

# 建築研究資料

*Building Research Data*

No. 205

April 2022

## 水平力を受ける組積造壁の強度と変形 —既存の実験データの分析—

STRENGTH AND DEFORMATION OF MASONRY WALLS  
SUBJECTED TO LATERAL FORCES

—Review of Existing Test Data in Japan and Overseas—

菅野 俊介, 大塚 悠里, 小豆畑 達哉  
Shunsuke SUGANO, Yuri OTSUKA, Tatsuya AZUHATA

国立研究開発法人 建築研究所

Published by  
Building Research Institute  
National Research and Development Agency, Japan

国立研究開発法人建築研究所、関係機関及び著者は、読者の皆様が本資料の内容を利用することで生じたいかなる損害に対しても、一切の責任を負うものではありません。

## はしがき

レンガやコンクリートブロックを積み上げて構築される組積造は、世界で最も一般的に使用されている建築構造方法の一つである。歴史的な建築物から一般の住宅に至るまで数多くの組積造建築物が建設されている。一方、我が国においては、1923年の関東大震災において西洋の建築様式を取り入れた組積造の建築物が大きな被害を被ったこと、あるいは、伝統家屋において木造が主流であったこと等により、組積造はそれほど一般的に普及しているとは言い難い。

開発途上国においては、現在、なお、我が国の先端的な耐震工学に関する知見、技術の移転に対する強い要望がある。このような知見、技術の移転に当たっては、開発途上国で一般的な組積造建築物への適用性、又は、適用方法が、しばしば重要な検討課題となる。そのためには、組積造の構造特性に係る情報が必要不可欠となるが、我が国においては補強組積造等、一部の組積造を除き、これらの情報が不足しているのが現状である。

そこで、建築研究所では、国際地震工学研修の充実、普及を主な目的とした研究課題「開発途上国の現状に即した地震・津波に係る減災技術及び研修の普及に関する研究」（平成30年度～令和3年度）を立ち上げ、その中で組積造壁の構造特性を調査することとした。すなわち、世界で主流となっている一定の耐震性を有する組積造壁の構造形式を網羅した上で、これらの構造形式毎に、強度・変形に係る実験データを文献調査により収集し、これらを回帰分析して導かれる回帰式や既往の評価式をもとに組積造壁の強度・変形を推定して、組積造の構造的な特性を明らかにすることにした。本書は、この結果を取りまとめたものである。なお、アドベ造等のいわゆるノンエンジニアドな組積造は検討対象に含めていない。

このような回帰分析等に基づく分析結果は、鉄筋コンクリート造の場合と比較して示しており、組積造壁の特性を鉄筋コンクリート造と比較して把握できるようにしている。また、組積造壁の構造形式毎の特性の違いや強度・変形の回帰式の精度も、本書において明らかにしている。これらの結果を活用することで、組積造壁を用いた建築物への既往の耐震技術の応用、展開が期待される。本書では、このような活用例として、耐震診断への本分析結果の適用方法が示されている。

なお、本書で収集した実験データについては、補強組積造に関する日米共同大型耐震実験研究（昭和59年度～昭和63年度）等により、過去に建築研究所で実施された組積造壁の実験結果も含めている。また、構造実験データベースをエクセル形式で建築研究所国際地震工学センターのホームページで公開し、組積造壁に関する他の研究開発や各種評価式の検証等にも使用できるようにしている。

本書のように、世界で主流な組積造壁の構造形式を網羅した上で、耐震性評価に必要な強度、変形に係る実験データを整理分析し、各種組積造壁の特性を比較検討した事例は世界的にみて他に例がなく、組積造壁に関するグローバルで貴重な技術資料となっている。

組積造は、施工性、経済性あるいは意匠性から見ても、大変、優れた構造方法の一つである。耐震的考慮を払って設計・施工された組積造壁は、鉄筋コンクリート造の耐力壁と同様、十分な耐震強度を有する重要な耐震要素となり得ることは、過去の多数の地震で示されている。今後、我が国においても耐震性の確保が適切に行われていることを条件に、組積造の普及がより進むことも、十分、考えられる。

本書が、開発途上国への技術協力に携わる研究者、技術者のみならず、我が国の実務設計者等にも参考とされることを期待したい。

令和4年4月

国立研究開発法人建築研究所  
理事長 澤地 孝男

# 水平力を受ける組積造壁の強度と変形

## －既存の実験データの分析－

菅野俊介\*<sup>1</sup>, 大塚悠里\*<sup>2</sup>, 小豆畑達哉\*<sup>3</sup>

### 概要

組積造壁の構造特性を把握するため、全充填型補強組積造 (Full-Grout Reinforced Masonry : RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (Partial-Grout Reinforced Masonry : RMP) 壁、先積型枠組積造 (Before-Cast Framed Masonry : CM) 壁、及び、後積型枠組積造 (After-Cast Framed Masonry : MI) 壁の4つの構造形式に分類した上で、それぞれについて文献調査により実験データを収集し、これらを回帰分析して導かれる回帰式や既往の評価式をもとに強度と変形を推定した。収集したデータ数は、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁、及び、後積型枠組積造 (MI) 壁のそれぞれで、149体、114体、150体、及び、130体であり、計543体である。

実験データと回帰式による推定結果との比較から、強度 (ひび割れ強度、降伏強度、最大強度)、及び変形 (ひび割れ変形、降伏変形、最大強度時変形、限界変形) 共に、回帰式により概ね良い精度で推定できることを示した。ただし、変形の場合では実験結果と推定結果との差異が大きくなる結果となった。

また、鉄筋コンクリート造壁についても、組積造壁と同様の回帰分析を行った。その結果に基づき、鉄筋コンクリート造壁と各組積造壁の復元力特性を比較したところ、組積造壁の降伏強度及び最大強度は鉄筋コンクリート造壁と比較すると総じて低くなる傾向が認められた。さらに、組積造の各構造形式で復元力特性を比較すると、MI壁の限界変形は、ばらつきは大きいですが、他の構造形式よりやや大き目になる傾向があることが明らかとなった。

本研究で作成した構造実験データベースとこれを用いて導かれた回帰式については様々な活用方法が考えられる。その一例として、鉄筋コンクリート造を主な対象とした耐震診断法を、本研究で得られた回帰式を用いて組積造壁を有する建築物に適用する方法を示した。

---

\*1 国立研究開発法人建築研究所 国際地震工学センター 特別客員研究員  
広島大学 名誉教授

\*2 国立研究開発法人建築研究所 国際地震工学センター 研究員

\*3 国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ グループ長

# STRENGTH AND DEFORMATION OF MASONRY WALLS SUBJECTED TO LATERAL FORCES

— Review of Existing Test Data in Japan and Overseas —

Shunsuke SUGANO<sup>\*1</sup>, Yuri OTSUKA<sup>\*2</sup>, Tatsuya AZUHATA<sup>\*3</sup>

## ABSTRACT

In order to understand the structural characteristics of masonry walls, we classified them into four types: full-grout reinforced masonry (RMF) walls, partial-grout reinforced masonry (RMP) walls, before-cast framed masonry (CM) walls, and after-cast framed masonry (MI) walls. Moreover, we collected experimental data by literature surveys for each type of wall and estimated the strength and deformation based on regression equations derived from regression analyses and existing design equations. The data collected were 149, 114, 150, and 130 for RMF, RMP, CM, and MI walls, respectively, for a total of 543.

From the comparison between the experimental data and the prediction results by the regression equations, we clarified that both strength (cracking strength, yield strength, and maximum strength) and deformation (cracking deformation, yield deformation, deformation at maximum strength, and critical deformation) could be predicted with reasonable accuracy by the regression equations. However, in the case of deformation, the difference between the experimental and predicted results was more considerable.

We conducted the same regression analyses for the reinforced concrete walls as the masonry ones. Based on those results, we clarified the yield strength and the maximum strength of the masonry walls tended to be lower than the reinforced concrete walls. In addition, when we compared the restoring force characteristics for each type of masonry wall, it was found that the limiting deformation of MI walls tended to be slightly larger than that of other types, although the variation was considerable.

We can use the structural experimental test database and the regression equations derived from it in various ways. As one example, we demonstrated how to apply the seismic diagnosis method mainly for reinforced concrete structures to buildings with masonry walls using the regression equations.

- 
- \*1 Visiting Research Fellow/Lecturer, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Building Research Institute, Professor Emeritus, Hiroshima University
  - \*2 Research Engineer, International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Building Research Institute
  - \*3 Director, Department of Structural Engineering, Building Research Institute

# 目次

第1章 序論.....	1
1.1 目的.....	1
1.2 組積造壁の構造形式の分類.....	3
1.3 復元力特性の骨格曲線モデル.....	5
1.4 組積造壁の破壊形式.....	6
1.5 用語、式・図・表番号、文献番号の設定.....	7
第2章 構造実験データベースの概要.....	8
2.1 構造実験データベースの構成.....	9
2.2 構造実験データの収集結果.....	18
2.3 回帰分析の目的変数と影響因子.....	21
2.4 鉄筋コンクリート造（RC）壁の構造実験データの分析.....	23
2.5 回帰式の精度に関する考察.....	27
第3章 実験値の統計分布解析とRC造耐震診断基準の適用.....	29
3.1 強度・変形実験値の統計分布解析.....	30
3.2 分布解析結果の鉄筋コンクリート造耐震診断基準への適用.....	40
第4章 鉄筋コンクリート造（RC）壁の評価式の適用.....	44
4.1 補強組積造（RM）壁への適用.....	45
4.2 枠組組積造（FM）壁への適用.....	47

第5章 補強組積造（RM）壁の強度・変形の回帰分析 .....	49
5.1 補強組積造（RM）壁のひび割れ強度・変形 .....	49
5.2 全充填型補強組積造（RMF）壁の降伏強度・変形 .....	52
5.3 せん断破壊する補強組積造（RM）壁の最大強度・変形と限界変形 .....	54
5.4 曲げ破壊する全充填型補強組積造（RMF）壁の最大強度・変形と限界変形 .....	57
第6章 枠組組積造（FM）壁の強度・変形の回帰分析 .....	59
6.1 枠組組積造（FM）壁のひび割れ強度・変形 .....	59
6.2 せん断破壊する枠組組積造（FM）壁の最大強度・変形と限界変形 .....	62
第7章 分析結果のまとめ .....	65
7.1 強度・変形の実験値の分析 .....	65
7.2 鉄筋コンクリート造（RC）壁の評価式の適用 .....	69
7.3 強度を推定する回帰式 .....	70
7.4 変形を推定する回帰式 .....	73
7.5 復元力特性における各折れ点に関する評価式 .....	75
7.6 鉄筋コンクリート造耐震診断基準の組積造壁構造への適用 .....	77
7.7 分析結果の建研ウェブサイトへの搭載 .....	80
7.8 今後の課題 .....	81
第8章 結論 .....	82
謝辞 .....	84
参考文献 .....	85



# 第1章 序論

本章では、本資料の目的について述べる。また、本資料で対象とする組積造壁の形式と分類、復元力特性の骨格曲線モデル、破壊形式、用語及び番号の設定について述べる。

## 1.1 目的

組積造は高度な施工性、経済性、意匠性を有することから、歴史的にも世界で広く用いられている構造形式である。しかしながら、組積造は近年では、2001年のエルサルバドル地震<sup>例えは1)</sup>、2005年のパキスタン地震<sup>例えは2), 3)</sup>、2007年のペルー地震<sup>例えは4)</sup>、2015年のネパールゴルカ地震<sup>例えは5)</sup>など開発途上国を中心に大きな地震被害を被っている。このような地震被害の背景には、特に開発途上国において、組積造の施工及び設計法の整備が十分に成されていない現状があると考えられる。一方、我が国においては、1923年の関東大震災において組積造は大きな被害を受け<sup>6)</sup>、それ以降、組積造は一般的に普及するには至らなかった。そのため、1984年から1988年の5年間にかけて日米の国際共同耐震研究プログラムとして補強組積造が取り上げられ、日本側は建築研究所が中心となって、5階建て補強組積造の実大実験などを行い、中層補強組積造の設計指針案及び施工案を作成している<sup>7), 1.3)~1.11), 1.13), 1.15), 1.16), 1.18), 1.19)</sup>。また、近年では、補強組積造による建築物が設計され始めている<sup>8), 9)</sup>。しかしながら、依然として、我が国においては組積造が一般的に普及しているとは言い難い。

耐震性に優れた組積造の普及のためには、適切な設計法と施工法の確立が求められる。そのために、本資料巻末の文献リストに示される通り、世界各国で組積造の性能を把握するための精力的な研究が行われてきたところである。数多くの構造実験が実施され、その結果に基づき、復元力モデルの提案が行われ、あるいは変形性能に関する分析がなされている。

しかしながら、これら既往の研究は主に自国で用いられているものを中心に、ある特定の構造形式の組積造を対象としたものがほとんどである。

このような状況の中、本資料では、組積造の特性をより明確に把握できるようにするため、世界各国で個々に分散した知見及び情報を一度集約し、これらを統計的に分析し、総合化する取り組みが有効かつ必要であると考えた<sup>注)</sup>。情報を集約することで、より一般的な組積造の復元力特性モデルを構築でき、また、構造形式の異なる組積造の相互、あるいは鉄筋コンクリート造の特性との比較を行うことで、組積造の構造形式に応じた特性を抽出することが可能となる。さらに、鉄筋コンクリート造と同様のレベルで復元力特性のモデルを構築できれば、鉄筋コンクリート造を対象に開発された耐震診断法等の評価技術を組積造にも展開することが可能となる。



このような考えの下、本資料では、既往の文献調査より、組積造壁構造実験データベースを作成し、それを用いて回帰分析を行うことにより、組積造壁の構造特性を示した。具体的には、まず、既往の文献調査より、組積造壁を全充填型補強組積造 (Full-Grout Reinforced

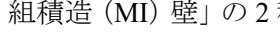
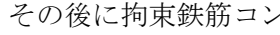
Masonry : RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (Partial-Grout Reinforced Masonry : RMP) 壁、先積型枠組組積造 (Before-Cast Framed Masonry : CM) 壁、後積型枠組組積造 (After-Cast Framed Masonry : MI) 壁に分類し、試験体の諸元、使用材料等をパラメータとする構造実験データベースを作成した。なお、先積型枠組組積造 (CM) 壁は「Confined Masonry」、後積型枠組組積造 (MI) 壁は「Masonry Infill」が広く用いられている名称であるため、略称を CM、MI とした。また、作成した組積造壁構造実験データベースを用いて回帰分析を行い、組積造壁の強度及び変形の回帰式を組積造壁の構造形式ごとに提案した。さらに、組積造壁の構造種別ごとの比較と組積造壁と鉄筋コンクリート造壁の比較を行い、組積造壁の構造形式及び鉄筋コンクリート造壁との差異を明らかにした。加えて、組積造壁を鉄筋コンクリート造の耐震診断基準に適用しうる靱性指標  $F$  と強度寄与係数  $\alpha$  を提案し、また、鉄筋コンクリート造壁に用いられる既存の評価式を組積造壁に適用する方法を示した。最後に、作成した組積造壁構造実験データベースを国際地震工学センターのホームページ上に公開した (<https://iisee.kenken.go.jp/masonry/Jpn.html> (日本語版)、<https://iisee.kenken.go.jp/masonry/Eng.html> (英語版))。なお、本資料の一部は文献<sup>10)</sup>で発表されているが、本資料はひび割れ点及び降伏点における検討と、鉄筋コンクリート造壁との比較、耐震診断基準への適用に関する検討を加え、整理したものである。また、文献<sup>10)</sup>から本資料において、「RM1」を「RMF」に、「RM2」を「RMP」に名称を変更した。


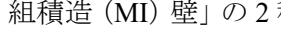
注) 本資料の作成に先立ち、著者の一人である菅野と他の共同研究者により、建築研究所国際地震工学センターの研究課題「開発途上国の地震・津波に係る減災技術の高度化と研修の充実に資する研究 (平成 24 年度～26 年度)」及び「地震・津波に係る減災技術の開発途上国への適用と情報共有化に資する研究 (平成 27 年度～平成 29 年度)」の一環として同様の考えに基づく研究が実施されている。そこでは、89 体の先積型枠組組積造 (CM) 壁のデータより、組積造壁の強度と変形の回帰式が提案された<sup>11)</sup>。しかしながら、先積型枠組組積造 (CM) 壁以外の構造形式のみならず、先積型枠組組積造 (CM) 壁も含め、組積造の復元力特性を論じるのに十分な数の実験データは収集されておらず、従って本資料で目指すような体系的な結論を得るまでには至らなかった。そこで、本資料に示す取り組みにおいて、当研究を引き継ぎ、これを発展させることとした。

## 1.2 組積造壁の構造形式の分類

本資料では、まず、組積造壁を「補強組積造（Reinforced Masonry：RM）壁」と「枠組組積造（Framed Masonry：FM）壁」の2種類に分類した。なお、本資料では、耐震対策への工学的配慮や仕様上の特徴から一定の耐震性を有すると考えられる組積造壁を検討対象とし、アドベ造、石造等のいわゆるノンエンジニアド（Non-engineered）な組積造壁は対象としていない。

補強組積造（RM）壁については、さらに「全充填型補強組積造（RMF）壁」と「部分充填型補強組積造（RMP）壁」の2種類に分類した。全充填型補強組積造（RMF）壁は、全ての組積造ブロックがコンクリートで充填されている構造（ 1.1(a)) だが、部分充填型補強組積造（RMP）壁は、鉄筋で補強された部分のみコンクリートで充填されている構造（ 1.1(b)) である。

枠組組積造（FM）壁については、さらに「先積型枠組組積造（CM）壁」と「後積型枠組組積造（MI）壁」の2種類に分類した。先積型枠組組積造（CM）壁は先に組積造を配置し、その後に拘束鉄筋コンクリート造フレームを施工する構造である（ 1.2(a))。一方、後積型枠組組積造（MI）壁は、先積型枠組組積造（CM）壁と逆の施工方法で建てられ、先に拘束鉄筋コンクリート造フレームを設置した後に組積造を施工する構造である（ 1.2(b))。

 1.1、 1.2 に、以上の様に分類された各組積造壁の概要を示す。

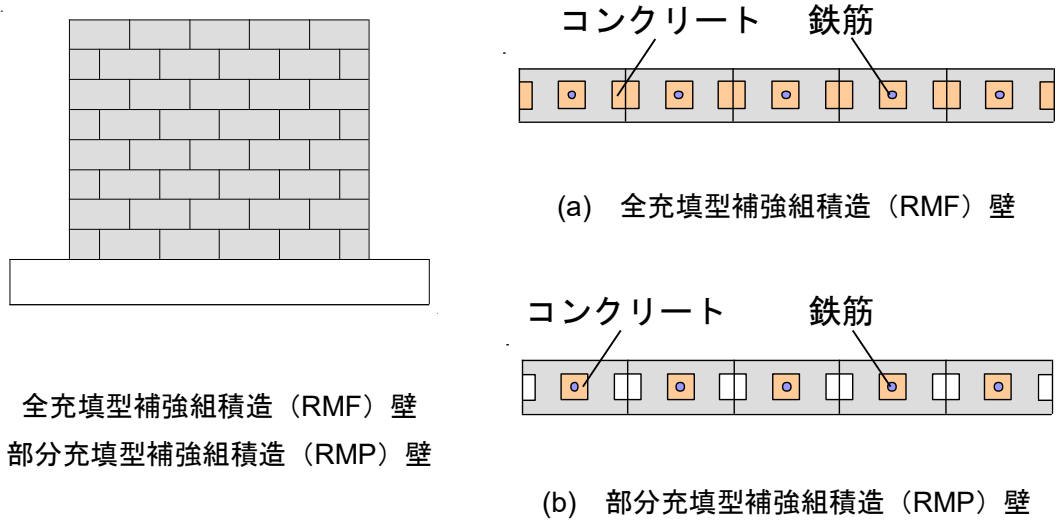


図 1.1 補強組積造 (RM) 壁

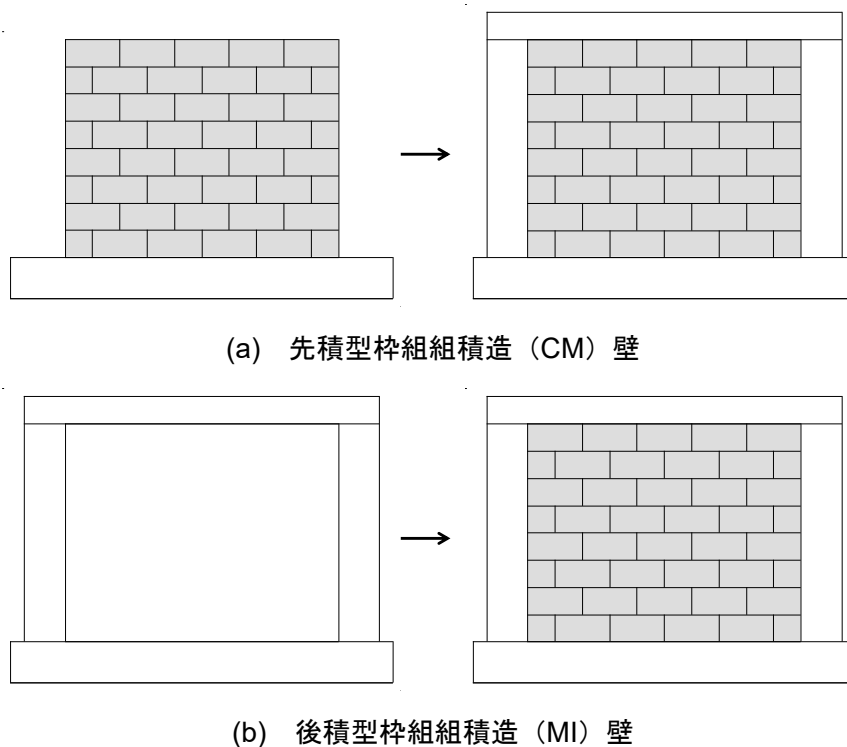


図 1.2 枠組積造 (FM) 壁

### 1.3 復元力特性の骨格曲線モデル

枠組組積造壁を対象とした Elwood<sup>12)</sup>及び Zavala<sup>13)</sup>による研究等に倣い、組積造壁の復元力特性を図 1.3 に示すようにモデル化する。図 1.3 において、組積造壁の復元力特性は、ひび割れ点、降伏点、最大強度点、限界点で構成され、それぞれの点で、剛性が変化する。なお、限界点は、強度が最大強度の 80%に低下する点とした。

また、ひび割れ点は主に、壁板のせん断ひび割れ（対角ひび割れ、せん断すべりひび割れ等）発生時の強度及び変形であり、論文中にひび割れ強度及び変形として特記されているデータを採用した。なお、ひび割れの発生位置が特定されていないデータも少なくない。

さらに、降伏点は主に、曲げ補強筋のひずみが降伏ひずみを越えた際の強度及び変形であり、論文中に降伏強度及び変形として特記されているデータを採用した。なお、降伏点のデータには、文献<sup>3.49)</sup>のように、荷重変形曲線の分析から顕著な剛性変化が観察された点を降伏点と定めたものも含まれる。

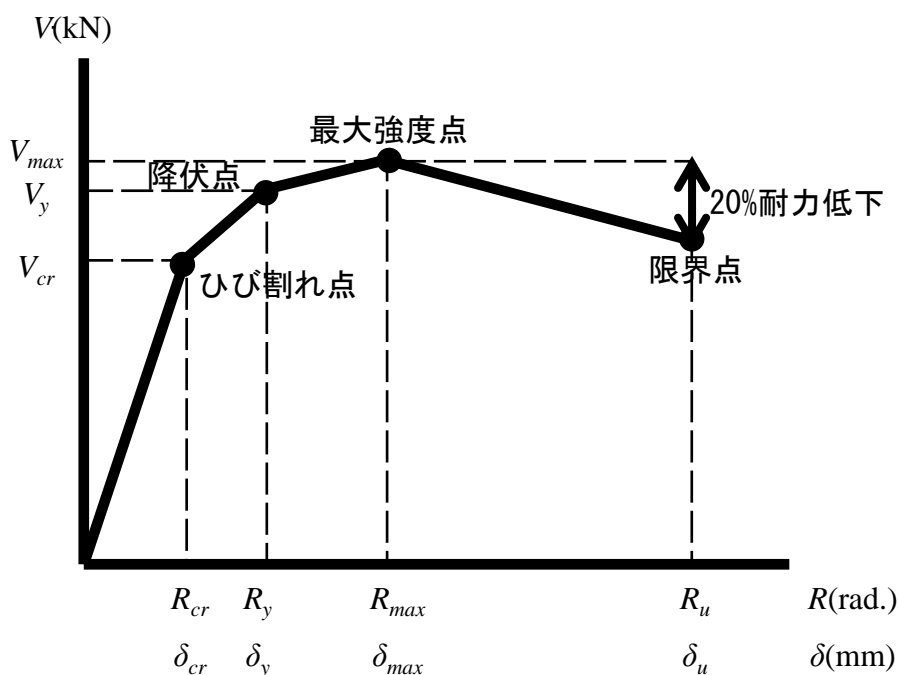


図 1.3 組積造壁の復元力特性<sup>12), 13)</sup>

### 1.4 組積造壁の破壊形式

本資料では、組積造壁の破壊形式を、「せん断破壊型 (S)」、「曲げせん断破壊型 (FS)」、及び、「曲げ破壊型 (F)」の3つに分類する。図 1.4 に各組積造壁の破壊形式の様相を、図 1.5 に破壊形式ごとの復元力特性を示す。「せん断破壊型 (S)」の破壊形式となる場合は、ひび割れ点から降伏点を経由することなく、直接、最大強度点に至るものとしている。なお、「せん断破壊型 (S)」と分類した実験データには、降伏点があるものも含まれるが、著者の破壊形式の判定を尊重し、論文中に記載されている破壊形式を採用した。

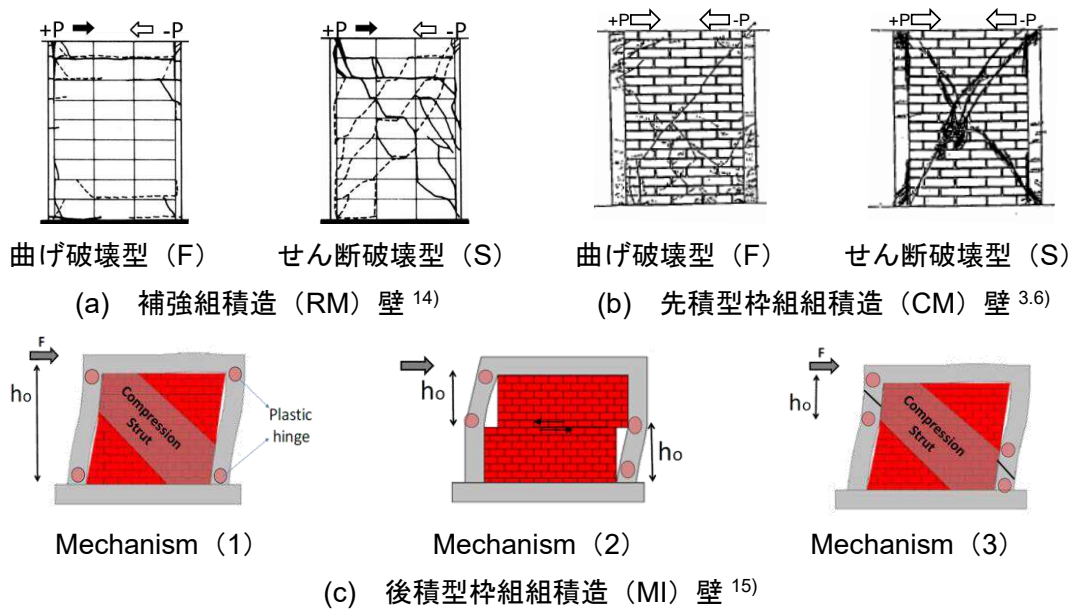
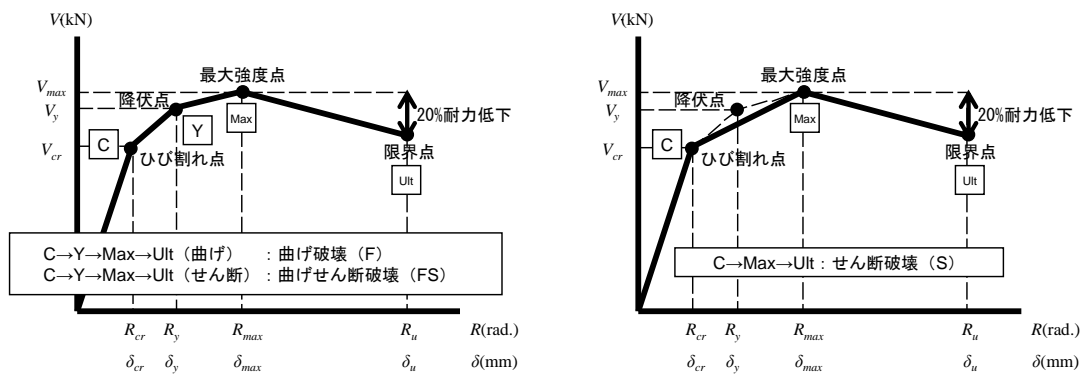


図 1.4 組積造壁の破壊形式



(a) 曲げ破壊・曲げせん断破壊 (F・FS) (b) せん断破壊 (S)

図 1.5 破壊形式ごとの復元力特性

## 1.5 用語、式・図・表番号、文献番号の設定

本節では、本資料における用語、式・図・表番号及び文献番号の表記方法について述べる。

### (1) 用語表記の簡略化等について

本資料では、以下のように用語を省略している。壁の強さを表す力学量として、単位が kN のものを「耐力」と、これらを面積で除したものを「強度」と表記する。なお、曲げ耐力  $V_{mu}$ (2.9式)を断面積で除した、曲げ耐力時平均せん断応力度も「曲げ強度」と定義する。また、「変形」は、変形量を反曲点高さ（せん断スパン） $h$  で除した変形角（rad.）とする。

組積造耐力壁	→	組積造壁
基準化した強度	→	基準化強度
ひび割れ時における強度	→	ひび割れ強度
ひび割れ強度時における変形	→	ひび割れ変形
降伏時における強度	→	降伏強度
降伏強度時における変形	→	降伏変形
最大強度時における変形	→	最大強度時変形
限界状態における変形	→	限界変形

### (2) 式及び図表番号について

式及び図表番号については、以下のように設定した。

式：章番号.式番号（例：(1.1)式、(2.1)式）

図：章番号.図番号（例：図 1.1、図 2.1）

表：章番号.表番号（例：表 1.1、表 2.1）

### (3) 文献番号について

文献番号については、以下のように、1.1 節及び全体においては参照順としているが、2.2 節では組積造壁の構造形式ごとに設定した。

1.1 節及び全体	：	文献番号	（例：文献 <sup>1)</sup> 、文献 <sup>2)</sup> ）
全充填型補強組積造（RMF）壁	：	1.文献番号	（例：文献 <sup>1.1)</sup> 、文献 <sup>1.2)</sup> ）
部分充填型補強組積造（RMP）壁	：	2.文献番号	（例：文献 <sup>2.1)</sup> 、文献 <sup>2.2)</sup> ）
先積型枠組積造（CM）壁	：	3.文献番号	（例：文献 <sup>3.1)</sup> 、文献 <sup>3.2)</sup> ）
後積型枠組積造（MI）壁	：	4.文献番号	（例：文献 <sup>4.1)</sup> 、文献 <sup>4.2)</sup> ）
鉄筋コンクリート造（RC）壁	：	5.文献番号	（例：文献 <sup>5.1)</sup> 、文献 <sup>5.2)</sup> ）

## 第2章 構造実験データベースの概要

本章では、本資料において作成した構造実験データベースの概要を述べる。本資料で検討対象とした構造実験データは、**図 2.1** に示すように静的な水平方向の加力  $V$  と一定の鉛直軸方向力  $N$  を受ける試験体である。両端固定型と片持ち型の2つの加力方法による実験結果が含まれる。それぞれの加力方法によるモーメント図を、**図 2.1(a)**、及び、**図 2.1(b)**に示す。なお、図中の  $h$  は反曲点高さ（せん断スパン）を示す。

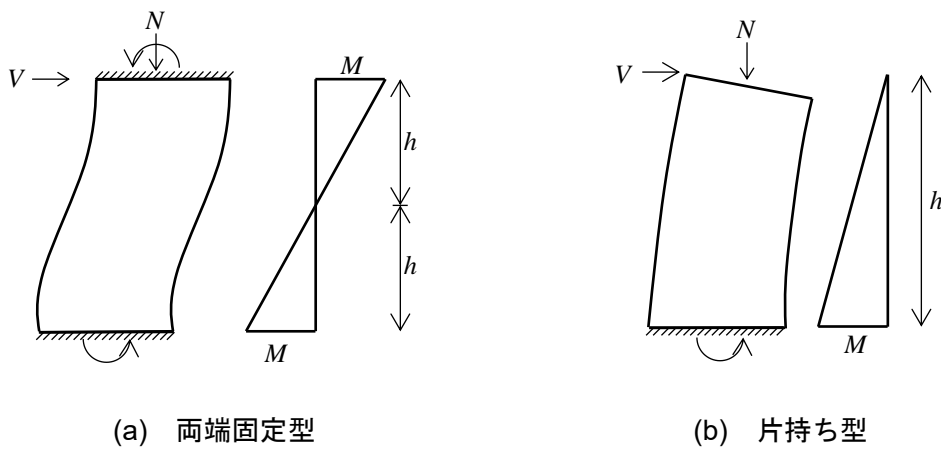


図 2.1 載荷図



## 2.1 構造実験データベースの構成

本資料で作成した構造実験データベースは、以下に示す A～C 列と D～AT 列の 43 項目から構成される。なお、本資料では、全ての試験体において、数値が示された共通因子のみ（組積造壁体、組積体については①組積体の圧縮強度  $F_m$  のみが全壁試験体に共通する因子）を分析に用いた。

