OUKA
The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	壁縦筋を定着しないRC袖壁付柱の構造性能に関する研究
Author(s)	張, 政
Citation	大阪大学, 2021, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/85399
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

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

The University of Osaka

博士学位論文

壁縦筋を定着しない RC 袖壁付柱の構造性能に関する研究

張　政

2021 年 6 月

大阪大学大学院工学研究科

論文要旨

本研究は，袖壁が柱の水平耐力を増大する効果を期待しながら壁の損傷を抑制することを目的として，壁を主に圧縮力に抵抗する構造要素とする壁縦筋を定着しない RC 袖壁付柱の構造性能の把握を主たる目的とした実験的および解析的研究である。

本論文は全 6 章から構成されている。

第 1 章「序論」では，本研究の背景と目的を示すとともに本研究に関連する既往の研究について「非構造壁の近年の地震被害」,「袖壁付柱に関する基礎研究」,「構造スリットおよび鉄筋定着の省略の影響」および「非構造壁を活用した袖壁付柱の研究」の 4 項目に分けて整理した。

第 2 章「RC 袖壁付柱の損傷低減構法の提案と本構法を適用した研究対象建物の試設計」では，RC 袖壁付柱の損傷低減構法―壁縦筋を定着しない袖壁付柱を提案した。また，国土技術政策総合研究所の災害拠点建築物の設計ガイドラインにおける建物の損傷制御構法の提案に基づいて，本研究で提案した RC 袖壁付柱の損傷低減構法を適用した研究対象建物の試設計を行い，実大スケールの袖壁付柱の配筋を定めた。

第 3 章「RC 袖壁付柱の静的載荷実験」では，第 2 章で設計した袖壁付柱の 1/2 スケールの試験体を対象とし，袖壁の有無，壁縦筋の定着有無，壁端部拘束筋の量および壁端部の拘束範囲を変数とした静的載荷実験を行い，各変数が試験体の構造性能と耐震限界性能に与える影響を検討した。その結果，壁縦筋を定着させずコンクリートの圧縮抵抗のみを期待する袖壁を有する試験体は柱試験体と比較して初期剛性及び最大耐力の向上が認められた。また，壁縦筋を定着しない試験体は，壁脚部のコンクリートの圧壊が遅延された結果，従来型の試験体と比べ変形性能が上回った。壁の拘束範囲として保有水平耐力規準に基づくみなし FA を確保することで，十分な拘束効果が得られ高い変形性能を確保できた。壁縦筋を定着しない試験体の使用限界，修復限界 I，修復限界 II および安全限界は壁縦筋を定着した試験体より向上できることを確認した。壁端部の拘束筋量を変化させた保有水平耐力規準に基づく FB とみなし FA 試験体を比較すると，袖壁端部の拘束筋量は使用限界，修復限界Ⅰ，Ⅱへの影響は見られなかったが，より大きな拘束筋量はより大きな安全限界変形を許容することが確認された。

第 4 章「RC 袖壁付柱の曲げ解析」では，壁縦筋を定着しない袖壁付柱の構造性能を評価するため，第 3 章の袖壁付柱試験体を対象に曲げ解析を行い，実験結果との比較を通して解析モデルの妥当性を検証した。

第 5 章「壁縦筋を定着しない RC 袖壁付柱の使用限界と安全限界に構造因子が与える影響」では，第 3 章の実験結果と第 4 章の解析モデルに基づいて，柱主筋比，コンクリート強度，軸力比，壁厚さと壁長さをパラメータとする解析を行い，使用限界に構造因子が与える影響を検討する。また，上記の変数と壁端部拘束筋比をパラメータとする解析を行い，安全限界に構造因子が与える影響を検討する。

第 6 章「本研究のまとめ」では，本論文全体をまとめ，今後の課題について示した。

本研究に関する発表論文

(1) 全文査読付き論文

1. **張　政**, 真田　靖士, 尹　ロク現 : 壁縦筋を定着しない袖壁付柱の構造実験の使用限界状態に関する分析と曲げ解析による構造性能の評価と分析，コンクリート工学年次論文集，Vol. 43，2021.07（採用決定済）
2. **張　政**, 真田　靖士, 尹　ロク現, 楠　浩一, 日比野　陽, 向井　智久 : 損傷抑制を目的とした壁縦筋を定着しない袖壁付柱 : 壁縦筋の定着の有無と袖壁端部の拘束筋量が袖壁付柱の耐震限界性能に与える影響，構造工学論文集，Vol. 67B, pp.61-69, 2021.03
3. 百家　祐生, 真田　靖士, **張　政**, 尹　ロク現, 楠　浩一, 日比野　陽,向井　智久 : 壁縦筋の定着の有無が袖壁付柱の短期許容曲げ耐力に与える影響，日本建築学会構造系論文集，Vol. 85, No. 778, pp. 1611-1621, 2020.12
4. 椿美　咲子, 真田　靖士, **張　政**, 楠　浩一, 日比野　陽, 向井　智久 : 壁縦筋を定着させない袖壁付き柱の構造性能の実験的評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 85, No. 762, pp. 1093-1102, 2019.08

(2) 国際会議

1. **Z. Zhang**, Y. Sanada, R. Yoon, K. Kusunoki, Y. Hibino, T. Mukai: FEASIBILITY STUDY ON REDUCING DAMAGE TO RC COLUMN WITH WING WALLS BY REMOVING WALL VERTICAL REBAR ANCHORAGE, Proceedings of 17WCEE, 2021. 09 (Accepted)

(3) 口頭発表日本建築学会大会学術講演

1. **張　政**, 尹 ロク現，真田　靖士，楠　浩一，日比野　陽，向井　智久：災害拠点建物の安全度即時評価および継続使用性即時判定（その 8）柱実験の曲げ解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.419-420，2020.09
2. 百家 祐生，**張　政**，尹 ロク現，真田　靖士，楠　浩一，日比野　陽，向井　智久：耐力向上と損傷抑制を目的とした壁縦筋を定着しない袖壁付柱部材の開発研究（その 4）壁縦筋の定着の有無を変数とした袖壁付柱の静的載荷実験（損傷状況の比較）日本建築学会，構造 IV，pp.503-504，2019.07
3. **張　政**，百家 祐生，尹 ロク現，真田　靖士，楠　浩一，日比野　陽，向井　智久：耐力向上と損傷抑制を目的とした壁縦筋を定着しない袖壁付柱部材の開発研究

（その 3）壁縦筋の定着の有無を変数とした袖壁付柱の静的載荷実験（実験計画と構造性能），日本建築学会，構造 IV，pp.501-502，2019.07

4. **張　政**，椿美　咲子，真田　靖士，楠　浩一，日比野　陽，向井　智久：耐力向上と損傷抑制を目的とした壁縦筋を定着しない袖壁付柱部材の開発研究（その 2）実験結果，日本建築学会，構造 IV，pp.293-294，2018.07
5. 椿美　咲子，**張　政**，真田　靖士，楠　浩一，日比野　陽，向井　智久：耐力向上と損傷抑制を目的とした壁縦筋を定着しない袖壁付柱部材の開発研究（その 1）実験計画，日本建築学会，構造 IV，pp.293-294，2018.07

謝辞

本論文は，私が大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻博士後期課程の三年間の研究成果をまとめたものとなっています。本論文の作成に当たってたくさんの方々にご助力を賜りました。ここに感謝の言葉を記します。

本研究を進めるにあたり，恩師の大阪大学大学院工学研究科，真田靖士教授には深く感謝申し上げます。大阪大学に入学してから今日に至るまで，終始温かい励ましと熱心なご指導，ご鞭撻を頂いたのみならず，研究へ取り組む真摯な姿勢，社会人としての考え方までもご教示頂きました。また，大学院の研究以外でも，僕の留学生活と就職活動にわたって大変お世話になりました。真田先生の下でご指導を受けて研究を進めるのは，私の一生にとっても非常に大切なものです。心よりお礼申し上げます。

本研究を進めるにあたり，同助教授　尹ロク現先生にはご丁寧ご親切なご指導をいただきました。尹先生は日々の生活の中で公私にわたって親身に面倒を見ていただきました。実験や解析，論文作成など教えていただいたことは数え切れません。大変お世話になりました。心よりお礼申し上げます。

東京大学の楠浩一教授，名古屋大学の日比野陽准教授，国立研究開発法人建築研究所の向井智久先生にはいつも温かいご助力を頂きました。研究者として未熟な筆者に対して，貴重な御教示・御助言賜りまして，無事に論文を仕上げることが出来ました。厚くお礼申し上げます。

また，同じ研究グループの後輩である，真田研究室卒業生の椿美咲子さん，百家祐生さんには，本研究の様々な所において色々と御手伝いして頂き，ここに記して謝意を表します。真田研究室事務の坂田奈緒美女史には事務作業のみだけでなく，常日頃から大変なご助力を頂きました。衷心より感謝致します。また，今まで一緒に頑張ってきた真田研究室の先輩，同輩，後輩の方々には論文や学会発表，ゼミ旅行，飲み会など，励ましの言葉をいただきながら，共に楽しい研究室生活を送ることができました。心より感謝いたします。

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

最後に，私事となりますが，私をずっと育て，支えていただいた父・雪慶，母・志杰に対して深い感謝の意を表します。また，温かく見守りとした物質・精神の両面から留学生活を支援してくださった妻の父・綏軍，妻の母・東彗に対して心より感謝いたします。さらに日本に来てから7年間，終始僕を温かく支持してくれ，研究に専念できる環境

を与えるくれた妻・晧には特に心より感謝いたします。

なお，本研究は，平成 30 年度「首都圏を中心としたレジリエンス総合力向上プロジェクト　サブ(c)非構造部材を含む構造物の崩壊余裕度に関するデータ収集整備」の一部であります。

壁縦筋を定着しない RC 袖壁付柱の構造性能に関する研究

＜目次＞

＜論文要旨＞……I
＜本研究に関する発表論文＞……III
＜謝辞＞……V
＜目次＞……VII

第 1 章　序論
1.1　研究の背景と目的……- 1 -
1.2　既往の研究……- 4 -
1.2.1　非構造壁の近年の地震被害……- 4 -
1.2.2　袖壁付柱に関する基礎研究……- 10 -
1.2.3　構造スリットおよび鉄筋定着の省略の影響について……- 18 -
1.2.4　非構造壁を活用した袖壁付柱の研究について……- 22 -
1.3　まとめ……- 25 -

第 2 章　RC 袖壁付柱の損傷低減構法提案と本構法を適用した研究対象建物の試設計
2.1　はじめに……- 26 -
2.2　RC 袖壁付柱の損傷抑制構法の提案……- 27 -
2.3　研究対象建物の試設計……- 29 -
2.4　まとめ……- 35 -

第 3 章　RC 袖壁付柱の静的載荷実験
3.1　はじめに……- 37 -
3.2　実験計画……- 38 -
3.2.1　試験体概要……- 38 -
3.2.2 材料特性……- 50 -
3.2.3　載荷計画……- 58 -
3.2.4　計測計画……- 62 -
3.3　試験体の構造性能と基本的な破壊経過……- 66 -

3.3.1　試験体 C　（柱のみ） .....- 77 -
3.3.2　試験体 CW-JPL（壁縦筋の定着あり，部材種別 FB） .....- 77 -
3.3.3　試験体 CWN-JPL（壁縦筋の定着なし，部材種別 FB） .....- 77 -
3.3.4　試験体 CWN-JPH（壁縦筋の定着なし，部材種別みなし FA） .....- 78 -
3.3.5　試験体 CWN-ACI（壁縦筋の定着なし，ACI） .....- 78 -
3.4　損傷量に関する実験結果と耐震限界性能の検討 .....- 79 -
3.4.1　残留ひび割れ幅総長さと最大残留ひび割れ幅 .....- 79 -
3.4.2　試験体の耐震限界性能 .....- 85 -
3.5　まとめ .....- 91 -

第 4 章　RC 袖壁付柱の曲げ解析
4.1　はじめに .....- 93 -
4.2　解析方法 .....- 94 -
4.3　材料モデル .....- 96 -
4.4　解析結果と実験結果の整合性 .....- 102 -
4.5　解析の使用限界に関する考察 .....- 106 -
4.6　まとめ .....- 107 -

第 5 章　壁縦筋をしない RC 袖壁付柱の使用限界と安全限界に構造因子が与える影響
5.1　はじめに .....- 108 -
5.2　解析対象と材料モデル .....- 109 -
5.3　使用限界の変数解析結果 .....- 111 -
5.4　安全限界の変数解析結果 .....- 118 -
5.5　まとめ .....- 126 -

第 6 章　本研究のまとめ
6.1　研究結果のまとめ .....- 127 -
6.2　今後の課題 .....- 129 -
参考文献 .....- 131 -

第 1 章　序論

1.1　研究の背景と目的

鉄筋コンクリート（以下，RC）造建物は，袖壁や腰壁が柱・梁と一体的に施工され，高い剛性と強度を持つ場合も多い。しかし，これまでの構造設計では，袖壁や腰壁は構造性能には影響しない非構造壁と判断され，構造計算では無視される場合も少なくない。一方，過去のRC建物の地震被害[1), 2)]を見てみると，被災したRC造建物において，非構造部材である袖壁や腰壁が構造躯体に影響を与えた事例が指摘されている。RC造建物の構造設計では，特に耐震設計に関連する非構造壁が注目されるようになったのは1968年の十勝沖地震である。十勝沖地震では，柱の帯筋が不足しているため，短柱でせん断破壊が生じたことがとくに着目されたが，袖壁がつく柱はせん断スパンが短くなり，せん断破壊が生じやすい。十勝沖地震の被害により，壁の一部を部分的に薄く造り，部分スリットによって壁を非構造部材とする構造計画が普及していった[1)]。なお，1995年の阪神・淡路大震災から，部分スリットを採用していた建物の被害により，柱や梁と耐震壁以外の壁を構造スリットにより完全に切り離す明快な構造計画が主流になっている[2)]。一方で，文献2)ではRC造非構造壁の耐震設計に対する今後の研究課題として二次壁を非構造部材化する設計を選択することにより，非構造壁を構造部材化する設計を選択する場合と比較すると建物全体の剛性・強度等が低下することが指摘されている。また，2007年版国土交通省の解説書[3)]には袖壁・腰壁付部材の扱い方が記載され，さらに日本建築学会の2010年版の鉄筋コンクリート構造計算規準（以下，RC規準）において袖壁・腰壁付部材の復元力モデルと許容曲げモーメントの算定法が提示されるとともに，強度が高い壁板の構造性能を積極的に利用する計画の有効性，合理性が指摘されている[4)]。近年では，袖壁・腰壁・垂壁などの非構造壁として扱われてきた壁をRC造建物の構造要素として積極的に利用する新しい構造システムの開発を目的とする研究が行われるようになった[5)]。

一方，最近の2011年東北地方太平洋沖地震および2016年熊本地震の地震災害では，新耐震設計基準[3)]を満たすRC造建物において，大地震に対する終局安全性の有効性は確認されたものの，Fig. 1.1と Fig. 1.2に示すように剛性の高い袖壁付柱などが著しく損傷することで建物の継続的な使用に支障をきたし，建物の修復や取り壊しが必要となる事例が度々報告されている[6), 7)]。現行の耐震設計基準[3)]では建物の耐震性能として，中規模地震ではほとんど損傷せず，大地震に対して倒壊や崩壊を防ぎ，人命を保護できることが最低限の目標とされる。ただし，後者では人命の安全確保は常に求められるものの，被災後における建物の「継続使用性」は必ずしも求められていない。しかしながら，これまでの大規模な地震災害の教訓を踏まえると，建物の耐震性能に対する社会的な要求は

変化しており，大地震に対して人命を保護することに加えて地震直後に継続使用できること，とくに災害時に避難や救援，復旧や復興の拠点となる建物の継続使用性の実現が不可避となっている[8)]。

これらの背景から，本研究では RC 袖壁付柱を対象として，壁が柱の水平耐力を増大する効果を期待しながら壁の損傷を抑制することを目的として，壁を主に圧縮力に抵抗する構造要素とするため壁縦筋を定着しない新たな構造形式を提案した。また，提案した構造形式の構造性能を把握するため，以下に示す 5 段階の手順により研究を進めた。各段階の研究内容は本論文の 2 章から 5 章の研究内容に相当する。

① RC 袖壁付柱の損傷抑制構法―壁縦筋を定着しない袖壁付柱を提案した。また建物の損傷制御設計法 [8)]に基づいて本研究で提案した壁縦筋を定着しない袖壁付柱を有する対象建物の試設計を行い，実大スケールの袖壁付柱の配筋を定めた。（第 2 章）

② 提案した壁縦筋を定着しない RC 袖壁付柱の構造性能を把握するため，袖壁の有無，壁縦筋定着の有無，壁端部拘束筋量および壁端部拘束範囲を変数とする静的載荷実験を実施し，上記の変数が試験体の構造性能と耐震限界性能に与える影響について実験的に検討した。（第 3 章）

③ 第 3 章の袖壁付柱試験体を対象とし，ファーバーモデルに基づいて曲げ解析を行い，実験結果との比較を通じて解析モデルの妥当性について検証した。（第 4 章）

④ 第 3 章の実験結果と第 4 章の曲げ解析モデルに基づいて，変数解析を行い，壁縦筋を定着しない RC 袖壁付柱の耐震限界性能―使用限界と安全限界に構造因子が与える影響を検討した。（第 5 章）



Fig. 1.1 Damage of column with wing walls in the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake [6)]

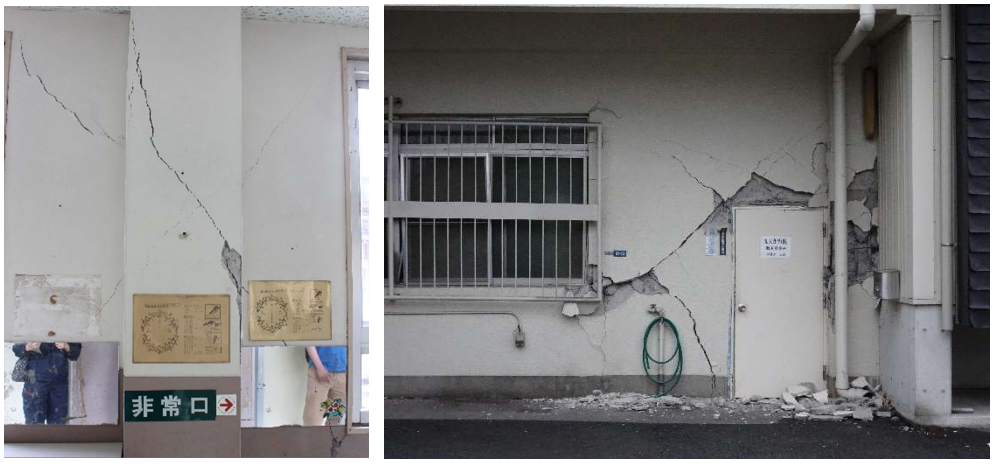


Fig. 1.2 Damage of column with wing walls in the 2016 Kumamoto Earthquake [7)]

1.2　既往の研究

1.2.1　非構造壁の近年の地震被害

(1) 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計－特徴的被害の原因と設計への提案

日本建築学会は 1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震における被害調査を行った。Fig .1.3 に袖壁付柱の被災状況を示す。柱のせん断補強筋量が少なく，袖壁と柱に激しい損傷が発生した。Fig .1.4 に旧基準による 5 階建 RC 造建物の非構造壁の損傷状況を示す。Fig .1.5 に新耐震基準による 11 階建 SRC 造建物の被災状況を示す。方立て壁や袖壁などの鉛直型の非構造壁は激しくせん断破壊し，腰壁などの水平型の非構造壁は構造体との接合位置で圧壊が生じた。また，非構造壁が連続する一部の柱には，非構造壁の影響によるせん断ひび割れが生じたが，ひび割れが進展せず，軽微な損傷にとどまった。Table 1.1 に兵庫県南部地震の被害の影響を構造体の損傷度と非構造壁の損傷度との比較により示す。同表によると，総数 187 棟の RC 造建物において，非構造壁が小破以下に留まったのは全体の約 12%であるのに対し，大破に達した例は約 40%に及んでいる。同文献には被害調査建物のうち，スリットの有無や種別による構造体と非構造体の損傷度の関係について分析した結果として Table 1.2 が示されている。同表をみるとスリ

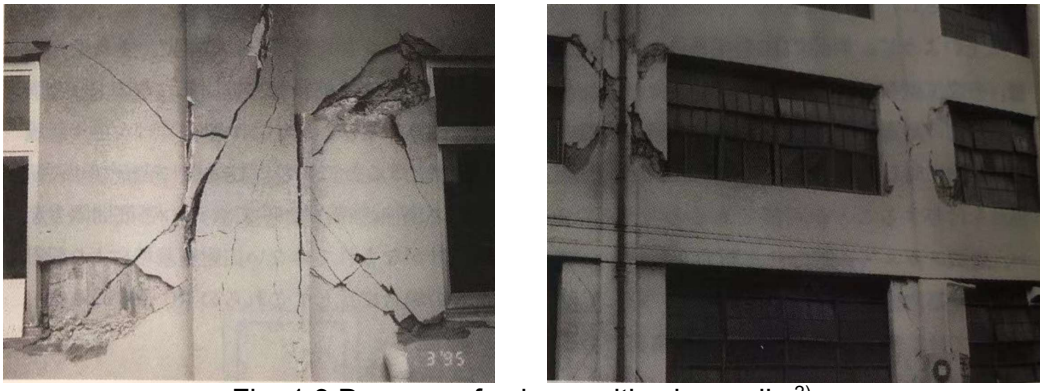


Fig. 1.3 Damage of column with wing walls [2)]



Fig. 1.4 Damage of mullion walls of RC building [2)]



Fig. 1.5 Damage of non-structural walls of SRC building [2)]

ット（部分または完全）が設けられていた建物は全体の 10%以下であるが，スリットのある建物では 1 例を除いて構造体の被害が二次壁の損傷度より軽くなっており，スリットの効果が確認できている。

Table 1.1　Damage class of structural and non- structural members [2)]

		Damage class of structural members					
		Minor	Slight	Moderate	Severe	Collapse	Total (%)
Damage class of non-structural wall	No damage	8	1	3	0	0	12(6.4)
	Minor	3	1	6	0	0	10(5.3)
	Slight	13	3	7	5	2	30(16.0)
	Moderate	19	12	18	8	3	60(32.1)
	Severe	12	4	30	17	12	75(40.1)
Total (%)		55(29.4)	21(11.2)	64(34.2)	30(16)	17(9.1)	187(100)

Table 1.2　Damage class of structural and non- structural members divided by seismic slit [2)]

Structural members (S) Non- Structural members (N)		Type of silt			Total
		No	Part	Total	
Comparison of damage	S>N	59(32.1)	1(0.54)	0(0.00)	60
	S = N	44(23.9)	1(0.54)	0(0.00)	45
	S < N	65(35.3)	12(6.52)	3(1.09)	79
	Total	168	14	3	184

(2) 東北地方太平洋沖地震調査研究報告 [6)]

国土技術政策総合研究所と建築研究所は 2011 年 3 月 11 日に発生したマグニチュード 9.0 の東北地方太平洋沖地震における被害調査を行った。非構造部材などの被害より，建物の避難上の支障が生じ，被災後の修復また取り壊しが必要である事例が報告された。Fig. 1.6 に袖壁付柱の袖壁脚部の端部圧壊を示す。柱に取り付く袖壁の扱いについては設計で様々な方法が存在するが，袖壁付柱を構造部材として考慮する場合は，ここで示したような被害が生じる可能性もあると指摘された。また，Fig. 1.7 と Fig. 1.8 に集合住宅の玄関回りの非構造壁やベランダ側の方立て壁などにおけるせん断ひび割れとせん断破壊の被害を示す。このような被害は，旧耐震基準や新耐震基準による設計に関わらず，いずれの年代の建物にも比較的多くみられ，Fig. 1.9 に示すように制震ダンパーで補強された建物にも確認された。被害調査では，非構造壁は構造部材である耐震壁のように研究が十分進んでいないことと非構造壁の地震動挙動の解明や損傷の防止に関する研究が必要と指摘された。



Fig. 1.6 Damage of column with wing walls[6)]



Fig. 1.7 Shear damage of non-structural wall[6)]



Fig. 1.8 Shear damage of non-structural wall[6)]



Fig. 1.9 Damage of wall in the building reinforced by seismic damper[6)]

(3) 文教施設の耐震性能等に関する調査研究（平成 28 年度）報告書 [7)]

日本建築学会は 2016 年に発生した前震マグニチュード 6.5，本震マグニチュード 7.5 の熊本地震における学校建築・教育関連施設（約 518 棟）の被災度判定調査と被害調査を行った。今回の地震では，耐震診断で必要耐震性能指標を満足した建物，耐震補強済みの建物，あるいは新耐震以後の建物は倒壊・崩壊に至らなかったが，外壁，間仕切り壁などの非構造壁の破壊より，継続使用できない建物がみられ，新耐震以後の比較的新しい建物にもみられた。なお，袖壁付柱の損傷は最も顕著にみられた。Fig. 1.10 に耐震補強された建物の袖壁付柱の被害を示す。Fig. 1.10 (a) に損傷度 IV と判定された袖壁付柱事例を示す。Fig. 1.10 (b) の袖壁付柱は主筋が露出し，コアコンクリートが一部損失するともに主筋が座屈したため，損傷度 V と判定された。Fig. 1.10 (c) は片側柱付壁に幅 3mm のせん断ひび割れが生じ，損傷度 IV と判定された。Fig. 1.10 (d) の袖壁にひび割れが生じた事例で，1 階の袖壁付柱で損傷度 II と判定され，同建物の耐震補強されていない方向における袖壁の被害も生じた。一方，新耐震建物では耐震スリットにより壁などの剛性の高い部材がフレームから切り離されているため，壁の損傷が抑制されたが，建物の変形が大きくなったため，Fig. 1.11 に示すようにエキスパンションジョイントに被害が生じた事例が確認された。

被害調査では，非構造壁の被害は耐震補強された建物や新耐震の建物において多数発生し，構造部材の被害が軽微であっても，非構造壁の被害より継続使用ができなくなった事例もあったことが確認された。耐震補強された建物は一定の補強効果があったが，継続使用の観点から，非構造壁の損傷防止にも配慮が必要と考えられる。なお，Fig. 1.11 の被害事例により，被害を抑制するために壁を積極的に活用することで架構の剛性を増加させることが必要と考えられる。



(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. 1.10　Damage of column with wing walls[7)]





Fig. 1.11 Damage of expansion joint [7)]

1.2.2　袖壁付柱に関する基礎研究

(1) 鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験（その 2：壁厚の異なる場合，袖壁を付加して補強する場合）[9]，鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究（その 9　CW シリーズ：袖壁付き柱の実験）[10]

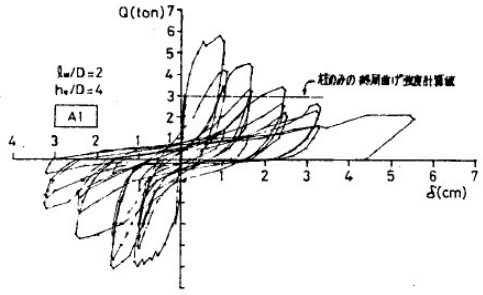
東，大久保らは既存建物の柱の大半に腰壁，たれ壁，袖壁が存在していることを指摘し，袖壁が付随することを重視し，袖壁が柱の弾性挙動に及ぼす影響を検討している。

文献 9)では，東，大久保らは水平力を受ける袖壁付柱において，壁厚比が試験体強度・靭性に与える影響を検討し，また既存建物の補強を想定し，柱に袖壁を付加する補強方法が耐力・靭性等に与える影響を検討した。試験体および実験結果を Table1.3 に，荷重変形関係を Fig. 1.12 に示す。Fig. 1.13 に袖壁付加による剛性・耐力の上昇率を示す。同文献で検討した結果を以下に示す。

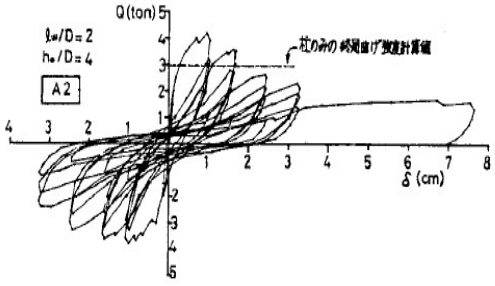
1) 袖壁がつくことにより，試験体の剛性と耐力が上昇した。
2) 袖壁厚比の増加の伴い，破壊形式にかかわらず試験体の剛性と耐力が上昇した。
3) 袖壁を付加して補強した試験体の剛性と耐力は一体的に打設した試験体に比べてやや低いが，一体的に打設した試験体の実験結果と計算結果は概ね一致した。

Table1.3 Specimens and experiment results [9)]

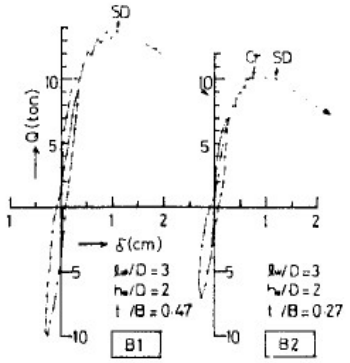
シリーズ	NO.	t/B	l_w/D	h_0/D	p_t %	p_w %	p_{wh} %	弾性剛性 t/cm 実	計	実/計	曲げきれつ強度 ton 実	計	実/計	最大耐力 実 ton	終局曲げ強度 ton 計	実/計	終局せん断強度 ton 計	実/計
I t/Bの影響	F1	0.47	2	4	0.56	0.21	0.45	45.1	41.7	1.08	2.03	1.85	1.10	5.93	4.87	1.22	5.15	—
	F2	0.13	2	4	0.56	0.21	0.78	13.2	19.9	0.66	2.3	1.24	1.85	3.86	3.59	1.08	4.05	—
	S1	0.47	3	2	0.85	0.21	0.36	155.4	136.4	1.14	—	6.75	—	16.50	18.96	—	10.60	1.56
	S2	0.13	3	2	0.85	0.21	0.68	4.90	51.9	0.94	1.52	3.74	0.41	7.96	11.79	—	7.68	1.04
II 袖壁補強	A1	0.47	2	4	0.56	0.21	0.45	44.4	41.7	1.06	1.51	1.84	0.68	5.81	4.87	1.19	5.18	—
	A2	0.27	2	4	0.56	0.21	0.79	24.5	28.9	0.85	1.01	1.48	0.68	4.16	4.61	0.90	4.37	—
	B1	0.47	3	2	0.85	0.56	1.20	192.4	136.4	1.41	3.05	6.71	0.45	13.63	18.96	—	12.26	1.11
	B2	0.27	3	2	0.85	0.56	1.05	126.9	87.4	1.45	1.02	4.95	0.21	10.96	14.35	—	9.77	1.12



A1



A2



B1,B2

Fig. 1.12 Relationships of shear force and drift angle[9)]

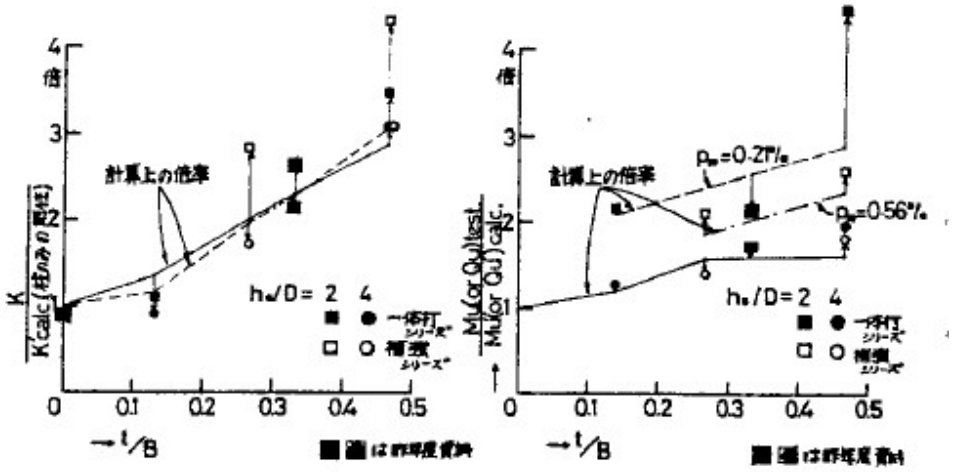
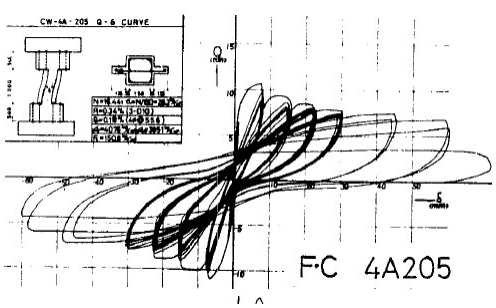


Fig. 1.13 Rate of increase of rigidity and shear force due to wing walls [9)]

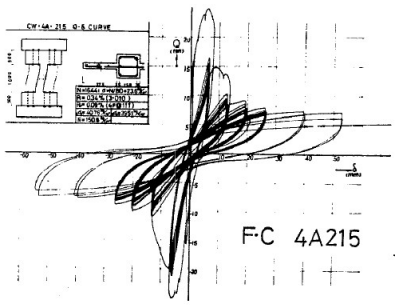
文献 10)では，東，大久保らは袖壁付柱 10 体の実験変数を袖壁張り出し長さ，柱の M/QD とした多数繰り返し加力実験を実施し，同断面の袖壁を有しない柱試験体との最大耐力および靭性の比較検討を行った。試験体一覧および実験結果を Table1.4 に，荷重変形関係を Fig. 1.14 に示す。曲げ破壊型の場合に袖壁無しの標準シリーズ試験体と比較すると，袖壁長さの増加に伴い約 1.5～4.7 倍の耐力増加が確認された。せん断破壊型の場合に伴い約 1.2～1.6 倍の耐力増加が確認された。

Table1.4 Detail of specimens and experiment results [10)]

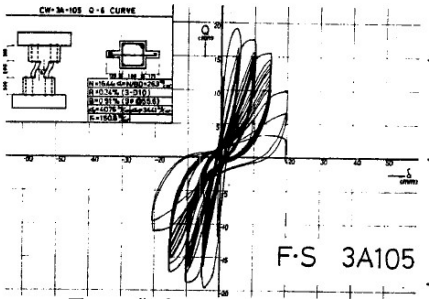
※1 記号	壁張出し長さ比 (lw−D)/D	壁筋比 Psh (%)	柱の M/QD	曲げきれつ強度 ※2			せん断きれつ強度 ※3			曲げ終局強度				※4	せん断終局強度				※5
				実	計	実/計	実	計	実/計	実	計	実/計	実/略	実/e法	実	計	実/計	実/計I	実/計II
4A205	D	0.70	2	3.1	4.28	0.72	8.6	7.27	1.18	10.9	10.2	1.07	0.94	1.16		11.6			
4A210	2D	1.17	2	4.5	6.88	0.65	11.0	9.32	1.18	17.4	16.5	1.05	1.01	1.14		21.4			
4A215	3D	1.49	2	8.0	10.1	0.79	10.2	11.6	0.88	25.1	21.9	1.15	1.10	1.05		32.7			
4B215	3D	0.75	2	8.0	10.1	0.79	10.0	11.6	0.86	25.3	21.9	1.16	1.11	1.06		19.7			
4A220	4D	1.71	2	12.0	13.9	0.86	10.2	14.0	0.73	38.1	27.6	1.20	1.15	0.97		44.1			
4B220	4D	0.89	2	12.0	13.9	0.86	14.0	14.0	1.00	(30.9)	27.6	1.12	1.08	0.91	30.9	27.2	1.14	1.27	1.12
3A105	D	1.49	1	8.0	8.56	0.93	12.1	9.09	1.33	(19.9)	20.4	0.98	0.86	1.06	19.9	21.9	0.91	1.02	0.87
3B105	D	0.75	1	8.0	8.56	0.93	14.0	9.09	1.54	(19.7)	20.4	0.97	0.85	1.05	19.7	16.1	1.22	1.18	1.19
3A110	2D	2.56	1	10.1	13.8	0.73	12.1	10.2	1.19	(27.1)	33.0	0.82	0.79	0.89	27.1	41.4	0.65	0.97	0.71
3B110	2D	1.21	1	8.5	13.8	0.62	12.1	10.2	1.19	(26.8)	33.0	0.81	0.78	0.88	26.8	26.0	1.03	1.12	0.98



4A205



4A215



3A105

Fig. 1.14 Relationships of shear force and drift angle [10)]

(2) せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究 [11]，曲げ降伏型そで壁付き柱に関する実験的研究 [12]

文献 11)では，壁谷澤，東條らは袖壁付柱の力学性状の把握，終局強度式の修正案の提案およびその妥当性の検討を目的として，壁実用せん断終局強度の評価式を提案し，配筋の異なる 4 体の袖壁付柱に対して載荷実験を行った実験結果と既往の実験結果と比較した。試験体一覧を Table1.5 に，実験結果一覧を Table1.6 に，配筋詳細図の一例を Fig. 1.15 に，荷重変形関係を Fig. 1.16 に，せん断終局強度実験値と理論値の比較を Fig. 1.17 に示す。同文献で検討した結果を以下に示す。

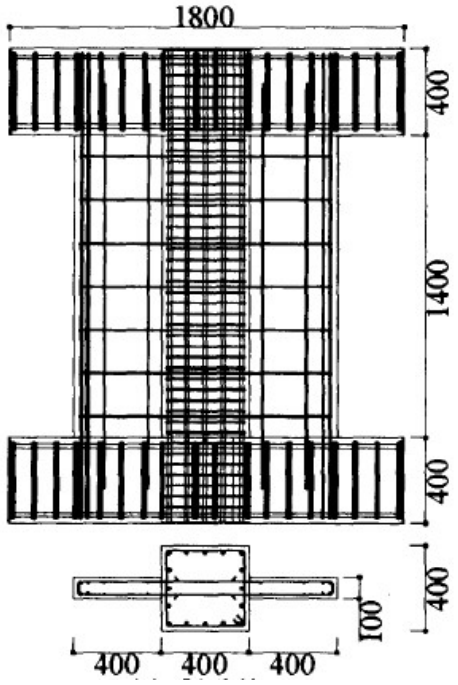
1) 壁筋をダブル配筋した試験体の最大耐力と靭性がシングル配筋した試験体より上昇した。
2) 柱帯筋と壁筋量の増加の伴い，試験体の最大耐力と変形能力を増大した。
3) 実験結果を既往式と論文で提案した分割累加式で比較したところ，分割累加式が実験結果に近い値であることが確認できた。

Table1.5 Detail of specimens [11]

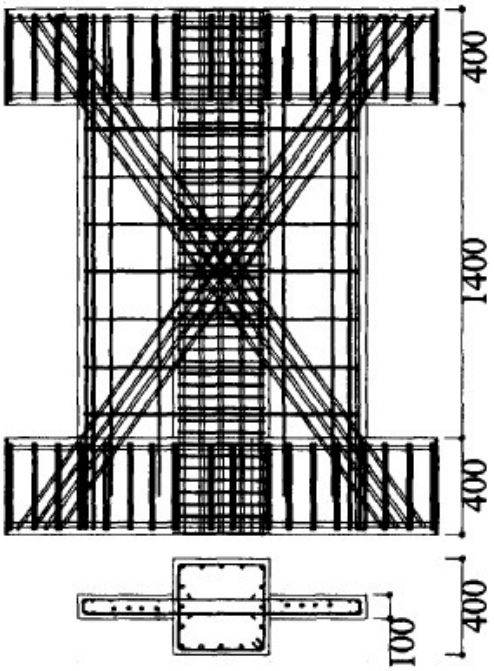
試験体名	柱			壁				
	断面 (mm×mm)	主筋(Ps)	帯筋(Pw)	幅 (mm)	厚さ (mm)	縦横筋	端部鉄筋	斜め筋
SW	400×400	16-D16 (2.0%)	D6@50 (0.32%)	400	100	D6@200double (0.32%)	4-D10	-
SWS						D6@100single (0.32%)	2-D10	-
SWW			4-D6@50 (0.64%)			D6@100double (0.64%)	4-D10	-
SWX			D6@50 (0.32%)			D6@200double (0.32%)		4-D13

Table1.6 Experiment results [11]

試験体名	許容せん断力(kN)			終局強度(kN)				
					せん断		曲げ	
	実験値	計算値(Qsa)	実/計	実験値	既往式 実/計	修正式 実/計	既往式 実/計	曲げ解析 実/計
SW-S	470	246	1.91	652	1.12	0.99	0.73	0.68
SWS-S	480	239	2.00	637	1.13	1.06	0.73	0.79
SWW-S	425	376	1.13	748	1.15	1.03	0.85	0.80
SWX-S	450	352	1.28	780	1.15	1.04	0.71	0.68



試験体 SW



試験体 SWX

Fig. 1.15 Dimensions and reinforcement details of the specimens[11)]

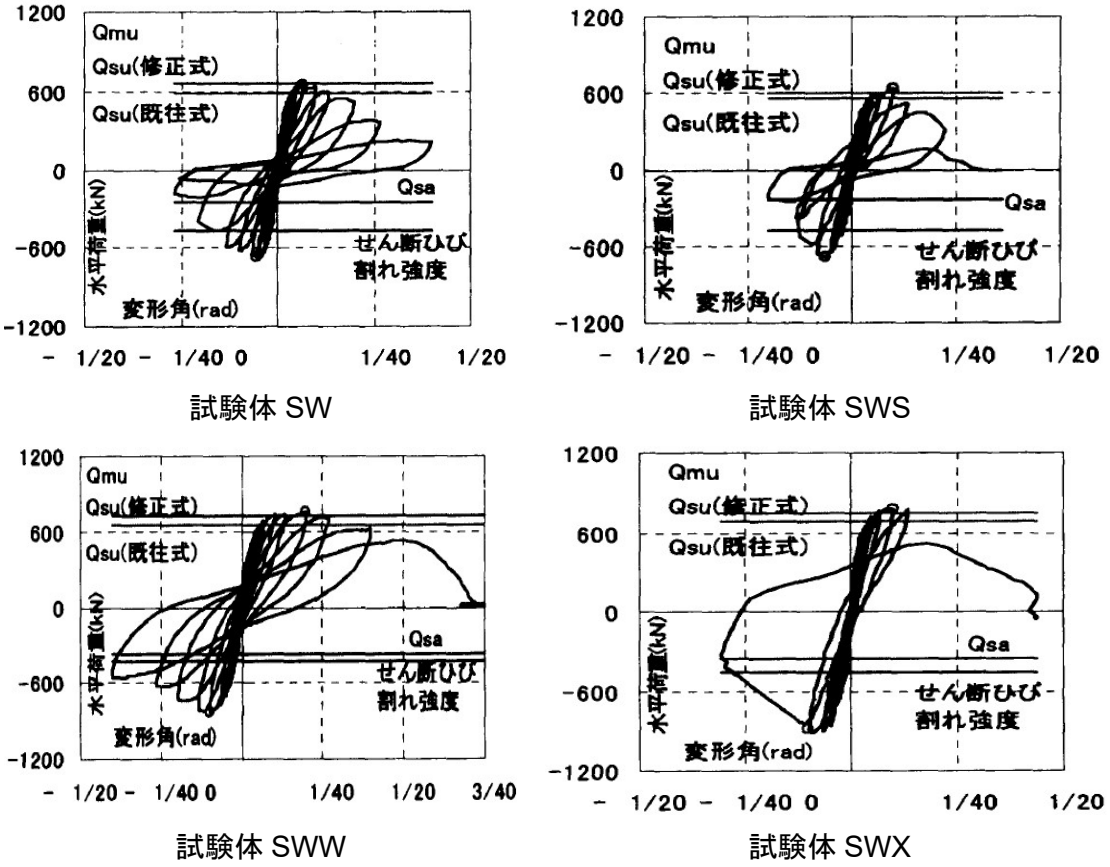


Fig. 1.16 Relationships of shear force and drift angle [11)]

