時のひび割れ幅をクラックスケールにより測定した。

図 2-21 に各試験体の曲げおよびせん断ひび割れ幅の推移を示す。なお、図中に示す値には、各試験体において、第一サイクル目の正負載荷時で最も大きく発生したひび割れ幅を用いている。

曲げひび割れ幅について比較すると、各試験体とも $R=0.0025\text{rad}$.という早期から曲げひび割れは発生しているが、 $R=0.005\text{rad}$.の載荷サイクルまでは除荷時においてひび割れは閉じており、ほぼ 0mm であった。また、変形角が大きくなるにしたがって曲げひび割れ幅も大きくなり、 $R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルではすべての試験体で 30mm 以上の最大曲げひび割れ幅を記録した。また、曲げひび割れについては、軸力比およびバンドプレートの幅の違いによる差異は認められなかった。

せん断ひび割れについては、B30-a および B30-b の試験体で $R=0.01\text{rad}$.の載荷サイクルにおいてひび割れは発生しているが、比較的小さな値にとどまっている。B30-c, B25-b および B25-c の試験体では、 $R=0.015\text{rad}$.の載荷サイクルにおいてせん断ひび割れが発生している。軸力比 0.25 の試験体では、 $R=0.02\text{rad}$.の載荷サイクルにおいても最大せん断ひび割れは 1.0mm 以下であるのに対し、軸力比 0.3 の試験体では 2.5mm から 4.0mm となっており、大きな違いが見られる。軸力比によるせん断ひび割れ幅の違いは $R=0.03\text{rad}$.ではさらに顕著になり、軸力比 0.25 の試験体では最大 2.0mm 程度であるのに対し、軸力比 0.3 の試験体ではすべての試験体で 8.0mm 以上となっている。また、せん断ひび割れ幅についてもバンドプレートの有無およびバンドプレートの幅による差異はほとんど確認できなかった。

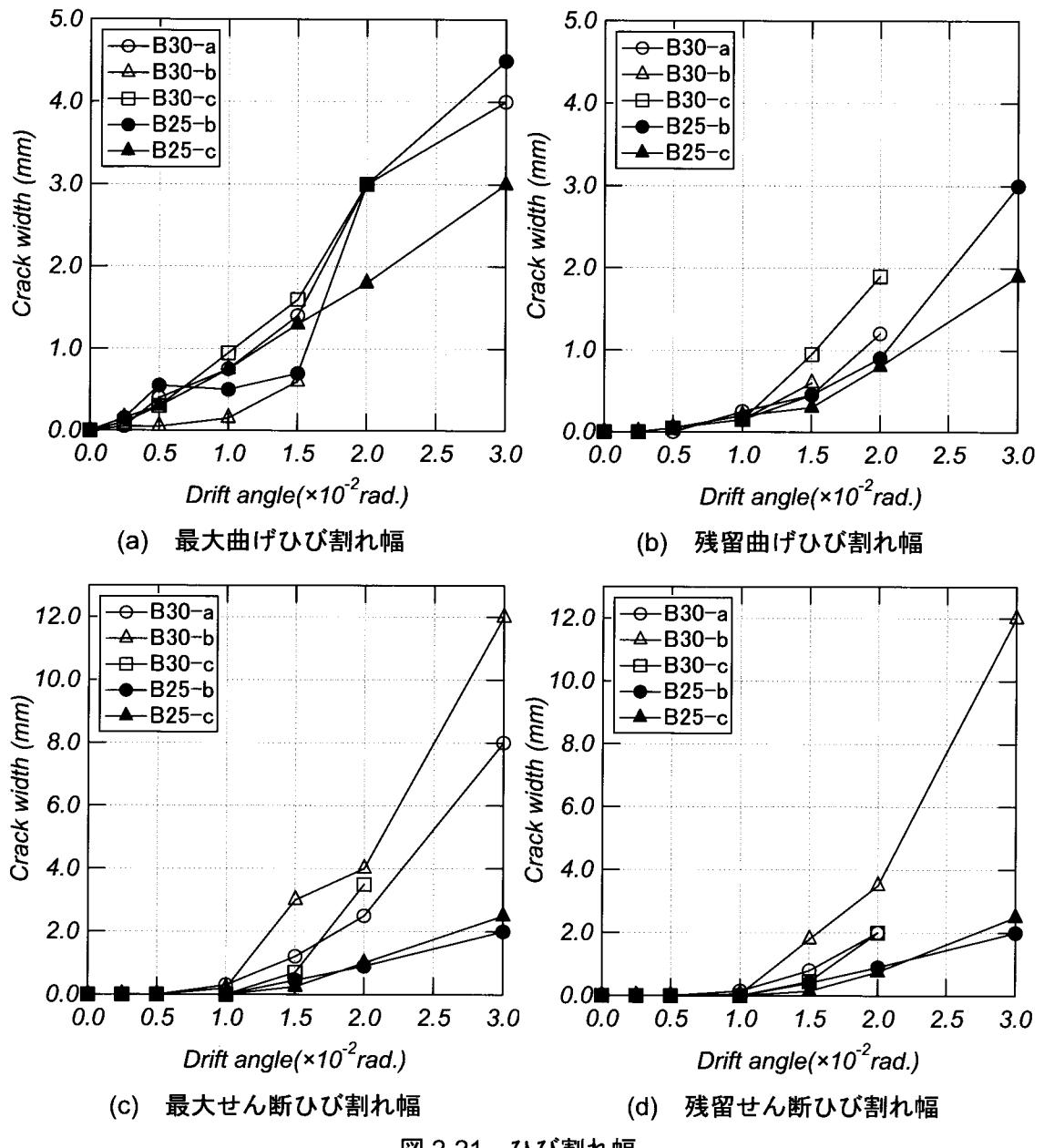


図 2-21 ひび割れ幅

2.3.4 曲率分布

曲率は試験体の側面コンクリートおよび鉄骨フランジに取り付けた寸切りボルトに変位計を設置して計測したデータを用いて図 2-22 に示す計測区間において、式(2-4)により平均曲率 ϕ として算出している。また、各試験体の材軸方向の曲率分布を図 2-23 に示す。

$$\phi = \left\{ \left[\tan^{-1}(\Delta h_1 - \Delta h_2) \right] / \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) \right\} / L_1 \quad (2-4)$$

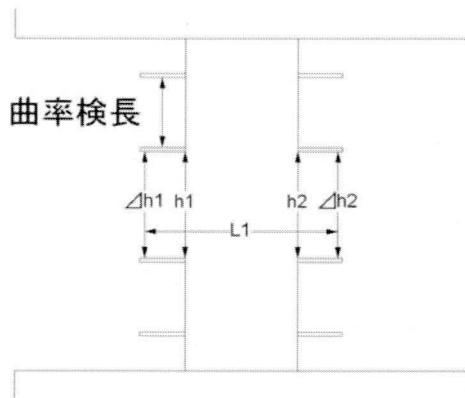


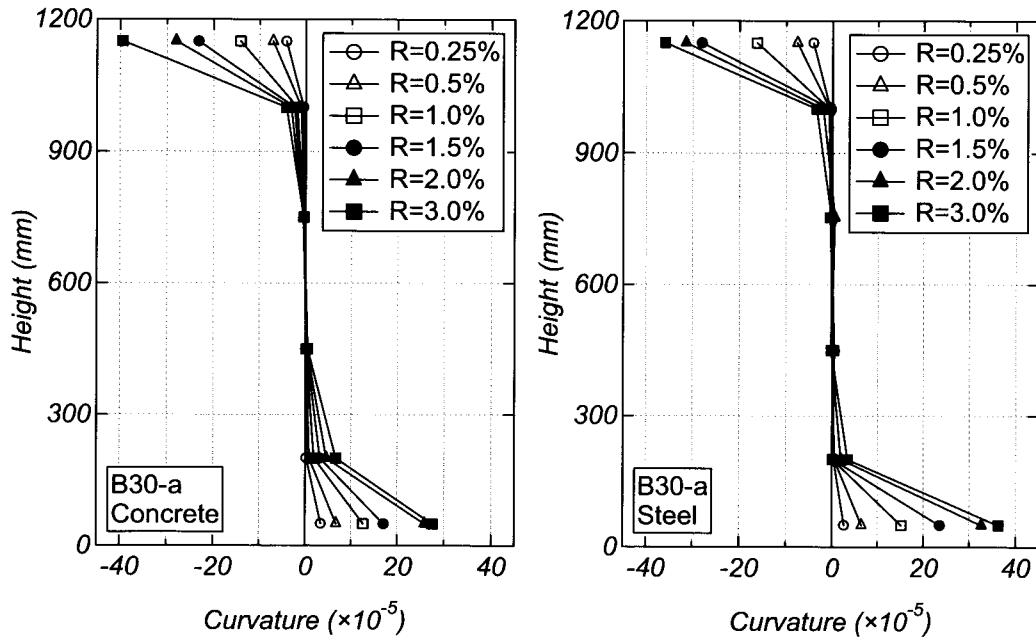
図 2-22 曲率の算出方法

各試験体とも $R=0.01\text{rad}$ までは、曲率による変形は柱両端部の区間に集中しており、その他の計測区間においてはほとんど変形が生じていないことが確認できる。

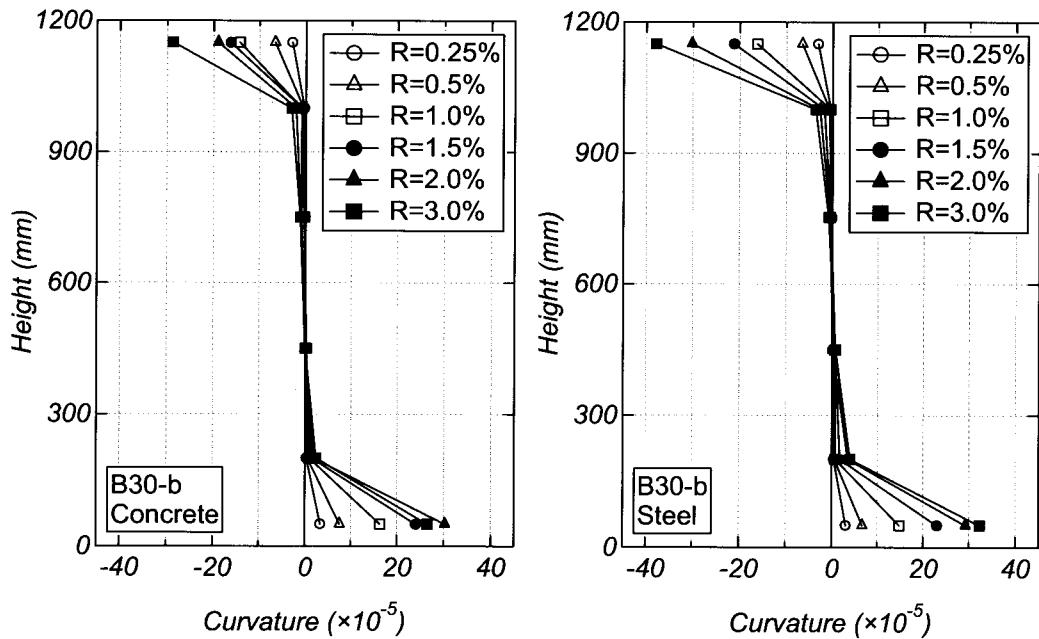
急激な耐力低下を起こした試験体 B30-a では $R=0.01\text{rad}$.以降、柱両端部と比較して柱中央部付近の変形負担割合が増加しており、その傾向はコンクリート部分よりも鉄骨部分のほうが顕著であることから鉄骨が局部座屈を起こしていると推察される。

試験体 B30-b, B30-c では、試験体 B30-a と同様に $R=0.01\text{rad}$.以降における柱中央付近の変形負担割合が増加しているが、その変形レベルは小さくなっている。

試験体 B25-b, B25-c では、鉄骨のフランジはバンドプレートに拘束されることにより、柱両端部の区間に集中しており、その他の計測区間においてはほとんど変形が生じていないことが確認できる。

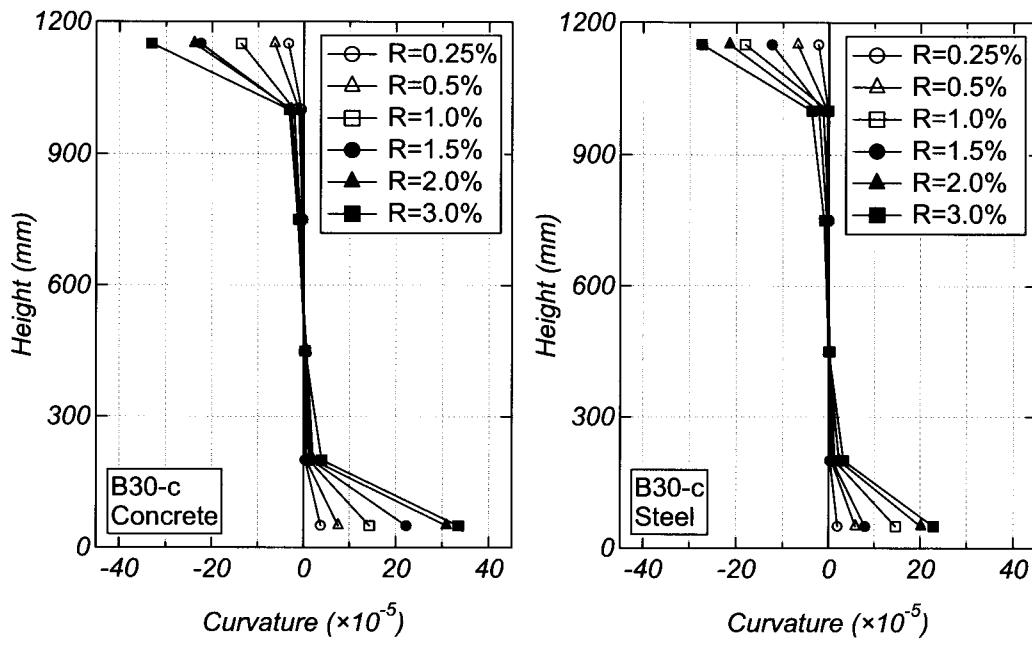


(a) 試験体 B30-a

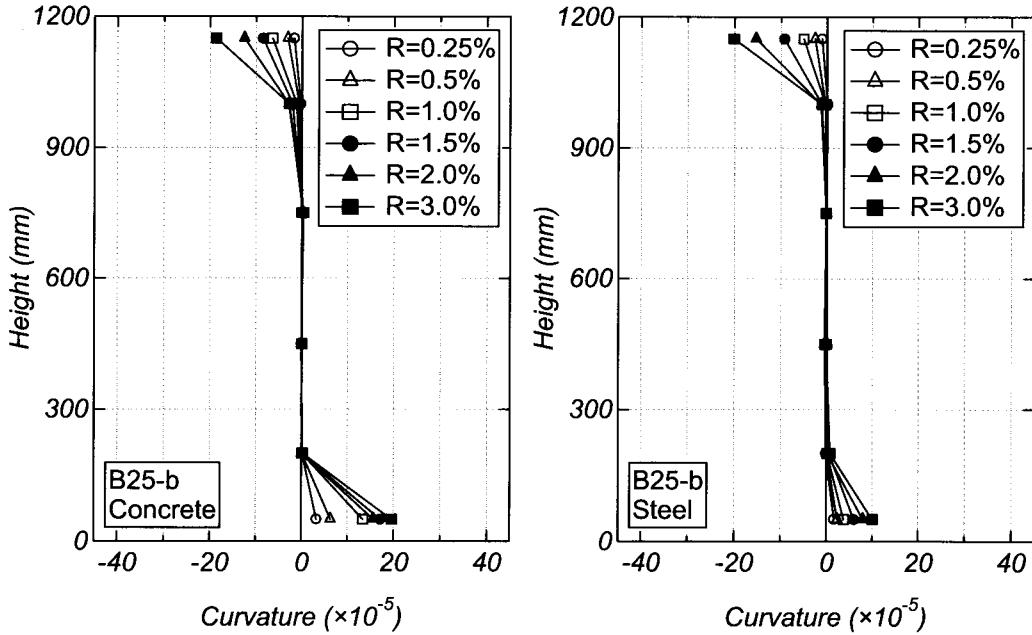


(b) 試験体 B30-b

図 2-23 曲率分布

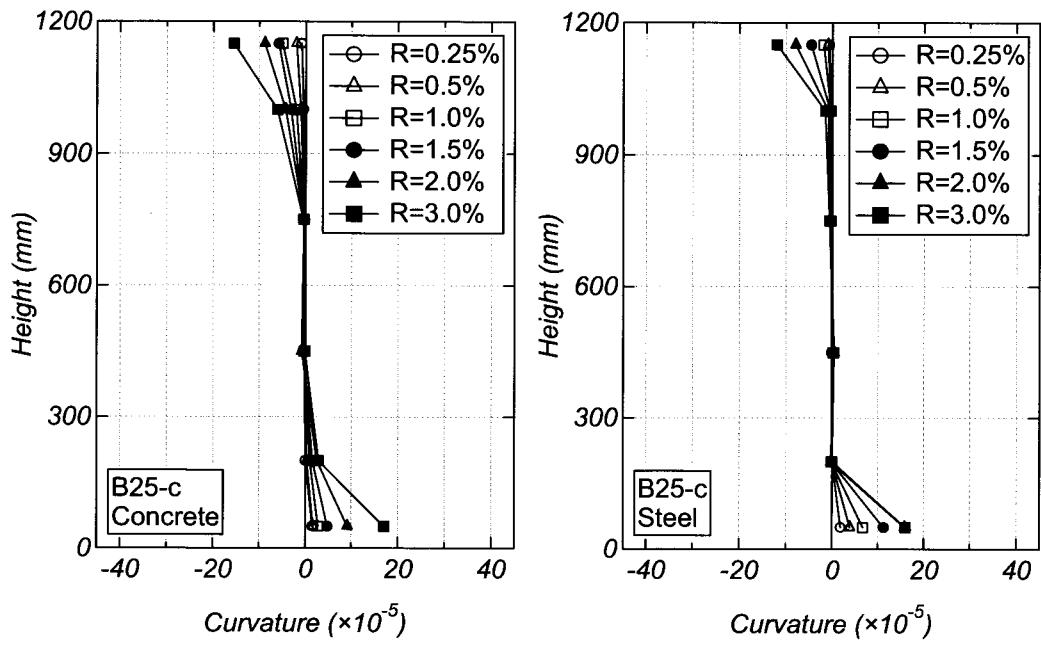


(c) 試験体 B30-c



試験体 B25-b

図 2-23 曲率分布



(e) 試験体 B25-c

図 3-23 曲率分布

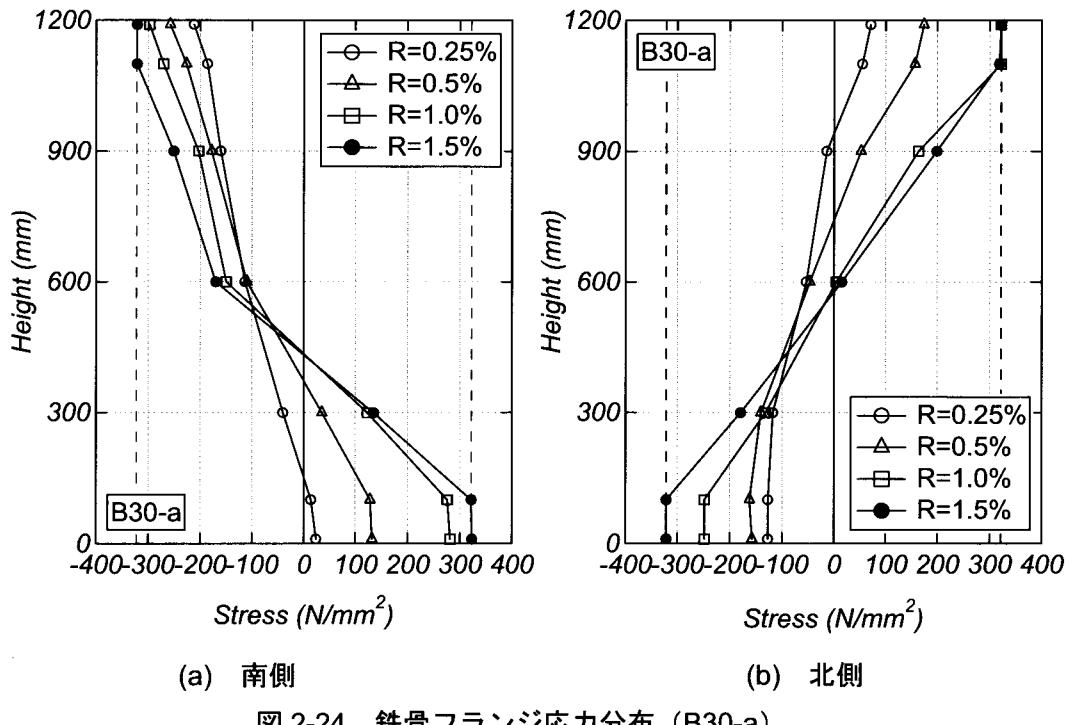
2.3.5 応力度分布

(1) 鉄骨フランジの応力分布

図2-24から2-28に各試験体の正載荷時ピークにおける鉄骨フランジの材軸方向における応力分布を示す。なお、応力の計算は貼付したひずみゲージの値および材料試験結果を用いている。また、図中の破線は鉄骨フランジの降伏強度を示している。

各試験体とも最大耐力時には柱上下端部において降伏強度に達していることが確認できる。また、鉄骨降伏後は柱上下端部が塑性化しているためほかの部分における応力の変化はほとんどみられない。

軸力比の違う試験体に着目してみると、当然のことながら軸力比の大きい試験体ほど柱全体の応力分布が圧縮側になる傾向が見られる。



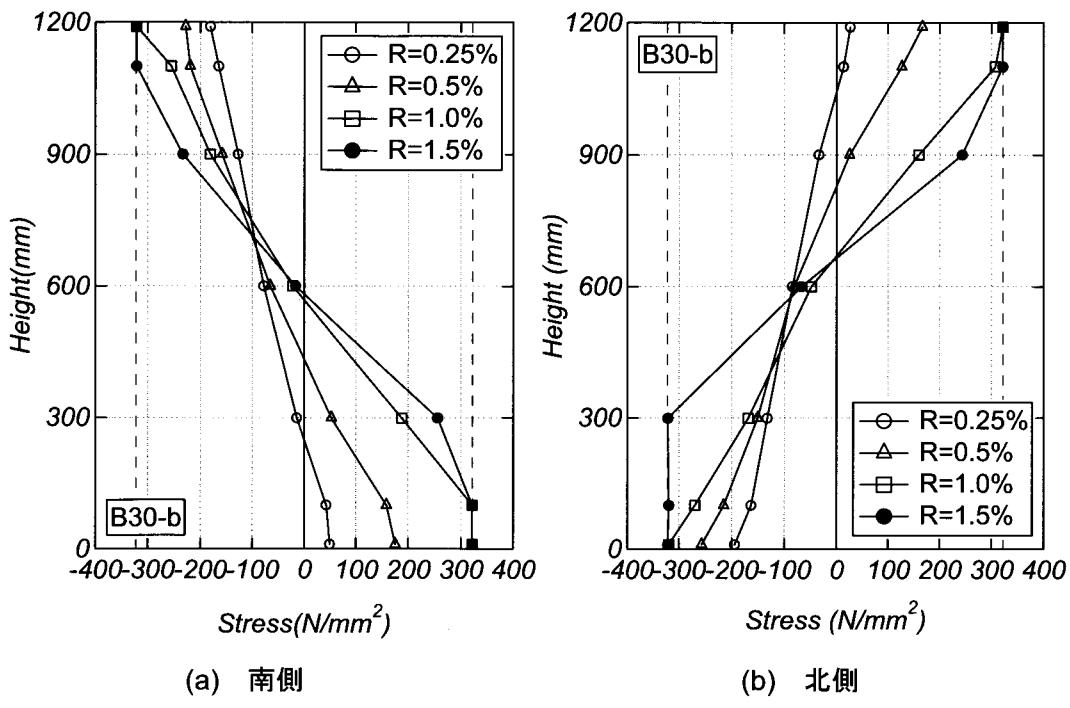


図 2-25 鉄骨フランジ応力分布 (B30-b)

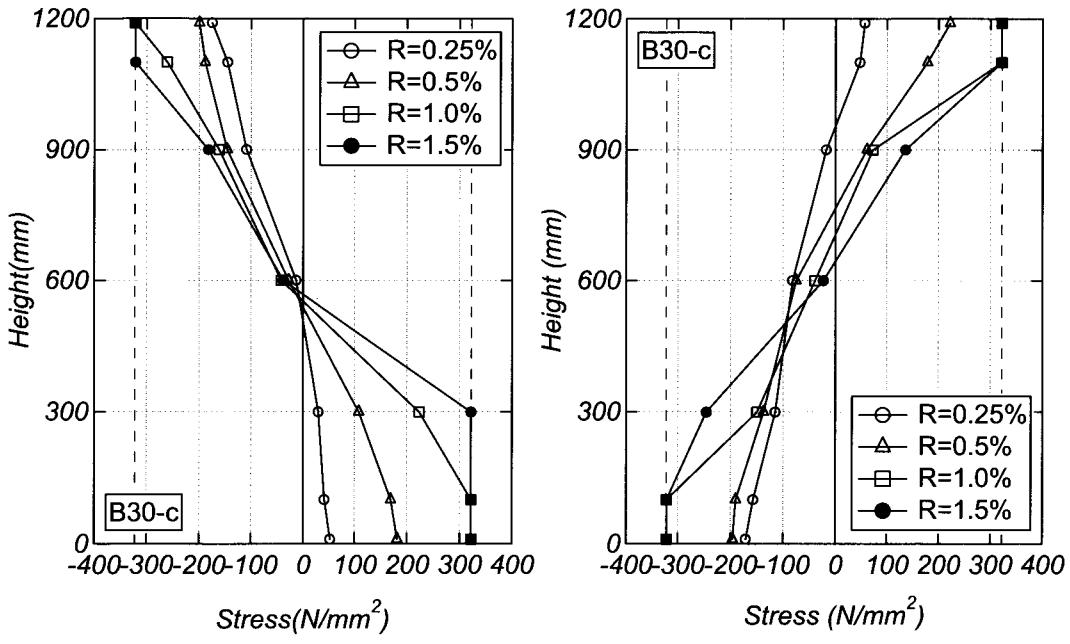


図 2-26 鉄骨フランジ応力分布 (B30-c)

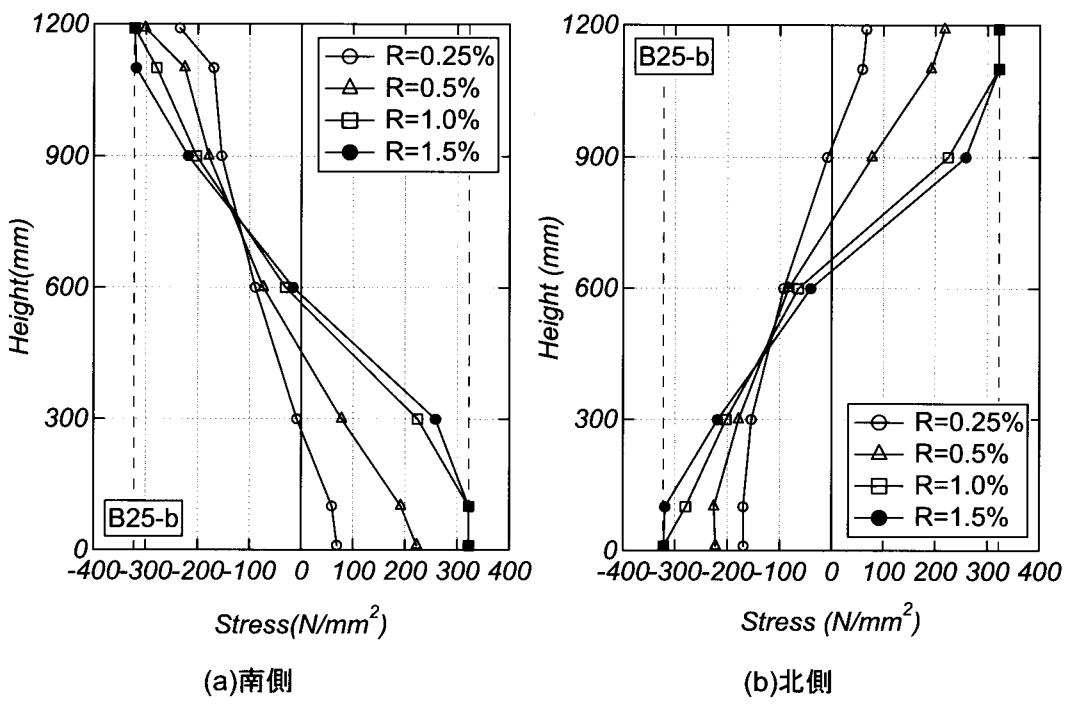


図 2-27 鉄骨フランジ応力分布 (B25-b)

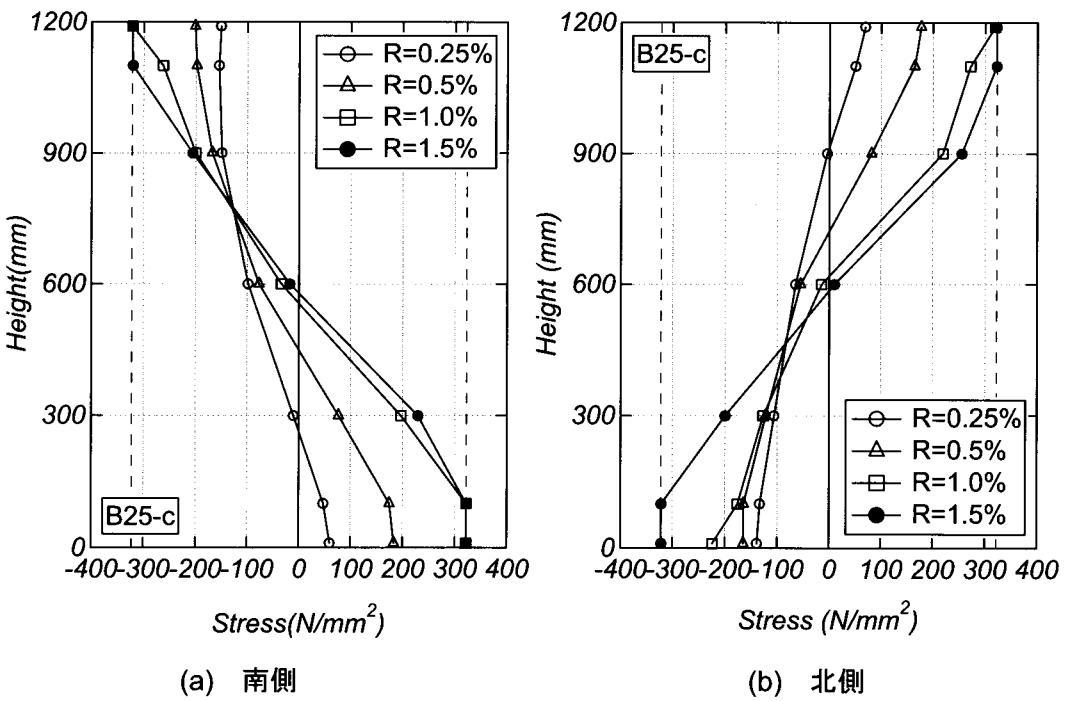


図 2-28 鉄骨フランジ応力分布 (B25-c)

(2) 鉄骨ウェブのせん断応力度

図 2-29 から図 2-33 に各試験体の鉄骨ウェブのせん断応力と水平変形角の関係を示す。せん断応力は、図に示す位置に貼付した 3 軸ゲージのひずみを用いてロゼット解析により求めた。図中の破線は、せん断降伏応力度 ($\sigma_y/\sqrt{3}$: σ_y は鉄骨ウェブの降伏応力度) を示す。

軸力比が 0.3 の試験体においては、最大耐力に鉄骨ウェブはほぼせん断降伏耐力に達していることが確認できる。また、柱の各部位において、ほぼ均等にせん断力を負担していることが確認できる。

軸力比が 0.25 の試験体においては、最大耐力時に、柱頭柱脚部ではせん断降伏耐力に達しているが、柱中央部ではせん断降伏耐力に達しておらず、柱端部においてより大きなせん断力を負担していることが確認できる。