- A 列 「No.」 : 論文番号  
(論文名等の詳細については、公開されている本データベース (7.7 節) の「List of Papers」を参照されたい。)
- B 列 「Specimen」 : 論文に記載されている試験体名
- C 列 「Mode」 : 「せん断破壊型 (S)」、「曲げせん断破壊型 (FS)」、「曲げ破壊型 (F)」  
(1.4 節参照)

以下の 43 項目は、材料強度に関するもの (①②⑬⑮⑰⑲⑳㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲)、試験体諸元に関するもの (③④⑤⑥⑦⑧⑳㉑㉒)、配筋等試験体詳細に関するもの (⑪⑫⑬⑭⑮⑯)、軸力に関するもの (⑨⑩㉑)、既往の評価式により求めた耐力に関するもの (④⑫⑬)、及び、実験値(㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲)に関するものに大別される。

- ①  $F_m$  (N/mm<sup>2</sup>) : 組積体の圧縮強度
- ②  $F_c$  (N/mm<sup>2</sup>) : コンクリートの圧縮強度
- ③  $L$  (mm) : 試験体長さ
- ④  $t$  (mm) : 壁厚
- ⑤  $B$  (mm) : 柱幅
- ⑥  $D$  (mm) : 柱せい
- ⑦  $h$  (mm) : 反曲点高さ (せん断スパン)
- ⑧  $A_w$  (mm<sup>2</sup>) : 全断面積
- ⑨  $N$  (kN) : 軸力
- ⑩  $\sigma_0$  (N/mm<sup>2</sup>) : 軸応力度
- ⑪  $\sum a_t$  (mm<sup>2</sup>) : 引張鉄筋の全断面積 (RM)、柱主筋の全断面積 (FM)
- ⑫  $p_{te}$  : 引張鉄筋比 (RM)、柱の主筋比 (FM)
- ⑬  $\sigma_y$  (N/mm<sup>2</sup>) : 引張鉄筋の降伏強度 (RM)、柱主筋の降伏強度 (FM)
- ⑭  $\sum a_v$  (mm<sup>2</sup>) : 壁の縦補強筋の全断面積
- ⑮  $\sigma_{vy}$  (N/mm<sup>2</sup>) : 壁の縦補強筋の降伏強度
- ⑯  $p_{we}$  : 壁の横補強筋の鉄筋比
- ⑰  $\sigma_{wy}$  (N/mm<sup>2</sup>) : 壁の横補強筋の降伏強度
- ⑱  $c p_w$  : 柱の横補強筋比

- ⑰  $\sigma_{cy}$  (N/mm<sup>2</sup>) : 柱の横補強筋の降伏強度
- ⑱  $V_{max}$  (kN) : 最大耐力
- ⑲  $\tau_{max}$  (N/mm<sup>2</sup>) : 最大強度
- ㉒  $R_{max}$  ( $\times 10^{-3}$  rad.) : 最大強度時変形
- ㉓  $R_u$  ( $\times 10^{-3}$  rad.) : 限界変形
- ㉔  $V_{cr}$  (kN) : ひび割れ耐力
- ㉕  $\tau_{cr}$  (N/mm<sup>2</sup>) : ひび割れ強度
- ㉖  $\tau_{cr}/F_m$  : 基準化ひび割れ強度
- ㉗  $R_{cr}$  ( $\times 10^{-3}$  rad.) : ひび割れ変形
- ㉘  $V_y$  (kN) : 降伏耐力
- ㉙  $\tau_y$  (N/mm<sup>2</sup>) : 降伏強度
- ㉚  $\tau_y/F_m$  : 基準化降伏強度
- ㉛  $R_y$  ( $\times 10^{-3}$  rad.) : 降伏変形
- ㉜  $\tau_{max}/F_m$  : 基準化最大強度
- ㉝  $\sqrt{F_m}$  : 組積体の見掛け上の引張強度を表す変数
- ㉞  $h/L$  : せん断スパン比
- ㉟  $A_c/A_w$  : 柱と壁の断面積比
- ㊱  $\sigma_0/F_m$  : 軸応力度と組積体の圧縮強度の比
- ㊲  $F_c/F_m$  : コンクリートと組積体の圧縮強度の比
- ㊳  $p_{te} \cdot \sigma_y/F_m$  : 基準化引張鉄筋強度
- ㊴  $p_{we} \cdot \sigma_{wy}/F_m$  : 基準化壁横補強筋強度
- ㊵  $c p_w \cdot \sigma_{cy}/F_m$  : 基準化柱横補強筋強度
- ㊶  $V_{su}$  (kN) : せん断耐力
- ㊷  $V_{mu}$  (kN) : 曲げ耐力
- ㊸  $\tau_{su}/\tau_{mu}$  : せん断強度と曲げ強度の比

⑰の組積体の圧縮強度  $F_m$  とは、組積造を構成するレンガとモルタル目地からなる集合体を指し、目地を含む試験体を見掛けの断面積（⑧全断面積  $A_w$ ）に対する平均圧縮応力度として求められ、間接的に目地の影響が含まれている。

㉝の組積体の見掛け上の引張強度を表す変数  $\sqrt{F_m}$  は、鉄筋コンクリート造梁の曲げひび割れ強度がコンクリートの圧縮強度の平方根を用いて評価されている（後述図 2.9 参照）ことから、この例に倣い、組積体の圧縮強度の平方根で表した。

本データベース構成項目のうち、特に、定義、算出方法等について確認が必要と思われるものについて、以下に説明を加える。式中の記号については、適宜、図 2.2 を参照されたい。なお、図 2.2 は片持ち型の場合（図 2.1(b)）を示す。

(1) 試験体諸元に関する項目について

全断面積  $A_w$  は補強組積造 (RM) 壁では(2.1)式、枠組組積造 (FM) 壁では(2.2)式により算定した。

$$[\text{RM}] \quad A_w = L \times t \quad (2.1)$$

$$[\text{FM}] \quad A_w = (L - 2 \times D) \times t + 2 \times B \times D \quad (2.2)$$

$A_w$  : 全断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $L$  : 試験体長さ (mm)  
 $t$  : 壁厚 (mm)  
 $B$  : 柱幅 (mm)  
 $D$  : 柱せい (mm)

(2) 配筋等試験体詳細に関する項目について

補強組積造 (RM) 壁の引張鉄筋比または枠組組積造 (FM) 壁の柱の主筋比  $p_{te}$  は、(2.3)式により算定した。

$$p_{te} = \frac{\sum a_t}{A_w} \quad (2.3)$$

$p_{te}$  : 引張鉄筋比 (RM)、柱の主筋比 (FM)  
 $\sum a_t$  : 引張鉄筋の全断面積 (RM)、柱主筋の全断面積 (FM) (mm<sup>2</sup>)

壁の横補強筋の鉄筋比  $p_{we}$  は、(2.4)式により算定した。

$$p_{we} = \frac{a_{we}}{t \times s_{we}} \quad (2.4)$$

$p_{we}$  : 壁の横補強筋の鉄筋比  
 $a_{we}$  : 1 対の壁の横補強筋の面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $s_{we}$  : 壁横補強筋の間隔 (mm)

ただし、枠組組積造 (FM) 壁の場合は、壁厚  $t$  を(2.5)式による等価壁厚  $t_e$  に読み替える。式中の  $A_w$  は、(2.2)式に示される通り、柱の断面積を含む。

$$t_e = \frac{A_w}{L} \quad (2.5)$$

柱の横補強筋比  $c\rho_w$  は、(2.6)式により算定した。

$$c\rho_w = \frac{c a_w}{B \times c s_w} \quad (2.6)$$

$c\rho_w$  : 柱の横補強筋比  
 $c a_w$  : 柱の横補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $c s_w$  : 柱の横補強筋の間隔 (mm)

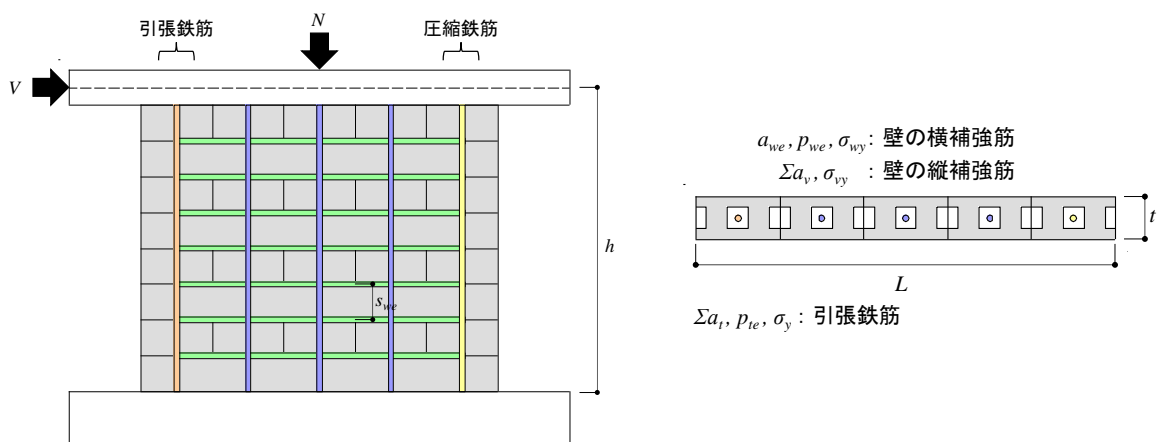
### (3) 軸力に関する項目について

本資料で分析対象とした組積造壁の実験では、軸力を付加しつつ水平方向に加力している。本データベースでは、軸力と共に軸力を無次元化した軸応力度  $\sigma_0$  を格納し、その影響を分析できるようにした。

軸応力度  $\sigma_0$  は、(2.7)式により算定した。

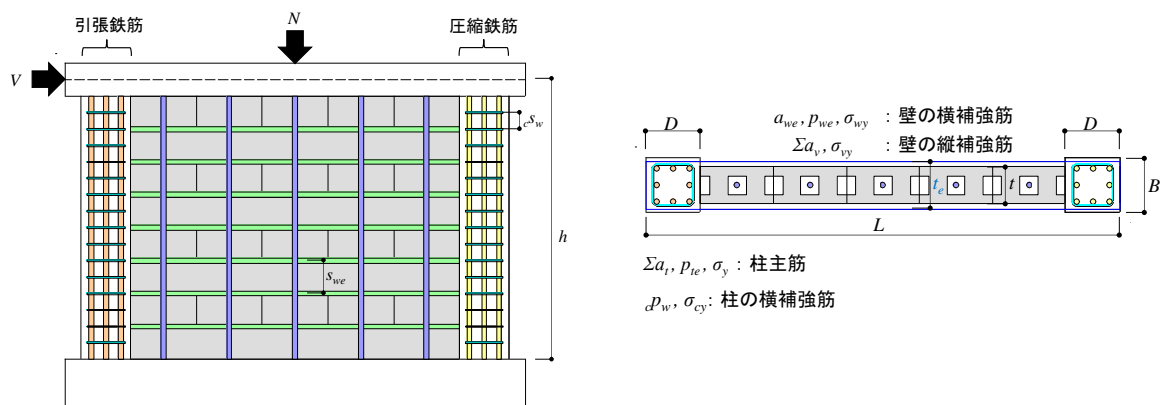
$$\sigma_0 = \frac{N \times 10^3}{A_w} \quad (2.7)$$

$\sigma_0$  : 軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $N$  : 軸力 (kN)



- $\Sigma a_t$  : 引張鉄筋○の全断面積
- $a_{we}$  : 1対の壁の横補強筋●の面積
- $\Sigma a_v$  : 壁の縦補強筋●の全断面積

(a) 補強組積造 (RM) 壁



- $\Sigma a_t$  : 柱主筋○の全断面積
- $a_{wp}$  : 柱の横補強筋●の断面積
- $a_{we}$  : 1対の壁の横補強筋●の面積
- $\Sigma a_v$  : 壁の縦補強筋●の全断面積

(b) 枠組組積造 (FM) 壁

図 2.2 組積造壁の諸元

(4) 既往の評価式により求めた耐力に関する項目について

本データベースでは、せん断及び曲げ耐力について、鉄筋コンクリート構造に関する既往の評価式による値を構造実験データベースの構成項目に加え、これらと実験値を比較できるようにした。本資料で採用した評価式は、以下である。また、評価値と実験値の比較結果については、第4章に示している。

せん断耐力  $V_{su}$  は、(2.8)式により算定した。ここで、コンクリートの圧縮強度  $F_c$  を組積体の圧縮強度  $F_m$  に読み替えている。

$$V_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_m + 18)}{h/L + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \times 0.9 \times L \times \frac{A_w}{L} \quad (2.8)$$

- $V_{su}$  : せん断耐力 (kN)
- $p_{te}$  : 引張鉄筋比 (RM)、柱の主筋比 (FM)
- $F_m$  : 組積体の圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $h/L$  : せん断スパン比
- $p_{we}$  : 壁の横補強筋の鉄筋比
- $\sigma_{wy}$  : 壁の横補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_0$  : 軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $L$  : 試験体長さ (mm)
- $A_w$  : 全断面積 (mm<sup>2</sup>)

曲げ耐力  $V_{mu}$  は、(2.9)式により算定した。

$$V_{mu} = (\Sigma a_t \cdot \sigma_y + 0.5 \Sigma a_v \cdot \sigma_{vy} + 0.5N) \times 0.9 \times L/h \quad (2.9)$$

- $V_{mu}$  : 曲げ耐力 (kN)
- $\Sigma a_t$  : 引張鉄筋の全断面積 (RM)、柱主筋の全断面積 (FM) (mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_y$  : 引張鉄筋の降伏強度 (RM)、柱主筋の降伏強度 (FM) (N/mm<sup>2</sup>)
- $\Sigma a_v$  : 壁の縦補強筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{vy}$  : 壁の縦補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N$  : 軸力 (kN)
- $L$  : 試験体長さ (mm)
- $h$  : 反曲点高さ (せん断スパン) (mm)

本データベースでは、せん断強度  $\tau_{su}$  と曲げ強度  $\tau_{mu}$  の比  $\tau_{su}/\tau_{mu}$  を格納するが、せん断強度  $\tau_{su}$  は(2.10)式、曲げ強度  $\tau_{mu}$  は(2.11)式により算定した。

$$\tau_{su} = \left\{ \frac{0.053p_{te}^{0.23}(F_m + 18)}{h/L + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \times 0.9 \quad (2.10)$$

$$\tau_{mu} = (\Sigma a_t \cdot \sigma_y + 0.5\Sigma a_v \cdot \sigma_{vy} + 0.5N) \times 0.9/h/t_e \quad (2.11)$$

#### (5) 実験値に関する項目について

ひび割れ耐力  $V_{cr}$ 、ひび割れ変形  $R_{cr}$ 、降伏耐力  $V_y$ 、降伏変形  $R_y$ 、最大耐力  $V_{max}$ 、最大強度時変形  $R_{max}$ 、及び、限界変形  $R_u$  は、構造実験により得られる実験値である。本資料では、これらを、構造実験の結果を報告した既往の文献から収集した。

ひび割れ耐力  $V_{cr}$ 、ひび割れ変形  $R_{cr}$ 、降伏耐力  $V_y$ 、及び、降伏変形  $R_y$  については、文献中に実験結果の値が明記されている場合はその値を採用し、文献中に耐力（強度）、又は、変形のどちらかの値が示されている場合は、**図 2.3** のように、実験結果である履歴曲線のグラフから記載がない方のデータを読み取った。

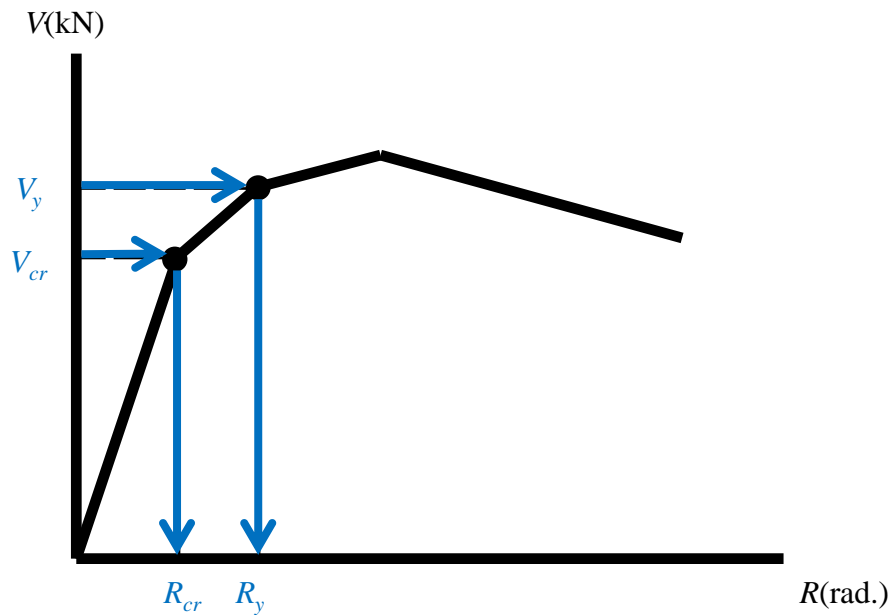


図 2.3  $V_{cr}$ ,  $R_{cr}$ ,  $V_y$ ,  $R_y$  の読み取り方法

最大耐力  $V_{max}$ 、最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  についても、文献中に実験結果の値が明記されている場合はその値を採用した。文献中に実験値の記載がない場合は、実験結果である履歴曲線のグラフから値を読み取った。グラフから値を読み取る場合、**表 2.1**、**図 2.4** に示す 4 つのパターンに履歴曲線を分類した。

- (パターン 1) 実験が試験体の最大耐力に至らず終了した場合である。この場合、最大耐力  $V_{max}$ 、最大強度時変形  $R_{max}$  を実験終了時の耐力と変形とした。また、限界変形  $R_u$  は最大強度時変形  $R_{max}$  とした。
- (パターン 2) 実験が最大耐力に至ったものの、その後、急激に耐力が低下し、試験体が破壊した場合である。この場合、最大耐力  $V_{max}$ 、最大強度時変形  $R_{max}$  は最大耐力時、限界変形  $R_u$  は最大強度時変形  $R_{max}$  とした。
- (パターン 3) 実験が最大耐力に至った後、耐力が低下し、破壊した場合である。この場合、最大耐力  $V_{max}$ 、最大強度時変形  $R_{max}$  は最大耐力時、限界変形  $R_u$  は耐力が 80% に低下した時の変形とした。
- (パターン 4) 実験が最大耐力に至った後、緩やかに耐力が低下し、耐力が 80% に低下する前に実験が終了または破壊した場合である。この場合、最大耐力  $V_{max}$ 、最大強度時変形  $R_{max}$  は最大耐力時の値とし、限界変形  $R_u$  は実験が終了または破壊した時の変形とした。

なお、本資料では、最大耐力  $V_{max}$ 、最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の評価において、上記の 4 つのパターン分けによる分類は行っていないが、終局状態のパターン分けによる影響は実験値のばらつきとなって表れている。

以上、文献から読み取ったひび割れ耐力  $V_{cr}$ 、降伏耐力  $V_y$ 、及び、最大耐力  $V_{max}$  に対し、これらを試験体の全断面積  $A_w$  で除した値、すなわち、ひび割れ強度  $\tau_{cr}$ 、降伏強度  $\tau_y$  及び最大強度  $\tau_{max}$  も構造実験データベースに格納した。

さらに、回帰分析時に材料強度の影響を、極力、排除できるよう強度を材料強度で基準化した値、すなわち、基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$ 、基準化降伏強度  $\tau_y/F_m$ 、及び、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  を、それぞれ、(2.12)式～(2.14)式により算定することとし、これらも構造実験データベースに格納することとした。

$$\frac{\tau_{cr}}{F_m} = \frac{V_{cr} \cdot 10^3}{A_w \cdot F_m} \quad (2.12)$$

$$\frac{\tau_y}{F_m} = \frac{V_y \cdot 10^3}{A_w \cdot F_m} \quad (2.13)$$

$$\frac{\tau_{max}}{F_m} = \frac{V_{max} \cdot 10^3}{A_w \cdot F_m} \quad (2.14)$$

$V_{cr}$  : ひび割れ耐力 (kN)  
 $V_y$  : 降伏耐力 (kN)  
 $V_{max}$  : 最大耐力 (kN)

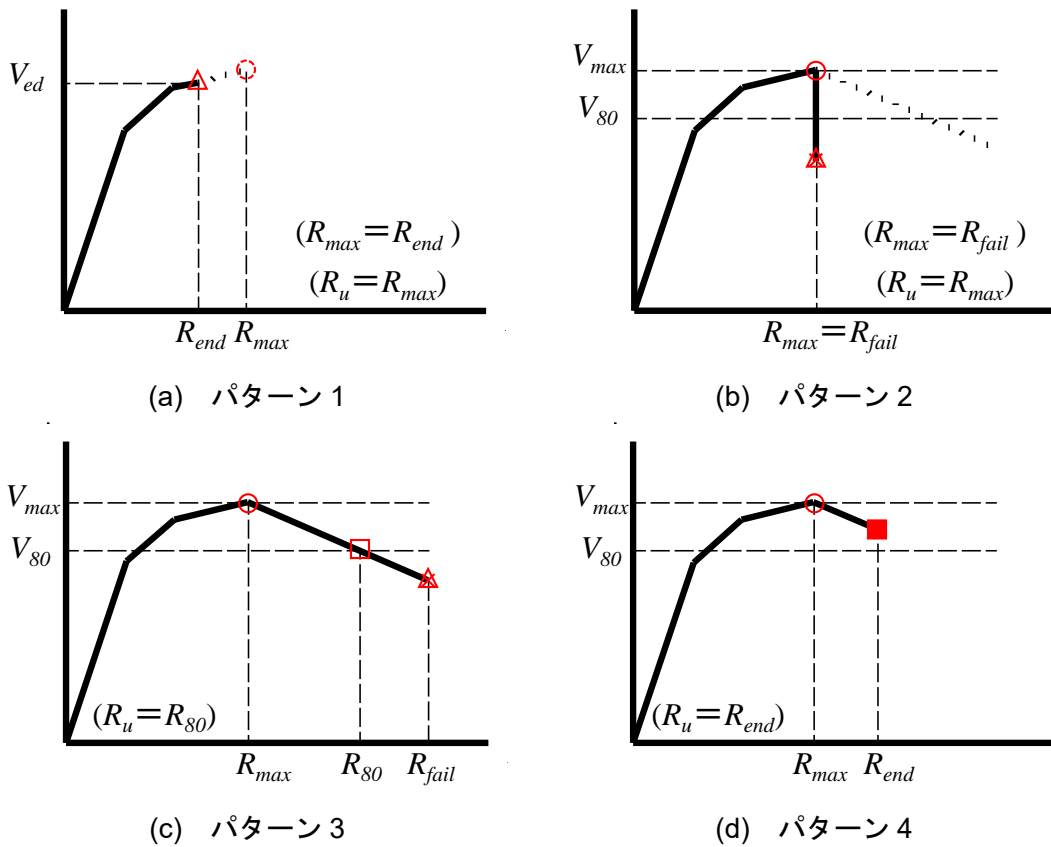
なお、回帰分析の結果については、第 5 章、第 6 章に示している。



表 2.1 実験結果履歴曲線パターン ( $V_{max}$ ,  $R_{max}$ ,  $R_u$ )

パターン1 ( $R_{max}=R_{end}$ )	最大耐力に到達せず実験終了 最大耐力、最終破壊不明
パターン2 ( $R_{max}=R_u=R_{fail}$ )	最大耐力到達直後に最終破壊 最大耐力到達後、変形が進まずに破壊に至る
パターン3 ( $R_u=R_{80}$ )	最大耐力到達後、激しく破壊 20%以上の耐力低下後に最終破壊に至る
パターン4 ( $R_u=R_{fail}$ or $R_{end}$ )	最大耐力到達後、緩やかに破壊 20%耐力低下する前に最終破壊に至る または、最大耐力到達後、緩やかに破壊するも 最終破壊に至らず最終破壊不明

$R_{end}$  : 実験終了時変形角  
 $R_{fail}$  : 最終破壊時変形角  
 $R_{80}$  : 20%耐力低下時変形角



○	$V_{max}$
□	$V_{80}$
×	破壊
△	実験終了
■	実験終了又は破壊

図 2.4 実験結果履歴曲線パターン ( $V_{max}$ ,  $R_{max}$ ,  $R_u$ )

## 2.2 構造実験データの収集結果

本資料では、文献調査により、組積造壁の4つの構造形式について、実験データを収集している。

全充填型補強組積造 (RMF) 壁については、文献<sup>1.1)~1.31)</sup>より、実験データを収集した。主なデータは、1984年から1988年の5年間に新しい中低層補強組積造を開発し、実現するために日本と米国で実施された日米間の国際共同耐震研究プログラムのものである<sup>1.3)~1.11), 1.13), 1.15), 1.16), 1.18), 1.19)</sup>。その他の実験データは、日本<sup>1.1), 1.2), 1.12), 1.14), 1.20)~1.22), 1.24)</sup>、米国<sup>1.17)</sup>、カナダ<sup>1.25)~1.28), 1.30), 1.31)</sup>、ニュージーランド<sup>1.23)</sup>、中国<sup>1.29)</sup>で実施されたものである。

部分充填型補強組積造 (RMP) 壁については、文献<sup>2.1)~2.17)</sup>より、実験データを収集した。主なデータは日本<sup>2.2)~2.7), 2.8), 2.9), 2.11)</sup>及びメキシコ<sup>2.1), 2.10)</sup>、チリ<sup>2.15)~2.17)</sup>で実施されたものである。その他の実験データは、ポルトガル<sup>2.12)</sup>、米国<sup>2.13)</sup>、カナダ<sup>2.14)</sup>で実施されたものである。

先積型枠組組積造 (CM) 壁については、文献<sup>3.1)~3.52)</sup>より、実験データを収集した。主なデータは、日本<sup>3.1)~3.14), 13.16)~3.27), 3.29)~3.33), 3.35)~3.45)</sup> (建築研究所<sup>3.1)~3.4)</sup>、大分大学<sup>3.5)~3.14), 3.16)~3.27), 3.29), 3.30), 3.42)</sup>、北海道大学<sup>3.31)~3.33), 3.35)~3.41), 3.43)~3.45)</sup>、メキシコ<sup>3.15), 3.28), 3.49), 3.50), 5.52)</sup>、ペルー<sup>3.48)</sup>で実施されたものである。その他の実験データは、アルゼンチン<sup>3.29)</sup>、ポルトガル<sup>3.37)</sup>、クロアチア<sup>3.46)</sup>、イラン<sup>3.47)</sup>、エジプト<sup>3.51)</sup>で実施されたものである。

後積型枠組組積造 (MI) 壁については、文献<sup>4.1)~4.33)</sup>より実験データを収集した。主なデータは、日本<sup>4.5)~4.11), 4.22)~4.23), 4.29), 4.32)</sup> (中埜 (東京大学)<sup>4.6), 4.7), 4.9), 4.10), 4.22)</sup>、眞田 (大阪大学)<sup>4.23), 4.29)</sup>、前田 (東北大学)<sup>4.32)</sup>) で実施されたものである。その他の実験データはユーゴスラビア<sup>4.1)</sup>、米国<sup>4.2), 4.3)</sup>、ベネズエラ<sup>4.4)</sup>、トルコ<sup>4.12)</sup>、クロアチア<sup>4.13)~4.15), 4.20), 4.25)</sup>、エジプト<sup>4.16)</sup>、イタリア<sup>4.17)</sup>、イスラエル<sup>4.18)</sup>、中国<sup>4.19), 4.27), 4.28)</sup>、インド<sup>4.21)</sup>、インドネシア<sup>4.24)</sup>、コソボ<sup>4.26), 4.31)</sup>、ハンガリー<sup>4.30)</sup>、マレーシア<sup>4.33)</sup>で実施されたものである。

以上の文献調査より、収集した試験体数は補強組積造 (RM) 壁で 263 体、枠組組積造 (FM) 壁で 280 体であり、全試験体数は 543 体である。

また、材料強度、試験体諸元等の範囲は、組積体の圧縮強度  $F_m$  は 1.63~60.60 (N/mm<sup>2</sup>)、コンクリートの圧縮強度  $F_c$  は 8.6~65 (N/mm<sup>2</sup>)、試験体長さ  $L$  は 700~9150 (mm)、反曲点高さ (せん断スパン)  $h$  は 405~3990 (mm)、せん断スパン比  $h/L$  は 0.27~2.39、壁厚  $t$  は 44~300 (mm)、軸応力度  $\sigma_0$  は -0.59~5.88 (N/mm<sup>2</sup>)、引張鉄筋比 (RM) 及び柱の主筋比 (FM)  $p_{te}$  は 0.00~0.97 (%)、壁の横補強筋の鉄筋比  $p_{we}$  は 0.00~0.85 (%)、柱の横補強筋比  $p_w$  は 0.00~2.38 (%) であった。

これらの値の範囲を表 2.2 に示す。また、実験値に関する収集したデータの範囲を表 2.3 に示す。

表2.2 構造実験データベースの材料強度等試験体パラメータの範囲

	試験体数 $n$	材料	寸法				軸応力度 $\sigma_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋比			
			組構体 $F_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	長さ $L$ (mm)	反曲点高さ $h$ (mm)		せん断スパン比 $h/L$	壁厚 $t$ (mm)	引張鉄筋 $P_{fc}$	壁横補強筋 $P_{vwp}$
RM	149	min	12.70	-	700	405	0.41	90	0.06	0.00	-
		max	34.60	-	2000	3990	2.21	290	0.78	0.85	-
	114	min	3.58	-	970	900	0.41	93	0.00	0.00	-
		max	18.50	-	2642	2500	2.37	203	0.55	0.36	-
FM	150	min	1.70	17.20	1050	665	0.27	100	0.02	0.00	0.00
		max	60.60	43.80	9150	2910	2.39	250	0.60	0.80	1.12
	130	min	1.63	8.60	1100	760	0.29	44	0.07	0.00	0.04
		max	44.00	65.00	6340	3300	1.36	300	0.97	0.71	2.38

表2.3 構造実験データベースの実験値の範囲

	試験体数 $n$		ひび割れ強度 $\tau_{cr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	基準化 ひび割れ強度 $\tau_{cr}/F_m$	ひび割れ変形 $R_{cr}$ (rad)	降伏強度 $\tau_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	基準化降伏強度 $\tau_y/F_m$	降伏変形 $R_y$ (rad)	最大強度 $\tau_{max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	基準化最大強度 $\tau_{max}/F_m$	最大強度時変形 $R_{max}$ (rad)	限界変形 $R_d$ (rad)
RM	149	min	0.50	0.02	0.64	0.28	0.02	0.41	0.43	0.02	1.20	1.68
		max	2.97	0.14	8.32	2.11	0.10	6.50	3.19	0.17	30.26	36.07
	114	min	0.11	0.01	0.19				0.12	0.01	1.27	1.51
		max	0.94	0.10	4.56				1.21	0.20	14.29	17.33
FM	150	min	0.18	0.01	0.07				0.08	0.01	0.97	1.40
		max	1.69	0.18	3.52				2.19	0.33	16.04	34.18
	130	min	0.11	0.01	0.08				0.18	0.02	0.64	2.89
		max	1.45	0.21	8.26				3.75	0.49	36.90	51.80

## 2.3 回帰分析の目的変数と影響因子

本資料の第5章及び第6章では回帰分析を行い、組積造壁の強度、変形の評価を行っている。

回帰分析における目的変数は、基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$ 、ひび割れ変形  $R_{cr}$ 、基準化降伏強度  $\tau_y/F_m$ 、降伏変形  $R_y$ 、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$ 、最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の7つとした。2.1節に示した構造実験データベースにおける項目番号は、②③⑥⑦⑩⑪⑫である。いずれも無次元量である。なお、基準化降伏強度  $\tau_y/F_m$  と降伏変形  $R_y$  については、統計分析が可能なデータ数を有する全充填型補強組積造（RMF）壁のみ回帰分析を行った。

ひび割れ点と降伏点における、基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$ 、ひび割れ変形  $R_{cr}$ 、基準化降伏強度  $\tau_y/F_m$ 、降伏変形  $R_y$  を目的変数とする回帰分析では、以下に示す8つの影響因子を考え、これらから目的変数に対する最大の相関を有する3つの係数を選択して回帰式を提案した。

- 1) [RM・FM] 組積体の見掛け上の引張強度を表す変数  $\sqrt{F_m}$  (33)
- 2) [RM・FM] せん断スパン比  $h/L$  (34)
- 3) [RM・FM] 軸応力度と組積体の圧縮強度の比  $\sigma_0/F_m$  (36)
- 4) [RM・FM] 基準化引張鉄筋強度  $p_{te} \cdot \sigma_y/F_m$  (38)
- 5) [RM・FM] 基準化壁横補強筋強度  $p_{we} \cdot \sigma_{wy}/F_m$  (39)
- 6) [ FM ] 柱と壁の断面積比  $A_c/A_w$  (35)
- 7) [ FM ] コンクリートと組積体の圧縮強度の比  $F_c/F_m$  (37)
- 8) [ FM ] 基準化柱横補強筋強度  $cp_w \cdot \sigma_{cy}/F_m$  (40)

