

地震時の実挙動を考慮した
鉄筋コンクリート造耐震壁の
設計手法の提案

山田 諒

目次

1. 序論.....	6
1.1. 研究背景.....	6
1.1.1. 日本における集合住宅に対する構造計算の現状.....	6
1.1.2. 研究の現状.....	7
1.2. 研究目的・研究内容.....	8
1.3. 本論文の構成.....	9
1.4. 参考文献.....	10
2. 既往の研究.....	13
2.1. はじめに.....	13
2.2. 建物試験体に対する振動台実験にみる耐震壁の地震時挙動.....	13
2.2.1. RC造建物の崩壊余裕度定量化のための研究開発.....	13
2.2.2. 建物実験結果から得られる知見と課題点.....	16
2.3. 耐震壁の脚部すべり破壊に関する研究.....	17
2.3.1. 載荷実験.....	17
2.3.2. 脚部すべり耐力評価.....	18
2.3.3. 脚部すべり破壊に関する研究の課題点.....	20
2.4. 耐震壁の地震時挙動に関する部材試験体載荷実験.....	20
2.4.1. 研究の概観.....	20
2.4.2. 曲げ挙動が支配的な場合.....	21
2.4.3. せん断挙動が支配的な場合.....	23
2.4.4. 脚部すべり挙動が支配的な場合.....	25
2.4.5. 耐震壁の地震時挙動評価に関する課題点.....	26
2.5. 既往の研究を受けた本研究の位置づけ.....	27
2.6. 参考文献.....	27
3. 柱型を有するせん断破壊先行型耐震壁部材の三方向載荷実験.....	30
3.1. はじめに.....	30
3.2. 実験概要.....	30
3.2.1. 試験体概要.....	30
3.2.2. 実験変数.....	31
3.2.3. 材料特性.....	31
3.2.4. 載荷履歴.....	32
3.2.5. 載荷装置・計測計画.....	33

3.3.	実験結果.....	35
3.3.1.	損傷状況.....	35
3.3.2.	水平荷重一層間変形角関係および最大耐力.....	36
3.3.3.	変形成分.....	42
3.3.4.	面外方向曲率分布.....	43
3.4.	まとめ.....	44
3.5.	参考文献.....	44
4.	柱型を持たないせん断破壊先行型耐震壁部材の三方向載荷実験.....	45
4.1.	本実験の意義.....	45
4.2.	実験概要.....	45
4.2.1.	試験体概要.....	45
4.2.2.	実験変数.....	47
4.2.3.	材料特性.....	48
4.2.4.	載荷履歴.....	49
4.2.5.	載荷装置.....	51
4.2.6.	計測方法.....	53
4.3.	実験結果.....	56
4.3.1.	載荷経路.....	56
4.3.2.	損傷経過.....	58
4.3.3.	モーシオンキャプチャシステムによる変形性状の計測.....	62
4.3.4.	水平荷重一層間変形角関係および最大耐力.....	64
4.3.5.	変形成分.....	68
4.3.6.	面内方向脚部すべり変形.....	76
4.3.7.	面外方向曲率分布.....	78
4.3.8.	端部主筋ひずみ分布.....	79
4.3.9.	主ひずみ図.....	81
4.4.	まとめ.....	84
4.5.	参考文献.....	84
5.	せん断破壊先行型耐震壁部材の有限要素解析を用いた検討.....	85
5.1.	はじめに.....	85
5.2.	モデル概要：WB シリーズ.....	85
5.2.1.	解析モデル.....	85
5.2.2.	載荷履歴.....	87
5.2.3.	解析精度の検証.....	89
5.3.	モデル概要：SR シリーズ.....	94
5.3.1.	解析モデル.....	94

5.3.2.	载荷履歴.....	95
5.3.3.	解析精度の検証.....	96
5.4.	面外方向変形の影響.....	98
5.4.1.	本節の概要.....	98
5.4.2.	最大耐力.....	98
5.4.3.	水平方向ひずみおよび鉛直方向ひずみ.....	99
5.5.	軸力変動の影響.....	103
5.5.1.	本節の概要.....	103
5.5.2.	最大耐力.....	104
5.5.3.	水平方向ひずみおよび鉛直方向ひずみ.....	104
5.6.	面外方向反曲点高さの影響.....	107
5.6.1.	パラメトリックスタディ概要.....	107
5.6.2.	面内方向最大耐力.....	108
5.6.3.	面外方向曲率分布.....	109
5.6.4.	塑性回転角.....	111
5.6.5.	水平方向抵抗剛性.....	112
5.7.	水平方向抵抗剛性と耐力低下率の関係.....	113
5.8.	まとめ.....	115
5.8.1.	面外方向変形による影響.....	115
5.8.2.	軸力変動による影響.....	115
5.8.3.	面外方向反曲点高さによる影響.....	115
5.8.4.	水平方向抵抗剛性と面内方向最大耐力の関係.....	116
5.9.	参考文献.....	116
6.	三方向加力条件を考慮したせん断終局耐力評価法.....	118
6.1.	はじめに.....	118
6.2.	提案手法.....	118
6.2.1.	提案手法の概要.....	118
6.2.2.	記号の定義.....	120
6.2.3.	面外方向加力時の端部拘束領域の応力状態の把握.....	121
6.2.4.	鉛直方向引張バネ剛性の低減.....	123
6.2.5.	水平方向引張バネ剛性の低減.....	123
6.2.6.	津田の手法(6.2)によるせん断終局耐力の算出.....	127
6.3.	パラメトリックスタディに対する精度検証.....	129
6.4.	実験結果に対する精度検証.....	131
6.5.	まとめ.....	134
6.6.	参考文献.....	134

7.	実験データベースを用いた設計法の検討	136
7.1.	はじめに	136
7.2.	対象とした実験データ	136
7.2.1.	対象データ	136
7.2.2.	面外方向の破壊モード	137
7.3.	提案手法の適用方法	138
7.3.1.	簡易法の概要	139
7.3.2.	簡易法の評価精度	141
7.4.	広沢 mean 式による計算値に対する実験値の比に与える影響	143
7.5.	耐力低下の発生しやすい条件に関する考察	145
7.5.1.	相関係数による検討	145
7.5.2.	単一パラメータを変化させた場合の検討	147
7.5.3.	耐力残存率の小さい試験体に関する考察	148
7.6.	設計における面外方向変形の考慮方法に関する一考察	148
7.7.	まとめ	149
7.8.	参考文献	149
7.9.	データベース抽出対象文献	149
8.	脚部すべり破壊先行型耐震壁部材の三方向載荷実験	154
8.1.	本実験の意義	154
8.2.	実験概要	155
8.2.1.	試験体概要	155
8.2.2.	材料特性	156
8.2.3.	実験変数	156
8.2.4.	載荷履歴	160
8.2.5.	載荷装置	161
8.2.6.	計測方法	162
8.3.	実験結果	166
8.3.1.	載荷経路	166
8.3.2.	損傷経過	167
8.3.3.	モーシオンキャプチャシステムによる変形性状の計測	173
8.3.4.	水平荷重一層間変形角関係および最大耐力	176
8.3.5.	面内方向変形成分	180
8.3.6.	面外方向変形成分	185
8.3.7.	面外方向曲率分布	188
8.3.8.	側柱主筋ひずみ分布	191
8.3.9.	脚部における軸方向鉄筋ひずみ	193

8.3.10.	脚部コンクリートひずみ.....	197
8.4.	まとめ.....	201
8.5.	参考文献.....	202
9.	脚部すべり耐力評価手法を用いた検討.....	203
9.1.	はじめに.....	203
9.2.	脚部すべり耐力評価手法の概要.....	203
9.3.	負側における耐力評価.....	205
9.3.1.	荷経路.....	205
9.3.2.	耐力算出結果.....	206
9.4.	正側における耐力評価.....	207
9.4.1.	荷経路.....	207
9.4.2.	耐力算出結果.....	208
9.5.	設計における脚部すべり破壊の考慮の方法に関する一考察・今後の課題.....	210
9.5.1.	設計において脚部すべり破壊を考慮する方法に関する一考察.....	210
9.5.2.	構造設計において脚部すべり破壊を考慮するために必要な今後の検討課題.....	211
9.6.	まとめ.....	211
9.7.	参考文献.....	212
10.	結論.....	213
10.1.	研究内容に関して.....	213
10.2.	得られた知見（せん断挙動）.....	213
10.2.1.	せん断破壊先行型試験体の加力実験および有限要素解析.....	213
10.2.2.	せん断終局耐力評価法.....	214
10.2.3.	実験データベースを用いた設計法の検討.....	214
10.3.	得られた知見（脚部すべり挙動）.....	214
10.3.1.	脚部すべり破壊先行型試験体の加力実験.....	214
10.3.2.	脚部すべり耐力評価法.....	215
10.4.	総括・今後の課題.....	215
10.5.	参考文献.....	216

1. 序論

1.1. 研究背景

1.1.1. 日本における集合住宅に対する構造計算の現状

人口の都市圏への一極集中が進む^{1.1)}中、特に大都市圏における集合住宅戸数は依然として増加傾向にある^{1.2)}。平成30年度の時点では、集合住宅の7割程度が鉄筋コンクリート（以下、RC）造もしくは鉄骨鉄筋コンクリート造であることが報告されている^{1.3)}。このように、年々増加が続くRC造集合住宅のうち、高さが60m以下となるような建物に関しては、通常、技術基準解説書^{1.4)}に記載のルート3による保有水平耐力計算が行われることが多い。保有水平耐力計算において、建物の保有水平耐力を算出する際には、建物全体を対象とした弾塑性増分解析が用いられることが多い^{1.5)}。また、弾塑性増分解析では、建物の主要な直交二方向をそれぞれ独立に扱い、検討方向と直交する架構の影響は軽微であると仮定し、無視することが多い。

集合住宅の構造計算において、このような仮定のもと弾塑性増分解析が行われている一方で、実際の地震波によって建物には三次元的な力が同時に作用する。従って、図1-1に示すように、柱や壁といった鉛直部材は水平二方向に同時に変形し、さらに梁のせん断力や転倒モーメント等によって、鉛直部材に作用する軸力が増減する。しかし、前述した現状の設計においては、これらの影響に関して、明確な評価法が確立されていない部分が多い。

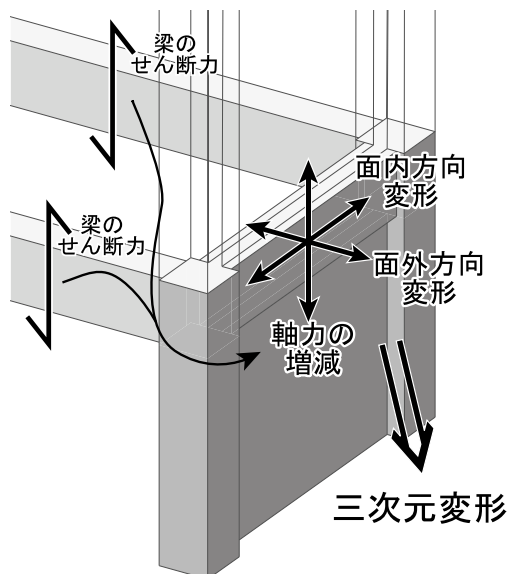


図 1-1 耐震壁に入力される力

RC造耐震壁（以下、単に耐震壁と表記）は、RC造建物において剛性や耐力の大部分を負担する重要な耐震要素として設計される。また、集合住宅のような建物においては、梁間方向に対してのみ連層耐震壁を配置し、桁行方向には耐震壁を配置せずラーメン構造とする形式が頻繁にみ

られる（本研究では、このような形式の建物を集合住宅形式の建物と表現する）。従って、集合住宅形式の建物においては、桁行方向の剛性が梁間方向の剛性と比べ小さく、桁行方向の変形が梁間方向と比べ大きくなる可能性がある。また、桁行方向がラーメン構造であるため、桁行方向の梁、つまり耐震壁部材の壁板直交方向（以下、面外方向）に取りつく梁のせん断力の影響によって、前述のように耐震壁部材には変動軸力が作用する。実際の集合住宅を模した建物試験体に対する振動台実験^{1.6)}および有限要素解析^{1.7)}においても、鉛直部材には、水平二方向変形や引張軸力を伴う軸力変動が生じることが確認されている。従って、耐震壁部材に対しては面外方向に大きな変形が作用すると同時に変動軸力が作用する可能性を考慮した適切な耐力評価を行うことが、集合住宅形式の建物において安全性を確保するためには肝要であると考えられる。

耐震壁部材の破壊モードとして、設計で考慮されている曲げ破壊およびせん断破壊に加え、脚部すべり破壊が挙げられる。曲げ破壊は比較的靱性的な破壊である。一方、せん断破壊は、壁板コンクリートの圧壊等によって耐力が急激に低下する破壊モードであり、脆性的破壊となる。脚部すべり破壊は、設計では考慮されていないが、部材脚部の危険断面においてせん断変形が集中する破壊モードであり、エネルギー吸収性能や耐力の想定外の低下を引き起こす可能性がある。この脚部すべり破壊は、建物試験体に対する振動台実験^{1.6)}や実際の地震被害^{1.8)}においても確認されており、構造設計において考慮されていない破壊が、実際に生じる可能性が示唆されている。

従って、南海トラフ地震や首都直下地震が危惧される現代において、耐震壁部材を有する RC 造建物の安全性を確保するためには、地震時に作用する水平二方向変形や軸力変動といった複雑な三方向加力条件が、耐震壁部材の曲げ破壊、せん断破壊および脚部すべり破壊の各破壊モードが生じる耐力に及ぼす影響を把握する必要がある。また、特に集合住宅形式の建物においては、耐震壁部材の面外方向変形が壁板方向（以下、面内方向）の変形に比べ大きくなることも考慮する必要があると考えられる。さらに、地震時の三方向加力を受け、耐力低下が生じる可能性がある場合には、それを評価し、部材の配筋や形状など、どのような条件であれば耐力低下が生じやすいかを把握することで、実際の構造設計において、安全性を担保することができると考えられる。

1.1.2. 研究の現状

水平二方向加力が耐震壁の挙動に与える影響に関しては、国内外問わず、過去に多く行われている^{1.9)~1.20)}。これらの研究の多くは、壁板方向（面内方向）加力時に曲げ破壊が生じる試験体に対して行われている。一方、面内方向加力時にせん断破壊や脚部すべり破壊が生じる試験体に対しては、研究例が非常に少なくなっている。

また、面内方向において曲げ破壊が先行するような試験体に対する実験では、複数の研究で水平二方向加力の影響は軽微であると示されている^{例えば 1.9), 1.10), 1.14)}が、面内方向においてせん断破壊や脚部すべり破壊が先行する場合には、水平二方向加力は耐力に影響を及ぼすと示されている^{1.16), 1.17), 1.19)}。水平二方向加力時の耐力評価については、せん断終局耐力に関しては井戸裕ら^{1.17)}、

脚部すべり耐力に関しては井戸裕ら^{1.21)}によって提案されているが、単一形状の試験体に対する検討にとどまっており、これらの評価法の適用性には疑問が残る。

実際の地震時には、水平二方向加力に加え、引張軸力を伴う変動軸力が生じることが考えられるが、これらの影響を同時に検討した研究は著者による一連の研究^{1.22)}に限られる。加えて、構造設計においてこれらの三方向加力条件を考慮する必要性の有無や、考慮する場合には、その方法について議論する必要があるが、そのような検討を行った研究はなく、いずれの研究も各試験体に対する検討に留まっているのが現状である。

1.2. 研究目的・研究内容

本研究では、集合住宅形式の RC 造建物の安全性を担保するため、水平二方向加力および変動軸力が同時に作用する、三方向加力条件下における耐震壁部材の構造性能について検討することを研究目的とする。破壊モードで分類した際に、曲げ終局耐力に対して水平二方向加力の及ぼす影響については過去に多く検討が行われており、結論も概ね同様のものが得られているが、せん断終局耐力および脚部すべり耐力に及ぼす影響に関しては検討例が少ないことから、本研究ではせん断破壊および脚部すべり破壊が先行する耐震壁部材の水平二方向加力時の挙動について検討を行う。また、実際の地震時の挙動として発生しうる、変動軸力についても本研究では検討を行う。

せん断終局耐力に関する検討としては、初めに三方向加力条件を変数とした載荷実験を実施し、各加力条件がせん断終局耐力に及ぼす影響について実験的に検討を行う。その後、有限要素解析を用い、細部での検討や、パラメトリックスタディによって各変数がせん断終局耐力に与える傾向を定性的に検証する。本載荷実験および有限要素解析では、断面形状による三方向加力条件がせん断終局耐力に及ぼす影響の違いや、新たに検討を行う変数として面外方向の反曲点高さがせん断終局耐力に及ぼす影響について検討を行うことを目的とする。これらは過去に検討例が存在せず、重要な知見となると考えられる。これらの知見に基づき、著者が過去に提案した三方向加力条件を考慮したせん断終局耐力評価法^{1.22)}に基づき、適用範囲の拡大等を目的として修正を行った耐力評価法を再提案する。本提案手法は、断面形状によらず高精度でせん断終局耐力を評価可能とすることを目的とする。本提案手法によって、実際の構造設計においても、三方向加力条件によるせん断終局耐力の変動について推定することが可能となると考えられる。最後に過去の実験データベース^{1.23)}を用い、構造設計においてこれらの三方向加力条件を考慮する必要性の有無について検討する。実際に検討する必要性のある部材の配筋や形状など、今後、構造設計の検討において有用な資料の提供を行う。

一方、脚部すべり耐力に関する検討としては、初めに三方向加力条件を変数とした載荷実験を実施し、各加力条件がせん断終局耐力に及ぼす影響について実験的に検討を行う。本載荷実験では、過去に検討例の存在しない、変動軸力が耐震壁部材の脚部すべり挙動に及ぼす影響の検証を目的とする。その後、過去に提案された脚部すべり耐力評価法に基づき、水平二方向加力や変動

軸力による脚部すべり耐力への影響の要因について検討を行う。本検討は、設計において脚部すべり挙動を考慮する必要性が生じるような条件について考察を行うことを目的とする。

1.3. 本論文の構成

図 1-2 に本論文の構成を示す。

本章では本研究の背景および目的についてまとめた。

2章では、本章において示した既往研究について詳しく示し、それらから得られる知見と課題点についてまとめる。

3, 4章では、面内方向においてせん断破壊が先行する試験体に対する載荷実験に関して概要と結果を示す。

5章では、3, 4章に示した実験結果を再現する有限要素解析モデルを作成し、実験時において検討できなかった事項について有限要素解析を用いて検討する。

6章では、三方向加力条件を考慮したせん断終局耐力評価について検討、提案する。

7章では、6章に示したせん断終局耐力評価法に基づき、過去に行われた実験データベース^{1,23)}を用いた設計法に関する検討を示す。

8章では、面内方向において脚部すべり破壊が発生した試験体に対する載荷実験に関して概要と結果を示す。

9章では、8章に示した実験結果に基づき、過去に提案された脚部すべり耐力評価法に基いた検討を行う。

10章では、9章までの検討から得られた知見および今後の課題についてまとめる。

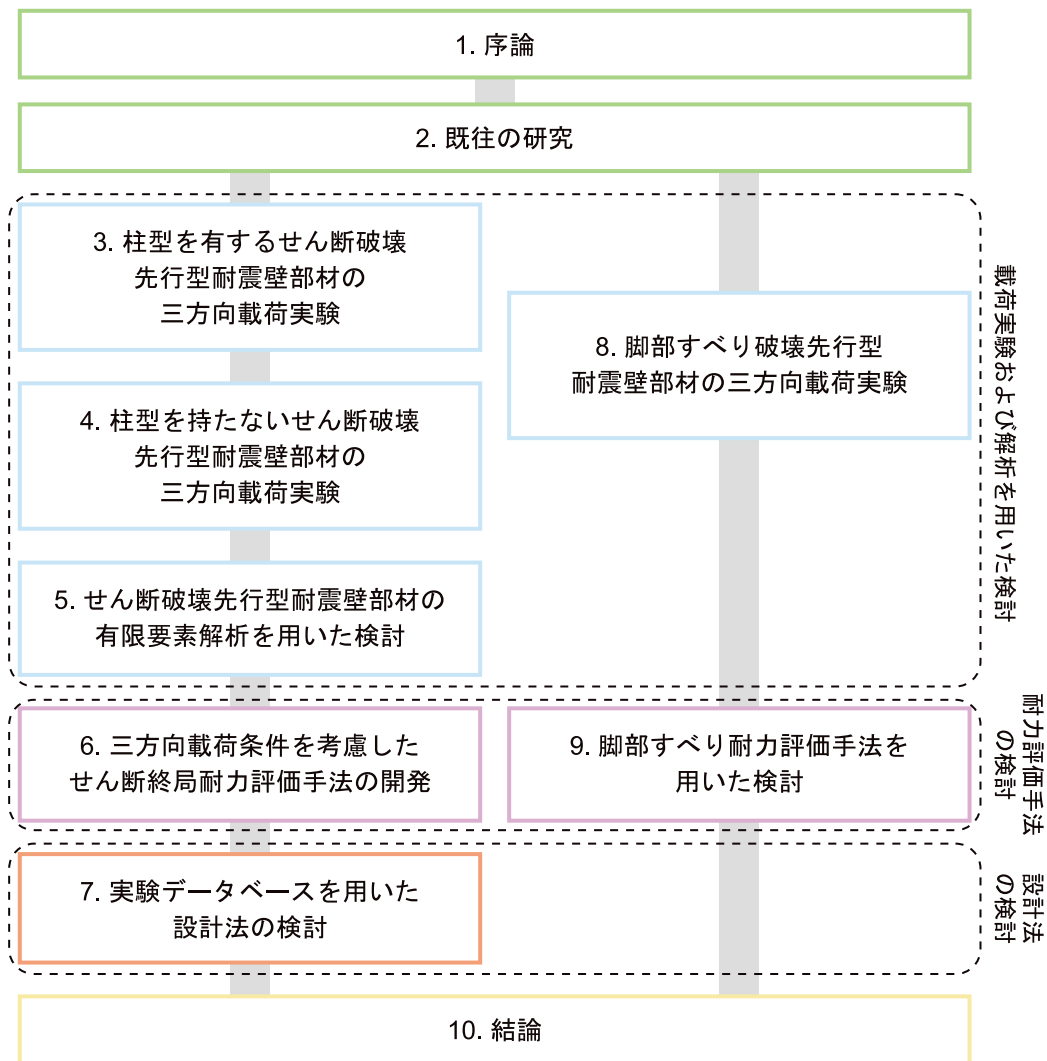


図 1-2 本論文の構成

1.4. 参考文献

- 1.1) 総務省：都市部への人口集中、大都市等の増加について、
https://www.soumu.go.jp/main_content/000452793.pdf（2023年11月24日閲覧）
- 1.2) 国土交通省：分譲マンションストック数の推移（2022年末現在／2023年8月10日更新）、
<https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/content/001625310.pdf>（2023年11月24日閲覧）
- 1.3) 「平成30年住宅・土地統計調査」（総務省統計局）（https://www.e-stat.go.jp/stat-search/files?stat_infid=000031821212）
- 1.4) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか監修：2020年版 建築物の構造関係技術基準

解説書，2020.10

- 1.5) 田尻清太郎，楠浩一，杉本訓祥：RC 建築物の構造計算入門 ②RC 建築物の保有水平耐力計算，コンクリート工学，Vol.53，No.11，pp.999-1003，2015.11
- 1.6) 杉本訓祥ほか：縮小 RC 造耐震壁付きフレーム建物試験体の振動台実験における崩壊挙動 RC 造建物の崩壊余裕度定量化のための研究開発，日本建築学会構造系論文集，第 82 巻，第 741 号，pp.1759-1768，2017.11
- 1.7) 米澤健次，杉本訓祥，増田安彦，勝俣英雄：縮小 RC 造建物試験体の振動台実験に対する非線形有限要素解析 RC 造建物の崩壊余裕度定量化のための研究開発，日本建築学会構造系論文集，第 83 巻，第 746 号，pp.589-599，2018.4
- 1.8) 向井智久，渡邊秀和，坂下雅信，鹿嶋俊英，塩原等，衣笠秀行，谷昌典，毎田悠承，迫田丈志，金子治，田沼毅彦，成田修英：熊本地震で被災した鉄筋コンクリート造建築物を対象とした地震後継続使用確保に資する検討，建築研究資料，No.204，2021.10
- 1.9) 遠藤文明，関松太郎，勝俣英雄，杉山公一：連層耐震壁の水平二方向加力実験（その 1）（その 2），日本建築学会関東支部研究報告集，1990
- 1.10) 平石久廣，今西達也，福山洋，田中義成：二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の構造的性状，日本建築学会構造系論文集，第 450 号，pp.89-98，1993.3
- 1.11) 今西達也，平石久廣，藤井栄，森田司郎：二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の面外方向の構造的性状，日本建築学会構造系論文集，第 466 号，pp.97-105，1994.12
- 1.12) 井上貴之，鈴木紀夫，別所佐登志，丸田誠：斜め方向の水平力を受ける鉄筋コンクリート造立体耐震壁のせん断強度，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.433-436，1999
- 1.13) Beyer K, Dazio A, Priestley MJN: Quasi-Static Cyclic Tests of Two U-Shaped Reinforced Concrete Walls, Journal of Earthquake Engineering, Vol.12(7): pp.1023-1053, 2008
- 1.14) 佐藤充晴，壁谷澤寿海，金裕錫，福山洋：二方向水平力を受ける RC 造耐震壁に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.115-120，2012.6
- 1.15) 加藤周二ほか：柱型の無い鉄筋コンクリート造耐震壁の水平 2 方向載荷実験，構造工学論文集，Vol.60B，pp.59-64，2014.3
- 1.16) 井戸裕勇樹ほか：水平二方向載荷が RC 造耐震壁のせん断性状に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.271-276，2014.6
- 1.17) 井戸裕勇樹，坂下雅信，谷昌典，西山峰広：せん断挙動が支配的な鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向加力実験，日本建築学会構造系論文集，第 82 巻，第 735 号，pp.683-692，2017.5
- 1.18) Almeida J, Prodan O, Rosso A, Beyer K: Tests on Thin Reinforced Concrete Walls Subjected to In-plane and Out-of-plane Cyclic Loading, Earthquake Spectra, Vol.33(1), pp.323-345, 2017
- 1.19) 堀田久人，柴北洋佑：せん断破壊する鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二軸載荷挙動

- に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.283-288, 2018.6
- 1.20) Niroomandi A, Pampanin S, Dhakal RP, Ashtiani MS, Nokes R: Experimental Study on The Effects of Bi-Directional Loading Pattern on Rectangular Reinforced Concrete Walls, Earthquake Engineering Structural Dynamics, Vol.50, pp.2010-2030, 2021
- 1.21) 井戸裕勇樹ほか: 脚部すべりが支配的な耐震壁の耐力評価とモデル化, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.415-420, 2016.6
- 1.22) 山田諒: 地震時の実挙動を考慮した鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能評価法の提案, 京都大学大学院工学研究科修士論文, 2021
- 1.23) 向井智久ほか: 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証 (2020年版), 建築研究資料第197号, 2020

2. 既往の研究

2.1. はじめに

本章では本研究と関連のある既往の研究を紹介する。はじめに、本研究で対象とした集合住宅形式の建物試験体に対する振動台実験について示し、検討の必要性のある点について考察する。その後、設計において考慮されないが実現象としてしばしば観測される、脚部すべり破壊について研究例を示す。最後に、耐震壁の地震時挙動についての検討を目的として行われた水平二方向載荷実験について記述する。これらの研究より得られている知見、検討の余地のある課題点について整理し、本研究の位置づけについて示す。

2.2. 建物試験体に対する振動台実験にみる耐震壁の地震時挙動

2.2.1. RC 造建物の崩壊余裕度定量化のための研究開発

杉本ら^{2.1), 2.2)}は RC 造建物が崩壊に至るまでの挙動を把握する目的で、建物試験体の振動台実験を実施した。実験は防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターの実大三次元振動破壊実験施設「E-Defense」を用いて行われた。ここで、建物試験体は、都市部に多数存在する RC 造建物として、実情に近い建築計画の 6 階建て集合住宅を想定した連層耐震壁付きラーメン架構である。

試験体模式図を図 2-1 に、伏図を図 2-2 に、軸組図を図 2-3 に示す。実験に用いた入力地震動は最終入力波を除き兵庫県南部地震の神戸海洋気象台での記録（JMA 神戸波）を基にし、目標とする応答レベルに応じて倍率を乗じたものである。

損傷状況を図 2-4 に示す。1, 2 階の耐震壁は、せん断ひび割れや、せん断破壊による壁板の圧壊などが見られるが、主に脚部のすべりが顕著に生じている。特に 1 階の耐震壁は引張軸力が作用する加震方向で崩壊した。

図 2-5 に 1 階耐震壁の変形オービットを示す。図から、面内方向の変形に対して最大で 1~3 倍程度の変形が面外方向に生じていることがわかる。この、水平二方向の変形に関しても建物の保有水平耐力に影響を及ぼしていると考えられる。

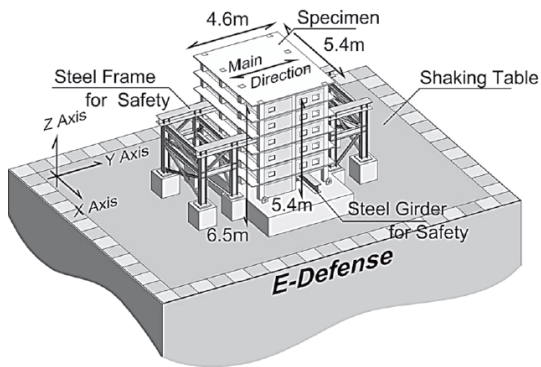


図 2-1 試験体模式図 2.1)

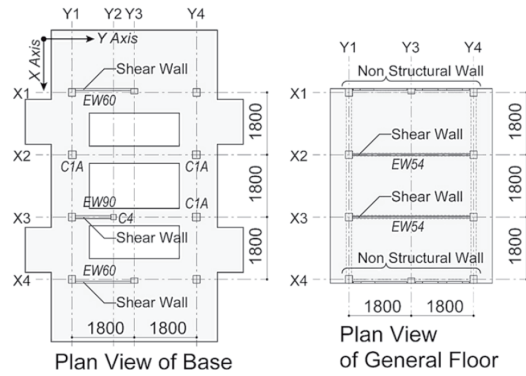


図 2-2 試験体伏図 (単位 : mm) 2.1)

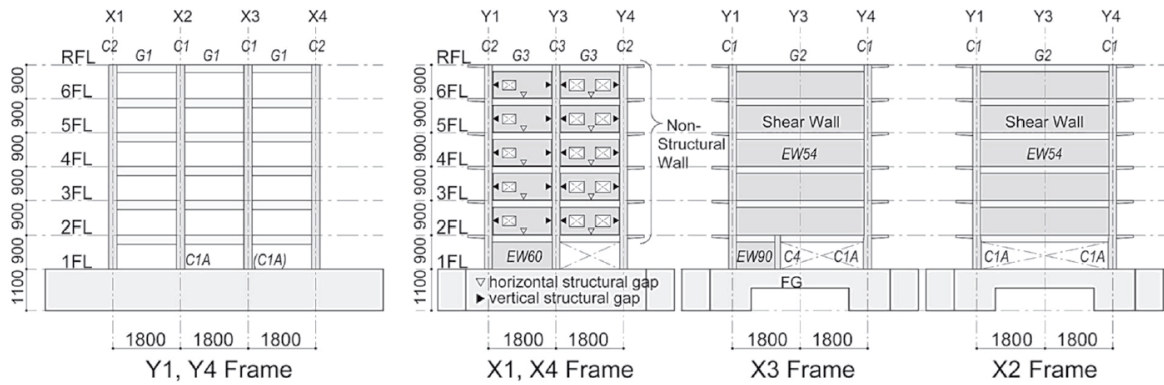


図 2-3 試験体軸組図 (単位 : mm) 2.1)

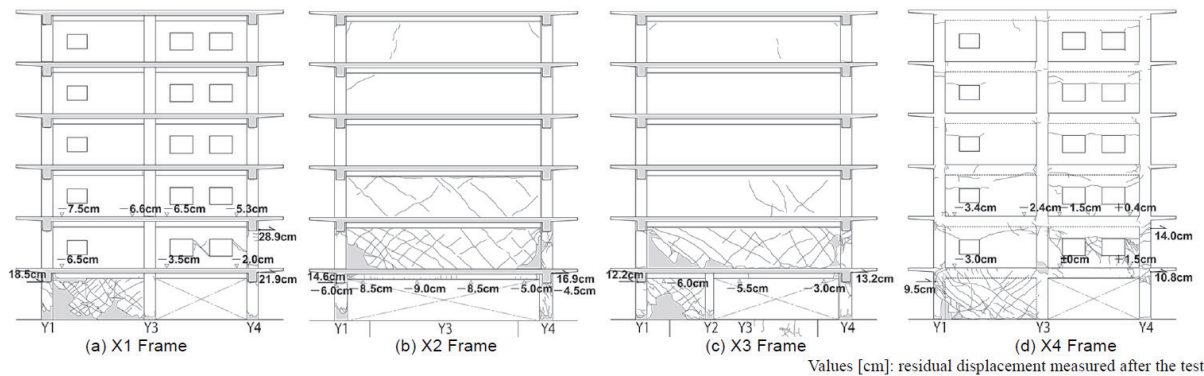


図 2-4 試験終了時の損傷 2.1)

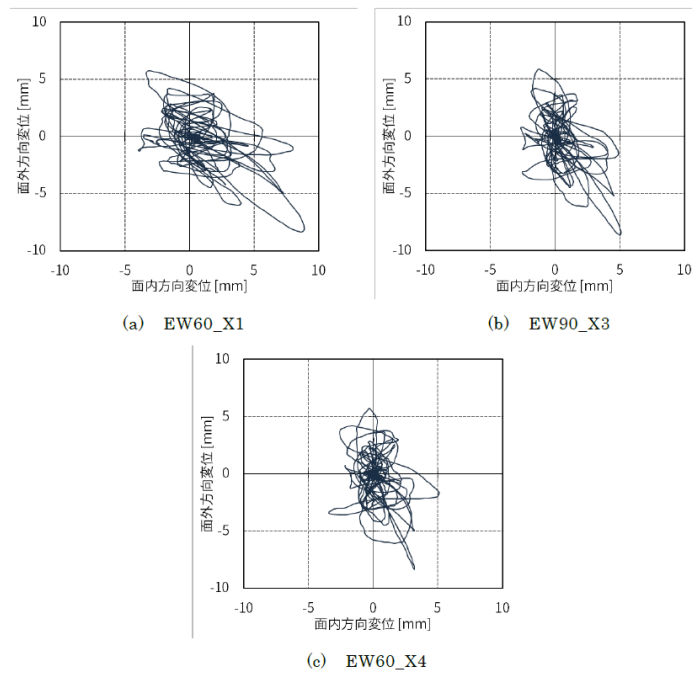


図 2-5 1 階耐震壁の変形^{2.2)}

実験結果をもとにした有限要素解析が米澤ら^{2.3)}によって行われている。有限要素解析では建物全体を3次元六面体要素によりモデル化した Solid モデルと、積層シェル要素を用いた Shell モデルの2種類でモデル化が行われている。図 2-6 に解析モデル図を示す。文献中では事後解析は Solid モデル、Shell モデルともに実験結果を十分な精度で評価できているとされている。

十分な精度が検証された Shell モデルを用いて、1, 2 階耐震壁のせん断耐力、脚部すべり破壊に関する考察が行われている。図 2-7 に解析結果から得られた、耐震壁に入力されたせん断力と生じた層間変形角の関係を示す。X4 通りの耐震壁は、広沢 mean 式^{2.4)}による計算値 (629kN) を最大耐力 (569kN) が下回った。これは、水平二方向加力の影響や転倒モーメントによる軸力変動が原因であると考察されている。また X3 通りの耐震壁は、最大ベースシア観測時の軸力が 142kN の引張となっており、脚部には曲げひび割れが多く発生した。これにより、脚部すべり破壊となっている。

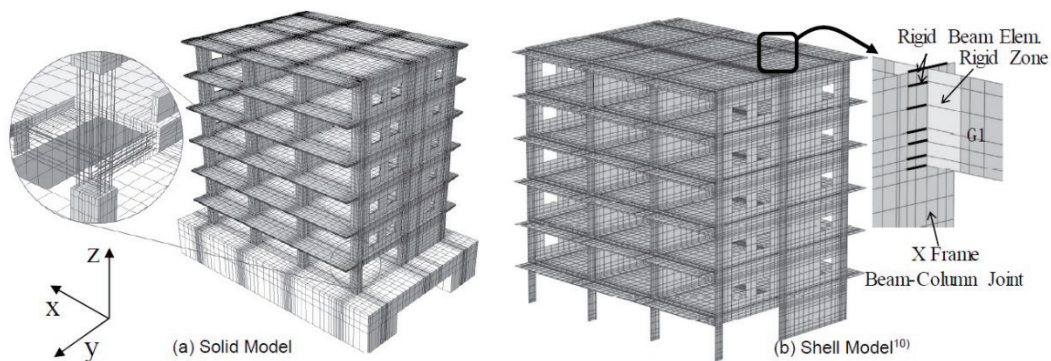


図 2-6 解析モデル^{2.3)}

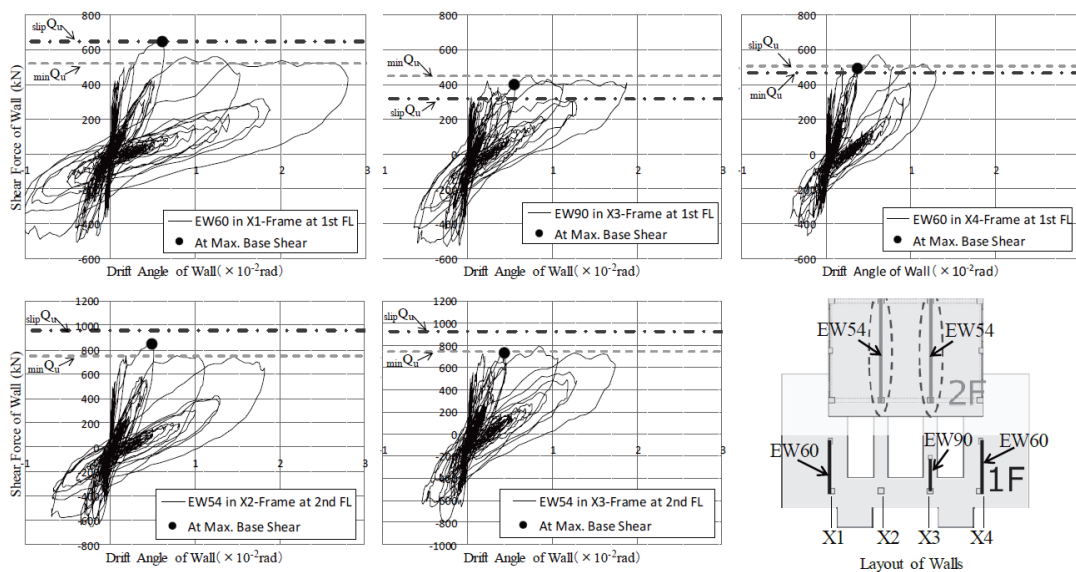


図 2-7 1,2 階耐震壁のせん断力-層間変形角関係^{2.3)}

2.2.2. 建物実験結果から得られる知見と課題点

以上の建物試験体に対する振動台実験より、次の知見が得られている。

- 梁間方向が連層耐震壁、桁行構面がラーメン構造となるような集合住宅形式の建物では、その剛性の違いから耐震壁は面外方向に大きく変形する。建物試験体に対する振動台実験^{2.1), 2.2)}では、面外方向最大応答変形が面内方向最大応答変形の 1.5 倍程度となった耐震壁も存在した。
- 文献 2.1)の振動台実験を対象にした有限要素解析^{2.3)}の結果によると、1 階の耐震壁の最大耐力が広沢 mean 式の値を下回った。この原因として、脚部すべり破壊による耐力の低下や、水平二方向加力および軸力変動の载荷条件の影響が考えられる。

対象とした建物試験体に対する振動台実験においては、耐震壁の挙動に関して、次の 2 点が検討課題として挙げられた。

- 1 階耐震壁において脚部すべり挙動が見られた。しかし、現状の日本の構造計算において、脚部すべり挙動は考慮されていない。脚部すべり挙動に関する研究に関しては 2.3 節にまとめ

る。

- 水平 2 方向加力や軸力変動といった载荷条件が、耐震壁のせん断耐力や脚部すべり耐力に及ぼす影響について、現状の構造計算においては考慮されていない。载荷条件が耐震壁の挙動に及ぼす影響に関する研究に関しては 2.4 節にまとめる。

2.3. 耐震壁の脚部すべり破壊に関する研究

2.3.1. 载荷実験

耐震壁の脚部すべり挙動に関しては、国内外問わず様々な研究が行われている^{2.5)~2.11)}。例えば、Salonikios ら^{2.7)}の実験では、せん断スパン、壁筋比、軸力の大きさ、打継面の有無、斜め方向鉄筋の有無などをパラメータとして 11 体の試験体に対して载荷実験が行われている。本研究と関連が深い、軸力の大きさのみをパラメータとした試験体の荷重-変形角関係を図 2-8 に示す。LSW2 および MSW2 は軸力 0 であり、LSW3 および MSW3 はそれぞれ、LSW2、MSW2 を基準とし、軸力のみを軸力比 0.07 とした試験体である。軸力の増加によって最大耐力が増加しているが、いずれの試験体に関しても脚部すべり挙動によるスリップ性状が履歴性状に見られる。

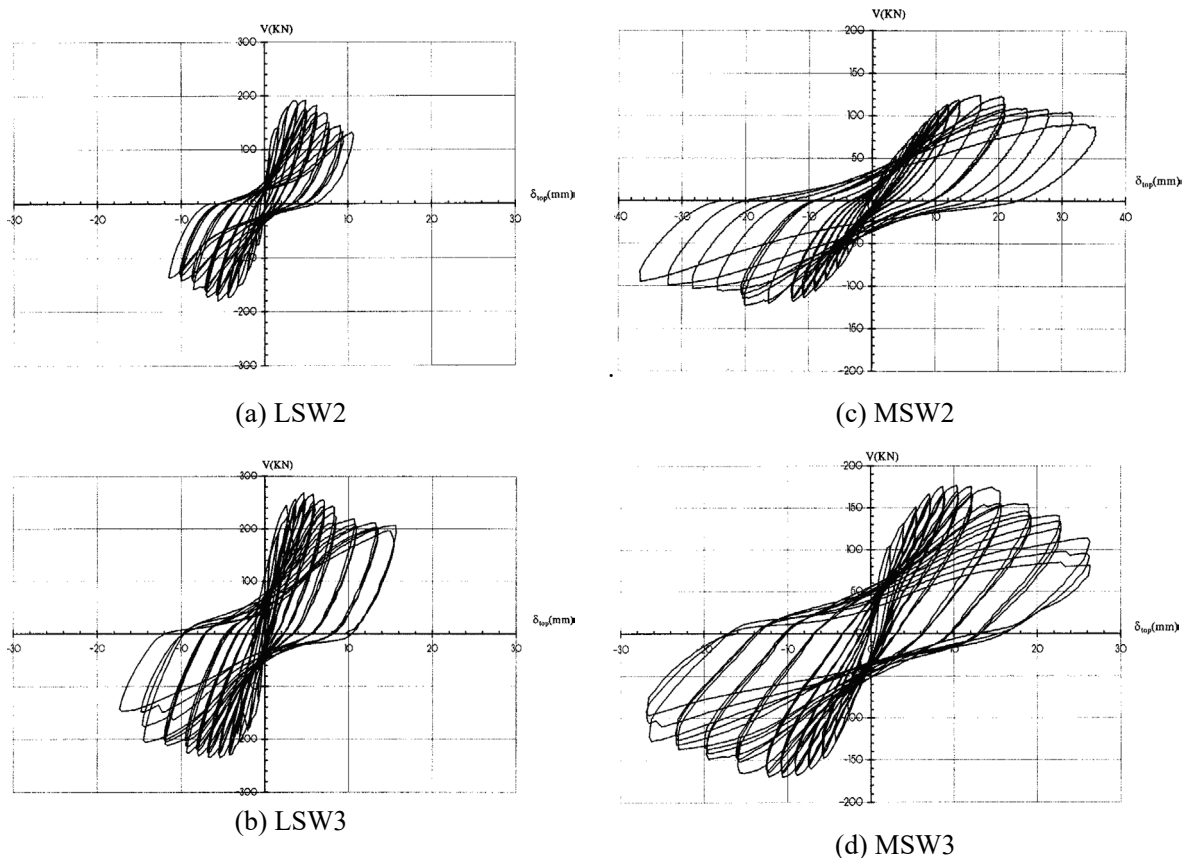


図 2-8 せん断力-頂部変位関係 (Salonikios ら^{2.7)}の実験)

また、高橋ら^{2.10)}の実験では、軸力および打継処理をパラメータとして 4 体の試験体に対して載

荷実験が行われている。軸力の大きさのみをパラメータとした試験体の荷重－変形角を示す。J-N0 は軸力が 0 の試験体、J-N1 は軸応力度が 1MPa の試験体、J-N2 は軸応力度が 2MPa の試験体である。軸力の増加に伴い、最大耐力は増加している。しかし、一方で最大耐力発生後の耐力の低下に関して、その発生が軸力の増加に伴い早期に、そして低下量も軸力の増大に伴い増加している。

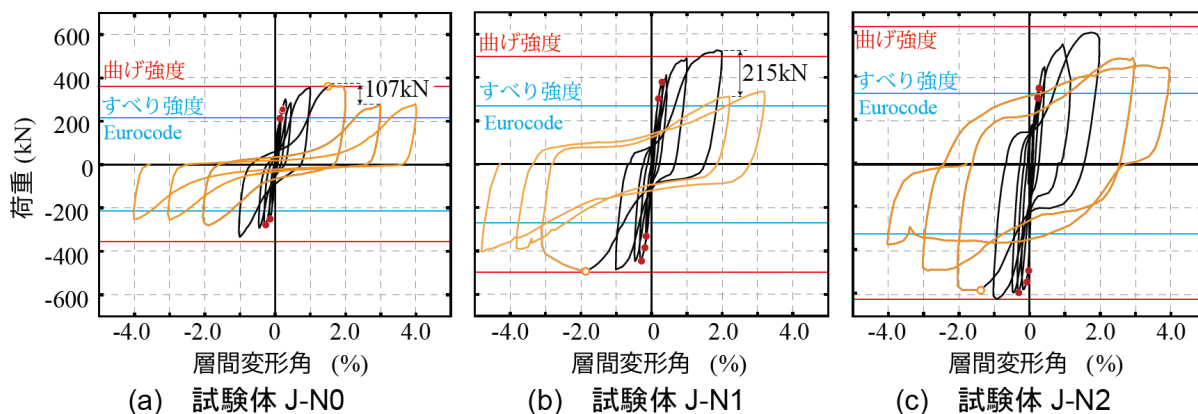


図 2-9 荷重－変形角関係（高橋ら^{2.10}の実験）

従って、軸力が増加することによって脚部すべり耐力が増加し、脚部すべりの発生を抑制することができると考えられる。これは、後に示す耐力評価とも関連するが、脚部すべり耐力はコンクリートの摩擦作用と軸方向鉄筋のダウエル作用の足し合わせであり、軸力が増加することによって、主にコンクリートの摩擦作用が増加し、脚部すべり耐力が増加するためである。しかし、軸力が大きい場合には比較的小さい変形角において耐力低下が発生している。これは、コンクリートに摩擦が発生する際、繰り返し载荷を受けることによってコンクリートの圧壊が発生するが、軸力が大きい場合には、この圧壊が早期に発生するためだと考えられる。

井戸裕ら^{2.11}は水平二方向加力が脚部すべり挙動に及ぼす影響について検討した。これに関しては 2.4 節に示す。

2.3.2. 脚部すべり耐力評価

脚部すべり耐力評価法としては、式(2.1)に示す Paulay 式^{2.5}、式(2.2)に示す Eurocode 式^{2.12}、式(2.3)に示す Schuler 式^{2.13}、式(2.4)に示す井戸裕らの式^{2.14}が挙げられる。

$$V_{sl} = V_{do} + V_f + V_{di} = 0.25\rho'_n f_y b_w l_w + 0.25 f'_c A_f + A_{sd} f_{yd} \left(\cos \alpha - \frac{l_d}{2h_w} \sin \alpha \right) \quad (2.1)$$

ここで、 ρ'_n ：壁縦筋比、 f_y ：壁縦筋降伏強度、 b_w ：壁厚、 l_w ：壁長さ、 f'_c ：コンクリート圧縮強度、 A_f ：曲げ圧縮域有効面積、 A_{sd} ：斜め補強筋断面積、 f_{yd} ：斜め補強筋降伏強度、 l_d ：斜め補強筋間距離、 h_w ：壁高さ、 α ：斜め補強筋の角度である。

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (2.2)$$

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \\ 0.25 f_{yd} \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (2.2a)$$

$$V_{id} = \sum A_{si} f_{yd} \cos \varphi \quad (2.2b)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \left[\left(\sum A_{sj} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0.5 \eta f_{cd} \xi l_w b_{wo} \end{array} \right. \quad (2.2c)$$

ここで、 f_{cd} ：コンクリート設計基準強度、 μ_f ：コンクリート同士の摩擦係数、 z ：応力中心間距離、 $\sum A_{sj}$ ：壁板の縦筋断面積またはせん断すべりに抵抗するために端部拘束領域に追加して配筋された鉄筋断面積、 $\sum A_{si}$ ：せん断すべりに抵抗するために配筋された斜め鉄筋の断面積総和、 η ：コンクリート圧縮強度有効係数、 N_{Ed} ：軸力（圧縮正）、 ξ ：基準化された中立軸深さ、 M_{Ed} ：曲げモーメント、 b_{wo} ：壁板厚さである。

$$V_{slid} = V_{sw1} + V_{sw2} + V_{s2} + V_c \quad (2.3)$$

$$V_{sw1} = 0.975 \rho_w l_{w1,el} t_w (f_c f_{sy})^{0.5} \quad (2.3a)$$

$$V_{sw2} = \rho_w l_{w2} t_w f_{sy} \left[1 - \left(\frac{0.5 \varepsilon_{sw2}}{\varepsilon_{sy}} \right)^2 \right]; \varepsilon_{sw2} = \varepsilon_{c2} \frac{x - 2d_2}{x} \quad (2.3b)$$

$$V_{s2} = A_{s2} f_{sy} \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{sy}} \right)^2 \right]; \varepsilon_{s2} = \varepsilon_{c2} \frac{x - d_2}{x} \quad (2.3c)$$

$$V_c = \min \left[\mu_c F_c, V_{c_max} \right] \quad (2.3d)$$

ここで、 ρ_w ：壁筋比、 t_w ：壁厚、 $l_{w1,el}$ ：軸方向鉄筋が引張弾性となる領域の長さ、 f_c ：コンクリート圧縮強度、 f_{sy} ：軸方向鉄筋の降伏強度、 ε_{sy} ：軸方向鉄筋の降伏時ひずみ、 ε_{c2} ：圧縮縁ひずみ、 x ：中立軸深さ、 d_2 ：圧縮側端部拘束領域せい、 μ_c ：コンクリートの摩擦係数、 F_c ：コンクリートの圧縮合力、 V_{c_max} ：圧縮ストラット角度によるコンクリートの摩擦作用の制限値である。

$$Q_{sl} = \mu \sum C_c + \sum 1.65 a_s \sqrt{\sigma_B f_y (1 - \alpha^2)} \quad (2.4)$$

ここで、 μ ：摩擦係数、 C_c ：コンクリートバネ圧縮力、 a_s ：各鉄筋断面積、 σ_B ：コンクリート圧縮強度、 f_y ：鉄筋降伏応力、 α ：鉄筋の引張応力 f_s に応じた低減係数（ $=f_s/f_y$, $\alpha \leq 1$ ）である。

基本的な式の構成は縦方向鉄筋のダウエル抵抗と圧縮域コンクリートのせん断抵抗の2項から成り立っており、Paulay式^{2.5)}とEurocode式^{2.12)}ではこれに加えて斜め方向鉄筋の効果を考慮した項が含まれている。日本建築学会による「鉄筋コンクリート部材の構造性能評価の現状と将来」^{2.15)}では、Paulay式^{2.5)}とEurocode式^{2.12)}に対して図2-10の精度検証が行われている。Paulay式^{2.5)}は横軸が1以下の範囲にせん断すべり破壊試験体が集中していることから破壊形式の予測がある程度可能であると考えられる。Eurocode式^{2.12)}もPaulay式^{2.5)}ほどではないが同様の傾向がみられる。しかし、両式とも実験値を過小評価している。ただし、この検証は限られた試験体数で行われたものであり、実験データの蓄積が必要だと考えられる。

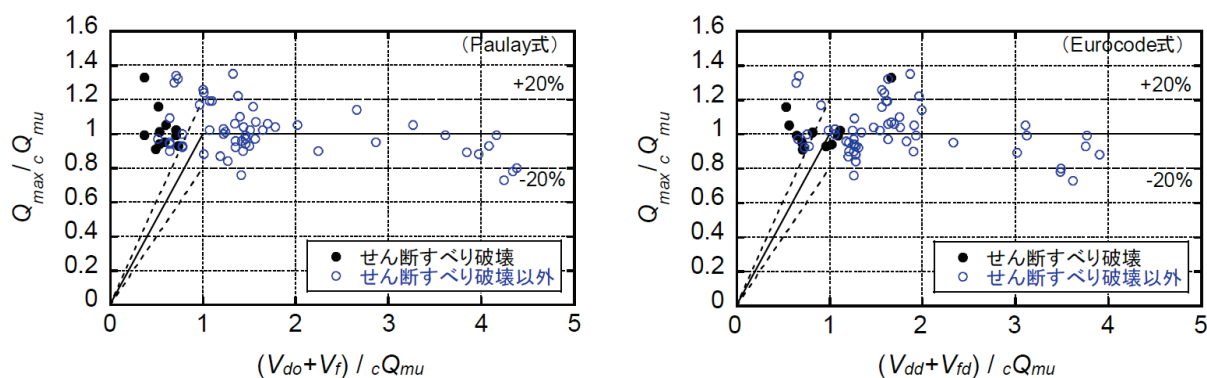


図 2-10 破壊形式の予測精度^{2.15)}

2.3.3. 脚部すべり破壊に関する研究の課題点

以上の脚部すべり破壊に関する研究より以下の知見および課題が得られている。

- 軸力の増加に伴い脚部すべり耐力は増加するが、変形性能は悪化し、最大耐力後の耐力低下率は増加する。また、脚部すべり破壊が生じた試験体は、荷重-変形関係においてスリップ挙動を示す。
- 脚部すべり耐力はコンクリートの摩擦作用と軸方向鉄筋のダウエル作用より構成される。これに基づいた脚部すべり耐力評価法が提案されている。個々の研究に対して評価精度が検証されている。しかし、その評価精度は高くなく、今後実験データの蓄積によって、評価精度の向上が必要だと考えられる。
- 軸力をパラメータとした研究は存在するが、変動軸力を作用させたような実験は存在しない。

2.4. 耐震壁の地震時挙動に関する部材試験体載荷実験

2.4.1. 研究の概観

耐震壁の構造性能に、水平二方向加力が及ぼす影響について検討した研究は多く存在する^{2.16)~2.27)}。これらの研究から立体壁に対する実験 (Beyerら^{2.20)}, Almeidaら^{2.25)})を除いた、単独壁 (I

型断面および矩形断面) に対する実験を面内方向の破壊モードと断面形状で分類した結果を表 2-1 に示す。曲げ挙動が支配的となる試験体に対する実験が大半であり、せん断挙動が支配的な試験体や脚部すべり挙動が支配的な試験体に対する実験は非常に少ない。また、矩形断面でせん断挙動が支配的となる試験体は井上ら^{2.19)}のものに限られ、矩形断面で脚部すべり挙動が支配的となる試験体に対する実験は著者の調査範囲では存在しなかった。

これらの研究に関して、面内方向の破壊モードによって分類し、水平二方向加力の影響をそれぞれ議論する。

表 2-1 水平二方向加力実験の分類

	曲げ	せん断	脚部すべり
I型断面	遠藤ら ^{2.16)} , 平石ら ^{2.17)} , 今西ら ^{2.18)} , 佐藤ら ^{2.21)}	井戸裕ら ^{2.24)} , 堀田ら ^{2.26)}	井戸裕ら ^{2.23)}
矩形断面	加藤ら ^{2.22)} , Niroomandi ら ^{2.27)}	井上ら ^{2.19)}	—

2.4.2. 曲げ挙動が支配的な場合

面内方向で曲げ挙動が支配的となる試験体に対する水平二方向加力実験としては、遠藤ら^{2.16)}, 平石ら^{2.17)}, 今西ら^{2.18)}, 佐藤ら^{2.21)}, 加藤ら^{2.22)}, Niroomandi ら^{2.27)}が存在する。表 2-2 に示すように、これらの研究において用いられている載荷経路は研究によって異なり、各載荷経路における面内方向変形量に対する面外方向変形量(以下、面外変形倍率)も 0.41~2.41 の範囲で様々である。なお、表中の載荷経路の詳細は図 2-11 を参照されたい。

表 2-2 載荷経路一覧(曲げ破壊型)

文献	載荷経路	面外変形倍率
遠藤ら ^{2.16)}	線形	0, 0.41, 1.00, 2.41, 面外のみ
平石ら ^{2.17)} , 今西ら ^{2.18)}	H形	0, 1.0
佐藤ら ^{2.21)}	矩形	0, 1.33~2.00 の変動
加藤ら ^{2.22)}	矩形	0, 1.33~1.50 の変動
Niroomandi ら ^{2.27)}	線形, クローバー形	0, 1.0

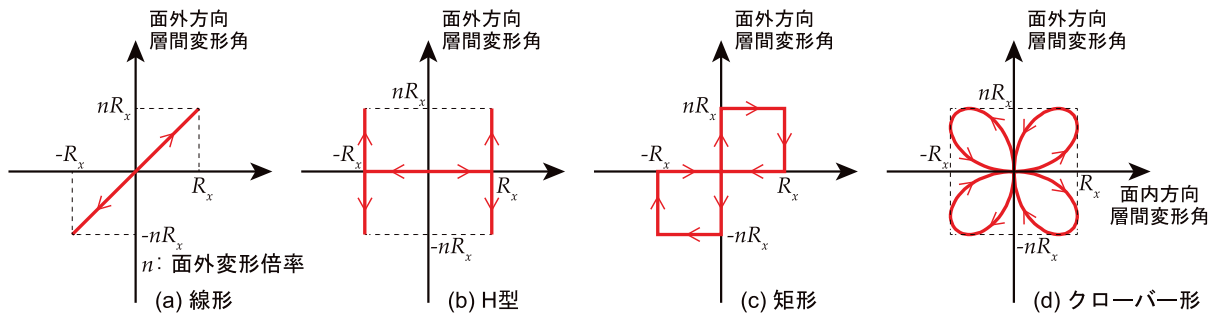


図 2-11 水平二方向载荷経路

遠藤らは、面外方向の変形を面内方向の倍数で一定とする、線形载荷経路において、面外変形倍率を変数として実験を行った。図 2-12 に面内方向の水平荷重—変形角関係を、表 2-3 に面内方向最大耐力を示す。TW2, TW3, TW4, TW5 の面外変形倍率はそれぞれ 0, 0.41, 1.00, 2.41 である。面外変形倍率が 2 を超える TW5 は面外変形倍率が 0 の TW2 と比べ、最大耐力が 4% 低下しているが、それ以外では面外変形倍率に関わらず、TW2 と同程度の面内方向最大耐力となっている。ただし、面外変形倍率の増大に伴い早期に耐力低下が発生している。

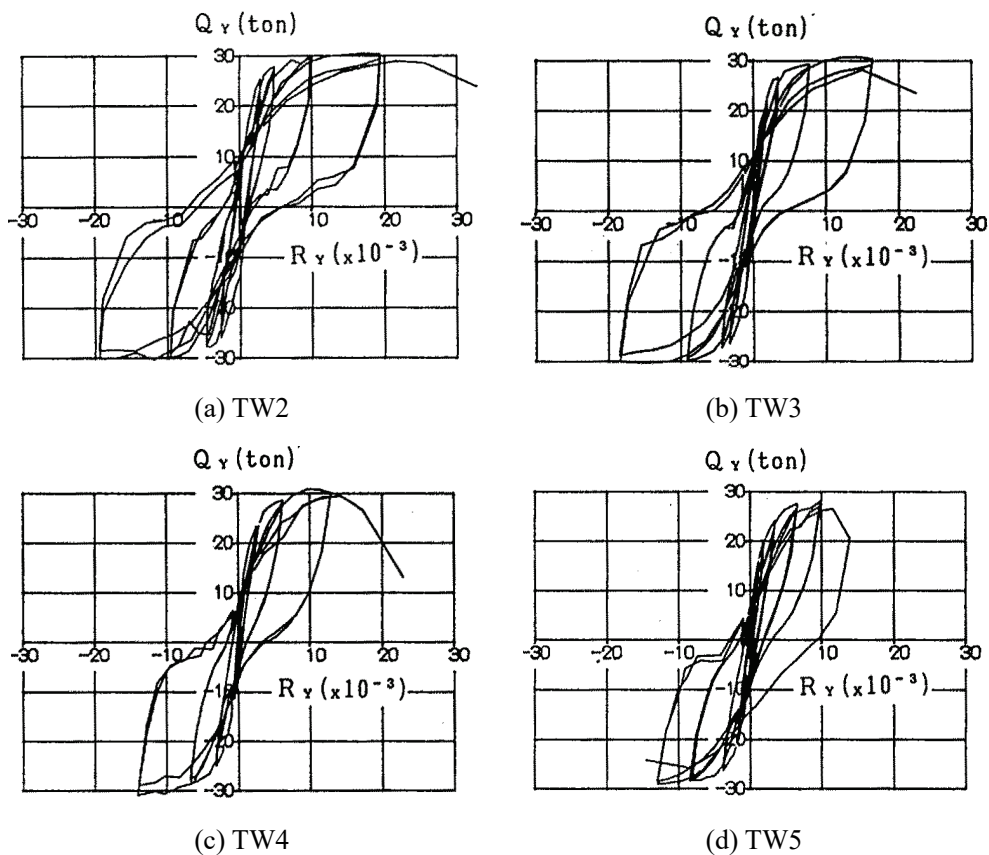


図 2-12 面内方向水平荷重—変形角関係 (遠藤ら^{2.16)}の実験)

表 2-3 面内方向最大耐力（遠藤ら^{2.16}の実験）

試験体	面外変形倍率	面内方向最大耐力 (tonf)			
		正側	負側	平均値	TW2 に対する比
TW2	0	30.6	-30.0	30.30	1.00
TW3	0.41	31.3	-30.4	30.85	1.02
TW4	1.00	31.5	-31.4	31.45	1.04
TW5	2.41	28.7	-29.6	29.15	0.96

Niroomandi らは、面内 1 方向荷重試験体 (SP1-Uni)、面外変形倍率を 1 とした線形荷重経路試験体 (SP1-Skew)、面外変形倍率を 1 としたクローバー型荷重経路試験体 (SP1-Clover) の 3 体に対して実験を行った。図 2-13 に面内方向ベースシア変形角関係を示す。荷重経路によらず概ね同様の包絡線や最大耐力を示している。

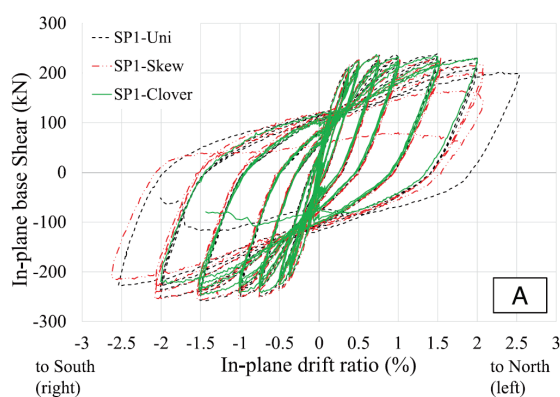


図 2-13 面内方向ベースシア変形角関係（Niroomandi ら^{2.27}の実験）

他の平石ら^{2.17}、今西ら^{2.18}、佐藤ら^{2.21}、加藤ら^{2.22}も同様に、面外方向変形は面内方向曲げ終局耐力に影響を及ぼさないと結論付けている。従って、荷重経路や面外変形倍率によらず面内方向の曲げ終局耐力は殆ど変化しないということが分かる。ただし、遠藤ら^{2.16}、平石ら^{2.17}、今西ら^{2.18}、佐藤ら^{2.21}、加藤ら^{2.22}は面外方向変形が存在する場合には、面内 1 方向荷重時と比べ最大耐力記録後の変形性能が低下することを示している。

2.4.3. せん断挙動が支配的な場合

面内方向でせん断挙動が支配的となる試験体に対する水平二方向加力実験としては、井上ら^{2.19}、井戸裕ら^{2.24}および堀田ら^{2.26}の研究が挙げられる。表 2-4 に示すように、曲げ挙動が支配的な場合と比べ、面外変形倍率が 3 や 4 など、比較的大きな場合に対しても検討が行われている。

表 2-4 載荷経路一覧（せん断破壊型）

文献	載荷経路	面外変形倍率
井上ら ^{2.19)}	線形	0, 0.41, 1.00
井戸裕ら ^{2.24)}	矩形	0, 1.5, 3.0
堀田ら ^{2.26)}	線形	0, 2, 4

井戸裕ら^{2.24)}は面外変形倍率を変数として、面内方向においてせん断破壊が先行するI型断面試験体に対して水平二方向加力実験を行った。図 2-14 に面内方向の水平荷重－変形角関係を、表 2-5 に面内方向最大耐力を示す。WB00, WB15, WB30 の面外変形倍率はそれぞれ 0, 1.5, 3.0 である。面外変形倍率の増大に伴い、面内方向最大耐力は低下している。面外変形倍率が 3.0 の場合は面外変形倍率が 0 の場合と比べ、最大耐力が 19%低下しており、前項に示した曲げ終局耐力に比べ、影響が大きい。一方、面外変形倍率が大きい試験体の方がせん断耐力を記録した後の耐力低下が小さい。

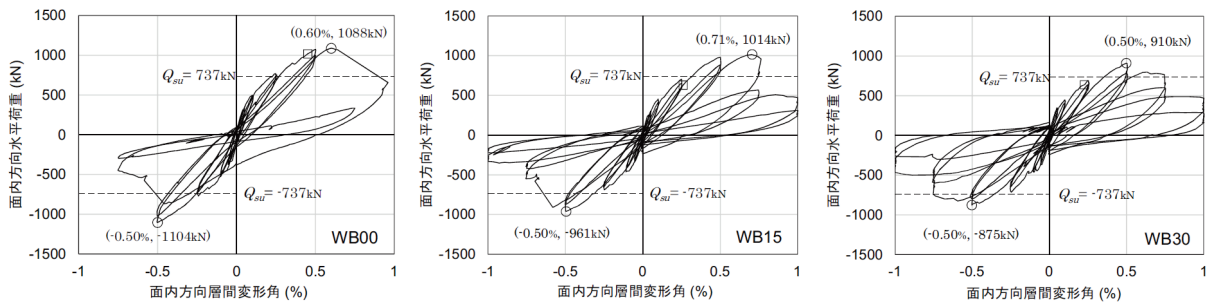


図 2-14 面内方向水平荷重－層間変形角関係（井戸裕ら^{2.24)}の実験）

表 2-5 面内方向最大耐力（井戸裕ら^{2.24)}の実験）

試験体	面外変形倍率	面内方向最大耐力 (kN)			
		正側	負側	平均値	WB00 に対する比
WB00	0	1088	-1104	1096	1.00
WB15	1.5	1014	-961	988	0.90
WB30	3.0	910	-875	893	0.81

堀田ら^{2.26)}も井戸裕ら^{2.24)}と同様に、面外変形倍率を変数としてI型断面試験体に対して水平二方向加力実験を行っている。表 2-6 に面内方向最大耐力を示す。面外変形倍率が 4 の場合に面外変形倍率が 0 の場合と比べ 18%最大耐力が低下している。従って、井戸裕ら^{2.24)}の試験体に比べ、面外変形倍率に対する耐力低下率が小さいことが分かる。

表 2-6 面内方向最大耐力（堀田ら^{2.26)}の実験）

試験体	面外変形倍率	面内方向最大耐力 (kN)			
		正側	負側	平均値	SW-0 に対する比
SW-0	0	107.4	-104.6	106.0	1.00
SW-2	2	99.0	-90.1	94.6	0.89
SW-4	4	84.0	-89.6	86.8	0.82

井上ら^{2.19)}は、矩形断面試験体に対して面外変形倍率を変数として水平二方向加力実験を行った。表 2-7 に面内方向最大耐力を示す。なお、文献において見られたコンクリート圧縮強度のばらつきを考慮するため、面内方向最大耐力を断面積（1000mm×120mm）で除して算出したせん断応力を、コンクリートの引張強度 f_t で除した最大基準化せん断応力を示す。なお、ここでのコンクリートの引張強度はコンクリートの圧縮強度 f'_c を用い、以下の式(2.1)^{2.28)}より算出した。

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

面外変形倍率が他の文献と比べ小さいが、面外変形倍率が 0 の場合と比べ、面外変形倍率が 1.0 の場合、最大基準化せん断応力が 9%低下している。

表 2-7 面内方向最大耐力（井上ら^{2.19)}の実験）

試験体	面外変形倍率	コンクリート圧縮強度 (MPa)	面内方向最大耐力 (kN)		最大基準化せん断応力	
				P000 に対する比		P000 に対する比
P000	0	60.3	903	1.00	2.94	1.00
P225	0.41	65.8	865	0.95	2.69	0.92
P450	1.00	67.7	875	0.97	2.69	0.91

以上より、面外変形倍率の増大に伴い、面内方向のせん断終局耐力が低下すると考えられる。矩形断面試験体であった井上ら^{2.19)}の実験においては、その傾向が小さいが、面外変形倍率が 2 以上となる場合には、同様に 2 割程度のせん断終局耐力の低下が見られる可能性があると考えられる。

2.4.4. 脚部すべり挙動が支配的な場合

面内方向で脚部すべり挙動が支配的となる試験体に対する水平二方向加力実験は、井戸裕ら^{2.23)}の実験のみが存在する。井戸裕ら^{2.23)}の実験では矩形載荷経路において、面外変形倍率を変数として実験が行われている。図 2-15 に面内方向水平荷重－層間変形角関係を、表に面内方向最大耐力を示す。O-0, O-1, O-2, O-3 の面外変形倍率はそれぞれ 0, 1, 2, 3 である。せん断終局耐力と同様に、面外変形倍率の増大に伴い最大耐力の低下が見られる。

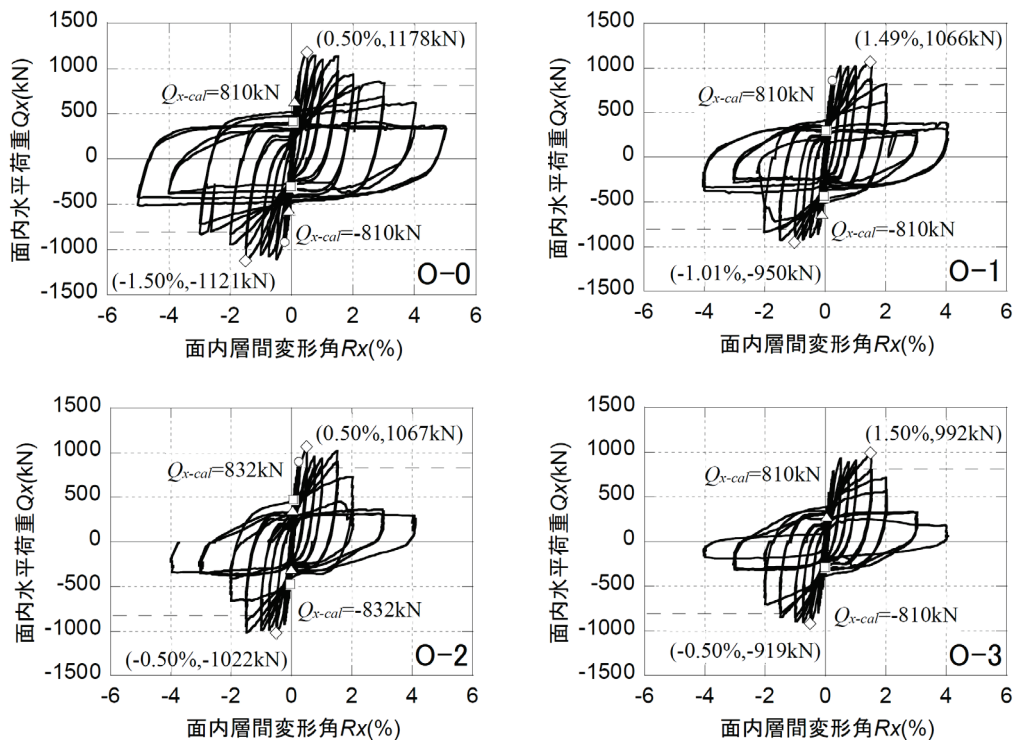


図 2-15 面内方向水平荷重一層間変形角関係（井戸裕ら^{2.23}の実験）

表 2-8 面内方向最大耐力（井戸裕ら^{2.23}の実験）

試験体	面外変形倍率	面内方向最大耐力 (kN)			
		正側	負側	平均値	O-0 に対する比
O-0	0	1178	-1121	1150	1.00
O-1	1	1066	-950	1008	0.87
O-2	2	1067	-1022	1045	0.91
O-3	3	992	-919	956	0.83

2.4.5. 耐震壁の地震時挙動評価に関する課題点

以上に示した水平二方向加力実験より以下の知見が得られている。

- 曲げ終局耐力は水平二方向載荷経路や面外方向変形による影響を殆ど受けない。これは I 型断面、矩形断面に関わらず同様であった。ただし、変形性能に関しては低下する。
- せん断終局耐力は面外方向変形の増大に伴い低下する。I 型断面に関しては、面外変形倍率が 3~4 程度の場合に、2 割程度の低下率（面内一方向加力時と比べた場合の最大耐力の比）となった。一方、矩形断面に関しては、面外変形倍率が 1.0 までの場合に検討が限られ、面外変形倍率が 1 を超えるような場合のせん断終局耐力について、I 型断面の場合と同様に 2 割程

度の低下率となるかについては検討が必要だと考えられる。

- 脚部すべり耐力は面外方向変形の増大に伴い低下する。耐力の低下率はせん断終局耐力と同様に、面外変形倍率が3の場合に2割程度となった。

水平二方向加力に加え、地震時には変動軸力が作用するが、変動軸力下での水平二方向加力実験は著者らが行っている実験^{2,29)}以外には存在しない。従って、変動軸力の影響に関して十分に検討が行われていないのが現状である。

2.5. 既往の研究を受けた本研究の位置づけ

2.2 節に示した建物試験体に対する振動台実験より、建物内における耐震壁の挙動として、面内方向の変形より大きな面外方向変形が生じることや、引張軸力を伴うような大きな変動軸力を受けること、脚部すべり破壊が先行することなどが明らかとなった。2.3 節に示したように、脚部すべり破壊に関しては過去に研究が行われており、軸力との関係も検討が行われているが、軸力が変動した場合の挙動については検討が行われていない。2.4 節に示したように、水平二方向加力を受ける場合の各耐力に関して、曲げ終局耐力については、多くの実験が行われており、面外方向変形の影響を受けないことが明らかとなっているが、せん断終局耐力や脚部すべり耐力は、面外方向変形が面内方向変形よりも大きくなるような場合に、面内一方向加力時と比べ2割程度耐力が低下することが明らかとなっている。しかし、せん断終局耐力や脚部すべり耐力に関しては検討事例が少なく、データの蓄積が望まれるとともに、水平二方向加力と同時に変動軸力が作用するような実験については著者が行っている実験^{2,29)}以外に行われていない。

このような既往の研究の現状を受け、本研究では、実際の地震時の耐震壁の挙動について、精度の高い評価を行うことを可能とするため、特に研究例の少ない、せん断破壊および脚部すべり破壊が先行する耐震壁部材の水平二方向加力時の挙動について検討を行う。また、著者^{2,29)}を除き、過去に検討が行われていないが、実際の地震時の挙動として発生しうる、変動軸力についても本研究では検討を行う。

2.6. 参考文献

- 2.1) 杉本訓祥ほか：縮小 RC 造耐震壁付きフレーム建物試験体の振動台実験における崩壊挙動 RC 造建物の崩壊余裕度定量化のための研究開発，日本建築学会構造系論文集，第 82 巻，第 741 号，pp.1759-1768，2017.11
- 2.2) 東京大学地震研究所，京都大学防災研究所，文部科学省研究開発局：RC 建造物の崩壊余裕度定量化，都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト 総括成果報告書資料編 3.1.2
- 2.3) 米澤健次，杉本訓祥，増田安彦，勝俣英雄：縮小 RC 造建物試験体の振動台実験に対する非線形有限要素解析 RC 造建物の崩壊余裕度定量化のための研究開発，日本建

- 築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 746 号, pp.589-599, 2018.4
- 2.4) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか監修: 2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020.10
- 2.5) Paulay T, Priestley MJN, Syngé AJ: Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls, *ACI Journal*, Vol.79(4), pp.257-269, 1982
- 2.6) Hossein Mohammadi-Doostdar: Behaviour and Design of Earthquake Resistant Low-Rise Shear Walls, University of Ottawa Doctoral Thesis, 1994
- 2.7) Salonikios TN, Kappos AJ, Tegos IA, Penelis GG: Cyclic Load Behavior of Low-Slenderness Reinforced Concrete Walls: Design Basis and Test Results, *ACI Structural Journal*, Vol.96(4), pp.649-660, 1999
- 2.8) Luna BN, Rivera JP, Whittaker AS: Seismic Behavior of Low-Aspect-Ratio Reinforced Concrete Shear Walls, *ACI Structural Journal*, Vol.112(5), pp.593-604, 2015
- 2.9) 細野純ほか: 打継面処理と配筋が RC 造耐震壁のすべりに及ぼす影響, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.37, No.2, pp.355-360, 2015
- 2.10) 高橋之ほか: RC 造耐震壁のすべり変形における打継処理と軸力の影響, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.38, No.2, pp.871-876, 2016
- 2.11) 井戸裕勇樹ほか: 水平二方向載荷が RC 造耐震壁のせん断性状に与える影響, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.36, No.2, pp.271-276, 2014
- 2.12) European Committee for Standardization: Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004
- 2.13) Schuler H, Trost B: Sliding Shear Resistance of Squat Walls under Reverse Loading: Mechanical Model and Parametric Study, *ACI Structural Journal*, Vol.113(4), pp.711-721, 2016
- 2.14) 井戸裕勇樹ほか: 脚部すべりが支配的な耐震壁の耐力評価とモデル化, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.38, No.2, pp.415-420, 2016.6
- 2.15) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート部材の構造性能評価の現状と将来, 2019.9
- 2.16) 遠藤文明, 関松太郎, 勝俣英雄, 杉山公一: 連層耐震壁の水平二方向加力実験 (その 1) (その 2), *日本建築学会関東支部研究報告集*, 1990
- 2.17) 平石久廣, 今西達也, 福山洋, 田中義成: 二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の構造性状, *日本建築学会構造系論文集*, 第 450 号, pp.89-98, 1993.3
- 2.18) 今西達也, 平石久廣, 藤井栄, 森田司郎: 二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の面外方向の構造性状, *日本建築学会構造系論文集*, 第 466 号, pp.97-105, 1994.12
- 2.19) 井上貴之, 鈴木紀夫, 別所佐登志, 丸田誠: 斜め方向の水平力を受ける鉄筋コンクリート造立体耐震壁のせん断強度, *日本建築学会大会学術講演梗概集*, 構造 IV, pp.433-436, 1999
- 2.20) Beyer K, Dazio A, Priestley MJN: Quasi-Static Cyclic Tests of Two U-Shaped Reinforced

- Concrete Walls, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.12(7): pp.1023-1053, 2008
- 2.21) 佐藤充晴, 壁谷澤寿海, 金裕錫, 福山洋: 二方向水平力を受ける RC 造耐震壁に関する実験的研究, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.34, No.2, pp.115-120, 2012.6
- 2.22) 加藤周二ほか: 柱型の無い鉄筋コンクリート造耐震壁の水平 2 方向載荷実験, *構造工学論文集*, Vol.60B, pp.59-64, 2014.3
- 2.23) 井戸裕勇樹ほか: 水平二方向載荷が RC 造耐震壁のせん断性状に与える影響, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.36, No.2, pp.271-276, 2014.6
- 2.24) 井戸裕勇樹, 坂下雅信, 谷昌典, 西山峰広: せん断挙動が支配的な鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向加力実験, *日本建築学会構造系論文集*, 第 82 巻, 第 735 号, pp.683-692, 2017.5
- 2.25) Almeida J, Prodan O, Rosso A, Beyer K: Tests on Thin Reinforced Concrete Walls Subjected to In-plane and Out-of-plane Cyclic Loading, *Earthquake Spectra*, Vol.33(1), pp.323-345, 2017
- 2.26) 堀田久人, 柴北洋佑: せん断破壊する鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二軸載荷挙動に関する実験的研究, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.40, No.2, pp.283-288, 2018.6
- 2.27) Niroomandi A, Pampanin S, Dhakal RP, Ashtiani MS, Nokes R: Experimental Study on The Effects of Bi-Directional Loading Pattern on Rectangular Reinforced Concrete Walls, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, Vol.50, pp.2010-2030, 2021
- 2.28) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary(ACI 318R-19), 2019
- 2.29) 山田諒: 地震時の実挙動を考慮した鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能評価法の提案, 京都大学大学院工学研究科修士論文, 2021

3. 柱型を有するせん断破壊先行型耐震壁部材の三方向載荷実験

3.1. はじめに

柱型を有する耐震壁のせん断挙動に面外方向変形および軸力変動が及ぼす影響について把握するために、耐震壁試験体を製作し載荷実験を行った。文献 3.1)では、面外方向変形および軸力変動が及ぼす影響について検討を行った。本章では、この実験に関するさらなる検討として、面外方向反曲点高さの影響について検討を行うために実施した載荷実験を含め、柱型を有する同型同配筋の耐震壁試験体に対して行った三方向載荷実験の実験概要および実験結果を示す。

3.2. 実験概要

3.2.1. 試験体概要

試験体は 7 体作製した。文献 3.2)の試験体を含め、寸法および配筋は全試験体で共通であり、実大 30%相当の縮小試験体である。図 3-1 に試験体図および配筋図を、図 3-2 に試験区間断面図を、表 3-1 に断面寸法と配筋の詳細をそれぞれ示す。試験区間内法高さは 1400mm であり、上下には載荷用のスタブを持つ。側柱主筋は下スタブ底面に設置した厚さ 19mm の鉄板に溶接し定着した。壁縦筋は下スタブ内に直線定着とした。

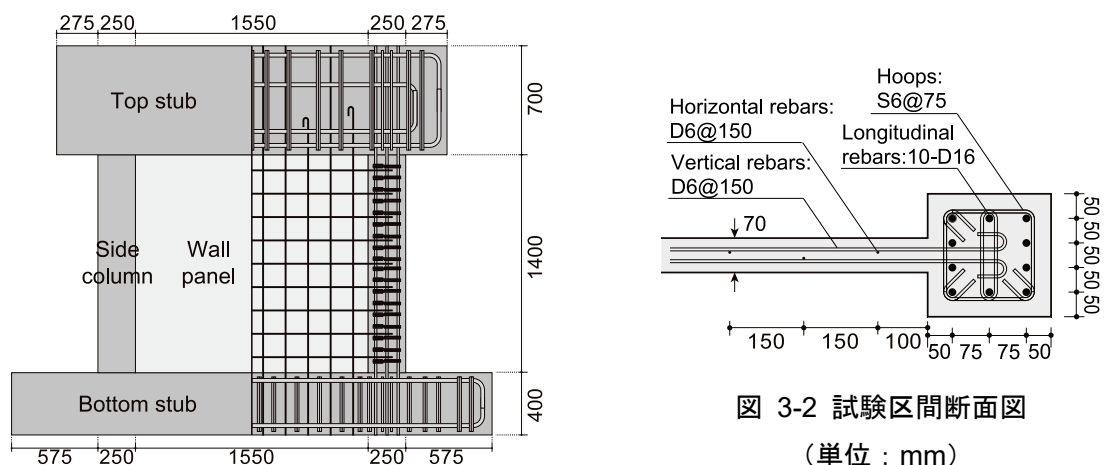


図 3-1 試験体図および配筋図 (単位 : mm)

図 3-2 試験区間断面図
(単位 : mm)

表 3-1 試験体概要

部材	寸法(mm)	配筋		種別	鉄筋比(%)	
側柱	250×250	主筋		10-D16	SD345	3.18
		せん断補強筋	面内	4-S6@75	KSS785	0.68
			面外	6-S6@75		1.01
壁板	1550×70	縦筋	D6@150	SD295A	0.30	
		横筋				

3.2.2. 実験変数

文献 3.2)を含めた試験体一覧を表 3-2 に示す。本研究では実験変数を軸力条件、面外変形倍率および面外方向反曲点高さとした。ここで、面外変形倍率とは同一サイクルで与える面外方向層間変形角の面内方向層間変形角に対する比である。試験体名称は「WB (面外変形倍率) (面外方向反曲点高さ) - (目標最大軸力比) (目標最小軸力比)」と定義した。軸力比は、圧縮側では壁板を含めた耐震壁の全断面積とコンクリート実圧縮強度の積に対する軸力の比、引張側では側柱全主筋の降伏耐力に対する軸力の比とする。なお、軸力は圧縮を正とする。また、面外方向反曲点高さが 700mm (逆対称曲げ形式) のものは記号なし、2350mm のものは C を附して記す。なお、これ以降で文献 3.2)の試験体を呼称する際に、上記の定義に従い、試験体名の後に C12 を付して表記する。WB15-C20T33 は試験体に打設不良が発生していたため、検討対象から除く。今後、試験体名の共通部分に「シリーズ」を付して呼称する場合、実験変数が共通である試験体のグループを指す。

表 3-2 試験体一覧

面外 変形倍率	軸力比			
	一定軸力		変動軸力	
	0.12	0.20	0~0.12~0.20	-0.33~0.12~0.20
0	WB00-C12 ^{3.2)} *	WB00-C20*		
1.5	WB15-C12 ^{3.2)} *	WB15-C20* WB15C-C20†	WB15-C20T00*	(WB15-C20T33*)
3.0	WB30-C12 ^{3.2)} *		WB30-C20T00*	WB30-C20T33*

*面外方向反曲点高さが 700mm の試験体、†面外方向反曲点高さが 2350mm の試験体

3.2.3. 材料特性

本実験試験体の試験区間に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表 3-3 に示す。試験区間のコンクリートは文献 3.2)の試験体と比較を行うため、目標強度を 29MPa とした。

下スタブのコンクリート打設直後に、打ち継ぎ面に金属製ブラシで目荒らしを行い、後日、試験区間と上スタブのコンクリートを打設した。

表 3-3 試験区間材料特性

(a) コンクリート

試験体	圧縮強度 f'_c (MPa)	割裂引張強度 f_{sp} (MPa)	ヤング係数 $*E_c$ (GPa)
WB00-C20	28.3	2.69	21.6
WB30-C20T33	27.8	1.81	22.7
WB15C-C20	28.2	2.07	22.9
WB15-C20	21.9	3.55	17.1
WB15-C20T00	23.0	2.49	20.8
WB15-C20T33	26.9	2.22	22.3
WB30-C20T00	24.5	2.60	21.1
WB00-C12 ^{3,2)}	28.9	2.41	24.6
WB15-C12 ^{3,2)}			
WB30-C12 ^{3,2)}			

$*f'_c/3$ 割線剛性

(b) 鉄筋

試験体	D6 (SD295A)			D16 (SD345)			S6 (KSS785)		
	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s
*1	372.5 [†]	509.3	191.5	378.2	558.4	187.2	890.8 [†]	1029	209.7
*2	372.5 [†]	509.3	191.5	378.2	558.4	187.2	886.6 [†]	1010	193.2
*3	474.1	536.1	198.2	381.0	549.7	185.6	851.8 [†]	979.7	194.8
*4 ^{3,2)}	444.7	529.6	178.7	366.7	542.8	190.4	1024 [†]	1177	205.1

f_y : 降伏強度(MPa), f_u : 引張強度(MPa), E_s : ヤング係数(GPa)

*1 : WB00-C20, WB30-C20T33

*2 : WB15C-C20

*3 : WB15-C20, WB15-C20T00, WB15-C20T33, WB30-C20T00

*4 : WB00-C12^{3,2)}, WB15-C12^{3,2)}, WB30-C12^{3,2)}

†0.2%オフセット強度

3.2.4. 載荷履歴

水平二方向載荷履歴の概要を図 3-3 に示す。まず試験体を面外方向に加力し、規定の層間変形角 ([1]点) に達した後、その面外方向変位を維持したまま面内方向に加力を行った。規定の層間変形角 ([2]点) 到達後は、面外、面内の順に層間変形角を 0 に戻し ([3]点, [4]点)、続けて負方向でも同様の載荷を行った ([5]点→[8]点)。[1]→[8]までの経路を 1 サイクルとし、面内方向層間変形角 $R_x=0.05, 0.10, 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 2.0\%$ の各ステップで 2 サイクルずつ載荷を行った。

軸力の載荷履歴を図 3-4 に示す。図中 A_g は試験体全断面積を、 a_{cg} は側柱の主筋全断面積を、

$w_o Q_{mu}$ は各軸力における面外方向曲げ終局耐力時せん断力をそれぞれ表す。建物において耐震壁に直交する方向のラーメン架構に水平荷重が作用し、耐震壁に面外方向に取り付く梁のせん断力が増減することで、妻面に配置された耐震壁に作用する軸力は変動する。したがって、変動軸力試験体では軸力を面外方向水平荷重に応じて変動させた。面外方向水平荷重が 0 の時点での軸力を $0.12A_g f'_c$ とし、圧縮側と引張側の目標の軸力における面外方向曲げ終局耐力時せん断力の 0.5 倍の面外方向荷重で目標の軸力に到達するように軸力を変動させた。また、面外方向正側加力時に圧縮、負側加力時に引張とした。なお、面外方向曲げ終局耐力は壁板を無視した柱 2 本分の耐力として文献 3.3) に記載の式(付 1.3-10)~(付 1.3-12)に従って算出した。