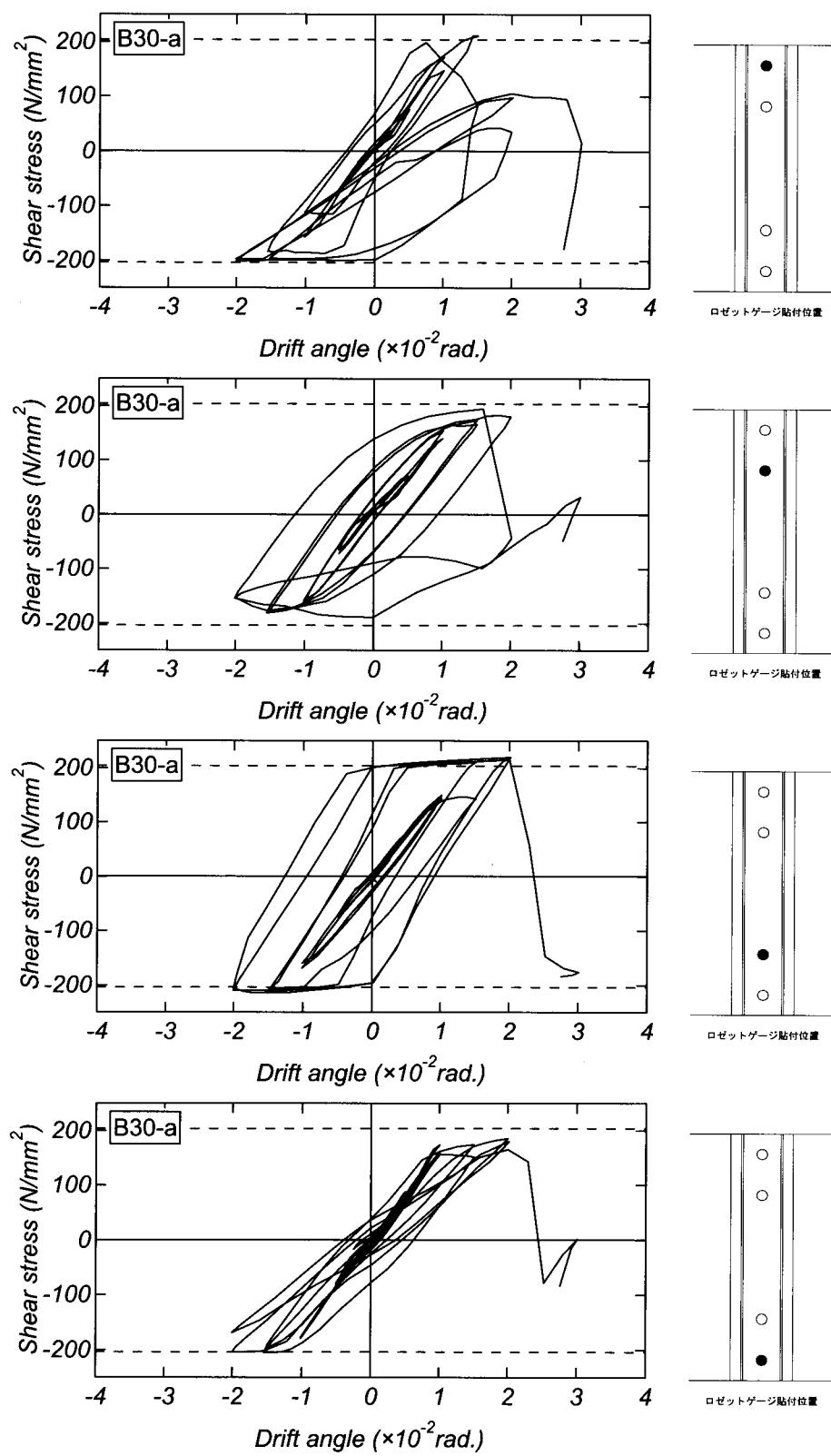


図 2-29 せん断応力-水平変形角関係（試験体 B30-a）

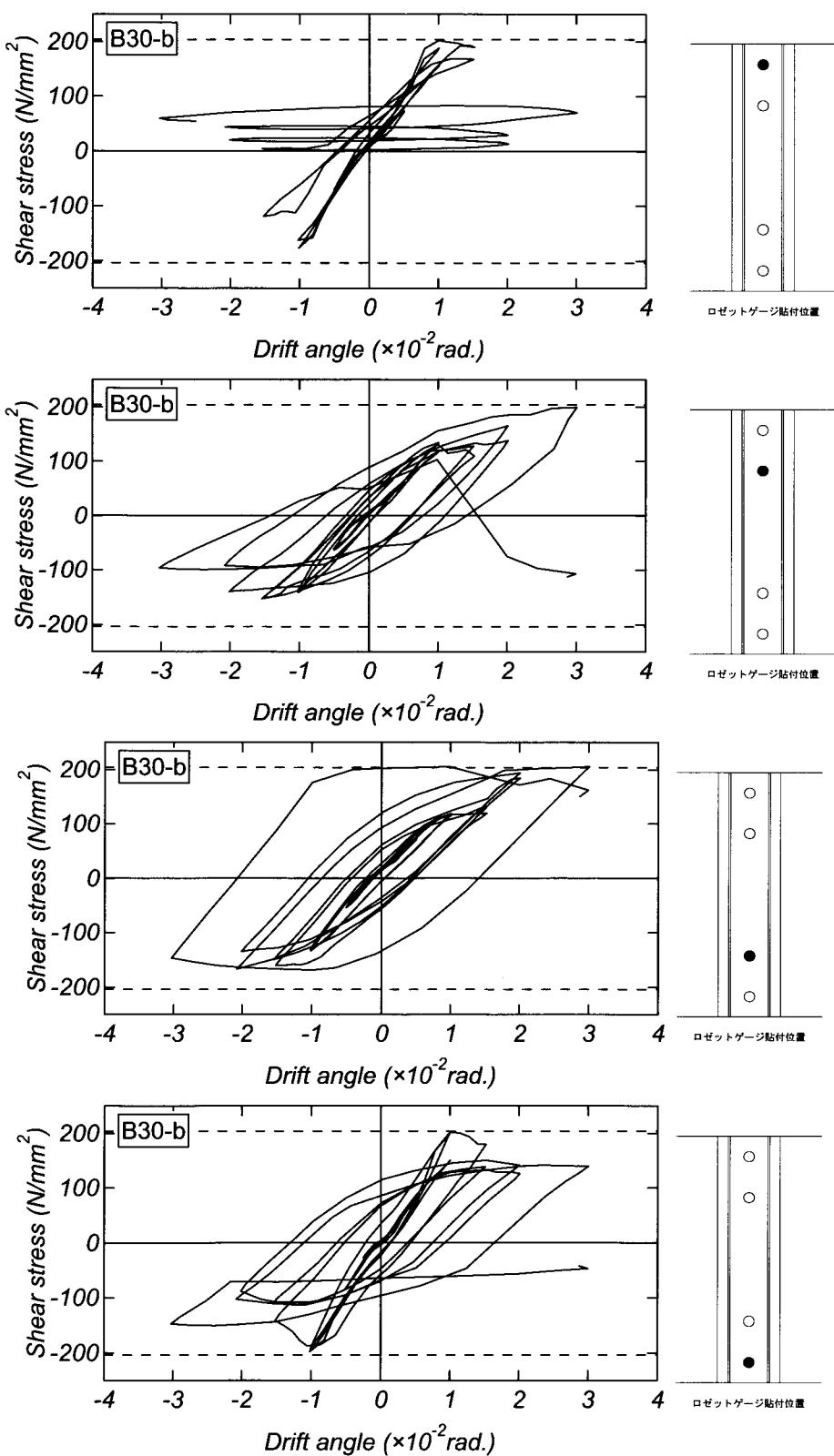


図 2-30 せん断応力-水平変形角関係（試験体 B30-b）

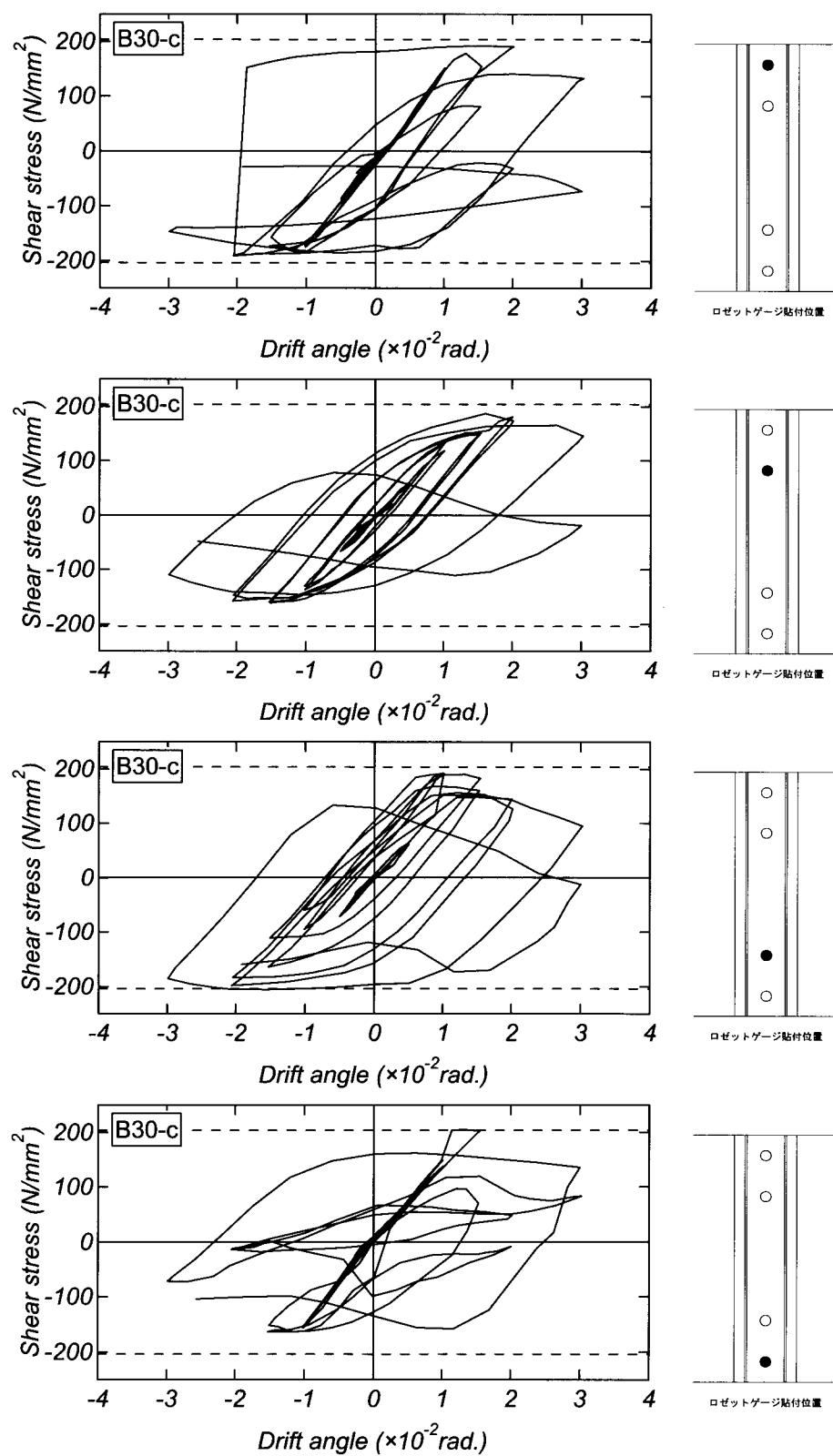


図 2-31 せん断応力-水平変形角関係（試験体 B30-c）

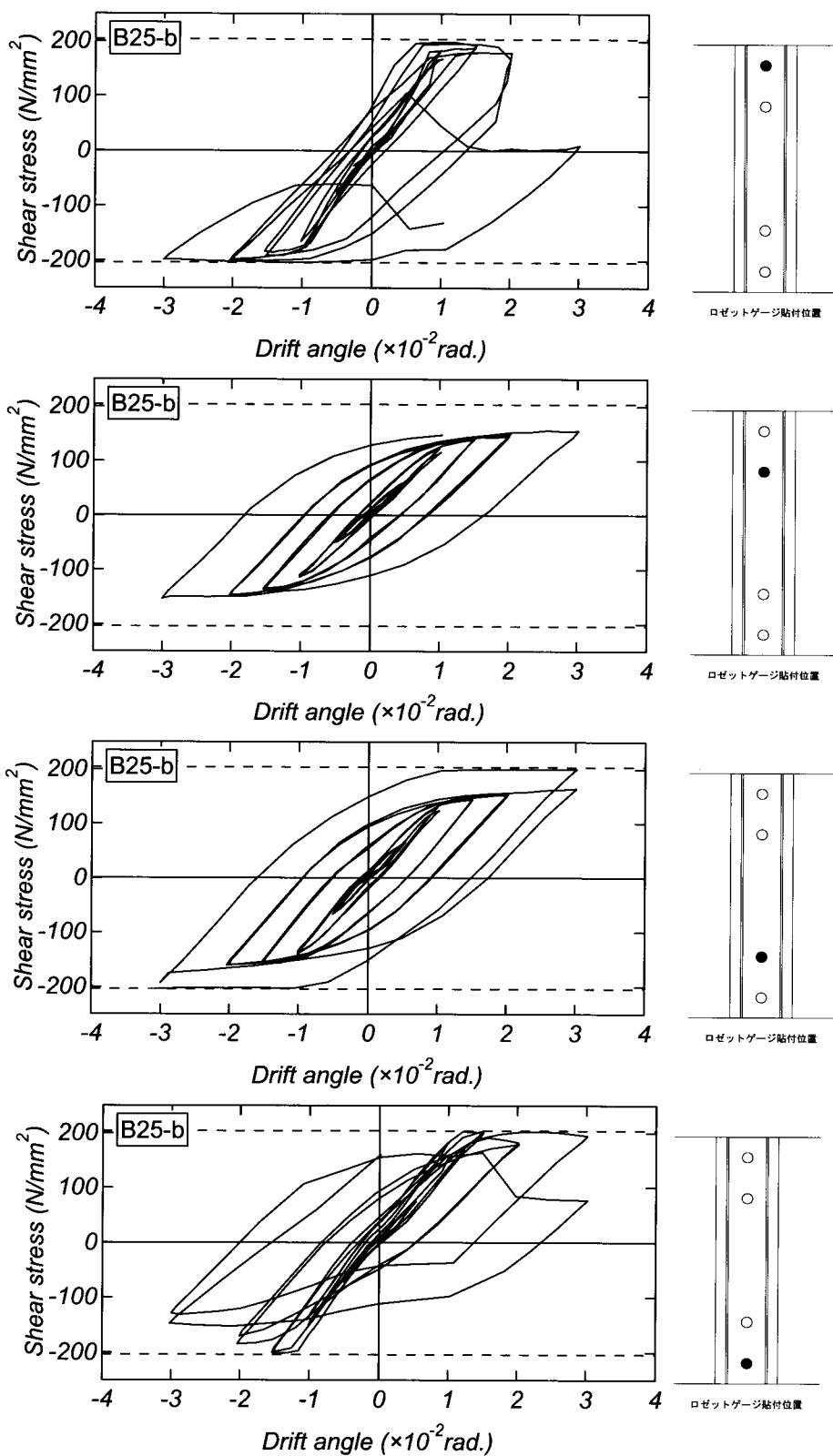


図 2-32 せん断応力-水平変形角関係（試験体 B25-b）

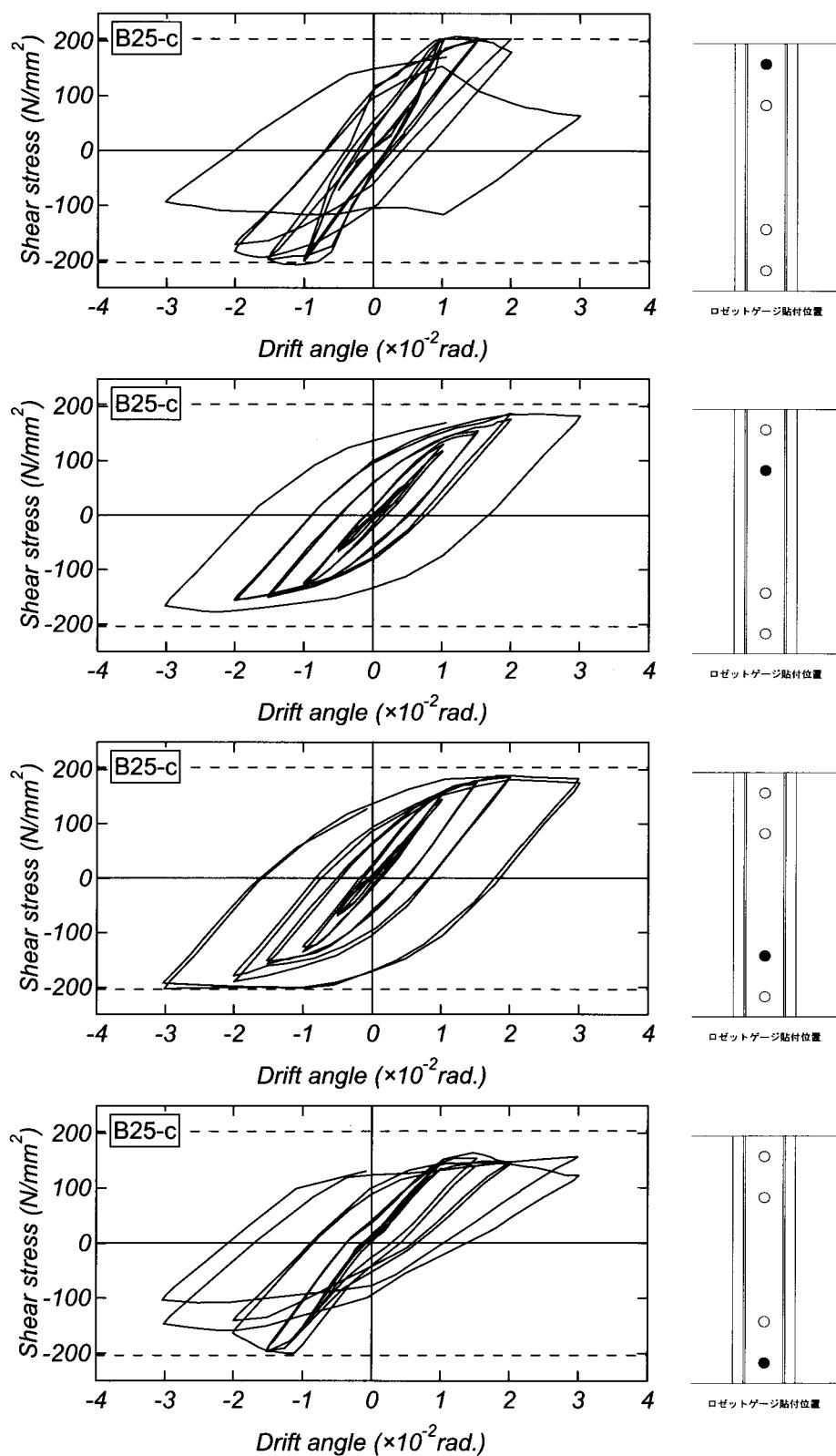


図 2-33 せん断応力-水平変形角関係（試験体 B25-c）

2.4 まとめ

本章では軸力比およびバンドプレートの幅を変数とした静的加力実験を行い、破壊性状、耐力性能および変形性能についての把握を試みた。

本実験において軸力比に関しては僅かな変化であっても変形能力に与える影響は極めて大きいことがわかる。また、軸力比 0.3 の試験体では柱頭部における圧壊が顕著で、特に内蔵鉄骨フランジは最上端のバンドプレートの下で座屈が発生し、バンドプレートによる局部座屈の抑制および変形能力の向上などの効果はほとんど期待できなかった。

その原因として、コンクリートが内蔵鉄骨の外側で圧壊したこと、内蔵鉄骨量および鉄骨に囲まれたコアコンクリートの面積が小さかったことなどが挙げられる。

以上のことから、H 形鉄骨内蔵 CES 柱における鉄骨の局部座屈の遅延および変形性能の向上に関する課題を解決すべく、コアコンクリート部の面積についてなどのさらなる検討が必要であるといえる。

第3章 FRC の繊維混入量と鉄骨のフランジ幅を変数とした CES 柱の静的載荷実験

3.1 実験目的

本章では、FRC の繊維混入量を増加させた試験体を用いてカバーコンクリートのひび割れおよび圧壊を抑制することに加え、鉄骨フランジの幅を大きくすることによって拘束コンクリートの面積を増加させ、内蔵鉄骨の座屈を遅延させることを目的として、平成 23 年度に 4 体の H 形鉄骨内蔵 CES 柱の静的載荷実験（以下、H23 年度実験）を実施した。

3.2 実験概要

3.2.1 試験体概要

試験体概要を表 3-1 に、試験体形状を図 3-1 にそれぞれ示す。また、すべて柱断面を 300mm×300mm、柱内法高さを 1,200mm（せん断スパン比： $a/D=2.0$ ）とした。FRC の繊維混入量および内蔵鉄骨のフランジ幅を実験変数とし、実験には 4 体の試験体を用い、内蔵鉄骨は H-200×150×6×9, H-200×180×8×12 および H-200×200×8×12 を用いている。試験体 B3-F および B3MB-F では繊維混入量は 1.5% であり、試験体 B3MB および B3HC は既往の実験（H20 年度および H22 年度実験）と同量の 1.0% である。

表 3-1 試験体概要

Specimen		B3-F	B3MB	B3MB-F	B3HC
混入繊維	種類	ビニロンファイバーRF4000			
	混入量	1.5%	1.0%	1.5%	1.0%
柱断面	幅	b (mm)		300	
	せい	D (mm)		300	
内法長さ		h (mm)		1200	
せん断スパン比		a/D		2.0	
鉄骨	形状		H 形鉄骨		
	断面		200×150×6×9	200×180×8×12	200×200×8×12
	フランジ幅 b_s/b		0.5	0.6	0.67
鉄骨量		A_s/bD	4.21%	6.36%	6.90%
軸力比		N/N_0	0.28		

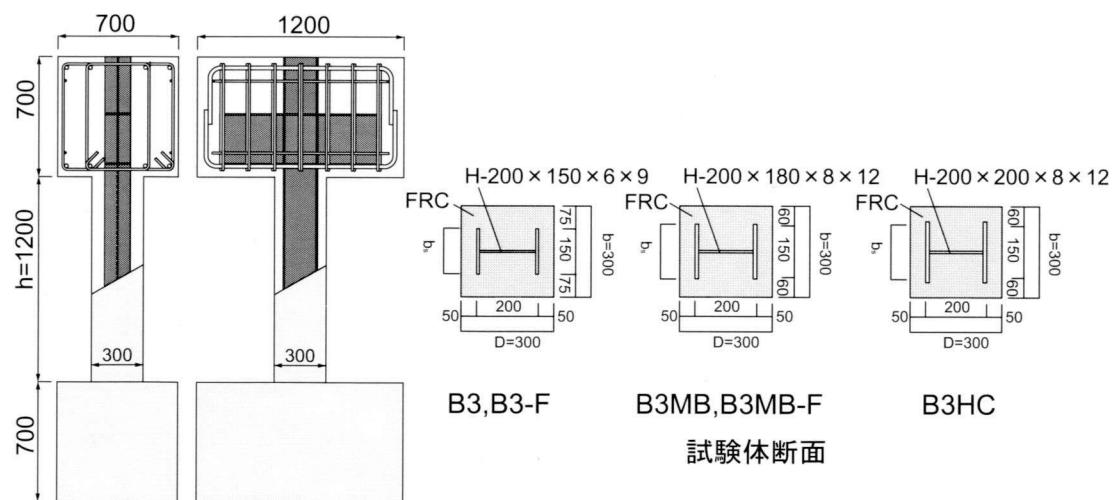


図 3-1 試験体形状

3.2.2 材料特性

(1) FRC の材料特性

コンクリートは既往の研究（H20 年度および H22 年度実験）と同様、FRC を使用した。FRC の配合表を表 3-2 に、纖維投入後のフレッシュコンクリートの性質を表 3-3 にそれぞれ示す。

表 3-2 FRC の配合表

水セメント比	纖維混入量 (%)	単位量 (kg/m ³)					
		水 W	セメント	細骨材	粗骨材	石灰石粉	纖維 V _f
56.0	1.0 or 1.5	168	301	965	563	276	13.0

表 3-3 フレッシュコンクリートの性質(纖維投入後)

アジテータ車	W/C (%)	纖維添加後			
		スランプフロー (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	温度 (°C)
1	56.0	456	19.5	3.8	29.0
2		389	27.5	3.5	29.0

合成繊維はH20年度およびH22年度実験と同様、株式会社クラレ製のポリビニルアルコール繊維「クラテックRF4000」を使用した。繊維の物性詳細については2章に参照する。また、表3-4にFRCの圧縮強度試験結果を、図3-2にFRCの材齢-圧縮強度の推移をそれぞれ示す。

表3-4 FRCの圧縮強度試験結果

		直径 (mm)	高さ (mm)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	平均強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
2011.8.10	B3-F	99.8	199.5	259.1	33.0	33.6	42
		99.6	197.6	269.2	34.3		
		99.8	197.6	262.6	33.5		
2011.8.18	B3MB-F	100.0	198.8	273.6	34.9	34.7	50
		100.6	197.6	265.4	33.8		
		99.9	197.6	278.0	35.4		
2011.8.21	B3MB	99.6	197.4	289.0	36.8	36.4	53
		99.7	198.2	287.9	36.7		
		99.6	198.3	280.6	35.7		
2011.8.27	B3HC	99.8	197.5	306.6	39.1	39.8	59
		99.8	198.1	313.8	40.0		
		100.0	198.5	316.6	40.3		

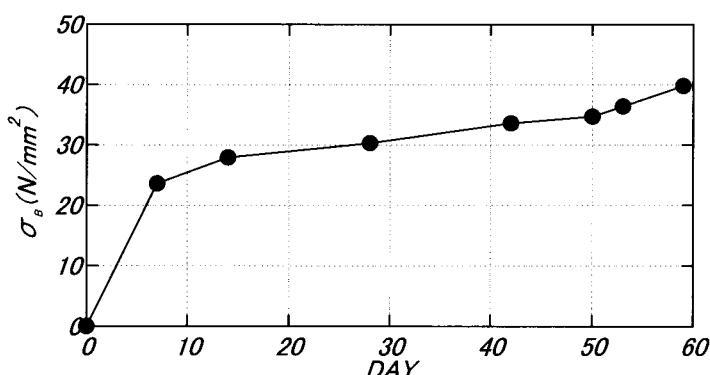


図3-2 FRCの材齢-圧縮強度の推移

(2) 内蔵鉄骨の材料特性

H23 年度実験の鉄骨材料試験結果を表 3-5 に示す。

表 3-5 内蔵鉄骨材料試験結果

種類		降伏点	引張強度
		(N/mm ²)	(N/mm ²)
フランジ	PL-9	282	442
	PL-12	287	450
ウェブ	PL-6	318	428
	PL-8	313	456

3.2.3 載荷方法

H23 年度実験に用いた載荷装置および試験体設置状況は H22 年度実験と同様、図 2-3 および写真 2-1 に参照する。

3.2.4 計測計画

H23 年度実験の各試験体の歪ゲージの貼り付け位置を付録 1(d)から(e)に示す。また、各試験体の変位計測計画を付録 2 に示す。

ここで、H22 年度実験と同様、変位計は 25mm, 50mm, 100mm および 200mm を用いた。荷重、変位、歪度の測定値は、それぞれの電気信号自動デジタル歪測定器(DATA LOGGER TDS1100)でデジタル値に変換し、パソコン上において計測ソフト(TDS-7130：東京測器)を用いてデータ処理を行った。各試験体のチャンネル対応表を付録 3 に示す。

3.3 実験結果

3.3.1 破壊性状

各載荷サイクルの載荷終了時における試験体の変形性状および破壊状況を以下に述べる。また、各載荷サイクルにおける最終ひび割れ状況を図3-3から図3-6に、破壊状況を写真3-1から3-4にそれぞれ示す。

(1) 試験体B3-F

試験体B3-Fの破壊性状を以下に述べる。

$R=0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、 $R=0.001\text{rad}$.で柱頭部スタブ境界から30cm程度の位置で曲げひび割れが発生した。また、 $R=-0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、柱脚部スタブ境界および柱頭部に曲げひび割れが発生した。

$R=0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは柱頭および柱脚のスタブとの境界に曲げひび割れが発生した。 $R=-0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは、柱頭および柱脚部に新たに曲げひび割れが発生したことによると加え、柱頭部の曲げひび割れが曲げせん断ひび割れに伸展した。また、南面柱頭部のインサート穴付近に縦方向のひび割れが発生した。

$R=0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは柱脚隅角部において圧壊の兆候を確認した。また、北面のインサート穴付近に縦方向のひび割れが発生した。 $R=-0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは、柱頭部に圧壊の兆候が確認され、柱脚部においてせん断ひび割れが発生した。

$R=0.015\text{rad}$.の載荷サイクルでは、 $R=0.013\text{rad}$.で本実験の最大耐力377.3kNを記録し、同時に正面および裏面にせん断ひび割れが発生した。また、柱脚部の圧壊を確認した。 $R=-0.015\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面に多数のせん断ひび割れが発生し、南面には内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが多数発生した。 $R=0.015\text{rad}$.の2サイクル目には正面中央部に多数のせん断ひび割れが発生した。

$R=0.02\text{rad}$.の載荷サイクルでは、新たなひび割れの発生はほとんどみられず、柱頭および柱脚部に圧縮ひび割れが新たに増えた程度であったが、柱脚部の圧壊がより顕著となった。 $R=-0.02\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面にせん断ひび割れが多数発生し、北面では内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが進行した。

$R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルにおいても、新たなひび割れの発生はあまり見られなかつたが、柱頭部の曲げひび割れの拡幅が顕著であった。 $R=-0.03\text{rad}$.の載荷サイクルについても、正載荷時と同様に新たなひび割れの発生は無く、柱脚部の曲げひび割れの拡幅が目立つた。

$R=0.04\text{rad}$.の載荷サイクルでは、柱頭部の曲げひび割れとせん断ひび割れの拡幅がわずかながら認められた。また、柱脚隅角部においてコンクリートの剥落がみられた。 $R=-0.04\text{rad}$.では、柱頭部のせん断ひび割れの拡幅および柱脚部コンクリートの剥落が顕著であった。

試験体B3-Fは、繊維混入量を1.5%に増やしたことによりひび割れの発生および拡幅を大幅に抑えることに成功しており、最終載荷サイクルに至るまで内蔵鉄骨とカバーコンクリートの剥離は起こっておらず、一体的な挙動を保持する結果となつた。

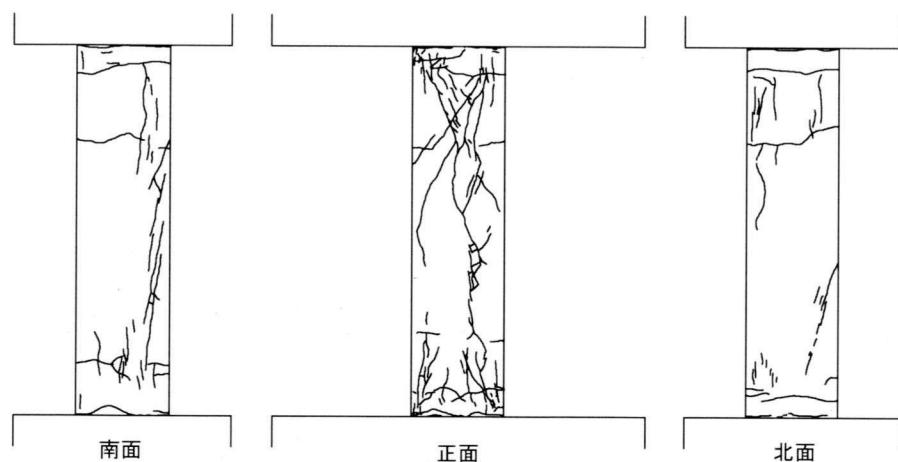
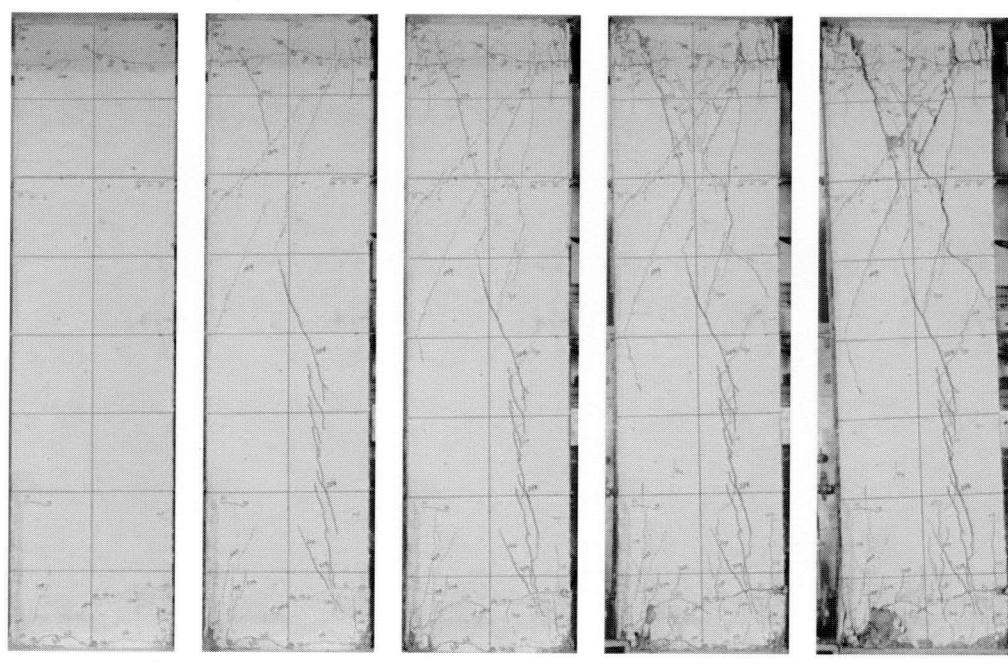


図 3-3 試験体 B3-F 最終ひび割れ状況



$R=0.01\text{rad}$ $R=0.015\text{rad}$ $R=0.02\text{rad}$ $R=0.03\text{rad.}$ $R=0.04\text{rad.}$

写真 3-1 試験体 B3-F 破壊状況

(2) 試験体 B3MB-F

試験体 B3MB-F の破壊性状を以下に述べる。

$R=0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱脚部と下スタブとの境界および柱頭部と上スタブとの境界から曲げひび割れが発生した。 $R=-0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、試験体正面および南面において上スタブとの境界部分に曲げひび割れが発生した。

$R=0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭柱脚部とスタブとの境界、北面柱頭部および南面柱脚部において新たに曲げひび割れが発生し、正面柱頭部の曲げひび割れが曲げせん断ひび割れとなって伸展した。 $R=-0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは北面柱脚部と下スタブとの境界において新たに曲げひび割れが発生した。また、柱頭部の曲げひび割れが曲げせん断ひび割れとなって伸展した。

$R=0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは、 $R=0.0097\text{rad}$.において本試験体における最大耐力 401.3kN を記録した。また、それとほぼ同時に正面柱頭柱脚部にせん断ひび割れが発生した。また、北面柱脚部に縦方向のひび割れが発生した。 $R=-0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは、試験体正面全体にわたって多数のせん断ひび割れが発生した。また、 $R=0.01\text{rad}$.の第 2 サイクルでは、試験体正面での新たなせん断ひび割れの発生が顕著であった。

$R=0.015\text{rad}$.の載荷サイクルでは、新たなひび割れの発生はわずかであったが、せん断ひび割れの拡幅が目立った。 $R=-0.015\text{rad}$.の載荷サイクルにおいても同様にせん断ひび割れの拡幅が顕著であった。