最大強度点と限界点における、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$ 、最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  を目的変数とする回帰分析では、以下に示す8つを影響因子として考え、これらから目的変数に対する最大の相関を有する3つの係数を選択して回帰式を提案した。

- 1) [RM・FM] せん断スパン比  $h/L$  (34)
- 2) [RM・FM] 軸応力度と組積体の圧縮強度の比  $\sigma_0/F_m$  (36)
- 3) [RM・FM] 基準化引張鉄筋強度  $p_{te} \cdot \sigma_y/F_m$  (38)
- 4) [RM・FM] 基準化壁横補強筋強度  $p_{we} \cdot \sigma_{wy}/F_m$  (39)
- 5) [RM・FM] せん断強度と曲げ強度の比  $\tau_{su}/\tau_{mu}$  (43)
- 6) [ FM ] 柱と壁の断面積比  $A_c/A_w$  (35)
- 7) [ FM ] コンクリートと組積体の圧縮強度の比  $F_c/F_m$  (37)
- 8) [ FM ] 基準化柱横補強筋強度  $cp_w \cdot \sigma_{cy}/F_m$  (40)

なお、引張鉄筋強度  $p_{te} \cdot \sigma_y$  を組積体の圧縮強度  $F_m$  で除した値を基準化引張鉄筋強度  $p_{te} \cdot \sigma_y/F_m$ 、壁横補強筋強度  $p_{we} \cdot \sigma_{wy}$  を組積体の圧縮強度  $F_m$  で除した値を基準化壁横補強筋強度  $p_{we} \cdot \sigma_{wy}/F_m$ 、柱横補強筋強度  $cp_w \cdot \sigma_{cy}$  を組積体の圧縮強度  $F_m$  で除した値を基準化柱横補強筋強度  $cp_w \cdot \sigma_{cy}/F_m$  とした。また、曲げ強度への影響は壁の引張鉄筋または柱の引

張鉄筋が代表し、せん断強度への影響は壁の横補強筋が代表することから、影響因子に壁の縦補強筋に関する項目（壁の縦補強筋の全断面積 $\Sigma a_v$ 、壁の縦補強筋の降伏強度 $\sigma_{vy}$ ）は含めない。

## 2.4 鉄筋コンクリート造（RC）壁の構造実験データの分析

本資料では、組積造壁（RMF、RMP、CM、MI）と比較を行うため、文献<sup>5.1)~5.46)</sup>より、鉄筋コンクリート造（RC）壁のデータを収集し、組積造壁に対する場合と同様の分析を行った。これらのデータは1971年～2012年に日本で実施されたものである。収集に当たっては建築研究所の「鉄筋コンクリート造構造実験データベースを用いた試験体検索システム（URL: [https://www.kenken.go.jp/japanese/research/str/rc\\_str\\_expdb.html](https://www.kenken.go.jp/japanese/research/str/rc_str_expdb.html)）」<sup>5.47)</sup>を参照した。

検索に当たっては以下の条件を設定した。

断面の分類：柱型があるI型断面の無開口壁（W）、柱型がない短形の無開口壁（N）

層数：単層

コンクリート強度：60N/mm<sup>2</sup>以下

鉄筋降伏強度（柱主筋、柱帯筋、壁縦筋、壁横筋）：490N/mm<sup>2</sup>以下

壁板厚：60mm以上

壁全長：1000mm以上

軸力の種類：一定

実験時破壊モード：せん断破壊、曲げ・せん断破壊

「鉄筋コンクリート造構造実験データベースを用いた試験体検索システム」を参照して収集した実験データから、2.1節の実験値に関する項目について説明した方法（図2.3、図2.4参照）と同様の方法で、ひび割れ耐力 $V_{cr}$ 、ひび割れ変形 $R_{cr}$ 、降伏耐力 $V_y$ 、降伏変形 $R_y$ 、最大耐力 $V_{max}$ 、最大強度時変形 $R_{max}$ 、及び、限界変形 $R_u$ のデータを読み取った。表2.4に鉄筋コンクリート造（RC）壁の材料強度等、実験値のパラメータ及び範囲を示す。

表 2.4 鉄筋コンクリート造（RC）壁の材料強度等、実験値のパラメータ及び範囲

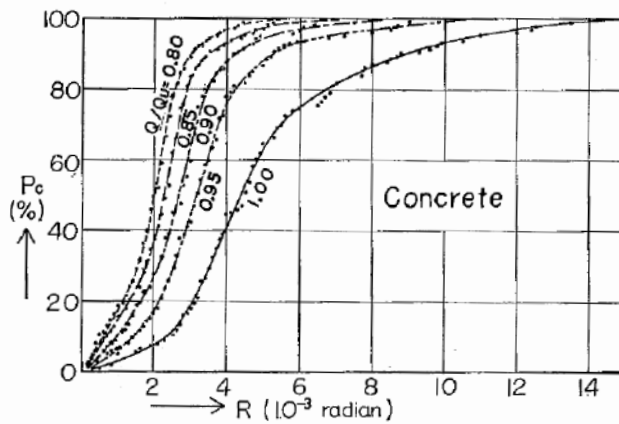
試験体数 $n$		材料	寸法				軸応力度 $\sigma_o$ (N/mm <sup>2</sup> )
		コンクリート $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	長さ $L$ (mm)	反曲点高さ $h$ (mm)	せん断 スパン比 $h/L$	壁厚 $t$ (mm)	
100	min	13.73	1200	408	0.21	40	0
	max	40.50	2850	2400	1.48	160	5.52
	実験値						
		$\tau_{cr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{cr}/F_m$	$R_{cr}$ (rad.)	$\tau_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_y/F_m$	$R_y$ (rad.)
	min	0.38	0.01	0.07	1.96	0.01	1.36
	max	2.76	0.15	4.53	4.10	0.15	9.57
		$\tau_{max}$	$\tau_{max}/F_m$	$R_{max}$	$R_u$		
	min	0.47	0.02	3.36	4.00		
	max	7.76	0.24	22.35	29.85		

ここで、鉄筋コンクリート造のせん断破壊時変形角と曲げ降伏時変形角を例に実験値を統計的に分析する意義を一部、既往の研究<sup>16)</sup>を参照しつつ考察する。

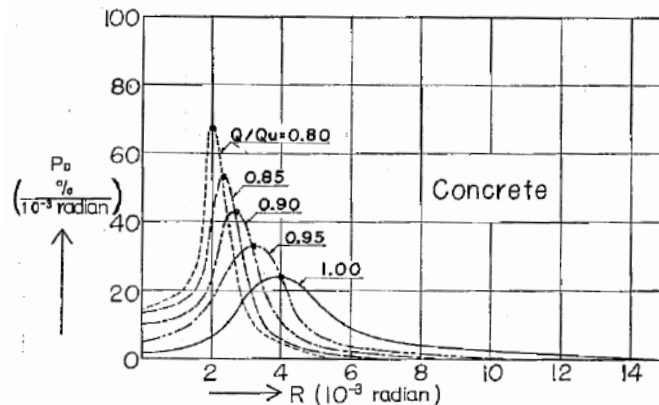
(1) せん断破壊時変形角

鉄筋コンクリート造の柱及び耐力壁のせん断破壊時の変形  $R_{max}$  は、鉄筋コンクリート造の耐震診断基準<sup>17)</sup>によれば、 $4/1000$  ( $1/250$ ) (rad.) とされている。また、柱の降伏時の降伏変形  $R_{max}$  は  $6.67/1000$  ( $1/150$ ) (rad.) とされている。

一方、文献<sup>16)</sup>では200体の鉄筋コンクリート造 (RC) 壁より、せん断破壊時における変形の累積確率分布と確率密度分布を求めている (図 2.5 参照)。図 2.5 より、確率密度の最大値に対応するせん断破壊時の変形  $R_{max}$  は  $4/1000$  ( $1/250$ ) (rad.) であり、この値が鉄筋コンクリート造の耐震診断基準<sup>17)</sup>におけるせん断破壊時の変形  $R_{max}$  の根拠となっていると考えられる。



(a) 累積確率分布



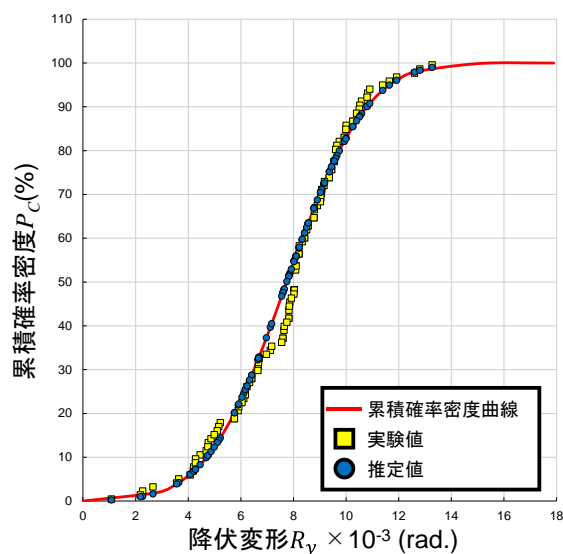
(b) 確率密度分布

図 2.5 せん断破壊時における累積確率分布と確率密度分布<sup>16)</sup>

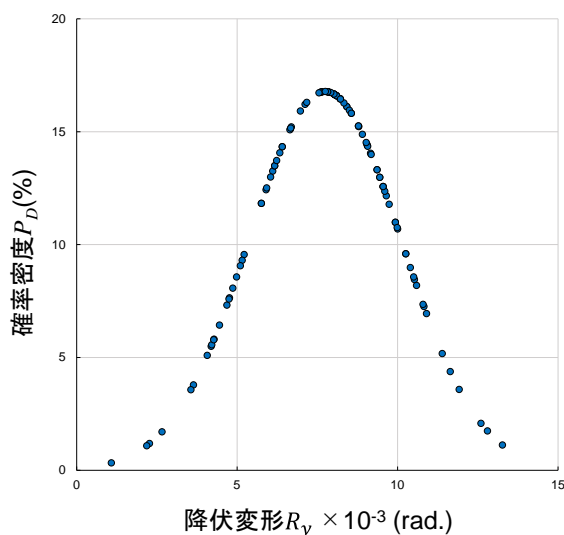


## (2) 曲げ降伏時変形角

また、文献<sup>18)</sup>に示された構造実験値を再分析して鉄筋コンクリート造柱（109体）と鉄筋コンクリート造梁（96体）の降伏時の変形 $R_y$ の確率密度分布を算定した。図2.6(a)に109体の鉄筋コンクリート造柱の累積確率分布を示す。なお、図中には実験値の平均値と標準偏差を有する正規分布を仮定したときの計算値である推定値も併せて示す。また、図2.6(b)に降伏変形の確率密度分布を示す。確率密度の最大値に対応する降伏時の変形 $R_y$ は、7.7/1000（1/130）（rad.）であった。



(a) 累積確率分布



(b) 確率密度分布

図 2.6 鉄筋コンクリート造柱の降伏時の変形 $R_y$

さらに、図 2.7 に 96 体の鉄筋コンクリート造梁のデータを併せた降伏変形の確率密度分布を示す。確率密度の最大値に対応する降伏時の変形  $R_y$  は、 $1/140$  (rad.) となり、文献<sup>16)</sup> とほぼ一致する結果となった。

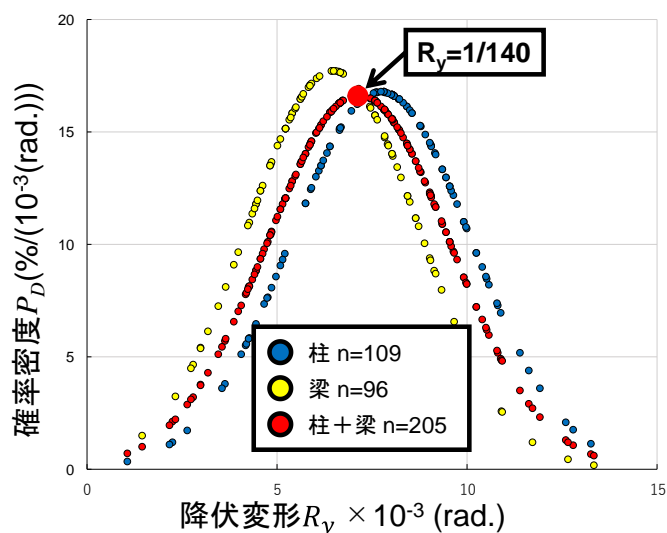


図 2.7 鉄筋コンクリート造柱・梁の降伏時の変形  $R_y$  の確率密度分布

以上より、鉄筋コンクリート造の場合、耐震診断基準等で一般的によく知られた耐震性能評価上の基準値は、実験値の統計的な分析結果と良く対応していることが分かる。このことは、構造物の非線形挙動を扱う耐震性能評価法の構築には、実験値の収集分析が不可欠であることを意味するものとも言える。なお、本節で示した鉄筋コンクリート造壁の統計的分析結果は、第 3 章において組積造壁の場合と比較する。

## 2.5 回帰式の精度に関する考察

本節では、実験値と回帰式の適合程度を判断する目安を得るため、鉄筋コンクリート造の実例について概観し、値に求められる精度について考察を行う。

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>19)</sup>では、鉄筋コンクリート部材の曲げひび割れモーメント  $M_c$ 、降伏モーメント  $M_y$ 、降伏時の剛性低下率  $\alpha_y$  を統計的に推定している<sup>注)</sup>。

逆対称曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の材端曲げモーメント及び回転角の関係は図 2.8 (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>19)</sup>: 解説図 8.10) で示される。

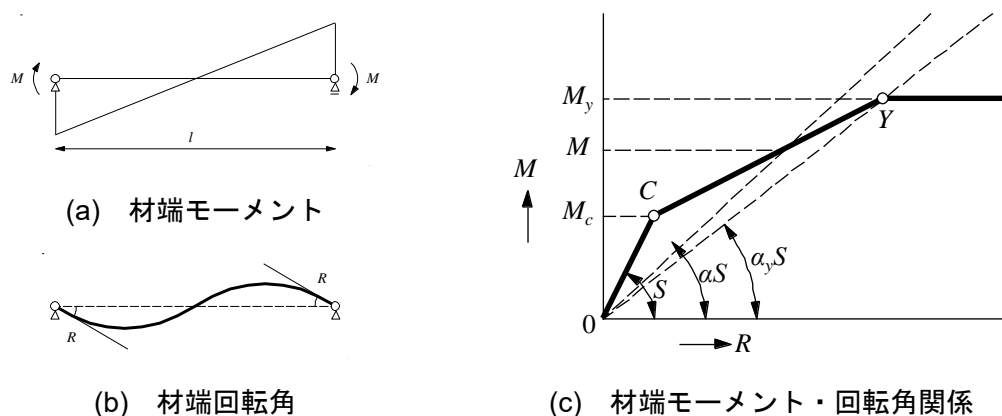


図 2.8 逆対称曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の  
材端曲げモーメント・回転角関係<sup>19)</sup>

図 2.9 (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>19)</sup>: 解説図 8.11) では、梁の曲げひび割れ時のコンクリートの引張応力とコンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  との関係が示されている。図中に、圧縮強度から曲げひび割れ時のコンクリートの引張応力 (ひび割れ強度)  $\sigma_t$  を推定する式が示されているが、圧縮強度  $\sigma_B$  とコンクリートのひび割れ強度  $\sigma_t$  との関係に相関性が認められるものの、ばらつきは大きく、その相関係数は 0.475 であるが、これはコンクリートのような材料ではやむを得ないこととしている。

図 2.10 (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>19)</sup>: 解説図 8.13) では、降伏曲げモーメントの計算値と実験値との関係が示されている。曲げ降伏強度略算式により、20%の誤差内に実験値の 90%が入る精度で曲げ強度が推定されている。

図 2.11 (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>19)</sup>: 解説図 8.14) では、曲げ降伏時剛性低下率の回帰式により、30%の誤差内に実験値の 90%が入る精度で剛性低下率を推定できることを示している。

注) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の解説欄にこれらの内容が記述されたのは、1971 年の改定時であり、最新版の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>19)</sup> (2018 年) においても記載されている。

以上によると、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>19)</sup>では、降伏時の強度・変形に関して30%までの誤差を許容し、許容誤差内のデータ数(比率)を以って推定式の精度を論じているようである。これらの結果を参考に、本資料では誤差の許容範囲を30%とし、許容誤差内のデータ数(比率)を以って回帰式の精度を論じることとする。

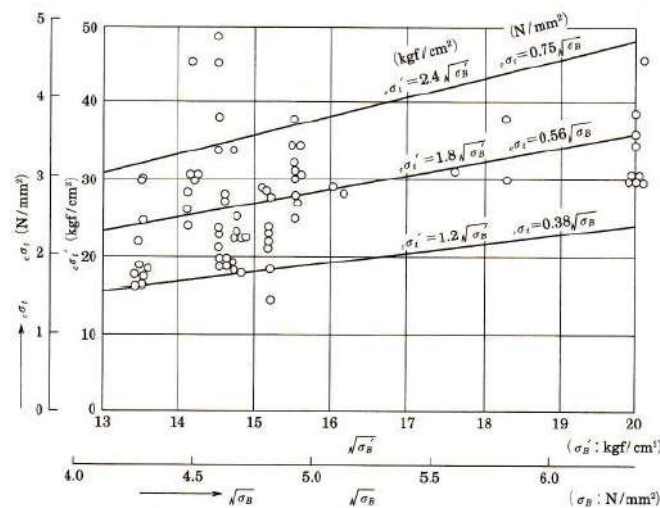


図 2.9 梁の曲げひび割れ時のコンクリートの引張応力<sup>19)</sup>

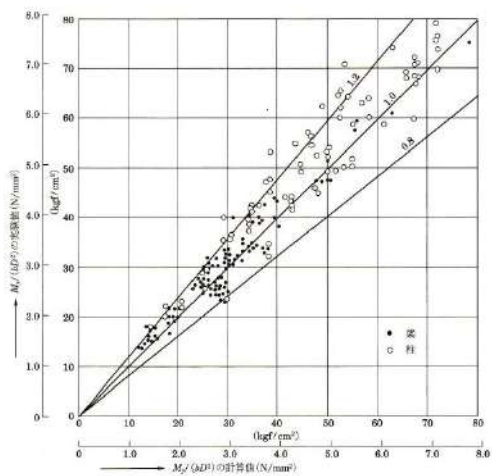


図 2.10 降伏曲げモーメントの推定値と実験値<sup>19)</sup>

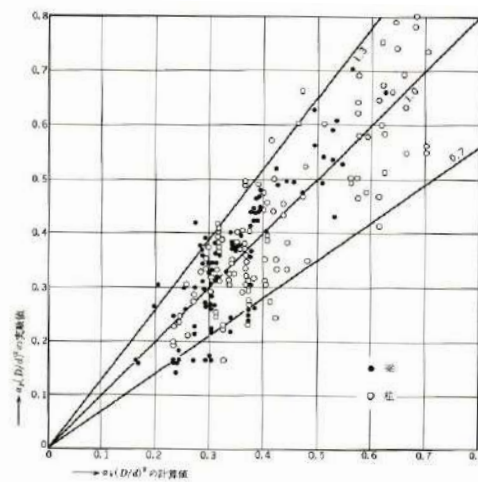


図 2.11 降伏時の剛性低下率  $\alpha_y$  の推定値と実験値<sup>19)</sup>

### 第3章 実験値の統計分布解析とRC造耐震診断基準の適用

本章では、第2章より得られたひび割れ強度  $\tau_{cr}$ 、基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m \cdot \tau_{cr}/F_c$ 、ひび割れ変形  $R_{cr}$ 、降伏強度  $\tau_y$ 、基準化降伏強度  $\tau_y/F_m \cdot \tau_y/F_c$ 、降伏変形  $R_y$ 、最大強度  $\tau_{max}$ 、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m \cdot \tau_{max}/F_c$ 、最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  について、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組組積造 (CM) 壁、後積型枠組組積造 (MI) 壁の確率密度分布を示す。また、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁との比較も併せて示す。ここで、確率密度分布は、各壁の実験結果の分布における平均値と標準偏差に基づき、正規分布を仮定して算出した。確率密度分布図において最大の確率密度を示す最大値に対応する強度及び変形の値は、実験において最も出現する確率の高い強度及び変形を表している。本章では、この確率密度の最大値に対応する強度及び変形の値が鉄筋コンクリート造 (RC) 壁を含む各組積造壁の強度及び変形を代表すると考え、確率密度の最大値に対応する強度及び変形の値を比較することにより、各壁間の強度及び変形の差異を論ずる。

### 3.1 強度・変形実験値の統計分布解析

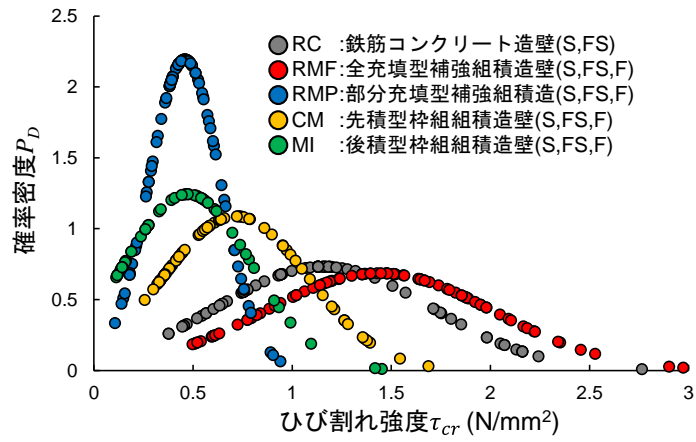
#### (1) ひび割れ時の強度と変形

図 3.1 に全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁、後積型枠組積造 (MI) 壁、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁のひび割れ強度  $\tau_{cr}$ 、基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m \cdot \tau_{cr}/F_c$ 、ひび割れ変形  $R_{cr}$  を示す。なお、組積造壁はせん断破壊型 (S)、曲げせん断破壊型 (FS)、曲げ破壊型 (F) の全データで、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁はせん断破壊型 (S)、曲げせん断破壊型 (FS) のデータで分析を行った。

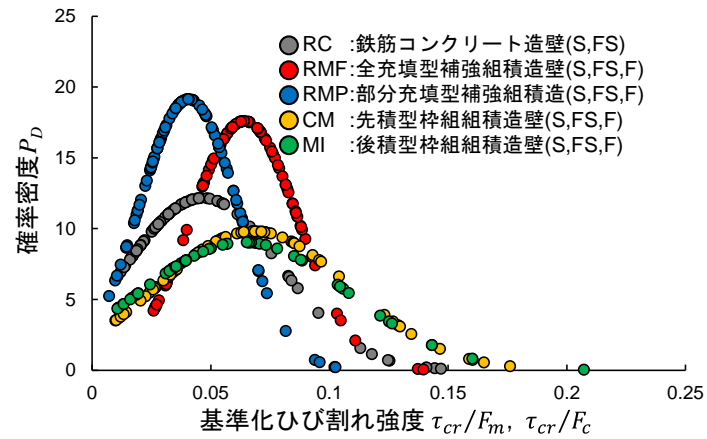
図 3.1(a)より、ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  では全充填型補強組積造 (RMF) 壁の確率密度の最大値に対応するひび割れ強度が 1.43 と他の組積造壁に比べ大きな値を示した。部分充填型補強組積造 (RMP) 壁と後積型枠組積造 (MI) 壁の確率密度の最大値に対応するひび割れ強度はそれぞれ 0.46、0.47 とほぼ同じ値を示した。先積型枠組積造 (CM) 壁の確率密度の最大値に対応するひび割れ強度は 0.72 と部分充填型補強組積造 (RMP) 壁と後積型枠組積造 (MI) 壁に比べ大きな値を示した。鉄筋コンクリート造 (RC) 壁は確率密度の最大値に対応するひび割れ強度が 1.16 と全充填型補強組積造 (RMF) 壁とほぼ同じ値を示した。

図 3.1(b)より、基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m \cdot \tau_{cr}/F_c$  では部分充填型補強組積造 (RMP) 壁の確率密度の最大値に対応する基準化ひび割れ強度が 0.04 と最も小さな値を示し、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の確率密度の最大値に対応する基準化ひび割れ強度である 0.05 よりも小さい値を示した。全充填型補強組積造 (RMF) 壁の確率密度の最大値に対応する基準化ひび割れ強度は 0.06、先積型枠組積造 (CM) 壁と後積型枠組積造 (MI) 壁の確率密度の最大値に対応する基準化ひび割れ強度は 0.07 であった。

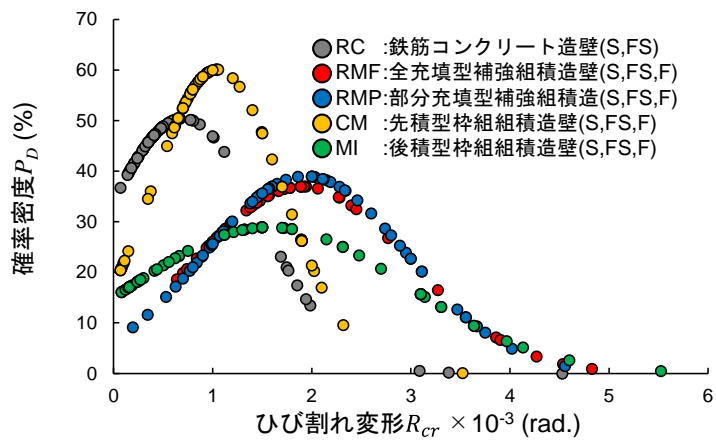
図 3.1(c)より、ひび割れ変形  $R_{cr}$  では全充填型補強組積造 (RMF) 壁と部分充填型補強組積造 (RMP) 壁の確率密度の最大値に対応するひび割れ変形がそれぞれ 1.89、2.00 とほぼ同じ値を示した。また、先積型枠組積造 (CM) 壁と後積型枠組積造 (MI) 壁の確率密度の最大値に対応するひび割れ変形はそれぞれ 1.05、1.50 と全充填型補強組積造 (RMF) 壁と部分充填型補強組積造 (RMP) 壁に比べ小さな値を示した。さらに、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の確率密度の最大値に対応するひび割れ変形は 0.67 と組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) よりかなり小さな値を示した。



(a) ひび割れ強度  $\tau_{cr}$



(b) 基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m, \tau_{cr}/F_c$



(c) ひび割れ変形  $R_{cr}$

図 3.1 ひび割れ点における  $\tau_{cr}, \tau_{cr}/F_m, R_{cr}$

## (2) 降伏時の強度と変形

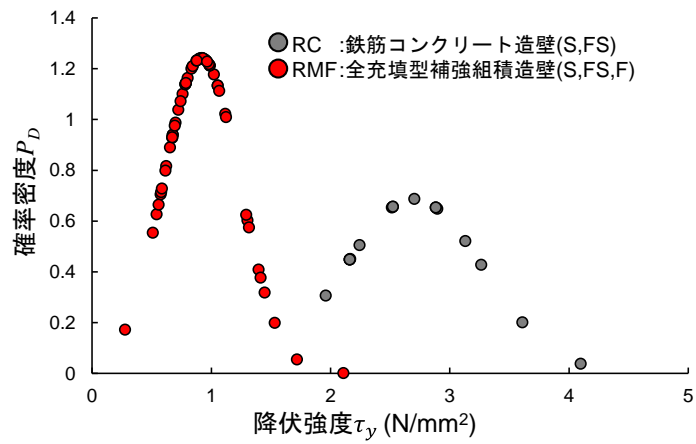
図 3.2 に全充填型補強組積造 (RMF) 壁、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の降伏強度  $\tau_y$ 、基準化降伏強度  $\tau_y/F_m \cdot \tau_y/F_c$ 、降伏変形  $R_y$  を示す。また、全充填型補強組積造 (RMF) 壁についてはひび割れ変形  $R_{cr}$  と最大強度時変形  $R_{max}$  も併せて示す。なお、組積造壁はせん断破壊型 (S)、曲げせん断破壊型 (FS)、曲げ破壊型 (F) の全データで、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁はせん断破壊型 (S)、曲げせん断破壊型 (FS) のデータで分析を行った。

図 3.2(a) より、降伏強度  $\tau_y$  では鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の確率密度の最大値に対応する降伏強度が 2.70 と全充填型補強組積造 (RMF) 壁の 0.92 よりかなり大きな値を示した。

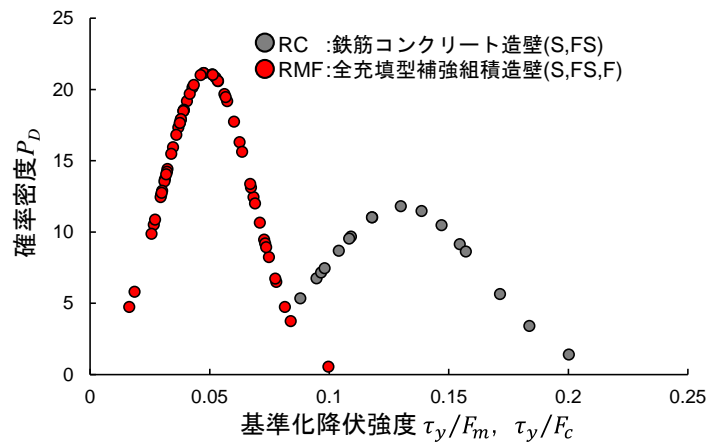
図 3.2(b) より、基準化降伏強度  $\tau_y/F_m \cdot \tau_y/F_c$  も降伏強度  $\tau_y$  と同様に、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁と全充填型補強組積造 (RMF) 壁の確率密度の最大値に対応する基準化降伏強度がそれぞれ 0.13、0.05 と鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の方がかなり大きな値を示した。

図 3.2(c) より、降伏変形  $R_y$  でも、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁と全充填型補強組積造 (RMF) 壁の確率密度の最大値に対応する降伏変形がそれぞれ 4.03、2.13 と鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の方がかなり大きな値を示した。また、全充填型補強組積造 (RMF) 壁の変形は、ひび割れ変形  $R_{cr}$  と降伏変形  $R_y$  の確率密度の最大値に対応する変形がそれぞれ 1.89、2.13 とほぼ同じ値を示した。さらに、最大強度時変形  $R_{max}$  の確率密度の最大値に対応する変形が 4.44 とひび割れ変形  $R_{cr}$  と降伏変形  $R_y$  よりもかなり大きな値を示し、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の降伏変形  $R_y$  とほぼ同じ値を示した。

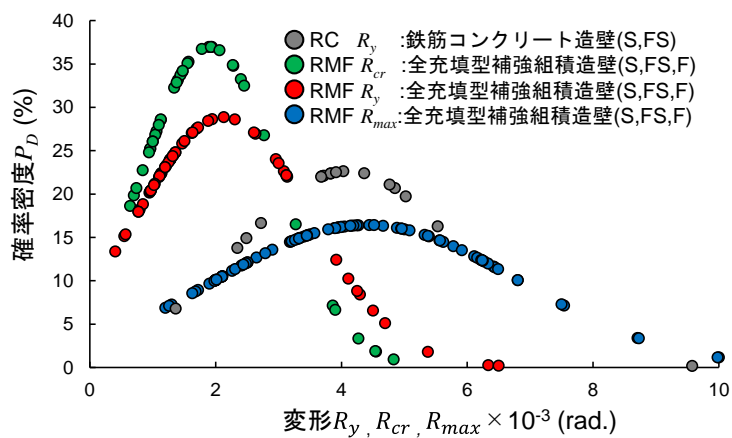




(a) 降伏強度  $\tau_y$



(b) 基準化降伏強度  $\tau_y/F_m, \tau_y/F_c$



(c) ひび割れ変形  $R_{cr}$ 、降伏変形  $R_y$ 、最大強度時変形  $R_{max}$

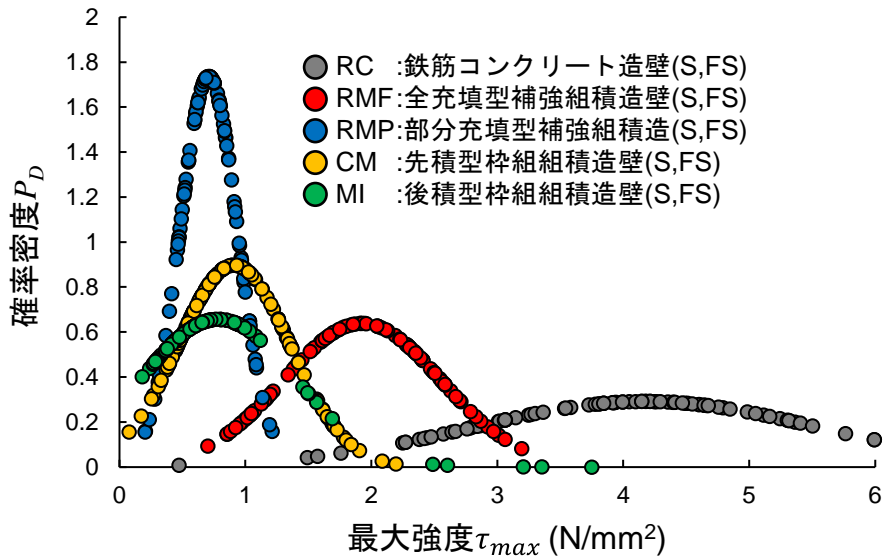
図 3.2 鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の降伏変形と RMF 壁の変形の比較

