The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	CES造耐震壁の構造性能評価法に関する研究
Author(s)	鈴木, 卓
Citation	大阪大学, 2014, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/34441
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

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

The University of Osaka

博士学位論文

CES 造耐震壁の構造性能評価法に関する研究

鈴木　卓

2013 年 12 月

大阪大学大学院工学研究科

論文要旨

本研究は，「CES 造耐震壁の構造性能評価法に関する研究」と題し，鉄骨と繊維補強コンクリートから構成される CES 合成構造システムの主要耐震部材の一つとして考えられる CES 造耐震壁の構造性能の把握を主たる目的とした実験的および解析的研究である。

本論文は全 9 章から構成されている。

第 1 章「序論」では，本研究の背景と目的を示すと共に本研究に関連する既往の研究を整理した。既往の研究に関しては「CES 構造の開発過程」、「鉄骨鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能および問題点」および「鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力モデルに関する研究」の 3 項目に分けて整理した。

第 2 章「壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁の静的載荷実験」では，壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁を対象に静的載荷実験を行い，当該部材の基本的な構造性能および壁縦筋の定着状態の有無が CES 造耐震壁の構造性能に及ぼす影響について検討を行った。実験結果から，壁縦筋の梁への定着を省略しても CES 造耐震壁の最大耐力は同程度の値を示しており，壁縦筋の定着状態は最大耐力にほぼ影響しないことが明らかとなった。また，最大耐力後の挙動では，壁縦筋の定着のない試験体は，1 層梁下において壁板と梁とのずれが生じることで壁板のせん断変形が緩和されることで，定着のあるものと比べて耐力が徐々に低下しており，壁縦筋の定着を省略した耐震壁は定着したものと比べて緩やかに耐力低下する傾向を示した。

第 3 章「壁縦筋の定着状態が CES 造耐震壁の内部応力状態に及ぼす影響」では，第 2 章において示した壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁を対象に二次元 FEM 解析を実施し，解析モデルおよび材料構成則の妥当性について検討を行った。さらに，解析結果を用いて壁縦筋の定着状態の差異が内部応力状態に及ぼす影響について検討を行った。解析結果は実験結果のスケルトンカーブ，破壊性状，および壁板と梁とのずれなどの挙動を精度よく再現できることを示した。また，内部応力状態については，最大耐力時において壁縦筋の定着状態によらず最小主応力分布および試験体脚部の面内せん断応力度分布に特筆すべき差異は認められなかった。これは 1 層壁板と梁とのずれは最大耐力を発揮した後に発生することから，最大耐力までに着目すると CES 造耐震壁の耐

荷性能に及ぼす定着の有無の影響は小さいことを明らかにした。

第 4 章「壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁の静的載荷実験」では，壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁を対象に静的載荷実験を行い，当該部材の基本的な構造性能および壁板の偏心が CES 造耐震壁の構造性能に及ぼす影響について検討した。実験結果から，壁板が柱に偏心して取り付いた試験体の最大耐力は無偏心壁試験体と同程度の値となることが確認された。しかしながら，最大耐力後の挙動についてみると，せん断破壊先行型の偏心壁試験体は，壁板が柱に偏心して取り付いているため，特に境界梁（2 層梁）のかぶりコンクリートに損傷が集中し，無偏心壁試験体と比べて急激な耐力低下を示す傾向が認められた。一方，曲げ降伏先行型の偏心壁試験体は，壁板が柱に偏心して取り付いていることから，圧縮側柱コンクリートの応力負担領域が小さく，無偏心壁試験体と比べて脚部コンクリートの圧壊が早期に生じており，変形性能が低下する傾向を明らかにした。

第 5 章「CES 造耐震壁のせん断伝達メカニズムに及ぼす壁板位置の影響」では，壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁を対象に三次元 FEM 解析を実施し，第 4 章において示した壁板が偏心して取り付いた CES 造耐震壁を対象に三次元 FEM 解析を実施し，解析モデルおよび材料構成則の妥当性について検討を行った。さらに，解析結果を用いて壁板の偏心度合いが内部応力状態に及ぼす影響について検討を行った。解析結果は最大耐力までの復元力特性および各変形成分を概ね再現しており，壁板が偏心して取り付いた CES 造耐震壁の挙動を概ね再現できることを示した。また，内部応力状態についてみると，本論に示すような壁板の配置が側柱中心から大きくずれている場合，圧縮側柱の負担せん断力は無偏心壁のものと比べて小さく，壁板から圧縮側柱脚部にかけてのせん断伝達性能は低下する傾向が認められた。一方，壁板が偏心配置されている CES 造耐震壁でも，側柱中心位置が壁厚の範囲にある場合，圧縮側柱の負担せん断力は偏心壁配置のものと比べて大きく，無偏心壁配置の耐震壁と同程度のせん断伝達性能が期待できることを示した。

第 6 章「壁横筋の定着がない CES 造耐震壁の静的載荷実験」では，壁筋の周辺フレームへの定着を省略した CES 造耐震壁を対象に静的載荷実験を行い，当該部材の基本的な構造性能の把握および壁横筋の定着状態の違いが CES 造耐震壁の構造性能に及ぼす影響についての検討を行った。実験結果から，周辺フレームへの定着を省略した試験

体の最大耐力は壁縦筋の定着のみを省略した試験体と同程度の値となることが確認された。最大耐力後の挙動についてみると，せん断破壊先行型試験体では，周辺フレームへの定着を省略した試験体は壁縦筋のみの定着を省略した試験体と比べて耐力低下の勾配が緩やかとなり，変形性能の向上が認められた。両試験体ともに，最大耐力付近の部材角から 1 層壁板と梁とのずれが生じているが, 周辺フレームへの定着を省略した試験体では，それに加えて 1 層壁板と柱とのずれも生じており，1 層壁板の損傷が軽減されたことが原因だと考えられる。一方，曲げ降伏先行型試験体では，周辺フレームへの定着を省略した試験体は縦筋のみの定着を省略した試験体と比べて早期に耐力低下が認められた。しかしながら，周辺フレームへの定着を省略した試験体は縦筋のみの定着を省略した試験体と比べてコンクリート強度が低く, 側柱鉄骨の降伏強度が高いことから，側柱コンクリートの圧壊が生じやすくなっており，このことから両試験体の変形性能は同程度であることを明らかにした。

第 7 章「CES 造耐震壁の各種強度計算法の検討」では，第 2 章，第 4 章，第 6 章において示した CES 造耐震壁の実験結果を対象に既往の RC 造耐震壁の各ひび割れ強度および終局強度算定式の適応性について検討を行った。曲げひび割れ強度は弾性理論に基づくひび割れ強度式を用いており，計算結果は実験結果を 30%程度過大評価しており，スタブと 1 層のコンクリートを別々に打設した影響が認められる。せん断ひび割れ強度は主応力式が実験結果との対応が最も良く, ばらつきが認められた試験体を除く試験体の計算結果は±20%の範囲に収まる傾向が認められる。曲げ終局強度は一般化累加強度理論式および略算式等によって概ね評価が可能となっており, 本論に示す試験体の範囲においてはいずれの算定式の計算結果に大きな差異はみられなかった。せん断終局強度はトラス・アーチ理論式が実験結果との対応が最も良く，計算結果は実験結果を精度良く評価することを示した。

第 8 章「壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁の復元力モデル」では，CES 造耐震壁の構造性能評価モデルを提案し, 第 2 章において示した壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁を対象に静的荷重増分解析を実施し, 解析モデルの妥当性について検討を行った。CES 造耐震壁の復元力モデルは，両側柱の軸方向抵抗を表す 2 本のトラス要素および壁板の曲げ, せん断および軸方向抵抗を表すビーム要素に置換する TVLE モデルを採用した。側柱に H 型鉄骨を用いる CES 造耐震壁では，コンクリートおよび鉄骨間の付着力が期待できないことから, Axial-Stiffness Model において側柱の引張側第一剛性

は鉄骨の剛性の半分程度と仮定している。また，壁縦筋の定着のない試験体では，壁板の引張側の軸剛性および強度をゼロとしたモデルを，定着がある試験体では，壁板の軸抵抗に Axial-Stiffness Model をそれぞれ用いている。以上の仮定に基づいた解析モデルは実験における履歴特性および各変形成分を最大耐力付近まで概ね再現することができることを示した。

第 9 章「本研究のまとめ」では，本論文全体をまとめ，今後の課題について示した。

＜本研究に関する既発表論文＞

(1) 全文査読付き論文

1. 鈴木　卓，松井智哉，倉本　洋：CES 造耐震壁の構造特性に及ぼす壁筋の定着状態の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.1189-1194，2010.7
2. 鈴木　卓，岐津幸大，松井智哉，倉本　洋：壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.391-396, 2011.7
3. 岐津幸大，鈴木　卓，松井智哉，倉本　洋：プレキャスト化した CES 造耐震壁の構造性能に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.2, pp.415-420, 2011.7
4. 鈴木　卓，松井智哉，倉本　洋：壁縦筋の定着方法の異なる CES 造連層耐震壁の非線形 FEM 解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.666, pp.1533-1540, 2011.8
5. 鈴木　卓，倉本　洋，松井智哉：CES 造耐震壁のせん断伝達メカニズムに及ぼす壁板位置の影響，日本建築学会構造系論文集，Vol.77，No.681，pp.1801-1807，2012.11
6. 森　翔太，鈴木　卓，小池俊次，倉本　洋，壁端部定着状態の異なる片側袖壁付き CES 柱の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1165-1170, 2013.7
7. 藤井崇嗣，鈴木　卓，松井智哉，倉本　洋：プレキャスト化した CES 造耐震壁の FEM 解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.373-378，2013.7
8. 鈴木　卓，倉本　洋，松井智哉：CES 造耐震壁の復元力モデル，日本建築学会構造系論文集，Vol.78，No.693，pp.2027-2034，2013.11

(2) 国際会議

1. Suguru SUZUKI，Tomoya MATSUI，Hiroshi KURAMOTO：A Fundamental Study on Structural Performance of CES Shear Walls with Different Anchorage Condition of Wall Reinforcing Bars，Proceedings of 15th World Conference on Earth quake Engineering，2012.9
2. Tomoya MATSUI，Suguru SUZUKI，Hiroshi KURAMOTO：Experimental Study on Structural Performance of Precast CES Shear Walls, Proceedings of 15th World Conference on Earth quake Engineering，2012.9
3. Tomoya MATSUI, Suguru SUZUKI, Hiroshi KURAMOTO：Static Loading Test of Precast CES Shear Walls in Flexural Failure，Proceedings of the 14th Taiwan-Korea-Japan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures，2012.11

4. Suguru SUZUKI, Hiroshi KURAMOTO and Tomoya MATSUI：A Study on Structural Performance of CES Shear Walls with Eccentrically Arranged Wall Panel，10CUEE Conference Proceedings，pp.837-842，2013.3

(3) 口頭発表

1. 鈴木　卓，岐津幸大，松井智哉，倉本　洋：壁筋の定着方法が異なる CES 造耐震壁の構造性能に関する研究：その 1 壁筋の定着方法が耐震性能に及ぼす影響：実験概要および破壊性状，日本建築学会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.1387-1388，2010.7
2. 岐津幸大，鈴木　卓，松井智哉，倉本　洋：壁筋の定着方法が異なる CES 造耐震壁の構造性能に関する研究：その 2 壁筋の定着方法が耐震性能に及ぼす影響：履歴特性と耐力評価，日本建築学会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.1389-1390，2010.7
3. 鈴木　卓，岐津幸大，松井智哉，倉本　洋：CES 造耐震壁の構造性能に関する研究：（その 3）壁板が付帯柱に偏心して取り付く CES 造耐震壁，日本建築学会近畿支部研究報告集，Vol.51，構造系，pp.397-400，2011.6
4. 鈴木　卓，岐津幸大，松井智哉，倉本　洋：CES 造耐震壁の構造性能に関する研究：（その 4）CES 造耐震壁の復元力特性に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.601-602，2011.8
5. 岐津幸大，鈴木　卓，松井智哉，倉本　洋：CES 造耐震壁の構造性能に関する研究：その 5．プレキャスト CES 造耐震壁の静的加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.603-604，2011.8
6. 鈴木　卓，松井智哉，倉本　洋：壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁の非線形 FEM 解析，第 9 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集，pp133-140，2011.11
7. 岐津幸大，鈴木　卓，松井智哉，倉本　洋：プレキャスト CES 造耐震壁の構造性能，第 9 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集，pp.203-210，2011.11
8. 森　翔太，鈴木　卓，松井智哉，倉本　洋：CES 造耐震壁の 3 次元 FEM パラメトリック解析，日本建築学会近畿支部研究報告集，第 52 号，構造系，pp.349-352，2012.6
9. 藤井崇嗣，松井智哉，岐津幸大，鈴木　卓，倉本　洋：CES 造耐震壁の構造性能に関する研究：その 6 曲げ降伏型プレキャスト CES 造耐震壁の静的加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.1333-1334，2012.9
10. 鈴木　卓，森　翔太，松井智哉，倉本　洋：CES 造耐震壁の構造性能に関する研究：（その 7）CES 造耐震壁の 3 次元 FEM パラメトリック解析：FEM 解析概要，日本

建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.1335-1336，2012.9
11. 森　翔太，鈴木　卓，松井智哉，倉本　洋：CES 造耐震壁の構造性能に関する研究：（その 8）CES 造耐震壁の 3 次元 FEM パラメトリック解析：FEM 解析結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.1337-1338，2012.9
12. 小池俊次，鈴木　卓，森　翔太，倉本　洋：袖壁付き CES 柱の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，Vol.53，構造系，pp.361-364，2013.6
13. 小池俊次，鈴木　卓，森　翔太，倉本　洋：片側袖壁付き CES 柱の構造性能に関する研究その 1　実験概要と破壊性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1409-1410，2013.8
14. 小池俊次，鈴木　卓，森　翔太，倉本　洋：片側袖壁付き CES 柱の構造性能に関する研究その 1　実験概要と破壊性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1409-1410，2013.8
15. 森　翔太，鈴木　卓，小池俊次，倉本　洋：片側袖壁付き CES 柱の構造性能に関する研究その 2 履歴特性と終局強度評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1411-1412，2013.8
16. 鈴木　卓，森　翔太，小池俊次，倉本　洋：片側袖壁付き CES 柱の構造性能に関する研究その 3 MS モデルによる解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1413-1414，2013.8
17. 藤井崇嗣，松井智哉，松井智哉，鈴木　卓，倉本　洋：プレキャスト CES 造耐震壁の FEM 解析に関する研究その 1 解析モデルの検証，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1419-1420，2013.8
18. 松本和行，鈴木　卓：CES 耐震壁の構造性能評価，2013 年度日本建築学会大会（北海道）構造部門（SCCS）パネルディスカッション「CES 造建物の構造性能評価指針（案）の制定に向けて」資料，pp.33-42，2013.8
19. 鈴木　卓，倉本　洋，森　翔太：片側袖壁付き CES 柱の 3 次元 FEM 解析，第 10 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集，pp.34.1-34.8，2013.11

＜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の三年間の研究成果をまとめたものとなっています。本論文の作成にあたり，大変多くの方々にご指導・ご鞭撻を頂戴いたしました。

大阪大学大学院工学研究科，倉本洋教授には，本論文の内容全体に亘って貴重なご助言を賜るとともに，研究を行って行く上で必要な事柄について懇切丁寧に御指導下さいました。また，大阪大学に入学してから今日に至るまで非常に恵まれた研究環境を与えて頂いただけでなく，暴走しがちな筆者の進むべき道を常に照らし続けて下さいました。心よりお礼申し上げます。

大阪大学大学院工学研究科，真田靖士准教授には，大学 4 年生のころから御指導・御助力を賜りました。また，先生の研究者としてのスタイルは私の目指すところであり，常に私の模範となり，研究以外の面でもお力添え下さいました。厚くお礼申し上げます。

豊橋技術科学大学大学院工学研究科，松井智哉准教授には，博士前期課程を卒業した後も変わらぬ懇切丁寧な御指導を頂きました。先生からの厳しくも温かな御指導のおかげで，今日の私があると感じております。心より感謝致します。

大阪大学院工学研究科，多田元英教授，宮本裕司教授にはお忙しい中，論文の審査をお引き受け頂き，その際，厳しい御批判，御指摘と適切な御助言を賜りました。心よりお礼申し上げます。

共同研究者の日本システム設計，松本和行氏にはいつも温かいご助力を頂きました。研究者として未熟な筆者に対して，豊富な実務経験を基にした適確な御指導のおかげで，無事に論文を仕上げることが出来ました。厚くお礼申し上げます。

CES 構造性能評価指針検討小委員会の秋田知芳先生，石岡拓氏，井上芳生氏，河本孝紀氏，北野敦則先生，田口孝氏ならびに藤本利昭先生には，鋼・コンクリート合成構造の専門家として本研究に関して貴重な御教示・御助言を賜りました。厚くお礼申し上げます。

倉本・真田研究室の卒業生である櫻井真人先生，石鈞吉氏，博士後期課程 2 年の李曰兵氏にはあらゆることに対してお世話になり，一番身近な友人達として多くの御助力を賜りました。また，倉本・真田研究室事務の坂田奈緒美女史には事務作業のみだけでなく，常日頃から大変なご助力を頂きました。衷心より感謝致します。

本研究は，豊橋技術科学大学博士前期課程および大阪大学博士後期課程で行ったものであります。大阪大学，倉本・真田研究室，並びに当時の豊橋技術科学大学の真田・松井研究室の先輩，同輩および後輩の方々，私が研究室に配属してから忙しくも充実し，楽しい学生生活を送ることが出来たのは皆様のおかげだと思っています。心より感謝致します。

ここに御名前を記した以外にもたくさんの方々にご指導・ご鞭撻を頂戴致しました。この場をお借りして厚くお礼申し上げます。

最後に，私事となりますが，大学に入学してから 9 年間，研究に専念できる環境を与えてくれた父・邦彦，母・澄子に心より感謝致します。

CES 造耐震壁の構造性能評価法に関する研究

＜目次＞

＜論文要旨＞ ･････････････････････････････････ I
＜本研究に関する既発表論文＞ ･････････････････････････････ V
＜謝辞＞ ･････････････････････････････････ Ⅷ
＜目次＞ ･････････････････････････････････ X

第1章　序論
1.1　研究の背景と目的･･･1
1.2　CES 構造部材の開発過程
1.2.1　高靭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開発･･･5
1.2.2　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
1.2.3　高軸力を受ける CES の構造柱の構造性能･････････････････････････6
1.2.4　H 型鉄骨を用いた CES 構造柱の構造性能･････････････････････････7
1.2.5　CES 造柱梁接合部の開発研究 ･････････････････････････････････9
1.2.6　2 層 2 スパン CES 構造平面架構の構造性能 ･････････････････････11
1.2.7　既往の CES 構造各部材の実験結果･････････････････････････････12
1.3　鉄骨鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能および問題点
1.3.1　鉄骨鉄筋コンクリート構造耐震壁 ･････････････････････････････18
1.3.2　耐震壁の塑性理論･･･23
1.3.3　周辺架構の構造形式が異なる耐震壁の破壊性状とせん断耐力に関する実験的研究 ･･･29
1.3.4　鉄骨鉄筋コンクリート造耐震壁の定着方法に関する研究 ･････････33
1.4　鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力モデルに関する研究
1.4.1　渡部，千葉らの評価手法 ･････････････････････････････････････34
1.4.2　線材置換モデルおよびトラス置換モデルを用いた評価手法 ･･････35
1.4.3　トラス機構とアーチ機構によるマクロモデルを用いた評価手法 ･･･37

1.4.4　トラス理論を用いたせん断剛性の評価手法 ･･････････････････････38

第2章　壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁の静的載荷実験
2.1　はじめに･･39
2.2　実験概要
2.2.1　試験体 ･･40
2.2.2　材料特性 ･･43
2.2.3　載荷計画 ･･45
2.2.4　測定方法 ･･47
2.3　破壊状況とせん断力－部材角関係
2.3.1　試験体 CWAS ･･49
2.3.2　試験体 CWBS ･･50
2.3.3　試験体 CWAF ･･51
2.3.4　試験体 CWBF ･･52
2.3.5　各試験体の比較 ･･53
2.4　周辺架構と壁板の挙動
2.4.1　脚部軸方向変形分布 ･･････････････････････････････････････57
2.4.2　変形成分 ･･59
2.4.3　壁板と梁とのずれ ･･62
2.4.4　周辺架構の曲率分布 ･･････････････････････････････････････64
2.4.4　せん断補強筋および梁鉄骨の応力推移 ･･････････････････････67
2.5　まとめ･･69

第3章　壁縦筋の定着状態が CES 造耐震壁の内部応力状態に及ぼす影響
3.1　はじめに･･71
3.2　解析概要･･72
3.3　材料モデル
3.3.1　コンクリートモデル ･･････････････････････････････････････73
3.3.2　鋼材モデル ･･79
3.4　解析結果と実験結果の比較
3.4.1　履歴特性 ･･83
3.4.2　変形性状 ･･86

3.4.3　破壊状況 ･･88
3.4.4　壁板と梁のずれ ･･90
3.5　内部応力状態
3.5.1　最小主応力分布 ･･92
3.5.2　負担せん断力の推移 ･･94
3.5.3　せん断応力度分布 ･･97
3.6　まとめ･･100

第4章　壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁の静的載荷実験
4.1　はじめに ･･103
4.2　実験概要
4.2.1　試験体 ･･103
4.2.2　材料特性 ･･106
4.2.3　載荷計画 ･･107
4.2.4　測定方法 ･･109
4.3　破壊状況とせん断力－部材角関係
4.3.1　試験体 CWCS ･･111
4.3.2　試験体 CWCF ･･112
4.3.3　偏心壁試験体および無偏心壁試験体の比較 ･･････････････････････113
4.4　周辺架構と壁板の挙動
4.4.1　脚部軸方向変形分布 ･･117
4.4.2　変形成分の分離 ･･119
4.4.3　周辺架構の曲率分布 ･･122
4.5　まとめ ･･125

第5章　CES 造耐震壁のせん断伝達メカニズムに及ぼす壁板位置の影響
5.1　はじめに･･･127
5.2　解析概要･･･127
5.3　材料モデル
5.3.1　コンクリートモデル ･･131
5.3.2　鋼材モデル ･･134
5.4　解析結果と実験結果の比較

5.4.1　履歴性状 ･･136
5.4.2　変形成分の分離 ･･139
5.5　内部応力状態
5.5.1　最小主応力分布 ･･142
5.5.2　負担せん断力の推移 ･･144
5.5.3　脚部面内方向せん断応力 ･･146
5.6　まとめ･･149

第6章　壁横筋の定着がない CES 造耐震壁の静的載荷実験
6.1　はじめに ･･151
6.2　実験概要
6.2.1　試験体 ･･151
6.2.2　材料特性 ･･154
6.2.3　載荷計画 ･･155
6.2.4　測定方法 ･･157
6.3　破壊状況とせん断力－部材角関係
6.3.1　試験体 CWDS ･･158
6.3.2　試験体 CWDF ･･159
6.3.3　横筋の定着のない試験体および定着のある試験体の比較 ･･････････160
6.4　周辺架構と壁板の挙動
6.5.1　変形成分の比較 ･･164
6.5.2　壁板と梁および柱とのずれ ･･････････････････････････････････････167
6.5.3　周辺架構の曲率分布 ･･169
6.5　まとめ･･171

第7章　CES 造耐震壁の各種強度計算法の検討
7.1　はじめに ･･173
7.2　曲げひび割れ強度 ･･174
7.3　曲げ終局強度 ･･177
7.4　せん断ひび割れ強度 ･･181
7.5　せん断終局強度 ･･185
7.6　まとめ ･･192

第8章　壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁の復元力モデル
8.1　はじめに ･･･193
8.2　解析概要
8.2.1　解析モデルの概要 ･･･194
8.2.2　TVLE モデルの復元力モデル･････････････････････････････････････196
8.3　実験結果と解析結果の比較
8.3.1　スケルトンカーブ ･･･203
8.3.2　履歴特性 ･･･206
8.3.3　変形成分の比較 ･･210
8.4　まとめ･･･216

第9章　本研究のまとめ
9.1　研究結果のまとめ･･217
9.2　今後の課題･･･220

＜参考文献＞ ･･221

＜記号＞ ･･227

＜付録 1 既往の RC 造耐震壁の文献＞ ･･････････････････････････････････231

＜付録 2 CES 造耐震壁の各種強度計算結果＞･････････････････････････････231

第 1 章　序論

1.1　研究の背景と目的

本研究で検討対象としている CES 構造とは, Concrete Encased Steel 構造の略文字であり，繊維補強コンクリート（以下，FRC）および鉄骨から構成される新しい構造形式であり, 高耐震性および施工コストの大幅な削減効果を有する建物の実現を目指すものである。

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）を合成した構造システムであり，地震被害の多い我国において開発されたものである。SRC 構造には，S 構造と比較すると，RC 部分が軸力を受け持つので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ので耐火被覆が省略できること等の利点がある。RC 構造と比較すると，断面中心に鉄骨が配されているので耐力・変形性能の確保に有利という利点がある。一方で，SRC 構造は高い性能を持った構造形式であるが, 近年の New RC プロジェクトによって構造設計法が確立されたこと，高強度コンクリートの製造・施工技術が飛躍的に向上したこと，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，工期の長期化の問題，さらには 1998 年の建築基準法大改正に伴う法規制の変更等が相乗し，特に 2000 年以降，その建設シェアは減少傾向を辿っている [1)]（図 1.1.1 参照)。

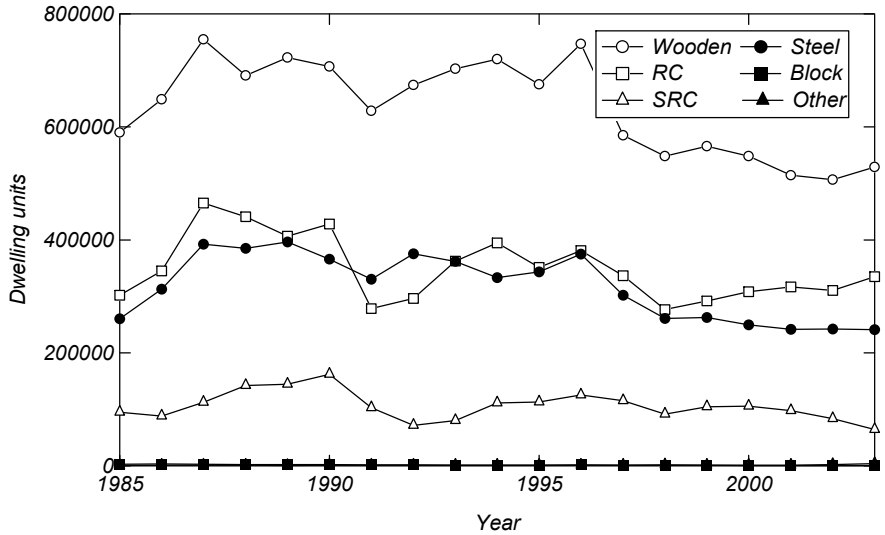


図 1.1.1　構造種別毎の建物着工件数の推移 [1)]

一方で，1995 年の兵庫県南部地震において明らかにされたように，SRC 造建築物では柱脚部および内蔵鉄骨の継手部の耐力不足等，施工の困難さに起因する被害が少なからず見られたものの，充腹形鉄骨を内蔵した 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，依然揺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・施工の困難さ故に減少傾向にあることは，地震国である我国において安心・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，日本建築学会・鋼コンクリート合成構造運営委員会では，2004 年に「SRC 構造の多様な利用法について考える WG」が設置され，それまでの SRC 構造における問題点の分析がなされるとともに，21 世紀に適した新たな合成構造システムが模索された。その結果，次世代の長期対応型構造を可能とする新しい合成構造システムとして，鉄骨と繊維補強コンクリートのみで構成される CES 合成構造が最有力候補に挙がり，2005 年に「CES 構造の実用化 WG」が設置され，当該構造システムの実用化の可能性や問題点が検討された。その後，2007 年に「CES 構造性能評価小委員会」，2011 年に「CES 構造性能評価指針検討委員会」を設置し，2015 年度に「CES 造建物の構造性能評価指針（仮称）」[2)]刊行を目標に活動が進められている。

CES 構造は，鉄骨に FRC のみを打設しただけの簡単な構造であり（図 1.1.2），SRC 構造と比べて鉄筋工事が不要なため，施工性の簡略化に伴う工期短縮およびコスト削減が期待できる。また，鉄筋を配さないことから SRC 構造と比べて鉄骨の断面形状や継手位置に自由度がある。さらに CES 部材は耐久性上のかぶりを確保できる範囲で鉄骨断面を大きくとることができるため，同一荷重に対して SRC 部材と比べて断面を小さく設計することが可能である。

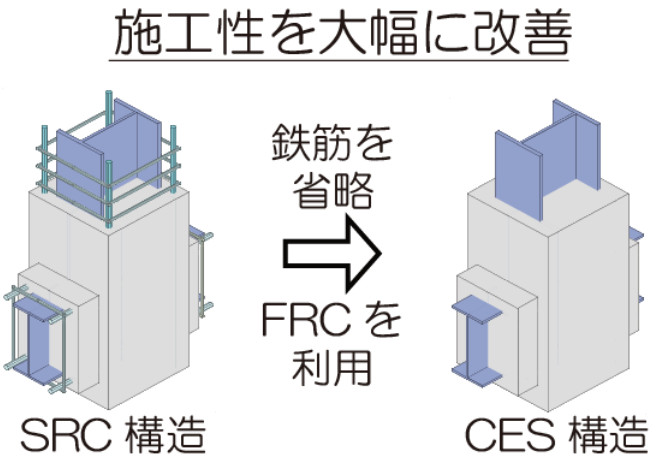


図 1.1.2　CES 構造の概念 [2)]

既往の実験的研究より, CES 構造は安定した低軸力のみならず高軸力下においても安定した履歴性状を示す事が明らかとなっており, 高層建物等の大規模建築物への適用が第一に考えられるが, 低層住宅に対しても従来の壁式コンクリート住宅と比べて開口部およびスパンを大きくとれることや，軽量鉄骨住宅の柱を CES 化するだけで中層化が容易に図れることなどのメリットが考えられる。さらに，柱梁接合部において鉄骨による安定した応力伝達がきたいできるため，構造形式のバリエーションも多く，CES 柱－CES 梁架構はもちろんのこと, CES 柱－S 梁, CFT 柱－CES 梁等の異種合成構造架構（図 1.1.3）も容易に設計可能である。このように，CES 構造は大規模建物から低層建物に至るまで幅広い適応が期待できる。

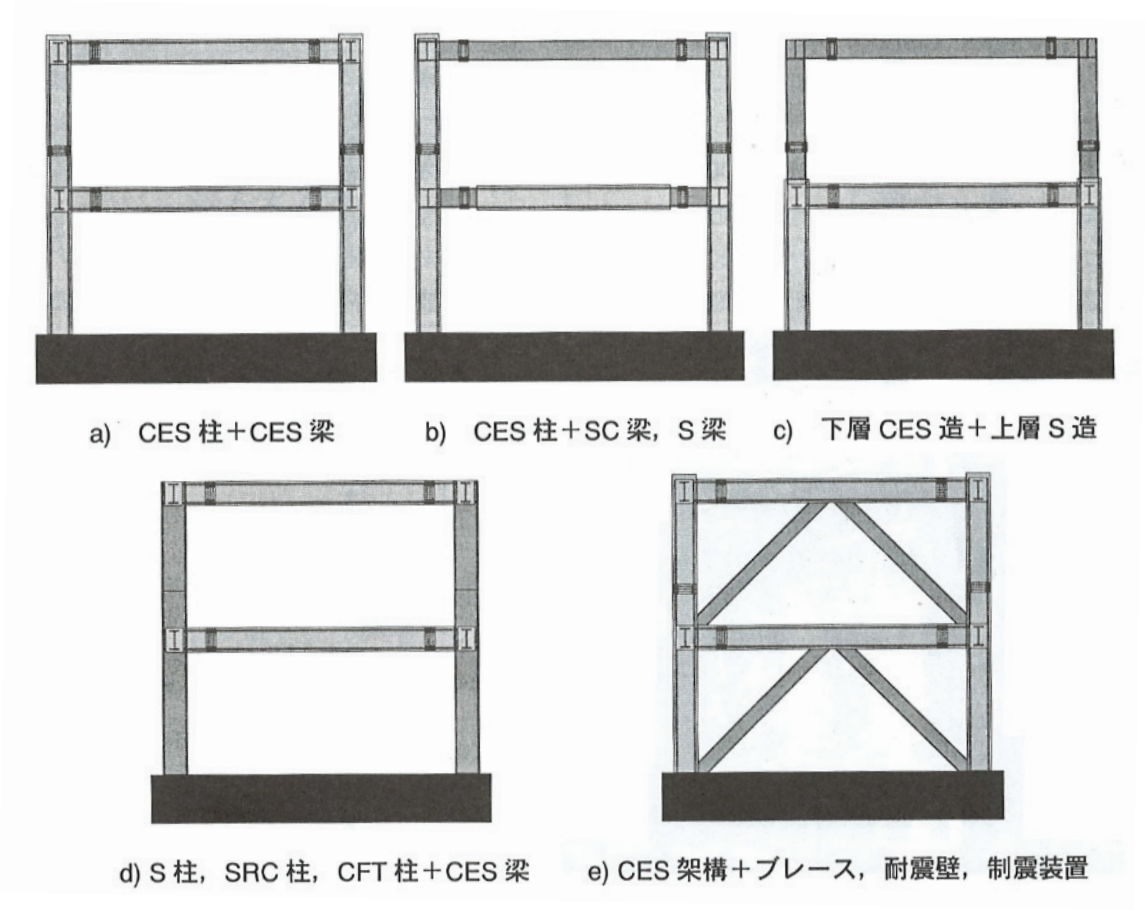


図 1.1.3　CES 構造を用いた架構の構成例 [2)]

一方，建築物の主要耐震部材のひとつである耐震壁については，CES 構造においても剛性および強度を確保する上で非常に有効と考えられる。CES 構造と同様に柱および梁に充腹型鉄骨のある SRC 造耐震壁は既往の研究や地震被害調査から高い耐震性能を有

することが明らかとなっている。しかしながら，SRC 造耐震壁の最大の問題点は，周辺フレームに鉄骨および鉄筋が配されていることによる壁筋の定着を確保し難いことであり [3]，それに伴い工期の長期化および高コスト化などが挙げられる。近年では，SRC 造耐震壁について周辺フレームおよび壁板との接合部のディテールに関する研究が行われてきており [4]，CES 造耐震壁の開発を進めるにあたり CES 構造の特徴の 1 つである施工性の簡略化を損なわずに高い耐震性能を確保することが最重要課題である。一方で，文献 5)によれば，せん断ひび割れによる壁板の膨張を拘束することで耐震壁は靭性を確保できることが示されており，そのためには，壁板内に壁筋を多く配筋することもしくは剛強な周辺架構を有することが挙げられている。CES 構造は周辺フレームに鉄筋を配さないことから SRC 構造と比べて鉄骨断面を大きくとることができることから剛強な周辺架構を有していると判断でき，壁板は周辺フレームによる拘束効果によってせん断力に対して粘り強く抵抗できることが考えられる。また，周辺フレームの拘束効果が高いことから，壁縦筋の梁への定着を省略したとしても耐震壁の性能を十分に発揮できることが考えられる。

以上の背景を踏まえて，本研究では，CES 構造の構造性能評価法の開発に資する基礎資料の整備を目的として，以下の点に着眼を置き研究を進める。

1. CES 構造の高い構造性能を活かし，CES 周辺フレームと壁板との定着を省略し，施工性を大幅に簡略化した CES 造耐震壁の開発

2. CES 造耐震壁の二次元および三次元 FEM 解析モデルの開発，および解析結果から当該部材の応力伝達機構の把握および壁縦筋の定着の有無および壁板の偏心配置が構造性能に及ぼす影響の確認

3. 静的荷重増分解析および時刻歴応答解析等に用いる CES 造耐震壁の構造性能評価法の開発および実験結果との比較検討

1.2　CES 構造部材の開発過程

本項では，既往の CES 構造の開発過程について示す。CES 構造は鉄骨およびコンクリートのみから構成される誰でも思いつきそうな構造システムであるが，未だ実用化されていない理由の一つに無筋コンクリートの損傷制御の問題がある。そこで，既往の研究においては，まず，コンクリートの損傷制御を最優先課題として CES 構造に用いるコンクリートについてのフィジビリティスタディーが行われてきた。

1.2.1　高靭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開発 [6)]

高橋，前田，倉本らは SRC 構造の施工の合理化を目的に，鉄骨とコンクリートのみから構成される合成構造（以下，SC 構造）を開発するため，SRC 構造および普通コンクリートの代わりに高靭性型セメント系材料である PVA-ECC を用いた SC 構造の柱部材の静的加力実験を行った。その結果，SC 構造柱は SRC 構造と同程度の耐力および靭性に富む良好な復元力を有することを確認し，SC 構造の実用化の可能性を示している。しかしながら，PVA-ECC は骨材が入っていないことから部材の剛性が低いことや PVA-ECC を製造すること事態が困難であることなどの問題点も同時に指摘されている。

1.2.2　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 [7)]

足立，倉本，川崎らは前述の SC 構造柱の問題を解決するために，PVA-ECC に代わって FRC を用いることを提案し，CES 構造に用いる FRC を選定するために調合実験および静的載荷実験を行った。実験には，ビニロンファイバーおよびステンレスファイバーを用いており，いずれにおいても，SRC 構造と同等の優れた履歴特性が得られた。また，PVA-ECC を用いた柱部材において見られた初期剛性および乾燥収縮等の弱点も改善されており，施工性についても問題ないことを示した。これにより，CES 構造のコンクリートには PVA 繊維を用いた FRC が使用されることとなった。

SRC　　SC　　SC(PVA-ECC)　CES(ビニロン)　CES(ステンレス)

図 1.2.1　フィジビリティスタディーの結果 [6),7)]

1.2.3　高軸力を受ける CES 構造柱の構造性能 [8)]

足立・倉本・川崎・柴山らは CES 構造の構造性能に軸力がどのような影響を及ぼすかを把握するため，軸力比をパラメーターとして実験を行っている。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，および軸力比-0.32～0.57 の変動軸力を載荷下試験体 1 体とした。CES 柱は高軸力下においても R=1/20rad.の大変形に至るまで安定した復元力特性を示した。柱の剛性およびエネルギー吸収能力は作用軸力が高くなるほど増加する傾向が認められた。

以上のことから，CES 構造は SRC 構造と同等以上の構造性能を有する傾向がみられ，実用化に向けて柱部材だけでなく，柱梁接合部，2 層 2 スパンフレーム耐震壁および袖壁付き柱部材などの開発研究が進められた。また，CES 構造は普通軸力レベルのみだけでなく，高軸力下においても安定した履歴特性を有する傾向が認められ，高層建物への適用の可能性を示した。

1.2.4　H 型鉄骨を用いた CES 構造柱の構造性能 [9)]

前述までの研究は大半が十字型鉄骨を用いており, H 型鋼材を用いた研究は極僅かとなっている。松井，藤本，倉本らは，軸力比，鉄骨量およびせん断スパン比に着目し，静的載荷実験を実施した。実験結果から，せん断スパン比が 2.5，2.0 の試験体は曲げ終局強度計算値とほぼ同等の最大耐力を示し, CES 柱の曲げ耐力は一般化累加強度理論により評価可能であることを示した。また，せん断スパン比が 1.0，1.5 となる試験体の CES 柱せん断耐力は, 簡略化せん断耐力式におけるコンクリートアーチの有効幅係数を低減することにより概ね評価であることを示した。

また，その後も鉄骨の座屈挙動の抑制に着目し，鉄骨にバンドプレートを取り付けた CES 柱 [10)]，鉄骨フランジ幅および厚さ，および繊維量を変数とした CES 柱の静的載荷実験 [11)]を行い，当該部材の構造性能評価法 [12),13)]について検討が進められている。

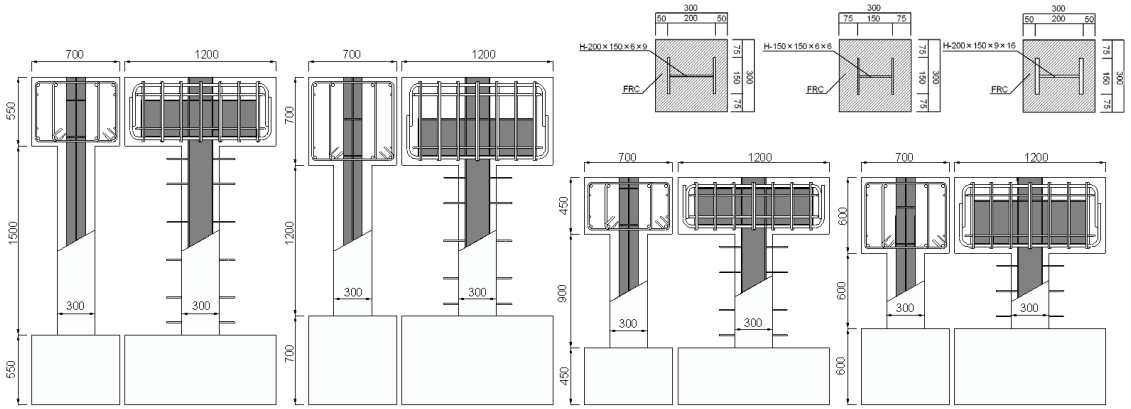


図 1.2.2　試験体形状 9)

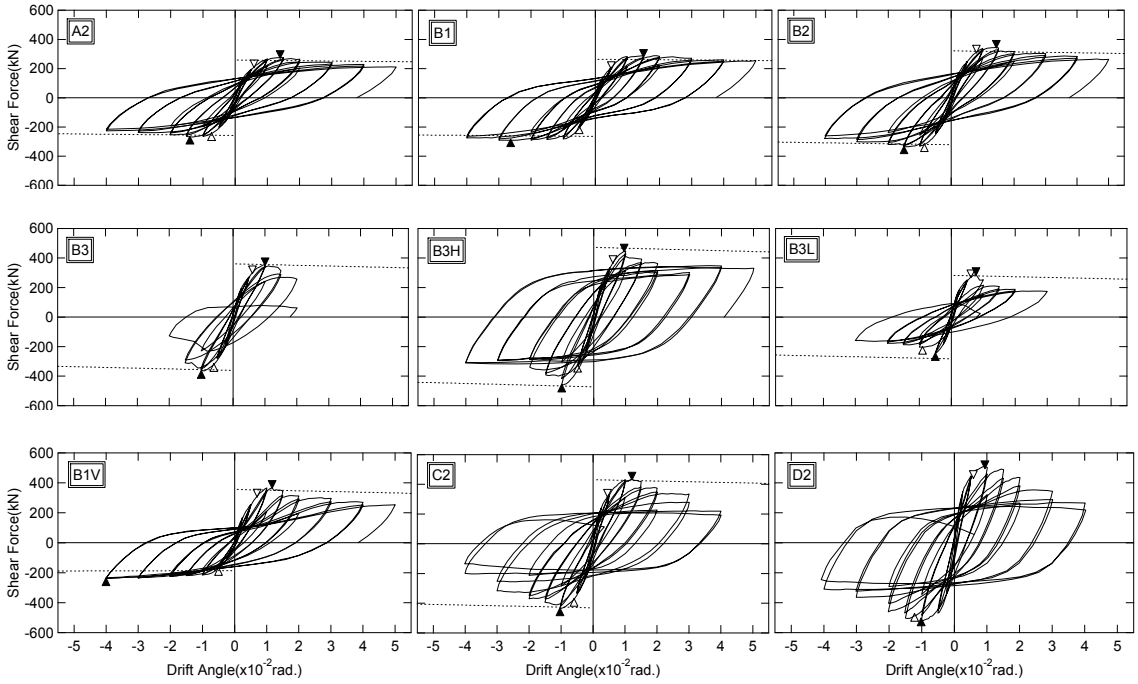


図 1.2.3　各試験体の荷重－変形関係 9)

1.2.5　CES 造柱梁接合部の開発研究 [14)]

松井，倉本らは，CES 構造の実用化に向けて CES 柱梁接合部の開発も行っており，破壊形式をパラメーターとしての十字型接合部の静的載荷実験を行っている。実験結果では，梁降伏先行型試験体は大変形時においても安定した履歴特性を有することを示し，接合部せん断破壊型試験体ではパネルゾーンコンクリートの損傷に伴い耐力低下する傾向を示した。

他に，ト型接合部 [15)]，スラブ付き接合部 [16)]，接合部せん断余裕度 [17)]および軸力比 [18)]についての実験的研究も行っており，CES 柱梁接合部の検討が進められている。また，文献 19)では CES 柱梁接合部の耐力評価手法についても検討されており，曲げ終局強度は一般化累加強度理論 [5)]により概ね評価可能であることが示されている。さらに，FEM 解析によってパネルゾーンの応力状態について検討を行い，SRC 規準式を洗練したせん断終局強度式が提案されている。

また，最近では，パネルゾーンに作用する軸力の影響を確認するため 3 次元 FEM 解析が実施されており，最大耐力は作用軸力による影響はほとんどみられないことなどが明らかになっている [20)]。

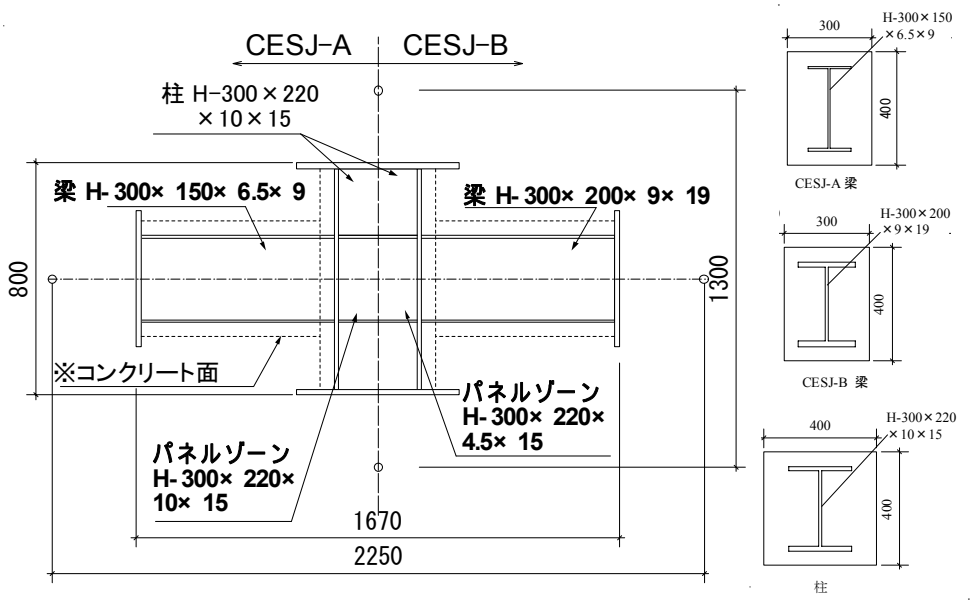


図 1.2.4　試験体概要

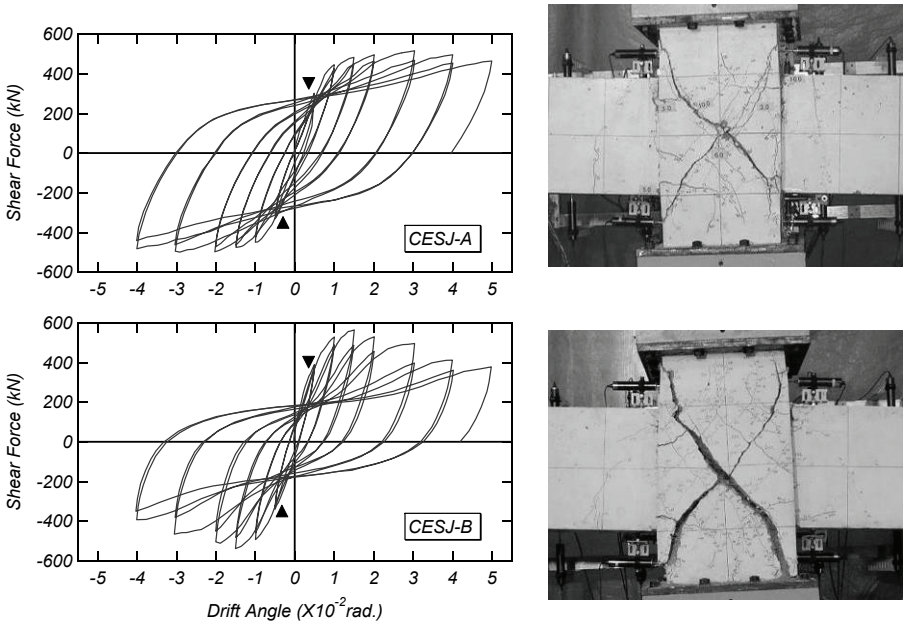


図 1.2.5　実験結果

1.2.6　2 層 2 スパン CES 構造平面架構の構造性能 [21)]

倉本，松井，田口らは上記までに記してきた研究を基に，CES フレームの構造性能の把握および構造性能評価法に資する技術資料の蓄積を目的として，実大の 1/2 スケールの 2.5 層 2 スパンの CES フレームの実験を行った。また，この実験は CES 構造の構造性能評価において必要となる荷重増分解析および時刻歴応答解析に適用できる部材モデルを検討するベンチマークテストという位置づけも有している。

実験結果では，CES フレームは，FRC を使用することにより大変形時においてもかぶりコンクリートの剥落がほとんど認められず，優れた損傷抑制効果を有しており，最終変形においても最大耐力の約 90%程度を保持しており，靭性に富むきわめて耐震的な構造であることが示された。また，市販の構造解析プログラムを用いた解析では，柱を MS モデル，梁を材端バネモデルおよび接合部をパネル要素でモデル化し，実験結果を精度よく模擬できることが示されている。

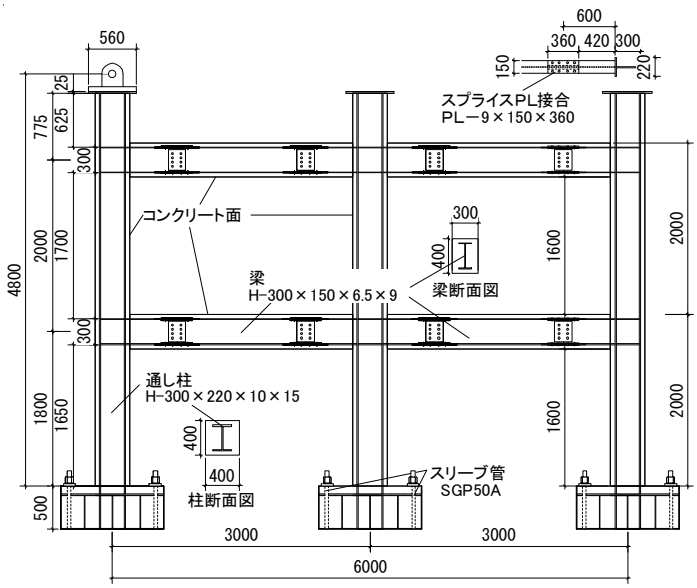


図 1.2.6　試験体概要

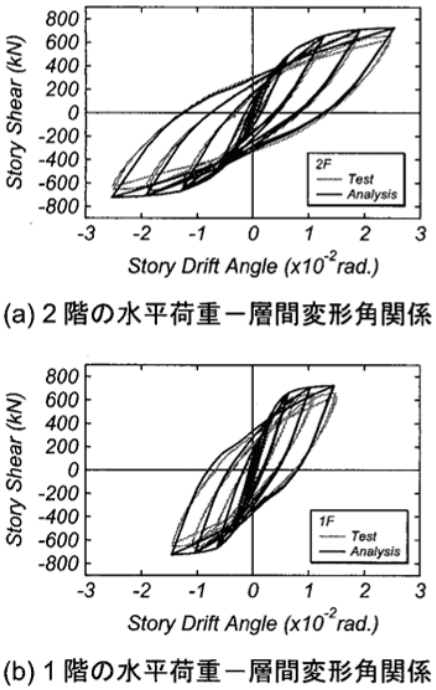


図 1.2.7　水平荷重－層間変形角の比較

1.2.7　既往の CES 構造各部材の実験結果

これまでに行われた CES 構造部材の実験結果を表 1.2.1 から表 1.2.4 に示す。ここで，CES 柱および CES 柱梁接合部における CES 梁部材の曲げ終局強度は一般化累加強度理論[5)]によって算定し，CES 柱のせん断終局強度 Q_{su} は文献 9)に示される簡略化式（式(1.2.1)）を用いて計算した。また，CES 柱梁接合部の接合部パネルせん断強度 Q_{pu}（式(1.2.6)）は文献 19)に従って算定した。以下に，その算定方法を示す。

＜CES 柱のせん断終局強度＞

$$Q_{su} = {}_cQ_{su} + {}_sQ_{su} \tag{1.2.1}$$

$${}_cQ_{su} = \tan\theta \cdot b \cdot \mu \cdot D \cdot \frac{\sigma_B}{2} \tag{1.2.2}$$

$$\mu = \left(0.5 + \frac{b'}{b}\right) \leq 1.0 \tag{1.2.3}$$

$$\tan\theta = \sqrt{\left(\frac{l}{D}\right)^2 + 1} - \frac{l}{D} \tag{1.2.4}$$

$${}_sQ_{su} = t_w \cdot d_w \cdot \frac{{}_{sw}\sigma_y}{\sqrt{3}} \tag{1.2.5}$$

ここで，${}_cQ_{su}$：コンクリート部分のせん断終局強度，${}_sQ_{su}$：鉄骨ウェブのせん断降伏強度，θ：アーチ機構の角度，b および D：柱の幅およびせい，b'：コンクリートの有効幅（H 形鉄骨強軸の場合 b-b_f，十字形鉄骨の場合 b-${}_sD$），σ_B：コンクリート強度，l：柱の内法スパン，t_w：鉄骨ウェブ厚，d_w：鉄骨ウェブせい，${}_{sw}\sigma_y$：鉄骨ウェブ降伏強度，b_f：鉄骨フランジ幅，${}_sD$：鉄骨せいである。

＜CES 柱梁接合部の接合部パネルせん断強度＞

$${}_cQ_{pu} = \frac{j_b l}{(l - j_c) \cdot h - j_b l} \cdot Q_{pu} \tag{1.2.6}$$

$$Q_{pu} = {}_JF_s \cdot {}_J\delta_c \cdot {}_cA_e + \frac{1.2 \cdot {}_{sw}\sigma_y \cdot {}_{sw}A}{\sqrt{3}} \tag{1.2.7}$$

$$ {}_{J}F_s = \min\left(0.12F_c,\quad 1.8+\frac{3.6F}{100}\right) \tag{1.2.8} $$

$$ {}_{c}A_e = {}_{c}b_e \cdot {}_{c}d_e \tag{1.2.9} $$

ここで，${}_{c}Q_{pu}$：Q_{pu} の柱せん断力換算値，j_b：梁の有効せい（梁鉄骨フランジ重心間距離），j_c：柱の有効せい（柱鉄骨フランジ重心間距離），l：梁長さ，h：柱高さ，${}_{J}F_s$：コンクリートのせん断強度，${}_{J}\delta_c$：接合部の形状係数（十字型は 3，ト型は 2），${}_{c}A_e$：接合部有効断面積，${}_{sw}\sigma_y$，接合部鉄骨ウェブの降伏応力，${}_{sw}A$：接合部鉄骨ウェブの断面積，F_c：コンクリートの圧縮強度，${}_{c}b_e$：接合部コンクリートの有効幅（柱幅と梁幅の平均値），${}_{c}d_e$：接合部コンクリートの有効幅（柱せいと柱鉄骨せいの平均値）である。

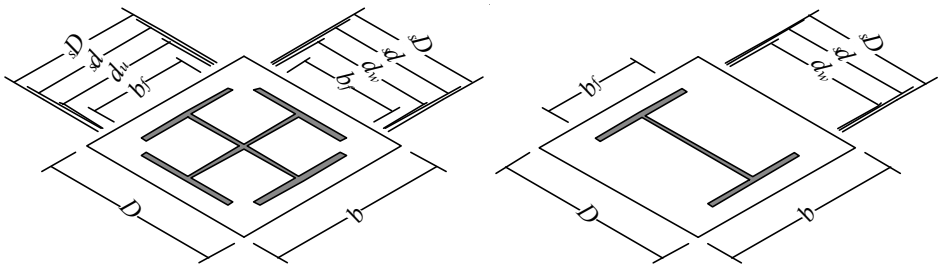


図 1.2.8　CES 柱および梁寸法

終局強度計算結果から, CES 柱部材の曲げ終局強度は一般化累加強度理論によって精度よく評価可能となり，せん断終局強度も簡略化式によって概ね評価が可能である。

一方，CES 柱梁接合部における梁の曲げ終局強度は CES 柱部材と同様に一般化累加強度理論によって評価可能となり，接合部せん断強度も式(1.2.7)によって安全側に評価することができる。

以上の実験的および解析的研究の成果により, CES 構造は優れた復元力特性および安定した履歴性状を示し，高い耐震性能を有することが認められた。

表 1.2.1　十字型鉄骨内蔵 CES 柱の実験概要

Specimen		*SRC*	*SC*	*SFC*	*SFC-b*	*VF1*	*VF2*	*SF2*	*VF2N3*	*VF2N5*	*VF2NV*
実験年		2000				2002			2003		
文献 No.		6)				7)			8)		
補強繊維	種類			PVA-ECC		RF4000		F430D	RF4000		
	混入率 (%)	-		-		1	2		2		
柱断面	b (mm)	400	400	400	400	400	400	400	330	330	330
	D (mm)	400	400	400	400	400	400	400	330	330	330
	h (mm)	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1320	1320	1320
せん断スパン比	a/D	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
コンクリート	σ_B (MPa)	35.5	37.3	31.2	34.8	52.3	55.5	65.3	46	38	38
鉄骨	断面	250×125×6×9	300×150×6.5×9						250×125×6×9		
	σ_{wy} (MPa)	347	412	412	412	364	364	364	393	393	393
	σ_{fy} (MPa)	300	323	323	323	337	337	337	335	335	335
軸力	載荷方法	一定									変動
	N (kN)	1100							1500	2380	-910～2380
	軸力比	0.15	0.14	0.14	0.14	0.11	0.11	0.09	0.32	0.57	-0.32～0.57
最大耐力	Q_{exp} (kN)	638	527	525	542	689	703	738	481	440	454, -349
終局強度	Q_{mu} (kN)	579	556	512	539	650	661	703	476	430	430, -306
	Q_{su} (kN)	585	712	666	693	772	795	868	545	505	505
備考 1	主筋 帯筋	12-D13 (SD295A) 2-D6@50 (SD295A)									

表 1.2.2　H 型鉄骨内蔵 CES 柱の実験概要 (1)

Specimen		*CES3S*	*CESVS*	*FCCES3*	*FCCESV1*	*FCCESV2*	*CES-U*	*CES-S*	*CES-B1*	*CES-B2*	*A2*	*B2*	*C2*	*D2*
実験年		2004		2005			2006		2006		2009			
文献 No.		22)		23)			24)		25)		9)			
補強繊維	種類	REC100L		RF4000			RF4000				RF4000			
	混入率 (%)	1.5		2			1.5				1			
柱断面	b (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	300	300	300	300
	D (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	300	300	300	300
内法高さ	h (mm)	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1500	1200	900	600
せん断スパン比	a/D	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2.5	2	1.5	1
コンクリート	σ_B (MPa)	39.6	37.8	35	36.3	34.9	33.5	37	38.6	39.1	43.9	43.9	42.7	42.2
	E_C (GPa)	-	-	-	-	-	-	-			25.8	25.8	26	26.4
鉄骨	断面	300×220×10×15					300×220×10×15				200×150×6×9			
	σ_{wy} (MPa)	398		313			455				279			
	σ_{fy} (MPa)	353		294			451				278			
軸力	載荷方法	一定	変動	一定	変動	変動	一定				一定			
	N (kN)	1680	-1008～2968	1500	-947～2776	-1662～3644	1600	1500			800	800	800	800
	軸力比	0.3	-0.18～0.53	0.3	-0.16～0.56	-0.29～0.70	0.3				0.2	0.2	0.2	0.2
最大耐力	Q_{exp} (kN)	818	779, -510	716	768, -485	697, -425	734	732	737	733	275	346	437	529
終局強度	Q_{mu} (kN)	760	720, -452	654	659, 345	583, -219	665	699[1)]	679[1)]	684[1)]	245	307	407	607
	Q_{su} (kN)	807	790	671	683	670	813	845	860	865	372	419	488	624
備考 1		Pca パネル 39.6 (MPa)	Pca パネル 37.8 (MPa)					Pca パネル 25.3 (MPa)	27.4 (MPa)	29.6 (MPa)				

表 1.2.3　H 型鉄骨内蔵 CES 柱の実験概要 (2)

Specimen		*B1*	*B3*	*B3H*	*B3L*	*B1V*	*D3*	*B30-a*	*B30-b*	*B30-c*	*B25-b*	*B25-c*	*B3-F*	*B3MB*	*B3MB-F*
実験年		2009						2010					2011		
文献 No.		9)						10)					11)		
補強繊維	種類	RF4000						RF4000					RF4000		
	混入率 (%)	1						1					1.5	1	1.5
柱断面	b (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
	D (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
内法高さ	h (mm)	1200	1200	1200	1200	1200	600	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
ｼｱｽﾊﾟﾝ比	a/D	2	2	2	2	2	1	2	2	2	2	2	2	2	2
ｺﾝｸﾘｰﾄ	σ_B (MPa)	43.2	44.7	45	43.6	44.3	42.4	40.9	43	45.1	46.2	45.1	33.6	36.4	34.7
	E_C (GPa)	28.1	25	27.5	26.7	25.7	26.5	-					25.0	24.1	25.0
鉄骨	断面	200×150×6×9		200×150 ×6×16	150×150 ×6×6	200×150×6×9		200×150×6×9					200×150 ×6×10	200×180×8×12	
	σ_{wy} (MPa)	279	279	279	279	279	279	354	354	354	354	354	317.5	287.1	287.1
	σ_{fy} (MPa)	278	278	286	279	278	278	322	322	322	322	322	282.3	313.1	313.1
軸力	載荷方法	一定				変動	一定						一定		
	N (kN)	400	1200	1365	1130	-77 1135	1200	1200			1000		1000	1146	1112
	軸力比	0.1	0.3			-0.019 0.284	0.3	0.3			0.25		0.28		
最大耐力	Q_{exp} (kN)	292	368	460	287	368, -239	542	362	362	384	361	368	377	410	401
終局強度	Q_{mu} (kN)	258	335	435	262	333, -176	660	365	372	380	368	366	298	388	381.7
	Q_{su} (kN)	415	424	412	375	421	626	450	461	473	479	473	384	415	406
備考 1									ﾊﾞﾝﾄﾞﾌﾟﾚｰﾄ 幅 50	ﾊﾞﾝﾄﾞﾌﾟﾚｰﾄ 幅 50 (両端のみ 100)	ﾊﾞﾝﾄﾞﾌﾟﾚｰﾄ 幅 50	ﾊﾞﾝﾄﾞﾌﾟﾚｰﾄ 幅 50 (両端のみ 100)			

表 1.2.4　CES 柱梁接合部の実験概要

Specimen		*A*	*B*	*AE*	*BE*	*C*	*D*	*BN25*	*BN40*	*AS*	*BS*	*JB-1*	*JB-2*	*JP-1*	*JP-2*	*JP-3*
実験年		2006		2008		2008		2009		2011		2013				
文献 No.		14)		15)		17)		18)		16)		26)				
破壊形式		梁曲げ	せん断	梁曲げ	せん断	梁曲げ		せん断		梁曲げ	せん断	梁曲げ		せん断		
繊維混入率 (%)		1.5		1		1		1		1		1				
コンクリート	σ_B (MPa)	33.3	31.6	40	38	31.7	33.4	42.6	42.6	41.5	41.7	24.2	25.9	23.7	26.3	26.2
	E_C (GPa)		24.8	29.8	29.8			26.2	26.1	27.1	25.6	19.1	21.3	20.6	21.9	20.4
柱	b (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	300
	D (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
	h (mm)	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1600	1300	1600	1600
	鉄骨断面	300×220×10×15														
	σ_{fy} (MPa)	284	284	304	304	294	294	277	277	301	301	292	292	292	292	292
	σ_{wy} (MPa)	296	296	319	319	320	320	295	295	329	329	326	326	326	326	326
梁	b (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
	D (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
	l (mm)	2250	2250	1125	1125	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250	2250
	鉄骨断面	300×150×6.5×9	300×200×9×19	300×150×6.5×9	300×200×9×19	300×150×6.5×9		300×200×9×19		300×150×6.5×9	300×200×9×19	300×150×6.5×9		300×150×12×25		
	σ_{fy} (MPa)	321	252	304	281	270		260		375	299	312	312	292	292	292
	σ_{wy} (MPa)	408	293	348	304	324		278		410	296	394	394	266	266	266
パネルゾーン	鉄骨断面	10×15	4.5×15	10×15	4.5×15	10×22	19×22	4.5×15		10×15	4.5×15	10×15	4.5×15	4.5×25		
	σ_{fy} (MPa)	284		304		265		277	277	301	301	292	292	292	292	292
	σ_{wy} (MPa)	296	257	319	307	276	250	345	345	329	336	326	326	282	282	282
軸力	載荷方法	一定		変動		一定										
	N (kN)	750		$0.1N_0 \pm 3Q$		760		2017	3227	900		885	885	885	885	755
	軸力比	0.15				0.15	0.142	0.296	0.473	0.118		0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
最大耐力	Q_{exp} (kN)	517	564	270	473	468	500	560	621	611	731	494	407	509	417	374
終局強度	Q_{mu} (kN)	455	709	213	394	381	384	733	733	601	924	423	347	792	648	648
	${}_cQ_{pu}$ (kN)	581	430	491	455	560	704	504	504	641	497	560	433	392	309	273
備考 1		十字型接合部		ト型接合部		十字型接合部				スラブ付十字型		十字型				

1.3　鉄骨鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能および問題点

本項で取り扱う SRC 造耐震壁は周辺フレームが SRC 構造で壁板が RC 造を対象としており，既往の実験的および解析的研究について示す。

1.3.1　鉄骨鉄筋コンクリート構造耐震壁 [27)]

鉄筋コンクリート造耐震壁については数多く存在するが，側柱を SRC 構造とした SRC 造耐震壁の研究は 1960 年代以前ではほとんど行われていない。その理由として，既往の RC 造耐震壁の性質と本質的な相違があまりないことが指摘されたからである。しかしながら，谷らは，RC 構造と比べて架構のせん断抵抗の大きい SRC 構造における耐震壁の性状は壁面内にひび割れを許した後の塑性域において，架構自体の持つせん断変形拘束性状が期待できると考え，SRC 造耐震壁の開発研究に着手した。その中で，特に，1. SRC 構造による架構のせん断変形拘束効果および RC 造による架構との比較，2. 壁筋の効果，3. 耐震壁の負担せん断力および 4. せん断剛性に着目し，弾性から塑性域にわたる変形および破壊性状の立場から考察を行ってきた。

試験体の形状はすべて正方形架構体とし，耐震壁試験体，鉄骨ブレース試験体およびコンクリートブレース試験体の実験を行った。試験体は実大の 1/6 スケールである。この実験で取り扱った試験体の壁筋比は 0.13%と非常に少なく，最大耐力にほぼ影響を及ぼさない傾向を示した。また，耐震壁の初期ひび割れ発生後は，周辺架構が壁の面積膨張拘束の役目を果たすことを指摘しており，特に，SRC 構造においては周辺フレームにおいて耐力および靭性を確保できるため，耐震壁の耐力上昇を期待できることを示した。

表 1.3.1　試験体概要 [27)]

	筋　　造	壁　厚	P (%)	P_{tl} (%)
FRW	ナ　シ	30	0.13	—
W	ナ　シ	30	0.13	—
WP	ナ　シ	30	0.13	—
WS-2.3	25×2.3	30	0.13	0.38
WPS-2.3	25×2.3	30	0.13	0.38
WPS-4.0	25×4.0	30	0.13	0.67
FS	ナ　シ	—	—	—
FBS-2.3	25×2.3	—	—	—
FBS-4.0	25×4.0	—	—	—
FBC-2.3	25×2.3 100×80 コンクリート	—	—	0.38
FBC-4.0	25×4.0 100×80	—	—	0.67

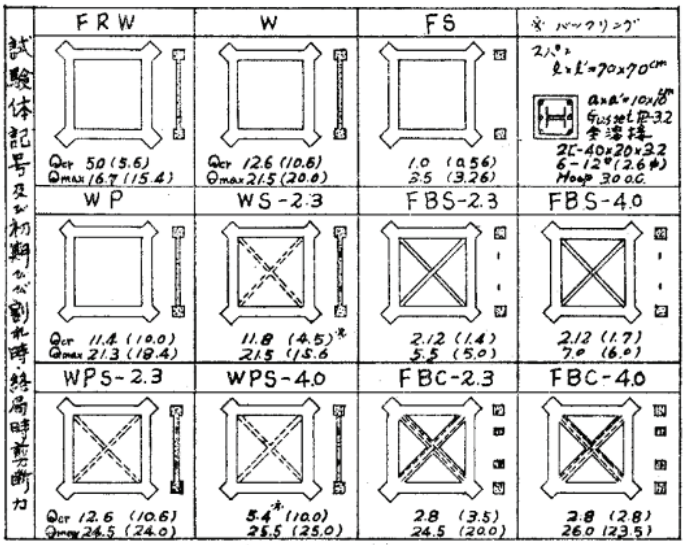


図 1.3.1　試験体形状 [27)]

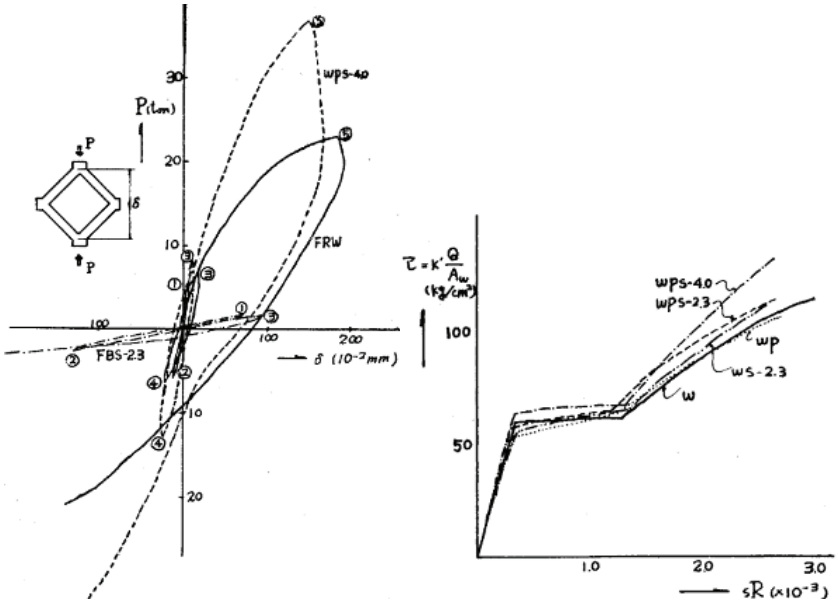


図 1.3.2　実験結果 [27)]

上記に示すように，せん断ひび割れ発生の後，付帯フレームの拘束効果によって耐震壁のせん断伝達機構が形成されるという考え方は今日においても継承されており，文献 5)において耐震壁のせん断抵抗機構は図 1.3.3 のように仮定されている。

以下に，同文献に示される耐震壁のせん断終局耐力の算定式を示す。

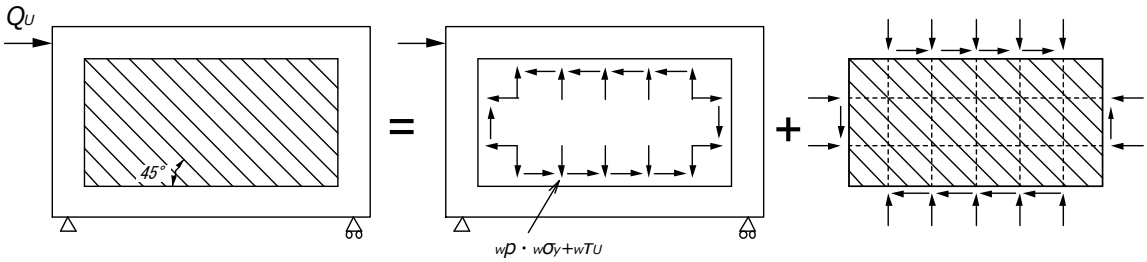


図 1.3.3　壁板のせん断ひび割れ後のせん断抵抗機構 [5)]

＜SRC 規準式＞

SRC 規準に示される耐震壁のせん断終局強度式は，45 度を仮定したコンクリートの圧力場と壁筋によるトラス機構および, 周辺骨組の拘束により壁板コンクリートに圧力場が形成される相互作用を取り入れた強度式となっている（図 1.3.4)。

$$ {}_{W}Q_{U} = \max\left({}_{W}Q_{U1},\quad {}_{W}Q_{U2}\right) \tag{1.3.1} $$

$$ {}_{W}Q_{U1} = r \cdot {}_{W}t \cdot l \cdot (1+\beta)\,{}_{W}F_{s} \tag{1.3.2} $$

ここで，β は壁板内の平鋼筋かい，形鋼筋かいおよび鋼板入りの場合の係数で，壁板が RC 構造の場合は 0 とする。

$$ {}_{W}Q_{U2} = \max\left({}_{W}Q'_{U1},\quad {}_{W}Q'_{U2}\right) + {}_{s}Q_{U} \tag{1.3.3} $$

ここで，${}_{s}Q_{U}$ は壁板内の平鋼筋かい，形鋼筋かいおよび鋼板入りの負担せん断力で，RC 壁板の場合は 0 とする。

$$ {}_{W}F_{s} = \min\left(0.067F_{c},\quad 1.0 + \frac{F_{c}}{50}\right) \tag{1.3.4} $$

$$
{}_{W}Q'_{U1} = r \cdot \min\left\{ {}_{W}F'_{s},\ \left({}_{W}p \cdot {}_{W}\sigma_{Y} + {}_{W}\tau_{U} \right) \right\} {}_{W}t \cdot l' + \frac{1}{2}\min\left(\sum {}_{CS}Q_{U},\ \sum {}_{BS}Q_{U}\frac{l}{h} \right) \tag{1.3.5}
$$

ただし，式(1.3.5)において耐震壁の両側に壁がない場合，${}_{CS}Q_U$，${}_{BS}Q_U$ は原則として 0 とする。

$$
{}_{W}F'_{s} = \min\left(0.25F_{c},\ 1.13\sqrt{F_{c}} \right) \tag{1.3.6}
$$

$$
{}_{W}Q'_{U2} = \min\left(\sum {}_{CT}R_{U},\ \sum {}_{BT}R_{U}\frac{l}{h} \right) \tag{1.3.7}
$$

ただし，耐震壁の一方に壁がない場合，式(1.3.7)において ${}_{CT}R_U$，${}_{BT}R_U$ は原則として 0 とする。

$$
{}_{W}\tau_{U} = \min\left(\frac{{}_{BS}\beta_{b}}{{}_{W}t \cdot l^{2}}{}_{BS}M_{U},\ \frac{{}_{CS}\beta_{b}}{{}_{W}t \cdot h^{2}}{}_{CS}M_{U},\ \frac{{}_{BS}\beta_{s}}{{}_{W}t \cdot l}{}_{BS}Q_{U},\ \frac{{}_{CS}\beta_{b}}{{}_{W}t \cdot h}{}_{CS}Q_{U} \right) \tag{1.3.8}
$$

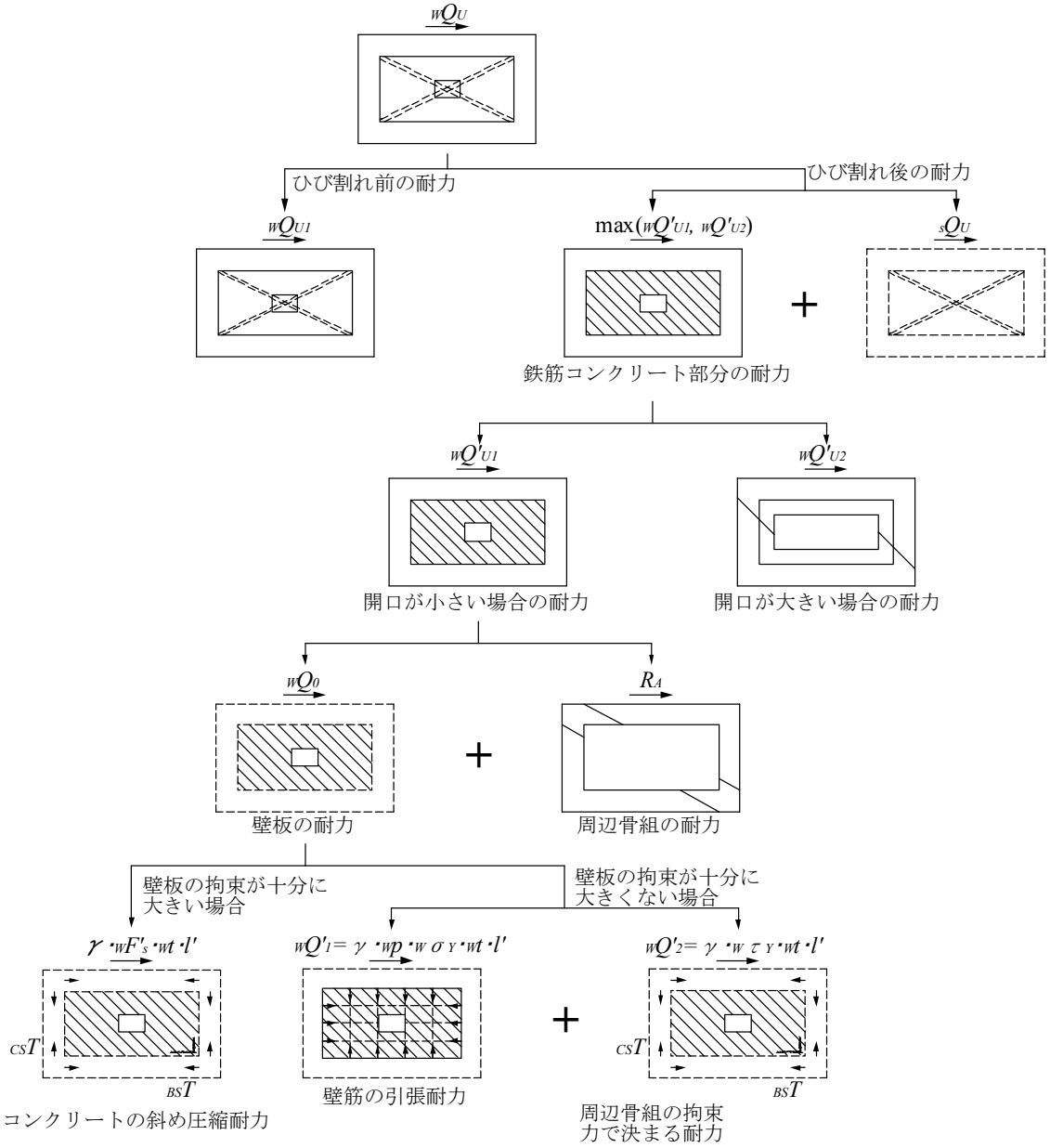


図 1.3.4　耐震壁のせん断設計のフロー[5)]

上記の他にも耐震壁のせん断抵抗機構は，直交異方性弾性板理論[28]，周辺骨組を弾性体とする理論[29]および塑性理論[30),31)32),33)]によるものがある。これらの理論の共通の考え方の一つに，斜張力ひび割れが生じたコンクリート壁板は水平軸に対して 45°方向の圧縮束として作用し，その圧縮反力を周辺フレームの拘束力と壁筋の引張力によって抑えると考えるものである。

次に，耐震壁のせん断抵抗機構として広く用いられているトラス・アーチ理論を仮定した塑性理論について概説する。この理論は RC 造耐震壁のせん断抵抗機構として開発されたものであるが，SRC 造耐震壁においても適用可能である。

1.3.2　耐震壁の塑性理論

(1)　加藤・称原理論[30]

称原および加藤は軸力，曲げおよびせん断力を受ける RC 造耐震壁の終局耐力をせん断補強筋のシステム（トラス機構）とコンクリートの圧力場のシステム（アーチ機構）と称する 2 種類のせん断抵抗機構（図 1.3.5）を仮定し，それらの加え合わせにより求める。

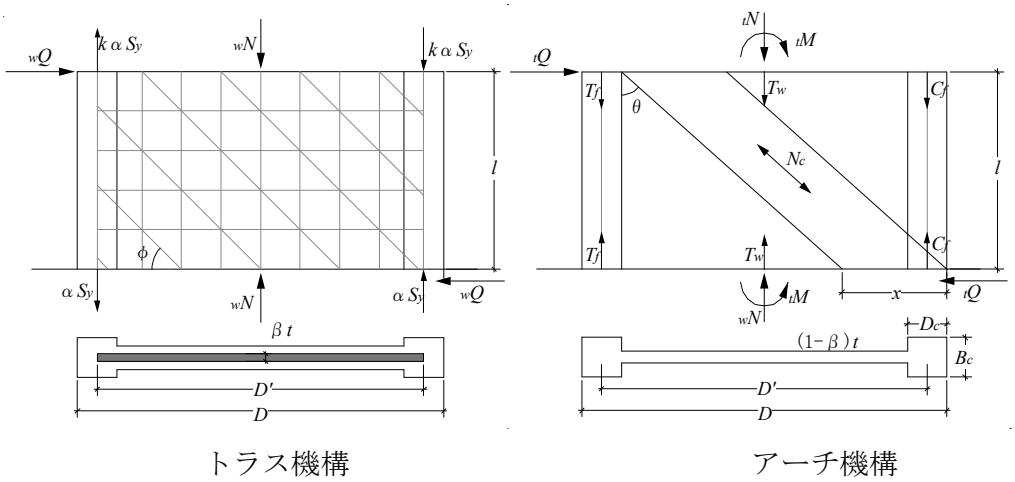


図 1.3.5　釣合いモデル[30]

＜トラス機構の負担力＞

トラス機構は柱の主筋，せん断補強筋および圧縮力に抵抗するコンクリートによって

形成し外力に対して抵抗するものとする。

コンクリートは φ=45°の傾きを持つ切片を想定し，一軸圧縮力を負担して，せん断補強筋の応力と釣合う。その応力度は一軸圧縮強度 F_c とし，釣り合いに必要なコンクリートの仮想壁厚 $\beta \cdot t$ とする。

脚部における柱主筋の応力がその降伏応力 $S_y=a_t \cdot {}_t\sigma_y$ の α 倍とすると，力の釣り合いから次式が求まる。

$$ {}_wQ={}_wN = P_w \cdot {}_w\sigma_y \cdot t \cdot D' = \frac{1}{2}\beta \cdot t \cdot D' \cdot F_c \tag{1.3.9} $$

$$ {}_wM = \alpha \cdot S_y \cdot D' = \frac{{}_wQ \cdot l}{1-\kappa} \tag{1.3.10} $$