$R=0.02\text{rad}$.の載荷サイクルにおいても、新たなひび割れは、柱頭・柱脚部に僅かに確認された程度であったが、試験体正面における内蔵鉄骨のフランジ位置でひび割れが特に拡幅した。

$R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルにおいても同様に、内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れに破壊が集中した。

$R=0.04\text{rad}$.の載荷サイクルでは、内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れがさらに拡幅し、カバーコンクリートと内蔵鉄骨の分離が進行した。

試験体 B3MB-F は、繊維混入量が同じく 1.5%である試験体 B3-F と比較すると、ひび割れの発生時期が早く、さらにひび割れの拡幅も試験体 B3-F と比較して顕著であった。これは、試験体 B3MB-F では試験体 B3-F よりも鉄骨量を大きくしたことに伴いかぶりコンクリートが小さくなつたことが原因であると考えられる。

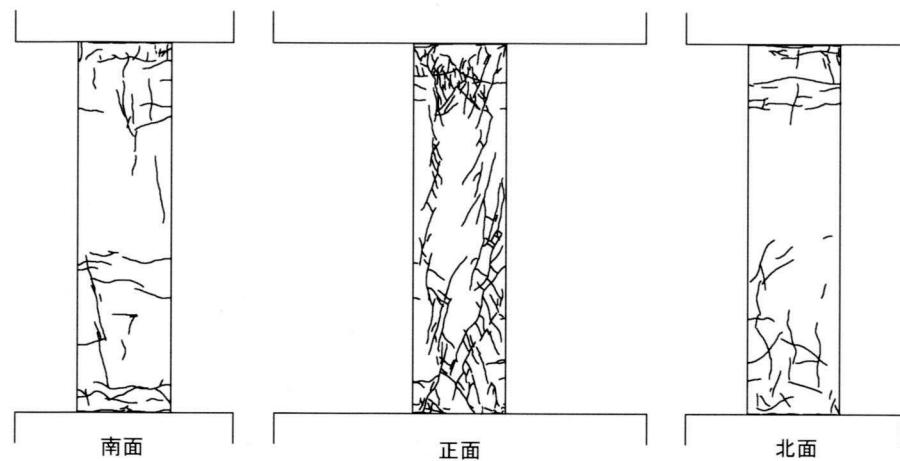


図 3-4 試験体 B3MB-F 最終ひび割れ状況

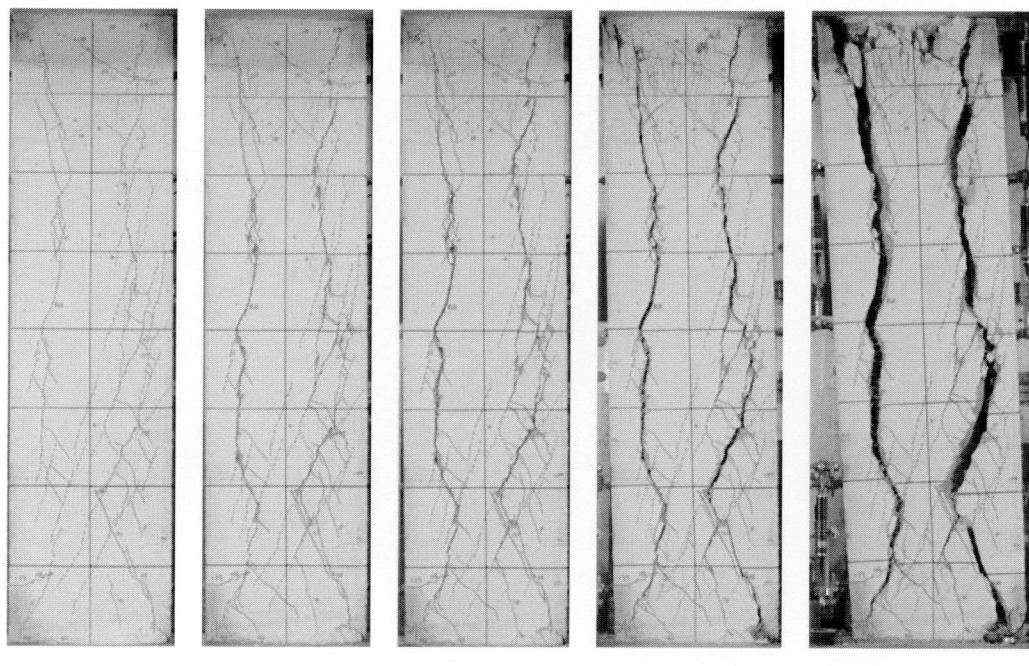


写真 3-2 試験体 B3MB-F 破壊状況

(3) 試験体 B3MB

試験体 B3MB の破壊性状を以下に述べる。

$R=0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、 $R=0.0013\text{rad}$.において北面柱頭部と上スタブの境界および南面柱脚部と下スタブとの境界に曲げひび割れが発生した。 $R=-0.0025\text{rad}$.の載荷サイクルでは、南面柱頭部と上スタブとの境界に曲げひび割れが発生した。

$R=0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは正面および北面柱頭部に新たに曲げひび割れが発生した。また、正面柱頭柱脚部とスタブとの境界にも曲げひび割れが発生した。 $R=-0.005\text{rad}$.の載荷サイクルでは、正面柱頭柱脚部に新たに曲げひび割れが発生し、南面柱頭部のインサート穴付近に縦方向のひび割れが発生した。

$R=0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは試験体正面全体にわたってせん断ひび割れが発生し、ひび割れ幅は最大で 0.40mm であった。また、試験体南面に内蔵鉄骨のフランジ面に沿ってひび割れが発生した。 $R=-0.01\text{rad}$.の載荷サイクルでは、試験体正面に多数のせん断ひび割れが発生し、 $R=0.01\text{rad}$.の第 2 サイクルにおいて柱頭隅角部に圧壊の兆候がみられた。

$R=0.015\text{rad}$.の載荷サイクルにおいては、新たなひび割れの発生はほとんどみられなかつたが、試験体正面のせん断ひび割れが拡幅した。 $R=-0.015\text{rad}$ の載荷サイクルにおいても、試験体正面における内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れの拡幅が顕著であった。

$R=0.02\text{rad}$.および $R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルにおいても試験体正面における内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れに破壊が集中しており、変形角の進行に伴ってひび割れは拡幅していく。この破壊性状は試験体 B3MB-F とほぼ同様の傾向を示している。

$R=0.04\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて、カバーコンクリートと内蔵鉄骨との剥離が顕著となり、載荷を終了した。

試験体 B3MB は、試験体 B3MB-F と断面形状は同一であるが、繊維混入量は試験体 B3MB-F が 1.5% であるのに対し、試験体 B3MB では 1% である。それにも関わらず両試験体がほぼ同一の破壊性状を示すのは、これらの試験体では鉄骨断面の形状によって破壊モードが決定されているためであると考えられる。すなわち、これらの試験体では試験体のせいに対して内蔵鉄骨のフランジ幅が大きいために、フランジ面に沿うような形でコンクリートのひび割れが進行し、破壊がこのひび割れに集中してしまうために、混入繊維の増加による効果が現れなかったと考えられる。

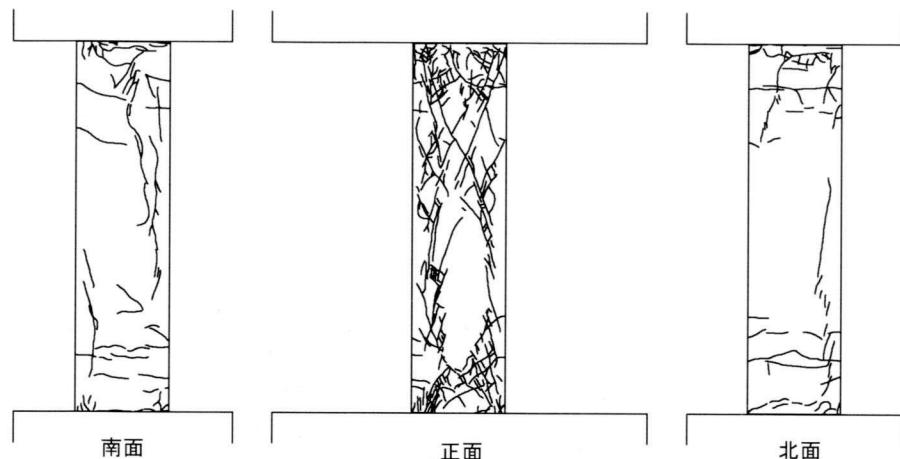


図 3-5 試験体 B3MB 最終ひび割れ状況

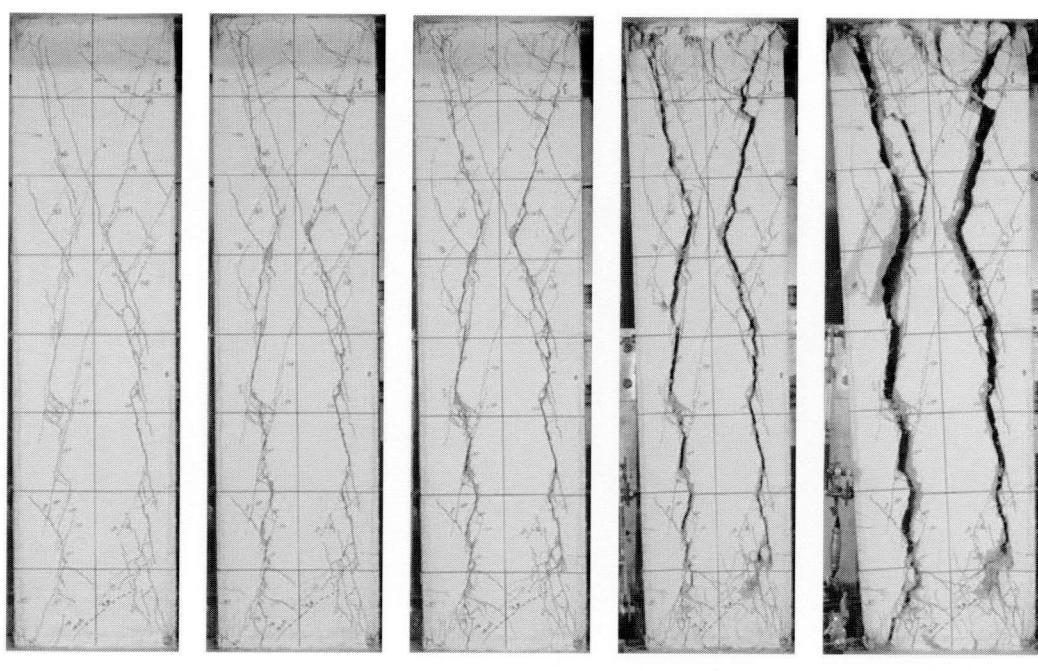


写真 3-3 試験体 B3MB 破壊状況

(4) 試験体 B3HC

試験体 B3HC の破壊性状を以下に述べる。

$R=0.0025\text{rad.}$ の載荷サイクルでは、試験体正面および北面の柱頭部と上スタブとの境界に曲げひび割れが発生し、 $R=-0.0025\text{rad.}$ の載荷サイクルでは、試験体柱頭および柱脚部とスタブとの境界において曲げひび割れが発生した。

$R=0.005\text{rad.}$ の載荷サイクルでは、 $R=0.0025\text{rad.}$ において柱頭および柱脚隅角部の曲げひび割れが伸展するとともに、試験体正面にせん断ひび割れが発生した。また、試験体北面において内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れが発生した。 $R=-0.005\text{rad.}$ の載荷サイクルにおいても、試験体正面の全体にわたって多数のせん断ひび割れが発生した。

$R=0.01\text{rad.}$ の載荷サイクルでは、新たなせん断ひび割れの発生も見られたものの、せん断ひび割れの拡幅が顕著であり、前サイクルではせん断ひび割れ幅は 0.25mm であったが、今サイクルでは 1.10mm となった。 $R=-0.01\text{rad.}$ の載荷サイクルにおいても同様に試験体正面における内蔵鉄骨のフランジ面に沿ったひび割れの拡幅が顕著であった。

$R=0.015\text{rad.}$, $R=0.02\text{rad.}$ および $R=0.03\text{rad.}$ の載荷サイクルでは、新たなひび割れの発生はほとんど認められず、試験体正面の鉄骨フランジ面に沿ったひび割れの拡幅が顕著であった。

$R=0.04\text{rad.}$ の載荷サイクルでは、内蔵鉄骨に沿ったひび割れの拡幅がさらに顕著となり、カバーコンクリートと内蔵鉄骨が分離し、載荷を終了した。

試験体 B3HC では、H23 年度実験の他の試験体と比較して、特に早い載荷サイクル ($R=0.005\text{rad.}$) でせん断ひび割れが発生している。これは内蔵鉄骨のフランジ幅を大きくしたために、かぶりコンクリートが小さくなっている影響であると考えられる。

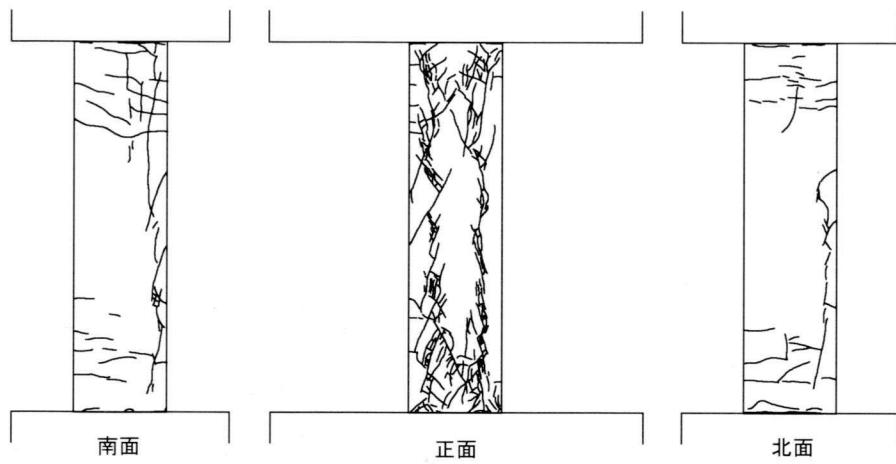


図 3-6 試験体 B3HC 最終ひび割れ状況

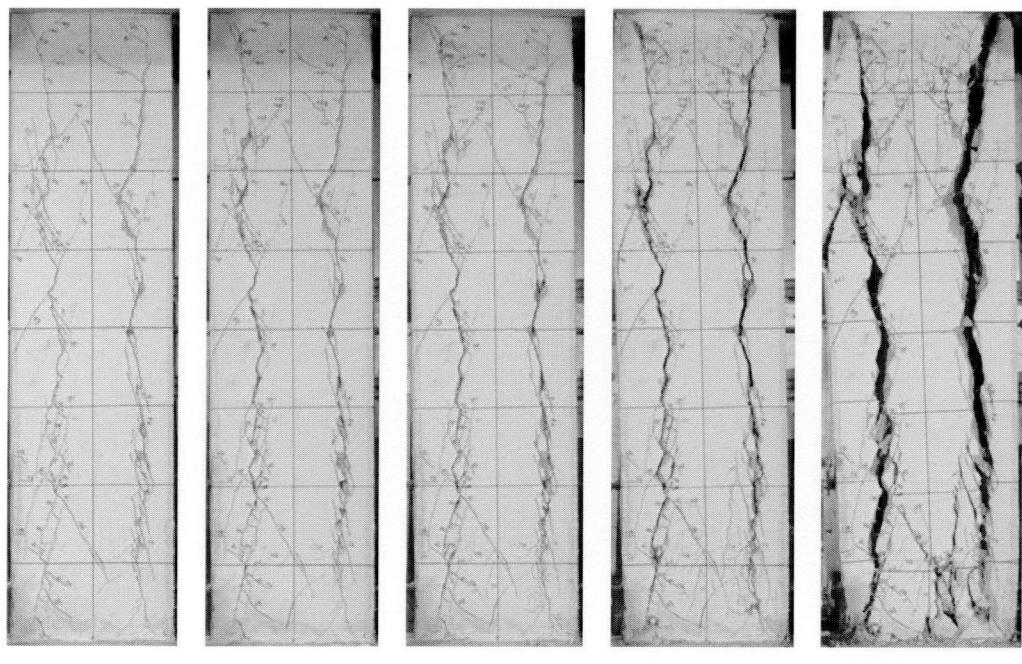


写真 3-4 試験体 B3HC 破壊状況

3.3.2 復元力特性および軸ひずみ

各試験体における実験結果一覧を表 3-6 に、水平荷重－水平変形角関係および軸ひずみ推移状況を図 3-7 から 3-14 にそれぞれ示す。ここで、図中の破線は累加強度理論により算定した曲げ終局強度であり、載荷装置による P- δ 効果を考慮したものと示している。また、▼印は試験体の最大耐力、▽印は内蔵鉄骨フランジのひずみが引張側の降伏ひずみに達したところをそれぞれ示している。

表 3-6 実験結果一覧

Specimen	曲げひび割れ		せん断ひび割れ		フランジ降伏時 (引張降伏)		最大耐力	
	R (rad.)%	Q (kN)	R (rad.)%	Q (kN)	R (rad.)%	Q (kN)	R (rad.)%	Q (kN)
B3-F	0.10	98	1.20	369	0.50	256	1.31	377
B3MB-F	0.23	195	0.93	396	0.87	390	0.97	401
B3MB	0.13	147	0.91	402	0.90	402	1.00	410
B3HC	0.25	221	0.37	273	0.90	360	2.77	394

(1) 試験体 B3-F

試験体 B3-F では $R=0.005\text{rad}$.の載荷サイクルで鉄骨フランジが降伏し、 $R=-0.01\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて負載荷の最大耐力-362kN を記録した。その後、 $R=0.015\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて最大耐力 377kN を記録した。その後の載荷サイクルにおいても試験体 B3-F は急激な耐力低下は認められず、安定した紡錘形の履歴曲線を描いた。

軸ひずみでは、試験体 B3-F は $R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルまで徐々に進行しており、急激な変化は認められないが最終載荷サイクルの $R=0.04\text{rad}$.において大きく軸ひずみが進行している。

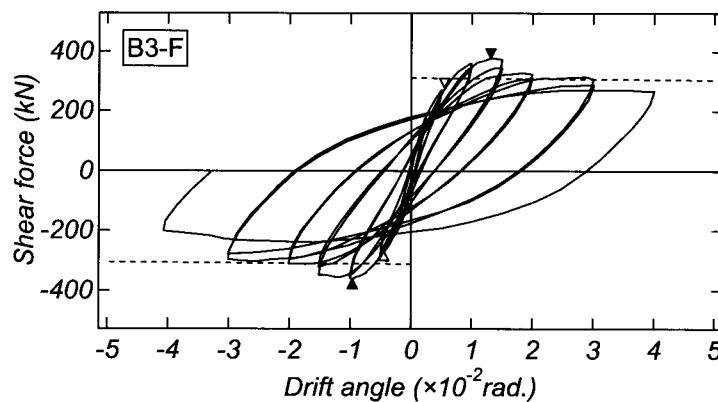


図 3-7 水平荷重－水平変形角関係

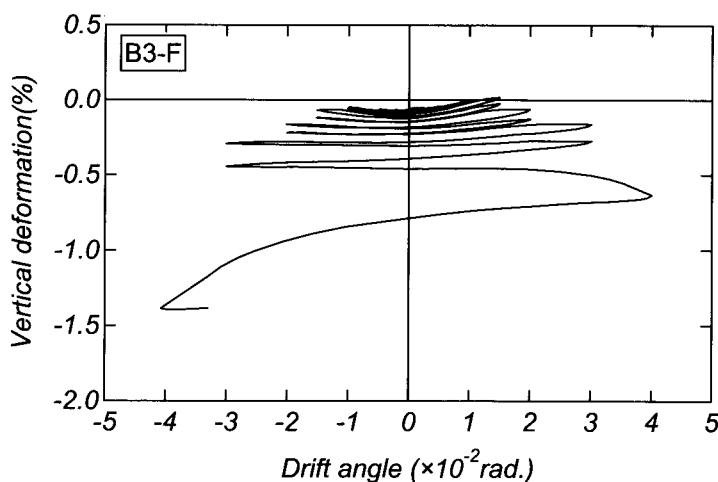


図 3-8 軸ひずみ推移状況

(2) 試験体 B3MB-F

試験体 B3MB-F では $R=0.01\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて鉄骨フランジが降伏し、その後に最大耐力 410kN を記録した。その後、 $R=-0.01\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて負載荷側の最大耐力-412kN を記録した。以降の載荷サイクルでは、試験体正面のフランジ面に沿ってひび割れが拡幅していったものの、実験終了まで穏やかに耐力低下していく安定した履歴性状を示した。

軸ひずみでは、試験体 B3MB-F は $R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルまで徐々に進行しており、載荷サイクルの $R=0.04\text{rad}$.において大きく軸ひずみが進行している。

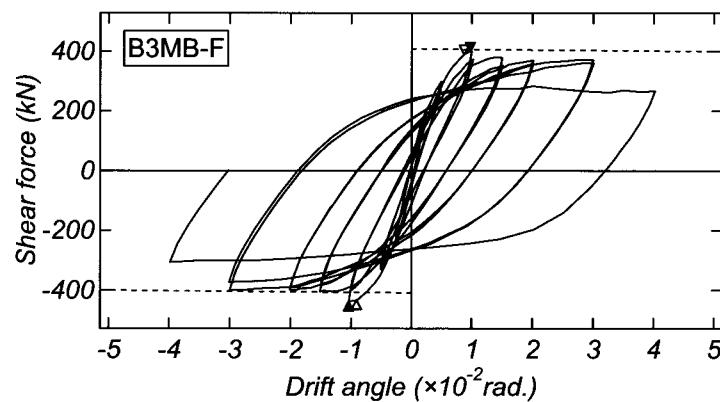


図 3-9 水平荷重－水平変形角関係

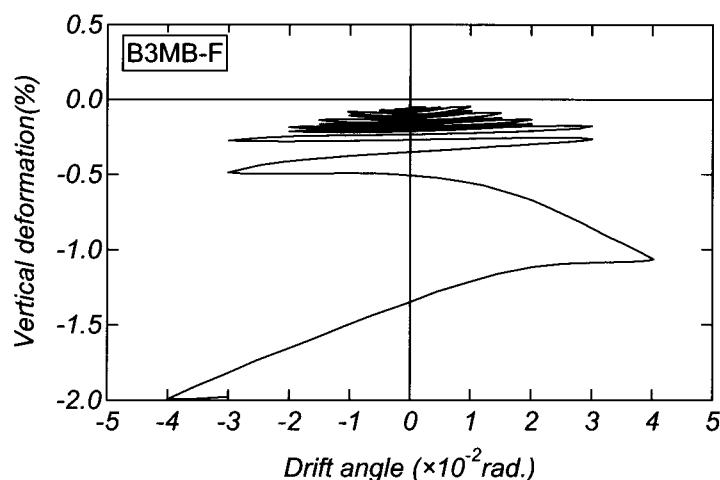


図 3-10 軸ひずみ推移状況

(3) 試験体 B3MB

試験体 B3MB は内蔵鉄骨フランジの降伏時期や最大耐力およびその後の耐力低下の状況なども試験体 B3MB-F とほぼ同様であり、繊維混入量の増加による効果を確認することはできなかった。

軸ひずみでは、試験体 B3MB および B3MB-F はほぼ同様な軸ひずみの推移を示し、 $R=0.04\text{rad}$ の載荷サイクルで急激に軸ひずみの進行が見られた。

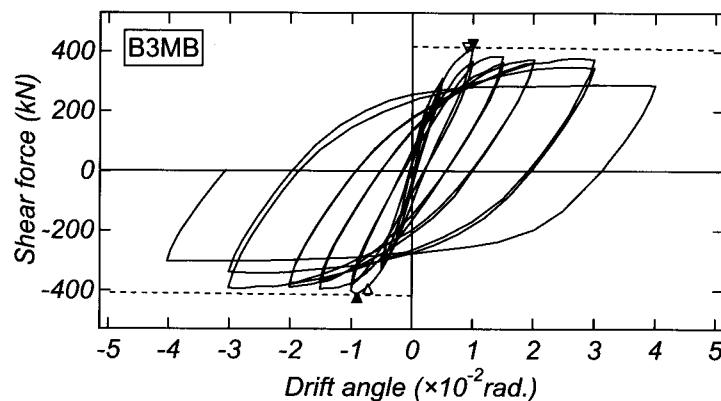


図 3-11 水平荷重－水平変形角関係

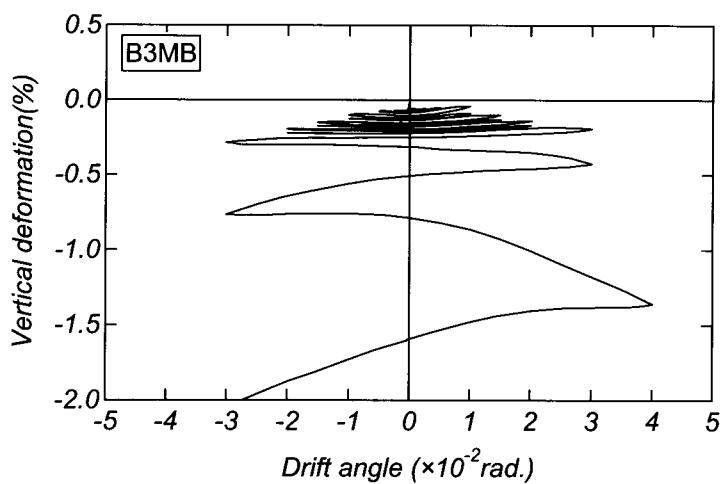


図 3-12 軸ひずみ推移状況

(4) 試験体 B3HC

試験体 B3HC では $R=0.01\text{rad}$.の載荷サイクルで鉄骨フランジが降伏し、 $R=0.03\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて最大耐力 394kN を記録した。その後、 $R=-0.03\text{rad}$.の載荷サイクルにおいて最大耐力-408kN を記録した。その後、フランジ面に沿ってせん断ひび割れが大幅に拡幅していったものの、実験終了まで安定した紡錘形の履歴曲線を描いた。

試験体 B3HC は、 $R=0.005\text{rad}$.のサイクルにおいて、早期にせん断ひび割れが発生し、 $R=0.03\text{rad}$.のサイクルにおいてカバーコンクリートが損傷を受けた後、コンクリート負担分の軸力が鉄骨とコアコンクリートに移行し、 $R=0.04\text{rad}$.のサイクルの以降、鉄骨とコアコンクリートが分離し、内蔵鉄骨の局部座屈が発生したため、軸力が保持できなくなったことから、急激に圧縮方向に軸ひずみが増加した。

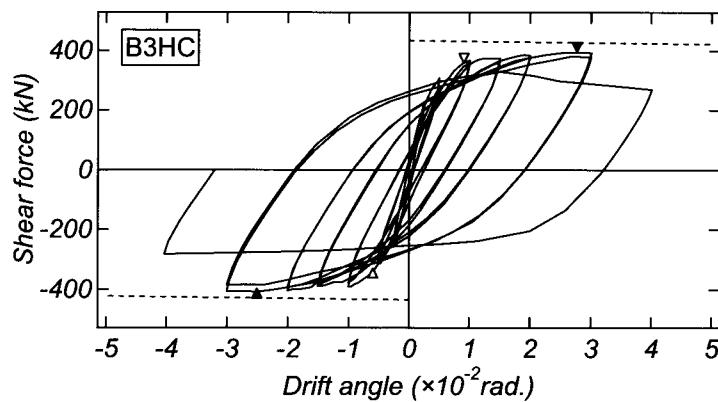


図 3-13 水平荷重－水平変形角関係

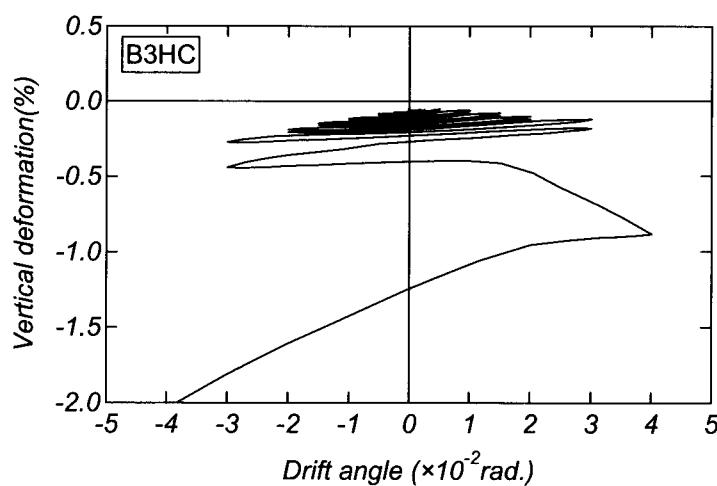


図 3-14 軸ひずみ推移状況

3.3.3 ひび割れ幅

図 3-15(a)から(d)に最大ひび割れ幅の推移を示す。

試験体 B3-F では変形角の進行に伴い曲げひび割れ幅が拡幅しており、せん断ひび割れの進行については他の試験体と比較して抑えられる結果となった。

試験体 B3MB および B3MB-F では、曲げひび割れ幅・せん断ひび割れ幅についてほぼ同様の傾向がみられ、FRC 繊維混入量を増加させたことによる効果は確認されなかった。

最も鉄骨量が多くかぶりコンクリートの小さな試験体 B3HC は、 $R=0.005\%$ と早期にせん断ひび割れが発生し、その後変形角の進行に伴いせん断ひび割れが拡幅していった。ひび割れの拡幅はせん断ひび割れに集中し、曲げひび割れはほとんど拡幅しなかった。

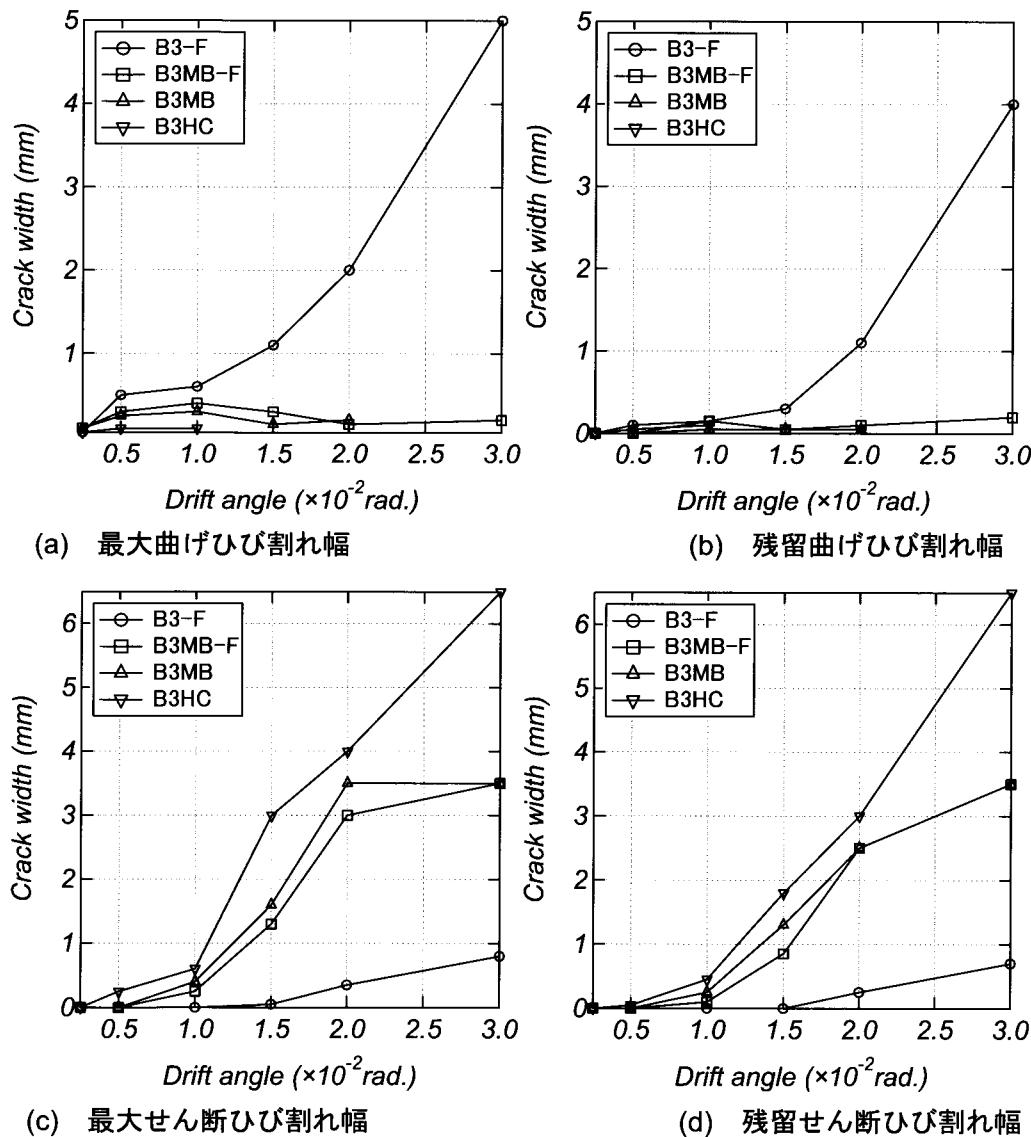


図 3-15 ひび割れ幅

3.3.4 曲率分布

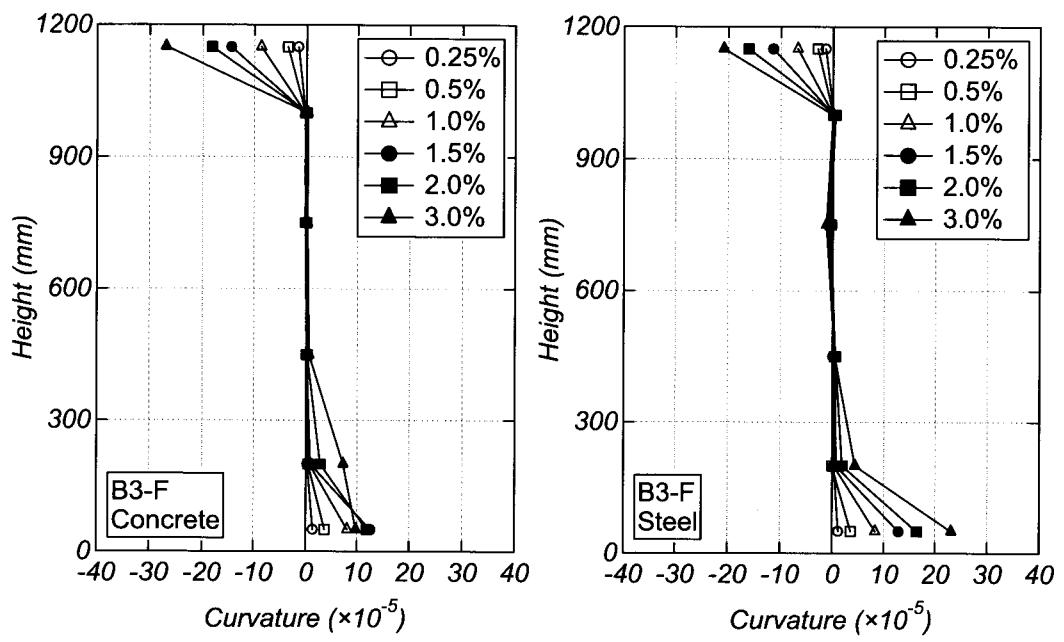
曲率は試験体の側面コンクリートおよび鉄骨フランジに取り付けた寸切りボルトに変位計を設置して計測したデータを用いて、前章と同様に、式(2-4)により平均曲率 ϕ として算出している。また、各試験体の材軸方向の曲率分布を図 3-16 に示す。