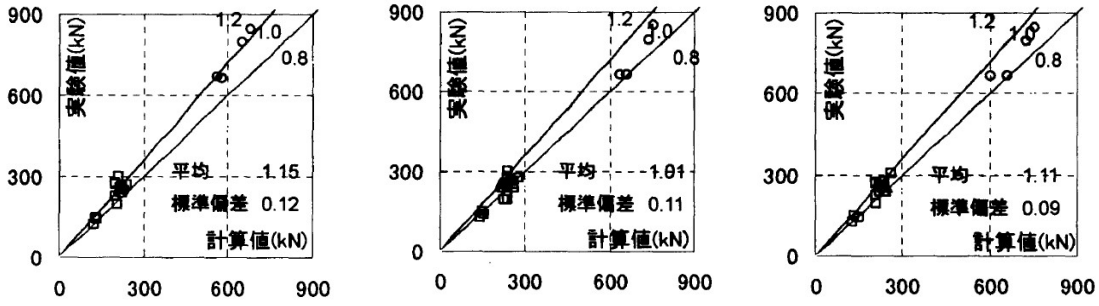


Fig. 1.17 Comparison of experiment results and calculations [11)]

文献 12)では，壁谷澤，東條らは配筋詳細の異なる 4 体の袖壁付柱について載荷実験を行った。試験体は曲げ降伏型に計画し，曲げ終局強度および曲げ降伏後の変形能力を実験的に検討した。さらに，最大耐力と設計式を，曲げ理論と比較し，曲げ解析を行い，配筋詳細が靭性に与える影響を検討した。試験体一覧を Table1.7 に，実験値と計算値の比較を Table1.8 に，実験結果と解析結果の比較を Fig. 1.18 に，復元力包絡線を Fig. 1.19 に示す。同文献で検討した結果を以下に示す。

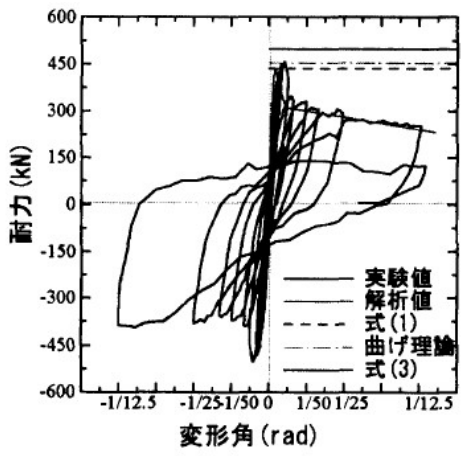
1) 曲げ降伏型の袖壁付柱では，壁板の圧壊より耐力低下がみられたが，袖壁の破壊が先行するため柱の損傷は少なく，その後の挙動は安定しており，十分な靭性が期待できる。
2) 斜め筋で補強した試験体では，最大耐力は上昇したが，靭性改善効果がなかった。
3) 壁端部の拘束筋を配筋することで，コンクリートに拘束効果が生じ，最大耐力後の耐力が緩やかに低下し，靭性が向上した。
4) 柱帯筋と壁筋を増大した試験体では，顕著な靭性改善効果がみられなかった。
5) ファイバーモデルによる曲げ解析より，最大耐力とそれ以後の耐力劣化を概ね評価できた。

Table1.7 Detail of specimens [12)]

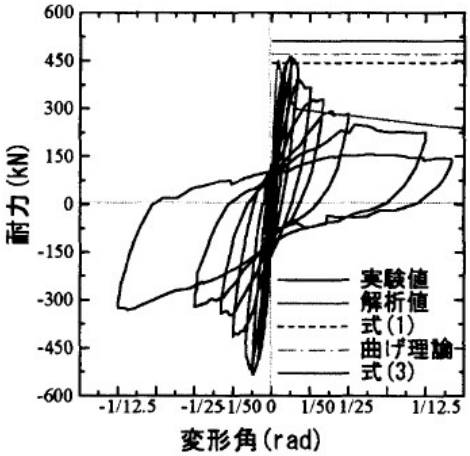
試験体	柱			壁					
	断面 (mm×mm)	主筋 (Ps)	帯筋 (Pw)	幅 (mm)	厚さ (mm)	縦横筋	端部縦筋	斜め筋	拘束筋
SW	400×400	16-D16 (2.0%)	2-D6@50 (0.32%)	400	100	D6@200double (0.32%)	4-D10	-	-
SWB								-	2-D4@50
SWW			4-D6@50 (0.64%)			D6@100double (0.64%)		-	-
SWX			2-D6@50 (0.32%)			D6@200double (0.32%)		4-D13	-

Table1.8 Comparison of experiment results and calculations [12)]

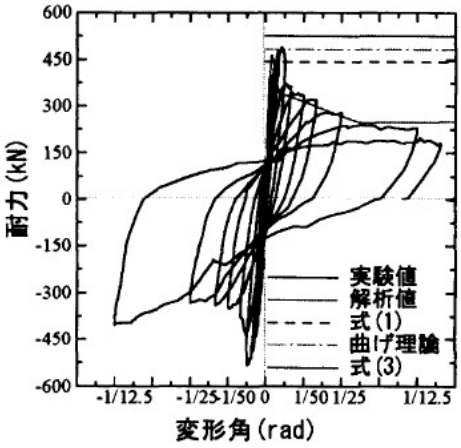
		SW	SWB	SWW	SWX
実験値	正側 (kN) (rad)	459.0 (1/123)	464.0 (1/100)	487.5 (1/116)	562.6 (1/123)
	負側 (kN) (rad)	-502.5 (-1/123)	-535.5 (-1/100)	-532.5 (-1/107)	-586.6 (-1/150)
式(1)		437.0	443.7	444.1	559.0
曲げ理論		454.3	471.3	481.9	589.4
式(3)		498.5	511.9	525.4	601.9



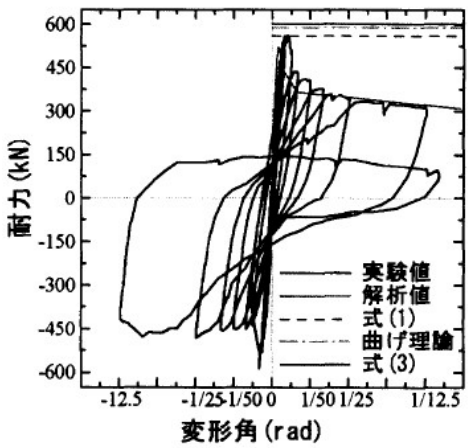
試験体 SW



試験体 SWB



試験体 SWW



試験体 SWX

Fig. 1.18 Comparison of experiment results and analysis [12)]

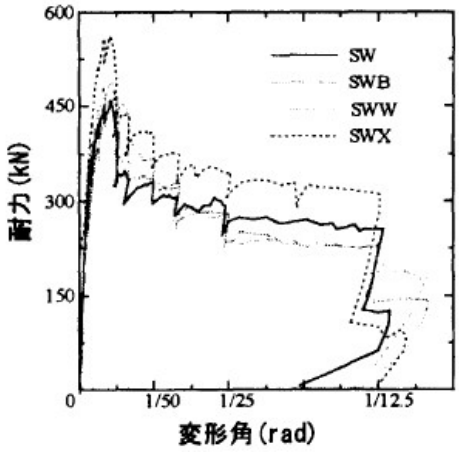


Fig. 1.19 Comparisons of the envelop curves [12)]

1.2.3　構造スリットおよび鉄筋定着の省略の影響について

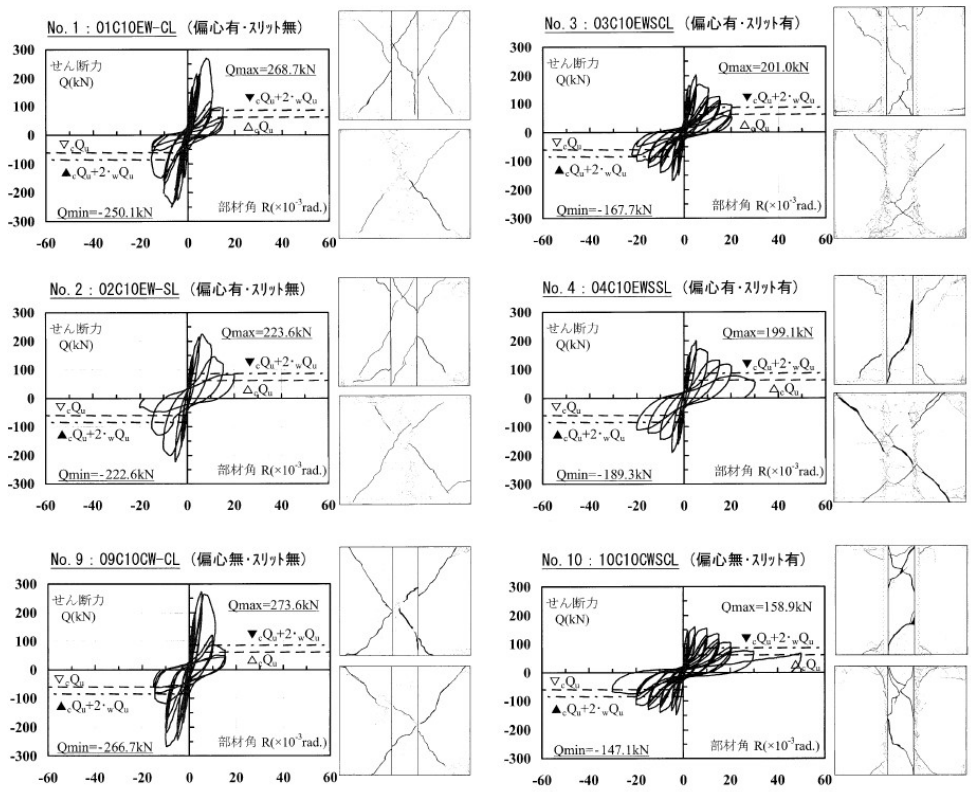
(1) 大変形下における RC 造袖壁付柱の耐震性能に対する帯筋比や構造スリットの影響に関する実験的研究 [13)]

小室，広沢，瀧澤，赤井らは袖壁付柱の耐力や変形性能を分析し，また柱と袖壁に部分スリットを設けた場合についてその影響を明らかにすることを目的とし，両側に袖壁が付いた袖壁付柱 12 体に対して，柱の帯筋間隔，柱と袖壁の偏心接合の有無，柱際の部分スリットの有無を実験変数とした一定軸力下での繰り返し水平加力実験を実施した。試験体一覧を Table1.9 に，荷重変形関係とひび割れ性状を Fig. 1.20 に示す。同文献で検討した結果を以下に示す。

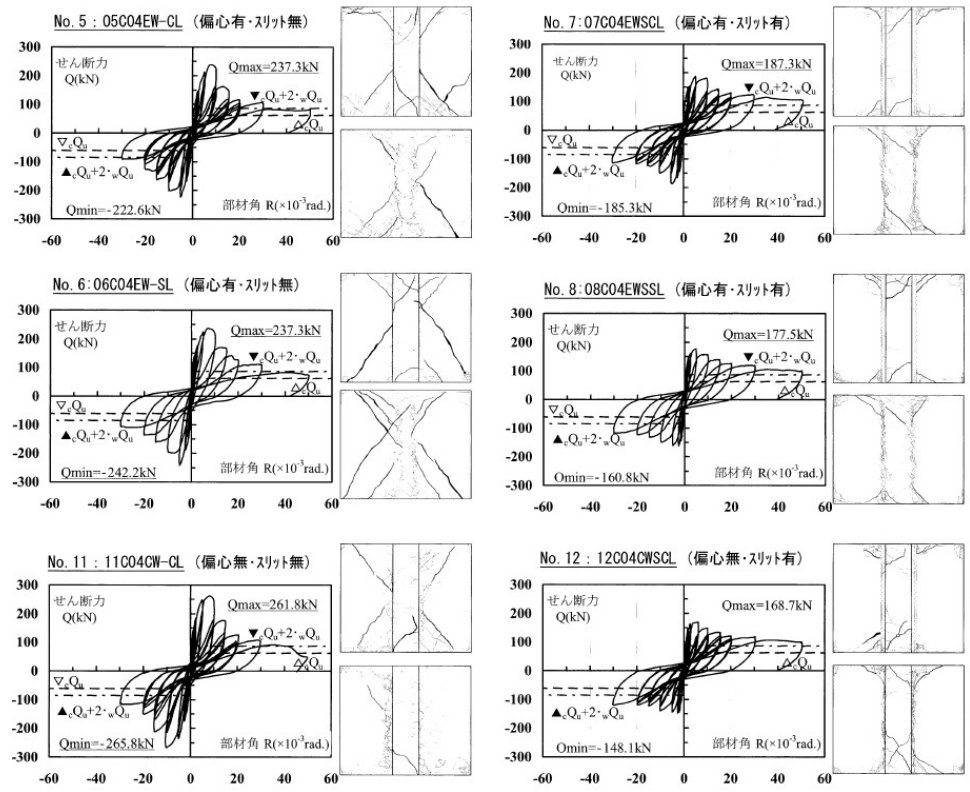
1) 袖壁付柱の耐震性能は柱のせん断補強筋量と構造スリットの有無により顕著な影響を受ける。
2) 構造スリットが無い場合で，柱のせん断補強筋量が少ない（0.1%）試験体はせん断破壊より急激な耐力低下がみられた。柱のせん断補強筋量が多い（0.26%）試験体は柱と袖壁の接合部部分でスリップ破壊が起こり，袖壁のせん断破壊後も大変形（R=1/33）まで柱の耐力を保持していた。
3) 構造スリットがある場合で，柱のせん断補強筋量にかかわらず袖壁付柱が 2 枚の壁と柱に分断された時の耐力和を保持した。
4) 部分スリットより，最大耐力は低下するもののスリット付柱は袖壁付部材としての耐力低下は小さく靭性能に優れた部材と変わることが分かる。

Table1.9 Detail of specimens [13)]

No	試験体名	変動因子			
		帯筋間隔 x	スリット 幅(t_s)×深さ(t_d)	偏心接合	荷重履歴
		mm	mm		
1	01C10EW-CL	100 (p_w=0.10%)		有	CL
2	02C10EW-SL				SL
3	03C10EWSCL		15×25		CL
4	04C10EWSSL		15×25		SL
5	05C04EW-CL	40 (p_w=0.26%)			CL
6	06C04EW-SL				SL
7	07C04EWSCL		15×25		CL
8	08C04EWSSL		15×25		SL
9	09C10CW-CL	100 (p_w=0.10%)		無	CL
10	10C10CWSCL		15×25		
11	11C04CW-CL	40 (p_w=0.26%)			
12	12C04CWSCL		15×25		



Experiment results（Comparison by seismic silts，column rein. ratio = 0.1%）



Experiment results（Comparison by seismic silts，column rein. ratio = 0.26%）

Fig. 1.20 Relationships of shear force and drift angle and damage situation [13)]

(2) 鉄筋コンクリート造非耐力壁付き架構の柱梁接合部の加力実験 [14)]

勅使川原，楠，鈴木，前川，内田，石岡らは柱梁耐力比，壁厚，腰壁・垂壁横筋の定着の有無，袖壁付き柱の主筋・壁端部筋，柱反曲点高さを実験変数とした鉄筋コンクリート造非耐力壁付き架構の柱梁接合部の加力実験を実施し，最大耐力と破壊性状の比較検討を行った。試験体概要を Fig. 1.21 に，腰壁・垂壁横筋の定着の有無を変数とした試験体の荷重―変形関係と最終破壊状況を Fig. 1.22 に示す。実験変数を腰壁横筋の定着の有無とした試験体を比較すると，腰壁横筋の定着を無くすことで，最終破壊形式が柱崩壊型から梁崩壊型に移行した。また，定着をなくすことで最大モーメントは低下し，スリップ挙動が顕著になることが指摘されている。

腰壁横筋の定着の有無による梁主筋の降伏点（壁フェイス位置）に着目すると，Fig. 1.22 に示すように横筋の定着を無くすことで，定着有りの試験体と比べて小さな変形角で梁主筋が降伏した。短期許容応力度時においても，定着を無くすことで梁主筋がより効果的に応力を発揮したと考えられる。

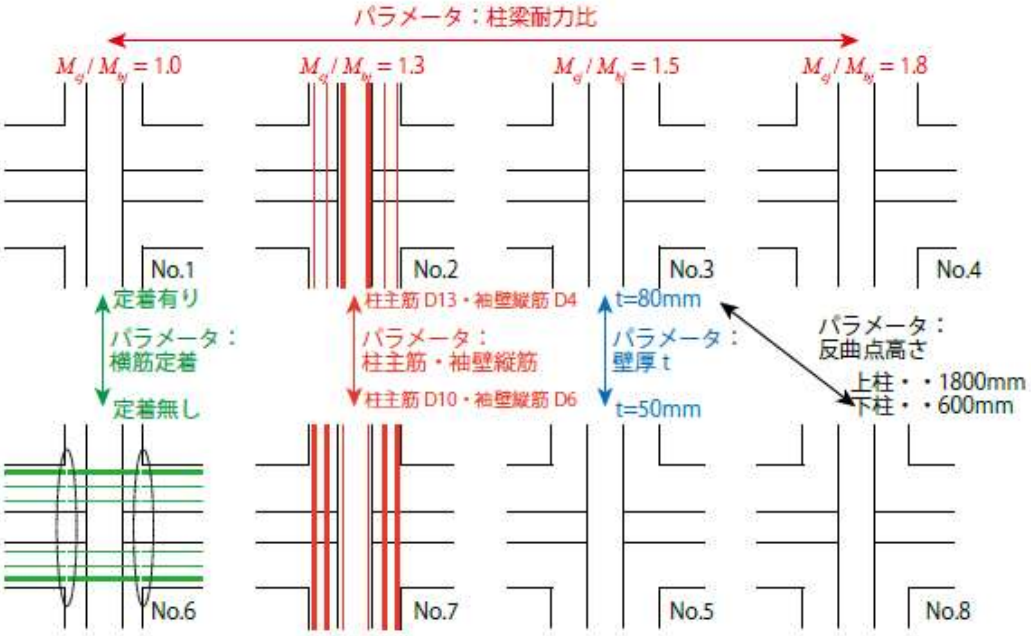
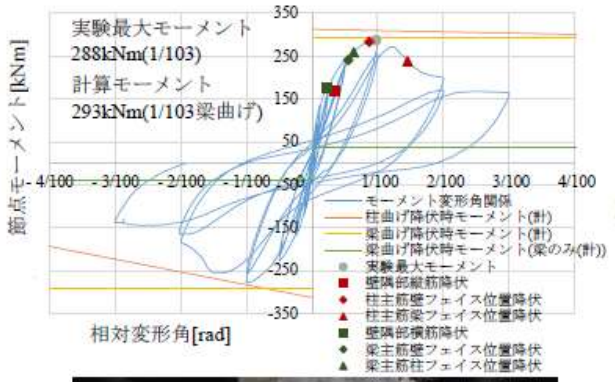
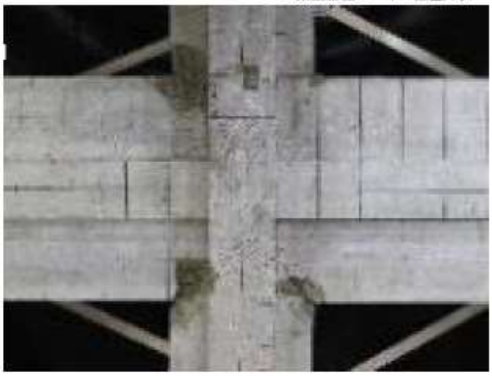
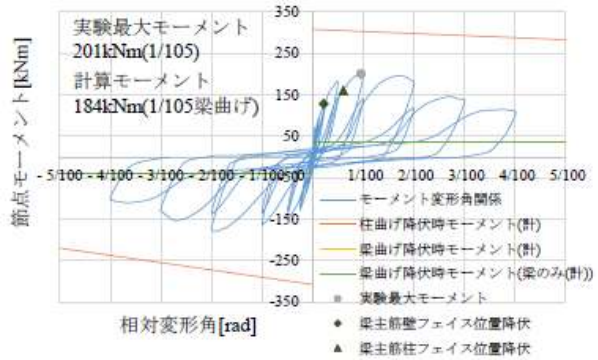


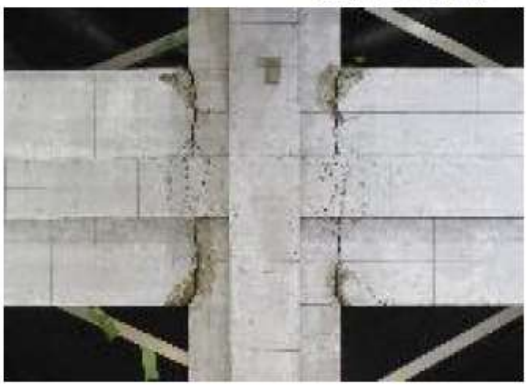
Fig. 1.21 Detail of specimens [14)]





Anchoraged





Without Anchoraged

Fig. 1.22 Relationships of shear force and drift angle and damage situation [14)]

1.2.4　非構造壁を活用した袖壁付柱の研究について

(1) 袖壁付き柱を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の載荷実験 [5)]

福山，壁谷澤，向井，諏訪田，加藤，坂下らは従来の設計で非耐力壁部材として扱わてきた袖壁を構造壁として設計し，架構の 1 階層せん断力係数で 0.40 以上の強度を確保することで，極大地震に対する建物の被災度を小破の目標とし，袖壁を活用した実大 5 層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験を実施した。設計では，袖壁端部のコンクリートは小さい変形で圧壊して損傷しないように，十分な壁厚を確保するとともに，端部縦筋および閉鎖型補強筋でコンクリートを十分に拘束して圧縮靭性を高めた。また，柱梁フレーム構造の柱を袖壁付き柱とし，袖壁のない場合よりも高い強度と剛性を各層に付与させ地震応答変位を低減させ，架構の残存耐震性能の低下を軽減するとともに，非構造部材の損傷等に起因する継続使用性への影響を防いだ。実大試験体平面図，断面図および構面拡大図を Fig. 1.23 に，ひび割れ図を Fig. 1.24 に，耐震性能残存率を Table1.10 に示す。同文献で検討した結果を以下に示す。

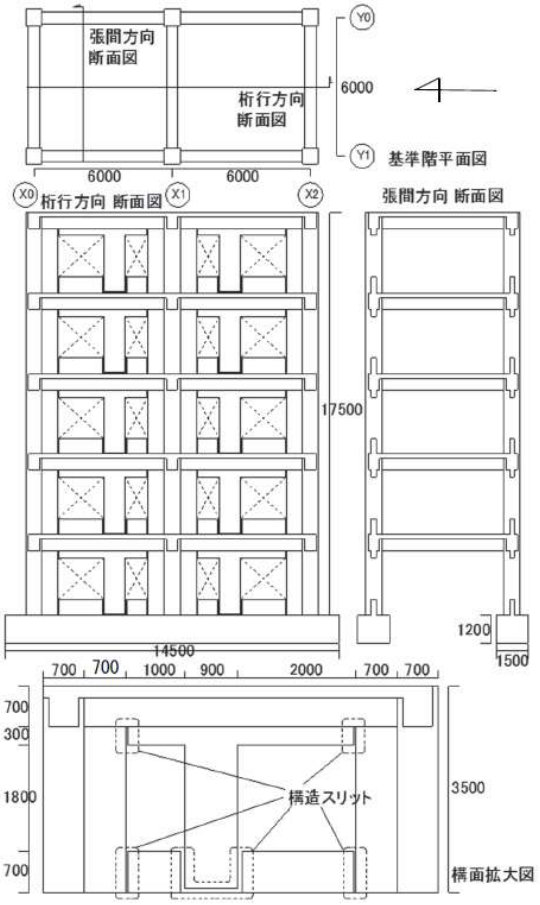
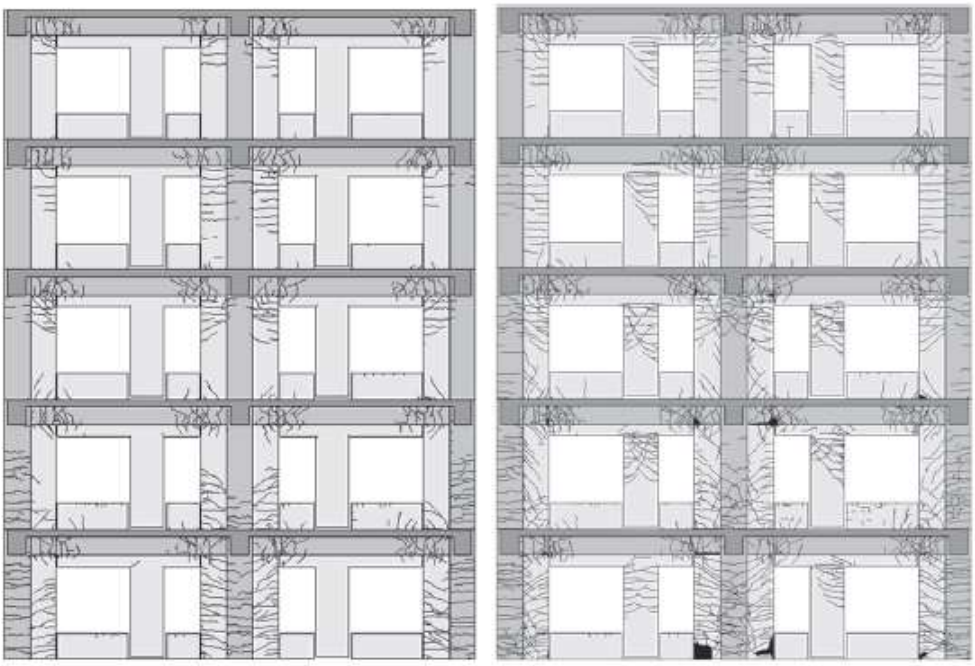


Fig. 1.23 Configurations and plan of building [5)]

1) 試験体は残留ひび割れ幅から推定される被災度は代表変形角0.5%であっても中破であったが，復元力において終局変形におけるひずみエネルギーと残留する履歴吸収エネルギーから判定される被災度は小破であり，残留ひび割れ幅が架構の残存耐震性能に対応していないことが明らかになった。
2) 提案する損傷制御設計法について，大地震時の建物の被災度を小破に留める損傷限界変形に関する知見を得た。一方，本変形状態において構造被害が小破であっても，地震後には建物を使用しながら補修する必要がある。



R=0.5%　　Final stage

Fig. 1.24　Damage situation [5)]

Table1.10　Ratio of residual seismic capacity R[5)]

耐震性能	5 階	4 階	3 階	2 階	1 階	架構
残存率 R (%)	91.6	87.4	81.3	83.2	90.5	80.5

(1) 災害拠点建物の設計ガイドライン（案）[8)]

国土技術政策総合研究所では災害拠点を想定して，技術資料「①壁を活用した鉄筋コンクリート造建築物の損傷制御設計法」が示されている。災害拠点建物の要求性能は耐震ランクという指標により表されている。Fig. 1.25 に壁を活用した鉄筋コンクリート造建築物の損傷制御設計法を示す。耐震ランク I は袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した架構が応答を概ね弾性変形に留め，耐久性を確保するための 0.3mm 程度以下のひび割れの補修等を除き，特段の補修をすることなく，大地震後の構造体の被災度において軽微から小破程度以下，機能継続させることを目標としている。耐震ランクII は大地震に対する応答を大規模な補修を必要とする損傷が生じない変形に留め，足場掛けの必要となる幅 2.0mm 程度以上のコンクリートひび割れ，コンクリート端部圧壊，せん断破壊，主筋座屈の修復等をすることなく機能継続させることを目標としている。また，災害拠点プロで 2015 年度に実大実験を実施した袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した架構において最大層間変形角 0.33%以内の載荷サイクルにおける被災度がいずれの層も軽微となったことから，耐震ランク I の検証項目では大地震に対して補修を必要としない架構の損傷度を留めるためには，ベースシア係数が 0.55 に達する時点の各層の最大層間変形角 R_{max} が 0.33%以内であることを確認するとともに部材塑性率が 1 以下であることを確認する方針が示されている。

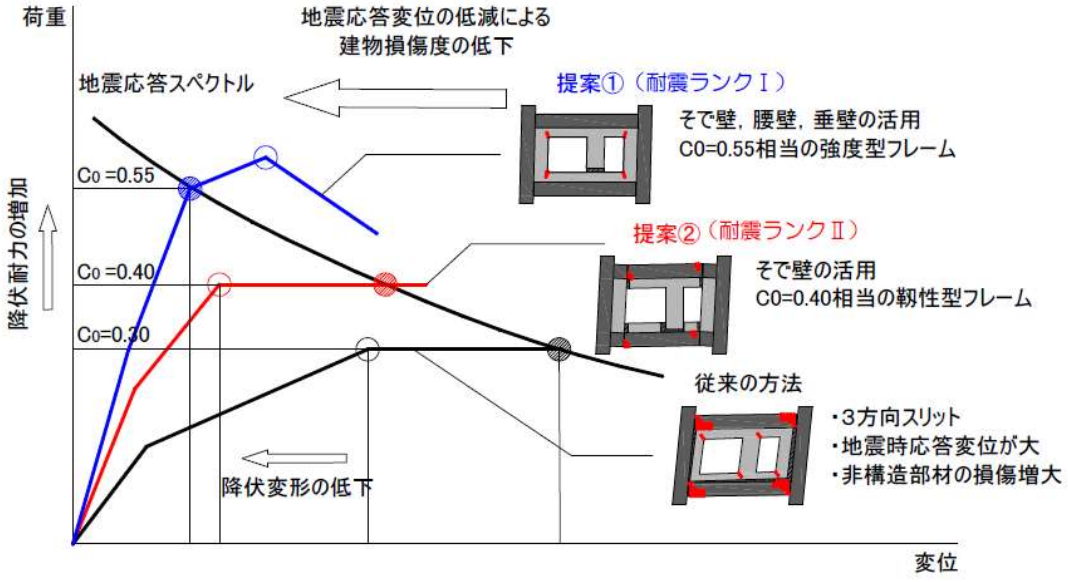


Fig. 1.25 Method of controlling damage [8)]

1.3　まとめ

本章では，本研究の研究背景を整理するとともに，研究の目的を記した。また，近年の地震災害の袖壁付柱の被害状況および袖壁付柱に関する過去の基礎研究を整理した。さらに，大地震（極稀地震）に対する建物の応答を概ね弾性変形に留め，特段の補修をすることなく，建物の機能継続させることを目標とする現行の袖壁・腰壁・垂れ壁を活用した鉄筋コンクリート造建築物の損傷制御設計法に関する研究を整理した。

第 2 章　RC 袖壁付柱の損傷抑制構法の提案と本構法を適用した研究対象建物の試設計

2.1　はじめに

第 1 章に述べたように，既往研究より袖壁付柱は柱とともにせん断力，軸力を負担し，柱の剛性，耐力を上昇させ，変形を抑える性能があるとして，耐震部材として期待される。また，近年では袖壁・腰壁・垂壁な壁を構造スリットにより躯体から切り離すのではなく，壁板の構造性能を積極的に利用する計画の合理性に着目した新しい構造システムの開発が試みられている[5]。しかし，その一方で，最近の地震災害（東日本大震災(2011)，熊本地震(2016)）では，現行の耐震性能を満たす RC 建物において，倒壊などの甚大な被害は免れたものの，剛性の高い袖壁付柱などが著しく損傷することで建物の継続的な使用に支障をきたし，建物の修復や取り壊しが必要となる事例が報告されている[6),7)]。

そこで，本章では，袖壁付柱の損傷抑制を目的とし，RC 袖壁付柱の損傷抑制構法を提案する。また，本構法を適用した研究対象建物の試設計を行う。

2.2　RC 袖壁付柱の損傷抑制構法の提案

Fig. 2.1(a) に示すように従来の RC 袖壁付柱は壁縦筋を定着したことで，壁縦筋が引張力を負担するため，周辺のコンクリリートでひび割れが発生する。また，壁縦鉄が引張降伏後に圧縮力負担する時に鉄筋の座屈が発生しやすいため，周辺コンクリートの圧壊も発生しやすくなり，変形能力が低くなる。そこで，本研究では，Fig. 2.1(b) に示すように RC 袖壁付柱を対象に部材の損傷を抑制することを目的として壁縦筋を定着しない袖壁付柱を提案する。提案する構造のメリット以下に示す。

① 袖壁を圧縮力に抵抗する構造要素とすることで，Fig. 2.1(c) に示すように袖壁が柱の水平耐力を増大する効果が期待できる。

② 引張側袖壁縦筋の定着をなくすことにより，袖壁は引張力を負担しないため，Fig. 2.1(d) に示す機構により部材の損傷を抑制することが期待でき，周辺のコンクリートとの一体性が保たれ，とくに圧縮時に周辺コンクリートを傷める効果が軽減され，壁脚部のコンクリートの圧壊が遅延され，変形性能を向上することが期待できる。

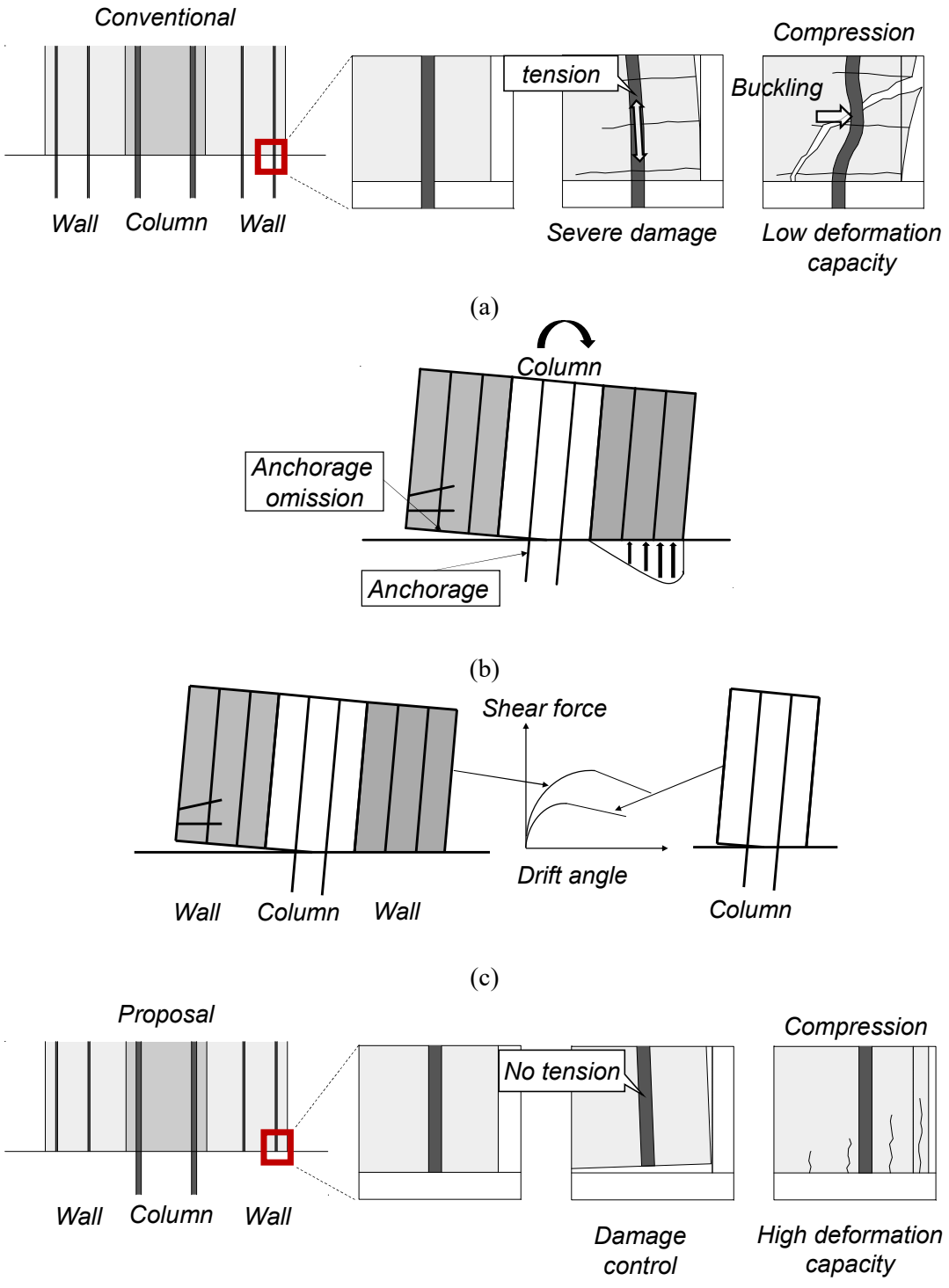


Fig. 2.1　Proposal

2.3　研究対象建物の試設計

Fig. 2.2 に研究対象建物を示す。想定建物規模は 3 層（1 階 5m，2-3 階 4m），X 方向 2×Y 方向 3 スパン（各スパン 6m）とし，層重量を 12kN/m^2，柱寸法を 500mm×500mm，梁を 500mm×300mm（せい×幅），壁厚を 250mm と設定した。

本対象建物の構造設計方針として以下に示す。

① 袖壁（梁では腰壁・垂壁）を考慮した場合にベースシア係数 0.55 を満たす強度型

② 仮に極大地震により袖壁（梁では腰壁・垂壁）が破壊して耐力を喪失しても柱（梁）のみでベースシア係数 0.3 を満足する靭性型

これは前者①は Fig. 2.3 示す提案①の袖壁（梁では腰壁・垂壁）を活用した場合で，建物の強度が高くなり，一般に想定される地震力に対して建物の変形を抑制し，その結果，損傷を抑制する構造性能を有すること [8]，後者②は想定を超える地震力に対して袖壁が圧壊し，建物の水平耐力が劣化域に入っても柱が高い靭性を有し軸力支持性能は喪失しない構造性能を有することを意図している。

上記の設計方針を満足させるため，具体的には以下の手順により袖壁付柱及び腰壁・垂れ壁付梁を設計した。

【手順 1】柱梁のみで設計条件②を満足するように断面を設計した。ここで柱梁は建物内で共通の断面詳細を有し，柱梁の曲げ強度比 2.0:1.0 とし，各構面ごとに検討する。架構の崩壊機構を全体崩壊形，外力分布を逆三角形とそれぞれ仮定し，各方向から見た崩壊形を Fig. 2.4 と Fig. 2.5 に示す。仮想仕事法によりベースシア係数 0.3 を満足するために必要な柱梁の曲げ強度を算定し，柱梁の配筋を定めた。

【手順 2】次に柱には袖壁（Fig. 2.2 より，中柱では両側袖壁付柱，外柱では片側袖壁付柱），梁には腰壁・垂壁が取り付く場合を想定し，【手順 1】と同様の崩壊機構（Fig. 2.4 と Fig. 2.5）を仮定し，ベースシア係数 0.55 を満足するために必要な柱梁の曲げ強度を算定した。Table2.1 に各条件の仮想仕事法により算定した柱梁の必要曲げ終局強度及び 1 階柱脚が曲げ強度に達するときの当該柱のせん断力を示す。また，袖壁長さを柱せいと等しく 500mm と設定した場合に，袖壁付柱が算定した必要強度（設計条件①）を満足することを確認した。ここで袖壁は脚部において，曲げモーメントに対して圧縮力にのみ抵抗するように壁縦筋を基礎に定着しない構造詳細（Fig. 2.1 参照）とする。これは壁縦筋を引張降伏させないことで袖壁の損傷を抑制しようとする試みである。また，梁については本研究では扱わないため，説明を割愛するが，腰壁・垂壁高さを梁せいと等しく設定し袖壁付柱と同様に設計した。

【手順 3】最後に 1 階について柱と袖壁付き柱の脚部が曲げ強度に達する時のせん断力を反曲点高さが内法高さに対して 0.7 と仮定して求め，柱及び袖壁付柱がせん断破壊しないことを意図してせん断補強筋の配筋を定めた。袖壁の縦横筋は 2-D13@200，柱のせん断補強筋を 2-D13@100 とした結果，せん断余裕度は柱のみの場合は 2.1，袖壁付柱の場合は 1.5 となった。Table2.2 に上記の設計に基づく対象柱である 1 階柱の構造詳細を示す。また，以下に Table2.3 に示す柱及び袖壁付柱の各終局強度の算出方法を示す。計算する際のコンクリートの設計基準強度は 36N/mm^2，鉄筋は SD345 とした。