式(1.2.18)および(1.2.19)より，

$$ \alpha = \frac{p_{wh} \cdot {}_w\sigma_y \cdot t \cdot l}{T_y(1-\kappa)}, \quad \beta = \frac{2P_{wh} \cdot {}_w\sigma_y}{F_c} \quad (0 \leqq \alpha,\ \beta \leqq 1) \tag{1.3.11} $$

＜アーチ機構の負担力＞

上記に示したトラス機構の負担力を除く RC 耐震壁に残る余力として，柱主筋の残部 $2(1-\alpha)S_y$，壁縦筋 $S_w=P_{wv} \cdot {}_w\sigma_y \cdot t \cdot D'$，柱コンクリートの圧縮耐力 $2C_0=2(B_c-t)D_c \cdot F_c$ および壁の残余圧縮耐力 $N_0'=(1-\beta)t \cdot F_c \cdot D'$ がある。これらを用いてモデルを構成する。

このシステムに作用する軸力 ${}_tN$ は耐震壁に作用する軸力から前述のトラス機構の軸力 ${}_wN$ を差し引いて，${}_tN=N-{}_wN$ となる。力の釣合いから以下の式が得られる。

$$ {}_tN + T_f + C_f + T_w = N_c \cdot \cos\theta \tag{1.3.12} $$

$$ (T_f - C_f)D' = N_c \cos\theta(2l \cdot \tan\theta + x - D) + 2\kappa \cdot {}_tM \tag{1.3.13} $$

$$ {}_tQ = N_c \sin\theta \tag{1.3.14} $$

$$ N_c = t' \cdot F_c \cdot x \cdot \cos\theta \quad \text{ただし，} \quad t' = (1-\beta)t \tag{1.3.15} $$

$$ {}_tM(1-\kappa) = {}_tQ \cdot l \tag{1.3.16} $$

上記の式より，${}_tM$，N_c，x，$\tan\theta$ を消去すると，

$$ {}_tQ = \frac{\lambda \cdot N_0^{'}}{1-\kappa} \cdot \left[\sqrt{\frac{\left({}_tN + T_f + C_f + T_w\right)N_0^{'} + \left(T_f - C_f\right)N_0^{'} \cdot \gamma - \left({}_tN + T_f + C_f + T_w\right)^2}{\left(\frac{\lambda \cdot N_0^{'}}{1-\kappa}\right)^2}} + 1 - 1 \right] $$

(1.3.17)

ここで，$\lambda = \dfrac{l}{D}$，$\gamma = \dfrac{D'}{D}$

耐震壁の耐力はトラス機構の耐力 ${}_wM$ とアーチ機構の耐力 ${}_tM$ の和で与えられる。加藤・称原理論では，精解を得るために繰り返し計算が必要で有ることから，既往の実験式 63)と比べて非常に煩雑であるが，解析精度は良いとされている。

(2) 若林・南理論 [31)]

若林・南理論においてもはり機構（一般的にトラス機構と呼ばれる）とアーチ機構の混在を仮定し，累加強度理論を応用して RC 部材のせん断強度理論解を導いている。本項においては若林・南理論の基本的な理論について概説する。

＜はり機構による ${}_bn$－${}_bq$ 相関関係＞

はり機構は，主筋，せん断補強筋およびコンクリート斜め圧縮束材で構成されているものと仮定し（図 1.3.6），材端に作用する力は釣合条件

$$ {}_bM = \left({}_bC + {}_bT\right)d/2 \tag{1.3.18} $$

$$ {}_bN = {}_bQ + {}_bC - {}_bT \tag{1.3.19} $$

$$ {}_bQ = {}_bb \cdot d \cdot {}_b\sigma_D/2 = 2 \cdot {}_bM/L \tag{1.3.20} $$

と与えられる。一方，せん断補強筋に生じる引張応力度 σ_w とコンクリート圧縮束材に生じる応力度 ${}_b\sigma_D$ との間に次の関係が成立する。

$$ {}_bb \cdot {}_b\sigma_D/2 = b \cdot p_w \cdot \sigma_w \tag{1.3.21} $$

従って，式(1.2.27)から(1.2.29)より，

$$ {}_bQ = \left(2\cdot{}_bT + {}_bN\right)/\left(\eta/d_1 + 1\right) \tag{1.3.22} $$

$$ {}_bQ = \left(2\cdot{}_bC - {}_bN\right)/\left(\eta/d_1 - 1\right) \tag{1.3.23} $$

ここで，$d_1=d/D$，$\eta=L/D$ とする。また，式(1.3.20)および(1.3.21)より，

$$ {}_bQ = b\cdot d\cdot p_w\cdot\sigma_w \tag{1.3.24} $$

主筋の引張もしくは圧縮降伏によって決定されるはり機構の ${}_bn-{}_bq$ 関係は式(1.3.22)および(1.3.23)において，${}_bT={}_bC=a_t\cdot\sigma_y$ とし，両辺を bDF_c で無次元化することによって，

$$ {}_bq = \left(2\cdot\Phi + {}_bn\right)/\left(\eta/d_1 + 1\right) \tag{1.3.25} $$

$$ {}_bq = \left(2\cdot\Phi - {}_bn\right)/\left(\eta/d_1 - 1\right) \tag{1.3.26} $$

として与えられる。一方，せん断補強筋の引張降伏によって決定する ${}_bn-{}_bq$ 関係は式(1.3.24)において $\sigma_w=\sigma_{wy}$ とし，両辺を無次元化することによって次式となる。

$$ {}_bq = \Psi\cdot d_1 \tag{1.3.27} $$

なお，はり機構を形成するのに必要なコンクリートの圧縮束材の幅 ${}_bb$ は ${}_b\sigma_D=F_c$ の条件下で式(1.3.20)より，

$$ {}_bb = 2\cdot{}_bQ/\left[d\cdot F_c\right] \tag{1.3.28} $$

となる。

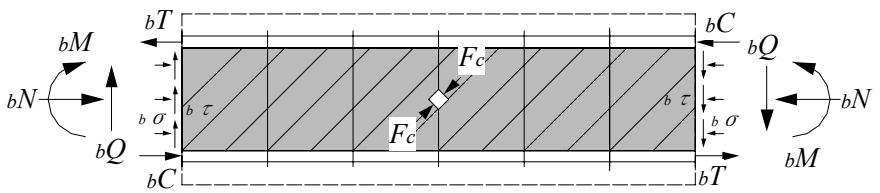


図 1.3.6　はり機構のせん断抵抗機構 [31)]

＜アーチ機構による $_an-_aq$ 相関関係＞

アーチ機構は部材幅からはり機構で用いたコンクリート幅を減じた幅 $_ab$ を部材幅とし，無筋コンクリートで構成されているものとする（図 1.3.7)。材端に作用する力の釣合条件より，

$$_aM={}_aN\cdot(1-k)\cdot D/2 \tag{1.3.29}$$

$$_aN={}_ab\cdot k\cdot D\cdot{}_a\sigma_D\cdot\cos^2\theta \tag{1.3.30}$$

$$_aQ={}_ab\cdot k\cdot D\cdot{}_a\sigma_D\cdot\sin\theta\cdot\cos\theta \tag{1.3.31}$$

$$\tan\theta=(1-k)/\eta \tag{1.3.32}$$

と与えられる。

コンクリートの斜め圧縮材に生じる圧縮応力度 $_a\sigma_D$ がコンクリートの一軸圧縮強度 Fc に達したとき，アーチ機構による強度が発現されると仮定すると，$_an-_aq$ 方程式は式(1.3.30)から(1.3.32)から k および θ を消去し，無次元化することで，

$$_aq=\left[\sqrt{\frac{4_an(1-{}_an/{}_ab_1)}{_ab_1}+\eta^2}-\eta\right]\frac{_ab_1}{2} \tag{1.3.33}$$

と求められる。

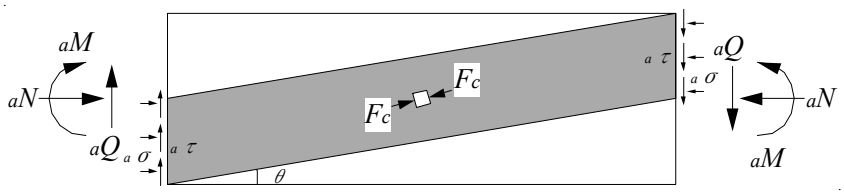


図 1.3.7　アーチ機構のせん断抵抗機構 [31)]

以上に示すはり機構とアーチ機構による強度の累加によって RC 部材のせん断強度が与えられる。若林・南理論におけるせん断強度式は，加藤・称原理論とは異なり繰返し計算を必要とせず，常にせん断強度を陽な形で算定できるという利点を持ち合わせている。しかしながら，若林・南理論では，断面解析より求まる曲げ終局強度に対して常に小さい値をとることが指摘されている。

(3) 壁谷澤らによるせん断強度式 [34)]

壁谷澤らは耐震壁のせん断終局強度を，称原ら，南ら，市之瀬 [35)]らの提案を基本としてアーチ機構とトラス機構の累加強度を簡略化した式で表している。

$$Q_{su} = \left\lfloor \alpha(1-\beta) l_{wa} \cdot \nu \cdot F_c + \gamma \cdot l_{wb} \cdot p_w \cdot_w \sigma_y \right\rfloor t_w \tag{1.3.34}$$

$$\alpha = \sqrt{(\lambda^2+1)-\lambda}\,/2 \tag{1.3.35}$$

$$\beta = (1+\gamma^2)\frac{p_w \cdot_w \sigma_y}{\nu \cdot F_c} \tag{1.3.36}$$

$$\gamma = \frac{l_{wb}}{2\alpha \cdot l_{wa}}\text{，かつ}\leqq 2.0 \text{ and } \sqrt{\frac{\nu \cdot F_c}{p_w \cdot_w \sigma_y}} \tag{1.3.37}$$

$$\lambda = h_w / l_{wa} \tag{1.3.38}$$

$$l_{wa} = l_w + D_c/2 + l_{wc} \tag{1.3.39}$$

$$l_{wb} = l_w + l'_{wc} \tag{1.3.40}$$

$$l_{wc} = \begin{cases} l'_{wc} = A'_c / 2t_w & (l_{wc} \le D_c/2) \\ \sqrt{A'_c \cdot D_c/(1-\beta)t_w}\,/2 & (l_{wc} \ge D_c/2) \end{cases} \tag{1.3.41}$$

壁谷澤らによるせん断強度式が前述の加藤・称原理論および若林・南理論と比べて特筆すべき点は側柱がせん断強度に及ぼす影響を考慮した点である。すなわち，塩原 [36)]や白石 [37)]らは, 側柱幅は壁厚と比べて大きいことから壁板のアーチ機構角度が変化することを指摘しており，結果として式(1.3.41)においてアーチ機構壁長さが増大することを考慮している。

一方で, SRC 造耐震壁の周辺フレームの拘束効果については次項において検討がなされている。

1.3.3　周辺架構の構造形式が異なる耐震壁の破壊性状とせん断耐力に関する研究 [36)]

耐震壁が建物の耐震要素として有効であることは過去の震害により実証されているが，激震に対して耐震壁を有効に利用するためには最大耐力後も含めてその繰り返し弾塑性性状の把握が必要となる。既往の研究から耐震壁の靭性等は周辺架構の剛性，靭性および強度に影響を受けることが明らかとなっており，徳広，三谷および宮崎らは RC 造と比べて靭性が期待できる SRC 造を周辺架構とする耐震壁は靭性および最大耐力後の変形性状が RC 造のものと比べて異なることを予測している。また，靭性に富む耐震壁を設計するために，1. せん断ひび割れの防止を目的として壁筋量を増加すること，ならびに 2. スリップ破壊およびせん断圧縮破壊を起こすまでせん断力の増大に耐えるほどの強剛な周辺架構とすることなどを指摘しており，特に 2.に焦点をあて，周辺架構の構造形式および壁厚が，耐震壁の破壊性状，変形性状および耐力に及ぼす影響について実験的研究を行っている。

図 1.3.8 に試験体形状を，表 1.3.2 に試験体断面の形状・寸法および材料特性を示す。試験体は周辺フレームの柱および梁断面を同一形状とし，架構の構造形式を RC 造，および SRC 造で鉄骨をフルウェブ（充服型）としたものと，ラチスのものである。壁厚については 6cm および 10cm の 2 種類としている。

図 1.3.9 に各試験体の水平荷重－変形曲線を示す。なお，同図の縦軸は水平荷重を実験最大耐力の絶対値で除したあたいである。同図をみると，周辺架構が RC 造の場合，壁厚 6cm となる試験体の耐力低下は壁厚 10cm の試験体と比べて顕著であることがみてとれる。しかしながら，部材角 $R=6\sim8\times10^{-3}$rad.において鉛直荷重の保持が困難となる傾向にある。また，周辺架構が SRC 造となる場合，壁厚 10cm 試験体は 6cm 試験体と比べて最大耐力近傍における耐力低下が少なく，終局時においても鉛直荷重を支持できる状態にあることを示している。

さらに，徳広らは同文献において，周辺架構の耐力，剛性，壁筋量および作用軸力の影響を考慮した耐震壁のせん断終局強度を提案しており，破壊形式および終局耐力を予測できることを示した。図 1.3.10 に算定方法のフローチャートを示す。

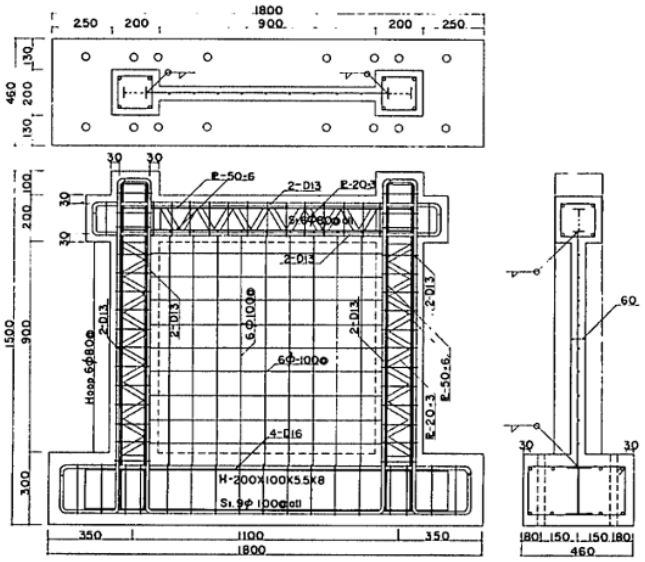


図 1.3.8　試験体の形状

表 1.3.2　試験体断面の形状・寸法および材料の機械的性質

試験体名	Series-0		Series-6				Series-10			
	RC-0	SRC-F5-0	RC-6	SRC-L3-6	SRC-F3-6	SRC-F5-6	RC-10	SRC-L3-10	SRC-F3-10	SRC-F5-10
試験体形状 B*D=20*20cm²			6cm	6cm	6cm	6cm	10cm	10cm	10cm	10cm
主筋(SD30)	8-D16	4-D13	8-D16	4-D13	4-D13	4-D13	8-D16	4-D13	4-D13	4-D13
主筋比 p_g(%)	3.98	1.27	3.98	1.27	1.27	1.27	3.98	1.27	1.27	1.27
帯筋(SR24)	各試験体共通　6φ-@80　帯筋比 p_w=0.35%									
鉄筋強度 (kg/cm²)	降伏点強度 σ_y		D16 σ_y=3190		D13 σ_y=3720		6φ σ_y=2660			
	引張強さ σ_u		σ_u=5830		σ_u=5290		σ_u=3670			
鉄骨		H-100*50*5*7		H-100*50*3*6	H-100*50*3*6	H-100*50*5*7		H-100*50*3*6	H-100*50*3*6	H-100*50*5*7
p_{w1}(%)		1.08			0.66	1.08			0.66	1.08
p_{w2}(%)				0.36				0.36		
p_f (%)		1.75		1.50	1.50	1.75		1.50	1.50	1.75
フランジ		σ_y=3190		σ_y=2986	σ_y=2986	σ_y=3900		σ_y=2592	σ_y=2592	σ_y=3031
		σ_u=4586		σ_u=4487	σ_u=4487	σ_u=5400		σ_u=3857	σ_u=3857	σ_u=4606
ウェブ		σ_y=3360		σ_y=2686	σ_y=2686	σ_y=4140		σ_y=2363	σ_y=2363	σ_y=3417
		σ_u=4696		σ_u=3686	σ_u=3686	σ_u=5500		σ_u=3534	σ_u=3534	σ_u=4738
p_g+p_f (%)	3.98	3.02	3.98	2.77	2.77	3.02	3.98	2.77	2.77	3.02
p_w+p_{w2} (%)	0.35	1.43	0.35	0.71	1.01	1.43	0.35	0.71	1.01	1.43
壁筋			縦，横　6φ-@100　壁筋比 p_s=0.47(%)				縦，横　6φ-@100　壁筋比 p_s=0.28(%)			
材令(日)	47	47	40	71	71	42	67	41	41	67
Fc(kg/cm²)	237	237	214	187	187	215	203	210	210	203
Ft(kg/cm²)	23.4	23.4	22.3	18.9	18.9	21.2	21.8	22.2	22.2	21.8

注）p_{w1}(フルウェブのせん断補強鋼材比)=Aw/(b*D)*100(%)　Aw:フルウェブ材の断面積(cm²)
p_{w2}(ラチスのせん断補強鋼材比)=Ad*sinθ/(b*x)*100(%)　Ad:ラチス材の断面積(=2.1*0.3=0.63cm²)　x:hw/tanθ+2.5(cm)
hw:鋼材のうちのりせい(cm)　θ:斜材と材軸とのなす角(=60)
p_f(フランジの鋼材比)=Af/(b*D)*100(%)　Af:フランジ材の断面積(cm²)
Fc:コンクリート圧縮強度　Ft:コンクリート引張強度

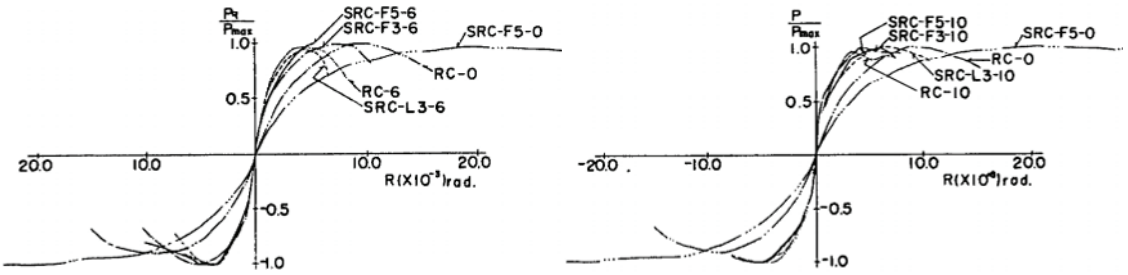


図 1.3.9　水平荷重－変形曲線（左側：壁厚 6cm，右側：壁厚 10cm）

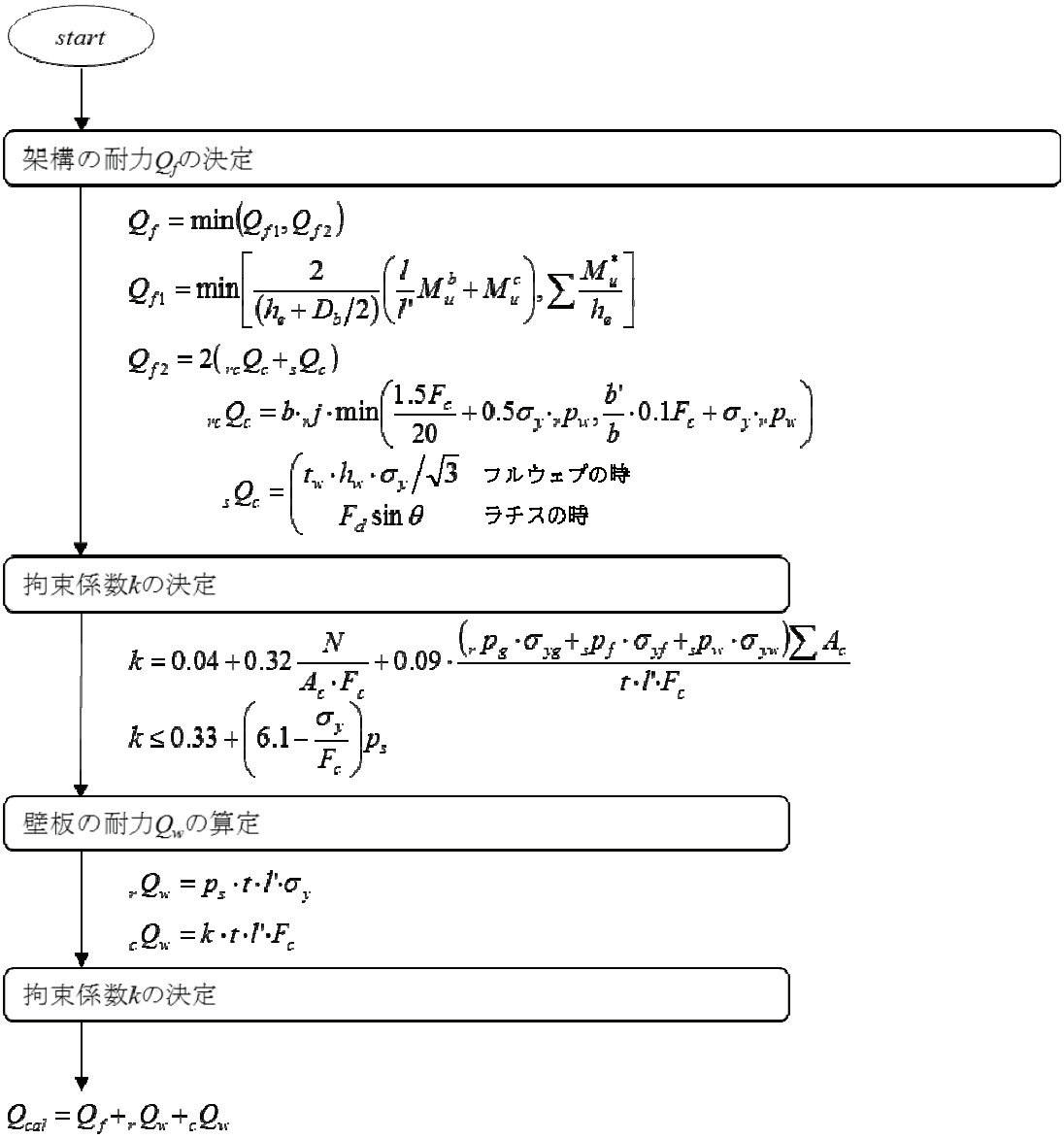


図 1.3.10　せん断終局強度推定のフローチャート

以上のように，柱材の鋼材量および柱材に作用する軸力の大きさ等によって拘束効果に差異がみられることが報告されているが，現段階では様々な考え方があり，明確な結論を得るにいたってはいない。

一方で，鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説[3)]に示されるように，SRC 造耐震壁の壁位置は原則として柱梁の内蔵鉄骨と壁板とが互いに干渉しない部分に計画する必要がある。SRC 造耐震壁の壁板部分の配筋の定着は RC 規準および RC 配筋指針に準拠しており，原則的に柱および梁のコアコンクリート内に定着することとしている。しかしながら，鉄骨，周辺フレームの主筋と補強筋および壁筋が複雑に配された SRC 造フレームにおいて上記のような干渉を防ぐことは非常に困難であり，そのため，図 1.3.11(d)および(e)に示すように，壁筋を緩やかに折り曲げて定着する方法や鉄骨フランジに貫通孔を設けることとしている。

次項に示す文献では, SRC 造耐震壁の脚部縦筋の定着手法についての検討を行っている。

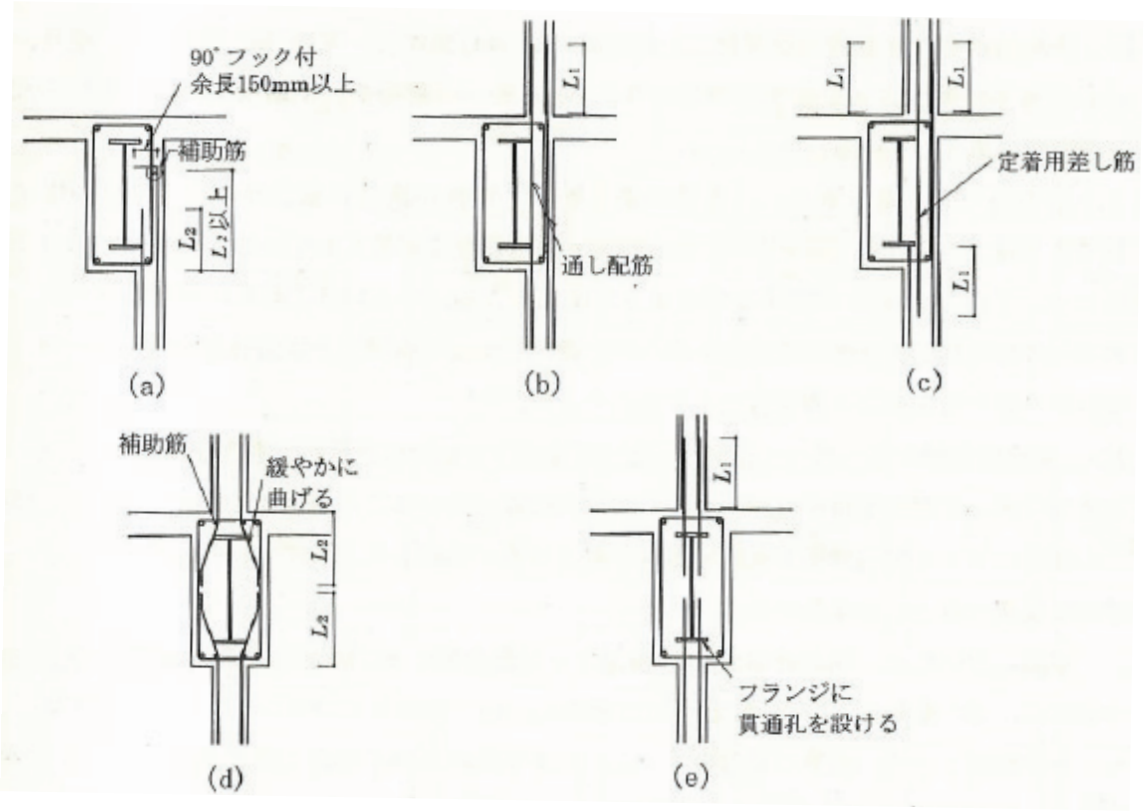


図 1.3.11　梁への定着例[3)]

1.3.4　鉄骨鉄筋コンクリート造耐震壁の定着方法に関する研究 [4)]

SRC 造耐震壁の配筋を行う際, 壁筋の定着は耐震壁を囲む柱および梁の鉄骨に干渉するため，鉄骨の手前で折り曲げる等の方法で配筋される場合が多い。しかしながら，定着部における鉄筋の折り曲げ方法によって定着強度がどのように変化するかは明らかになってない。戸澤および小野里らは，上記の問題を解決するために SRC 造連層耐震壁脚部の壁縦筋を想定し静的載荷実験を実施した。実験変数は図 1.3.12 に示すように 7 種類の縦筋の定着方法である。

実験結果についてみると，(a)のフランジ突き当り型および(b)の 90°折曲げ型試験体は縦筋の降伏強度に達する以前にコンクリートの損傷によって最大耐力が決まっており，最大耐力後はコンクリートの付着破壊もしくはコーン状破壊に伴い早期の耐力低下が確認された。一方，(c)フランジ迂回型，(e)交差定着型および(f)フランジ貫通型試験体は縦筋もしくは定着筋の降伏が認められ，安定した復元力特性が得られている。(d)フック引掛け型試験体は縦筋の降伏が認められるものの，変形性能は低い結果となった。また，(g)スタッド溶接型試験体では，スタッドの降伏が認められ，降伏棚を持たないスタッドの特性により, 他の試験体と比べて最大耐力は大きくなる結果が得られている。

以上のことから，SRC 造耐震壁の壁縦筋を定着する際は，壁縦筋をフランジに貫通させる，もしくは鉄骨にスタッドを溶接し，壁筋を重ね継手を施すことで，鉄筋の応力伝達を期待できることが示されている。

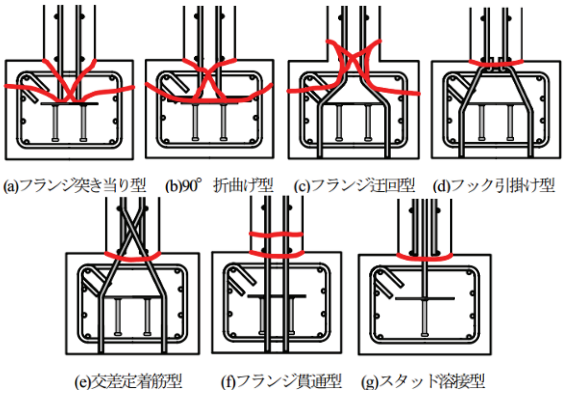


図 1.3.12　定着方法一覧および損傷状況

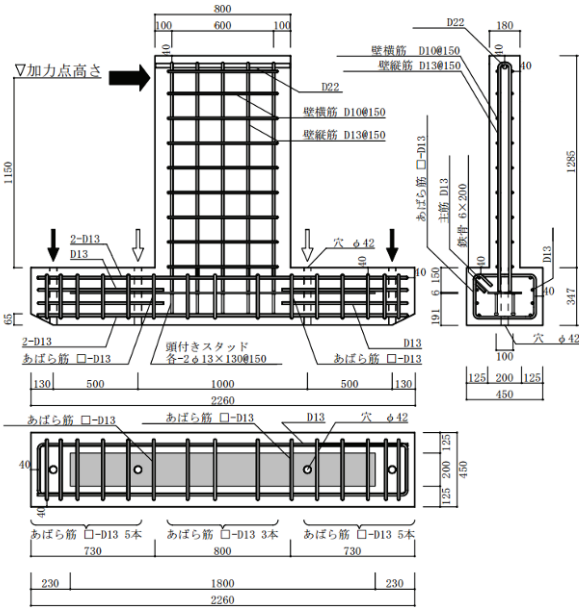


図 1.3.13　試験体配筋図

1.4　鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性

本項では，既往の RC 造耐震壁の復元力特性の評価手法について列記する。

1.4.1　渡部，千葉らの評価手法 39)-40)

渡部，千葉らは，原子炉建屋の応答解析手法を参考に，耐震壁の復元力特性を曲げ復元力特性およびせん断復元力特性を個別に評価できるものとし，せん断復元力特性の評価手法を示している。

この手法はせん断復元力特性を Tri-linear 型無次元スケルトンカーブに置換しており，各折点を実験結果に対応するよう設定している。しかしながら，終局強度式に適用範囲が定められており，特に，軸方向応力度 σ_0 およびせん断スパン比 $M/(QD)$ の適用範囲が限られている。

以下にせん断復元力特性の評価手法を示す。

＜せん断ひび割れ点＞

$$\tau_1 = 0.3\tau_{\max} \tag{1.4.1}$$

$$\gamma_1 = \tau_1 / G_c \tag{1.4.2}$$

＜中央部縦筋の引張降伏点 or 壁板コンクリートの圧壊の兆候点＞

$$\tau_2 = 0.8\tau_{\max} \tag{1.4.3}$$

$$\gamma_2 = 0.5\gamma_3 \tag{1.4.4}$$

＜終局強度点＞

$$\tau_3 = \tau_c + \tau_s + \tau_0 \tag{1.4.5}$$

$$\tau_c = 2.7\sqrt{\sigma_B} \cdot \left(1.9 - 1.5\frac{M}{Q \cdot D}\right) \tag{1.4.6}$$

$$\tau_s = \frac{p_w \cdot \sigma_{wy}}{2} \tag{1.4.7}$$

$$\tau_0 = \sigma_0 \tag{1.4.8}$$

$$\gamma_3 = 4.8 \times 10^{-3} \tag{1.4.9}$$

ここで，$p_w \cdot \sigma_{wy} \le 6.0\sqrt{\sigma_B}$ (kg/cm^2)，$0 \le \sigma_0 \le 40$ (kg/cm^2)，$0.4 \le M/QD \le 0.8$

1.4.2　線材置換モデルおよびトラス置換モデルを用いた評価手法 [41)]

松本らは耐震壁を線材置換モデルとして曲げ変形とせん断変形を個別に算定する手法, およびせん断抵抗を表す斜め材と曲げ抵抗を表すトラス材に置換する手法の二種類を提案している。

線材置換モデルでは，曲げ抵抗機構は Tri-linear 型，せん断抵抗機構は Bi-linear 型にそれぞれ置換している。曲げ抵抗機構は危険断面の曲げ解析によって *M-φ* 関係を算定している。せん断抵抗機構は鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説のせん断終局強度を基本としており, 終局時の変形は壁板圧縮破壊時における対角方向のひずみがコンクリートの一軸圧縮強度時ひずみに対応するものとしている。

以下に算定方法を示す。

＜せん断ひび割れ点＞

$$Q_{s1} = \tau_{sc} \cdot {}_W t \cdot {}_W l / \kappa_W \tag{1.4.10}$$

$$\tau_{sc} = \sqrt{\sigma_{cr}{}^2 + \sigma_{cr} \cdot \sigma_0} \tag{1.4.11}$$

$$R_{s1} = \frac{\tau_{sc}}{G_c} \tag{1.4.12}$$

＜終局強度点＞

$$Q_{s2} = {}_W t \cdot {}_W l_t \cdot {}_W p \cdot {}_W \sigma_y \cot\phi + \tan\theta(1-\beta)_W t \cdot {}_W l_a \cdot \nu \cdot \frac{\sigma_B}{2} \tag{1.4.13}$$

$$\tan\theta = \sqrt{\left(\frac{h_w}{{}_W l_a}\right)^2 + 1} - \frac{h_w}{{}_W l_a} \tag{1.4.14}$$

$$\beta = \left(1 + \cot^2\phi\right)\frac{{}_W p \cdot {}_W \sigma_y}{\nu \cdot \sigma_B} \tag{1.4.15}$$

$${}_W l_a = {}_W l_t = {}_W l + D \tag{1.4.16}$$

$$\nu = 3.68\sigma_B{}^{-\frac{1}{3}} \tag{1.4.17}$$

$$R_{s2} = \left(\frac{h_w}{{}_W l} + \frac{{}_W l}{h_w}\right) \cdot \varepsilon_{c0} \tag{1.4.18}$$

トラス置換モデルでは，図 1.4.1 に示すように固定された基礎，剛体の梁およびピン接合された鉛直部材および斜め部材に置換した要素で構成されるモデルである。

両側柱のコンクリート断面積 A_c は耐震壁全体の曲げ剛性に等しくなるように仮定し，トラス材 B_c および B_t はコンクリート成分からなるものとし，トラスの角度 θ は 45 度と仮定している。コンクリートの応力－ひずみ関係は Fafitis･Shah 式[42)]を用いており，トラス部材については CEB のコンクリート強度低減係数を考慮している。

以下に，算定方法を示す。

$$A_C = \frac{6I}{D_c^{\ 2} + 3l_w^{\ 2}} \tag{1.4.19}$$

$$A_B = \left(\frac{l_b}{2E_c \cdot \cos^2\theta} \right) \cdot 1 \Bigg/ \left(\frac{h_w \cdot \kappa}{G \cdot_W t \cdot_W l} + \frac{h_w^{\ 3}}{12E_c \cdot I_e} \right) \tag{1.4.20}$$

$$A_W = A_t - 2\left(A_C + A_B \cdot \sin^3\theta\right) \tag{1.4.21}$$

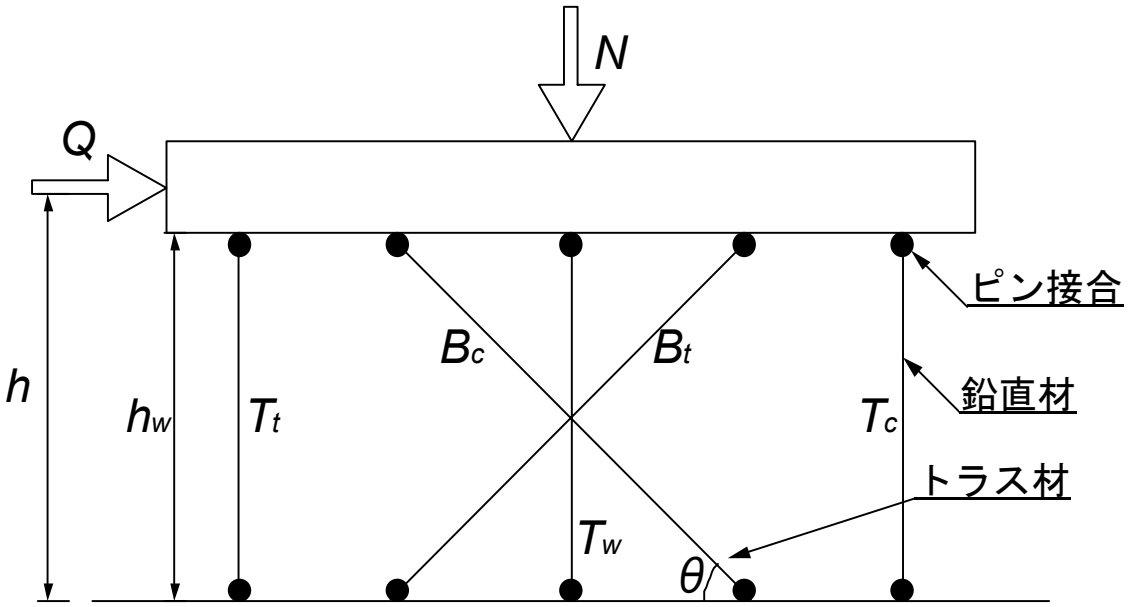


図 1.4.1　トラス置換モデル[41)]

1.4.3　トラス機構およびアーチ機構によるマクロモデルを用いた評価手法 [43)]

鈴木, 小鹿らはトラス機構およびアーチ機構をマクロモデルによって推定する手法を提案している。このマクロモデルは力の釣り合いを満たしているが，ひずみの適合条件を無視しており。トラス機構の変形はコンクリートの圧縮変形と横筋の引張変形とに分け力の釣り合いおよびひずみの適合条件を同時に満たしている。コンクリートの応力－ひずみ関係は Fafitis-Shah 式 [42)]を，鉄筋は完全弾塑性特性を仮定している。

以下に, アーチ機構およびトラス機構のせん断ひずみおよびコンクリートと横筋のひずみの適合条件式を示す。

$$\gamma^a = 2\varepsilon_c^a / \sin 2\theta \tag{1.4.22}$$

$$\gamma_c^t + \gamma_s^t = 2\varepsilon_c^t / \sin 2\phi + \varepsilon_s^t \tan\phi \tag{1.4.23}$$

$$Q = Q^t + Q^a = t_w \cdot l_{wb} \cdot p_s \cdot \sigma_s^t / \tan\phi + (1-\beta) t_w \cdot l_{wa} \cdot \tan\theta \cdot \frac{\sigma_c^a}{2} \tag{1.4.24}$$

$$\beta = \frac{p_s \cdot \sigma_s^t}{\sigma_c^t \sin^2\phi} \tag{1.4.25}$$

以上の手法でせん断復元力特性を評価すると, 終局点はトラス機構の横筋降伏点とアーチ機構のコンクリート圧壊点となり, アーチ機構のコンクリート圧壊を考慮すると式(1.4.26)となる。

$$\gamma_u = 2\varepsilon_0 / \sin 2\theta \tag{1.4.26}$$

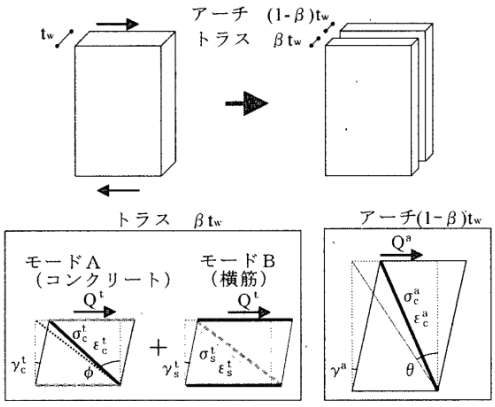


図 1.4.2　変形モード

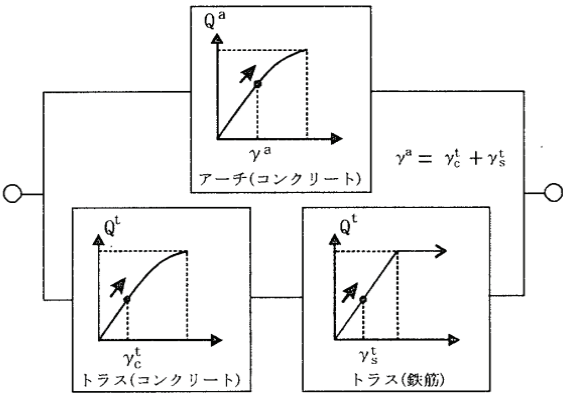


図 1.4.3　力の釣合いおよびひずみの適合

1.4.4　トラス理論を用いたせん断剛性の評価手法 44)-45)

津田は耐震壁のせん断復元力の評価手法を考案するため，トラス理論を用いたマクロモデルを開発し，実験結果との適応性について検討を行った。さらに，せん断終局強度時のひずみはトラス剛性を用いて評価できることを示した。

トラス剛性は側柱主筋および壁板縦筋による鉛直方向バネ K_y，壁板横筋に外周フレームによる拘束効果を考慮した水平方向バネ，および壁板のコンクリートの斜め圧縮バネによるせん断抵抗バネ剛性のことである。

以下に，算定方法を示す。

$$G_{trs1} = 1 \Bigg/ \left[\frac{1}{K_2 \cos^2\theta_t \sin^2\theta_t} + \frac{\tan^2\theta_t}{K_x} + \frac{1}{K_y \tan^2\theta_t} \right] \tag{1.4.27}$$

$$K_2 = 0.168\sigma_B{}^{0.38} E_c \tag{1.4.28}$$

$$K_x = p_{sx} \cdot E_s + K_f \tag{1.4.29}$$

$$K_y = p_{sy} \cdot E_s \tag{1.4.30}$$

$$K_f = \frac{\alpha \cdot E_c \cdot {}_c I_e \cdot l}{{}_W t \cdot h^4} \tag{1.4.31}$$

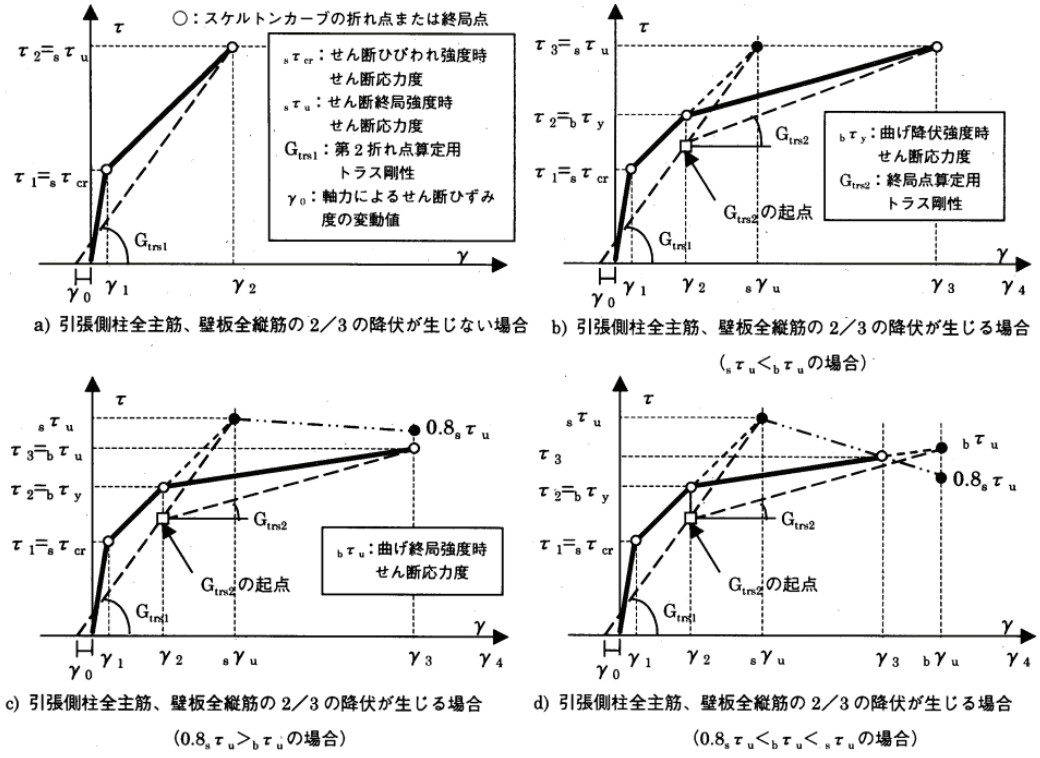


図 1.4.4　トラス剛性を用いたせん断復元力特性の評価手法

第 2 章　壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁の静的載荷実験

2.1　はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート構造は，鉄骨構造と鉄筋コンクリート構造を合成した構造システムであり，優れた耐震性能を有する構造形式である。しかしながら鉄骨工事および鉄筋工事の両方が必要となり，施工の困難さに起因する高コスト，工期の長期化といった問題点も同時に有している。そのようなことから，筆者等は SRC 構造の構造特性を生かしつつ施工を合理化するため，鉄筋を省略し，繊維補強コンクリート（以下，FRC）と内蔵鉄骨のみで構成される CES 構造の開発研究を継続的に実施してきた。これまでの研究 [2)]により，CES 構造は SRC 構造と同等以上の優れた復元力特性および安定した履歴特性を示し，高い耐震性能を有することが確認されてきた。

一方，建築物の主要耐震部材のひとつである耐震壁については，CES 構造においても剛性および強度を確保する上で有効である。しかしながら，柱および梁に充腹形鉄骨が内蔵されている CES 構造では，SRC 構造と同様に，壁筋の配筋が困難であることは想像に難くない [3)]。近年では，SRC 造耐震壁について周辺フレームおよび壁板との接合部のディテールに関する研究が行われてきており [4)]CES 耐震壁の開発にあたっては周辺架構と壁板との接合部の施工性の改善も重要な課題と考えられる。

一方で，文献 5)によれば，せん断ひび割れによる壁板の膨張を拘束することで耐震壁は靭性を確保できることが示されており，そのためには，壁板内に壁筋を多く配筋することもしくは剛強な周辺架構を有することが挙げられている。CES 構造は周辺フレームに鉄筋を配さないことから SRC 構造と比べて鉄骨断面を大きくとることができることから剛強な周辺架構を有していると判断でき，壁板は周辺フレームによる拘束効果によってせん断力に対して粘り強く抵抗できることが考えられる。また，周辺フレームの拘束効果が高いことから，壁縦筋の梁への定着を省略したとしても耐震壁の性能を十分に発揮できることが考えられる。

そこで本章では，CES 造周辺架構と壁板との定着を簡略化した CES 造耐震壁の開発を目的として，以下の点についての考察を行う。

1. CES 造耐震壁の最大耐力，変形性能および破壊性状などの基本的な構造性能の取得
2. 壁縦筋の梁への定着の有無が CES 造耐震壁の構造性能に及ぼす影響について検討

2.2　実験概要

2.2.1　試験体

耐震壁試験体は，中高層壁フレーム建築物における連層耐震壁の下部 2 層を想定した実大の約 1/3 縮尺のもの 4 体である。試験体の配筋状況を図 2.2.1 および図 2.2.2 に示す。また，表 2.2.1 に試験体の部材断面詳細を示す。耐震壁は壁階高さが 1,000mm，柱中心間距離が 1,800mm および壁厚が 100mm であり，側柱断面が 250mm 角である。また，壁梁の幅およびせいはそれぞれ 200mm および 250mm である。本実験では壁縦筋の定着状態の影響を確認するものであり，壁横筋は側柱の内蔵鉄骨ウェブに溶接している（図 2.2.1 参照）。

実験変数は表 2.2.2 に示すように壁縦筋の定着の有無とせん断スパン比とした。図 2.2.2 に示すように試験体 CWAS および CWAF では，壁縦筋を梁内およびスタブに定着せず壁板内でフックを設けている。一方，試験体 CWBS および CWBF では，壁縦筋を梁内およびスタブに定着させている。また，試験体 CWAS および CWBS ではせん断スパン比（M/(QL)，L：壁の全せい）を 1.1 とし，試験体 CWAF および CWBF では 1.65 として，それぞれせん断破壊先行型および曲げ降伏先行型となるように計画した。

表 2.2.1　試験体概要

試験体		*CWAS*	*CWAF*	*CWBS*	*CWBF*
柱	*B×D (mm)*	250×250			
	鉄骨	H-170×120×6×9 ($_s$p=4.9%)			
梁	*B×D (mm)*	200×250			
	鉄骨	H-148×100×6×9 ($_g$p=5.2%)			
壁	壁厚(mm)	100			
	縦筋	D6@75 千鳥 ($_w$p=0.42%)			
	横筋	D6@75 千鳥 ($_w$p=0.42%)			
軸力 (kN)		1,260			
せん断スパン比		1.1	1.65	1.1	1.65
壁縦筋の定着		定着なし		定着あり	

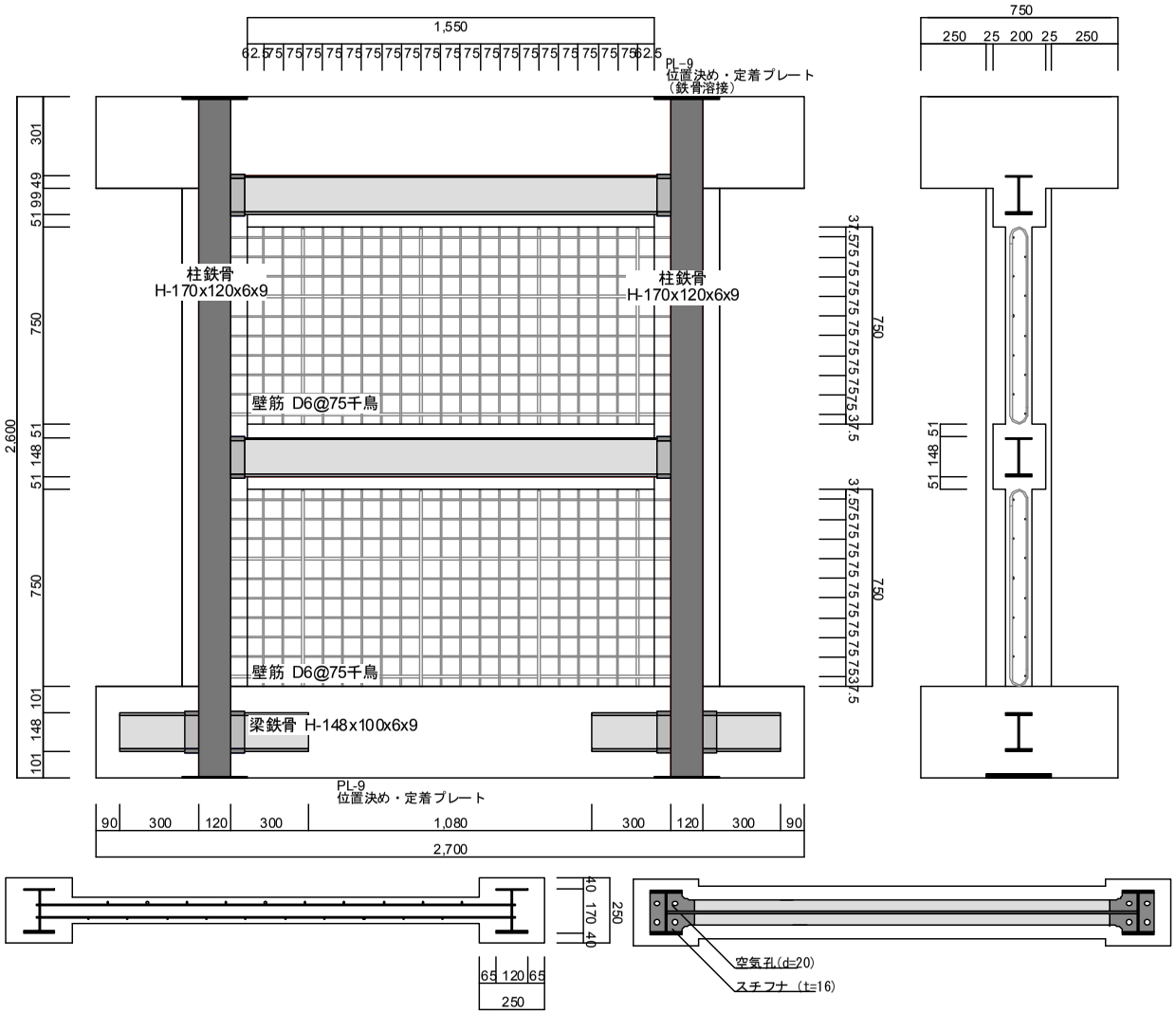


図 2.2.1　配筋詳細（CWAS，CWAF）

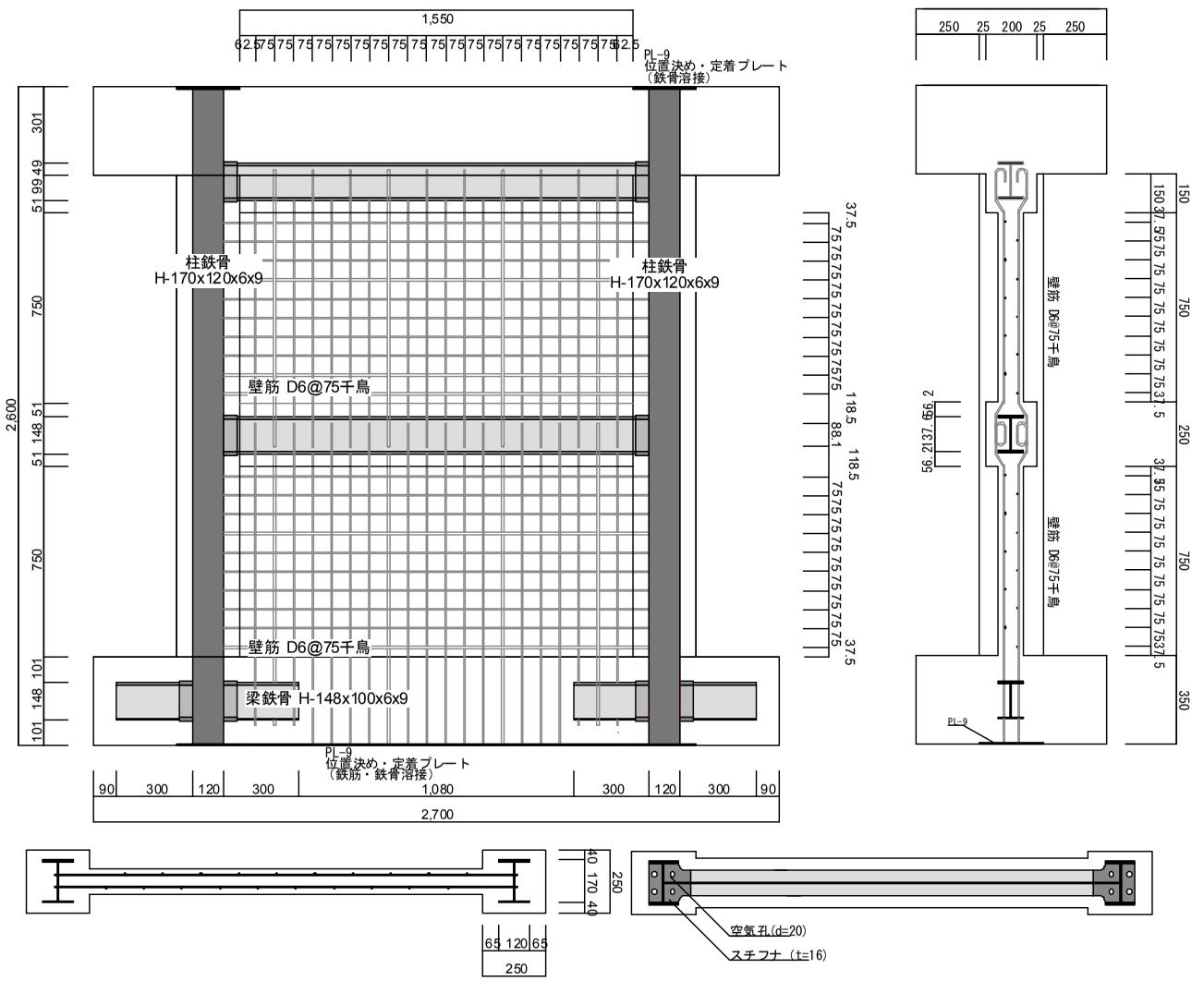


図 2.2.2　配筋詳細（CWBS，CWBF）

2.2.2　材料特性

表 2.2.2 に繊維補強コンクリートの配合表を示す。表 2.2.3 に繊維補強コンクリートの材料特性を，表 2.2.4 に鉄骨および鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。コンクリートの打設は，基礎スタブ，壁部１層，壁部２層，および上部スタブの 4 回に分けて行った。また，基礎スタブおよび上スタブを除く試験体の柱，梁および壁板のコンクリートには繊維補強コンクリートを使用している。表 2.2.5 に繊維補強コンクリートに使用した繊維の材料特性を示す。繊維補強コンクリートに使用した繊維は直径が 0.66mm，長さが 30mm のポリビニルアルコール繊維（RF4000）であり，体積混入率は 1.0%である。

使用した鉄骨は SS400 の H-170×120×6×9（側柱鉄骨）および H-148×100×6×9（梁鉄骨）である。また，鉄筋は SD295A の D6（壁筋）である。

表 2.2.2　配合表

W/C (%)	*S/a* (%)	繊維混入量 (%)	単位量 (kg/m³)						
			水 *W*	セメント *C*	細骨材 *S*	粗骨材 *A*	繊維 V_f	タンカル	混和剤
60	63.6	1	183	305	994	562	13	250	4.48

表 2.2.3　繊維補強コンクリートの材料特性

		σ_B (MPa)	E_C (GPa)	ε_{C0} (μ)	σ_{cr} (MPa)
CWAS	1 層	38.6	24.8	2814	2.99
	2 層	36.4	26.7	2550	2.53
CWBS	1 層	42.0	25.7	2587	2.99
	2 層	30.6	29.5	2558	2.53
CWAF	1 層	41.2	25.5	2457	3.03
	2 層	38.6	27.6	2423	2.55
CWBF	1 層	40.1	24.9	2765	3.03
	2 層	35.9	24.8	3160	2.55

σ_B：圧縮強度，E_C：ヤング係数，ε_{C0}：圧縮強度時ひずみ，σ_{cr}：割裂強度

表 2.2.4　鉄骨および鉄筋の材料特性

種別・使用箇所		σ_y (MPa)	E_S (GPa)	ε_y (μ)
PL-6 (SS400)	ウェブ	260	190	1,362
PL-9 (SS400)	フランジ	282	197	1,453
PL-16 (SS400)	接合部梁フランジ	268	200	1,337
D6 (SD295A)	壁補強筋	345	190	1,365

σ_y：降伏強度，E_S：ヤング係数，ε_y：降伏ひずみ

表 2.2.5　繊維の材料特性

名称	直径 (μ)	標準長 (mm)	比重 (g/cm³)	引張強度 (MPa)	切断伸度 (%)	弾性係数 (GPa)
RF4000	660	30	1.3	900	9	23

2.2.3　載荷計画

図 2.2.3 に載荷装置概要を，写真 2.2.1 に試験体設置状況をそれぞれ示す。試験体は載荷フレームに PC 鋼棒で固定し，水平力の正負繰り返し載荷は反力壁に取り付けた水平オイルジャッキ（2,000kN）によって行った。さらに，載荷フレームに取り付けた 2 台の鉛直オイルジャッキ（各 2,000kN）により，1,260kN の一定軸力（柱軸力比 N/N_0=0.2，N_0：鉄骨を含む軸耐力）を試験体頂部に作用させると同時に，せん断スパン比が 1.1 もしくは 1.65 となるように作用せん断力に対応させて当該鉛直ジャッキを制御することによって試験体頂部に付加モーメントを作用させた。実験では試験体頂部の水平変位（δ）を計測位置の高さ（H=2,050mm）で除した部材角 R=δ/H で制御し，西側方向載荷を正載荷として制御した。なお，前述した軸力は以下の式によって算出した。

$$N_0 = 2 \cdot \left({}_C A \cdot \sigma_B + {}_{sCS} A \cdot {}_s \sigma_y \right) \tag{2.2.1}$$

$$N = 0.2 N_0 = 1{,}260 kN \tag{2.2.2}$$

ここで，${}_C A$：側柱コンクリート断面積，${}_{sCS} A$：側柱鉄骨断面積，σ_B：コンクリート強度，${}_s\sigma_y$：側柱鉄骨降伏応力である。

＜鉛直ジャッキ軸力算定式＞

$$N_e = \frac{N}{2} - \frac{Q}{l}(h - a) \tag{2.2.3}$$

$$N_w = \frac{N}{2} + \frac{Q}{l}(h - a) \tag{2.2.4}$$

ここで，N_e：東側ジャッキの軸力，N_w：西側ジャッキの軸力，N：一定軸力（=1,260kN）Q：せん断力，l：ジャッキ間の距離，h：想定加力高さ，a：実際の加力高さである。

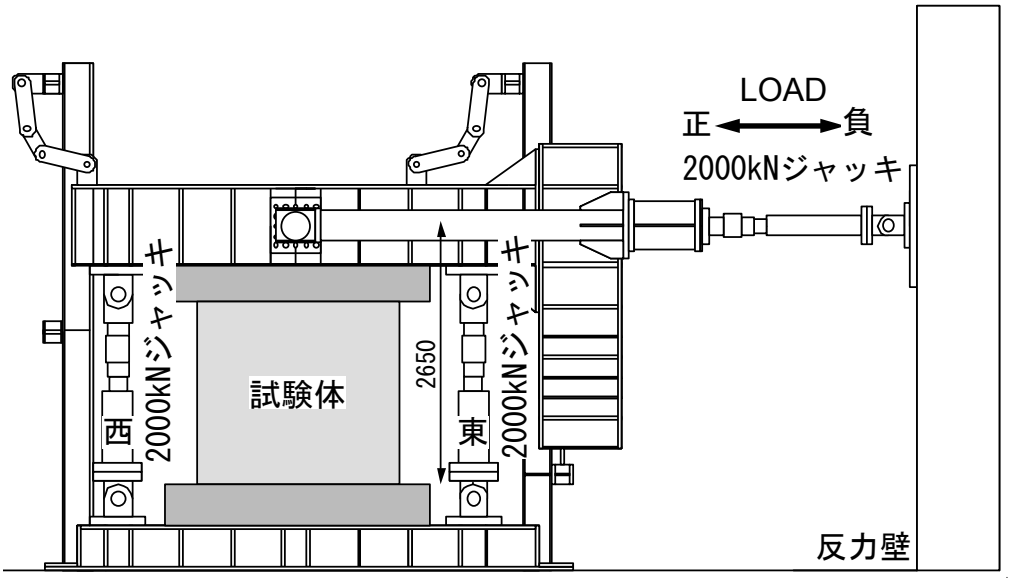


図 2.2.3　載荷装置概要

写真 2.2.1　試験体設置状況

2.2.4　測定方法

図 2.2.4 に変位測定位置を，図 2.2.5 にひずみゲージ貼付け位置をそれぞれ示す。計測変位は，上部スタブおよび側柱での水平変位，側柱を 7 分割した軸方向変位，梁と壁板のずれおよび開き，1 層および 2 層壁板の対角方向である。また，ひずみゲージにより鉄骨フランジ，鉄骨ウェブおよび壁の補強筋のひずみを測定した。

ひび割れの観察は西・北・東面において，加力によって生じた亀裂を目視により確認し，サイクルごとに対応する色のマーカーによってひび割れを記録し，併せて，ひび割れの発生状況および加力ステップを用紙に記録する。また，第 1 サイクルの正負載荷ピーク時および除荷時の主要なひび割れの幅をクラックスケールにより測定する。

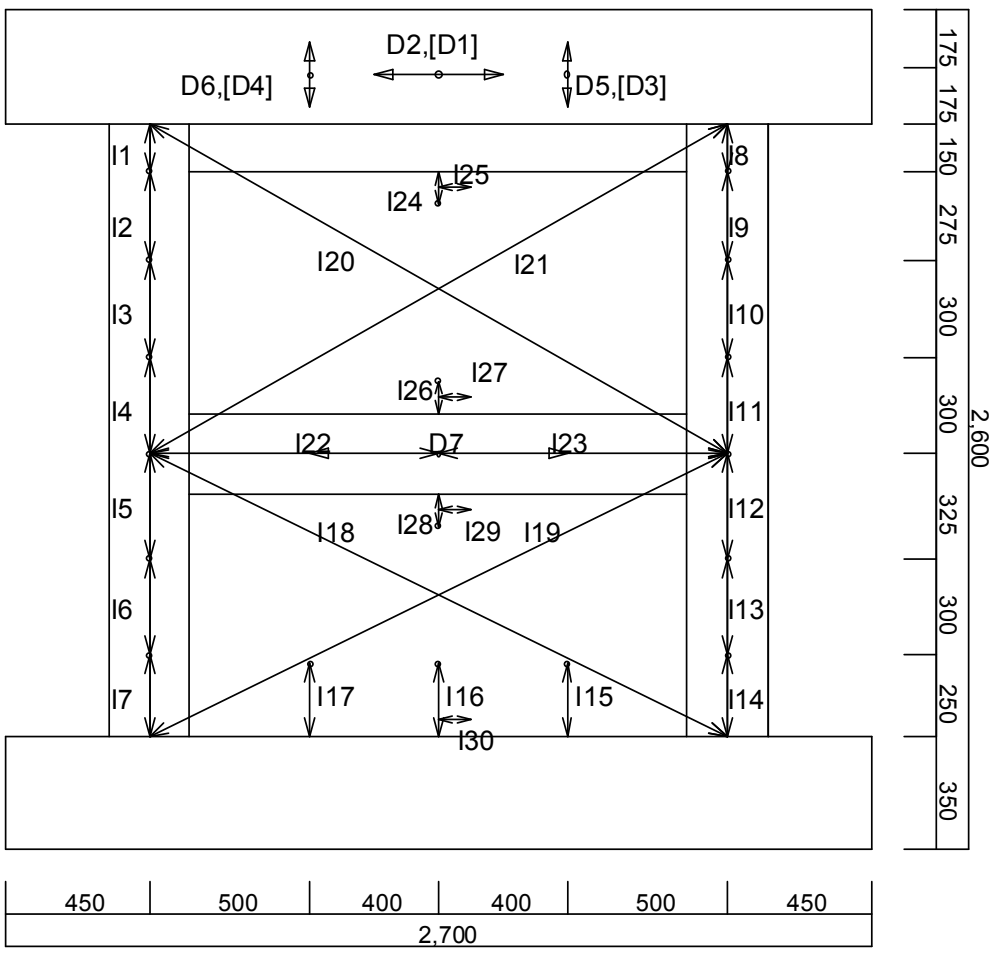


図 2.2.4　試験体裏面変位計測位置

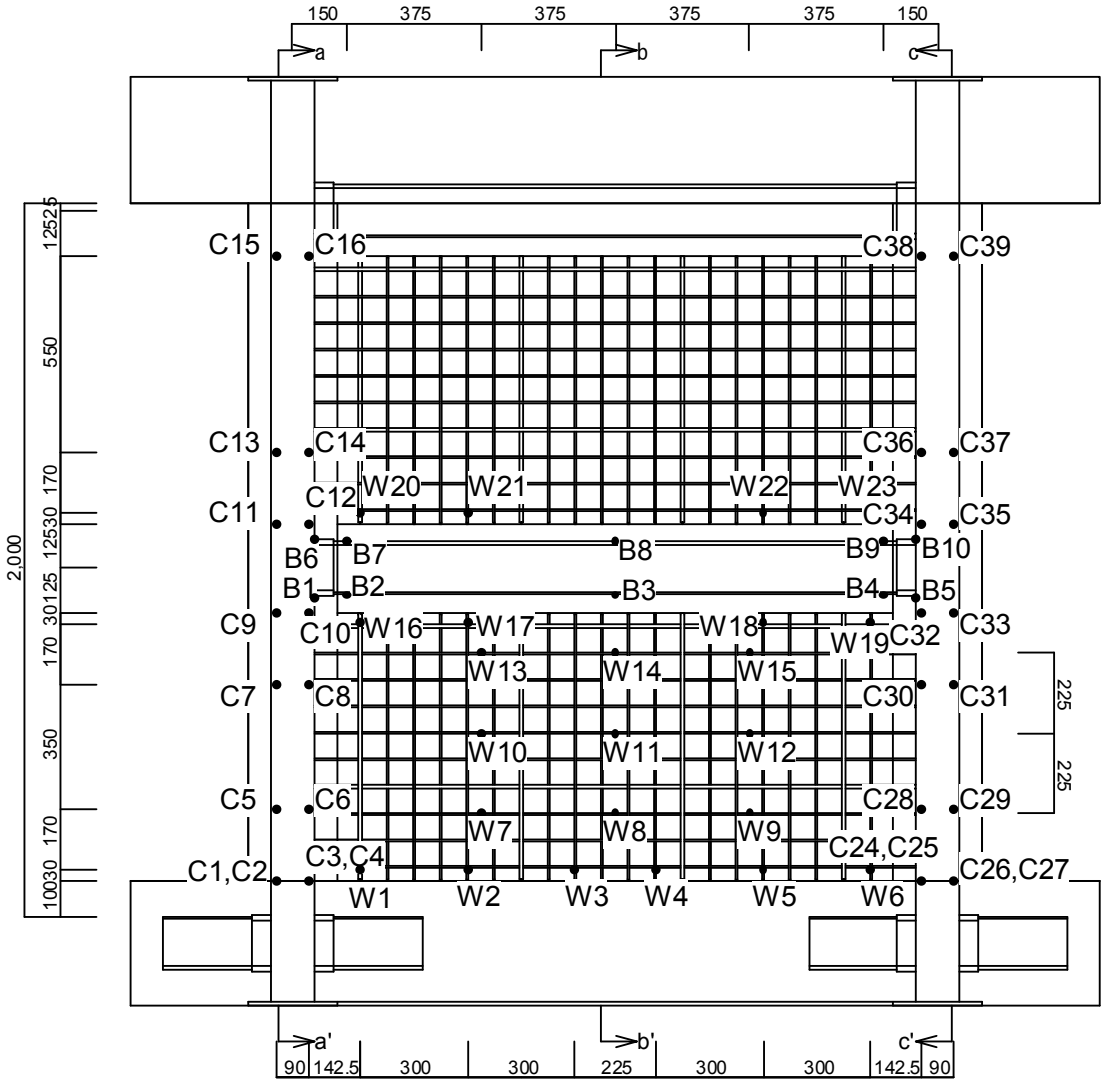


図 2.2.5　試験体ひずみゲージ貼付け図

2.3　破壊状況およびせん断力－部材角関係

図 2.3.1 に各試験体のせん断力－部材角関係を，図 2.3.2 に R=0.75×10^{-2}rad.終了時および最終破壊状況をそれぞれ示す。また，図 2.3.1 では，第 7 章において示す曲げ終局強度略算式 1 およびトラス・アーチせん断終局強度の耐力算定結果を併せて示す。

2.3.1　試験体 CWAS

壁縦筋の定着がない試験体 CWAS では，R=0.75×10^{-2}rad.では，正載荷側の最大耐力 Q=1,300kN が記録された。また，負載荷側において，1 層壁板および梁とのずれが確認され，負載荷側最大耐力 Q=-1,327kN が記録された。その後，R=1.0×10^{-2}rad.のサイクルでは，1 層壁板東上隅角部コンクリートに圧壊の兆候が認められ，R=2.0×10^{-2}rad.のサイクルでは，当該箇所のせん断破壊が生じ，それぞれ耐力低下が認められた。R=3.0×10^{-2}rad.では，両側柱脚部のせん断破壊が確認された。

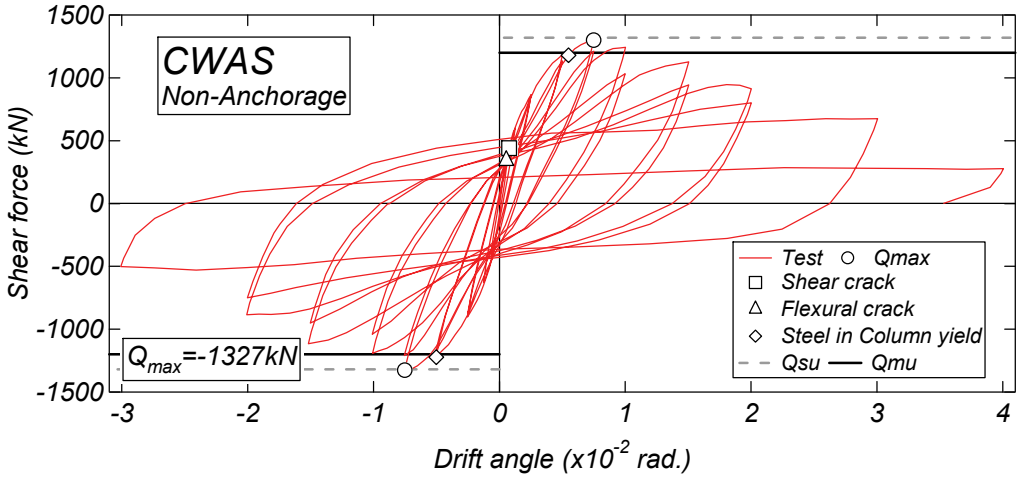
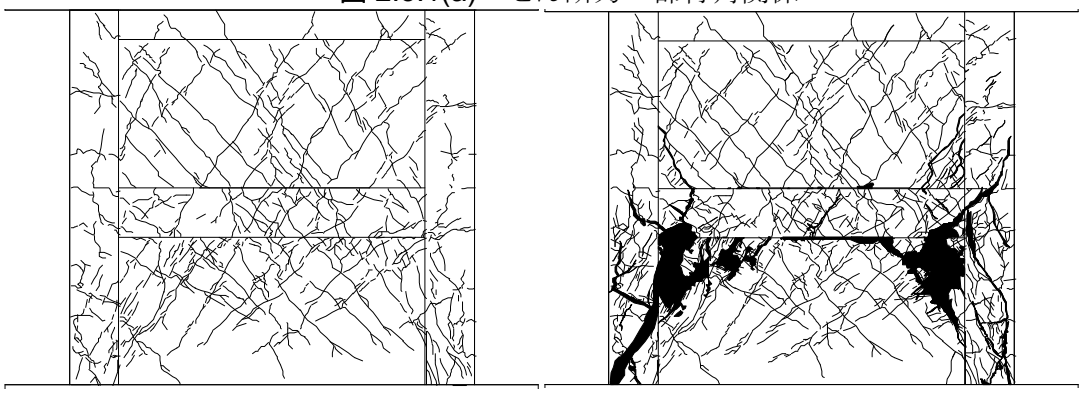


図 2.3.1(a)　せん断力－部材角関係



(a) R=0.75×10^{-2}rad.　　(b) 最終破壊状況

図 2.3.2(a)　破壊性状

2.3.2　試験体 CWBS

壁縦筋の定着がある試験体 CWBS の R=1.0×10^{-2}rad.の 1 サイクル目正載荷ピーク時において，1 層壁板中央の圧壊に伴い正載荷側の最大耐力 Q=1,336kN を記録した。また，同変形角 1 サイクル目負載荷ピーク時において，負載荷側の最大耐力 Q=-1,333kN を記録した。その後，R=1.0×10^{-2}rad.において 1 層壁板中央のジャンカ部において圧壊が認められ，R=1.5×10^{-2}rad.のサイクルにおいて当該箇所にせん断破壊が生じ，耐力の急激な低下が認められ，同部材角 2 サイクル目において 1 層側柱のせん断破壊が認められた。その後，載荷サイクルの進行に伴い側柱コンクリートのひび割れの拡幅が認められ，R=3.0×10^{-2}rad.の正載荷のみ行い，実験を終了した。

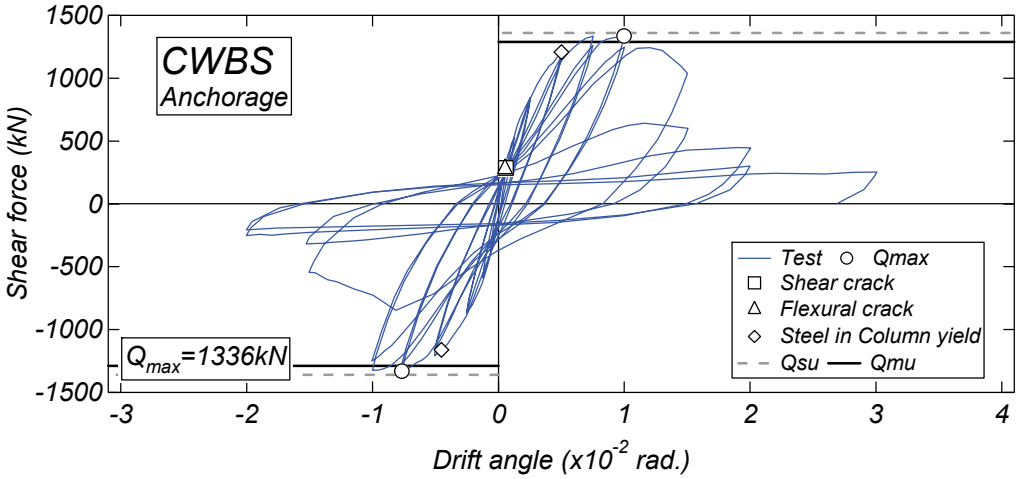
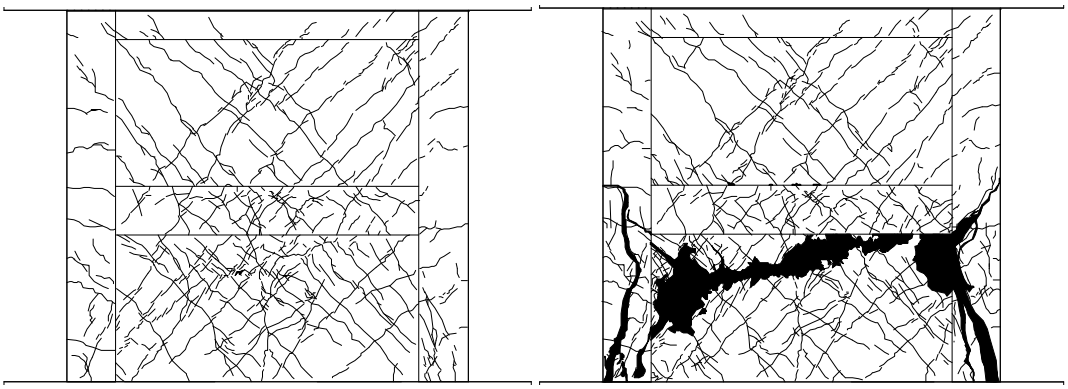


図 2.3.1(b)　せん断力－部材角関係



(a) R=0.75×10^{-2}rad.　　(b) 最終破壊状況

図 2.3.2(b)　破壊性状

2.3.3　試験体 CWAF

壁縦筋の定着がない試験体 CWAF では，R=0.5×10^{-2}rad.のサイクルピーク時において側柱鉄骨フランジの降伏が認められた。側柱鉄骨フランジ降伏後における耐力上昇は緩やかとなり，R=1.5×10^{-2}rad.の 1 サイクル目正載荷ピーク時で最大耐力 Q=971kN が記録され，同変形角 1 サイクル目負載荷ピーク時において負載荷側の最大耐力 Q=-966kN が記録された。R=2.0×10^{-2}rad.のサイクルでは，東西側柱脚部の圧壊が確認され，それに伴う耐力低下が認められた。その後，R=3.0×10^{-2}rad.の正載荷サイクルにおいて壁板脚部コンクリートの圧壊および西側柱のせん断破壊が認められ，耐力低下が認められた。また，同変形角の負載荷サイクルに東側柱のせん断破壊および壁板コンクリートの座屈が認められ，急激な耐力低下が認められた。

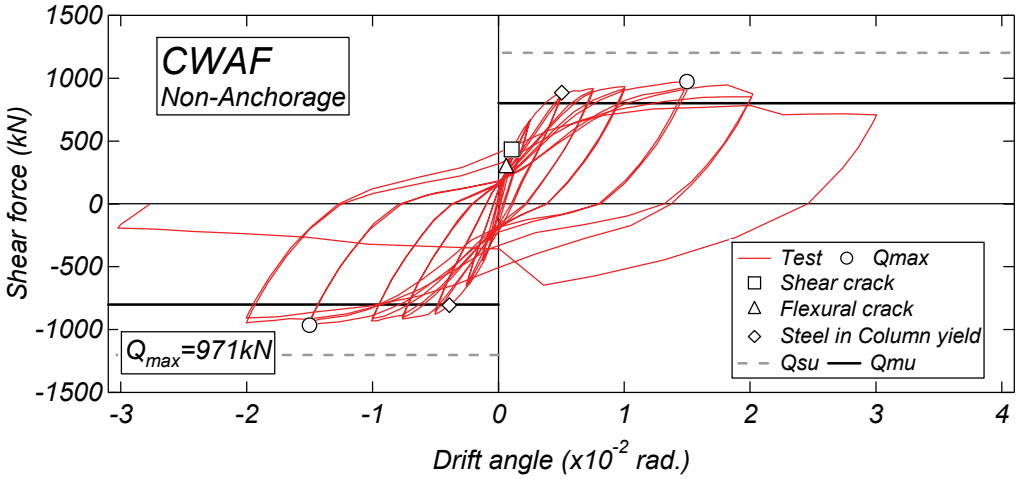
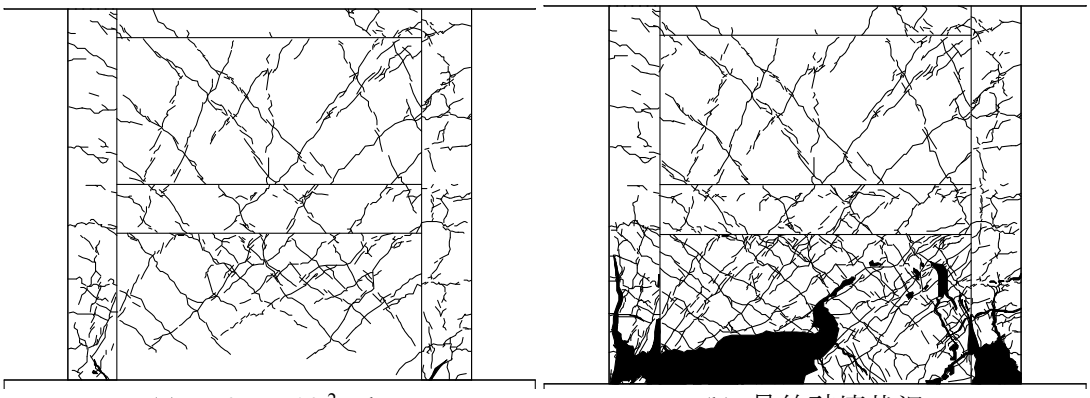