### (3) 最大強度

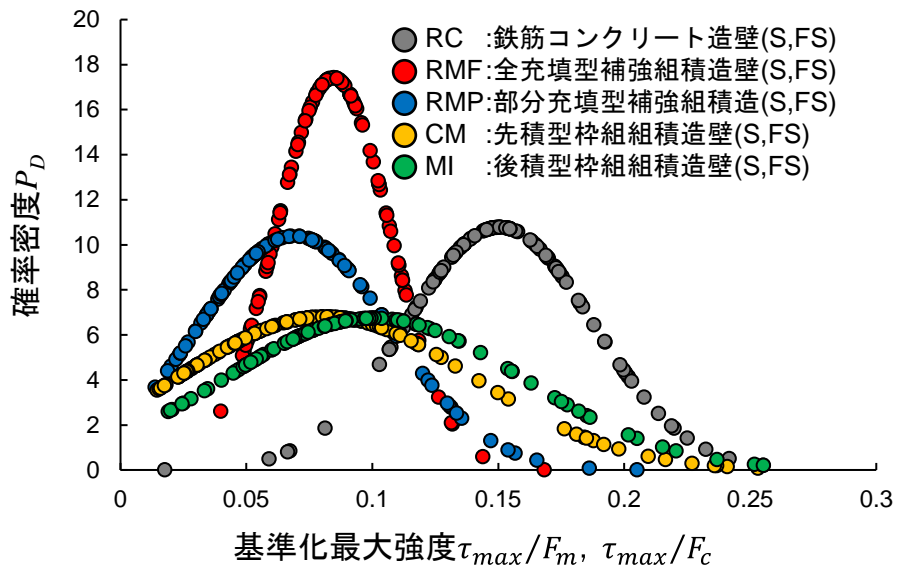
図 3.3 に全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁、後積型枠組積造 (MI) 壁、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の最大強度  $\tau_{max}$ 、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m \cdot \tau_{max}/F_c$  を示す。なお、組積造壁及び鉄筋コンクリート造 (RC) 壁は共に、せん断破壊型 (S)、曲げせん断破壊型 (FS) のデータで分析を行った。

図 3.3(a)より、最大強度  $\tau_{max}$  では部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁、後積型枠組積造 (MI) 壁の確率密度の最大値に対応する最大強度がそれぞれ 0.71、0.90、0.80 とほぼ同じ値を示した。また、全充填型補強組積造 (RMF) 壁の確率密度の最大値に対応する最大強度が 1.93 となり、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁、後積型枠組積造 (MI) 壁より大きな値を示した。さらに、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の確率密度の最大値に対応する最大強度は 4.18 と組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) に比べかなり大きな値を示した。

図 3.3(b)より、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m \cdot \tau_{max}/F_c$  では全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁、後積型枠組積造 (MI) 壁の確率密度の最大値に対応する基準化最大強度がそれぞれ 0.08、0.07、0.08、0.10 とほぼ同じ値を示した。一方、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の確率密度の最大値に対応する基準化最大強度は 0.15 と組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) に比べかなり大きな値を示した。



(a) 最大強度  $\tau_{max}$



(b) 基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m, \tau_{max}/F_c$

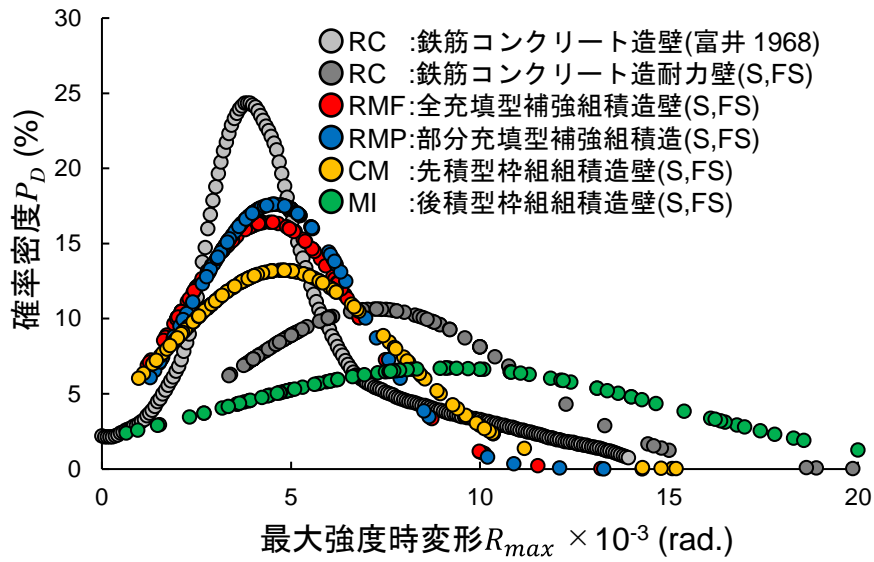
図 3.3 最大強度  $\tau_{max}$ 、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m, \tau_{max}/F_c$

#### (4) 最大強度時変形と限界変形

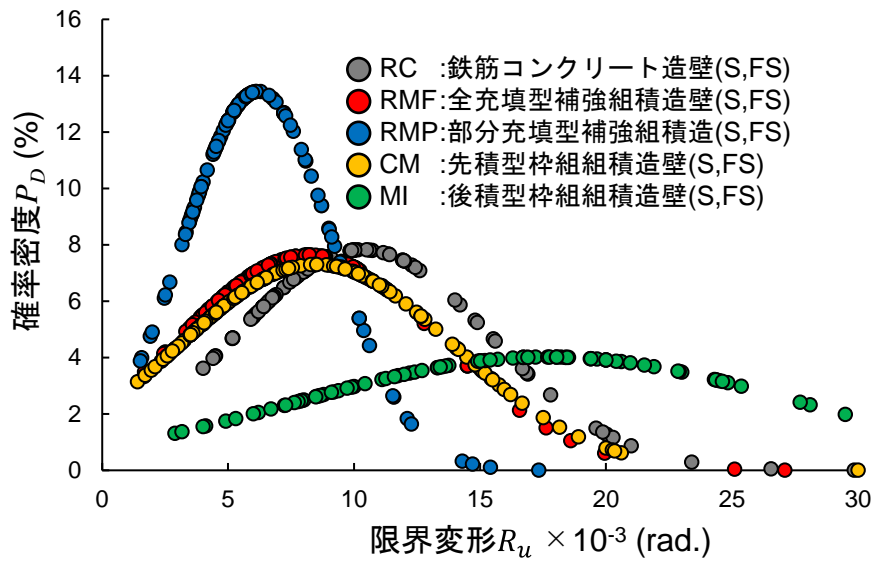
図 3.4 に全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁、後積型枠組積造 (MI) 壁、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  を示す。組積造壁及び鉄筋コンクリート造 (RC) 壁は共に、せん断破壊型 (S)、曲げせん断破壊型 (FS) のデータで分析を行った。なお、最大強度時変形  $R_{max}$  においては、文献<sup>16)</sup>の 200 体の鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の実験値より誘導された富井による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁のデータも併せて示す。

図 3.4(a) より、最大強度時変形  $R_{max}$  では全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁の確率密度の最大値に対応する最大強度時変形が、それぞれ 4.44、4.58、4.77 とほぼ同じ値を示した。また、後積型枠組積造 (MI) 壁の確率密度の最大値に対応する最大強度時変形が 9.17 と他の組積造壁 (RMF、RMP、CM) に比べ大きな値を示した。鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の確率密度の最大値に対応する最大強度時変形も 7.26 となり、組積造壁 (RMF、RMP、CM) に比べ大きな値を示したが、後積型枠組積造 (MI) 壁よりは小さかった。なお、富井による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁<sup>16)</sup>との比較では、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁の確率密度の最大値に対応する最大強度時変形が富井による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁<sup>16)</sup>の値である 4.00 とほぼ同じ値を示した。富井による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁<sup>16)</sup>と本資料による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の確率密度の最大値に対応する最大強度時変形の値が異なるのは、富井による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁<sup>16)</sup>が 1968 年以前の実験値に基づく結果である一方、本資料による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁は 1971 年以降の実験値を用いているため、コンクリートや鉄筋などの材料強度及び軸力等が異なることが要因として考えられる。

図 3.4(b) より、限界変形  $R_u$  では、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁の確率密度の最大値に対応する限界変形が 6.11 と最も小さく、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁の確率密度の最大値に対応する限界変形がそれぞれ 8.22、8.50 とほぼ同じ値を示した。また、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の確率密度の最大値に対応する限界変形は 10.50 と全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁より大きな値を示した。さらに、後積型枠組積造 (MI) 壁の確率密度の最大値に対応する限界変形は 17.68 と鉄筋コンクリート造 (RC) 壁及び他の組積造壁 (RMF、RMP、CM) に比べかなり大きな値を示した。



(a) 最大強度時変形  $R_{max}$



(b) 限界変形  $R_u$

図 3.4 最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$

## (5) 確率密度曲線の最大値に対応する強度と変形

表 3.1 に全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁、後積型枠組積造 (MI) 壁、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の確率密度の最大値に対応する変形を示す。

限界変形  $R_u$  と最大強度時変形  $R_{max}$  の比 ( $R_u/R_{max}$ ) である最大強度時変形に対する塑性率は、全充填型補強組積造 (RMF) 壁が 1.85、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁が 1.33、先積型枠組積造 (CM) 壁が 1.78、後積型枠組積造 (MI) 壁が 1.93 となり、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁は 1.45 であった。この結果より、全充填型補強組積造 (RMF) 壁と先積型枠組積造 (CM) 壁の塑性率は鉄筋コンクリート造 (RC) 壁よりも大きく、部分充填型補強組積造 (RMP) に比べ優れていると言える。一方、後積型枠組積造 (MI) 壁もかなり大きな塑性率を示したが、これは、最大強度時変形  $R_{max}$  と限界変形  $R_u$  が他の組積造壁 (RMF、RMP、CM) に比べ、広く分布しているためである。この要因は、図 1.4(c) で示したように、後積型枠組積造 (MI) 壁の破壊メカニズムが他の組積造壁 (RMF、RMP、CM) と異なるためと言える。

限界変形  $R_u$  と降伏変形  $R_y$  の比 ( $R_u/R_y$ ) である降伏変形に対する塑性率は、全充填型補強組積造 (RMF) 壁が 3.86、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁が 2.61 となり、全充填型補強組積造 (RMF) 壁の方が大きい値を示した。

ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  において、組積造壁 (RMP、CM、MI) は鉄筋コンクリート造 (RC) 壁より小さな値を示した。最大強度  $\tau_{max}$  において、組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) は鉄筋コンクリート造 (RC) 壁より小さな値を示した。ひび割れ変形  $R_{cr}$  において、組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) は鉄筋コンクリート造 (RC) 壁より大きな値を示した。

最大強度時変形  $R_{max}$  について、富井による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁<sup>16)</sup>と比較すると、組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) は富井による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁<sup>16)</sup>より、大きな最大強度時変形  $R_{max}$  の値を示した。富井による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁<sup>16)</sup>のデータが鉄筋コンクリート造の耐震診断基準<sup>17)</sup>に用いられていることから、後述の 3.2 節では、この確率密度の最大値に対応する最大強度時変形  $R_{max}$  の値を用いて、各組積造壁の靱性指標  $F$  と強度寄与係数  $\alpha$  を設定する。

表 3.1 確率密度の最大値に対応する強度と変形のまとめ

	強度											
	ひび割れ				降伏				最大強度			
	$\tau_{cr}$		$\tau_{cr}/F_m, \tau_{cr}/F_c$		$\tau_y$		$\tau_y/F_m, \tau_y/F_c$		$\tau_{max}$		$\tau_{max}/F_m, \tau_{max}/F_c$	
	min.	at peak on PD curve	min.	at peak on PD curve	min.	at peak on PD curve	min.	at peak on PD curve	min.	at peak on PD curve	min.	at peak on PD curve
	max.		max.		max.		max.		max.		max.	
RC	0.38	1.16	0.01	0.05	1.96	2.70	0.09	0.13	0.47	4.18	0.02	0.15
	2.76		0.15		4.10		0.20		7.76		0.24	
RMF	0.50	1.43	0.03	0.06	0.28	0.92	0.02	0.05	0.70	1.93	0.04	0.08
	2.97		0.14		2.11		0.10		3.19		0.17	
RMP	0.11	0.46	0.01	0.04					0.20	0.71	0.01	0.07
	0.94		0.10		1.21	0.20						
CM	0.26	0.72	0.01	0.07					0.08	0.90	0.01	0.08
	1.69		0.18		2.19	0.33						
MI	0.112224	0.47	0.01	0.07					0.18	0.80	0.02	0.10
	1.45		0.21		3.75	0.32						

	変形													
	ひび割れ			降伏		最大強度				限界点				
	$R_{cr} (\times 10^{-3})$			$R_y (\times 10^{-3})$		$R_{max} (\times 10^{-3})$				$R_u (\times 10^{-3})$				
	min.	at peak on PD curve	Ratio to RC	min.	at peak on PD curve	min.	at peak on PD curve	Ratio to RC	Ratio to RC <sup>*1</sup>	min.	at peak on PD curve	$R_u/R_{max}$	$R_u/R_y$	
	max.			max.		max.				max.				
RC	0.07	0.67	1.00	1.36	4.03	3.36	7.26	1.00	1.82	4.00	10.50	1.45	2.61	
	4.53			9.57		22.35				29.85				
RMF	0.64	1.89	2.83	0.41	2.13	1.20	4.44	0.61	1.11	1.68	8.22	1.85	3.86	
	4.83			6.50		13.20				36.07				
RMP	0.19	2.00	2.99					1.27	4.58	0.63	1.15	1.51	6.11	1.33
	4.56			14.29	17.33									
CM	0.07	1.05	1.56					0.97	4.77	0.66	1.19	1.40	8.50	1.78
	3.52			15.19	34.18									
MI	0.08	1.50	2.24					0.64	9.17	1.26	2.29	2.89	17.68	1.93
	5.52			36.90	51.80									

\*1 鉄筋コンクリート造(RC)壁 $R_{max} = 4.0 \times 10^{-3}$  (富井 1968)

### 3.2 分布解析結果の鉄筋コンクリート造耐震診断基準への適用

本節では、鉄筋コンクリート造の耐震診断基準で用いられる靱性指標  $F$  と強度寄与係数  $\alpha$  がせん断破壊する組積造壁にも適用されるとして壁構造形式ごとの値を検討した。

文献<sup>17)</sup>より、鉄筋コンクリート造の耐震診断基準では、構造耐震指標  $I_s$ (3.1式)を用いて耐震性能の評価を行う。

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad (3.1)$$

- $I_s$  : 構造耐震指標
- $E_0$  : 保有性能基本指標
- $S_D$  : 形状指標
- $T$  : 経年指標

(3.1)式の保有性能基本指標  $E_0$  は柱と壁が混在する場合、(3.2)式で表せる。靱性指標  $F$  が 1.0 の時、せん断柱及びせん断壁の終局時変形  $R_{max}$  は 4/1000 (1/250) (rad.) となる。また、曲げ柱の降伏変形は 1/150 (rad.) と想定している。

$$E_0 = \phi_i (C_w + \alpha_1 \cdot C_c) \cdot F_w \quad (3.2)$$

- $\phi_i$  : 強度指標の補正係数
- $C_w$  : 壁の強度指標
- $\alpha_1$  : 柱の強度寄与係数
- $C_c$  : 柱の強度指標
- $F_w$  : 壁の靱性指標

せん断柱の場合、靱性指標  $F$  はせん断終局時の層間変形に基づいて(3.3)式で求められる(図 3.5 参照)。組積造壁においても、せん断柱に準じて、(3.3)式より靱性指標  $F$  が求められるとして以下で検討する。

$$F = 1.0 + 0.27 \frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad (3.3)$$

- $R_{su}$  : 部材のせん断終局時の層間変形
- $R_{250}$  : 基準となる層間変形 = 1/250
- $R_y$  : 層の降伏変形 = 1/150



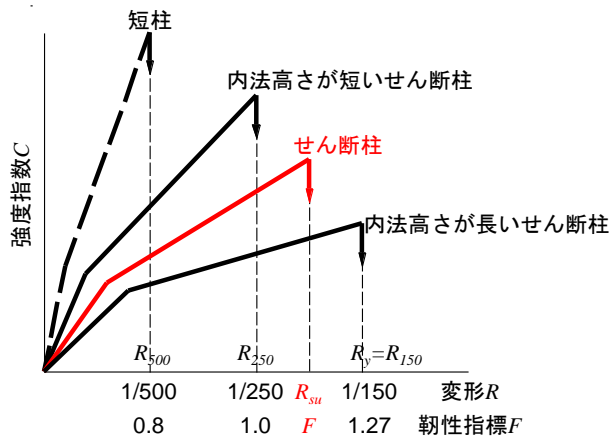


図 3.5 理想化したせん断柱の荷重－変形関係

(1) 組積造壁の靱性指標  $F$

表 3.1 の最大強度時変形  $R_{max}$  における確率密度曲線の最大値に対応する変形を(3.3)式の部材のせん断終局時の層間変形  $R_{su}$  に代入すると、組積造壁ごと (RMF、RMP、CM、MI) の靱性指標  $F$  は表 3.2 となる。全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組組積造 (CM) 壁の靱性指標  $F$  は鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の 1.00 よりやや大きい値となった。一方、後積型枠組組積造 (MI) 壁の靱性指標  $F$  は 1.52 とかなり大きな値となった。これは、前述のように、図 3.4(a) のように後積型枠組組積造 (MI) 壁の確率密度分布は末広がりする形状を有しており、最大強度時変形  $R_{max}$  が他の組積造壁 (RMF、RMP、CM) に比べ、広く分布していることが要因である。また、この現象の要因として、後積型枠組組積造 (MI) 壁の破壊メカニズムが他の組積造壁 (RMF、RMP、CM) に比べ、様々な破壊パターンとなることが考えられる (図 1.4(c) 参照)。組積造壁の最大強度時変形  $R_{max}$  は、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の最大強度時変形  $R_{max}$  より大きいので、靱性指標  $F$  は、表 3.2 に示す通り、1 より大きな値となる。

(2) 組積造壁の強度寄与係数  $\alpha$

文献<sup>17)</sup>より、強度寄与係数  $\alpha$  は、基準となる靱性指標  $F$  (ここでは 1.0) に対応する変形 ( $R_{250}$ ) 時の強度と最大強度の比として図 3.6 及び(3.4)式で得られる。

$$\alpha = \frac{R_{250}}{R_{max}} \quad (3.4)$$

表 3.1 の最大強度時変形  $R_{max}$  における確率密度曲線の最大値に対応する変形を(3.4)式に代入すると、組積造壁ごと (RMF、RMP、CM、MI) の強度寄与係数  $\alpha$  は表 3.3 となる。全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組組積造 (CM)

壁の強度寄与係数  $\alpha$  はほぼ同じ値となったが、後積型枠組組積造 (MI) 壁の強度寄与係数  $\alpha$  は他の組積造壁に比べ、かなり小さい値となった。以上の結果から、せん断破壊する組積造壁においても、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁と同じ靱性指標  $F (=1.0)$  を用い、表 3.3 の強度寄与係数  $\alpha$  を乗じたせん断強度を用いて耐震診断基準を適用すればよい。

表 3.2 組積造壁の靱性指標  $F$

	$R_{max} (\times 10^{-3})$	$F$
RC	4.00 <sup>*1</sup>	1
RMF	4.44	1.04
RMP	4.58	1.06
CM	4.77	1.08
MI	9.17	1.52

\*1 鉄筋コンクリート造 (RC) 壁  $R_{max} = 4.0 \times 10^{-3}$  (富井 1968)

表 3.3 組積造壁の強度寄与係数  $\alpha$

	$R_{max} (\times 10^{-3})$	$\alpha$
RMF	4.44	0.90
RMP	4.58	0.87
CM	4.77	0.84
MI	9.17	0.44

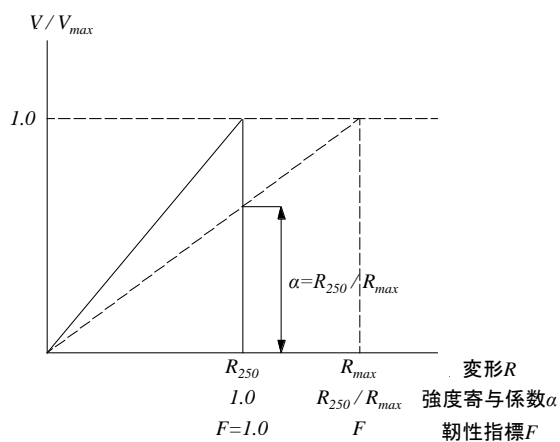


図 3.6 靱性指標  $F$  と強度寄与係数  $\alpha$  の関係

なお、後積型枠組積造（MI）壁の靱性指標  $F$  である 1.52 は、耐震診断基準を拡張して適用する場合としての参考値であり、適用範囲である 1.27 を超えていることから、耐震診断基準の適用範囲外である。後積型枠組積造（MI）壁の場合、鉄筋コンクリート造（RC）壁と同じ靱性指標  $F$ （=1.0）を用い、強度寄与係数  $\alpha$ （0.44）を用いれば、耐震診断基準を適用することができる。

## 第4章 鉄筋コンクリート造（RC）壁の評価式の適用

本章では、補強組積造（RM）壁（全充填型補強組積造（RMF）壁＋部分充填型補強組積造（RMP）壁）及び枠組組積造（FM）壁（先積型枠組組積造（CM）壁＋後積型枠組組積造（MI）壁）について、鉄筋コンクリート造（RC）壁に用いられる評価式と実験値の比較と基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の回帰分析の結果を示す。また、本資料では、以下の5つの係数を用いて評価式及び回帰式と実験値の相関性を示す。

- n : 試験体数
  - MV : 平均値
  - SD : 標準偏差
  - CV : 変動係数
  - R : 重相関係数
  - ERR30 : 実験値と回帰式の比が0.7～1.3（30%）以内となるデータ数の割合
- 標準偏差（SD）は(4.1)式で、変動係数（CV）は(4.2)式より算出した。

$$SD = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (4.1)$$

$$CV = \frac{SD}{MV} \quad (4.2)$$

$x$  : 実験値と評価式・回帰式の比（実験値／評価式 or 回帰式）

#### 4.1 補強組積造 (RM) 壁への適用

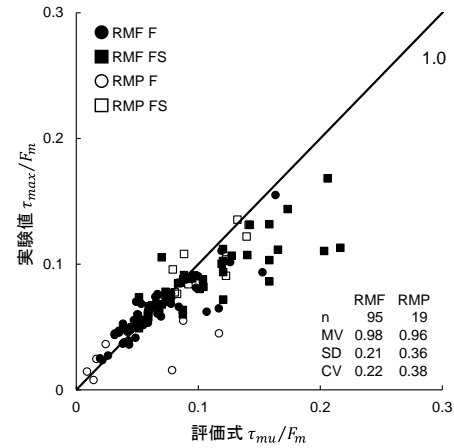
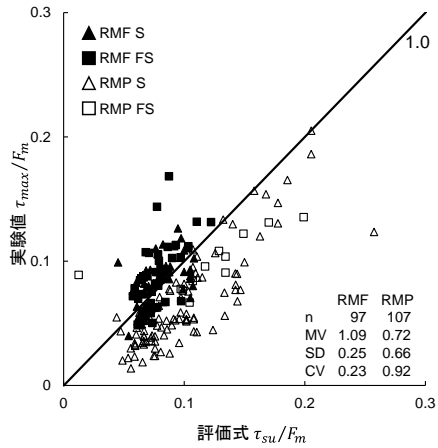
図 4.1 に補強組積造 (RM) 壁 (全充填型補強組積造 (RMF) 壁 + 部分充填型補強組積造 (RMP) 壁) のせん断強度式((2.10)式)と曲げ強度式((2.11)式)と実験値の比較を示す。なお、図 4.1(a)は、せん断破壊型 (S) 及び曲げせん断破壊 (FS) に分類した補強組積造 (RM) 壁を、図 4.1(b)は、曲げせん断破壊 (FS) 及び曲げ破壊 (F) に分類した補強組積造 (RM) 壁を示す。せん断強度式((2.10)式)との比較より、変動係数 (CV) が全充填型補強組積造 (RMF) 壁は 0.23 であるのに対し、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁は 0.92 となり、全充填型補強組積造 (RMF) 壁の方がせん断強度式とよく対応している。また、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁の実験値はばらつく結果となった。曲げ強度式((2.11)式)においても、変動係数 (CV) が全充填型補強組積造 (RMF) 壁は 0.22、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁は 0.38 となり、全充填型補強組積造 (RMF) 壁の方が曲げ強度式とよく対応する結果となった。

図 4.2 に曲げ破壊 (F) 及び曲げせん断破壊 (FS) に分類した補強組積造 (RM) 壁 (全充填型補強組積造 (RMF) 壁 + 部分充填型補強組積造 (RMP) 壁) の基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の回帰分析の結果を示す。なお、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の回帰分析の結果には回帰式と偏相関行列の大きい順に回帰式の影響因子の適用範囲も併せて示す。基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の回帰分析では、変動係数 (CV) が 0.30、30%以内のデータ数 (ERR30) が 76%であった。

図 4.1(b)、図 4.2 より、曲げ破壊 (F) 及び曲げせん断破壊 (FS) する補強組積造 (RM) 壁は、曲げ強度式((2.11)式)と回帰式がほぼ同じ精度で基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  を推定しうる。また、全充填型補強組積造 (RMF) 壁は、せん断強度式((2.10)式)とも良い対応を示した。

$$\tau_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_m + 18)}{h/L + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \times 0.9$$

$$\tau_{mu} = (\Sigma a_t \cdot \sigma_y + 0.5 \Sigma a_v \cdot \sigma_{vy} + 0.5 N) \times 0.9 / h / t_e$$



(a) せん断強度式との比較

(b) 曲げ強度式との比較

図 4.1 評価式と実験値の比較 (補強組積造 (RM) 壁)

$$\text{回帰式} \quad \frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.080 - 0.033 \frac{h}{L} + 0.30 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.21 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}$$

$$\text{適用範囲} \quad \frac{h}{L} : 0.41 \sim 2.21, \quad \frac{\sigma_0}{F_m} : -0.02 \sim 0.26, \quad \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} : 0.00 \sim 0.20$$

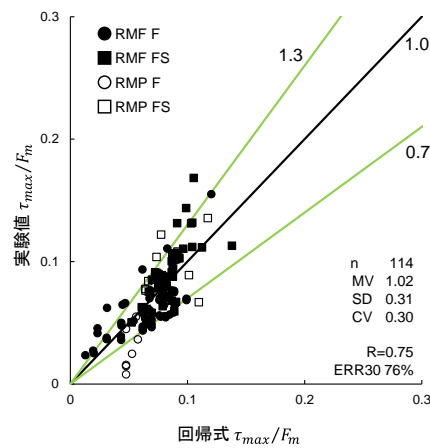


図 4.2 基準化最大強度の回帰分析  
(補強組積造 (RM) 壁)

## 4.2 枠組組積造 (FM) 壁への適用

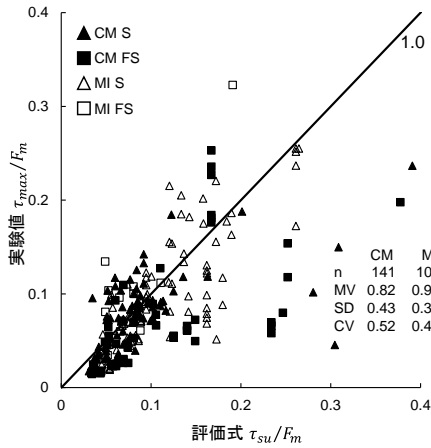
図 4.3 に枠組組積造 (FM) 壁 (先積型枠組組積造 (CM) 壁 + 後積型枠組組積造 (MI) 壁) のせん断強度式((2.10)式)と曲げ強度式((2.11)式)と実験値の比較を示す。なお、図 4.3(a)は、せん断破壊型 (S) 及び曲げせん断破壊 (FS) に分類した枠組組積造 (FM) 壁を、図 4.3(b)は、曲げせん断破壊 (FS) 及び曲げ破壊 (F) に分類した枠組組積造 (FM) 壁を示す。せん断強度式((2.10)式)との比較より、変動係数 (CV) が先積型枠組組積造 (CM) 壁は 0.52、後積型枠組組積造 (MI) 壁は 0.41 となった。また、曲げ強度式((2.11)式)との比較より、変動係数 (CV) が先積型枠組組積造 (CM) 壁は 0.22、後積型枠組組積造 (MI) 壁は 0.81 となり、先積型枠組組積造 (CM) 壁の方が曲げ強度式と良い対応を示した。これは、後積型枠組組積造 (MI) 壁は他の組積造壁 (RMF、RMP、CM) に比べ異なる破壊メカニズムを有する (図 1.4(c)参照) ことが要因として考えられる。

図 4.4 に曲げ破壊 (F) 及び曲げせん断破壊 (FS) に分類した枠組組積造 (FM) 壁 (先積型枠組組積造 (CM) 壁 + 後積型枠組組積造 (MI) 壁) の基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の回帰分析の結果を示す。なお、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の回帰分析の結果には回帰式と偏相関行列の大きい順に回帰式の影響因子の適用範囲も併せて示す。基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の回帰分析では、変動係数 (CV) が 0.30、30%以内のデータ数 (ERR30) が 70%であった。

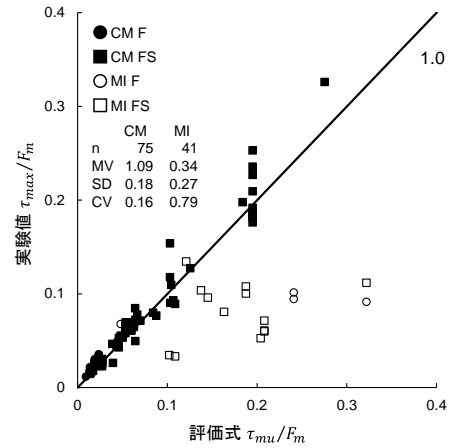
図 4.3(b)、図 4.4 より、曲げ破壊 (F) 及びせん断破壊 (FS) する先積型枠組組積造 (CM) 壁は、曲げ強度式((2.11)式)と回帰式がほぼ同じ精度で基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  を推定しうる。

$$\tau_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_m + 18)}{h/L + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \times 0.9$$

$$\tau_{mu} = (\Sigma a_t \cdot \sigma_y + 0.5 \Sigma a_v \cdot \sigma_{vy} + 0.5 N) \times 0.9 / h / t_e$$



(a) せん断強度式との比較



(b) 曲げ強度式との比較

図 4.3 評価式と実験値の比較 (枠組積造 (FM) 壁)

$$\text{回帰式 } \frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.050 - 0.13 \frac{c p_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m} + 0.23 \frac{\sigma_0}{F_m} - 0.014 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}$$

$$\text{適用範囲 } \frac{c p_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m}: 0.00 \sim 1.81, \quad \frac{\sigma_0}{F_m}: -0.01 \sim 1.45, \quad \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.11 \sim 4.39$$

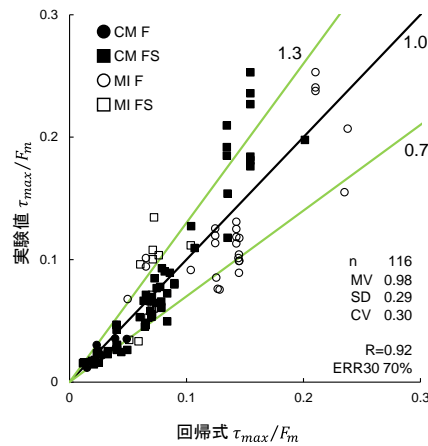


図 4.4 基準化最大強度の回帰分析  
(枠組積造 (FM) 壁)



## 第5章 補強組積造 (RM) 壁の強度・変形の回帰分析

本章では、補強組積造 (RM) 壁 (全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁) の強度と変形に関する回帰分析結果と回帰式を示す。なお、回帰分析の結果には回帰式と偏相関行列の大きい順に回帰式の影響因子の適用範囲も併せて示す。また、第4章と同様に、以下の5つの係数を用いて、回帰式と実験値の相関性を示す。

- $n$  : 試験体数
- $MV$  : 平均値
- $SD$  : 標準偏差
- $CV$  : 変動係数
- $R$  : 重相関係数
- $ERR30$  : 実験値と回帰式の比が 0.7~1.3 (30%) 以内となるデータ数の割合

### 5.1 補強組積造 (RM) 壁のひび割れ強度・変形

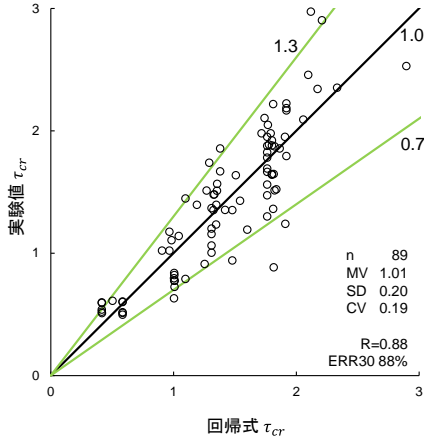
本節では、せん断破壊 (S)、曲げせん断破壊 (FS)、曲げ破壊 (F) 全ての補強組積造 (RM) 壁 (全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁) において、ひび割れ時における強度と変形の回帰分析と回帰式を示す。なお、ひび割れ時における実験データは、2.1 節に示すように、文献中に強度又は変形のどちらかの値が示されている場合はその値を採用した。また、実験結果である履歴曲線のグラフがある場合は、記載がない方のデータを読み取ったが、グラフの記載がない場合は値が示されている強度 (又は変形) のみを採用した。このため、強度と変形のデータ数が対をなしていない。