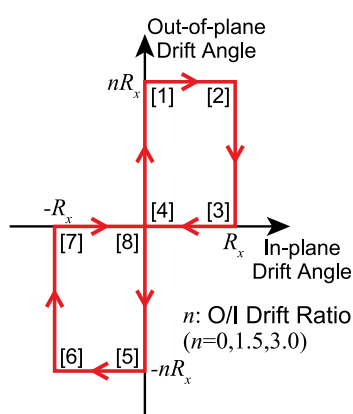


図 3-3 水平二方向載荷経路

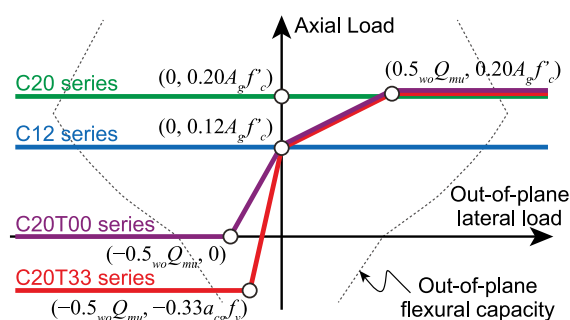


図 3-4 軸力載荷履歴

3.2.5. 載荷装置・計測計画

図 3-5 に載荷装置を示す。下スタブと反力床を PC 鋼棒で緊結することによって試験体を固定した。軸力および面外方向水平荷重は試験体の上スタブに PC 鋼棒により緊結した載荷用スタブを通じ、それぞれ 1000kN ジャッキ 2 本で試験体に作用させた。また、面内方向水平荷重は試験体の上スタブ両側面に PC 鋼棒により緊結した鋼製治具を通じ、2000kN ジャッキ 2 本で試験体に作用させた。面内方向は反曲点高さが 1500mm の片持ち載荷とした。面外方向は、WB15C-C20 以外の試験体に関しては鉛直ジャッキの制御により、上下スタブの平行を保つことで反曲点高さ 700mm を仮定した逆対称曲げ載荷とした。一方、WB15C-C20 に関しては鉛直ジャッキ 2 本の荷重を等しくすることで、反曲点高さ 2350mm とした。面外方向ジャッキの制御により、試験体のねじり変形が発生しないようにした。なお、軸力には上スタブ、載荷ブロック、面内方向荷重の載荷治具の重量を含んでいる。

面内方向および面外方向の層間変形角は、それぞれ試験体四隅に取り付けた 4 つの変位計から得た上下スタブ間の相対水平変位の平均値を試験区間高さ (1400mm) で除して算出した。また、これ以外にも試験体各部に適宜変位計を設置した。鉄筋にはひずみゲージを貼り付け、ひずみを計測した。また、試験体に作用する荷重は各ジャッキに接続したロードセルにより計測した。水

平荷重および軸力は、ジャッキのピンに取り付けた変位計により、ジャッキの傾きを考慮し、補正した。

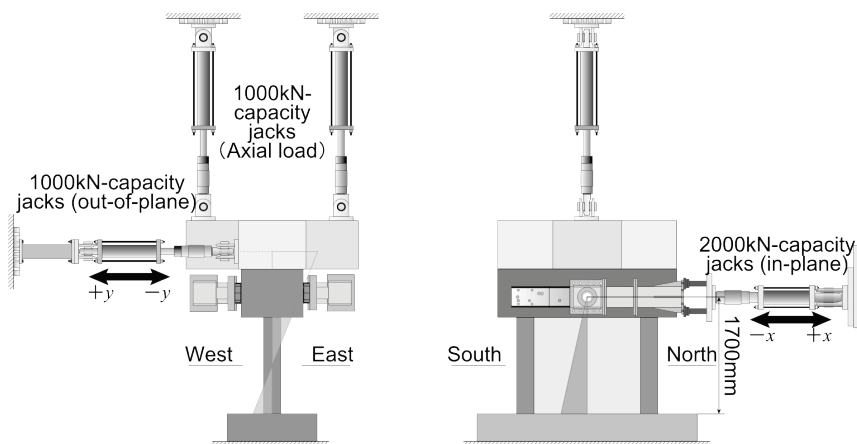


図 3-5 載荷装置

3.3. 実験結果

本節では、打設不良の生じた WB15-C20T33 を除いた、WB00-C20, WB15-C20, WB15C-C20, WB15-C20T00, WB30-C20T00, WB30-C20T33 の実験結果を示す。

3.3.1. 損傷状況

表 3-4 に $R_x = 0.75\%$ サイクルまでの各サイクルにおける損傷の進展を、図 3-6 に各試験体 $R_x = 0.50\%$ サイクル終了時のひび割れ図を示す。図中、青線は正側、赤線は負側で発生したひび割れを、薄い灰色はコンクリートの剥離箇所を、濃い灰色はコンクリートの剥落箇所をそれぞれ示す。破線で示した箇所は、面外方向加力終了時点 ([1], [5]点) で観測したひび割れである。

面外変形倍率が大きく、目標最小軸力比の小さい試験体ほど、面外方向変形に起因する側柱の曲げひび割れおよび圧壊、壁板の水平ひび割れ等の損傷が早期に発生した。ただし、いずれの試験体も共通して、 $R_x = 0.05\%$ サイクルにおいてせん断ひび割れが発生、 $R_x = 0.50\%$ サイクルで壁板コンクリートの圧壊に端を発する細かいひび割れが発生、 $R_x = 0.75\%$ サイクルでは壁板コンクリートの剥離・剥落が進行し、面内方向耐力の低下が見られた。従って、実験変数に依らず、最大耐力の決定要因は壁板コンクリートの圧壊であると考えられる。

表 3-4 各サイクルで発生した損傷

サイクル	WB00-C20	WB15-C20	WB15C-C20	WB15-C20T00	WB30-C20T00	WB30-C20T33
$R_x = 0.05\%$	△	△	△	△□	△□	△□◇
$R_x = 0.10\%$	□	□	□	◇	◇	—
$R_x = 0.25\%$	▲	▲	▲	▲	▲■	▲
$R_x = 0.50\%$	○	○■	○■	○■	○	○■
$R_x = 0.75\%$	●	●	●	●	●	●

△：壁板にせん断ひび割れ発生， □：側柱に曲げひび割れ発生， ◇：壁板に水平ひび割れ発生，
 ▲：側柱にせん断ひび割れ発生， ■：側柱端部にコンクリートの剥離・剥落発生，
 ○：壁板コンクリートの圧壊発生， ●：壁板コンクリートの剥離・剥落の進行

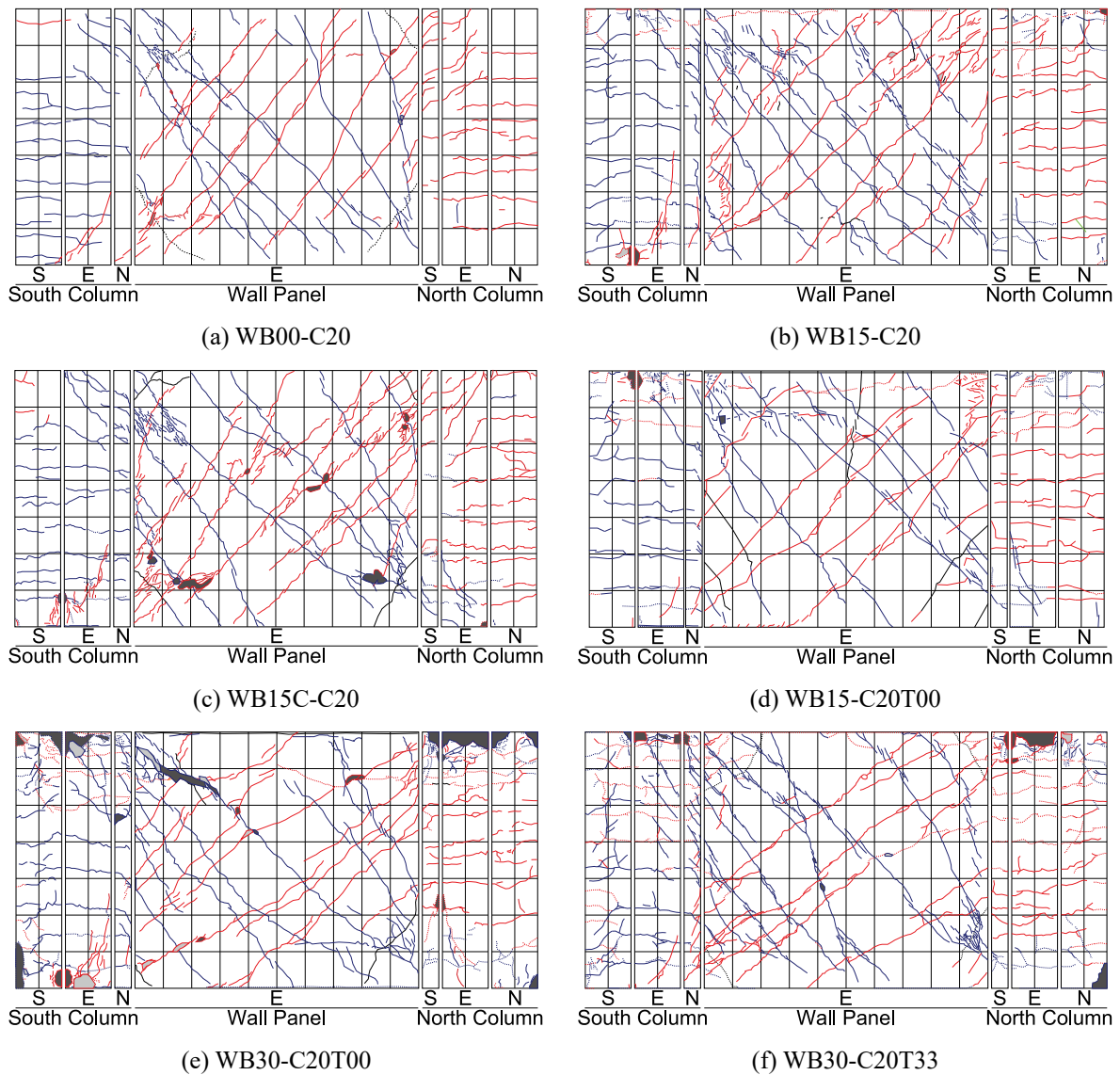


図 3-6 損傷性状 ($R_x = 0.50\%$ サイクル終了時)

3.3.2. 水平荷重一層間変形角関係および最大耐力

図 3-7 および図 3-8 に各試験体の $R_x = 1.0\%$ サイクルまでの面内方向および面外方向水平荷重一層間変形角を示す。図中、○印で示した点は最大耐力を記録した点（以降、最大耐力点）、□および■印で示した点は、柱主筋のいずれかの計測箇所において、それぞれ最初に引張降伏および圧縮降伏した点である。なお、柱主筋に貼り付けたひずみゲージから得られたひずみの値が、材料試験結果の降伏応力 f_y をヤング係数 E_s で除した降伏時ひずみ ϵ_y を上回った場合に、その箇所が降伏したと判定した。また、図中の破線は、面内方向は広沢 **mean** 式^{3.3)}によるせん断終局耐力計算値（式(3.1)）、面外方向は柱 2 本分として算出した曲げ終局耐力計算値（式(3.2)^{3.3)}）である。ここで、正負それぞれの計算値は目標軸力を用いて算出し、曲げ終局耐力時せん断力計算値につい

ては、目標軸力での $P-A$ 効果による見かけの耐力低下（または耐力増加）を含む。ただし、 $P-A$ 効果による見かけの耐力低下は軸力と試験区間の水平変位の積より算出したため、鉛直ジャッキのピンの面外方向変位が試験区間の水平変位を上回る WB15C-C20 の場合はこれ以上の耐力低下が見込まれる。

$${}_{wi}Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (3.1)$$

p_{te} : 等価引張鉄筋比(%) ($=100a/(t_e d)$), F_c : コンクリート強度(MPa), D : 耐震壁の全長(mm), σ_{wy} : 水平せん断補強筋の降伏強度(MPa), p_{wh} : t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比, σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度(MPa), t_e : I型断面を長さと同面積が等しい等価長方形断面に置き換えたときの幅(mm) (壁厚 t の 1.5 倍以下), j : $7d/8$ (mm), d : $D-D_c/2$ (mm) (D_c は圧縮側柱のせい), ただし, $1 \leq M/QD \leq 3$

$${}_{wo}M_{mu} = 2M_u \quad (3.2a)$$

$$M_{u1} = 0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.5 N g_1 D \quad (N_{\min} \leq N \leq 0) \quad (3.2b)$$

$$M_{u2} = 0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{b D F_c} \right) \quad (0 \leq N \leq N_b) \quad (3.2c)$$

$$M_{u3} = \left(0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.024 (1 + g_1) (3.6 - g_1) b D^2 F_c \right) \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b} \right) \quad (N_b \leq N \leq N_{\max}) \quad (3.2d)$$

a_g : 柱主筋全断面積(mm²), σ_y : 主筋降伏強度(MPa), g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比, b : 柱断面幅(mm), D : 柱断面せい(mm), N : 柱軸方向力(N), N_{\max} : 中心圧縮時終局強度 ($=b D F_c + a_g \sigma_y$), N_b : $0.22(1 + g_1) b D F_c$, N_{\min} : 中心引張時終局強度 ($= -a_g \sigma_y$), なお N_{\max} および N_{\min} は, この式中においてのみこの意味で用い, この式以外では, 目標最大軸力および目標最小軸力を示す。

表 3-5 に側柱主筋の降伏を確認したサイクルを示す。面外変形倍率の増大および目標最小軸力の減少の影響を受け, 正側における圧縮降伏と負側における引張降伏が早期に発生した。

面内方向最大耐力はいずれの試験体も $R_x = 0.50\%$ サイクル 1 回目で確認された。また, いずれの試験体においても面内方向最大耐力は式(3.1)によるせん断耐力計算値を上回った。

面外方向最大耐力は軸力比 0.20 となる一定軸力試験体の正負および変動軸力試験体の正側では $R_x = 0.50\%$ サイクルにおいて確認された。一方で, WB30-C20T33 および WB15-C20T00 の負側の最大耐力は $R_x = 2.0\%$ サイクルにおいて確認されており, グラフ中には示していない。また, 軸力比 0.20 かつ面外変形倍率 1.5 の場合に関しては, 式(3.2)による曲げ終局耐力時せん断力計算値を面外方向最大耐力が下回った。

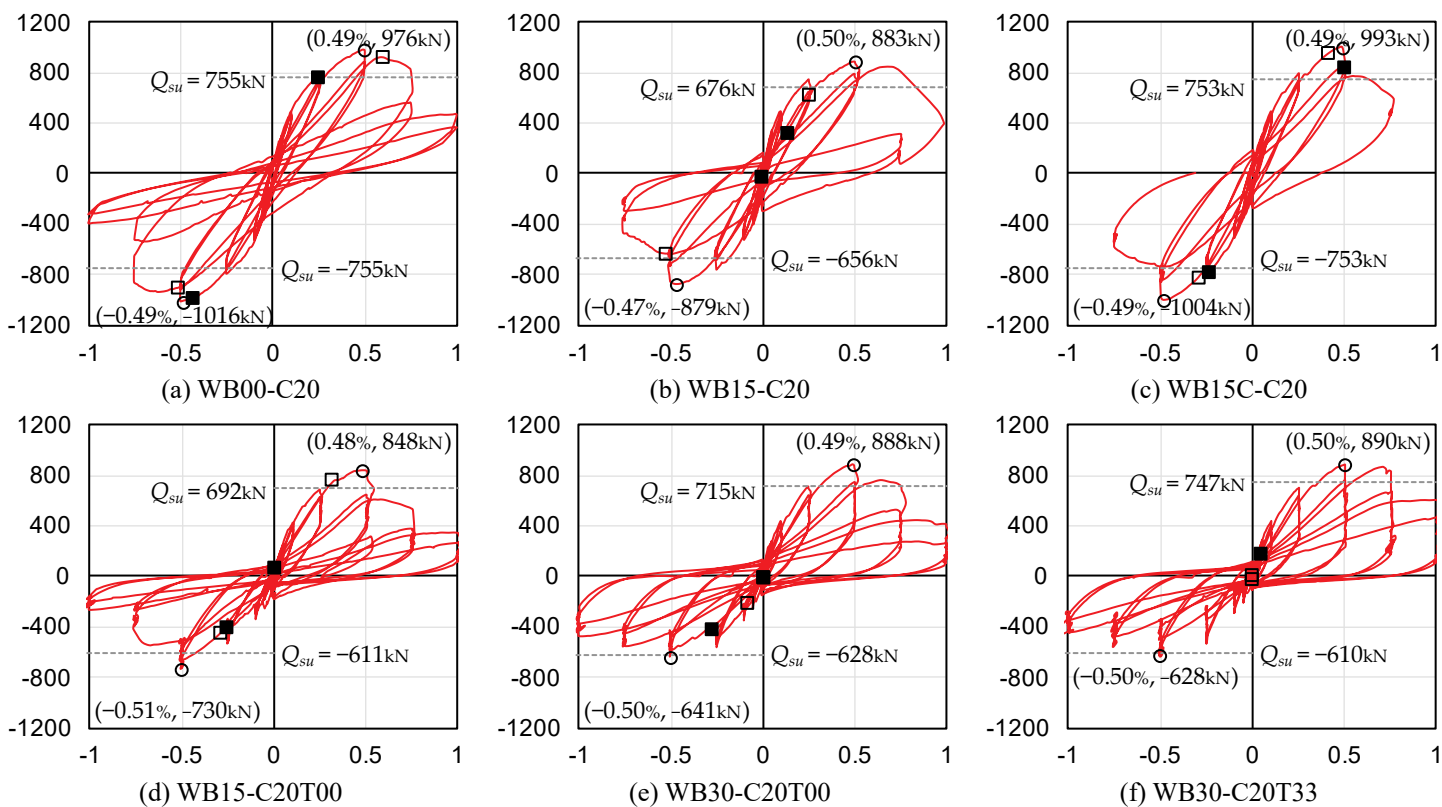


圖 3-7 履歷曲線 (縱軸：面內方向水平荷重(kN)，橫軸：面內方向層間變形角(%))

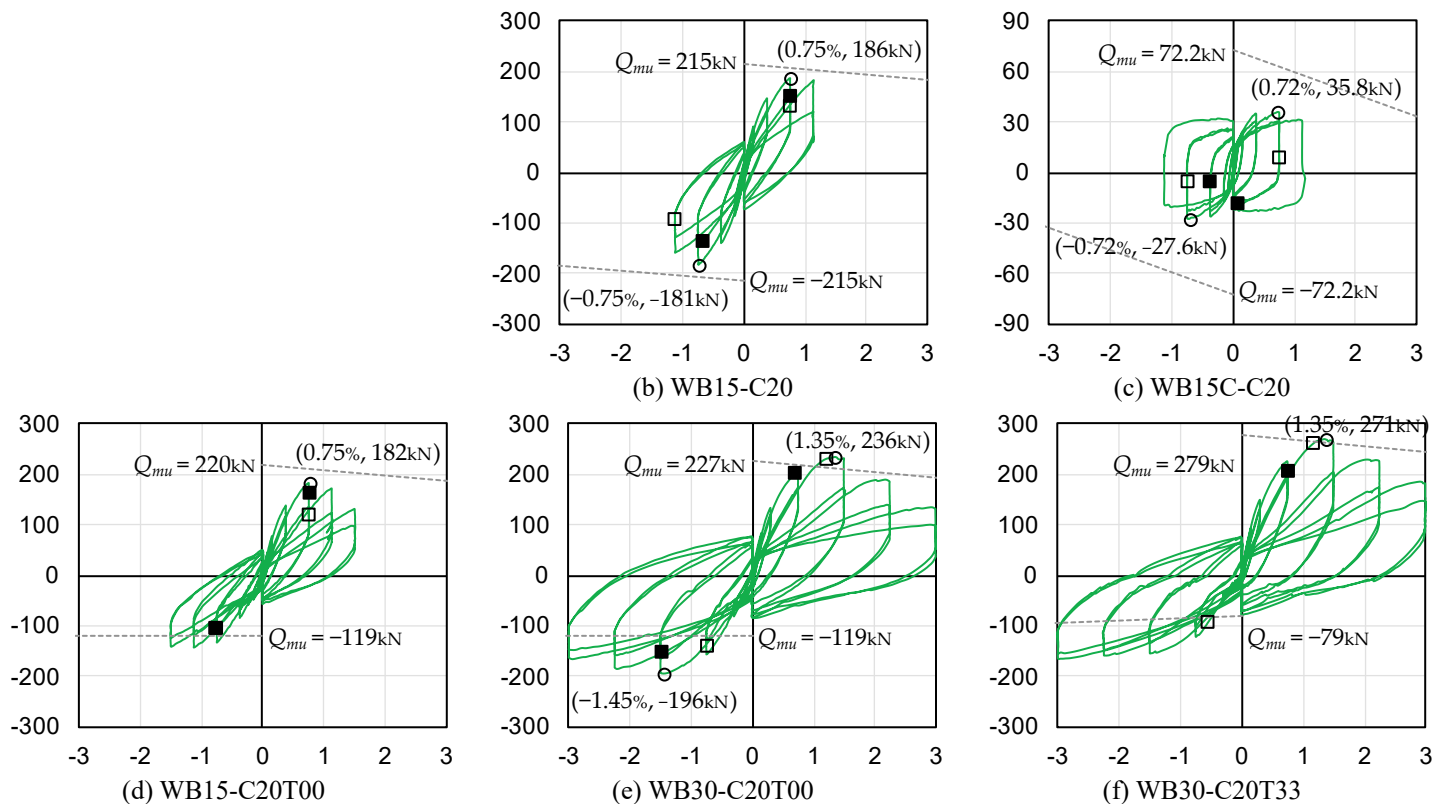


圖 3-8 履歷曲線 (縱軸：面外方向水平荷重(kN)，橫軸：面外方向層間變形角(%))

表 3-5 側柱主筋降伏発生サイクル

	WB00- C20	WB15- C20	WB15C- C20	WB15- C20T00	WB30- C20T00	WB30- C20T33
正側 圧縮降伏	$R_x = 0.25\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目	$R_x = 0.25\%$ 1回目	$R_x = 0.25\%$ 1回目
正側 引張降伏	$R_x = 0.50\%$ 2回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目
負側 圧縮降伏	$R_x = 0.50\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 2回目	$R_x = 0.25\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目	発生せず
負側 引張降伏	$R_x = 0.75\%$ 1回目	$R_x = 0.75\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目	$R_x = 0.50\%$ 1回目	$R_x = 0.25\%$ 1回目	$R_x = 0.25\%$ 1回目

表 3-6 に最大耐力および耐力計算値を示す。耐力計算値は図 3-7 および図 3-8 に示したものと同様である。ただし、負側の最大耐力に関して、載荷全体での最大耐力が目標最小軸力での最大耐力と一致しないものがあるため、表にはその両方の数値を示し、計算値との比較は後者の最大耐力と行った。なお、表中には今後の検討のため C12 シリーズ³²⁾の実験結果も併せて示す。

WB30-C20T00 および WB30-C20T33 の負側目標軸力での面内方向最大耐力は式(3.1)の計算値を下回った。特に WB30-C20T33 に関しては、耐力計算値が実験値を 21%低く評価しており、引張軸力作用時のせん断終局耐力については今後の検討が必要であると考えられる。

面外方向最大耐力が計算値を下回った面外変形倍率 1.5 の試験体の軸力比 0.20 となる場合に関しては、面内方向のせん断破壊によりコンクリートに発生した損傷によって耐力の低下が発生したと考えられる。

表 3-6 最大耐力（実験結果）

試験体		面内方向			面外方向				
		実験値	計算値	実験値／ 計算値	実験値***	計算値	実験値／ 計算値		
		$w_i Q_{max}$ (kN)	$w_i Q_{su}$ (kN)		$w_o Q_{max}$ (kN)	$w_o Q_{mu}$ (kN)			
WB00-C12 ^{3,2)}	正*	1087.9	736.6	1.48					
	負*	-1104.4		-1.50					
WB15-C12 ^{3,2)}	正*	1014.0		1.38	244.4	229.6	1.06		
	負*	-960.5		-1.30	-230.2		-1.00		
WB30-C12 ^{3,2)}	正*	910.3		1.24	290.9		1.27		
	負*	-875.6		-1.19	-229.8		-1.00		
WB00-C20	正*	975.7		755.1	1.29				
	負*	-1016.2		-1.35					
WB15-C20	正*	882.7		675.8	1.31	193.4	215.3	0.90	
	負*	-878.9			-1.30	-188.8		-0.88	
WB15C-C20	正*	992.9		752.6	1.32	52.2	72.2	0.72	
	負*	-1004.0			-1.33	-44.8		-0.62	
WB15-C20T00	正*	848.1	692.2	1.23	189.6	220.2	0.86		
	負*	-730.0			-143.1	118.9	-1.20		
	負**	-654.7	610.8	-1.07					
WB30-C20T00	正*	887.7	714.5	1.24	251.4	226.9	1.11		
	負*	-641.4			-195.6	118.9	-1.65		
	負**	-590.3	627.8	-0.94					
WB30-C20T33	正*	889.6	746.5	1.19	288.2	279.3	1.03		
	負*	-628.3			-168.1	78.7	-2.14		
	負**	-484.5	610.3	-0.79					

*載荷全体での最大耐力，**目標軸力での最大耐力，***P-Δ 効果による付加曲げ分を含む（面外方向のみ）

表 3-6 に示した最大耐力は、コンクリート圧縮強度などの材料特性値のばらつきによる影響を含んだものであり、単純に比較することができない。そこで、表 3-7 に面内方向の最大基準化せん断応力を示す。基準化せん断応力とは水平荷重を試験体全断面積で除することで算出したせん断応力をコンクリート引張強度 f_t によって基準化した値である。なお、ここでのコンクリートの引張強度はコンクリートの圧縮強度 f'_c を使い、以下の式(3.3)^{3,4)}より算出した。

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad (3.3)$$

なお、表中の値は、一定軸力試験体に関しては正負平均値、変動軸力試験体に関しては正側値を示している。

丸括弧の数值は1つ上のセルの試験体の値に対する比を示しており、面外変形倍率の増大に伴う最大基準化せん断応力の変化量を示す。軸力比が0.12で一定の場合には、面外変形倍率の増大に伴い、最大基準化せん断応力が低下する傾向が見られるが、そのほかの軸力条件では低下傾向は見られない。一方、波括弧の数值は1つ左のセルの試験体の値に対する比を示しており、最小軸力の引張側への増大に伴う最大基準化せん断応力の変化量を示す。軸力が一定軸力から変動軸力に変化することで、最大基準化せん断応力が低下し、また、変動軸力で受ける最小軸力が引張側へ増大することで、さらに最大基準化せん断応力が低下した。

ただし、ここに示した値はコンクリート圧縮強度のみで基準化しており、その他の鉄筋の降伏強度やヤング係数比など、材料特性値による影響を完全には排除できていない。これに関しては、後述の5章において、有限要素解析モデルを用いて詳細に検討を行う。

表 3-7 面内方向最大基準化せん断応力

面外 変形倍率	軸力比				
	一定軸力			変動軸力	
	0.12	0.20 ($a_y = 2350\text{mm}$)	0.20 ($a_y = 700\text{mm}$)	0~0.12~0.20	-0.33~0.12~0.20
0	2.646	2.430			
1.5	2.383 (0.901)	2.440 (1.004)	2.443 (1.005)	2.295 {0.939}	
3.0	2.156 (0.904)			2.327 (1.014)	2.190 {0.941}

a_y : 面外方向反曲点高さ

() : 1つ上のセルの試験体の値に対する比, {} : 1つ左のセルの試験体の値に対する比

一定軸力試験体に関しては正負平均値, 変動軸力試験体に関しては正側値

3.3.3. 変形成分

図 3-9 に、面内方向曲げ変形および面内方向せん断変形それぞれと面内方向水平荷重の関係のサイクルピークの推移を示す。変形分離の方法は付録を参照されたい。なお、 $R_x=2.0\%$ サイクルでは変位計の保護のため、当該変位計を取り外していたため、図中には $R_x=1.0\%$ サイクルまでの結果を示す。また、図中には最大耐力点も併せて示している。ここでは、材料強度がほぼ同程度であった WB00-C20, WB15C-C20, WB30-C20T33 の結果のみを示す。

WB00-C20 と WB15C-C20 の結果を比較すると最大耐力点である $R_x=0.50\%$ サイクル 1 回目正側ピーク点までは、せん断変形および曲げ変形共にほぼ同様の推移を示している。従って、面外方向の荷重形式が片持ち荷重の場合、面内方向の変形性状に与える影響が軽微となり、最大耐力に影響を及ぼさなかったと考えられる。

一方で、WB30-C20T33 のせん断変形も他試験体とほぼ同様の推移を示しているが、同変形時の水平荷重が他試験体よりも小さく、最大耐力点でのせん断割線剛性に対して軸力変動および面外方向変形が影響を及ぼしている。一方で WB30-C20T33 の曲げ変形に関しては、ピーク点での変形量が他試験体に比べ、小さくなっている。このため、各サイクルピークでの水平荷重が他試験体と比べ小さいにも関わらず、面内方向水平荷重—曲げ変形関係上では、他の試験体と概ね同様の推移を示している。従って、面外方向変形および軸力変動はせん断剛性に対して影響を及ぼすのみで、曲げ剛性には大きな差異が生じなかったと考えられる。

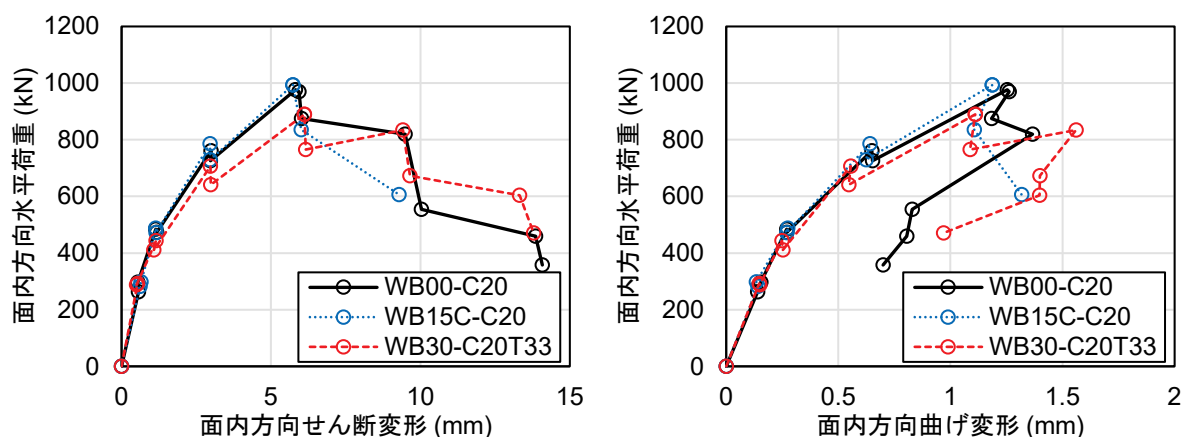


図 3-9 面内方向の水平変形成分比較

3.3.4. 面外方向曲率分布

本実験では面外方向反曲点高さに関して、700mm と 2350mm の 2 種類を設定した。ここでは、実際に生じていた面外方向曲率分布より载荷条件について確認する。代表として、図 3-10 および図 3-11 に WB15-C20 および WB15C-C20 の[1]および[5]点での面外方向曲率分布を示す。WB15-C20 では曲率の正負が高さ 700mm で入れ替わっており想定通りの载荷となっている。一方で WB15C-C20 では全高にわたり、载荷方向と同様の曲率が計測されている。また、反曲点高さ 700mm の場合に比べ 2350mm の場合は端部への曲率の集中が少ない。

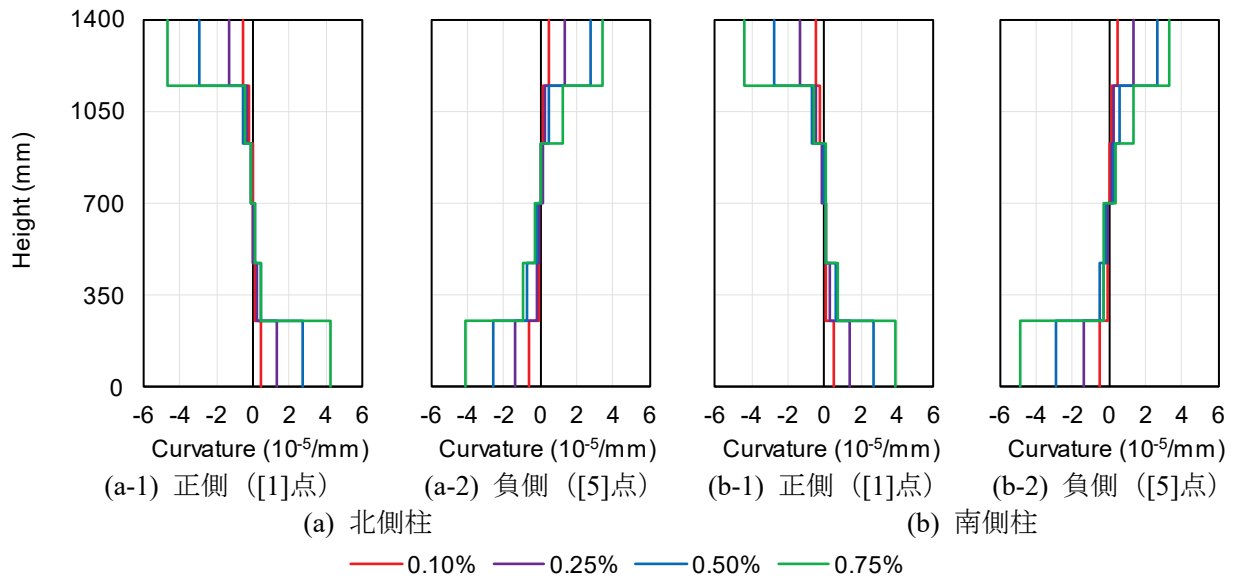


図 3-10 面外方向曲率分布 (WB15-C20)

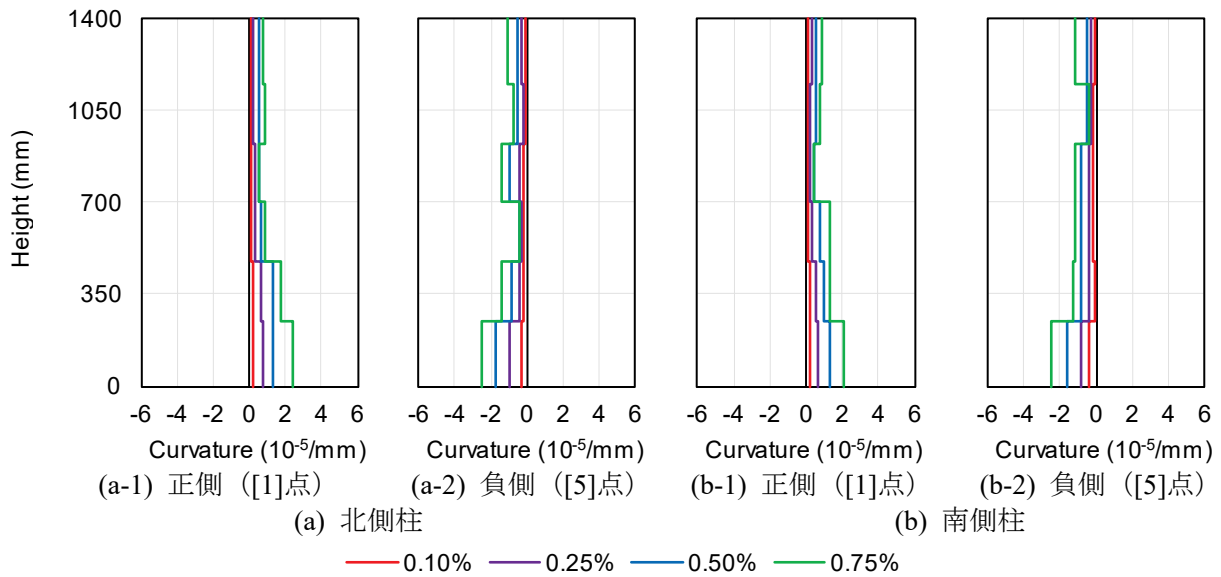


図 3-11 面外方向曲率分布 (WB15C-C20)

3.4. まとめ

本章では柱型を有する耐震壁のせん断挙動に面外方向変形および軸力変動が及ぼす影響について把握するために、耐震壁試験体を製作し载荷実験を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- 軸力条件や面外方向载荷条件に関わらず、いずれの試験体も設計通りにせん断破壊となった。
- 実験結果には材料特性値のばらつきの影響が含まれるため、コンクリート引張強度によりせん断応力を基準化した基準化せん断応力により比較した。結果として、面外方向変形の増大が面内方向最大基準化せん断応力に及ぼす影響は、軸力条件によって異なった。一方で軸力変動による最小軸力が引張に増大することによって面内方向最大基準化せん断応力は低下した。
- 面内方向変形をせん断変形と曲げ変形に分離し、面内方向水平荷重との関係をそれぞれ比較したところ、面外方向変形はせん断剛性を低下させる要因として考えられた。一方で曲げ剛性に関して、面外方向変形は殆ど影響を及ぼさないことが分かった。

3.5. 参考文献

- 3.1) 山田諒：地震時の実挙動を考慮した鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能評価法の提案，京都大学大学院工学研究科修士論文，2021
- 3.2) 井戸裕勇樹，坂下雅信，谷昌典，西山峰広：せん断挙動が支配的な鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向加力実験，日本建築学会構造系論文集 第 735 号，pp.683-692，2017
- 3.3) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか監修：2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2020.10
- 3.4) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary(ACI 318R-19), 2019

4. 柱型を持たないせん断破壊先行型耐震壁部材の三方向載荷実験

4.1. 本実験の意義

『2010年版鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説』^{4.1)}において、耐震壁の枠柱推奨規定が緩和され、枠柱（端部拘束域）の幅が壁厚と等しい、いわゆる矩形断面耐震壁の設計が容易となった。矩形断面耐震壁の使用により、設計の自由度が高くなる。矩形断面耐震壁に対する部材実験は国内外問わず多く行われているが、水平二方向載荷を行った部材実験は国内に関しては、実験例が限られる^{例えば 4.2), 4.3)}。井上ら^{4.2)}は高層 RC 建造物のコア壁を対象とし、斜め方向の水平力に対するせん断破壊性状を把握する目的で実験を実施している。結果として、面内方向せん断終局耐力に対する面外方向変形の影響は小さいとされているが、面外方向変形量は面内方向変形量の1倍である。一方で、I形断面耐震壁に対して井戸裕らが行った水平二方向加力実験^{4.4)}では、面外方向変形量が面内方向変形量の3倍となることで、面内方向せん断終局耐力は2割程度低下することが明らかとなっており、矩形断面の場合にも同様の傾向が見られるのかについての検討の必要性は明白である。

また、矩形断面耐震壁は、柱型を有する場合に比べ、壁板全域に面外方向変形に起因する曲げひび割れが発生しやすいと考えられる。従って、引張軸力を伴う軸力変動を受けた場合には、柱型を有する場合と異なる、面内方向のせん断挙動を示す可能性がある。しかし、軸力変動を伴う水平二方向載荷実験は、著者による柱型を有する場合に限られ、矩形断面耐震壁に関してはその挙動に不明点が多い。

このような研究の背景および先行研究の現状を受け、面内方向ではせん断破壊が先行するように設計された矩形断面耐震壁に対し、水平二方向載荷および変動軸力載荷を行う、三方向載荷実験を行った。

4.2. 実験概要

4.2.1. 試験体概要

試験体は4体作製した。寸法および配筋は全試験体で共通であり、実大30%相当の縮小試験体である。図4-1に試験体図および配筋図を、図4-2に試験区間断面図を、表4-1に断面寸法と配筋の詳細をそれぞれ示す。試験区間内法高さは1200mmであり、上下には載荷用のスタブを持つ。図4-2に示すように、せん断補強筋は大フープ1つと小フープ1つの2つを1組として配筋した。

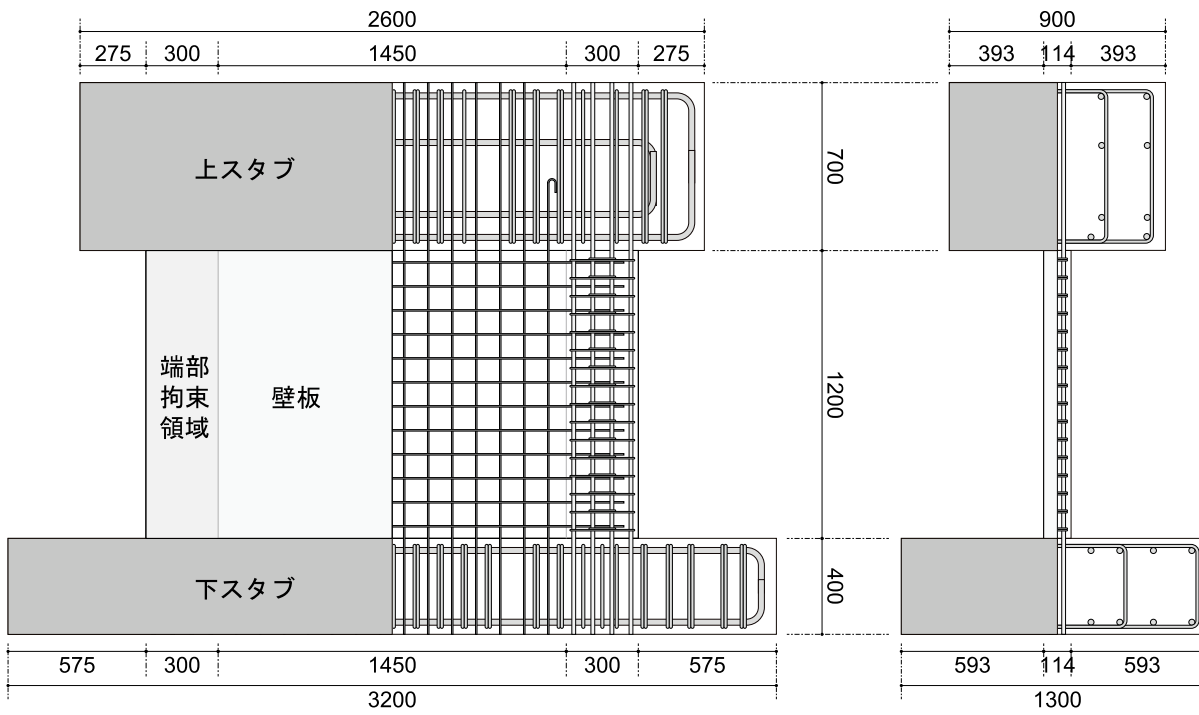


図 4-1 試験体図および配筋図 (単位 : mm)

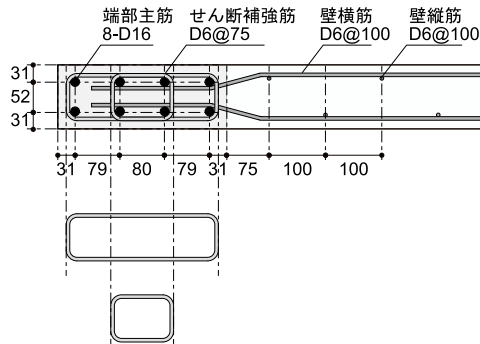


図 4-2 試験区間断面図 (単位 : mm)

表 4-1 試験体概要

寸法(mm)		配筋		種別	鉄筋比(%)	
端部拘束領域	300×114	主筋		8-D16	SD345	4.65
		せん断補強筋	面内	4-D6@75	SD295A	1.48
			面外	4-D6@75		0.56
壁板	1450×114	縦筋	D6@100 千鳥	SD295A	0.28	
横筋						

4.2.2. 実験変数

本実験では実験変数を軸力条件および面外変形倍率とした。3章と同様に面外変形倍率とは同一サイクルで与える面外方向層間変形角の面内方向層間変形角に対する比である。試験体名称は「SR（面外変形倍率）－（目標最大軸力比）（目標最小軸力比）」と定義した。なお、軸力比は、圧縮側では耐震壁の全断面積とコンクリート実圧縮強度の積に対する軸力の比、引張側では端部拘束領域全主筋および全壁縦筋の降伏耐力に対する軸力の比とする。なお、SR30-C20T33a に関しては、SR30-C20T33 に打設不良があり、議論するに妥当な実験結果が得られなかったために実施した試験体であり、実験変数は SR30-C20T33 と同じである。

試験体一覧を表 4-2 に示す。また、各試験体の材料実強度を用いて算出した耐力計算値を表 4-3 に示す。各耐力算出には文献 4.5)を参考に式(4.1)～式(4.4)を用いた。面内方向曲げ終局耐力時せん断力は加力点高さ(1500mm)で式(4.2)により算出した曲げ終局モーメントを除すことで算定した。面外方向曲げ終局耐力時せん断力は式(4.4)により算出した曲げ終局モーメントを反曲点高さ(600mm)で除すことにより算定した。なお、面外方向の耐力は、壁全断面を一つの柱と考え、算出した。

表 4-2 試験体一覧

試験体	面外変形倍率	軸力比		
		目標最小	長期	目標最大
SR00-C20	0	0.20（一定）		
SR30-C20				
SR30-C20T33	3.0	-0.33	0.12	0.20
SR30-C20T33a				

$${}_w Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (4.1)$$

p_{te} : 等価引張鉄筋比(%) (=100 $a_t/(t_e d)$), F_c : コンクリート強度(MPa), D : 耐震壁の全長(mm), σ_{wy} : 水平せん断補強筋の降伏強度(MPa), p_{wh} : t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比, σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度(MPa), t_e : 壁厚(mm), j : $7d/8$ (mm), d : $0.95D$ (mm), ただし, $1 \leq M/QD \leq 3$

$${}_w M_{mu} = a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5 N l_w \quad (4.2)$$

a_t : 引張側柱の主筋全断面積(mm²), σ_y : 引張側柱の主筋の降伏強度(MPa), a_w : 耐力壁の縦筋の断面積(mm²), σ_{wy} : 耐力壁の縦筋の降伏強度(MPa), l_w : $0.9D$ (mm), N : 耐力壁の軸方向力(N)

$${}_{wo}Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/QD + 0.12} + 0.85\sqrt{\sigma_{wy}p_w} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (4.3)$$

p_t : 引張鉄筋比 (壁縦筋を含む) (%), F_c : コンクリート強度(MPa), d : 有効せい(mm), σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(MPa), p_w : せん断補強筋比, σ_0 : 平均軸方向応力度(MPa), b : 壁全長(mm), j : $7d/8$ (mm), ただし, $1 \leq M/QD \leq 3$

$${}_{wo}M_{mu} = M_u \quad (4.4)$$

$$M_{u1} = 0.5(2a_{cg}\sigma_{cy} + a_{wvg}\sigma_{wvy})g_1D + 0.5Ng_1D \quad (N_{min} \leq N \leq 0) \quad (4.4a)$$

$$M_{u2} = 0.5(2a_{cg}\sigma_{cy} + a_{wvg}\sigma_{wvy})g_1D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad (0 \leq N \leq N_b) \quad (4.4b)$$

$$M_{u3} = \left\{ 0.5(2a_{cg}\sigma_{cy} + a_{wvg}\sigma_{wvy})g_1D + 0.024(1 + g_1)(3.6 - g_1)bD^2F_c \right\} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right) \quad (N_b \leq N \leq N_{max}) \quad (4.4c)$$

a_{cg} : 端部拘束領域主筋全断面積 (片側分) (mm^2), σ_{cy} : 端部拘束領域主筋降伏強度(MPa), a_{wvg} : 壁縦筋全断面積 (mm^2), σ_{wvy} : 壁縦筋降伏強度(MPa), g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比 (端部拘束領域主筋と壁縦筋の両者を考慮), b : 壁全長(mm), D : 端部拘束領域断面せい (壁厚と同じ) (mm), N : 柱軸方向力(N), N_{max} : 中心圧縮時終局強度 ($=bDF_c + a_{cg}\sigma_{cy} + a_{wvg}\sigma_{wvy}$), N_b : $0.22(1 + g_1)bDF_c$, N_{min} : 中心引張時終局強度 ($= -a_{cg}\sigma_{cy} - a_{wvg}\sigma_{wvy}$), なお N_{max} および N_{min} は, この式中においてのみこの意味で用い, この式以外では, 目標最大軸力および目標最小軸力を示す。

表 4-3 計算耐力

試験体	面内方向			面外方向			
	せん断終局耐力	曲げ終局耐力	${}_{wi}Q_{su}'$	せん断終局耐力	曲げ終局耐力	${}_{wo}Q_{su}'$	
	${}_{wi}Q_{su}$ (kN)	時せん断力 ${}_{wi}Q_{mu}$ (kN)	${}_{wi}Q_{mu}$	${}_{wo}Q_{su}$ (kN)	時せん断力 ${}_{wo}Q_{mu}$ (kN)	${}_{wo}Q_{mu}$	
SR00-C20	776.3	1586.1	0.49				
SR30-C20	839.4	1703.6	0.49	347.2	169.0	2.05	
SR30-C20T33	N_{max}	757.1	1550.4	0.49	313.8	150.1	2.09
	N_{min}	624.3	568.1	1.10	212.0	42.4	5.00
SR30-C20T33a	N_{max}	842.0	1726.1	0.49	349.6	170.3	2.05
	N_{min}	688.3	588.7	1.17	231.7	43.9	5.28

4.2.3. 材料特性

本実験試験体の試験区間に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表 4-4 に示す。試

験区間のコンクリートは 3 章に示した試験体（WB シリーズと呼称する）と比較を行うため、目標強度を 29MPa とした。

下スタブのコンクリート打設直後に、打ち継ぎ面に金属製ブラシで目荒らしを行い、後日、試験区間と上スタブのコンクリートを打設した。

表 4-4 試験区間材料特性

(a) コンクリート

試験体	材齢 (日)	圧縮強度 f'_c (MPa)	割裂引張強度 f_t (MPa)	ヤング係数* E_c (GPa)
SR00-C20	87	25.7	1.76	21.6
SR30-C20	94	29.8	2.22	26.4
SR30-C20T33	73	24.4	2.41	24.1
SR30-C20T33a	50	29.5	2.41	24.8

* $f'_c/3$ 割線剛性

(b) 鉄筋

	SR30-C20T33a 以外		SR30-C20T33a	
	D6 (SD295A)	D16 (SD345)	D6 (SD295A)	D16 (SD345)
降伏強度 f_y (MPa)	389.0*	379.6	421.7*	390.8
引張強度 f_u (MPa)	532.2	574.7	533.9	586.8
ヤング係数 E_s (GPa)	193.5	185.1	206.3	185.5

*0.2%オフセット降伏強度

4.2.4. 載荷履歴

SR00-C20 に関しては一定軸力下で面内方向一方向載荷を行った。SR30-C20 に関しては、一定軸力下で水平二方向載荷を行った。SR30-C20T33 および SR30-C20T33a に関しては、変動軸力下で水平二方向載荷を行った。

水平二方向載荷履歴の概要を図 4-3 に示す。SR00-C20 では、面内方向で所定の層間変形角（図中の[2]）まで加力し、その後、層間変形角を 0 に戻し（[4]）、続けて負方向でも同様の載荷を行った（[6]、[8]）。なお、この間、面外方向層間変形角は常に 0 となるように制御した。この[2]→[8]までの経路を 1 サイクルとした。一方で SR30-C20、SR30-C20T33 および SR30-C20T33a では、まず試験体を面外方向に加力し、所定の層間変形角（図中の[1]）に達した後、その面外方向変位を維持したまま面内方向に加力を行った。所定の層間変形角（[2]）到達後は、面外、面内の順に層間変形角を 0 に戻し（[3]、[4]）、続けて負方向でも同様の載荷を行った（[5]→[8]）。図中の[1]→[8]

までの経路を1サイクルとした。各試験体ともに、面内方向層間変形角 $R_x=0.05, 0.10, 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 2.0\%$ の各ステップで2サイクルずつ载荷を行うものとした。载荷プロトコルを図4-4に示す。なお、今後[○]点と表記する場合は、図4-3の各ピーク点を表す。

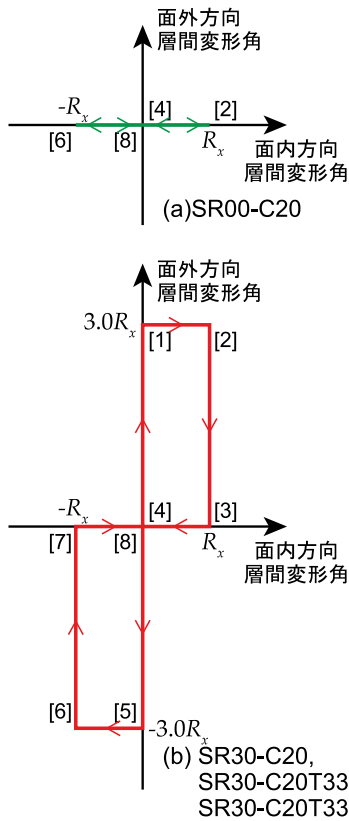


図 4-3 水平二方向载荷経路

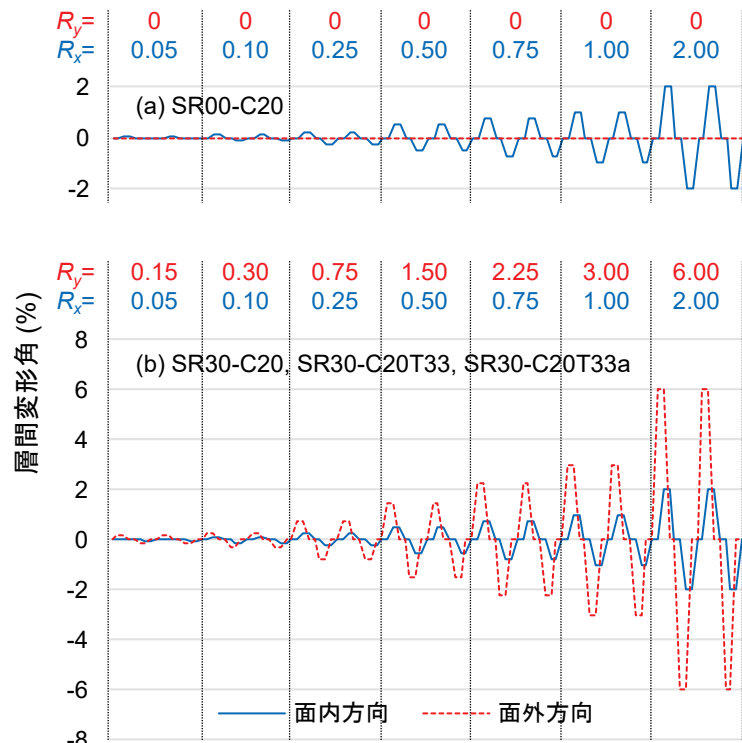


図 4-4 载荷プロトコル

軸力の载荷履歴を図4-5に示す。図中 A_g は試験体全断面積を、 a_g は縦方向鉄筋（端部拘束領域主筋および壁縦筋）の断面積を、 $w_o Q_{mu}$ は各軸力における面外方向曲げ終局耐力時せん断力をそれぞれ表す。建物において耐震壁に直交する方向のラーメン架構に水平荷重が作用し、耐震壁に面外方向に取り付く梁のせん断力が増減することで、妻面に配置された耐震壁に作用する軸力は変動する。したがって、SR30-C20T33 および SR30-C20T33a では軸力を面外方向水平荷重に応じて変動させた。面外方向水平荷重が0の時点での軸力を $0.12A_g f'_c$ とし、圧縮側と引張側の目標の軸力における面外方向曲げ終局耐力時せん断力の1/2もしくは1/3倍の面外方向荷重で目標の軸力に到達するように軸力を変動させた。SR30-C20T33では面内方向载荷時（図4-3中の[1]→[2]）において、面外方向水平荷重の低下することで面内方向正側最大耐力時に目標最大軸力を維持しなかった。これを受け、SR30-C20T33の振替として設定したSR30-C20T33aでは、圧縮側の目標軸力における面外方向曲げ終局耐力時せん断力の1/3倍の面外方向荷重で目標の軸力に到達するよ

うに経路を変更した。また、面外方向正側加力時に圧縮、負側加力時に引張とした。

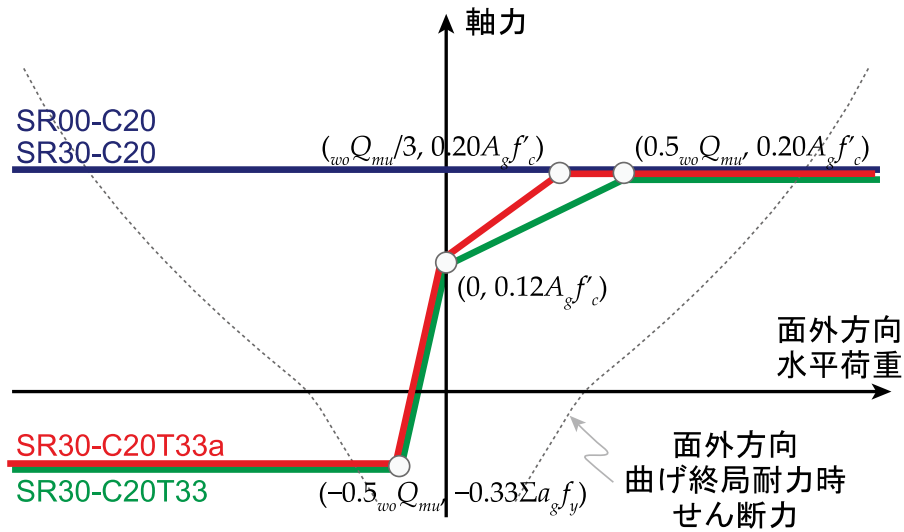


図 4-5 軸力载荷履歴

4.2.5. 载荷装置

図 4-6 に载荷装置を示す。軸力および面外方向水平力は、下スタブと反力床を PC 鋼棒によって緊結することで試験体を固定した。試験体の上スタブに PC 鋼棒により緊結した载荷用スタブを介して、1000kN ジャッキ 2 本ずつでそれぞれ試験体に作用させた。また、面内方向水平力は試験体の上スタブ両側面に PC 鋼棒により緊結した鋼製治具を介して、2000kN ジャッキ 2 本で試験体に作用させた。

面内方向は片持ち载荷とし、面外方向は、鉛直ジャッキの制御により上下スタブの平行を保つことで逆対称変形载荷とした。なお、上下スタブの平行維持は、式(4.5)により求められる上スタブの x 軸回りの回転角 $\theta_{upper,x}$ を 0 とすることで行った。また、面外方向ジャッキにより、試験体のねじれ変形が発生しないように制御した。

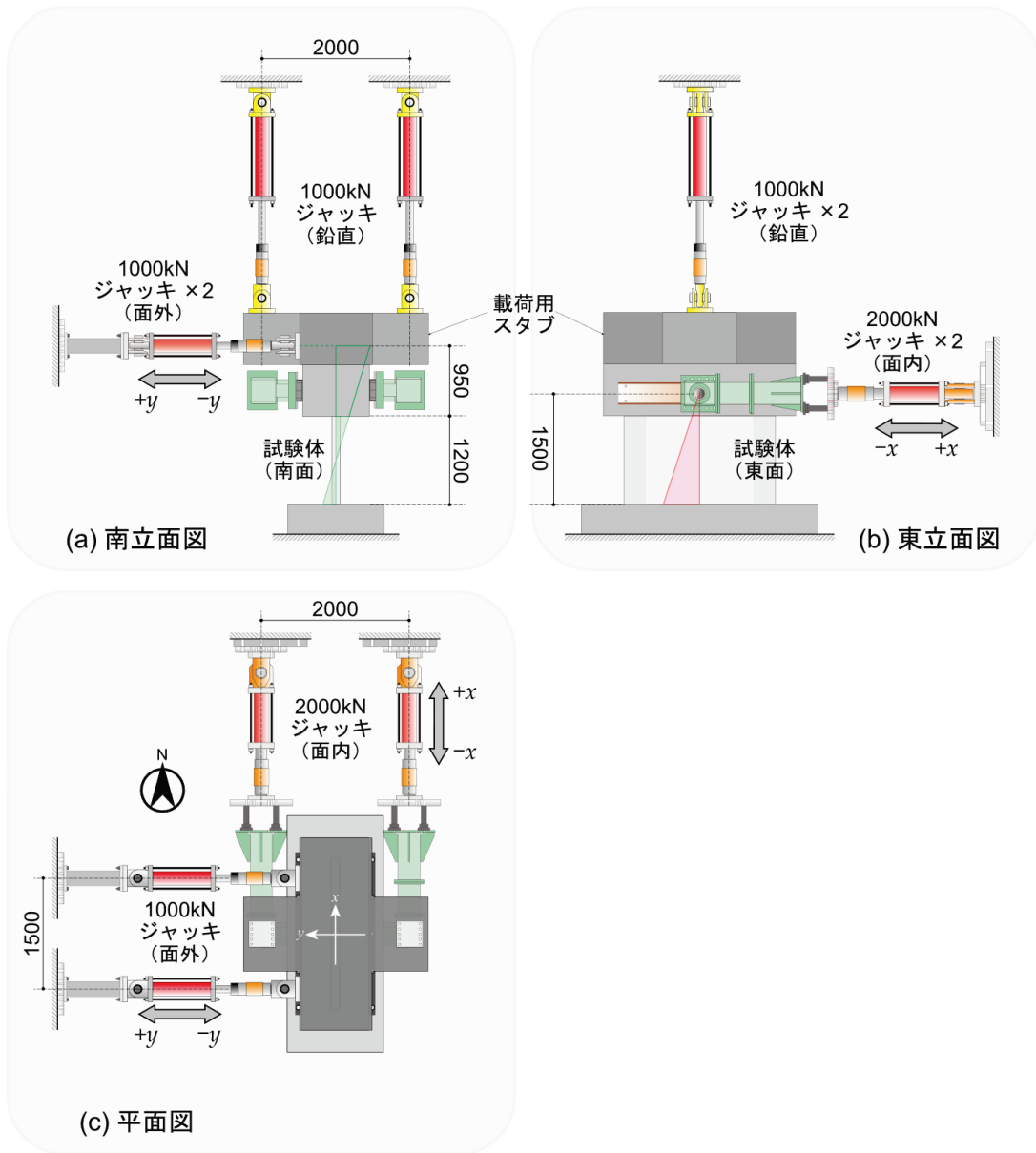


図 4-6 荷装置置 (単位 : mm)

$$\theta_{upper,x} = \left\{ \left(\frac{d_{v,NW} + d_{v,SW}}{2} \right) - \left(\frac{d_{v,NE} + d_{v,SE}}{2} \right) \right\} \div l \times 100 \quad (4.5)$$

$\theta_{upper,x}$: 上スタブ x 軸回り回転角(%), $d_{v,NW}$, $d_{v,SW}$, $d_{v,NE}$, $d_{v,SE}$: 鉛直変位 (それぞれ試験体北西, 南西, 北東, 南東) (mm), l : 東西の鉛直変位計軸間距離(mm)

4.2.6. 計測方法

(1) 変位計

図 4-7 に層間変形角および鉛直変位計測用の変位計の取り付け位置を示す。面内方向および面外方向の層間変形角は、それぞれ試験体四隅に取り付けた 4 つの変位計から得た上下スタブ間の相対水平変位の平均値を試験区間高さ (1200mm) で除して算出した。壁脚部東面には脚部すべり変形を計測するために図 4-8 に示す位置に変位計を設置した。壁板東西両面の南北端付近には面外方向曲率を測定するために図 4-9 に示す位置に変位計を設置した。この他、下スタブ底面におけるずれの発生の有無を確認するための、および各ジャッキの加力角度を測定するための変位計をそれぞれ設置した。

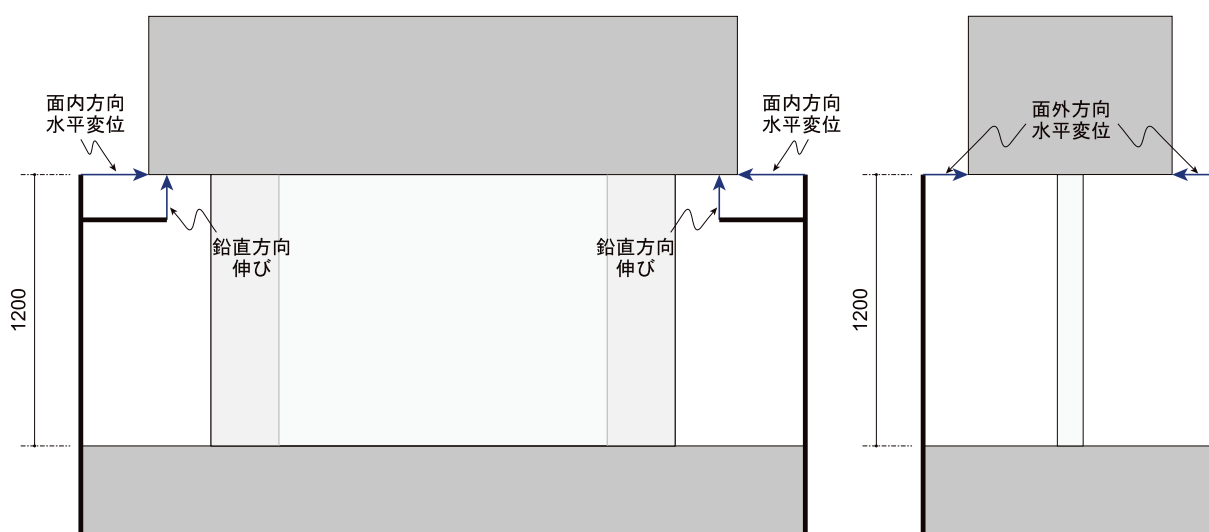


図 4-7 層間変形角・鉛直変位計測用変位計取り付け位置 (単位 : mm)

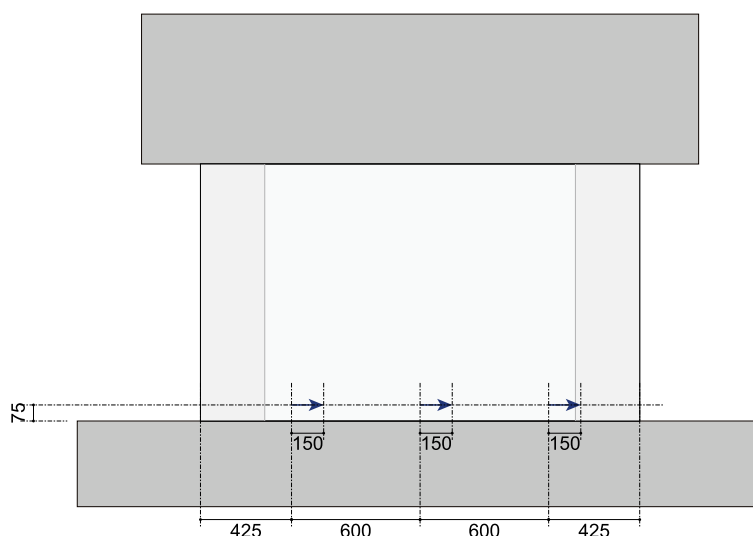


図 4-8 脚部すべり変形計測用変位計取り付け位置 (単位 : mm)

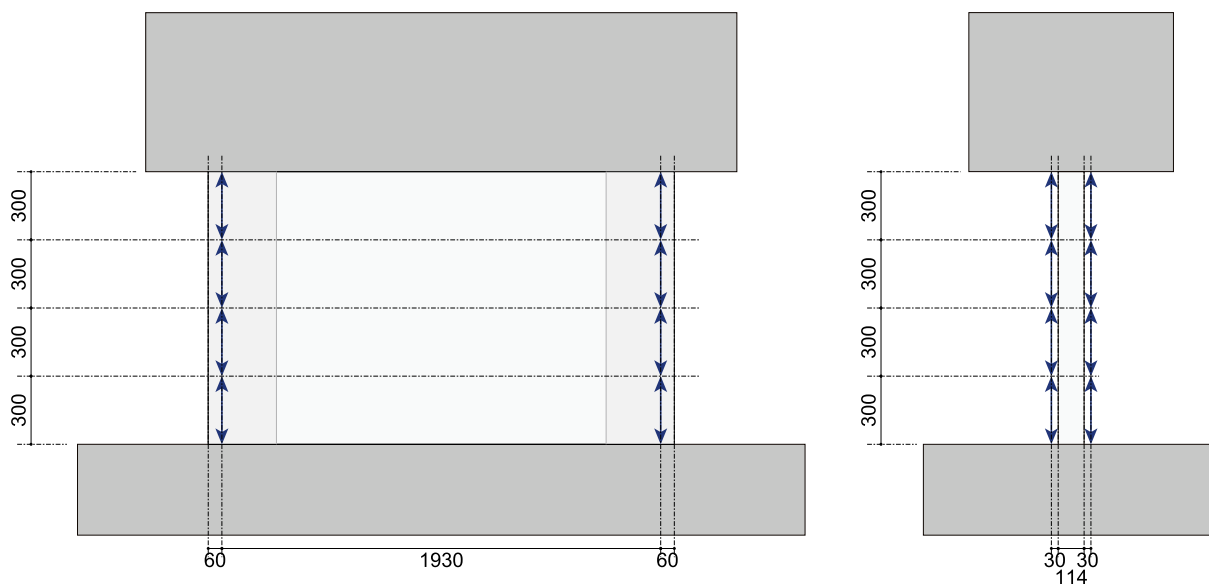


図 4-9 面外方向曲率算出用変位計取り付け位置 (単位 : mm)

(2) ひずみゲージ

図 4-10 にひずみゲージの貼り付け位置を示す。鉄筋にはひずみゲージを貼り付け、ひずみを計測した。鉄筋のひずみゲージは、端部主筋に対しては両面貼りとし、それ以外の端部せん断補強筋と壁筋に対しては片面貼りとした。せん断補強筋のひずみゲージは図 4-11 に示すように、図 4-2 に示した大フープに貼り付けた。

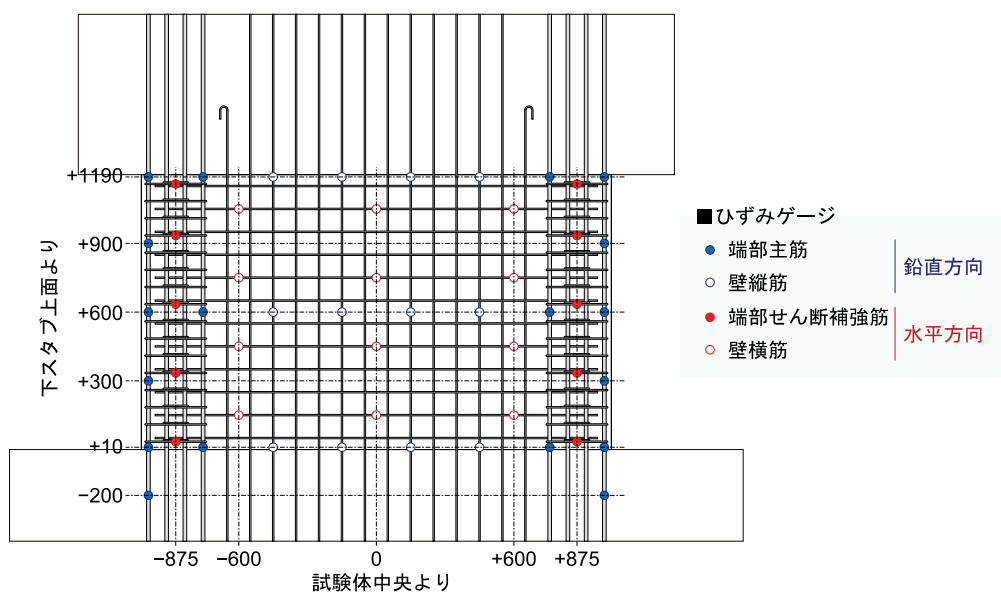


図 4-10 鉄筋ひずみゲージ貼り付け位置 (単位 : mm)

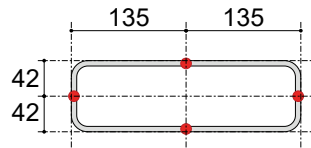


図 4-11 端部せん断補強筋ひずみゲージ位置（単位：mm）

(3) モーションキャプチャ

図 4-12 にモーションキャプチャにより変位を計測した反射マーカの取り付け位置を示す。反射マーカには 12.7mm の球形のものを 44 個，19mm の球形のものを 35 個用いた。計測用のカメラには，OptiTrack 社の Prime^x 41 を 3 台用いた。計測範囲は試験体西面とした。図中の塗りつぶしマーカ位置には M6 ネジによるインサートを試験体表面に埋め込み，そこに M6 ボルトを用い，19mm の球形反射マーカを設置した。一方で白抜きマーカ位置には，両面テープを用い，12.7mm の球形反射マーカを設置した。インサートを用いた場合のほうが，ひび割れ等が発生によるコンクリート剥落の影響を受けにくいと考えられる。反射マーカは 300mm のグリッドを基本とし，インサート有りの反射マーカを設置した。この他に，端部拘束領域の中心線上には 150mm 間隔となるように，壁板には，300mm グリッドの中心位置にインサート無しの反射マーカを補助的に設置した。また，基準点として上下スタブにも 12.7mm の球形反射マーカを取り付けた。

サンプリング周波数は 120Hz であるが，計測のタイミングは手動による静的計測と同時に行っており，その瞬間の変位を測定している。計測の特性上，瞬間的なスパイクノイズや高周波ノイズが発生し，計測値にはこれらのノイズが含まれる可能性がある。

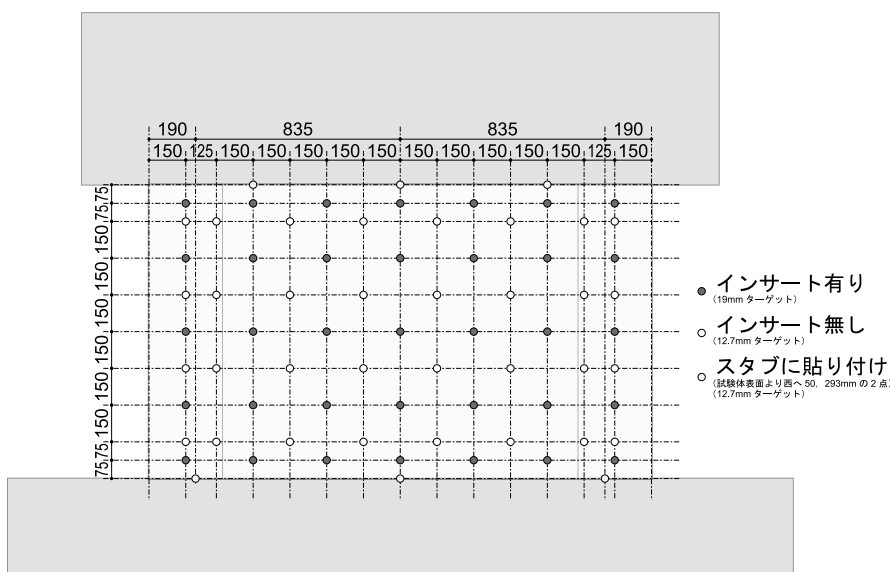


図 4-12 モーションキャプチャ反射マーカ取り付け位置（西面，左が北，単位：mm）

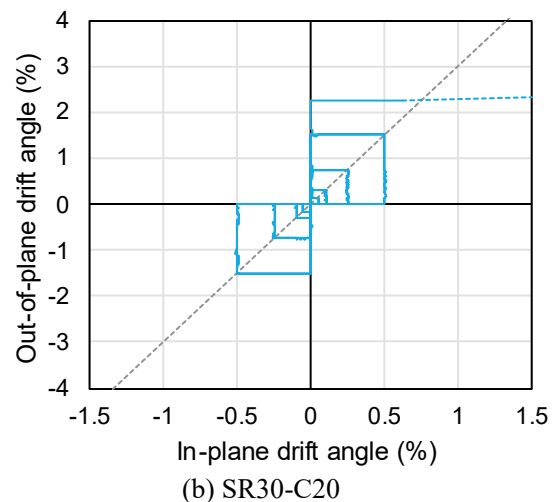
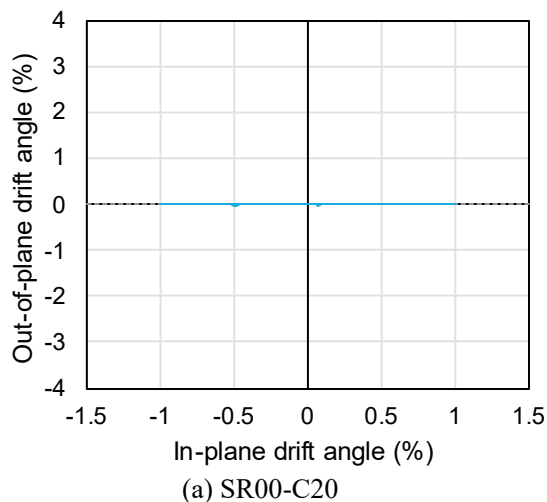
4.3. 実験結果

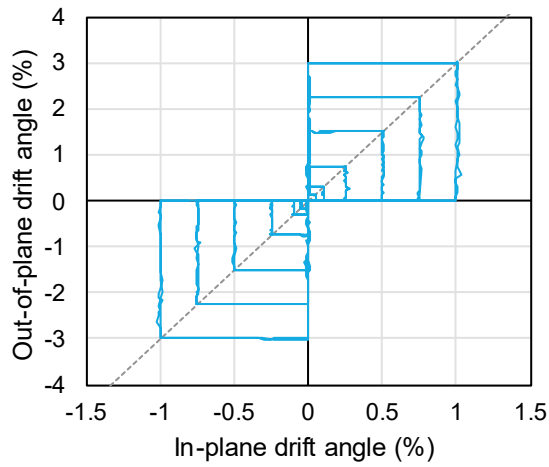
4.3.1. 载荷経路

図 4-13 に面外方向層間変形角—面内方向層間変形角関係を、図 4-14 に軸力—面外方向水平荷重関係をそれぞれ示す。それぞれ、図 4-3 および図 4-5 の载荷履歴の実験計画と対応する。なお、以降の実験結果で用いる軸力、面内方向水平荷重、面外方向水平荷重は、それぞれの方向のジャッキ 2 本分の荷重の合計ではなく、計 6 個のジャッキから、 z 、 x 、 y 方向それぞれに入力される力の合計であることに留意されたい（算出方法は付録を参照）。

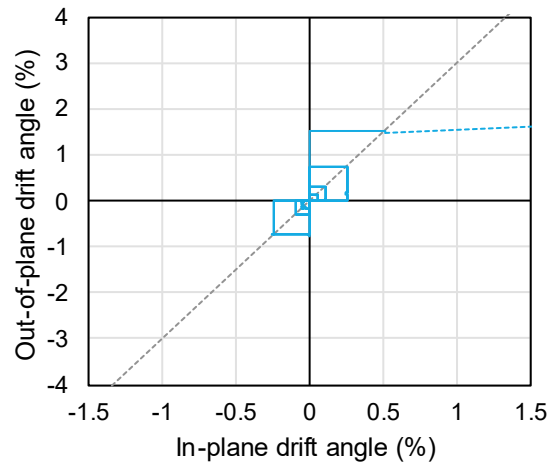
SR00-C20 では、 $R_x = 0.75\%$ 1 回目サイクルの[8]→[2]点において、 $R_x = 0.60\%$ 付近で変形制御が不安定となり、 $R_x = 0.96\%$ まで変形が増大した。その後は、概ね計画通りに载荷を行うことができた。 $R_x = 1.0\%$ 1 回目サイクルで最大耐力の 5 割以下まで耐力が低下したため、载荷を終了した。SR30-C20 では、 $R_x = 0.75\%$ 1 回目サイクルの[1]→[2]点において、 $R_x = 0.60\%$ 付近で変形制御が不安定となり、 $R_x = 1.6\%$ まで変形が増大、その際に軸力保持能力を喪失したため载荷を終了した。SR30-C20T33 では、 $R_x = 1.0\%$ 2 回目サイクルで最大耐力の 5 割以下まで耐力が低下したため、载荷を終了した。SR30-C20T33a では、 $R_x = 0.50\%$ 1 回目サイクルの[2]点到達後、ひび割れ観察中に制御が不安定となり、 $R_x = 1.8\%$ 程度まで変形が増大、その際に軸力保持能力を喪失したため载荷を終了した。SR30-C20T33a では、 $R_x = 0.50\%$ 1 回目サイクルの[2]点において、変形制御が不安定となり、 $R_x = 1.8\%$ 程度まで変形が増大、その際に軸力保持能力を喪失したため载荷を終了した。

これらの点を除けば、概ね 4.2.4 項に示した载荷履歴の実験計画通りに、三次元加力実験を行うことができた。



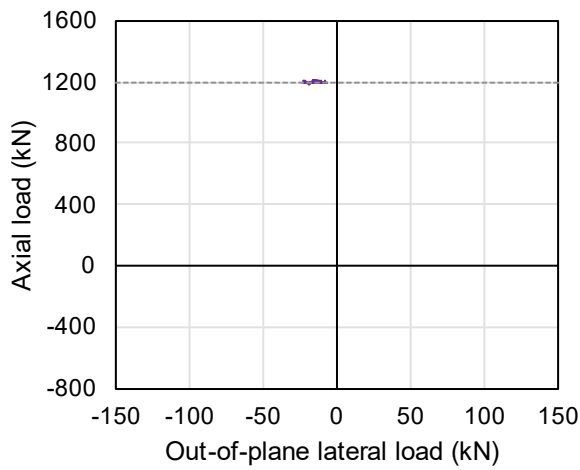


(c) SR30-C20T33

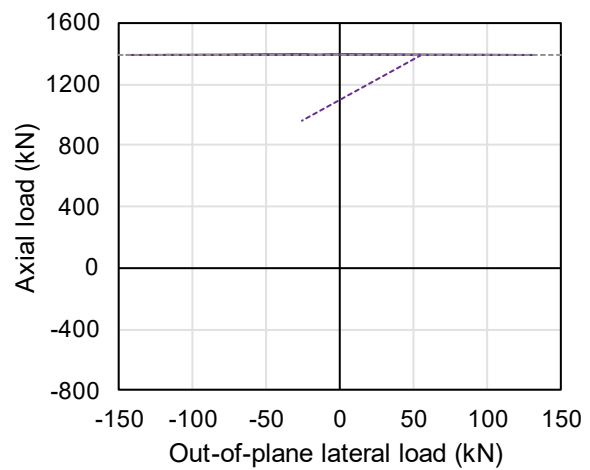


(d) SR30-C20T33a

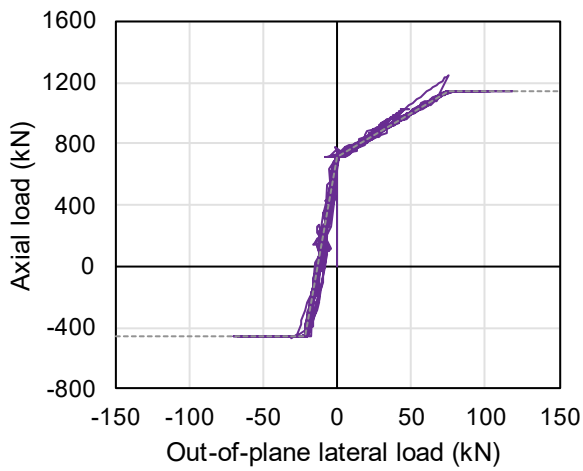
圖 4-13 面外方向層間變形角—面內方向層間變形角關係



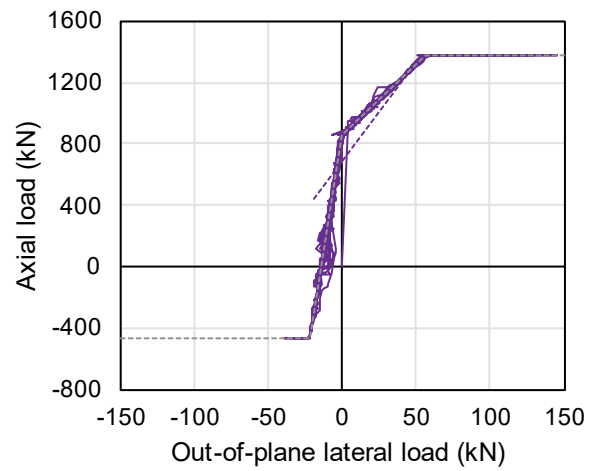
(a) SR00-C20



(b) SR30-C20



(c) SR30-C20T33



(d) SR30-C20T33a

圖 4-14 軸力—面外方向水平荷重關係

4.3.2. 損傷経過

図 4-15 に $R_x=0.10\%$, $R_x=0.25\%$ および $R_x=0.50\%$ サイクル終了時のひび割れ図を示す。ひびわれ図中の青線は正側ピーク点 (図 4-3 中の [1], [2], [3] 点) において, 赤線は負側ピーク点 ([5], [6], [7] 点) において観測したひび割れを, 薄い灰色の範囲は剥離箇所を, 濃い灰色の範囲は剥落箇所をそれぞれ示す。なお, ひびわれ線が破線の場合は面外方向加力後 ([1] または [5] 点) において観測したひび割れである。また, 黒破線は載荷前に生じていた初期ひび割れである。表 4-5 に各サイクルにおいて確認された損傷状況を示す。

(1) SR00-C20

$R_x=0.05\%$ 1 回目サイクルにおいて壁板にせん断ひび割れが発生した。 $R_x=0.25\%$ サイクルでは端部拘束領域脚部で細かいせん断ひび割れが増加した。 $R_x=0.50\%$ サイクルにおいては, 壁板中央のせん断ひび割れが大きく開き, 端部拘束領域脚部付近ではコンクリートの圧壊による剥離や剥落が発生した。 $R_x=0.75\%$ 1 回目サイクル正側では, コンクリートの圧壊が急激に進行することで, 変形の進行を制御することができず, $R_x=0.96\%$ まで変形が進行した。その後はせん断ひび割れ付近のコンクリートの圧壊が進行, 圧縮側脚部でも縦ひび割れやコンクリートの圧壊が見られた。

(2) SR30-C20

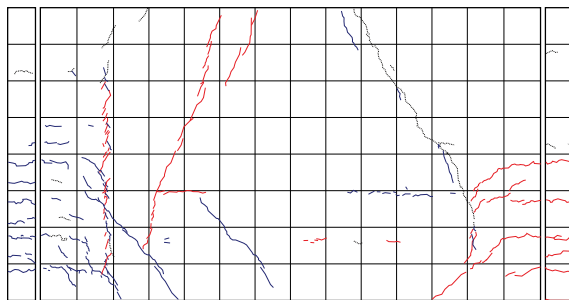
$R_x=0.05\%$ サイクルにおいて壁板にせん断ひび割れ, 端部拘束領域に曲げひび割れが発生した。 $R_x=0.25\%$ サイクルでは, 壁板の頭部および脚部に曲げひび割れが発生し, $R_x=0.50\%$ サイクルにおいて, 圧壊によるコンクリートの剥離の兆候が見られた。その後, $R_x=0.75\%$ 1 回目サイクル正側面内方向加力時に, せん断ひび割れが大きく開き, 壁板が 2 つに分離し, 分離した壁板の上半分が面外方向に大きく張り出した。これに伴い, 面内方向変形が $R_x=1.6\%$ 程度まで増大し, 軸力を維持できなくなった。

(3) SR30-C20T33

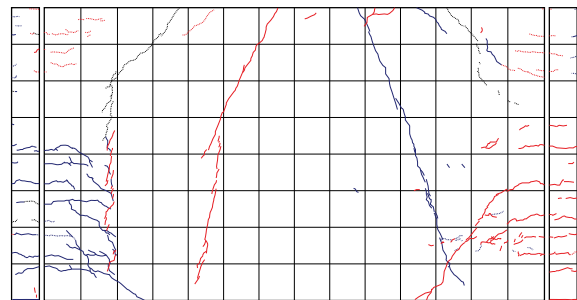
$R_x=0.05\%$ サイクルにおいて壁板にせん断ひび割れ, 端部拘束領域に曲げひび割れが発生した。 $R_x=0.25\%$ サイクルでは, 壁板中央を斜めに横切るせん断ひび割れが発生し, 端部拘束領域と壁板の境界部分では縦方向のひび割れが増加した。 $R_x=0.50\%$ サイクルにおいて, 脚部のコンクリートが, 特に打設不良の補修部分で剥離や剥落が発生した。 $R_x=0.75\%$ サイクルでは, 北面脚部のコンクリートが大きく剥落し, 柱主筋が露出した。また, 引張軸力が作用する負側サイクルでは, 圧縮軸力が常に作用する SR30-C20 と比較してせん断ひび割れの角度が浅くなっているほか, 全変形のうち 70% 程度が脚部すべり変形となっていた。 $R_x=1.0\%$ サイクルでは, 東面北側脚部のコンクリートが広範囲に剥離, 剥落し, 東面南側では, 端部拘束領域と壁板の境界部分の縦方向のひび割れが連結した。このサイクルにおいて, ピーク荷重が最大耐力の 3 割を下回ったため載荷終了とした。

(4) SR30-C20T33a

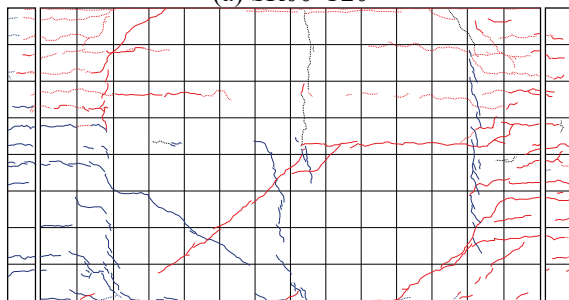
$R_x=0.05\%$ サイクル正側において壁板にせん断ひび割れ、負側において試験体東面上部に曲げひび割れが発生した。 $R_x=0.10\%$ サイクル負側では、正側に比べて傾きの浅いせん断ひび割れが発生した。 $R_x=0.25\%$ サイクルでは端部拘束領域周辺に細かいせん断ひび割れが発生した。 $R_x=0.50\%$ サイクル1回目正側ピークにおいて、圧壊によるコンクリートの剥離の兆候が見られた。同サイクルひび割れ観察中にジャッキの制御が不能となり、変形が $R_x=1.8\%$ まで急増した。同時に軸力を維持できなくなり载荷を終了した。