図 2.3.1(c)　せん断力－部材角関係



(a) R=0.75×10^{-2}rad.　　(b) 最終破壊状況

図 2.3.2(c)　破壊性状

2.3.4　試験体 CWBF

壁縦筋の定着がある試験体 CWBF も CWAF と同様に，側柱の内蔵鉄骨フランジが降伏した後の耐力上昇は緩やかであった。その後，R=2.0×10^{-2}rad.の 1 サイクル目正載荷サイクルにおいて最大耐力 Q=1,018kN が記録され，側柱脚部コンクリートの圧壊が認められた。また，同変形角 2 サイクル目正載荷サイクル途中において 1 層壁板の圧壊の進行に伴う耐力低下が認められ，負載荷サイクルにおいて，1 層壁板のせん断破壊が認められた。その後，R=3.0×10^{-2}rad.のサイクル途中において 1 層壁縦筋の座屈および西側柱鉄骨フランジの座屈に伴い耐力が急激に低下した。

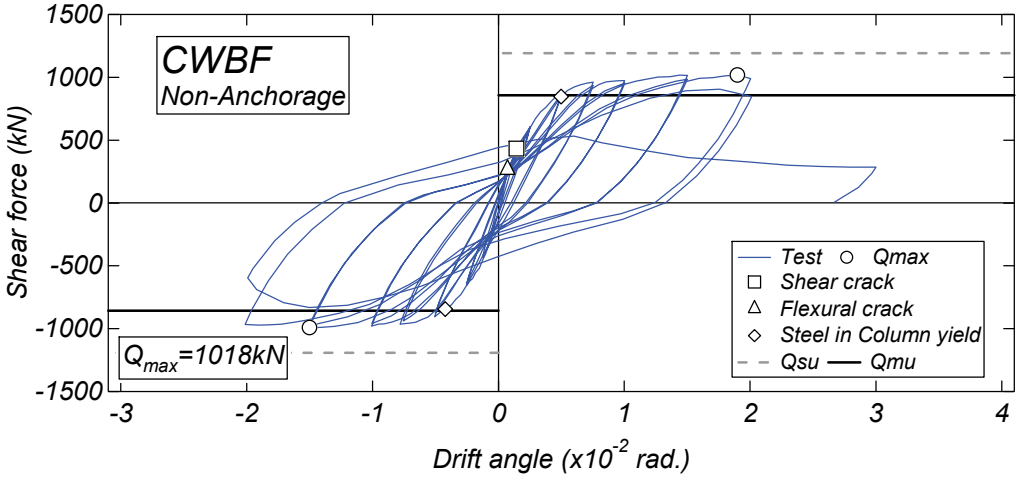
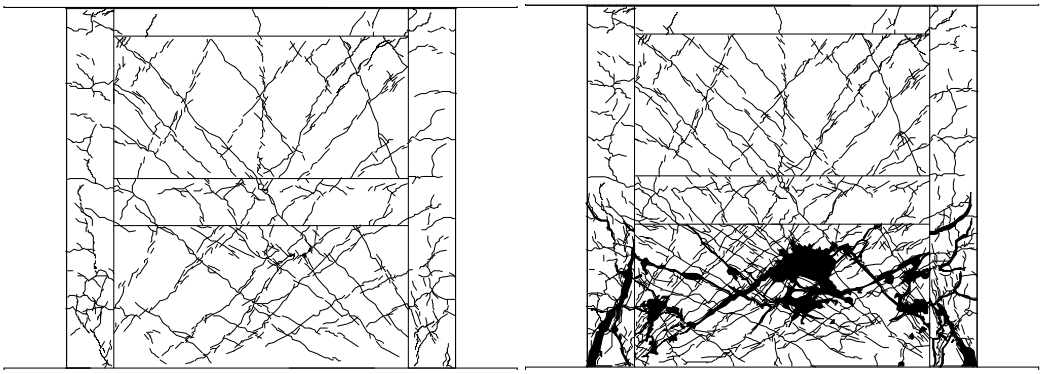


図 2.3.1(d)　せん断力－部材角関係



(a) R=0.75×10^{-2}rad.　　(b) 最終破壊状況

図 2.3.2(d)　破壊性状

2.3.5　各試験体の比較

図 2.3.3 にせん断力－部材角関係の包絡線の比較を示す。せん断破壊先行型試験体に着目すると，試験体 CWAS および CWBS の最大耐力は同程度の値であり，最大耐力までの履歴性状もほぼ同様のものである。また，最大耐力後の挙動に着目すると，試験体 CWAS では，1 層壁板および梁との境界においてずれが生じており，耐力は徐々に低下する傾向が確認できる。最終的に 1 層壁板の上隅角部コンクリートに損傷の集中がみられる。また，壁縦筋の定着のある試験体 CWBS では，$R=1.5\times10^{-2}$rad.のサイクルにおいて 1 層壁板にせん断破壊が生じており，試験体 CWAS と比べて急激な耐力低下が認められる。すなわち，試験体 CWAS では，鉄筋の定着を省略している 1 層梁下においてずれが生じることで，壁板のせん断変形が緩和され，耐力が徐々に低下したと考えられる。

曲げ降伏先行型試験体に着目すると，試験体 CWBS の最大耐力は試験体 CWAF と比べてわずかに大きくなる傾向が認められるが，前項までに示した履歴性状はほぼ同様のものであり，壁縦筋の定着の有無が履歴特性に及ぼす影響は小さいと判断できる。また，最大耐力後の耐力低下の挙動についてみると，両試験体ともに $R=2.0\times10^{-2}$rad.のサイクルにおいて両側柱脚部および壁板脚部のコンクリートの圧壊が認められたが，壁縦筋を定着した試験体 CWBF ではさらに 1 層壁板中央付近のコンクリートの圧壊が認められる。このことが，試験体 CWBF の耐力低下が試験体 CWAF と比べて早期に生じた一因と考えられる。

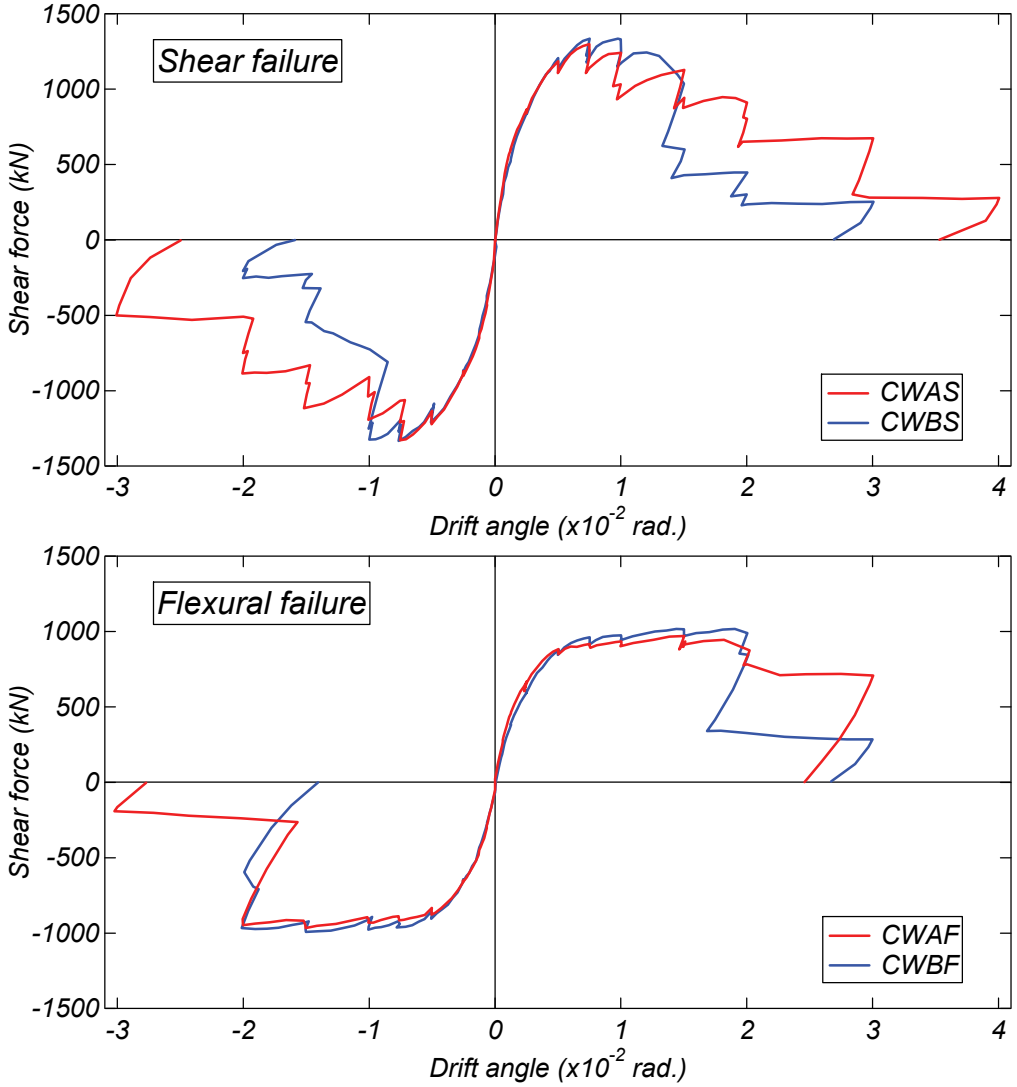


図 2.3.3　せん断力－部材角関係の包絡線の比較

図 2.3.4 に累積消費エネルギーの比較を，図 2.3.5 に等価粘性減衰定数の比較を示す。ここで，等価粘性減衰定数[46]は，図 2.3.6 に示すような 1 サイクルにおける面積 ABCDE およびピーク時の変形および耐力によるエネルギー量（面積 OBF および ODG）で基準化する。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi}\frac{ABCDE}{OBF + ODG} \qquad (2.3.1)$$

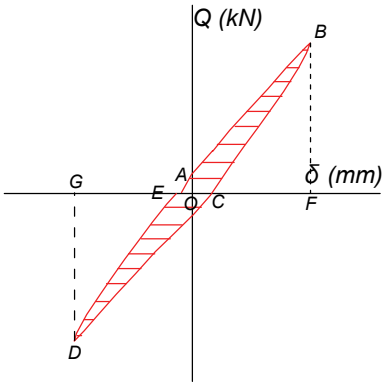


図 2.3.6　1 ループの復元力

せん断破壊先行型試験体についてみると，試験体 CWAS の累積消費エネルギーは試験体 CWBS と比べて大きくなるが，試験体 CWBS において耐力低下の生じる R=1.5×10^{-2}rad.まで壁縦筋の定着の有無の影響は小さいと判断できる。一方，曲げ降伏先行型試験体についてみると，累積消費エネルギーでは，試験体 CWAF および CWBF はほぼ同程度の値を示しているが，等価粘性減衰定数では，両試験体の耐力の差から，試験体 CWAF は試験体 CWBF と比べて大きくなる傾向がみられる。以上のことから，壁縦筋の定着状態が異なっても最大耐力までのスケルトンカーブ，累積消費エネルギーおよび等価粘性減衰定数は同程度の値を示しており，壁縦筋の定着の有無が CES 造耐震壁の履歴性状に及ぼす影響は小さいと判断できる。

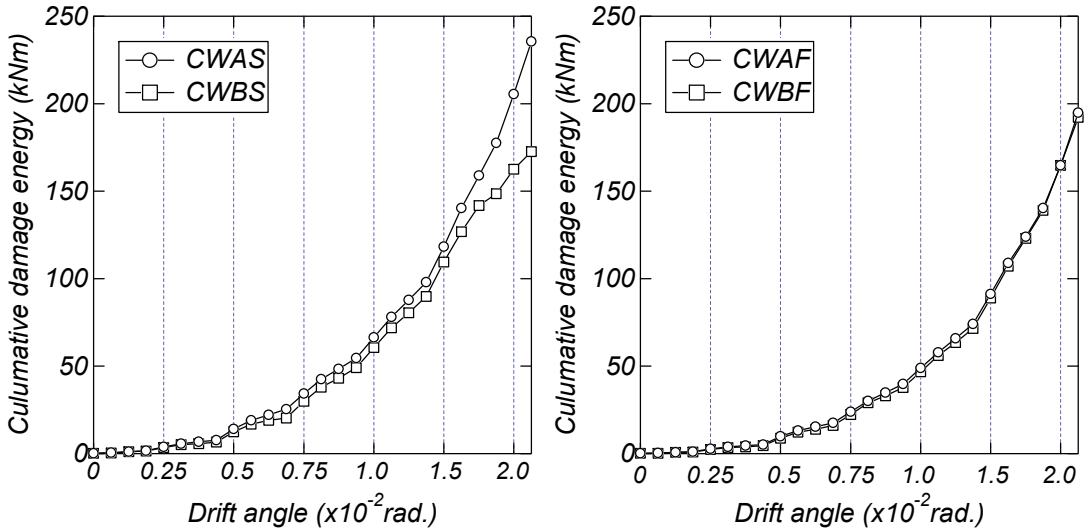


図 2.3.4　累積消費エネルギーの比較

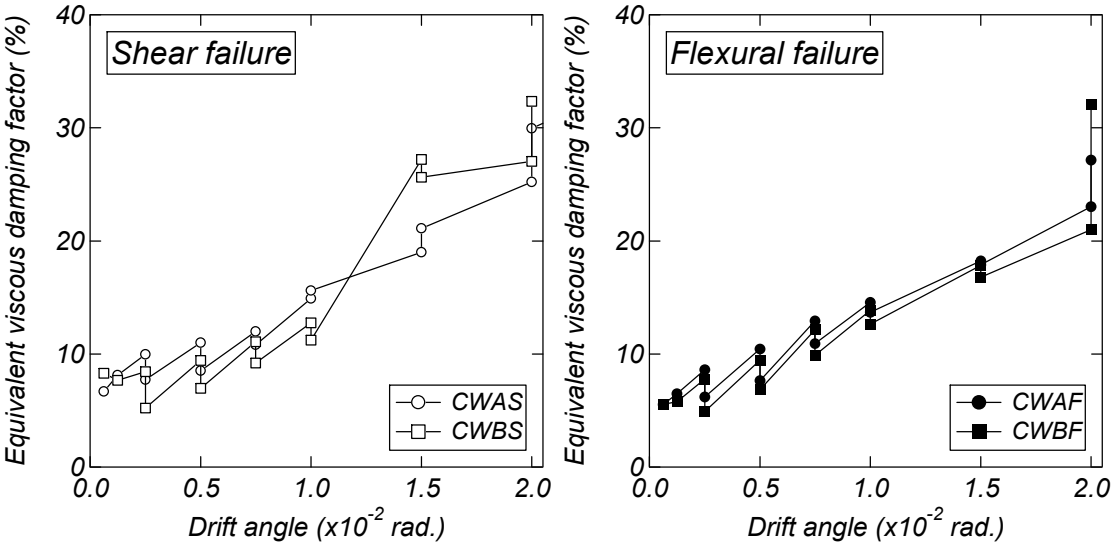


図 2.3.5　等価粘性減衰定数の比較

2.4　周辺架構と壁板の挙動

2.4.1　脚部軸方向変形分布

図 2.4.1 に各試験体の脚部軸方向変形分布を示す。分布は図 2.4.2 に壁板および柱の脚部に取り付けた軸方向変位計から得られた値を示している。

図 2.4.1 より, $R=0.75\times10^{-2}$rad.まで各試験体の変形はほぼ直線的な分布性状を示す傾向が認められ，平面保持の仮定は概ね成立しているものと判断できる。その後，せん断破壊先行型試験体では，圧縮側柱および引張側柱の変形の増加が顕著となり，壁板の軸変形はほぼ一定の値となっており，大変形時においては，平面保持の仮定は成立していないと考えられる。

一方，曲げ降伏先行型試験体 CWAF では，圧縮側柱から引張側壁板までの変形は直線的な分布を示しているが, 引張側壁板および引張側柱の軸方向変形は同程度の値を示しているが，試験体 CWBF の軸方向変形は直線的な分布を示している。

破壊形式に拘わらず，各試験体の圧縮側柱の変形量は同程度となっており，大きな差異はみられない。一方，引張側柱についてみると，破壊形式ごとに，壁縦筋の定着のない試験体の変形量は壁縦筋の定着のある試験体と比べて大きくなる傾向が認められ, 壁縦筋の定着の有無によって，脚部軸方向変形分布に差異が認められる。また，壁縦筋の定着がない試験体の分布の傾き（すなわち曲率）は，引張側柱の軸変形が大きくなることから，定着がある試験体と比べて大きくなっており，壁縦筋の定着のない試験体は定着のある試験体と比べて同一変形角においてせん断成分の影響が小さいと考えられる。

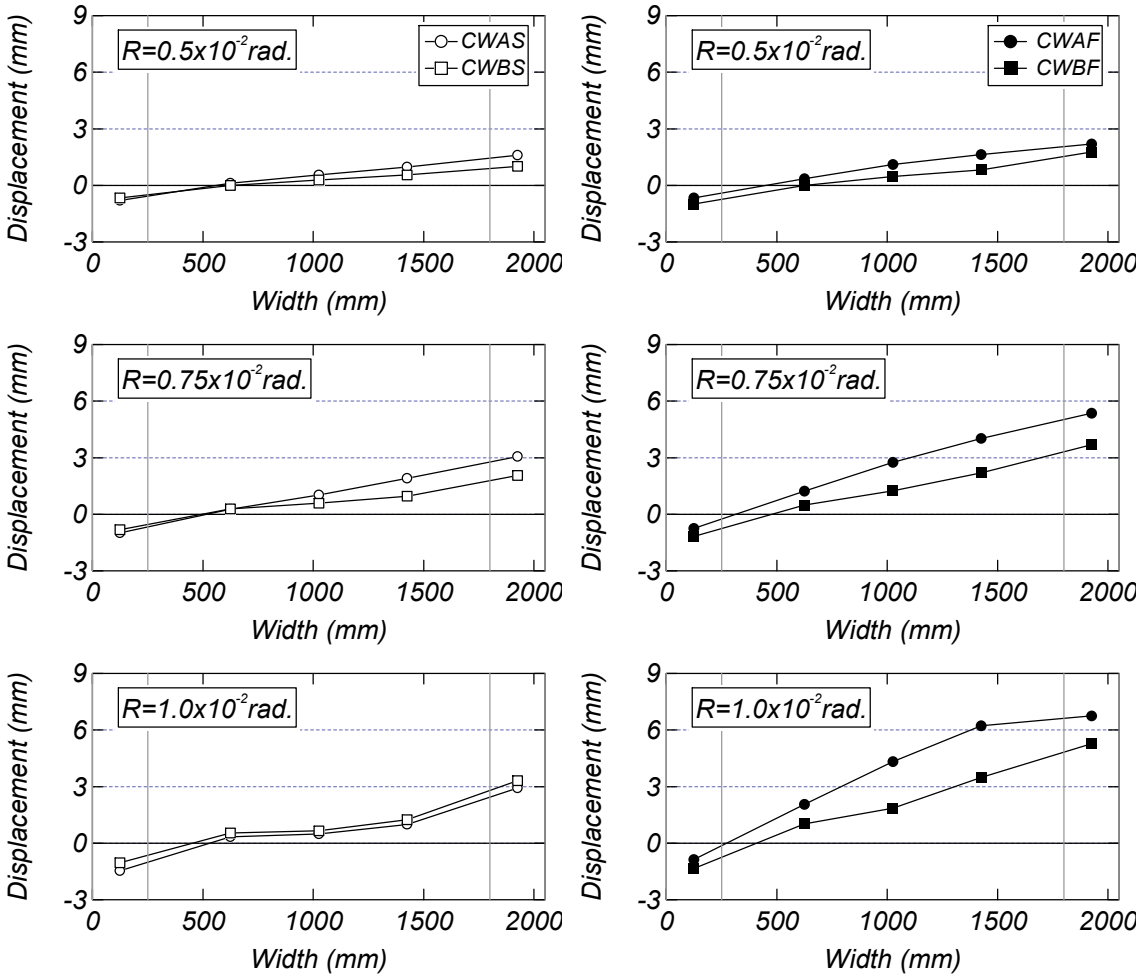


図 2.4.1　脚部軸方向変形分布

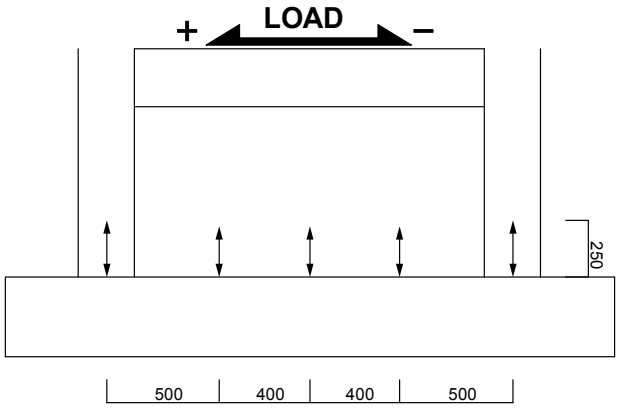


図 2.4.2　壁板および柱の変位計測位置

2.4.2　変形成分

図 2.4.3 に各試験体の変形角 1 サイクル目正載荷ピーク時における変形成分の割合をそれぞれ示す。ここで, CES 造耐震壁の変形成分は 1 層曲げ変形 δ_{1f}, 1 層せん断変形 δ_{1s}, 2 層曲げ変形 δ_{2f}, 2 層せん断変形 δ_{2s} および 1 層曲げ変形から生じる 2 層回転変形 δ_{2r} である。図 2.4.4 に変位計取り付け位置を示す。実験結果では各層の曲げ変形（式(2.4.1)および(2.4.2)）および 2 層回転変形（式(2.4.3)）は高さ方向に 7 分割して測定した側柱の軸方向変形量から回転角 θ_i を求め，高さ方向に積分することで算出した。1 層せん断変形は 1 層の全体変形から 1 層曲げ変形を差し引いて算出し（式(2.4.4)），2 層せん断変形は全体変形からその他の変形を差し引いて算出した（式(2.4.5)）。

$$\delta_{1f} = \sum_{i=1}^{3}\left[\frac{\theta_i \cdot a_i}{2} + \theta_i\left(h_1 - \sum_{j=1}^{i} a_j\right)\right] \tag{2.4.1}$$

$$\delta_{2f} = \sum_{i=4}^{7}\left[\frac{\theta_i \cdot a_i}{2} + \theta_i\left(h_2 - \sum_{j=4}^{i} a_j\right)\right] \tag{2.4.2}$$

$$\delta_{2r} = \sum_{i=1}^{3}\theta_i \cdot h_2 \tag{2.4.3}$$

$$\delta_{1s} = \delta_1 - \delta_{1f} \tag{2.4.4}$$

$$\delta_{2s} = \delta_2 - \left(\delta_{1f} + \delta_{1s} + \delta_{2f} + \delta_{2r}\right) \tag{2.4.5}$$

ここで，a_i, a_j : 各計測区間長さ，h_1, h_2 : 1 層および 2 層の水平変位計測高さである。

せん断破壊先行型試験体をみると，壁縦筋の定着のない試験体 CWAS では（図 2.4.3(a)），R=0.75×10^{-2}rad.まで各変形成分はほぼ一定の割合のまま推移しているが，最大耐力直後の R=1.0×10^{-2}rad.のサイクルから 1 層および 2 層せん断変形成分の増大が認められる。一方，壁縦筋の定着がある試験体 CWBS（図 2.4.3(b)）では，変形角の進行に伴い，1 層せん断成分が増加し，2 層せん断成分が減少しており，壁縦筋の定着の有無によって変形成分の推移に差異が認められる。曲げ降伏先行型試験体についてみると，試験体 CWAF および CWBF ともに（図 2.4.3(c),(d)），変形角の進行に伴い，1 層曲げ成分およびそれから生じる 1 層回転成分の増加が顕著となる。また，1 層せん断成分についてみると，試験体 CWAF では徐々に増加しているが，試験体 CWBF ではほぼ一定の割合のまま推移しており，せん断破壊先行型と曲げ降伏先行型の傾向は異なる。しかし

ながら，破壊形式に拘わらず，壁縦筋の定着のない試験体は定着のある試験体と比べて載荷初期段階からせん断成分の割合が小さい。これは，2.4.1 項の脚部軸変形分布においても示したように，壁縦筋の定着がない試験体は定着のある試験体と比べて引張側柱変形量が大きくなりやすいことから，曲げ成分が増加したことが一因だと考えられる。

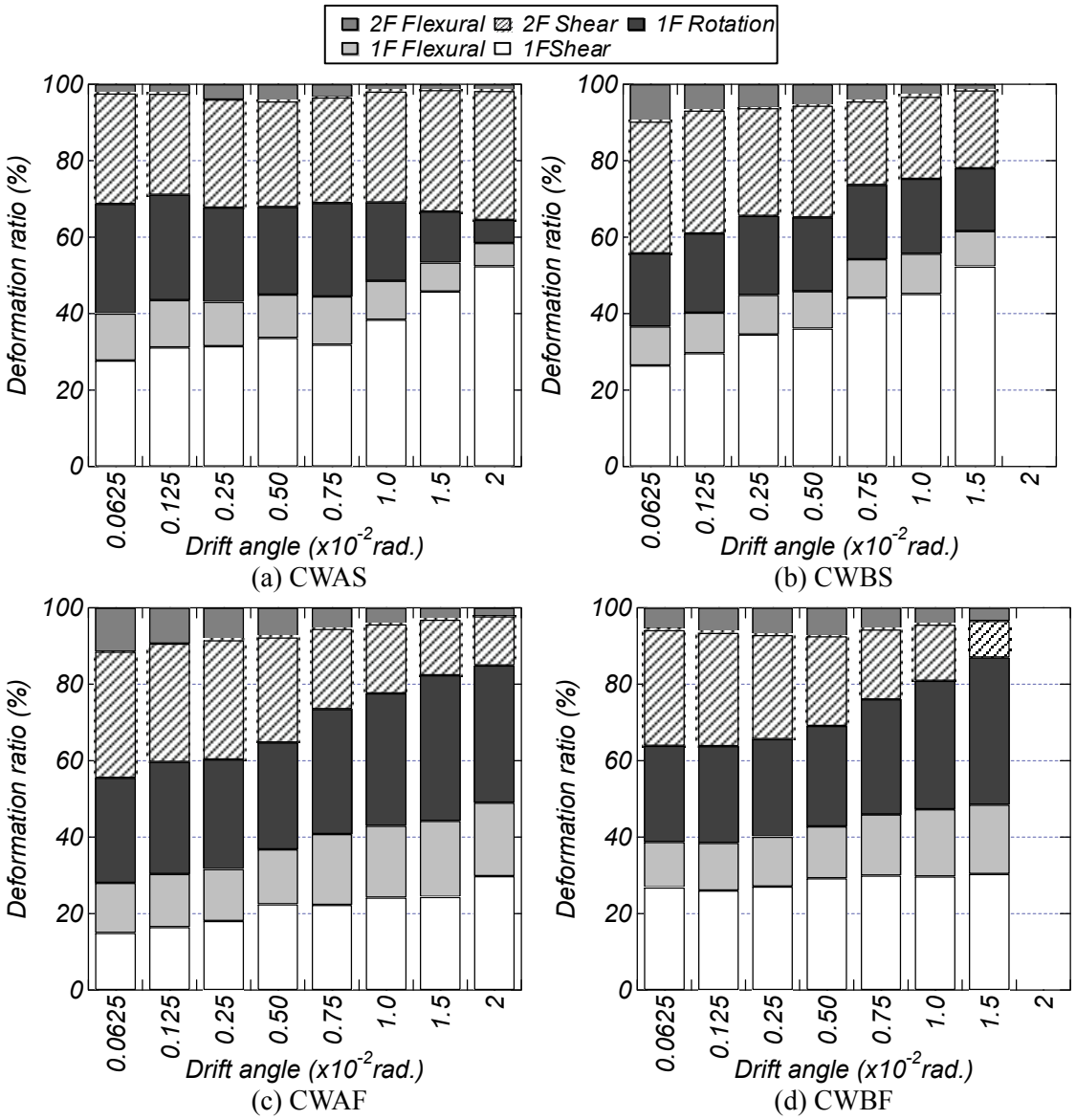


図 2.4.3　変形成分割合

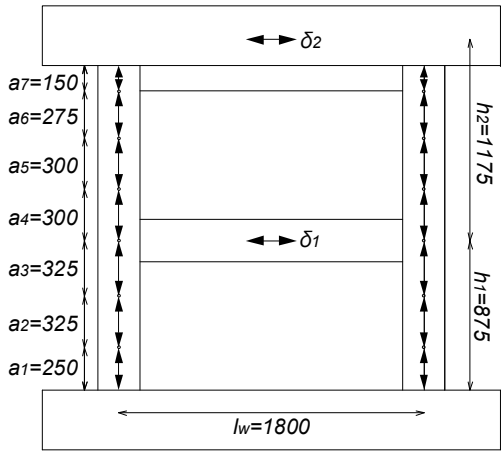


図 2.4.4　変位計取り付け位置

2.4.3　壁板と梁とのずれ

図 2.4.5 に各サイクルにおける正載荷 1 サイクル目ピーク時ごとの 1 層および 2 層壁板と梁とのずれを示す。また，図 2.4.6 にずれの計測位置を示す。

せん断破壊先行型についてみると，壁縦筋の定着がある試験体 CWBS では，載荷サイクルが進行しても，変位の増加はほとんど認められず，梁下および梁上にずれは生じていないと判断できる。一方，壁縦筋の定着がない試験体 CWAS では，最大耐力を発揮した直後の $R=1.0\times10^{-2}$rad.から 1 層梁下と壁板との水平方向変位の増大が認められ，2.3.1 項において示したように，損傷状況においても壁板と梁とのずれの発生が確認された。そのため，試験体 CWAS は図 2.3.2(a)において示すように梁下部の 1 層壁板の上隅角部コンクリートの損傷が軽減され，試験体 CWBS と比べて壁板のせん断変形が緩和され，耐力低下が緩やかになったと考えられる。曲げ降伏先行型試験体についてみると，壁縦筋の定着のない試験体 CWAF および壁縦筋の定着のある試験体 CWBF ともに，載荷サイクルが進行しても梁と壁板のずれは認められない。これは両試験体の損傷が壁板中央から脚部にかけて見られたため，梁下および梁上にずれは発生しなかったためである。

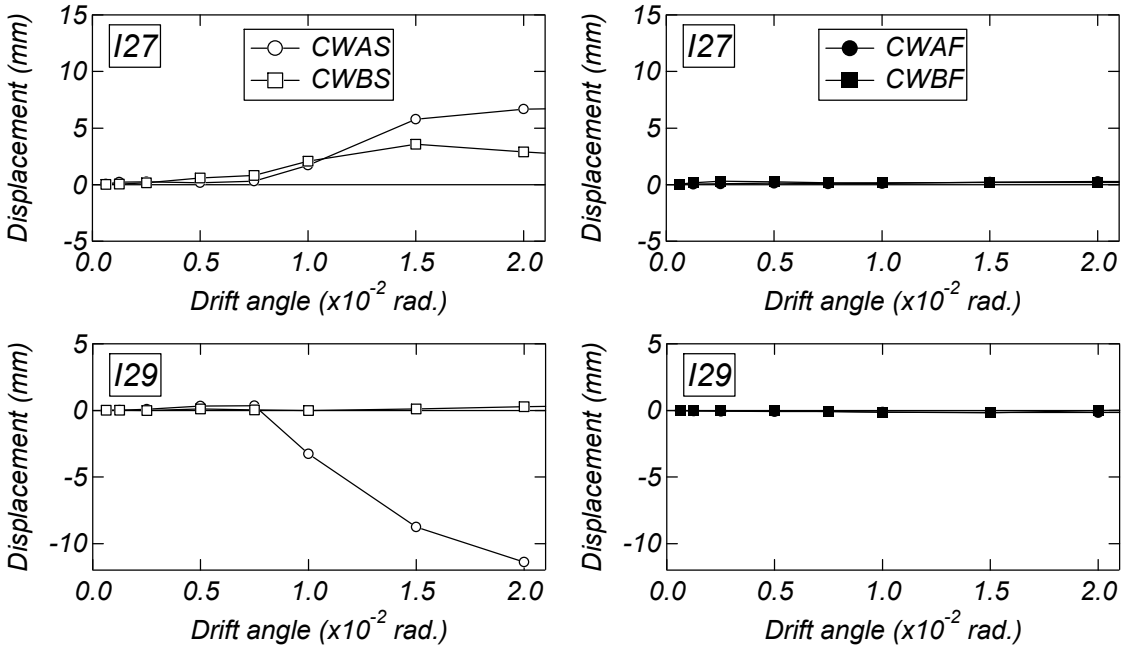


図 2.4.5　1 層および 2 層壁板と梁とのずれ

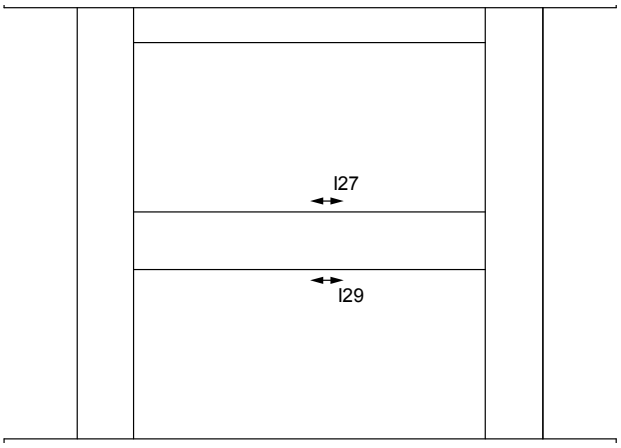


図 2.4.6　壁板と梁のずれ計測位置

2.4.4　周辺架構の曲率分布

図 2.4.7 にせん断破壊先行型試験体 CWAS および CWBS の正載荷ピーク時の柱鉄骨フランジの曲率分布を示す。なお，曲率は図 2.4.8 に示す位置のひずみゲージから計測された値を用いている。

圧縮側柱の曲率分布についてみると，両試験体ともに変形角の進行に伴い 1 層脚部の曲率の増加が顕著となっている。一方，引張側柱についてみると，変形角の進行に伴い全体的に曲率の増加が確認できる。最大耐力を発揮する $R=0.75\times10^{-2}$rad.における 1 層の曲率分布をみると，圧縮側柱および引張側柱ともに，脚部から 3 段目において曲率の勾配は反転している傾向が認められる。これは，文献 5)に示される SRC 造外部耐震壁のモーメント分布に近い形状を示している（図 2.4.9）。すなわち，CES 造耐震壁は SRC 造耐震壁と同様に壁板の膨張によって生じる水平方向の支圧力に対して側柱が十分に抵抗しているものと推察される。また，圧縮側柱では，試験体 CWAS の脚部から 3 段目の曲率は試験体 CWBS と比べて小さくなる傾向が認められる。しかしながら，両試験体ともに $R=0.75\times10^{-2}$rad.のサイクルまで当該箇所鉄骨のひずみに降伏は認められないことから，壁縦筋の定着の有無が壁板の拘束状態に及ぼす影響は小さいと考えられる

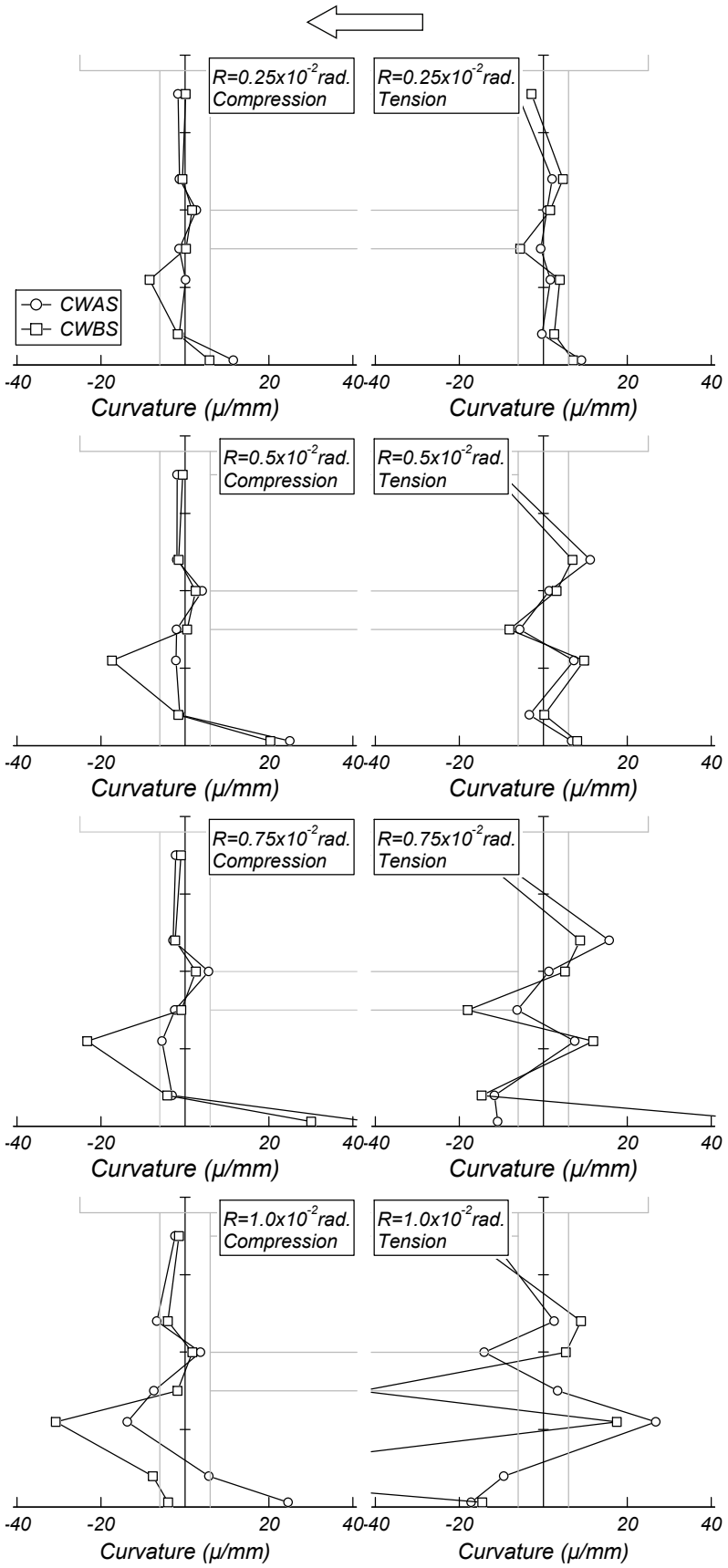


図 2.4.7　側柱鉄骨フランジの曲率分布

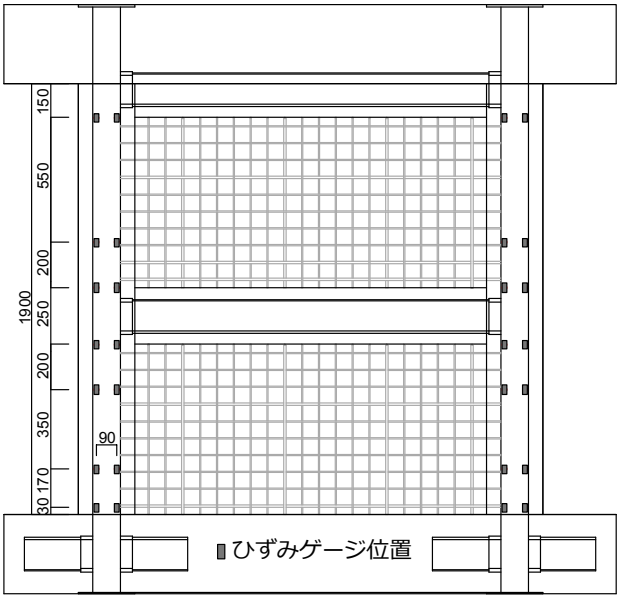


図 2.4.8　側柱鉄骨フランジのひずみゲージ貼り付け位置

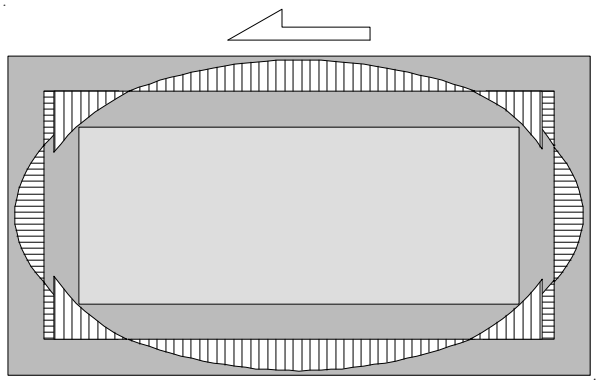


図 2.4.9　外部耐震壁における周辺フレームの曲げモーメント分布

2.4.5　せん断補強筋および梁鉄骨の応力推移

図 2.4.10 にせん断破壊先行型試験体 CWAS および CWBS の正載荷ピーク時のおける 1 層壁板のせん断補強筋および 1 層梁鉄骨フランジの応力推移を示す。また，鉄骨および鉄筋の応力は履歴特性を完全弾塑性と仮定し，図 2.4.11 に示すひずみゲージ貼付け位置のひずみの値を用いて計算した。

せん断補強筋の応力推移についてみると，試験体 CWAS では，ゲージ番号 W15 のみ最大耐力に達する $R=0.75\times10^{-2}$rad.のサイクルまでに降伏応力に達している箇所は補強筋上段ののみとなっている。試験体 CWBS では，$R=0.75\times10^{-2}$rad.のサイクルまでに補強筋上段の W13 と W14 および中段の W12 のひずみゲージが降伏応力に達している。これら状況は 2.1 節において示すように 1 層壁板のコンクリートは中央から上部にかけて損傷していることと対応している。

一方，梁鉄骨フランジの応力推移についてみると，梁鉄骨は両試験体ともに載荷サイクルの進行に伴い引張力の増加する傾向が認められる。さらに，最大耐力に達する $R=0.75\times10^{-2}$rad.のサイクルにおいて梁鉄骨はほぼ降伏応力に達しており，梁鉄骨はせん断力に対して有効に引張力を負担する傾向が確認できる。

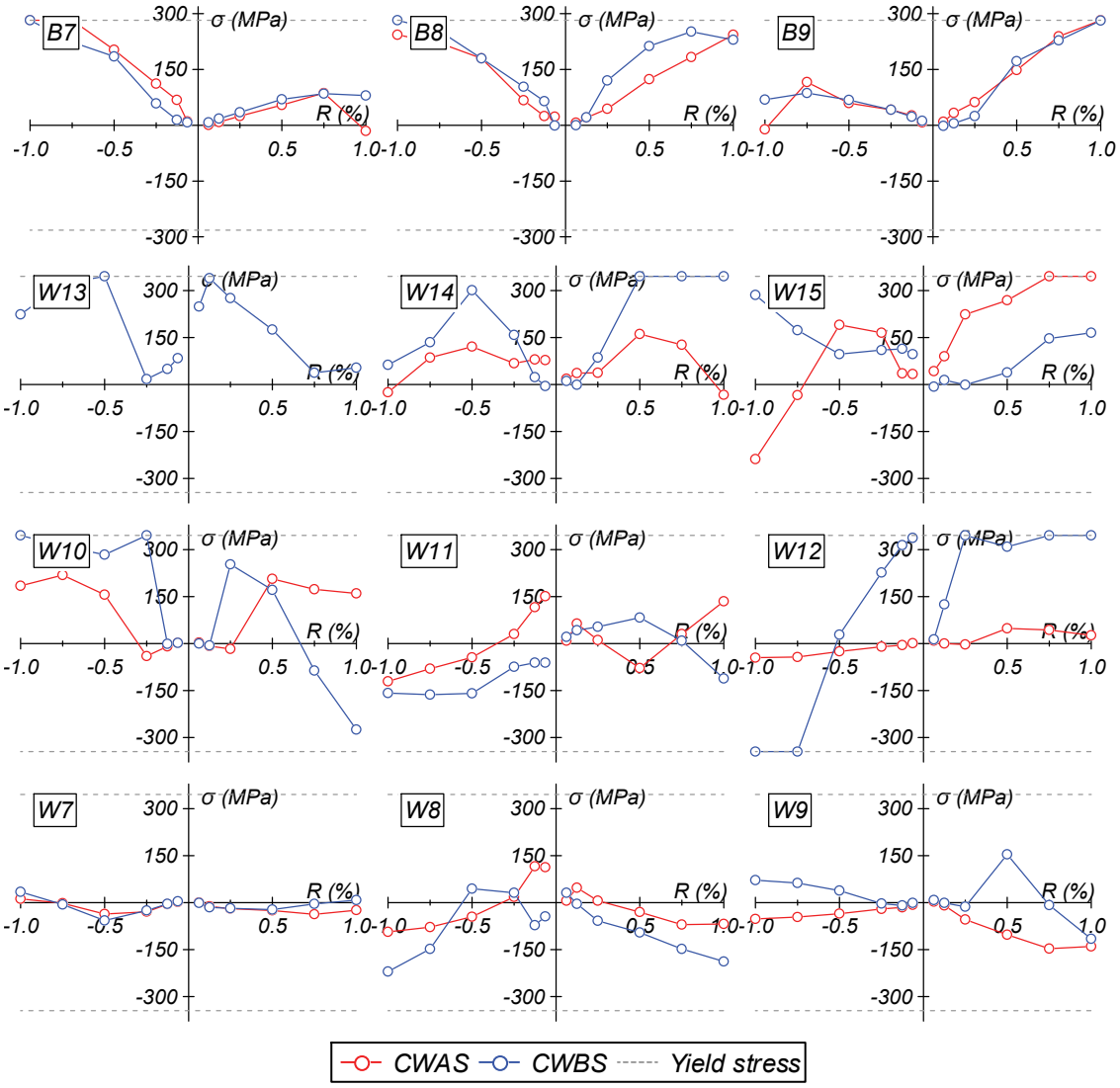


図 2.4.10　せん断補強筋および梁鉄骨の応力の推移

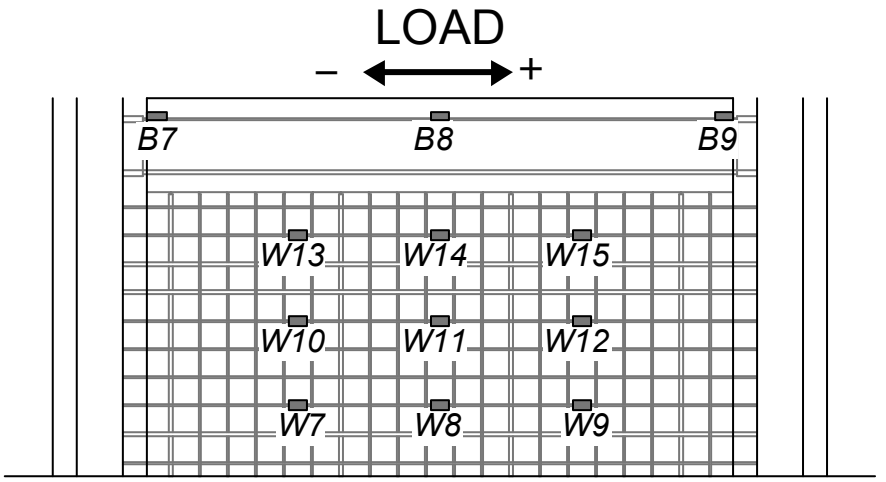


図 2.4.11　ひずみゲージ貼り付け位置

2.5　まとめ

本章では，壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁の静的載荷実験を行い，基本的な構造性能についての検討および定着状態の有無が構造性能に及ぼす影響についての考察を行った。本研究により得られた知見を以下に示す。

1) せん断破壊先行型試験体および曲げ降伏先行型試験体の双方において，壁縦筋の定着状態に拘わらず，最大耐力はほぼ同程度の値となった。

2) 壁縦筋の定着のない CES 造耐震壁のせん断力－部材角関係，累積消費エネルギーおよび等価粘性減衰定数は壁縦筋の定着のある CES 造耐震壁と比べて最大耐力時までほぼ同様の性状を示すことから，壁縦筋の定着の有無が履歴性状に及ぼす影響は小さいと考えられる

3) 壁縦筋が定着されていない CES 造耐震壁では，せん断終局強度に達した後，1 層梁と壁板との間にずれが生じており，それに伴い，損傷は 1 層壁板の上隅角部のコンクリートに集中する傾向が認められ，壁縦筋の定着状態によって損傷状況に差異が認められた。

4) 壁縦筋の定着がある CES 造耐震壁は急激な耐力低下が認められるのに対して，定着のない CES 造耐震壁は緩やかに耐力が生じており，変形性能の向上が認められた。

5) 壁縦筋の定着のない CES 造耐震壁は定着のあるものと比べて壁板のせん断変形が緩和されるものと考えられる。このことが，壁縦筋の定着のない試験体の変形性能が向上した一因だと考えられる。

6) 側柱鉄骨の曲率分布から，側柱は壁板の膨張による支圧力が作用しており，CES 側柱は壁板の膨張に拘束力として抵抗していると考えられる。

7) せん断破壊先行型試験体では，梁の鉄骨フランジはせん断力に対して有効に抵抗する傾向が認められる。

第 3 章　壁縦筋の定着状態が CES 造耐震壁の内部応力状態に及ぼす影響

3.1　はじめに

第 2 章では，CES 造周辺架構と壁板との定着を簡略化した CES 造耐震壁の構造性能を明らかにするために静的加力実験を実施し，壁縦筋の定着を省略したものと同等以上の耐力性能および変形性能を有することを示した。一方で，壁縦筋の定着状態の違いが内部応力状態に及ぼす影響について言及するに至ってはいない。本論で取り扱っている CES 造耐震壁はコンクリートに FRC を用いているものの，基本的にはコンクリートおよび鋼材を使用しており，RC 構造等で用いられている有限要素（以下，FEM）解析は応力状態を検討するのに非常に有効な手段だと考えられる。

本章では，CES 構造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前章に示した実験を対象に 2 次元 FEM 解析を実施し，履歴特性，破壊状況および変形性能から解析のモデル化および材料構成則の妥当性について検討する。また，内部応力状態から壁縦筋の定着の有無による応力伝達メカニズムの差異を明らかにする。

3.2　解析概要

解析は 2 次元解析とし，平面応力場を仮定した。図 3.2.1 に要素分割図を示す。FEM 解析において要素の分割および選定は解析結果を左右する最も基本的かつ重要な因子となっている。本研究では，既往の研究結果[47)]を勘案し，壁板部分は 50×50mm を基本とし，周辺フレーム部分においては鉄骨フランジおよびウェブ厚の中心を節点位置とするよう要素分割を行った。上下スタブ部分は試験部分と比べて十分に剛性が高いことから，コンクリートの 10 倍程度の硬さの弾性体とした。また，本解析では実験と同様のせん断スパン比 1.1 および 1.65 とするため，試験体の上スタブから実験における想定加力高さまで仮想スタブを弾性体で定義し，仮想スタブ上端に実験と同様の部材角となるよう強制変位を与えた。軸力は仮想スタブ上端に一定軸力 1,260kN を等分布荷重で与えた。解析は変位制御による正負交番繰返し載荷とし，$R=2.0\times10^{-2}$rad.の第 2 サイクルまで行った。解析で用いた材料特性は，コンクリートの引張強度を除いて表 3.2.1 および表 3.2.2 の値を用いている。なお，解析は市販の解析プログラム’FINAL’[48)]を用いた。

表 3.2.1　FRC の材料特性

		σ_B (MPa)	E_c (GPa)	ε_{c0} (μ)	σ_{cr} (MPa)
CWAS	1 層	38.6	24.8	2814	2.99
	2 層	36.4	26.7	2550	2.53
CWBS	1 層	42.0	25.7	2587	2.99
	2 層	30.6	29.5	2558	2.53
CWAF	1 層	41.2	25.5	2457	3.03
	2 層	38.6	27.6	2423	2.55
CWBF	1 層	40.1	24.9	2765	3.03
	2 層	35.9	24.8	3160	2.55

表 3.2.2　鉄骨および鉄筋の材料特性

種別・使用箇所		σ_y (MPa)	E_S (GPa)
PL-6 (SS400)	ウェブ	260	190
PL-9 (SS400)	フランジ	282	197
PL-16 (SS400)	接合部	268	200
D6 (SD295A)	壁補強筋	345	190

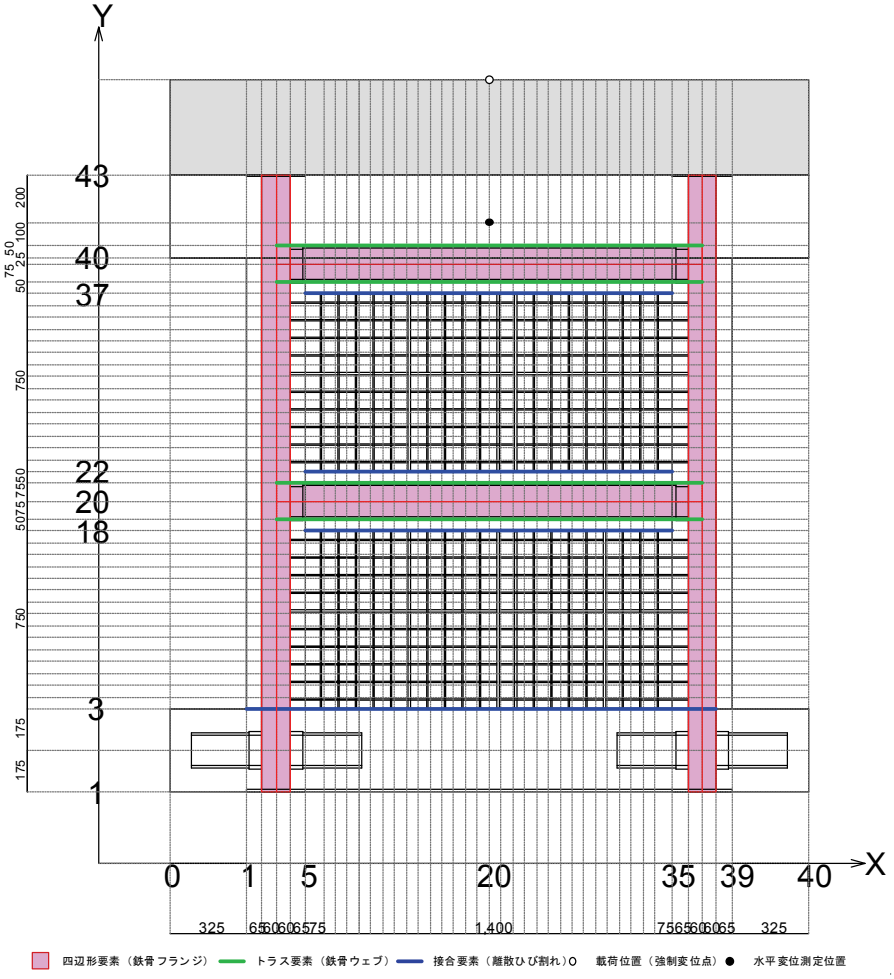


図 3.2.1　試験体の要素分割図

3.3　材料モデル

3.3.1　コンクリートモデル

コンクリートは 4 節点平面応力要素を用い，応力－ひずみ構成モデルは等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデル [50]により表現した。ひび割れは要素内に一様に分布し，多方向のひび割れが考慮できる非直交ひび割れモデル [49]により表現した。また，壁板の縦筋および横筋は埋め込み鉄筋として要素内に層状置換した。二軸応力下の破壊条件は，二軸圧縮時は Kupfer らのモデル [51]を，二軸引張時は最大主応力が一軸引張強度を上回る時とし，引張－圧縮時は Darwin-Pecknold の提案 [52]にそれぞれ従った（図 3.3.1）。

＜二軸応力下の破壊基準＞

二軸圧縮　$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_B}+\frac{\sigma_2}{\sigma_B}\right)^2-\frac{\sigma_1}{\sigma_B}-3.65\frac{\sigma_2}{\sigma_B}=0 \qquad (3.3.1)$$

圧縮－引張　$$\sigma_{1t}=\left(1-0.8\frac{\sigma_2}{\sigma_B}\right)\sigma_t,\quad \sigma_{2c}=\frac{1+3.28\alpha}{(1+\alpha)^2}\sigma_B \qquad (3.3.2)$$

二軸引張　$$\sigma_{1t}=\sigma_t \qquad (3.3.3)$$

ここで，σ_1，σ_2：主応力，σ_B：一軸圧縮強度，σ_t：一軸引張強度，σ_{2c}：最大圧縮強度，σ_{2t}：最大引張強度である。

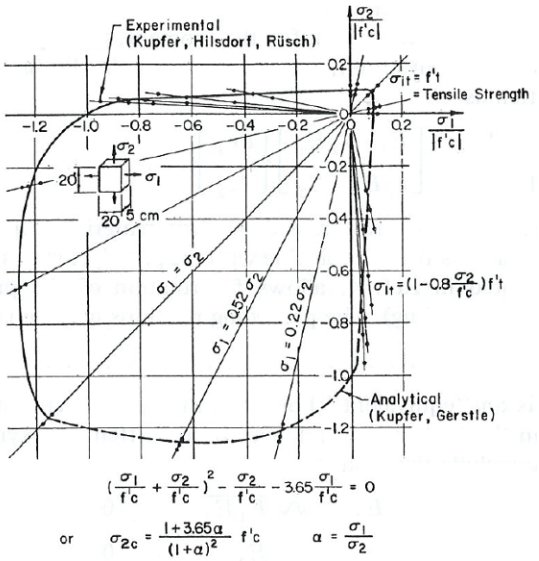


図 3.3.1　二軸応力下の破壊条件 [45]

＜応力－ひずみ関係＞

応力－ひずみ関係の包絡線については，圧縮側の応力上昇域は修正 Ahmad モデル [53] とし，軟化域はコンクリートの材料試験を参考に図 3.3.2 に示す多折線でモデル化した。

＜修正 Ahmad モデル（上昇域）＞

$$\sigma = \frac{[(A \cdot X + (D-1)X^2)] \cdot \sigma_P}{1 + (A-2)X + D \cdot X^2} \quad (\mathrm{kgf/cm^2}) \tag{3.3.4}$$

$$A = \frac{E_c}{E_p} \tag{3.3.5}$$

$$X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{C0}} \tag{3.3.6}$$

$$D = \frac{200}{\sigma_B} - \left(\frac{E_c}{E_p - 1}\right)^2 \tag{3.3.7}$$

$$\sigma_p = \sigma_B \left[1 + 5\left(\frac{\sigma_r}{\sigma_B}\right)^{0.77}\right] \tag{3.3.8}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_B \left(\frac{\sigma_p}{\sigma_B}\right)^{1.8} \tag{3.3.9}$$

$$E_p = \frac{\sigma_p}{\varepsilon_p} \tag{3.3.10}$$

ここで，σ_B：圧縮強度，ε_B：圧縮強度時ひずみ，E_B：ヤング係数，σ_p：側圧を考慮した最大応力点，ε_p：最大応力点時のひずみ，E_p：最大応力点の割線剛性である。

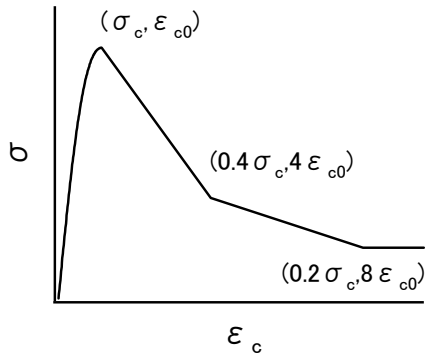


図 3.3.2　圧縮側の応力－ひずみ関係

引張側はひび割れ発生までを線形で仮定し, ひび割れ発生後の軟化域は式(3.3.11)に示す出雲らの提案モデル[54)]を用いた。柱および梁要素では上記のモデルの係数 c=1.0 としてひび割れ発生後に引張応力をほとんど負担していないものとし, 鉄筋がある壁板要素では c=0.2 としてテンションスティフニングを考慮した（図 3.3.3）。

＜出雲らのモデル＞

$$\sigma_t = \sigma_{cr}\left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t}\right)^c \tag{3.3.11}$$

ここで，σ_t：コンクリートの引張応力，σ_{cr}：ひび割れ発生応力，ε_{cr}：ひび割れ発生時のひずみ，ε_{cr}：ひび割れ直行ひずみ（ひび割れを含む平均ひずみ），c：モデルの係数である

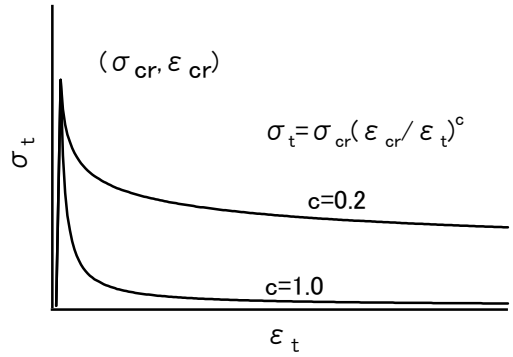
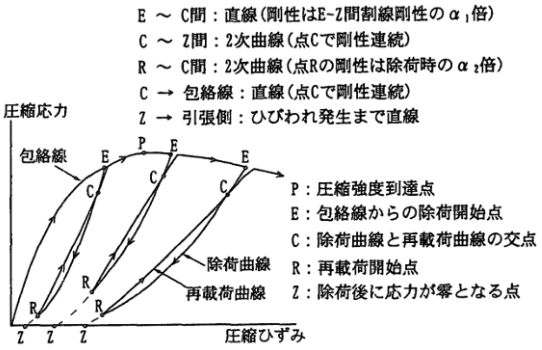


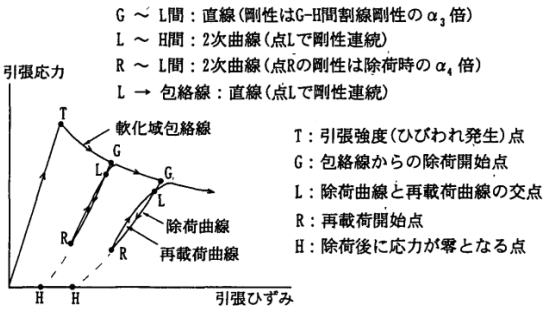
図 3.3.3 テンションスティフニング特性

＜履歴特性＞

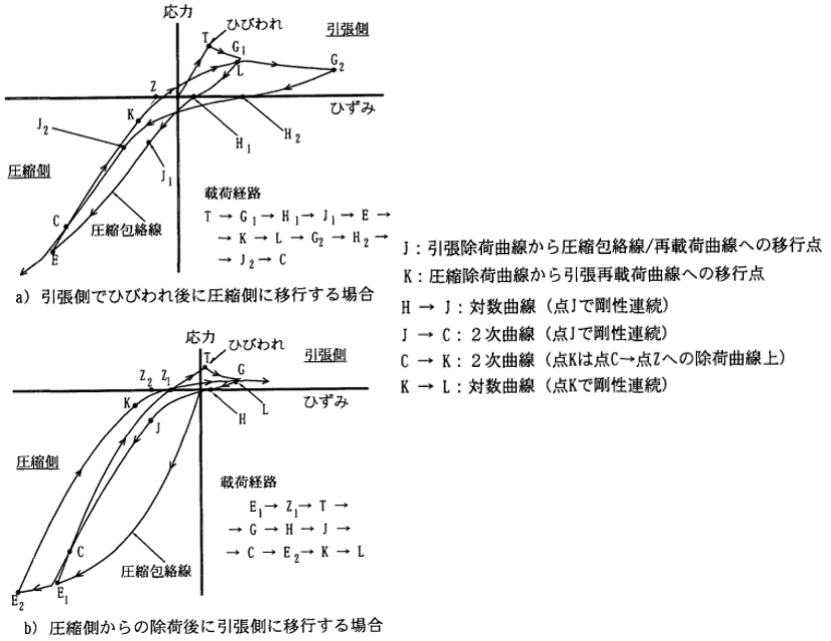
繰返し応力下における履歴特性は除荷と再載荷過程における軟化挙動を考慮した長沼らの提案する曲線モデル[55]を使用した（図 3.3.3）。



(a) 圧縮応力下



(b) 引張応力下



(c) 圧縮および引張間

図 3.3.4　コンクリートの履歴特性[55]

＜せん断伝達特性＞

ひび割れ後のせん断伝達モデルには図 3.3.5 に示す Al-Mahaidi モデル [56]（β=1.0 の場合）に対して，せん断伝達剛性がわずかに大きくなるように β=0.8 として多折線でモデル化した。

＜Al-Mahaidi モデル＞

$$\frac{G_{cr}}{G_0} = \frac{0.4}{\left(\varepsilon_t / \varepsilon_{cr}\right)^{\beta}} \tag{3.3.11}$$

ここで，G_{cr}：ひび割れ後のせん断剛性，G_0：コンクリートのせん断弾性剛性，ε_{cr}：ひび割れ発生時のひずみ，ε_t：ひび割れ直行ひずみ，β：繊維を考慮した係数である。

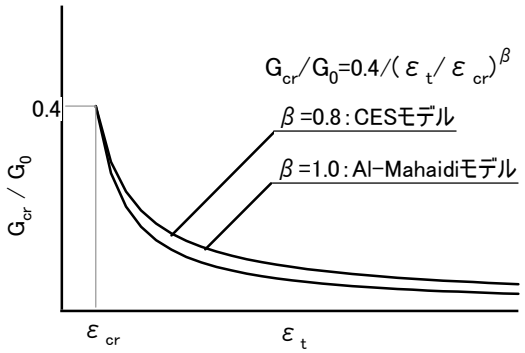


図 3.3.5　ひび割れ後のせん断伝達特性

また，文献 57)において RC 構造物の初期ひび割れを考慮した FEM 解析が実施されている。その結論として，コンクリートのひび割れ強度 σ_{cr} を低減することにより試験結果との整合性の改善することが示されている。本論で解析対象とした試験体においても載荷前に初期ひび割れの発生が確認されており，同文献を参考にコンクリートのひび割れ強度 σ_{cr} を壁板では 0.37MPa，柱および梁では 0.75MPa と低減することとした。

壁縦筋の定着の有無のモデル化に関しては，壁板と梁およびスタブの間に離散ひび割れ要素を使用した。圧縮側については剛体とし，引張側については，壁縦筋の定着がない試験体 CWAS および CWAF では，ひび割れ後の引張応力が零となるモデルを，壁縦筋の定着がある試験体 CWBS および CWBF では，ひび割れ強度に達した後，鉄筋の抜け出しを考慮するモデル [58]とした（図 3.3.6）。また，離散ひび割れ要素のひび割れ面のせん断伝達特性を長沼の提案するモデル [56]とし，それぞれモデル化を行った。

＜長沼モデル＞

$$\tau_{du} = 14.1 + 0.8\left(p_s \cdot {}_s\sigma_y + \sigma_n\right) \quad \text{（ただし，}\tau_{du} \leqq 0.3\sigma_B\text{；単位 kgf/cm}^2\text{）} \quad (3.3.7)$$

$$\tau_{nt\max} = \frac{\tau_{du}}{1 + 25700 \cdot \varepsilon_t^{\,2}}$$

$$\tau_{nt} = \frac{\tau_{nt\max} \cdot (2 - d)}{\left(\varepsilon_t / \gamma_{nt} - d + \gamma_{nt} / \varepsilon_t\right)}$$

$$d = \frac{2.03}{\varepsilon_t} - 100\text{，（ただし，}\varepsilon_t \leqq 500\mu\text{ の場合，}\varepsilon_t = 500\mu\text{）}$$

ここで，τ_{du}：ひび割れ面の直接せん断強度，p_s：鉄筋比（縦筋比=横筋比），${}_s\sigma_y$：鉄筋の降伏点，σ_n：ひび割れ面に作用する垂直応力度，σ_B：コンクリート強度応力度，τ_{ntmax}：ひび割れ面の最大せん断応力度，ε_t：ひび割れ直交方向ひずみ，τ_{nt}：ひび割れ面のせん断応力度，γ_{nt}：せん断ひずみである。

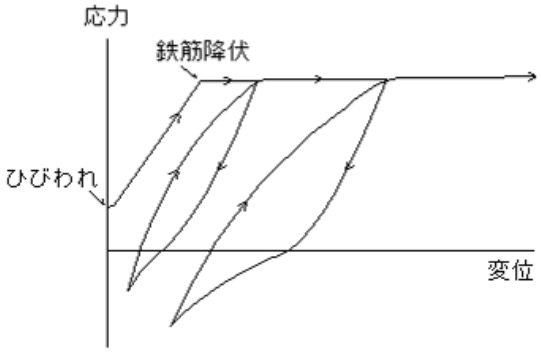


図 3.3.6　鉄筋の抜け出しモデル

3.3.2　鋼材モデル

鉄骨フランジは 4 節点平面応力要素でモデル化し，鉄骨ウェブはトラス要素で線材としてモデル化し，応力－ひずみ構成モデルは塑性増分理論に基づく弾塑性モデルを用いた。鋼材の応力－ひずみ関係，降伏条件については鋼材のバウシンガー効果を考慮した Ciampi 等の提案する修正 Menegotto-Pinto モデル [59]とした（図 3.3.7）。1 軸応力下では，材料試験結果を用い，多軸応力下では Mises の降伏条件式 [50]を用いた。

＜修正 Menegotto-Pinto モデル＞

包絡線

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = H\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} + \frac{(1-H)\cdot\varepsilon/\varepsilon_y}{\left(1+\left|\varepsilon/\varepsilon_y\right|^R\right)^{1/R}}, \quad R = 20 - \frac{18.5\varepsilon_{\max}}{0.00015+\varepsilon_{\max}} \tag{3.3.8}$$

除荷および再載荷曲線

$$\frac{(\sigma-\sigma_l)}{2\sigma_y} = H\frac{(\varepsilon-\varepsilon_l)}{2\varepsilon_y} + \frac{(1-H)\cdot\dfrac{(\varepsilon-\varepsilon_l)}{2\varepsilon_y}}{\left(1+\left|\dfrac{(\varepsilon-\varepsilon_l)}{2\varepsilon_y}\right|^R\right)^{1/R}} \tag{3.3.9}$$

ここで，σ_y：降伏強度，ε_y：降伏時ひずみ，H：ひずみ硬化率，ε_{max}：経験した最大塑性ひずみである。

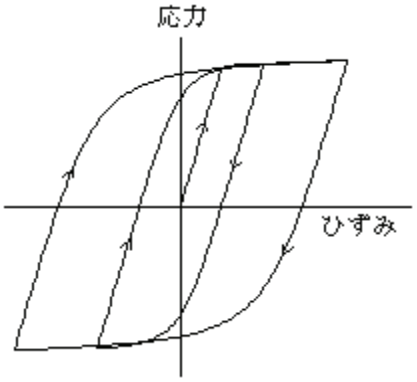


図 3.3.7　修正 Menegotto-Pinto モデル

コンクリートと鉄骨間をライン要素で定義し，文献 60)を参考にして付着応力ーすべり関係をモデル化した（図 3.3.8）。ここで，最大付着応力は文献 5)を参考に $\tau_{max}=0.1\sigma_B$（σ_B:コンクリート強度）とし, 鋼材の軸方向のみすべりが生じるようにモデル化した。

＜Von Mises の降伏条件＞

$$f(J_2)=J_2-k^2=0 \tag{3.3.10}$$

$$\sigma_X{}^2-\sigma_X\cdot\sigma_Y+\sigma_Y{}^2+3\tau_{XY}=\sigma_y{}^2 \tag{3.3.11}$$

ここで，J_2：偏差応力の二次不変量，k：せん断降伏応力定数，σ_X：X 方向垂直応力，σ_Y：Y 方向垂直応力，τ_{XY}：面内せん断応力，$\sigma_y=\sqrt{3}k$：一軸降伏応力度である。

＜付着応力ーすべり関係＞

$$\tau=\tau_{max}\cdot\left(\frac{S_{max}}{S}\right)^{0.1} \quad \text{（ただし，}S>S_{max}\text{のとき）} \tag{3.3.12}$$

ここで，τ_{max}：最大付着応力度，S_{max}：最大付着応力時すべり量である。

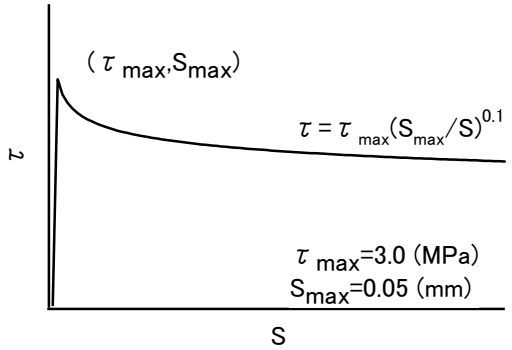


図 3.3.8　鋼板とコンクリートの付着応力ーすべり関係

表 3.3.1　解析モデルの設定

試験体			*CWAS*	*CWBS*	*CWAF*	*CWBF*
コンクリート	要素		4 節点平面応力要素			
	1 層 材料特性	σ_B (MPa)	38.6	42.0	41.2	40.1
		E_c (GPa)	24.8	25.7	25.5	24.9
		ε_{c0} (μ)	2814	2587	2457	2765
		σ_{cr} (MPa)	柱，梁：0.748，壁板：0.374		柱，梁：0.758，壁板：0.379	
		ν	0.167			
	2 層 材料特性	σ_B (MPa)	36.4	30.6	38.6	35.9
		E_c (GPa)	26.7	29.5	27.6	24.8
		ε_{c0} (μ)	2550	2558	2423	3160
		σ_{cr} (MPa)	柱，梁：0.633，壁板：0.316		柱，梁：0.638，壁板：0.319	
		ν	0.167			
	σ－ε 関係	圧縮側	上昇域：修正 Ahmad モデル 下降域：多折点モデル			
		引張側	上昇域：直線モデル 下降域：出雲モデル（柱，梁：c=1.0，壁板：c=0.2）			
	破壊基準		二軸圧縮：Kupfer らのモデル 一軸圧縮－一軸引張，二軸引張：Darwin らのモデル			
	ひび割れ後のせん断伝達特性		修正 Al-Mahaidi モデル			
	履歴特性		長沼の曲線モデル			
	ひび割れモデル		独立 2 方向分布ひび割れモデル			
鉄骨	要素		柱鉄骨フランジ，梁鉄骨ウェブ：4 節点平面応力要素 柱鉄骨ウェブ，梁鉄骨フランジ：2 節点トラス要素			
	材料特性	σ_y (MPa)	PL-9：282，PL-6：260			
		E_s (GPa)	PL-9：197，PL-6：190			
		ν	0.2			
	σ－ε 関係		bi-linear モデル			
	降伏基準		Von Mises の降伏条件			
	履歴特性		修正 Menegotto-pinto モデル			
鉄筋	要素		埋込鉄筋としてコンクリート要素に置換			
	材料特性	σ_y (MPa)	D6：345			
		E_s (GPa)	D6：190			
		ν	-			
	σ－ε 関係		bi-linear モデル			
	降伏基準		Von Mises の降伏条件			
	履歴特性		修正 Menegotto-pinto モデル			
鉄骨－コンクリート付着特性	要素		8 節点アイソパラメトリック接合要素			
	τ_{max} (MPa)		3.0			
	s_{max} (mm)		0.05			
	圧縮側		剛体			
	引張側		剛体			
	せん断 τ－s 関係		上昇域：直線モデル 下降域：天野等らの多折線モデル			
	履歴特性		直線モデル			
壁板と梁境界	要素		4 節点アイソパラメトリック接合要素			
	圧縮側		剛体			
	引張側		定着なし：ひび割れ後応力・剛性ともに零 定着あり：抜け出しを考慮したモデル			
	せん断 τ－s 関係		長沼モデル			
解析モデル	総節点数		2367			
	要素数	総要素数	3226			
		四辺形要素	2152（15 type）			
		トラス要素	220 (2 type)			
		8 節点接合要素	506 (8 type)			
		4 節点接合要素	348 (4 type)			

3.4　解析結果と実験結果の比較

3.4.1　履歴特性

図 3.4.1 に実験と解析における履歴特性の比較を示す。同図中には，実験結果と同様に解析結果の降伏点と最大耐力点を併せて示している。

せん断力－部材角関係において，いずれの試験体も初期剛性はひび割れ強度を低減させているものの若干大きめの評価となっていることが確認された。また，実験では $R=0.5\times10^{-2}$rad.近傍において引張側柱の鉄骨フランジの降伏が確認されたが，解析では実験結果と比べてやや小さい部材角で降伏が見られ，ここでも剛性を若干高めに再現する傾向が確認された。しかしながら，全試験体において降伏時のせん断力を比較すると実験結果と良く一致している。最大耐力についてみると，最大耐力に達する部材角が異なる試験体も見られるが，最大耐力の解析結果は実験結果と非常に良く一致していることがわかる。

最大耐力以降の耐力低下についてみると，せん断破壊先行型の壁縦筋の定着のない試験体 CWAS では，実験と同様に徐々に耐力低下する傾向が確認された。一方，壁縦筋の定着のある試験体 CWBS では，実験の耐力低下は $R=1.5\times10^{-2}$rad.から生じており，解析結果における耐力低下は $R=1.0\times10^{-2}$rad.の 2 サイクル目において確認された。曲げ降伏先行型試験体 CWAF および CWBF についてみると，解析を行った $R=2.0\times10^{-2}$rad.のサイクルまで耐力低下は生じず，実験結果と解析結果の傾向は一致している。

除荷剛性（履歴性状）については，曲げ降伏型試験体をはじめ実験結果を精度良く再現できている。ただし，試験体 CWAS の除荷剛性では，試験体 CWBS と比べるとやや原点を指向する傾向が見られる。

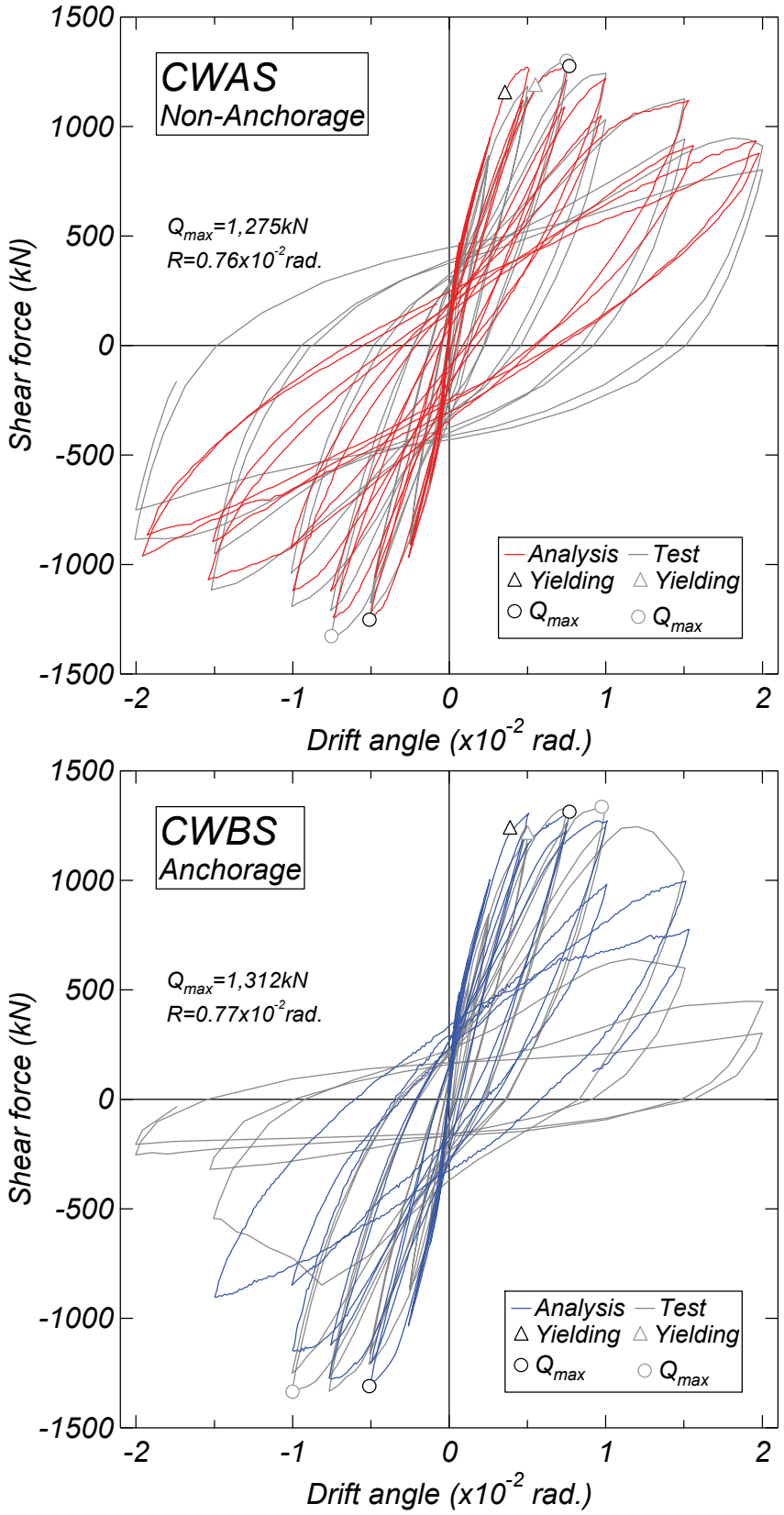


図 3.4.1(a)　実験および解析の履歴特性の比較

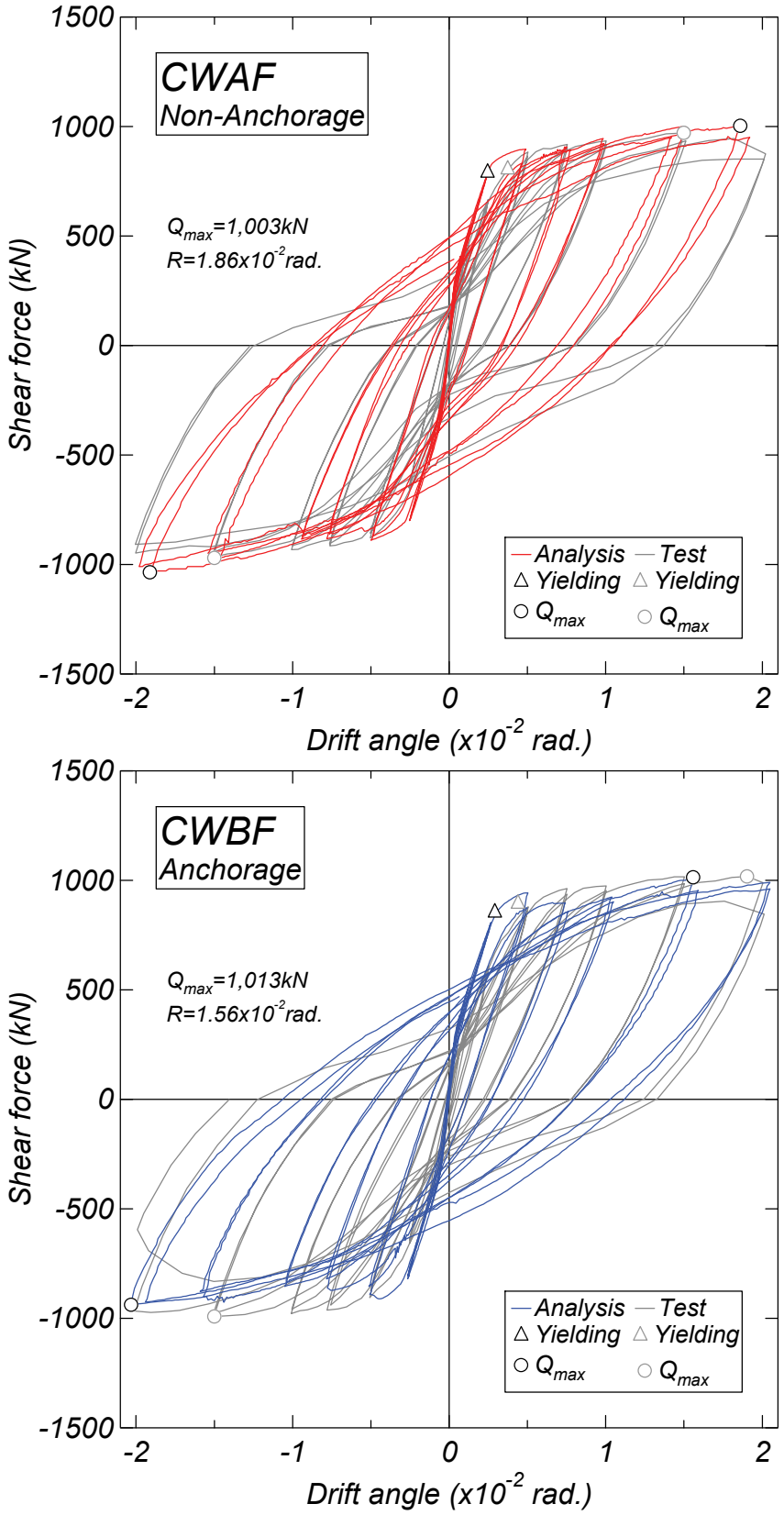


図 3.4.1(b)　実験および解析の履歴特性の比較

3.4.3　変形性状

図 3.4.3 に R=1.0×10^{-2}rad.までの実験結果および解析結果におけるせん断力－せん断変形成分および曲げ変形成分の履歴特性の比較を示す。曲げ変形 $\delta_{flexural}$ は高さ方向に 7 分割して測定した側柱の軸方向変形量から回転角 θ_i 求め，せん断変形 δ_{shear} は全体の変形から曲げ変形を差し引いたものである。

$$\delta_{flexural} = \sum_{i=1}^{7}\left[\frac{\theta_i \cdot a_i}{2} + \theta_i\left(h - \sum_{j=1}^{i} a_j\right)\right] \tag{3.4.1}$$

$$\delta_{shear} = \delta - \delta_{flexural} \tag{3.4.2}$$

ここで，a_i, a_j：各計測区間長さ，h：水平変位計測高さである。

せん断破壊先行型試験体 CWAS および CWBS では，せん断変形が曲げ変形と比べて大きく，曲げ降伏先行型の試験体 CWAF および CWBF では，曲げ変形がせん断変形と比べて大きくなっており，解析結果は全体的に実験結果の傾向は捉えられている。また，せん断力－せん断変形の履歴特性は，ややスリップ型，せん断力－曲げ変形の履歴形状は紡錘型となっており，これも概ね表現できている。

せん断破壊先行型試験体では，試験体 CWBS の R=1.0×10^{-2}rad.の 2 サイクル目（最大変形時）において，解析結果が急激な耐力低下が生じており，それに伴いせん断変形成分が実験結果と比べて大きくなっているが，それ以前の解析結果および実験結果は概ね一致している。また，載荷サイクルの進行に伴い試験体 CWAS の除荷時の剛性が実験と異なり小さくなる傾向を示しているが，これは，図 3.4.1 と同様の傾向である。つまり，せん断力－せん断変形の原点指向型の特性の影響が，図 3.4.1 のせん断力－部材角関係に現れたことがわかる。

試験体 CWAS のせん断変形を除く全ての解析結果において，降伏時近傍までの剛性が大きい。特に曲げ変形成分において，曲げ降伏までの剛性を大きめに評価する結果となっている。これも，3.4.1 項のせん断力－部材角の関係において，解析の剛性は実験結果と比べて若干大きい傾向が同じように現れている。

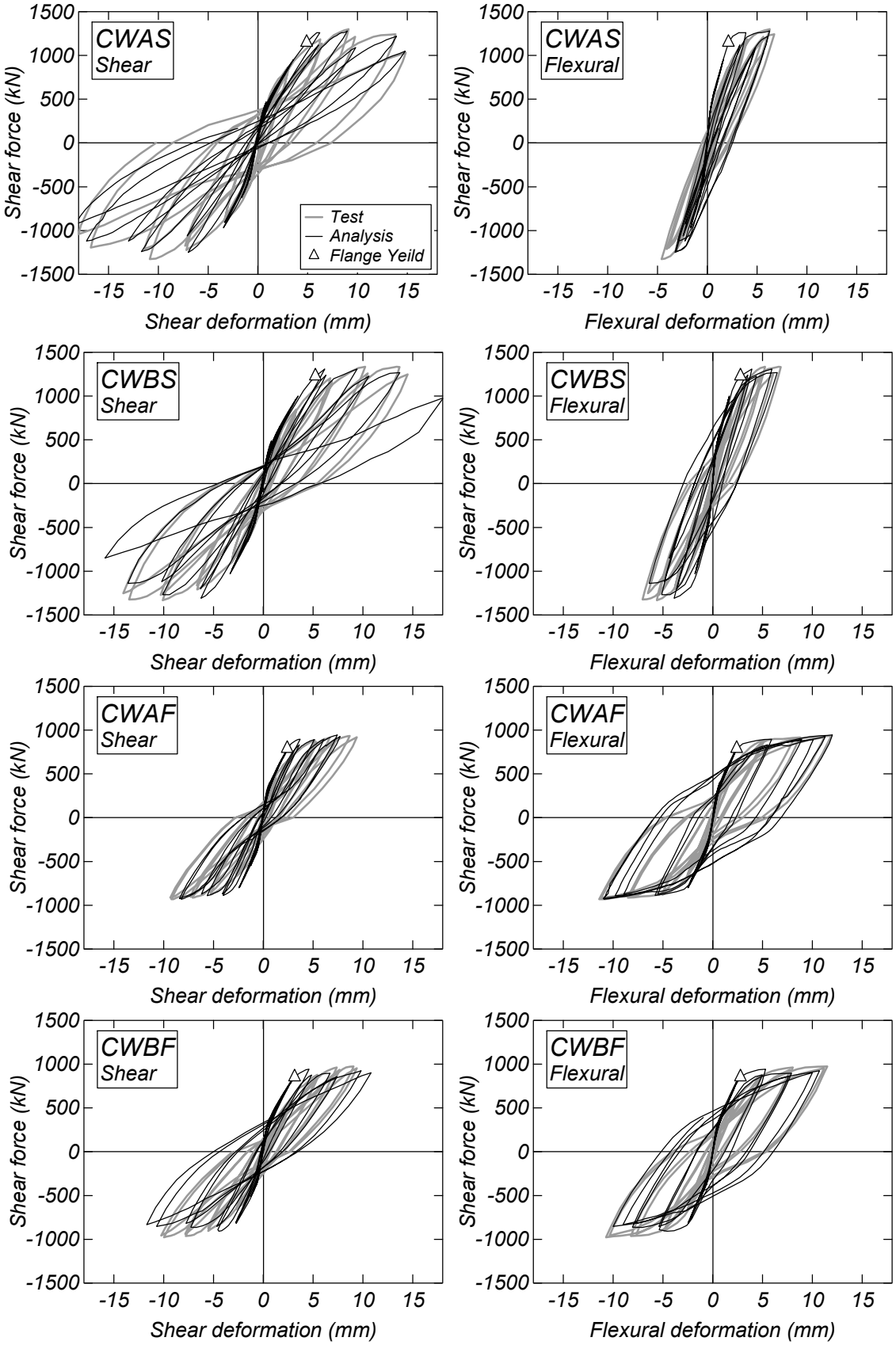


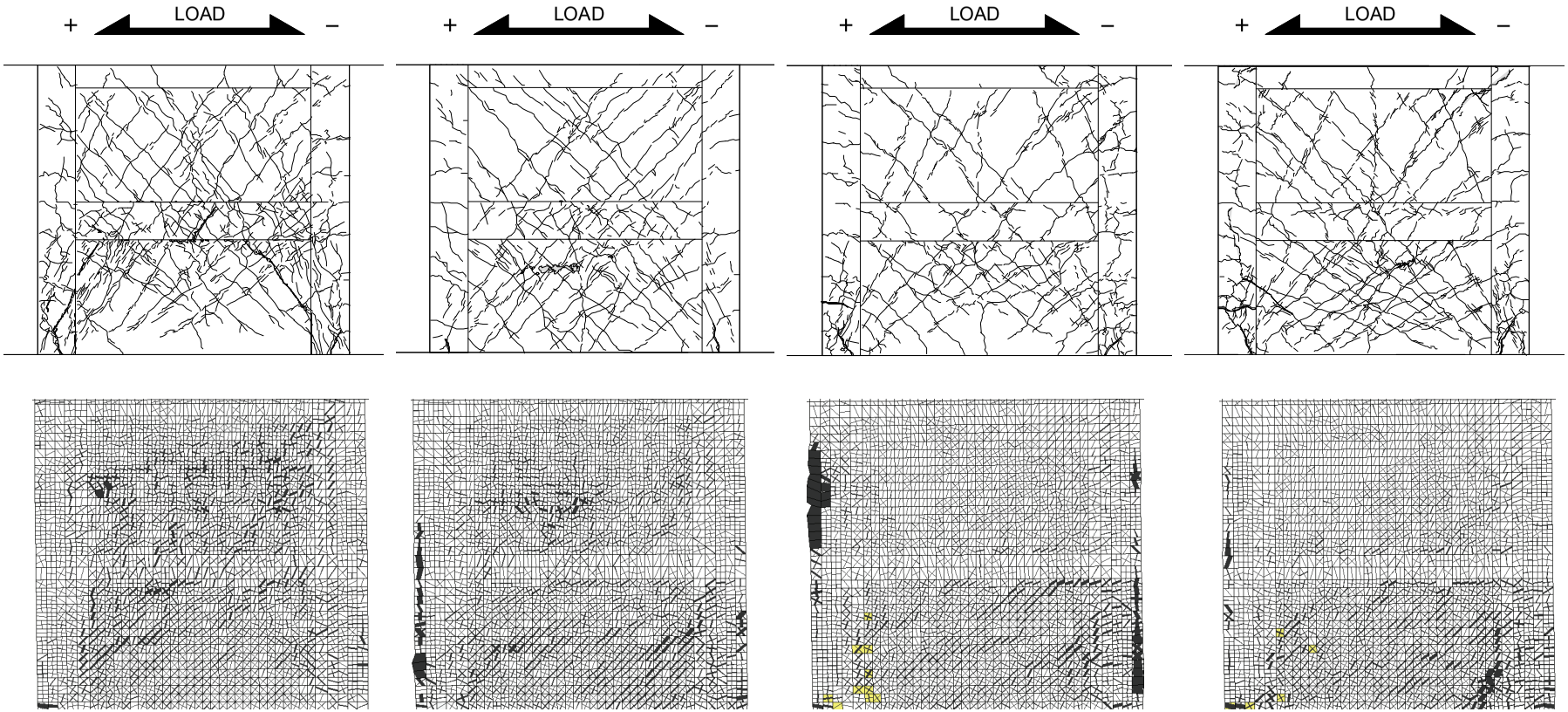
図 3.4.2　実験結果および解析結果における各変形成分の比較

3.4.3　破壊状況

図 3.4.3 に実験結果および解析結果の $R=1.0\times10^{-2}$rad.正載荷 1 サイクル目ピーク時における損傷状況を示す。

せん断破壊先行型試験体についてみると，壁縦筋の定着のない試験体 CWAS の解析結果では，1 層壁板脚部および中央部と比較して 1 層壁板上隅角部に損傷の集中が認められ，1 層壁板脚部では損傷の集中が認められず，実験結果と解析結果は良好な対応関係にある。一方，壁縦筋の定着のある試験体 CWBS では，上隅角部の損傷は少なく，1 層壁板の全体的に損傷が確認され，解析においても試験体 CWAS との損傷状況の違いが認められた。両試験体ともに解析と実験における損傷の集中箇所が概ね一致する結果となった。

曲げ降伏先行型試験体では，壁縦筋の定着の有無による破壊状況の違いが明確に現れているわけではないが，解析結果では 1 層側柱の近傍に損傷の集中が認められ，曲げせん断ひび割れによる損傷も現れており，全体的に実験における損傷状況と一致していることが伺える。



(a) CWAS　(b) CWBS　(c) CWAF　(d) CWBF

図 3.4.3　実験結果および解析結果における損傷状況 ($R=1.0\times10^{-2}$rad.)