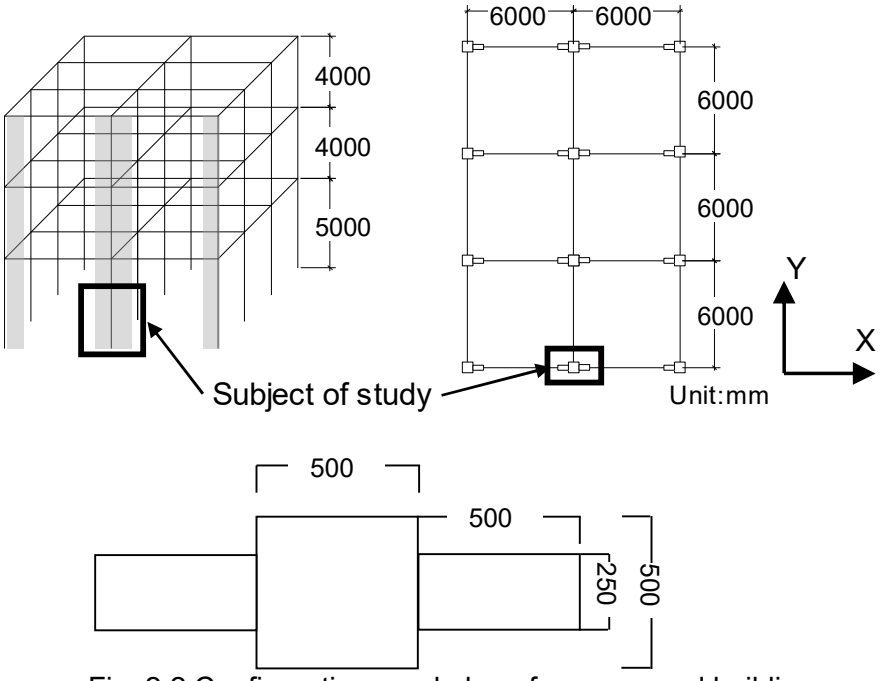


Fig. 2.2 Configurations and plan of an assumed building

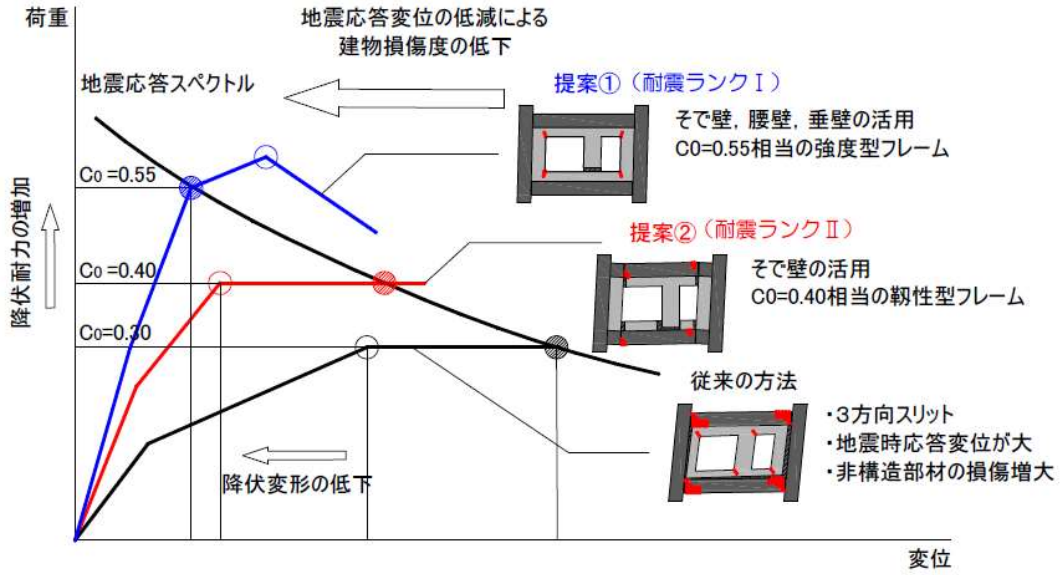


Fig. 2.3 Method of controlling damage [8)]

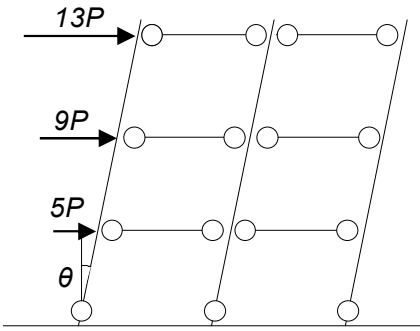


Fig. 2.4 X direction

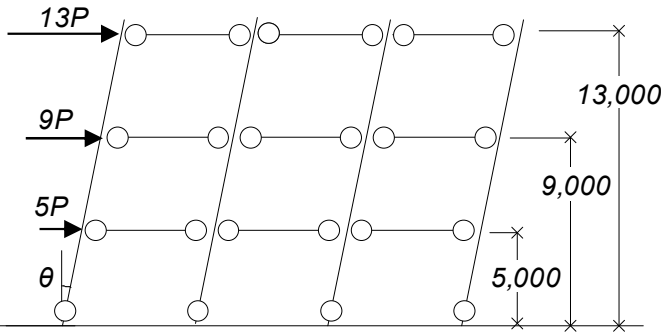


Fig. 2.5 Y direction

＜曲げ耐力＞

Table2.3 に示す柱の終局強度においては「建築物の構造関係技術基準解説書」[15]に示される式(2.1)を用いて算出した。

$$M_u = 0.5a_g\sigma_y g_1 D + 0.5ND\left(1-\frac{N}{bDFc}\right) \tag{2.1}$$

ここで，M_u：曲げ終局強度

a_t：柱主筋全断面積

σ_y：主筋降伏強度

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

D：柱断面せい

N：柱軸方向力

b：柱断面幅

F_c：コンクリートの圧縮強度

袖壁付柱の曲げ終局強度においては，袖壁の縦筋を定着しない構造詳細としたので，Fig. 2.6 のように袖壁は圧縮のみに作用するとし，ACI ストレスブロック法 [16]を用いて算出した。

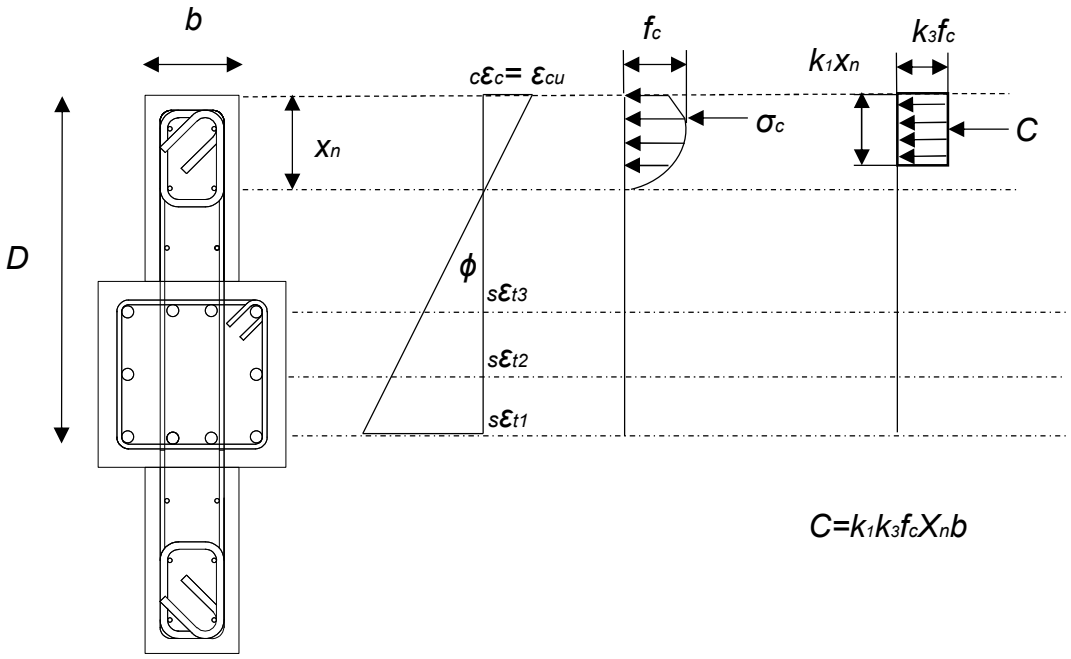


Fig. 2.6　ACI stress block[16]

ここで，D：圧縮縁から引張主筋距離

b：袖壁厚さ，X_n：中立軸深さ

${}_c\varepsilon_c$：圧縮縁コンクリートひずみ

ε_u：圧縮縁コンクリート終局ひずみ（0.003）

${}_s\varepsilon_{t1}$，${}_s\varepsilon_{t2}$，${}_s\varepsilon_{t3}$：圧縮縁コンクリート終局ひずみに達した時の鉄筋ひずみ

f_c：コンクリート圧縮強度

k_1，k_3，：ACI ストレスブロック形状係数 0.85 [16)]

＜せん断耐力＞

Table2.3 に示す柱および袖壁付柱のせん断耐力は「建築物の構造関係技術基準解説書」[15)]に示される式(2.2)，(2.3)を用いて算出した。

$$Q_{su}=\left\{\frac{0.068{p_t}^{0.23}(F_c+18)}{M/(Qd)+0.12}+0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}}+0.1\sigma_0\right\}bj \tag{2.2}$$

ここで，Q_{su}：せん断耐力

p_t：引張鉄筋比（%）

M/Q：M，Q はそれぞれ強度計算時における最大曲げモーメント及びせん断力（ただし，$M/(Qd)$は $M/(Qd)$<1 のとき 1 とし，$M/(Qd)$>3 のとき 3 とする）

d：有効せい

p_w：柱のせん断補強筋比

σ_{wy}：せん断補強筋の降伏強度

σ_0：平均軸方向応力度（$=N/(bD)$）

j：応力中心距離（7/8d）

$$Q_{su}=\left\{\frac{0.053{p_t}^{0.23}(F_c+18)}{M/(Qd_e)+0.12}+0.85\sqrt{p_{we}\sigma_{wy}}\right\}b_e j_e+0.1N \tag{2.3}$$

$$p_{we}=p_w\left(\frac{b}{b_e}\right)+p_s\left(\frac{t}{b_e}\right) \tag{2.4}$$

ここで，Q_{su}：せん断耐力

p_t：引張鉄筋比（%）

$M/(Q_{de})$：M，Q はそれぞれ強度計算時における最大曲げモーメント及びせん断力（ただし，$M/(Qd)$は $M/(Qd)$<0.5 のとき 0.5 とし，$M/(Qd)$>2.0 のとき 2.0 とする。）

d_e：等価断面の有効せい

P_{we}：式(2.4)に算出方法を示す

σ_{wy}：せん断補強筋の降伏強度

b_e：置換長方形断面における幅

j_e：応力中心距離（7/8d_e）

p_s：壁の横補強筋比

t：壁の厚さ

Table 2.1 Required strength of column and beam

Plane				X direction		Y direction	
Base shear coefficient				0.55	0.3	0.55	0.3
External force			kN	158.4	86.4	158.4	86.4
P			kN	39.6	21.6	52.8	28.8
	Beam	Flexural moment	kN・m	605	330	558.5	304.6
	Column	Flexural moment	kN・m	1210	660	1116.9	609.2
		Flexural strength		384.1	209.5	354.5	193.4

Table 2.2 Structural details of the column with/without wing walls

Type		Column	Column with wing walls
Column	B×D (mm)	500×500	
	Long. reinforcement	16-D25(pg=3.24%)	
	Shear reinforcement	2-D13@100(pw=0.51%)	
	Concrete cover (mm)	50	
Wing walls	Horizontal and Vertical reinforcement	—	2-D13@200 (ps=0.51%)
Design compressive strength of concrete (N/mm2)		36	
Reinforcement material		SD345	

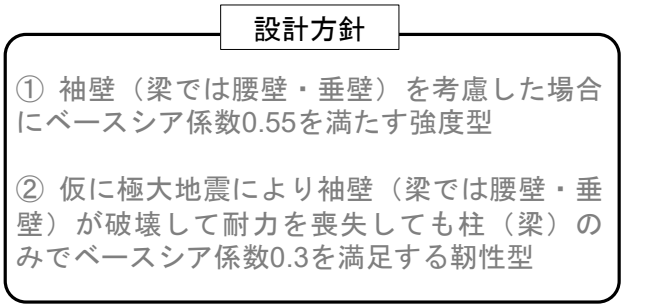
p_g: Ratio of gross longitudinal reinforcement of column
p_w: Ratio of shear reinforcement of column
p_s: Ratio of shear reinforcement of wing walls

Table 2.3 Flexural and shear strengths of the column with/without wing walls

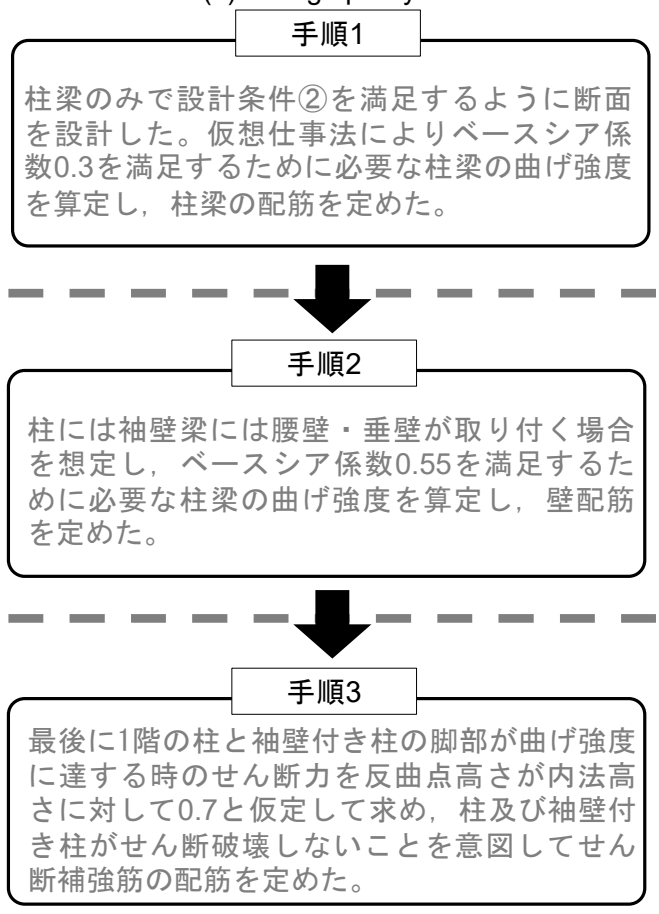
Type	Column	Column with wing walls
Flexural strength(kN・m)	670	1866
Shear force at flexural strength(kN)	191	533
Shear strength (kN)	411	820
Shear margin	2.1	1.5

2.4　まとめ

本章では，RC 袖壁付柱の損傷低減を目的とし，RC 袖壁付柱の損傷抑制構法―壁縦筋の定着をなくした袖壁付柱を提案した。本構法は壁縦筋の定着をなくしたことより，部材損傷を低減することが期待される。また，本構法は壁を主に圧縮力に抵抗する構造要素とするため，壁が柱の水平耐力を増大する効果を期待する。さらに，本構法を適用した研究対象建物の構造設計を行った。Fig. 2.7 に構造設計方針および手順をまとめる。



(a) Design policy



(b) Design procedure

Fig. 2.7 Design policy and design procedure

第 3 章　袖壁付き柱の静的載荷実験

3.1　はじめに

本章では，第 2 章で設計した研究対象建物の 1 階の柱及び袖壁付柱の 1/2 スケールの試験体を 5 体作成し，袖壁の有無，壁縦筋定着なしの有無，壁端部の拘束筋量および壁端部の拘束範囲を変数とし，静的載荷実験を行った。また，試験体の構造性能および基本的な破壊状況についての実験結果を検討した。さらに，鉄筋コンクリート造建物の耐震性能指針[17)]（以下，耐震性能指針）に基づき，各試験体の損傷量に関する実験結果および耐震限界性能を検討した。

3.2　実験計画

3.2.1　試験体概要

試験体柱の断面は 250×250mm, 壁断面（厚さ×長さ）は 125×250mm, 高さは 1600mm（想定反曲点高さまで）である。実験変数は袖壁の有無，壁縦筋定着の有無，壁端部の拘束筋量および壁端部の拘束範囲である。Table 3.1 に試験体詳細を示す。同表の拘束域鉄筋比は， X 方向については(拘束筋+壁横筋の断面積)/(壁厚×横補強筋間隔)の百分率, Y 方向については(拘束筋の断面積)/(壁長さ×横補強筋間隔)の百分率として算定した結果を示した。柱及び袖壁付柱の終局強度については前章と同様の計算方法で算定した結果を示す。

試験体 C は柱のみ，試験体 CW-JPL と CWN-JPL は袖壁に鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・解説 [18]（以下，保有水平耐力規準）に基づく FB となる拘束筋量を有する試験体，試験体 CWN-JPH は袖壁に保有水平耐力規準 [18]に基づくみなし FA となる拘束筋量を有する試験体, 試験体 CWN-ACI は袖壁に ACI 規準 [16]の耐震部材に対する規定を満たす拘束筋量を有する試験体である。また，試験体 CW-JPL は壁縦筋の定着ありの従来型の袖壁付柱を表現した試験体であり，試験体 CWN-JPL，CWN-JPH と CWN-ACI は壁縦筋の定着を解消した本研究が提案する構造詳細を採用した試験体である。試験体 CW-JPL, CWN-JPL と CWN-JPH の壁端部拘束範囲は同じであり, 試験体 CWN-ACI の拘束範囲は他の試験体より広い。

Table 3.1 Structural details of the specimens

			C	CW-JPL	CWN-JPL	CWN-JPH	CWN-ACI
Column	$b \times D$ (mm)		250 × 250				
	Longitudinal reinforcement		10-D16 (p_g=3.18%)				
	Horizontal reinforcement		D6@50 (p_w=0.51%)				
	Concrete cover (mm)		25				
Wing walls	Horizontal reinforcement		—	2-D6@100 (p_s=0.51%)			
	Vertical wall reinforcement		—	2-D6@100		2-D6@80	2-D10@80
	Length of confined area (mm)		—	130			210
	Confining reinforcement		—	D6@100		D10@50	D10@50
	Confining reinforcement ratio (%)	X direction	—	1.01		2.79	
		Y direction	—	0.39	0.41	1.14	1.71
	Concrete cover (mm)		20				
Concrete design strength (N/mm^2)			36				
Ultimate flexural strength (kN)			43	156.7	140.8	141.0	
Ultimate shear strength (kN)			121	209.2			
Shear margin			2.8	1.33	1.49	1.48	

p_g: Gross longitudinal reinforcement ratio of column
p_w／p_s: Horizontal reinforcement ratio of column／wall

＜保有水平耐力規準 [18)]＞

保有水平耐力規準に示される袖壁付柱の部材種別条件及び試験体 CW-JPL，CWN-JPL と CWN-JPH の構造特性を Table 3.2 に示す。

Table 3.2 Ductility classification for columns with wing walls [18)]

	FA	FB	FB		
			CW- JPL	CWN-JPL	CWN-JPH
Q_{su} / Q_{mu}	Greater than/equal 1.25	Greater than/equal 1.1	1.33	1.49	1.48
h_0 / D	Greater than/equal 2.5	Greater than/equal 2.0	6.4		
σ_0 / F_c	Less than/equal 0.35	Less than/equal 0.45	0.072		
$(p_g\sigma_y+\sigma_{0w})$ / F_c	Less than/equal 1/3	Less than/equal 1/2	0.41		
t_w / $\sqrt{A_c}$	Greater than/equal 4/10	Greater than/equal 3/10	0.5		
τ_u /F_c	Less than/equal 0.1	Less than/equal 0.125	0.046		

Q_{su}/Q_{mu}：せん断余裕度

σ_0：柱断面に対する軸応力度(N/mm^2)

F_c：コンクリート設計基準強度(N/mm^2)

p_g：柱断面に対する全主筋断面積比

σ_y：主筋の材料強度(N/mm^2) SD390 以下の JIS 規格品では規格品降伏点の 1.1 倍の数値とすることができる。

σ_{0w}：柱断面に対する軸応力度(N/mm^2)

t_w：壁厚

h_0：内法長さ

D：柱せい

A_c：柱断面積(mm^2)

τ_u：(壁を含む)全断面に対するせん断応力度(N/mm^2)

試験体 CWN-JPH では，保有水平耐力指針に示す圧縮端部から中立軸位置までの 2/3 の面積を横筋比 0.006 以上の拘束筋を設けることで FA を満足させる方針とした。試験体 CWN-JPH は$(p_g\sigma_y+\sigma_{0w})/F_c$について FB となるが，保有水平耐力規準では圧縮端部から中立軸位置までの 2/3 の面積を横筋比 0.006 以上の拘束筋を設けることで FA とみなせる。

＜ACI 基準 [16)]＞

試験体 CWN-ACI の拘束域は ACI 基準 [16)]より以下の手順に従い，この手順を満足するように設計行った。また，Table 3.3 に ACI 基準に示される拘束域の条件（同表では各項目について最も厳しい条件を示す）及び試験体 CWN-ACI の位置づけを示す。

Table 3.3 Requirements for the confined area of CWN-ACI [16)]

Requirements for confined area			CWN-ACI	
Item	Formula	Value		
Length	>c-0.1l_w	>170 mm	210 mm	
Spacing	<Six times the diameter of the smallest longitudinal bar	<60 mm	50 mm	
Reinforcement	$A_{sh}/sb_c \geq 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.019$	A_{sh}/sb_c	
			X direction	Y direction
			0.033	0.02

拘束域長さは次の二つの条件を満たさなければならない。

(a)　c-0.1l_w より大きい

(b)　c/2 より大きい

→断面力の釣合より中立軸深さは 240mm よって条件(a)により拘束域長さは 165mm 以上にする必要がある。

(1) 壁厚は h_w/16 より大きい必要がある。

→幅 250mm の柱に接続するため，壁厚は 125mm とした。

(2) 横補強筋の間隔は次の三つの条件を満たさなければならない。

(a) 最小柱の寸法の 1/4 以下

(b) 最も小さい縦筋の直径の 6 倍以下

(c) s_0 以上

$$s_0 = 4 + \left(\frac{14 - h_x}{3}\right)$$

→条件(b)により，拘束域縦筋を D10 とすることで横補強筋の間隔は 50mm とした。

(3) 拘束筋の断面積は次の条件を満足する必要がある。拘束筋量は X 方向，Y 方向の両方向を考慮し，Fig. 3.1 に式中の記号を示す。

$$A_{sh}/sb_c \geq 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh}/sb_c \geq 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_g = l_{be} \times b$$

$$A_{ch} = b_{c1} \times b_{c2}$$

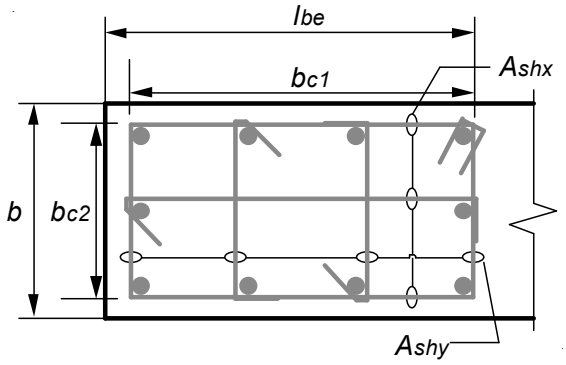


Fig. 3.1　Details of member

c：中立軸深さ

l_w：壁全体の長さ

l_{be}：壁全体の長さ

h_w：壁のクリアスパン

h_x：フープ筋/中子筋と接続する縦筋の最大の中心間距離

A_{sh}：中子筋を含む横補強筋の総断面積

A_{ch}：補強筋の外側で囲まれた部材断面積

s：補強筋間隔

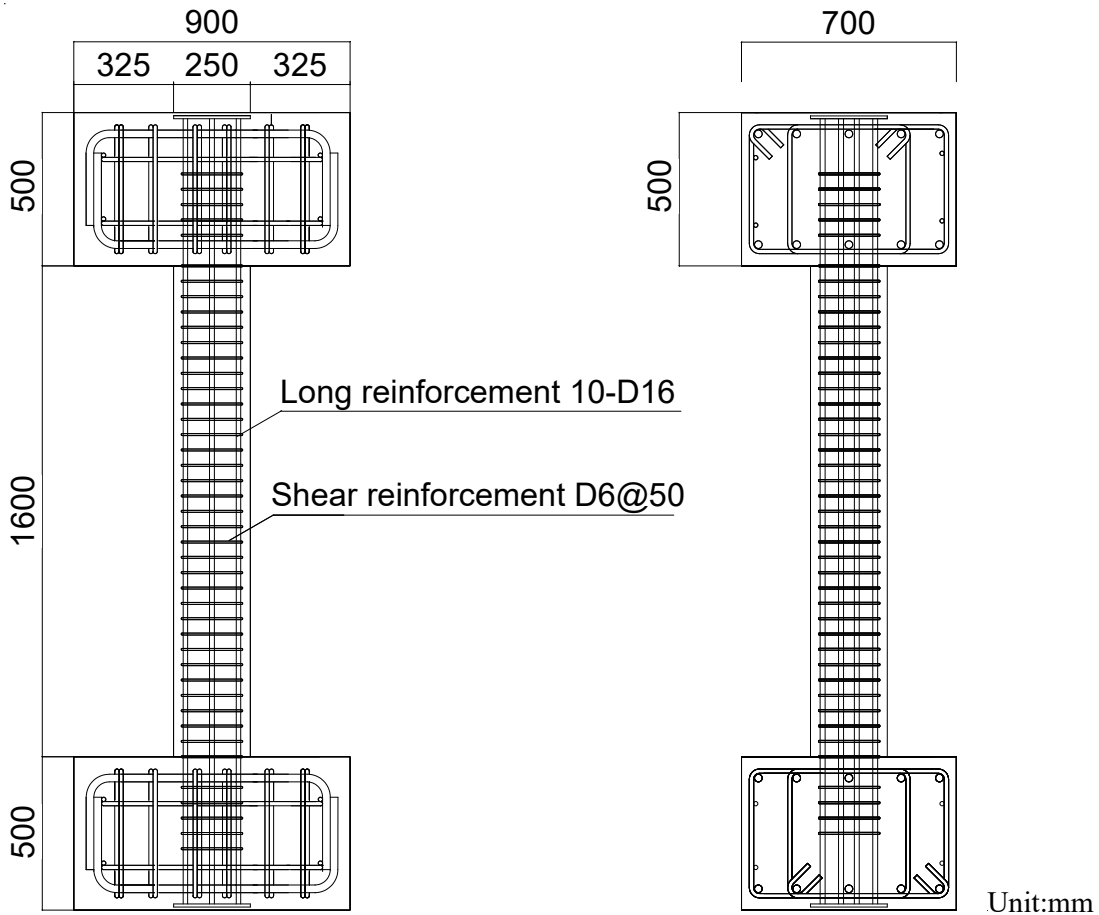
f'_c：コンクリート強度

f_{yt}：鉄筋の降伏強度

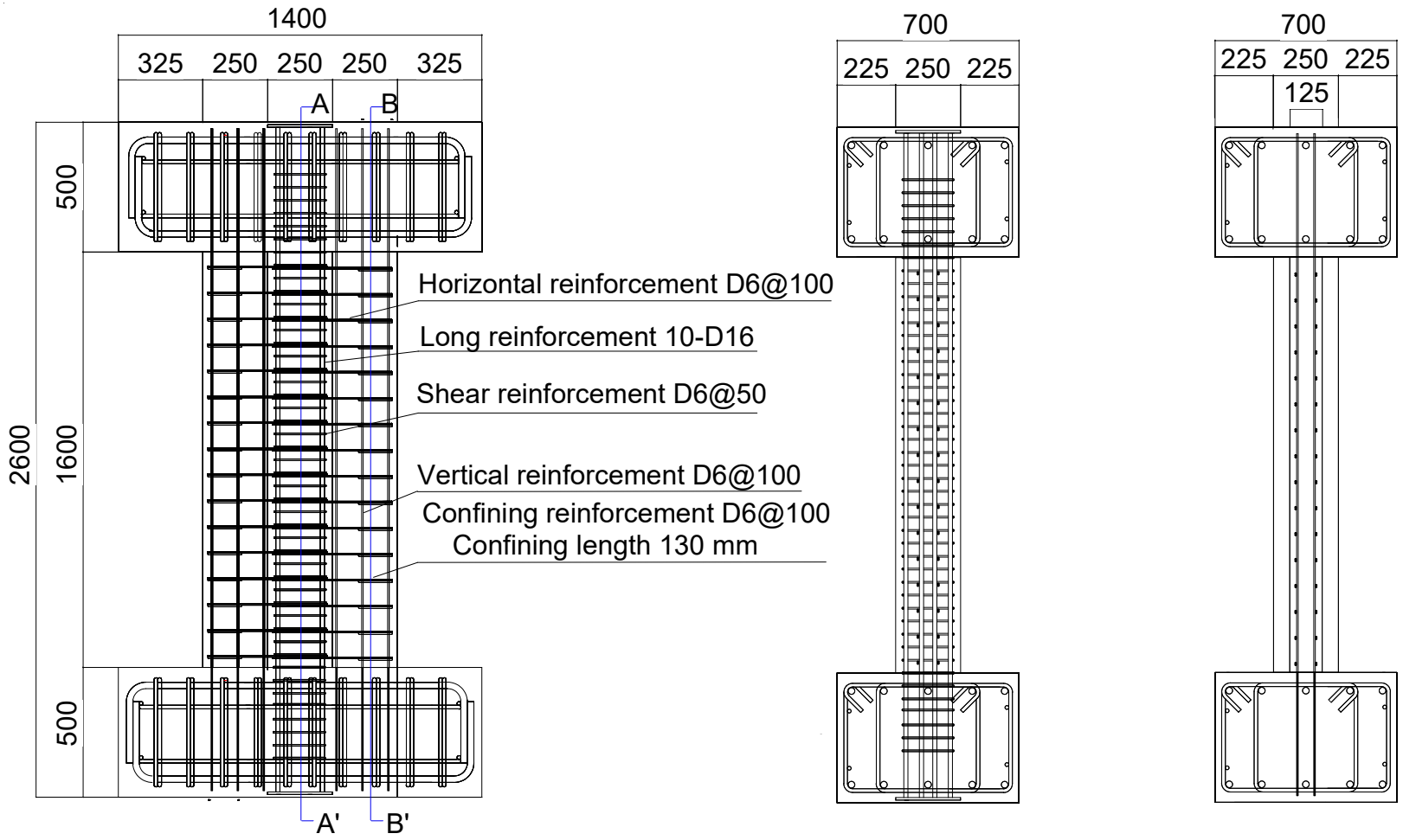
b_c：補強筋の外側の断面寸法

b：部材幅

各試験体の配筋図を Fig. 3.2 に，部材断面を Fig. 3.3 に，壁端部拘束筋の配筋詳細を Fig. 3.4 に示す。

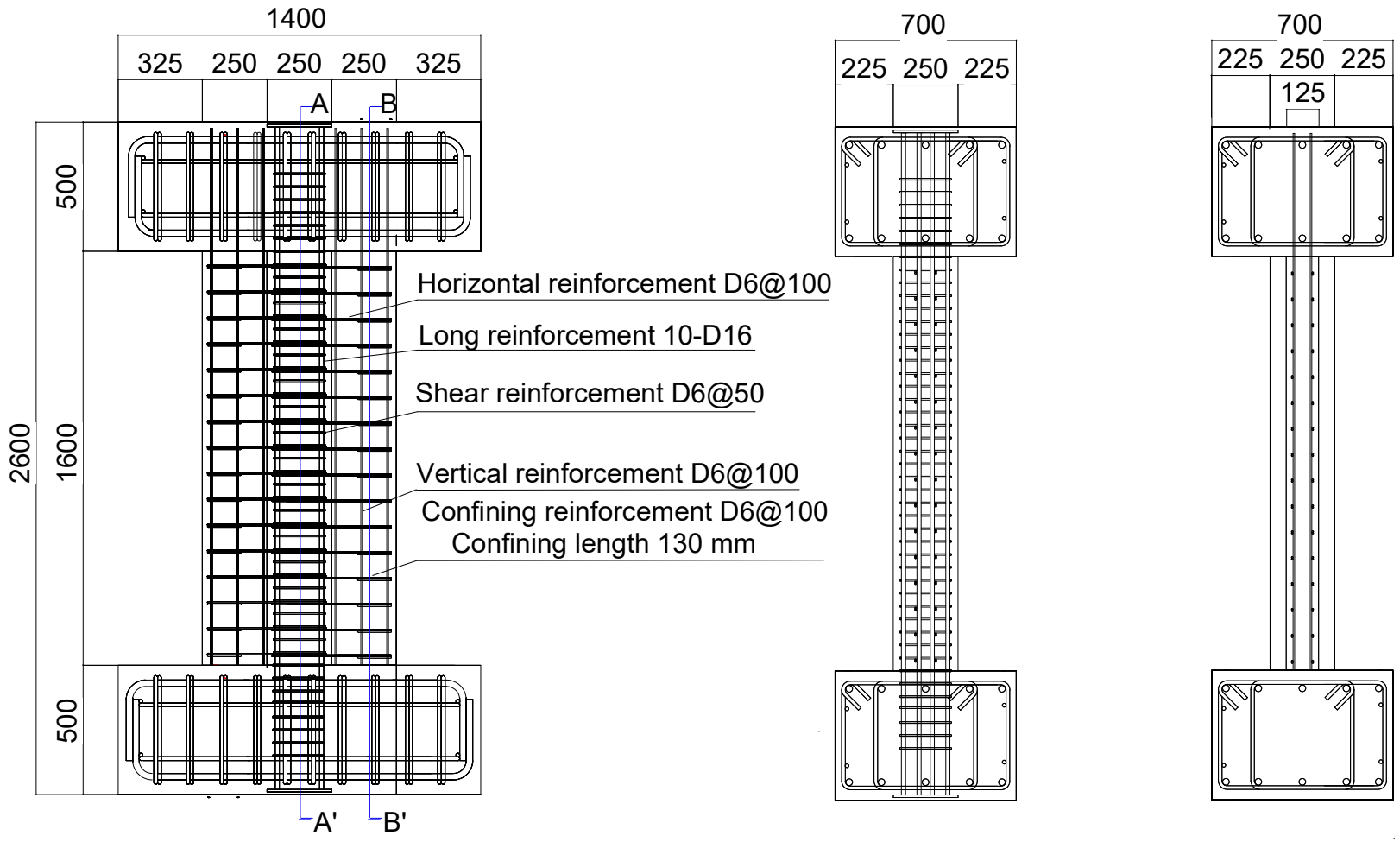

900
325
250
325
700
500
500
1600
500
Long reinforcement 10-D16
Shear reinforcement D6@50
Unit:mm

(a) C



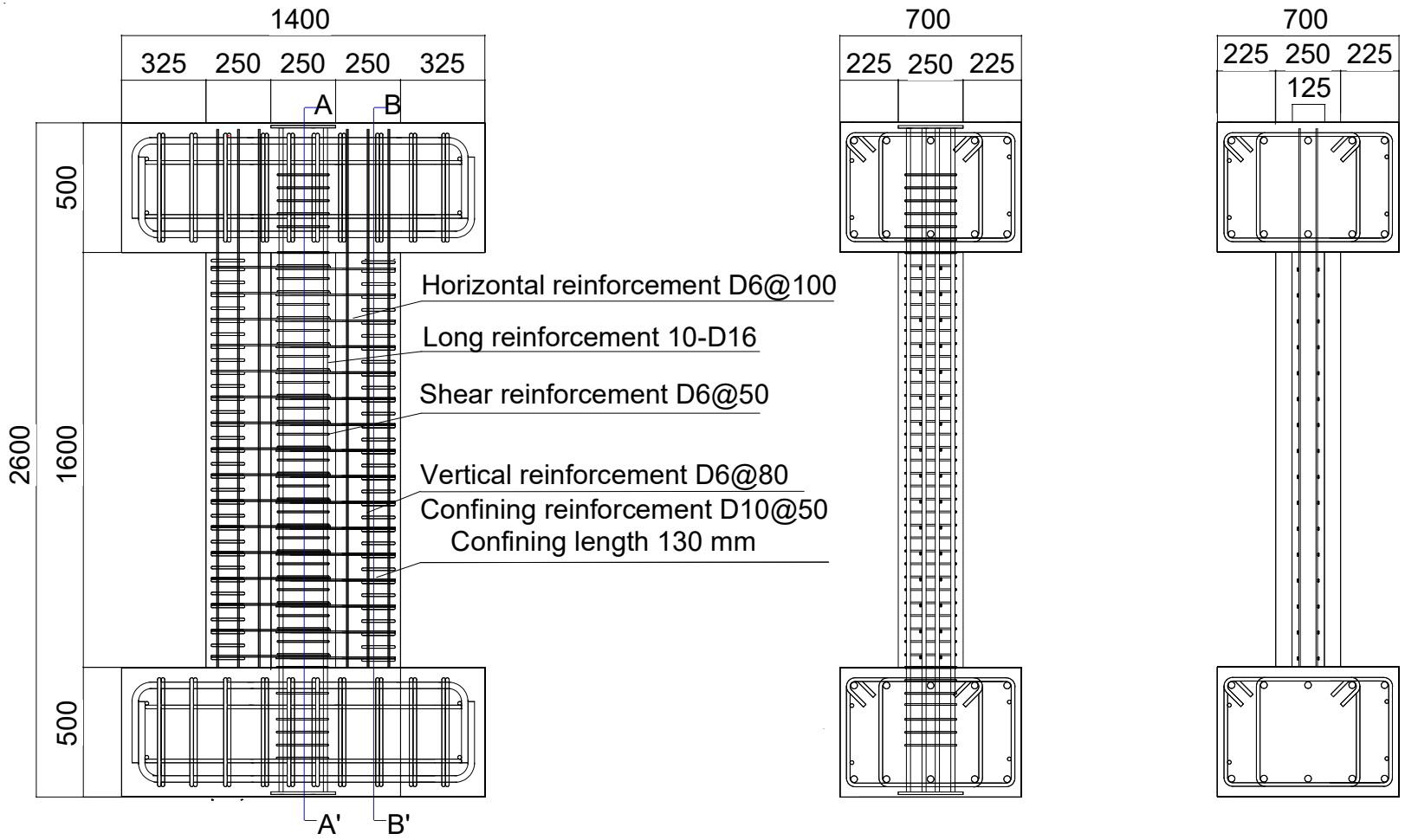
A-A’ section　　B-B’ section

(b) CW-JPL



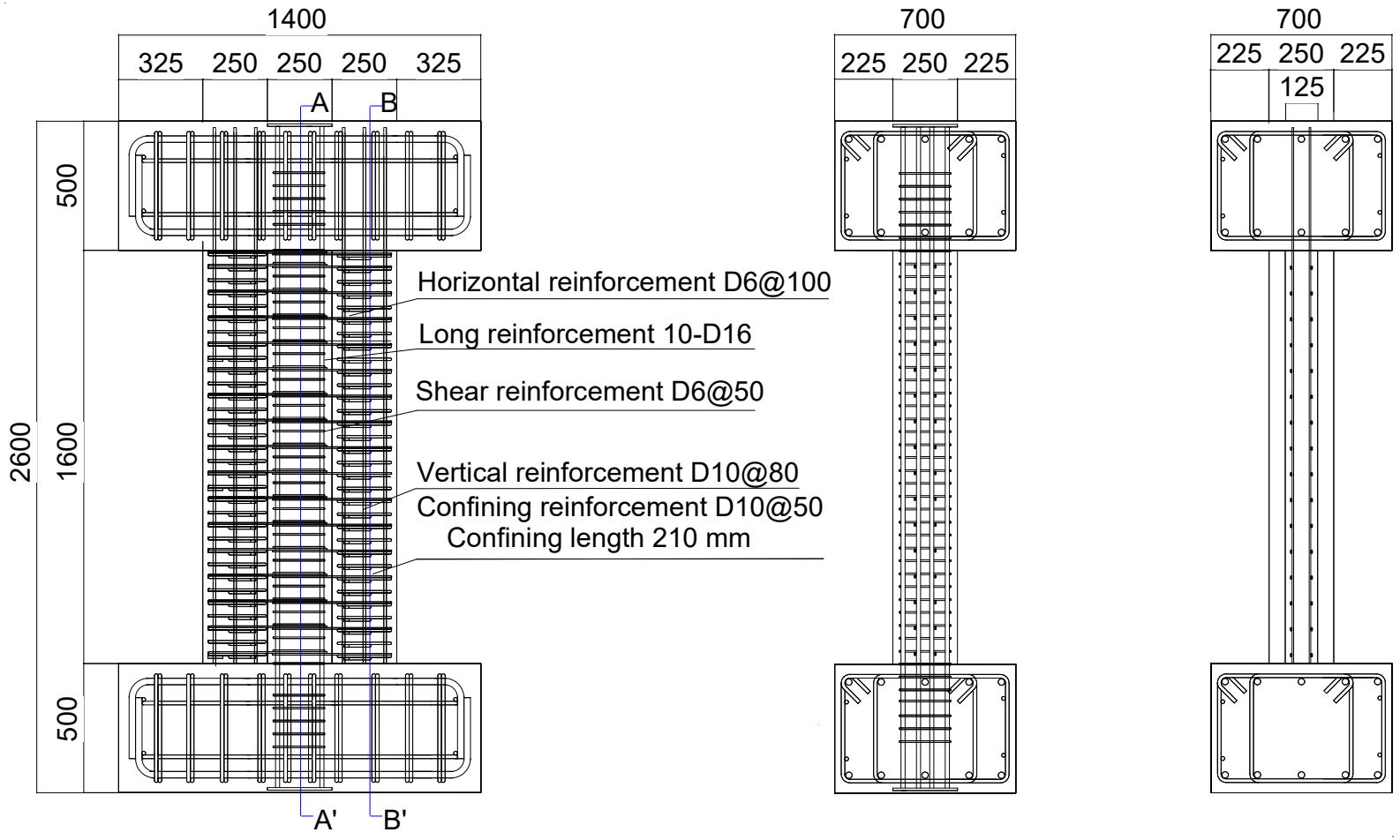
A-A’ section　　B-B’ section

(c) CWN-JPL



A-A’ section　　B-B’ section

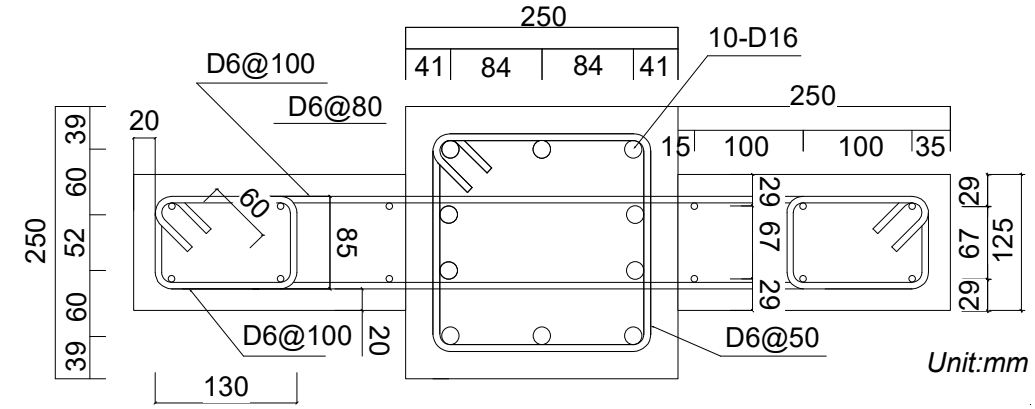
(d) CWN-JPH



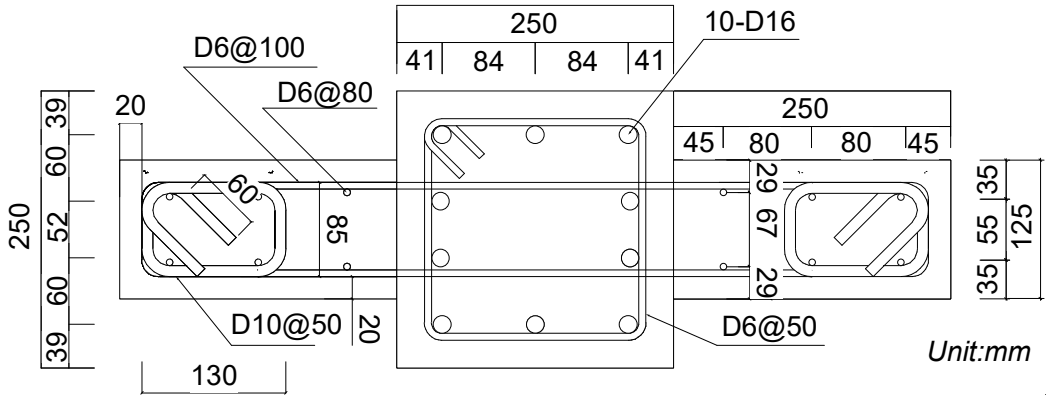
A-A’ section　　B-B’ section

(e) CWN-ACI

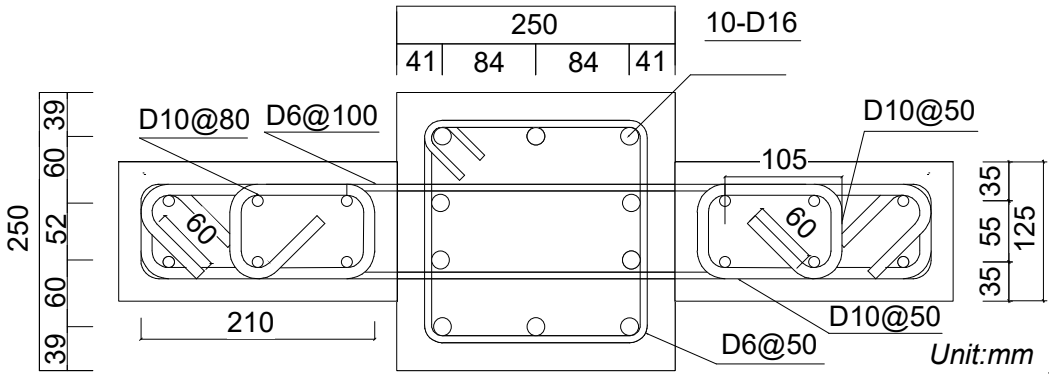
Fig. 3.2 Dimensions and reinforcement details of the specimens0