各試験体とも $R=0.01\text{rad}$.までは、曲率による変形は柱両端部の区間に集中しており、その他の計測区間においてはほとんど変形が生じていないことが確認できる。

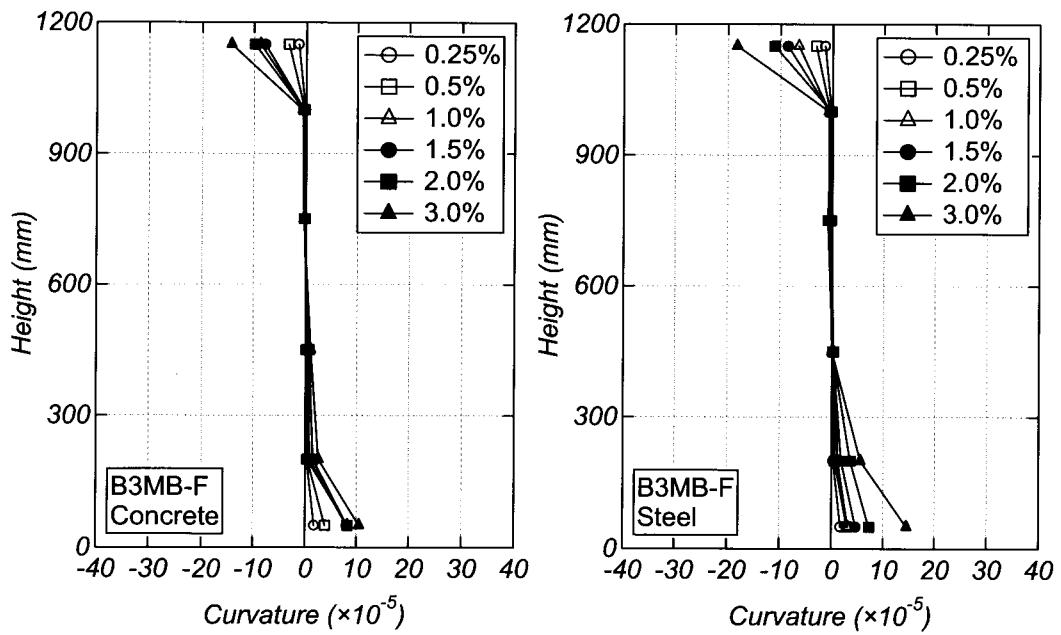
安定した履歴曲線を示した試験体 B3-F では $R=0.01\text{rad}$.以降、一体的な挙動を保持し、柱中央付近の変形負担割合の増加がほとんど認められなかった。

試験体 B3MB-F, B3MB では、試験体 B3-F と比べ早めにせん断ひび割れが発生したため、 $R=0.01\text{rad}$.以降における柱中央付近の変形負担割合が増加しているが、繊維混入量 1.5% であった試験体 B3MB-F は試験体 B3MB より、その変形レベルは小さくなっている。

試験体 B3HC では、 $R=0.005\text{rad}$.の載荷サイクルにおいてせん断ひび割れが発生したため、柱両端部と比較して柱中央部付近の変形負担割合が増加しており、その傾向はコンクリート部分よりも鉄骨部分のほうが顕著であることから鉄骨が局部座屈を起こしていると推察される。



(a) 試験体 B3-F



(b) 試験体 B3MB-F

図 3-16 曲率分布

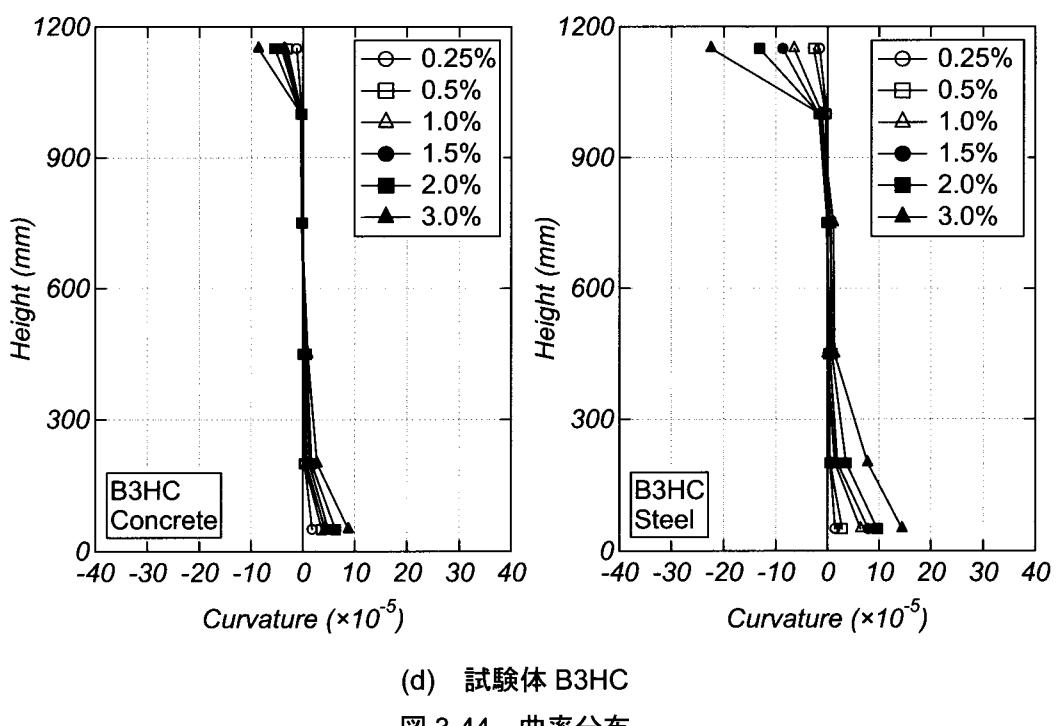
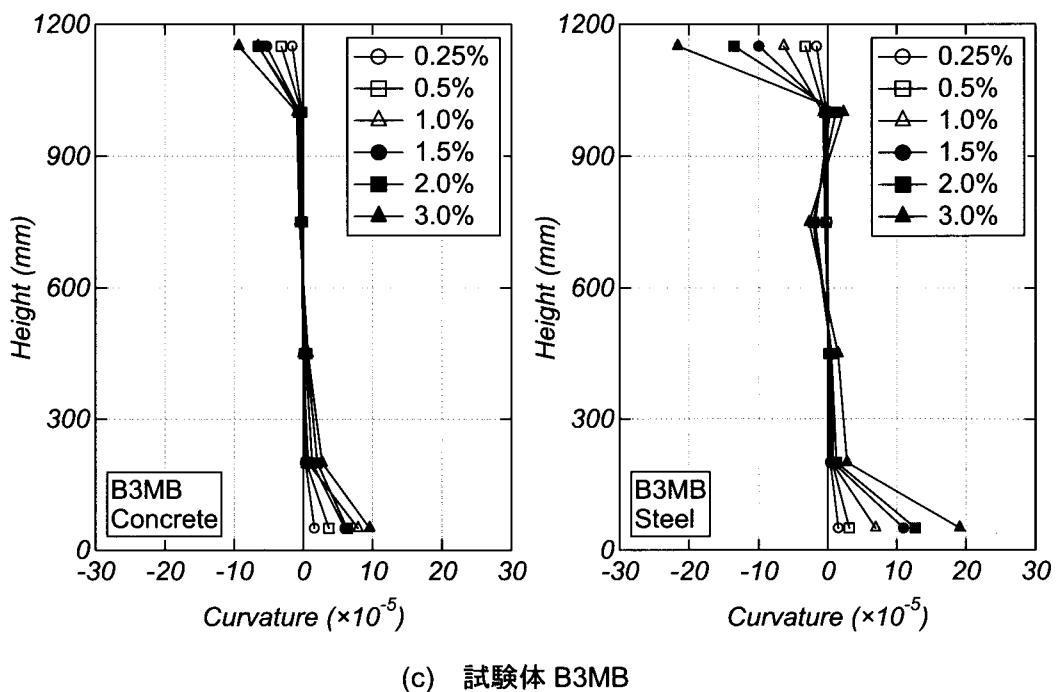


図 3-44 曲率分布

3.3.5 応力度分布

(1) 鉄骨フランジの応力分布

図 3-17(a)から(d)に各試験体の正載荷時ピークにおける鉄骨フランジ（北側）の材軸方向における応力分布を示す。なお、応力の計算は貼付したひずみゲージの値および材料試験結果を用いている。また、図中の破線は鉄骨フランジの降伏強度を示している。

各試験体とも最大耐力時には柱上下端部において降伏強度に達していることが確認できる。また、鉄骨降伏後は柱上下端部が塑性化しているためほかの部分における応力の変化はほとんどみられない。

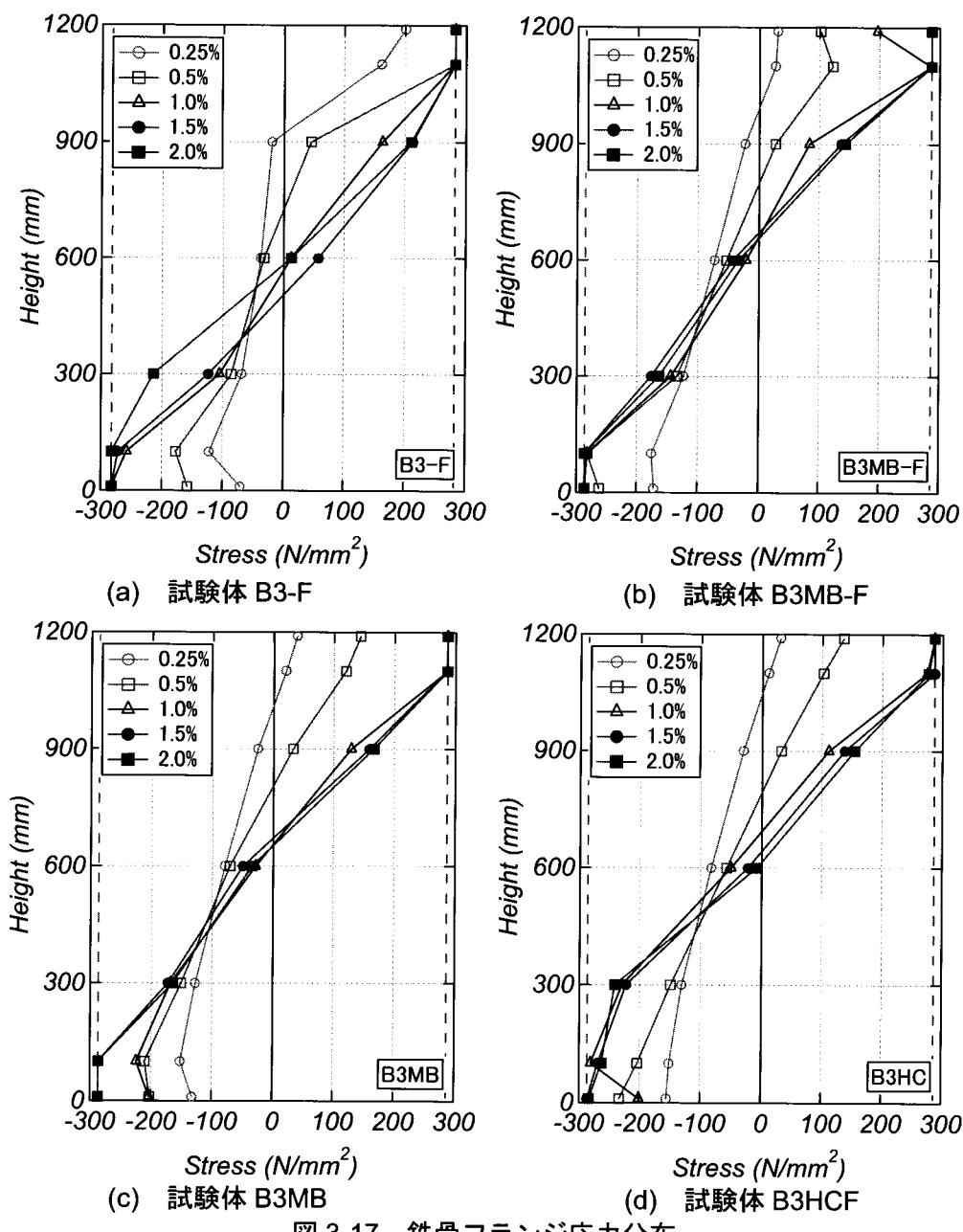


図 3-17 鉄骨フランジ応力分布

(2) 鉄骨ウェブのせん断応力度

図3-18から図3-21に各試験体の鉄骨ウェブのせん断応力と水平変形角の関係を示す。図中の破線は、せん断降伏応力度 ($\sigma_y/\sqrt{3}$: σ_y は鉄骨ウェブの降伏応力度) を示す。

各試験体においては、最大耐力に鉄骨ウェブはほぼせん断降伏耐力に達していることが確認できる。また、柱の各部位において、ほぼ均等にせん断力を負担していることが確認できる。

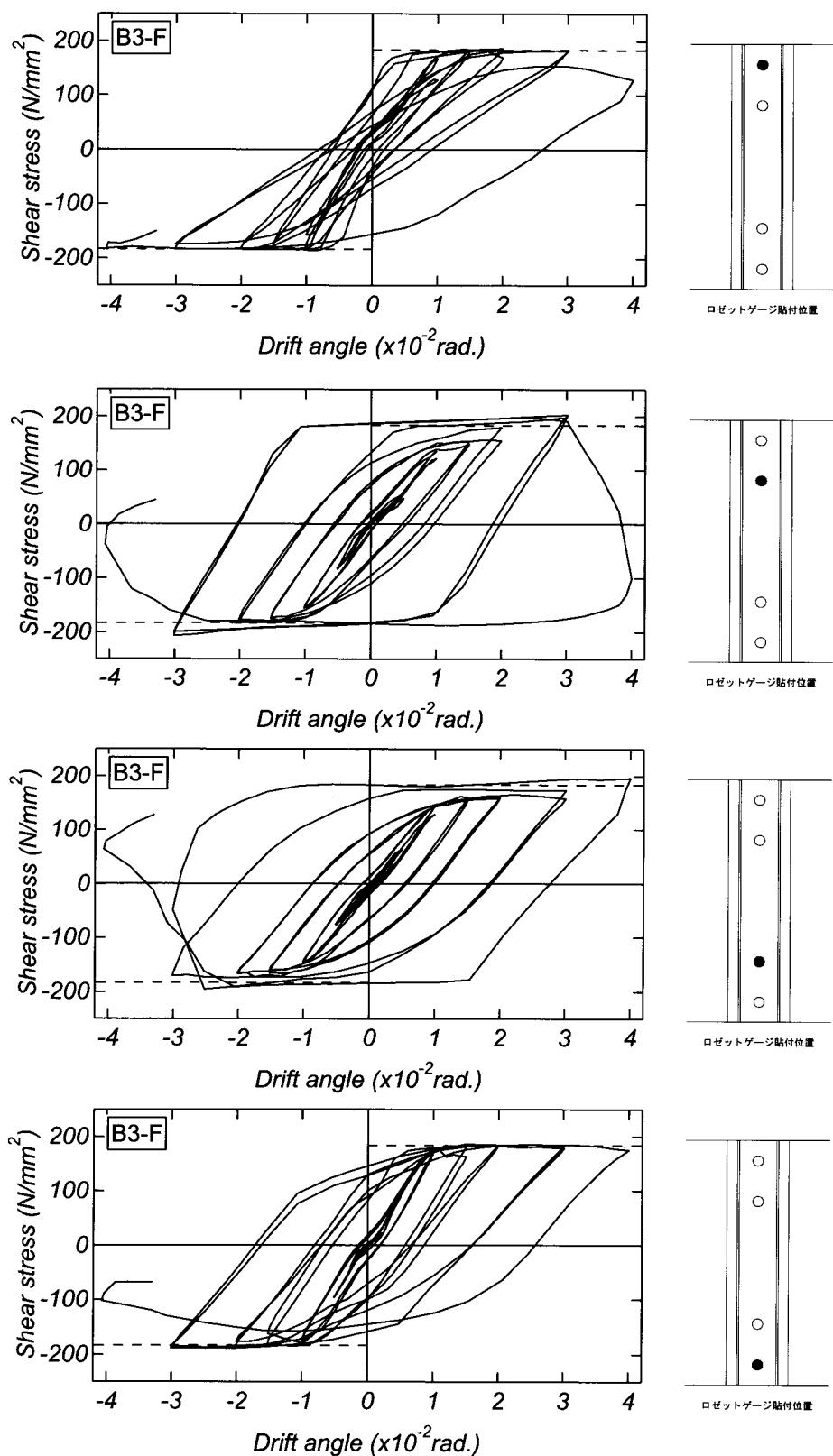


図 3-18 せん断応力-水平変形角関係（試験体 B3-F）

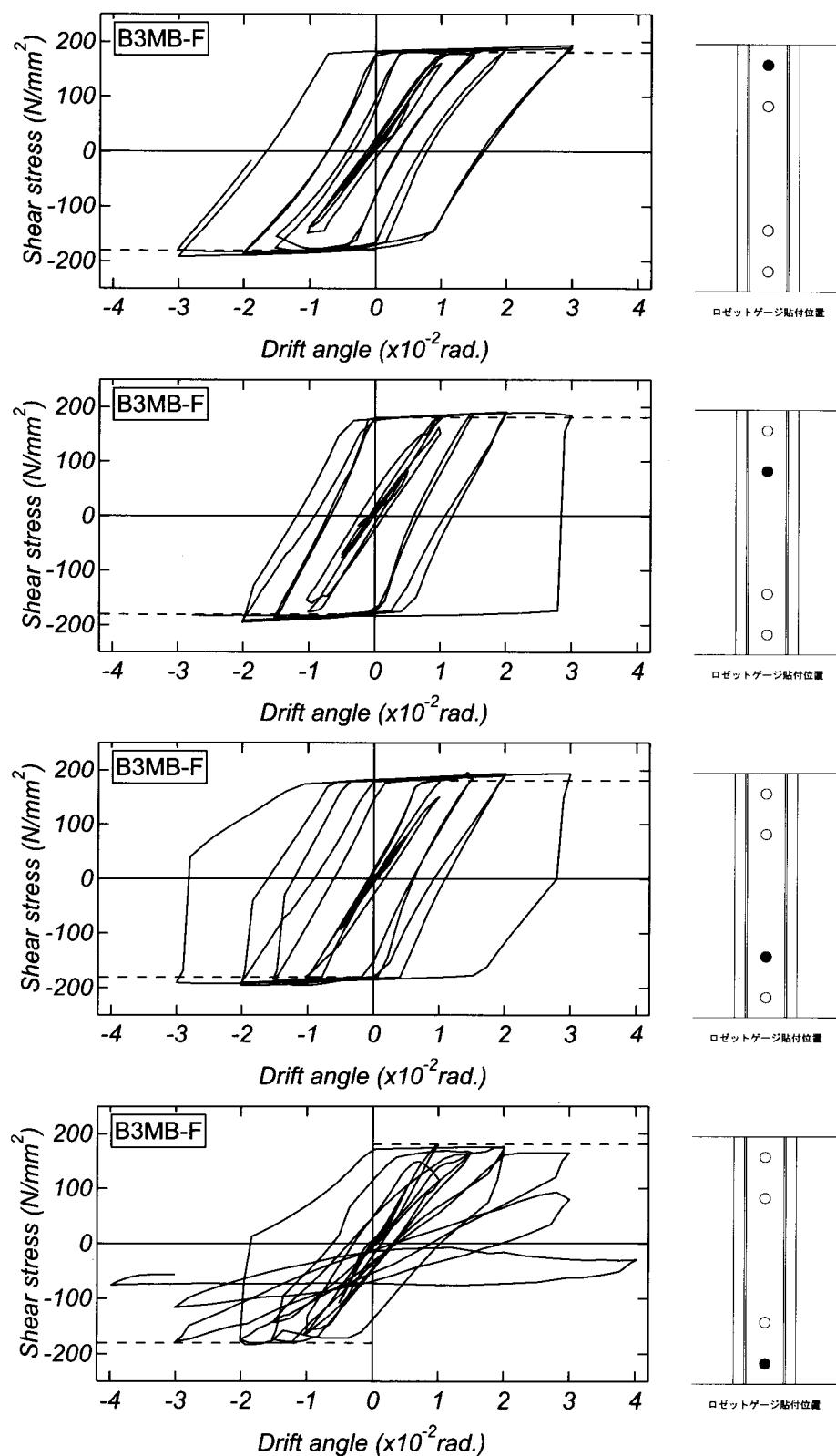


図 3-19 せん断応力-水平変形角関係（試験体 B3MB-F）

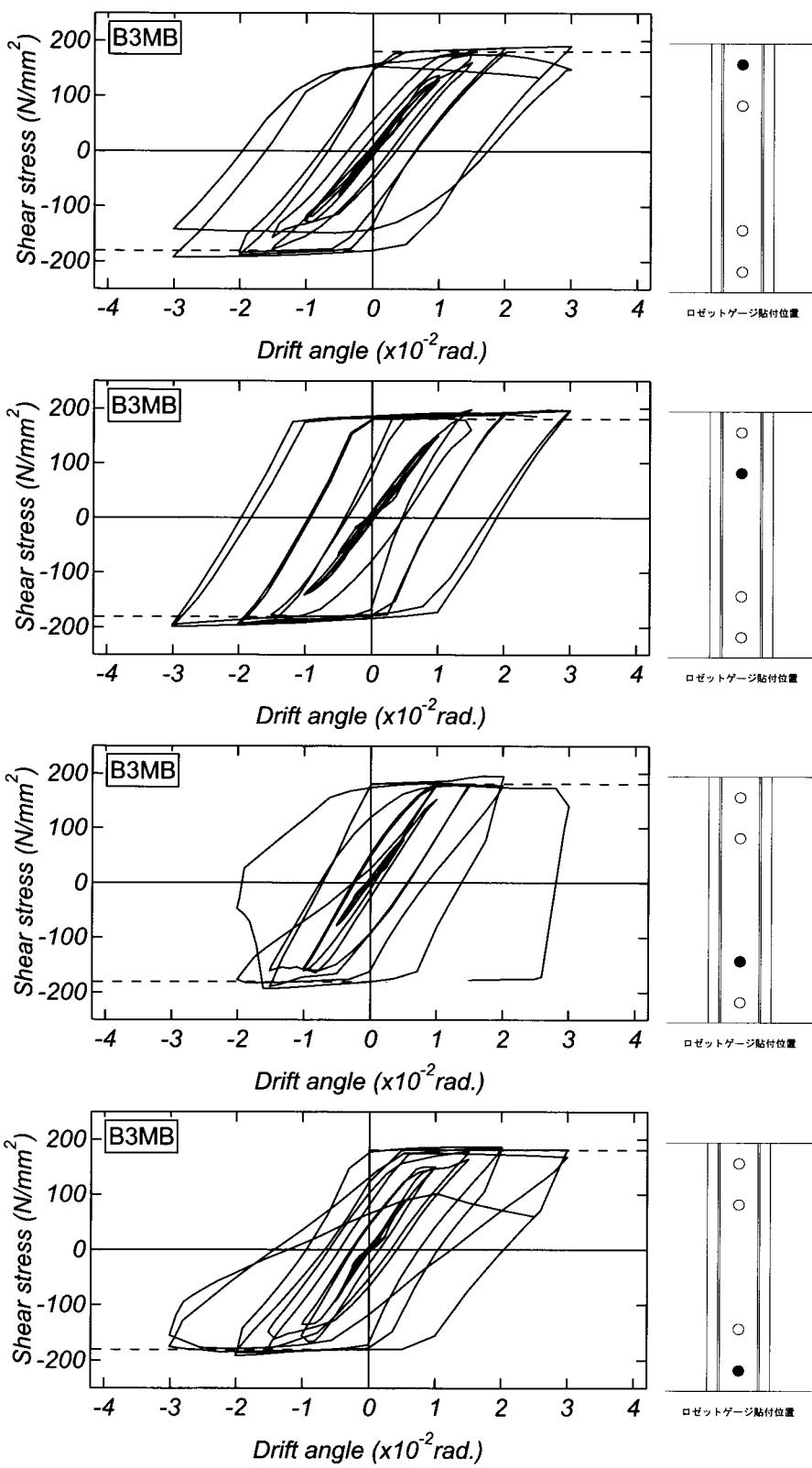


図 3-20 せん断応力-水平変形角関係（試験体 B3MB）

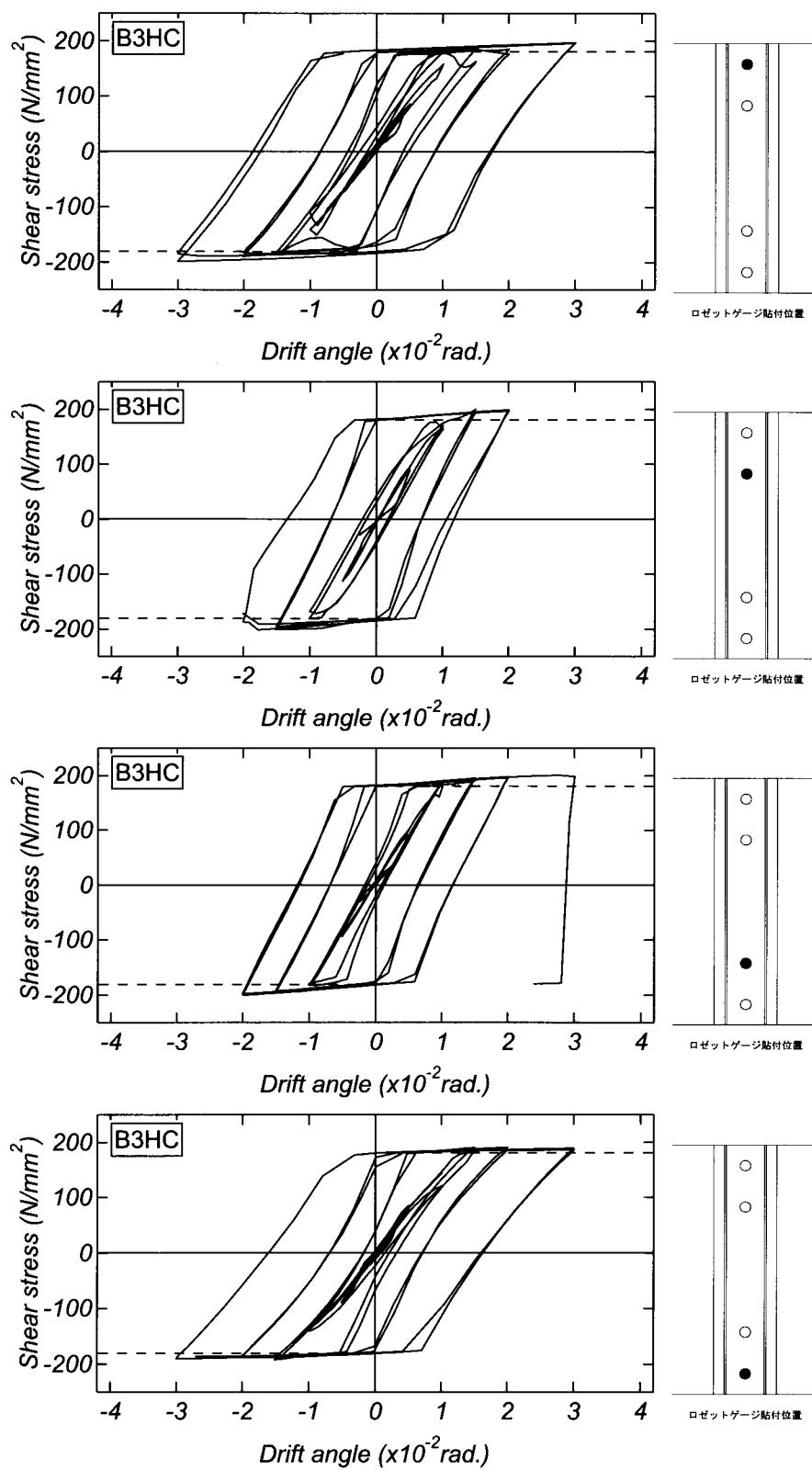


図 3-21 せん断応力-水平変形角関係（試験体 B3HC）

3.4 まとめ

以上のように、纖維混入量 1.5% の試験体 B3-F は纖維混入量 1.0% の試験体 B3 と比較して明らかな変形能力の改善がみられた。しかしながら鉄骨のフランジ幅が大きい試験体においては、纖維混入量 1.5% の試験体 B3MB-F と纖維混入量 1.0% の試験体 B3MB の間に破壊性状および履歴特性に大きな差異は確認されなかった。この理由として、試験体 B3 および B3-F では、柱断面における内蔵鉄骨のフランジ幅と柱幅の比率 b_s/b が 0.5 であり、フランジ位置でのかぶりが比較的大きかったことから、纖維混入量の多い試験体 B3-F においてフランジ位置におけるカバーコンクリートの割裂ひび割れの発生が遅延され、CES 柱の破壊性状や変形能力に及ぼす纖維混入量の影響が顕著となった。

一方、試験体 B3MB および B3MB-F ではフランジ幅を大きくしたことにより、内蔵鉄骨によるコンクリート拘束領域が増加したため、纖維混入量に関わらず CES 柱の変形能力は増加したが、逆にフランジ位置におけるかぶりが小さくなつたことから、当該位置での割裂ひび割れが顕著となり、柱の変形能力に及ぼす纖維混入量の影響はほとんど認められなかつたものと考えられる。

第4章 H形鉄骨内蔵 CES 柱の変形能力評価法

4.1 目的

2章および3章では高軸力下におけるH形鉄骨内蔵CES柱の内蔵鉄骨での局部座屈防止を目的として、バンドプレートの有無、FRCの繊維混入量および内蔵鉄骨のフランジ幅を実験変数としたCES柱の構造実験を実施した。その結果、バンドプレート取付によるCES柱の変形性能の向上はほとんどみられなかつたが、FRCの繊維混入量を増加させることでCES柱の変形能力を大きく改善させることができることを示した。また、内蔵鉄骨のフランジ幅を大きくし、鉄骨によるコンクリートの拘束領域を増加させると、CES柱の変形能力は向上するが、逆にフランジ位置でのかぶりが小さくなるため、変形能力改善に及ぼす繊維混入量の影響は小さくなる傾向にあることを示した。

そこで、1.2.2項に示した実験結果を踏まえ、実験における各パラメータ（軸力比、鉄骨量、せん断スパン比、FRCの繊維混入量および内蔵鉄骨のフランジ幅）がCES柱の変形能力に及ぼす影響を検討し、H形鉄骨内蔵CES柱の変形能力評価式を提案する。

4.2 各パラメータの変形能力に及ぼす影響

本章では、変形能力評価式のパラメータとして、軸力比、せん断スパン比、鉄骨量、繊維補強コンクリートの繊維混入量および柱幅に対するフランジ幅比を設定することにした。表4-1に評価式の作成に使用した試験体の一覧を、図4-1に履歴特性をそれぞれ示す。また、表4-2に各パラメータの値と各試験体の限界変形角 R_{80} 、 R_{85} 、 R_{90} の値を示す。限界変形角 R_{80} 、 R_{85} 、 R_{90} はそれぞれ最大耐力の80%、85%および90%まで耐力が低下した時の層間変形角である。以下では、各パラメータがCES構造柱の変形能力に与える影響を考察する。

表4-1 評価式に使用した試験体の一覧

Specimen		A2	B1	B2	B25-c	B30-a	B3	B3-F	B3MB-F	B3MB	B3H	B3L	C2	D2				
混入繊維	種類	ピニロンファイバーRF4000																
	混入量	1.0%				1.5%				1.0%								
柱 幅	b (mm)	300																
断面 せい い	D (mm)	300																
内法長さ	h (mm)	1500	1200								900	600						
せん断スパン比	a/D	2.5	2.0								1.5	1.0						
鉄骨断面		200×150×6×9						200×180 ×8×12		200×150 ×16×9	150×150 ×6×6	200×150 ×6×9						
鉄骨量	A/BD	0.042						0.064		0.070	0.029	0.042						
軸力比	N/N ₀	0.188	0.095	0.188	0.218	0.28				0.30	0.29	0.19						