3.4.4　壁板と梁のずれ

図 3.4.4 に各変形角 1 サイクル目正載荷ピーク時の壁板と梁とのずれを示す。ずれの計測位置は図 3.4.5 に示すように，１層壁板および 2 層壁板と 1 層梁の 2 箇所である。

せん断破壊先行型で壁縦筋の定着のない試験体 CWAS の実験結果は $R=1.0\times10^{-2}$rad.のサイクルから増大が見られ，解析結果も $R=0.75\times10^{-2}$rad.のサイクルからずれが増大しており，1 層梁下で生じるずれを概ね模擬できている。一方で，壁縦筋の定着を有する試験体 CWBS の実験では，$R=1.0\times10^{-2}$rad.から 1 層梁上からずれが発生している。しかしながら，1 層梁下の実験および解析ともにずれはほとんど生じていない。このことから，壁縦筋の定着がないことにより，梁下の部分でずれを考慮したモデル化の違いが，壁縦筋の定着のない試験体 CWAS の除荷剛性に現れたといえる。なお，曲げ降伏型の試験体 CWAF および CWBF の解析結果は，ほとんどずれが生じておらず，実験結果と対応している。

以上のことから，本解析モデルによって履歴特性，破壊性状および変形成分等の解析結果の包絡線は実験結果を概ね良好に再現できていると判断し，次節からは壁縦筋の定着状態が内部応力状態に及ぼす影響についての検討を進める。

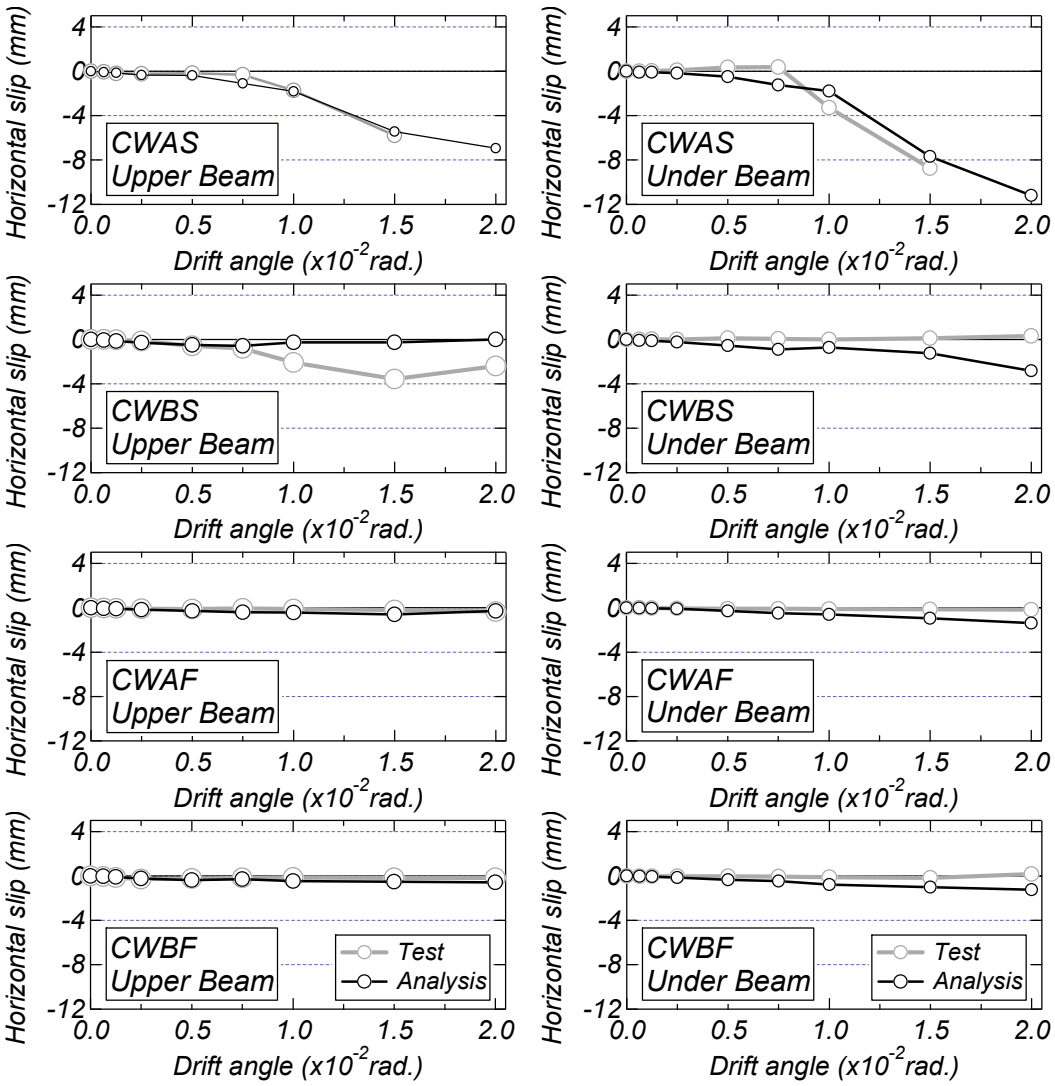


図 3.4.4　実験結果および解析結果の壁板と梁のずれ

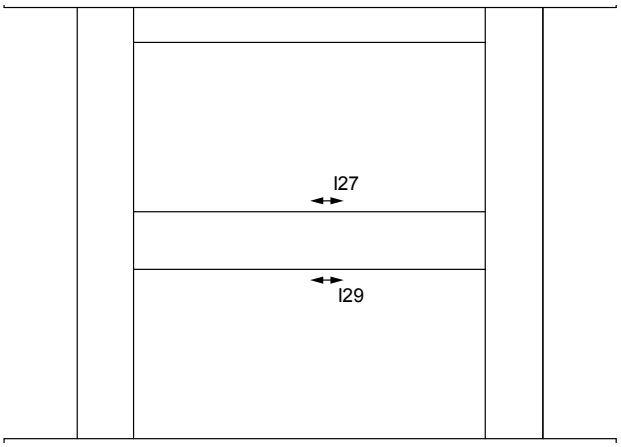


図 3.4.5　壁板と梁のずれ計測位置

3.5　内部応力状態

3.5.1　最小主応力分布

図 3.5.1 に R=0.75×10^{-2}rad.および R=1.0×10^{-2}rad.の正載荷 1 サイクル目ピーク時における耐震壁の最小主応力分布（圧縮応力分布）を示す。

すべての試験体において，1 層圧縮側柱脚部付近から 2 層引張側柱柱頭にかけての圧縮ストラットの形成が確認できる。圧縮ストラットの応力についてみると，圧縮側の壁板脚部隅角部から側柱脚部に高い圧縮応力が生じている。また，形成された圧縮ストラットは, せん断破壊先行型試験体の方が曲げ降伏先行型試験体のものと比べてストラットの幅および応力のレベルが大きくなる傾向が認められる。一方で，破壊モードに拘わらず壁縦筋の定着の有無が圧縮ストラットの形状に大きな差異は認められない。これは, 図 3.4.4 に示したように R=0.75×10^{-2}rad.までは壁板と梁のずれが小さいことに起因しているものと考えられる。

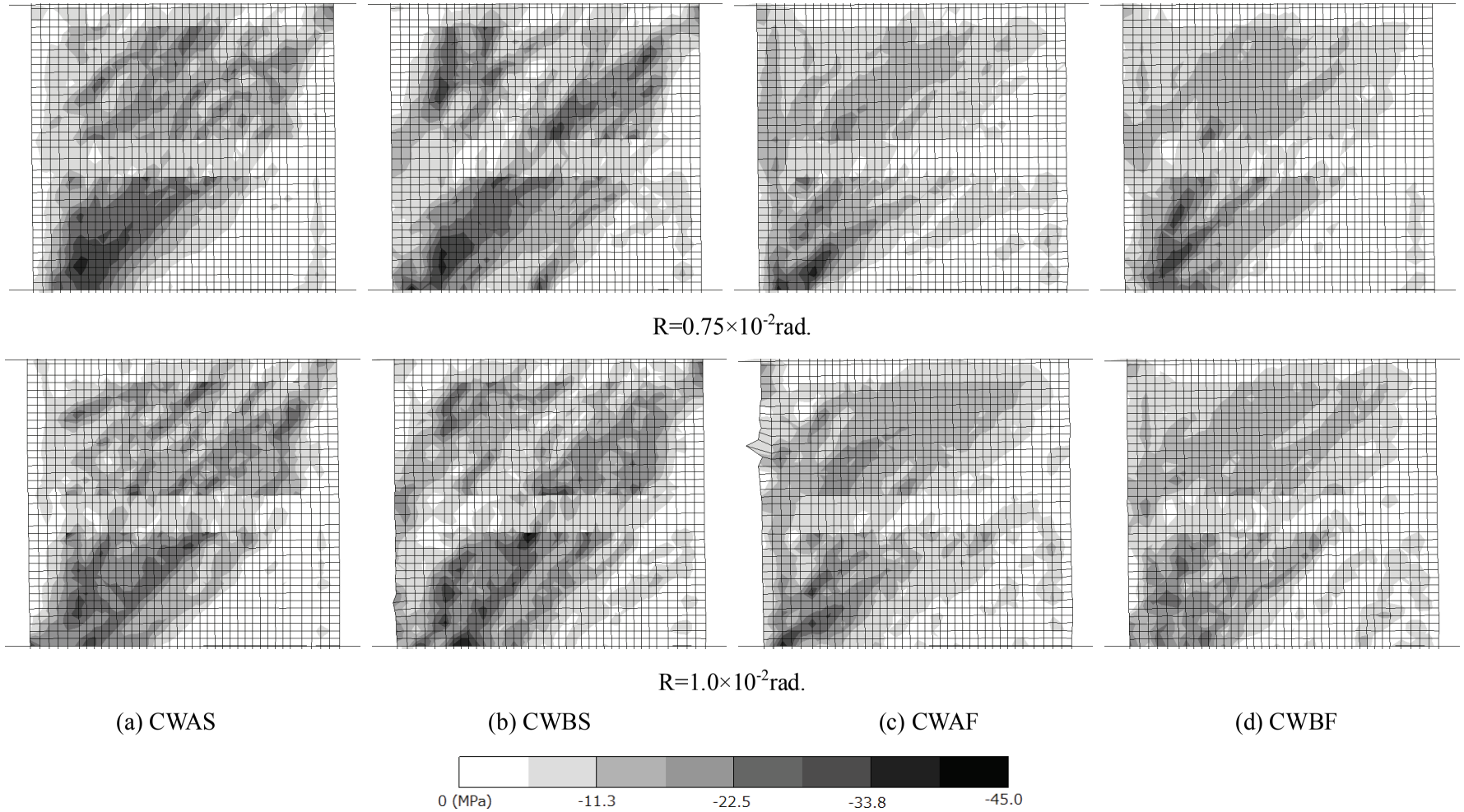


図 3.5.1　最小主応力分布

3.5.2　負担せん断力の推移

図 3.5.2 に各試験体の負担せん断力の推移を示す。負担せん断力は，壁板，圧縮側柱コンクリート，圧縮柱内鉄骨および引張柱内鉄骨に分けて示している。また，図 3.5.3 に示される３つの高さ（bottom，mid および top）における結果についてそれぞれ示している。

せん断破壊先行型試験体のmidおよびtopにおける壁板の負担せん断力についてみると，定着のない試験体CWASでは，R=0.75×10^{-2}rad.以降の載荷サイクルから徐々に低下する傾向が認められるが，定着のある試験体CWBSでは，R=1.5×10^{-2}rad.において急激な低下が生じている。これは，図3.4.1(b)に示すせん断力－部材角関係の耐力低下状況および図3.4.2(b)に示す試験体の損傷状況と対応している。すなわち，定着のない試験体CWASでは，壁板の中央から上部にかけてのコンクリートの損傷が軽減され，耐力が徐々に低下したと考えられる。一方，定着のある試験体CWBSでは，壁板の中央から上部のコンクリートに損傷が集中し，耐力が急激に低下したと考えられる。一方，曲げ降伏先行型試験体CWAFおよびCWBFでは，壁板の負担せん断力の急激な低下は認められない。

次にせん断破壊先行型試験体のbottomに着目すると，試験体CWBSにおける圧縮側柱の負担せん断力は試験体CWASのものと比べて全体的に大きくなる傾向が見てとれる。一方，曲げ降伏先行型試験体CWAFおよびCWBFでは，R=0.25×10^{-2}rad.の載荷サイクルまで圧縮側柱および壁板の負担せん断力の推移状況に明確な差異は認められない。しかしながら，R=0.5×10^{-2}rad.以降の載荷サイクルに着目すると，定着のない試験体CWAFでは, R=1.5×10^{-2}rad.の載荷サイクルにおいて圧縮側柱コンクリートの負担せん断力が低下しているが，試験体CWBFでは，R=0.75×10^{-2}rad.から圧縮側柱コンクリートの負担せん断力が低下しており，両試験体の部材の負担せん断力に差異が認められる。また，両試験体ともに圧縮側柱コンクリートのせん断力の低下に伴い圧縮側柱鉄骨のせん断力は増加しており, 圧縮側柱の負担せん断力はコンクリートから鉄骨に移行する傾向が認められる。両試験体ともにR=2.0×10^{-2}rad.のサイクルでは，壁板，圧縮柱鉄骨および圧縮側柱コンクリートの負担せん断力の割合は違うものの, 全ての部材の負担せん断力の合計は同程度であり，両試験体の破壊モードは同様のものであることが考えられる。

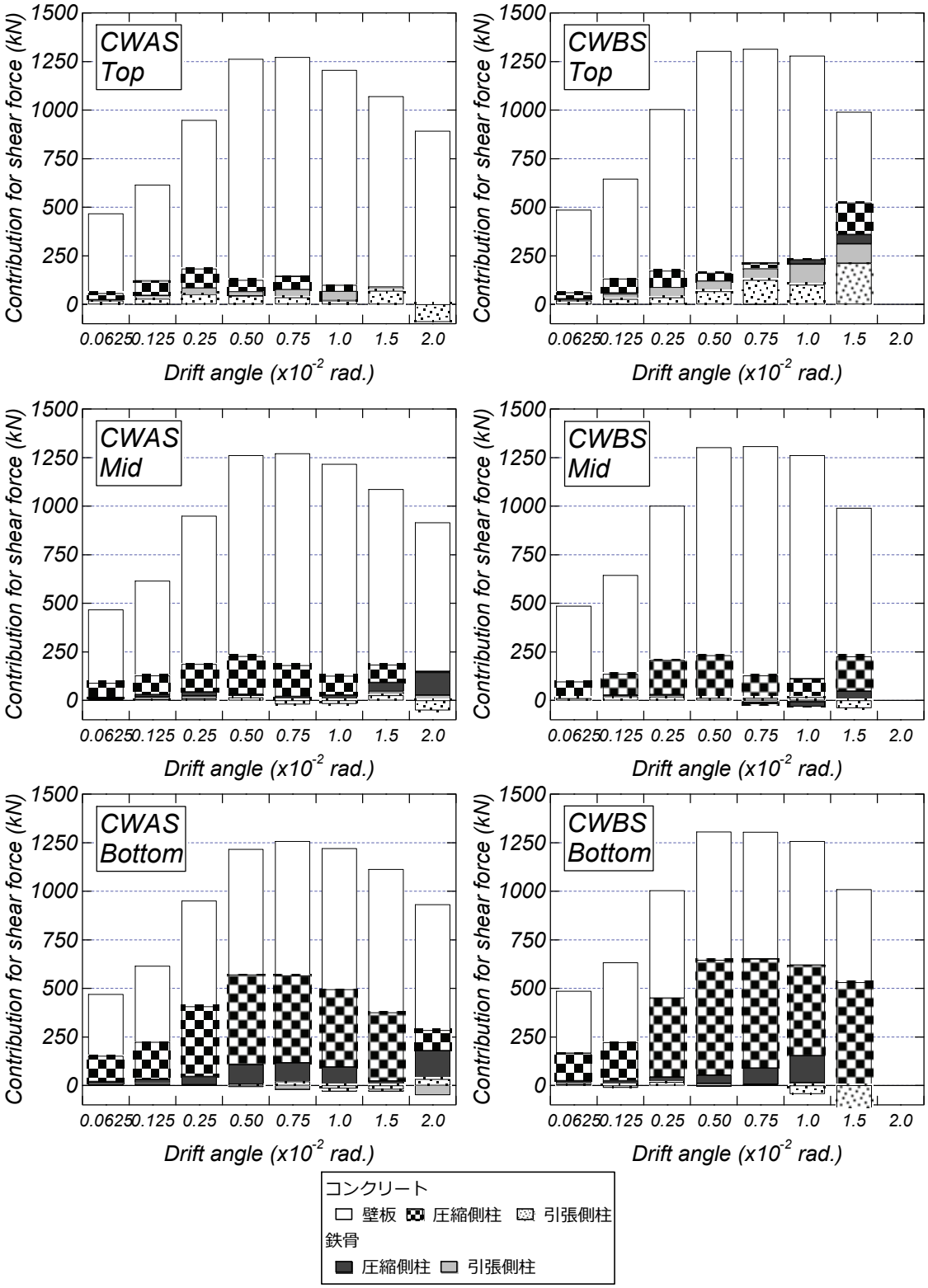


図 3.5.2(a)　負担せん断力の推移（せん断破壊先行型試験体）

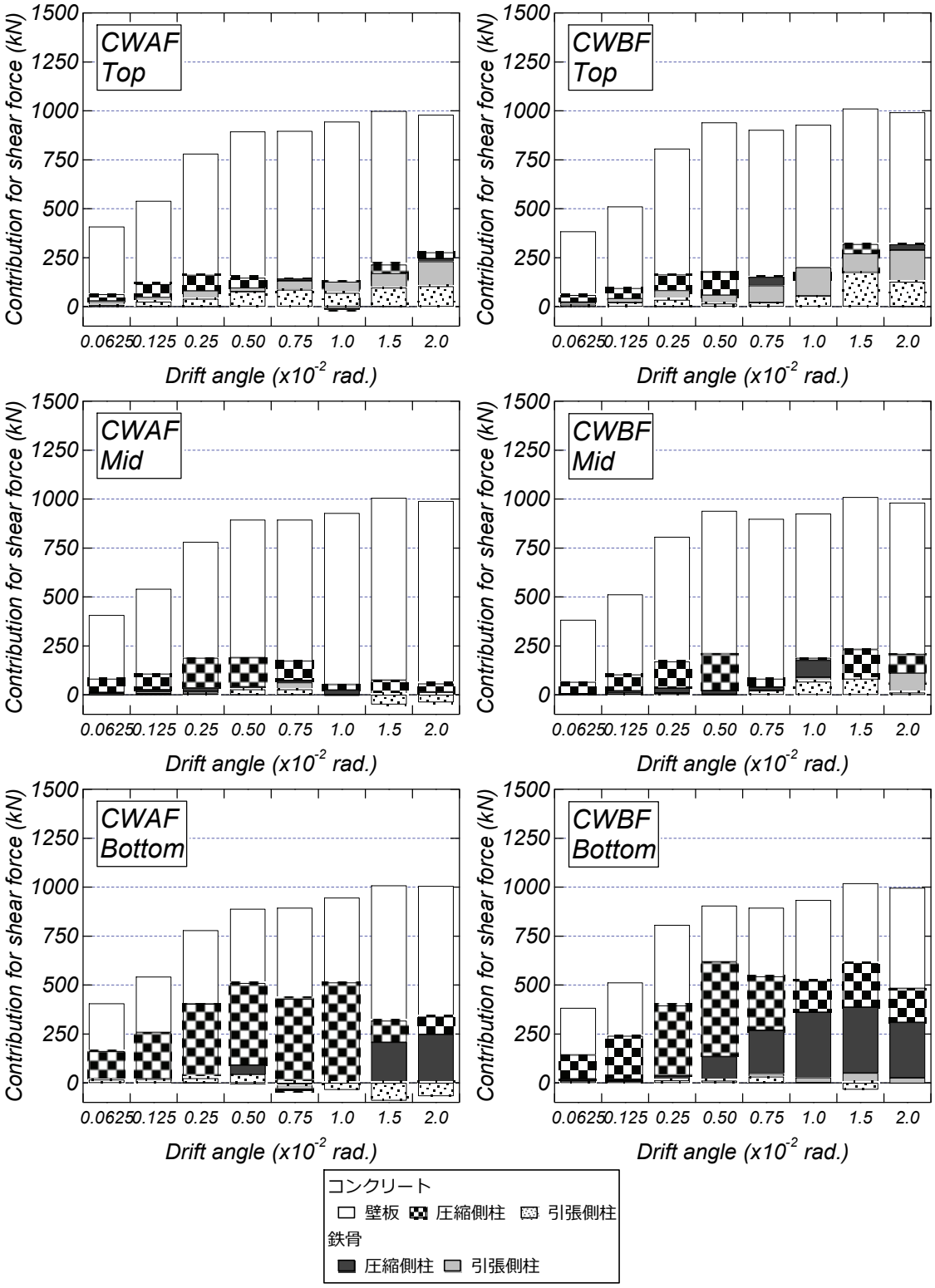


図 3.5.2(b)　負担せん断力の推移（曲げ降伏先行型試験体）

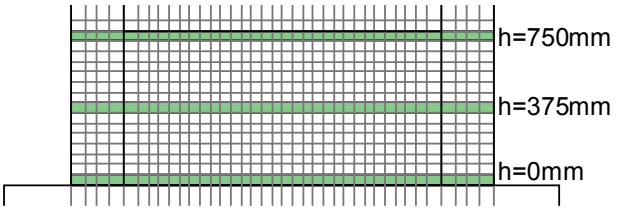


図 3.5.3　コンクリートの要素位置

3.5.3　せん断応力度分布

図 3.5.4 に各変形角の 1 サイクル目の正載荷ピーク時における耐震壁の平均せん断応力度の分布を示す。同図の縦方向実線は側柱位置を示している。平均せん断応力度は図 3.5.3 に示される位置（網掛け内）におけるコンクリート要素に生じるせん断力を用いて，側柱は要素 2 個分，壁板は 3 個分のせん断力の合計を断面積で除して平均化した値である。

高さ h=0mm では，いずれの試験体においても圧縮側柱および壁板の圧縮側のコンクリートでせん断応力度の大部分を負担していることがわかる。高さ h=375mm では，高さ h=0mm と比べて圧縮側柱のせん断応力度が減少し，壁板の圧縮側のせん断応力度が増加している。

以上のようなことが確認できるが, 壁縦筋の定着がある試験体とない試験体の間では, 最大耐力付近において壁板のせん断応力度の分布に特筆すべき違いは認められなかった。したがって，今回の実験の範囲では，CES 耐震壁の耐荷性能に及ぼす定着の有無の影響は小さいと考えられる。

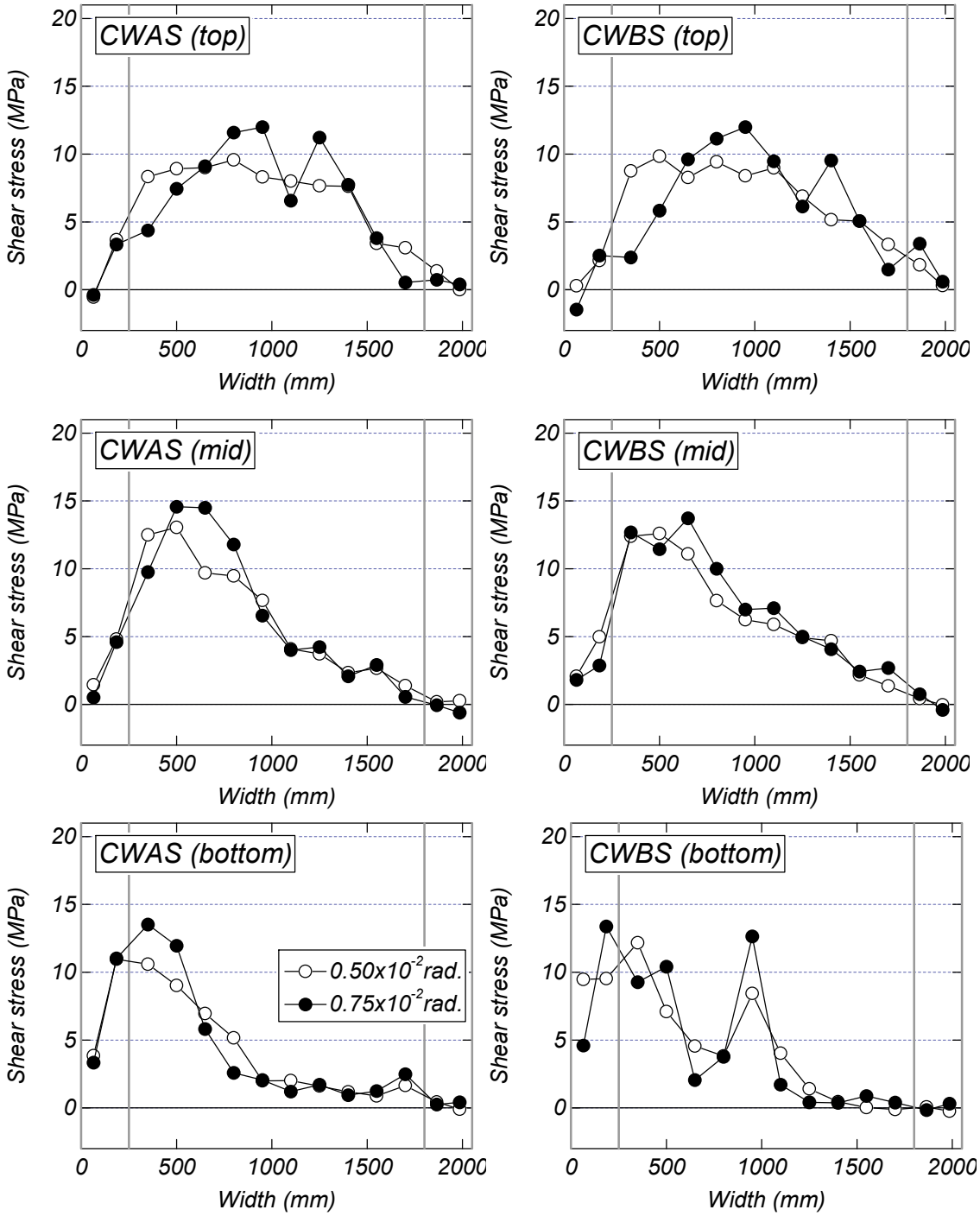


図 3.5.3(a)　コンクリートの負担せん断力分布（せん断破壊先行型試験体）

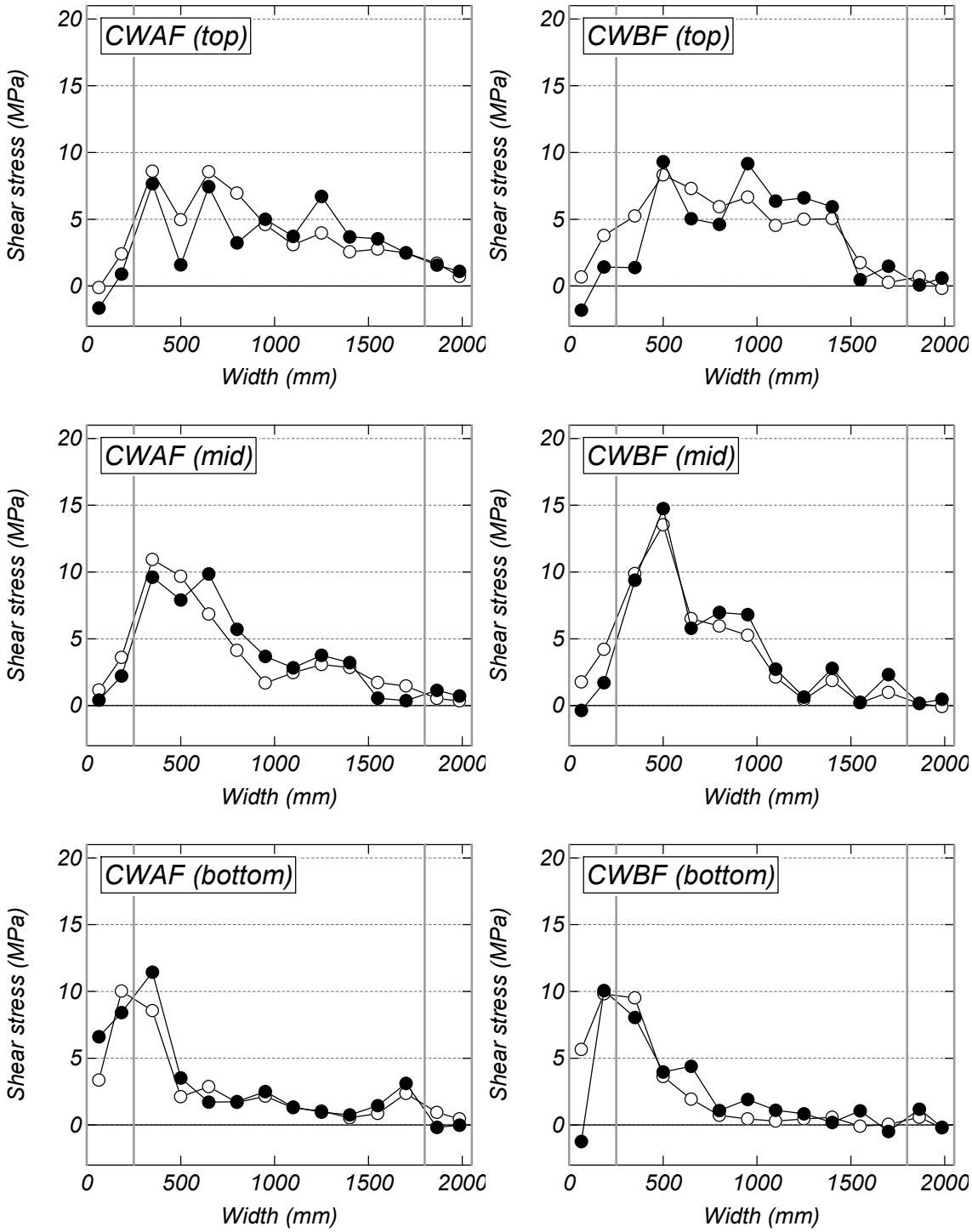


図 3.5.3(b)　コンクリートの負担せん断力分布（曲げ降伏先行型試験体）

3.6　まとめ

本章では，CES 造耐震壁に用いる二次元 FEM 解析法を提案し，解析モデルおよび材料構成則の妥当性についての検討を行った。さらに，解析結果を用いて壁縦筋の定着状態が CES 造耐震壁の応力伝達メカニズムに及ぼす影響について検討を行った。

本研究により得られた知見を以下に示す。

1) 本論に示す解析モデルおよび材料構成則の主な特徴は以下のとおりである。
   - 解析は二次元を仮定した平面応力解析であり，コンクリートは 4 節点四辺形要素を，鉄骨は 4 節点四辺形要素および 2 節点トラス要素を仮定し，付着応力－滑り関係を定義した。また，壁縦筋の定着の有無の影響を考慮するため，壁板と梁もしくは上下スタブとの間に離散ひび割れ要素を定義した。
   - 繊維補強コンクリートの影響を考慮するために，コンクリートのひび割れ後のせん断伝達特性は普通コンクリートと比べて剛性の低下が緩やかなモデルを仮定した。
   - コンクリートの初期ひび割れの影響を考慮するために，コンクリートのひび割れ強度は材料試験結果に対して低下させている。

2) 上記に示す解析モデルによる解析の初期剛性は実験結果と比べて若干高めの評価となるものの，CES 造耐震壁のスケルトンカーブ，破壊性状，各変形成分および梁と壁板のずれなどの挙動は精度よく再現することができる。

3) せん断破壊先行型試験体では，最大耐力時に壁板に形成される圧縮ストラットにおいて 1 層壁板の下隅角部から 1 層上部にかけて高い圧縮応力が発生しており，各試験体の実験における損傷状況と対応する傾向が確認された。

4) せん断破壊先行型試験体では，最大耐力の後，壁縦筋の定着のある試験体の 1 層壁板の上部から中央にかけての負担せん断力は早期に低下しているが，壁縦筋の定着のない試験体は緩やかに低下する傾向が認められ，壁板の負担せん断力の低下状況の違いが耐力低下の度合いに影響を及ぼしたと考えられる。

5) 曲げ降伏先行型試験体では，変形の進行に伴い圧縮側柱の負担せん断力の低下が顕

著となるが，圧縮側柱の負担せん断力はコンクリートから鉄骨に移行する傾向が認められ，その傾向は定着のある試験体の方が定着のない試験体と比べて早期に生じている。

6) せん断破壊先行および曲げ降伏先行型試験体の最大耐力時の壁板の圧縮ストラットおよびせん断応力度分布では，壁縦筋の定着の有無の影響はほとんど認められず，内部応力状態からも CES 耐震壁の耐荷性能に及ぼす定着の有無の影響は小さいと考えられる。

第 4 章　壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁の静的載荷実験

4.1　はじめに

本章では, 第 2 章において示した壁板が柱の中心に配置された無偏心壁試験体に対して，壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁の静的加力実験を実施することにより, 当該耐震壁の耐力性能, 変形性能および損傷状況等の基礎的な耐震性能を検討する。

建築物の外部に面する耐震壁では, 一般的に耐震壁の壁板が柱に偏心して取り付くことが多い。RC 造耐震壁において，壁板が偏心して取り付いた場合においても構造性能にほぼ影響を及ぼさないことが明らかとなっている [61-63]。しかしながら，CES 造耐震壁において壁板が柱に偏心して取り付く場合, 壁心位置が柱の鉄骨位置とずれることとなり，側柱の内蔵鉄骨による壁板への拘束の低減が予想される。それにより，無偏心壁試験体の場合と比較して耐震壁の耐力性能および靭性が得られない可能性があり, 壁が偏心して取り付く耐震壁の限界性能を把握しておく必要がある。

本章では, 壁板が偏心して取り付く CES 造耐震壁の静加力実験を実施し, 最大耐力, 変形性能および破壊性状などの検証を行う。また，第 3 章に示した無偏心壁 CES 造耐震壁との比較検討を行い，CES 造耐震壁の開発のための基礎資料の整理を目的とする。

4.2　実験概要

4.2.1　試験体

耐震壁試験体は, 中高層壁フレーム建築物における連層耐震壁の下部 2 層を想定した実大の約 1/3 縮尺のものである。試験体の形状を図 4.2.1 に, 配筋状況を図 4.2.2 に示す。また，表 4.2.1 に試験体の部材断面詳細を示す。耐震壁は壁階高さが 1,000mm，柱中心間距離が 1,800mm および壁厚が 100mm であり，側柱断面が 250mm 角である。また，壁梁の幅およびせいはそれぞれ 200mm および 250mm である。

本実験の試験体では，図 4.2.1 に示すように耐震壁の壁板が付帯柱に偏心して取り付けてある。また，図 4.2.2 に示すように本試験体では，壁縦筋を梁内に定着せず壁板内でフックを設けてあり，壁横筋は側柱内で 90 度フックにより定着させた。

実験変数はせん断スパン比とし，計 2 体の試験体を用意した。試験体 CWCS ではせん断スパン比（M/(Q・L)，L：壁の全せい）を 1.1 とし，試験体 CWCF ではせん断スパン比を 1.65 として，それぞれせん断破壊先行型および曲げ降伏先行型の試験体となるように計画した。なお，本試験体 CWCS および CWCF は 2 章において示した無偏心耐震壁試験体 CWAS および CWAF それぞれに対応し，壁板の位置を偏心させたものである。

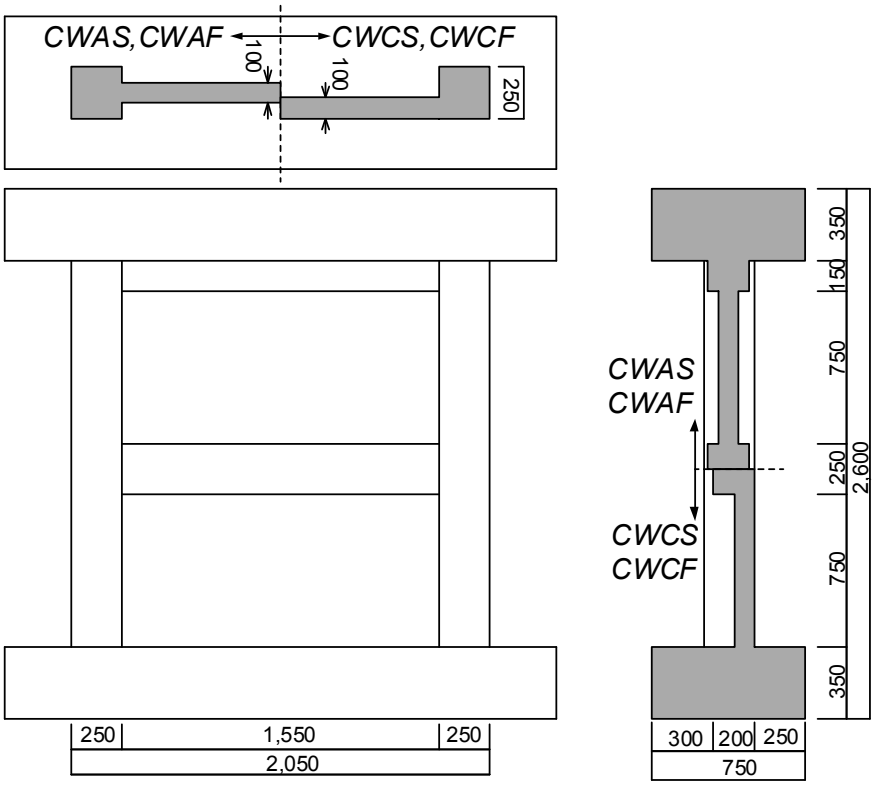


図 4.2.1　試験体形状

表 4.2.1　部材断面詳細

試験体		CWAS	CWAF	CWCS	CWCF
柱	B×D	250×250 (mm)			
	鉄骨	H-170×120×6×9 ($_s$p=4.9%)			
梁	B×D	200×250 (mm)			
	鉄骨	H-148×100×6×9 ($_g$p=5.2%)			
壁	壁厚	100 (mm)			
	縦筋	D6@75 千鳥 ($_w$p=0.42%)			
	横筋	D6@75 千鳥 ($_w$p=0.42%)			
軸力		1,260 (kN)		1,135 (kN)	
壁板の偏心		無偏心		偏心	
せん断スパン比		1.1	1.65	1.1	1.65

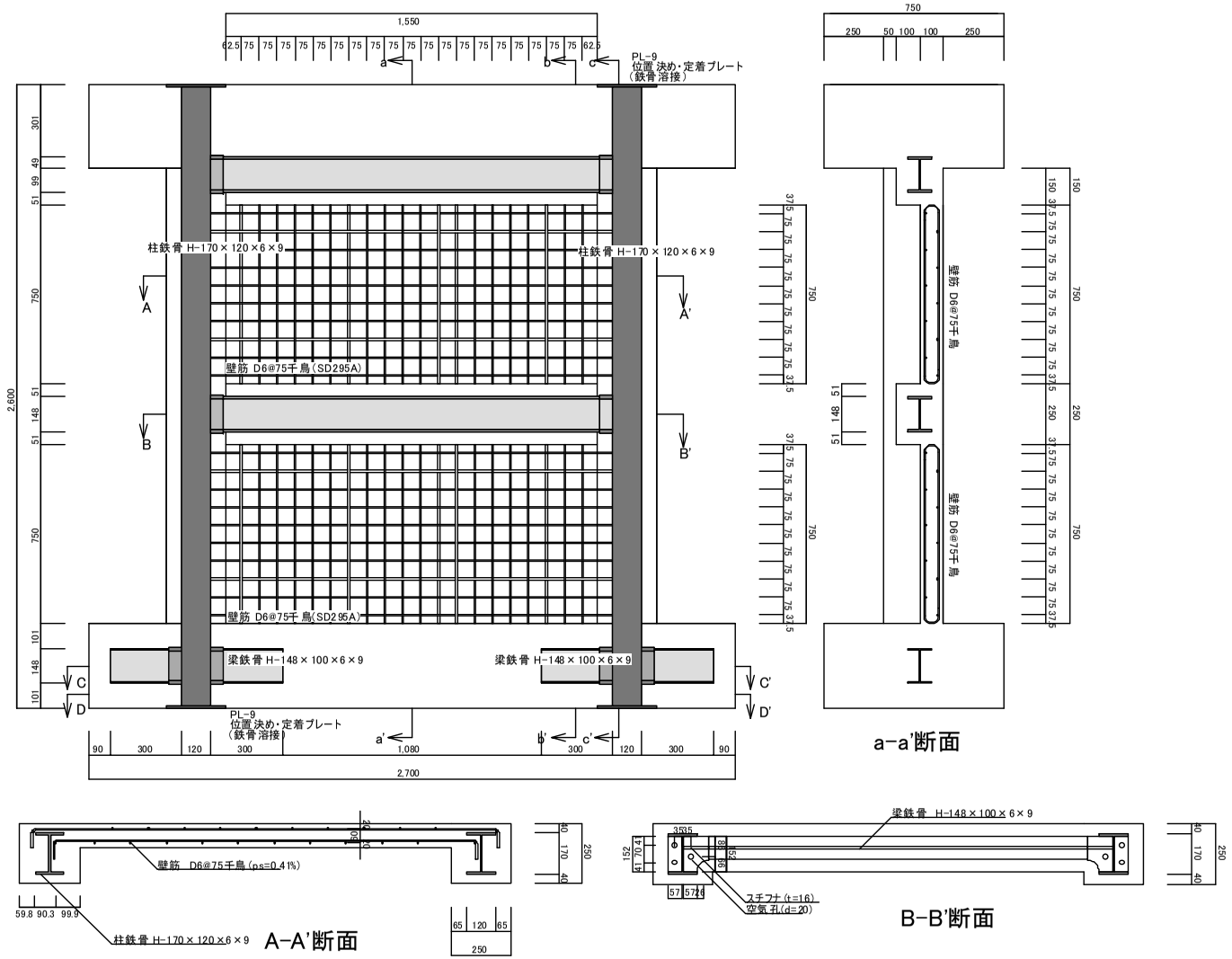

1,550
PL-9
位置決め・定着プレート
(鉄骨溶接)
柱鉄骨 H-170×120×6×9
壁筋 D6@75千鳥(SD295A)
梁鉄骨 H-148×100×6×9
2,600
2,700
1,080
a-a'断面
壁筋 D6@75千鳥(ps=0.41%)
柱鉄骨 H-170×120×6×9
A-A'断面
スチフナ(t=16)
空気孔(d=20)
B-B'断面

図 4.2.2　配筋状況

4.2.2　材料特性

表 4.2.2 に FRC の材料特性を, 表 4.2.3 に鉄骨および鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。使用したコンクリートは呼び強度 30MPa である。コンクリートの打設は, 基礎スタブ, 壁部 1 層，壁部 2 層および上部スタブの 4 回に分けて行った。また，上下スタブを除く試験体の柱，梁および壁板のコンクリートは FRC を使用している。表 4.2.4 に繊維の材料特性を示す。本研究で使用した合成繊維は第 2 章においても使用したビニロンファイバー（RF4000）を使用しており，体積混入率は 1%としている。

使用した鉄骨は SS400 の H-170×120×6×9（側柱鉄骨）と H-148×100×6×9（梁鉄骨）である。また，鉄筋は SD295A の D6（壁筋）である。

表 4.2.2　FRC の材料特性

		σ_B (MPa)	E_C (MPa)	ε_{C0} (μ)	σ_t (MPa)
CWCS	1 層	32.3	23014	2868	2.52
	2 層	34.2	25124	2742	2.65
CWCF	1 層	33.8	27124	2377	2.41
	2 層	34.9	28392	2321	2.54

表 4.2.3　鉄骨および鉄筋の材料特性

種別・使用箇所		σ_y (MPa)	E_s (GPa)	σ_u (MPa)
PL-6 (SS400)	ウェブ	300	197	422
PL-9 (SS400)	フランジ	297	209	442
PL-16 (SS400)	接合部	250	203	429
D6 (SD295A)	壁筋	396	192	518

表 4.2.4　繊維の材料特性

名称	直径（μ)	標準長 (mm)	比重 (g/cm^3)	引張強度 (MPa)	切断伸度 (%)	弾性係数 (GPa)
RF4000	660	30	1.3	900	9	23

4.2.3　載荷計画

載荷装置を写真 4.2.1 および図 4.2.3 に示す。試験体は反力フレームに PC 鋼棒で固定し，水平力の正負繰り返し載荷は反力壁に取り付けた水平オイルジャッキ（2,000kN）によって行った。さらに，反力フレームに取り付けた 2 台の鉛直オイルジャッキ（各 2,000kN）により，N=1,135kN の一定軸力（柱軸力比 N/N_0=0.2，N_0：鉄骨を含む軸耐力）を試験体頂部に作用させると同時に，せん断スパン比が 1.1 もしくは 1.65 となるように作用せん断力に対応させて当該鉛直ジャッキを制御することで試験体頂部に付加モーメントを作用させた。実験は試験体頂部の水平変位（δ）を計測位置の高さ（H=2,050mm）で除した相対部材角 R=δ/H で西側方向載荷を正載荷として制御した。なお，前述した軸力は以下の式によって算出した。

$$N_0 = 2 \cdot \left({}_C A \cdot \sigma_B + {}_{sCS} A \cdot {}_s \sigma_y \right) \tag{4.2.1}$$

$$N = 0.2 N_0 = 1{,}135 kN \tag{4.2.2}$$

ここで，${}_C A$：側柱コンクリート断面積，${}_{sCS} A$：側柱鉄骨断面積，σ_B：コンクリート強度，${}_s\sigma_y$：側柱鉄骨降伏応力である。

＜鉛直ジャッキ軸力算定式＞

$$N_e = \frac{N}{2} - \frac{Q}{l}(h-a) \tag{4.2.3}$$

$$N_w = \frac{N}{2} + \frac{Q}{l}(h-a) \tag{4.2.4}$$

ここで，N_e：東側ジャッキの軸力，N_w：西側ジャッキの軸力，N：一定軸力（=1,135kN）Q：せん断力，l：ジャッキ間の距離，h：想定加力高さ，a：実際の加力高さである。

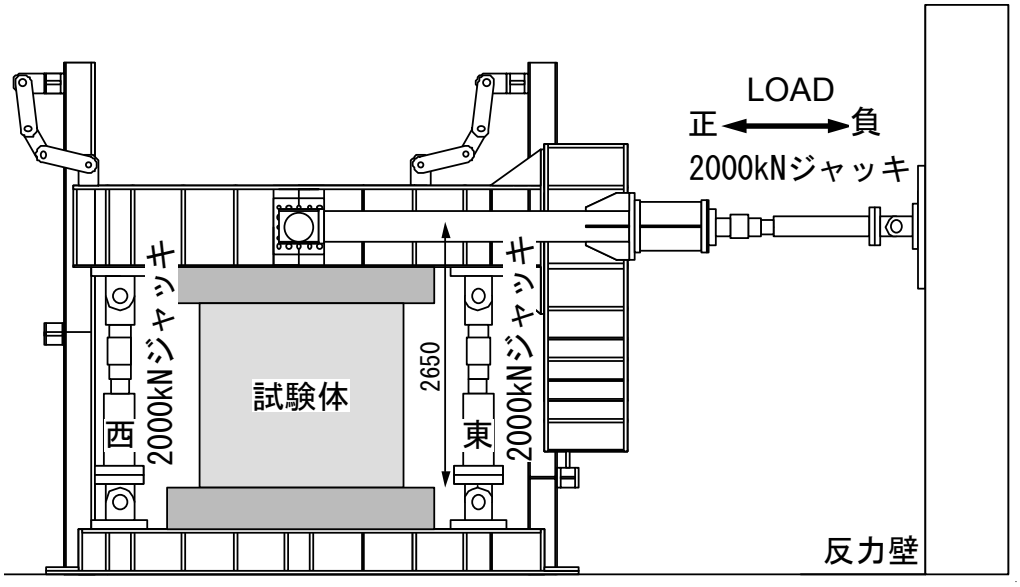


図 4.2.3　載荷装置概要

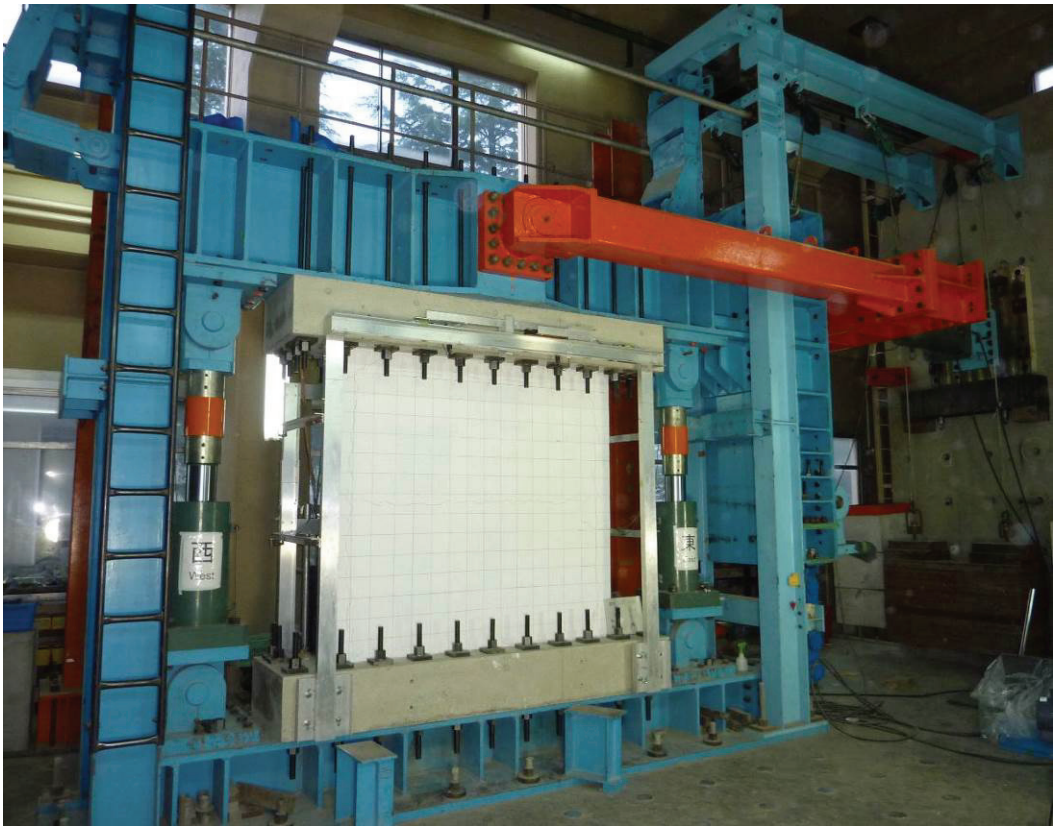


写真 4.2.1　試験体設置状況

4.2.4　測定方法

図 4.2.4 に変位測定位置を，図 4.2.5 にひずみゲージ貼付け位置をそれぞれ示す。計測変位は，上部スタブおよび側柱での水平変位，側柱を 7 分割した軸方向変位，梁と壁板のずれおよび開き，１層および２層壁板の対角方向である。また，ひずみゲージにより鉄骨フランジ，鉄骨ウェブおよび壁の補強筋のひずみを測定した。

ひび割れの観察は西・北・東面において，加力によって生じた亀裂を目視により確認し，サイクルごとに対応する色のマーカーによってひび割れを記録し，併せて，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，第 1 サイクルの正負載荷ピーク時および除荷時の主要なひび割れの幅をクラックスケールにより測定した。

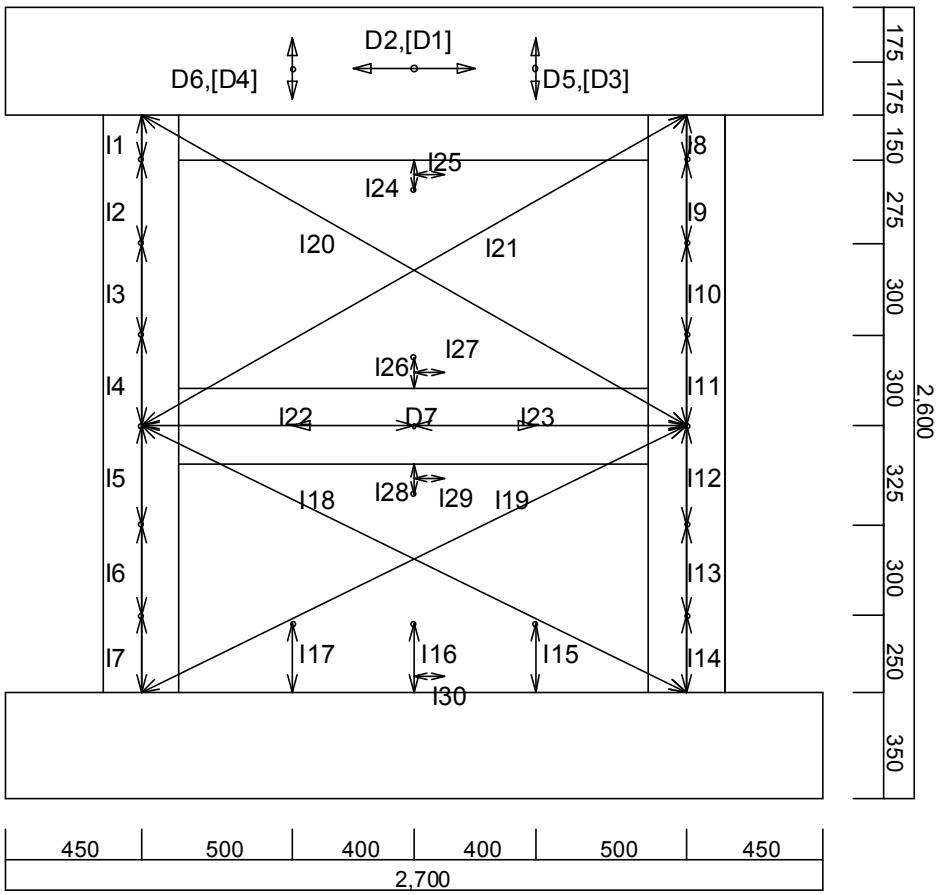


図 4.2.4　試験体裏面変位計測位置

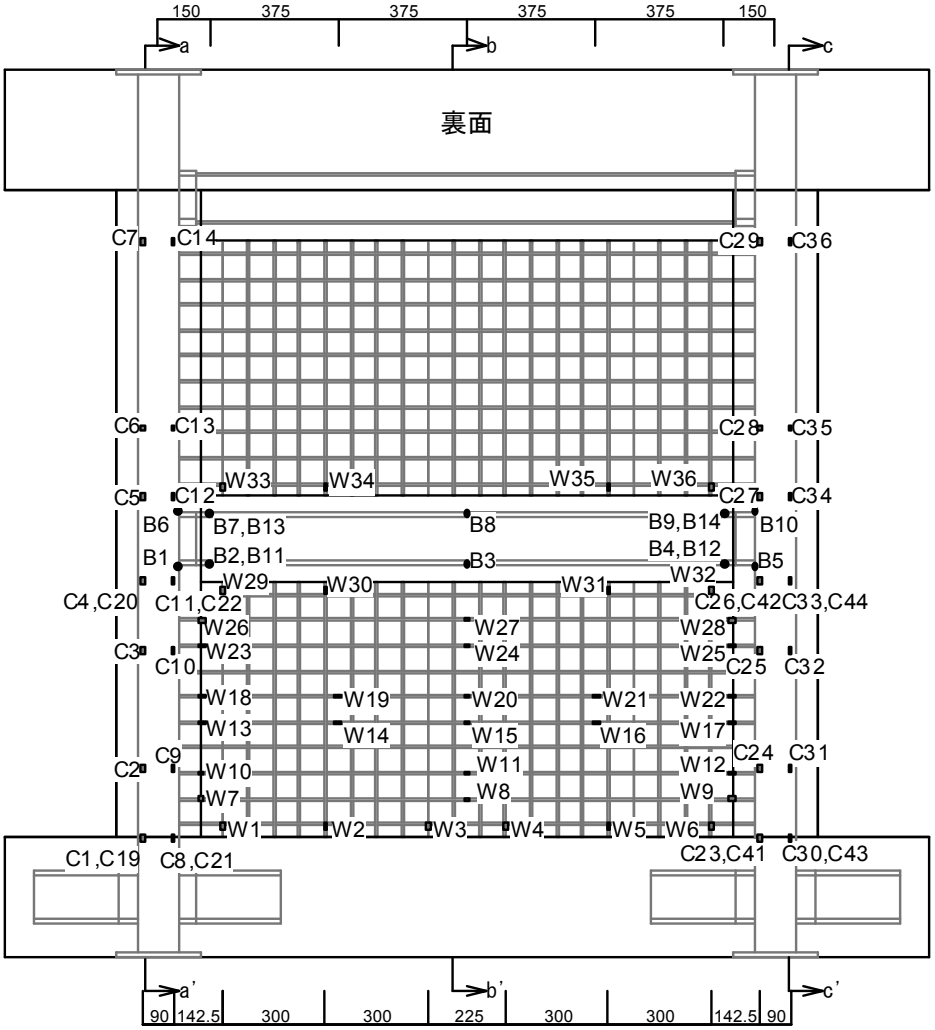


図 4.2.5　試験体ひずみゲージ貼付け図

4.3　破壊状況とせん断力－部材角関係

図 4.3.1 に各試験体のせん断力－部材角関係を，図 4.3.2 に R=0.75×10^{-2}rad.終了時および最終破壊状況をそれぞれ示す。また，図 4.3.1 では，第 7 章において示す曲げ終局強度の略算式 1 およびトラス・アーチ理論によるせん断終局強度の算定結果も併せて示す。

4.3.1　試験体 CWCS

せん断破壊先行型試験体試験体 CWCS では, 正側の最大耐力 1,256kN が記録された。また，同変形角の負側 1 サイクル目のピーク時において，1 層梁鉄骨フランジの降伏が認められ，負側の最大耐力-1,247kN が記録された。その後，R=1.0×10^{-2}rad.の負載荷サイクルに 1 層梁のせん断破壊が生じ，R=1.5×10^{-2}rad.のサイクルでは，2 層側柱および 1 層柱梁接合部のせん断破壊が発生し, R=2.0×10^{-2}rad.のサイクルにおいて 1 層側柱のせん断破壊が認められ，それぞれ耐力低下が認められた。

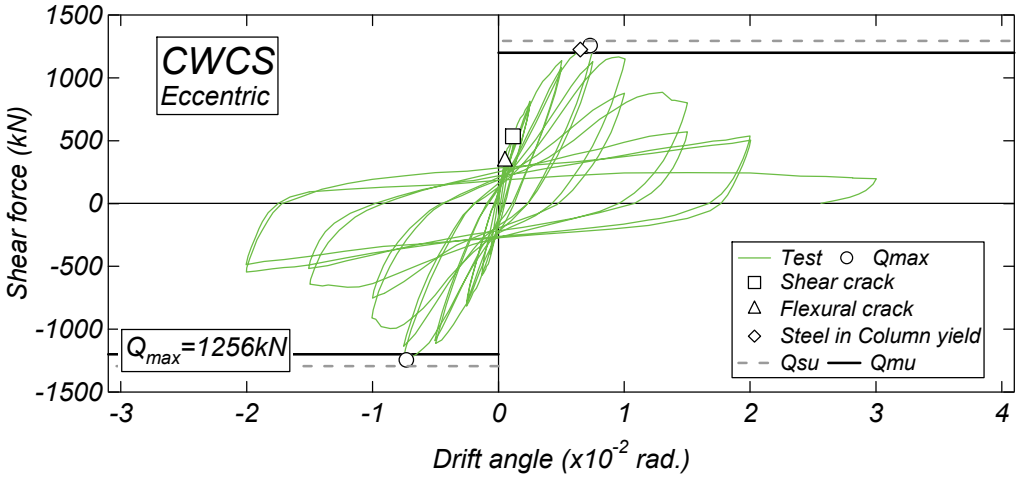
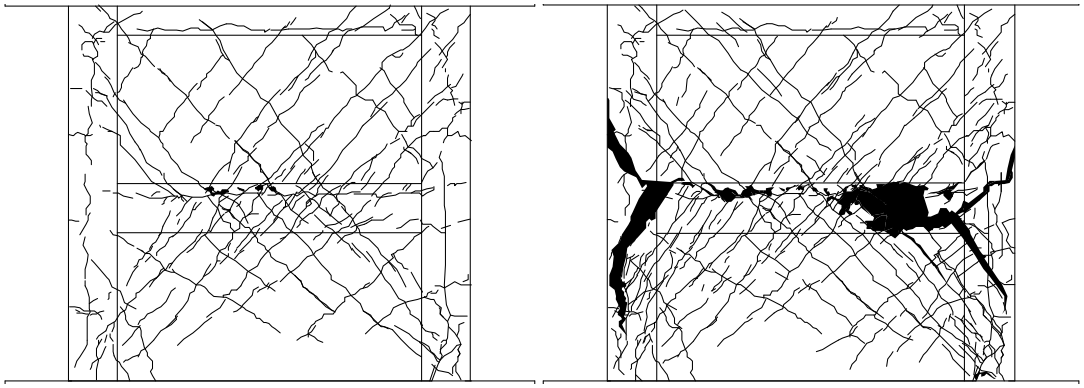


図 4.3.1(a)　せん断力－部材角関係



(a) R=0.75×10^{-2}rad.　　(b) 最終破壊状況

図 4.3.2(a)　破壊性状

4.3.2　試験体 CWCF

曲げ降伏先行型試験体 CWCF では，R=0.75×10^{-2}rad.のサイクルにおいて負側の最大耐力-884kN が記録され，R=1.0×10^{-2}rad.のサイクルにおいて，正側の最大耐力 924kN が記録された。また，同変形角の負側サイクルでは，側柱コンクリートの圧壊が認められ，それに伴う耐力低下が確認された。その後，R=1.5×10^{-2}rad.の正載荷 1 サイクル目において，側柱のせん断破壊が発生し，同変形角の負側 2 サイクル目において 1 層壁板脚部コンクリートの圧壊が生じ，急激な耐力低下が確認された。その後，R=2.0×10^{-2}rad.のサイクルにおいて 1 層東側柱のせん断破壊が認められ，1 層側柱コンクリートの損傷が進行し，R=3.0×10^{-2}rad.の正側のみ載荷して実験を終了した。

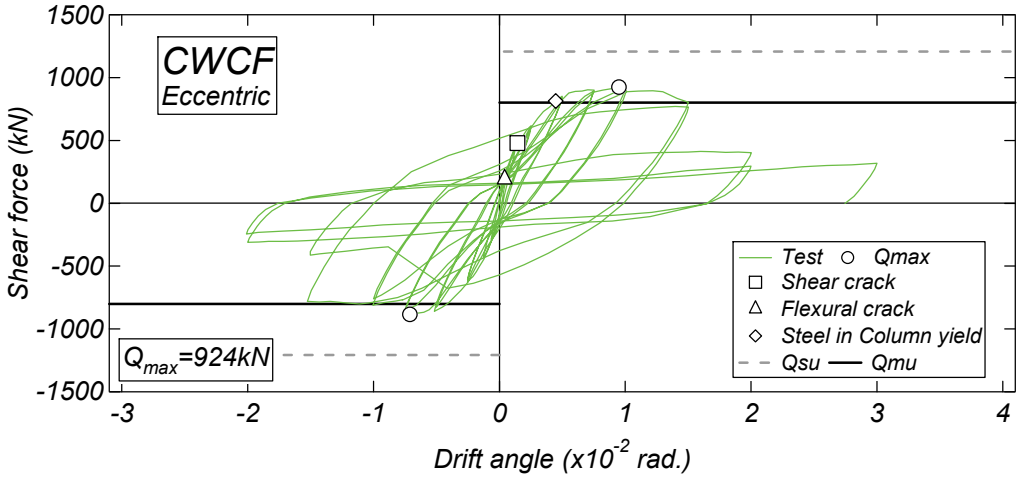
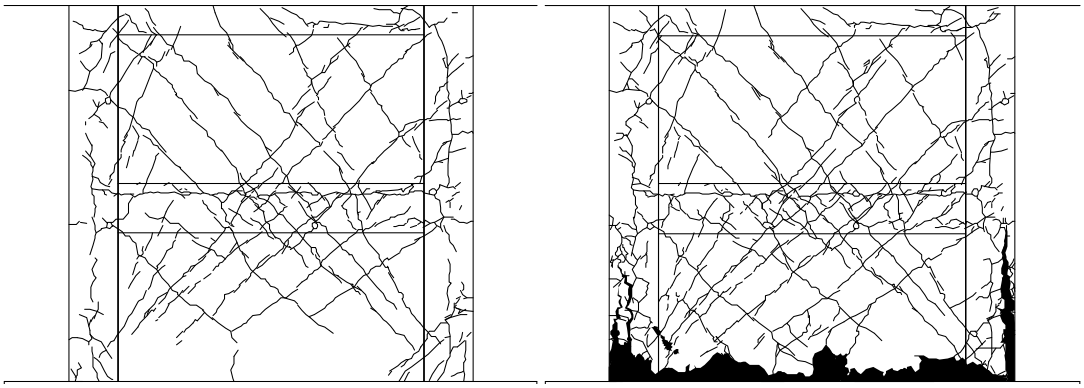


図 4.3.1(a)　せん断力－部材角関係



(a) R=0.75×10^{-2}rad.　　(b) 最終破壊状況

図 4.3.2(a)　破壊性状

4.3.3　偏心壁試験体および無偏心壁試験体の比較

図 4.3.3 に各試験体のせん断力－部材角関係の包絡線を示す。同図では，第 2 章において示した無偏心壁試験体 CWAS および CWAF の結果についても併せて示す。

せん断破壊先行型試験体についてみると，偏心壁試験体 CWCS の最大耐力 1,256kN は無偏心壁試験体 CWAS の最大耐力-1,327kN と比べて 5%程度低くなっている。これは，両試験体のコンクリート強度の差に起因するものと考えられ，両試験体の最大耐力はほぼ同程度の値だと判断できる。その後，偏心壁試験体 CWCS は無偏心壁試験体 CWAS と比較して急激な耐力低下が生じている。試験体 CWAS では，壁縦筋の定着のない 1 層壁板と梁の境界でずれが生じており，それに伴い 1 層壁板の上隅角部に損傷が集中した。一方，試験体 CWCS では，無偏心壁試験体 CWAS と同様に壁縦筋の定着のない 1 層壁板と梁の境界でずれが生じ，その後，1 層梁のせん断破壊が発生した。すなわち，試験体 CWCS では，図 4.2.1 に示すように壁板が柱に偏心して取り付いていること，および梁のかぶりコンクリート部分の剛性が低いことから，1 層梁のかぶりコンクリート部分に損傷が集中し，試験体 CWAS と比べて変形性能が低下したものと考えられる。

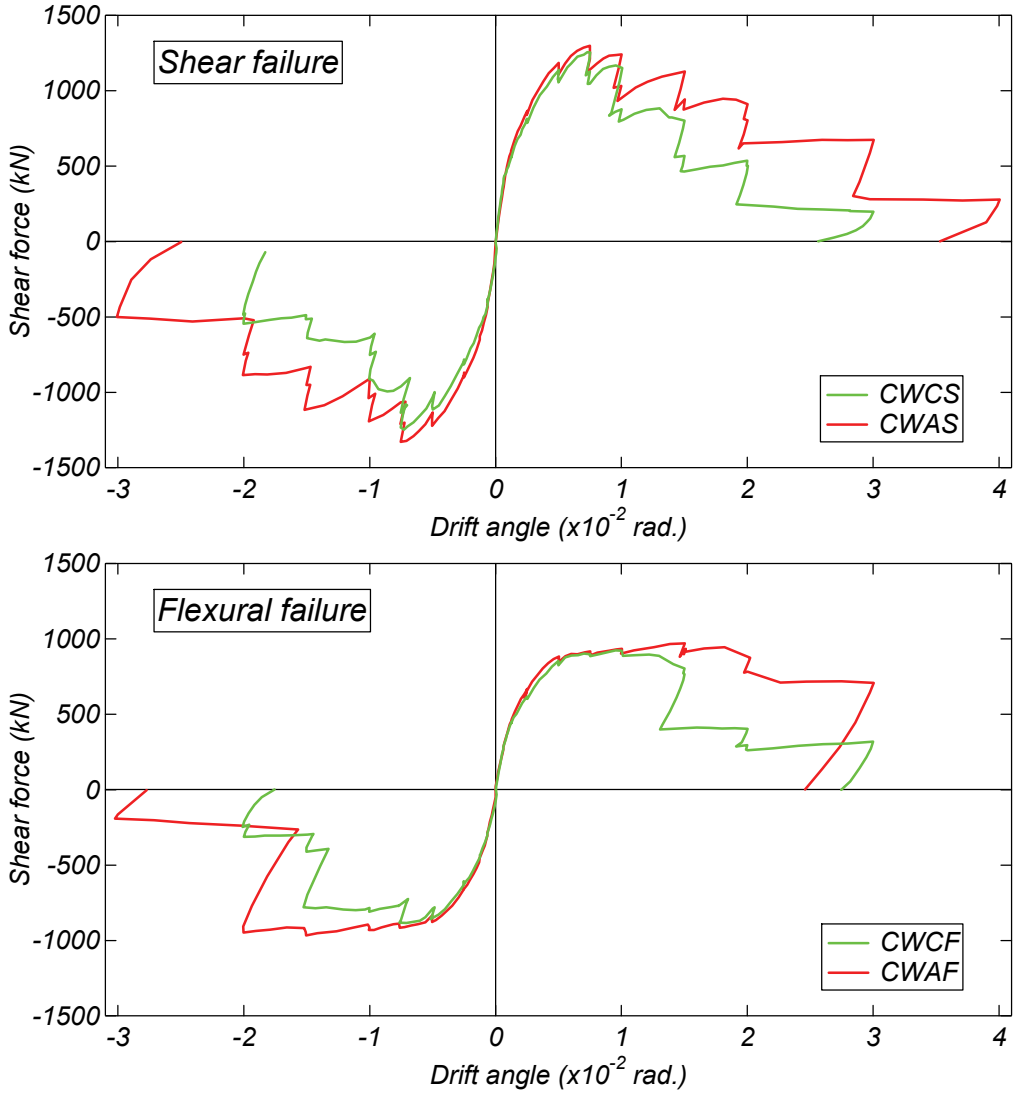


図 4.3.3　せん断力－部材角関係の包絡線の比較

曲げ降伏先行型試験体においても，試験体 CWAF および CWCF の最大耐力はほぼ同等の値が記録された。最大耐力後の挙動についてみると，試験体 CWAF では，$R=2.0\times10^{-2}$rad.のサイクルにおいて脚部コンクリートの圧壊に伴う耐力低下が生じたが，試験体 CWCF では，$R=1.5\times10^{-2}$rad.のサイクルにおいて 1 層壁板の東西側柱付近の脚部コンクリートの圧壊に伴う耐力低下が生じており，偏心壁試験体は無偏心壁試験体と比べて変形性能が低下している。すなわち，試験体 CWCF は壁板が偏心していることから，圧縮側柱コンクリートの応力負担領域が小さく，圧縮側壁板の脚部コンクリートの損傷が早期に生じたと考えられ，変形性能に影響を及ぼしたと考えられる。