CW-JPL and CWN-JPL

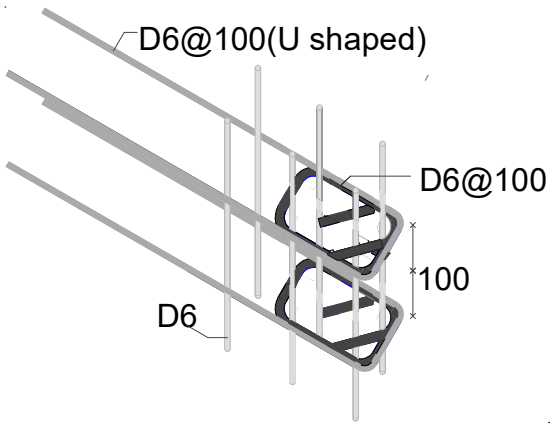


CWN-JPH

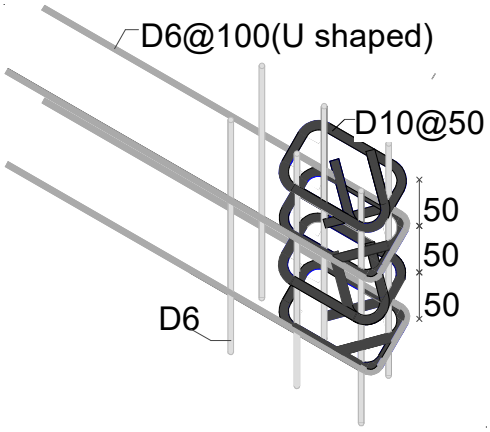


CWN-ACI

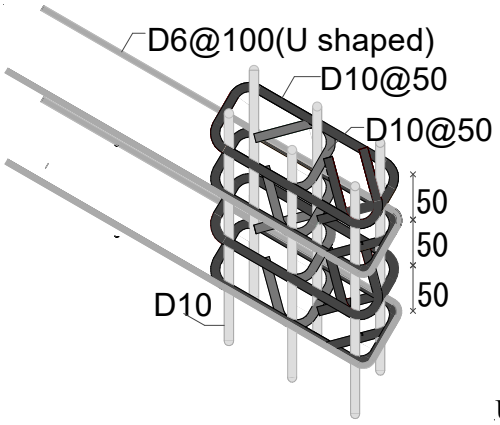
Fig. 3.3 Cross-sectional details of the specimens



CW-JPL and CWN-JPL



CWN-JPH



Unit: mm

CWN-ACI

Fig. 3.4 Close-up of confined area

3.2.2 材料特性

鉄筋の力学的特性

試験体の鉄筋材種は，柱主筋が D16(SD345)，せん断補強筋は D6(SD345)，壁縦筋が D6(SD345)また D10(SD345)，横筋が D6(SD345)，壁端部拘束筋が D6(SD345)また D10(SD345)である。Table 3.4~3.5 に鉄筋の材料試験結果を，各引張試験供試体の試験結果および応力－ひずみ関係を Fig. 3.5~3.6 に示す。試験体 C，CWN-JPH，CWN-ACI と試験体 CW-JPL，CWN-JPL は実験の実施年度が異なり，使用鉄筋の標準は同じであるが，鉄筋の材料特性はばらつきが生じた。

Table 3.4　Material properties of reinforcement for C, CWN-JPH and CWN-ACI

D6	Yield stress (N/mm^2)	Tensile strength (N/mm^2)	Strain at yield stress (μ)	Young's modulus (kN/mm^2)
No.1	428	592	2487	172
No.2	408	576	2526	162
No.3	416	579	2515	166
Average	417	582	2509	166

D10	Yield stress (N/mm^2)	Tensile strength (N/mm^2)	Strain at yield stress (μ)	Young's modulus (kN/mm^2)
No.1	380	538	2037	187
No.2	374	450	1951	192
No.3	396	472	2074	191
Average	383	487	2020	190

D16	Yield stress (N/mm^2)	Tensile strength (N/mm^2)	Strain at yield stress (μ)	Young's modulus (kN/mm^2)
No.1	361	521	2080	173
No.2	347	479	1953	178
No.3	357	500	2015	177
Average	355	500	2016	176

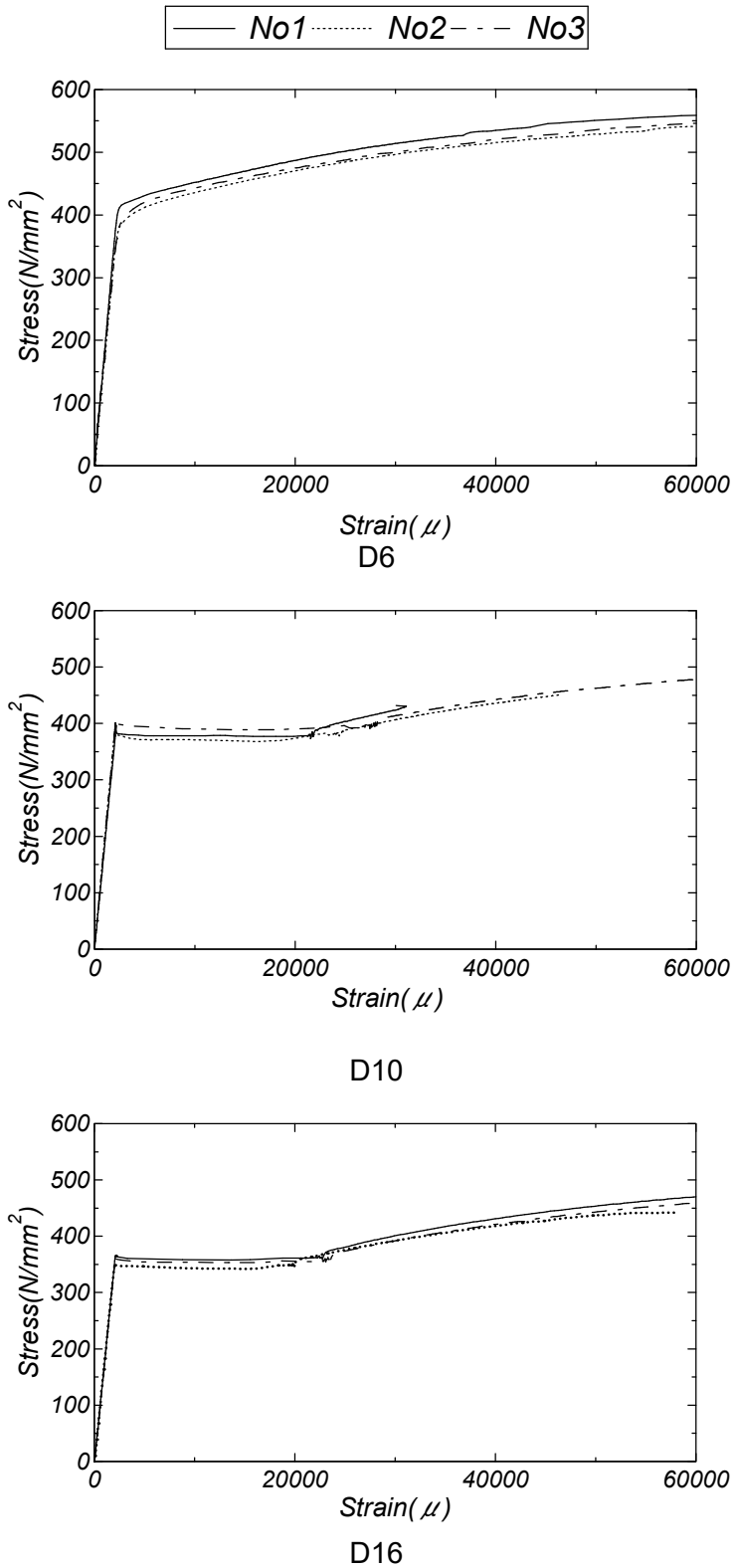


Fig. 3.5 Relationship of stress and strain for reinforcement (C, CWN-JPH and CWN-ACI)

Table 3.5　Material properties of reinforcement for CW-JPL and CWN-JPL

D6	Yield stress (N/mm^2)	Tensile strength (N/mm^2)	Strain at yield stress (μ)	Young's modulus (kN/mm^2)
No.1	403	594	2068	195
No.2	413	614	2367	174
No.3	394	587	2126	185
Average	403	599	2187	185

D16	Yield stress (N/mm^2)	Tensile strength (N/mm^2)	Strain at yield stress (μ)	Young's modulus (kN/mm^2)
No.1	391	577	1950	201
No.2	385	572	1976	195
No.3	389	573	2019	193
Average	389	574	1982	196

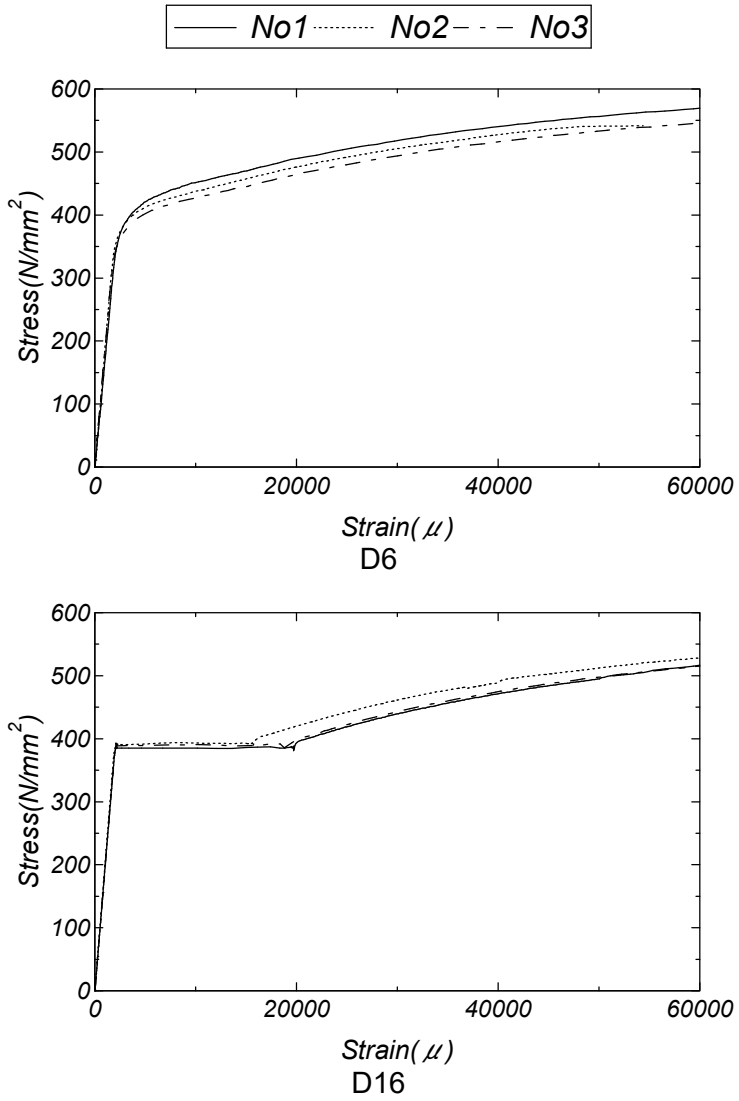


Fig. 3.6 Relationship of stress and strain for reinforcement (CW-JPL and CWN-JPL)

コンクリートの力学特性

試験体計画時のコンクリート設計基準強度は F_c=36N/mm^2 であり，Table 3.6~3.7 にコンクリートの材料試験結果を，各圧縮試験供試体の試験結果および応力－ひずみ関係を Fig. 3.7~3.8 に示す。また，各試験体の鉄筋の材料特性のまとめを Table 3.8 に，コンクリートの材料特性のまとめを Table 3.9 にそれぞれ示す。

Table 3.6　Material properties of concrete for C, CWN-JPH and CWN-ACI

C	Compressive strength (N/mm^2)	Strain at compressive strength (μ)	Young's modulus (kN/mm^2)
No.1	43.1	2090	34.7
No.2	41.8	2902	30.0
No.3	45.5	2142	33.1
Average	43.5	2378	32.6

CWN-JPH	Compressive strength (N/mm^2)	Strain at compressive strength (μ)	Young's modulus (kN/mm^2)
No.1	50.0	2715	33.3
No.2	46.4	2762	31.2
No.3	47.1	2630	30.4
Average	47.8	2702	31.6

CWN-ACI	Compressive strength (N/mm^2)	Strain at compressive strength (μ)	Young's modulus (kN/mm^2)
No.1	47.9	2727	29.7
No.2	49.7	2437	32.3
No.3	46.8	2477	31.4
Average	48.1	2547	31.1

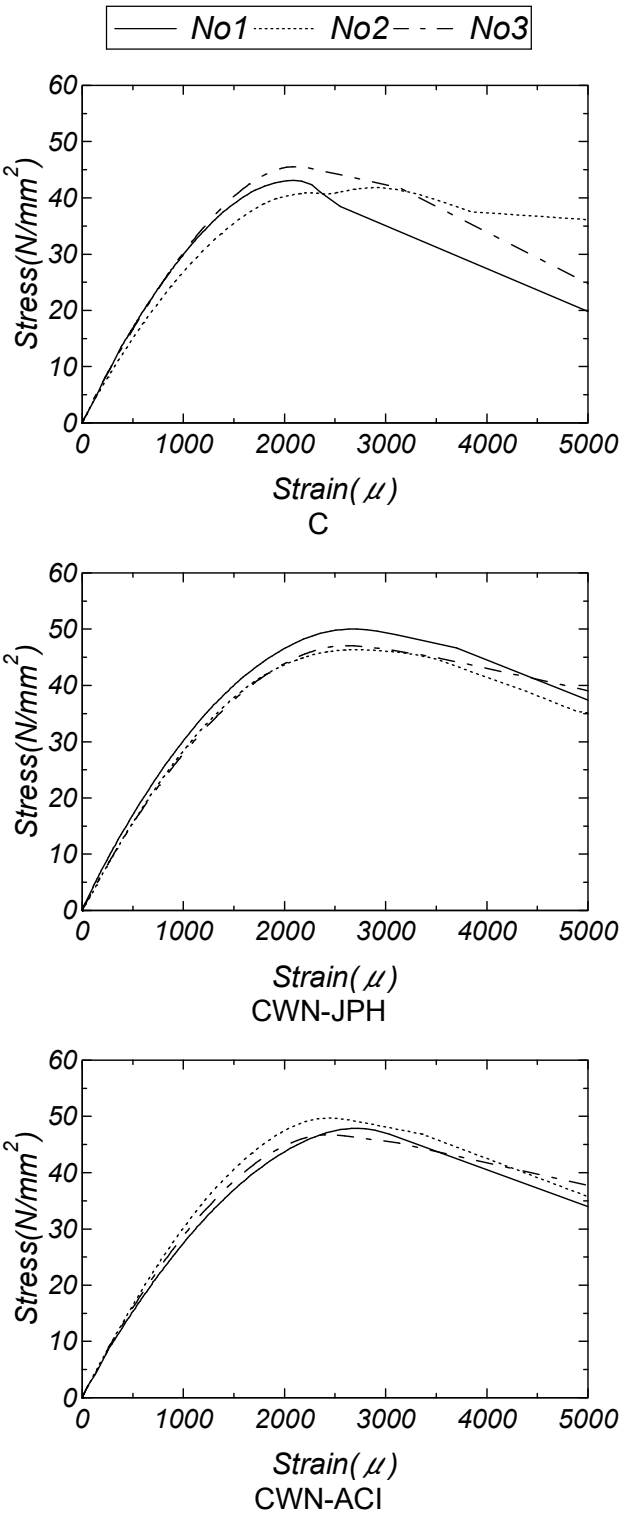


Fig. 3.7 Relationship of stress and strain for concrete (CW-JPL and CWN-JPL)

Table 3.7　Material properties of concrete for CW-JPL and CWN-JPL

CW-JPL	Compressive strength (N/mm^2)	Strain at compressive strength (μ)	Young's modulus (kN/mm^2)
No.1	51.6	2,730	31.6
No.2	—	—	—
No.3	47.4	2,613	30.1
Average	49.5	2,672	30.9

CWN-JPL	Compressive strength (N/mm^2)	Strain at compressive strength (μ)	Young's modulus (kN/mm^2)
No.1	53.2	2,830	29.1
No.2	53.4	2,828	32.2
No.3	51.9	2,665	29.6
Average	52.8	2,774	30.3

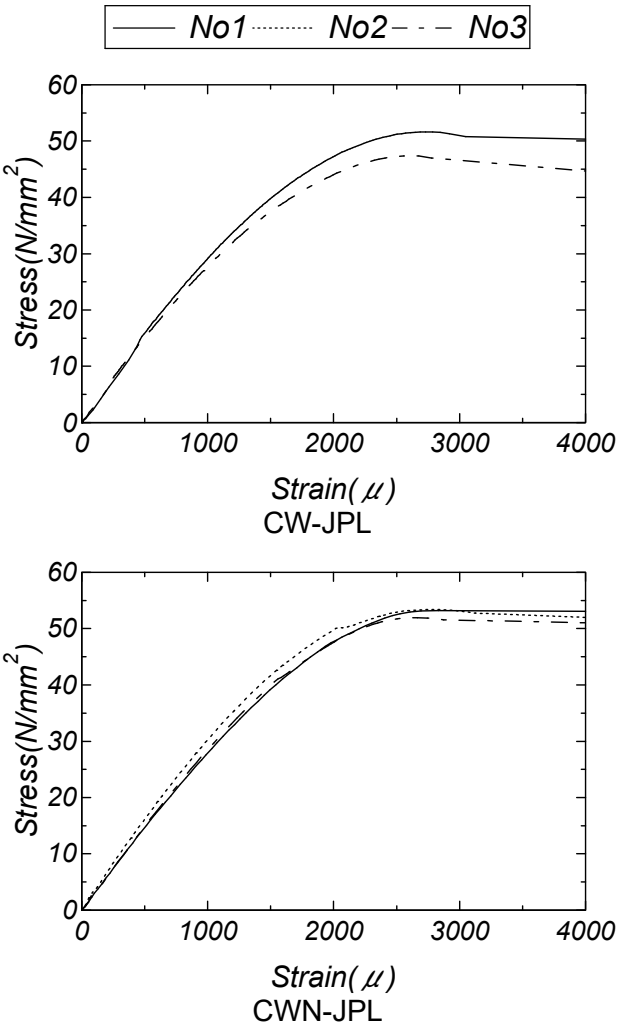


Fig. 3.8 Relationship of stress and strain for concrete (CW-JPL and CWN-JPL)

Table 3.8　Material properties of reinforcement

	CW-JPL, CWN-JPL		C, CWN-JPH, CWN-ACI		
	D6 (SD345)	D16 (SD345)	D6 (SD345)	D10 (SD345)	D16 (SD345)
Yield stress(N/mm^2)	403	389	417	383	355
Tensile strength (N/mm^2)	598	574	582	487	501
Young's modulus (kN/mm^2)	185	196	166	190	176
Strain at yield stress (μ)	2187	1982	2509	2020	2016

Table 3.9　Material properties of concrete

	C	CW-JPL	CWN-JPL	CWN-JPH	CWN-ACI
Compressive strength (N/mm^2)	43.5	48.1	52.8	47.8	48.1
Young's modulus (kN/mm^2)	32.6	31.0	30.3	31.6	31.1
Strain at compressive strength (μ)	2378	2458	2774	2703	2548

3.2.3　載荷計画

載荷装置

載荷装置を Fig. 3.9 に，設置状況の一例を Fig. 3.10 に示す。各試験体ともに軸力は載荷フレームに取り付けた南北 2 台の鉛直オイルジャッキ（各 2000kN）によって一定軸力 162kN を作用させ，反力壁に取り付けた水平オイルジャッキ（1000kN）によって水平力載荷を行った。なお，軸力 162kN は柱断面に対する軸力比 0.0727)（参考に袖壁付柱断面に対しては 0.036）に基づいて試験体スケールを考慮して算出した。また，Fig. 3.9 に示すように試験体頂部の曲げモーメントが試験区間頂部で 0 となるように作用せん断力に比例させて両鉛直ジャッキを制御した。この時，鉛直ジャッキの軸力は以下の式(3.1)によって算出した。

$$N_s = \frac{N}{2} + \frac{Q}{L} \cdot a$$

$$N_n = \frac{N}{2} - \frac{Q}{L} \cdot a \qquad (3.1)$$

ここで，N_s：南鉛直ジャッキ軸力(kN)

N_n：北鉛直ジャッキ軸力(kN)

N：合計軸力(kN)

Q：せん断力(kN)

L：鉛直ジャッキ間距離（=4000mm）

a：想定反曲点高さと実加力点高さ間の距離（=900mm）である。

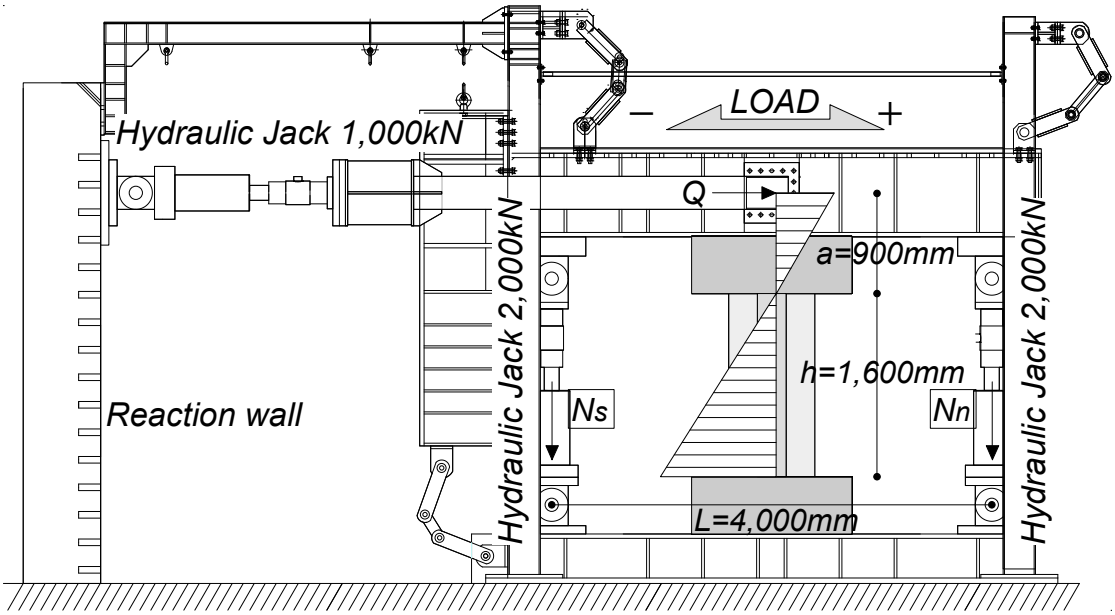


Fig. 3.9 Loading apparatus and applied bending moment



Fig. 3.10 Status of specimen installation

加力計画

水平力載荷は Fig. 3.11 に示すように，試験体頂部の水平変位 δ をスタブの内法高さ h で除した部材角 R（$=\delta/h$）に基づく変位制御とした。載荷履歴は R=短期荷重に達する時の部材角，0.25，0.33，0.5，0.66，1.0，1.33，2.0，2.66 および 4.0%rad の順に変位を漸増しながら，正負交番の漸増繰り返し載荷を行った。ここで，短期荷重とは RC 規準[19]に基づいて算出した短期許容応力度時における部材の負担せん断力である。柱のみ試験体 C と壁縦筋の定着をなくした試験体 CWN-JPL，CWN-JPH，CWN-ACI は圧縮縁コンクリートが，定着させた試験体 CW-JPL は引張縁の壁縦筋がそれぞれ短期許容応力度に達した時が短期許容曲げモーメント時であり，短期荷重はそのときのせん断力である。柱主筋のひずみ度が降伏ひずみ度の 50%を超過するまでは同一振幅に対し 1 サイクルとし，それ以降は 2 サイクル繰り返した。各試験体の短期荷重を Table 3.10 に，載荷履歴を Table 3.11 にそれぞれまとめる。

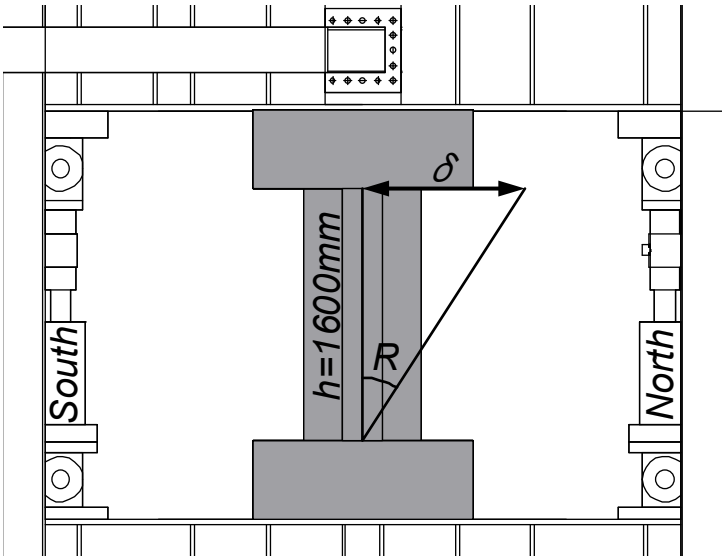


Fig. 3.11 Loading apparatus

Table 3.10 Short-term shear force (AIJ Standard[19])

Specimen	C	CW-JPL	CWN-JPL	CWN-JPH	CWN-ACI
Short-term shear force	29.5 kN	66.6 kN	59.0 kN	51.4 kN	51.4 kN
Material under the allowable stress	Concrete	Rein. (wall)	Concrete	Concrete	Concrete

Table 3.11 Loading histories

Drift (%rad)	C	CW-JPL	CWN-JPL, CWN-JPH, CWN-ACI
Drift at allowable short-term shear force	1 cycle	1 cycle	1 cycle
0.25		2 cycles	2 cycles
0.33			
0.5	2 cycles		
0.66			
1.0			
1.33			
2.0			
2.66			
4.0			

3.2.4　計測計画

変位計番号および変位計取付位置を Fig. 3.12 に，ひずみゲージ番号およびゲージ貼付位置を Fig. 3.13，Fig. 3.14 にそれぞれ示す。

変位の計測箇所，試験体頂部の水平変位（a3），試験体頂部とスタブ下面の回転角を計測するための鉛直変位（a1~a2），試験体の各高さでの水平変位（H1~H8），柱の軸方向鉛直相対変位（s2~s6,s8~s12），袖壁の軸方向鉛直相対変位（w2~w6,w8~w12），危険断面位置の鉛直変位（w1,s1,s7,w7）である。変位計は SDP-200，SDP-100，SDP-50 および CDP-25（変位計：東京測器）を，ひずみゲージは一軸ゲージを用いた。用いた。荷重，変位およびひずみの測定値は，それぞれの電気信号自動デジタル歪測定器（DATE LOGGER TDS-1100）で数値に変換し，パソコン上において計測ソフト（Visual LOG TDS-7130 ver.1.4.1.0：東京測器）を用いてデータ処理を行った。ただし，試験体が大変形を起こす段階に移行した時に，計測可能範囲を超えた場合は，適宜変位計の取り外しを行った。水平力および試験体軸力はオイルジャッキ頭のロードセルを用いて計測した。また，ひずみゲージにより袖壁付柱の危険断面位置付近におけるひずみを測定した。

各載荷サイクルのピーク時および除荷時にひび割れおよび破壊経過を一眼レフカメラとビデオカメラを用いて撮影した。ひび割れは新たに発生もしくは進展したものから順次マジックでなぞると同時にスケッチを行った。また、各載荷サイクルのピーク時および除荷時のひび割れ幅はクラックスケールを用いて目視により計測した。

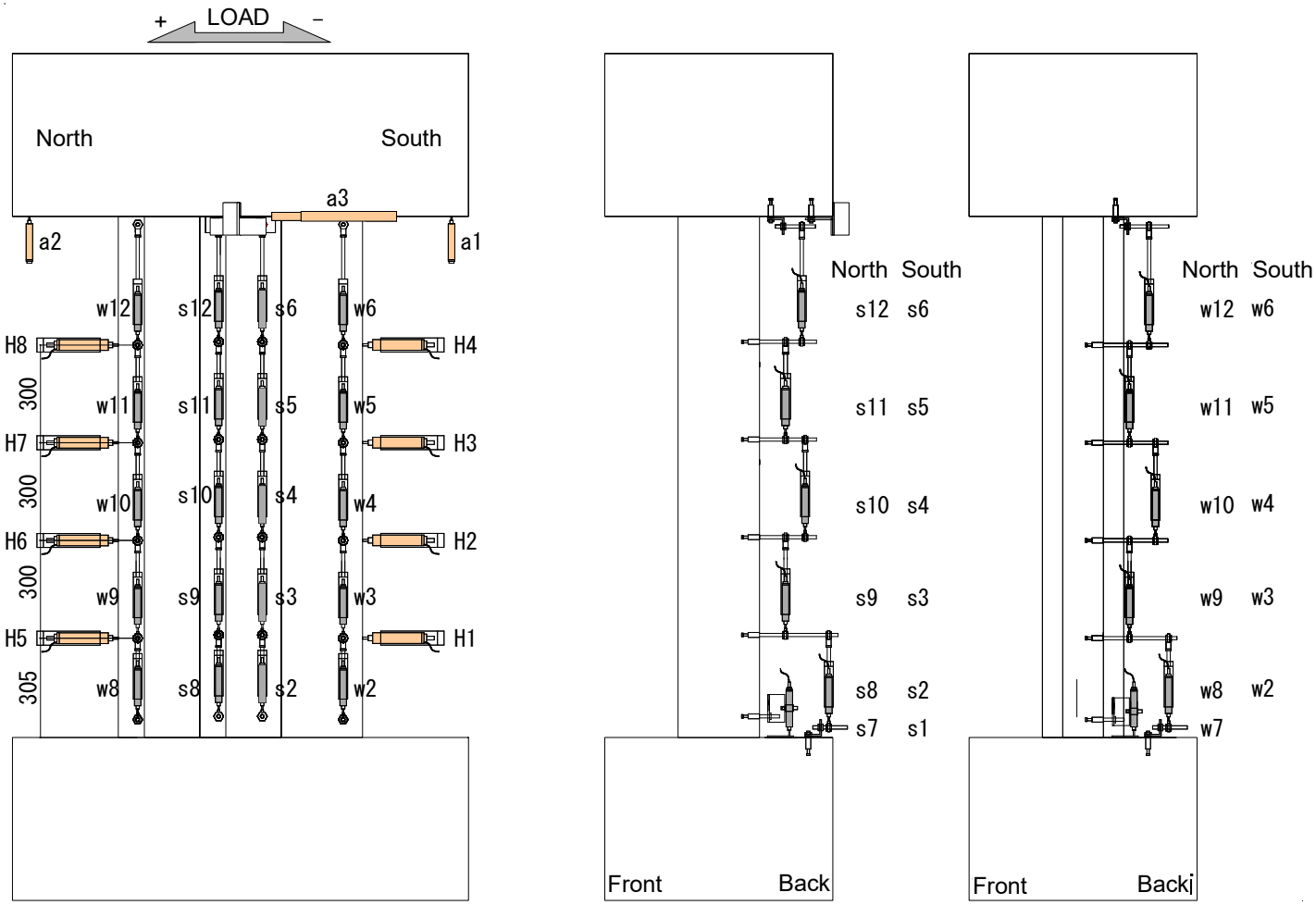
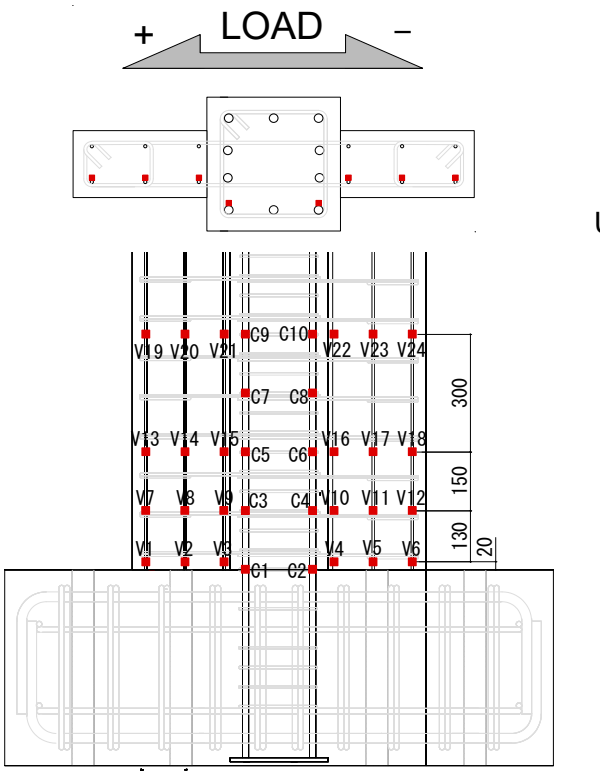


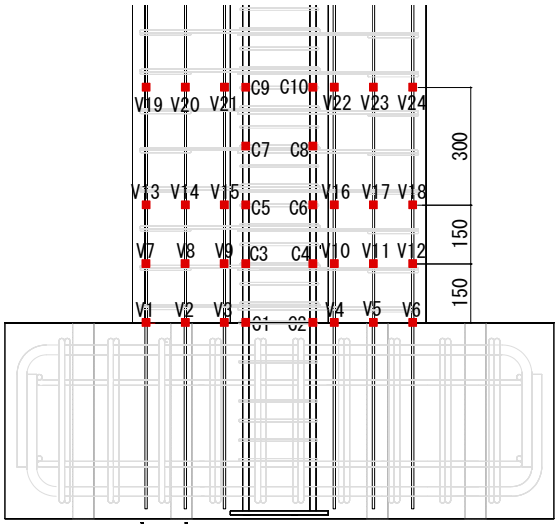
Fig. 3.12 Instrumentation of specimens

＜柱主筋のひずみ測定位置＞

柱主筋および壁縦筋のひずみゲージは，袖壁付柱において壁厚の 2.5 倍の高さ領域に圧縮変形が集中するという知見[20]より，危険断面位置から高さ $2.5t_w$（壁厚）の範囲に集中して貼り付けた。また，余裕をもって高さ $5t_w(=2.5t_w\times2)$の高さまで測定した。壁縦筋の定着を無くした試験体は，危険断面位置に壁縦筋の端部が位置するため，壁縦筋のひずみゲージは危険断面位置から高さ 20mm の位置に貼り付けた。



(a) C, CWN-JPL, CWNJPH, CWN-ACI



(b) CW-JPL

Fig. 3.13 Strain gauge of vertical reinforcement

＜せん断補強筋および拘束筋のひずみ測定位置＞

柱のせん断補強筋のひずみゲージは載荷水平方向に，拘束筋のひずみゲージは載荷水平方向と載荷直交方向の両方に張り付けてひずみ度を計測した。また，ひずみゲージの貼り付け位置は，両者ともに内側中央とした。

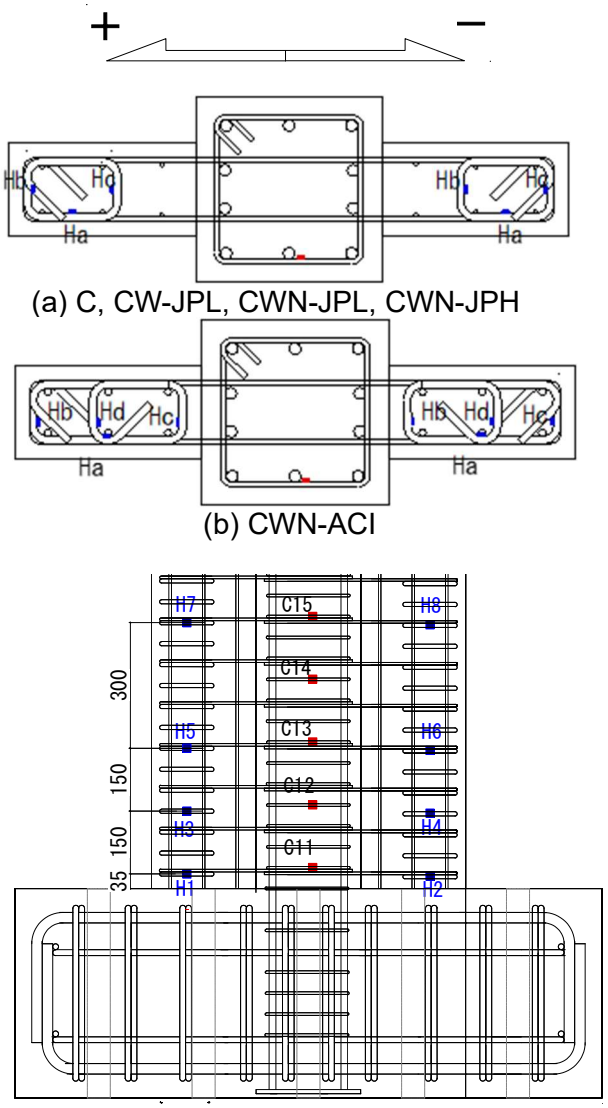
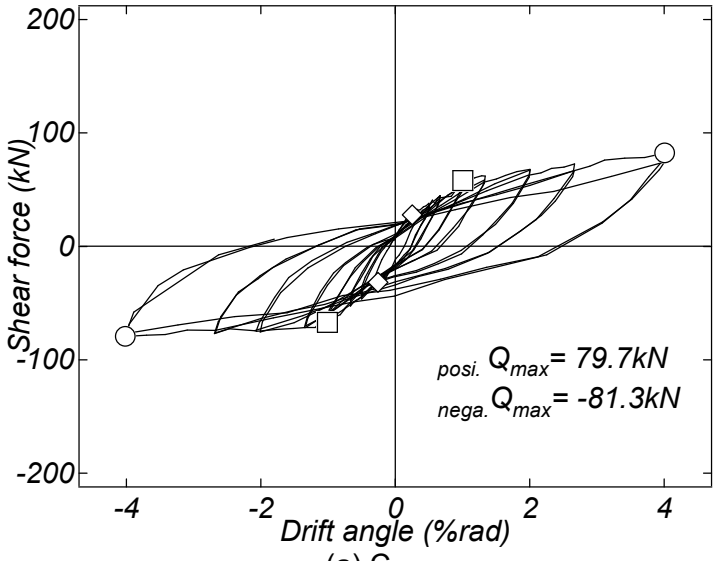