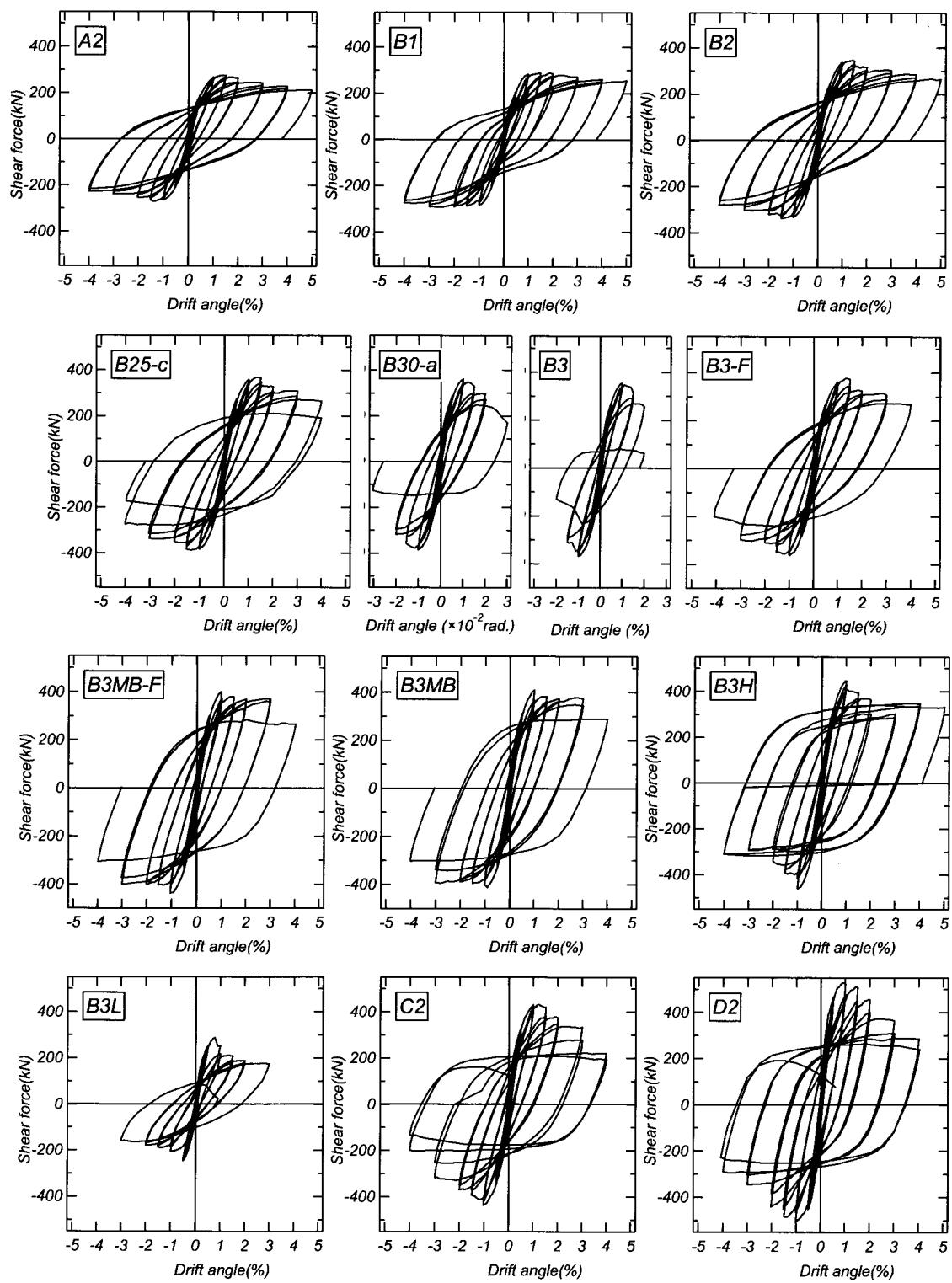


図 4-1 評価式に使用した試験体の履歴特性

表 4-2 各パラメータと限界変形角 R の値

Specimen	N/N_0	A_s/BD	a/D	$R_{80\ exp}$	$R_{85\ exp}$	$R_{90\ exp}$
A2	0.188	0.0421	2.5	4.48	3.61	2.8
B1	0.095	0.0421	2	6.43	5.26	4.21
B2	0.188	0.0421	2	4.36	3.45	2.41
B25-c	0.218	0.0421	2	3.32	2.79	1.95
B30-a	0.282	0.0421	2	2.06	1.83	1.56
B3	0.278	0.0421	2	1.78	1.62	1.45
B3-F	0.28	0.0421	2	3.1	2.18	1.75
B3MB-F	0.28	0.0636	2	3.26	3.16	3.05
B3MB	0.28	0.0636	2	3.27	3.15	3.03
B3H	0.3	0.0701	2	2.08	1.74	1.43
B3L	0.292	0.0292	2	1.26	1.11	0.97
C2	0.192	0.0421	1.5	2.71	2.15	1.83
D2	0.193	0.0421	1	2.36	2.07	1.81

4.2.1 軸力比の影響

$R_{80\ exp}$, $R_{85\ exp}$ および $R_{90\ exp}$ と N/N_0 の相関関係を図 4-2(a)から(c)に示す。軸力比 N/N_0 のみをパラメータとする試験体 B1, B2, B3, B25-c および B30-a について比較する。軸力比はそれぞれ 0.1, 0.2, 0.3, 0.25 および 0.3 であり、内蔵鉄骨量 A_s/BD は 0.042、せん断スパン比は 2.0 である。限界変形角と軸力比 N/N_0 の関係はほぼ直線の分布として現れることがわかる。

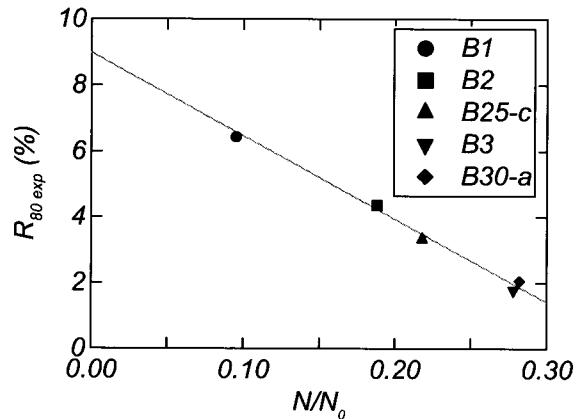


図 4-2(a) $R_{80\ exp}$ - N/N_0 相関関係

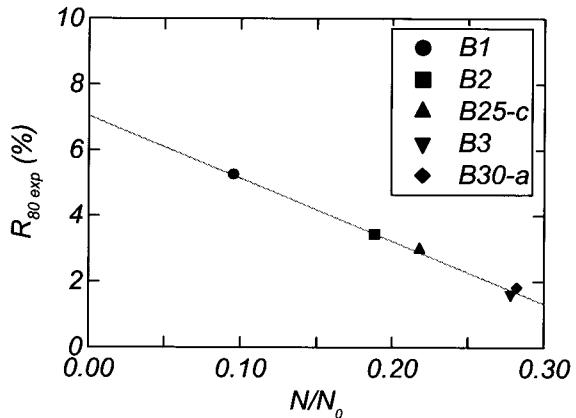


図 4-2(b) $R_{85\ exp}$ - N/N_0 相関関係

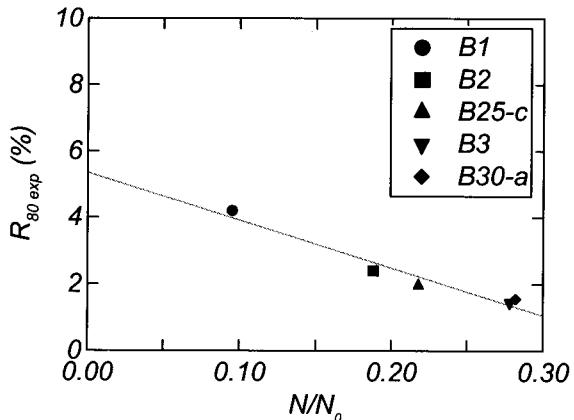


図 4-2(c) $R_{90\ exp}$ - N/N_0 相関関係

4.2.2 内蔵鉄骨量の影響

$R_{80\ exp}$, $R_{85\ exp}$ および $R_{90\ exp}$ と A_s/BD の相関関係を図 4-3(a)から(c)に示す。内蔵鉄骨量 A_s/BD のみをパラメータとする試験体 B3L, B3, B30-a および B3H について比較する。内蔵鉄骨量 A_s/BD はそれぞれ 0.029, 0.042 および 0.070 であり、軸力比は 0.3, せん断スパン比は 2.0 である。限界変形角と内蔵鉄骨量 A_s/BD の関係もほぼ直線の分布として現れることがわかる。

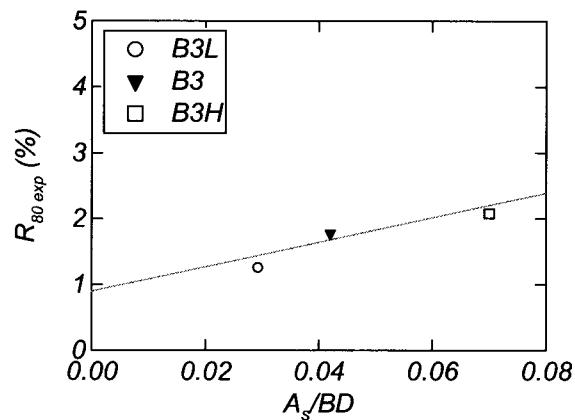


図 4-3(a) $R_{80\ exp}$ - A_s/BD 相関関係

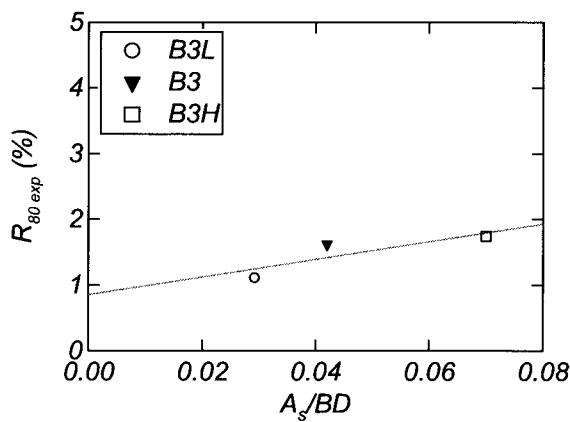


図 4-3(b) $R_{85\ exp}$ - A_s/BD 相関関係

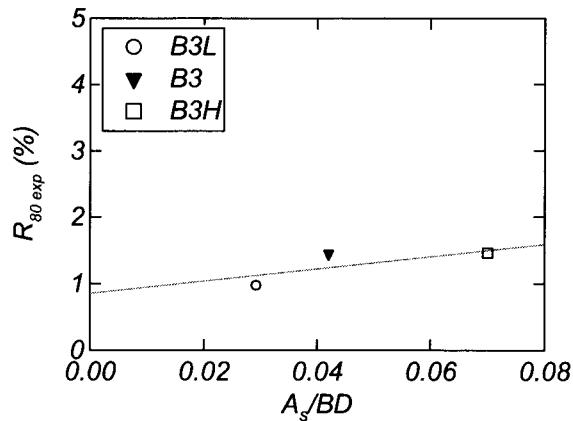


図 4-3(c) $R_{90\ exp}$ - A_s/BD 相関関係

4.2.3 せん断スパン比の影響

$R_{80\text{ exp}}$, $R_{85\text{ exp}}$ および $R_{90\text{ exp}}$ と a/D の相関関係を図 4-4(a)から(c)に示す。せん断スパン比 a/D のみをパラメータとする試験体 A2, B2, C2 および D2 について比較する。せん断スパン比 a/D はそれぞれ 2.5, 2.0, 1.5 および 1.0 であり、軸力比は 0.2, 内蔵鉄骨量 A_s/BD は 0.042 である。限界変形角とせん断スパン比 a/D の関係にも直線的な分布がみられた。

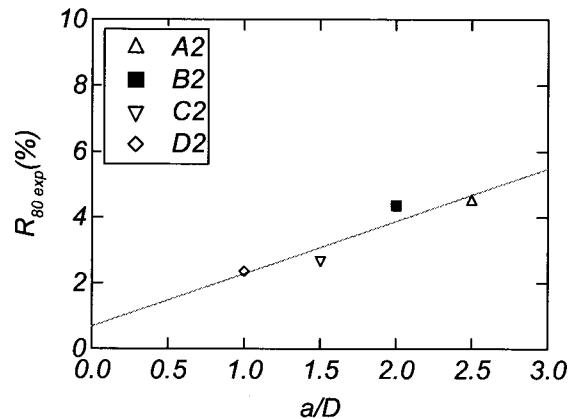


図 4-4(a) $R_{80\text{ exp}}-a/D$ 相関関係

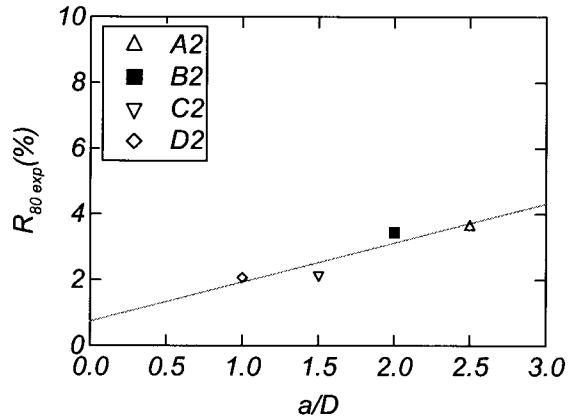


図 4-4(b) $R_{85\text{ exp}}-a/D$ 相関関係

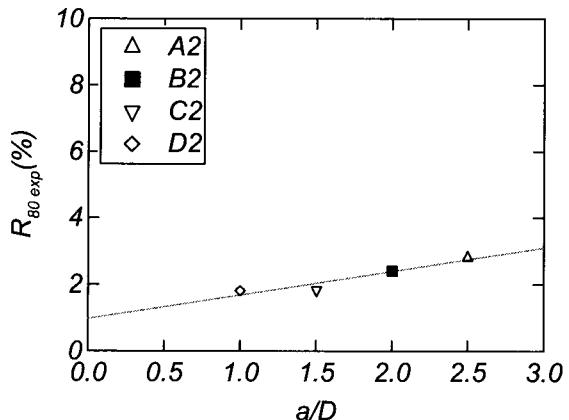


図 4-4(c) $R_{90\text{ exp}}-a/D$ 相関関係

以上の図 4-2 から図 4-4 に示したように、軸力比、内蔵鉄骨量およびせん断スパン比と柱の限界変形角 R_{80} , R_{85} および R_{90} にはそれぞれ比例的な関係が認められる。これらに対してそれぞれ回帰分析を行い、線形の近似曲線を求めた。その結果、式(4-1)から(4-3)にそれぞれ示す。なお、前節でも述べたとおり、図 4-2 から図 4-4 はそれぞれ軸力比、内蔵鉄骨量およびせん断スパン比を変数としたものであり、その他の実験パラメータを同一として求めたものである。

$$R_{80 \text{ exp}} = -24.6N/N_0 + 8.8 \quad (4-1)\text{a}$$

$$R_{85 \text{ exp}} = -19.1N/N_0 + 7.0 \quad (4-1)\text{b}$$

$$R_{90 \text{ exp}} = -14.3N/N_0 + 5.3 \quad (4-1)\text{c}$$

$$R_{80 \text{ exp}} = 18.5 \cdot A_s/BD + 0.83 \quad (4-2)\text{a}$$

$$R_{85 \text{ exp}} = 13.5 \cdot A_s/BD + 0.85 \quad (4-2)\text{b}$$

$$R_{90 \text{ exp}} = 18.5 \cdot A_s/BD + 0.85 \quad (4-2)\text{c}$$

$$R_{80 \text{ exp}} = 1.6 \cdot a/D + 0.67 \quad (4-3)\text{a}$$

$$R_{85 \text{ exp}} = 1.2 \cdot a/D + 0.74 \quad (4-3)\text{b}$$

$$R_{90 \text{ exp}} = 0.7 \cdot a/D + 0.97 \quad (4-3)\text{c}$$

一方、第 3 章において示したように FRC の纖維混入量と柱幅に対するフランジ幅比の両者は、柱の変形能力に与える影響について互いに相関があると考えられる。そこで、以下では FRC の纖維混入量および内蔵鉄骨のフランジ幅が、CES 柱の変形能力へ与える影響の定量化を試みる。

4.2.4 内蔵鉄骨のフランジ幅および FRC の纖維混入量の影響

$R_{80 \text{ exp}}$, $R_{85 \text{ exp}}$ および $R_{90 \text{ exp}}$ と b_s/b の相関関係を図 4-5(a)から(c)に示す。図 4-5 に $R_{80 \text{ exp}}-b_s/b$ 関係を示す。内蔵鉄骨のフランジ幅が限界変形角へ及ぼす影響を検討する。纖維混入量が 1% である試験体 B3 (H20 年度実験の試験体、1.2.2 を参照) と B3MB における $R_{80 \text{ exp}}-b_s/b$ 関係を式(4-4)a から c に、纖維混入量が 1.5% である試験体 B3-F と B3MB-F における $R_{80 \text{ exp}}-b_s/b$ 関係を式(4-5) a から c にそれぞれ示す。

$$R_{80 \text{ exp}} = 14.9bs/b - 5.7 \quad (4-4)\text{a}$$

$$R_{85 \text{ exp}} = 15.3bs/b - 6.0 \quad (4-4)\text{b}$$

$$R_{90 \text{ exp}} = 15.8bs/b - 6.5 \quad (4-4)\text{c}$$

$$R_{80 \text{ exp}} = 2.7bs/b + 1.7 \quad (4-5)\text{a}$$

$$R_{85 \text{ exp}} = 9.8bs/b - 2.7 \quad (4-5)\text{b}$$

$$R_{90 \text{ exp}} = 13.1bs/b - 4.8 \quad (4-5)\text{c}$$

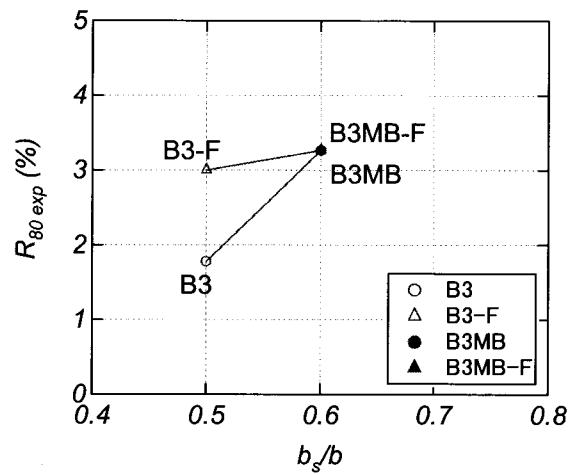


図 4-5(a) $R_{80 \text{ exp}}-b_s/b$ 関係

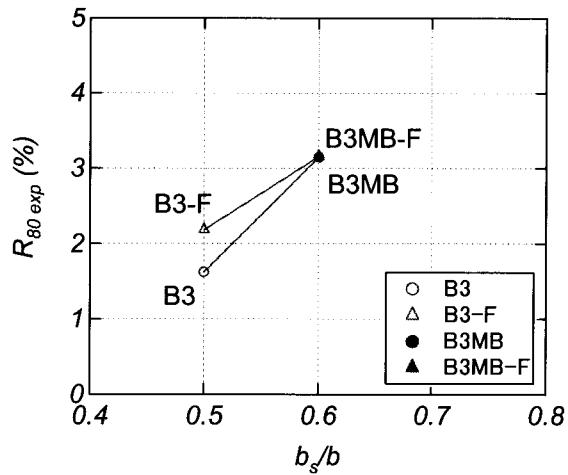


図 4-5(b) $R_{85 \text{ exp}}-b_s/b$ 関係

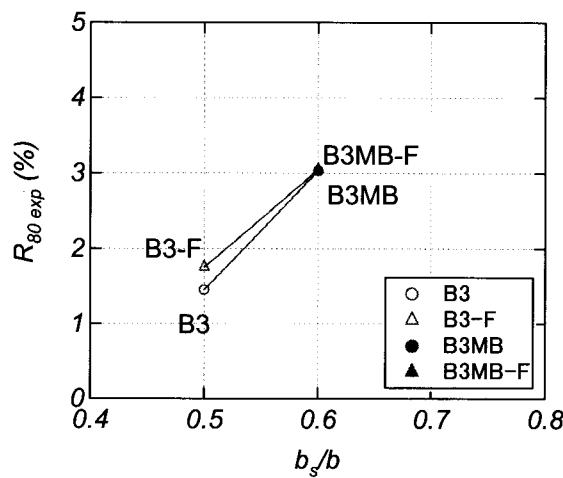


図 4-5(c) $R_{90\ exp}$ - b_s/b 関係

繊維混入量 F (%)のみをパラメータとした試験体 B3 と B3-F および試験体 B3MB と B3MB-F について限界変形角 - FRC 繊維混入量関係を比較したものを図 4-6(a)から(c)に示す。ここでは、内蔵鉄骨のフランジ幅を考慮した限界変形角 - FRC 繊維混入量関係を式(4-6)a から c に示す。すなわち、式(4-4)a および(4-5)a により、2 点 (1, 14.9 b_s/b -5.7) と (1.5, 2.7 b_s/b +1.7) を通る方程式、式(4-4)b および(4-5)b により、2 点 (1, 15.3 bs/b -6.0) と (1.5, 9.8 bs/b -2.7) を通る方程式、式(4-4)c および(4-5)c により、2 点 (1, 15.8 bs/b -6.5) と (1.5, 13.1 bs/b -4.8) を通る方程式、それぞれ求めたものである。

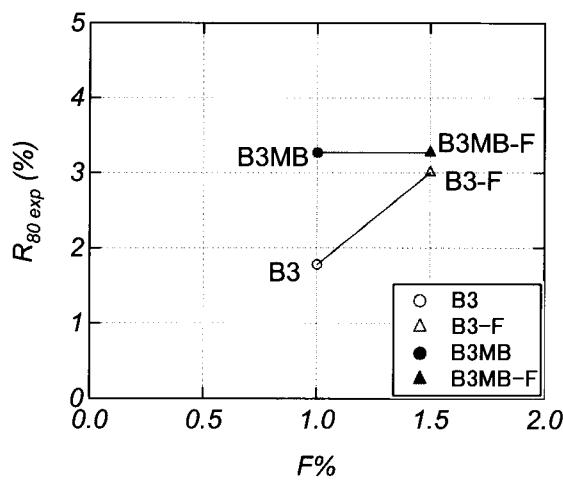


図 4-6(a) $R_{80\ exp}$ - F (%)関係

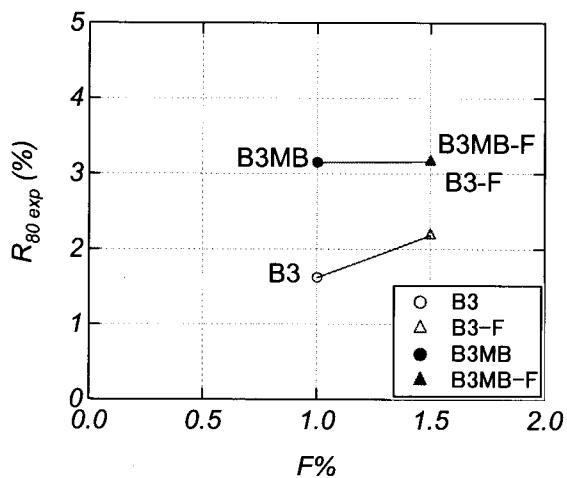


図 4-6(b) $R_{80 \text{ exp}} - F (\%)$ 関係

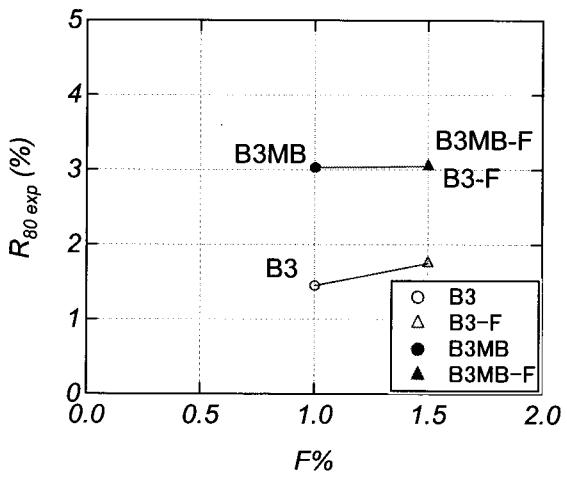


図 4-6(c) $R_{90 \text{ exp}} - F (\%)$ 関係

$$R_{80 \text{ exp}} = (-24.4 \text{ } bs/b + 14.6) F + 39.3 \text{ } bs/b - 20.3 \quad (4-6)a$$

$$R_{85 \text{ exp}} = (-11.0 \text{ } bs/b + 6.6) F + 26.2 \text{ } bs/b - 12.6 \quad (4-6)b$$

$$R_{90 \text{ exp}} = (-5.5 \text{ } bs/b + 3.4) F + 21.3 \text{ } bs/b - 9.8 \quad (4-6)c$$

以上に示したように、限界変形角 $R_{80 \text{ exp}}$, $R_{85 \text{ exp}}$ および $R_{90 \text{ exp}}$ を用いて H 形鉄骨内蔵 CES 構造柱の変形能力と各主要パラメータの間にはそれぞれの関係が認められる。

4.3 変形能力評価式の提案

ここで、限界変形角 R_{80} を用いた変形能力評価式の提案について詳述する。前節の式(4-1)a, (4-2)a, (4-3)a および(4-6)a に基づいて各パラメータが限界変形角に及ぼす影響を総合的に考慮できる回帰式を以下のように仮定する。

$$R_{80\ cal} = -24.5 \cdot N/N_0 + 18.5 \cdot A_s/BD + 1.6 \cdot a/D + (-24.4 b_s/b + 14.6) \cdot F + 39.3 b_s/b + x \quad (4-7)$$

さらに式(4-7)を式(4-1)a, (4-2)a, (4-3)a および(4-6)a とそれぞれ等価とすることにより以下の 4 式を得る。

$$-24.5 \cdot N/N_0 + 18.5 A_s/BD + 1.6 a/D + x + 20.3 = 0 \quad (4-8)$$

$$18.5 A_s/BD + 1.6 a/D + (-24.4 b_s/b + 14.6) F + 39.3 b_s/b + x - 8.8 = 0 \quad (4-9)$$

$$-24.5 \cdot N/N_0 + 1.6 a/D + (-24.4 b_s/b + 14.6) F + 39.3 b_s/b + x - 0.8 = 0 \quad (4-10)$$

$$-24.5 \cdot N/N_0 + 18.5 A_s/BD + (-24.4 b_s/b + 14.6) F + 39.3 b_s/b + x - 0.7 = 0 \quad (4-11)$$

ここで、式(4-8)は纖維混入量および内蔵鉄骨のフランジ幅のみを変数とした試験体 B3, B3-F, B3MB および B3MB-F を対象としたものであるので、それらの試験体の諸量、すなわち $N/N_0=0.28$, $A_s/BD=0.0421$, $a/D=2.0$ を代入することで $x=-17.42$ の値を得る。同様に式(4-9)は軸力比のみを変数とした試験体 (B1, B2, B25-c, B3 および B30-a) を対象としているので、それらの試験体の他の諸量 ($A_s/BD=0.0421$, $a/D=2.0$, $F=1.0\%$, $b_s/b=0.5$) を、式(4-10)には鉄骨量を変数とした試験体(B3L, B3 および B3H)における鉄骨量以外の諸量 ($N/N_0=0.28$, $a/D=2.0$, $F=1.0\%$, $b_s/b=0.5$) を、式(4-11)にはせん断スパン比を変数とした試験体(A2, B2, C2 および D2)におけるせん断スパン比以外の諸量 ($N/N_0=0.2$, $A_s/BD=0.0421$, $F=1.0\%$, $b_s/b=0.5$) をそれぞれ代入することで x の値は -17.23, -17.59 および -17.23 となり、これらの平均値を取ることで x の値として -17.4 を得る。そこで、これを x の値とすると、限界変形角 R_{80} を用いた変形能力の評価式は以下のようになる。

$$R_{80\ cal} = -24.5 \cdot N/N_0 + 18.5 \cdot A_s/BD + 1.6 \cdot a/D + (-24.4 b_s/b + 14.6) \cdot F + 39.3 b_s/b - 17.4 \quad (4-12)$$

同様の方法で R_{85} , R_{90} についても検討した結果、次式を得た。 $(R_{85}, R_{90}$ は R_{80} と同様、% の記号を省略している。)

$$R_{85\ cal} = -19.1 \cdot N/N_0 + 13.5 \cdot A_s/BD + 1.2 \cdot a/D + (-11.0 b_s/b + 6.6) \cdot F + 26.2 b_s/b - 10.3 \quad (4-13)$$

$$R_{90\ cal} = -14.3 \cdot N/N_0 + 9.3 \cdot A_s/BD + 0.7 \cdot a/D + (-5.5 b_s/b + 3.4) \cdot F + 21.3 b_s/b - 7.8 \quad (4-14)$$

4.4 変形能力評価式の妥当性の検証

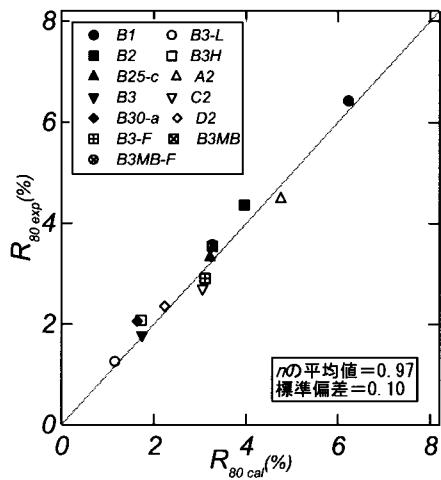
表 4-3 に式(4-12), (4-13)および(4-14)より求めた R_{80} , R_{85} および R_{90} の計算結果を示す。

式(4-12), (4-13)および(4-14)に着目すると、軸力比の増加に伴いCES柱の変形能力は低下し、鉄骨量とせん断スパン比の増大に伴って柱の変形能力が向上することが分かる。

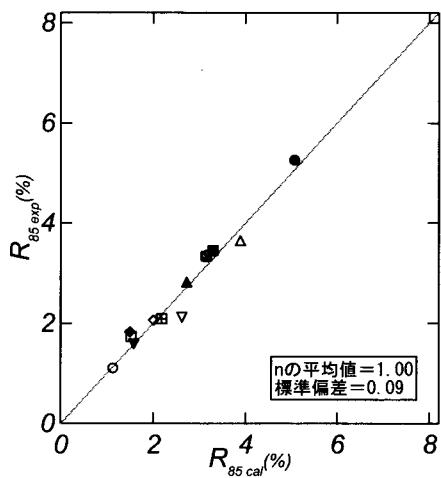
表 4-3 R_{80} , R_{85} および R_{90} の計算結果

Specimen	$R_{80\ cal} (%)$	$R_{85\ cal} (%)$	$R_{90\ cal} (%)$	n_{80}	n_{85}	n_{90}
A2	4.82	3.88	2.95	1.08	1.07	1.06
B1	6.3	5.05	3.93	0.98	0.96	0.94
B2	4.02	3.28	2.6	0.92	0.95	1.08
B25-c	3.29	2.7	2.17	0.99	0.97	1.11
B30-a	1.72	1.48	1.26	0.83	0.81	0.81
B3	1.82	1.56	1.32	1.02	0.96	0.91
B3-F	2.97	2.07	1.61	0.96	0.95	0.92
B3MB-F	3.64	3.33	3.12	1.11	1.05	1.02
B3MB	3.63	3.31	3.05	1.11	1.05	1.01
B3H	1.8	1.52	1.26	0.87	0.87	0.88
B3L	1.24	1.12	1	0.98	1.01	1.03
C2	3.12	2.6	2.2	1.15	1.21	1.2
D2	2.3	1.98	1.83	0.98	0.96	1.01
平均値	n		1	0.99	1	
標準偏差	σ		0.09	0.09	0.1	

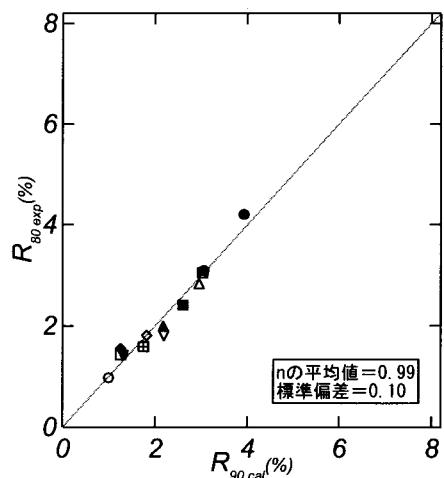
図 4-7(a)から(c)に計算結果 R_{cal} と実験結果 R_{exp} の関係を示す。限界変形角 R_{80} , R_{85} , R_{90} の計算値と実験値の比 ($n=R_{cal}/R_{exp}$) は平均値でそれぞれ 0.97, 1.00 および 0.99, 標準偏差は 0.10, 0.09 および 0.10 であり、試験体の変形能力を精度よく評価できているといえる。



(a) R_{80} の計算値と実験結果の比



(b) R_{85} の計算値と実験結果の比較



(c) R_{90} の計算値と実験結果の比

図 4-7 限界変形角の計算値と実験結果

4.5 まとめ

本章では軸力比、内蔵鉄骨量、せん断スパン比、繊維混入量および内蔵鉄骨のフランジ幅が変形能力に及ぼす影響について検討を行った。また、各パラメータを変数とした CES 柱の変形能力評価式を提案した。変形能力評価式の精度を検証した結果、限界変形角 R_{80} , R_{85} , R_{90} の計算値と実験値の比 ($n=R_{cal}/R_{exp}$) の平均値は 1.00, 0.99 および 1.00、標準偏差は 0.09, 0.09 および 0.10 となり、実験結果と極めてよい対応を示した。