図 4.3.4 に累積消費エネルギーの比較を，図 4.3.5 に等価粘性減衰定数の比較を示す。ここで，等価粘性減衰定数は第 2 章と同様の手法[46)]で算定している。

せん断破壊先行型試験体についてみると，試験体 CWCS の累積消費エネルギーは試験体 CWAS と比べて小さく，変形角の進行に伴いその差は徐々に大きくなっている。また，試験体 CWCS の等価粘性減衰定数は試験体 CWAS と比べて $R=0.75\times10^{-2}$rad.のサイクルまで小さいが，その後のサイクルにおいて，耐力低下が顕著となる試験体 CWCS の等価粘性減衰定数は試験体 CWAS と比べて大きくなる傾向が認められる。

一方，曲げ降伏先行型試験体について，偏心壁試験体 CWCF の累積消費エネルギーは無偏心壁試験体 CWAF と比べて僅かに小さくなっているが，急激な耐力低下が生じる $R=1.5\times10^{-2}$rad.から試験体 CWCF は試験体 CWAF と比べて大きくなる傾向が認められる。また，試験体 CWCF および CWAF の等価粘性減衰定数は $R=1.0\times10^{-2}$rad.まで同程度の値となっているが，$R=1.5\times10^{-2}$rad.から試験体 CWCF の等価粘性減衰定数は耐力低下に伴い急激に増加する傾向が認められる。

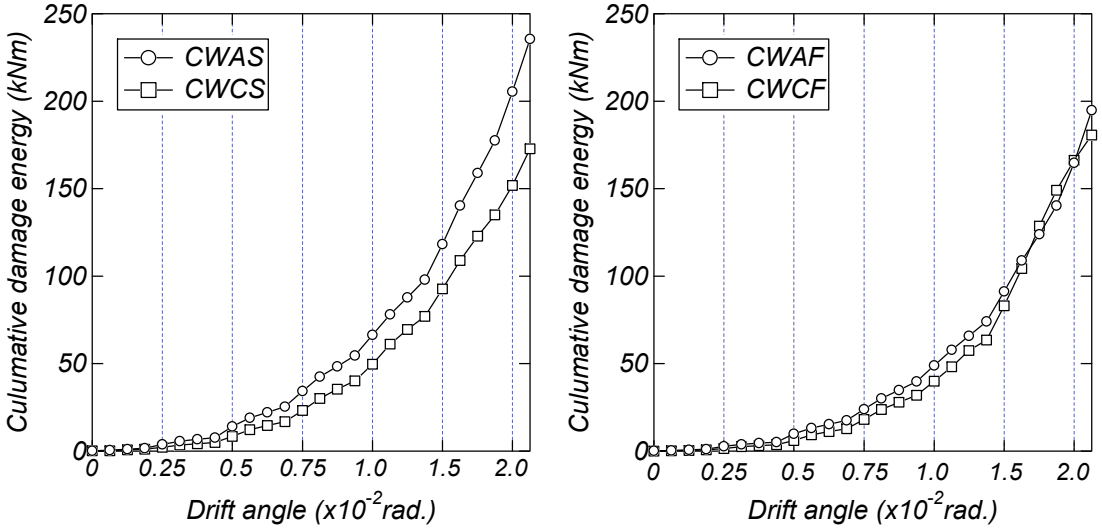


図 4.3.4　累積消費エネルギーの比較

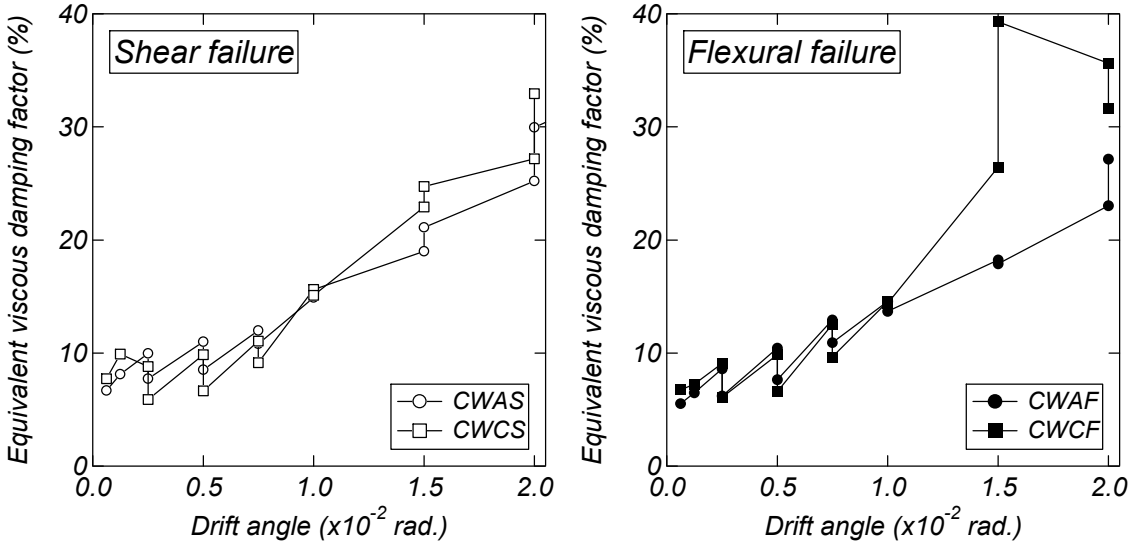


図 4.3.5　等価粘性減衰定数の比較

4.4　周辺架構と壁板の挙動

4.4.1　脚部軸方向変形分布

図 4.4.1 に各試験体の脚部軸方向変形分布を示す。軸方向分布は図 4.4.2 に示ように試験体北面の壁板および柱脚部に取り付けた軸方向変形から得られた値を使用している。

せん断破壊先行型試験体 CWCS についてみると，$R=0.5\times10^{-2}$rad.のサイクルでは軸方向変形はほぼ直線的な分布を示しているが，その後のサイクルでは，圧縮側柱において軸変形の増加が顕著となり，平面保持の仮定は成立していない。一方，曲げ降伏先行型試験体 CWCF では，脚部軸変形は $R=1.0\times10^{-2}$rad.のサイクルまでほぼ直線的な分布性状を示している。

次に，無偏心壁試験体と比較してみると，破壊形式に拘わらず，偏心壁試験体の圧縮側柱および壁板の圧縮側の軸変形は無偏心壁試験体のものと比べて引張側にずれている傾向が認められる。偏心壁試験体では，壁板が柱に偏心して取り付いて取り付くことから，壁板より外側に位置する柱コンクリートは圧縮力を負担しにくいことが原因と考えられる。今回の実験では，軸方向の変位計は試験体の北側にのみ取り付けていたことから，今後の課題と考える。

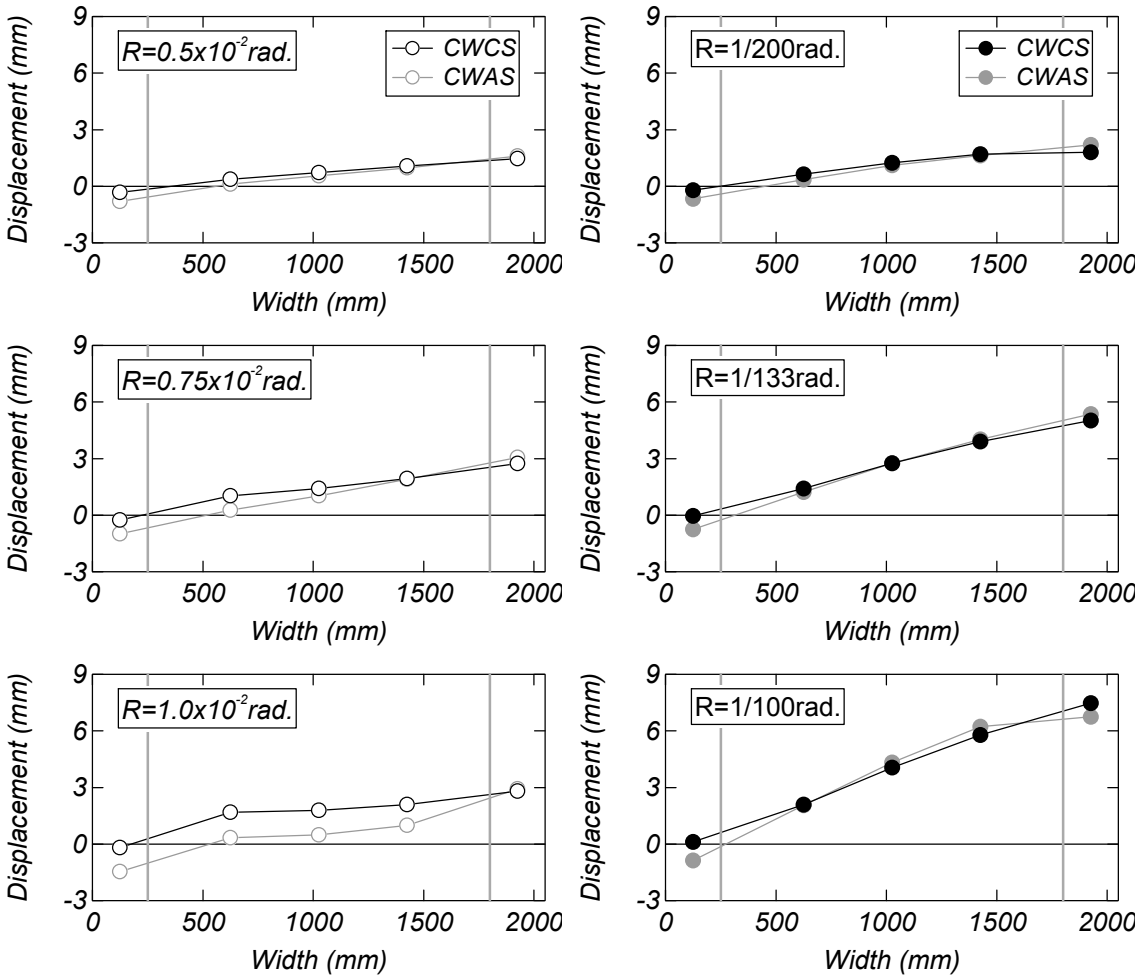


図 4.4.1　脚部軸方向変形分布

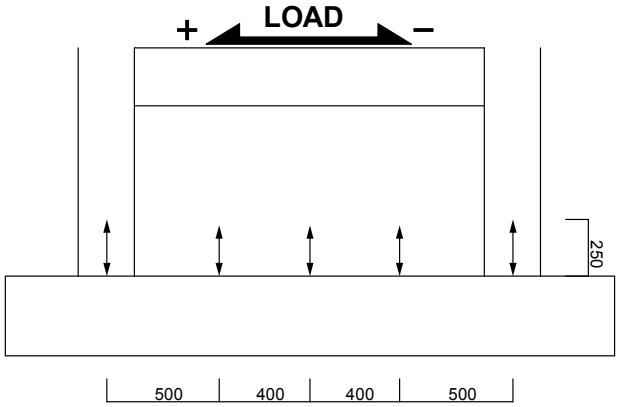


図 4.4.2　壁板および柱の変位計測位置

4.4.2　変形成分

図 4.4.3 に各試験体の変形角 1 サイクル目正載荷ピーク時における曲げ変形およびせん断変形の割合をそれぞれ示す。ここで，各変形成分を以下のように定義する。すなわち，CES 造耐震壁の変形成分は 1 層曲げ変形 δ_{1f}，1 層せん断変形 δ_{1s}，2 層曲げ変形 δ_{2f}，2 層せん断変形 δ_{2s} および 1 層曲げ変形から生じる 2 層回転変形 δ_{2r} である。図 2.4.4 に変位計取り付け位置を示す。実験結果では各層の曲げ変形（式(4.4.1)および(4.4.2)）および 2 層回転変形（式(4.4.3)）は高さ方向に 7 分割して測定した側柱の軸方向変形量から回転角 θ_i を求め，高さ方向に積分することで算出した。1 層せん断変形は 1 層の全体変形から 1 層曲げ変形を差し引いて算出し（式(4.4.4)），2 層せん断変形は全体変形からその他の変形を差し引いて算出した（式(4.4.5)）。

$$\delta_{1f} = \sum_{i=1}^{3}\left[\frac{\theta_i \cdot a_i}{2} + \theta_i\left(h_1 - \sum_{j=1}^{i} a_j\right)\right] \tag{4.4.1}$$

$$\delta_{2f} = \sum_{i=4}^{7}\left[\frac{\theta_i \cdot a_i}{2} + \theta_i\left(h_2 - \sum_{j=4}^{i} a_j\right)\right] \tag{4.4.2}$$

$$\delta_{2r} = \sum_{i=1}^{3}\theta_i \cdot h_2 \tag{4.4.3}$$

$$\delta_{1s} = \delta_1 - \delta_{1f} \tag{4.4.4}$$

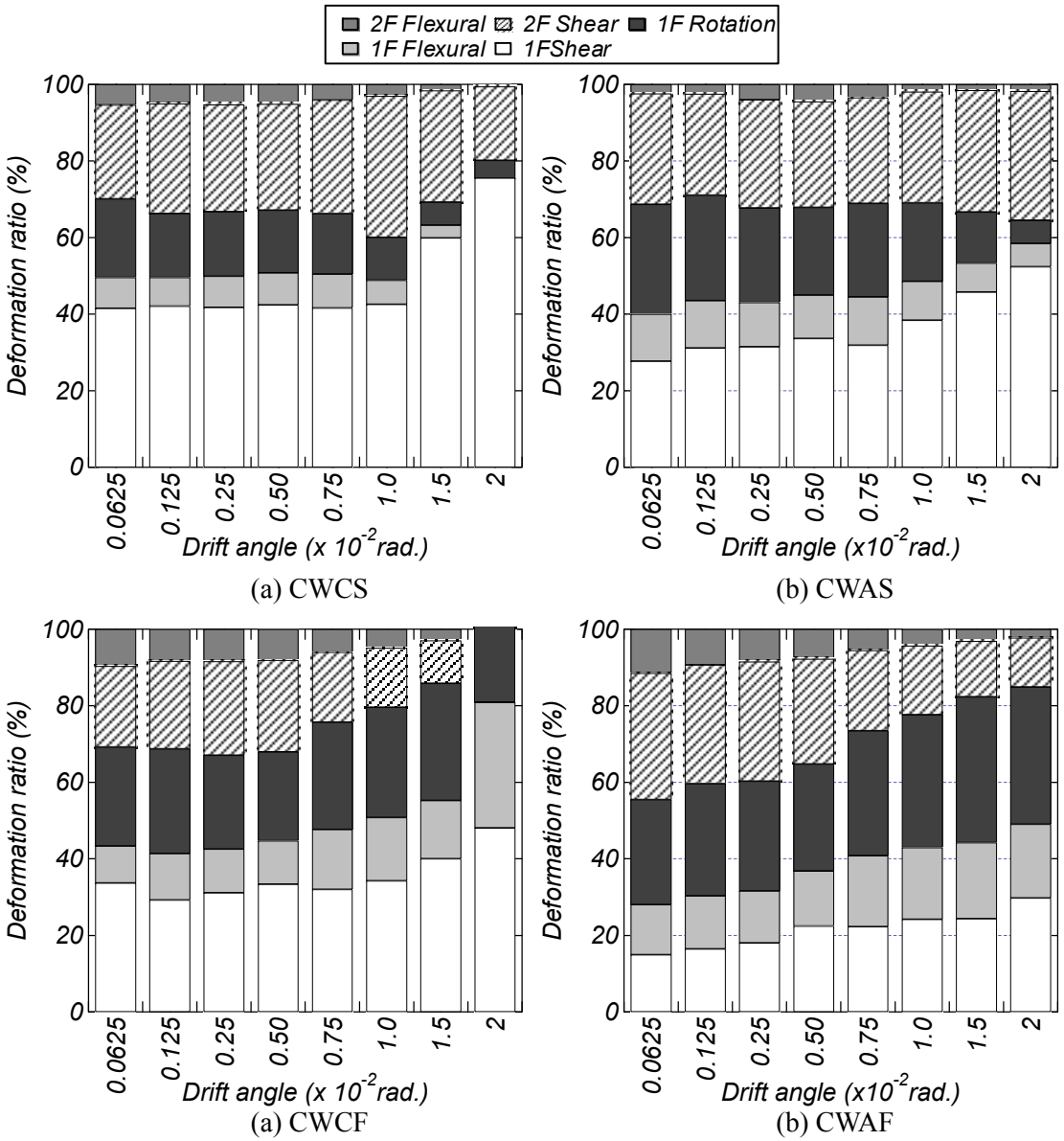
$$\delta_{2s} = \delta_2 - \left(\delta_{1f} + \delta_{1s} + \delta_{2f} + \delta_{2r}\right) \tag{4.4.5}$$

ここで，a_i，a_j : 各計測区間長さ，h_1，h_2 : 1 層および 2 層の水平変位計測高さである。

せん断破壊先行型試験体 CWCS では，せん断変形成分が曲げ変形より大きく，曲げ降伏先行型試験体 CWCF では，せん断変形および曲げ変形成分がほぼ同等の値となっている。

せん断破壊先行型試験体 CWCS では，最大耐力に達する R=0.75×10^{-2}rad.の前のサイクルまで各変形成分の割合はほぼ一定のまま推移する傾向が認められる。また，R=1.0×10^{-2}rad.において，2 層せん断変形成分が増大し，その後，R=1.5×10^{-2}rad.から 1 層せん断変形成分の急激な増加が認められる。一方，曲げ降伏先行型試験体 CWCF では，R=0.5×10^{-2}rad.まで各変形成分の割合はほぼ一定のまま推移し，その後，R=0.75×10^{-2}rad.から 1 層曲げ変形および 1 層曲げ変形から生じる 1 層の回転変形の増加が認められる。

破壊形式に拘わらず, 偏心壁試験体の 1 層せん断変形成分の割合は無偏心壁試験体と比べて大きくなる傾向がみられるが，4.4.1 節においても述べたとおり，軸方向変位計の取り付け箇所の影響によって曲げ変形成分は過小評価している可能性がある。しかしながら，1 層の全体変形（$=\delta_{f1}+\delta_{s1}$）においても，偏心壁試験体は無偏心壁試験体と比べて大きくなっており，壁板の偏心に伴い変形成分に差異のあることが確認された。



(a) CWCS　(b) CWAS

(a) CWCF　(b) CWAF

図 4.4.3　変形成分の割合

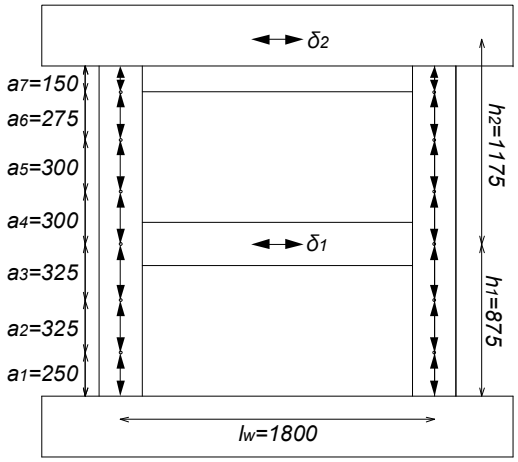


図 4.4.4　変位計取り付け位置

4.4.3　周辺架構の曲率分布

図 4.4.5 に無偏心壁試験体 CWAS および偏心壁試験体 CWCS の正載荷ピーク時の柱鉄骨フランジの曲率分布を示す。なお，曲率は図 4.4.6 に示す位置のひずみゲージから計測された値を用いている。なお，ひずみの値は壁板の内側に位置する鉄骨フランジに貼り付けたひずみゲージが計測不良であったため，ひずみゲージの値は壁厚の外側にある鉄骨フランジのものである。

圧縮側柱の曲率分布についてみると，$R=0.75\times10^{-2}$rad.までのサイクルにおいて偏心壁試験体 CWCS は無偏心壁試験体 CWAS とほぼ同様の分布性状となっているが，試験体 CWCS の脚部の曲率は試験体 CWAS と比べて小さくなる傾向が認められ，壁板が柱に偏心して取り付くことで無偏心壁の場合と比べて側柱全体の負担するせん断力が小さくなっており，その分のせん断力を壁板が負担しているものと考えられ，壁板の偏心状況により，耐震壁の各部材の負担するせん断力に差異が認められる。一方，引張側柱についてみると，変形角の進行に伴い全体的に曲率の増加が確認でき，多少のばらつきはみられるが，試験体 CWAS と同様の曲率分布となっている。

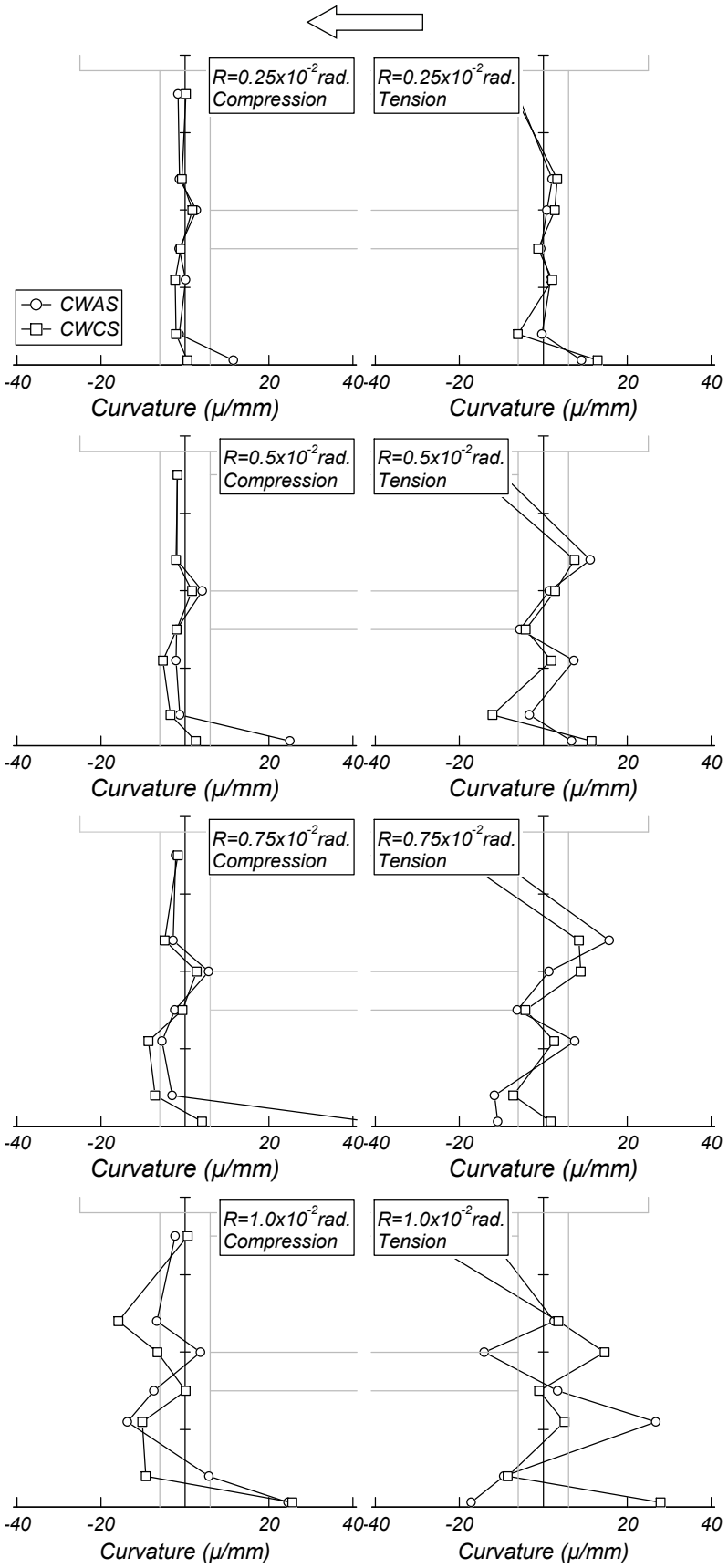


図 4.4.5　側柱鉄骨フランジの曲率分布

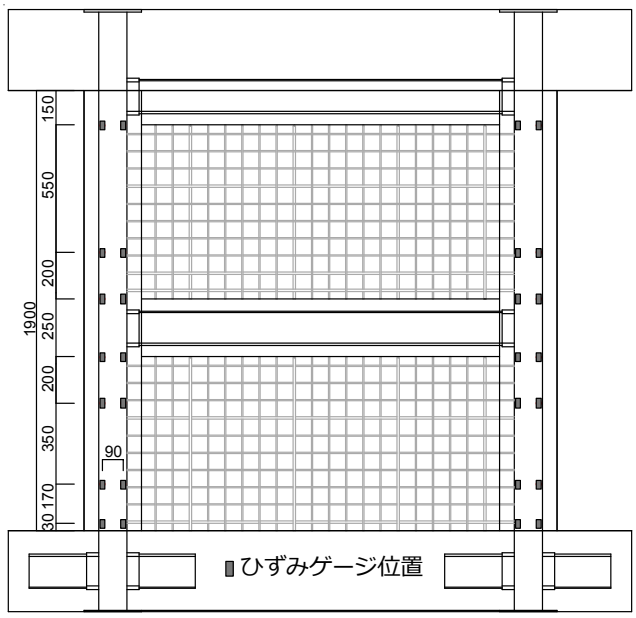


図 4.4.6　側柱鉄骨フランジのひずみゲージ貼り付け位置

4.5　まとめ

本研究では，せん断スパン比および壁板の偏心配置を実験変数として，壁板が偏心して取り付く CES 造耐震壁の静的加力実験を実施した。

本研究により以下の知見を得た。

(1) せん断破壊先行および曲げ降伏先行型の双方において，偏心壁試験体および無偏心壁試験体の最大耐力は同程度の値となった。

(2) せん断破壊先行型の偏心壁試験体では，壁板が柱に偏心して取り付くことにより，梁のかぶりコンクリートに損傷の集中が認められ，無偏心壁試験体と比べて顕著な耐力低下が認められた。

(3) 曲げ降伏先行型の偏心壁試験体では，圧縮側柱コンクリートの応力負担領域が小さく，圧縮側壁板の脚部コンクリートの損傷が早期に生じており，無偏心壁試験体と比べて早期に耐力低下が確認された。

(4) 破壊形式に拘わらず，偏心壁試験体は無偏心壁試験体と比べての 1 層の変形量が大きくなり，早期に耐力低下が生じた一因と考えられる。

(5) 側柱の曲率分布から，偏心壁試験体の圧縮側柱脚部の曲率は無偏心壁試験体のものと比べて小さくなり，圧縮側柱脚部の負担せん断力は小さくなっており，壁板の負担せん断力が大きくなっていると推察できる。

以上より，CES 造耐震壁において壁板を柱に偏心して取り付けることにより試験体の構造性能の低下が確認された。

第 5 章　CES 造耐震壁のせん断伝達メカニズムに及ぼす壁板位置の影響

5.1　はじめに

前章に示す通り，筆者は壁板が柱に偏心して取り付く CES 造耐震壁の静加力実験を実施し，偏心壁配置耐震壁と無偏心壁配置耐震壁の最大耐力は同等になることを示した。しかしながら，破壊状況について見ると，せん断破壊先行型試験体では偏心壁試験体の損傷箇所は無偏心壁試験体と異なり，曲げ降伏先行型試験体では，偏心壁試験体の損傷は無偏心壁試験体と比べて早期に生じる傾向が認められ，偏心壁配置耐震壁と無偏壁配置耐震壁の応力伝達メカニズムは異なることが考えられる。

そこで本研究では，CES 造耐震壁の 3 次元 FEM 解析を実施し，FEM 解析の仮定およびモデル化の妥当性を検証する。さらに，壁板位置を変数としたパラメトリック解析を行い，壁板位置が CES 造耐震壁の応力伝達メカニズムに及ぼす影響に関する検討結果を述べる。

5.2　解析概要

解析対象試験体は第 2 章で示した無偏心壁試験体 CWAS および CWAF および第 4 章で示した偏心壁試験体 CWCS および CWCF である。さらに，これら偏心壁試験体と無偏心壁試験体の中間に壁板が位置する解析モデル CWES および CWEF についても解析を実施する。なお，小偏心壁モデル CWES および CWEF では，壁板は柱に偏心して取り付いているものの，無偏心壁試験体と同様に壁板は側柱の内蔵鉄骨による拘束効果の影響を受けるように要素を分割した。

表 5.2.1 に試験体の解析変数を示す。解析に用いた FRC の材料特性は第 2 章に示す表 4.2.2 の値を，鉄骨および鉄筋の材料特性は表 4.2.3 の値をそれぞれ用いている。また，小偏心壁モデル CWES および CWEF の材料特性については，無偏心壁試験体および偏心壁試験体の材料特性のおよそ平均値とし，繊維補強コンクリートの材料特性は表 5.2.2 の値を，鉄骨および鉄筋の材料特性は表 5.2.3 の値をそれぞれ用いている。

表 5.2.1　解析変数

変数	壁板の偏心	せん断スパン比
CWAS	無偏心	1.1 （せん断破壊先行型）
CWES	小偏心	
CWCS	偏心	
CWAF	無偏心	1.65 （曲げ降伏先行型）
CWEF	小偏心	
CWCF	偏心	

表 5.2.2　繊維補強コンクリートの材料特性（小偏心壁モデル）

試験体		σ_B (MPa)	E_C (GPa)	ε_{C0} (μ)
CWES *CWEF*	1 層	36.0	26.0	2600
	2 層	36.0	26.0	2600

表 5.2.3　鉄骨および鉄筋の材料特性（小偏心壁モデル）

試験体	種別・使用箇所		σ_y (MPa)	E_S (GPa)
CWES, CWEF	PL-6 ウェブ	柱	280	194
		梁	299	196
	PL-9 フランジ	柱	290	203
		梁	300	197
	D6 壁補強筋		370	191

図 5.2.1 に要素分割図を示す。コンクリートの要素数は，無偏心壁試験体が 5496，小偏心壁モデルが 5616 および偏心壁モデルが 6108 である。本解析では実験と同様のせん断スパン比 1.1 および 1.65 とするため，試験体の上スタブから実験における想定加力高さまで仮想スタブをコンクリートの 10 倍程度の硬さの弾性体で定義し，仮想スタブ上端に実験と同様の部材角となるよう強制変位を与えた。軸力は仮想スタブ上端において一定軸力を与えた。また，下スタブ下端のコンクリートおよび鉄骨要素の節点は完全固定（水平，鉛直および面外方向の自由度を拘束）とした。解析は変位制御による正負交番繰返し載荷とし，$R=1.0\times10^{-2}$rad.の第 2 サイクルまで示した。なお，解析は 3 次元非線形解析ソフト”FINAL”[64)]を使用した。

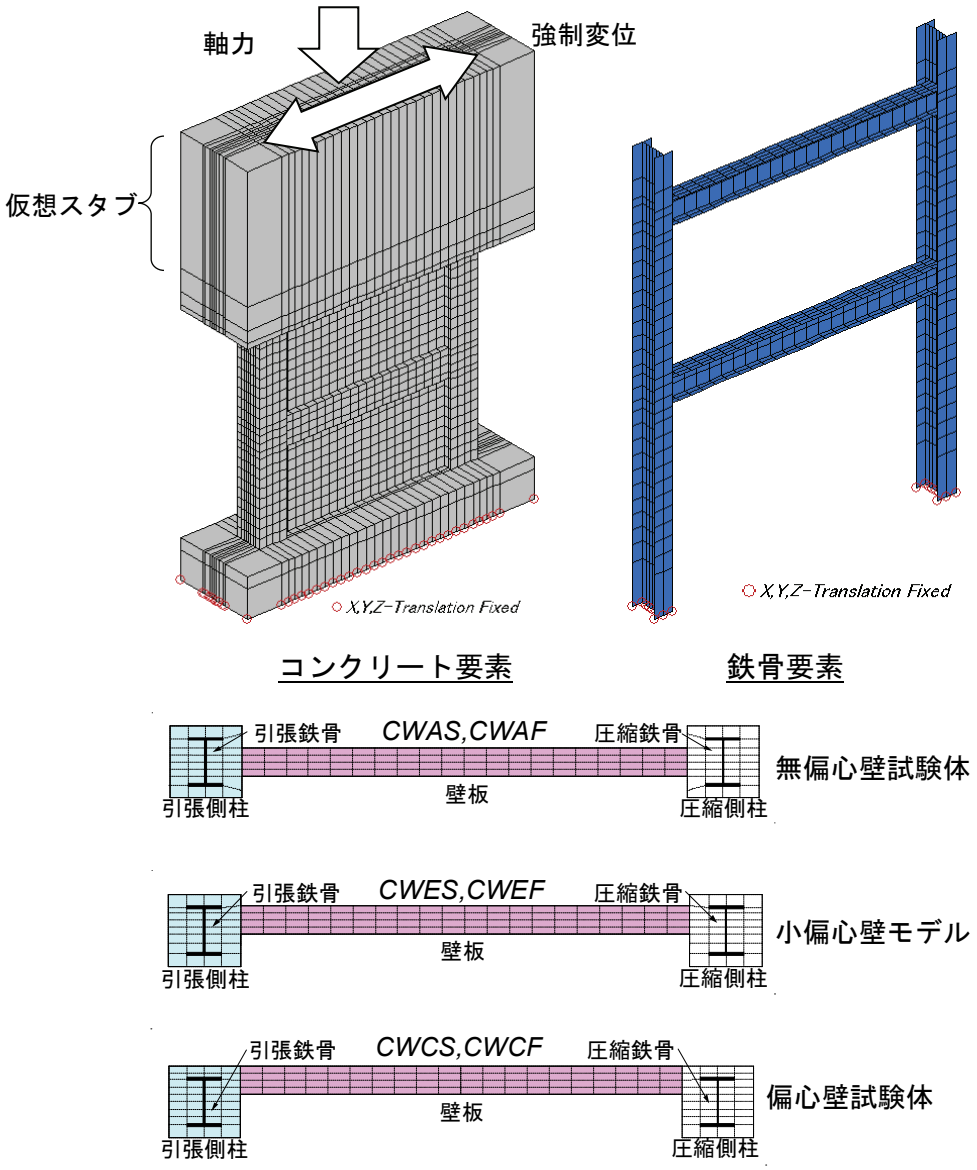

軸力
強制変位
仮想スタブ
X,Y,Z-Translation Fixed
X,Y,Z-Translation Fixed
コンクリート要素
鉄骨要素
引張鉄骨
CWAS,CWAF
圧縮鉄骨
無偏心壁試験体
壁板
引張側柱
圧縮側柱
引張鉄骨
CWES,CWEF
圧縮鉄骨
小偏心壁モデル
壁板
引張側柱
圧縮側柱
引張鉄骨
CWCS,CWCF
圧縮鉄骨
偏心壁試験体
壁板
引張側柱
圧縮側柱

図 5.2.1　要素分割図

5.3　材料モデル

本節では，CES 造耐震壁の 3 次元 FEM 解析で用いた材料構成則について示す。ただし，第 2 章において 2 次元 FEM 解析と同様の材料モデルの場合は詳細を割愛する。

5.3.1　コンクリートモデル

コンクリートは変位関数が 1 次となる 8 節点アイソパラメトリック立体要素でモデル化し, 応力－ひずみ構成モデルは等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデル [50]により表現した。ひび割れは要素内に一様に分布し，多方向のひび割れが考慮できる非直交ひび割れモデル [49]により表現した。また，壁板のせん断補強筋は埋め込み鉄筋として要素内に層状置換した。

応力－ひずみ関係については，圧縮側の応力上昇域は修正 Ahmad モデル [53]とし，軟化域はコンクリートの材料試験の下限値となるように図 5.3.1 に示す多折線でモデル化した。

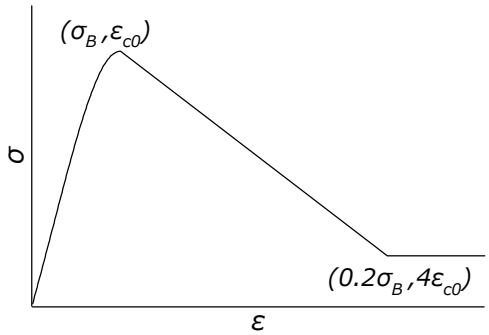


図 5.3.1　圧縮側応力－ひずみ関係

引張側はひび割れ発生までを線形で仮定し, ひび割れ発生後の軟化域は出雲らの提案モデル [54]を用いた。柱および梁要素では上記のモデルの係数 c=1.0 としてひび割れ発生後に引張応力をほとんど負担しないものとし，鉄筋がある壁板要素では c=0.2 としてテンションスティフニングを考慮した（図 5.3.2)。

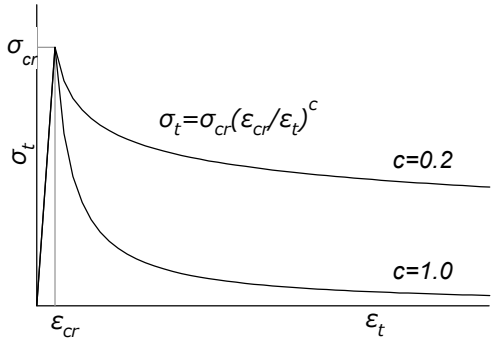


図 5.3.2　テンションスティフニング特性

三軸応力下の破壊条件は，三軸圧縮では Willam-Warnke の 5 パラメータモデル [50]を用いて（式(5.3.1)），大沼らの係数 [53]を（式(5.3.2)），二軸圧縮－引張では，Linhua らの提案を，二軸引張－圧縮では，Darwin-Pecknold の提案を，三軸引張では，要素の主応力が一軸引張強度を超えた時とした [50]。

＜Willam-Warnke の破壊基準＞

$$\tau_{oct} = \frac{2B\left(B^2 - A^2\right)C^2 + B\left(2A - B\right)\sqrt{4\left(B^2 - A^2\right)C^2 + 5A^2 - 4AB}}{4\left(B^2 - A^2\right)C^2 + \left(B - 2A\right)^2} \tag{5.3.1}$$

$$A = \left[a_0 + a_1\left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_B}\right) - a_2\left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_B}\right)^2\right]\cdot\sigma_B$$

$$B = \left[b_0 + b_1\left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_B}\right) - a_2\left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_B}\right)^2\right]\cdot\sigma_B$$

$$C = \cos\theta$$

＜大沼らの係数＞

a_0=0.0689　(5.3.2)

a_1=0.6868

a_2=-0.0964

b_0=0.2040

b_1=0.8424

b_2=-0.1204

ここで，τ_{oct}：八面体せん断応力，σ_{oct}：八面体垂直断応力，θ：偏差平面上の位置を表す量（相似角）である。

コンクリートの繰り返し応力下における履歴モデルは，除荷と再載荷過程における軟化挙動を考慮した曲線モデル[55]を使用した（図 5.3.3）。

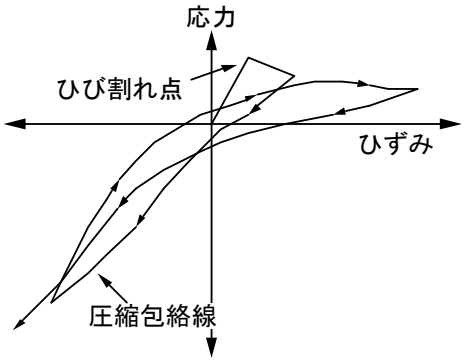


図 5.3.3　コンクリートの履歴特性

ひび割れ後のせん断伝達モデルは図 5.3.4 に示す Al-Mahaidi モデル[56]（β=1.0 の場合）に対して，せん断伝達剛性がわずかに大きくなるように β=0.8 として多折線でモデル化した。

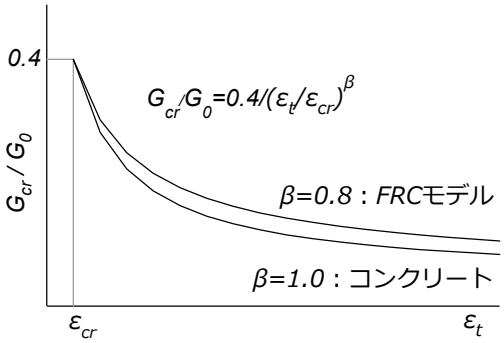


図 5.3.4　ひび割れ後のせん断伝達特性

また，本論で解析対象とした試験体では載荷前に初期ひび割れの発生が確認されており，文献 57)を参考に FRC の引張強度を 0.4MPa へ低減した。

本論で解析対象としている試験体は壁縦筋の梁への定着を省略しているため，壁板と梁およびスタブの間に離散ひび割れ要素を使用し，ひび割れ後の引張応力は零となるモデル[58]とした。また，離散ひび割れ要素のひび割れ面のせん断伝達特性は長沼の提案するモデル[56]とした。

5.3.2　鋼材モデル

柱の鉄骨ウェブおよびフランジは面外曲げおよびせん断変形を考慮できる 4 節点積層シェル要素でモデル化し，梁の鉄骨ウェブおよびフランジは 4 節点平面応力要素でモデル化した。鋼材の応力－ひずみ関係はバイリニアモデルで表し，履歴特性は等方硬化則とした。

鉄骨とコンクリートの間をフィルム要素で定義し，付着応力－すべり関係については，最大付着応力点までを線形で仮定し，最大付着応力後の軟化域は文献 60)を参照しモデル化した。ここで最大付着応力は式(5.3.3)に従った [65]。また，面外圧縮力に伴う摩擦力の増大を付着応力に加え，このときの摩擦係数は 0.65 とした（図 5.3.5 参照）。

$$\tau_{\max} = 0.05 \times \frac{C}{B} \times \sigma_B \tag{5.3.3}$$

ここで，C：かぶり厚さ，B：フランジ幅，σ_B：コンクリート強度である。

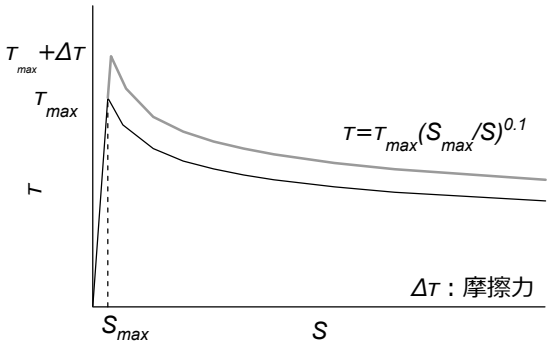


図 5.3.5　付着応力－すべり関係

表 5.3.1　解析モデル概要

試験体			CWAS	CWES	CWCS	CWAF	CWEF	CWCF
コンクリート	要素		8 節点アイソパラメトリック立体要素					
	1 層 材料特性	σ_B (MPa)	38.6	36.0	32.3	41.2	36.0	33.8
		E_c (GPa)	24.8	26.0	23.0	25.5	26.0	27.1
		ε_{c0} (μ)	2,814	2,600	2,868	2,457	2,600	2,377
		σ_{cr} (MPa)	0.4					
		ν	0.2					
	2 層 材料特性	σ_B (MPa)	36.4	36.0	34.2	38.6	36.0	34.9
		E_c (GPa)	26.7	26.0	25.1	27.6	26.0	28.3
		ε_{c0} (μ)	2,550	2,600	2,742	2,423	2,600	2,321
		σ_{cr} (MPa)	0.4					
		ν	0.2					
	σ－ε 関係	圧縮側	上昇域：修正 Ahmad モデル 下降域：多折点モデル					
		引張側	上昇域：直線モデル 下降域：出雲モデル（柱，梁：c=1.0，壁板：c=0.2）					
	破壊基準		三軸圧縮：William-Warnke ら 5 パラメーターのモデル 二軸圧縮－引張：Linhua らの提案，二軸引張－圧縮：Darwin モデル 三軸引張：主応力≧一軸引張強度					
	せん断伝達特性		修正 Al-Mahaidi モデル					
	履歴特性		長沼の曲線モデル					
	ひび割れモデル		独立 3 方向分布ひび割れモデル					
鉄骨	要素		柱鉄骨：4 節点積層平板シェル要素 梁鉄骨：4 節点平面応力要素					
	材料特性	σ_y (MPa)	PL-9：282 PL-6：260	PL-9：300 PL-6：280	PL-9：297 PL-6：300	PL-9：282 PL-6：260	PL-9：300 PL-6：280	PL-9：297 PL-6：300
		E_s (GPa)	PL-9：197 PL-6：190	PL-9：203 PL-6：194	PL-9：209 PL-6：197	PL-9：197 PL-6：190	PL-9：203 PL-6：194	PL-9：209 PL-6：197
		ν	0.2					
	σ－ε 関係		bi-linear モデル					
	降伏基準		Von Mises の降伏条件					
	履歴特性		等方硬化則					
鉄筋	要素		埋込鉄筋としてコンクリート要素に置換					
	材料特性	σ_y (MPa)	345	370	396	345	370	396
		E_s (GPa)	190	191	192	190	191	192
		ν	-					
	σ－ε 関係		bi-linear モデル					
	降伏基準		Von Mises の降伏条件					
	履歴特性		等方硬化則					
鉄骨－コンクリート付着特性	要素		8 節点アイソパラメトリック接合要素					
	τ_{max} (MPa)		0.64	0.6	0.54	0.687	0.6	0.563
	s_{max} (mm)		0.05					
	圧縮側		剛体					
	引張側		剛体					
	せん断 τ－s 関係		上昇域：直線モデル 下降域：天野等らの多折線モデル					
	摩擦係数		0.65					
	履歴特性		直線モデル					
壁板と梁境界	要素		8 節点アイソパラメトリック接合要素					
	圧縮側		剛体					
	引張側		ひび割れ後応力零					
	せん断 τ－s 関係		長沼モデル					
解析モデル	総節点数		8915	9040	9661	8915	9040	9661
	要素数	総要素数	8000	8120	8620	8000	8120	8620
		六面体要素	5496	5616	6108	5496	5616	6108
		四辺形要素	1060	1060	1060	1060	1060	1060
		接合要素	1444	1444	1452	1444	1444	1452

5.4　解析結果と実験結果の比較

5.4.1　履歴性状

図 5.4.1 に実験および解析におけるせん断力－部材角関係を示す。全ての試験体の解析結果を見ると，最大耐力後の耐力低下の挙動は模擬できていない結果となっている。これは，鉄骨および鉄筋の座屈挙動を模擬していないためと考えられる。解析結果は実験結果と比べて $R=0.25\times10^{-2}$rad.までの正載荷側の剛性を若干高めに評価する傾向が認められるが，すべての試験体において正載荷および負載荷ともに最大耐力の解析値は実験値と比べて概ね一致していることがわかる。

履歴性状について見ると，せん断破壊先行型試験体 CWAS および CWCS では，解析結果は実験結果と比べて原点を指向する傾向が認められ，第 3 章に示す 2 次元 FEM 解析の結果と同様の傾向が認められる。一方，曲げ降伏先行型試験体 CWAF および CWCF の履歴性状についてみると，解析結果は実験結果と比べて側柱鉄骨の引張降伏が生じる $R=0.25\times10^{-2}$rad.以前においてほぼ原点を指向しているが，それ以降の解析結果は実験結果を精度良く再現できている。すなわち，側柱鉄骨が降伏する以前において，履歴面積を過小評価する原因の一つに繊維補強コンクリートの繰り返し履歴特性を適切に考慮できていないことが考えられる。

次に，同図に示す小偏心壁モデル CWES および CWEF について着目すると，両解析モデルの最大耐力は無偏心壁試験体および偏心壁試験体と比べてわずかに大きくなる傾向が認められた。しかしながら，破壊形式に拘らず小偏心壁モデルのせん断力－部材角関係は無偏心壁試験体および偏心壁試験体のものとほぼ同様の履歴性状となる傾向が認められた。

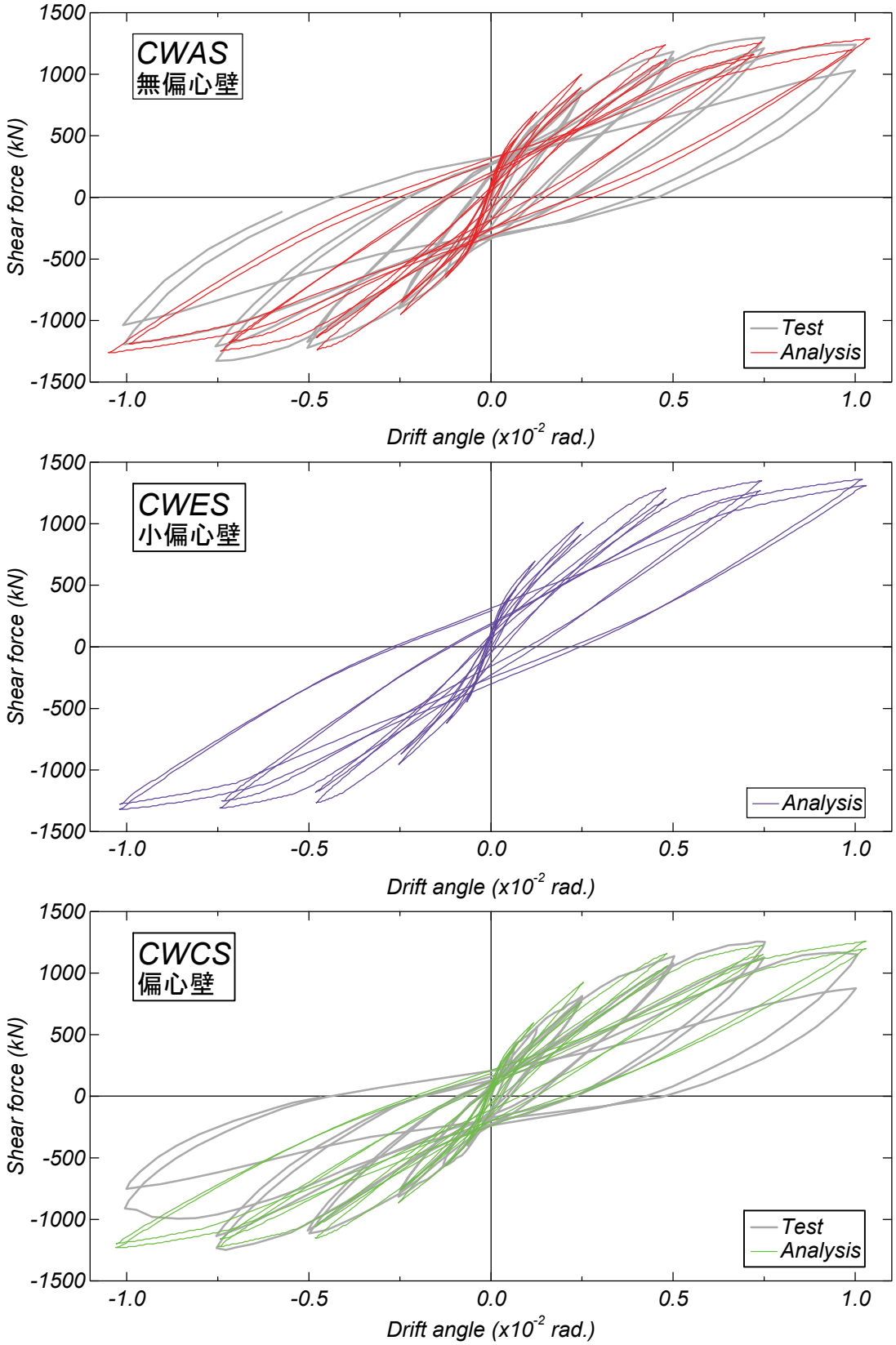


図 5.4.1(a)　実験および解析におけるせん断力－部材角関係（せん断破壊先行型試験体）

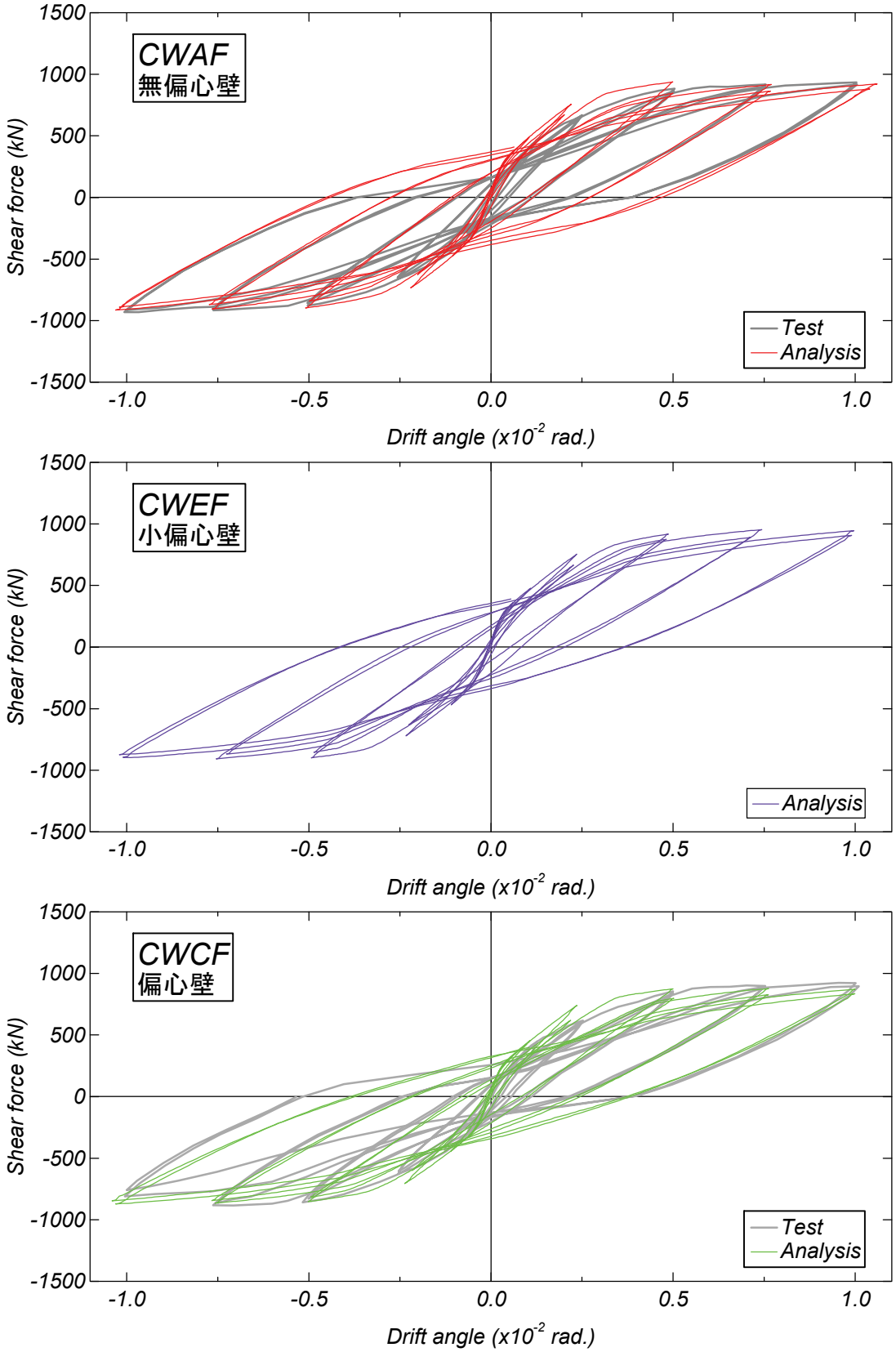


図 5.4.1(b)　実験および解析におけるせん断力－部材角関係（曲げ降伏先行型試験体）

5.4.2　変形成分の分離

図 5.4.2 に R=0.75×10^{-2}rad.までの実験と解析におけるせん断力－曲げ変形およびせん断変形成分の履歴特性をそれぞれ示す。実験および解析の曲げ変形 $\delta_{flexural}$ は高さ方向に 7 分割して測定した側柱の軸方向変形量から回転角 θ_i 求め（側柱変位計測位置は図 5.4.3 参照），せん断変形 δ_{shear} は全体の変形から曲げ変形を差し引いたものである。

$$\delta_{flexural} = \sum_{i=1}^{7}\left[\frac{\theta_i \cdot a_i}{2} + \theta_i\left(h - \sum_{j=1}^{i} a_j\right)\right] \tag{5.4.1}$$

$$\delta_{shear} = \delta - \delta_{flexural} \tag{5.4.2}$$

ここで，a_i, a_j：各計測区間長さ，h：水平変位計測高さである。

せん断破壊先行型試験体 CWAS および CWES では，解析の曲げ変形は実験結果と比べて R=0.75×10^{-2}rad.の負載荷において大きくなる傾向が確認できるが，実験結果と解析結果の挙動は概ね一致している。また，載荷サイクルの進行に伴い，せん断変形成分の解析における除荷時の剛性は実験結果と比べて小さくなる傾向が見られる。すなわち，せん断力－せん断変形成分の履歴特性の影響が図 5.4.1 に示すせん断力－部材角関係の原点指向型の履歴特性に現れたと考えられる。

曲げ降伏先行型試験体 CWAF および CWCF では，解析の曲げ変形量およびせん断変形量は実験結果とほぼ一致している。また，せん断破壊先行型と同様に解析のせん断変形成分の除荷剛性は実験結果と比べて小さくなる傾向が認められ，また，曲げ変形成分の解析結果は実験結果と比べて R=0.75×10^{-2}rad.においてエネルギー消費量の大きな履歴性状を示している。

以上の解析結果から，本解析モデルにおいて CES 造耐震壁の履歴特性の包絡線については R=0.75×10^{-2}rad.まで概ね模擬できたと判断し，次章からは本解析結果を用いて耐震壁の内部応力状態について検討を進める。ただし，第 2 章においても示した通り，せん断変形成分については，解析結果は実験結果と比べて原点指向型の履歴性状を示す傾向が認められること，また，3 次元 FEM 解析では最大耐力後の挙動を追従出来ていないことなどが挙げられ，今後の研究課題と考える。

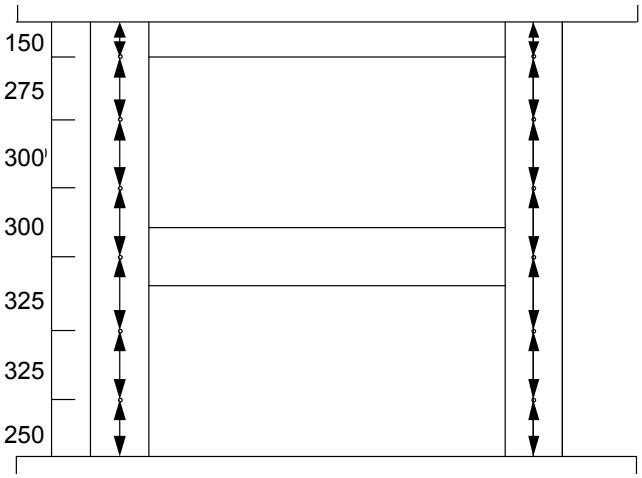


図 5.4.3　側柱変位計位置

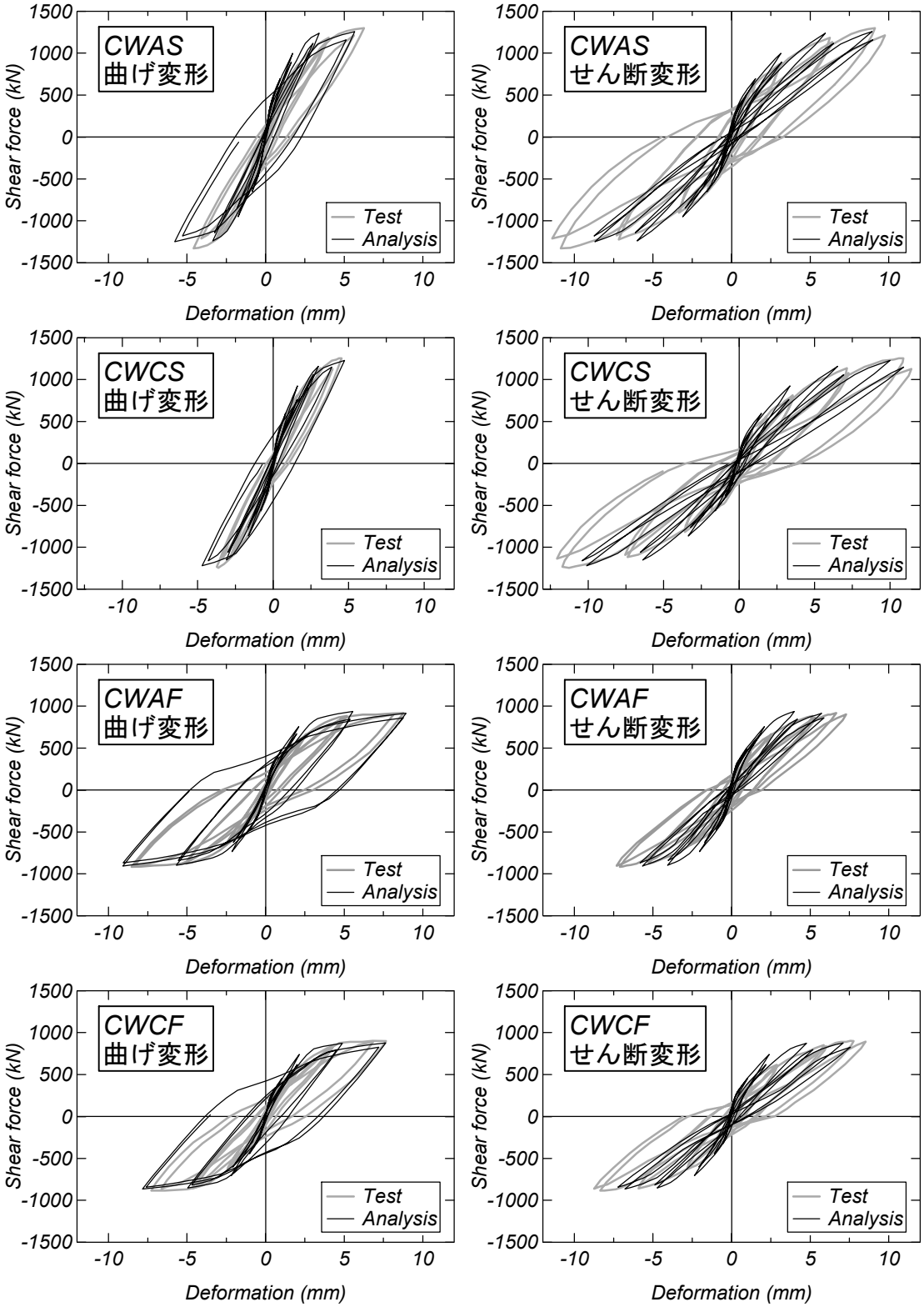


図 5.4.2　実験および解析における変形成分の比較（R=0.75×10^{-2}rad.まで）

5.5　内部応力状態

5.5.1　最小主応力分布

図 5.5.1 に R=0.75×10^{-2}rad.の 1 サイクル目正載荷ピーク時における耐震壁の最小主応力分布（圧縮応力分布）を示す。最小主応力分布は図 5.5.2 に示す要素分割図の 4 分割した壁板の中央位置を示す。

全ての試験体において 1 層から 2 層にかけて壁板に圧縮ストラットが形成されており，圧縮側の柱および壁板脚部に高い圧縮応力が生じている。一方，形成された圧縮ストラットの応力のレベルを見ると，せん断破壊先行型試験体の応力は曲げ降伏先行型試験体と比べて全体的に高くなることがわかる。

1 層壁板に着目すると，無偏心壁試験体 CWAS および CWAF（図 5.5.1(a)と(d)）では，圧縮側付近の壁板で高い圧縮応力が生じているが，偏心壁試験体 CWCS および CWCF（図 5.5.2(c),(f)）では，圧縮側壁板の応力は無偏心壁試験体のものと比べて小さくなることがわかる。これは，偏心壁試験体の壁板は無偏心壁試験体と比べて側柱による拘束の影響が小さいためと考えられる。また，小偏心壁モデルの壁板は偏心しているものの，偏心の度合いは偏心壁試験体と比べて小さいことから，小偏心壁モデルの壁板の応力状態は無偏心壁試験体のものと同程度になったと考えられる。

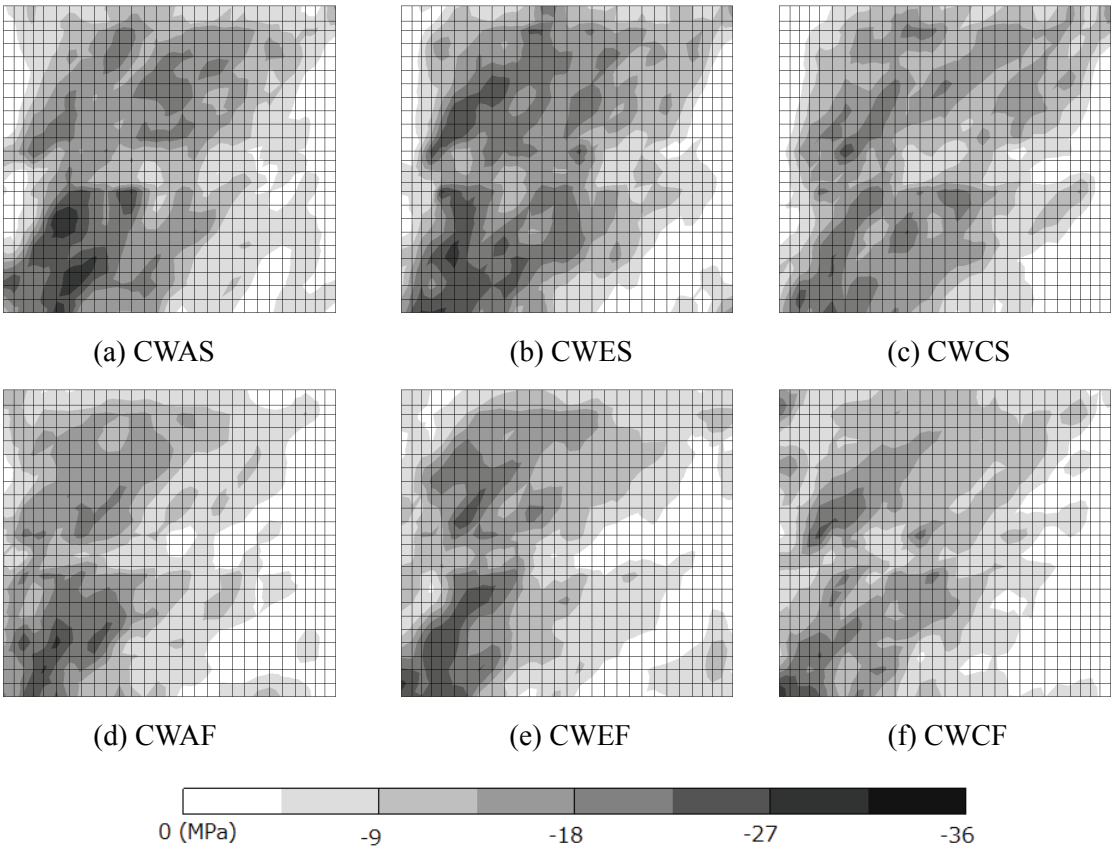


図 5.5.1　最小主応力分布 (R=0.75×10^{-2}rad.)

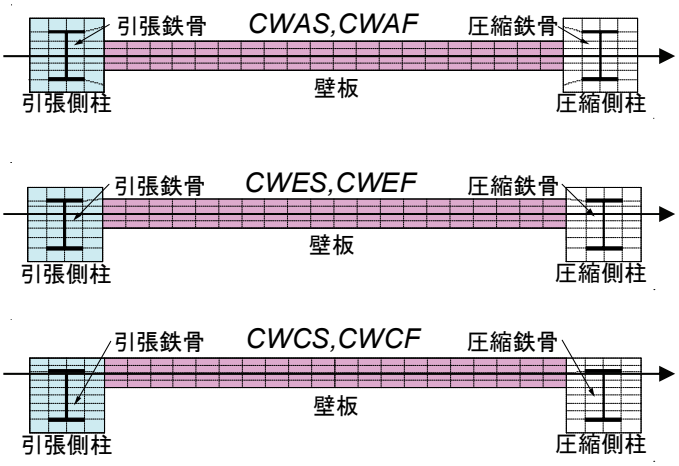


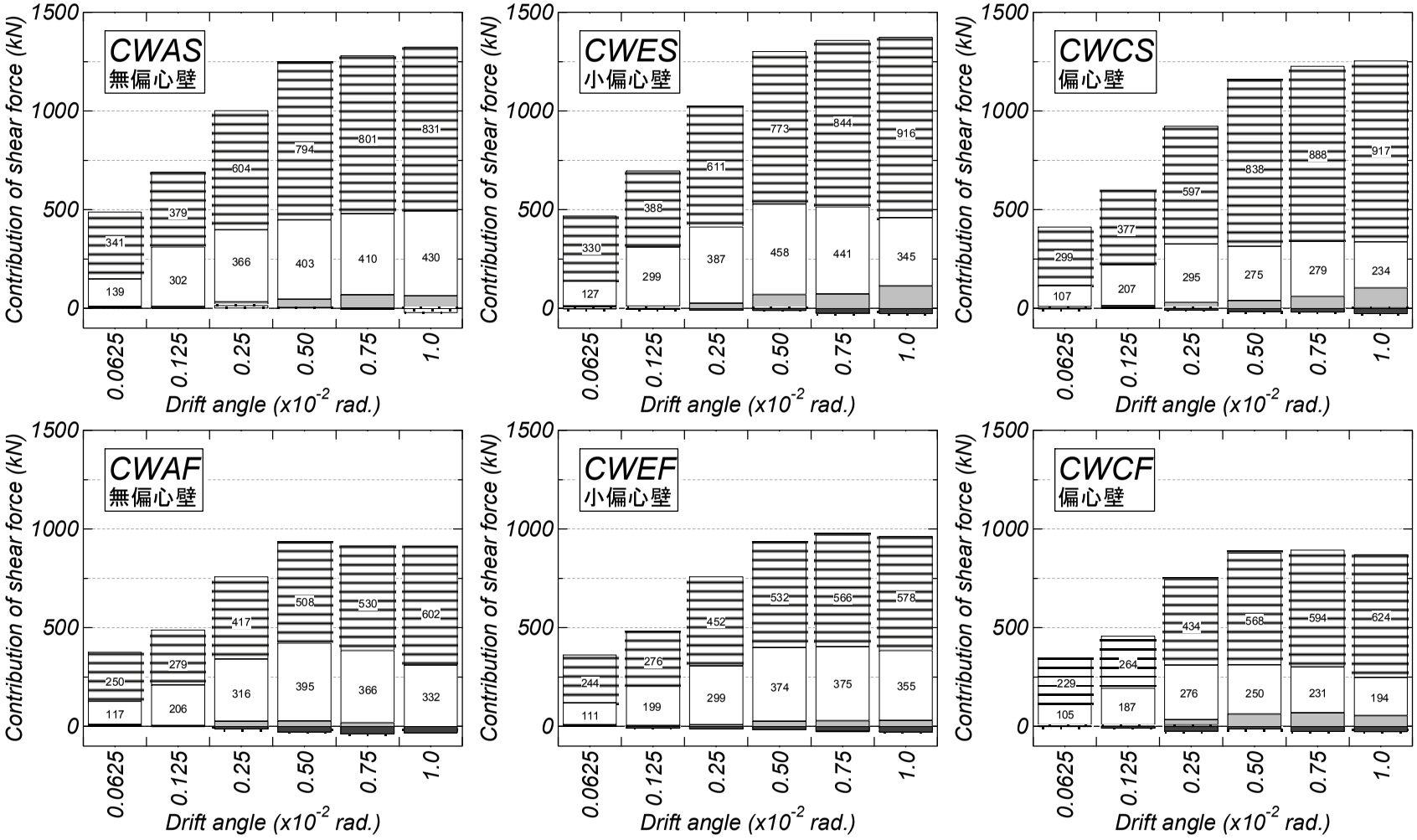
図 5.5.2　最小主応力抽出位置

5.5.2　負担せん断力の推移

図 5.5.3 に各試験体脚部の負担せん断力の推移をそれぞれ示す。負担せん断力は，壁板，圧縮側柱コンクリート，引張側柱コンクリート，圧縮側鉄骨および引張側鉄骨に分けて示している。また，負担せん断力の推移は図 5.5.4 に示される位置における結果についてそれぞれ示している。

全ての試験体において, 壁板および圧縮側柱のコンクリートがせん断力の大部分を負担している傾向が認められる。しかしながら，各試験体の負担せん断力の推移について見ると，無偏心壁試験体 CWAS と CWAF および小偏心壁モデル CWES と CWEF では $R=0.5\times10^{-2}$rad.まで圧縮側コンクリートの負担せん断力の増加が認められるが, 偏心壁試験体 CWCS と CWCF では $R=0.25\times10^{-2}$rad.まで圧縮側コンクリートの負担せん断力は増加しているが, その後のサイクルにおいては圧縮側コンクリートの負担せん断力は同程度の値を示す傾向が認められる。

また，負担せん断力の割合について見ると，全ての部材角において無偏心壁試験体および小偏心壁モデルの圧縮側柱コンクリートの負担せん断力の割合は偏心壁試験体と比べて大きくなり，壁板の負担せん断力の割合は小さくなる傾向が認められる。以上のことから, 負担せん断力の推移からも壁板の偏心は耐震壁脚部の圧縮側柱コンクリートの負担せん断力に大きく影響を及ぼすことがわかる。



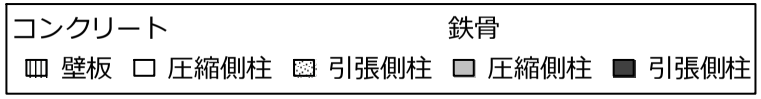


図 5.5.3　脚部負担せん断力の推移

5.5.3　脚部面内方向せん断応力度

図 5.5.5 に R=0.5 および 0.75×10^{-2}rad.の 1 サイクル目正載荷ピーク時の壁板脚部の面内方向せん断応力度分布を示す。せん断応力度分布は図 5.5.4 に示すコンクリート要素の圧縮側方向の半分を示す。

無偏心壁試験体 CWAS および CWAF（図 5.5.5(a),(d)）では，面外方向に対象な試験体にも拘らずせん断応力度分布は対象になっていない。これは，コンクリート要素のひび割れ発生に伴う誤差が原因と考えられる。

R=0.5 および 0.75×10^{-2}rad.に着目すると，無偏心壁試験体 CWAS および CWAF（図 5.5.5(a)と(d)）と小偏心壁モデル CWES および CWEF（図 5.5.5(b),(e)）では，せん断応力度は圧縮側柱の広範囲に生じていることがわかる。一方，偏心壁試験体 CWCS および CWCF（図 5.5.5(c),(f)）では，圧縮側柱のせん断応力度は圧縮側柱の北側東部でほとんど生じていない傾向が認められ，偏心壁試験体のせん断応力度の領域は無偏心壁試験体および小偏心壁モデルと比べて狭くなる傾向が認められる。

このように，偏心壁試験体では，壁板が側柱に偏心して取り付くため，せん断力は圧縮側柱に伝達され難くなるものと考えられる。そのため，圧縮側柱脚部のせん断応力度の生じる領域は無偏心壁試験体と比べて小さくなる。一方で，小偏心壁モデルでは，壁板は側柱に偏心して取り付くものの，その影響は偏心壁試験体と比べて小さく，壁板から圧縮側柱脚部にせん断力が良好に伝達するため，圧縮側柱脚部のせん断応力度の生じる領域は無偏心壁試験体と比べて同程度になる。

ただし，本論における検討は限られた試験体によるものであり，試験体形状および鉄骨断面などの因子は耐震壁のせん断伝達メカニズムに少なからず影響を及ぼす可能性があり，今後の研究課題としたい。

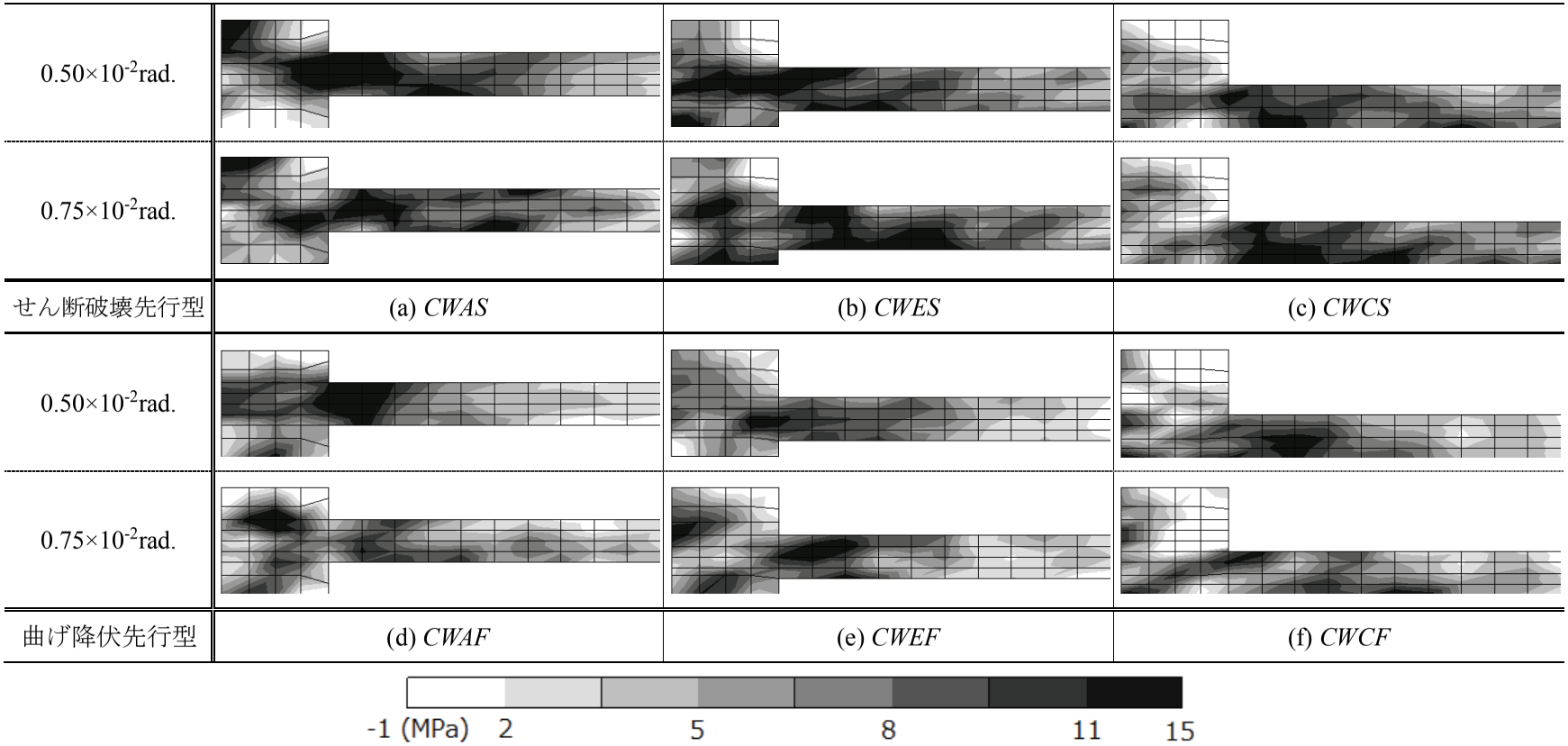


図 5.5.5　コンクリートのせん断応力度分布 (上：R=0.50×10^{-2}rad.，下：R=0.75×10^{-2}rad.)