Fig. 3.14 Strain gauge of shear and confining reinforcement

3.3　試験体の構造性能と基本的な破壊経過

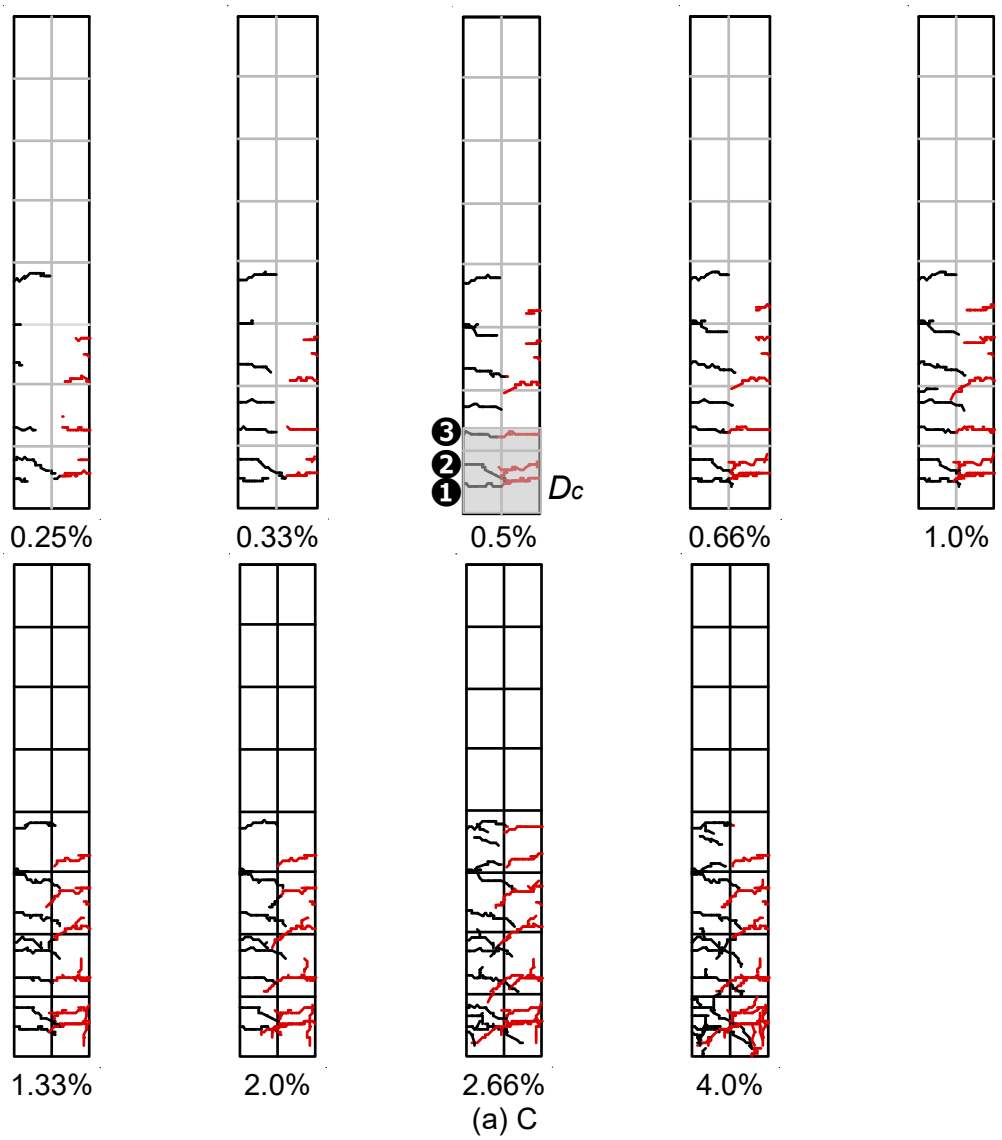
各試験体のせん断力―変形角関係を Fig. 3.15 に，各載荷サイクルピーク時におけるひび割れ状況および最終的な破壊状況を Fig. 3.16 にそれぞれ示す。Fig. 3.15 では壁のひび割れ発生点△, 柱のひび割れ発生点◇, 柱の主筋引張降伏点□, 壁の縦筋引張降伏点▽, 壁の縦筋圧縮降伏点▲，最大耐力 Q_{max} 点○，壁縦筋座屈点■，最大耐力の 80%に低下した $0.8Q_{max}$ 点▼で併せて示す。試験体 CW-JPL と CWN-JPL は最大耐力が 80%以下に低下したサイクルで載荷を終了した。$0.8Q_{max}$ 点の変形角がせん断力－変形角関係の骨格曲線上に得られない場合は，最大耐力の 80%に低下する前後のサイクルのピーク点を結び, その線が $0.8Q_{max}$ と交わる点の変形角を求めた。Fig. 3.16 では正載荷時に発生したひび割れを黒線で，負載荷時に発生したひび割れを赤線で，剥落したコンクリートの範囲黒部分で表す。

◇Cracking (column)　□Yielding of long. rein. (column)　○Maximum strength (Q_{max})



(a) C

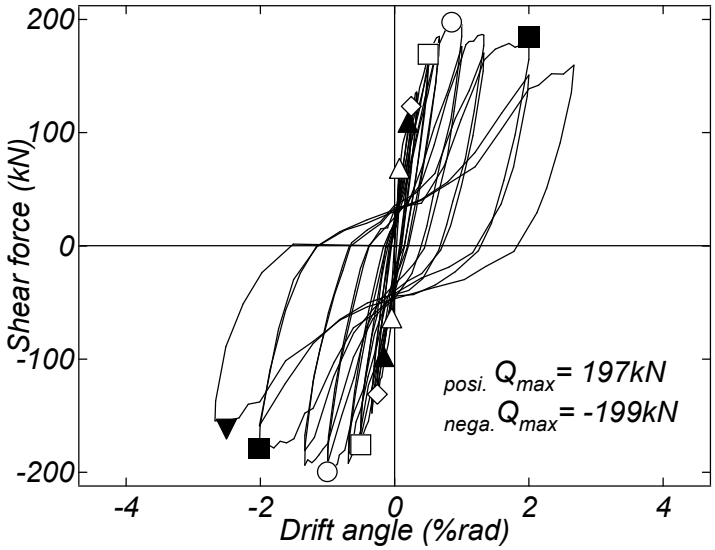
Fig. 3.15 Shear force vs. drift angle relationships



(a) C

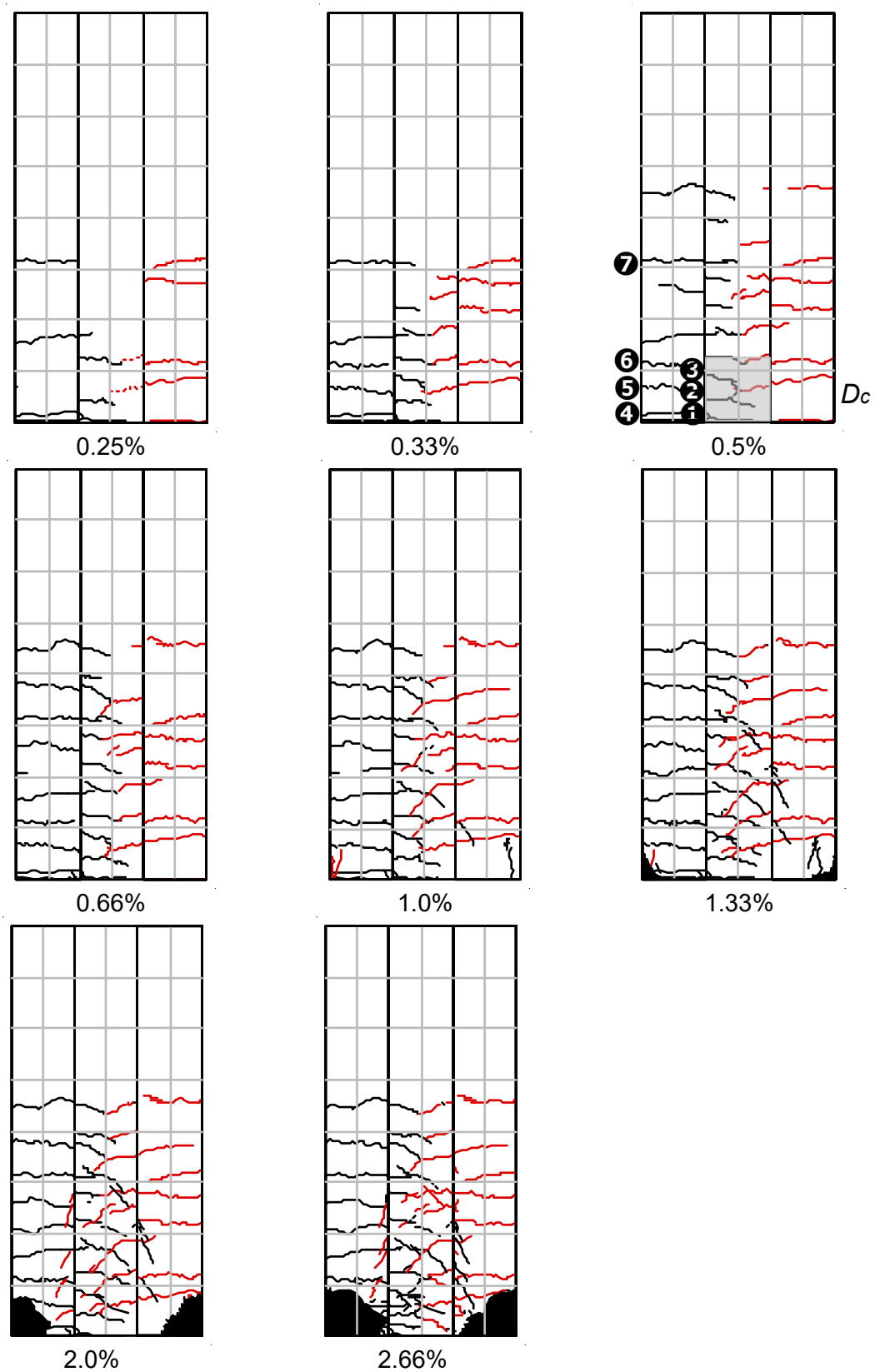
Fig. 3.16 Damage development of the specimens

△Cracking (wall)　◇Cracking (column)　□Yielding of long. rein. (column)　▽,▲Yielding of vertical rein. (wall)
■Buckling of wall vertical rein.　○Maximum strength (Q_{max})　▼0.8 Q_{max}



(b) CW-JPL

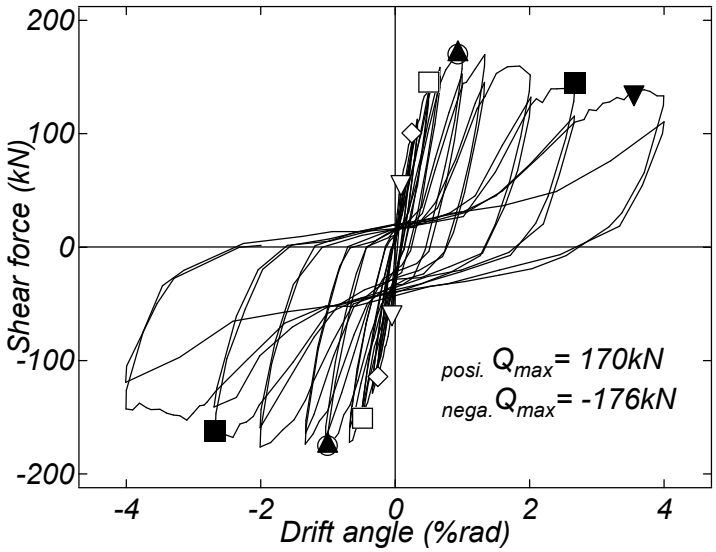
Fig. 3.15 Shear force vs. drift angle relationships



(b) CW-JPL

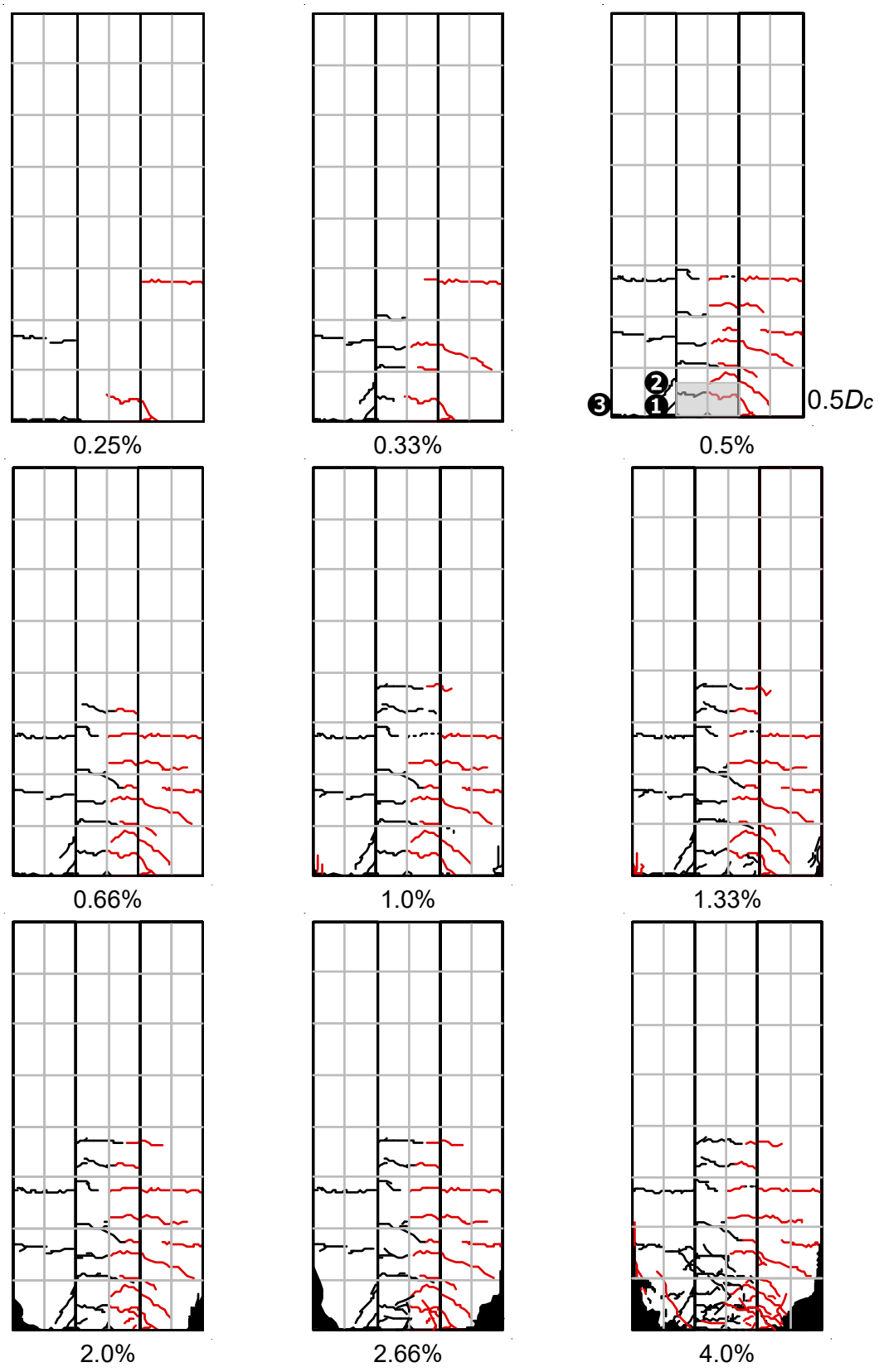
Fig. 3.16 Damage development of the specimens

△Cracking (wall)　◇Cracking (column)　□Yielding of long. rein. (column)　▽,▲Yielding of vertical rein. (wall)
■Buckling of wall vertical rein.　○Maximum strength (Q_{max})　▼0.8 Q_{max}



(c) CWN-JPL

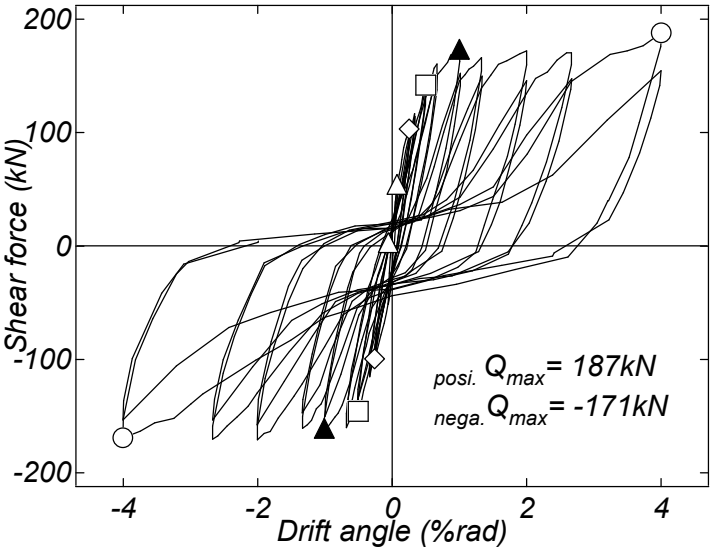
Fig. 3.15 Shear force vs. drift angle relationships



(c) CWN-JPL

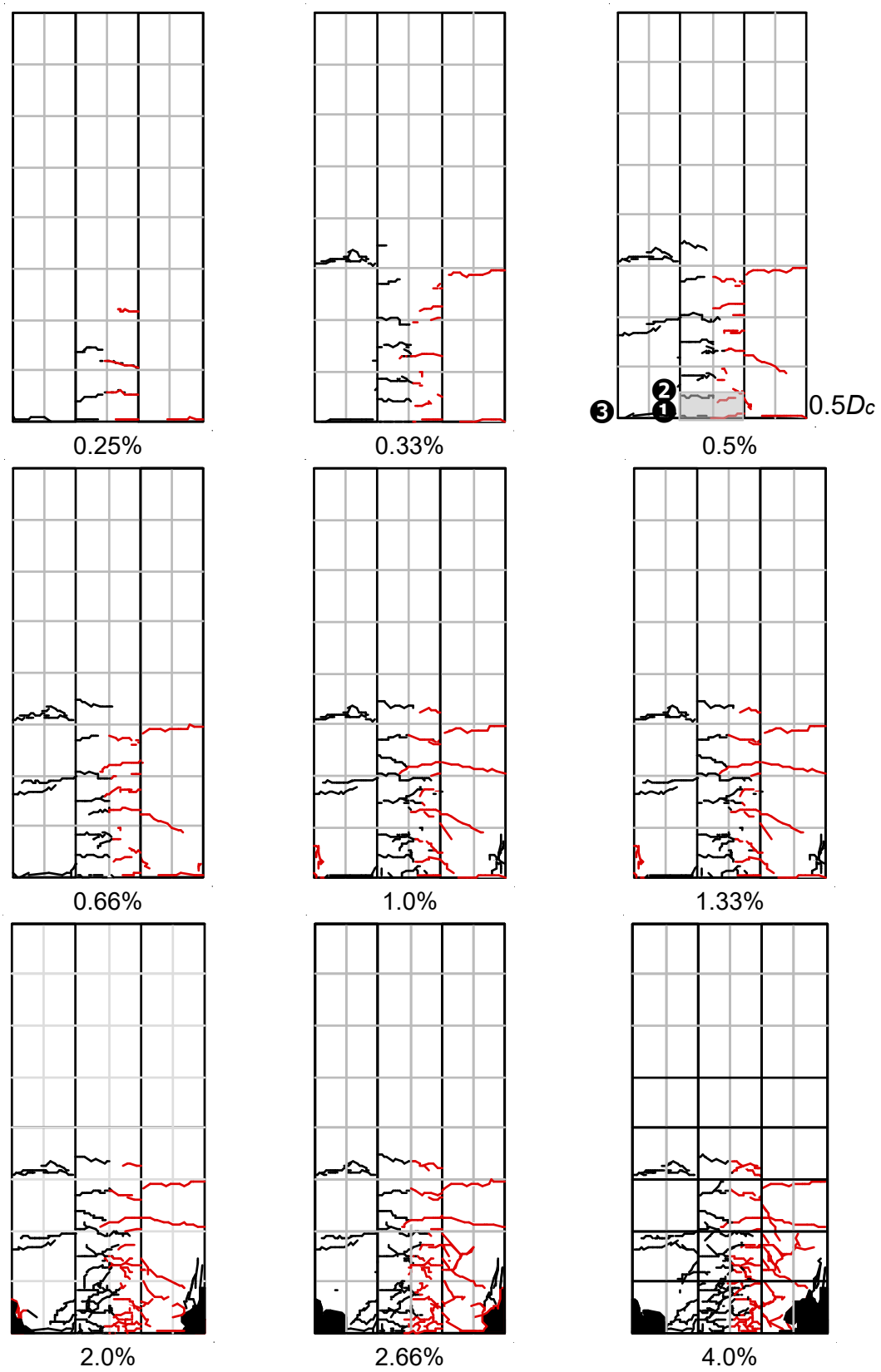
Fig. 3.16 Damage development of the specimens

△Cracking (wall)　◇Cracking (column)　□Yielding of long. rein. (column)
▽,▲Yielding of vertical rein. (wall)　■Buckling of wall vertical rein.　○Maximum strength (Q_{max})



(d) CWN-JPH

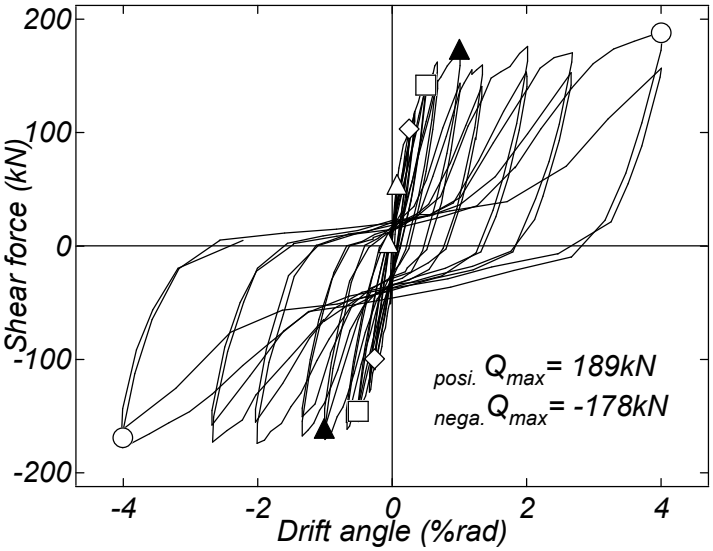
Fig. 3.15 Shear force vs. drift angle relationships



(d) CWN-JPH

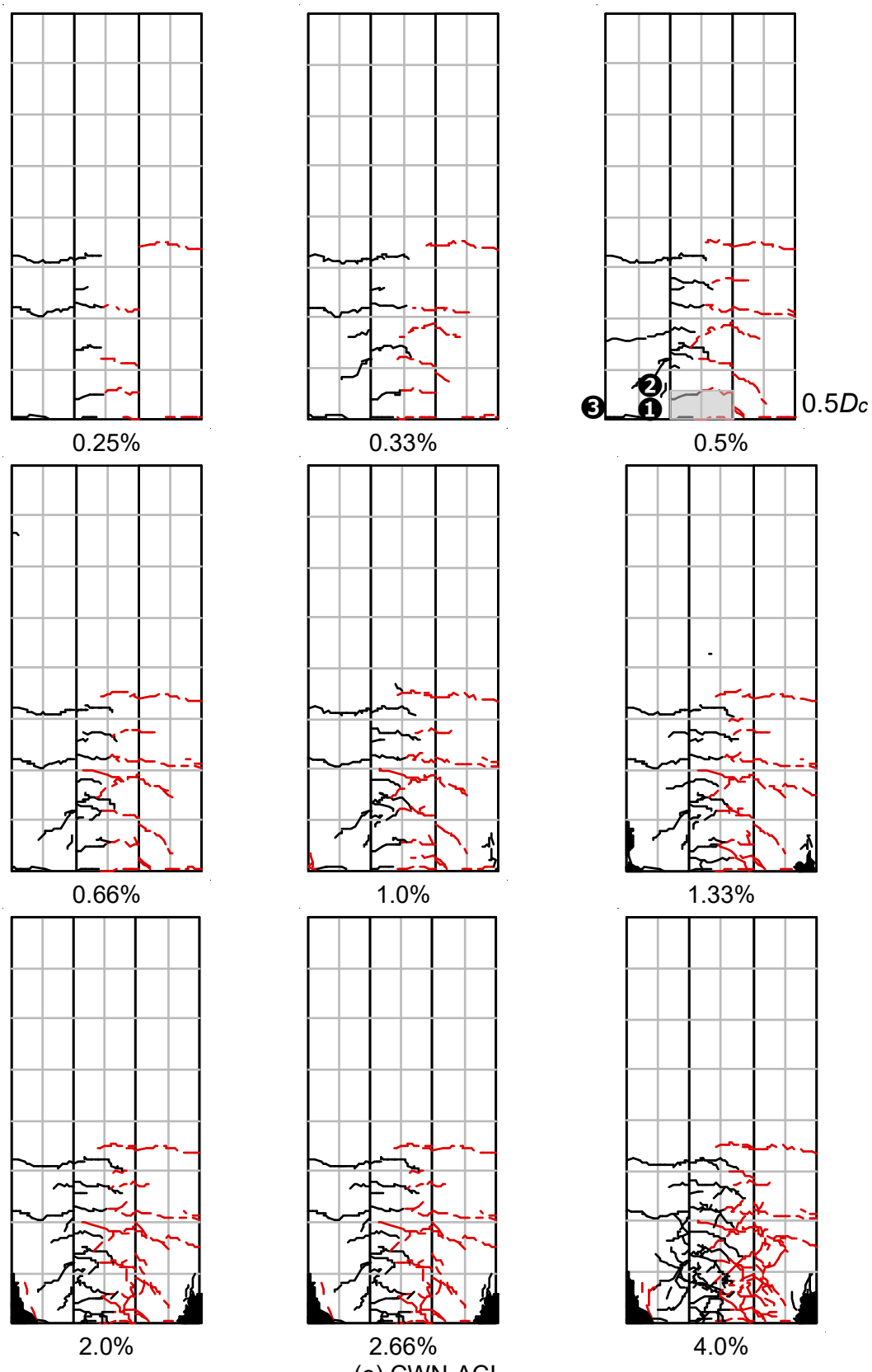
Fig. 3.16 Damage development of the specimens

△Cracking (wall)　◇Cracking (column)　□Yielding of long. rein. (column)
▽,▲Yielding of vertical rein. (wall)　■Buckling of wall vertical rein.　○Maximum strength (Q_{max})



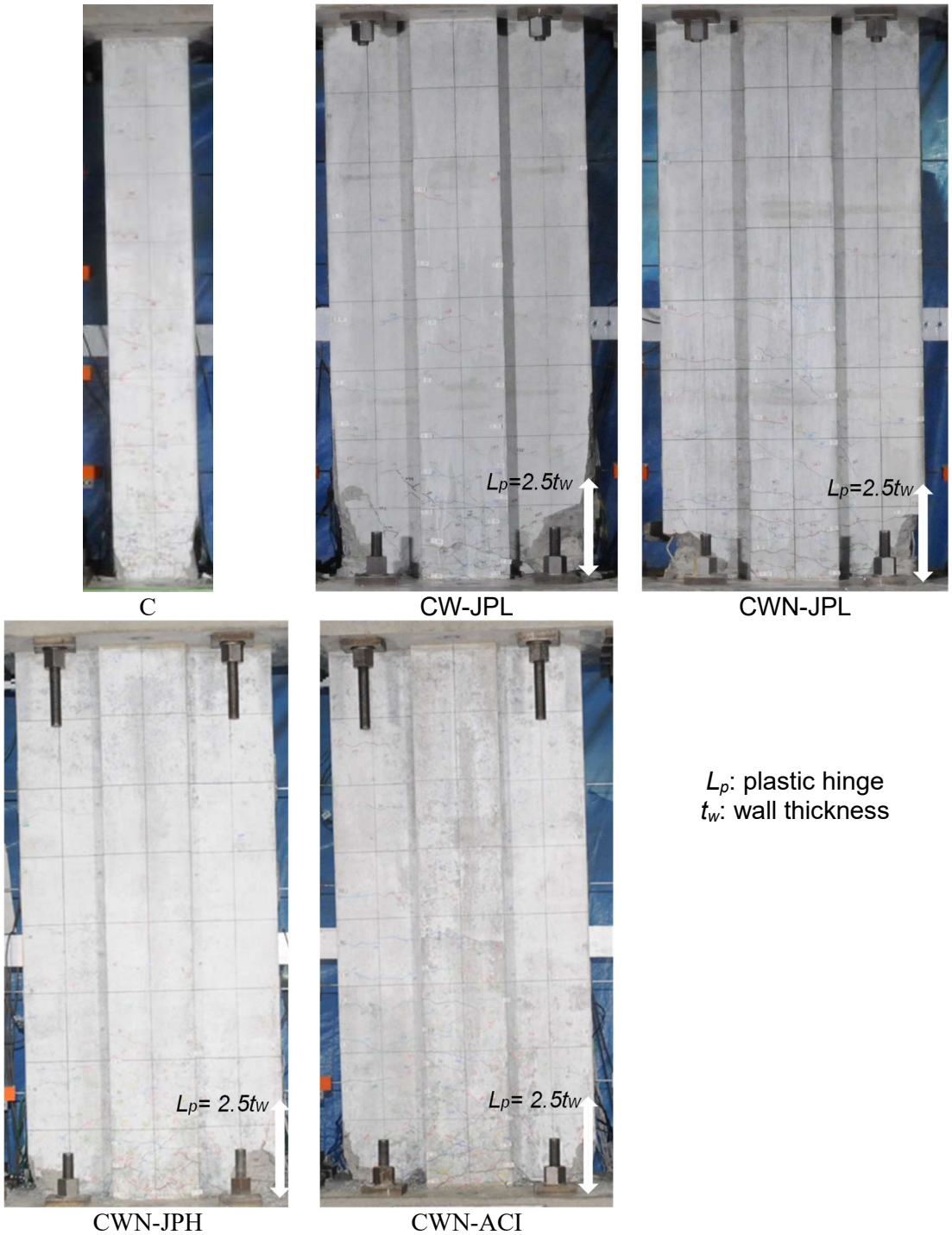
(e) CWN-ACI

Fig. 3.15 Shear force vs. drift angle relationships



(e) CWN-ACI

Fig. 3.16 Damage development of the specimens



(f) Picture of final damage situation

Fig. 3.16 Damage development of the specimens

3.3.1　試験体 C　（柱のみ）

短期許容応力度時のサイクルにおいて壁脚部に曲げひび割れが発生し，*R*=0.25%rad のサイクルにおいて柱脚部に曲げひび割れが発生した。*R*=1.0%rad のサイクルにおいて柱脚部の主筋が引張降伏し，試験体の顕著な剛性低下が認められた。その後，*R*=2.66%rad のサイクルにおいて柱脚部のコンクリートの圧壊の兆候が確認されたが，最終載荷サイクルまで緩やかに耐力は上昇した。*R*=4.0%rad のサイクルで柱脚部のカバーコンクリートが剝落し始め，負側で最大耐力 81.3kN が記録された。

3.3.2　試験体 CW-JPL（壁縦筋の定着あり，部材種別 FB）

短期許容応力度時のサイクルにおいて壁脚部に曲げひび割れが発生し，続く *R*=0.25%rad のサイクルにおいて柱脚部に曲げひび割れが確認され，壁面の広い範囲に曲げひび割れが発生した。同サイクルの正載荷 *R*=0.20%rad，負載荷 *R*=-0.16%rad において壁脚部の縦筋が引張降伏し，*R*=0.5%rad のサイクルに柱脚部の主筋が引張降伏，試験体の剛性低下が見られた。*R*=1.0%rad のサイクルにおいて袖壁脚部かぶりコンクリートの圧壊が確認され，*R*=1.0%rad のサイクルの負載荷時に最大耐力-199.8kN が記録された。*R*=2.0%rad のサイクルでは壁縦筋の座屈が目視により確認され，拘束域内のコアコンクリートの圧壊の進展により耐力が低下した。*R*=-2.55%rad に試験体の耐力は最大耐力の 80%に低下し，*R*=2.66%rad のサイクルに載荷終了した。

3.3.3　試験体 CWN-JPL（壁縦筋の定着なし，部材種別 FB）

CW-JPL と同様に，短期許容応力度時のサイクルにおいて壁脚部に曲げひび割れが発生した。また，*R*=0.25%rad のサイクルにおいて柱脚部に曲げひび割れが確認された。*R*=0.5%rad のサイクルでは柱脚部の主筋が引張降伏し，試験体の剛性低下が見られた。ただし，本試験体は壁縦筋の定着を解消したことで壁面の損傷は CW-JPL より大幅に抑制された。損傷量に関する実験結果は後述する。以降の破壊経過は CW-JPL と異なり，*R*=1.0%rad のサイクルにおいて壁脚部の縦筋が圧縮降伏し，続く *R*=1.33%rad のサイクルにおいて袖壁脚部かぶりコンクリートの圧壊が確認された。また，*R*=2.0%rad のサイクルの負側時で最大耐力-176.3kN が記録された。*R*=2.66%rad のサイクルに壁縦筋の座屈が目視で確認された。また，袖壁端部におけるかぶりコンクリートの剥落および拘束域内のコアコンクリートの損傷に伴い耐力が低下した。*R*=3.53%rad に試験体の耐力は最大耐力の 80%に低下し，*R*=4.0%rad のサイクルに載荷終了した。

壁縦筋の定着の有無に着目して考察すると，Fig. 3.15 に示すように従来型の壁縦筋を定着させた試験体 CW-JPL に比較して，壁縦筋の定着をなくした試験体 CWN-JPL は初期剛性と最大耐力の減少が確認された。壁縦筋を定着した試験体 CW-JPL は壁縦筋の定

着を無くした試験体 CWN-JPL より壁縦筋の降伏や壁縦筋の座屈が早期に発生し，壁脚部の圧壊も早期に発生したため，試験体 CWN-JPL より小さい変形で最大耐力の 80%に到達した。

3.3.4　試験体 CWN-JPH（壁縦筋の定着なし，部材種別みなし FA）

CWN-JPL と同様に，短期許容応力度時のサイクルにおいて壁脚部に曲げひび割れが発生した。また，R=0.25%rad のサイクルにおいて柱脚部に曲げひび割れが確認された。R= 0.5%rad のサイクルでは柱脚部の主筋が引張降伏し，試験体の剛性低下が見られ，R =1.0%rad のサイクルにおいて壁脚部の縦筋が圧縮降伏した。しかし，試験体 CWN-JPH は壁端部拘束筋量が試験体 CWN-JPL の約 2.5 程度であり，R =4.0%rad のサイクルまで袖壁のかぶりコンクリートの圧壊が見られたものの，コア部の圧壊には至らなかったため，耐力は緩やかに上昇し，R =4.0%rad のサイクルに最大耐力 187.6kN が記録された。

3.3.5　試験体 CWN-ACI（壁縦筋の定着なし，ACI）

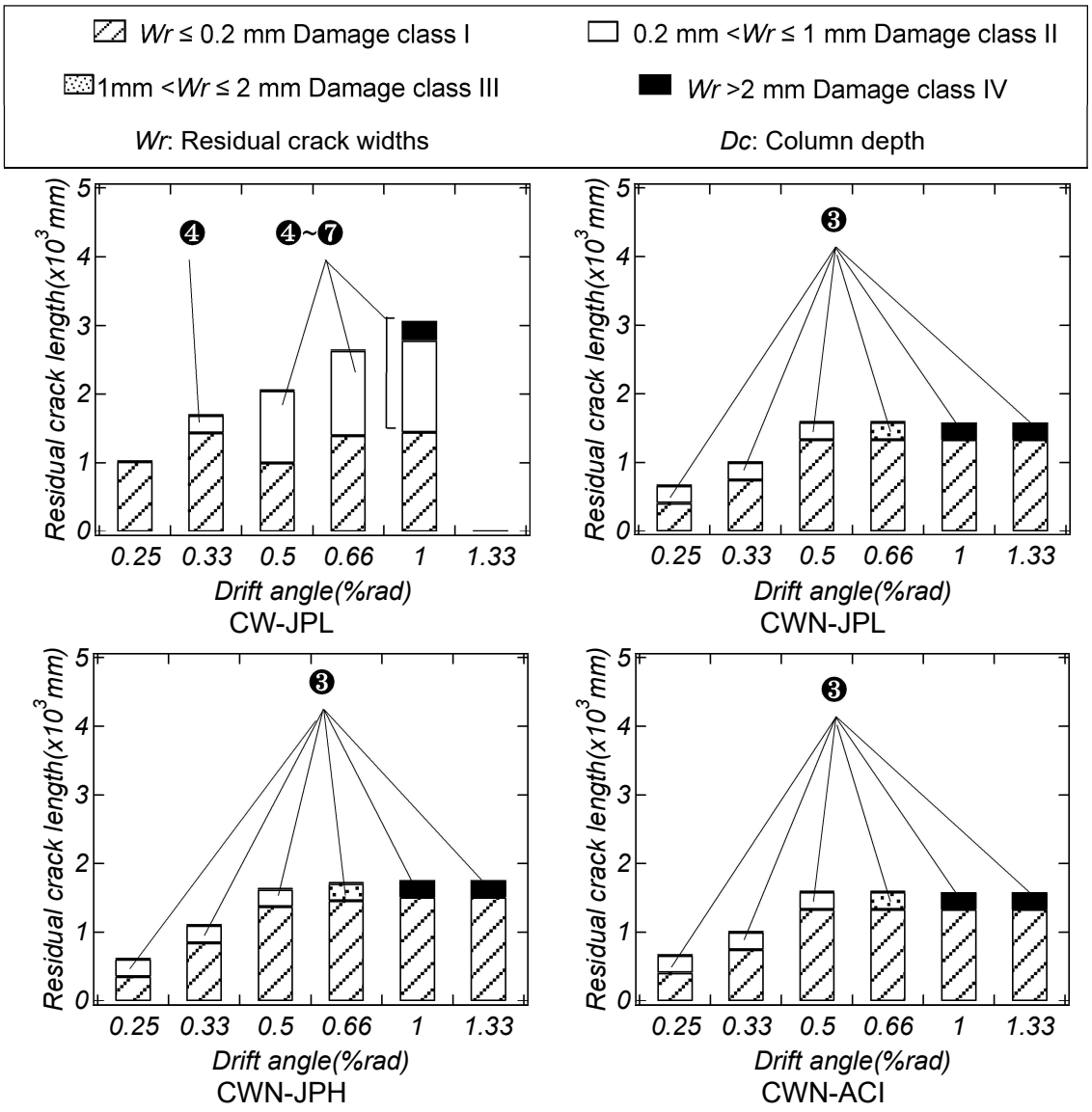
CWN-JPH と同様に，短期許容応力度時のサイクルにおいて壁脚部に曲げひび割れが発生した。次の載荷サイクルから最終載荷サイクル R =4.0%rad まで破壊経過及び履歴特性は試験体 CWN-JPH とほぼ同様の結果を示し，R =0.5%rad のサイクルで柱脚部の主筋の引張降伏が，R =1.33%rad のサイクルで壁脚部の縦筋の圧縮降伏が確認された。R =4.0%rad のサイクル正側で最大耐力 186.2kN が記録された。

拘束筋量の差異に着目すると, Fig. 3.15 より部材種別みなし FA の試験体 CWN-JPH と部材種別 FB の試験体 CWN-JPL は初期剛性および最大耐力は概ね一致することが確認できる。しかし，試験体 CWN-JPL は拘束筋量が試験体 CWN-JPH の約 40%程度であることで，壁縦筋の座屈および袖壁の拘束域内コアコンクリートの圧壊が発生し，最大耐力後の耐力低下がみられた。一方，拘束域の範囲が異なる試験体 CWN-JPH と CWN-ACI では，両試験体の破壊経過と履歴性状は概ね一致し，拘束域の違いによる顕著な性能の差異は認められなかった。これはいずれの試験体も袖壁のカバーコンクリートの圧壊が見られたものの，コア部の圧壊には至らなかったためと推察される。

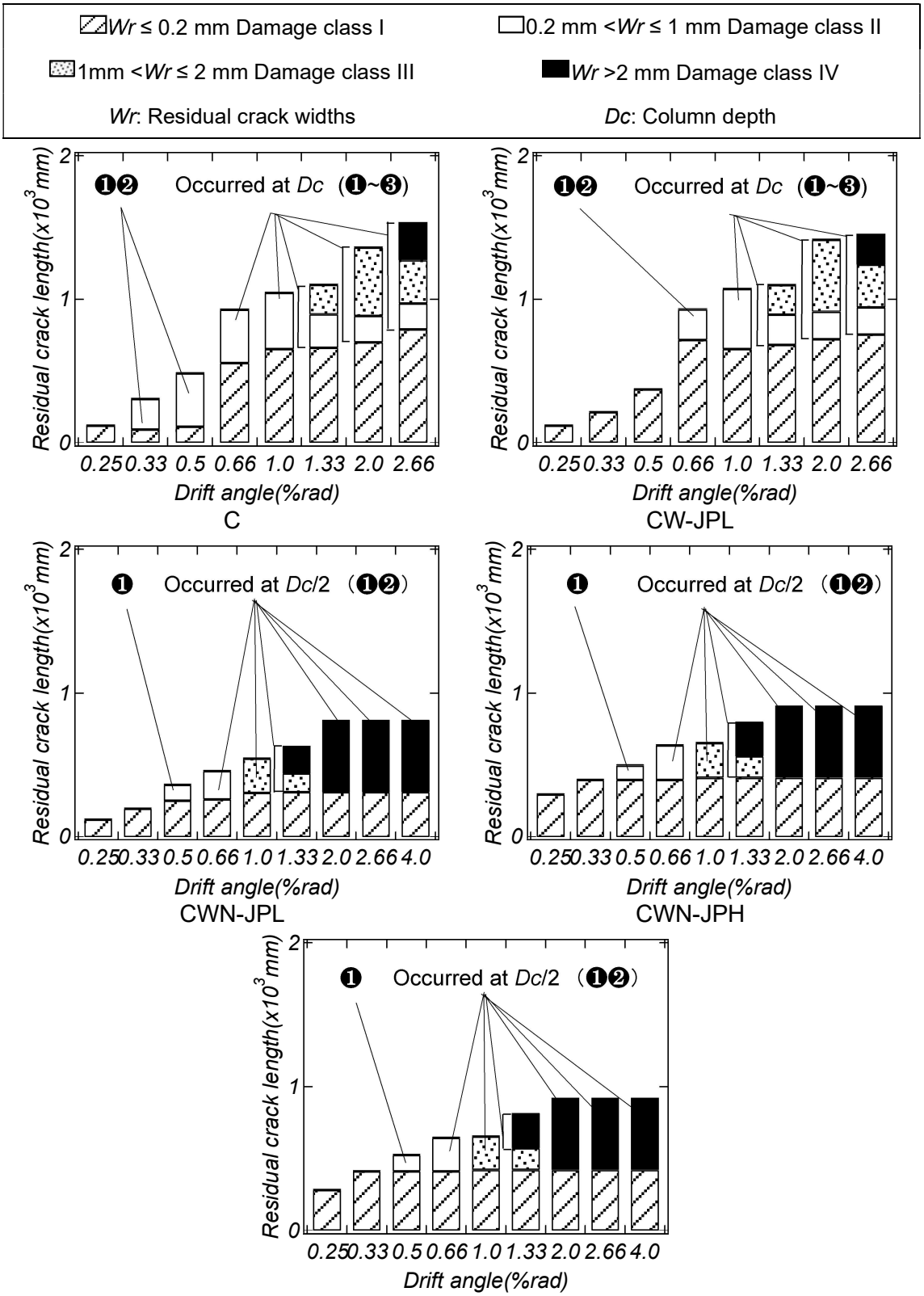
3.4　損傷量に関する実験結果と耐震限界性能の検討

3.4.1　残留ひび割れ幅総長さと最大残留ひび割れ幅

各試験体の残留ひび割れ総長さの推移（正載荷時）を Fig. 3.17 に，各試験体の壁および柱における最大残留ひび割れ幅を Fig.3. 18 にそれぞれ示す。ここで，壁縦筋を定着させた試験体 CW-JPL は R=1.33 %rad のサイクルから壁脚部におけるひび割れ幅の測定は不可能であった。また，壁縦筋の定着を無くした試験体 CWN-JPL，CWN-JPH および CWN-ACI は R=1.33%rad のサイクル以後壁端部のコンクリートの剥落が顕著になったため，壁脚部におけるひび割れ幅の測定は不可能であった。よって，Fig. 3.17 では，試験体 CW-JPL は R=1.0%rad のサイクルまで，壁縦筋の定着を無くした試験体は R=1.33%rad のサイクルまでの残留ひび割れ総長さの推移を示す。同図の残留ひび割れ幅は損傷度判定 17)を参考に，0.2 mm 以下（損傷度I：継続使用可能），0.2 mm~1.0 mm 以下（損傷度II：容易に修復可能），1.0 mm~2.0 mm 以下（損傷度III：修復可能），2.0 mm 超過（損傷度IV：地震応答時応力および地震終了時鉛直荷重による応力を安定して維持），に分けて集計した。ただし，残留ひび割れ幅は実大スケールに換算して（試験体スケールの逆数を乗じて）評価した。