図 5.1 に全充填型補強組積造 (RMF) 壁のひび割れ強度  $\tau_{cr}$ 、基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$ 、ひび割れ変形  $R_{cr}$  の回帰分析の結果を示す。ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  の変動係数 (CV) は 0.19、30% 以内のデータ数 (ERR30) は 88% であった。基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$  の変動係数 (CV) は、0.18、30% 以内のデータ数 (ERR30) は 91% であった。ひび割れ変形  $R_{cr}$  の変動係数 (CV) は、0.44、30% 以内のデータ数 (ERR30) は 67% であった。

図 5.2 に部分充填型補強組積造 (RMP) 壁のひび割れ強度  $\tau_{cr}$ 、基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$ 、ひび割れ変形  $R_{cr}$  の回帰分析の結果を示す。ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  の変動係数 (CV) は 0.37、30% 以内のデータ数 (ERR30) は 60% であった。基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$  の変動係数 (CV) は、0.41、30% 以内のデータ数 (ERR30) は 64% であった。ひび割れ変形  $R_{cr}$  の変動係数 (CV) は、0.51、30% 以内のデータ数 (ERR30) は 57% であった。

$$\text{回帰式 } \tau_{cr} = 0.43 - 1.2 \frac{h}{L} + 6.6 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.35 \sqrt{F_m}$$

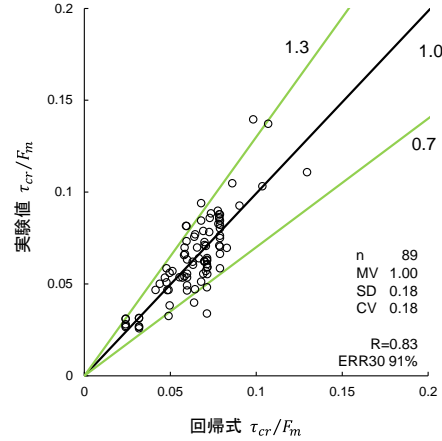
適用範囲  $\frac{h}{L}: 0.41 \sim 1.71, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.26, \sqrt{F_m}: 3.62 \sim 5.88$



(a) ひび割れ強度  $\tau_{cr}$

$$\text{回帰式 } \frac{\tau_{cr}}{F_m} = 0.14 - 0.057 \frac{h}{L} + 0.30 \frac{\sigma_0}{F_m} - 0.0090 \sqrt{F_m}$$

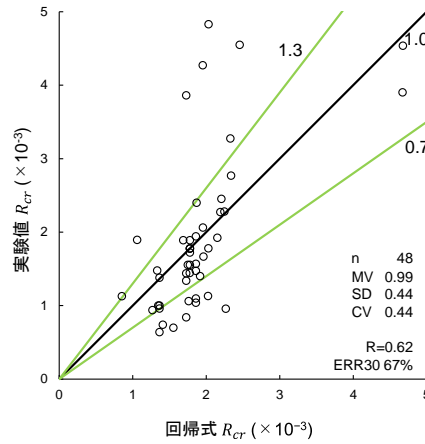
適用範囲  $\frac{h}{L}: 0.41 \sim 1.71, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.26, \sqrt{F_m}: 3.62 \sim 5.88$



(b) 基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$

$$\text{回帰式 } R_{cr} = -1.6 + 2.0 \frac{h}{L} + 0.43 \sqrt{F_m} - 2.4 \frac{\sigma_0}{F_m}$$

適用範囲  $\frac{h}{L}: 0.41 \sim 2.10, \sqrt{F_m}: 3.62 \sim 5.88, \frac{\sigma_0}{F_m}: -0.02 \sim 0.26$



(c) ひび割れ変形  $R_{cr}$

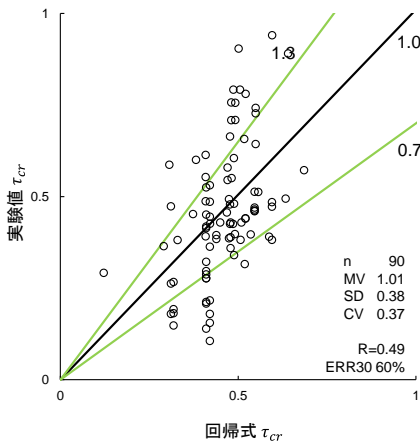
図 5.1 ひび割れ時における強度と変形の回帰分析  
(全充填型補強組積造 (RMF) 壁)

回帰式  $\tau_{cr} = -0.14 + 3.2 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} + 0.16 \sqrt{F_m} - 0.048 \frac{h}{L}$

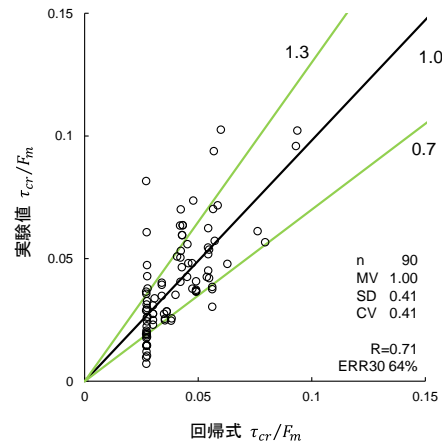
適用範囲  $\frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.14, \sqrt{F_m}: 1.89 \sim 4.30, \frac{h}{L}: 0.41 \sim 2.37$

回帰式  $\frac{\tau_{cr}}{F_m} = 0.027 + 0.46 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} + 0.035 \frac{A_c}{A_w} + 0.0048 \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}$

適用範囲  $\frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.14, \frac{A_c}{A_w}: 0.00 \sim 0.42, \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}: 0.00 \sim 0.18$



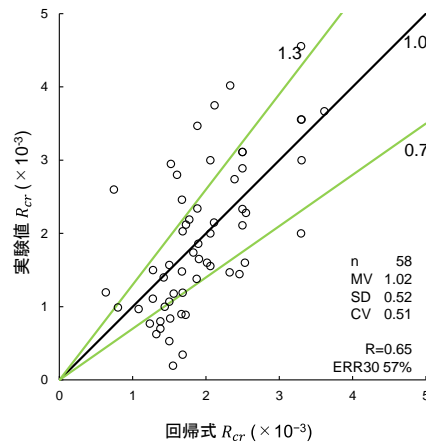
(a) ひび割れ強度  $\tau_{cr}$



(b) 基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$

回帰式  $R_{cr} = 2.0 + 13 \frac{\sigma_0}{F_m} - 28 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} - 5.2 \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}$

適用範囲  $\frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.16, \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.06, \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}: 0.01 \sim 0.18$



(c) ひび割れ変形  $R_{cr}$

図 5.2 ひび割れ時における強度と変形の回帰分析  
(部分充填型補強組積造 (RMP) 壁)

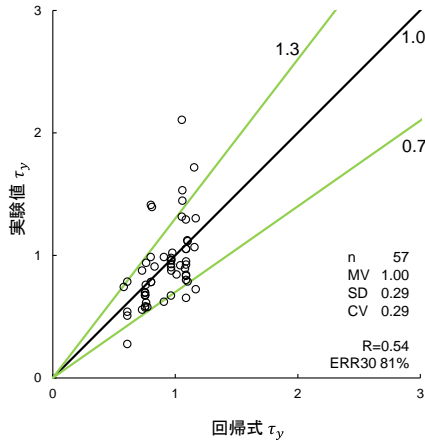
## 5.2 全充填型補強組積造（RMF）壁の降伏強度・変形

本節では、せん断破壊（S）、曲げせん断破壊（FS）、曲げ破壊（F）全ての全充填型補強組積造（RMF）壁において、降伏時における強度と変形の回帰分析と回帰式を示す。なお、降伏時における実験データは、2.1 節に示すように、文献中に強度又は変形のどちらかの値が示されている場合はその値を採用した。また、実験結果である履歴曲線のグラフがある場合は、記載がない方のデータを読み取ったが、グラフの記載がない場合は値が示されている強度（又は変形）のみを採用した。このため、強度と変形のデータ数が対をなしていない。

図 5.3 に全充填型補強組積造（RMF）壁の降伏強度  $\tau_y$ 、基準化降伏強度  $\tau_y/F_m$ 、降伏変形  $R_y$  の回帰分析の結果を示す。降伏強度  $\tau_y$  の変動係数（CV）は、0.29、30%以内のデータ数（ERR30）は 81%であった。基準化降伏強度  $\tau_y/F_m$  の変動係数（CV）は、0.31、30%以内のデータ数（ERR30）は 70%であった。降伏変形  $R_y$  の変動係数（CV）は、0.34、30%以内のデータ数（ERR30）は 58%であった。

回帰式  $\tau_y = 0.37 + 5.0 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.058\sqrt{F_m} - 0.36 \frac{A_c}{A_w}$

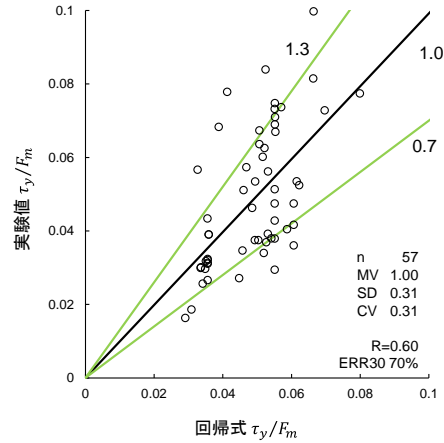
適用範囲  $\frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.11, \sqrt{F_m}: 3.62 \sim 5.58, \frac{A_c}{A_w}: 0.00 \sim 0.35$



(a) 降伏強度  $\tau_y$

回帰式  $\frac{\tau_y}{F_m} = 0.019 + 0.29 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.17 \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m} + 0.0034 \frac{h}{L}$

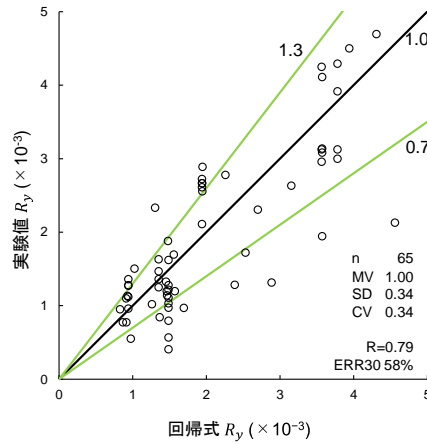
適用範囲  $\frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.11, \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}: 0.01 \sim 0.16, \frac{h}{L}: 0.45 \sim 2.21$



(b) 基準化降伏強度  $\tau_y/F_m$

回帰式  $R_y = -0.97 + 2.3 \frac{h}{L} - 5.1 \frac{A_c}{A_w} + 8.3 \frac{\sigma_0}{F_m}$

適用範囲  $\frac{h}{L}: 0.45 \sim 2.21, \frac{A_c}{A_w}: 0.00 \sim 0.35, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.11$



(c) 降伏変形  $R_y$

図 5.3 降伏時における強度と変形の回帰分析  
(全充填型補強組積造 (RMF) 壁)

### 5.3 せん断破壊する補強組積造 (RM) 壁の最大強度・変形と限界変形

本節では、せん断破壊型 (S) 及び曲げせん断破壊 (FS) に分類した補強組積造 (RM) 壁 (全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁) の最大強度点と限界点における強度と変形の回帰分析と回帰式を示す。

図 5.4 に全充填型補強組積造 (RMF) 壁の基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$ 、最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の回帰分析の結果を示す。基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の変動係数 (CV) は 0.17、30%以内のデータ数 (ERR30) は 92%であった。最大強度時変形  $R_{max}$  の変動係数 (CV) は、0.41、30%以内のデータ数 (ERR30) は 57%であった。限界変形  $R_u$  の変動係数 (CV) は、0.57、30%以内のデータ数 (ERR30) は 48%であった。

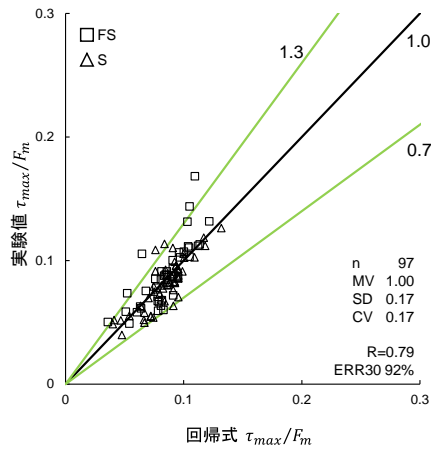
図 5.5 に部分充填型補強組積造 (RMP) 壁の基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$ 、最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の回帰分析の結果を示す。基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の変動係数 (CV) は 0.39、30%以内のデータ数 (ERR30) は 60%であった。最大強度時変形  $R_{max}$  の変動係数 (CV) は、0.43、30%以内のデータ数 (ERR30) は 57%であった。限界変形  $R_u$  の変動係数 (CV) は、0.42、30%以内のデータ数 (ERR30) は 51%であった。

$$\text{回帰式 } \frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.11 + 0.42 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} - 0.059 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} + 0.051 \frac{\sigma_0}{F_m}$$

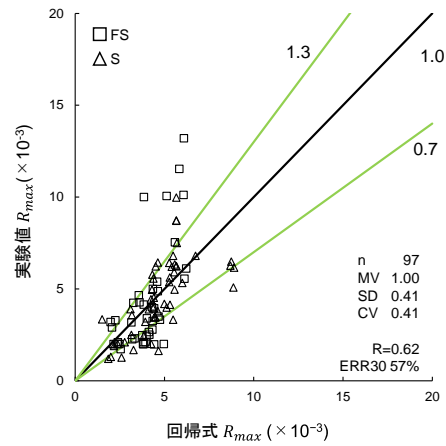
$$\text{適用範囲 } \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.12, \quad \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.41 \sim 1.52, \quad \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.26$$

$$\text{回帰式 } R_{max} = -0.71 + 5.5 \frac{h}{L} + 31 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} - 0.60 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}$$

$$\text{適用範囲 } \frac{h}{L}: 0.41 \sim 1.71, \quad \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.12, \quad \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.41 \sim 1.52$$



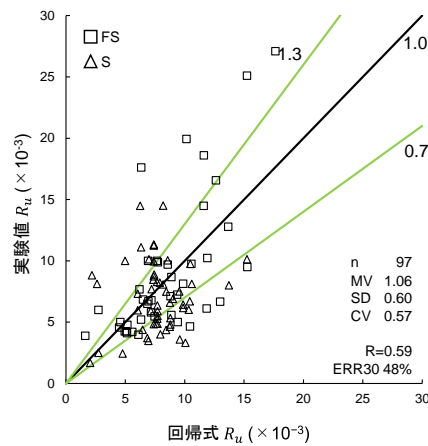
(a) 基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$



(b) 最大強度時変形  $R_{max}$

$$\text{回帰式 } R_u = -0.16 + 77 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} + 7.7 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} - 18 \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}$$

$$\text{適用範囲 } \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.12, \quad \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.41 \sim 1.52, \quad \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}: 0.01 \sim 0.10$$



(c) 限界変形  $R_u$

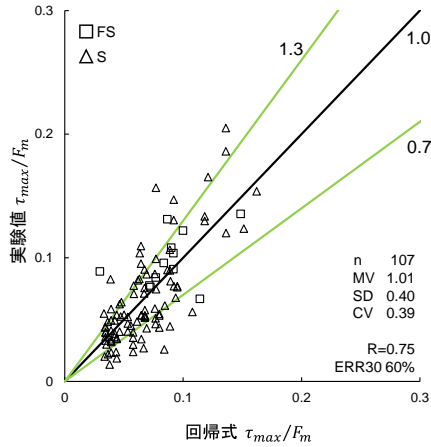
図 5.4 最大強度、限界点における強度と変形の回帰分析  
(全充填型補強組積造 (RMF) 壁) (S, FS)

$$\text{回帰式 } \frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.022 + 0.80 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} + 0.14 \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m} + 0.0095 \frac{h}{L}$$

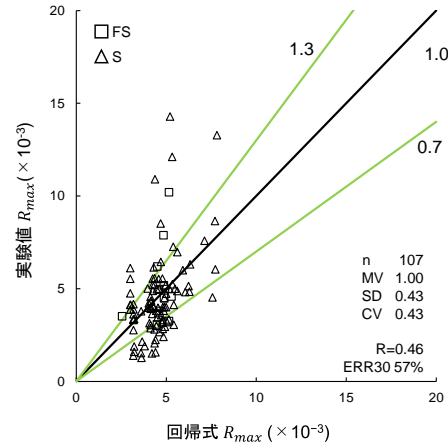
$$\text{適用範囲 } \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.14, \quad \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}: 0.00 \sim 0.24, \quad \frac{h}{L}: 0.41 \sim 2.37$$

$$\text{回帰式 } R_{max} = 2.0 + 14 \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m} + 1.3 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} + 0.49 \frac{h}{L}$$

$$\text{適用範囲 } \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}: 0.00 \sim 0.24, \quad \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.14 \sim 3.98, \quad \frac{h}{L}: 0.41 \sim 2.37$$



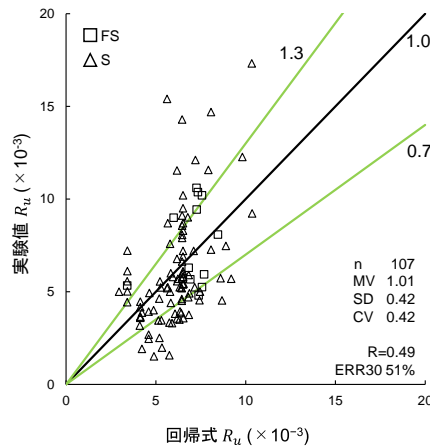
(a) 基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$



(b) 最大強度時変形  $R_{max}$

$$\text{回帰式 } R_u = 4.2 + 30 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} - 17 \frac{\sigma_0}{F_m} + 2.3 \frac{h}{L}$$

$$\text{適用範囲 } \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.14, \quad \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.34, \quad \frac{h}{L}: 0.41 \sim 2.37$$



(c) 限界変形  $R_u$

図 5.5 最大強度、限界点における強度と変形の回帰分析  
(部分充填型補強組積造 (RMP) 壁) (S, FS)



#### 5.4 曲げ破壊する全充填型補強組積造（RMF）壁の最大強度・変形と限界変形

本節では、曲げ破壊（F）に分類した全充填型補強組積造（RMF）壁の最大強度点と限界点における強度と変形の回帰分析と回帰式を示す。

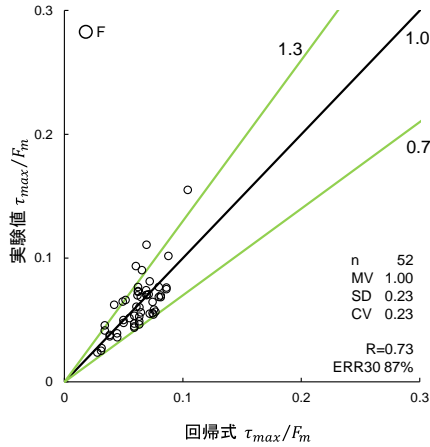
図 5.6 に曲げ破壊（F）に分類した全充填型補強組積造（RMF）壁の基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$ 、最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の回帰分析の結果を示す。基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の変動係数（CV）は 0.23、30%以内のデータ数（ERR30）は 87%であった。最大強度時変形  $R_{max}$  の変動係数（CV）は、0.50、30%以内のデータ数（ERR30）は 52%であった。限界変形  $R_u$  の変動係数（CV）は、0.30、30%以内のデータ数（ERR30）は 69%であった。

$$\text{回帰式 } \frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.069 - 0.021 \frac{h}{L} + 0.16 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.21 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}$$

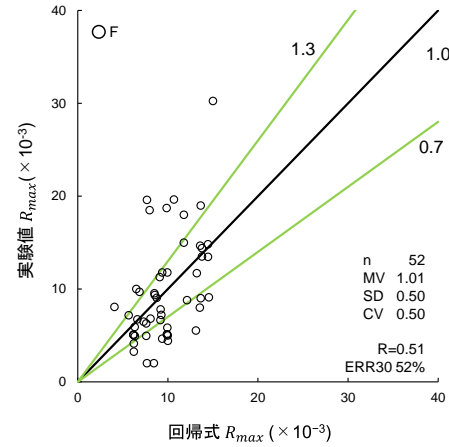
$$\text{適用範囲 } \frac{h}{L}: 0.62 \sim 2.21, \quad \frac{\sigma_0}{F_m}: -0.02 \sim 0.19, \quad \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}: 0.02 \sim 0.20$$

$$\text{回帰式 } R_{max} = 0.47 + 39 \frac{\sigma_0}{F_m} + 4.9 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} + 15 \frac{A_c}{A_w}$$

$$\text{適用範囲 } \frac{\sigma_0}{F_m}: -0.02 \sim 0.19, \quad \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.60 \sim 2.40, \quad \frac{A_c}{A_w}: 0.00 \sim 0.35$$



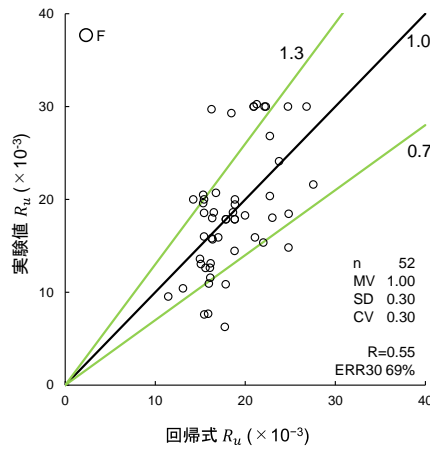
(a) 基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$



(b) 最大強度時変形  $R_{max}$

$$\text{回帰式 } R_u = 8.0 + 6.1 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} - 24 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} + 2.8 \frac{h}{L}$$

$$\text{適用範囲 } \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.60 \sim 2.4, \quad \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m}: 0.02 \sim 0.20, \quad \frac{h}{L}: 0.62 \sim 2.21$$



(c) 限界変形  $R_u$

図 5.6 最大強度、限界点における強度と変形の回帰分析  
(全充填型補強組積造 (RMF) 壁) (F)

## 第6章 枠組組積造（FM）壁の強度・変形の回帰分析

本章では、枠組組積造（FM）壁（先積型枠組組積造（CM）壁、後積型枠組組積造（MI）壁）の強度と変形に関する回帰分析結果と回帰式を示す。なお、回帰分析の結果には回帰式と偏相関行列の大きい順に回帰式の影響因子の適用範囲も併せて示す。また、第4章、第5章と同様に、以下の5つの係数を用いて、回帰式と実験値の相関性を示す。

- $n$  : 試験体数
- $MV$  : 平均値
- $SD$  : 標準偏差
- $CV$  : 変動係数
- $R$  : 重相関係数
- $ERR30$  : 実験値と回帰式の比が0.7~1.3（30%）以内となるデータ数の割合

### 6.1 枠組組積造（FM）壁のひび割れ強度・変形

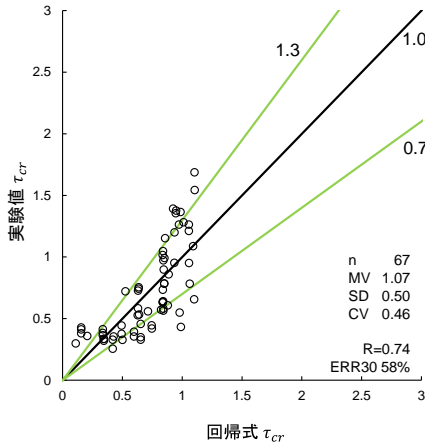
本節では、せん断破壊（S）、曲げせん断破壊（FS）、曲げ破壊（F）全ての枠組組積造（FM）壁（先積型枠組組積造（CM）壁、後積型枠組組積造（MI）壁）において、ひび割れ時における強度と変形の回帰分析と回帰式を示す。なお、ひび割れ時における実験データは、2.1節に示すように、文献中に強度又は変形のどちらかの値が示されている場合はその値を採用した。また、実験結果である履歴曲線のグラフがある場合は、記載がない方のデータを読み取ったが、グラフの記載がない場合は値が示されている強度（又は変形）のみを採用した。このため、強度と変形のデータ数が対をなしていない。

図6.1に先積型枠組組積造（CM）壁のひび割れ強度  $\tau_{cr}$ 、基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$ 、ひび割れ変形  $R_{cr}$  の回帰分析の結果を示す。ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  の変動係数（CV）は0.46、30%以内のデータ数（ERR30）は58%であった。基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$  の変動係数（CV）は、0.44、30%以内のデータ数（ERR30）は61%であった。ひび割れ変形  $R_{cr}$  の変動係数（CV）は、0.59、30%以内のデータ数（ERR30）は58%であった。

図6.2に後積型枠組組積造（MI）壁のひび割れ強度  $\tau_{cr}$ 、基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$ 、ひび割れ変形  $R_{cr}$  の回帰分析の結果を示す。ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  の変動係数（CV）は0.51、30%以内のデータ数（ERR30）は37%であった。基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$  の変動係数（CV）は、0.44、30%以内のデータ数（ERR30）は54%であった。ひび割れ変形  $R_{cr}$  の変動係数（CV）は、0.88、30%以内のデータ数（ERR30）は25%であった。

$$\text{回帰式 } \tau_{cr} = 1.2 - 0.085 \frac{F_c}{F_m} - 0.56 \frac{h}{L} + 1.8 \frac{cP_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m}$$

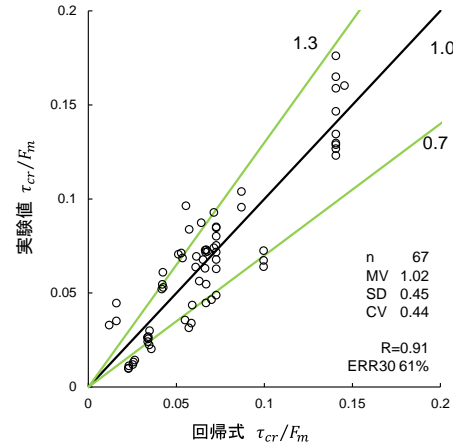
$$\text{適用範囲 } \frac{F_c}{F_m}: 0.55 \sim 16.85, \quad \frac{h}{L}: 0.27 \sim 1.56, \quad \frac{cP_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.59$$



(a) ひび割れ強度  $\tau_{cr}$

$$\text{回帰式 } \frac{\tau_{cr}}{F_m} = 0.028 + 0.47 \frac{A_c}{A_w} + 0.50 \frac{\sigma_0}{F_m} - 0.064 \frac{h}{L}$$

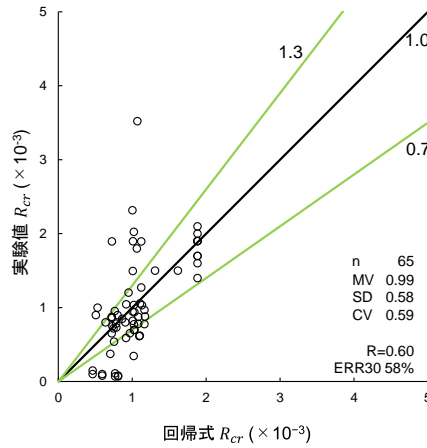
$$\text{適用範囲 } \frac{h}{L}: 0.27 \sim 1.56, \quad \frac{A_c}{A_w}: 0.03 \sim 0.22, \quad \frac{\sigma_0}{F_m}: -0.01 \sim 0.18$$



(b) 基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$

$$\text{回帰式 } R_{cr} = -0.33 + 4.5 \frac{pte \cdot \sigma_y}{F_m} + 2.1 \frac{cP_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m} + 0.18 \sqrt{F_m}$$

$$\text{適用範囲 } \frac{pte \cdot \sigma_y}{F_m}: 0.01 \sim 0.27, \quad \frac{cP_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m}: 0.03 \sim 0.59, \quad \sqrt{F_m}: 1.61 \sim 7.78$$

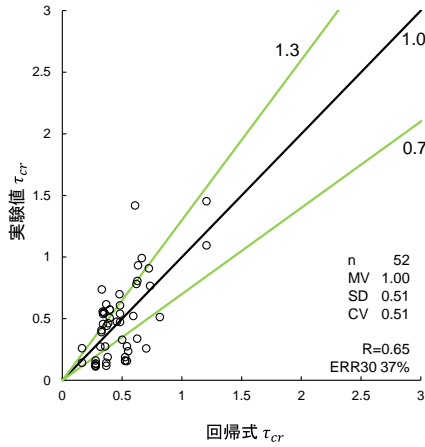


(c) ひび割れ変形  $R_{cr}$

図 6.1 ひび割れ時における強度と変形の回帰分析  
(先積型枠組積造 (CM) 壁)

回帰式  $\tau_{cr} = -0.056 - 0.70 \frac{h}{L} + 0.29 \sqrt{F_m} + 0.52 \frac{\sigma_0}{F_m}$

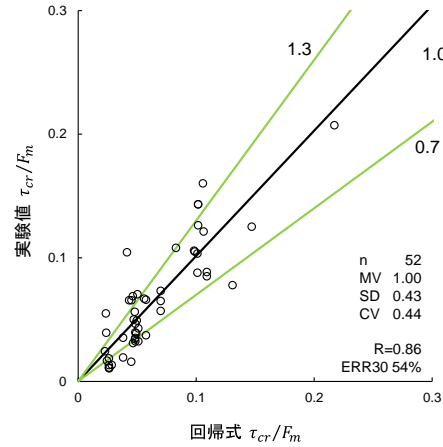
適用範囲  $\frac{h}{L}: 0.32 \sim 0.91, \sqrt{F_m}: 1.28 \sim 5.81, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.01 \sim 1.45$



(a) ひび割れ強度  $\tau_{cr}$

回帰式  $\frac{\tau_{cr}}{F_m} = 0.074 + 0.22 \frac{\sigma_0}{F_m} - 0.0064 \frac{F_c}{F_m} - 0.053 \frac{h}{L}$

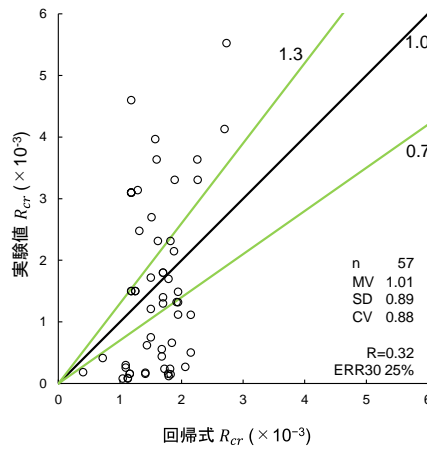
適用範囲  $\frac{\sigma_0}{F_m}: 0.01 \sim 1.45, \frac{F_c}{F_m}: 0.86 \sim 25.66, \frac{h}{L}: 0.32 \sim 0.91$



(b) 基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m$

回帰式  $R_{cr} = 0.82 - 0.79 \frac{h}{L} - 0.076 \frac{F_c}{F_m} + 7.6 \frac{A_c}{A_w}$

適用範囲  $\frac{h}{L}: 0.32 \sim 0.91, \frac{F_c}{F_m}: 1.26 \sim 25.66, \frac{A_c}{A_w}: 0.12 \sim 0.35$



(c) ひび割れ変形  $R_{cr}$

図 6.2 ひび割れ時における強度と変形の回帰分析  
(後積型枠組積造 (MI) 壁)

## 6.2 せん断破壊する枠組組積造（FM）壁の最大強度・変形と限界変形

本節では、せん断破壊型（S）及び曲げせん断破壊（FS）に分類した枠組組積造（FM）壁（先積型枠組組積造（CM）壁、後積型枠組組積造（MI）壁）の最大強度と限界点における強度と変形の回帰分析と回帰式を示す。

図 6.3 に先積型枠組組積造（CM）壁の基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$ 、最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の回帰分析の結果を示す。基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の変動係数（CV）は 0.32、30% 以内のデータ数（ERR30）は 66%であった。最大強度時変形  $R_{max}$  の変動係数（CV）は、0.53、30%以内のデータ数（ERR30）は 48%であった。限界変形  $R_u$  の変動係数（CV）は、0.53、30%以内のデータ数（ERR30）は 53%であった。

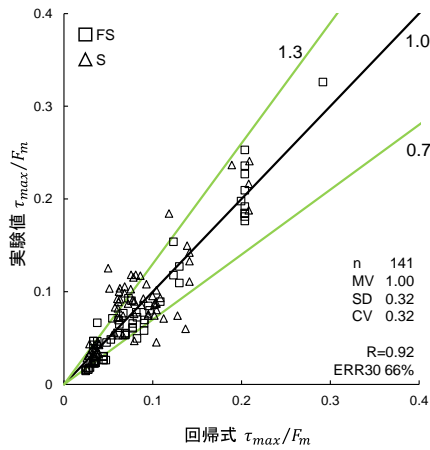
図 6.4 に後積型枠組組積造（MI）壁の基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$ 、最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の回帰分析の結果を示す。基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の変動係数（CV）は 0.31、30% 以内のデータ数（ERR30）は 70%であった。最大強度時変形  $R_{max}$  の変動係数（CV）は、0.59、30%以内のデータ数（ERR30）は 44%であった。限界変形  $R_u$  の変動係数（CV）は、0.51、30%以内のデータ数（ERR30）は 46%であった。

$$\text{回帰式 } \frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.015 + 0.66 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.064 \frac{c p_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m} + 0.20 \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}$$