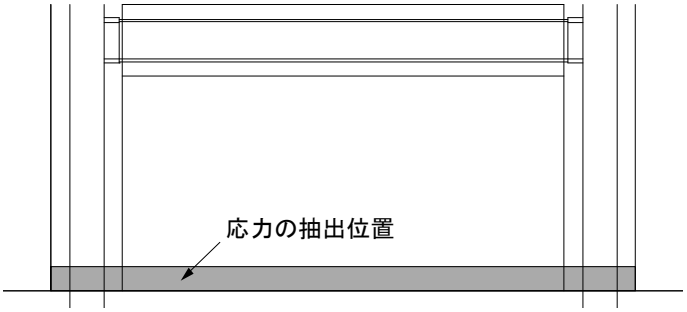


図 5.5.4　コンクリートおよび鉄骨のせん断応力度抽出位置

5.6　まとめ

本章では，壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁の 3 次元非線形 FEM 解析を実施し，解析モデルの妥当性の検討および壁板の偏心が応力伝達メカニズムに及ぼす影響についての検討を行った。

本研究により得られた知見を以下に示す。

1) 本論に示す解析モデルの主な特徴は以下のとおりである。
   - 解析は三次元を仮定した静的応力解析である。コンクリートは 8 節点アイソパラメトリック立体要素を，鉄骨は 4 節点平面応力要素および積層平板シェル要素を仮定し，付着応力を仮定した。また，本解析で対象とする試験体は壁縦筋の定着を省略していることから，壁板と梁およびスタブ間に離散ひび割れ要素を定義した。
   - 材料構成則については二次元解析と同様のモデルを使用した。

2) 上記に示す 3 次元 FEM 解析モデルは 2 次元 FEM 解析と同様に CES 造耐震壁の復元力特性および各変形成分を最大耐力時まで概ね再現することができる。

3) 解析結果の履歴性状は実験結果と比べて原点を指向する傾向が認められ，繊維補強コンクリートの繰り返し履歴特性を適切に評価できていないことが一因だと考えられる。

4) 壁板の配置が側柱中心位置から大きくずれる場合では，圧縮側柱の負担せん断力は無偏心壁配置のものと比べて小さく，壁板から圧縮側柱脚部にかけてのせん断力伝達性能の低下する傾向が認められ，偏心壁配置の耐震壁のせん断伝達メカニズムは無偏心壁配置の耐震壁と異なることが確認された。

5) 壁板が偏心配置されている CES 造耐震壁でも，側柱中心位置が壁板厚の範囲にある場合では，圧縮側柱の負担せん断力は偏心壁配置のものと比べて大きく，無偏心壁配置の耐震壁と同程度のせん断力伝達性能が期待できる。

第 6 章　壁横筋の定着がない CES 造耐震壁の静的載荷実験

6.1　はじめに

第 2 章で述べた通り，これまでに CES 周辺架構および壁板都の定着を簡略化した CES 造耐震壁の構造性能を明らかにするために静的載荷実験を実施し，壁縦筋の定着を省略した CES 造耐震壁は定着があるものと比べて変形性能が向上し，CES 造耐震壁は，少なくとも壁縦筋の梁への定着不要であることが明らかとになった。一方で，CES 造耐震壁の開発にあたり更なる施工性の改善を図るために，縦筋と同様に横筋の柱への定着の省略が考えられる。このとき，壁横筋によるせん断伝達性能が低下することから，定着したものと比べて最大耐力が低下する可能性があり，横筋の定着を省略した CES 造耐震壁の構造性能を把握しておく必要がある。

そこで，本研究では，CES 周辺架構と壁板との定着を簡略化した CES 造耐震壁の静的載荷実験を行い，当該耐震壁の最大耐力，変形性能および破壊メカニズム等の基礎的な構造性能について検討を行う。

6.2　実験概要

6.2.1　試験体

耐震壁試験体は，中高層壁フレーム建築物における連層耐震壁の下部 2 層を想定した実大の約 1/3 縮尺のもの 2 体である。試験体の配筋状況を図 6.2.1 に示す。また，表 6.2.1 には試験体の部材断面詳細を示す。耐震壁は壁階高さが 1,000mm，柱中心間距離が 1,800mm，壁厚が 100mm であり，側柱断面が 250mm 角である。また，梁の幅およびせいはそれぞれ 200mm および 250mm である。試験体は壁板の縦筋および横筋を周辺フレームに定着せず壁板内でフックを設けている。ただし，施工時に鉄筋を固定する必要があるため，壁横筋は各層の上下 2 本を側柱の内蔵鉄骨ウェブに溶接している。

実験変数はせん断スパン比（M/(Q・L)，L：壁の全せい）である。試験体 CWDS はせん断スパン比を 1.1 とし，試験体 CWDF ではせん断スパン比を 1.65 とし，それぞれせん断破壊先行型および曲げ降伏先行型となるように計画した。なお，本試験体 CWDS および CWDF は第 2 章において示した試験体 CWAS および CWAF にそれぞれ対応し，壁横筋の定着状態のみ変化させたものである。

表 6.2.1　部材断面詳細

		CWDS	*CWDF*	*CWAS*	*CWAF*
実験変数	壁横筋の定着	一部のみ定着		定着あり	
	せん断スパン比	1.1	1.65	1.1	1.65
柱	B×D	250×250 (mm)			
	鉄骨	H-170×120×6×9 ($_s$p=4.9%)　SS400			
梁	B×D	200×250 (mm)			
	鉄骨	H-148×100×6×9 ($_g$p=5.2%)　SS400			
壁	壁厚	100 (mm)			
	縦筋	D6@75 千鳥（$_w$p=0.42%) SD295A			
	横筋	D6@75 千鳥（$_w$p=0.42%) SD295A			
軸力		1,086kN	1,230kN	1,260kN	

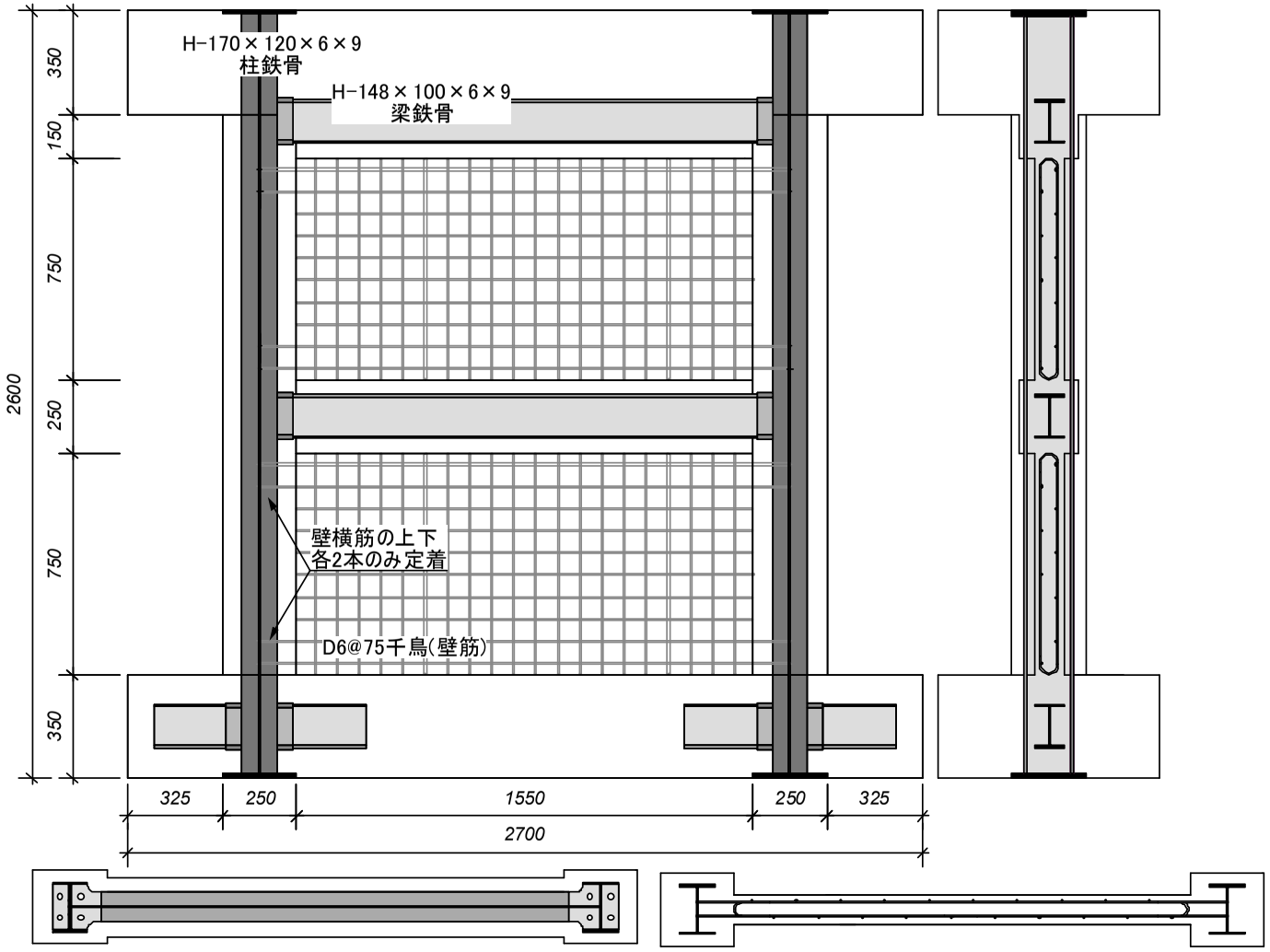

H-170×120×6×9
柱鉄骨
H-148×100×6×9
梁鉄骨
壁横筋の上下
各2本のみ定着
D6@75千鳥(壁筋)
350
150
750
250
750
350
2600
325
250
1550
250
325
2700

図 6.2.1　試験体配筋図

6.2.2　材料特性

表 6.2.2 に FRC の材料特性，表 6.2.3 に鋼材の材料特性をそれぞれ示す。使用したコンクリートは呼び強度 30MPa である。コンクリートの打設は，基礎スタブ，壁部 1 層，壁部 2 層および上部スタブの 4 回に分けて行った。また，上下スタブを除く試験体の柱，梁および壁板のコンクリートは FRC を使用している。表 6.2.4 に繊維の材料特性を示す。本研究で使用した合成繊維は第 2 章においても使用したビニロンファイバー（RF4000）を使用しており，体積混入率は 1%としている。

使用した鉄骨は SS400 の H-170×120×6×9（側柱鉄骨）と H-148×100×6×9（梁鉄骨）である。また，鉄筋は SD295A の D6（壁筋）である。

表 6.2.2　FRC の材料特性

		σ_B (MPa)	E_c (GPa)	ε_{c0} (μ)	材令（日）
CWDS	1 層	30.3	22.1	2,619	112
	2 層	33.7	25.6	2,337	106
CWDF	1 層	35.1	24.8	2,739	52
	2 層	27.8	23.1	2,419	47

表 6.2.3　鉄骨および鉄筋の材料特性

種別・使用箇所		σ_y (MPa)	E_s (GPa)	σ_u (MPa)
PL-6 (SS400)	柱ウェブ	300 323	197 202	422 466
	梁ウェブ	300 349	197 191	422 465
PL-9 (SS400)	柱フランジ	297 326	209 197	442 425
	梁フランジ	297 322	209 189	429 437
D6 (SD295A)	壁補強筋	396 414	192 188	518 520

（上段：試験体 CWDS，下段：試験体 CWDF）

表 6.2.4　繊維の材料特性

名称	直径（μ）	標準長 (mm)	比重 (g/cm^3)	引張強度 (MPa)	切断伸度 (%)	弾性係数 (GPa)
RF4000	660	30	1.3	900	9	23

6.2.3　載荷計画

写真 6.2.1 に試験体設置状況を，図 6.2.2 に載荷装置概要を示す。試験体は載荷フレームに PC 鋼棒で固定し，水平力の正負繰り返し載荷は反力壁に取り付けた水平オイルジャッキ（2,000kN）によって行った。さらに，載荷フレームに取り付けた 2 台の鉛直オイルジャッキ（各 2,000kN）により，試験体 CWDS では 1,086kN，試験体 CWDF では 1,230kN の一定軸力（柱軸力比 N/N_0=0.2，N_0：鉄骨を含む軸耐力）を試験体頂部に作用させると同時に, せん断スパン比が 1.1 もしくは 1.65 となるように作用せん断力に対応させて当該鉛直ジャッキを制御することによって試験体頂部に付加モーメントを作用させた。実験では試験体頂部の水平変位（δ）を計測位置の高さ（H=2,050mm）で除した部材角 R=δ/H で制御し，西側方向載荷を正載荷として制御した。なお，前述した軸力は以下の式によって算出した。

$$N_0 = 2 \cdot \left({}_C A \cdot \sigma_B + {}_{sCS}A \cdot {}_s \sigma_y \right) \tag{6.2.1}$$

$$N = 0.2 N_0 = 1{,}086 kN(CWDS) \quad 1{,}230 kN(CWDF) \tag{6.2.2}$$

ここで，${}_CA$：側柱コンクリート断面積，${}_{sCS}A$：側柱鉄骨断面積，σ_B：コンクリート強度，${}_s\sigma_y$：側柱鉄骨降伏応力である。

＜鉛直ジャッキ軸力算定式＞

$$N_e = \frac{N}{2} - \frac{Q}{l}(h-a) \tag{6.2.3}$$

$$N_w = \frac{N}{2} + \frac{Q}{l}(h-a) \tag{6.2.4}$$

ここで，N_e：東側ジャッキの軸力，N_w：西側ジャッキの軸力，N：一定軸力，Q：せん断力，l：ジャッキ間の距離，h：想定加力高さ，a：実際の加力高さである。

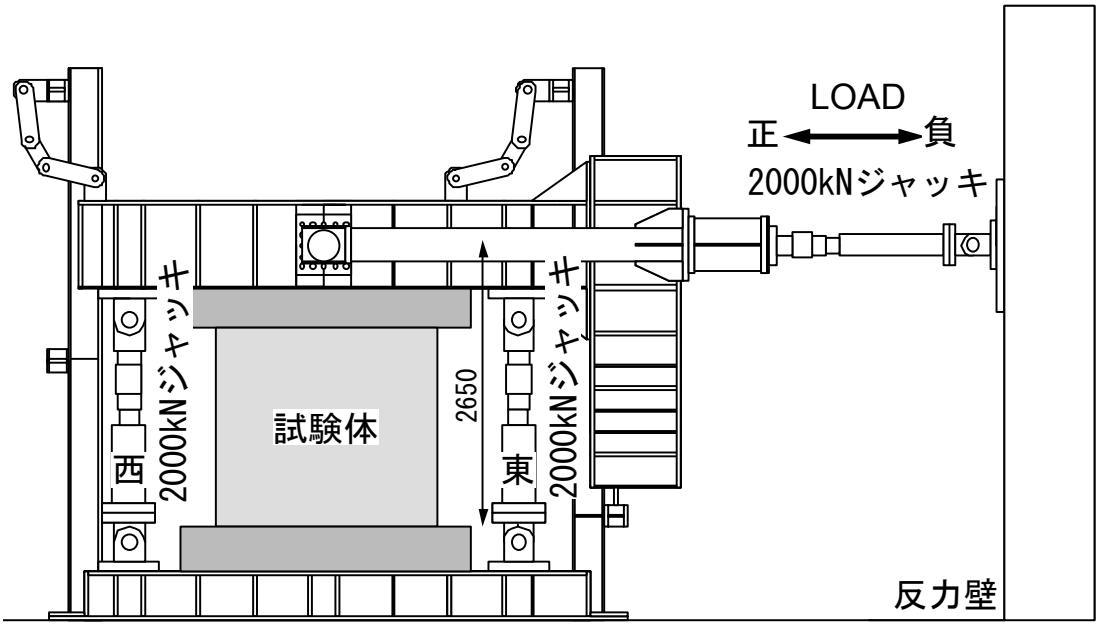


図 6.2.3　載荷装置

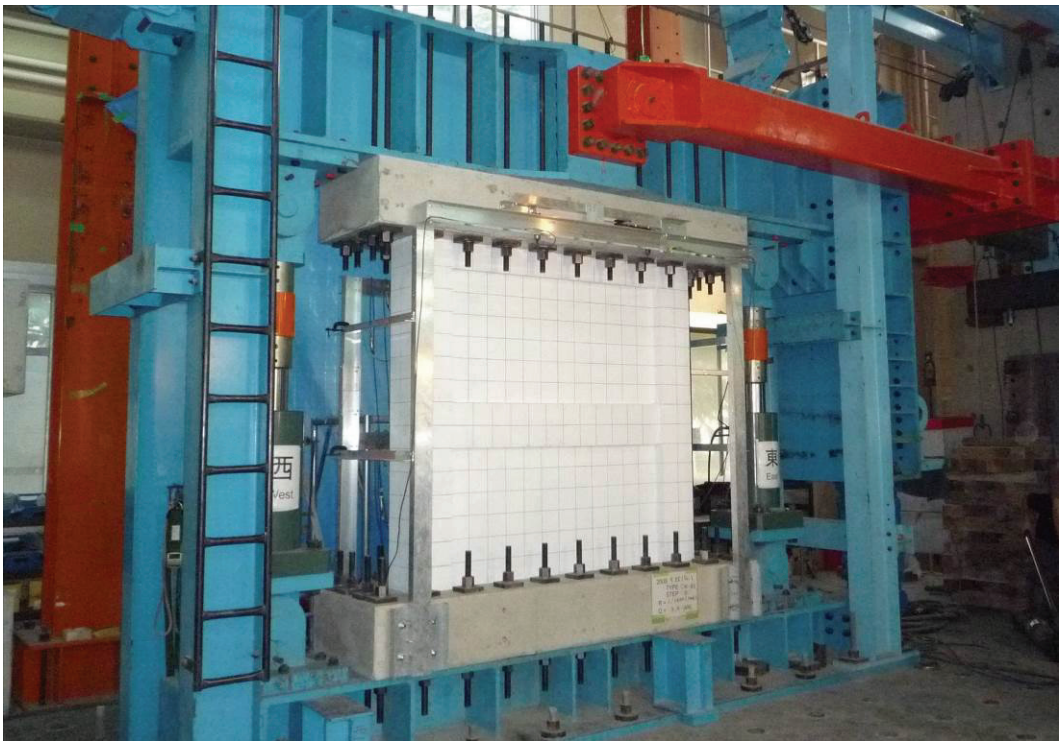


写真 6.2.1　試験体設置状況

6.2.4　測定方法

図 6.2.4 に変位測定位置を，図 6.2.5 にひずみゲージ貼付け位置をそれぞれ示す。計測変位は，上部スタブおよび側柱での水平変位，側柱を 7 分割した軸方向変位，梁と壁板のずれおよび開き，１層および２層壁板の対角方向である。また，ひずみゲージにより鉄骨フランジ，鉄骨ウェブおよび壁の補強筋のひずみを測定した。

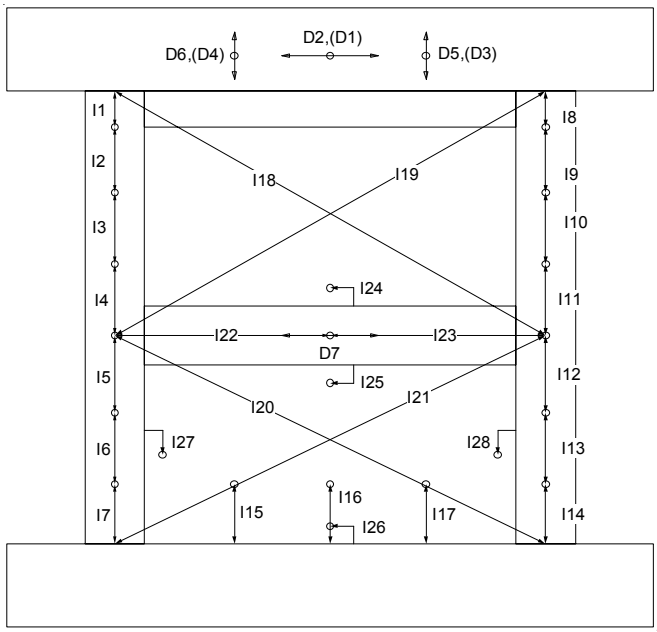


図 6.2.4　試験体裏面変位計測位置

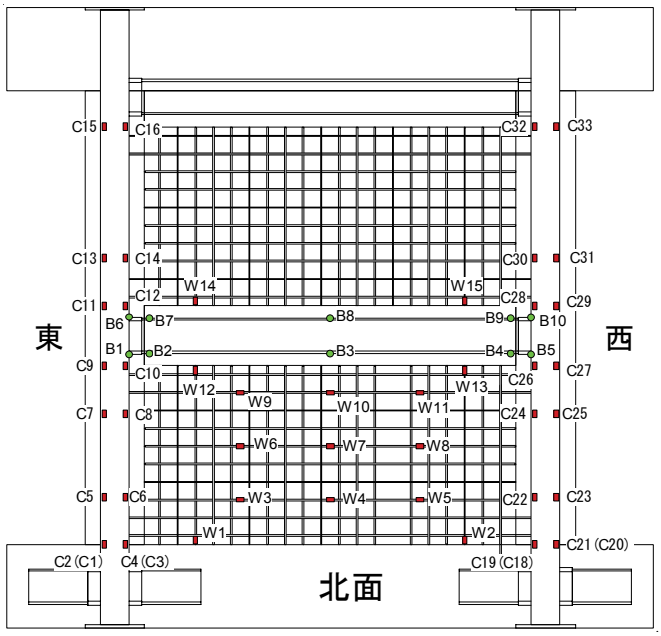


図 6.2.5　試験体ひずみゲージ貼付け図

6.3　破壊性状とせん断力部材角関係

図 6.3.1 に各試験体のせん断力－部材角関係を，図 6.3.2 に R=0.75×10-2rad.終了時および最終破壊状況をそれぞれ示す。また，図 6.3.1 では，第 7 章において示す曲げ終局強度の略算式 1 およびトラス・アーチ理論によるせん断終局強度の結果を併せて示す。

6.3.1　試験体 CWDS

せん断破壊先行型試験体 CWDS では，R=0.5×10^{-2}rad.のサイクルにおいて 1 層梁下と壁板とのずれが確認された。R=0.75×10^{-2}rad.のサイクルにおいて最大耐力 1,204kN が記録され，1 層壁板上隅角部および 2 層壁板下隅角部コンクリートのせん断ひび割れの拡幅が認められた。その後，壁板隅角部コンクリートの圧壊および側柱のせん断破壊が生じた。

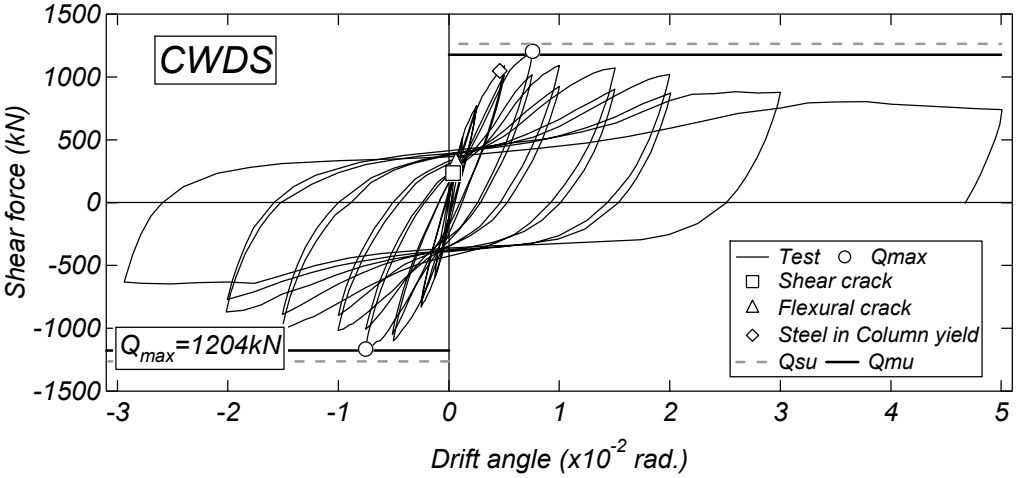
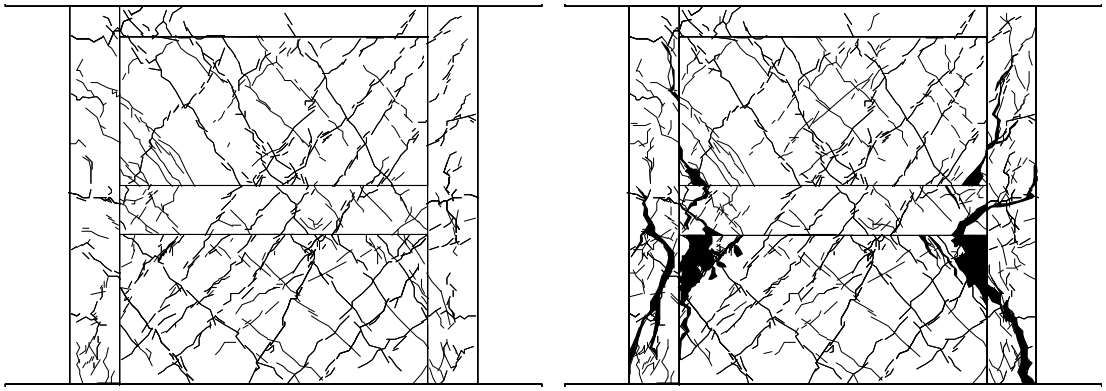


図 6.3.1(a)　せん断力－部材角関係



(a) R=0.75×10^{-2}rad.　　(b) 最終破壊状況

図 6.3.2(a)　破壊性状

6.3.2　試験体 CWDF

曲げ降伏先行型試験体 CWDF では，R=0.25×10^{-2}rad.のサイクルまでに 1 層側柱脚部の曲げひび割れおよび壁板のせん断ひび割れが発生した。R=0.5×10^{-2}rad.において側柱鉄骨フランジの全降伏が認められ，その後，耐力上昇は緩やかとなった。R=1.0×10^{-2}rad.のサイクルにおいて負側の最大耐力-976kN が記録され，R=1.5×10^{-2}rad.のサイクルにおいて正側の最大耐力 982kN が記録された。最大耐力を発揮した後，圧縮側柱脚部および圧縮側の壁板コンクリートの圧壊が認められ, R=2.0×10^{-2}rad.において耐力の急激な低下が確認され，実験を終了した。

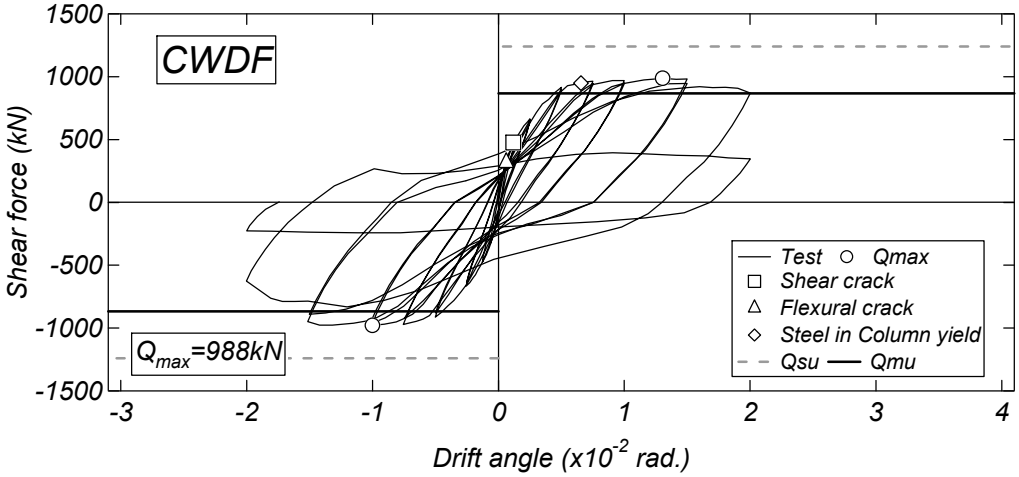
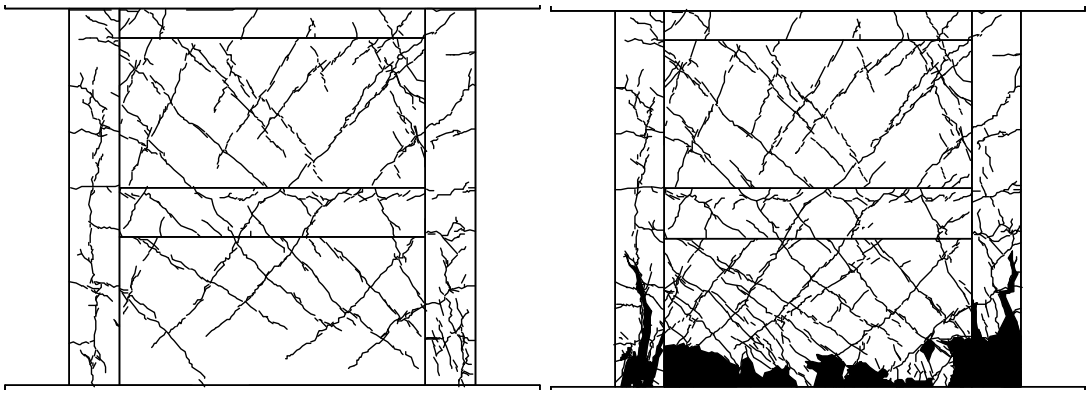


図 6.3.1(b)　せん断力－部材角関係



(a) R=0.75×10^{-2}rad.　　(b) 最終破壊状況

図 6.3.2(b)　破壊性状

6.3.3　壁横筋の定着の有無による比較

図 6.3.3 に各試験体のせん断力－部材角関係の包絡線を示す。同図では，第 2 章において示した壁縦筋の定着のない試験体 CWAS および CWAF の結果についても併せて示す。

せん断破壊先行型試験体についてみると, 周辺フレームへの定着がない試験体 CWDS の最大耐力（1,204kN）は壁縦筋の定着がない試験体 CWAS（-1,327kN）と比べて 10% 程度低くなっている。これは，壁横筋の定着を省略した影響も考えられるが，両試験体のコンクリート強度（CWAS : 38.6MPa，CWDS : 30.3MPa）の影響が大きいと考えられる。従って，両試験体の最大耐力は壁横筋の定着を省略したとしても同程度だと考えられる。最大耐力後の挙動に着目すると，試験体 CWDS は試験体 CWAS と比べて耐力低下の勾配が緩やかになっている。試験体 CWAS では, 1 層壁板と梁とのずれが認められ, それに伴い 1 層壁板の上隅角部に損傷の集中が認められる。一方, 試験体 CWDS では, 試験体 CWAS と同様に 1 層壁板と梁とのずれが生じているが，それに加えて 1 層壁板と柱とのずれも確認されており，試験体 CWAS と比べてより 1 層壁板の損傷が軽減されたことが一因だと考えられる。

曲げ降伏先行型試験体についてみると，周辺フレームへの定着がない試験体 CWDF および壁縦筋の定着のない試験体 CWAF の最大耐力は同程度の値となっている。最大耐力後の挙動についてみると, 両試験体ともに壁板脚部コンクリートの圧壊が認められたが，耐力の低下した部材角に差異がみられる。試験体 CWAF では，$R=3.0\times10^{-2}$rad.の負側サイクル中に耐力の急激な低下が認められたが, 試験体 CWDF では, $R=2.0\times10^{-2}$rad.の正側 2 サイクル目に耐力低下が認められた。これは，試験体 CWDF は試験体 CWAF と比べてコンクリート強度が低く，側柱鉄骨の降伏強度が高いことから，側柱コンクリートの圧壊が早期に生じたと考えられる。

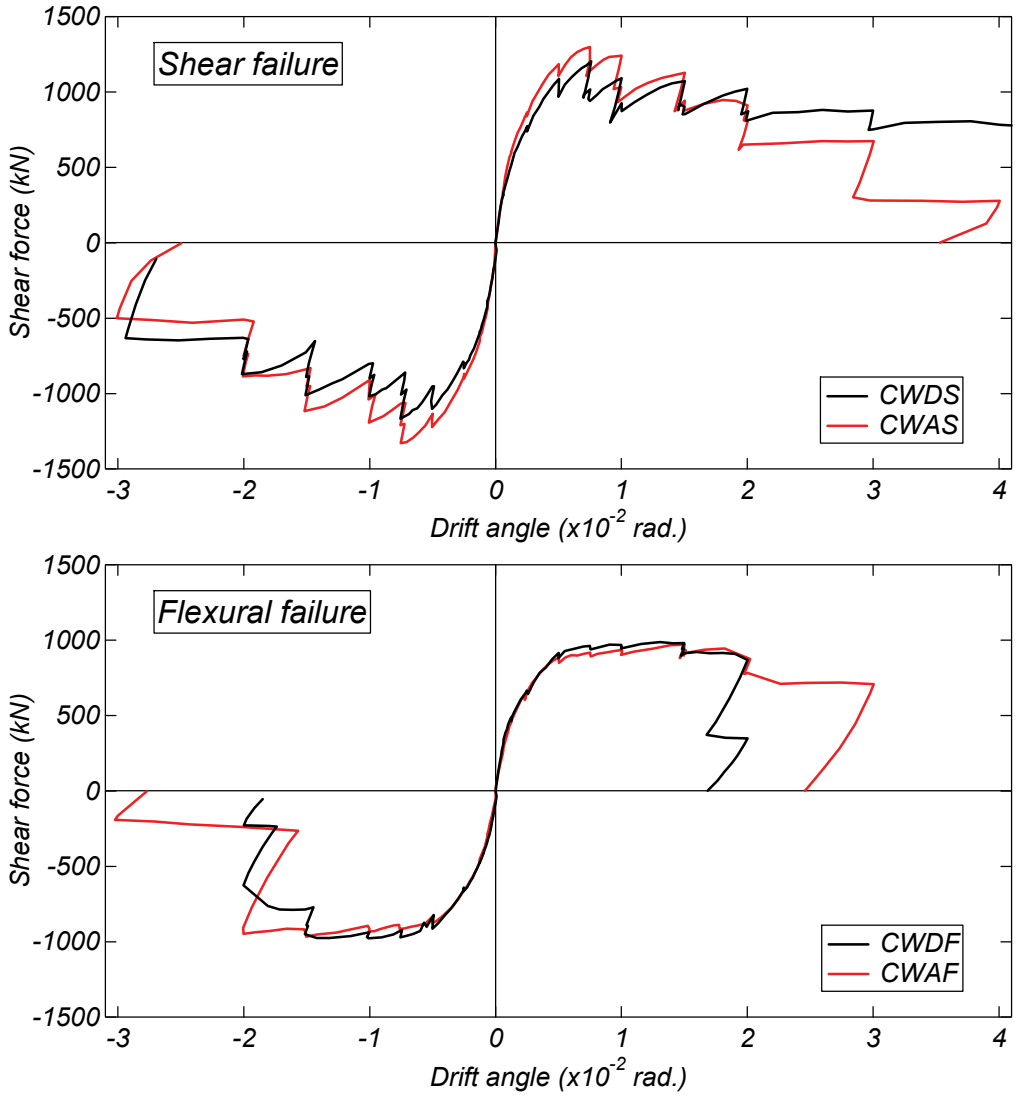


図 6.3.3　せん断力－部材角関係の包絡線の比較

図 6.3.4 に累積消費エネルギーの比較を，図 6.3.5 に等価粘性減衰定数の比較をそれぞれ示す。ここで，等価粘性減衰定数は第 2 章と同様の手法[46)]で算定している。

せん断破壊先行型試験体についてみると，試験体 CWDS の累積消費エネルギーは試験体 CWAS と比べて小さい傾向が認められる。また，試験体 CWDS の等価粘性減衰定数は試験体 CWAS と比べて同程度の値を示しているが，$R=2.0\times10^{-2}$rad.において試験体 CWDS と比べて僅かに小さくなっている。

一方，曲げ降伏先行型試験体について，試験体 CWDF の累積消費エネルギーは壁試験体 CWAF と比べて僅かに小さくなっており，試験体 CWDF の除荷剛性は試験体 CWAF と比べて低いことが伺える。また，試験体 CWCF および CWAF の等価粘性減衰定数は $R=1.5\times10^{-2}$rad.まで同程度の値となっているが，$R=2.0\times10^{-2}$rad.から試験体 CWCF の等価粘性減衰定数は耐力の低下に伴い急激に増加する傾向が認められる。

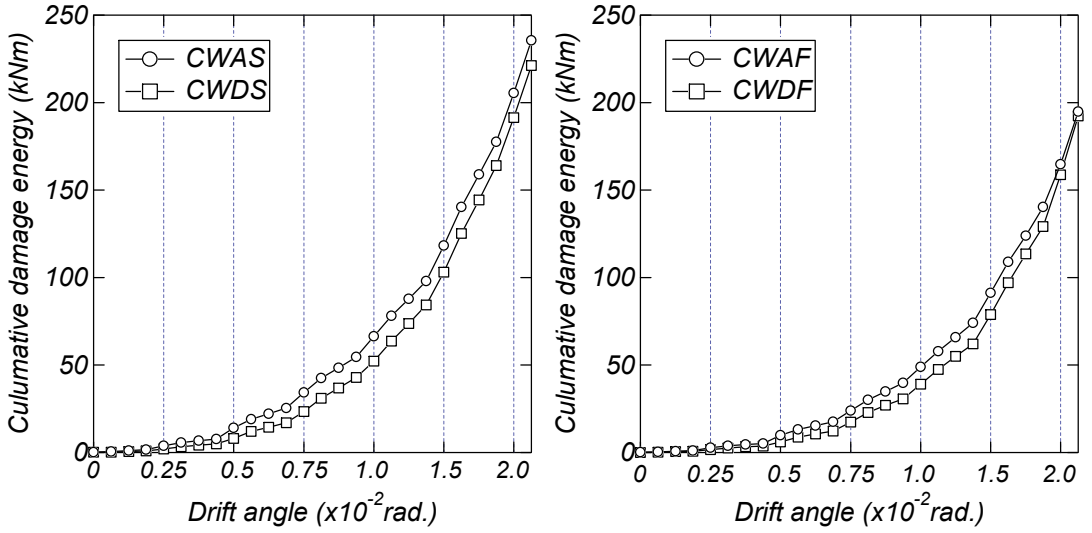


図 6.3.4　累積消費エネルギーの比較

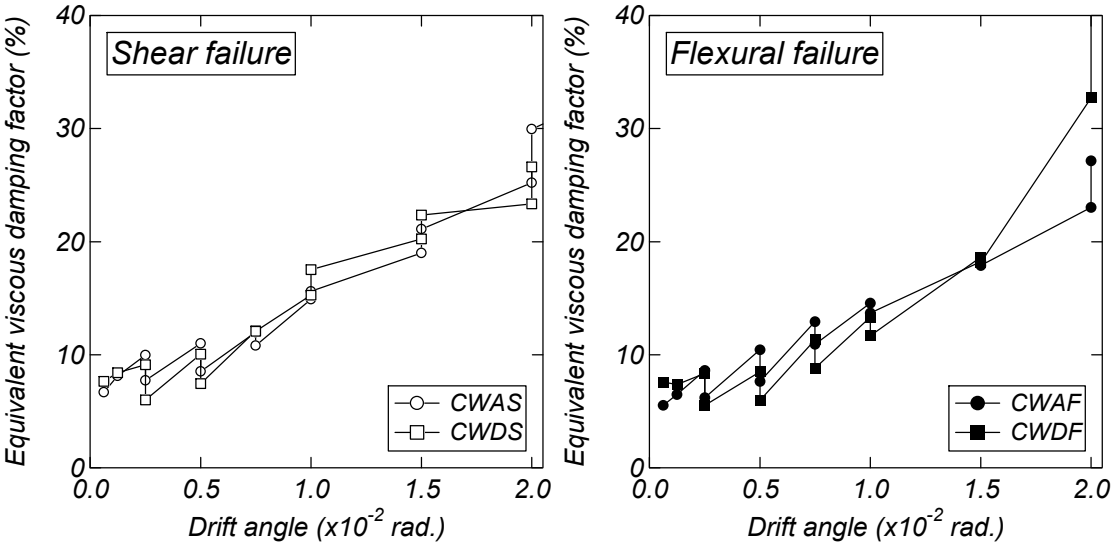


図 6.3.5　等価粘性減衰定数の比較

6.4　周辺架構と壁板の挙動

6.4.1　変形成分の比較

図 6.4.1 に各試験体の変形角 1 サイクル目正載荷ピーク時における変形成分の割合をそれぞれ示す。

ここで，各変形成分を以下のように定義する。すなわち，CES 造耐震壁の変形成分は 1 層曲げ変形 δ_{1f}，1 層せん断変形 δ_{1s}，2 層曲げ変形 δ_{2f}，2 層せん断変形 δ_{2s} および 1 層曲げ変形から生じる 2 層回転変形 δ_{2r} である。図 6.4.2 に変位計取り付け位置を示す。実験結果では各層の曲げ変形（式(6.4.1)および(6.4.2)）および 2 層回転変形（式(6.4.3)）は高さ方向に 7 分割して測定した側柱の軸方向変形量から回転角 θ_i を求め, 高さ方向に積分することで算出した。1 層せん断変形は 1 層の全体変形から 1 層曲げ変形を差し引いて算出し（式(6.4.4)），2 層せん断変形は全体変形からその他の変形を差し引いて算出した（式(6.4.5)）。

$$\delta_{1f} = \sum_{i=1}^{3}\left[\frac{\theta_i \cdot a_i}{2} + \theta_i\left(h_1 - \sum_{j=1}^{i} a_j\right)\right] \tag{6.4.1}$$

$$\delta_{2f} = \sum_{i=4}^{7}\left[\frac{\theta_i \cdot a_i}{2} + \theta_i\left(h_2 - \sum_{j=4}^{i} a_j\right)\right] \tag{6.4.2}$$

$$\delta_{2r} = \sum_{i=1}^{3}\theta_i \cdot h_2 \tag{6.4.3}$$

$$\delta_{1s} = \delta_1 - \delta_{1f} \tag{6.4.4}$$

$$\delta_{2s} = \delta_2 - \left(\delta_{1f} + \delta_{1s} + \delta_{2f} + \delta_{2r}\right) \tag{6.4.5}$$

ここで，a_i，a_j : 各計測区間長さ，h_1，h_2 : 1 層および 2 層の水平変位計測高さである。

せん断破壊先行型試験体 CWDS についてみると，R=0.0625 および 0.125×10^{-2}rad.の各変形成分はほぼ同程度の値を示している。その後，R=0.5×10^{-2}rad.のサイクルから 1 層せん断変形成分の割合が増加し，1 層曲げ変形および 1 層回転変形成分の減少が顕著となっている。一方，壁縦筋の定着のない試験体 CWAS では，最大耐力を発揮した後の R=1.0×10^{-2}rad.から 1 層せん断変形成分が増加しており, 壁横筋の定着状態によってせん断変形成分の推移に差異が確認できる。

曲げ降伏先行型試験体 CWDF についてみると，サイクルの進行に伴い 1 層の変形が

増加し，2 層の変形成分が減少している。特に，1 層曲げ変形とそれから生じる 1 層回転変形の増加および 2 層せん断変形成分の減少が顕著である。試験体 CWDF は壁縦筋の定着のない試験体 CWAF と比べて $R=0.125\times10^{-2}$rad.までの 2 層変形が大きくなるものの，その後の変形成分の割合はほぼ同程度の値を示しており，曲げ降伏先行型試験体では，壁横筋の定着状態は変形成分にほぼ影響を及ぼさない傾向が確認できる。

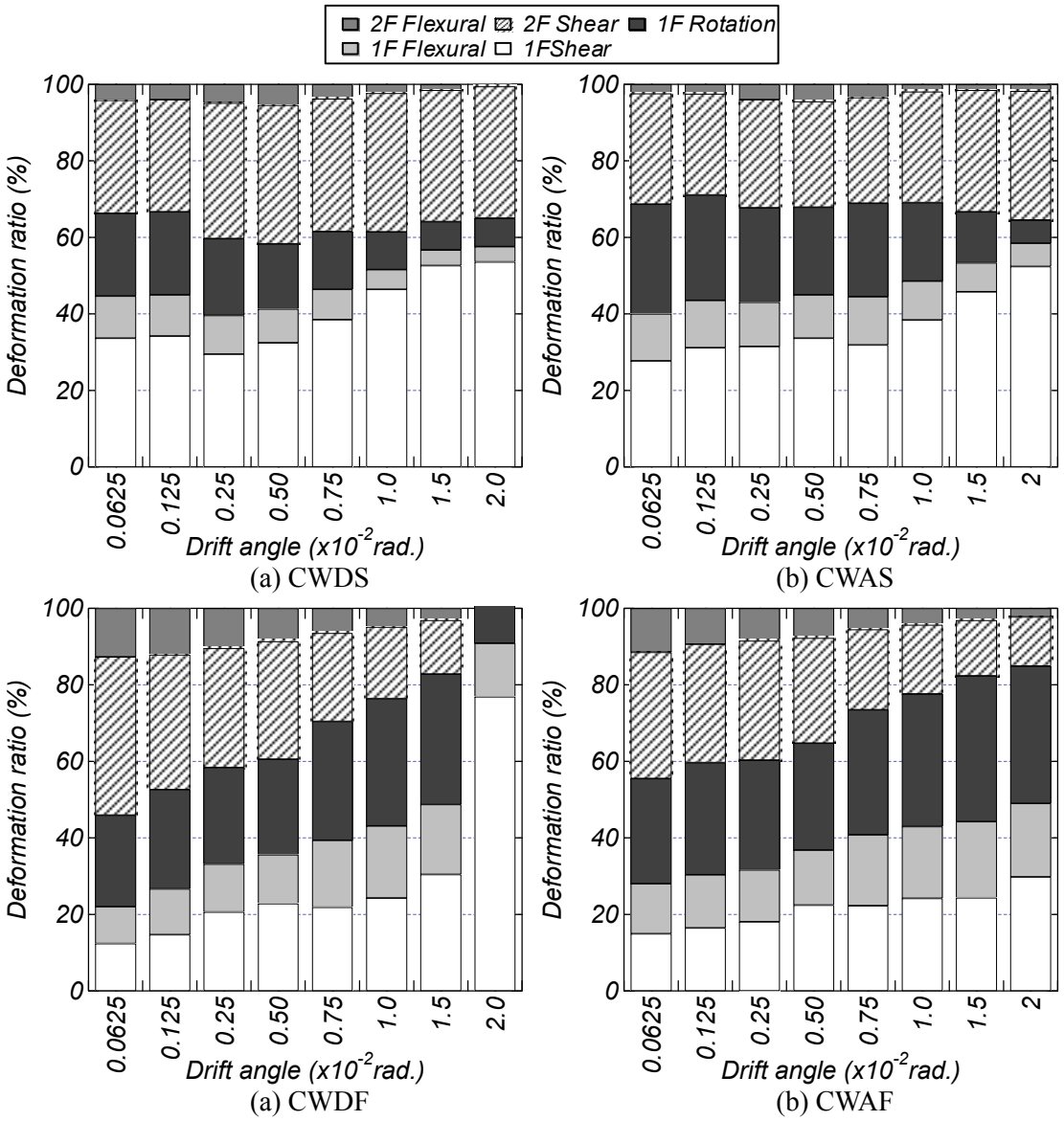


図 6.4.1　変形成分の割合

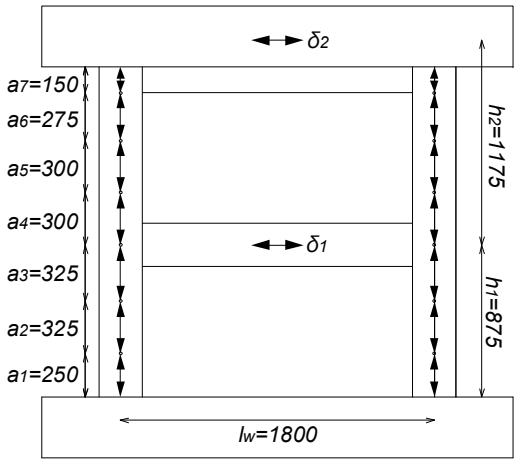


図 6.4.2　変位計取り付け位置

6.4.2　壁板と梁および柱のずれ

図 6.4.3 に各サイクル正載荷ピーク時における 1 層壁板および 2 層壁板と梁とのずれの推移を示す。また，ずれの計測位置は図 6.4.4 に示す。

せん断破壊先行型試験体についてみると，周辺フレームに定着のない試験体 CWDS では，1 層梁上のずれは $R=0.75\times10^{-2}$rad.から，1 層梁下のずれは $R=0.5\times10^{-2}$rad.からそれぞれ増大が確認できる。一方，壁縦筋の定着のない試験体 CWAS では，1 層梁上および 1 層梁下のずれは最大耐力を発揮後の $R=1.0\times10^{-2}$rad.から増大が認められ，ずれの発生は試験体 CWDS と比べて遅い傾向が確認でき，このことが 6.4.1 項において試験体 CWDS の 1 層せん断成分は試験体 CWAS と比べて大きくなった一因と考えられる。さらに，試験体 CWDS では，$R=0.75\times10^{-2}$rad.から 1 層壁板と側柱との鉛直方向ずれも確認されており，試験体 CWDS の壁板と周辺フレームは試験体 CWAS と比べてより別々の挙動をしていると考えられる。

一方，曲げ降伏先行型試験体 CWDF では，壁板と梁および柱とのずれの挙動は認められず，壁縦筋の定着のない試験体 CWAF とほぼ同じ挙動を示している。

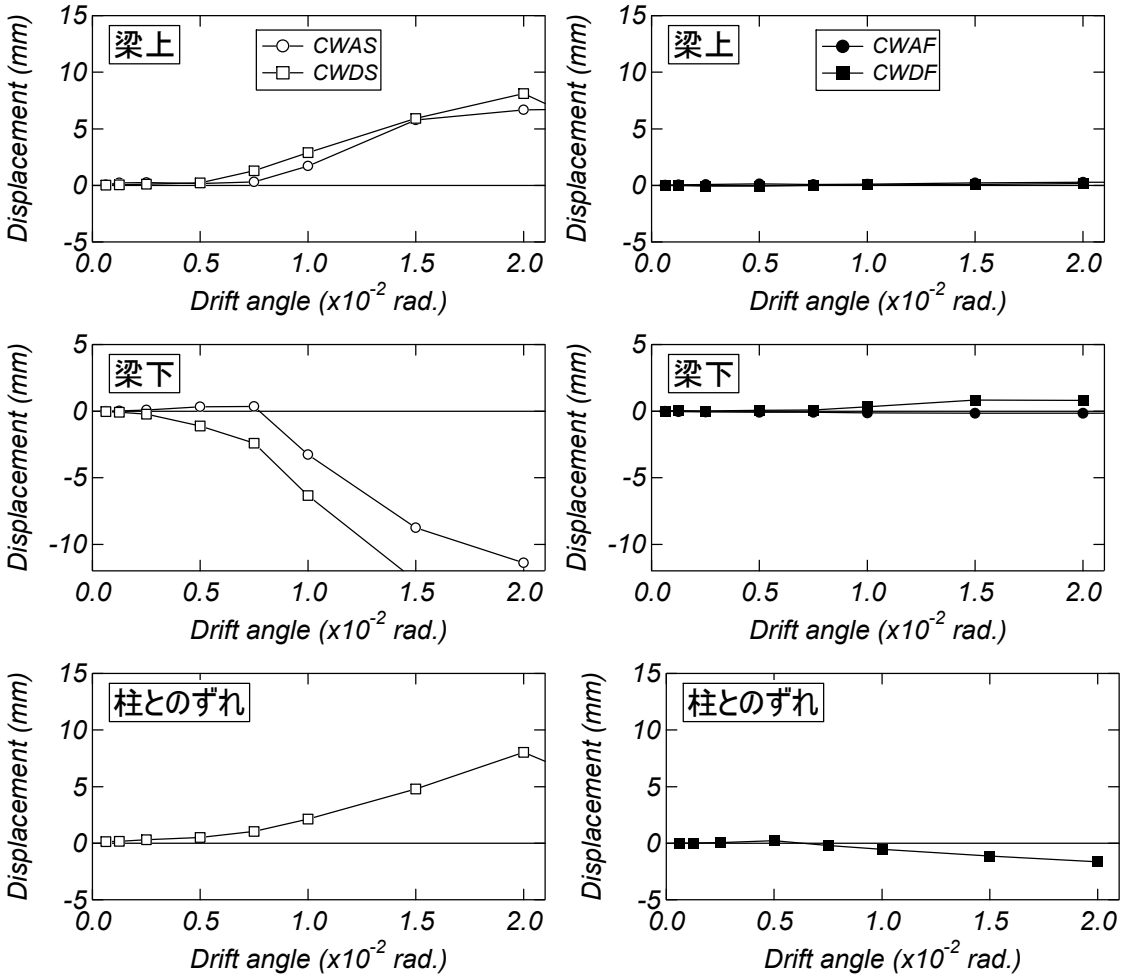


図 6.4.3　壁板と梁および柱とのずれの推移

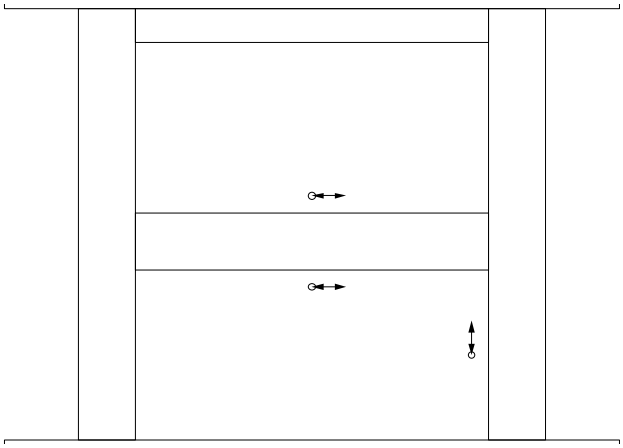


図 6.4.4　ずれの計測位置

6.4.3　周辺架構の曲率

図 6.4.5 に壁縦筋の定着のない試験体 CWAS および周辺フレームに定着のない試験体 CWDS の正載荷ピーク時の柱鉄骨フランジの曲率分布を示す。なお，曲率は図 6.4.6 に示す位置のひずみゲージから計測された値を用いている。

試験体 CWDS の圧縮側柱の曲率分布についてみると，変形角の進行に伴い，1 層脚部および 1 層中央付近の曲率が大きくなっている。一方，引張側柱の曲率分布についてみると，最大耐力を発揮する $R=0.75\times10^{-2}$rad.までは 1 層脚部から 2 段目と 2 層脚部の曲率の増加が顕著となる。また，周辺フレームに定着のない試験体 CWDS の曲率分布は壁縦筋の定着のない試験体 CWAS とほぼ同様の性状を示しており，壁横筋の定着の有無は付帯柱の壁板への拘束状態にほぼ影響しないと考えられる。

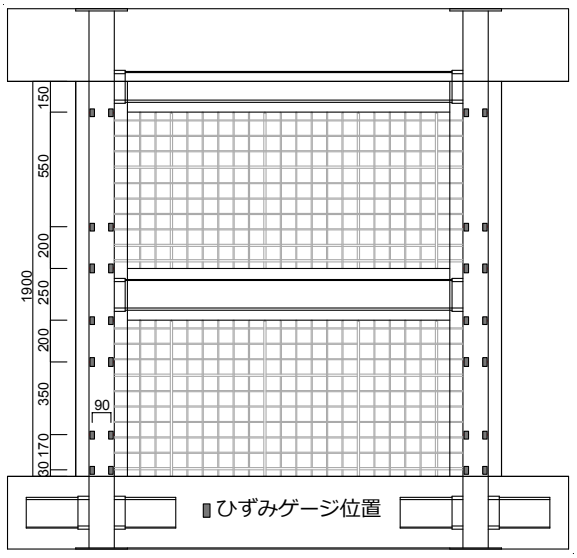


図 6.4.6　側柱鉄骨フランジのひずみゲージ貼り付け位置

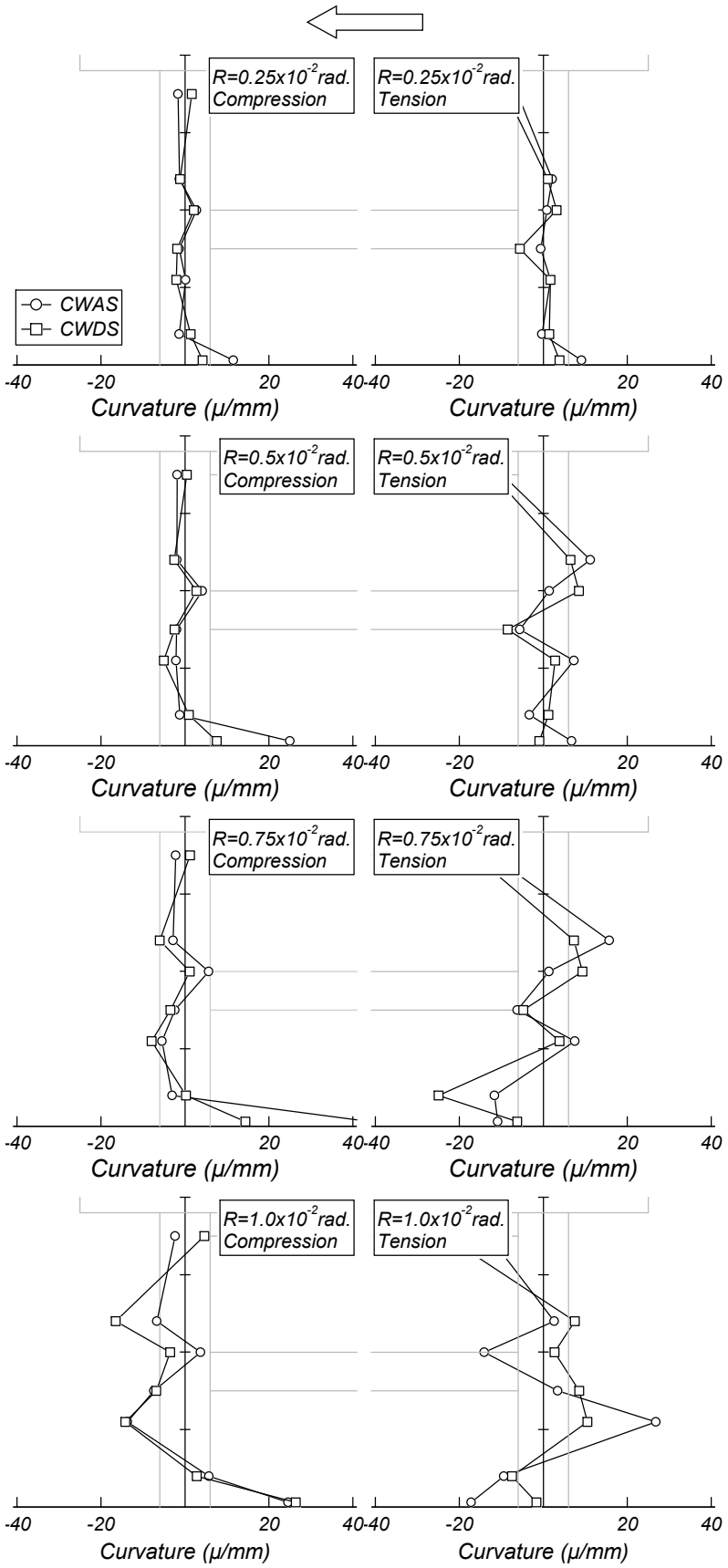


図 6.4.5　CES 柱鉄骨フランジの曲率分布

6.5　まとめ

本研究では，CES 造周辺架構と壁板との定着を簡略化した CES 造耐震壁の構造実験を実施し，当該耐震壁の構造性能について検討を行った。

本研究により得られた知見を以下に示す。

1) せん断破壊先行型試験体および曲げ降伏先行型試験体ともに，周辺フレームへの定着を省略した CES 造耐震壁は壁縦筋の定着を省略したものと同程度の最大耐力を示しており，壁横筋の定着状態が最大耐力に及ぼす影響は小さい。

2) せん断破壊先行型試験体において，周辺フレームへの定着を省略した試験体および壁縦筋の定着を省略した試験体は 1 層壁板の上隅角に損傷の集中が認められるが，損傷領域は周辺フレームへの定着を省略した試験体は壁縦筋の定着を省略した試験体と比べて小さくなり，変形性能が向上した一因だと考えられる。

3) 周辺フレームへの定着を省略した試験体は壁板と梁および柱のずれが早期に生じており，壁縦筋の定着のない試験体と比べてさらに壁板の変形が緩和されたとかんがえられる。

4) 曲げ降伏先行型試験体では，周辺フレームへの定着を省略した試験体は壁縦筋の定着を省略した試験体と比べて早期に耐力低下が生じているが，周辺フレームへの定着を省略した試験体は壁縦筋の定着を省略した試験体と比べてコンクリートの圧縮強度が低く，側柱鉄骨の降伏強度が高いことが原因と考えられ，横筋の定着状況の有無が CES 造耐震壁の変形性能に及ぼす影響は小さいと考えられる。

第 7 章　CES 造耐震壁の各種強度計算法の検討

7.1　はじめに

本節では，CES 造耐震壁の主要な剛性変化点と考えられる曲げひび割れ強度，せん断ひび割れ強度，曲げ終局強度およびせん断終局強度を既往の RC および SRC 造耐震壁の算定式を参考に整理・検討を行う。表 7.1.1 に第 2 章から第 6 章までに示した CES 造耐震壁の実験結果一覧を示す。各強度計算では 1 層のコンクリート強度を用いて計算を行っている。また，試験体 CWCS および CWCF の壁板が柱に偏心して取り付いた影響および試験体 CWDS および CWDF の壁横筋が定着していない影響は無視して計算を行った。なお，曲げ終局強度およびせん断終局強度の計算結果では付録 2 に示す既往の RC 造耐震壁の実験データも併せて示す。

本章で取り扱っている記号は特に断りのない場合は SI 単位系を使用している。

表 7.1.1　実験結果一覧

試験体		*CWAS*	*CWBS*	*CWCS*	*CWDS*	*CWAF*	*CWBF*	*CWCF*	*CWDF*
コンクリート強度	σ_B (MPa)	38.6	42.0	32.3	30.3	41.2	40.1	33.8	35.1
曲げひび割れ	Q_{mcr}	341	277	337	320	287	266	192	315
せん断ひび割れ	Q_{scr}	440	287	534	234	433	432	480	477
最大耐力	Q_{max}	1,328	1,336	1,256	1,203	971	1,018	924	988

単位：kN

7.2　曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度 Q_{mcr} は文献 66)に示される弾性論から求まる式(7.2.1)によって評価する。

＜弾性理論式＞

$$Q_{mcr} = \left(0.56\sqrt{\sigma_B} + \frac{N}{A_e}\right) \cdot Z_e \tag{7.2.1}$$

ここで，σ_B：コンクリートの圧縮強度，N：軸方向力（圧縮を正），A_e：鉄骨および鉄筋を含めた等価断面積，Z_e：鉄骨および鉄筋を含めた等価断面係数である。

普通コンクリートの圧縮強度 σ_B と曲げ引張強度 ${}_c\sigma_t$ の関係については文献 67)で示されている。図 7.2.2 に梁の曲げひび割れ時のコンクリート引張応力を示す。コンクリートのような材料では多少のばらつきがみられるものの，曲げひび割れ強度はコンクリート強度の平方根に比例しており，曲げ引張強度はおおよそ 0.38 から 0.75 の範囲に収まっている。

一方で，CES 構造においては繊維補強コンクリートを使用しており，圧縮強度と曲げ引張強度の関係については文献 68)において検討がなされている。図 7.2.2 に繊維補強コンクリートの圧縮強度と曲げ強度の関係を示す。同図をみると，普通コンクリートの曲げ引張強度の平均式を上回っており，過小評価する傾向が認められる。

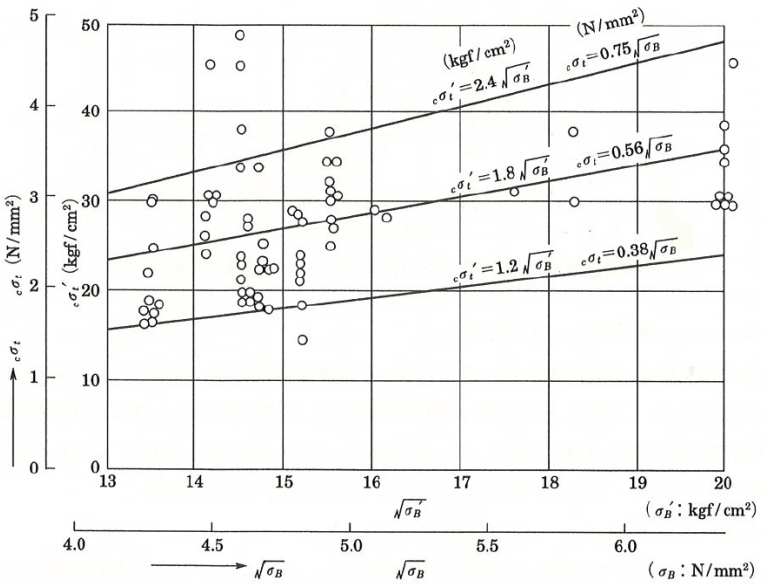


図 7.2.1　梁の曲げひび割れ時のコンクリート引張応力 [67)]

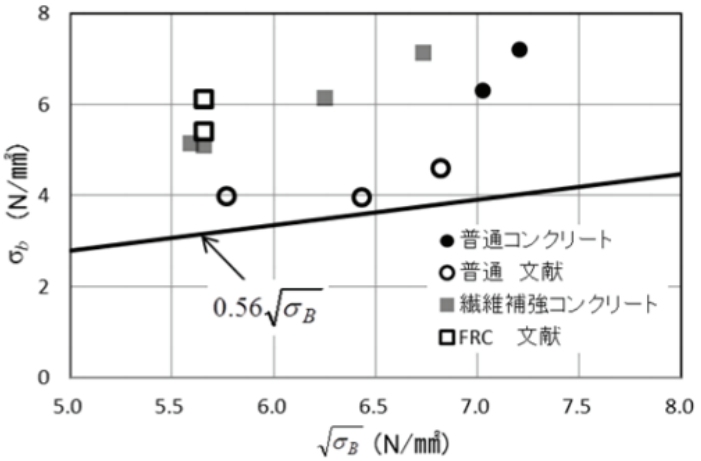


図 7.2.2　繊維補強コンクリートの圧縮強度と曲げ強度の関係 [68)]

表 7.2.1 に曲げひび割れ強度計算結果の一覧を, 図 7.2.3 に曲げひび割れ強度の実験結果および計算結果の比較を示す。

同図をみると，試験体 CWBS および CWCF の実験結果は他の試験体と比べて低い傾向が認められる。一方，せん断破壊先行型試験体および曲げ降伏先行型試験体ともに曲げひび割れ強度の計算結果は実験結果を過大評価しており，図 7.2.2 と逆の傾向を示している。この原因として本論に示す CES 造耐震壁は下スタブと 1 層試験区間のコンクリートを別々に打設しており, 繊維補強コンクリートの曲げ引張強度は過小評価している可能性が考えられる。

表 7.2.1　曲げひび割れ強度計算結果一覧

試験体		CWAS	CWBS	CWCS	CWDS	CWAF	CWBF	CWCF	CWDF
曲げひび割れ強度	$_{exp}Q_{mcr}$	341	277	337	320	287	266	192	315
弾性理論式	Q_{mcr}	532	540	493	478	359	358	324	343
	$_{exp}Q_{mcr}/Q_{mcr}$	0.64	0.51	0.68	0.67	0.80	0.74	0.59	0.92

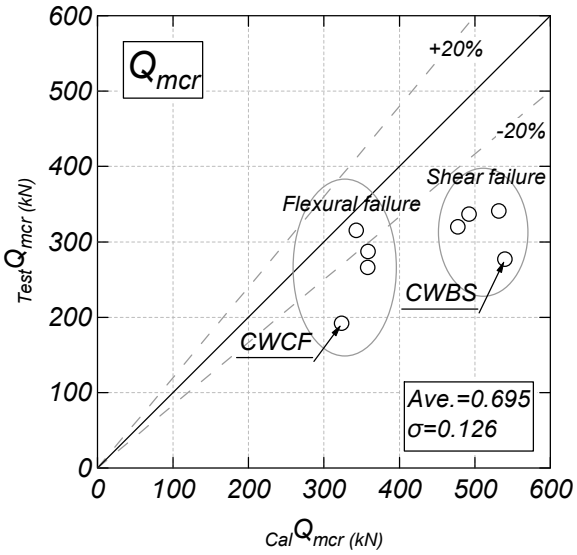


図 7.2.3　曲げひび割れ強度の実験値および計算値の比較

7.3　せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は文献 66)等に示される主応力式 Q_{scr1}（式(7.3.1)），菅野ら [69]によって提案された実験式 Q_{scr2}（式(7.3.7)）および文献 70)に示される下限式（式(7.3.8)）によって評価する。

＜主応力式＞

$$Q_{scr1} = {}_s\tau_{cr} \cdot {}_W t \cdot {}_W l / \kappa_s \tag{7.3.1}$$

$${}_s\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_{cr}^2 + \sigma_{cr} \cdot \sigma_0} \tag{7.3.2}$$

$$\kappa_s = 3(1+u)\frac{1-u^2(1-\upsilon)}{4\left[1-u^3(1-\upsilon)\right]} \tag{7.3.3}$$

$$u = l'/\left(l' + \sum D\right) \tag{7.3.4}$$

$$\upsilon = {}_W t / b \tag{7.3.5}$$

$$\sigma_{cr} = 0.33\sqrt{\sigma_B} \tag{7.3.6}$$

＜菅野式＞

$$Q_{scr2} = \left(0.043 p_g + 0.051\right) F_c \cdot A_w \quad \text{(kg)} \tag{7.3.7}$$

＜下限式＞

$$Q_{scr3} = \min\left[\frac{1}{20}F_c,\quad 1.5\left(5 + \frac{1}{100}F_c\right)\right] \cdot {}_W t \cdot {}_W l \quad \text{(kg)} \tag{7.3.8}$$

ここで，$_Wt$：壁厚，$_Wl$：側柱中心間距離，σ_0：全断面積に対する軸方向応力度（圧縮を正），l'：壁板の内法長さ，D：側柱のせい，b：側柱の幅，p_g：A_w に対する柱 1 本の主筋量（鉄骨量）の割合(%)，F_c：コンクリート強度(kgf/cm^2)，A_w：耐震壁の壁厚と側柱中心間距離の積(cm^2)である。

図 7.3.1 に繊維補強コンクリートの圧縮強度と割裂強度の関係 [67]を示す。また，同図中の実線は普通コンクリートの割裂強度の下限値を示している。同図をみると，普通コンクリートおよび繊維補強コンクリートの割裂強度は同程度の値を示している。繊維補強コンクリートの割裂強度の算定式は普通コンクリートと同様のものを使用しても良いと判断できる。

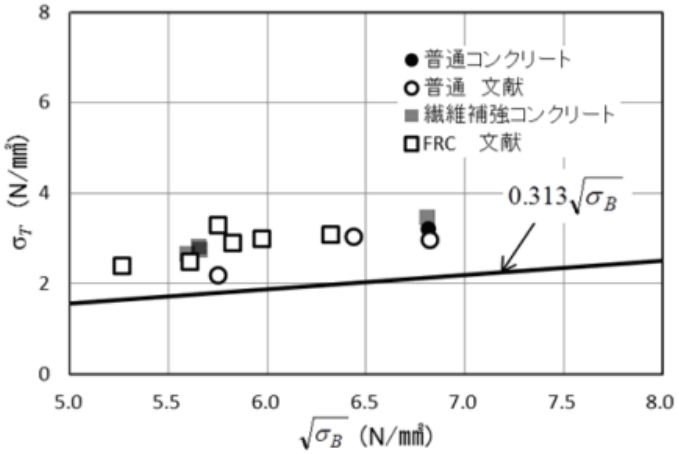
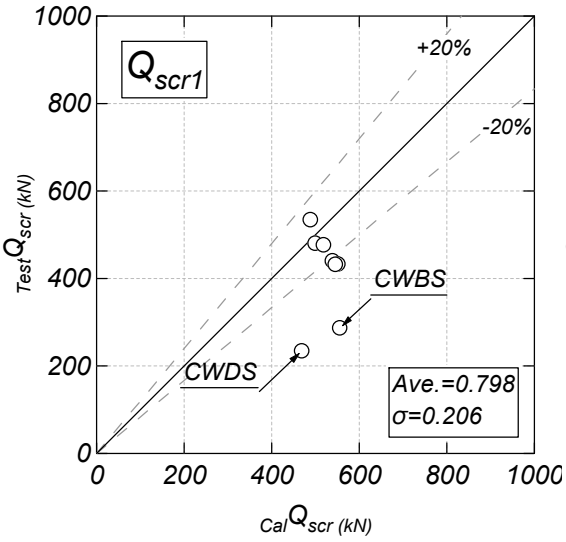


図 7.3.1　繊維補強コンクリートの圧縮強度と割裂強度の関係 [67)]

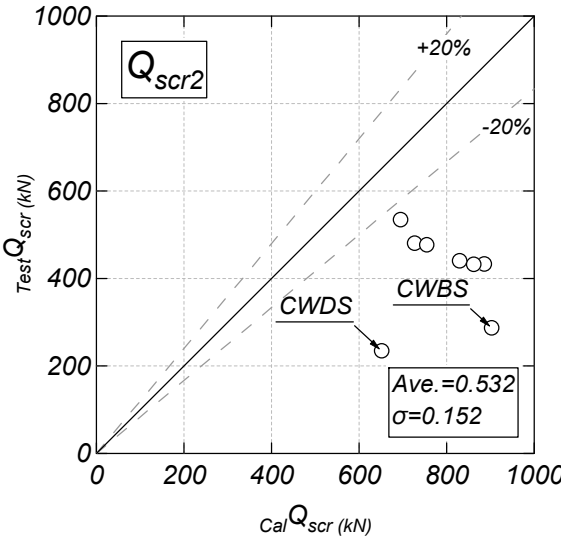
表 7.3.1 にせん断終局強度計算結果の一覧を図 7.3.2 にせん断ひび割れ強度の実験値および計算値の比較を示す。同図をみると，試験体 CWBS および CWDS のせん断ひび割れ強度の実験値は他の試験体と比べて小さく，ばらつきが認められる。各せん断強度算定式の結果についてみると，同図(a)に示す式(7.3.1)の算定結果では，前述の 2 つの試験体を除く試験体の計算結果はおよそ±20%の範囲付近に収まっており, 3 つの算定式の中では実験結果との対応が最もよく，概ね評価可能だと判断できる。同図(b)では，計算結果および実験結果の比率は 0.53 となり，過大評価となっている。一方，同図(c)では，計算結果および実験結果の比率は 1.76 となり，過小評価する傾向が認められる。式(7.2.8)および式(7.2.9)のせん断ひび割れ強度の計算結果は実験結果と大きな差異が認められる。3 つのせん断強度算定式は耐震壁断面積にせん断ひび割れ応力度を乗じる式となっているが，式(7.2.8)および式(7.2.9)ともに軸方向応力度の影響が考慮されておらず，また，コンクリート強度も適用範囲外（式(7.2.8)では 180～350kgf/cm^2，式(7.2.9)では 360kgf/cm^2 以下）の試験体も存在しており，実験結果との相違が生じたと考えられる。

表 7.3.1　せん断終局強度計算結果一覧

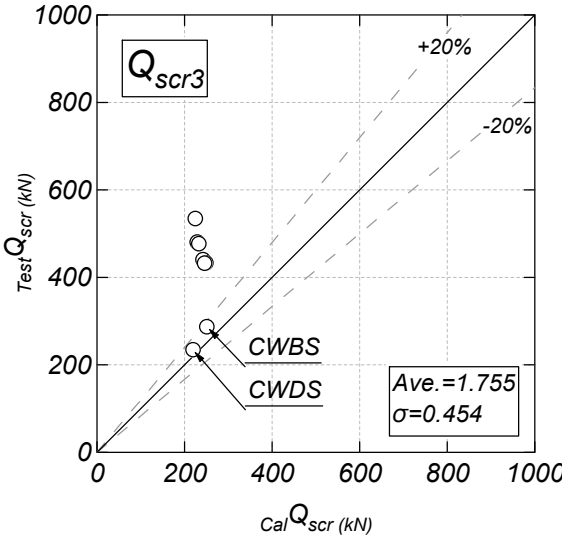
試験体		CWAS	CWBS	CWCS	CWDS	CWAF	CWBF	CWCF	CWDF
せん断ひび割れ強度	$_{exp}Q_{scr}$	440	287	534	234	433	432	480	477
主応力式	Q_{scr1}	539	555	488	469	551	545	500	518
	$_{exp}Q_{scr}/Q_{scr1}$	0.82	0.52	1.09	0.50	0.79	0.79	0.96	0.92
菅野式	Q_{scr2}	830	903	695	652	886	862	727	755
	$_{exp}Q_{scr}/Q_{scr2}$	0.53	0.32	0.77	0.36	0.49	0.50	0.66	0.63
下限式	Q_{scr3}	242	251	225	220	249	246	229	233
	$_{exp}Q_{scr}/Q_{scr3}$	1.82	1.14	2.37	1.07	1.74	1.76	2.10	2.05



(a) 主応力式



(b) 菅野式



(c) 下限式

図 7.3.2　各せん断ひび割れ強度の実験値および計算値の比較

7.4　曲げ終局強度

曲げ終局強度は平面保持を仮定した略算式 1[5)]（式(7.4.1)）および略算式 2[70)]（式(7.4.2)）と，一般化累加強度理論によって評価する。なお，壁縦筋の定着のない試験体においては式(7.4.1)および式(7.4.2)の壁縦筋の項を無視して計算を行っている。

一般化累加強度は CES 造耐震壁の断面を柱コンクリート，壁板コンクリート，柱鉄骨および壁縦筋の 4 つの要素に分割して計算を行った。図 7.4.1 に CES 造耐震壁の曲げ抵抗機構を示す。側柱コンクリートのコンクリート強度 ${}_c\sigma_B$ は文献 5)を参考にコンクリート強度 σ_B に 0.75 を乗じて計算を行っている。また，側柱鉄骨は側柱中央に，壁縦筋は壁板の中央にそれぞれ集中配筋されているものと仮定した。以上の仮定によると，本研究で用いた CES 造耐震壁の軸力の範囲では式(7.4.3)が求まる。なお，壁縦筋の定着のない試験体では，壁縦筋の項を省略して計算を行った。また，略算式 1 および略算式 2 は一般化累加強度理論を簡略化して求められた式となっており，略算式 1 は側柱コンクリート断面と作用軸力の影響を簡略化しており，略算式 2 は作用軸力の影響と耐震壁のせいの影響を簡略化したものとなっている。表 7.4.1 に一般化累加強度理論による軸力と曲げ終局強度の相関方程式を示す。

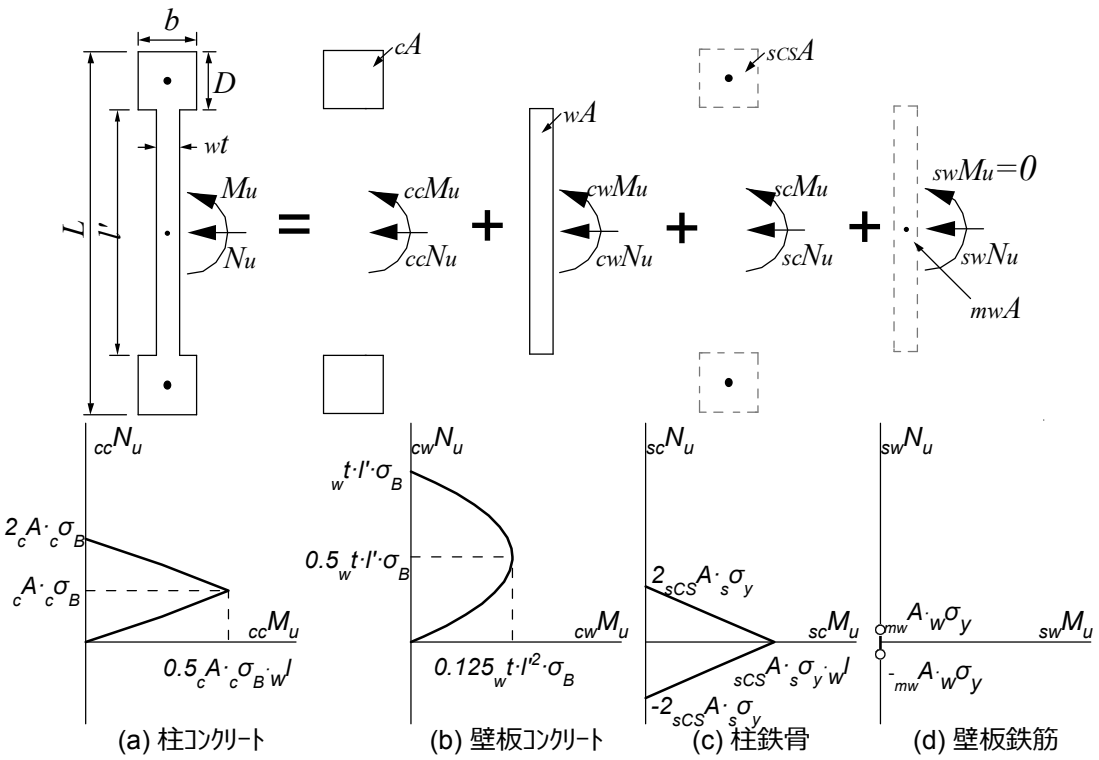


図 7.4.1　CES 造耐震壁の曲げ抵抗機構 [5)]

表 7.4.1　軸力と曲げ終局モーメントの相関方程式

軸方向力の範囲	曲げ終局モーメント
$-2_{sCS}A\cdot_s\sigma_y-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y\le N_u<-2_{sCS}A\cdot_s\sigma_y-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+\frac{{}_CA}{2}\cdot_c\sigma_B$	$M_u=\frac{1}{2}L\cdot\left(N_u+{}_{sCS}A\cdot_s\sigma_y+{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y\right)\cdot\left(1-\frac{N_u+{}_{sCS}A\cdot_s\sigma_y}{b\cdot L\cdot_c\sigma_B}\right)$
$-2_{sCS}A\cdot_s\sigma_y-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+\frac{{}_CA}{2}\cdot_c\sigma_B\le N_u<-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+{}_CA\cdot_c\sigma_B$	$M_u={}_{sCS}A\cdot_s\sigma_y\cdot_Wl+\frac{1}{2}L\cdot\left(N_u+{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y\right)\cdot\left(1-\frac{N_u+{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y}{b\cdot L\cdot_c\sigma_B}\right)$
$-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+{}_CA\cdot_c\sigma_B\le N_u\le-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+{}_CA\cdot_c\sigma_B+\frac{{}_WA}{2}\cdot\sigma_B$	$M_u=\left({}_CA\cdot_c\sigma_B+{}_{sCS}A\cdot_s\sigma_y\right)\cdot_Wl$ $+\frac{1}{2}l'\left(N_u+{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y-{}_CA\cdot_c\sigma_B\right)\cdot\left(1-\frac{N_u+{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y-{}_CA\cdot_c\sigma_B}{{}_WA\cdot\sigma_B}\right)$
$-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+{}_CA\cdot_c\sigma_B+\frac{{}_WA}{2}\cdot\sigma_B\le N_u$ $\le{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+{}_CA\cdot_c\sigma_B+{}_WA\cdot\sigma_B$	$M_u=\left({}_CA\cdot_c\sigma_B+{}_{sCS}A\cdot_s\sigma_y\right)\cdot_Wl$ $+\frac{1}{2}l'\left(N_u-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y-{}_CA\cdot_c\sigma_B\right)\cdot\left(1-\frac{N_u-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y-{}_CA\cdot_c\sigma_B}{{}_WA\cdot\sigma_B}\right)$
${}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+{}_CA\cdot_c\sigma_B+{}_WA\cdot\sigma_B<N_u$ $\le2_{sCS}A\cdot_s\sigma_y+{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+\frac{3_CA}{2}\cdot_c\sigma_B+{}_WA\cdot\sigma_B$	$M_u=\left({}_CA\cdot_c\sigma_B+{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+{}_WA\cdot\sigma_B-N_u\right)\cdot L+{}_{sCS}A\cdot_s\sigma_y\cdot_Wl$ $-\frac{1}{2}L\left(N_u-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y-{}_WA\cdot\sigma_B\right)\cdot\left(1-\frac{N_u-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y-{}_WA\cdot\sigma_B}{b\cdot L\cdot_c\sigma_B}\right)$
$2_{sCS}A\cdot_s\sigma_y+{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+\frac{3_CA}{2}\cdot_c\sigma_B+{}_WA\cdot\sigma_B<N_u$ $\le2_{sCS}A\cdot_s\sigma_y+{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+2_CA\cdot_c\sigma_B+{}_WA\cdot\sigma_B$	$M_u=\left({}_CA\cdot_c\sigma_B+2_{sCS}A\cdot_s\sigma_y+{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y+{}_WA\cdot\sigma_B-N_u\right)\cdot L+{}_{sCS}A\cdot_s\sigma_y\cdot_Wl$ $-\frac{1}{2}L\left(N_u-2_{sCS}A\cdot_s\sigma_y-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y-{}_WA\cdot\sigma_B\right)\cdot\left(1-\frac{N_u-2_{sCS}A\cdot_s\sigma_y-{}_{mW}A\cdot_m\sigma_y-{}_WA\cdot\sigma_B}{b\cdot L\cdot_c\sigma_B}\right)$

＜略算式 1＞

$$Q_{mu1} = \left(\frac{N_u}{2} \cdot {}_W l + {}_{sCS}A \cdot {}_s\sigma_y \cdot {}_W l + \frac{{}_{mW}A}{2} \cdot {}_m\sigma_y \cdot {}_W l \right) \Big/ h \qquad (7.4.1)$$

＜略算式 2＞

$$Q_{mu2} = \left[0.9\,{}_{sCS}A \cdot {}_s\sigma_y \cdot L + 0.4\,{}_{mW}A \cdot {}_m\sigma_y \cdot L + 0.5N_u \cdot L\left(1 - \frac{N_u}{B \cdot L \cdot \sigma_B}\right) \right] \Big/ h \qquad (7.4.2)$$

＜一般化累加強度式＞

$$Q_{mu3} = \left\{ {}_{sCS}A \cdot {}_s\sigma_y \cdot {}_W l + \frac{1}{2} L \cdot \left(N_u + {}_{mW}A \cdot {}_m\sigma_y\right) \cdot \left(1 - \frac{N_u + {}_{mW}A \cdot {}_m\sigma_y}{b \cdot L \cdot {}_c\sigma_B}\right) \right\} \Big/ h \qquad (7.4.3)$$