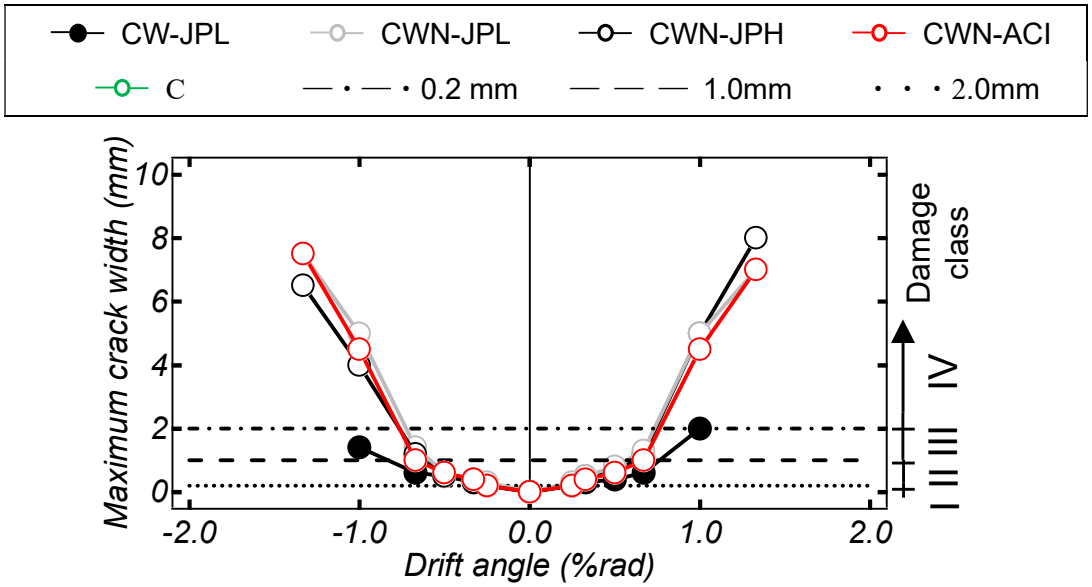

Wr ≤ 0.2 mm Damage class I
0.2 mm <Wr ≤ 1 mm Damage class II
1mm <Wr ≤ 2 mm Damage class III
Wr >2 mm Damage class IV
Wr: Residual crack widths
Dc: Column depth
Residual crack length(x10³mm)
Drift angle(%rad)
0.25 0.33 0.5 0.66 1 1.33
❹
❹~❼
❸
CW-JPL
CWN-JPL
CWN-JPH
CWN-ACI

(a) Wall



(b) Column

Fig. 3.17Transition of total residual crack lengths



(a) Wall

(b) Column

Fig. 3.18 Maximum residual crack widths

試験体 C （柱のみ）

Fig. 3.17(b) に示すように *R*=0.33%rad のサイクルから，柱脚部から柱せい D_c 範囲内における残留ひび割れ❶，❷（Fig. 3.16 (a)）が 0.2 mm を超過して拡幅し，*R*=0.66%rad サイクルから残留ひび割れ❸が 0.2 mm を超過して拡幅した。これら以外の残留ひび割れは 0.2 mm 未満であった。

試験体 CW-JPL（壁縦筋の定着あり，部材種別 FB）

Fig. 3.17(a) に示すように *R*=0.25%rad のサイクルから *R*=1.0%rad サイクルにかけて壁に発生した曲げひび割れの増加に伴い，壁の残留ひび割れ総長さの増大が確認された。Fig. 3.17 (a)に示すように壁縦筋の降伏後の *R*=0.33%rad のサイクルから壁脚部の広範囲に分散して発生した残留ひび割れ❹（Fig. 3.16(b)）が 0.2 mm を超過して拡幅した。続く，*R*=0.5%rad のサイクルから壁のより広範囲の残留ひび割れ❺～❼が 0.2 mm を超過して拡幅した。また，壁に発生したひび割れは壁から柱に伸びたため，柱の広い範囲にもひび割れが分布した。*R*=0.66%rad のサイクル以降において柱脚部から柱せい D_c 範囲内における残留ひび割れ❶，❷（Fig. 3.16(b)）が 0.2 mm を超過して拡幅し，*R*=1.0%rad サイクルから残留ひび割れ❸が 0.2 mm を超過して拡幅した。

試験体 CWN-JPL（壁縦筋の定着なし，部材種別 FB）

Fig. 3.17(a) に示すように *R*=0.25%rad のサイクルから *R*=0.5%rad のサイクルにかけて壁に発生した曲げひび割れの増加に伴い，壁の残留ひび割れ総長さの増大が確認された。それ以後のサイクルでは壁縦筋の定着を無くしたため，壁面の損傷が抑制され，壁の残留ひび割れ総長さはほぼ一定で推移した。また，壁縦筋の定着を無くしたため，*R*=0.25%rad のサイクルから壁とスタブの境界に発生したひび割れ❸（Fig. 3.16 (c)）のみが 0.2 mm を超過して拡幅したが，それ以外の壁におけるひび割れは Fig. 3.17(a)に示すように 0.2 mm 未満であった。また，*R*=0.5%rad のサイクル以降において柱脚部から柱せい Dc の 1/2 の範囲内における残留ひび割れ❶（Fig. 3.16 (c)）が 0.2 mm を超過して拡幅し，R=0.66%rad のサイクルから柱脚部から柱せい Dc の 1/2 の範囲内における残留ひび割れ❷が 0.2 mm を超過して拡幅した。それ以外の残留ひび割れは 0.2 mm 未満であった。

試験体 CWN-JPH（壁縦筋の定着なし，部材種別みなし FA）

試験体 CWN-JPL と同様に壁縦筋の定着を無くした試験体 CWJ は袖壁の拘束筋量が異なるものの，Fig. 3.17(a) に示すように CWN-JPL とほぼ同様に *R*=0.25%rad のサイクルから *R*=0.5%rad のサイクルにかけて壁に発生した曲げひび割れの増加に伴い，壁の残留ひび割れ総長さの増大が確認され，それ以後のサイクルから壁の残留ひび割れ総長さ

はほぼ一定で推移した。また，*R*=0.25%rad のサイクルから壁とスタブの境界に発生したひび割れ❸（Fig. 3.16 (d)）のみが 0.2mm を超過して拡幅したが，それ以外の壁におけるひび割れは Fig. 3.17(a)に示すように 0.2mm 以下であった。また，柱における残留ひび割れ長さを測定できた範囲において CWN-JPL とほぼ同様な損傷経過結果を示した。

試験体 CWN-ACI（壁縦筋の定着なし，ACI）

試験体 CWN-JPH と同様に壁縦筋の定着を無くした試験体 CWJ は袖壁端部拘束筋の拘束域が異なるものの，Fig. 3.17(a)に示すように CWN-JPH とほぼ同様に *R*=0.25%rad のサイクルから *R*=0.5%rad のサイクルにかけて壁に発生した曲げひび割れの増加に伴い，壁の残留ひび割れ総長さの増大が確認され，それ以後のサイクルから壁の残留ひび割れ総長さはほぼ一定で推移した。また，*R*=0.25%rad のサイクルから壁とスタブの境界に発生しひび割れ❸（Fig. 3.16(e)）のみが 0.2mm を超過して拡幅したが，それ以外の壁におけるひび割れは Fig. 3.17(a) に示すように 0.2mm 以下であった。また，柱における残留ひび割れ長さを測定できた範囲において CWN-JPL とほぼ同様な損傷経過結果を示した。

3.4.2　試験体の耐震限界性能

Fig. 3.15 より，袖壁付柱試験体は柱のみの試験体と比較して初期剛性および最大耐力の向上が確認され，袖壁を構造性能に寄与する要素として積極的に利用できる可能性が実証された。しかし，袖壁付柱については使用限界（修復不要，継続使用に耐える限界），修復限界（修復することで，継続使用が可能となる限界），および安全限界（地震応答時応力および地震終了時鉛直荷重による応力を安定して維持することができる限界）と損傷度の関係に関する実験データが十分ではない。そこで本論では，全試験体が曲げ降伏型であったため，Fig. 3.18，Fig. 3.19 と Table 3.12 に基づいて各試験体の上記限界性能を判定した。ただし，安全限界の判定においては文献 18) より最大耐力の 80%低下点を安全限界点として適用した。また，本研究が提案する構造システム（壁縦筋の定着なし）では壁脚部の残留ひび割れが拡幅しても壁縦筋の露出は限定的である（あるいは露出させない配筋も可能である（Fig. 3.20 参照））ため，構造安全性への影響が限定的と考えられる。よって，Fig. 3.12 における壁縦筋の定着をなくした試験体 CWN-JPL，CWN-JPH および CWN-ACI の壁脚部の残留ひび割れを損傷度評価に考慮しないと仮定する。したがって，同図より残留ひび割れについては柱の損傷が損傷度および限界状態を判定する主要因となる。Fig. 3.21 は Fig. 3.15 に基づくせん断力―変形角関係の包絡線に，上記の仮定の下に判定した損傷度を併記したものである。なお，試験体は左右対称であり，正負載荷における壁および柱の損傷状況はほぼ同様であるため，同図では安全限界に達した載荷方向の荷重―変形角関係を示す。すなわち，試験体 CWN-JPL，CWN-JPH と CWN-ACI は正載荷であり，試験体 CW-JPL は負載荷である。また，試験体 CWN-JPH と CWN-ACI は安全限界に達してなかったが，試験体 CWN-JPL と比較するため，正載荷のせん断力－変形角関係を示す。また，Table 3.13 に各試験体の耐震限界性能の評価結果をまとめる。

Table 3.12 Limit states and corresponding damage levels in AIJ guidelines[17)]

Limit state	Member state	Damage class	Damage condition		
			Reinforcement	Concrete	Residual crack widths (W_r)
Serviceability ➡	Continuous usage	I	Elastic	Nearly elastic	$W_r \leq 0.2$mm
Repairability I ➡	Easily repaired	II	Yielding of a few	Healthy	0.2mm< W_r ≤1.0mm
Repairability II ➡	Reparable	III	No buckling	Healthy (Core concrete)	1.0mm< W_r ≤2.0mm
Safety ➡	Stable maintenance of stress due to vertical load at the end of the earthquake	IV	No fracture	Compression failure (Cover concrete)	2mm < W_r
	Lateral load capacity degrades	V	Fracture	Compression failure (Core concrete)	

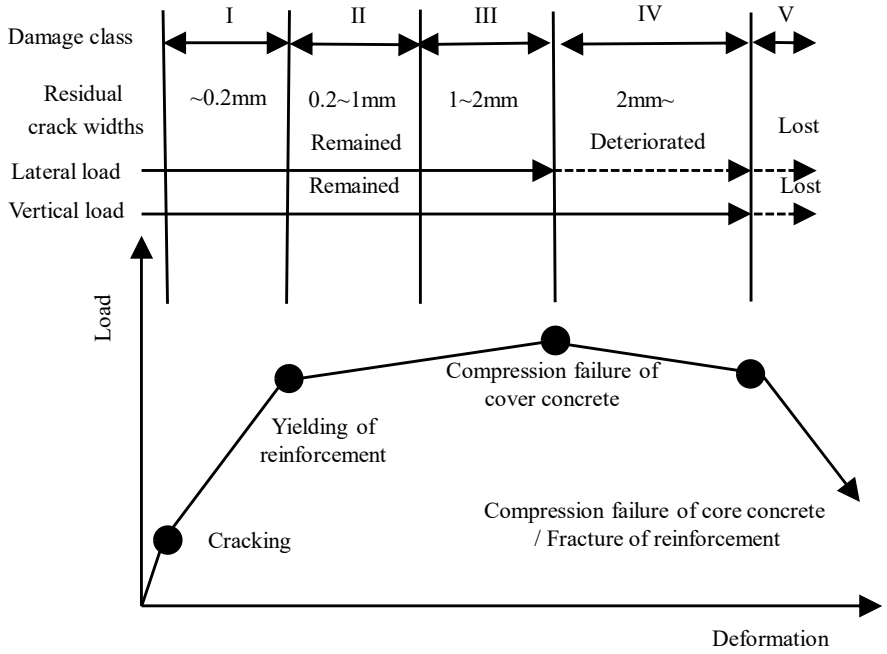


Fig. 3.19 Damage class vs. load carrying capacity (ductile reinforced concrete member)[17)]

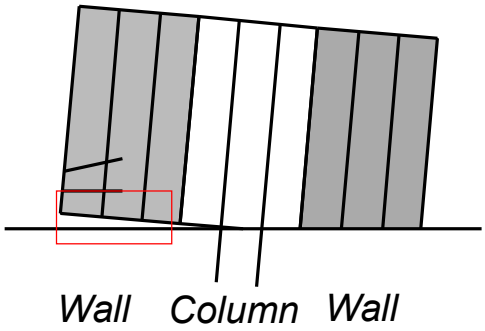
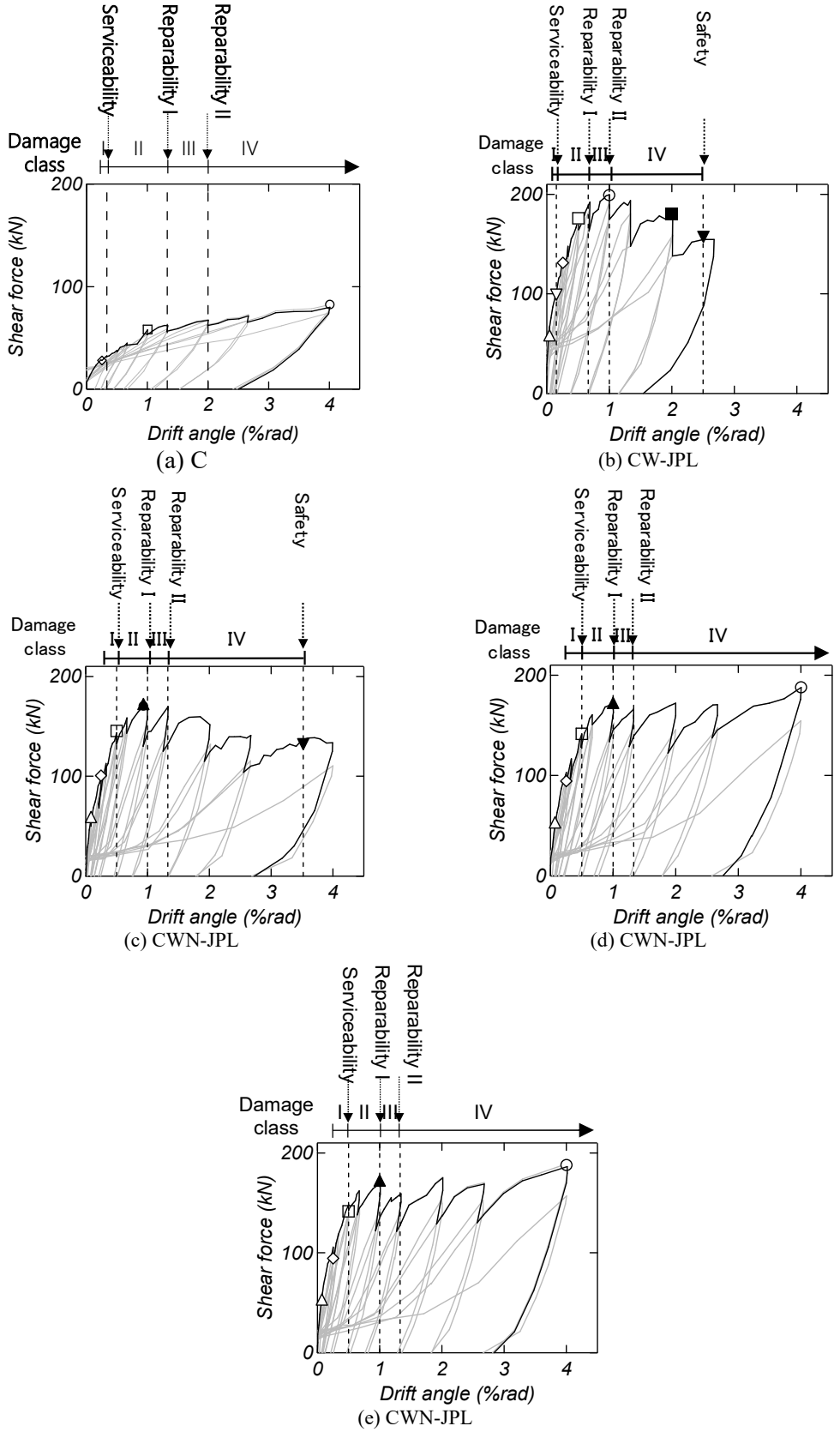


Fig. 3.20 Proposal



(a) C　(b) CW-JPL

(c) CWN-JPL　(d) CWN-JPL

(e) CWN-JPL

Fig. 3.21 Shear force – drift angel relationships with damage classes

Table 3.13 Seismic capacities at the limit states

Specimen	Serviceability		Reparability I		Reparability II		Safety	
	Drift (%)	Shear force (kN)	Drift (%)	Shear force (kN)	Drift (%)	Shear force (kN)	Drift (%)	Shear force (kN)
C	0.33	38	1.33	62	2.0	67	>4.0	
CW-JPL	0.16	101	0.66	192	1.0	199	2.55	159
CWN-JPL	0.5	143	1.0	170	1.33	169	3.53	136
CWN-JPH	0.5	142	1.0	170	1.33	166	>4.0	
CWN-ACI	0.5	148	1.0	169	1.33	160	>4.0	

試験体 C （柱のみ）

R=0.33%rad のサイクルにおいて最大残留ひび割れ幅は 0.2mm（損傷度I）に達したため，*R*=0.33%rad を使用限界と判定した。また，*R*=0.33~1.33%rad のサイクルにおいて最大残留ひび割れ幅が 0.2~1mm（損傷度II）であり，*R*=1.33%rad を修復限界Iと判定した。*R*=1.33~2.0%rad のサイクルにおいて最大残留ひび割れ幅が 1~2mm（損傷度III）であり，*R*=2.0%rad を修復限界IIと判定した。試験体 C は載荷した変形の範囲において耐力の低下が見られず，実験終了まで安全限界には到達しなかった。

試験体 CW-JPL（壁縦筋の定着あり，部材種別 FB）

R=-0.25%rad のサイクルまで壁における残留ひび割れ幅が 0.2mm（損傷度I）未満であるが，*R*=-0.16%rad に壁縦筋が引張降伏したため，*R*=-0.16%rad を使用限界と判定した。*R*=-0.33~-0.66%rad のサイクルでは壁における残留ひび割れ幅が 0.2~1mm（損傷度II）であり，*R*=-0.66%rad を修復限界Iと判定した。続く，*R*=-0.66~-1.0%rad のサイクルでは壁における残留ひび割れ幅が 1~2mm（損傷度III）であり，*R*=-1.0%rad を修復限界IIと判定した。*R*=-1.0 %rad のサイクルで壁における残留ひび割れ幅が 2mm を超え（損傷度IV），*R*=-2.55%rad のサイクル時に最大耐力の 80%まで耐力低下したため, *R*=-2.55%rad を安全限界と判定した。

試験体 CWN-JPL（壁縦筋の定着なし，部材種別 FB）

R=0.25～0.33%rad のサイクルにおいて最大残留ひび割れ幅は 0.2mm 未満であり，*R*=0.5%rad のサイクルのピーク時において柱脚部の主筋が引張降伏したため, *R*=0.5%rad を使用限界と判定した。*R*=0.5~1.0%rad のサイクルでは柱における残留ひび割れ幅が 0.2~1mm（損傷度II）であり，*R*=1.0%rad を修復限界 I と判定した。続く，*R*=1.0%rad のサイクルで柱における残留ひび割れ幅が 2mm（損傷度III）であり，*R*=1.33%rad のサイクルで柱における残留ひび割れ幅が 2mm（損傷度IV）を超えたが，試験体の損傷状況を総合的に判断して *R*=1.33%rad を修復限界IIと判定した。*R*=1.33%rad より，柱における残留ひび割れ幅が 2.0mm を超え（損傷度IV），*R*=3.53%rad 時に最大耐力の 80%まで耐力低下したため，*R*=3.53%rad を安全限界と判定した。

試験体 CWN-JPH（壁縦筋の定着なし，部材種別みなし FA）

Fig. 3. 20 に示すように試験体 CWN-JPH は使用限界，修復限界 I および修復限界 II が試験体 CWN-JPL と同様であった。しかし，試験体 CWN-JPH は，試験体 CWN-JPL と比較して壁端部に十分な拘束筋量を配置したため，載荷した変形の範囲において耐力の低下が見られず，実験終了まで安全限界には到達しなかった。

試験体 CWN-ACI（壁縦筋の定着なし，ACI）

Fig. 3. 20 に示すように試験体 CWN-ACI は使用限界，修復限界 I および修復限界 II が試験体 CWN-JPH と同様であった。また，試験体 CWN-ACI は試験体 CWN-JPH と同様で実験終了まで安全限界には到達しなかった。

壁縦筋の定着の影響に着目すると，壁縦筋の定着を無くした試験体 CWN-JPL の使用限界，修復限界 I および修復限界 II は壁縦筋を定着した試験体 CW-JPL と比較して，3.1 倍，1.5 倍，1.3 倍の変形を許容する効果が確認された。とくに壁縦筋の定着を無くすことにより壁端部の縦筋が早期に降伏することを抑制し，柱主筋の引張降伏時に相当する使用限界に至る変形角が大幅に増大し，使用限界時に袖壁付柱が負担できるせん断力が大幅に向上した（Table 3.13 参照）。この結果は壁縦筋の定着を解消する本構造を提案した当初のねらいを実現したことに他ならない。また，安全限界においては試験体 CWN-JPL が試験体 CW-JPL の 1.4 倍である。これは壁縦筋の定着を無くすことで，壁縦筋の引張降伏を回避し，周辺コンクリートとの一体性がより大変形まで保たれた結果，とくに繰り返し載荷において壁縦筋の伸縮に伴い周辺コンクリートを傷め，コンクリートの圧壊などを促進する負の影響が軽減されためと考えられる。

袖壁端部拘束筋量に着目して CWN-JPL と CWN-JPH を比較すると，袖壁端部の拘束筋量が使用限界，修復限界 I および修復限界 II に与える影響は見られなかった。一方，袖壁端部の拘束筋量が壁長さ方向 1.0%，直交方向 0.4%程度（部材種別 FB）の試験体 CWN-JPL は R=3.53%rad に安全限界に達したものの，試験体 CWN-JPH（拘束筋量が壁長さ方向 2.8%，直交方向 1.1%）は R=4.0%rad を超える安全限界性能を有した。これは拘束筋を増やすことで壁縦筋の座屈やコアコンクリートの圧壊が発生しなかったことに起因する。

袖壁端部拘束範囲に着目して CWN-JPH と CWN-ACI を比較すると，袖壁端部の拘束範囲が使用限界，修復限界 I および修復限界 II に与える影響は見られなかった。両試験体ともに R=4.0%rad を超える安全限界性能を有した。

3.5　まとめ

本章では，袖壁の有無，壁縦筋の定着の有無と袖壁端部拘束筋量を変数とした両側袖壁付柱の静的繰り返し載荷実験を実施し，試験体の構造性能，破壊経過，損傷量と耐震性能限界に着目した実験結果の検討を行った。本章で得られた知見を以下にまとめる。

1) 袖壁を有する試験体は，柱のみ試験体 C と比較して初期剛性及び最大耐力の向上が認められた。
2) 壁縦筋の定着がある従来型の試験体 CW-JPL は本研究が提案する定着を解消した試験体 CWN-JPL より初期剛性および最大耐力が大きいことを確認した。一方，試験体 CWN-JPL は壁縦筋の定着を解消したことで，試験体 CW-JPL と比べ，壁縦筋が引張降伏しないため，周辺のコンクリートとの一体性が保たれ，とくに圧縮時に周辺コンクリートを傷める効果が軽減され，壁脚部のコンクリートの圧壊が遅延された結果，変形性能は試験体 CW-JPL を上回った。
3) 壁縦筋を定着させず, 部材種別 FB として設計した（壁拘束筋量が壁長さ方向 1.0%，直交方向 0.4%程度）試験体 CWN-JPL の初期剛性，最大耐力はみなし FA（拘束筋量が壁長さ方向 2.8%，直交方向 1.1%）の試験体 CWN-JPH と概ね一致した。一方，試験体 CWN-JPL は壁縦筋の座屈とコアコンクリートの圧壊が最終的に発生し，耐力の低下が認められ，R=3.53%rad に最大耐力の 80%まで耐力低下した。試験体 CWN-JPH は R=4.0%rad まで壁縦筋の座屈とコアコンクリートの圧壊が発生せず，耐力を維持した。
4) 本実験の範囲では袖壁の拘束域として保有水平耐力規準に基づくみなし FA を確保することで，十分な拘束効果が得られ高い変形性能を確保できた。
5) 本研究が提案する構造システムでは壁脚部の残留ひび割れが相対的に大きかった。ただし，壁縦筋の露出は限定的または縦筋を露出させない納まりも可能であり，構造耐久性への負の効果は一般の袖壁付柱よりも小さいと考えられる。そこで，壁脚部の残留ひび割れを考慮せずに壁縦筋の定着有無を変数とした試験体の損傷度および耐震限界性能について検討を行った。その結果，壁縦筋の定着を無くすことで，試験体 CWN-JPL の使用限界，修復限界 I，修復限界 II および安全限界は壁縦筋を定着した試験体 CW-JPL の 3.1 倍，1.5 倍，1.3 倍および 1.4 倍の変形を許容する効果が確認され，いずれの耐震限界性能も向上できることを確認した。
6) 壁縦筋を定着させず，袖壁端部の拘束量が異なる試験体 CWN-JPL と CWN-JPH を比較すると，袖壁端部の拘束筋量が使用限界，修復限界 I および修復限界 II に与える影響は見られなかった。一方，CWN-JPL は R=3.53%rad に安全限界に達したもの

の，壁端部の拘束筋量を約 3 倍増加した CWN-JPH は *R*=4.0%rad を超える安全限界性能を有した。

7) 壁縦筋を定着させず，袖壁端部の拘束範囲が異なる試験体 CWN-JPH と CWN-ACI を比較すると，袖壁端部の拘束範囲が使用限界，修復限界 I，修復限界 II および安全限界に与える影響は見られなかった。

8) 実験変数に着目して整理すると，壁縦筋の定着を解消することで使用限界時の変形，その結果，期待できる水平耐力が大幅に向上することが確認された。袖壁端部の拘束筋量は使用限界，修復限界I，IIへの影響は見られなかったが，より大きな拘束筋量はより大きな安全限界変形を許容することが確認された。

第 4 章　RC 袖壁付柱の曲げ解析

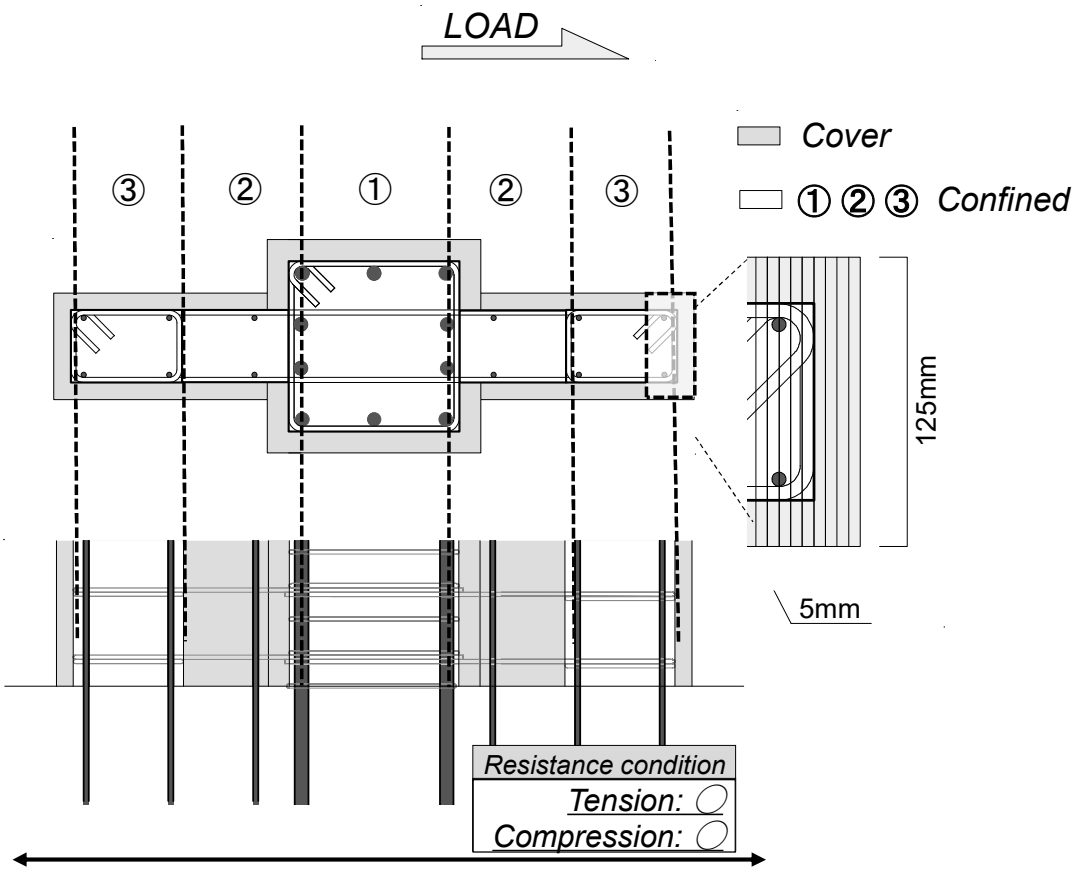
4.1　はじめに

第 3 章では，壁縦筋定着の有無，壁端部の拘束筋量および壁端部の拘束範囲を変数とし，袖壁付柱の静的載荷実験を実施した。その結果，壁縦筋の定着がある従来型の試験体は本研究が提案する定着をなくした試験体より初期剛性および最大耐力が大きいことを確認した。一方，壁縦筋の定着をなくした試験体は壁縦筋が引張降伏しないため，周辺のコンクリートとの一体性が保たれ，とくに圧縮時に周辺コンクリートを傷める効果が軽減され，壁脚部のコンクリートの圧壊が遅延された結果，変形性能は従来型の試験体を上回った。壁端部の拘束筋量は試験体の初期剛性と最大耐力に影響しないと確認されたが，より大きな拘束筋量はより大きな変形性能を有することが確認された。また，本実験の範囲では袖壁の拘束域として保有水平耐力規準に基づくみなし FA を確保することで，十分な拘束効果が得られ高い変形性能を確保できた。

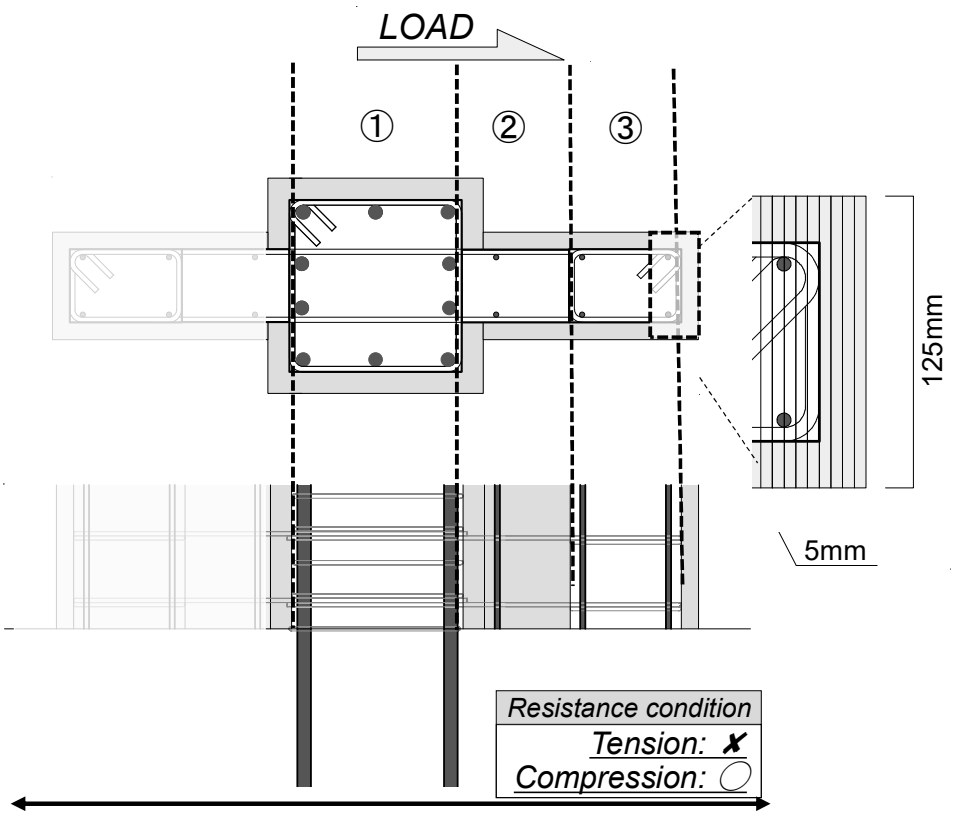
本章では，壁縦筋を定着しない袖壁付柱の構造性能評価法の開発に資する基礎資料を整備することを目的として前章に示した袖壁付柱試験体を対象に曲げ解析を実施し，履歴特性および変形性能から解析のモデル化および材料構成則の妥当性について検討する。

4.2　解析方法

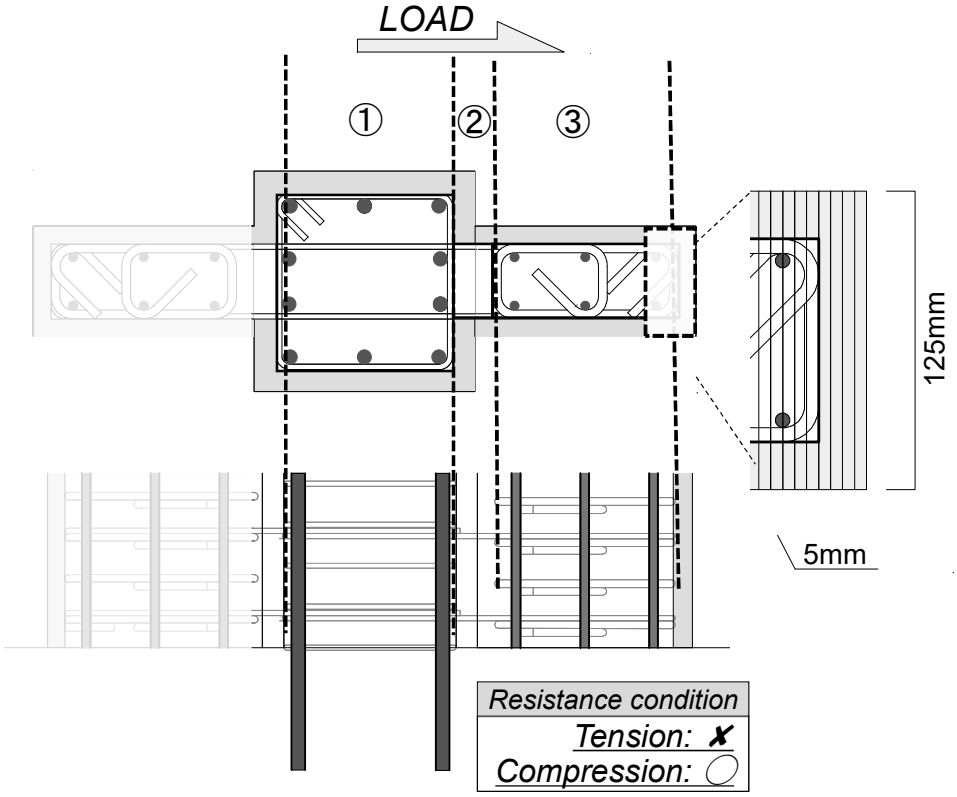
3 章の実験結果より全ての袖壁付柱試験体が曲げ降伏型であったため，ファイバーモデルに基づいて曲げ解析を行った。本曲げ解析では断面の平面保持を仮定し，Fig. 4.1 に示すようにコンクリートは部材せいに沿って 5 mm 間隔で分割し，カバーコンクリートの非拘束域コンクリートと柱帯筋（Fig. 4.1 の拘束域①），壁横筋（Fig. 4.1 の拘束域②）あるいは袖壁端部拘束筋（Fig. 4.1 の拘束域③）で四周を拘束されたコンクリートを区別した。また，鉄筋は試験体の配筋位置と同様に定義した。ただし，試験体 CWN-JPL，CWN-JPH と CWN-ACI は壁縦筋の定着を無くしたため，壁縦筋の引張力に対する抵抗は無くした。一方，実験において試験体 CWN-JPL，CWN-JPH と CWN-ACI の壁縦筋が圧縮降伏したことを確認したため，圧縮降伏強度まで抵抗するように設定した。また，曲げ解析における軸力は実験と同様に袖壁付柱の柱断面に対し一定軸力 162kN を作用させた。



(a) CW-JPL



(b) CWN-JPL, CWN-JPH

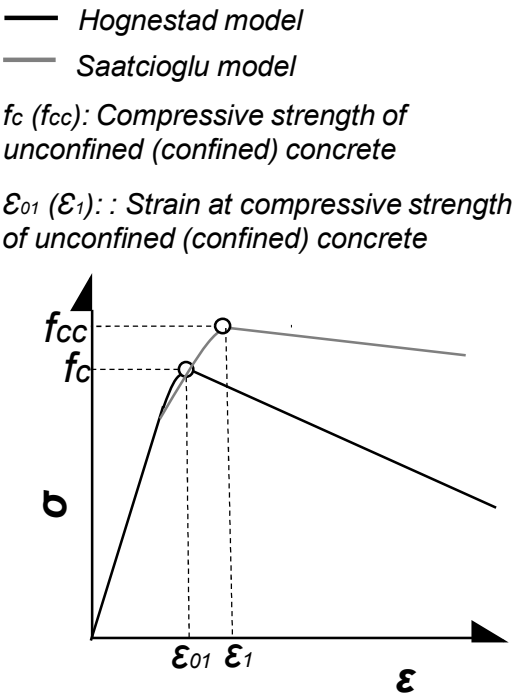


(c) CWN-ACI

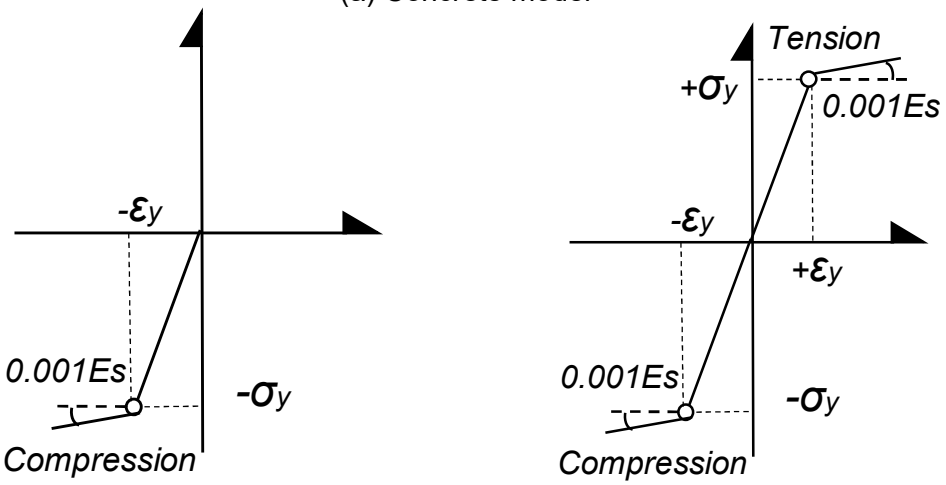
Fig. 4.1 Fiber modeling for bending analysis

4.3　材料モデル

コンクリート要素の圧縮側の応力―ひずみ関係は Fig. 4.2(a)に示すように非拘束域コンクリートは Hognestad モデル（黒線）[21]，拘束域は Saatcioglu モデル（灰色線）[22]とし，引張側は応力を負担しないものとした。鉄筋は Fig. 4.2(b)に示す Bi-linear モデルとし，また，材料特性は Table 3.3 と 3.4 を用いた。各コンクリートモデルの応力度－ひずみ度関係を式 4.1 と式 4.2 に示す。



(a) Concrete model



CWN-JPL, CWN-JPH and CWN-ACI　　CW-JPL

(a) Steel reinforcement model

Fig. 4.2 Constitutive laws for concrete / reinforcement

【Hognestad モデル】

Hognestad モデルにおける応力度は以下のような式(4.1)により算出した.

$$\sigma(\varepsilon_x)=f_{cc}\left[\frac{2\varepsilon_x}{\varepsilon_{01}}-\left(\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_{01}}\right)^2\right] \qquad 0\leq\varepsilon_x<\varepsilon_{01} \qquad (4.1)$$

$$\sigma(\varepsilon_x)=\frac{3f_c\varepsilon_x+f_c(17\varepsilon_{01}-20\varepsilon_{085})}{20(\varepsilon_{01}-\varepsilon_{085})} \qquad \varepsilon_{01}<\varepsilon_x$$

ここで,

f_c：シリンダー圧縮強度

ε_{01}：非拘束コンクリートの圧縮強度時ひずみ

ε_{85}：非拘束コンクリートの圧縮強度後の 85%強度時ひずみ

【Saatcioglu モデル】

Saatcioglu モデルにおける応力度は以下のような式(4.2)により算出した。

$$\sigma(\varepsilon_x)=f_{cc}\left[\frac{2\varepsilon_x}{\varepsilon_1}-\left(\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_1}\right)^2\right]^{1/(1+2K)} \qquad 0\leq\varepsilon_x<\varepsilon_1 \qquad (4.2)$$

$$\sigma(\varepsilon_x)=\frac{3f_{cc}\varepsilon_x+f_c(17\varepsilon_1-20\varepsilon_{85})}{20(\varepsilon_1-\varepsilon_{85})} \qquad \varepsilon_1<\varepsilon_x$$

$$f_{cc}=f_{co}+k_1f_{le}$$

$$\varepsilon_1=\varepsilon_{01}(1+5K)$$

$$K=\frac{k_1f_{le}}{f'_{co}}$$

$$k_1=6.7(f_{le})^{-0.17}$$

$$f_{le}=\frac{f_{lex}b_{cx}+f_{ley}b_{cy}}{b_{cx}+b_{cy}}$$

$$\rho=\frac{\sum A_s}{s(b_{cx}+b_{cy})}$$

$$f_{le}=k_2f_l$$

$$f_l=\frac{\sum A_sf_{yt}\sin\alpha}{sb_c}$$

$$k_2=0.26\sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right)\left(\frac{b_c}{s_1}\right)\left(\frac{1}{f_l}\right)}\leq 1.0$$