なお、今回提案した変形能力評価式は限られた範囲の実験データに基づいて得られたものである。以下に使用した実験データの範囲を示す。

軸力比 (一定) : $0.10 \leq N/N_0 \leq 0.30$

鉄骨量 : $0.029 \leq A_s/BD \leq 0.070$

せん断スパン比 : $1.0 \leq a/D \leq 2.5$

FRC の繊維混入量 (%) : $1.0 \leq F \leq 1.5$

鉄骨のフランジ幅比 : $0.5 \leq b_s/b \leq 0.6$

第5章 H形鉄骨内蔵 CES 構造柱の復元力特性モデル

5.1 目的

本章では、構造解析プログラムに適用可能な CES 構造柱の復元力特性モデルを開発することを目的として、既に交差 H 形鉄骨内蔵の CES 柱において提案されているものと同様の方法²²⁾を用いて、H 形鉄骨内蔵 CES 柱の履歴曲線のモデル化手法について検討した。また、履歴モデルと実験結果との吸収エネルギーの差異に着目し、前述の変形能力評価式との比較によりモデル化を行う際の変形角の範囲を決定し、実験結果との対応を確認した。

5.2 スケルトン曲線のモデル化

実験結果より水平力を受ける CES 柱の挙動は、材端に曲げひび割れが発生し、その後鉄骨が降伏し、最大耐力に達したのち徐々に耐力低下するという経過を辿ることがわかっている。そこで CES 柱のスケルトン曲線は、図 5-1 に示すように第一折れ点を曲げひび割れ発生点 Q_c 、第二折れ点を終局曲げ耐力（降伏耐力）点 Q_y とする Tri-Linear へのモデル化が提案されており、本研究でもそれに従うこととする。なお、スケルトン曲線のモデル化に際しては、曲げひび割れ耐力を RC 規準に従って定義する「モデル A」と文献 22)において提案されている「モデル B」の 2 種類を検討した。また、終局曲げ耐力 Q_y は SRC 規準による一般化累加耐力とした。初期剛性 K_e は曲げとせん断を考慮した弾性剛性を用いることとし、第二折れ点 Q_y における変形は、RC 部材と同様に剛性低下率 α_y によって表すこととした。なお、降伏後の剛性は弾性剛性 K_e の 1/1000 とした。剛性低下率 α_y は、図 5-1 に示す面積 A と面積 B が等しくなる（エネルギーが等価になる）ように第二折れ点 Q_y における変形を設定した。

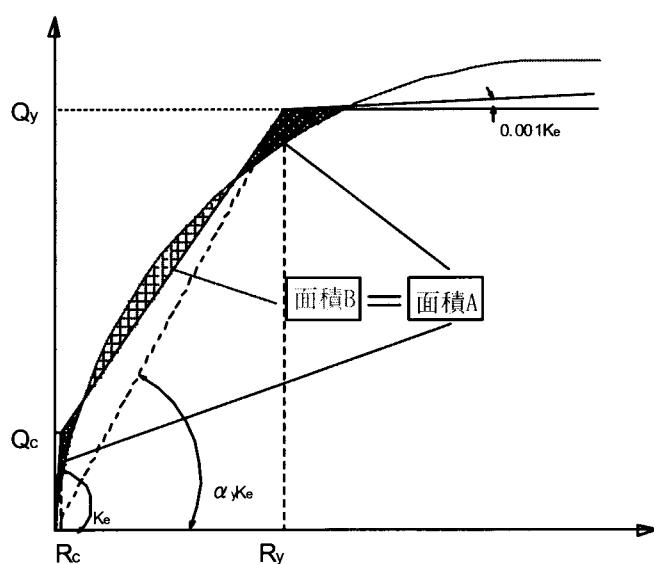


図 5-1 CES 柱の復元力モデル

なお、モデル A では、曲げひび割れ耐力 Q_c を材端が RC 規準による曲げひび割れモーメント M_c に達する点と設定した。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + ND/6 \quad (5-1)$$

ここで、 Z_e ：鉄骨を考慮した断面係数

一方、モデル B では最大ひび割れ曲げモーメント M_c を以下の式で表すこととする。(記号は付録 1 を参照)

$$\frac{(N_{cc} + N_{tc})}{2} < N \leq N_{cu} \text{ の時 :}$$

$$M_c = \left(\frac{N_{tc}}{N_{uu}} \right) \cdot M_u \quad (5-2)$$

$$N_{tc} \leq N \leq \frac{(N_{cc} + N_{tc})}{2} \text{ の時 :}$$

$$M_c = \left\{ 1 - \left(\frac{N - (N_{cc} + N_{tc})/2}{(N_{cc} - N_{tc})/2} \right)^2 \right\} \cdot \left(\frac{N_{tc}}{N_{uu}} \right) \cdot M_u \quad (5-3)$$

各試験体の RC 規準算定式（モデル A）および提案式（モデル B）による曲げひび割れモーメント M_c の計算値と実験値の比較を表 5-1 および図 5-2 に示す。また、上記 2 つのモデル化による曲げひび割れモーメントを考慮して求めた剛性低下率 α_y の一覧を表 5-2 に示す。

表 5-2 および図 5-2 より、RC 規準算定式および提案式による曲げひび割れモーメントの計算値はともに実験結果を概ね良好に表現している。

表 5-1 曲げひび割れモーメント M_c の計算値と実験値の比較

Specimen	RC 規準式	提案式	実験値	n_1	n_2
A2	56.7	61.9	66.4	0.85	0.93
B1	36.6	38.8	59.4	0.62	0.65
B2	56.7	61.9	72.5	0.78	0.85
B25-c	66.8	62.3	67.2	0.99	0.93
B30-a	75.9	64.8	100.8	0.75	0.64
B3	76.8	80.2	103.1	0.75	0.78
B3-F	64.6	59.5	58.8	1.10	1.01
B3MB-F	72.8	59.5	63.0	1.16	0.94
B3MB	75.2	61.6	64.2	1.17	0.96
B3L	73.2	92.9	95.3	0.77	0.98
B3H	85.3	71.9	95.0	0.90	0.76
C2	56.5	61.5	74.3	0.76	0.83
D2	56.4	61.4	59.6	0.95	1.03
平均値				0.88	0.87
標準偏差				0.17	0.12

表 5-2 剛性低下率 α_y 一覧

Specimen		A2	B1	B2	B25-c	B30-a	B3	B3-F	B3MB	B3MB-F	B3L	B3H	C2	D2	
α_y	モ デ ル A	正	0.284	0.232	0.247	0.263	0.286	0.244	0.306	0.292	0.322	0.266	0.274	0.208	0.175
	モ デ ル A	負	0.338	0.221	0.262	0.305	0.298	0.285	0.402	0.323	0.362	0.344	0.312	0.225	0.164
	モ デ ル B	正	0.277	0.229	0.240	0.269	0.300	0.240	0.314	0.308	0.339	0.318	0.288	0.228	0.198
	モ デ ル B	負	0.331	0.218	0.256	0.311	0.311	0.281	0.412	0.339	0.380	0.431	0.328	0.247	0.188

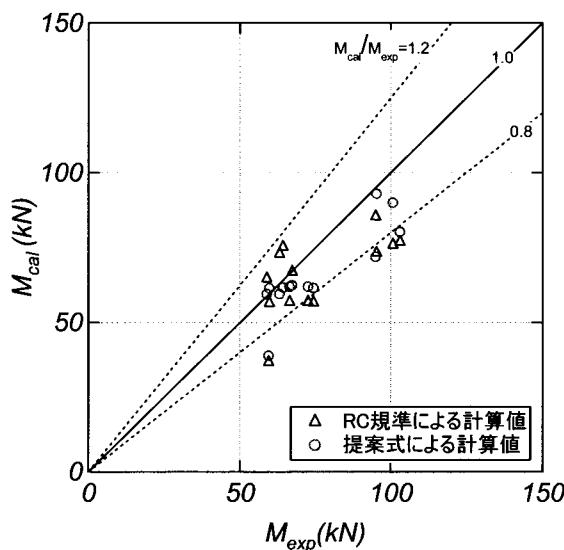


図 5-2 曲げひび割れモーメントの計算値と実験値の比較

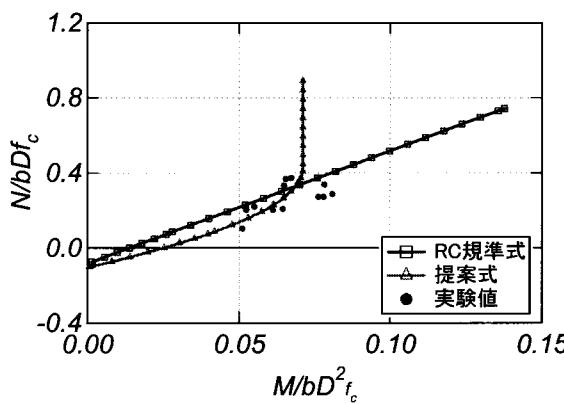


図 5-3 無次元化した曲げひび割れモーメントと軸力の関係

図 5-3 に無次元化した曲げひび割れ耐力と軸力の関係を示す。提案式では既往の交差 H 形鉄骨内蔵 CES 柱の研究に従い、高軸力下（約 0.3 以上）での曲げひび割れ耐力を RC 規準算定式よりも小さく評価しているが、H 形鉄骨内蔵 CES 柱にはその範囲での実験が無いため、両者に顕著な差異は表れなかった。しかしながら、実験を行った範囲においても提案

式の方が RC 規準算定式よりも若干対応が良いと判断し、スケルトン曲線はモデル B を採用し、第一折れ点を式(5-2)、式(5-3)で評価することとする。

5.3 履歴曲線のモデル化

既往の研究から、CES 柱の履歴特性は一般的に鉄骨部材に用いられる Normal Tri-Linear と、RC 部材に用いられる Takeda モデルとの中間的な性状を示すことがわかっている。そこで CES 柱の基本履歴モデルとして図 5-4 に示すものが提案されている。

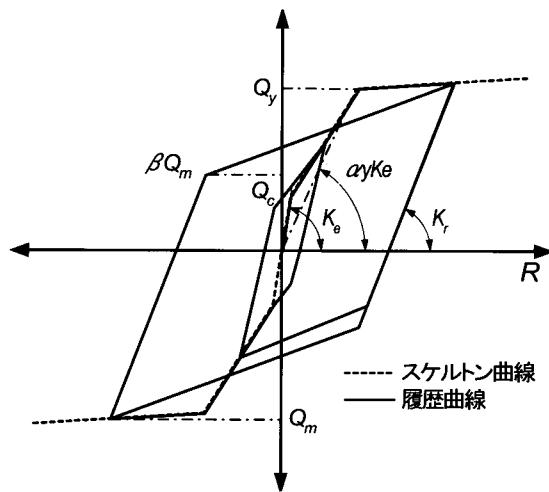


図 5-4 CES 柱の復元力モデル

この履歴モデルでは、曲げひび割れ後の除荷剛性は経験変形角の増大に伴う剛性低下を考慮し、Takeda モデルおよび Clough モデルを参考に、式(5-4)により経験した最大部材角 R_m に伴って初期剛性 K_e から低下させている。

$$K_r = K_e \times \left| \frac{R_m}{R_c} \right|^{-\alpha} \quad (5-4)$$

ここで、 α : 除荷剛性指数

また Takeda モデルでは、最大変形点から除荷した場合、剛性 K_r の線上を進み、荷重 0 の点においてスケルトン上の反対側の過去の最大変形点を目指すが、CES 柱の履歴特性は荷重 0 の点ではまだある程度の剛性を維持していることから、図 5-4 に示すように、剛性の変化点（剛性 K_r から最大点を目指し始める点）に対して直前の最大点の耐力 Q_m に対する比 β を定義した。

5.3.1 除荷剛性 K_r の検討

各サイクルの除荷剛性（割線剛性） K_r の値は図 5-5 のように実験結果から求めた。実験における各サイクルの除荷剛性指数 α を図 5-6 に示す。軸力比や繊維混入量、せん断スパン比の違いによる α の差異はほとんどなく $\alpha=0.4\sim0.6$ であり、ほぼ 0.5 を中心に分布している。また変形角の差異による α の変化もほとんどない。しかしながら内蔵鉄骨量に関しては、その値が大きくなるほど α の値は明らかに小さくなる。したがって内蔵鉄骨量 A_s による除荷剛性指数 α への影響を考慮するために、実験結果より α を以下の式(5-5)で表すこととした。

$$\alpha = -2A_s/bD + 0.55 \quad (5-5)$$

ここで、 b : 柱断面の幅

D : 柱断面のせい

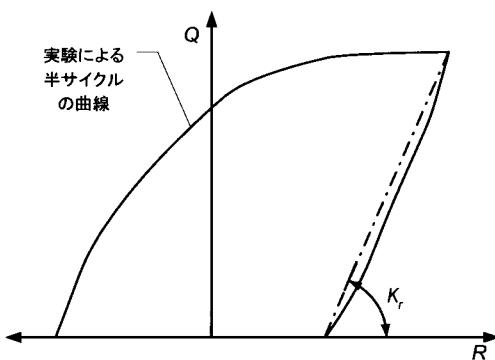


図 5-5 除荷剛性の定義

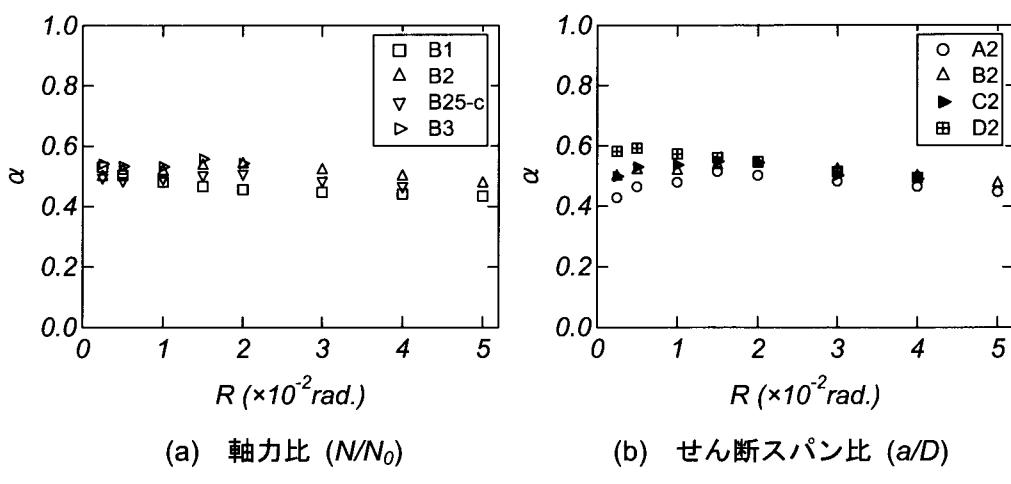


図 5-6 各パラメータにおける除荷剛性指数 α

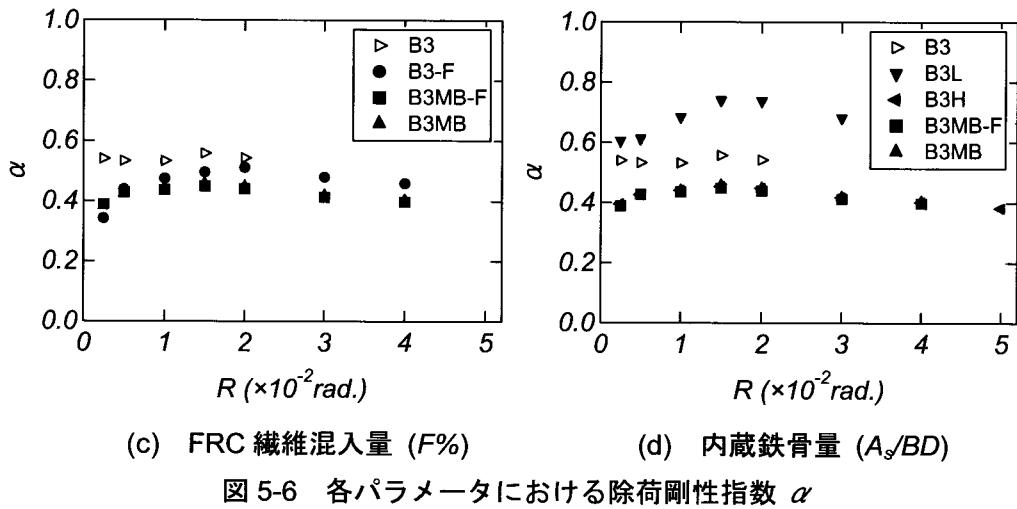


図 5-6 各パラメータにおける除荷剛性指数 α

5.3.2 剛性変化点 βQ_m の検討

剛性の変化点 βQ_m (剛性 K_r から最大点を目指し始める点) は、図 5-7 に示すように実験における半サイクルの面積とモデルの面積が等価（エネルギーが等価）になるよう設定した。なお、本来 Q_m は直前の載荷サイクルにおける最大耐力であるが、ここでは正負が同じ耐力であると仮定して反対側の最大耐力を便宜上 Q_m として用いている。

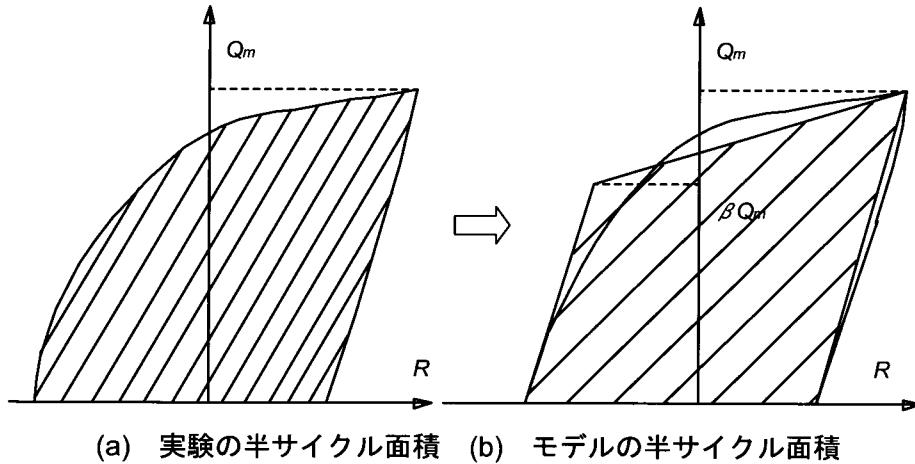


図 5-7 剛性変化点のモデル化

実験結果より求めた各サイクルの剛性変化点の耐力比 $\beta = Q/Q_m$ の平均値を図 5-8 に示す。
 $R=0.01\text{rad.}$ 以前では、試験体による β の差異はほとんど無く、変形角が大きくなるに従って小さな値となり、 $R=0.02\text{rad.}$ 以降はほぼ一定の値に収束している。なお、試験体 B3H, C2 および D2 では $R=0.02\text{rad.}$ 以降で耐力低下を生じるため、 β の値は大きくなる。そこで、この影響は考慮しないこととした。

実験結果から、 β の値に最も影響を与えているのは軸力比であり、軸力比が高くなるほど β の値も大きくなる傾向にある。そこで、軸力比を関数をとし、全試験体に関する β の近似式を作成した。近似式は、変形角 $R=0.00\text{ rad.}$ で $\beta=0.6$ 、変形角 $R=0.02\text{ rad.}$ 以降では一定とし、 $R=0\sim0.02\text{ rad.}$ では変形角に線形比例するものとした。変形角 $R=0.02\text{ rad.}$ 以降での β は図 5-9 に示すように、実験での平均値を軸力比の関数で近似した。これらの結果から、 β の値の近似式を以下のように設定した。

$R \leq 0.02\text{ rad.}$ のとき：

$$\beta = \left(31 \frac{N}{N_u} - 23 \right) R_m + 0.6 \quad (5-6)$$

$R > 0.02\text{ rad.}$ のとき：

$$\beta = 0.62 \frac{N}{N_u} + 0.14 \quad (5-7)$$

式 5-6, 5-7 による β と変形角 R との関係を図 5-10 に示す。

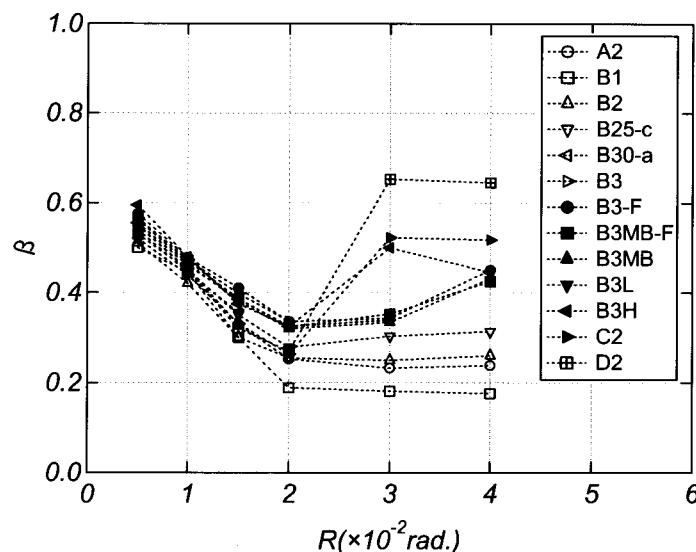


図 5-8 各変形角の平均値

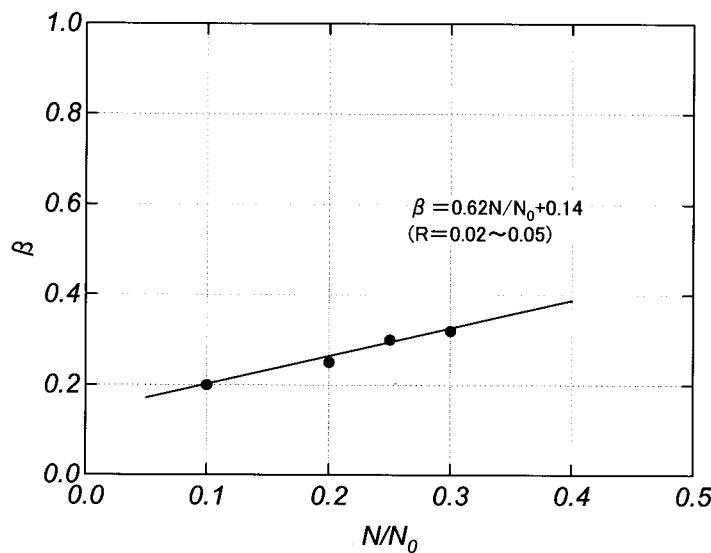


図 5-9 軸力比の影響

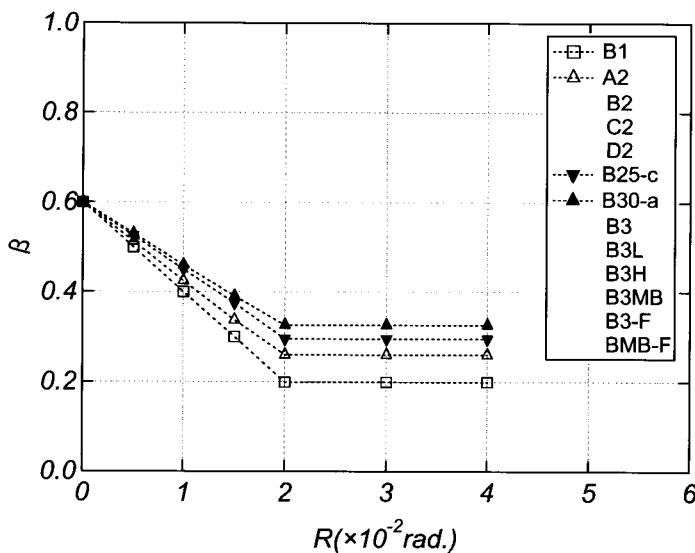


図 5-10 β のモデル化

5.4 履歴モデルの検証

実験結果から得られた CES 柱の履歴特性では、変形角の進行に伴い多くの試験体で耐力低下がみられ、履歴モデルとの差異が大きくなる。そこで本論では、実験結果と履歴モデルの吸収エネルギーの差に着目し、既往の研究で提案した変形能力評価式と総合し、モデル化を行う変形角の範囲を決定した。

図 5-11 に各試験体の履歴モデルと実験結果の吸収エネルギーを、表 4 に 4 章で提案した評価式(5-8), (5-9)および(5-10)を用いて算出した限界変形角 R_{80} , R_{85} , R_{90} および図 5-11 から判断した履歴モデルと実験結果の吸収エネルギーの差異が顕著になる変形角 R_E を示す。ここで、 R_E は吸収エネルギーの差が 10% を超えない範囲での最大変形角とした。

$$R_{80\text{ cal}} = -24.5 \cdot N/N_0 + 18.5 \cdot A_s/BD + 1.6 \cdot a/D + (-24.4 b_s/b + 14.6) F + 39.3 b_s/b - 17.4 \quad (5-8)$$

$$R_{85\text{ cal}} = -19.1 \cdot N/N_0 + 13.5 \cdot A_s/BD + 1.2 \cdot a/D + (-11.0 b_s/b + 6.6) F + 26.2 b_s/b - 10.3 \quad (5-9)$$

$$R_{90\text{ cal}} = -14.3 \cdot N/N_0 + 9.3 \cdot A_s/BD + 0.7 \cdot a/D + (-5.5 b_s/b + 3.4) F + 21.3 b_s/b - 7.8 \quad (5-10)$$

表4から、 R_E と最も対応が良いのは R_{85} であり、 R_{85} を R_E で除した値の平均値は1.01、標準偏差は0.15となった。そこで、図5-12では変形角 R_{85} 程度までモデル化している。

また、図5-13に変形角 R_E までの吸収エネルギーの合計 γS を履歴モデルと実験結果の比較で示しているが、履歴モデルが実験結果と良好な対応を示していることが確認できる。

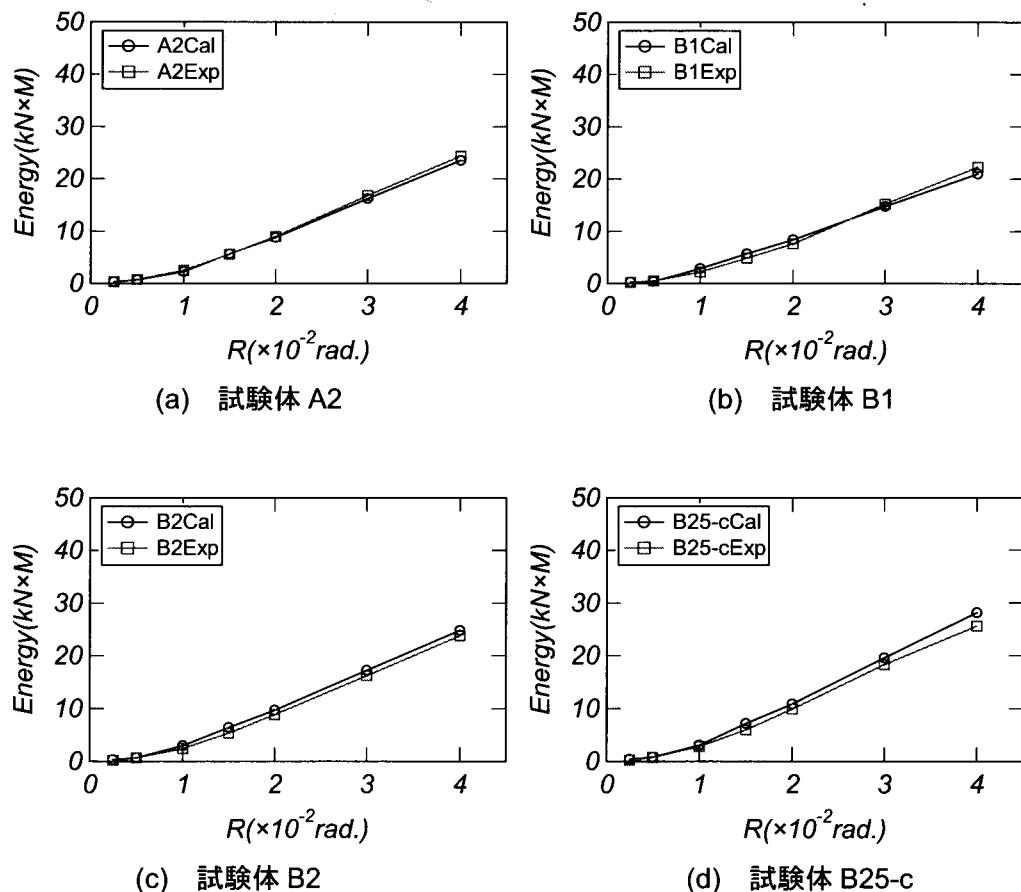


図5-11 履歴モデルと実験結果の吸収エネルギーの比較

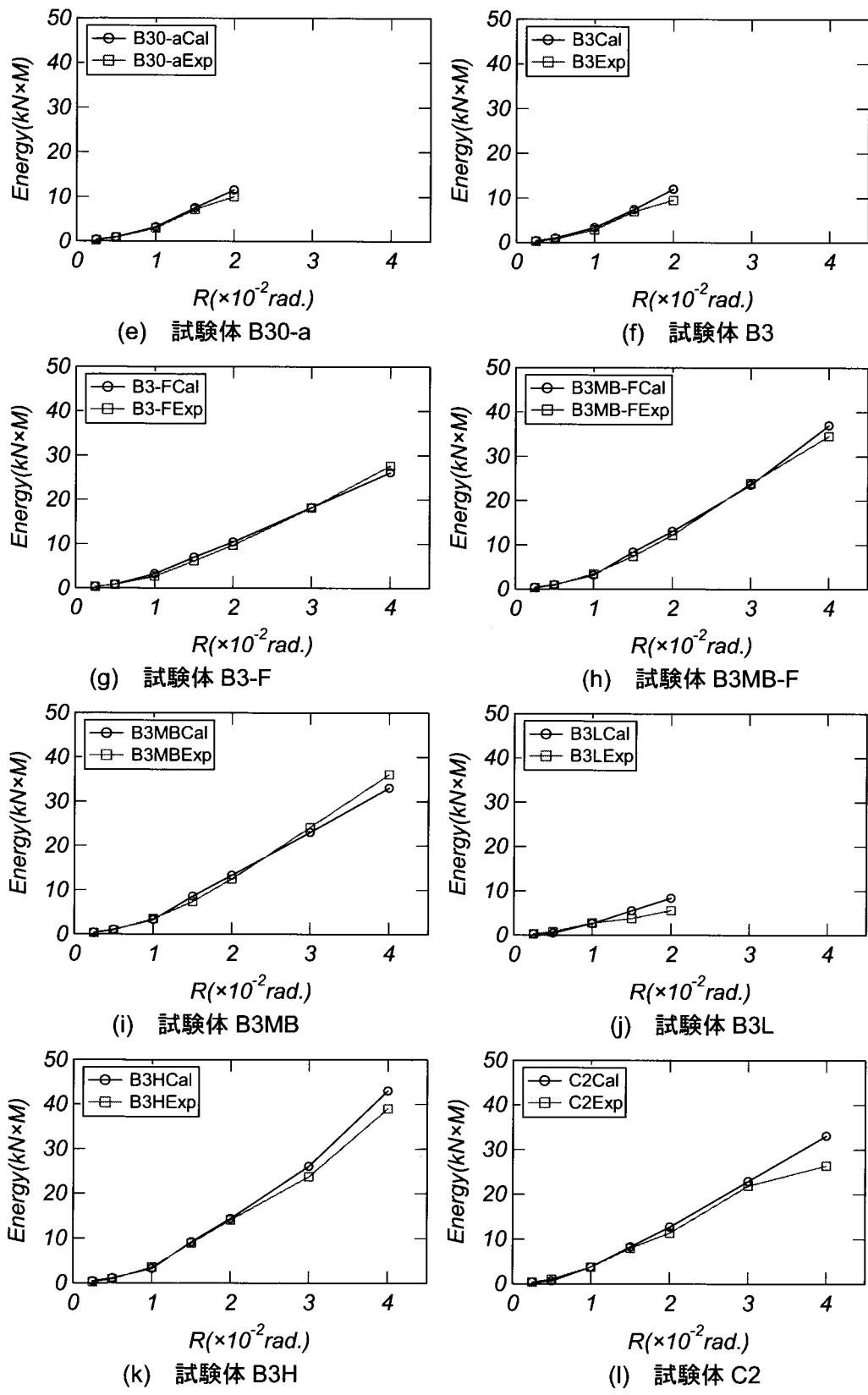
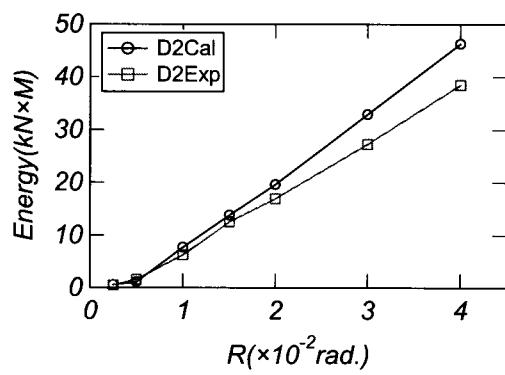


図 5-11 履歴モデルと実験結果の吸収エネルギーの比較



(m) 試験体 D2

図 5-11 履歴モデルと実験結果の吸収エネルギーの比較

表 4 R_{80} , R_{85} , R_{90} および R_E の値

Specimen	N/N_0	A_s/BD	a/D	$R_{80\ cal}$ (%)	$R_{85\ cal}$ (%)	$R_{90\ cal}$ (%)	R_E (%)
A2	0.188	0.0421	2.5	4.75	3.89	2.95	4.0
B1	0.095	0.0421	2.0	6.23	5.07	3.92	5.0
B2	0.188	0.0421	2.0	3.95	3.29	2.60	4.0
B25-c	0.218	0.0421	2.0	3.21	2.72	2.17	3.0
B30-a	0.282	0.0421	2.0	1.64	1.50	1.26	1.5
B3	0.278	0.0421	2.0	1.74	1.58	1.31	1.5
B3-F	0.28	0.0421	2.0	2.91	2.09	1.59	3.0
B3MB-F	0.28	0.0636	2.0	3.58	3.36	3.09	3.0
B3MB	0.28	0.0636	2.0	3.55	3.34	3.05	3.0
B3L	0.292	0.0292	2.0	1.16	1.13	1.00	1.0
B3H	0.300	0.0701	2.0	1.72	1.53	1.26	1.5
C2	0.192	0.0421	1.5	3.05	2.62	2.19	3.0
D2	0.193	0.0421	1.0	2.23	2.01	1.82	1.5