ここで，N_u：耐震壁の軸方向力（圧縮を正），${}_Wl$：両側柱中心間距離，${}_{sCS}A$：引張側柱の鉄骨断面積，${}_s\sigma_y$：引張側柱の鉄骨降伏強度，${}_{mW}A$：耐震壁の壁縦筋断面積，${}_m\sigma_y$：耐震壁の壁縦筋降伏強度，h：想定加力高さ，L：耐震壁の全せい，B：耐震壁の圧縮側柱の幅，σ_B：コンクリートの圧縮強度である。

表 7.4.2 に曲げ終局強度計算結果一覧を，図 7.4.2 に曲げ終局強度の実験値および計算値の比較を示す。また，図 7.4.3 に既往の RC 造耐震壁の曲げ終局強度の実験値および式(7.4.1)による計算値の比較も併せて示す。

同図をみると，実験結果と計算結果との比率の平均値をみると，略算式 1 は 1.13，略算式 2 は 1.09 および一般化累加強度式は 1.11 となっており，いずれの曲げ終局強度算定式においても計算結果に大きな差異はみられない。しかしながら，各曲げ終局強度計算結果と曲げ降伏先行型試験体の実験結果の比率は 1.11 から 1.24 と過小評価する傾向が認められる。これは，耐震壁のように断面せいの長い部材においては，側柱鉄骨の降伏の後，引張側柱においてひずみの進行が著しく顕著となり，鉄骨のひずみ硬化が生じているためだと推察できる。

表 7.4.2　曲げ終局強度計算結果一覧

試験体		CWAS	CWBS	CWCS	CWDS	CWAF	CWBF	CWCF	CWDF
最大耐力	Q_{max}	1,328	1,336	1,256	1,203	971	1,018	924	988
略算式 1	Q_{mu1}	1,178	1,266	1,183	1,164	786	844	789	859
	Q_{exp}/Q_{mu1}	1.13	1.06	1.06	1.03	1.24	1.21	1.17	1.15
略算式 2	Q_{mu2}	1,229	1,311	1,229	1,208	821	873	821	892
	Q_{exp}/Q_{mu1}	1.08	1.02	1.02	1.00	1.18	1.17	1.13	1.11
一般化累加強度式	Q_{mu3}	1,200	1,289	1,199	1,178	802	857	801	868
	Q_{exp}/Q_{mu1}	1.11	1.04	1.05	1.02	1.21	1.19	1.15	1.14

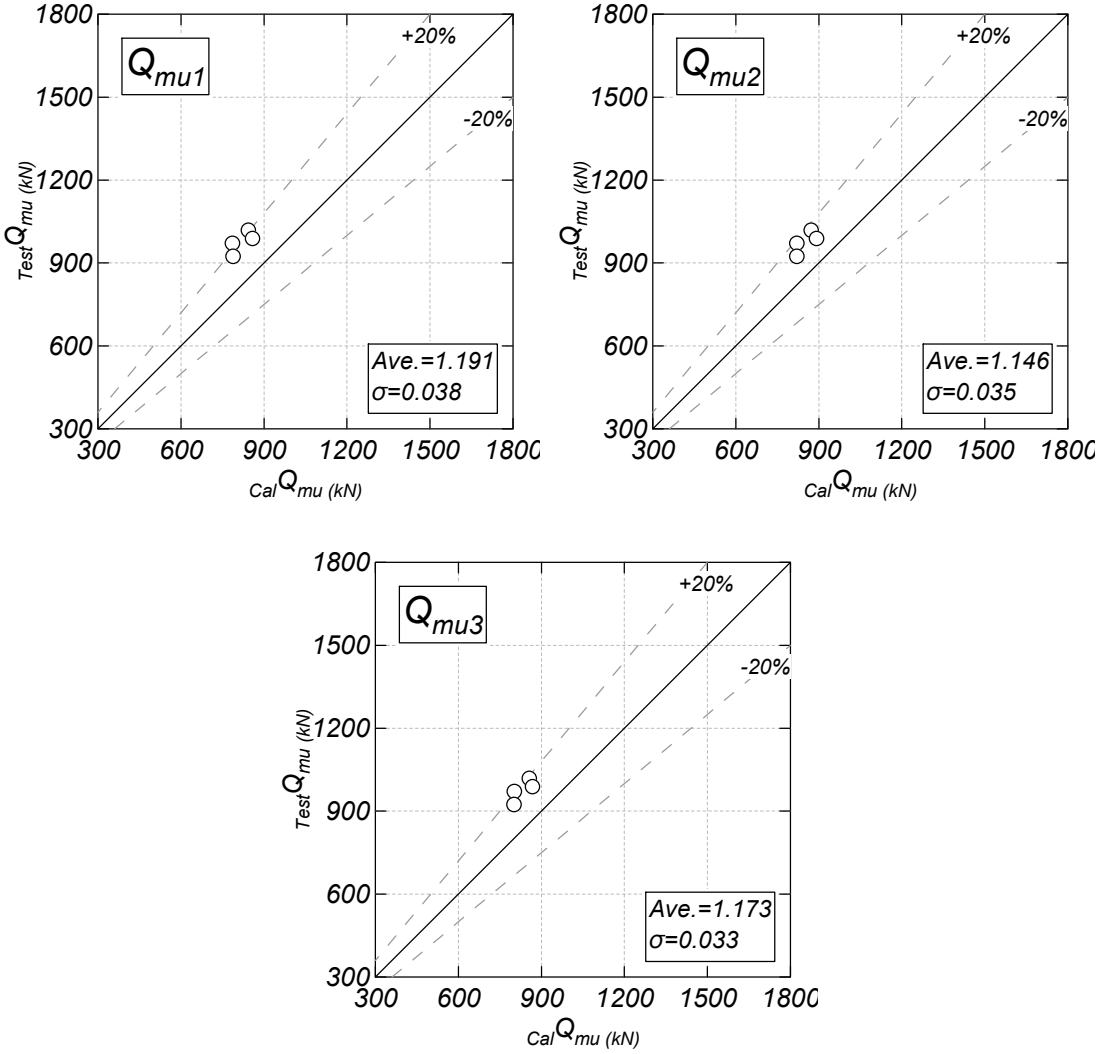


図 7.4.2　各曲げ終局強度の実験値および計算値の比較

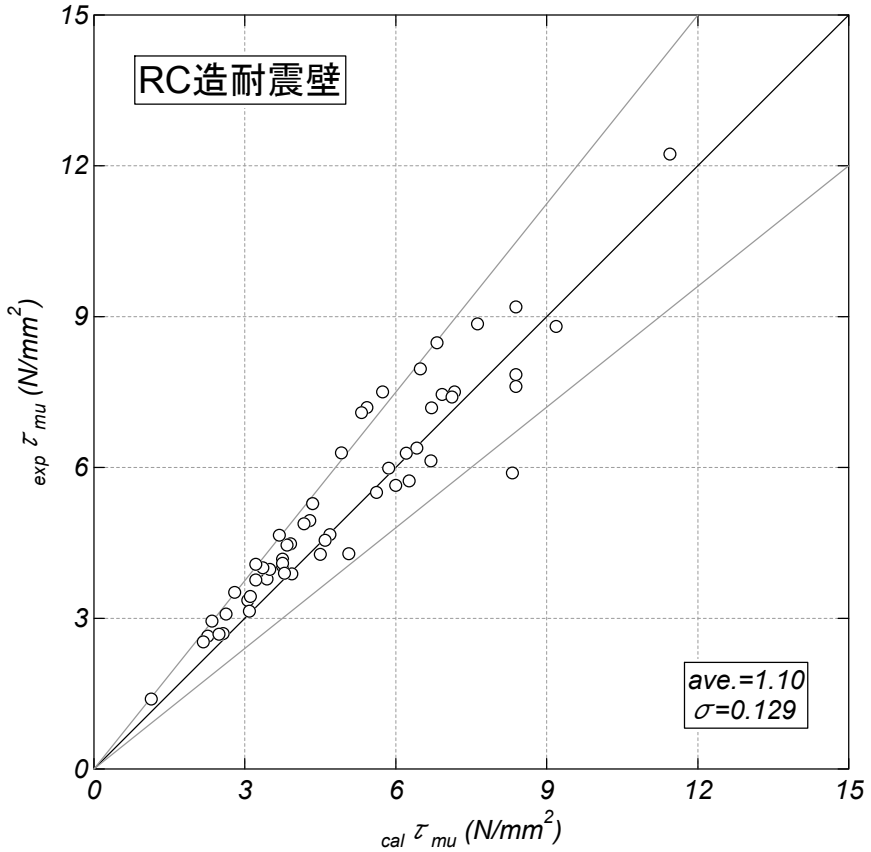


図 7.4.3　RC 造耐震壁の曲げ終局強度の実験値および計算値の比較

7.5　せん断終局強度

せん断終局強度は文献 70)等に示される荒川式 Q_{su1}（式(7.5.1)），広沢式 Q_{mu2}（式(7.5.2)），文献 5)に示される SRC 造耐震壁のせん断強度式 Q_{su3}（式 7.5.7）および同文献に示されるトラス・アーチ理論式 Q_{su4}（式 7.5.15）によって評価する。

＜荒川式・広沢式＞

荒川式 Q_{su1} を式(7.5.1)に，広沢式 Q_{su2} を式(7.5.2)にそれぞれ示す。両せん断終局強度式ともに両側柱付き壁部材を長方形断面材に置換し，RC 部材のせん断強度算定式 [70]において定義された断面諸元に読み換えることによって表されている。CES 造耐震壁では，両せん断強度式の第 1 項において用いられる等価引張鉄筋比 p_{te} を引張側鉄骨の全断面積 a_t を用いて算定している。また，RC 耐震壁の場合，式(7.5.1)は実験値の下限を表す式となっており，式(7.5.2)は実験値の平均を表す式となっている。

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} \left(F_c + 18 \right)}{M/\left(Q \cdot L \right) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e \cdot j \tag{7.5.1}$$

$$Q_{su2} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} \left(F_c + 18 \right)}{\sqrt{M/\left(Q \cdot L \right)} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e \cdot j \tag{7.5.2}$$

$$p_{te} = 100 a_t / \left(b_e \cdot L \right) \tag{7.5.3}$$

$$b_e = \sum A / L \tag{7.5.4}$$

$$p_{se} = \frac{a_h}{b_e \cdot s} + \frac{\sum a_{tg}}{b_e \cdot h'} \cdot \frac{\sigma_{yg}}{\sigma_{wy}} \tag{7.5.5}$$

$$d = L - D_c / 2 \tag{7.5.6}$$

ここで，p_{te}：等価鉄骨比，F_c：コンクリート強度，M/Q：せん断スパン，L：耐震壁の全せい，p_{se}：等価壁筋比，σ_{wy}：横筋の降伏強度，σ_0：軸方向応力度（$\sigma_0 \leqq 8\mathrm{N/mm^2}$），$b_e$：等価壁厚，$j$=7/8$d$：応力中心間距離，$a_t$：引張側柱の鉄骨全断面積，$\Sigma A$：耐震壁の全断面積，$a_h$：1 組の横筋の断面積，$s$：横筋の間隔，$a_{tg}$：梁鉄骨下フランジの断面積，$h'$：層高さ，$\sigma_{yg}$：梁鉄骨の降伏強度，$D_c$：圧縮側柱せいである。

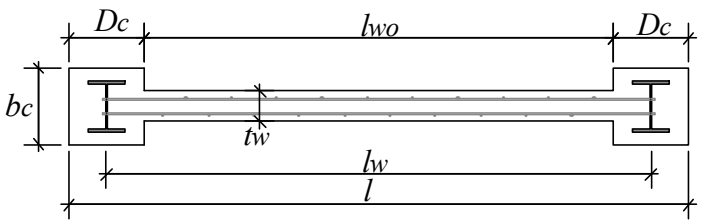


図 7.5.1　荒川式および広沢式に用いる耐震壁の記号

＜SRC 規準式＞

鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準･同解説 [5)]に示されるせん断終局強度式 Q_{su3}（以下, SRC 規準式）を式(7.5.7)に示す。SRC 規準式は，45 度を仮定したコンクリートの圧力場と壁筋によるトラス機構および, 周辺骨組の拘束により壁板コンクリートに圧力場が形成される相互作用を取り入れた強度式となっている。また，SRC 規準式では，耐震壁の四周を他の耐震化で囲まれたものを内部耐震壁とし, 四周を他の耐震壁に完全に囲まれていない耐震壁を外部耐震壁と区別している。外部耐震壁の場合，周辺骨組は壁板の拘束に対してのみ用いられ，式(7.5.2)の第 2 項は無視するものとしている。

$$Q_{su3} = \max\left({}_W Q_{U1},\quad {}_W Q_{U2}\right) \tag{7.5.7}$$

$${}_W Q_{U1} = r \cdot {}_W t \cdot {}_W l \cdot (1+\beta)\, {}_W F_s \tag{7.5.8}$$

$${}_W Q_{U2} = \max\left({}_W Q'_{U1},\quad {}_W Q'_{U2}\right) + {}_s Q_U \tag{7.5.9}$$

$${}_W F_s = \min\left(0.067 F_c,\quad 1.0 + \frac{F_c}{50}\right) \tag{7.5.10}$$

$${}_W Q'_{U1} = r \cdot \min\left\{{}_W F'_s,\quad \left({}_W p \cdot {}_W \sigma_y + {}_W \tau_U\right)\right\} {}_W t \cdot l' + \frac{1}{2}\min\left(\sum {}_{CS} Q_U,\quad \sum {}_{BS} Q_U \frac{{}_W l}{h}\right) \tag{7.5.11}$$

$${}_W F'_s = \min\left(0.25 F_c,\quad 1.13\sqrt{F_c}\right) \tag{7.5.12}$$

$${}_W Q'_{U2} = \min\left(\sum {}_{CT} R_U,\quad \sum {}_{BT} R_U \frac{{}_W l}{h}\right) \tag{7.5.13}$$

$${}_W \tau_U = \min\left(\frac{{}_{BS}\beta_b}{{}_W t \cdot l^2}\, {}_{BS} M_U,\quad \frac{{}_{CS}\beta_b}{{}_W t \cdot h^2}\, {}_{CS} M_U,\quad \frac{{}_{BS}\beta_s}{{}_W t \cdot l}\, {}_{BS} Q_U,\quad \frac{{}_{CS}\beta_s}{{}_W t \cdot h}\, {}_{CS} Q_U\right) \tag{7.5.14}$$

ここで，${}_W Q_{U1}$：斜張力ひび割れによって決まるせん断終局強度，${}_W Q_{U2}$：壁板の斜張力ひび割れ後の耐力によって決まるせん断終局強度, r: 耐震壁開口による耐力低減係数,

$_{W}t$：壁厚，β：壁板内の鋼板の形状および寸法による係数，$_{W}F_{s}$：耐震壁のコンクリートのせん断ひび割れ強度，$_{W}Q'_{U1}$：開口の大きくない耐震壁のせん断終局強度，$_{W}Q'_{U2}$：開口の大きい耐震壁のせん断終局強度，$_{s}Q_{U}$：鉄骨のせん断終局強度，F_{c}：コンクリート強度，$_{W}F'_{s}$：耐震壁のコンクリートの圧縮場によるせん断強度，$_{W}p$：壁筋比，$_{W}\sigma_{y}$：壁筋の降伏強度，$_{W}\tau_{U}$：耐震壁に接する骨組の耐力によって決まるコンクリートのせん断応力度，l'：壁板の内法長さ，$_{CS}Q_{U}$：耐震壁に接する柱のせん断終局強度，$_{BS}Q_{U}$：耐震壁に接する梁のせん断終局強度，$_{W}l$：側柱中心間距離，h：層高さ，$_{CT}R_{U}$：袖壁付き柱の終局強度，$_{BT}R_{U}$：垂れ壁・腰壁付き梁の終局強度，$_{BS}\beta_{b}=16$，$_{BS}\beta_{s}=2$：耐震壁に接する梁の応力状態によって定まる曲げ・せん断強度による係数，$_{CS}\beta_{b}=16$，$_{CS}\beta_{s}=2$：耐震壁に接する柱の応力状態によって定まる曲げ・せん断強度による係数，$_{BS}M_{U}$，$_{BS}Q_{U}$：耐震壁に接する梁の終局モーメント・終局強度，$_{CS}M_{U}$，$_{CS}Q_{U}$：耐震壁に接する柱の終局モーメント・終局強度である。

本論で対象としている試験体はすべて無開口耐震壁となっているので開口低減係数は γ=0 となる。また，$_{W}Q'_{U2}$ は開口を持った場合のせん断耐力となり，本検討では対象外となる。また，壁板内に鉄骨筋交い等を設けていないことから，β=0 および $_{s}Q_{U}$=0 となる。さらに，耐震壁に接する柱は両側に壁がないことから，前述した外部耐震壁として分類され, 式(7.5.11)の第 2 項は 0 となる。一方, 今回の耐震壁は連層であることから, 式(7.5.14)の梁に関連する第 1 項および第 3 項を無視して計算を行った。

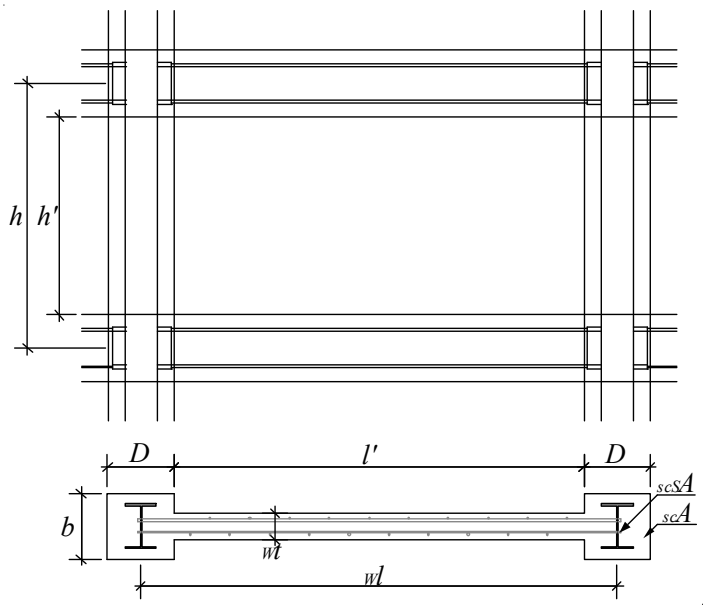


図 7.5.2　SRC 規準式に用いる耐震壁の記号

＜トラス・アーチ理論式＞

トラス・アーチ理論式 Q_{su4} を式(7.5.15)に示す。トラス・アーチ理論式中の式(7.5.17)は，CES 柱がその曲げ耐力分のせん断力を負担するものと考え [37]，その影響をアーチ機構の等価壁長さで考慮したものである。トラス機構のコンクリート圧縮束角度は 45 度とし，1 層のせん断強度においては梁鉄骨の下フランジ分の面積を壁筋比 p_{se} に含めて算定した。コンクリート圧縮強度の低減係数は Nielsen の下限式 [71]を使用した。

$$Q_{su4} = {}_W t \left\{ {}_W l_t \cdot p_{se} \cdot {}_W \sigma_y \cot\phi + \tan\theta (1-\beta) {}_W l_a \cdot \nu \cdot \frac{\sigma_B}{2} \right\} \tag{7.5.15}$$

$${}_W l_t = {}_W l + D \tag{7.5.16}$$

$${}_W l_a = {}_W l + \frac{1}{\cos\theta} \sqrt{\frac{2 \cdot {}_{CS} M_U}{\nu \cdot \sigma_B \cdot {}_W t (1-\beta)}} \tag{7.5.17}$$

$$\tan\theta = \sqrt{\left(\frac{h}{{}_W l + D} \right)^2 + 1} - \frac{h}{{}_W l + D} \tag{7.5.18}$$

$$p_{se} = {}_W p + \frac{{}_{bs} A \cdot {}_b \sigma_y}{{}_W t \cdot h_w \cdot {}_W \sigma_y} \tag{7.5.19}$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \frac{p_{se} \cdot {}_W \sigma_y}{\nu \cdot \sigma_B} \tag{7.5.20}$$

ここで，${}_W t$：壁厚，${}_W l_t$：トラス機構の有効壁長さ，p_{se}：梁鉄骨下フランジを含む壁横筋比，${}_W \sigma_y$：せん断補強筋の降伏強度，ϕ：トラス機構のコンクリート圧縮束角度（cot ϕ=1），θ：アーチ機構のコンクリート圧縮束角度，β：トラス機構によるせん断力の負担比，${}_W l_a$:アーチ機構の有効壁長さ，ν:コンクリート圧縮強度の低減係数（=0.7-σ_B/200），D：側柱せい，${}_{CS} M_U$：側柱の曲げ終局モーメント，${}_{bs} A$：梁鉄骨フランジ断面積，${}_b \sigma_y$：梁鉄骨フランジの降伏強度，h_w：中間梁上端までの高さである。

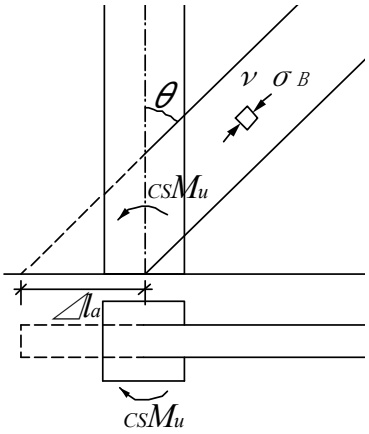


図 7.5.3　側柱による圧縮ストラットの有効長さの増分

表 7.5.1 にせん断終局強度の計算結果の一覧を, 図 7.5.4 に各せん断終局強度の実験値および計算値の比較を示す。また，図 7.5.5 に既往の RC 造耐震壁のせん断終局強度の実験値および式(7.5.2)および式(7.5.15)による計算値の比較も併せて示す。

せん断破壊先行型試験体の実験結果と各せん断終局強度計算値の比率の平均をみると，荒川式は 1.28，広沢式は 1.04，SRC 規準式は 1.23 およびトラス・アーチ理論式は 0.98 となり，トラス・アーチ理論式による計算結果が実験結果と最もよく対応しているが, 試験体 CWAS を除くせん断破壊先行型試験体では若干危険側の評価となっている。これは。7.1 節において述べたように壁板の偏心の影響および壁横筋の定着を省略した影響を考慮していないことが挙げられる。それ以外のせん断強度式による計算結果は実験結果を安全に評価しており，広沢式，SRC 規準式，荒川式の順で評価精度がよい。広沢式は既往の RC 造耐震壁の平均式となっており，CES 造耐震壁においても精度良く評価が可能である。一方，SRC 規準式は外部耐震壁と内部耐震壁，壁板の内蔵鉄骨の有無等の様々な条件を考慮できる式となっているが, トラス機構のみを考慮した式となっており, アーチ機構を考慮していないことが終局強度を過小評価した一因だと考えられる。

表 7.5.1　せん断終局強度の計算結果一覧

試験体		CWAS	CWBS	CWCS	CWDS	CWAF	CWBF	CWCF	CWDF
最大耐力	Q_{max}	1,328	1,336	1,256	1,203	971	1,018	924	988
荒川式	Q_{su1}	1024	1060	970	946	861	853	819	841
	Q_{exp}/Q_{su1}	1.30	1.26	1.29	1.27	1.13	1.19	1.13	1.17
広沢式	Q_{su2}	1269	1319	1188	1154	1160	1146	1081	1109
	Q_{exp}/Q_{su1}	1.05	1.01	1.06	1.04	0.84	0.89	0.86	0.89
SRC 規準式	Q_{su3}	1088	1135	995	964	1124	1109	1018	1038
	Q_{exp}/Q_{su1}	1.22	1.18	1.26	1.25	0.86	0.92	0.91	0.95
トラス・アーチ式	Q_{su4}	1319	1361	1295	1263	1202	1192	1208	1241
	Q_{exp}/Q_{su1}	1.01	0.98	0.97	0.95	0.81	0.85	0.76	0.80

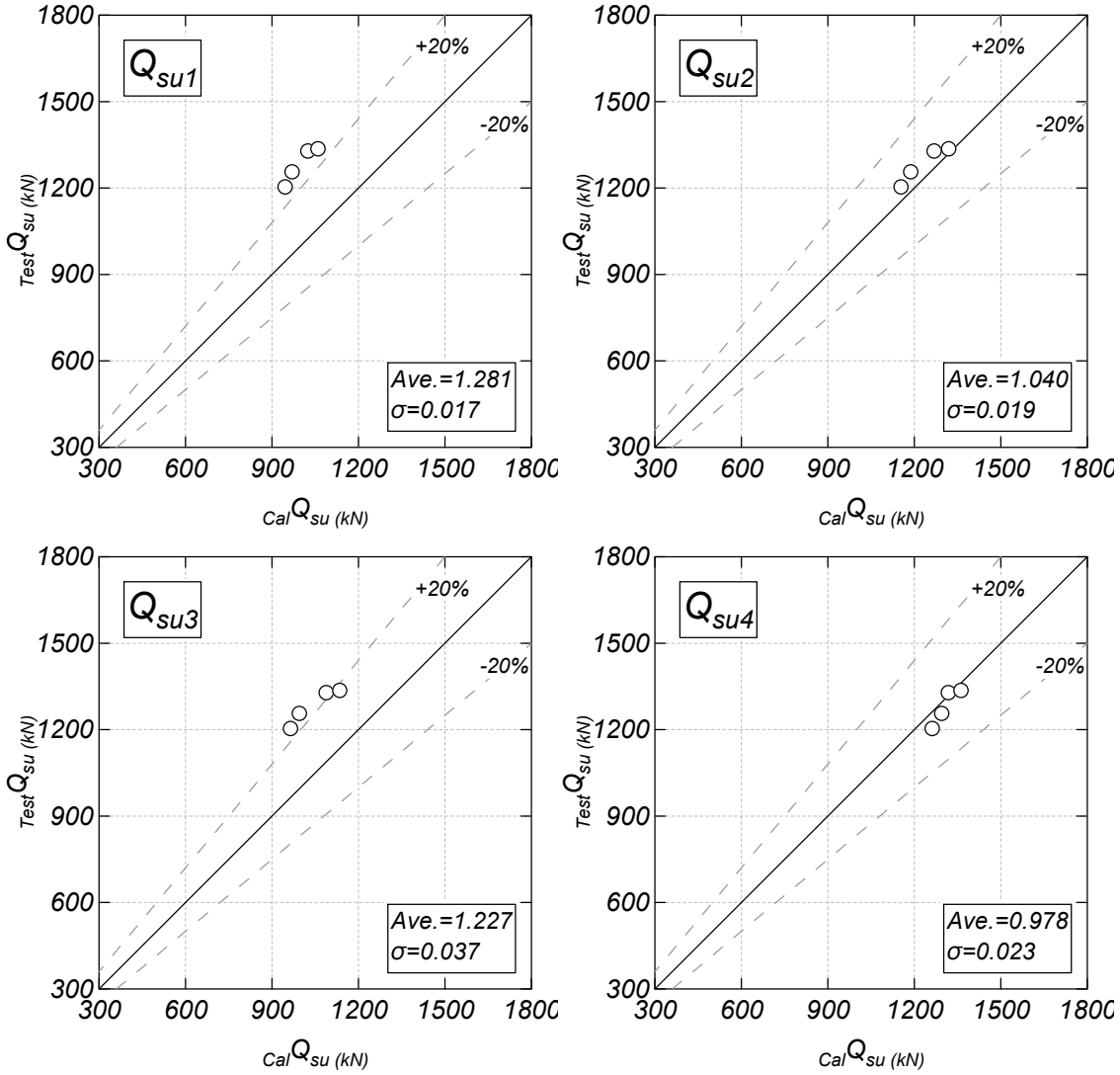
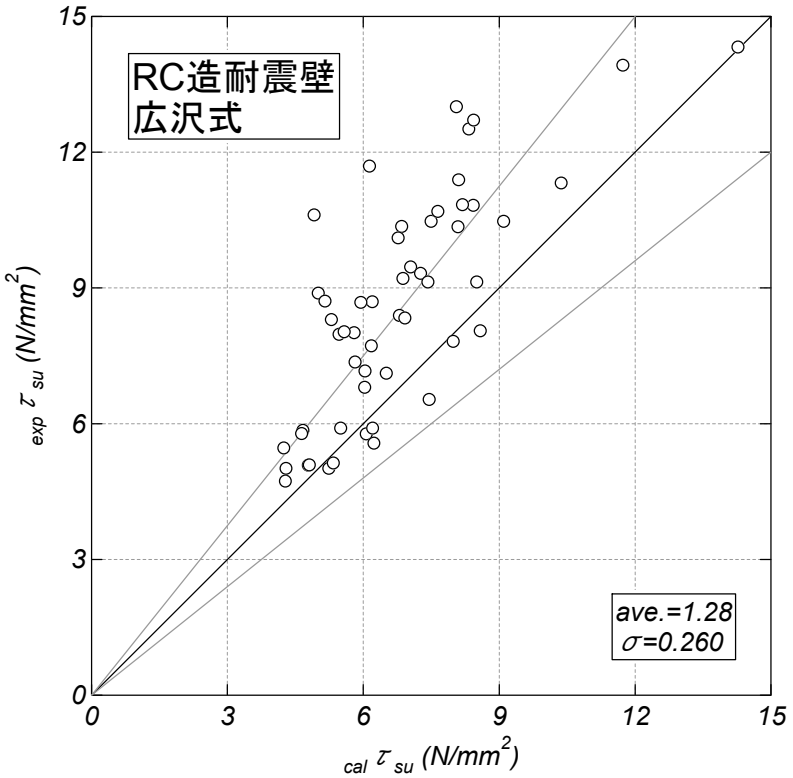


図 7.5.4　各せん断終局強度の実験値および計算値の比較



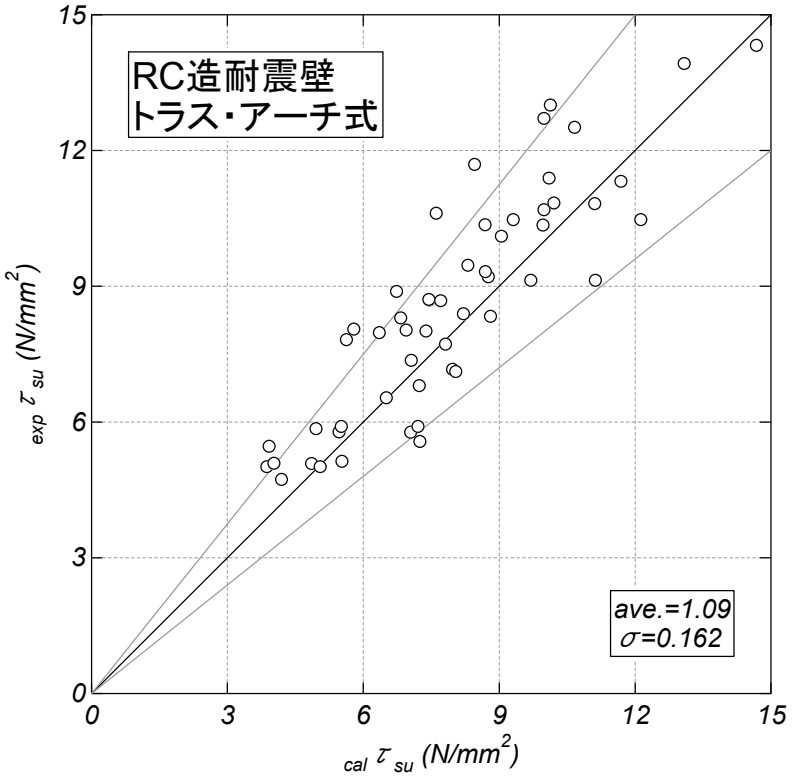


図 7.5.5　RC 造耐震壁のせん断終局強度の実験値および計算値の比較

7.6　まとめ

本章では，前章までに示した CES 造耐震壁の実験結果を対象に曲げひび割れ強度，せん断ひび割れ強度，曲げ終局強度およびせん断終局強度の評価精度についての検討を行った。

本研究により得られた知見を以下に示す。

1) 弾性論に基づく曲げひび割れ強度式による計算結果は実験結果を 3 割程度過大評価する傾向が認められる。これは，下スタブと 1 層のコンクリートは別々に打設していることが原因と考えられる。

2) せん断ひび割れ強度は主応力式によって精度よく評価可能である。一方，その他のせん断ひび割れ強度式は実験結果と比べて差異が認められ，コンクリート強度が適用範囲外であることが原因と考えられる。

3) 本論に示す略算式 1，略算式 2 および一般化累加強度理論による曲げ終局強度はほぼ同程度の算定結果を示しており，CES 造耐震壁の曲げ終局強度はいずれの式によっても安全側に評価することが可能である。

4) CES 造耐震壁のせん断終局強度はトラス・アーチ理論式によって精度よく評価することができる。今後は壁板が柱に偏心して取り付いた影響や壁横筋の定着を省略した影響を考慮する必要がある。

第 8 章　CES 造耐震壁の復元力モデル

8.1　はじめに

前章までに示した通り本研究において検討対象としているCES造耐震壁については，CES 構造の特徴の 1 つである施工性の簡略化を念頭に置き，壁縦筋は梁への定着を省略している。これは，CES 構造は周辺フレームに鉄筋を配さないことから従来の SRC 構造と比べて鉄骨断面を大きくすることができ，壁縦筋の定着の省略により壁板と梁の境界面にずれが生じても，壁板は側柱による拘束効果によってせん断力に対して十分に抵抗できるためである。第 2 章および第 3 章から，壁縦筋の定着を省略した CES 造耐震壁は壁縦筋を定着したものと比べて優れた変形性能を有することが認められた。また，より実設計を意識して，第 4 章において示した壁板が柱に偏心して取り付いた耐震壁および壁板の周辺骨組への定着を省略した耐震壁についての検討も行なっている。

一方，CES 構造は従来にない新しい構造形式であることから，現在，日本建築学会で検討されている「CES 造建物の構造性能評価指針（案）」[2)]では，静的増分解析を用いた限界耐力計算が採用される予定である。静的増分解析および時刻歴応答解析に用いる耐震壁の解析モデルについては，両側柱と壁板をそれぞれ線材に置換する TVLE モデル（Three Vertical Line Elements model）モデル [72)]が代表的である。CES 造耐震壁においても各部材の復元力モデルを適切に与えることができれば，TVLE モデルは静的増分解析に有効なものとなる。

そこで本研究では，CES 構造の構造性能評価法の開発に資する基礎資料の整備を目的として，2 章において示した壁縦筋の定着条件の異なる CES 造耐震壁に関する実験データを対象に TVLE モデルによる静的増分解析を行った。本論では，CES 造耐震壁の最大耐力付近までに着目してモデル化の妥当性についての検討結果について示す。

8.2　解析概要

8.2.1　解析モデル概要

ここでは，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 CES 造耐震壁の復元力特性の評価法について示す。CES 造耐震壁の復元力特性は，実験から曲げひび割れ点，せん断ひび割れ点および側柱鉄骨降伏点の順に経過を辿り，せん断破壊先行型試験体ではせん断終局強度点，曲げ降伏先行型試験体では曲げ終局強度点に達するということが確認されており，これらの影響を適切に表現できるモデルとする必要がある。

耐震壁の部材モデルは耐震壁を中央の柱のみに置換する 1 本柱モデル [73]，側柱の軸剛性と壁板の曲げ・せん断・軸剛性のそれぞれに置換する TVLE（Three Vertical Line Element）モデル [72]，壁板のせん断剛性と側柱および壁板を部材端の軸バネに置換する MS（Multi-Spring）モデル [74]および側柱と壁板を X 字型の筋違いに置換するブレース置換モデル [75]が挙げられる。1 本柱モデルでは，耐震壁は材軸を中心に回転（変形）することから，側柱鉄骨の曲げ降伏が生じたとしても圧縮側柱と引張側柱の鉛直変形の絶対値は等価となり，耐震壁の実際の変形性状は模擬することができない。この変形性状を考慮するためには TVLE モデルや MS モデルのように側柱と壁板を個別に考慮する必要がある。そこで，CES 造耐震壁の復元力モデルは両側柱の軸方向抵抗を表す 2 本のトラス要素および壁板の曲げ，せん断および軸方向抵抗を表すビーム要素に置換する TVLE モデルを採用し，層ごとに試験体のモデル化を行った。

図 8.2.1 に解析モデルを示す。本解析では，実験と同様のせん断スパン比 1.1 および 1.65 とするため，試験体の上スタブから実験における想定加力高さまで仮想スタブを定義し，仮想スタブ上端に実験と同様の部材角となるように強制変位を与えた。軸力は仮想スタブの上端において一定軸力を与えた。また，拘束条件は 1 層の柱脚を完全固定とした。解析は $R=1.5\times10^{-2}$rad.まで行ったが，解析結果は実験の最大耐力を発揮した部材角までのものを示している。なお，解析には非線形骨組解析ソフト”SNAP” [76]を使用した。

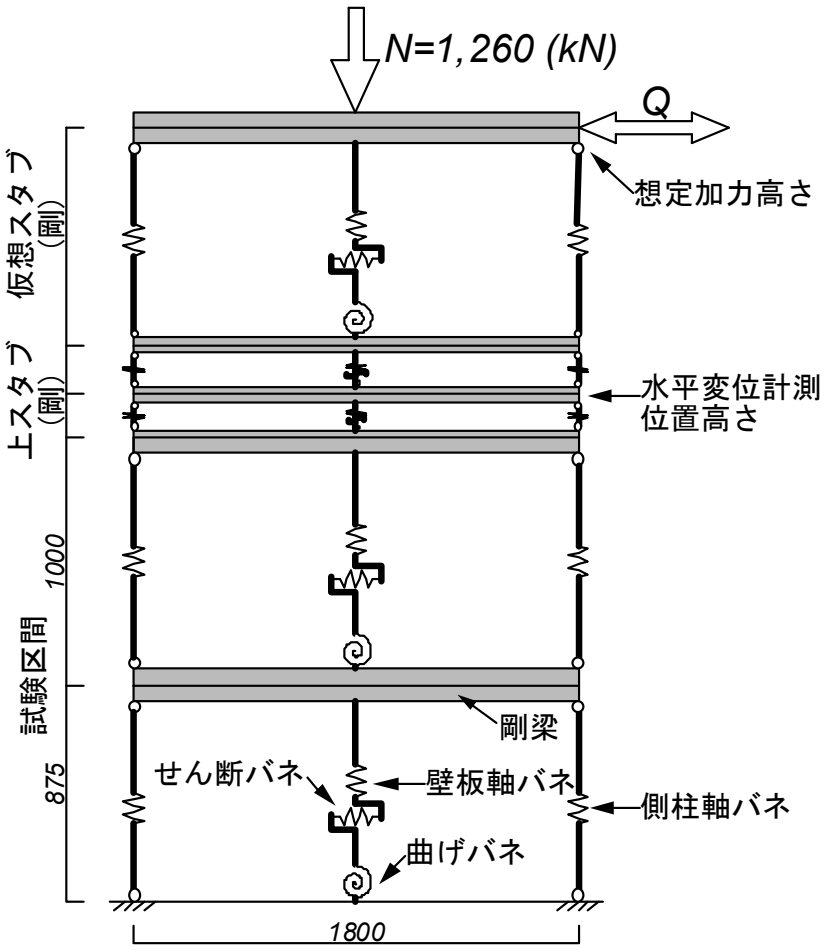


図 8.2.1　CES 造耐震壁の解析モデル

8.2.2　TVLE モデルの復元力モデル

(1)　壁板の曲げバネのモデル化

壁板曲げバネの曲げモーメントー曲率関係は Tri-linear 型スケルトンカーブに置換し，脚部にのみ塑性ヒンジが生じるものとする。

図 8.2.2 に壁板の曲げモーメントー曲率関係を示す。第一折点は曲げひび割れ発生点として，そのモーメント M_{cr} は式(8.2.1)によって算定し，ひび割れモーメント時曲率 ϕ_{cr} は式(8.2.2)によって算定した。

第二折点は側柱鉄骨の降伏点とし，終局モーメント M_u は式(8.2.3)によって算定した。ただし，試験体 CWAS および CWAF では，壁縦筋の定着を省略していることから，壁縦筋の項を無視して計算している。終局モーメント時の曲率 ϕ_u は壁板のみを対象とした平面保持仮定による断面解析によって算定した。なお，ϕ_u は引張側のひずみを側柱中心位置に投影した値が鉄骨の降伏ひずみに達したときの曲率と定義した。また，軸力は壁板部分の断面積に応じた一定軸力 $_wN$ を作用させており，コンクリートの応力ーひずみ関係は，上昇域は文献 11)に示す Collins 等の提案モデル [77]（式(8.2.4)）とし，軟化域は図 8.2.3 に示すように直線でモデル化した。鉄筋は Bi-linear モデルと仮定した。また，第三剛性は弾性剛性の 0.001 とした。

履歴モデルは Takeda モデル [78]を選択し，除荷剛性係数は 0.4 とした。

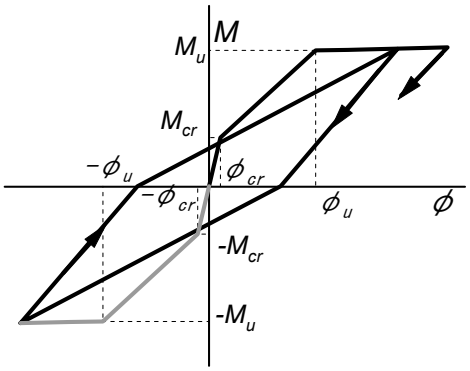


図 8.2.2　壁板の曲げモーメントー曲率関係

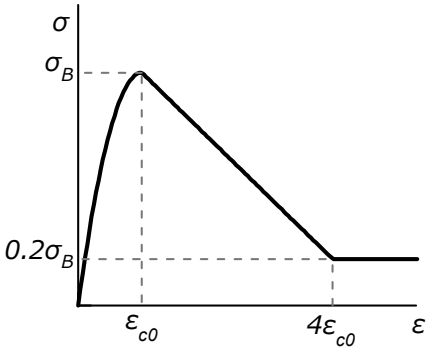


図 8.2.3　Collins モデル

＜曲げひび割れ強度点＞

$$M_{cr} = \left(0.56\sqrt{\sigma_B} + \frac{{}_W N}{{}_W A_e}\right) \cdot {}_W Z_e \tag{8.2.1}$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c \cdot {}_W I_e} \tag{8.2.2}$$

＜曲げ終局強度点＞

$$M_u = 0.4\,{}_{mW}A \cdot {}_m\sigma_y \cdot l' + 0.5\,{}_W N \cdot l' \left(1 - \frac{{}_W N}{{}_W t \cdot l' \cdot \sigma_B}\right) \tag{8.2.3}$$

＜Collins モデル＞

$$\sigma = \sigma_B \left\{ 2\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}}\right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}}\right)^2 \right\} \tag{8.2.4}$$

ここで，σ_B：コンクリートの圧縮強度，${}_WN$：壁板部分の断面積に応じた一定軸力，${}_WA_e$：鉄筋を考慮した壁板の断面積，${}_WZ_e$：鉄筋を考慮した壁板の断面係数，E_c：コンクリートのヤング係数，${}_WI_e$：鉄筋を考慮した壁板の断面 2 次モーメント，l'：壁板の内法長さ，σ：コンクリートの応力，ε：コンクリートのひずみ，ε_{c0}：コンクリートの圧縮強度時ひずみである。

(2)　壁板のせん断バネのモデル化

壁板のせん断力ーせん断ひずみ度関係は Tri-linear 型スケルトンカーブに置換した。

図 8.2.4 に壁板のせん断力ーせん断ひずみ度関係を示す。第一折点はせん断ひび割れ発生点[66]として，その強度 Q_{scr} は式(8.2.5)定し，ひび割れ強度時せん断ひずみ度 γ_{cr} は式(8.2.9)によって算定した。

第二折点はせん断終局強度点として，その強度 Q_{su} はトラス・アーチ式によって算定し（式(8.2.11)），せん断終局強度時せん断ひずみ度 γ_{su}（式(8.2.17)）は菅野式 β_u（式(8.2.18)）によって算定した[69]。

履歴モデルは Takeda-Slip モデル[79]を選択し，除荷剛性係数およびスリップ係数はそれぞれ 0.5 とした。

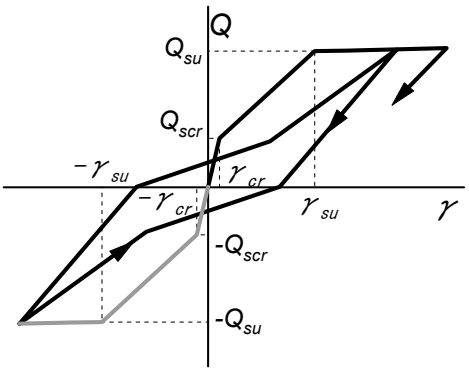


図 8.2.4　壁板のせん断力ーせん断度ひずみ関係

＜せん断ひび割れ強度＞

$$Q_{scr} = \sqrt{\sigma_{cr}\left(\sigma_{cr} + \sigma_0\right)}_W t \cdot_W l / \kappa_s \tag{8.2.5}$$

$$\kappa_s = 3\left(1+u\right)\left\{\frac{1-u^2\left(1-\upsilon\right)}{4\left[1-u^3\left(1-\upsilon\right)\right]}\right\} \tag{8.2.6}$$

$$u = \frac{l'}{l' + \Sigma D} \tag{8.2.7}$$

$$\upsilon = \frac{{}_W t}{b} \tag{8.2.8}$$

＜せん断ひび割れ強度時せん断ひずみ度＞

$$\gamma_{cr} = \frac{Q_{scr} \cdot \kappa_e}{G_c \cdot {}_W t \cdot {}_W l} \tag{8.2.9}$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \tag{8.2.10}$$

＜せん断終局強度＞

$$Q_{su} = {}_W t \left\{ {}_W l_t \cdot p_{se} \cdot {}_W \sigma_y \cot\phi + \tan\theta(1-\beta) {}_W l_a \cdot \nu \cdot \frac{\sigma_B}{2} \right\} \tag{8.2.11}$$

$${}_W l_t = {}_W l + D \tag{8.2.12}$$

$${}_W l_a = {}_W l + \frac{1}{\cos\theta} \sqrt{\frac{2 \cdot {}_{CS} M_U}{\nu \cdot \sigma_B \cdot {}_W t(1-\beta)}} \tag{8.2.13}$$

$$\tan\theta = \sqrt{\left(\frac{h}{{}_W l + D}\right)^2 + 1} - \frac{h}{{}_W l + D} \tag{8.2.14}$$

$$p_{se} = {}_W p + \frac{{}_{bs} A \cdot {}_b \sigma_y}{{}_W t \cdot h_w \cdot {}_W \sigma_y} \tag{8.2.15}$$

$$\beta = (1 + \cot^2\phi) \frac{p_{se} \cdot {}_W \sigma_y}{\nu \cdot \sigma_B} \tag{8.2.16}$$

＜せん断終局強度時せん断ひずみ度＞

$$\gamma_{su} = \frac{Q_{su}}{\beta_u \cdot G_c \cdot {}_W t \cdot {}_W l} \tag{8.2.17}$$

$$\beta_u = 0.46 \frac{{}_W \sigma_y \cdot {}_W p}{\sigma_B} + 0.14 \tag{8.2.18}$$

ここで，σ_{cr}：コンクリートの割裂強度（$=0.33\sqrt{\sigma_B}$），σ_0：一定軸力時の耐震壁軸方向応力度，${}_wt$：壁厚，${}_wl$：側柱中心間距離，κ_s：応力度法による形状係数，l'：壁板内法長さ，ΣD：耐震壁側柱のせいの和，κ_e：エネルギー法による形状係数（矩形断面として1.2），G_c：コンクリートのせん断弾性係数，ν：コンクリートのポアソン比（=0.2），${}_wl_t$：トラス機構の有効壁長さ，p_{se}：梁鉄骨下フランジを含む壁横筋比，${}_w\sigma_y$：せん断補強筋の降伏強度，ϕ：トラス機構のコンクリート圧縮束角度（$\cot\phi=1$），θ：アーチ機構のコンクリート圧縮束角度，β：トラス機構によるせん断力の負担比，${}_wl_a$：アーチ機構の有効壁長さ，ν：コンクリート圧縮強度の低減係数（$=0.7-\sigma_B/200$），D：側柱せい，${}_{CS}M_U$：側柱の曲げ終局モーメント，${}_{bs}A$：梁鉄骨フランジ断面積，${}_b\sigma_y$：梁鉄骨フランジの降伏強度，h_w：中間梁上端までの高さである。

(3)　壁板の軸バネのモデル化

壁板の軸力－軸変形関係については, 壁縦筋の定着のない試験体では引張側の軸剛性および強度が零となる圧縮側弾性モデルとし，壁縦筋の定着のある試験体では Axial-Stiffness Model[72)]とした（図 8.2.6）。

圧縮側の剛性 ${}_wk_c$ は式(8.2.19)によって算定した。壁縦筋の定着のあるモデルでは，引張側の折点は側柱鉄骨の降伏点とし, 降伏強度 ${}_wN_y$ は式(8.2.20), 第一剛性 ${}_wk_t$ は式(8.2.21)によって算定し，引張側の降伏後の剛性は圧縮側弾性剛性の 0.001 とした。

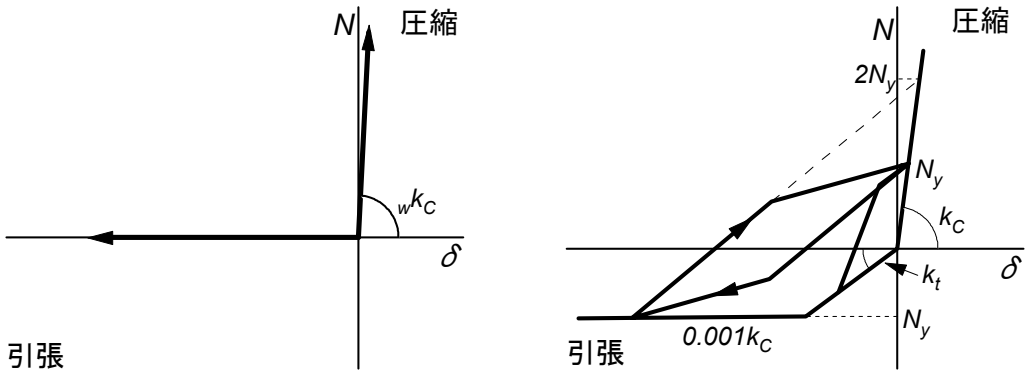


図 8.2.6　壁板の軸力－軸変形関係（左側：定着なし，右側：定着あり）

$$ {}_{w}k_{c} = \frac{E_{c} \cdot {}_{W}A_{e}}{h_{w}} \tag{8.2.19} $$

$$ {}_{w}N_{y} = {}_{mW}A \cdot {}_{m}\sigma_{y} \tag{8.2.20} $$

$$ {}_{w}k_{t} = \frac{{}_{W}E_{s} \cdot {}_{mW}A}{h_{w}} \tag{8.2.21} $$

ここで，E_c：コンクリートのヤング係数，${}_{W}A_e$：鉄筋を含む壁板の断面積，h_w：層高さ，${}_{mW}A$：壁縦筋の全断面積，${}_{m}\sigma_y$：壁縦筋の降伏強度，${}_{W}E_s$：壁縦筋のヤング係数である。

(4)　側柱の軸バネのモデル化

側柱の軸力－軸変形関係については，Axial-Stiffness Model に置換した（図 8.2.7）。

圧縮側の第一剛性 ${}_{c}k_c$ は式(8.2.22)によって算定した。引張側の折点は側柱鉄骨の降伏点とし，降伏強度 ${}_{c}N_y$ は式(8.2.23)によって算定し，第一剛性 ${}_{w}k_t$ は式(8.2.24)によって算定した。降伏後の剛性は圧縮側弾性剛性の 0.001 とした。

$$ {}_{c}k_{c} = \frac{E_{c} \cdot {}_{C}A_{e}}{h_{w}} \tag{8.2.22} $$

$$ {}_{c}N_{y} = {}_{sCS}A \cdot {}_{s}\sigma_{y} \tag{8.2.23} $$

$$ {}_{c}k_{t} = \frac{E_{s} \cdot {}_{sCS}A}{h_{w}} \tag{8.2.24} $$

ここで，E_c：コンクリートのヤング係数，${}_{C}A_e$：鉄骨を考慮した側柱の等価断面積，h_w：層高さ，${}_{s}\sigma_y$：側柱鉄骨の降伏強度，${}_{sCS}A$：側柱鉄骨の断面積，E_s：側柱鉄骨のヤング係数である。

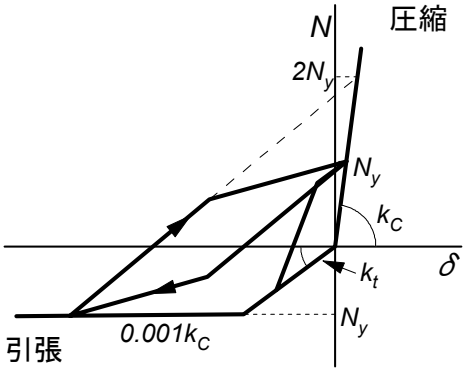


図 8.2.7　側柱の軸力－軸変形関係

8.3　実験結果と解析結果の比較

8.3.1　スケルトンカーブ

図 8.3.1 に実験および解析のスケルトンカーブの比較を示す。同図では，実験および解析におけるそれぞれの曲げひび割れ点△，せん断ひび割れ点□，側柱鉄骨降伏点○およびせん断終局強度点⊗（実験結果は最大耐力点）を併せて示す。

解析結果についてみると，すべての試験体における解析の初期剛性は実験結果と比べて若干高めの値を示す傾向が認められる。各ひび割れ点についてみると，曲げひび割れ強度の解析結果は実験結果とほぼ対応しているが，せん断ひび割れ強度の解析結果は実験結果と比べて高めの値となっている。本解析モデルでは，1 層側柱の軸バネが引張力を受けた際に曲げひび割れ強度に達したと判定されることから，曲げひび割れ強度の解析結果は第 7 章の曲げひび割れ強度計算結果と比べて低めの値となっている。また，曲げ降伏先行型試験体では，側柱鉄骨降伏点が実験結果と比べて早期に生じる傾向も認められる。これは，図 8.3.2 に示すように実験では側柱鉄骨が引張降伏する直前の $R=0.5\times10^{-2}$rad.において側柱脚部とスタブ境界における曲げひび割れ幅の増大が顕著となることに起因するものと考えられる。すなわち，CES 造耐震壁では側柱に H 型鉄骨を用いていることからコンクリートと鉄骨間の付着力が期待できず，側柱脚部コンクリートおよびスタブ間のひび割れに伴う付加変形の影響が表れているものと推察される。以上のことから，これらの影響を評価するために，前項の図 8.2.7 で示した側柱の引張第一剛性（k_t）を試行錯誤的に鉄骨分の剛性の 0.5 倍として，解析を再度行った。

図 8.3.3 に側柱引張側剛性を低減した解析結果と実験結果の比較を示す。

解析結果をみると，せん断ひび割れ強度点までは図 8.3.1 の解析結果と比べてほぼ変化していないが，側柱降伏強度時の部材角は図 8.3.1 の解析結果と比べて大きくなり，実験結果と概ね一致する傾向が認められる。また，せん断破壊先行型試験体についてみると，せん断終局強度時の部材角は図 8.3.1 に示すものと比べて実験結果との対応が改善されており，全体的にみて側柱引張剛性を低減した解析結果は元のモデルと比べて実験結果と一致する傾向が認められる。したがって，以下では，側柱の引張第一剛性を 0.5 倍としたものを採用して検討を行う。

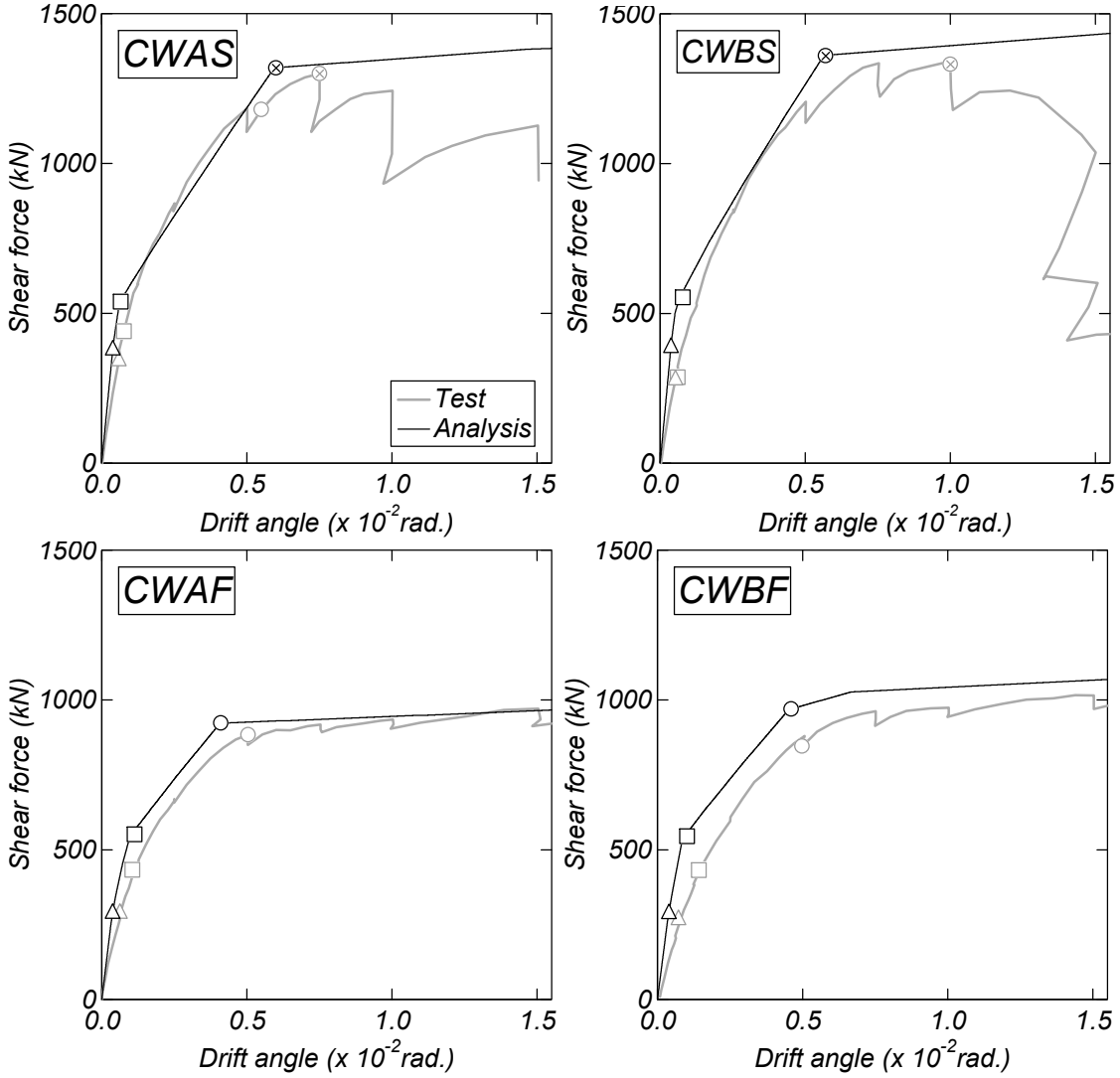


図 8.3.1　実験および解析のスケルトンカーブの比較

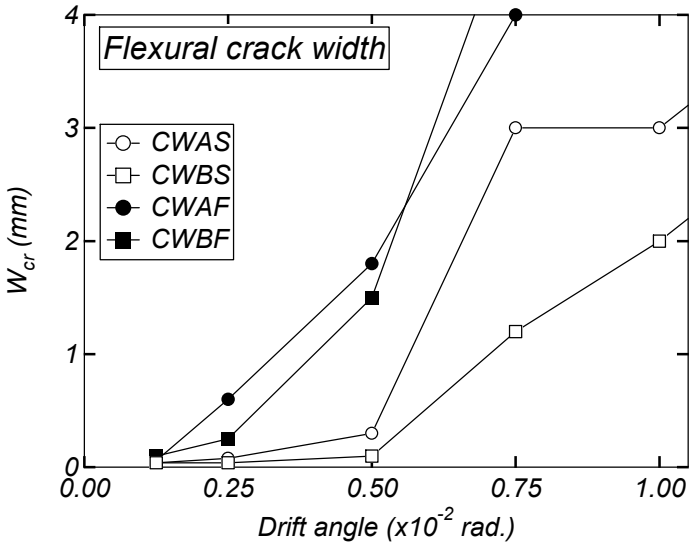


図 8.3.2　側柱脚部とスタブの境界における曲げひび割れ幅の推移

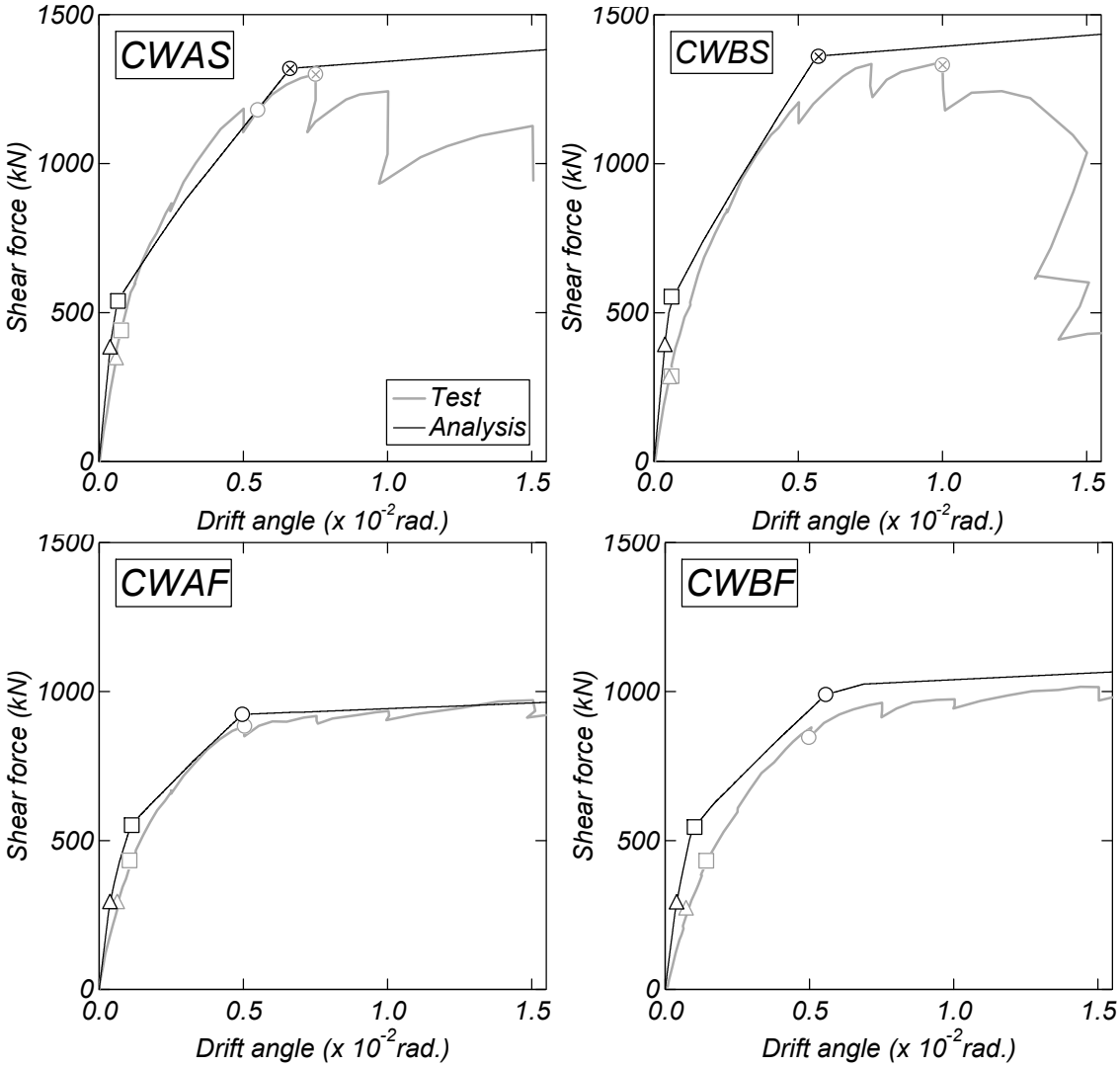


図 8.3.3　実験および解析のスケルトンカーブの比較（剛性低減）

8.3.2　履歴特性

図 8.3.4 に各試験体の実験および解析の履歴特性の比較を示す。また，図 8.3.5 に各サイクルの履歴特性を実験のせん断力の最大値およびその時の部材角で除した無次元化せん断力－部材角関係の比較をそれぞれ示している。

8.3.1 項において示した通り，サイクル初期の解析結果は実験結果と比べて剛性が高く，せん断破壊先行型試験体では $R=0.125\times10^{-2}$rad.まで，曲げ降伏先行型試験体では $R=0.25\times10^{-2}$rad.まで解析結果は実験結果と比べてせん断力が高く，それに伴い，除荷剛性も高くなっている。せん断破壊先行型試験体 CWAS および CWBS では，実験結果において $R=0.75\times10^{-2}$rad.からややスリップ型の履歴性状を示しているが，解析結果はその傾向を精度良く再現しており，$R=0.25\times10^{-2}$rad.以降の解析結果は実験結果とほぼ一致している。一方，曲げ降伏先行型試験体 CWAF および CWBF では，$R=1.5\times10^{-2}$rad.のサイクルにおいて解析のエネルギー消費量は実験結果と比べて小さくなるが，それ以前のサイクルでは実験結果と一致している。

また，実験結果では，壁縦筋の定着状態の違いが耐震壁の履歴性状に及ぼす影響はほとんど認められないが，解析結果においても壁板の軸力－軸変形関係の違いに拘わらず，試験体 CWAS と CWBS および試験体 CWAF および CWBF の履歴性状は同様のものとなっており，実験結果と良好な対応関係を示している。

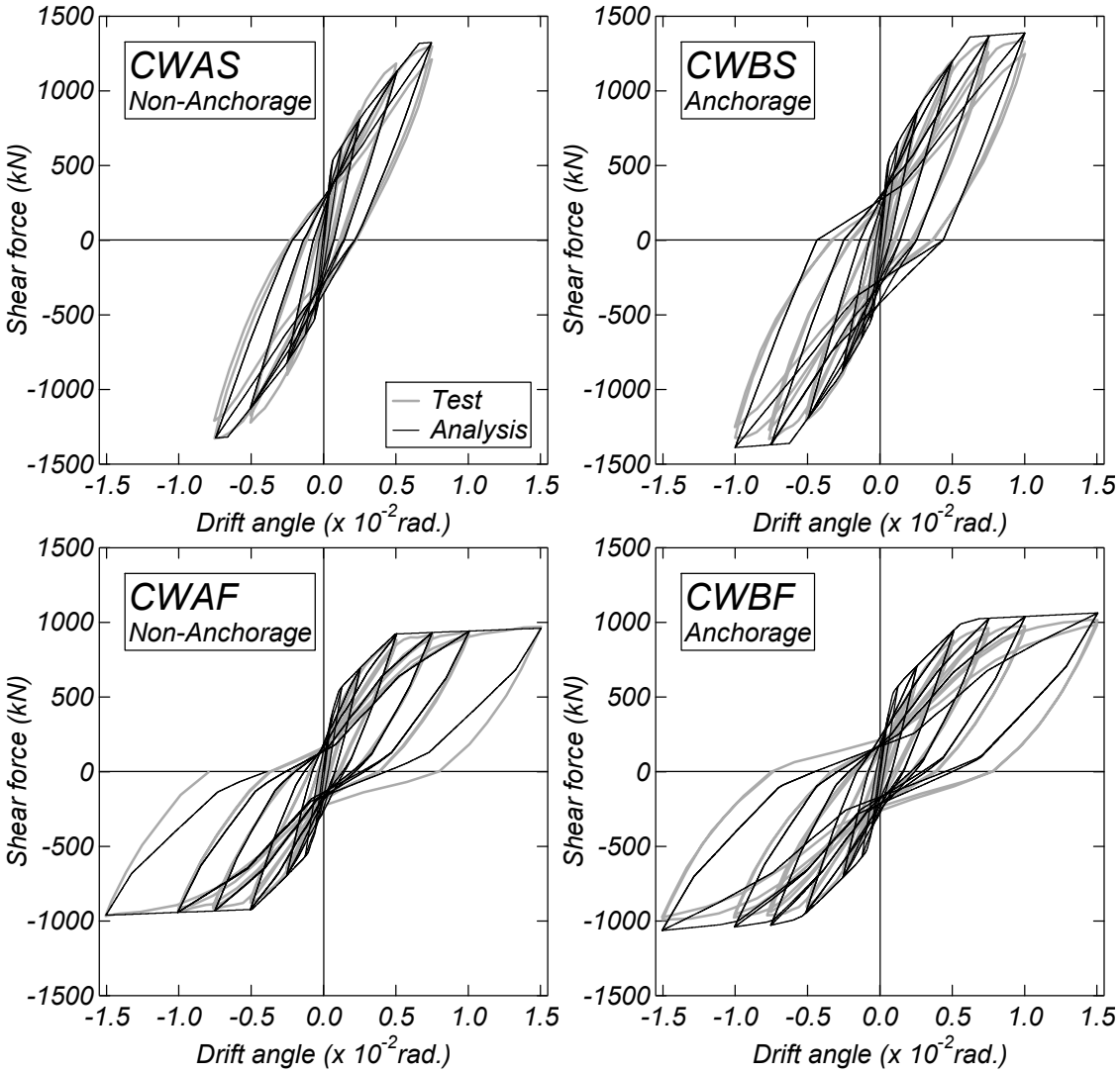


図 8.3.4　実験結果と解析結果の履歴特性の比較

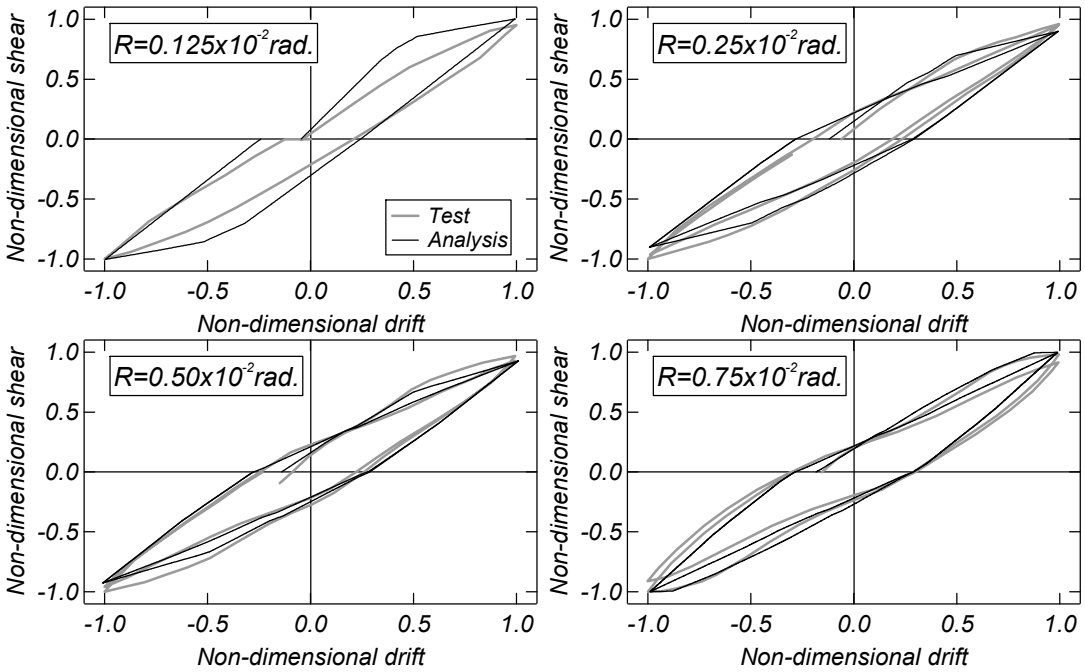


図 8.3.5(a)　実験結果および解析結果無次元化せん断力－部材角関係の比較（CWAS）

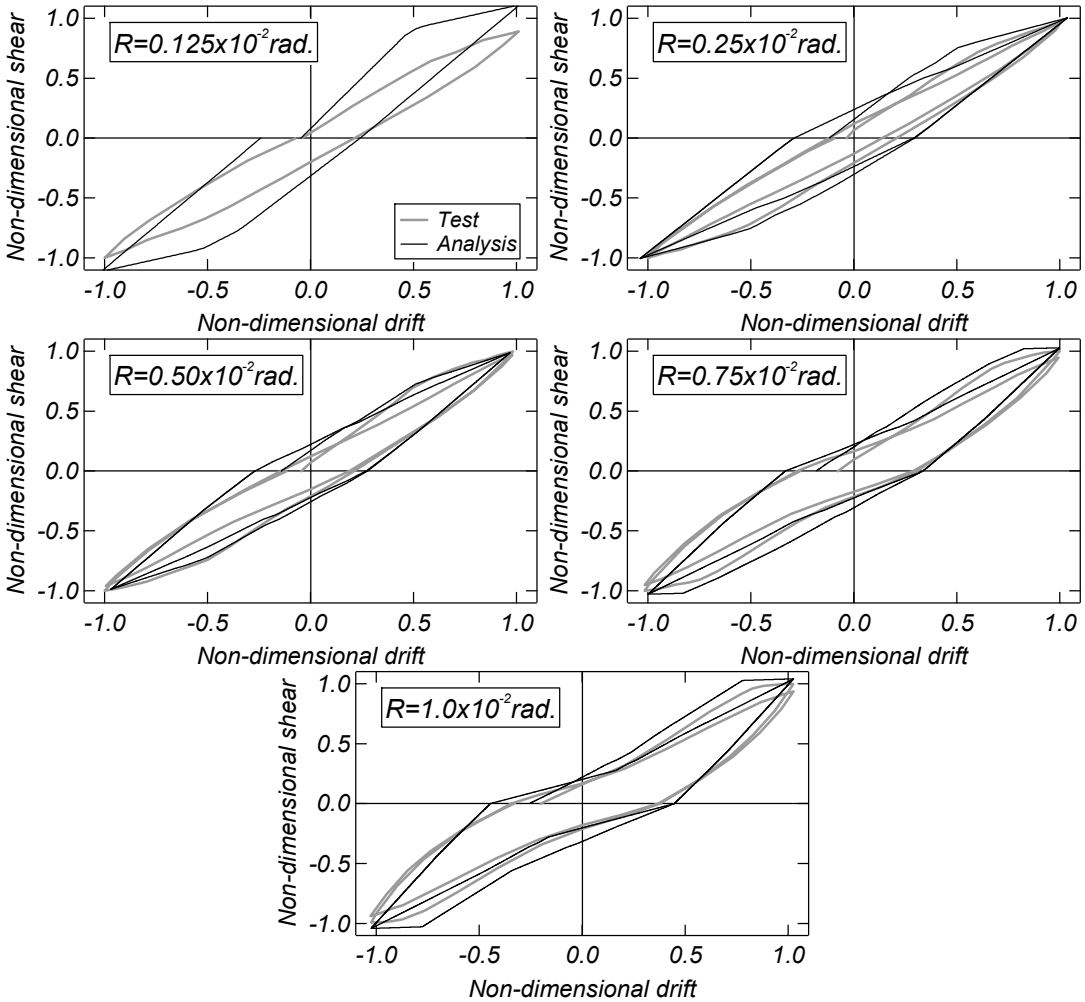


図 8.3.5(b)　実験結果および解析結果無次元化せん断力－部材角関係の比較（CWBS）

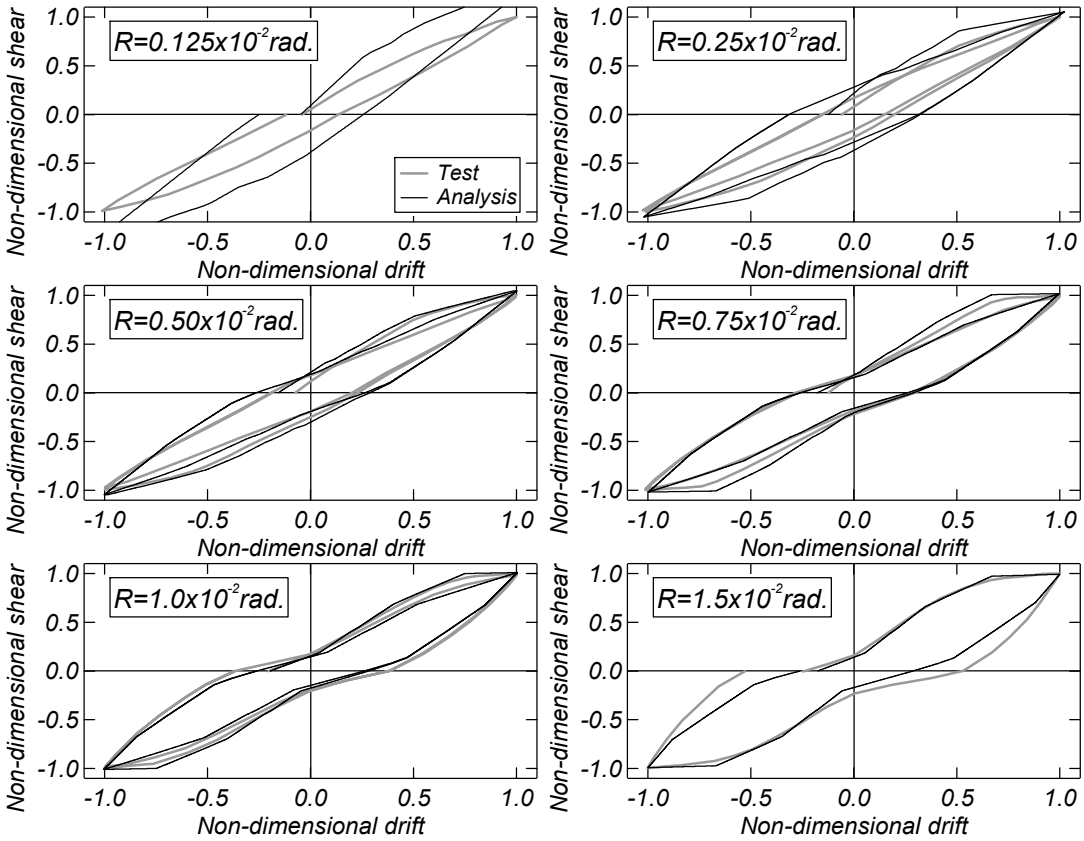


図 8.3.5(c)　実験結果および解析結果の無次元化せん断力－部材角関係の比較（CWAF）

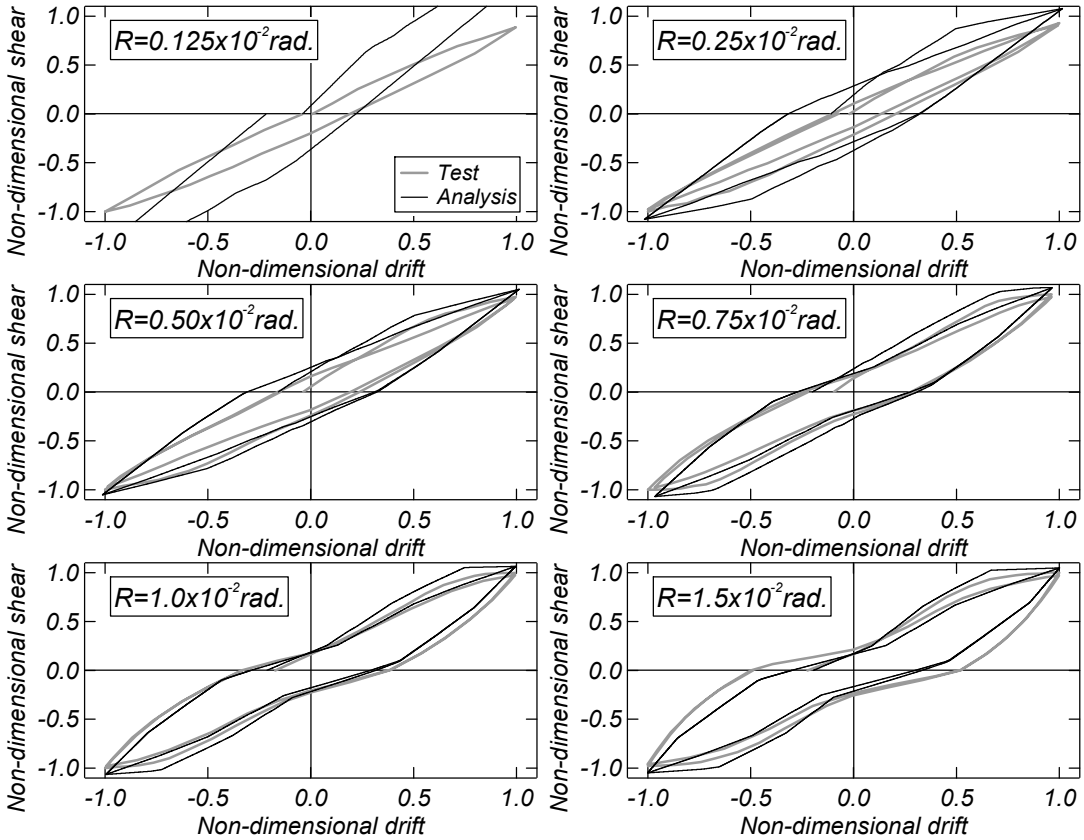


図 8.3.5(d)　実験結果および解析結果の無次元化せん断力－部材角関係の比較（CWBF）

8.3.3　変形成分の比較

図 8.3.6 に試験体 CWAS および CWAF の実験および解析におけるせん断力－各変形成分関係をそれぞれ示す。

ここで，各変形成分を以下のように定義する。すなわち，本論に示す CES 造耐震壁の変形成分は 1 層曲げ変形 δ_{1f}，1 層せん断変形 δ_{1s}，2 層曲げ変形 δ_{2f}，2 層せん断変形 δ_{2s} および 1 層曲げ変形から生じる 2 層回転変形 δ_{2r} である。図 8.3.7 に変位計取り付け位置を示す。実験結果では各層の曲げ変形（式(8.3.1)および(8.3.2)）および 2 層回転変形（式(8.3.3)）は高さ方向に 7 分割して測定した側柱の軸方向変形量から回転角 θ_i を求め，高さ方向に積分することで算出した。解析結果では，各層の曲げ変形および 2 層回転変形は各層ごとに得られた側柱の軸方向変形量から回転角をそれぞれ求め，高さ方向に積分することで算出した。1 層せん断変形は 1 層の全体変形から 1 層曲げ変形を差し引いて算出し（式(8.3.4)），2 層せん断変形は全体変形からその他の変形を差し引いて算出した（式(8.3.5)）。

$$\delta_{1f} = \sum_{i=1}^{3}\left[\frac{\theta_i \cdot a_i}{2} + \theta_i\left(h_1 - \sum_{j=1}^{i} a_j\right)\right] \tag{8.3.1}$$

$$\delta_{2f} = \sum_{i=4}^{7}\left[\frac{\theta_i \cdot a_i}{2} + \theta_i\left(h_2 - \sum_{j=4}^{i} a_j\right)\right] \tag{8.3.2}$$

$$\delta_{2r} = \sum_{i=1}^{3}\theta_i \cdot h_2 \tag{8.3.3}$$

$$\delta_{1s} = \delta_1 - \delta_{1f} \tag{8.3.4}$$

$$\delta_{2s} = \delta_2 - \left(\delta_{1f} + \delta_{1s} + \delta_{2f} + \delta_{2r}\right) \tag{8.3.5}$$