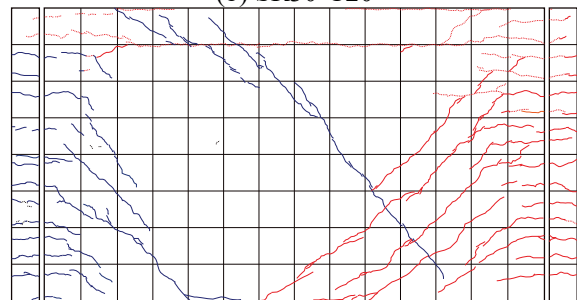
(a) SR00-C20



(b) SR30-C20

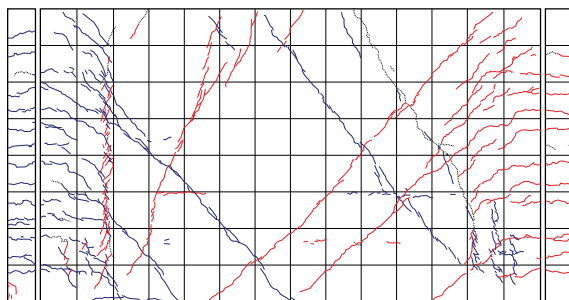


(c) SR30-C20T33

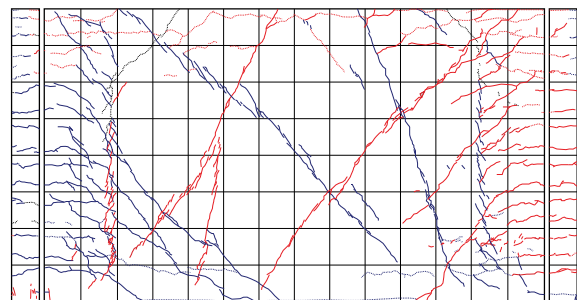


(d) SR30-C20T33a

(1) $R_x=0.10\%$ サイクル終了時



(a) SR00-C20



(b) SR30-C20

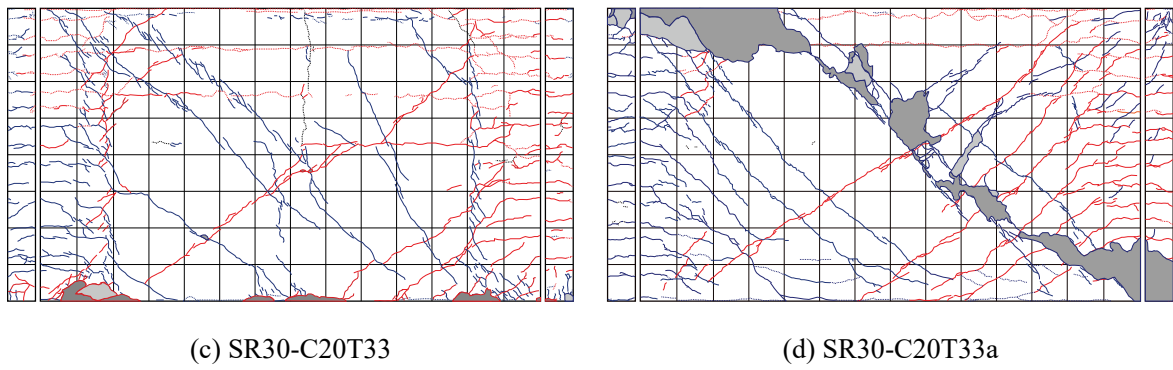
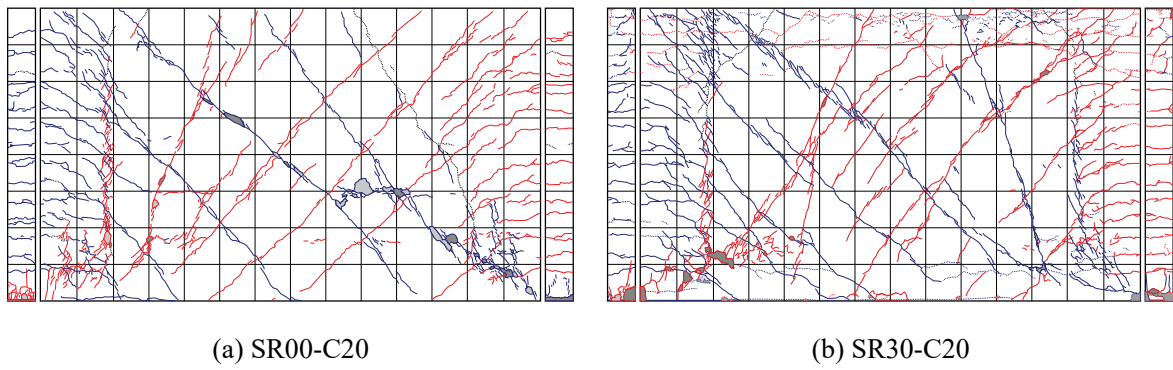
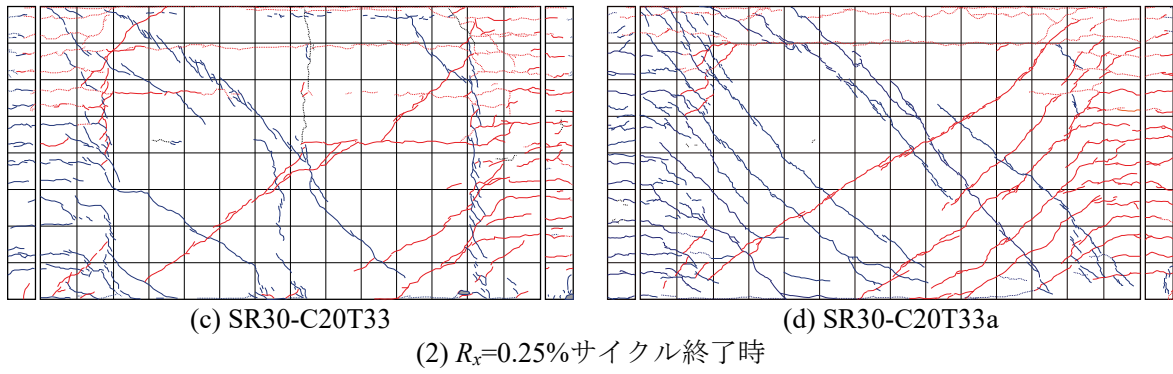


図 4-15 ひび割れ図

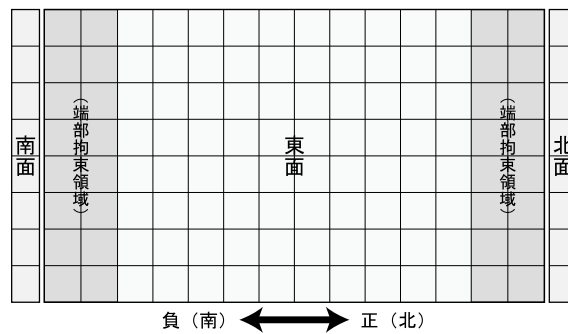


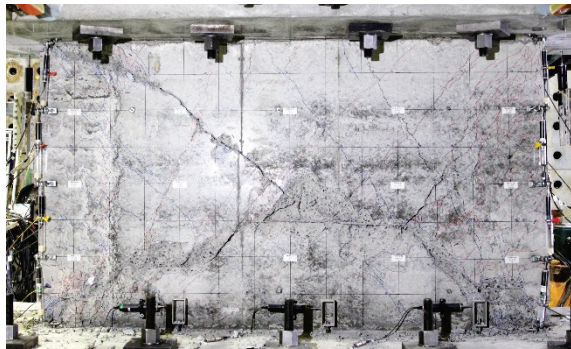
図 4-16 ひび割れ図表示位置

表 4-5 各サイクルで発生した損傷

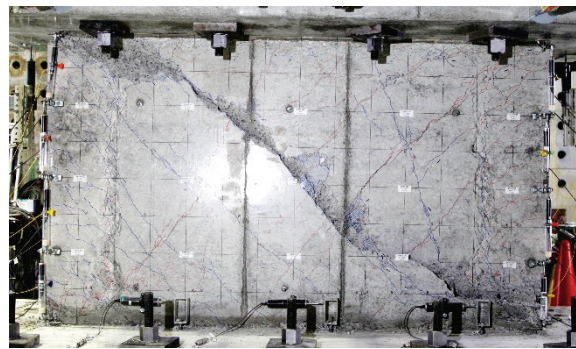
サイクル	SR00-C20	SR30-C20	SR30-C20T33	SR30-C20T33a
$R_x = 0.05\%$	△□	△□	△□	△□
$R_x = 0.10\%$	—	—	—	—
$R_x = 0.25\%$	▲	▲■	▲■	▲■
$R_x = 0.50\%$	■○	○	○☆	○●
$R_x = 0.75\%$	●	●	★	

△：壁板にせん断ひび割れ発生，□：端部拘束領域に曲げひび割れ発生，
 ▲：端部拘束領域にせん断ひび割れ発生，■：端部拘束領域にコンクリートの剥離・剥落発生，
 ○：壁板コンクリートの圧壊発生，●：壁板コンクリートの剥離・剥落の進行，
 ☆：脚部コンクリートの連続的圧壊，★：脚部すべり変形の増大

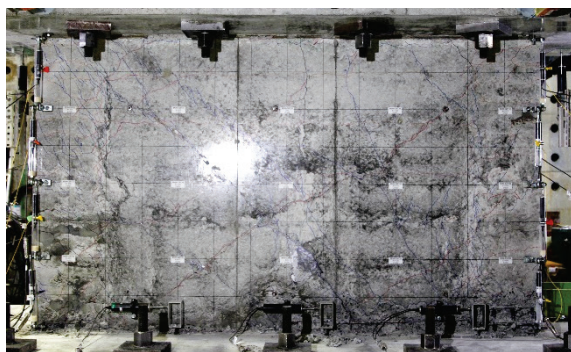
図 4-17 に載荷実験終了時の東面の写真を示す。SR00-C20 では、正負両方向において中央を通るせん断ひび割れが大きく開いている。SR30-C20 および SR30-C20T33a は最終破壊状況が非常に似ており、南側頭部から北側脚部へかけて発生したせん断ひび割れが大きく開き、そのひび割れを境に壁板が 2 つに分離した。北側では、図 4-18 に示すように分離した壁板が大きくずれていたが、南側では大きなずれは見られなかった。SR30-C20T33 は脚部のコンクリートの圧壊が顕著となり、他 3 試験体で見られたようなせん断ひび割れの拡大は顕著ではなかった。SR30-C20T33 の破壊形式が大きく異なるのは、コンクリート打設不良が原因であると考えられる。



(a) SR00-C20



(b) SR30-C20



(c) SR30-C20T33

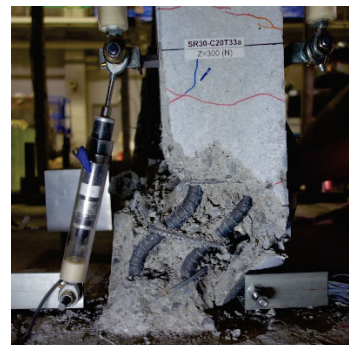


(d) SR30-C20T33a

図 4-17 載荷実験終了時の写真（東面）



(a) SR30-C20



(b) SR30-C20T33a

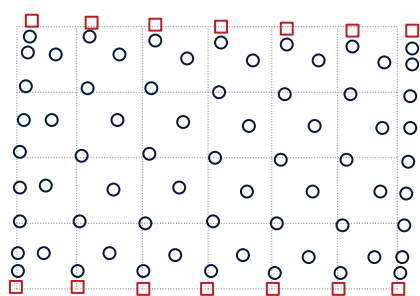
図 4-18 載荷実験終了時の壁板の分離の状況（北側脚部付近）

4.3.3. モーションキャプチャシステムによる変形性状の計測

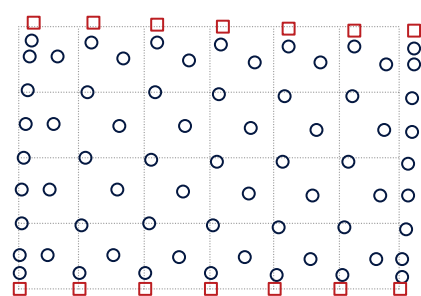
図 4-19 に $R_x = 0.25\%$, $R_x = 0.50\%$ および $R_x = 0.75\%$ 1 回目サイクル正側ピーク[2]点での変形性状を示す。図中□印で示した点は、上下スタブの位置を示しているが、これらの点はスタブに設置した南北 2 点の座標より算出した仮想設置位置の座標である。また、図 4-19 は変形を 20 倍に

拡大している。なお、反射マーカークの球体は試験体表面から数 10mm 程度離れた位置に設置されているため、面外方向変形によって試験体表面が面外方向に回転している場合にはその影響を受けることがある。これに関しては図 4-19 では補正していない。後述の主ひずみ算出時には補正を行ったため、補正方法はその際に記述する。

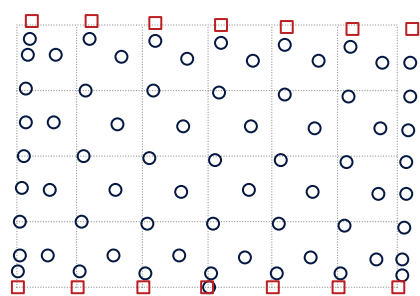
SR30-C20T33 以外の 3 試験体は、 $R_x = 0.50\%$ サイクルにおいては試験体全体の膨らみが見られ、せん断ひび割れが生じている部分に関してはマーカーク間の距離が広がっていることが分かる。その後 SR00-C20 では、さらにせん断ひび割れが大きく開くことで、壁板が分離し、左下の変形が若干戻っている。一方で SR30-C20T33 では試験体全体の膨らみはあまり見られず、脚部での局所的な縮みやせん断変形が見られ、脚部すべり破壊が生じていることが分かる。



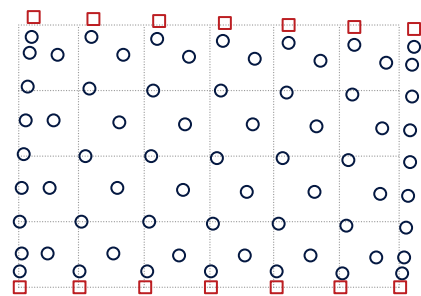
(a) SR00-C20



(b) SR30-C20

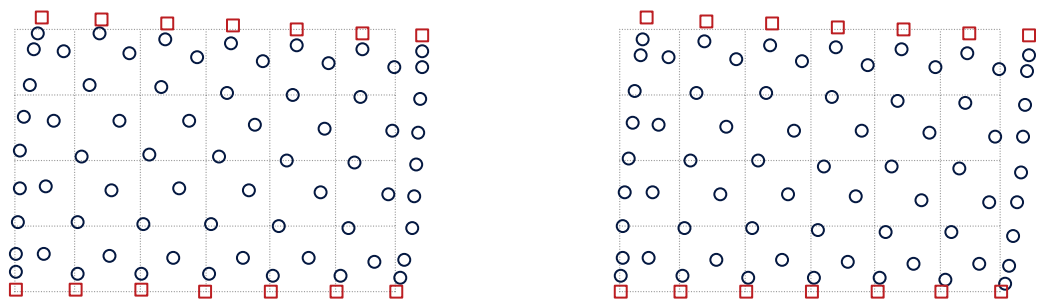


(c) SR30-C20T33



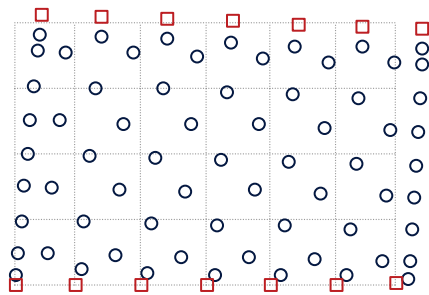
(d) SR30-C20T33a

(1) $R_x = 0.25\%$ 1 回目サイクル[2]点

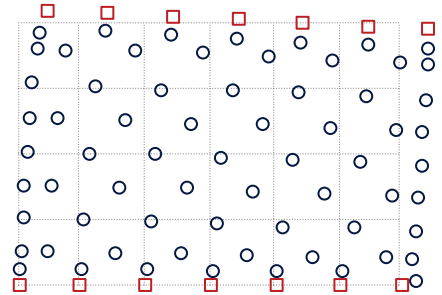


(a) SR00-C20

(b) SR30-C20

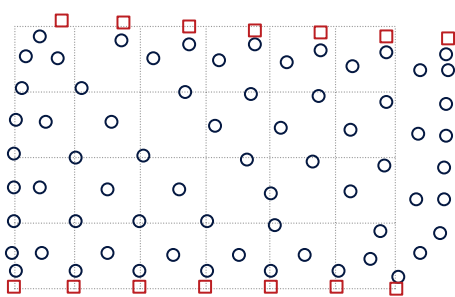


(c) SR30-C20T33

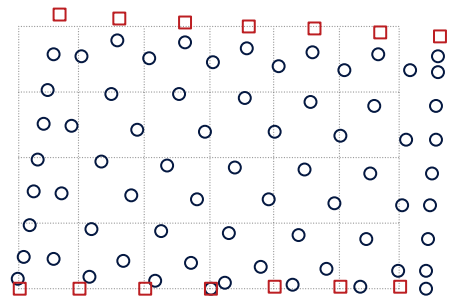


(d) SR30-C20T33a

(2) $R_x=0.50\%$ 1 回目サイクル[2]点



(a) SR00-C20



(c) SR30-C20T33

(3) $R_x=0.75\%$ 1 回目サイクル[2]点

図 4-19 変形性状 (変形倍率 20 倍)

4.3.4. 水平荷重一層間変形角関係および最大耐力

図 4-20～図 4-23 に水平荷重一層間変形角関係を示す。図中、○印で示した点は最大耐力を記録した点 (以降、最大耐力点)、□および■印で示した点は、柱主筋のいずれかの計測箇所において、それぞれ最初に引張降伏および圧縮降伏した点である。なお、柱主筋に貼り付けたひずみゲージから得られたひずみの値が、材料試験結果の降伏応力 f_y をヤング係数 E_s で除した降伏時ひずみ ϵ_y を上回った場合に、その箇所が降伏したと判定した。また、図中の破線は、せん断終局耐力の計算値 (面内方向 : 式(4.1), 面外方向 : 式(4.3)) および曲げ終局耐力時せん断力 (面内方向 : 式

(4.2), 面外方向 : 式(4.4) をそれぞれ示す。ただし, 正負それぞれの計算値は目標軸力を用いて算出し, 曲げ終局耐力時せん断力計算値については, 目標軸力での $P-A$ 効果による見かけの耐力低下 (または耐力増加) を含む。また, SR30-C20T30 および SR30-C20T33a に関しては面内方向水平荷重一層間変形角関係において, 最大および最小目標軸力に達していた点をプロットしたものを示す。

SR00-C20 では端部主筋の引張降伏と圧縮降伏が $R_x = 0.50\%$ 1 回目サイクルでほぼ同時に観測されたが, SR30-C20 では圧縮降伏が $R_x = 0.25\%$ 1 回目サイクルで発生し, 引張降伏が $R_x = 0.50\%$ 1 回目サイクルで発生しており, 面外方向変形の影響を受け, 圧縮降伏が早期に発生した。一方で SR30-C20T33 および SR30-C20T33a では引張降伏が $R_x = 0.25\%$ 1 回目サイクルで発生しており, 軸力変動による引張軸力の影響を受け, 引張降伏が早期に発生した。最大耐力点に関して, 目標圧縮軸力が作用した SR00-C20 および SR30-C20 の正負両側, SR30-C20T33 および SR30-C20T33a の正側に関しては, 面内, 面外ともに $R_x = 0.50\%$ 1 回目サイクルで観測した。SR30-C20T33 負側では, $R_x = 0.25\%$ 1 回目サイクルで最大耐力となったが, これは, 軸力が引張から圧縮に転じた際に観測したものであり, 目標引張軸力作用時の最大耐力は $R_x = 0.50\%$ 1 回目サイクルで観測された。SR30-C20T33a に関しては $R_x = 0.50\%$ 1 回目サイクルにおいて破壊に至ったため, 負側の最大耐力点は図中に示していない。

SR30-C20T33 と SR30-C20T33a の水平荷重一層間変形角関係を比較すると, SR30-C20T33a のコンクリート圧縮軸力が SR30-C20T33 のそれと比べ 2 割程度高かったものの, それを勘案の上でも SR30-C20T33 の水平荷重は SR30-C20T33a と比べ 2~3 割程度低く, また履歴曲線も全く異なっている。このため, SR30-C20T33 では妥当な実験結果が得られなかったとして以降の検討は行わない。

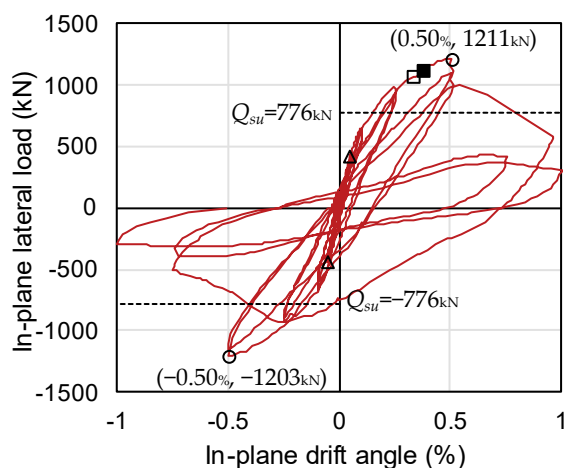


図 4-20 水平荷重一層間変形角関係 (SR00-C20)

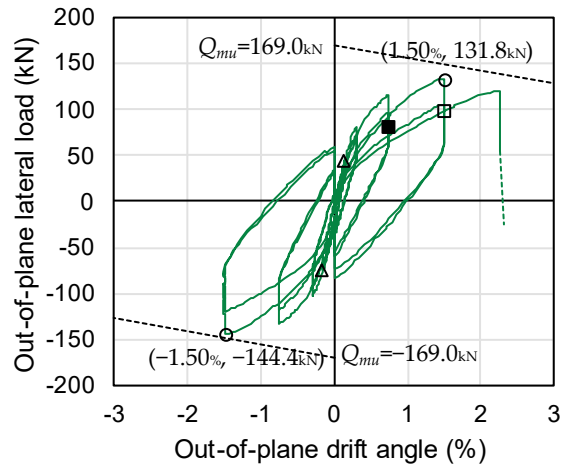
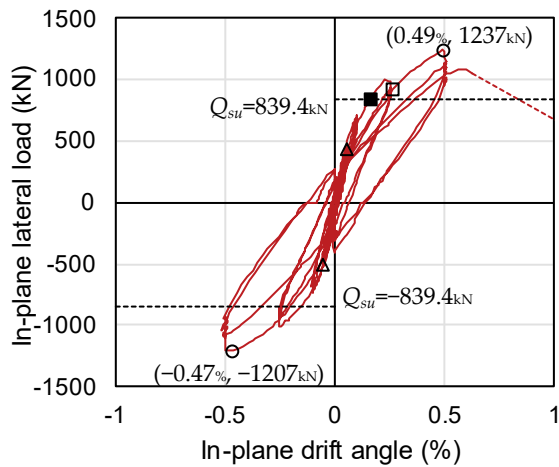


圖 4-21 水平荷重一層間變形角關係 (SR30-C20)

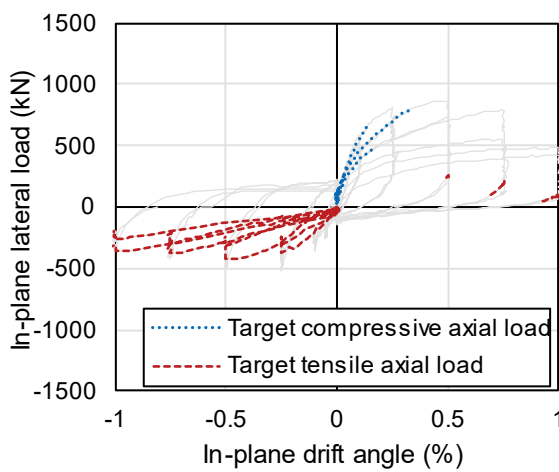
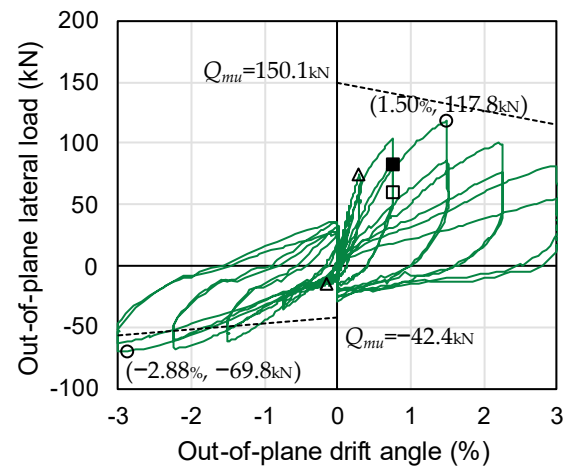
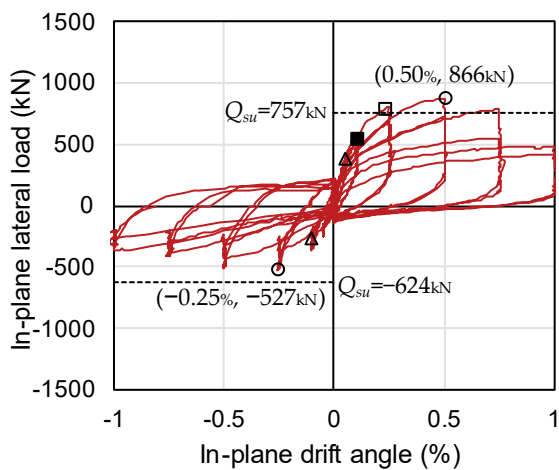
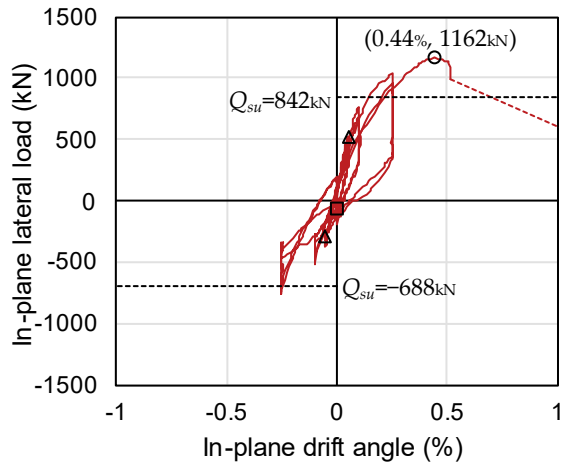
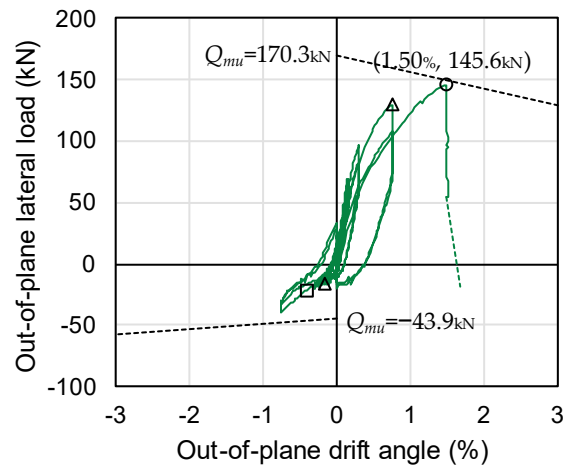


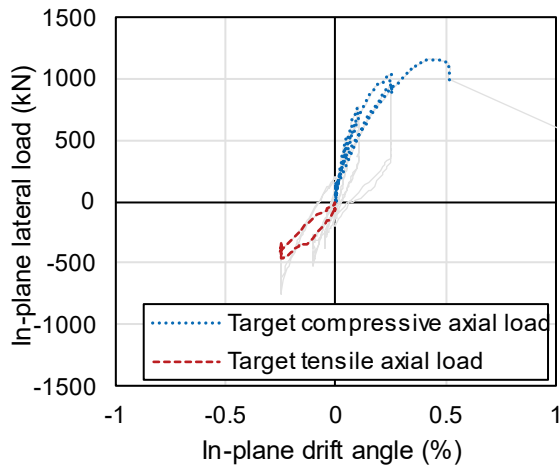
圖 4-22 水平荷重一層間變形角關係 (SR30-C20T33)



(a) 面内方向



(b) 面外方向



(c) 面内方向軸力到達状況

図 4-23 水平荷重－層間変形角関係 (SR30-C20T33a)

図 4-24 に面内方向水平荷重－層間変形角関係および面内方向基準化せん断応力－層間変形角関係の包絡線を示す。基準化せん断応力は、水平荷重を断面積で除して算出したせん断応力をコンクリートの引張強度 ($=0.33\sqrt{f_c}$) で除したものである。また、最大耐力と最大基準化せん断応力を表 4-6 に示す。SR00-C20 と SR30-C20 を比較した場合、最大耐力は概ね一致しているが、コンクリート圧縮強度が SR30-C20 のほうが大きいため、基準化せん断応力では正側で 5.1%、負側で 6.8%の低下が見られる。また、基準化せん断応力の包絡線では、 $R_x=0.50\%$ サイクルから明確な耐力低下が見られる。一方で SR30-C20 と SR30-C20T33a を比較した場合、最大耐力で 6.1%の耐力低下が見られる。基準化せん断応力の包絡線では、SR30-C20T33a で最大耐力を記録した $R_x=0.44\%$ 付近までは両試験体の包絡線が一致しているが、その後 SR30-C20T33a でのみ耐力低下が見られ、最大耐力に差が生じている。

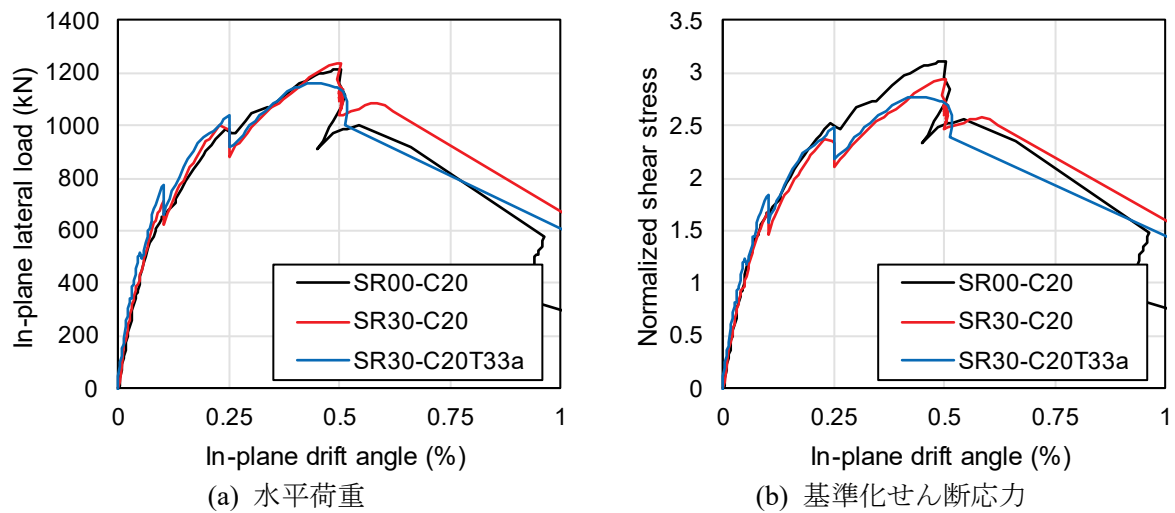


図 4-24 包絡線比較

表 4-6 最大耐力および最大基準化せん断応力

		面内方向		面外方向	
		最大耐力 (kN)	最大基準化 せん断応力	最大耐力 (kN)	最大基準化 せん断応力
SR00-C20	正	1211	3.097		
	負	-1203	-3.077		
SR30-C20	正	1237	2.938	131.8	0.313
	負	-1207	-2.867	-144.4	-0.343
SR30-C20T33a	正	1162	2.774	145.6	0.348
	負				
SR30-C20T33	正	866	2.273	117.8	0.309
	負	-527	-1.383	-69.8	-0.183

4.3.5. 変形成分

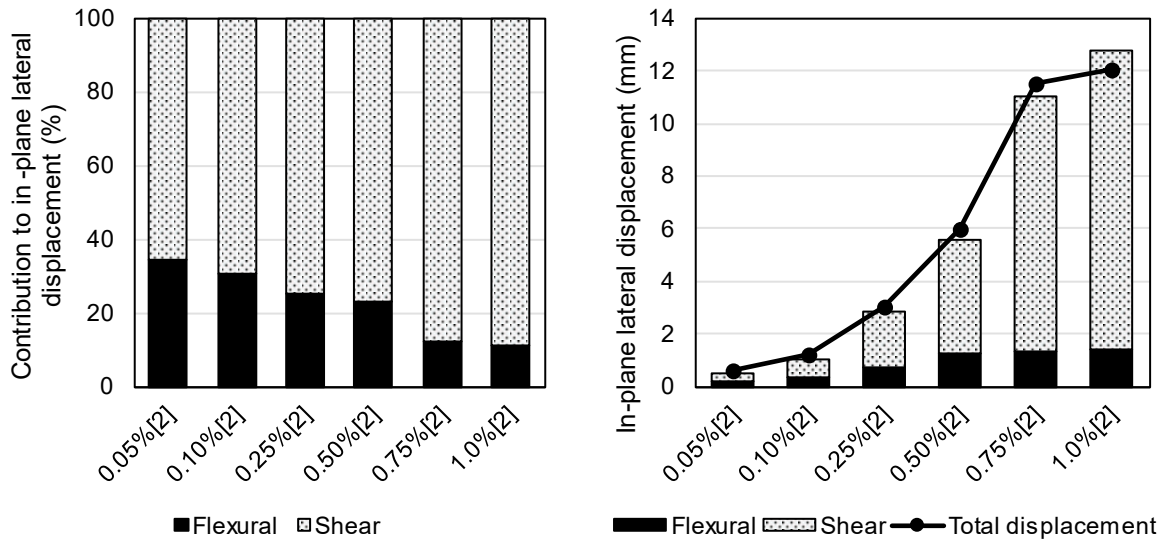
面内方向および面外方向それぞれの水平変形を、曲げ変形成分 u_f とせん断変形各成分 u_s に分離した。それぞれの変形成分の算出方法は付録を参照されたい。

(1) 面内方向変形成分

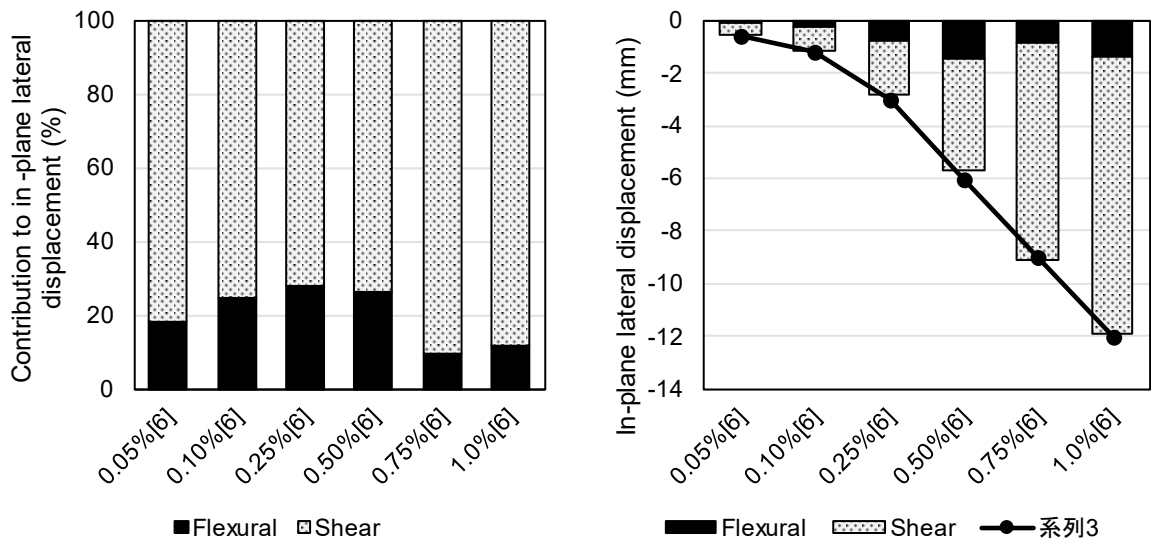
図 4-25～図 4-27 に各サイクル 1 回目の正負両側の変形ピーク点 (図 4-3 の [2], [6] 点) において前述の方法により算出した面内方向の変形分離結果を示す。なお、変形分離には図 4-28 に示す点の変位をモーショキャプチャより測定し、用いた。下スタブ側の 2 点はモーショキャプチャ

ヤの反射マーカを設置していた点であるが、上スタブは図中●印で示した反射マーカ設置位置2点より補完し算出した点である。また、図 4-29 に各試験体のせん断変形成分割合を比較した結果を示す。

いずれの試験体も $R_x=0.50\%$ サイクルまでは、せん断変形が全体変形の7~8割程度で推移しており、せん断挙動が卓越している。SR00-C20 ではせん断ひび割れの拡大やコンクリートの圧壊が見られた $R_x=0.75\%$ サイクル以降ではせん断変形が全体変形の9割程度となっている。これは、水平荷重が $R_x=0.50\%$ サイクル以降では増大せず、曲げ変形がほぼ同程度で推移した一方で、せん断破壊によってせん断変形のみが増大した影響だと考えられる。

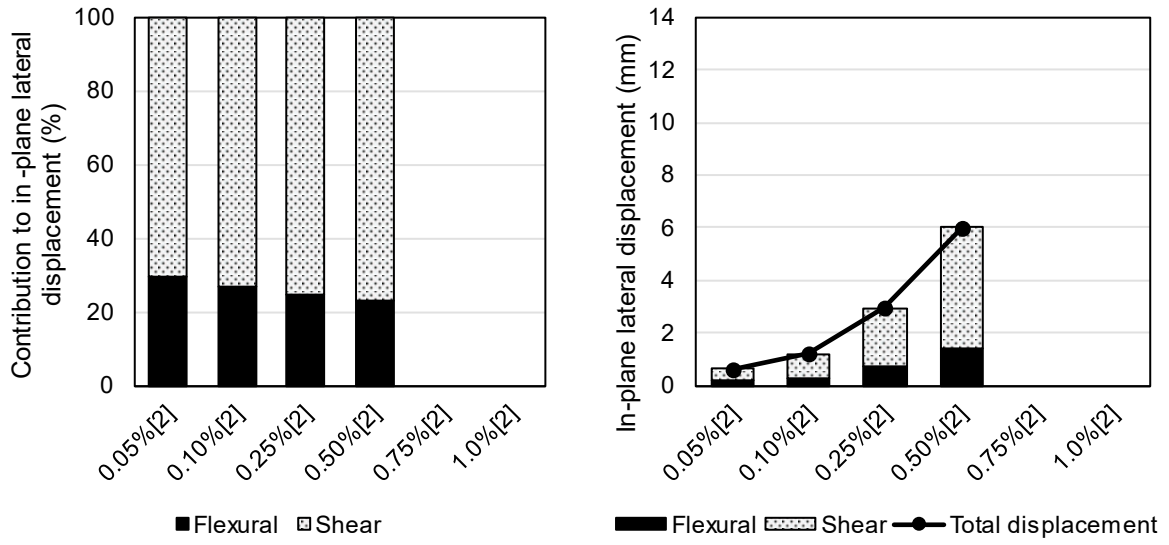


(a) 正側 ([2]点)

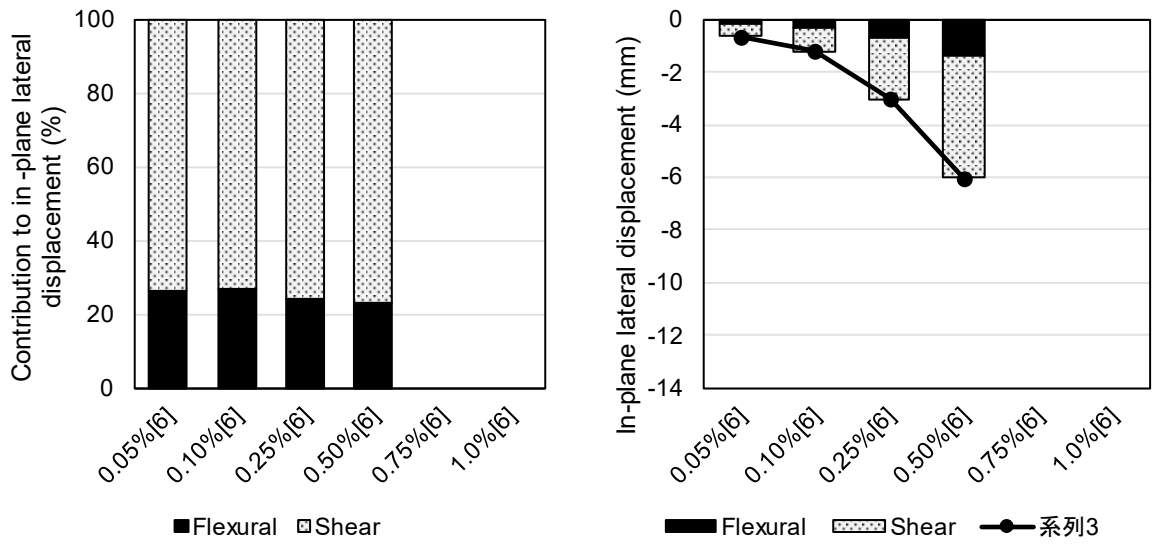


(b) 負側 ([6]点)

图 4-25 面内方向变形分离 (SR00-C20)

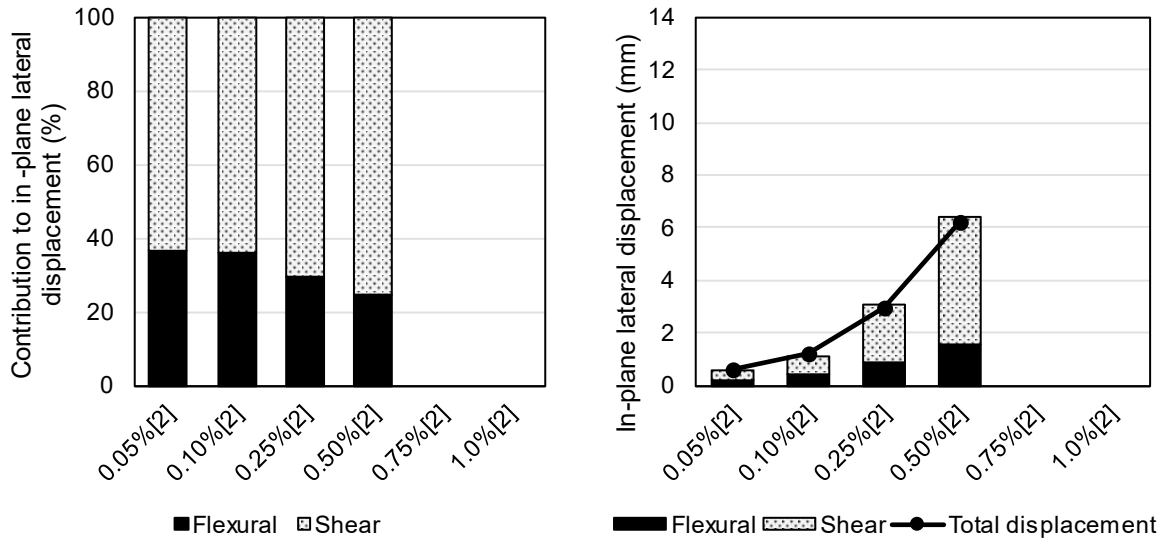


(a) 正側 ([2]点)

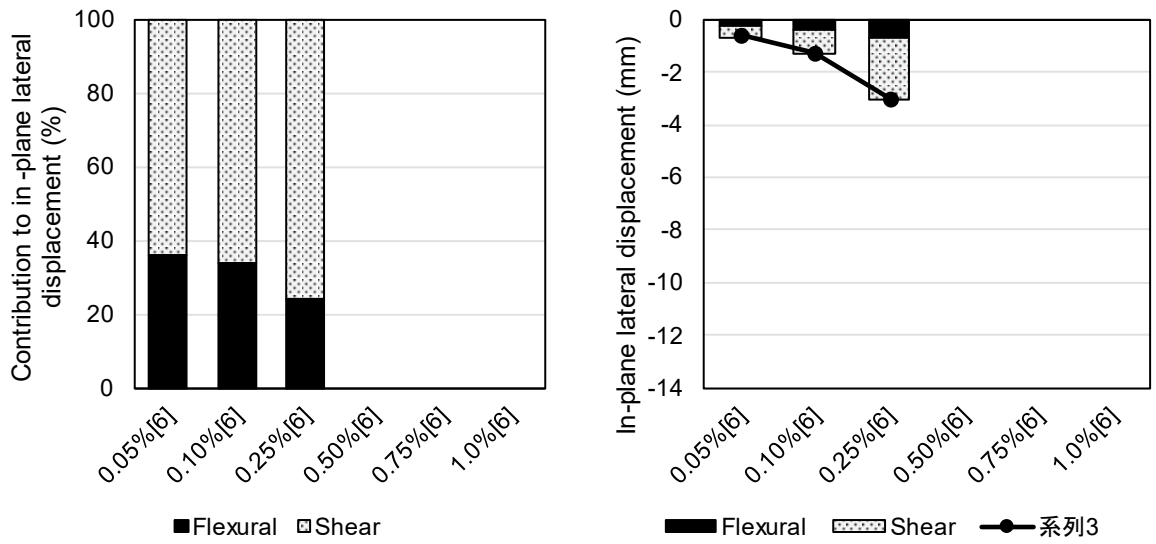


(b) 負側 ([6]点)

图 4-26 面内方向变形分离 (SR30-C20)



(a) 正側 ([2]点)



(b) 負側 ([6]点)

图 4-27 面内方向变形分离 (SR30-C20T33a)

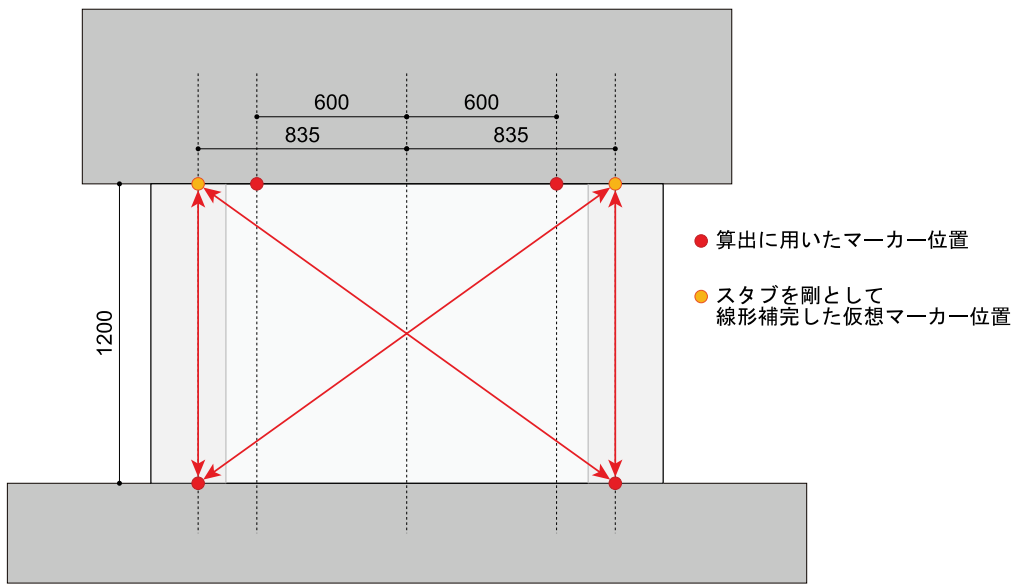


図 4-28 変形成分算出位置 (単位 : mm)

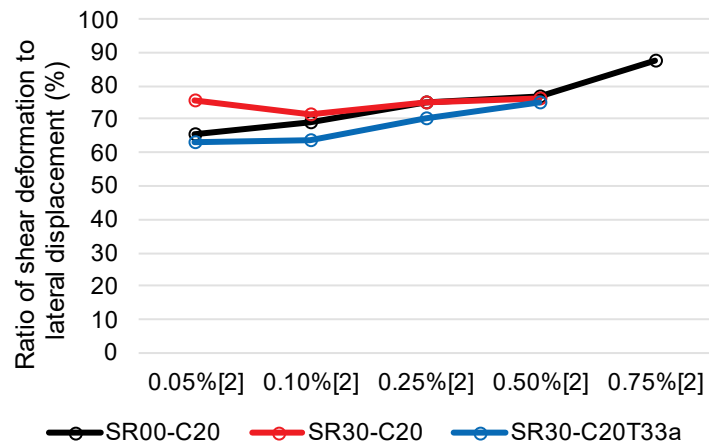


図 4-29 面内方向せん断変形割合比較

図 4-30 に、変形分離した面内方向せん断変形と面内方向基準化せん断応力の関係を示す。

SR00-C20 に比べ SR30-C20 の最大耐力点での割線せん断剛性は低下していると考えられる。一方で SR30-C20 と SR30-C20T33a を比べると、SR30-C20T33a の最大耐力点である $R_x = 0.44\%$ 付近まではほぼ同じ包絡線を辿っている。従って、面外方向変形によってせん断剛性は低下するが、軸力変動はせん断剛性に大きな影響を及ぼさないと考えられる。

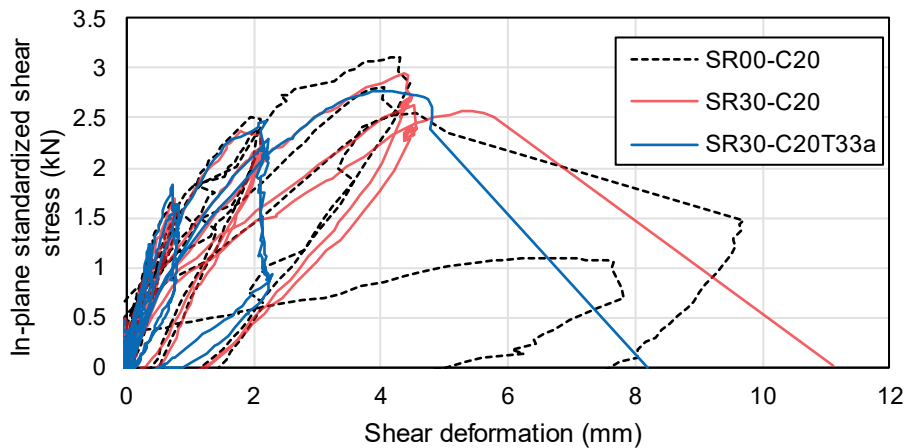
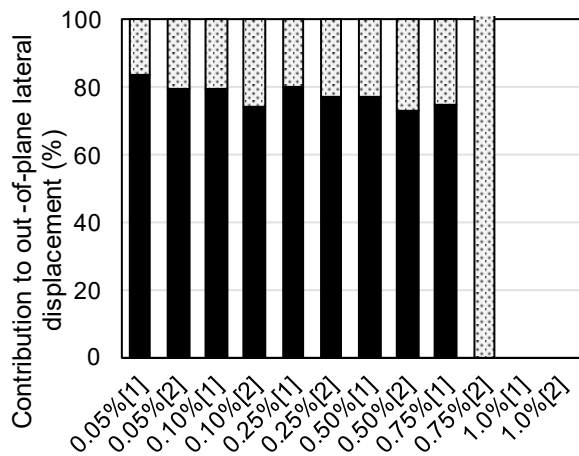


図 4-30 面内方向基準化せん断応力-せん断変形関係

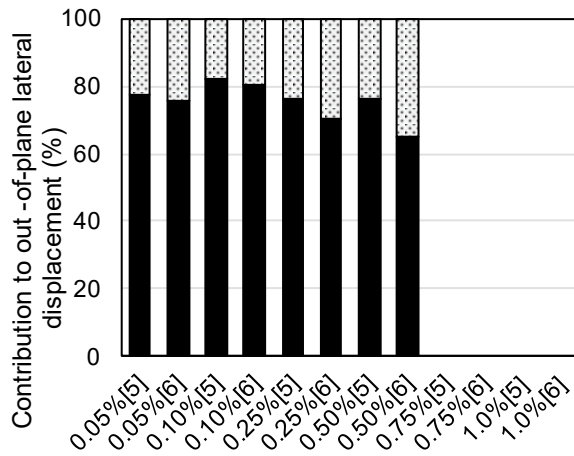
(2) 面外方向変形成分

図 4-31, 図 4-32 に各サイクル 1 回目の正負両側変形ピーク点 ([1], [2]および[5], [6]点) において前述の方法から算出した面外方向の変形分離結果を示す。算出には変位計を用いたが、付録に示した算出方法における δ_{i3} および δ_{i4} を測定する変位計を設置することができなかつたためせん断変形は測定することができていない。従って、ここでのせん断変形成分は、面外方向層間変形角計測用変位計による全体変形から曲げ変形成分を差し引いて算出した。

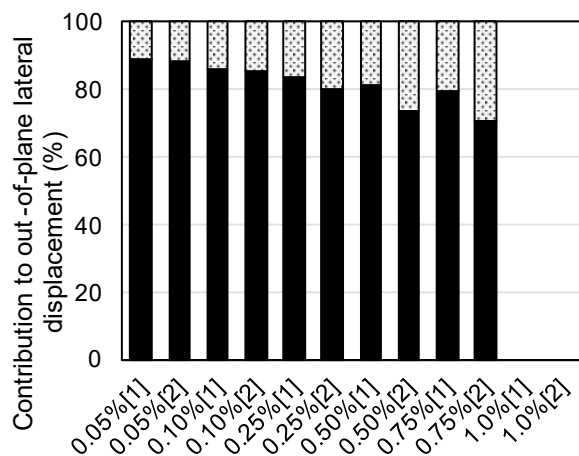
いずれの試験体も曲げ変形が全体変形の 8~9 割程度となっており、曲げ変形が卓越している。また、SR30-C20 の $R_x=0.75\%$ [2]点は面内方向層間変形角が $R_x=1.6\%$ に増大した時点での値を示しているが、北側でのみせん断変形割合が増大しており、南側に関してはそれまでとほぼ同程度の値を示している。これは 4.3.2 項に示したように、壁板がせん断ひび割れを境界に 2 つに分離した際に、北側でのみ壁板に大きなズレが生じたことと合致する。



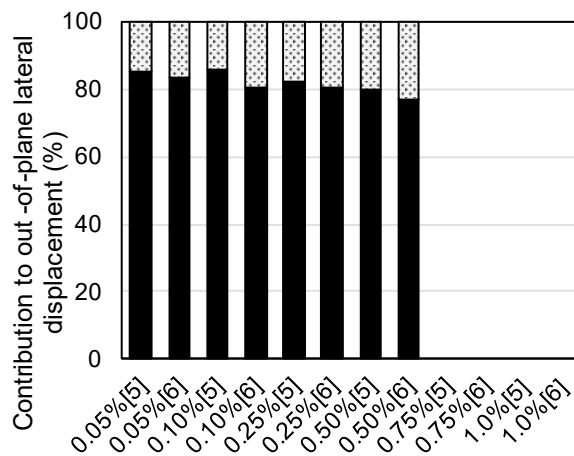
(a) 北側 ([1], [2]点)



(b) 北側 ([5], [6]点)



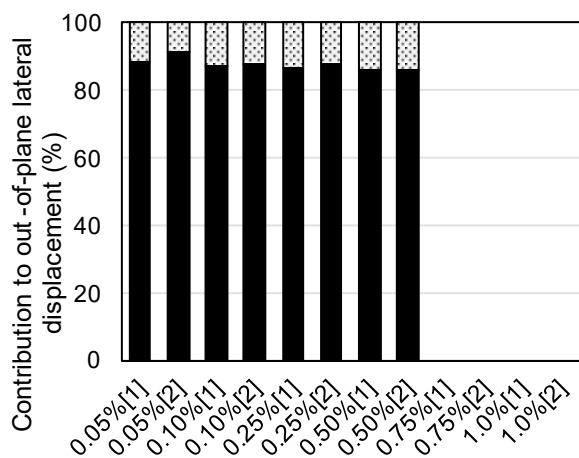
(c) 南側 ([1], [2]点)



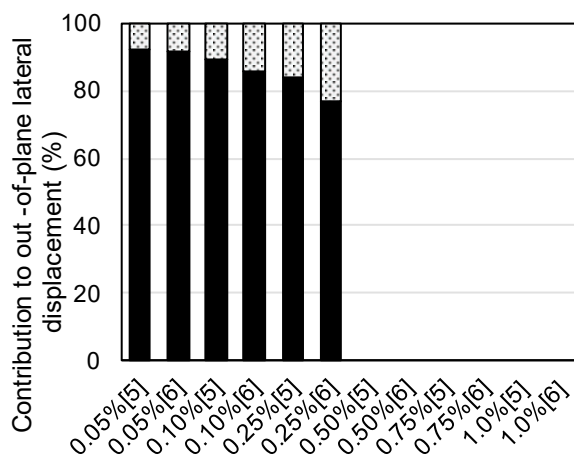
(d) 南側 ([5], [6]点)

■ Flexural □ Shear

图 4-31 面外方向变形分离 (SR30-C20)



(a) 北側 ([1], [2]点)



(b) 北側 ([5], [6]点)

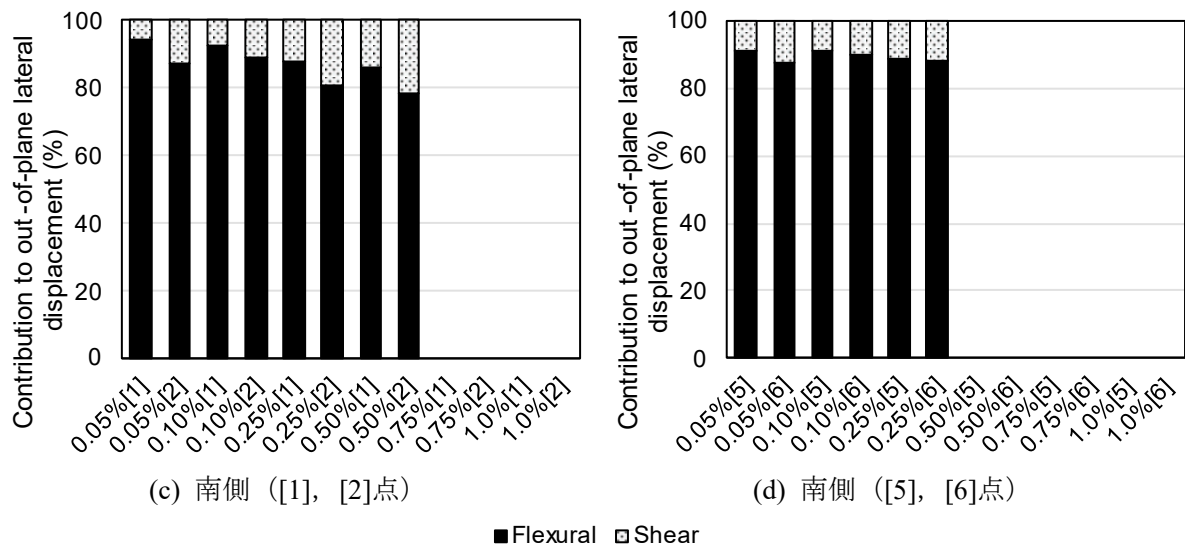


図 4-32 面外方向変形分離 (SR30-C20T33a)

4.3.6. 面内方向脚部すべり変形

図 4-33 に壁板脚部の脚部すべり変形量を考慮した変形分離結果を示す。脚部すべり変形量は、図 4-8 に示した変位計 3 本による水平方向変形の平均値である。この変形量は、本来脚部 75mm 区間での変形量であり、この区間の曲げ変形とせん断変形の両方の成分を含む。しかし、この曲げ変形とせん断変形との分離は困難であること、そして、脚部すべりが発生した場合にはこの区間でのせん断変形成分が曲げ変形成分に比べて卓越すると考えられることから、脚部すべり変形の発生分は全体のせん断変形成分より差し引いた。

引張軸力を受けた SR30-C20T33a の負側では、脚部すべり変形が全体変形の 2 割程度となっているが、これを除いた SR00-C20 および SR30-C20 の正負両側、SR30-C20T33a の正側では脚部すべり変形は全体変形の 1 割以下で推移しており、脚部すべり変形が支配的な挙動とはならなかった。

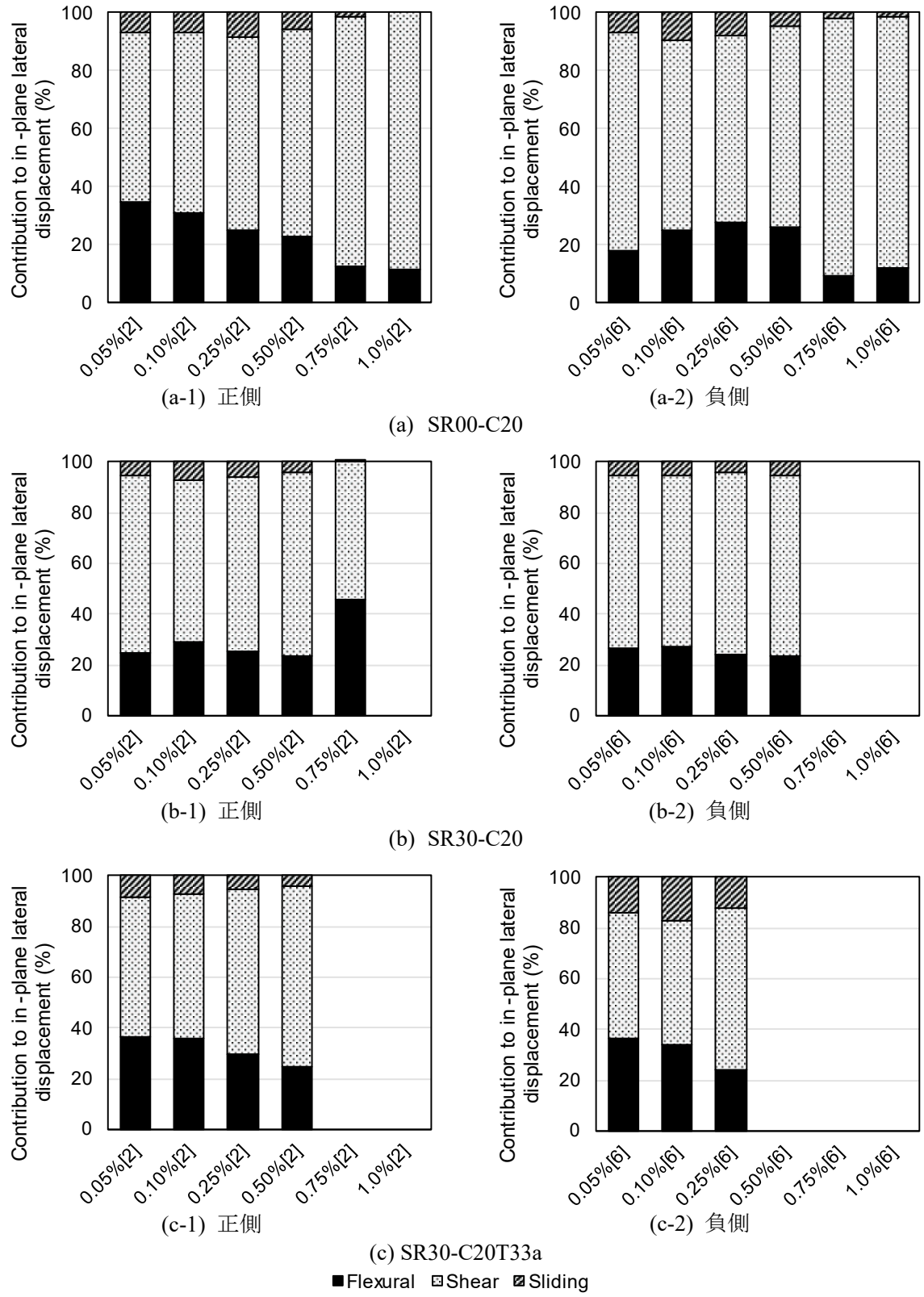


図 4-33 脚部滑り変形を考慮した変形成分

4.3.7. 面外方向曲率分布

図 4-34 およびに $R_x=0.25\%$, 0.50% , 0.75% 各サイクル 1 回目の面外方向変形ピーク点 (図 4-3 の[1], [5]点) における南端および北端での面外方向の曲率分布を示す。南北に関わらずいずれの試験体も頭部および脚部の 1 区間の曲率が主に増大している。また、反曲点が 600mm 付近に見られることから、想定通りの载荷ができたと考えられる。

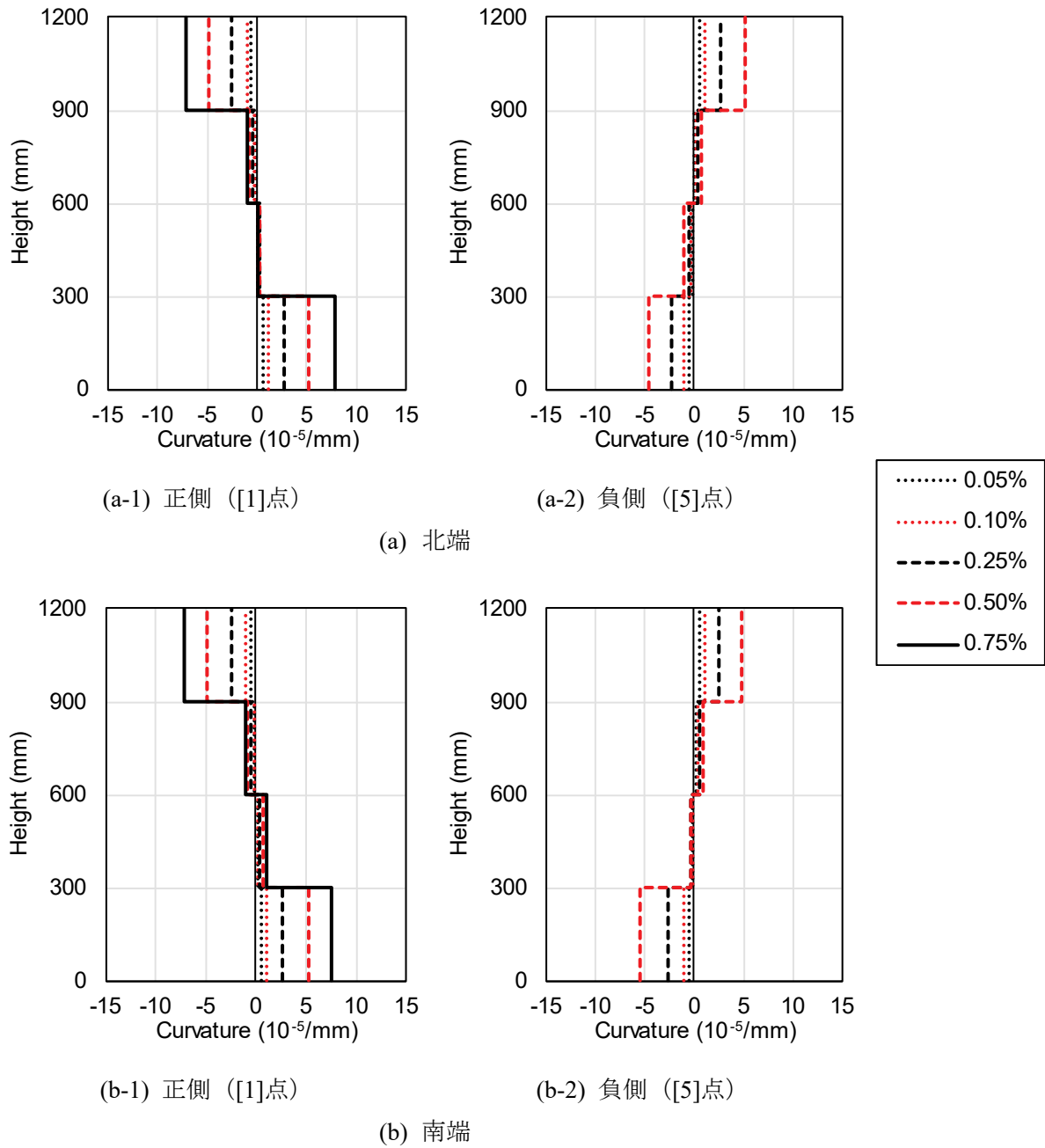


図 4-34 面外方向曲率分布 (SR30-C20)

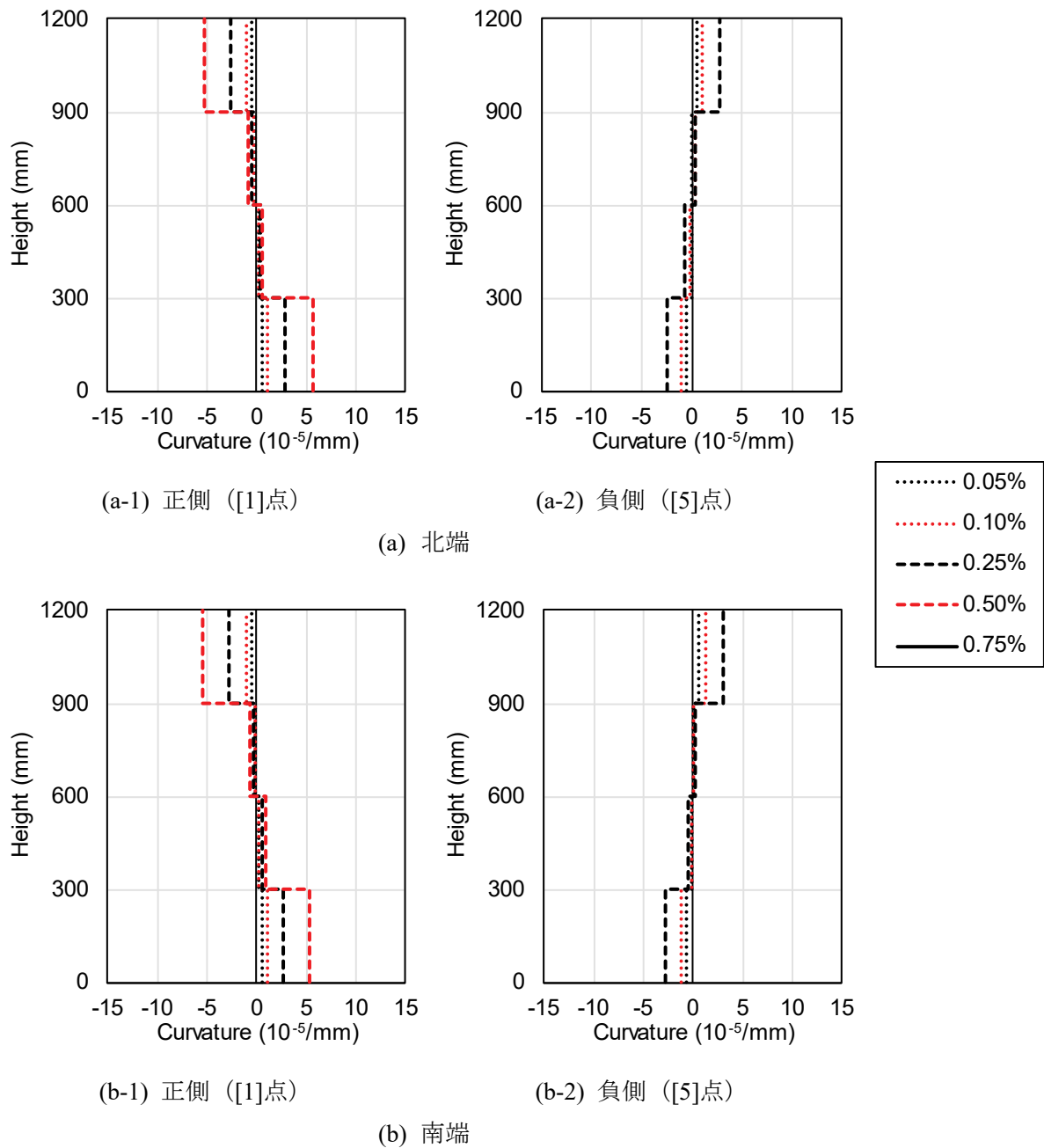


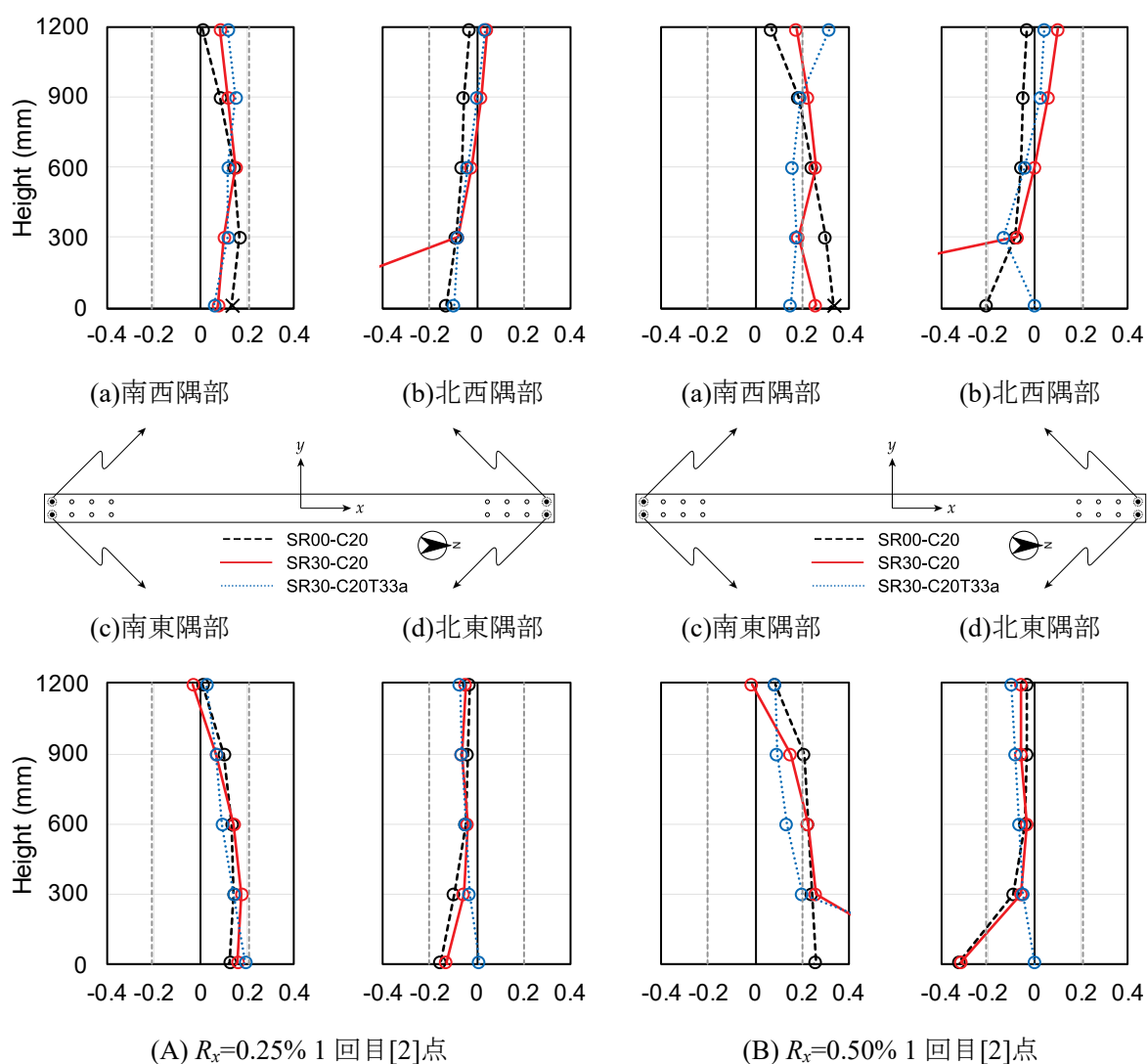
図 4-35 面外方向曲率分布 (SR30-C20T33a)

4.3.8. 端部主筋ひずみ分布

図 4-36 に各試験体の $R_x=0.25\%$ および $R_x=0.50\%$ サイクル 1 回目 [2] および [6] 点での、試験体四隅の端部主筋のひずみ分布を示す。なお、計測点は $z=-200, 10, 300, 600, 900, 1190\text{mm}$ の 6 箇所であるが、図中には試験区間のみを示す。図中のひずみ値は両面貼りしたひずみゲージ 2 枚によるひずみの平均値であるが、 \times 印で示した計測点は計測不良により、片面のひずみが計測でき

なかった点である。また、図中の破線は降伏応力をヤング係数で除することで算出した降伏ひずみである。なお、降伏時ひずみは SR00-C20 および SR30-C20 のもの (0.205%) であるが、SR30-C20T33a の降伏時ひずみは 0.211% で同程度の値となっている。

SR00-C20 では東西でほぼ同様の分布となっている。SR30-C20 は 600mm でのひずみが SR00-C20 とほぼ一致し、そこを反曲点として SR00-C20 に面外方向変形による付加ひずみが発生している。SR30-C20T33 は $R_x=0.25\%$ サイクルでは SR30-C20 とほぼ一致しているが、同サイクル負側で引張降伏が生じた影響を受け、 $R_x=0.50\%$ サイクルでは SR30-C20 と異なる分布を示している。特に北側脚部では、SR30-C20 と異なり圧縮降伏が生じていない。



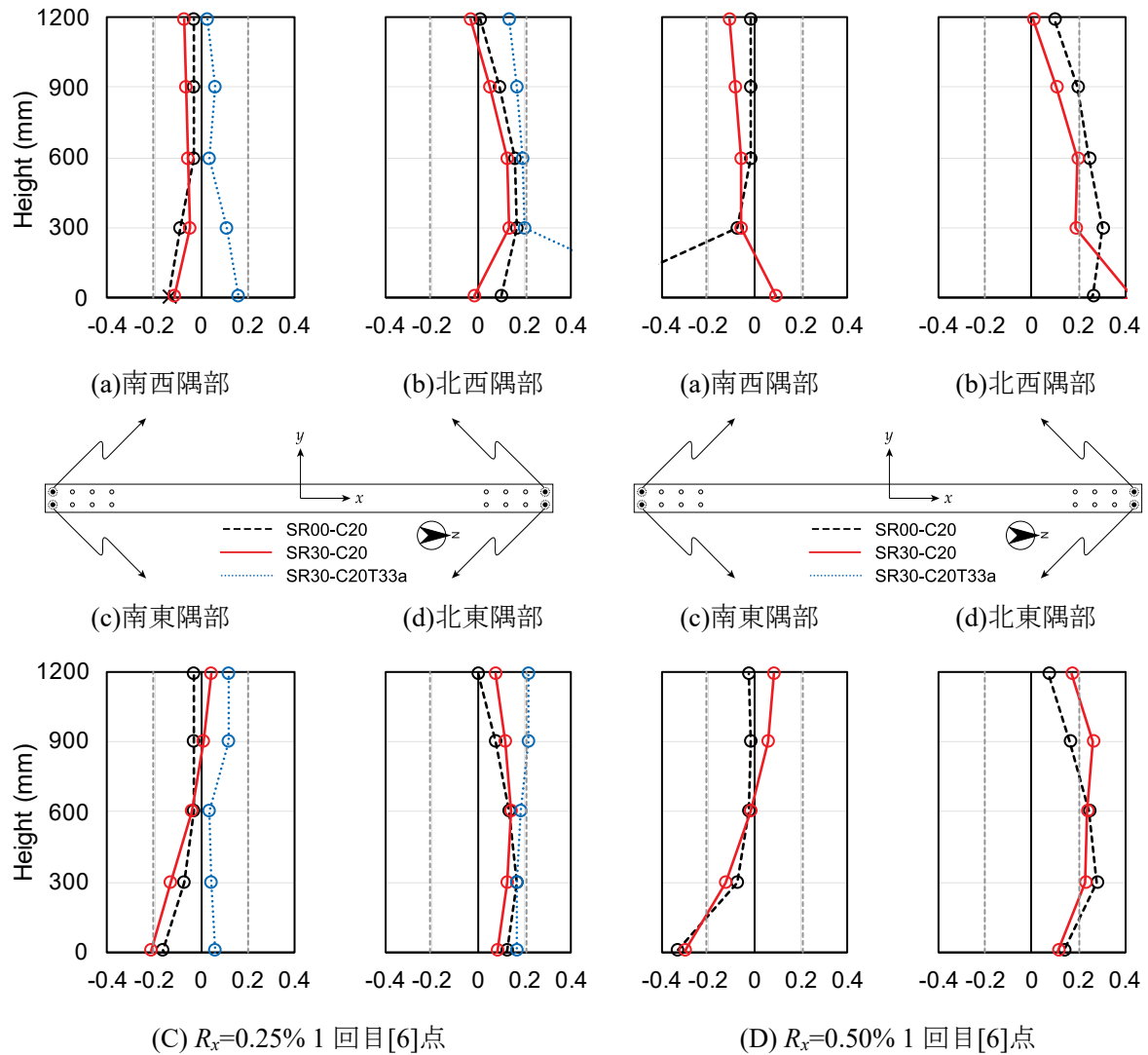


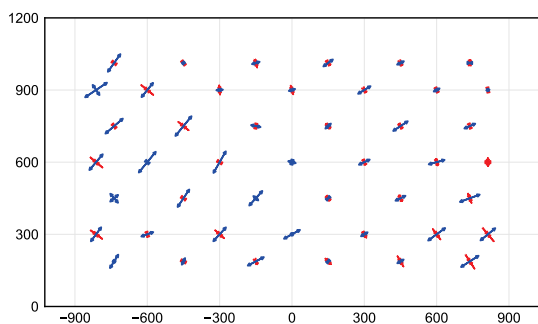
図 4-36 端部主筋ひずみ分布 (ひずみ単位 : %)

4.3.9. 主ひずみ図

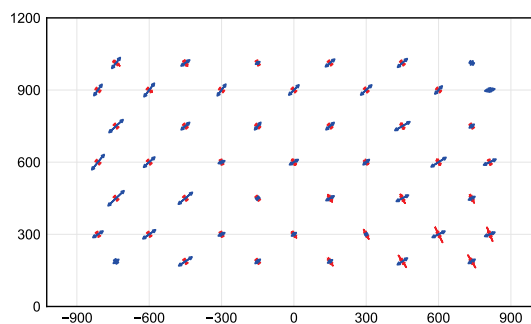
図 4-37 に $R_x = 0.25\%$, $R_x = 0.50\%$ および $R_x = 0.75\%$ 1 回目サイクル正側ピーク[2]点での主ひずみ図を示す。最大主ひずみ ε_{\max} , 最小主ひずみ ε_{\min} および主ひずみ方向 θ は, 各グリッドにおいて, 付録に記載の方法で算出した。なお, 反射マーカの球体は試験体表面から数 10mm 程度離れた位置に設置されているため, 面外方向変形によって試験体表面が面外方向に回転している場合にはその影響を受けることがある。これに関して, 次のように試験体表面の変位に補正を行った。4.3.7 項に示した面外方向曲率分布より, 高さ 0mm の点での回転角を 0 として, 曲率を高さに対して積分をすることで面外方向回転角の分布を算出した。この面外方向回転角に表面から反射マーカまでの距離を乗じることで面外方向回転による補正値を算出し, 反射マーカの変位

の補正を行った。ここで表面から反射マーカまでの距離は、12.7mm 球形マーカは図面での実測値から 10.4mm, 19mm 球形マーカは、12.7mm 球形マーカ32 個の y 方向（面外方向）の初期位置の平均値と 19mm 球形マーカ35 個の y 方向（面外方向）の初期位置の平均値の差から求められた 12.7mm を 12.7mm 球形マーカでの実測値 10.4mm に足し合わせることで 23.1mm とした。

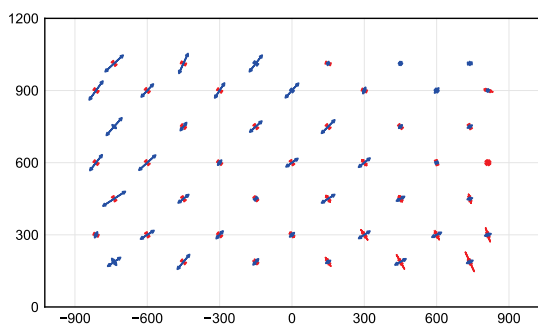
$R_x=0.25\%$ サイクルではせん断ひび割れが生じた場所付近では最大主ひずみが増大しており、その角度は明確に 45 度程度となっている。 $R_x=0.50\%$ サイクルでは SR00-C20 では 1 つのせん断ひび割れ付近を中心に最大主ひずみが増大しているが、SR30-C20 および SR30-C20T33a では最大主ひずみが全体的に分散して最大主ひずみが増大している。 $R_x=0.75\%$ サイクルでは明らかに最大主ひずみ角度が小さくなっており、壁板全体が膨らむような変形が発生したことによる水平方向ひずみの増大の影響を受けたと考えられる。



(a) SR00-C20



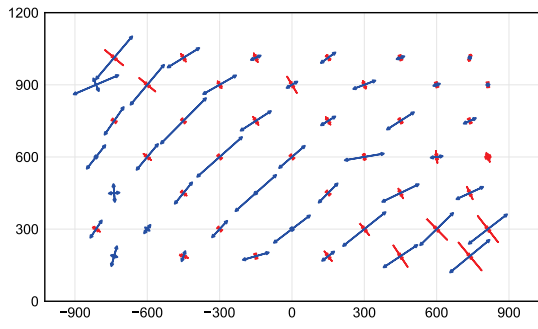
(b) SR30-C20



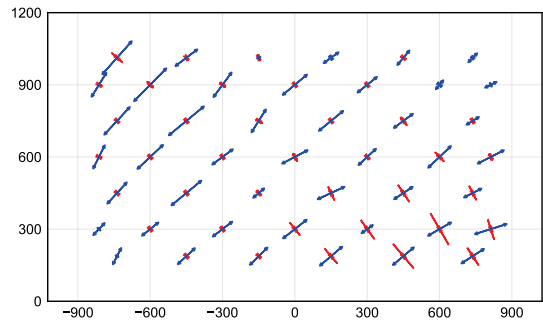
(c) SR30-C20T33a

1.0% tensile strain
1.0% compressive strain

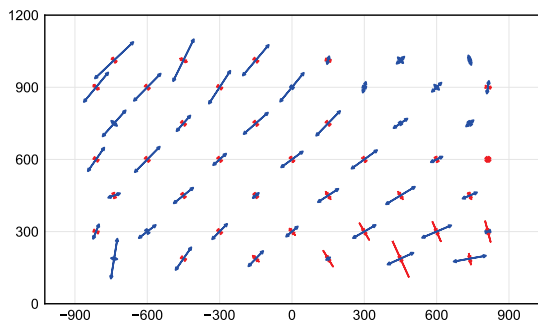
(1) $R_x=0.25\%$ 1 回目サイクル[2]点



(a) SR00-C20



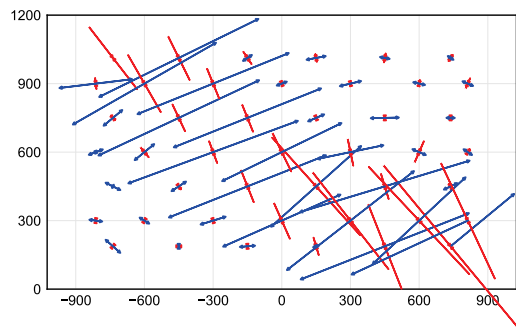
(b) SR30-C20



(c) SR30-C20T33a

1.0% tensile strain
1.0% compressive strain

(2) $R_x=0.50\%$ 1 回目サイクル[2]点



(a) SR00-C20

1.0% tensile strain
1.0% compressive strain

(3) $R_x=0.75\%$ 1 回目サイクル[2]点

図 4-37 主ひずみ

4.4. まとめ

本章では面内方向ではせん断破壊が先行するように設計された矩形断面耐震壁に対し、水平二方向荷重および変動軸力荷重を行った三方向荷重実験の実験について示した。本実験より得られた知見を以下に示す。

- 打設不良の見られた試験体を除けば、軸力条件や面外方向変形に関わらず、いずれの試験体もせん断破壊となった。
- 面外方向変形が存在する試験体に関しては、壁板にせん断破壊が生じた際に、壁板が中央を斜めに横切るせん断ひび割れを境界として2つに分離し、それらが面外方向にずれることによって軸力保持能力を喪失した。面内方向のみに荷重を行った試験体と比べ、変形性能を欠く結果となった。
- コンクリートの材料特性値のばらつきを考慮し、コンクリート引張強度によってせん断応力を基準化した基準化せん断応力によって最大耐力を比較したところ、面外方向変形が面内方向変形の3倍となる場合、面内方向のみに荷重を行った場合と比べ、6.0%最大耐力が低下した。一方で、軸力比が $-0.33 \sim 0.20$ の変動軸力を受けた試験体は、軸力比0.20で一定の試験体と比べ、6.1%最大耐力が低下した。
- 面内方向変形をせん断変形と曲げ変形に分離し、面内方向水平荷重との関係をそれぞれ比較したところ、面外方向変形はせん断剛性を低下させる要因として考えられた。

4.5. 参考文献

- 4.1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 4.2) 井上貴之，鈴木紀夫，別所佐登志，丸田誠：斜め方向の水平力を受ける鉄筋コンクリート造立体耐震壁のせん断強度，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.433-436，1999
- 4.3) 加藤周二，壁谷澤寿海，金裕錫，細川洋治，福山洋，谷昌典：柱型の無い鉄筋コンクリート造耐震壁の水平2方向荷重実験，構造工学論文集，Vol.60B，pp.59-64，2014
- 4.4) 井戸裕勇樹，坂下雅信，谷昌典，西山峰広：せん断挙動が支配的な鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向荷重実験，日本建築学会構造系論文集 第735号，pp.683-692，2017
- 4.5) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか監修：2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2020.10