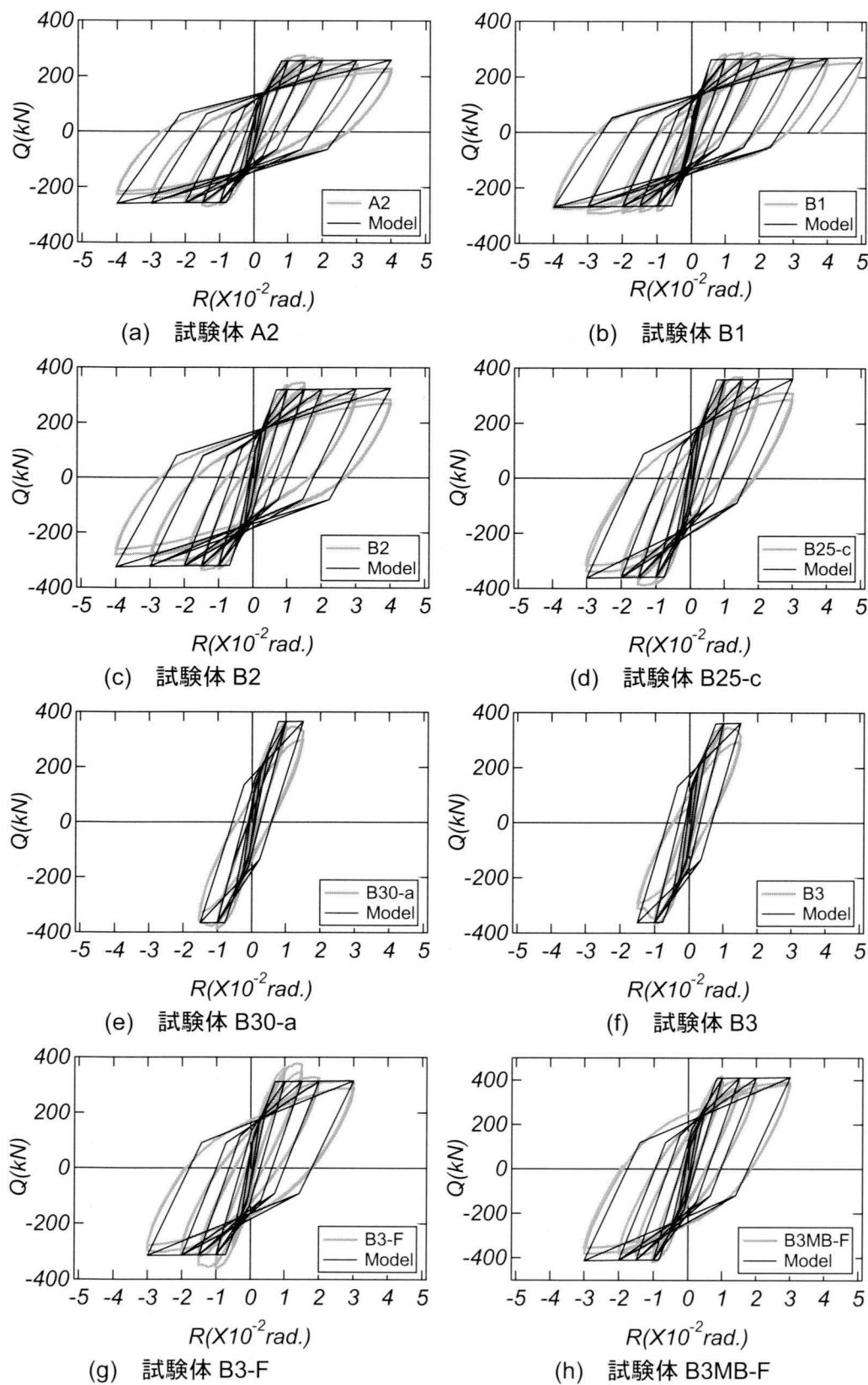


図 5-12 実験結果と履歴モデルの比較

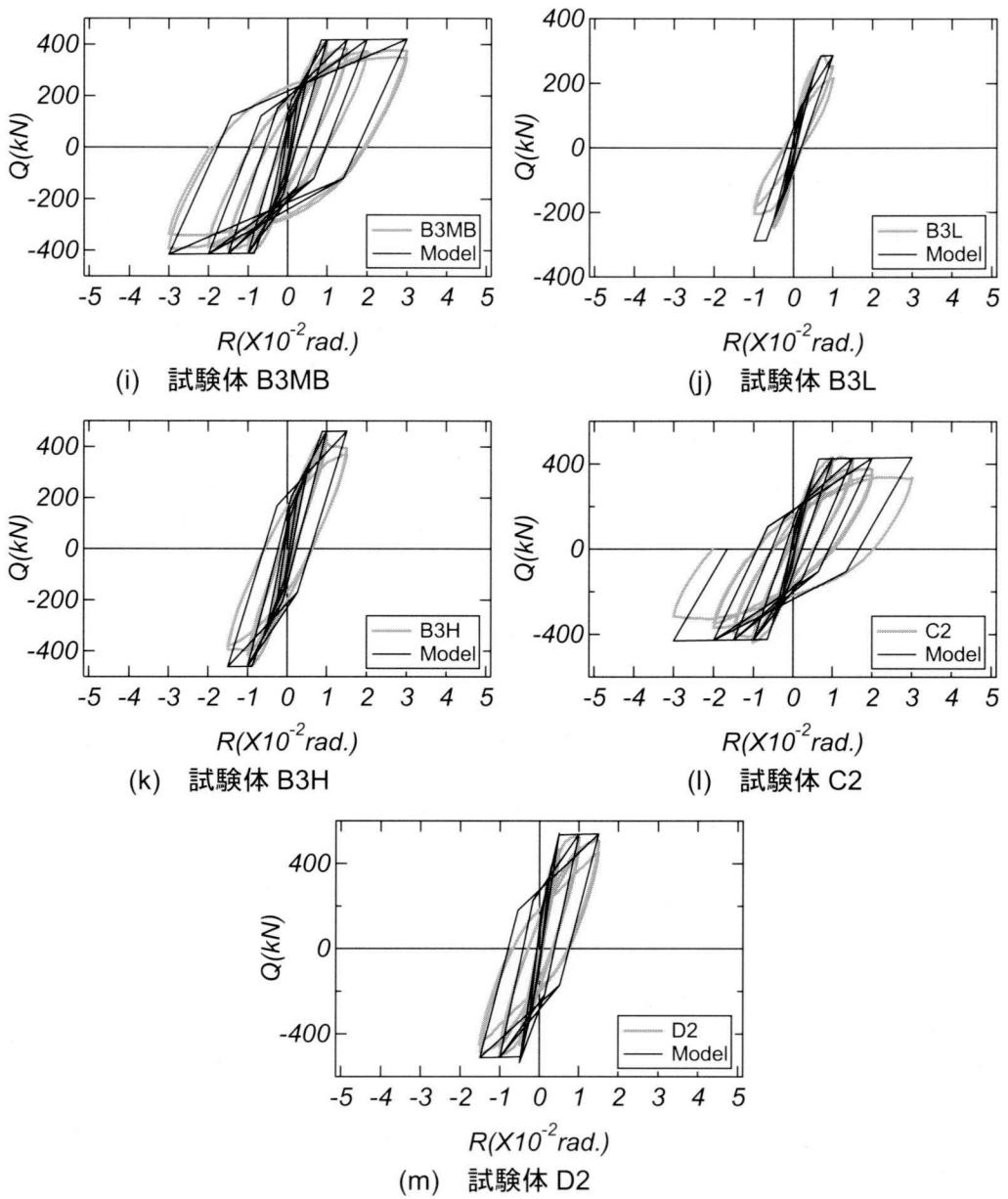


図 5-12 実験結果と履歴モデルの比較

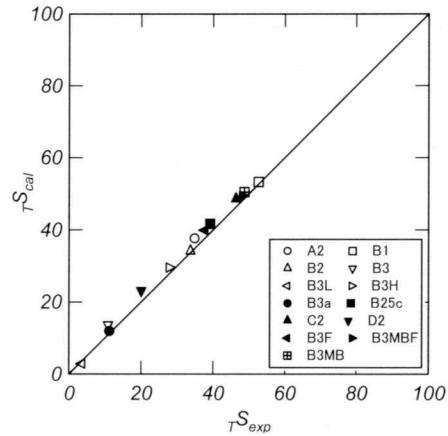


図 5-13 吸収エネルギーの比較

5.5 市販の構造解析ソフトへの適用例

前節までは剛性低減型の履歴曲線を用いた履歴モデルを提案し、その精度を検証した結果、水平変形角 R_{85} 程度まで実験結果と極めて良い対応を示すことを確認した。そこで、本節では提案した履歴モデルの構造解析ソフトで用いられる材端バネモデルへの適用性を検証する。

5.5.1 解析手法の概要

解析には市販の構造物非線形解析ソフト「SANP」²⁴⁾を用いた。SANP は任意形状の非線形構造物に対する部材レベルの動的応答解析、応力解析、増分解析を行うことができる。

図 5-14 に全体図—モデルおよび 3D モデルを示す。解析は 6 節点を用い、剛域長さをスタブ高さの 1/4 に設定する。節点荷重はスタブを 3 等分、柱の分は 1 番と 2 番節点に入れ、部材荷重に関して、荷重タイプは分布荷重である。また、上に水平力を載荷し、下を固定する。軸力は下から加力する。

スケルトンモデルを図 5-15 に示す。また、提案した CES 柱の履歴モデルに近似した鉄鋼剛性低減型 F(ST3)モデル（図 5-16 に示す）を用いて、CES 柱の履歴モデルに基づいて、各パラメータの値を入力した。

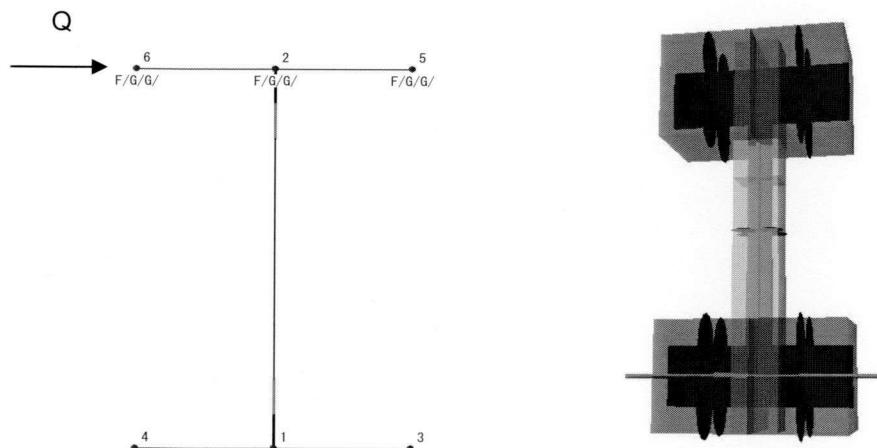


図 5-14 全体図—モデルおよび 3D モデル

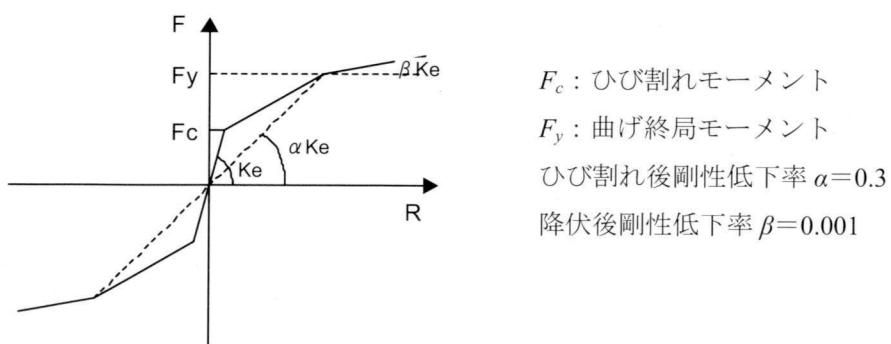


図 5-15 スケルトンモデル

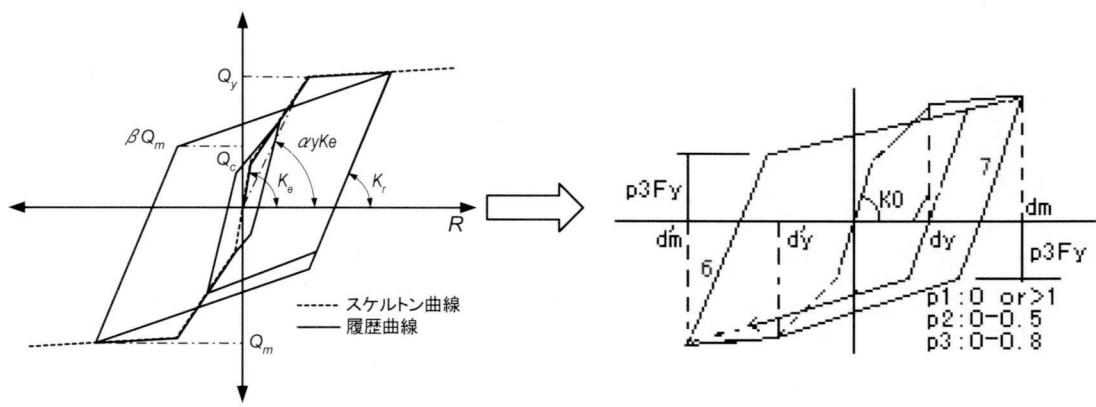


図 5-16 CES 柱の履歴モデルおよび鉄鋼剛性低減型 F(ST3)モデル

5.5.2 解析結果

図 5-17 に実験および解析による水平荷重一水平変位関係を比較したものを示す。ここでせん断力は柱頂部の水平荷重、水平変位は柱上部位置での変位とした。解析結果は良好な対応を示しており、高い精度で履歴ループを再現できている。

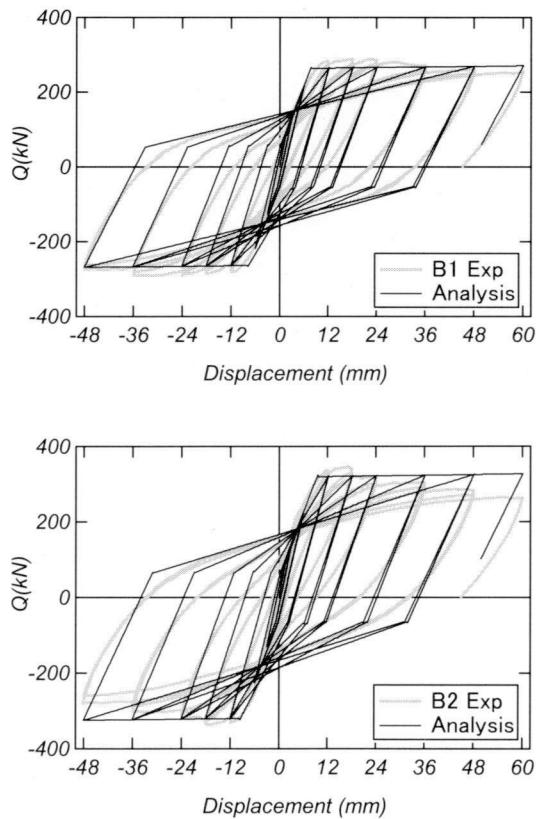


図 5-17 実験および解析による水平荷重一水平変位関係の比較

5.6 まとめ

本章では既往の実験結果に基づいて、CES 構造柱のスケルトン曲線（モデル A およびモデル B）と履歴モデルを検討した。また、検討した多くの試験体で変形角の進行に伴い耐力低下が発生するため、実験結果と履歴モデルの吸収エネルギーの差に着目し、変形能力評価式と総合したうえで、モデル化する変形角の範囲を決定し、履歴モデルの精度を検証した。

筆者らが提案しているモデル B で曲げひび割れモーメントの算定式に関して、実験結果の範囲においては RC 規準による算定式（モデル A）と比較して大きな差異があるわけではないが、高軸力下で安全側の評価となることを考慮して採用することとした。

軸力比、纖維混入量およびせん断スパン比が除荷剛性係数 α への影響は殆ど無いのに対し、鉄骨量の増加に伴い除荷剛性係数 α の値は明らかに小さくなるため、その関係を関数化し、履歴曲線モデルに適用した。

CES 柱の簡便な線材モデルを想定した Tri-Linear 型のスケルトン曲線と剛性低減型の履歴曲線を用いた履歴モデルを提案した。また、履歴モデルの精度を検証した結果、各試験体のモデル化は変形角 R_{85} 程度まで実験結果と極めて良い対応を示すことを確認した。

CES 柱の静的載荷実験を対象とした SNAP 解析により提案した履歴モデルは材端バネモデルへの適用の検証を行った。その結果、最大耐力および除荷剛性など、実験結果と比べ良好な対応を示しており、高い精度で履歴ループを再現できている。

第6章 結論

6.1 本研究のまとめ

本論文では、バンドプレートの幅、FRC の纖維混入量および内蔵鉄骨のフランジ幅などを実験変数とし、H 形鉄骨を内蔵した CES 柱の静的載荷実験を実施した。また、その破壊性状、耐力性能および変形性能について把握するとともに、既往の研究を踏まえ、実験における各パラメータ（軸力比、鉄骨量、せん断スパン比、FRC の纖維混入量および内蔵鉄骨のフランジ幅）が CES 柱の変形能力に及ぼす影響を検討し、これらの影響を総合的に評価できる H 形鉄骨内蔵 CES 柱の変形能力評価式を提案し、その妥当性について検証を行った。

さらに H 形鉄骨内蔵 CES 柱の履歴曲線のモデル化手法について検討し、履歴モデルと実験結果との吸収エネルギーの差異に着目し、変形能力評価式との比較によりモデル化を行う際の変形角の範囲を決定し、実験結果との対応を確認した。

本研究で得た知見を以下に要約する。

- (1) バンドプレートによる内蔵鉄骨の局部座屈の抑制および H 形鉄骨内蔵 CES 柱の変形能力の向上などの効果はほとんど期待できなかった。また、軸力比に関しては、0.25 と 0.3 の僅かな変化であっても CES 柱の変形能力に与える影響は極めて大きい。
- (2) FRC の纖維混入量を増加させることで CES 柱の変形能力を大きく改善させることが可能である。また、内蔵鉄骨のフランジ幅を大きくし、鉄骨によるコンクリートの拘束領域を増加させると、CES 柱の変形能力は向上するが、逆にフランジ位置でのかぶりが小さくなるため、変形能力改善に及ぼす纖維混入量の影響は小さくなる傾向にある。
- (3) 軸力比、内蔵鉄骨量およびせん断スパン比の三つのパラメータと各試験体の限界変形角 R_{80} 、 R_{85} および R_{90} の間には線形比例関係があることを示し、軸力比、鉄骨量、せん断スパン比、纖維混入量および鉄骨フランジ幅の 5 つのパラメータを考慮した CES 柱の変形能力評価式を提案した。また、提案式の精度を検証した結果、限界変形角 R_{80} 、 R_{85} 、 R_{90} の計算値と実験値の比の平均値は 1.00、0.99 および 1.00、標準偏差は 0.09、0.09 および 0.10 となり、実験結果と極めてよい対応を示した。
- (4) CES 柱の簡便な線材モデルを想定した Tri-Linear 型のスケルトン曲線と剛性低減型の履歴曲線を用いた履歴モデルを提案した。また、履歴モデルの精度を検証した結果、各試験体のモデル化は変形角 R_{85} 程度まで実験結果と極めて良い対応を示すことを確認した。
- (5) 提案した履歴モデルの構造解析ソフトで用いられる材端バネモデルへの適用性の検証を

行った。その結果、最大耐力および除荷剛性など、実験結果と比べ良好な対応を示しており、高い精度で履歴ループを再現できている。

6.2 今後の検討課題

本研究で未検討、未解決の事項を以下に示す。

軸力については一定のものを対象としているため、隅柱や側柱等の変動軸力を受けるものについてはさらに検討が必要である。また、本論では提案した履歴モデルは変形角 R_{85} 程度まで実験結果と極めて良い対応を示したが、耐力低下を考慮できる履歴モデルの検討は今後の課題の一つといえる。

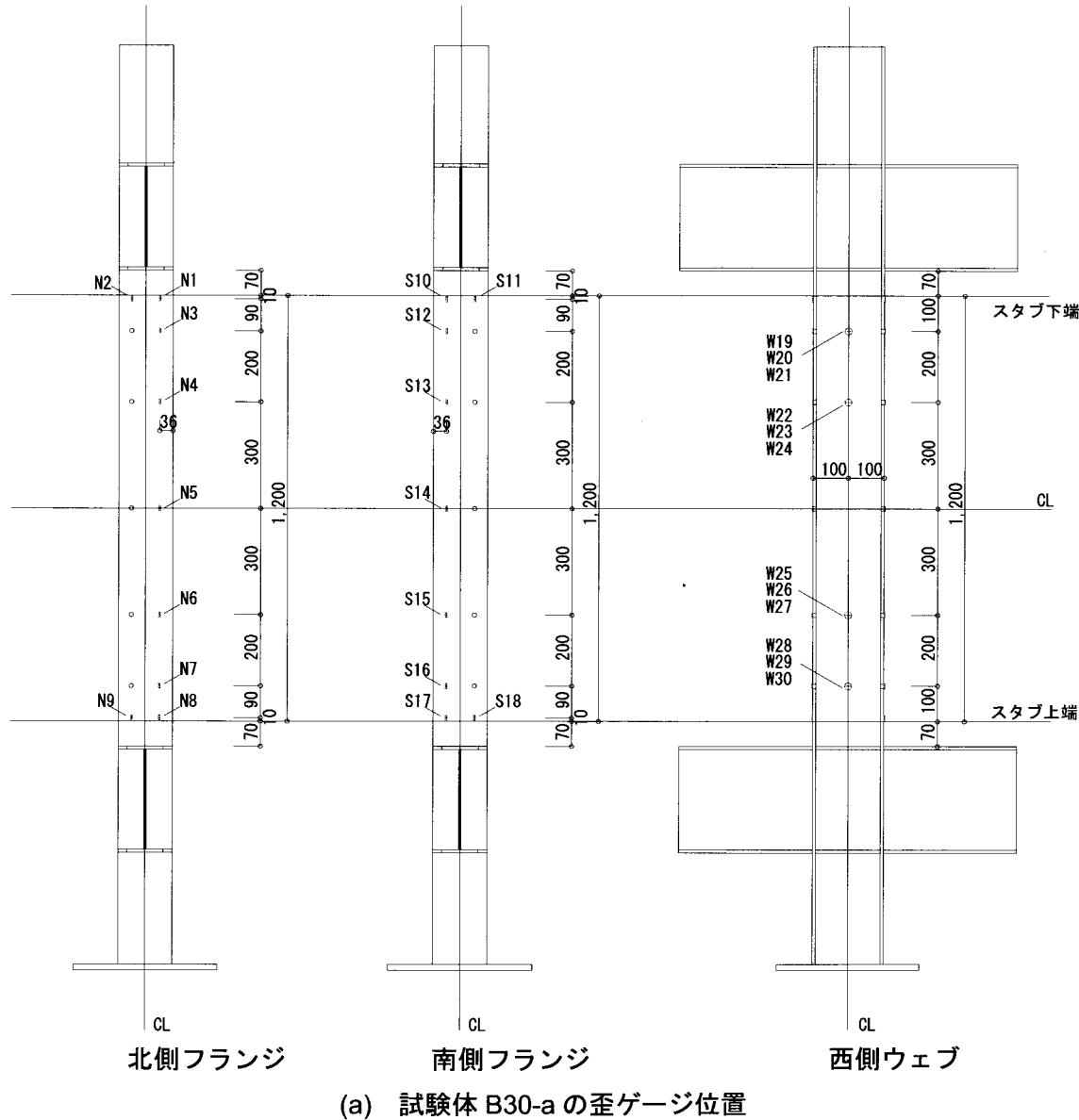
参考文献

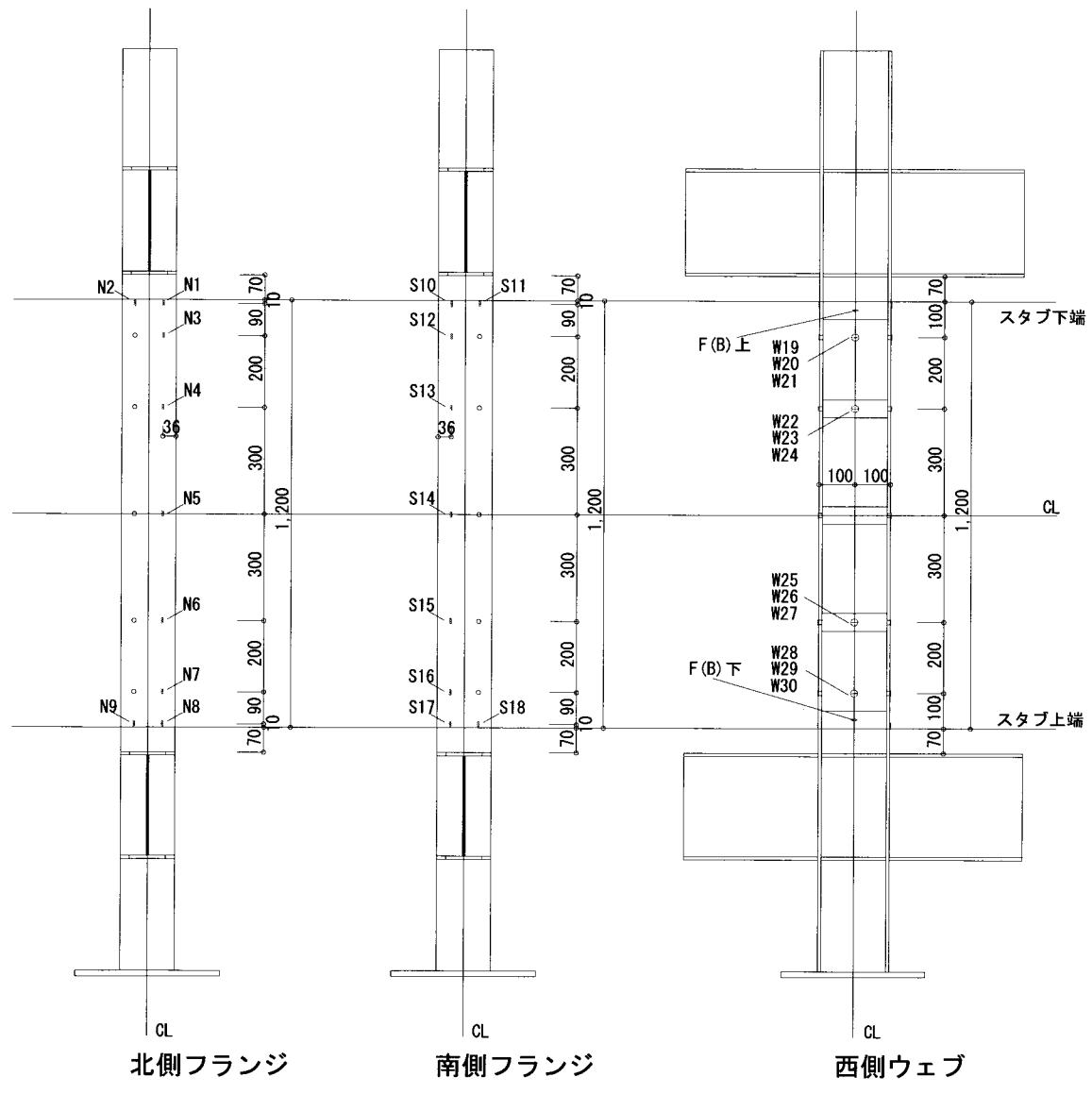
- 1) 内田保博, 他 6 名 : SRC 構造の多様な利用法, 2006 年度日本建築学会大会 (関東) 構造部門 (SCCS) パネルディスカッション「New Composite Structures □CES 構造システムの実用化を目指して」資料, 日本建築学会, pp.1-9, 2006.9
- 2) 倉本洋 : 今伝えたいトピックス CES 合成構造システム, 建築雑誌, Vol.120, No.1535, pp. 34-35, 2005.7.
- 3) 倉本洋 : 新合成構造システム : CES, 2006 年度日本建築学会大会 (関東) 構造部門 (SCCS) パネルディスカッション「New Composite Structures CES 構造システムの実用化を目指して」資料, 日本建築学会, pp.11-14, 2006.9.
- 4) 高橋宏行, 前田匡樹, 倉本洋 : 高韌性型セメント材料を用いた鉄骨コンクリート構造柱の復元力特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 第 22 卷, 第 3 号, pp.1075-1080, 2000.6.
- 5) 足立智弘, 倉本洋, 川崎清彦 : 繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 第 24 卷, 第 2 号, pp.271-276, 2002.6.
- 6) 足立智弘, 倉本洋, 川崎清彦, 柴山豊 : 高軸力を受ける繊維補強コンクリート一鋼合成構造柱の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 第 25 卷, 第 2 号, pp.289-294, 2003.6.
- 7) 柴山豊, 倉本洋, 川崎清彦, Fauzan : 繊維補強モルタルパネルで被覆した CES 構造柱の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 第 26 卷, 第 2 号, pp.157-162, 2004.7.
- 8) 柴山豊, 倉本洋, 永田諭, 川崎清彦 : 繊維補強コンクリートパネルで被覆した鉄骨コンクリート柱の復元力特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 第 27 卷, 第 2 号, pp.241-246, 2005.6.
- 9) 田口孝, 永田諭, 松井智哉, 倉本洋 : H 形鉄骨を内蔵した CES 柱の構造性能, コンクリート工学年次論文集, 第 28 卷, 第 2 号, pp.1273-1278, 2006.7.
- 10) 藤本利昭, 永田諭, 松井智哉, 倉本洋 : プレキャスト CES 柱の構造性能に及ぼすパネル接合方法の影響, コンクリート工学年次論文集, 第 28 卷, 第 2 号, pp.1279-1284, 2006.7.
- 11) 倉本洋, 松井智哉, 今村岳大, 田口孝 : CES 合成構造平面架構の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 629 号, pp.1103-1110, 2008.7.
- 12) 松井智哉, 溝淵博己, 藤本利昭, 倉本 洋 : せん断スパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1165-1170, 2009.7
- 13) 松井智哉, 溝淵博己, 倉本 洋 : H 形鉄骨内蔵 CES 柱の構造実験と FEM 解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1171-1176, 2010.7
- 14) 日本建築学会 : 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2001.
- 15) 伊藤忠テクノソリューションズ株 : FAINAL/V99

- 16) F.J.Vecchio, M.P.Collinse : The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear ACI Structural Journal, Vol.83, pp219-231, No.2, Mar-Apr., 1986
- 17) 長沼一洋:三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No.474, pp.163-170, 1995.8.
- 18) 出雲淳一, 島 弘, 岡村 甫:面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9, pp.134-147, 1987
- 19) 長沼一洋:平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.421, pp.39-48, 1991.3.
- 20) 金洗演, 米澤健次, 野口 博:鋼とコンクリートからなる合成構造の付着特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, C-2, pp.1631-1632, 2004.9.
- 21) 鈴木敏郎, 元結正次郎, 太田秀彦:純圧縮を受けるコンクリート充填角形短柱の座屈および座屈後挙動, 日本建築学会構造系論文集, No.486, pp.143-151, 1996
- 22) 藤本利昭, 倉本 洋, 松井智哉:交差 H 形断面鉄骨を内蔵した CES 柱の構造性能, 第 8 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演集, Paper No.4 (CD-ROM), 2009.11
- 23) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 24) 構造システム (株) : SNAP Ver.6