ここで，f_{cc}：拘束コンクリートの圧縮強度

K：拘束効果を考慮するための係数

f_{co}：プレーンコンクリートの圧縮強度

ε_1：拘束コンクリートの圧縮強度時ひずみ

k_1：横拘束圧力の補正係数

f_{le}：横拘束を一様として考えたときの圧力

f_{lex}：x 方向の横拘束の有効圧力

f_{ley}：y 方向の横拘束有効圧力

b_{cx}：x 方向の横拘束長さ

b_{cy}：y 方向の横方向長さ

A_s：横補強筋面積

k_2：平均圧力の補正係数

f_l：拘束を一様として考えたときの圧力

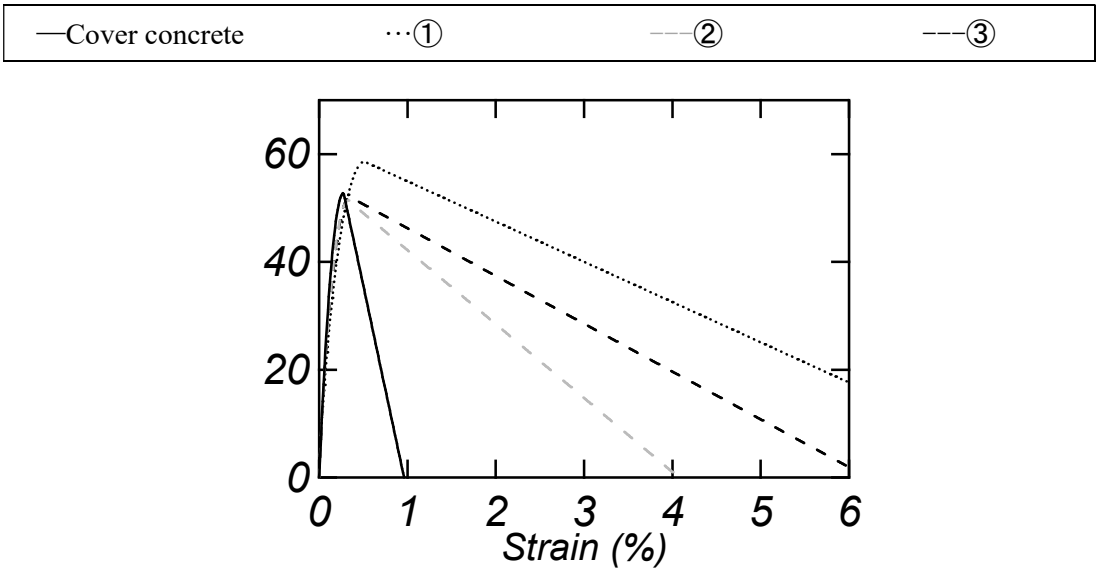
f_{yt}：横補強筋の降伏強度

α：横補強筋と b_c との角度

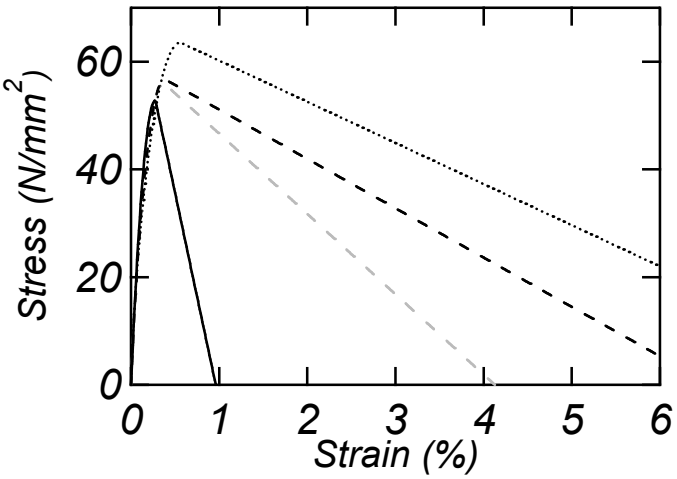
s：横補強筋間隔

s_l：縦筋間隔

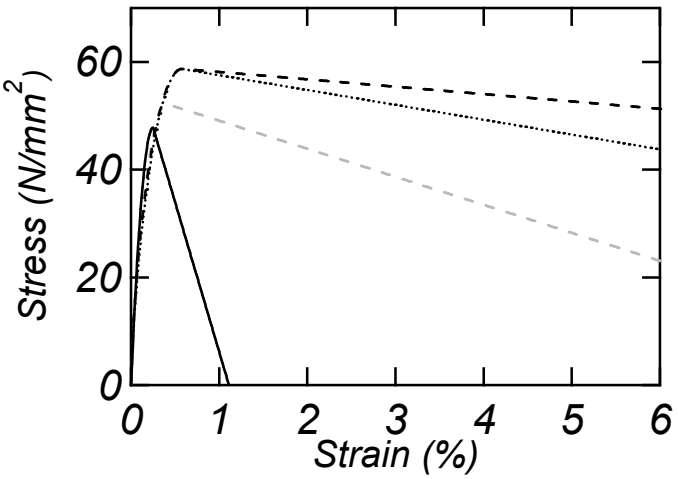
材料モデルに本試験体の材料特性を適用した各試験体のコンクリートの応力度―ひずみ度関係を Fig. 4.3 に，鉄筋の応力度―ひずみ度関係を Fig. 4.4 に示す。材料特性は Table 3.3 と 3.4 に準じた。



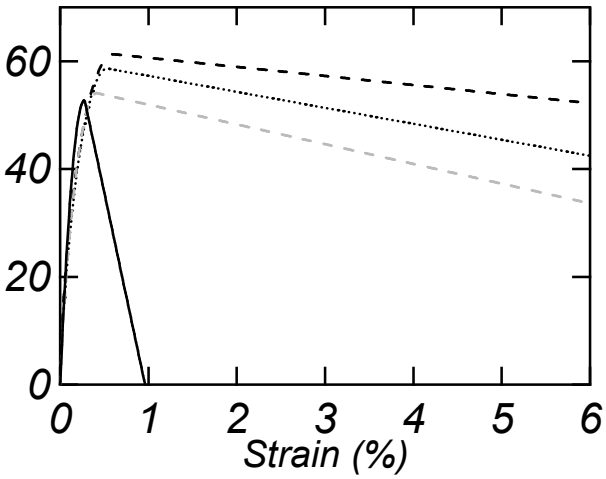
(a) CW-JPL



(b) CWN-JPL

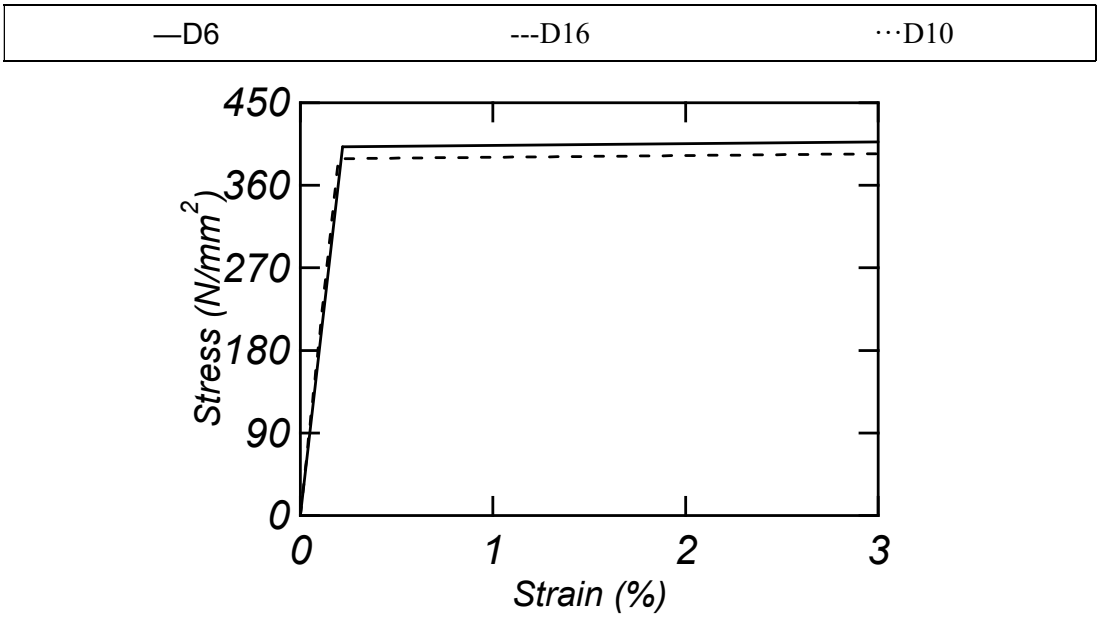


(a) CWN-JPH

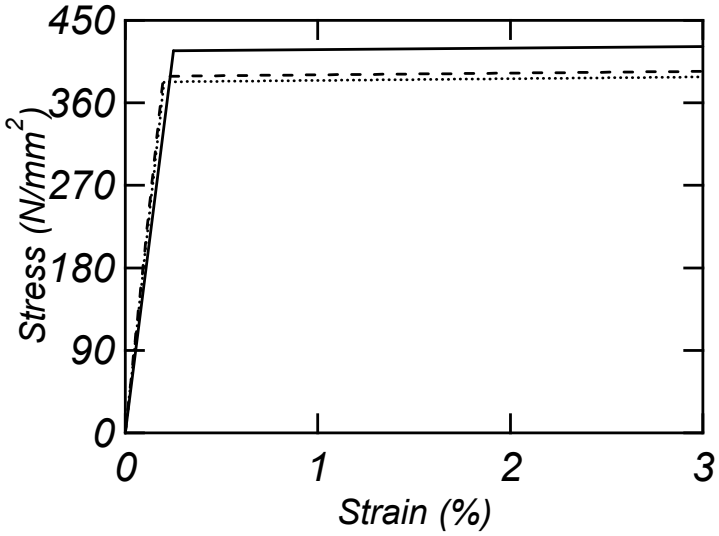


(b) CWN-ACI

Fig. 4.3 Relationship of Strain and stress for concrete



(a) CW-JPL, CWN-JPL



(b) CWN-JPH, CWN-ACI

Fig. 4.4 Relationship of Strain and stress for reinforcement

4.4　解析結果と実験結果の整合性

曲げ解析より得られたせん断力（Q_a）―変形角（R_a）関係を実験結果と比較するため Fig. 4.5 に赤実線で併せて示す。せん断力 Q_a は曲げ解析より得られるモーメント M を式 4.3 に代入して置換した。また，柱の変形角 R_a は引張縁鉄筋が降伏するまでの変形成分 R_y と引張縁鉄筋が降伏した後の塑性変形成分 R_p に分離して考慮し，曲率φと柱の部材角 R_a の関係は式 4.4 で評価した。

$$Q_a=\frac{M}{L} \tag{4.3}$$

$$R_a=R_y+R_p$$

$$R_y=\frac{\Delta_y}{L}=\frac{\varphi_y \cdot L}{3} \tag{4.4}$$

$$R_p=\frac{\Delta_p}{L}=\frac{\varphi_p \cdot L_p \cdot (L-L_p/2)}{L}$$

ここで，L：反曲点高さ（=1,600mm）

Δ_y：引張縁鉄筋の降伏までの変形

φ_y：引張縁鉄筋の降伏までの曲率

L_p: 塑性ヒンジ高さ

Δ_p：引張縁鉄筋の降伏後の塑性変形

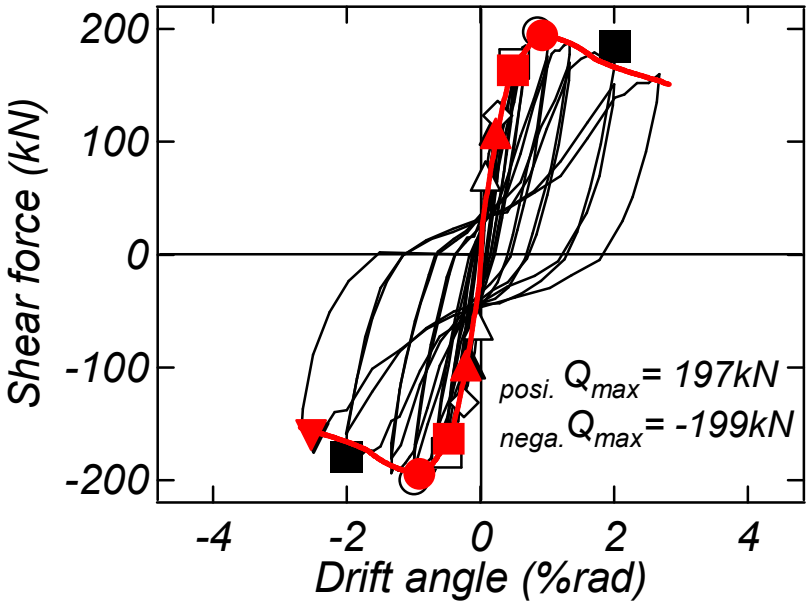
φ_p：引張縁鉄筋の降伏後の曲率

なお，圧縮側の塑性ヒンジ高さ L_p は実験結果（Fig. 3.16(f)参照）に基づいて壁厚さ t_w の 2.5 倍の 312.5mm と評価した [20]。

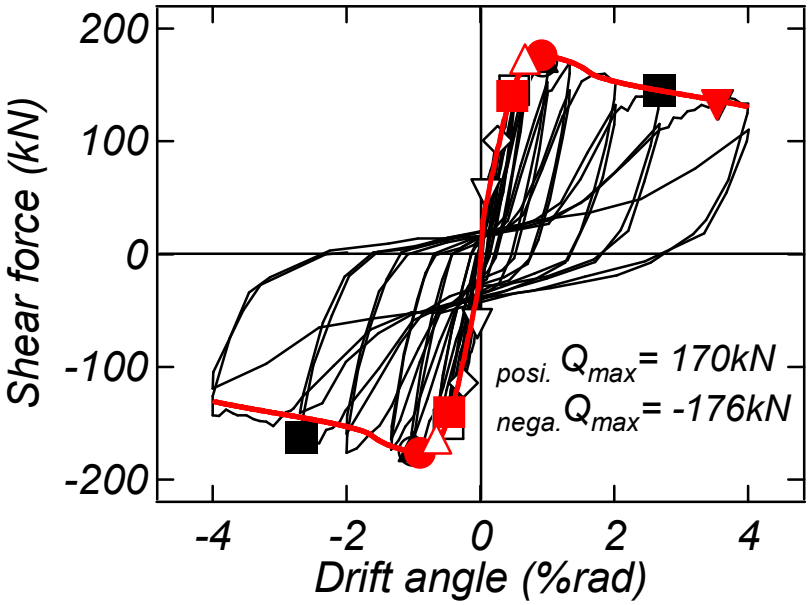
Fig. 4.5 より全試験体ともに最大耐力までの解析結果は実験結果を精度よく評価できた。試験体CW-JPLとCWN-JPL は耐力低下域においても，解析結果と実験結果が概ね一致した。一方，試験体CWN-JPHとCWN-ACIは実験ではほとんど耐力低下が見られなかったものの，解析結果は緩やかに耐力が低下した。ただし実験結果と同様にR=4.0%radまでは安全限界に至らなかった。また，Table 4.1と4.2より解析結果は実験結果に基づく使用限界時（壁筋と主筋降伏点）と安全限界時（最大耐力80%に低下点）の変形と耐力とよく整合した。以上より，後述5章で上記の解析モデルを用いて壁縦筋を定着しない袖壁付柱を対象に変数解析を行い，各変数が使用限界と安全限界に与える影響を検討する。

Exp.: △Cracking (wall) ◇Cracking (column) □Yielding of long. rein. (column)
▽Yielding of vertical rein. (wall, tension) ▲Yielding of vertical rein. (wall, compression)
■Buckling of wall vertical rein. ○Maximum strength (Q_{max}) ▼ 0.8 Q_{max}

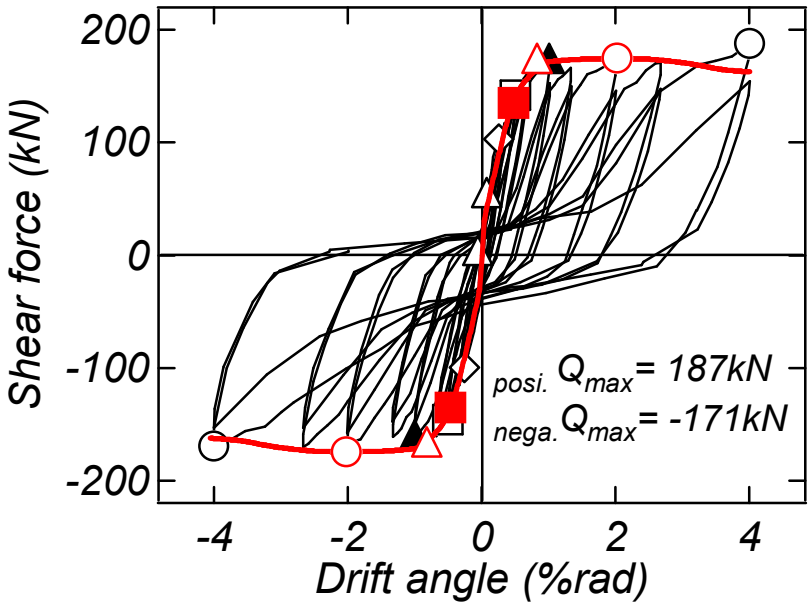
Ana.: ▲Yielding of vertical rein. (wall, tension) ▽Yielding of vertical rein. (wall, compression)
■Yielding of long. rein. (column) ○Maximum strength (Q_{max}) ▼0.8 Q_{max}



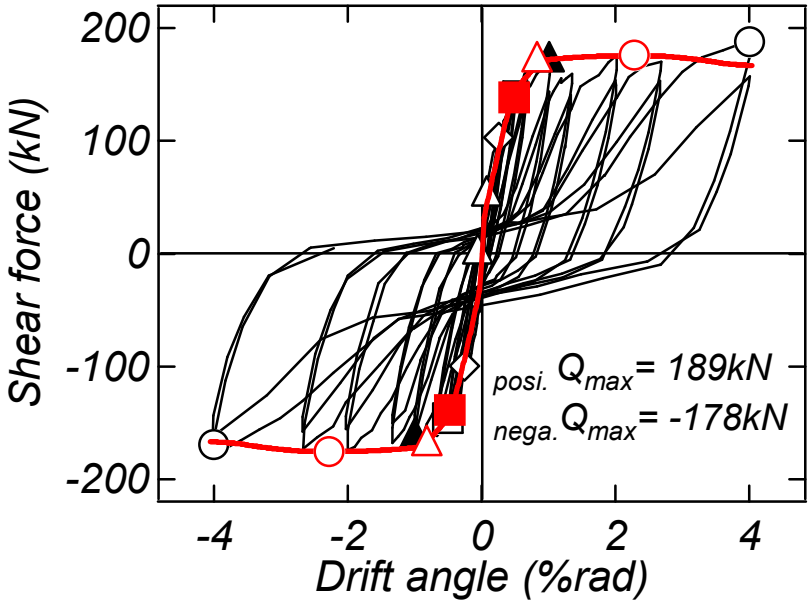
(a) CW-JPL



(b) CWN-JPL



(a) CWN-JPH



(b) CWN-ACI

Fig. 4.5 Comparison between analysis and experiment results

Table 4.1 Comparison between analysis and serviceability of experiment

	CW-JPL		CWN-JPL		CWN-JPH		CWN-ACI	
	Exp.	Anal.	Exp.	Anal.	Exp.	Anal.	Exp.	Anal.
Drift angle (%)	0.2	0.21	0.5	0.47	0.5	0.47	0.5	0.47
Shear force (kN)	106	103	144	140	142	135	142	135

Table 4.2 Comparison between analysis and safety of experiment

	CW-JPL		CWN-JPL		CWN-JPH		CWN-ACI	
	Exp.	Anal.	Exp.	Anal.	Exp.	Anal.	Exp.	Anal.
Drift angle (%)	2.55	2.54	3.53	3.53	>4.0	>4.0	>4.0	>4.0
Shear force (kN)	158	156	134	136				

4.5　解析の使用限界に関する考察

AIJ の耐震性能評価指針 [17]より使用限界の判定は材料の短期許容応力度すなわち引張縁鉄筋降伏点あるいはコンクリートの圧縮応力度が $2/3\sigma_B$（コンクリート圧縮強度）に達した点とした。しかし，実験ではコンクリートの圧縮応力が得られないため，ここで，解析から得られた結果に基づいて各試験体の使用限界を再考する。Table 4.3 に各試験体の引張縁鉄筋降伏点およびコンクリートの圧縮応力度が $2/3\sigma_B$ 達した点の変形角および耐力を示す。同表で使用限界時の変形角と耐力を赤字で示す。

壁縦筋を定着した試験体 CW-JPL は壁縦筋引張降伏したため，R=0.21%rad を使用限界と判定した。また，壁縦筋を定着しない試験体 CWN-JPL，CWN-JPH と CWN-ACI の解析の使用限界の判定は 3 章実験の使用限界の判定結果と異なり，コンクリートの圧縮応力度が $2/3\sigma_B$ に達したため， 試験体 CWN-JPL，CWN-JPH と CWN-ACI は R=0.29%rad を使用限界と判定した。以上より，解析で使用限界を検討した結果，壁縦筋を定着しない試験体 CWN-JPL の使用限界は試験体 CW-JPL の 1.4 倍の変形を許容する効果が確認できた。壁端部拘束筋量と壁端部拘束範囲が使用限界に与える影響は見られなかった。

Table 4.3 Serviceability of analysis

	CW-JPL		CWN-JPL		CWN-JPH		CWN-ACI	
	Rein.	Con.	Rein.	Con.	Rein.	Con.	Rein.	Con.
Drift angle (%)	0.21	0.26	0.47	0.29	0.47	0.29	0.47	0.29
Shear force (kN)	103	110	140	103	135	98	135	98

4.6　まとめ

本章では，3 章の袖壁付柱試験体の実験結果を基づいて，曲げ解析を実施し，解析モデルの妥当性の検討を行った。本章で得られた知見を以下に示す

1) 部材せいに沿って 5mm 間隔で分割したファイバーモデルを適用した曲げ解析を行った。非拘束域コンクリートには Hognestad モデル，拘束域コンクリートには Saatcioglu モデル，鉄筋には Bi-linear モデルを適用した。
2) 各試験体は曲げ降伏後の圧縮側の塑性ヒンジ高さは実験結果に基づいて壁厚さ t_w の 2.5 倍の 312.5mm と評価した（Fig. 3.16(f)参照）。
3) 全試験体ともに破壊形式が曲げ降伏型であったため，曲げ解析を用いて各試験体の曲げ挙動をシミュレーションし，最大耐力までの解析結果は実験結果を精度よく評価できた。試験体 CW-JPL と CWN-JPL は耐力低下域においても，解析結果と実験結果が概ね一致した。試験体 CWN-JPH と CWN-ACI の解析結果は緩やかに耐力が低下したが，実験結果と同様に R=4.0%rad までは安全限界に至らなかった。また，解析結果は実験結果に基づく使用限界時（壁筋と主筋降伏点）と安全限界時（最大耐力 80%に低下点）の変形と耐力とよく整合したことを確認し，解析モデルの信頼性を確認した。
4) 解析結果に基づいて試験体の使用限界を再考した結果，壁縦筋の定着を無くすことで，試験体 CWN-JPL の使用限界は壁縦筋を定着した試験体 CW-JPL の 1.4 倍の変形を許容する効果が確認された。これは，壁の圧縮端でコンクリートが柱主筋よりも先に短期許容応力度に達することが確認されたためである。壁端部の拘束筋量と壁端部の拘束範囲が使用限界に与える影響は見られなかった。

第 5 章　壁縦筋を定着しない RC 袖壁付柱の使用限界と安全限界に構造因子が与える影響

5.1　はじめに

第 3 章では，壁縦筋定着の有無，壁端部の拘束筋量および壁端部の拘束範囲を変数とし，袖壁付柱の静的載荷実験を実施し，上記の変数が試験体の使用限界と安全限界に与える影響について実験データを整理した。その結果，本研究が提案する定着を解消した試験体は壁縦筋の定着がある従来型の試験体より使用限界を 3.1 倍の変形を許容する効果が確認され，安全限界を 1.4 倍の変形を許容する効果が確認された。また，袖壁端部の拘束筋量と袖壁端部の拘束範囲が使用限界に与える影響は見られなかったが，試験体 CWN-JPL は R=3.53%rad に安全限界に達したものの，壁端部の拘束筋量を約 3 倍増加した CWN-JPH は R=4.0%rad を超える安全限界性能を有した。第 4 章では，曲げ降伏型である袖壁付柱試験体に対して曲げ解析を行い，実験結果との比較を通して解析モデルの妥当性を検証し，とくに解析は実験の損傷状況より評価した使用限界（壁筋と主筋降伏点）と安全限界（最大耐力 80%に低下点）をよく評価できることを確認した。

本章では，第 4 章の曲げ解析モデル用い，柱主筋比，コンクリート強度，軸力比，壁厚さ T_w と壁長さ L_w をパラメータとする解析を行い，各パラメータが壁縦筋を定着しない袖壁付柱の使用限界に構造因子が与える影響を検討する。また，上記の変数と壁端部拘束筋比 p_s が壁縦筋を定着しない袖壁付柱の安全限界に構造因子が与える影響を検討する。本章の解析では，壁縦筋を定着しない袖壁付柱の使用限界の判定は柱主筋降伏点おるいはコンクリートの圧縮応力度が $2/3\sigma_B$（コンクリート圧縮強度）達した点と適用し[17]，安全限界の判定においては文献 18)より最大耐力の 80%低下点を安全限界点として適用した。

5.2 解析対象と材料モデル

変数解析を行うにあたり基準となる標準袖壁付柱の形状および配筋詳細を Table 5.1 および Fig. 5.1 に示す。解析対象の標準試験体の形状および配筋は 3 章の試験体 CWN-JPL と同様とした。コンクリートの圧縮強度は 3 章の試験体の設計基準強度とし，圧縮強度時ひずみ度は 2000μ とした。鉄筋は SD345 とし，降伏強度は規格値の 1.1 倍（379.5N/mm^2）とした。ヤング係数は RC 規準 [19] より 205kN/mm^2，降伏ひずみ度は降伏強度をヤング係数で除した値とした。Table 5.2 に変数解析に用いるコンクリートおよび鉄筋の材料特性を示す。これらの材料特性および 4 章に示した解析モデルを基に変数解析を行った。

Table 5.1 Details of the basic specimen for parametric analysis

Column	*b*×*D* (mm)	250×250 (mm)
	Longitudinal reinforcement	10-D16 (p_g=3.18%)
	Horizontal reinforcement	D6@50 (p_w=0.51%)
	Concrete cover (mm)	25 (mm)
Wing walls	*b*×*D* (mm)	125×250 (mm)
	Horizontal reinforcement	D6@100 (p_s=0.51%)
	Vertical wall reinforcement	D6@100 (p_v=0.51%)
	Concrete cover (mm)	20 (mm)
	Confining reinforcement	D6@100

Table 5.2 Material properties of concrete/ reinforcement for parametric study

	Concrete	*Reinforcement*
Compressive strength / Yield stress (N/mm^2)	36	379.5
Young's modulus (kN/mm^2)	28.3	205
Strain at compressive strength / yield strain (μ)	2000	1851

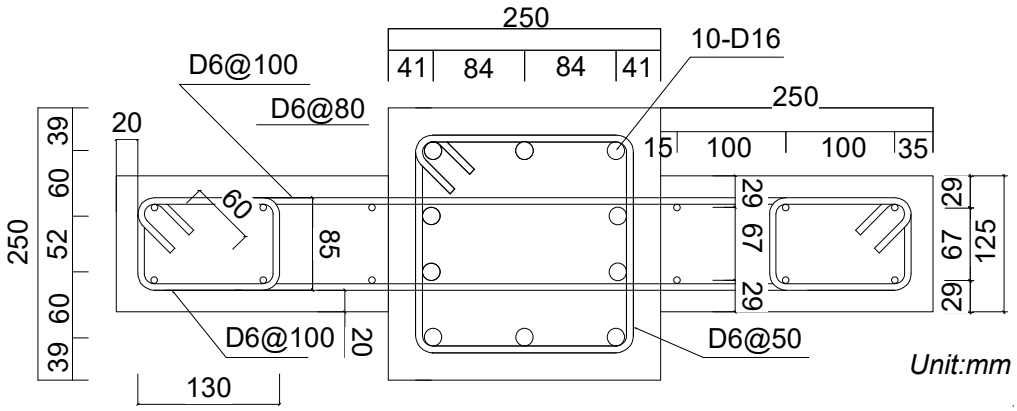


Fig. 5.1 Dimensions and reinforcement details of the basic specimen

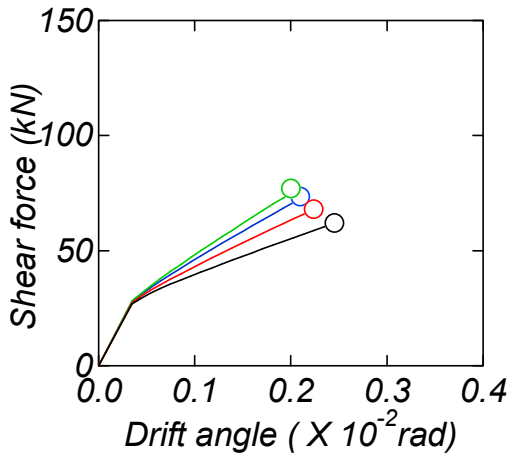
5.3 使用限界の変数解析結果

使用限界に影響する構造因子として，Table 5.3 に示すように解析変数には柱主筋比（径を変化させず本数を変化させた）p_t，コンクリート強度 f_c，軸力比 σ_0/f_c，壁厚さ T_w，壁長さ L_w と設定した。なお，標準試験体 CWN-JPL の変数値は同表に赤太文字として示している。Fig. 5.2 に変数解析の結果をまとめて示す。また，同図では使用限界までの結果を示す。解析結果より，いずれの変数でも，コンクリートの圧縮応力度が $2/3\sigma_B$ に達することで，使用限界に達した。

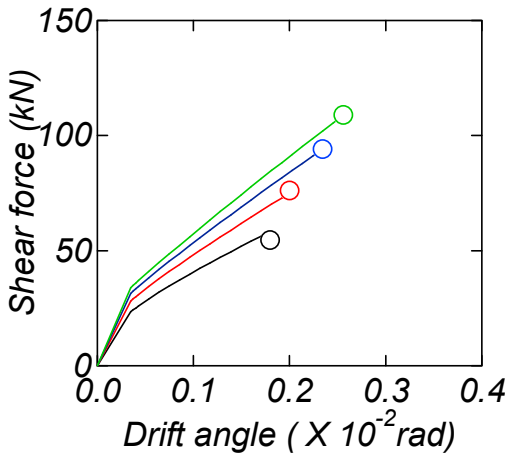
Table 5.3 Parameter for parametric analyses

Parameter	Values				Unit
Column longitudinal rein. ratio (p_t)	1.27	1.91	2.54	**3.18**	(%)
Concrete compressive strength (F_c)	24	**36**	48	60	N/mm^2
Axial force ratio (σ_0/f_c)	**0.072**	0.15	0.25	0.3	
Wall thickness (T_w)	**125**	150	175	200	mm
Wall length (L_w)	**250**	275	300	325	mm

※Values in red : standard specimen

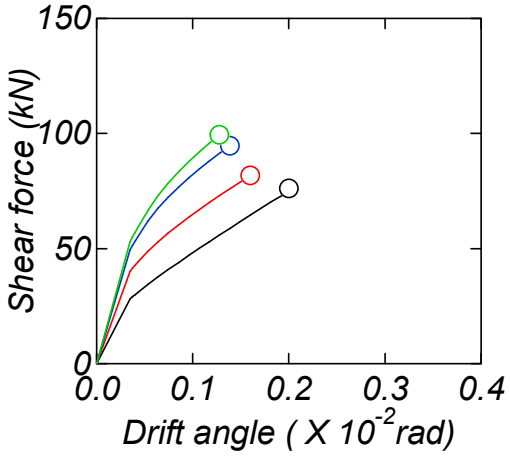


(a) Column reinforcement ratio

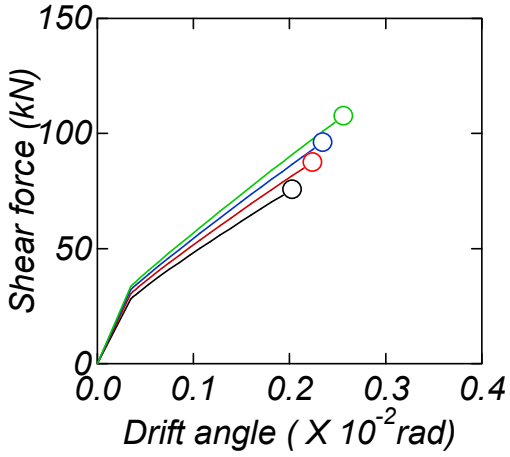


(b) Concrete compressive strength

p_t (%)	*Drift* (%)	*Q* (kN)	f_c (N/mm^2)	*Drift* (%)	*Q* (kN)
— 1.27	○ 0.25	62	— 24	○ 0.18	55
— 1.91	○ 0.22	68	— 36	○ 0.20	76
— 2.54	○ 0.21	73	— 48	○ 0.23	94
— 3.18	○ 0.20	76	— 60	○ 0.25	109

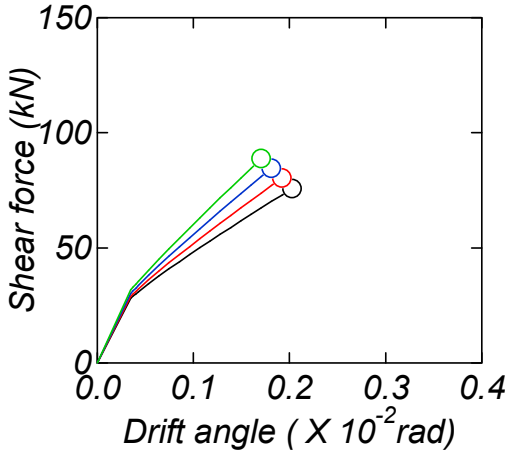


(c) Axial force ratio



(d) Wall thickness

σ_0/f_c	*Drift* (%)	*Q* (kN)	T_w *(mm)*	*Drift* (%)	*Q* (kN)
— 0.072	○ 0.20	76	— 125	○ 0.20	76
— 0.15	○ 0.16	82	— 150	○ 0.22	88
— 0.25	○ 0.14	95	— 175	○ 0.23	96
— 0.3	○ 0.13	99	— 200	○ 0.26	108



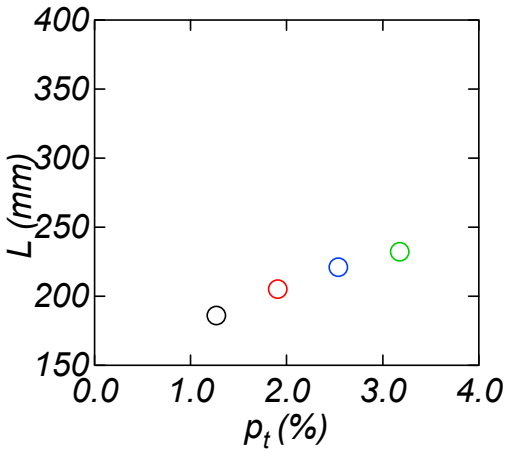
(e) Wall length

L_w *(mm)*	*Drift* (%)	*Q* (kN)
— 250	○ 0.20	76
— 275	○ 0.19	80
— 300	○ 0.18	85
— 325	○ 0.17	89

Fig. 5.2 Results of parameter analysis

柱主筋比

柱主筋比の増大に伴い，耐力が増大した。その結果，圧縮域の反力も増大し，Fig.5.3 に示すように中立軸から圧縮縁の距離 x_n が長くなり，コンクリートの圧縮応力度が $2/3\sigma_B$ に達した時の曲率が減少し，使用限界時の変形角は減少した。



p_t (%)	x_n (mm)
— 1.27	○ 186
— 1.91	○ 205
— 2.54	○ 221
— 3.18	○ 232

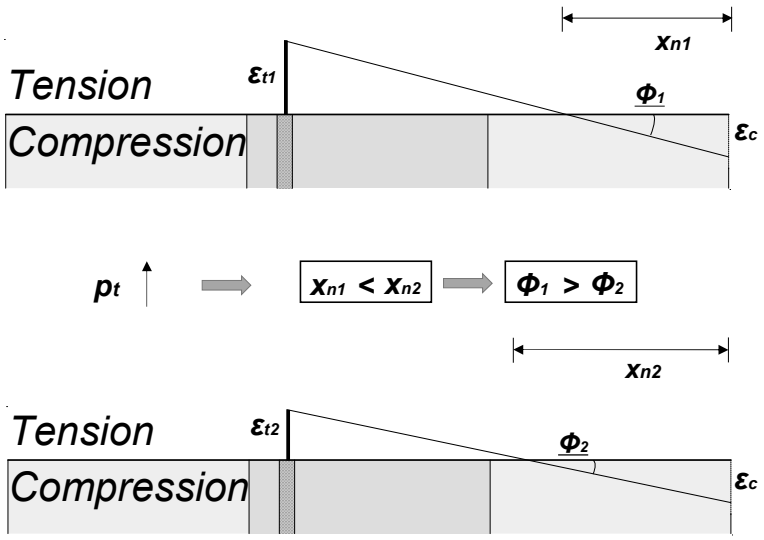
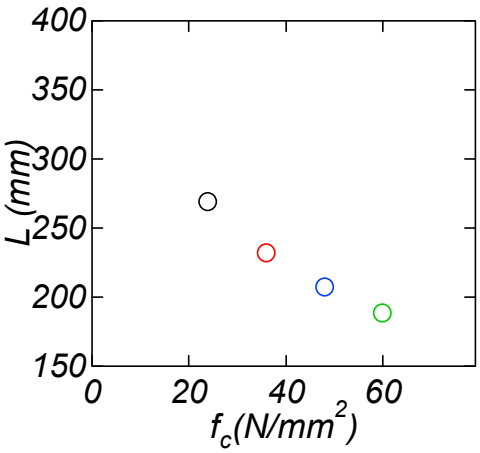


Fig. 5.3 Column reinforcement ratio

コンクリート強度

コンクリート強度の増大に伴い，Fig.5.4 に示すように中立軸から圧縮縁の距離 x_n が短くなるため，耐力が増大したが，コンクリートの圧縮応力度が $2/3\sigma_B$ に達した時の曲率が増大して使用限界変形は増大した。



f_c (N/mm^2)	x_n (mm)
— 24	○ 269
— 36	○ 232
— 48	○ 207
— 60	○ 188

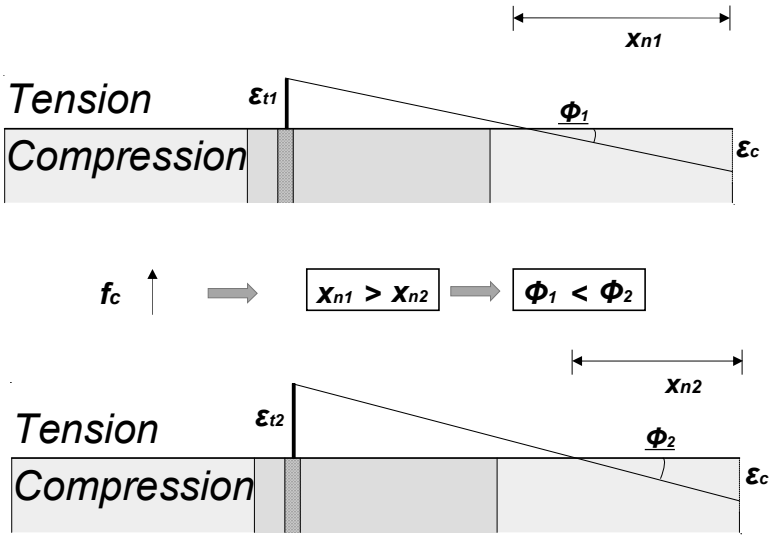
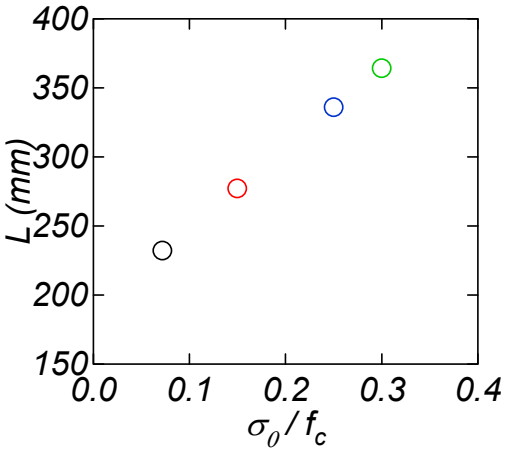


Fig. 5.4 Concrete compressive strength

軸力比

軸力比の増大に伴い，耐力が増大し，Fig.5.5 に示すように中立軸から圧縮縁の距離 x_n が長くなり，コンクリートの圧縮応力度が $2/3\sigma_B$ に達した時の曲率が減少し，使用限界時の変形角は減少した。



σ_0/f_c	x_n (mm)
— 0.072	○ 232
— 0.15	○ 254
— 0.25	○ 336
— 0.3	○ 364

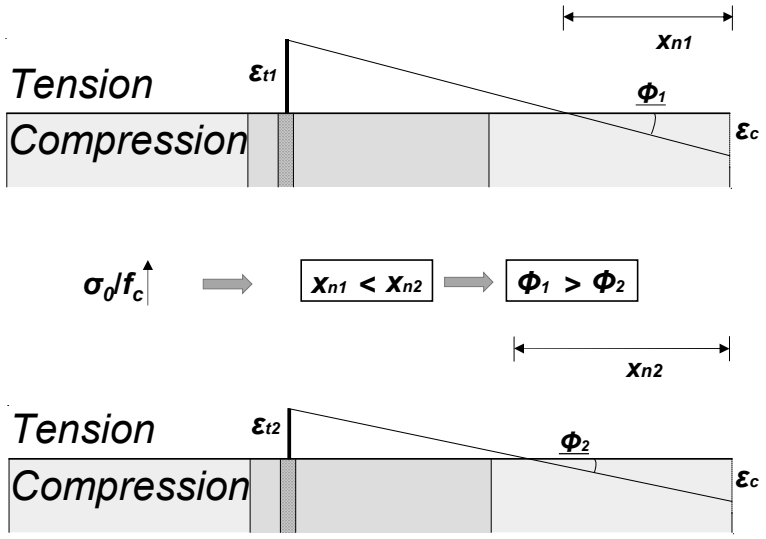
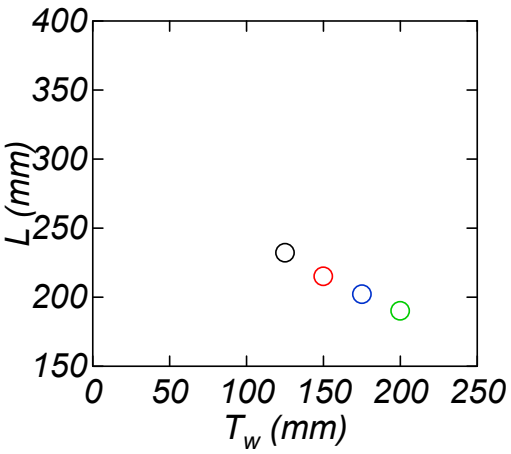