5. せん断破壊先行型耐震壁部材の有限要素解析を用いた検討

5.1. はじめに

3章および4章に示したせん断破壊先行型耐震壁部材に対する載荷実験に関して、本章では有限要素解析を用いた検討を行う。以降、3章に示した柱型を有する試験体に関してはWBシリーズ、4章に示した柱型を持たない試験体に関してはSRシリーズと呼称する。なお、WBシリーズには著者らの過去の実験^{5.1)}および井戸裕らの実験^{5.2)}における試験体を含む。有限要素解析には「FINAL/V11^{5.3)}」を用いた。柱型の有無に関わらずモデル化の手法は統一したが、それぞれの形状に対して良好な精度での追跡を行うために、材料構成則等各モデルで異なる箇所が存在する。従って、各シリーズにおけるモデル概要と精度検証を示したのちに、両シリーズ総合した検討を行う。

5.2. モデル概要：WBシリーズ

本節ではWBシリーズの実験結果の追跡を目的とした解析モデルの概要を示す。ここで打設不良の生じたWB15-C20T33は追跡対象から除外した。解析モデルの処理を軽量化するために、2種類のモデルを作成した。1つ目のモデルは面外方向を逆対称曲げ形式で載荷した試験体に対する追跡を目的としたモデルであり、モデルWB-Aと呼称する。2つ目のモデルは面外方向反曲点高さを変化させることができるモデルであり、WB15C-C20を含む試験体に対する追跡を目的とした。このモデルはモデルWB-Bと呼称する。モデルWB-BはWB-Aと比べ多くの要素を含むため、解析負荷が大きい。そのため、追跡対象をWB00-C20、WB15C-C20、WB15-C20の3試験体に限定する。

5.2.1. 解析モデル

解析モデルを図5-1に示す。図中モデルのうち、各面左半分がモデルWB-Aを示し、各面右半分がモデルWB-Bを示す。両モデルの相違点は、上スタブの上部に仮想スタブを有するか否かと、面外方向荷重の載荷点(図中●)のみであり、試験体部分に関しては共通である。

コンクリートについて、上下スタブ、仮想スタブと側柱は六面体要素で、壁板は積層シェル要素(層分割数:10)でモデル化した。側柱主筋はトラス要素でモデル化し、その他の鉄筋は各コンクリート要素への埋め込みとした。側柱主筋トラス要素と側柱コンクリート六面体要素は完全付着とした。壁板と側柱の接合部は、図5-1右に示すように、壁際の従属節点(図中◇)の x 方向変位と z 方向変位を親節点(図中◆)に追従させることで壁板の厚さを考慮した。面内方向荷重は図中○、面外方向荷重は図中●に同一の水平荷重または水平変位を与えることで加力した。軸力は上スタブ上面に分布荷重として作用させた。下スタブの下面の全節点の3方向並進変位全てを拘束した。面外方向の載荷形式に関しては、逆対称曲げ形式の場合は、上スタブの同一 z 座標かつ同一 x 座標の節点の鉛直変位を同一とすることで再現した。一方で片持ち形式の場合はこ

の指定を設けていない。

材料構成則に関してはモデル WB-A および WB-B で共通している。コンクリートの材料構成則を表 5-1 に示す。コンクリートの応力-ひずみ関係には、圧縮側では応力上昇域には修正 Ahmad モデル^{5.5)}を、応力下降域では壁板および側柱コアコンクリート、壁板接合部カバーコンクリートに対しては中村・梶貝モデル^{5.6)}を、側柱カバーコンクリートに対してはかぶりコンクリートモデル^{5.5)}を採用し、ひずみ軟化を考慮した。三軸応力下での破壊条件としては、Ottosen の 4 パラメータモデルを畑中らの用いた係数^{5.5)}の下、採用した。一方、壁板の二軸応力下での破壊条件は Kupfer-Gerstle の提案モデル^{5.7)}を用いた。引張側においては、側柱カバーコンクリートを除き、若干の tension-stiffening 効果を考慮し、出雲らのモデル^{5.8)}を、付着性状を表すパラメータである c を 1.0 とし、用いた。側柱のカバーコンクリートではひび割れ以降の引張応力を 0 とした。ひび割れ発生後のせん断伝達特性については、側柱コンクリートには長沼の提案モデル^{5.9)}を用い、壁板コンクリートには Al-mahaidi モデル^{5.10)}を用いた。コンクリートの圧縮強度 f'_c およびヤング係数 E_c は材料試験結果を用いた。引張強度 f_t は式(5.1)^{5.11)}、圧縮強度時ひずみ ε_c は式(5.2)^{5.12)}より算出した。なお、両式中の圧縮強度 f'_c の単位は MPa である。

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_c = 0.195 + 0.00149f'_c \quad (5.2)$$

側柱せん断補強筋は材料試験時に明瞭な降伏点を示さなかったため、 $(2/3)f_y$ 点、0.2%オフセット降伏点を折れ点とするトリリニアモデルとし、降伏後剛性は初期剛性の 1/1000 とした。その他の鉄筋には降伏点を折れ点とするバイリニアモデルを用い、降伏後の剛性を初期剛性の 1/100 とした。いずれの鉄筋にも、繰返し応力下の履歴特性には修正 Menegotto-Pinto モデル^{5.13)}を採用した。なお、鉄筋の降伏強度 f_y およびヤング係数 E_s は材料試験結果を用いた。

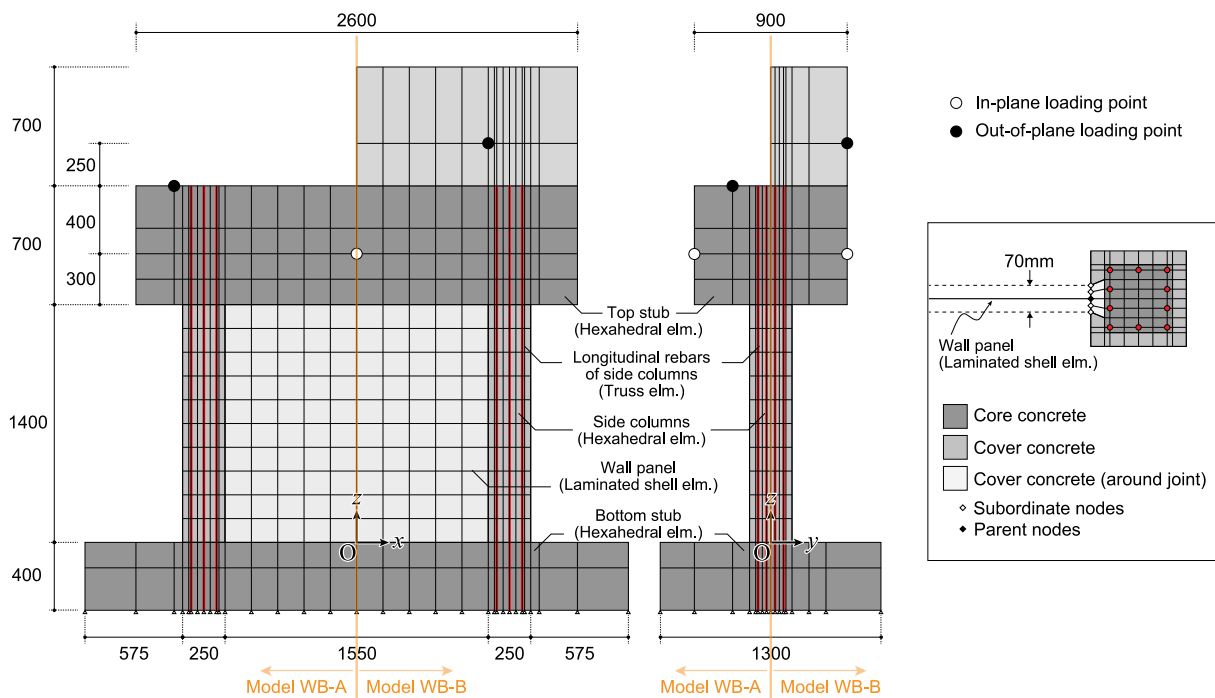


図 5-1 解析モデル (WB シリーズ, 単位 : mm)

表 5-1 材料構成則 (WB シリーズ)

		壁板	側柱		
			コア	カバー	カバー (壁板接合部)
圧縮応力-ひずみ関係	上昇域	修正 Ahmad モデル ^{5.5)}			
	下降域	中村・楢貝モデル ^{5.6)}	かぶりコンクリートモデル ^{5.3)}	中村・楢貝モデル ^{5.6)}	
テンションステイニング特性		出雲モデル ^{5.8)} ($c=1.0$)	カットオフモデル	出雲モデル ^{5.8)} ($c=1.0$)	
圧縮破壊条件		Kupfer-Gerstle 提案モデル ^{5.7)}	Ottoosen 4 パラメータモデル (畑中らの係数 ^{5.5)})		
ひび割れ後のせん断伝達特性		Al-mahaidi モデル ^{5.10)}	長沼の提案モデル ^{5.9)}		

5.2.2. 載荷履歴

載荷履歴は実験を再現するが、変動軸力試験体に関して、解析プログラムの都合上、面内方向載荷および除荷時に面外方向荷重が変化することによる軸力の変動については再現せず、面内方向載荷および除荷開始時の軸力を保持することとした。このとき、図 5-2 の灰色に示した領域に

移動することがあるため、その場合は、解析の都合上、図中の A, B, C 点のうち次の目標点を直線で指向するように軸力を変動させた。なお各試験体の軸力載荷経路の折れ点の具体的な数値に関しては付録を参照されたい。

また、実験では上スタブに z 軸回りの回転が生じないように制御したが、一方で解析では、載荷の一部において図 5-1 に示す面外方向加力点 4 点に同一の荷重を与えることがあるため、上スタブに z 軸回りの回転が生じる可能性がある。ただし、今回の解析では結果的にこの回転角は十分に小さく無視できる程度の大きさであった。解析は面内方向層間変形角 $R_x=0.75\%$ サイクルまで行った。

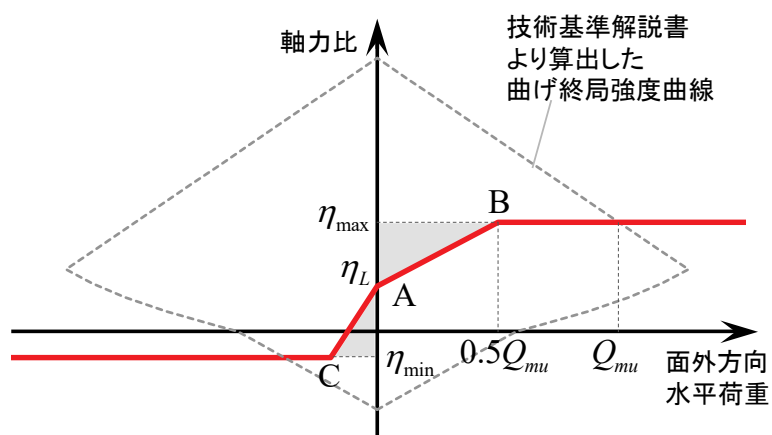


図 5-2 変動軸力試験体の軸力載荷経路

5.2.3. 解析精度の検証

(1) 水平荷重－層間変形角関係（モデル WB-A）

面内方向および面外方向それぞれの水平荷重－層間変形角関係を図 5-3 および図 5-4 に示す。面内方向においては，WB15-C20 試験体において，解析結果が実験結果を全体的に過小評価しているが，これは，WB15-C20 試験体は実験開始時の養生期間が十分ではなく，材料強度が安定しておらず，材料試験実施から荷重開始（または最大耐力発現時）までの期間に材料強度が上昇したためだと考えられる。また， $R_x=0.75\%$ における耐力低下を一部試験体（WB15-C20T00）で再現できていないが，それを除けば最大耐力時層間変形角を含めて，正側の包絡線を概ね良好に実験結果を再現できている。

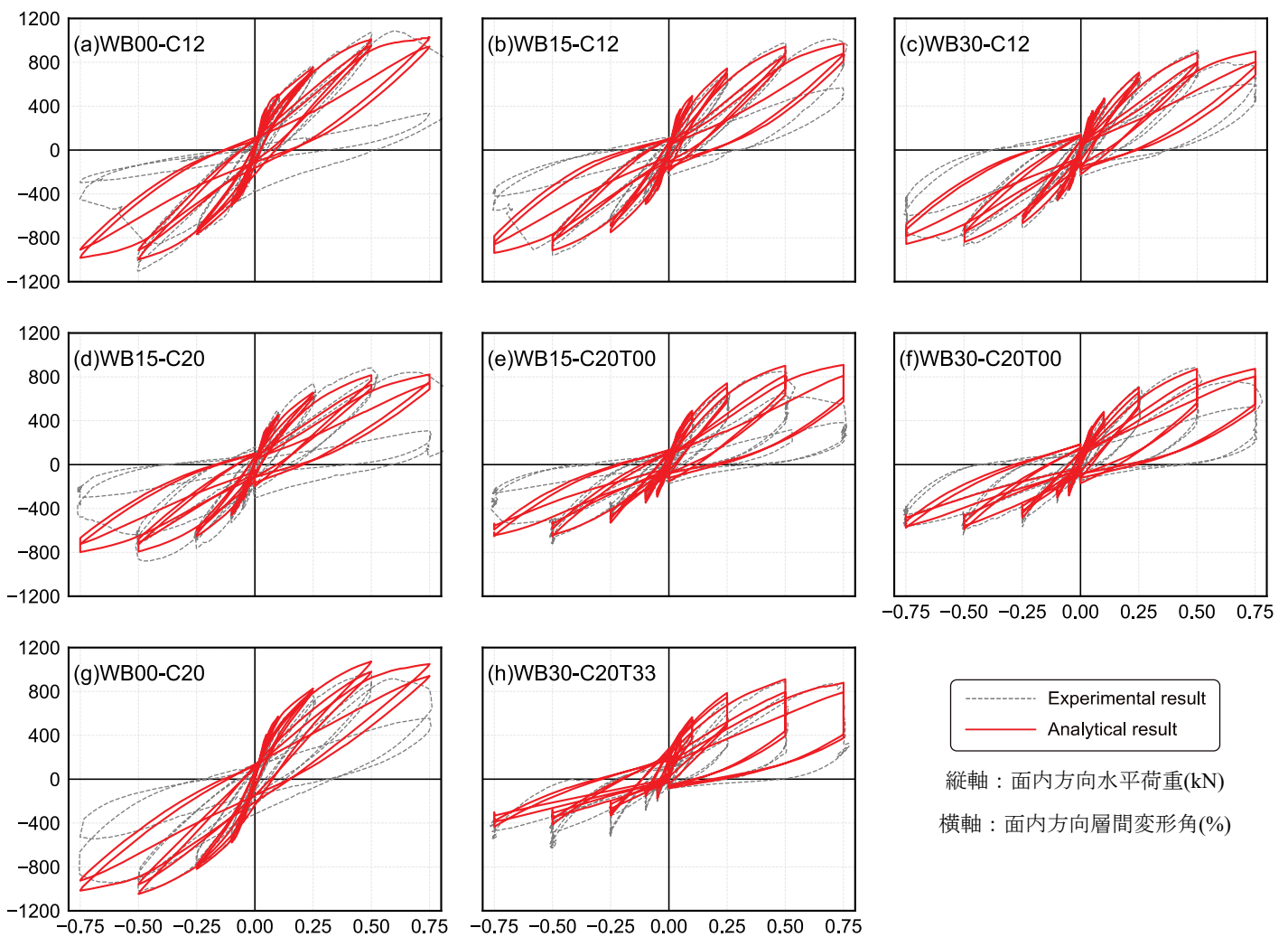


図 5-3 面内方向水平荷重－層間変形角関係（解析精度の検証，モデル WB-A）

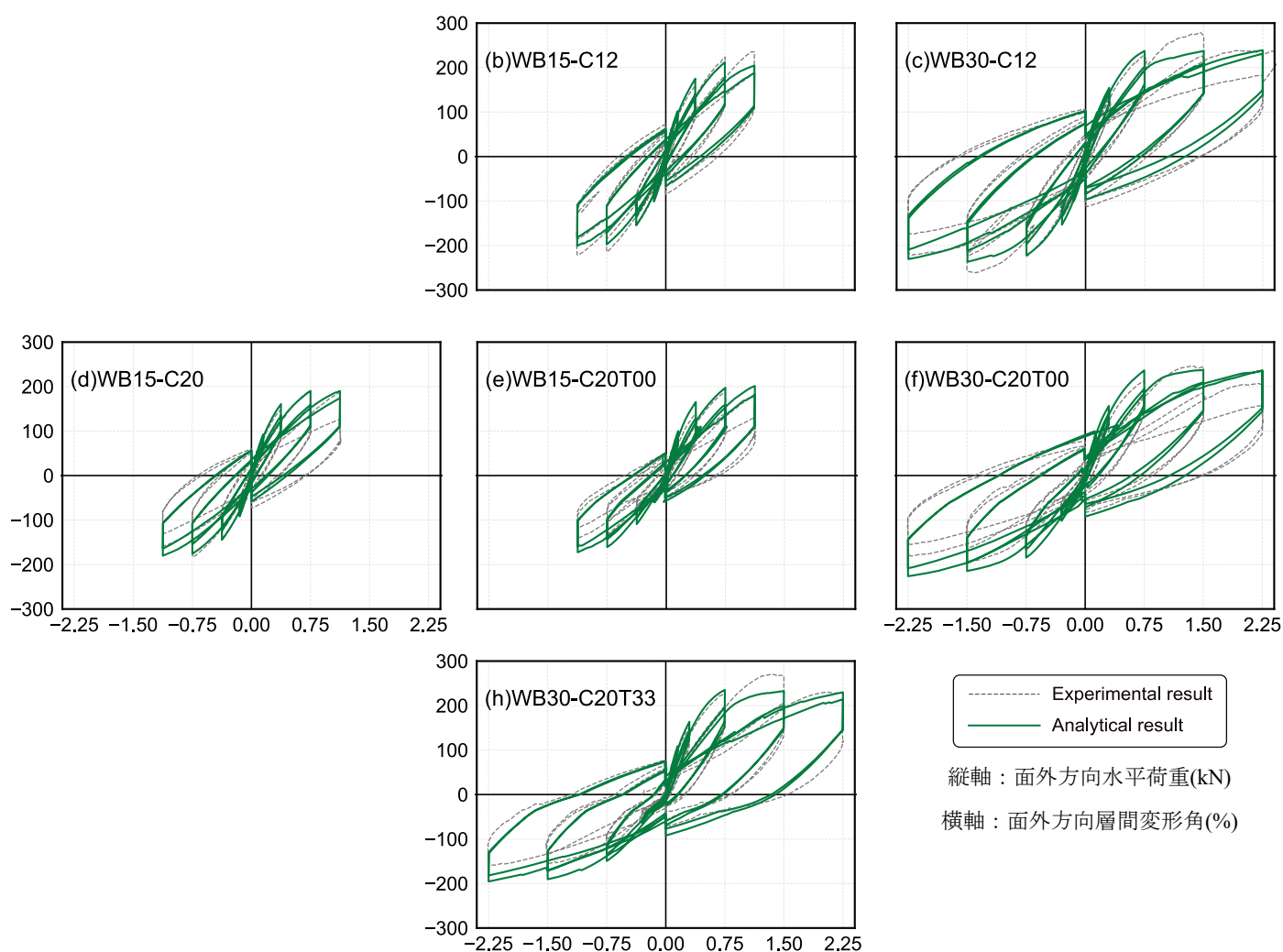


図 5-4 面外方向水平荷重－層間変形角関係（解析精度の検証，モデル WB-A）

(2) 水平荷重－層間変形角関係（モデル WB-B）

面内方向および面外方向それぞれの水平荷重－層間変形角関係を図 5-5 および図 5-6 に示す。なお，上スタブが x 軸まわりに回転する WB15C-C20 では，軸力の影響を受け，試験区間に入力される面外方向水平荷重の値が変化する。解析モデルでは，軸力を上スタブ上面に分布荷重として作用させている。このとき，分布荷重は六面体要素上面に垂直方向へと作用する。このことから，上スタブの x 軸まわりの回転角を $\theta_{upper,x}$ とすると，試験区間に作用する面外方向水平荷重は以下の式(5.3)のように修正される。

$$Q_{y,mod} = Q_y - N \sin \theta_{upper,x} \quad (5.3)$$

$Q_{y,mod}$ ：修正後の面外方向水平荷重， Q_y ：4 点に作用する面外方向水平荷重の和， N ：軸力（圧縮を正とする）

図中の面外方向水平荷重は式(5.3)によって修正されたものである。厳密には y 軸まわりでも回転するため、面内方向にも影響を及ぼすが、影響の程度が非常に小さいため、ここでは無視した。

面内方向に関して、初期剛性は解析結果が若干大きいものの、最大耐力点付近の包絡線を概ね追跡できたと考えられる。一方で面外方向に関しては、WB15C-C20 の除荷曲線が解析結果と実験結果で大きく乖離しているが、載荷時の曲線に関しては概ね一致していると考えられる。

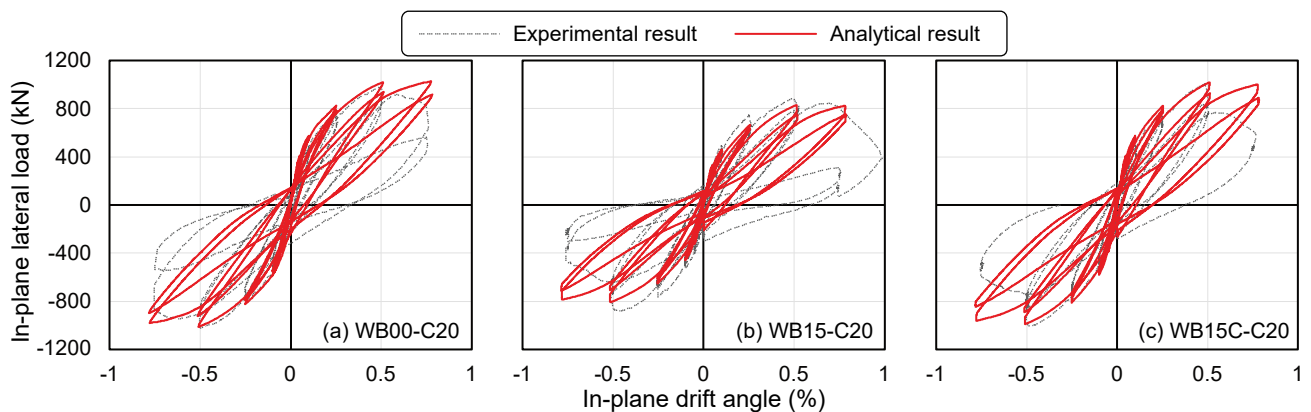


図 5-5 面内方向水平荷重一層間変形角関係（解析精度の検証，モデル WB-B）

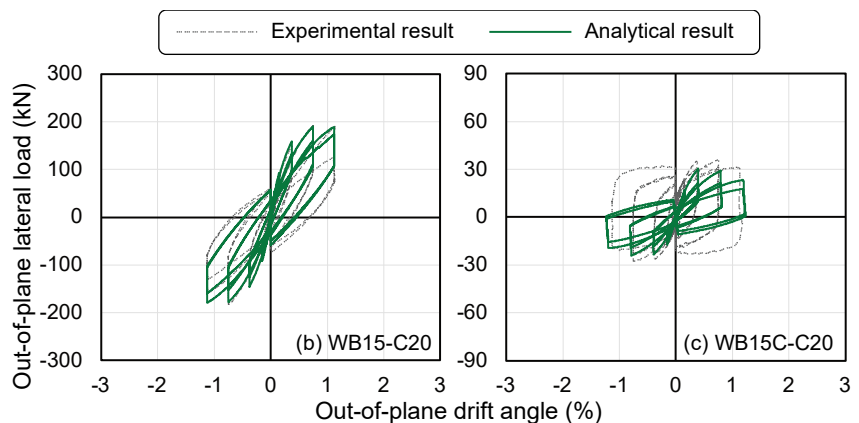


図 5-6 面外方向水平荷重一層間変形角関係（解析精度の検証，モデル WB-B）

(3) 最大耐力

表 5-2 にモデル WB-A による最大耐力を示す。なお、実験結果における最大耐力は載荷全体（最大 $R_x=2.0\%$ サイクルまで）のものであり、一方、解析結果における最大耐力は解析を行った $R_x=0.75\%$ サイクルまでのものである。モデル B で再現を目指した正側面内方向最大耐力に関しては、 $-7\sim 10\%$ の範囲で再現できている。また、引張軸力が作用していた WB30-C20T33 を除けば、

負側面内最大耐力に関しても±10%の範囲で実験結果を再現できている。

表 5-2 最大耐力（解析精度の検証，モデル WB-A）

		面内方向			面外方向		
		実験結果 (kN)	解析結果 (kN)	解析結果/ 実験結果	実験結果 (kN)	解析結果 (kN)	解析結果/ 実験結果
WB00-C12	正	1088 ^{5.1)}	1026	0.943			
	負	-1104 ^{5.1)}	-997	0.902			
WB15-C12	正	1014 ^{5.1)}	971	0.958	235.4 ^{5.1)}	212.1	0.901
	負	-961 ^{5.1)}	-939	0.977	-221.2 ^{5.1)}	-200.8	0.908
WB30-C12	正	910 ^{5.1)}	899	0.987	279.2 ^{5.1)}	239.0	0.856
	負	-876 ^{5.1)}	-857	0.978	-261.2 ^{5.1)}	-236.8	0.907
WB15-C20	正	882	823	0.933	185.7	190.3	1.025
	負	-879	-798	0.908	-181.1	-180.3	0.995
WB15-C20T00	正	848	909	1.072	181.6	201.4	1.109
	負	-730	-656	0.898	-167.1	-172.6	1.033
WB30-C20T00	正	888	874	0.985	235.9	237.0	1.005
	負	-641	-588	0.916	-195.6	-226.3	1.157
WB00-C20	正	976	1073	1.100			
	負	-1016	-1047	1.030			
WB30-C20T33	正	890	911	1.025	270.7	235.3	0.869
	負	-628	-435	0.693	-197.5	-195.3	0.989

表 5-3 にモデル WB-B による最大耐力を示す。面内方向最大耐力に関して、モデル WB-B は実験結果を-7～+1%の精度で評価する事ができた。面外方向に関しては、WB15C-C20 は実験結果よりも解析結果が 15%程度低くなった。一方で WB15-C20 は実験結果よりも解析結果が 1%低い程度となった。

表 5-3 最大耐力（解析精度の検証，モデル WB-B）

		面内方向			面外方向		
		実験結果 (kN)	解析結果 (kN)	解析結果/ 実験結果	実験結果 (kN)	解析結果 (kN)	解析結果/ 実験結果
WB00-C20	正	976	1027	1.053			
	負	-1016	-1013	0.997			
	平均	996	1020	1.024			
WB15-C20	正	882	831	0.943	190.5	190.2	0.999
	負	-879	-808	0.920	-182.5	-179.2	0.982
	平均	880	820	0.931	186.5	184.7	0.990
WB15C-C20	正	993	1019	1.026	35.8	30.3	0.847
	負	-1004	-990	0.986	-27.6	-24.1	0.873
	平均	998	1005	1.006	31.7	27.2	0.858

WB00-C20 および WB15-C20 に関しては、モデル WB-A および WB-B の両者によって実験結果を追跡した。これらの両モデルによる最大耐力の比較を表 5-4 に示す。両モデルの最大耐力には大きな差異は見られなかった。

表 5-4 最大耐力（モデル WB-A と WB-B の比較）

		面内方向			面外方向		
		WB-A ^{*1}	WB-B ^{*2}	*2/*1	WB-A ^{*3}	WB-B ^{*4}	*4/*3
WB00-C20	正	1073	1027	0.96			
	負	-1047	-1013	0.97			
	平均	1060	1020	0.96			
WB15-C20	正	823	831	1.01	190.3	190.2	1.00
	負	-798	-808	1.01	-180.3	-179.2	0.99
	平均	811	820	1.01	185.3	184.7	1.00

以上の結果より、両モデルともに実験結果を高い精度で追跡できたと判断し、今後の検討に用いる。また、上スタブ上部への要素の追加が面外方向逆対称曲げ載荷試験体の解析結果に及ぼす影響は殆どないということも分かった。このことから、面外方向反曲点高さの影響以外の検討にはモデル WB-A を用い、一方で 5.6 節に示す面外方向反曲点高さの影響の検討にはモデル WB-B を用いる。

5.3. モデル概要：SR シリーズ

本節では SR シリーズの実験結果の追跡を目的とした解析モデルの概要を示す。解析モデルは基本的にモデル WB-A と同様のモデル化を行った。なお、本節のモデルをモデル SR と呼称する。なお、コンクリートの打設不良の影響で妥当な実験結果を得られなかったと判断した SR30-C20T33 は追跡対象から除外した。

5.3.1. 解析モデル

解析モデルを図 5-7 に示す。コンクリートについて、上下スタブと端部拘束領域は六面体要素で、壁板は積層シェル要素（層分割数：16）でモデル化した。ここでの端部拘束領域は実験時と同様に端部から 300mm の領域とし、そのほかは壁板とした。端部主筋はトラス要素でモデル化し、その他の鉄筋は各コンクリート要素への埋め込みとした。端部主筋トラス要素と端部拘束領域コンクリート六面体要素は完全付着とした。壁板と端部拘束領域の接合部は、図 5-7 右に示すように、壁際の従属節点（図中◇）の x 方向変位と z 方向変位を親節点（図中◆）に追従させることで壁板の厚さを考慮した。面内方向荷重は図中○、面外方向荷重は図中●に同一の水平荷重または水平変位を与えることで加力した。軸力は上スタブ上面に分布荷重として作用させた。下スタブの下面の全節点の 3 方向並進変位全てを拘束した。

面外方向の载荷形式に関しては、上スタブの同一 z 座標かつ同一 x 座標の節点の鉛直変位を同一とすることで再現した。

コンクリートの材料構成則を表 5-5 に示す。表中の下線は、表 5-1 と異なる部分を示している。コンクリートの応力-ひずみ関係には、圧縮側では応力上昇域には修正 Ahmad モデル^{5.5)}を、応力下降域では壁板および端部拘束領域コアコンクリート、壁板接合部カバーコンクリートに対しては中村・桧貝モデル^{5.6)}を、端部拘束領域カバーコンクリートに対してはかぶりコンクリートモデル^{5.5)}を採用し、ひずみ軟化を考慮した。三軸応力下での破壊条件としては、Ottoosen の 4 パラメータモデルを畑中らの用いた係数^{5.5)}の下、採用した。一方、壁板の二軸応力下での破壊条件は Kupfer-Gerstle の提案モデル^{5.7)}を用いた。引張側においては、端部拘束領域に関してはカバーコンクリートを除き、tension-stiffening 効果を考慮し、出雲らのモデル^{5.8)}を、付着性状を表すパラメータである c を 0.4 として用いた。壁板に関しては長沼・山口のモデル^{5.14)}を用い、tension-stiffening 特性を考慮した。端部拘束領域カバーコンクリートではひび割れ以降の引張応力を 0 とした。ひび割れ発生後のせん断伝達特性については、側柱コンクリートには長沼の提案モデル^{5.9)}を用い、壁板カバーコンクリートには Al-mahaidi モデル^{5.10)}を用いた。コンクリートの圧縮強度 f'_c およびヤング係数 E_c は材料試験結果を用いた。引張強度 f_t は式(5.1)^{5.11)}、圧縮強度時ひずみ ϵ_c は式(5.2)^{5.12)}より算出した。なお、両式中の圧縮強度 f'_c の単位は MPa である。

鉄筋には降伏点を折れ点とするバイリニアモデルを用い、降伏後の剛性を初期剛性の 1/100 とした。繰返し応力下の履歴特性には修正 Menegotto-Pinto モデル^{5.13)}を採用した。なお、鉄筋の降伏強度 f_y およびヤング係数 E_s は材料試験結果を用いた。

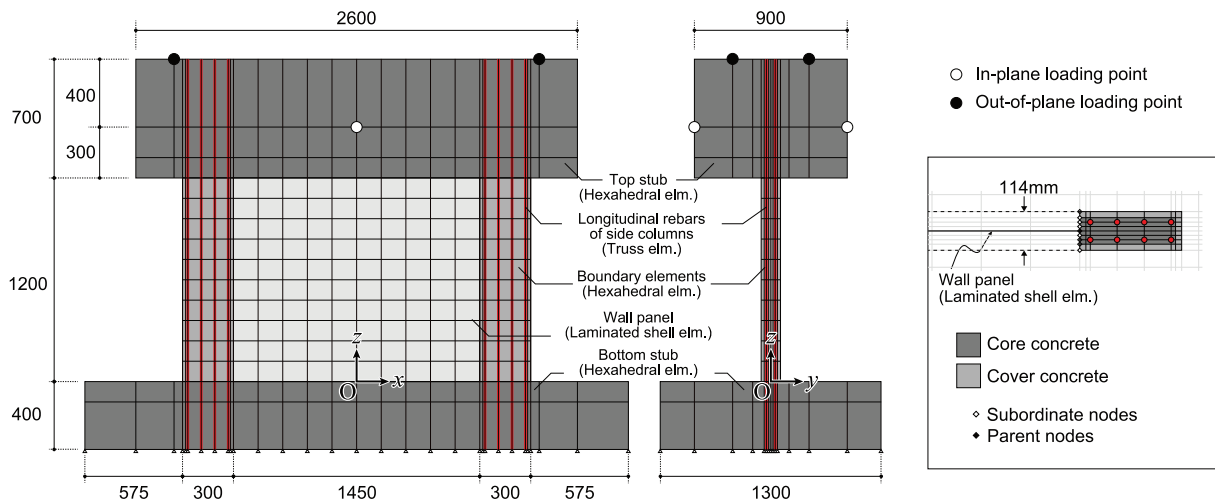


図 5-7 解析モデル (SR シリーズ, 単位 : mm)

表 5-5 材料構成則 (SR シリーズ)

		壁板	端部拘束領域		
			コア	カバー	カバー (壁板接合部)
圧縮応力-ひずみ関係	上昇域	修正 Ahmad モデル ^{5.5)}			
	下降域	中村・楢貝モデル ^{5.6)}	かぶりコンクリートモデル ^{5.3)}	中村・楢貝モデル ^{5.6)}	
テンションステイフニング特性		長沼・山口のモデル ^{5.14)}	出雲モデル ^{5.8)} ($c=0.4$)	カットオフモデル 出雲モデル ^{5.8)} ($c=0.4$)	
圧縮破壊条件		Kupfer-Gerstle 提案モデル ^{5.7)}	Ottosen 4 パラメータモデル (畑中らの係数 ^{5.5)})		
ひび割れ後のせん断伝達特性		Al-mahaidi モデル ^{5.10)}	長沼の提案モデル ^{5.9)}		

5.3.2. 載荷履歴

5.2.2 項と同様である。

5.3.3. 解析精度の検証

(1) 水平荷重一層間変形角関係

面内方向および面外方向それぞれの水平荷重一層間変形角関係を図 5-8 および図 5-9 に示す。面内方向に関しては実験時の最大耐力点までの包絡線を，全試験体で精度良く追跡できた。一方で，面外方向に関しては軸力比が 0.20 となる SR30-C20 の正負両側および SR30-C20T33 の正側では実験値に対して解析値が初期剛性を含め全体として低くなっている。これは解析モデルにおいて壁板を積層シェル要素によってモデル化したことが原因として考えられる。

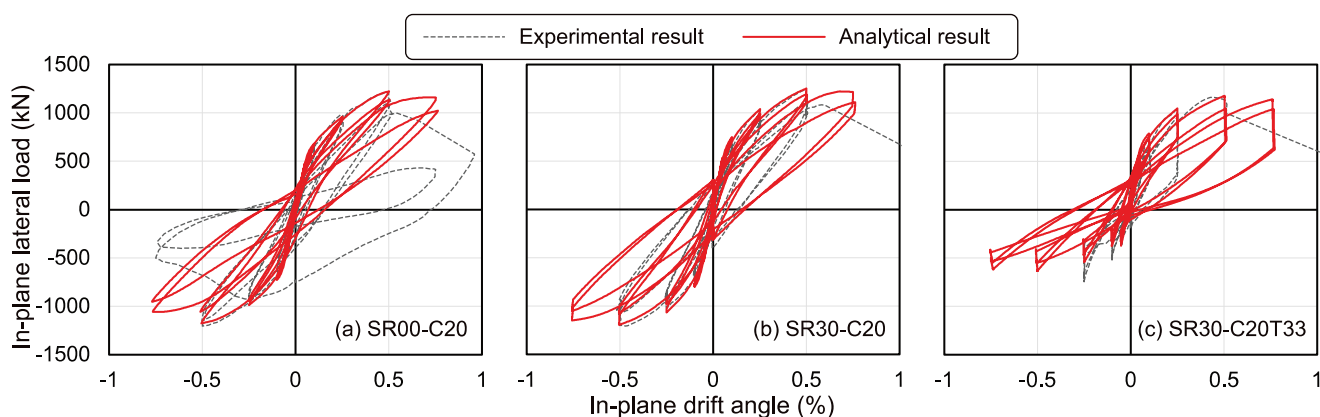


図 5-8 面内方向水平荷重一層間変形角関係（解析精度の検証，モデル SR）

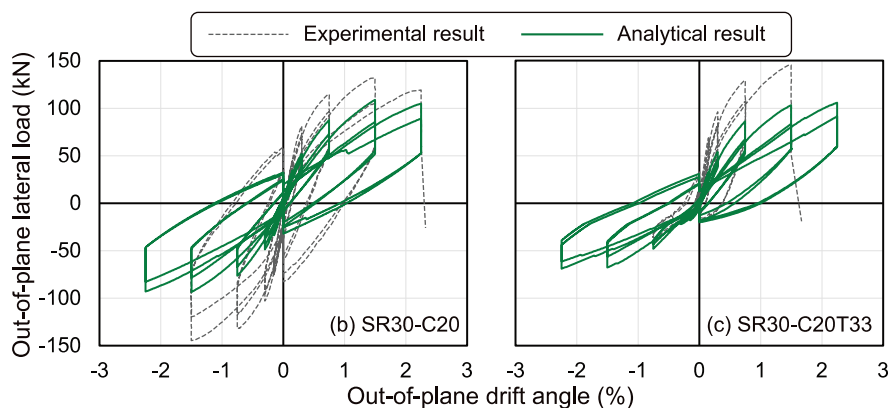


図 5-9 面内方向水平荷重一層間変形角関係（解析精度の検証，モデル SR）

(2) 最大耐力

表 5-6 に最大耐力を示す。なお， $R_x=0.50\%$ 1 回目サイクル正側において脆性的破壊となり，負側の最大耐力に関して妥当な実験結果が得られなかった SR30-C20T33a に関しては当該箇所を括弧付で示す。面内方向に関しては SR30-C20T33a の負側を除けば-3~+1%の範囲で評価できており，高い精度を有する。一方で面外方向は，前述のように解析値が実験値と比べ 2~3 割程度低く

なった。

表 5-6 最大耐力（解析精度の検証，モデル SR）

		面内方向			面外方向		
		実験結果 (kN)	解析結果 (kN)	解析結果/ 実験結果	実験結果 (kN)	解析結果 (kN)	解析結果/ 実験結果
SR00-C20	正	1211	1224	1.011			
	負	-1203	-1176	0.978			
	平均	1207	1200	0.994			
SR30-C20	正	1237	1251	1.011	131.8	109.1	0.828
	負	-1207	-1195	0.990	-144.4	-93.5	0.647
	平均	1222	1223	1.000	138.1	101.3	0.733
SR30-C20T33a	正	1162	1178	1.014	145.6	105.9	0.727
	負	(-758)	-634	(0.836)	(-38.9)	-68.9	(1.773)

以上より，面外方向の評価精度に関しては課題が残るが，WB シリーズの解析モデルとモデル化手法を統一したという点，および主たる検討方向が面内方向であるという点から，本モデルは今後の検討を行うにあたり，十分な精度を有する妥当なモデルと判断した。

5.4. 面外方向変形の影響

5.4.1. 本節の概要

本節では耐震壁部材のせん断終局耐力に面外方向変形が及ぼす影響に関して、前述のモデル WB-A およびモデル SR を用いて検討する。なお、本節では面外方向の反曲点高さは内法スパンの 1/2 とし、面外方向は逆対称曲げ形式で加力を行った場合の検討結果を示す。

本節では実験時にみられた材料特性値のばらつきによる影響を排除するため、WB シリーズおよび SR シリーズそれぞれで、材料特性値を統一して解析を行った。WB シリーズは軸力比 0.12 の場合には実験時の材料特性値を、軸力比 0.20 の場合には WB00-C20 の実験時の材料特性値を、SR シリーズは SR30-C20T33a の実験時の材料特性値を用いた。なお、ここでの材料特性値とは、コンクリートの圧縮強度およびヤング係数、鉄筋の降伏強度およびヤング係数を指す。また、実験時の試験体に加え、以下の表 5-7 に示すパラメータで解析を行った。表中、下線で示した箇所が実験時に設定しなかったパラメータである。

表 5-7 解析ケース一覧（変数：面外変形倍率）

軸力比	面外変形倍率		
	0	1.5	3.0
0.12（一定）	WB00-C12	WB15-C12	WB30-C12
	<u>SR00-C12</u>	<u>SR15-C12</u>	<u>SR30-C12</u>
0.20（一定）	WB00-C20	WB15-C20	<u>WB30-C20</u>
	SR00-C20	<u>SR15-C20</u>	SR30-C20

5.4.2. 最大耐力

表 5-8 に面内方向最大耐力を示す。なお、本節における最大耐力は正負平均値である。また、表中に示したそれぞれのシリーズおよび軸力比における面外変形倍率 0 の場合に対する比を図 5-10 に示す。柱型を有する WB シリーズのほうが、柱型を持たない SR シリーズに比べ、同面外変形倍率における最大耐力の低下率が大きい（この傾向を以降、耐力低下傾向が大きいと呼ぶ）。また、いずれのシリーズにおいても軸力比が 0.20 の場合のほうが、耐力低下傾向が大きい。前者の柱型を有する場合のほうが、耐力低下傾向が大きくなった理由としては、同程度の面外方向変形を受けた際に、柱幅が大きいほうが断面の圧縮縁および引張縁のひずみが大きくなり、主筋の降伏や、コンクリートのひび割れ、圧壊などが発生しやすくなったことが考えられる。後者の軸力が大きい場合に耐力低下傾向が大きくなった理由としては、特に圧縮側端部拘束領域において軸力が大きいほうがコンクリートの圧壊面積が増加し、負担できるせん断応力が低下したことが考えられる。

表 5-8 面内方向最大耐力 (変数: 面外変形倍率, 単位: kN)

シリーズ	軸力比	面外変形倍率		
		0	1.5	3.0
WB シリーズ	0.12 (一定)	1011	955 (0.944 / -56)	878 (0.868 / -133)
	0.20 (一定)	1060	958 (0.904 / -102)	905 (0.854 / -155)
SR シリーズ	0.12 (一定)	1177	1187 (1.008 / +10)	1139 (0.968 / -38)
	0.20 (一定)	1341	1300 (0.970 / -41)	1242 (0.926 / -99)

括弧内左: それぞれの面外変形倍率 0 の場合に対する比
括弧内右: それぞれの面外変形倍率 0 の場合に対する差

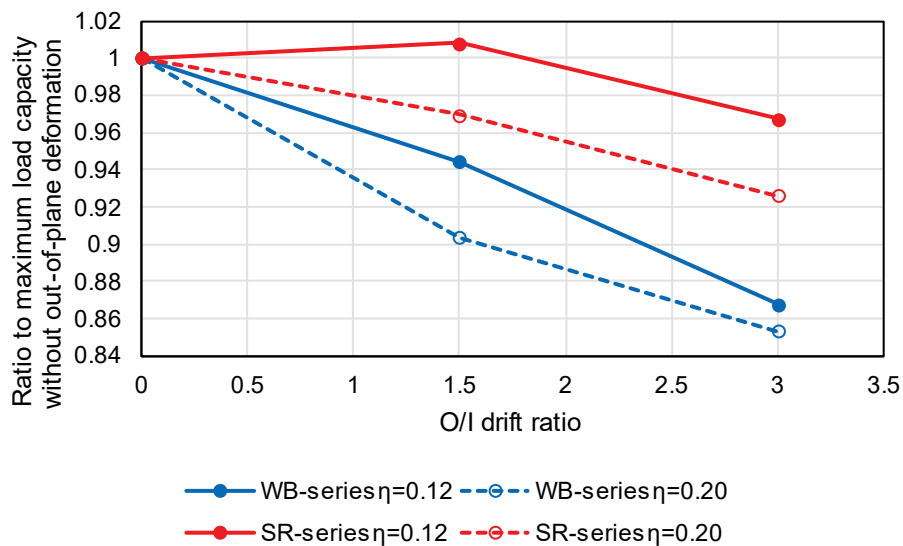


図 5-10 最大耐力残存率 (η : 軸力比)

5.4.3. 水平方向ひずみおよび鉛直方向ひずみ

水平二方向加力を受けることで、津田^{5.15)}のせん断終局耐力評価手法に示されている水平方向および鉛直方向の引張バネ剛性の変化が推測される。図 5-11 および図 5-12 に面内方向水平荷重と各方向ひずみの関係を示す。水平方向ひずみは、有限要素解析結果を用い、文献 5.16)などに示された方法を参考に、圧縮縁と引張縁の x 方向変位の差を耐震壁全長 2050mm で除して算定した

値の全高にわたる平均値として算出した。また、鉛直方向ひずみは、試験体中央の鉛直方向伸びを試験区間内法高さ（WB シリーズ：1400mm，SR シリーズ：1200mm）で除した値である。ひずみは引張方向を正としている。水平方向ひずみに関しては面外変形倍率の増大に伴い、同面内方向水平荷重でのひずみ値が増大している。耐力低下傾向が小さい SR シリーズでは水平方向ひずみの増大傾向が小さくなっており、津田の手法^{5.15)}における水平方向引張バネ剛性を低減することで耐力低下を評価できる可能性がある。一方で鉛直方向ひずみに関しては面外方向変形の影響を殆ど受けていない。ただし、文献 5.1)に示したように、材料特性値が実験時に統一されていた WB シリーズの軸力比 0.12 の場合、実験値で同様の分析を行ったとき、同面内方向水平荷重でのひずみ値の増大が見られた。このことから津田の手法^{5.15)}における鉛直方向引張バネ剛性に関しても低減を行う必要がある可能性が考えられる。

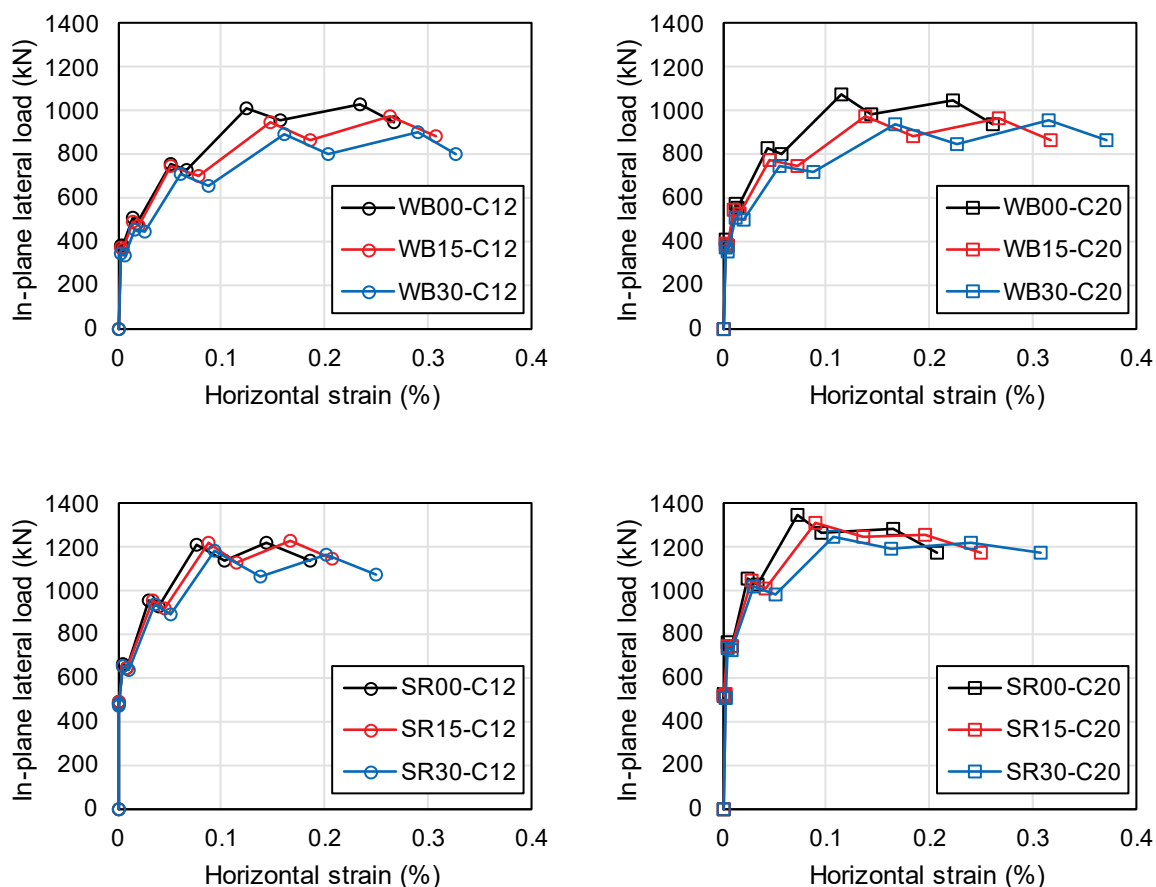


図 5-11 水平方向ひずみ（変数：面外変形倍率，引張：正）

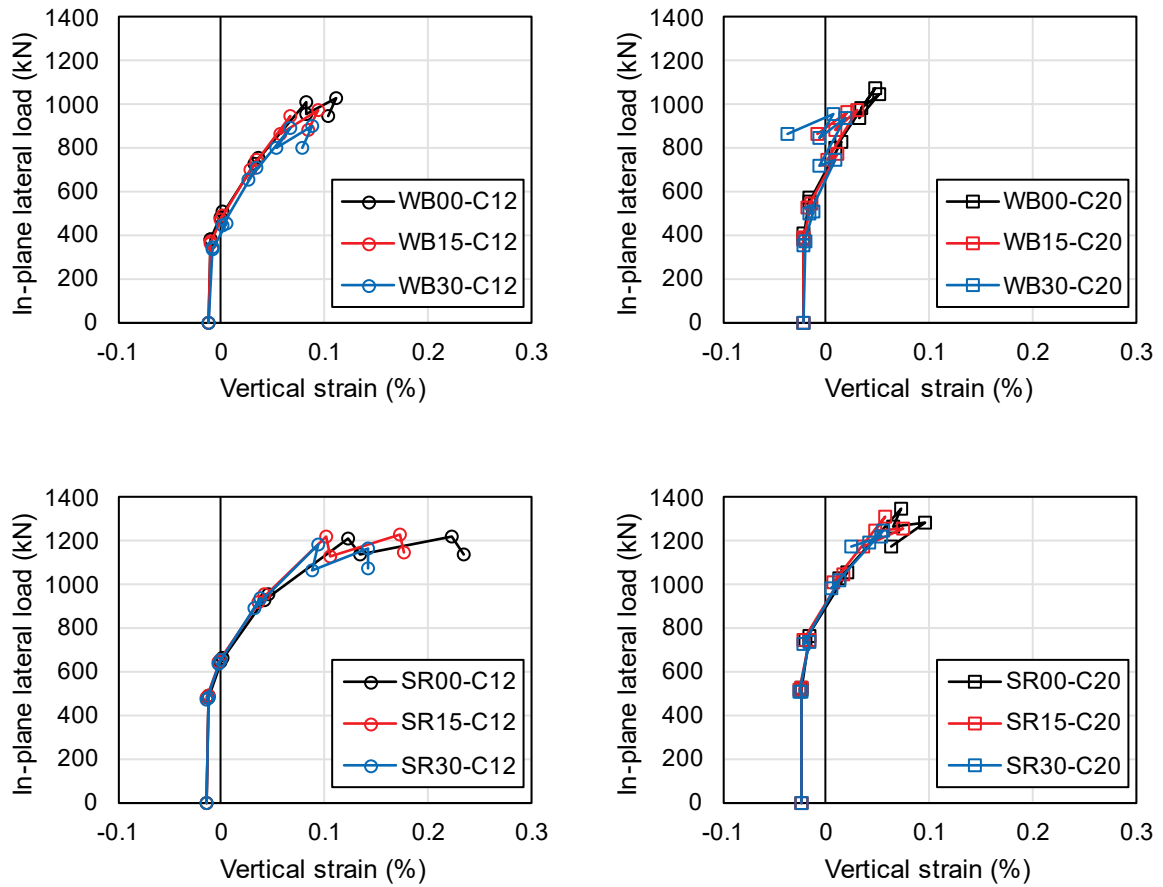


図 5-12 鉛直方向ひずみ（変数：面外変形倍率，引張：正）

剛性の低下が見られた面内方向水平荷重－水平方向ひずみ関係に関して，その剛性低下率について検討を行うため，次のように水平方向抵抗剛性 K_x を算出した。水平方向の壁板の膨らみは壁板にせん断ひび割れが生じるまでは発生しない。従って図 5-13 のように計算値による面内せん断ひび割れ耐力 Q_{cr} ，最大耐力 Q_{max} における水平方向ひずみ $\varepsilon_{x,max}$ を用いて式(5.4)より算出した。なお，実験時に最大耐力が $R_x=0.50\%$ 付近で記録されたこと，および最大耐力付近で水平方向ひずみの増大傾向が大きくなることを考慮して，有限要素解析において最大耐力が $R_x=0.50\%$ 1 回目正側ピーク以外に記録された場合においても，最大耐力点は $R_x=0.50\%$ 1 回目正側ピークに統一した。

$$K_x = \frac{Q_{max} - Q_{cr}}{\varepsilon_{x,max}} \quad (5.4)$$

ここでせん断ひび割れ耐力 Q_{cr} の算出には文献 5.3)に記載の式(5.5)を用いた。

$$Q_{cr} = \tau_{scr} t_w l_w / K_w \quad (5.5)$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \sigma_0} \quad (5.5a)$$

$$\kappa_w = \frac{3(1+u)\{1-u^2(1-v)\}}{4\{1-u^3(1-v)\}} \quad (5.5b)$$

$$u = \frac{l'_w}{l'_w + \sum D} \quad (5.5c)$$

$$v = t_w / b \quad (5.5d)$$

t_w : 壁厚(mm), l_w : 側柱中心間距離(mm) (矩形断面の場合は壁全長とする), D : 側柱せい(mm), b : 側柱幅(mm), l'_w : 壁板の柱内法長さ(mm), σ_T : コンクリートの引張強度(MPa), σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力(MPa), κ_w : 応力度法による形状係数 (矩形断面の場合は 1.5)

算出した水平方向抵抗剛性を表 5-9 に示す。WB シリーズのほうが SR シリーズよりも剛性の低下率が大きく、また、軸力比が大きいほうが剛性の低下率が大きい。これは面内方向の最大耐力の傾向と一致する。従って、この剛性低下の評価が最大耐力の評価には肝要だと考えられる。

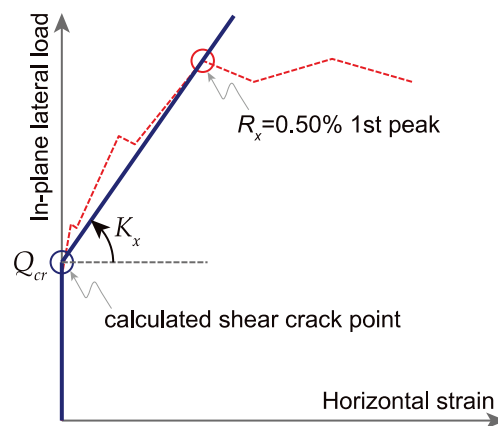


図 5-13 水平方向抵抗剛性算出方法

表 5-9 水平方向抵抗剛性（変数：面外変形倍率，単位：10⁵kN）

シリーズ	軸力比	面外変形倍率		
		0	1.5	3.0
WB シリーズ	0.12（一定）	5.36	4.06 (0.76)	3.35 (0.63)
	0.20（一定）	5.81	4.11 (0.71)	3.17 (0.55)
SR シリーズ	0.12（一定）	8.36	7.37 (0.88)	6.40 (0.77)
	0.20（一定）	10.64	8.22 (0.77)	6.29 (0.59)

括弧内：それぞれの面外変形倍率 0 の場合に対する比

5.5. 軸力変動の影響

5.5.1. 本節の概要

本節では耐震壁部材のせん断終局耐力に軸力変動が及ぼす影響に関して、前述のモデル WB-A およびモデル SR を用いて検討する。なお、本節も前節と同様に面外方向の反曲点高さは内法スパンの 1/2 とし、逆対称曲げ形式で加力を行った場合の検討結果を示す。

実験時にみられた材料特性値のばらつきによる影響を排除するため、WB シリーズおよび SR シリーズそれぞれで、材料特性値を統一して解析を行った。WB シリーズは WB30-C20T33 の実験時の材料特性値を、SR シリーズは SR30-C20T33a の実験時の材料特性値を用いた。実験時の試験体に加え、以下の表 5-7 に示すパラメータで解析を行った。表中、下線で示した箇所が実験時に設定しなかったパラメータである。なお、軸力の載荷経路は 5.2.2 項と同様のものを用い、変動軸力における長期軸力比（面外方向水平荷重が 0 の場合の軸力比）は実験時と同様に 0.12 とした。

表 5-10 解析ケース一覧（変数：面外変形倍率）

面外変形倍率	軸力比		
	0.20（一定）	0~0.20	-0.33~0.20
1.5	WB15-C20	WB15-C20T00	<u>WB15-C20T33</u>
	<u>SR15-C20</u>	<u>SR15-C20T00</u>	<u>SR15-C30T33</u>
3.0	<u>WB30-C20</u>	WB30-C20T00	WB30-C20T33
	SR30-C20	<u>SR30-C20T00</u>	SR30-C20T33a

5.5.2. 最大耐力

表 5-11 に面内方向最大耐力を示す。なお、本節における最大耐力は、最大耐力点における軸力比を統一するため、正側の値とした。柱型の有無および面外変形倍率に関わらず、軸力比 0～0.20 の変動軸力の場合、軸力比 0.20 で一定軸力の場合に比べ最大耐力が 1～7%増加している。一方で、軸力比-0.33～0.20 の場合は、軸力比 0.20 で一定軸力の場合に比べ-6～+4%となっており、耐力低下が見られる場合がある。軸力比 0.20 で一定の際には、両側柱にコンクリートの圧壊等の圧縮的損傷が見られる。一方、軸力比-0.33～0.20 で変動の際には、圧縮的損傷は軸力比が 0.20 となる正側加力時に圧縮側となる北側柱に集中し、南側柱は圧縮的損傷が抑制される。ただし、負側加力時に引張側となる北側柱には、鉄筋の引張降伏等の引張的損傷が発生し、最大耐力が減少する可能性がある。しかしその中間である軸力比 0～0.20 で変動の際には、北側柱の引張的損傷は軸力比-0.33～0.20 で変動の際と比べ、軽微となる。従って、軸力比 0.20 で一定の際と比べ、南側柱の圧縮的損傷が軽微となり、結果として、表 5-11 のような耐力変化が見られたと考えられる。

ただし、耐力低下率が最大でも 6%程度と、前節に示した面外方向変形の影響に比べて軽微であった。

表 5-11 面内方向最大耐力（変数：軸力条件，単位：kN）

シリーズ	面外変形倍率	軸力比		
		0.20（一定）	0～0.20	-0.33～0.20
WB シリーズ	1.5	956	1018 (1.065 / +62)	994 (1.039 / +38)
	3.0	932	942 (1.011 / +10)	911 (0.977 / -21)
SR シリーズ	1.5	1310	1350 (1.031 / +40)	1295 (0.989 / -15)
	3.0	1250	1271 (1.016 / +20)	1178 (0.942 / -72)

括弧内左：それぞれの軸力比 0.20（一定）の場合に対する比
括弧内右：それぞれの軸力比 0.20（一定）の場合に対する差

5.5.3. 水平方向ひずみおよび鉛直方向ひずみ

5.4.3 項に示した方法と同様に算出した面内方向水平荷重と各方向ひずみの関係を図 5-14 および図 5-15 に示す。水平方向ひずみに関して、WB シリーズでは軸力による影響が殆ど見られないが、SR シリーズに関しては軸力比-0.33～0.20 の軸力変動時には最大耐力点における水平方向ひずみが若干増大している。ただし、最大耐力の傾向と同様に、前節に示した面外方向変形の影響に比べればその影響は軽微であると考えられる。一方、鉛直方向ひずみに関しては、軸力比 0.20 で一定の場合には、最大耐力点以降、圧縮方向へのひずみの増大が見られるが、軸力比が-0.33～

0.20 の変動軸力では最大耐力点以降、引張方向へひずみが増大している。これは、前項に示したように、圧縮的損傷、引張的損傷のどちらが支配的となるかによると考えられる。

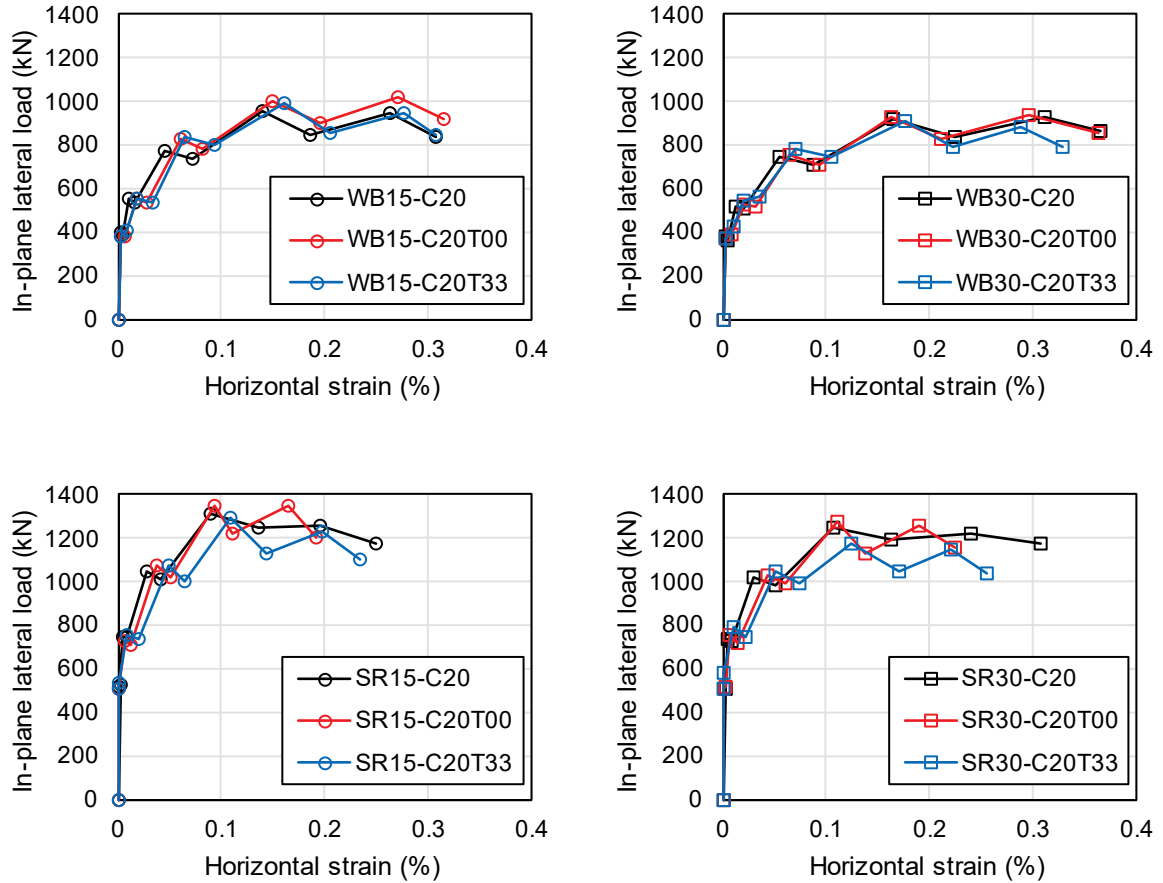
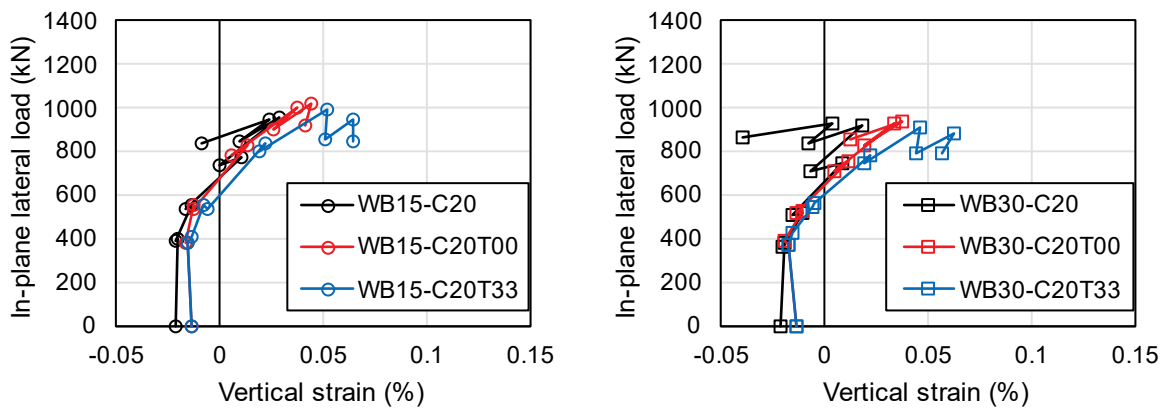


図 5-14 水平方向ひずみ（変数：軸力条件，引張：正）



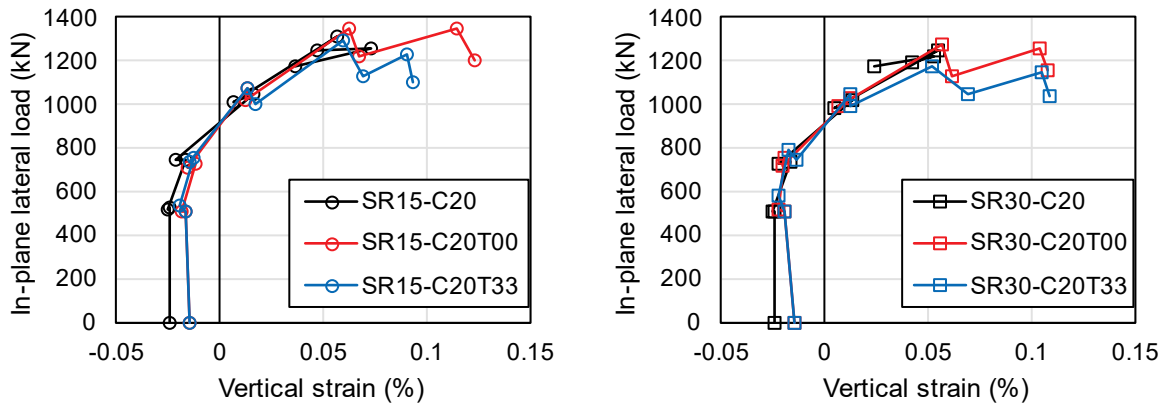


図 5-15 鉛直方向ひずみ（変数：軸力条件，引張：正）

図 5-13 に示した方法により算出した水平方向抵抗剛性を表 5-12 に示す。表 5-11 において最大耐力において見られた傾向と一致しており，軸力比 0.20 で一定軸力の場合と比べ，軸力比 0～0.20 で変動軸力の場合，水平方向抵抗剛性が若干増大し，軸力比-0.33～0.20 で変動軸力の場合，水平方向抵抗剛性が減少している。

表 5-12 水平方向抵抗剛性（変数：軸力条件，単位： 10^5 kN）

シリーズ	面外変形倍率	軸力比		
		0.20（一定）	0～0.20	-0.33～0.20
WB シリーズ	1.5	2.70	2.84 (1.052)	2.58 (0.957)
	3.0	2.09	2.12 (1.017)	1.89 (0.907)
SR シリーズ	1.5	8.22	8.32 (1.012)	6.63 (0.806)
	3.0	6.29	6.29 (1.001)	4.79 (0.762)

括弧内：それぞれの面外変形倍率 0 の場合に対する比

5.6. 面外方向反曲点高さの影響

本節では耐震壁部材のせん断終局耐力に面外方向反曲点高さが及ぼす影響に関して、前述のモデル WB-B を用いて検討を行う。なお、本節では実験時に面外方向反曲点高さの影響を検討した WB シリーズのみで検討を行い、軸力に関しては一定軸力のみを対象とする。

5.6.1. パラメトリックスタディ概要

面外方向反曲点高さの面内方向せん断耐力への影響について検討を行うために、パラメトリックスタディを行い、その影響の傾向について検討を行った。なお、本節での解析には WB00-C20 の実験時の材料特性値を用いた。

表 5-13 に本節のパラメトリックスタディにおける実験変数を示す。解析モデル名は「WB（面外変形倍率）a（面外方向反曲点高さ）－（軸力比）」とした。また、実験時に設定のない面外方向反曲点高さ 1400mm の場合、図 5-16 に示す解析モデルを用いて解析を行った。モデル WB-B の仮想スタブに剛棒を接続し、その先端に面外方向水平荷重を作用させた。

表 5-13 パラメトリックスタディ解析変数

解析モデル名	対応する 実験試験体	面外変形倍率	反曲点高さ (mm)	軸力比
WB00-C20	WB00-C20	0	—	0.20
WB15a700-C20	WB15-C20	1.5	700（逆対称）	
WB30a700-C20	—	3.0		
WB15a1400-C20	—	1.5	1400	
WB30a1400-C20	—	3.0		
WB15a2350-C20	WB15C-C20	1.5	2350	
WB30a2350-C20	—	3.0		
WB00-C12	WB00-C12	0	—	0.12
WB15a700-C12	WB15-C12	1.5	700（逆対称）	
WB30a700-C12	WB30-C12	3.0		
WB15a1400-C12	—	1.5	1400	
WB30a1400-C12	—	3.0		
WB15a2350-C12	—	1.5	2350	
WB30a2350-C12	—	3.0		

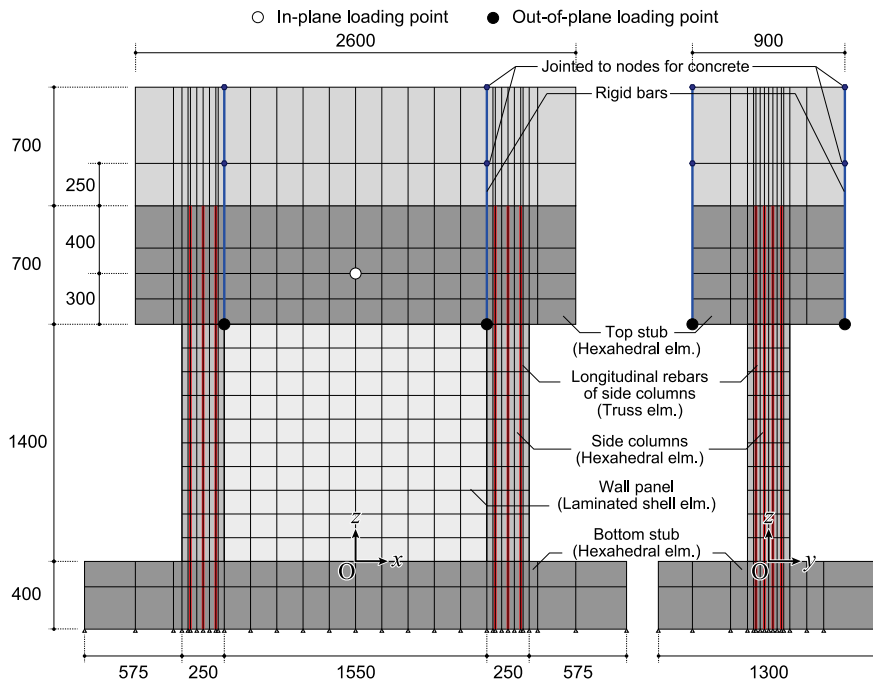


図 5-16 解析モデル (WB シリーズ, 面外方向反曲点高さ 1400mm, 単位 : mm)

5.6.2. 面内方向最大耐力

面内方向最大耐力を表 5-14 に示す。なお、すべての値は正負平均値であり、表中の括弧内の数値は、各軸力比における面外変形倍率 0 の場合に対する比および差である。軸力比に関わらず、反曲点高さ 700mm の場合が最も耐力低下傾向が強く、反曲点高さ 1400mm, 2350mm の場合には耐力低下傾向が小さくなった。また、反曲点高さ 1400mm の場合と反曲点高さ 2350mm の場合では大きな差異は見られなかった。

表 5-14 面内方向最大耐力（変数：面外方向反曲点高さ，単位：kN）

軸力比	面外方向反曲点 高さ (mm)	面外変形倍率		
		0	1.5	3.0
0.12 (一定)	700	1009	928 (0.920 / -81)	882 (0.874 / -127)
	1400		961 (0.953 / -48)	918 (0.910 / -91)
	2350		958 (0.950 / -51)	911 (0.903 / -98)
0.20 (一定)	700	1020	970 (0.951 / -50)	912 (0.898 / -108)
	1400		1000 (0.980 / -20)	962 (0.943 / -58)
	2350		1007 (0.987 / -13)	941 (0.923 / -79)

括弧内左：それぞれの軸力比 0.20 (一定) の場合に対する比
括弧内右：それぞれの軸力比 0.20 (一定) の場合に対する差

5.6.3. 面外方向曲率分布

図 5-17 および図 5-18 に $R_x=0.50\%$ 1 回目サイクル正側ピーク[2]点における面外方向曲率分布を示す。曲率は図 5-19 に黄色で示した 10 個の四角形領域それぞれの頂点の変位に基づき算出した。面外方向反曲点高さが 700mm の場合は、逆対称曲げ形式による載荷となるため、試験区間上半分に関しては負の曲率が発生する。従って同様の面外方向変形が生じているにも関わらず、面外方向反曲点高さが 700mm のものは脚部での曲率が增大している。一方で面外方向反曲点高さが 1400mm, 2350mm の場合、頭部付近で若干の差異が見られるが、脚部では両者の分布に大きな差異は見られない。前述のように、最大耐力の低下傾向に関しても面外方向反曲点高さが 1400mm, 2350mm の場合では大きな差異が見られなかったことから、面外方向曲率の大きさが面内方向の水平力に対する抵抗機構に影響を与えていると考えられる。

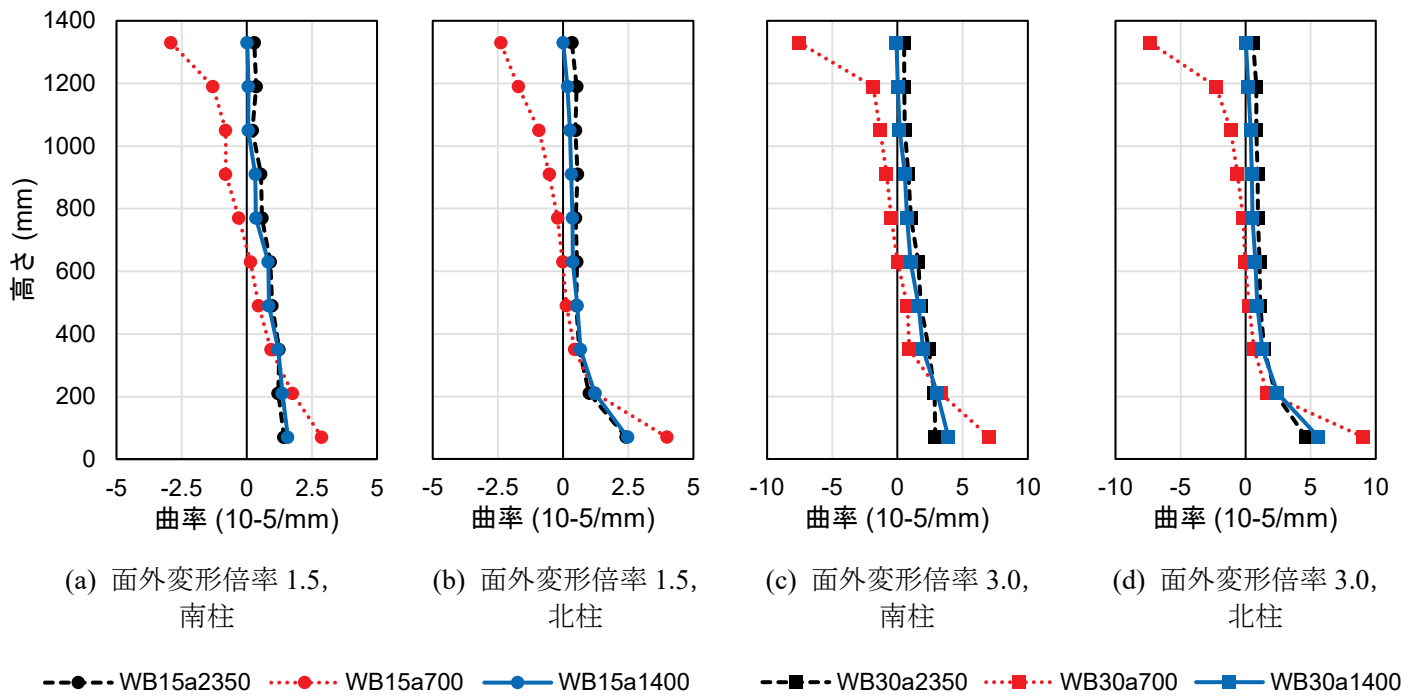


图 5-17 面外方向曲率分布 (轴力比 0.12)

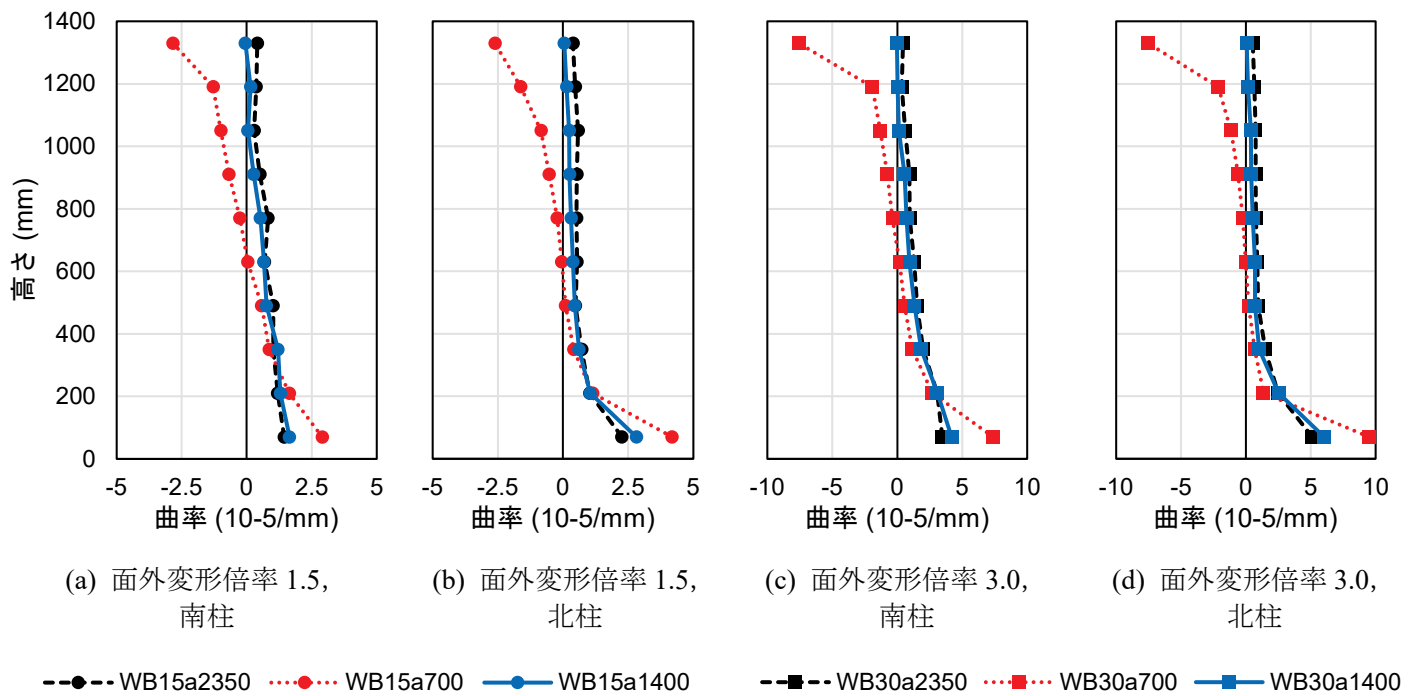


图 5-18 面外方向曲率分布 (轴力比 0.20)

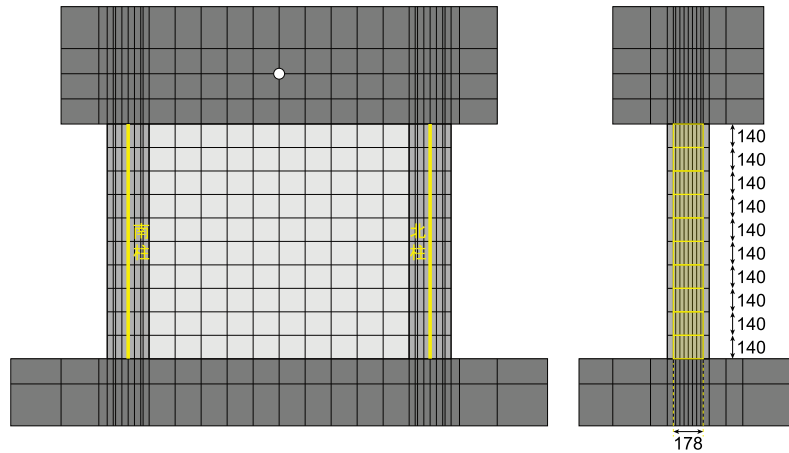


図 5-19 面外方向曲率分布算定位置 (単位 : mm)

5.6.4. 塑性回転角

前項に示した曲率分布に関して、塑性回転角を算出した。塑性回転角は全体回転角から弾性回転角を差し引いたもの (図 5-20) であり、弾性回転角は面外方向水平荷重と面外方向反曲点高さより算出される面外方向モーメントを側柱 1 本分の面外方向弾性曲げ剛性 EI で除して求めた弾性曲率分布より算出した。なお、ここでの塑性回転角は、面外方向の損傷量の大きさと関連した指標として考えるため、負の曲率が生じている部分から生じる回転角に関しては負の値とせず、その絶対値を回転角とした。つまり、曲率の絶対値を高さ方向に積分することでここでの回転角は算出した。また、回転角は図 5-17 および図 5-18 に示した、南北それぞれの曲率分布に対して算定した値の平均値とした。表 5-15 に塑性回転角を示す。

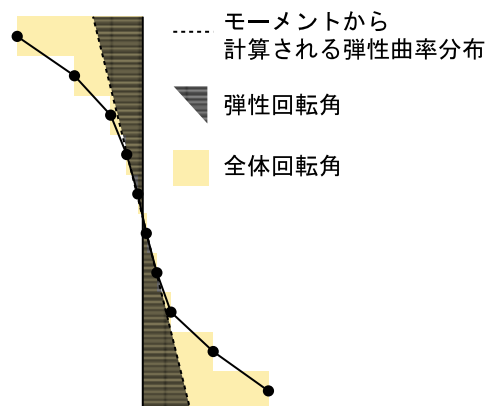


図 5-20 塑性回転角の算出

表 5-15 塑性回転角

面外変形 倍率	軸力比 0.20			軸力比 0.12		
	反曲点高さ (mm)					
	700	1400	2350	700	1400	2350
1.5	0.00955	0.00585	0.00840	0.00969	0.00562	0.00727
3.0	0.02430	0.01375	0.01853	0.02469	0.01287	0.01649

図 5-21 に面外変形倍率 0 の場合に対する面内方向最大耐力の比と塑性回転角の関係を示す。図中の破線はそれぞれの軸力比に対して最小二乗法で算出した回帰直線である。WB15a2350-C20 を除けば塑性回転角の増大に伴い、面内方向最大耐力が低下していることがわかる。従って塑性回転角の評価が可能であれば、文献 5.1) に示した方法と同様に面外方向変形を考慮した面内方向せん断終局耐力の評価が可能となると考えられる。

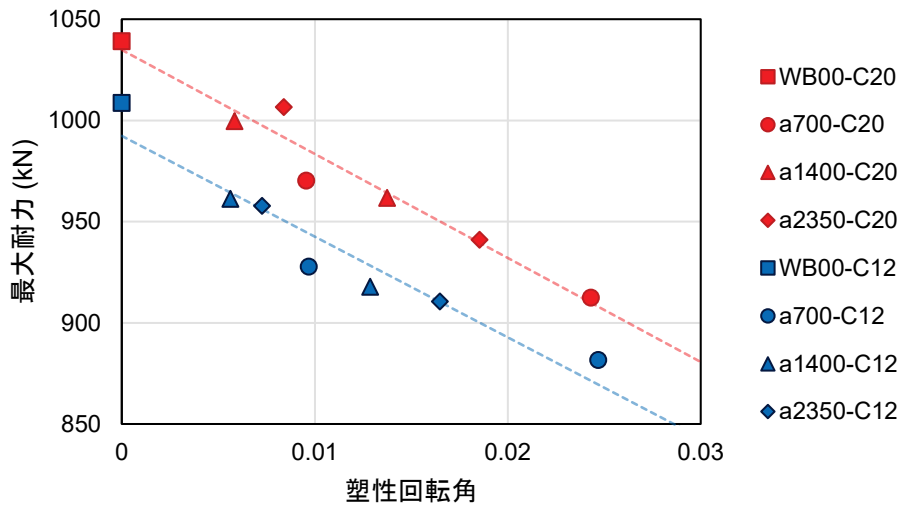


図 5-21 面内方向最大耐力－塑性回転角

5.6.5. 水平方向抵抗剛性

図 5-13 に示した方法により算出した水平方向抵抗剛性を表 5-16 に示す。表 5-14 において、面外変形倍率 0 の場合と比べ最大耐力の低下率が大きい面外方向反曲点高さ 700mm の場合が最も水平方向抵抗剛性の低下率が大きく、それ以外の面外方向反曲点高さ 1400mm, 2350mm の場合は面外方向反曲点高さ 700mm の場合と比べ低下率が小さい。従って面外方向反曲点高さに依らず、水平方向抵抗剛性の低下率と最大耐力の低下率にはある程度の相関関係があると考えられる。

表 5-16 水平方向抵抗剛性（変数：面外方向反曲点高さ，単位：10⁵kN）

軸力比	面外方向反曲点 高さ (mm)	面外変形倍率		
		0	1.5	3.0
0.12（一定）	700	4.90	3.58 (0.731)	2.79 (0.569)
	1400		4.45 (0.909)	3.76 (0.768)
	2350		4.34 (0.886)	3.83 (0.782)
0.20（一定）	700	5.21	4.48 (0.859)	3.13 (0.599)
	1400		4.97 (0.954)	4.19 (0.804)
	2350		5.36 (1.027)	4.27 (0.818)

括弧内：それぞれの面外変形倍率 0 の場合に対する比

5.7. 水平方向抵抗剛性と耐力低下率の関係

5.4 節から 5.6 節に示した水平方向抵抗剛性と耐力低下率の関係について考察する。それぞれの節において示したように、最大耐力の低下率と水平方向抵抗剛性の低下率には相関関係が見られた。図 5-22 に最大耐力と水平方向抵抗剛性の関係を、図 5-23 に基準試験体に対する最大耐力と水平方向抵抗剛性の比の関係をそれぞれ示す。ここでの基準試験体に対する比とは、最大耐力に関しては表 5-8，表 5-11，表 5-14 に、水平方向抵抗剛性に関しては表 5-9，表 5-12，表 5-16 に括弧付で示した比である。図中に青色で示したものは WB シリーズ，赤色で示したものは SR シリーズであり，それぞれ○は 5.4 節，□は 5.5 節，△は 5.6 節に示した検討内容によるものである。WB シリーズに関しては，それぞれの節において有限要素解析に用いた材料特性値が異なるため，検討内容によって図 5-22 に見られる傾向が異なる。一方で図 5-23 によれば基準試験体に対する最大耐力と水平方向抵抗剛性の比には強い相関がある。WB シリーズには相関係数 0.94，SR シリーズには相関係数 0.90 となっており，それぞれのシリーズにおいて相関が見られる。図 5-23 中に示した破線は青色が WB シリーズ，赤色が SR シリーズに対して最小二乗法によって近似した回帰直線を示している。回帰曲線はそれぞれの比が 1 となる点を通るようにした。これによれば SR シリーズは WB シリーズに比べ，水平方向抵抗剛性が減少することによる最大耐力の減少への

影響の程度が小さいと考えられる。これは、SR シリーズでは柱型が無いため、端部拘束領域が壁板に与える拘束効果が柱型のある WB シリーズと比べ、小さくなったためだと考えられる。