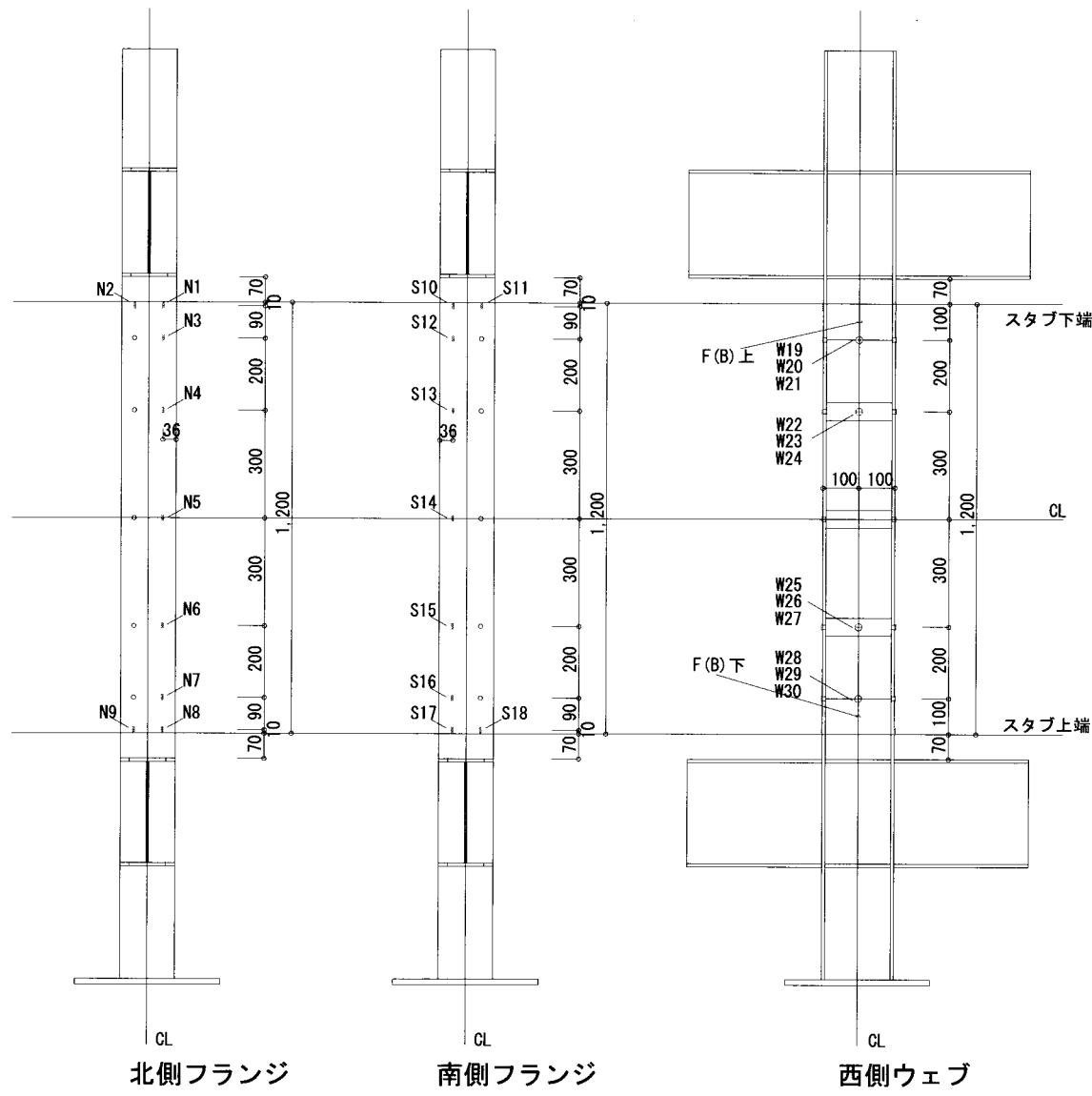
付録

付録 1 各試験体の歪ゲージ位置

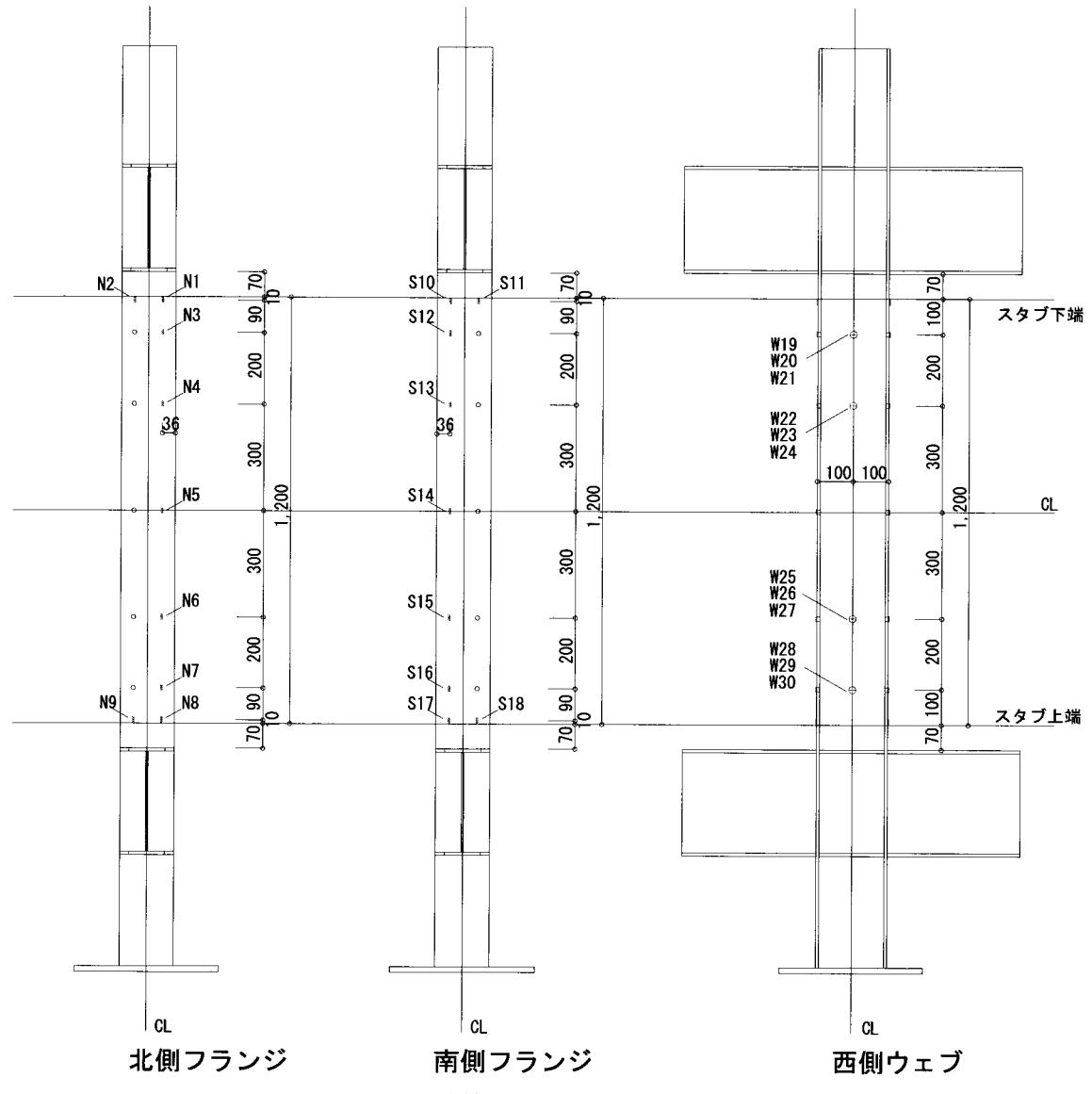




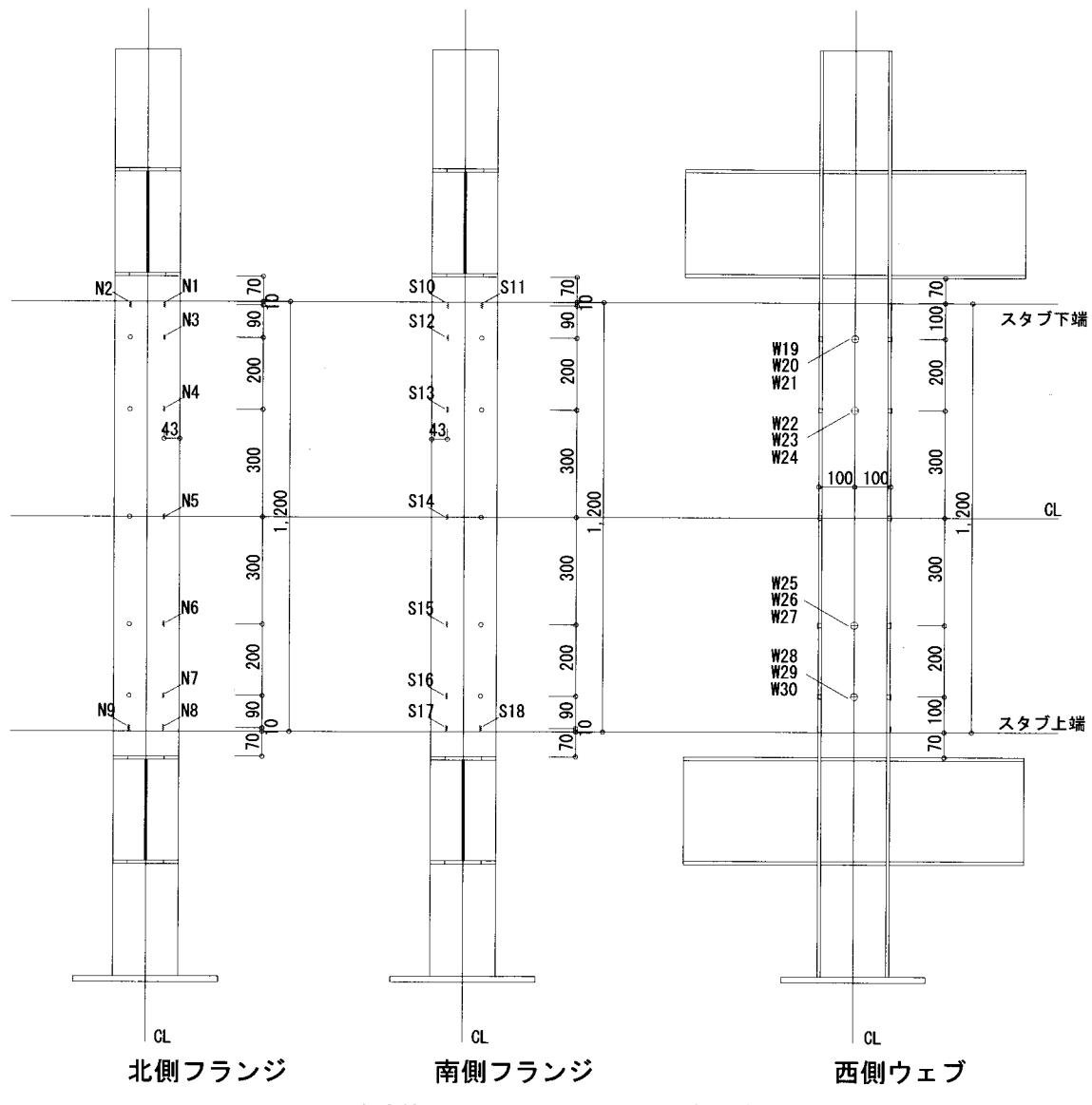
(b) 試験体 B30-b, B25-b の歪ゲージ位置



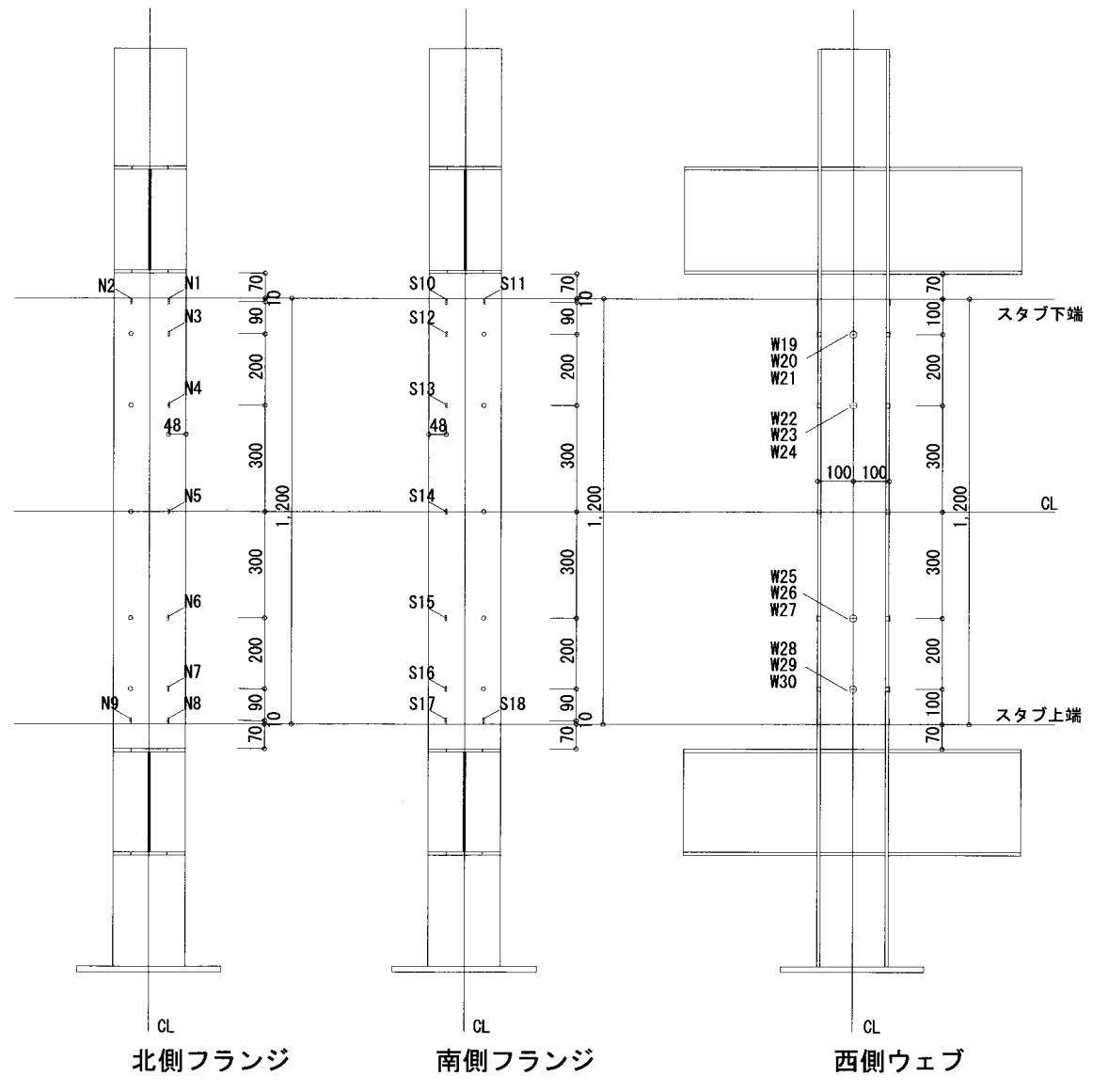
(c) 試験体 B30-c, B25-c の歪ゲージ位置



(d) 試験体 B3-F の歪ゲージ位置

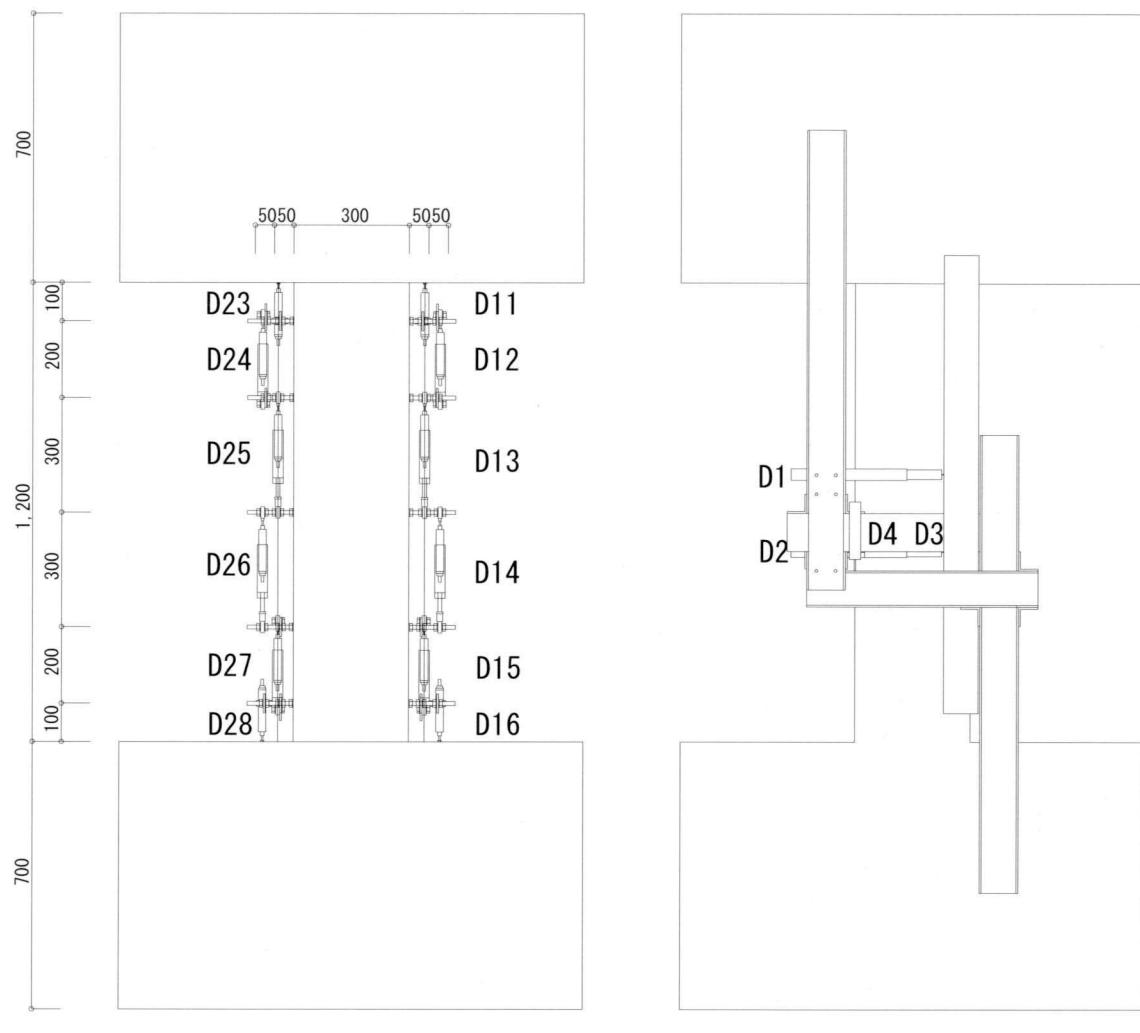


(e) 試験体 B3MB-F, B3MB の歪ゲージ位置



(f) 試験体 B3HC の歪ゲージ位置

付録 2 変位計測定位置



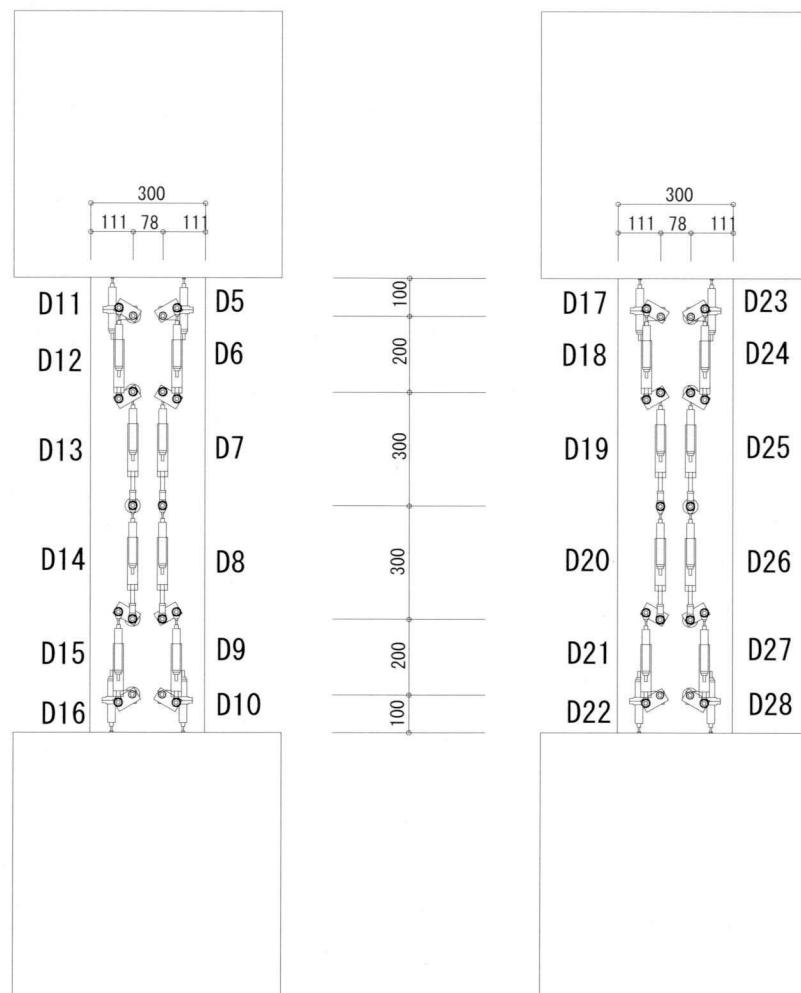
試験体正面

5, 23 : 柱頭部相対変形測定
6 から 9, 24 から 27 : 曲率測定
10, 28 : 柱脚部相対変形測定

試験体裏面

1, 2 : 水平変位測定
3, 4 : 水平変位測定

(a) 試験体の正面と裏面



試験体北面

試験体南面

11, 16, 23, 28 : 鉄骨部相対変形測定

12 から 15, 24 から 27 : 鉄骨部曲率測定

5, 10, 17, 22 : コンクリート部相対変形測定

6 から 9, 18 から 21 : 鉄骨部曲率測定

(b) 試験体の北面と南面

付録 3 CH_ゲージ対応表

(a) 試験体 B30-a, B3-F, B3MB, B3MB-F, B3HC

ch番号	変位計・ ゲージ番 号	位置	計測器	係数	定格 出力	容量
000	Q	水平ジャッキ		0.75	2666	2000
001	N(南)	鉛直ジャッキ(南)		0.75	2666	2000
002	N(北)	鉛直ジャッキ(北)		0.75	2666	2000
003	D1	水平変位(上)	SDP-200	0.01	20000	200
004	D2	水平変位(下)	SDP-200	0.01	20000	200
005	D3	鉛直変位(南)	SDP-100	0.02	5000	100
006	D4	鉛直変位(北)	SDP-100	0.02	5000	100
007	D5	北側コンクリート上部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
008	D6	北側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
009	D7	北側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
010	D8	北側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
011	D9	北側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
012	D10	北側コンクリート下部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
013	D11	北側鉄骨上部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
014	D12	北側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
015	D13	北側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
016	D14	北側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
017	D15	北側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
018	D16	北側鉄骨下部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
019	D17	南側コンクリート上部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
020	D18	南側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
021	D19	南側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
022	D20	南側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
023	D21	南側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
024	D22	南側コンクリート下部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
025	D23	南側鉄骨上部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
026	D24	南側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
027	D25	南側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
028	D26	南側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
029	D27	南側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
030	D28	南側鉄骨下部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
031	N1	北側上端部正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
032	N2	北側上端部裏面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
033	N3	北側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
034	N4	北側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
035	N5	北側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
036	N6	北側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
037	N7	北側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
038	N8	北側下端部正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
039	N9	北側下端部裏面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
040	S10	南側上端部正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
041	S11	南側上端部裏面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
042	S12	南側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
043	S13	南側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
044	S14	南側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
045	S15	南側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
046	S16	南側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
047	S17	南側下端部正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
048	S18	南側下端部裏面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
049	W19	西側3軸-1-Y	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
050	W20	西側3軸-1-Z	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
051	W21	西側3軸-1-X	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
052	W22	西側3軸-2-Y	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
053	W23	西側3軸-2-Z	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
054	W24	西側3軸-2-X	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
055	W25	西側3軸-3-Y	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
056	W26	西側3軸-3-Z	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
057	W27	西側3軸-3-X	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
058	W28	西側3軸-4-Y	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
059	W29	西側3軸-4-Z	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
060	W30	西側3軸-4-X	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2

(b) 試験体 B30-b, B25-b, B30-c, B25-c

ch番号	変位計・ゲージ番号	位置	計測器	係数	定格出力	容量
000	Q	水平ジャッキ		0.75	2666	2000
001	N(南)	鉛直ジャッキ(南)		0.75	2666	2000
002	N(北)	鉛直ジャッキ(北)		0.75	2666	2000
003	D1	水平変位(上)	SDP-200	0.01	20000	200
004	D2	水平変位(下)	SDP-200	0.01	20000	200
005	D3	鉛直変位(南)	SDP-100	0.02	5000	100
006	D4	鉛直変位(北)	SDP-100	0.02	5000	100
007	D5	北側コンクリート上部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
008	D6	北側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
009	D7	北側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
010	D8	北側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
011	D9	北側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
012	D10	北側コンクリート下部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
013	D11	北側鉄骨上部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
014	D12	北側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
015	D13	北側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
016	D14	北側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
017	D15	北側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
018	D16	北側鉄骨下部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
019	D17	南側コンクリート上部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
020	D18	南側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
021	D19	南側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
022	D20	南側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
023	D21	南側コンクリート曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
024	D22	南側コンクリート下部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
025	D23	南側鉄骨上部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
026	D24	南側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
027	D25	南側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
028	D26	南側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
029	D27	南側鉄骨曲率測定	CDP-25	0.002	12500	25
030	D28	南側鉄骨下部相対変形	CDP-50	0.005	10000	50
031	N1	北側上端部正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
032	N2	北側上端部裏面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
033	N3	北側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
034	N4	北側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
035	N5	北側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
036	N6	北側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
037	N7	北側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
038	N8	北側下端部正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
039	N9	北側下端部裏面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
040	S10	南側上端部正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
041	S11	南側上端部裏面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
042	S12	南側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
043	S13	南側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
044	S14	南側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
045	S15	南側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
046	S16	南側正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
047	S17	南側下端部正面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
048	S18	南側下端部裏面側	FLA-5-11-5L	0.948	2.11	2
049	W19	西側3軸-1-Y	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
050	W20	西側3軸-1-Z	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
051	W21	西側3軸-1-X	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
052	W22	西側3軸-2-Y	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
053	W23	西側3軸-2-Z	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
054	W24	西側3軸-2-X	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
055	W25	西側3軸-3-Y	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
056	W26	西側3軸-3-Z	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
057	W27	西側3軸-3-X	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
058	W28	西側3軸-4-Y	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
059	W29	西側3軸-4-Z	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
060	W30	西側3軸-4-X	FRA-5-11-5L	0.952	2.1	2
061	F上	東側(表)上のバンドフレート	FLA-5-11-5L	0.952	2.1	2
062	F下	東側(表)下のバンドフレート	FLA-5-11-5L	0.952	2.1	2
063	B上	西側(表)上のバンドフレート	FLA-5-11-5L	0.952	2.1	2
064	B下	西側(表)下のバンドフレート	FLA-5-11-5L	0.952	2.1	2

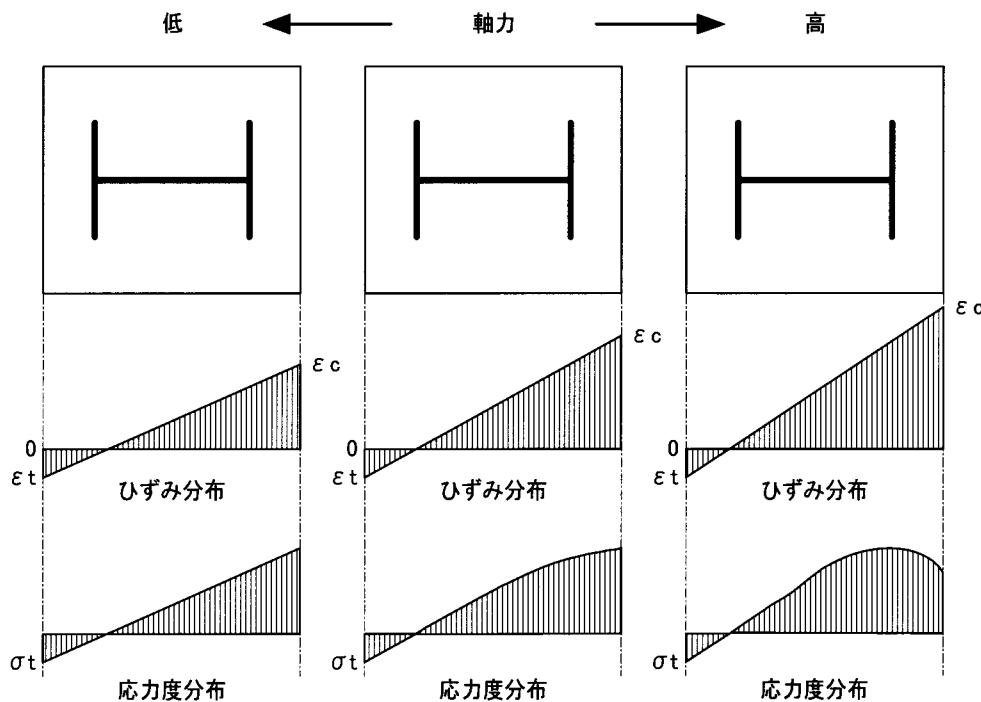
付録4 CES柱の曲げひび割れ強度について

RC規準による曲げひび割れ耐力算定式を以下に示す²³⁾。

$$M_c = \sigma_t Z_e + \frac{ND}{6}, \quad (\sigma_t = 0.56\sqrt{\sigma_B}) \quad (A1.1)$$

ここで、 Z_e ：鉄筋を考慮した有効断面係数である。

上記の式は、弾性理論に基づく式であり、図A1に示すように軸力が大きくなると引張縁がひび割れ強度に達するときの圧縮縁のひずみが大きくなるため、弾性理論では適合しなくなり、式(A1.1)に比べ曲げ強度が小さくなる。



図A1 曲げひび割れ強度時の応力分布

図A2は、試験体B2について引張縁のひずみを一定として平面保持の仮定により求めた M_c-N 関係をプロットしたものである。同図より、軸力が高くなるほど式(A1.1)に比べ平面保持の仮定により求めた曲げ強度が小さくなっていることがわかる。ただし、今回の実験範囲である $N \leq 0.3N_o$ (=1200kN)ではその差は僅かであった。しかしながら交差H形鉄骨内蔵のCES柱実験⁷⁾においては、図A3に示すように高軸力下でも曲げひび割れモーメントは比較的小さな値を示している。

以上のことから、曲げひび割れモーメントを図 A2 の提案式のように設定する。曲げひび割れ耐力曲線は、最大ひび割れ耐力 N_{tc} (引張側), N_{cc} (圧縮側), 最大ひび割れ曲げ耐力 M_{c0} の 3 点から以下のように表すこととした。

$$\frac{(N_{cc} + N_{tc})}{2} < N \leq N_{cu} \text{ の時 :}$$

$$M_c = \left(\frac{N_{tc}}{N_{tu}} \right) \cdot M_u \quad (\text{A1.2})$$

$$N_{tc} \leq N \leq \frac{(N_{cc} + N_{tc})}{2} \text{ の時 :}$$

$$M_c = \left\{ 1 - \left(\frac{N - (N_{cc} + N_{tc})/2}{(N_{cc} - N_{tc})/2} \right)^2 \right\} \cdot \left(\frac{N_{tc}}{N_{tu}} \right) \cdot M_u \quad (\text{A1.3})$$

ここで、 $N_{cc} = N_{cu} + (N_{tu} - N_{tc})$, N_{cu} : CES 柱の圧縮側終局軸耐力, $N_{tc} = -0.56\sqrt{\sigma_B}A_e$, A_e : 鉄骨を考慮した断面積, N_{tu} : CES 柱の引張側終局軸耐力, M_u : CES 柱の最大終局曲げ耐力である。なお、軸力の符号は圧縮を正、引張を負とする。

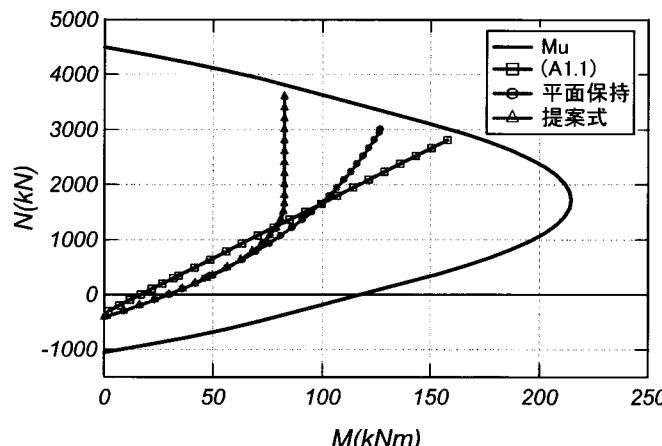


図 A2 計算方法の違いによる曲げひび割れモーメントの比較

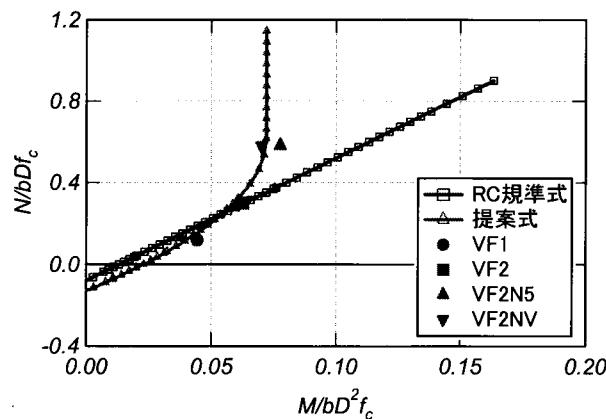


図 A3 交差 H 形鉄骨内蔵の CES 柱の曲げひび割れモーメントと軸力の関係

謝辞

本論文は、私が大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻・博士後期課程における研究成果を纏めたものである。本論文の作成にあたり、大変多くの方々にお世話になりました。ここに記して感謝の意を表します。

倉本洋教授には、本論文を作成するにあたって貴重なご意見を頂くとともに、研究だけでなく公私にわたりあらゆる場面で丁寧かつ熱心なご指導・ご鞭撻を賜りました。先生は実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）での実験に参加できる貴重な機会を与えてくださるなど、私が耐震工学の分野を志すきっかけを作っていただいた大切な方です。

本論文の審査過程において、宮本裕司教授、多田元英教授および真田靖士准教授には本論文の副査としてお忙しい中、数々の貴重なご意見、ご指摘を頂きました。平成23年度から定年退職された中川隆夫助教には、懇切なるご指導・御鞭撻とともに、実験の実施にあたって試験装置の説明から実験準備まで多岐にわたって大変お世話になりました。

大阪大学国際教育交流センターに所属する Juan Jose CASTRO 准教授には実験の計画・準備から、本論文を作成するにあたって貴重なご意見を頂き、公私にわたりあらゆる場面で終始熱心なご指導・ご鞭撻を賜りました。

豊橋技術科学大学・松井智准教授には、ご指導ご鞭撻を賜りました。本論文の作成するにあたって貴重なご意見を頂いただけでなく、様々なことに対してご助力を賜りました。

日本大学・藤本利昭准教授には、本論文を作成するにあたり丁寧かつ熱心なご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

日本学術振興会研究員として大阪大学・倉本研究室に在籍している櫻井真人氏には、本論文を作成するにあたりご指導・ご助言を何度もいただき、感謝申し上げます。また私が研究生から博士後期課程3年次にわたって4年間に同じ部屋となり、大変お世話になった大切な方です。

また同研究室の鈴木卓君には、実験の遂行や手伝い、研究室運営など日頃から様々なことに対して尽力していただきました。心より感謝いたします。

牧元祐太君には CES 柱実験の担当者として、実験の計画、準備、実施に際し、中心的な役割として多大な協力を頂きました。実験や論文作成などにあたっては牧元祐太君の尽力がなければ達成できなかつたといえる。

以上の方々に衷心より感謝申し上げます。また、当講座事務の坂田奈緒美さん、倉本研究室学生一同には研究活動のみならず日々の生活全般にわたって大変お世話になりました。ありがとうございました。

なお、私の博士後期課程3年間には、財団法人ロッテ国際奨学財団から奨学金の援助だけでなく、生活のご指導・ご助言を頂き、深く感謝致します。