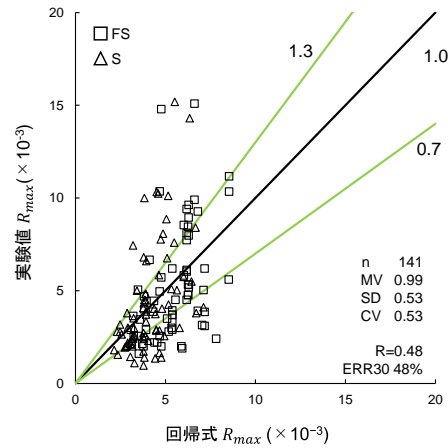
$$\text{適用範囲 } \frac{\sigma_0}{F_m} : -0.01 \sim -0.20, \quad \frac{c p_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m} : 0.01 \sim 1.81, \quad \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m} : 0.00 \sim 0.27$$

$$\text{回帰式 } R_{max} = 1.1 + 1.2 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} + 13 \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m} + 6.5 \frac{A_c}{A_w}$$

$$\text{適用範囲 } \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} : 0.29 \sim 4.39, \quad \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m} : 0.00 \sim 0.27, \quad \frac{A_c}{A_w} : 0.03 \sim 0.31$$



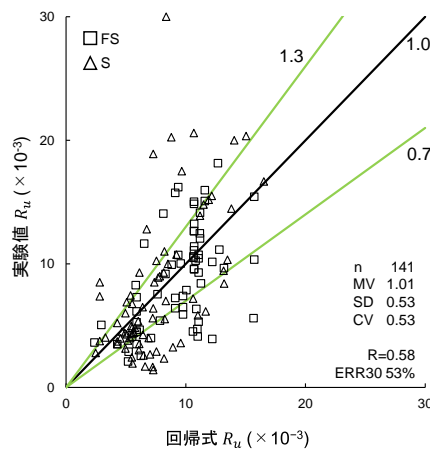
(a) 基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$



(b) 最大強度時変形  $R_{max}$

$$\text{回帰式 } R_u = 4.1 + 2.7 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} - 41 \frac{\sigma_0}{F_m} + 48 \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}$$

$$\text{適用範囲 } \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} : 0.29 \sim 4.39, \quad \frac{\sigma_0}{F_m} : -0.01 \sim -0.20, \quad \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m} : 0.00 \sim 0.27$$

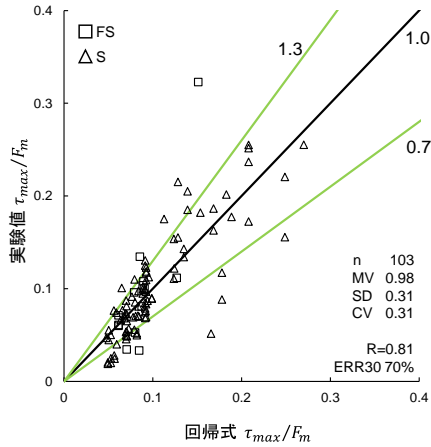


(c) 限界変形  $R_u$

図 6.3 最大強度、限界点における強度と変形の回帰分析  
(先積型枠組積造 (CM) 壁) (S, FS)

$$\text{回帰式 } \frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.024 + 0.17 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.0068 \frac{F_c}{F_m} + 0.090 \frac{A_c}{A_w}$$

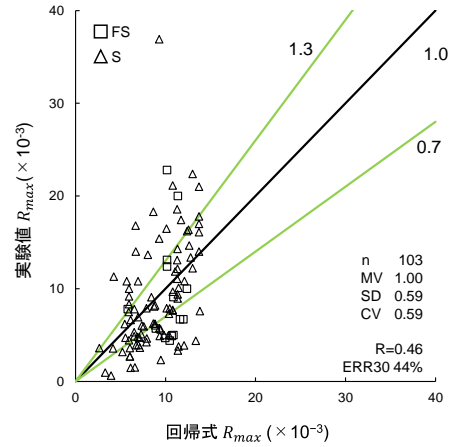
$$\text{適用範囲 } \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.01 \sim 0.71, \quad \frac{F_c}{F_m}: 0.72 \sim 33.33, \quad \frac{A_c}{A_w}: 0.11 \sim 0.50$$



(a) 基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$

$$\text{回帰式 } R_{max} = 3.0 - 6.4 \frac{cP_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m} - 13 \frac{\sigma_0}{F_m} + 13 \frac{h}{L}$$

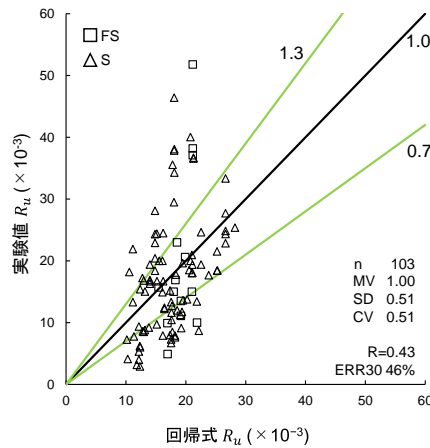
$$\text{適用範囲 } \frac{cP_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m}: 0.02 \sim 1.08, \quad \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.71, \quad \frac{h}{L}: 0.320 \sim 1.36$$



(b) 最大強度時変形  $R_{max}$

$$\text{回帰式 } R_u = 17 - 7.4 \frac{cP_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m} + 44 \frac{P_{te} \cdot \sigma_y}{F_m} - 20 \frac{\sigma_0}{F_m}$$

$$\text{適用範囲 } \frac{cP_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m}: 0.02 \sim 1.08, \quad \frac{P_{te} \cdot \sigma_y}{F_m}: 0.02 \sim 0.36, \quad \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.71$$



(c) 限界変形  $R_u$

図 6.4 最大強度、限界点における強度と変形の回帰分析  
(後積型枠組積造 (MI) 壁) (S, FS)

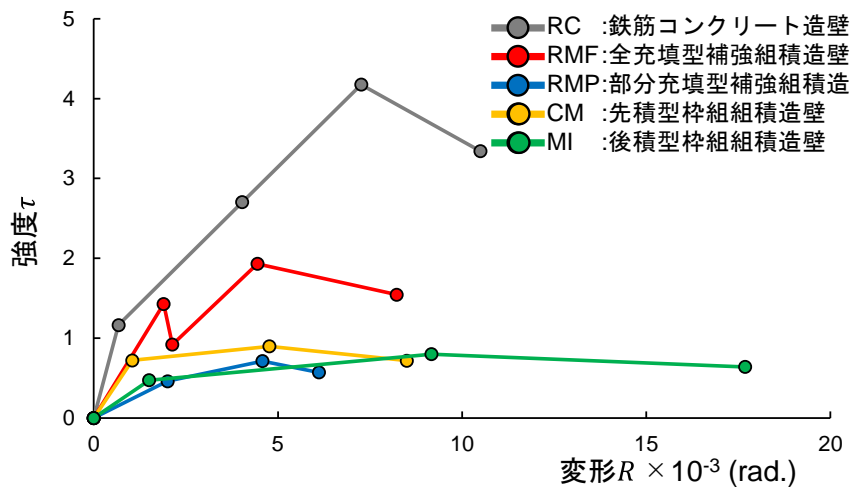


## 第7章 分析結果のまとめ

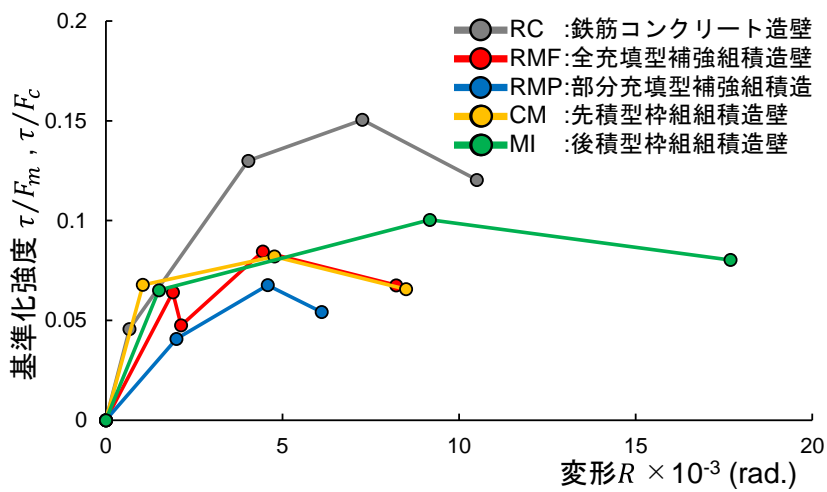
本章では、第3章～第6章の分析結果について考察とまとめを行う。

### 7.1 強度・変形の実験値の分析

本節では、3.1節の強度・変形の実験値の分布について考察とまとめを行う。図7.1に表3.1より得られた確率密度曲線の最大値に対応する強度と変形より、組積造壁(RMF、RMP、CM、MI)と鉄筋コンクリート造(RC)壁の復元力特性を示す。



(a) 強度  $\tau$



(b) 基準化強度  $\tau/F_m, \tau/F_c$

図7.1 確率密度曲線の最大値に対応する強度と変形による復元力特性

### (1) ひび割れ時の強度と変形

図 3.1(a)より、ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  では全充填型補強組積造 (RMF) 壁と鉄筋コンクリート造 (RC) 壁が他の組積造壁 (RMP、CM、MI) に比べ大きな値を示した。一方、図 3.1(b)より、基準化ひび割れ強度  $\tau_{cr}/F_m \cdot \tau_{cr}/F_c$  では組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) 及び鉄筋コンクリート造 (RC) 壁がほぼ同じ値を示した。このため、全充填型補強組積造 (RMF) 壁と鉄筋コンクリート造 (RC) 壁は他の組積造壁 (RMP、CM、MI) に比べ、高い材料強度 (組積体の圧縮強度  $F_m$  (N/mm<sup>2</sup>)、コンクリートの圧縮強度  $F_c$  (N/mm<sup>2</sup>)) のものが使用されている。

図 3.1(c)より、ひび割れ変形  $R_{cr}$  では部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、後積型枠組積造 (MI) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の順に大きい値を示した。

図 7.1(a)より、原点とひび割れ点を結んだ剛性である初期剛性は鉄筋コンクリート造 (RC) 壁が最も大きく、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、先積型枠組積造 (CM) 壁、後積型枠組積造 (MI) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁と小さくなる。これは、組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) が鉄筋コンクリート造 (RC) 壁に比べ、一体性に乏しく、特に部分充填型補強組積造 (RMP) 壁の場合では壁内に空洞があるためと考えられる。

図 3.1 より、組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) のひび割れ強度  $\tau_{cr}$  と組積体の見掛け上の引張強度を表す変数  $\sqrt{F_m}$  の相関係数を求めると 0.584 となり、2.5 節の圧縮強度  $\sigma_B$  とコンクリートのひび割れ強度  $c\sigma_t$  の相関係数 (0.475) よりも正の相関があり、組積造壁のばらつきは小さい傾向があると言える。

### (2) 降伏時の強度と変形

図 3.2(a)、図 3.2(b)より、降伏強度  $\tau_y$  及び基準化降伏強度  $\tau_y/F_m \cdot \tau_y/F_c$  では、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の方が全充填型補強組積造 (RMF) 壁より大きな値を示した。また、図 3.2(c)より、降伏変形  $R_y$  においても、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の方が全充填型補強組積造 (RMF) 壁より大きな値を示した。このため、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁より全充填型補強組積造 (RMF) 壁は、初期剛性 (原点とひび割れ点を結んだ剛性) は小さいが、強度が小さい段階で降伏するため、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁より早期に降伏する。また、図 3.2(c)、図 7.1 より、全充填型補強組積造 (RMF) 壁はひび割れとほぼ同時に降伏し、その後、2 程度の塑性率で最大強度を示す。

### (3) 最大強度と最大強度時変形

図 3.3 より、最大強度  $\tau_{max}$  及び基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m \cdot \tau_{max}/F_c$  では、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の方が組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) より大きな値を示した。組積造壁のうち、全充填型補強組積造 (RMF) 壁が最も大きな最大強度  $\tau_{max}$  を示したが、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  では組積造壁の種別による差異はほとんど見られなかった。これは、ひび割れ強度で

も述べたように、全充填型補強組積造 (RMF) 壁が他の組積造壁 (RMP、CM、MI) に比べ、高い材料強度 (組積体の圧縮強度  $F_m$  (N/mm<sup>2</sup>)) を用いているためである。また、表 2.2、表 2.4 より、全充填型補強組積造 (RMF) 壁と鉄筋コンクリート造 (RC) 壁は他の組積造壁 (RMP、CM、MI) に比べ、高い軸応力度  $\sigma_0$  を有することも要因として考えられる。

図 3.4(a)より、最大強度時変形  $R_{max}$  では後積型枠組組積造 (MI) 壁が最も大きな値を示した。全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組組積造 (CM) 壁はほぼ同じ値を示し、富井による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁<sup>16)</sup>とはほぼ同程度の値であった。一方、図 3.4(a)、図 7.1 より、本資料で誘導した鉄筋コンクリート造 (RC) 壁は組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) よりも大きい値を示した。本資料の鉄筋コンクリート造 (RC) 壁と富井による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁<sup>16)</sup>が異なる要因として、富井による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁<sup>16)</sup>が 1968 年以前の実験値に基づく結果である一方、本資料による鉄筋コンクリート造 (RC) 壁は 1971 年以降の実験値を用いているため、コンクリートや鉄筋などの材料強度及び軸力等が異なることが考えられる。このため、近年の鉄筋コンクリート造 (RC) 壁と比べて、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組組積造 (CM) 壁は最大強度  $\tau_{max}$  と最大強度時変形  $R_{max}$  が小さいと言える。

#### (4) 限界変形

図 3.4(b)より、限界変形  $R_u$  でも後積型枠組組積造 (MI) 壁が最も大きな値を示した。鉄筋コンクリート造 (RC) 壁、先積型枠組組積造 (CM) 壁、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁の順に大きな値を示し、全充填型補強組積造 (RMF) 壁と先積型枠組組積造 (CM) 壁はほぼ同じ値を示した。これより、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組組積造 (CM) 壁はある程度の一体性を有しているが、後積型枠組組積造 (MI) 壁は破壊メカニズムが異なり、限界点では壁と柱・梁の一体性が損なわれていると考えられる (図 1.4(c)参照)

#### (5) 降伏変形に対する塑性率と最大強度時変形に対する塑性率

表 3.1 より、限界変形  $R_u$  と最大強度時変形  $R_{max}$  の比 ( $R_u/R_{max}$ ) である最大強度時変形に対する塑性率では、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、先積型枠組組積造 (CM) 壁、後積型枠組組積造 (MI) 壁が鉄筋コンクリート造 (RC) 壁に比べ、大きな値を示した。また、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁のみ鉄筋コンクリート造 (RC) 壁より小さな値を示した。これより、全充填型補強組積造 (RMF) 壁と先積型枠組組積造 (CM) 壁は鉄筋コンクリート造 (RC) 壁より優れた延性を有している。一方、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁は、全充填型補強組積造 (RMF) 壁と比べると充填部分が少なく、壁内に空洞があり、先積型枠組組積造 (CM) 壁と比べると柱梁骨組みによる拘束がないため、変形性能は小さいと言える。なお、後積型枠組組積造 (MI) 壁の値が大きいのは、前述のように、破壊メカニズムが他の組積造壁 (RMF、RMP、CM) と異なるためである (図 1.4(c)参照)。

限界変形  $R_u$  と降伏変形  $R_y$  の比 ( $R_u/R_y$ ) である降伏変形に対する塑性率では、全充填型補強組積造 (RMF) 壁の方が鉄筋コンクリート造 (RC) 壁に比べ、大きな値を示した。これより、全充填型補強組積造 (RMF) 壁は、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁に比べ強度は小さいが、変形性能は大きいと言える。

## (6) 復元力特性

図 7.1 より、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁は全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組組積造 (CM) 壁に比べ、大きな強度と変形を示した。組積造壁の比較では、後積型枠組組積造 (MI) 壁のみ異なる復元力特性を示した。また、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁が強度、変形共に小さい結果となった。全充填型補強組積造 (RMF) 壁と先積型枠組組積造 (CM) 壁は、基準化強度  $\tau/F_m$  ではほぼ同じ復元力特性を示したが、強度  $\tau$  では全充填型補強組積造 (RMF) 壁の方が大きい値を示した。これより、全充填型補強組積造 (RMF) 壁と先積型枠組組積造 (CM) 壁は似たような性質を有し、その違いは材料強度 (組積体の圧縮強度  $F_m$ ) による影響が大きい。部分充填型補強組積造 (RMP) 壁は、全充填型補強組積造 (RMF) 壁と比べると充填部分が少なく、壁内に空洞があり、先積型枠組組積造 (CM) 壁と比べると柱梁骨組みによる拘束がないため、強度、変形共に乏しい復元力特性を示した。後積型枠組組積造 (MI) 壁は他の組積造壁 (RMF、RMP、CM) と異なる性質を有している。鉄筋コンクリート造 (RC) 壁は強度、一体性共に優れている。

## 7.2 鉄筋コンクリート造（RC）壁の評価式の適用

本節では、第4章の鉄筋コンクリート造（RC）壁に用いられる評価式の適用について考察とまとめを行う。

図4.1より、全充填型補強組積造（RMF）壁は、せん断強度式((2.10)式)と曲げ強度式((2.11)式)と良い対応を示した。部分充填型補強組積造（RMP）壁のせん断強度は、せん断強度式((2.10)式)より小さい値を示すデータが多く、曲げ強度式((2.11)式)と良い対応を示した。

図4.2より、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の回帰分析と補強組積造（RM）壁（全充填型補強組積造（RMF）壁＋部分充填型補強組積造（RMP）壁）の実験値は良い対応を示した。

上記より、全充填型補強組積造（RMF）壁は、回帰式の代わりにせん断強度式((2.10)式)と曲げ強度式((2.11)式)を用いても良い。一方、部分充填型補強組積造（RMP）壁は回帰式の代わりに、曲げ強度式((2.11)式)を用いても良いが、せん断強度では回帰式を用いるか、せん断強度式((2.10)式)に係数を乗じる必要がある。

図4.3より、せん断強度式((2.10)式)では、後積型枠組組積造（MI）壁、先積型枠組組積造（CM）壁共にばらつく結果となり、先積型枠組組積造（CM）壁はせん断強度式((2.10)式)より小さい値を示すデータが多かった。曲げ強度式((2.11)式)では、先積型枠組組積造（CM）壁が良い対応を示したが、後積型枠組組積造（MI）壁は変動係数（CV）が0.81となり、曲げ強度式((2.11)式)よりかなり小さな値を示すデータが多かった。

図4.4より、基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の回帰分析では、枠組組積造（FM）壁（先積型枠組組積造（CM）壁＋後積型枠組組積造（MI）壁）の実験値は良い対応を示した。

上記より、先積型枠組組積造（CM）壁は、回帰式の代わりに曲げ強度式((2.11)式)を用いても良い。一方、後積型枠組組積造（MI）壁は、回帰式を用いた方が良い。

### 7.3 強度を推定する回帰式

本節では、第5章、第6章の強度を推定する回帰式について考察とまとめを行う。

図5.1～図6.4の強度を推定する回帰式と偏相関行列の大きい順に回帰式の影響因子の適用範囲を表7.1及び(7.1)式～(7.15)式に示す。なお、MVは平均値、SDは標準偏差、CVは変動係数、ERR30は30%以内のデータ数(ERR30)を示す。

全充填型補強組積造(RMF)壁のひび割れ強度 $\tau_{cr}$ 、基準化ひび割れ強度 $\tau_{cr}/F_m$ の30%以内のデータ数(ERR30)はそれぞれ88%、91%となり、鉄筋コンクリート部材の降伏曲げモーメントの推定式において、 $\pm 20\%$ の範囲に実験値の約90%が入る精度<sup>19)</sup>には及ばないが、鉄筋コンクリート部材の曲げ降伏時剛性低下率 $\alpha_y$ の推定式において、 $\pm 30\%$ の範囲に実験値の90%が入る精度<sup>19)</sup>と同等の精度であると言える。また、文献<sup>19)</sup>にて、鉄筋コンクリート部材のひび割れ時の実験値のばらつきは大きい、本資料の全充填型補強組積造(RMF)壁は鉄筋コンクリート部材よりばらつきが小さいと言える。降伏強度 $\tau_y$ 、基準化降伏強度 $\tau_y/F_m$ の30%以内のデータ数(ERR30)は81%、70%となった。せん断破壊型(S)及び曲げせん断破壊(FS)に分類した全充填型補強組積造(RMF)壁の基準化最大強度 $\tau_{max}/F_m$ の30%以内のデータ数(ERR30)は92%と実験値と極めて良い対応を示した。曲げ破壊(F)に分類した全充填型補強組積造(RMF)壁の基準化最大強度 $\tau_{max}/F_m$ の30%以内のデータ数(ERR30)は87%となった。全充填型補強組積造(RMF)壁の強度を推定する回帰式は、30%以内のデータ数(ERR30)は70%～92%となり、実験値を良く推定しうる。

部分充填型補強組積造(RMP)壁のひび割れ強度 $\tau_{cr}$ 、基準化ひび割れ強度 $\tau_{cr}/F_m$ の30%以内のデータ数(ERR30)はそれぞれ60%、64%となった。せん断破壊型(S)及び曲げせん断破壊(FS)に分類した部分充填型補強組積造(RMP)壁の基準化最大強度 $\tau_{max}/F_m$ の30%以内のデータ数(ERR30)は60%となった。部分充填型補強組積造(RMP)壁の強度を推定する回帰式は、30%以内のデータ数(ERR30)は60%～64%となった。

先積型枠組積造(CM)壁のひび割れ強度 $\tau_{cr}$ 、基準化ひび割れ強度 $\tau_{cr}/F_m$ の30%以内のデータ数(ERR30)は58%、61%となった。せん断破壊型(S)及び曲げせん断破壊(FS)に分類した先積型枠組積造(CM)壁の基準化最大強度 $\tau_{max}/F_m$ の30%以内のデータ数(ERR30)は66%となった。先積型枠組積造(CM)壁の強度を推定する回帰式は、30%以内のデータ数(ERR30)は58%～66%となった。

後積型枠組積造(MI)壁のひび割れ強度 $\tau_{cr}$ 、基準化ひび割れ強度 $\tau_{cr}/F_m$ の30%以内のデータ数(ERR30)は37%、54%となった。せん断破壊型(S)及び曲げせん断破壊(FS)に分類した後積型枠組積造(MI)壁の基準化最大強度 $\tau_{max}/F_m$ の30%以内のデータ数(ERR30)は70%となった。後積型枠組積造(MI)壁の強度を推定する回帰式は、30%以内のデータ数(ERR30)は37%～70%となった。

強度を推定する回帰式では、全充填型補強組積造(RMF)壁が70%以上の精度を有し、ひび割れ強度 $\tau_{cr}$ 、基準化ひび割れ強度 $\tau_{cr}/F_m$ 、せん断破壊型(S)及び曲げせん断破壊(FS)に分類した基準化最大強度 $\tau_{max}/F_m$ 、曲げ破壊(F)に分類した基準化最大強度

$\tau_{max}/F_m$  は鉄筋コンクリート部材の曲げ降伏時剛性低下率  $\alpha_y$  の推定式において、 $\pm 30\%$  の範囲に実験値の  $90\%$  が入る精度と同等の精度を有していた。また、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組組積造 (CM) 壁、後積型枠組組積造 (MI) 壁の順に良い精度を示した。

表7.1 強度を推定する回帰式

壁種類	破壊モード	回帰式	適用範囲	MV	SD	CV	ERR30	図	式
RMF	S・FS・F	$\tau_{cr} = 0.43 - 1.2 \frac{h}{L} + 6.6 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.35 \sqrt{F_m}$	$\frac{h}{L}: 0.41 \sim 1.71, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.26, \sqrt{F_m}: 3.62 \sim 5.88$	1.01	0.20	0.19	88%	図5.1(a)	(7.1)
		$\frac{\tau_{cr}}{F_m} = 0.14 - 0.057 \frac{h}{L} + 0.30 \frac{\sigma_0}{F_m} - 0.0090 \sqrt{F_m}$	$\frac{h}{L}: 0.41 \sim 1.71, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.26, \sqrt{F_m}: 3.62 \sim 5.88$	1.00	0.18	0.18	91%	図5.1(b)	(7.2)
	$\tau_y = 0.37 + 5.0 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.058 \sqrt{F_m} - 0.36 \frac{A_c}{A_w}$	$\frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.11, \sqrt{F_m}: 3.62 \sim 5.58, \frac{A_c}{A_w}: 0.00 \sim 0.35$	1.00	0.29	0.29	81%	図5.3(a)	(7.3)	
	$\frac{\tau_y}{F_m} = 0.019 + 0.29 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.17 \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m} + 0.0034 \frac{h}{L}$	$\frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.11, \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}: 0.01 \sim 0.16, \frac{h}{L}: 0.45 \sim 2.21$	1.00	0.31	0.31	70%	図5.3(b)	(7.4)	
	$\frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.11 + 0.42 \frac{p_{we}\sigma_{wy}}{F_m} - 0.059 \frac{\tau_{su}}{\tau_{nu}} + 0.051 \frac{\sigma_0}{F_m}$	$\frac{p_{we}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.12, \frac{\tau_{su}}{\tau_{nu}}: 0.41 \sim 1.52, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.26$	1.00	0.17	0.17	92%	図5.4(a)	(7.5)	
RMP	S・FS・F	$\frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.069 - 0.021 \frac{h}{L} + 0.16 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.21 \frac{p_{we}\sigma_{wy}}{F_m}$	$\frac{h}{L}: 0.62 \sim 2.21, \frac{\sigma_0}{F_m}: -0.02 \sim 0.19, \frac{p_{we}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.02 \sim 0.20$	1.00	0.23	0.23	87%	図5.6(a)	(7.6)
		$\tau_{cr} = -0.14 + 3.2 \frac{p_{we}\sigma_{wy}}{F_m} + 0.16 \sqrt{F_m} - 0.048 \frac{h}{L}$	$\frac{p_{we}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.14, \sqrt{F_m}: 1.89 \sim 4.30, \frac{h}{L}: 0.41 \sim 2.37$	1.01	0.38	0.37	60%	図5.2(a)	(7.7)
	$\frac{\tau_{cr}}{F_m} = 0.027 + 0.46 \frac{p_{we}\sigma_{wy}}{F_m} + 0.035 \frac{A_c}{A_w} + 0.0048 \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}$	$\frac{p_{we}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.14, \frac{A_c}{A_w}: 0.00 \sim 0.42, \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}: 0.00 \sim 0.18$	1.00	0.41	0.41	64%	図5.2(b)	(7.8)	
	$\frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.022 + 0.80 \frac{p_{we}\sigma_{wy}}{F_m} + 0.14 \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m} + 0.0095 \frac{h}{L}$	$\frac{p_{we}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.14, \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}: 0.00 \sim 0.24, \frac{h}{L}: 0.41 \sim 2.37$	1.01	0.40	0.39	60%	図5.5(a)	(7.9)	
	S・FS・F	$\tau_{cr} = 1.2 - 0.085 \frac{F_c}{F_m} - 0.56 \frac{h}{L} + 1.8 \frac{e p_{we}\sigma_{cy}}{F_m}$	$\frac{F_c}{F_m}: 0.55 \sim 16.85, \frac{h}{L}: 0.27 \sim 1.56, \frac{e p_{we}\sigma_{cy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.59$	1.07	0.50	0.46	58%	図6.1(a)	(7.10)
CM	S・FS	$\frac{\tau_{cr}}{F_m} = 0.028 + 0.47 \frac{A_c}{A_w} + 0.50 \frac{\sigma_0}{F_m} - 0.064 \frac{h}{L}$	$\frac{h}{L}: 0.27 \sim 1.56, \frac{A_c}{A_w}: 0.03 \sim 0.22, \frac{\sigma_0}{F_m}: -0.01 \sim 0.18$	1.02	0.45	0.44	61%	図6.1(b)	(7.11)
		$\frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.015 + 0.66 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.064 \frac{e p_{we}\sigma_{cy}}{F_m} + 0.20 \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}$	$\frac{\sigma_0}{F_m}: -0.01 \sim 0.20, \frac{e p_{we}\sigma_{cy}}{F_m}: 0.01 \sim 1.81, \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}: 0.00 \sim 0.27$	1.00	0.32	0.32	66%	図6.3(a)	(7.12)
	S・FS・F	$\tau_{cr} = -0.056 - 0.70 \frac{h}{L} + 0.29 \sqrt{F_m} + 0.52 \frac{\sigma_0}{F_m}$	$\frac{h}{L}: 0.32 \sim 0.91, \sqrt{F_m}: 1.28 \sim 5.81, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.01 \sim 1.45$	1.00	0.51	0.51	37%	図6.2(a)	(7.13)
	S・FS	$\frac{\tau_{cr}}{F_m} = 0.074 + 0.22 \frac{\sigma_0}{F_m} - 0.0064 \frac{F_c}{F_m} - 0.053 \frac{h}{L}$	$\frac{\sigma_0}{F_m}: 0.01 \sim 1.45, \frac{F_c}{F_m}: 0.86 \sim 25.66, \frac{h}{L}: 0.32 \sim 0.91$	1.00	0.43	0.44	54%	図6.2(b)	(7.14)
	S・FS	$\frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.024 + 0.17 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.0068 \frac{F_c}{F_m} + 0.090 \frac{A_c}{A_w}$	$\frac{\sigma_0}{F_m}: 0.01 \sim 0.71, \frac{F_c}{F_m}: 0.72 \sim 33.33, \frac{A_c}{A_w}: 0.11 \sim 0.50$	0.98	0.31	0.31	70%	図6.4(a)	(7.15)



## 7.4 変形を推定する回帰式

本節では、第5章、第6章の変形を推定する回帰式について考察とまとめを行う。

図5.1～図6.4の変形を推定する回帰式と偏相関行列の大きい順に回帰式の影響因子の適用範囲を表7.2及び(7.16)式～(7.30)式に示す。なお、MVは平均値、SDは標準偏差、CVは変動係数、ERR30は30%以内のデータ数（ERR30）を示す。

全充填型補強組積造（RMF）壁のひび割れ変形  $R_{cr}$ 、降伏変形  $R_y$  の30%以内のデータ数（ERR30）はそれぞれ67%、58%とった。せん断破壊型（S）及び曲げせん断破壊（FS）に分類した全充填型補強組積造（RMF）壁の最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の30%以内のデータ数（ERR30）はそれぞれ57%、48%となった。曲げ破壊（F）に分類した全充填型補強組積造（RMF）壁の最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の30%以内のデータ数（ERR30）はそれぞれ52%、69%となった。全充填型補強組積造（RMF）壁の変形を推定する回帰式は、30%以内のデータ数（ERR30）は48%～69%となった。

部分充填型補強組積造（RMP）壁のひび割れ変形  $R_{cr}$  の30%以内のデータ数（ERR30）は57%となった。せん断破壊型（S）及び曲げせん断破壊（FS）に分類した部分充填型補強組積造（RMP）壁の最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の30%以内のデータ数（ERR30）はそれぞれ57%、51%となった。部分充填型補強組積造（RMP）壁の変形を推定する回帰式は、30%以内のデータ数（ERR30）は51%～57%となった。

先積型枠組積造（CM）壁のひび割れ変形  $R_{cr}$  の30%以内のデータ数（ERR30）は58%となった。せん断破壊型（S）及び曲げせん断破壊（FS）に分類した先積型枠組積造（CM）壁の最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の30%以内のデータ数（ERR30）はそれぞれ48%、53%となった。先積型枠組積造（CM）壁の変形を推定する回帰式は、30%以内のデータ数（ERR30）は48%～58%となった。

後積型枠組積造（MI）壁のひび割れ変形  $R_{cr}$  の30%以内のデータ数（ERR30）は25%となった。せん断破壊型（S）及び曲げせん断破壊（FS）に分類した後積型枠組積造（MI）壁の最大強度時変形  $R_{max}$ 、限界変形  $R_u$  の30%以内のデータ数（ERR30）はそれぞれ44%、46%となった。後積型枠組積造（MI）壁の変形を推定する回帰式は、30%以内のデータ数（ERR30）は25%～46%となった。

変形を推定する回帰式では、強度を推定する回帰式に比べて、30%以内のデータ数（ERR30）は小さくなる傾向を示した。また、部分充填型補強組積造（RMP）壁、全充填型補強組積造（RMF）壁、先積型枠組積造（CM）壁、後積型枠組積造（MI）壁の順に良い精度を示した。なお、後積型枠組積造（MI）壁において、ひび割れ変形  $R_{cr}$  の30%以内のデータ数（ERR30）が25%と極めて小さい値となった要因として、後積型枠組積造（MI）壁は破壊メカニズムが他の組積造壁（RMF、RMP、CM）と異なるため、ひび割れが生じる箇所（柱、梁、壁）が実験値によって異なるためと考えられる。本資料の回帰式を用いる際は、これらの精度を考慮する必要がある。