以上の検討結果より、端部拘束領域（側柱）が壁板に与える拘束効果が載荷条件によって変化することを評価できれば最大耐力の評価をすることができると考えられる。

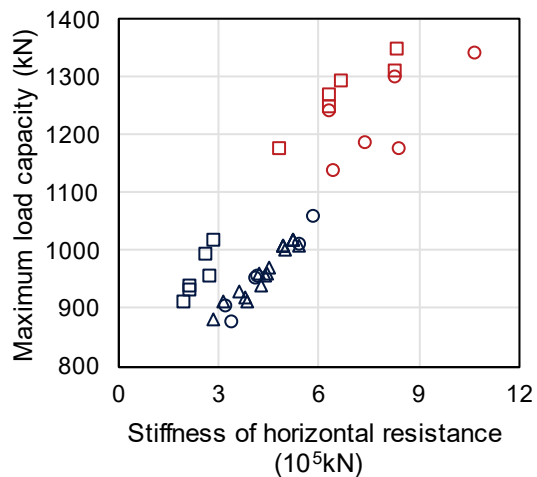


図 5-22 最大耐力－水平方向抵抗剛性関係

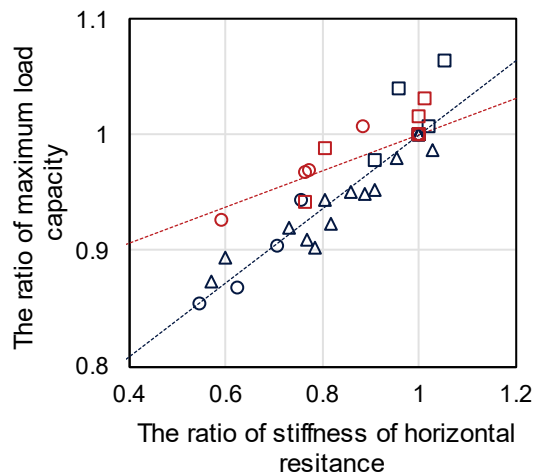


図 5-23 基準試験体に対する比による最大耐力－水平方向抵抗剛性関係

5.8. まとめ

本章では面内方向でせん断破壊が先行するように設計された試験体に対して行われた載荷実験 2 シリーズに対して有限要素解析を用いた検討を行った。はじめに載荷実験結果を良好な精度で追跡できることを確認した上で、面外方向変形、軸力変動および面外方向反曲点高さの 3 つの載荷条件が面内方向最大耐力に及ぼす影響について個別で検討を行った。また、以上の 3 つの検討事項に共通して得られた傾向を最後に示した。以下に各検討より得られた知見を示す。続く 6 章においては、以上の検討結果に基づき、三方向載荷条件を考慮したせん断終局耐力評価法を検討し、提案する。

5.8.1. 面外方向変形による影響

- 低下量に差はあるが、柱型の有無、軸力の大きさに依らず、面外方向変形によって最大耐力が低下した。
- 同一面内方向水平荷重で比較した場合、面外方向変形の増大によって、水平方向ひずみは増大した。
- 同一面内方向水平荷重で比較した場合、軸力比 0.12 の場合には、面外方向変形の増大によって、鉛直方向ひずみは増大したが、一方で軸力比 0.20 の場合には、最大耐力点以降の圧縮側への鉛直方向ひずみの増大が面外方向変形に関わらず見られた。

5.8.2. 軸力変動による影響

- 軸力比 0.20 で一定軸力の場合と比較し、軸力比 0~0.20 で変動軸力の場合は最大耐力が若干上昇し、一方で軸力比-0.33~0.20 で変動軸力の場合は最大耐力が若干減少した。
- 同一面内方向水平荷重での水平方向ひずみを比較した場合、最大耐力と同様の傾向が得られ、軸力比 0.20 で一定軸力の場合と比較し、軸力比 0~0.20 で変動軸力の場合は水平方向ひずみが減少し、一方で軸力比-0.33~0.20 で変動軸力の場合は水平方向ひずみが増大した。
- 鉛直方向ひずみは、最大耐力点付近までは同様に推移したが、軸力比 0.20 で一定軸力の場合にのみ、最大耐力点以降、圧縮側へのひずみの増大が見られた。

5.8.3. 面外方向反曲点高さによる影響

- 面外方向反曲点高さの大きさに関わらず、面外方向変形による耐力低下が見られた。
- 面外方向反曲点高さが 700mm で逆対称曲げ形式とした場合の耐力低下傾向が最も強く、その他の 1400mm, 2350mm の場合はほぼ同程度で 700mm の場合よりも耐力低下傾向が小さくなった。
- 面外方向曲率の絶対値を高さ方向に積分した全体回転角から、弾性回転分を差し引いた塑性回転角は、面内方向耐力低下量と相関関係があった。

- 同一面内方向水平荷重での水平方向ひずみは、最大耐力と同様に、面外方向反曲点高さ 700mm の場合に面外方向変形による増大量が最も大きく、その他の 1400mm, 2350mm の場合はほぼ同程度で 700mm の場合よりも増大量が小さくなった。

5.8.4. 水平方向抵抗剛性と面内方向最大耐力の関係

- 面内方向水平荷重－水平方向ひずみ関係における $R_x=0.50\%$ 1 回目正側ピーク点とせん断ひび割れ点の割線剛性を水平方向抵抗剛性とし、最大耐力との比較を行った。
- 柱型の有無によって傾向の程度は異なるが、上記の 3 つのそれぞれの検討事項において検討した基準試験体に対する比において、水平方向抵抗剛性と面内方向最大耐力には強い相関関係が見られた。従って三方向載荷条件を考慮した場合の面内方向最大耐力の評価において、水平方向抵抗剛性の評価が肝要であると考えられる。

5.9. 参考文献

- 5.1) 山田 諒：地震時の実挙動を考慮した鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能評価法の提案，京都大学大学院工学研究科修士論文，2021
- 5.2) 井戸 裕勇樹，坂下 雅信，谷 昌典，西山 峰広：せん断挙動が支配的な鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向加力実験，日本建築学会構造系論文集 第 735 号，pp.683-692，2017
- 5.3) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか監修：2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2020.10
- 5.4) 伊藤 忠テクノソリューションズ（株）：FINAL/V11 ヘルプ
- 5.5) 長沼 一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp.163-170，1995.8
- 5.6) Nakamura H., Higai T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 5.7) Kupfer H.B., Gerstle K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, 1973.8
- 5.8) 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，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9
- 5.9) 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モデル 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その 1），日本建築学会構造系論文報告集，第 421 号，pp.39-48，1991.3
- 5.10) Al-Mahaidi,R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep

- Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., 1979.1
- 5.11) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19), 2019
 - 5.12) S.P.Shah, A.Fafitis and R.Arnold: Cyclic Loading of Spirally Reinforced Concrete, ASCE, pp.1695-1710, 1983.7
 - 5.13) Ciampi V. et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, 1982.11
 - 5.14) 長沼一洋, 山口恒雄: 面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.649-650, 1990.10
 - 5.15) 津田和明: 鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度算定法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 645 号, pp.2069-2075, 2009.11
 - 5.16) 武田高太郎, 津田和明: 鉄筋コンクリート造連層耐震壁のせん断終局強度算定法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.331-336, 2020

6. 三方向加力条件を考慮したせん断終局耐力評価法

6.1. はじめに

本章では、3章および4章に示したせん断破壊先行型耐震壁部材に対する載荷実験における最大耐力を評価できる手法を文献6.1)において著者らが提案した評価手法と同様の評価手法（以下、従来法）を修正することで、再提案する。なお、本章では柱型を有する断面における側柱を含め、壁板端部に設けられる拘束領域のことを矩形断面耐震壁と同様に端部拘束領域と呼称する。また、側柱内の主筋に関しても、矩形断面耐震壁と同様に端部主筋と呼称する。

6.2. 提案手法

6.2.1. 提案手法の概要

提案手法は津田^{6.2)}によって提案されたせん断終局耐力評価手法（以下、津田の手法）に基づき耐力を算出する。津田の手法^{6.2)}においては図6-1(a)^{6.2)}を参考に作成^{6.2)}に示すようなコンクリートの圧縮ストラットによる斜め圧縮バネ（剛性 K_2 ）と端部主筋と壁縦筋による鉛直方向引張バネ（剛性 K_y ）、壁横筋と端部拘束曲げ抵抗による水平方向引張バネ（剛性 K_x ）によるトラス抵抗機構を仮定している。その際、図6-1(b)^{6.3)}を参考に作成^{6.3)}に示すような、壁板に生じるせん断ひび割れによる壁板の水平方向の膨らみを側柱が抑える効果による剛性 K_f を剛性 K_x 中で考慮している。剛性 K_f は図6-2に示すように、端部拘束領域を、等分布荷重を受ける両端固定梁と仮定し、その平均たわみ量から算出される水平方向ひずみ度と水平方向応力度の比より算出している。津田の手法^{6.2)}は、このトラス抵抗機構の強度によりせん断終局耐力を推定する、力学メカニズムに基づいた耐力算定手法である。

前章までの検討結果より、津田の手法^{6.2)}において考慮されている剛性 K_x を加力条件に応じて低減することによって、加力条件による耐力の変動を評価できると考えられる。また、鉛直方向剛性 K_y に関しても、加力条件によって軸方向鉄筋に引張降伏が生じることによって低下が見込まれる。従って、提案手法では、図6-1(a)に示した3つのバネのうち、鉛直方向引張バネ剛性 K_y と水平方向引張バネ剛性 K_x を低減することで水平二方向加力時のせん断終局耐力を算出する。ただし、前章において、軸力変動の影響は面外方向加力の影響と比べ軽微であることが明らかとなったことから、提案手法では軸力変動の影響については考慮しない。

以上の耐力評価手法は文献6.1)に示した従来法と同様であるが、従来法では、柱型を有する断面かつ面外方向反曲点高さが試験区間内法高さの1/2となる試験体に対する適用に限られていた。本章では、以下の3点について検討を行った。

- A) 面外方向反曲点高さが試験区間内法高さの1/2となる試験体以外への適用範囲の拡張
- B) 複数断面形状への適用方法の検討
- C) 計算過程の簡易化および高精度化

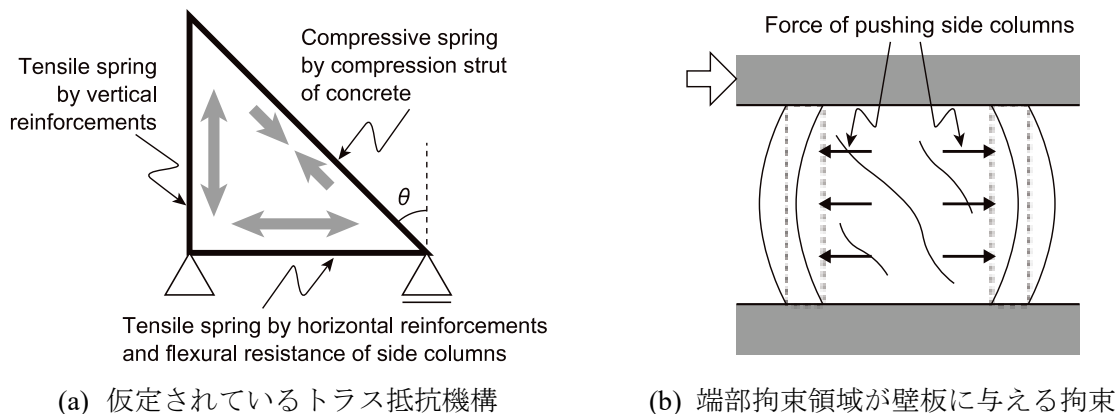


図 6-1 津田の手法の概念

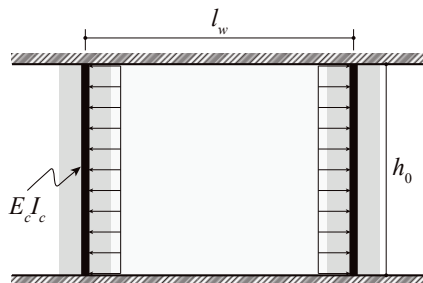


図 6-2 端部拘束領域のモデル化（津田の手法）

図 6-3 に提案手法における耐力算出のフローを示す。はじめに Multi-spring 要素（MS 要素）を用いた解析モデルにより、対象とする载荷条件において、端部拘束領域の両端塑性ヒンジ領域に発生する応力状態を算出する。この応力状態に基づき、水平方向引張バネ剛性 K_x および鉛直方向引張バネ剛性 K_y を低減する。低減した剛性を用い、津田の手法^{6.2)}によってせん断終局耐力を算出することによって三方向加力条件を考慮した場合のせん断終局耐力を算出する。

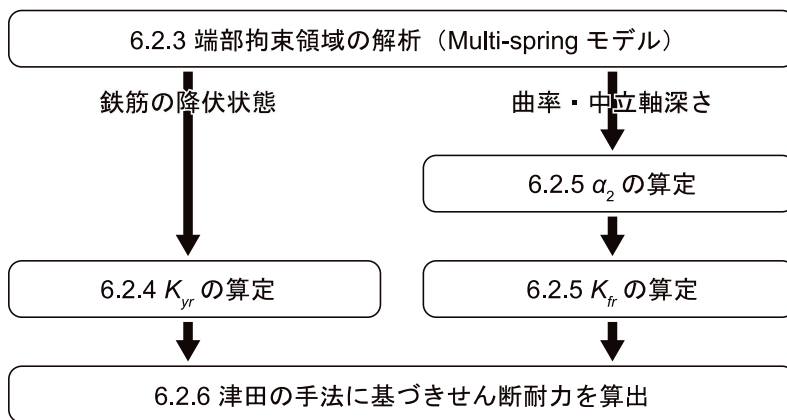


図 6-3 提案手法耐力算定フロー

6.2.2. 記号の定義

以下に本提案手法における記号の定義を示す。すべての記号は SI 単位系による。

h_0	耐震壁の内法高さ	ε_B	コンクリートの圧縮強度時ひずみ
B_c	側柱の幅	K_x	水平方向平均バネ剛性
D_c	側柱のせい	K_{xr}	低減後の水平方向平均バネ剛性
t_w	壁厚	K_f	側柱の曲げ抵抗による水平抵抗バネ剛性
l_w	両側柱芯々間距離	K_{fr}	低減後の側柱の曲げ抵抗による水平抵抗バネ剛性
l_a	耐震壁脚部の有効壁長さ	K_y	鉛直方向平均バネ剛性
l_p	塑性ヒンジ長さ	K_{yr}	低減後の鉛直方向平均バネ剛性
h_a	圧縮ストラット最下端高さ	K_2	コンクリートの斜め圧縮方向のバネ剛性
I_c	側柱の断面二次モーメント (鉄筋の寄与分を含む)	Q_{su}	せん断耐力
p_{cgd}	側柱主筋の等価鉄筋比	Q_{cc}	コンクリートの斜め圧縮バネの強度で決定されるせん断耐力
p_{wvd}	壁縦筋の等価鉄筋比	W_{hy}	水平方向平均バネの強度で決定されるせん断耐力
p_{wh}	壁横筋の鉄筋比	x_{ny}	面外方向中立軸深さ
E_{hs}	壁横筋のヤング係数	ϕ_y	面外方向曲率
E_{cs}	側柱主筋のヤング係数	α_p	塑性ヒンジ長さ比 ($=l_p/h_0$)
E_{vs}	壁縦筋のヤング係数	α_{2t}	頭部の面外方向加力時剛性残存率
E_c	コンクリートのヤング係数	α_{2b}	脚部の面外方向加力時剛性残存率
f_c	コンクリートの一軸圧縮強度	α_3	繰り返し等の影響を考慮する係数
σ_{hy}	壁横筋の降伏強度	α_{ny}	側柱主筋の引張降伏割合
E_{E+}	有ひずみ下での載荷時剛性	ν	コンクリートの有効圧縮強度係数
E_{E-}	有ひずみ下での除荷時剛性	θ	主圧縮方向角度
EL_i	面外方向変形時の面内方向曲げ剛性		
EL_{i0}	面内方向初期曲げ剛性		
EL_{ci}	面外方向変形時のコンクリートの面内方向曲げ剛性		
EL_{si}	面外方向変形時の鉄筋の面内方向曲げ剛性		

6.2.3. 面外方向加力時の端部拘束領域の応力状態の把握

従来法^{6.1)}では、端部拘束領域の応力状態の把握に断面解析を用いていたが、面外方向反曲点高さが試験区間内法高さの 1/2 とした試験体以外への適用を検討する際に、算出対象とする面外方向変形において発生する曲率を算出することが困難となった。従ってここでは、MS 要素を用いた解析モデル（以下、MS モデル）を用いて端部拘束領域両端の応力状態を把握する。解析モデルを図 6-4(a)に示す。解析ソフトには「SNAP ver.8」^{6.4)}を用いた。解析モデルは端部拘束領域 1 本をモデル化している。節点 1 は完全固定とし、節点 3 に水平力および軸力を作用させた。面外方向反曲点高さが試験区間内法高さの 1/2 とした試験体に関しては節点 2 の回転を拘束した。節点 2 と節点 3 を結ぶ剛棒の長さは、実験時の上スタブ下面から面外方向水平力載荷点までの高さの 950mm とした。両端に塑性ヒンジ長さ l_p （端部拘束領域幅 B_c より $1.0B_c$ とした）の MS 要素を設けることで曲げ変形を、単軸バネによってせん断変形を考慮した。単軸バネにおけるせん断力-せん断ひずみ関係を図 6-5 に示す。せん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力は、文献 (6.5)に記載の式(付 1.3-8)および式(付 1.3-7)、式(付 1.3-16)よりそれぞれ算出した。せん断終局点以降は最大せん断力を保持するとした。MS 要素における要素分割を図 6-4(b)に、材料の応力-ひずみ関係を図 6-6 に示す。コンクリートはカバーとコアに分けてモデル化を行った。最大強度の 0.8 倍の応力までを材料試験より得られたヤング係数で線形弾性とし、その後、NewRC モデル^{6.6), 6.7)}をもとに算出した最大強度点を指向した後、コアコンクリートでは、ひずみ 1%時の NewRC モデル^{6.6), 6.7)}による応力点を、カバーコンクリートでは、ひずみ 0.4%で $0.2f'_c$ となる点をそれぞれ最終折れ点とし、それ以降のひずみでは応力一定とした。鉄筋は降伏強度までを材料試験より得られたヤング係数で線形弾性とし、降伏点以降は剛性をヤング係数の 0.001 倍とした。

軸力に関しては従来法においては片方の端部拘束領域に軸力の 1/2 を作用させた状態を仮定していた。従来法において対象とした試験体は 3 章に示した WB シリーズであり、試験区間全断面積に対する端部拘束領域の面積の比が 0.54 となっていた。しかし、4 章に示した SR シリーズへの適用を考えた場合に、同面積比は 0.29 となり、従来法と同様に軸力を作用させた場合に端部拘束領域に発生する軸力比が過大となり、実現象と乖離する可能性が生じた。従ってここでは、軸力は全断面積に対する端部拘束領域の面積の比により分配することとした。なお、軸力変動が最大耐力に及ぼす影響は軽微であることから、変動軸力が作用する試験体においては、正側において作用する最大軸力で一定として解析を行う。

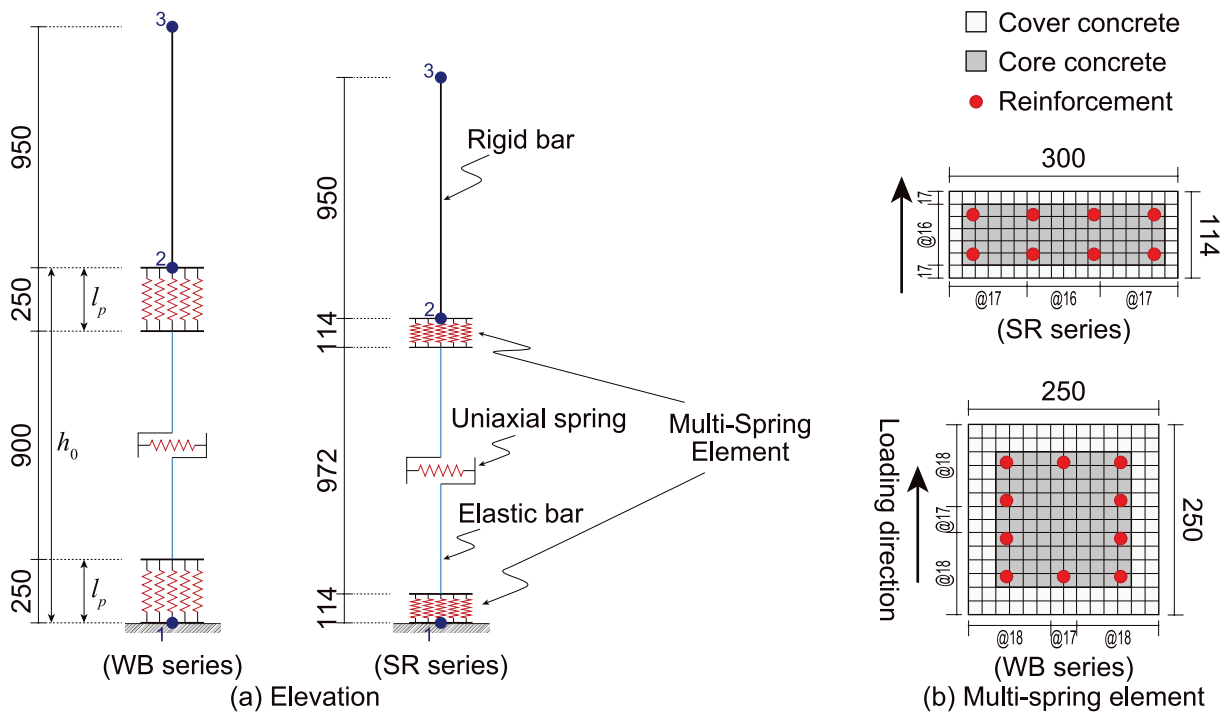


図 6-4 Multi-spring モデル (単位 : mm)

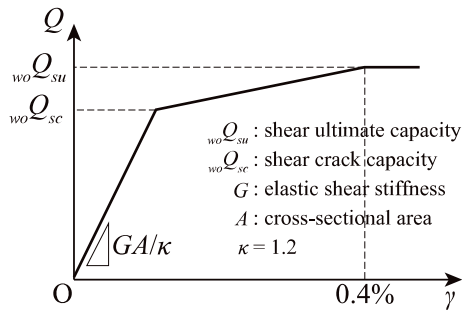


図 6-5 せん断単軸バネの履歴特性

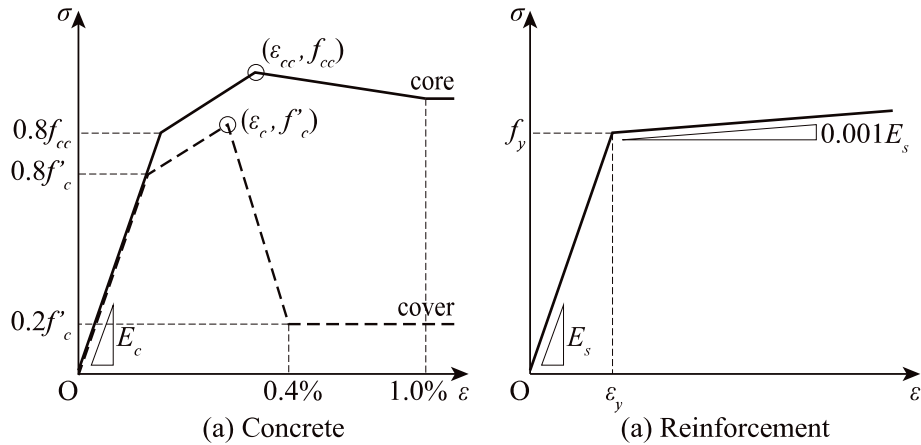


図 6-6 Multi-spring 要素における履歴特性

6.2.4. 鉛直方向引張バネ剛性の低減

津田の手法^{6.2)}において、鉛直方向引張バネ剛性 K_y は全軸方向鉄筋の引張剛性を試験体全断面積で除した値によって算出されている。面外方向加力を行った際に、引張降伏が生じた軸方向鉄筋に関しては、 K_y に寄与しなくなると考えられる。従って、式(6.1)より K_y を低減した K_{yr} を算出する。前項に示した解析モデルより、耐力を算出する対象の面外方向変形が生じた際の MS 要素において引張降伏状態でない鉄筋の割合を α_{my} とする。圧縮降伏状態鉄筋は低減を行わない。なお、上端と下端において α_{my} が異なる場合は、どちらか小さい方の数値を用いる。

$$K_{yr} = 2\alpha_{my} p_{cgs} E_{cs} + p_{wvd} E_{vs} \quad (6.1)$$

6.2.5. 水平方向引張バネ剛性の低減

津田の手法^{6.2)}において水平方向引張バネ剛性 K_x は、端部拘束領域が壁板の膨らみを拘束することによる剛性 K_f と横筋による剛性より構成されている。面外方向加力を行った際に、端部拘束領域コンクリートにひび割れや圧壊が生じることで K_f が低下すると考えられる。従って次の手順によって K_f を低減した。

津田の手法^{6.2)}では図 6-2 のように端部拘束領域を両端固定の梁と仮定し、壁板が膨らみ端部拘束領域を押す力を等分布荷重としている。この時の平均たわみ量を算出し、端部拘束領域間の距離で除することで水平方向ひずみが算出される。このひずみと荷重の関係より K_f が式(6.2)より算出される。

$$K_f = \frac{360EI_{i0}l_w}{t_w h_0^4} \quad (6.2)$$

以上の方法に倣い、図 6-7 のように端部の長さ l_p の領域（塑性ヒンジ領域）において、曲げ剛性がそれぞれ α_{2b} , α_{2t} 倍に低下していると仮定して同様に剛性を算出する。従来法では、 α_{2b} と α_{2t} が一致する場合のみを取り扱っていたが、面外方向反曲点高さが試験区間内法高さの 1/2 とした試験体以外への拡張をする際に、同様の式を用いることができず、加えて式が複雑になることが考えられた。従って、図 6-7 のモデルの平均たわみ量を弾性有限要素解析を用いて算出し、 $\alpha_{2b}, \alpha_{2t} = 1.0$ の無損傷のケースの計算値に対する比を算出し、近似式とすることで新たに式(6.3)を導出した。ここで近似式の算出に当たって、たわみを算出したのは $\alpha_{2b}, \alpha_{2t} = 0.05, 0.06, \dots, 1.00$, $\alpha_p = 0.02, 0.06, \dots, 0.30$ の計 $96 \times 96 \times 8 = 73,728$ ケースである。

$$K_f = \frac{360}{(\alpha_{2t} \alpha_{2b})^b} \frac{EI_{i0} l_w}{t_w h_0^4} \quad (6.3)$$

$$(b = 187.90\alpha_p^4 - 143.96\alpha_p^3 + 36.13\alpha_p^2 - 3.85\alpha_p - 0.09)$$

近似式(6.3)は次の手順で算出した。

- イ) 図 6-7 の解析モデルに対して平均たわみ量（たわみの全長に対する積分値を全長で除したものの）を算出する。
- ロ) 図 6-7 の解析モデルのうち、 $\alpha_{2b}, \alpha_{2t} = 1.0$ の場合の平均たわみ量に対するイ)より算出した平均たわみ量の比（ a とする）を算出する。
- ハ) 各 α_p の場合に対し、 c を式(6.4)より算出し、それを最小化する b を決定する。

$$c = \sum_{\alpha_{2t}} \sum_{\alpha_{2b}} \{(\alpha_{2t} \alpha_{2b})^b - a\}^2 \quad (6.4)$$

ニ) b を α_p の 4 次式で近似する。

- ホ) $\alpha_{2b}, \alpha_{2t} = 1.0$ の場合には K_f は式(6.2)となる。同一の荷重に対する平均たわみ量が $(\alpha_{2b} \alpha_{2t})^b$ 倍となるため、 K_f は $1/(\alpha_{2b} \alpha_{2t})^b$ 倍となり、式(6.3)が得られる。

以上の方法で算出した式(6.3)は計 73,728 ケースに対する決定係数が 97.7%となる。

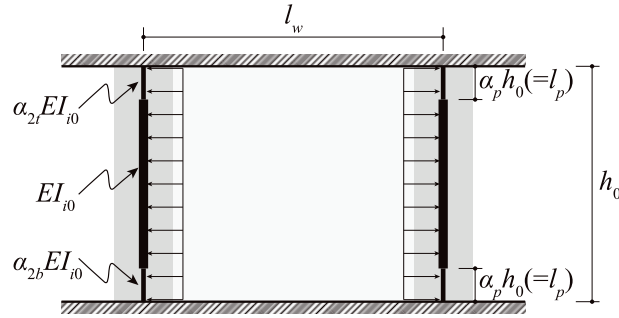


図 6-7 端部拘束領域のモデル化（提案手法）

図 6-7 および式(6.3)における曲げ剛性の低下率 α_{2b} および α_{2t} (これらをまとめて α_2 と表記する) は面外方向加力が無い、通常の場合の側柱の面内方向曲げ剛性 EI_{i0} に対する、面外方向変形時の側柱の面内方向曲げ剛性 $\alpha_3 EI_i$ の比である (式(6.5))。ここで α_3 は繰り返しの影響を考慮する係数であり、次節で検討する。また、 EI_i は式(6.6)より算出される。ここで第 1 項がコンクリート寄与分、第 2 項が軸方向鉄筋寄与分である。コンクリート寄与分に関しては式(6.7)により面外方向に微小な要素での剛性を算出し、それを端部拘束領域幅に対して積分することで算出する。微小要素の剛性に関しては、圧縮状態では面内方向に微小の曲率が発生したとき、微小要素の半分はひずみが増加し、残りの部分はひずみが減少することを考慮し、有ひずみ下での荷重時剛性 E_{E+} と有ひずみ下での除荷時剛性 E_{E-} でそれぞれ 1/2 ずつ抵抗するとした。一方で引張状態では曲げ剛性は 0 とした。鉄筋寄与分に関しては、実際には降伏が発生することによって低下すると考えられるが、曲げ剛性 EI_{i0} に対する鉄筋の寄与分は小さいことから、ここでは剛性の低下を考慮しない。

$$\alpha_2 = \alpha_3 EI_i / EI_{i0} \quad (6.5)$$

$$EI_i = \int_{-B_c/2}^{B_c/2} dEI_{ci} + EI_{si} \quad (6.6)$$

$$dEI_{ci} = \begin{cases} EI_{ci0} \cdot \frac{E_{E+} + E_{E-}}{2E_c B_c} dy & \text{in compression} \\ 0 & \text{in tension} \end{cases} \quad (6.7)$$

ここで有ひずみ下での荷重時剛性 E_{E+} と有ひずみ下での除荷時剛性 E_{E-} は Hognestad^(6.8)によるコンクリートの応力-ひずみ曲線より算出する。Hognestad^(6.8)による応力-ひずみ関係を図 6-8 および式(6.8)に示す。ただし、式を簡単にするため、応力下降域において $0.85f'_c$ となるひずみは実験結果に基づき $1.5\varepsilon_B$ とし、それ以降も同様の傾きで応力が低下すると仮定した。式(6.8)をひずみ ε に対して微分することによって剛性-ひずみ関係が式(6.9)のように得られる。ただし、ここでは $\varepsilon_B = 2f'_c / E_c$ の関係を用いた。

$$\frac{\sigma}{f'_c} = \begin{cases} 0 & (\varepsilon \leq 0) \\ -\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_B}\right)^2 + 2\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_B}\right) & (0 < \varepsilon \leq \varepsilon_B) \\ -0.3\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_B}\right) + 1.3 & (\varepsilon > \varepsilon_B) \end{cases} \quad (6.8)$$

$$\frac{E}{E_c} = \begin{cases} 0 & (\varepsilon \leq 0) \\ -\frac{\varepsilon}{\varepsilon_B} + 1 & (0 < \varepsilon < \varepsilon_B) \\ -0.15 & (\varepsilon > \varepsilon_B) \end{cases} \quad (6.9)$$

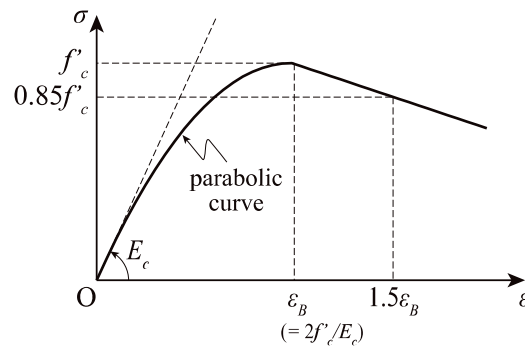


図 6-8 Hognestad によるコンクリートの応力-ひずみ関係

式(6.9)の剛性が有ひずみ下での荷重時剛性 E_{E+} となる。一方で有ひずみ下での除荷時剛性 E_E を E_c で一定と仮定し、式(6.7)に代入することによって式(6.10)が得られる。

$$dEI_{ci} = \begin{cases} 0 & (\varepsilon \leq 0) \\ \frac{EI_{ci0}}{2B_c}(-\varepsilon / \varepsilon_B + 2) & (0 < \varepsilon \leq \varepsilon_B) \\ \frac{EI_{ci0}}{2B_c} \cdot 0.85 & (\varepsilon > \varepsilon_B) \end{cases} \quad (6.10)$$

ここで式(6.11)の関係が成立することを考慮し、式(6.10)を式(6.6)に代入し、積分を解く。ただし、 y は中立軸で 0 とし、圧縮縁方向に正とする。ここで、圧縮縁ひずみが ε_B を上回るかどうかによって場合分けを行う。積分の範囲は、簡単のために中立軸より圧縮縁までとする。つまり、中立軸深さ x_{ny} が柱の幅 B_c を上回る場合には、過大に α_2 が計算されるが、これに関しては、 α_2 が 1.0 を上回る場合には $\alpha_2 = 1.0$ とすることで対応した。結果として以下の式(6.12)が得られる。

$$\varepsilon = y\varphi_y \quad (6.11)$$

$$EI_i = \begin{cases} \frac{EI_{ci0}}{B_c\varphi_y/\varepsilon_B} \left(\frac{x_{ny}\varphi_y}{\varepsilon_B} - 0.25 \left(\frac{x_{ny}\varphi_y}{\varepsilon_B} \right)^2 \right) & (x_{ny}\varphi_y < \varepsilon_B) \\ \frac{EI_{ci0}}{B_c\varphi_y/\varepsilon_B} \left(0.325 - 0.425 \frac{x_{ny}\varphi_y}{\varepsilon_B} \right) & (x_{ny}\varphi_y \geq \varepsilon_B) \end{cases} \quad (6.12)$$

ここで $k = x_{ny}\varphi_y/\varepsilon_B$ とし、式(6.5)に式(6.12)を代入することで式(6.13)が算出される。

$$\alpha_2 = \frac{\alpha_3}{EI_{ci0} + EI_{si0}} \times \begin{cases} EI_{ci0} \cdot \frac{k - 0.25k^2}{B_c\varphi_y/\varepsilon_B} + EI_{si0} & (k < 1) \\ EI_{ci0} \cdot \frac{0.325 + 0.425k}{B_c\varphi_y/\varepsilon_B} + EI_{si0} & (k \geq 1) \end{cases} \quad (6.13)$$

以上より、次の手順で K_x を低減した K_{xr} を算出する。MS モデルによる解析結果を用いて、算出対象である面外方向変形時の中立軸深さ x_{ny} と曲率 φ_y を算出する。 x_{ny} と φ_y を用いて、上端と下端に対して式(6.13)より α_{2b} および α_{2t} を算出する。 α_{2b} および α_{2t} を式(6.3)に代入することによって K_{fr} を得る。 K_{fr} を式(6.14)に代入し K_{xr} を算出することができる。

$$K_{xr} = K_{fr} + p_{wh}E_{hs} \quad (6.14)$$

6.2.6. 津田の手法^{6.2)}によるせん断終局耐力の算出

津田の手法^{6.2)}による K_y および K_x を前項までで算出した K_{yr} および K_{xr} に変更し、せん断終局耐力を算出する(式(6.15)～(6.22))。ただし、津田の手法^{6.2)}では h_a の制限値は $h_0/2.7$ であるが、ここでは $h_0/1.0$ とする。

$$Q_{su} = \min(Q_{cc}, Q_{hy}) \quad (6.15)$$

$$Q_{cc} = \frac{\nu f'_c \sin 2\theta}{2} l_a t_w \quad (6.16)$$

$$\nu = \begin{cases} 0.7 - \frac{f'_c}{200} & (f'_c \leq 45) \\ 1.698\sigma_B^{-0.333} & (f'_c \geq 45) \end{cases} \quad (6.17)$$

$$l_c = l_w + D_c - h_a \tan \theta \quad (6.18)$$

$$h_a = \frac{K_2 \cos \theta \sin^3 \theta}{2K_{xr}/l_w} \leq \frac{h_0}{1.0} \quad (6.19)$$

$$Q_{hy} = \frac{\sigma_{hy} K_{xr}}{E_{hs} \tan \theta} (l_w + D_c) t_w \quad (6.20)$$

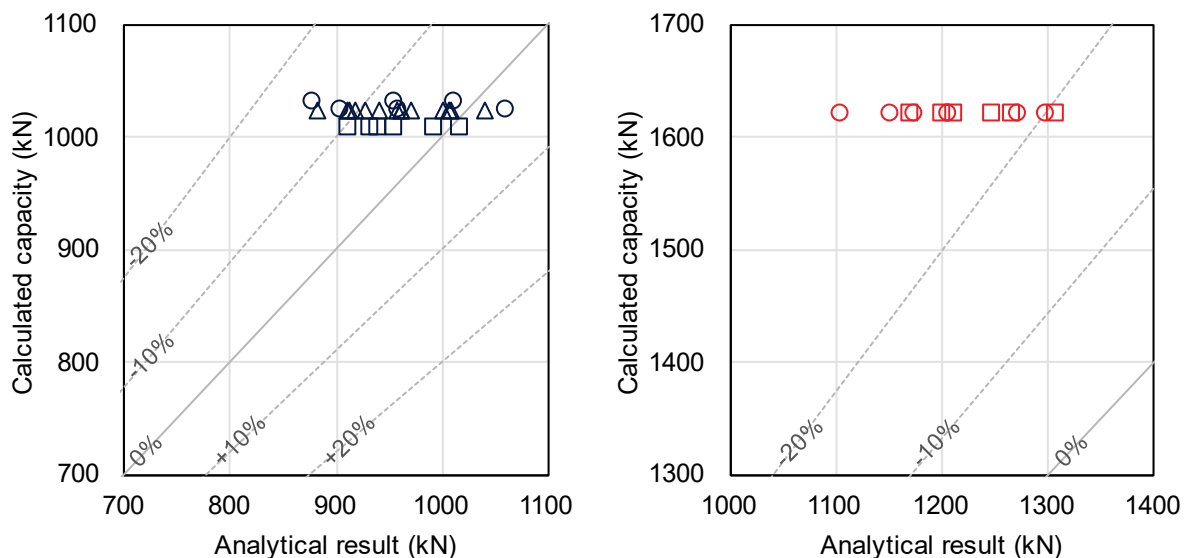
$$K_2 = 0.168 f'_c{}^{0.38} E_c \frac{1}{0.01 f'_c + 0.8} \quad (6.21)$$

$$\left(\frac{1}{K_{xr}} - \frac{1}{K_{yr}} \right) \cos^4 \theta - 2 \left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_{xr}} \right) \cos^2 \theta + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_{xr}} = 0 \quad (6.22)$$

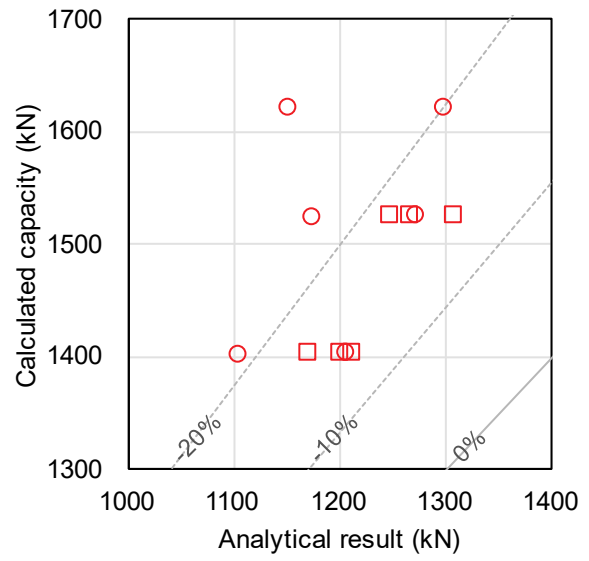
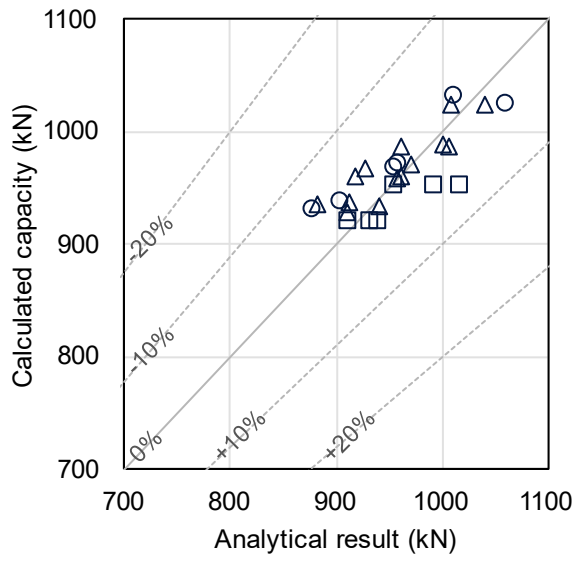
6.3. パラメトリックスタディに対する精度検証

本節では 5 章に示した有限要素解析モデルを用いたパラメトリックスタディ結果に対して提案手法の評価精度の検証を行う。また、従来法^{6.1)}において明らかでない点が多かった繰り返しの影響を考慮する係数 α_3 の取り扱いについて検証を行う。

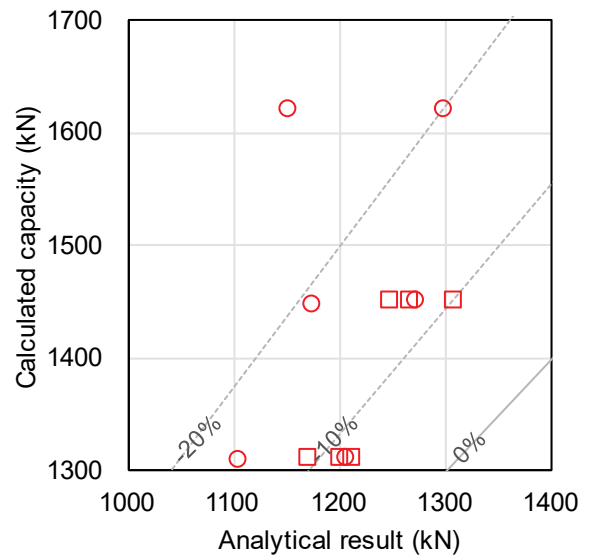
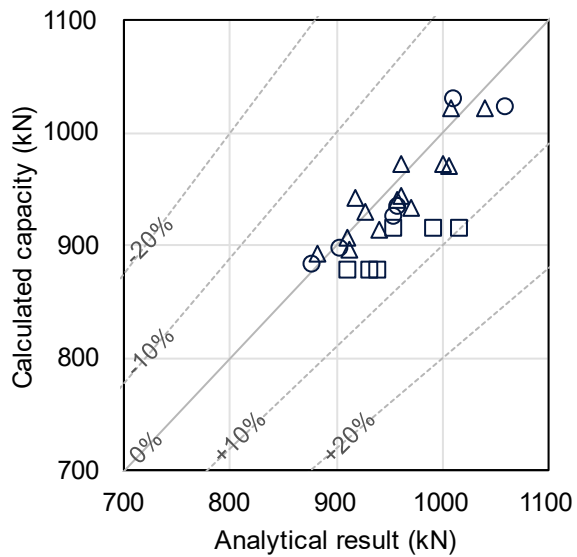
図 6-9 にパラメトリックスタディ結果による最大耐力と提案手法によるせん断終局耐力計算値の関係を示す。図中に青色で示したものは WB シリーズ、赤色で示したものは SR シリーズであり、それぞれ○は 5.4 節、□は 5.5 節、△は 5.6 節に示した検討内容によるものである。なお、5.4、5.6 節での最大耐力は正負平均値、5.5 節での最大耐力は正側値である。(a)に示したものは津田の手法によって、剛性を低減せずに算出した耐力計算値に対する関係であり、パラメトリックスタディにおける面外方向変形による耐力低下を評価していないため、耐力計算値に対するパラメトリックスタディ結果の比が低下しているケースが見られる。一方で、(b)および(c)は提案手法によって面外方向変形の影響を考慮し算出したせん断終局耐力であり、耐力計算値に対するパラメトリックスタディ結果の比が概ね一定となっている。ここで係数 α_3 の取り扱いに関して検討を行うために、耐力計算値に対するパラメトリックスタディ結果の比の標準偏差および平均値と係数 α_3 の関係を図 6-10 および表 6-1 に示す。平均値に関しては、係数 α_3 による影響はあまり見られないが、標準偏差に関しては係数 α_3 を 1.0 とした場合において、SR シリーズで 0.043、WB シリーズで 0.030 と最も低い値となった。文献^{6.1)}においては、評価精度を鑑みて係数 α_3 を 0.5 としていたが、この扱いに関しては検討の余地があった。従って、本提案手法においては、係数 α_3 を 1.0 とし、繰り返し载荷は側柱端部の剛性に影響を及ぼさないとする。



(a) 未低減 (津田の手法)

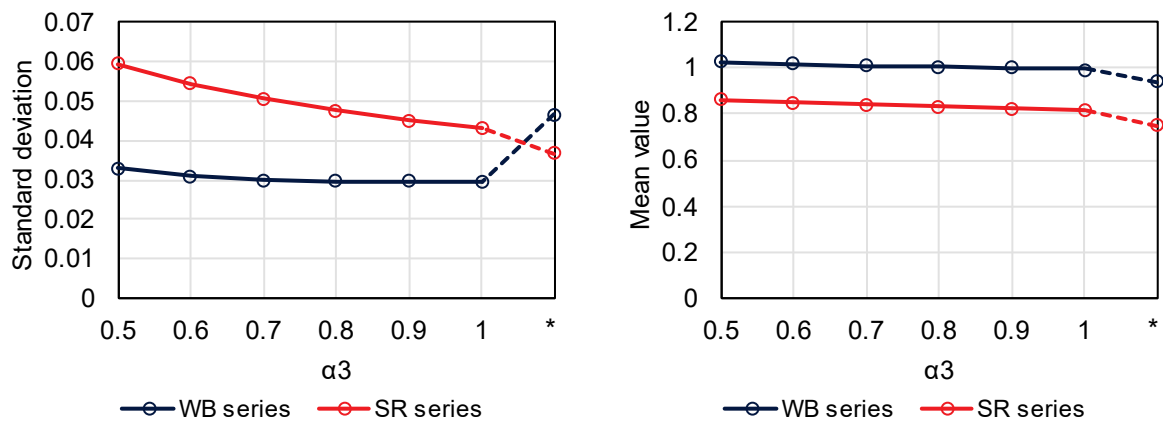


(b) $\alpha_3 = 1.0$ による提案手法



(c) $\alpha_3 = 0.5$ による提案手法

図 6-9 パラメトリックスタディ結果に対する精度検証



(a) 標準偏差

(b) 平均値

* 未低減の場合

図 6-10 パラメトリックスタディに対する評価精度

表 6-1 せん断終局耐力計算値に対するパラメトリックスタディの最大値の平均値

		提案手法						未低減 (津田の 手法 ^{6.2)})
		$\alpha_3=1.0$	$\alpha_3=0.9$	$\alpha_3=0.8$	$\alpha_3=0.7$	$\alpha_3=0.6$	$\alpha_3=0.5$	
標準偏差	WB シリーズ	0.030	0.030	0.030	0.030	0.031	0.033	0.047
	SR シリーズ	0.043	0.045	0.047	0.050	0.054	0.059	0.037
	全試験体	0.089	0.088	0.088	0.088	0.087	0.087	0.097
平均値	WB シリーズ	0.99	1.00	1.00	1.01	1.02	1.02	0.94
	SR シリーズ	0.82	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86	0.75
	全試験体	0.94	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.88

6.4. 実験結果に対する精度検証

本節では3章および4章に示した実験結果における最大耐力に対して提案手法の評価精度の検証を行う。本節においては、前節の検討結果より提案手法の α_3 は1.0として算出した。なお、本節において実験時の最大耐力を示す際には、一定軸力試験体は正負平均値、変動軸力試験体は正側値を示している。

表6-2に実験試験体に対する、津田の手法および提案手法によるせん断終局耐力計算値を示す。表中には、提案手法による耐力計算値を津田の手法による耐力計算値で除することによって算出した耐力残存率を併せて示す。図6-11には、実験における最大耐力と提案手法、津田の手法^{6.2)}、広沢 mean 式^{6.5)}および「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」に記載の

トラス・アーチ式^{6.6)}による計算値の関係を示す。図中の凡例は表 6-3 に示す。また、図 6-11 に示した各式による実験値／計算値の平均値および標準偏差を表 6-4 に示す。

SR シリーズでは提案手法による実験値／計算値の平均値が 0.84 となり、16%過大に最大耐力を評価した。一方で WB シリーズでは提案手法による実験値／計算値の平均値が 1.01 となった。また、標準偏差によって比較した場合、WB シリーズおよび SR シリーズのいずれでも提案手法が最も精度が高くなり、全試験体でも同様に提案手法が最も精度が高くなった。

それぞれの試験体形状において標準偏差が 0.04 以下と小さくなったことから、提案手法による計算値と津田の手法^{6.2)}による計算値(つまり提案手法において三方向加力条件を考慮しない場合)を比較することによって、三方向加力条件によるせん断終局耐力の低下率もしくは低下量を高い精度で予測できると考えられる。

表 6-2 実験試験体に対する耐力算定値

試験体	実験時 最大耐力 (kN)	津田の手法		提案手法		耐力低下率 計算値
		計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値	
WB00-C12	1096	1031	1.06	1031	1.06	1.00
WB15-C12	987	1031	0.96	967	1.02	0.94
WB30-C12	893	1031	0.87	931	0.96	0.90
WB00-C20	996	1023	0.97	1023	0.97	1.00
WB15-C20	881	853	1.03	819	1.08	0.96
WB15C-C20	998	1017	0.98	995	1.00	0.98
WB15-C20T00	848	876	0.97	832	1.02	0.95
WB30-C20T00	888	919	0.97	845	1.05	0.92
WB30-C20T33	890	1007	0.88	919	0.97	0.91
SR00-C20	1207	1484	0.81	1484	0.81	1.00
SR30-C20	1222	1615	0.76	1380	0.89	0.85
SR30-C20T33a	1162	1621	0.72	1403	0.83	0.87

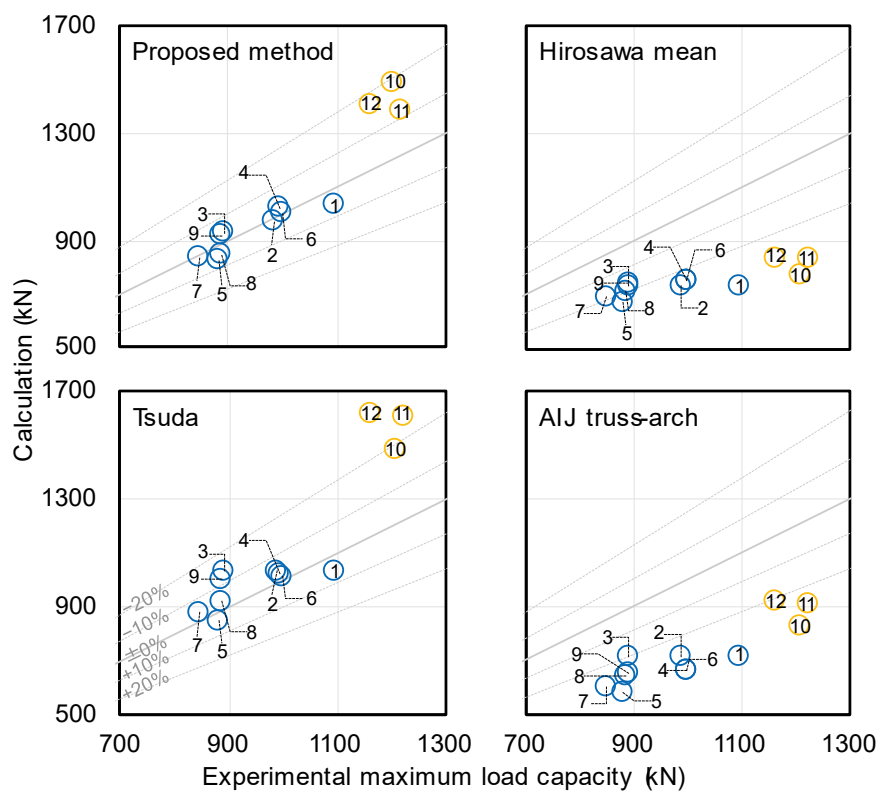


図 6-11 実験結果に対する精度検証

表 6-3 図 6-11 における凡例

面外変形倍率	軸力比			
	0.12 (一定)	0.20 (一定)	0 - 0.20	-0.33 - 0.20
0	<u>1.WB00-C12</u>	<u>4.WB00-C20</u> <u>10.SR00-C20</u>		
1.5	<u>2.WB15-C12</u>	<u>5.WB15-C20</u> <u>6.WB15C-C20</u>	<u>7.WB15-C20T00</u>	
3.0	<u>3.WB30-C12</u>	<u>11.SR30-C20</u>	<u>8.WB30-C20T00</u>	<u>9.WB30-C20T33</u> <u>12.SR30-C20T33a</u>

表 6-4 各計算値に対する実験値の比の分析

	WB シリーズ		SR シリーズ		全試験体	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
提案手法	1.01	0.040	0.84	0.031	0.97	0.084
津田の手法 ^{6.2)}	0.97	0.059	0.76	0.040	0.92	0.104
広沢 mean 式 ^{6.5)}	1.29	0.086	1.46	0.072	1.34	0.110
トラス・アーチ式 ^{6.6)}	1.43	0.091	1.36	0.077	1.41	0.093

6.5. まとめ

本章では過去に提案した三方向加力条件を考慮したせん断終局耐力評価手法を拡張することで、面外方向せん断スパンや断面形状に依らず、評価を可能とした。以下に得られた知見を示す。

- 5 章に示した、水平方向ひずみと最大耐力の低下量の関係に基づき、提案手法では水平方向の剛性を低減することで、三方向加力条件によるせん断終局耐力の変化を評価した。
- 実験値を提案手法による計算値で除した比に関して、試験体形状に依らず標準偏差が 0.04 以下となり、高い評価精度を与えた。
- 実験値を提案手法による計算値で除した比に関して、平均値は矩形断面試験体の方が I 型断面の場合と比べ、17%低い結果となった。ただし、これは津田の手法そのものが与える評価精度に依存するものであり、本提案手法の評価精度が低いことを示してはいない。
- 提案手法による計算値と津田の手法による計算値を比較することによって、三方向加力条件によるせん断終局耐力の低下率もしくは低下量を高い精度で予測できると考えられる。

6.6. 参考文献

- 6.1) 山田諒：地震時の実挙動を考慮した鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能評価法の提案，京都大学大学院工学研究科修士論文，2021
- 6.2) 津田和明：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度算定法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻，第 645 号，pp.2069-2075，2009
- 6.3) 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，第 569 号，pp.97-104，2003
- 6.4) (株) 構造システム：SNAP ver.8 テクニカルマニュアル
 - 6.5) 国土技術政策総合研究所ほか監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
 - 6.6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
 - 6.7) 田福勝，崎野健治，孫玉平：拘束 RC 柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみ勾配の影響，構造工学論文集，vol.43B，pp.191-198，1997
 - 6.8) E.Hognestad: A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series No.399, pp.128, 1951

7. 実験データベースを用いた設計法の検討

7.1. はじめに

前章では、提案した三方向加力条件を考慮したせん断終局耐力評価法（以下、提案手法）が、試験体形状に依らず、三方向加力条件によるせん断終局耐力の変化を高い精度で予測できることを示した。従って、提案手法による耐力計算値を、三方向加力条件を考慮しない場合の耐力計算値で除することによって、三方向加力を受けた状態での耐力の残存率（以下、耐力残存率）を算出できると考えられる。ここで、三方向加力条件を考慮しない場合の耐力計算値とは、提案手法の基とした、津田^{7.1)}のせん断終局耐力評価法（以下、津田の手法）による計算値である。

本章では、過去の実験データベースを用い、上記の耐力残存率を算出し、各パラメータとの関係を示すことによって、設計において、三方向加力条件を考慮する必要があるような部材の諸元について考察する。なお、前章までの検討結果より、軸力変動の影響は軽微であり、評価対象とせずとも十分な精度での耐力評価が可能と示した。従って、本章では面外方向変形のみを検討対象とする。

7.2. 対象とした実験データ

7.2.1. 対象データ

本章では既往のデータベース^{7.2)}に、2018年から2022年に発表された文献を加え、端部に拘束領域を有するせん断破壊となった単層の無開口耐震壁試験体を抽出した。対象となった文献は7.A1)～7.A59)であり、7.A56)～7.A59)は筆者が既往のデータベース^{7.2)}に加えた文献である。抽出した試験体総数は124体である。このうち、柱型を有するI型断面试験体は102体、柱型を持たない矩形断面试験体は22体である。この対象試験体には、3章で示したWB00-C12およびWB00-C20、4章で示したSR00-C20が含まれている。対象試験体の特性値を表7-1に示す。表中、端部拘束領域はI型断面の場合には側柱である。以降、端部拘束領域と表現した場合には、I型断面の場合の側柱を含んでいる。

表 7-1 対象試験体の特性値

		単位	最大値	最小値	平均値	中央値	
材料	コンクリート圧縮強度		MPa	50.5	19.6	29.2	28.1
	端部拘束領域	主筋降伏強度	MPa	1009	246	453	377
		せん断補強筋降伏強度	MPa	1423	160	421	364
	壁板	壁縦筋降伏強度	MPa	882	160	361	349
		壁横筋降伏強度	MPa	1423	160	402	349
形状	端部拘束領域幅/壁厚		—	5.50	1.00	2.94	3.00
	壁内法長さ/壁全長		—	0.92	0.44	0.74	0.77
	内法高さ/端部拘束領域幅		—	11.7	2.2	5.5	4.9
配筋	端部拘束領域	主筋比	%	16.13	0.83	3.94	3.39
		せん断補強筋比	%	3.57	0	0.68	0.53
	壁板	縦筋比	%	2.15	0.18	0.72	0.63
		横筋比	%	1.40	0.18	0.62	0.47
		縦筋比/横筋比	—	6.22	0.50	1.28	1.00
載荷条件	軸力比 (全断面)		—	0.200	0	0.055	0.060

7.2.2. 面外方向の破壊モード

本検討では面外方向ではせん断破壊が発生しない仮定のもとで検討を行った。ここでは、その参考として面外方向のせん断余裕度を算定した。なお、データベースにおいて主筋の位置が未確定な試験体が多く見られたことに加え、面外方向の配置に関しては記載が無いことから、端部拘束領域の主筋に関しては、全主筋断面積の半分が端部に1段ずつの配筋となっていると仮定した。曲げ終局モーメントは式(7.1)^{7.3)}より、せん断終局耐力は修正荒川 mean 式 (式(7.2))^{7.3)}より算出した。ここで軸力は全断面積に対する端部拘束領域の断面積の比によって分配し、壁板の寄与分を無視し、柱2本分の耐力として算出した。ここで面外方向の載荷形式は逆対称曲げ形式とし、曲げ終局耐力時せん断力は式(7.1)の計算値を内法スパンの半分の長さで除することで算出した。なお、軸力比はすべての試験体で0以上0.4以下であったため、曲げ終局モーメントは全て式(7.1)によって算出された。

$$M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDf'_c} \right) \quad (7.1)$$

a_t : 引張主筋断面積(mm²) (全主筋断面積の半分とした), σ_y : 主筋降伏強度(MPa), D : 柱断面せい(mm) (ただし、本研究においては端部拘束領域幅と一致する), N : 柱軸方向力(N), b : 柱断面幅(mm), f'_c : コンクリート圧縮強度(MPa)

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23} (f'_c + 18)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_{vy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (7.2)$$

p_t : 引張鉄筋比(%) (全主筋断面積の半分より算出), f'_c : コンクリート圧縮強度(MPa), d : 有効せい(mm) (全せい

の0.9倍とした), σ_{wy} :せん断補強筋の降伏強度(MPa), p_w :せん断補強筋比, σ_0 :平均軸方向応力度(MPa), b :壁全長(mm), j : $7d/8$ (mm), ただし, $1 \leq M/QD \leq 3$

図 7-1 に面外方向アスペクト比と面外方向せん断余裕度の関係を示す。通常の実験であれば、面外方向に加力することがないため、面外方向に十分なせん断補強筋を配筋することがない。また、面内方向においてせん断破壊が先行した試験体のみを対象としているため、端部拘束領域のせん断補強筋量が少なく、主筋量が多い試験体が多数見られた。従って、面外方向せん断余裕度が1を下回る試験体が多く見られた。ただし、本研究では面外方向においてもせん断破壊する場合の耐力については検討対象としていないため、せん断補強筋量が実際の配筋よりも多く、十分なせん断余裕度があるものとして検討を行った。なお、端部拘束領域のせん断補強筋量は厳密には面内方向のせん断終局耐力にも影響を及ぼすと考えられるが、設計において用いられている広沢式や、本研究において提案した三方向加力条件を考慮した提案手法、およびその基となる津田の手法においてもこの影響は評価されていないため、本検討ではその影響を無視した。従って、単に面外方向では曲げ降伏が先行するものとして検討を行ったということになる。

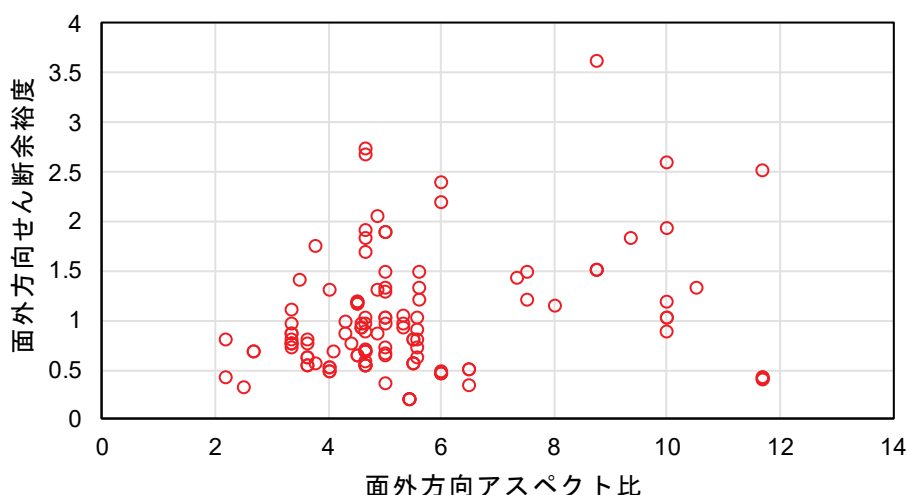


図 7-1 面外方向せん断スパン

7.3. 提案手法の適用方法

6章において提案した三方向加力条件を考慮したせん断終局耐力算出法を過去の実験データに対して適用するにあたり、以下の2点が課題となった。

- (1) 端部拘束領域内について、MSモデル定義のために配筋を正確に把握する必要がある。
- (2) 解析モデルを作成するため、計算コストが非常に大きい。

従って、簡易的な評価手法（以下、簡易法）を考案した。ただし、簡易法では面外方向の載荷形式が逆対称曲げ形式の場合、すなわち面外方向反曲点高さが部材内法高さの1/2である場合の

みを考える。従って、逆対称曲げ形式以外の載荷形式の場合には6章に提案した方法を用いる必要がある。なお、6章において提案した方法は、区別のためMSモデル法と呼ぶ。

7.3.1. 簡易法の概要

簡易化したのは面外方向加力時の端部拘束領域の応力状態評価に関する部分のみである。簡易法では次の仮定の下、断面解析を行うことで α_{my} , α_2 を算出する。

端部拘束領域内について、MSモデル定義のために配筋を正確に把握する必要があるが、論文によっては主筋位置が明確に示されていないものが多く見られた。この課題の解決策として、主筋断面積が端部拘束領域内の中央 $0.8D_c \times 0.8B_c$ の範囲（便宜上、コアコンクリートと呼ぶ）に等分布していると仮定した。このとき、端部拘束領域内の軸方向鉄筋の断面積の合計を a_{cg} とした場合、コアコンクリートの鉄筋比 p_{cc} は以下の式(7.3)より算出することができる。

$$p_{cc} = \frac{a_{cg}}{0.64B_c D_c} \quad (7.3)$$

コアコンクリートに関しては、コンクリートの応力-ひずみ関係に加え、鉄筋の応力-ひずみ関係の応力が p_{cc} 倍となったものが、同時に作用すると考えられる。

また、各試験体に対して、MSモデルを作成するのは非常にコストが大きい。従って、簡易法では、ある目標面外変形角 R_y に対し、それに対応する面外方向曲率 ϕ_y を算出し、その曲率における断面の応答を得るという一連の計算を、MSモデルを作成することなく行うこととした。はじめに、弾性曲げ剛性 K_b （式(7.4)）および弾性せん断剛性 K_s （式(7.5)）をそれぞれ算出し、面外方向全体変形角 R_y より、曲げ変形による寄与分 R_{yb} を算出した（式(7.6)）。ここで、3章および4章に示した実験結果において面外方向全体変形に対する曲げ変形の割合が一定で推移したことに基づき、弾性剛性による変形割合の比を弾性状態以外にも適用した。この R_{yb} が端部 l_p の領域に生じる曲率によるものであると仮定し、式(7.7)より塑性ヒンジ領域における目標面外方向曲率 ϕ_y を取得した。ここで、各剛性の算出の際に、簡易のため鉄筋の寄与分は無視した。また、MSモデルにおける塑性ヒンジ長さでの回転角の取り扱いと一致させるため、塑性ヒンジ長さにおける回転角は、塑性ヒンジ長さ中央ではなく、部材端部において発生しているとして計算を行い、簡単のため、塑性ヒンジ領域外における弾性変形は無視した。

$$K_b = \frac{12E_c I_c}{h_0^3} = \frac{E_c D_c B_c^3}{h_0^3} \quad (7.4)$$

$$K_s = \frac{G_c A_c}{\kappa h_0} = \frac{E_c D_c B_c}{2.88 h_0} \quad (7.5)$$

$$R_{yb} = R_y \frac{K_s}{K_s + K_b} \quad (7.6)$$

$$\varphi_y = R_{yb} / l_p \quad (7.7)$$

ここで、せん断剛性を求めるための形状係数 κ は 1.2 とし、コンクリートの弾性せん断剛性 G_c はポアソン比 ν を 0.2 とし、コンクリートのヤング係数 E_c を用い、式(7.8)より算出した。

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (7.8)$$

その後、算出した φ_y となる中立軸位置 x_{ny} および鉄筋未降伏割合 α_{ny} を、平面保持を仮定した断面解析により算出した。このとき、コンクリートは Hognestad モデル^{7.4)} (図 7-2)、鉄筋は完全弾塑性モデル (図 7-3) を用い、コンクリートの引張応力負担は無視した。ただし、簡単のため、応力下降域において $0.85f'_c$ となるひずみは $1.5\varepsilon_B$ とした。算出された x_{ny} および φ_y を用いることで、式(7.9)より α_2 を算出した。ただし、ここで $k = x_{ny}\varphi_y / \varepsilon_B$ とした。また、引張ひずみが鉄筋の降伏時ひずみ以下となったコアコンクリート断面の割合によって、 α_{ny} を算出した。

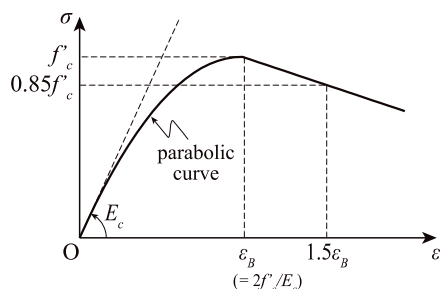


図 7-2 コンクリートの応力-ひずみ関係

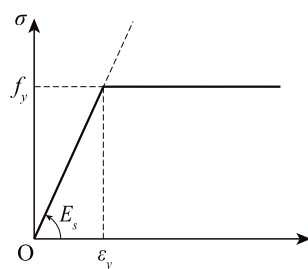


図 7-3 鉄筋の応力-ひずみ関係

$$\alpha_2 = \frac{1}{EI_{ci0} + EI_{si0}} \times \begin{cases} EI_{ci0} \cdot \frac{k - 0.25k^2}{B_c \varphi_y / \varepsilon_B} + EI_{si0} & (k < 1) \\ EI_{ci0} \cdot \frac{0.325 + 0.425k}{B_c \varphi_y / \varepsilon_B} + EI_{si0} & (k \geq 1) \end{cases} \quad (7.9)$$

なお、鉄筋のヤング係数に関して記載の無いデータが散見されたため、その場合は 205 GPa とした。また、コンクリートのヤング係数に関して記載の無い場合は式(7.10)より算出した。ここでコンクリートの気乾単位体積重量 γ は 23 kN/m³ とした。

$$E_c = 33500 \cdot \left(\frac{\gamma}{24} \right) \cdot \left(\frac{f'_c}{60} \right)^{1/3} \text{ [MPa]} \quad (7.10)$$

また、前節に示した MS モデル法では圧縮ストラット最下端高さ h_a の上限を内法高さ h_0 より、 $h_0/1.0$ としたが、本章では津田の手法と同様に $h_0/2.7$ を上限とした。これは、 $h_a \leq h_0/1.0$ としたところ、津田の手法の各剛性の低減を行っていない場合において $h_a = h_0/2.7$ となる試験体に関して、耐力残存率が非常に小さく算定されたためである。この措置の妥当性については今後検討が必要だと考えられる。

7.3.2. 簡易法の評価精度

前節に示した簡易法に関して、3章に示した WB シリーズおよび4章に示した SR シリーズの試験体によって精度検証を行った。表 7-2 および図 7-4 に実験時の最大耐力と簡易法および MS モデル法による計算値の関係を示す。なお、凡例は表 7-3 に示す通りであり、前章に示した表 6-2 と同様であるが、面外方向の載荷形式が逆対称曲げ形式でない WB15C-C20 に関しては簡易法では算出ができないため、図 7-4 には示していない。また、各計算値に対する実験値の比の標準偏差および平均値を表 7-4 に示す。ここで MS モデル法の標準偏差および平均値に関しても、WB15C-C20 の算出結果は含めておらず、6章に示したものと値が異なる。

MS モデル法による計算値と比べ、簡易法による計算値は、WB シリーズでは低く、SR シリーズでは高い。しかし、簡易法の標準偏差は WB シリーズに関しては概ね MS モデル法と同等、SR シリーズに関しては MS モデル法よりも小さい値となっており、簡易法は MS モデル法と同様に、耐力残存率を高い精度で評価できていると考えられる。なお、面外方向変形が 0 である、WB00-C12, WB00-C20, SR00-C20 の計算値が簡易法と MS モデル法で異なるのは、簡易法において、主筋の配筋をコアコンクリートに等分布していると仮定し、剛性 K_f を計算する際に用いた曲げ剛性 EI の値が小さく算出されたためである。

表 7-2 実験試験体に対する耐力算定値

試験体	実験時 最大耐力 (kN)	簡易法		MS モデル法	
		計算値 (kN)	実験値/ 計算値	計算値 (kN)	実験値/ 計算値
WB00-C12	1096	1027	1.07	1031	1.06
WB15-C12	987	957	1.03	967	1.02
WB30-C12	893	919	0.97	931	0.96
WB00-C20	996	1020	0.98	1023	0.97
WB15-C20	881	816	1.08	819	1.08
WB15-C20T00	848	830	1.02	832	1.02
WB30-C20T00	888	847	1.05	845	1.05
WB30-C20T33	890	919	0.97	919	0.97
SR00-C20	1207	1471	0.82	1484	0.81
SR30-C20	1222	1480	0.83	1380	0.89
SR30-C20T33a	1162	1485	0.78	1403	0.83

表 7-3 図 7-4 における凡例

面外変形倍率	軸力比			
	0.12 (一定)	0.20 (一定)	0 - 0.20	-0.33 - 0.20
0	<u>1.WB00-C12</u>	<u>4.WB00-C20</u> <u>10.SR00-C20</u>		
1.5	<u>2.WB15-C12</u>	<u>5.WB15-C20</u>	<u>7.WB15-C20T00</u>	
3.0	<u>3.WB30-C12</u>	<u>11.SR30-C20</u>	<u>8.WB30-C20T00</u>	<u>9.WB30-C20T33</u> <u>12.SR30-C20T33a</u>

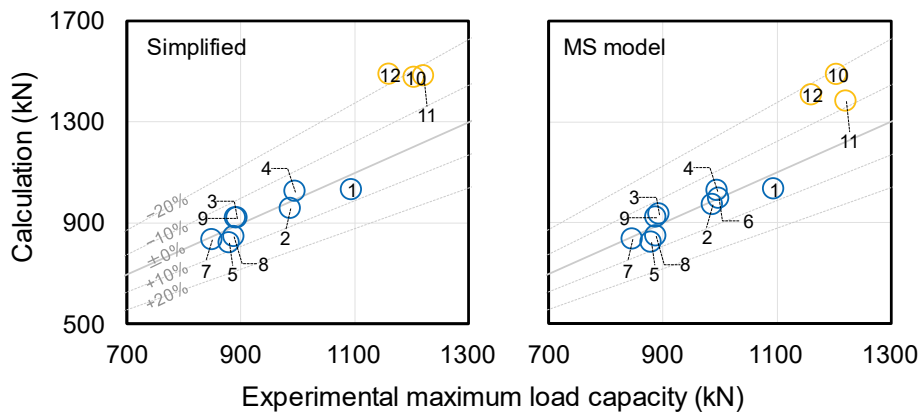


図 7-4 簡易法の評価精度検証

表 7-4 各計算値に対する実験値の比の分析

	WB シリーズ		SR シリーズ		全試験体	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
簡易法	0.96	0.101	1.02	0.041	0.81	0.019
MS モデル法	0.97	0.087	1.02	0.042	0.84	0.031

7.4. 広沢 mean 式による計算値に対する実験値の比に与える影響

7.2 節に示した対象試験体 124 体に関して、耐力残存率を実験における最大耐力に乗じることで、面外方向変形時に想定される最大耐力を算出し、それを広沢 mean 式 (式(7.11)) および広沢 min 式 (式(7.12))^{7.3)}によって除することによって、面外方向変形による余裕度を算出した。本節では、この面外方向変形時の余裕度の変化について検討した。なお、矩形断面試験体に対して広沢式を適用する際には、文献 7.2)と同様に次の 2 点の仮定をした。(1) 端部拘束領域は耐震壁全長 D の 0.1 倍ずつ端部に設けられているとした。(2) 引張側端部拘束領域内の主筋断面積 a_t は、(1)で仮定した端部拘束領域内に存在する軸方向鉄筋 (壁縦筋を含む) の断面積合計値とした。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M / QD + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (7.11)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M / QD + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (7.12)$$

p_{te} : 等価引張鉄筋比(%) (=100 $a_t/(t_e d)$), F_c : コンクリート強度(MPa), D : 耐震壁の全長(mm), σ_{wy} : 水平せん断補強筋の降伏強度(MPa), p_{wh} : t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比, σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度(MPa), t_e : I型断面を長さと同面積が等しい等価長方形断面に置き換えたときの幅(mm) (壁厚 t の 1.5 倍以下), j : $7d/8$ (mm), d : $D - D_c/2$ (mm) (D_c は圧縮側柱のせい), ただし, $1 \leq M/QD \leq 3$

ここで、余裕度とは最大耐力を広沢 mean 式もしくは広沢 min 式^{7.3)}による耐力計算値で除したものの、耐力残存率とは簡易法による耐力計算値を津田の手法^{7.1)}による耐力計算値で除した値である。ここでは面外方向変形角 R_y を 0 から 1.50%までの 0.25%刻みで変化させ耐力残存率を算出した。算出した耐力残存率と余裕度の積 (面外方向変形時余裕度) の度数分布について $R_y=0, 0.75\%, 1.50\%$ のものを図 7-5 に示す。図中、それぞれの度数分布に対して、平均と標準偏差を同じくする正規分布による確率密度関数を示している。また、確率密度関数に関し、図中の網掛けの部分の積分により、それぞれの正規分布に対して 1 以下となる割合 (不合格率) を算出した。面外方向変形角と平均値、標準偏差および不合格率の関係を表 7-5 に示す。

$R_y=0$ での広沢 mean 式による余裕度の平均値は 1.40 となり、文献 7.2)に示された無開口 I 型断面の 1.41 と無開口矩形断面 (帯筋あり) の 1.33 の間の値となった。一方、 $R_y=0$ での広沢 min 式による余裕度の平均値は 1.73 となり、文献 7.2)に示された無開口 I 型断面の 1.77 と無開口矩形断面 (帯筋あり) の 1.67 の間の値となった。面外方向変形角の増加に伴い、平均値は減少し、不合格率は増加した。標準偏差に関してはほとんど影響がみられなかった。 $R_y=1.50\%$ の場合に関して、広沢 mean 式による余裕度の平均値が 1.28 となり、 $R_y=0$ での余裕度の平均値と比べ 9%低下した。一方、 $R_y=1.50\%$ の場合に関して、広沢 min 式による余裕度の平均値が 1.58 となり、広沢 mean 式と同様に、 $R_y=0$ での余裕度の平均値と比べ 9%低下した。従って、設計時に考慮されているせん断余裕度 1.25 に関して、 $R_y=1.50\%$ の場合でせん断終局耐力が低下した際にも、1.14 程度のせん断余裕度を確保できていると考えられる。また、面外方向変形の増加に伴い、広沢 mean 式による

余裕度が1を下回った試験体を分析したところ、いずれも壁横筋比が0.5%より小さいものであった。

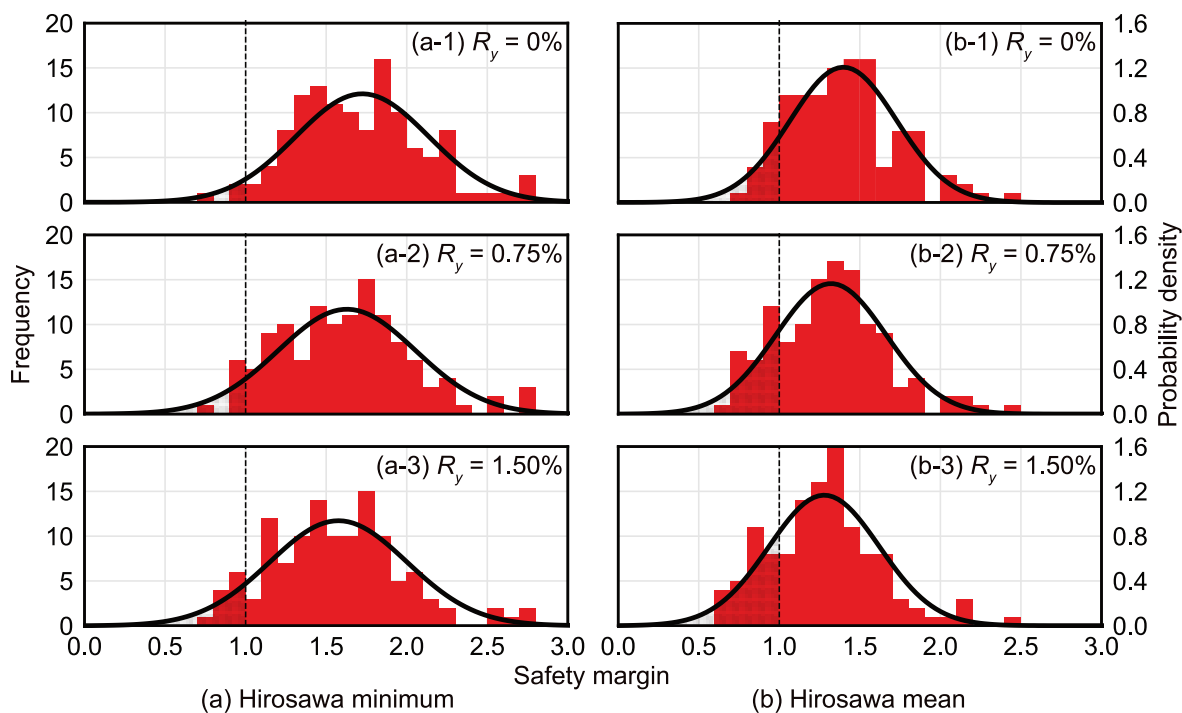


図 7-5 各面外方向変形角における余裕度

表 7-5 余裕度の数値統計

		面外方向変形角(%)						
		0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50
広沢 min 式	平均値	1.732	1.691	1.669	1.637	1.614	1.597	1.584
	標準偏差	0.402	0.414	0.416	0.419	0.419	0.419	0.419
	不合格率(%)	3.4	4.7	5.4	6.4	7.1	7.7	8.2
広沢 mean 式	平均値	1.397	1.364	1.345	1.320	1.302	1.288	1.277
	標準偏差	0.330	0.339	0.340	0.342	0.343	0.342	0.342
	不合格率(%)	11.5	14.2	15.5	17.5	18.9	20.0	20.9

7.5. 耐力低下の発生しやすい条件に関する考察

7.5.1. 相関係数による検討

対象試験体 124 体に関して、試験体の各パラメータと耐力残存率の関係を検討し、面外方向変形によって耐力低下が発生しやすい試験体諸元について検討した。ここで検討したパラメータは、壁横筋比 p_{wh} 、壁縦筋比 p_{wv} 、端部拘束領域主筋比 p_{cg} 、壁厚比 t_w/B_c 、端部拘束領域の面積比 A_c/A_g 、シアスパン比 M/Ql_w 、コンクリート圧縮強度 f'_c 、軸力比 η 、面外方向アスペクト比 h_0/B_c である。それぞれのパラメータと $R_y=1.50\%$ 時の耐力残存率の関係を図 7-6 に示す。図中、○で示したものは柱型を有する試験体、□で示したものは柱型を持たない試験体である。また、各パラメータに関して相関係数を併せて示す。また、相関係数に関しては I 型断面、矩形断面それぞれに対して算出したものを表 7-6 に示す。

壁横筋比および壁縦筋比に関して、各鉄筋比が小さい場合に耐力残存率が小さい試験体が多く見られる。壁縦筋比が小さい場合、鉛直方向引張剛性 K_y における端部主筋の占める割合が大きくなる。従って、壁縦筋比が小さい場合、計算の際に端部主筋の降伏による K_y の低下の影響が大きくなったことで、耐力残存率が低くなったと考えられる。壁横筋比と壁縦筋比はほとんどの試験体において同値とされており、壁横筋比においても同様の傾向が見られたと考えられる。

端部拘束領域主筋比に関して、主筋比が小さい場合に耐力残存率が小さい試験体が多く見られる。端部拘束領域主筋比が増加することで、端部拘束領域の面内方向断面二次モーメントに占める鉄筋寄与分が大きくなるため、面外方向変形による水平方向剛性 K_x の低下を抑制できたと考えられる。従って端部拘束領域の主筋に関しても適切に配筋を行うことで、面外方向変形による耐力低下を防ぐことができると考えられる。

壁厚比に関しては一定の傾向が見られなかった。また、端部拘束領域断面積の全体断面積に対する比に関しても同様に一定の傾向が見られなかった。上記の鉄筋比が影響を及ぼしていたことを鑑みれば、どのような形状の試験体においても鉄筋を適切に配筋すれば耐力低下を防ぐことができると考えられる。

シアスパン比、コンクリートの圧縮強度に関しては一定の傾向が見られなかった。

軸力比に関しては耐力残存率と一定の傾向が見られなかった。今回検討対象とした試験体において、軸力比は本研究で設定した 0.20 が最大となっており、全試験体の 84% が軸力比 0.10 以下であった。従って、耐力残存率との影響に関して十分な検討が行えなかったと考えられる。

面外方向アスペクト比が大きい場合に耐力残存率が小さい試験体が多く見られる。面外方向アスペクト比が小さい場合に、全体変形に対する曲げ変形の割合が小さくなり、同じ面外方向変形角において発生する面外方向曲率が減少したためだと考えられる。従って、面外方向アスペクト比が大きい場合には耐力低下が大きくなる可能性があると考えられる。ただし、面外方向のせん断変形が小さくなる場合に、面外方向においてせん断破壊が発生する可能性や、面外方向せん断変形が面内方向に影響を及ぼす可能性がある。著者らの一連の研究では面外方向に関して、曲げ挙動が卓越する場合を対象としていたため、面外方向のせん断挙動の影響に関しては今後の検討が必要と考えられる。

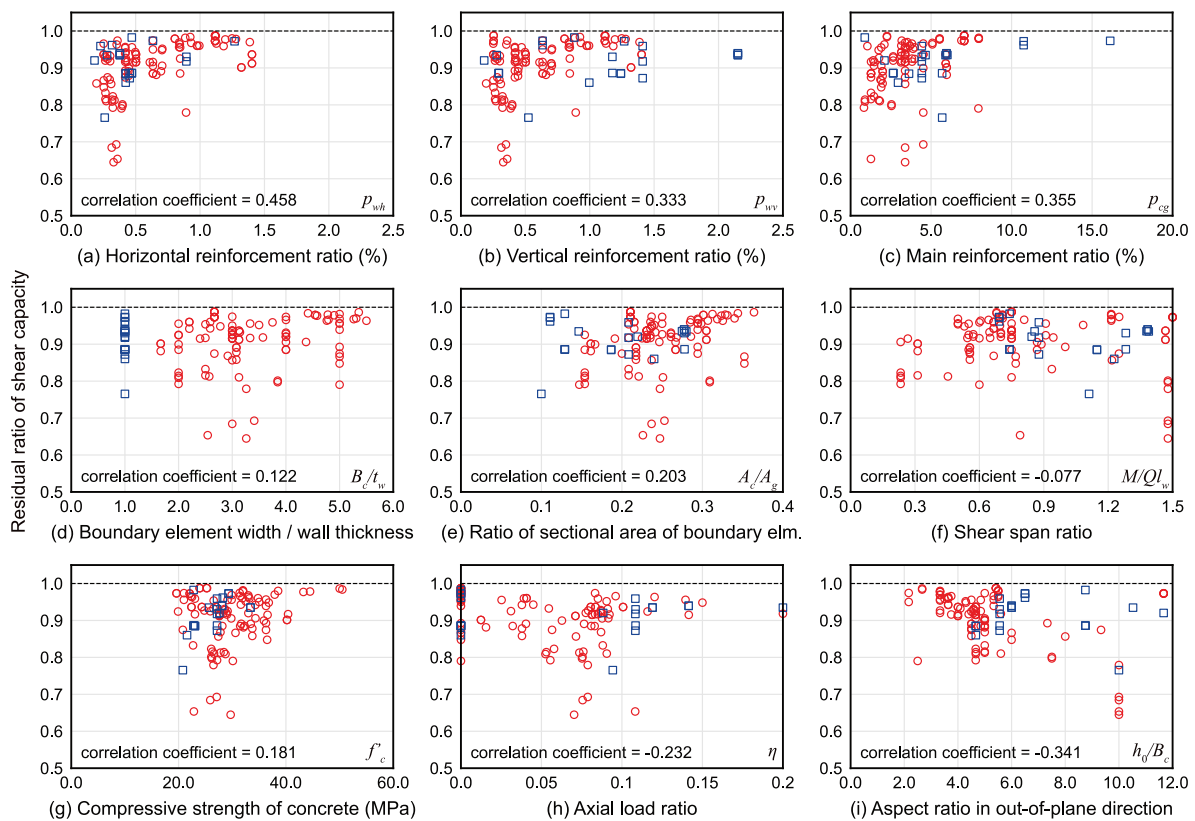


図 7-6 各変数と耐力残存率の関係 ($R_y = 1.5\%$ 時)

表 7-6 各変数の相関係数

変数		相関係数		
		I型断面	矩形断面	全試験体
壁横筋比	p_{wh}	0.492	0.270	0.458
壁縦筋比	p_{ww}	0.424	0.255	0.333
端部拘束領域主筋比	p_{cg}	0.393	0.367	0.355
壁厚比	t_w/B_c	0.210	—	0.122
端部拘束領域の面積比	A_c/A_g	0.266	0.077	0.203
面内方向せん断スパン比	M/Ql_w	-0.073	-0.205	-0.077
コンクリート圧縮強度	f'_c	0.161	0.595	0.181
軸力比	η	-0.304	0.032	-0.232
面外方向アスペクト比	h_0/B_c	-0.404	-0.133	-0.341

7.5.2. 単一パラメータを変化させた場合の検討

本項においては、前項の考察の補強として、単一のパラメータのみを変化させた試験体に対して前項と同様の検討を行った。図 7-7 に単一パラメータのみを変化させた試験体を抽出することができた 6 変数について、図 7-6 と同様に、各変数と $R_y = 1.50\%$ 時の耐力残存率の関係を示す。各パラメータのみを実験変数とした試験体に関しては破線で結んでいる。ただし、壁横筋比および壁縦筋比に関しては、白石ら^{7.A13)}以外の文献では、壁横筋比と壁縦筋比を等しく変化させている。

前項の検討において、相関係数の絶対数が 0.3 以上となった壁横筋比、壁縦筋比、端部主筋比、面外方向アスペクト比に関して、概ね前項の検討結果と同様の傾向が見られた。壁縦筋比および壁横筋比を単独で変化させた文献 7.A13) の試験体は端部拘束領域主筋比が 7.1% と大きく、耐力残存率が全試験体において大きくなり、各変数の影響は殆ど見られなかった。従って、各変数が独立して変化した場合の耐力残存率については今後の検討課題である。

一方、前項の検討において、相関が見られなかった壁厚比および軸力比に関しては、検討可能な試験対数が限られたことから、各変数と耐力残存率の関係について一定の傾向を見出すことができなかった。