Fig. 5.5 Axial force ratio

壁厚さ

壁厚さの増大に伴い, Fig.5.6 に示すように中立軸から圧縮縁の距離 x_n が短くなるため, 耐力が増大したが, コンクリートの圧縮応力度が $2/3\sigma_B$ に達した時の曲率が増大して使用限界変形は増大した。



T_w (mm)	x_n (mm)
— 125	○ 232
— 150	○ 215
— 175	○ 202
— 200	○ 190

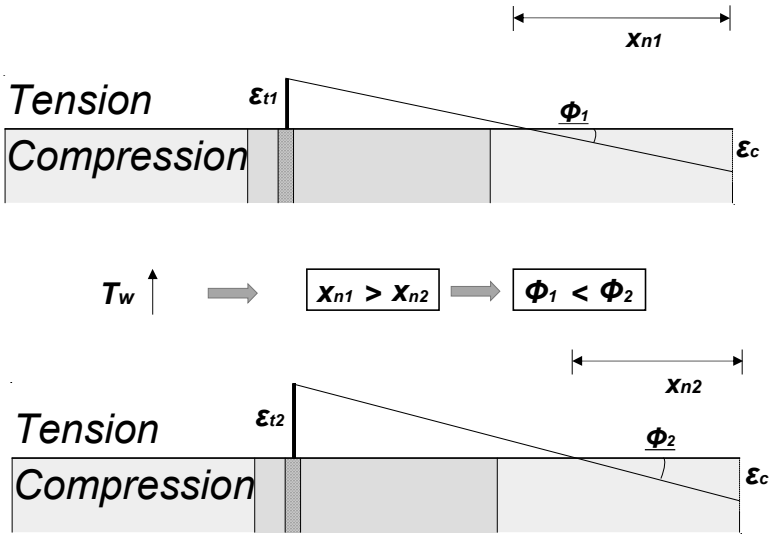
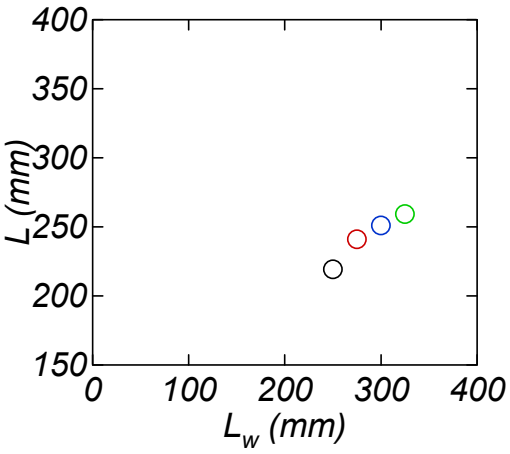


Fig. 5.6 Wall thickness

壁長さ

壁長さの増大に伴い，Fig.5.7 に示すように中立軸から圧縮縁の距離 x_n が長くなり，コンクリートの圧縮応力度が $2/3\sigma_B$ に達した時の曲率が減少し，使用限界時の変形角は減少した。



L_w (mm)	x_n (mm)
— 250	○ 232
— 275	○ 241
— 300	○ 251
— 325	○ 259

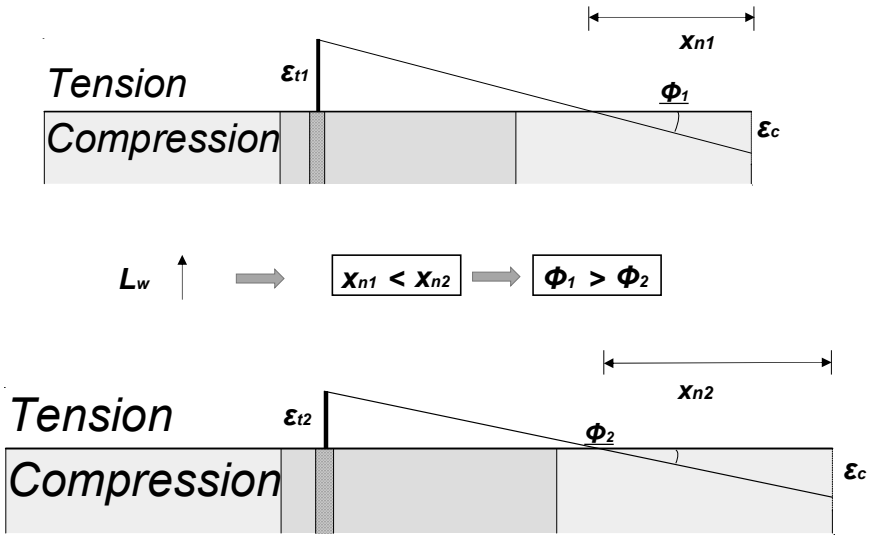


Fig. 5.7 Wall length

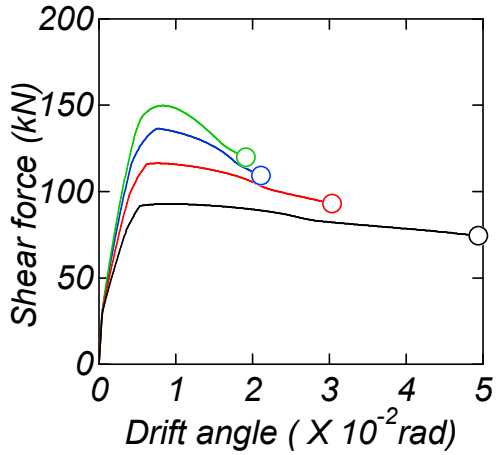
5.4 安全限界の変数解析結果

安全限界に影響する構造因子として，Table 5.4 に示すように解析変数には柱主筋比（径を変化させず本数を変化させた）p_t，コンクリート強度 f_c，軸力比 σ_0/f_c，壁厚さ T_w，壁長さ L_w および壁端部拘束筋比 p_s と設定した。なお，標準試験体 CWN-JPL の変数値は同表に赤太文字として示している。Fig. 5.8 に変数解析の結果をまとめて示す。また，また，同図では安全限界までの結果を示す。

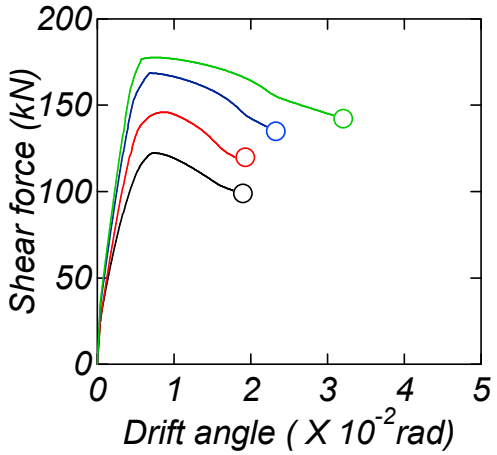
Table 5.4 Parameter for parametric analyses

Parameter	Values				Unit
Column longitudinal rein. ratio (p_t)	1.27	1.91	2.54	**3.18**	(%)
Concrete compressive strength (F_c)	24	**36**	48	60	N/mm^2
Axial force ratio (σ_0/f_c)	**0.072**	0.15	0.25	0.3	
Wall thickness (T_w)	**125**	150	175	200	mm
Wall length (L_w)	**250**	275	300	325	mm
Confining rein. ratio (p_s)	0.51	0.67	**1.01**	2.02	(%)

※Values in red : standard specimen

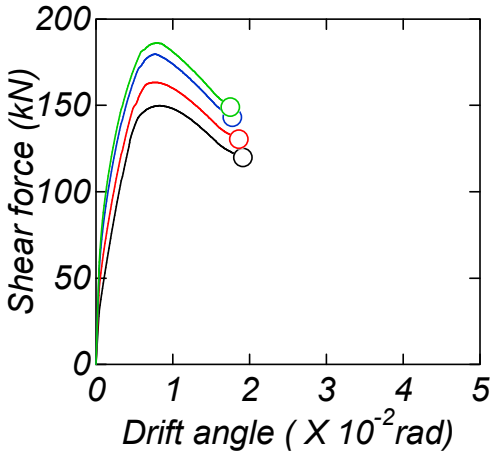


(a) Column reinforcement ratio

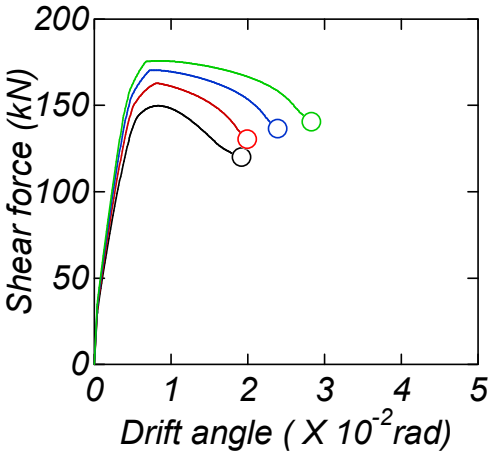


(b) Concrete compressive strength

p_t(%)	*Drift* (%)	Q (kN)	f_c(N/mm^2)	*Drift* (%)	Q (kN)
— 1.27	○ 4.93	74	— 24	○ 1.90	99
— 1.91	○ 3.03	93	— 36	○ 1.92	120
— 2.54	○ 2.11	109	— 48	○ 2.32	135
— 3.18	○ 1.92	120	— 60	○ 3.21	142

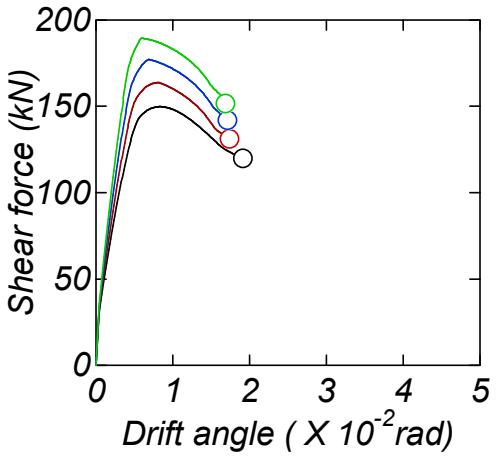


(c) Axial force ratio

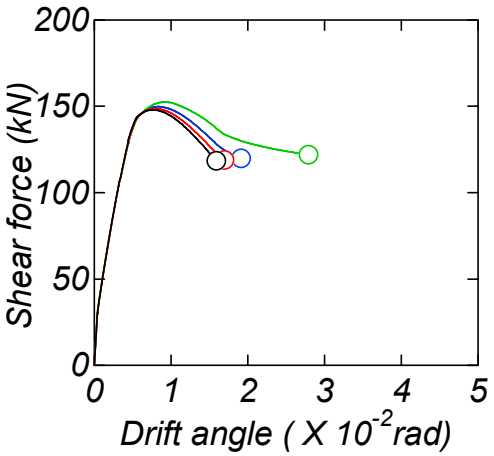


(d) Wall thickness

σ_0/f_c	*Drift* (%)	Q (kN)	T_w(mm)	*Drift* (%)	Q(kN)
— 0.072	○ 1.92	120	— 125	○ 1.92	120
— 0.15	○ 1.86	130	— 150	○ 1.99	130
— 0.25	○ 1.78	143	— 175	○ 2.39	136
— 0.3	○ 1.75	149	— 200	○ 2.83	141



(e) Wall lengthness



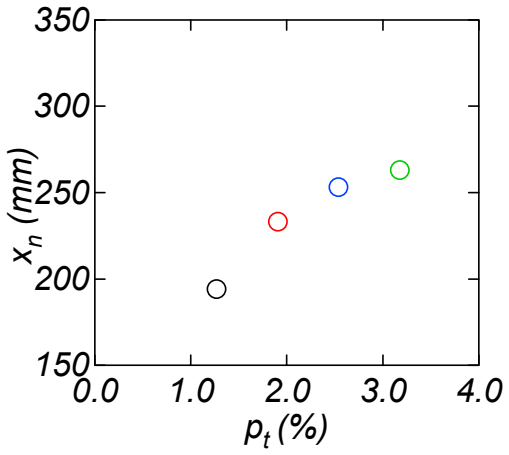
(f) Confining reinforcement ratio

Lw(mm)	*Drift* (%)	Q (kN)	p_s(%)	*Drift* (%)	Q (kN)
— 250	○ 1.92	120	— 0.51	○ 1.59	118
— 275	○ 1.74	131	— 0.67	○ 1.69	119
— 300	○ 1.71	142	— 1.01	○ 1.92	120
— 325	○ 1.69	152	— 2.02	○ 2.79	122

Fig. 5.8 Results of parameter analysis

柱主筋比

柱主筋比の増大に伴い，耐力が増大した。その結果，圧縮域の反力も増大し，Fig. 5.9 に示すように中立軸から圧縮縁の距離が長くなり，コンクリートが圧壊ひずみに達した時の曲率が減少し，安全限界時の変形角は減少した。



p_t (%)	x_n (mm)
— 1.27	○ 194
— 1.91	○ 223
— 2.54	○ 253
— 3.18	○ 263

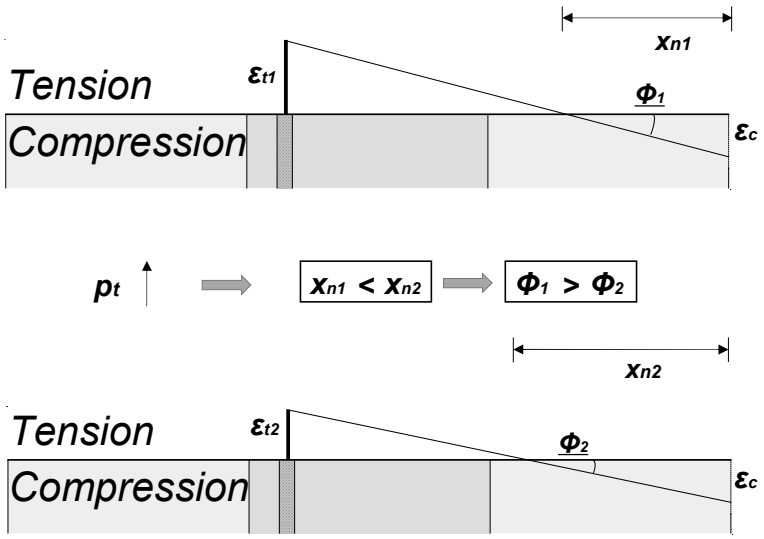
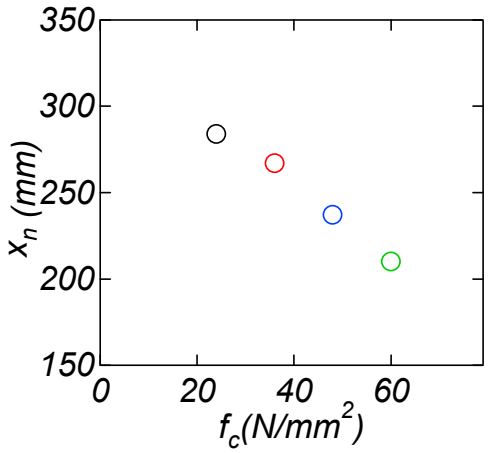


Fig. 5.9 Column reinforcement ratio

コンクリート強度

コンクリート強度の増大に伴い，圧縮域の反力も増大し，耐力が増大した。Fig. 5.10 に示すように中立軸から圧縮縁の距離が短くなり，コンクリートが圧壊ひずみに達した時の曲率が増大し，安全限界時の変形角は増大した。



f_c (N/mm^2)	x_n (mm)
— 24	○ 284
— 36	○ 263
— 48	○ 237
— 60	○ 210

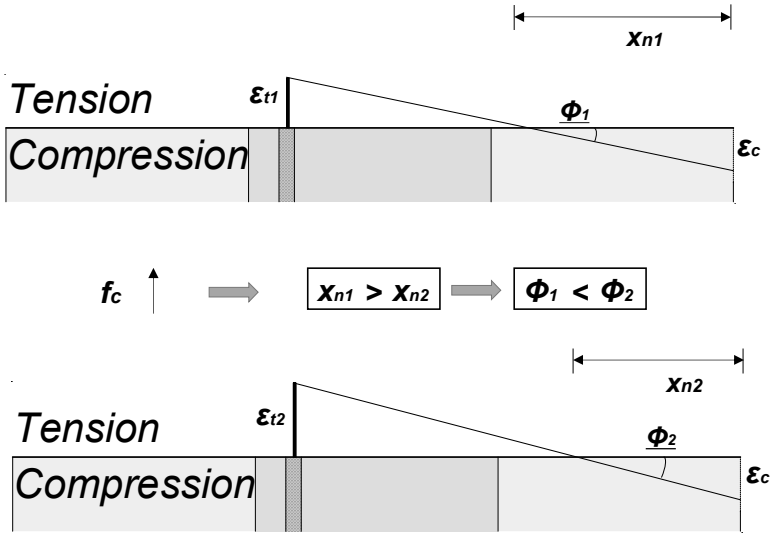
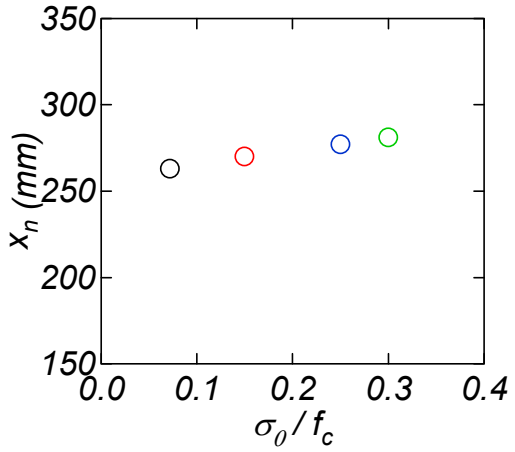


Fig. 5.10 Concrete compressive strength

軸力比

本解析の軸力比の範囲に限る結果で，軸力比の増大に伴い，耐力が増大した。Fig. 5.11 に示すように中立軸から圧縮縁の距離は長くなり，コンクリートが圧壊ひずみに達した時の曲率が減少し，安全限界に対する変形角は減少した。



σ_0/f_c	x_n (mm)
— 0.072	○ 263
— 0.15	○ 270
— 0.25	○ 277
— 0.3	○ 281

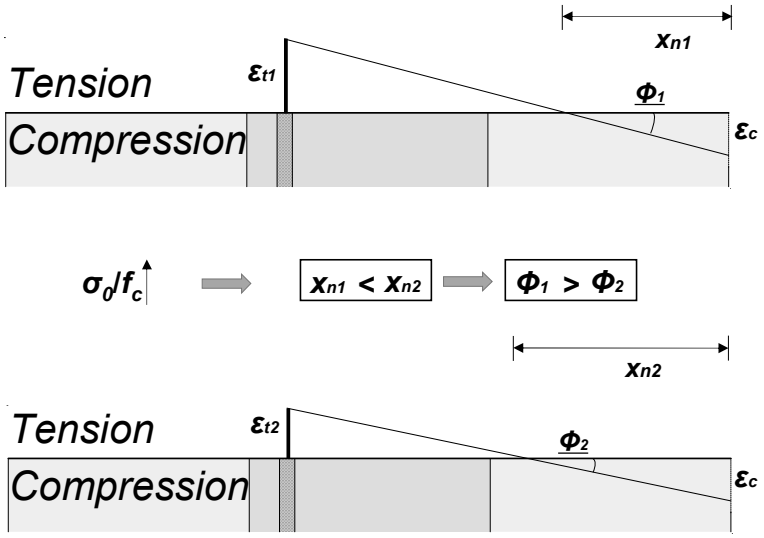
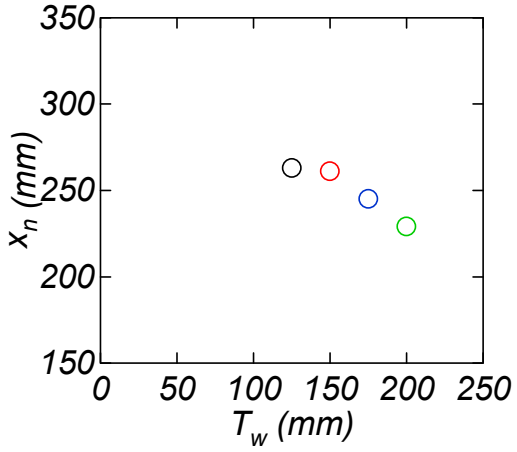


Fig. 5.11 Axial force ratio

壁厚さ

壁長さの増大に伴い，耐力が増大した。コンクリート強度増大時のメカニズムと同様で，Fig. 5.12 に示すように中立軸から圧縮縁の距離が短くなるため，コンクリートが圧壊ひずみに達した時の曲率が増大し，安全限界変形は増大した。



T_w (mm)	x_n (mm)
— 125	○ 263
— 150	○ 261
— 175	○ 245
— 200	○ 229

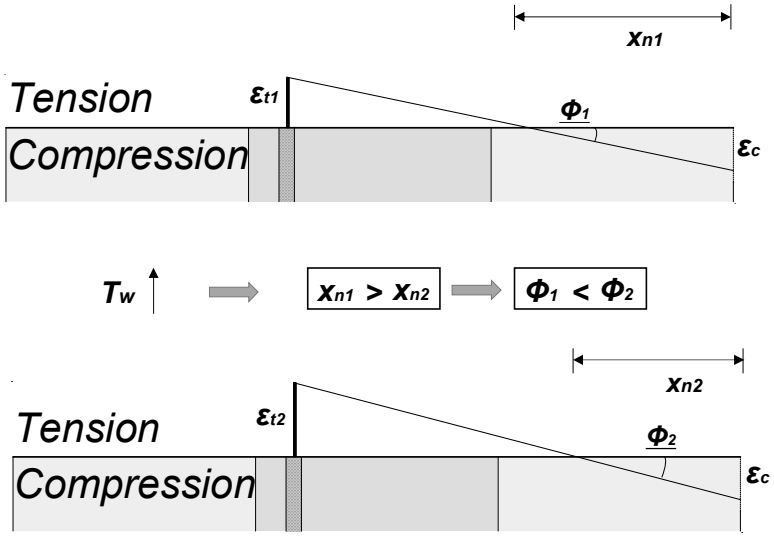
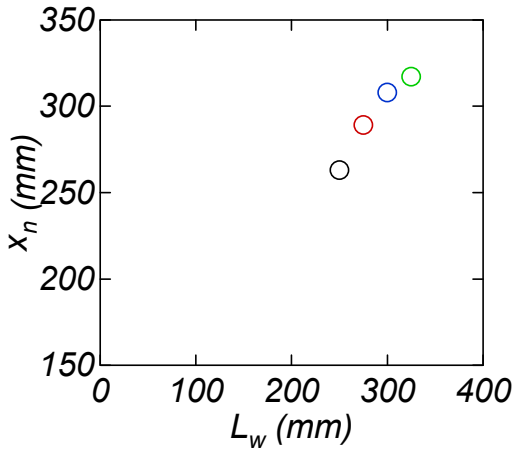


Fig. 5.12 Wall thickness

壁長さ

壁長さの増大に伴い，耐力が増大した。Fig. 5.13 に示すように中立軸から圧縮縁の距離が長くなるため，コンクリートが圧壊ひずみに達した時の曲率が減少し，安全限界変形は減少した。



L_w (mm)	x_n (mm)
— 250	○ 263
— 275	○ 289
— 300	○ 308
— 325	○ 317

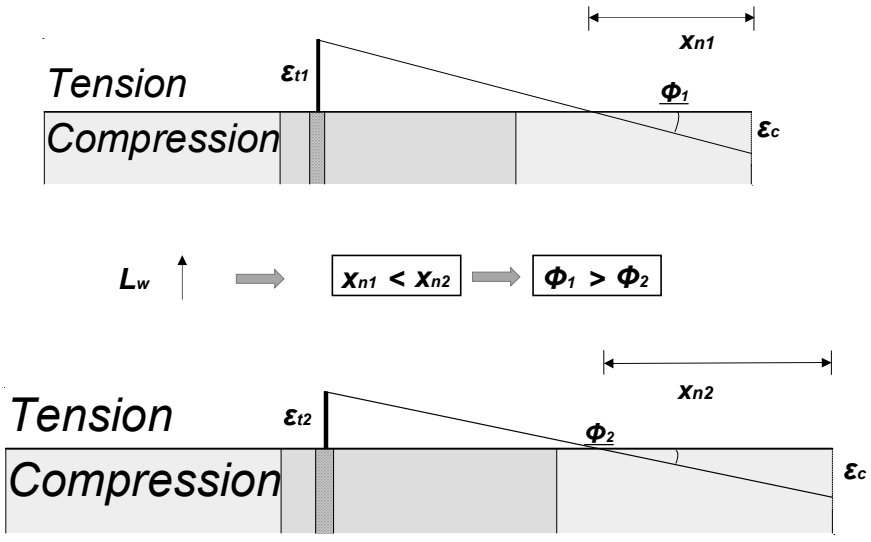
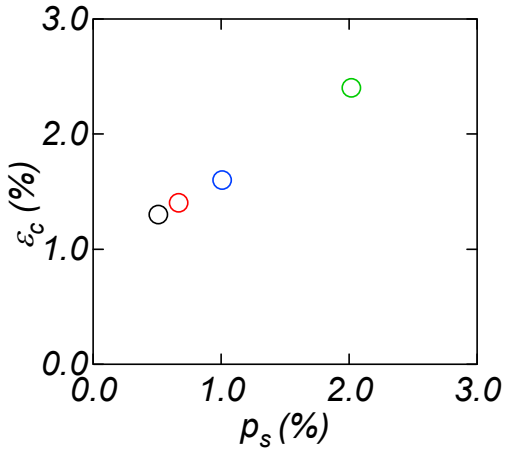


Fig. 5.13 Wall length

壁拘束筋比

壁拘束筋比にかかわらず，耐力はほぼ一定であったが，拘束筋量を増やすことで，Fig. 5.14 に示すように圧縮域のコンクリート圧壊時のひずみが増加し，コンクリートが圧壊ひずみに達した時の曲率が増大し，安全限界時の変形角は増大した。



p_s(%)	ε_c (%)
— 0.51	○ 1.3
— 0.67	○ 1.4
— 1.01	○ 1.6
— 2.02	○ 2.4

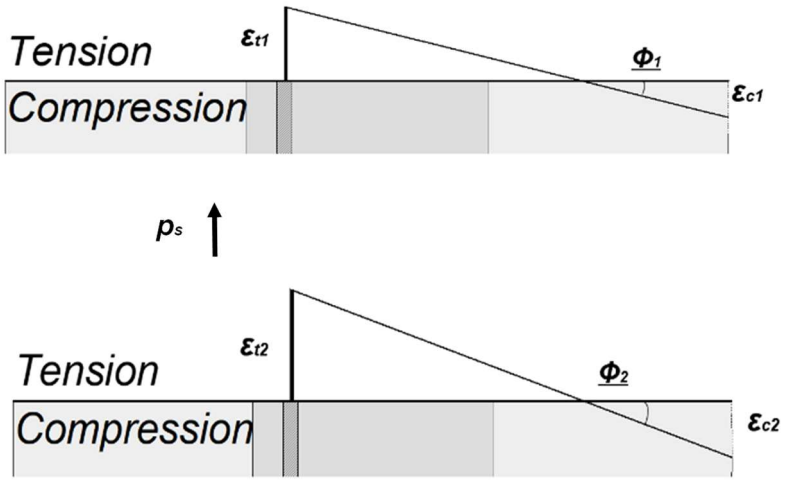


Fig. 5.14 Confining reinforcement ratio

5.5 まとめ

本章では，第 4 章の曲げ解析の解析モデルを用いて，曲げ性能に影響する各変数（構造因子）が壁縦筋の定着を無くした袖壁付柱の使用限界と安全限界に与える影響を検討した。本章で得られた知見を以下に示す。

1) 壁縦筋を定着しない袖壁付き柱の使用限界に構造因子が与える影響について以下を変数として検討した。変数 : 柱主筋比／コンクリート強度／軸力比／壁厚さ／壁長さ。
2) 使用限界に関する変数解析の結果，いずれの変数の増大によって使用限界耐力が増大することを確認した。一方，使用限界変形は，コンクリート強度/壁厚さの増大に伴い増大し，柱主筋比/軸力比//壁長さの増大に伴って減少した。
3) 壁縦筋を定着しない袖壁付き柱の安全限界に構造因子が与える影響について以下を変数として検討した。変数 : 柱主筋比／コンクリート強度／軸力比／壁厚さ／壁長さ／壁端部拘束筋比。
4) 安全限界に関する変数解析の結果，柱主筋比／コンクリート強度／軸力比／壁厚さ／壁長さの増大によって安全限界耐力が増大することを確認した。一方で，壁拘束筋比にかかわらず，耐力はほぼ一定であった。また，安全限界変形は，コンクリート強度/壁厚さ／壁端部拘束筋量比の増大に伴い増大し，柱主筋比/軸力比/壁長さの増大に伴って減少した。

第 6 章　本研究のまとめ

本研究では，袖壁の有無，壁縦筋の定着有無，壁端部拘束筋の量および壁端部の拘束範囲を変数とした袖壁付柱の静的載荷実験実施し，上記の変数が袖壁付柱の構造性能および耐震限界性能与える影響について検討を行った。また，袖壁付柱を対象に曲げ解析を行い，さらに上記の解析モデルを用いて変数解析を行い，各変数（構造因子）が壁縦筋を定着しない袖壁付柱の使用限界と安全限界に与える影響を検討した。本章では，本論文の各章に示した検討項目および研究成果を総括すし，さらに，今後の課題について述べる。

6.1　研究結果のまとめ

第 1 章では本研究の背景と目的を示すとともに本研究に関連する既往の研究について「非構造壁の近年の地震被害」,「袖壁付柱に関する基礎研究」,「構造スリットおよび鉄筋定着の省略の影響」および「非構造壁を活用した袖壁付柱の研究」の 4 項目に分けて整理した。

第 2 章では RC 袖壁付柱を対象として，壁が柱の水平耐力を増大する効果を期待しながら壁の損傷を抑制することを目的として，RC 袖壁付柱の損傷低減構法―壁縦筋を定着しない袖壁付柱を提案した。また，国土技術政策総合研究所の災害拠点建築物の設計ガイドラインにおける建物の損傷制御構法の提案に基づいて，本研究で提案した RC 袖壁付柱の損傷低減構法を適用した研究対象建物の試設計を行い，実大スケールの袖壁付柱の配筋を定めた。

第 3 章では第 2 章で設計した袖壁付柱の 1/2 スケールの試験体を対象とし，袖壁の有無，壁縦筋の定着有無，壁端部拘束筋の量および壁端部の拘束範囲を変数とした静的載荷実験を行い，各変数が試験体の構造性能と耐震限界性能に与える影響について検討を行った。壁縦筋を定着しないことで，従来の定着がある試験体と比べ，壁縦筋が引張降伏しないため，周辺のコンクリートとの一体性が保たれ，とくに圧縮時に周辺コンクリートを傷める効果が軽減され，壁脚部のコンクリートの圧壊が遅延された結果，変形性能を上回った。壁縦筋を定着させず，部材種別 FB として設計した（壁拘束筋量が壁長さ方向 1.0%，直交方向 0.4%程度）試験体初期剛性，最大耐力はみなし FA（拘束筋量が壁長さ方向 2.8%，直交方向 1.1%）の試験体と概ね一致した。一方，部材種別 FB として設計した試験体は壁縦筋の座屈とコアコンクリートの圧壊が最終的に発生し，耐力の低

下が認められた。また，壁の拘束範囲として保有水平耐力規準に基づくみなし FA を確保することで，十分な拘束効果が得られ高い変形性能を確保できた。壁縦筋を定着しない試験体の使用限界，修復限界 I，修復限界 II および安全限界は壁縦筋を定着した試験体より向上できることを確認した。袖壁端部の拘束筋量は使用限界，修復限界Ⅰ，Ⅱへの影響は見られなかったが，より大きな拘束筋量はより大きな安全限界変形を許容することが確認された。また，袖壁端部の拘束範囲は耐震限界性能への影響が見られなかった。

第 4 章では壁縦筋を定着しない袖壁付柱の構造性能を評価するため，第 3 章の袖壁付柱試験体を対象に曲げ解析を行い，実験結果との比較を通して解析モデルの妥当性を検証した。

第 5 章では第 4 章の解析モデルを用いて柱主筋比，コンクリート強度，軸力比，壁厚さと壁長さをパラメータとする解析を行い，使用限界に構造因子が与える影響を検討した。また，上記の変数と壁端部拘束筋比をパラメータとする解析を行い，安全限界に構造因子が与える影響を検討した。変数解析結果の要点を以下に示す。

1) 使用限界に関する変数解析の結果，いずれの変数の増大によって使用限界耐力が増大することを確認した。一方，使用限界変形は，コンクリート強度/壁厚さの増大に伴い増大し，柱主筋比/軸力比/壁長さの増大に伴って減少した。
2) 安全限界に関する変数解析の結果，柱主筋比／コンクリート強度／軸力比／壁厚さ／壁長さの増大によって安全限界耐力が増大することを確認した。一方で，壁拘束筋比にかかわらず，耐力はほぼ一定であった。また，安全限界変形は，コンクリート強度/壁厚さ／壁端部拘束筋量比の増大に伴い増大し，柱主筋比/軸力比/壁長さの増大に伴って減少した。

6.2　今後の課題

大地震後の建築物あるいは地域社会の迅速な回復に資する「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」[23]（以下，復旧技術指針）では，Fig. 6.1 に示す被災現場で直接計測できる工学量から RC 造建物の震災後の残存耐震性能を評価する手法が提案された。この手法では，部材の損傷量（最大残留ひび割れ幅を例として示す）からその損傷度を，Fig. 6.2 の定義により部材の損傷度に応じて耐震性能低減係数 η を定め，η を用いて建物の残存耐震性能を表す耐震性能残存率 R を算出する。既往研究では柱および梁の耐震性能低減係数 η と最大残留ひび割れ幅の関係を十分検討されている [24)~26)]。しかし，これまでの研究では壁部材の耐震性能低減係数 η と最大残留ひび割れ幅の関係に関する検討は十分といえず，関連研究も少ない。そこで，筆者がこれまでの実験で扱った壁部材を対象に，上記の評価方法を適用した結果，以下の課題が明らかになった。

壁部材の耐震性能低減係数 η と許容する残留ひび割れ幅の関係に関する課題

筆者が壁縦筋の定着有無を変数とした 2 体の袖壁付柱試験体（(第 3 章従来型の試験体 CW-JPL と損傷抑制型の試験体 CWN-JPL）の実験データに基づいて，壁部材の耐震性能低減係数 η と最大残留ひび割れ幅の関係を検討した。両試験体の損傷度 II の耐震性能低減係数 η の計算値と復旧技術指針の RC 柱と壁の耐震性能低減係数 η の基準値と比較した結果，Fig. 6.3 に示すように残留ひび割れ幅に基づく損傷度 II に対する耐震性能低減係数 η の計算値は復旧技術指針の柱と壁の耐震性能低減係数 η の基準値より大幅に過大評価された。上記の検討より，従来型の壁部材と損傷抑制型の壁部材に対して，許容する残留ひび割れ幅の範囲は部材の損傷度を適切に評価していない可能性があり，壁部材の耐震性能低減係数 η に基づく損傷度に対して許容する可視的な工学指標の検討を進める予定である。

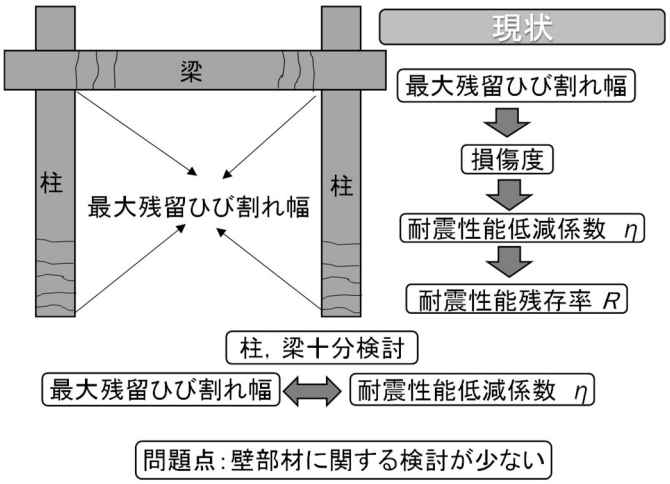


Fig. 6.1 Residual seismic capacity evaluation [23)]

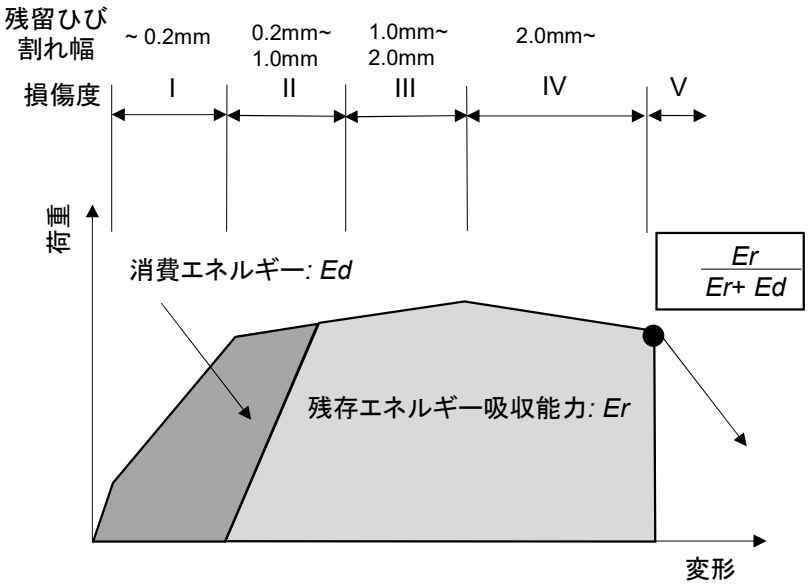


Fig. 6.2 Seismic performance reduction coefficient [23)]

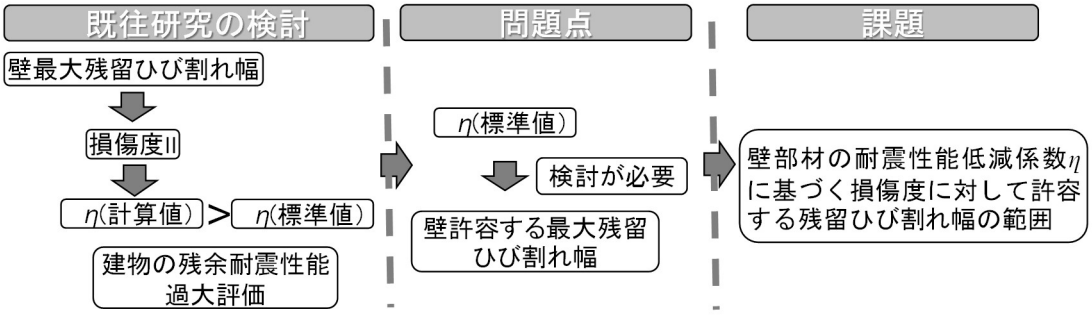


Fig. 6.3 Thesis about relationships between seismic performance reduction coefficient and residual crack widths

参考文献

1) 久田俊彦：地震と建築　改訂版，鹿島出版会
2) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計－特徴的被害の原因と設計への提案，1998.10
3) 国土交通省等：2007 年度版　建築物の構造関係技術基準解説書，2008.06
4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.02
5) 壁谷澤寿一，向井智久，福山洋，加藤博人，諏訪田晴彦，勅使川原正臣，楠浩一：袖壁付き柱を活用した実大５層鉄筋コンクリート造建築物の載荷実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.720，pp.314-322，2016.02
6) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人建築研究所 :平成 23 年(2001 年)東北地方太平洋沖地震調査研究報告，国土技術政策総合研究所資料，No.674/建築研究資料 No.136，2012.03
7) 日本建築学会：文教施設の耐震性能等に関する調査研究（平成 28 年度）報告書，2017.3
8) 災害拠点建築物の設計ガイドライン（案)，国総研資料第 1004 号，2018.01
9) 東洋一，大久保全陸，藤又 康：鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験（その 2：壁厚の異なる場合，袖壁を付加して補強する場合)，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol. 48，pp.1289~1290，1974.08
10) 東洋一，大久保全陸 : 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究（その 9 CW シリーズ：袖壁付き柱の実験)，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol. 49，pp.1305~1306，1974.08
11) 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海 ，東條有希子 ,壁谷澤寿一：せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No.3，pp.155~120，2008
12) 東條有希子 ，壁谷澤寿成 ，壁谷澤寿海，金裕錫：曲げ降伏型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No.3，pp.109~114，2008
13) 小室達也，広沢雅也，瀧澤正明，赤井裕史：大変形下における RC 造袖壁付柱の耐震性能に対する帯筋比や構造スリットの影響に関する実験的研究，コンクリート工学論文集，Vol. 15，No.1，2004.01
14) 勅使川原正臣，楠浩一，鈴木英之，前川利雄，内田崇彦，石岡拓，飯塚信一，有馬義人，堀伸輔，田尻清太郎，諏訪田晴彦：鉄筋コンクリート造非耐力壁付き架構の柱梁接合部の加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.175-180，2015.09

15) 国土交通省等：2020 年度版　建築物の構造関係技術基準解説書，2020.11
16) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) And Commentary (ACI318R-14), 2014.2
17) 日本築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004.01
18) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説，2021.02
19) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12
20) 高橋之，吉田和也，市之瀬敏勝，真田靖士，松本健規，福山洋，諏訪田晴彦：圧縮側に柱型がない RC 耐震壁の曲げ変形性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol76, No660, pp.371-377，2011.2
21) Hognestad E.，Hanson N.W. and McHenry D.：Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design，ACI Journal，52(12), pp.455-480，1955.12
22) Saatcioglu M. and Razvi S.: Strngth and Ductility of Confined Concrete,ASCE Journal of Steuctural Engineering,118(6): 1590-1607,1992.6
23) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016
24) 文野正裕，前田匡樹，長田正至：部材の残余耐震性能に基づいた震災 RC 造建物の被災度評価法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，vol. 22，No. 3，pp. 1447-1452，2000
25) 文野正裕，幸村信行，前田匡樹，壁谷澤寿海：軸方向変形拘束を受ける RC 梁部材の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. 21，No. 3，pp. 517-522，1999
26) 文野正裕，永山憲二，前田匡樹，田才晃：RC 柱の損傷状態に基づく残余耐震性能の評価，コンクリート工学年次論文集，vol. 23，No. 2，pp.259-264，2001