表7.2 変形を推定する回帰式

壁種類	破壊モード	回帰式	適用範囲	MV	SD	CV	ERR30	図	式
RMF	S・FS・F	$R_{cr} = -1.6 + 2.0 \frac{h}{L} + 0.43 \sqrt{\frac{F_m}{F_n}} - 2.4 \frac{\sigma_0}{F_m}$	$\frac{h}{L}: 0.41 \sim 2.10, \sqrt{\frac{F_m}{F_n}}: 3.62 \sim 5.88, \frac{\sigma_0}{F_m}: -0.02 \sim 0.26$	0.99	0.44	0.44	67%	図5.1(c)	(7.16)
		$R_y = -0.97 + 2.3 \frac{h}{L} - 5.1 \frac{A_c}{A_w} + 8.3 \frac{\sigma_0}{F_m}$	$\frac{h}{L}: 0.45 \sim 2.21, \frac{A_c}{A_w}: 0.00 \sim 0.35, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.11$	1.00	0.34	0.34	58%	図5.3(c)	(7.17)
RMF	S・FS	$R_{max} = -0.71 + 5.5 \frac{h}{L} + 31 \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m} - 0.60 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}$	$\frac{h}{L}: 0.41 \sim 1.71, \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.12, \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.41 \sim 1.52$	1.00	0.41	0.41	57%	図5.4(b)	(7.18)
		$R_u = -0.16 + 77 \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m} + 7.7 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} - 18 \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}$	$\frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.00 \sim 0.12, \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.41 \sim 1.52, \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}: 0.01 \sim 0.10$	1.06	0.60	0.57	48%	図5.4(c)	(7.19)
RMF	F	$R_{max} = 0.47 + 39 \frac{\sigma_0}{F_m} + 4.9 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} + 15 \frac{A_c}{A_w}$	$\frac{\sigma_0}{F_m}: -0.02 \sim 0.19, \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.60 \sim 2.40, \frac{A_c}{A_w}: 0.00 \sim 0.35$	1.01	0.50	0.50	52%	図5.6(b)	(7.20)
		$R_u = 8.0 + 6.1 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} - 24 \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m} + 2.8 \frac{h}{L}$	$\frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.60 \sim 2.4, \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.02 \sim 0.20, \frac{h}{L}: 0.62 \sim 2.21$	1.00	0.30	0.30	69%	図5.6(c)	(7.21)
RMP	S・FS・F	$R_{cr} = 2.0 + 13 \frac{\sigma_0}{F_m} - 28 \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m} - 5.2 \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}$	$\frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.16, \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.06, \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}: 0.01 \sim 0.18$	1.02	0.52	0.51	57%	図5.2(c)	(7.22)
		$R_{max} = 2.0 + 14 \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m} + 1.3 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} + 0.49 \frac{h}{L}$	$\frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}: 0.00 \sim 0.24, \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.14 \sim 3.98, \frac{h}{L}: 0.41 \sim 2.37$	1.00	0.43	0.43	57%	図5.5(b)	(7.23)
RMP	S・FS	$R_u = 4.2 + 30 \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m} - 17 \frac{\sigma_0}{F_m} + 2.3 \frac{h}{L}$	$\frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.00 \sim 0.14, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.34, \frac{h}{L}: 0.41 \sim 2.37$	1.01	0.42	0.42	51%	図5.5(c)	(7.24)
		$R_{cr} = -0.33 + 4.5 \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m} + 2.1 \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m} + 0.18 \sqrt{\frac{F_m}{F_n}}$	$\frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}: 0.01 \sim 0.27, \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.03 \sim 0.59, \sqrt{\frac{F_m}{F_n}}: 1.61 \sim 7.78$	0.99	0.58	0.59	58%	図6.1(c)	(7.25)
CM	S・FS	$R_{max} = 1.1 + 1.2 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} + 13 \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m} + 6.5 \frac{A_c}{A_w}$	$\frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.29 \sim 4.39, \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}: 0.00 \sim 0.27, \frac{A_c}{A_w}: 0.03 \sim 0.31$	0.99	0.53	0.53	48%	図6.3(b)	(7.26)
		$R_u = 4.1 + 2.7 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} - 41 \frac{\sigma_0}{F_m} + 48 \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}$	$\frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}}: 0.29 \sim 4.39, \frac{\sigma_0}{F_m}: -0.01 \sim 0.20, \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}: 0.00 \sim 0.27$	1.01	0.53	0.53	53%	図6.3(c)	(7.27)
MI	S・FS・F	$R_{cr} = 0.82 - 0.79 \frac{h}{L} - 0.076 \frac{F_c}{F_m} + 7.6 \frac{A_c}{A_w}$	$\frac{h}{L}: 0.32 \sim 0.91, \frac{F_c}{F_m}: 1.26 \sim 25.66, \frac{A_c}{A_w}: 0.12 \sim 0.35$	1.01	0.89	0.88	25%	図6.2(c)	(7.28)
		$R_{max} = 3.0 - 6.4 \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m} - 13 \frac{\sigma_0}{F_m} + 13 \frac{h}{L}$	$\frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.02 \sim 1.08, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.71, \frac{h}{L}: 0.320 \sim 1.36$	1.00	0.59	0.59	44%	図6.4(b)	(7.29)
MI	S・FS	$R_u = 17 - 7.4 \frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m} + 44 \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m} - 20 \frac{\sigma_0}{F_m}$	$\frac{p_{ve}\sigma_{wy}}{F_m}: 0.02 \sim 1.08, \frac{p_{te}\sigma_y}{F_m}: 0.02 \sim 0.36, \frac{\sigma_0}{F_m}: 0.00 \sim 0.71$	1.00	0.51	0.51	46%	図6.4(c)	(7.30)

## 7.5 復元力特性における各折れ点に関する評価式

復元力特性の骨格曲線モデルを図 7.2 に示す。図 7.2 のひび割れ点、最大強度点、限界点における強度と変形について、7.3 節、7.4 節の回帰式または、7.2 節の鉄筋コンクリート造 (RC) 壁に用いられる評価式を用いて設定する。

ひび割れ点において、全ての組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) の強度と変形は回帰式を用いて設定する。

最大強度点において、強度は表 7.3 に示すように、全充填型補強組積造 (RMF) 壁は、回帰式またはせん断強度式((2.10)式)と曲げ強度式((2.11)式)を用いて良い。部分充填型補強組積造 (RMP) 壁は、回帰式または曲げ強度式((2.11)式)を用いて良い。図 7.3 に 0.7 倍したせん断強度式((2.10)式)と実験値の比較を示す。なお、著しくせん断強度式((2.10)式)と乖離した RMP 2-1 No.59 (組積体の圧縮強度  $F_m=3.58\text{N/mm}^2$ ) のデータ<sup>2.12)</sup>は除いた。変動係数 (CV) は 0.31、30%以内のデータ数 (ERR30) は 72%と良い対応を示している。このため、0.7 倍したせん断強度式((2.10)式)も回帰式の代わりに用いても良いと言える。先積型枠組組積造 (CM) 壁は、回帰式または曲げ強度式((2.11)式)を用いて良い。後積型枠組組積造 (MI) 壁は、回帰式のみを用いる。

限界点において、全ての組積造壁 (RMF、RMP、CM、MI) の強度と変形は回帰式を用いて設定する。

なお、全充填型補強組積造 (RMF) 壁のみ、降伏点を求める場合には回帰式を用いて設定する。

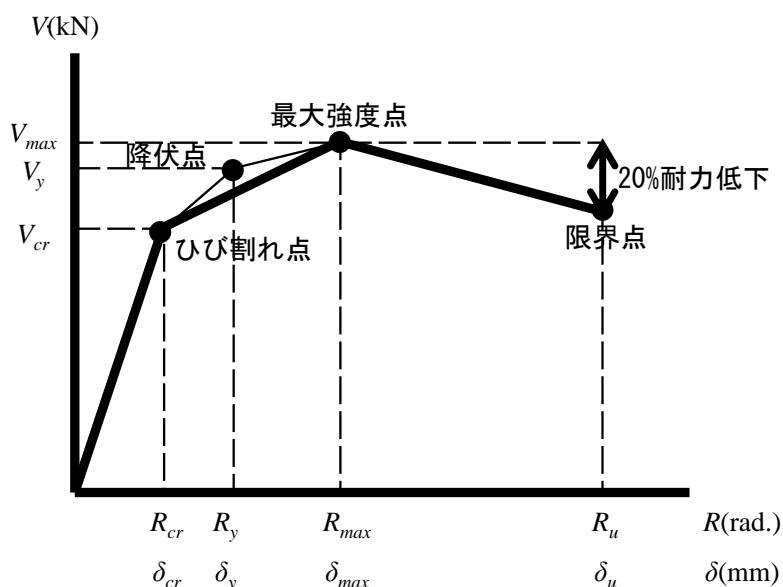


図 7.2 復元力特性の骨格曲線モデル

表 7.3 最大強度点における強度の設定

	式		
RMF	回帰式	せん断強度式(2.10)式)	曲げ強度式((2.11)式)
RMP	回帰式	せん断強度式(2.10)式)×0.7	曲げ強度式((2.11)式)
CM	回帰式		曲げ強度式((2.11)式)
MI	回帰式		

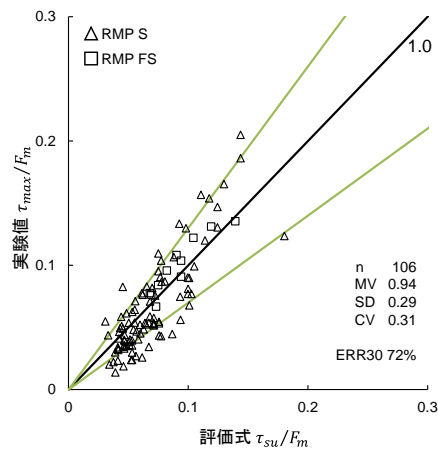


図 7.3 鉄筋コンクリート造 (RC) 壁に用いられるせん断強度式×0.7の場合  
(部分充填型補強組積造 (RMP) 壁)

## 7.6 鉄筋コンクリート造耐震診断基準の組積造壁構造への適用

本節では、前述したせん断破壊する組積造壁の靱性指標  $F$ 、強度寄与係数  $\alpha$ 、せん断強度回帰式を用いて鉄筋コンクリート造の耐震診断基準を適用し、組積造建物の耐震性能を評価する方法について述べる。

### (1) 鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の靱性指標 $F$ 値と異なる靱性指標 $F$ 値を用いる方法

3.2 節で述べた通り、組積造壁の靱性指標  $F$  値はせん断破壊する鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の靱性指標  $F$  値 (=1.0) より大きい。このうち、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組組積造 (CM) 壁の靱性指標  $F$  値は、いずれもせん断柱の靱性指標  $F$  値 (1.0~1.27) の範囲内にその値があるため、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁よりやや大きな靱性指標  $F$  値を有するせん断部材として扱えばよい。せん断破壊する後積型枠組組積造 (MI) 壁の靱性指標  $F$  値 (=1.52) は、鉄筋コンクリート造の耐震診断基準におけるせん断部材の靱性指標  $F$  値の範囲 (1.0~1.27) を超えるため、耐震診断基準の適用外となる。このため、後積型枠組組積造 (MI) 壁の適用については、今後の課題とする (後述 7.8 節)。

なお、強度指標を求めるためのせん断強度は、後述の安全率を乗じた回帰式を用いて計算する。

### (2) 鉄筋コンクリート造 (RC) 壁の靱性指標 $F$ 値と同じ靱性指標 $F$ 値を用い、強度寄与係数 $\alpha$ を考慮する方法

3.2 節で述べた強度寄与係数  $\alpha$  を用いれば、組積造壁を鉄筋コンクリート造 (RC) 壁と同じ靱性指標  $F$  値 (=1.0) を有するせん断壁として扱うことができる。なお、後積型枠組組積造 (MI) 壁では、靱性指標  $F$  値 (=1.52) は適用外の値であるが、鉄筋コンクリート造 (RC) 壁と同じ靱性指標  $F$  (=1.0) を用い、強度寄与係数  $\alpha$  (=0.44) を乗じたせん断強度を用いれば、耐震診断基準を適用することができる。

なお、強度指標を求めるためのせん断強度は、後述の安全率を乗じた回帰式を用いて計算する。

### (3) 組積造壁のせん断強度の評価

鉄筋コンクリート造の耐震診断基準を適用する際の基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  について考察する。せん断破壊する組積造壁の基準化最大強度  $\tau_{max}/F_m$  の回帰式は 7.3 節より、(7.5)式、(7.9)式、(7.12)式、(7.15)式で表せる。(7.5)式、(7.9)式、(7.12)式、(7.15)式は、いわば、実験値の平均値を示しているため、組積造壁のせん断強度を安全側に評価するためには、安全率を乗じた式を用いる必要がある。本項では、安全率を乗じた式を例示し、その式を下回る確率 (せん断破壊リスク (%)) について述べる。

(7.5)式、(7.9)式、(7.12)式、(7.15)式に安全率 0.7 を乗じた式を(7.31)式~(7.34)式に示す。

図 7.4 に(7.31)式～(7.34)式と実験値との比較及び、安全率 0.7 を乗じた回帰式を下回る確率（せん断破壊リスク (%)）を示す。なお、本資料では、誤差の許容範囲を 30%としている（2.5 節参照）ため安全率を 0.7 とした。

$$[\text{RMF}] \quad \frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.7 \left( 0.11 + 0.42 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} - 0.059 \frac{\tau_{su}}{\tau_{mu}} + 0.051 \frac{\sigma_0}{F_m} \right) \quad (7.31)$$

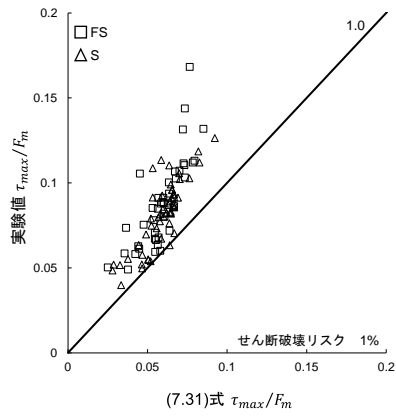
$$[\text{RMP}] \quad \frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.7 \left( 0.022 + 0.80 \frac{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{F_m} + 0.14 \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m} + 0.0095 \frac{h}{L} \right) \quad (7.32)$$

$$[\text{CM}] \quad \frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.7 \left( 0.015 + 0.66 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.064 \frac{c p_w \cdot \sigma_{cy}}{F_m} + 0.20 \frac{p_{te} \cdot \sigma_y}{F_m} \right) \quad (7.33)$$

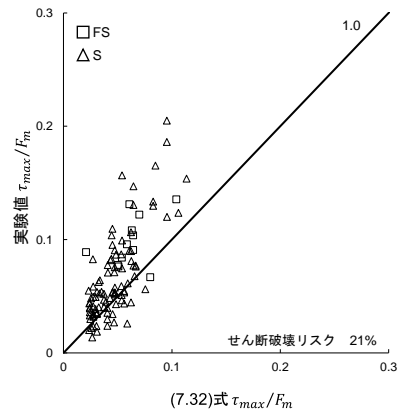
$$[\text{MI}] \quad \frac{\tau_{max}}{F_m} = 0.7 \left( 0.024 + 0.17 \frac{\sigma_0}{F_m} + 0.0068 \frac{F_c}{F_m} + 0.090 \frac{A_c}{A_w} \right) \quad (7.34)$$

全充填型補強組積造（RMF）壁((7.31)式)は、せん断破壊リスクが 1%となった。部分充填型補強組積造（RMP）壁((7.32)式)は、せん断破壊リスクが 21%となった。先積型枠組積造（CM）壁((7.33)式)は、せん断破壊リスクが 18%となった。後積型枠組積造（MI）壁((7.34)式)は、せん断破壊リスクが 18%となった。本資料の回帰式に安全率 0.7 を乗じた(7.31)式～(7.34)式を用いる際は、20%程度のせん断破壊リスクを考慮する必要がある。

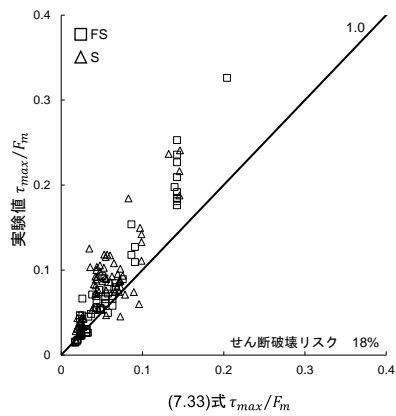
注) 参考のため、20%のせん断破壊リスクを許容する場合の各組積造壁の安全率を、確率論を用いて求めると全充填型補強組積造（RMF）壁で 0.89、部分充填型補強組積造（RMP）壁で 0.69、先積型枠組積造（CM）壁及び後積型枠組積造（MI）壁で 0.73 となり、全充填型補強組積造（RMF）壁、部分充填型補強組積造（RMP）壁、先積型枠組積造（CM）壁、後積型枠組積造（MI）壁の安全率は、上記の検討における安全率（=0.7）にほぼ一致した。



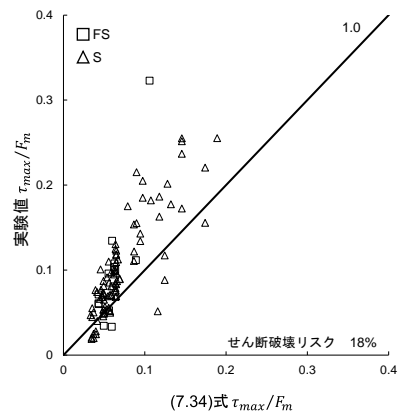
(a) 全充填型補強組積造 (RMF) 壁



(b) 部分充填型補強組積造 (RMP) 壁



(c) 先積型枠組積造 (CM) 壁



(d) 後積型枠組積造 (MI) 壁

図 7.4 安全率 0.7 を乗じた回帰式と実験値の比較

## 7.7 分析結果の建研ウェブサイトへの掲載

本資料で用いた組積造壁構造実験データベースは下記のサイトにて公開している。研究者、実務者等は、実務や研究において本データベースを活用することを望まれる。

国際地震工学センターホームページ (IISEE)

組積造構造実験データベース (Masonry Experimental Database)

<https://iisee.kenken.go.jp/masonry/Jpn.html> (英語版)

<https://iisee.kenken.go.jp/masonry/Eng.html> (日本語版)

E-mail : [iisee@kenken.go.jp](mailto:iisee@kenken.go.jp)

本資料で用いた鉄筋コンクリート造 (RC) 壁のデータは以下のサイト「鉄筋コンクリート造構造実験データベースを用いた試験体検索システム」<sup>5,47)</sup>にて文献を検索し、収集した。

国立研究開発法人建築研究所ホームページ

「鉄筋コンクリート造構造実験データベースを用いた試験体検索システム」

(URL: [https://www.kenken.go.jp/japanese/research/str/rc\\_str\\_expdb.html](https://www.kenken.go.jp/japanese/research/str/rc_str_expdb.html))



## 7.8 今後の課題

前述では、組積造壁構造実験データベースに関して破壊モード、ひび割れ強度及び変形、降伏強度及び変形、最大強度及び変形、限界変形について検討を行った。本資料の検討により明らかになった今後の課題（追加検討事項、再検討事項）は以下の通りである。

### ① 後積型枠組積造（MI）壁の再検討

後積型枠組積造（MI）壁は7.1節の復元力特性の比較などより、他の組積造壁（RMF、RMP、CM）と異なる性質を示した。後積型枠組積造（MI）壁は拘束鉄筋コンクリート造フレームを設置した後に組積造を施工するため、他の組積造壁（RMF、RMP、CM）に比べ、一体性が乏しい。このため、破壊メカニズムに差異が生じたと言える（図 1.4(c)参照）。今後は、後積型枠組積造（MI）壁の実情に即した破壊メカニズムを用いた分析により、精度を高めた評価式を提案する。

### ② 鉄筋コンクリート造耐震診断基準の組積造建築物への適用性の検討

3.2節では、鉄筋コンクリート造の耐震診断基準で用いられる靱性指標  $F$  と強度寄与係数  $\alpha$  について、組積造壁ごとの値を示した。しかし、世界的にみて組積造の建物は、鉄筋コンクリート造柱梁と組積造壁の混合構造で設計されることが多い。このため、本資料で得られた強度及び変形を推定する回帰式、靱性指標  $F$  と強度寄与係数  $\alpha$  を用いて、鉄筋コンクリート造の耐震診断基準を準用し、鉄筋コンクリート造柱梁と組積造壁の混合構造の耐震診断法を提案する。

### ③ 構造実験データベースのメンテナンス

今後、組積造壁に使用される材料の高強度化、建物の高層化、実験データの増加が予測できる。このため、組積造壁構造実験データベースのメンテナンスを適宜行うと共にウェブサイトを更新を行う。

### ④ 組積造建物の設計における応答低減係数の提案

地震時における建築物の耐震性を簡明に表す係数がある。この係数は、日本では応答低減係数  $F_h$  または構造特性係数  $D_s$ 、米国では Response Modification Factor ( $R$ )、ヨーロッパでは Behavior Factor ( $q$ ) として規定に用いられている。しかしながら、各国の耐震規定における応答低減係数の諸数値の根拠は詳しく示されていない。一方、実験データ及び解析データに基づいて特定の構造形式における建物の応答低減係数を求める研究が散見されている。このため、本資料における組積造壁構造実験データベースを用いて、組積造壁形式の建物の応答低減係数（Response Modification (Reduction) Factor）を検討、誘導する。

## 第8章 結論

本資料では水平力を受ける 543 体の組積造壁（全充填型補強組積造（RMF）壁が 149 体、部分充填型補強組積造（RMP）壁が 114 体、先積型枠組組積造（CM）壁が 150 体、後積型枠組組積造（MI）壁が 130 体）の構造実験データベースを作成し、強度・変形（ひび割れ強度及び変形、降伏強度及び変形、最大強度及び変形、限界変形）について回帰式を提案し、その精度を示した。

以下に、得られた知見を記す。

- ① 強度・変形の確率密度分布（関数）の最大値に対応する変形を結ぶことにより、全充填型補強組積造（RMF）壁、部分充填型補強組積造（RMP）壁、先積型枠組組積造（CM）壁、後積型枠組組積造（MI）壁、鉄筋コンクリート造（RC）壁の骨格曲線を作成し、組積造壁構造形式間の差異を明示した。
- ② 最大強度時変形の確率密度分布（関数）の最大値に対応する変形より、鉄筋コンクリート造耐震診断基準に準じて、各組積造壁の靱性指標  $F$  と強度寄与係数  $\alpha$  を求めた。
- ③ 組積造壁構造実験データベースの回帰分析より、組積造壁の強度及び変形を推定する回帰式を提案し、その精度を示した。
- ④ 全充填型補強組積造（RMF）壁の強度を推定する回帰式の  $\pm 30\%$  以内のデータ数（ERR30）は、ひび割れ強度が 88%～91%、最大強度が 87%～92% となり、他の組積造壁（RMP、CM、MI）より良い精度を示した。また、降伏強度を推定する回帰式の  $\pm 30\%$  以内のデータ数（ERR30）は 70%～81% であった。
- ⑤ 部分充填型補強組積造（RMP）壁、先積型枠組組積造（CM）壁、後積型枠組組積造（MI）壁の強度を推定する回帰式は  $\pm 30\%$  以内のデータ数（ERR30）は、ひび割れ強度が 37%～64%、最大強度が 60%～70% であった。
- ⑥ 組積造壁の変形を推定する回帰式の  $\pm 30\%$  以内のデータ数（ERR30）は、ひび割れ変形が 25%～67%、最大強度時変形が 44%～57%、限界変形が 46%～69% であった。また、全充填型補強組積造（RMF）壁の降伏変形を推定する回帰式の  $\pm 30\%$  以内のデータ数（ERR30）は 58% であった。変形を推定する回帰式は強度を推定する回帰式に比べ、ばらつきが大きい。
- ⑦ せん断破壊する組積造壁のせん断強度を安全側に評価するため、強度を推定する回帰式に安全率 0.7 を乗じた式を提示し、せん断破壊リスク（%）が 20% 程度であることを示した。
- ⑧ 鉄筋コンクリート造（RC）壁に用いられるせん断強度式は、全充填型補強組積造（RMF）壁のせん断強度を良い精度（変動係数（CV）=0.23）で推定しうる。また、同式に 0.7 を乗じたせん断強度式は、部分充填型補強組積造（RMP）壁のせん断強度を良い精度（変動係数（CV）=0.31）で推定しうる。

- ⑨ 鉄筋コンクリート造 (RC) 壁に用いられる曲げ強度式は、全充填型補強組積造 (RMF) 壁、部分充填型補強組積造 (RMP) 壁、先積型枠組組積造 (CM) 壁と良い対応を示した (変動係数 (CV) = 0.22~0.38)。
- ⑩ 本資料で作成した組積造壁構造実験データベースを国際地震工学研修センターのホームページ上に公開した。(組積造構造実験データベース (Masonry Experimental Database) : <https://iisee.kenken.go.jp/masonry/Jpn.html> (日本語版)、<https://iisee.kenken.go.jp/masonry/Eng.html> (英語版))

## 謝辞

本研究の着手時に、豊橋技術科学大学教授 齊藤大樹先生には研究の方向を定める上で、有益なご助言をいただきました。ここに記し、深く感謝の意を表します。

本研究は極めて多数の先行研究の成果を踏まえております。本資料には、建築研究所が推進した補強組積造 (RM) 建築の開発研究の成果が多数引用されています。日米における多数の研究機関の協力を得たことを記し、深謝の意を表します。また、メキシコ国立自治大学 (UNAM)、メキシコ国立防災センター (CENAPRED)、日本ペルー地震防災センター (CISMID) からは、多数の研究論文及び実験データをご提供いただきましたことを記し、深謝の意を表します。

国内においては、以下の諸先生方のご発表論文を通じて、実験結果を引用させていただきました。以下にご高名を挙げ、深謝の意を表します。北海道大学名誉教授 城攻先生、北海道大学教授 後藤康明先生、東北大学教授 前田匡樹先生、東京大学教授 中埜良昭先生、明治大学名誉教授 平石久廣先生、神奈川大学名誉教授 松村晃先生、中部大学教授 勅使川原正臣先生、京都大学名誉教授 故 若林實先生、大阪大学教授 眞田靖士先生、大分大学教授 故 吉村浩二先生、大分大学名誉教授 菊池健児先生、大分大学教授 黒木正幸先生、九州大学名誉教授 故 富井政英先生。

本資料で用いた鉄筋コンクリート造 (RC) 壁のデータでは、国立研究開発法人建築研究所内に設置された RC 部材のデータベースを用いた検討委員会によってとりまとめられた、「鉄筋コンクリート造構造実験データベースを用いた試験体検索システム」

(URL: [https://www.kenken.go.jp/japanese/research/str/rc\\_str\\_expdb.html](https://www.kenken.go.jp/japanese/research/str/rc_str_expdb.html))

を利用いたしました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

### [総論]

- 1) Yoshimura K., Kuroki M. : Damage to masonry buildings caused by the El Salvador earthquake of January 13, 2001, *Journal of Natural Disaster Science*, Vol. 23, No. 2, pp. 53-63, 2001.9
- 2) 犬飼瑞郎, 檜府龍雄 : 2005年パキスタン地震建築物被害調査 その1 被害概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.387-388, 2006.9
- 3) 檜府龍雄, 犬飼瑞郎 : 2005年パキスタン地震建築物被害調査 その2 主な被害とパキスタン建築基準, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.389-390, 2006.9
- 4) 田阪昭彦, 檜府龍雄, 楠浩一, 中島良幸 : ペルーにおけるアドベ耐震住宅の普及に関する調査研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.915-918, 2009.8
- 5) 山田真澄, 林田拓己, Mori J., Mooney W. : 2015年ネパールゴルカ地震の建物被害調査と常時微動計測, 京都大学防災研究所年報, 第59号 A, pp.65-73, 2016.6
- 6) 浦山侑美子 : 関東大震災の建築物の被害報告に関する一考察—周辺史料を通して見る『百号報告』の信憑性—, 日本建築学会九州支部研究報告, 第54号, pp.553-556, 2015.3
- 7) 建設省建築研究所日米大型耐震研究委員会, 日米共同組積造研究推進委員会 : 組積造に関する日米大型耐震実験研究 中層RM構造設計指針(案) 施工指針(案) について, 建築研究報告, No.132, 1992.3
- 8) 大松俊祐, 河合哲夫, 合田靖, 角館正英 : シェアキッチンでつながる独身寮 アサヒファシリテイズ蛸池社宅「楓」, 日本建築学会大会建築デザイン発表梗概集, pp.246-247, 2019.7
- 9) 江副敏史, 多喜茂, 萩森薫, 宮本順平 : 豊中市立文化芸術センター, 日本建築学会作品選集, 第1722号, pp.142-143, 2019.3
- 10) Sugano S., Otsuka Y., Azuhata T. : Strength and deformation of masonry walls subjected to lateral forces - review of existing test data, 17WCEE, 2021.9-10
- 11) Sugano S., Saito T., Zavala C., Cardenas L. : Strength and deformation of confined brick masonry walls subjected to lateral forces -Review of existing test data in Japan and Peru-, *Journal of Disaster Research*, Vol.9, No.6, pp.984-992, 2014.11
- 12) Riahi Z., Elwood K.J., Alcocer S.M. : Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design, *Journal of Structural Engineering*, Vol.135(6), pp.644-654, 2009.6
- 13) Diaz M., Zavala C., Flores E., Cardenas L. : Development of analytical models for confined masonry walls based on experimental results in Lima city, *Journal Tecnica*, Vol.29, No.2, pp.23-29, 2019.8
- 14) 日本建築学会 : 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990) 第2版, 日本建築学会, 1990

- 15) AlWashali H., Suzuki Y., Maeda M. : Seismic evaluation of reinforced concrete buildings with masonry infill wall, 16WCEE, pp.1-12, 2017.1
- 16) Tomii M., Takeuchi M. : The relations between the deformed angle and the shearing force ratio (0.80~1.00) with regard to 200 shear walls, 日本建築学会論文報告集, 第 153 号, pp.41-84, 1968.11
- 17) 日本建築防災協会 : 2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 日本建築防災協会, 2001.10
- 18) 菅野俊介 : 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, 第 11 巻, 第 2 号, pp.1-9, 1973.2
- 19) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 第 9 版, 日本建築学会, 2018.12

#### [全充填型補強組積造 (RMF) 壁に関わる文献]

- 1.1) 若林 實, 中村武 : 煉瓦造の耐震性に関する実験的研究(その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2371-2372, 1983.9
- 1.2) 若林 實, 中村武 : 補強煉瓦造の耐震性に関する実験的研究(その 3), 日本建築学会 近畿支部 研究報告集, pp.101-104, 1984.6
- 1.3) 梅村魁, 上村克郎, 岡田恒男, 岡本伸, 山崎裕 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(1)全体研究計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1081-1082, 1985.10
- 1.4) 岡田恒男, 岡本伸, 山崎裕, 平石久広, 勅使川原正臣 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(2)組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 1.実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1083-1084, 1985.10
- 1.5) 五十石浩, 勅使川原正臣, 加藤博人, 上之菌隆志 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(3)組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 2.加力システム, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1085-1086, 1985.10
- 1.6) 山口佳春, 藤沢正規, 川島俊一 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(4)組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 3.シアスパン比の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1087-1088, 1985.10
- 1.7) 川島俊一, 平石久広, 寺田敏彦, 山本昌士, 山口佳春 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(5)組積造耐力壁及び梁の耐震性能(その 4 壁の曲げ性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1089-1090, 1985.10
- 1.8) 上之菌隆志, 山口佳春, 川井龍悟 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(6)組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 5 軸応力度の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1091-1092, 1985.10
- 1.9) 松村晃, 五十嵐泉 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(8)組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 7 コンクリートブロック造耐力壁のせん断補強筋効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1095-1096, 1985.10

- 1.10) 中澤伸, 今井弘 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(9)組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 8 曲げ補強筋やせん断補強筋及び目地筋の効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1097-1098, 1985.10
- 1.11) 川井龍悟, 勅使川原正臣, 五十石浩 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(10)組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 9 コンクリートブロック形状の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1099-1100, 1985.10
- 1.12) 今井弘, 中澤伸 : 型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第 9 卷, 第 2 号, pp.169-174, 1987
- 1.13) 松村晃, 五十嵐泉, 重信克行 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(39)組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 22. 各種の全充てん用コンクリートブロックを用いた耐力壁のせん断強度性状の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.773-774, 1987.10
- 1.14) Wakabayashi M., Nakamura T. : Reinforcing principle and seismic resistance of brick masonry walls, 8WCEE, pp.661-668, 1984
- 1.15) 松村晃, 五十嵐泉, 重信克行 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(62)組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 23. 補強れんが造耐力壁のせん断補強筋効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1229-1230, 1988.10
- 1.16) Kaminosono T., Teshigawara M., Hiraishi H., Fujisawa M., Nakaoka A. : Experimental study on seismic performance of reinforced masonry walls, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol.IV, pp.109-114, 1988.8
- 1.17) Shing P.B., Klamerus E., Spaeh H., Noland J.L. : Seismic performance of reinforced masonry shear walls , Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, pp.103-108, 1988.8
- 1.18) 今井弘 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(71)組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 25. 耐力壁における小開口の影響(その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1689-1699, 1989.10
- 1.19) 西孝明, 山崎裕, 上之菌隆志, 勅使川原正臣, 五十石浩 : 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(73)組積造耐力壁及び梁の耐震性能 その 27.曲げ型耐力壁の高軸力下における挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1693-1694, 1989.10
- 1.20) 阿部宏侑, 西川忠, 吉野利幸 : 北海道産資源を利用した中層補強組積造に関する研究 その 1. 火山れきを骨材としたユニットの組積壁体の水平加力試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1675-1676, 1989.10
- 1.21) 菊池健児, 吉村浩二, 田中昭洋 : 型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に関する実験的研究—水平加力点高さ、鉛直軸力およびブロックユニットの影響—, 日本建築学会構造系論文集, 第 538 号, pp.179-186, 2000.12
- 1.22) 田中昭洋, 菊池健児, 吉村浩二, 吉田和彦 : 型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に及ぼすアスペクト比の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No. 3,

pp.505-510, 2001

- 1.23) Voon KC. : Shear strength of masonry walls, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Auckland, 2002.5
- 1.24) Kikuchi K., Yoshimura K., Yoshida K., Tanaka A., Urasaki H., Kijima Y., Mizumasa N. : Experimental study on seismic capacity of reinforced fully grouted concrete masonry walls, 13WCEE, Paper No.1880, 2004.8
- 1.25) Shedid MT., El-Dakhakhni WW., Drysdale RG. : Analysis of seismic response of fully grouted reinforced concrete masonry shear walls, 14WCEE, 2008.10
- 1.26) Shedid M.T., Drysdale R.G., El-Dakhakhni W.W. : Behavior of fully grouted reinforced concrete masonry shear walls failing in flexure: Experimental results, Journal of Structural Engineering, 134(11), pp.1754-1767, 2008.11
- 1.27) Shedid MT., El-Dakhakhni WW., Drysdale RG. : Alternative strategies to enhance the seismic performance of reinforced concrete-block shear wall systems, Journal of Structural Engineering, 136(6), pp.676-689, 2010.6
- 1.28) Shedid M.T., Drysdale R.G., El-Dakhakhni W.W. : Ductility of reinforced concrete masonry shear walls under seismic loading, 14WCEE, 2008.10
- 1.29) Yan Z., Fenglai W. : Experimental studies on behavior of fully grouted reinforced-concrete masonry shear walls, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.14, No.4, pp.743-757, 2015.12
- 1.30) Miller S.C., El-Dakhakhni W., Drysdale R.G. : Experimental evaluation of the shear capacity of reinforced masonry shear walls, 10th Canadian Masonry Symposium, 2005.6
- 1.31) Eldin H.M.S. : In-plane shear behaviour of fully grouted reinforced masonry shear walls, Ph. D. Thesis in The Department of Building, Civil and Environmental Engineering, Presented in Partial Fulfillment of The Requirements for The Degree of Doctor of Philosophy (Civil Engineering) at Concordia University, 2016.3