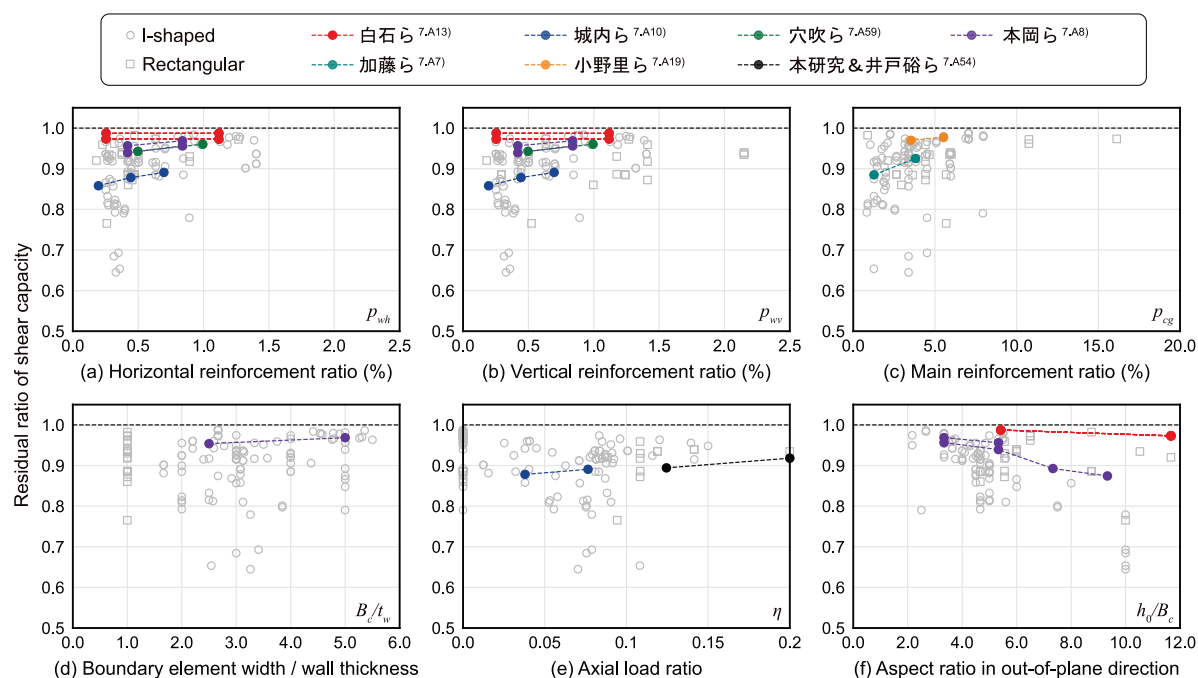


図 7-7 単一パラメータを変化させた場合の各変数と耐力残存率の関係 ($R_y = 1.5\%$)

7.5.3. 耐力残存率の小さい試験体に関する考察

面外方向変形角 $R_y = 1.50\%$ 時の耐力残存率が 0.70 を下回った試験体は、文献 7.A14) の TL10N、文献 7.A38) の IH-M65C、文献 7.A46) の IH-L85C、文献 7.A48) の IH-L61C の 4 体である。この 4 体は面内方向のアスペクト比が 1.15～1.22、壁横筋比は 0.314～0.349% となっており、津田の手法^{7.1)}による計算値が壁横筋の降伏で決定する。ここで壁横筋の降伏によって決まるせん断耐力 Q_{hy} は式(7.13)より算出される。各記号は 6 章を参照されたい。

$$Q_{hy} = \frac{\sigma_{hy} K_x}{E_{hs} \tan \theta} (l_w + D_c) t_w \quad (7.13)$$

式の通り、 Q_{hy} は K_x に比例して低下する。また、同時に面外方向アスペクト比がいずれの試験体も 10 となり、面外方向における曲げ変形割合が大きくなったことも耐力残存率が低くなった要因だと考えられる。従って、これらの試験体のように、内法高さが大きいことで、端部拘束領域による曲げ抵抗 K_f が小さくなる場合に、壁横筋による水平方向剛性 K_x への寄与分が同時に小さくなるような場合に関しては、耐力残存率が低くなる可能性が高いと考えられる。

7.6. 設計における面外方向変形の考慮方法に関する一考察

7.4 節に示したように実験値／計算値の平均値が面外方向変形 1.5% でも 1 割程度の低下にとどまったことから、設計式自体が有する余裕度や、せん断保証設計において確保する余裕度などによって、面外方向変形の影響でせん断終局耐力が低下した際にも、曲げ終局耐力を下回ること可能性は低いと考えられる。

ただし、ここで検討したのは、実験試験体に対するものであり、実在の部材に対して統計を行ったものではない。従って、厳密に設計するのであれば次のような方法で面外方向変形の影響を考慮する必要があると考えられる。

構造設計においてせん断保証設計を行う際に、本研究において提案した耐力残存率の評価を行い、その耐力残存率が既定値以上となるかを確認する。その際に、耐力残存率が十分に確保されていないとされた場合には、せん断保証設計と同様に部材の諸元について再検討する。

耐力残存率の算出に用いる面外方向変形角に関しては、建物における直交二方向の架構の剛性の比などから計算するのが妥当だとは考えられるが、その方法に関しては今後検討が必要であると考えられる。また、上記の設計において確保する耐力残存率の具体的な値に関しては、せん断保証設計において確保されている余裕度が、面外方向変形以外の諸条件によっても低下することを考慮し、慎重に決定する必要があると考えられる。こちらに関しても今後検討が必要である。

7.7. まとめ

本章では過去の実験データベースを用い、三方向加力を受けた状態での耐力の残存率（耐力残存率）を算出し、各パラメータとの関係を示すことによって、設計において、三方向加力条件を考慮する必要が生じるような部材の諸元について考察した。以下に得られた知見を示す。

- 過去の実験データベースにおいて提供されているデータのみで三方向加力を受けた状態でのせん断終局耐力を算出可能とするために、6章において提案したせん断終局耐力評価法に基づき、簡易的な評価手法（簡易法）を提案した。簡易法は3章および4章に示した実験結果を、6章において提案した手法と同等の高い精度で評価することができた。
- 余裕度を実験時の最大耐力をせん断終局耐力計算値に対する比と定義し、耐力残存率との積をとることによって、面外方向加力時の余裕度を算出した。広沢 mean 式による余裕度の平均値は、面外方向変形がない場合と比べ、面外方向変形角 1.50%時では 9%低下した。従って、設計時に考慮されているせん断余裕度 1.25 に関して、 $R_y = 1.50\%$ の場合でせん断終局耐力が低下した際にも、1.14 程度のせん断余裕度を確保できていると考えられる。
- 試験体の各パラメータと耐力残存率の関係を検討し、面外方向変形によって耐力低下が発生しやすい試験体諸元について検討した。壁横筋比および主筋比が小さい場合、内法高さを端部拘束領域幅で除した値が大きい場合に耐力低下量が大きくなると推察された。

7.8. 参考文献

- 7.1) 津田和明：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度算定法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻，第 645 号，pp.2069-2075，2009
- 7.2) 向井智久ほか：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証（2020 年版），建築研究資料第 197 号，2020
- 7.3) 国土技術政策総合研究所ほか監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- 7.4) E.Hognestad: A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series No.399, pp.128, 1951

7.9. データベース抽出対象文献

- 7.A1) 広沢雅也ほか：軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり：その 1.矩形断面をした耐力壁の実験結果，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 46，pp.817-818，1971.9
- 7.A2) 小島克朗：鉄筋コンクリート壁体の二軸曲げせん断強度に関する研究：第一報二軸曲げせん断実験の概要，日本建築学会論文報告集 No.285，pp.71-79，1979.11
- 7.A3) 東洋一ほか：RC 建物の耐震補強法に関する実験的研究：その 6.鉄骨ブレース等による骨組の補強-実験概要，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 54，pp.1347-1348，

1979.9

- 7.A4) 二木紀男ほか：有開口鉄筋コンクリート耐震壁の変形と耐力について -壁板中央に壁板と相似な開口を有する壁体における開口の大小，斜め補強筋・壁筋量の影響に関する実験的研究-，日本建築学会論文報告集 No.293，pp.69-83，1980.7
- 7.A5) 吉崎征二ほか：多数の小開口を持つ鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形：その2～3，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 56，pp.1623-1626，1981.9
- 7.A6) 富井政英ほか：1 スパン 1 層および 2 スパン 1 層疑似連層耐震壁のせん断実験，日本建築学会学術講演梗概集 構造系 58，pp.2051-2052，1983.9
- 7.A7) 加藤大介ほか：無開口後打耐震壁の耐力の評価に関する研究，日本建築学会論文報告集 No.337，pp.81-89，1984.3
- 7.A8) 本岡順一郎ほか：鉄筋コンクリート造耐震壁の破壊機構に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.6 No.0，pp.701-704，1984
- 7.A9) 徳広育夫ほか：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集 No.355，pp.88-98，1985.9
- 7.A10) 城内哲彦ほか：せん断破壊する SFRC 耐震壁の実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.8 No.0，pp.705-708，1986
- 7.A11) 東端泰夫：壁板の局部破壊を誘発する目地を用いた鉄筋コンクリート耐震壁に関する研究 -水平加力実験-，日本建築学会構造系論文集 No.375，pp.73-82，1987.5
- 7.A12) 高山誠：せん断力を受ける鉄筋コンクリート折板壁の弾塑性性状，日本建築学会構造系論文集 No.391，pp.36-44，1988.9
- 7.A13) 白石一郎ほか：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集 No.392，pp.34-45，1988.10
- 7.A14) 荒井康幸ほか：鉄筋コンクリート連層耐震壁の耐力と変形性状に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.10 No.3，pp.391-396，1988
- 7.A15) 加藤大介ほか：鉄筋コンクリート造有開口壁のせん断補強法およびせん断耐力評価に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.11 No.2，pp.573-578，1989
- 7.A16) 佐藤和英ほか：高配筋耐震壁の復元力特性に及ぼす開口の影響，日本建築学会構造系論文集 No.418，pp.39-48，1990.12
- 7.A17) 江崎文也：せん断型変形を受ける耐震壁の靱性改善のための補強法に関する実験的研究：側柱端部を鋼管で局部補強した場合，日本建築学会構造系論文集 No.426，pp.15-24，1991.8
- 7.A18) 望月洵ほか：連層耐震壁の破壊モードの判別式，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.13 No.2，pp.559-564，1991
- 7.A19) 小野里憲一ほか：耐震壁の強度と破壊モードの制御，日本コンクリート工学会年次大

- 会報告書 Vol.14 No.2, pp.891-896, 1992
- 7.A20) 亘正剛ほか：13000kgf/cm² 級の高強度せん断補強筋を用いた RC 壁柱のせん断耐力，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.17 No.2, pp.405-410, 1995
- 7.A21) 小野正行ほか：開口壁の水平耐力の評価に関する研究，日本コンクリート工学会コンクリート論文集 Vol.7 No.2, pp.53-64, 1996.7
- 7.A22) 中谷佳恵ほか：高強度せん断補強筋を用いた壁柱のせん断耐力と破壊性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.18 No.2, pp.863-868, 1996
- 7.A23) 竹原雅夫ほか：高強度コンクリート耐震壁の破壊性状とマクロモデル，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.19 No.2, pp.1047-1052, 1997
- 7.A24) 大岡督尚ほか：廃ガラス発泡骨材を用いたコンクリート耐震壁の破壊性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.21 No.2, pp.1219-1224, 1999
- 7.A25) 小城圭史ほか：側柱を局部補強した偏在開口耐震壁の弾塑性性状に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3, pp.421-426, 2000
- 7.A26) 徳田俊宏ほか：一定速度の水平力を受ける RC 有開口耐震壁の履歴性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3, pp.445-450, 2000
- 7.A27) 松本智夫ほか：既存架構に PCa コッターを接着した増設耐震壁の構造性能，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.22 No.3, pp.1627-1632, 2000
- 7.A28) 松岡良智ほか：耐震壁の履歴性状に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.23 No.3, pp.433-438, 2001
- 7.A29) 杉山智昭ほか：非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集 No.551, pp.111-118, 2002.1
- 7.A30) 藤井量久ほか：開口横壁板を補強した RC 有開口耐震壁の力学性状，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.24 No.2, pp.499-504, 2002
- 7.A31) 松岡良智ほか：RC 無開口耐震壁の変形と強度に及ぼす載荷速度の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.24 No.2, pp.517-522, 2002
- 7.A32) 白都滋ほか：ビニロン短繊維補強モルタルを用いた耐震壁の実験，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.24 No.2, pp.529-534, 2002
- 7.A33) 別枝和美ほか：鋼管と鋼板を用いて補強した無開口耐震壁の耐震性能に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.25 No.2, pp.589-594, 2003
- 7.A34) 溝口光男ほか：偏心引張力が RC 耐震壁のせん断耐力に及ぼす影響に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.25 No.2, pp.607-612, 2003
- 7.A35) 小野里憲一ほか：RC 耐震壁の耐震性能に与える動的加力の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2, pp.547-552, 2004
- 7.A36) 東伸哉ほか：既存 RC 耐震壁の耐震補強法に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2, pp.583-588, 2004
- 7.A37) 溝口光男ほか：側柱の伸びが鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす影響，日

- 本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2, pp.601-606, 2004
- 7.A38) 出井順二ほか：炭素繊維グリッドを用いた RC 造無開口耐震壁の耐震補強・補修効果に関する実験的検討，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.26 No.2, pp.1321-1326, 2004
- 7.A39) 兼平雄吉ほか：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，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.27 No.2, pp.463-468, 2005
- 7.A40) 相澤恩ほか：ポリマーセメントモルタルによる既存鉄筋コンクリート造耐震壁への増打ち補強に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.28 No.2, pp.1129-1134, 2006
- 7.A41) 萩尾浩也ほか：CFRP 板を用いた既存耐震壁の新規開口補強に関する研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.28 No.2, pp.1543-1548, 2006
- 7.A42) 山川哲雄ほか：耐震補強された RC 造耐震壁の正負繰り返し水平加力実験と耐震性能，日本建築学会構造系論文集 No.634, pp.2167-2174, 2008.12
- 7.A43) 壁谷澤寿成ほか：鉄筋コンクリート造耐震壁の形状および補強がせん断強度に与える影響，日本建築学会構造工学論文集 Vol.54B, pp.423-428, 2008.3
- 7.A44) 溝口光男ほか：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす側柱の伸びと太さの影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.30 No.3, pp.427-432, 2008
- 7.A45) 卜部藍ほか：大開口を有する RC 壁のせん断耐力に関する実験的研究，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.31 No.2, pp.439-444, 2009
- 7.A46) 溝口光男ほか：側柱が伸びた柱補強筋比の大きな鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす壁筋の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.31 No.2, pp.445-450, 2009
- 7.A47) 閑田徹志ほか：耐震壁を対象とした新型ひび割れ誘発目地に関する実験研究，日本コンクリート工学会コンクリート論文集 No.21 Vol.3, pp.9-21, 2010.9
- 7.A48) 森貴規ほか：側柱が伸びた柱補強筋比の小さい鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす壁筋の影響，日本コンクリート工学会年次大会報告書 Vol.33 No.2, pp.409-414, 2011
- 7.A49) 遠山誉ほか：RC 造耐震壁の側柱拘束による補強効果 補強方法の提案と実験的検証，日本建築学会構造工学論文集 Vol.58B, pp.33-40, 2012.3
- 7.A50) 井戸裕勇樹ほか：水平二方向載荷が RC 造耐震壁のせん断性状に与える影響，コンクリート工学年次論文集 Vol.36 No.2, pp.271-276, 2014.7
- 7.A51) 細野純ほか：打設面処理と配筋が RC 造耐震壁のすべりに及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集 Vol.37 No.2, pp.355-360, 2015.7
- 7.A52) 田中準一ほか：低強度コンクリートが使用された開口耐震壁のせん断破壊性状に及ぼす反曲点高さ比の影響，コンクリート工学年次論文集 Vol.37 No.2, pp.691-696, 2015.7
- 7.A53) 橋根靖弥ほか：開口間に施工される複数の非耐力方立壁の変形及び破壊性状に関する

- 研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.38, No.2, pp.49-54, 2016.7
- 7.A54) 井戸裕勇樹ほか:せん断挙動が支配的な鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向加力実験, 日本建築学会構造系論文集 No.735, pp.683-692, 2017.5
- 7.A55) 細谷典弘ほか:壁筋比が損傷を受けたせん断破壊先行型耐震壁の構造性能に及ぼす影響の検討, コンクリート工学年次論文集 Vol.39 No.2, pp.259-264, 2017.7
- 7.A56) 堀田久人ほか:せん断破壊する鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二軸載荷挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.40 No.2, pp.283-288, 2018.7
- 7.A57) 孫憬珺ほか:鉄筋コンクリート造せん断壁の構造性能に端部拘束条件が及ぼす影響の検討, コンクリート工学年次論文集 Vol.41 No.2, pp.391-396, 2019.7
- 7.A58) 岩野哲也ほか:引張軸力を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.42 No.2, pp.289-294, 2020.7
- 7.A59) 穴吹拓也ほか:鉄筋コンクリート造耐震壁のひび割れの適量化手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 Vol.86 No.782, pp.598-607, 2021.4

8. 脚部すべり破壊先行型耐震壁部材の三方向載荷実験

8.1. 本実験の意義

鉄筋コンクリート造耐震壁の破壊形式として設計で想定される曲げ破壊やせん断破壊に加え、脚部すべり破壊が挙げられる。耐震壁脚部でのせん断変形が上部のせん断変形や曲げ変形に比べ増大する破壊形式であり、部材の耐力および剛性の低下を招く可能性がある。実際の地震被害<sup>例え
ば 8.1)</sup>や耐震壁付き建物に対する振動台実験<sup>例え
ば 8.2)</sup>においても脚部すべり挙動の発生が確認されているが、その挙動について検討した研究事例が少ないことからメカニズムの十分な解明には至っていない。

脚部すべり破壊について面内一方向加力時の挙動を検証したものは複数存在<sup>例え
ば 8.3), 8.4)</sup>するが、その水平二方向加力時の挙動について検証したものは井戸裕らの研究^{8.5)}のみである。また、脚部すべり破壊の発生要因として、脚部コンクリートの連続的ひび割れが挙げられ、引張軸力作用時にはこのような損傷が発生するため、引張軸力が作用するような変動軸力が作用する場合の検討も必要と考えられるが、そのような検証を行った研究は存在しない。

このような研究の背景および先行研究の現状を受け、面内方向では脚部すべり破壊が先行する耐震壁試験体に対し、水平二方向載荷および変動軸力載荷を行う、三方向載荷実験を行った。

8.2. 実験概要

8.2.1. 試験体概要

試験体は3体作製した。文献 8.5)の試験体を含め、寸法および配筋は全試験体で共通であり、実大30%相当の縮小試験体である。図 8-1 に試験体図および配筋図を、図 8-2 に試験区間断面図を、表 8-1 に断面寸法と配筋の詳細をそれぞれ示す。試験区間内法高さは900mmであり、上下には載荷用のスタブを持つ。

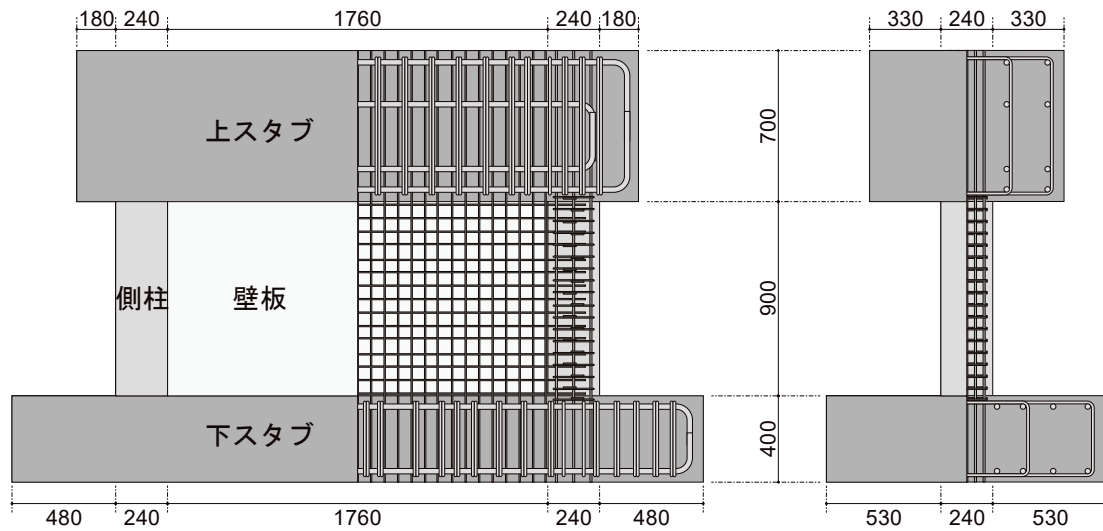


図 8-1 試験体図および配筋図 (単位 : mm)

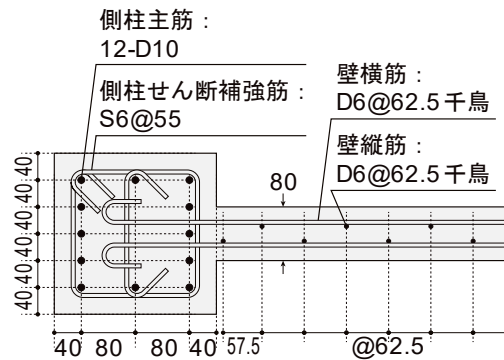


図 8-2 試験区間断面図 (単位 : mm)

表 8-1 試験体概要

	寸法(mm)	配筋		種別	鉄筋比(%)	
側柱	240×240	主筋		12-D10	SD295	1.49
		せん断補強筋	面内	2-S6@55	KSS785	0.48
			面外	3-S6@55		0.72
壁板	1760×80	縦筋		D6@62.5 千鳥	SD295	0.63
		横筋				

8.2.2. 材料特性

本実験試験体の試験区間に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表 8-2 に示す。試験区間のコンクリートは文献 8.5)の試験体と比較を行うため、目標強度を 30MPa とした。

下スタブのコンクリート打設直後に、打ち継ぎ面に金属製ブラシで目荒らしを行い、後日、試験区間と上スタブのコンクリートを打設した。

表 8-2 試験区間材料特性

(a) コンクリート

試験体	材齢 (日)	圧縮強度 f'_c (MPa)	割裂引張強度 f_t (MPa)	ヤング係数* E_c (GPa)
IT-1VH	149	24.8	2.28	22.2
IT-3VH	119	28.6	2.81	23.9
IT-3H	134	26.2	2.38	23.8

* $f'_c/3$ 割線剛性

(b) 鉄筋

	D6 (SD295)	D10 (SD295)	S6 (KSS785)
降伏強度 f_y (MPa)	421.7*	380.2	854.2*
引張強度 f_u (MPa)	533.9	514.8	1002.9
ヤング係数 E_s (GPa)	206.3	186.1	196.5

*0.2%オフセット降伏強度

8.2.3. 実験変数

本研究では実験変数を軸力条件および面外変形倍率とした。ここで、面外変形倍率とは同一サイクルで与える面外方向層間変形角の面内方向層間変形角に対する比である。試験体名称は「IT

－（面外変形倍率）（軸力条件）」と定義した。軸力条件の記号に関してはHは高圧縮軸力1370kNでの一定軸力、VHは軸力0kNから高圧縮軸力1370kNの範囲での変動軸力の試験体である。文献8.5)の試験体は軸力を685kNとする一定軸力であった。これらの試験体も本研究では同様の命名方法によって定義し、区別のために軸力条件の記号としてLを付して区別する。なお、想定建物および変動軸力の設定根拠については付録を参照されたい。

文献8.5)を含めた試験体一覧を表8-3に示す。また、各試験体の材料実強度を用いて算出した耐力計算値を表8-4に示す。各耐力算出には文献8.6)中の式(8.1)～式(8.4)を用いた。面内方向曲げ終局耐力時せん断力は、式(8.2)より算出した面内方向曲げ終局モーメントを加力点高さ(1200mm)で除すことで算定した。面外方向曲げ終局耐力時せん断力は壁板の寄与を無視し、柱2本分の曲げ終局モーメントを式(8.4)に基づき算出し、せん断スパン(450mm)で除すことにより算定した。面外方向せん断終局耐力も壁板の寄与を無視した柱2本分のせん断耐力である。なお、面外方向の耐力計算時には、軸力は側柱のみで負担するとして計算した。

また、文献8.5)では面内方向において脚部すべり破壊が先行していた。文献8.5)で示されている面内方向脚部すべり耐力計算式（以下、井戸裕らの式、式(8.5)）による面内方向脚部すべり耐力計算値を表8-5に示す。なお、ここで示す耐力は二方向加力による影響を考慮しない一方向加力時の耐力である。井戸裕らの式における C_c および f_s を算出するために、図8-3に示す要素分割による断面解析を用いた。コンクリートは側柱に関してはコアコンクリートとカバーコンクリートとを区別し、壁板に関してはすべてカバーコンクリートとした。コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係を図8-4に示す。コンクリートに関しては最大強度の0.8倍の応力までを材料試験より得られたヤング係数で線形弾性とし、その後、NewRCモデル^{8.7), 8.8)}をもとに算出した最大強度点を指向した後、コアコンクリートでは、ひずみ1%時のNewRCモデル^{8.7), 8.8)}による応力点を、カバーコンクリートでは、ひずみ0.4%で $0.2f_c$ となる点をそれぞれ最終折れ点とし、それ以降のひずみでは応力一定とした。鉄筋は降伏強度までを材料試験より得られたヤング係数で線形弾性とし、降伏点以降は剛性をヤング係数の0.001倍とした。結果として得られたモーメントを面内方向せん断スパンである1200mmで除すことで算出したせん断力が、井戸裕らの式による脚部すべり耐力を下回った点でのせん断力を脚部すべり耐力とした。

比較として、表8-4に示した面内方向曲げ終局耐力 w_iQ_{mu} および面内方向せん断終局耐力 w_iQ_{su} を示す。ここで、面内方向せん断終局耐力は文献8.6)に記載の、過去に行われた部材載荷実験における実験値/計算値の平均値である1.40を乗じた。 Q_{slip} , w_iQ_{mu} , $1.40w_iQ_{su}$ のうち最小となる破壊モードを推定破壊モードとして表中に示した。

設計で考慮されている曲げおよびせん断終局耐力に基づく破壊モードは、表8-4によれば、いずれの試験体のいずれの軸力においても、面内方向ではせん断破壊、面外方向では曲げ破壊と判定された。一方で、脚部すべり破壊を含めた面内方向の破壊モードは、表8-5によれば、軸力が1370kNの場合にはせん断破壊、軸力が0kNの場合には脚部すべり破壊と判定された。

表 8-3 試験体一覧

試験体	面外変形 倍率	軸力 (kN)		
		目標最小	長期	目標最大
IT-0L ^{8.5)} (O-0)	0	685 (一定)		
IT-1L ^{8.5)} (O-1)	1.0			
IT-2L ^{8.5)} (O-2)	2.0			
IT-3L ^{8.5)} (O-3)	3.0			
IT-1VH	1.0	0	685	1370
IT-3VH	3.0			
IT-3H	3.0	1370 (一定)		

()内：文献 8.5)における試験体名

$${}_{wi}Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M / QD + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (8.1)$$

p_{te} ：等価引張鉄筋比(%) (=100 $a_t/(t_e d)$), F_c ：コンクリート強度(MPa), D ：耐震壁の全長(mm), σ_{wy} ：水平せん断補強筋の降伏強度(MPa), p_{wh} ： t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比, σ_0 ：全断面積に対する平均軸方向応力度(MPa), t_e ：I型断面を長さと同断面積が等しい等価長方形断面に置き換えたときの幅(mm) (壁厚 t の 1.5 倍以下), j ：7 $d/8$ (mm), d ： $D-D_c/2$ (mm) (D_c は圧縮側柱のせい), ただし, $1 \leq M/QD \leq 3$

$${}_{wi}M_{mu} = a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5 N l_w \quad (8.2)$$

a_t ：引張側柱の主筋全断面積(mm²), σ_y ：引張側柱の主筋の降伏強度(MPa), a_w ：耐力壁の縦筋の断面積(mm²), σ_{wy} ：耐力壁の縦筋の降伏強度(MPa), l_w ：両側柱中心間距離(mm), N ：耐力壁の軸方向力(N)

$${}_{wo}Q_{su} = 2 \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / Qd + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} p_w} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (8.3)$$

p_t ：引張鉄筋比(%), F_c ：コンクリート強度(MPa), d ：有効せい(mm), σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度(MPa), p_w ：せん断補強筋比, σ_0 ：平均軸方向応力度(MPa), b ：柱断面幅(mm), j ：7 $d/8$ (mm), ただし, $1 \leq M/QD \leq 3$

$${}_{wo}M_{mu} = 2M_u \quad (8.4)$$

$$M_{u1} = 0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.5 N g_1 D \quad (N_{\min} \leq N \leq 0) \quad (8.4a)$$

$$M_{u2} = 0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{b D F_c} \right) \quad (0 \leq N \leq N_b) \quad (8.4b)$$

$$M_{u3} = \left(0.5 a_g \sigma_y g_1 D + 0.024 (1 + g_1) b D^2 F_c \right) \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - N_b} \right) \quad (N_b \leq N \leq N_{\max}) \quad (8.4c)$$

a_g : 柱主筋全断面積(mm²), σ_y : 主筋降伏強度(MPa), g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比,
 b : 柱断面幅(mm), D : 柱断面せい(mm), N : 柱軸方向力(N), N_{max} : 中心圧縮時終局強度 ($=bDF_c+a_g\sigma_y$), N_b : $0.22(1+g_1)bDF_c$, N_{min} : 中心引張時終局強度 ($=-a_g\sigma_y$), なお N_{max} および N_{min} は, この式中においてのみこの意味で用い, この式以外では, 目標最大軸力および目標最小軸力を示す。

$$Q_{slip} = \mu \sum C_c + \sum 1.65 a_s \sqrt{\sigma_B f_y (1 - \alpha^2)} \quad (8.5)$$

μ : 摩擦係数 (=0.8 とした), C_c : コンクリートバネの圧縮力 (N), a_s : 各鉄筋の断面積 (mm²), σ_B : コンクリートの圧縮強度 (MPa), f_y : 鉄筋の降伏応力 (MPa), α : 引張応力 f_s に応じた低減係数 ($=f_s/f_y$, $\alpha \leq 1$)

表 8-4 計算耐力

試験体		面内方向			面外方向		
		せん断終局 耐力 $w_i Q_{su}$ (kN)	曲げ終局耐力 時せん断力 $w_i Q_{mu}$ (kN)	$w_i Q_{su} /$ $w_i Q_{mu}$	せん断終局 耐力 $w_o Q_{su}$ (kN)	曲げ終局耐力 時せん断力 $w_o Q_{mu}$ (kN)	$w_o Q_{su} /$ $w_o Q_{mu}$
IT-1VH	N_{max}	818.7	1995.7	0.41	354.6	200.4	1.77
	N_{min}	705.2	854.0	0.83	271.3	77.1	3.52
IT-3VH	N_{max}	859.9	1995.7	0.43	375.2	239.7	1.57
	N_{min}	746.4	854.0	0.87	279.0	77.1	3.62
IT-3H		833.4	1995.7	0.42	362.0	214.4	1.69

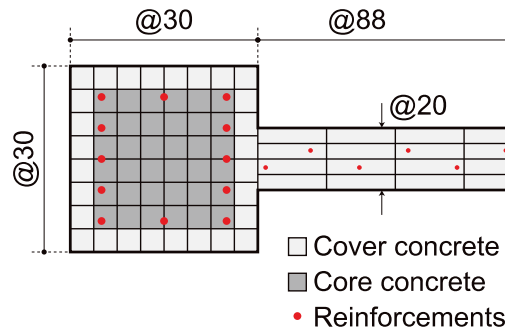


図 8-3 断面解析要素分割 (単位 : mm)

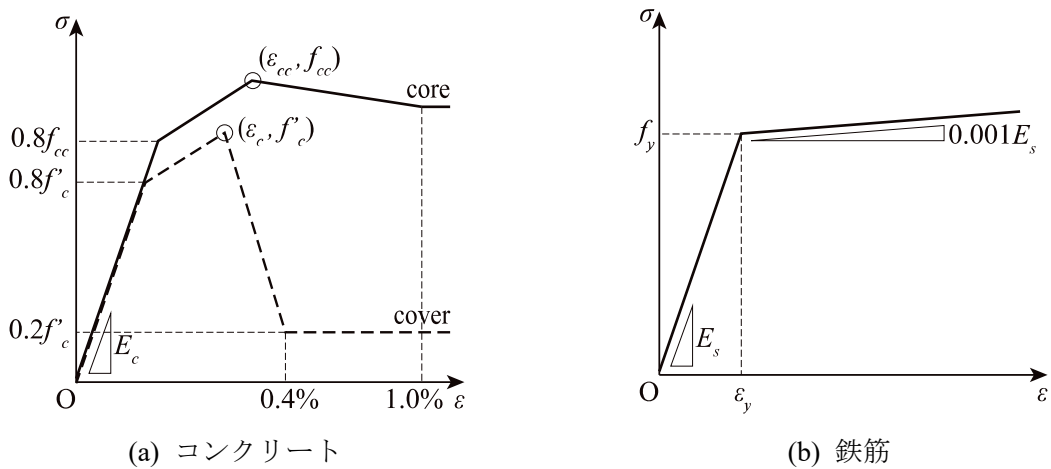


図 8-4 断面解析における応力-ひずみ関係

表 8-5 脚部すべり耐力および破壊モード判定 (単位 : kN)

試験体		Q_{slip}	$1.40w_iQ_{su}$	w_iQ_{mu}	判定 破壊モード
IT-1VH	N_{max}	1598.2	1146.2	1995.7	せん断
	N_{min}	633.5	987.3	854.0	脚部すべり
IT-3VH	N_{max}	1637.1	1203.8	1995.7	せん断
	N_{min}	659.9	1045.0	854.0	脚部すべり
IT-3H		1618.2	1166.7	1995.7	せん断

8.2.4. 載荷履歴

IT-1VH および IT-3VH に関しては変動軸力下で水平二方向載荷を行った。IT-3H に関しては、一定軸力下で水平二方向載荷を行った。

水平二方向載荷履歴の概要を図 8-5 に示す。はじめに試験体を面外方向負側に加力し、所定の

層間変形角（図中の[1]）に達した後，その面外方向変位を維持したまま面内方向負側に加力を行った。所定の層間変形角（[2]）到達後は，面外，面内の順に層間変形角を 0 に戻し（[3]，[4]），続けて正方向でも同様の载荷を行った（[5]→[8]）。図中の[1]→[8]までの経路を 1 サイクルとした。各試験体ともに，面内方向層間変形角 $R_x=0.05, 0.10, 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 1.5\%$ の各ステップで 2 サイクルずつ载荷を行うものとした。ただし，各サイクルの[5]→[6]の面内方向水平荷重の最大耐力が全体の面内方向最大耐力の 5 割を下回り，[6]ピーク点付近において面内方向水平荷重の増加が見られない場合は，そのサイクルの[7]→[8]の面内方向水平荷重が 0 となる点までで载荷を終了した。

軸力の载荷履歴を図 8-6 に示す。 woQ_{mu} は各軸力における面外方向曲げ終局耐力時せん断力をそれぞれ表す。IT-3H は 1370kN で一定軸力とした。IT-3VH は面外方向水平荷重が 0 の時点での軸力を 685kN とし，圧縮側と引張側の目標の軸力における面外方向曲げ終局耐力時せん断力の 0.5 倍の面外方向水平荷重で目標の軸力に到達するように軸力を変動させた。IT-1VH は概ね IT-3VH の载荷履歴と同様であるが，圧縮側の目標の軸力における面外方向曲げ終局耐力時せん断力の 0.25 倍の面外方向水平荷重で目標値に到達するように変動させた。これは，IT-3VH に比べ，IT-1VH では同様の面内方向層間変形角に対する，面外方向層間変形角が小さく，面内方向最大耐力点における面外方向水平荷重が小さくなることで，軸力が圧縮側の目標値に到達しない可能性が考えられたためである。なお，面外方向正側加力時に圧縮側へ，負側加力時に引張側へ軸力を変動させた。

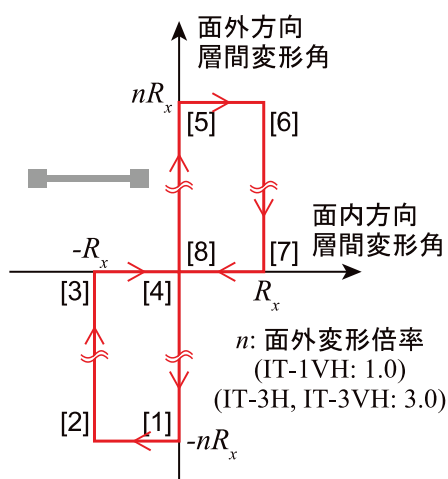


図 8-5 水平二方向载荷経路

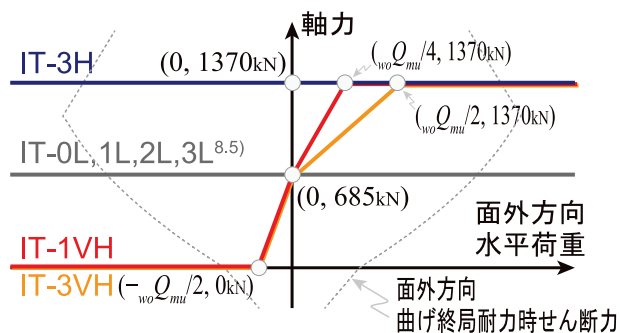


図 8-6 軸力载荷経路

8.2.5. 载荷装置

図 8-7 に载荷装置を示す。軸力および面外方向水平力は，試験体の上スタブに PC 鋼棒により緊結した载荷用スタブを介して，1000kN ジャッキ 2 本ずつでそれぞれ試験体に作用させた。また，面内方向水平力は試験体の上スタブ両側面に PC 鋼棒により緊結した鋼製治具を介して，2000kN

ジャッキ2本で試験体に作用させた。

面内方向はせん断スパン 1200mm の片持ち載荷とし、面外方向は、鉛直ジャッキの制御により上下スタブの平行を保つことで逆対称変形載荷とした。また、面外方向ジャッキにより、試験体のねじれ変形が発生しないように制御した。なお、軸力には上スタブ、載荷ブロック、面内方向荷重の載荷治具の重量を含んでいる。下スタブと反力床を PC 鋼棒により緊結することで試験体を固定した。

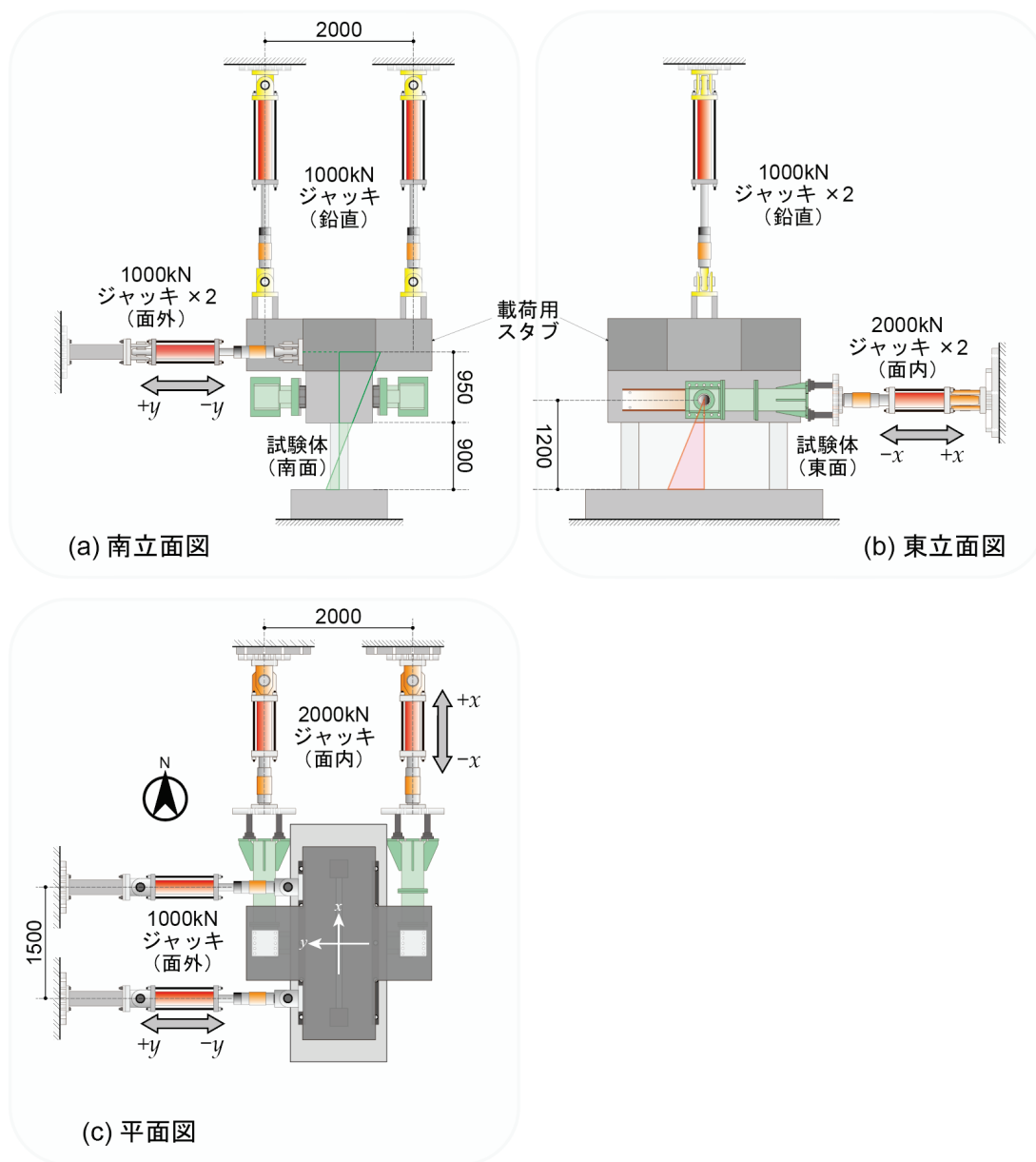


図 8-7 載荷装置 (単位 : mm)

8.2.6. 計測方法

(1) 変位計

図 8-8 に層間変形角および鉛直変位計測用の変位計の取り付け位置を示す。面内方向および面

外方向の層間変形角は、それぞれ試験体四隅に取り付けた4つの変位計から得た上下スタブ間の相対水平変位の平均値を試験区間高さ(900mm)で除して算出した。壁脚部東面には脚部の鉛直方向縮み量およびすべり変形を計測するために図8-9に示す位置に変位計を設置した。南柱南面および北柱北面には面外方向曲率を測定するために図8-10に示す位置に変位計を設置した。この他、下スタブのズレの発生の有無を確認するための変位計および各ジャッキの加力角度を測定するための変位計をそれぞれ設置した。

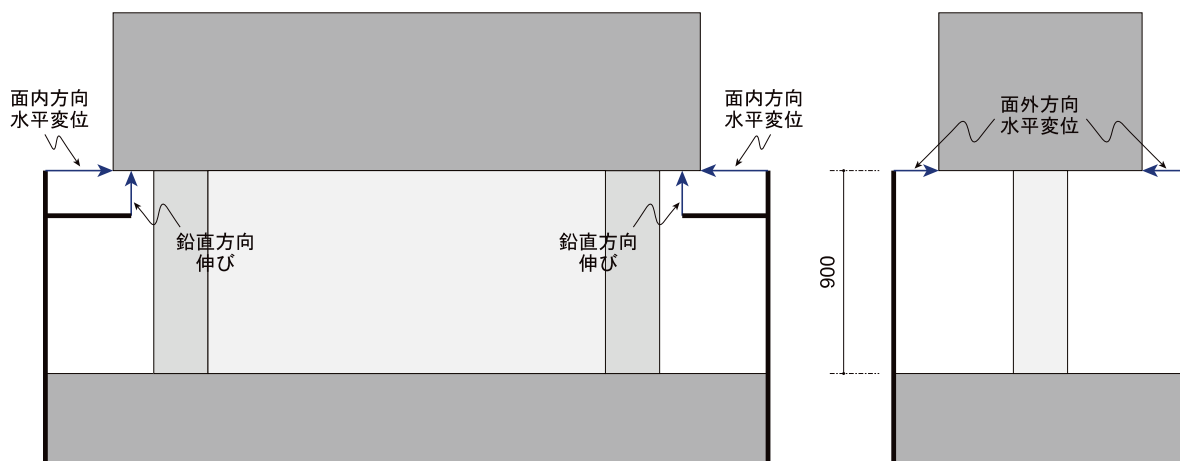


図 8-8 層間変形角・鉛直変位計測用変位計取り付け位置 (単位: mm)

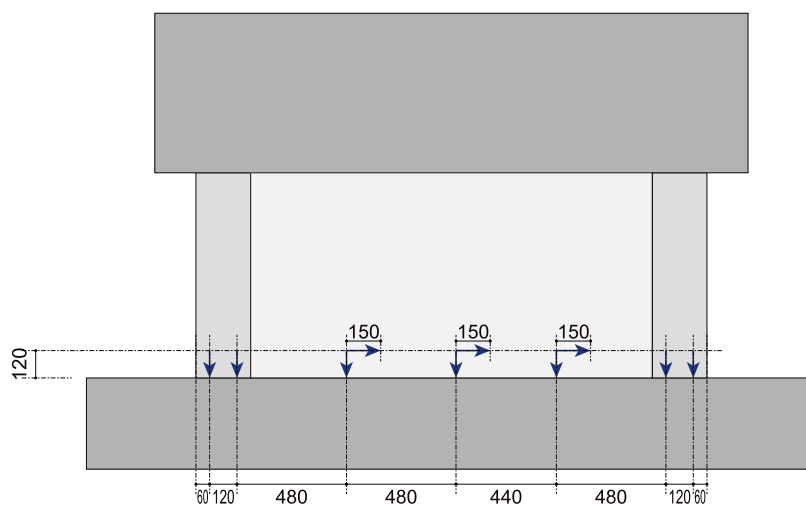


図 8-9 脚部鉛直方向縮み量およびすべり変形計測用変位計取り付け位置 (東面, 単位: mm)

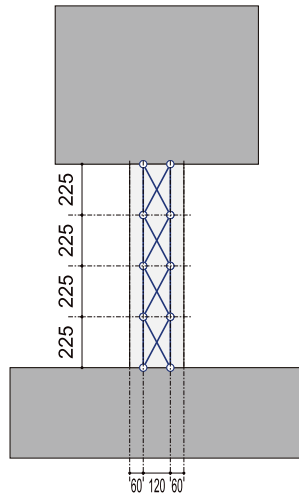


図 8-10 面外方向曲率算出用変位計取り付け位置（南北両面，単位：mm）

(2) ひずみゲージ

図 8-11 にひずみゲージの貼り付け位置を示す。鉄筋にはひずみゲージを貼り付け，ひずみを計測した。鉄筋のひずみゲージは，側柱主筋に対しては両面貼りとし，それ以外の端部せん断補強筋と壁筋に対しては片面貼りとした。せん断補強筋のひずみゲージは図 8-12 に示すように貼り付けた。

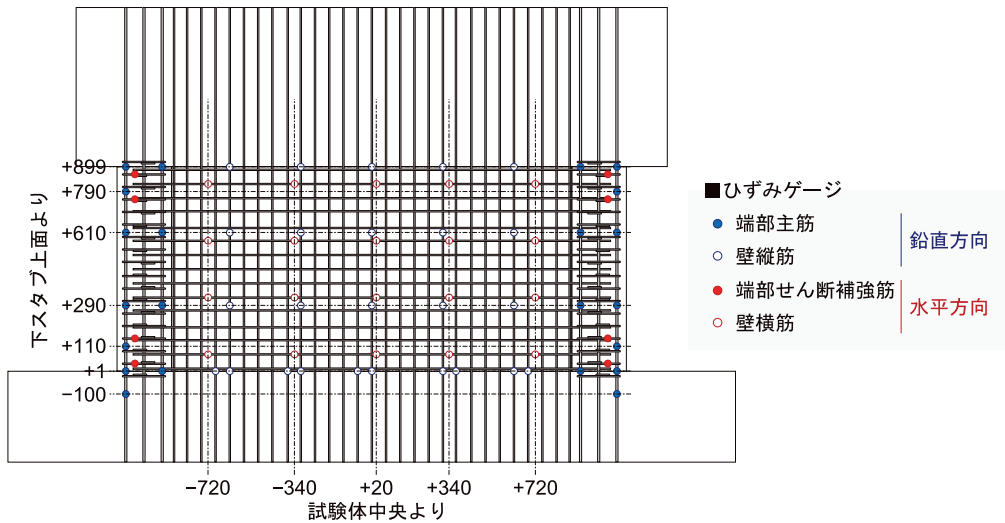


図 8-11 鉄筋ひずみゲージ貼り付け位置（単位：mm）

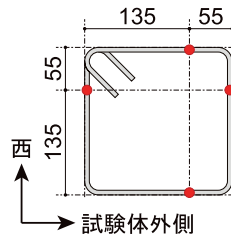


図 8-12 側柱せん断補強筋ひずみゲージ位置 (単位 : mm)

(3) モーションキャプチャ

図 8-13 にモーションキャプチャにより変位を計測した反射マーカの取り付け位置を示す。反射マーカには 12.7 mm の球形のものを 105 個用いた。計測用のカメラには, OptiTrack 社の Prime^x 41 を 4 台用いた。計測範囲は試験体西面の試験区間全面とした。両面テープを用い, 反射マーカを設置した。また, 基準点として上下スタブにも反射マーカを取り付けた。

サンプリング周波数は 120Hz であるが, 計測のタイミングは手動による静的計測と同時に行っており, その瞬間の変位を測定している。計測の特性上, 瞬間的なスパイクノイズや高周波ノイズが発生し, 計測値にはこれらのノイズが含まれる可能性がある。

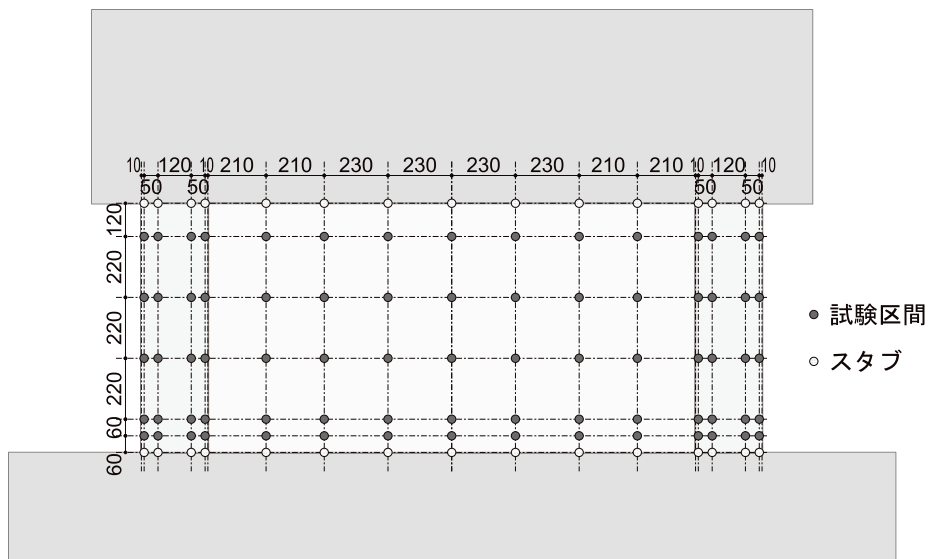


図 8-13 モーションキャプチャ反射マーカ取り付け位置 (西面, 単位 : mm)

8.3. 実験結果

8.3.1. 載荷経路

図 8-14 に面外方向層間変形角一面内方向層間変形角関係を、図 8-15 に軸力一面外方向水平荷重関係をそれぞれ示す。なお、実験結果で用いる軸力、面内方向水平荷重、面外方向水平荷重は、それぞれの方向のジャッキ 2 本分の荷重の合計ではなく、計 6 個のジャッキから、 z 、 x 、 y 方向それぞれに入力される力の合計であることに留意されたい（算出方法は付録を参照）。

いずれの試験体に関しても、概ね 8.2.4 項に示した載荷経路通りに載荷することができた。なお、8.2.4 項に示した載荷終了の条件に則り、IT-3H では $R_x=0.75\%$ サイクル終了時に、IT-1VH および IT-3VH では $R_x=1.5\%$ サイクル終了時に載荷を終了した。

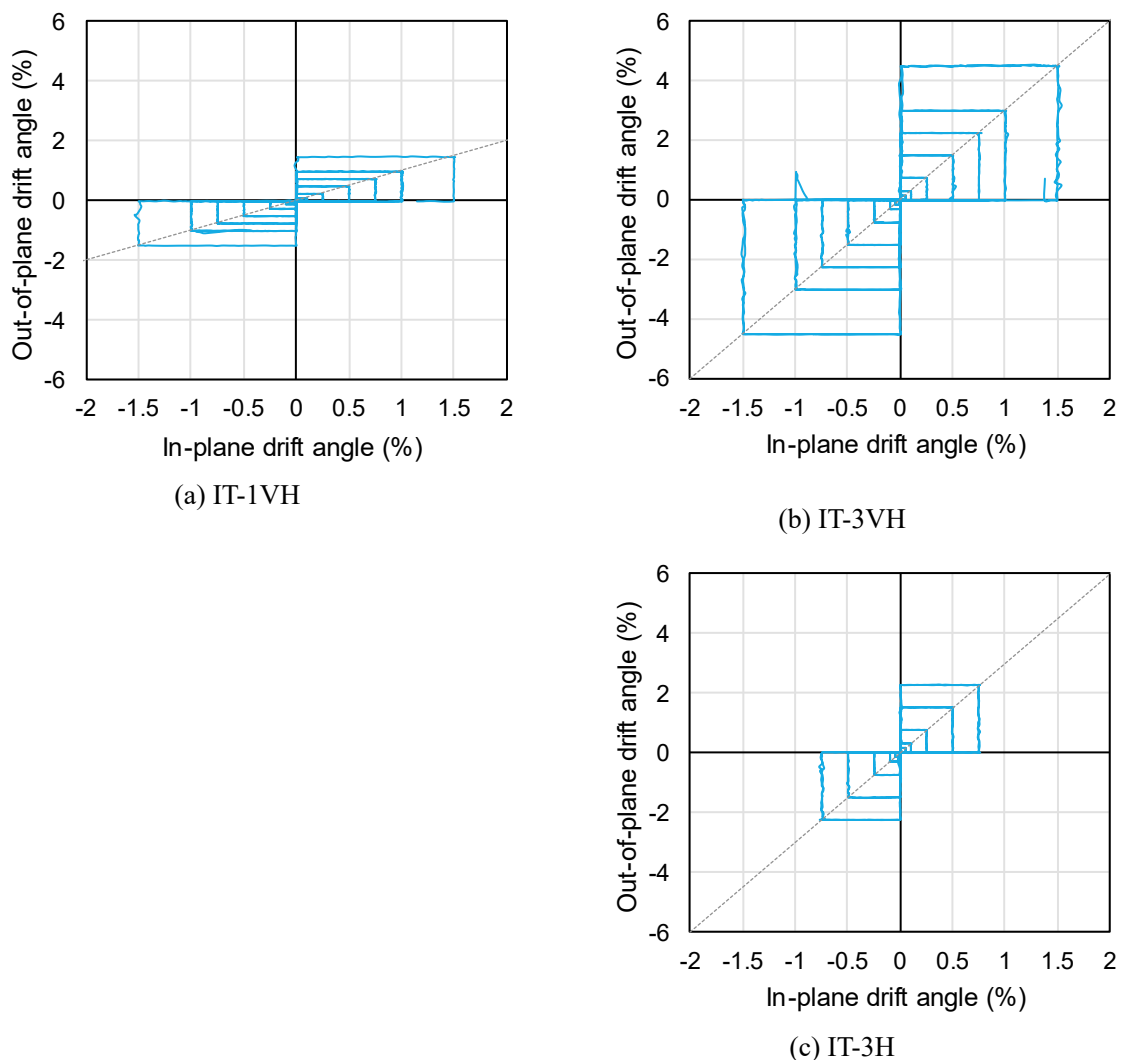


図 8-14 面外方向層間変形角一面内方向層間変形角関係

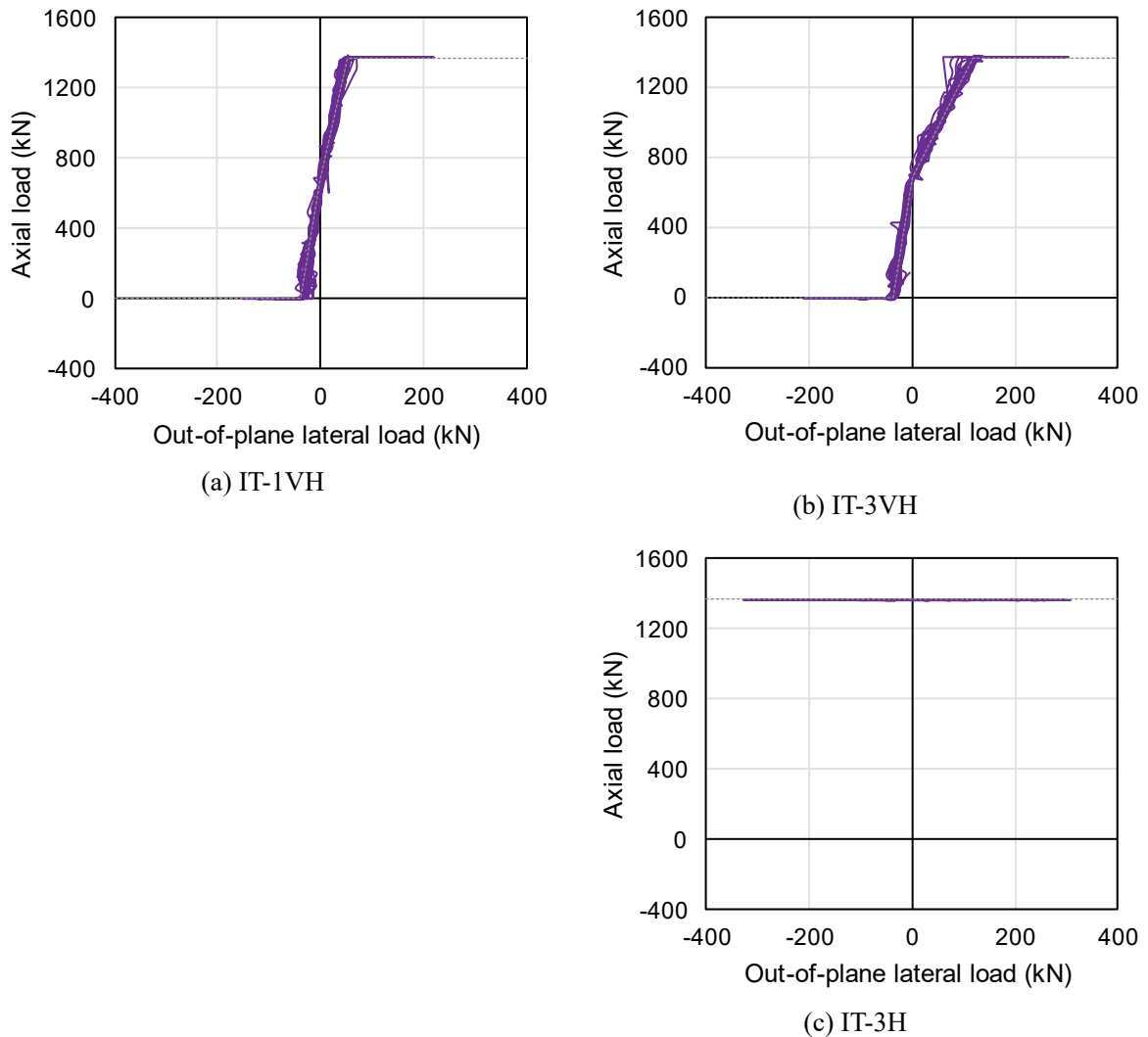


図 8-15 軸力一面外方向水平荷重関係

8.3.2. 損傷経過

図 8-16 に $R_x=0.25\% \sim 1.0\%$ の各サイクル終了時のひび割れ図を示す。ひびわれ図中の青線は正側ピーク点 ([5], [6], [7]点) において、赤線は負側ピーク点 ([1], [2], [3]点) において観測したひび割れを、薄い灰色の範囲は剥離箇所を、濃い灰色の範囲は剥落箇所をそれぞれ示す。なお、ひびわれ線が破線の場合は面外方向加力後 ([1]または[5]点) において観測したひび割れである。また、黒破線は载荷前に生じていた初期ひび割れである。

(1) IT-1VH

$R_x = 0.05\%$ 1 回目サイクルにおいて壁板にせん断ひび割れが発生した。 $R_x = 0.10\%$ 1 回目サイクルにおいて側柱に曲げひび割れが発生した。 $R_x = 0.25\%$ サイクルにおいて、側柱にせん断ひび割れ

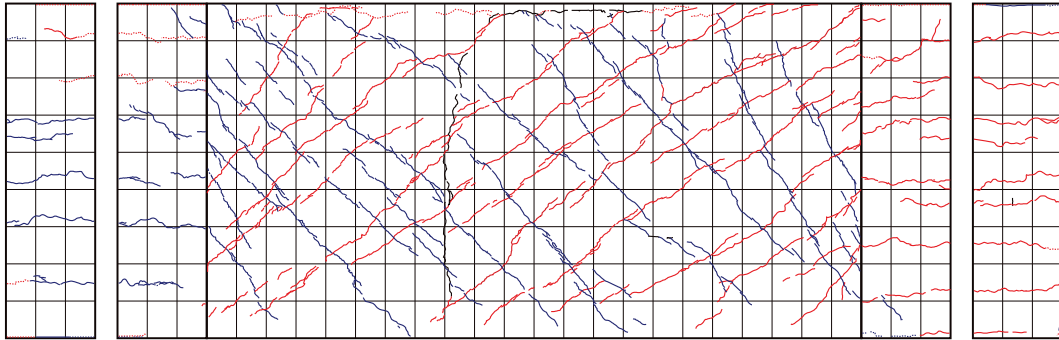
が発生した。 $R_x=0.75\%$ 1回目サイクル正側において、壁板にコンクリートの圧壊による剥離や剥落、細かいせん断ひび割れが発生した。その後、 $z=750\text{mm}$ 付近のコンクリートを中心にコンクリートの剥離および剥落が進行した。脚部における壁板とスタブのずれ変形は目視では確認できなかったため、せん断破壊となったと判断した。

(2) IT-3VH

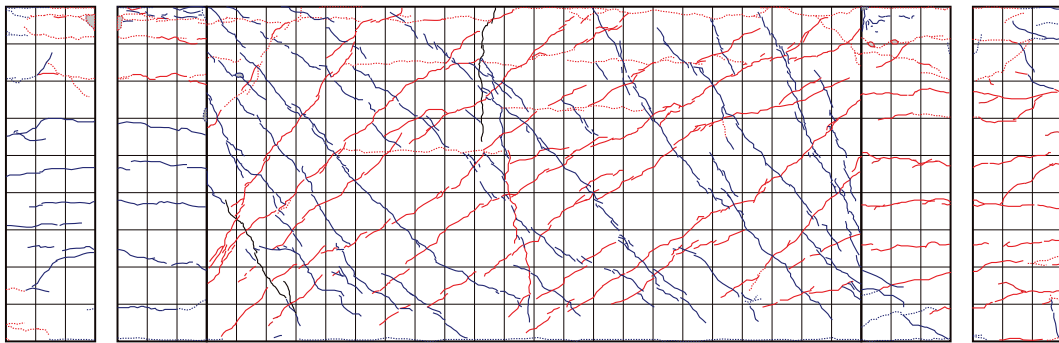
$R_x=0.05\%$ 1回目サイクルにおいて壁板にせん断ひび割れが、側柱に曲げひび割れが発生した。 $R_x=0.25\%$ サイクルにおいて、側柱脚部や頭部において圧壊が発生した。 $R_x=0.50\%$ サイクルにおいて側柱にせん断ひび割れが発生した。また、同サイクル負側において目視で 1mm 程度の壁板と下スタブ上面のずれ変形を確認した。その後のサイクルにおいては、面外方向加力時に側柱脚部や頭部におけるコンクリートの剥離および剥落が進行し、面内方向加力時に壁板脚部におけるずれ変形によるコンクリートの剥離および剥落が見られた。 $R_x=1.5\%$ サイクルでは、壁板脚部付近の横筋が座屈することで、脚部コンクリートの広範囲での剥離および剥落が見られた。以上より脚部すべり破壊となったと判断した。

(3) IT-3H

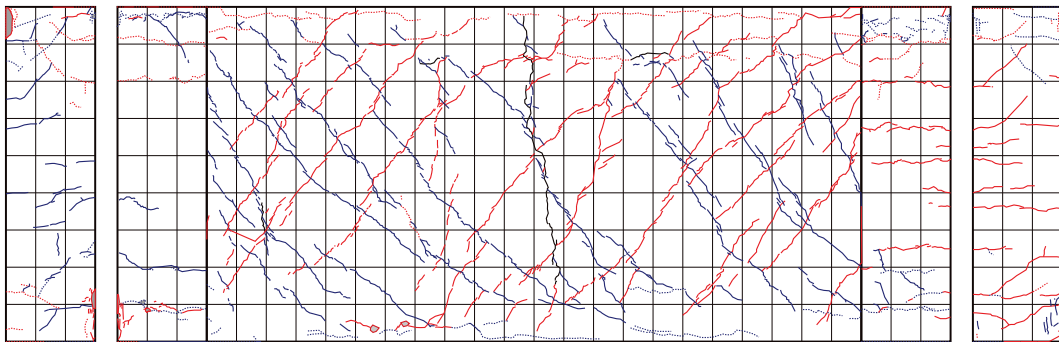
$R_x=0.05\%$ 1回目サイクルにおいて壁板にせん断ひび割れが、側柱に曲げひび割れが発生した。 $R_x=0.25\%$ サイクルにおいて、側柱脚部や頭部において圧壊およびせん断ひび割れが発生した。 $R_x=0.50\%$ サイクルにおいて $z=750\text{mm}$ 付近のコンクリートに圧壊による細かいせん断ひび割れや剥離、剥落が見られた。その後、 $R_x=0.75\%$ サイクルにおいて、側柱脚部および頭部でのコンクリートの圧壊、壁板におけるコンクリートの圧壊が顕著となった。一方で、壁板とスタブのずれ変形は目視では確認できなかったため、せん断破壊となったと判断した。



(a) IT-1VH

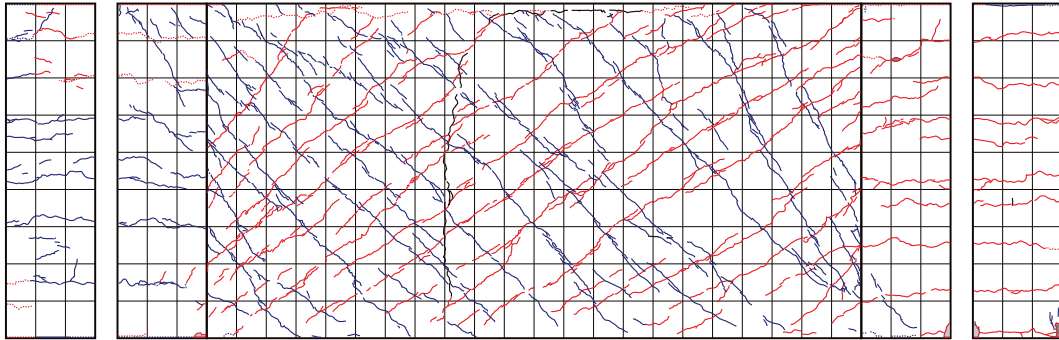


(b) IT-3VH

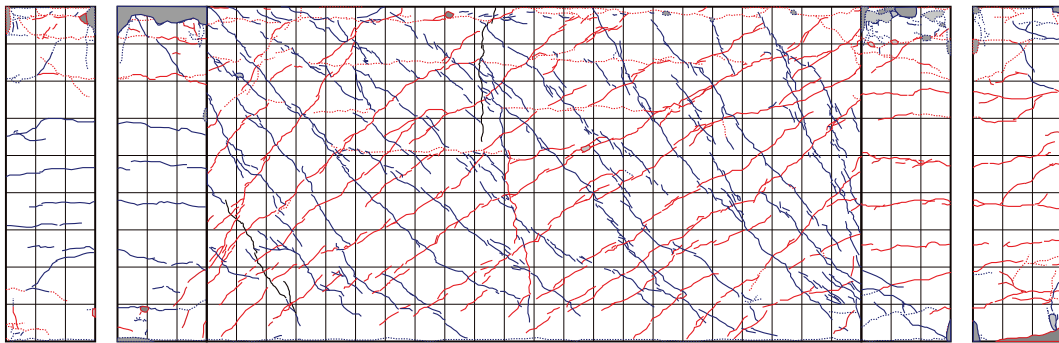


(c) IT-3H

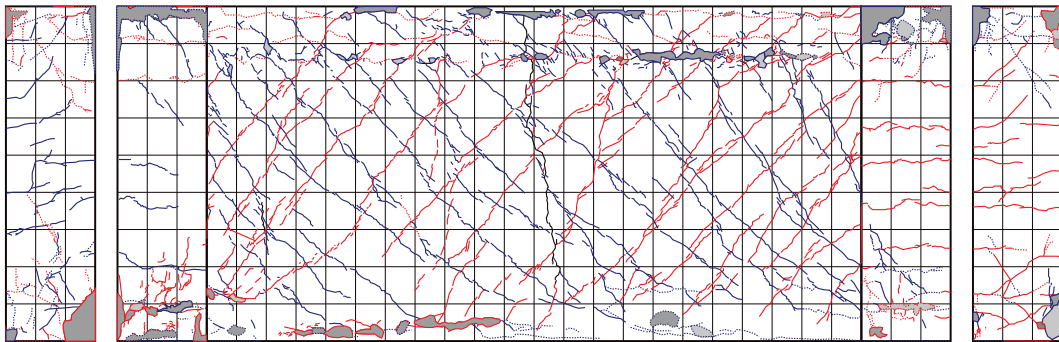
(1) $R_x = 0.25\%$ サイクル終了時



(a) IT-1VH

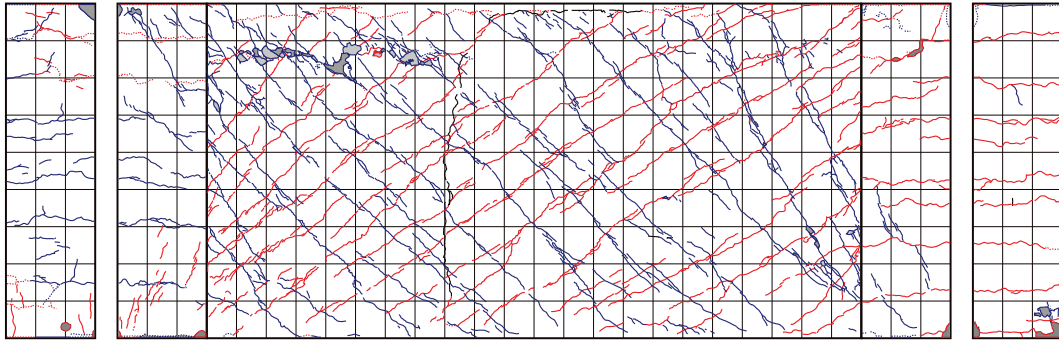


(b) IT-3VH

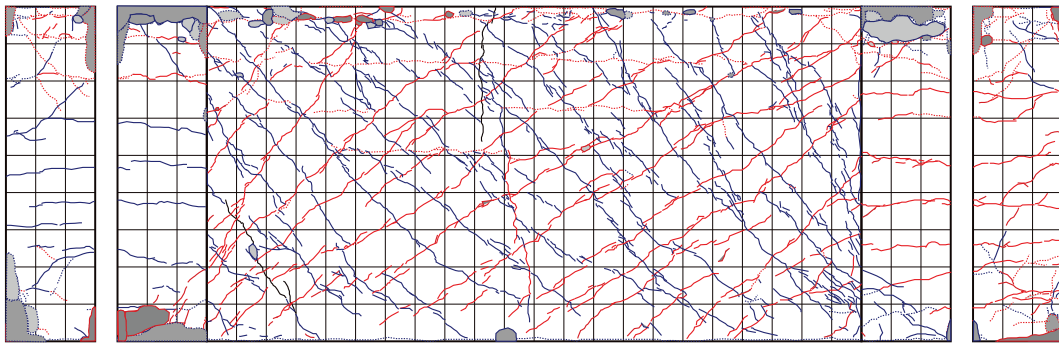


(c) IT-3H

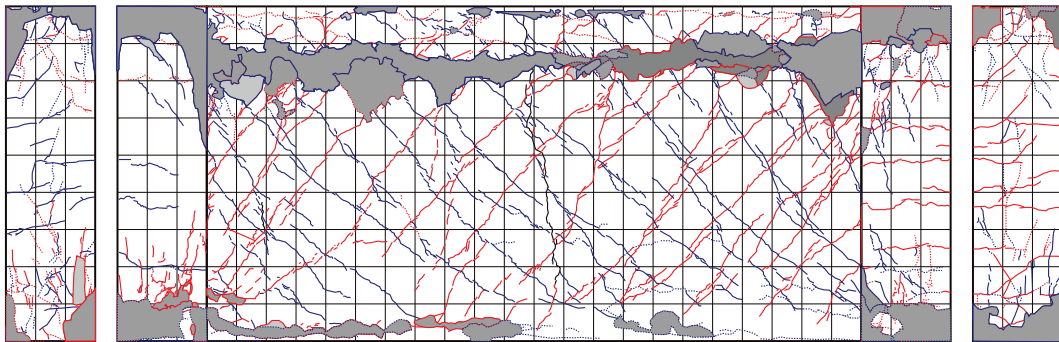
(2) $R_x = 0.50\%$ サイクル終了時



(a) IT-1VH

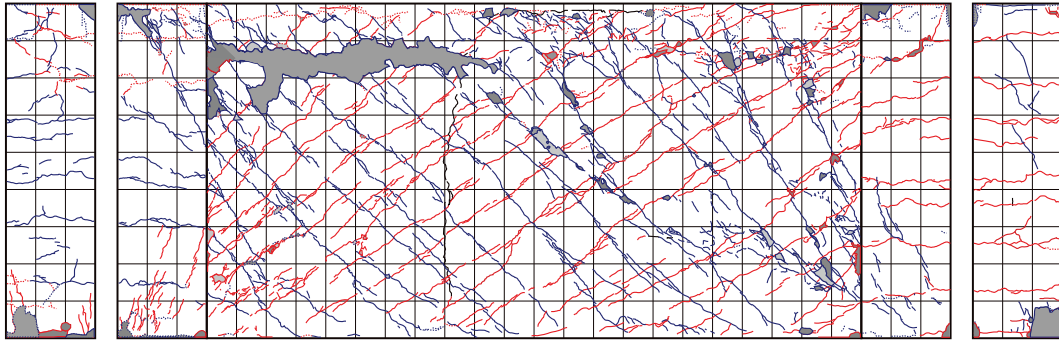


(b) IT-3VH

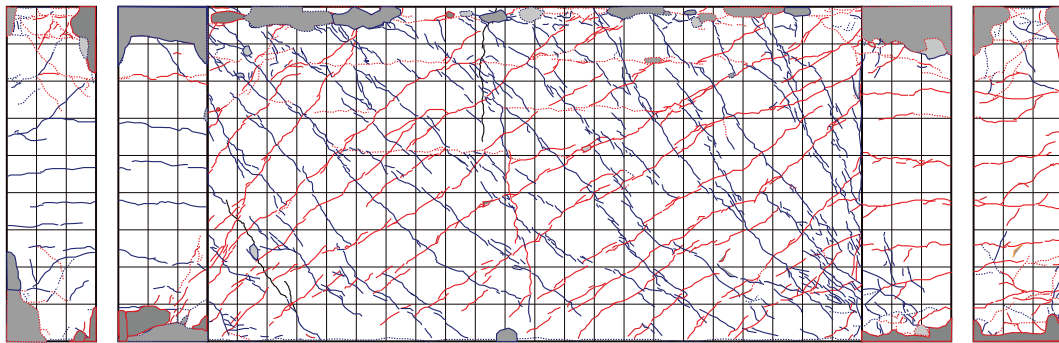


(c) IT-3H

(3) $R_x = 0.75\%$ サイクル終了時



(a) IT-1VH



(b) IT-3VH

(3) $R_x = 1.0\%$ サイクル終了時

図 8-16 ひび割れ図

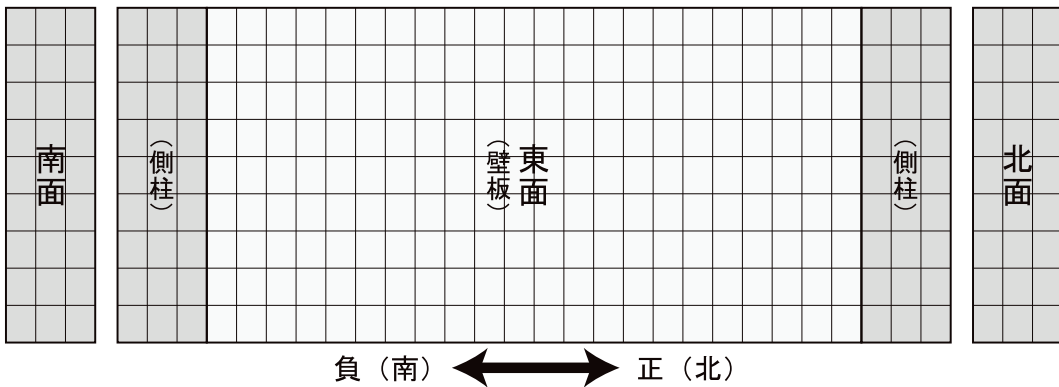
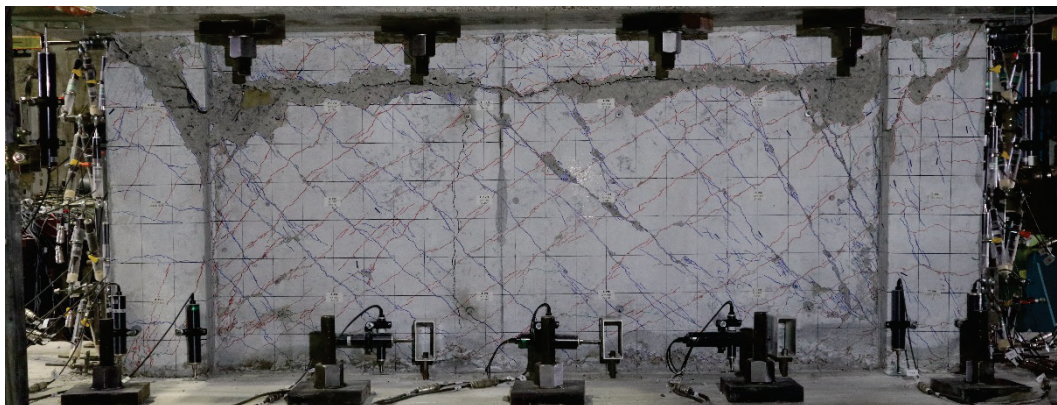


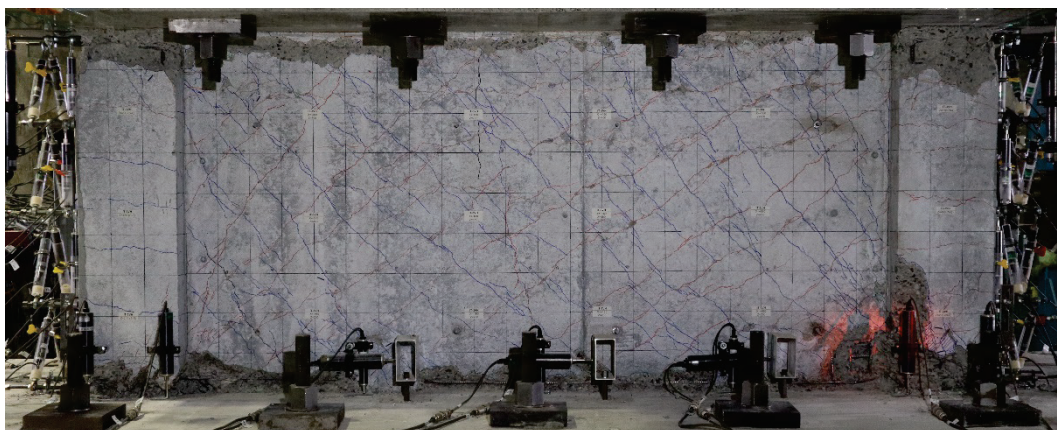
図 8-17 ひび割れ図表示位置

図 8-18 に荷重実験終了時の東面の写真を示す。せん断破壊となった IT-1VH および IT-3H では側柱においてはせん断ひび割れやその周囲のコンクリートの剥離および剥落が見られ、また、壁板においては $z=750\text{mm}$ 付近のコンクリートを中心に剥落が発生した。一方で脚部すべり破壊となった IT-3VH に関しては、壁板および側柱の脚部にコンクリートの剥離や剥落が集中しており、他 2

試験体に見られたような側柱を貫くようなせん断ひび割れや、壁板上部でのコンクリートの剥離や剥落は見られなかった。



(a) IT-1VH



(b) IT-3VH

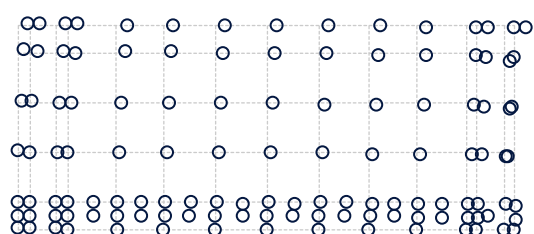


(c) IT-3H

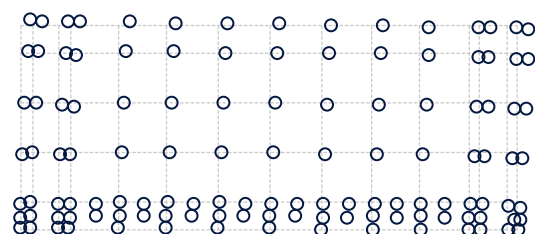
図 8-18 載荷実験終了時の写真（東面）

8.3.3. モーションキャプチャシステムによる変形性状の計測

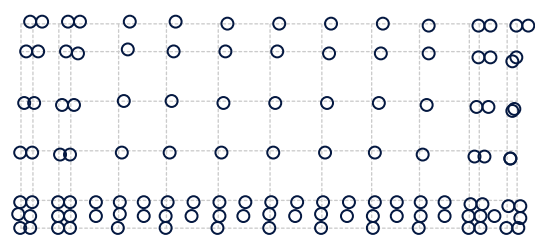
図 8-19 に $R_x=0.25\% \sim 1.0\%$ 1 回目サイクル正側ピーク[6]点での変形性状を示す。図中上下端のマーカは上下スタブの位置を示しているが、上下スタブに設置したマーカによる計測値はカメラの画角によって計測不能となったものが存在したため、スタブに設置した $x = \pm 570\text{mm}$ のマーカ 2 点の座標より線形補間（または外挿）により算出した。また、図 8-19 は変形を 20 倍に拡大している。 $R_x = 0.50\%$ サイクルまでは 3 試験体で殆ど差が見られない。 $R_x = 0.75\%$ サイクルでは、変動軸力を作用させた IT-1VH および IT-3VH は IT-3H と比べ上端のマーカが全体的に上方にある。これは、変動軸力により、軸力が 0kN になった際に、鉄筋が引っ張られたことによる残留ひずみの影響と考えられる。また、同サイクルにおいては、IT-3VH のみ、下端のマーカとその 1 段上のマーカに x 方向のずれが見られ、脚部すべり変形が発生したことが見て取れる。



(a) IT-1VH

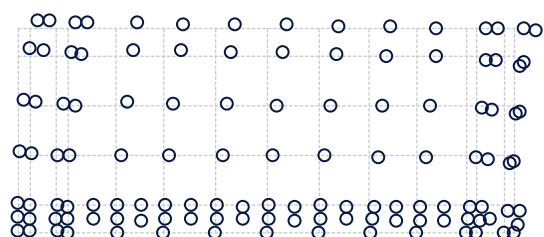


(b) IT-3VH

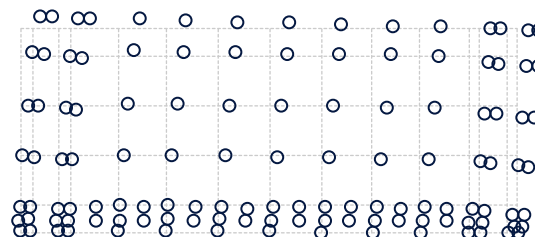


(c) IT-3H

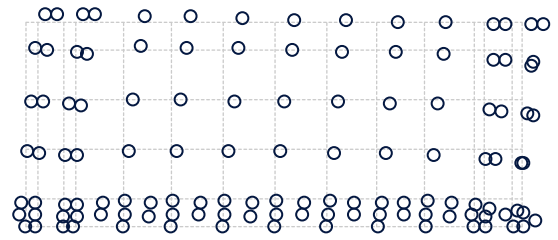
(1) $R_x = 0.25\%$ 1 回目サイクル[6]点



(a) IT-1VH

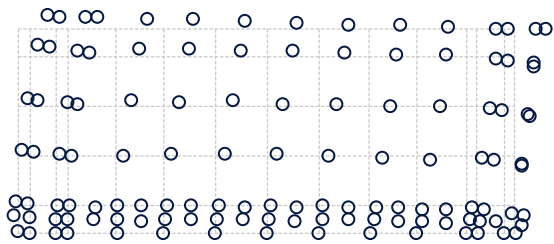


(b) IT-3VH

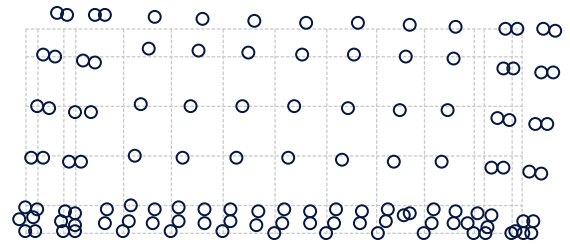


(c) IT-3H

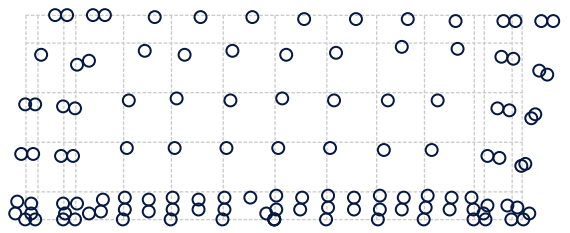
(2) $R_x = 0.50\%$ 1 回目サイクル[6]点



(a) IT-1VH

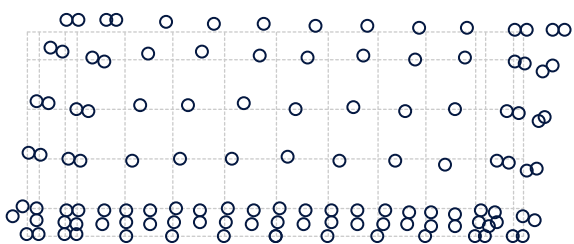


(b) IT-3VH

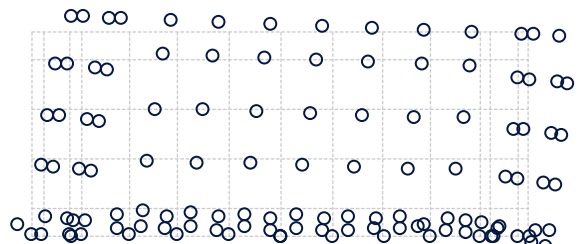


(c) IT-3H

(3) $R_x = 0.75\%$ 1 回目サイクル[6]点



(a) IT-1VH



(b) IT-3VH

(4) $R_x = 1.0\%$ 1 回目サイクル[6]点

図 8-19 変形性状 (変形倍率 20 倍)

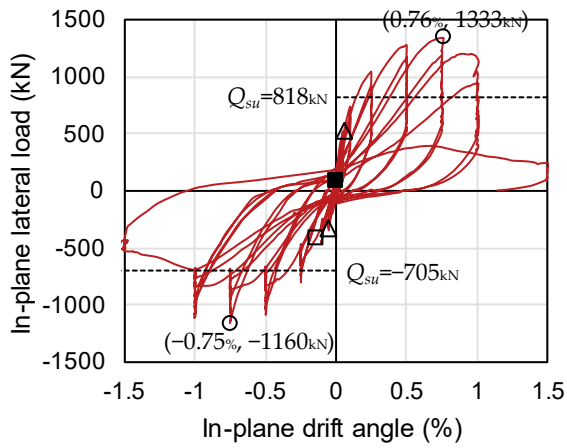
8.3.4. 水平荷重一層間変形角関係および最大耐力

図 8-20～図 8-22 に水平荷重一層間変形角関係を示す。図中、△印で示した点は壁板においてせん断ひび割れの発生を確認した点、○印で示した点は最大耐力を記録した点（以降、最大耐力点）、□および■印で示した点は柱主筋のいずれかの計測箇所においてそれぞれ最初に引張降伏および圧縮降伏した点である。なお、側柱主筋に貼り付けたひずみゲージから得られたひずみの値が、材料試験結果の降伏応力 f_y をヤング係数 E_s で除した降伏時ひずみ ϵ_y を上回った場合に、その箇所が降伏したと判定した。また、図中の破線は、面内方向に関してはせん断終局耐力の計算値（式(5.1)）、面外方向に関しては曲げ終局耐力時せん断力（面外方向：式(5.4)）をそれぞれ示す。ただし、正負それぞれの計算値は目標軸力を用いて算出し、曲げ終局耐力時せん断力計算値については、目標軸力での $P-A$ 効果による見かけの耐力低下を含む。また、変動軸力を受けた IT-1VH および IT-3VH に関しては面内方向水平荷重一層間変形角関係において、最大および最小目標軸力に達していた点をプロットしたものを示す。

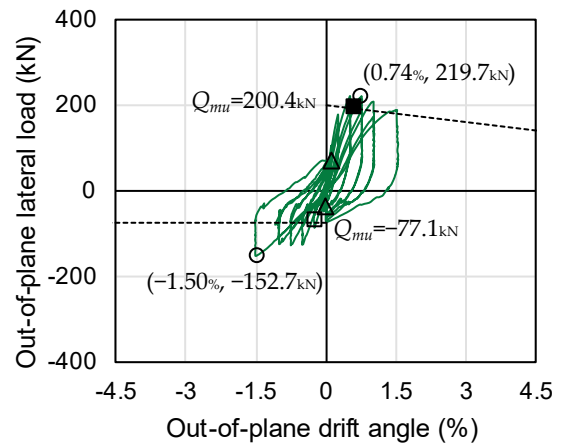
側柱主筋の引張降伏は全試験体において $R_x = 0.25\%$ 1 回目サイクル負側において発生した。ただし、引張降伏のタイミングとしては、IT-3VH では $R_y = -0.45\%$ 付近、IT-3H では $R_y = -0.63\%$ 付近、IT-1VH は面外方向変形が目標値（ $R_y = -0.25\%$ ）に到達した後の面内方向載荷時となっており、面外方向変形が大きく、変動軸力により軸力が小さくなることで、引張降伏は若干ではあるが早期に発生した。