ここで，a_i，a_j : 各計測区間長さ，h_1，h_2 : 1 層および 2 層の水平変位計測高さである。

試験体 CWAS では，1 層せん断変形および 2 層せん断変形（同図(b),(d)）の増加が顕著となり，解析結果と実験結果の傾向は一致している。また，1 層曲げ変形および 2 層回転変形（同図(a),(e)）の解析結果は実験結果と比べて若干小さくなる傾向がみられる。一方，試験体 CWAF の実験結果では，側柱鉄骨が降伏した後のサイクルにおいて 1 層曲げ変形から生じる 2 層回転変形（同図(j)）の増加が顕著となるが，解析結果においてもその傾向を再現できている。

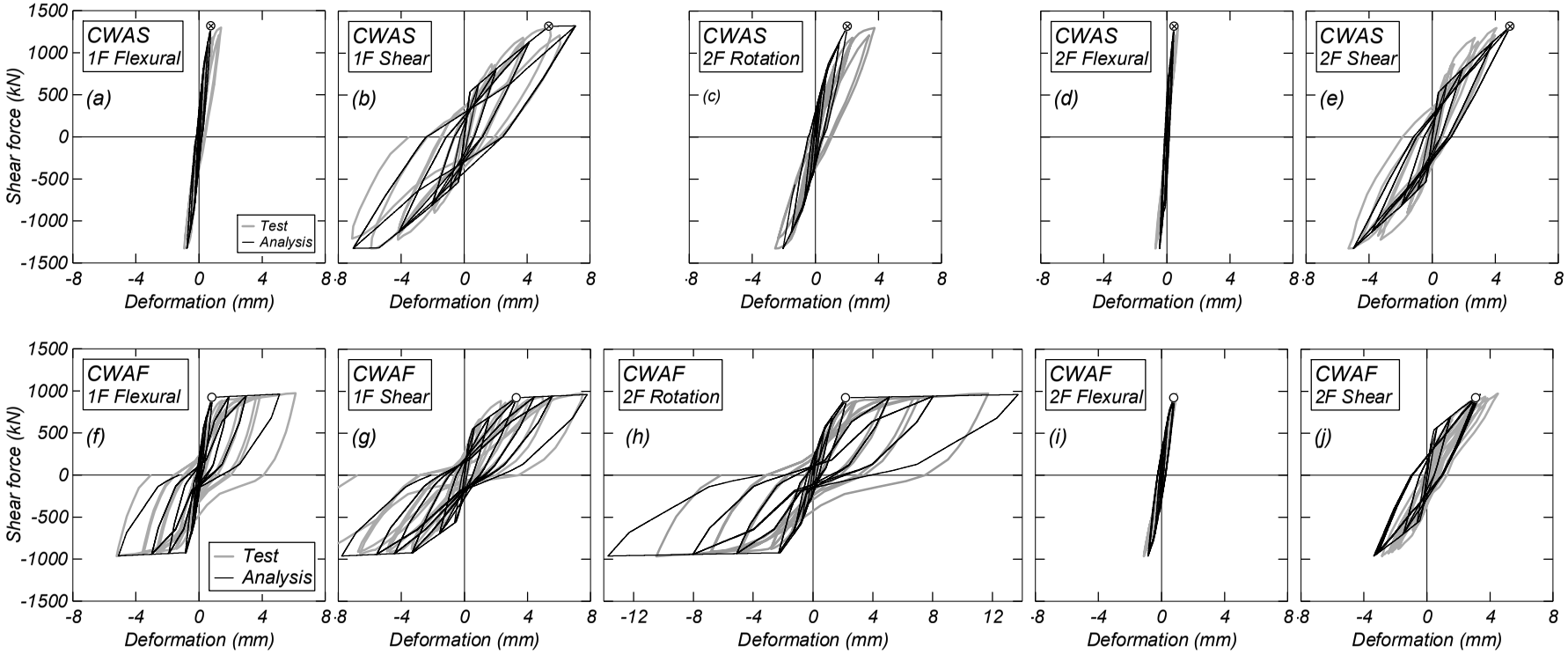


図 8.3.6　実験および解析におけるせん断力－各変形成分関係（上段：試験体 CWAS，下段：試験体 CWAF）

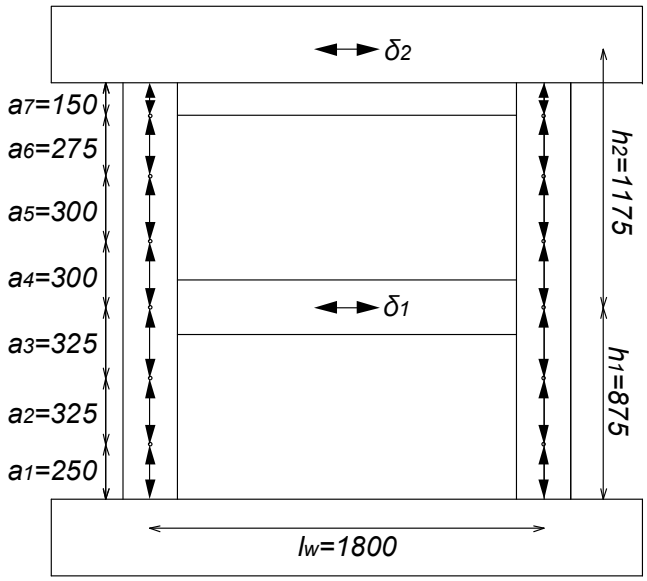


図 8.3.7　変位計取り付け位置

図 8.3.8 にせん断力－1 層側柱軸方向変形の比較を示す。

せん断破壊先行型試験体 CWAS についてみると，最終サイクルにおいて解析結果の引張変形量が実験結果と比べて小さくなり，実験では側柱鉄骨の降伏が認められたのに対して，解析結果では未降伏であった。一方，曲げ降伏先行型試験体 CWAF では，解析結果における側柱鉄骨降伏点は実験結果と概ね一致しているが，それ以降の解析の引張変形量は実験結果と比べて若干大きくなる。これらは図 8.3.9 に示す曲率分布の比較からも明らかなように，実験では試験体脚部に曲率の集中が認められるが，解析では試験体を層ごとにモデル化したことから，各層の曲率が平均化されていることに起因する。すなわち，試験体 CWAS では，解析における側柱脚部の曲率が実験結果と比べて過少評価となることから，側柱鉄骨の曲げ降伏が判定されないためである。一方，試験体 CWAF では，試験体脚部における解析結果の曲率は実験結果と比べて過少評価しているが，解析では層全体の曲率が一様となることから，引張側変形は実験結果と比べて過大評価する結果となった。

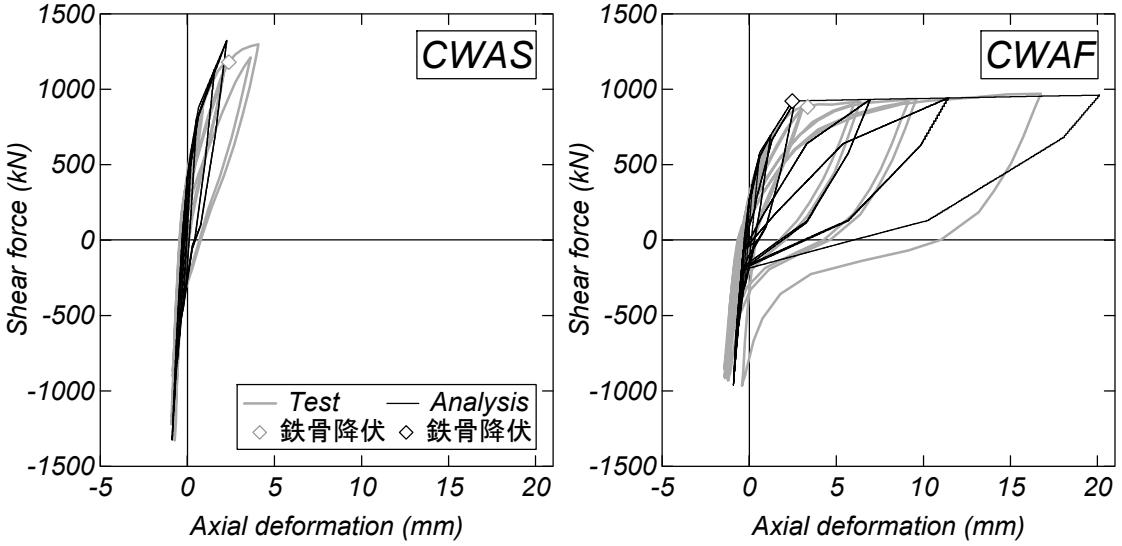


図 8.3.8　1 層側柱軸方向変形分布

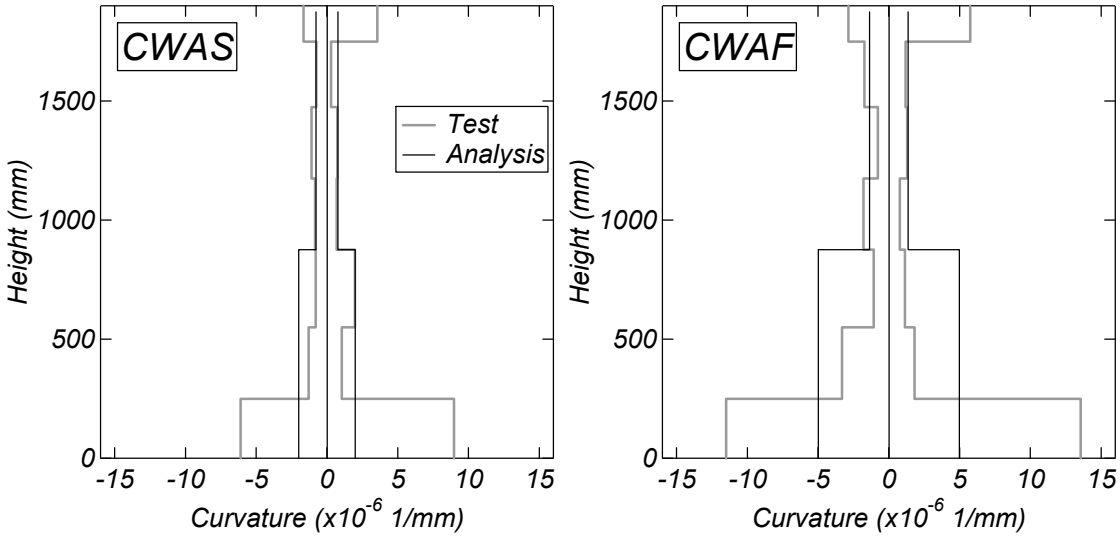
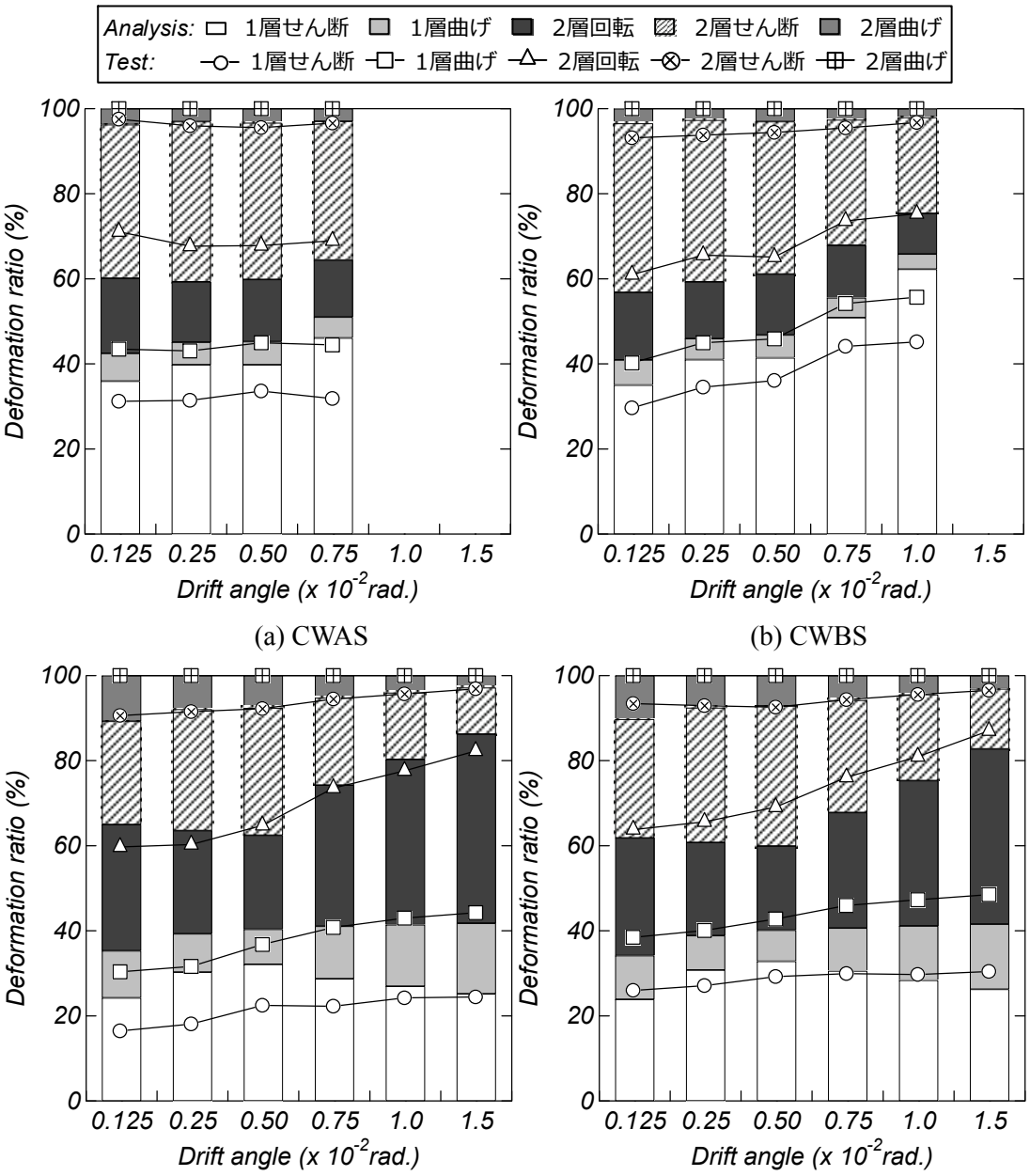


図 8.3.9　曲率分布の比較（R=0.75×10^{-2}rad.）

図 8.3.10 に各試験体の実験および解析における各部材角正載荷 1 サイクル目ピーク時の各変形成分割合を示す。

せん断破壊先行型試験体についてみると，試験体 CWAS では，実験における各変形成分の割合は $R=0.75\times10^{-2}$rad.までほぼ一定となり，解析結果は実験の傾向を概ね再現できている。一方，試験体 CWBS の実験結果では，載荷初期から 1 層せん断変形の割合の増加が認められ，2 層せん断変形割合の減少が認められる。解析では，耐震壁のせん断剛性低下率 β_u に式 18)を用いており，解析結果は実験と同様の傾向が得られた。次に，曲げ降伏先行型試験体についてみると，試験体 CWAF の $R=0.5\times10^{-2}$rad.までのサイクルでは，1 層せん断変形の割合の解析結果は実験結果と比べて大きくなる。しかしながら，試験体 CWAF および CWBF ともに $R=0.75\times10^{-2}$rad.以降のサイクルでは，実験結果および解析結果ともに 1 層曲げ変形の割合および 2 層回転変形の割合が増加し，2 層せん断変形の割合が減少しており，解析における各変形成分の推移は実験結果を良好に再現できている。

以上のように，解析のスケルトンカーブ，履歴性状および各変形成分の推移は実験結果と概ね一致する傾向が認められることから，本論で提案した CES 造耐震壁の TVLE モデルによる解析モデルは妥当なものであると判断できる。ただし，鉄骨とコンクリートの付着劣化および鉄骨の抜け出しの影響を定量的に評価するには至っておらず，今後の課題としたい。



(a) CWAS　(b) CWBS

(c) CWAF　(d) CWBF

図 8.3.10　実験および解析の各変形成分割合

8.5　まとめ

本章では，CES 造耐震壁の復元力モデルを提案し，壁縦筋の定着状態の異なる試験体の実験結果を対象とした静的増分解析を行い，モデル化の妥当性についての検討を行った。

本研究で得られた知見を以下に示す。

1) 本論に示す CES 造耐震壁の復元力モデルの主な特徴は以下のとおりである。
   - CES 造耐震壁の復元力モデルは両側柱の軸方向抵抗を表す 2 本のトラス要素および壁板の曲げ，せん断および軸方向抵抗を表すビーム要素に置換する TVLE モデルを採用した。
   - 壁縦筋の定着のないCES造耐震壁の壁板の軸方向抵抗は引張側の剛性および強度を零とし，繰り返しによる剛性変化のないモデルとし，壁縦筋の定着のあるものの壁板の軸方向抵抗は RC 造耐震壁において一般的に用いられている Axial-Stiffness model とした。

2) 側柱に H 型鉄骨を用いる CES 造耐震壁では，コンクリートおよび鉄骨間の付着力が期待できないことから，Axial-Stiffness model において側柱の引張側第一剛性は鉄骨の剛性の半分程度と仮定することで，実験結果と良好な対応関係が得られる。

3) 壁縦筋の定着のない試験体では引張側の軸剛性および強度を零としたモデルを，定着がある試験体ではAxial-Stiffness modelをそれぞれ用いた壁板の軸方向復元力モデルの違いが解析の履歴性状に及ぼす影響は小さく，解析結果は実験結果と同様の傾向が得られる。

4) せん断破壊先行型試験体の実験結果では，せん断変形成分はスリップ型の履歴性状を示すことから，せん断剛性低下率に菅野式を用いた Takeda-Slip モデルを適用する必要がある。

5) 上記の仮定に基づいた TVLE モデルによって，CES 造耐震壁の履歴特性および各変形成分は最大耐力付近まで再現することができる。

第 9 章　本研究のまとめ

本研究は，高耐震性および施工コストの大幅な削減効果を有する CES 構造における主要耐震部材の一つと考えられる CES 造耐震壁の開発および構造性能の把握を主たる目的とした研究である。本章では，本論文の各章において示した検討項目および研究成果を総括し，さらに，本研究で未解決事項および今後の課題について述べる。

9.1　研究結果のまとめ

第 1 章では, 本研究の背景と目的を示すと共に本研究に関連する既往の研究を整理した。

第 2 章では，CES 構造建物において主要な耐震部材として考えられる CES 造耐震壁の開発研究について述べた。壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁を対象に静的載荷実験を行い，当該部材の基本的な構造性能および壁縦筋の定着状態の有無が CES 造耐震壁の構造性能に及ぼす影響について検討した。実験結果から，壁縦筋の梁への定着を省略しても CES 造耐震壁の最大耐力は同程度の値を示しており，壁縦筋の定着状態は最大耐力にほぼ影響しないことを明らかにした。また，最大耐力後の挙動では，壁縦筋の定着のない試験体は，1 層梁下において壁板と梁とのずれが生じることで壁板のせん断変形が緩和されることで，定着のあるものと比べて耐力が徐々に低下しており，壁縦筋の定着を省略した耐震壁は定着したものと比べて緩やかに耐力低下する傾向を示した。

第 3 章では，第 2 章において示した壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁を対象に二次元 FEM 解析を実施し, 解析モデルおよび材料構成則の妥当性について検討した。さらに, 解析結果を用いて壁縦筋の定着状態の差異が内部応力状態に及ぼす影響について検討を行った。解析結果は実験結果のスケルトンカーブ，破壊性状，および壁板と梁とのずれなどの挙動を精度よく再現できることを示した。また，内部応力状態については, 最大耐力時において壁縦筋の定着状態によらず最小主応力分布および試験体脚部の面内せん断応力度分布に特筆すべき差異は認められなかった。これは 1 層壁板と梁とのずれは最大耐力を発揮した後に発生することから, CES 造耐震壁の最大耐力に及ぼす定着の有無の影響は小さいことを明らかにした。

第 4 章では，壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁を対象に静的載荷実験を行い，当該部材の基本的な構造性能および壁板の偏心が CES 造耐震壁の構造性能に及ぼす影響について検討した。実験結果から，壁板が柱に偏心して取り付いた試験体の最大耐力は無偏心壁試験体と同程度の値となることが確認された。最大耐力後の挙動についてみると，せん断破壊先行型の偏心壁試験体は，壁板が柱に偏心して取り付くことおよび梁のかぶりコンクリート部分の剛性が低いことから，1 層梁のかぶりコンクリートに損傷が集中し，無偏心壁試験体と比べて急激な耐力低下を示す傾向を示した。一方，曲げ降伏先行型の偏心壁試験体は，壁板が柱に偏心して取り付いていることから，圧縮側柱コンクリートの応力負担領域が小さく，無偏心壁試験体と比べて脚部コンクリートの圧壊が早期に生じており，変形性能が低下したことを明らかにした。

第 5 章では，壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁を対象に三次元 FEM 解析を実施し，第 4 章において示した壁板が偏心して取り付いた CES 造耐震壁を対象に三次元 FEM 解析を実施し，解析モデルおよび材料構成則の妥当性について検討を行った。さらに，解析結果を用いて壁板の偏心度合いが内部応力状態に及ぼす影響について検討を行った。解析結果は最大耐力までの復元力特性および各変形成分を概ね再現しており，壁板が偏心して取り付いた CES 造耐震壁の挙動を概ね再現できることを示した。また，内部応力状態についてみると，本論に示すような壁板の配置が側柱中心から大きくずれている場合，圧縮側柱の負担せん断力は無偏心壁のものと比べて小さく，壁板から圧縮側柱脚部にかけてのせん断伝達性能は低下する傾向が認められた。一方，壁板が偏心配置されている CES 造耐震壁でも，側柱中心位置が壁厚の範囲にある場合，圧縮側柱の負担せん断力は偏心壁配置のものと比べて大きく，無偏心壁配置の耐震壁と同程度のせん断伝達性能が期待できることを示した。

第 6 章では，壁筋の周辺フレームへの定着を省略した CES 造耐震壁を対象に静的載荷実験を行い，当該部材の基本的な構造性能の把握および壁横筋の定着状態の違いが CES 造耐震壁の構造性能に及ぼす影響についての検討を行った。実験結果から，周辺フレームへの定着を省略した試験体の最大耐力は壁縦筋の定着のみを省略した試験体と同程度の値となることが確認された。最大耐力後の挙動についてみると，せん断破壊先行型試験体では，周辺フレームへの定着を省略した試験体は壁縦筋のみの定着を省略した試験体と比べて耐力低下の勾配が緩やかとなり，変形性能の向上が認められた。両試

験体ともに，最大耐力付近の部材角から 1 層壁板と梁とのずれが生じているが，周辺フレームへの定着を省略した試験体では，それに加えて 1 層壁板と柱とのずれも生じており，1 層壁板の損傷が軽減されたことが原因だと考えられる。一方，曲げ降伏先行型試験体では，周辺フレームへの定着を省略した試験体は縦筋のみの定着を省略した試験体と比べて早期に耐力低下が認められた。しかしながら，周辺フレームへの定着を省略した試験体は縦筋のみの定着を省略した試験体と比べてコンクリート強度が低く，側柱鉄骨の降伏強度が高いことから，側柱コンクリートの圧壊が生じやすくなっていることが考えられ，壁横筋の定着状態は変形性能に影響しないことを明らかにした。

第 7 章では，第 2 章，第 4 章，第 6 章において示した CES 造耐震壁の実験結果を対象に既往の RC 造耐震壁の各ひび割れ強度および終局強度算定式の適応性について検討した。曲げひび割れ強度は弾性理論に基づくひび割れ強度式を用いており，計算結果は実験結果を 30%程度過大評価しており，スタブと 1 層のコンクリートを別々に打設した影響が認められた。せん断ひび割れ強度は主応力式が実験結果との対応が最も良く，ばらつきが認められた試験体を除く試験体の計算結果は±20%の範囲に収まる傾向を示した。曲げ終局強度は一般化累加強度理論式および略算式等による算定結果に大きな差異はみられず，いずれの算定式においても概ね評価可能であることを示した。せん断終局強度はトラス・アーチ理論式が実験結果との対応が最も良く，計算結果は実験結果を精度良く評価できることを示した。

第 8 章では，CES 造耐震壁の構造性能評価モデルを提案し，第 2 章において示した壁縦筋の定着状態の異なる CES 造耐震壁を対象に静的荷重増分解析を実施し，解析モデルの妥当性について検討を行った。CES 造耐震壁の復元力モデルは，両側柱の軸方向抵抗を表す 2 本のトラス要素および壁板の曲げ，せん断および軸方向抵抗を表すビーム要素に置換する TVLE モデルを採用した。側柱に H 型鉄骨を用いる CES 造耐震壁では，コンクリートおよび鉄骨間の付着力が期待できないことから，Axial-Stiffness Model において側柱の引張側第一剛性は鉄骨の剛性の半分程度と仮定した。また，壁縦筋の定着のない試験体では，壁板の引張側の軸剛性および強度をゼロとしたモデルを，定着がある試験体では，壁板の軸抵抗に Axial-Stiffness Model をそれぞれ用いた。以上の仮定に基づいた解析モデルは実験における履歴特性および各変形成分を最大耐力付近まで概ね再現することができることを示した。

9.2　今後の課題

本研究で未検討および未解決の事項を以下に列記し，今後の課題とする。

(a) 有開口 CES 造耐震壁の開発

耐震壁は建物の設計の際に壁板内に扉や窓などを設ける場合が多い。RC 造の場合，有開口耐震壁の既往の研究は数多くあるものの，開口の形状，単層耐震壁および連層耐震壁など，有開口耐震壁の構造性能に影響を及ぼす因子は多く，未だ開口による剛性および強度の低減方法の確立に至ってはいないと思われる。CES 造耐震壁においても有開口耐震壁の設計方法の確立は CES 構造の実用化に向けて重要な課題だと考えられ，今後，早急に取り組む必要がある。

(b) 壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁の復元力モデル

本論で提案した CES 造耐震壁の構造性能評価モデルは無偏心壁を対象としている。第 5 章で示したとおり，壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁は無偏心壁試験体と比べて壁板から圧縮側柱脚部へのせん断伝達性能が低下しており，第 7 章において示したせん断終局強度算定式においてその影響は考慮しておらず，第 8 章に示した CES 造耐震壁の復元力モデルを適用するにあたって，両側柱をトラス要素に置換する際においても，側柱の圧縮剛性の影響を検討するに至ってはいない。また，第 4 章において示した通り，偏心壁試験体の変形性能は無偏心壁試験体と比べて低下する傾向が認められた。今後，限界変形角の算定法を解明し，復元力モデルの拡張を試みたい。

(c) 周辺フレームへの定着を省略した CES 造耐震壁のせん断抵抗機構の解明

本論では，CES 造耐震壁のせん断終局強度はトラス・アーチ理論式によって精度よく評価することが可能となっている。しかしながら，第 6 章において示した周辺フレームへの定着を省略した CES 造耐震壁は壁横筋の定着をほとんど省略していることから，トラス機構の形成が不可能だと考えられ，トラス・アーチ理論に替わるせん断終局強度式の提案が必須となる。また，周辺フレームへの定着を省略した耐震壁のせん断伝達機構の解明は CES 造耐震壁のプレキャスト化の際においても有益な情報となる。今後は本論で示した FEM 解析モデルを用いて，周辺フレームへの定着を省略した耐震壁のせん断伝達機構について検討を進める予定である。

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ー」資料，pp.1-9，2006.9
2) 日本建築学会：CES 造建物の構造性能評価指針（案）の制定に向けて，2013 年度日本建築学会大会（北海道）構造部門（SCCS）資料，2013.8
3) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説，2012.4
4) 春山智史，小野里憲一，戸澤知仁：鉄骨鉄筋コンクリート造耐震壁の定着方法に関する研究（その 1～2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.1147-1150，2006.9
5) 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，2001.3
6) 高橋宏行，前田匡樹，倉本　洋：高靭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，Vol.22，No.3，pp.1075-1080，2000.6.
7) 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，Vol.2，No.2，pp271-276，2002.6.
8) 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ー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，Vol.25，No.2，pp.289-294，2003.6.
9) 倉本　洋，松井智哉，溝淵博己：軸力比およびシアスパン比が異なる H 型鉄骨内蔵 CES 柱の静的載荷実験，第 8 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，pp.5.1-5.8，2009.11.
10) 石　鈞吉，Juan Jose CASTRO，松井智哉，倉本　洋：H 型鉄骨内蔵 CES 柱の構造実験と変形能力評価，コンクリート工学年次論文集，第 33 巻，第 2 号，pp.1183-1188，2011.7
11) 石　鈞吉，他 4 名：H 型鉄骨内蔵 CES 柱の変形能力評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.77，No.682，pp.1977-1982，2012.12
12) 藤本利昭，倉本　洋，松井智哉：交差 H 鉄骨を内蔵した CES 柱の構造性能，第 8 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，pp.4.1-4.8，2009.11.
13) 石　鈞吉，他 4 名：H 型鉄骨内蔵 CES 柱の変形能力評価に関する研究，第 9 回複

合・合成構造の活用に関するシンポジウム，pp.248-257，2011.11.

14) 永田　諭，松井智哉，倉本　洋：鉄骨コンクリート造柱梁接合部の構造性能に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1267-1272，2006.7.

15) 倉本　洋，松井智哉，永田　諭，藤本利昭：CES 合成構造システムにおける外部柱梁接合部の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.624, pp.235-242, 2008.2.

16) 吉野貴紀，松井智哉，倉本　洋：スラブ付き CES 造柱梁接合部の静的加力実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.1123-1128，2011.7

17) 岩瀬勝洋，松井智哉，倉本　洋：CES 内部柱梁接合部の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1351-1256，2008.7

18) 田名部智，岩瀬勝洋，松井智哉，倉本　洋：CES 内部柱梁接合部における軸力の影響，日本建築学会近畿支部研究報告集，Vol.49，構造系，pp.193-196，2009.6

19) 松井智哉，倉本　洋：繰り返し水平力を受ける CES 柱梁接合部の応力伝達機構，日本建築学会構造系論文集，Vol.73，No.630，pp.1401-1407，2008.8

20) 松井智哉，倉本　洋：CES 柱梁接合部の構造性能に及ぼす作用軸力の影響，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.663，pp.1025-1031，2011.5

21) 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，No.629，pp.1103-1110，2008.7

22) 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, Vol.26, No.2, pp.157-162，2004.7

23) 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，Vol.27，No.2，pp.241-246，2005.7

24) 田口　孝，永田　諭，松井智哉，倉本　洋：H 型鉄骨を内蔵した CES 柱の構造特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1273-1278，2006.7

25) 藤本利昭，永田　諭，松井智哉，倉本　洋：プレキャスト CES 柱の構造特性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，Vol.28，No.2，pp.1279-1284，2006.7

26) 小島佑太，吉野貴紀，小山勉，松井智哉：CES 造柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.1219-1224，2013.7

27) 谷　資信，宮本孝雄：鉄骨鉄筋コンクリート構造における耐震壁の実験：日本建築学会論文報告集，Vol.69，pp.449-452，1961.10

28) 坪井善勝，富井政英：直交移行性板理論による鉄筋コンクリート壁の亀裂発生後におけるせん断抵抗の解析，日本建築学会論文報告集，Vol.48，pp26-39，1954.3
29) 望月　重：鉄筋コンクリート耐震壁の終局せん断強度に関する解析的研究，RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.25-32，1982.6
30) 称原良一，加藤　勉：鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局耐力，日本建築学会論文報告集，Vol.343，pp.24-31，1984.9
31) 村上利憲，福嶋孝之，南　宏一：水平集中荷重を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度，第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.381-384，1986.7
32) 白石一郎，狩野芳一，町田亘寛：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大せん断力に関する一考察，日本建築学会構造系論文報告集，No.365，pp.144-155，1986.7
33) 白石一郎，狩野芳一，町田亘寛：鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の最大耐力に関する考察，日本建築学会構造系論文報告集，No.378，pp.91-101，1987.8
34) 壁谷澤寿海，橋場久理子：鉄筋コンクリート耐震壁の終局せん断設計，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.383-384，1987.10
35) 市之瀬敏勝：変形能力を考慮した RC 部材のせん断設計法，日本建築学会構造系論文報告集，No.415，pp.53-62，1990.9
36) 塩原　等：塑性理論を応用した鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度算定方法，コンクリート工学，Vol.25，No.8，pp.104-114，1987.8
37) 白石一郎，中村善郎，狩野芳一：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果，日本建築学会構造系論文報告集，No.392，pp.34-45，1988.10
38) 徳広育夫，三谷　勲，宮崎博茂，周辺架構の構造形式が異なる耐震壁の破壊性状とせん断耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.335，pp.88-98，1985.9
39) 千葉　脩，渡部　丹，他 5 名：建屋の復元力特性に関する研究 その 73：耐震壁の復元力特性（最大せん断耐力），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.317-318，1987.10
40) 羽鳥敏明，渡部 丹，他 5 名：建屋の復元力特性に関する研究 その 75：耐震壁の復元力特性（荷重－変形関係のスケルトンカーブ），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.321-322，1987.10
41) 松本和行：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性の評価法に関する研究，横浜国立大学学位請求論文，1994.3
42) Apostolos Fagitis and Surendra P. Sheh : Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete

Column，ACI，SP-87，pp.213-232，1985

43) 鈴木芳隆，小鹿紀英，鈴木紀雄：耐震壁のせん断復元力特性の設定法，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.727-728，2000.9

44) 津田和明：面内せん断力を受ける平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価法 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の評価に関する研究（その 1)，日本建築学会構造系論文集，No.517，pp.125-132，1993.3

45) 津田和明，江戸宏彰：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性（スケルトンカーブ）の算定法 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の性能評価手法に関する研究（その 1)，日本建築学会構造系論文集，No.569，pp.97-104，2003.7

46) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版株式会社，2004.2

47) 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その２)，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.431，No.pp.7-16，1992.1

48) 伊藤忠テクノソリューションズ㈱：FAINAL/V99 HELP，2004.9

49) 長沼一洋，栗本　修，江戸宏彰：鉄筋コンクリート壁体の FEM による正負繰り返し及び動的解析，日本建築学会構造系論文集，第 544 号，pp.125-132，2001.6

50) 色部　誠，河角　誠，安達　洋：コンクリート構造物の塑性解析，丸善株式会社，1985.7

51) Kupfer，H.B，Gerstle，K.H.：Behavior of Concrete under Biaxial Stress，Journal of the Engineering Mechanics Division，Vol.99，No.EM4，pp.853-866，1973.8.

52) David Darwin and David A. Pecknold，Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete，Journal of the Engineering Mechanics Division，pp.229-241，1977.4

53) 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.

54) 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

55) 長沼一洋，大久保雅章：繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル，日本建築学会構造系論文集，第 536 号，pp.135-142，2000.10

56) 長沼一洋：平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その 1)，日本建築学会構造系論文集，No.421，pp.39-48，1991.3.

57) 井本勝慶，米澤健次，加藤朝郎，川里　健：1/4PCCV の耐圧限界挙動に関するラウ

ンドロビン解析，コンクリート工学，Vol.41，No.1，pp.153-157，2003.1

58) 三島徹也，山田一宇，前川宏一：正負交番載荷下における鉄筋コンクリートひびわれ面の局所的挙動，土木学会論文，No.442，Vol.16，pp.161-170，1992.2

59) Ciampi V. et al : Analysis model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations，Report No. UCB/EERC-82-83，Univ. of California，Berkeley，1982.11

60) 後藤康明，穴吹拓也，城　攻：SRC 造内柱梁接合部におけるせん断応力分担に関する非線形有限要素解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.1089-1090，2005.9

61) 兼平雄吉，小野里憲一，下山哲男，望月　洵：壁が柱の外面にある耐震壁の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.463-468，2005.7

62) 後藤哲郎，秋山友昭：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究（その 9）壁板が柱に偏心して取り付いた耐震壁の実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1605-1606，1976.10

63) 後藤哲郎，秋山友昭：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究（その 18）壁板が柱に偏心して取り付いた耐震壁の実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1635-1636，1977.10

64) 伊藤忠テクノソリューションズ㈱：FAINAL/V99 HELP，2010.3

65) 佐藤政勝，田中祐人：鋼管，H 型鋼の付着強度に及ぼすコンクリートの拘束効果について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，1993.

66) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，1997.7

67) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.2

68) 六田莉那子，荒牧龍馬，藤本利昭：CES 部材の構造性能に関する研究－その 1 ひび割れ強度の検討－，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.1405-1406，2013.8

69) 菅野俊介：鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究－その 7 無開口耐震壁の強度と剛性－，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1305-1306，1973.10

70) 国土交通省住宅建築指導課，他：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8

71) Nielsen M. P ：Limit Analysis and Concrete Plasticity，Prentice Hall，1984

72) 壁谷澤寿海，小谷俊介，青山博之：耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の非線

形地震応答解析, 第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.213-216, 1983.7

73) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2006.6

74) Kang-Ning.Li, H.Aoyama and S.Otani, Reinforced Concrete Columns under Varying Axial Load and Bi-Directional Lateral Load Reversals, Procs. of 9th *WCEE*, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988. pp. 537-544.

75) 松本和行，壁谷澤寿海，倉本　洋：構造物の動的非線形解析における鉄筋コンクリート造耐震壁の部材モデル, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, 1993.7

76) 構造システム：SNAP Ver.6　テクニカルマニュアル，2012.4

77) F. J. Vecchio and M. P. Collins：The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear，ACI Journal，Vol.83，No.22，pp.219-231，March-April，1986

78) Takeda T.，et al :Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes，Journal of Structural Division，Proceedings of ASCE，Vol.96，1981

79) 江戸宏彰，武田壽一：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1877-1878，1977.10

記号

A_e ：耐震壁の鉄骨および鉄筋を含めた等価断面積 [$=_CA_e+_WA_e$]

A_w ：耐震壁の壁厚と側柱中心間距離の積 [$=_Wt\cdot_Wl$]

a_h ：1 組の横筋の断面積

a_t ：引張側柱の鉄骨全断面積

a_{tg} ：梁鉄骨下フランジの断面積

$_{bs}A$ ：梁鉄骨フランジ断面積

$_CA$ ：耐震壁に接する側柱コンクリートの断面積

$_CA_e$ ：鉄骨を考慮した側柱の等価断面積 [$=_CA+(n-1)\cdot_{sCS}A$]

$_{mW}A$ ：壁縦筋の全断面積

$_{sCS}A$ ：耐震壁に接する側柱鉄骨の断面積

$_WA$ ：壁板コンクリートの断面積 [$=_Wt\cdot l'$]

$_WA_e$ ：鉄筋を考慮した壁板の断面積 [$=_WA+(n-1)_{mW}A$]

ΣA ：耐震壁の全断面積

b ：側柱の幅

b_e ：等価壁厚 [式(7.5.4)]

D ：側柱のせい

D_c ：圧縮側柱のせい

d ：[式(7.5.6)]

E_c ：コンクリートのヤング係数

E_s ：側柱鉄骨のヤング係数

$_WE_s$ ：壁縦筋のヤング係数

F_c ：コンクリートの圧縮強度

$_WF_s$ ：耐震壁のコンクリートのせん断ひび割れ強度 [式(7.5.10)]

$_WF'_s$ ：耐震壁のコンクリートの圧縮場によるせん断強度 [式(7.5.12)]

G_c ：コンクリートのせん断弾性係数 [$=E_c/(2(1+\nu))$]

h ：想定加力高さ

h_w ：中間梁上端までの高さ

$_WI_e$ ：鉄筋を考慮した壁板の断面 2 次モーメント

j ：応力中心間距離 [$=7/8d$]

$_ck_c$ ：側柱の圧縮側剛性 [式(8.2.22)]

${}_{c}k_{t}$ ：側柱の引張側剛性 [式(8.2.24)]

${}_{w}k_{c}$ ：壁板の圧縮側剛性 [式(8.2.19)]

${}_{w}k_{t}$ ：壁板の引張側剛性 [式(8.2.21)]

L ：耐震壁の全せい

${}_{W}l$ ：耐震壁の側柱中心間距離

${}_{W}l_{a}$ ：アーチ機構の等価壁長さ [式(7.5.17)，式(8.2.13)]

${}_{W}l_{t}$ ：トラス機構の等価壁長さ [式(7.5.16)，式(8.2.12)]

l' ：壁板の内法長さ

M/Q ：せん断スパン

M_{cr} ：曲げひび割れモーメント

M_{u} ：部材の曲げ終局モーメント

${}_{BS}M_{U}$ ：耐震壁に接する梁の曲げ終局モーメント

${}_{CS}M_{U}$ ：耐震壁に接する柱の曲げ終局モーメント

${}_{cc}M_{u}$ ：側柱コンクリートの曲げ終局モーメント

${}_{cw}M_{u}$ ：壁板コンクリートの曲げ終局モーメント

${}_{sc}M_{u}$ ：側柱鉄骨の曲げ終局モーメント

${}_{sw}M_{u}$ ：壁板鉄筋の曲げ終局モーメント

N ：軸方向力

n ：ヤング係数比

${}_{c}N_{y}$ ：側柱鉄骨の引張降伏強度 [式(8.2.23)]

${}_{cc}N_{u}$ ：側柱コンクリートの圧縮終局耐力

${}_{cw}N_{u}$ ：壁板コンクリートの圧縮終局耐力

${}_{sc}N_{u}$ ：側柱鉄骨の圧縮終局耐力

${}_{sw}N_{u}$ ：壁板鉄筋の圧縮終局耐力

${}_{w}N$ ：壁板部分の断面積に応じた一定軸力

${}_{w}N_{y}$ ：壁縦筋の引張降伏強度 [式(8.2.20)]

p_{g} ：A_{w} に対する柱 1 本の主筋量（鉄骨量）の割合 [$={}_{sCS}A/A_{w}\cdot 100$]

p_{se} ：等価壁筋比 [式(7.5.5)]

p_{te} ：耐震壁の全断面積に対する引張側柱主筋（鉄骨量）の割合 [式(7.5.3)]

${}_{W}p$ ：壁筋比

Q_{mcr} ：CES 造耐震壁の曲げひび割れ強度

Q_{scr} ：CES 造耐震壁のせん断ひび割れ強度

Q_{su} ：CES 造耐震壁のせん断終局強度

Q_{max} ：実験における最大耐力

Q_{mu} ：CES 造耐震壁の曲げ終局強度

${}_{BS}Q_U$ ：耐震壁に接する梁のせん断終局強度

${}_{CS}Q_U$ ：耐震壁に接する柱のせん断終局強度

${}_{s}Q_U$ ：鉄骨のせん断終局強度

${}_{W}Q_{U1}$ ：斜張力ひび割れによって決まるせん断終局強度 [式(7.5.8)]

${}_{W}Q_{U2}$ ：壁板の斜張力ひび割れ後の耐力によって決まるせん断終局強度 [式(7.5.9)]

${}_{W}Q'_{U1}$ ：開口の大きくない耐震壁のせん断終局強度 [式(7.5.11)]

${}_{W}Q'_{U2}$ ：開口の大きい耐震壁のせん断終局強度 [式(7.5.13)]

${}_{BT}R_U$ ：垂れ壁・腰壁付き梁の終局強度 5)

${}_{CT}R_U$ ：袖壁付き柱の終局強度 5)

r ：耐震壁開口による耐力低減係数 5)

s ：横筋の間隔

${}_{W}t$ ：壁厚

Z_e ：鉄骨および鉄筋を含めた等価断面係数

${}_{W}Z_e$ ：鉄筋を考慮した壁板の断面係数

β ：壁板内の鋼板の形状および寸法による係数 5)

β ：トラス機構によるせん断力の負担比 [式(7.5.20)]

${}_{BS}\beta_b$ ：耐震壁に接する梁の応力状態によって定まる曲げ強度による係数 5)

${}_{BS}\beta_s$ ：耐震壁に接する梁の応力状態によって定まるせん断強度による係数 5)

${}_{CS}\beta_b$ ：側柱の応力状態によって定まる曲げ強度による係数 5)

${}_{CS}\beta_s$ ：側柱の応力状態によって定まるせん断強度による係数 5)

ε_{c0} ：コンクリートの圧縮強度時ひずみ

ϕ ：トラス機構のコンクリート圧縮束角度

ϕ_{cr} ：曲げひび割れ時曲率

ϕ_{u} ：曲げ終局時曲率

γ_{cr} ：せん断ひび割れ強度時せん断ひずみ度

γ_{su} ：せん断終局強度時せん断ひずみ度

κ_e ：エネルギー法による形状係数 [=1.2]

κ_s ：応力度法による形状係数 [式(7.3.3)，式(8.2.6)]

θ ：アーチ機構のコンクリート圧縮束角度 [式(7.5.18)，式(8.2.14)]

ν ：コンクリート圧縮強度の低減係数 [=0.7-σ_B/200]

ν ：コンクリートのポアソン比（=0.2）

σ_B ：コンクリートの圧縮強度

σ_{cr} ：コンクリートの割裂強度

σ_0 ：耐震壁の全断面積に対する軸方向応力度 [=$N/\Sigma A$]

σ_{yg} ：梁鉄骨の降伏強度

${}_b\sigma_y$ ：梁鉄骨フランジの降伏強度

${}_c\sigma_B$ ：=0.75σ_B

${}_c\sigma_t$ ：コンクリートの曲げひび割れ強度 [=0.56$\sqrt{\sigma_B}$]

${}_m\sigma_y$ ：壁縦筋の降伏強度

${}_s\sigma_y$ ：側柱鉄骨の降伏強度

${}_W\sigma_y$ ：壁筋の降伏強度

${}_s\tau_{cr}$ ：コンクリートのせん断ひび割れ強度

${}_W\tau_U$ ：耐震壁に接する骨組の耐力によって決まるコンクリートのせん断応力度

付録 1　既往の RC 造耐震壁の文献

ここでは，第 7 章の終局強度評価において用いた CES 造耐震壁および既往の RC 造耐震壁の実験データを示す。付表 1.1 に CES 造耐震壁の耐力計算結果を，付表 1.2 に RC 造耐震壁の耐力計算結果をそれぞれ示す。

RC 造耐震壁の試験体数は計 118 体となっている。その内訳は，単層のものが 74 体，連層のものが 44 体である。破壊形式は，せん断破壊先行型のものが 52 体，曲げ降伏型のものが 62 体，不明のものが 4 体となっている。さらに，試験体の一部は壁板が柱に偏心して取り付くものや，コンクリート強度が 50N/mm^2 以上の高強度コンクリートも含まれている。

以下に文献を記載する。

1) 秋田知芳，倉本洋，松井智哉，島崎伸彦：鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.577-582，2004.7
2) 櫻井真人，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の破壊モードに及ぼす開口配置の影響，Vol.32，No.2，pp.415-420，2010.7
3) 櫻井真人，田中昭，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の破壊モードに及ぼすせん断スパン比の影響，Vol.33，No.2，pp.469-474，2011.7
4) 田中昭，櫻井真人，松井智哉，倉本洋：曲げ降伏が先行する複数開口 RC 造耐震壁の構造性能，Vol.34，No.2，pp.367-372，2012.7
5) 真田靖士，壁谷澤寿海：早期にせん断破壊する RC 耐震壁の局所せん断力から推察される水平抵抗機構，構造工学論文集，Vol53B，pp.95-100，2007.3
6) 緒方恭子，壁谷澤寿海：曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験，第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集，Vol.6，No.1，pp.717-720，1984
7) 杣木孝裕，壁谷澤寿海：壁厚型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験，第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集，Vol.7，No.1，pp.369-372，1985
8) 壁谷澤寿海，阿部洋，橋場久理子：高層耐震壁の耐力と変形能力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，No.2，pp.379-384，1987
9) 松本和行，壁谷澤寿海：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形能力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.2，pp.545-550，1990
10) 松本和行，壁谷澤寿海，倉本洋：シアスパン比の大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁の静加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.819-824，1992

11) 田内浩喜，中村聡宏，勅使川原正臣，神谷隆：連層耐震壁のせん断強度に及ぼす枠柱の影響，Vol.32，No.2，pp.433-438，2010
12) 佐藤稔雄，小野新，安達洋，白井伸明，中西三和，杉山公章：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験研究（その 1~その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.52，pp.1645-1648，1977.10
13) 佐藤稔雄，小野新，安達洋，白井伸明，中西三和，飯塚雅弘：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験研究（その 3~その 4），日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.53，pp.1609-1612，1978.8
14) 佐藤稔雄，小野新，安達洋，白井伸明，中西三和：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験研究（その 9），日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.55，pp.1623-1624，1980.8
15) 小野新，遠藤利根穂，安達洋，中西三和，清水泰：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究(その 4-5)，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.50，pp.1179-1182，1975.8
16) 小野新，安達洋，中西三和，清水泰，杉山公章：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究(その 7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.51, pp.1601-1602, 1976.8
17) 遠藤利根穂：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究(その 8)，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.51，pp.1603-1604，1976.8
18) 後藤哲郎，秋山友昭：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究(その 9)，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.51，pp.1605-1606，1976.8
19) 遠藤利根穂，斉藤完治：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究(その 17)，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.52，pp.1633-1634，1977.10
20) 後藤哲郎，秋山友昭：鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合的研究(その 18)，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.52，pp.1635-1636，1977.10
21) 伊藤光康，菊田繁美，福田武久，鳥谷利夫：連層耐震壁に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，No.2，pp.409-412，1987
22) 平石久廣，川島俊一：鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏以後の変形性状に関する実験的研究，日本建築学会学術講演梗概集，Vol.59，pp.1941-1944，1984.9
23) 阪本康平，坂下雅信，河野進，谷昌典：枠柱と端部拘束筋量が耐震壁の曲げ終局変形性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.379-384，2012
24) 森恭平，藁科誠，坂下雅信，河野進：偏在開口を有する RC 造連層耐震壁の耐震性能に

関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.2，pp.433-438，2008

25) 岡田勇佑，吉村純哉，坂下雅信，河野進：有開口 RC 造連層耐震壁のせん断耐力評価方法の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.373-378，20012

26) 千葉脩，羽鳥敏明，柳下和男，福沢六朗，渡部丹，久保哲夫：建屋の復元力特性に関する研究：その 8-10，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.58，pp.1509-1514，1983.9

27) 柳下和男，千葉脩，渡部丹，羽鳥敏明，福沢六朗，久保哲夫：建屋の復元力特性に関する研究：その 21，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.59，pp.2375-2376，1984.9

28) 福沢六朗，千葉脩，羽鳥敏明，渡部丹，久保哲夫，山内泰之：建屋の復元力特性に関する研究：その 37-41，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造□，pp.847-854，1985.10

29) 羽鳥敏明，福沢六朗，千葉脩，柳下和男，金子治：建屋の復元力特性に関する研究：その 59，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造Ⅰ，pp.1117-1118，1986.7

30) 前田安治，多賀章，川崎清彦，斉藤芳人，加藤慎司，渡部丹：建屋の復元力特性に関する研究：その 62-63，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造Ⅰ，pp.1123-1126，1986.7

31) 兼平雄吉，小野里憲一，下山哲男，望月洵：コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.463-468，2005

32) 東端泰夫，山口育雄，菅野俊介，長嶋俊雄，星野信夫，持田哲雄：曲げ，せん断，軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験的研究：その 1-2，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.50，pp.1189-1192，1975.8

33) 菅野俊介，長嶋俊雄，木村秀樹：高強度コンクリート耐震壁の強度と変形性能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，構造□，pp.437-438，1991.8

34) 斎藤文孝，倉本洋，南宏一：高強度コンクリートを用いた耐震壁のせん断破壊性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造Ⅱ，pp.605-606，1990.9

35) 熊谷仁志，稲田泰夫，坂口昇，山野辺宏治，香田伸次：高強度コンクリートを用いた RC 耐震壁の構造特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造Ⅱ，pp.611-612，1990.9

付表 1.1　CES 造耐震壁の耐力計算結果

					CWAS	CWBS	CWCS	CWDS	CWAF	CWBF	CWCF	CWDF
Concrete		圧縮強度	σ_B	N/mm^2	38.6	42.0	32.3	30.3	41.2	40.1	33.8	35.1
1層	柱	断面	B	mm	250	250	250	250	250	250	250	250
			D	mm	250	250	250	250	250	250	250	250
	柱鉄骨	平均降伏強度	${}_S\sigma_Y$	N/mm^2	275	275	298	298	275	275	298	325
		鉄骨断面	H	mm	170	170	170	170	170	170	170	170
			B	mm	120	120	120	120	120	120	120	120
			tw	mm	6	6	6	6	6	6	6	6
			tf	mm	9	9	9	9	9	9	9	9
		鉄骨比	p_g	-	0.0492	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049
	梁	断面	B	mm	200	200	200	200	200	200	200	200
			D	mm	250	250	250	250	250	250	250	250
	梁鉄骨	平均降伏強度	${}_S\sigma_Y$	N/mm^2	275	275	323	323	275	275	323	330
		鉄骨断面	H	mm	148	148	148	148	148	148	148	148
			B	mm	100	100	100	100	100	100	100	100
			tw	mm	6	6	6	6	6	6	6	6
			tf	mm	9	9	9	9	9	9	9	9
		鉄骨比	p_g	-	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052
	壁板	壁厚	t	mm	100	100	100	100	100	100	100	100
		柱心距離	l_w	mm	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800
		壁筋降伏応力	σ_Y	N/mm^2	345	345	396	396	345	345	396.2	414
		鉄筋比	${}_wp$	-	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
各種強度		最大耐力	Q_{exp}	kN	1328	1336	1256	1203	971	1018	924	988
		曲げひび割れ	Q_{fcr}	kN	341	277	337	320	287	266	192	315
		せん断ひび割れ	Q_{scr}	kN	440	287	534	234	433	432	480	477
		曲げ降伏	Q_{fy}	kN	1181	1207	1226	1176	884	833	815	949
その他		せん断スパン比	$M/(QL)$	-	1.1	1.1	1.1	1.1	1.65	1.65	1.65	1.65
		軸力	N	kN	1260	1260	1135	1086	1260	1260	1135	1230
曲げひび割れ強度		計算値	Q_{mcr}	kN	532	540	492	477	358	358	323	343
		等価断面 2 次モーメント	I_e	mm^4	1.67E+11	1.66E+11	1.73E+11	1.75E+11	1.66E+11	1.68E+11	1.66E+11	1.68E+11
		等価断面係数	Z_e	mm^3	1.63E+08	1.62E+08	1.69E+08	1.70E+08	1.62E+08	1.64E+08	1.62E+08	1.64E+08
		等価断面積	A_e	mm^2	326364	324503	333383	335833	324905	326796	324281	327329
		曲げひび割れ強度	σ_{cr}	N/mm^2	3.5	3.6	3.2	3.1	3.6	3.5	3.3	3.3
		軸方向応力度	σ_0	N/mm^2	3.9	3.9	3.4	3.2	3.9	3.9	3.5	3.8
せん断ひび割れ強度	主応力式	せん断ひび割れ強度	Q_{scr1}	kN	539	555	488	469	551	545	500	518
		せん断ひび割れ応力	${}_s\tau_{cr}$	N/mm^2	3.5	3.6	3.2	3.0	3.6	3.5	3.2	3.4
		応力度法による係数	κ_s	-	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
		壁全せいと内法長さの比	u	-	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76
		壁厚と柱幅の比	v	-	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
		ひび割れ応力	σ_t	N/mm^2	2.1	2.1	1.9	1.8	2.1	2.1	1.9	2.0
		軸方向応力	σ_0	N/mm^2	3.9	3.9	3.5	3.3	3.9	3.9	3.6	3.8
	菅野式	せん断ひび割れ強度	Q_{scr2}	kg	830	903	695	652	886	862	727	755
		柱中心間距離の断面積	A_w	cm^2	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800
		A_w に対する鉄骨比	p_g	%	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71
	下限式	せん断ひび割れ強度	Q_{scr2}	kN	242	251	225	220	249	246	229	233
		せん断ひび割れ応力	τ_{cr}	kgf/cm^2	13.2	13.7	12.2	12.0	13.6	13.4	12.5	12.7
曲げ終局強度		簡略式 1	Q_{mu1}	kN	1178	1266	1183	1164	786	844	789	859
		簡略式 2	Q_{mu2}	kN	1229	1311	1229	1208	821	873	821	892
		一般化累加強度理論式	Q_{mu3}	kN	1200	1289	1199	1178	802	857	801	868
せん断終局強度	荒川式広沢式	荒川式	Q_{su1}	kN	1024	1060	970	946	861	853	819	841
		広沢式	Q_{su2}	kN	1269	1319	1188	1154	1160	1146	1081	1109
		等価鉄骨比	p_{te}	%	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
		等価壁筋比	p_{wh}	-	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008
		等価壁厚	t_e	mm	136.6	136.6	136.6	136.6	136.6	136.6	136.6	136.6
		応力中心間距離	j	mm	1684	1684	1684	1684	1684	1684	1684	1684
		有効せい	d	mm	1925	1925	1925	1925	1925	1925	1925	1925
		軸方向応力度	σ_{0e}	N/mm^2	4.5	4.5	4.1	3.9	4.5	4.5	4.1	4.4
	SRC せん断強度	せん断終局強度	${}_WQ_U$	kN	1088	1135	995	964	1124	1109	1018	1038
		斜張力ひび割れで決まるせん断強度	${}_WQ_{U1}$	kN	319	331	296	289	328	324	302	306
		壁板の斜張力ひび割れ後の耐力で決まる強度	${}_WQ_{U2}$	kN	1088	1135	995	964	1124	1109	1018	1038
		開口が小さい場合のせん断強度	${}_WQ'_{U1}$	kN	1088	1135	995	964	1124	1109	1018	1038
		コンクリートのせん断ひび割れ強度	${}_WF_s$	N/mm^2	1.77	1.84	1.65	1.61	1.82	1.80	1.68	1.70
		コンクリートの圧縮場によるせん断強度	${}_WF'_s$	N/mm^2	7.02	7.32	6.42	6.22	7.25	7.16	6.57	6.69
		骨組の耐力で決まるコンクリートの応力	${}_W\tau_U$	N/mm^2	7.66	7.92	7.42	7.27	7.86	7.77	7.54	8.12
		側柱の曲げ強度	${}_{CS}M_U$	kNm	94	101	82	78	99	97	85	90
		側柱のせん断強度	${}_{CS}Q_U$	kN	383	396	371	363	393	389	377	406
		付帯梁の応力状態から定まる係数	${}_{BS}\beta_b$	-	16	16	16	16	16	16	16	16
		付帯柱の応力状態から定まる係数	${}_{BS}\beta_s$	-	2	2	2	2	2	2	2	2
		付帯柱アーチ機構角度	$\tan\theta_c$	-	0.123	0.123	0.123	0.123	0.123	0.123	0.123	0.123
		柱有効幅による低減係数	μ	-	1	1	1	1	1	1	1	1
		柱コンクリートの有効幅	b'	mm	80	80	80	80	80	80	80	80
		柱鉄骨のせん断降伏強度	${}_{cs}Q_u$	kN	234	234	247	247	234	234	247	271
	トラスアーチ式	せん断終局強度	Q_{su4}	kN	1319	1361	1295	1263	1202	1192	1208	1241
		アーチ等価壁長さ	l_{wa}	mm	2231	2229	2276	2288	2215	2216	2255	2261
		トラス等価壁長さ	l_{wb}	mm	2050	2050	2050	2050	2050	2050	2050	2050
		トラス機構の負担比	β_1	-	0.41	0.39	0.52	0.54	0.39	0.40	0.50	0.50
		圧縮強度の有効係数	ν_1	-	0.51	0.49	0.54	0.55	0.49	0.50	0.53	0.52
		梁鉄骨フランジを含む補強筋比	p_{wh}	-	0.012	0.012	0.011	0.011	0.012	0.012	0.011	0.011
		アーチ角度	$\tan\theta$	-	0.39	0.39	0.39	0.39	0.28	0.28	0.28	0.28
			$\cos\theta$	-	0.93	0.93	0.93	0.93	0.96	0.96	0.96	0.96
		側柱の曲げ終局強度	${}_{cs}M_u$	kNm	94	101	82	78	99	97	85	90

表付 1.2　RC 耐震壁の実験データ(1)

論文	試験体名	圧縮強度	柱				壁		縦筋		横筋		梁				その他		特記事項		破壊形式	最大耐力	曲げ強度	せん断	
			幅	せい	鉄筋比	降伏強度	壁厚	中心間距離	鉄筋比	降伏強度	鉄筋比	降伏強度	幅	せい	引張断面積	降伏強度	軸力	せん断スパン比	1	2				広沢式	トラスアーチ式
		σ_B	b	D	p_t	σ_y	t_w	l_w	p_w	σ_{wy}	p_w	σ_{wy}	b	D	a_t	σ_y	N	M/QL				Q_{max}	Q_{mu}	Q_{su}	Q_{su}
		N/mm^2	mm	mm	%	N/mm^2	mm	mm	-	N/mm^2	-	N/mm^2	mm	mm	mm^2	N/mm^2	kN					kN	kN	kN	kN
1	AS	26.0	200	200	3.80	440	80	1800	0.004	309	0.004	309	150	200	142.7	343	442	1.38	連層		せん断	681	632	617	605
	BS	27.4	200	200	3.80	440	80	1800	0.004	309	0.004	309	150	200	142.7	343	442	1.76	連層		曲げ	545	495	585	565
2	WNO	30.1	200	200	3.80	456	80	1800	0.004	306	0.004	306	150	200	142.7	344	486	1.20	連層		せん断	731	760	689	699
3	WNO-F	21.0	200	200	3.80	421	80	1800	0.004	313	0.004	313	150	200	142.7	344	324	1.80	連層		曲げ	482	441	523	514
4	WNO-F2	27.7	200	200	2.53	343	80	1800	0.004	338	0.004	338	150	200	142.7	347	442	1.80	連層		曲げ	380	327	560	591
5	基準	22.4	250	250	1.83	398	80	1800	0.002	340	0.002	340	0	0	0.0	0	600	0.88	単層		せん断	721	783	619	558
6	K1	19.2	200	200	0.71	392	80	1800	0.003	395	0.003	395	0	0	0.0	0	392	0.75	単層			441	452	436	551
	K2	19.2	200	200	1.43	392	80	1800	0.005	395	0.005	395	0	0	0.0	0	392	1.00	単層			480	513	536	582
	K3	19.2	200	200	2.14	392	80	1800	0.008	395	0.008	395	0	0	0.0	0	392	1.00	単層			541	692	608	680
	K4	20.8	200	200	1.43	392	80	1800	0.008	395	0.008	395	0	0	0.0	0	392	1.00	単層			510	592	591	707
7	K7	20.0	200	200	1.43	377	120	1800	0.005	356	0.005	356	0	0	0.0	0	392	0.50	単層			738	1066	677	1043
8	W1	36.9	200	200	2.14	346	80	1500	0.008	337	0.008	337	125	200	214.0	346	647	1.00	連層		せん断	692	669	729	847
	W2	38.8	200	200	2.14	346	80	1500	0.008	337	0.008	337	125	200	214.0	346	647	1.00	連層		せん断	709	669	745	865
9	NW1	87.6	200	200	2.14	776	80	1500	0.005	1002	0.005	1002	0	0	0.0	0	1764	1.76	単層	高強度	曲げ	1062	916	1105	1137
	NW2	93.6	200	200	2.14	776	80	1500	0.005	1002	0.005	1002	0	0	0.0	0	1764	1.18	単層	高強度	曲げ	1468	1374	1290	1341
10	NW3	55.5	200	200	2.14	713	80	1500	0.003	774	0.005	774	0	0	0.0	0	1372	1.76	単層	高強度	曲げ	717	703	830	847
	NW4	54.6	200	200	2.85	713	80	1500	0.003	774	0.005	774	0	0	0.0	0	1764	1.76	単層	高強度	せん断	784	903	895	782
	NW5	62.8	200	200	2.85	713	80	1500	0.005	774	0.005	774	0	0	0.0	0	1372	1.76	単層	高強度	曲げ	900	860	912	893
	NW6	65.2	200	200	3.80	726	80	1500	0.005	774	0.005	774	0	0	0.0	0	1764	1.76	単層	高強度	曲げ	1055	1103	1006	876
11	BC-W90-1.3	25.0	300	300	5.63	533	120	2900	0.005	301	0.005	301	120	200	380.1	371	864	1.30	連層		せん断	2035	2362	1625	1726
	BC-W90-1.3	25.0	300	300	5.63	533	120	2900	0.002	302	0.002	302	120	200	253.4	371	864	1.30	連層		せん断	1900	2263	1480	1365
12	76W101	19.7	150	150	1.27	315	45	1200	0.002	474	0.002	474	150	150	142.7	315	132	1.28	連層		曲げ	159	127	229	259
	76W201	31.3	150	150	2.54	315	45	1200	0.002	474	0.002	474	150	150	142.7	315	132	1.28	連層		曲げ	215	189	297	317
	76W401	22.2	150	150	4.50	315	45	1200	0.002	474	0.002	474	150	150	142.7	315	132	1.28	連層		せん断	270	286	283	273
13	77W202	19.7	150	150	2.54	369	45	1200	0.007	529	0.007	529	150	150	142.7	369	132	1.28	連層		曲げ	252	253	288	374
	77W203	19.7	150	150	2.54	369	45	1200	0.002	529	0.007	529	150	150	142.7	369	132	1.28	連層		曲げ	210	213	288	374
	77W205	19.7	150	150	2.54	369	45	1200	0.002	529	0.002	529	150	150	142.7	369	0	1.28	連層		曲げ	170	167	244	280
	77W206	19.7	150	150	2.54	369	45	1200	0.002	529	0.002	529	150	150	142.7	369	309	1.28	連層		曲げ	231	274	275	277
14	79W402	24.0	150	150	4.50	370	45	1200	0.007	474	0.007	474	150	150	142.7	315	132	1.28	連層		曲げ	331	362	321	368
	79W403	20.2	150	150	4.50	370	60	1200	0.002	474	0.002	474	150	150	142.7	315	132	1.28	連層		曲げ	327	331	310	319
15	W7401	20.2	150	150	2.25	375	80	2000	0.002	431	0.002	431	250	250	253.4	375	368	0.83	連層		曲げ	569	492	465	685
	W7402	23.0	150	150	2.25	375	80	2000	0.002	431	0.002	431	250	250	253.4	375	368	0.83	連層		曲げ	518	492	487	749
	W7403	28.4	150	150	2.25	375	80	2000	0.002	431	0.002	431	250	250	253.4	375	368	0.83	連層		曲げ	600	492	529	861
	W7404	23.9	150	150	2.25	375	80	2000	0.002	431	0.002	431	250	250	253.4	375	368	0.83	連層		曲げ	502	492	494	768

表付 1.2　RC 耐震壁の実験データ(2)

論文	試験体名	圧縮強度	柱				壁		縦筋		横筋		梁				その他		特記事項		破壊形式	最大耐力	曲げ強度	せん断	
			幅	せい	鉄筋比	降伏強度	壁厚	中心間距離	鉄筋比	降伏強度	鉄筋比	降伏強度	幅	せい	引張断面積	降伏強度	軸力	せん断スパン比	1	2				広沢式	トラスアーチ式
		σ_B	b	D	p_t	σ_y	t_w	l_w	p_w	σ_{wy}	p_w	σ_{wy}	b	D	a_t	σ_y	N	M/QL				Q_{max}	Q_{mu}	Q_{su}	Q_{su}
		N/mm²	mm	mm	%	N/mm²	mm	mm	-	N/mm²	-	N/mm²	mm	mm	mm²	N/mm²	kN					kN	kN	kN	kN
16	W7501	27.4	250	250	1.62	318	80	2000	0.002	367	0.002	367	250	250	253.4	318	368	0.83	連層		曲げ	645	600	698	884
	W7502	22.8	250	250	1.62	318	80	2000	0.002	367	0.002	367	250	250	253.4	318	368	0.83	連層		曲げ	667	600	646	793
	W7503	21.8	250	250	1.62	318	80	2000	0.002	367	0.002	367	250	250	253.4	318	368	0.83	連層		曲げ	655	600	634	770
17	W7504	22.0	250	250	0.81	318	50	2000	0.004	367	0.004	367	150	150	142.7	369	368	0.83	連層		曲げ	494	429	493	576
	W7505	20.3	250	250	1.62	318	50	2000	0.004	367	0.004	367	150	150	142.7	369	368	0.83	連層		せん断	513	600	534	553
	W7506	17.8	250	250	1.62	318	50	2000	0.004	367	0.004	367	150	150	142.7	369	368	0.83	連層		曲げ	564	600	510	517
18	1W0.32H	21.1	250	250	1.62	321	80	2000	0.002	359	0.002	359	250	250	253.4	321	368	0.83	連層	偏心壁	曲げ	622	606	625	755
	1W0.40H	19.0	250	250	1.62	321	100	2000	0.002	359	0.002	359	250	250	253.4	321	368	0.83	連層	偏心壁	曲げ	686	622	670	849
	1W0.50H	15.4	250	250	1.62	321	125	2000	0.002	359	0.002	359	250	250	253.4	321	368	0.83	連層	偏心壁	曲げ	673	642	705	893
19	W7604	34.6	250	250	1.62	328	80	2000	0.002	423	0.002	423	250	250	253.4	328	368	1.28	連層		曲げ	493	421	794	872
	W7605	27.0	250	250	2.43	328	80	2000	0.002	423	0.002	423	250	250	253.4	328	368	1.28	連層		曲げ	640	537	762	773
	W7606	26.0	250	250	2.43	328	80	2000	0.002	423	0.002	423	250	250	253.4	328	368	0.83	連層		せん断	924	824	743	875
20	1W0.32H2	29.9	250	250	1.62	328	80	2000	0.002	423	0.002	423	250	250	253.4	328	368	0.83	連層	偏心壁	曲げ	716	625	737	948
	1W0.32H3	30.0	250	250	0.81	328	80	2000	0.002	423	0.002	423	250	250	253.4	328	368	0.83	連層	偏心壁	曲げ	562	448	658	950
	1W0.32C1	27.3	250	250	1.62	328	100	2000	0.002	423	0.002	423	250	250	253.4	328	368	0.83	連層	偏心壁	曲げ	752	644	788	1083
21	WL-01	33.5	275	275	2.36	451	100	1900	0.002	403	0.004	403	130	190	142.7	383	1482	3.00	連層		曲げ	509	473	869	736
	WL-02	36.2	275	275	2.65	425	100	1900	0.002	403	0.004	403	130	190	142.7	383	1482	2.00	連層		曲げ	845	729	1010	870
22	4-story	25.3	250	250	1.22	363	100	2500	0.004	476	0.004	476	150	250	142.7	359	490	2.27	連層		曲げ	348	284	754	866
	2-story	25.3	250	250	1.22	363	100	2500	0.004	476	0.004	476	150	250	142.7	359	490	1.18	連層		曲げ	632	546	895	1096
23	BC40	59.5	250	250	0.91	377	80	1500	0.004	387	0.004	387	0	0	0.0	0	1500	1.71	単層		曲げ	634	522	830	668
	BC80	59.5	250	250	0.91	377	80	1500	0.004	387	0.004	387	0	0	0.0	0	1500	1.71	単層		曲げ	633	522	830	668
24	N1	25.9	300	300	2.55	384	80	2500	0.004	425	0.004	425	200	300	253.4	369	800	0.89	連層		せん断	1179	1428	1099	1105
25	N11	25.9	250	250	4.95	371	70	2500	0.003	408	0.003	408	200	300	253.4	357	800	1.82	連層		せん断	890	820	841	706
26	1	34.0	300	300	1.04	378	80	2000	0.012	412	0.012	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1657	1659	1095	1391
	2	29.5	300	300	1.04	378	80	2000	0.006	412	0.006	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1178	1385	930	1129
	3	39.7	300	300	1.04	378	80	2000	0.008	412	0.008	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1474	1477	1101	1401
	4	33.6	300	300	1.45	375	80	2000	0.016	412	0.016	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1676	2068	1200	1489
	5	34.6	300	300	1.77	375	80	2000	0.020	412	0.020	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1822	2433	1298	1616
	6	31.8	300	300	1.04	378	80	2000	0.012	412	0.012	412	0	0	0.0	0	1239	0.52	単層		せん断	1514	2175	1128	1330
	7	33.0	300	300	1.04	378	80	2000	0.012	412	0.012	412	0	0	0.0	0	620	0.35	単層		せん断	1616	2488	1083	1447
	8	33.4	300	300	1.04	378	80	2000	0.012	412	0.012	412	0	0	0.0	0	620	0.70	単層		せん断	1343	1244	1088	1313
27	9	28.7	300	300	1.04	378	80	2000	0.012	412	0.012	412	0	0	0.0	0	0	0.52	単層		せん断	1146	1143	966	1276

表付 1.2　RC 耐震壁の実験データ(3)

論文	試験体名	圧縮強度	柱				壁		縦筋		横筋		梁				その他		特記事項		破壊形式	最大耐力	曲げ強度	せん断	
			幅	せい	鉄筋比	降伏強度	壁厚	中心間距離	鉄筋比	降伏強度	鉄筋比	降伏強度	幅	せい	引張断面積	降伏強度	軸力	せん断スパン比	1	2				広沢式	トラスアーチ式
		σ_B	b	D	p_t	σ_y	t_w	l_w	p_w	σ_{wy}	p_w	σ_{wy}	b	D	a_t	σ_y	N	M/QL				Q_{max}	Q_{mu}	Q_{su}	Q_{su}
		N/mm²	mm	mm	%	N/mm²	mm	mm	-	N/mm²	-	N/mm²	mm	mm	mm²	N/mm²	kN					kN	kN	kN	kN
28	CW-0.6-0-20	35.2	300	300	1.04	378	80	2000	0.000	412	0.000	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層	無筋	曲げ	1192	1107	740	1101
	CW-0.6-0.3-20	35.2	300	300	1.04	378	80	2000	0.003	412	0.003	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1282	1249	928	1182
	CW-0.6-2.4-20	33.6	300	300	1.77	375	80	2000	0.024	412	0.024	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	2002	2629	1333	1707
	CW-0.6-2.8-20	31.7	300	300	1.77	375	80	2000	0.028	412	0.028	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1731	2829	1349	1778
	CW-0.6-0-0	35.2	300	300	1.04	378	80	2000	0.000	412	0.000	412	0	0	0.0	0	0	0.52	単層	無筋	曲げ	744	591	678	1121
	CW-0.6-0-40	35.2	300	300	1.04	378	80	2000	0.000	412	0.000	412	0	0	0.0	0	1239	0.52	単層	無筋	せん断	1420	1623	802	1079
	CW-0.6-0.6-0	35.2	300	300	1.04	378	80	2000	0.006	412	0.006	412	0	0	0.0	0	0	0.52	単層		曲げ	1151	869	678	1274
	CW-0.6-0.6-40	34.0	300	300	1.04	378	80	2000	0.006	412	0.006	412	0	0	0.0	0	1239	0.52	単層		せん断	1697	1623	787	1218
	CW-0.4-0.6-20	33.6	300	300	1.04	378	80	2000	0.006	412	0.006	412	0	0	0.0	0	620	0.35	単層		せん断	1870	2078	983	1354
	CW-0.8-0.6-20	33.5	300	300	1.04	378	80	2000	0.006	412	0.006	412	0	0	0.0	0	620	0.70	単層		曲げ	1274	1039	982	1120
	CW-0.4-2.0-20	34.0	300	300	1.77	375	80	2000	0.020	412	0.020	412	0	0	0.0	0	620	0.35	単層		せん断	2080	3649	1290	1620
	CW-0.8-2.0-20	34.3	300	300	1.77	375	80	2000	0.020	412	0.020	412	0	0	0.0	0	620	0.70	単層		せん断	1655	1824	1294	1595
29	CW-0.6-2.0-0	33.7	300	300	1.77	375	80	2000	0.020	412	0.020	412	0	0	0.0	0	0	0.52	単層		せん断	1711	1916	1224	1599
	CW-0.6-2.0-40	33.9	300	300	1.77	375	80	2000	0.020	412	0.020	412	0	0	0.0	0	1239	0.52	単層		せん断	2034	2949	1350	1599
	CW-0.6-2.0-20B	35.5	300	300	1.77	375	80	2000	0.020	412	0.020	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1734	2433	1311	1634
	CW-0.6-0.6-20L	25.2	300	300	1.04	378	80	2000	0.006	412	0.006	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1275	1385	875	1018
	CW-0.6-1.2-20L	25.9	300	300	1.04	375	80	2000	0.012	412	0.012	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1390	1653	992	1194
	CW-0.6-2.0-20L	25.2	300	300	1.77	375	80	2000	0.020	412	0.020	412	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1491	2433	1163	1391
30	1	27.2	300	300	1.04	389	80	2000	0.012	321	0.012	321	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1088	1554	965	1158
	2	38.3	300	300	1.04	389	80	2000	0.012	321	0.012	321	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1333	1554	1107	1410
	3	58.3	300	300	1.04	389	80	2000	0.012	321	0.012	321	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1460	1554	1362	1780
	4	36.5	300	300	1.04	389	80	2000	0.006	321	0.006	321	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1235	1341	989	1251
	5	25.7	300	300	1.04	389	80	2000	0.020	321	0.020	321	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1137	1845	1042	1287
	6	37.2	300	300	1.04	389	80	2000	0.020	321	0.020	321	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1460	1845	1188	1552
	7	58.1	300	300	1.04	389	80	2000	0.020	321	0.020	321	0	0	0.0	0	620	0.52	単層		せん断	1676	1845	1456	1940
31	03NS2	33.0	100	100	5.07	339	21	700	0.009	205	0.009	205	0	0	0.0	0	0	1.06	連層		せん断	115	151	117	83
	03ES2	33.0	100	100	5.07	339	19	700	0.009	205	0.009	205	0	0	0.0	0	0	1.06	単層	偏心壁	せん断	107	151	114	77

表付 1.2　RC 耐震壁の実験データ(4)

論文	試験体名	圧縮強度	柱				壁		縦筋		横筋		梁				その他		特記事項		破壊形式	最大耐力	曲げ強度	せん断	
			幅	せい	鉄筋比	降伏強度	壁厚	中心間距離	鉄筋比	降伏強度	鉄筋比	降伏強度	幅	せい	引張断面積	降伏強度	軸力	せん断スパン比	1	2				広沢式	トラスアーチ式
		σ_B	b	D	p_t	σ_y	t_w	l_w	p_w	σ_{wy}	p_w	σ_{wy}	b	D	a_t	σ_y	N	M/QL				Q_{max}	Q_{mu}	Q_{su}	Q_{su}
		N/mm²	mm	mm	%	N/mm²	mm	mm	-	N/mm²	-	N/mm²	mm	mm	mm²	N/mm²	kN					kN	kN	kN	kN
32	W1-1	25.7	200	150	2.53	367	59.6	1000	0.007	205	0.007	205	120	150	253.4	367	0	0.52	単層		せん断	519	523	308	444
	W1-2	20.2	200	150	2.53	367	49.6	1000	0.008	205	0.008	205	120	150	253.4	367	0	0.78	単層		せん断	412	348	263	339
	W1-3	22.8	200	150	2.53	367	49.1	1000	0.008	205	0.008	205	120	150	253.4	367	0	1.04	単層		曲げ	348	261	319	352
	W1-4	23.2	200	150	2.53	367	50.5	1000	0.008	205	0.008	205	120	150	253.4	367	200	1.04	単層		曲げ	428	345	344	359
	W1-5	23.2	200	150	2.53	367	49.7	1000	0.008	205	0.008	205	120	150	253.4	367	400	1.57	単層		曲げ	373	285	327	349
	W1-6	21.8	200	150	2.53	367	46.7	1000	0.009	205	0.009	205	120	150	253.4	367	200	1.57	単層		曲げ	294	230	297	336
	W1-7	24.8	200	150	2.53	367	53.5	1000	0.007	205	0.007	205	120	150	253.4	367	200	2.09	単層		曲げ	218	172	297	358
	W1-8	24.8	200	150	2.53	367	51.2	1000	0.008	205	0.008	205	120	150	253.4	367	400	2.09	単層		曲げ	250	214	314	353
	W2-1	21.8	200	150	2.27	375	50.7	1000	0.008	205	0.008	205	120	150	253.4	367	200	1.04	単層		曲げ	324	325	332	350
	W2-2	22.3	200	150	2.27	375	52.5	1000	0.008	205	0.008	205	120	150	253.4	367	200	0.78	単層		せん断	422	434	293	365
	W2-3	25.7	200	150	2.27	375	58.2	1000	0.007	205	0.007	205	120	150	253.4	367	0	0.52	単層		曲げ	343	484	300	436
	W2-4	22.3	200	150	2.27	375	48.2	1000	0.008	205	0.008	205	120	150	253.4	367	200	1.57	単層		曲げ	206	217	297	342
	W3-1	23.2	200	150	2.53	367	54.2	1000	0.014	573	0.004	573	120	150	253.4	367	0	1.04	単層		せん断	302	389	338	393
	W3-2	23.2	200	150	2.53	367	50.2	1000	0.015	573	0.004	573	120	150	253.4	367	200	1.57	単層		曲げ	287	315	316	376
	W3-3	23.2	200	150	2.53	367	48.6	1000	0.016	573	0.004	573	120	150	253.4	367	0	0.78	単層		せん断	422	518	289	375
	W3-4	23.2	200	150	2.53	367	49.4	1000	0.016	573	0.004	573	120	150	253.4	367	400	2.09	単層		曲げ	272	278	313	373
33	W8N18	72.7	200	200	2.14	385	80	1200	0.012	848	0.012	848	0	0	0.0	0	1764	1.71	単層		曲げ	882	806	991	1263
	W8N13	79.0	200	200	2.14	385	80	1200	0.012	848	0.012	848	0	0	0.0	0	1274	1.71	単層		曲げ	711	683	978	1296
	W8N08H	79.4	200	200	2.14	579	80	1200	0.012	848	0.012	848	0	0	0.0	0	784	1.71	単層		曲げ	689	644	931	1301
	W4N18	43.0	200	200	2.14	385	80	1200	0.012	848	0.012	848	0	0	0.0	0	1764	1.71	単層		曲げ	753	806	820	960
	W4N18C	42.5	200	200	2.14	385	80	1200	0.012	848	0.012	848	0	0	0.0	0	1764	1.71	単層		曲げ	730	806	816	952
34	W8	103.3	200	200	2.14	761	80	1500	0.005	1371	0.005	1371	0	0	0.0	0	1764	1.18	単層	高強度	せん断	1670	1433	1408	1571
	W12	135.7	200	200	2.14	761	80	1500	0.005	1371	0.005	1371	0	0	0.0	0	2313	1.18	単層	高強度	せん断	1719	1638	1712	1761
35	No.1	83.6	250	250	2.43	377	75	2450	0.006	370	0.006	370	0	0	0.0	0	0	0.59	単層	高強度	曲げ	1154	1142	1625	2152
	No.3	83.3	250	250	5.50	393	75	2450	0.006	370	0.006	370	0	0	0.0	0	0	0.59	単層	高強度	せん断	2081	2333	1905	2148