#### [部分充填型補強組積造 (RMP) 壁に関わる文献]

- 2.1) Meli R., Salgado G. : Comportamiento de muros de mamposteria sujetos a carga lateral, UNAM, Report 237, 1969.9
- 2.2) 松村晃, 西谷泰征, 高本秀幸 : 新加力法による多孔レンガブロック造耐力壁の水平加力実験(多孔レンガブロックによる壁構造の開発に関する研究—構造実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1709-1710, 1977.10
- 2.3) 松村晃 : 補強組積造耐力壁のせん断強度について(第 1 報)(空洞コンクリートブロックおよびレンガブロックの場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1671-1672, 1978.9
- 2.4) 窪田敏行, 秋田満, 遠藤利根穂, 清水泰 : コンクリートメゾンリー壁の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1527-1528, 1979.9



- 2.5) 松村晃, 五十嵐泉 : 補強組積造耐力壁のせん断強度について(第 3 報)(軸力負荷のある補強コンクリートブロック造壁体), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1543-1544, 1981.9
- 2.6) 松村晃, 五十嵐泉 : 補強コンクリートブロック造壁体のせん断補強筋効果(補強組積造耐力壁のせん断強度について、第 4 報), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1737-1738, 1982.10
- 2.7) 松村晃, 五十嵐泉 : 補強コンクリートブロック造耐力壁のせん断強度と形状比の関係について (補強組積造耐力壁のせん断強度について、第 5 報), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1783-1784, 1984.10
- 2.8) Matsumura A. : Shear strength of reinforced masonry walls, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol.IV, pp.121-126, 1988.8
- 2.9) 松村晃, 五十嵐泉 : 補強コンクリートブロック造耐力壁のせん断強度に及ぼす曲げ補強筋の効果(補強組積造耐力壁のせん断強度について、第 6 報), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1771-1772, 1991.9
- 2.10) Alsocer S.M., Zepeda J.A., Ziga M.O. : Estudio de la factibilidad técnica del uso de tabique vintex y multex para vivienda económica, Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED 1997.7
- 2.11) 松村晃, 菊池健児, 浪田裕之 : 部分充填型補強組積造(補強コンクリートブロック造)耐力壁の強度および変形, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1033-1036, 2008.9
- 2.12) Haach V.G., Vasconcelos G., Lourenço P.B. : Experimental analysis of reinforced concrete block masonry walls subjected to in-plane cyclic loading, Journal of Structural Engineering, 136(4), pp.452-462, 2010.4
- 2.13) Elmapruk J.H. : Shear strength of partially grouted squat masonry shear walls, A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of The Requirments for The Degree of Master of Science in Civil Engineering, Washington State University, 2010.8
- 2.14) Hoque N. : In-plane cyclic testing of reinforced concrete masonry walls to assess the effect of varying reinforcement anchorage and boundary conditions, University of Calgary, 2013.4
- 2.15) Ramírez P., Sandoval C., Almazán J.L. : Experimental assessment of shear strength and displacement capacity of partially grouted reinforced concrete masonry shear walls, The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, pp.1-10, 2015.7
- 2.16) Sandoval C., Calderón S., Almazán J.L. : Experimental cyclic response assessment of partially grouted reinforced clay brick masonry walls, Bull Earthquake Eng, pp.3127-3152, 2018.1
- 2.17) Calderón S., Vargas L., Sandoval C., Araya-Letelier G. : Behavior of partially grouted concrete masonry walls under quasi-static cyclic lateral loading , Materials, 2020, 13, 2424, pp.1-33, 2020.5

[先積型枠組積造 (CM) 壁に関わる文献]

- 3.1) Kato H., Goto T., Mizuno H. : Cyclic loading tests of confined masonry wall elements for structural design development of apartment houses in the Third World, Earthquake Engineering, Tenth World Conference, 1992
- 3.2) 水野二十一, 後藤哲郎, 飯場正紀, 加藤博人 : 枠組積造壁の構造特性に関する実験的研究 その 1 研究目的と研究概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1865-1866, 1994.9
- 3.3) 加藤博人, 水野二十一, 後藤哲郎, 飯場正紀 : 枠組積造壁の構造特性に関する実験的研究 その 2. 枠組フレームの効果に関する静加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1867-1868, 1994.9
- 3.4) 後藤哲郎, 水野二十一, 飯場正紀, 加藤博人 : 枠組積造壁の構造特性に関する実験的研究 その 3. 壁内水平補強筋の効果に関する静加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1869-1870, 1994.9
- 3.5) 菊池健児, 吉村浩二, 岡本武視 : 耐震的枠組み組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 1)研究目的とその背景, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1859-1860, 1994.9
- 3.6) 岡本武視, 吉村浩二, 菊池健児, 萱嶋宣雄, 増田登 : 耐震的枠組み組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 2)壁体内水平補強筋をパラメータとした実験の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1861-1862, 1994.9
- 3.7) 増田登, 吉村浩二, 菊池健児, 萱嶋宣雄, 岡本武視 : 耐震的枠組み組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 3)枠組み組積造壁体内の水平補強筋の効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1863-1864, 1994.9
- 3.8) 増田登, 吉村浩二, 菊池健児, 岡本武視, 谷田俊宏 : 耐震的枠組み組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 4)壁体内の鉛直補強筋およびスリップ防止筋の効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1015-1016, 1995.8
- 3.9) 谷田俊宏, 吉村浩二, 菊池健児, 岡本武視, 劉麗珍 : 耐震的枠組み組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 6)壁体内の鉛直方向および水平方向補強筋の効果に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.973-974, 1996.9
- 3.10) 劉麗珍, 吉村浩二, 菊池健児, 梶原健次郎 : 耐震的枠組み組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 8)反曲点が壁体より高い位置にある場合の枠組み組積造壁体の耐震性能に関する実験結果および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.959-960, 1997.9
- 3.11) 劉麗珍, 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸, 梶原健次郎 : 耐震的枠組み組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 9)作用軸力をパラメータとした実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1107-1108, 1998.9
- 3.12) 古賀俊二, 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸, 劉麗珍 : 耐震的枠組み組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 11)反曲点の低い壁体の鉛直軸力をパラメータとした実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1123-1124, 1999.9

- 3.13) 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸, 劉麗珍 : 水平加力高さ、作用鉛直軸力および壁体内補強筋が枠組組積造壁体の耐震挙動に及ぼす影響に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 524 号, pp.141-148, 1999.10
- 3.14) Yoshimura K., Kikuchi K., Kuroki M., Liu L., Ma L. : Effect of wall reinforcements, Applied lateral forces and vertical axial loads on seismic behavior of confined concrete masonry walls , 12 WCEE, 2000.1
- 3.15) Aguilar G., Alcocer S.M. : Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales, Coordinación de Investigación Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia, CENAPRED, 2001
- 3.16) 松本結貴, 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸, 野中嗣子, 古賀俊二, 金京泰, 板井利世 : 耐震的枠組組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 13)せん断スパン比と引張鉄筋比をパラメータとした実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.997-998, 2001.9
- 3.17) 板井利世, 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸, 野中嗣子, 古賀俊二, 金京泰, 松本結貴 : 組積造壁体の耐震性向上に関する実験的研究(その 3)3 次元試験体の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.995-996, 2001.9
- 3.18) 金京泰, 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸, 野中嗣子, 松本結貴, 板井利世 : 組積造壁体の耐震性向上に関する実験的研究(その 4)2 次元及び 3 次元試験体の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1055-1056, 2002.8
- 3.19) 松本結貴, 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸, 野中嗣子, 金京泰, 板井利世 : 耐震的枠組組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 14)拘束柱の主筋量をパラメータとした壁体の水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1053-1054, 2002.8
- 3.20) 吉村浩二, 金京泰 : 枠組煉瓦組積造壁体の耐震性能向上に関する実験的研究—断面形状・鉛直軸力および水平補強筋が壁体の耐震挙動に及ぼす影響—, 日本建築学会構造系論文集, 第 571 号, pp.169-176, 2003.9
- 3.21) Wangdi R., Yoshimura K., Kikuchi K., Kuroki M., Nonaka H., Kim K.T., Matsumoto Y., Oshikata A. : Experimental study for developing seismic confined brick masonry walls Part 5. Effects of vertical axial loads on three dimensional specimens with horizontal and connecting bars, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, pp.1067-1068, 2003.9
- 3.22) 金京泰, 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸, 野中嗣子, 松本結貴, Wangdi R., 押方文沙 : 組積造壁体の耐震性向上に関する実験的研究(その 6)断面形状・鉛直軸力および水平補強筋が壁体の耐震挙動に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1069-1070, 2003.9
- 3.23) 松本結貴, 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸, 野中嗣子, 金京泰, リーザン ワンディ, 押方文沙 : 耐震的枠組組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 15)水平荷重の加力点高さが高い条件におけるせん断破壊型試験体の水平加力実験, 日本建築学会大

会学術講演梗概集, pp.1071-1072, 2003.9

- 3.24) Yoshimura K., Kikuchi K., Kuroki M., Nonaka H., Kim K.T., Wangdi R., Oshikata A. : Experimental study for developing higher seismic performance of brick masonry walls, 13 WCEE, Paper No. 1597, 2004.8
- 3.25) 寒倉文子, 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸, 野中嗣子, 金京泰, 押方文沙 : 組積造壁体の耐震性向上に関する実験的研究(その 7)水平荷重の加力点高さが高い条件における 2 次元試験体の水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.997-998, 2004.8
- 3.26) 押方文沙, 吉村浩二, 菊池健児, 黒木正幸, 野中嗣子, 金京泰, 寒倉文子 : 組積造壁体の耐震性向上に関する実験的研究(その 8)水平荷重の加力点高さが高い条件における 2 次元試験体の水平加力実験結果の考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.999-1000, 2004.8
- 3.27) Yoshimura K., Kikuchi K., Kuroki M., Nonaka H., Kim K.T., Wangdi R., Oshikata A. : Experimental study on effects of height of lateral forces, Column reinforcement and wall reinforcements on seismic behavior of confined masonry walls, 13 WCEE, Paper No.1870, 2004.8
- 3.28) Treviño E.L., Alcocer S.M., Flores L.E., Larrua Q.R., Zárate J.M., Gallegos M.L. : Investigación experimental del comportamiento de muros de mampostería confinada de bloques de concreto sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles reforzados con acero de grados 60 y 42, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural ,2004
- 3.29) 寒倉文子, 菊池健児, 黒木正幸, 野中嗣子, 豊留雅裕 : 耐震的枠組れんが組積造壁体の開発に関する実験的研究(その 10)水平補強筋量をパラメータとした 2 次元試験体の実験概要および結果, 日本建築学会九州支部報告集, 第 45 号, pp.549-552, 2006.3
- 3.30) 寒倉文子, 菊池健児, 黒木正幸, 野中嗣子, 豊留雅裕 : 組積造壁体の耐震性向上に関する実験的研究(その 11)水平補強筋量をパラメーターとした 2 次元試験体の実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.795-796, 2006.9
- 3.31) 峠貴道, 兼古学, 早崎登, 後藤康明, 北野敦則, 城攻 : 開口形状およびシア・スパン比が異なる RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に関する実験的検討(その 1)実験概要と破壊性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.791-792, 2006.9
- 3.32) 兼古学, 峠貴道, 早崎登, 後藤康明, 北野敦則, 城攻 : 開口形状およびシア・スパン比が異なる RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に関する実験的検討(その 2)荷重変形関係と耐力算定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.793-794, 2006.9
- 3.33) 兼古学, 後藤康明, 北野敦則, 城攻 : 開口形状およびシア・スパン比の異なる RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.457-462, 2006
- 3.34) Gouveia J.P., Lourenço P.B. : Masonry shear walls subjected to cyclic loading: Influence of confinement and horizontal reinforcement, North American Masonry Conference, pp.838-848,

2007.6

- 3.35) 境谷香奈, 峠貴道, 印部琢也, 後藤康明, 北野敦則, 城攻 : RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に対する各種の形状要因および補強方法の影響に関する実験的研究(その 1)試験体概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.977-978, 2008.9
- 3.36) 印部琢也, 峠貴道, 境谷香奈, 後藤康明, 北野敦則, 城攻 : RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に対する各種の形状要因および補強方法の影響に関する実験的研究(その 2)破壊性状・荷重変形関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.979-980, 2008.9
- 3.37) 林拓也, 小林英之, 宝剣真優美, 後藤康明, 北野敦則, 城攻 : RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に対する組積材特性および柱破壊形式の影響に関する実験的研究(その 1)試験体概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.901-902, 2009.8
- 3.38) 宝剣真優美, 小林英之, 林拓也, 後藤康明, 北野敦則, 城攻 : RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に対する組積材特性および柱破壊形式の影響に関する実験的研究(その 2)破壊性状・荷重変形関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.903-904, 2009.8
- 3.39) 小林英之, 林拓也, 宝剣真優美, 後藤康明, 北野敦則, 城攻 : RC 枠組組積造壁体のせん断抵抗に対する組積材特性および柱破壊形式の影響に関する実験的研究(その 3)耐力算定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.905-906, 2009.8
- 3.40) 須貝磨実, 印部琢也, 宮内淳一, 後藤康明, 北野敦則, 城攻 : RC 枠組組積造壁の耐震性能に対する目地強度および側柱破壊形式の影響に関する実験的研究(その 1)試験体概要・破壊性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.909-910, 2010.9
- 3.41) 宮内淳一, 須貝磨実, 印部琢也, 後藤康明, 北野敦則, 城攻 : RC 枠組組積造壁の耐震性能に対する目地強度および側柱破壊形式の影響に関する実験的研究(その 2)荷重変形関係・無開口試験体の最大耐力算定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.911-912, 2010.9
- 3.42) 黒木正幸, 菊池健司, 藤井嘉敬 : 窓型開口を有する枠組組積造壁体の補強法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.403-408, 2010
- 3.43) 村井伸太郎, 宝剣真優美, 後藤康明, 北野敦則 : 側柱挙動を考慮した RC 枠組組積造壁の耐震性能評価に関する実験的研究(その 1)試験体概要・破壊性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.919-920, 2011.8
- 3.44) 宝剣真優美, 村井伸太郎, 後藤康明, 北野敦則 : 側柱挙動を考慮した RC 枠組組積造壁の耐震性能評価に関する実験的研究(その 2)荷重変形関係・耐力算定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.921-922, 2011.8
- 3.45) 後藤康明, 宝剣真優美, 北野敦則, 城攻 : RC 枠組組積造壁の耐震性能に及ぼす組積材と目地強度及び側柱形状の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.433-438, 2011
- 3.46) Sigmund V., Matosevic Dj. : Testing of confined masonry walls with different connection details, 15 WCEE, 2012.9

- 3.47) Eshghi S., Sarrafi B. : Effects of construction methods on seismic behavior of confined masonry walls- An experimental study, 15WCEE, 2012.9
- 3.48) Cardenas L., Roy R., Estacio L., Zavala C. : Implementation of database of masonry walls test -Review of existing test data in Peru , Journal of Disaster Research, Vol.9, No.6, pp.993-1000, 2014
- 3.49) Olayo A.I.C. : Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia de muros de mampostería confinada, Tesis Que Para Optar Por El Grado de Maestro En Ingeniería, UNAM, 2015.8
- 3.50) Gavilan J.J.P., Flores L.E., Alcocer S.M. : An experimental study of confined masonry walls with varying aspect ratios , Earthquake Spectra, Vol.31, No.2, pp.945-968, 2015.5
- 3.51) Okail H., Abdelrahman A., Abdelkhalik A., Metwaly M. : Experimental and analytical investigation of the lateral load response of confined masonry walls, HBRC Journal, Vol.12, Issue 1, pp.33-46, 2016.4
- 3.52) Varela-Rivera J., Fernandez-Baqueiro L., Gamboa-Villegas J., Prieto-Coyoc A., Moreno-Herrera J. : Flexural behavior of confined masonry walls subjected to in-plane lateral loads, Earthquake Spectra, Vol.35, No.1, pp.405-422, 2019.2

[後積型枠組積造 (MI) 壁に関わる文献]

- 4.1) Zarnić R., Tomažević M. : The behaviour of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to cyclic lateral loading , 8WCEE, pp.863-870, 1984.7
- 4.2) Mehrabi A.B., Shing P.B., Schuller M.P., Noland J.L. : Performance of masonry-infilled R/C frames under in-plane lateral loads, Structural Engineering and Structural Mechanics Research Series, CU/SR-94/6, 1994.10
- 4.3) Mehrabi A.B., Shing P.B., Schuller M.P., Noland J.L. : Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames, Journal of Structural Engineering, 122(3), pp.228-237, 1996.3
- 4.4) Lafuente M., Molina A., Genatios C. : Seismic-resistant behavior of minor reinforced concrete frames with masonry infill walls, 12WCEE, 2000.1
- 4.5) 中澤敏樹, 今西達也, 東健二, 安居功二 : RM 構造を用いた増設耐震壁に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1543-1548, 2003
- 4.6) 崔琥, 中埜良昭, 真田靖士, 山内成人 : 無補強組積造壁を有する鉄筋コンクリート造実大架構の静的加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.1183-1188, 2004
- 4.7) 山内成人, 真田靖士, 高橋絵里, 中埜良昭 : RC 枠組積造を構成する非構造壁が構造躯体の耐震性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.925-930, 2007
- 4.8) 森浩二, 山内正明, 柏木隆男, 中澤敏樹 : 開口を有する RM 増設耐震壁に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1201-1206, 2008

- 4.9) 崔琰, 晋沂雄, 高橋典之, 中埜良昭 : 無補強組積造壁を含む RC 造架構の静的および動的載荷実験(その 5)静的載荷実験の概要および結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.907-908, 2009.8
- 4.10) 晋沂雄, 崔琰, 高橋典之, 中埜良昭 : 無補強組積造壁を含む RC 造架構の静的および動的載荷実験(その 6)梁変形の有無による架構の最大耐力の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.909-910, 2009.8
- 4.11) 蕪鉄盛史, 中澤敏樹, 佐藤武 : RM 増設耐震壁に関する実験研究 その 2 接着工法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.663-664, 2010.9
- 4.12) Baran M., Sevil T. : Analytical and experimental studies on infilled RC frames , International Journal of The Physical Sciences , Vol. 5(13), pp.1981 - 1998, 2010.10
- 4.13) Zovkić J., Sigmund V., Guljaš I. : Testing of R/C frames with masonry infill of various strength, 15WCEE, 2012.9
- 4.14) Grubišić M., Sigmund V. : Comparison of different strengthening techniques of damaged and weak reinforced-concrete frames, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, pp.1 - 8, 2014.8
- 4.15) Grubišić M., Sigmund V. : Experimental studies of single bay RC frames with strengthened masonry infill, Young Scientist 2014, 2014
- 4.16) Essa A.S.A.T., Badr M.R.K., El-Zanaty A.H. : Effect of infill wall on the ductility and behavior of high strength reinforced concrete frames, HBRC Journal , Vol.10, Issue 3, pp.258 - 264, 2014.12
- 4.17) Cavaleri L., Trapani F.D. : Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.65, pp.224-242, 2014.10
- 4.18) Schwarz S., Hanaor A., Yankelevsky D.Z. : Experimental response of reinforced concrete frames with AAC masonry infill walls to in-plane cyclic loading , Structures, Vol.3, pp.306-319, 2015.8
- 4.19) Jiang H., Liu X., Mao J. : Full-scale experimental study on masonry infilled RC moment-resisting frames under cyclic loads, Engineering Structures , Vol.91, pp.70 - 84, 2015.5
- 4.20) Gazić G., Sigmund V. : Cyclic testing of single-span weak frames with masonry infill, Gradevinar, Vol.68, No.8, pp.617-633, 2016.9
- 4.21) Basha S.H., Kaushik H.B. : Behavior and failure mechanisms of masonry-infilled RC frames (in low-rise buildings) subject to lateral loading, Engineering Structures , Vol.111., pp.233 - 245, 2016.3
- 4.22) Jin K., Choi H., Nakano Y. : Experimental study on lateral strength evaluation of unreinforced masonry-infilled RC frame, Earthquake Spectra, Vol.32, No.3, pp.1725-1747, 2016.8

- 4.23) Suzuki T., Choi H., Sanada Y., Nakano Y., Matsukawa K., Paul D., Gülkan P., Binici B. : Experimental evaluation of the in-plane behaviour of masonry wall infilled RC frames, *Bulletin Earthquake Engineering*, Vol.15, pp.4245-4267, 2017.4
- 4.24) Maidiawati, Sanada Y. : R/C frame-infill interaction model and its application to Indonesian buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.46, pp.221-241, 2017
- 4.25) Gazić G., Sigmund V. : Seismic assessment of weak masonry infilled r/c frames, 16WCEE, Paper No. 1682, 2017.1
- 4.26) Dautaj A.D., Kadiri Q., Kabashi N. : Experimental study on the contribution of masonry infill in the behavior of RC frame under seismic loading, *Engineering Structures*, Vol.165, pp.27 - 37, 2018.6
- 4.27) Peng Q., Zhou X., Yang C. : Influence of connection and constructional details on masonry-infilled RC frames under cyclic loading , *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.108, pp.96 - 110, 2018.5
- 4.28) Ma X., Ma J., Yue Y. : Experimental and numerical investigation on seismic performance of a hybrid RC frame system with stiffened masonry wall, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 16, pp.600 - 614, 2018.12
- 4.29) Sanada Y., Maidiawati : Modeling of interactions between RC columns and masonry infill in buildings with a column-sway mechanism, *Japan Architectural Review*, Vol.1, No.1, pp.109-117, 2018.1
- 4.30) Haris I., Farkas G. : Experimental results on masonry infilled RC frames for monotonic increasing and cyclic lateral load, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Paper 10715, pp.1-11, 2018.
- 4.31) Dautaj A.D., Muriqi A., Krasniqi C., Shatri B. : Shear resistance of masonry panel in infilled RC frames, *International Journal of Advanced Structural Engineering*, Vol.11, pp.165 - 177, 2019.4
- 4.32) Alwashali H., Sen D., Jin K., Maeda M. : Experimental investigation of influences of several parameters on seismic capacity of masonry infilled reinforced concrete frame, *Engineering Structures*, Vol.189, pp.11-24, 2019.6
- 4.33) Van T.C., Lau T.L. : Experimental evaluation of reinforced concrete frames with unreinforced masonry infills under monotonic and cyclic loadings, *International Journal of Civil Engineering*, Vol.19, pp.401-419, 2020.9

#### [鉄筋コンクリート造 (RC) 壁に関わる文献]

- 5.1) 広沢雅也, 後藤哲郎 : 軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり(その1 矩形断面をした耐力壁の実験結果), *日本建築学会大会学術講演梗概集*, pp.817-818, 1971.11
- 5.2) 東端泰夫, 山口育雄, 菅野俊介, 長嶋俊雄, 藤村勝 : 既存中低層 RC 建物の耐震補強方



- 法に関する研究(その 1 概要および実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1451-1452, 1978.9
- 5.3) 藤村勝, 山口育雄, 菅野俊介, 東端泰夫, 長嶋俊雄 : 既存中低層 RC 建物の耐震補強方法に関する研究 (その 2 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1453-1454, 1978.9
- 5.4) 外村憲太郎, 最上達雄, 吉崎征二, 江崎哲朗 : 多数の小開口を持つ鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形 その 1 開口の配置と寸法の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1645-1646, 1980.9
- 5.5) 吉崎征二, 外村憲太郎, 江崎哲朗, 是永健好 : 多数の小開口を持つ鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形 その 2 開口配置と寸法の影響 II, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1623-1624, 1981.9
- 5.6) 外村憲太郎, 吉崎征二, 江崎哲朗, 是永健好 : 多数の小開口を持つ鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形 その 3 開口補強の効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1625-1626, 1981.9
- 5.7) 青山博之, 加藤大介, 勝俣英雄 : 増設 RC 耐震壁の耐力と変形能の評価に関する実験的研究 (その 1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1407-1408, 1982.10
- 5.8) 青山博之, 加藤大介, 勝俣英雄 : 増設 RC 耐震壁の耐力と変形能の評価に関する実験的研究 (その 2 実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1409-1410, 1982.10
- 5.9) 千葉脩, 羽鳥敏明, 柳下和男, 福沢六朗, 渡部丹, 久保哲夫 : 建屋の復元力特性に関する研究 その 8:高配筋耐震壁に関する実験(実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1509-1510, 1983.9
- 5.10) 羽鳥敏明, 千葉脩, 柳下和男, 福沢六朗, 渡部丹, 久保哲夫 : 建屋の復元力特性に関する研究 その 9:高配筋耐震壁に関する実験(補強筋量の影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1511-1512, 1983.9
- 5.11) 柳下和男, 千葉脩, 羽鳥敏明, 福沢六朗, 渡部丹 : 建屋の復元力特性に関する研究 その 10:高配筋耐震壁に関する実験(軸応力及びシャースパン比の影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1513-1514, 1983.9
- 5.12) 吉崎征二, 外村憲太郎, 是永健好 : 多数の小開口を持つ鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形 その 5 開口間 X 補強の効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1539-1540, 1983.9
- 5.13) 外村憲太郎, 吉崎征二, 是永健好 : 多数の小開口を持つ鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形 その 6 開口配置と寸法の影響 III, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1541-1542, 1983.9
- 5.14) 加藤大介, 勝俣英雄, 青山博之 : 無開口後打耐震壁の耐力の評価に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 337 号, pp.81-89, 1984.3
- 5.15) 柳下和男, 千葉脩, 渡部丹, 羽鳥敏明, 福沢六朗, 久保哲夫 : 建屋の復元力特性に

- 関する研究 その 21:高配筋耐震壁に関する実験(継続実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2375-2376, 1984.10
- 5.16) 本岡順二郎, 安達洋, 岡田満, 浜原正行 : 鉄筋コンクリート造耐震壁の破壊機構に関する実験的研究, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.6, No.0, pp.701-704, 1984
- 5.17) 徳広育夫, 三谷勲, 宮崎博茂 : 周辺架構の構造形式が異なる耐震壁の破壊性状とせん断耐力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 355 号, pp.88-98, 1985.9
- 5.18) 徳広育夫, 小野正行 : 壁厚の異なる有開口耐震壁の実験的研究(その1 実験概要とひび割れ性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.203-204, 1985.10
- 5.19) 徳広育夫, 小野正行 : 壁厚の異なる有開口耐震壁の実験的研究(その2 終局耐力と変形状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.205-206, 1985.10
- 5.20) 城内哲彦, 涌井 俊秋, 寺岡勝, 田中清 : せん断破壊する SFRC 耐震壁の実験的研究, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol.8, No.0, pp.705-708, 1986
- 5.21) 東端泰夫 : 壁板の局部破壊を誘発する目地を用いた鉄筋コンクリート耐震壁に関する研究-水平加力実験-, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 375 号, pp.73-82, 1987.5
- 5.22) 徳広育夫, 小野正行, 松田寿一, 久徳琢磨 : 鉄筋コンクリート造無開口耐震壁と有開口耐震壁の弾塑性性状の比較, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 30 号, pp.313-316, 1988.3
- 5.23) 荒井康幸, 荒川卓, 溝口光男, 近藤 智則 : 鉄筋コンクリート連層耐震壁の耐力と変形状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10, No.3, pp.391-396, 1988
- 5.24) 小野正行, 徳広育夫 : 壁厚の異なる鉄筋コンクリート造有開口耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.599-600, 1989.10
- 5.25) 壁谷澤寿海, 木村匠 : 鉄筋コンクリート耐震壁の開口による終局強度低減率, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.585-590, 1989
- 5.26) 佐藤和英, 東浦章, 久保哲夫, 渡部丹 : 高配筋耐震壁の復元力特性に及ぼす開口の影響 その 1 水平加力実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 418 号, pp.39-48, 1990.12
- 5.27) 江崎文也 : せん断型変形を受ける耐震壁の靱性改善のための補強法に関する実験的研究 側柱端部を鋼管で局部補強した場合, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 426 号, pp.15-24, 1991.8
- 5.28) 吉崎征二, 金田和浩 : 新補強法を用いた鉄筋コンクリート耐震壁の性状, コンクリート工学論文集, 第 3 巻, 第 1 号, pp.23-31, 1992.1
- 5.29) 大岡 督尚, 橘高 義典, 小林 康人, 宮下真一 : 廃ガラス発泡骨材を用いたコンクリート耐震壁の破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, pp.1219-1224, 1999

- 5.30) 益尾潔, 杉本敏和, 小宮敏明, 太田実香 : 実仕様による接着系アンカーを用いた RC 増設耐震壁の補強効果, コンクリート工学論文集, 第 11 巻, 第 2 号, pp.73-82, 2000.5
- 5.31) 松本智夫, 西原寛, 小林和義 : 既存架構に PCa コッターを接着した増設耐震壁の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1627-1632, 2000
- 5.32) 杉山智昭, 松崎育弘, 中野克彦 : 非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 551 号, pp.111-118, 2002.1
- 5.33) 白都 滋, 渡部 憲, 磯 雅人, 大岡督尚 : ビニロン短繊維補強モルタルを用いた耐震壁の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.529-534, 2002
- 5.34) 津田和明, 杉本訓祥, 江戸宏彰 : 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の曲げ及びせん断ひびわれ幅の算定法 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の性能評価手法に関する研究 (その 2), 日本建築学会構造系論文集, 第 575 号, pp.97-104, 2004.1
- 5.35) 真田靖士, 村瀬正樹, 壁谷澤寿海 : 鉄筋コンクリート造耐震壁の局所せん断力・軸力の計測実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.451-456, 2005
- 5.36) 村瀬正樹, 壁谷澤寿海, 真田靖士, 五十嵐俊一 : ポリエステル製繊維シートを用いた鉄筋コンクリート壁の耐震補強に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.1075-1080, 2005
- 5.37) 萩尾浩也, 木村耕三, 勝俣英雄 : CFRP 板を用いた既存耐震壁の新規開口補強に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1543-1548, 2006
- 5.38) 真田靖士, 壁谷澤寿海 : 早期にせん断破壊する RC 耐震壁の局所せん断力から推察される水平力抵抗機構, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.53B, pp.95-100, 2007.3
- 5.39) 萩尾浩也, 栗田康平, 木村耕三, 勝俣英雄 : CFRP 板を用いた既存無開口耐震壁の補強に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1195-1200, 2007
- 5.40) 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海, 壁谷澤寿一, 金裕錫, 東條有希子 : 鉄筋コンクリート造耐震壁の形状および補強がせん断強度に与える影響, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.54B, pp.423-428, 2008.3
- 5.41) 萩尾浩也, 栗田康平, 木村耕三 : CFRP 板を用いた偏在ドア開口耐震壁の補強に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1207-1212, 2008
- 5.42) ト部藍, 太田義弘, 門司陽二郎, 大塚真裕 : 大開口を有する RC 壁のせん断耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.439-444, 2009
- 5.43) 廣瀬泰三, 真田靖士, 佐島悠太 : 力の計測に基づく曲げ降伏先行型耐震壁の力学的弱点の抽出とその補強効果, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 号, 第 647 号, pp.203-212, 2010.1
- 5.44) 祖父江美枝, 高橋之, 真田靖士, 市之瀬敏勝 : 鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力と破壊性状における枠柱の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.427-432, 2010
- 5.45) 萩尾浩也, 津田和明 : 鉄筋コンクリート造中央有開口耐震壁のせん断変形成分の

実用的算定法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.457-462, 2011

5.46) 遠山誉, 高橋央, 若松希旭, 真田靖士 : RC 造耐震壁の側柱拘束による補強効果 補強方法の提案と実験的検証, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.58B, pp.33-40, 2012.3

5.47) 国立研究開発法人建築研究所 : 鉄筋コンクリート造構造実験データベースを用いた試験体検索システム, 2020

(URL: [https://www.kenken.go.jp/japanese/research/str/rc\\_str\\_expdb.html](https://www.kenken.go.jp/japanese/research/str/rc_str_expdb.html))

---

© 建築研究資料 第 205 号

令和 4 年 4 月 印刷・発行  
編集・発行 国立研究開発法人建築研究所

---

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで  
国立研究開発法人建築研究所企画部企画調査課  
〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地  
電話 (029) 864-2151(代)