一方で圧縮降伏は IT-1VH では $R_x = 0.75\%$ 1 回目サイクル正側、IT-3VH では $R_x = 0.25\%$ 1 回目サイクル負側（[2]→[3]点）、IT-3H では $R_x = 0.25\%$ 1 回目サイクル負側（[8]→[1]点）において発生した。圧縮降伏は軸力が長期軸力（685kN）よりも大きくかつ、 $R_y = 0.50\%$ を超える変形を受けた際に発生したことがわかる。

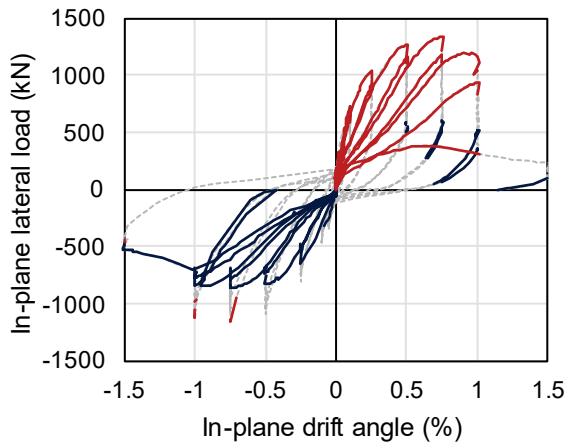
正側最大耐力点に関しては、一定軸力であった IT-3H が最も早く $R_x = 0.50\%$ サイクルで観測された。一方で同様の破壊モードとなった IT-1VH に関しては $R_x = 0.75\%$ サイクルで観測されている。これは、IT-1VH に関して、負側での損傷が軸力が小さくなることでせん断変形よりも曲げ変形に起因するものに集中したため、両側において壁板の圧壊が早期に進んだ IT-3H と比べ、正側において、せん断破壊が発生する点が遅れたと考えられる。IT-3VH に関しては $R_x = 0.50\%$ のピーク点における水平荷重を $R_x = 0.75\%$ ピーク点において若干上回り、最大耐力点となった。IT-1VH に関しては、最大耐力点における軸力が 1370kN となったが、IT-3VH に関しては、最大耐力点における軸力が 1347kN となった。ただし、減少量 23kN は 1370kN の 2%未満となっており、非常に小さいため、今後の検討では最大耐力点での軸力は IT-3VH を含め 1370kN であったとして検討を行う。



(a) 面内方向



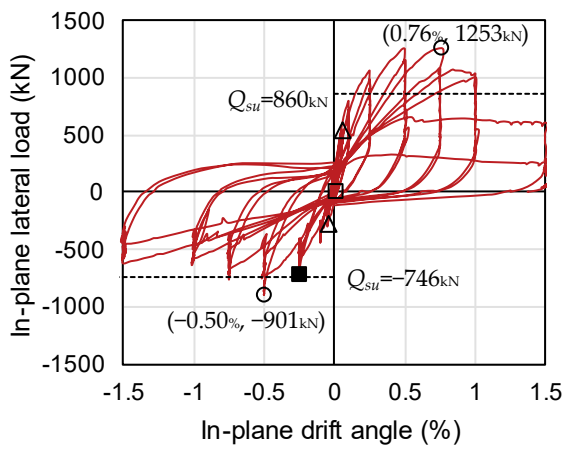
(b) 面外方向



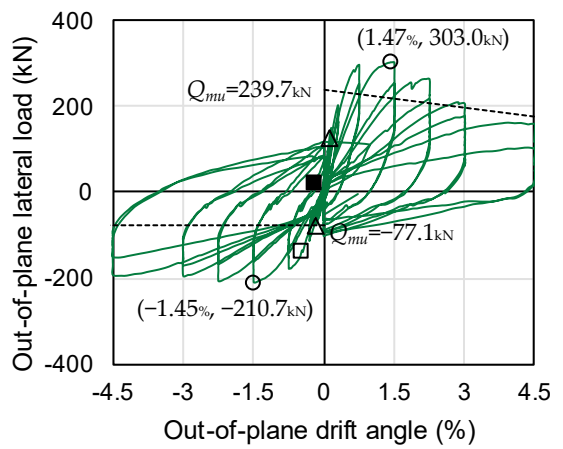
(c) 面内方向軸力到達狀況

— Under the minimum axial load
 — Under the maximum axial load

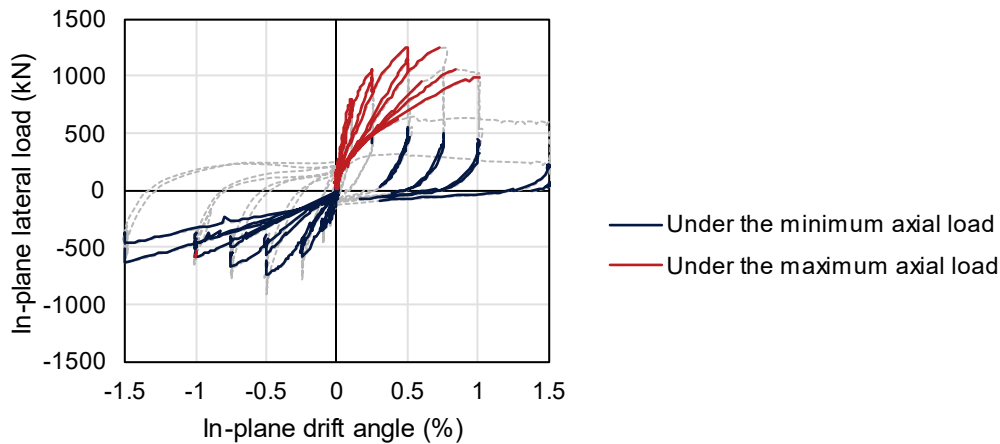
圖 8-20 水平荷重—層間變形角關係 (IT-1VH)



(a) 面内方向

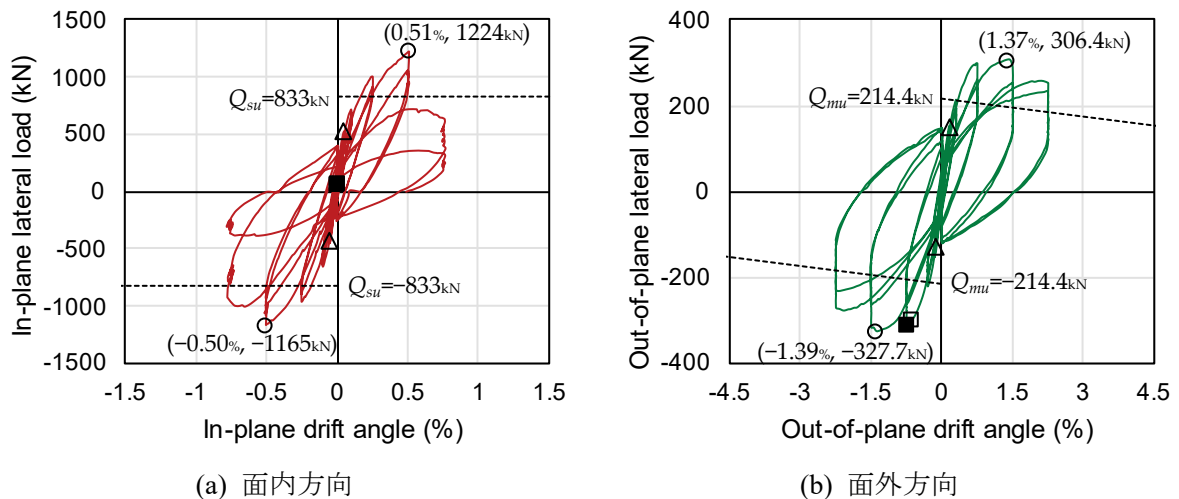


(b) 面外方向



(c) 面内方向軸力到達状況

図 8-21 水平荷重一層間変形角関係 (IT-3VH)



(a) 面内方向

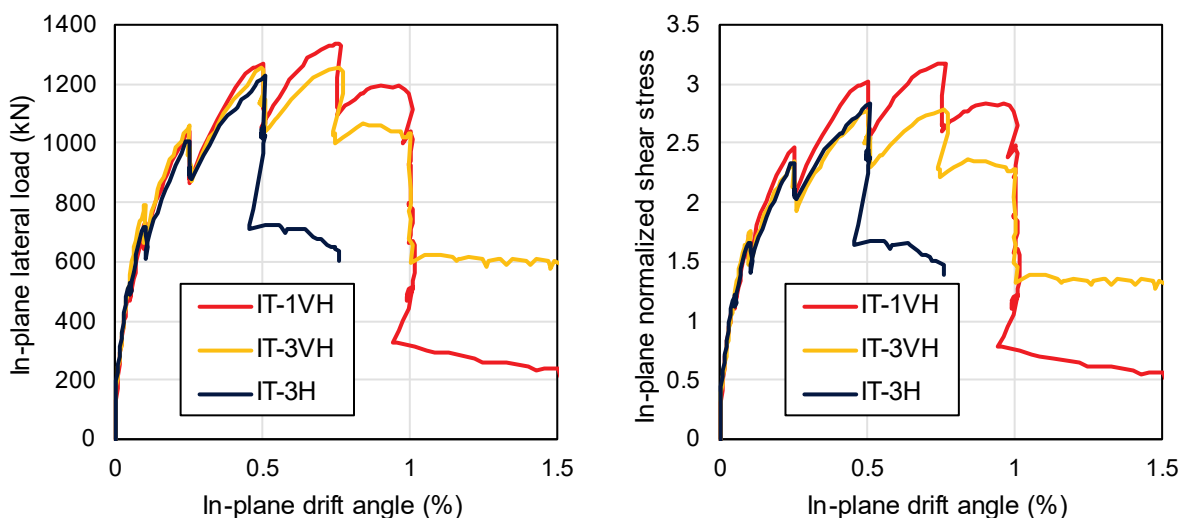
(b) 面外方向

図 8-22 水平荷重一層間変形角関係 (IT-3H)

図 8-23 に面内方向水平荷重一層間変形角関係および面内方向基準化せん断応力一層間変形角関係の包絡線を示す。基準化せん断応力は、水平荷重を断面積で除して算出したせん断応力をコンクリートの引張強度 ($=0.33\sqrt{f_c}$) で除したものである。また、最大耐力と最大基準化せん断応力を表 8-6 に示す。最大耐力と最大基準化せん断応力に関して比較を行った場合、面外変形倍率が 1.0 である IT-1VH は面外変形倍率が 3.0 である IT-3VH および IT-3H と比べ、同一変形角における基準化せん断応力が全体的に高く、最大耐力点においては 12~14%程度高くなっている。これは、前章までに示したように、面外方向変形の増大によって面内方向せん断耐力が減少することが原因として考えられる。一方で IT-3H と IT-3VH は基準化せん断応力は $R_x=0.50\%$ まで殆ど差が見られず、その後、 $R_x=0.75\%$ において、せん断破壊となった IT-3H のみ耐力低下が見られる。IT-3VH において明確に脚部すべり変形が観測されたのが $R_x=0.50\%$ サイクルであることを考慮すれば、せん断

耐力と脚部すべり耐力がほぼ同程度となっており、変動軸力により軸方向鉄筋の引張降伏やひび割れ面での残留変形などが見られた IT-3VH でのみ脚部すべり破壊となったと考えられる。

表 8-6 には軸力が 0kN の計測点より得られた最大耐力を併せて示している。変動軸力を受けた IT-1VH および IT-3VH では、負側の最大耐力は[2]→[3]点の面外方向の除荷時に軸力が増大した時点で観測された。IT-1VH では 1228kN で、IT-3VH では 1370kN で最大耐力が記録された。[1]→[2]点の面内方向加力時に観測された、軸力 0kN での最大基準化せん断応力は IT-1VH と比べ、IT-3VH は 20%低く、正側と同様の傾向が見られた。



(a) 水平荷重

(b) 基準化せん断応力

図 8-23 包絡線比較

表 8-6 最大耐力および最大基準化せん断応力

		面内方向		面外方向	
		最大耐力 (kN)	最大基準化 せん断応力	最大耐力 (kN)	最大基準化 せん断応力
IT-1VH	正	1332.7	3.168	219.7	0.522
	負*	-862.1	-2.049		
	負**	-1160.1	-2.757	-152.7	-0.363
IT-3VH	正	1253.5	2.774	303.0	0.671
	負*	-737.5	-1.632	-210.7	-0.466
	負**	-901.3	-1.995		
IT-3H	正	1224.3	2.831	306.4	0.709
	負**	-1165.3	-2.695	-327.7	-0.758

*軸力が 0kN の時点のみ, **載荷全体

8.3.5. 面内方向変形成分

面内方向の水平変形を、曲げ変形成分 u_f とせん断変形成分 u_s 、脚部すべり変形成分 u_{sl} に次の方法により分離した。はじめに、図 8-24 に示す点のモーションキャプチャによる測定値より、赤色の矢印部分の変形を計測し、付録に記載の方法により曲げ変形成分と広義のせん断変形成分に分離した。その後、図 8-24 に示す、脚部から 120mm の区間に設置した水平方向の 3 つの変位計（青色の矢印）による計測値の平均値を脚部すべり変形成分とし、広義のせん断変形のうちから差し引くことで狭義のせん断変形成分を算出した。ただし、今後単にせん断変形と表記した場合、この狭義のせん断変形を示す。

図 8-25～図 8-27 に各サイクル 1 回目の正負両側の変形ピーク点（図 8-5 の[2], [6]点）において前述の方法により算出した面内方向の変形分離結果を示す。また、図 8-28 に各試験体のせん断変形成分割合を比較した結果を示す。

いずれの試験体も $R_x=0.50\%$ サイクルまでは、正負共にせん断変形が全体変形の 7～8 割程度となっている。その後脚部すべり破壊となった IT-3VH のみ脚部すべり変形が全体変形に対して増加し、 $R_x=1.5\%$ サイクルでは全体変形の 5 割程度が脚部すべり変形となった。

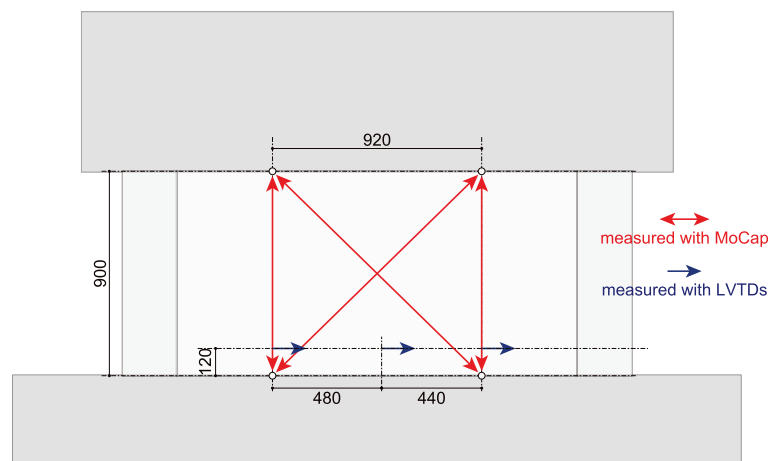
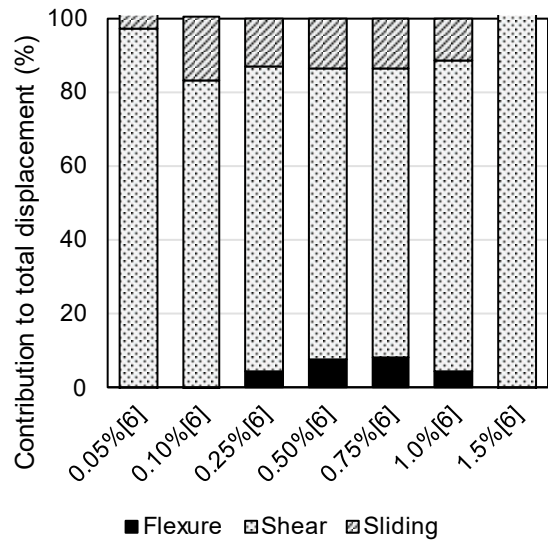
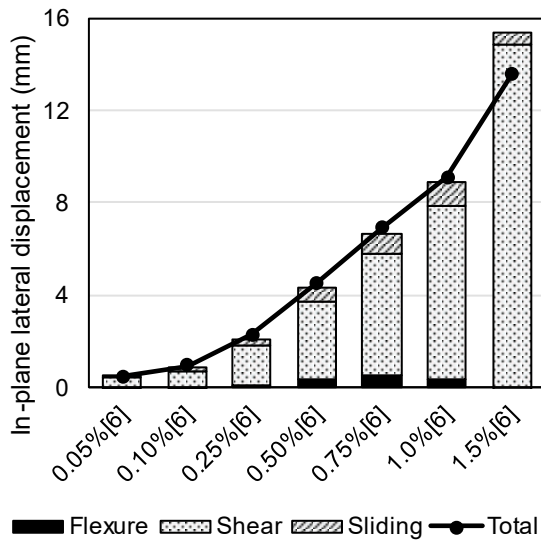
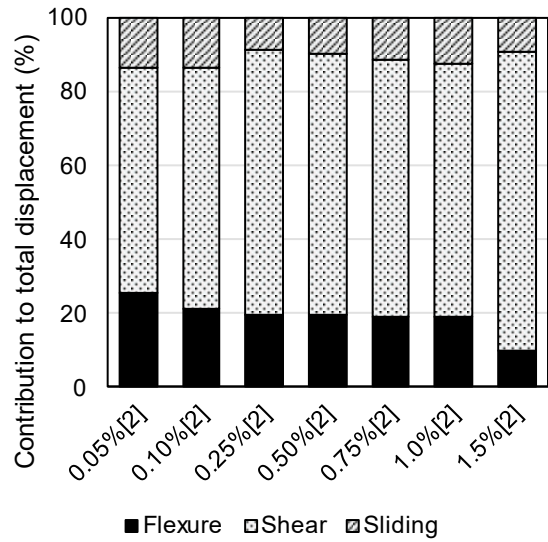
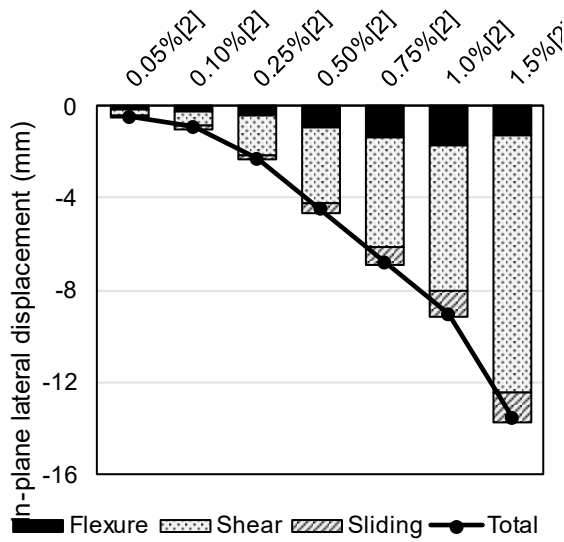


図 8-24 変形成分算出位置

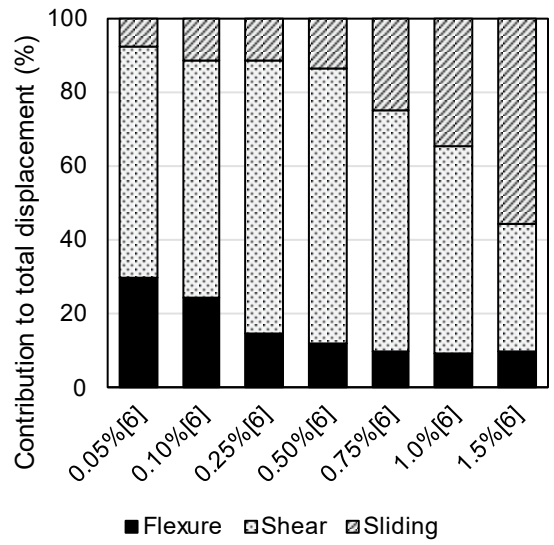
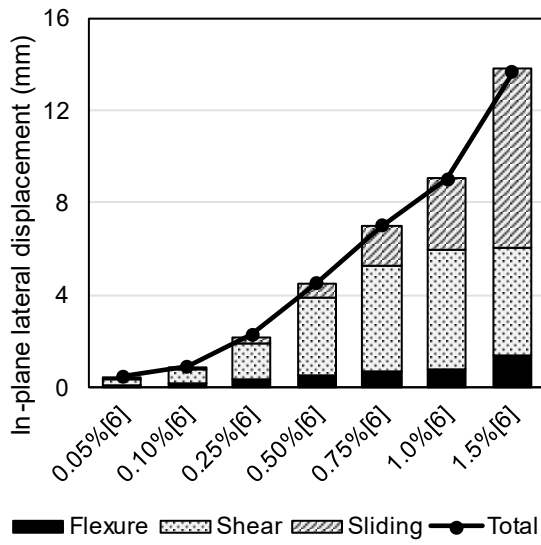


(a) 正側 ([6]点)

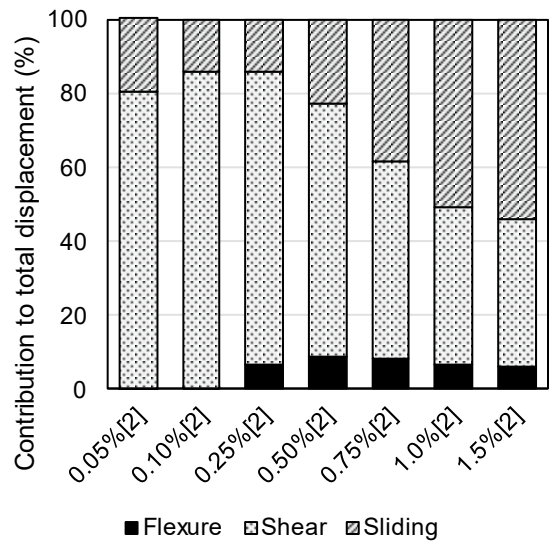
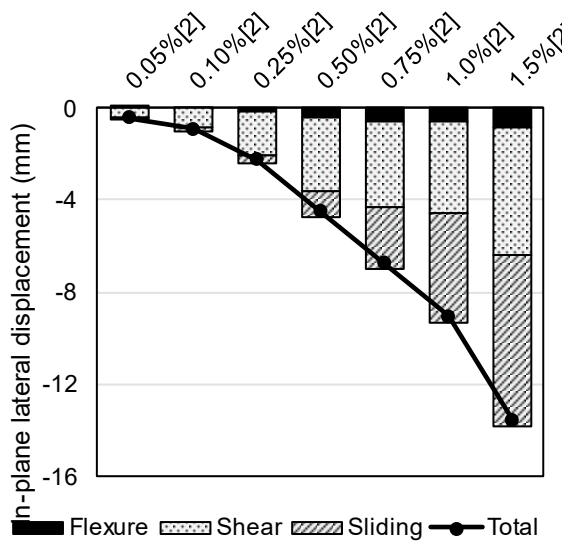


(b) 負側 ([2]点)

図 8-25 面内方向変形分離 (IT-1VH)

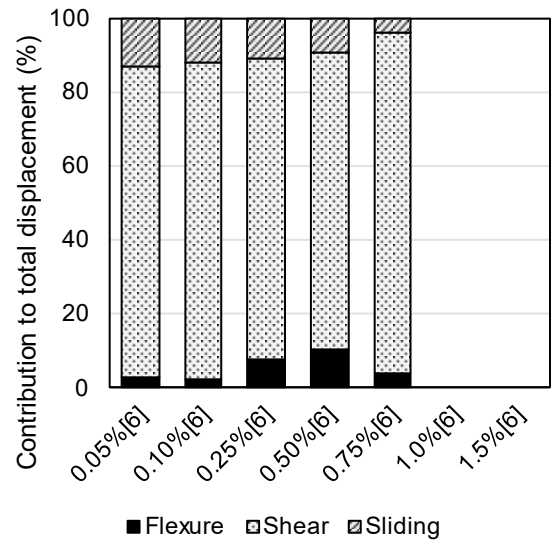
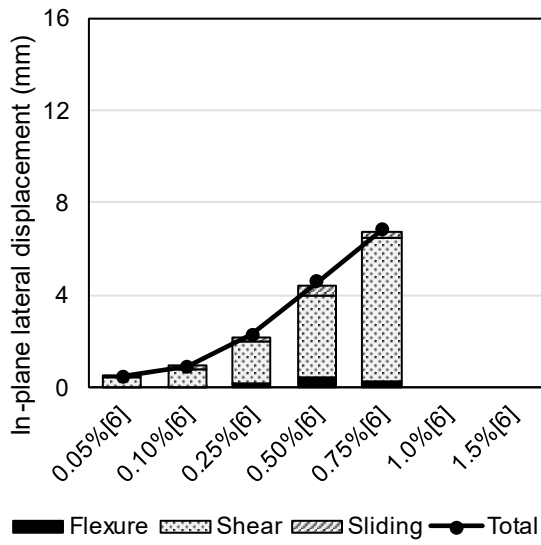


(c) 正側 ([6]点)

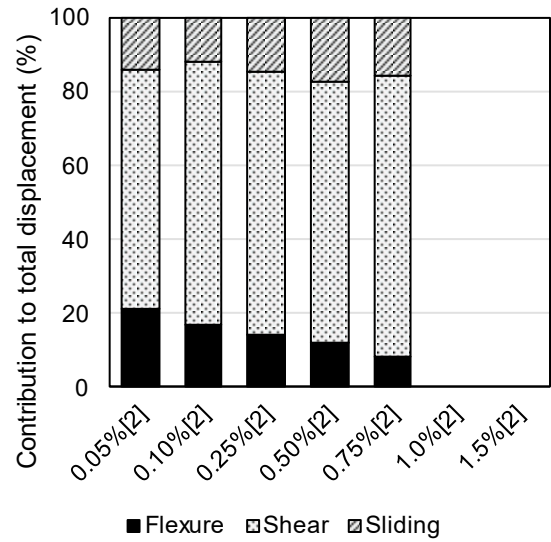
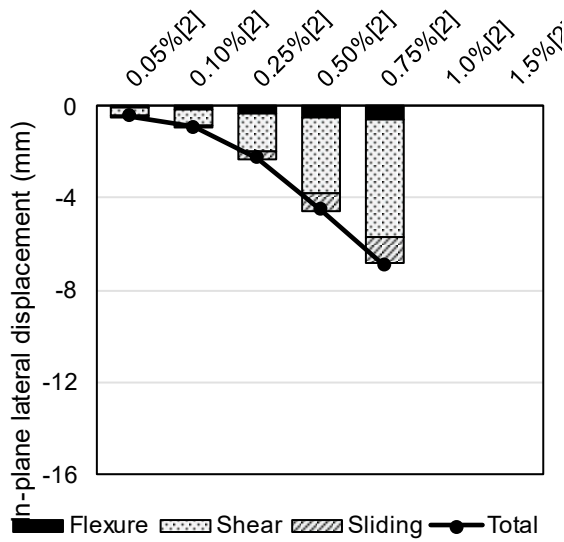


(d) 負側 ([2]点)

図 8-26 面内方向変形分離 (IT-3VH)



(e) 正側 ([6]点)



(f) 負側 ([2]点)

図 8-27 面内方向変形分離 (IT-3H)

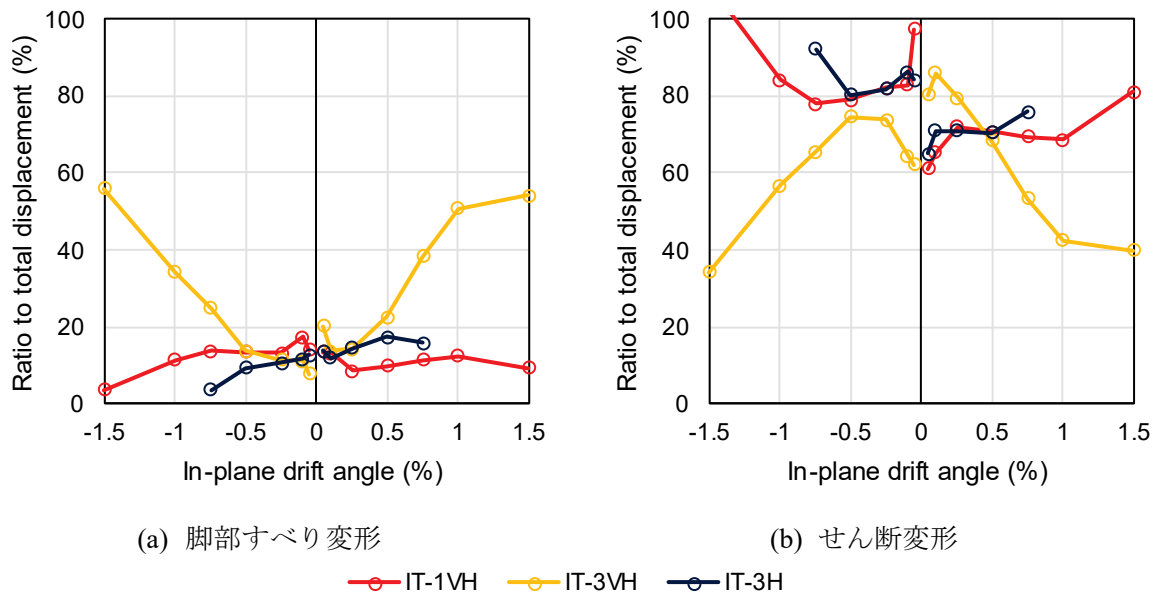


図 8-28 面内方向変形割合比較

図 8-29 に以上に示した方法によって分離した曲げ変形, せん断変形および脚部すべり変形と面内方向水平荷重の関係を示す。なお, グラフ中には各サイクルの面内方向変形ピーク点[2], [6]における関係のみを示している。最大耐力点以降に関していずれの変形が増大しているか, また, 最大耐力点以降の耐力低下した状態における各変形量の推移よりいずれの破壊モードとなったかについて検討を行う。

IT-1VH に関して, 軸力が 0kN の状態での最大耐力を記録した $R_x = 0.50\%$ サイクル負側において曲げ変形が増大した。一方, 同サイクル正側においては曲げ変形の増大は見られなかった。その後, 正側の最大耐力を記録した $R_x = 0.75\%$ では, 正負両側においてせん断変形が増大した。 $R_x = 1.5\%$ サイクル負側では, 曲げ変形が減少している。従って, 軸力が 0kN での最大耐力は曲げ降伏によって決定した一方で, 正側の最大耐力はせん断破壊によって決定したと考えられる。正側のせん断破壊によって発生した壁板コンクリートの圧壊によって, 最終的に負側においてもせん断破壊となった。なお, 脚部すべり変形は最大耐力点以降, 正負ともに減少している。従って, IT-1VH は, 正側はせん断破壊, 負側は曲げ降伏後のせん断破壊となったと判断した。

IT-3VH に関して, 最大耐力点以降, せん断変形は減少しており, 曲げ変形と脚部すべり変形が増大している。従って, IT-3VH は脚部すべり破壊となったと判断した。なお, 曲げ変形が増大した原因としては, 脚部すべり破壊により, 脚部コンクリートに圧壊が発生したことが考えられる。なお, 曲げ変形の増大は軸力が大きい正側のみで見られたことから, 脚部コンクリートの圧壊が軸力の大きい場合に発生しやすいと考えられる。

IT-3H に関して, 最大耐力点以降, 曲げ変形と脚部すべり変形が減少しており, せん断変形が増大している。従って, IT-3H は正負ともにせん断破壊となったと判断した。

以上の検討結果は破壊性状より判断した場合の破壊モードと一致した。

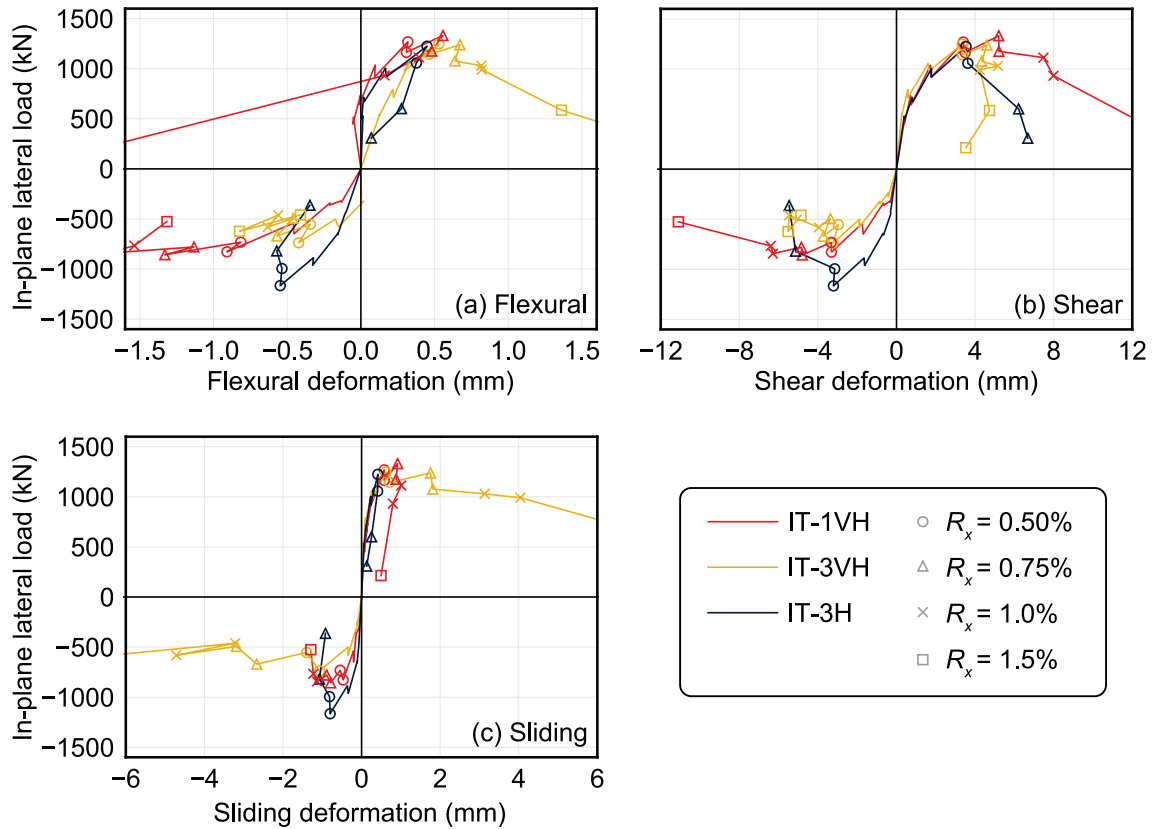
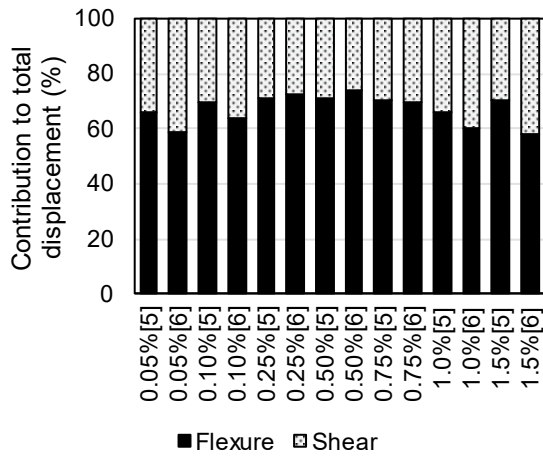


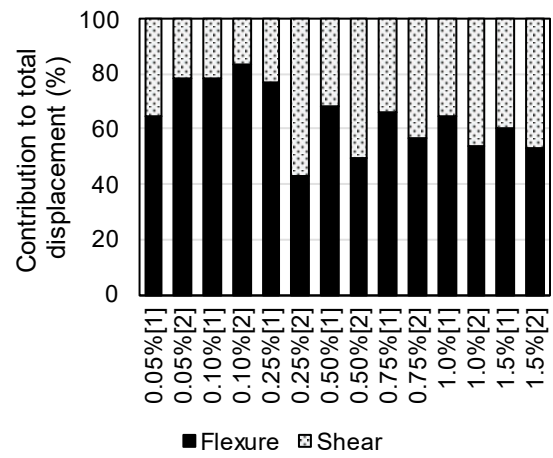
図 8-29 面内方向水平荷重と各変形の関係

8.3.6. 面外方向変形成分

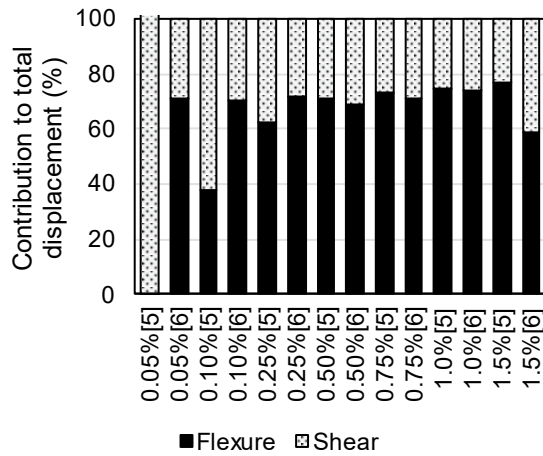
図 8-30～図 8-32 に各サイクル 1 回目の正負両側変形ピーク点 ([1], [2]および[5], [6]点) において付録に記載の方法から算出した面外方向の変形分離結果を示す。算出には図 8-10 に示した変位計を用いた。変形の極めて小さい IT-1VH の $R_x=0.05\%$ サイクルを除けば、概ね曲げ変形が全体変形の 7 割程度となっており、曲げ変形が卓越している。これは、面内方向のせん断破壊や脚部すべり変形の発生によらず、一定で推移していることから、面内方向の破壊が発生する以前に、側柱の両端に塑性ヒンジが形成されていたと考えられる。



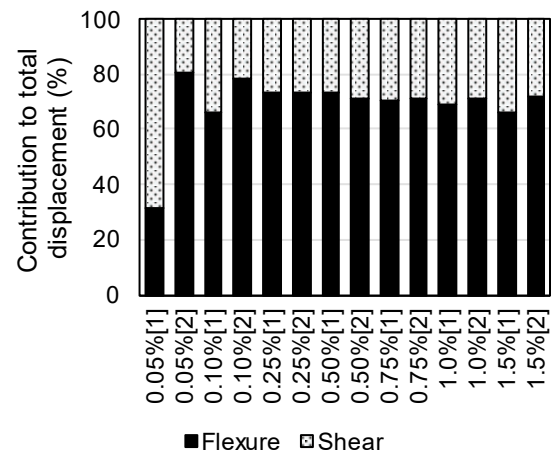
(a) 北側 (正側[5], [6]点)



(b) 北側 (負側[1], [2]点)

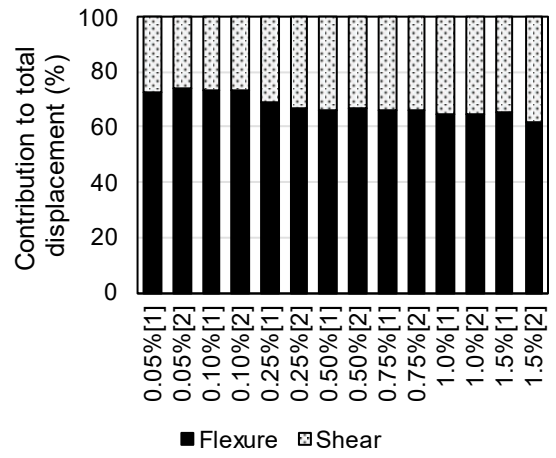
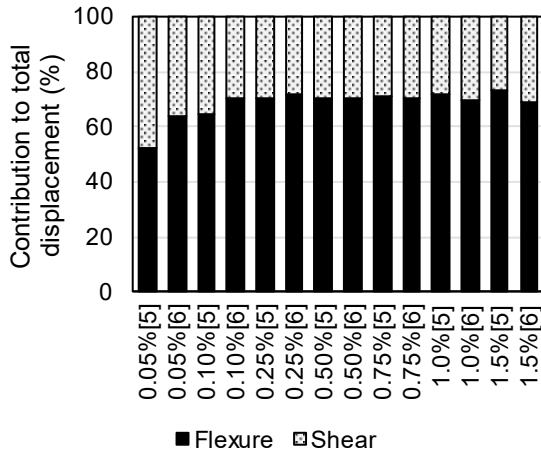


(c) 南側 (正側[5], [6]点)



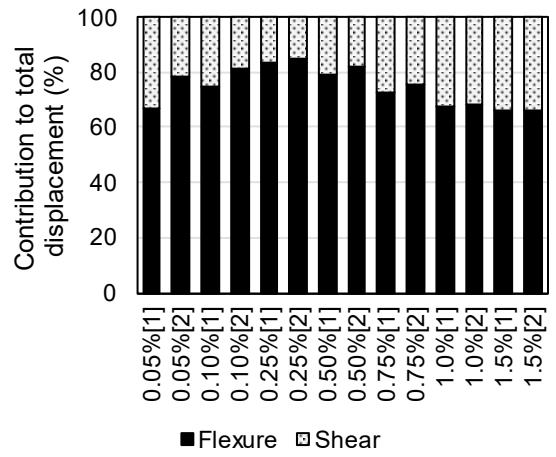
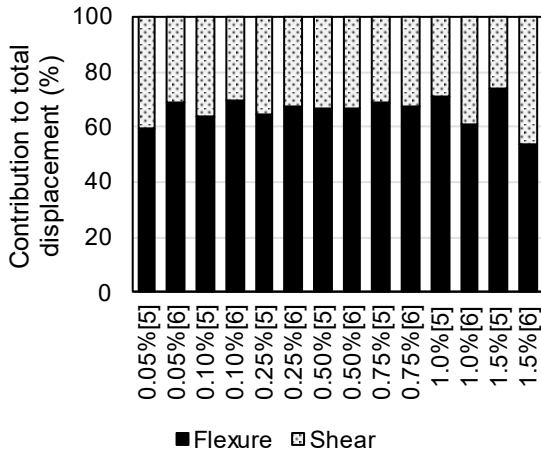
(d) 南側 (負側[1], [2]点)

图 8-30 面外方向変形分離 (IT-1VH)



(a) 北側 (正側[5], [6]点)

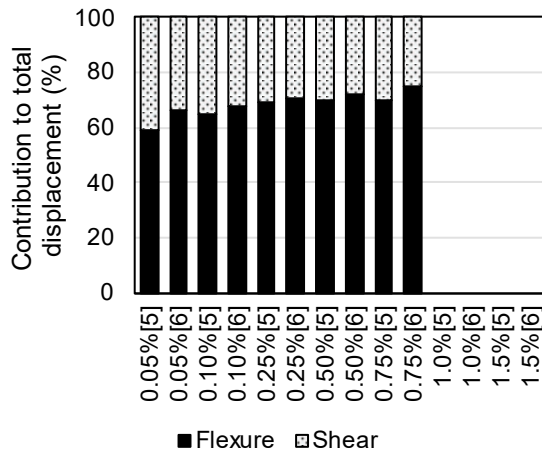
(b) 北側 (負側[1], [2]点)



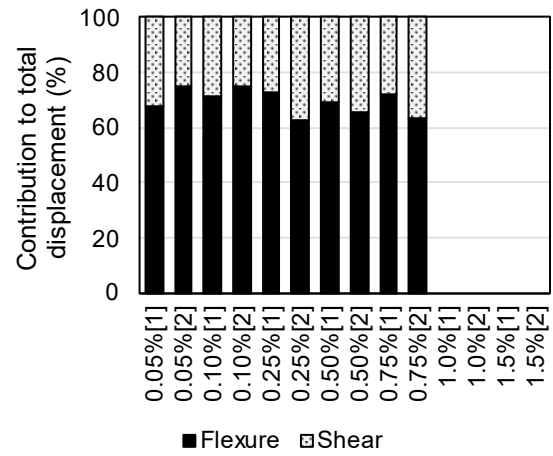
(c) 南側 (正側[5], [6]点)

(d) 南側 (負側[1], [2]点)

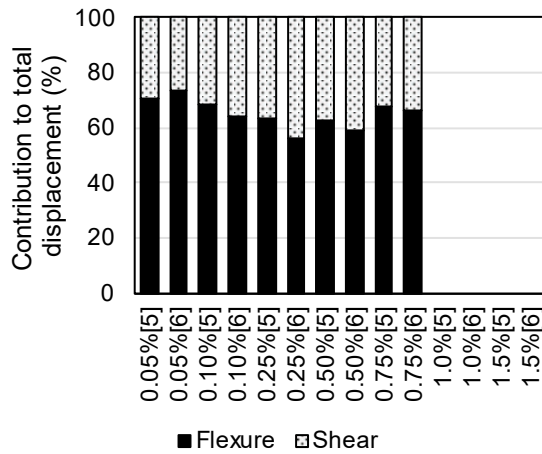
图 8-31 面外方向变形分离 (IT-3VH)



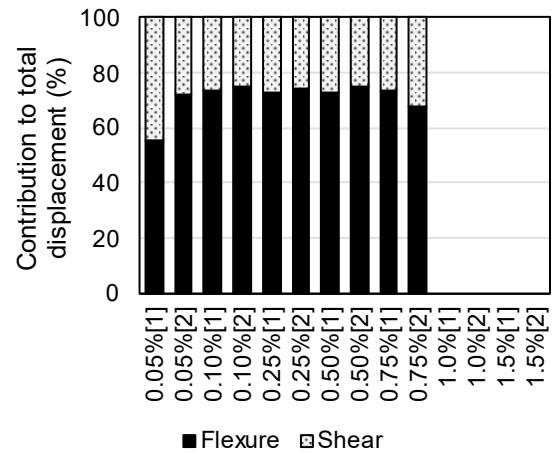
(a) 北側（正側[5], [6]点）



(b) 北側（負側[1], [2]点）



(c) 南側（正側[5], [6]点）

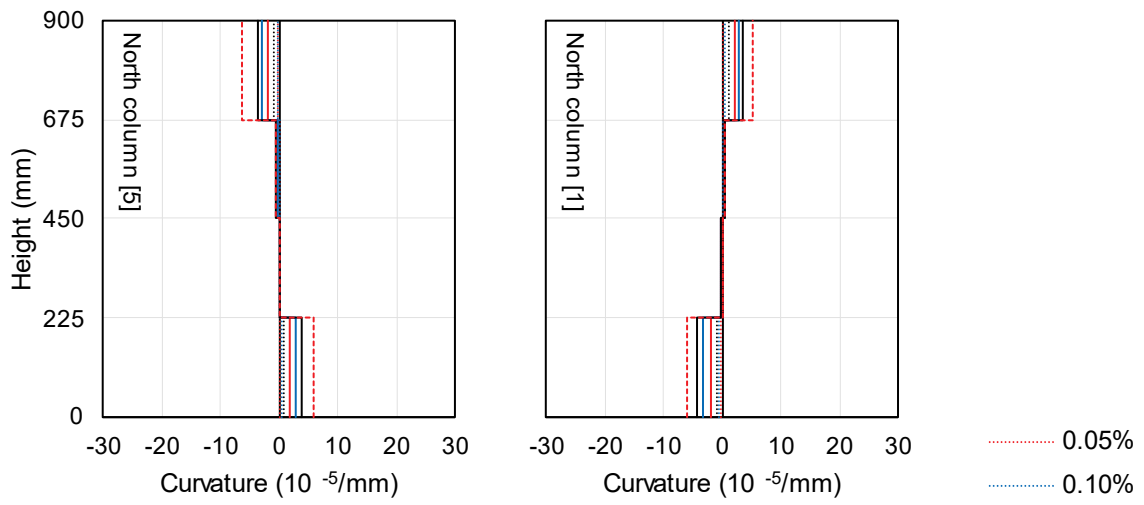


(d) 南側（負側[1], [2]点）

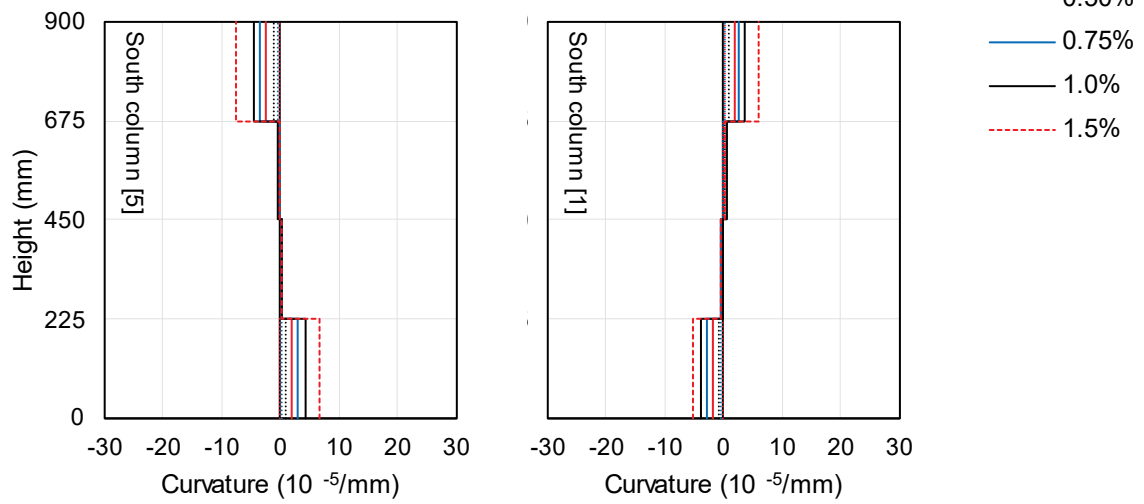
図 8-32 面外方向変形分離 (IT-3H)

8.3.7. 面外方向曲率分布

図 8-33 およびに $R_x=0.25\%$, 0.50% , 0.75% 各サイクル 1 回目の面外方向変形ピーク点（図 8-5 の[1], [5]点）における南端および北端での面外方向の曲率分布を示す。面外変形の大きさや破壊モードによらず、いずれの試験体も端部の 1 区間の曲率が主に増大している。また、反曲点が概ね 450mm 付近にあることから、想定通りの载荷ができたと考えられる。



(a) 北端



(b) 南端

图 8-33 面外方向曲率分布 (IT-1VH)

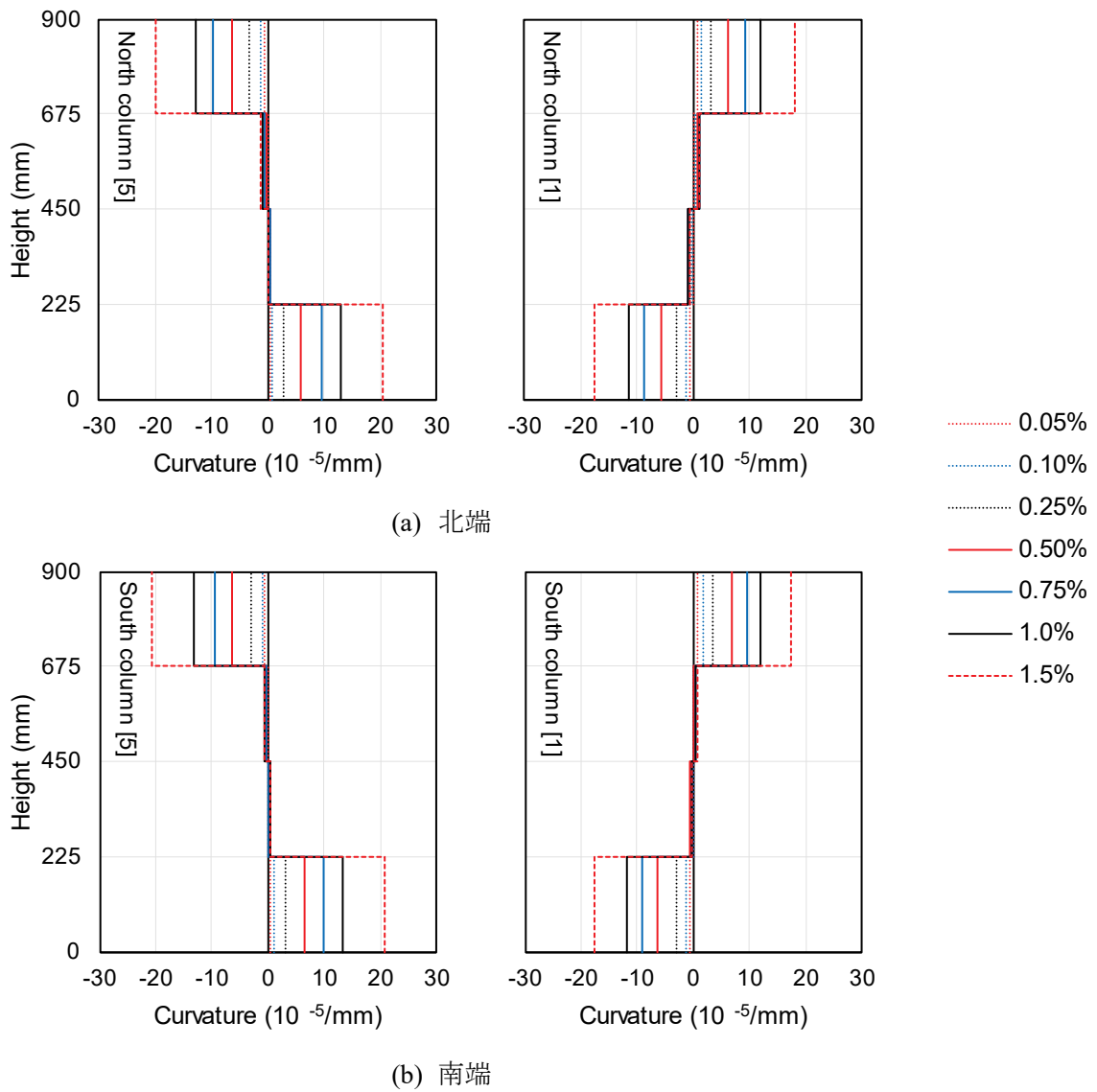


图 8-34 面外方向曲率分布 (IT-3VH)

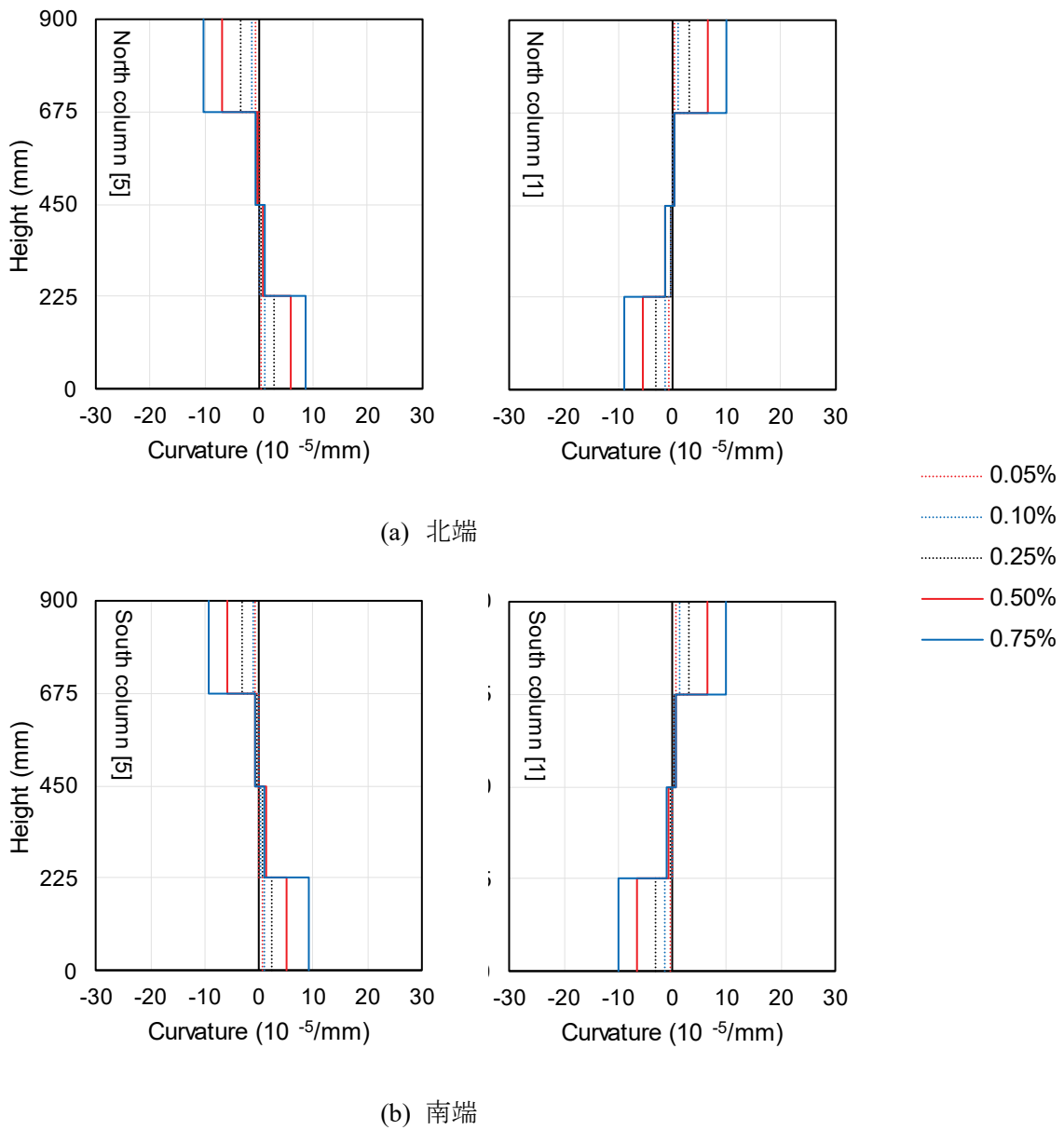


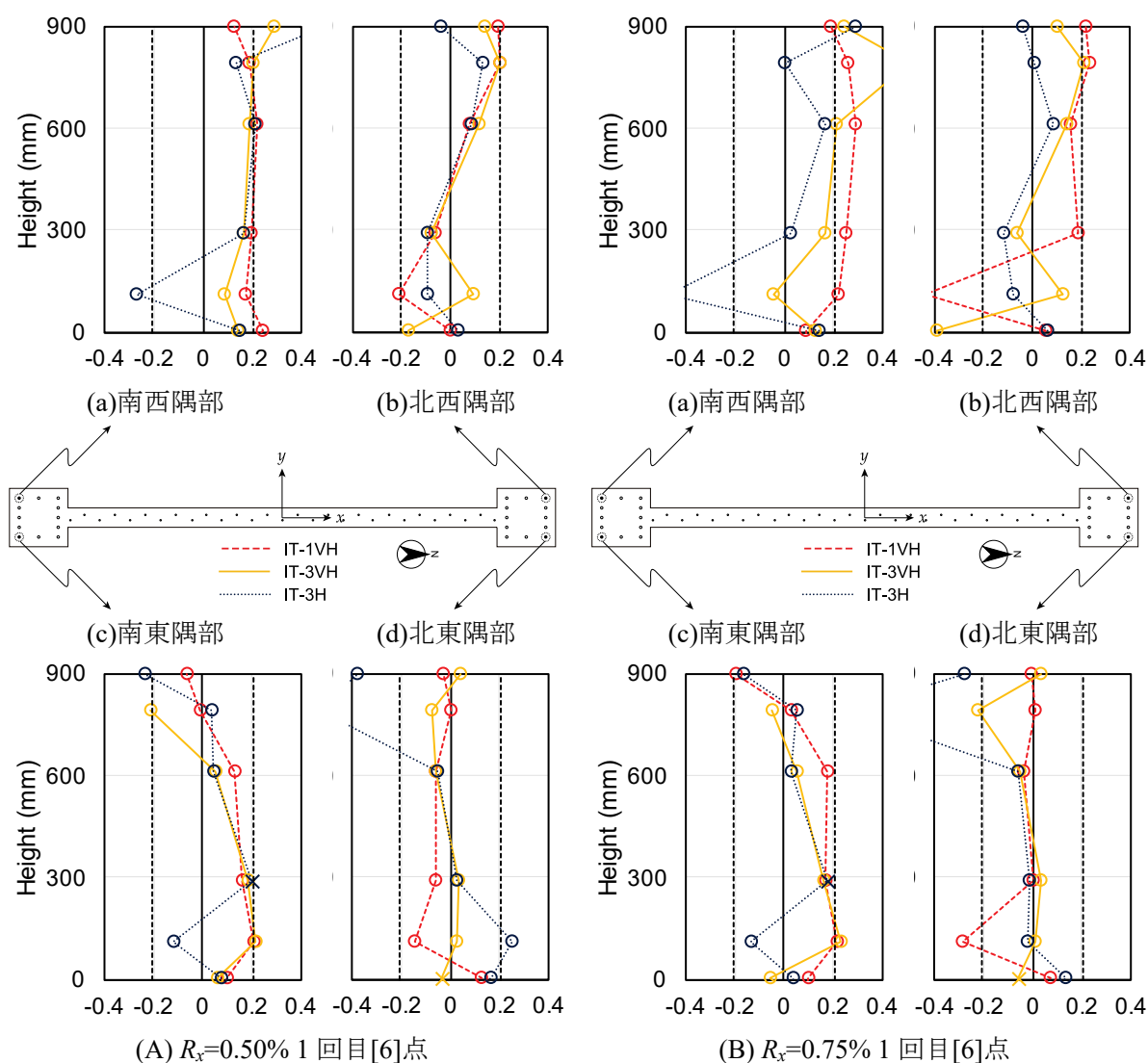
図 8-35 面外方向曲率分布 (IT-3H)

8.3.8. 側柱主筋ひずみ分布

図 8-36 に各試験体の $R_x=0.50\%$ および $R_x=0.75\%$ サイクル 1 回目 [2] および [6] 点での、試験体四隅の側柱主筋のひずみ分布を示す。なお、計測点は $z=-100, 1, 110, 290, 610, 790, 899\text{mm}$ の 7 箇所であるが、図中には試験区間のみを示す。図中のひずみ値は基本的に両面貼りしたひずみゲージ 2 枚によるひずみ計測値の平均値であるが、 \times 印で示した計測点は計測不良により、片面のひずみが計測できなかった点である。また、図中の破線は降伏応力をヤング係数で除すること

で算出した降伏ひずみである。なお、ひずみは引張を正とする。

軸力の条件が同じ正側に関して、IT-3H と IT-3VH で比較すれば、 $R_x = 0.50\%$ サイクルの時点では端部には差異が若干見られるが、概ね同様の分布を示している。一方で $R_x = 0.75\%$ サイクルでは、IT-3VH の方が、全体的に引張側にひずみが発生しており、負側において IT-3VH のみが軸力 0kN となった影響を受けたと考えられる。一方で IT-1VH と IT-3VH を比較した場合、特に正側において $z = 450\text{mm}$ を境界としてひずみの大小が入れ替わっている。これは、面外方向に逆対称曲げ形式による载荷を行ったことで、 $z = 450\text{mm}$ を境界として曲率の方向が入れ替わっており、その上で IT-3VH の面外方向曲率が IT-1VH よりも全体的に大きく生じていたためだと考えられる。



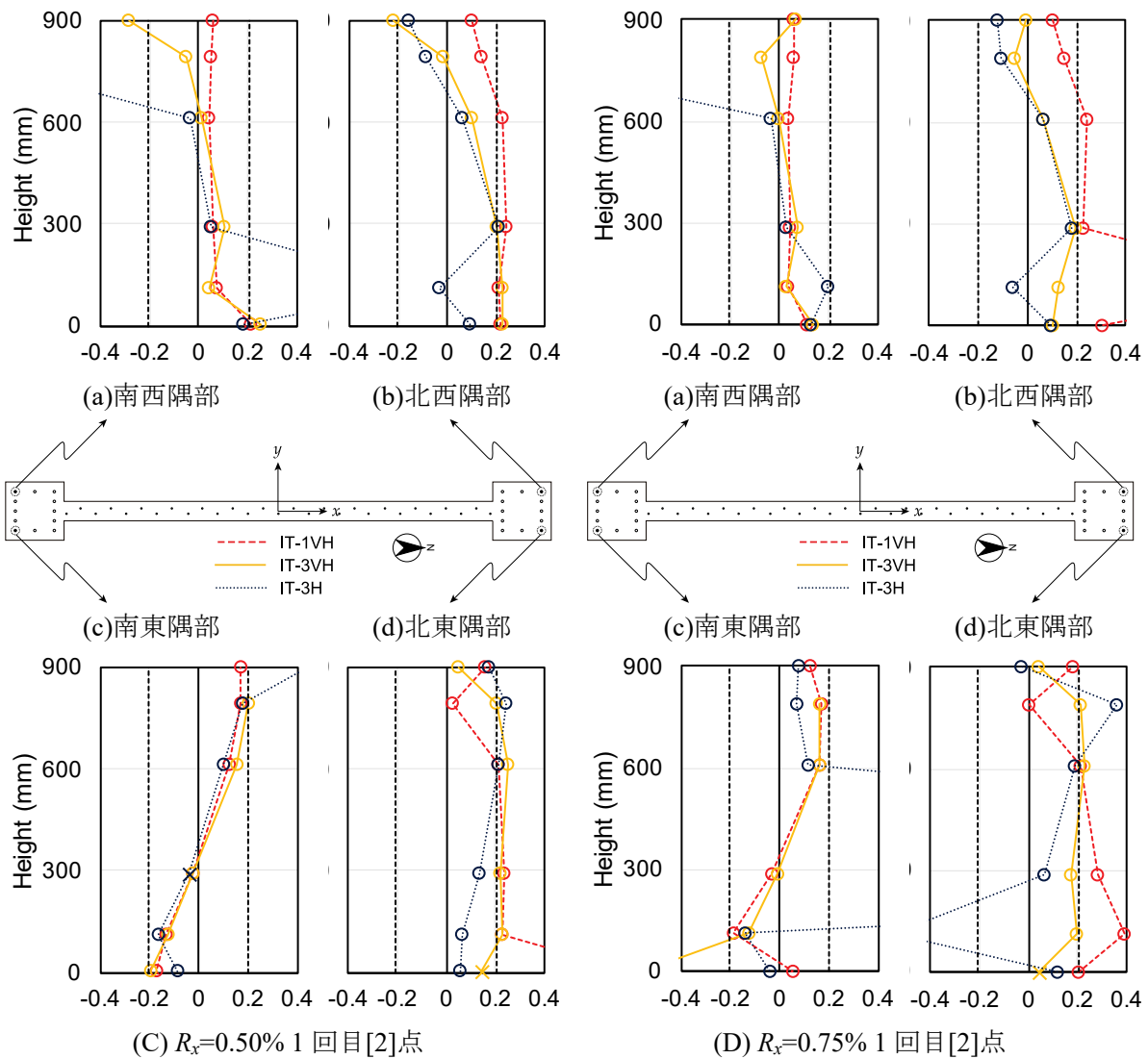


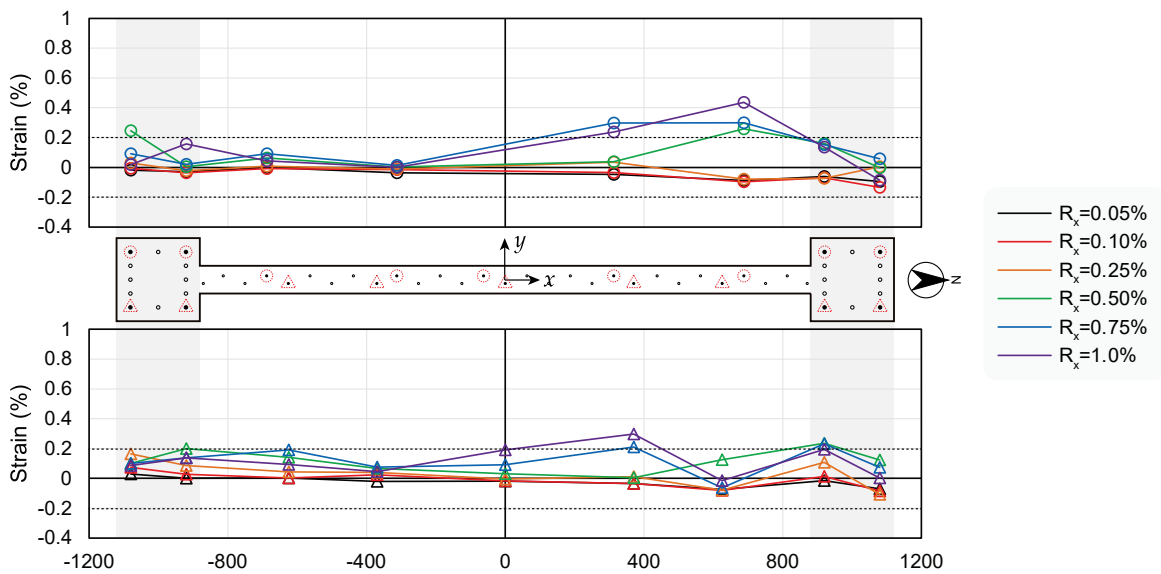
図 8-36 端部主筋ひずみ分布（横軸：ひずみ(%), 引張正）

8.3.9. 脚部における軸方向鉄筋ひずみ

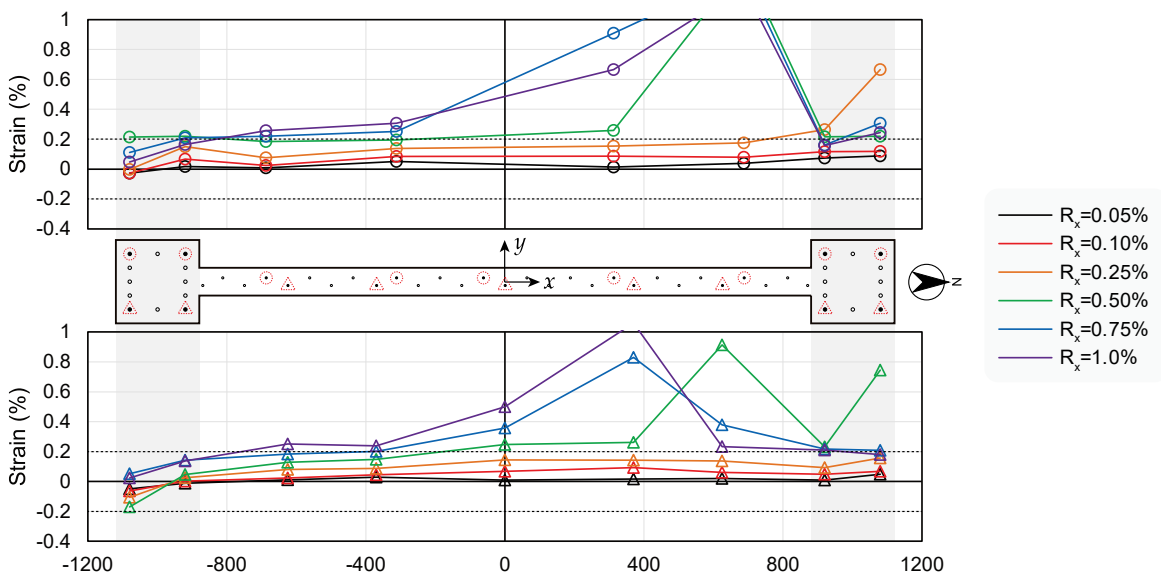
図 8-37～図 8-39 に軸方向鉄筋の下スタブ上面より 1mm 上方に設置したひずみゲージによる計測値を示す。なお、側柱主筋のひずみは、8.3.8 項と同様に両面貼りしたひずみゲージ 2 枚によるひずみの平均値である。一方、壁縦筋のひずみは片面貼りとしたひずみゲージの計測値であり、鉄筋の曲げの影響が含まれるが、壁縦筋の径は 6mm であるため、影響は小さいと考えられる。降伏応力をヤング係数で除することで算出した降伏ひずみ（側柱主筋、壁縦筋ともに 0.20%）を図中に破線で示している。なお、ひずみは引張を正とする。

せん断破壊となった IT-1VH および IT-3H では、 $R_x = 0.75\%$ サイクル正側において、降伏ひずみを超えるような引張ひずみが生じている箇所が殆ど無い。一方、脚部すべり破壊となった IT-3VH に関しては、圧縮側となる北側柱を含め、 $R_x = 0.75\%$ サイクル正側において降伏ひずみを超えるような引張ひずみが生じている箇所が複数見られる。既往の研究^{例えば 8.9), 8.10)}によれば、脚部すべり

耐力はコンクリートの摩擦作用とダウエル作用により構成されるとされているが、このうちダウエル作用に関する抵抗力が脚部の軸方向鉄筋の降伏によって減少したと考えられる。また、このような差異が生じた理由としては、IT-3VH のみ、負側において大きな引張ひずみが生じており、その残留ひずみが生じたためだと考えられる。

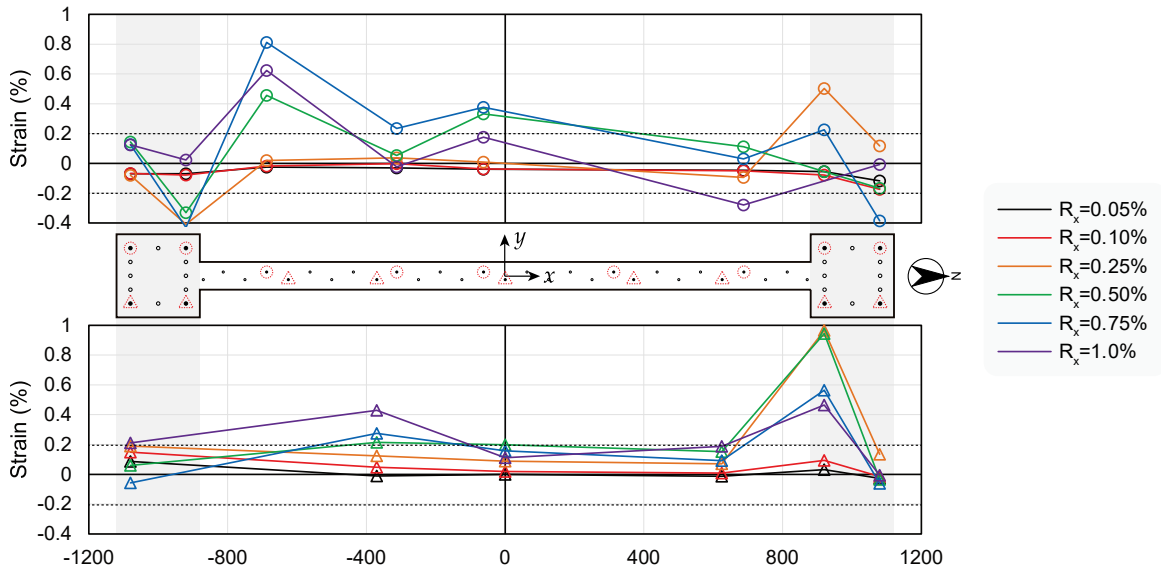


(a) 正側ピーク ([6]点)

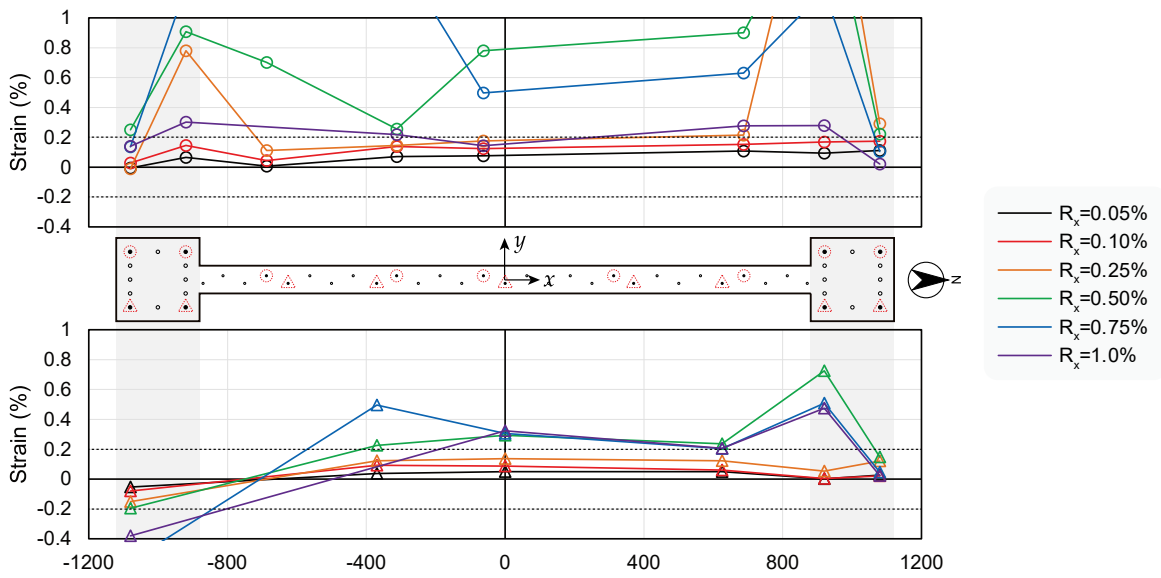


(b) 負側ピーク ([2]点)

図 8-37 軸方向鉄筋脚部ひずみ (IT-1VH)

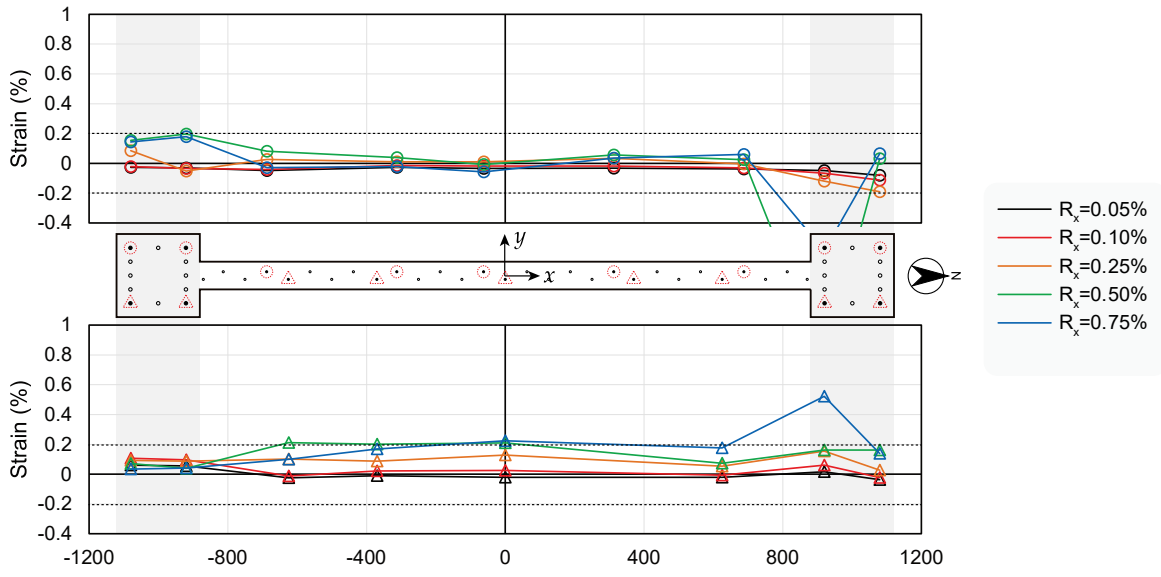


(a) 正側ピーク ([6]点)

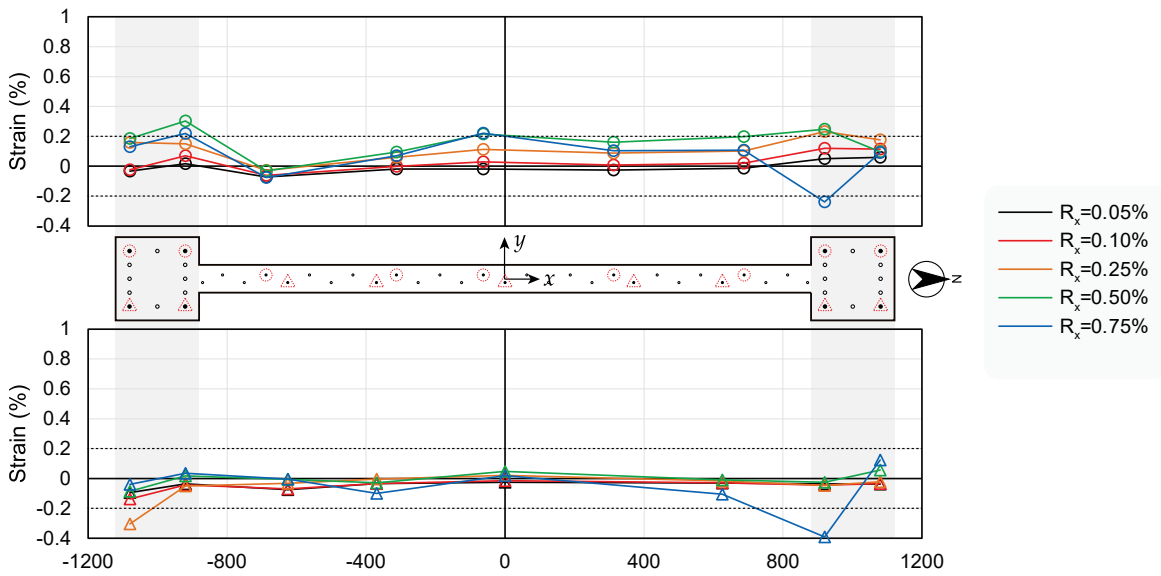


(b) 負側ピーク ([2]点)

図 8-38 軸方向鉄筋脚部ひずみ (IT-3VH)



(a) 正側ピーク ([6]点)



(b) 負側ピーク ([2]点)

図 8-39 軸方向鉄筋脚部ひずみ (IT-3H)

8.3.10. 脚部コンクリートひずみ

本項ではモーションキャプチャおよび変位計によって計測した脚部 120mm 位置でのコンクリート表面の変形より測定した脚部コンクリートひずみを示す。脚部 120mm に設置したモーションキャプチャ (MoCap) のマーカーおよび変位計 (LVTD) の平面的位置を図 8-40 に示す。変位計は東面, モーションキャプチャのマーカーは西面に設置した。モーションキャプチャの球形マーカーの中心は, コンクリート表面から 17mm のもの (図中赤色のマーカー) と, コンクリート表面から 39mm のもの (図中青色のマーカー) がある。なお, ここではマーカーおよび変位計はコンクリート表面に対して垂直に設置できているものとする。

ひずみの算出は側柱と壁板で別の方法を用いた。なおいずれの方法においても x 方向 (面内方向) の変形については無視し, y 方向および z 方向の変形のみを考慮した。

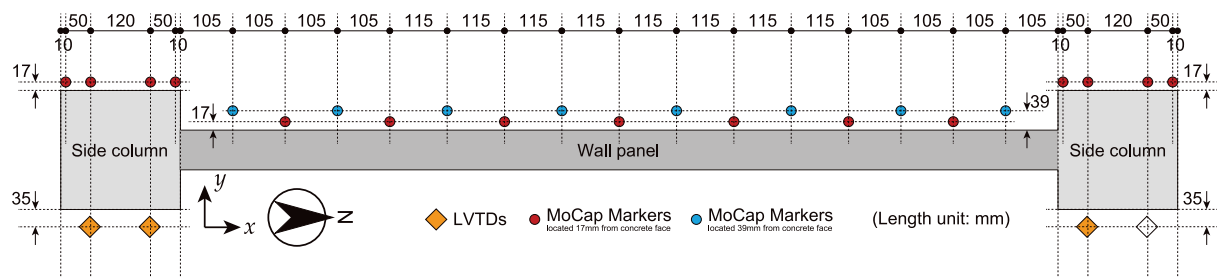


図 8-40 モーションキャプチャおよび変位計位置

壁板に関しては, 次の方法を用いた。はじめに図 8-41 に示す, コンクリート表面から 17mm, 39mm 位置それぞれでのマーカーの変位を算出する。ここで, 図中に破線で示した位置には実際にはマーカーを設置していないが, これらのマーカー (仮想マーカーと呼ぶ) 位置での変位は, その両隣のマーカーの変位から線形補間を行うことで算出した。なお, 17mm 位置での最外部にあるものに関しては, その 1 つおよび 2 つ内側のマーカーの変位から外挿して算出した。これらの 2 列のマーカーの変位を, 図 8-42 に示すように線形補間することで, 壁板表面および中心位置での変位 (図中白色の○印で示した箇所) を算出した。ここで, マーカーの壁板表面からの距離, 角度および壁厚は変化しないものとした。各点と壁脚部の距離の変化量を変形前の 120mm で除することでひずみとした。

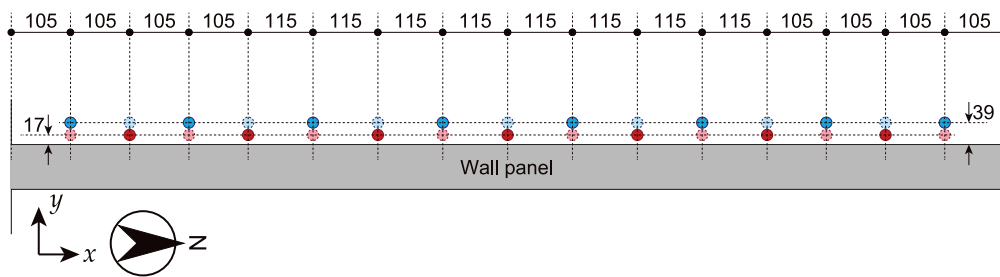


図 8-41 壁板仮想マーカー位置 (単位:mm)

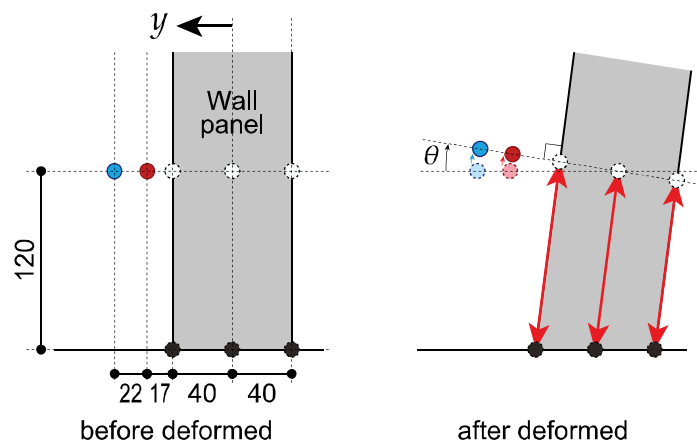


図 8-42 壁板におけるひずみ算出方法 (単位:mm)

側柱に関しては、モーションキャプチャにより西面のひずみ、変位計により東面のひずみを算出し、線形補間によって側柱表面および中心位置でのひずみを算出した。それぞれのひずみは図 8-43 に示すように算出した。西面ひずみはモーションキャプチャによるマーカー位置と壁脚部の位置の距離の変化量を、変化前の 120mm で除すことによって算出した。東面のひずみは、変位計はコンクリート表面と垂直に設置されている状態が保持されるとし、変位計によって測定された変形量を測定区間である 120mm で除すことによって算出した。なお、変位計は各側柱に 2 機のみ取り付けており、側柱四隅に近い側のモーションキャプチャのマーカーと対応するひずみは直接計測できていない。これに関しては、2 機の変位計によって求められたひずみを線形補間することで対応するひずみを求めた。

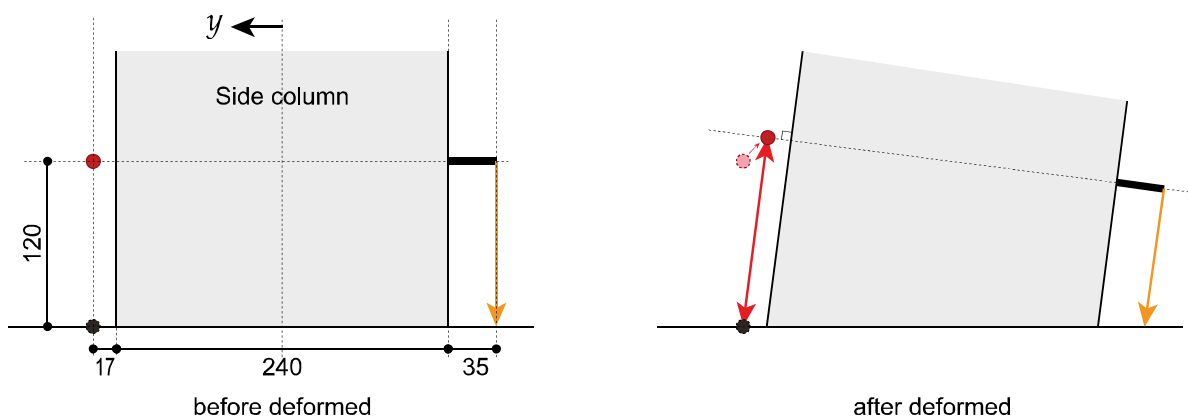
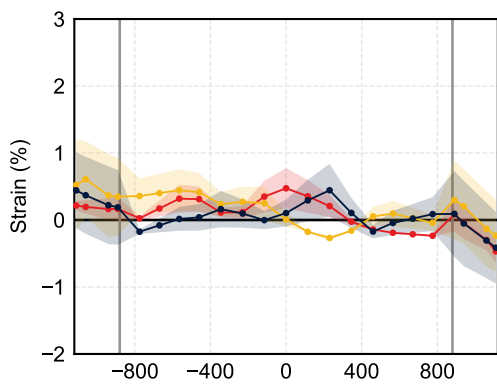


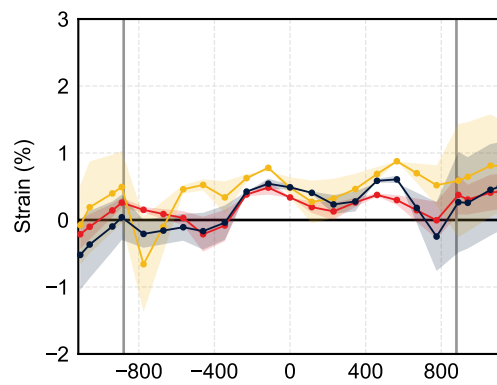
図 8-43 側柱におけるひずみ算出方法 (単位:mm)

以上の方法によって算出したコンクリート表面でのひずみおよび中央位置でのひずみの分布を図 8-44 に示す。グラフ中、実線によって示したものは、中央位置でのひずみであり、各色で塗りつぶした範囲は各位置でのひずみの範囲を表している。つまり、塗りつぶしの境界が表面でのひずみとなる。なお、ひずみは引張を正としている。

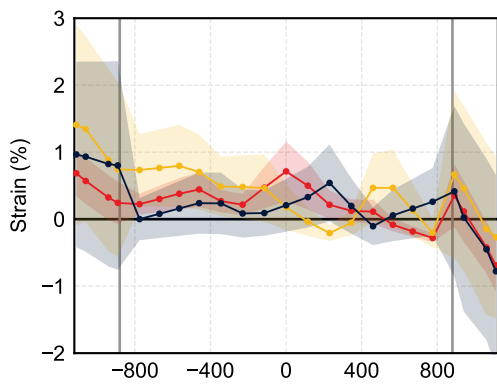
軸力が 1370kN で共通となる正側[6]点において、脚部すべり変形を確認した IT-3VH では、中央位置でのひずみが他 2 試験体と比べ、 $R_x=0.50\%$ サイクル以降で明らかに大きくなっている。また、ひずみの範囲に関しても、同サイクル以降、引張側柱においては殆ど圧縮ひずみが発生していない。 $R_x=0.50\%$ サイクル以降では脚部すべり変形を目視にて確認しており、引張ひずみが生じている領域が増大したことで、コンクリートの摩擦力が低下したことが推察される。一方で負側[2]点に関して、IT-3VH の $R_x=0.50\%$ サイクル以降において、圧縮ひずみが発生している領域が、明らかに他 2 試験体と比べ小さくなっている。従って負側[2]点で発生した引張ひずみが残留することで、正側においても引張ひずみが多く領域で発生し、最終的にコンクリート摩擦力の低下につながったと考えられる。



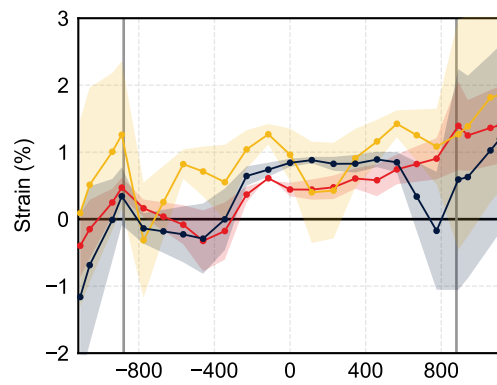
(a) $R_x=0.25\%$ 1 回目 [6]点



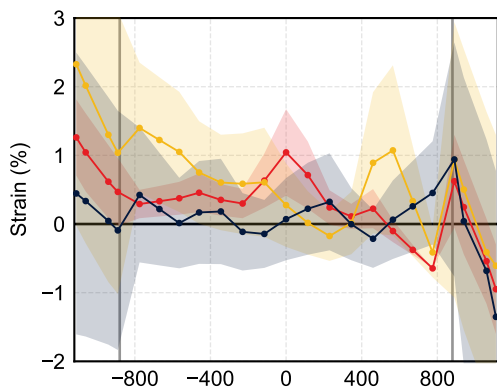
(b) $R_x=0.25\%$ 1 回目 [2]点



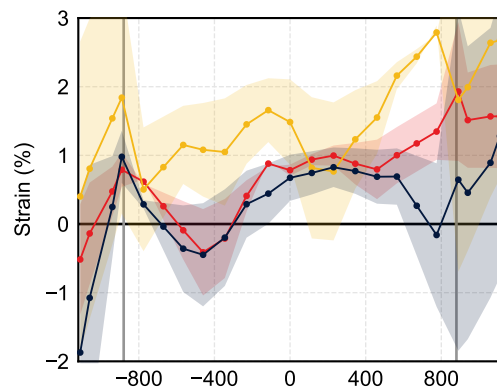
(c) $R_x=0.50\%$ 1 回目 [6]点



(d) $R_x=0.50\%$ 1 回目 [2]点



(e) $R_x=0.75\%$ 1 回目 [6]点



(f) $R_x=0.75\%$ 1 回目 [2]点

IT-1VH IT-3VH IT-3H

図 8-44 コンクリート脚部ひずみ分布 (横軸: 中心からの位置 (mm))

8.4. まとめ

本章では過去の実験において脚部すべり破壊が発生した試験体に対し、変動軸力を含む軸力条件および面外方向変形量を変数として載荷実験を行った。本実験より得られた知見を以下に示す。

- 試験体は3体作製し、面外変形倍率が1.0で0~1370kNの変動軸力を受ける試験体(IT-1VH)および面外変形倍率が3.0で1370kNの一定軸力を受ける試験体(IT-3H)の2体はせん断破壊、面外変形倍率が3.0で0~1370kNの変動軸力を受ける試験体(IT-3VH)は脚部すべり破壊となった。
- 面内方向水平変形を曲げ変形、せん断変形および脚部すべり変形の3成分に分離した。結果として、損傷過程により判断した破壊経過と同様の破壊モードが推定された。なお、IT-3VHに関しては、軸力が0kNとなった負側で先行して脚部すべり破壊となり、その影響を受け、軸力が1370kNとなった正側においても脚部すべり破壊となったと考えられる。
- コンクリートの脚部120mmのひずみを、モーションキャプチャおよび変位計によって計測した。結果として、 $R_x=0.50\%$ サイクル以降において、IT-3VHの脚部コンクリートひずみが、他2試験体のひずみと比べ引張側に増大しており、脚部コンクリートの摩擦作用の低下が推察された。

8.5. 参考文献

- 8.1) 国立研究開発法人建築研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報）建築研究資料，No.173，2016
- 8.2) 杉本訓祥ほか：縮小 RC 造耐震壁付きフレーム建物試験体の振動台実験における崩壊挙動 RC 造建物の崩壊余裕度定量化のための研究開発，日本建築学会構造系論文集，第 82 巻，第 741 号，pp.1759-1768，2017.11
- 8.3) 細野純ほか：打継面処理と配筋が RC 造耐震壁のすべりに及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.355-360，2015
- 8.4) 高橋之ほか：RC 造耐震壁のすべり変形における打継処理と軸力の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.871-876，2016
- 8.5) 井戸裕勇樹ほか：水平二方向載荷が RC 造耐震壁のせん断性状に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.271-276，2014.6
- 8.6) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか監修：2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2020.10
- 8.7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 8.8) 田福勝・崎野健治・孫玉平：拘束 RC 柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみ勾配の影響，構造工学論文集，vol.43B，pp.191-198，1997
- 8.9) T. Paulay, M.J.N. Priestley, and A.J. Syng: Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls, ACI Journal, Vol.79, pp.257-269, July-August, 1982
- 8.10) H. Schuler, B. Trost: Sliding Shear Resistance of Squat Walls under Reverse Loading: Mechanical Model and Parametric Study, ACI Structural Journal, Vol.113, No.4, pp.711-721, 2016

9. 脚部すべり耐力評価手法を用いた検討

9.1. はじめに

本章では、8章に示した脚部すべり破壊がせん断破壊に先行した IT-3VH の脚部すべり耐力に関して、既存の脚部すべり耐力評価手法^{9.1), 9.2)}を用いて検討を行う。

9.2. 脚部すべり耐力評価手法の概要

脚部すべり耐力評価にあたっては、井戸裕ら^{9.1), 9.2)}の提案した方法を用いる。井戸裕らは式(9.1)によって耐震壁の脚部すべり耐力を評価する方法を提案している。式(9.1)はコンクリートの摩擦作用による第1項と、軸方向鉄筋のダウエル作用による第2項より構成されている。

$$Q_{sl} = \mu \sum C_c + \sum 1.65 a_s \sqrt{\sigma_B f_y (1 - \alpha^2)} \quad (9.1)$$

ここで、 μ ：摩擦係数、 C_c ：コンクリートバネ圧縮力、 a_s ：各鉄筋断面積、 σ_B ：コンクリート圧縮強度、 f_y ：鉄筋降伏応力、 α ：鉄筋の引張応力 f_s に応じた低減係数 ($=f_s/f_y$, $\alpha \leq 1$) である。

式(9.1)における C_c および f_s を算出するために、図 9-1 に示す解析モデルを用いた。節点 1 は、完全固定とし、節点 2 は x 軸周りの回転を固定することで、面外方向において逆対称曲げ形式による載荷条件を再現した。また、軸力および面内方向および面外方向水平力は節点 3 に作用させることによって、面内方向の反曲点高さ 1200mm を再現している。曲げ変形については Multi-Spring (以下、MS) 要素および中央弾性線材によって考慮しており、塑性曲げ変形に関しては端部に設けた、長さ 120mm の MS 要素によって考慮している。一方、せん断変形については中央弾性線材による弾性変形を面外方向のみ考慮しており、面内方向ではせん断変形が生じないように中央弾性線材のせん断剛性を十分に大きくした。なお、中央弾性線材の断面二次モーメントおよびせん断断面積は鉄筋を考慮せず、コンクリートのみで計算している。

MS 要素の断面は、8章において示した断面解析によるものと同様であり、図 9-2 に示すものである。コンクリートは側柱に関してはコアコンクリートとカバーコンクリートとを区別し、壁板に関してはすべてカバーコンクリートとした。コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係を図 9-3 に示す。コンクリートに関しては最大強度の 0.8 倍の応力までを材料試験より得られたヤング係数で線形弾性とし、その後、NewRC モデル^{9.3), 9.4)}をもとに算出した最大強度点を指向した後、コアコンクリートでは、ひずみ 1% 時の NewRC モデル^{9.3), 9.4)}による応力点を、カバーコンクリートでは、ひずみ 0.4% で $0.2f'_c$ となる点をそれぞれ最終折れ点とし、それ以降のひずみでは応力一定とした。鉄筋は降伏強度までを材料試験より得られたヤング係数で線形弾性とし、降伏点以降は剛性をヤング係数の 0.001 倍とした。

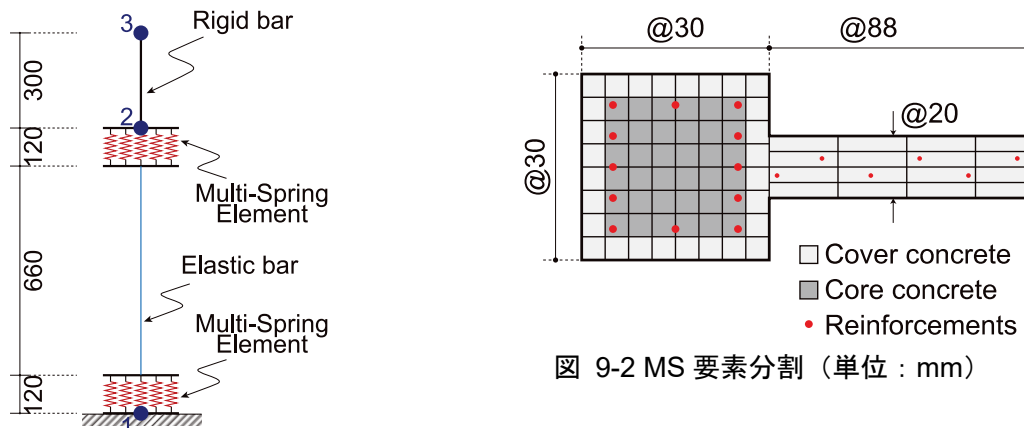


図 9-2 MS 要素分割 (単位 : mm)

図 9-1 解析モデル (単位 : mm)

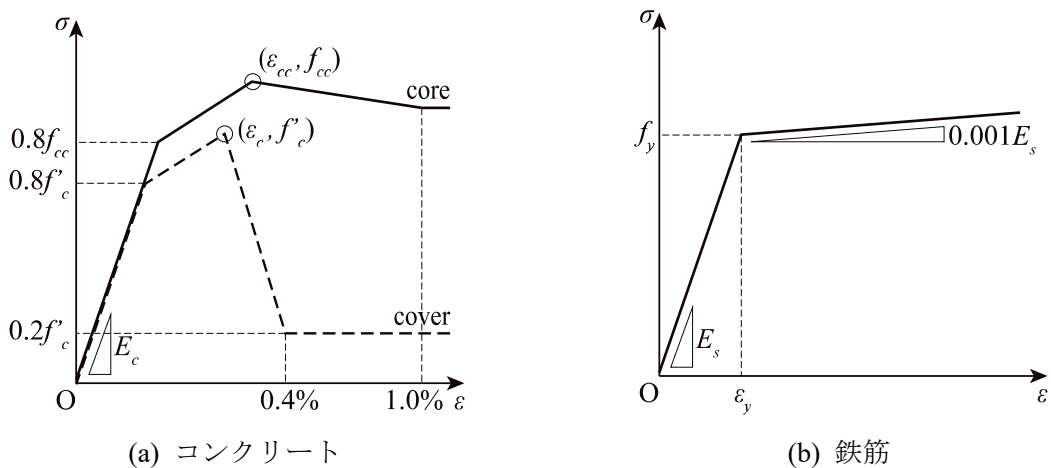


図 9-3 MS 要素における応力-ひずみ関係

次節以降に示す、各荷重経路における解析結果の各ステップにおいて、脚部 MS 要素より取得した C_c および f_s を用いて、式(9.1)により、そのステップでの脚部すべり耐力を算出する。この耐力が脚部に作用するせん断力と一致した点でのせん断力を、その荷重経路における脚部すべり耐力とした (図 9-4)。なお、用いる解析モデルおよび解析結果による耐力の算出方法は文献 9.2) において井戸裕らが提案した手法と同様である。しかし、井戸裕ら^{9.1), 9.2)}の試験体は、一定軸力下で荷重を行ったものであるため、変動軸力下での荷重経路に関しては検討が行われていない。従って、次節以降において荷重経路について検討を行った。なお、耐力の算出に際しては、はじめに負側の耐力について検討を行った。これは、8 章に示した通り、負側において先行して脚部すべり変形が増大した結果に基づいている。

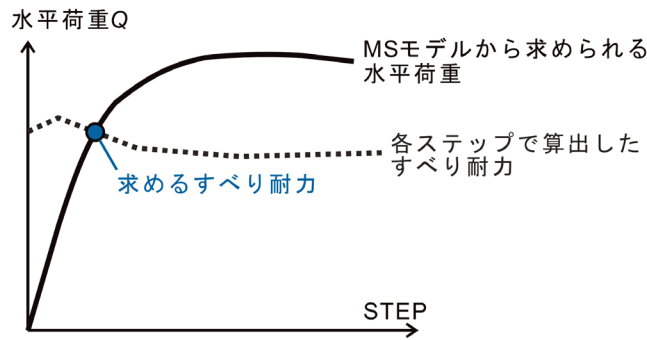


図 9-4 脚部すべり耐力算出の概要^{9.2)}

9.3. 負側における耐力評価

9.3.1. 荷経路

本節においては、図 9-5 に示す荷経路を用いて負側の脚部すべり耐力を算出した。なお、図中の変形は、節点 3 の水平変位を示している。以降、面内方向変形および面外方向変形は、節点 3 の水平変位を示す。水平二方向荷経路において、面外方向変形は 13.5mm とした。これは、負側において脚部すべり変形が増大したのが $R_x = 0.50\%$ サイクルであり、対応する面外方向変形が 13.5mm であったためである。なお、解析モデルの拘束条件より、節点 2 と節点 3 の面外方向変形は一致する。従って、節点 3 の面外方向水平変位 (=面外方向変形) が 13.5mm の場合、試験区間である節点 1 と節点 2 の間には 13.5mm の水平変形が発生し、900mm で除することで面外方向変形角が 1.5% となる。また、軸力荷経路に関して、軸力は面外方向変形に応じて変化させた。荷実験においては面外方向水平荷重に応じて変化させていたが、解析の都合上、変形によって制御を行った。従って、軸力が 0kN となった状態で面外方向変形角 $R_y = 1.50\%$ を維持し、面内方向に加力を行い、この際に生じる面内方向せん断力によって脚部すべり耐力を算出した。

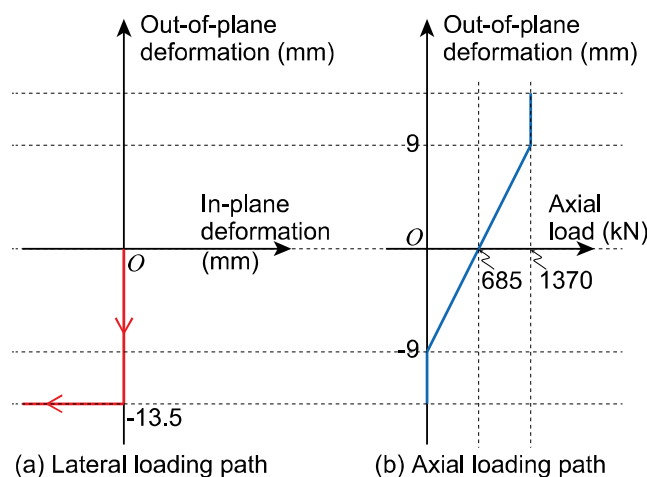


図 9-5 負側耐力算出時の荷経路

9.3.2. 耐力算出結果

図 9-6 に解析結果より得られたせん断力および脚部すべり耐力計算値と面内方向変形の関係を示す。図中には、摩擦係数 μ を 0.6 から 1.1 まで 0.1 刻みで変化させた場合の曲線を示している。また、灰色で示した領域は、脚部すべり耐力のうち、ダウエル作用による寄与分である。図中、せん断力と各脚部すべり耐力の交点 (○) より算出した脚部すべり耐力を表 9-1 に示す。表中には実験時、軸力 0kN の状態において記録された負側最大耐力を示している。実験時の最大耐力と最も近い脚部すべり耐力計算値となったのは、 $\mu = 1.0$ の場合であった。文献 9.5)では、ひび割れ面が“clean, free of laitance, and intentionally roughened to a full amplitude of approximately 1/4 in.”となった場合に $\mu = 1.0$ となるとされている。今回は金属製ブラシによって打ち継ぎ面の目粗しを行い、このような状態に近かったと考えられる。

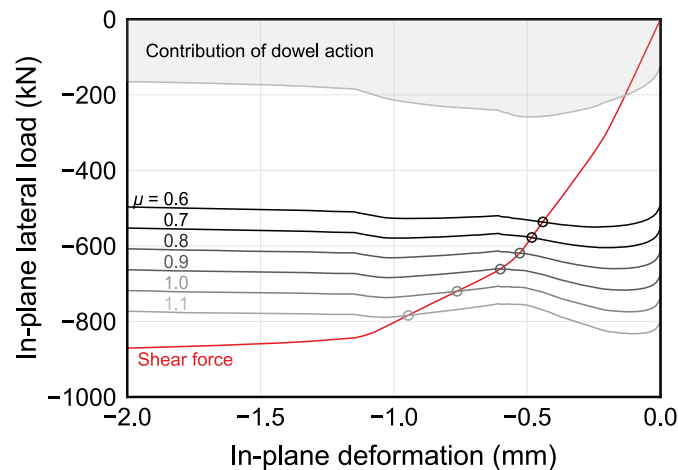


図 9-6 脚部すべり耐力算定（負側）

表 9-1 脚部すべり耐力（負側）

	実験時 最大耐力	脚部すべり耐力					
		$\mu = 0.6$	$\mu = 0.7$	$\mu = 0.8$	$\mu = 0.9$	$\mu = 1.0$	$\mu = 1.1$
面内方向変形 (mm)		-0.441	-0.483	-0.528	-0.601	-0.763	-0.946
耐力 (kN)	-738	-537	-578	-619	-661	-720	-784

図 9-7 に、脚部すべり耐力が算出された時点での脚部のひずみ分布を示す。解析における脚部ひずみは、脚部の MS 要素より算出した曲率を用い算出した。また、図中には実験時の $R_x = 0.50\%$ 1 回目サイクル[2]ピーク点での脚部ひずみを示している。なお、実験時の最大耐力は $R_x = 0.50\%$ 1 回目サイクル[2]ピーク点で観測されている。また、実験時のひずみは脚部 120mm で計測した値であり、解析における MS 要素の塑性ヒンジ長さとも一致している。実験時の最大耐力と脚部すべり耐力計算値が概ね等しくなった $\mu = 1.0$ の解析時のひずみ分布は実験時のひずみ分布と概ね一致した。

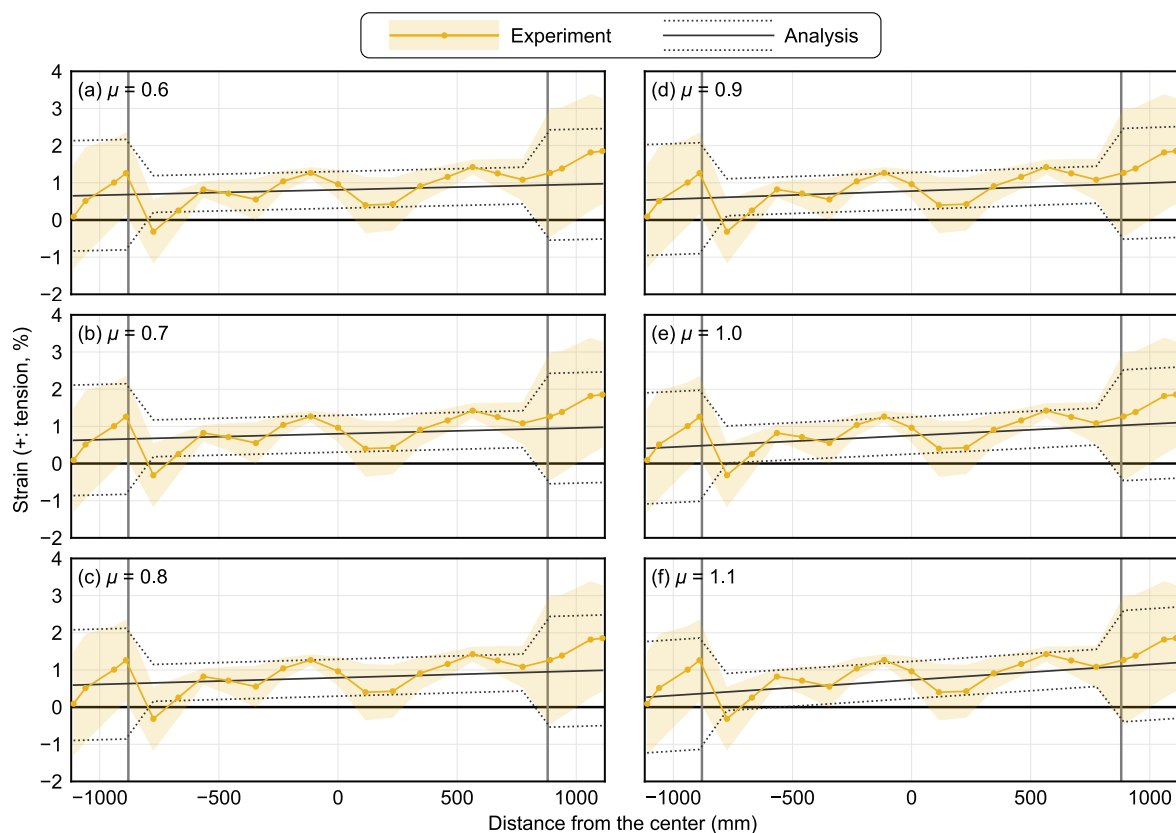


図 9-7 脚部ひずみ分布（負側）

9.4. 正側における耐力評価

9.4.1. 载荷経路

負側での検討に基づき、本節においては図 9-5 に示す载荷経路を用いて正側の脚部すべり耐力を算出した。水平二方向载荷経路では、負側において $\mu = 1.0$ とした場合の脚部すべり耐力時面内方向変形 -0.763mm に基づき、 -0.76mm の面内方向変形をはじめに与えた。脚部すべり変形発生後は、面内方向水平荷重が脚部すべり耐力で一定になると仮定し、曲げ変形やせん断変形は変化しないとした。従って、面内方向において曲げ変形のみを考慮している本解析では、面内方向変形を -0.76mm に保った状態で面外方向変形を 0 まで戻し、その後面内方向変形を 0 まで戻した。その後、正側においても負側と同様に、 $R_x = 0.50\%$ サイクルでの変形に基づき、 13.5mm の面外方向変形を生じさせた後に、面内方向変形を増大させた。この際に生じる面内方向せん断力によって脚部すべり耐力を算出した。

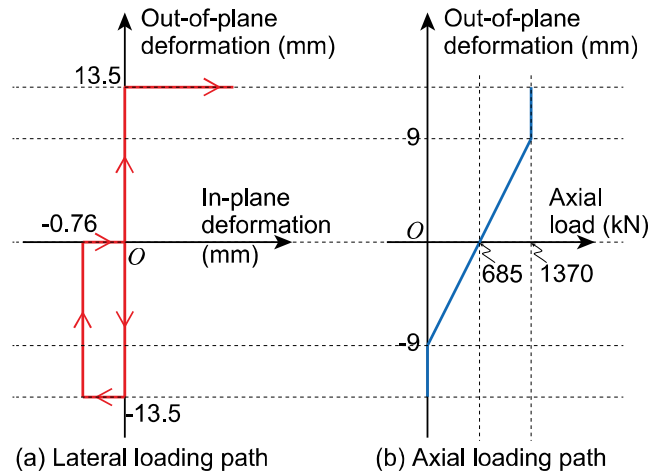


図 9-8 正側耐力算出時の载荷経路

9.4.2. 耐力算出結果

図 9-9 に解析結果より得られたせん断力および脚部すべり耐力計算値と面内方向変形の関係を示す。図中には、図 9-6 と同様に摩擦係数 μ を 0.6 から 1.1 まで 0.1 刻みで変化させた場合の曲線を示している。また、灰色で示した領域は、脚部すべり耐力のうち、ダウエル作用による寄与分である。図中、せん断力と各脚部すべり耐力の交点 (○) より算出した脚部すべり耐力を表 9-2 に示す。表中には実験時の正側最大耐力を示している。なお、摩擦係数 μ が 1.1 の場合には、脚部すべり耐力とせん断力の曲線が交わらなかったため、せん断力の最大値である 1720kN 以上の脚部すべり耐力を有すると推察される。実験時の最大耐力と最も近い脚部すべり耐力計算値となったのは、 $\mu = 0.7$ の場合であった。従って、負側に比べ摩擦係数が 3 割程度低下していることが予測された。井戸裕ら^{9.1)}の試験体では正負両側で同程度の最大耐力が記録されていることから、摩擦係数には違いがなかったと考えられる。これは、IT-3VH に対して設定した载荷経路において、負側において、軸力が 0kN となった時点で脚部すべり変形が生じ、その脚部すべり変形が生じた状態で軸力を増加させ、正側において载荷を行ったことによって、脚部のひび割れ面の噛み合いの劣化を早期に招くことになったためだと考えられる。

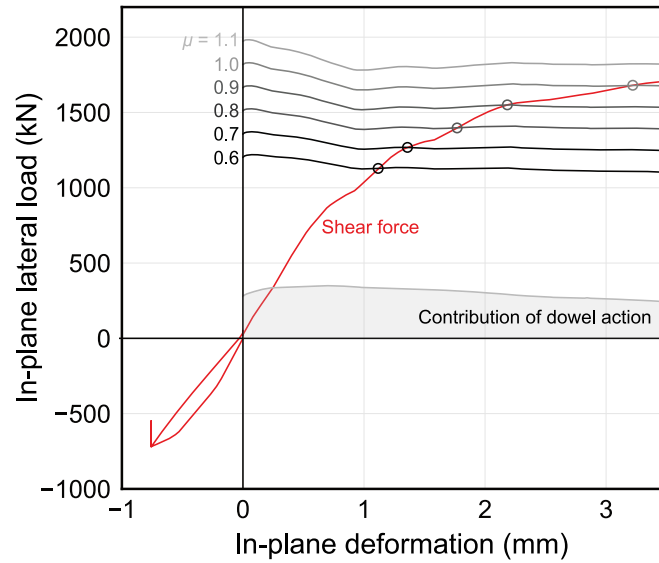


図 9-9 脚部すべり耐力算定（正側）

表 9-2 脚部すべり耐力（正側）

	実験時 最大耐力	脚部すべり耐力					
		$\mu = 0.6$	$\mu = 0.7$	$\mu = 0.8$	$\mu = 0.9$	$\mu = 1.0$	$\mu = 1.1$
面内方向変形 (mm)		1.117	1.359	1.769	2.184	3.220	—
耐力 (kN)	1253	1129	1268	1397	1551	1681	>1720

図 9-7 に、脚部すべり耐力が算出された時点での脚部のひずみ分布を示す。脚部ひずみの算出方法は図 9-7 と同様である。図中には実験時の $R_x = 0.50\%$ 1 回目サイクル[6]ピーク点での脚部ひずみを示している。実験時の最大耐力と脚部すべり耐力計算値が最も近い値を示した、 $\mu = 0.7$ の解析時のひずみ分布は実験時のひずみ分布と概ね一致した。本解析では、負側での荷重による脚部ひずみ分布が、実験時と概ね一致した点から正側に繰り返し荷重を行った。その上で正側の脚部ひずみ分布が概ね一致したことから、脚部すべり耐力の低下は、正負繰り返し荷重による脚部ひずみ分布の変化ではなく、軸力変動を含む繰り返し荷重による摩擦係数の低下が原因だと考えられる。

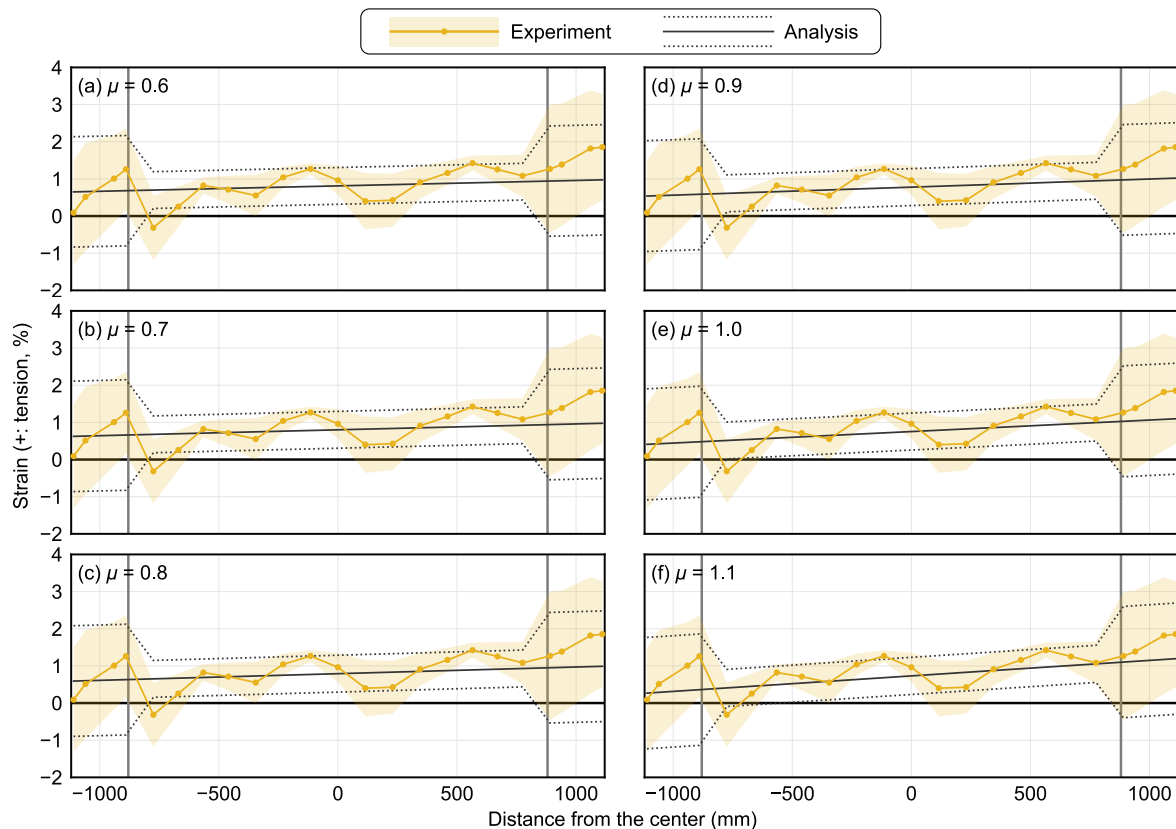


図 9-10 脚部ひずみ分布（正側）

9.5. 設計における脚部すべり破壊の考慮の方法に関する一考察・今後の課題

9.5.1. 設計において脚部すべり破壊を考慮する方法に関する一考察

実際の構造設計において、脚部すべり破壊を考慮する場合には、せん断破壊と同様に、脚部すべり破壊を判定できるような要素を用いた、時刻歴応答解析を行うのが良いと考えられる。このような解析を用いて、せん断破壊と同様に脚部すべり破壊の発生が判定された時点で解析を終了するような措置をとるのが最も厳密な方法であると考えられる。このような解析モデルに関しては、今後、実験データをさらに拡充した上で開発を行う必要がある。

また、脚部すべり破壊に関しては、軸力が小さい場合などに関しては、せん断破壊と比べ、最大耐力点以降の耐力低下が低い、曲げ破壊先行型の部材に近い履歴が得られる場合が存在する（例えば井戸裕ら^{9.1)}）。このような場合に関しては上記のようなせん断破壊と同様の扱いをせずに、曲げ破壊と同等の取り扱いを適用できる可能性があるが、現時点では、実験データが限られ、その可否の判定を設けるのは妥当ではないと考えられる。従って、脚部すべり耐力に関する実験データの拡充は今後の検討課題である。

9.5.2. 構造設計において脚部すべり破壊を考慮するために必要な今後の検討課題

ひび割れ面でのすべり変形に関する研究は、Paulay ら^{9.6)}、Walraven ら^{9.7)}、Trost ら^{9.8)}など、様々行われている。また、骨材の噛み合いモデルが、Li ら^{9.9)}、Moradi ら^{9.10)}、Trost ら^{9.8)}などによって提案されている。しかし、これらの研究は、大きな軸力変動を伴う本実験におけるひび割れ面での挙動は対象とされておらず、ひび割れ幅や作用する軸力を一定に保ったものが殆である。また、これらのモデルを耐震壁部材全体に適用し、脚部すべり挙動を再現した研究は存在しない。耐震壁の脚部すべり挙動が発生する条件を把握するためには、大きな軸力変動を伴うような条件下での要素実験の実施や、それに基づいた要素モデルの部材への拡張が必要だと考えられる。

9.6. まとめ

本章では 8 章において示した、脚部すべり破壊が発生した試験体 (IT-3VH) に対し、既存の脚部すべり耐力評価手法を用い、脚部すべり耐力に三方向加力条件が及ぼす影響について検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- 井戸裕ら 9.2)によって提案された脚部すべり耐力評価法に基づき、脚部すべり耐力の評価を行った。実験時の脚部危険断面のひずみ分布を算定するために、MS 要素を含む解析モデルを用いた。 $R_x = 0.50\%$ サイクルにおける面外方向変形を考慮した載荷経路によって脚部すべり耐力を評価した結果、実験時、軸力 0kN の状態で観測された負側の最大耐力を、摩擦係数 $\mu = 1.0$ の場合に評価することができた。
- 正側の最大耐力の評価にあたって、解析では、負側での載荷の影響を考慮し、負側において脚部すべり耐力が算出された変形から、変形を 0 に戻し、その後、正側に変形を与えた。結果として、摩擦係数 $\mu = 0.7$ の場合に正側最大耐力を評価することができた。従って正側は、負側と比べ 3 割適度の摩擦係数の低下が見込まれた。
- 上記の脚部すべり耐力算出時の脚部 120mm のひずみ分布は、実験結果と概ね一致した。従って、脚部すべり耐力の低下は、正負繰り返し載荷による脚部ひずみ分布の変化ではなく、軸力変動を含む繰り返し載荷による摩擦係数の低下が原因だと考えられる。

9.7. 参考文献

- 9.1) 井戸裕勇樹ほか：水平二方向載荷が RC 造耐震壁のせん断性状に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.271-276，2014
- 9.2) 井戸裕勇樹ほか：脚部すべりが支配的な耐震壁の耐力評価とモデル化，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.415-420，2016
- 9.3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 9.4) 田福勝・崎野健治・孫玉平：拘束 RC 柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみ勾配の影響，構造工学論文集，vol.43B，pp.191-198，1997
- 9.5) ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19). Farmington Hills, MI; 2019.
- 9.6) Paulay T, Park R, Phillips MH. Horizontal Construction Joints in Cast-in-Place Reinforced Concrete. *Shear in Reinforced Concrete* 1974; SP-42: 599-616. <https://doi.org/10.14359/17303>
- 9.7) Walraven JC, Reinhardt HW. Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading. *Heron* 1981; 26(1A).
- 9.8) Trost B, Schuler H, Stojadinovic B. Sliding in Compression Zones of Reinforced Concrete Shear Walls: Behavior and Modeling. *ACI Structural Journal* 2019; 116(5): 3-16. <https://doi.org/10.14359/51716755>
- 9.9) Li B, Maekawa K, Okamura H. Contact Density Model for Stress Transfer across Cracks in Concrete. *Journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo* 1989; 40(1): 9-52.
- 9.10) Moradi AR, Slotani M, Tasnimi AA. Stress-Transfer Behavior of Reinforced Concrete Cracks and Interface. *ACI Structural Journal* 2015; 112(1): 69-80. <https://doi.org/10.14359/51687297>

10. 結論

10.1. 研究内容に関して

本研究では、建物内の部材の実挙動を考慮した耐震壁の構造性能評価法について検討を行った。はじめにせん断挙動および脚部すべり挙動がそれぞれ支配的となる耐震壁に対して、軸力条件および面外方向変形量をパラメータとした三方向加力実験を行った。その後、せん断耐力および脚部すべり耐力それぞれに対して、三方向加力時の耐力評価法について検討を行った。また、せん断耐力に関しては、過去の実験データベースを用いて、設計において三方向加力条件を考慮する必要性について検討を行った。次節以降にせん断挙動と脚部すべり挙動に大別して得られた知見を示す。

10.2. 得られた知見（せん断挙動）

10.2.1. せん断破壊先行型試験体の加力実験および有限要素解析

- 柱型を有する試験体（I型断面）と柱型を持たない試験体（矩形断面）の2種類の形状を設定し、それぞれに対して、軸力条件、面外方向変形量および面外方向反曲点高さを変数として三方向加力実験を行った。軸力条件には、軸力比0.20で一定軸力および軸力比-0.33～0.20で変動軸力の2種類を含む。ここで軸力比は軸力が圧縮の場合には全断面積とコンクリート圧縮強度の積に対する軸力の比、軸力が引張の場合には軸方向鉄筋（I型断面：側柱主筋、矩形断面：端部主筋および壁縦筋）の降伏耐力に対する軸力の比である。面外方向変形は、最大で面内方向の3倍とした。面外方向反曲点高さは試験区間内法高さの1/2とした試験体を基本とし、試験区間に単曲率が作用する試験体を設定した。実験変数に関わらず、全試験体において計画通りの载荷を行うことができた。また、全試験体において、設計時の想定通り、せん断破壊となった。
- 実験時、材料特性値にばらつきが見られたため、最大耐力に関して、有限要素解析を用いた検討を行った。有限要素解析モデルは最大耐力点までの面内方向水平荷重一層間変形角関係を精度よく評価し、妥当性が確認された。
- 断面形状や軸力条件に関わらず、面外方向変形量の増大に伴い、面内方向最大耐力が減少した。一方で、最大耐力点における軸力比が同様であれば変動軸力において経験した最小軸力の大きさは面内方向最大耐力に大きな影響を及ぼさなかった。面外方向反曲点高さが試験区間内法高さの1/2の場合に比べ、試験区間に単曲率が作用する場合には、同面外方向変形量での面内方向最大耐力の減少量が小さくなった。
- せん断ひび割れが壁板に発生することによって壁板が膨らむのを側柱が抑制する抵抗剛性（水平方向抵抗剛性）を、有限要素解析モデルを用いて算出した。柱型の有無によって傾向の程度は異なるが、水平方向抵抗剛性と面内方向最大耐力には強い相関関係が見られた。

10.2.2. せん断終局耐力評価法

- 以上の有限要素解析モデルでの検討結果に基づき、面外方向変形を考慮したせん断終局耐力評価法を提案した。ここでは、変動軸力試験体に関しては、その影響が軽微であるとして、最大耐力点における軸力を用いて耐力を評価した。水平方向ひずみと最大耐力の低下量の関係に基づき、提案手法では水平方向の剛性を低減することで、三方向加力条件によるせん断終局耐力の変化を評価した。
- 本評価手法は、既報^{10.1)}において著者が提案した方法を修正したものであり、次の3点の修正を行った。1点目は面外方向反曲点高さが部材内法高さの半分となる場合以外への対応、2点目は矩形断面部材への対応、3点目は計算精度の向上および計算過程の簡略化である。
- 実験試験体12体に対して、提案手法の精度検証を行った。実験値を提案手法による計算値で除した比に関して、試験体形状に依らず標準偏差が0.04以下となり、高い評価精度を与えた。提案手法による計算値と津田の手法による計算値を比較することによって、三方向加力条件によるせん断終局耐力の低下率もしくは低下量を高い精度で予測できると考えられる。

10.2.3. 実験データベースを用いた設計法の検討

- 過去の実験データベースにおいて提供されているデータのみで三方向加力を受けた状態でのせん断終局耐力を算出可能とするために、上記のせん断終局耐力評価法（MSモデル法）に基づき、簡易的な評価手法（簡易法）を提案した。簡易法はMSモデル法と同等の高い精度で評価することができた。
- 余裕度を実験時の最大耐力をせん断終局耐力計算値に対する比と定義し、耐力残存率との積をとることによって、面外方向加力時の余裕度を算出した。広沢 mean 式による余裕度の平均値は、面外方向変形がない場合と比べ、面外方向変形角1.50%時では9%低下した。
- 試験体の各パラメータと耐力残存率の関係を検討し、面外方向変形によって耐力低下が発生しやすい試験体諸元について検討した。壁横筋比、壁縦筋比および主筋比が小さい場合、内法高さを端部拘束領域幅で除した値が大きい場合に耐力低下量が大きくなると推察された。

10.3. 得られた知見（脚部すべり挙動）

10.3.1. 脚部すべり破壊先行型試験体の加力実験

- 試験体は3体作製し、面外変形倍率が1.0で0~1370kNの変動軸力を受ける試験体(IT-1VH)および面外変形倍率が3.0で1370kNの一定軸力を受ける試験体(IT-3H)の2体はせん断破壊、面外変形倍率が3.0で0~1370kNの変動軸力を受ける試験体(IT-3VH)は脚部すべり破壊となった。
- 面内方向水平変形を曲げ変形、せん断変形および脚部すべり変形の3成分に分離した。結果

として、損傷過程により判断した破壊経過と同様の破壊モードが推定された。なお、IT-3VH に関しては、軸力が 0kN となった負側で先行して脚部すべり破壊となり、その影響を受け、軸力が 1370kN となった正側においても脚部すべり破壊となったと考えられる。

- コンクリートの脚部 120mm のひずみを、モーションキャプチャおよび変位計によって計測した。結果として、 $R_x=0.50\%$ サイクル以降において、IT-3VH の脚部コンクリートひずみが、他 2 試験体のひずみと比べ引張側に増大しており、脚部コンクリートの摩擦作用の低下が推察された。

10.3.2. 脚部すべり耐力評価法

- 井戸砦ら^{10.2)}によって提案された脚部すべり耐力評価法に基づき、脚部すべり耐力の評価を行った。実験時の脚部危険断面のひずみ分布を算定するために、MS 要素を含む解析モデルを用いた。 $R_x=0.50\%$ サイクルにおける面外方向変形を考慮した載荷経路によって脚部すべり耐力を評価した結果、実験時、軸力 0kN の状態で観測された負側の最大耐力を、摩擦係数 $\mu=1.0$ の場合に評価することができた。
- 正側の最大耐力の評価にあたって、解析では、負側での載荷の影響を考慮し、負側において脚部すべり耐力が算出された変形から、変形を 0 に戻し、その後、正側に変形を与えた。結果として、摩擦係数 $\mu=0.7$ の場合に正側最大耐力を評価することができた。従って正側は、負側と比べ 3 割適度の摩擦係数の低下が見込まれた。
- 上記の脚部すべり耐力算出時の脚部 120mm のひずみ分布は、実験結果と概ね一致した。従って、脚部すべり耐力の低下は、正負繰り返し載荷による脚部ひずみ分布の変化のみではなく、軸力変動を含む繰り返し載荷による摩擦係数の低下も原因だと考えられる。

10.4. 総括・今後の課題

本研究においては、実際の建物において生じうる三方向加力条件が耐震壁部材のせん断挙動や脚部すべり挙動に及ぼす影響を検証し、実際の設計においてこれらの影響を考慮する必要性の有無について検討を行った。

せん断終局耐力に関しては、水平二方向変形の影響を考慮した耐力評価法について検討し、高い精度での評価を実現した。また、載荷実験において、研究例の存在しない、面外方向反曲点高さを新たにパラメータとすることによって、実際の建物における正確な応力状態に基づき、耐力評価を可能とすることができた。また、水平二方向変形の影響を実際の構造設計において考慮する必要があるかどうかを判断する際に有用な情報を提供することができた。しかし、この検討は提案した面外方向変形時のせん断終局耐力評価法がいずれの部材の諸元を実験変数とした際にも同様に高い精度を与えると仮定して行われたものである。従って、今後、本研究で耐力低下が発生しやすいとされた場合に関して、実際にそのような傾向が見られるかについては、今後さらな

る実験データの蓄積による検証が望まれる。

脚部すべり耐力に関しては、実際の建物において発生しうる、複雑な三方向加力条件が脚部すべり挙動に与える影響を載荷実験を以って検証することができた。また、モーションキャプチャを用いた計測によって脚部の挙動について詳細に検討することができた。また、既往の耐力評価法を用いることで、変動軸力下で起こりうる耐力低下の要因について特定することができた。しかし、載荷条件が複雑であり、また脚部すべり破壊が生じた試験体数が限られるため、変動軸力下における脚部すべり耐力の予測法については提案することができなかつた。また、実際の設計において脚部すべり破壊を考慮する必要性の有無に関しては、耐力の評価法に加え履歴性状の評価も必要であるが、変動軸力が作用した際には履歴性状が複雑となることが要因で、これについても提案することができなかつた。今後、本実験で得られた脚部の応力状態等を参考に、簡略化した要素実験を行うなどして、耐力評価を可能とする必要性があると考えられる。

10.5. 参考文献

- 10.1) 山田諒：地震時の実挙動を考慮した鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能評価法の提案，京都大学大学院工学研究科修士論文，2021
- 10.2) 井戸裕勇樹ほか：脚部すべりが支配的な耐震壁の耐力評価とモデル化，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.415-420，2016

研究業績一覧

査読論文

1. **Yamada R.**, Tani M., Nishiyama M.: Tri-directional Loading Tests on Reinforced Concrete Shear Walls, ACI Structural Journal, V.119, No.5, pp.129-140. 2022.9 (DOI: <https://doi.org/10.14359/51734796>)
2. **山田諒**, 谷昌典, 西山峰広: 三次元載荷条件を考慮した鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断終局耐力評価手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 87 巻, 第 802 号, pp.1225-1236, 2022.12 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.87.1225>)
3. **山田諒**, 谷昌典, 西山峰広: 面外方向載荷条件が鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断性状に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.69B, pp.256-267, 2023.4 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijjs.69B.0_256)
4. **山田諒**, 谷昌典, 西山峰広: 三次元加力条件が鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断終局耐力に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 89 巻, 第 815 号, pp.86-97, 2024.1 (DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.89.86>)
5. **Yamada R.**, Tani M., Nishiyama M.: Effect of Out-of-plane Deformation and Varying Axial Load on Sliding Shear Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls, Structures (under review)

査読有会議論文

1. **山田諒**, 谷昌典, 井戸碓勇樹, 西山峰広: 水平二方向載荷および軸力が鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能に及ぼす影響に関する有限要素解析を用いた検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.439-444, 2019.6
2. **山田諒**, 谷昌典, 西山峰広: 高圧縮変動軸力を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.325-330, 2020.7

査読無会議論文・講演梗概

1. **YAMADA Ryo**, TANI Masanori, NISHIYAMA Minehiro: Analytical Study on Effect on Bi-directional Lateral Loading and Axial Loading on Structural Performance of R/C Shear Walls by Finite Element Analysis, Proceedings of The 21th Taiwan-Korea-Japan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures, pp.156-165, 2019.12

2. 西山峰広, 山田諒, 須貝太郎, 谷昌典: 軸力条件の異なる鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向加力実験 (その 1) ~ (その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 構造 IV, pp.253-258, 2020.7
3. 須貝太郎, 山田諒, 松尾康平, 谷昌典, 西山峰広: 軸力条件の異なる鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向加力実験 (その 4) ~ (その 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), 構造 IV, pp.253-258, 2021.7
4. 山田諒, 山田英輝, 松尾康平, 谷昌典, 西山峰広: 鉄筋コンクリート造矩形断面耐震壁の三方向加力実験 (その 1) ~ (その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), 構造 IV, pp.371-376, 2022.7
5. YAMADA Ryo, TANI Masanori, NISHIYAMA Minehiro: Bi-directional Loading Tests on RC Shear Walls Subjected to Varying Axial Load, Proceedings of Taiwan-Korea-Japan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures 2022, 2022.12
6. 山田諒, 山田英輝, 村瀬仁, 谷昌典, 西山峰広: 鉄筋コンクリート造耐震壁の脚部すべり挙動に三方向加力条件が及ぼす影響 (その 1) ~ (その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), 構造 IV, pp.171-176, 2023.7

謝辞

本論文は京都大学大学院工学研究科建築学専攻西山・谷研究室において、私が博士後期課程において取り組んだ研究を中心にまとめたものとなります。研究の遂行にあたり多くの方々に温かいご指導・ご鞭撻をいただきました。

指導教員である西山峰広教授には、研究室の配属時から現在に至る6年間、研究の計画から、データ分析の方法など研究に関することから、研究者として必要な素質や研究に取り組む姿勢に至るまで、大変お忙しい中ではあったかと存じますが、様々なことについて終始ご指導・ご鞭撻をいただきました。心より御礼申し上げます。

谷昌典准教授には、研究室の配属時から現在に至る6年間、研究の実施にあたり、細やかな指導をいただきました。特に実験に関しては、計画から実施に至るまで丁寧なご指導をいただき、すべての実験を無事に終えることができました。心より御礼申し上げます。

また、本論文の審査にあたり、建築学専攻聲高裕治教授および社会基盤工学専攻山本貴士教授には大変貴重なご指摘やご助言をいただきました。ここに御礼申し上げます。

本論文7章における実験データベースによる検討においては、建築研究所の一般研究課題「鉄筋コンクリート造部材の実験データベースを利活用した構造特性評価に関する検討（平成29～令和元年度）」で作成された実験データベースを使用しました。データのご提供に感謝申し上げます。

本研究の実験の実施に当たっては、技術職員の野村昌弘氏に、実験の計画から載荷の実施にわたり、多大なご指導・ご助力を頂きました。また、研究室秘書である津田有輝子氏には、様々な手続きにおいてお手を煩わせることが多々あったかと思いますが、円滑に研究を進められるように快くご対応いただきました。ここに深く御礼申し上げます。

西山・谷研究室の皆様には、実験の実施にあたりご協力をいただきました。特に本研究の実験の実施においては、研究室卒業生一宮弘昂氏、小嶋遼平氏、須貝太郎氏、松尾康平氏、研究室修士課程2年生山田英輝氏、修士課程1年生村瀬仁氏には、同じ研究チームの一員として様々な面において多大なご協力をいただくと同時に、ゼミにおいても様々な課題等について共に思考し、研究の進行において重要な気づきを得ることができました。また、研究室卒業生である井戸裕勇樹氏には、実験計画に関する相談に親身にご対応いただきました。ここに深く御礼申し上げます。

最後に公私にわたり支えてくださったすべての皆様に御礼を申し上げます。

山田 諒

A1. 付録（載荷実験）

A1.1. 使用材料情報

A1.1.1. コンクリート調合

本論文で新たに作製した試験体に打設したコンクリートの設計条件および調合を示す。同一年度に実施した実験では同じ調合のコンクリートを用いている。

表 A コンクリート設計条件

使用部位	コンクリートの種類による記号	呼び強度 (MPa)	スランプ値 (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類による記号
下スタブ*1	普通	33	18	15	N
試験区間*1 上スタブ*1	普通	16	18	15	N
下スタブ*2	普通	33	18	15	N
試験区間*2 上スタブ*2	普通	16	18	15	N
下スタブ*3	普通	33	18	15	N
試験区間*3 上スタブ*3	普通	16	18	15	N

*1: WB00-C20, WB15C-C20, WB30-C20T33

*2: SR00-C20, SR30-C20, SR30-C20T33

*3: SR30-C20T33a, IT-1VH, IT-3VH, IT-3H

表 B コンクリート調合

使用部位	配合(kg/m ³)						水セメント比 (%)	細骨材率 (%)
	セメント	混和材	水	細骨材	粗骨材	混和剤		
下スタブ*1	402	0	181	808	878	4.020	45.0	49.2
試験区間*1 上スタブ*1	295	0	189	892	860	2.950	64.0	52.1
下スタブ*2	402	0	181	808	878	4.020	45.0	49.2
試験区間*2 上スタブ*2	295	0	189	892	860	2.950	64.0	52.1
下スタブ*3	402	0	181	808	878	4.020	45.0	49.2
試験区間*3 上スタブ*3	295	0	189	892	860	2.950	64.0	52.1

*1: WB00-C20, WB15C-C20, WB30-C20T33

*2: SR00-C20, SR30-C20, SR30-C20T33

*3: SR30-C20T33a, IT-1VH, IT-3VH, IT-3H

A1.1.2. 全材料試験結果

表 C に本論文に示した試験体に加え、文献 A1.1)および文献 A1.2)エラー! 参照元が見つかりません。に示された試験体を含めた全試験体のコンクリートの材料試験結果を示す。コンクリートの材料試験は載荷試験実施前日に実施した。

表 C コンクリート材料試験結果

試験体	試験区間			下スタブ		
	f'_c (MPa)	f_{sp} (MPa)	E_c (GPa)	f'_c (MPa)	f_{sp} (MPa)	E_c (GPa)
WB00-C20	28.3	2.69	21.6	47.6	3.22	27.3
WB15C-C20	28.2	2.07	22.9	48.1	3.82	28.3
WB30-C20T33	27.8	1.81	22.7	46.5	3.38	29.3
WB15-C20	21.9	3.55	17.1	55.4	—	29.1
WB15-C20T00	23.0	2.49	20.8	58.7	—	29.1
WB15-C20T33	26.9	2.22	22.3	60.7	—	30.7
WB30-C20T00	24.5	2.60	21.1	56.8	—	29.9
WB00-C12 ^{A1.1)}	28.9	2.41	24.6	38.5	—	26.7
WB15-C12 ^{A1.1)}						
WB30-C12 ^{A1.1)}						
SR00-C20	25.7	1.76	21.6	41.7	2.83	27.3
SR30-C20	29.8	2.22	26.4	43.0	3.06	26.5
SR30-C20T33	24.4	2.41	24.1	41.4	3.38	28.3
SR30-C20T33a	29.5	2.41	24.8	39.3	3.03	26.2
IT-1VH	24.8	2.28	22.2	40.6	2.89	25.3
IT-3VH	28.6	2.81	23.9	40.2	2.72	26.4
IT-3H	26.2	2.38	23.8	39.5	2.69	25.2
IT-0L ^{A1.2)}	29.0	2.47	24.8	27.9	2.10	24.7
IT-1L ^{A1.2)}						
IT-3L ^{A1.2)}						
IT-2L ^{A1.2)}	31.1	2.68	27.4	25.5	2.01	22.9

f'_c : 圧縮強度, f_{sp} : 割裂引張強度, E_c : ヤング係数 ($f'_c/3$ 割線剛性), —は

表 D に全試験体の鉄筋の材料試験結果を示す。

表 D 鉄筋材料試験結果
(a) WB シリーズ (試験区間)

試験体	D6 (SD295A)			D16 (SD345)			S6 (KSS785)		
	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s
*1	372.5 [†]	509.3	191.5	378.2	558.4	187.2	890.8 [†]	1029	209.7
*2	372.5 [†]	509.3	191.5	378.2	558.4	187.2	886.6 [†]	1010	193.2
*3	474.1	536.1	198.2	381.0	549.7	185.6	851.8 [†]	979.7	194.8

*4	444.7	529.6	178.7	366.7	542.8	190.4	1024 [†]	1177	205.1
----	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------------------	------	-------

(b) WB シリーズ (スタブ)

試験体	D13 (SD345)			D25 (SD345)		
	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s
*1, *2	414.3	574.1	196.0	386.0	565.0	196.6
*3	421.4	585.4	191.9	377.3	571.3	219.5

(c) SR シリーズ (試験区間)

試験体	D6 (SD295)			D16 (SD345)		
	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s
*5	389.0	532.2	193.5	379.6	574.7	185.1
*6	421.7	533.9	206.3	390.8	586.8	185.5

(d) SR シリーズ (スタブ)

試験体	D13-1 (SD345)			D13-2 (SD345)			D25 (SD345)		
	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s
*5	414.7	590.5	195.6	393.5	560.4	187.5	376.5	582.1	168.1
*6	408.9	590.8	193.2	392.0	553.3	186.9	390.0	583.8	185.8

※D13-2 は下スタブせん断補強筋の一部分 (端部主筋間の 6 個) に用いた。

(e) IT シリーズ (試験区間)

試験体	D6 (SD295)			D10 (SD295)			S6 (KSS785)		
	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s
*7	421.7	533.9	206.3	380.2	514.8	186.1	854.2	1002.9	196.5
*8	430.5	523.5	174.9	344.2	484.8	190.4	840.7	995.1	197.6

(f) IT シリーズ (スタブ)

試験体	D13-1 (SD345)			D13-2 (SD345)			D25 (SD345)		
	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s	f_y	f_u	E_s
*7	408.9	590.8	193.2	392.0	553.3	186.9	390.0	583.8	185.8
*8	373.0	541.8	190.2	370.3	541.8	190.2	380.8	580.5	183.2

※D13-2 は下スタブせん断補強筋の一部分 (側柱主筋間の 4 個) に用いた。

f_y : 降伏強度(MPa), f_u : 引張強度(MPa), E_s : ヤング係数(GPa)

*1 : WB00-C20, WB30-C20T33, *2 : WB15C-C20

*3 : WB15-C20, WB15-C20T00, WB15-C20T33, WB30-C20T00, *4 : WB00-C12, WB15-C12, WB30-C12

*5 : SR00-C20, SR30-C20, SR30-C20T33, *6 : SR30-C20T33a

*7 : IT-1VH, IT-3VH, IT-3H, *8 : IT-0L, IT-1L, IT-2L, IT-3L

†0.2%オフセット強度

A1.2.軸力載荷経路における特異点

図 A に軸力載荷経路を，表 E に各特異点の値を示す。

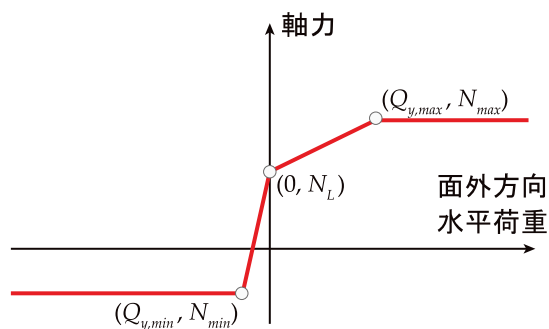


図 A 軸力載荷経路

表 E 軸力載荷経路における特異点

試験体	目標最小軸力		長期軸力	目標最大軸力	
	$Q_{y,min}$ (kN)	N_{min} (kN)	N_L (kN)	$Q_{y,max}$ (kN)	N_{max} (kN)
WB00-C20	—	—	1321.1	—	—
WB15C-C20	—	—	1316.5	—	—
WB30-C20T33	-39.4	-500.7	807.6	120.3	1297.3
WB15-C20	—	—	1022.3	—	—
WB15-C20T00	-59.4	0	668.3	91.6	1073.6
WB15-C20T33	-39.9	-499.4	782.0	118.8	1256.2
WB30-C20T00	-59.4	0	711.7	113.4	1143.2
WB00-C12 ^{A1.1)}					
WB15-C12 ^{A1.1)}	—	—	840.0	—	—
WB30-C12 ^{A1.1)}					
SR00-C20	—	—	1200.3	—	—
SR30-C20	—	—	1391.4	—	—
SR30-C20T33	-21.2	-455.0	711.1	75.0	1142.3
SR30-C20T33a	-21.9	-471.5	857.7	56.8	1377.9
IT-1VH	-38.6	0	685.0	50.1	1370.0
IT-3VH	-38.6	0	685.0	119.9	1370.0
IT-3H	—	—	1370.0	—	—
IT-0L ^{A1.2)}					
IT-1L ^{A1.2)}					
IT-2L ^{A1.2)}	—	—	685.0	—	—
IT-3L ^{A1.2)}					

A1.3. 載荷ブロックの設計

図 B に載荷用スタブの寸法および配筋を示す。主筋には D25 鉄筋，せん断補強筋には D13 鉄筋を用いた。載荷用スタブの東西方向には C 種 1 号 $\phi 32$ の PC 鋼棒 12 本によりプレストレスを導入し，鉛直方向ジャッキ荷重によるひび割れを抑制した。使用した D25 鉄筋および D13 鉄筋の材料強度は，表 D(b)の*3 で示した鉄筋の材料強度と同じである。また，コンクリートは WB15-C20，WB15-C20T00，WB30-C20T00，WB15-C20T33 の下スタブに用いたものと同じ調合のものを用いている。

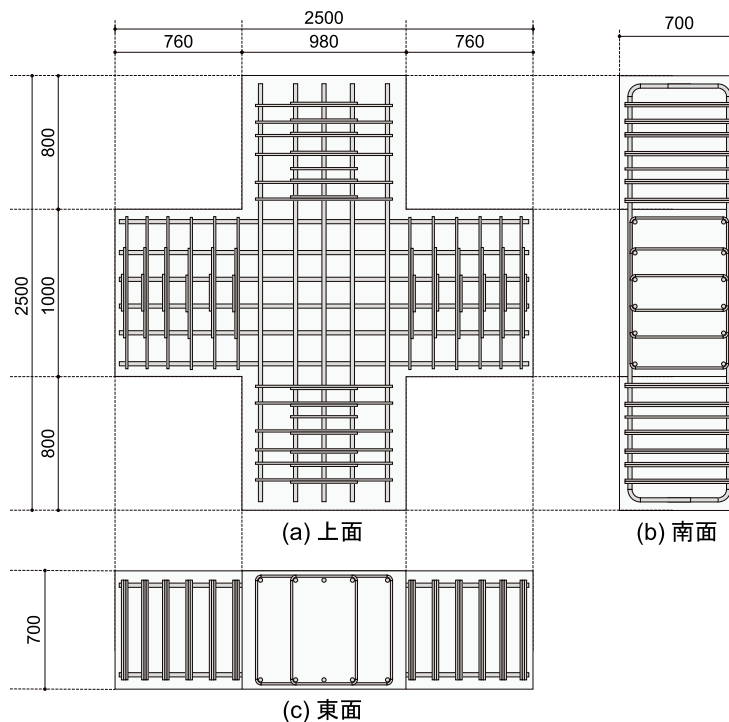


図 B 載荷用スタブ寸法・配筋図（単位：mm）

A1.4. 作用荷重の算出

ジャッキの試験体側のピンに取り付けた変位計と面内方向および面外方向の層間変位を用いて，各ジャッキの荷重からそれぞれの方向の荷重に変換した。ここで，面内方向，面外方向のジャッキから鉛直方向に入力される荷重は無視した。算出方法を式(A.1)～(A.6)に示す

$$\theta_{Q_w} = \theta_{Q_E} = \tan^{-1} \frac{\delta_o}{l_{ini,i} - \delta_i} \quad (A.1)$$

$$\theta_{Q_N} = \tan^{-1} \frac{\delta_{Q_N,i}}{l_{ini,o} - \delta_{Q_N,o}} \quad (Q_S \text{ も同様}) \quad (A.2)$$

$$l_{N_W} = \sqrt{\delta_{N_W,i}^2 + \delta_{N_W,o}^2 + l_{mi,v}^2} \quad (N_E \text{ も同様}) \quad (\text{A.3})$$

$$Q_i = Q_W \cos \theta_{Q_W} + Q_E \cos \theta_{Q_E} - Q_N \sin \theta_{Q_N} - Q_S \sin \theta_{Q_S} + N_W \frac{\delta_{N_W,i}}{l_{N_W}} + N_E \frac{\delta_{N_E,i}}{l_{N_E}} \quad (\text{A.4})$$

$$Q_o = Q_W \sin \theta_{Q_W} + Q_E \sin \theta_{Q_E} - Q_N \cos \theta_{Q_N} - Q_S \cos \theta_{Q_S} + N_W \frac{\delta_{N_W,o}}{l_{N_W}} + N_E \frac{\delta_{N_E,o}}{l_{N_E}} \quad (\text{A.5})$$

$$N = N_W \frac{l_{mi,v}}{l_{N_W}} + N_E \frac{l_{mi,v}}{l_{N_E}} \quad (\text{A.6})$$

Q_i : 面内方向水平荷重, Q_o : 面外方向水平荷重, N : 軸力, Q_W, Q_E : 面内方向ジャッキのロードセルの荷重値 (西側および東側), Q_N, Q_S : 面外方向ジャッキのロードセルの荷重値 (北側および南側), N_W, N_E : 鉛直方向ジャッキのロードセルの荷重値 (西側および東側), δ_i : 面内方向層間変位, δ_o : 面外方向層間変位, i : 面内方向, o : 面外方向, v : 鉛直方向, $l_{mi,\circ}$: \circ 方向ジャッキのピン間初期長さ, $\delta_{\Delta,\circ}$: Δ の荷重を与えるジャッキのピンの \circ 方向の絶対変位

A1.5.変形分離

変形成分を曲げ変形とせん断変形に分離する方法を示す。それぞれの変形成分の算出には式(A.7)~(A.12)を用いた。なお、式中の各記号は図 D を参照されたい。なお、 n は縦方向の区間分割数である。

$$\theta_i = \frac{\delta_{i1} - \delta_{i2}}{L} \quad (\text{A.7})$$

$$\gamma_i = \frac{\sqrt{H_i^2 + L^2}}{H_i L} \cdot \frac{\delta_{i4} - \delta_{i3}}{2} \quad (\text{A.8})$$

$${}_f u_i + {}_f u'_i = \theta_i \cdot \frac{H_i}{2} + \theta_i \cdot h_i = \theta_i \cdot \left(\frac{H_i}{2} + \sum_{j=i+1}^n H_j \right) \quad (\text{A.9})$$

$${}_s u_i = \gamma_i \cdot H_i \quad (\text{A.10})$$

$$u_f = \sum_{i=1}^n \left({}_f u_i + {}_f u'_i \right) \quad (\text{A.11})$$

$$u_s = \sum_{i=1}^n {}_s u_i \quad (\text{A.12})$$

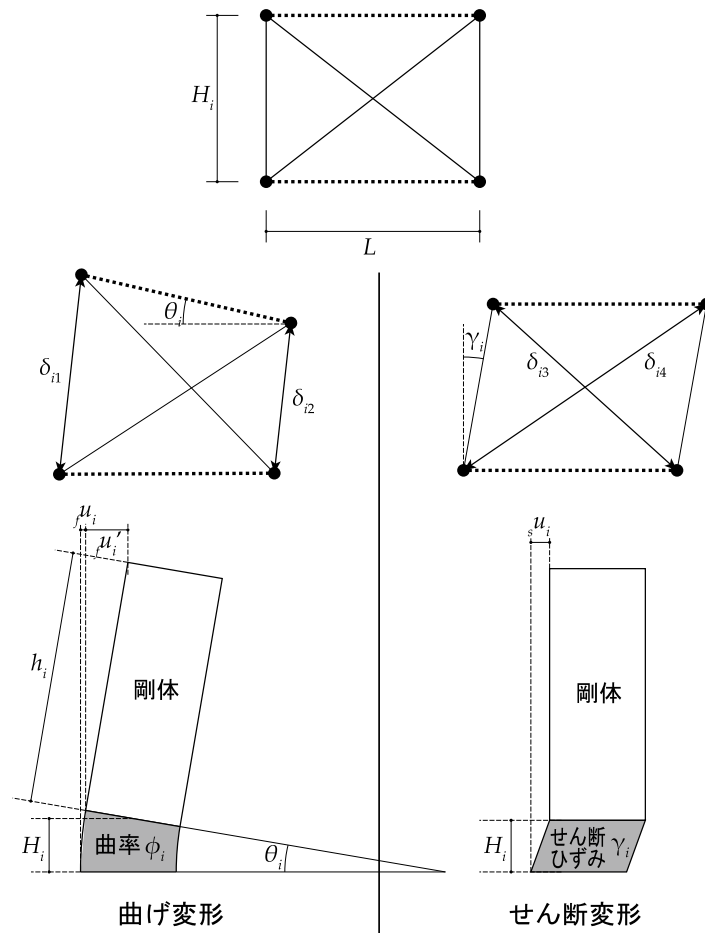


図 C

図 D 変形分離方法

A1.6. 主ひずみ

モーションキャプチャによって四隅の点の変位を計測した四角形のグリッドに対して主ひずみを算出した。この際、図 E に示した $d_1 \sim d_6$ の 6 つの伸び量を用いて、式(A.13)~式(A.18)によって最大主ひずみ ϵ_{\max} 、最小主ひずみ ϵ_{\min} および主ひずみ方向 θ を算出した。

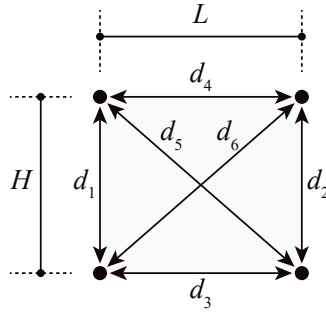


図 E 主ひずみ算出方法

$$\varepsilon_x = \frac{d_3 + d_4}{2L} \quad (\text{A.13})$$

$$\varepsilon_y = \frac{d_1 + d_2}{2H} \quad (\text{A.14})$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\sqrt{L^2 + H^2}}{2LH} (d_5 - d_6) \quad (\text{A.15})$$

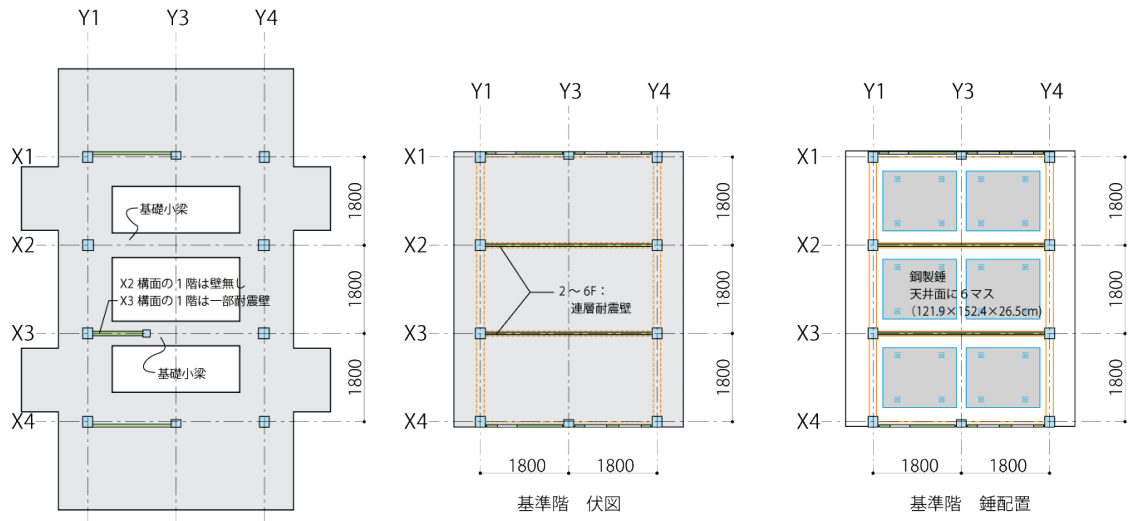
$$\varepsilon_{\max} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \frac{\gamma_{xy}^2}{4}} \quad (\text{A.16})$$

$$\varepsilon_{\min} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \frac{\gamma_{xy}^2}{4}} \quad (\text{A.17})$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \quad (\text{A.18})$$

A1.7.IT シリーズの軸力決定方法

本節には 8 章に示した IT シリーズにおける軸力の決定方法について記す。本実験において想定した建物は文献 A1.3), A1.4)の集合住宅である。試験体の概要を図 F に示す。ここで、本実験の試験体は 1 階妻面 (X1, X4 構面) に配置された耐震壁 (EW60) を模したものであり、軸力変動は桁行方向に配置された梁のせん断力より決定した。なお、梁間方向連層耐震壁構面による転倒モーメントによる軸力変動も考えられるが、载荷装置の制約や、载荷経路および载荷条件の単純化のために、この影響は無視した。桁行方向の大梁の一覧を表 F に、スラブの一覧を表 G に、鉄筋の材料試験結果を表 H にそれぞれ示す。



1階・スタブ部 伏図

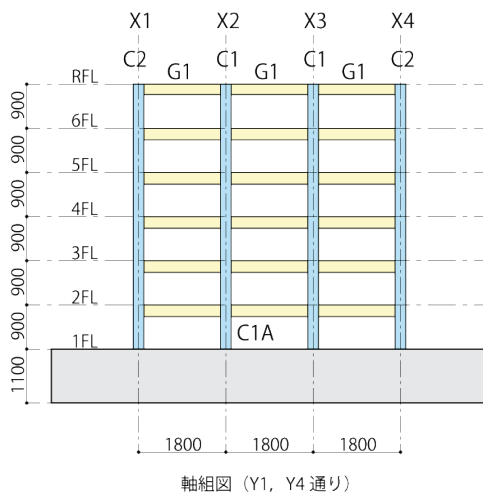
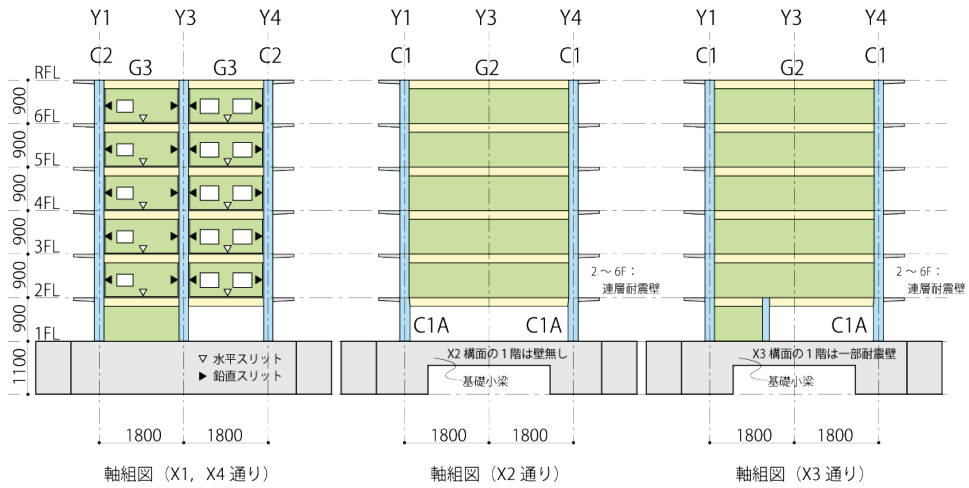


図 F 試験体の伏図・軸組図 (単位 : mm) A1.4)

表 F 対象建物の大梁一覧（断面図単位：mm）^{A1.4)}

	RG	06G	05G
断面			
上端筋	3-D10	3-D10	4-D10
下端筋	2-D10	2-D10	3-D10
スターラップ	2-D4@75	2-D4@75	2-D6@125
	04G	03G	02G
断面			
上端筋	5-D10	6-D10	6-D10
下端筋	4-D10	4-D10	4-D10
スターラップ	2-D6@85	2-D6@85	2-D6@85

表 G 対象建物のスラブ一覧^{A1.4)}

	版厚		短辺方向 (桁行方向)	長辺方向 (梁間方向)
基準階 S1	85	上端 下端	D6@100 D6@100	D6@165 D6@165

表 H 対象建物に使用された鉄筋の材料試験結果^{A1.4)}

	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D6	379	518	197
D10	379	553	190

これらの緒元より桁行方向の曲げ終局モーメントを計算した。このとき、上端筋にはスラブ筋を含めた。ここでスラブ筋は 100mm 間隔であり、梁の幅を考慮すればスラブ幅は 3450mm であるため、34×2 本存在するとした。従って、曲げ終局モーメントには 34 本の D6 を考慮した。曲げ

終局モーメントは式(A.19)より算出した。有効せい d は圧縮縁から引張鉄筋の重心位置までの距離とした。表 I に曲げ終局モーメントを示す。ここで表に示した曲げ終局モーメントは梁 1 本分の値である。この曲げ終局モーメントが梁端に作用しているとし、梁の内法長さ $l=1,574\text{mm}$ を用い、式(A.20)より梁に作用するせん断力を算出した。せん断力は表 I に併せて示している。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (\text{A.19})$$

M_u : 曲げ終局モーメント, a_t : 引張鉄筋断面積, σ_y : 引張鉄筋降伏強度, d : 有効せい

$$Q = \frac{M_{ul} + M_{ur}}{l} \quad (\text{A.19})$$

表 I 桁行方向大梁の曲げ終局モーメント

	曲げ終局モーメント(kNm)		せん断力 Q (kN)
	下端引張時 M_{ul}	上端引張時 M_{ur}	
RG	9.00	75.02	53.4
06G	10.46	88.23	62.7
05G	15.69	93.46	69.4
04G	20.92	97.97	75.5
03G	20.92	102.47	78.4
02G	20.92	102.47	78.4

以上の梁に作用するせん断力の合計値を 2 倍とすることで、X1, X4 構面 1 階に作用する変動軸力を算出すると、835.5kN となる。この変動軸力を耐震壁と単独柱に分配する。X1 構面 1 階の断面図を図 G に示す。ここでは、壁板は軸力を負担しないとして、それぞれの柱の断面積比によって変動軸力を分配した。従って、耐震壁は $196\text{mm} \times 226\text{mm} + 196\text{mm} \times 150\text{mm} = 73,696\text{mm}^2$ 、単独柱は $196\text{mm} \times 226\text{mm} = 44,296\text{mm}^2$ で軸力を負担すると仮定すれば、耐震壁には 521.8kN の変動軸力が作用する。

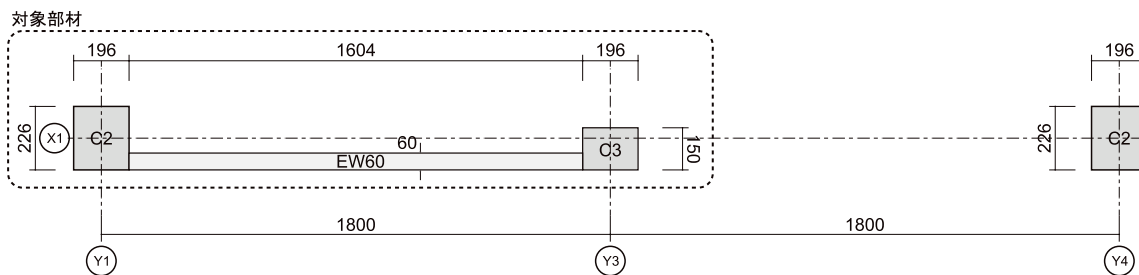


図 G X1 構面 1 階断面図 (単位 : mm) A1.4)

ここで、IT シリーズの試験体は側柱の芯々間距離は 2,000mm であり、文献 A1.3), A1.4) の対象部材の $2,000\text{mm}/1,800\text{mm}=1.11$ 倍となっている。従って、変動軸力は $521.8\text{kN}\times 1.11^2=644.3\text{kN}$ と計算される。長期軸力は同様の試験体に対して実験を行った文献 A1.2) より 685kN とした。従って、変動軸力を 685kN に丸めることで、0~1370kN の変動軸力を設定した。

A1.8.参考文献

- A1.1) 井戸裕勇樹, 坂下雅信, 谷昌典, 西山峰広: せん断挙動が支配的な鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向加力実験, 日本建築学会構造系論文集 第 735 号, pp.683-692, 2017
- A1.2) 井戸裕勇樹, 松井孝憲, 坂下雅信, 西山峰広: 水平二方向載荷が RC 造耐震壁のせん断性状に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.271-276, 2014
- A1.3) 杉本訓祥ほか: 縮小 RC 造耐震壁付きフレーム建物試験体の振動台実験における崩壊挙動 RC 造建物の崩壊余裕度定量化のための研究開発, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 741 号, pp.1759-1768, 2017.11
- A1.4) 文部科学省研究開発局, 京都大学防災研究所: 都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト ②都市機能の維持・回復のための調査・研究 平成 26 年度成果報告書, pp.63-114, 2015

A2. 付録（耐力評価手法）

A2.1. 耐力評価手法追加精度検証

堀田ら^{A2.1)}は、本研究で対象とした井戸裕らの試験体^{A1.1)}と同様に、面内方向においてせん断破壊が先行する耐震壁試験体に対して、水平二方向加力実験を行った。本節では、堀田らの試験体に対して、本研究において提案した水平二方向加力時のせん断耐力評価手法を適用した。図 H および表 J に対象とした試験体の配筋の詳細を示す。試験体は同形同配筋の縮小試験体 3 体であり、実験変数は面外変形倍率である。SW-0, SW-2, SW-4 それぞれで面外変形倍率を 0, 2, 4 としている。

コンクリートに関しては、圧縮強度と引張強度のみが記載されており、ヤング係数に関しては表記がないため、以下の式(A2.1)より算出した。ここでコンクリートの気乾単位体積質量 γ は 23kN/m^3 とし、 F_c は圧縮強度を代入した。従って、全試験体に対して圧縮強度 f'_c を 32.5MPa 、ヤング係数 E_c を 25.1GPa として計算した。また、鉄筋に関しては、文献に記載の値（表 K）を用いた。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{1/3} \quad (\text{A2.1})$$

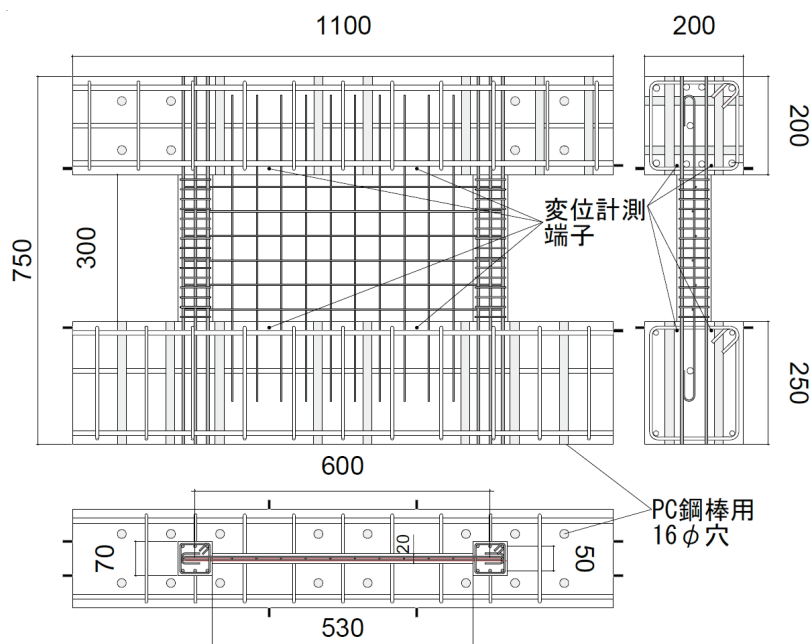


図 H 堀田らの試験体（単位：mm）^{A2.1)}

表 J 堀田らの試験体配筋詳細 A2.1)

部材	寸法(mm)	配筋		鉄筋比(%)	
側柱	70×70	主筋		6-D6	3.88
		せん断補強筋	面内	2-3φ@20	1.01
			面外	2-3φ@20	1.01
壁板	530×20	縦筋		3φ@50	0.71
		横筋			

表 K 鉄筋材料情報 A2.1)

	使用箇所	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
D6	主筋	405	190
3φ	壁筋, 側柱せん断補強筋	572	205

堀田らの実験 A2.1)においては、面外方向変形を、面内方向変形の倍数として与える、線形の水平二方向載荷経路を用いている。従って、WB シリーズや SR シリーズのように、サイクルごとに一定の面外変形からせん断終局耐力を算出できない。ここでは、それぞれの試験体が最大耐力となった点の面内方向変形を文献 A2.1)中の荷重-変形角関係より読み取り、その値に面外変形倍率を乗じることで耐力を算出する面外方向変形を算出した。対象とした変形角を表 L に示す。なお、WB シリーズや SR シリーズで耐力を算出した変形角が最大で $R_y=1.5\%$ であり、SW-4 の $R_y=4.0\%$ はそれを大きく超える値であることには注意されたい。

表 L 最大耐力時変形角

試験体名	面内方向変形角 (%)	面外方向変形角 (%)
SW-0	0.92	—
SW-2	0.91	1.82
SW-4	1.00	4.00

端部の中立軸および曲率を得るにあたって、図 I に示す解析モデルを用いた。試験区間に関しては、WB シリーズや SR シリーズと同様のモデル化を行い、節点 1, 2 間に、端部に Multi-spring 要素、中央にせん断一軸バネを有する柱部材を設定した。それぞれのバネの設定方法は 6 章を参照されたい。堀田らの実験では面外方向の反曲点高さを 200mm としており、逆対称曲げ形式で載荷した WB シリーズや SR シリーズとは載荷条件が異なる。従って、試験区間頂部である節点 2 から 100mm 下部に節点 3 を設け、節点 2 と 3 を結ぶ剛棒を設けることによって、頂部と脚部に 1:2 でモーメントが発生するようにした。節点 3 に水平力および軸力を載荷している。節点 2 の水平変位を試験区間内法高さ 300mm で除することで変形角を算出し、その値が、表の値となった点での頂部と脚部の中立軸と曲率を用いて係数 α_2 および α_{ny} を算出した。

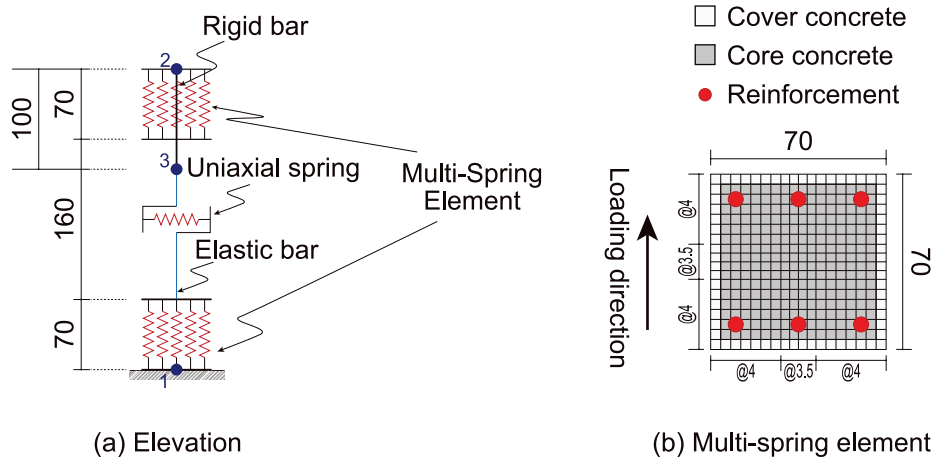


図 1 解析モデル (単位 : mm)

実験時最大耐力と耐力算定値の比較を表 M に示す。表中の実験時最大耐力は、せん断破壊が生じた方向での最大耐力であり、SW-0 では正側、SW-2, SW-4 では負側の最大耐力を用いた。SW-0 および SW-2 では、提案手法の耐力算定値に対する実験時最大耐力の比が概ね一致しており、水平二方向加力によるせん断終局耐力の低下を高い精度で予測できている。一方、SW-4 の提案手法の耐力算定値に対する実験時最大耐力の比は、SW-0 と比べ低くなっている。また、SW-2 と SW-4 の提案手法による耐力算定値が殆ど一定となっていることから、耐力低下量を評価できていない。これは、前述のように、WB シリーズや SR シリーズでは $R_y=1.5\%$ までの面外方向変形を対象としていたことに起因すると考えられる。これ以上の面外方向変形が生じる際には、側柱コンクリートの圧壊により、 α_2 がこれ以上に低下する可能性や、危険断面において、壁板部分に大きな引張が生じ、圧縮ストラットの幅が想定しているよりも小さくなる可能性などが考えられる。従って、 $R_y=1.5\%$ を超えるような面外方向変形を受ける場合のせん断終局耐力評価については、今後さらなる検討が必要だと考えられる。しかし、SW-2 の耐力低下率を精度よく評価できていることから、 $R_y=1.5\%$ 程度までの耐力評価では高い精度を有すると言える。

堀田らの試験体は、壁筋比が WB シリーズや SR シリーズと比べ 2.4 倍程度となっている。また、面外方向のアスペクト比は WB シリーズは 5.83, SR シリーズは 10.5 であるのに対し、堀田らの試験体は 4.29 と小さくなっている。一方、面外方向変形角が $R_y=1.5\%$ の際に、WB シリーズや SR シリーズでは、耐力低下率が 0.85~0.90 程度となっていたが、堀田らの試験体は、 $R_y=1.82\%$ においても耐力低下率が 5.4% となり、耐力低下率が小さい。これは、7 章に示した、壁筋比が大きい場合や、面外方向アスペクト比が小さい場合には、同じ面外方向変形を受けた場合の耐力低下率が小さくなるという結論と同調する結果となった。

表 M 耐力算定結果

試験体	実験時最大耐力 ^{A2.1)} (kN)	津田の手法 (kN)	提案手法 (kN)	実験時最大耐力 ／提案手法
SW-0	104.6	110.3	110.3	0.95
SW-2	99.0	110.3	105.5	0.94
SW-4	84.0	110.3	105.3	0.80

A2.2.参考文献

- A2.1) 堀田久人, 柴北洋佑: せん断破壊する鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二軸載荷挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.283-288, 2018.6
- A2.2) 井戸裕勇樹, 坂下雅信, 谷昌典, 西山峰広: せん断挙動が支配的な鉄筋コンクリート造耐震壁の水平二方向加力実験, 日本建築学会構造系論文集 第 735 号, pp.683-692, 2017